本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 4 No. 11 '80. 1.

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報　第11号　目次

大三島橋のしゅん功にあやかって……理事……久保村圭助…1

埋蔵文化財調査……企画開発部調査課……長尾和守…2

橋梁用ロープの曲げ疲労試験……設計部設計第二課……岸本良孝…8

建設機械化研究所……竹之内博行

大鳴門橋支持岩盤の確認……設計部……宮島圭司…16

和泉層群ののり面工……第一建設局鳴門工事事務所……原崎郁夫…21

因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計…前第三建設局向島工事事務所…林　有一郎…28

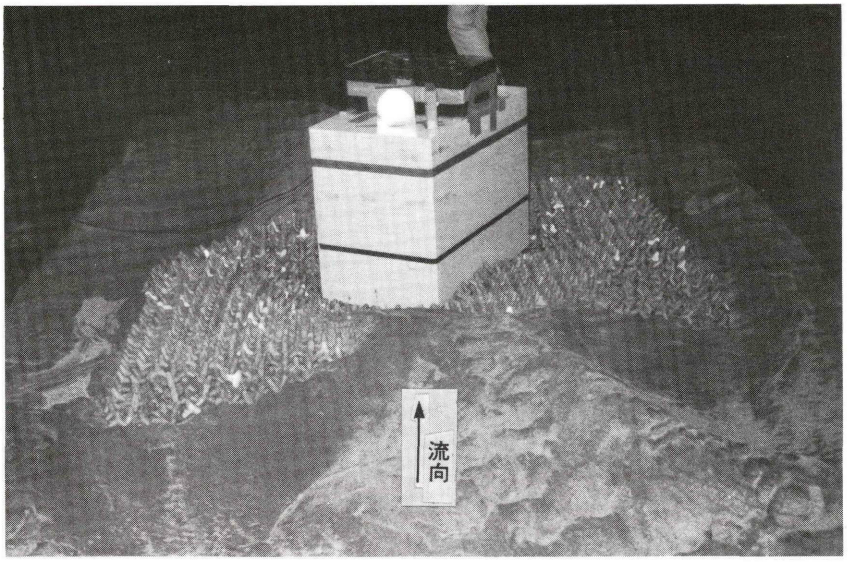
第50回 IABSE シンポジウムに参加して……設計部設計第二課……旭　一穂…34

技術ニュース……35

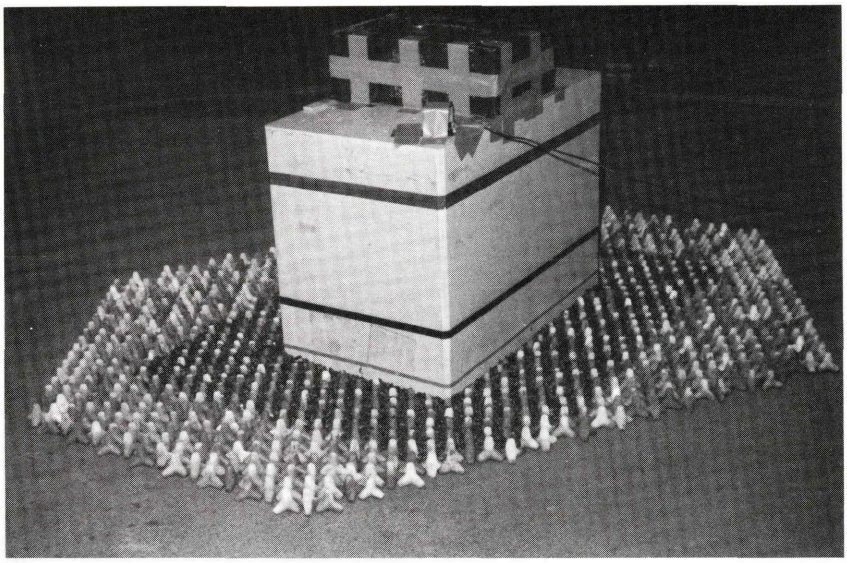
本四技報　第12号（55・4）　掲載予定

- 海中工事における潮流条件の設定
- 本四ケーブル材料規格の改正
- 鷲羽山の地質調査
- 900tonシンカーの製作
- 大三島橋座屈実験

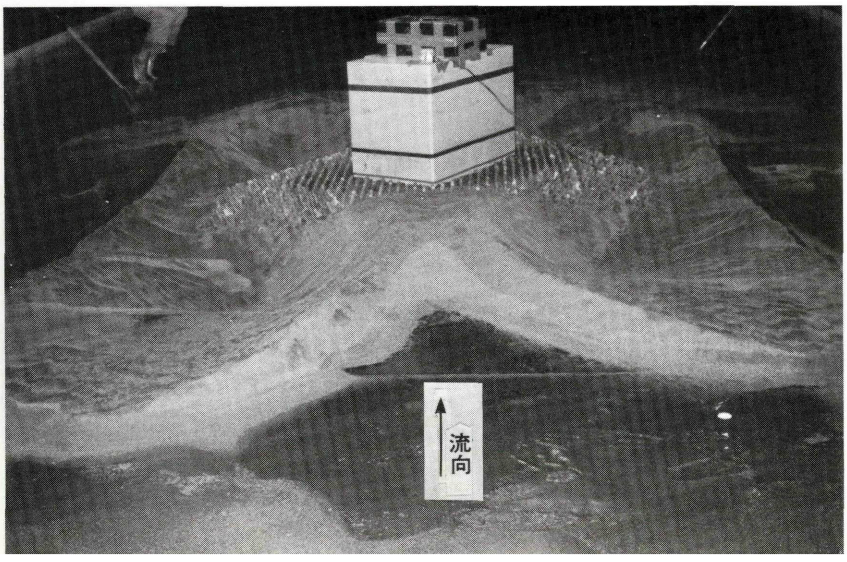
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（その２）



RUN2（通水後）
実機換算50tのテトラポットを平行四辺形に一層整正積したケース。ケーソン下端が砂の吸い出しにより沈下し、ケーソンは傾斜した。

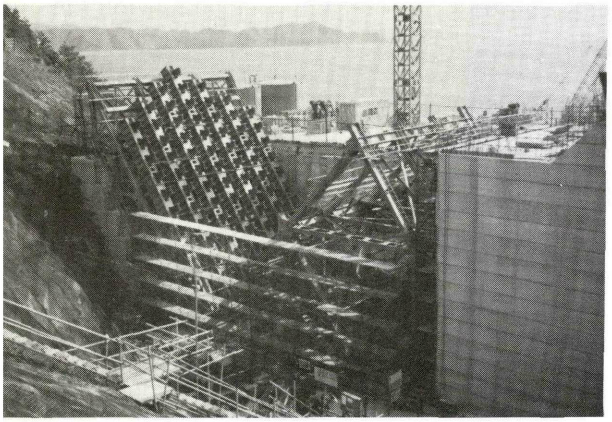


RUN5（通水前）
50t テトラを六角形状に一層整正積し、ケーソン周辺部に実機換算70*cm*捨石工を併用したケース。

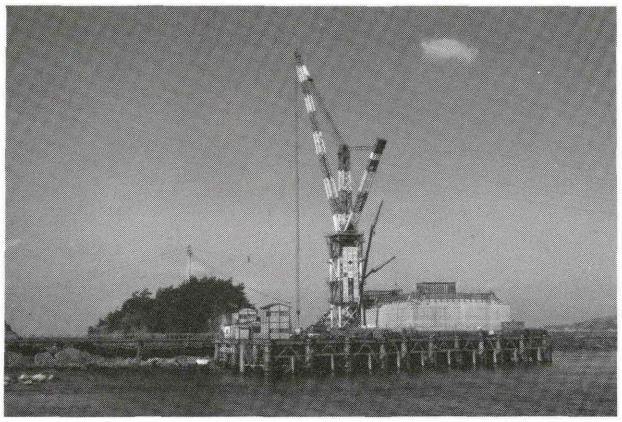


RUN5（通水後）
両側が洗掘（約13*m*）され、ケーソン位置は尾根状に残っている。ケーソン下端からの吸い出しも完全に防がれ、ケーソンの沈下、傾斜は発生していない。
（技術ニュース参照）

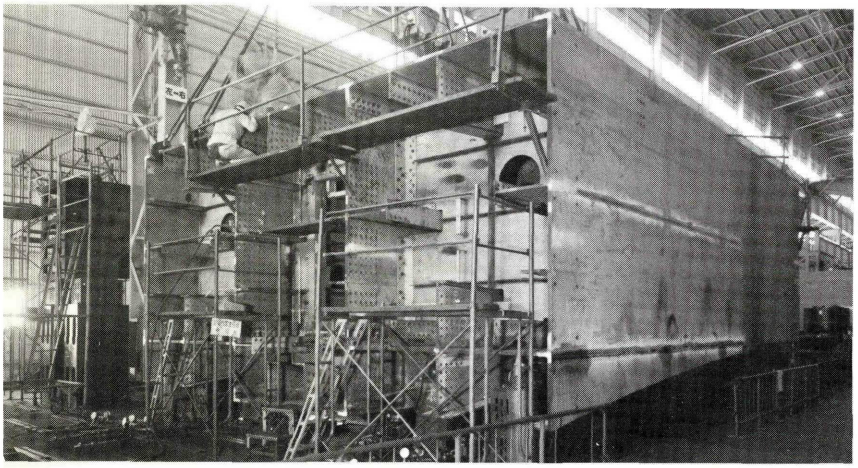
大鳴門橋関連工事



大鳴門橋1Aケーブルアンカーフレームの据付。
（54年11月）

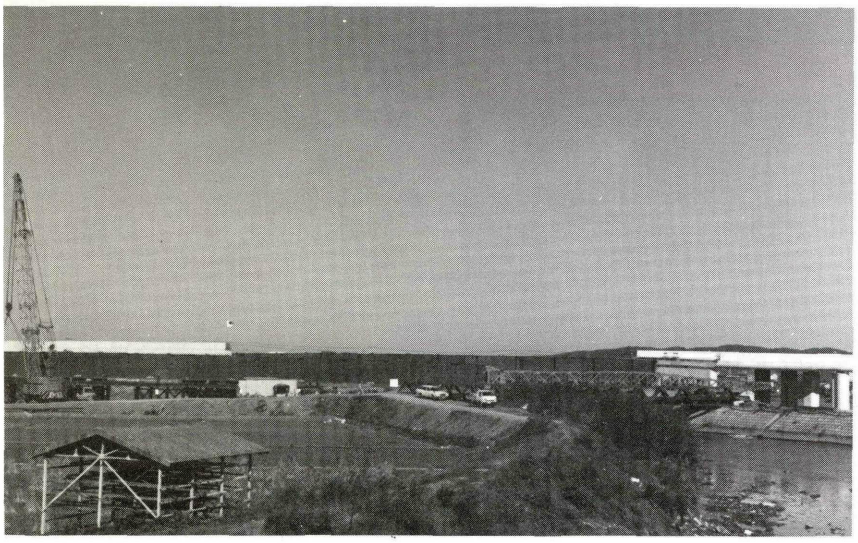


大鳴門橋4Pのコンクリート打ち完了。（54年11月）

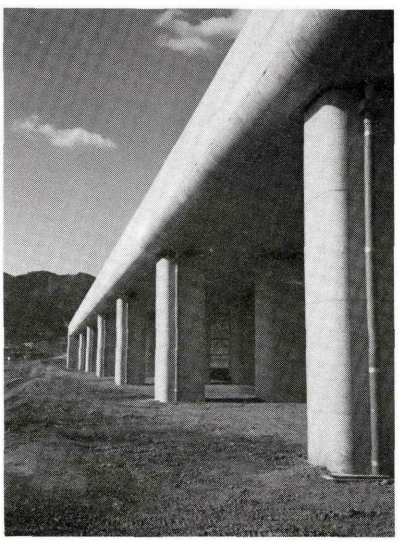


大鳴門橋塔部材工場製作、塔柱第2ブロック組立。（54年12月）

大日川ランプ高架橋工事



鋼箱桁部の架設。（54年11月）

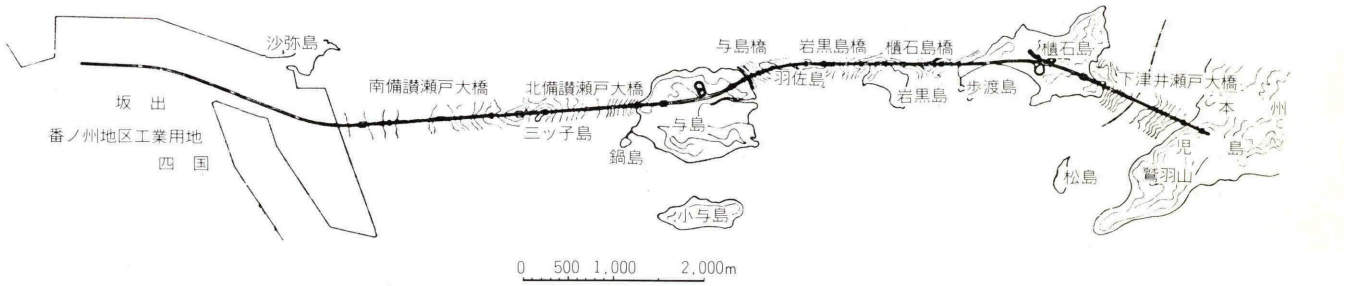


RCフォロースラブ、景観上の配慮から下端に“まるみ”をつけている。（54年11月）

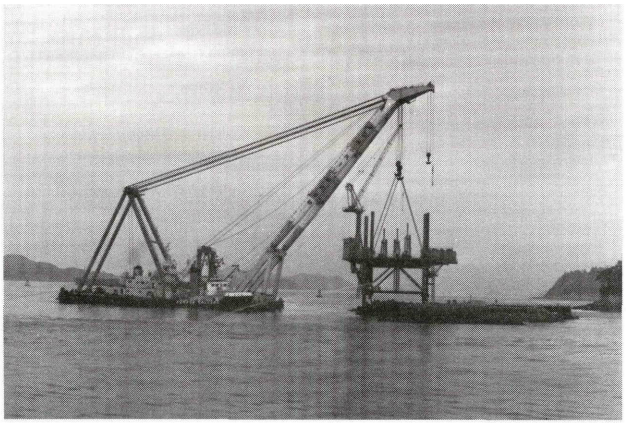
南北備讃瀬戸大橋工事



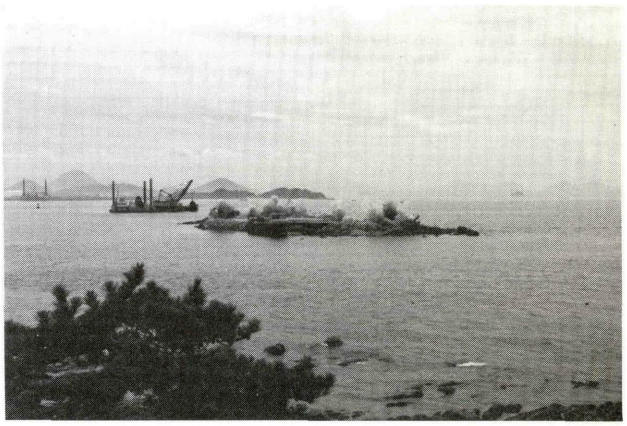
児島・坂出ルート海峡部完成予想図、櫃石島橋、岩黒島橋については形式検討中。



児島・坂出ルート海峡部平面図



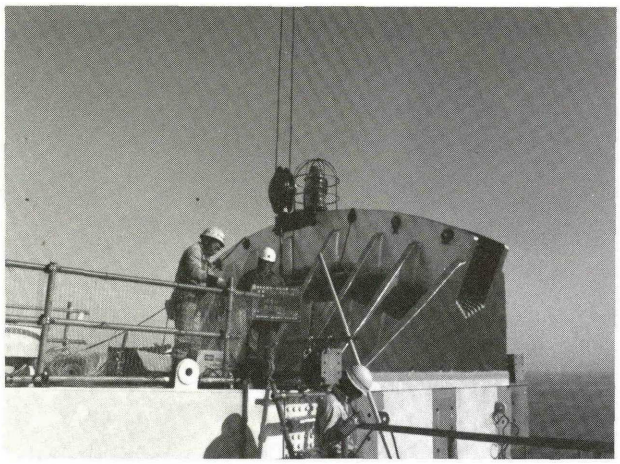
4 A岩礁掘削状況(1)
（穿孔機塔載の海上作業足場、躍進２号（貸与）の600t吊F.Cによる設置）
（54年10月）



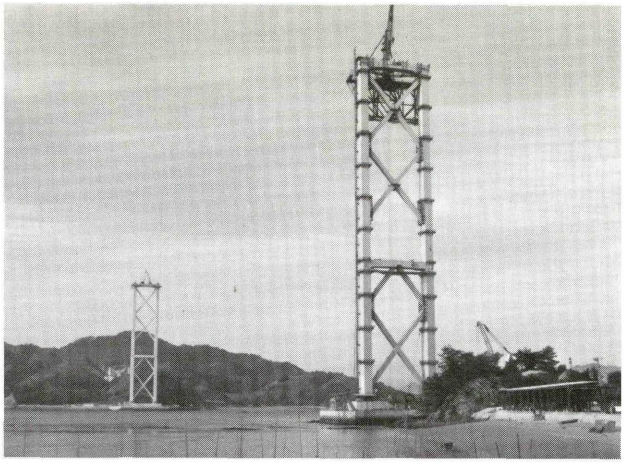
4 A岩礁掘削状況(2)
（北工区通算第27回、４A通算第７回目穿孔発破点火直後の状況。写真左方は超大型グラブ浚渫船、遠景は坂出方面を望む。）
（54年11月）

因島大橋関連工事

塔工事



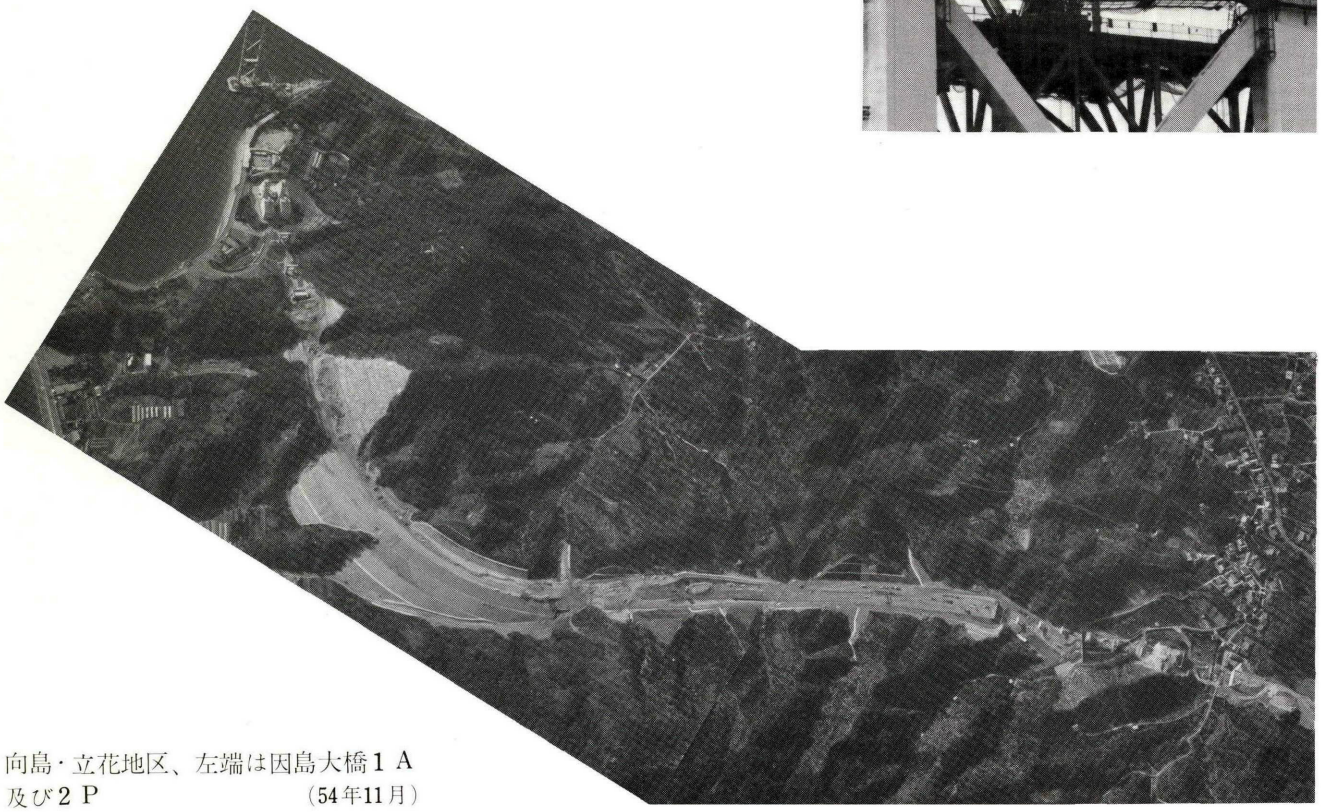
塔頂サドル（３Ｐ）(54年11月)



向島側主塔（２Ｐ）最終ブロックの架設(54年11月)



陸上部工事



向島・立花地区、左端は因島大橋１Ａ及び２Ｐ　(54年11月)

大三島橋のしゅん功にあやかって

My Memories Caused by Completion of Omishima Bridge

理事　久保村圭助
Keisuke Kubomura

本四公団が完成した第1橋大三島橋の開通式は、昭和54年5月現在で盛大に行なわれた。総出の地元民そして工事関係者、ともども歓びにみちあふれ、有意義な行事であった。仕事のけじめとして必要な、このような儀式にも色々なタイプのものがある。大三島橋にあやかって、2・3の例を思い出しつつ巻頭言としたい。

山陽新幹線は地形と線形の関係からトンネルが非常に多い。私の勤務した広島新幹線工事局は広島県内約133kmを担当したが、トンネルの占める割合は実に65%で、最も長い約13kmの安芸トンネルを始め、合計33本のトンネルがあった。トンネルを掘るのには、両口から小さな断面の導坑を掘り進み、中央部で貫通させるのが最初の手順であり、ここで貫通式が行なわれる。導坑の貫通により、地質や湧水状況がわかり、測量の正しさが確認され、そして光と風が初めて両口から通り抜けることで、明るい工事の見通しが立証される。湧水のしたたる中で、そして発破のダイナマイトのにおいが残る中で、鏡開きの祝酒で乾杯し、万歳を三唱して喜びを分ち合うわけである。これがトンネル男の生きがいである。広島では役目がら努めて貫通式に出席し、協力者にお礼を申しあげ、工事担当者の労をねぎらった。在任期間昭和47～48年の2年間がトンネル工事の最盛期であったので、貫通式で発破のボタンを押した延回数は20数回にも達し、月に1度のわりとなり、忙しくてうれしい月日であった。

陸地での橋の工事のクライマックスはトンネルの時と少し様子がちがっている。それは工程の最終段階で橋げたが架設完了した時であろう。関係する線路や道路が死線であるか活線であるかによって全く趣きを異にし、活線である場合には列車や道路交通を一時止めるので、やり直しのきかない一発勝負であり、それだけに無事架設完了の時の感動はひとしおである。東京都内馬込の東海道新幹線のローゼけた引き出し架設は昭和39年の春であった。新幹線そのものは建設中で開業前であったが、このけたは品鶴貨物線の直上の新幹線高架橋の途中にあり、しかも両者にはさまれて国道1号線の道路橋が交差していた。夜半から早朝まで10時間、品鶴線の貨物運転を休止し同時に道路交通をも止める必要があった。鉄道と道路の閉さには1年近くの準備期間が必要であった。この橋のスパンは85mで、数百人の観客の見守る中で、国道上にしずしずと引き出されたけたの先端が、朝日ののぼる頃、めざすシューに到達した時、大きな拍手と万歳がわきあがった。東海道新幹線の大きなけたの架設では最後のものであった。NHKはこの作業を撮影し、“この橋を架けろ”というタイトルでテレビドラマをつくり放映した。

最後に、古い古い静かなしゅん功式をなつかしく思い出している。それは昭和29年のことで、新潟県の国鉄小千谷発電所調整池土堰堤の使用開始の年であった。当時は水主火従で、その年の10月完成が至上命令であった。4年がかりで100万m^3あまりのアースダムを機械化土工で直営施行した。最盛期の昭和27～28年の両年にこれに従事したが、日本では機械化土工はほとんど未知であった。小千谷は冬場は雪で仕事ができなかった。夏場は山沿い地方のため雨が多く、最適含水比の盛土資料で所定の締め固め密度を得るためには、作業可能日数が極めて限定され、5月から10月までの半年間に正味60日しかとれなかった。堤体のしんには粘土を締め固めてつくる不透水壁の心壁があり、この施工には最も神経をつかった。工事中にはこれといったクライマックスはなかった。私は完成の年にはすでに転勤していたので、当時の先輩や同僚3～4人とさそいあって、別の日にしゅん功式のまねごとをした。それは、1kmもある長い土堰堤のてんばを端から端まで“デカンショ”を歌っておどりあるき、酒の半分はダムの水の中に注いだのである。見渡す限り人は誰もいなかった。これが我々だけの感激のダムの通水式であり、しゅん功式であった。

施工担当技術者にはこのような感激を味わうチャンスがしばしばある。しかし施工の前に重要で目立たない設計技術があり、施工のあとに長しく地味な保守技術が続くことを充分認識しないようでは、一人前の技術者とはいえないであろう。

瀬戸内海の島々をつなぐ巨大な橋は、海洋のきびしい気象条件の中で、長く生き続けなければならない。そのためには、設計の考え方や施工の方法、すなわち生い立ちの記録を正しく残し、将来の保守すなわち健康診断とその処置のよりどころとしなければならない。

埋蔵文化財調査

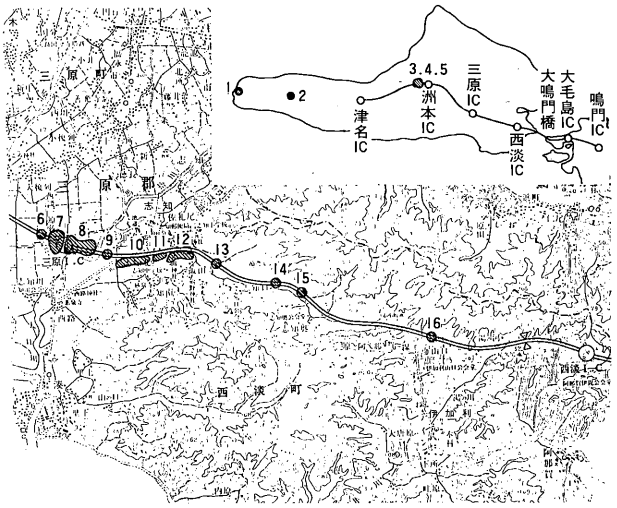
Investigation of Buried Cultural Properties
along the Honshu-Shikoku Bridge Routes

