本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 4 No. 12 '80. 4.

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

本四技報　第12号　目次

ある橋の話……理　事……浅谷輝雄…1

海中工事における潮流条件の設定……第三建設局設計課……山田勝彦…2

ＰＷＳ用ゲージワイヤの測長精度……第一建設局鳴門工事事務所……鈴木周一…12

鷲羽山の地質調査……第一建設局鳴門工事事務所……宮下　力…16

工務第一部工務第一課……江藤隆男

第二建設局児島工事事務所……田村　隆

900tonシンカーの製作……第二建設局坂出工事事務所……佐野幸洋…21

大三島橋補剛板の座屈実験……第三建設局今治工事事務所……吉田好孝…29

技術ニュース……36

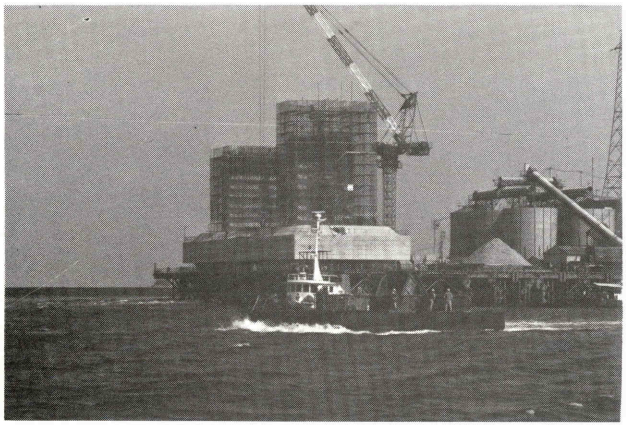
本四技報　第13号（55・7）掲載予定

- 欧州レーダー対策視察報告
- PC斜張橋の紹介
- 鉄骨・鉄筋コンクリート設計指針の追補
- 大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計
- トンネル構造アンカレイジの設計
- 因島大橋風洞実験

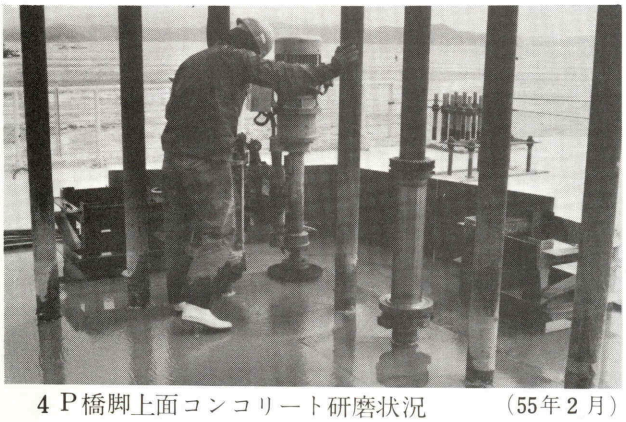
大鳴門橋工事



工事が進む大鳴門橋（手前：淡路島）　（55年1月）

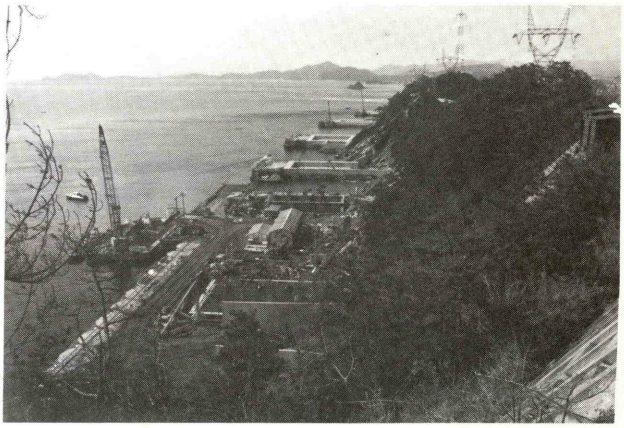


2 P下部工　（55年2月）



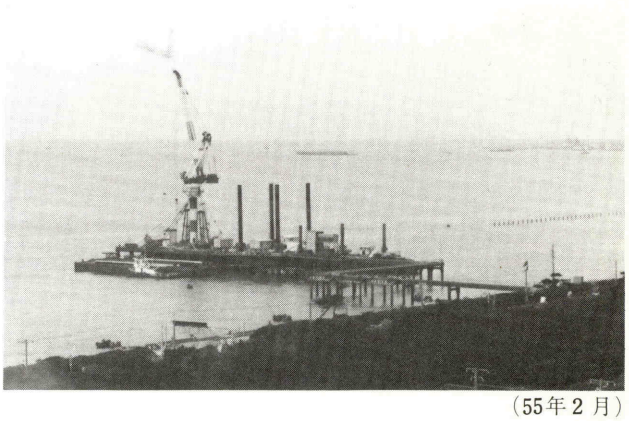
4 P橋脚上面コンコリート研磨状況　（55年2月）

門崎高架橋工事



（55年2月）

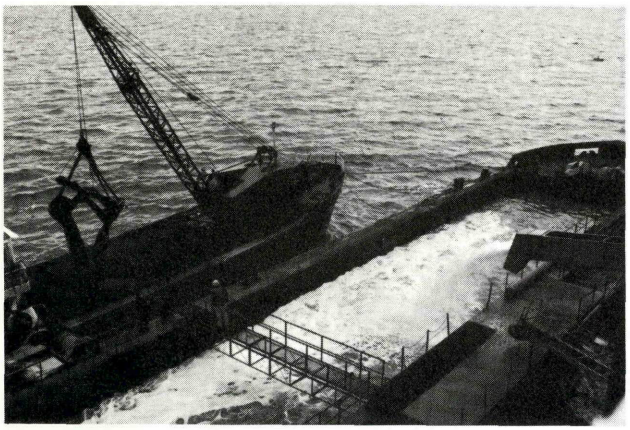
舞子沖地質調査



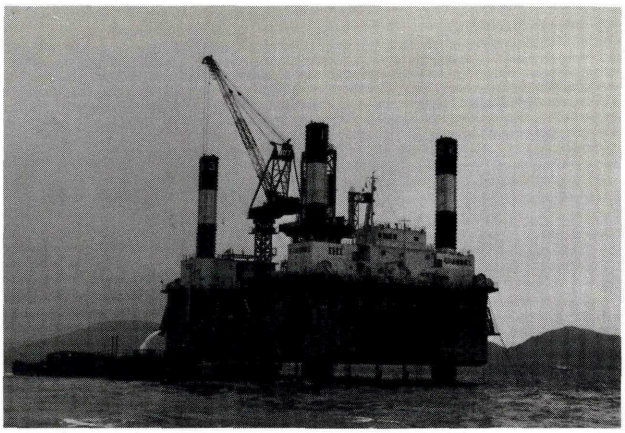
（55年2月）

南北備讃瀬戸大橋工事

5 P底面仕上工事　（55年2月）

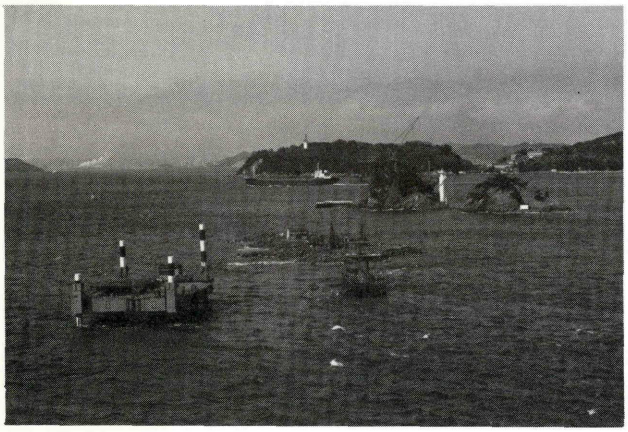


（右端掘削機のエアリフト排出部、中央土運船（泥水槽）左端ズリ上げ中のガット船）



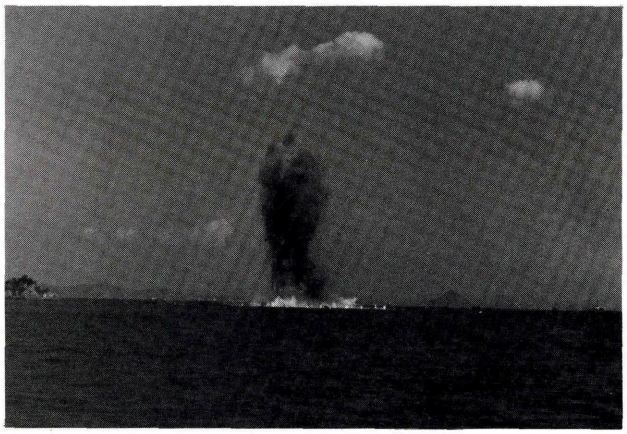
φ2.5m大口径掘削機(中央)による仕上状況。（仕上面は風化花崗岩、深度は海面下32m。）

4 A穿孔作業状況　（55年1月）



（中央は、二面島と海に測量台(手前)、左は海底穿孔作業用のミニセップ。）

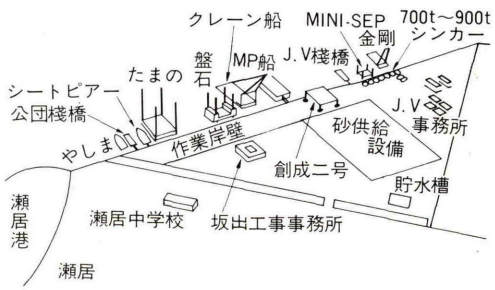
4 A海底発破状況　（54年10月）



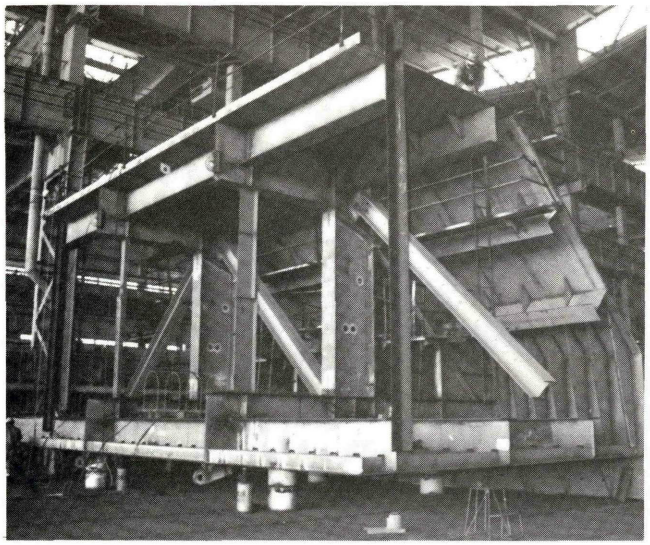
（薬量2.7ton、最大級の海底発破状況。穿孔尻深さは海面下10m。）

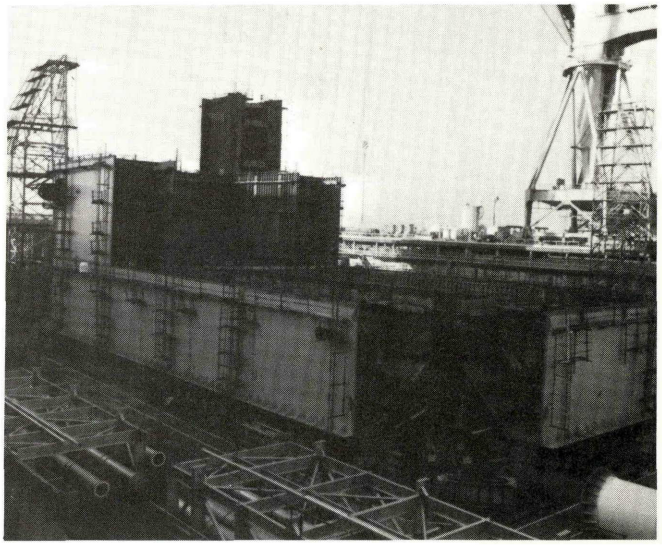


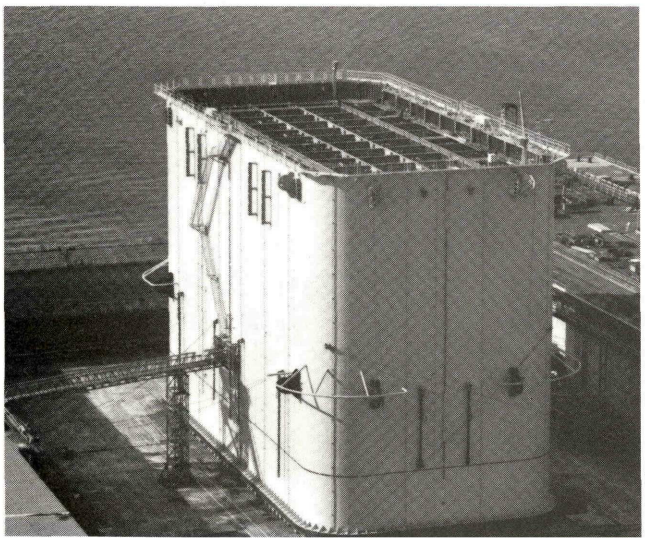
活況を呈する瀬居基地　（54年12月）



南北備讃瀬戸大橋工事







南北備讃瀬戸大橋５Ｐ鋼製ケーソン製作・艤装工事
（技術ニュース欄参照）

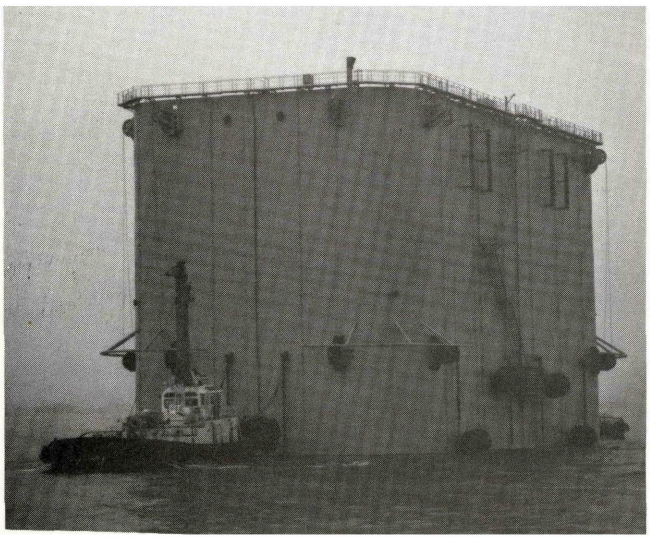
写真上左　ケーソンブロック（コーナー部）製作

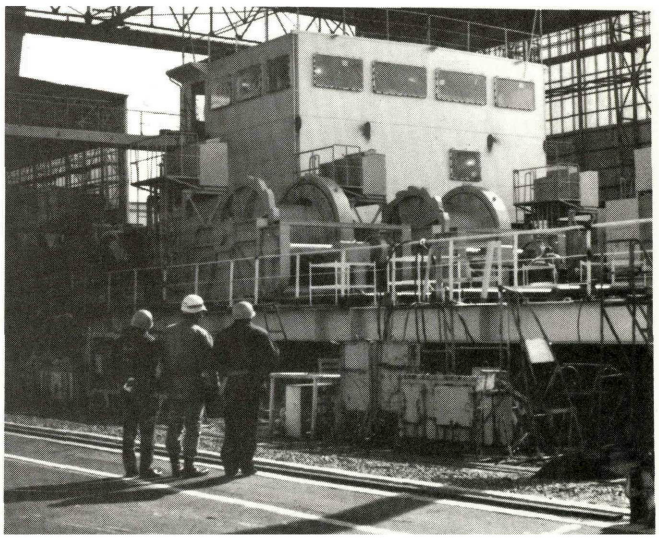
写真上右　ドック内における大組状況　（54年11月）

写真左　ケーソン本体全景　（55年２月）

写真下左　ケーソン浮上状況　（55年３月）

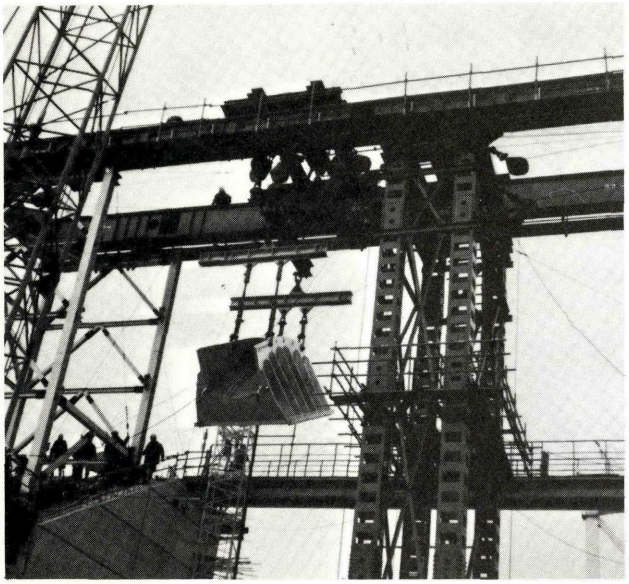
写真下右　艤装架台上の係留ウインチ及び監視室等
（55年２月）





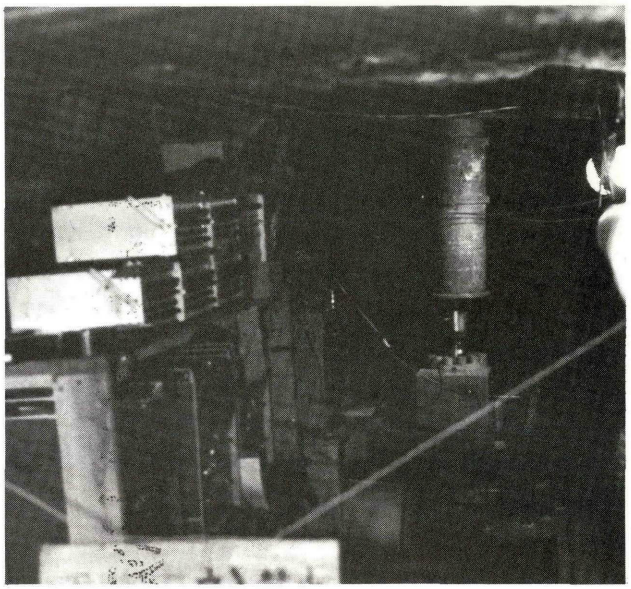
尾道～今治ルート

因島大橋



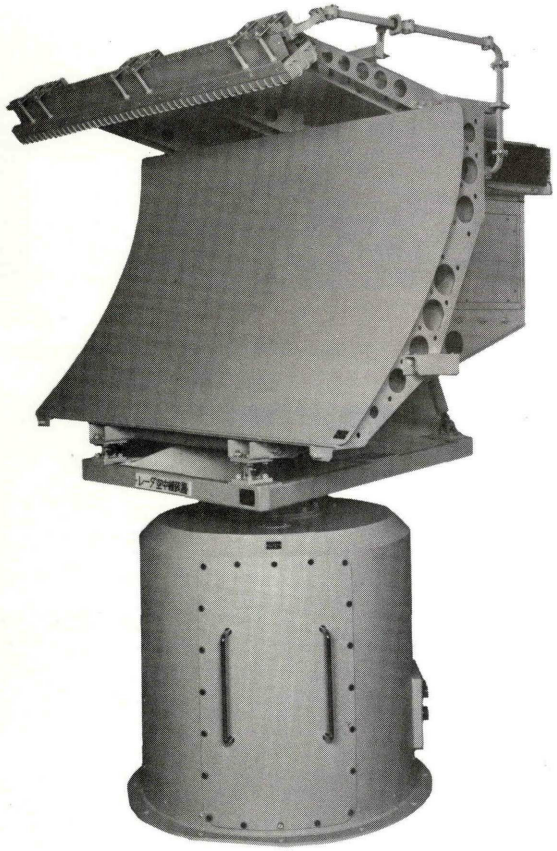
1Aスプレーサドル（上沓33.5ton）の架設（55年2月）

伯方・大島大橋岩盤試験

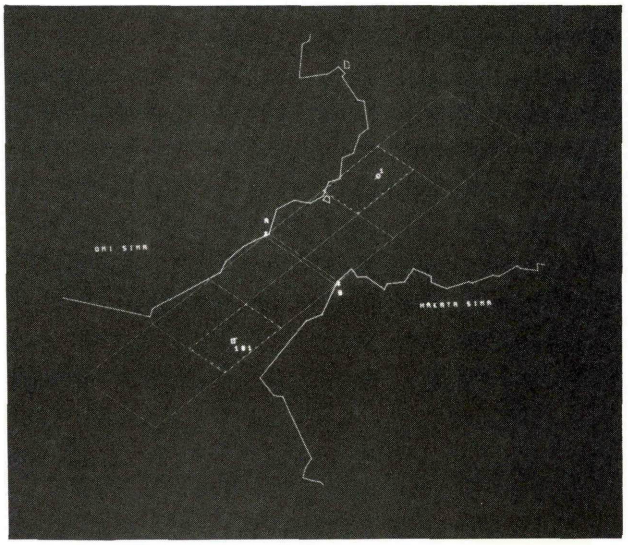


載荷装置及び記録装置。（55年2月）

大三島橋



レーダーアンテナ部。
大三島側、伯方島側橋台前面に各1台設置される。



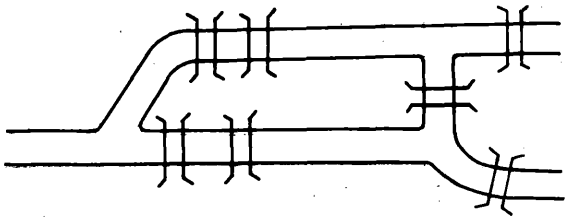
モニターテレビの画像。
船の位置、速度、方向が表示できる。

船舶動静自動深知表示装置

ある橋の話
Essay on the Bridge

理事 浅谷輝雄
Teruo Asatani

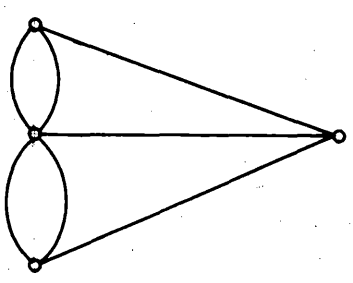
橋。橋といっても日本にある橋ではない。鉄橋でもなければ、本・四公団の架けようとしている超近代的な吊橋や斜張橋でもない。所は現在の東ドイツにある古い由緒のあるケーニッヒスベルグ市（東西ドイツに分れてから、Kaliningrad と名前が変った）にかかっている石づくり(?)の古い7つの橋に関する話である。このケーニッヒスベルグ市はカント終生の地として知られており、この7つの橋を回って、哲学のことを考えながら散歩したことであろう。事実、ケーニッヒスベルグの市民たちは、7つの橋を丁度1回づつ渡って、市を散歩するルートを工夫しようと試みていた。彼等の試みは常に失敗したので、不可能であると経験的に信ずるようになった。



この問題は、1736年に至るまで数学的な立場から、ルートを見つけることが不可能であることで取り扱われなかった。この年になって、時の大数学者の1人であったレオナード・オイラー（Reonard Euler）が、この問題ばかりでなく、同種の問題を取り扱う一般的な方法を記した論文を書いた。彼の論文は、後年になってグラフ理論（統計学で使うグラフとは用語が同じであるが全く異なるもの）ばかりでなく、位相数学（幾何学的な）の出発点となった記念的な極めて重要なものとなった。

ケーニッヒスベルグ市の橋は、数学者オイラーの手にかかると、抽象化され一本の線（直線であるとは限らない）に化けてしまい、川によって区分された地区は点になり、上図は簡単に下図のようになる。

現在の数学は抽象化の度が進み（特に第一次世界大戦以降抽象化が始まり、現在では抽象そのものの感が強く、モデル化され論理的に処理され、どのような効用や価値があるのかとの批判を抱かれるであろう。）、科学技術が精密化、巨大化されてゆくのと対象的な動きをしているが、それが先端では結びついているのは面白い現象である。



さてオイラーは数学的な厳密さの点で完全な証明を与えなかったのが、130年たった1866年になって完全な証明が与えられた。現在の科学技術の面は良く知らないが、特許あるいは学術雑誌に発表したものと、その実施面にある発表されないノウハウとからなっているとすると、現在の数学の世界は音楽と同じで、発表された証明つきの（現代の情報量の洪水現象では時として証明なしに短くされてしまうことが多いようであるが）定理を記した論文で、ノウハウはない。他人より1日も早く論文を雑誌のレフェリーに送って、発見者の名前をつけてもらうのが名誉であり、他の学者が講議で使っても使用料は入らない。所がオイラーの時代は、各国間に学術交流が少なく、彼の論文はヨーロッパの数学者の目にふれることなく百年以上も経過した。有名な話として、科学技術に広く使われている微積分は、ニュートンとライプニッツとが発見者の名誉を巡って争ったのも、自分の発見を完全な論文の形にして広く発表せず、家伝の秘法（江戸時代の和算のように）として扱ったことが原因で、現代からみれば想像もつかない。

話を戻して、ケーニッヒスベルグの問題は、現在では一筆書きの問題として小・中学生が喜ぶパズルになってしまい、グラフ（点の集合と、点と点との間の関係……辺と呼ぶ……とを一括して扱ったシステム）の理論では、すべての辺を一度づつ通る道を持つグラフがオイラーグラフと彼の名前が残っている。オイラーグラフは数学的にみて極めて単純（一筆書き可能という条件が緩いため）なもので、現在は条件を更に強くしたハミルトングラフ、パンザイクリックグラフ、ランダムトレースアブルグラフとかが研究されているようである。

科学技術では、温度、圧力、容積等の条件を厳しくすればそれだけ技術的な困難さが増加するのに対し、科学の世界では、逆に問題の範囲が狭くなり奇麗な結果が得られて喜んでいるのだから面白い。だが、数学の論文は若い人が書くと、才気ばしってとかく独善的な記述におちいり易く、他人に難解になりがちであると言われている。私もよほど注意しなければならないと反省している次第である。

海中工事における潮流条件の設定

Decision of Tidal Current Condition
for the Offshore Structures

第三建設局　設計課長　山田勝彦
Katsuhiko Yamada

1．まえがき

本四連絡橋架橋地点は、潮流の速い海峡部に位置するため、海中部に建設する下部工は多かれ少なかれこの影響を除外して考えることはできない。海中（及び海上）工事に与える潮流の影響は対象海域の水深、地形及び地質や構造物とその施工法自体によっても変り、また風や波浪等他の条件との相乗の上で考慮すべきものであるため、一概にはいい難いが概ね水深が大きくなると支配的な要素になると考えられる。工事計画の基礎データとすべき潮流条件は、経済性及び安全性と密接に係わるため、その設定に当っては慎重な配慮が必要で大いに苦慮する所である。また潮流は、工事の進捗に伴ない構造物周辺に流況変化や局所洗掘等の現象を引起すため、それらに対する配慮が必要となるケースも多い。気象・海象条件の内、風や波浪に関しては、本州四国連絡橋耐風設計基準（1976）や同・下部構造設計基準（昭和51年4月）が整備されている他、参考となる文献も多いが、潮流に関しては我々が当面する複雑な工事内容に適用できるものは少いように思う。小論は現在一般に行われている潮流の観測方法や予報等をベースに、それらを利用し潮流条件を設定する場合の判断材料を提供することを目的とするものである。本文の内容は、海峡部の流況（例）を紹介すると共に潮流観測データ及び予報利用上の留意点を挙げ、そのあと、潮流に起因する諸現象に関する考察を加え、潮流条件設定の方針（着目点）を整理した。さらに風や波浪条件との係りについても簡単に補足説明をし、最後に工事計画に適用すべく準備した潮流条件の一例を示した。

