本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 3 No. 10 '79. 10

本州四国連絡橋公団監修
APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

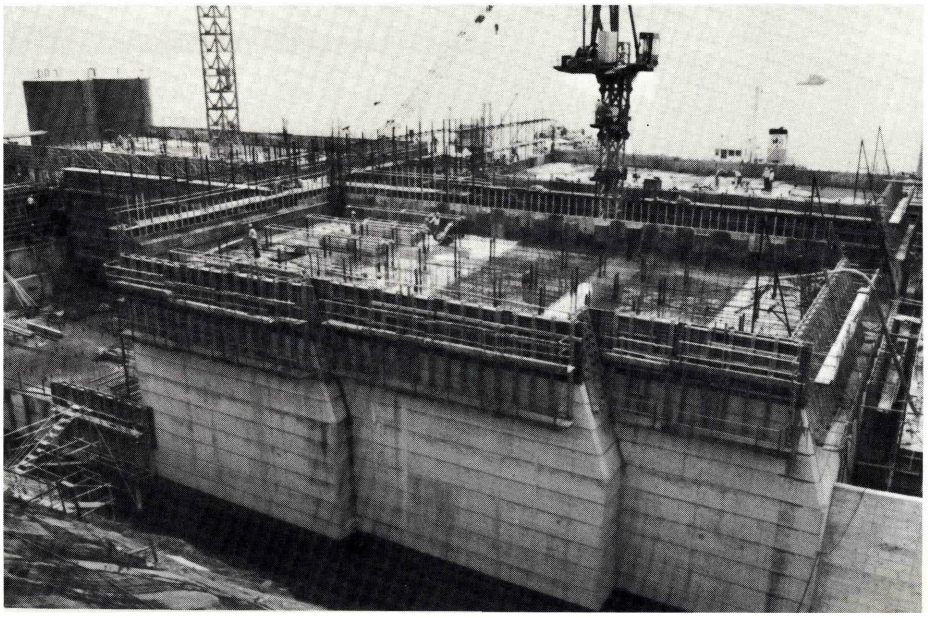
本四技報　第10号　目次

再び船上会談を	理　事	大富　宏	1
欧米長大橋視察報告(2)	参　与	多田安夫	2
舞子沖地質調査(その１)工事報告	第一建設局垂水工事事務所	神　弘夫	8
大鳴門橋多柱式基礎の施工報告	第一建設局鳴門工事事務所	遠藤武夫	14
	同　上	赤間　信	
因島大橋下部工工事報告	第三建設局向島工事事務所	竹内覚夫	20
	第三建設局建設第一課	平山純一	
大三島橋載荷試験	第三建設局計画課	村上憲司	26
本四技報総目次(No.1～No.10)			35
技術ニュース			37

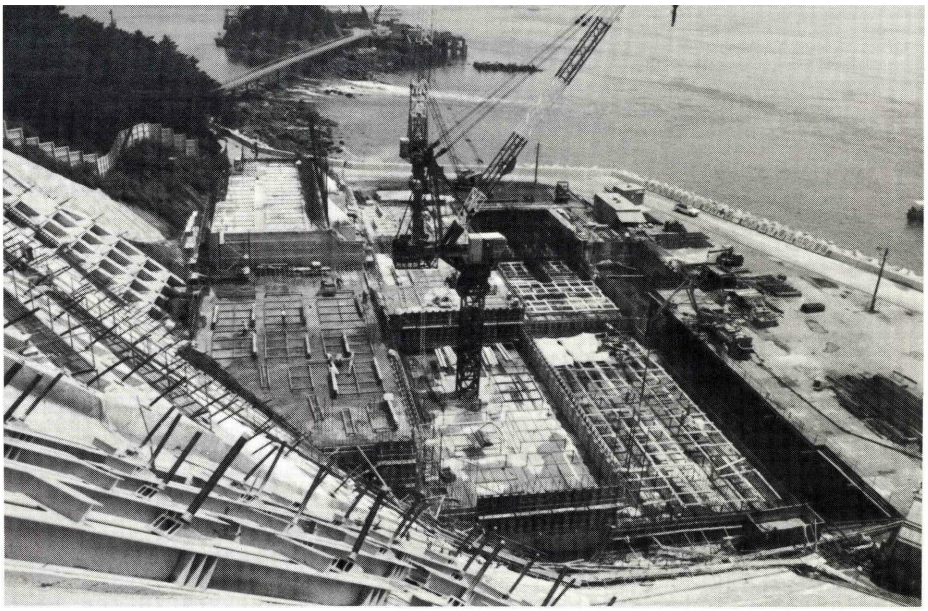
本四技報　第11号（55・１）掲載予定

- 大型疲労試験報告
- 埋蔵文化財調査
- ケーブルアンカーフレームの設計
- 鷲羽山の地質調査
- 和泉層群ののり面工
- 大鳴門橋アンカレイジ岩盤試験

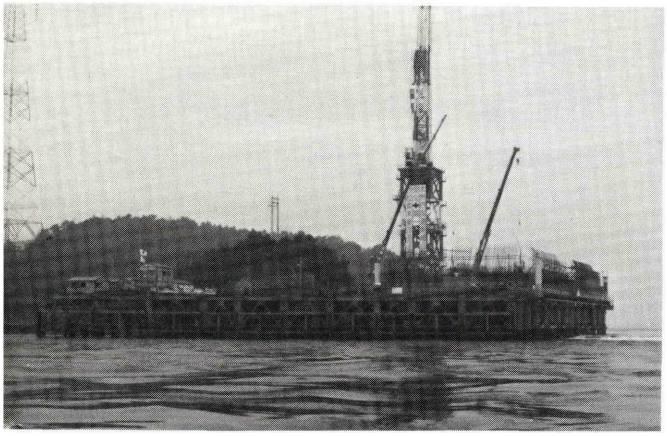
大鳴門橋下部工工事



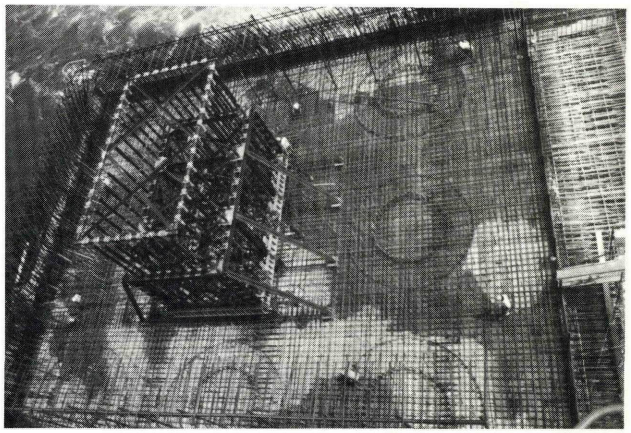
1Aアンカレイジ　(54年9月)



5Aアンカレイジ　(54年8月)

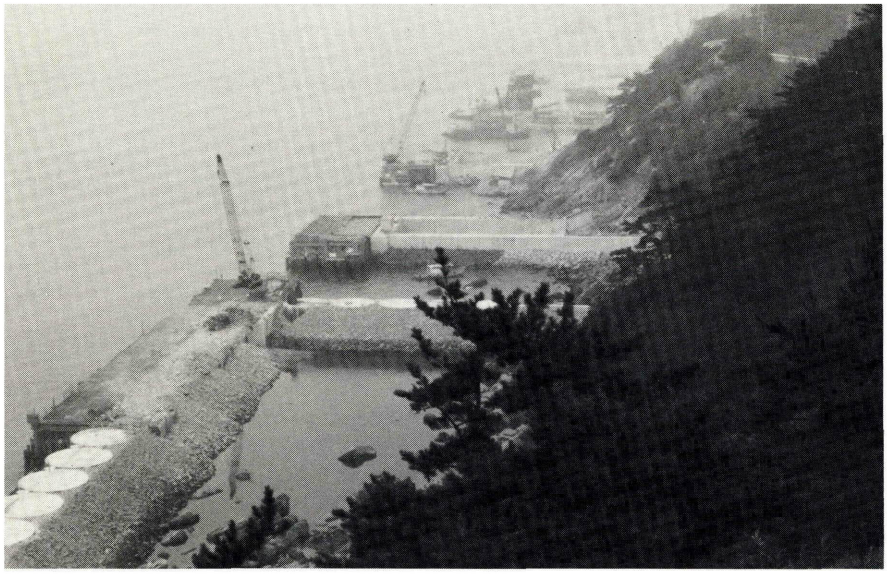


4P頂版の鉄筋作業　(54年8月)

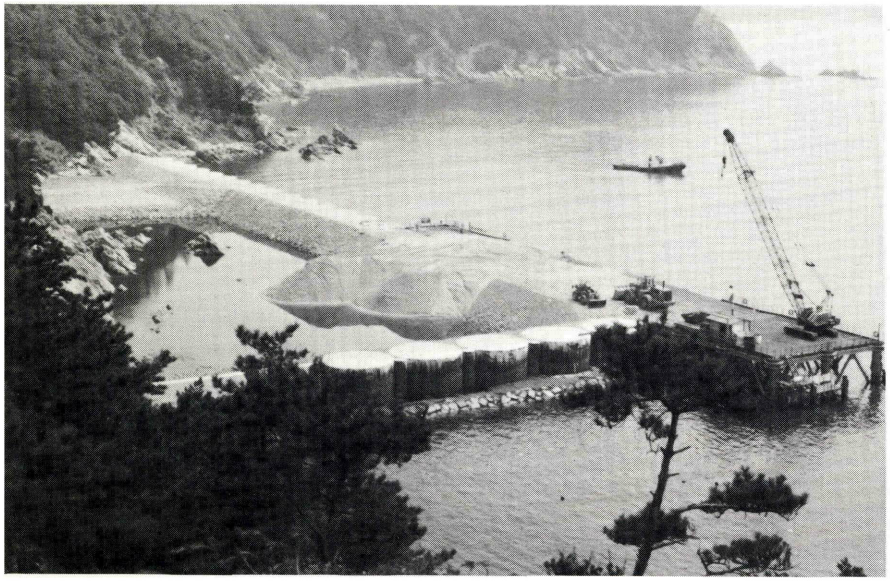


4P頂版の配筋
塔アンカーフレームが設置されている。　(54年9月)

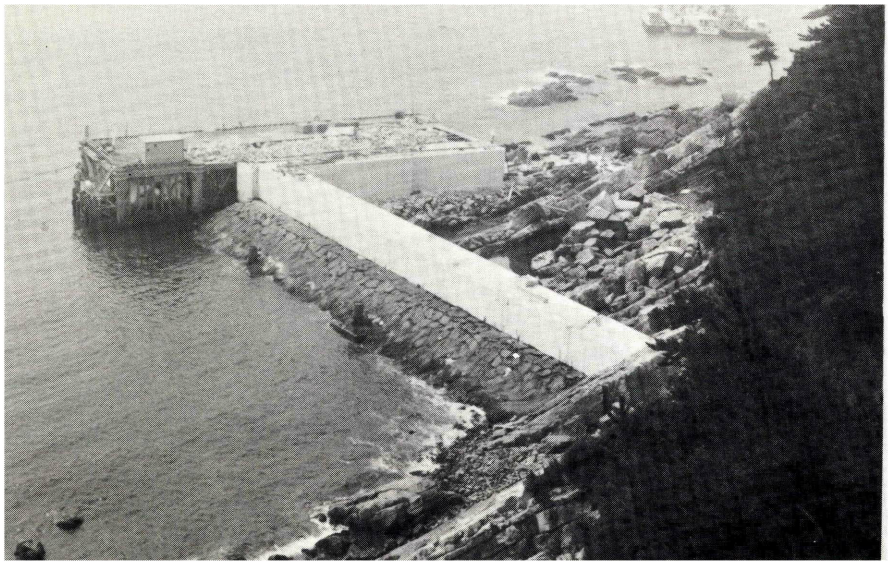
門崎高架橋工事



締切工事状況
　写真上方が鳴門海峡で大鳴門橋へと続いている。
　締切工事はほぼ完了した。
（54年8月）



2P・3P地点の作業ヤード
（54年8月）



7P基礎の締切り（54年8月）

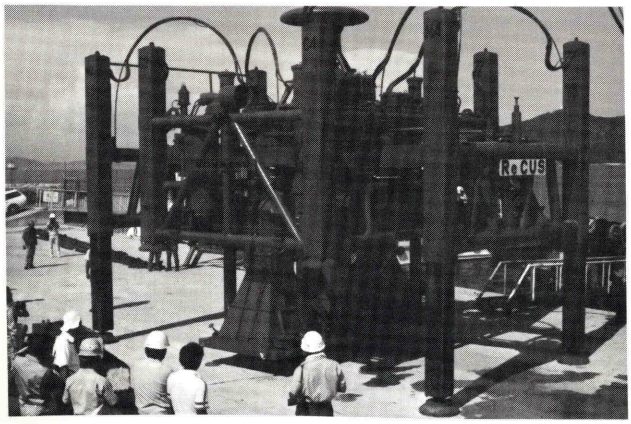
南北備讃瀬戸大橋工事



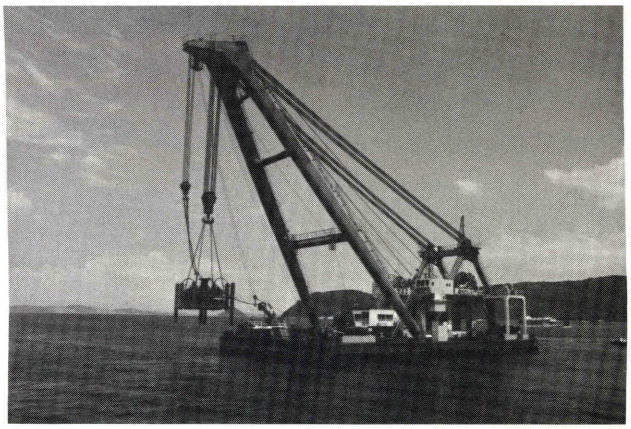
5P地点での大型グラブ船による海底掘削状況
（手前：大型グラブ船 第八関門号、向う側：押航土運船）
（54年8月）



与島土捨場全景
中央が与島塩田跡、下方は岸壁と揚土用のグラブ船及び押航土運船。北工区（3P、4A、5P）の掘削土砂にて上半分を埋立てる。残りは南工区（7A）の掘削土の一部をあてる。
（54年3月）



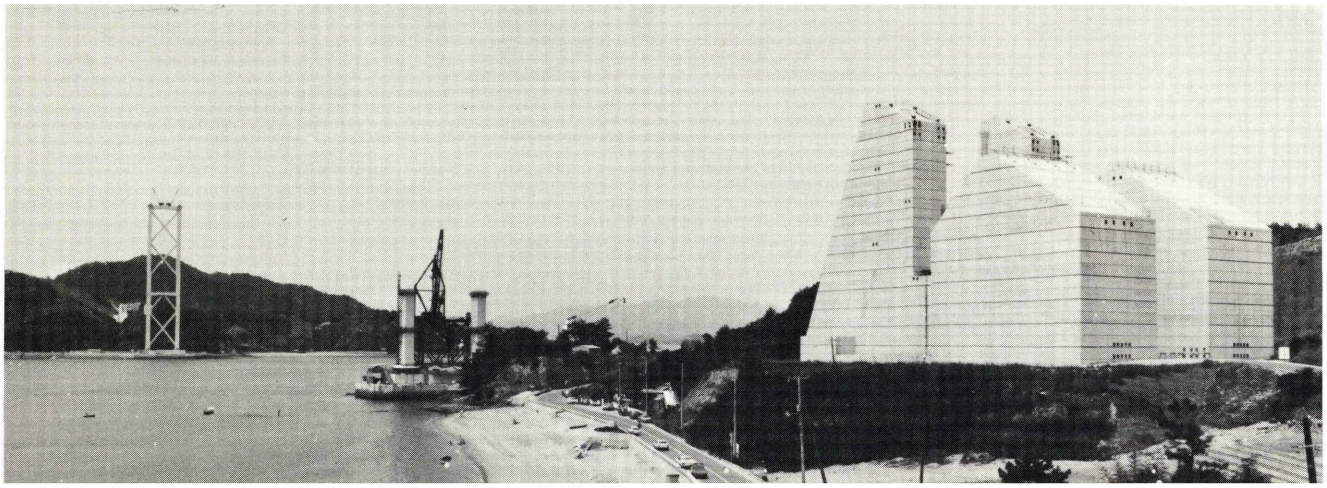
瀬居基地岸壁にて一般公開された海底調査潜水機・（ReCUS）
（4本の歩行脚に支えられた本体中央下部に3連のTVカメラ・スチールカメラ用クリヤサイト（清水）を充満した透視箱が見える。（54年8月））



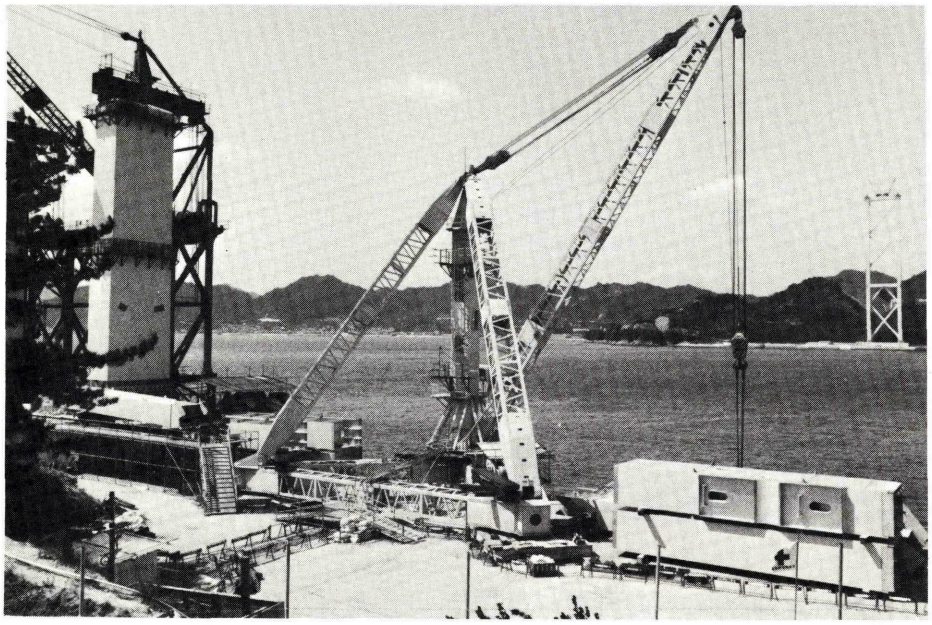
支援船・金剛（320t 吊クレーン付）により海中に吊下げられる海底調査潜水機（ReCUS）、7A海域付近にて海底状況を撮影。（54年8月）

因島大橋工事

塔工事

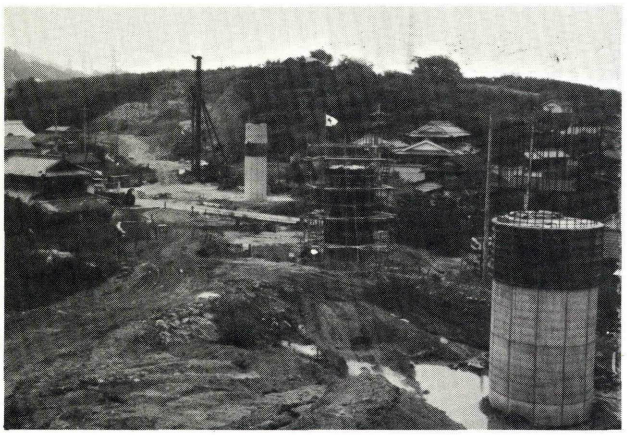


向島側アンカレイジ（1A）及び架設中の向島側主塔（2P）、向う側は架設を完了した因島側主塔（3P）　（54年8月）

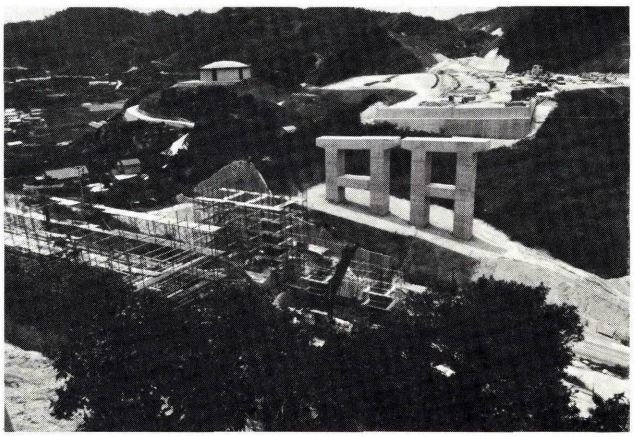


架設中の向島側主塔（2P）　（54年8月）

陸上部工事



第1江ノ奥高架橋（向島島内）　（54年8月）



大浜高架橋（因島島内）
下部工がほぼ完成している。
向う側は布刈PA予定地　（54年8月）

再び船上会談を

Second Meeting on Ship

理事 大富 宏
Hiroshi Ohtomi

1. 公団に職を奉じて間もなく、挨拶廻りをかねて、はじめて現地を訪れたとき、強く印象に残ったことがある。一つは、児島半島南端、鷲羽山頂に立ったとき、海を距てた坂出の工業地帯が、秋晴れに映えてアッと驚くほど指呼の間に見えたことであり、一つは、広島県庁から尾道に至る僅か80㎞の道のりに、いかにラッシュ時とはいえ、4時間近くもかかったことである。地元にとって悲願ともいうべき多年の「夢のかけ橋」とは、こんなにも身近かなものだったのか。わが国の建設技術と国富をして、どうして今日まで「夢」がかなえられなかったのか。それにしても、やがて尾道・今治ルートが取付くべき天下の国道2号線のこの混雑はどうしたことだろう。まして勝るとも思えない四国の道路事情を思いあわせると、本州・四国連絡ルート3本はバランスがとれているのだろうか。公団事業にまだ幾ばくの知識もなかった当時の私がいだいた卒直偽らざる疑問であった。

2. ここで興味深く想い起すのは、15年前の39年6月、河野建設大臣を主人公とする「船上会談」である。当事、九州地建総務部長であった私は、たそがれはじめた別府港の桟橋で大臣をお迎えしたが、11府県知事、3市長、議会議長、政府関係局長等約80人を従えて、「くれない丸」のデッキから悠然と降りてこられる河野大臣の偉容は、今に忘れられない。

神戸から別府まで、航路筋を実地視察しながら、国と地元行政責任者が、船上で瀬戸内海総合開発の方向を考えようというまことに演出効果満点の会議であったが、報道によれば、中心議題となった本四架橋をめぐって激論が斗わされたという。香川県知事が、「技術的にどのルートが容易か、どのルートが四国全体の発展にプラスになるかという立場から、全候補ルートを調査して欲しい。できたら三本同時着工を」と要望したのに対して、大臣は、「私が建設大臣でいる限り、明石・鳴門ルートを優先して実施する。」と激怒されたという。

本四ルートが正式に決定されるためには、これから10年待たねばならなかったが、もし仮りに、この時地元知事達が、「先陣争い」をしないで、足並み揃えて現実的な要望をもって船上会談にのぞんでいたら、実力大臣はどのような断をくだしていただろうか。

3. ところで、48年10月には、工事実施認可も得て、晴れて同時着工するばかりになっていた「3ルート」の影がうすれ、石油ショックによる総需要抑制策の手前、一時の便法として考えられた筈の「1ルート3橋」の方がいつの間にか独り歩きして、経済情勢激変の今日でもいかにも原則かのように云われるのはどうしたことだろうか。追加橋が出ると、「なしくずし」と云われ、公共事業抑制ムードになると、代表的大プロとして、バッサリやられるかもしれないというおどしもこのでんである。

この責めは、多分に三全総に由来するように思われる。本四架橋について、三全総は、「当面、早期完成を図るルートとして、児島・坂出ルートとし」と記述するにとどめ、他の2ルートについては付言していない。しかも架橋の性格を全国幹線交通体系の一環として、単に「本州・四国の連絡」とし、瀬戸内海圏域計画と切りはなして扱ったことに問題があるようである。重要なことは、三全総が瀬戸内海地域を、「基幹資源型工業の過度集中状況にかんがみ、極力新規立地を抑制する。」として、高度経済成長政策のもとで、「瀬戸内海」が、大阪圏、中国、四国、九州各地域それぞれの公害たれ流し排水溝となってしまった誤りから一歩も出ていないことである。いうまでもなく、瀬戸内海は、世界に比類ない天下の景勝であり、貴重な漁業資源の宝庫であるのみならず、古来わが国文化・産業発達史上いわば「シルクロード」の役割りを担ってきたのであり、瀬戸内海地域は、文化的、社会的、経済的にも瀬戸内海によって有機的に結ばれた運命共同体ではなかったか。それが、いつのまにか国土計画上、大阪圏と其の他地域に分断され、それぞれ独自の産業政策展開の中で、「瀬戸内海」が埋没してしまったのである。

4. 21世紀をのぞむ今後の国土計画が、「定住構想」を戦略として新しい都市化時代に対処しようとするならば、この歴史的瀬戸内海地域を東京一点集中の東に比敵しうる力強い圏域に復権することが急がれるであろう。そしてその再構築された圏域計画の中で、本四架橋3ルートは、沿岸筋の縦横断自動車道等交通体系と密接不可分の大動脈として、はじめて正当な位置付けを見出されるであろう。

最後に、私は、新生瀬戸内圏のために提唱したい。「再び、船上会談を」。今度は「先陣争い」ではなくて、運命共同体の共同方向をさぐるために。

欧米長大橋視察報告(2)

Researching Report on Long Span Bridge in Europe and U.S.A. (2)

常任参与 多田安夫
Yasuo Tada

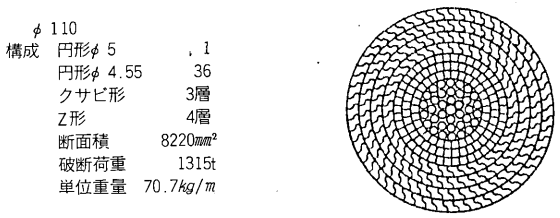
5．ケールブラント橋の斜張ケーブル取替工事

1974年9月に供用された本橋の斜張ケーブルに発錆のきざしが見えたのは1976年初めであった。西ドイツにおける輝かしい斜張橋技術の蓄積の上に設計施工された橋だけにその原因と対策は我々にとって大変参考になるものなので、管理者のハンブルグ市河川港湾局を訪問することにしたがこういう問題にもかかわらず同局では心よく応対していただいた。発錆以来請負者と当局側の懸命な対策検討の結果88本のロープ全部を取替える作業中であり担当のザイラー技師の熱心な説明と相俟って貴重な調査をすることができた。以下は同氏から頂いた資料と説明をもとにまとめたものである。

5.1 ケールブラント橋の概要 1)