企画開発部　調査課　課長代理　長尾和守
Kazumori Nagao

1．はじめに

瀬戸内海は、昔は現在より海面が低下しており陸地の部分が多かったといわれ、古くから人間の営みが行われてきた地域である。このため、本州四国連絡ルート沿線においても比較的文化財の分布が豊富である。

本州四国連絡ルート沿線にかかる埋蔵文化財について、本四公団は昭和45年より分布状況等の調査を行ってきた。調査結果は、可能な限り路線選定に反映するとともに、いよいよ工事着手段階に入ると、路線として避け得ないものについて、文化財保護法の趣旨をうけて出されている公団の内部通達「本州四国連格橋公団の建設工事の施工に伴う埋蔵文化財の取扱いについて」によりそれぞれの県の教育委員会に委託して、発掘調査等を行っているところである。全体からみれば発掘調査はまだその端緒についたばかりであるが、本稿では埋蔵文化財に関する現在までの記録の整理とりまとめをしておくという趣旨で、各ルート沿線における分布状況並びに発掘調査状況及び結果を中心として報告することとする。



1．まるやま遺跡
2．梁馬場遺跡
3．浜田遺跡
4．新白遺跡
5．寺中遺跡
6．雨流遺跡
7．志知川沖田南遺跡
8．志知川沖田新池遺跡
9．寺田遺跡
10．新川西遺跡
11．釘田遺跡
12．谷町筋遺跡
13．斉谷遺跡
14．立花谷遺跡
15．東しょうぶ遺跡
16．中又手遺跡

図－1　遺跡分布図（淡路島）

2．Aルート（明石～鳴門）

2.1　分布状況

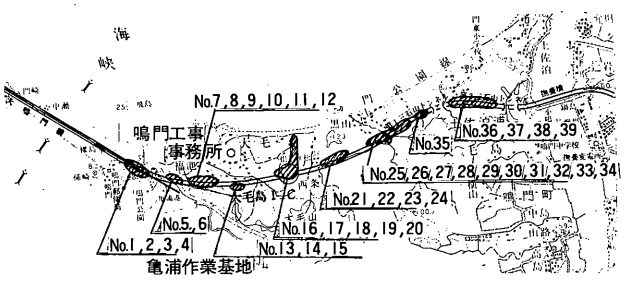
(1)　淡路島内

淡路島における埋蔵文化財の調査は、兵庫県教育委員会に委託し、昭和45年度に用地等関係調査の一部として開始され、島内全域において文化財分布状況の把握を行った。これは文献調査等により島内の文化財関係の一覧表と位置図の作成を行ったものである。次いで昭和47年度に計画路線沿線について分布調査を行い、遺跡存在の可能性のある34ヵ所が挙げられ、さらに49年度にこの34ヵ所について、地表観察、遺物採集等のより精度を上げた分布調査を行った結果、確認発掘調査を必要とする遺跡として16ヵ所が明らかとなった。16ヵ所の分布は図－1に示すとおりである。

16ヵ所のうち11遺跡が三原I.Cから西淡I.C間の三原平野から志知奥にかけての大日川沿いに集中しており、過去に大日川の微高地において生活が営まれていたことを物語っている。大日川沿いにおける遺物としては古墳時代の須恵器・土師器がほとんどで、他に瓦器、石鏃(石のやじり）がいくらかみられる。洲本以北では弥生式土器の分布が多く、瓦器、製塩跡も多少みられる。

(2)　大毛島内

徳島県側のルートとなっている大毛島における調査は淡路島と同じく昭和45年度に開始され（徳島県教育委員会への委託）、鳴門市全域における文化財関係の一覧表と位置図の作成を行い、次いで47年度に大毛島内の計画路線沿線の分布調査を行った結果、39ヵ所において遺跡存在の可能性があるとされた。昭和52年度にはこの39ヵ所についてより精密な分布調査を行ったところ、このうち10ヵ所が全面発掘調査、残り29ヵ所は確認発掘調査の



図－2　遺跡分布図（大毛島）

必要があるということとなった（図―２）。

遺物としては弥生式土器、須恵器等が確認されており、また、遺物の確認されていない地点も多いが、微高地とか石が並んでいる等の地表的特徴により遺跡存在の可能性が高いため発掘調査を必要とされているものである。遺跡の名称があるものは福池遺跡（No.６）のみであり、他のものは名称はない。

2.2　発掘調査状況及び結果

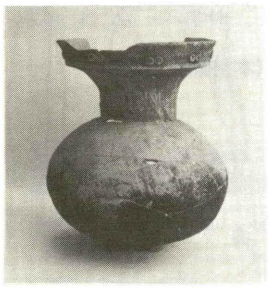
(1)　淡路島内

これまでに発掘調査に着手しているのは２ヶ所である。すなわち、当面工事の先行している三原Ｉ.Ｃ内に存在する志知川沖田南遺跡と志知川沖田新池遺跡の２ヶ所について、昭和53年度に確認発掘調査を実施した。確認発掘調査は２ｍ×２ｍ×1.5ｍ（深さ）程度の坪穴を多数掘り遺跡の確認を行うものであるが、近接するこの２遺跡については合計 108ヵ所の坪穴掘りを行った。このあたりは三原平野を流れる大日川の右岸に隣接した地域である。大日川は河川改修により現在は比較的蛇行の緩かな河川になっているが、改修前は非常に蛇行の激しい河川であった。発掘調査では大日川に近づくにしたがって木片、青色砂、腐食物の堆積等から氾濫の程度がうかがえた。

調査の結果、志知川沖田新池遺跡については遺跡の存在が認められなかったが、南遺跡についてはその東端部において遺構・遺物が出土したため昭和54年度に全面発掘調査を行うことになった。出土品は遺構として古墳時代の水路、遺物として弥生時代から古墳時代にかけての須恵器、土師器類である（写真―1.2）。



写真―１　高杯土器



写真―２　壺形土器

(2)　大毛島内

53年度までに４ヶ所（No.2,5,6,7）の発掘調査を完了している。このうち遺構・遺物の出土があったのはNo.６地区の１ヶ所のみである。

No.６地区は県道鳴門公園線に両側から山の傾斜地が迫っているところで、瓶浦神社の隣接地である。遺構として瓶浦神社の境内を区切る玉垣と暗渠（石造）が出土し、また、遺物としては古墳時代の須恵器と土師器が出土した。

3.　Ｄルート（児島～坂出）

本ルートは本州側陸上部、島しょ部（海峡部）、四国側陸上部に分けられるが、四国側陸上部はルートが主として埋立地あるいは塩田跡を通過するため、該当する文化財はほとんどない。したがって、ここでは本州側陸上部及び島しょ部についてのみ記すことにする。

3.1　分布状況

(1)　本州側陸上部

この地域は縄文時代に海面の上昇が生じたいわゆる縄文海進によって、早島・玉島・児島等の島々に囲まれた海域となっていたところへ、その後、高梁川や旭川の沖積作用や17世紀以降行われてきた干拓事業等によって岡山平野が形成された。このため、文化財の多くは縄文時代の推定海岸線付近に埋蔵されており、当地域が古代より文明の要衝でもあったこともあり、その数は多く、時代的にも旧石器時代から中世のものまで広範囲にわたっている。

本州側陸上部における埋蔵文化財調査は、昭和48年度及び50年度に岡山県教育委員会に委託して行った。計画路線沿線における既存文献等による調査により54ヵ所の遺跡が確認された。次いで、昭和51年度にこれら54ヵ所についてより精密な分布調査を行った結果、一般国道30号沿線で35ヵ所、本四備讃線沿線で12ヵ所の合せて47遺跡が確認された（図―３）。

(2)　島しょ部

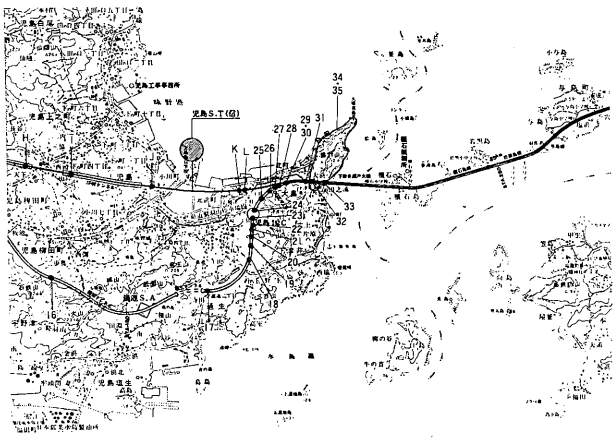
二万年前を最盛とするウルム氷期において、現在の海の大部分が陸地であった名残りとして、海底からは当時生息していたナウマン象の化石が数多く発見されている。また、島しょ部（当時は山の尾根にあたる）からは、旧石器時代の遺物の散布がみられる。

島しょ部においては香川県により以前から分布調査や与島などにおける小範囲の発掘調査が行われているが、本四連絡橋に関しては昭和45年度及び47年度に計画路線沿線における分布調査が行なわれた。その結果、櫃石島、岩黒島、羽佐島、与島の各島に旧石器時代の遺物を中心とする散布地が広範囲に存在することが確認され、その数も23ヵ所に及んでいる（図―４）。

3.2　発掘調査状況及び結果

(1)　本州側陸上部

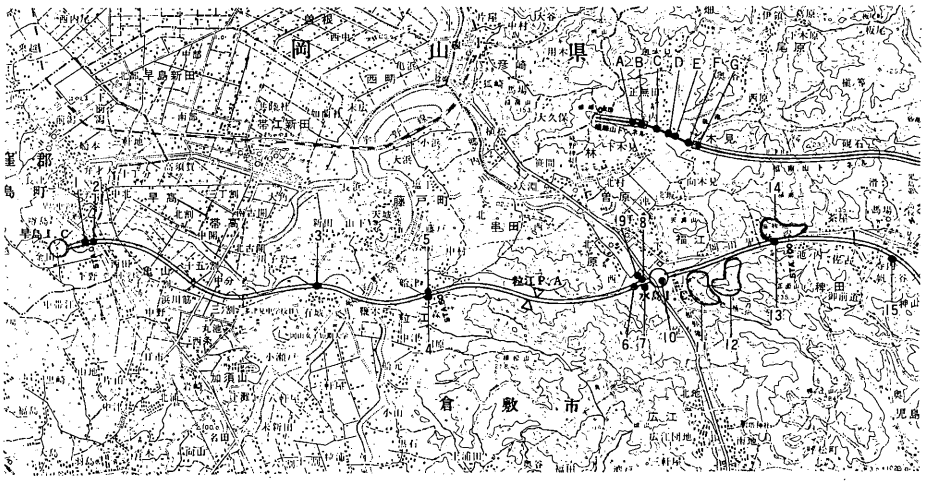
現在までに発掘調査の行われたのは、水島Ｉ.Ｃが予定されている曽原周辺の遺跡４ヵ所（No.７～10）である（53年度実施）。No.８～10の存在が見込まれていた一帯は24万m^2近くもあり、遺跡が全範囲に及べば相当の調査期間を要すると考えられていた。全域に50余ヵ所の坪穴を掘り確認発掘調査を行ったが、予想に反して遺物は少なく遺構も発見されず、当初想定されていた弥生時代の集落跡も調査対象地内には存在しないことが判明した。しかし、No.７の中世の墓地群からは人骨とともに古銭や骨蔵器数点が出土した。現場で火葬され埋置されたものと推定されている。



一般国道30号線沿線

番号	種類・文化財名称
1	中世貝塚・長津貝塚
2	中世貝塚・宮崎貝塚
3	道　標
4	貝塚・磯の森貝塚
5	貝塚・散布地 船津原貝塚・船津原遺跡
6	古墳・荒神山古墳
7	箱式棺・中世墓地群
8	散布地 曾原西Ａ遺跡
9	曾原西Ｂ遺跡
10	散布地
11	〃 前山遺跡
12	窯址 福江天王池遺跡
13	石造美術 延命地蔵坐像
14	散布地
15	古墳 寺内古墳
16	寺院址 堂の谷寺跡
17	散布地
18	散布地

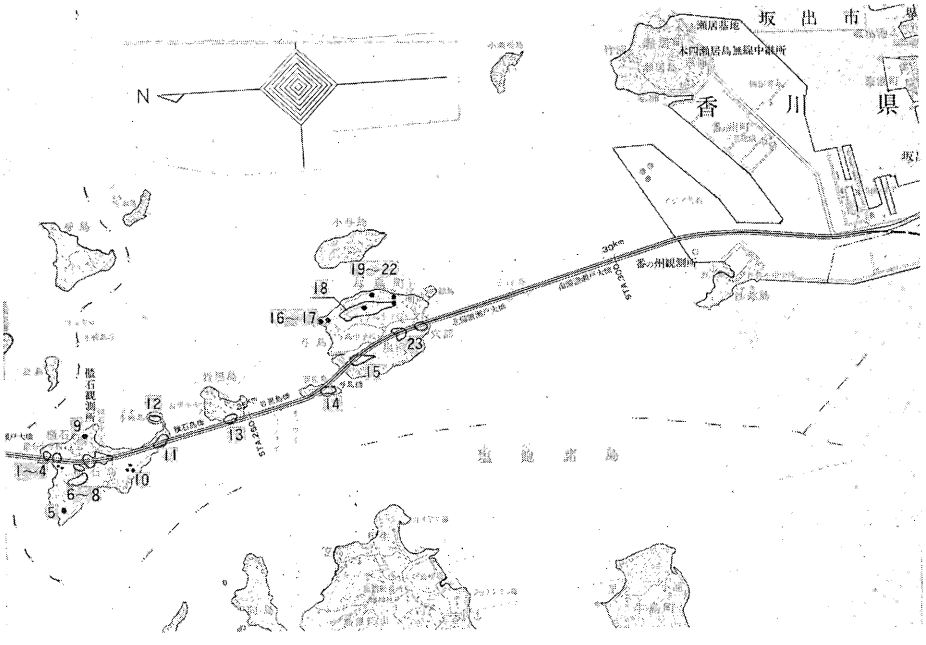
番号	種類・文化財名称
18	孤池遺跡（広畑遺跡）
19	散布地
20	〃
21	〃
22	〃
23	〃
24	〃
25	〃
26	〃
27	古墳 琴海古墳群１号墳
28	散布地
29	〃
30	古墳 琴海古墳群２号墳
31	石造美術 石造地蔵菩薩立像
32	台場跡 大畠越台場跡
33	〃 田之浦台場跡
34	散布地 鷲羽山遺跡
35	名勝 下津井鷲羽山



本四備讃線沿線

番号	種類・文化財名称
A	神社 毘沙門天
B	古墳 木見４号墳
C	散布地
D	石造 道標
E	散布地
F	〃
G	〃
H	散布地（集落址）
I	散布地
J	〃
K	〃
L	〃 走出遺跡

図— 3　遺跡分布図（本州側陸上部）



1．鳶の巣遺跡
2．がんど遺跡
3．石の塔
4．五輪塔
5．すくも塚
6．馬石・ぜにがみ遺跡
7．花見山遺跡（ほうろく岩遺跡）
8．大浦及び大浦浜遺跡
9．宮崎古墳
10．たてわ古墳1,2,3号
11．櫃岩遺跡
12．歩渡島遺跡
13．岩黒島遺跡
14．羽佐島遺跡
15．西方遺跡
16．長崎鼻古墳
17．長崎鼻石組遺構
18．東方遺跡
19．ミドロ遺跡
20．大州浜遺跡
21．山の神遺跡
22．タテバ遺跡
23．シノダ遺跡Ａ，Ｂ

図— 4　遺跡分布図（島しょ部）

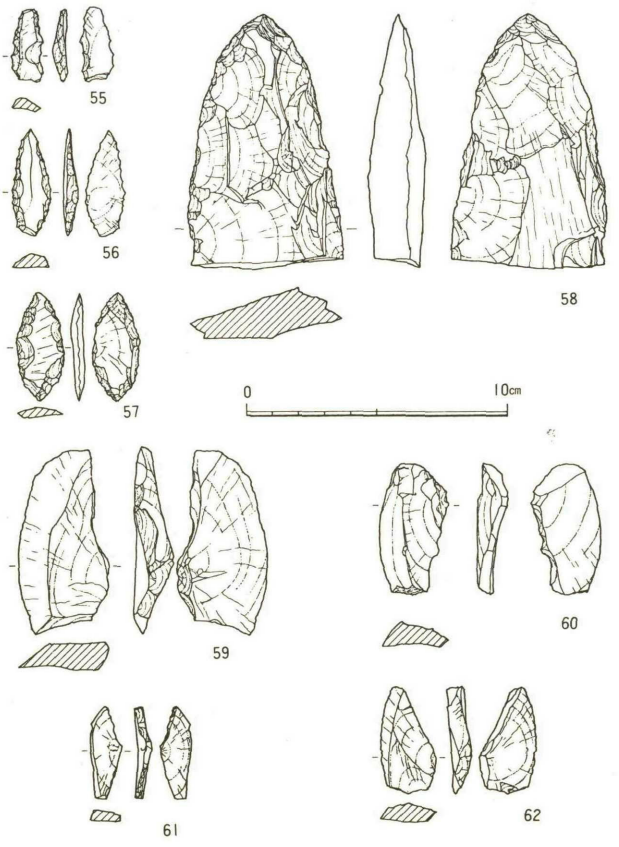
(2) 島しょ部

島しょ部においては昭和51～52年度の2ヵ年にわたって予備調査として確認発掘調査を行った。51年度は櫃石島の鳶の巣など6ヵ所（No.1～4、No.7～8）、与島はしのだ遺跡の合計7ヵ所について行い、また、52年度は櫃石島2ヶ所（大浦浜、櫃岩）、与島の西方遺跡、岩黒島、羽佐島の各遺跡の合計5ヵ所について行った。調査結果は「瀬戸大橋建設に伴う埋蔵文化財予備調査報告」（I）（II）に詳述されている。

全面発掘調査は昭和52年11月よりまず与島西方遺跡から開始された。53年度には与島西方の継続をはじめ与島しのだ、羽佐島の各遺跡の発掘調査を行った。昭和54年7月末現在、全面発掘調査の完了したのは羽佐島遺跡、与島西方（半分のみ）である。与島西方（残り半分）及び与島しのだ遺跡は54年度も継続調査を行っているほか、新たに櫃石島花見山の調査に着手する予定である。以下全面発掘調査の完了した上記2ヵ所について述べる。

1） 羽佐島

羽佐島における遺跡の存在はあまり知られていなかったが、昭和47年県下一円について香川県が行った分布調査により初めて旧石器分布地として記録されるに至った。旧石器の分布はこの島の南の丘陵平坦部から北の丘陵平坦部に至る尾根筋を中心として広がっており、この地域約5,000m^2に一区画30～40m^2のグリッドを多数設定して発掘が行われた。出土品は一部に縄文時代から中世近世に至るものまで見られるが、大半は旧石器時代の遺物が占め、その数は実に数万点をこえている。石器のほとんどは香川県の城山、五色台に産するガラス質を含んだサヌカイトの原石を打ちかいて作ったナイフや矢じりなどである（図－5）。



図－5　羽佐島出土石器実測図

2） 与島西方

総面積約15,000m^2に及ぶ遺跡のうち、とりわけ重要視されていた石槌神社のある平坦部とそれに続く南東側斜面で発掘が行われた。対象面積約3,000m^2、作業員延べ7,000人、昭和52年11月より54年1月まで1年余をかけての発掘調査により、出土遺物総数14万余点を数える。ここも羽佐島と同様、大半は旧石器時代の遺物が占め、また、性格は定かでないが旧石器時代に属するピット状の遺構も検出されている。羽佐島とともに遺物の数がぼう大で整理作業は遅れており、出土遺物の全容の把握はまだできていない部分もあるが、今後の整理・検討などによって旧石器時代という長い年代におけるこれら石器の年代的位置づけ（編年）等、学術的研究に対する貢献が期待されている。



写真－3　与島西方遺跡発掘作業風景

4．Eルート（尾道～今治）

4.1　分布状況

芸州と伊予の間に散在する芸予諸島は瀬戸内海の中でも島々の最も密集したところで、本ルートも大小9つ（広島県側3つ、愛媛県側6つ）の島々を通過する。この地域の島々は古くから中央との交流も深く、また、中国地方あるいは四国地方の政治勢力ともつながりをもっていたため、史跡や有形文化財が多く残されているほか、中世から近世初期にかけて活躍した村上水軍などの拠り所となった古城跡も多く存在する。

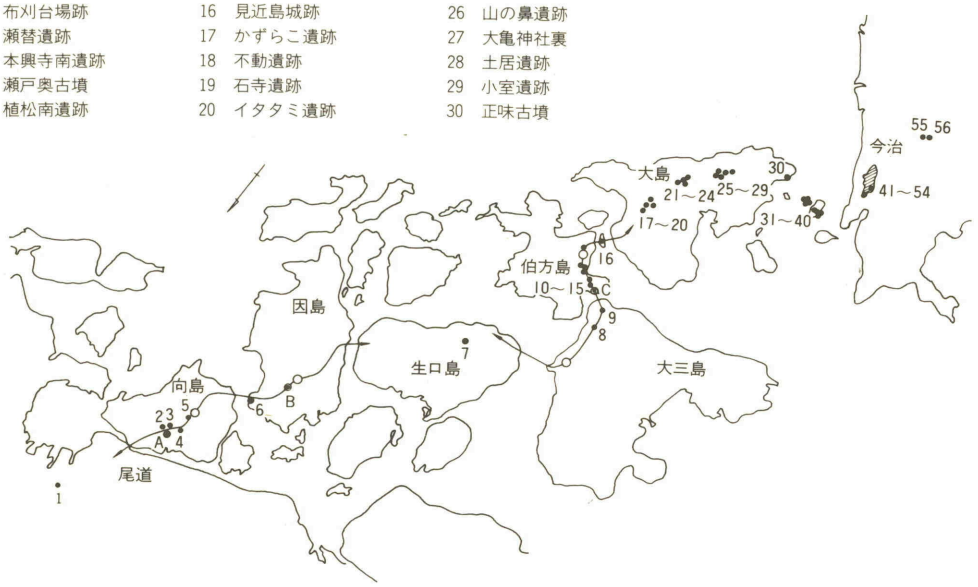
本ルートにおける埋蔵文化財調査は、昭和47年度に愛媛県側、48年度に広島県側の計画路線沿線について分布調査を実施した。その結果、合せて56ヵ所の遺跡が確認された。ただし、確認発掘調査の際に新たに発見されたものが3ヵ所（A～C地点）あり、合計59ヵ所である。（図－6）。

4.2　発掘調査状況及び結果

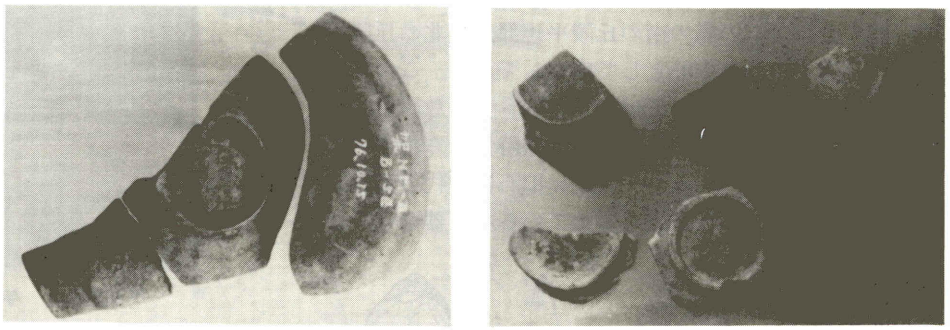
これまでの発掘調査は大三島橋関連区間9ヵ所、因島大橋関連区間7ヵ所において行われ、現在までにいずれも本発掘調査を完了している。

1 天満原遺跡
2 神木古墓
3 植条古墓
4 川尻古墓
5 黄幡谷遺跡
6 布刈台場跡
7 瀬替遺跡
8 本興寺南遺跡
9 瀬戸奥古墳
10 植松南遺跡
11 枝越城跡
12 叶浦北遺跡
13 叶浦遺跡
14 保育園前遺跡
15 浜の上遺跡
16 見近島城跡
17 かずらこ遺跡
18 不動遺跡
19 石寺遺跡
20 イタタミ遺跡
21 宮原北遺跡
22 鳥越遺跡
23 宮原池北II
24 上所遺跡
25 名奥遺跡
26 山の鼻遺跡
27 大亀神社裏
28 土居遺跡
29 小室遺跡
30 正味古墳
31 仲度1号石棺
32 仲度土坑墓
33 仲度経塚
34 仲度城跡(1)
35 トビの森山1号墳
36 トビの森山1号土坑墓
37 トビの森山2号土坑墓
38 小浦1号石棺
39 小浦3号石棺
40 小浦2号石棺
41 旭方1号古墳
42 旭方1号箱式石棺
43 松本竹籔1号古墳
44 松本竹籔2号古墳
45 松本竹籔3号古墳
46 松本竹籔4号古墳
47 松本1号古墳
48 松本2号古墳
49 松本1号土坑墓
50 大浜1号古墳
51 大浜前方後円墳
52 大浜I遺跡
53 清水遺跡
54 近見中学裏土坑墓
55 阿方貝塚
56 山路遺跡