2．海峡部における潮流の概況

2.1　一般

(1)　潮流[1]

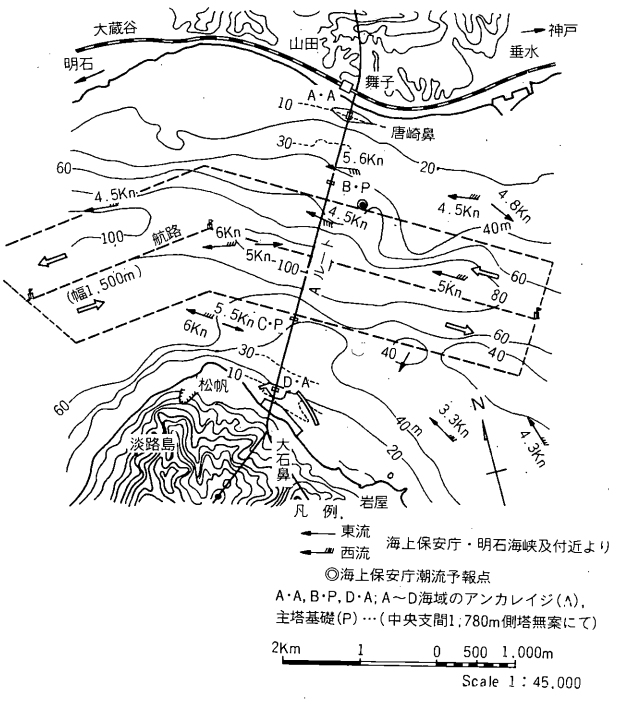
潮流とは潮汐現象に伴う海水の流動をいい、大きさと方向を持つベクトルとして表わされる運動である。潮汐は、月及び太陽の引力による規則的な天体潮汐と気象の変化等により起る不規則なものとから成り、この内主要な部分は、天体潮汐であるといわれている。月は太陽の2倍強の影響を持つので潮汐は太陽、月、地球の位置により周期的な変動を繰返す。すなわち一般に潮差（相次ぐ高潮と低潮との海面の高さの差）は、月齢に対応し、朔及び望（太陽、月、地球が一線に並ぶ時）後1～2日に極大（大潮）となり、上弦及び下弦（地球から見た太陽と月とが直交する時）後1～2日に極小（小潮）となる。潮流は地形により大きな影響を受けるため海峡部（水道）にあっては、流況変化が著しい。

(2)　潮流の把握

明石海峡や備讃瀬戸等主要な航路筋にあたる海域では海上保安庁水路部により海峡全般の流況変化や定点における潮流の予報表が整備されている。[1),2)] これらは海中工事に対しても基礎的資料となり応用範囲も広いが、元来が船舶の航行を対象としたものであるため、利用に当っては注意を要する。着目する地点の潮流は時間的、空間的な関連の上で把握されるべきものである。具体的には、潮流は時々刻々変化するものであるから、観測データであれば、観測時期・月齢等、また海峡部の流況変化の激しさから見て全般的な流況との整合性が必要でどちらが欠けてもデータとしての意味が無くなる。次節では海峡部における潮流の実況を、過去に観測資料の多い明石海峡を例にとり説明をする。

2.2　全般流況（明石海峡を例として）

明石海峡は、東の大阪湾と西の播磨灘を継なぐ水道で最峡部は巾約4 kmで、潮流の速いことで有名である。海峡中央部の水深は東西の海域に比し非常に大きな水深を持つ。潮流は両海域から除々に加速されながら海峡部に至る。その流勢は、海峡の南東部から中央を経て北西に延び、さらに西方に転ずる水深60 mの等深線で示される海釜状谷地形に沿って、大きく迂回しながら増大し、幾本かの強流帯を現出しつつ舞子～松帆を結ぶ海峡の最狭部あたりでピークに達する。これを流向別に見ると東流（関門海峡の方から神戸港の方に向って流れるもの[1)]）の場合、播磨灘の海水は、北東から東北東に流向を変えながら流動し、除々に加速され海峡部に達し勢いを得て松帆崎沖を曲り切れずに東方に吹き出される形をとる。そのため岩屋附近から東方にかけ、大きな反流域が現出する。また西流の場合は、岩屋～松帆崎の海岸線にほぼ並行な北北西の流れが、松帆崎を通過しても直進する傾向があり、中央部の北西流と明石沖で合流し、向きを南西に転じながら拡散してゆく。そのため東流の場合とは逆に淡路島西方に大きな反流域が見られる。なお、局所的には、海底地形や海岸線の形状により変化のある流況を



図－1　明石海峡の概況図

示す。[3),4)]

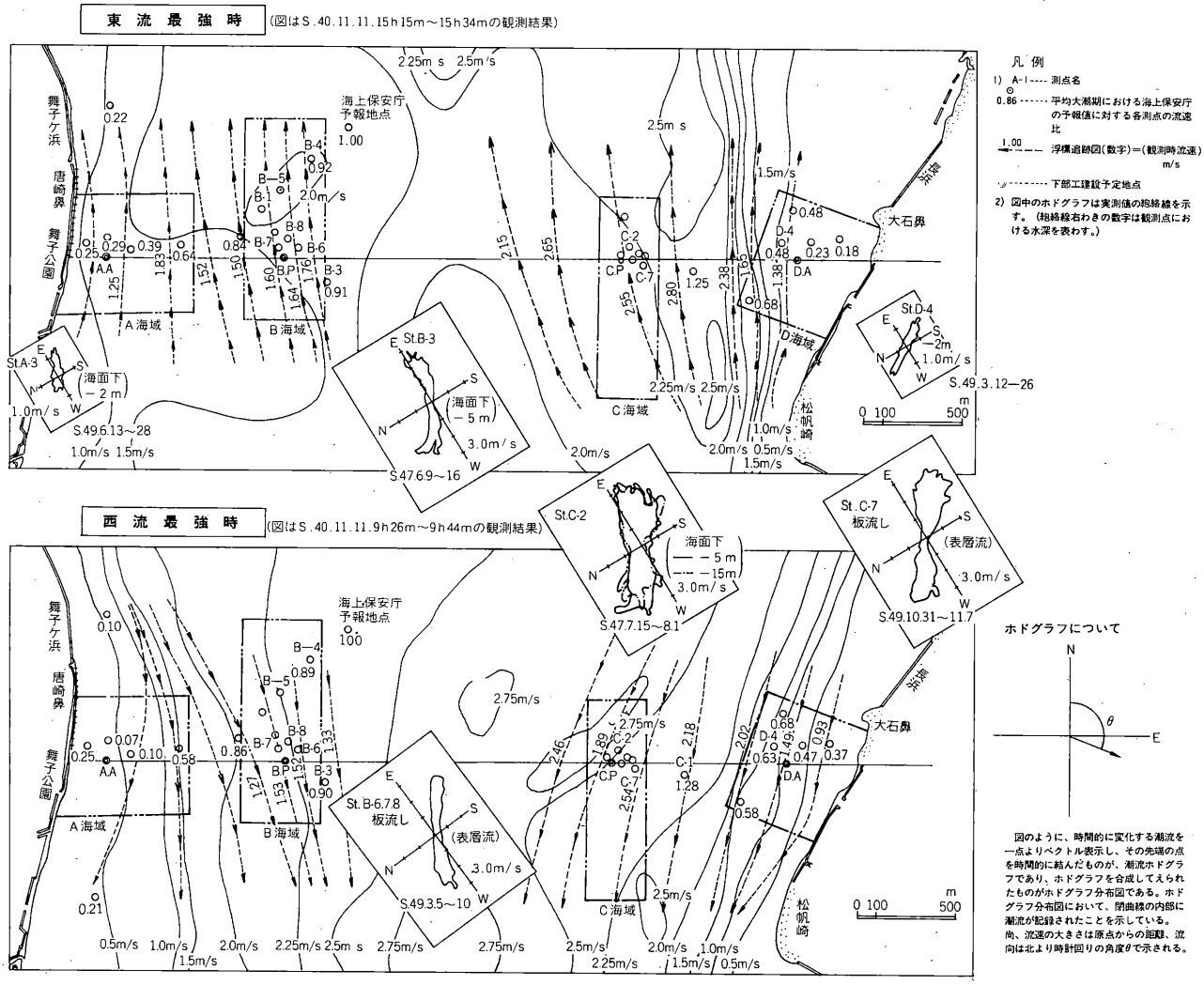
以上は明石海峡の例であるが、一般に海峡部の潮流は地形の影響を強く受けるので、非定常流であると認識しておくべきであろう。次に図－1に示す海中基礎建設予定地附近の工事実施に使用する数百mの広がりを持つ海域における流況を見ることにする。

2.3　各海域の流況

図－2は明石海峡大橋下部工工事に使用を予定される海域を、舞子側からそれぞれA，B，C及びD海域（以下の記述では明石海峡を省略し、単にこの呼称による）と呼び、各々の海域における流況を整理したものである。各海域の流況は次のとおりである。

(1)　A海域（舞子海岸附近）

水深は浅く、底質は砂質土を主体とする。潮流は海峡中央部が西流の場合、反流域が発達するため東流が卓越する。当海域は構造物の建設に伴う流況や波浪反射の変化による海底地形変動や小型船舶への影響に主眼が置かれる。



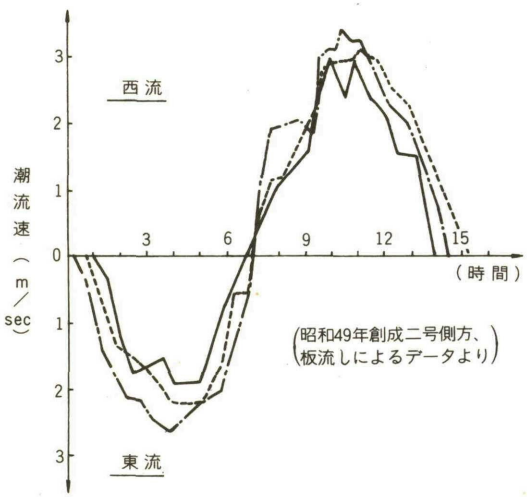
図－2　ルート付近表層流況図

(2) B海域（舞子側主塔基礎附近）

海峡中央部に出現する強流帯の脇、地形的には、前記の海釜状谷を上った所にあたり、水深45～50 m の平坦地で、底質は砂礫層を主体とした明石層である。当海域のピーク流速の出現回数は、東流では2.5m/sec、西流では、3.5m/sec、以下のもので各々99%を占める。表層附近の流向は、海域内でもかなりの変化をするが、概して流速が大きくなると、東流では東南東からより南方へ、西流では北西からより西へ向く傾向がある。（後出図－8参照）同一地点における深さ方向の流速分布は、大潮期と小潮期とでは若干の差違が見られる。表層に対する中・下層のピーク流速は、前者で80～100%、後者で70～110%程度である。また上、中及び下層の同一時点における流向は一般に一致せず、ピーク流速の表われる時間も数分～数10分の時差が見られる。

(3) C海域（松帆側主塔基礎附近）

地形的には、淡路島の大石鼻から北東に延びる尾根状地の脇に位置し、東流の場合は水深漸減、西流の場合は尾根越えをした所にあたる。両方向の流れ共、近傍に最強流帯が出現するため流速が大きい。ピーク流速の出現回数は、東流では3.0m/sec、前後に多く、3.5m/sec、以下で全体の90%を、また西流では1.0～3.5m/sec、までほぼ均等に現われ4.0m/sec、以下で全体の95%を占める。流速の時間的変化は図－3に示すように立上りの急な三角パルス型のものや、立上り時に一旦休みその後一気にピークに達っするもの等が見られる。流向については図－2のホドグラフからも判るように、相当に不規則であり分布巾も広い。鉛直方向の流速分布は、中・下層のピーク流速は、表層の80%程度と見られるが観測地点や時刻によるバラツキが大きい。



図－3　C海域の流速曲線の例



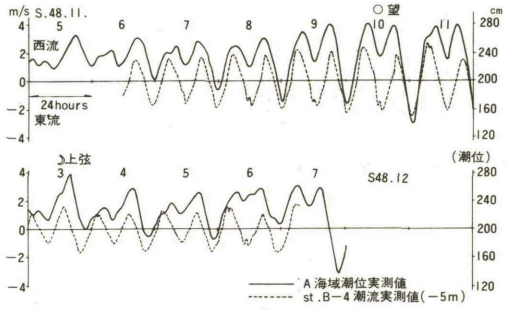
写真－1　強潮流下（6～7kt）灯浮標の傾き　（501型）

(4) D海域（松帆海岸附近）

大略は 2.2に記した。当海域は岸から水深15 m ぐらいの地点までは、傾斜の緩い平坦地であるが、そこから沖では勾配の大きな斜面になっており、反流域の潮目にあたる。底質は砂～砂礫層であるため長い間潮流等の影響を受け現在の地形で平衡しているものと思われる。

2.4　潮汐と潮流

A及びB海域における潮汐と潮流速の同時観測例を図－4に示す。明石海峡沿岸の潮汐は近隣の潮汐とよく似ているが、平均潮位は周辺より若干低い値を示している。また日週潮の優勢な混合潮形態を示し、小潮期には1日1回潮となることが多いが、潮流においては日潮不等（相次ぐ二つの高潮又は低潮は同一の日にあっても必ず同じ高さではなく、同じ間隔でも生じないのが普通である。このことを云う）が大きくなっても1日2回潮を保つ時は、潮汐の高・低潮時は、西・東流最強流速時と大体一致する。瀬戸内海では一般に備讃瀬戸以西は潮差が大きく日潮不等は比較的小で、以東では潮差は小さく日潮不等が大きく、特に明石海峡附近において最大になるといわれている。[1),5)] 潮汐による海面の昇降は基礎や締切堤等の天端高設定の他、浮上式鋼製ケーソン等の設置時に問題となるので、潮流と合せ調査しておくべき事項である。



図－4　潮汐と潮流速の比較（明石海峡）

3．潮流観測と潮流予報

海峡部の流況は、その附近における既往の調査資料を収集することに始まり、所期の目的と現地の状況に応じた観測計画をたて、観測し、データの分析並びに潮流解析（予報）等を行ない、時間的、空間的な把握をする。さらに工事等期間中の実測や経験を重ねるに従い、より実際的な潮流条件が得られる。本章は潮流条件設定の基

本となる観測データと予報値に対する考察及び留意事項を記す。

3.1 観測方法とデータに対する考察

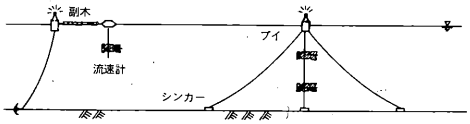
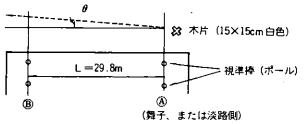
(1) 観測方法の概括

表－1に明石海峡における観測実施例を整理し、その使用方法及び留意事項を要約する。（表示以外にも流速計や、測定原理を異にした観測方法も有るが、観測データに対する留意事項は表－1で代表できるので説明は省略する。）

a. 小野式自記流速計

長期観測に用いられ、データは潮流解析や実流速の分析に用いられる。流速計は表－1、イの例に示すように海中に吊した状態であるため流向による振れ回りや、ある程度の上下運動及び回転は避けられないことが予想される。従って観測データは、流速計の固定状況に応じた誤差が含まれることを念頭においておくことが必要である。この裏付けとして、回転については、潮流ホドグラフの包絡線の巾で見る限り、よりプリィミティブな方法と考えられる板流しの方がコンパクトにまとまっていることを挙げることができる。（図－2参照）流速計の取り付け方を吟味したような資料は見当らないが、なるべく位置変動の少ない方法とすることが望ましい。なお海上作業足場等から吊して観測する場合には、レグ等による流況の影響範囲に注意を要する。観測データは、他の方法でも同様のことがいえるが、波浪、吹送流及び船のスクリューの影響を受けること、また海藻類の附着やプロペラの選定によってはうまく作動しないことがあるの

表－1 明石海峡における潮流観測方法の整理

観測方法	測定原理(1)と観測方法(2)	使用法および留意事項
イ．小野式自記流速計（Cペラ使用）	(1) 流速を翼車の回転数に変換し読み取る。流速は大体10分間の平均値である。流向は磁石によっている。 (2) ブイ、ワイヤ、シンカー等を使って各深度に吊り下げる。 	(1) 長期観測が可能で、そのデータにより推算（予報）を行う。中、下層の観測はもっぱらこれによる。 (2) ブイに吊り下げる関係上、振れ回りや流速計の回転が考えられる。
ロ．CM－1A	(1) 小野式と同じであるが回転数は電流に変えられ、流速は指針メータから直読する。（流向は測定せず）流速は数秒オーダの平均値と見なされる。 (2) 半潜水式足場創成二号のわきに吊り下げて観測	(1) 流速のチェックに使用 (2) 小野式と同じことがいえるが振れ回り半径は小
ハ．板流し	(1) 創成二号の側方に木片を流し基準間Lの通過時間を測定する。流速は大きなもので10秒弱、小さなもので20～30秒の平均値である。  (2) 流速：木片のⒶ点通過を手信号により知らせⒷ線通過までの時間を測定する。流向はトランシットにより読みとり、基準距離の補正をした。またデータは3回以上の測定をし2回以上合致したものを有効としている。 流向：大きな板にひもをつけて流し、その方向を測定しているが精度は悪い。	(1) 工事中の流速測定、予報値との比較 (2) 表層流測定のため風波の影響がある。流向は創成の後流域に入っているが、値は安定している。
ニ．ブイ追跡	(1) 漂流するブイ（十字型の翼を持つ）の移動距離を測定する。 (2) ブイを潮上から投入し、陸上からトランシットカットによりその位置を追跡する。本海域では測定間隔は30～60秒とした。	(1) イ．ロ．ハの観測が点であるのに対し線の観測であるので、流線を見るのに良い。 (2) B、C海域は岸から遠く流域が大きいので、個々の流速に精度的な問題が残る。
ホ．航空写真測量（ビラ流し）	(1) 陸上および海上に補助固定点を設け、ビラ（発泡ポリエチレン）を海上散布し、航空写真撮影を実施する。この写真による三角測量およびカメロン効果により流速と流向を見い出す。 (2) 写真撮影は風のない晴天の日に実施している。	(1) 海峡の全般流況やその変化を把握するのによい。 (2) 流向、流速は表層流であるので風波の影響を受ける。
ヘ．ドップラーログ流速計	(1) 水中に設置した超音波の発信、および受信機により発信から水面で反射して戻ってくるまでの時間を測定する。この時、流速があれば超音波の通過経路が静水中より長くなり受信までの時間が長くなることから、流速を計算する。 (2) C海域にて創成二号側方海底に機械を設置した。	(1) 瞬間な流速の把握が可能であるが開発中のものでデータのバラツキが他に比べ大である。 (2) 流速は深さ方向の平均的なものと考えられる。

で吟味を欠かせない。

b. CM－1A

（表－1、ロ参照）

c. ブイ追跡

ブイ追跡は、浮標が流下するのを陸上等の固定点から追跡するもので、必然的に測量誤差が加わる。この測量には読み取り時の間隔と、浮標までの距離と角度の影響が大きい。本観測方法は、流線の確認に便利であり、変転の著しい反流域の確認（後出、図－11参照）や定点観測と組合せ、面的な流況変化を把握するのに有効である。

d. 板流し

ブイ追跡の一種で、大型海上作業足場創成二号（半潜水式足場）を使ったボーリング期間中の実流速を確認するために考案したものである。方法自体は単純ではあるが流速計との対比上、また長期のデータが得られた点、貴重な資料となっている。

e. 航空写真測量

広い海面全搬の流況把握に威力を発揮するが、ビラ流し及びその回収作業等大掛りな観測体制を必要とする。観測データは、撮影毎にビラ一枚が一つのベクトル（流速と流向）に表わされた図として与えられる。定点に対する流速は、ビラの密度及び撮影間隔にもよるが流速計に比し精度は相当悪いようである。

f. ドップラーログ流速計

流速計を海底に固定でき、瞬間的な流速を得られる利点に着目し、開発中のものを試用したものである。観測の結果は、データのバラツキが激しいので単なる参考に留めた。

(2) 異なる観測方法間の比較

厳密には観測位置と時間が同一でないと比較はできないが、ほぼ同一位置と見なされる創成二号脇における小野式自記流速計、CM－1A及び板流しの3方法間の同時観測データの比較を図－5に示す。各方法における測得時間は、小野式自記流速計は10分間平均流速（一般に20分が多い）であり、CM－1A及び板流しは概ね数秒～数十秒間の平均流速である。これらのデータは、相対的なものであるが、平均的には、1：1で対応している。これを流向別に見ると読み取り時間の長い小野式流速計と板流しとの比較では、概して東流の方がバラツキ方が大きいようである。この点は全般流況の所に記したように東流は西流に比較し流況変化が著しいことと一致しており興味深い。

(3) 潮流の息について

潮流も渦流の通過により風と同様な息（ガスト）が有ることが予想される。図－5に示す板流しと小野式自記流速計及びCM－1Aとの比較では、前者の方が心持ちバラツキが大きいことは、この間の消息を物語るようである。また備讃瀬戸海域における観測例（実流速、0～2 m/sec、）すなわち、海面下5 mのベルゲンM－4流速計の5分読みのデータと、同じく15 m及び25 mの小野式自記流速計の20分読みのデータとの比較では、両者の流速偏差は概ね 0.1 m以内であった。[6] 本例は測定深度が異っている点問題が有るが、図－5に比し偏差は相当に小さい。本テーマについては、本格的な調査例は見当らない。今後の解明が待たれる。

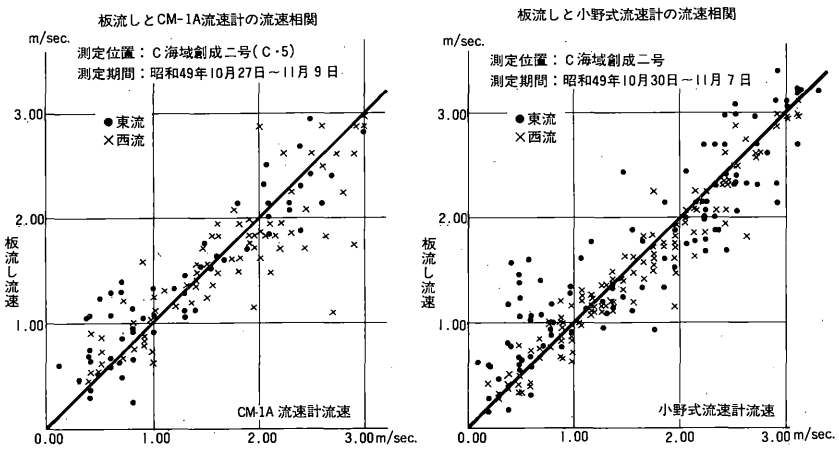
(4) 特異潮流

小野式自記流速計の観測データの中に、時々ピーク流速が一つのはずであるのに、幾つもあるとか、強流の継続時間が極めて短かいとかいった短期変動の著しい特異な流況を示すものが見られる。例えば、坂出港附近の潮流調査（第六管区海上保安部水路部、昭和44年11月22日～12月12日）では、ふくそうする航路筋に当る海域で、この現象が見られるため航行保安対策上重要な課題であることが指摘されている。特異潮流は次節の潮流調和解析のデータに使用する場合にも問題となる。

3.2 潮流予報

(1) 潮流予報

潮流は潮汐の調和分解法を適用し、潮汐理論から導かれた固有の周期を持つ多数の単弦振動（分潮）の和として表わされる。潮流調和分解とは、解析の手順上、観測により得られた流速及び流向を北方・東方分速に分解し、最小自乗法により各分潮の調和定数を求める作業をいう。これにより、観測地点の任意の時刻における流速及び流向が推算（予報）される。（附記；潮流調和分解の具体的な方法については、潮流観測の報告に附されている説明等を参照されたい。）潮流調和分解に適用するデータは、1か月または1か年の連続観測のものが良いとされるが、実際上実施されにくいため15日のものが多く、中には1日～数日のものもある。

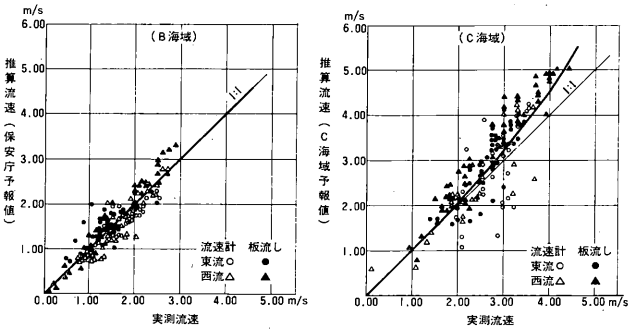


図－5 板流し、CM－1A、小野式流速計の流速相関

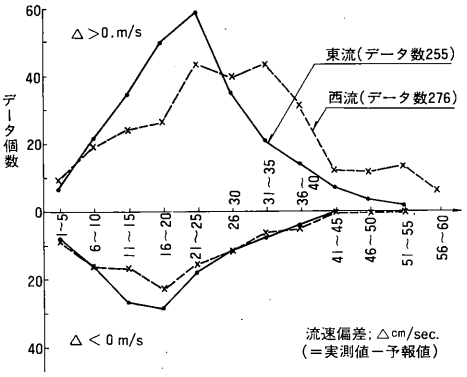
(2) 予報値と実測値との比較

a. 潮流速

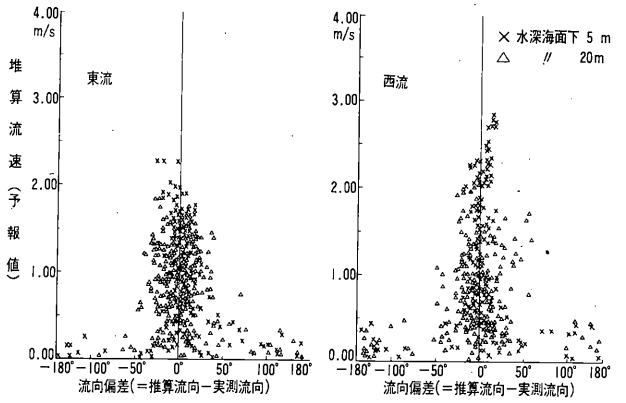
実測期間の逆予報をするか、潮流予報期間内における実測により両者の比較ができる。図－6は、B、C海域に



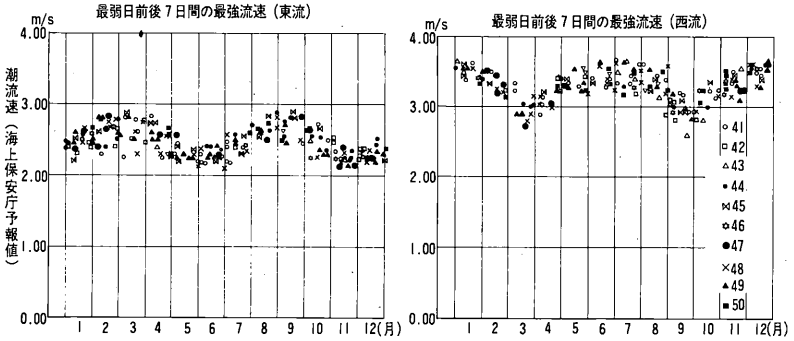
図－6　ピーク時の実測流速と推算流速の相関



図－7　備讃瀬戸における実測値、予報値の比較[6]