全体的には文献[1]に出典とともに抄録があるのでそれを参照していただくこととし、ここでは斜張ケーブル関係について述べる。

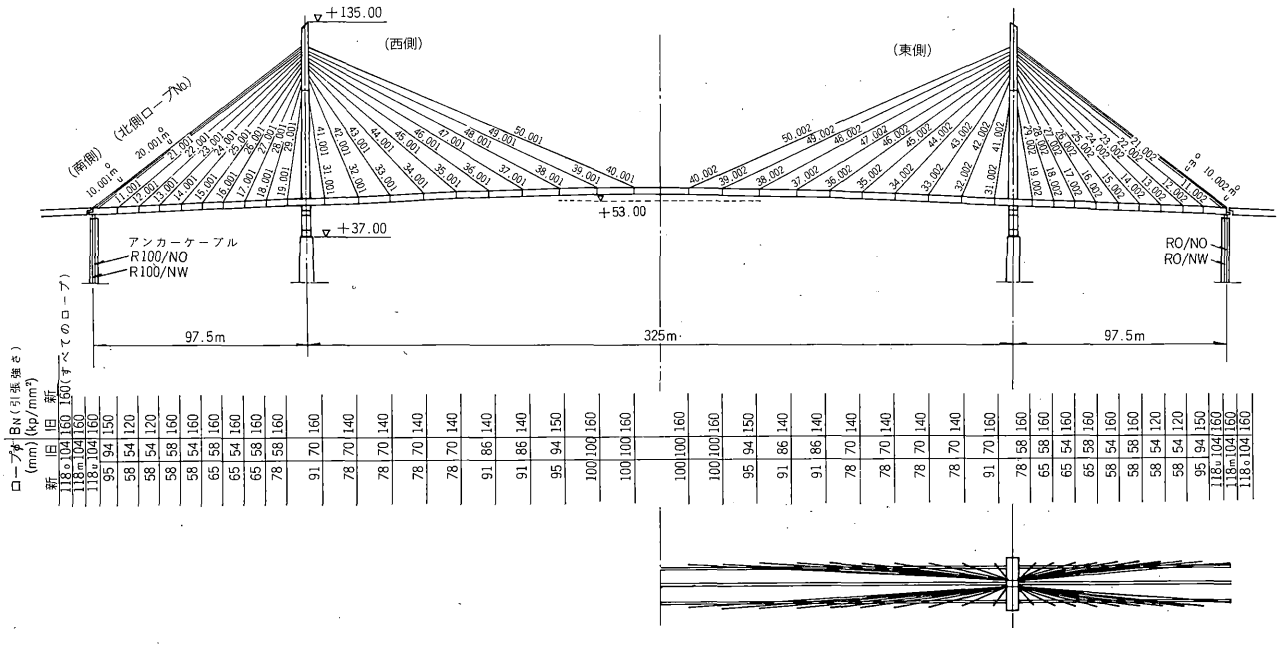
架橋位置はエルベ河支川の南エルベ川がエルベ河に入る付近のハンブルク港内である。したがって船舶航行のため橋下高は53m ある。このため上部構造は北海からの海風と工業都市ハンブルグの大気中にさらされていて風の影響、腐食環境としてはライン河に架かる橋梁に比べはるかにきびしい条件である。



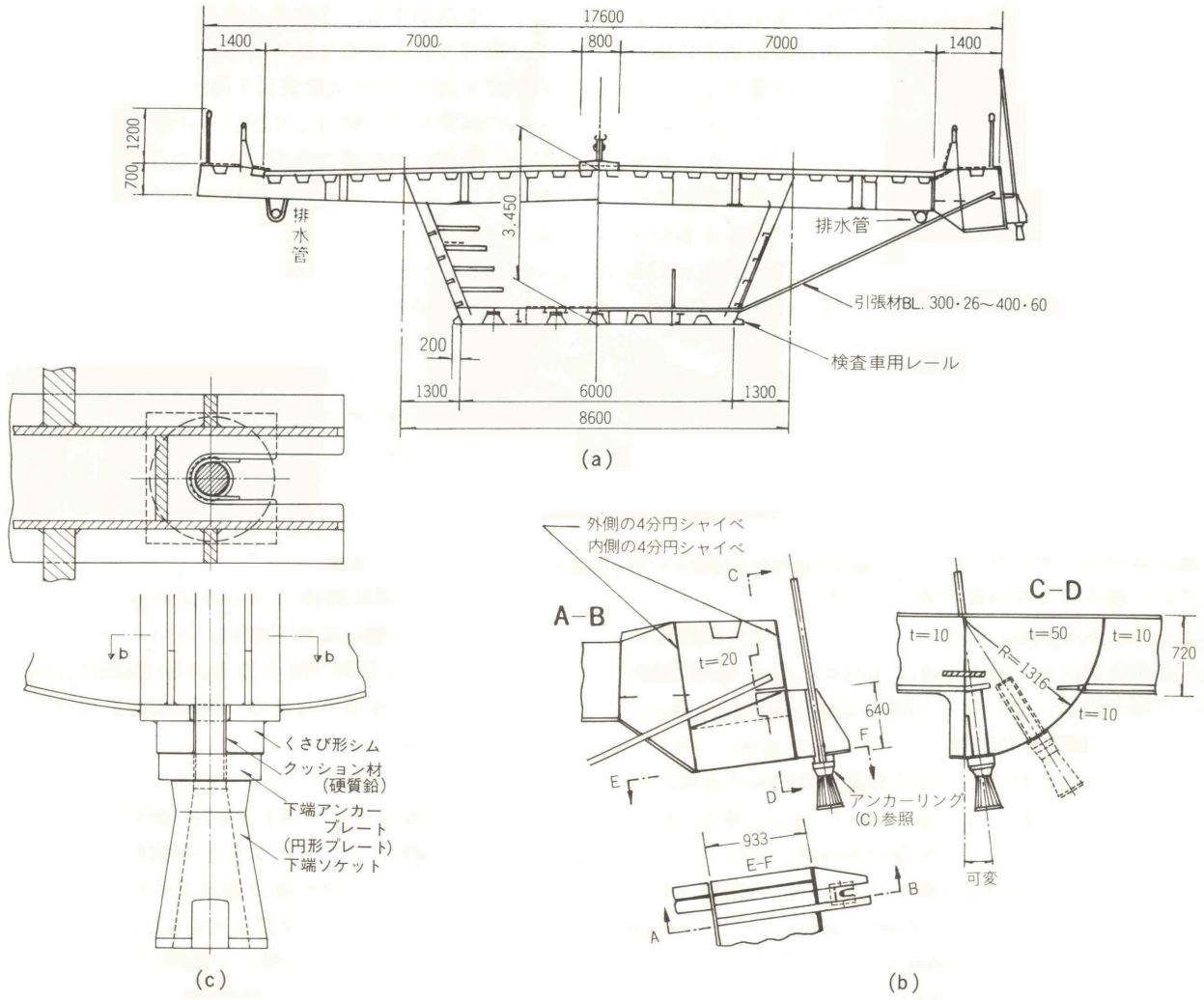
図— 2 ケールブラント橋の斜張ケーブル用φ110mm ロックドコイル断面

ケーブル配置は図— 1 に示すように片側1基の塔に片面22本づつで88本が配置されている2面多段ケーブル方式である。端ケーブルのみ3本のロープを用いている。ロープは何れも西ドイツ特有の特許ロックドコイルロープで図— 2 のような断面である。φ104のときはZ断面層は3層、φ54のときは2層である。ソケットメタルは Za-mark といい、これも Zinc 主体のドイツ特有のものである。旧ロープは防食は塗装のみで亜鉛めっきされていない。これは文献[2]にもあるようにドイツでは珍らしいことでない。

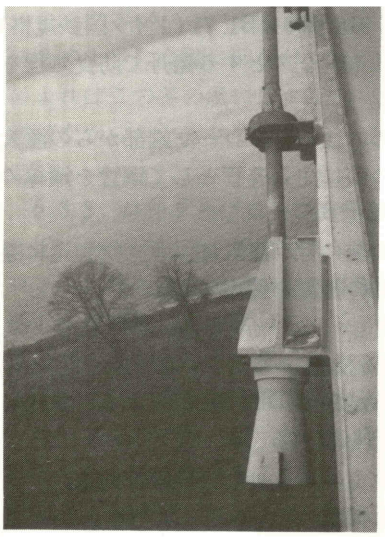
ケーブルの主桁定着部は図— 3 及び写真— 1 に示すよ



図— 1 ケールブラント橋の斜張ケーブル配置と新旧ケーブル対比



図－3　ケールブラント橋の斜張ケーブル主桁定着部構造



写真－1
ケールブラント橋の斜張ケーブル主桁定着部構造

うにソケット前面でケーブルが容易に曲げをうけやすい構造であり、又日照風雨に対して被覆されていないのは、吊橋のハンガー定着部と同様といえよう。

5.2　斜張ケーブルの腐食状況とその原因調査

腐食は供用後1年半あまりの1976年初めに主桁定着部に近い部分に発錆がみられ、一部ふくらんだことから入念な検査を行い5本のケーブルに異常があることが判明した。しかし内部については調べようがなかったので、安全を期し全面取替にふみ切ったとのこと。私達の訪問したときは第1期工事として南側の38本を取替中であった。取外したケーブルを内部検査したところ切断しているのもあり、全面取替の判断はよかったといっていた。なお大事に致らぬ前に異常が発見できたのは、桁下面に管理車が設備されており、定期的に十分検査できたからで、今更ながら使い易い検査車の有用性を認識するとともに、的確な検査を実施しているシステムは参考に価する。

当局では調査と対策案を請負者の Thyssen AG（完成後、実際の請負者と合併し契約上の義務を継承した会社）及び本橋の設計審査コンサルタントのグラッスル技術事務所に検討させているが、検討は、(1)ケーブルの防食設計が適当であったがどうか (2)ケーブルの防食施工が適切であったか (3)ケーブルに設計時に考慮しなかった付加応力が加わり応力腐食を生じたのでないか。という項目に大別される。

5.2.1　ケーブルの防食設計と施工状況

(1)　防食設計

ケーブルの暴露環境はライン河の他の橋梁に比べ、上述のようにきびしい。とくに冬季の路面凍結防止に塩を散布するが、その塩水飛沫がケーブルに付着する。これに対し旧設計は素線が亜鉛めっきされていない上に塗装システムも通常のものであった。又ケーブルの桁定着部は図3—(c)に示すようにシムとロープとの間に硬質鉛のクッション材があり(一方はあいている)外部から水が入りにくい構造になっているが、ロープの中を伝わって入ってきた水はかえって排水しにくい構造となっている。これらのことから水とくに塩水や汚水が後述のような活荷重や風による振動によって捉進された塗膜のひびわれから浸入しソケットメタル上部の内部に溜って腐食に致ったのでないかとみられている。又上記の振動による付加応力によって腐食がさらに増進されたものと推論している。

施工状況は、ザイラー氏の言によれば製作後現場に搬入された後さしたる防錆処置がなく野ざらしになっていたということである。したがってロープ内部は架設時に既に湿潤状態にあったとも考えられる。そして架設後次第に下端定着部に水となって溜ったおそれがある。

5.2.2 付加応力の検討

ロープの付加応力としては活荷重によるものと風の影響によるものを検討している。これについて調査を行ったグラッスル事務所からの報告[3]があるが、それによると、活荷重に対するものは計算でも大きい応力変動（DIN 1072の車道活荷重により、$\triangle\sigma p=2.580\ kg/cm^2$）のある図—1に示す19002($\phi$58)、31002($\phi$70)の2本のケーブルの活荷重によるひずみ測定を行って検討している。載荷活荷重は円滑な交通流のピーク時と通常時及び影響線の長さ180mに4車線にわたり全面載荷する交通渋帯時の3種類である。

風によるものは、12001、13002、15002、36001、35001の5本について振動振幅を測定してソケット近傍の曲げ応力を推定している。

これらから使用年数を60年として応力のくり返し回数を推定し、ロープの引張強さ160kg/mm^2、疲れ強さ10kg/mm^2（Wöhler 線を用いている）としてその安全性を論じているが、ロープの破断は風の振動によるものが最も影響が大きく腐食を考慮すれば数年またずに破断してもおかしくないと述べている。なお、この応力は減衰効果があれば効果的に減小することも指摘している。

以上のことから、原因はケーブル防食設計と施工の不備、風によるケーブル振動に起因する付加応力とその繰返しに対するケーブル断面不足と推定したようである。

5.3 改善策と施工状況

改善は、上述のような問題認識から、(1)疲れ強さの不足するケーブルについてはロープ径の増加、素線引張強さの引上げなどによるロープ耐荷力の増大 (2)素線は亜鉛めっきするとともにロープは水の浸入しない新塗装システムを採用する。(3)塗装は塗装ふんい気と塗装作業を十分管理できる設備を設けて実施する。(4)風による振動の減衰をはかるため減衰装置を取付ける。（ロープ耐荷力はこの減衰を予め期待して設計）の項目にまとめられている。取替は内部腐食状況が把握できないことと原因調査の結果、すべてのケーブルについて腐食のおそれがあることが判明したので88本全部を取替えることになった。

5.3.1 ロープ耐荷力の改善

ロープは図—1に示したように、必要に応じ径を増加さすとともに引張強さをすべて160kg/mm^2としている。

新らしいロックドコイルロープ（以下LCRという）の納入技術仕様書[4]のうち主なものは次のとおり。章節番号は原文のもの。

A．素線

1．品質

1.2 素線

丸線は DIN 2078 による冷間伸線とする。その径は0.71mm下廻ってならない。

異形線は DIN 779 による。その断面は公称に対して—2％～＋5％とする。断面検査に用いる密度は7.85kg/dm^3とする。

LCR を構成するすべての素線の引張強さは1570 N/mm^2(160kg/mm^2) 以下とする。亜鉛めっき鋼線に対しては鋼断面について公称引張強さを適用する。

外側の2層の異形線は溶融亜鉛めっき鋼線とする。亜鉛付着量は280g/m^2以上とするが430g/m^2をこえてはならない。（丸線と等しい範囲に適用される。）

B．ロープ

1．品質

LCR により合わせる際に各層毎に DB-stoff-Nr. 671.05 nach TL 918 300×B1.71（ドイツ国鉄規格）、によってアマニ油をベースとする鉛丹で防食処理を施すものとする。

2．ソケット止めの後に行うロープ端部からの注入。

ソケット止めの前に注入導管として鋼管を鋼線の中央に入れる。

ソケット止めの後に行う注入は、ロープ製造に際して用いたと同様の物質を使用する。

3．品質検査

3.2 要求される検査

引張試験：引張試験は DIN 51201による。試験に際しては次の項目を調べる。

DIN 1073 6.5.1 によるロープの弾性係数。

ロープの実切断荷重。

ソケットメタル及びソケット内のロープ素線のすべり。

実切断荷重は計算荷重を8％下回ってもよい。

疲労試験：DIN 1073 による。

C．ソケットとソケット止め。

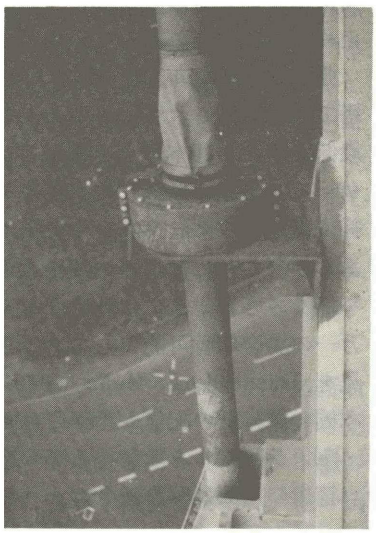
2．ソケット



(a) 写真提供：桜井



(b) 写真提供：桜井



(c)

写真－2　ケールブラント橋のケーブル振動減衰装置の試験

2.1　材料：DIN　17135 の A st 52-3とする。

3．ソケットメタル

DIN　1743による。メタル材料は Z 610を使用する。鋳込温度は450±10°Cとする。

以上のように外側2層を亜鉛めっきするとともに引張強さをあげ、塗装を入念にしている。ドイツでは文献[2]にみるようにLCRの全素線をめっきすることはなく外側の2線のみが多い。工事中の Düsseldorf flehe 橋も2層のみである。

5.3.2　減衰装置の取付け

減衰装置は、最適なものがわからないのでいろいろの案をテスト中とのことであった。フォルクスワーゲンのショックアブソーバーもその一つである。これらは写真－2のように高欄に取付けられている。4月の現地新聞によればこの冬の風にはダンパーが効果的に働いて、振動はなかったと報じているが、どの案かは不明である。

5.3.3　ロープ及びロープ定着部の防食対策

旧ロープの防食が不備であったという認識から前述のロープ自体の防食処理の他に外面塗装及びケーブル定着部の防食対策に意を用いている。その納入・検査技術仕様書[5]のうち主なものを記す。

(1)　ロープの下地処理

ロープ製作の際に使用した鉛丹のうちロープ表面についているものは拭きとる。

(2)　下塗塗装

緑色の FOLIC　PCR（ UNITECTA 社製。ポリウレタン－ジンクロメートをベースとする無溶剤型防錆プライマー）で、乾燥塗膜厚200μ、使用量400～450g/m²。この材料の調合時間は約24分と短いので電動攪拌機を使用のこと。

(3)　上塗第一層

約24時間の乾燥後に無煙炭色の FOLIC　ENA　MIO（U社製。ポリウレタン系の2液流動性無溶剤人造顔料）を厚さ200μ、使用量450～500g/m²で塗る。この材料の調合時間は約30分である。

(4)　上塗第二層

約24時間乾燥後橋梁の色彩の FOLIC　ENA　MIOを200μ、使用量450～500g/m²で塗る。調合は第一層と同様。

(5)　温度と湿度の管理

塗装作業の際ロープの表面は乾燥し湿気のない状態にする。このため気温と大気の相対湿度表を用いてロープの温度を決める。ロープの温度差は3°C以内とする。温度が4°C以下の場合は塗装してはいけない。この管理は全体が完全に硬化する5日間以上とする。

(6)　新取付部材

塔内のロープ上部定着部の分割支承板とカバーは下地処理の後ただちに亜鉛粉を顔料に含む塗料を30～40 μの厚さ塗る。下部定着部の支承板は亜鉛メタリコンとする。

(7)　振動抑制ダンパ取付部

取付部の鋼部分は亜鉛メタリコンとする。

(8)　ロープ下部の塩水、飛石等の影響のある部分。

ロープ定着部の上方1/2から車道面上10mの高さまでは FOLIC　ENA　MIO をさらに200μ塗る。ロープの下部領域はロープ架設後コンソールシャフトを取付けた後ポリウレタンジンクロメート注入剤を充填する。

定着部へのロープ導入部は定着部と一諸にカバーをつける。既設の部分も接触面は亜鉛粉入りの塗料を30～40 μの厚さに塗る。

(9)　材料はすべてドイツ国鉄検査要領によって検査する。ロープの防錆性能検査は架設前に塗装工場（現場の作業上屋）で3000Vの高電圧によるテストを行う。

5.3.4　施工状況

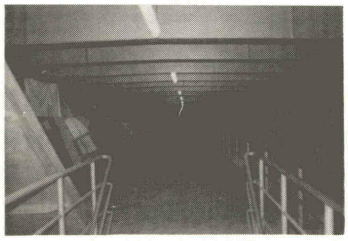
昨年秋の視察時は、取替工事が軌道にのった頃であったが、今年春には88本のうちの南側38本（図－1参照）の交換が完了したようである。引続き北側の交換を通常の日は片側2車線通行止め、さらに19：00～05：00は全

面交通止め、金曜17：00～月曜05：00の週末は全面交通止めを行って工事をしている。

張替はケーブルが1本のLCRで構成されていること、塔で分離定着されていることからゼフェリン橋のように最低4本から10本以上を束ねてしかも塔をこえて連続のケーブルとする形式に比べ容易である。ドイツの最近の斜張橋は多段ケーブルを用い塔で分離する設計が主流であるが、これには現在の技術水準ではケーブルの耐久性を桁なみと考えるには防食などや不明確な点があるので万一の場合取替可能にしておくという配慮もあるとの意見を Düsseldorf flehe 橋の現場所長から聞いたが、本橋の例はその配慮が生かされた第1号であろう。

(1) ケーブルを取替える際の桁の剛性保持

箱桁の内部は写真— 3 のように対傾構を設けない設計



写真— 3
ケールブラント橋桁内部



写真— 4
ケールブラント橋のケーブル取替工事中の仮対傾材

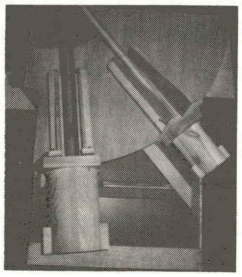
であるが、ケーブルを外すと断面保持が難しくなるので、その対策として写真— 4 のような仮設対傾構として仮対傾材を取付けている。

(2) 作業員教育

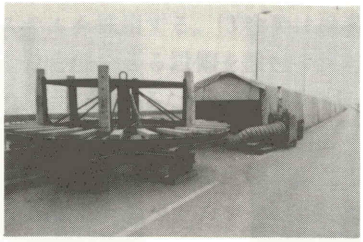
改善設計の企図通り工事を実施するため、とくに施工が複雑な定着部の模型を写真— 5 のように作成し作業員の事前教育に力を入れていた。

(3) ロープの塗装管理

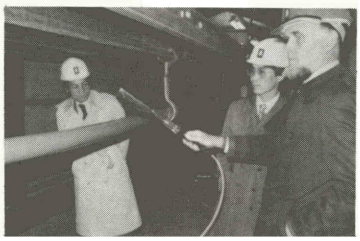
ロープの防食対策として、前述のように内面的なものと外面的なものに分けられるが、後者についてはとくに塗装管理に重点がおかれている仕様となっている。この徹底のため写真— 6 のような現場仮設塗装工場を取付高架橋上に仮設していた。建屋は鉄骨シート張で温湿度を仕様書の規定内に調節できるようになっている立派なも



写真— 5
ケールブラント橋ケーブル取替工事の作業員教育用定着部模型



写真— 6
ケールブラント橋ケーブル取替工事の現場仮設塗装工場
写真提供：桜井



写真— 7
ケールブラント橋ケーブル取替工事の現場仮設塗装工場内部と塗膜欠落部検出用の放電型検査器

のである。(写真— 7) 塗装はこの中で写真に示すように作業姿勢を最適に保てるようにしている。しかも仕様書に規定する硬化期間はそのまま保持できる程の長さの建物である。写真— 7 でザイラー氏がもっているのがピンホール検出用の3000 V放電型検査器である。これは今回特別に試作したもので、塗膜の絶縁性を利用し欠落があると放電現象が生ずるようになっている。

以上のようにその施工管理は徹底しており、それを監督するザイラー氏と契約上のかし担保規定に従い忠実に改善工事を行っている請負者に、ドイツ国民の考え方の典型をみる思いをした次第である。なお改善工事のうち設計を改良した部分については市側も負担を考慮しているようである。

5.5 調査結果からみた本四橋の設計施工への参考

供用開始間もなくの主構造たる斜張ケーブル取替ということは、我々としても今後の設計施工に参考となる貴重な問題である。この観点から参考になると考へられることをまとめてみた。

A．ケーブルの設計

(1)LCRとP.W.S.が比較される場合にLCRの方が防食性が高いといわれるが、本橋の例でもわかるように、より線である以上塗膜われからの水の浸入は避けられないのであるから、LCRといへども十分な防食対策が必要である。したがって弾性係数（作用張力を大きくとれることによる見掛けの弾性係数が高くなることを含めて）、疲れ強さ、コストなど綜合的に比較するとP.W.S.の方がよいと考へられる。Freeman Fox & Partners の Dr. Brown もLCRに対し同様の考へを述べていた。ただし彼は英国で製作する全素線めっきのスパイラルロープを推奨していた。これについては英国の関係する長大橋（デンマークのリトルベルト橋も使用）へ一手に供給している British Ropes Ltd. によれば[6]橋梁用としてとくに準備した規格はなく、設計コンサルタントとその都度協議し最適のものを製作しているとのことである。

(2)斜張橋のケーブル配置としては、施工、維持管理、

修繕を考慮すると本橋のような2面多段ケーブルが現在推奨されているが、これは一方においてケーブルの剛性低下による振動という欠点もあるのでゼフェリン橋のように多くのストランドをまとめて1ケーブルとしているためケーブル剛性が高く振動現象は問題とならないという既往設計の長所も考慮する必要がある。振動による付加応力対策として単にケーブル断面を増加さすことは作用張力低下による見掛けの弾性係数低下をもたらすので経済性からいっても不得策といえよう。したがって減衰機構を考えるか、1ケーブル当りストランドを増やして剛性を高めるかあるいはこの両方を併用するかが今後の方向と思われる。

(3)ケーブル振動によって疲れ強さの低いソケット近傍にできるだけ曲げ応力が発生しないような設計細目が必要。この観点にたてば Düsseldorf flehe 橋のように1面ケーブルとして中央分離帯の箱桁への引込み口に振れ止めサドルを設け定着は箱桁内部に十分引込んで行う方式がよいが本橋のような構造であると困難であるので今後はこの点を考慮した定着部設計とすべきであろう。なお定着部は容易に検査しうるように又排水や湿気とりができる細目と管理システムを配慮すべきである。

B．ケーブルの防食

(1)腐食後の応力集中鋭敏度を考慮するとストランドを構成する素線は丸形で一様な線径で可能なかぎり太い方がよい。太い程亜鉛付着量を多くできることも有利な点である。P.W.S.,丸線構成のスパイラルストランドはこれに適しているといえよう。

(2)ケーブルは本四の暴露条件を考慮すると被覆すべきである。これは亜鉛めっき鉄板で十分である。なお、定着部付近は排水をよくし常に乾燥状態になるような細目がよい。被覆内部は結露により湿潤状態とならぬよう、密閉か、空気流通をよくし、内外温度差を生じさせないようにするかの何れかの対策が必要である。これは大三島橋ハンガーはじめ上吉野川橋、豊里大橋、荒川大橋等国内の被覆方式橋梁の追跡調査と三好橋等無被覆であるが経年の永い橋の調査を併せ行って改良してゆくことによって得られるであろう。

C．施工管理

防食処理とくに塗装はいくら設計に意を用いても施工が不十分であれば目標の半分の耐久性も保ち得ない。本橋で前車の轍の教訓をよく生かし塗装システムの改善と塗装ふんい気、作業姿勢、作業環境等すべてにわたり原則どおりの塗装管理をしていたことは注目に値する。本四の塗装システムは最高水準であるが、塗装管理とくに塗装ふんい気の整備は一部の工場を除いては不十分と考えられるので、その強化が必要である。Dルートなどでは作業用地も確保されているので、従来から議論されている現場仮設塗装工場の設置も検討すべきであろう。

あとがき

今回の調査では英国、ドイツ、フランスにおける新旧及び工事中の吊橋・斜張橋についてケーブルの設計と防食対策を主に視察したが、たまたまケールブラント橋のような事例にあえたことは貴重な機会であった。他の橋については紙数の都合上ふれなかったが、概要を本四だより[7]に報告しているので御覧いただければ幸いである。レーダ対策については54年度にさらに詳細調査にチームが派遣されるので、今回は本四だよりに掲載予定の林所長の報告を参照いただきたい。終りに調査に御協力いただいた国内外の各位に紙上を借りて厚く御礼申し上げる。