A 京塚山遺跡
B 大石遺跡
C 瀬山見張台・煙台



図— 6 遺跡分布図（Eルート）



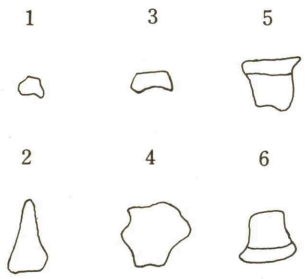
写真— 4
本興寺南遺跡出土遺物の瓦器

表— 1 大三島橋関連埋蔵文化財発掘結果の概要

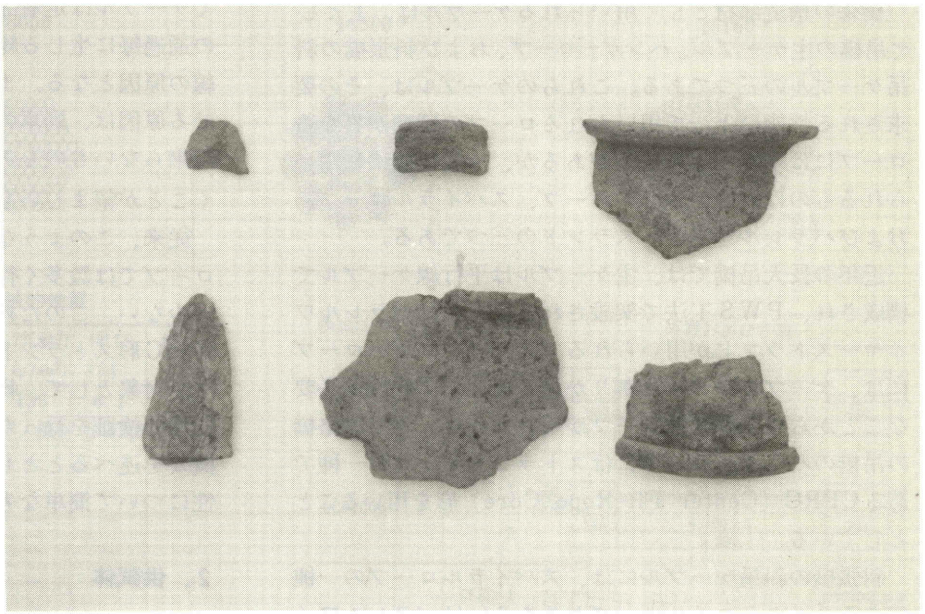
埋蔵文化財包蔵地	時 代	面積(m^2)	出 土 品	調 査 結 果 の 概 要
本興寺南遺跡	縄文～奈良	3,000	土師器、縄文式土器、弥生式土器、瓦	広範囲な時代に及ぶ出土品が得られた。なかでも瓦器は、愛媛県内でも珍しいものである。
瀬戸奥古墳	—	1,000	とくになし	古墳時代の横穴式石室を有する古墳ではないかと推定されるが、明確な出土品は確認されなかった。
瀬山見張台、煙台	鎌 倉	1,000	とくになし	狭い鼻栗瀬戸を見渡たす位置で鎌倉時代末期の見張台と思われる遺構が確認された。
植松南遺跡	—	600	とくになし	弥生時代の土墓と思われるが明確な遺構及び出土品は発掘されなかった。
枝越城跡	南北朝	—	———	南北朝時代の枝越城跡の井戸と伝えられているが枝越高架橋下のため発掘せず工事中の立会のみとした。
叶浦北遺跡	弥 生	1,200	縄文晩期の土器	弥生時代の集落跡と推定される。
叶浦遺跡	弥 生	2,400	土器	弥生時代前期から中期の集落跡と推定される。
保育園前遺跡	弥 生	1,500	土器	同上
浜の上遺跡	弥 生	1,200	滑石製模造品(祭祀用)	弥生時代から古墳時代にかけての祭祀遺跡と推定される。

表－2　因島大橋関連埋蔵文化財発掘結果の概要

埋蔵文化財包蔵地	時　代	面積(m^2)	出　土　品	調　査　結　果　の　概　要
京塚山遺跡	弥　生	400	とくになし	土坑が確認されたこと、別称、経塚山からみて、祭祀関係の遺跡と推定される。
大石遺跡	弥生～江戸	6,000	石鏃（矢尻―弥生） 石槍、紡錘車、 土師器、 陶磁器（近世） （写真－5）	弥生時代から近世（江戸時代）までの出土品が確認された。長期にわたる複合遺跡である。出土品の他に竪穴式住居跡等も発見された。 注目すべきものとして、島しょ部では珍しい矢尻が発見されたこと、また、弥生時代中期には、因島にも鉄器が入っていたことが確認された点などである。



1．石鏃
2．石槍
3～6．弥生式土器



写真－5　大石遺跡出土遺物

大三島橋関連区間については、昭和50年度に瀬山見張台・煙台、昭和51年度に本興寺南遺跡、瀬古奥古墳、植松南遺跡、枝越城跡の4ヵ所（ただし、枝越城跡については高架橋下となり工事により直接手を加えないため発掘せず工事中の立合のみ)、さらに昭和53年度には叶浦北、叶浦、保育園前、浜の上の各遺跡4ヵ所、合計9ヵ所の全面発掘が行われた。昭和54年度はこれらの結果の整理解析報告書作成を行っており、現時点では内容の詳細は判明していないが、概要については表－1、写真－4に示すとおりである。

因島大橋関連区間については、昭和53年度に布刈台場跡以外の6ヵ所の確認発掘調査を行い、その結果、京塚山遺跡を53年度に、大石遺跡を54年度にそれぞれ全面発掘した。調査結果は目下整理解析中であるが、概要を表－2に示す。

なお、布刈台場跡は因島大橋因島側塔橋脚3Pの背面の布刈瀬戸を監視できる位置にあり、安政年間に攘夷のため砲台を築いた跡と伝えられるが、因島大橋側径間補剛桁の下で直接手を加えないため発掘は行っていない。

5．あとがき

本稿は各建設局計画課（一建・武山哲郎、二建・日里正夫、三建・辰己正明）が作成した原稿をもとに本社調査課で調整とりまとめを行ったものである。とりまとめの時間的制約、埋蔵文化財調査に関しては参考資料の不足などのため甚だ不十分な報告に終ったが、調査員の不足や作業員の確保の面からの発掘調査の長期化など、事業者側からみると種々問題点もあり、今後いっそう目を向ける必要を感じるとともに、今後も順次行われる発掘調査の結果はまとめて後日改めて報告を行いたい。

参考文献

1）本州四国連絡橋陸上ルート建設予定地内埋蔵文化財分布調査概要　岡山県教育委員会　1977．3
2）本州四国連絡橋陸上ルート（国道30号線）建設に伴う埋蔵文化財発掘調査実績報告書　岡山県教育委員会　1979．3
3）瀬戸大橋建設に伴う埋蔵文化財予備調査報告(I)(II)　香川県教育委員会　1977．3　1978．3
4）瀬戸大橋建設に伴う埋蔵文化財調査概報(I)　与島西方遺跡　香川県教育委員会　1978．3
5）瀬戸大橋建設に伴う埋蔵文化財調査報告(I)　与島西方遺跡　(II)羽佐島遺跡　香川県教育委員会　1979．3
6）海峡部埋蔵文化財発堀調査実績報告書　香川県教育委員会　1979．3

橋梁用ロープの曲げ疲労試験

Bending Fatigue Test of Wire Ropes for Bridge Structure

設計部 設計第二課 岸本 良孝 Yoshitaka Kishimoto
建設機械化研究所 竹之内博行 Hiroyuki Takenouchi

1．まえがき

橋梁の構造部材として用いられるケーブルは、主として吊橋の主ケーブル、ハンガーロープ、および斜張橋の斜吊ケーブルの三つである。これらのケーブルは、その要求される性能によって用いられるロープの種類が異なる。ロープにはいくつかの種類があるが、一般に橋梁に用いられるものは、ストランドロープ、スパイラルロープ、およびパラレルワイヤーストランドの三つである。

近年の長大吊橋では、主ケーブルは平行線ケーブルで構成され、PWS工法で架設される場合にはパラレルワイヤーストランドが用いられる。また、ハンガーロープには、ケーブルバンドにふりかける場合の柔軟性が必要なことからストランドロープが用いられる。本四連絡橋の吊橋のハンガーロープにはストランドロープの一種であるCFRC (Center Fit Rope Core) 形を用いることとしている。

斜張橋の斜吊ケーブルには、スパイラルロープの一種であるロックドコイルロープか、あるいはパラレルワイヤーストランドが用いられることが多い。

これらのケーブルのうち、吊橋の主ケーブルは張力に占める死荷重の割合が80%以上であるので、塔頂サドル、ハンガー第1バンド付近での曲げによる二次応力の影響はあるが、活荷重、特に列車荷重による張力の変動幅が小さく疲労は問題とならないことが多い。ハンガーロープの場合には張力に占める活荷重の割合が大きくなり、疲労がやや心配となるので、CFRC形ストランドロープの引張疲労試験を実施し、5%断線を基準とした 200万回疲れ強さは14 kg/mm² 程度という結果を得ている。[1)]

一方、斜張橋の斜吊ケーブルは吊橋の主ケーブルの場合とは異なり、活荷重の占める割合が大きい。児島・坂出ルートの櫃石島橋および岩黒島橋で計画中の道路鉄道併用斜張橋の場合には列車荷重による張力変動が大きく、引張疲労に対しての配慮が重要なものとなる。ロックドコイルロープの引張疲労に対する 200万回疲れ強さは、14 kg/mm² 程度となっており、[2)] またパラレルワイヤーストランドの疲れ強さは20 kg/mm² 程度と報告されている。[3)]

ロープの疲労には前述の張力変動による引張疲労のほかに、曲げを受けた場合に生じる曲げ応力による曲げ疲労の問題がある。例えば、ハンガーロープは主ケーブルと補剛桁との相対変位によって定着部で曲げを受ける。また斜張橋の斜吊ケーブルでは、活荷重の載荷によって桁に生ずるたわみおよび張力変動によるサグ変化によってケーブルは定着部で曲げられる。これらの曲げは列車の通過毎に生じる繰返し曲げとなり、曲げ疲労による断線の原因となる。また、ケーブルに繰返し曲げを生じさせる原因は、列車の他、風による影響などもあり、計算に乗らないものもあるので、充分な安全性を確保しておくことが望ましいものと考えられる。

従来、このような繰返し曲げ疲労試験は、機械構造用ロープでは数多く行われてきたが、橋梁用ロープでの例は少ない。このため、前述のロックドコイルロープ、CFRC形ストランドロープ、パラレルワイヤーストランドを対象として、繰返し曲げ疲労試験を行い、曲げ疲労特性の検証を行った。本報告では、これら一連の実験の概要を述べるとともに、それぞれのロープの曲げ疲労特性について簡単な考察を加える。

2．供試体

本試験に用いたロープは、

(1) ロックドコイルロープ (LCR)
　公称直径　100mm
(2) CFRC形ストランドロープ (CFRC)
　公称直径　85mm
(3) パラレルワイヤーストランド (PWS)
　素線径5mm×127本

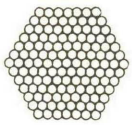
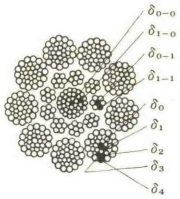
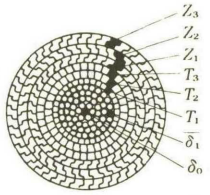
の三種類である。各ロープの諸元および断面図を表－1に示す。また機械的性質を表－2に示す。ソケット付けは亜鉛合金（亜鉛98%、銅2%）を用いた熱間加工とした。供試体の寸法および数量を表－3に示す。片側のソケットは初期張力を導入するためのセンターホールジャッキに取り付けられるように後部にネジ切り加工を行った。なお、これら供試体の製作は、新日本製鉄㈱と㈱神戸製鋼所の共同企業体が行った。

3．試験機および試験方法

本試験は、建設機械化研究所内に設置された曲げ疲労試験機を用いて行った。試験機は図－1に示すように、本体フレーム、油圧ジャッキ、電動モーター駆動部より成り、ソケット部に直接曲げが入らないように、駆動部

表－1　供試ロープの諸元

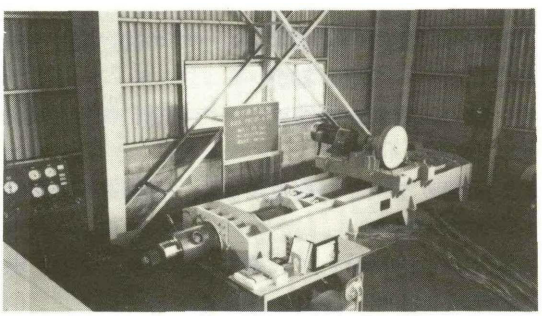
注）＊印の数値は検査結果

項　　目	PWS　127	CFRC　85φ	LCR　100φ
構　　造	—	37＋9×7＋9×WS(36) (心)(内層)　(外層)	1＋16＋12＋18＋24＋33＋ δ_0　δ_1　T_1 33＋39＋39＋42＋48 T_2　T_3　Z_1　Z_2　Z_3
ロープ径　(mm)	65 × 57 *	86.9 *	100.5 *
よりの長さ　(mm)	—	833	1065
保証切断荷重　(t)	391以上	555以上	1000以上
単位重量(kg/m)	19.5	33.1	57.9
標準断面積　(mm^2)	2494	4020	7260
弾性係数(kg/mm^2)	20000	14500 *	15160 *
断　面　図			

表－2　各ロープ素線の機械的性質

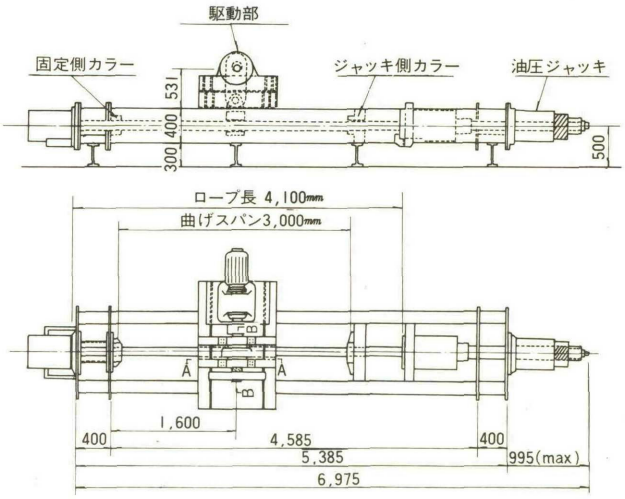
	素線記号	試験本数	線径 (mm)	引張強さ (kg/mm^2)	0.7%耐力 (kg/mm^2)	伸び (%)	ねじり (回)
PWS 127	—	30	4.99	168	135	6.1	25
	線材：JIS G3502－1973年　ピアノ線材　SWRS 77B						
LCR 100φ	Z_3	48	6.5	149	—	—	—
	Z_2	7	6.5	147	—	—	—
	Z_1	7	6.0	152	—	—	—
	T_3	7	5.0	162	—	—	—
	T_2	6	5.0	166	—	—	—
	T_1	6	4.0	177	—	—	—
	δ_1	10	3.79	186	—	—	26
	δ_0	—	—	—	—	—	—
	線材：JIS G3506　硬鋼線材　SWRH 82B, 72A						
CFRC 85φ	δ_4	14	3.87	168	131	6.2	25
	δ_3	7	3.07	166	129	6.4	25
	δ_2	7	2.36	168	129	6.4	27
	δ_1	7	3.11	169	130	6.4	26
	δ_0	1	4.22	167	127	6.5	23
	δ_{11}	7	4.07	167	132	6.4	25
	δ_{10}	1	4.29	167	130	6.5	23
	δ_{01}	35	3.50	169	134	6.1	27
	δ_{00}	1	3.78	172	135	6.5	25
	線材：JIS G3502　ピアノ線材　SWRS 72A						

注）LCR 100φ、CFRC 85φ の表中の値は、より線後の素線についての平均値である。ただし、0.7%耐力の値のみはより線前の 2 本の素線についての平均値である。

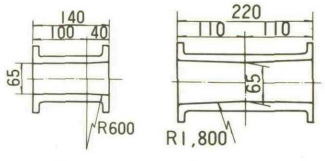


写真－1　曲げ疲労試験機

供試ロープ	供試体本数	供試体名	外観および寸法
PWS 127	3	PWS-1 ～ 3	PWS127　270φ　270φ　363　4,100±5　580　5,043
LCR100φ	2	LCR-1 ～ -2	LCR100φ　350φ　350φ　545　4,100±5　705　5,350
CFRC85φ	5	CFRC-1 ～ 5	CFRC85φ　350φ　270φ　545　4,100±5　580　5,225



図－1　曲げ疲労試験機



図－2　カラーの断面図

両端カラー　　駆動部カラー

を中心に3 mの間隔でカラーにより固定した。カラーにはコーナーでのロープの角折れ、あるいは損傷を防ぐため曲線部を設けラッパ状に拡げた。カラーの断面の一例を図－2に示す。カラーの材質は、CFRC－5の場合に鋼製とした他はすべて亜鉛製とした。

供試体は、フレームにセットし、300tセンターホールジャッキで初期張力を導入した後、両端カラーをボルト締めし、次に駆動部カラーを装着した。繰返し曲げ疲労試験に先立ち、駆動部カラーに静的変位を与え、ロープの変位形状および素線に発生する応力度を測定した。その後、一定振幅で上下変位を与え、繰返し曲げ疲労試験を行った。各供試体の試験条件を表－4に示す。試験中の断線状況は目視による観察とし、試験終了後、解体して、内部の素線の断線状況を調査した。

(1) LCR 100φ　　表－4　試験条件一覧表

供試体名	曲げ振巾		軸力	速度	カラーメタル曲線形状	
	角度(°)	変位(mm)	(ton)	(cpm)	ジャッキ側	固定側
LCR-1	±0.76	±20	200	200	R=1000mm	R=1000mm
LCR-2	±0.57	±15	〃	〃	R=3000mm	R=1000mm

(2) CFRC 85φ

供試体名	曲げ振巾		軸力	速度	カラーメタル	分類
	角度(°)	変位(mm)	(ton)	(cpm)	材質	
CFRC-1	±0.57	±15	200	200	亜鉛	ケースI
CFRC-2	〃	〃	〃	〃	〃	
CFRC-3	〃	〃	150	〃	〃	ケースII
CFRC-4	〃	〃	〃	〃	〃	
CFRC-5	〃	〃	〃	〃	鉄(S45C)	ケースIII

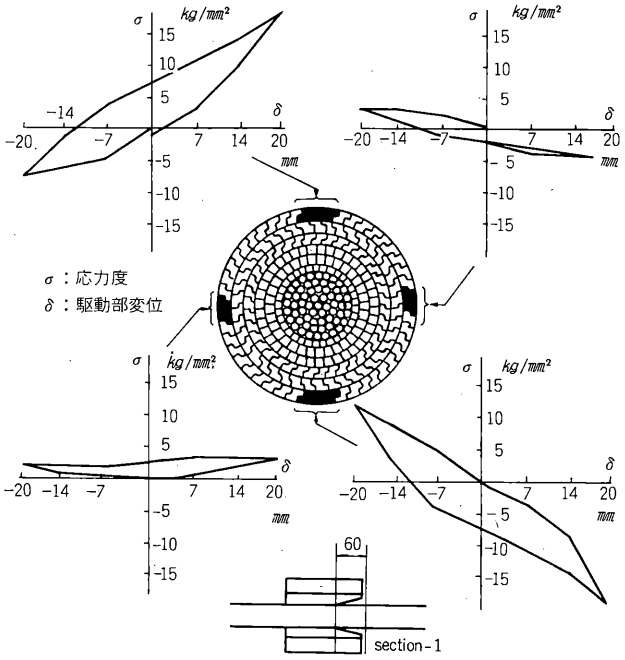
(3) PWS 127

供試体名	曲げ振巾		軸力	速度	断面形状
	角度(°)	変位(mm)	(ton)	(cpm)	
PWS-1	±0.57	±15	175	200	ポイントトップ
PWS-2	〃	〃	〃	〃	フラットトップ
PWS-3	〃	〃	〃	〃	フラットトップ

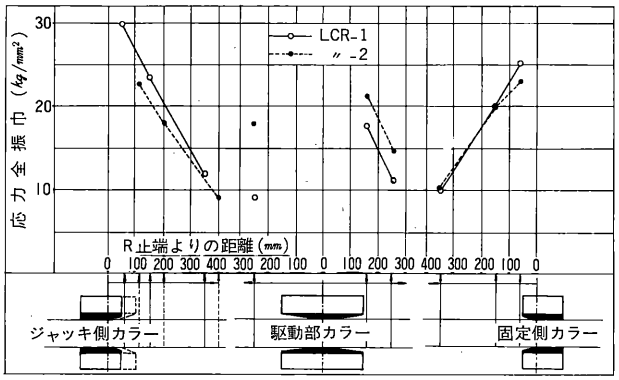
4．試験結果

4.1 ロックドコイルロープ

最初に、200tの軸引張力を導入した。このときに発生した応力度は、標準断面積で計算すれば27.6kg/mm²となるが、実測値は平均で27.1kg/mm²であり、標準偏差は、2.6kg/mm²となった。次に、駆動部でLCR－1で±20mm、LCR－2では±15mmの変位を与えて、ロープの変位形状と素線に発生する応力度を測定した。変形は、カラーの曲線部にそって曲がる他は、ほぼ直線的な変位を示した。曲げにより発生した応力度は図－3に示すように、素線相互の摩擦のため大きなヒステリシスカーブとなる。応力変動の幅は、カラーのR止端より60mmの位置での測定値でLCR－1の場合に30kg/mm²、LCR－2の場合に23kg/mm²となっている。ロープの長さ方向の曲げ応力度全振幅の分布は、図－4に示すようであった。



図－3　曲げによる応力挙動



図－4　曲げ応力度全振幅の分布

表－5
軸力変動の比較

単位(t)

		LCR－1	LCR－2
曲げ変位 (mm)		20	15
計算値	a) (基準長3,000mm)	9.8	5.5
	b) (基準長4,100mm)	7.2	4.0
実測値		8.4	4.9

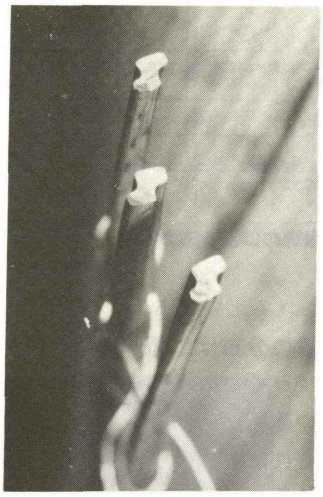
一方、軸引張力の変化は、ロープの曲げ変位に伴う長さの変化によって生じるが、

a) 軸力の変動が両端カラーで完全に拘束されている場合

b) 両端カラーでの拘束がなく、軸力の変動が全長におよぶ場合

の二通りの場合に対して計算を行ったところ、結果は表－5に示すように、LCR－1、2ともに

計算値a)＞測定値＞計算値b)



写真－2
ロックドコイルロープの
Z線の破面

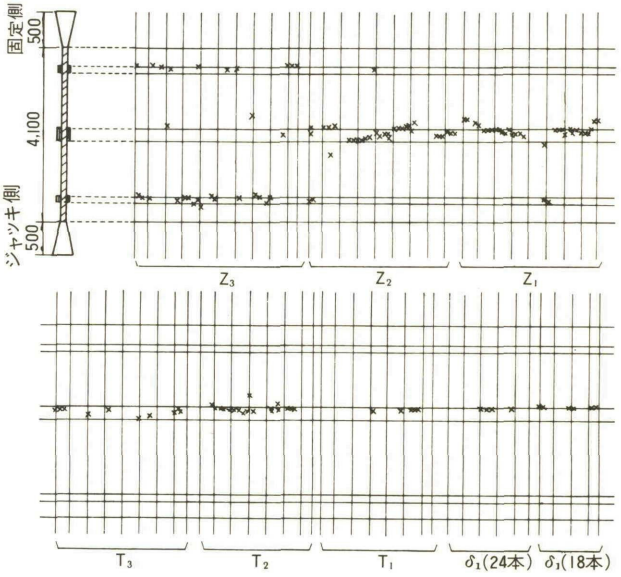
表－6　繰返し曲げ疲労試験による断線数

外観目視調査結果（累計本数）	LCR－1 繰返し回数(N)	LCR－1 断線本数(本)	LCR－2 繰返し回数(N)	LCR－2 断線本数(本)
	$N=104\times10^4$	5	$N=78\times10^4$	1
	$N=216\times10^4$	21	$N=126\times10^4$	11
	$N=328\times10^4$	31	$N=182\times10^4$	26

	素線記号	素線径(mm)	構成本数	LCR－1 ジャッキ側カラー付近	LCR－1 駆動部カラー付近	LCR－1 固定側カラー付近	LCR－1 合計	LCR－2 ジャッキ側カラー付近	LCR－2 駆動部カラー付近	LCR－2 固定側カラー付近	LCR－2 合計
断線調査結果	Z_3	H6.5	48	16	3	12	31	12	4	10	26
	Z_2	6.5	42	3	31	2	36	1	2	0	3
	Z_1	6.0	39	2	0	31	33	0	1	0	1
	T_3	5.0	39	0	9	0	9	0	0	0	0
	T_2	5.0	33	0	21	0	21	0	0	0	0
	T_1	4.0	33	0	5	0	5	0	0	0	0
	δ_1	3.77	61	0	11	0	11	0	0	0	0
	δ_0	4.16	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	合　計	—	295	21	80	45	146	13	7	10	30

となり、ロープの軸力変動は、カラーによって完全には拘束されていないものと考えられる。

このような応力状態のもとで、毎分200回の速さでLCR－1は328万回、LCR－2は182万回の繰返し曲げ疲労試験を実施した。試験中にロープの温度が100℃以上に上昇したLCR－1では水冷を行いながら実施した。断線観察は、試験中には最外層の素線を目視により行い、試験終了後、解体しその他の素線も含めて、断線本数の調査を実施した。その結果は表－6に示すように、外層のZ層に断線が多く、LCR－2ではT層より内側の素線に断線はみられなかった。また、断線位置は図－5に示すようにカラー部に多く、特に駆動部カラーの付近に集中しており、内層の素線の断線もこの部分にみられた。この原因としてはカラー部で温度が100℃以上に上昇したことや腐食疲労などの影響があったものと考えられる。両端のカラーの曲線部の曲率半径が1000mmのものと、3000mmのものを使用したが、断線数については有意な差はなかった。断線はすべて疲労亀裂の進展により生じており、起点はZ線、T線とも外側の角であった。破面の例を写真－2に示す。

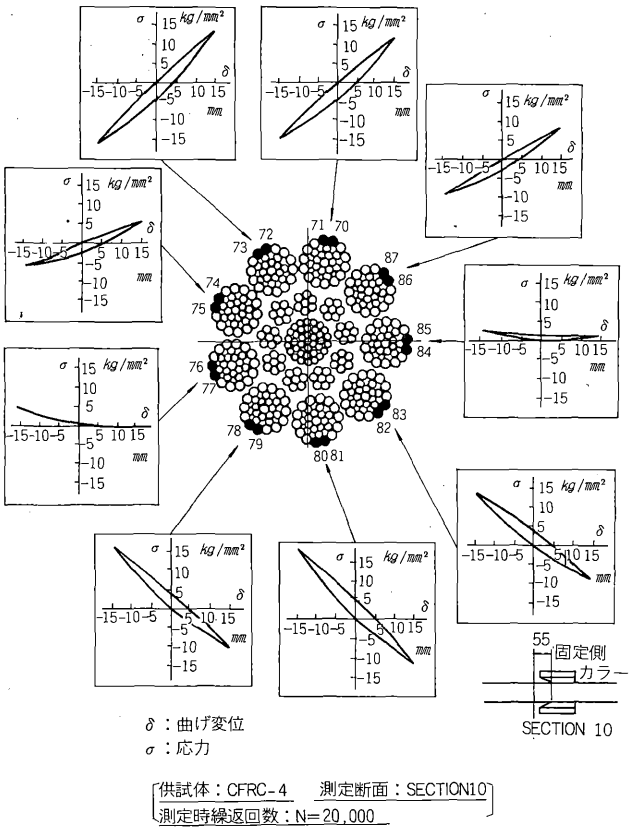


図－5　断線位置の分布（LCR－1）

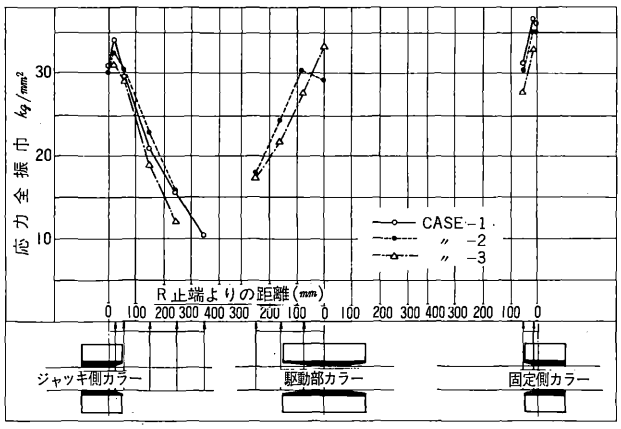
4.2 CFRC形ストランドロープ

軸力導入時の応力度は、200tを導入したCFRC－1および2については標準断面積を用いた計算値は、49.8kg/mm²であり、測定値は平均47.7kg/mm²、標準偏差2.2kg/mm²であった。また、CFRC－3から5には150tの軸力をかけたが、このときには、計算値が37.3kg/mm²で、測定値は平均34.7kg/mm²、標準偏差2.5kg/mm²であった。中央駆動部での変位はすべて±15mmとした。ロープの変位形状は、ロックドコイルロープの場合と同様に、カラー間ではほぼ直線的になっている。曲げに伴う応力変動は図－6に示すように、ロックドコイルロープの場合よりはやや少ないが、同様のヒステリシスカーブを描いた。曲げ応力度の変動の全振幅は、カラー近傍で最大となり、軸力200t、亜鉛カラーの場合で35kg/mm²、軸力150t、亜鉛カラーの場合で34.1kg/mm²、軸力150t、鋼製カラーの場合で30.4kg/mm²となっている。亜鉛カラーの場合の方が、大きい値となっているが、これは、亜鉛カラーの変形によりロープの拘束が鋼製カラーの場合より大きくなったためと考えられる。ロープの長さ方向の曲げ応力度の分布を図－7に示す。