図－8　流向偏差（B海域の例）



図－9　B海域月別経年変化の例

おける予報値と実測値との比較例である。両者は1：1の関係にあるが、かなりのバラツキが見られ、特にC海域で著しい。また、流速が大きくなると予報値が実測値を上回る傾向が表われる。子細に見ると西流より東流の方が偏差が大きいことも判る。次に図－7は、備讃瀬戸における比較例（実測期間の逆予報）である。[6] ピーク時流速は、実測値が予報値より大きく出る場合が多いことを示している。

b.　流向

流向偏差（＝予報流向―実測流向）の調査例を図－8に示す。これによれば転（憩）流時前後の偏差は非常に大きいことが判る。その理由は、一つには前記の流速計の取り付け方の点もあるが、転流時の予報とのズレや、一般に完全に流速が止まらず、微弱な流速を残したまま流向を転ずることに起因するものと考えられる。流向の変動巾は、流速が大きくなるにつれ収束してゆくが、各海域の年間最大流速に近づくと、一定の方向に偏よる傾向も見られる。

c.　予報値と実測値の偏差について

予報値と実測値との偏差は、現象面からは、気象状況（後記3－4参照）や湾の固有振動及び渦流域の発生等による海水の乱れや、特に海峡部にあっては、海水の流動が地形の影響を強く受けるため着目地点を通る流線が変動することに起因するものと考えられる。次に潮流調和解析の面から見ると、予報値は、多数の単弦振動の和として表わされる関係上滑らかな曲線をとるのに対し、実際の流速曲線は図－3に一例を示すように海域毎に特徴のある形状を示すため両者に差違が生ずることが予想される。例えば、備讃瀬戸のように三角パルス型の流速曲線を示す海域では、ピーク時流速は実測値の方が予報値を上回り、その他の時間にあっては逆の傾向をとることが多い。流速曲線が梯型に近いものである場合は、三角パルス型の場合と逆の事がいえる。このように予報値は、予測し難い現象による不可避的な偏差ばかりではなく、解析手法による偏差が有ることを忘れてはならない。後者については、実測値との対比によりある程度量的な把握が可能で補正ができる。

3.3　潮流予報の利用

大規模な工事にあっては当該海域における工事期間中の潮流予報を行ない、海上作業の基本資料とする。工事の内容により簡単な潮流調査で済ます場合でも、他の予報地点や潮汐表[1]及び潮流図[2]等との関係を把握しておき利用することが望ましい。図－9はB海域における過去10年間の流速変化を調査したものの1例である。明石海峡では、月や季節による変化ばかりでなく、経年変化も著しい。従って長期に恒って潮流にさらされる構造物に対する潮流条件を設定する場合や、出来る限り潮流条件の良い時期をねらう場合には、予報の利用価値は高い。

3.4　異常時潮流について

潮汐を引起す原因に気象変化のあることは前節(2)cに少し記した。A及びDルート近辺の台風時における高潮偏差の実測最大値は、明石及び小松島（鳴門）で1.9m強、また備讃瀬戸では1.1mである。[7] このような場合、通常の海面勾配とは変る事が予想され、またそれに伴う附加流速のあり得ることが容易に推定される。異常時における潮位差（複数地点）と実流速とを調査した例は見

当らないようであるが、量的には差分法による高潮解析を行なえば、ある程度の把握は可能である。この附加流速が大潮期のピーク流速に重なる場合が問題となる。その意味で海中基礎の完成後の安定や洗掘防止工には余裕を持った条件設定が望まれる。

4．潮流条件の設定方針

潮流は、海中基礎等流れを阻害するものに対して、圧力を及ぼし、同時に局所的な流況変化を生ずる。また海底が土質である場合は洗掘等の海底地形変動を引起す。本章では、これらの現象を便宜上、潮流力、流況変化及び海底地形変動に分類し、各現象毎に潮流条件を設定する場合の必要条件（着目点）を記す。これらの現象の最終評価は波浪との係りが深いが繁雑になるのでその間の説明は省略する。

4.1 潮流力

(1) 概説

潮流圧は海中基礎、工事仮設物、作業用船舶及び係留索等には外力として作用する。既往の検討例によれば、潮流力は、完成系の海中基礎に対しては、死荷重や地震力等に比し相対的に影響は小さく、2次的な意味しか持たないが、工事仮設物等施工途中にあるものに対しては支配的要素となる。潮流はこうした影響の他、部材等に振動を発生させる事もある。

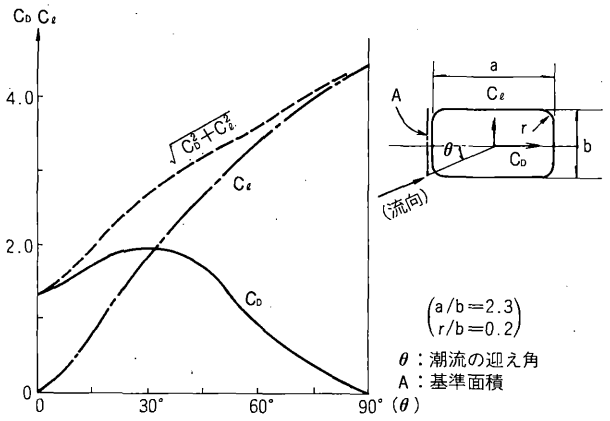
(2) 潮流力の算定方法と精度

潮流力は、マサツ、造波及び造渦抵抗の和として表わされるが、ずんぐりとした形状の物体、例えば円柱や鋼製ケーソン等では、造渦抵抗が卓越するといわれている。[8] 潮流力は次式により算定される。

$$P_D=C_D\cdot\frac{\rho}{2}\cdot V^2\cdot A \quad \cdots\cdots(1)$$

$$P_\ell=C_\ell\cdot\frac{\rho}{2}\cdot V^2\cdot A \quad \cdots\cdots(2)$$

ここに、P_D, P_ℓ；物体に作用する抗力及び揚力（t）、C_D, C_ℓ；抗力及び揚力係数(実験的に求められる常数)、ρ；海水の密度（t・sec² m⁴)、V；流速（m/sec.)、A；基準面積（m²)…である。C_D及びC_ℓは、対象とする物体の水中部分の形状（縦横比、長さ、偶角部の曲率っ表面粗度及び潮流の迎え角等）やReynolds数（$Re=D.V/\nu$）により変化する。海中工事では潮流力が大きくなるため、単に余裕を持たせる事は経済性の面からも不適切であり厳密な把握が望ましいが、一般に精度の良い把握は困難である。文献に拠れば、円柱では$C_D=0.5\sim1.2$ であり、その他形状のものに対するC_D, C_ℓの値は、Typicalなものに限られ、そのまま利用できるものは少ない。実験による場合、実機の最大Reが鋼製ケーソンで、$10^7\sim10^8$、海中鉄構の部材で、$10^5\sim10^7$となるのに対し、模型で再現できるのは、前者で$\sim10^6$、後者で$\sim10^5$ オーダーまでであり力学的相似性に問題を残す。これらの問題に対しては実機の曳航試験等のデータの蓄積が望まれる。図



図－10 潮流迎え角θと抗力及び揚力係数の関係（概数）

－10は既往の実験[8),9)] 等を参考に鋼製ケーソン着底時におけるC_D及びC_ℓを仮定したものである。図中、潮流の迎え角：θ による変化に注目したい。次に海上工事に多用される箱型台船では抵抗を小さくするため前後面にカットアップ等を設ける場合が多い。この場合の船体抵抗；Rtは次式で表わされる。[10]

$$R_T=\gamma_T\cdot\frac{\rho}{2}\cdot V^2\cdot \nabla^{\frac{2}{3}} \quad \cdots\cdots(3)$$

ここに、γ_T；全抵抗係数（実験的に求められる係数)、ρ；海水の密度（t・sec²/m⁴)、V；潮流（対水）速度(m/sec.)、∇；台船の排水量…である。潮流の迎え角を考慮する時は、(1)、(2)式と同様にγ_Tを互いに直交する方向の係数として扱えば良い。船体抵抗の相似則は、Froud則によることが多く、実験的には相似律を満足しやすい。クレーン船等作業船では慣用的には(1)式による（潮流の迎え角の影響は、Aを流れの方向の投影面積とする）が、迎え角の評価が少し甘いので注意を要する。

(3) 渦による振動

流れの中に置かれた部材等では、流向に直角方向の振動を生ずることがある。その発生機構は、いわゆるカルマン渦によるものといわれており、渦の発生周期と部材等の固有振動周期が一致すると共振現象を起すと云うものである。この場合の共振流速；Vcは次式で表わされる。

$$V_c=f\cdot D/S \quad \cdots\cdots(4)$$

ここに、f；部材の固有振動数（Sec⁻¹)、D；部材等の代表寸法（cm)、S；ストローハル数（R_eにより変化する）…である。共振流速をチェックする場合の最大流速は、近接する部材等による附加流速、その他の影響を考慮すべきである。また実際上、f及びSの値も精度の点で問題が残る。

(4) 潮流条件の設定

潮流力は、流速の二乗に比例し、構造物に対する迎え角の影響が大きい。潮流条件の設定に当っては、本来、構造物に対する外力条件としての把握精度や材料特性等を総合的に勘案し反映すべきである。ここでは、一応現行の設計法により、簡単に鋼製部材の耐荷力の面から潮流条件設定時の精度を眺めてみる。係留索や海中鉄構等潮流力が支配的な外力となる場合（通常は波圧成分もか

度の割増しは35%であり、降伏点までの残りは約30%である。これを流速の余裕に置換えると約17%となる。この余裕は、前記の抗力及び揚力係数や潮流データのバラツキ等と比較すると窮屈なものであるといわざるを得ない。実際には、全外力に占める潮流力の比率や算定精度を勘案し、場合によっては、潮流力を受けにくい構造系に改良を加えるとかの配慮をしつつ潮流条件を設定する事になろう。

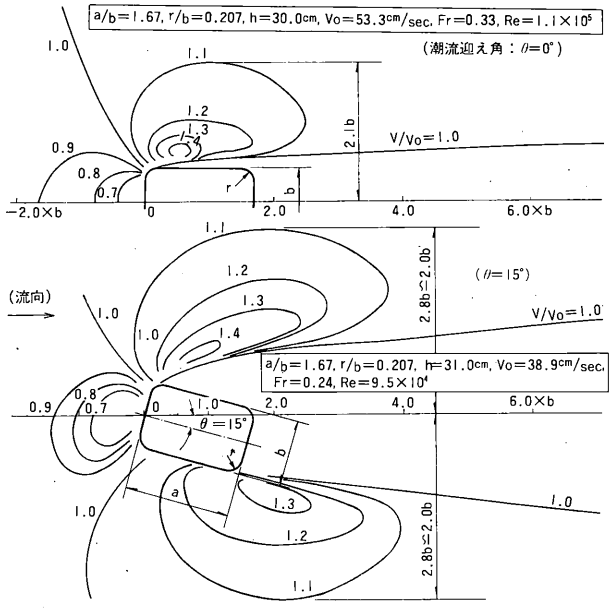
4.2 流況変化

2つの事例により説明をする。

(1) 海中橋脚周辺

図—11は開水路における橋脚模型周辺の流況変化を示したものである。[11] 流況は橋脚の巾・長さ比、偶角部の曲率及び潮流の迎え角の影響を強く受ける。流況変化はマッシブなものに限らず海中鉄構等でも顕著に表われる。

橋脚周辺の流況変化は、a. 接航もしくは後流域内を航行する船舶の操船性、b. 作業用船舶の離接舷及び係留方法、c. その他……等に対して問題が生ずると予想される橋脚については事前に調査しておくことが望ましい。



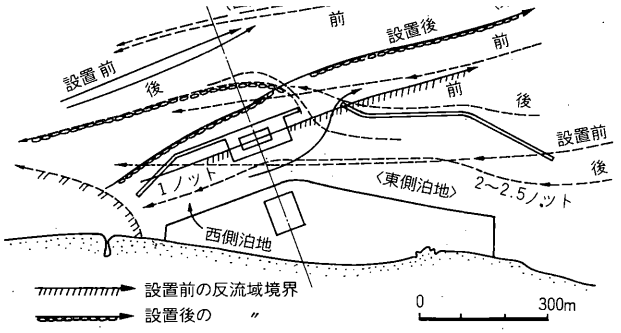
図—11 橋脚周囲の等流速線図[11]

(2) 埋立地周辺（汀線附近）

図—12は、D海域の作業基地（検討案の1例）設置前・後の流況変化を3次元水理模型実験（S=1/100）により調査したものである。実験は波浪反射や砂移動等と合せて行なったものであるが、作業基地沖側は流速が大きく、特に小型船舶の航行が多いため流況の変化を重視したものである。

(3) 着目点

流況変化の調査には、潮流の現況把握が前提となる。潮流データは、その目的から判断して、影響が生ずると考えられる範囲をカバーできる広さの海面における時間的変動も含めた面的（流線等）なものとすべきである。



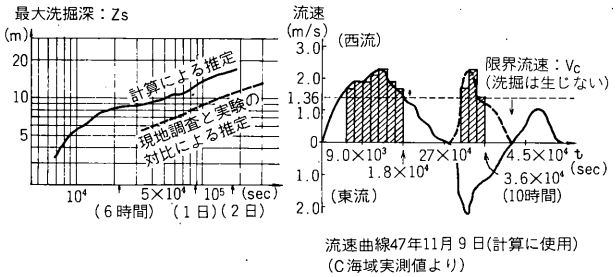
図—12 D海域作業基地(検討案の1例)設置前後の流況変化概況図

4.3 海底地形変動

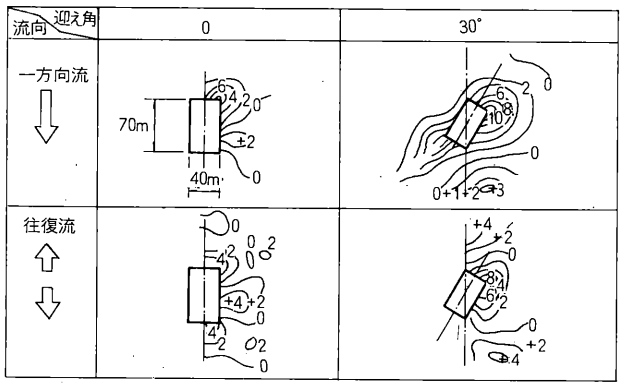
海底が土質である場合、構造物の設置に伴い潮流や波浪反射に変化を生じ、その周囲に局所洗掘や砂移動（漂砂）に影響を及ぼす結果広範囲にわたる海浜変形を引起すことがある。後者が問題となるのは明石海峡ぐらいであるので説明は省略する。（文献12）参照）

(1) 洗掘

海中においても、潮流により一般の河川における橋脚周辺に見られるような局所洗掘現象が見られる。[13] これは構造物前面に生ずる下降流や周囲の流速が加速されることによるものといわれ、その形状は構造物の形状、底質の粒度構成、土砂補給、水深及び潮流に支配される。



図—13 ケーソン設置に伴う現地最大洗掘深



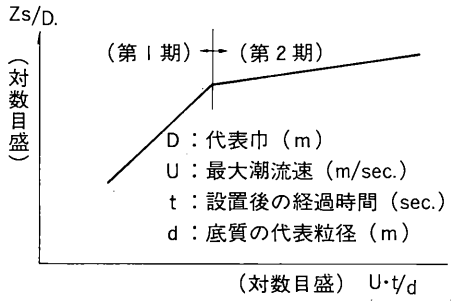
注:1)洗掘・堆積域の単位：cm（原型は図の200倍）
2)模型底質：d_{50}=0.25mm（均一砂）

図—14 C海域主塔基礎模型の洗掘状況

潮流は往復流であるため問題を複雑にする。図—13はC海域の主塔基礎を対象に最大洗掘深の経時変化を推定したものである。また図—14は、同橋脚洗掘実験の一例を示したもので、潮流の迎え角の影響が強く現われている。局所洗掘は、潮流が速くて堆積層が厚い場合、基礎の安定や工事仮設物の施工に大きな影響を与える。また橋脚周辺を埋戻す場合や流況変化を調査する場合にも忘れる事のできない現象であるといえる。洗掘の影響が大きい時は、防護工を考える必要がある。このテーマについては文献　4）に詳しい。

(2)　潮流条件の設定

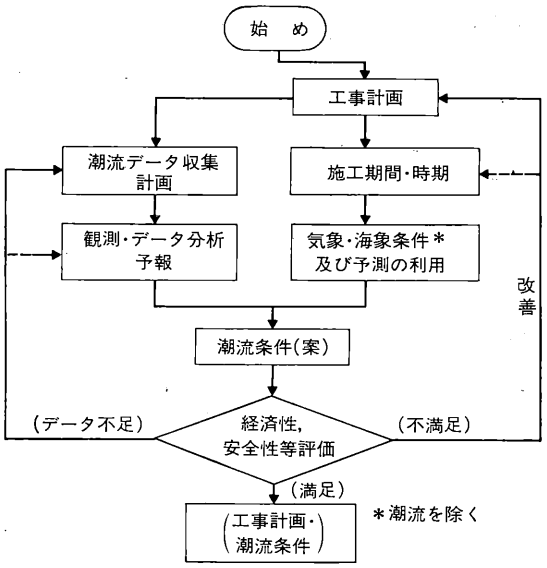
最大洗掘深：Z_sの変化は概ね図—15に示す経過をたどる[13]海中鉄構設置直後、例えば洗掘防護工の施工期間の洗掘（第1期）が問題となる場合は、その間数潮の変化状況を、また長期にわたる最大洗掘深（第2期）が問題となる場合は、予想される最大流速を把握しておく必要がある。局所洗掘を検討する場合の流速は中及び下層を主体にして良いと考えられる。潮流の迎え角は、往復流であることを考慮すると主方向の把握が大切になろう。本現象は一定レベル以上の流速とその継続時間に支配されるので急激な変化には鈍感であり、予測手法の面からも、あまり細かいデータを与えても意味が無い。



図—15
最大洗掘深：
Zsの変化傾向

5．気象・海象（潮流を除く）条件との関係

海上工事は、その継続期間中、潮流の他、風及び波浪の来襲や霧の影響を受ける。この内、風については、構造物の重要度や耐用年数又は施工期間に応じた風速再現期待値等をもとに設計風速が定められる。波浪は、設定された風速及び風向と、当該海域に対する有効吹送距離、とから推算される。これらは工事中の潮流条件を設定する際に密接に関連する。図—16は、潮流条件を設定する際の手順（例）を示したものである。大型海中鉄構の据付作業を例にとると、作業日は経済性・作業性の観点から、小潮期の最弱日の前後に選定されることになろうが、施工期間内に強風が吹かない保証は無く、数日の待機もしくは、次の小潮期まで延期するという事態を覚悟しておく必要がある。そのため、潮流としてはより長い期間内に生ずる、より不利な条件をとらざるを得なくなる。なお実際の工事開始は、その時点における気象・海象予測に基づき決定されることになろうが、この予測精度も潮流条件に反映すべき事柄の一つといえる。気象・海象予測については文献 14）に詳しい。



図—16　潮流条件設定手順(例)

6．潮流条件の設定例

本章では 4.1に記した潮流力に主眼を置いた潮流条件の設定例を示す。対象とする海域はB海域である。当海域は本四連絡橋架橋地点の中では、最も潮流条件の厳しい海域の一つであることをお断りする。

6.1　基礎完成時

潮流調和解析から得られる理論最大流速は表—2のとおりである。理論値は実測値とは逆に東流が西流を若干上回っているが、この点も予報の限界を示すものと考えられる。最大流速は、これまでに記述した事項を勘案し表—3のように設定した。流速と共に重要な流向は後出表—4に示すものと同じとした。

表—2　理論的最大流速・流向

海域名	※測点名	測点の深さ（m）	東流 最大流速（m／sec）	東流 流向（°）	西流 最大流速（m／sec）	西流 流向（°）
B	B－4	海面下5	3.8	E35S	3.7	W36N
	B－5	〃 20	2.8	E41S	2.7	W43N
		〃 30	3.4	E39S	3.3	W37N
		〃 40	3.1	E131S	3.0	W45N

※図—2参照

表—3　B海域設計最大流速

流向	下部工安定等完成時潮流力算定	洗掘検討用	備考
東流	m/sec 4.0	m/sec 3.5	1.深さ方向に一定分布 2.推算値と理論値との偏差(約5%)を考慮
西流			

6.2　施工時

条件は施工期（時）間の長短に応じ次のようにわけて設定した。

(1) 作業が半日以上にわたる場合の流速と流向

作業時がピーク流速を超えて行なわれる場合で、その継続日数により段階的に流速を与えた。（表－4参照）表に示す値は工事時期が確定できないため各季節において10年平均流速より高目の所に置いた。流速の設定は表層流の予報値をもとに次の手順によった。

a. 月2回の小潮の内、小さい方すなわち月1回のチャンスを季節毎に整理しその内の最大値をとる。

b. 潮流の実況との差違（図－6等）を補正する。

c. 得られた平均的流速に実測値と予報値との偏差を加える。

(2) 転(憩) 流時前・後における低流速の継続時間

ダイバー作業や海中鉄構の最終位置決め等転流時のごく短時間に行なう作業を対象に、ある一定の流速以下の継続時間を調査し、許容作業時間という形で条件付けをした。検討資料の一部を図－17に示す。

6.3 流向

流向は、潮流調和解析による流向に実測値との偏差を加えたものと、流速計（表～中層を対象）及び板流しによるホドグラフを重ね、その包絡角度に若干の余裕を加えたものとから判断した。結果は表－4に示した。

表－4 作業継続期間と標準潮流条件（案）

表－4 作業継続期間と標準潮流条件(案)

海域	潮流条件 / 季節(月) / 流向	a 東流	a 西流	b 東流	b 西流	c 東流	c 西流	d 東流	d 西流	d′ 東流	d′ 西流
B	冬 (12. 1. 2)	2.9	3.4	2.7	3.4	2.0	2.4	1.7	1.8	1.3	1.7
	春 (3. 4. 5)	2.8	3.3	2.7	3.3	1.9	2.3	1.6	1.9	1.6	1.0
	夏 (6. 7. 8)	2.8	3.4	2.8	3.3	1.9	2.4	1.7	2.0	1.7	2.0
	秋 (9. 10. 11)	2.9	3.3	2.7	3.3	1.9	2.5	1.6	2.0	1.6	2.0

注 i）上表は小潮期の最弱日の前後に工事を開始する場合を標準とした。

ii）潮流条件　a. 最弱日をはさむ前後15日、計30日間の中の最強流速
b. 〃 7日、計15日間 〃
c. 〃 3日、計 7日間 〃
d. 〃 1日、計 3日間 〃
d′ 〃 〃 、 〃 の中の昼間(明るい間)の最強流速

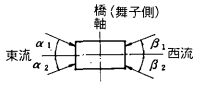
iii）流速の鉛直方向分布は一定とする。

iv）流速変化が必要な場合は作業時期を決め、予報値により潮流曲線を選定し、参考とする。

v）橋脚等設置後は周辺の流速や流向が変るので、実状に合せ潮流条件を修正する必要がある。

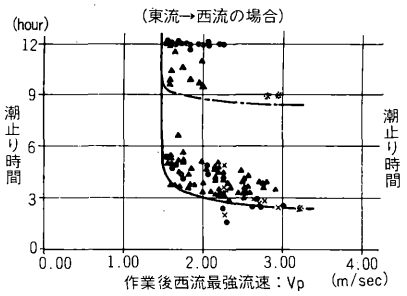
流速区分	0～0.75m／sec(1.5Kt)	0.75～2.0m／sec	2.0m／sec以上
橋脚に対する迎え角	全方向 $\alpha, \beta=90°$ ($\alpha_2=5°$, $\beta_1=5°$)	35°, 40°, 35°, 30° ($\alpha=0$, $\beta_1=5°$)	30°, 30°, 30°, 20° ($\alpha=0$, $\beta_1=2°$)

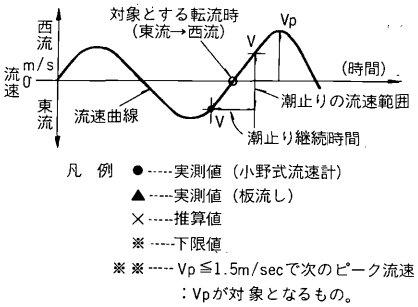
注 i）表中の図の説明



ii）表値は橋脚を含めたある海域内のものである。
構造物の寸法が小さい場合は適宜修正することができる。

iii）（ ）内は主方向（⇧で示す）を表わす。





図－17 流速V≦1.5m/sec.の継続時間(B海域)

7. あとがき

小論は筆者が関係した明石海峡を中心に、一部備讃瀬戸の潮流を交え整理したものである。明石海峡は水深、潮流速共に大きく海中工事は潮流との戦いを大きなテーマとする。そのため潮流を知る事が重大事であるとの認識から詳しい検討を行なった。本文にはこの成果を多く引用しているが、度々記したように潮流は当該海域固有の性状を示すものであるので、一般にそのまま他に適用はできない。また潮流観測やその検討内容も工事に見合ったもので良く、必要最小限に留めるべきであることはいうまでもない。その意味で小論が潮流のあり様の理解や、また潮流観測や条件設定における判断の一助になれば幸いである。

終りに明石海峡における潮流観測やその検討は昭和48～51年度にかけて第一建設局垂水工事事務所に在職された方々のチームワークによるものであること、板流し法による観測は内馬場良喜創成二号船長（当時）の努力による所が大きいことを銘記する。

参考文献

1）海上保安庁：潮汐表（第1巻、日本及び付近）、昭和53年
2）海上保安庁：内海潮流図（海図第6202、6204、6206、6208等）
3）明石海峡漁業調査委員会編：明石海峡の漁業、昭和51年3月31日
4）加島、田中：明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験、本四技報、Vol.3 No.7 '79.1
5）本州四国連絡橋公団第1建設局垂水工事事務所：海上作業足場創成二号操船要領、昭和50年
6）本州四国連絡橋公団第2建設局坂出工事事務所：5P地点潮流照査報告書、昭和53年11月
7）本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋架橋地点の波浪に関する検討、昭和49年3月
8）本州四国連絡橋公団：海底掘削部（凹部）におけるケーソンに作用する抵抗力の研究、昭和48年3月
9）本州四国連絡橋公団第1建設局垂水工事事務所：コラル式支持枠水槽模型実験（その1，2）、昭和51年3月・52年3月
10）安藤定雄：箱型台船の抵抗について、日本造船学会誌、第518号、昭和47年8月
11）社団法人日本海難防止協会：本州四国連絡橋航行安全調査報告書（II・3）、昭和50年度
12）本州四国連絡橋公団第1建設局垂水工事事務所：明石海峡大橋検討概要書、昭和54年3月
13）岡田、山田：明石海峡の現地洗掘調査、橋梁と基礎、76－1 昭和51年1月号
14）西野：気象・海象予測手法、本四技報、Vol.2 No.3－2 '78.1

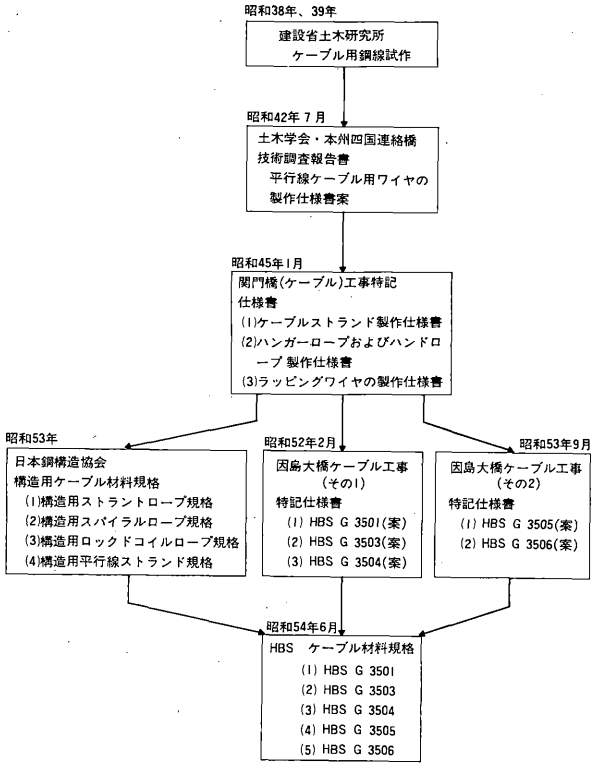
PWS用ゲージワイヤの測長精度

Accuracy of Length of the Gauge Wire for P. W. S.