資料一覧

1) 土木学会：「斜張橋資料集成」、土木学会、1976年2月、抄録番号10、37
2) PC斜張橋に関する調査研究委員会：「近代的長大橋の構造成分としての高張力スチールロープについて」、PC斜張橋に関する調査研究報告書、海洋架橋調査会、1979年3月、(Weitz：Bauingenieur 51 (1976) からの訳)
3) Ingenieurbüro Grassl：BETRIEBSFESTIGKEITSUNTERSUCHUNGEN AN DEN SEILEN DER KÖHLBRANDBRÜCKE、Auftrags-Nr. H 76409、April 1978 (市への報告書で、部内資料) (収集資料 No. G-A-9)
4) THYSSEN AG：Technische Lieferbedingungen für verschlossene Brücken seile、Köhlbrand Hochbrücke、5、7、1978 (3)と同様) (収集資料 No. G-A-2)
5) THYSSEN AG：Technische Liefer-und Prüfbedingen für den Korrosionsschutz der Seile und Verankerungsteile、KÖHLBRAND HOCHBRÜCKE、29.8.1978 (3)と同様) (収集資料 No. G-A-3)
6) British Ropes Ltd.：Structural Ropes、(三井造船ロンドン支店への送付資料)、1978年11月 (収集資料 No.UK-F-4)
7) 多田安夫：「ヨーロッパの吊橋と斜張橋」、本四だより、1978年、3月、4．5月、6月

舞子沖地質調査(その１)工事報告

Report for Geological Investigation at Maiko Area(1)

垂水工事事務所　工事長　神　弘夫
Hiroo Jin

１．まえがき

明石海峡大橋の基礎工については、国鉄・建設省の調査開始以来行われてきた明石海峡の海象気象条件調査、海底音波探査、海上作業足場によるボーリング調査・陸上部類似地盤における載荷試験等の成果にもとづいて概略平面寸法・支持地盤高などについては一応の成果が得られている。[1)]

舞子沖地質調査は、これまでの成果に合せて、明石海峡大橋基礎の設計精度向上、施工法の確立をめざすものである。その調査内容は主として海中基礎工法実験および海底下の地盤調査の２項目である。

本調査は昭和53年度を初年度とし、第３ヶ年の予定で実施されている。昭和53年５月から調査工事全体のうち、足場桟橋等の仮設備工、プレキャストケーソン部材製作、現場据付、掘削沈下およびこれにともなう各種計測業務を舞子沖地質調査（その１）工事として鹿島・大成共同企業体が実施し、昭和54年３月31日に完了した。

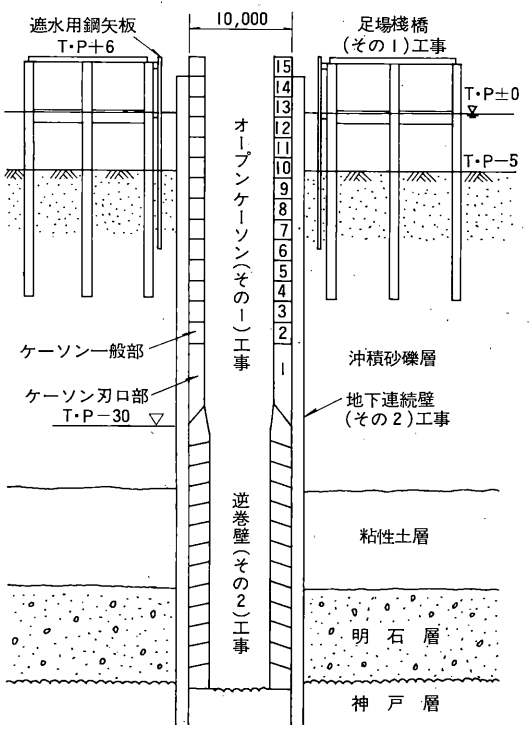
（その１）工事に引続き、(その２)工事が継続実施されており、その工事内容の主なものは既設ケーソンの周囲に止水用に築造される地下連続壁工事、止水効果の確認のために実施されるケーソン内揚水試験、ケーソン内水替後のケーソン下部の逆巻工およびこれと平行して実施される地質調査である。

本文は、舞子沖地質調査（その１）工事で実施した施工例の非常に少ないプレキャストブロック工法によるケーソン部材の製作、クレーン船によるケーソンの現場据付作業およびケーソン掘削沈下時の各種計測結果を中心に報告するものである。

２．舞子沖地質調査（その１）工事概要

① 連絡用桟橋設置（巾員４ｍ、延長115ｍ）
　鋼管杭（φ558.8㎜）打込　71t
　ジャケット等設置　鋼重83t
② 作業用足場桟橋設置（平面寸法27ｍ×40ｍ）
　鋼管杭（φ800～φ900㎜）打込　374t
　ジャケット等設置　鋼重　402t
③ プレキャストケーソン製作
ケーソン刃口部（10ｍ×10ｍ×８ｍ）　１基
ケーソン一般部（10ｍ×10ｍ×２ｍ）　14基
主要材料
　コンクリート（σck=300 kg/cm²）1917m³
　鉄筋（Dφ13～29㎜）　140t
　刃口くつ　19t
　PC鋼棒（φ32㎜、B種２号）　14t
④ ケーソン刃口部（重量1,000t）据付　１基
⑤ ケーソン一般部（重量280t）据付　14基
⑥ オープンケーソン掘削沈下　25ｍ
⑦ 計測工　１式

請負者；鹿島・大成共同企業体、請負金額；336 百万円、工期；昭和53年５月13日～昭和54年３月31日



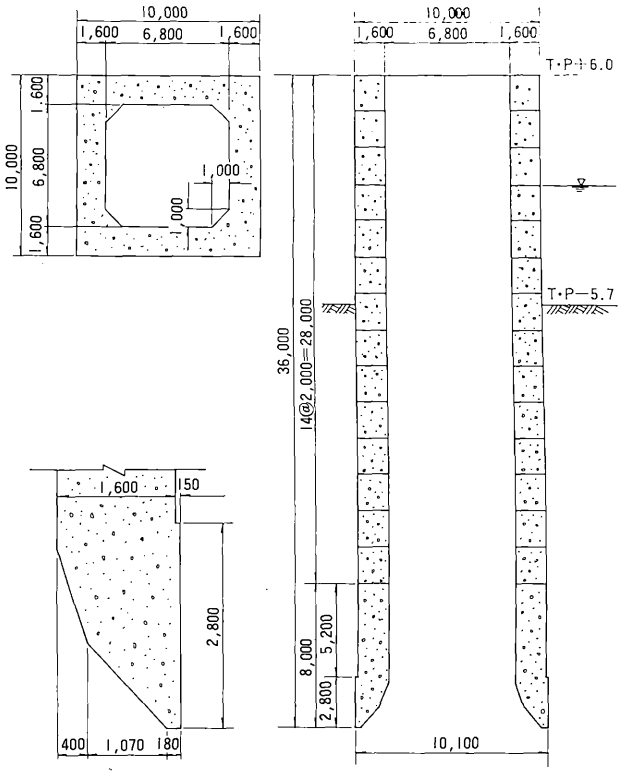
図－１　舞子沖地質調査完成図

３．プレキャストケーソンの設計

調査地点は陸上取付部が舞子公園内となっており、近くに国鉄舞子駅および住宅地域があり、とくに夏季には納涼・海水浴客でにぎわう場所である。このため環境保全上、また陸上工事に比して稼働率の低い海上作業を極力減らす目的から、ケーソン本体構築にはプレキャストブロック工法を採用した。

プレキャストブロック工法によるケーソン躯体の設計

にあたって考慮にいれた条件は、①ケーソンの平面寸法が、ケーソン内における原位置載荷試験実施に支障のないスペースをもつこと、②ケーソン刃口部以外のケーソン一般部は、公団保有のクレーン船「金剛」(320t吊り)で吊ることが可能であること、③ケーソン部材は製作時の寸法精度確保の目的から積重ね方式で製作する、④ケーソン部材の継足しは、PC鋼棒緊張方式によるなどであった。プレキャストケーソンの一般図を図－2に示す。



図－2　ケーソン一般図及び刃口部詳細図

3.1 設計条件

(1) 荷重

ケーソン上の荷重；　上載荷重50 t

土圧　；　海底面から15m以下は一定とする、土圧係数はランキン式による。

静水圧及び浮力　；　いずれも100%考慮する。

潮流力及び波力　；　遮水枠があるので無視する。

温度変化の影響　；　考慮しない。

乾燥収縮及びクリープ　；　PC鋼棒の有効応力度にのみ考慮する。

地震の影響　；　水平震度K_H=0.1、鉛直震度K_V=0、動水圧は考慮する。

ケーソン吊上荷重；　ケーソン刃口部は16点吊、ケーソン一般部は8点吊とする。不均等係数は1.8とする。

(2) 許容応力度等

許容応力度を表－1に示す。ケーソンの安定についての照査は「道路橋下部構造構造設計指針　ケーソン基礎の設計篇」によった。

表－1　プレキャストケーソンの許容応力度

項目			
コンクリート	圧縮強度	設計基準強度σck	300kg/cm²
		プレストレス導入時σci	240 〃
	許容曲げ圧縮応力度	設計荷重作用時σca	100 〃
		プレストレス導入時σcat	140 〃
	許容曲げ引張応力度	設計荷重作用時$\sigma ca'$	0
		プレストレス導入時$\sigma cat'$	0
PC鋼棒	呼称径	ϕ	32 mm
	引張強度	σpu	120kg/mm²
	降伏点応力度	σpy	95 〃
	許容引張応力度	設計荷重作用時σpa	71.0 〃
		緊張時σpia	85.5 〃
		緊張直後σpta	80.6 〃
	有効断面積	Ap	789.0 mm²
鉄筋		SD30	1,800kg/cm²

3.2 ケーソン部材製作方法

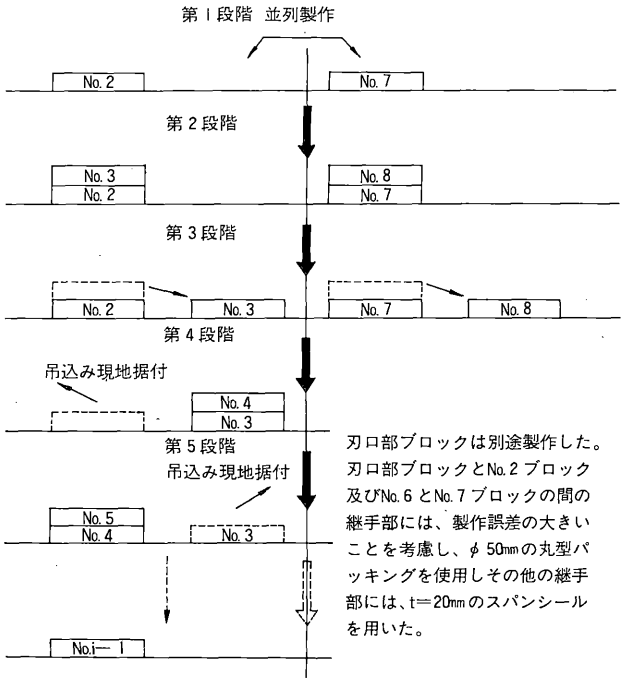
プレキャストケーソン部材を製作する方法については次の2つが考えられる。

① 個別製作方式

ヤードに数個の製作台を設け、この製作台で各ブロックを個別に製作する。

② 積重ね方式

これは従来から行われていた橋梁の箱桁等をプレキャストブロック工法で施工する場合の製作方式に準ずるもので、製作済みのブロックの上に次々とブロックを製作していく方式である。



図－3　ケーソン一般部製作要領

前記①、②の方法を比較すると、ＰＣ鋼棒接続の難易度およびブロック端面の不陸による緊張時のひびわれ発生の問題については、明らかに②の方式が優れていると考えられる。しかしその反面、製作時に非常に高い足場が必要となる。また製作完了後、調査地点に据付ける際は、製作順序と同じ順序で下側のブロックから先に据付けていかねばならないので、各ブロックの製作台からの解体・仮置作業が必要となり煩雑である。

これらの長所、短所の度合いはブロックの個数、ヤードの広さ、工程により異なるので、どちらの方式にするかを比較検討した結果、①、②の折衷案で図―３に示すブロック割りでケーソン刃口部をまず製作し、２～６ブロックまでは１つの製作台における積重ね方式、７～15ブロックまでは別の製作台における積重ね方式で製作することにした。

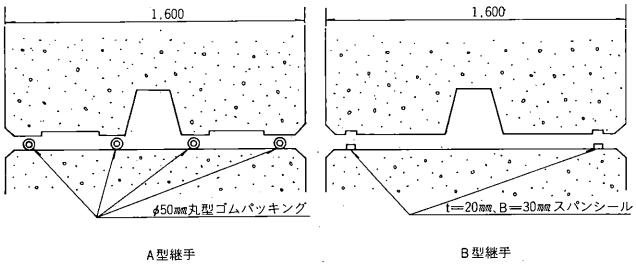
3.3　ケーソン継手構造

プレキャストブロックの継手部の接着方法としては、①ゴムパッキング＋グラウト、②敷モルタル、③エポキシ樹脂等の接着剤塗布の３工法が一般的に用いられる。本調査工事では、表―２に示す比較検討を行い、（ゴムパッキング＋グラウト工法）工法を採用した。

比較的接合面の不陸が大きいと考えられるケーソン刃口部とNo２ブロックおよびNo６ブロックと７ブロックの継手部分には、不陸の吸収が比較的容易なＡ型継手、その他の不陸の小さい継手にはＢ型継手を用いた。（図―４参照）

表―２　ケーソン継手構造の比較検討

比較検討項目	本工事への適用性 (ゴムパッキング＋グラウト)工法		敷モルタルまたはエポキシ樹脂		考察
ＰＣ鋼棒緊張時の応力集中	○	緊張前にグラウトをすれば問題はない	○		
継手の止水性	○	止水性は敷モルタルよりすぐれている。	△		
施工性	○		×	ケーソン設置前に敷モルタルを施工しなければならない。面積が広いので硬化時間の調整がむずかしい。	左記のとおり敷モルタル工法は比較的簡易ではあるが、施工がむずかしく失敗するおそれがある。



図―４　ケーソン継手部

3.4　PC鋼棒工

プレキャストブロック工法の緊張材料には、ＰＣ鋼棒とＰＣ鋼線の２種類があるが、本調査工事においては緊張方向が鉛直であることから、接続方向の容易さなど取扱いの点で優れているという理由でPC鋼棒（ϕ32㎜、Ｂ種２号）を採用した。

緊張方法としては、①各ブロック積重ね毎に緊張する。②数ブロック積重ねた後にまとめて緊張する。の２つの方法が考えられる。①は各ブロック毎に鋼棒を緊張定着するため、施工の確実性はあるものの、定着具数量、緊張手間の増加から経済的に不利であることから、②の数ブロック積重ねて緊張する方法をとることにした。

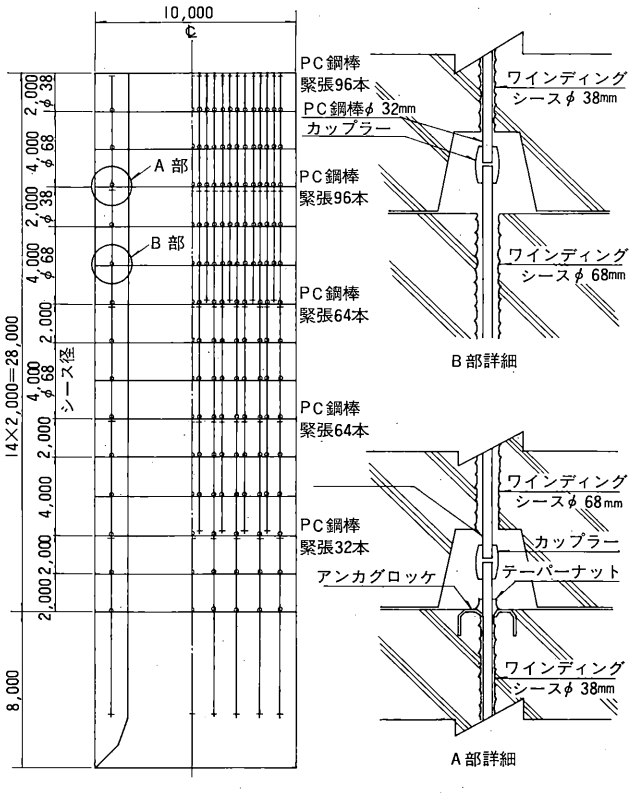
この場合、何段ずつ積重ねて緊張するかを、①掘削作業の容易さ、②沈下管理上の問題などの点から検討した結果、３ブロックずつ積重ねて緊張する方法をとった。

万一、ケーソンが沈下しにくい場合、ケーソン一般部ブロックを載荷荷重として掘削沈下させる事態も考慮し、各ブロック毎に仮緊張（８点、各点の緊張力は20～30ｔ）を行うことにした。

各ブロック毎に仮緊張を行うこと及び鋼棒接続を容易に行えるなどの理由から、ＰＣ鋼棒はℓ＝２ｍのものを使用し、各ブロック積重ね毎にカップラーで接続した。

カップラー、定着具としては非対称ネジで嵌合性のよいディビダーグ用のものを使用した。

ブロックの平面的な据付誤差および緊張端の傾きなどの施工誤差にそなえて、シース径は緊張端ブロックでϕ



図―５　プレキャストケーソンPC鋼棒組立

38㎜、その他のブロックではϕ68㎜とした。PC鋼棒組立、継手詳細部を図—5に示す。ケーソン継手部のグラウトは一般のPC用グラウトと全く同様に、セメントミルクに膨張用アルミ粉末を添加したものを使用した。

4. プレキャストケーソンの製作

プレキャストケーソンの製作は、舞子沖調査地点から海上距離で約20㎞離れた神戸市兵庫区遠矢浜町の岸壁に設けられた陸上ヤードで行った。

ケーソンヤードの具備すべき条件を以下に示す。

① 大型クレーン船（最大吊荷重1,000t級）によるケーソン刃口ブロックが吊込可能であること

② 公団所有のクレーン船「金剛」(最大吊荷重320t吊)によりケーソン一般部が吊込可能であること

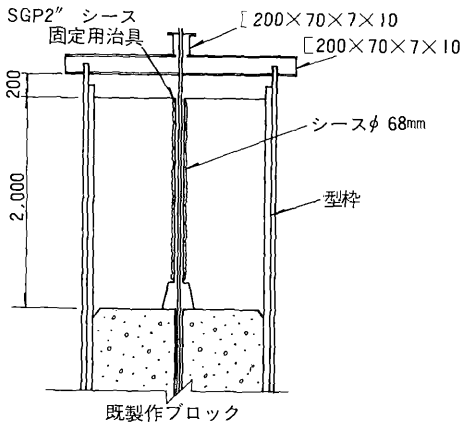
③ ケーソン3基分の製作ヤードとして20m×50m程度のスペースがあること

④ 舞子沖調査地点から半径30㎞の円内にあること、

ケーソン一般部ブロック14基は、現地据付時のシースの位置精度確保および部材端面の接合性等の問題に対処するため、積重ね方式で製作することにしたが、全ブロックとも積重ね方式で製作すると工程面で無理を生ずるために2系統の積重ね方式とした。（図—3参照）

ケーソン刃口部、ケーソン一般部1基の製作に要した日数は、養生期間を含めて各々40日、平均13日であった。

プレキャストケーソン製作時における刃口くつ製作、型枠工、鉄筋工については、とくにふれるべきものはないがPC鋼棒組立工については、プレキャストブロック工法であることからシースの位置精度に高いものが要求されたので、図—6に示すシース固定用治具を予め製作しておき、それを型枠組立時に型枠にとりつけることによりシース位置決めの煩雑さを除き、工程面でもシース位置精度確保の面でも満足できるものが得られた。



図— 6 PC鋼棒用シース固定用治具取付図

5. プレキャストケーソンの据付、沈下

5.1 ケーソン刃口部設置

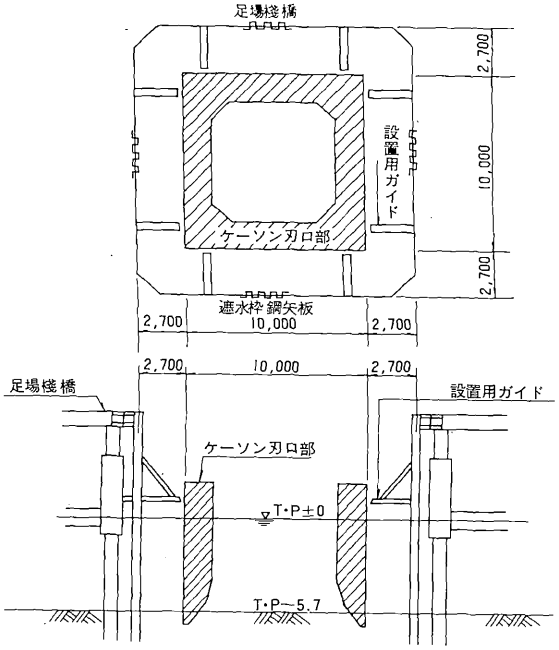
神戸市兵庫区遠矢浜町の陸上ヤードで製作されたケーソン刃口ブロックの調査地点への運搬、据付は次の順序および要領で行った。

(1) 海底面均し

ケーソン刃口部据付時の地盤反力を均等にし、ケーソンの傾斜を防ぐ目的から遮水枠内の海底面の均しを行った。海底面の勾配をもつ砂礫層であったので潜水夫によるエアリフト工法で均し作業後の海底面はT.P—5.7mであった。

(2) 設置用ガイド取付け

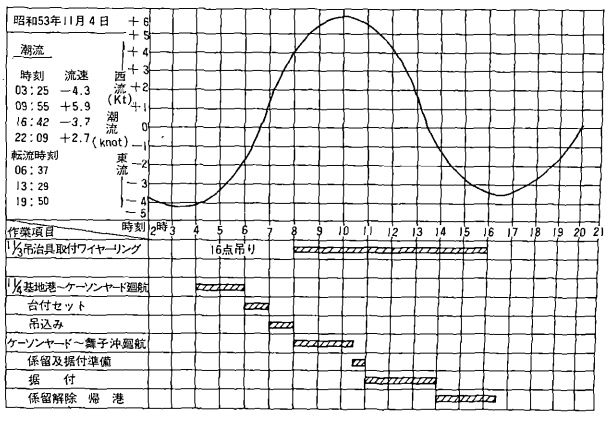
ケーソン刃口部の設置用として図—7に示すものを遮水枠内に取付けた。設置用ガイドの機能は、①刃口部の位置決めのための定規、②設置後の傾斜防止のストッパー、③ケーソン一般部据付時の作業足場の受台の3つである。



図— 7 ケーソン刃口部設置図

(3) 運搬および据付

ケーソン刃口部の吊込、運搬、据付の実施工程を表—3に示す。使用船舶の主なものは、クレーン船（1,000t吊）1隻、引船1,500HP、2,000HP各1隻、監視船、警戒船90HP、250HP各1隻であった。



表— 3 ケーソン刃口部のクレーン船による据付作業工程

(4) 据付精度

ケーソン刃口部の据付精度の許容誤差は次のとおりとした。

- 平面位置の誤差　；　±100㎜以下
- 中心軸の回転誤差　；　±1°以下
- ケーソンの傾斜　；　±1／300以下

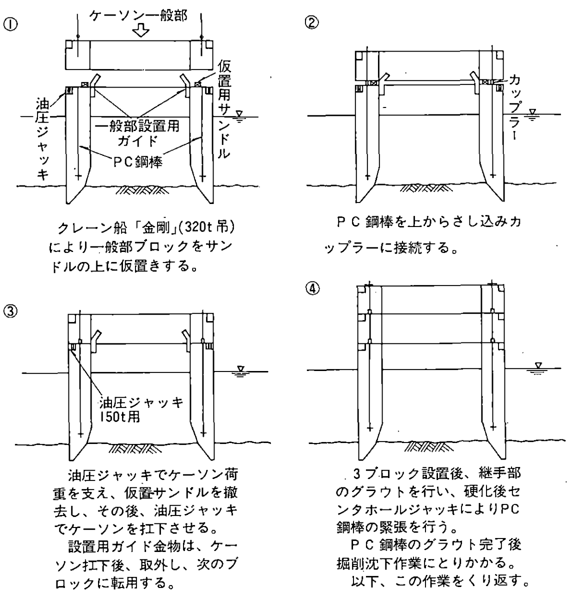
据付完了後の測量によると、据付誤差は平面位置では淡路島側へ65㎜ずれており、中心軸の回転では4′8″、傾斜は1／320といずれも許容値を満足していた。

5.2 ケーソン一般部据付

ケーソン一般部の据付施工順序を図−8に示す。

運搬・据付に用いた船舶は次のとおりである。

クレーン船「金剛」(320t吊)、引船「いつくしま」(1,900 HP)、補助引船800HP　1隻、小型作業船50HP　1隻、このうち「金剛」、「いつくしま」は公団所有の船であり、ケーソンを吊込んだ金剛の曳航作業は公団が直営方式で実施した。



図−8　ケーソン一般部施工順序

5.3 オープンケーソン掘削沈下

(1) 掘削設備

オープンケーソン掘削用バケットは、対象地盤がかなりよく締った砂礫層($\bar{N}>30$)であることから、刃口のせまいトールマン式の特殊クラムシェルバケットを使用した。せまい足場桟橋上の掘削作業であることから三脚デリッククレーンが使用できなかったので、バケットの昇降作業にはクローラークレーンを使用した。

クローラークレーンの吊能力は、掘削作業中のリーチの関係から最大吊荷重40tのものを使用した。

掘削土砂は、足場桟橋横に係留した700m^3積土運船にクローラークレーンで直接投入した。土運船に300m^3以上土砂がたまるとガット船(300m^3積)に積込んで、調査地点から海上距離で25㎞離れた淡路島の志筑埋立地(兵庫県企業庁施工)に捨土した。

(2) オープンケーソン沈下管理

本調査工事のケーソンの沈下作業においては、ケーソン沈下完了後、ケーソン周囲に地下連続壁を構築することから鉛直精度等にとくに高いものが要求されたので、ケーソン沈下施工中の傾斜の管理目標値を1／300以下とした。沈下掘削中は、沈下量の経時変化およびケーソンの傾斜を常時測定し、傾斜等が管理限界値を越えた場合は掘削場所を変更するなどして入念に施工した。

約25mの掘削沈下完了時のケーソンの偏位量は、海側に40㎜、神戸側に25㎜で回転の誤差は11′14″であった。傾斜は海〜陸方向で1／320、神戸〜明石方向で1／2,500であり、いずれの値も地下連続壁の構築に全く支障のない良好な値であった。

6. 計測工

オープンケーソンが沈下するための条件は次の式で表わすことができる。

$$Wc+Ww>U+F+R \text{———} ①$$

ここに　Wc　；　ケーソン軀体重量(t)

　　　　Ww　；　ケーソンに載荷する沈下用荷重(t)

　　　　U　；　揚圧力(浮力)(t)

　　　　F　；　ケーソン周面部の摩擦抵抗力(t)

　　　　R　；　ケーソン刃先部の地盤反力(t)

本調査工事においては、ケーソン軀体の全重量が4,790t、浮力が1,640t、周面摩擦力は土質条件から「道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇」によって、$fs=3.0t/m^2$とすると$F=3,000t$となるのでケーソン刃先部の地盤反力Rが150t以下であれば①式は満足され、オープンケーソンはT．P−30mまで載荷荷重なしで沈下するものと考えられる。