繰返し曲げ試験中に、カラーの締結ボルトがゆるみ、それの増締めを行ったところ、曲げ応力度が変化した。これはカラーの塑性変形によるゆるみと、ロープ内の素線の摩耗によるロープのゆるみとの両方の原因により、カラーでの拘束がゆるむが、増締めにより拘束が大きくなるためであると考えられる。変化の状態は図－8に示すように、増締めにより大きくなった曲げ応力度が、繰返し曲げを受けている間にカラーでのゆるみにより減少し、次の増締めによりまた大きくなるといったのこぎり状の変化を示す。曲げ応力度は、繰返し回数が増えるのに従って大きくなる傾向を示し、2×10^4回程度をすぎるとほぼ落ちつくようである。

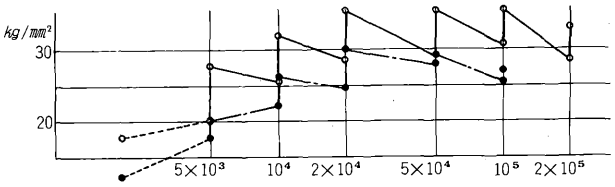


図－6　曲げによる応力挙動



図－7　曲げ応力度の分布

繰返し曲げ試験の結果、最終繰返し回数と断線数を表－7に示す。同一素線で2箇所以上の断線がみられるので、断線箇所数で整理した。また。ロークドコイルロープの場合と同様に、解体して調査した結果を表－8に示す。図－9に示すように、ロックドコイルロープの場合とは傾向が異なり、最外層の素線よりも中間層の素線に断線が多くみられる。これは、ロープのより方により、この部分の素線は他の素線と点で接触するので、接触圧を受け摩耗も激しいためであると考えられる。破断面の一例を写真－3に示す。他の素線とのこすれ合いによる摩耗が明瞭にみられ、疲労亀裂はこの点から発生している。このことは同じロープを用いた引張疲労試験の場合にもみられた結果であり、ストランドロープの疲れ強さ



図－8　締結ボルトの増締めによる応力変動

は、この圧痕の程度に左右されるといえる。

一方、長さ方向の断線位置の分布は、図－10に一例を示すように、ロックドコイルロープの場合と同様にカラー部に集中しているが、やや範囲が広がっている。曲げ応力の長さ方向の分布を考えれば、カラーから200mm程度離れた位置では曲げ応力は急に減少し、20kg/mm²以下となっており、断線の原因としては曲げ応力度よりも前述の素線の摩耗によるものが大きいものと考えられる。

表－7　疲労試験終了後の観察による断線数

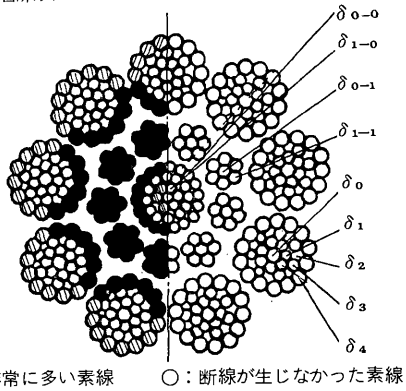
	試験条件			最終繰り返し回数（万回）	総断線箇所数（箇所）	終了状況等
	軸力（t）	曲げ変位（mm）	カラー材質			
CFRC－1	200	15	亜鉛	50.4	545	1ストランド破断
〃　－2	〃	〃	〃	40.4	(652)	
〃　－3	150	〃	〃	75.6	(488)	
〃　－4	〃	〃	〃	60.1	498	
〃　－5	〃	〃	鉄	60.0	542	

注）（　）は一部調査不能箇所があったことを示す。

表－8　解体調査による断線数

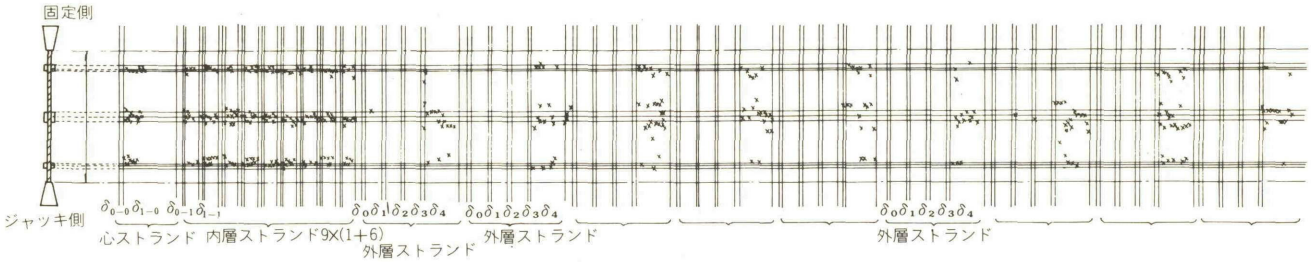
供試体（繰り返し回数）			CFRC－1（50万回）	CFRC－2（40万回）	CFRC－3（76万回）	CFRC－4（60万回）	CFRC－5（60万回）
素線記号	素線径(mm)	構成本数					
δ_{0-0}	3.80	1	0－0－0	0－1－0	0－0－－	0－0－0	0－0－0
δ_{1-0}	3.50	36	12－11－11	－	52	11－12－7	19－18－17
δ_{0-1}	4.28	9	4－3－3	5－8－0	245	7－5－1	6－8－2
δ_{1-1}	4.05	54	64－86－55	93－113－86		72－83－79	65－93－69
δ_0	4.22	9	0－0－0	0－2－0	0－－－－	0－0－0	0－0－0
δ_1	3.12	63	0－0－0	0－16－0	0－－－－	0－0－0	0－2－0
δ_2	2.37	63	0－4－0	0－18－0		0－1－0	0－5－0
δ_3	3.07	63	1－4－0	0－20－0	191	0－1－0	0－11－0
δ_4	3.87	126	65－187－35	96－113－63		51－131－37	32－142－53
合計		424	545	(652)*	(488)*	498	542

注1）断線本数：〔ジャッキ側カラー付近〕－〔駆動部カラー付近〕－〔固定側カラー付近〕
注2）（　）*では一部測定不能箇所あり

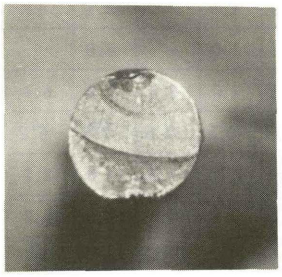


図－9
素線の断線状況

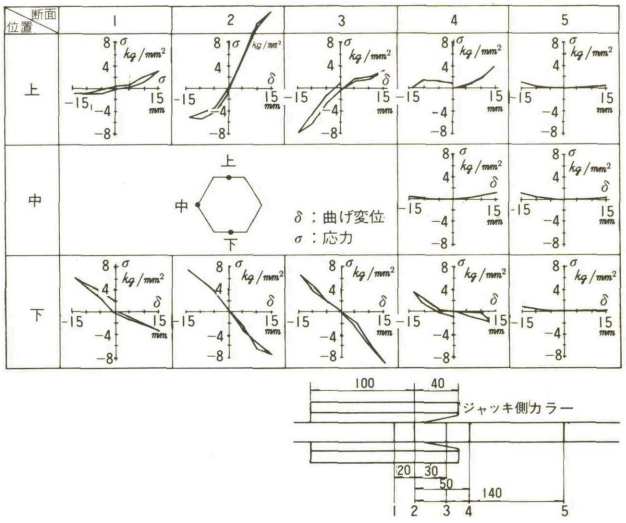
●：断線が非常に多い素線　　○：断線が生じなかった素線
◍：断線が生じた素線



図－10　断線箇所の分布（CFRC－4）



写真－3
ストランドロープの素線の破面



図－11　曲げによる応力挙動（PWS－3）

4.3 パラレルワイヤーストランド

駆動部の上下変位に対する素線の曲げ応力度は、図－11に示すように比較的ヒステリシスの小さなカーブとなっており、先の二種類のより線の場合と異なり、素線間の摩擦が少ないことを示している。変位に伴う軸力変動は、カラーでの拘束を無視して計算した結果に近く、表－9のような測定値となっている。このことから、PWS127 の場合には、軸力変動に対するカラーの拘束はほとんどなかったものと考えられる。軸力の変動分を差し引いた曲げ応力度を表－10に示す。最大曲げ応力度は、Section 2 あるいは15の位置に生じており、応力度全振幅で最大16.2 kg/mm²、平均で14.8 kg/mm² となっている。

パラレルワイヤーストランドの曲げ応力度の計算については、Wyattの解析等があるが[4]、ここではカラー以外の部分では、バンドあるいはラッピングなどによる拘束を行っていないので、変形状態は図－12の(1)と考えられる。この場合には図－13のような棒モデルに置き換えて、局部曲げ応力度の計算を行うことができる。

図－12において、任意の断面での曲げモーメントは、

$$M=-EI\frac{d^2y}{dx^2}=-Ty \quad \cdots\cdots(1)$$

と表わせるので、一般解は

$$y=Ae^{gx}+Be^{-gx} \quad \cdots\cdots(2)$$

ただし　$g=\sqrt{\frac{T}{EI}}=\frac{1}{\gamma}\sqrt{\frac{\sigma_T}{E}}$

ここで γ ：断面2次半径

σ_T ：張力Tによる応力度

となる。境界条件は

$x=0$ で $\frac{dy}{dx}=-\varphi_o$

$x=\infty$ で $y=0$

であるから、(2)に代入して、

表－9
軸力変動による
応力測定結果

（単位：kg／mm²）

供試体＼曲げ変位(mm)		5	10	15
PWS－1	平　均	0.04	0.27	0.58
	標準偏差	0.04	0.05	0.09
PWS－2	平　均	0.07	0.23	0.61
	標準偏差	0.10	0.13	0.18
PWS－3	平　均	0.09	0.35	0.74
	標準偏差	0.02	0.04	0.08

$$y=\frac{\varphi_o}{g}e^{-gx} \quad \cdots\cdots(3)$$

を得る。従って、最大曲げ応力度は、

$$\sigma_{B,\max}=\frac{M_{max}h}{I}=\frac{h}{I}\left\{EI\frac{d^2y}{dx^2}\right\}_{max}=\varphi_o\frac{h}{r}\sqrt{E\sigma_T} \quad \cdots\cdots(4)$$

となり、円形断面ではr＝h/2であるから、

$$\sigma_{B,\max}=2\varphi_o\sqrt{E\sigma_T} \quad \cdots\cdots(5)$$

となる。一方、$\sigma_{B,\max}$ の断面から x 離れた断面では、

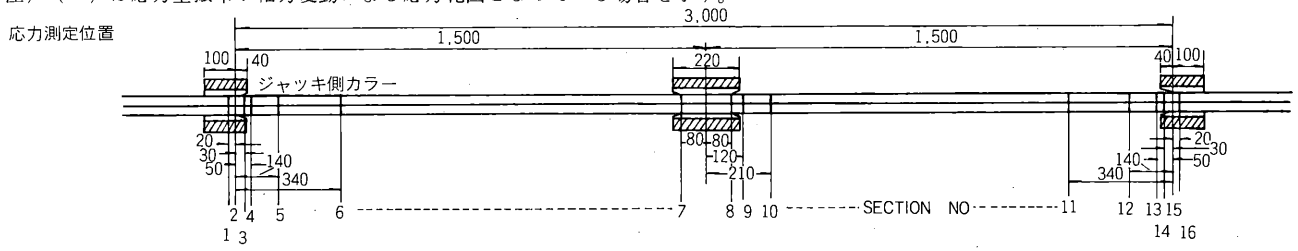
$$\sigma_B(x)=\sigma_{B,\max}\,e^{-gx}=2\varphi_o\sqrt{E\sigma_T}\,e^{-gx} \quad \cdots(6)$$

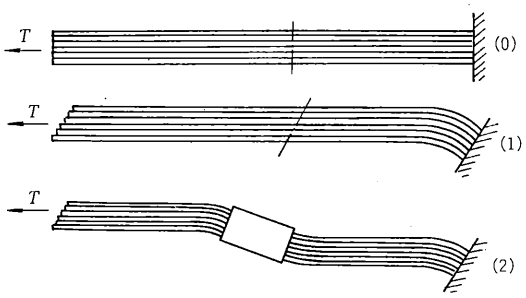
であり、カラーに巻きついて変形している部分の曲げ応力度は、

表－10　PWSの曲げ応力度（軸力変動分は含まず）　　（単位：kg／mm²）

供試体	応力		SECTION 番号 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
PWS－1	曲げ応力	外縁				1.9	0.1	−0.1			−0.2	−0.1	−0.2	0.0	1.3			
		内縁				−0.8	0.3	0.3			0.6	0.3	0.2	0.3	−0.3			
	応力全振巾					2.7	(0.9)	(0.9)			(1.2)	(0.9)	(0.8)	(0.9)	(1.9)			
	平均曲げ応力					1.9	0.2	0.2			0.4	0.2	0.2	0.2	0.8			
PWS－2	曲げ応力	外縁		4.8		2.1	0.0	−0.1			−0.3	−0.3	−0.3	−0.2	1.0		4.6	
		内縁		−10.5		−0.2	0.1	0.2			0.2	0.1	−0.1	0.1	−0.9		−8.5	
	応力全振巾			15.3		(2.7)	(0.7)	(0.8)			(0.8)	(0.7)	(0.5)	(0.7)	1.9		13.1	
	平均曲げ応力			7.7		1.2	0.1	0.2			0.3	0.2	0.2	0.2	1.0		6.6	
PWS－3	曲げ応力	外縁	3.2	9.5	4.6	3.0	0.1	0.0	−1.1	−1.5	−0.4	−0.2	−0.2	−0.1	1.0	2.6	7.0	6.1
		内縁	−3.1	−6.7	−6.0	−2.0	0.0	0.1	2.0	1.7	0.5	0.3	0.1	0.1	−0.5	−4.6	−7.6	−6.0
	応力全振巾		6.3	16.2	10.6	5.0	(0.8)	(0.8)	3.1	3.2	(1.2)	(1.0)	(0.8)	(0.8)	(1.7)	7.2	14.6	12.1
	平均曲げ応力		3.2	8.1	5.3	2.5	0.1	0.1	1.6	1.6	0.5	0.3	0.2	0.1	0.8	3.6	7.3	6.2

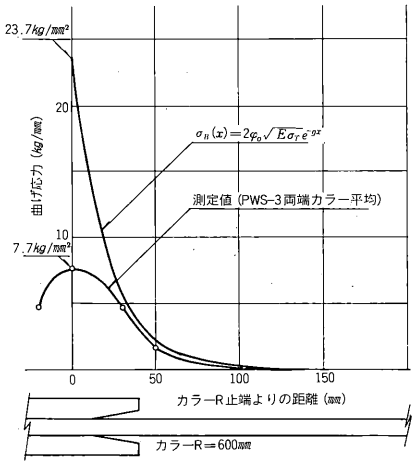
注）（　）は応力全振巾が軸力変動による応力範囲となっている場合を示す。



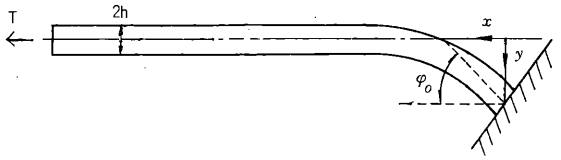


(0) 軸力のみが作用する場合
(1) 素線間の動きが拘束されない場合
(2) ハンドにより素線の動きが拘束される場合

図－12　平行線ケーブルの変形形状



図－14　曲げ応力度の計算値と測定値



図－13　計算モデル

$$\sigma_B = \frac{Eh}{R} \quad \cdots\cdots (7)$$

ここで　R：カラー部曲率半径

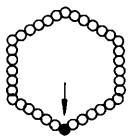
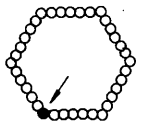
となる。

ここで(6)に、軸引張力T＝175t、素線径$2h$＝5㎜、曲げ角度φ_o＝15／1,500を代入して曲げ応力度を計算した結果を図－14に示す。計算によれば、カラー部R止端での曲げ応力度は23.7㎏/㎟となる。一方、測定値は、図中に示すようにR止端で7.7㎏/㎟となっており、カラーから離れるのに従って計算値に近づくようである。また、ロープがカラーのR部に巻きつくとして(7)で計算すると、R止端での曲げ応力は、83.3㎏/㎟となり測定値に対してかなり大きい値となる。このように測定値がいずれの計算値よりも小さい値となっている原因としては、

(1) カラーとロープの接触部の塑性変形により、実際の曲率半径はかなり大きくなっている。

(2) 図－14に示すようにカラー後部の直線部にも曲げによる応力度が生じており、カラーでの拘束がゆるいことを示している。

表－11　断線調査結果(PWS127)

供試体	繰返回数	断線本数	断線位置	断線発見回数	破断素線位置
PWS-1	400万	1	駆動カラー中央	200万	
PWS-2	200万	1	固定側カラー直線部、R止端より10mm	67万	
PWS-3	400万	0	——	——	——

以上の二点が考えられる。

疲労試験としては、PWS－1が400万回、PWS－2が200万回、PWS－3が400万回の繰返し曲げを行ったが、断線は表—11に示すように、PWS－1および2で各1本の素線が断線したにとどまった。断線位置は駆動部カラー中央および端カラーの直線部であり、断線の原因は、いずれも曲げ応力度による疲労ではなく、素線の欠陥あるいはカラーとの異常接触など他の原因によるものと考えられる。

パラレルワイヤーストランドの曲げ疲れ強さは、35～45kg/mm^2程度といわれており、[3]本実験の素線に生じた曲げ応力度全振幅は、疲れ強さ以下であった。

5．考察およびまとめ

疲労試験の結果を各ロープ毎にまとめると次のようになる。

5.1 ロックドコイルロープ

(1) 曲げによりロープに生じた曲げ応力度全振幅は、
曲げ角度±0.76°で30kg/mm^2（R止端より60mmの位置で測定）
曲げ角度±0.57°で23kg/mm^2（R止端より 110mmの位置で測定）
であった。パラレルワイヤーストランドおよびCFRC型ストランドロープの場合にはR止端付近で最大曲げ応力度が生じていることから考えると、ロックドコイルロープの場合にも、上記の値より大きい曲げ応力がR止端近傍では生じていたものと推定される。

(2) 繰返し曲げによる断線は、最外層のZ_3層および次層のZ_2層に多くみられた。

(3) 破断した素線数は、全構成素線に対して、
曲げ角度±0.76°、繰返し回数328万回で、5～7％。
曲げ角度±0.57°、繰返し回数182万回で、3～4％であった。

(4) カラーR部の曲率半径については、R＝1,000mmのものと、R＝3,000mmのものとを比較したが、断線数に有意な差はみられなかった。

5.2 CFRC形ストランドロープ

(1) ロープに生じる曲げ応力度全振幅は±0.57°の曲げに対して、カラー近傍で最大値となり、30～35kg/mm^2であった。

(2) 素線の断線は主にカラー附近に生じているが、曲げ応力が小さい範曲にも断線がみられた。

(3) 素線の断線は、素線相互の接触による圧痕を起点とした疲労破壊によるものであった。

(4) 断線が多くみられた素線は、(3)の理由により他の素線と接触する中間層に多くみられた。

5.3 パラレルワイヤーストランド

(1) ロープに生じる曲げ応力は、カラー内のR止端部で最大となり、曲げ角度±0.57°に対して15kg/mm^2程度であった。

(2) 素線の断線は、3本の供試体の内、2本に各1ヶ所しか生じなかった。

(3) ロープに生じた曲げ応力度全振幅は、疲れ強さ以下であったものと考えられ、断線の原因には他の理由があったものと推定される。

以上のように、3種類のロープを対象とした繰返し曲げ疲労試験を実施したが、パラレルワイヤーストランドの場合に、曲げ応力度が想定したほど生じなかった他は、ロープの構成の違いによる繰返し曲げ疲労特性の違いが把握できたものと考えられる。

パラレルワイヤーストランドについては、バンドあるいはラッピング等により拘束を受けた場合には曲げ応力度の増加が予想されるが、ロックドコイルロープほどには素線相互の拘束がなく、また、ストランドロープのような素線相互の交差がないものと考えられることから、他の2種類のロープよりは、繰返し曲げに対する疲れ強さは高い。なお、道路鉄道併用の斜張橋の斜吊ケーブルで検討が進んでいる直径7mmのPC鋼線を使ったHiAMアンカーケーブルの繰返し曲げ疲労特性の検証を予定している。

最後に、実験の実施および本報告のとりまとめにあたってご協力頂いた建設機械化研究所の職員諸氏に感謝の意を表する。

参考文献

1) 奥川淳志：吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験、本四技報、Vol.2　No.5　'78.7
2) 土木学会本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書、別冊2　道路鉄道併用斜張橋の検討、昭和52年3月
3) 光島功、西寿樹、新家徹：ケーブルワイヤーの疲労強度、R&D、Vol.25, No.1　1975.1
4) 土木学会本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書、別冊2　吊橋のケーブルに関する検討、昭和53年3月

大鳴門橋支持岩盤の確認

Examination of Excavated Foundation Rock in Ohnaruto Bridge

設計部　審議役　宮島圭司
Keiji Miyajima

1．まえがき

昭和51年7月に着工した大鳴門橋下部工工事は、昭和54年3月までに、アンカレイジおよび多柱基礎掘削を完了し、アンカレイジ躯体コンクリートと多柱基礎の頂版工の最終段階をむかえている。

大鳴門橋のアンカレイジは、淡路島門崎と大毛島孫崎の汀線部に位置し、基礎形式はいずれも直接基礎である。門崎側アンカレイジ（1A）では、海側に止水用ケーソンを4基、孫崎側アンカレイジ（5A）では、基礎前面の岩盤が不良なためケーソン2基を、それぞれ設置している。橋脚は1基の側塔橋脚（2P）と2基の主塔橋脚（3P、4P）で構成され、水深の浅い岩礁部に建設されている。これら3基の橋脚は、いずれも多柱基礎形式が採用されている。

本文は、アンカレイジおよび多柱基礎掘削時に実施した支持岩盤の確認結果の概要を報告するものである。

2．架橋地点の地形・地質

大鳴門橋の架設される鳴門海峡は、淡路島門崎と大毛島孫崎間の巾約 1,300 m の狭水道である。海峡中央部は谷状に深く刻まれ、架橋位置では最大約90 m の水深を示すが、両岸にむかって急に浅くなる。水深10～20 m の平坦な海底面が広く分布し、淡路島側には中瀬とよばれる岩礁、大毛島側には裸島がある。主塔橋脚3P、4Pはこの浅瀬に設置されている。

門崎および孫崎は、和泉層群よりなる標高50～ 100 m の山地が鳴門海峡に突出する岬であり、急斜面を形成している。

鳴門海峡および両岸の地質は、中生代白亜紀の和泉層群より構成されている。和泉層群は、砂岩と頁岩の互層を主体とする地層で、層理面がよく発達する“層状岩盤”である。地層は一般に、北東～南西の走向を示し、南東へ40～50度傾斜する単斜構造となっている。5Aの基礎地盤となる和泉層群には断層が多く、断層面や層理面ぞいに劣化の進んでいる部分がある。

3．ボーリング調査および岩盤試験

大鳴門橋の地質調査は、主として昭和47・48年度に実施され、45本のコアボーリングと5A地点に掘削した横坑を利用した岩盤試験が行なわれた。大鳴門橋の基礎別に実施した地質調査をまとめると、表－1のとおりである。岩盤試験としては、直径60cm載荷板による14回の平板載荷試験と12回のブロックせん断試験を実施した。

表－1　地盤調査総括表

調査項目＼基礎別		1A	2P	3P	4P	5A	計
ボーリング	本	14	3	4	6	18	45
	m	562	125	125	249	738	1,799
孔内載荷試験	回	201	45	40	81	253	620
物理検層	孔	12	3	3	6	16	40
孔間速度測定	孔	12	—	—	2	6	20
岩石試験	個	88	19	25	61	106	299

ボーリングコアの岩分類は、われ目の多い和泉層群の特性を考慮して考案された評点法（20点満点）によって、5段階に区分した。設計地盤定数は評点区分をベースとし、ボーリング孔内載荷試験や岩盤試験結果などを総合し、表－2のように地盤定数を設定した。

表－2　設計地盤定数

岩盤ランク	評　点	岩盤区分	Es(kg/cm²)	C(t/m²)	φ（度）
I	19～20	A	20,000	80	40
II	15～18	B～C_1	15,000	50	35
III	10～14	C_1～C_2	6,000	30	30
IV	5～9	C_2～D	2,000	20	25
V	4以下	E	800	10	15

ボーリング調査結果によると、1AではT.P.－5 m断面で大部分の岩盤がランクII、IIIになるので、1Aの基礎地盤高は、T.P.－5 mとした。

5Aについては、アンカレイジ前面と背面、山側と海側で岩盤性状の変化が著しいが、全般的には、T.P.－5～－10 mでランクIIIとなる部分が多い。したがって、5Aの基礎地盤高は、原則としてT.P.－5～－8 mとし、前面の岩盤不良部については、T.P.－10～－18 mまでケーソンを入れることとした。