鳴門工事事務所　第三工事長付　鈴木周一
Shuichi Suzuki

1．まえがき

本州四国連絡橋の吊橋を対象としたケーブル材料規格が昭和54年6月に制定された。[1] この規格の概要についてはすでに本四技報Vol.3 No.10の技術ニュースに報告されているが、その制定の経緯を図－1に、また規格の概要を表－1に示す。



図－1　ケーブル材料規格制定の経緯

本州四国連絡橋の吊橋の主ケーブルは、そのほとんどがPWS工法で製作・架設されることとなっている。このPWS工法は、ケーブルストランドを工場においてあらかじめ所定の長さに切断、ソケット付けし、ストランドを架け渡した後、シムプレート量を調整して所定のサグとなるようストランド長を調整するものである。

このため、現場におけるストランド長の調整量を少なくするためにはストランドを正確に測長、切断することが必要である。ストランドの測長を行う場合、長さの基準として用いられるのがゲージワイヤである。したがってゲージワイヤの測長精度には高精度のものが要求されている。

表－1　ケーブル材料規格の概要

規格名	概要
HBS G 3501 平行線ケーブル用亜鉛めっき鋼線	PWS用鋼線（素線）を対象。 鋼線径は約5mmのものを前提としており、これを著しく超えるものは別途検討が必要 この規格をAS用鋼線に適用するためには一部の規定の見直しが必要であるが、ほぼそのまま適用し得る。
HBS G 3503 プレハブパラレルワイヤストランド	HBS G 3501に規定する鋼線を平行に集束したプレハブパラレルワイヤストランドについて定めたもの。 吊橋の平行線ケーブルを対象。
HBS G 3504 ハンガー用ストランドロープ	吊橋のハンガー用ストランドロープを対象。 ロープの種類は疲労強度が大きいC.F.R.C.形（Center Fit Rope Core）としている。
HBS G 3505 ハンドロープ用スパイラルロープ	吊橋のハンドロープ用スパイラルロープを対象。 関門橋と同じロープ構成、素線径としている。
HBS G 3506 平行線ケーブルのラッピング用鋼線	吊橋主ケーブルのラッピング用鋼線を対象。 鋼線径は関門橋と同じ4mm。

今回制定されたケーブル材料規格（HBS G 3503 プレハブパラレルワイヤストランド）ではこのゲージワイヤの測長精度を1/15,000以上としているが、以下ではこのようにゲージワイワの測長精度を設定した根拠について述べるものである。

2．ゲージワイヤの測長精度

2.1　ゲージワイヤ

ゲージワイヤは素線をストランドに集束する段階で六角形のストランドの一端に配置される。ストランドの測長はゲージワイヤにあらかじめ付けられたマークに基づいてマーキングすることで行なわれる。（図－2）

ゲージワイヤの製作は関門橋および因島大橋では展開測長方式で行われた。

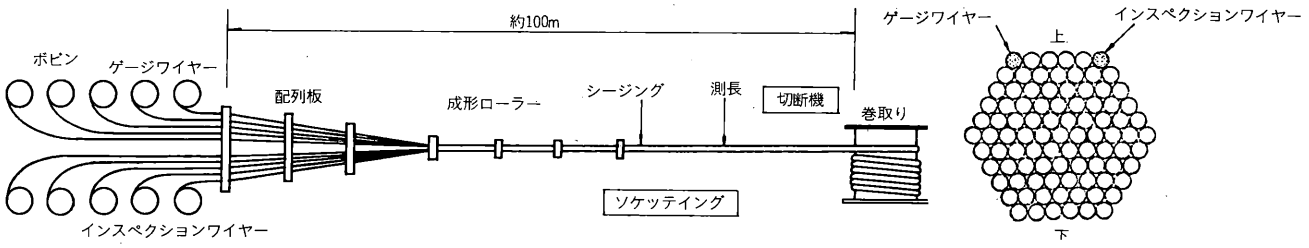
因島大橋におけるゲージワイヤの製作は次のように行われた。[2]

因島大橋のケーブルストランドを一直線に伸ばせる敷地に、基準点を設置する。この基準点は吊橋のサドル位置、スパン中央部等主要な位置を示す目印であり、正確な測量が行われ設置される。

次に、基準点に添わせて数本のワイヤを伸ばし、基準点の位置をワイヤにマーキングする。このワイヤを基準ワイヤとした。

こうして出来た基準ワイヤに対して5本のワイヤを平行に沿わせ、基準ワイヤのマークを移し替え、ゲージワイヤとした。

このようにして、因島大橋のストランド数91ストラン



図－2　ストランドの製作工程

ド×2ケーブルに必要なゲージワイヤ182本を製作した。

ところで、展開測長方式では、厳密な誤差管理を行うことにより高精度の測長が可能であるが、他方ケーブル長に相当する広大な敷地を要し、また測長作業に多数の要員を必要とするなどの問題点がある。今後の吊橋においてはこうした点を考慮して、後述する自動測長装置の適用についても検討する必要がある。

2.2　測長精度の設定

(1)　設定の方針

PWS工法では全ストランドが張り渡された後、測量を行い、所定のサグが得られるようケーブル長を調整する。この調整はストランドソケットとアンカーガーダーの間に挿入されたシムプレートの量（厚さ）で行う。

ストランドの工場製作時の誤差およびストランド架設時の施工誤差はこのシムプレートの量で調整することとなる。

このことから、ストランドの製作精度を決定するゲージワイヤの測長精度は、最終的にシムプレートの量に大きい影響を与えない程度のものであれば良いと言える。

今回設定したゲージワイヤの測長精度は関門橋におけるケーブル製作・架設実績を基に推定したゲージワイヤの測長精度とシムプレート量との関係から求めたもので、シムプレート量への影響がわずかとなる範囲としている。

(2)　測長精度の設定

1)　関門橋における実積

関門橋のゲージワイヤは2.1で述べたように展開測長方式で製作されたが、この時の測長精度を製作時に発生する種々の誤差を分析して推定すると表－2のとおりである。

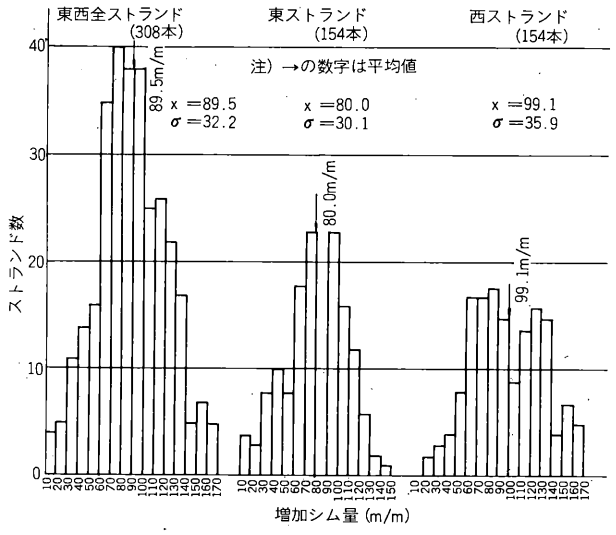
すなわち製作誤差は基準ワイヤ製作時の誤差と、基準ワイヤからゲージワイヤを製作した時の誤差に大別され、これらの和として測長精度が推定される。ここで前者と後者は本来独立の要因であるから、平方和の形で表わされるべきであるが、安全側として考えるため単純和の形としている。

因島大橋におけるゲージワイヤの測長精度の規定はこの数値を基に1/40,000以上としている。

ところで関門橋におけるシムプレートの量は当初の計画では下関側で45㎜、門司側で75㎜、計 120㎜であったが、実際には図－3のようにストランドは計画よりいずれも長く製作されており、平均＋90㎜、最大 ＋170㎜のシム量の増加があった。

表－2　関門橋におけるゲージワイヤの測長精度の推定

	誤差の推定	
(1) 基準ワイヤ製作時	① 基準杭測定誤差：ジオジメータの誤差5mm/km	：5.8mm
	② 温度測定誤差：±0.5℃	：7.0mm
	③ 張力誤差：±1.5kg	：4.2mm
	④ ローラーの摩擦：±1.0kg（全長換算）	：2.8mm
	⑤ マーク移設誤差：2mm/ヶ所×$\sqrt{2}$	：2.8mm
	⑥ 線径の測定誤差：5.04±0.01mm	：1.8mm
	⑦ 弾性係数測定誤差：20500±200kg/mm²	：4.4mm
	⑧ 線膨張係数想定誤差：(1.2±0.1)×10⁻⁵/℃	：1.2mm
	総誤差＝$\pm\sqrt{5.8^2+7.0^2+\cdots+1.2^2}=\pm11.8$mm	
	精度＝$\frac{\pm11.8\text{mm}}{1162\text{m}}=\pm\frac{1}{98,000}$	
(2) 基準ワイヤをもとに作ったゲージワイヤの製作時誤差	① 両端マーキング誤差：2mm/ヶ所×$\sqrt{2}$	：2.8mm
	② 温度差：max±1℃	：14.0mm
	③ 線径差による伸びの差：max±0.06mm(張力160kg/本)	：11.0mm
	④ 張力誤差：±1.5kg	：4.2mm
	⑤ 弾性係数の差：±200kg	：4.4mm
	⑥ ローラーの摩擦：±1.0kg(全長換算)	：2.8mm
	総誤差＝$\pm\sqrt{8.2^2+14.0^2+\cdots+2.8^2}=\pm19.2$mm	
	精度＝$\frac{\pm19.2\text{mm}}{1162\text{m}}=\pm\frac{1}{61,000}$	
(1)と(2)の合計	$\varepsilon=\pm\left(\frac{1}{98,000}+\frac{1}{61,000}\right)=\pm\frac{1}{38,000}$	



図－3　計画シム量からの関門橋のシム量の増分

したがって関門橋におけるストランド製作・架設全体の精度は、

$$\frac{170\text{㎜（最大シム量）}}{1,162\text{m（ストランド長）}}=\frac{1}{6,800}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

以内であったと言える。

以上から、関門橋のゲージワイヤの測長精度以外の要

因、すなわちゲージワイヤからストランドを測長、切断する場合およびストランドの現場架設の精度は式(1)の値からゲージワイヤの測長精度（表－2の値）の影響を除いたものであるから、

$$\sqrt{\left(\frac{1}{6,800}\right)^2-\left(\frac{1}{38,000}\right)^2}=\frac{1}{6,900} \quad \cdots\cdots\cdots(2)$$

となる。

2） 本四連絡橋に必要な精度

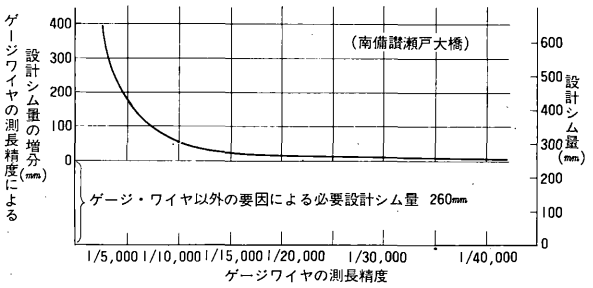
本四連絡橋においても(2)式の精度が得られると考えると、ゲージワイヤの測長精度と設計シム量との関係は(3)式のとおりとなる。

$$\sqrt{\left(\frac{1}{6,900}\right)^2+\left(\frac{1}{X}\right)^2}=\frac{d}{L} \quad \cdots\cdots\cdots(3)$$

ここで、$\frac{1}{X}$：ゲージワイヤの測長精度
L：ストランド長
d：設計シム量

式(3)より南備讃瀬戸大橋について、ゲージワイヤの測長精度と設計シム量の関係を求めると図－4のとおりとなる。

ゲージワイヤ以外の要因により必要となる設計シム量は約 260㎜であり、ゲージワイヤの測長精度に帰因する設計シム量はこれからの増分として示される。



図－4 ゲージワイヤの測長精度が設計シム量に与える影響

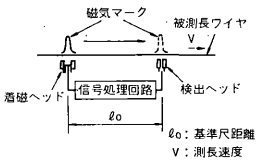
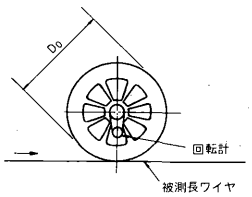
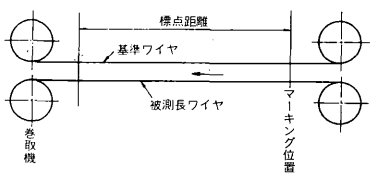
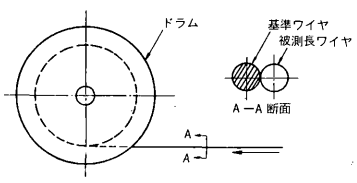
図－4よりゲージワイヤの測長精度が1/15,000以下の場合には設計シム量は急増するが、1/15,000以上であれば設計シム量に与える影響は小さい（約30㎜以下）ことがわかる。このことから今回制定したHBS G 3503においては、ゲージワイヤの測長精度は1/15,000以上であることとした。

3．ワイヤの自動測長装置

3.1 開発の経緯

関門橋および因島大橋ではゲージワイヤは前記のとおり展開測長方式により製作されたが、この方式では広大な敷地や多数の人員、日数が必要とされ、今後の長大吊

表－3 自動測長装置案の測長原理

	測長	原理
着磁式	測長ワイヤに磁気マークをつける着磁ヘッドと磁気マークを検出する検出ヘッドをワイヤの近傍に一定の距離loで配置する。まず着磁ヘッドで磁気マークをつけ、ワイヤの走行に伴ない磁気マークが移動し、この磁気マークが検出ヘッドで検出されると同時に次の着磁信号が出され、次の磁器マークをつける。この着磁・検出のサイクルを尺取式に繰返してその回数Nをカウントする。測長長さLは、基準尺距離Loと尺取回数Nの積によって次のように表わされる。 $L=N\times\ell o$ 基準尺長以下の端数はドラム式で測長する。	
ドラム式	ピッチ円直径Doのドラムにワイヤを巻付け、ワイヤの走行に伴なって生ずるドラムの回転数を回転計によってカウントする。 測長長さLは $L=N\times\pi Do$	
標点式	近傍平行した基準ワイヤと被測長ワイヤを同一の条件で標点距離ずつ走行させる。 マーキング位置において、基準ワイヤのマーキングを被測長ワイヤに移す。 基準ワイヤを標点距離の長さにして、被測長ワイヤのみを走行させ尺取測長させることもできる。	
ドラム巻取式	基準ワイヤと被測長ワイヤを並列させて、両ワイヤを同一の条件で巻取る。基準ワイヤのマーキングが送出ドラムから出てきたとき、巻取を停止して被測長ワイヤにマーキングする。被測長ワイヤのみを巻取り、ドラム周長を基準にして測長することもできる。	

橋で同様の方式を取ることはしだいに困難になると予想される。この問題に対処するため、ケーブルメーカーにおいてワイヤを高精度に自動測長する機械が開発されてきた。以下にその概要を述べる。[3)]

自動測長装置として実用化が可能と思われるものは表—3の各方式である。これらについて測長精度、測長に要するコスト、信頼性などを検討した結果、着磁式が最もすぐれていることが判明した。

3.2 着磁式測長装置

着磁式測長装置の測長原理は表—3のとおりであり、ワイヤに付けられた磁気のマークを尺取方式で検出して測長するものである。

この着磁式測長装置の実用ラインを図—5に示す。

送り出し機で送り出されたワイヤは定張力、定速度で巻取機に巻取られる。この間をワイヤが通過する時に、基礎フレーム上に設置された着磁ヘッドおよび検出ヘッドにより尺取測長され、同時にラベラによりラベルマーキングがなされる。これら一連の動作は運転室内の遠隔操作盤およびテレタイプの操作を通じて、マイクロコンピュータにより自動的に行われる。

この装置では着磁ヘッドと検出ヘッド間の5 mを尺取りの基準長さとしている。装置のキャリブレーションは正確に50 mの長さを測ったワイヤをエンドレスに測長ラインにセットして、基準尺5 mの設定を行うものである。

この時の測長許容差を±300μ_mとしており、キャリブレーションワイヤ50 mに対して約±1/170,000の誤差である。

着磁式測長装置の実際の測長精度はキャリブレーションワイヤ自身の誤差のほか温度変化の影響など種々の要因の影響を受ける。

着磁式測長装置で測長したワイヤを展開測長方式で検証した結果、約1/20,000以上の精度が得られた。この精度の中には展開測長方式の誤差も含まれているが、これは表—2における基準ワイヤの製作精度と同じであるため（1/98,000）ほとんど上記精度には影響しない。

これより2における本四連絡橋の吊橋に必要なゲージワイヤの測長精度1/15,000以上は着磁式測長装置により得られると言える。

4. あとがき

因島大橋のゲージワイヤの製作精度は、関門橋におけるものと同様であることを条件として1/40,000以上と決定された。

しかし、ストランドの製作・架設全体においてゲージワイヤに必要とされる精度は関門橋における実積を考慮すると1/15,000以上であれば良いことが判明し、昨年制定されたケーブル材料規格ではこの値とした。

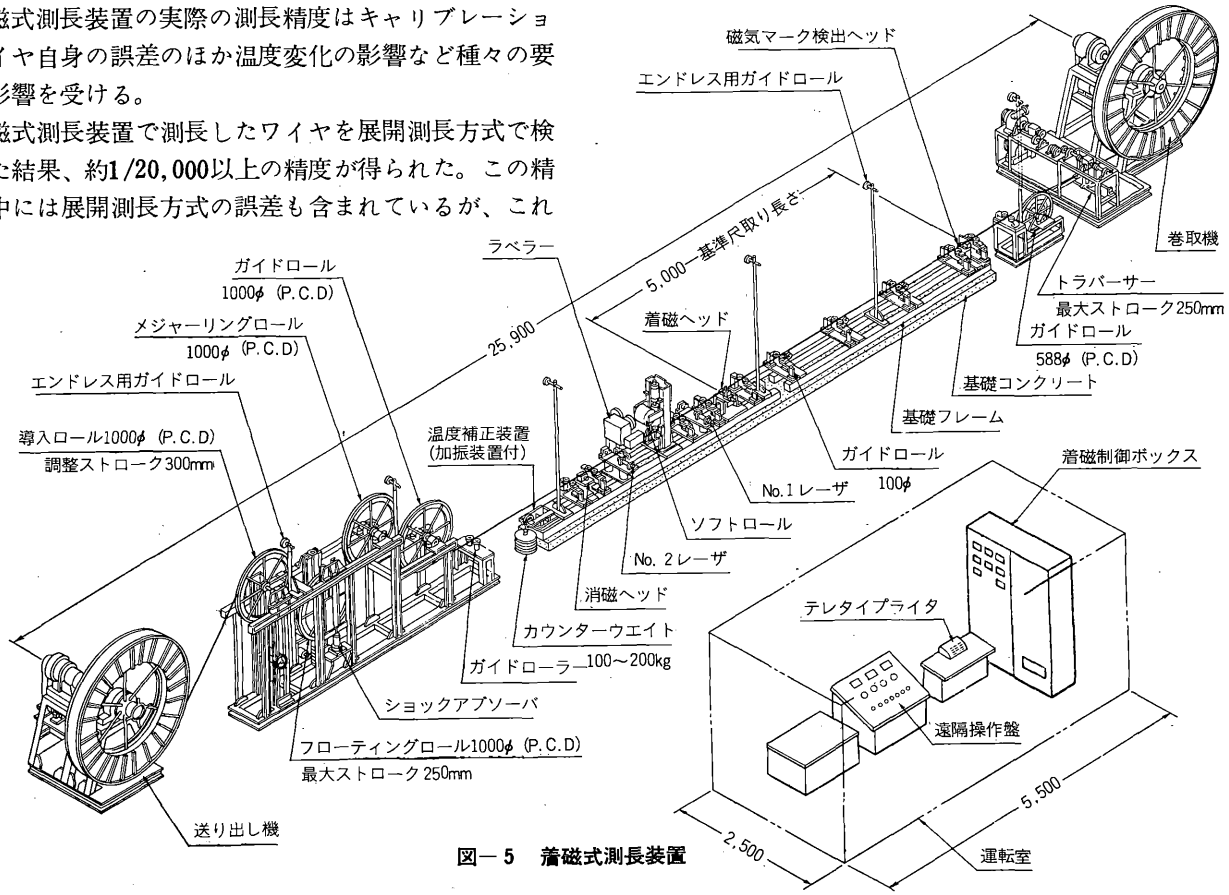
また、ゲージワイヤの製作方法については、関門橋および因島大橋で採用された展開測長方式に変わるものとして、自動測長装置が開発されており、この装置では、1/15,000以上の精度で測長されることが判明した。

参考文献

1） ＨＢＳケーブル材料規格　昭和54年6月

2） 林　有一郎、中村　守：因島大橋ケーブル施工性試験　本四技報　Vol. 2　No. 5　'78. 7

3） 東　義、豊島雑弥、元松典裕、沢田保弘：長大吊橋ケーブルワイヤの高精度測長装置　製鉄研究　第296号　1979



図—5　着磁式測長装置

鷲羽山の地質調査

Gec ogic Survey of Mt. Washu

鳴門工事事務所　第四工事長　宮下　力
Chikara Miyashita
工務第一部　工務第一課　江藤隆男
Takeo Etoh
児島工事事務所　技術課　田村　隆
Takashi Tamura

1．まえがき

児島・坂出ルートは、鷲羽山の西端部を南北に通過する計画である。鷲羽山は、岡山県児島半島の南端に位置しており、東西方向約1.5㎞、南北方向約0.6㎞、標高137mの丘陵状の山である。鷲羽山は、社会文化的にも重要であり、瀬戸内海国立公園第二種特別地域の指定をはじめ、種々の文化的遺産も多い。

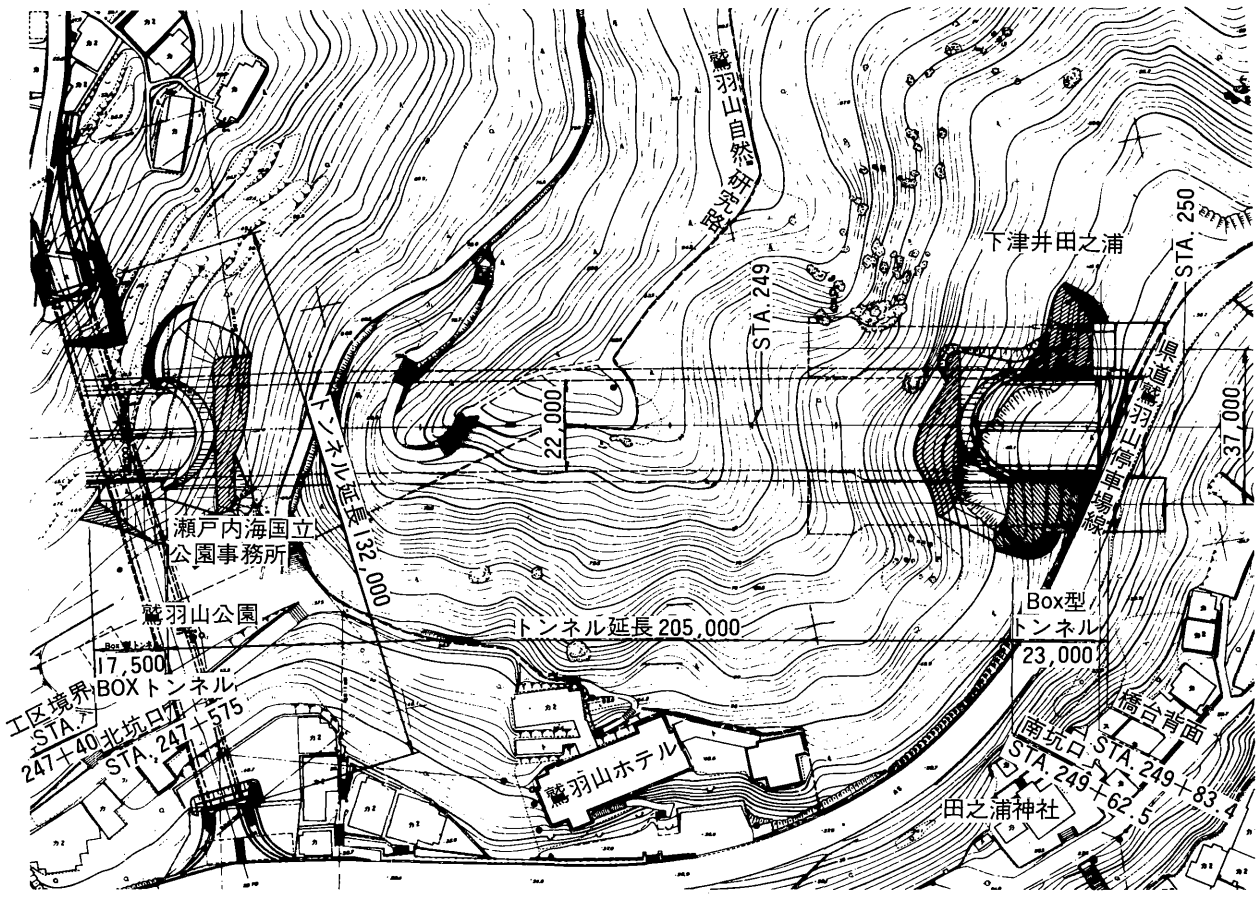
この他、ルート近辺には、大畠地区・田ノ浦地区の集落もあり、種々の制約の中で、構造物を計画・施工しなければならない。このためには、地質を知ることが最も重要なことである。

昭和46年度以来、ボーリング調査などを開始しており、昭和50年度以降、調査坑を堀削し、岩盤試験を実施している。また昭和53年度には、それらの総括として地質図を作成している。この他、構造物の検討、委員会によるトンネルの検討も進めてきている。