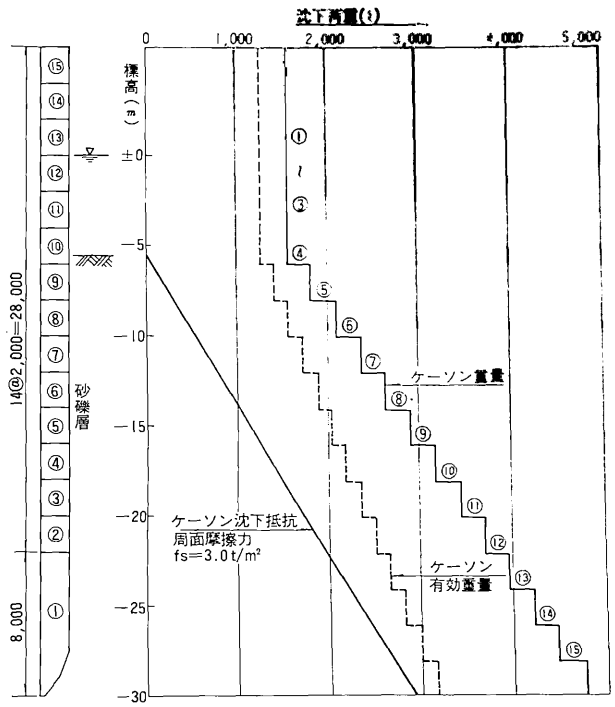
しかしながら、周面摩擦力Fや刃先の地盤反力Rは土質、ケーソンの傾斜など種々の要因により変動するので、この値をできるだけ正確に推定することがケーソンの設計・施工においてはとくに重要なことになる。

そこで本調査工事においては、将来の本体構造物施工の調査データの収集及びケーソンの円滑な沈下をはかるという二つの目的からケーソンの周面摩擦力、刃先の鉛直地盤反力を計測した。

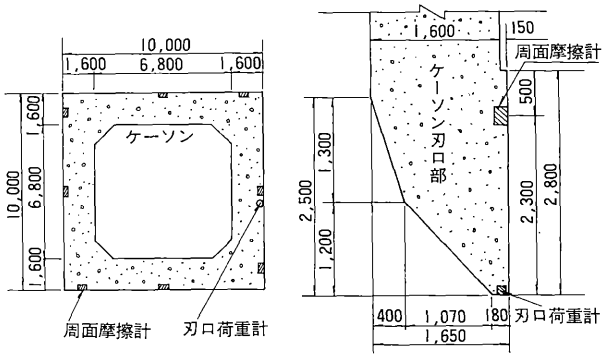
また、ケーソンの刃口部付近の軀体は地下連続壁完成後の逆巻工の際には土圧・水圧による地下連続壁の反力をうけ大きな応力が発生すると予想され、また施工時の安全管理に資するため刃口部付近の鉄筋の応力を測定した。

(1) 周面摩擦力の計測

ケーソン刃口下端部から2.3mの高さの位置に周面摩擦計を8台取付け、ケーソン掘削沈下時の周面摩擦力を測定した。使用した周面摩擦計は、ひずみゲージ形ロードセルを応用して地盤と構造物間の周面摩擦力を検出するもので、ケーソン等の沈設時における軀体と地盤との摩



図－9　ケーソン荷重沈下曲線



図－10　刃口荷重計、周面摩擦計取付

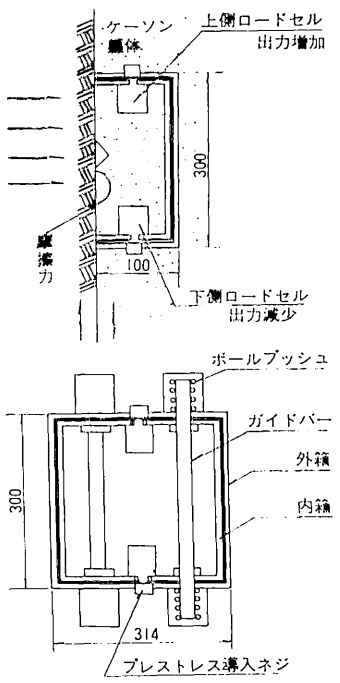
擦力を測定するために開発された測定器である。

測定方法は、摩擦計をケーソンに取付ける直前に、上下のロードセルにプレストレスを加えておき、以後これを基準としてケーソン沈設中に変化するロードセルの出力をひずみ測定器により検出し、周面摩擦力を求めるものである。周面摩擦計の計測値は、8個の計測器では各々バラツキはあるものの平均値では、T.P－20m付近までは2.0t/m²、T.P−20〜−28mまでは1.5t/m²、T.P−30m付近までは3.0t/m²程度となっており、過去の実績と比べるとやや小さめの値といえよう。

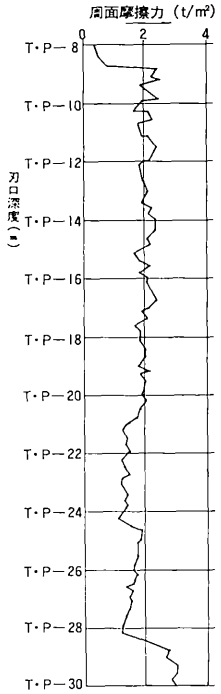
(2)　刃口荷重の計測

ケーソン刃口部に最大荷重10t(1,270t/m²)まで計測できるロードセルを1個取付け、ケーソン沈下掘削時及びブロック継足し時の刃口荷重を測定した。

測定値は40t/m²を中心にバラツイており、ケーソンの傾き等により部分的に荷重が集中し、荷重が集中した地盤が崩壊し刃口反力が小さくなりケーソンが沈下していく状況が計測値から読取れる。しかしながら、荷重計は局部的な地盤反力を測定し、測定値を荷重計の受圧面積



図－11　周面摩擦計の原理と構造



図－12　周面摩擦力測定結果

で除して単位面積当りの荷重強度を求めているので、刃口全体の地盤反力を推定する場合、この値が刃口の一辺または全面にほぼ均等に分布しているかどうかは、測点の数をふやすなどしてデータの集積をはかり解析する必要があろう。

(3)　鉄筋計の応力

ケーソン刃口部に大きな反力が作用し、鉄筋に大きな応力が発生するのは、地下連続壁構築完了後となるので本調査工事においては、作動性能の確認のみであった。

7．あとがき

本文は舞子沖地質調査の全体調査工事のうち昭和54年3月までに完了した仮設備工、プレキャストケーソンの製作、掘削沈下工についての中間報告である。

本調査工事は、完成すれば世界1の長大吊橋となることが予想される明石海峡大橋の施工調査の一環として行われているものであり、これから54、55年度にわたり地下連続壁工、ケーソン逆巻工、原位置載荷試験と施工実績の非常に少ない工種にとりかかることになるが、これらについての報告は後日別の機会に行うことにしたい。

最後に、本調査工事の施工、データの収集などに日夜努力された鹿島・大成共同企業体及び建設機械化研究所の関係各位に深く感謝の意を表します。

〔参考文献〕

1)　本州四国連絡橋公団第一建設局垂水工事々務所：明石海峡大橋下部工関係検討概要書　下部工Ⅰ　昭和52年3月
2)　日本道路協会：　道路橋下部構造設計指針　ケーソン基礎の設計篇　昭和45年3月
3)　吉田　巌：基礎工法　理工図書

大鳴門橋多柱式基礎の施工報告

Multi—Column Type Foundation Construction of Ohnaruto Bridge

鳴門工事事務所　所長　遠藤武夫
Takeo Endo
鳴門工事事務所　工務技術課　赤間　信
Makoto Akama

まえがき

大鳴門橋は本州側淡路島門崎と四国側大毛島との間の鳴門海峡に架けられる橋長1,725m の道路・鉄道併用3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋である。昭和51年7月2日に着工し、海中に橋脚施工のための海上作業足場の設置、汀線部に設けられるアンカレイジ施工のための締切工事などの準備工事を経て、昭和53年1月より本体工事が進められ現在、下部工の約75%を終了している。

本報告は、大鳴門橋下部工の特徴となっている、多柱式基礎の施工経過について述べる。その施工はきびしい海象条件、複雑に変化する海底の地形地質条件に加えて、大きな社会的制約のもとで約15ヶ月に亘って行なわれ、本年3月に掘削作業を終了したものである。

なお、多柱基礎の設計・掘削工法の開発経過などについては、本四技報、その他文献によられたい。

1．多柱基礎の施工

1.1 海上作業足場

大鳴門橋の多柱基礎工事は、足がかりのない海上での施工のため、鳴門海峡特有の気象海象条件、社会条件等の厳しい制約がある。そのため作業用スペースの確保、施工中の本体構造物の安定確保のため、海上に作業足場を準備する必要があった。海上作業足場には固定式、可搬式等であるが、大鳴門橋では水深が浅く、作用水平力（主に波浪）が大きいことおよび長期間使用（上部工架設まで）する等の理由から、鋼製の海上作業足場（図—1の中で5Aを除く仮設構造物）を採用した。その大きさは全面積17,000m²、全鋼重10,500t(内鋼管、ケーシング含まず）である。作業足場建設には、①工期の短縮を図る、②海底に固定されるまでの海上作業の安全を確保する等から起重機船による大ブロック架設工法を採用し、ブロック間を単材で繋ぐ工法を用いた。また、作業足場のなかで多柱基礎本体周りの部分を支持枠と称し、作業足場よりも、上載荷重（大口径掘削機分）が大きく設計され、又、設置精度を高めるため既設足場をから面材架設で施工した。

作業足場および支持枠の固定は、掘削機で海底岩盤を1A；4.5m　2P・3P・4P；5.5m　5A；3.0m（荷揚げ桟橋）　削孔して内鋼管を建込み、岩盤との間を水滓モルタルで間詰めし、内鋼管内は根固めモルタル中詰めコンクリートを施工し、内鋼管と足場本体は止め金具により現場溶接を行った。

根固めのための鋼管掘削は、1A；φ0.65m 級で23本—193m（推積層掘削含む）2P～5A；φ0.95m級で248本—1,778m（再掘削1本を含む）であり、柱1本当たりの平均掘削時間は表—1の通りである。

表—1　柱1本当たりの平均掘削長および作業時間

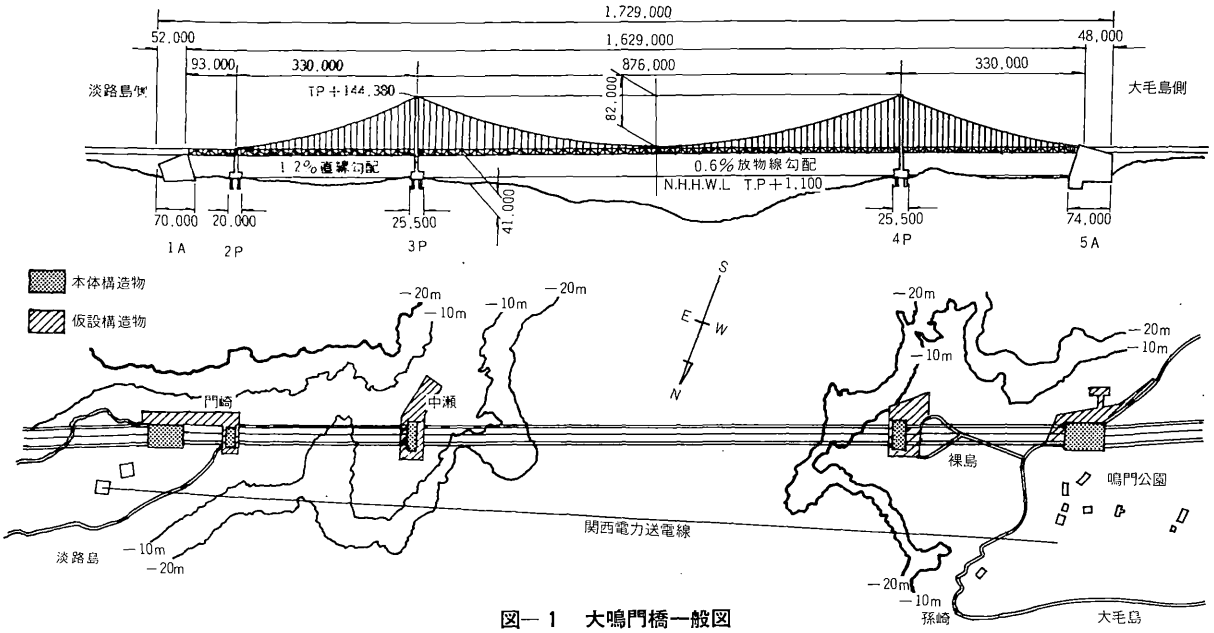
		1A	2P			3P		4P		5A
		その1工事	その1工事	その1工事	その2工事	その1工事	その2工事	その1工事	その2工事	その2工事
掘削機		重錘	重錘	ロータリー	ロータリー	ロータリー	ロータリー	ロータリー	ロータリー	ロータリー
掘削長(m)	堆積層	4.1	0.8	1.1	0.7	1.3	0.4	0.4	2.8	8.5
	岩盤	4.5	5.5	5.5	5.5	5.6	5.6	5.5	5.5	3.0
	計	8.6	6.3	6.6	6.2	6.9	6.0	5.9	8.3	11.5
純掘削時間（h）		18.7	16.2	15.5	22.9	11.2	11.1	15.7	23.8	18.2
総作業時間（h）		65.2	66.7	56.5	59.9	44.9	41.4	48.6	61.6	65.7

使用した掘削機は、1Aおよび2Pの一部を重錘式掘削機（KPC—1200型）その他はロータリ式掘削機TSR—1600、1200型）である。

1.2 φ4m 多柱基礎の施工

φ4m の多柱基礎の施工は、道路公団大島大橋で採用されたφ3.6m級掘削機を改良をしたφ4.4m掘削機により、施工する。機種の選定に当たっては、掘削精度、掘進作業能率、狭い足場上での頻繁な移動、掘削開始面が浅いため口付け掘削時から充分な推力が得られる、機械トラブルが少ないこと等を考慮して、三菱ヒューズシャフトボーリングマシンMD—440型掘削機を採用した。表—2に大鳴門橋多柱基礎掘削に使用した大口径掘削機の仕様を示す。

MD—440型機はロータリ式掘削機のため、転石層および凹凸のある複雑な海底岩盤への口付け掘削時には、掘進速度の低下およびカッター面の線圧不均一から機械トラブルが生じやすい。そのため、事前に転石層の除去、不陸整正を行ない掘削効率を良くした。また、φ4m掘削における重大な問題点であったケーシング下端から掘削孔内への転石等の崩落や掘削泥水漏洩を確実に防止するために、ケーシング下端周囲はシールコンクリートを打設した。(図—2に示すような施工手順を示す。)



図— 1　大鳴門橋一般図

表— 2　大鳴門橋多柱基礎に使用された掘削機仕様

名　　称	単 位	MD440	MD360	MD150	TSR1600
掘　削　径	mm	4,400	3,600	1,500	1,500
ロータリー出力トルク	t-m	40	35	5.5	4.7
ロータリースピード	rpm	0～9	0～10	0～21	7.6～28.6
ロータリーストローク	mm	5,000	5,000	3,500	—
吊　揚　能　力	t	350	270	90	50
ドリルストリングス重量（除ドリルパイプ）	t	200	150	60	40
ドリルパイプ外径	mm	457	406	200	216
原　動　機	Kw	90×4	75×4	110	37
主ポンプ圧力	kg/cm²	210	210	210	—
主ポンプ吐出量	l/min	0～400×4	0～400×4	0～400×4	—
掘削機本体重量	t	155	130	14.2	16.5
カッター個数	n	28	23	FF-10 OL-22	FF-10 OL-22

図— 4 はMD—440型機のカッター配列を示しており、カッターの選定に当たっては、①カッター1回転当たりの食い込み量が大きいこと　②チップインサートカッターは掘削実積が少なく高価である等の理由から、28個全てツース形ギヤカッターを使用した。

1.3 φ7m多柱基礎の施工

多柱基礎最大の問題は、φ7m の掘削をどのような工法で施工するかにあった。昭和50年に①φ1m リング掘削、②φ1m 蜂の巣掘削、③全断面水中発破、④φ3.6m 芯抜き払い発破、⑤ロータリ3段リーミング、⑥φ7m ロータリ全断面掘削、⑦φ7m 重錘全断面掘削、⑧φ7m ニューマチックケーソン、⑨φ7m 鋼管矢板セル等の各種工法について、その施工性、工期等を検討したが、①火薬使用による場合、水産資源、隣接孔および周辺岩盤への影響　②φ7m 級全断面掘削機の場合、作業足場上載荷重の増大と未知の孔径でありその掘削ズリのクリーニング方法　③小口径掘削機のみによる場合、工期の増大等の問題があった。さらに工法検討を行なった結果、昭和52年に大口径掘削機の芯抜き掘削、小口径掘削機のリング掘削、パーカッション式掘削機の残壁掘削の3つを組合せた工法が最適との結論を得た。その後各掘削機の掘削パターンの検討を行ない、昭和53年春、最終的に図— 3 に示す施工法を決定した。

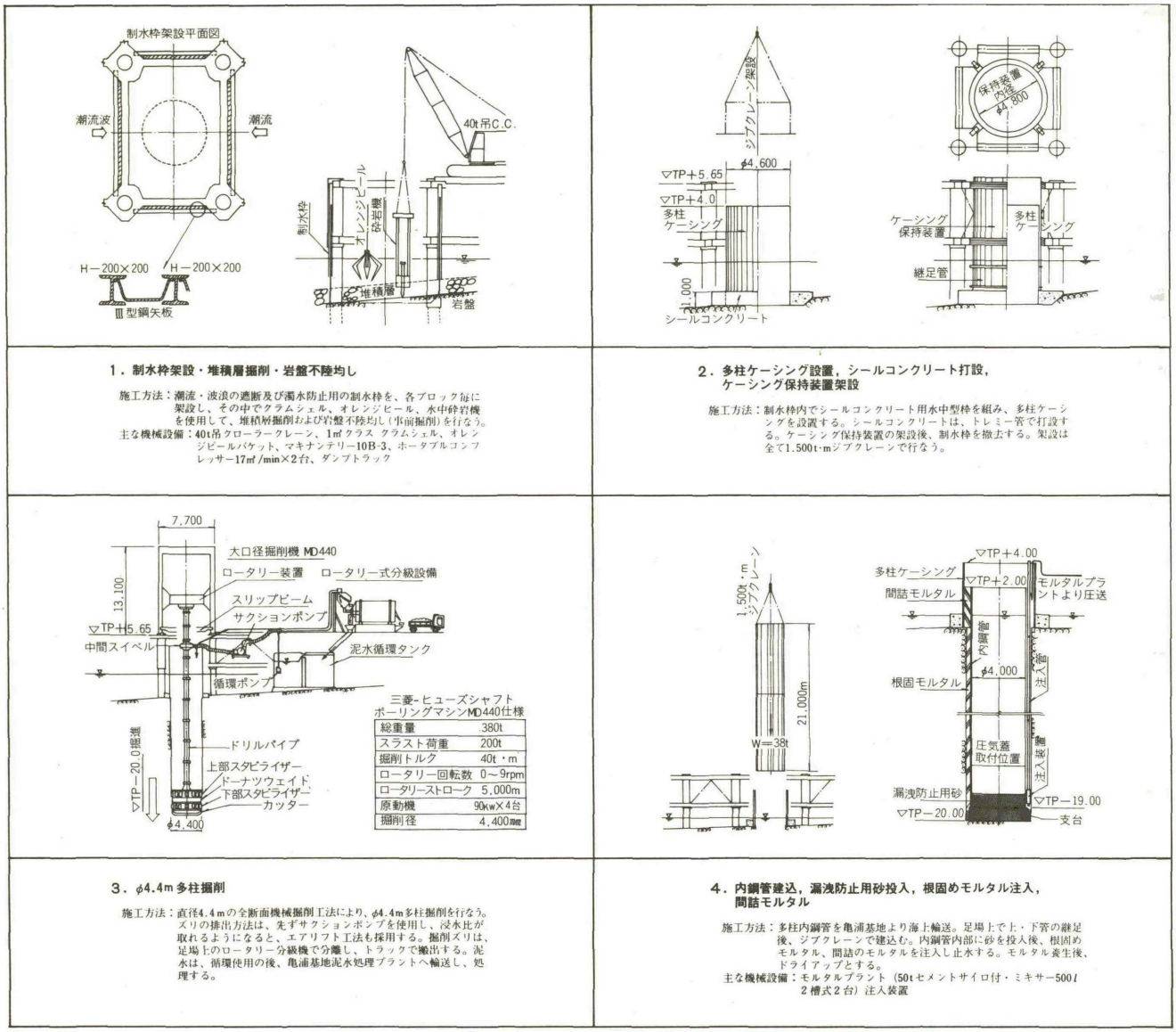
また、リング掘削の際、2自由面を有する断面掘削のため孔曲りが懸念されるオーバーラップ掘削については、ゲージカッターを先行させる特殊ビットと掘削機を低速度と低スラスト荷重で稼動させることにした。

1.4 載荷試験

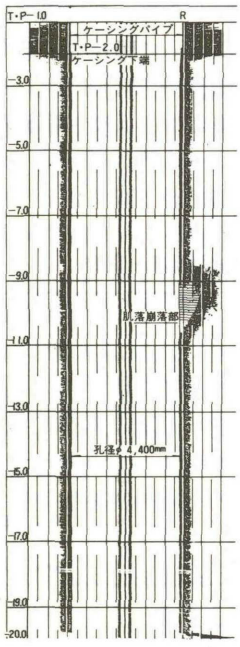
多柱基礎は強大な塔反力を支えるため、地盤の許容支持力を正確に把握しておく必要がある。多柱掘削が終了した時点で表— 3 に示す孔底において図— 6 に示す平板載荷試験を実施し、400 t/m²に近い支持力が期待できることを確認した。図— 7 に同試験の荷重～沈下量曲線の1例を示す。

表— 3　平板載荷試験結果一覧表

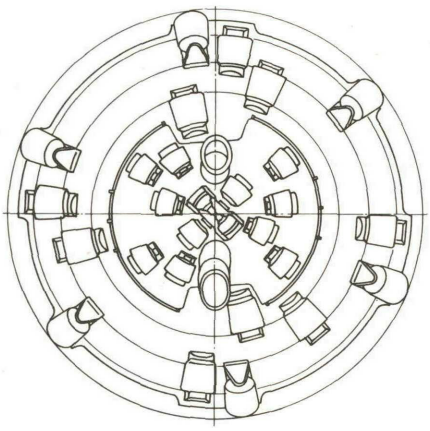
孔番		岩種	岩区分	最大荷重（t）	降伏荷重（t）	変形係数
2P	1A	砂岩	B	71	認められず	71,290
	1B	砂岩	C₂	〃	57	2,130
3P	3	砂岩頁岩互層	C₁	〃	認められず	10,800
	6A	頁岩	B	〃	〃	23,730
	6B	砂岩	C₁	〃	〃	18,240
4P	2	砂岩	A～B	〃	〃	36,100
	6	砂岩頁岩互層	C₁～C₂	〃	〃	12,000
	15	頁岩	B	〃	〃	29,700
	16	砂岩	B	〃	〃	16,100



図－2　大鳴門橋主塔基礎　φ4.0m多柱工　施工順序図



図－3　φ4.4m掘削後の孔壁測定記録

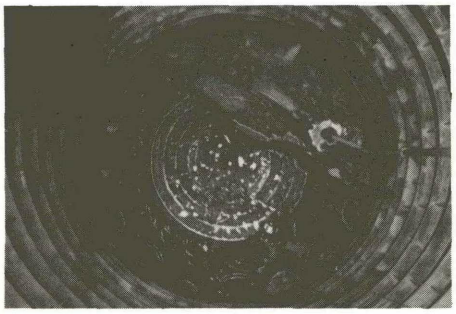


センターカッター	12″	2コ
インナーカッター	12″	11〃
インナーカッター	15″	9〃
ゲージカッター	15″	6〃
		28〃

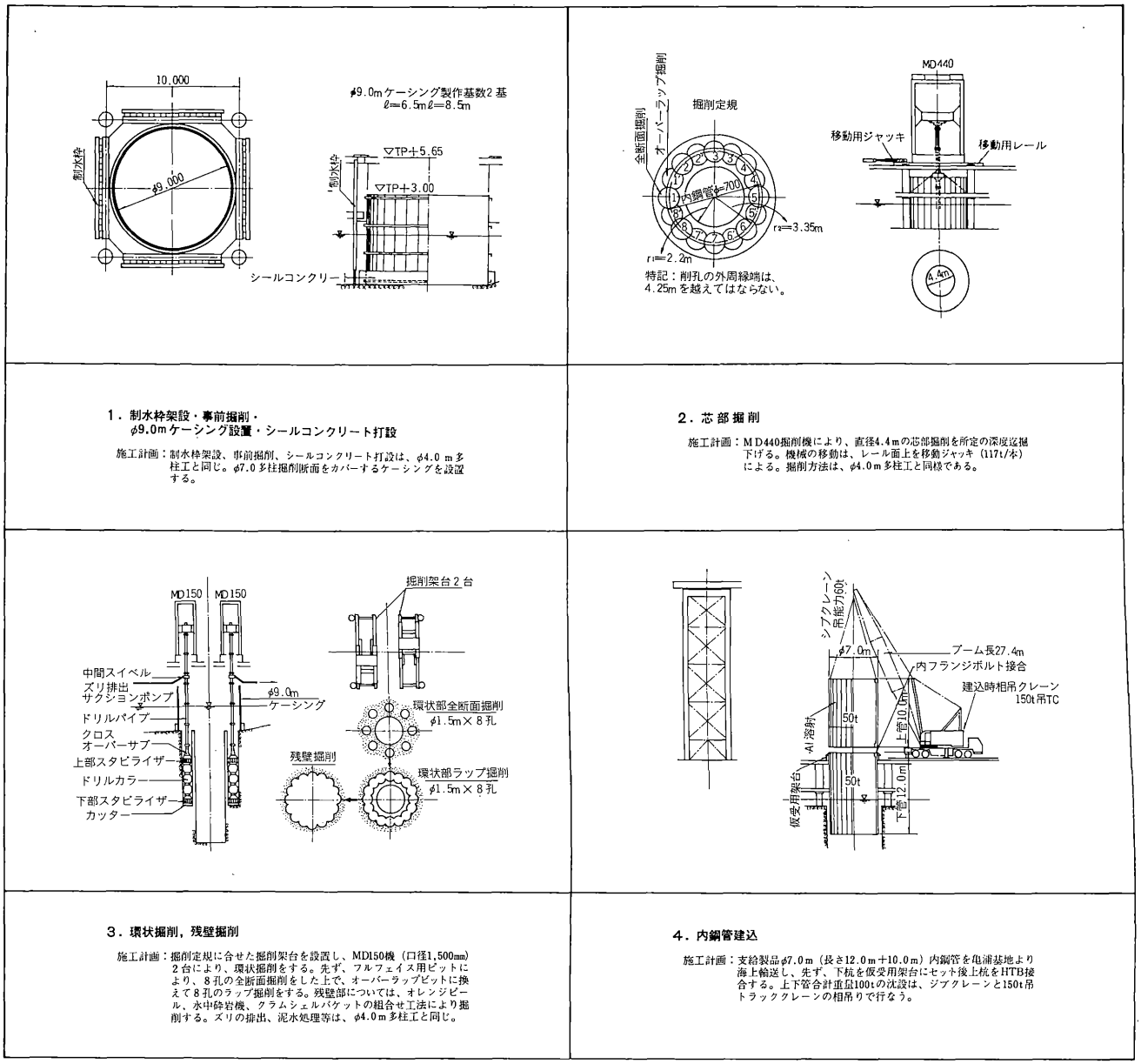
図－4　MD-440型
カッター配置図



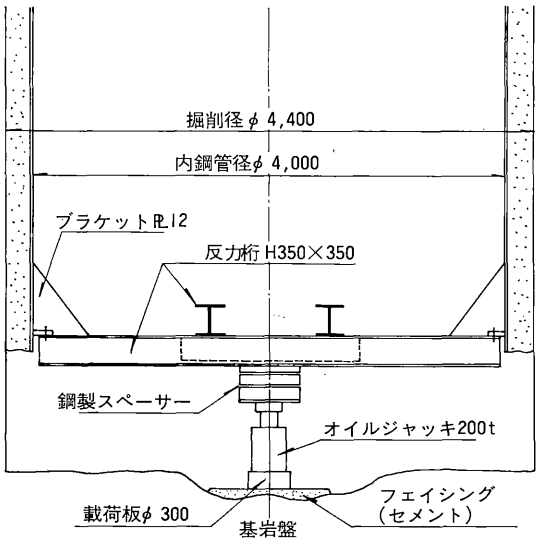
写真－1　φ4m　4P－No.8



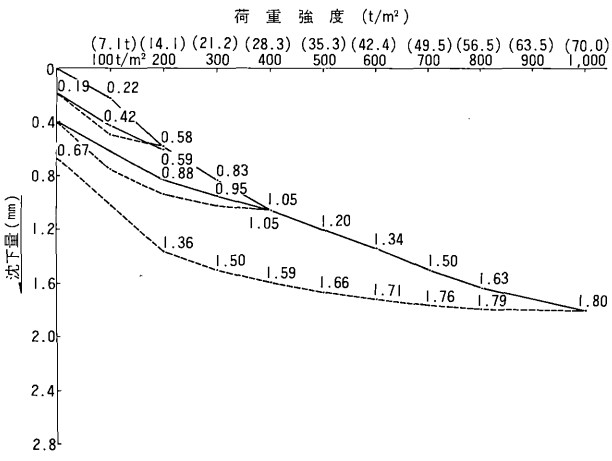
写真－2　φ7m　4P－No.5孔



図― 5　大鳴門橋主塔基礎　φ 7.0m多柱工　施工順序図



図― 6　平板載荷試験要領図（単位 ㎜）



図― 7　荷重～沈下量曲線（４P―No.６）

2．掘削礫および泥水処理

2.1 掘削礫の排出

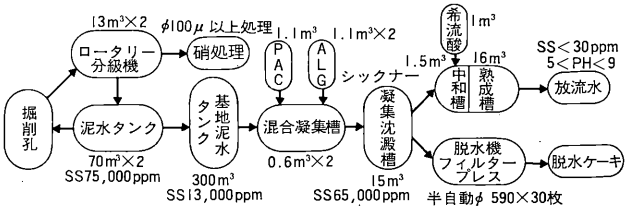
大口径掘削機により破砕された礫は、ドリルストリングス中央附近に設けられた2個の吸込口よりドリルパイプを通過し気中部の排出口より礫タンクへ排出される。