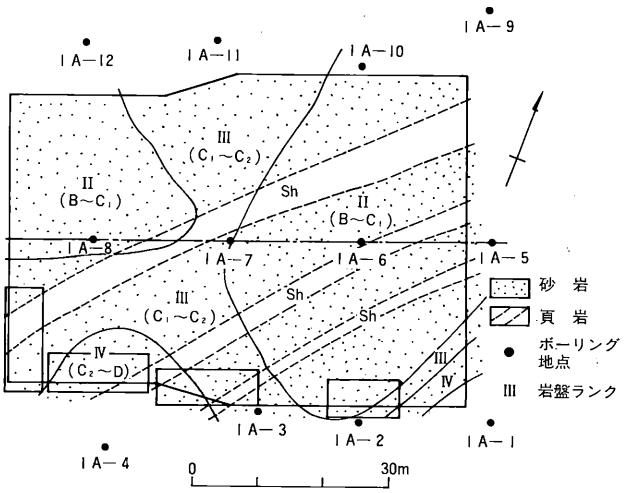
多柱橋脚基礎（2P～4P）については、ランクIII以上と良好岩盤が分布するT.P.－20 mを基礎地盤高とした。しかし、多柱基礎の地質調査は潮流のはげしい岩礁地帯における危険な作業であったため、昭和47・48年度には

十分なボーリング調査を行なうことができなかった。そのため、下部工工事が開始され、橋脚地点に鋼製作業足場が架設された段階で、再度、各多柱杭ごとにボーリングを行ない、おおむねランクIIIが分布するように最終底面高さを決定した。

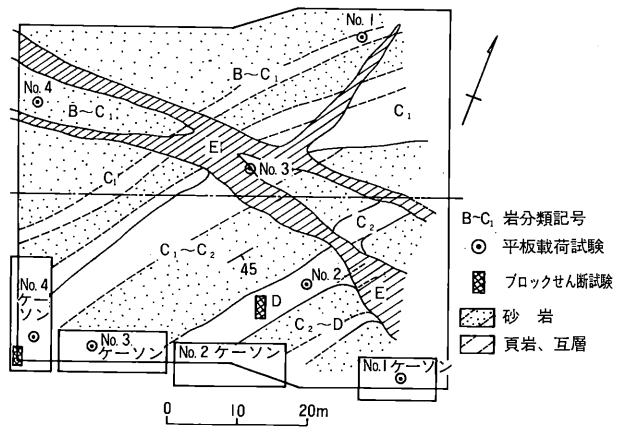
4．基礎地盤の掘削結果

4.1 アンカレイジ

1Aオープン掘削部では、山側に砂岩を主としたB～C_1級の良好な岩盤が分布する。中央部付近は砂岩優勢互層と頁岩を主体としたC_1～C_2級の岩盤である。海側は砂岩と頁岩よりなるが、われ目が発達するためC_2～D級岩盤となっている。これらの地層と斜交して、N80°W～EWの走向で、北へ急傾斜する断層が走り、断層および同辺岩盤は局所的に劣化している。このように、オープン掘削部では、大局的にみると山側から海側に、岩盤が悪くなる傾向を示した。1Aのボーリング調査結果と掘削結果は図—1、2に示すとおりである。



図—1　1A基礎岩盤地質図(T.P.-5.0m)

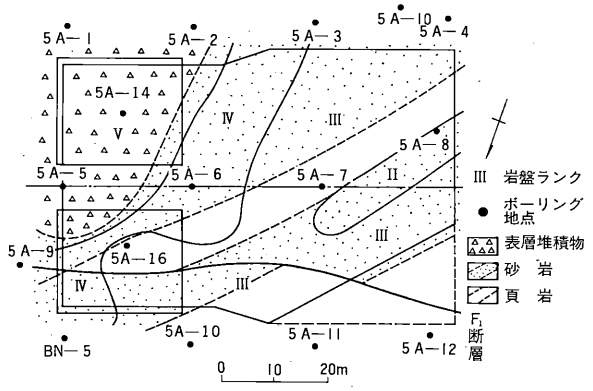


図—2　1Aオープン掘削底面地質図（T.P.-5.0m）

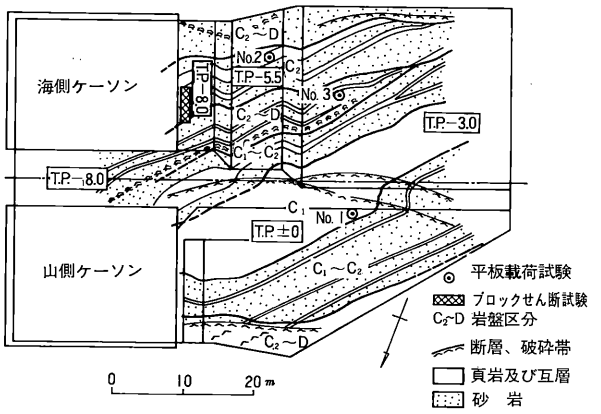
1Aケーソン掘削部の底面は、大部分が塊状砂岩である。一部に断層が存在し、断層ぞいは劣化している。岩盤区分は大半がランクIIIで、残りがランクIIとIVであった。

5Aオープン掘削部の底面地盤高は、基礎地盤の複雑な岩盤分布および鳴門山ののり面掘削を最小限にすることを考慮して、背面より前面にむかって、T.P.0、－3、－5.5、－8mの階段状に設定された。5Aのボーリング調査結果（T.P.－5m）とオープン部の掘削結果を図—3、4に示す。背面山側のT.P.0m盤は、主として砂岩と頁岩よりなり、C_1～C_2級の岩盤である。T.P.－3～－8m盤では、山側に厚い一枚の頁岩が分布し、中央より海側には砂岩および互層が分布する。この部分には、破砕帯や小断層が多いため、T.P.0m盤より岩盤は劣化しており、C_2～D級岩盤となっている。

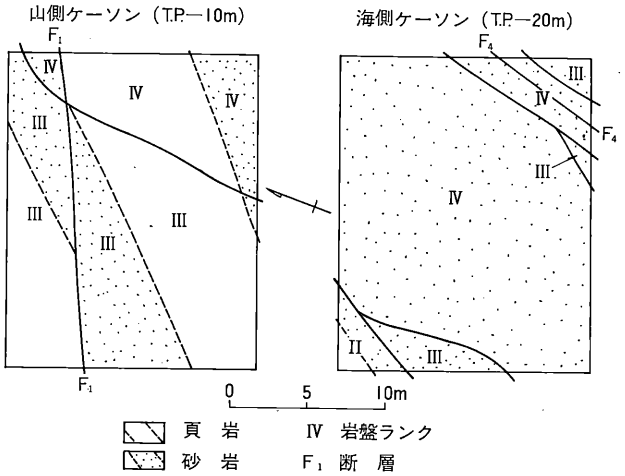
このように、オープン掘削部では中央部、山側、海側の順に岩盤が悪くなる傾向を示し、岩盤ランクとしてはIII～IV（C_1～D）が大半を占めていた。



図—3　5A水平地質断面図（T.P.-5.0m）



図—4　5Aオープン掘削底面地質図



図—5　5Aケーソン水平地質断面図(ボーリング調査結果)

ケーソン掘削部のボーリング調査結果と掘削結果は、図―5、6のとおりである。山側ケーソンは砂岩と頁岩海側ケーソンは砂岩を主とする地層で、頁岩層中には、剝離面や破砕・粘土化帯が発達している。両ケーソン底面の岩盤ランクは、IIIが65～70%、IVが約30%で、IIが若干認められた。

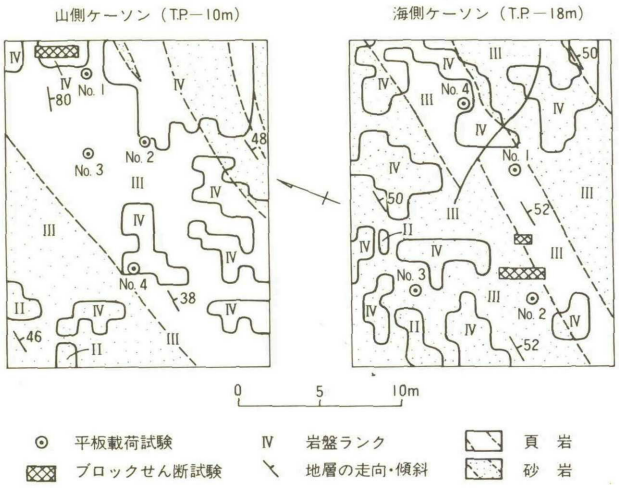


図--6　5Aケーソン掘削底面地質図

4.2　多柱基礎

前述のとおり多柱基礎掘削に先立ち、各孔ごとにボーリングを行なって、最終的な基礎底面高を決定した。ボーリングの結果明かになった各多柱杭の岩盤状況と底面高をまとめると、表―3のとおりである。

表―3　多柱基礎岩盤の掘削結果

3P				4P			
孔No.	地　質	岩区分	底面高(m)	孔No.	地　質	岩区分	底面高(m)
1	砂質頁岩	C_2	－20	1	砂　岩	A～B	－20
2	砂岩頁岩互層	C_2	－22	2	〃	〃	〃
3	砂岩、頁岩	B～C_1	－20	3	〃	B～C_1	〃
4	砂岩頁岩互層	C_1	〃	4	〃	C_2	－22
5	頁　岩	B	〃	5	頁　岩	B	－20
6	砂岩、頁岩	B～C_2	－22	6	砂岩頁岩互層	B～C_1	〃
7	砂　岩	B	－23.5	7	砂　岩	〃	〃
8	〃	〃	－20	8	砂岩頁岩互層	B	〃
9	〃	〃	〃	9	頁　岩	〃	〃
10	砂岩頁岩互層	C_2	－25.6	10	砂　岩	B～C_1	〃
11	頁　岩	〃	－20	11	〃	〃	〃
12	砂　岩	B	－24.6	12	〃	〃	〃
13	〃	C_1	－22	13	砂岩頁岩互層	C_1～C_2	〃
14	〃	〃	－20	14	〃	〃	〃
15	頁　岩	B	－24	15	〃	B	〃
16	砂　岩	C_1	－20	16	〃	C_1～C_2	〃
17	頁　岩	C_2	－21	17	砂　岩	B	〃
18	〃	B	－22	18	〃	C_2	〃

5．岩盤試験

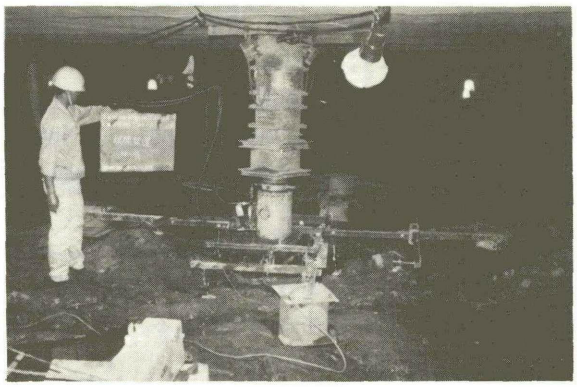
5.1　概要

支持岩盤の支持力および変形特性を確認するため、アンカレイジでは平板載荷試験とブロックせん断試験、多柱基礎においては平板載荷試験を実施した。試験位置は、支持岩盤を代表すると考えられる地点を選定した。

5.2　アンカレイジ

(1)　平板載荷試験

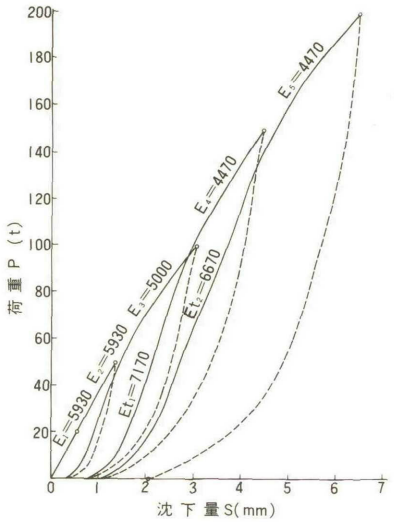
試験はオープン掘削部、ケーソン掘削部とも原則として、直径60cm鋼製円板を200tジャッキで載荷することとし、載荷速度は5t/分、除荷速度10t/分とした。ケーソン内ではジャッキ反力を写真―1に示すように、ケーソン作業室天井でとったが、オープン部では、十文字型に反力桁を組立て、PC鋼棒でアンカーした。



写真―1　大鳴門橋支持岩盤の確認

載荷方式は、オープン部では原則として、4サイクル（50、100、150、200t）、ケーソン部では3サイクル(100、150、200t）の繰返し載荷とし、各サイクルのピーク荷重で、60分間載荷を行なった。

1A、5Aのオープンおよびケーソン掘削部における平板載荷試験結果をまとめると、表―4、5のとおりで



図―7
荷重・沈下量曲線
（5Aオープン掘削部No.1）

あり、5Aでは降伏荷重の認められるものが多い。また、荷重～沈下量曲線の一例を図―7に示す。

(2)　ブロックせん断試験

試験は寸法40×40cm、高さ20cmのコンクリートブロックに2基の100tジャッキで垂直およびせん断荷重を加えて実施した。オープン部におけるジャッキ反力は、PC鋼棒でアンカーした反力桁とコンクリートブロックで受けた。載荷方式は、所定の初期鉛直荷重を載荷し、60分

表— 4　平板載荷試験結果一覧表（1A）

位置	試験No.	岩質	岩盤区分	最大荷重 (t/m²)	降伏荷重 (t/m²)	変形係数 (kg/cm²) E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_0	接線弾性係数 Et_1	Et_2
オープン掘削部	1	砂岩	A	707	—	14,550	26,700	25,000	38,100	36,360	28,000	47,060	51,600
	2	頁岩	D	707	440	1,390	1,170	988	525	267	1,040	4,170	2,780
	3	〃	C_2	707	—	1,660	3,580	4,120	4,370	4,550	3,730	8,990	9,880
	4	砂岩	A	707	—	9,140	13,300	18,200	33,300	40,000	20,700	44,400	47,060
ケーソン掘削部	1	砂岩	B	707	—	2,180	3,650	4,440	—	—	2,494	6,670	6,980
	2	〃	B	707	—	1,480	2,100	2,750	—	—	1,759	6,060	7,410
	3	〃	B	1700	—	13,200	17,300	18,600	—	—	16,000	32,800	41,300
	4	頁岩	C_1～C_2	707	—	3,620	5,300	5,670	—	—	4,340	7,880	8,730

（注1）E_0：0荷重から降伏または最大荷重までの平均的変形係数。
（注2）ケーソン掘削部No.3は、直径30cmの平板載荷試験結果である。

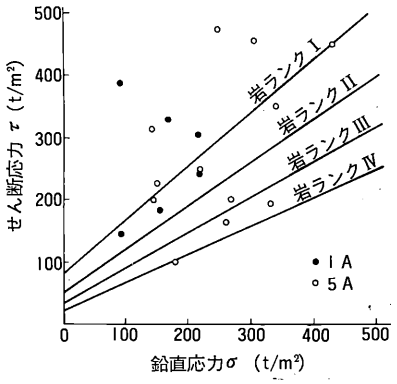
表— 5　平板載荷試験結果一覧表（5A）

位置		試験No.	岩質	岩盤区分	最大荷重 (t/m²)	降伏荷重 (t/m²)	変形係数 (kg/cm²) E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_0	接線弾性係数 Et_1	Et_2
オープン掘削部		1	頁岩	C_1	707	—	5,930	5,930	5,000	4,470	4,470	4,870	7,170	6,670
		2	頁岩（互層）	C_2(D)	707	495	5,820	2,240	255	—	—	4,590	7,270	4,620
		3	砂岩	C_2	707	502	4,000	3,480	2,880	2,590	1,300	2,940	5,920	4,030
ケーソン掘削部	山側ケーソン	1	頁岩	C(～B′)	707	—	14,960	18,770	17,150	—	—	12,450	20,000	24,000
		2	〃	C	707	495	2,790	1,740	440	—	—	1,960	3,720	3,120
		3	〃	C(～C′)	354	230	2,530	570		—	—	2,250	—	—
		4	〃	C(～C′)	707	350	2,190	1,840	1,440	1,280	—	1,780	3,480	3,200
	海側ケーソン	1	砂岩	C	707	531	840	870	660	—	—	820	1,860	1,110
		2	砂質頁岩	B′	707	—	2,280	2,220	2,760	—	—	1,940	5,300	5,100
		3	互層	B′	707	477	2,050	2,000	1,600	—	—	1,750	3,160	4,000
		4	頁岩	C′～D	175	110	150	94	—	—	—	95	—	—

（注）E_0：0荷重から降伏荷重までの平均的な変形係数

間定荷重を保持したのち、2t／分の荷重速度でせん断荷重を加えた。

1Aおよび5Aオープン掘削部とケーソン掘削部におけるブロックせん断試験結果をまとめると、図— 8のようになり、データのばらつきが多い。



図— 8
ブロックせん断試験結果

5.3　多柱基礎

多柱基礎における岩盤試験は、設計のさい問題となったランクⅢの許容支持力度の検証を主目的として、平板載荷試験を行なった。

試験は直径30cmの鋼製円板を使用し、100tオイルジャッキで載荷した。ジャッキ反力は、井桁状に組立られたH型鋼を通じて多柱孔の内鋼管に伝達した。載荷方式は3段階（200t/m²、400t/m²、1,000t/m²）の繰返し載荷とし、載荷速度は2.5t/分、除荷速度は5.0t/分、荷重保持時間はピーク荷重で60分、処女荷重30分、履歴荷重10分とした。試験結果をまとめると表— 6のようになる。また、荷重・沈下量曲線の一例と底面岩盤状況を図— 9、10に示す。

表— 6　多柱基礎における平板載荷試験結果

基礎区分	多柱孔No.	地質	岩区分	最大荷重 (t/m²)	変形係数 (kg/cm²)
2P	1	砂岩	B	1,000	71,290
	1	〃	C_2	〃	2,130
3P	3	砂岩頁岩互層	C_1	1,000	10,800
	3	〃	C_1～(C_2)	〃	10,430
	6	頁岩	B～(C_1)	〃	23,730
	6	砂岩	C_1～(B)	〃	18,240
4P	2	砂岩	A～B	1,000	36,100
	6	砂岩頁岩互層	C_1～C_2	〃	12,000
	15	頁岩	B	〃	29,700
	16	砂岩	B	〃	16,100

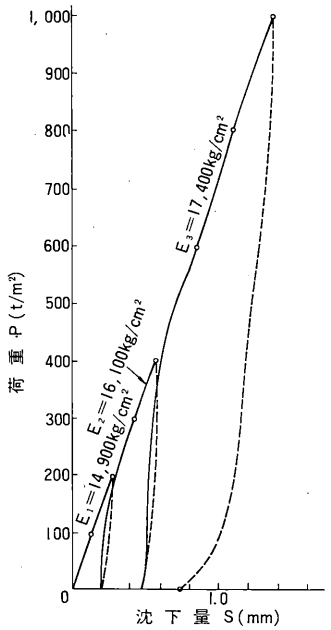
（注）変形係数は、各荷重段階でえられた変形係数の平均値

6．結果の考察

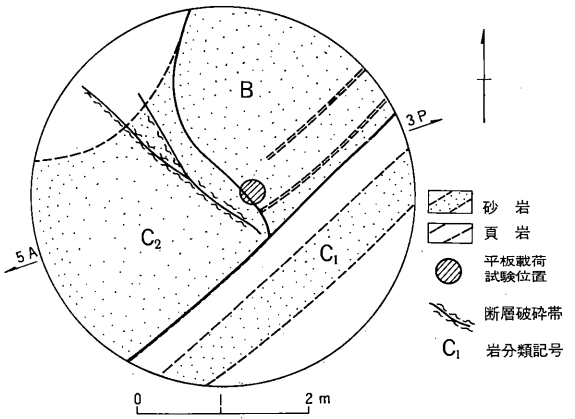
6.1　基礎地盤の掘削結果

アンカレイジの掘削底面における観察結果とボーリング調査結果を比較すると、つぎのようになる。

1A・5Aとも地層分布は、ほぼ類似するが、断層の性状についてはかなり相違している。すなわち、1Aでは基礎底面に存在した断層を予測できなかったし、5A



図－9　荷重・沈下量曲線
（4P. No.16孔）



図－10　多柱基礎底面地質図（4P. No.16孔）

では推定断層がみとめられなかったり、位置がずれていたりした。これは、断層が急傾斜し、しかも地層の垂直変位量が小さいため、重直ボーリングでは断層破砕帯の性状を十分に把握できなかったと考えられる。

1A・5Aの基礎岩盤の岩盤ランクについて、ボーリング調査と掘削結果を比較すると、底面における各ランクの分布形状はかなり異なるが、ランク別の構成比率については、ほぼ同様の傾向を示している。1AではランクIIの比率が想定より減少し、ランクIVの比率が若干ふえたが、主体はランクII～IIIで構成されている。5AでもランクIVの比率が想定より増加したが、主体はランクIIIとなっている。

したがって、1Aおよび5Aの基礎岩盤は、全体的には設計時に想定した底面地盤条件と大差がないと判断された。

6.2　岩盤試験結果

(1)　アンカレイジ

平板載荷試験による支持力について検討すると、1Aでは大部分の試験地点で降伏点が認められない（降伏荷重＞700t/m^2）のに対し、5Aでは大半の試験地点で降伏荷重（230～500t/m^2）が求められた。5Aで降伏点の認められた岩盤には、掘削により急速に劣化し、しかも破砕帯やすべり面の多い頁岩が分布しているものが多い。このような地質条件や掘削にともなう岩盤のゆるみなどの影響を強く受けて、低い荷重強度で降伏した可能性があると推定される。

安定計算に用いた強度定数を確認するためブロックせん断試験を行なったが、試験結果にばらつきが多く、一義的に定数を決定できないので、平板載荷試験の逆算結果も総合して検討した。1Aより岩盤条件の劣る5Aについて、このような方法で平均的な強度定数を推定すると、C＝40～50t/m^2、$\phi \fallingdotseq 30°$となり、岩ランクIIIに近い数値がえられ設計条件を満足している。したがって、1Aの基礎岩盤の強度定数は、これと同等ないしそれ以上の数値を期待することができる。

平板載荷試験より求められた変形係数は、岩盤区分とほぼ対応し、A級岩盤は20,000kg/cm^2オーダー、C級岩盤は2,000～5,000kg/cm^2の数値となり設計値とほぼ一致した。B級岩盤はばらつきが多く、1オーダーの差があるが、これは試験地点の局部的なクラックの影響を強く受けたためと推定される。設計に用いた変形係数と比較すると、低目の数値もあるが、和泉層群のトンネル掘削より得られる巨視的変形係数はかなり小さいという指摘もあり[2]、和泉層群のようにわれ目の多い岩盤の特徴の一つと考えられる。

(2)　多柱基礎

基礎底面における平板載荷試験結果によると、直径30cm載荷板による降伏支持力は、3P・4Pとも1,000t/m^2以上あることより、実構造物においてもランクIIIの岩盤は、500t/m^2以上の許容支持力をもつことが確められた。変形係数は、10,000～30,000kg/cm^2の範囲にあり、作用鉛直力による著しい岩盤変位は生じないと考えられる。

7．あとがき

大鳴門橋基礎の支持岩盤について、掘削底面の観察と岩盤試験を行なった結果、計画地盤高で設計条件を満足すると判断された。しかし、アンカレイジ基礎岩盤には、断層・破砕帯が発達し複雑な工学的特性をもっているので、適切な岩盤評価を行なうことは容易ではない。そこで、1A・5Aの基礎岩盤中に測定器を埋設し、橋梁建設にともなう岩盤の挙動を計測し、設計値と実測値を比較検討する予定である。

本報文は、鳴門工事事務所および大鳴門橋下部工工事共同企業体によって実施された支持岩盤の調査・試験資料を中心にとりまとめた。岩盤試験は、基礎地盤コンサルタントが担当した。ここに記して関係各位に感謝する。

参考文献

1）上田浩司・土田泰秀　大鳴門橋における多柱式基礎の設計　本四技報　3巻7号　昭和54年1月
2）畠　昭次郎　和泉層岩盤の変形特性に関する調査報告書　昭和52年3月

和泉層群ののり面工

Cutting Slope of Izumi Stratum

鳴門工事事務所 第六工事長代理 原崎郁夫
Ikuo Harazaki

1．まえがき

大鳴門橋の架橋地点である鳴門海峡の両側、淡路島南部および鳴門大毛島地域は地質的には典型的な和泉層群とよばれる中世代白亜紀の地質構造となっている。この和泉層群は砂岩頁岩の互層からなる層理構造の発達した岩盤であり、その分布地域では豪雨時などには斜面崩壊が多くみられ、切土工事に際しては問題の多い地盤とされている。

鳴門地区に計画される本四連絡道路では、和泉層群の比較的大きな切土のり面があり、のり面の安定を図ることはもとより、瀬戸内海国立公園の自然景観の優れた地域での道路となることから自然環境との調和をも配慮した適切な設計施工を行なうことが必要とされる。

この報告は、和泉層群の特性を考慮した切土のり面についての設計の考え方の概要、および植生によって緑化を図るのり面保護工の基本的考え方について、大毛島での切土試験とそれに続くのり面緑化試験（昭和50年度施工）を含むこれまでの種々の検討結果をまとめたものである。

なお、大鳴門橋５Ａアンカレイジ掘削に伴う鳴門山の山腹を一部切土し構築された大規模なのり面工（地辷り対策工）については、規模、工種等通常の土工部ののり面工とは異なるので別に報告することとしたい。

2．和泉層群

2.1 地質構造

和泉層群の分布は、紀伊半島の和泉山脈から淡路島南部、四国北部等にわたり、中央構造線とよばれる大断層線の北側に沿ってほぼ東西に伸びている。和泉層群の構造にはこの中央構造線を形成した力が非常に影響しているものと思われる。

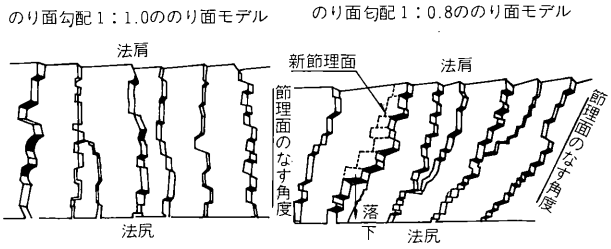
地質構造の特徴としては、一般に明確な地層面をもち硬い砂岩と薄く劣化した頁岩が互層をなしており、走向は南東方向で、50～70° で南へ傾斜し明瞭な単斜構造を示している。（大毛島でみられる採石場では幅50m長さ50mにおよぶ一枚岩の流れ盤斜面が露出している）。