ここでは、昭和50年度以降の地質調査結果を主にまとめた。なお、既に発表されている事項については省いてあるので参考文献もあわせて参照されたい。

2．鷲羽山地区の計画

鷲羽山地区の工事は、従来オープンカット工法で計画されてきているが、環境問題からトンネル工法も検討している。昭和53年度の鷲羽山トンネル技術検討委員会では、掘削時の岩盤のゆるみの詳しい検討や種々の準備や対策を行なえば、技術的にトンネル工法が可能であろう



図－1　鷲羽山計画平面図

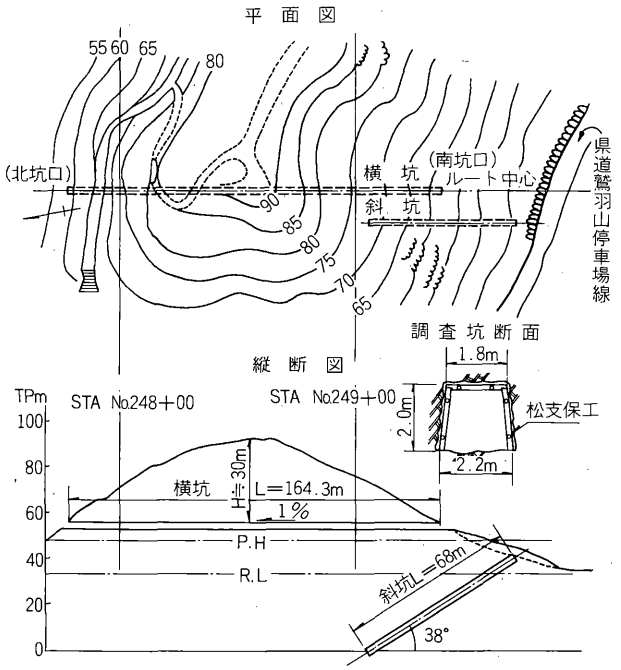
としている。トンネル工法を採用するかどうかについては、最終結論が出ていないが、トンネル工法で実施すべく検討を進めていく考えである。

この他、鷲羽山地区には、下津井瀬戸大橋の1Aアンカーがトンネルアンカーとして計画されている。計画図の一例を図―1に示す。

3．調査坑

3.1　調査坑の掘削

調査坑は、図―2に示すように、横坑と斜坑の2本を掘削している。それぞれ本線トンネルのアーチクラウン付近、トンネルアンカーの西側トンネルのアーチクラウン付近の位置に掘削している。また、後述する岩盤試験のため、分岐坑を掘削している。

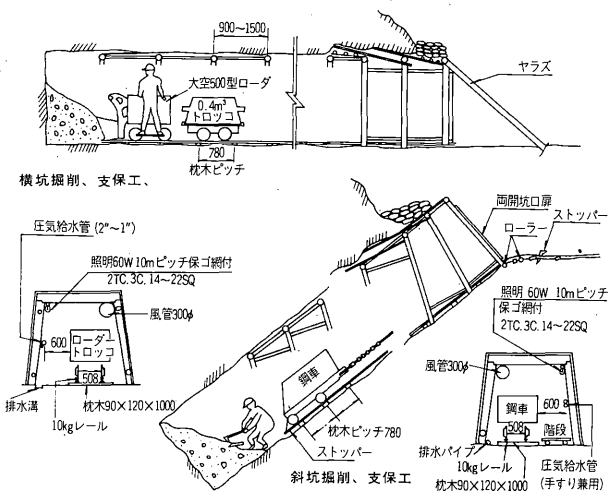


図―2　鷲羽山調査坑一般図

掘削は発破掘削を主とし、ズリ搬出は手押しまたはウインチ引きで行なった。支保工は、当時においては、いつでも本工事にかかれるように考え、木製支保工を用いている。坑口は金網と木枠を用いて扉をつけ、岩盤観察に便利なようにしている。掘削・支保工の概要を図―3に示す。

堀削にあたっては、発破を用いたが、発破を行なうためには、地域住民の同意が必要である。この同意を取るため少し日数を要しており、このため現場では、ピック掘りも一部行なった。同意を取り、発破を始めてからも住民からの苦情がしばらく続いた。目で確認できる程の実害は無かったわけだが、従来発破を用いる工事が近辺で行なわれたという経験を、地域住民がもちあわせてないことによるものと思われる。しかしながら現場担当者の努力と誠意によって工期内に完成した。

なお、工期は昭和50年9月から昭和51年3月であり、



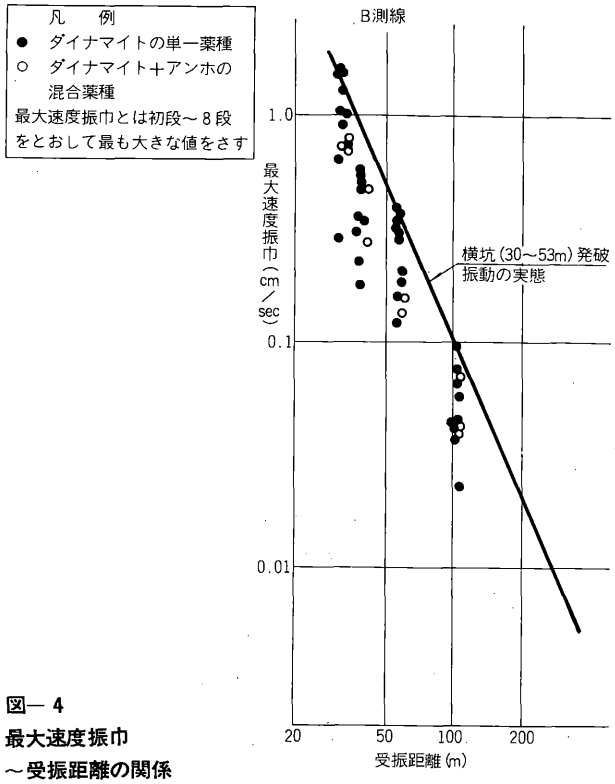
図―3　調査坑掘削・支保工の概要

発破を用いたのは、11月半ばから3月初めまでである。

3.2　発破による騒音・振動

調査坑掘削の発破時に騒音・振動を測定している。振動測定の一例を示せば図―4のようである。図中のB測線とは、田ノ浦側のものである。薬量は、1段当り最大1.3kgであり、薬種はダイナマイトやダイナマイトとANFOの混合薬種である。現場に近い人家では、振動約0.1カイン（cm/sec）、騒音約60ホンである。

これらの測定調査から、振動の実験式も得ているが、測定データが少ないこと、地形・地質の影響が解明されていないことなどから、本工事にすぐ用いることはむずかしい。また、本工事においては、調査坑に比べれば薬



図―4
最大速度振巾
～受振距離の関係

量が多くなることが予想されるため、許容限度の設定なども今後の検討が必要である。

調査坑の断面は4 m^2と小さいため、芯抜き発破の比率が大きくなり、本線トンネルなどの芯抜き発破に相当すると考えられる。一般にトンネルで発破を用いる場合、他の形式の発破、たとえば払い発破、ベンチカット発破などの場合に比べて芯抜き発破の影響が大きいことが知られている。自由面が少ないことが原因と考えられる。以上のことから、断面が小さくとも試験工事などで、データを積み上げることは重要であり、今後とも測定・解析を機会ある毎に進めていきたいと考えている。

4. 地質調査

4.1 地質概要

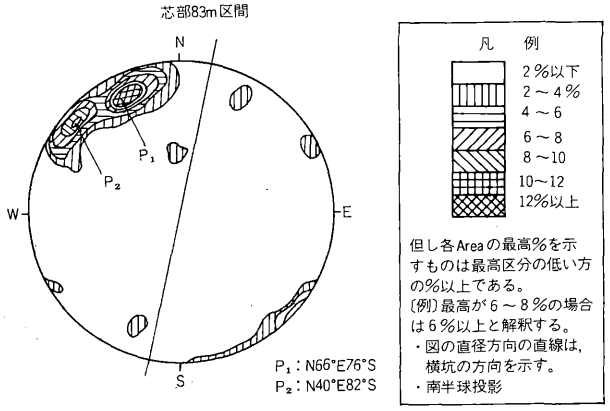
鷲羽山の構成岩石は、3種類に大別できるが、大部分が広島花崗岩とよばれるものである。

1) 花崗岩（含角閃石黒雲母花崗岩）
2) 塩基性岩（輝緑岩～細粒ハンレイ岩の複合岩体）
3) 花崗岩と塩基性岩の漸移部（花崗閃緑岩）

花崗岩は、もとあった輝緑岩の中に貫入したものと推察されるが、両者の中間的な様相を示すもの、輝緑岩を補獲した様相のものがあり、複雑な形態を示している。風化状況は、花崗岩が亀裂から芯部へ風化が進むのに対して、輝緑岩は、岩全体が風化する傾向を示している。南側斜面を山に入った部分では、斜面に近い部分において、斜面にほぼ平行に層厚10 m程度の風化の進んだ輝緑岩があり、掘削には注意を要するものと考えられる。

鷲羽山の花崗岩には、図— 5に示すように亀裂が多い。このシュミットネットからわかるように、これらの亀裂は比較的立っており、方向はルートに対して45～90°のものが卓越している。トンネルを検討する上において、亀裂がトンネル軸と直交する傾向を持っていることから、切羽付近の安定は、亀裂が多い割には、保ちやすいと考えられるが、一方、岩盤がブロック状になっている可能性も考えられるため、岩盤の挙動を把握しながら、掘削していくことが必要であると考えられる。

これらの亀裂のうち、いくつかはマサまたは粘土を含んでいる。しかし、流入したものではないようである。



図— 5　割れ目頻度分布図

また、顕著な断層破砕帯は認められない。

地下水は、特に影響はないと判断される。これは地表の植生が大部分松であることからもわかる。北側斜面は、風化層が他の部分に比べ、厚いためか植生は、雑木・雑草となっており、休耕地または荒地の様相示している。竹やぶは見当らない。さらに、調査坑の観察の結果、宙水などの被圧水はないようである。

しかし、坑口付近の地山勾配は2割程度あるため、斜面上の表土や、崖錐堆積層などに、施工中水を含ませないよう配慮する必要がある。

4.2 岩盤試験

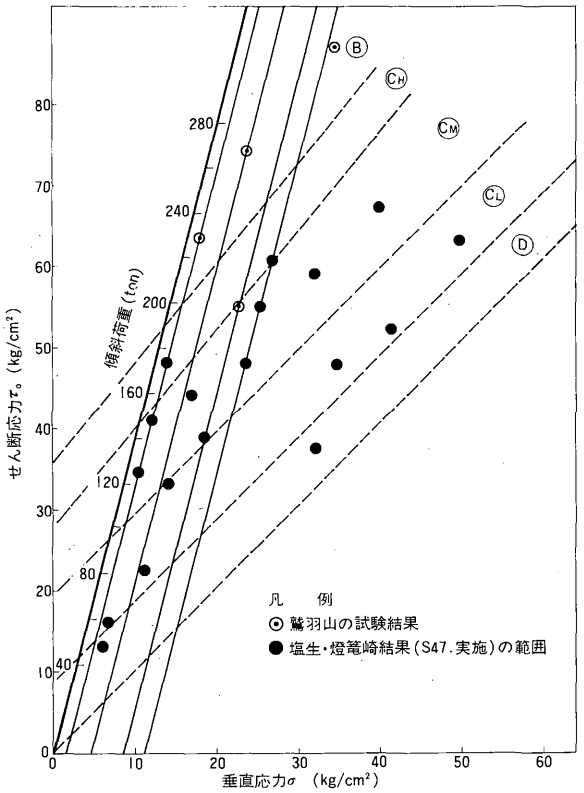
調査坑内では、種々の岩盤試験を行なった。列挙すると次のようである。

1)	ブロックせん断試験	4件
2)	平板載荷試験（鉛直・水平）	4件
3)	クリープ載荷試験	1件
4)	孔内初期応力試験	8件
5)	ロックボルト試験	19本
6)	付着力試験	3件
7)	グラウト試験	1式
8)	湧水圧測定	1式
9)	孔内載荷試験	17件

以下には、実施した岩盤試験の中から主なものについて述べる。

(1) ブロックせん断試験

一般に岩盤の破壊を検討する場合、岩盤のせん断試験が重要である。鷲羽山のせん断試験結果を図— 6に示す。



図— 6　剪断試験結果

図から鷲羽山での試験結果は、同じ岩盤分類の従来の結果より大きめであることがわかる。

ＦＥＭ計算を用いて、地山の安定解析を行なう場合、得られた試験結果をいかにインプットするかについては十分検討しなければならない。すなわち岩盤ブロックで得られた試験結果を岩盤全体を検討する場合には、児島・坂出ルートの海峡部で用いている考え方と同様と考えて、設計採用値を用いて検討していく考えである。

(2) 初期応力測定

掘削する空洞が大きい場合、または空洞周辺の初期応力が大きい場合、空洞の変形が問題になる。このため、初期応力を測定した。

8ヶの試験片から6ヶのデータが得られたが、その値は、鉛直方向12～17kg/cm^2、水平方向2～8kg/cm^2であり、主応力方向は少し西へ傾いている。これらの値は、土被り高・みかけの密度・ポアソン比などから計算で得られる値8～12kg/cm^2および3～5kg/cm^2に比べて大きめの値となっている。

しかし、測定精度や絶対値が大きくないことなどから、トンネルを掘削する場合、極端に大きな影響を与えるとは考えられない。また、安定解析などにおいても、大きな影響を与える程度ではないと考えられる。

(3) ロックボルト試験

斜面安定など地山の安定のために、ロックボルトが多く用いられるようになってきている。トンネル掘削には、積極的に用いる傾向があり、ロックボルトが実際に使用可能かどうかを知っておくことは重要である。

ロックボルト試験としては、昭和51年度に、長さℓ＝1.5mのエキスパンション型ロックボルト8本、昭和52年度に、長さℓ＝3,6mの全面接着型ロックボルト11本の引抜試験を行なった。

得られた引抜荷重は、10t以上の値がほとんどであり、中には20tをこえるものも数本あった。これらの試験結果から判断すると、ロックボルトは実際の施工に十分使用可能と考えられる。

しかし、エキスパンション型ロックボルトをＤ岩盤に打込んだものおよび全面接着型ロックボルトの中の1本については、引抜荷重が数ｔであった。

この原因は、種々あるものと考えられるが、ロックボルトの使用にあたっては、ロックボルトの形式・長さを適切に選ぶこと、慎重な施工をすることが重要である。したがって、ロックボルトの施工試験または試験工事を通じて、本工事のロックボルトをより確かなロックボルトにしていくことが必要である。

(4) グラウト試験

グラウトによる岩盤改良効果を知るために、グラウト試験を実施した。

グラウト試験は、岩盤の浅い部分(A)とその奥の部分(B)の2つの部分において実施した。C_M岩盤を対象として実施したが、グラウトは、セメントミルク（C/W＝1～10%）を用いて、注入圧1～5kg/cm^2として実施した。注入量はA部分0.3m^3、B部分1m^3であった。試験結果には、表－1に示す。

表からわかるように、透水性に関しては、1オーダー値が低下しており、グラウトの効果が大きい。一方、岩盤改良効果としては、大きな効果は認められない。すなわち、地下水の影響のない地山でのトンネル掘削を考えれば、グラウトによる岩盤改良効果は、大きな期待をもちえない。

表－1 グラウト試験

		ルジオン値	E(LLT) kg/cm^2
試験前	A	13	7,100
	B	15	17,000
試験後	A	1.7	7,800
	B	0.8	14,000

4.3 岩石試験

鷲羽山から採取した岩石試験片を用いて、基本的な物理量を求めるため、岩石試験を実施した。試験結果を表－2に示す。岩石試験結果は、十分な強度が得られたと考えられる。

表－2 鷲羽山トンネル岩石試験結果 注）平均値

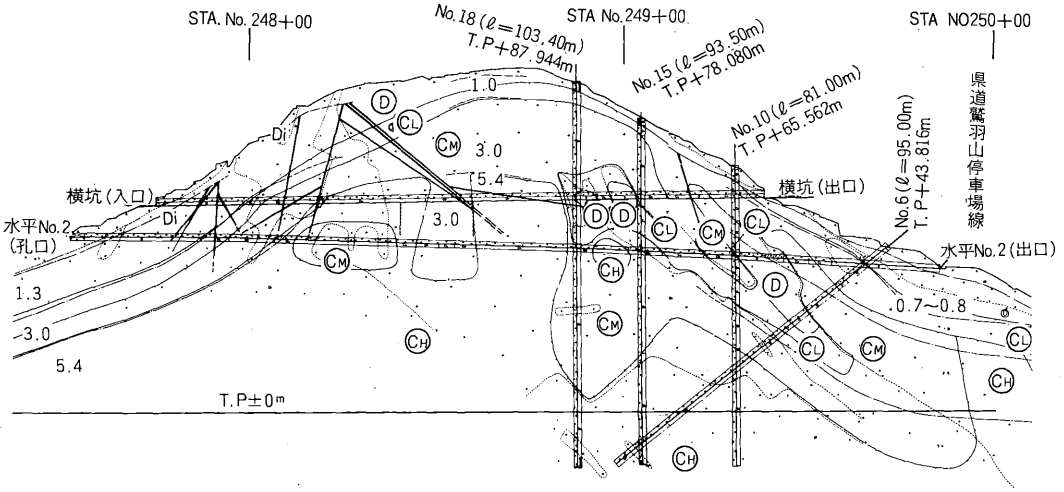
試験名	記号	単位	花崗岩 C_H	花崗岩 C_M	花崗岩 C_L	輝緑岩 C_M	閃緑岩 C_M
一軸圧縮強度	Sc	kg/cm²	2319	2157	1446	1397	1566
圧裂引張強度	St	kg/cm²	110	89	73	79	48
みかけの密度	r	g/cm³	2.601	2.597	2.596	2.792	2.649
静的ヤング係数	Es	kg/cm²	6.4×10^5	6.1×10^5	4.8×10^5	4.2×10^5	3.9×10^5
静的ポアソン比	ν_s	—	0.25	0.27	0.20	0.26	0.34
超音波速度P波	Vp	m/sec	5200	4700	4400	4800	4500
超音波速度S波	Vs	m/sec	2200	2400	2100	2100	2000
動的ヤング係数	Ed	kg/cm²	3.5×10^5	3.9×10^5	3.0×10^5	3.4×10^5	2.9×10^5
動的ポアソン比	ν_d	—	0.39	0.33	0.36	0.38	0.38
間隙率	n	%	1.16	1.11	1.68	1.53	1.42
吸水率	a	%	0.30	0.51	0.62	0.55	0.54
含水比	w	%	0.19	0.30	0.28	0.28	0.15

4.4 調査坑の状況

調査坑は、掘削してから約4年経過している。調査坑は、岩盤の観察がいつでもできるように、また、常に安全な状態を保つように維持管理を行なっている。昭和51～53年度の調査坑の状況を次に述べる。

昭和51年度では、支保工のゆるみ・腐蝕はなく、若干の矢板の掛直しを実施した。9月の台風時に、雨水の流入によって、横坑北坑口および斜坑坑口に土砂が流入した。

昭和52年度では、横坑北坑口付近、分岐坑および斜坑の支保工の腐飾が進んでいる。若干の矢板の掛直しと小落石の処理をしている。11～12月頃、横坑北坑口上の市



図— 7　地質縦断図

道に亀裂がみられたが、進行はしていないようである。

昭和53年度では、横坑の風通しのよい所で、収縮亀裂による支保工のゆるみがみられ、他の部分では支保工の腐蝕が進み、分岐坑ではさらにカビが発生している。横坑北坑口付近および斜坑の一部の支保工に、荷が少しかかっているようである。

昭和53年度に、安全のため支保工の補強を実施した。補強は、足・冠木・つな木・矢板のそれぞれの取替、支保工の取替え、または、支保工と支保工の間に、新規に支保工を追加する方法で実施した。支保工基数は全体で236であるが、補強対象とした基数は32である。

上記の他、斜坑の排水と換気を定常的に実施している。排水量は1日当り4 m^3程度である。斜坑内は、放置しておくと酸欠状態になるため、人が入る前は換気・酸素濃度測定を行ない、安全を確認することにしている。昭和54年度も支保工の補強を計画している。

調査坑を将来どのようにするか、すなわち本工事を想定した場合、本工事の掘削断面と重なる部分・重ならない部分があるため、調査坑を事前にどう処理しておくべきか、今後とも検討する必要があると考えている。

4.5　地質図

昭和46年度以降のボーリング調査および昭和50年度以降の調査坑内での試験の成果を地質図としてまとめた。地質図は、岩質分布図、岩盤等級図および弾性波速度分布図としてまとめた。この地質図は、安定解析および施工検討に用いるようにしている。地質図の一例を図— 7に示す。

5．あとがき

鷲羽山の地質調査の概要を述べたが、ダム・トンネルおよび地下発電所などで用いられている手法によって、かなり明確になってきたと考えられる。今後、地山および構造物の安定の解析、さらに施工の検討を進める上に十分役立つものと考えられる。

この報文をまとめるにあたって、片山英二工事長、越村一雄代理、塩崎辰男課長（以上元担当技術課長）の他多くの人たちの地道な努力があったことを記し、感謝する次第である。

参考文献

1）片山英二：鷲羽山地質調査坑掘削工事、本四公団だよりNo.59, 1976. 7.
2）山縣　守：児島・坂出ルート海峡部地質調査（その1）、本四技報Vol. 2 No. 3, 1978. 1.
3）山縣　守：同上（その2）、本四技報Vol. 2 No. 4, 1978. 3.
4）本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋（児島・坂出ルート）環境影響評価書、1978. 5.
5）本州四国連絡橋公団：鷲羽山トンネル技術検討委員会報告書、1979. 7.

900tonシンカーの製作

Design and Production of Large Scaled 900ton Sinker

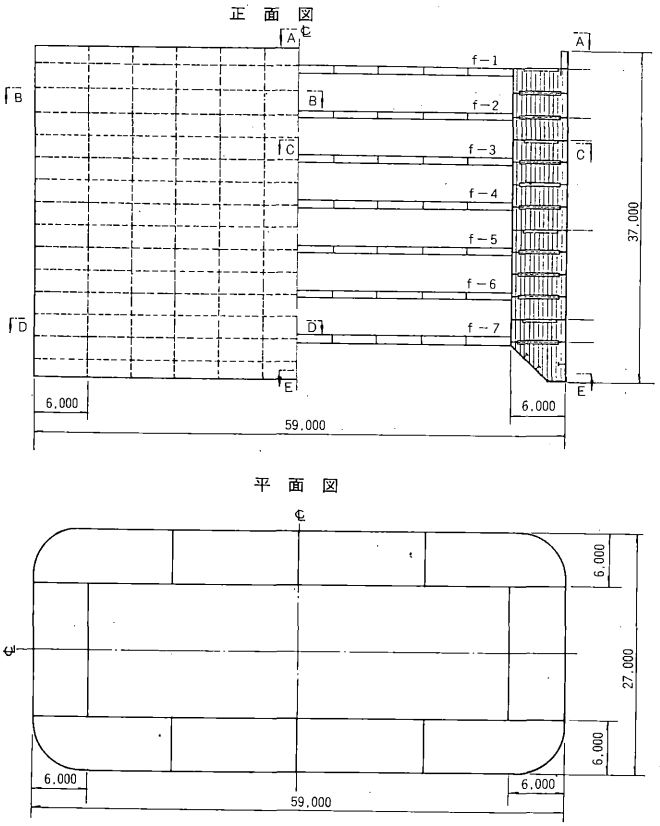
坂出工事事務所　第一工事長付　佐野幸洋
Yukihiro Sano

1．まえがき

南北備讃瀬戸大橋は、昭和53年10月に工事に着手し、翌年1月8日には工事占用海域を標示する灯浮標の設置が端緒となり、本格的な工事が行なわれている。本橋下部工の施工法は、設置ケーソン工法が採用されており、海底発破、海底掘削、底面仕上など一連の掘削工事を行ない、55年秋には、工事上のエポックである最初の鋼製ケーソンを沈設する予定である。本稿は、鋼製ケーソンが、潮流が速く水深の大きな海域において安全確実に係留されるとともに、所定の沈設精度（±0.5m）を満足できるように計画した大重量コンクリートシンカーについて報告するものである。

2．鋼製ケーソン沈設計画

シンカーは係留力、シンカーへの係留索の入射角、滑動に対する安全率及び設置海底面の土質や傾斜などの諸条件を基に計画される。このうち係留力は鋼製ケーソンの各沈設段階における最大値を採ることとなるので、まず鋼製ケーソンの沈設計画及び施工条件について説明する。Dルートにおける設置ケーソン工法は13基の海中橋脚及び橋台に適用することが予定されているが、そのうち浮上曳航をするもののうちでは、南北備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソンに作用する外力が最も大きくなるので、これに着目しシンカーの建造及び転用計画を立てた。5P鋼製ケーソンは図—1の如く、2重壁構造としており、



図—1　5Pケーソン一般図

海中コンクリートの型枠としての機能と同時に、浮体としての機能を持たせている。鋼製ケーソンの天端には、係留・沈設の主役である係留ウインチ（巻込力120t、保持力210t）を8基、沈設用注水ポンプ、モルタル注入用艤装品及びこれらをコントロールする各種機器など、総計約1,200tが搭載される。この鋼製ケーソンは、造船所で全形に組立て、艤装品を搭載した後、タグボートにより、番ノ州沖の7A工事占用海域内に設けられた仮泊地まで曳航れ、予め設置されてある大重量シンカー（8基）に係留する。

仮泊は、大規模な鋼製ケーソンを潮流が速く、水深の大きい海域に一気に沈設する未経験の工事であることを考慮して作業者の習熟は勿論、非常時の応急対策など、周到な準備を行なうためのもので、この期間には次に記す作業を行なう。

① 天候、潮待ち
② 各艤装機器の作動試験
③ 作業の習熟訓練

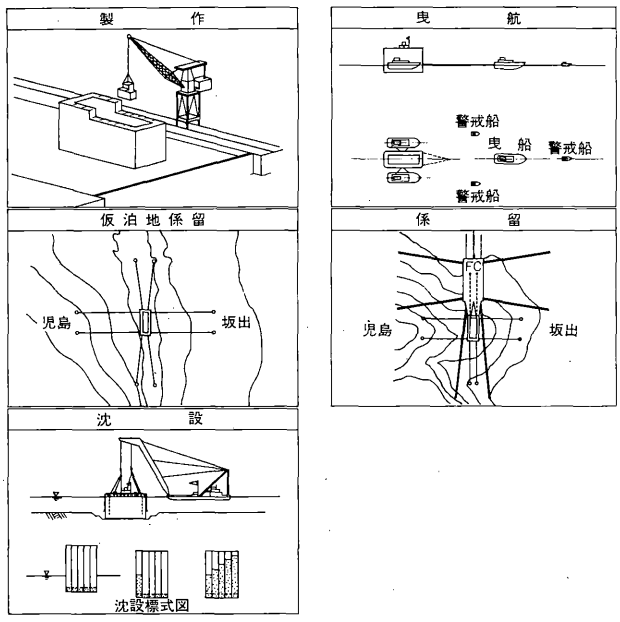
上記の試験・訓練を十分に行なった後、気象・海象予測により沈設計画に考慮している気象等条件を満足することを確認してから、5P地点に鋼製ケーソンを曳航し沈設する。この計画は下記の事項を基本に、厳しい海象条件下における作業の安全及び設置精度などの確保を目的として慎重に分析・検討のうえ決定されている。

① 係留方式は位置決めの迅速性及び位置調整の容易さから8点係留とする
② 沈下は、ポンプ注水による2重壁部区画注水方式とする
③ 最終沈設は、クレーン船により「おしみ」をとりながら沈下着底させる
④ 作業は小潮期の4日間に行なうが、これに荒天待機、予備日の2日を加える

沈設の作業手順は以下の通りである

第1日　仮泊地から沈設位置への曳航と係留後の位置修正
第2日　位置修正及び1次注水。
第3日　クレーン船の係留及び鋼製ケーソンのワイヤー取り作業
第4日　2次注水と、それによる沈下着底
第5日　第1予備日（設置精度が確保できなかった場合の再トライの予備日）
第6日　第2予備日（荒天待機に対する予備日）

以上の施工要領図を図－2に示す



図－2　鋼製ケーソン沈設要領図

3．大重量シンカーの建造計画

2.で述べた施工法、施工条件から、係留用シンカーには以下の事項が要求される

① 位置決めが迅速、且つ円滑に行なえること
② 係留の取付け、取はずしが容易で、シンカーへの入射角の変化にも対応できること
③ 走錨しないこと
④ 転用可能なこと

これらを踏まえ、表－1のような建造計画を決定した

表－1　大重量シンカーの建造計画

要　目	摘　要
建造基数	仮泊地8基、沈設地8基
形　式	コンクリート製重力式
空中重量	5P鋼製ケーソンの沈設過程及び仮泊時に発生する係留力により決定
シンカー位置	鋼製ケーソンの遊動範囲と係留力とを勘案し、ケーソンから100m地点に設置
設置(撤去)方法	クレーン船による

4．係留力

シンカー重量の設定には、各施工段階において、係留索に発生する力を正確に把握しておかなければならない。次に自然条件の決定経緯及び係留力を求める過程を記す。

4.1　自然条件

(1) 風

1) 風速

風の観測記録は、昭和41年から継続観測が行なわれている番ノ州と気象庁の多度津測候所の記録を使用した。両者には良い相関性があることが認められる。風速は後者のデータを基に、施工期間が長期に亘る場合(仮泊地)と短期（沈設時）の場合に分け整理した。鋼製ケーソンの沈設期間のように作業が短期間の場合には、月又は季節ごとにデータを整理し、季節変動を考慮する必要があるが、社会環境による施工時期の流動性を考慮し、夏期と冬期とに大別して整理した。夏期及び冬期とは当地域の気象変動特性から、夏期は4月～10月、冬期は11月～3月とした。表－2には1971年から1977年における番ノ州の最大風速の順位表を、また表－3には1893年から、1974年までの多度津測候所における最大風速の順位を示す。これらの記録から、再現期間と期待値の関係をHazenの式を用いて求めた。

$$Ti = N \div (i - 1/2) \quad \cdots\cdots(1)$$

N：観測期間
i：観測期間中の風速順位
Ti：順位 i の再現期間

この結果を図－3に示す。設計風速に既往最大値を採用すれば、構造物の安全性は高まるが、構造物の耐用年

表－2　番ノ州観測所における日最大風速順位表

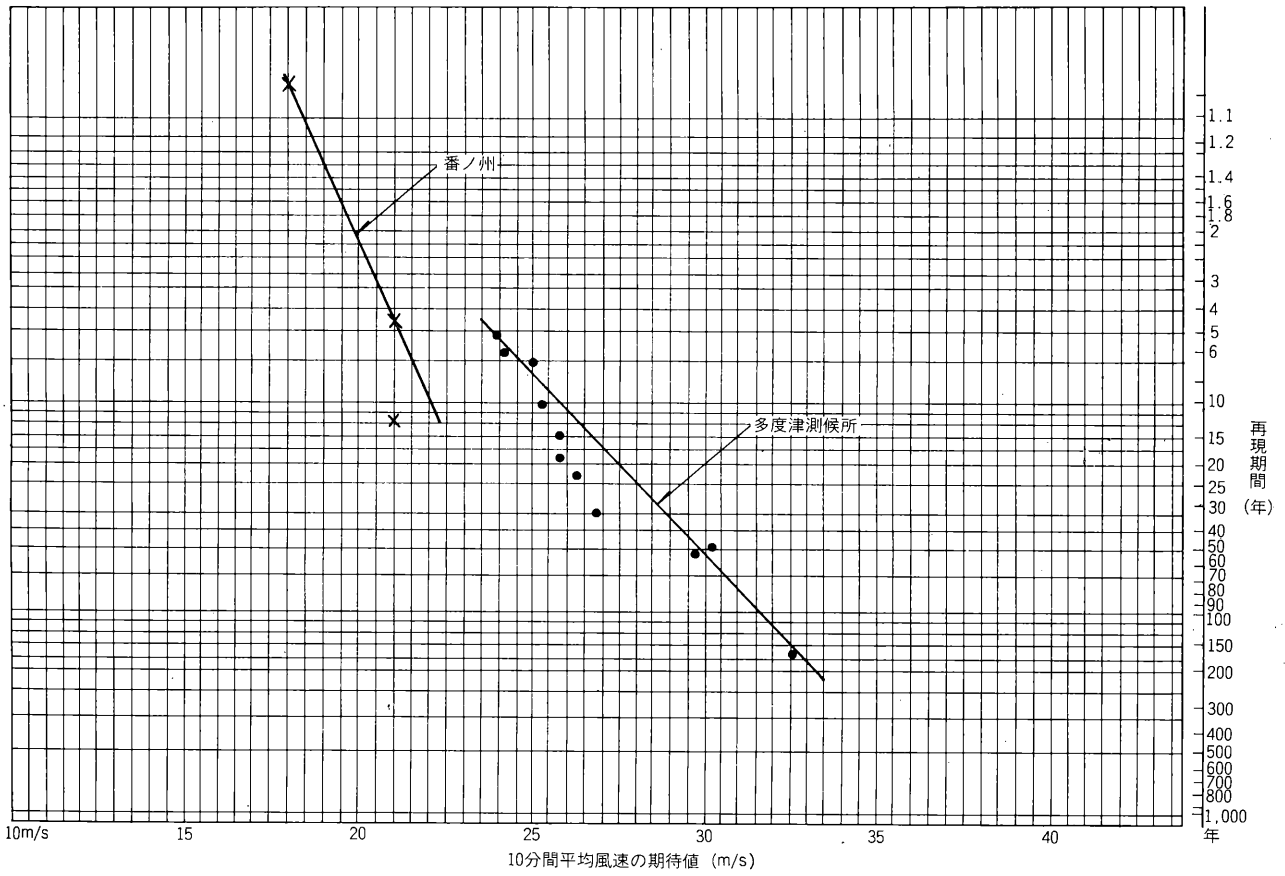
（平均風速は高度50の値である。）

順位	平均風速（m/s）	風向	出現日	V_{10}(海面上10mの風速m/s)	摘要
1	26.5	W	1974.4.21	21.0	$V_{10}=\frac{1}{1.26}\times$平均
2	26.5	W	1974.3.22	21.0	〃
3	23.7	W	1973.12.22	18.8	〃
4	23.0	WSW	1973.11.17	18.3	〃
5	22.7	WSW	1973.12.21	18.0	〃
6	22.7	WSW	1972.3.21	18.0	〃
7	22.5	ENE	1974.9.1	17.9	〃
8	22.3	W	1972.11.30	17.7	〃
9	22.0	WNW	1973.11.8	17.5	〃
10	21.5	WNW	1972.12.12	17.1	〃
11	21.2	W	1972.11.21	16.8	〃
12	20.9	W	1972.12.1	16.6	〃
13	20.4	W	1973.1.2	16.2	〃
14	20.3	W	1972.12.24	16.1	〃
15	20.1	WSW	1974.11.21	16.0	〃
16	20.0	NE	1971.8.30	15.9	〃
17	19.9	—	—	15.8	〃
18	19.3	—	—	15.3	〃
19	19.3	—	—	15.3	〃
20	19.2	—	—	15.2	〃

表－3　多度津測候所における日最大風速順位表

（1893～1974　多度津）

順位	平均風速（m／s）	風向	出現日
1	32.6	NWN	1934.9:21
2	29.7	WSW	1964.9.25
3	26.7	WSW	1948.1.6
4	26.3	W	1899.8.28
5	25.8	N	1961.9.16
6	25.8	S W	1937.9.11
7	25.7	N	1959.9.26
8	25.5	W	1957.12.13
9	25.3	W	1902.1.8
10	25.2	W	1899.1.14
11	25.0	W	1915.1.11
12	25.0	NW	1965.9.10
13	24.8	W	1933.5.3
14	24.7	NNW	1938.9.5
15	24.3	W	1945.9.18
16	24.3	WNW	1964.3.16
17	24.0	NNW	1912.9.23
17	23.9	W	1901.11.19
19	23.9	WSW	1914.1.7
20	23.8	W	1909.11.30



図－3　施工期間と設計風速の関係を示すグラフ（但し、施工期間1年以上）

数、重要性等が考慮されなければ不経済で不合理なものとなる。設計風速の採用に当っては、ある期間内にある値（設計風速）以上の風が起らない確率（非超過確率）を導入し、整理した。非超過確率（q）の値は、構造物の重要度、経済性、崩壊した場合の復旧の難易等から、総合的に判断されるものであるが、一般には重要でない構造物の場合 0.3、非常に重要な構造物の場合 0.9が採用されている。

構造物の耐用年数又は作業期間（e）と再現期間（R）及び非超過確率（q）との間には(2)式の関係がある。

$$R=\frac{1}{1-q^{\frac{1}{6}}} \quad \cdots\cdots(2)$$

(2)式から、施工期間と非超過確率及び期待値との関係を求めたものを表—4及び5に示す。基本風速には、構造物の重要度及び下部構造設計基準を参考に、非超過確率を0.9とした時の値を採用した。これを表—6に示す。

表—4　施工期間が短い場合の施工期間、非超過確率及び期待値の関係

(m/sec.)

施工期間 / 施工時期 q	5日 夏期	5日 冬期	7日 夏期	7日 冬期	30日 夏期	30日 冬期
0.6	10以下	14,5	10以下	15.0	15以下	18.0
0.8	10以下	16.0	10.0	16.6	15.5	19.8
0.9	12.0	17.6	13.5	18.0	18.5	21.2
0.95	14.7	19.1	15.5	19.6	21.5	23.0

表—5　施工期間が比較的長い場合の施工期間、非超過確率及び期待値の関係

(m/sec.)

施工期間 / 施工時期 q	60日 夏期	60日 冬期	90日 夏期	90日 冬期	120日 夏期	120日 冬期
0.6	15.0	19.3	16.7	20.4	18.0	20.8
0.8	18.0	21.1	20.0	22.0	21.0	22.7
0.9	21.5	22.7	22.8	23.6	24.3	24.3
0.95	24.2	24.5	25.0	25.0	26.6	25.7

表—6　基本風速（鋼製ケーソンの仮泊、沈設時）(m/sec.)

作業の種別	作業期間	夏　期	冬　期	下部構造設計基準（参考）
係留時	7日間	14	18	18～10
沈設時	1日間	10	10	10
仮泊時	3ヶ月	22	22	26

2）風向

風向は、番ノ州観測所のデータを基に分析した結果、卓越方向が明確に認められるので、後出の表—7及び8に示すように設計に反映した。夏期はＮＥ～ＮＮＷ方向が、又、冬期はＷＳＷ～Ｗ～ＷＮＷ方向が卓越する。

(2)　波浪

波浪は、昭和48年から鍋島において観測が継続されており、その順位別波高記録を表—7に示す。

強風の観測記録からの番ノ州の風速と、波高の相関性を検討し、(3)、(4)の回帰式を求めた。

$$H_{\frac{1}{3}}=3.209\times10^{-4}\times F^{0.589}\times V^{0.822}\cdots(3)$$

$$T_{\frac{1}{3}}=8.255\times10^{-2}\times F^{0.316}\times V^{0.368}\cdots(4)$$

F：有効吹走距離(m)

V：番ノ州観測所における地上50mの風速(m/s)

$H_{\frac{1}{3}}$：有義波高(m)

$T_{\frac{1}{3}}$：周期($sec.$)

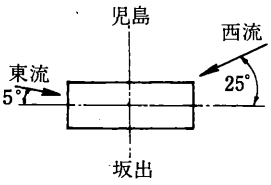
(3)、(4)式とＳＭＢ法による推算結果はほぼ一致するので、設計波高・周期は風速を基にＳＭＢ法により求めることとした。なお、波高比については、強風時の4年間の波高記録を整理し、$H_{\frac{1}{3}}/H_{\frac{1}{3}}\fallingdotseq1.8$が得られたのでこれを採用している。

(3)　潮流

５Ｐ地点の潮流観測は、昭和44年及び47年に行なわれたが、再度照査を目的とし、53年８月に15昼夜、３層の定点観測を行なった。この観測記録から調和常数を求め、向う３年間の予報値を作成した。観測結果を表—８に示す。

表—8　５Ｐ地点の潮流概況

	東　流	西　流
年間最大潮流速	3.6ノット	4.5ノット
橋軸直角方向軸に対する角度（右図）	5°	25°



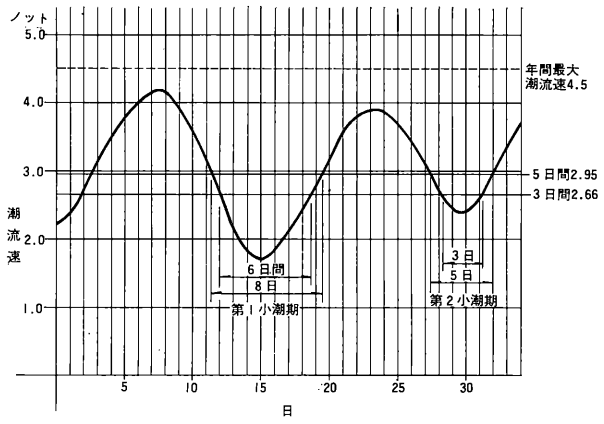
係留時及び沈設時の設計潮流速は、下記の鋼製ケーソンの沈設条件を満足するよう予報値を綿密に検討し求めた。１例を図—４に示す。

①　沈設可能時期は季節を問わず月２回とする

②　係留作業は小潮期の５日間とする

③　沈設作業は小潮期の３日間とする

この結果は表—9、10に示した。



図—４　設計潮流速と沈設工程の関係図（図中の潮流速は日最大（西流））

(4)　自然条件一覧

当海域の夏期と冬期では、風・波浪に明確な卓越方向があること及び潮流速も東西で差があるので、これらを組合せ、東側（夏期）、西側（冬期）の両方向からの外

表—7　順位別波高記録（鍋島沖）

(150cm以上)

順位	波　高（cm）	出　現　日
1	210	S 48. 11. 17
2	195	S 48. 1. 2
3	185	S 48. 12. 28
4	165	S 51. 12. 18
5	164	S 51. 1. 8
6	161	S 49. 3. 22
7	160	S 48. 1. 10
8	160	S 48. 12. 21
9	160	S 51. 5. 8
10	155	S 48. 7. 26
11	150	S 50. 4. 6

力で設計することとした。自然条件の一覧を表－9、10に示す。

表－9　自然条件一覧(沈設時) 方向は橋軸直角軸に対する角度

施工段階		風 (m/sec)			波 (m)					潮流	
		V_{10}	V	方向	$H_{1/3}$	$Hmax$	T秒	L	方向	流速	方向
FC保留時	西側	18	23.0	15°±22.5°	1.3	2.4	3.7	21.5	15°±22.5°	2.4ノット	5°±15°
	東側	14	18.0	20°±22.5°	0.9	1.6	3.2	16.0	20°±22.5°	3.0	25°±15°
沈設時		10	12.0	20°±22.5°	0.6	1.0	2.5	10.0	20°±22.5°	2.7	25°±5°

表－10　自然条件一覧（仮泊地）

施工段階	風 (m/sec)			波 (m)					潮流	
	V_{10}	V	方向	$H_{1/3}$	$Hmax$	T秒	L	方向	流速	方向
仮泊地	22	28	15°	1.5	2.7	4	25	15°	2ノット	15°

4．2　鋼製ケーソンに作用する外力

4.1で求めた自然条件を基に、表—11に示すように上部・下部構造設計基準により外力を計算した。

表—11　自然条件による外力の取扱い方法

自然条件による外力	取扱い方法
風荷重	基本風速を鋼製ケーソンの海面上の突出高さ及び長さにより補正し求める。
波圧	重複波として扱い、Hmaxで設計する。
潮流圧	主流方向に対して±15°の偏角を考慮し、最悪の条件となる潮流圧を求める。 抗力係数は各作用方向(0°～90°)に対して変化させる。

4．3　各係留索に発生する張力

係留索に発生する最大張力は夫々表－7、8の条件から求めた。5P鋼製ケーソンにおける係留状況及び外力の作用方向を図－5に示す。外力が作用した場合の各係留索の張力を、下記の要領により電子計算機を用いて解析した。計算法は、ケーソンの係留・沈設状態を非線形のバネを持つ係留索で拘束された浮体モデルに置き換え、前述の自然条件による外力を与え、三次元解析による静的な厳密解であり、次の内容を含むものである。

① 浮体の運動　：並進（Ux、Uy、Uz）、回転（Qx、Qy、Qz）
② 浮体の復元力：Ux、Qx、Qyに対して復元力が生ずる
③ 索の形状　　：放物線形状
④ 索と浮体の相：索の非線形バネで浮体を拘束する互作用
⑤ 索張力　　：外力による浮体の変位量から非線型バネより逆算して求める

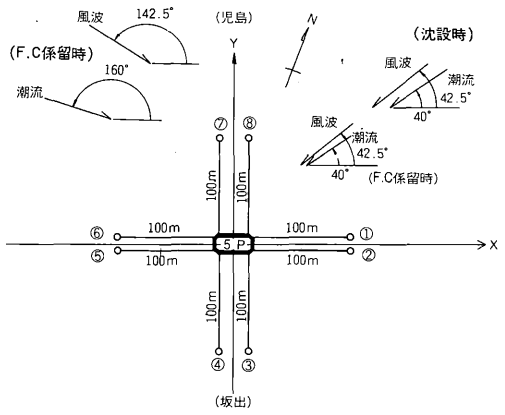
計算結果を表—12、13に示す。なお、仮泊地では図—6に示すように、荒天時には外力に対して係留索の配置が有利になるよう、予め中心位置をずらすものとした。これにより特定の係留索に力が集中する事が防止でき、係留設備・シンカー等をコンパクトにすることができる。

表—12　係留索に発生する張力（沈設地点にて）

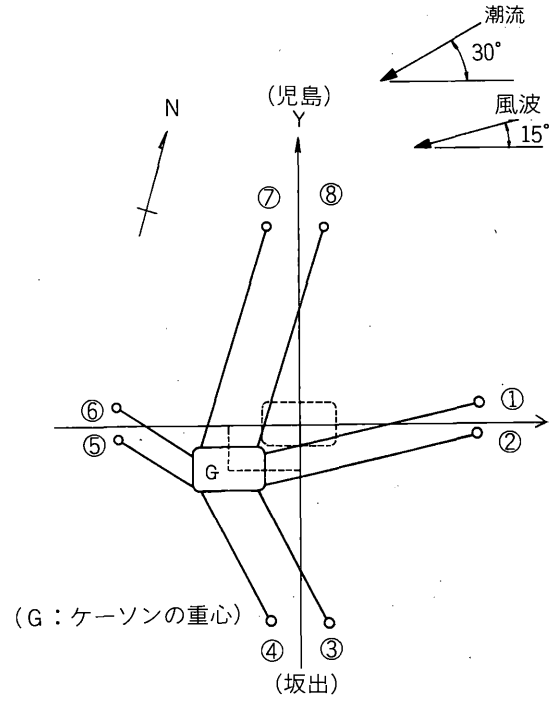
施工段階	荷重方向	総外力(水平力)(t)	係留索に発生する張力（t）							
			T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6	T_7	T_8
F.C係留時	西側	471.1	5	5	5	5	185	224	147	135
F.C係留時	東側	443.1	186	167	5	5	6	5	148	154
沈設時	—	386.5	156	149	5	5	5	5	130	131

表—13　係留索に発生する張力（仮泊地点にて）

施工段階	荷重方向	総外力(水平力)(t)	係留索に発生する張力（t）							
			T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6	T_7	T_8
仮泊時	—	595.0	227	235	89	52	6	3	142	65



図－5　係留状況及び外力の作用方向



図－6　仮泊地における係留索配置（異常時）

5．大重量シンカーの設計

5.1　シンカーの選定経緯

海洋構造物の係留用アンカーを大別すれば、投設アンカーと埋設アンカーになる。投設アンカーは、ストックアンカーに代表されるいかり型とブロック型がある。前者は爪により把駐力を得ようとするのに対し、後者は主に海底面との摩擦力によって把駐力を得ようとするものである。埋設アンカーは、海底を掘削機等により削孔し、孔内にチェーン等を挿入した後、セメントモルタルを注入し固定するもので、把駐力に方向性がないのが特長である。これらの形式のうち、埋設アンカーは大きな把駐力が得られ、魅力があるが、下部工の建設地点の関係から最も深いところでは水深35mの海底に構築しなければならない。この構築には大型海上作業足場の利用が不可欠であり、厖大な工費を必要とし、船舶の輻輳する海域での作業となるほか、設置ケーソン工法の利点である作業の単純化を害する等の理由で不採用とした。以上の事項の他、使用期間が短期の繰返しであること、250t程度の把駐力を容易に得られる形式であること等を勘案し、コンクリート製重力式シンカーを採用した。

5.2　設計条件

(1)　把駐力係数

把駐力係数はアンカーの水中重量に対する水平抵抗力の比で、アンカーの形式、海底面の土質、アンカーの大きさにより異なる。大型シンカーの把駐力係数の決定に当っては、大重量シンカーの設計例を調査し、公約数的なものを見い出すとともに、構造物の設計基準等も調査した。その結果を表—14に示す。

表—14　把駐力係数調査結果

水中重量（t）	把駐力係数			備　考
	砂質土	礫	岩　盤	
—	1.5～2.5（水中重量50t以下）	1～2（同左）	1～1.5（同左）	海洋構造物に関する調査研究報告書 土木学会
—	砂の場合 底面摩擦抵抗＋受働土圧－主働土圧			港湾構造物設計基準
—	0.8	0.5	0.5	日本造船学会工学委員会性能分科会「海洋構造物の係留について」
—	0.83	0.5	0.5	牽引抵抗係数 土木設計便覧
—	0.5	0.5	0.5	海洋工学ハンドブック John J Myers
407	（推定）0.5	—	—	アメリカ、フッドカナル浮橋　係留用計画係数
125.6	—	—	1.04	山口県大島大橋工事用現場実験係数
165	0.5	—	—	伊豆大島千波崎沖海洋無線中継船用計画係数

シンカー形式の場合、把駐力は接地面の摩擦抵抗と、前面抵抗の和と考えられる。後者は設置等のくい込み深さに依存するため、量的判定がむずかしいので、発生が保証されている摩擦抵抗による把駐力のみを有効とした。シンカー寸法が大きく（大重量）なれば、設置面の不陸及び設置面内の土質の不均一性が助長され、更には海底面へのくい込み不足が原因で、把駐力の低下をまねくことが考えられる。地質の不均一性は進行性破壊につながり、土質力学においてせん断面積を増していけば、単位面積当りの抵抗値が低下することはよく知られており、このような大寸法のシンカーには特に配慮されなければならない要素であると判断した。文献では、海洋構造物に関する調査研究（土木学会）にみられるように(5)式の扱いをしており、水中重量300tの場合には低減率を6割としている。

$$F=\alpha K W_w \quad \cdots\cdots(5)$$

ここに、F：シンカーの把駐力(t)
K：把駐力係数
W_w：シンカーの水中重量(t)
α：重量による低減係数
$W_w<50t$の場合$\alpha=1$
$W_w>50$t～300tの場合$\alpha=1\sim0.6$

以上の検討結果を総合的に勘案し、把駐力係数は表—15に示す値とした。

表—15　把駐力係数（採用値）

使　用　場　所	把駐力係数	摘　要
沈設地（風化岩盤～土質）	0.5	走錨を許さない。
仮泊地（土質）	0.7	多少の走錨は許す。

(2)　安全率

シンカーの把駐力は走錨が始まると急激に減少する。したがって、係留物の重要性及び外力の性質（静荷重か動荷重）からどの程度の余力をシンカーに持たせ、安全を保証するべきかが問題となる。安全率は高い方がよいが、その数値には際限がないので、ここではシンカーの形状を工夫するほうが得策であると判断し、一般的な安全率の基準を調査して1.2とした。

港湾構造物設計基準……1.20
大島大橋（工事用）……1.22以上
伊豆大島無線中継船（恒久施設）……1.25

(3)　シンカーへの係留索の入射角

シンカー取付点への係留索の入射角は0°が好ましい。これが大きくなればシンカーに作用する上向力が大きくなり、水中重量の減少につながる。入射角は前記した計算法により求めた結果10°以内であった。入射角が大きい場合には取付点の手前に孫アンカーをぶらさげ入射角の減少を図る方法がとられることもある。

(4)　海底の土質・傾斜

把駐力係数は土質により異なるが、転用を前提としているので条件の悪い岩盤を対象とした。又、傾斜は測深図から求めるとともに潜水調査を行ない、勾配が1/10以下の海底面であることを確認した。

5.3　材料の選定

同一の把駐力を得る場合、シンカーの比重が大きい程空中重量は少なくてすみ、効率の良いシンカーとなる。そこで、普通コンクリートと重量コンクリートについて検討を行なった。重量コンクリートは原子炉の遮蔽コンクリート、船のバラストコンクリート等に用いられる。その使用例を表—16に示す。

表—16　重量コンクリートの使用例

使用例	粗骨材		完成比重
	材質	比重	
原子力船(むつ)	鉄鉱石	4.4	3.4
大長磁灯標	鉄鉱石	4.4	3.5

重量コンクリートは黄鉄鉱、磁鉄鉱、褐鉄鉱などの鉄鉱石を骨材に用いる方法と砂鉄などの粉鉱を細骨材にも用い、更に比重の高いコンクリートとする方法がある。鉄鉱石の比重は概ね4.9～5.2、砂鉄は4.0～4.6である。前者の場合、出来上り比重は3.5～4.0でコンクリートのワーカビリティから4.2程度が限度である。一方、細骨材にも粉鉱を用いた場合、モルタル比重は2.3～2.7となり、3割～5割増加するが、完成比重は4.5程度にとどまる。これらの重材料を用いたコンクリートの力学的な性質は普通コンクリートと大差ないことが、強度試験の結果確められている。重量コンクリートを使用すればコンパクトにできる利点はあるが、シンカーの製作費及びクレーン船による転用をも含めた経済比較により、普通コンクリートを採用した。

5.4　合理的形状の検討

シンカーはケーソンを一定海域に静止させることが目的であるから、できるだけ大きい把駐力を発揮するとともに、もし走錨が始まった場合でも転倒せずに大きい牽引抵抗を維持しながら追従する形状が望ましい。安定の良い形状は台形であるが、前端ができるだけ重い方が多少でも海底にくい込みが期待できるものと考え、直方体を基本に各寸法は黄金分割で決定した。又、5.2 で記したように、水中重量が増加すると把駐力係数が減少するので、接地面積を少なくすること及び面圧を大きくし、くい込みを狙う目的で図—7に示すように中央付近を上げ、端部に自重が集中する形状とした。また、将来の使用方法の変化にも対応できるように、シンカーの後部にも係留索を取付けられるように配慮をしている。

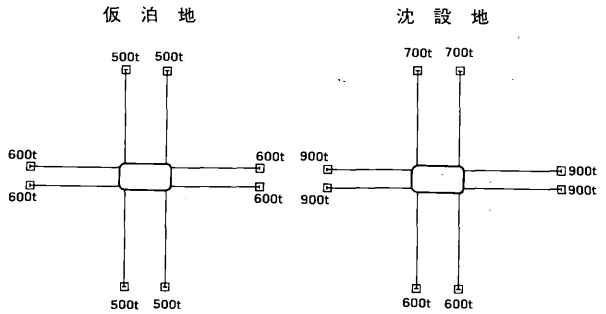
5.5　シンカー重量の設定

係留状態及び沈設時に係留索に発生する張力は表—12、13に示した。係留時及び仮泊地の外力は一過性のものであるから、異常時扱いとし、把駐力係数、安全率を表—17のように低減した。又、4.3 で求めた張力は静的な外力（潮流、波等）との釣り合い状態のもので、衝撃力は含まれていない。そのため、計算された張力を2割増とし、設計係留力とした。シンカーの空中重量は、コンクリートの空中重量は2.35t/m³、又、海水の単位体積重量は、1.03t/m³として計算した。

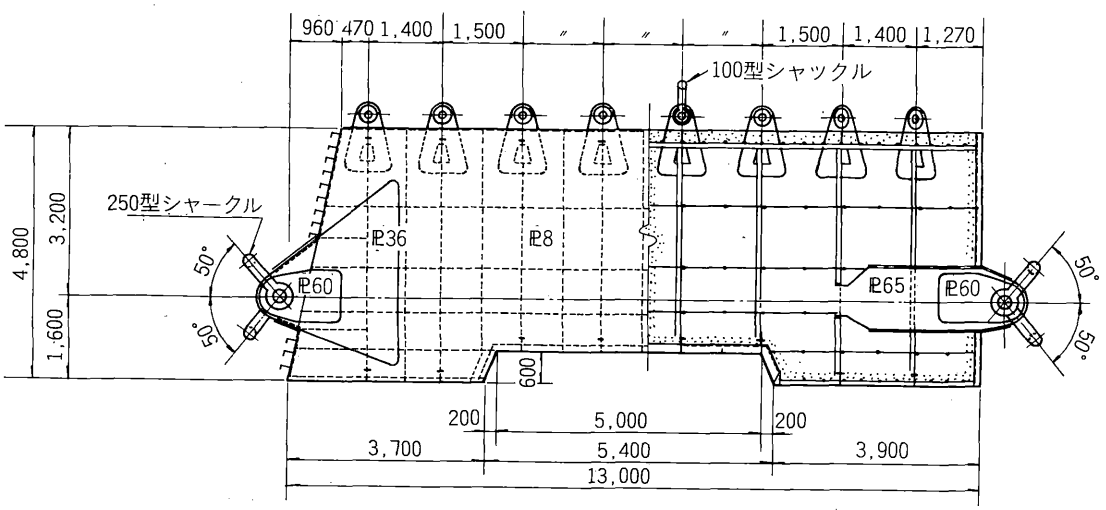
表—17
把駐力係数、安全率

施工段階	把駐力係数	安全率
係留時	0.6	1.1
沈設時	0.5	1.2
仮泊地	0.7	1.1

必要空中重量は16基のシンカーとも異なるが、製作重量は現場での汎用性を考慮し、4個を1組の単位とし、100tきざみで製作することにした。図—8に製作重量を示す。



図—8　シンカー製作重量



図—7　900tonシンカー一般図

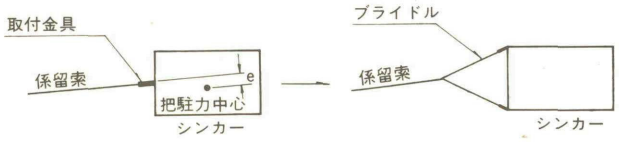
5.6 施工面への配慮

(1) 設置方法

シンカーの設置はクレーン船を用いた設置方式とシンカーをバージに搭載して運搬し、予定位置に投下する方法がある。後者はタコマ橋で行なわれている。タコマ橋のシンカーは重量約600t、3.7m×3.7m×15.7mの大きさで、付近の曳航便利な場所でバージ上にシンカーを作り、設置位置にバージを曳航後バージの片側の隔室内に注水し、バージを傾け投下している。シンカーは回転しながら落下し、いくつかのシンカーには亀裂が発生し、手もどりが生じたことが報告されている。本シンカーではタコマ橋での事例の他、転用の問題、把駐力に方向性があること及び設置精度等を重視し、クレーン船を用いた設置方式を採用した。

(2) 係留索との連結方式

海底面に設置されたシンカーは、海底面土質の不均一性や設置方向のズレ等により把駐力の中心が係留索の延長線上にあるとは限らない。したがって図－9のようにシャックル・取付金具には曲げ応力が付加される。これを防止するためシンカーの前面にブライドル（手綱）を取付けた。



図－9　シンカーと係留索との連結方式

(3) 吊ピース

吊ピースはシンカーの全重量を安全に吊ることができるとともに、クレーン船の吊索との連結が容易なものでなければならない。900tシンカーの設置撤去には1,000t吊以上のクレーン船が必要となり、吊点数はフックの関係から8点、16点、32点とした。クレーン船を用いた作業は高度の経験作業であるため下記の事項に配慮した。

① 1ピースに作用する荷重はアンバランス荷重を考えて1.5倍とし、常時扱いとした

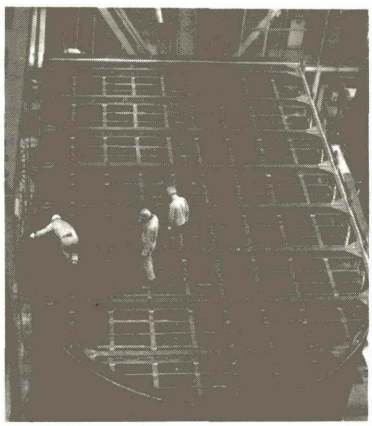
② 吊点数は、設置後の潜水夫によるシャックルの取外し作業を念頭において、ハンドリングの容易な径とし16点とした

(4) スピンドルの取付け高さ

シンカーの機能上、取付け高さは低い方が好ましいが、海底面へのくい込み及び取付け作業が容易に行なえることを考慮し、スピンドルの取付け高さは底面より1.2m上の位置とした。

6. シンカーの製作

シンカーは、モルタルプラント船「世紀」の試運転に伴ない発生したモルタルを有効利用し、プレパックドコンクリート工法により製作をした。シンカーの構造は注入モルタル圧等に対する鋼製型枠とシンカーのフレームとしての機能を併せ持った外壁及び外壁間を連結するタイロッド等の連結材により構成した。接地面は、シンカーの機能が損なわないようコンクリート面を露出している。900tシンカーの一般図は図－7に示した。鋼製フレームは工場で組立てた後、バージで本四公団瀬居基地の岸壁に運搬し据付け、骨材の投入後、モルタル注入を行なった。シンカーフレームの仮組時の状態を写真－1に示す。



写真－1　900tonシンカーの製作

7. あとがき

シンカー設計のポイントは正確な係留力の把握にある。しかし、外力条件、鋼製ケーソンの抗力係数及び動的問題など残された問題も多いので、あらゆる機会をとらえ、より精度をあげてゆきたいと考えている。本稿で紹介をしたシンカーは、54年3月までに16基全部が完成し、瀬居基地において泰然と出番を待ち受けている。これらは、5Pを始めとし長い水中生活に入るが、海中工事を支える裏方として充分な機能を発揮し、橋脚建設の礎として健闘することを祈るものである。

参考文献

1) 本四公団第二建設局坂出工事事務所：南北備讃瀬戸大橋下部工施工計画書5Pケーソン工　昭和53年11月

2) 本四公団第二建設局坂出工事事務所：南北備讃瀬戸大橋下部工施工計画書〔5P〕掘削工、ケーソン工、海中コンクリート工　昭和52年6月

3) 海洋鉄構協会：本州四国連絡橋係留力に関する調査（その1）、（その2）　昭和51年3月　昭和52年3月

4) 神戸市：神戸調査月報　No.41　昭和43年1月

5) 本四公団第二建設局坂出工事事務所：5P地点潮流照査報告書　昭和53年11月

6) 本四公団：下部構造設計基準・同解説　昭和52年3月

大三島橋補剛板の座屈実験

Buckling Tests of Stiffened Plates of Omishima Bridge

今治工事事務所　工事長付　吉田好孝
Yoshitaka Yoshida

1．まえがき

大三島橋のアーチリブのように、軸方向圧縮力と同時に比較的大きな曲げモーメントが作用する部材は、軸方向圧縮力のみを受ける部材とは異なった配慮がなされなければならない。

本州四国連絡橋鋼上部構造設計基準の補剛板に関する規定[3]では、圧縮力と曲げモーメントを受けて、補剛板に応力勾配がある場合、修正係数ρをとり入れることにより、補剛材の必要剛度を、純圧縮力を受ける補剛板より小さくできる内容になっている。純圧縮力の場合、修正係数ρは1.0となり、従来の補剛板の規定における必要剛度に一致する。

更に本四基準では、補剛材と主板の溶接により補剛材に溶接残留応力が生じ、それによる座屈強度の低下はまぬがれないものとし、座屈耐荷力曲線を無補剛板の場合より安全側に考えている。

本実験では、補剛板の応力勾配と補剛材剛度の関係が座屈に及ぼす影響、フランジとウェブで構成される箱断面の座屈耐荷力とその挙動、溶接残留応力が座屈に及ぼす影響などを実験により調査し、前述の規定の前提となった考え方を検証しようとしたものである。実験においては4組8体の圧縮座屈試験用供試体と、1体の溶接残留応力測定用供試体を製作した。なお以下の報告で、補剛材とは主板に溶接されているリブのことであり、補剛板とは主板と補剛材が一体となった部材を指すものとする。

2．実験計画

2.1　実験の系列と本四規準

圧縮座屈試験用供試体の応力勾配係数φ、座屈パラメータR、補剛材剛度γをそれぞれ変化させて、表－1に示す8系列の実験を考えた。供試体No.1、2を基本とし、No.3、4は応力勾配を大きくしたモデル、No.5、6はフランジの剛性をウェブより高めたモデル、No.7、8は逆にウェブの剛性をフランジより高めたモデルである。

ここで、

応力勾配係数　$\varphi=\dfrac{\sigma_1-\sigma_2}{\sigma_1}$ ……(1)

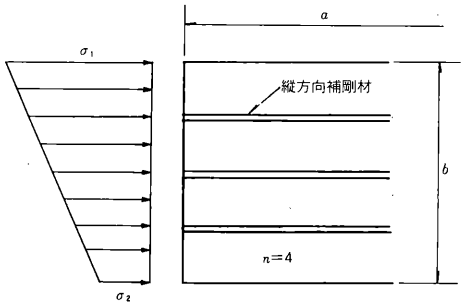
座屈パラメータ　$R=\dfrac{b}{t}\sqrt{\dfrac{12(1-\mu^2)\sigma_y}{\pi^2 Ek}}$ ……(2)

b：補剛板の全幅

t：補剛板（主板）の板厚

表－1　実験の系列

	応力勾配係数 φ	座屈パラメーターR		ウェブの補剛材剛度
		フランジ	ウェブ	
No.1	0.5	0.7	0.75	γ
No.2	0.5	0.7	0.75	2γ
No.3	1.0	0.7	0.75	γ
No.4	1.0	0.7	0.75	2γ
No.5	0.5	0.5	0.75	γ
No.6	0.5	0.5	0.75	2γ
No.7	0.5	0.7	0.6	γ
No.8	0.5	0.7	0.6	2γ



図－1　補剛板の応力分布
（軸方向圧縮と曲げモーメントを受ける場合）

μ：ポアソン比

σ_y：降伏応力度

E：弾性係数

座屈係数　$k=\dfrac{8.4n^2}{2.1-\varphi/n}$ ……(3)

n：縦方向補剛材によって区切られるパネル数（$n\geqq 2$）

本四規準による縦方向補剛材剛比（$\alpha\leqq\alpha_o$、かつ横方向補剛材1個の断面2次モーメントが式(6)により与えられるI_q以上である場合）

$$\gamma_S=\rho 4\cdot\alpha^2\cdot n\cdot\left(\frac{t_o}{t}\right)^2(1+n\cdot\delta)-\frac{(\alpha^2+1)^2}{n},\quad(t\geqq t_o)\ \cdots\cdots(4)$$

補剛材剛比修正係数

$\dfrac{2.1-0.9\varphi}{2.1-\varphi/n}$、（$0\leqq\varphi\leqq 1$の場合） ……(5)

$$\rho=\frac{2.1}{(2.1-\varphi/n)\left\{1.75+2.1(\varphi^2-\varphi)\dfrac{\alpha}{\alpha_o}\right\}}$$

（$1<\varphi\leqq 2$の場合） ……(6)

a：補剛板の長さ

$\alpha = a/b$

$\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_s}$

t_0：補剛板の最小板厚

$\delta = \dfrac{F}{b\cdot t}$（ただし$F \geqq \dfrac{bt}{10n}$）

F＝縦方向補剛材1個の断面積

$$I_q = \left(\frac{bt^3}{11} + nI_s\right) / 4\alpha^3 \quad \cdots\cdots(7)$$

$$I_s = \frac{bt^3}{11}\cdot\gamma_s$$

なお$t < t_0$の場合、補剛材剛比は式(4)の代りに、

$$\gamma_s = \rho 4\cdot\alpha^2\cdot n\cdot(1+n\cdot\delta) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n}, \quad (t<to)$$

で示される。

$\alpha > \alpha_0$、または横方向補剛材1個の断面2次モーメントが式(6)により与えられるIq未満である場合、

$$\gamma_s = \begin{cases} \dfrac{1}{n}\left[\left\{\rho_o 2n^2\left(\dfrac{t_o}{t}\right)^2(1+n\cdot\delta)-1\right\}^2-1\right], & (t \geqq t_o) \\ \dfrac{1}{n}\left[\left\{\rho_o 2n^2(1+n\cdot\delta)-1\right\}^2-1\right], & (t<t_o) \end{cases}$$

ここで、

$$\rho_o = \begin{cases} \dfrac{2.1-0.9\varphi}{2.1-\varphi/n}, & (0 \leqq \varphi \leqq 1 \text{の場合}) \\ \dfrac{2.1}{(2.1-\varphi/n)\{1.75+2.1(\varphi^2-\varphi)\}}, & (1<\varphi\leqq 2 \text{の場合}) \end{cases}$$

である。ただし大三島橋のアーチリブでは通常2.2～2.7m間隔に十分な剛性を有するダイヤフラムがあり、これは補剛板の座屈ノードとなり得る。また大三島橋の場合、設計上最も曲げモーメントが大きくなる状態で$\varphi \fallingdotseq 1$である。

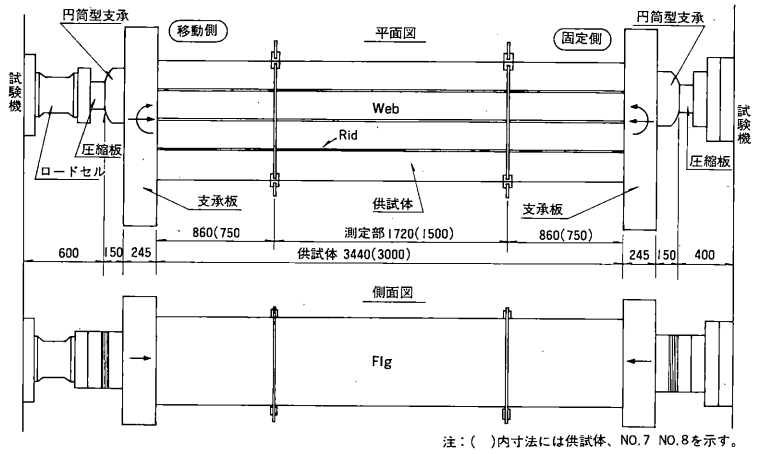
2.2 供試体諸元

材料試験で得られた鋼板の降伏点強度を考慮して、供試体を製作した。主要寸法及び座屈関係諸元を表－2に示す。

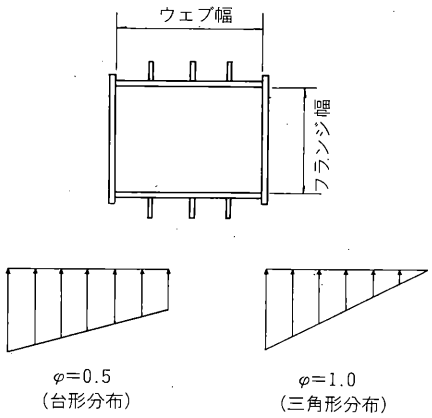
溶接は全て手溶接による隅肉溶接で、フランジとウェブの溶接脚長が4mm、ウェブとリブの溶接脚長が3mmである。溶接条件は電圧30V、運棒速度28cm/min程度、電流は脚長4mmの場合150A、3mmの場合120A、溶接棒の径は脚長4mmの場合ϕ3.2mm、3mmの場合ϕ2.6mmとした。実際の大三島橋アーチリブには全てSM58材を使用しており、板厚はフランジで22～38mm、ウェブで18～28mm、補剛材本数はフランジ1枚当り2本、ウェブ1枚当り6本、補剛材の断面はフランジで220×25mm、ウェブで190×19mm、アーチリブ断面は1,800mm×3,550mmの箱型である。

表－2　供試体の寸法と座屈関係諸元

供試体NO.	項目	補剛材本数 S (本)	パネル数 n (S+1)	主板板厚 t (mm)	主板板幅 b (mm)	主板幅厚比 b/t	座屈係数 k	座屈パラメータ R	補剛材板厚 t_s (mm)	補剛材板幅 b_s (mm)	主板断面積 A (cm²)	補剛材断面積 F (cm²)	面積比 $\delta = F/A$	主板断面二次モーメント I $\frac{1}{11}bt^3$ (cm⁴)	補剛材断面二次モーメント Is $\frac{1}{3}bs^3$ (cm⁴)	剛比 γ I_s/I	最小板厚 t_o	板厚比 t_o/t	板の長さ a (mm)	縦横比 $\alpha = a/b$	修正係数 ρ
1	フランジ			18.8	620.1	33.0	4.0	0.707			116.6						18.99	1.01	1719.9	2.77	
	ウェブ	3	4	6.2	860.9	189	68.50	0.730	11.7	80	53.4	9.4	0.175	1.865	200	107	6.48	1.05		2.00	0.817
2	フランジ			18.8	620.3	33.0	4.0	0.707			116.6						19.00	1.01	1719.9	2.77	
	ウェブ	3	4	6.2	861.0	139	68.22	0.731	11.7	100	53.4	11.7	0.219	1.865	390	209	6.51	1.05		2.11	0.829
3	フランジ			19.0	620.3	32.6	4.0	0.701			117.9						19.03	1.00	1719.8	2.77	
	ウェブ	3	4	6.0	861.8	144	72.87	0.753	11.7	70	51.7	8.2	0.158	1.692	134	79	6.25	1.04		2.00	0.640
4	フランジ			19.0	620.3	32.6	4.0	0.701			117.9						19.03	1.00	1719.3	2.77	
	ウェブ	3	4	6.0	861.3	144	72.76	0.735	11.7	85	51.7	9.9	0.192	1.691	240	142	6.25	1.04		2.00	0.644
5	フランジ			18.8	529.7	28.2	4.0	0.602			99.6						16.18	0.86	1720.1	3.25	
	ウェブ	3	4	6.1	860.8	141	68.73	0.721	11.7	75	52.5	8.8	0.167	1.776	165	93	6.31	1.04		2.00	0.808
6	フランジ			18.8	529.4	28.2	4.0	0.602			99.5						16.17	0.86	1720.3	3.25	
	ウェブ	3	4	6.1	860.9	141	68.13	0.725	11.7	95	52.5	11.1	0.212	1.776	334	188	6.35	1.04		2.00	0.832
7	フランジ			18.8	620.0	33.0	4.0	0.693			116.6						18.61	0.99	1500.4	2.42	
	ウェブ	3	4	6.2	750.1	121	68.15	0.593	11.7	65	46.5	7.6	0.164	1.625	107	66	5.28	0.85		2.00	0.831
8	フランジ			18.8	620.1	33.0	4.0	0.693			116.6						18.61	0.99	1500.4	2.42	
	ウェブ	3	4	6.2	750.4	121	68.41	0.592	11.7	80	46.5	9.4	0.201	1.626	200	123	5.27	0.95		2.00	0.821



図－2　供試体の設置状態



図－3　供試体断面と作用力

表－3　圧縮・引張試験機の性能

	引張試験	圧縮試験
最大試験荷重 (ton)	1.500	3.000
最大使用水圧 (kg/cm²)	200	400
有効行程 (mm)	500	400
供試体最大長さ (m)	12.1	15.1
供試体最大巾 (m)	2.0	2.0
供試体最大重量 (ton)	20.0	20.0

2.3　試験方法

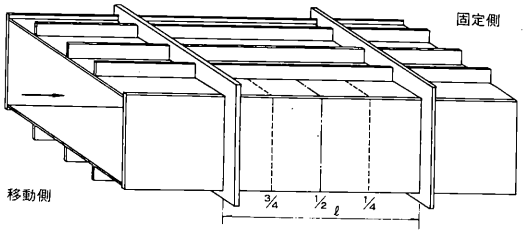
(1)　座屈試験

座屈試験は水圧式横型の圧縮引張試験機を使用した。供試体に軸方向圧縮力と曲げモーメントを作用させるには、供試体に偏心圧縮力を直接加える方法をとった。供試体と試験機の間には円筒型の支承を設置し、供試体の回転を拘束しないような機構とした。ただし、供試体が荷重を受けて回転することによって生じる微小な圧縮力作用点の変位は無視している。図－2に供試体の設置状態を示す。供試体と支承の間にはt ＝245mmの厚板をはさみ、応力伝達を確実にした。測定対象部分は2枚のダイヤフラムで分割された中央の区間である。補剛板、（ウェブ）の補剛材本数は8体とも3本で、補剛板の分割パネル数は4となる。フランジには比較的板厚の大きな無補剛板を用いた。なお測定作業を容易にするため、ウェブが上下面になるように供試体を設置している。供試体に偏心圧縮力を作用させた場合、ウェブは応力勾配を有する荷重分布となり、この分布形状は上下面とも同じである。フランジには一様に分布する圧縮力が作用するが、この大きさは左右のフランジで異なることになる。図－3に供試体断面と作用力を示す。

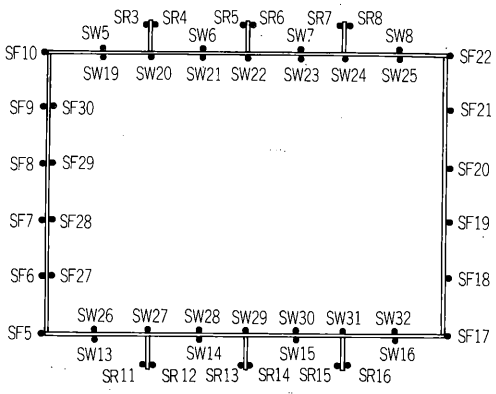
ひずみ及び変位の測定位置は、ダイヤフラムで囲まれた測定部の長さをℓとすれば$\ell/4$点、$\ell/2$点および$3\ell/4$点の3断面である。ひずみはフランジ32点、ウェブ38点、リブ20点の計90点にストレインゲージを貼付して直ひずみを測定した。変位はリング型変位計と摺動型変位計を使用し、測定点数はフランジ9点、ウェブ20点、リブ28点、支承板8点、移動側圧縮板4点の計69点である。この他にロードセルの左右両側面にそれぞれ2軸ゲージを貼付している。

ひずみゲージ及び変位計のセットが完了した後、応力勾配の調整は供試体断面中央の上下フランジのひずみ（SF5、SF10、SF17、SF22）を測定することによって行なった。

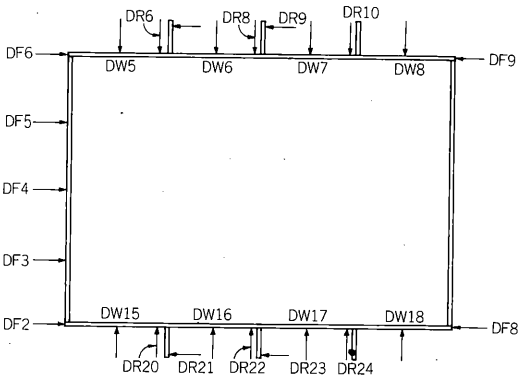
荷重ステップは降伏点荷重付近まで50 t毎、荷重――変位の関係が非線形となる付近からは30、20、10t と載荷重の幅を小さくしている。



図－4　供試体の測定位置



図－5　ひずみ測定位置（$\ell/2$点）



図－6　変位測定位置（$\ell/2$点）

(2) 溶接残留応力測定試験

試験体の寸法はフランジ巾650mm、厚さ19mm、ウェブ高860mm、厚さ6mm、全長2,000mmである。供試体の中央部分に104枚の2軸ひずみゲージを貼付したが、このうち補剛材には30枚貼付している。供試体の切断は自動ガス切断機と鋸を用い、溶接部付近は最終的に40mm×40mmの大きさまで細断して応力を解放した。

3. 試験結果

(1) 応力勾配

作用荷重がフランジの降伏荷重に近く、かつ全断面が弾性域にある時点での応力勾配を測定すると、表—4のとおりである。平均値と目的値の差は最大13%(No.5)、上側ウェブと下側ウェブの差の最大は10%以下(No.6)である。解析にはこの実験で得られた応力勾配を用いている。

表—4 ウェブの応力勾配

供試体	荷重 (t)	実験値 上側ウェブ	実験値 下側ウェブ	実験値 平均値	目的値
No.1	963	0.545	0.550	0.548	0.5
No.2	963	0.495	0.536	0.515	0.5
No.3	572	0.998	1.037	1.017	1.0
No.4	570	1.000	1.030	1.014	1.0
No.5	869	0.579	0.551	0.565	0.5
No.6	768	0.503	0.552	0.527	0.5
No.7	868	0.525	0.548	0.536	0.5
No.8	863	0.525	0.553	0.539	0.5

(2) 降伏荷重

先に求めた応力勾配と材料試験の結果より、各供試体のウェブ上端降伏荷重及びフランジ降伏荷重を求めると表—5のとおりである。ここでσ_yは上降伏応力度を計測している。

表—5 フランジ及びウェブの降伏荷重

	σ_{fy} (kg/mm²)	σ_{wy} (kg/mm²)	P_{fy} (ton)	P_{wy} (ton)
No.1	34.9	35.9	1041	1059
No.2	34.9	35.9	1101	1121
No.3	35.0	36.2	698	707
No.4	35.0	36.2	718	729
No.5	34.7	34.1	926	912
No.6	34.7	34.1	986	971
No.7	33.5	31.1	949	883
No.8	33.5	31.1	973	906