この礫を掘削面よりリフティングさせるため、掘削孔内泥水の水流エネルギーを利用するが、水流を発生させる方法には、サクションポンプ方式、エアーリフト方式、ジェットポンプ方式等がある。本工事では初期掘削においてはサクションポンプ方式を用い、浸水比が確保できる段階ではエアーリフト方式に切換える予定であったが、切換段取の作業性およびコンプレッサー圧力の問題から多柱掘削のほとんどをサクションポンプ方式による泥水循環で施工した。

この掘削礫の排出は大口径掘削機の重要な問題点の一つでもある。掘削礫は、破砕したカッターが一公転する間に排出されないと同じカッターによりリカッティング、されカッター目詰りの原因となり、ひいては掘進速度の低下にもなり、下部工全体の工期にも大きな影響を与える。このため、3Pでは、サクションポンプの電動機出力をアップし揚水量を$10m^3$/minから$13m^3$/minへと増すと共に吸込口を1個にし流速の増大を計った。4Pでは、ビッドボディへスクレイパーを取付け、孔底内の流速を増すなど、掘削礫のクリーニングの向上に努めた。大鳴門橋多柱基礎掘削で排出された礫量は、2P；2,160m^3、3P；5,850m^3 4P；5,600m^3（地山量）である。

2.2 礫分離および泥水処理

掘削された礫は、泥水の逆循環方式により泥水タンクに排出される。これを作業足場上で礫と泥水とに分離し、泥水は再度掘削孔へ循環し、礫はタンク内で回収され基地等へ搬出する。これらの連続作業により高濃度化した泥水および各掘削作業終了後孔底に沈澱したスライム等は、内鋼管建込み後排出し、泥水船等で各作業基地へ搬出し処理した。その総量は、2P；8,500m^3 3P；23,000m^3 4P；22,000m^3である。図—8に泥水処理のフローシートを示す。



図—8 泥水処理フローシート（4P）

作業足場上での礫分離作業は、2P・3Pではスクリーンおよび連続泥水タンクによる沈澱方式で、沈澱させグラブバケットにてベッセルに移し作業基地へ搬出した。4Pは泥水槽容量11.5m^3級のロータリ式分級機2基により礫分離を連続的に行ない、ベルトコンベヤーを介して礫受けホッパーに投入し、ダンプトラックにて埋立地に搬出した。

3．施工実積

最後に、大鳴門橋多柱基礎の掘削関係の工期と施工実積等について記す。

昭和52年11月に多柱基礎掘削のため、最初の大口径掘削機が搬入されてからMD—440型が2台、MD—360型が1台、MD—150型が2台、TSR—1600型が3台計8台の掘削機がつぎつぎに現場に搬入され、約1年半の長期に及ぶ掘削作業が行なわれ、約23,000名（延人員）の掘削作業員が投入された。

多柱基礎掘削に用した日数は、

2P	φ3.6m	掘削数 12孔	工期	246日
3P	φ4.4m	掘削数 18孔	工期	394日
3P	φ1.5m	掘削数 16孔	工期	275日
4P	φ4.4m	掘削数 18孔	工期	451日
4P	φ1.5m	掘削数 16孔	工期	265日

この間、掘削期間中の作業員の事故は皆無であり、掘削機本体の機械構造的なトラブルの発生も無く、作業を終えることができた。

カッターは、MD—440、360型共にギヤーカッターを使用したため、全般的に目詰りが多く掘進速度にも影響を与えたため、2Pでは岩強度が大きいこともあり半数の掘削にインサートチップタイプのカッターに変更した。また、4P側ではベアリング破損等による回転不良のため、カッターの片減りがひどく、掘削途中でのカッター交換の必要に迫られた。

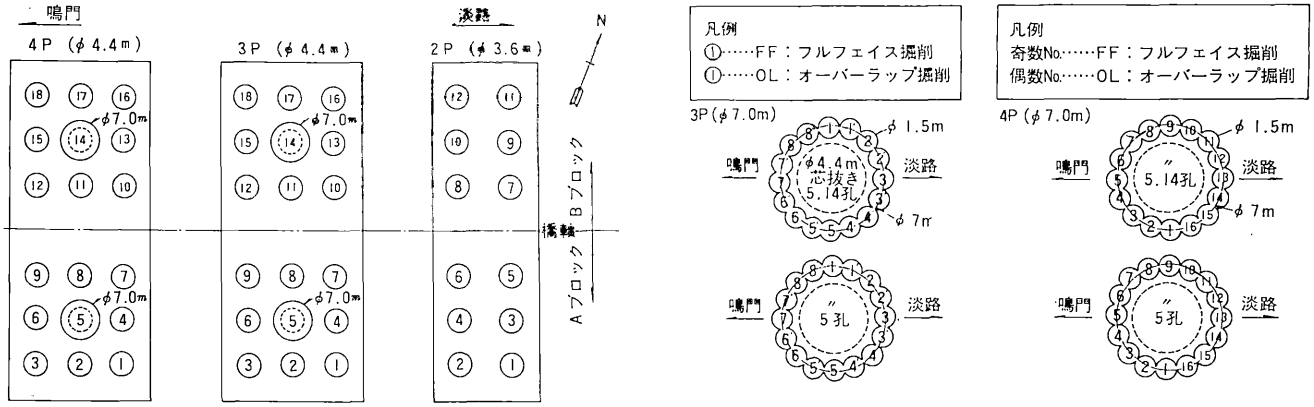
サクションポンプの問題としては、崩落ズリがポンプ内に噛み込み、揚水不能となり掘削ができなくなるトラブルが3P側で目立った。3P・4P両ポンプ共に揚水量が不足ぎみで、3Pでは工期途中より電動機出力を55KWより75KWへアップし揚水量を増して施工しクリーニング効果の向上に努めた。

大口径掘削機の施工期間中の移動回数および移動距離は、搬入搬出のための移動を除き、2Pは11回で114m 3Pは17回で312m、4Pは再掘削も含め18回で401mであった。

大口径杭φ3.6m 4.4m掘削孔の孔曲りは、ほとんど数cm以内で内鋼管建込みもスムーズに施工できたが、φ1.5mのリング掘削のフルフェイス掘削では20cm程度の孔曲りが記録された。オーバーラップ掘削では隣接孔および芯抜き側の自由面方向への孔曲りが多く最大で40cm以上も記録された。修正掘削が数孔実施されたために芯抜きとリング掘削の間の残壁はほとんど残らない状況となった。

しかし、4P—No5孔ではフルフェイス掘削・オーバーラップ掘削の16本全てが、3cm～13cm程度の孔曲りで掘削され残壁も全周に渡り残っており図—5の計画通りのφ7mが掘削された。掘削孔壁の状況を図—3に示す。

φ3.6m、4.4m掘削孔の余掘り量は、掘止め地点（TP；20m）での12本の実測では孔壁の肌落ちを除けば1cm以内という精度であった。



図－9　多柱杭配置図

表－4　多柱基礎の掘削長および掘削時間一覧表

2 P			3 P			4 P		
孔番	掘削長 (m)	掘削時間 (hr)	孔番	掘削長 (m)	掘削時間 (hr)	孔番	掘削長 (m)	掘削時間 (hr)
1	20.98	195.00	1	16.20	90.45	1	13.71	149.50
2	17.98	149.25	2	19.36	126.05	2	15.53	154.25
3	17.48	105.50	3	16.52	109.00	3	17.02	190.15
4	16.51	161.45	4	17.52	67.55	4	18.42	145.00
5	17.96	98.20	5	17.61	73.25	5	17.13	110.10
6	17.49	93.10	6	19.51	79.40	6	17.54	158.50
7	23.46	113.30	7	21.00	91.45	7	18.03	120.30
8	17.97	81.40	8	18.00	68.30	8	17.52	108.55
9	18.52	83.05	9	19.03	71.30	9	18.53	105.20
10	20.65	73.10	10	22.53	138.15	10	17.83	73.50
11	17.98	61.15	11	16.00	67.55	11	18.54	90.00
12	17.45	73.15	12	20.03	111.35	12	18.54	86.45
			13	18.51	87.25	13	17.83	89.20
			14	16.03	73.00	14	16.51	90.50
			15	19.00	87.20	15	17.03	91.10
			16	15.01	70.50	16	15.05	68.10
			17	17.50	67.40	17	14.03	66.10
			18	18.01	121.00	18	15.04	94.00
			※3'	4.10	23.00	※10'	17.85	76.40

表－5　リング掘削部の掘削長および掘削時間一覧表

3 P		No. 5		No. 14		4 P		No. 5		No. 14	
孔番		掘削長 (m)	掘削時間 (hr)	掘削長 (m)	掘削時間 (hr)	孔番		掘削長 (m)	掘削時間 (hr)	掘削長 (m)	掘削時間 (hr)
フルフェイス掘削	1	17.70	63.30	16.19	98.55	フルフェイス掘削	1	17.16	88.10	16.55	44.45
	2	17.80	87.30	16.25	72.35		3	17.16	91.40	16.59	54.40
	3	17.80	65.45	16.20	100.10		5	17.14	106.50	16.55	47.20
	4	17.70	131.15	15.98	94.55		7	17.13	72.20	16.57	75.40
	5	17.70	105.50	16.19	79.30		9	17.13	84.00	16.55	50.45
	6	17.70	80.30	16.17	103.20		11	17.14	85.10	16.56	55.00
	7	17.80	86.20	16.15	82.25		13	17.15	100.25	16.55	47.10
	8	17.70	87.55	16.25	106.05		15	17.16	72.55	16.55	79.25
オーバーラップ掘削	1'	17.70	93.45	16.19	141.55	オーバーラップ掘削	2	17.15	98.30	16.80	49.20
	2'	17.70	111.30	16.19	134.55		4	17.16	120.30	16.55	89.10
	3'	17.70	81.45	16.18	146.50		6	17.13	141.20	16.55	95.00
	4'	17.70	172.55	15.48	98.00		8	17.14	101.40	16.56	109.25
	5'	17.75	54.35	16.19	90.50		10	17.15	104.30	16.80	46.50
	6'	17.75	110.40	16.23	100.20		12	17.15	123.10	16.55	54.30
	7'	17.71	131.15	16.21	89.55		14	17.15	138.00	16.55	78.25
	8'	17.70	100.40	16.19	117.30		16	17.15	98.40	16.56	93.35

①表－4　※印は再掘削、リング部の修正掘削は含まず。
②掘削時間は純掘進時間を示し、その他運転、移設等は含まず。

大鳴門橋多柱基礎掘削で施工した全孔の掘削長およびその純掘進時間は、表－4、5の通りである。岩強度RQD等の掘削条件との相関については、現在データを分析中である。大口径掘削の1孔当たり平均掘進速度は、2P；0.174m/h、3P；0.204m/h、4P；0.152m/hである。リング掘削では計画通り施工できた。4P；No5孔のフルフェイス掘削－0.1[195.00 149.25]" オーバーラップ掘削；0.148m/hであった。

最後に、計画時[105.50 161.45]大きなトラブルとなるであろうと懸念された掘削[98.20]壁崩落等の事故は、3P；No3孔で10数m^3の横穴[93.10]落、4P；No10孔で70m^3の表面崩落が発生したが[113.30 81.40]では水滓モルタル、4Pでは貧配合コンクリート[83.05]し硬化後、同じ掘削機により、回転数、スラスト[73.10]トルク等を調整し、ビッドが揺動しない様に注意[61.15 73.15]掘削を行ない計画通りの多柱基礎を施工することができた。

あとがき

大口径掘削機による海底岩盤の掘削は、本四公団発足前から調査研究が進められ、多くの施工実験を経て実用化した新工法である。

大鳴門橋の多柱式基礎を完了した現在、本多柱基礎工法は大島大橋の施工成果とも合わせ、水中施工における安全確実な工法として充分実用に供することができる工法と云えよう。今後更に、掘進速度の向上、口径の異なるビッドを使用した組合せ掘削による大口径掘削のパターンの確立など、より効率的な工法として発展することを願う。

このような成果を得ることができたのも、偏に、十数年に及ぶ先輩諸氏の研鑽と工事関係者の努力の賜物と関係各位に対し心からの敬意を表するとともに、今後の工事に資するため、大鳴門橋多柱掘削の実績をまとめることが、我々の責務として受けとめ、種々の面からの検討を加えることを約束して本報告を終える。

参考文献

1）建設省土木研究所機械施工研究室；土木研究資料第1310号 大口径削孔機械の削孔性に関する研究
2）遠藤武夫；「大鳴門橋の下部工工事（多柱基礎）道路 460号 1979年 6月
3）本州四国連絡橋公団第一建設局鳴門工事々務所；大鳴門橋について 1978年 10月

因島大橋下部工工事報告

Report of Innoshima Bridge Substructure Work

向島工事事務所　第一工事長　竹内覚夫
Kakuo Takeuchi
第三建設局　建設第一課長代理　平山純一
Junichi Hirayama

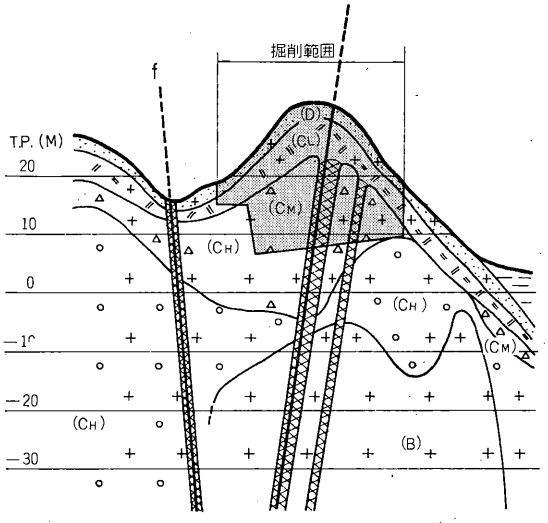
1．まえがき

因島大橋下部工工事は、昭和51年12月24日に契約を締結し、2年5ヶ月、870日を経て、昭和54年5月12日竣工したのでその概要を報告する。

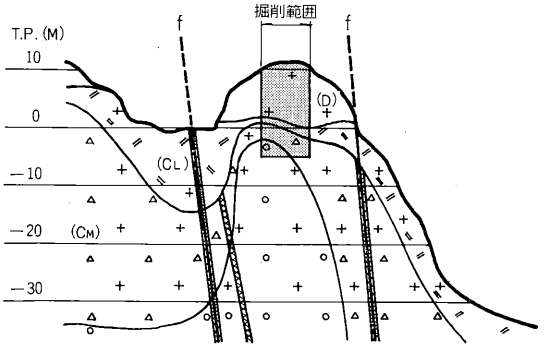
2．下部工工事の概要

2.1　地質

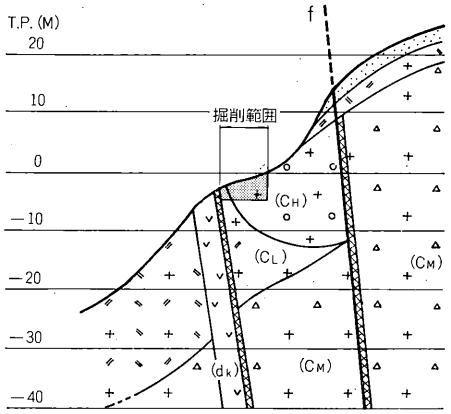
向島南部の山地は高見山からNEE—SWW方向に延び布刈瀬戸を隔てて、因島北部の白滝山の山地に連なっている。因島大橋は、両山地を隔てている布刈瀬戸を結ぶものである。向島、因島とも平地は少なく海岸部に沿って、入江状の小規模な沖積低地が点在している。本地域の基盤岩類は主として花崗岩類と、これを貫く小規模な脈岩類より構成され、これを被覆して沖積層と崖錐堆積がそれぞれ海岸部と山腹斜面に分布している。花崗岩類は、中生代白亜紀に活動したといわれる広島型花崗岩に属し淡紅色を呈する中～粗粒黒雲母花崗岩を主としている。脈岩類は、巾5m以下の小規模のものが多く、ほとんど70°以上の高角度で貫入している。脈岩類は因島側、4A地点に多く発達している。岩脈と岩脈間は断層破砕帯であり、岩盤は地上からの風化と組合さって複雑に劣化して不均質な箇所もある。アンカレイジ及び主塔基礎位置の強風化帯、風化帯の層厚は薄く比較的浅部に未風化花崗岩が存在する。図—1～4に1A、2P、3P、4A、附近の地質模式図を示す。



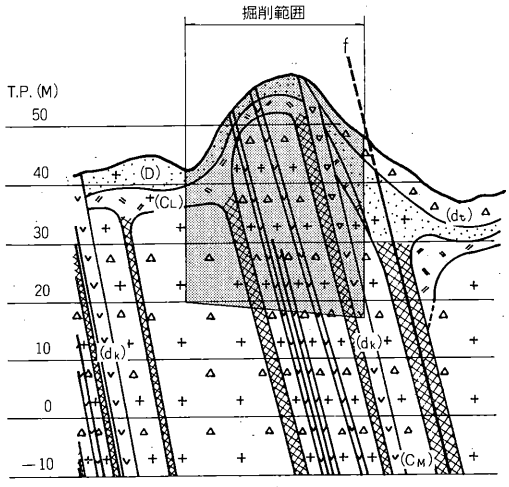
図—1　1A地質模式図



図—2　2P地質模式図



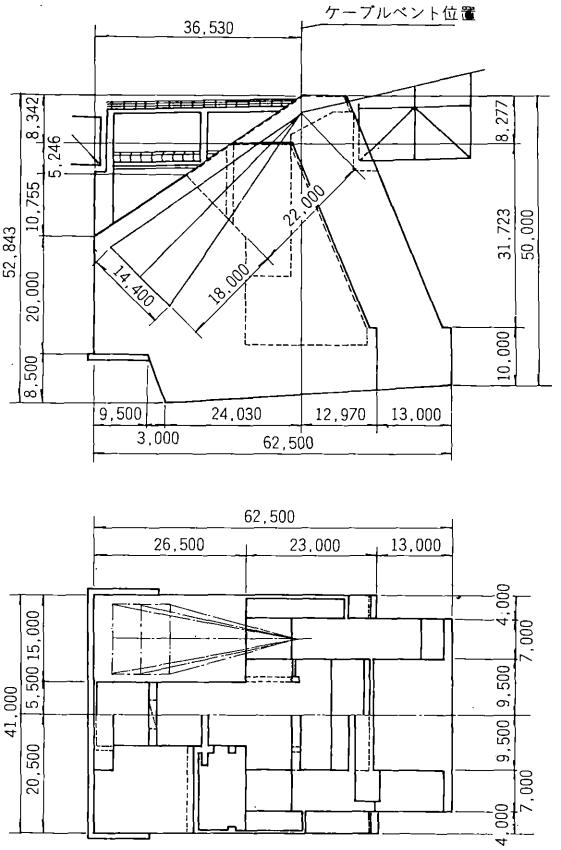
図—3　3P地質模式図



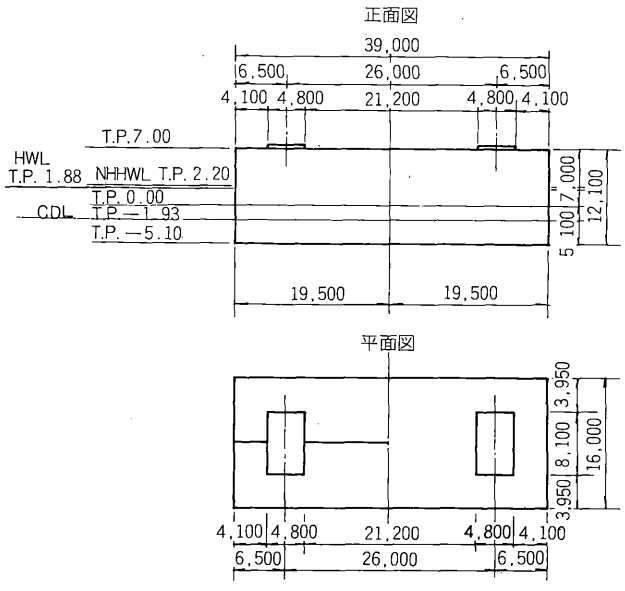
図—4　4A地質模式図

2.2 構造一般

布刈瀬戸を隔てた向島、因島側の地質は大きな差異がなく、比較的浅い位置にCM級の末風化花崗岩が支持地盤として利用できる事から、アンカレイジ及び主塔基礎は、直接基礎型式を採用している。2P主塔基礎は軀体の約半分8.0m が海中に位置している。3P主塔基礎は汀線から約10m 海中に位置しているので、締切工を施工した後に軀体工は気中施工することにした。1A及び2P構造一般を図—5、6 に示す。



図— 5　1A構造一般図



図— 6　2P構造一般図

2.3 工事の概要

工事の施工内容、主要数量、実施工程を表— 1 ～ 3 に示す。

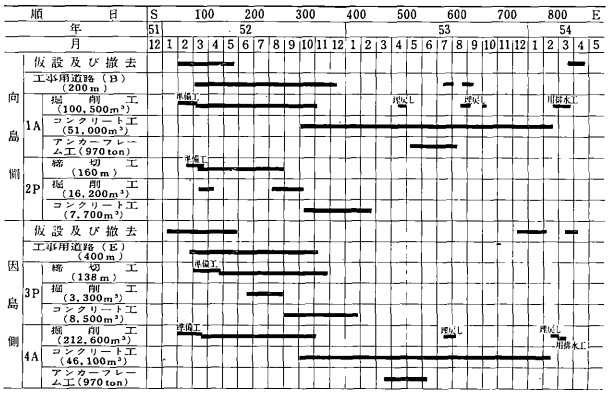
表— 1　下部工工事施工内容

区　分		単位	数量	摘　要
アンカレイジ（橋台）		基	2	直接基礎、図— 1 に示す 1 A、4 A ケーブルアンカーフレーム、スプレーサドルアンカーフレーム、キャットウオークアンカーフレーム、エンドリンクアンカーフレームおよびストッパーのアンカーフレームは据付けのみとする。
主塔基礎（橋脚）		基	2	直接基礎、図— 1 に示す 2 P、3 P 塔アンカーフレームは据付のみとする。
締切	2 P	式	1	重力式擁壁約160 m（内100 m は締切、60 m は物揚場）
	3 P	〃	1	重力式擁壁（約138 m）
工事用道路	B	m	200	W＝5.5 m アスファルトコンクリート舗装　向島側
	E	〃	400	W＝5.5 m アスファルトコンクリート舗装　因島側

表— 2　下部工の主要数量

区分	数量	名称	場所	掘削（m³）	型枠（m²）	鉄筋（t）	コンクリート(m³)	アンカーフレーム(t)
アンカレイジ	2基	1 A	向島側	100,500	12,200	850	51,000	970
		4 A	因島側	212,600	9,800	540	46,100	970
塔橋脚	2基	2 P	向島側	16,200	1,300	400	7,700	50
		3 P	因島側	3,300	1,000	400	8,500	50
アンカレイジ＋塔橋脚				332,600	24,300	2,190	113,300	2,040
締切工	1式	2 P	向島側	重力式擁壁160m(内訳;締切100m,物揚場60m)				
		3 P	因島側	重力式擁壁138 m				
工事用道路	200m	B	向島側	幅員5.5m アスファルトコンクリート舗装				
	400m	E	因島側	幅員5.5m アスファルトコンクリート舗装				
工期	昭和51年12月24月～54年5月12日							
摘要	鉄筋、セメント、アンカーフレーム材は支給							

表— 3 下部工実施工程



2.4 仮設備

仮設備の主要なものは、作業基地、動力設備、給排水設備、通信設備等がある。向島と因島は海峡で分離されているため、その各々に設備を行った。

(1) 動力設備

全体工期は着工から竣工まで5年有余になるため、工事用電力を検討し、電力会社との段階別契約により最大

契約容量600KWの受電設備とした。電力供給に係わる工事費の負担は公団が行なった。向島側（1A、2P）の設備容量675KVA、負荷設備容量は動力375KW、照明63KW、因島側（3P、4A）の設備容量715KVA、負荷設備容量は動力413KW、照明59KWを設備した。