また露頭にみられるように、断層を除けば面的に連続した地質分離面は著しい剥離性があり、節理などの弱線も発達している。

これらのことから和泉層群をモデル化して考えると、層理そのものは薄い板を積み重ねたものと理解でき、また層理面にほぼ直交する節理を考慮すれば、板というよりレンガを積み重ねたモデルが想定できる。レンガとレンガを接着させるセメントの働きをするものの有無が、粘着力を見込みうるか否かを決定し、層理や節理の間隔密度と方向でレンガ片の大きさ、形状が決定できる。

2.2 斜面の崩壊

一般に和泉層群の分布地域では南側斜面に崩壊が多くみられる。これは南東への単斜構造を示すことによる。すなわち、層理面が最も顕著な分離面をなすため、その層理面より急勾配で斜面を切れば、層理面に沿って層面すべりを生じ、層理面と節理面に囲まれるレンガ状のブロックが落石を起しやすい構造となっている。図－１はモデルによりこのブロックの剥離落下の状況を示すものである。また落石に至らない時でも風化が進んだ場合には、層理面や節理面がゆるみ、水浸によって膨張してスレーキングを起こしたり極端に強度が減少することが多い。



図－１ 和泉層群のり面のモデル

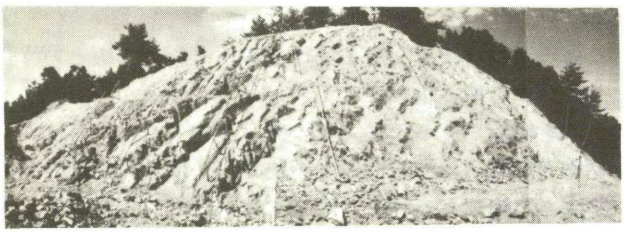
ちなみに本四道路通過予定地で小鳴門橋南側に位置する「辷岩（すべりいわ）」の地名は和泉層群の層面すべりを指しているものであろう。

3．切土試験工事（写真－１、図－２）

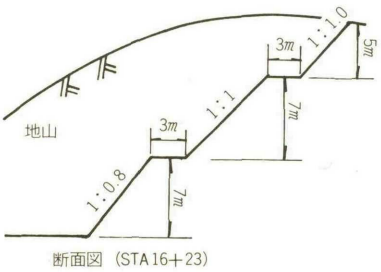
和泉層群の切土、盛土およびのり面工の施工法をはじめ、土工工事の施工に関して種々の問題を検討するために昭和50年度に鳴門工事事務所近くの計画道路予定地内で次のような内容の切土試験工事を行なった。以下、この調査検討項目、切土のり面施工の概要および施工上の問題点について要約する。

3.1 調査検討項目

1） 和泉層群の切土盛土およびのり面工の施工法の検討（地山調査、軟岩硬岩のリッパーテスト、硬岩の発破テスト、盛土試験などの調査を含む）
2） 掘削岩塊の粒形および粒度の調査
3） 工事中の安全対策の検討
4） 工事中の周辺に及ぼす騒音、振動の影響調査
5） 土工計画に必要な諸資料の収集



写真－1　切土試験工事における和泉層群の切土のり面（流れ盤）



図－2　切土試験地の標準断面図

3.2 施工の概要

地山　勾配約40°、表土崖錐が頂部付近に1～2m存在するのみで、岩盤または転石が斜面に露出する。
切土　標準ベンチ高7.0m（小段幅3.0m）
　　切土勾配　軟岩1:1.0　硬岩1:0.8
工事数量　表－1のとおり。

表－1　工事数量

工種		数量
切土	土砂	2,373.9m³
	軟岩	5,717.4
	硬岩	1,406.8
	計	9,498.1
盛土		9,498.1m³
法面工	切土	1,106.3m²
	盛土	2,381.8
	計	3,488.1

3.3 施工上の問題

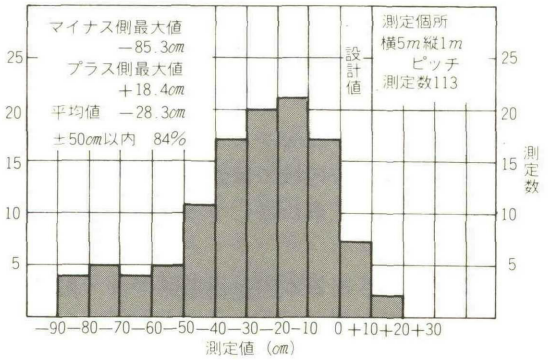
(1) 仕上げの方法

油圧ショベルによる機械仕上げと人力仕上げの2段階で施工されたが、地山を傷めないよう注意深く行なう必要がある。試験工事の実績からはおおむね次のような仕上げ区分が提案された。

リッパーおよび発破　　のり面から2m離れまで
ショベルによる機械仕上げ　〃　0.6m　〃
人力仕上げ（浮石除去など）残りの部分

(2) 仕上げ精度

層状な岩盤性状、走向および傾斜などにより仕上げ精度も自ら限界があり、一律なのり面仕上げは望めない。測定結果によれば設計値に対して±50cm以内が84%あったが概して掘りすぎの傾向がみられた。図－3にのり面の不陸の測定値の分布を示す。



図－3　切土のり面の不陸の測定値

(3) 地山のゆるみ

切上前および切上途中の各段階で地山の弾性波測定を行ない、切土による地山のゆるみの状況を調査した結果、切土の進行に伴い切土前でも典型的なヒビ割れ岩盤であった地山のゆるみが更に大きくなり、その領域は3～5mになることが判明した。施工時期、掘削方式および掘削による初期応力の解放や風化、地下水などの変化によって、切土前の安定状態と極めて異なることも考えられ施工にあたっては地山のゆるみにも十分留意して安定性を検討することが必要である。

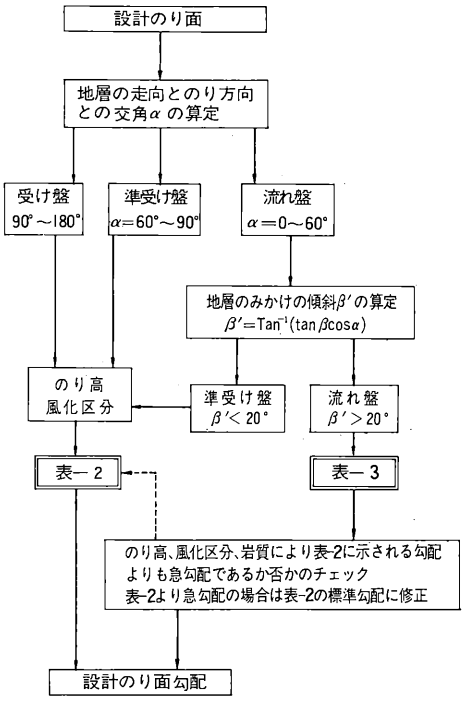
4．切土のり面の安定

流れ盤のり面の切土試験では標準的に軟岩1:1.0、硬岩1:0.8の勾配でのり面を造成し安定を図り、施工後約4年経過し安定状態が続いている。しかし、一般的に上記ののり勾配でよいというわけではなく、和泉層群の地質的特性を考慮した切土のり面の安定勾配を求める必要がある。

和泉層群の切土のり面は、層理面と切土のり面の関係を地層の走向傾斜およびのり面との角度から、受け盤と流れ盤とに区分される。のり面の安定勾配はこの受け盤流れ盤の区分をはじめ、風化度、切土高などを考慮して求められ、本四土工指針（案）ではそれぞれ次のような考え方で標準勾配が示されている。図－4にその適用の手順を示す。

(1) 受け盤

本四道路の路線近傍の和泉層群の既設のり面を調査す



図－4　和泉層群切土のり面の設計手順

るとともに、長期的な安定様相を把握するために、自然斜面の実態を調査して、その調査解析結果から地盤の風化状況と斜面の高さに対応した限界勾配を求めた。この結果を示せば表－2のとおりである。

表－2　和泉層群受け盤に対する標準のり面こう配

岩区分		岩盤の状況 風化状況		ボーリングコア	地山の弾性波速度（P波）	のり高(m)とこう配(割) 岩質	→のり高(m) 5	10	15	20	30	50	70
D	D_2	土砂状岩		土砂状 ～ 角レキ状		泥質互層 砂質互層	1.0～1.2	1.2～1.5					
	D_1	～極軟岩	著るしく風化した岩盤。節理が目だたくなった泥質岩。割れ目の非常に多い細互層。層理面は明瞭		1.5以上	泥質互層 砂質互層	0.8～1.0	1.0～1.2	1.2～1.5				
C	C_2	軟岩	大半が風化した岩盤で砂岩は岩芯まで褐色に変色している	角レキ状～短棒状	1.0～2.0	泥質互層	0.6～0.8	0.8～1.0	1.0～1.2		1.2～1.5		
						砂質互層	0.4～0.6	0.6～0.8	0.8～1.0		1.0～1.2		
	C_1	中硬岩	割れ目沿いに風化変質した岩盤、	短棒状～棒状	1.5～2.5	泥質互層	C_2区分に準ずる						
						砂質互層	0.3～0.5	0.5～0.6	0.6～0.8		0.8～1.0		
A・B		硬岩	部分的に風化した岩盤。あるいは新鮮な岩盤	棒状	2.3以上	泥質互層	C_2区分に準ずる						
						砂質互層	C_1区分に準ずる						

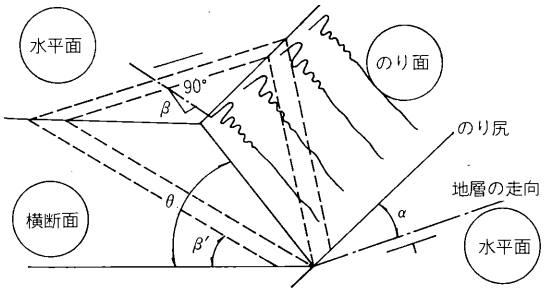
(2) 流れ盤

のり面方向の層理面のみかけの傾斜角によってすべりが規定されているという考え方にたって、流れ盤をモデル化してすべり面での滑動と抵抗の関係から理論的安定領域を求め、それを既存のり面調査結果とから、標準的な勾配を求めた。その結果は表－3、図－5に示される。（なお、既設のり面の調査結果によれば、少なくともものり高30mまでは受け盤の場合と異なり、のり高は安定の直接の要因とはなっていない。）

表－3　和泉層群流れ盤に対する標準のり面こう配

のり尻線と地層の走向の交角α（度）	横断方向の地層のみかけ β′（度）	のり面こう配	
0～60	0～20	受け盤に準じ、基準を1ランク下げる	
	20～30	2割	受け盤の基準より急なこう配になる場合は受け盤に準じ、のり高に対応して、こう配を減ずる。
	30～40	1.7割	
	40～50	1.2割	
	50～60	0.9割	
	60～70	0.7割	
	70以上	0.3割	
60～90		受け盤に準じ、基準を1ランク下げる	

α，β′は図－5参照



図－5　地層の走向、傾斜の関係

ここで留意すべき点は、表－2、3の標準勾配はあくまでのり面全体の安定勾配を示しているということであり、のり面のガリ浸食、表層剝離、落石などの表層の安定については別にのり面保護工により表面を被覆するなどして対処しなければならない。

また、破砕帯や断層の性状、異常水圧や湧水など地下水の状況、土砂と岩の境界面の性状などの地質構造による影響が考えられるのり面については、十分それらの調査を行ない、総合的に安定性を検討し、のり面安定を図る必要がある。

5．のり面保護工

和泉層群のり面の表層を安定させるには保護工が不可欠である。その工種については他の地盤による場合と同

様に岩相、風化の程度、のり面の規模、道路の重要性などにより選択される。その選定にあたっては、まず鳴門周辺地域にみられる既存のり面保護工の実態を調査し、和泉層群に適したものを検討するとともに、特に本四道路が自然景観の優れた地域を通過することから、植生による修景緑化によって周辺景観との調和を図るという基本的な方向づけを前提にして検討をすすめた。

5.1 鳴門周辺地域ののり面保護工

鳴門有料道路、南淡路有料道路、一般県道などの鳴門周辺地域の切土のり面保護工の実態を調査した結果を要約すれば次のとおりである。[3),4)]

1) 多くは硬い地盤で植生の生育基盤としては著しく不利であり、比較的条件のよい受け盤のり面でも植生の成立が困難な個所が多く、植生の被覆にむらが目立つ。風化が著しく土砂化したのり面で勾配が緩いところでは植生工がみられる。また樹木の成立している場合はマツなどの常緑で酸性の地盤に強いものが多い。

2) 急勾配のり面にはコンクリート擁壁工が多くみられ、落石防止柵工の基礎工にも用いられている。

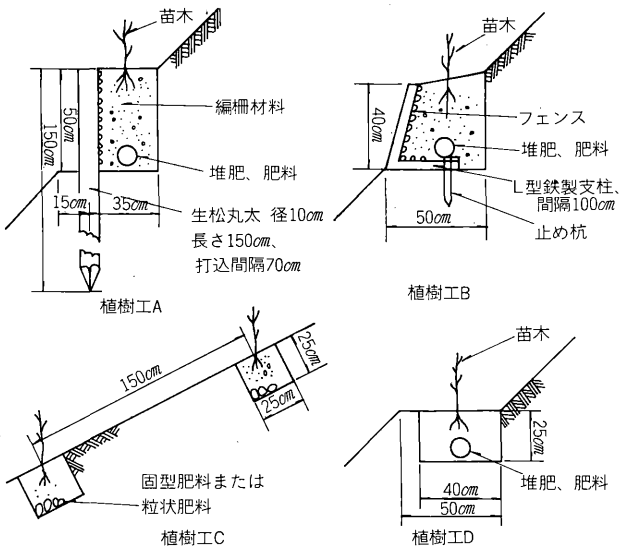
3) 軟岩または硬岩ののり面には落石防止網がよく用いられており、長大のり面では落石防止柵を設けている。

4) コンクリートのり枠工、石積擁壁工などは、例が少ない。

5) モルタル吹付工は和泉層群の表層の崩落に対し非常に効果があり、一般に急斜面でも安定したものが多い。

5.2 本四道路における工種の選定

落石や局部的な小岩塊の崩落、表面剥離などに対してのり面保護工で対処する考え方にたち既存の鳴門周辺地域では上記ののり面保護工にもかかわらず施工後約10年を経ても、表層が安定していない現状および本四道路の重要性、また修景緑化による周辺景観との調和、永続的な安定性、経済性などを考慮して植生工によるのり面保



図－6 植樹工工種

表－4 和泉層群切土のり面の植生工、植樹工適用基準

岩種区分			植生工 草生工種		植生工 併用工	植生工 樹木の導入	植樹工 植樹工種	植樹工 備考
被覆層	土－1	軟かい粘土 固く締った粘性土	たね吹付工B ｛植生袋工と たね吹付工A併用	植生マット工 植生板工		植樹または草とたねの混播	・植樹工A ・植樹工C ・(岩塊、礫が多い時) 植樹工B ・(普通小段の上) 植樹工D	・のり長が短く岩の露出がなく、のり面全部が植樹工の対象として考えられる時は植樹工D ・草と木のたねの混播を行なった時、普通小段のみ植樹工D
	土－2	岩塊、礫交り粘性土 〃 砂質土		たね吹付工BN	・落石の危険個所にはロックネット併用 ・それ以外固定ネット併用			
		岩塊、礫の多い砂礫層または粘性土						
D	D_2	緩い土砂状風化頁岩			固定ネット併用		・植樹工B ・植樹工C ・(のり枠工のある時) ・普通小段のみ植樹工D	草と木のたねの混播を行なった時も、原則として普通小段および植樹小段による植樹を行なう。
		ひび割れが発生し、貝片状風化頁岩	①のり枠工のない時 たね吹付工AN 植生袋工とたね吹付工Aの併用 植生穴工（たね吹付工Aの併用） ②のり枠工のある時 たね吹付工A		原則的にのり枠工併用 のり枠内は玉石詰	植樹		
		岩形を呈し片状の割れ目を有する柔かい頁岩			のり枠工（玉石詰） ・のり枠工のない時 ロックネット工			
	D_1	砂岩の割れ目が目立たない岩塊と土砂状風化頁岩の互層						
		風化変色した砂岩塊と土砂状風化頁岩	泥岩の部分のみに たね吹付工A 植生穴工 （たね吹付工Aの併用）		ロックネット工			
C	C_2	軟岩	原則として 植生工法はとらない		修景上必要のある時は風化頁岩を対象として岩種区分Dの工法に準ずる	・原則として植樹は行わない		・景観上の理由により特に植樹を行なう時は普通小段の上にツボ掘植樹工を行なう ・緑色のネットを張り、普通小段およびのり尻につる性植物を植栽する
	C_1	中硬岩					・特に土壌条件のややよい個所のみ植樹工B ・普通小段の上もこれに準ずる	
B		硬岩	植生工法はとらない					
A								

個々の植生工種の内容については参考文献2)を参照のこと

護を原則として計画する。

風化区分ごとの切土のり面の植生工、植樹工の適用基準は表－4および図－6に示されるが、その工種選定の基本的考え方は次のとおりである。[2)]

1） のり面の安定性の確保

植生工を行なう場合、また植樹工の導入を図る場合ののり面の標準的な勾配は表－2、3に準拠する。

2） 生育基盤の整備

植生工は草、樹木の成立の困難な不良立地に強制的に導入するため、植生の成立に最低限必要な生育基盤の整備を行なう。特に土壌条件の改善を図る手段として、のり枠工による客土、小段・編柵工などによる土壌硬度の改善、有機物、施肥などによる地味の改良などを行なう。

3） 植生の選定、導入工の配慮

この地域の自然条件、すなわち温暖、寡雨乾燥、せき悪地などに適応する草種、樹種を選定しその生育に努める。また早期に安定した植生相に誘導するために外来草種を利用して速やかに植被の形成を図る。

4） 樹木の導入

景観保全、恒続的な安定した植生相の成立などの観点から、極力樹木を導入しのり面の植生遷移を早め、目標とする植生相（周辺の自然的植生相）の形成に努める。

導入の方法は最も確実な苗木を植栽することとし、比較的土譲条件がよい場合、たね吹付工によって樹木のたねと草のたねを混播する。苗木を植栽する場合は次のような考え方で行なう。

1:2.0 より緩いのり面：のり面に直接植栽する

1:2.0 より急なのり面：のり面に直接植栽は不可能なためのり面上に1～2本の植樹小段を切付けそこに植栽する。

また普通小段の上にも植樹する。

（植栽小段は草と樹木のたねの混播と同様に、道路の切土のり面での施工実績はないが治山関係にみられる）

のり枠工を施工する時：普通小段のみ植栽。またはたね吹付工による草との混播。

なお、岩区分C以上の軟硬岩に対しては、特別修景上の配慮をする場合を除いて、裸地のり面での植物の生育が困難なため原則として植生工、植樹工は行なわないこととしている。しかしこの場合でも表層の風化滑落防止のため落石防止柵、ロックネットなど何らかののり面保護工が必要である。

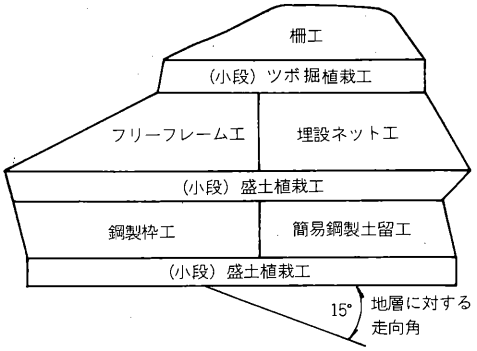
6．のり面緑化試験

景観保全の観点からのり面を全面にわたり樹木によって緑化することは、これまでにその施工例もほとんどなく、相当の困難が伴う。このため切土試験地（昭和50年秋施工、鳴門工事事務所近くの計画道路予定地内）において昭和51年3月～6月に切盛土のり面緑化工の試験施工を行ない、昭和54年夏現在まで約3年間にわたる観測調査を行なった。その結果、特別に手を加えることなく当初の期待どおりに順調に硬岩のり面を含み樹木による緑化が進んでおり、確実なのり面緑化の方法が得られた。

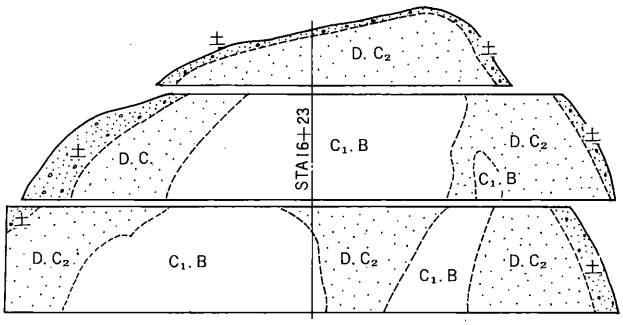
6.1 試験の概要

(1) 試験の目的

最終的には周辺の自然的な植生相と同様の林地の成立に目標をおき、植物の生育には厳しい自然環境のもとで和泉層群の岩盤のり面をも対象とする切盛土のり面で樹木による緑化をはかり、可能な限り安価でしかも確実に施工できる方法を確立する。



図－7 切土のり面緑化試験地の概略図



図－8 目視による切土のり面の岩区分

(2) 実施の手順 （図－9）

試験緑化工の設計施工および追跡調査に関するもの、のり面上や試験地内での植栽木、樹木種子、草本、土壌などの諸調査試験および試験地周辺の林分調査の3つの流れに大別できる。個々の調査検討項目については、表－5に示すとおりである。

(3) 植生からみた自然環境の特性

気象 比較的温暖であるが降雨量が少なく（年間1,300㎜）乾燥しやすい。

植生 周辺地域の自然植生はウバメガシ優先の常緑広葉樹林、または下層にウバメガシ等の常緑広葉樹層をもつマツ林に大別できる。

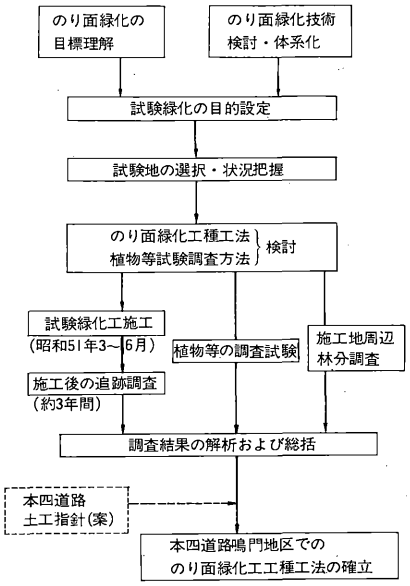
土壌 乾燥性で有機物が少なく植物にとっては好適ではない。土壌層は薄い。

(4) 切土のり面緑化工

試験地で選定した切土のり面緑化工の工種工法は表－5および図－10に示すとおりである。ここで各工種の呼

表— 5　切土のり面工試験緑化の工種

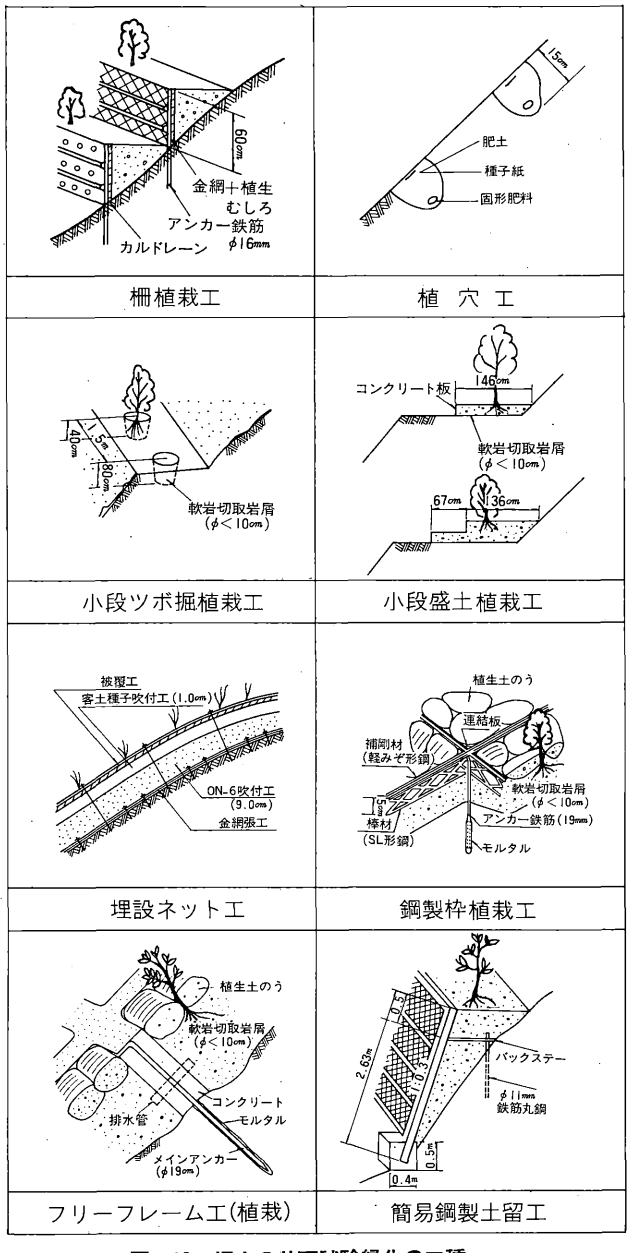
岩種区分			のり面工種 緑化基礎工	客土工 客土の方法	客土工 客土厚	植物導入工 苗木植栽	植物導入工 種子吹付	施工面積
被覆層	土—2		・柵工	切土屑をのせる	平均20cm	各階段1mおき ランダム配置	種子(草、木)、肥料 養生材などの吹付	77m²
D	D_2	土砂状岩	・植穴工	肥土を埋戻す	直径深さとも15cm	一部分	——	416m²
	D_1	極軟岩	・小段ツボ掘植栽工	切土屑	40cm、80cm	1.5mおき ランダム配置	——	21m
C	C_2	軟岩	・埋設ネット工	堆肥を吹付る	吹付厚平均10cm	——	埋土種子吹付	149m²
	C_1	中硬岩	・鋼製枠植栽工	切土屑、植生土のうをのせる	枠の垂直高 平均66cm	各枠内1～2本	種子（草木）肥料、養生材などの吹付	203m²
B		硬岩	・フリーフレーム工（現場打ちコンクリート枠工）	〃 〃	枠の垂直高 20cm、50cm	各階段1mおき ランダム配置		172m²
			・簡易鋼製土留工	切土屑をのせる	約50cm	約1.5mおき ランダム配置		161m²
A			・小段盛土植栽工	切土屑を埋戻す	40cm、80cm	1mおき ランダム配置		76m



図— 9
のり面緑化試験実施の手順

表— 6　のり面緑化試験の調査検討項目

調査試験の区分		検討項目
試験緑化工	切土のり面	緑化基礎工の選定 客土材（岩屑）の評価と客土安定法 植物種の選定（樹木・草本） 植物導入法　（　〃　）
	盛土のり面	植物種、客土厚、表面処理の組合せ
施工後の追跡調査 植物等の調査試験	植栽木	生長量等の調査 施肥量等の最適水準試験 直挿し試験
	樹木種子	樹木種子採取および実播試験 マツの自然侵入等の調査
	草本	生長量等の調査
	土壌	土壌水分動態調査 盛土のり面の土砂流出調査
試験地周辺林分調査		林木個体の大きさ分布 林木の生長量 樹木の蒸散量