ここで σ_{fy}：フランジの降伏応力度 σ_{wy}：ウェブの降伏応力度
P_{fy}：フランジの降伏荷重 P_{wy}：ウェブの降伏荷重

なお、補剛材の降伏応力度はNo.1、3、5がσ_y=37.1kg/mm²、その他の供試体がσ_y=37.2kg/mm²であった。

(3) 応力度及びひずみ

断面の応力度分布の変化状態を図—7に、フランジとウェブの荷重——ひずみ図を図—8；9に示す。荷重—ひずみ図において、その曲線が乱れる点を座屈点、変形に対して荷重が増加しなくなる点を極限強度とみなした。

一般にフランジの場合は座屈点と極限強度が明確に現われているが、ウェブの場合は特に座屈点がフランジ程明瞭ではなかった。溶接箱断面としての崩壊に至るまで、フランジとウェブはかなり強く相互に影響し合っていたと推測できる。また、$\ell/4$点、$\ell/2$点および$3/4\ell$点相互にややばらつきは見られるが、同一供試体では挙動の傾向に大きな差はなかった。

(4) 溶接残留応力度

フランジ内面の残留応力度は図—10に示すようにσ_x、σ_yとも小さな値であるが、外面でウェブとの隅肉溶接近傍ではσ_x=18kg/mm²の応力度が生じている(引張を正とする)。

ウェブ内面の応力度も図—10に示すとおりであるが、外面については、縦リブが溶接されているため、測定結果はかなり乱れた応力分布となった。しかし溶接部近傍では高い応力度を示しており、σ_xの最大が38kg/mm²、σ_yの最大が18kg/mm²となった。リブ間では内外面とも圧縮応力が生じている(圧縮応力度σ_xの最大 −12kg/mm²)。

リブの残留応力分布は6本ともかなり似かよった傾向を示した。リブ中央でのσ_xの最大値は−19kg/mm²である。

4. 結論と考察

1) 供試体の極限強度が、フランジ座屈後に生じたウェブの座屈によって決定されたと仮定するならば、ウェブの補剛材剛度はいずれの条件においてもγ程度で十分である。

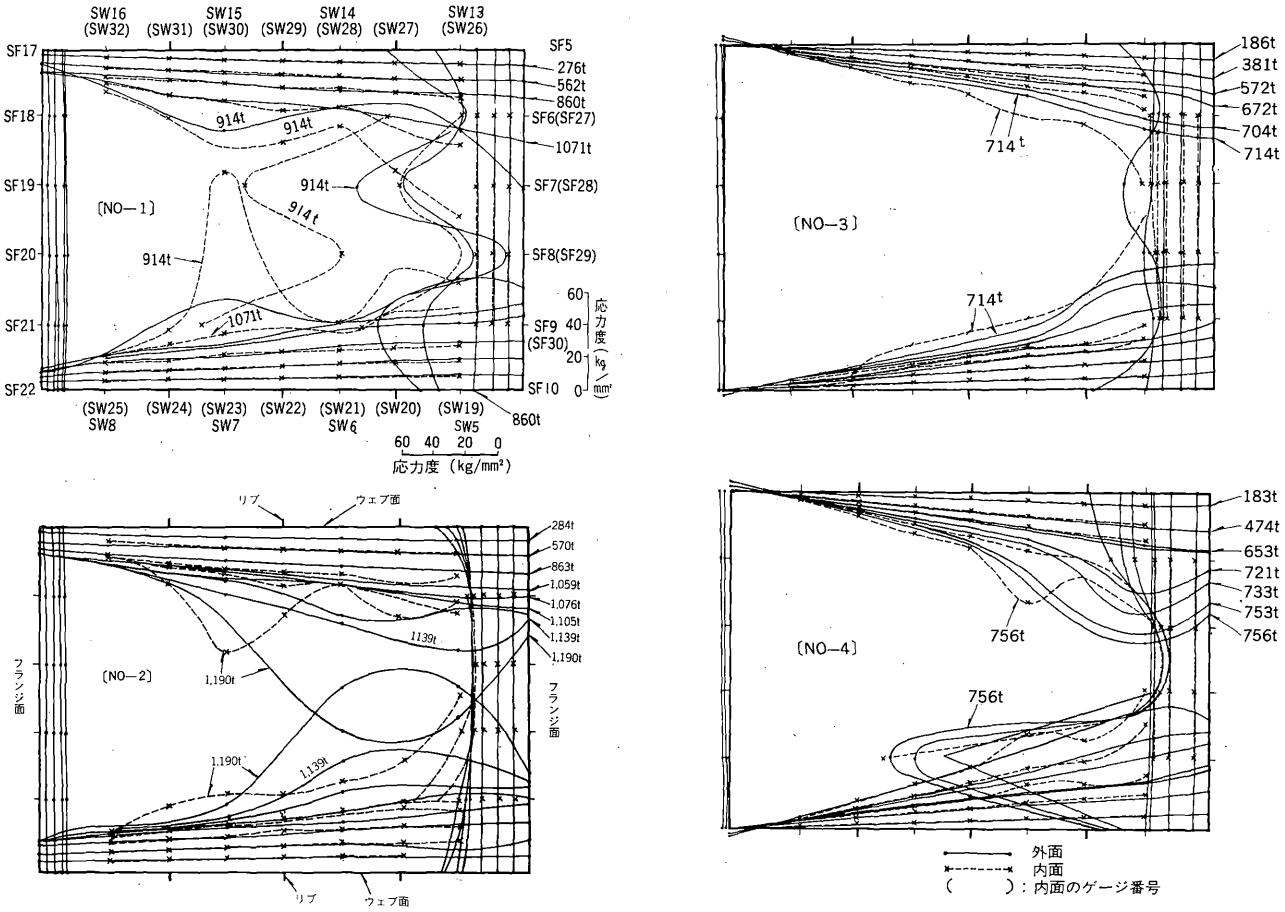
2) 補剛材剛度と2γに上げたことによる効果は、供試体No.2以外についてわずかに認められた。最も大きな効果を示した供試体は、応力勾配係数φの大きなNo. 4であるが、それでもNo.3に対しP_{cr}/P_{fy}の差で3.0%、P_{cr}/P_{wy}の差で2.7%程度影響しているに過ぎない。(表—6)

表—6 座屈荷重及び極限荷重(実験結果)

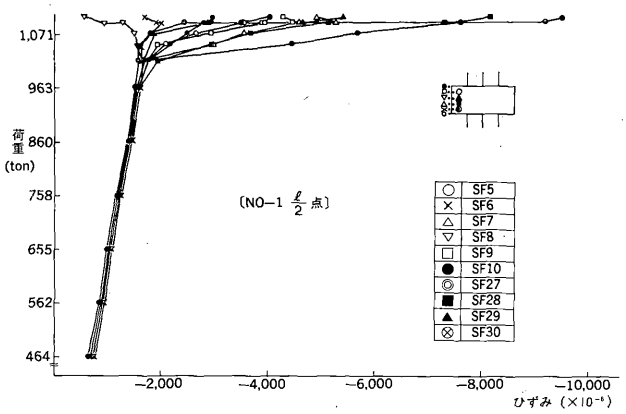
	① P_{fb}	② P_{cr}	③ P_{fb}/P_{fy}	④ P_{cr}/P_{fy}	⑤ P_{cr}/P_{wy}	④−③
No.1	1012t	1090t	0.972	1.047	1.029	0.075
No.2	1142	1139	0.946	1.035	1.016	0.089
No.3	650	714	0.931	1.023	1.010	0.092
No.4	702	756	0.978	1.053	1.037	0.075
No.5	868	951	0.937	1.027	1.043	0.090
No.6	917	1027	0.930	1.042	1.058	0.112
No.7	924	983	0.974	1.036	1.113	0.062
No.8	956	1022	0.983	1.050	1.128	0.067

P_{fb}：フランジの座屈荷重 P_{cr}：極限荷重
P_{fy}：フランジの降伏荷重(表—5)
P_{wy}：ウェブの降伏荷重(表—5)

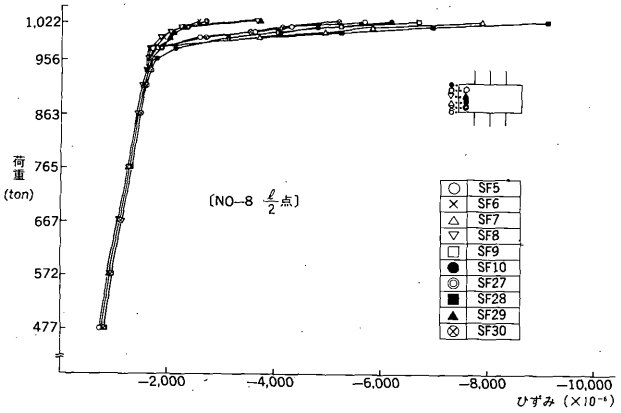
3) 応力勾配係数φが大きな供試体No.3は、修正係数ρの影響により供試体No.1より小さな補剛材剛度となっているが、P_{cr}はウェブの降伏荷重P_{wy}を1.0%、フランジの降伏荷重P_{fy}を2.3%上廻っている。崩壊までの過程でも、特に他の供試体と異なった挙動を示すようなことは無かった。



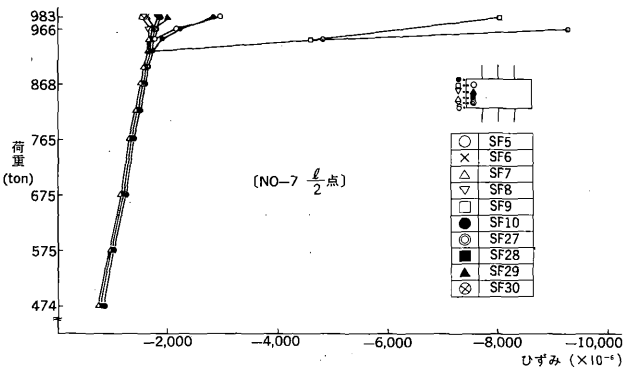
図—7　断面（ℓ/2点）の応力度分布の変化



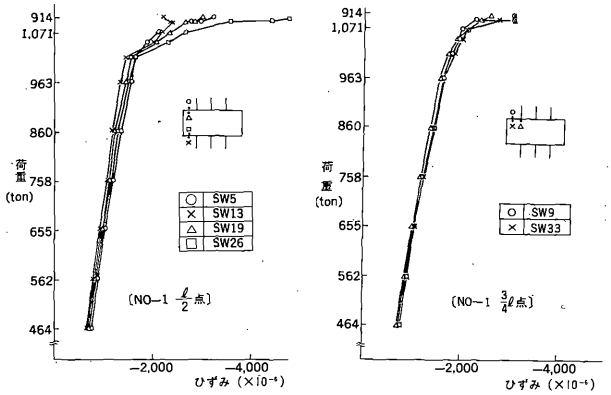
図—8　（a）フランジの荷重——ひずみ図



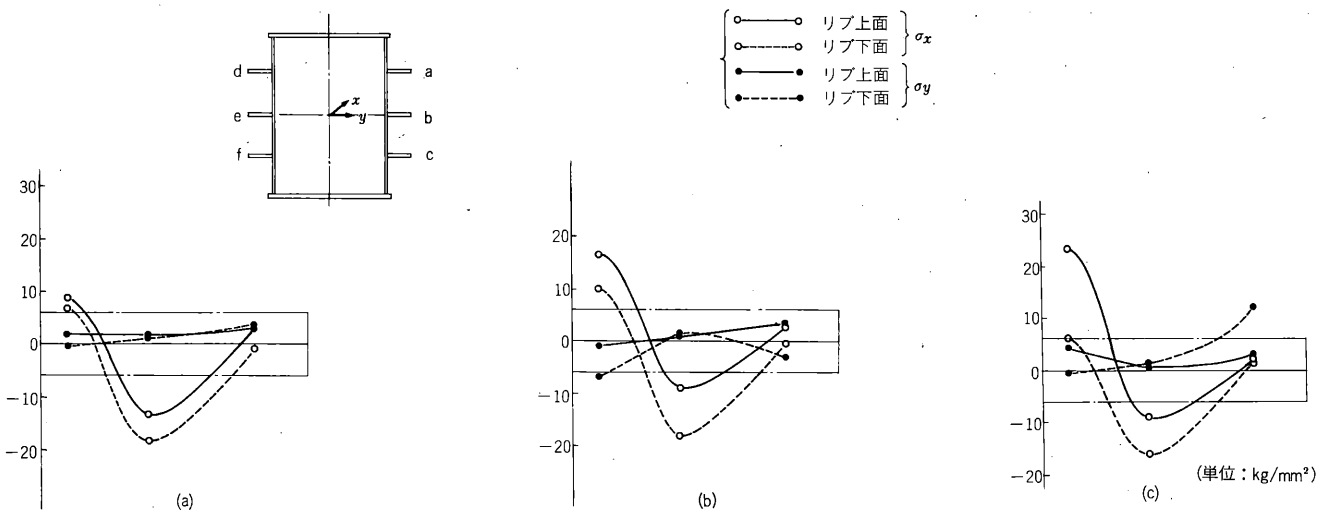
図—8　（c）フランジの荷重——ひずみ図



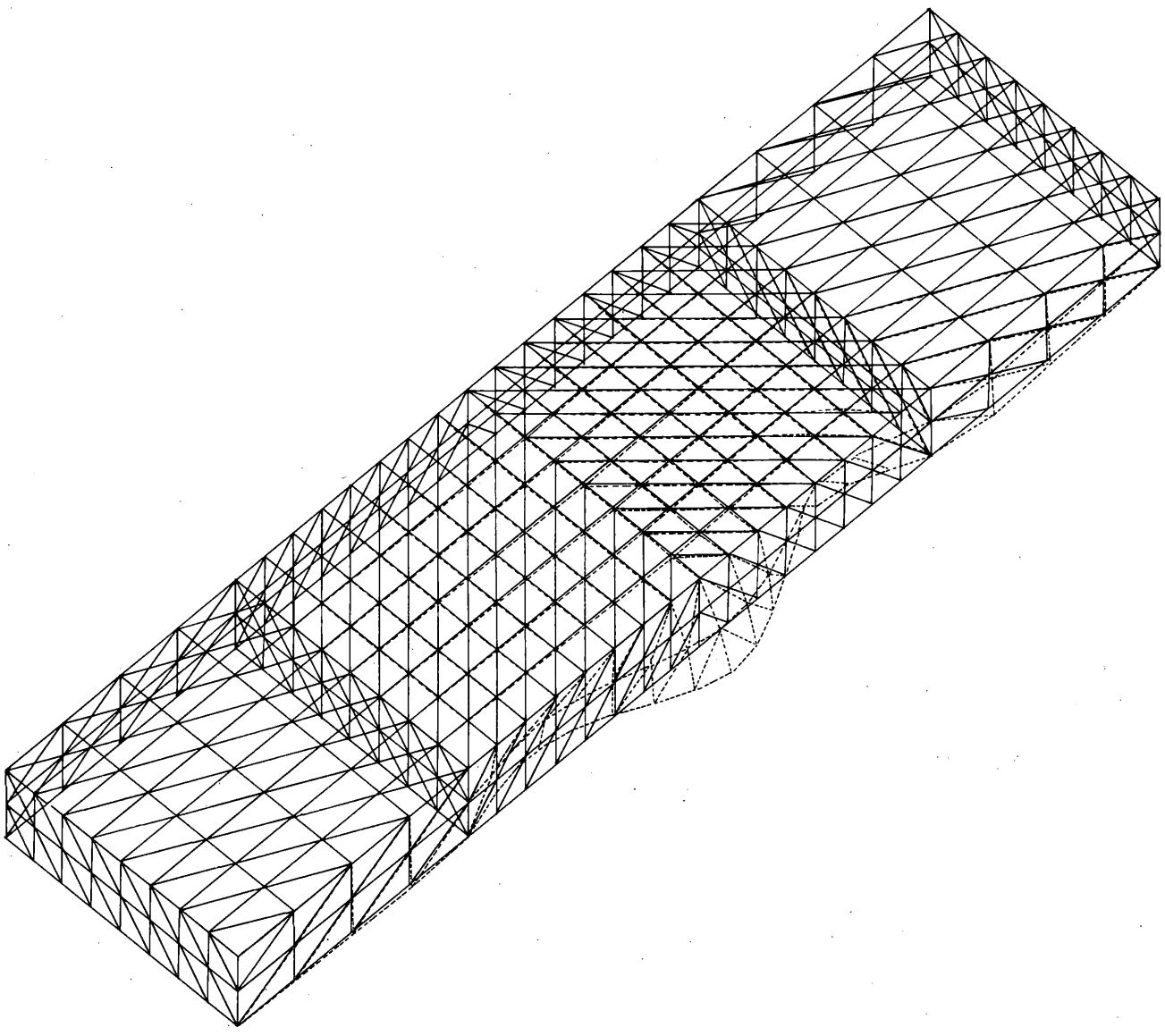
図—8　（b）　フランジの荷重——ひずみ図



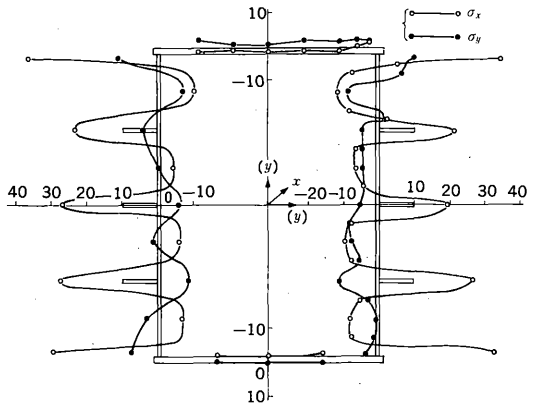
図—9　ウェブの荷重——ひずみ図



図—11　補剛材の溶接残留応力度



図—12　座屈モード図（供試体NO. 1）



図—10　フランジおよびウェブ内面の溶接残留応力度
（単位：kg/mm²）

4）　現行示方書によれば、無補剛板で純圧縮の場合、座屈パラメータ$R \leqq 0.7$であれば降伏荷重以下で座屈は生じないとみなせるが、フランジは降伏荷重の93～98%の荷重で座屈している。フランジ幅の狭いNo.5及びNo.6が比較的低い荷重（94及び93%）で座屈していることから、溶接による圧縮残留応力の影響が大きいと思われる。その他に偏心荷重載荷によりフランジに曲げ変形が生じ、耐荷力が低下したことも考えられる。

5）　補剛材内に存在する溶接残留応力が供試体の座屈及び極限強度に及ぼした影響は少なかったと思われる。

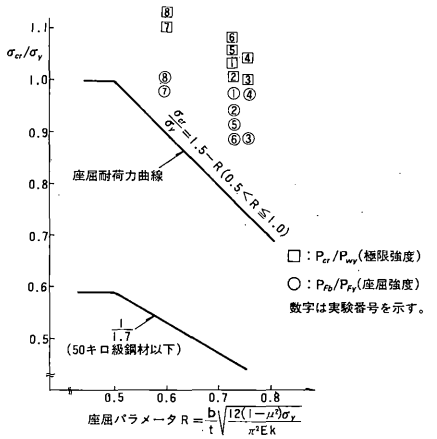
これはリブの降伏応力度がウェブの降伏応力度よりやや高かったことが原因していると考えられる。実験後、リブの変形が認められたのはNo.1のみであった。

6）　ウェブにおける支配的な座屈モードはNo.1、2がリブ間の部分座屈、No—3、5、6、7、8が補剛板の全体座屈、No—4が部分座屈と全体座屈の複合した形であった。

フランジの座屈モードは軸（長手）方向には数波形、軸直角方向には1波形であった。図—12にＦＥＭ解析によるNo.1の座屈モード図を示すが、実験とよく一致しているといえる。

7）　供試体の極限強度P_{cr}は全てのケースのフランジおよびウェブの降伏荷重を越えている。ウェブの降伏荷重に対するP_{cr}の超過分は1%から13%、フランジに対しては2%から5%である。総じて補剛材の効果が現われているようである。図—13に補剛板の座屈耐荷力曲線と実験結果との関係を示すが、実験結果は全てこの基準曲線を上廻っており、本四基準による補剛板の設計法は妥当であると考えられる。（注：ウェブの明確な座屈点が得られなかったので、図—13で座屈強度を示す○印は便宜上フランシの値を用いている。）

8）　座屈強度に直接影響を与えるx方向の圧縮残留応力度は、フランジで−0.9～−3.0kg/mm²、ウエブで最大−12kg/mm²であった。



図—13　補剛板の座屈耐荷力曲線と実験結果

5．あとがき

この実験は昭和51年度に行なわれたものである。

本四公団の上部構造設計基準はその後も改訂を重ねて現在に至っているが、本稿はその最も新しい内容に即している。

供試体については、溶接箱断面ということと補剛板ということの2点に着目して製作したが、そのためフランジとウェブそれぞれの崩壊挙動の分析がやや困難になった。補剛板のみを対象にするならば、他の供試体形状および載荷方法を考えても良いと思われる。

実験は本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会座屈分科会の指導のもとに、座屈実験を広島大学工学部船舶工学科大型強度試験室において、残留応力測定実験を石川島播磨重工業横浜溶接センターにおいてそれぞれ行なったものである。当時の関係者の方々に厚く御礼申し上げます。

参考文献

1）　本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書　昭和52年3月
2）　宇佐美勉、福本啸士：圧縮力と曲げモーメントを受ける補剛材つき板の座屈強度と設計　土木学会論文報告集　第247号　1976年3月
3）　上部構造設計基準・同解説　昭和52年8月　本州四国連絡橋公団
4）　道路橋示方書・同解説　昭和55年2月　日本道路協会
5）　吉田好孝、北川信、宇野名右衛門：曲げと圧縮を受ける補剛板の座屈強度について　土木学会第32回年次学術講演会講演概要集　Ⅰ—288　1977

技術ニュース

鋼橋等塗装基準および塗料暫定規格の改訂

鋼橋等塗装基準および塗料暫定規格については、これらが制定されてから3～4年経過しており、これらの基準に従った施工例も出てきているので、その施工実績および制定後の技術面の進歩を勘案して改訂した。

鋼橋等塗装基準の主要な改訂点は現場でポリウレタン樹脂塗料の中・上塗を行う塗装系No.5(2)を設けたことである。従来、塗装系No.5は下塗と中・上塗との塗装間隔の制限が厳しいため、全て工場で塗装するものとしていた。しかし、塗装系No.5を適用することが望ましい橋梁であっても、部材の輸送・架設中に損傷や汚染を受け、現場での補修面積が多大となることが予想される橋梁もある。このため、こうした場合に対処することを目的として、塗装系No.5を基本として現場で中・上塗する塗装系No.5(2)を新たに設けたものである。

また、塗料暫定規格の主要な改訂点は従来低温時に用いることとなっていたウレタン樹脂塗料の規格を削除し、これに変わるエポキシ樹脂塗料・低温用の規格を新たに設けたことである。また、塗装系No.5(2)で工場塗装の最終層に塗装するエポキシ樹脂ＭＩＯ塗料・中塗の規格を新たに設けた。

重力式吊橋アンカレイジ設計要領(案)

吊橋アンカレイジは、一般に巨大構造物であるため、膨大な資材と労働力を必要とし、また長期にわたる施工期間が必要とされる。従って、施工中及び完成後ともその社会環境に及ぼす影響は大きいものがある。この吊橋アンカレイジの設計をより合理的に行うため、因島大橋、大鳴門橋等の実施設計、施工実積をふまえてアンカレイジ設計上の問題点を抽出し、昭和50年度に実施されている「吊橋アンカレイジ設計要領(案)」の見直しを行い必要に応じて補足修正したものである。検討の主な内容は、次の通りである。(1)許容応力度及びその割増し、(2)地盤支持力、(3)アンカレイジの安定計算、(4)断面の算定、(5)ひび割れ制御、(6)表面筋。なお、これらの検討にあたっては、別途学識経験者で構成される「吊橋アンカレイジ設計検討委員会」を開催し、意見聴取を行い、「設計要領(案)・同解説」に反映させてまとめたものであるが、この要領(案)に記載するのが困難な部分については、別途参考資料として、計算例を記載したので参照されたい。

航路別輸送実態調査

瀬戸内海におけるフェリーおよび旅客船による輸送の実態を把握することを目的に昭和54年6月21日(木)、119航路（フェリー73航路、旅客船46航路）を対象に実態調査を実施した。調査は往所、性別、年令、旅行目的、出発地・目的地、車種、乗車人員、積載品目等18項目についてアンケート方式により行い、回収率は89.5%であった。なお同様の調査を昭和50年6月12日(木)に行っている。

調査結果の概要を要約すると以下のとおりである。

(1) 調査当日の総乗船旅客人数は約106千人で前回に比較し約18千人の減少となっており、児島・坂出ルート関連において約2千人増加した以外は各ルート関連とも減少し、国鉄宇高連絡船においては約6千人の減少となっている。

(2) 旅行目的は業務目的が全体の約46%を占め、次いで観光約18%、通勤・通学約16%、家事・買物、修学旅行・学校行事の順となっている。

(3) フェリー航路による自動車航送台数は約26,400台で、前回に比較し約600台の増加となっており、車種別構成比は貨物車類約61%、乗用車類約28%、その他11%となっている。

(4) 国鉄宇高連絡船利用者のうち、往復とも連絡船を利用すると答えた旅客は約77%である。

南北備讃瀬戸大橋5Ｐ鋼製ケーソン製作艤装

南北備讃瀬戸大橋5Ｐ鋼製ケーソンはプレパックドコンクリートを打設するための海中型枠であり、外郭寸法は巾59m、長さ27m、高さ37mである。ケーソン構造に対する荷重はプレパックドコンクリート圧が支配的であり、下端部における値は約22t/m²である。本ケーソンは輸送上の観点から浮上曳航方式をとるため二重壁構造としている。この壁板の構成は、板厚12mm（ＳM50）のスキンプレートを縦リブ、水平および鉛直ガーダー（一般橋梁の横桁および主桁に相当）で補剛した形のもので、ケーソン本体の重量は約3,700tである。

本工事は、以上のケーソン本体の製作と艤装品（鋼重約1,700t）の製作取付を主内容とし、54年3月に発注された。ケーソンは日本鋼管K.K津製作所において、全体を56ヶのブロックに別け、ドック内で大組立をする方法により製作した。これと平行して係留用ウィンチ（巻込み力130t、8台）等の艤装品の製作を行った。製作完了後55年3月1日に出渠を行い、3,000t吊起重機船を使用して潜水バージに搭載し、広島県福山港内へ回航した。以後の作業は、ケーソン浮上時における安定確保を目的としたバラストコンクリートの打設、艤装品の一括搭載、備讃瀬戸南工区工事占用海域への曳航と搭載機器の総合試運転を予定している。（巻頭写真参照）

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4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　300円　昭和52年11月

土質及び地質調査共通仕様書・測量作業共通仕様書

250円　昭和54年11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12号

発　行　昭和55年4月15日
監　修　本州四国連絡橋公団
発行所　財団法人海洋架橋調査会
東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル　〒105
電話03(436)—3896
発行者　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