(2) 給水設備

工事用水は、向島、因島側ともに既設上水道より供給を受けた。両島とも既設上水道管径はϕ50㎜であったので20t受水槽を設け、GME40×4—67.5 2台（1台は予備）でEL53.0m にある80t受水槽に揚水した。管路延長は20t受水槽から80t受水槽まで800～1000m、80t受水槽からの延長約300m にも及ぶので送水量0.1t/minから管径をそれぞれϕ40、ϕ65～ϕ80に決定した。使用実績は全期間を通じ、片側で25,000m³、日当り最大4,000m³、最少300m³であった。

(3) 工事用地および仮設建物

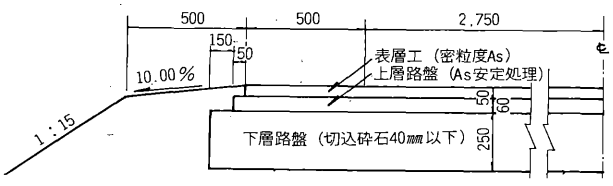
工事用地は、因島側19000m²、向島側2700m²を確保し無償貸与した。向島側1A、2P附近は用地が狭隘であるため、1200m²を借地し作業員宿舎にあてた。仮設建物は因島側2150m²向島側1,100m²を設備した。

3. アンカレイジ工事

支持地盤は、CM級の花崗岩を対象にしているが4Aの支持地盤は、ケーブルアンカーフレームの構造寸法から基礎底面が決定され、1Aの基礎底面高さの比高が約10mある。掘削深さは1A約25m、4Aで約30mである。掘削土量は1A約10万m³4A約20万m³、コンクリートは片側約5万m³、ケーブルアンカーフレームの片側重量約1000tの諸元をもつ直接基礎である。

3.1 工事用道路

工事用道路は、アンカレイジの掘削土砂、コンクリート、上部工工事の資材の搬出入、完成後の管理に供するために、1Aに対して延長200m 、4Aに対して延長400m、巾員5.5mの工事用道路を新設した。工事用道路の断面構成を図—7に示す。



図—7 工事用道路標準図

3.2 掘削工

1A、4Aの掘削土量は、1A約10万m³、4A約20万m³である。掘削土は向島IC、布刈PAの本線に流用し上部路床まで仕上げた。掘削は、BD—TS—DTの組合わせ機械で順次積込み場所を移動しながら施工した。発破作業は、作業面積が狭隘でベンチカット工法が取れないため大型BDのリッピングを併用する盤下げ方式とした。発破は穿孔径75㎜、1Aでは玉ねぎ状をした未風化残溜物が多く見られ発破により大きな岩塊となりやすいので穿孔長3.0mにした。4Aは、岩の亀裂、シーム等が多く見られ発破により小さな岩塊となりやすいので穿孔長を6.0mとした。発破サイクルは2回/日を原則とし爆薬は、コーズマイト、アカツキ、桐3号、ANFOを使用した。仕上掘削は、基礎底面から上部50cmの範囲をピック、ブレーカ等による人力掘削を行ない、さらに浮石およびシームの除去を行なうためにウォータージェットで岩盤清掃をした。掘削工期は1A、4Aともに約8ヶ月でそのうち仕上掘削に1ヶ月を要した。日当り掘削実積は、1A630m³/日、4A1230m³/日であった。

3.3 型枠・鉄筋

型枠は、一般のダム型枠と同様に鋼製スライド型枠とした。本工事においては、型枠作業における安全性を考慮してスライド型枠の上、下段に足場と安全ネットを取付け飛来落下防止に努めた。

鉄筋量は、1A860t、4A560tでその約70%以上が太径鉄筋である。太径鉄筋はタワークレーンにより吊込み、組立はロット割その他から支持フレームを組み配筋した。

3.4 コンクリート

(1) 示方配合

コンクリートの供給は島内の生コン業者1社のみではその供給能力に問題があったのでプラントの設備調査と2種のコンクリートを混入した場合の、その品質に及ぼす影響について調査を行なった。その結果何ら問題がないことが明確になったので両島とも2社の生コン工場を使用した。マスコンクリートをポンプ打設する場合には、マスコンクリートの性質と、ポンプ打設する場合のポンプビリティについては相反する部分が多いが、本工事では示方配合を表—4、5のとおりとした。

表—4 配合基準

コンクリートの種別	材令91日における圧縮強度（kg/cm²）	スランプ（cm）	粗骨材の最大寸法（mm）	まだ固まらないコンクリートの空気量（%）	減水剤、AE剤の区分
コンクリートE₁	240	10～12	40	4～5	減水剤

表—5 示方配合 （1m³当り）

セメントの種別	単位セメント量(kg)	単位水量(kg)	水セメント比(%)	細骨材率S/A(%)	単位細骨材料(kg)	単位粗骨材料(kg)	単位混和剤量(g)	減水剤AE剤の区分	摘要
高炉セメント	280	171	61.0	39.5	709	1,119	700	減水剤	粗骨材：砕石 細骨材：海砂 を水洗したもの

(2) 打設

a) ブロック割

1つのブロックの大きさは、コンクリートの温度応力

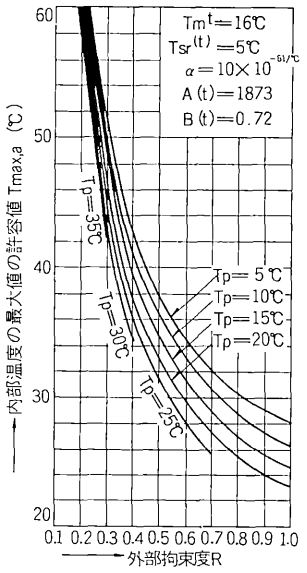
によって生ずるひび割れが発生しない寸法又は1日の打設能力から寸法が決定される。又全体的には、その構造物の力学的特性、および形状を考慮して収縮目地の位置を決定する。本工事の場合は関門橋その他を参考にして、1A、4Aとも7ブロックとし、リフト高さは1.5mを標準とした。又長期及び短期の外部拘束、内部拘束はACI、森の提唱する拘束度を用いて許容最高温度を求め、リフト割を決定した。ブロック数は、1A207、4Aで184であり最大打設量730m^3、平均打設量250m^3となった。

b) 打設

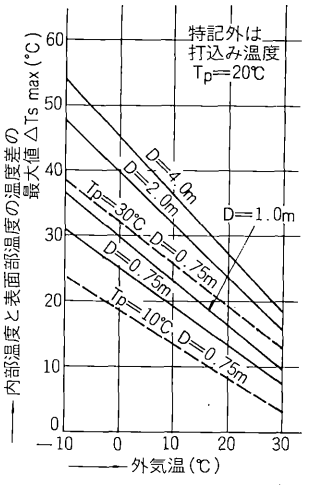
打設は、ケーブルアンカーフレーム部分のバケット打込みが困難であること、ポンプ打設が効率がよく経済的であることからポンプ打設とした。ポンプ車は80～90m³/hの吐出能力のもの2台使用し、片押し3層打込みを原則とした。コンクリートはポンプビリティからスランプが10cm以上と大きく、打込み、締固め作業性がよくないので軽量形鋼で打設足場を製作し転用しながら打込んだ。水平打継目の処理はグリーンカットでレイタンス等の除去を行ない敷モルタル15mmを敷均し一体化を計った。冬期の養生は内部拘束によるひび割れに留意し、内部温度との差を少なくするために、ブロック面をシートで覆いアイランプ、またはジェットヒータを設置した。一方夏期における養生は、プラントの骨材置場に日覆を設け、粗骨材には散水をして打込み温度を下げた。またブロック上面をシートで覆い直射日光を避け、湛水養生を実施した。標準リフトの打設サイクルは6日、打設速度は0.25m/日、ポンプ車1台当りの打設実績は30～40m³/hであった。

c) 冷却工

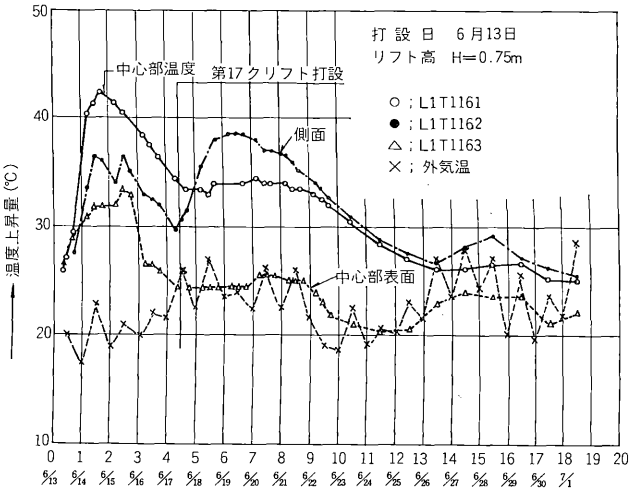
本工事では、コンクリートの初期温度を抑制するためと、継目開度を大きくするためにϕ 1″電縫管を埋設してコンクリートを冷却した。冷却はそれぞれの目的に応じて1次、2次に分けて実施した。冷却設備は100 JRTのクーリングプラントを設置した。配管は、ブロック外の主管ϕ 5″、各々ブロックのクーリングパイプはϕ 1″の電縫管を1.5mピッチに配管した。1次クーリングの通水期間は、コンクリート打設後30日間を原則とし、初期水温15～20℃の真水を循環させた。水温は、1日/回給排水温度を自記水温測定器で計測した。2次クーリングは冬季に実施した。コンクリートの内部平均温度20～28℃を年平均気温以下に冷却し継目開度を大きくした。2次冷却日数は約25日を要した。つぎにコンクリートの温度管理は、断熱温度上昇、引張、圧縮、静弾性係数、クリープひずみを実験から求め、Mc, Heenrry, GIoverの解から温度履歴を求め、コンクリートの引張強度と拘束条件から許容最高温度を決定し、埋設計測器の値と対比しながら温度を管理した。もう一つは断熱温度上昇のe^{-mt}のmが1に近く初期に熱放散が大きく、CaIsonが提唱する許容温度とが現象的に合わないことから、コンクリート内部温度の計測値をもとに、回帰式から求めた曲線が$T(y)=ax^2+bx+C$に近似できると仮定し、コンクリートの力学的な性質に関しては、



図－8 式(7)により算定した外部拘束度と内部温度の最大値の許容値の関係



図－9 外気温と内部温度と表面部温度の温度差の最大値の関係（計算値）



図－10 1A L1 16リフト温度上昇の経日変化

引張強度

$$\sigma ct(t)=0.1\ \sigma cb(t)$$

静弾性係数

$$Ec(t)=A(t)\ \sigma cb(t)$$

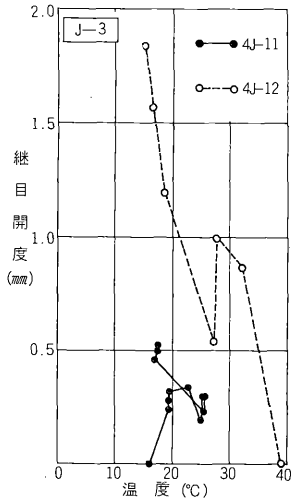
クリープによる緩和率

$$B(t)=1/(1+p(t))$$

有効弾性係数 $Ec(t)=$

$$A(t)\cdot B(t)\cdot \sigma cb(t)$$

と仮定し、内部拘束、外部拘束による温度の最大値との関係を図化して温度管理を実施した。計算例と温度計測結果の1例を図－8、9、10に示す。



図－11

2次クーリングの継目開度変化を図－11に示す。

継目開度の算定式は、$\triangle L=\alpha\triangle tL(1-MkR)$で表わせる。

$\triangle L$；継目開度(mm)、α；コンクリートの線膨張係数

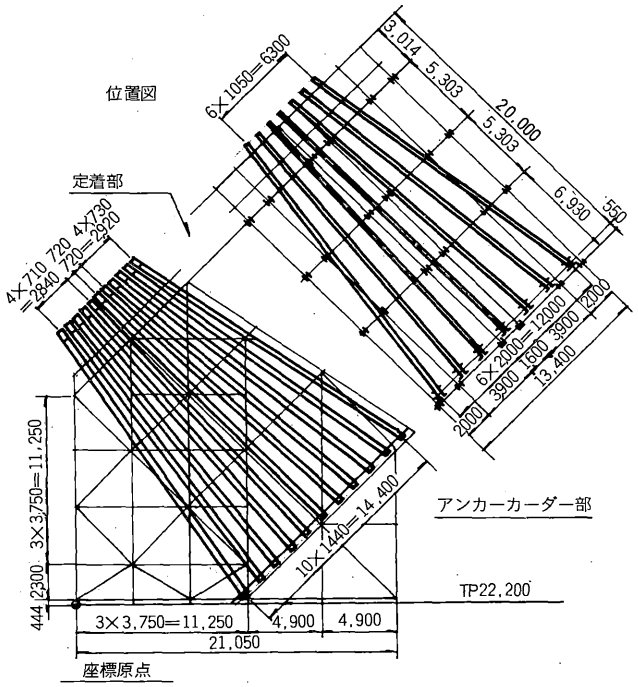
L；ブロックの長さ、$\triangle T$；打設後1ヶ月目のコンクリート温度と冷却目標温度との温度差（℃）

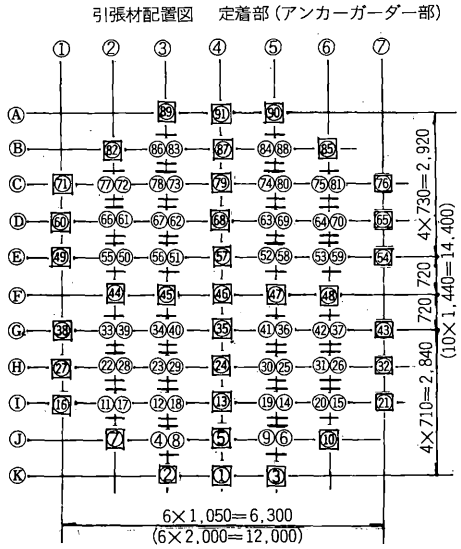
R；拘束度、k_R；拘束度の修正係数

継目開度を左右する因子として、H、$\triangle T$、L、hをとり重回帰分析をすると$\triangle L=2.15\times10^{-4}\cdot H^{0.84}\cdot L^{0.79}\cdot \triangle T^{1.43}\cdot h^{-0.3}$となり温度降下量$\triangle T$、ブロック高さ$H$、ブロック長$L$の順に影響を与え、岩着点からの任意高さ$h$は影響しないという結果が得られた。

3.5 ケーブルアンカーフレーム

ケーブルアンカーフレームの概要を図—12に示す。





図—12 アンカーフレーム・アンカーガーダー 一般図

構造は1A、4Aとも同一で1基当りの鋼重約500tである。架設は全て単材架設とし、タワークレーンの吊能力を超過するアンカーガーダーはトラッククレーン（1Aは127t吊、4Aは70t吊）で架設し他の部材はタワークレーン、180$t\text{-}m$揚程100mで架設した。引張材はコンクリートとの付着をなくするために鉛丹錆止塗装を施し、継手部は発泡スチロールで覆いコンクリートの拘束がないように配慮した。組立は、各段階で精度を確認しながら組立てた。組立実績は、11t/日、最終的な組立精度は引張材先端での高さ(Z)、橋軸方向(X)、軸直角方向(Y)により決定されるが、これらの検測結果を表—6に示す。

表—6 据付精度

	高さ(Z)	橋軸直角方向(Y)	橋軸方向(X)
ケーブルアンカーフレーム据付時最大誤差（1A）	19	5	17

（単位mm）

3.6 継目グラウト

グラウトは、外気温が最も低くなる1月中旬から2月中旬に2次クーリングに引続き実施した。注入は、注入管の洗浄、水押しテスト、反対側ブロック、隣接するブロックの充水等の準備を完了させ開始した。

上部リフトの継目開度は4Aで最大2.1mm、最小0.8mm、1Aは殆んどの継目が1.0mm以下で4Aに比較して小さかったので注入セメントは4Aは普通ポルトランドセメント、1Aはコロイドセメントを注入した。アンカレイジは、周囲の拘束がなく注入圧力により過大な応力増加、ブロックの変位を防止するために、継目計、鉄筋計、ダイヤル、ゲージ、ベント圧力等により注入圧力の管理をした。鉄筋の応力度とベント圧力との関係は計測できなかったが、グラウト前とグラウト終了後の鉄筋応力の変動は上下部リフトで約15kg/m^2、上部リフトで最大350kg/m^2、最小100kg/m^2であった。注入実績は一つの継目（面積140～250m^2）で所要注入時間4時間、注入量は5kg/m^2であった。

4. 主塔基礎（橋脚）工事

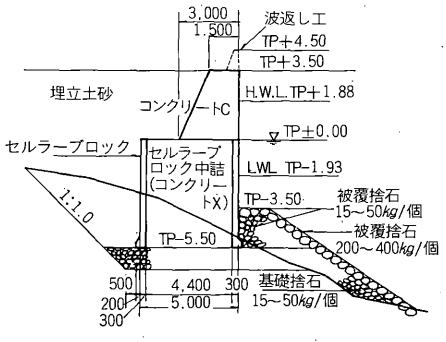
4.1 概要

図—6に示す橋脚2Pと3Pは構造寸法が、全く同一である。橋脚本体は2Pでは陸地と海中へ半分づつかかっており、3Pでは陸地より10m沖側へ位置しているので、締切工を設け、気中施工する事にした。

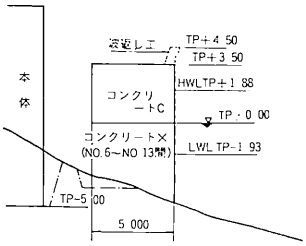
向島側の2P締切は本工事で全てを施工したが、因島側3P締切は過去2回の鋼管矢板建込み実験で、締切中央部はほとんど完成済であり、本工事では両翼部の締切を施工した。

主塔基礎工事は、2P、3Pとも締切による止水効果が大きく、また、締切上が作業用道路として利用できたため、躯体工事は効率よく進捗した。

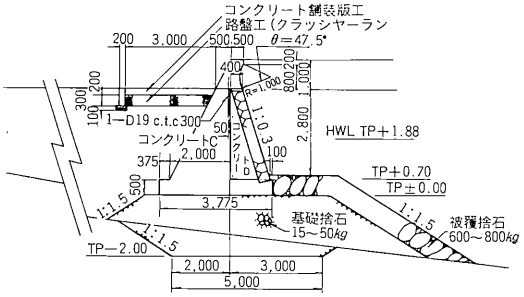
2P、3Pの締切工を図—13～16に示す。



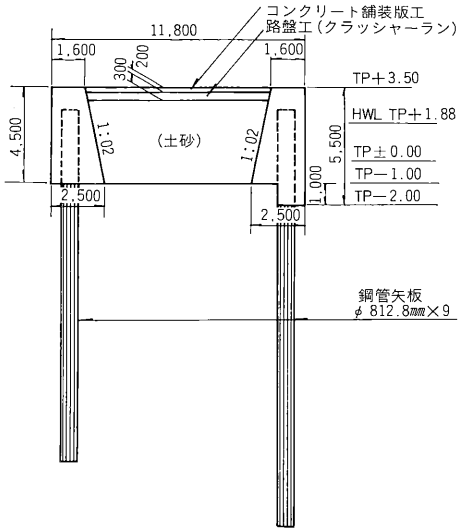
図—13 2P物揚場部標準断面図



図－14　2P締切り部標準断面図



図－15　3P締切工標準断面図



図－16　3P実験工標準断面図

4.2　2P締切工

2P締切工は2P本体囲りの締切部102mと上部工資材搬入のための物揚場部60mとからなる。

物揚場部はセルラーブロックによる締切で、三原市糸崎で製作したセルラーブロック6基を100t吊クレーン船により据付けた。据付精度は、水平方向最大13mm、高さ方向最大＋55mmであり、機能上、満足できるものであった。セルラーブロックは水中コンクリートにより中詰を行った後、その上部にコーピング部を築造し、背面盛土をして、岸壁として利用できる構造とした。

本体締切部は岩（CL級）が露出しているため、水中掘削を極力避け、重力式コンクリート構造とした。水中掘削は岩の亀裂にある堆積層を主とし、オレンジピールバケットで掘削した後、潜水夫による清掃を行った。水深は最大で5m程度であったので、H鋼建込みは、H鋼先端に高圧ジェットのノズルを取りつけ、そのH鋼をバイブロハンマーで岩盤内に約1m打込み固定する方法とした。これによりH鋼は平均2cm/minの速さで打込むことができ、施工期間の短縮を図ることができた。また、施工精度も±10mmの範囲に納めることができ、十分満足できるものであった。型枠は、鋼管矢板建込み実験において3P締切工の一部に使用した面組み型枠とした。支柱用のH鋼を約3.1m間隔に建込んだ後、陸上で組み立てた型枠をH鋼の間に落し込むものである。枠組立後、水中コンクリートを打設し、締切工を完成した。2P橋脚掘削、コンクリート作業期間の締切堤からの湧水は僅かで、問題にならなかった。

4.3　3P締切工

主塔基礎前面の水深約13.0m、延長約50mの施工は、昭和47、48年度に鋼管矢板建込み実験を行ない完成させた。50年度には、両翼部29mと、鋼管矢板部の軀体をプレパックド工法により施工した。今回の施工は既設締切擁壁と陸域部を結ぶ延長約138mの水深T.P.－2.5m以浅の重力式擁壁は、潮待工事で施工した。

4.4　掘削工

2P、3Pとも、ショベル、ダンプ工法で施工した。硬岩は、締切堤への影響を考慮して、2Pは、軽装薬、段発雷管の発破作業とし、3Pは、発破を使用せずロックブレーカー等の機械掘削とした。

仕上中掘削及び岩盤清掃についてはアンカレイジと同様である。

4.5　コンクリート工事

ブロック割は、水中鉄筋が多いため、鉛直継目は設けずリフト高0.75m、1回当り打設量624m³とした。

打設方法はアンカレイジと同様ポンプ打設とした。

4.6　塔アンカーフレーム工事

塔アンカーフレームは別途製作し、海上輸送されたアンカーフレーム2基（1基当り本体約43t、付属物1.5t）を水切りし、2P、3Pとも同じ100t吊起伏旋回式のクレーン船を使用して据付けた。

据付精度は、所定位置に対し最大33mmの範囲内で所要時間3時間程度で据付を完了した。その後微調整を行ない、最終的に、3.5mmの精度に納めた。

5.　あとがき

因島大橋下部工工事が無事故で竣工したことは、関係各位の御指導のたまものと関係者一同、心から喜んでいる。本工事を通じて得られた資料については、整理検討中であり、本報告は主要な施工概要について述べたものである。

大三島橋載荷試験

Loading Tests of Omishima Bridge

第三建設局　計画課長　村上憲司
Kenji Murakami

1．まえがき

50年12月21日に起工式を行い、本州四国連絡橋公団の鏑矢となって、工事を進めてきた大三島橋も、3年5ヶ月を経過し、54年5月12日に開通式をとり行った事は周知のところである。

本橋は、アーチ支間297mの単径間鋼ソリッドリブ2ヒンジアーチ橋で、その構造特徴は、アーチリブを側タイにより、支間の約$\ell/6$点で橋台に固定している事にある。

これは、アーチリブの水平変位を拘束した事になり、それによってリブの桁高が支間の1/84と非常にスレンダーな構造となっている。

その設計方法は、アーチの変形を考慮した大変形解析で行われているが、特殊な構造であるので、完成後における挙動を把握し、設計の妥当性を検証する目的で、橋体完成後、下記に示す載荷試験を行った。

試験名　大三島橋載荷試験
工　期　54年3月15日～54年5月30日
契約額　25,140千円
（内、載荷試験分　17,420千円）
契約先　株式会社横河橋梁製作所

主たる試験

試　験	試験項目	実　施　日　時
静的載荷試験	橋体載荷試験	54年4月7日　5：00～16：00
	吊材荷重分担試験	〃　〃
	床版載荷試験	54年4月6日　14:00～17:00
動的載荷試験	車輌走行試験	〃　9:00～18：00
	車輌落下試験	〃　13:00～16：00

本稿は、その試験概要を報告するものである。

2．静的載荷試験

2.1　橋体載荷試験

(1)　概要及び載荷方法

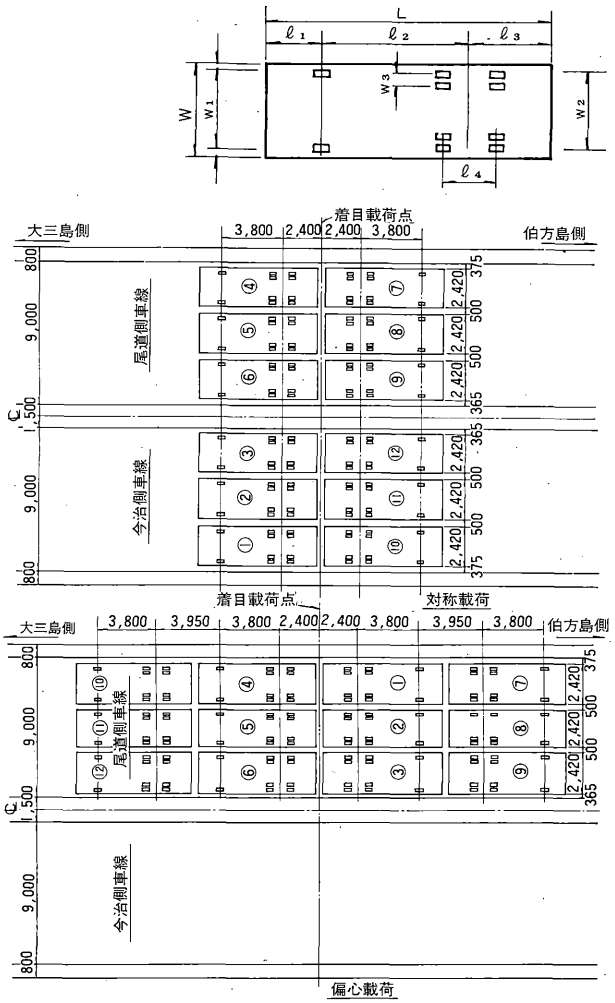
橋上にトラックを静的に載荷し、その時のアーチリブ及び、タイの応力・変位を測定し、その計測値を設計々算値と比較し、設計々算時の仮定の妥当性を検証した。