図—10　切土のり面試験緑化の工種

称は緑化基礎工の呼称にあわせている。

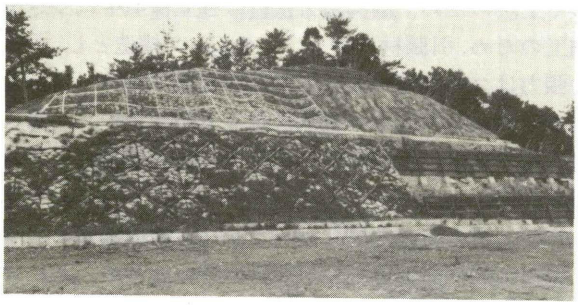
苗木植栽の樹種としては、現地産の常緑樹で出現頻度が高い、耐乾性がある、入手しやすい、生態的特性がよくわかっている等の条件を考慮して、ウバメガシ、ヤマモモ、トベラ、クロマツ、オオバヤシャブシを選定した。

また、種子吹付を行なうのは草本植生の違いにより植栽木の生育条件が変わらないようにするためであり、草本植生成立を試験の目的としていないので、種子吹付の種子は発芽特性の違うものや耐乾性に弱い草なども加えて、メドハギ、レッドトップ、クリーピンクレッドフェスク、ハイランドベニーグラスなどを選定した。

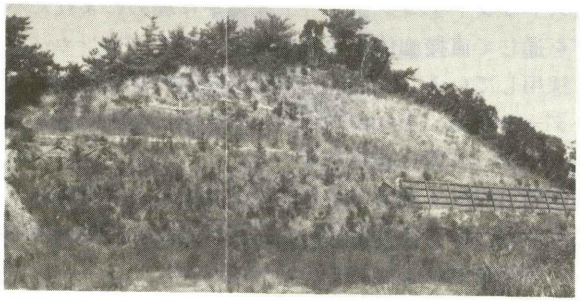
6.2 試験結果の要約[5)]

(1) 客土の材料

樹木の成立のためには切土のり面上に植物の生育基盤を確保するため客土が必要であるが、現在までの試験地の切盛土のり面の十分な緑化の状況（写真－2、写真－3）からみて、必要な客土材料は最大粒径10cm以下の軟岩切土屑でよい。



写真－2　切土のり面緑化の状況（昭和51年7月）



写真－3　切土のり面緑化の状況（昭和54年9月）

(2) 導入する植物種

樹木　耐乾燥性の強い常緑樹でウバメガシ、トベラ、クロマツの苗木が主要な導入樹種として適当。

草本　苗木の生長を阻害せず、施工当年より全面緑化が可能なものとして、草丈の低いレッドトップ、根茎の発達したバミューダグラスなどがよい。

(3) 切土のり面緑化工

1）岩盤A、B、C_1のり面

苗木植栽には厚層客土が必要である。緑化基礎工は鋼製枠工が比較的施工性がよく強度も十分あり枠も目立たない。また苗木が生長して林冠を形成するのに十分な客土厚60cm以上を確保できる。苗木は土のう間に植栽する。

2）岩盤C_2、D、土－2のり面

確実に植生を成立させるためには厚さ約7cm程度の客土吹付または表層改変が必要である。表層改変は筋切りなどよりも植穴工の方がよい。この場合のり面にキレツが富んでいる方がよい。確実に植栽緑化を図るには柵工などによりのり面全体へ20cm程度の客土が必要である。

なお、盛土のり面緑化工の試験結果についてはこの報告のテーマから多少離れるのでここでは省略する。

(4) その他

1）施工中および施工後も散水施肥など特別手を加えることはなかった。

2）郷土種の直挿しや切株植栽による導入法がよく提案されることがあるが、これらは少なくとも当試験緑化の経験では手間がかかりまた効果も少ないようである。

3）郷土樹種の施工地への実播（地盤へ種子を埋込む方法）はウバメガシで効果がある。

4）のり面へのマツの自然侵入は0.1本／m^2程度は期待できると思われる。

5）のり面試験緑化施工後1年余の後に、昭和51年7月豪雨（任意の時間降雨量90mm）、同年9月台風17号などに見舞われたが、試験地の切土のり面の緑化基礎工、客土工とも崩落損傷はみられなかった。

7．あとがき

和泉層群は地質学的工学的性状が極めて複雑なため、施工される個々ののり面では不確定要素が多いことは十分予想される。したがって施工に至るまでに技術者の高度な経験的知識による検討が必要な点がまだ残されていると思われる。切土のり面の緑化については、今後は対象地域の保全水準の区分（主として国立公園地域の区分によるランクづけ）ごとにこれまでの種々の検討成果をふまえながら、また植生の生育や緑化に過剰な期待をもつことなく、各のり面工の工種工法を選定し設計を進めていきたい。

最後に、この報告の内容の多くは下記の各文献を引用している。これまでの調査検討に携った関係者の協力に厚く謝意を表する。

参考文献

1）日本土木工業協会（本四公団委託）　鳴門試験切土報告書　昭和50年10月

2）土質工学会（本四公団委託）　本州四国連絡道路に係る道路土工指針作成のための調査報告書　昭和51年3月

3）本州四国連絡橋公団　和泉層の走向傾斜と既設構造物法面等の処理調査業務　昭和50年1月

4）（財）林業土木コンサルタンツ（本四公団委託）　本州四国連絡道路に関するノリ面保護工実態調査報告書　昭和48年3月

5）徳島県森林土木協会（本四公団委託）　鳴門地区法面試験緑化報告書　昭和51年7月

6）徳島県森林土木協会（本四公団委託）　鳴門地区法面試験緑化（その4）報告書　昭和54年3月

因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計

Design of Cable Anchor Frame of Innoshima Bridge

前向島工事事務所 第三工事長 林 有一郎
Yuichiro Hayashi

1．まえがき

因島大橋は、本州四国連絡橋の尾道・今治ルートの向島、因島間を結び、図—1に示すように自動車4車線を有する支間比 250—770—250mの2ヒンジ吊橋である。架設工法としては、ケーブルに対し関門橋と同じようにＰＳ工法を採用していることが特筆される。

吊橋のケーブルの張力は、アンカレイジを介して大地に伝えられるが、アンカレイジ中に埋込れたケーブルアンカーフレーム（以下アンカーフレームという）は、ケーブル張力をアンカレイジ躯体中に安全確実に伝える役目を持っている。アンカーフレームは、ケーブル素線を適当数まとめたケーブルの架設単位となるケーブルストランドから先のコンコリート躯体に力を伝える構造の全部、例えば、引張材形式の場合、ストランド定着部、引張材、後面支圧ガーダー、支持フレームの総称であるが、その構造形式は、ケーブルの架設工法によって左右される。

因島大島のケーブル架設工法は、前述のようにＰＳ工法で、この架設工法は、長大吊橋においては、ニューポート橋、関門橋に続き3番目のものとなる。ＰＳ工法では、ストランドは既に工場で製作されており、その端部はソケット付けされているので、ケーブルの定着方法はそれに適した方法となる。ニューポート橋のケーブル定着方法は、ストランドをアンカレイジ躯体中のパイプを通して躯体背面に直接ソケットを定着するもので、いわゆるパイプアンカー方式と称せられるものである。関門橋では、引張材先端部に前面ガーダーを設け、そのガーダーにソケットを定着させている。

因島大橋のケーブル定着方法は、前二者のいずれとも異なり、引張材先端部に直接ストランドソケットを定着させる構造を採用した。本文は、本方法を採用するに至った経緯と、アンカーフレーム各部の設計方法を述べるものである。

2．アンカーフレームの形式選定

長大吊橋において、ケーブルストランドのアンカレイジへの定着方法は、種々考えられ、実橋においてもその種類は多い。

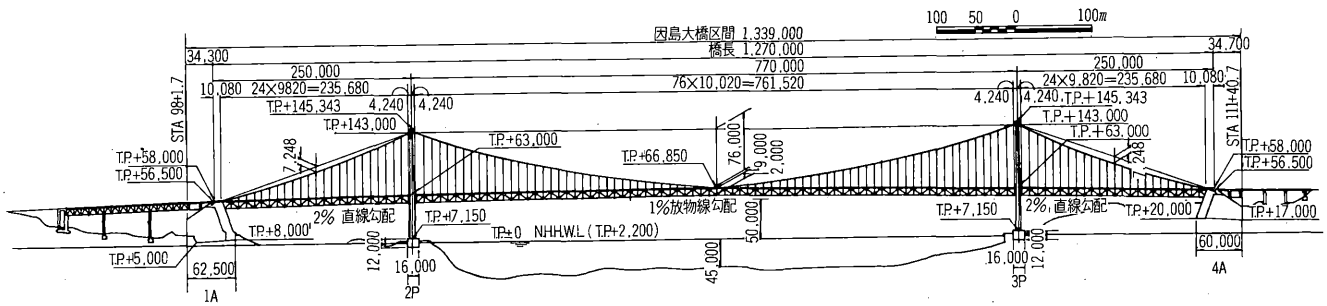
ＡＳ工法の場合は、素線を現地で引張材先端のストランドシューに直接ひっかけながらストランドを構成してゆく工法のため、個々の引張材は独立に空中につき出し、施工のため、引張材はアイバーチェーン構造とし、引張材の張力はコンクリート躯体後面の支圧ガーダーに伝えられるいわゆるアイバー方式によるものが多い。一部には、引張材の部分にＰＣ鋼材を使用するいわゆるＰＣ方式も見られる。

ＰＳ工法の場合のアンカーフレーム構造は、ストランド先端に既に定着ソケットが付いているため、それに適したものが必要となる。前述のように、ニューポート橋はストランドをコンクリート躯体中に埋めこまれたパイプを通して直接躯体後面に定着するパイプアンカー方式を採用しているし、関門橋では引張材の空中部前面にガーダーを組み、それにストランドソケットを定着する前面ガーダー方式を採用している。

因島大橋の1本当りのケーブル構成は、1素線＝φ5.17㎜、1ストランド＝ 127素線、1ケーブル＝91ストランドである。

又、アンカーフレーム部の基本設計条件は次のとおりである。

ケーブル折角＝45°

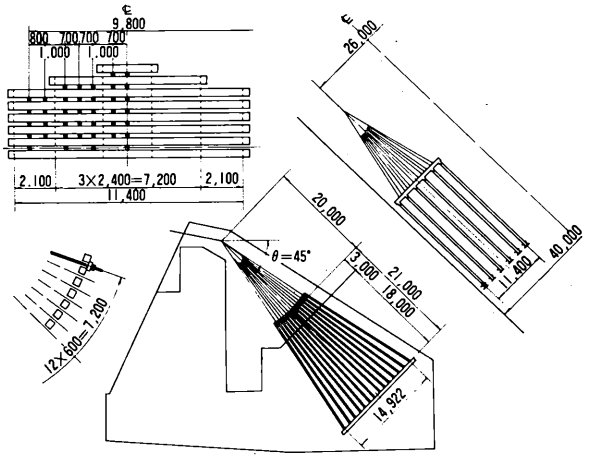


図—1 因島大橋側面図

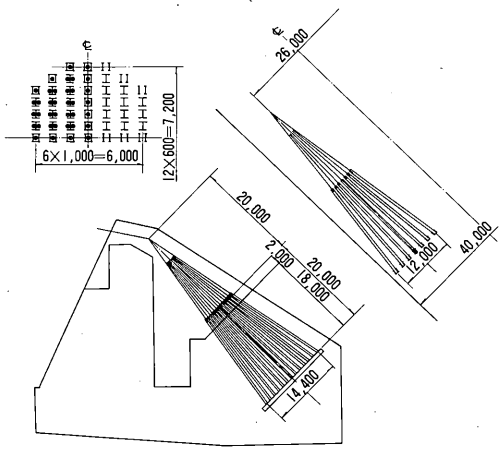
アンカースパン長＝20m

引張材長＝約20m

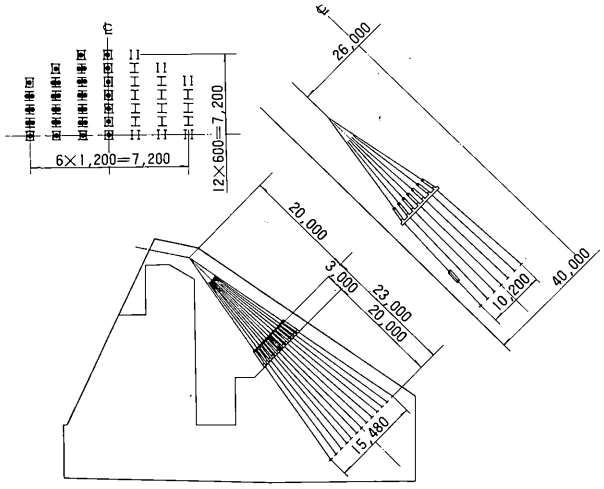
アンカーフレーム方式を最初選定する時のケーブル構成は、1ストランド＝91素線、1ケーブル＝ 127ストランドと設定していたが、これに適するアンカーフレーム形式として次の3通りを考えた。即ち、①前面ガーダー方式、②引張材直接定着方式、③タイ・ケーブル方式で、図―2、3、4に示すとおりである。



図―2　前面ガーダー方式



図―3　引張材直接定着方式



図―4　タイ・ケーブル方式

前面ガーダー方式は関門橋で採用された方式であり、次のような特徴がある。前面ガーダーにはストランド軸力による曲げが入るが、引張材には施工誤差、隣接するストランドの張力差等による偏心の影響が少ない。ストランドを直接引張材に定着しないため、引張材を水平面内において平行に配置することができる。ストランドと引張材の方向が合っていないため、ストランドソケット部の調整シムはテーパシムとなる。引張材の先端部は前面ガーダーにより連結しているので、引張材のセット誤差は、コンクリート打設前に前面ガーダーを動かすことによって調整する。

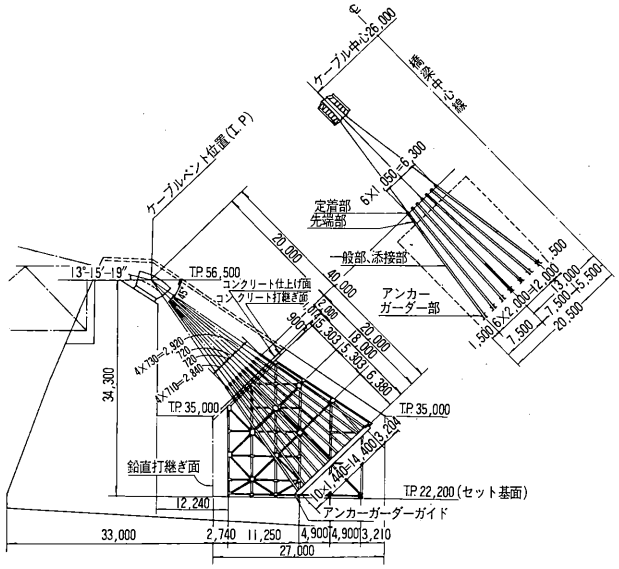
引張材直接定着方式とは、ケーブルストランドを直接引張材の先端に定着するもので、従来のＡＳ工法におけるアイバー方式をＰＳ工法に適用したものといえる。アンカレイジ前面の定着面積を小さくするために、引張材はストランドを1本掛けするものと2本掛けするものとを組合せる。

引張材直接定着方式の特徴としては次のようなことがあげられる。ストランド張力は、直接引張材を通して後面の支圧ガーダーに伝えられるので、力学的に単純明解な構造である。引張材はストランド分散方向に上下左右放射状に配置される。当然ながら、前面ガーダーは不要である。引張材のセット誤差は、即、引張材の2次応力となるので、構造的に架設誤差には敏感である。引張材は1個1個独立しているので、セット誤差は引張材個々に調整する。なお、引張材がアイバーチェーンであれば、引張材のセット誤差はコンクリートの打設が進んでも、先端ピン位置で誤差吸収は可能であるが、引張材が組立部材であると、前面ガーダー方式であれ引張材直接定着方式であれ、引張材のセット誤差はコンクリート打設前の最初のフレーム組立形状で決まってしまう。

タイ・ケーブル方式は、基本的には直接引張材定着方式と似ているが、この方式はソケット定着部を含む空中に突き出た引張材部分と、それをつなぐコンクリート軀体中の引張材、支圧ガーダー部分とを分離したものである。空中部の引張材部分のコンクリート面との境界にはガーダーを設け、そのガーダーをコンクリート軀体中のタイ・ケーブル（ＰＣ材）で支圧ガーダーへ連結する。

以上3案について、定着構造の難易度、ストランド分散角の程度、ストランドソケット引込時及びサグ調整時の作業性、鋼重等を比較した結果、そのいずれにも優れている引張材直接定着方式を採用することにした。

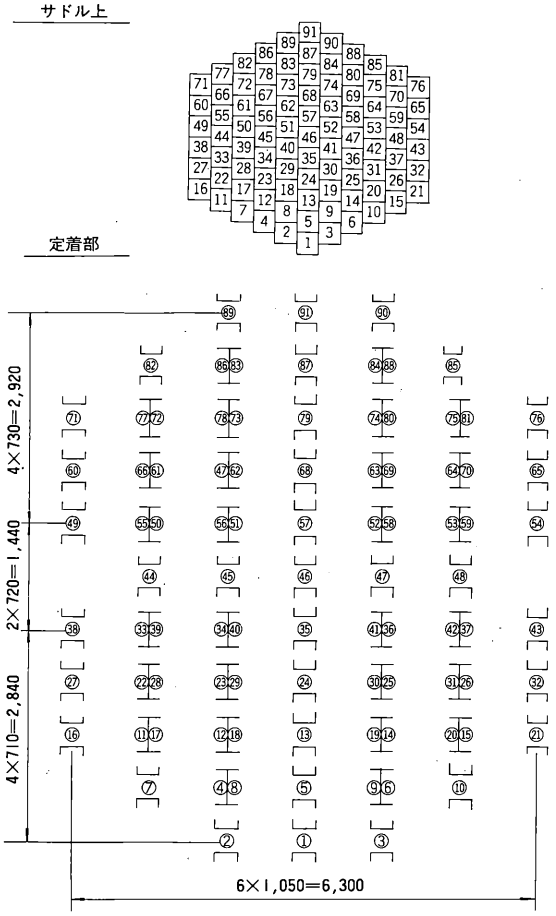
その後、引張材直接定着方式のストランド定着部近辺での作業性の確認実験、架設誤差による引張材先端部の応力検証実験、ＰＳ工法1ストランド＝ 127素線の採用適否等の検討を加え、最終的に前述の如く1ケーブル＝91ストランド、1ストランド＝ 127素線のケーブルに対し、アンカーフレームを設計することにした。図―5に最終のアンカーフレーム形状を示す。



図－5　引張材直接定着方式 最終形状

3．引張材の配置

引張材を配置する時の基本方針は、必要な施工空間を確保してできるだけ経済的に、組立施工をやり易くするためにできるだけ単純に、又、部材応力を減らすためにストランドと引張材の軸線間のずれをできるだけ小さくすることである。引張材配置の手順は次のようになる。



図－6　引張材の配置

(1)　ケーブル入射角、ケーブル折角、アンカースパン長、引張材長等の基本数値を必要な検討により定める。

(2)　1ケーブル当りのストランド本数91本に対し、1本定着、2本定着の引張材を組合せて、図－6に示すように63本の引張材の配置を定める。

(3)　ストランド定着点と後面の支圧ガーダー（部材中心軸線）は、ケーブルの中心線に直交する平面内に配置する。但し、ストランド定着点は、1本定着のストランドに対しては、同引張材のソケット用支圧板の後面中心点と定義し、2本定着の引張材に対しては、個々のストランド定着点の平均位置と定義する。

(4)　引張材軸線と後面支圧ガーダー軸線との交点の配置は、後面支圧ガーダー面内において、上下方向及び横方向に等間隔とする。

(5)　スプレーサドル内のストランドは、ケーブル中心軸を含む鉛直投影面（以下鉛直投影面という）に対し、同心円で折れ曲り、サドル底面に平行な投影面（以下水平投影面という）に対し、同心円で分散されるように配置されている。ストランド定着面内における引張材の上下方向の配置は、同一段の引張材のストランド定着点が同一レベルとなるようにし、かつ、理論上のストランド軸線（ストランド定着点からスプレーサドル内の着目ストランド円弧に対する接線）と引張材軸線との間のずれ角が各引張材においてできるだけ小さくなるようにする。なお、2本定着の引張材のずれ角は、1対の各ストランド理論軸線とその引張材軸線との間の2つのずれ角の平均とする。

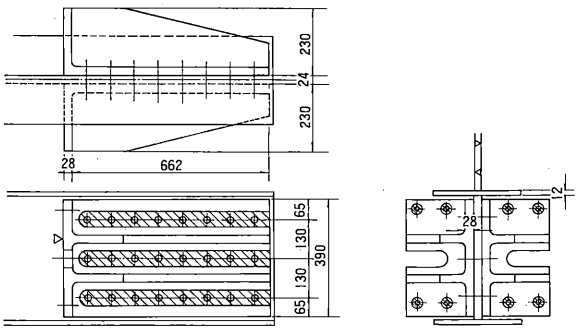
(6)　引張材の横方向の配置は、上下方向の場合と同じように、各引張材軸線と対応するストランド理論軸線との間のずれ角ができるだけ小さくなるようにする。

このような配慮をして定めたストランド配置が図－6である。図－5、6より引張材の配置は、縦方向の後面支圧ガーダーとそれに対応する引張材で構成される面が、前面でも後面でも等間隔に鉛直に並んでいることが分る。

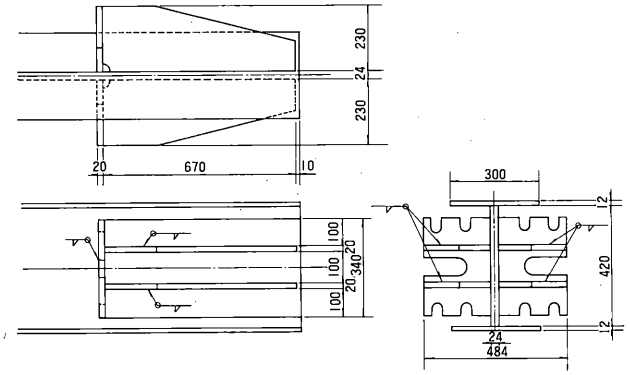
引張材軸線とストランド理論軸線との間のスプレーサドル位置での鉛直面での最大のずれ量は、1本定着の場合、図－6に示す引張材のNo.91で生じ、その値は41㎜であり、2本定着の場合はNo.33・39、34・40、41・36、42・37で生じ、その値は18㎜である。同じく、水平面内での最大ずれは、1本定着の場合No.16、21で生じ、その値は46㎜であり、2本定着の場合はNo.77・72、75・81で生じ、その値は16㎜である。

4．引張材の設計

引張材の先端部はストランドのソケットが定着される重要な構造部分である。引張材の断面形は先端部の一部を除きH形である。先端部はソケットを定着できる構造にしなければならないが、その方法として、図－7に示すように定着板、補強リブを鋳造機械加工し、H形引張材にボルト接合する方法と、図－8に示すようにH形引



図－7　鋳造・ボルト接合方式（2本定着）



図－8　溶接方式（2本定着）

張材に直接定着板と補強リブを溶接する方法の2通りを考えた。この2通りの方法に対し、ストランド定着施工性試験、溶接施工性試験、ボルトの滑り試験、経済比較等の検討を加え、ボルト接合法においては、ストランドソケットの引込みの際ボルトの頭が邪魔になること、ストランド張力を増していった場合、ボルトの滑りに問題があること、溶接構造よりも経済的に劣ること等から溶接組立て構造を採用することとした。

ケーブル断面は、塔付近側径間側の最も勾配の大きい部分で決定される。従って、スプレー支間部においては、ストランドにはその全強張力は発生しないが、引張材を設計する基本設計張力は、安全性を考慮して全強張力とした。この基本設計張力を適用する部分は、一般部（コンクリート仕上げ面より 1.9m 下の位置より後面側の引張材）、添接部、後面支圧ガーダー部のように、コンクリートに埋めこまれた部分とした。この部分は施工誤差等の影響を受ける割合が比較的低く、ストランド自体の耐力と同等のもので十分であると考えたからである。

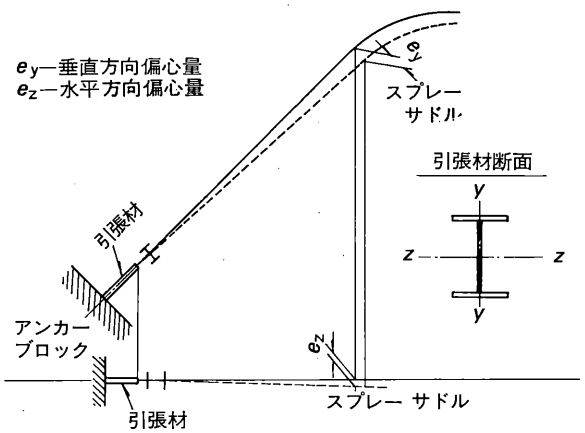
一方、スプレー支間部においては、構造上、施工上から各ストランドには張力のばらつきが生じる。そこで、空中突出部引張材（コンクリート仕上げ面より 1.9m 下の位置より前面側の引張材）の設計張力は、ジョージワシントン橋等の計測結果を参考にして、基本設計張力の20%増とした。又、2本定着引張材において、引張材に曲げ応力を生じさせる左右2個のストランド張力差は、2本分の設計張力の10%とした。これら設計張力のまとめを表－1に示す。

表－1　引張材各部に対する設計張力

設計張力(ton) ＼ 構造部分			定着部	先端部	一般部	添接部	後面ガーダー
2本定着	ストランド設計張力	1本分 N_1	149.3	—	—	○	○	○
		2本分 $N_2=2N_1$	298.6					
	張力レベル（20%増）	2本分 $N=1.2N_2$	358.3	○	○	—	—	—
	張力差（10%）	$\triangle N=0.1N$	35.8	○	○	—	—	—
1本定着	ストランド設計張力	1本分 N_1	149.3	—	—	○	○	○
	張力レベル（20%増）	$N=1.2N_1$	179.2	○	○	—	—	—