積荷（バラス）調整により、表—1に諸元を示すあら

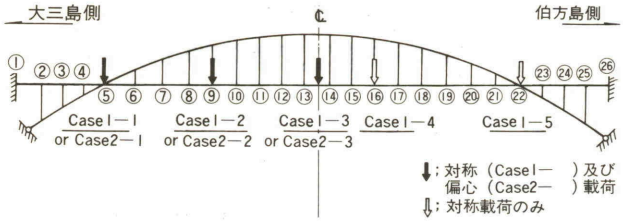
表—1　載荷用車輌諸元

車輌No.	車輌寸法（mm） L	ℓ_1	ℓ_2	ℓ_3	ℓ_4	W	W_1	W_2	W_3	車輌重量（ton） 総重量	前輪重量	後輪重量
1	7,600	1,450	3,800	2,350	1,300	2,400	2,020	1,850	330	20.04	4.08	15.96
2	7,500	1,530	3,750	2,220	1,300	2,400	2,010	1,800	300	20.20	4.70	15.50
3	7,550	1,450	3,800	2,300	1,300	2,350	2,020	1,850	330	20.04	4.62	15.42
4	7,600	1,300	3,900	2,400	1,300	2,490	2,050	1,870	330	20.00	4.80	15.20
5	7,600	1,300	3,900	2,400	1,300	2,490	2,050	1,870	330	20.02	4.68	15.34
6	7,600	1,300	3,900	2,400	1,300	2,490	2,050	1,870	330	20.04	4.90	15.14
7	7,500	1,400	3,800	2,300	1,300	2,470	2,020	1,850	330	20.08	5.32	14.76
8	7,380	1,460	3,750	2,170	1,300	2,350	2,000	1,900	300	20.08	4.70	15.38
9	6,980	1,130	3,800	2,050	1,300	2,380	1,920	1,840	330	20.12	5.12	15.00
10	6,800	1,400	3,800	1,600	1,300	2,350	2,020	1,880	330	19.96	5.60	14.36
11	7,500	1,400	3,800	2,300	1,300	2,470	2,020	1,850	300	20.06	5.74	14.32
12	7,500	1,530	3,750	2,220	1,300	2,400	2,010	1,800	300	20.08	5.58	14.50

注）④～⑥号車はコンクリートミキサー車、他はダンプ車



図—1　載荷方法



図— 2　載荷位置

かじめ総重量20 t としたトラック12台を橋軸直角方向に図— 1 の如く対称載荷または偏心載荷した。橋軸方向の載荷位置は、図— 2 に示す格点⑤、㉒のタイ交差部、格点⑨の最大正曲げモーメント発生位置、格点⑬～⑭間の支間中央部及び格点⑯の最大負曲げモーメント発生位置の 5 ヶ所である。

上記 5 ヶ所の全位置で対称載荷を行った他、格点⑤、⑨及び⑬～⑭間では偏心載荷を行っている。

載荷状況を写真— 1 に示す。



写真— 1　橋体載荷試験

(2) 測定項目及び方法

1) 応力及び温度測定

応力はワイヤーストレインゲージにより、温度はゲージにより、

ワイヤーストレインゲージ（FLA6—11）——スイッチボックス（ASW324）——ストレインメーター（TDS-256DC）——プリンター

温度ゲージ（KTB-7-50A）——温度ゲージアダプター（TA-50UA）

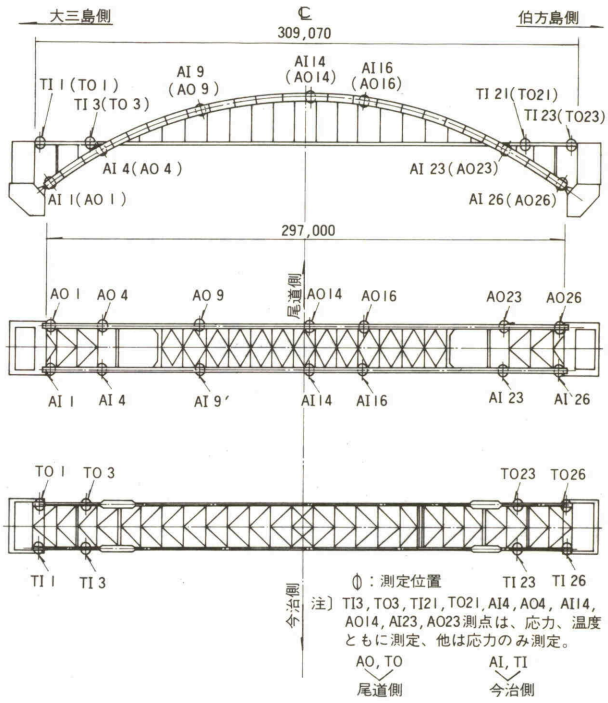
で測定したが、その添付箇所を図— 3 に示し、断面の詳細を図— 4 に示す。また、写真— 2 に測定状況を示す。

2) 変位測定

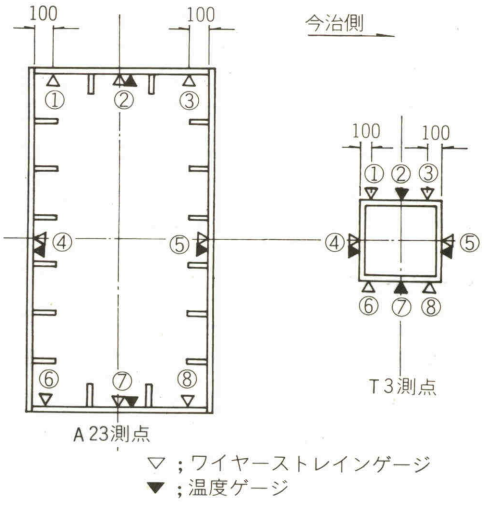
(a) アーチリブのX・Y方向変位

大三島及び伯方島側各々に光波測距儀を 1 台ずつ据付け、尾道・今治側の両アーチで図— 5 に示す格点5A ・22Aタイの交差部、格点の 9 A・18Aの $\ell/4$ 部及び格点13 Aのアーチクラウン部のX及びY方向変位を測定した。

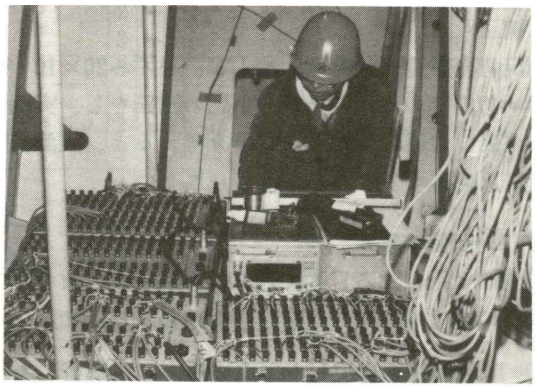
(b) タイの撓み



図— 3　応力・温度測定位置

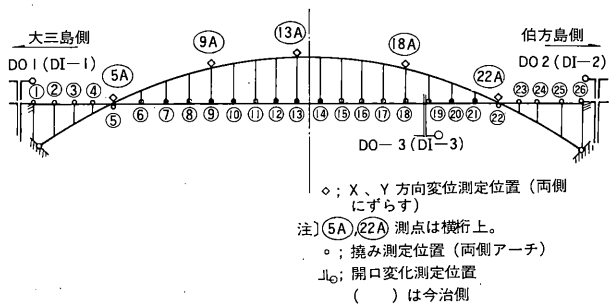


図— 4　ゲージ設置位置詳細



写真— 2　応力及び温度測定

タイ交差部にレベルを設置し、図— 5 の位置で各載荷状態におけるタイの撓みを測定している。



図— 5　変位測定位置

(c) 開口変化量

タイ切断部の伸縮継目が健全に挙動しているか否かを明らかにする目的で、図に示す如く尾道・今治側の両地覆部に摺動抵抗型変位計を設置し、タイヒンジ部上及び橋台3A・4A後部のエキスパンション部の開口量の変化を測定した。

摺動抵抗——スイッチ——ストレイン——プリンター
変位計　　ボックス　　メーター

(SDP-100R) (ASW344) (TDS-256DC)

(d) 橋台の傾斜量

橋台3A・4A内の中空部各々にさげ振りを設置し、橋台の傾斜量を測定した。

なお、さげ振りは、振動をすみやかに止める為に油中につけている。

(3) 測定結果及び考察

1) 実測値の補正

本試験は、日中に行われたので、温度変化の影響等により測定値にばらつきが出る恐れがあった。それを避ける為、イニシャル測定時—実測時—零点移動測定時の各地点での経過時間を記録し、零点移動量を経過時間に応じて、比例配分し補正した。但し、変位測定については、測定時間が長く、各測定時点間の時間を正確に計れなかったので、各測定間隔を一定にし、零点移動量を比例配分し補正した。

測定時の零点移動量は、殆んど、ひずみ20×10^{-6} 変位10㎜以内である。これは、上記の補正をし、実測ひずみ及び変位の絶対量が大きい事を考えると、実測値全体の傾向を阻害するものとは考えられない。

2) 測定値の算定

実測値と比較する目的で以下の計算手法により、各載荷状態に於ける応力及び変位の計算値を求めた。

(a) 床版剛性を無視した平面構造として解析した。

(b) 側タイのピアバネ常数については、K=20,000t/m、K=∞の2種を仮定した。

(c) 横河橋梁の大変形プログラムFISPLAN/FRAMSを使用し、死荷重キャンバーを考慮した座標に死荷重を載荷し、その上にトラック荷重を載せた。

(d) トラック荷重の主構への分配は慣用計算法によった。

3) 測定結果及び考察

(a) 応力測定

各載荷状態におけるアーチリブの尾道側の応力測定結果につき、対称載荷を表— 2 に、偏心載荷を表— 3 に示す。

側タイの応力測定結果を表— 4 に示す。

測定結果より、次の事が言える様である。

a) 対称載荷時に於ける実測結果は、アーチリブ、側タイともに、尾道・今治両側の主構に差はなく、両主構のバランスが良い事を示している。

b) アーチリブに於ける実測値/計算値（K=∞）は曲げモーメントに対し、約0.7、軸力に対し約0.9である。

c) 側タイに於けるそれは、曲げモーメントは小で確定出来ないが、軸力は0.7～0.8となっている。

d) 偏心載荷時に於いて、尾道側側タイの実測軸力が、K=∞の場合の計算値の50～70%であるのに対し、今治側の実測軸力は計算値を上回っている。

これは、両側主構の応力が均一化されており、床組の荷重分配が慣用計算値より良い事を示していると考えられる。

(b) アーチリブの変位及びタイの撓み

a) アーチリブとタイの同一測定位置に於ける（例えば格点5A：格点5）Y方向変位と撓み実測結果とは計算値の傾向と良く合致する。

b) アーチリブの変位実測結果は、対称載荷では計算値（K=∞）の60～70%であり、偏心載荷では今治側測点に於いてほぼ等しい。

c) タイの撓み実測結果をみると、対称載荷では尾道今治側の両タイとも同じ値を示し、形状も計算値とほぼ一致するが、その撓みの量はK=∞計算値の約70%である。

d) 同じタイの偏心載荷では、尾道側の実測値は計算値の60～70%であり、今治側は等しく出ている。

(c) 開口変化及び橋台の傾斜量

a) 開口変化及び傾斜量は、K=20,000t/mと仮定すれば、Case1—1の載荷状態では、大三島側橋台は 9.2㎜の変位を記録しなければならない筈であるが、実測値はほぼ0であった。

これより、本橋のピアバネ常数は、ほぼK=∞に近い事が証明されたものと考える。

この推定は、アーチ架設時に於けるものとも合致する。

b) 伸縮継目の測定結果は、実測値/計算値(K=∞)=0.6～0.9である。これからもバネ常数はK=∞と考えられ、また伸継装置は健全に作動していると思われる。

表－2　アーチリブ応力測定結果（対称載荷 / 尾道側）

単位：kg/cm²

			Case 1－1			Case 1－2			Case 1－3			Case 1－4			Case 1－5		
			実測値	計算値		実測値	計算値		実測値	計算値		実測値	計算値		実測値	計算値	
				K＝20,000	K＝∞		K＝20,000	K＝∞		K＝20,000	K＝∞		K＝20,000	K＝8		K＝20,000	K＝∞
AO1	上フランジ	1	−45	− 51	−47	− 18	− 8	− 7	− 22	− 27	− 30	− 21	− 31	− 25	− 1	− 5	− 3
	ウェブ	2	−63			− 64			− 28			− 8			2		
		3	−62			− 65			− 27			− 14			− 3		
	下フランジ	4	−74	− 77	−85	−103	−124	−125	− 33	− 34	− 28	− 2	6	22	3	7	4
AO4	上フランジ	1	−75	−101	−60	127	181	191	− 66	− 60	− 98	−138	−157	−193	− 14	− 37	−24
	ウェブ	2	−43			− 73			− 41			− 20			2		
		3	−77			− 68			− 29			− 14			− 1		
	下フランジ	4	−64	− 36	−81	−273	−333	−344	5	− 10	31	109	130	169	20	39	26
AO9	上フランジ	1	−24	− 56	−41	−352	−501	−487	61	109	105	121	203	192	16	28	17
		2	−28	− 56	−41	−355	−501	−487	59	109	105	116	203	192	11	28	17
		3	−26	− 56	−41	−352	−501	−487	63	109	105	117	203	192	15	28	17
	ウェブ	4	− 2			− 44			− 68			− 54			− 2		
		5	− 3			− 43			− 67			− 57			− 4		
	下フランジ	6	21	47	34	268	413	399	−185	−242	−243	−227	−315	−307	− 25	− 38	−24
		7	16	47	34	269	413	399	−183	−242	−243	−229	−315	−307	− 15	− 38	−24
		8	20	47	34	275	413	399	−186	−242	−243	−229	−315	−307	− 23	− 38	−24
AO14	上フランジ	1	17	54	31	46	93	96	−341	−505	−474	−120	−166	−145	20	48	27
	ウェブ	2	− 3			− 46			− 78			− 65			− 2		
		3	− 2			− 45			− 77			− 66			− 5		
	下フランジ	4	−24	− 67	−40	−141	−187	−191	207	350	313	− 11	33	8	− 24	− 60	−36
AO16	上フランジ	1	21	51	31	141	230	222	− 27	− 35	− 21	−365	−516	−499	− 7	− 9	−10
	ウェブ	2	− 5			− 38			− 73			− 60			− 1		
		3	− 2			− 39			− 69			− 61			16		
	下フランジ	4	−27	− 62	−39	−222	−314	−307	− 99	−105	−125	243	393	373	0	− 2	2
AO23	上フランジ	1	−17	− 37	−25	−136	−158	−178	− 72	− 59	− 97	54	101	84	− 39	−103	−62
		2	−18	− 37	−25	−138	−158	−178	− 80	− 59	− 97	60	101	84	− 75	−103	−62
		3	−18	− 37	−25	−139	−158	−178	− 77	− 59	− 97	59	101	84	−100	−103	−62
	ウェブ	4	0			− 8			− 41			− 56			− 39		
		5	− 3			− 7			− 33			− 55			− 79		
	下フランジ	6	19	40	26	128	151	173	18	− 12	30	−170	−222	−203	− 52	− 34	−79
		7	19	40	26	131	151	173	19	− 12	30	−172	−222	−203	− 70	− 34	−79
		8	17	40	26	127	151	173	18	− 12	30	−165	−222	−203	− 84	− 34	−79
AO26	上フランジ	1	− 2	− 5	− 3	− 15	− 26	− 28	− 25	− 26	− 30	− 20	− 13	− 15	− 45	− 51	−47
	ウェブ	2	1			− 3			− 28			− 50			− 64		
		3	1			− 5			− 28			− 50			− 66		
	下フランジ	4	1	7	5	9	19	22	− 30	− 36	− 28	− 73	− 92	− 88	− 75	− 76	−84

表－3　アーチリブ応力測定結果（偏心載荷 / 尾道側）

単位：kg/m²

			Case 2－1			Case 2－2			Case 2－3		
			実測値	計算値		実測値	計算値		実測値	計算値	
				K＝20,000	K＝∞		K＝20,000	K＝∞		K＝20,000	K＝∞
AO1	上フランジ	1	− 69	− 76	− 70	− 40	− 12	− 11	− 35	− 38	− 44
	ウェブ	2	− 86			−100			− 47		
		3	− 90			− 95			− 45		
	下フランジ	4	− 94	−108	−119	−140	−179	−181	− 53	− 52	− 42
AO4	上フランジ	1	− 90	−129	− 72	112	258	272	− 94	− 84	−138
	ウェブ	2	− 68			−120			− 57		
		3	− 99			− 91			− 46		
	下フランジ	4	−101	− 61	−125	−334	−479	−493	− 1	− 19	41
AO9	上フランジ	1	− 32	− 92	− 69	−433	−670	−650	65	148	144
		2	− 31	− 92	− 69	−436	−670	−650	64	148	144
		3	− 30	− 92	− 69	−435	−670	−650	74	148	144
	ウェブ	4	− 4			− 74			−100		
		5	0			− 76			− 88		
	下フランジ	6	25	77	58	294	546	525	−253	−341	−342
		7	23	77	58	300	546	525	−248	−341	−342
		8	21	77	58	303	546	525	−250	−341	−342
AO14	上フランジ	1	38	80	48	50	126	130	−454	−673	−633
	ウェブ	2	− 8			− 64			−108		
		3	− 5			− 66			−108		
	下フランジ	4	− 42	−100	− 63	−185	−262	−267	242	449	400

			Case 2－1			Case 2－2			Case 2－3		
			実測値	計算値		実測値	計算値		実測値	計算値	
				K＝20,000	K＝∞		K＝20,000	K＝∞		K＝20,000	K＝∞
AO16	上フランジ	1	34	78	50	152	330	269	− 59	− 66	− 45
	ウェブ	2	− 5			− 53			−100		
		3	− 3			− 59			− 95		
	下フランジ	4	−39	− 95	− 62	−254	−452	−392	−135	−138	−166
AO23	上フランジ	1	−15	− 57	− 40	−142	−227	−255	−100	− 83	−137
		2	−18	− 57	− 40	−146	−227	−255	−106	− 83	−137
		3	−19	− 57	− 40	−152	−227	−255	−110	− 83	−137
	ウェブ	4	5			− 2			− 52		
		5	1			− 5			− 48		
	下フランジ	6	23	61	42	149	216	248	11	− 20	40
		7	21	61	42	147	216	248	12	− 20	40
		8	22	61	42	141	216	248	11	− 20	40
AO26	上フランジ	1	2	− 8	− 5	− 12	− 38	− 40	− 36	− 38	− 44
	ウェブ	2	6			2			− 46		
		3	3			0			− 43		
	下フランジ	4	6	11	7	15	27	32	− 47	− 52	− 42

表—4　側タイ応力側定結果（対称載荷／尾道側）

単位：kg/cm²

			Case 1—1			Case 1—2			Case 1—3			Case 1—4			Case 1—5		
			実測値	計算値		実測値	計算値		実測値	計算値		実測値	計算値		実測値	計算値	
				K=20,000	K=∞		K=20,000	K=∞		K=20,000	K=∞		K=20,000	K=∞		K=20,000	K=∞
TO 1	上フランジ	1	148	245	203	−8	28	5	− 87	−149	−126	− 95	−152	−119	− 16	− 17	− 8
	ウェブ	2	153			65			− 89			−115			− 23		
		3	122			46			− 79			− 99			− 15		
	下フランジ	4	131	96	160	118	143	167	− 86	− 65	−114	−138	−126	−177	− 19	− 24	− 19
TO 3	上フランジ	1	247	305	333	134	205	211	−142	−192	−223	−206	−271	−296	− 42	− 44	− 28
		2	241	305	333	136	205	211	−142	−192	−223	−213	−271	−296	− 41	− 44	− 28
	ウェブ	3	247			102			−158			−197			− 31		
		4	228			94			−148			−185			− 32		
	下フランジ	5	246	300	313	68	114	108	−152	−188	−206	−186	−226	−239	− 35	− 31	− 21
		6		300	313	61	114	108		−188	−206		−226	−239	− 26	− 31	− 21
TO21	上フランジ	1	− 57	− 44	− 29	−192	−231	−242	−147	−192	−222	12	19	2	262	303	331
	ウェブ	2	− 56			−185			−164			− 7			271		
		3	− 55			−173			−151			− 9			246		
	下フランジ	4	− 51	− 31	− 20	−162	−181	−184	−151	−188	−206	− 30	− 42	− 54	257	301	313
TO23	上フランジ	1	− 25	− 17	− 8	− 79	−113	− 84	− 86	−149	−126	− 44	− 73	− 74	159	246	203
	ウェブ	2	− 30			−108			− 93			− 3			149		
		3	− 26			− 91			− 77			− 3			140		
	下フランジ	4	− 29	− 25	− 19	−126	−115	−151	− 87	− 64	−113	34	55	41	137	95	159

2.2　吊材荷重分担試験

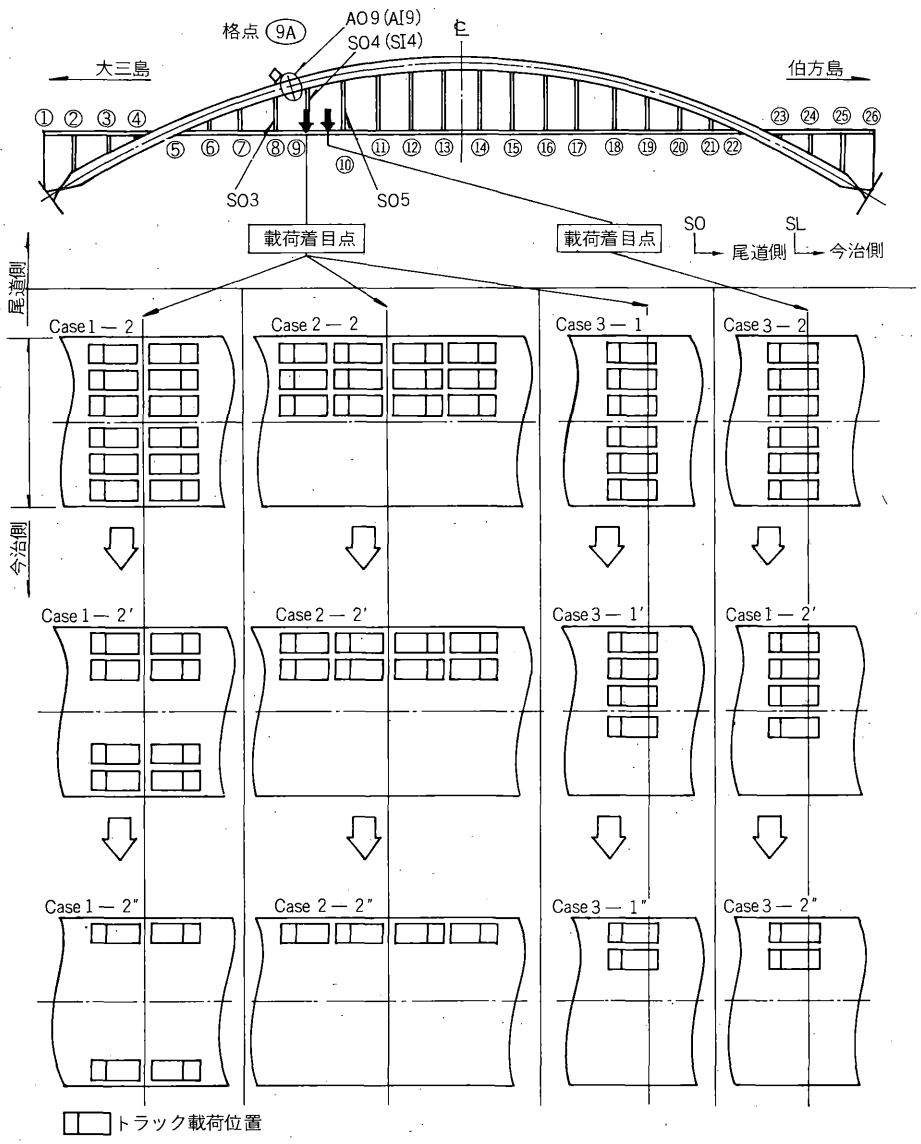
(1) 試験概要及び載荷方法

橋体載荷試験に使用したトラック12台又は6台を図—6に示す如く、一斉に載荷した後、4台又は2台ずつ除荷し、吊材への荷重分担の変化及びアーチ、タイの応力及び撓みの変化を測定し、慣用計算法との比較を行った。

(2) 測定項目及び方法

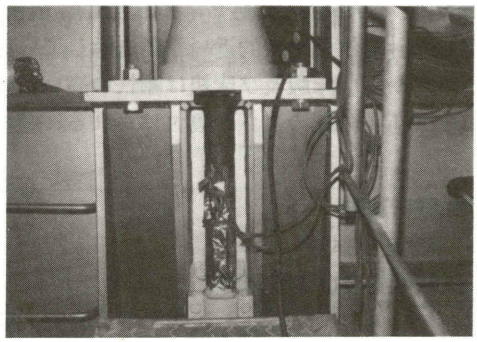
吊材（SO3、4、5　SI 4）の応力及び載荷点近傍に於けるアーチリブの応力（A09 AI 9）、変位（格点9A、尾道・今治側）、ダイの撓み（変位に同じ）に着目し、図—6に示す位置で測定した。

張力は、ストランド1本につき2本の素線に、ワイヤーストレインゲージを貼付して測定しており、使用機器は橋体載荷試験と同じである。



図—6　載荷方法

ゲージ設置状況を写真— 3 に示す。



写真— 3　吊材荷重分担測定

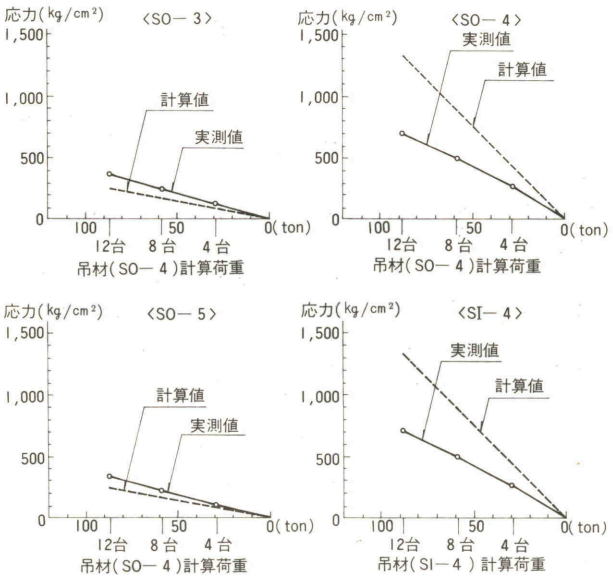
(3) 測定結果及び考察

1)　計算値の算定

吊材応力の計算値は、各荷重状態に於ける横桁反力として慣用計算法により求められたものであり、主構応力及び撓み計算値は、横桁反力を格点荷重とし、橋体載荷試験に於ける計算と全く同じ方法で求められた値である。

2)　測定結果及び考察

各荷重段階に於ける吊材応力測定結果を図— 7 に示す。



図— 7　吊材応力変化（Case 1-2/対称載荷→対称除荷）

測定結果より次の事が言える。

(a)　載荷荷重近くの吊材（SO4　SI4）の実測値/計算値は小さく、載荷点から離れた吊材（SO3　SO5）は大きくなる。

(b)　格点間に載荷されたCase3—2及び橋軸方向に載荷巾が拡がったCase2—2の場合をみると、実測値/計算値は測定した総ての吊材に於いて1.0以下であり、荷重が広い範囲に分散されていると考えられる。

(c)　隣接する2本のストランドの間に若干の応力差(Case 1—2、SO5吊材で約70kg/cm²)が認められるが、これは、横桁より曲げを受ける事によるのではないかと思われる。