引張材の設計条件として、設計張力の他にストランド方向と引張材軸線とのずれ、即ちスプレーサドルＩＰ点における偏心量がある。

偏心量は、設計、構造、製作、施工上より生じる。図－9に示すように、垂直方向の偏心量e_yと水平方向の偏心量e_zを定義すると、設計上より発生するものとしては、



図－9　偏心量の定義

(a) スプレーサドルでのストランド配列とアンカーフレームでの引張材配列が異なるために生じるものと、(b) アンカーフレーム組立時のたわみ（$e_y=2$㎜、$e_z=0$）がある。製作上より発生するものとしては、(a) スプレーサドルの溝形製作時の誤差と、(b) アンカーフレーム仮組時の寸法誤差がある。施工上より発生するものとしては、(a) アンカーフレーム据付位置測定誤差、(b) アンカーフレーム据付誤差、(c) コンクリート打設によるアンカーフレームの移動、(d) グラウトによるコンクリートブロックの移動、(e) スプレーサドル据付位置測定誤差、(f) スプレーサドル据付誤差、(g) スプレーサドル上でのストランドの形状による誤差 (h) ソケット定着位置へのソケット取付誤差等がある。

このうち、誤差によるものについては、平均自乗誤差値を採用することも考えられるが、形式、施工上未経験であること、引張材の増厚がそれほど大きくならなかったことから単純加算によることにした。各誤差値は、関

門橋の実績等を参考にして推定し、結局偏心量としては表—2の値とした。

空中突出部引張材の応力は、以上の外力、境界変位に対して表—3のような手順で求めた。

引張材と後面支圧ガーダーの材質はSM50とし、その他の支持フレームはSS41とした。

表—2　偏心量の総括

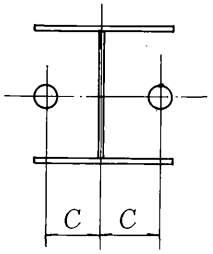
偏心 / 原因	1本定着		2本定着	
	鉛直 e_y mm	水平 e_z mm	鉛直 e_y mm	水平 e_z mm
設計上	43	46	20	16
構造、製作、施工上	135	87	135	87
合　計	178	133	155	103

表—3　引張材空中突出部の設計法

応力の種別 / 計算式	2本定着	1本定着
張力による応力　σ_1	$\frac{N}{A}$	$\frac{N}{A}$
張力差による応力　σ_2	$\frac{\triangle N \cdot C}{Wy}$	
鉛直誤差による応力σ_3	$\frac{N \cdot \theta y}{Wz}\ell_1$	$\frac{N \cdot \theta y}{Wz}\ell_1$
水平誤差による応力σ_4	$\frac{N \cdot \theta z}{Wy}\ell_1$	$\frac{N \cdot \theta z}{Wy}\ell_1$
合　計	$\sigma=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3+\sigma_4$	$\sigma=\sigma_1+\sigma_3+\sigma_4$

N, $\triangle N$：表—1参照

C　　：2本ストランドの定着間隔　$C=160mm$



$\theta y=\frac{e_y}{20\times10^3}$, $\theta z=\frac{e_z}{20\times10^3}$

A：引張材先端部の断面積

Wy, Wz：上記部材のy軸、z軸まわりの断面係数

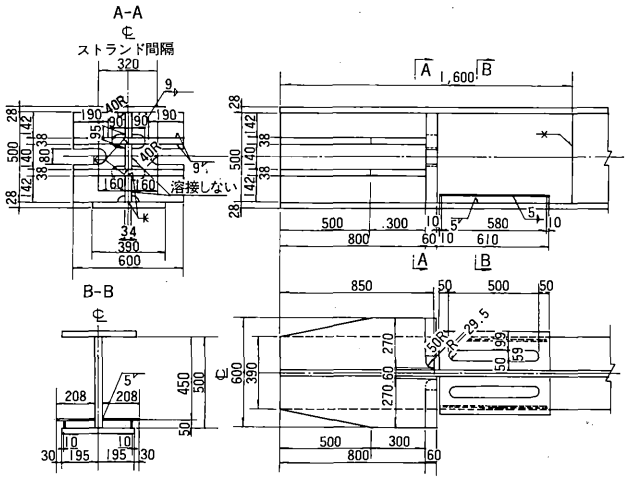
$\ell_1=2.9m$：引張材固定点からの張出し長さ

各部分の許容応力度は、少くともケーブルストランドの耐力を確保できるように定めた。即ち、引張材の一般部、添接部、後面支圧ガーダー部の許容応力度は、1,900 kg/cm^2を約8％減じて 1,750kg/cm^2とした。しかし、引張材空中突出部については、設計張力を2割増加させて応力計算をしているので、耐力的にはストランドよりも十分余裕があると考え、許容応力度は 1,900kg/cm^2のままとした。

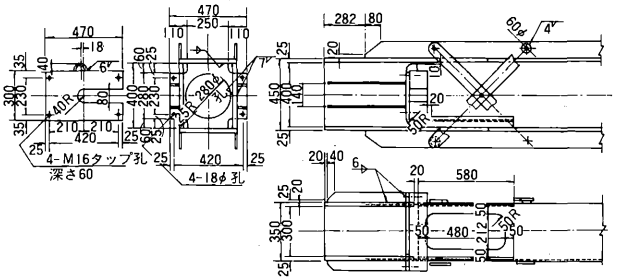
2本定着部材の先端部のウェブ厚、リブ厚は上記設計方法の他に、2次元及び3次元のFEM解析を実施し、ウェブ厚34mm、リブ厚38mmと決定した。

1本定着部材先端部のリブ、フランジ板厚は、2本定着構造とバランスをとって25mmとした。

その他定着部のリブ長、各部の溶接方法の検討を加え、最終的に引張部材の構造は、図—10、11に示すようにした。



図—10　定着部詳細（2本定着）

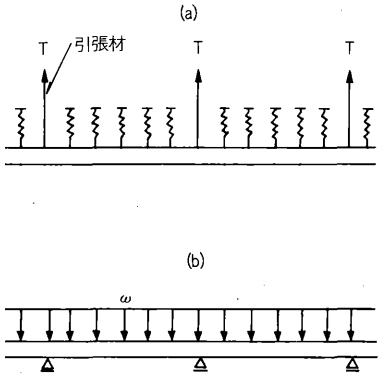


図—11　定着部詳細（1本定着）

5．後面支圧ガーダーの設計

後面支圧ガーダーの設計計算法は、引張材からの外力を受ける梁としての計算とコンクリートより支圧を受ける局部的な板としての計算の2通りとした。

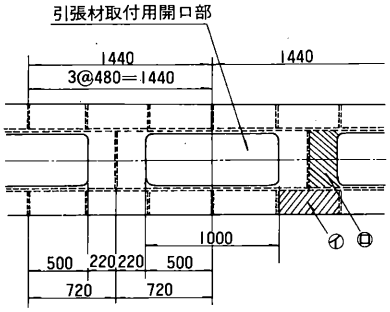
梁としての計算は、図—12の(a)に示すように、引張材張力を外力とし、コンクリートを、バネ支承とみなして計算する方法と、同図(b)に示すように、コンクリーのバネ効果を無視し、コンクリート反力を外力とし、引張材の位置を支点とする連続梁として計算する方法の2



図—12
後面支圧ガーダーの設計

通りを行ない、設計力は、そのうちの大きい方の値とした。同図(a)のバネ定数は、道路橋下部構造設計指針中の地盤反力係数を求める式をコンクリートに適用して求めた。

コンクリートの支圧を直接受ける板は、例えば図—13の①、㊁の部分は3辺固定、1辺自由の板としての計算を行ない、又、コンクリート応力を計算し、許容支圧応力度以下となるようにした。



図—13
後面ガーダー支圧部

6．支持フレームの設計

支持フレームの目的は、引張材および後面支圧ガーダーを正しい位置に組上げ、コンクリート打設終了迄固定することである。支持フレームは、引張材受桁、後面支圧ガーダー受桁、引張材と受桁を支える鉛直材、及びブレーシング材とからなっている。鉛直材は、自重に対し、ブレーシング材は基本風速27mを設計風速に補正した風荷重に対し断面を定めた。

7．アンカーフレーム架設誤差の調整方法

引張材直接定着方式では、引張材の最初のセット誤差が、即ち、引張材の2次応力につながるので、セット誤差を修正できるような装置を設けておくことが重要である。因島大橋では、現場では測量が難かしいため、アンカーフレームの架設誤差は、仮組段階で修正し、その最適状態をマーキングし、現場では原則として、その仮組状態を再現するという方針とした。仮組においては、次のような操作により架設誤差を修正していくものとした。

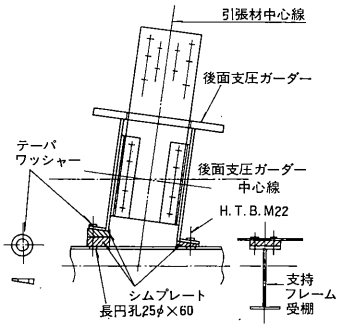
(1) 水平基礎上に製作芯を合わせながら、支持フレーム、引張材を組立てる。

(2) アンカーフレーム組立後、引張材位置の測量を行なう。

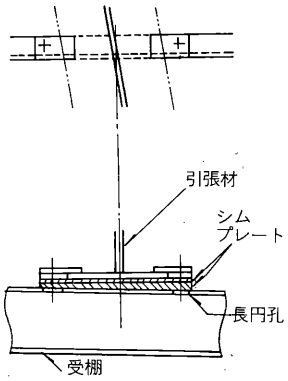
(3) 引張材は、鉛直な7個の縦列にブロック割りされている。その一つのブロック内では、引張材の後部は後面支圧ガーダーで固定されており、先端部は自由である。後面支圧ガーダーの位置調整は、図—14に示すように後面支圧ガーダーとその支持フレーム受桁との間のシムプレートと、受桁の方のルーズホールにより行ない、ボルト締めする。

(4) 1本の引張材は、最下端部の後面支圧ガーダー部を除くと、前方に3段の受棚で支えられている。引張材の前面の位置調整は、図—15に示すように、引張材下フランジと支持フレーム受桁間のシムプレートと、受桁の方のルーズホールにより行ない、ボルト締めする。

(5) 誤差修正を済ませた後、必要な位置、寸法をマーキング後解体し、現場では仮組状態をマーキングに合わせて再現する。



図—14
後面支圧ガーダーの
位置調整



図—15 引張材の位置調整

8．あとがき

因島大橋のケーブルアンカーフレームは、以上のような設計経過を経て、昭和52年9月より昭和53年7月にかけて製作、仮組、輸送を行なった。続いて4A側のアンカーフレームは、昭和53年3月より53年5月にかけて、又、1A側のアンカーフレームは同年5月より7月にかけて現地組立を行なった。アンカレイジ躯体部のコンクリート打設は、アンカーフレームの組立に引き続いて行なわれ昭和54年2月に無事終了した。

本文は、アンカーフレームの設計部分についてのみまとめたが、製作以降については、又稿を改めたい。

因島大橋アンカーフレーム形式については、本四公団向島工事々務所で検討を進め、実施設計は、(株)長大橋設計センター、ケーブル定着部の実験は、(株)神戸製鋼所、詳細設計は、因島大橋塔その他工事・日立造船・日本鋼管共同企業体が担当した。筆者らは偶々その経緯をまとめるに至ったものであり、前記各位に感謝するものである。

第50回IABSEシンポジウムに参加して

Report of 50th IABSE Symposium

設計部　設計第二課長　旭　一穂
Kazuho Asahi

ＩＡＢＳＥ（イアブセ）とはInternational Association for Bridge and Structural Engineeringの略称であり、国際橋梁構造協会と呼ばれ国際的繋がりをもつ協会の一つである。1979年のＩＡＢＳＥシンポジウムは第50回記念大会と重なり、IABSEゆかりの地スイスのチューリッヒ市の連邦工科大学で、９月20日から３日間、“橋”に限定したテーマで開かれた。幸いこの会議に参加する機会を得たので、会議の概要を報告するものである。

今回の参加者は世界各国から約900人が集ったが、その大部分はヨーロッパ諸国であり、中でも主催国のスイスや隣国のドイツからは多くを数えた。アジアからは約50人、その内日本からは約20人の参加があった。

講演者は会長からタイトルと共に事前に指定され、約１年前から概要、本文、スライド等の作成に当り、事務局と緊密な連絡をとりながら大会に臨んだ。講演者は約20人で編成され、アメリカ４人、カナダ２人、日本１人を除いて全てヨーロッパ諸国であり、ドイツ、イギリス、スイスは複数の発表者がいた。

会議は第一部会から第四部会までに分れて構成されていたが、その中で印象に残った講演のいくつかを紹介する。第一部会は、“Past and Future Trends”の共通テーマのもとに３人の教授の講演があった。その大意はこの50年間における橋梁技術の発展経緯を、鋼橋とコンクリート橋に大別して総括的にまとめたものであり、我々が理解している世界の橋梁年鑑と大きく異なるものではなかった。この中で日本の橋梁群（関門橋、港大橋、浜名大橋、大島大橋等）が数こそ少なかったが、外人専門家に認められ、スライドで紹介されていたのは嬉しかった。

第二部会は“From the First Ideas to the Project”のテーマで講演があり、まずアメリカのFirmagl教授が、First Decisions in the Project Process”のタイトルで発表があった。その中でアメリカのミドルフォーク・アメリカン河の渓谷に塔や橋脚を必要とせず、両岸斜面に定着した60本のケーブルで約430ｍの曲線桁を吊りあげる工法、即ちハンギング・アークというユニークな概念を用いた橋梁形式の紹介があった。それはRuck-A-Chuky 橋といい、この橋をモデルにして、調査、設計、施工等の各段階で直面する判断項目について講演があった。

続いてドイツのLeonhardt教授が“Aesthetic Appearance of Bridges”について講演があった。彼の橋梁美に対する信念は以前から文献に見られるように、“橋梁には必ずそれなりの構造美が存在する”である。即ち上部構造形式の中で桁形式は、その架設地点の環境に合わせて桁を工夫する余地があるが、トラス形式は部材がある方向性をもっているため前者より制約される。アーチ形式はライズの変化で谷の形状にも十分対応できる。しかしより感動を与えることの可能な吊橋は、耐風対策を兼ねた薄い箱桁を補剛桁として選べばより構造美は増す。それにも増してマルチケーブルを採用し、個性のある塔が配置できて、優雅にも力強くにも表現できる斜張橋の登場は画期的なことである。

この主張に関連してＩＡＢＳＥ報告から外れるが、後日シュトウットガルト市にあるLeonhardt事務所へ訪問した時、Leonhardt氏からより具体的な橋梁美のケースとして、南北備讃瀬戸大橋の上部構造形式について話がでた。彼の主張点は斜張橋に変更することにより、海上にある巨大なアンカレイジは除けるし、瀬戸内海の景観にもマッチするのではないか。又吊橋で設計を進めるにしても補剛桁は、トラス形式をやめて箱桁を採用すべきであるという発言があったことを付言しておく。

続いて“Towards Better Projects”の副題のもとに、日本を代表して川崎元本四公団理事が“本州四国連絡橋計画”のタイトルで、本四公団が採用している多柱基礎工法と設置ケーソン工法を中心に、これらの工法が本四プロジェクトの工事に如何に活用されているか発表があった。

第三部会は“Construction, Performance, Renewal”の共通テーマで７人の発表があったが、カナダのSweeney氏が“Some Remarks on the Service Behaviour of Steel Railway Bridges”の講演をした。その発表の中で鉄道溶接橋の疲労に伴う具体的欠陥事例として、スティフナーとウェブで構成されている溶接部の引張側に、Ｕ型クラックが発生するケースをとりあげていた。又クラックの進展を防ぐためストップホールをどこに設けるか、基本的にクラックが生じない詳細構造についても発表があった。これらの事例は、本四公団でも大型疲労試験を通じて検討しているところであり興味があった。

第四部会は“Missions of the Future”のテーマを立場の異なる人達（施主、設計者、施工業者、学者）５人で、パネルディスカッションが行われた。

思えばこの国際会議に出席して感じ得た最大のものは、講演内容に共鳴したことでもなく、カクテルパーティで外人達と歓談したことでもない。それは日本の橋梁技術が、カメラや自動車の製造技術同様一級品であるということであり、少なくとも本四架橋のプロジェクトが外国からも、羨望の眼でみられているという事実である。今後機会があれば我々は、外国のシンポジウムにも積極的に参加して、我々が会得した技術のデモンストレーションを実施すべきである。その積み重ねが日本の橋梁技術を外国に評価させることになり、ひいては世界市場に日本が進出する一里塚となるのではなかろうか。

この報告はなにぶんにも通訳なしで、かつ乏しい語学力で見たり聞いたりしたものを、断片的に書いたに過ぎず、判然としない点があることはご了承いただきたい。終りにＩＡＢＳＥシンポジウム参加に際して、ご指導ご協力いただいた関係各位に心から感謝の意を表します。

技術ニュース

土質及び地質調査共通仕様書の制定

本州四国連絡橋公団の土質及び地質調査の共通仕様書は、とりあえず調査に対処するよう「土質調査共通仕様書(案)」が運用されていた。その後、「土木工事共通仕様書」及び「土木設計共通仕様書」等が制定され、本仕様書についてもその制定が急がれていた。

今回の制定にあたっては、総則的な事項は他の共通仕様書と合わせ、以下調査方法、試験内容については既発注調査の実態及びＪＩＳ等の試験方法に基づいて制定した。又、今回新たに岩盤試験の項目を追加してある。本仕様書の使用にあたり、試験内容をよく検討し足りない点があれば特記仕様書で補足されたい。

参考に現仕様書(案)と本仕様書の目次を以下に示す。

なお、本仕様書は昭和54年11月1日より適用されている。

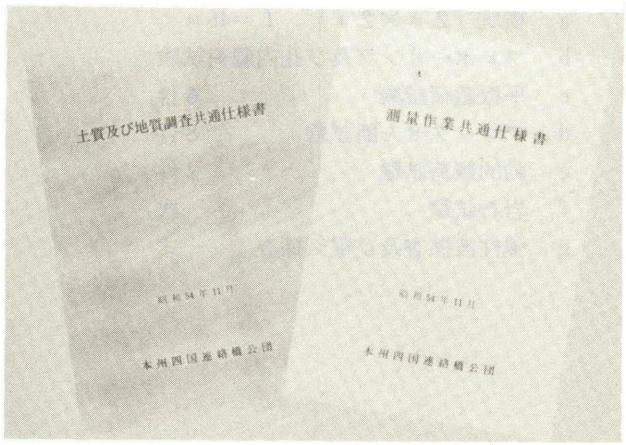
現仕様書（案）	制定仕様書
第1章　総　則	第1章　総　則
第2章　地質調査	第2章　地表地質踏査
第3章　物理探査	第3章　ボーリング
第4章　ボーリング	第4章　ボーリング孔を利用した原位置試験
第5章　試料採取	第5章　サウンディング
第6章　サウンディング	第6章　試料採取
第7章　現場透水試験	第7章　物理探査
第8章　土質試験	第8章　土質及び岩石試験
第9章　テストピット	第9章　試掘調査
第10章　報　告	第10章　岩盤試験
	第11章　成果品

測量作業共通仕様書の制定

測量作業に関する共通仕様書は、これまで当公団においては制定されておらず、他機関の仕様書を参考にして特記仕様書においてそれぞれ対処して来たところである。

今回制定した共通仕様書は、測量作業の前後に行うべき事項についてまとめ、作業の実施については別に定める「測量作業規定」により行うものとしている。

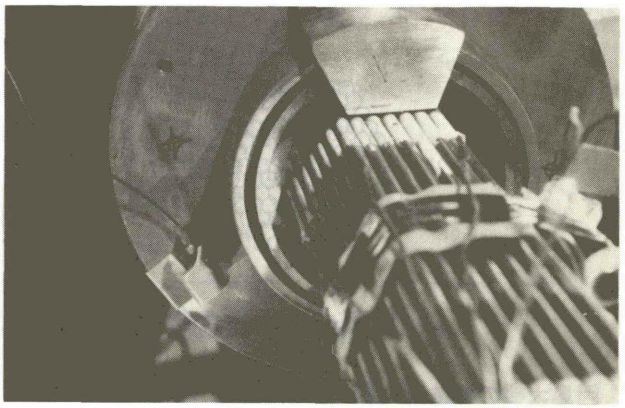
なお、本仕様書は昭和54年11月1日より適用されている。



土質及び地質調査共通仕様書・測量作業共通仕様書

斜張橋用ケーブルの疲労試験

斜張橋のケーブルには、ロックドコイルロープあるいはPWSが用いられることが多い。ロックドコイルロープの疲労試験は実施済であり、PWSについては現在試験中である。供試体は、φ5㎜の亜鉛メッキ素線169本を亜鉛鋳込ソケットとしたもの4体と、φ7㎜のPC鋼線 127本をHiAmアンカーソケットとしたものを6体製作した。HiAmアンカーケーブルは防錆方法として、ポリエチレンチューブをかぶせ、モルタルグラウトを行うため、その繰返し載荷に対する性質も調べることとした。試験は、HiAm-127 を1体完了し、現在は PWS-169 を実施中である。



疲労試験中のHiAmアンカーケーブル

明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（その2）

本四技報No.7に報告したように、明石海峡大橋主塔基礎設計施工上の大きな問題の一つが、10数ｍに及ぶ洗掘であり、既に捨石による防止工の実験を行っている。今回は、コンクリート製ブロックの有効性をみるために、防止工無し1ケース、有り4ケースについて、往復流の可能な回流水槽を用いて実験を行った。

その結果、本誌巻頭写真に示すように、ケーソンの両側が洗掘され、ケーソンは尾根状に残った上に位置することになり、テトラポットはこの斜面を防護するのに効果があった。しかし、ケーソン外壁下端からの海底砂の吸い出しを防止しないと、RUN2のようにケーソンが傾斜する。これを防ぐために、ケーソン周囲を2層積にしたり、捨石を併用する等の比較実験を行った結果、捨石併用のRUN5が最も有効であった。RUN5の防止工規模は実機換算で、ケーソン寸法 40ｍ×70ｍ、防止工面積 16,690㎡、捨石工面積6,670㎡、50t テトラポット 1,088個である。

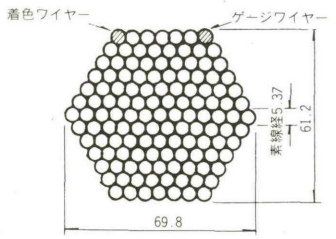
また今回は、ケーソンまわりの流れの可視実験を行って、形状の工夫による洗掘軽減の方法を探り、ケーソン周囲に多孔整流板を設置すれば、周辺流速が緩和されることが明らかになった。これを踏まえて、今後洗掘実験を実施する予定である。　（本誌巻頭写真参照）

技術ニュース

大鳴門橋ケーブルストランド製作発注

大鳴門橋のケーブルストランド製作を、54年10月下旬に発注した。製作総重量は約12,100t であり、ケーブルストランド（PWS127）308本と、2P側塔の倒れを押えるエキストラストランド（PWS127）を2本製作する。

大鳴門橋のケーブルストランドの製作に当って、関門橋や因島大橋の製作内容と異ってきている点の1つとしてゲージワイヤーの測長方法があげられる。従来、ストランドの長さの基準となるゲージワイヤーの製作に当っては、1,500m余の広いヤードと多くの労力を必要とする展開長方式が行われた。これに対し、測長精度の良い「着磁式測長器」が最近開発され、本四公団のHBSがこの測長機の使用を認めた事に伴い、採用することになったものである。



ストランド断面図（PWS127）（単位mm）

台風12号、16号時における因島大橋塔の振動測定

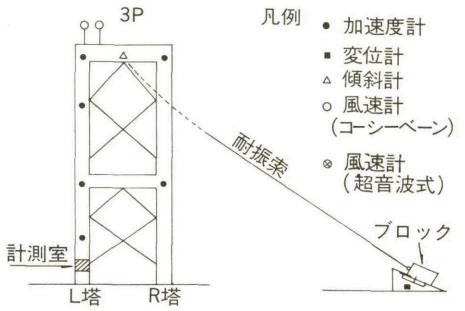
一般に吊橋の主塔は完成すればケーブルにより振動が控束されるため、耐風安定上問題がないが、塔のみで独立している場合には

1） 高風速時の風の乱れによる不規則振動

2） 低風速時の空気の渦による限定振動

等今後解明すべき問題があるため、因島大橋3P主塔を利用して、台風時における主塔の挙動について測定したものである。

なお台風12号における最大瞬間風速は23m/sec、台風16号では33m/secであった。又変位では最大94mm（台風16号）が観測されている。



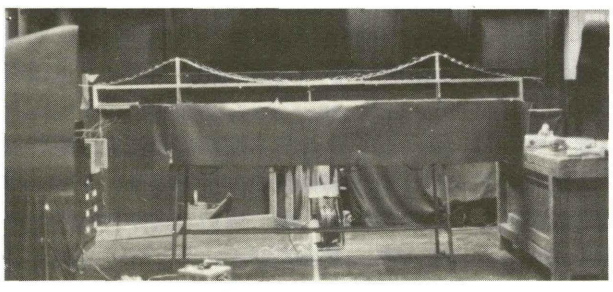
観測計器配置図

因島大橋の標識燈火室内実験

昭和54年10月11日及び11月20日の両日、小糸工業㈱において、本州四国連絡橋航行安全調査委員会作業部会、（部会長：岩井東京商船大学教授）委員による因島大橋の標識燈火に関する室内実験が行われた。

本実験は、暗室内に1／500スケールの因島大橋模型を設置のうえ、所定の標識燈火を点燈し、航海者から見た適正な明かるさ、必要な施設等を定めようとするものである。

因島大橋の完成後に必要と考えられる橋梁燈や橋脚投光照明等の航行援助施設については、昭和49年度に同上委員会において一応の検討を終えているが、大三島橋の供用に際し、橋梁燈や道路照明の明かるさが船舶の航行に影響を及ぼし問題となったことから、昭和49年度の検討結果に道路燈、航空障害燈、海峡部に存在する燈火の明かるさ等を新たな要素として加え、再検討しようとするものである。



因島大橋の1/500模型

伯方・大島岩盤試験開始

伯方島と大島を結ぶ伯方・大島大橋は因島大橋や大三島橋が広島型花崗岩（粗粒型花崗岩）を支持岩盤としているのに対し、領家型花崗岩（細粒型花崗岩）が支持岩盤となる。したがって、この領家型花崗岩については、基礎設計に必要な岩盤の特性が十分把握しているとは言い難いため、風化花崗岩（C_L～C_M級領家型）が広く分布している見近島において、横坑を掘削後、各種の調査試験を行い、力学的特性質を求めることとした。

試験概要は次のとおりである。

1. 期間　自昭和54年11月7日
　　至昭和55年3月25日
2. 試験数量
   - a　横坑（2m×2m）　L＝46m
   - b　プレボーリング及び孔内載荷試験
   - c　平板載荷試験　6件
   - d．ブロックせん断試験　8件
   - e　動的載荷試験　2件
   - f　岩石試験　一式
   - g　弾性波探査及び電気探査　一式

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類

昭和55年2月頒布予定です。

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

土木設計共通仕様書

土質及び地質調査共通仕様書・測量作業共通仕様書

昭和55年2月頒布予定です。

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11号

発　行　昭和55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　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