(d)　同一ストランド内に於いては、発生応力に殆んど差はなく、各素線は均一に張力を受けているものと推定される。

2.3　床版載荷試験

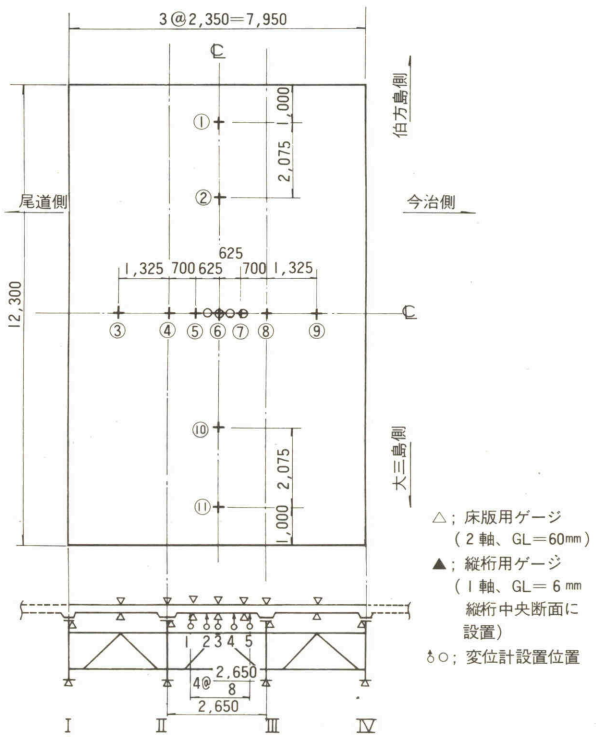
(1)　試験概要及び載荷方法

床版上に後輪荷重を載荷し、その位置を1 m ずつ、前後4 m 移動し、その場合の床版の表・裏面の歪み及び撓み、縦桁の歪み等を測定し、床版剛性及び床版と縦桁の合成作用の有無を見た。

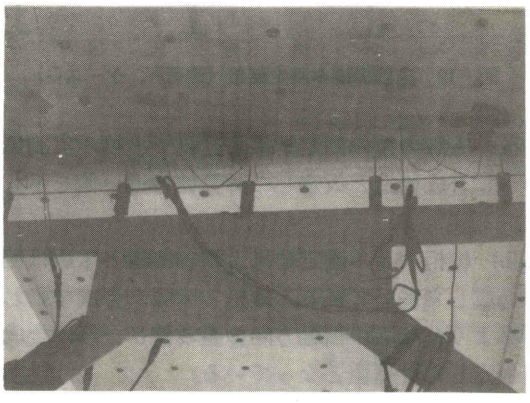
なお、載荷は、床版支間中央の正の最大曲げモーメント載荷（Case—A）と床版縦桁上の負の最大曲げモーメント載荷（Case—B）の2種で行っている。

(2)　測定項目及び方法

着目床版としては、作業の安全性及び容易さより伯方島側の2パネル目の尾道側車線を選んだ。図— 8 にワイヤーストレインゲージ及び変位計設置位置を示す。測定機器は橋体載荷試験と同様である。



図— 8　床版ゲージ設置位置



写真— 4　床版裏面変位計設置

床版の撓み測定は、摺動抵抗変位計を使用し、縦桁の対傾構を架台として、床版、縦桁間の相対変位を測定した。

写真— 4 に変位計設置状況を示す。

(3) 測定結果及び考察

1) 計算値の算定

計算値の算定は、Case A、B、各々について、後輪を横桁間中央に定置した状態で有限要素法により、以下の計算概要で行っている。

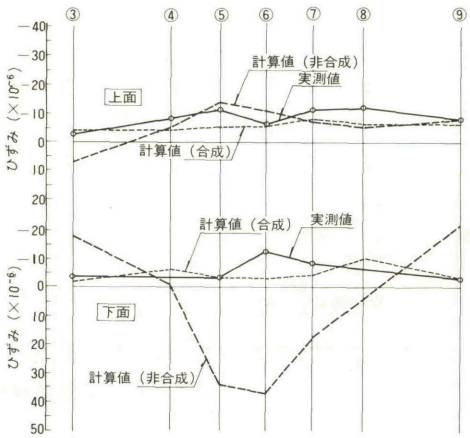
(a) 断面仮定としては、縦桁と床版が非合成とした構造と、合成とした構造の2種を考えている。

(b) 計算モデルとしては、横桁及び縦行により囲まれた床版3パネルを考えた。

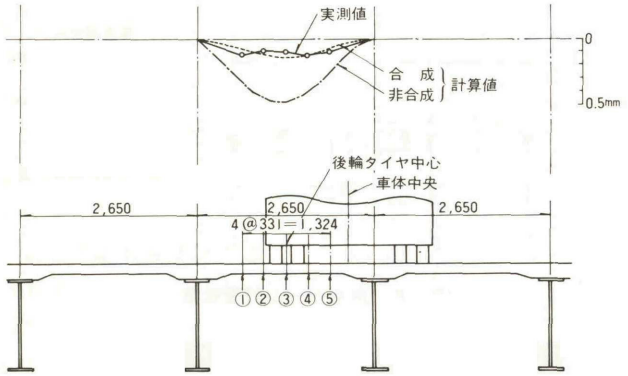
(c) 輪荷重分布巾は、舗装による荷重の拡がりを45°と考え、前輪330×280㎜、後輪330×260㎜とした。

2) 測定結果及び考察

床版の歪み及び撓みの測定結果を図— 9 及び図—10に示す。



図— 9 床版ひずみ分布（載荷A/橋軸方向ひずみ）



図—10 床版の撓み測定結果（載荷A、ケースO）

(a) 床版の撓み測定結果より見て、撓み実測値は明らかに合成構造と仮定した計算値に近い値を示している。

(b) 縦桁の歪み測定結果より、縦桁と床版は明らかに合成して働いている。縦桁と床版が合成挙動している事より、床版の橋軸方向の歪み値は、ほぼ合成構造と仮定した計算値となっている。

(c) 巾員方向の歪みについて、床版歪み分布を見ると、合成と非合成の中間程度の挙動を示している。

(d) 現時点に於ける本橋の床版は、コンクリート全断面有効、n=11.8(実測ヤング係数比)、縦桁を合成と、仮定した計算値と比較的近い挙動を示している。

この事から、床版及び床組は剛性の高い構造となっており、荷重分配の良さが裏付けられる。

3. 動的載荷試験

3.1 車輌走行試験

(1) 試験概要及び走行方法

完成した橋体の振動特性を究明する目的で、橋体載荷試験に使用した車輌を用い、台数及びスピードを変化させ試験した。

走行車輌は4号及び6号車で、走行ケースは、尾道側2台、同側1台及び尾道・今治側各1台ずつの3種とし、表— 5 の速度で行っている。

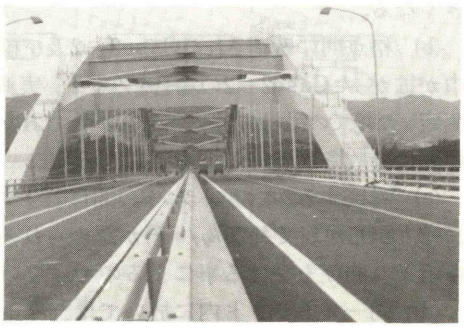
表— 5 車輌走行データ

走行番号	走行方法	走行車輌番号	目標速度（km/h）	実測速度（km/h）	走行方向	測定項目
1	尾道側2台走行	海側車線4号車	20	19.2	大三島→伯方島	応力,加速度
2			45	44.5		応力,加速度
3		中央側車線6号車	60	58.6		応力,加速度
4			70	74.1		応力,加速度
5	尾道側1台走行	6号車	10	10.9	大三島→伯方島	応力、
6		4号車	20	20.3		応力,加速度
7			30	30.5		応力
8			45	44.5		応力,加速度
9			60	61.8		応力,加速度
10			70	71.8		応力,加速度
11	尾道、今治側各1台走行	尾道側6号車	10	10.4	大三島→伯方島	応力,加速度
12		今治側4号車	20	21.0		応力,加速度
13			40	39.8		応力,加速度
14	尾道側2台走行	海側車線4号車	20	—	伯方島→大三島	加速度
15		中央側車線6号車	40	—		加速度
16			60	—		加速度
17	尾道側1台走行	4号車	10	—	伯方島→大三島	加速度
18			20	—		加速度,撓み
19			40	—		加速度,撓み
20	尾道、今治側各1台走行	尾道側、6号車 今治側、4号車	20	—	大三島→伯方島	加速度

注)実測速度＝橋長／橋梁通過時間

なお、実施に当たっては、橋梁内に於いて速度を変化させないためと、走行レーン上を正しく走行出来る様に、レーン中央をガムテープでマーキングした。

試験状況を写真— 5 に示す。

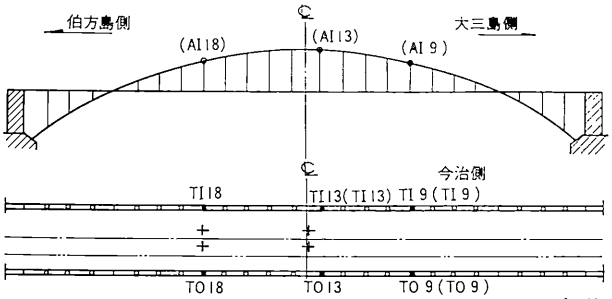


写真— 5 車輌走行試験

(2) 測定項目及び方法

1) 加速度測定

走行によりアーチリブ及び桁の励振度合を見る為に、図—11に示す位置に加速度計を設置し計測した。



注〕 1) ＋；車輌落下位置　2) T；タイ、A；アーチリブ取付
3) (　)；二回目に測定した位置

図—11 車輌走行試験における加速度測定位置及び車輌落下試験の位置

また、車輌速度算出を行う為に、車輌がアーチ交点部を通過する際に、データレコーダーにパルス信号を手動で入力した。

2) 撓み測定

橋体の撓みは、非接触変位計を用いて実測した。本計器は、白と黒のコントラストをもった標的の動きをカメラでとらえ、反射される光の量を電子量としてとらえるものであり、標的としてはスリガラスの面を持つ箱の中に100Vの電球をつけ、黒のビニールテープでコントラストをつけた。

計測器；Zimmer、製非接触変位計　MODEL 101
使用レンズ；100—20LV（測定距離　5～50m）
測定レンズ；2～20cm

当初設置計画は、3A橋台上にカメラを置く予定であったが、3Aが微振動しているので、やむをえずカメラを1A上に設置した。従って、カメラと標的の間の距離がレンズの最適距離より大きくならざるを得なかった。

なお、測定は光量が安定している午後6時頃を選んで行っている。

3) 動的応力測定

動的応力測定は、下記の機器組合せにより行った。

ワイヤーストレインゲージ	ブリッジボックス	動ずみ計	データレコーダー	電磁オシログラフ
(FLA-3-11) (FLA-6-11)		(DT-60)	(R280)	(YEW2932)

(3) 測定結果及び考察

1) 加速度測定

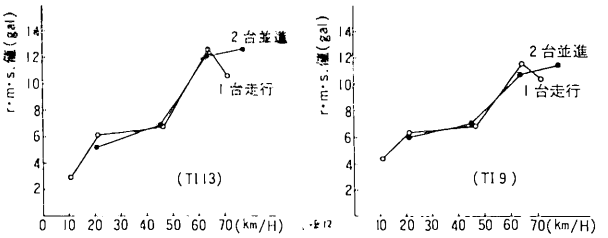
車輌走行速度と加速度の関係を加速度の自乗平均値(y、m、s値）によって求めた。その結果を図—12に示す。

また、車輌走行中の振動波形の卓越周波数を求める為に、各々の走行速度の時のパワースペクトルを求めた。

測定結果より以下の事が言える様である。

(a) 平均加速度は、速度とともに増加しており、1台走行と2台走行の間で特に大きな差は認められない。

(b) 同じ吊材位置に於けるアーチとタイの加速度の



図—12 車速と振動加速度のr.m.s.値

大きさを比較するとタイの値が大きくなっている。

(c) 卓越周波数は、走行速度によって変化しているが特に3.8～3.9Hz及び3.2～3.3Hzの振動数が卓越している。

(d) 加速度計が限られた個数である事から、振動数のモード確認までは出来ないが、アーチ及び桁を含めた橋全体の振動モードよりは、ハンガー自身の振動が大きく影響している。

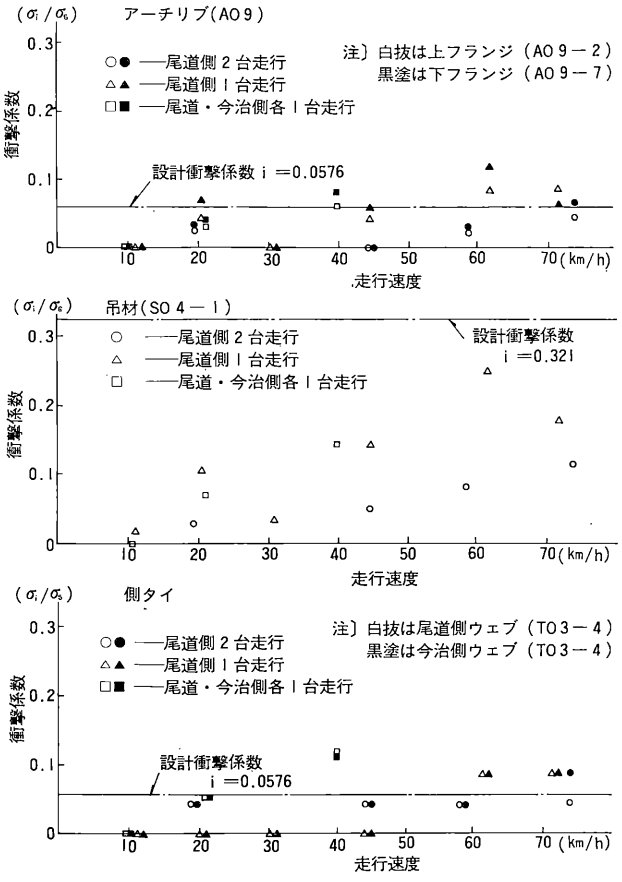
2) 撓み測定

静的載荷試験の結果では、12台の偏心載荷した時の載荷点撓みは101mであった。従って、1台当りでは8.42mmとなるが、本試験結果では、20.40 km/h 共に9.37mmである。

動的載荷による撓みは、静的なそれより約1.1倍大きくなっている。

3) 動的応力測定

各載荷ケースに於ける走行速度と衝撃係数の関係を図—13に示す。



図—13 衝撃係数測定結果

(a) 設計衝撃係数の小さなアーチリブ及び側タイに於いて一部実測値が計算値を上回っているが、これは、衝撃応力の値そのものが非常に少さく、(0～4 kg/cm^2) 問題とならないと考える。

(b) 衝撃応力が大きな割合を占める吊材についてみれば、実測衝撃係数はいずれも計算値を下回っている。

(c) 実測衝撃係数と速度の相関については、発生応力の小さなアーチリブ及び側タイに於いては明確でないが、吊材については、10～70 km/h の走行速度内に於いては速度が増すに従って衝撃係数が増加する傾向が見られる。

3.2 車輌落下試験

(1) 試験概要及び落下方法

橋体の構造減衰を測定する為に、図—11に示す位置で4 tトラック2台を用い、後輪側に20cmの段差を作り、自然落下させて、橋体を強制加振させた。

鉛直振動及びねじれ振動を起させる目的で、対称載荷及び偏心載荷の2方法で行い、解析の比較は本試験と常時微動法とで行っている。

試験状況を写真— 6 に示す。

(2) 測定結果及び考察

図—14に車輌1台を落下させた時の波形と実変位の関係を示す。

(a) 車輌1台を落下させたねじれ振動の波数と実変位より構造減衰を求めると非常に小さい(σ=0.008～0.021)。

これは、吊材にパラレルワイヤストランドを使用している為と思われる。

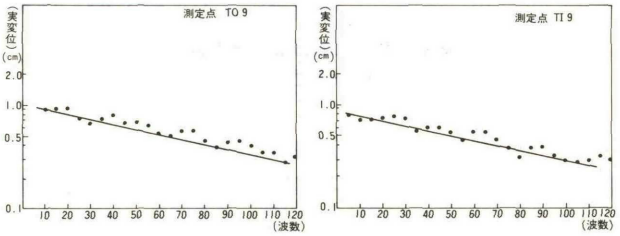
(b) 常時微動法によるねじれ振動の構造減衰はσ=0.026 であり、本試験による値に近い。

4. あとがき

本載荷試験は、橋体完成と供用開始日から逆算して、



写真— 6 車輌落下試験



図—14 1/4点落下の波数—実変位

放置しなければならないフェンスの取り付け開始日の間の極く限られたわずかの期間で、又、航行船舶との関係で、夜間の照明が出来ず、昼間での試験実施とせざるを得なかった等大きな制約条件があった。

しかしながら、幸いな事に諸先生、諸先輩の方々の御指導の下に、関係者一同の努力により、無事実施出来た。

ここに御礼を申し述べると同時に、紙数の関係で総花的な報告にとどまった事、また、限られた測定結果しか表わせず、考察との間に飛躍がある事を御断りしたい。

なお、今後機会があれば、本橋に関して今迄、数多く行われてきた諸設計、諸試験にこの載荷試験を加えて大三島橋の構造特性を考察したいものである。

「本四技報」総目次（No.1～No.10）

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
〃	蓑輪健二郎	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
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
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　聰，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
因島大島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
（下部）			
吊橋塔基部の模型実験	加島　聰	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

件　　名	執　筆　者	巻号—頁	年月
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
大型振動台による下部構造—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—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〉	山縣　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〉	山縣　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　聰，田中宗博……Vol. 3	No. 7 —26	'79. 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	重村公登……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
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	山縣　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
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

技術ニュース

ケーブル材料規格が制定される

本四公団の吊橋を対象としたケーブル材料規格が技術基準等整備委員会（委員長：企画開発部長）において制定された（昭和54年6月）。これは以下に示す5規格である。

1)ＨＢＳ　Ｇ　3501　平行線ケーブル用亜鉛めっき鋼線
2)ＨＢＳ　Ｇ　3503　プレハブパラレルワイヤストランド
3)ＨＢＳ　Ｇ　3504　ハンガー用ストランドロープ
4)ＨＢＳ　Ｇ　3505　ハンドロープ用スパイラルロープ
5)ＨＢＳ　Ｇ　3506　平行線ケーブルのラッピング用鋼線

これらの規格の原案は因島大橋ケーブル工事（その1）および（その2）に適用されているが、今回制定された規格は因島大橋での実績、他機関でのケーブル材料規格の動向および最近のケーブル製造実態等を勘案して、これを修正したものである。

今回制定された規格と因島大橋に適用された規格との大きな相違点はＰＷＳのゲージワイヤの測長精度で、従来1/40,000以上であったものが、今回1/15,000以上となった。これは、ケーブルの架設誤差に与えるゲージワイヤの測長精度の影響を検討した結果、従来程の高精度を要求しなくてよいことが判明したためである。

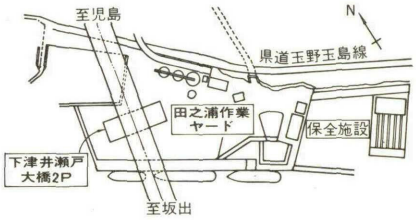
下津井瀬戸大橋関連埋立工事始まる

下津井瀬戸大橋に関連する田之浦作業ヤード埋立工事は、昭和54年9月下旬発注された。本埋立工事は、下津井瀬戸大橋及び本州側共用部（田之浦～神道山）における本工事の為の作業ヤードとして使用するために計画されたものである。

埋立面積は約17,000m^2であり、将来は、下津井瀬戸大橋2Ｐ下部工、鷲羽山地区トンネル、神道山地区トンネル及び土工事等の本工事のためにコンクリートプラント、コンプレッサー、碍積出し設備等の諸設備を設置する予定である。

埋立土量約90,000m^3、捨石工約30,000m^3、セルラーブロック約160個であり、準備工事終了後、昭和55年度当初にはセルラーブロックの設置及び上部工を終了し、ひきつづき背面盛土にかかり、昭和55年度末には本埋立工事を終了する予定である。

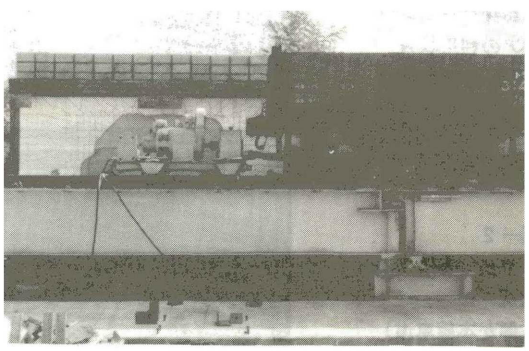
尚、本工事地区の東側では、別途田之浦漁協により保全施設の移転工事を実施中である。



800型軌道伸縮装置第2次試験

800型伸縮装置は吊橋以外の長大橋において鉄道縦桁端に生ずる伸縮量（年間に±400㎜、列車通過時に±17.5㎜）に対処するため開発されている。

53年度の実験では伸縮に伴って、受けレールとそれに接する各部品との接触部に顕著なすり傷が発生した。今回の実験ではすり傷の発生を防止するため片側のレールの接触部にオイレス板を張り付け、もう一方のレールには給油装置を設け、2つの対策法を比較するようにした。伸縮は加振した貨車が載った状態で±400㎜を265回、±17.5㎜を20万回行い、摩耗性を調査している。本実験は10月まで富士市の建設機械化研究所で行われる。



因島大橋ハンガーロープの製作始まる

因島大橋で使用するハンガーロープ484本の製作を開始し、今年中に終了する予定である。

ロープの諸元は次のとおりである。

1．製作数量　407 ton
2．径　φ54㎜
3．平均長　66m/本
4．最少切断　198 t/本
5．品質規格　HBS G 3504（1977）
6．種類　CFRCロープ


CFRCロープ断面

大三島橋の塗装追跡調査

大三島橋を対象として、塗膜の経年変化を調査する追跡調査が開始される。

この調査は「塗装の品質管理・維持管理等に関する調査研究委員会」（海洋架橋調査会）における塗装の維持管理の検討の一環として実施されるものである。

本四連絡橋に適用される長期防錆型塗装系は、一般に従来の塗装系に比べすぐれた防錆性能があるとされているが、塗装の維持管理（部分補修、塗り替え）の手法については不明な点も残されている。

このため大三島橋を対象として、塗装の追跡調査を実施し、実橋における塗膜の経年変化を把握することにより、長期防錆型塗装系の維持管理手法を検討するための基礎資料を得ようとするものである。

調査は種々の暴露環境の部材を対象に行い、環境の違いによる塗膜劣化形態の差異も調査することとしている。

調査項目には目視観察、ゴバン目試験、塗膜インピーダンス試験、塩分の付着量測定などを予定している。

今年度は第1回目の調査を行い、その後は隔年または年1回のピッチで約10ヶ年調査を実施する予定である。

大三島橋O.D調査

大三島橋の架橋前後の交通量の変化を分析するため、54年6月20日（水）大三島橋通行車を対象にO.D調査を実施した。調査は住所、性別、年齢、旅行目的、出発他・目的地等、11項目について調査員が直接運転手から聞きとり調査を行った。また架橋前については、50年6、10月の平日2日および53年12月7日（木）の計3回フェリー利用車を対象に同様の調査を実施している。

調査結果より、架橋前後の交通量の変化を要約すると

(1)架橋前に比較し、架橋後の交通量が2倍強と増加していること

(2)架橋により随時性、定時性が確保されたことにより、時間帯別利用交通量が均等化されたこと

(3)通勤、家事・買物等の日常生活に乗用車が多く利用されるようになったこと

(4)観光交通量が増大したこと

(5)広域的交流が拡大したこと

等があげられる。

架橋前後の交通量

前後	架橋前			架橋後	架橋後／架橋前
	フェリーによる航空台数			(大三島橋利用交通量)	
調査日	50.6.12(木)	50.10.29(水)	53.12.7(木)	54.6.20(水)	
交通量	116台	103台	151台	341台	2.3～3.3倍

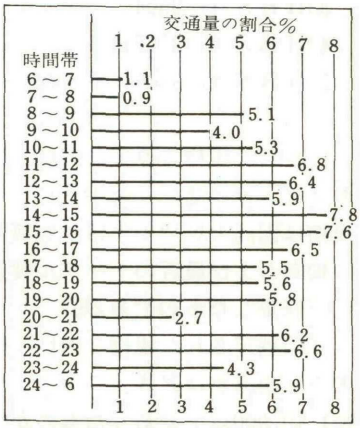
供用道路（大三島～伯方島間）の交通実態

去る昭和54年5月13日から有料道路として、供用開始して以来、当初の予想を上回る交通量になっているが、その実態について、8月末までのデータから簡単に述べてみたい。

1．平均交通量　　日当り交通量564台/日（480台/日）
　　予想計画交通量　約300台/日
　　（　）は土・日曜を除いた平均交通量

2．料金区分別車種区分は次のとおり、

軽自動車等	35.4
普通車	57.5
大型車	2.2
特大車	1.2
業務用車	3.7
計	100.0%



時間帯別平均交通量

3．日当り通行車両の時間帯毎の割合についてみると、午前8時頃から交通量が多くなり、午後3時頃がピークになり、また緩く少くなって行く傾向にある。これは、島間が橋で結ばれたことによって、渡船等による制約された条件が消え、いつでも往来可能になったためと考えられる。（図参照）

4．平日の日当り平均交通量に比して、休日の日当り平均交通量をみると次のとおりである。

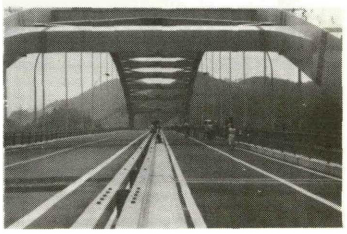
　土曜日　1.12倍（最大1.3倍）
　日曜日　1.64倍（最大2.2倍）

これは、週休2日制の普及による帰省、帰宅、レジャー等によるものと考えられる。

5．8月12日から19日の週については、お盆による家族の帰省によるものと思われるかなりの交通量があった。

平日の日当り平均交通量の約3.1倍（1,470台/日：8日間の平均日当り交通量）であった。


写真－1
大三島橋パーキングエリアの利用状況
（左側が本線車道）


写真－2
自転車歩行者道の利用状況
（左側が本線車道）

図書の頒布について

(財)海洋架橋調査会におきましては、本州四国連絡橋公団監修のもとに、下記の図書を実費にて頒布いたしております。

本州四国連絡橋公団技術関係基準集　上・下巻
昭和53年4月

(現在在庫はございませんが、ご希望多数の場合は増刷致しますので、ご希望がございましたら下記にお申し込み下さい。)

本州四国連絡橋(児島・坂出ルート)環境影響評価書
同評価書資料編　15,000円　昭和53年5月

土木工事共通仕様書　2,500円　昭和53年6月

ご希望がございましたら下記にお申し込み下さい。

申し込み先　〒105 東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル
(財)海洋架橋調査会
電話03(436)—3896

振込み先　富士銀行虎ノ門支店　口座番号990412
財団法人　海洋架橋調査会

本四技報編集委員会名簿(アイウエオ順)

編集委員長	田島二郎	
編集委員	青木忠宗	大町武司
	岡留紘	川井幸一郎
	黒瀧義則	越村一雄
	菅沼健次郎	高木浩
	田中嘉博	津田勝久
	戸川春雄	徳原靖久
	長尾和守	馬場賢三
	樋下敏雄	山田勝彦
	小野秀男(海洋架橋調査会)	

本四技報　第10号

発　行　昭和54年10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　村上永一
印　刷　中井編集デザイン事務所

定価 800円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION