

報技四本

修監公団橋絡連四国本州

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第28号 目次

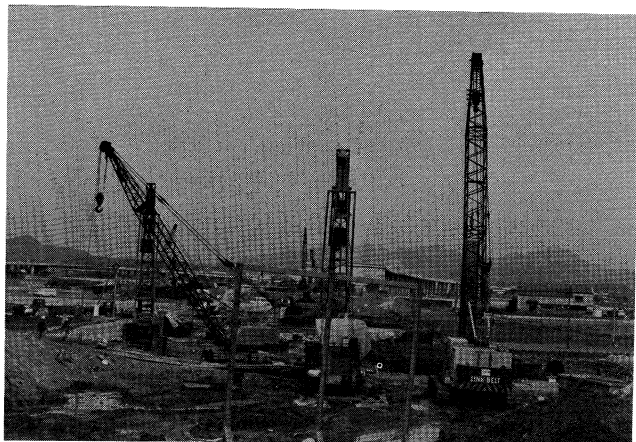
現場からの土産話	参 与	吉 田 巖	1
FEM・RBSMによる基礎の支持力・			
変形解析	第二建設局倉敷工事事務所	栗 野 純 孝	2
松帆沖地質調査	第一建設局垂水工事事務所	岩 屋 勝 司	8
	同 上	土 田 宝	
	第一建設局鳴門工事事務所	小 林 克 己	
大鳴門橋ケーブルバンドの設計	第一建設局鳴門工事事務所	淵 田 政 信	19
	同 上	鈴 木 周 一	
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計(その1)	第三建設局設計課	馬 場 賢 三	25
	第二建設局坂出工事事務所	成 井 信	
	第三建設局維持課	吉 元 郁 男	
大島大橋の基本設計(その1)	第一建設局建設部	山 田 勝 彦	36
	(前)第三建設局設計課	正 田 伸 二	
技術ニュース			47
本四技報目次一覧			49

臨時増刊号(因島大橋特集号) 第29号 掲載予定

- 因島大橋と関連区間の概要
- 因島大橋上部工工事の回想
- 因島大橋関連区間の陸上部工事
- 因島大橋橋面舗装
- 因島大橋架設時応力測定
- 因島大橋ケーブル・桁・後期工事
- 因島大橋上屋工事
- 因島大橋維持管理設備

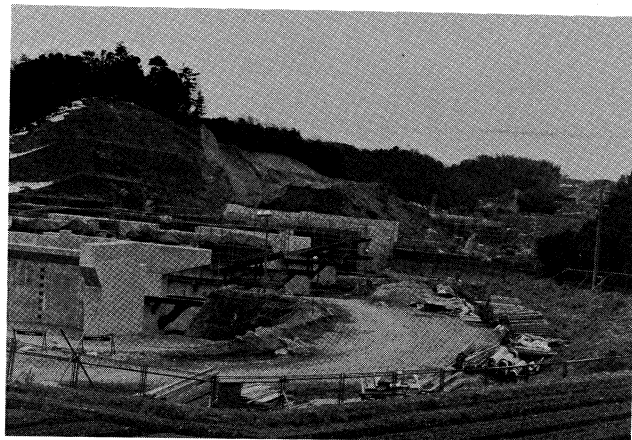
本四技報 第30号 (59.7) 掲載予定

- 門崎高架橋の橋面舗装
- 測塔を有する吊橋のケーブル架設工法
- 櫃石島橋3P鋼製ケーソン設計
- 岩黒橋下部工施工報告(その1)
- 北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計(その2)
- 北備讃瀬戸大橋塔風洞実験
- 伯方・大島大橋の基本設計(その2)
- 大鳴門橋ケーブル架設



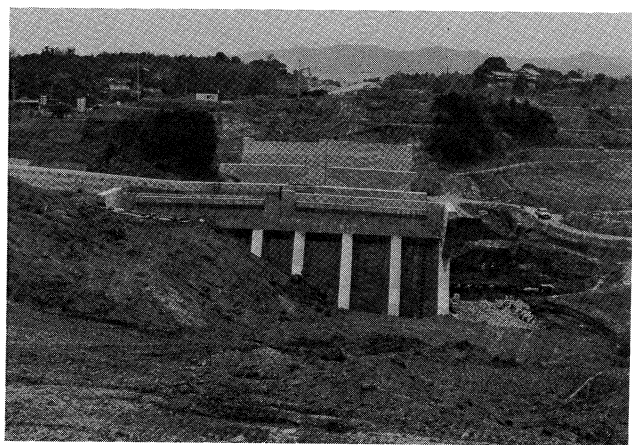
志知高架橋下部工事

(59年2月)



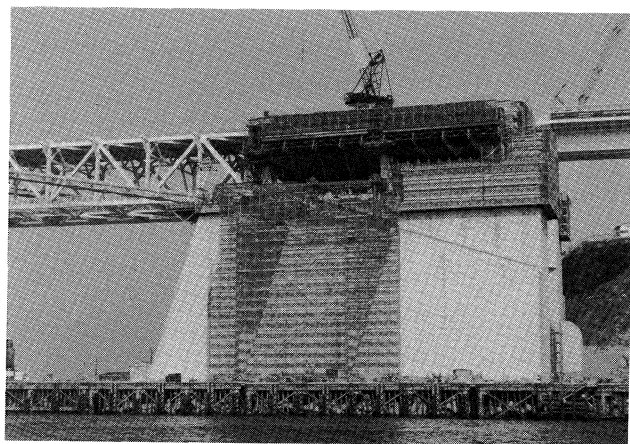
山田原工事

(59年2月)



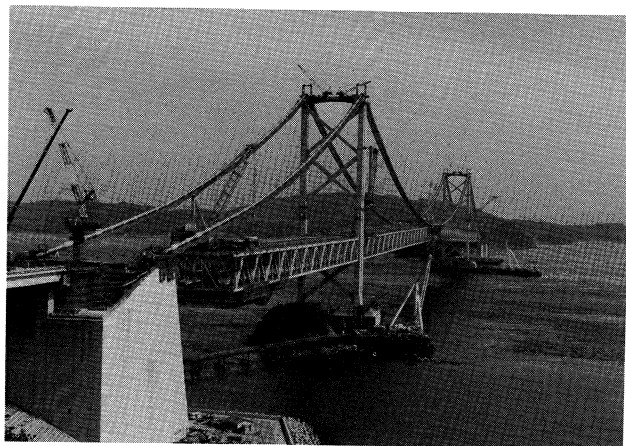
津名工事

(59年2月)

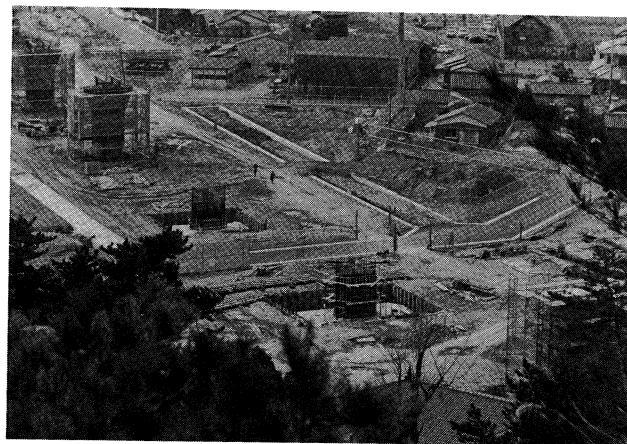


大鳴門橋上屋工事(1A)

(59年2月)



大鳴門橋補剛桁架設工事(大毛島側より) (59年2月)

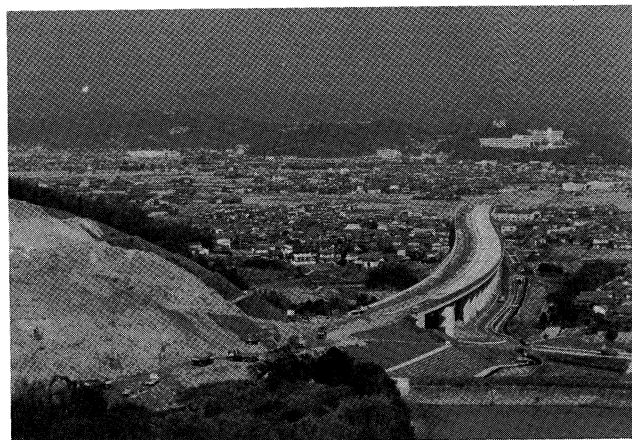


撫養高架橋下部工事

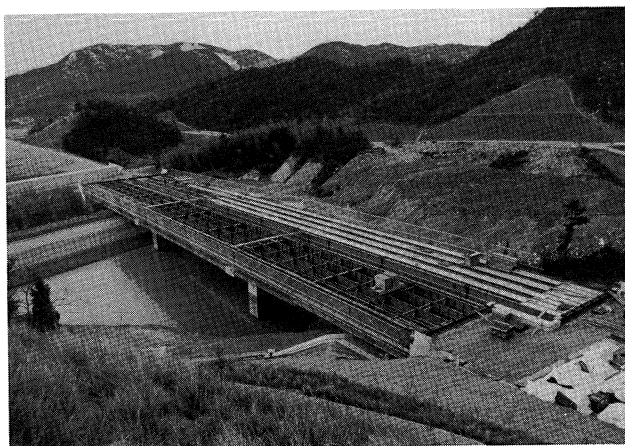
(59年2月)



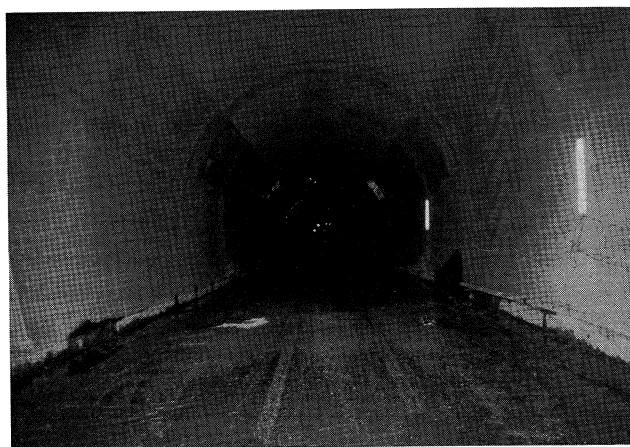
一般国道30号亀山高架橋(その1)工事 (59年2月)



一般国道30号粒江(その1)工事 (59年1月)



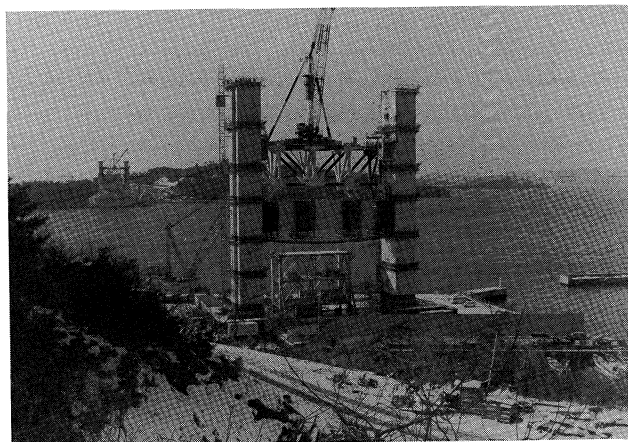
一般国道30号盃地橋鋼上部工工事 (59年2月)



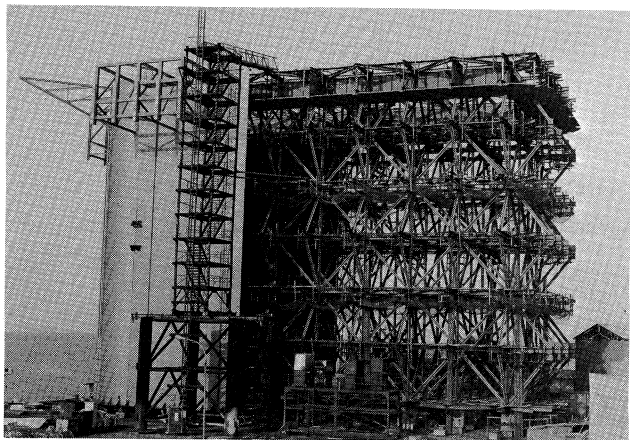
本四備備線福南山トンネル南工区工事 (59年2月)



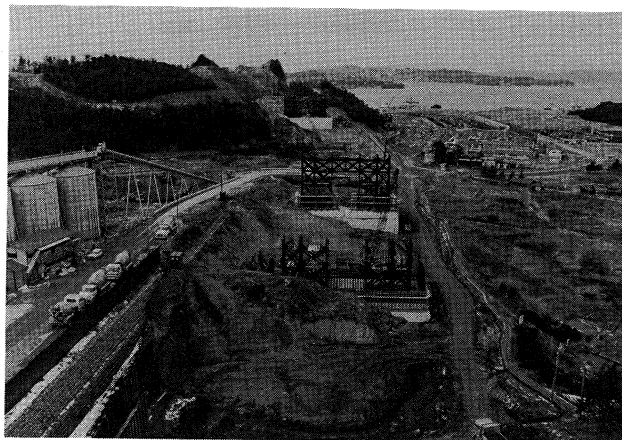
本四備讃線児島高架橋(その1)工事 (59年2月)



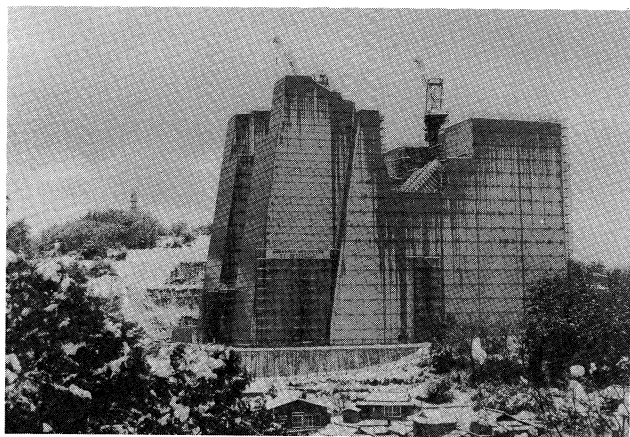
下津井瀬戸大橋塔架設工事 (59年2月)



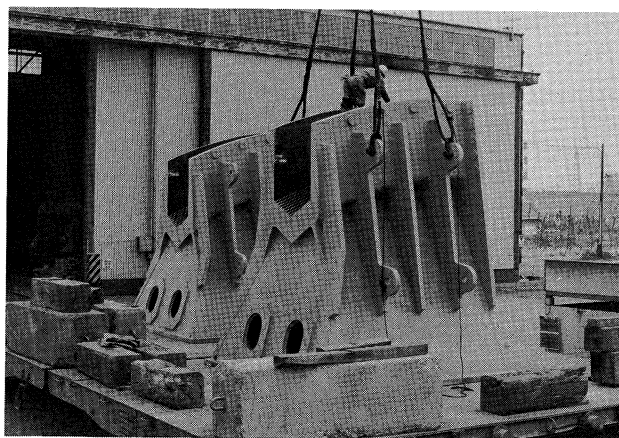
櫃石島橋 2 P 鋼製ケーソン製作 (59年 1 月)



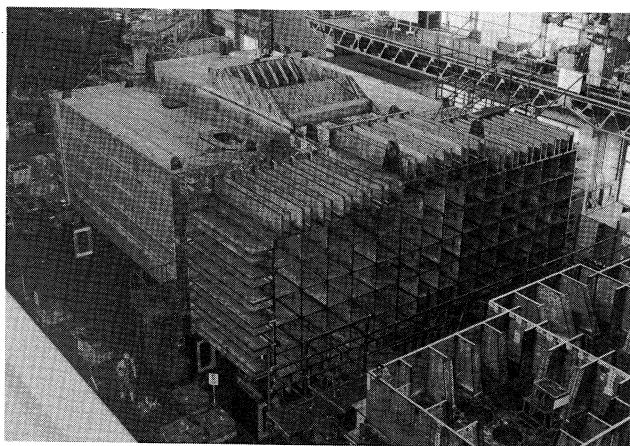
与島高架橋工事 (59年 2 月)



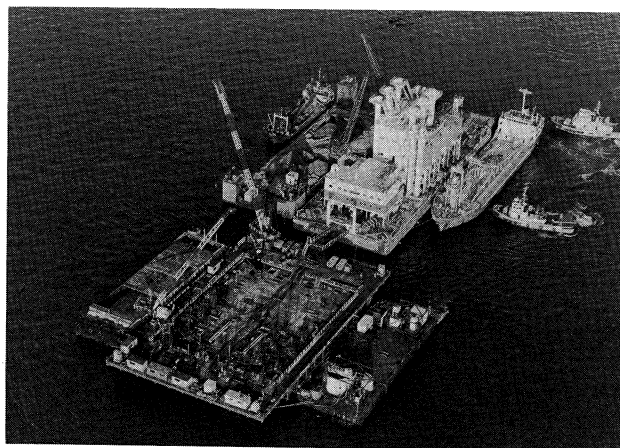
与島地区(その 1)工事 (59年 2 月)



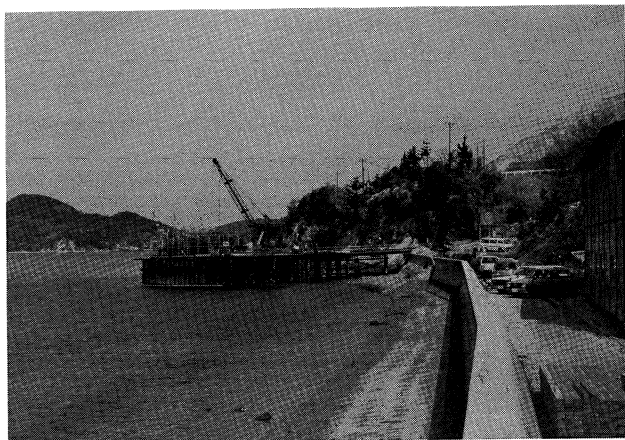
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドル製作(3P) (59年 1 月)



南備讃瀬戸大橋塔製作(5P) (59年 1 月)

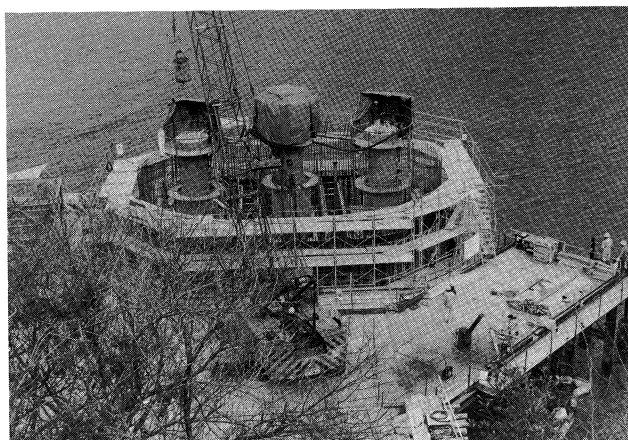


南北備讃瀬戸大橋下部工中工区(その 3)工事 (58年12月)



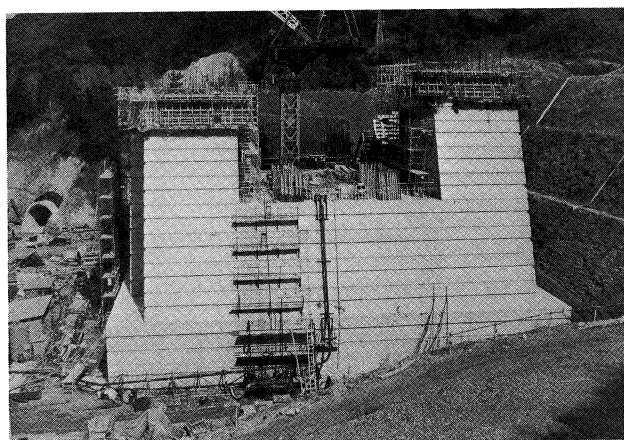
伯方橋 2 P 工事(伯方島)

(59年 2 月)



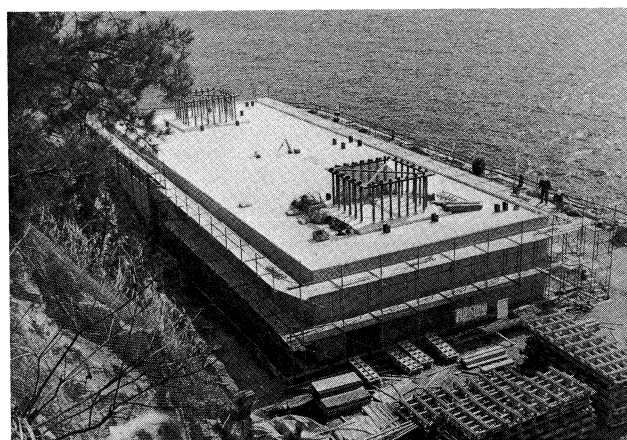
伯方橋 3 P 工事(見近島)

(59年 2 月)



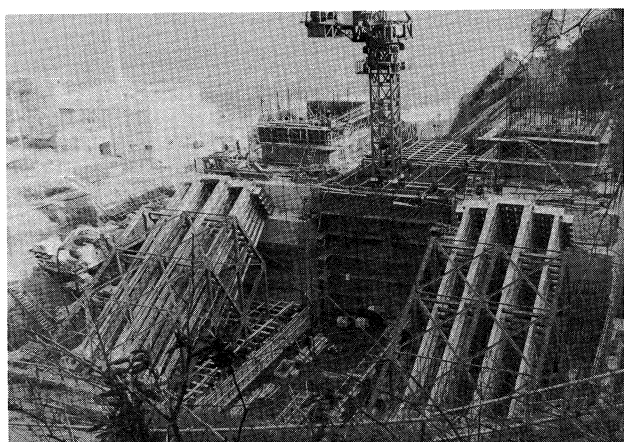
大島大橋 4 A 工事(見近島)

(59年 2 月)



大島大橋 5 P 工事(見近島)

(59年 2 月)



大島大橋 7 A 工事(大島)

(59年 2 月)



宮窪トンネル掘削状況

(59年 2 月)

現場からの土産話

Memorials of the Field Work

常任参与 吉田 巖

Iwao Yoshida

月日の経つのは早いもので、児島一坂出ルートの着工をみてから5年半余りの歳月が過ぎた。昭和63年春の完成に向けての全体工程のうち、すでに半ばを超えたことになる。

この間にあって、私は昭和54年7月からこの1月末までの約4年半、第二建設局の局長として、現場に立ったが、橋梁技術者の一人として本当に幸せな時期を過ごすことができた。

失敗とは言わないまでも反省する点が多だけに、いくつかの問題を思いつくまゝに記しておくことが、1人の先輩としての努めと考え、恥を忍ぶこととした。

最初に直面したのは、所謂“ルート問題”と言われるもので、道路、鉄道の路線について、地元の方々の了解を取りつけ、中心杭を打つ作業であった。

とくに稗田・柳田地区にあっては、環境アセスメントを受けたときの宿題が残っており、新しい部分修正路線の発表が、その前提となった。同じように坂出側にあっては、インターの構造の見直し案の発表が、路線確定の前提になった。

そのような一連の技術的作業に平行して、地元の方々とお会いをし、話合いの機会を重ねることもまとめのための重要な過程として必要であった。

結果から見れば、時間がかかり過ぎた嫌いがなくても、時を氏神としなければならぬ、事の難しさだと自らをなぐさめている。

ここでその経過を細かく説明する余裕はないが、その経過を復習し、勉強すれば、次にかかえている新しい計画の立案に役立つに相違ない。

工事が日ごとに盛んになってくると、事故なく、工事を運営することが最大の関心事になる。

そのための努力を重ねたにもかかわらず、5件の死亡災害事故を起し、6名の方々を亡したことはまことに残念で仕方ない。申訳なく思っている。

最初の事故はモルタルプラント船“世紀”の中で起り、それも清掃作業中であつた。MP船が公団の持ち船であり、工事期間中、作業する請負に、次々と貸すシステムを考えてただけに、運営要領の見直しと事故の予測についての安全アセスメントの手法の勉強からという、威張れない結果となった。

同じ公団の持ち船である投錨船“金剛”のシアーズの倒壊事故は、持ち船の管理という大きい問題を提起された

感じが大きい。

57年の秋から暮にかけて、死亡事故が連続して起り、いささか自信を失ったが、労働安全のその道の専門家によるパトロールを強化して今日に至っている。

このパトロールが総てを解決したとは言えないが、安全確保には、初心にかえっての注意喚起しかないと思っている。

工事の施工についていくつかの反省がある。

海中基礎の建設には設置ケーソン工法が採用された。工事に入るためには建設省、国鉄以来の調査や公団になってからの試験工事が行われて、万全の準備の上に立ってのスタートであつたが、予期しない、いくつかの事実遭遇した。最初の注入のとき荒天に見舞われ、セメント船の繁船が遅れて、セメントの確保にピンチが訪れたこと、大型グラブ船による骨材投入にあたって、発生する粉塵が思ひのほか多く、コンクリートに悪影響を与えていると判り、その対策に苦心したこと、ある設置ケーソンを据え付け終ってから測量ミスに気付いてあわてたこと、など、1つ1つを解決して行って経験を深めた訳であるが、巨大な工事の運営には、いわゆるスケール効果的なものが現われることを身をもって経験した。

次の話題として新技術の開発がある。

下津井や備讃の吊橋は、若戸、関門、因島、大鳴門の歴史の上に乗って、中央支間1,000メートルを超すものとして建設される。本四公団自身の経験から言っても3番目、4番目、5番目と続く吊橋だけに、ひと味違ったもので工事をやりたいと思うのは、技術者の新しいものへの探求心として許されるであろう。

この思いが実って、ケーブル渡海作業の中でのクレーン船の活用があり、補剛げたの架設での送り出し工法の採用がある。いずれも初めての工法となるが慎重な検討と準備が成功をもたらすと確信している。

今後とも、このようなチャレンジ精神を育てたいものである。

世界に例のない、巨大な橋梁建設プロジェクトがわれわれの足もととか、自分の回りで廻っていることを改めて自覚して、橋梁技術者として自信をもって歩く責任を改めて痛感している。大きく言えば世界に誇れる内容でプロジェクトを完成することが、われわれの責任とも言えよう。

FEM・RBSMによる基礎の支持力・変形解析

Analysis of Behavior of Foundation by Finite Element Method and Method of Rigid-Bodies Spring Model

倉敷工事事務所 第二工事

栗野 純孝

Sumitaka Kurino

1. まえがき

軟岩上の基礎の支持力や変形は、通常の道路橋示方書等による計算だけでなく、有限要素法（以下FEMと称す。）や、剛体バネモデルを用いた新極限解析法（以下、RBSMと称す。）Kötter式の数値計算などによる多方面の検討が必要とされる。

ここでは、地盤の支持力・変形解析にFEMとRBSMを適用した例を示し、今後、同様な計算を実施する際の参考としたい。

2. FEMやRBSM等を地盤解析に必要とする理由

基礎直下の地盤（岩盤を含めた総称として使う）は、さらに深部の堅固な岩盤へ荷重を伝達するという意味で、橋梁本体の一部と考えてよい。この点から、上部工や下部工部材並みに、その特性に注意を払う必要がある。（図-1参照）海峡部長大橋梁の基礎を考える場合は、一般の橋梁の基礎と種々の点で基礎条件が異なる。たとえば、

① 深さ方向や平面方向の地盤の変化や質の違いを考

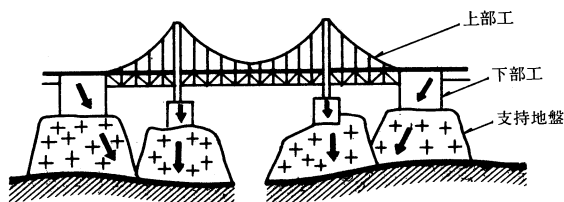


図-1 橋梁本体の一部としての地盤(岩盤)

慮せざるを得ない。（多層地盤など）また、地形は必ずしも平坦でない。

② 断層やキレツ等を有する場合、その特性を評価しなければならない。（不連続体）

③ 同一地盤であっても、基礎寸法の大きいものは変形は大きくなる傾向にあり、長大基礎の許容支持力は変形で決定されるようになる。

①、②の状況を概念図で示すと図-2のようになる。図中には鉛直荷重に対する均一地盤での破壊すべり線を破線で示したが、明らかに破壊モードなどは変化することが理解できよう。

キレツの存在により支持力が低下することは実験でも

示されている。図-3は大谷石での例¹⁾であり、実際の地盤ではこのようなキレツの破壊が複合して発生すると思われる。

③については遠心力載荷実験やFEMで確認されるが、比較的大きな基礎では、変形を取り込んだ支持力解析法を必要とすることを示すものである。

荷重と変位の関係を相互に関連させて数値計算する点でFEMとRBSMは魅力的であり、連続体解析としてFEM、極限解析又は不連続体解析としてRBSMを採用することは十分意義がある。以下には、具体的計算例により2つの手法について検討を加える。

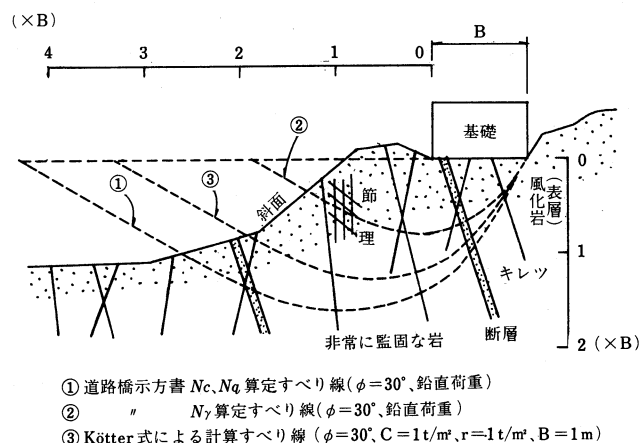


図-2 基礎岩盤の一般的傾向

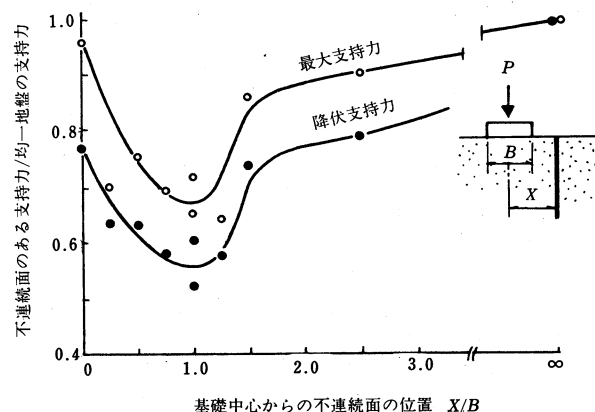


図-3 不連続面の位置と支持力の低下(吉中、西牧)

3. 有限要素法の適用

3.1 計算モデルの精度についての一試算

メッシュ分割や要素の選択についての議論は、すでに過去の問題であるが、必ずしも基礎の設計の実務レベルで公けにした例はないと思われるので以下に示す。計算は三層からなる軟岩上の帯基礎の载荷計算例である。軸対称場での弾性計算であり、メッシュ分割法と要素を変えた例である。

図-4に分割図を示す。Mesh 1L、2Lは4節点アイソパラメトリック要素であり、Mesh 3は定歪三角形要素である。一方、Mesh 1Lと2Lと同じ分割で要素を8節点ア

イソパラメトリック要素としたMesh 1q、2qも計算した。2次要素では四辺の中点にも節点が定義されることになる。

さて、要素分割法で主応力の最大値の表現がどう変わるかを示したのが図-5である。平板の縁の最大の圧縮主応力は、Mesh-2にくらべMesh-1は約6割である。Mesh 2とMesh 3をくらべると、三角形要素は一見、四角形要素より精度がよいかのように見えるが、これは正しくない。というのは、図-6の鉛直圧縮力の分布をみればわかるように、三角形要素は分布がバラついている。これは要素のクセによるものであり、隣り合う要素間の

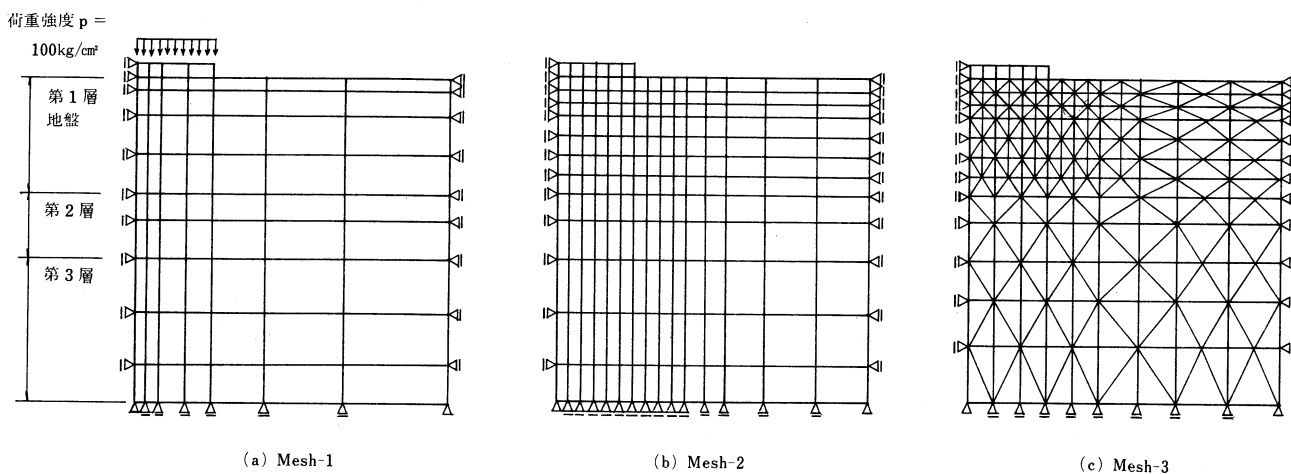
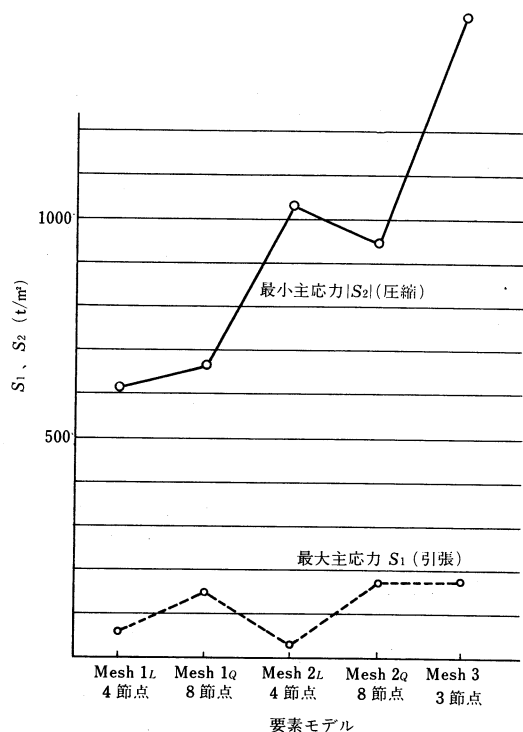
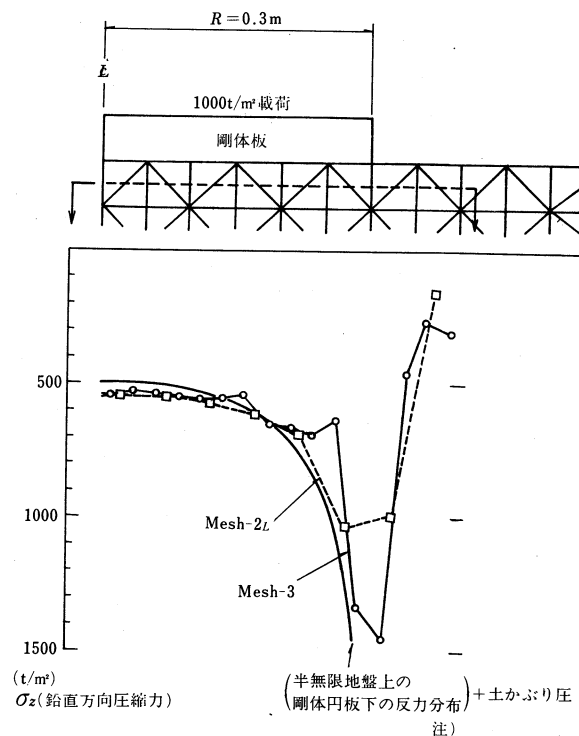


図-4 メッシュ分割図 (材料定数: 鋼板 $E=2.1 \times 10^6$, $\gamma=0$, $\nu=0.3$; 第1層 $E_1=1,000$, $\gamma_1=2.05$, $\nu_1=0.4$; 第2層 $E_2=2000$, $\gamma_2=2.05$, $\nu_2=0.4$; 第3層 $E_3=4500$, $\gamma_3=2.05$, $\nu_3=0.4$; 単位: ヤング率 $E = \text{kg/cm}^2$, 単位体積重量 $\gamma = \text{t/m}^3$, ポアソン比 ν)



{ 最小主応力 S_2 平板縁下(応力集中点)の圧縮応力の最大解析値
 { 最大主応力 S_1 平板近傍表面に生じる引張応力の最大解析値

図-5 メッシュと主応力の関係



注) $\sigma(r) = \frac{P}{2\pi a \sqrt{a^2 - r^2}}$: a は円板半径、 P は円板上の全荷重

図-6 板直下要素での鉛直応力(四角形要素と三角形要素の比較)

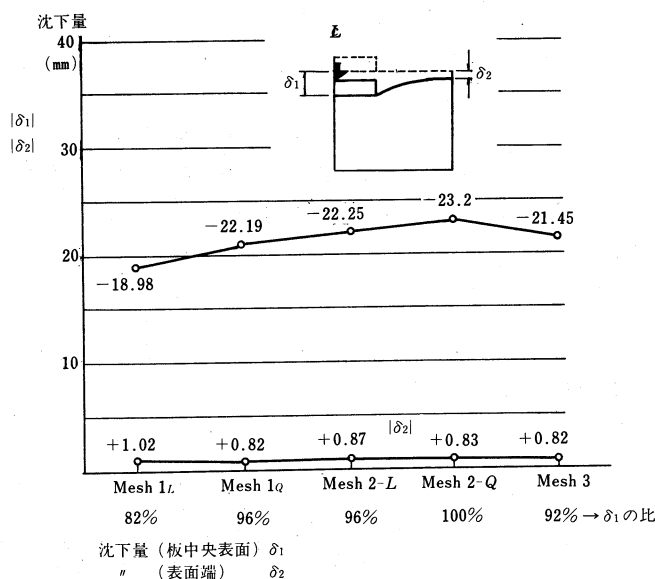


図-7 メッシュと変位量の関係

応力を平均すればある程度防げる。

沈下量を比較したのが図-7である。これより、変形に関しては、メッシュは細かければ細かい程、また、1次要素より2次要素の方が精度は良好なことが判明する。

応力集中部では、実際は塑性化することを考えれば、基礎底面での分割は少なくとも10分割（1次要素）以上で、定歪の三角形要素ではその結果に注意をすることが必要と思われる。

3.2 断層を有する地盤の解析例

断層を有する地盤をモデル化する場合、いろいろな困った問題が起こる。断層を深さ方向にどこまでモデル化するか。（十分調査されてない場合も多い）あるいは、平面的に多数の断層を有する場合、どこ断面をモデル化するか。（3次元の解析は仲々大変なので2次元解析が主流）。断層の定数をどう与えるか。基礎に载荷した時、断層はクラックを発生させるものかどうか……。ここではそのような例として、断層を有する風化花崗岩地盤上の基礎の解析例を示す。

メッシュ分割図を図-8に示す。断面はケーソンの中央を取り出し、平面歪場として解析する。3次元的に分布する断層を2次元で扱うことは不可能であるが、このメッシュ分割図では、断層の位置が基礎縁部に表現されていることで少しは変位を安全側に評価できる。

深層の断層は、表面部の調査結果をもとに外挿して推定する。定数は含まれる層の岩区分の1つ下の岩級区分の岩の定数とする。

解析結果の例を図-9に示す。解析は線形弾性計算と非線形弾性計算を行い、後者にはケーソン外縁の断層にそって、ジョイント要素を配するものとそうでないものの計算をした。非線形弾性計算はDuncanとChangの双曲線近似を導入したが、定数の吟味が十分でないため、線形計算より小さい値となっている。ただ注目してほしい点は、ジョイント要素が基礎端の断層に入っている場

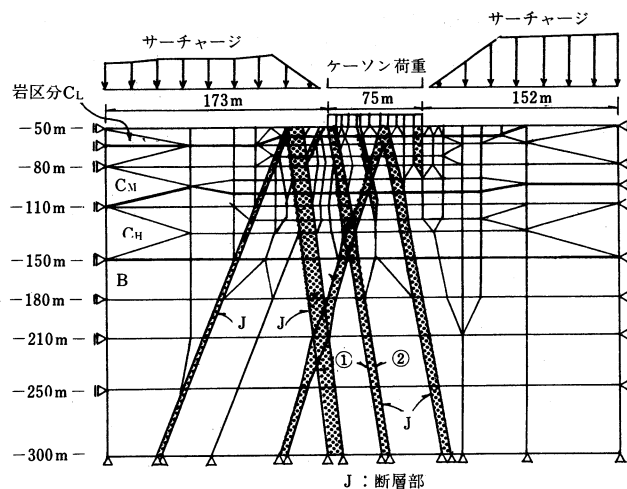


図-8 地盤のモデル

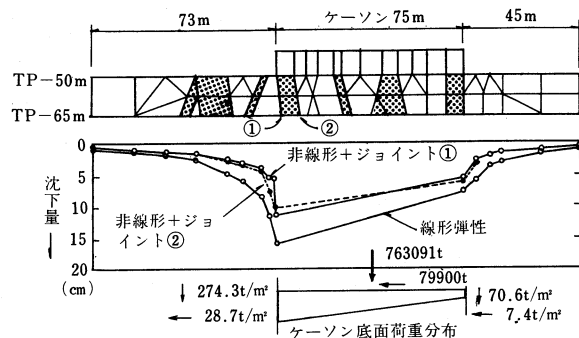


図-9 完成時の鉛直沈下量 (T.P. -50m)

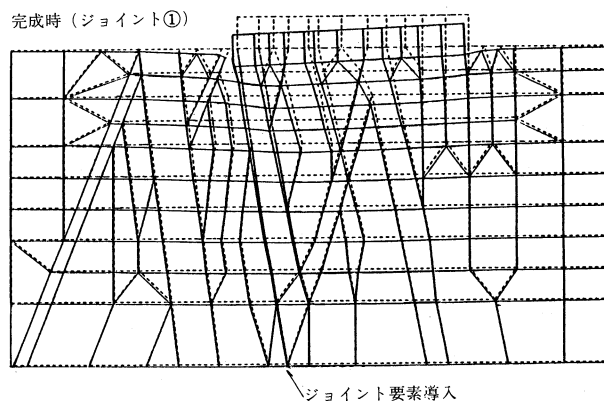


図-10 基礎周辺の地盤変形

合、基礎の回転角が大きくなっていることである。変位図を示すと図-10のようである。このようなジョイント要素を入れたクラック進展解析は、現実との対応の点で検討の余地はあるが、少なくとも現実の現象として発生の可能性を示唆するものである。

このような解析で物性をどのように表現するかは、きわめて重要な課題である²⁾。弾塑性解析で破壊基準を、Drucker-Prager に選択し関連流れ則を用いるとすれば、最低の定数としては、ヤング率 E 、ポアッソン比 ν 、内部摩擦角 ϕ 、粘着力 C 、単位体積重量 γ が必要である。さらに引張破壊を考慮するとすれば、引張強度が必要である。特に Duncan- Chang の非線形弾性解析のように拘

束圧により初期接線係数の変わるものについては、さらに定数が増えて、変形に関する定数として、 G 、 n 、 F 、 d 、 R_f を定めねばならない。(文献2)などを参照)

4. RBSMの適用

地盤の支持力や破壊モードを知る手法として、川井、竹内らは、剛体バネモデル (Rigid-Bodies-Spring Model、略してRBSM) と呼ばれる要素を用いた極限解析法を提案している³⁾。この手法により種々の有用な知見を得ており⁷⁾、以下に紹介する。

4.1 傾斜二層地盤における境界面劣化の影響

基盤が剛で、上層の変形や破壊によって挙動が定まる二層地盤上の基礎の挙動を調査する。境界面に劣化がない場合の解析例はすでに提示されているが⁴⁾、今回劣化がある場合とない場合の解析を行った。

メッシュ分割図は図-11に示す通りである。計算ケースは次の2通りである。

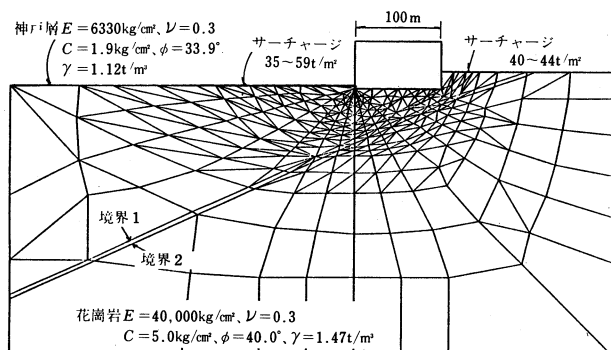


図-11 メッシュ分割図 (RBSM)

① ケース1；境界1は上層と同じ定数、境界2は下層と同じ定数とした劣化しないケース。

② ケース2；境界1は上層と同じ定数、境界2は E 、 ν を上層と同じにし、 C 、 ϕ を上層のまったく半分に減じたもの。劣化したケースである。

境界の劣化しない場合の変位ベクトルを図-12に、劣化した場合を図-13に示す。これを見ると、基礎直下の変位ベクトルは挙動が異なり、境界面の劣化に伴うすべりが顕著に見出せる。このような変位ベクトルの存在は遠心力載荷実験で指摘されていたが⁵⁾、解析でも再現された訳である。ケース2に対応する要素のクラックパターンは図-14のようであり、基礎背面に引張、境界でのすべりが見られる。

さて、この結果、荷重変位関係がどのように変わるかを示したものが図-15である。境界面の強度が半分近くになることにより、地震時鉛直変位は9%程増える。ところが、水平変位は57%も増えている。このような二層地盤上の基礎では、境界面の定数の評価が水平変位量の決定に重要な影響を与えていることがわかる。

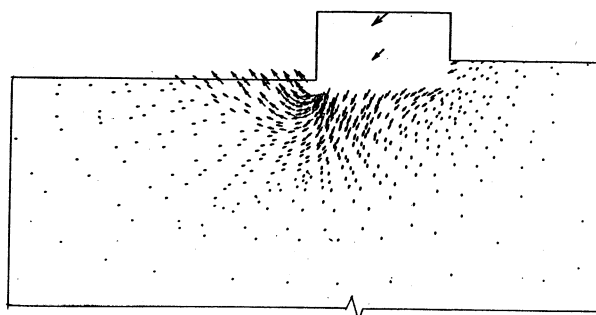


図-12 境界の劣化していない変位ベクトル (ケース1)
(STAGE 2, STEP 294, $P=140560$ t)

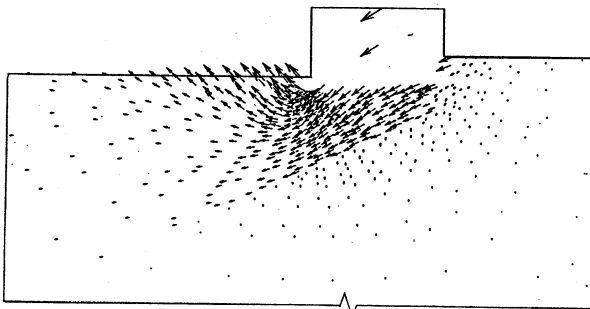


図-13 境界が劣化した場合の変位ベクトル (ケース2)
(STAGE 2, STEP 238, $P=129580$ t)

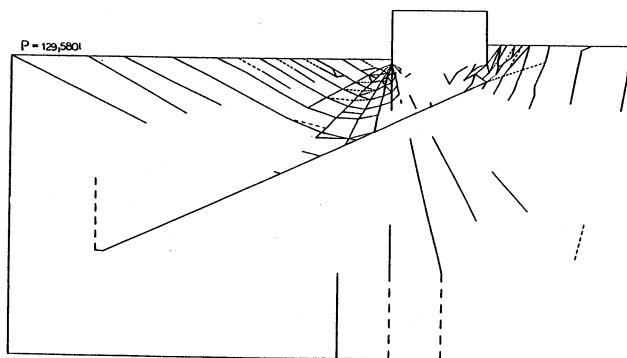


図-14 境界が劣化した場合の要素のクラックパターン (ケース2)
(破線は除荷過程を示す。)

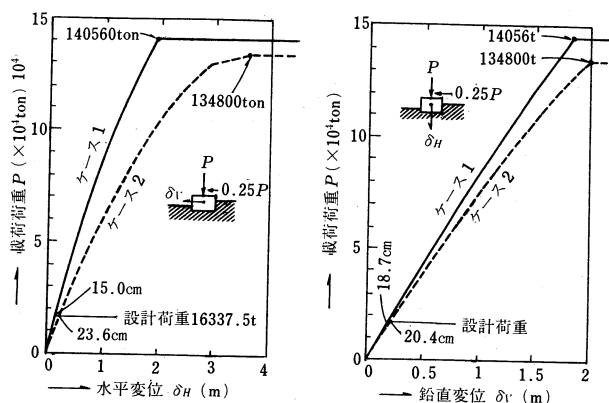


図-15 荷重と変位の関係 (荷重は奥行1m当りの値)

4.2 平行二層地盤における境界面劣化の影響

平行な二層地盤の支持力特性について検討した例を示す。メッシュ分割図を図-16に示す。下層は剛体と考え

て、上層のみをモデル化した。このような支持力モードの説明として、次のような2つの考え方がある⁶⁾。①基礎直下へ層境界へ達するくさび状の破壊領域が形成され、上層は水平に引き裂かれる。この時、すべり線は地表には表われない。②基礎—境界面—地表に致るヒル型に似たすべり線を形成する。

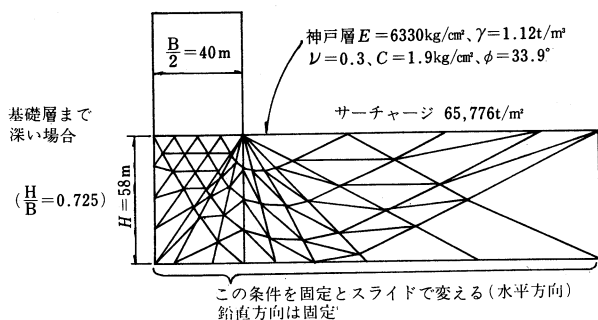


図-16 平行二層地盤のメッシュ分割(RBSM)

いずれにしても、このようなモードを決定するのに、境界面の強度特性は重要な因子となることが知られている。そこで、本解析では、底面の変位境界条件を水平方向スライドの条件(摩擦なしに対応)と水平方向拘束の2つの条件にして、その差を調べた。

結果は、図-17のような破壊モードの差が明らかに示された。すなわち、二層地盤では、境界の摩擦が0であると、上層は水平に引き裂かれる破壊となり、境界の拘束があると地表面へすべり線が表われる破壊となる。ただし、この結果はまだまだ十分につめる必要がある。というのは、図-17の(a)の底面スライドの条件では極限支持力は128,378t(単位奥行当たり)であるが、(b)の条件では 1×10^6 t载荷しても極限荷重を得られなかった。図-17の(b)では変位ベクトルの極端な不連続からもわかるようにメッシュ分割がまだ適切でないと思われる。また(a)でも端部の変形ベクトルが上向きになっている事実より、もっと上層の解析幅(水平長)を長く取る必要のあることがわかる。

4.3 RBSMの解析の注意点

RBSMは、あくまでも上界を得る極限解析法の一つであることに注意すべきである。それ故に、何回も何回も試行錯誤をくり返し、最小の支持力を求めるように努める必要がある。解析上の注意点で気がついたことをあげれば次のようである。

- ① メッシュ分割は、塑性論のテキストのすべり線の曲線を参考にするのがよい。たとえば、図-11の基本のすべり線は道路橋示方書の自重のないプラントル型のすべり線(主動ランキン領域、受働ランキン領域では直線すべり線場、せんい領域で対数らせん場である)を参考にしている。実験からすべり線の形状がわかっていても、一般にはかなり精度が粗く、計算した支持力は1オーダー大きいこともある。このような計算支持力の評価方法としての手法(誤差

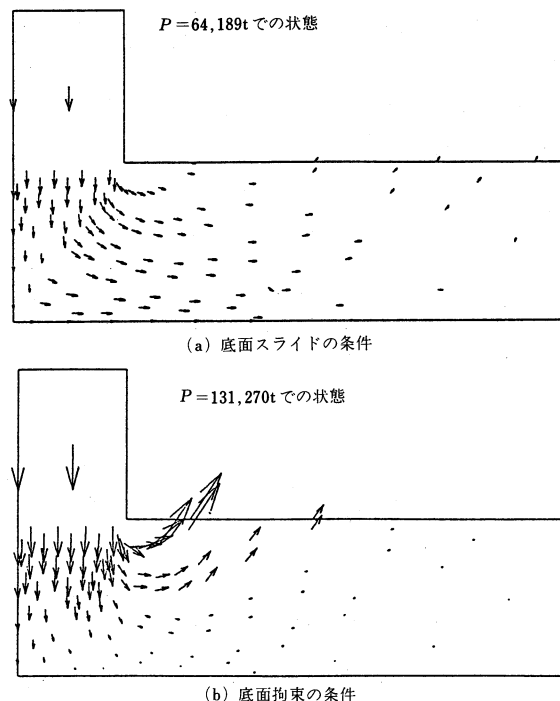


図-17 平行二層地盤の2つの破壊モード

評価)も提案されているので、参考にするのがよい。

- ② 弱線や基礎と岩盤境界の定数等には適切な値を指定するのがよい。
- ③ RBSMで計算されたクラックパターンは、かなり現実離れた解析特有のクラックを含む。図-14の花崗岩下のクラックとか左端地表のクラックがそうである。これらは、メッシュ分割にも左右されるので、主な破壊モードを知るには、変位ベクトル(図-12など)を利用する。
- ④ RBSMによって解析された荷重変位曲線は、図-15にも示されるように、全体としてバイ・リニア的になることが多い。また、FEMにくらべて変形も大きくなる。この結果、実際の荷重変位曲線が、ハードニング的な(変位の増加に伴い荷重が増加する)場合でも、支持力を低めに評価する場合がある。しかし、これは基本的にこの手法独自の特性として評価されるべきである。

5. まとめ

Dルートは大方下部工を終え、上部工にかかろうというような状況である。そのような中で、下部工の設計を担当していた時に、次のような事が必要ではないかと考えていた。1つは、長大橋の基礎の設計法を早急に整理することであり、2つ目は、維持管理時の基礎の挙動を把握する基礎—地盤系のより妥当なモデルを定めることである。

上記の課題にぜひとも必要となってくるのがFEMやRBSM等の数値解析手法である。ここでは、今まで、解析していて、未公開のものを少しでも多く提示し参考

にしようとした。限られた紙面でトピックス的に結果を示したために、主張がわかりにくい点も多いと思うが、結論を要約すると次のようである。

- ① 長大橋梁の基礎は、多層地盤で不連続体等の特徴があり、従来の簡用計算では検討が不十分である。それを補うものが、FEMやRBSMなどの数値解析手法である。
- ② FEMでは、基礎底面下は少なくとも10分割以上のメッシュ分割は必要であり、要素特性に注意する必要がある。
- ③ FEM、RBSMでは、種々の計算手法があるが、定数の吟味が重要である。ジョイント要素の使用によりクラックの解析も可能であるが、その結果は十分検討の必要がある。
- ④ RBSMは、極限解析の一種である。メッシュ分割法など独特の注意が必要であるもののRBSMにより、特に破壊モードや極限支持力について検討を加えることができる。

(補足)

ページに若干余白があるようなので、特に、貸りうけて本文中の言葉足らずの部分に補足を加えさせてもらう。

- ①図-1の補足：硬岩質の岩盤では断層の方向などが、基礎の安定上問題となる。地盤の調査が必要なことを示すよい例としては、マルパッセグムの破壊（地質と調査、1981年第2号P59～）が適当ではないかと思う。
- ②図-2の補足：記入したすべり線は、土質地盤の全般せん断破壊の例である。硬岩質の地盤では、割裂破壊やキレツに沿う破壊が支配的になると思われる。
- ③3.2節の補足：DuncanとChangの数式表示法では主応力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ と主ひずみ ε_1 を実験定数 a 、 b を用いて次

式で示す。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \varepsilon_1 / (a + b \varepsilon_1)$$

上式で定数 a は初期接線係数 E_i の逆数($a = 1/E_i$)であり、定数 b は、モールクーロンの破壊基準に应じる破壊主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と破壊比(と呼ばれる定数) R_f を用いて示される $\{b = R_f / ((\sigma_1 - \sigma_3)_f)\}$ 。

このとき、これらの定数 a 、 b は、軟岩に適用する場合、若干検討を加えた方がよい。これについては参考文献¹⁾ならびに、土木学会委託の「本州四国連絡橋の耐震、地盤に関する調査研究報告書(昭和57年3月)」の付属資料(P171～)が参考となる。

④昭和58年度の土木学会委託の「本州四国連絡橋の耐震、地盤に関する調査研究報告書(昭和59年3月)」では、有限要素法、境界要素法、剛体バネモデルの適用について技術指針をとりまとめているので参考にされるとよい。

参考文献

- 1) 吉中、西牧：「軟岩の支持力に関するモデル実験と数値解析」、土木学会論文報告書集第304号、1980、12月p. 113～128
- 2) 塩井、神、栗野：「直接基礎の支持力解析と有限要素法」、基礎工、1983、5月号
- 3) 川井：「新離散化モデルとその土質工学への応用」、土と基礎、1981、6月号
- 4) 塩井、神、栗野：「傾斜二層地盤の支持力に関する検討」、本四技報、1983、7月号
- 5) 栗野：「基盤の傾斜した二層地盤の支持力・変形に関する研究(続報)」、第37回建設省技術研究会講演概要、昭和58年、11月
- 6) 橋口：「粗い岩盤上のタイ積土の支持力に関する塑性論的研究」、土と基礎、1969年5月号
- 7) 本四公団：新極限解析モデルによる地盤の解析、昭和58年3月

松帆沖地質調査

Geological Investigation at Matuho Area

垂水工事事務所 工 事 長

岩屋 勝 司

Katsushi Iwaya

工事長代理

土 田 宝

Takara Tsuchida

鳴門工事事務所 第一工事長付

小 林 克 己

Katsumi Kobayashi

1. まえがき

明石海峡大橋は、890m+1,780m+890mの吊橋として工事実施計画の認可を受けている。本橋の松帆側アンカレイジ4Aは、傾斜した花崗岩の上に堆積した神戸層を支持層にしている。

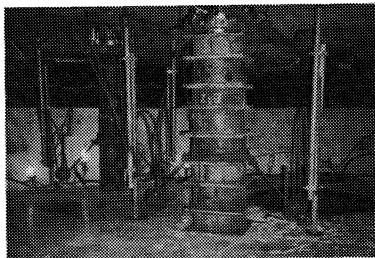


写真-1 静的平板載荷試験(φ600)全景

この神戸層は、砂岩・泥岩の堆積層で他海域とは異なり、砂岩の多くは花崗岩源のアルコーズ砂岩(粗粒砂岩)で地盤常数が低く岩盤区分ではDに相当し、支持力・クリープ変位・掘削後の底面仕上げなどに問題があるとされている。

松帆沖地質調査では、この神戸層の工学的特性を明確にするために、ニューマチックケーソンで掘削沈下を行い、(TP-10m、-12m、-13.5mの3面)で現位置載荷試験を実施した。

また、主塔基礎施工法の検討課題である大口径鋼管杭の神戸層への打込実験およびアンカーの把駐力実験を行った。

調査位置は、明石海峡に位置する松帆沖約80mの海上

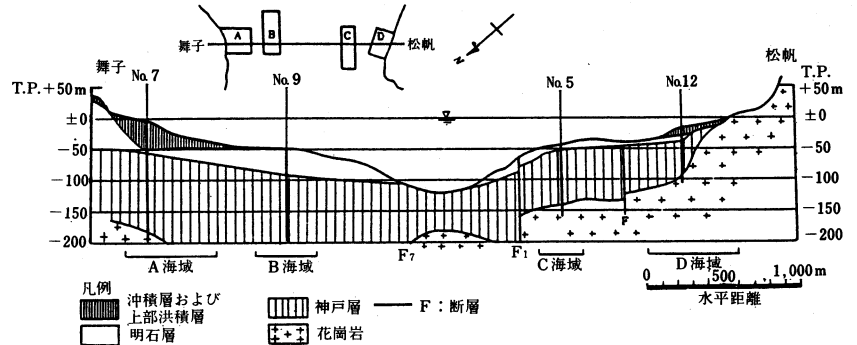


図-2 明石海峡大橋架橋付近の地質断面図

表-1 設計地盤条件

項目 基礎名	支 持 層	基礎セット面 T.P.(m)	地 盤 条 件			
			弾性係数 E_s (kg/cm ²)	粘着力 C (kg/cm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	水中単位重量 γ (t/m ³)
1 A	神戸層K ₁	-65	5000	4.5	30	1.1
2 P	明石層	-70	1000	1.0	32.5	1.1
3 P	神戸層K ₁	-70	3000	1.0	40	1.2
4 A	神戸層K ₂	-52	2000	2.5	30	1.15

で、調査は昭和56年11月末から昭和58年7月末までの約1年8か月にわたり実施した。

本報告では、上記問題点についての調査概要を主体に述べる。

2. 地質調査

2.1 調査位置と調査坑の選定

工事実施計画書の4A位置は、図-3に示すように陸側より約300mの地点であるが、本調査地点は、既往のボーリング資料から、比較的浅い深度で4Aと同等の神戸層の出現が予想されたことや既設の松帆棧橋および舞子沖地質調査で使用した足場棧橋が有効に利用できることなどから、既設の松帆棧橋先端を選定した。

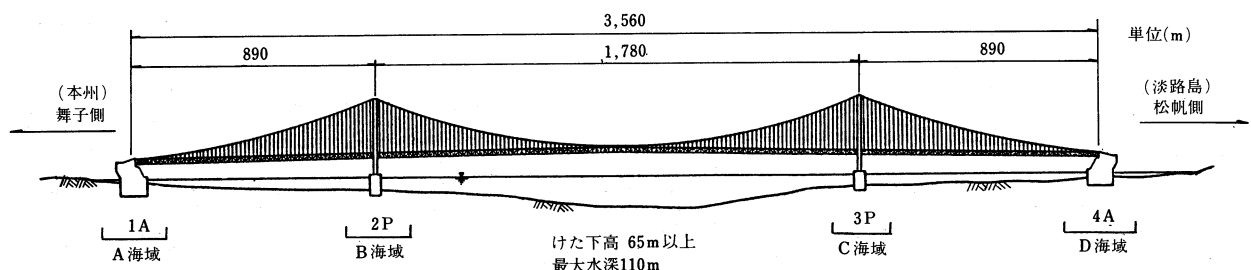
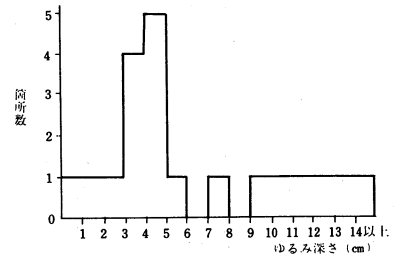


図-1 明石海峡大橋計画案

表－3 アルコース砂岩試験値総括表

種 別	D 海 域 既 往 デ ー タ		松 帆 沖 調 査 デ ー タ	
	ボーリング調査	地盤定数設定値	ボーリング調査	岩 盤 試 験
変 形	孔内水平載荷 E_{sp} (kg/cm ²)	150~12,200 (主に1,000~1,500)	モデル値 2,110 設計値 2,000	480~2,780 (主に800~1,200)
	孔内鉛直載荷 E_{sl} (kg/cm ²)	—	—	1,290~4,980 (主に2,100~3,960)
特 性	φ300 平板載荷 E_s (kg/cm ²)	—	設計値 2,000	—
	φ600 平板載荷 E_s (kg/cm ²)	—	—	1,690~3,440
	ロックシェアー鉛直載荷過程 (kg/cm ²)	—	—	2,670~6,220
	一軸圧縮 E_{sc} (kg/cm ²)	—	—	1,880~7,970
性 質	岩石試験 高圧三軸 E_{sc} (kg/cm ²)	—	—	1,480~5,820
	圧 縮 強 度 q_u (kg/cm ²)	20~ 600	—	1,260~9,170
強 度	高 圧	0.5~25 $qu \approx 3$	モデル値 13.3	640~1,800 (代表値 1,100)
	ピーク強度 C (kg/cm ²)	1~10.5 $C \approx 2$	モデル値 2.8	0.7~31.2 (主に2.5~6)
	φ (°)	15~50° (主に30~35°)	モデル値 33.9°	2.2~7.0 (下限モデル値2.1)
	残留強度 C_R (kg/cm ²)	—	—	39.8~48.2° (下限モデル値44.2°)
特 性	ロックシェアー	—	—	0~1.7
	ピーク強度 C (kg/cm ²)	—	—	32.7~38.1° (下限モデル値34.5°)
	φ (°)	—	—	—
	残留強度 C_R (kg/cm ²)	—	設計値 2.5	—
物 理 性	φ300 平 板 P_f (t/m ²)	—	—	3.4~8.6
	自然含水比 W_n (%)	—	—	36.2~48.7°
特 性	単位体積重量 γ_t (g/cm ³)	7~12	—	1.8~6.2
	速度検層 V_{PR} (km/S)	1.98~2.26	2.15	23.1~35.0
性 質	速度検層 V_{SP} (km/S)	—	—	—
	岩石供試体の超音波速度 V_{PC} (km/S)	—	—	—
性 質	速度検層 V_{SC} (km/S)	—	—	—
	速度検層 V_{SC} (km/S)	—	—	—



図－5 静的コーン試験によるゆるみ深さのヒストグラム

t : 時間(min)

(4) 動的特性

動的平板載荷試験による動的弾性係数 E_d と減衰常数 h の結果を表－6 に示す。

本試験結果からは、周波数 H_z と E_d 、 h との相関は明らかでないが、減衰常数 h は通常下部工の耐震設計に用いている10%より低い値となっている。

2.3 実構造物スケールの2次元変形解析

今までに調査してきたD海域地盤の支持力特性値並びに変形特性値を用いて、図－11のフローで4 A アンカレイジの支持力・変形解析を行った。

4 A の位置としては、図－3 に示す2案で、代替案は4 A のセット面を花崗岩（一部神戸層）に岩着させた案である。

(1) 全般支持力

全般支持力の照査は6手法で行った。

その結果を表－7 に示す。

安全率は、算定式によりかなりの違いがあるが、現在

表－4 各試験による変形係数

試験項目	変形係数 E_1 (kg/cm ²)	ゆるみの影響を受けていると考えられる変形係数 E_2 (kg/cm ²)	E_2/E_1
セルフボーリング式プレシオメーター	1,500	—	—
プレボーリング式プレシオメーター	1,100	—	—
セルフボーリング式深層載荷試験	3,700	—	—
プレボーリング式深層載荷試験	3,400	1,800	0.5
平板載荷試験 φ=300mm	3,200	1,900	0.6
φ=600mm	2,700	1,400	0.5
ロックシェアー試験	2,000	—	—
一軸圧縮試験	600	—	—

ここに、 S : 時間 t における沈下量 (cm)

P : 載荷荷重強度 (kg/cm²)

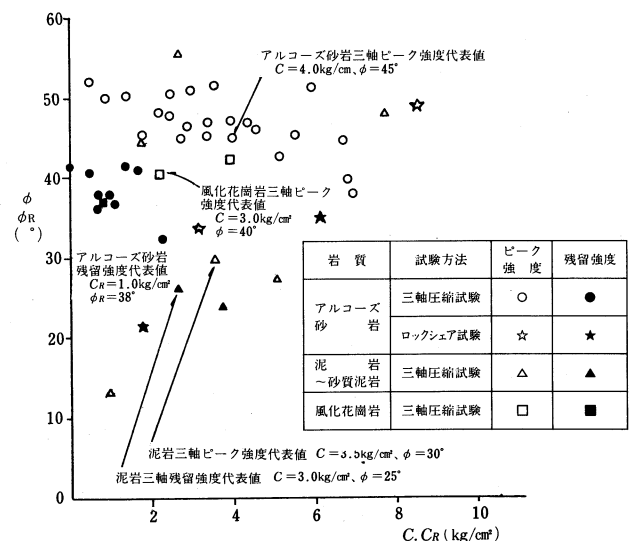
t : 時 間 (hour)

② 室内三軸圧縮試験による場合；

$$\varepsilon = 4.04 \times 10^{-4} D + (2.2 \times 10^{-4} + 7.5 \times 10^{-6} D) \times \log t$$

ここに、 ε : 圧縮ひずみ

D : 軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) (kg/cm²)



図－6 アルコース砂岩、泥岩、風化花崗岩のC、φ相関図

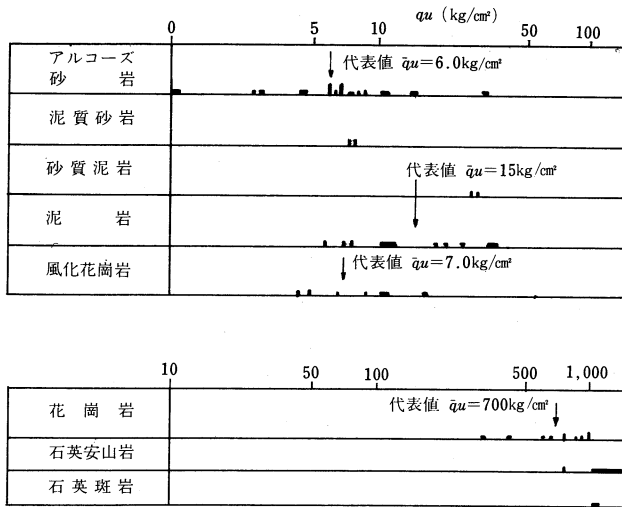


図-7 岩質とヒストグラム（一軸圧縮強度）

表-5 静的平板支持力試験結果

地 点	深 度 (m)	地 層	最大載荷重 P_{max} (ton)	降伏載荷重 P_y (ton)	降伏支持力 度 P_y (t/㎡)	接線変形係 数 E_c (kg/cm²)
第1面 (I)	L1-1	TP-10.91 アルコース 砂 岩	280	160	2,160	3,140
	L1-2	TP-10.90 "	260	231	3,270	3,440
第2面 (II)	L2-1	TP-12.53 "	160	117	1,650	1,690
第3面 (III)	L3-1	TP-13.75 "	240	171	2,420	2,870
	L3-2	TP-13.64 "	220	149	2,080	3,420

$$E = \frac{(1-\mu^2) \cdot \Delta P}{D \cdot \Delta S} \quad \mu: \text{ポアソン比}(0.4) \quad D: \text{載荷板直径}(30\text{cm})$$

案、代替案とも下部構造設計基準（本四公団）が示す安全率 $F_s \geq 4.5$ を満足している。

(2) 局部破壊（点安全率）

地盤要素の点安全率の結果を図-11～図-12に示す。現在案、代替案とも安全率 $F_s > 1$ となっている。

なお、アンカレイジ基礎下位の点安全率は（神戸層の F_s ）>（花崗岩の F_s ）となっている。このことは、基礎直下の神戸層部分は载荷による主応力差があまり大きくならないクサビ域に相当し、花崗岩部分は破壊域に当る箇所である。従って、工学常数の高い花崗岩の方が神戸層よりも小さくなったものと思われる。

(3) クリープ変形

施工時および施工後のアンカレイジの沈下量を図-13、表-8に示す。なお、代替案の場合は、ほとんどが花崗

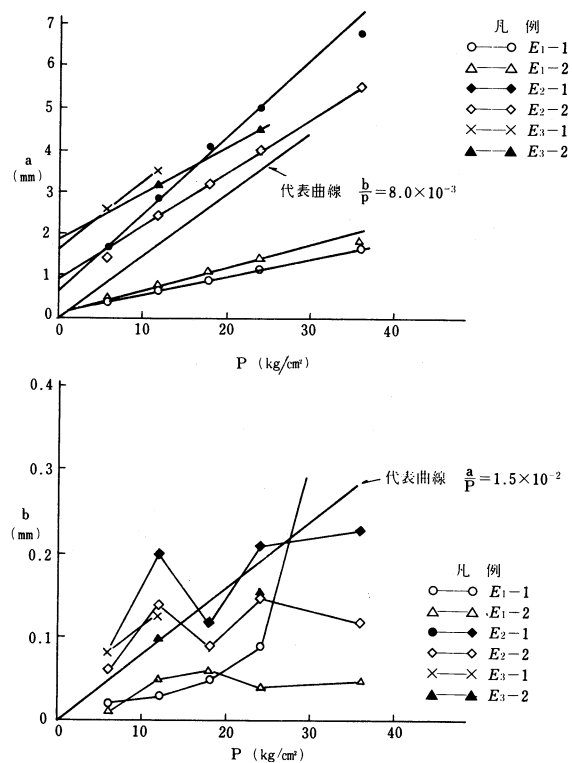


図-7 クリープ定数と载荷圧力Pの関係図（平板载荷試験結果）

表-6 動的平板载荷試験による動的変形係数Edと減衰定数hの一覧表（測定値）

測 点	25		50		100		150	
	E_d (kg/cm²)	h	E_d (kg/cm²)	h	E_d (kg/cm²)	h	E_d (kg/cm²)	h
D1-1 (T.P-10.8m)	7.0~10.2×10³	0.067 } 0.077	6.3~11.0×10³	0.062 } 0.089	7.2~11.8×10³	0.070 } 0.095	10.4~14.2×10³	0.052 } 0.083
D1-2 (T.P-10.7m)	3.3~ 5.9×10³	0.043 } 0.059	4.3~ 6.7×10³	0.038 } 0.063	5.7~ 8.8×10³	0.043 } 0.066	8.7~11.5×10³	0.037 } 0.050
D2-1 (T.P-12.5m)	2.7~ 4.7×10³	0.031 } 0.062	4.6~ 6.4×10³	0.029 } 0.058	5.3~ 9.4×10³	0.015 } 0.065	8.6~11.3×10³	0.017 } 0.039
D2-2 (T.P-12.1m)	3.6~ 4.7×10³	0.017 } 0.033	5.0~ 7.6×10³	0.022 } 0.047	6.7~10.7×10³	0.033 } 0.051	12.2~14.8×10³	0.027 } 0.050
全体の概略値	2.7~10.2×10³	0.017 } 0.077	4.3~11.0×10³	0.022 } 0.089	5.3~11.8×10³	0.015 } 0.095	8.6~14.8×10³	0.017 } 0.083

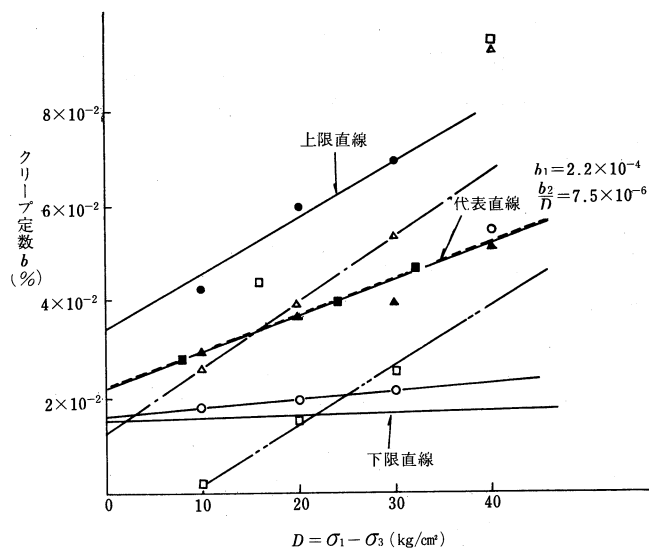
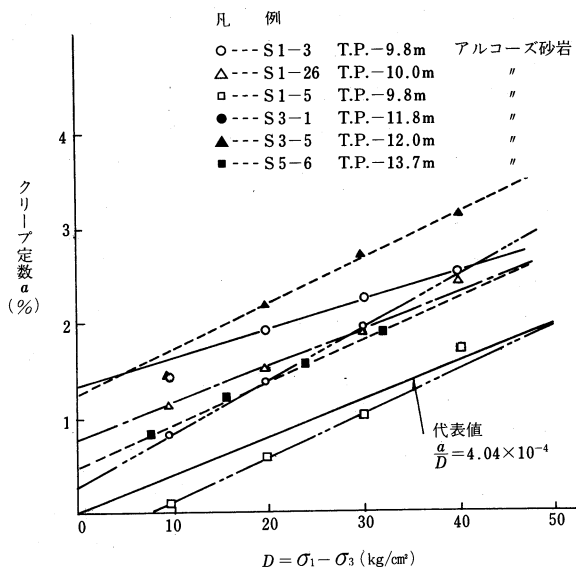


図-9 クリープ定数 a 、 b と $\sigma_1 - \sigma_3$ の関係 (ケーソン内ブロックサンプル試料)

表-7 支持力算定式による安全率

算定式の種類	特 記 事 項	安 全 率	
		$L=1,780\text{m}$	$L=2,000\text{m}$
道路橋示方書	基礎の偏心を考慮	80	—
Terzaghi	地盤の全般せん断破壊を考慮した剛塑性論に基づく式	121	160
Meyerhof	偏心、傾斜荷重を考慮した式	114	—
De Beer	二層地盤に於ける押し出し破壊を考慮した式	25	18
Ladanyi	球状ホールの膨張理論を適用	6.4	8.1
Kötter	基礎底面を支持地盤面とした場合	86.6	—
	神戸層上面を支持地盤面とし、サーチャージを0とした場合	34.2	—

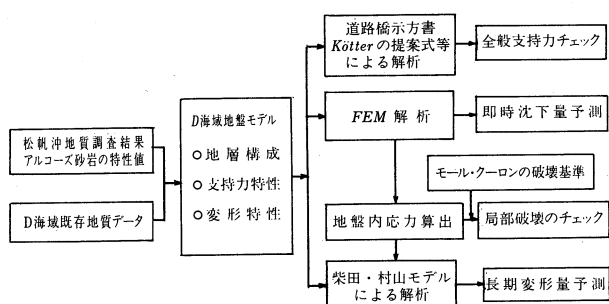
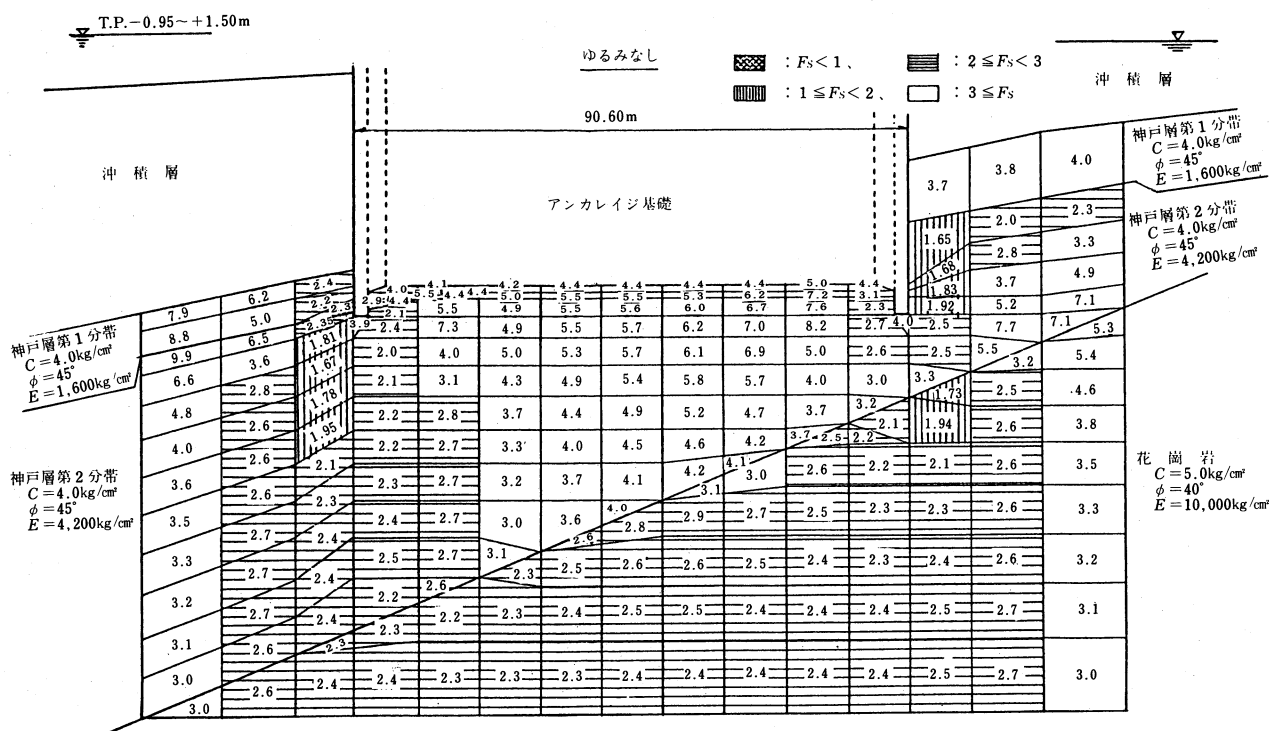


図-10 解析のフローチャート



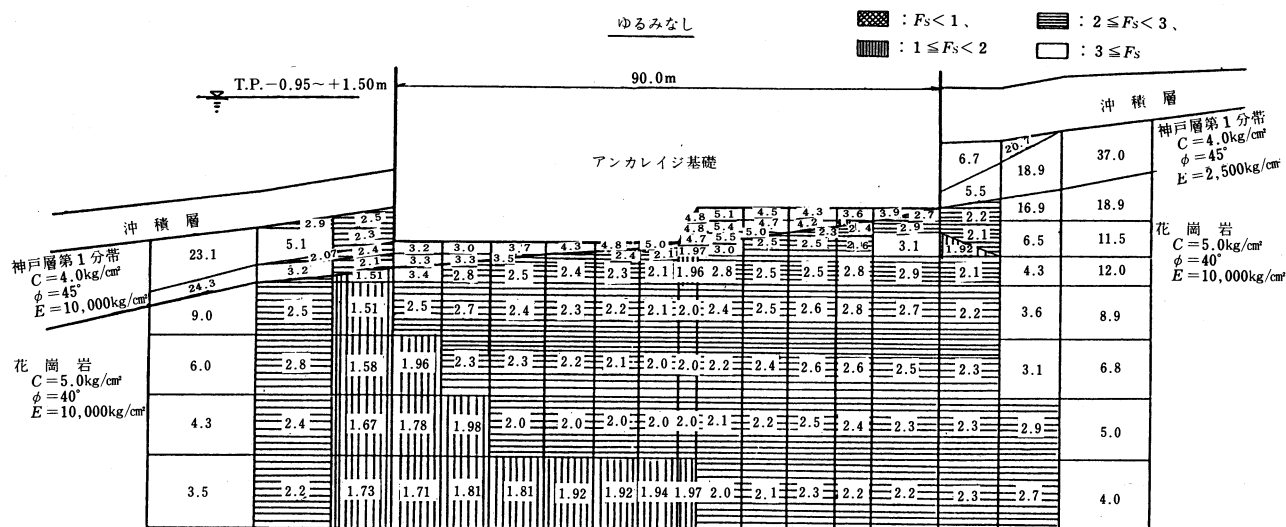


図-12 地盤要素の点安全率分布図 (代替案)

岩に岩着しているので、神戸層のクリープ沈下量は無視し、弾性沈下量のみ算出した。

2.4 地質調査のまとめ

(1) D海域地盤モデル

既往資料および本地質調査結果から、D海域の地盤モデルは表-9のように設定される。

(2) 支持力

従来の支持力式および現位置平板載荷試験から、D海域地盤の全般支持力に対する安全率 F_s は、設計基準安全率 $F_s = 4.5$ を満足しているほか、局部破壊に対する $F \cdot E \cdot M$ 解析結果でも $F_s > 1$ を満足した。

また、掘削底面の表層が2m程度施工によりゆるみを受け、その部分の変形係数が新鮮部の1/2～1/4に低下し、ゆるみ部の $C \cdot \phi$ が残留強度($C = 1.0\text{kg/cm}^2$, $\phi = 38^\circ$)まで低下するとして行った $F \cdot E \cdot M$ 解析結果でも $F_s > 1$ を満足した。

従って、支持力に関しては問題はないと判断される。

(3) クリープ変形

アンカレイジ基礎施工開始を基準とした、各施工段階および施工後のクリープ沈下量を表-10に示す。

また、アンカレイジ基礎底面の前面・後面側の不等沈下によるスプレーポイントの水平移動量は、表-11のようになり、設計基準水平移動量 $\delta \leq 30\text{cm}$ ($\delta = 0.017L$, $L = 1,780\text{m}$)を満足している。

(4) 2層傾斜地盤の弱線

従来、神戸層とその直下に分布する風化花崗岩および花崗岩との境界部が弱線部分として、問題視されてきた。本調査でも、この境界部についてボーリングを行った。その結果を表-12～表-13に示す。

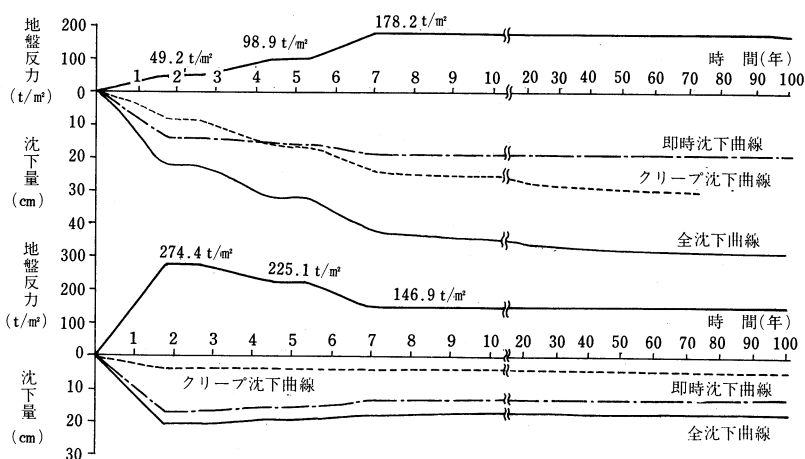


図-13 時間～沈下量曲線図 (上図：アンカレイジ前面側、下図：アンカレイジ後面側)

表-8 弾性沈下量 (代替案)

(単位: cm)

	アンカレイジ完了時		ケーブル架設時		補剛桁架設時	
	前面側	後面側	前面側	後面側	前面側	後面側
ゆるみなし	7.4	8.7	8.3	7.7	9.7	6.4
ゆるみ1.0m, E: 1/2	7.5	8.8	8.4	7.9	9.9	6.5
ゆるみ1.0m, E: 1/4	7.6	8.9	8.5	8.0	10.1	6.6
ゆるみ2.0m, E: 1/2	7.6	8.8	8.5	7.9	9.9	6.6
ゆるみ2.0m, E: 1/4	7.8	8.9	8.7	8.0	10.1	6.7

表-9 D海域設計用地盤定数

	E (kg/cm²)	ν	C (kg/cm²)	ϕ (°)
神戸層第1分帯	1,600	0.4	4.0	45
神戸層第2分帯	4,200	0.4	4.0	45
風化花崗岩	4,200	0.4	4.0	45
花崗岩	10,000	0.25	4.0	40

表-10 各施工段階の沈下量 ($L=1,780\text{m}$) ゆるみを考慮しない場合 (単位: cm)

施工段階		前 面 側						後 面 側					
		弾性沈下量	ク沈 リ下 プ量	全 沈 下 量				弾性沈下量	ク沈 リ下 プ量	全 沈 下 量			
				施工開始を基準	①を基準	②を基準	③を基準			施工開始を基準	①を基準	②を基準	③を基準
①	アンカレイジ完了時	13.8	7.7	21.5	—	—	—	17.0	3.5	20.5	—	—	—
②	ケーブル架設終了時	15.8	15.2	31.0	9.5	—	—	15.6	3.8	19.4	-1.1	—	—
③	補剛桁架設終了時	18.9	23.5	42.4	20.9	11.4	—	13.3	4.0	17.3	-3.2	-2.1	—
④	50年後	18.9	29.0	47.9	26.4	16.9	5.5	13.3	4.3	17.6	-2.9	-1.8	0.3
⑤	100年後	18.9	30.1	49.0	27.5	18.0	6.6	13.3	4.5	17.8	-2.7	-1.6	0.5

表-11 スプレーポイントの水平移動量

	ゆるみなしの場合	ゆるみ厚5.0mの場合
ケーブル架設終了時	0	0
補剛桁架設終了時	11.9cm	15.3cm
50年後	17.9cm	22.5cm
100年後	19.2cm	23.7cm

表-12 風化花崗岩の変形係数 E_{sp}

D 海 域 地 盤		松 帆 沖 に 近 い D 海 域		松 帆 沖	
ボーリング地 点	E_{sp} (kg/cm ²)	ボーリング地 点	E_{sp} (kg/cm ²)	ボーリング地 点	E_{sp} (kg/cm ²)
No. 10	2,090	No. 17	5,780	No. A-2	1,070
No. 13	1,530				4,760
No. 14	1,580				
No. 15	2,680				
平 均	1,970	平 均	5,780	平 均	2,920

本調査結果からは、境界部に弱線となる部分は認められず、神戸層直下における風化花崗岩の剪断・変形特性値ともアルコース砂岩とほぼ同等を示すことがわかった。

(5) スレーキング (侵水劣化)

アルコース砂岩は、膨潤性に富み、掘削後の底面仕上げに問題があるとされてきた。

本調査では、室内スレーキング試験と現位置スレーキング試験を実施した。

室内スレーキング試験では、浸水させてから、わずか30分のうちに完全に泥状化した。これは供試体を60℃で約1日炉乾燥させたためと推定させる。

一方、ケーソン内で冠水前・冠水中・排水を繰り返して行った現位置平板載荷試験では、地盤の強度低下は認められず、逆に排水後の方が硬く締った結果 (図-14参照) が得られた。コーンによる貫入試験でも同じ傾向が得られている。また、冠水・排水による地盤表層の泥状化も見られなかった。

従って、実施工にあたっては、侵水劣化よりもむしろ掘削による地盤のゆるみを少なくし、地表面を長時間露出 (乾燥) させないようにする必要がある。

表-13 風化花崗岩の特性値

	アルコース砂岩	風化花崗岩
q_u (kg/cm ²)	6.0	7.0
C (kg/cm ²)	4.0	3.0
ϕ (°)	45	40
C_R (kg/cm ²)	1.0	0.8
ϕ_R (°)	38	37

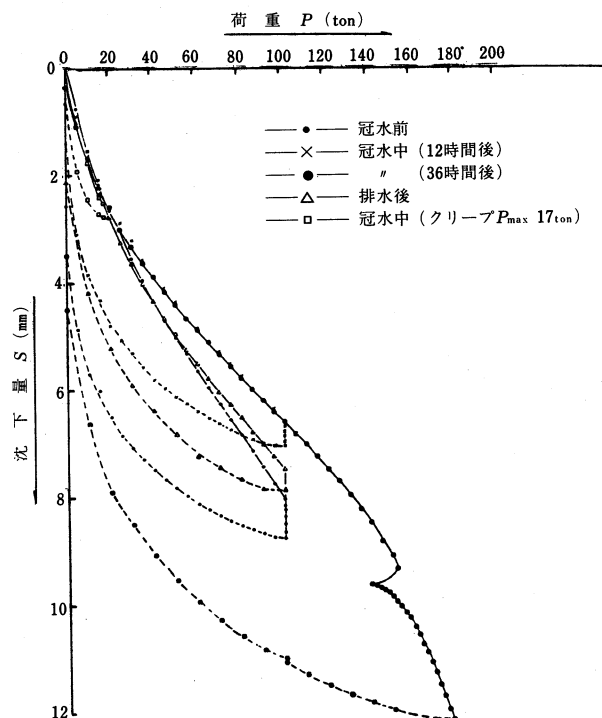


図-14 スレーキング中の平板載荷試験 ($\phi 300\text{mm}$)

3. 施工性調査

明石海峡大橋の主塔基礎の施工法については、今までに各種工法が検討されているが、現時点では「鋼管連壁ケーソン工法」を主体に検討している。

本工法は図-16に示すように、ケーソンとその下部構造 (継足部) とを一体化させたもので、ケーソン沈設後、土留杭を所定の根入れまで打ち込み、ケーソンと土留杭との一体化を行い、その後、土留杭締切内の岩盤を掘削し、コンクリートに置換するものである。

本工法の主な検討課題は、

- ① 海底洗掘現象の把握および洗掘防護方法
- ② ケーソンの沈設法 (特殊アンカーの開発など)
- ③ 大口径鋼管杭 (スパッド杭・土留杭・足場棧橋の支持杭など) の神戸層への打込方法
- ④ 土留杭間のグラウト方法
- ⑤ ケーソン刃口下および隔壁の掘削方法などがあげられる。

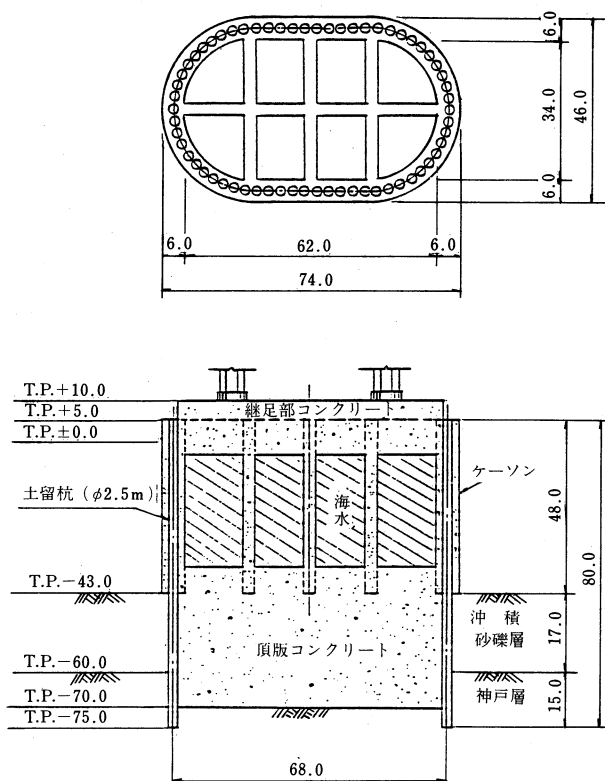


図-15 鋼管連壁ケーソンモデル図 (3Pモデル、寸法は参考値)

本調査では、上記②と③の工法のうち、(バイプロハンマー+ウォータージェット、以下W・Jという)併用工法の実験を行ったので、その実験概要を述べる。

なお、上記①については、ケーソン断面(矩形、楕円形、円形)を変化させて、洗掘量・洗掘範囲・洗掘防護工の室内水理実験を行っている。洗掘防護膜としては特殊(水中)コンクリートやマットが洗掘に有効であることが判明し、その施工法の検討も行っている。

③の工法のうち、パイルハンマー工法とロックオーガー+パイルハンマー工法については昭和59年2月末に、④と⑤については昭和59年度に実験を行い、施工性を確認する予定である。

3.1 鋼管杭打込実験

鋼管杭の打込方法としては、表-14に示す工法などが考えられるが、本調査ではバイプロハンマー工法とバイプロハンマー+W・J併用工法について実験を行った。

実験は、現位置載荷試験用に構築した築島上(ケーソンの外周)で行った。(図-4参照)

地質は、砂岩と泥岩の互層よりなる神戸層で、 $E_{sp} \div 1,100 \text{ kg/cm}^2$ 、 $q_u \div 5 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ の軟岩である。実験ケースを表-15に、実験結果を図-16に示す。

実験結果から次のことがわかった。



写真-3 鋼管杭打込実験 (バイプロハンマー+W・J工法 $\phi 2000$)

① 杭の貫入速度 v は、アルコース砂岩で $v \div 0.2 \sim 0.8 \text{ cm/sec}$ 、泥岩で $v \div 0.1 \sim 0.3 \text{ cm/sec}$ であった。打込み時間は打込み長 $L=16 \sim 18 \text{ m}$ (神戸層7~9m)に対して、50~60分である。

② W・Jの圧力を 130 kg/cm^2 (水量 240 l/min)から約 85 kg/cm^2 (水量 215 l/min)に減ざると、貫入速度がかなり遅くなっていることから水压・水量が貫入速度に大きく影響することがわかる。

表-14 打込み工法

工 法	打 込 機 種
打 撃 工 法	① パイルハンマー
振 動 工 法	① バイプロハンマー
併 用 工 法	① バイプロハンマー + ウォータージェット
	② ロックオーガー + パイルハンマー
	③ パイルハンマー + R. R. C

写真-4 鋼管杭先端座屈 ($\phi 1016$ 、 $M=30 \text{ ton}$ /cm、W・J有、泥岩を挟んでいる)



③ バイプロハンマーのみによる神戸層への打込みは不可能と判断される。

④ 鋼管内の地盤は、 $\phi 1016$ では打止め近傍まで泥状化していたが、 $\phi 2000$ では上層砂部のみが泥状化していた。

⑤ $\phi 1016$ の杭打込み中において、偏心モーメント $M=30 \text{ ton}\cdot\text{cm}$ (W・J有)、 $M=20 \text{ ton}\cdot\text{cm}$ (W・J無)ともに杭先端(板厚 12 mm の補強リング有)に座屈が生じた。この座屈の原因は、転石によるものか、板厚不足によるものか不明であるが、杭径と板厚、機種(起振力)選定には留意する必要がある。

表-15 実験ケース

実験ケース	杭 径 (mm)	バイプロハンマー (偏心モーメント $\text{ton}\cdot\text{cm}$)	ウォータージェット (吐出力 kg/cm^2) $\times$ (吐出量 l/min) $\times$ (ノズル数)
1	$\phi 1,016$	20	$130 \times 270 \times 7$
2	$(t=12)$	30	$130 \times 270 \times 7$
3		20	
4	$\phi 2,000$	30	$130 \times 270 \times 14$
5	$(t=20)$	50	$130 \times 270 \times 14$
6		50	

※ t は杭の板厚

⑥ 環境測定として、騒音・振動の測定を行ったが、騒音は音源から50m離れると85dB(A)以下(音源から50mの地点で約10dB(A)減衰)で、振動は振源から25mの地点で70dB以下(振源から50mの地点で約10dB減衰)であった。

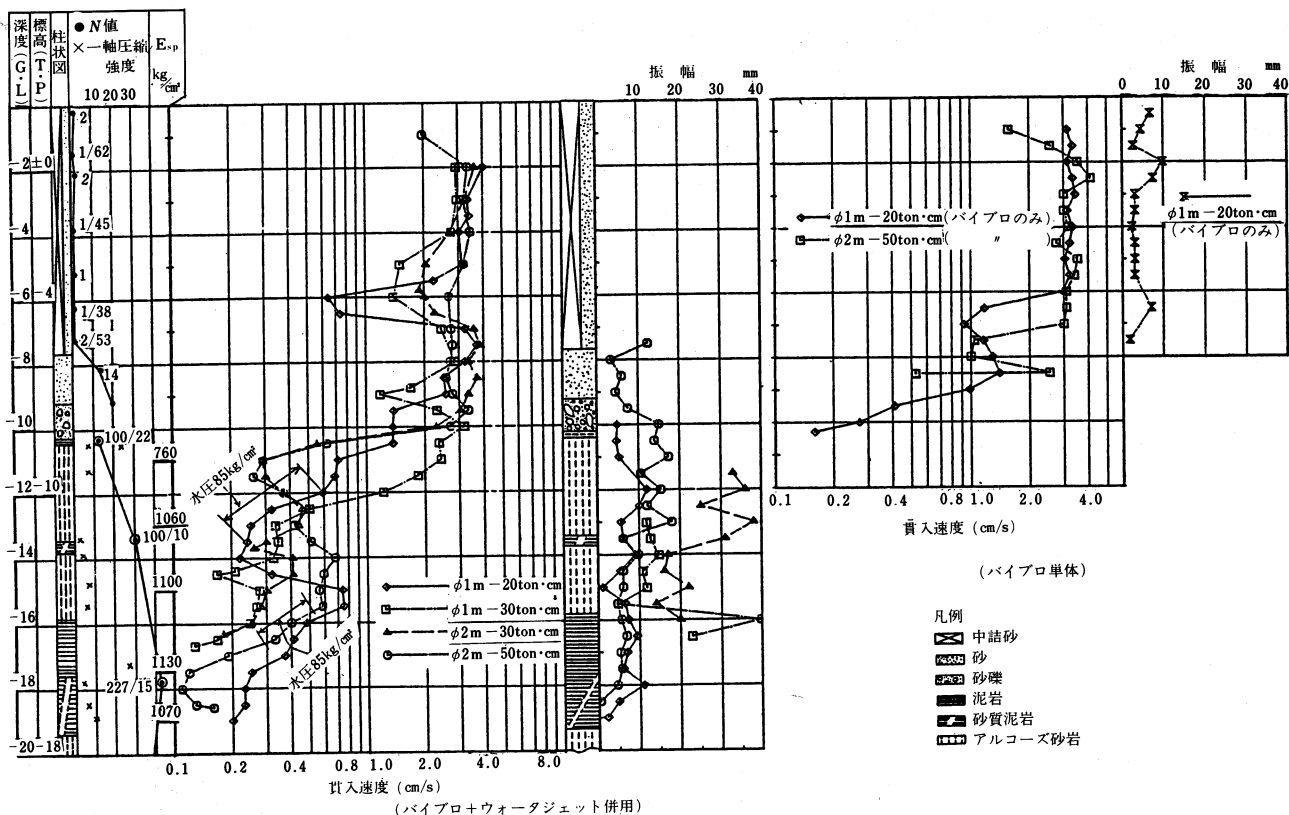


図-16 鋼管杭貫入速度および杭振幅

本工法を主塔基礎3Pの土留杭(杭径 ϕ 2500、杭長80m)に適用すれば、根入れ長(3Pでは32m:沖積層17m、神戸層15m)が長く、 q_u ($q_u \approx 5 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ 、大略20 $\sim$ 40 kg/cm^2)が大きいことなどを考慮すると、W・Jポンプ130 kg/cm^2 、水量270 l/min 、ノズルピッチ30cm、バイプロハンマー $M=75 \text{ ton}\cdot\text{cm}$ (VM₂-25000級3連動)程度の設備が必要となろう。

3.2 鋼管杭静的貫入試験

鋼管杭の打込・貫入予測には、杭の先端抵抗力や周面摩擦力などのデータが必要となる。本試験は、これらの基礎資料を得るために現位置載荷試験用に構築したケーソンの天井を反力に利用して、ジャッキによる静的貫入試験を行った。(写真-3参照)

鋼管杭は、 ϕ 508、 ϕ 609.6、 ϕ 711.2の3本で、試験位置の地質は $E_{sp} \approx 1,100 \text{ kg/cm}^2$ 、 $q_u \approx 6 \text{ kg/cm}^2$ の神戸層である。

試験結果を図-17～図-19、表-16～表-17に示す。これらの図・表から次のことがいえる。

1) 神戸層の降伏支持力度 P_f

図-17の $P \sim S$ 曲線の折れ点を降伏荷重とした神戸層の平均降伏支持力度 $\bar{P}_f$ は約2,000 t/m^2 である。本実験での P_f 算定に用いる鋼管杭の断面積として

は、実断面積とするのが妥当と考えられる。このことは、同じ場所で行った平板載荷試験(ϕ 30cm板)による神戸層の降伏荷重が1,650 $\sim$ 3,270 t/m^2 であったことや根入

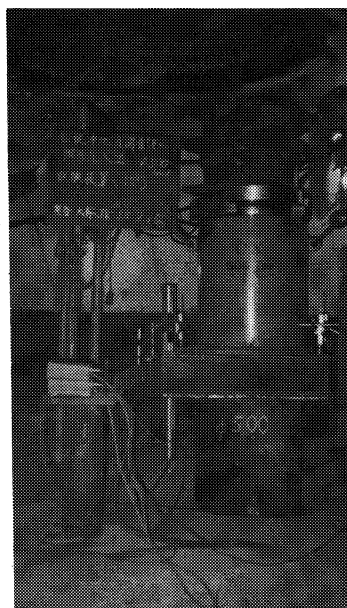


写真-5 鋼管杭静的貫入試験(ケーソン内)

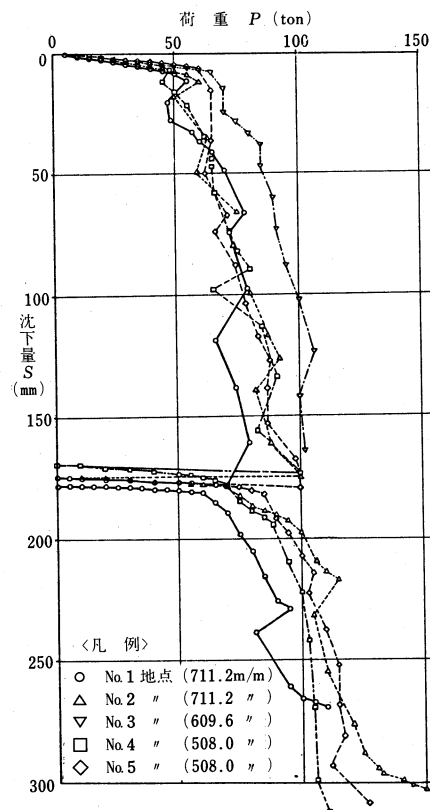


図-17 鋼管貫入試験荷重 $P \sim$ 沈下 S 曲線

れが浅く、鋼管内の地盤が現地盤より浮き上がり岩盤の芯が残っていなかったことなどからも杭の閉塞効果がなかったことが裏付けられる。また、神戸層の平均許容支持力度 q_a は 670 t/m^2 ($\bar{q}_a = 1/3 P_y$) である。

2) 鋼管杭の先端抵抗力

杭の先端抵抗力を $P \sim S$ 曲線の折れ点までとすると、杭の先端抵抗支持力度は神戸層の降伏支持力度となり、道路橋示方書等で提案している $3q_a$ より非常に大きな値となっている。

3) 鋼管杭の周面摩擦力度 f

図-19に示すように、 $P \sim S$ 曲線の降伏点を過ぎる付近からの荷重を周面摩擦力とすれば $f = 110 \sim 200 \text{ t/m}^2$ で、かなり大きな周面摩擦力が杭先端に働いていることがわかる。

4) 杭貫入による地盤の影響範囲

杭貫入による表層地盤への影響範囲は杭径の約2～3倍である。(図-18参照)

3.3 アンカーの把駐力実験

主塔基礎のケーソン沈設時のアンカー張力は、約500t(8点係留の場合)で、この張力をシンカー1個で対応するとすれば、空中重量約2,400tのシンカーが必要となる。このような大きなシンカーを水深(50m以上)の深い海中に設置することは極めて困難である。

本実験では、把駐力係数が大きく期待される安定型片爪アンカー(ARS-S型6、3、1t)に着目し、比較のためJIS型アンカー(ストックレス5.6t、ストックアンカー5t)について実験を行った。その結果を表-18、図-22に示す。

表・図より次のことがわかる。

① ARS-S型アンカーの把駐力係数は、JISアンカーの把駐力係数に比べて1.5～2倍が期待される。

② JIS型のストックレスアンカーの場合、アンカーの移動距離がある距離以後は把駐力係数が徐々に小さくなっている。このことはアンカーが反転し、脱錨に向っているためである。

なお、ARS-S型アンカーは土の剪断抵抗に大きく左右されるので、B・C海域での実験が必要であるほか、本アンカーを本工事に適用するならば、

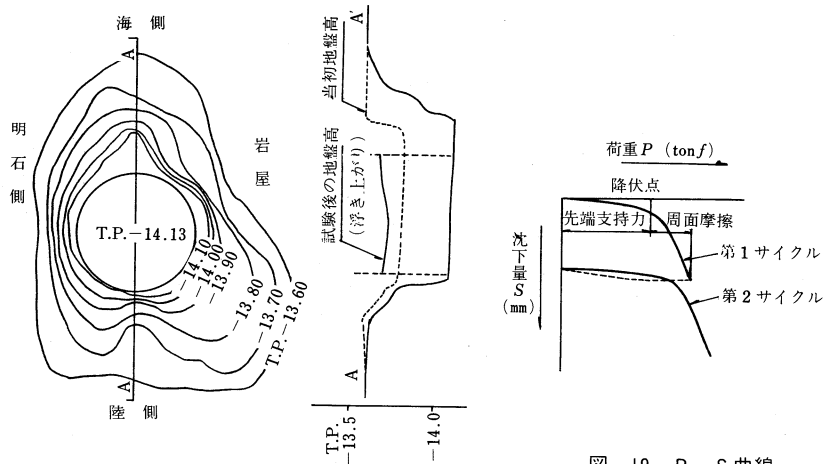


図-19 P-S曲線

図-18 No. 1 地点 試験後の影響範囲

表-16 杭貫入試験による神戸層の降伏支持力度

	鋼管径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	実断面積 A_1 (m ²)	閉鎖面積 A_2 (m ²)	降伏荷重 P (ton)	降伏荷重時の沈下量 S (mm)	降伏支持力度 P_y	
							$\frac{P}{A_1}$ (t/m ²)	$\frac{P}{A_2}$ (t/m ²)
No. 1	711.2	16	0.03494	0.3973	50	8.6	1,430	130
No. 2	"	"	"	"	52	7.5	1,490	130
No. 3	609.6	12	0.02253	0.2919	65	7.7	2,890	220
No. 4	508.0	"	0.0187	0.2027	45	4.6	2,410	220
No. 5	"	"	"	"	55	5.0	2,940	270

表-17 鋼管杭貫入時の周面摩擦力度 f_1

	鋼管径 ϕ (mm)	荷重 P (ton)	ΔP (ton)	沈下量 S (mm)	ΔS (mm)	外周面積 $\Delta A = \pi \phi \Delta S$ (m ²)	周面摩擦力度 $f_1 = \frac{\Delta P}{\Delta A}$ (t/m ²)
No. 1	711.2	55 → 78	23	12 → 66	54	0.120	191
No. 2	"	60 → 100	40	9 → 174	165	0.368	109
No. 3	609.6	70 → 105	35	13 → 122	109	0.208	168
No. 4	508.0	48 → 100	52	8 → 172	164	0.261	199
No. 5	"	60 → 100	40	7 → 177	170	0.271	147

平均 $f_1 = 163 \text{ t/m}^2$

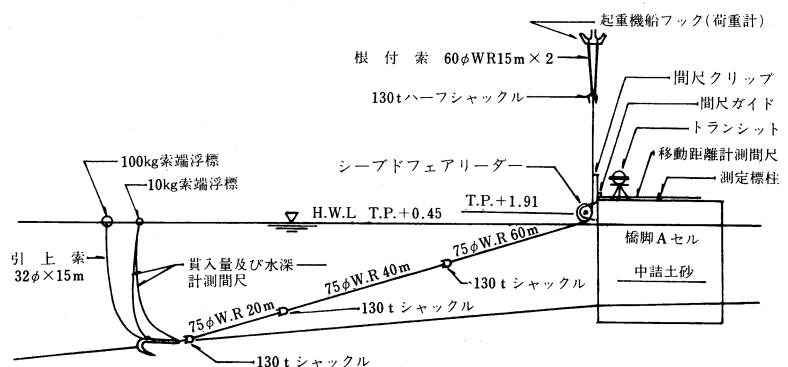
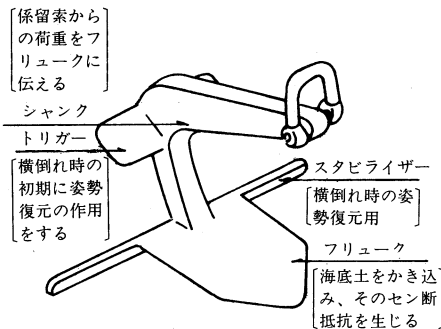


図-20 アンカー把駐力実験一般図



① 安定型片爪アンカー(ARS-S型)

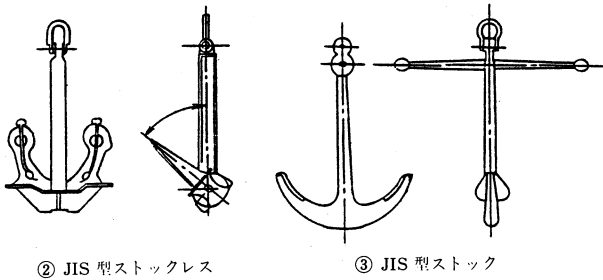


図-21 アンカー概念図

約100t ($K_x \div 5$ として)のアンカーが必要となり、部材の強度照査や構造改良などの検討が必要である。

4. あとがき

本調査では、神戸層に支持される松帆側アンカレイジの支持力・クリープ変位などの解明を行ったほか、主塔基礎の検討課題である鋼管杭の打込実験やアンカーの把駐力実験を行い、一応の成果が得られた。

これらの調査資料が、今後の橋梁計画の検討や主塔基礎施工法の検討の一助になれば幸いである。

なお、本報告では調査結果の紹介に留まったが、詳細は下記の参考文献を参照されたい。

最後に、本調査工事を担当した熊谷組・大林組共同企業体の関係各位並びに本調査工事に参画された方々に深く感謝の意を表します。

表-18 把駐力および把駐力係数

把駐力および把駐力係数	把駐力 T_x (t)	把駐力係数 K_x
ARS-S 型 6t	34.0	5.70
ARS-S 型 3t	17.2	5.82
ARS-S 型 1t	5.2	5.40
ARS-S 型 1t (反転)	5.1	5.27
JIS 型ストックレス (5.61t)	16.0	2.83
JIS 型ストック (5t)	17.7	3.40

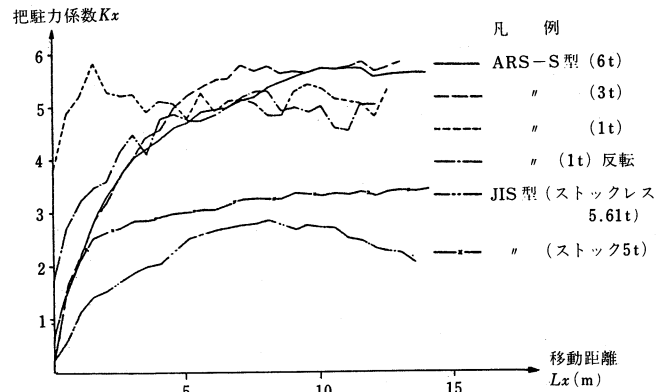


図-22 錨の移動距離 L_x と把駐力係数 K_x

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋基礎の地盤と支持力に関する調査研究報告書 (その2) 昭和52年9月 土質工学会 (本四公団委託)
- 2) 松帆沖地質調査 (その1) 調査報告書 昭和58年2月 本四公団
- 3) 松帆沖地質調査 (その2) 調査報告書 昭和58年7月 本四公団
- 4) 鋼管杭打込実験検討業務報告書 昭和58年3月 (社)日本建設機械化協会 (本四公団委託)
- 5) 岩屋勝司 「松帆沖施工調査」 基礎工 1984年1月号

大鳴門橋ケーブルバンドの設計

Design of Cableband of Ohnaruto Bridge

鳴門工事事務所 第二工事長

淵田 政信

Masanobu Fuchida

鳴門工事事務所 第二工事長付

鈴木 周一

Shuichi Suzuki

1. まえがき

大鳴門橋のケーブルバンドは「本州四国連絡橋ケーブルバンド設計要領(案)、昭和53年3月」(以下では「設計要領(案)」と呼ぶ)に基づいて設計し、この結果薄肉の断面が得られた。さらに、すべてのバンドに対してSCW49を用い、より薄肉で軽量となるよう配慮した。

スティバンドについては、スティロープ定着構造に関して補剛桁工事J.Vで検討が行われ、その結果を基に詳細な設計を行った。

ケーブルバンドの製作結果については紙面の都合上割愛することとしたいが、製作精度・品質ともに良好であ

った。

2. 概 要

本橋のケーブルバンドの数量を表-1に示す。

ケーブルバンドの配置図を図-1に、ケーブルバンド(B1)及びスティバンド(センタースティ(中央))の形状・寸法を図-2、図-3に示す。

ケーブルバンドの施工区分はB1～B3バンド及びスティバンドを日本製鋼所室蘭製作所が、B5バンドの一部及びB9バンドを日本製鋼所広島製作所が、B4～B8バンド(B5バンドの一部を除く)を住友金属製鋼所が

表-1 ケーブルバンド製作数量

				1組重(kg)	員数	重量(kg)	備考	
ケーブルバンド	バンド本体	S C W49	B 1		4,101	6	24,606	
			B 2		3,888	30	116,640	
			B 3		3,414	40	136,560	
			B 4		2,969	44	130,636	
			B 5		2,584	40	103,360	
			B 6		2,512	50	125,600	
			B 7		2,388	28	66,864	
			B 8		2,247	32	71,904	
			B 9	1A－2P	655	18	11,790	
		2P－5A		679	14	9,506		
計					302	797,466		
スティバンド	バンド本体	S C W49	2Pサイドスティ(2P側)		12,246	2	24,492	
			" (3P側)		10,734	2	21,468	
			センタースティ(3P,4P側)		12,909	4	51,636	
			" (中 央)		12,870	2	25,740	
			5Aサイドスティ(4P側)		9,948	2	19,896	
			" (5A側)		11,314	2	22,628	
		計			14	165,860		
付属物	ボルト	S C M430			3,624	35,733	ケーブルバンド用	
		S C M440			432	5,905	スティバンド用	
	ナット	S 45 C			7,248	6,785	ケーブルバンド用	
		S 45 C H			864	1,207	スティバンド用	
	脱着防止用具	外レ止メ	S S 41			56	573	
		ボルト	S U S 304			224	48	
		座金	S 50 C M			224	4	
合 計						1,013,581		

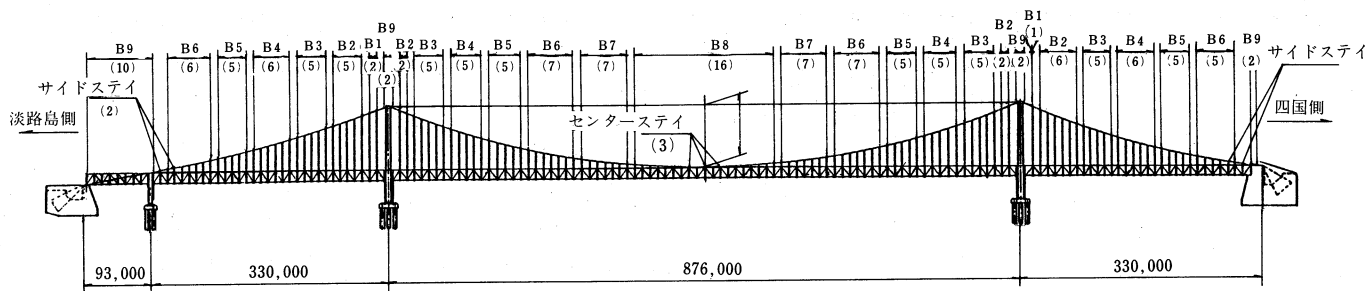
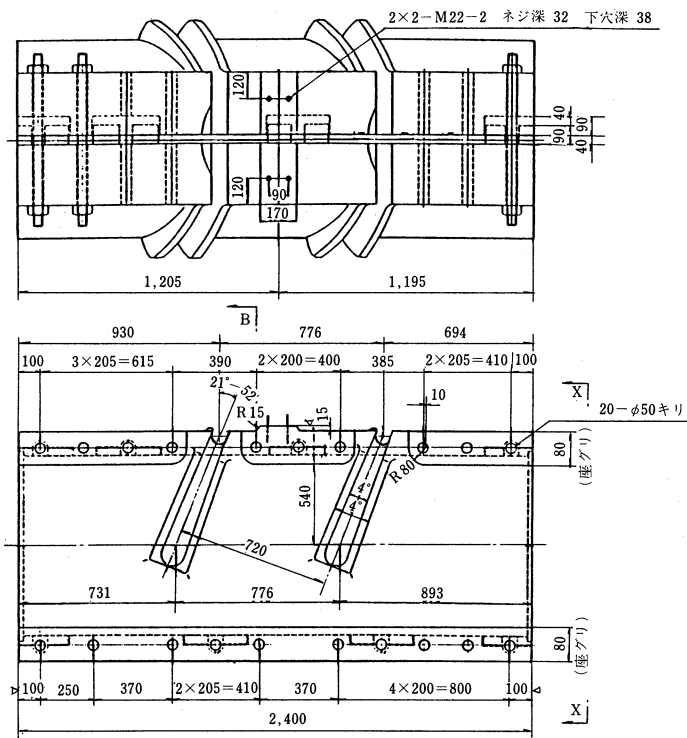


図-1 ケーブルバンド配置図

()内数値は片側ケーブル当りのバンド個数を示す。



バンド締付ボルト、ナット詳細図

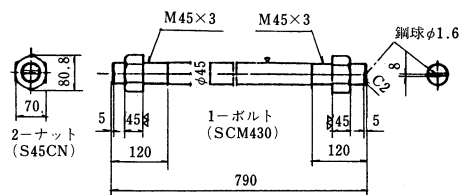
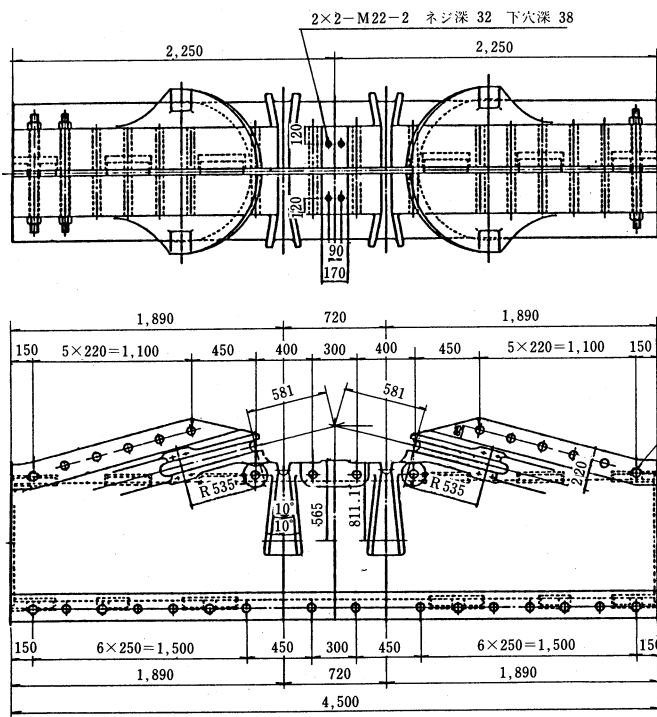


図-2 ケーブルバンド (B1)



締付ボルト、ナット詳細

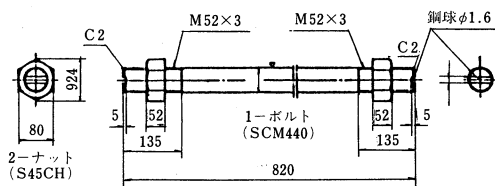


図-3 センターステイバンド (中央)

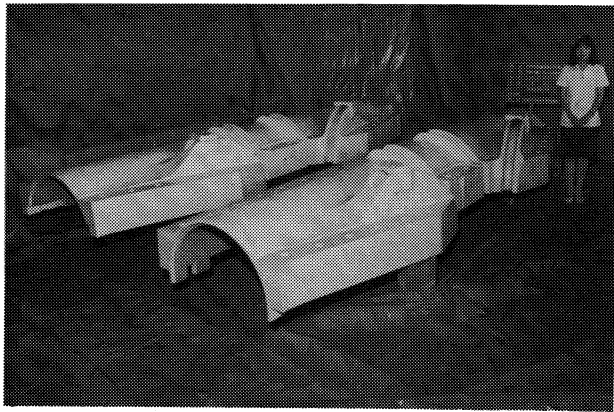


写真-1 大鳴門橋センタースティバンド

担当した。

本橋のケーブルバンドの主な特徴を上げると次のとおりである。

- (1) 締付ボルトの座を連続した形状とし、外観上すっきりさせた。
- (2) 浮き上がり防止爪はケーブル素線のかみ込みを極力防止するため数を増加し、合わせ面のすき間の直線部分を短くした。
- (3) ハンドロープ支柱の取付用の座をバンド上部に設け、締付ボルト増締めの際にハンドロープ支柱がじゃまにならないよう配慮した。

3. 設 計

3.1 設計条件

主ケーブル、ハンガーロープ及びスティロープの諸元を表-2及び表-3に示す。

スティバンドの設計にあたっては、スティロープからのすべり力に加え、ハンガーロープからのすべり力も考慮した。この時、設計に用いたそれぞれのロープ張力はスティロープ張力が最大となる時のものとした。

スティロープ張力はスティロープの機械的性質によって変動する。このため、スティバンドの設計では、スティロープの上限の材料強度（上限材料強度、製品の引張試験によって求めた）でのスティロープ張力に対し、すべりに対する安全率を「1.5」以上確保するものとし、スティロープの公称の材料強度（基準材料強度）でのスティロープ張力に対し、すべりに対する安全率が「2」程度あるかを照査することとした。

表-2 主ケーブルの諸元

項 目	諸 元	備 考
ケ ー ブ ル 型 式	PWS	
素 線 径	5.37mm	
ケーブル構成	1A~2P間 156ストランド×127本/ストランド 2P~5A間 154ストランド×127本/ストランド	エキストラストランド2本を含む
空 隙 率	18%	
空 隙 率 誤 差	±4%	強度計算では±3%を使用

表-3 ハンガーロープ及びスティロープの諸元

種別	箇 所	径(mm)	型 式	張力(ton)	備 考
ハン ガ ー ロ ー プ	ケーブルバンド	60		1,000/格点	全 強
	2 P	2 P側		276 #	
	サイドスティ	3 P側		261 #	
		3 P側		216 #	
	センタースティ	中央		225 #	
		4 P側		217 #	
	5 A	4 P側		270 #	
	サイドスティ	5 A側		337 #	
ス テ ィ ロ ー プ	2 P	2 P側		620(520)	数値は片主構当り。
	サイドスティ	3 P側		620(455)	スティロープ上限材
		3 P側		650(602)	料の場合。
	センタースティ	中央		650(564)	但し、()内は基準
		4 P側		650(603)	材料の場合。
	5 A	4 P側		620(519)	D+T ₃₀ +EQ+L(EQ)
	サイドスティ	5 A側		620(535)	

3.2 本体部の計算結果

ケーブルバンド及びスティバンドのすべり安全率及び応力度の計算結果を表-4及び表-5に示す。

表-4 ケーブルバンドのすべり安全率

種 別		ボルト本数		すべりに対する安全率	備 考
		計算値	使用本数		
B 1		18.4	20	3.2	
B 2		18.0	18	3.0	
B 3		15.8	16	3.0	
B 4		14.0	14	3.0	
B 5		12.0	12	3.0	
B 6		9.9	10	3.0	
B 7		7.0	10	4.3	
B 8		4.0	10	7.6	
2 P サイドスティ	2 P側	28.3	32	1.69(2.03)	スティロープ 上限材料の場合。 但し、() 内 は基準材料の 場合。
	3 P側	26.5	30	1.69(2.25)	
センタースティ	3 P側	28.0	32	1.71(1.84)	
	中央	27.9	32	1.72(1.98)	
	4 P側	28.0	32	1.71(1.84)	
5 A サイドスティ	4 P側	25.4	28	1.65(1.94)	
	5 A側	28.3	30	1.58(1.84)	

3.3 スティバンドのスティロープ鞍がけ部の検討

スティバンドのスティロープ定着構造は、基本設計では図-4に示す形状であった。これに対し、補剛桁工事 J.V での検討結果を踏まえ、詳細設計では図-3に示すスティロープ定着構造（鞍がけ案）を採用した。

各案の比較結果を表-6に示す。

基本設計案では、スティロープ定着構造部でバンド肉厚が著しく大きくなり、バンドの締付効果という点では不利となる。これに対し鞍がけ案では、スティロープ定着構造がボルト座位置になり、上記の問題は解決される。

表-5 応力度の計算結果

項 目	記号	計 算 式	単位	バ ン ド 種 類			備 考
				B1~B8バンド平均	B9バンド平均	スティバンド平均	
ケーブルバンド応力度	フーブ応力	$\sigma_1 = \frac{N}{2 \cdot \ell \cdot t}$	kgf/cm ²	704	698	814	
	ボルトの偏心による曲げ応力	$\sigma_2 = \frac{3 \cdot N \cdot e}{\ell \cdot t^2}$	"	2,391	2,039	2,491	
	内径がケーブル形状と一致しない場合の応力	$\sigma_3 = E \cdot t \left(\frac{1}{D_c} - \frac{1}{D_B} \right)$	"	1,701	1,804	2,239	
		$\sigma_1 + \sigma_2$	"	3,095	2,737	3,305	大きい方で $1.2\sigma_{yc}$ (3,360kgf/cm ²) 以下のこと。
		$\sigma_1 + \sigma_3$	"	2,405	2,502	3,053	
	平均内圧	$P = \frac{N}{D_B \cdot \ell}$	"	65	66	98	ケーブルバンドは100kg/cm ² 以下 スティバンドは120kg/cm ² 以下を目安
	ボルト最小ピッチ間の内圧	$P = \frac{2 \cdot N_1}{D_B \cdot \ell_p}$	kgf/cm ²	85	66	125	"

項 目	記号
最大・最小ケーブル径	D_c
バンド内径	D_B
バンド全長	ℓ
ボルト1本当り締付力	N_1
ボルト全締付力	N
ボルト間最小ピッチ	ℓ_p
ボルト間の偏心距離	e

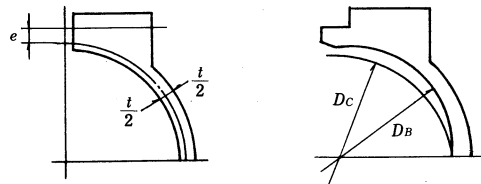
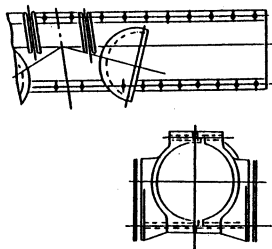
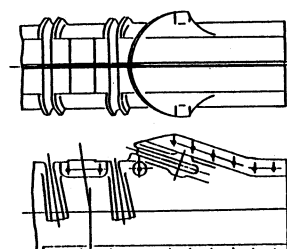


表-6 スティロープ定着構造の比較

項 目	基 本 設 計	詳 細 設 計
スティロープ定着構造	バンド腹部に位置し、この部分の肉厚が著しく大きくなる。	ボルト座位置になり、バンド肉厚には影響が少ない。
スティロープ張力	バンドの締付には影響しない。	バンドを締付ける方向に働く。
スティロープの曲げ半径	あまり大きく取れない。	ハンガーロープと同等の半径が取れる。
締付ボルトの偏心	一般バンドと同等。	スティロープ定着部（鞍部）で著しく大きくなる。
概 要 図		
	図-4	

さらにスティロープに働く張力がバンドを締付ける方向に働くため、すべりに対しては有利となる。

一方、鞍がけ部がバンドから突出する形状であるため、この部分の締付ボルトが著しく偏心する（ケーブルより離れる）結果となり、ボルト座（以下「フランジ」と呼ぶ）つけ根では曲げに対する剛性確保が問題となった。

このため、フランジつけ根付近の補強構造を決定するためF.E.M解析を用いて発生応力の検討を行った。

(1) 計算条件

1) 解析モデル

補強前の解析モデルは図-5に示すものとした。すなわち、解析対象としてはボルト偏心量の最も大きいセン

タースティバンドとし、上部ボルト位置は鞍部ボルト位置の平均値とした。また、ボルトピッチは最小220mmであるため、対象モデルの幅を220mmとした。

2) ケーブル

ケーブルは真円の剛体であり、空隙率は最小の15%として、図-6のように仮定した。

(2) バンド変形過定の設定

ケーブルをバンドで締付けて行く際のバンドの変形を、次の2段階に分けて考えた。

1) 変形状態1

バンドをセットした状態から、ボルト軸力の導入により、バンド内面が全域にわたりケーブルが接触するまで

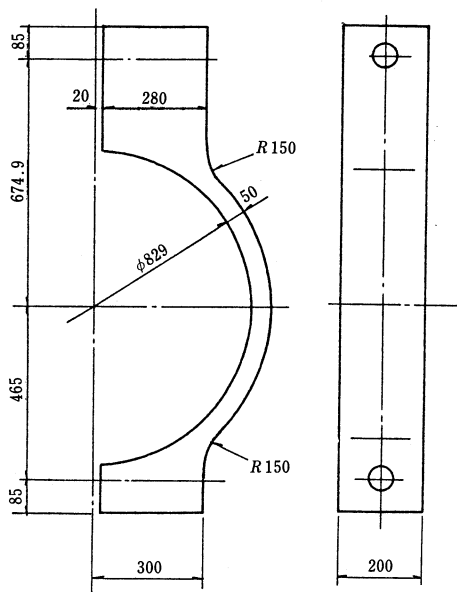


図-5 解析モデル

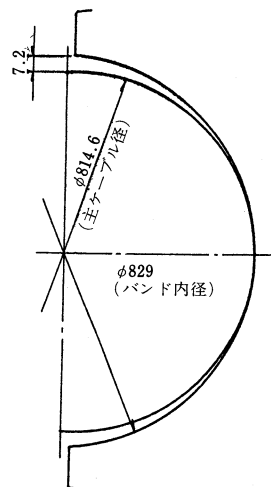


図-6 ケーブル形状

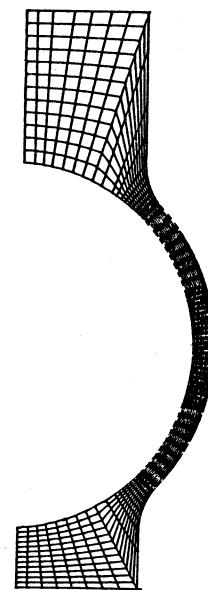


図-7 要素分割図

の状態。

2) 変形状態 2

変形状態 1 から、さらに所定のボルト軸力を導入し、最終状態に至るまでの状態。

(3) 応力解析

1) 要素分割

バンドは図-7 のように 900 の要素に分割した。

2) 判定

変形状態 1、2 における発生応力を、それぞれ σ_B 、 σ_T とすれば、バンドの最終発生応力 σ_{BT} は $\sigma_B + \sigma_T$ となり、 σ_{BT} の許容値を $1.2\sigma_y$ ($1.2 \times 2,800 = 3,360 \text{ kg/cm}^2$) 以下として判定することとした。

(4) 解析結果

1) 補強前の応力分布

補強前のバンド内面及び外面の応力分布を図-8 及び図-9 に示す。

これによれば、内面・外面ともにフランジつけ根部に応力が集中しており、特に上部フランジ側（鞍がけ部側）

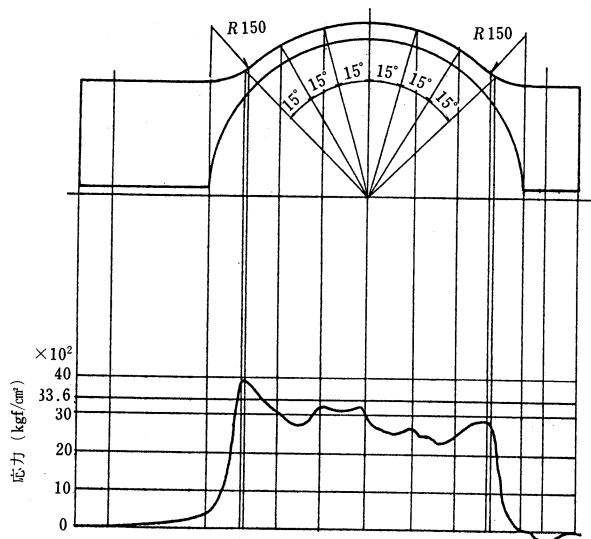


図-9 補強前の外面の応力分布

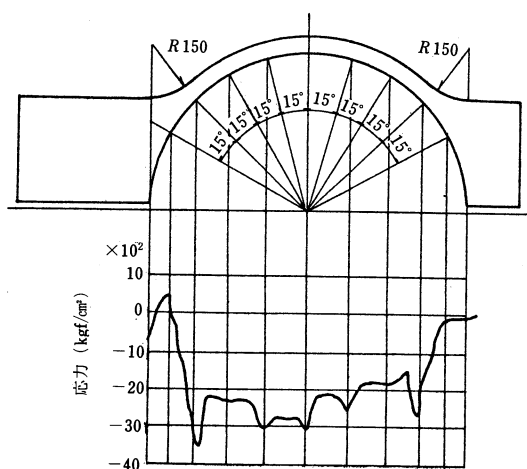


図-8 補強前の内面の応力分布

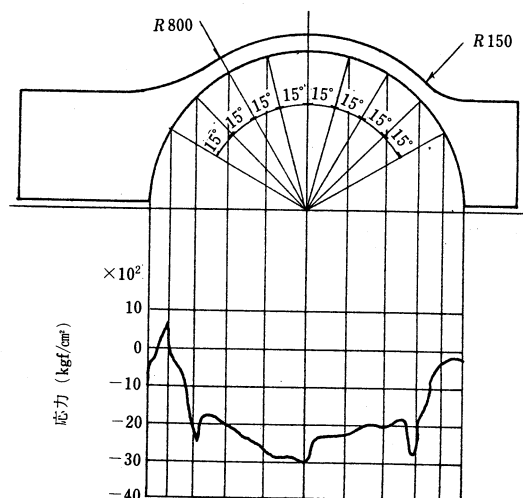


図-10 補強後の内面の応力分布

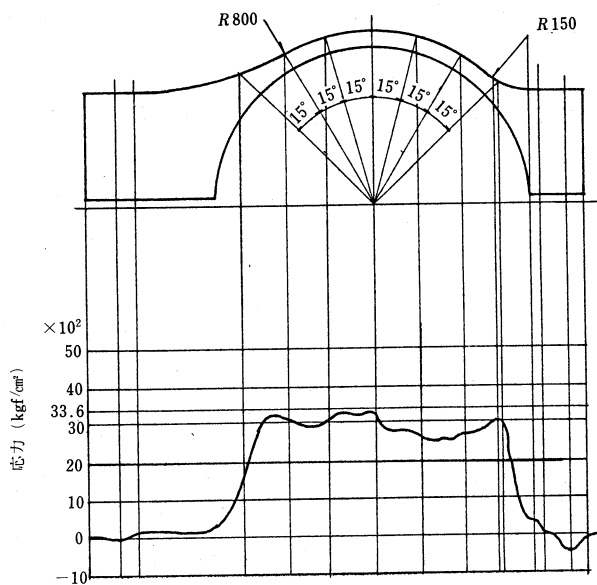


図-11 補強後の外面の応力分布

の値が許容値を超えている。

このため、この部分の R を当初の $150R$ に対し、 $800R$ に補強し、応力の分散をはかった。

2) 補強後の応力分布

補強後のバンド内面及び外面の応力分布を図-10及び図-11に示す。

補強後の応力分布では、補強前に比べフランジつけ根部の応力が緩和され、いずれの部分も許容値内におさまった。

4. 考 察

本橋のケーブルバンドは、概略以上のような設計を行ったが、以下にいくつかの考察を述べる。

(1) 締付ボルトの偏心

本橋のスティバンドでは、締付ボルトの偏心がかなり大きかったため、前記のような補強を行った。

しかし、実際にこれを架設すると、応力計算ではわからなかった問題が生じた。

すなわち、スティバンドの上部フランジ側の締付ボルトを締付けると、比較的小さな軸力でフランジの変形が生じた。このような箇所では、締付ボルトとボルト穴が接触したり、浮き上り防止爪とその受側が当たるなどの現象が生じた。

また、一般バンドにおいても、ケーブルの空隙率が小さな箇所ではフランジが傾れる傾向があった。

このため、スティバンドのスティローブ鞍がけ部付近の締付ボルトについては、当初の設計導入軸力より小さな軸力を導入し、その不足分を偏心距離の小さな締付ボルトでおぎなうこととした。

ケーブルバンドはケーブルにできるだけなじみ易くすることが望ましく、必然的に変形し易いものとなる。

ケーブルバンド各部の形状決定の際には、こうしたケーブルバンドの変形をあらかじめ十分に考慮に入れ、締

付ボルトについては、できるだけ偏心距離を小さくするなどの配慮が必要と思われる。

(2) 浮上り防止爪

ケーブルバンドの合わせ部は、ケーブルの出来形形状の誤差を吸収するためクリアランスを設けている。

このクリアランス部分で、素線が落ち込み又は浮上りが生ずる可能性があるため、浮上り防止爪をできる限り広範囲に設けた。

ケーブルバンド架設時には爪の効果は十分あったと思われるが、爪を受ける側の部分で素線をかみ込む現象が生じた。(図-12)

これについては、図-13のように大きな面取りを行えば素線のかみ込みはある程度防げられると思われる。

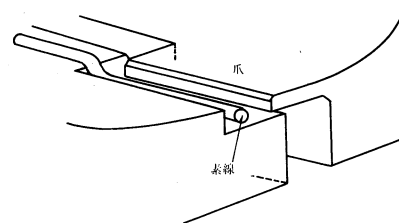


図-12 素線のかみ込み

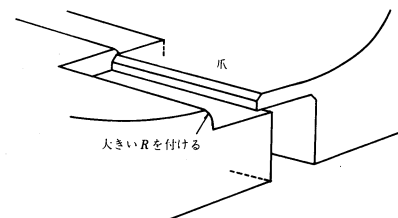


図-13 改良案

5. あとがき

以上述べてきたように、本橋のケーブルバンドの詳細設計では、一般バンドについては基本設計を基に、主に細部構造について検討を加えた。また、スティバンドについては、補剛桁工事J.Vでの検討結果を基にさらに詳細な検討を行った。

こうして設計・製作されたケーブルバンドを架設した結果、当初我々が予想できなかった問題も生じ、再考すべき点もあった。このような改良すべき点が他橋において参考となれば幸いである。

最後に、大鳴門橋ケーブルバンドの設計・製作にあたられた(株)日本製鋼所・住友金属(株)共同企業体の方々、ならびにケーブルバンドの設計に際し種々の助言をいただいた方々に紙面を借りて御礼申し上げます。

参考文献

本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会昭和52年度報告書〔別冊2〕 吊橋のケーブルに関する検討 昭和53年3月 土木学会

北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計(その1)

Design of Cable Saddles on the Kita-Bisan-Seto Bridge

第三建設局

設計課長

馬場 賢三

Kenzo Baba

第二建設局坂出工事事務所 第5工事長

成井 信

Shin Narui

第三建設局維持課

吉元 郁男

Ikko Yoshimoto

1. まえがき

北備讃瀬戸大橋(図-1)のケーブルサドルは、昭和58年4月、製作に着手し59年中には吊橋塔頂部、アンカレイジサドルベント部に設置される予定である。

本稿は、我が国で初めて採用された直接荷重伝達型塔サドル(以下直接型サドルと記す)を中心に、ケーブルサドルの詳細設計概要を報告するものである。

2. 構造概要および設計条件

表-1にケーブルサドルの構造諸元、表-2に設計条件、図-2にケーブルサドル構造一般図を示す。

3. 塔サドルの設計

3.1 塔サドルの特徴

本橋の塔サドルは、以下に述べる特徴を有しており、

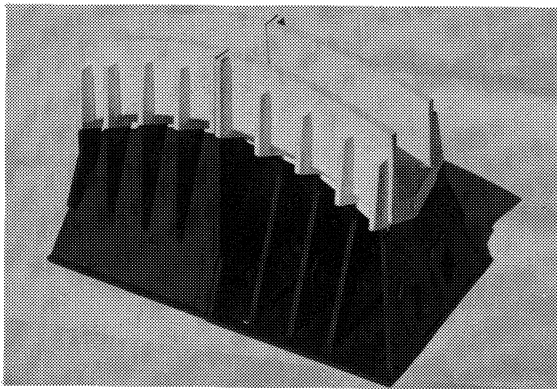


写真-1 直接型塔サドル模型

表-1 ケーブルサドルの構造諸元

塔サドル (2P・3P)	全 体 構 造 (分割の有無)		鋳鋼・鋼板併用構造 (2分割ボルト結合)	
	主要寸法 (単位:mm)	全 高	4,596	
		全 長	7,300	
		底板寸法	3,900×7,300	
	サドルの 曲率半径 (単位:mm)	鉛直面	(主円) 9,000	(複円) 6,500
	移 動 構 造		主塔とボルト結合 (フレキシブル塔)	
	主 要 材 質		鞍 部 : S C W 49 リブ、底板 : S M 50 B	
鋼重(単位:t/基)		146 (付属物含む)		
架設重量(単位:t/ブロック)		72		
スプレーサドル (1A・4A)	全 体 構 造 (分割の有無)		鋳鋼・鋼板併用構造 (無し)	
	主要寸法 (単位:mm)	全 高	4,038 [3,040]	
		全 長	8,140 [6,825]	
		底板寸法	4,200×7,000 [4,200×5,900]	
	サドルの 曲率半径 (単位:mm)	鉛直面	(主円) 9,000	
		水平面	12,000 (最外線)	
	移 動 構 造		ロッカー 形 式 (ローラー本数: 24本[20本] ローラー 径: 500mm ローラー長さ: 3,460mm)	
	支承面 の仕様	ローラー	SUS410相当材: 5 mm肉盛	
		支承板	SUS410 Modified: 20mm板貼付	
	主 要 材 質		鞍 部 : S C W 49 リブ、底板 : S M 50 B ローラー : S F 55	
鋼重(単位:t/基)		260 [211] (付属物含む)		
架設重量(単位:t)		上沓 : 137[106] 下沓(下底板+ローラー): 117[98]		

注) カッコ内数値は4Aを示す。

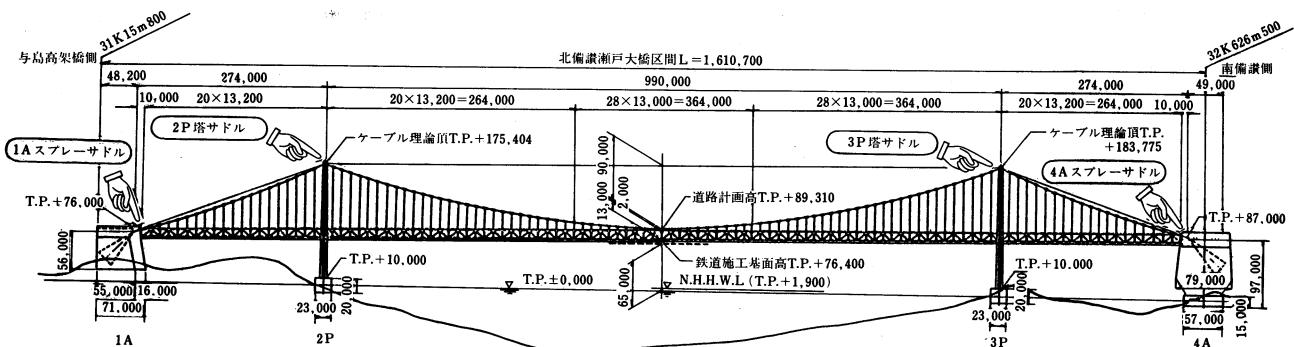


図-1 北備讃瀬戸大橋一般図

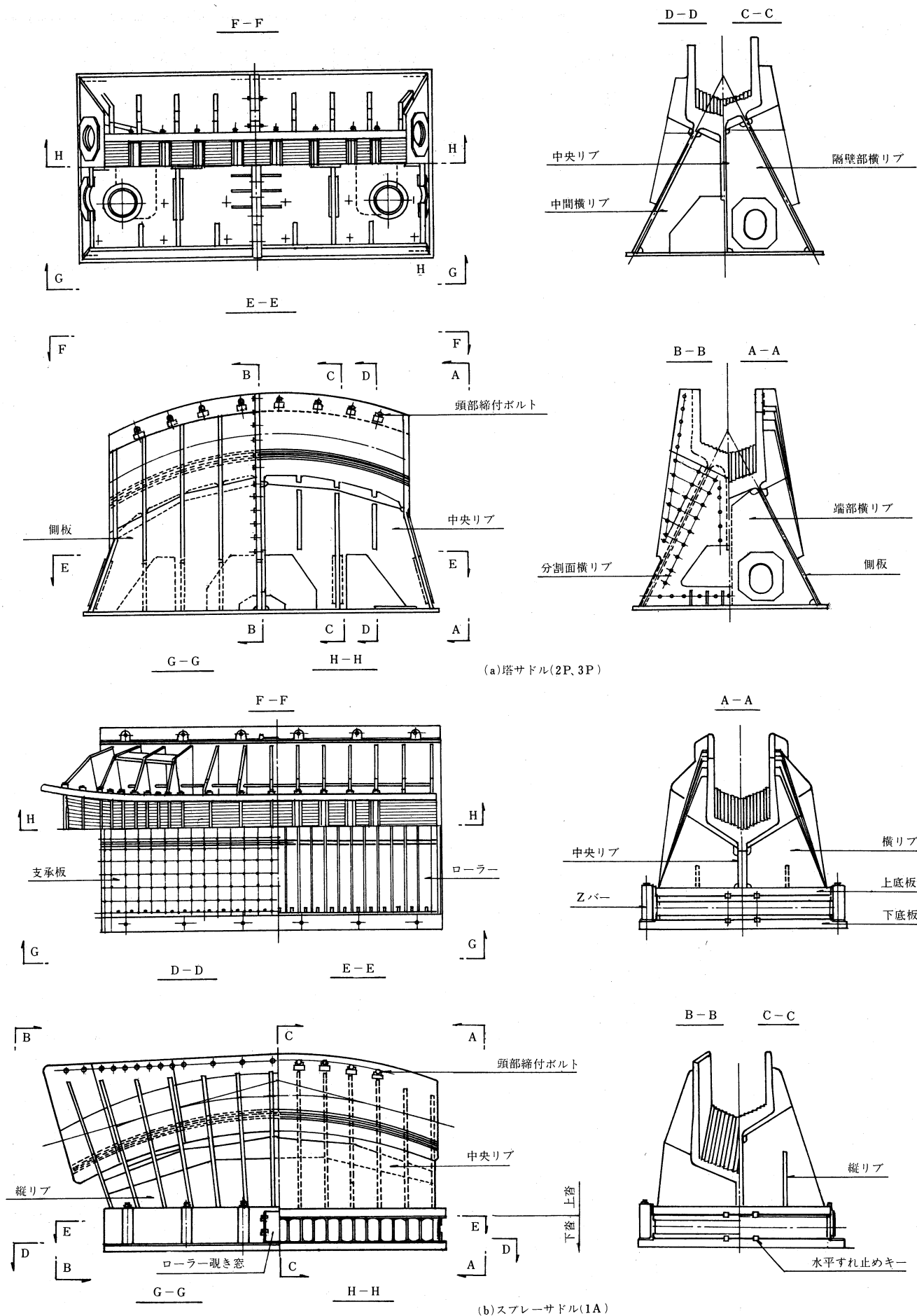


図-2 ケーブルサドル構造一般図

表-2 設計条件

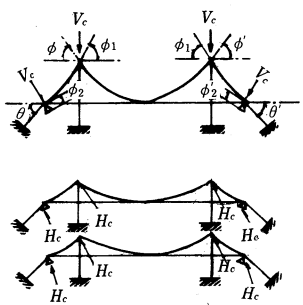
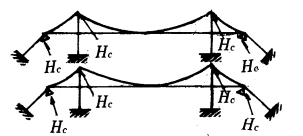
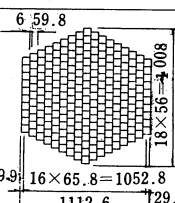
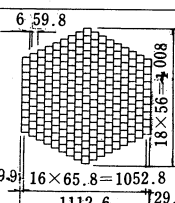
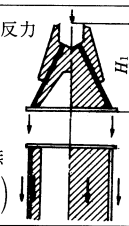
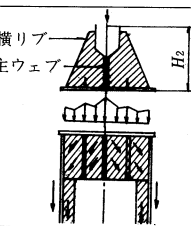
ケーブル反力	鉛直反力 V_c t/ケーブル	サドル種別	常 時	反力方向及びケーブル入射角	
		1 A	19 690		
水平反力 H_c t/ケーブル		2 P	29 940		
		3 P	30 180		
		4 A	16 790		
サドル種別		暴風時	地震時		
		1 A	50 140		
		2 P	480 860		
		3 P	480 920		
ケーブル諸元		4 A	50 130		
		亜鉛メッキ素線径	5.18mm		
		1ストランド構成素線数	127本/ストランド		
		ケーブル構成ストランド数	234ストランド/ケーブル		
ケーブル諸元		ケーブル直径(一般部)	998mm(空隙率20%)		
		最大水平張力(H_{max})	36,285t/ケーブル		
		最大張力(T_{max})	40,082t/ケーブル		

表-3 塔サドル構造形式の比較

塔サドルの構造形式		直接型(直接荷重伝達型)	間接型(間接荷重伝達型)
ケーブル反力の荷重伝達機構	ケーブル反力の荷重伝達機構	ケーブル反力を、塔柱断面に対応する箱形(本橋ではリ付3室ボックス)サドル断面に分散させた後、サドル底板、塔頂板を介して線接触で対応している塔壁、縦リブへ直接荷重を伝達させる。 (表-4に本橋の詳細構造に即した具体的な伝達機構を示す)	ケーブル反力を、ケーブル中心線上に鉛直に配置した1枚の橋軸方向主ウェブと数枚の橋軸直角方向横リブに分散させ、更に極厚板のサドル底板で分散均等化させ、塔頂板へは平面接触により荷重を伝達させる。伝達された荷重は剛な格子構造で荷重分散され塔壁、縦リブへ伝達される。
	塔頂サドルと塔頂構造の模式図	 伝達反力分布 塔頂部 補強構造無 (図-3に本橋の詳細構造を示す)	 横リブ 主ウェブ (H1 > H2) 補強構造有
塔頂部応力分布		塔壁の主応力は、ほとんど鉛直応力であり、極端な応力集中もなく、スムーズに分布する。	数m程度の補強格子内で荷重分散を行うため応力集中、荷重分布の不明確さ等が問題となる。
塔サドル	使用材料	鞍部: 鋳鋼品(SCW材) 本体: 鋼板溶接型(SM材)	鞍部: 同左 本体: 鞍部と鋳鋼一体又は鋼板溶接型(SM材)
	本 体	閉断面構造	開断面構造
	底 板	側方に開く引張力に抵抗させる部材であり、板厚を薄くできる。	荷重を均等分散させるために、極厚の板が必要となる。
	重 量	二叉内の溶接作業性等からサドル高は間接型に比べて高くなり、重量もふえる。	直接型より重量が少ない。
塔頂部	頂 板	サドル底板に同じ	サドル底板に同じ
	補 強 構 造	基本的には不要である。但し、本橋のように十字断面の場合は一部補強構造を必要とする。	頂板の面で受けた荷重を塔壁へ伝達させるために、荷重分散用の格子構造が必要となる。
	塔頂水平材	梁高に制約がない。	格子構造との取合上、梁高に制約をうけ大きな断面となる。
	重 量	補強構造がない分だけ重量を軽くできる。	補強構造により重量が重くなる。又、サドル高が直接型に比べて低い分だけ塔柱重量もふえる。
概 算 鋼 重 (南備讃瀬戸大橋を 対象として試算)		(ケーブル理論頂から) 塔サドル 180t 10m下まで 塔頂部 90t 計 270t	(同 左) 塔サドル 130t 塔頂部 160t 計 290t
施 工 例		Severn Br., Little Belt Br.	関門橋、因島大橋、大鳴門橋

特に以下に述べる項目(1)、(2)は従来の我が国既存の塔サドルには例のないものである。

(1) 直接型塔サドル

塔サドルの第1に特筆すべき特徴で、サドルの構造形式に直接型を採用している。その模型を写真-1に示す。

サドルの構造形式^{1), 2)}には若戸大橋橋以来大鳴門橋に至るまで従来の吊橋には間接荷重伝達型と称するケーブル反力を鞍部で受けた後、1枚の橋軸方向主ウェブと数枚の橋軸直角方向補強リブに分散させた後、塔頂補強格子を介して塔壁へ間接的に伝達させる構造形式が多用されてきた。しかし、この構造形式は格子構造から塔壁への力の伝達機構がかならずしも明解となっていないこと、格子構造部の製作が困難であること、格子構造により塔頂部ブロック重量が増加すること、塔頂部での作業スペースに制約を受けることなどの欠点がある。南北備讃瀬戸大橋においては、このブロック重量が塔架設に際しネックになり、従来型の間接型塔サドルは本橋には採用困難となる。

直接型サドルの場合は、直接塔壁へサドルからの反力を伝達するので、塔頂部に補強格子を設ける必要がなく、力の流れが明確となり、構造的に簡潔化し、塔頂部のブロック重量を軽減でき、本橋の塔サドルとしての必要条件を満足する。

直接型と間接型サドルの比較を表-3に、図-3に塔サドルと塔頂部塔柱構造の取合図、表-4にケーブル反力の伝達経路を示す。

なお、サドル鋼板部の板の組合せは、開断面である間接型に比べて箱形断面の複雑な取合構造となるが、健全な溶接が出来るようにディテールで配慮した(例えば耐ラメラティア対策)。

(2) 分割構造塔サドル

本橋の塔サドルでは1基の重量が約140tとなり、架設重量がクレーン(114t)より制約を受けるため、橋軸直角方向に2分割構造とし架設重量の軽減を図った。

2分割ブロックは、クレーンで各ブロックを塔頂部に吊り上げた後に、分割面をボルトで結合一体化する。

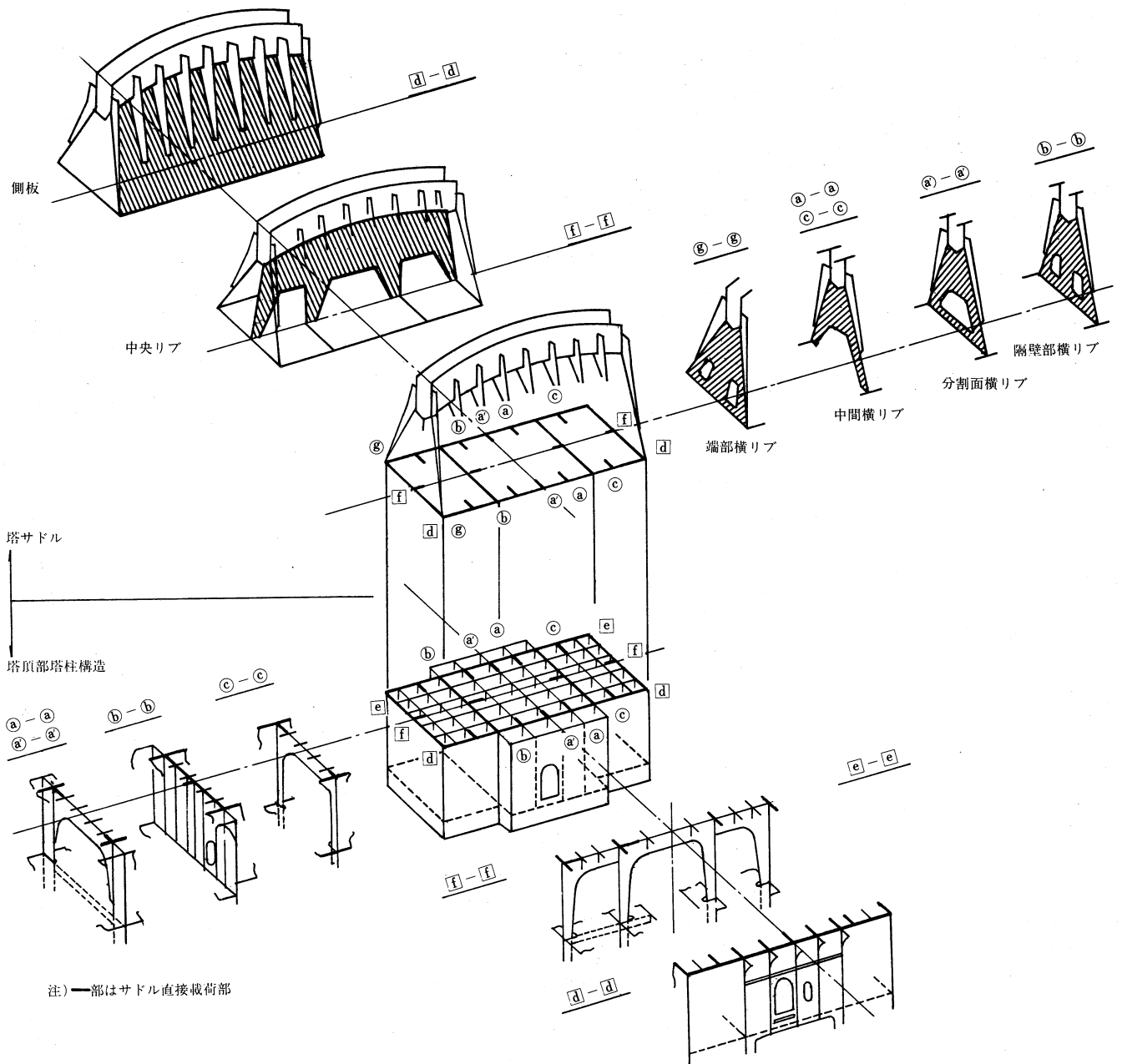


図-3 塔サドルと塔頂部塔柱構造の取合図

表-4 ケーブル反力の伝達経路

ケーブル反力 サドル鞍	側板 横リブ 中央リブ ④-④ ⑧'-⑧' ⑧-⑧ <
---	---

注) ①～⑧の記号は図-3に対応している。

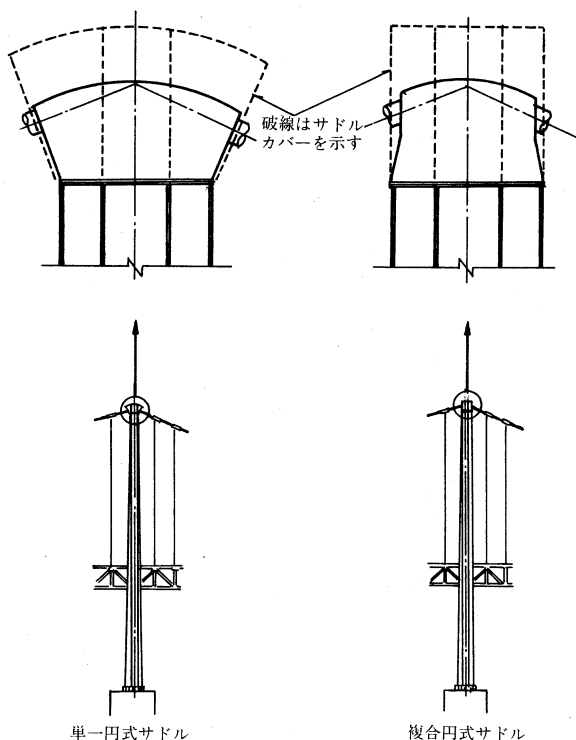


図-4 単一円式と複合円式による塔頂部形状の違い

(3) 複合円式塔サドル

ケーブル軸方向の曲率半径は、従来用いられてきた単一円式でなく、複合円式を採用した。これは、単一円式サドルは塔柱幅から張り出し、景観上からは好ましくなく(図-4)、複合円式を採用することで、サドルを塔柱幅内に収めることができ、なおかつサドルの重量を軽減できるためである。

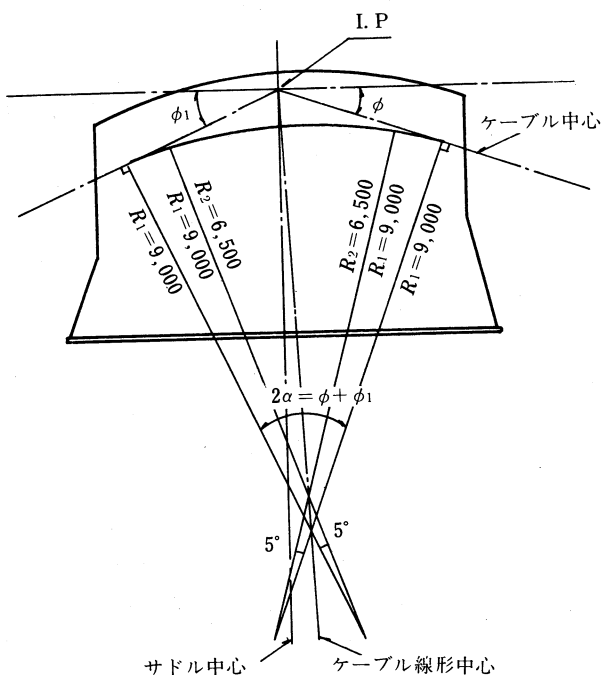


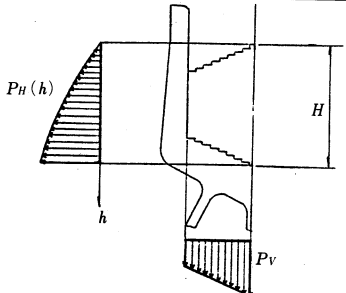
図-5 基本線形図

3.2 基本線形

複合円の鉛直曲率半径の選定には、以下の設定条件より、 $R_1=9.0\text{m}$ 、 $R_2=6.5\text{m}$ とした(図-5)。

- 1) サドル出口付近の曲率半径(R_1)は単一円最小曲率半径(ケーブル径の8倍)以上とする。
- 2) サドル中央付近の曲率半径(R_2)は素線の最大接触圧を 50t/m 以下にする様設定する。
- 3) R_2 区間の2次応力が R_1 区間の2次応力を上廻らないこと。

表-5 塔サドルの作用荷重とその理論式

荷重モデル	
理論式	(1) サドル溝底面への底面圧: P_v (ケーブル曲率中心へ向かう) $P_v = T_{\max}/R \left(\text{サドル幅方向分布は、各ストランド列のストランド数に比例するものとする。} \right)$ (2) 底面圧に伴うサドル側壁への側圧: P_H i) 最上段ストランド天端から h の距離における側圧: $P_H(h)$ $P_H(h) = \frac{B \cdot L}{2 \cdot \mu} \left(1 - e^{-\frac{2\mu}{3L} \cdot h} \right)$ ii) 最上段ストランド天端から H の距離までの合計側圧: P_H $P_H = \frac{B \cdot L}{2 \cdot \mu} H - \frac{3BL^2}{4\mu^2} \left(1 - e^{-\frac{2\mu}{3L} \cdot H} \right)$ iii) 最上段ストランド天端から H の距離までの合計曲げモーメント: M_H $M_H = \frac{B \cdot L \cdot H}{2\mu} \left(\frac{H}{2} - \frac{3L}{2\mu} \right) + \frac{9BL^3}{8\mu^3} \left(1 - e^{-\frac{2\mu}{3L} \cdot H} \right)$ ここで $T_{\max}$: ケーブル最大張力 R: ケーブル曲率半径 L: ストランド幅(スベサー間隔) μ: サドル側面の摩擦係数=0.15 B: 中央ストランド列における単位体積当り鉛直力 $B = \frac{T_{\max}}{R} \cdot \frac{n}{N} \cdot \frac{1}{L \cdot H}$ n: 中央列ストランド本数=18 N: 全ストランド本数=234 H: 中央列ストランド高さ

3.3 塔サドル作用荷重

塔サドルの設計に考慮する作用荷重とその理論式を表-5に示す。

3.4 強度検討

塔サドルの鞍部は溝などがあり構造が複雑なため、鋳鋼(SCW49)を使用し、その下の箱部は鋼板(SM50B)から構成されている。

これらの設計にあたっては、まず構造各部を近似モデルに置換した“慣用手法”により強度検討を行い、各部構造寸法を詳細に検討したのち、全体FEM解析で照査

し、局部的な修正を施した。なお、慣用手法では充分検討できない箇所については、部分的に取り出し、FEM解析を行った。

3.4.1 鞍部

鞍部の設計断面は、慣用手法により決定したが、その主な留意点は以下の通りである。

- 1) 従来、頭部締付ボルトは、強度部材として考慮されていなかったが、今回強度部材として考慮した。鞍部とボルトの水平荷重分担率は、鞍側壁とボルトの剛性比より求めた。
- 2) 側壁根元のコーナー部においては応力集中を考慮し、ピーク応力が材料の降伏点 ($\sigma_y = 2,800\text{kg/cm}^2$) に収まるようにした。なお、応力集中率 α はNeuber³⁾の方法より求め、 $\alpha = 2.8$ とし ($R = 10\text{mm}$) た。
- 3) SCW 49 の厚肉もの ($t > 300\text{mm}$) の許容応力 σ_a は質量効果を考慮し、試験結果より、簿肉もの ($t = 30 \sim 40\text{mm}$) の91% (劣化率)⁴⁾ とした。

表-6 横リブ底部の最適形状

分割面横リブ	ケース名	TYPE-1（原案）		TYPE-2		TYPE-3（採用案）	
	形状	横リブ底部幅は塔補強リブ長さに一致		横リブ底部幅を広げた場合		左右の横リブ底部をつないだ場合	
解析モデル図	形状						
	ケース名	TYPE-1（原案）			TYPE-2（採用案）		
中間横リブ	形状	横リブ底部幅は塔縦リブ、補強リブ長さに一致			横リブ底部幅を広げた場合		
	形状						
着目箇所	形状						

表-7 サドル底板、側板の最適交点位置

ケース名	TYPE-1 (原案)	TYPE-2	TYPE-3	TYPE-4 (採用案)
交点位置	底板上面	底板下面(塔頂板上面)	塔頂板下面	底板板厚中心
解析モデル図				
着目箇所				

$$\sigma_a = (\sigma_y \times \text{劣化率}) / 1.7 = 2,800 \times 0.91 / 1.7 = 1,500\text{kg/cm}^2$$

3.4.2 鋼板部

本橋の塔サドルは、ケーブル反力がスムーズに塔壁へ伝達されるよう直接型を採用している。そのため、各鋼板リブは複雑な形状となり、慣用手法だけでは不十分な面もあり、部分FEM解析により検討を行った。

設計値の応力レベルは、SM50材の鋼板が極厚であることから、許容応力度の90%近傍を目標とした。

(1) 横リブ底部の最適形状

横リブのうち、塔柱縦リブや補強リブに荷重を伝達する分割面横リブと中間横リブについて、表-6に示すように、横リブ底部の断面形状を変化させ、横リブからサドル底板への応力流れを調べることで、横リブ底部最適形状を求めた。

解析は全て、3次元モデルによる部分FEM解析によった。

(解析結果)

1) 分割面横リブ

TYPE-3がリブ底部および近傍の底板応力を許容応力値内に収めることができることと、底板加工時のビビリ振動や溶接時の底板変形防止、および分割面結合ボルトの配置などから最適形状と考えた。

2) 中間横リブ

TYPE-1では横リブのスクラップコーナー部、リブ底部に許容値を越える応力が発生し、底板においてもリブ底部との接続部に大きな引張応力が生じるため、TYPE-2を採用し、各応力を許容値内に収めるとともに応力分布の均一化を図った。

(2) サドル底板、側板の最適交点位置

直接型サドルでは、側板は重要な役割を果たす。それゆえ側板から塔壁へ荷重を最もスムーズに伝える構造を検討するために、表-7に示す底板、側板の交点位置を変化させた4タイプについて検討を行った。

解析は2次元モデルによる部分FEM解析によった。

(解析結果)

以下の理由より、TYPE-4のケースを採用した。

- ① 最もスムーズに荷重が塔壁へ伝達される。
- ② 側板応力が均一に分布し、値も小さい。

表-8 分割面作用力の理論式

理論式	F_H	$F_H = T_i \{ \cos(\alpha \mp \theta_0) - e^{-\mu(1+2K)\alpha} \cdot \cos \theta_0 \}$
	M_V	$M_V = \frac{P}{\lambda^2} \left\{ \frac{\sin \lambda c \cdot \sinh \lambda \ell / 2 \cdot \sinh \lambda a + \sinh \lambda c \cdot \sin \lambda \ell / 2 \cdot \sin \lambda a}{\sinh \lambda \ell + \sin \lambda \ell} \right\}$
	M_H	$M_H = 2 \cdot F_H \cdot \ell_H \cdot \frac{\sinh \lambda \ell / 2 \cdot \cos \lambda \ell / 2 + \cosh \lambda \ell / 2 \cdot \sin \lambda \ell / 2}{\sinh \lambda \ell + \sin \lambda \ell}$
モデル作用力図		
備考	T_i : 最大ケーブル張力 α : (サドル円周角)/2 θ_0 : ケーブル線形中心とサドル中心との偏角 μ : ケーブルとサドル間摩擦係数 K : 側圧係数 ℓ_H : サドル分割面中立軸に対する F_H の作用点の偏心距離 $\lambda = \sqrt{kt/4EI}$ kt : 塔のパネ定数 I : サドル梁の断面二次モーメント ℓ : サドル梁の長さ E : サドル梁のヤング率 a : 非荷重範囲 c : 荷重範囲 p : 鉛直圧による分布荷重	

表-9 分割面結合ボルト仕様

ボルト径	M56
本数	71本
強度	10.9 (JIS B1051)
材質	SNCM 439
初期締付力	74 t/本

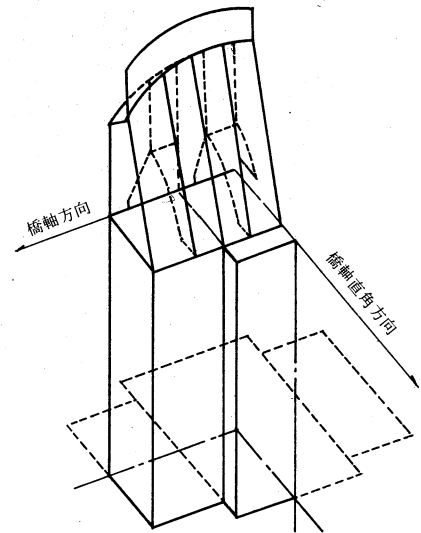


図-6 全体FEM解析モデル

③ 底板応力、溶接部応力が小さい。

3.4.3 分割面結合ボルトの設計

1) 解析モデルおよび理論式

サドルの分割面に作用する分離力としては、以下の荷重が考えられる。

F_H : ケーブルとサドルとの摩擦力による水平方向分離力で、摩擦力は①鉛直圧、②鉛直圧による側圧の2種類の作用力による。

M_V : ケーブル張力の鉛直方向分力 (F_V) による曲げモーメント。

M_H : F_H の作用点がサドル分割面中立軸に対して偏心しているために生じる曲げモーメント。

なお、 M_V 、 M_H の解析は、サドルを梁に置換し、主塔塔頂部の弾性支承上に置かれた梁モデルとして算出した。 F_H 、 M_V 、 M_H の理論式を表-8に示す。

2) 設計結果

表-8の理論式より、ケーブルとサドル間の摩擦係数 $\mu = 0.4$ 、ボルト本数 $n = 71$ 本の条件でボルト径、ボルト強度を検討した結果、分割面ボルト仕様として、表-9に示すものとした。ここで、ボルト初期締付力はケーブル外力作用時の分離力により、分離面に隙間が生じない条件より求めた。

3.4.4 全体3次元FEM解析

図-6に示すように、塔頂部を含む平板要素モデルによる3次元FEM解析により、全体の応力レベル並びに慣用計算、部分FEM解析の検証を行った。

1) 解析モデル

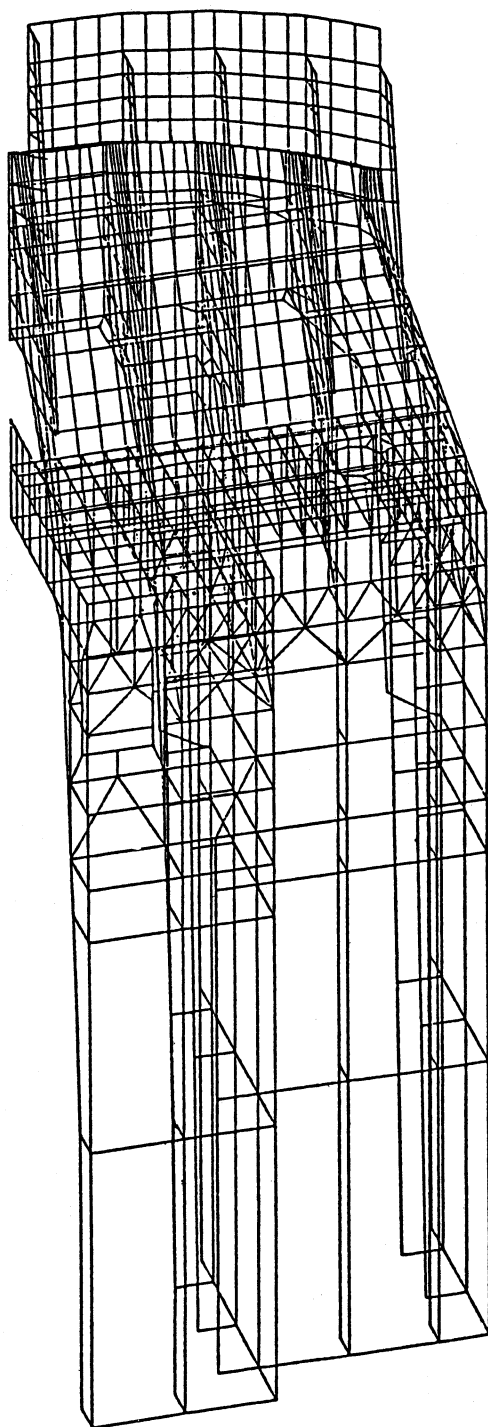
要素分割図を図-7に示す。解析モデルの留意点は以下の通りである。

- ① モデルは対称性を考慮し、全体の1/4を取り出し、塔柱をも含めた一体モデルとする。
- ② 塔頂部モデル化範囲は塔柱のみとし、塔柱高さは塔頂部の長辺長さ以上を考慮した。
- ③ サドル底板と塔頂板との間は、鉛直力のみ伝達するように考慮した。
- ④ モデル形状は、サドルについては慣用計算、部分FEM解析結果での諸元を用い、塔頂の構造についても、塔の詳細設計により決定されている実構造に即したモデル化を図った。
- ⑤ 要素は、サドル本体および塔頂板は面内一面外剛性をもつ板要素、塔柱は面内剛性を有する板要素を採用した。

2) 荷重条件

サドルに作用する荷重は、ケーブル張力による溝底面圧と側圧があるが、文献5)より、側圧を考慮することによって、底面圧によって生じる応力の緩和効果が顕著であることが判明しているため、ここでは底面圧のみを考慮した。

底面圧は、ケーブル曲率の中心方向に向かう法線力 ($P_v = T/R$) として作用させ、サドル幅方向はストランド数に比例した分布を持たせた。なお、ケーブル曲率は複合円モデルとした。図-8にケーブル反力載荷



モデル	手法	3次元FEM平板解析
	要素数	1,654
	節点数	1,500
支持条件	底面固定	

図-7 3次元FEM解析における要素分割図

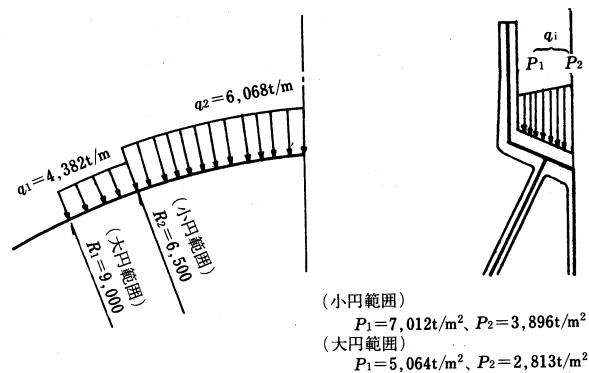


図-8 ケーブル反力載荷要領図

表-10 全体FEM解析結果より修正を施した箇所

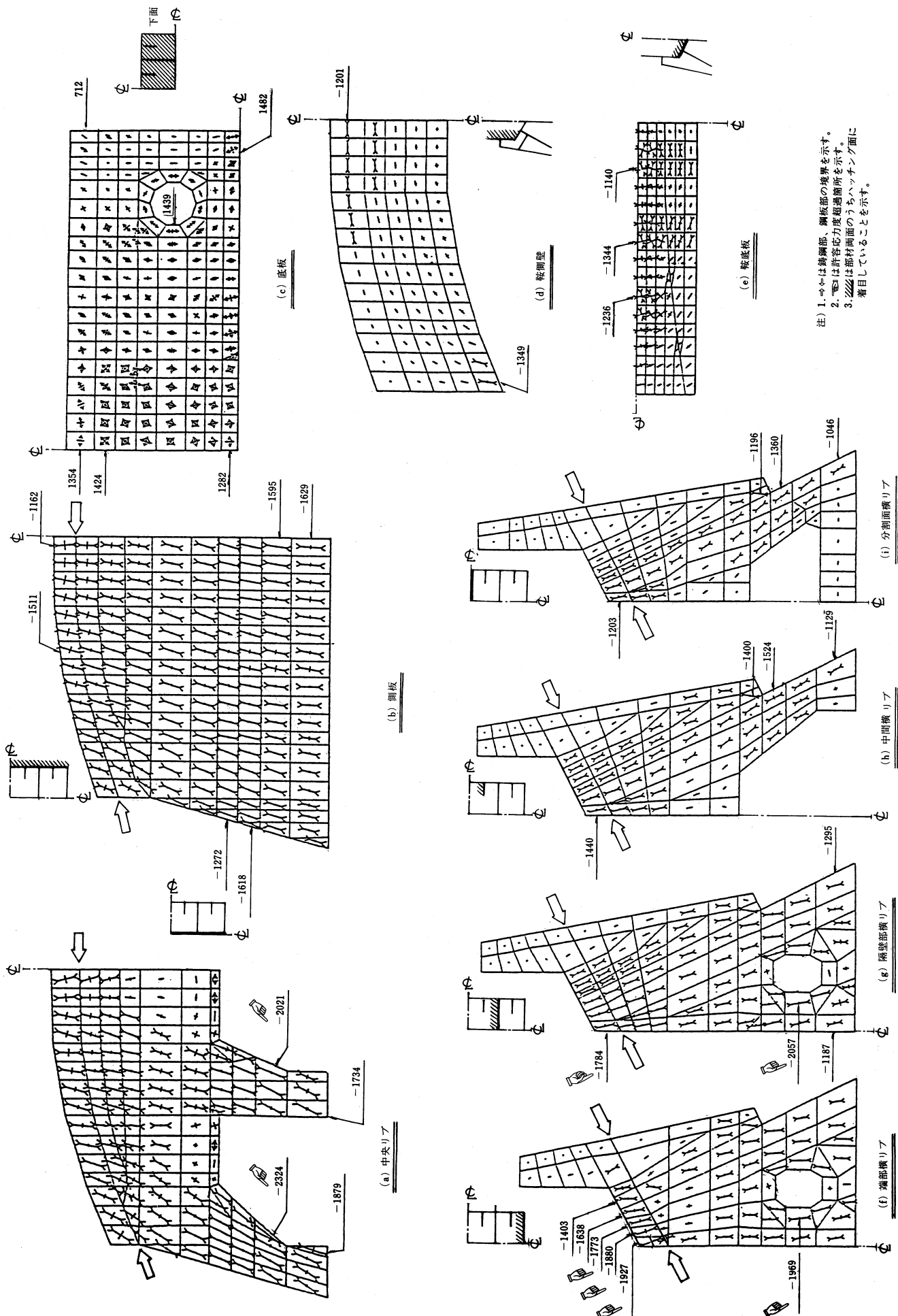
	修正前	修正後
中央リブ		
鞍鋼部のと部(端部)		
マンホール		
備考		

要領図を示す。

3) 解析結果

(i) 主応力分布状況

図-9に塔サドルの代表的な主応力分布を示す。塔サドル主応力分布は、サドル底板を除くと、圧縮応力が主であり、局部集中はあるものの、サドル内応力は比較的良好に分散している。ただし、中央リブコーナー



注) 1. ややは鉄鋼部、鋳鉄部の境界を示す。
 2. $\ominus$ は許容応力度超過箇所を示す。
 3. 〰 は部材断面のうちハッチング面に
 着目していることを示す。

図-9 塔サドル主応力分布 (単位 kg/cm^2)

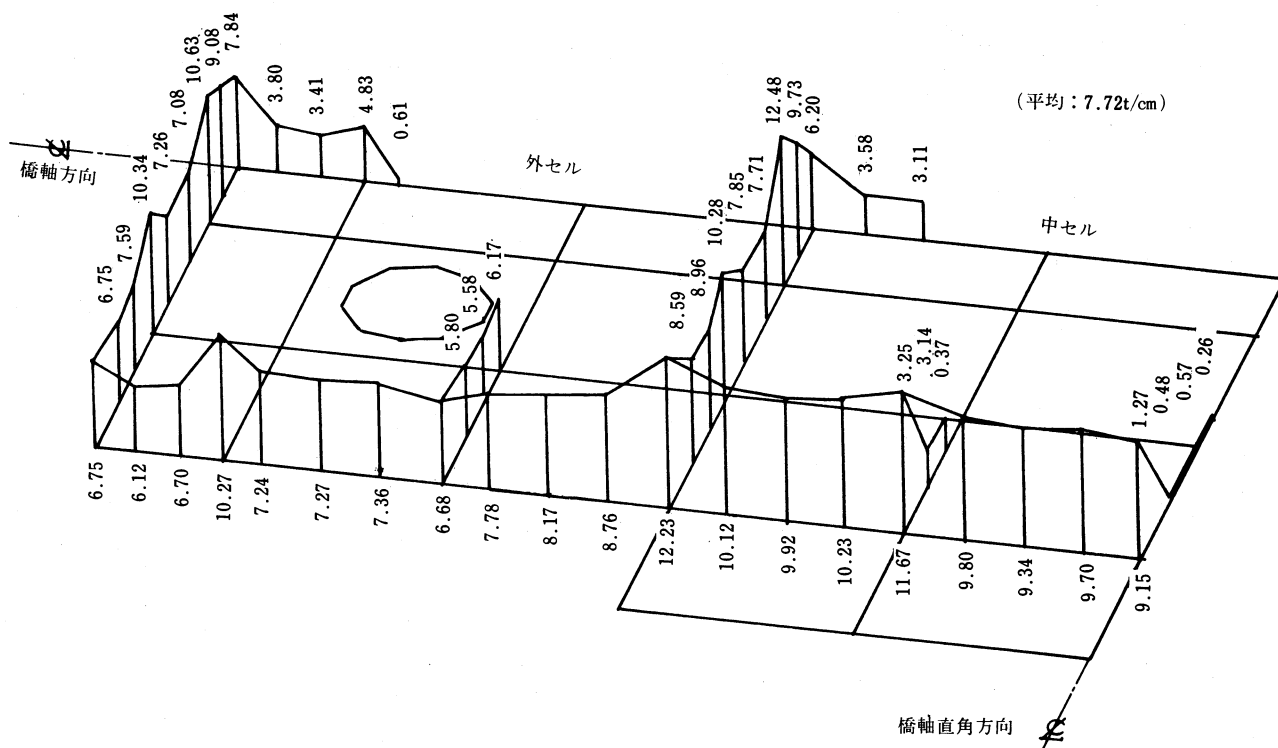
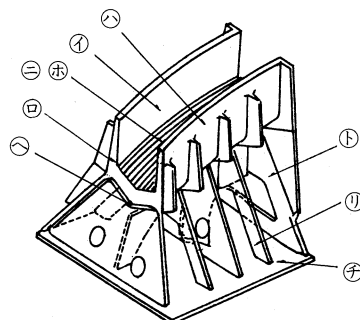


図-10 塔サドル底板反力分布 (単位: t/cm)

表-11 慣用計算・部分FEM解析と全体FEM解析との比較表

	全体FEM解析	慣用計算・部分FEM解析	
①鞍側壁	1,123 (0.75)	375 (0.25)	計算モデルは横リブと鞍底板に囲まれた3辺固定1辺自由の板
②鞍側壁根元	428 (0.29)	1,468 (0.98)	鞍根元で支持された片持梁。但し、頭部締付ボルトが受ける反力分による曲げモーメント減少分考慮
③鞍側壁上端	825 (0.55)	526 (0.35)	横リブで固定された両端固定梁
④鞍底板(中央リブ付近)	1,114 (0.74)	1,163 (0.78)	鞍中央で固定された片持梁
⑤" (横リブ付近)	1,120 (0.75)	1,133 (0.76)	中央リブ、側板、横リブで囲まれた4辺固定の板
⑥鞍直下リブ	1,440 (0.96)(0.86)	1,462 (0.97)	鉛直圧/有効断面
⑦分割面横リブ根元	1,282 (0.67)	1,470 (0.77)	3次元部分FEM解析
⑧底 板	1,424 (0.75)	880 (0.46)	"
⑨一般部横リブ根元	1,291 (0.68)	1,326 (0.70)	2次元部分FEM解析

備 考



- 注) 1. ()内数値は各照査点での最大応力 ($\sigma_{\max}$) と許容応力 (σ_a) との比 $\sigma_{\max}/\sigma_a$ を示す。
2. []内数値は全体FEM解析後の板厚修正後の値を示す。
3. 全体FEM解析の応力は平均応力を記してあり、かならずしも局部集中の応力を扱っていない。
4. 材質は①～⑥ SCW49 ($\sigma_a=1,500\text{kg}/\text{cm}^2$)、⑦～⑨ SM50B ($\sigma_a=1,900\text{kg}/\text{cm}^2$) である。

部、鞍橋軸方向端部の鋳鋼部のど部、横リブのマンホール近傍では、一部許容応力を越える応力が発生していたので、以下の変更を実施した（表-10参照）。

a) 中央リブ

コーナー部（断面A-A、B-B）において応力の流れが若干片寄り、許容応力を越える応力が発生している。したがって、断面A-A、B-Bでの応力が許容応力値内に収まるように形状変更、および板厚変更（ $t=85\text{mm} \rightarrow 95\text{mm}$ ）を施した。

b) 鞍鋳鋼部のど部（橋軸方向端部）

サドル端部の鋳鋼部のど部には内表面で $-1,927\text{ kg/cm}^2$ 、外表面で -36 kg/cm^2 の応力が発生しており、顕著な曲げの影響がみられる。これはFEM解析モデル（全て平板モデルで構成している）にも一部原因があると考えられるが、安全を期して、鋳鋼のど部根元形状を変更し、応力の緩和を図った。

c) マンホール近傍

横リブのマンホールはダブリング補強を施すことで、応力緩和を図った。同様に底板のマンホールにもダブリング補強を施した。

(ii) サドル底板での反力分布

サドル底板での反力分布状況を図-10に示す。全体に各塔壁への反力分散度は平均しており、塔壁への力の伝達がスムーズに行われていると言える。

3.4.5 慣用計算、部分FEM解析と全体FEM解析との比較

3.4.1、3.4.2に述べたように、鞍本体部は側圧、溝底面への底面圧を考慮した慣用手法、鋼板部は主に部分FEM解析により詳細検討を行っている。一方、全体FEM解析においては、側圧を考慮することで底面圧の影響が緩和されることから底面圧のみを考慮している。これらの解析の違いによる応力比較を表-11に示す。

この表より、鞍本体部において、側圧の影響が大きい側壁根元④については、慣用計算の応力値が大きくなっているのがわかる。鞍側壁④では底面圧による曲げの影響が顕著で逆の現象となっている。また、鋼板部①、②では慣用計算・部分FEM解析と全体FEM解析とは結果がよく一致している。なお、底板応力⑦に関して全体FEM解析結果の方が大きいのは、塔頂の撓みの影響と考えられる。

大島大橋上部工基本設計(その1)

Design of Superstructure of Ohshima Bridge

第一建設局建設部 専門役

山田 勝彦

Katuhiko Yamada

(前)第三建設局 設計課

正田 伸二

Shinji Shōda

1. まえがき

大島大橋は、瀬戸内海のほぼ中央に位置する伯方島と大島とを結ぶいわゆる伯方・大島大橋の内の1橋で、中央支間長 560 m の単径間道路吊橋である。もう一方の伯方橋とは構造的にも連絡しており、両橋の関係は深い。本文はこの内、大島大橋に限り、上部工の基本設計における検討事項や設計上の要点を報告するものである。当橋は補剛桁に扁平な鋼床版箱桁を採用しており、この点が構造上の最大の特徴である。当箱桁はトラスタイプのものに比し吊構造部の重量を軽減し且つ著しく風荷重を小さくする。一方、当橋の施工形態は橋梁の完成時期からEルート全通までの期間を考慮して、初期投資を抑える目的で暫定施工方式とする。このため暫定系では桁幅を構造上許容できる範囲に留め、完成時に拡幅する。したがって途中で構造・荷重系が変化するので設計作業は非常に複雑な手続きを必要とした。設計上の基本事項、すなわち道路に関する事項、橋梁型式・支間割及び暫定施工方式などの選定経緯については既に本誌¹⁾に報告している。報文の内容は広範にわたるので、紙数の点から示方書や設計要領で整備されている事項、また例えば具体的な構造比較など最小限の説明に留めた。

本文では吊橋の概況と吊構造部並びにケーブル関係の構造について報告する。残る、主塔構造並びに基本設計における耐風(桁・塔自立時)、耐震、景観及び船用レーダ障害対策などの諸検討については、次回(その2)と

して報告する予定である。

2. 概 況

2.1 構造概要

(1) 吊構造部

工事実施認可案は単径間補剛トラス吊橋であるが、数次にわたる検討を経てこの種クラスでは我国初の扁平な鋼床版補剛箱桁(以下、単に補剛桁という)を採用するに至った。

補剛桁は幅の広い鋼床版を上フランジとした逆台形箱桁で、船用レーダー障害対策にも配慮したものである。暫定時にはハンガー外側の自歩道部を外しておき、完成時に増設する。補剛桁の高さは 2.2 m (支間長比 1/253) と非常にスレンダーであり、ために吊橋系の最大応力度は $1,000 \text{ kg f/cm}^2$ に留まる。全体剛度については、活荷重による最大鉛直タワミが 2.5 m ($\delta_e/L=1/224$) で、トラス補剛桁とした場合の 2.3 m に比しそんな色はない。逆に暴風時の水平方向変位は、風荷重が小さいため支間長比で 1/530 であり、トラス補剛桁の場合を大幅に下回る。そのため桁端部の応力度レベルも低く、これにより断面が決まることはない。構造上は、主ケーブル中心間隔が 22.5 m と大きいので、ハンガー碇着ブラケットを含む横桁系の応力が注目される。以上の他、センタースティの補剛効果を積極的に期待し地震時にも破断させない方針としたこと、タワーリンクに替え鉛直支承を採用したことなどが当橋の特色といえる。

(2) ケーブル関係

主ケーブルは P.W.S. を使用した。張力は中央径間側より側径間側でわずかに大きい程度であるので、連続ケーブルとした。外径は 465 mm である。ハンガー中心間隔は、単純にはピッチを大きくする方が経済的になるが、床組、架設への配慮、碇着などの点から 12.0 m とした。ハンガーケーブルは、1ヶ所当りの受持面積が大きな割には補剛桁が軽量なため $\phi 48 \sim 50 \text{ mm} \times 4$ 本の構成であり、他橋との比較、例えば因島大橋の $\phi 54 \text{ mm} \times 4$ 本に比し一回り細い。ハンガーの碇着は、ケーブルバンドに

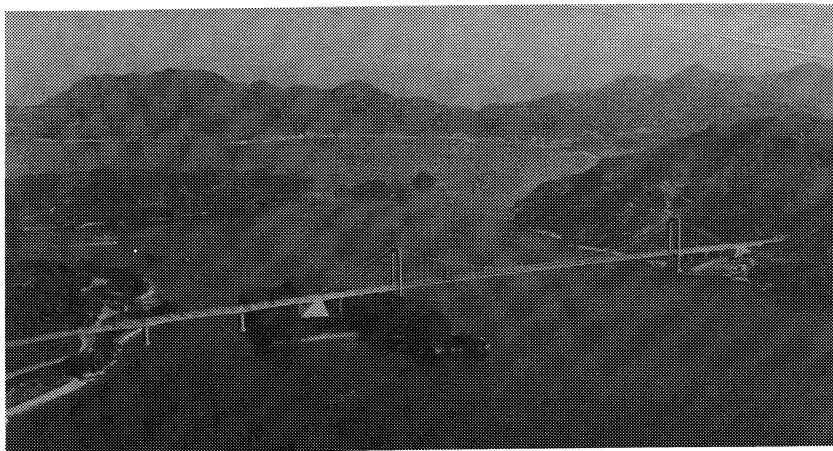


写真-1 完成予想(左から伯方島・伯方橋・見近島・大島大橋・大島)

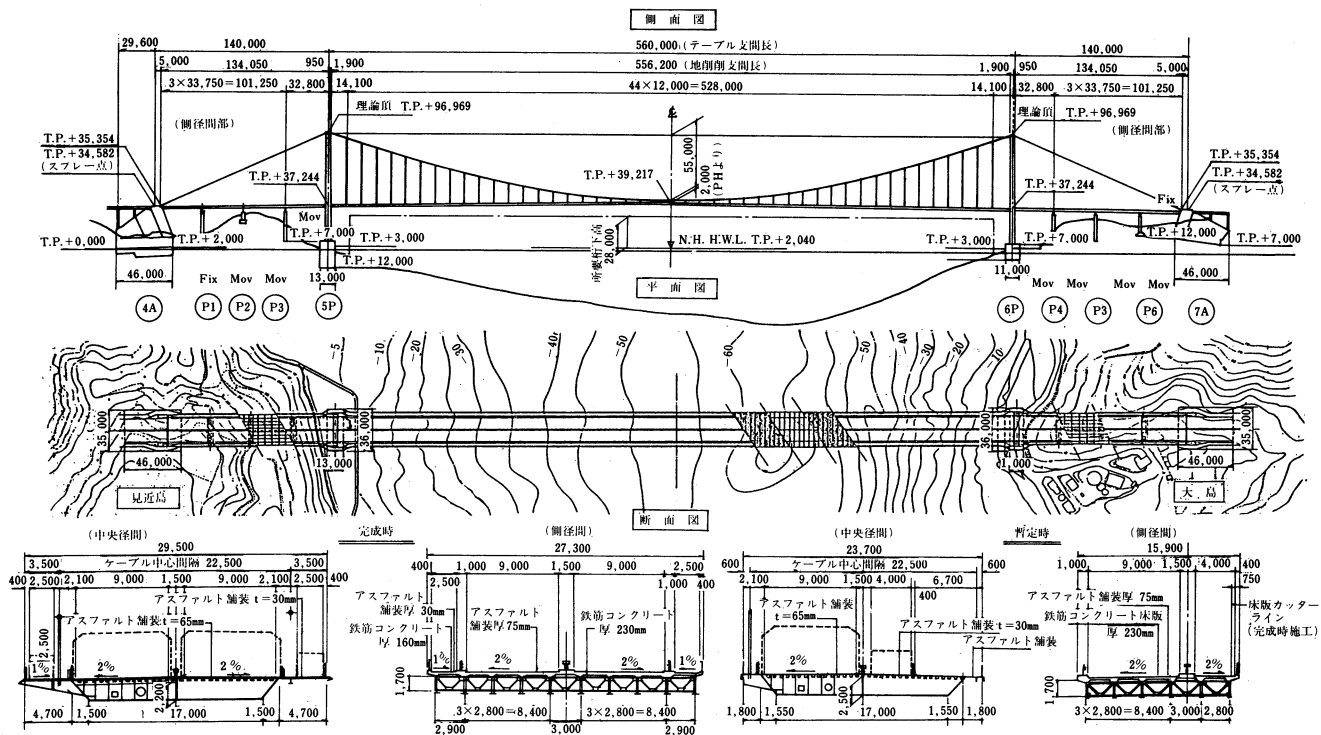


図-1 大島大橋全体一般図

は鞍掛けU字振掛け方式、補剛桁には鋼床版下面でブラケットにソケット留めすることとした。

(3) 塔

塔は景観上重要な位置を占めることを重視し、二層ラーメン塔を選定した。塔柱寸法は薄い箱桁との対比を考えて、基部で $3.2 \times 3.3\text{m}$ のモノセル構造とした。塔柱部は頂部に作用する風荷重が小さいため常時荷重が支配荷重である。水平材は橋軸直角方向座屈荷重の確保、いわば剛性確保が主たる機能である。他の吊橋塔との比較では細長比はやや大きく、鋼重は少な目であると見られる。

2.2 設計条件

基本事項を表-1に示す。文献1)以降に設定した条件は次のとおりである。

a. 添架荷重：添架荷重の内訳は電力、通信ケーブル施設、送水管、公団管理用施設、フラップ設置の余裕その他である。吊橋部の添架荷重は暫定時 0.60t f/m で、完成時にはさらに 0.40t f/m を追加する。

b. 完成時自歩道線形：自歩道が塔及びアンカレイジスプレーサドル上屋をかわす箇所の線形については、取付区間と同じくA種規格とした。

2.3 架設工法

基本設計においては、ケーブルはP.W.S.工法、塔はフローティングクレーンによる一括架設、また補剛桁は直下吊り工法を前提とした。工法については基本設計に入る時点では確定できず、変更を見越して代替工法の検討も並行して実施した。

表-1 基本事項

橋名		大 島 大 橋
橋式		単径間補剛箱桁吊橋
支間割	ケーブル補剛桁	$140.0\text{m} + 560.0\text{m} + 140.0\text{m}$
	補剛桁	556.2m
道路規格		第1種第3級
車線数	完成時	4車線
	暫定時	2車線
航路高		N.H.H.W.L (略最高高潮面)より26m
縦断勾配		0.7%放物線勾配
車道部横断勾配		2.0%直線勾配
自歩道位置	完成時	上・下車線の両側
	暫定時	下り車線の右側
自歩道巾員	完成時	2,500m/片側当り
	暫定時	4,000m
自歩道部横断勾配	完成時	-1.0%直線勾配
	暫定時	2.0%直線勾配
補剛桁形式		逆梯形鋼床版箱桁
舗装厚	車道部	65mmアスファルト舗装
	歩道部	30mmアスファルト舗装
巾員構成及び建築限界：(一般図 図-1参照)		

3. 吊構造部

3.1 補剛桁

(1) 基本構成

桁幅は図-1に示すとおりで、車道と完成時自歩道との間隔は、自動車防護柵、照明ポスト、ハンガー碇着部及び安全柵の設置を考慮して決めている。自歩道端部には、高欄や整流板を置くため幅 0.4m の地覆を設けた。

桁高は、製作・架設・点検やハンガー碇着ブラケットとの取合などの点から 2.2m (箱端部 2.0m)を最小と考えた。これより小さくすると曲げとねじれの振動数比を2以上に確保することが困難になり、ねじれフラッター

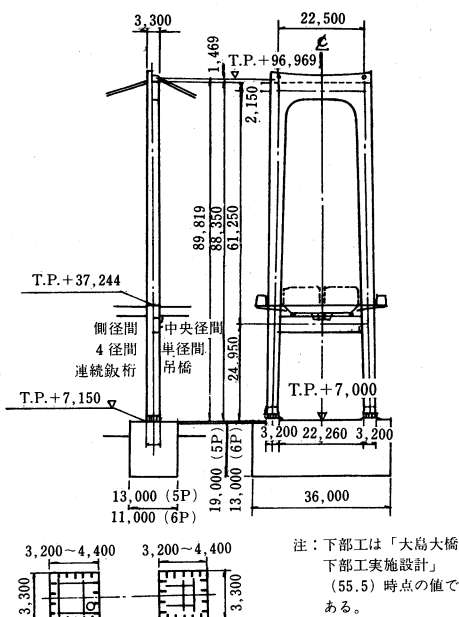


図-2 塔一般図

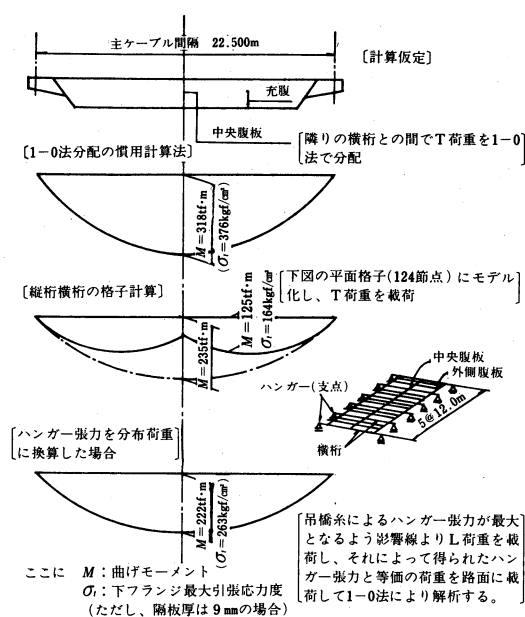


図-4 活荷重による横桁応力の比較

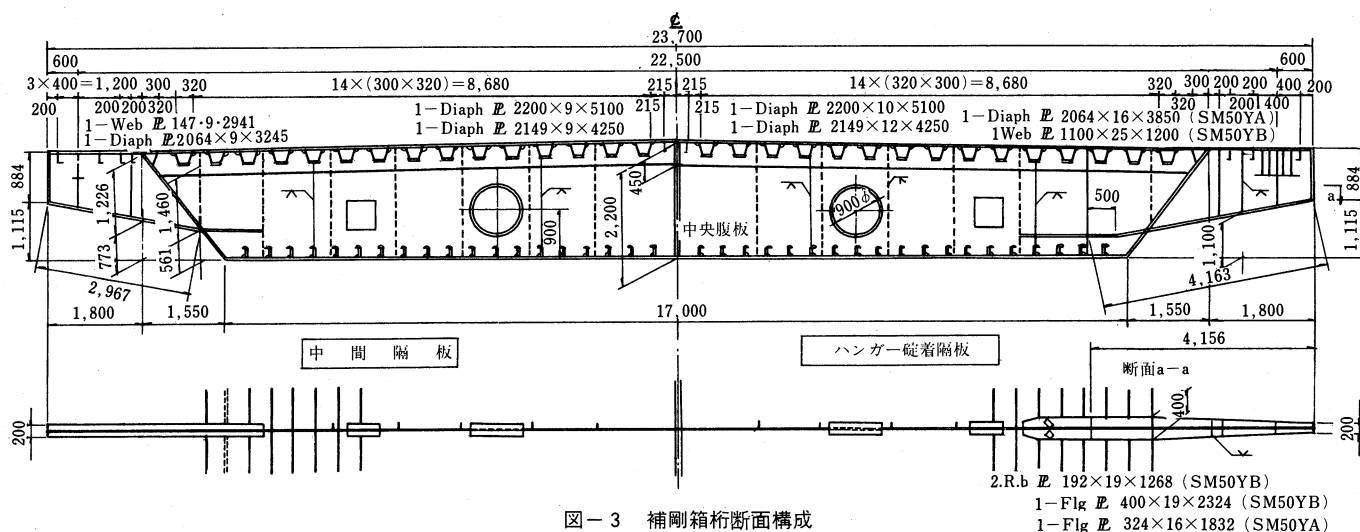


図-3 補剛箱桁断面構成

の問題が出てくる。桁高を変化させた耐風試験によれば、3.0m 及び 2.8m のものより安定性は良好である。¹⁾

鋼重面では下フランジ幅を狭くする事が有利であるが、ねじれ剛度の確保及びレーダー障害対策の面から17.0m とし、外側腹板には 52.2° の傾斜角をつけた。外側腹板と鋼床版デッキプレートとの接合位置は、舗装への影響を考慮し車道端とした。

補剛桁は、吊橋系応力に対応する箱桁と横桁系を構成するハンガー碇着ブラケットと箱桁内隔板及び形状保持のための隔板で構成する。隔板の間隔及び構造は、ハンガー間隔や鋼床版床組及び下フランジ補剛材との関係が深い。隔板としての必要剛度は、箱桁断面自体が応力度に余裕があるので付加ソリ応力を低く押さえる必要は無く、したがって大きなものは必要としない。その構造はトラスと充腹タイプにつき比較を行った。すなわち、車道部鋼床版床組及び下フランジの補剛材も加えた各種形態を変えた組合せの比較を行い、単純・明快で経済的な充腹タイプのものを選定した。隔板の間隔は、ブラケ

ットも含めた全体的な比較によりハンガー間隔（後出、表-16参照）を3等分した位置（4mピッチ）としている。鋼床板縦リブ及び下フランジ橋軸方向補剛材のスペンは総てこれに合せている。補剛桁腹板より外の、主として自歩道部の荷重も隔板位置からブラケットを張出し支持することとした。

以上を基本的な部材配置とする補剛桁の鉛直荷重による変形は、ハンガー碇着部を支点、箱桁腹板を主桁、ブラケット及び隔板を横桁と見なした梯子状の挙動が予想される。輪荷重の伝達経路は、隔板→腹板→ハンガー碇着ブラケットであり、隔板相互すなわち橋軸方向の荷重伝達性に欠ける。このため鋼床板縦リブ応力や舗装に配慮して、補剛桁中央にも荷重分散、変形防止を目的とした腹板を配置することとした。この中央腹板は、別途、傾斜角の大きな外側腹板の負担を軽減すること並びに製作・架設時の便宜をはかることなどの役割も持たせている。以下、各部の概要を記す。

(2) 鋼床版

衣 2 床組米櫃 / 2 虎力度一覽



図-5 鋼床版の局所変形 (F.S.M.³⁾による)

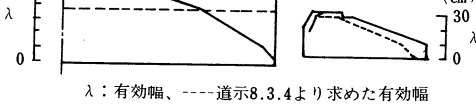


図-6 デッキプレート、下フランジの有効副

次に、完成時自歩道部鋼床版と支持ブラケットについては、構造上は群集荷重よりも補剛桁上フランジ及び橋軸直角方向風荷重による圧縮応力（最大 $1,400\text{kgf/cm}^2$ ）による座屈に注意を払った。構成は、端部に縦桁を配置し、デッキプレート厚は 10mm で縦リブは高 200mm のバルブプレートを配置することとした。

(3) 下フランジと腹板

次に、外側腹板は、完成時自歩道部と同様に橋軸直角方向風荷重による鉛直軸回りのモーメントにより圧縮力が作用するので、補剛材に配慮した。板厚は塔付近を除いて一率10mm厚とした。

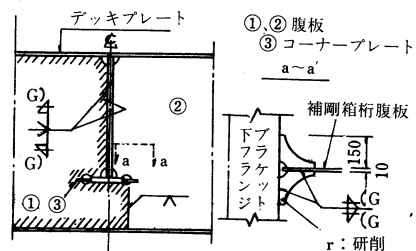
(4) ハンガー碇着部構造とブラケット

1) ハンガー碇着構造（後出図-19参照）

2) ハンガー碇着ブラケット
ブラケットの形態はハンガー碇着部との相関性が高い。

2) ハンガー碇着ブラケット

ブラケットの形態はハンガー碇着部との相関性が高い。



図一 7 交叉部構成 (例)

外形としては、2 腹板で箱桁を形成するものと 1 腹板のオープンタイプとが考えられた。またその側面形状についても補剛桁の高さを最大とし種々の形状のものが考えられた。箱桁タイプのものはハンガー碇着部の剛性確保には有利であるが、寸法的に見て製作及び将来の点検上問題が多い。また補剛桁への接合部の製作性が非常に悪くなり、鋼重面で 1 腹板タイプに比し著しく劣る。側面形状については、ブラケット下フランジの応力が大きくこれを補剛桁下フランジに突合せる場合、どこかでフランジを折らざるを得ず、また、補剛桁の方を広く補強しなければならない。この他、検査車レールや添架物のスペース確保に難点があり問題が多い。図-3（最終案）に示すものは、ブラケット下フランジの応力を隔板を介して広く補剛桁下フランジに伝達させることとしたものである。ブラケットの上フランジはデッキプレートである。補剛桁腹板が傾斜していることも有って応力解析上、慣用法や 2 次元 F.E.M. 解析では限界が見られたので薄肉立体構造物解析用プログラムを使用して応力照査を行った。解析モデルは、各ブラケット軸上に線荷重（主載荷）、その他部に等分布荷重を満載した、橋軸線に対し対称で且つブラケット軸に関しても対象なモデルを考えた。図-6 は 2 次元モデルとの対比のため、補剛桁の上・下フランジ有効幅を逆算し図示したものである。図からブラケット腹板と補剛桁腹板とが交叉する個所の応力集中が著しいことが判る。断面照査は、この 3 次元パネルと吊橋系の最大応力度とを重ね合せた 2 軸応力にて行った。デッキプレートで最も応力の厳しい個所はブラケット中心線と補剛桁腹板の交点で、照査式の値は 0.65 (≤ 1.2 板中立軸の値) である。補剛桁腹板側は同じ個所で 0.42、

同下フランジでも 0.42 であり、いずれも応力上問題が無いことが確認された。これをベースに再度断面構成の微修正（補強）を行った。

次に、ブラケットと補剛桁腹板との交叉部の構造は、応力度レベルが後者の方が低い（表-5 参照）ので前者を通すこととした。この場合、ブラケット腹板が低いレ

表-4 設計風速と風荷重

設計風速	種 別		単位	活荷重無載荷時	活荷重載荷時	摘 要	
	基 本 風 速		m/sec	37.0	21.2		
	ケー ブ ル に 対 し て		"	56.7	32.5		
	吊 構 造 部		"	52.4	30.0		
	塔		"	57.0	33.0		
	構 造 部 分		単位	中央径間	側 径 間	摘 要	
	有効投影鉛直面積	ケーブル関係	主ケーブルハンガー	㎡/m	0.613	0.638	片側ケーブル単位長当り
			"	0.334	—	単位長さあたり	
吊構造部関係		補剛桁	"	2.178	—	"	
			高欄・フラップ等	"	0.653	—	"
		抗力係数	橋軸直方向	ケーブル関係	主ケーブルハンガー	—	0.7
				—	0.7	"	
橋軸横方向	吊構造部関係		補剛桁	—	1.3	"	
				高欄・フラップ等	—	2.0	"
橋 軸 方 向			—	吊構造部直方向の60%		"	
風荷重強度	橋軸直方向角方向	W	ケーブル	tf/m/Br	0.274	0.224	
		(無載荷時)	吊構造	"	0.945	—	
		W(L)	ケーブル	"	0.090	0.074	
		(載荷時)	吊構造	"	0.460	—	活荷重に対しても載荷
		橋 軸 方 向	方 向	"	0.532	—	—

表-5 補剛箱桁主要諸元

項		目	単位	完成形状	暫定形状	摘	要		
補剛桁	補剛桁支間長		m	556.2					
	桁高		"	2.200					
	桁巾			29.500	23.700				
	断面面積		m ² /Br	0.8800	0.7731				
	断面二次モーメント	Ix	m ⁴ /Br	0.7211	0.6787				
		Iy	"	51.3921	39.3935				
	中立軸位置	Yu	m	0.846	0.927				
		Yl	"	1.376	1.995				
	重心位置	Gu	"	0.718	0.758				
		Gl	"	1.504	1.464				
	せん断中心	Eu	"	1.292	1.260				
		El	"	0.930	0.962				
回転中心	Su	"	1.005	1.009					
	Sl	"	1.217	1.213					
諸元	捩れ剛性 (JG)		tfm ² /Br	1.2763×10 ⁷	1.2763×10 ⁷				
	曲げ捩れ剛性 (Cw・E)		tfm/Br	1.6304×10 ⁸	1.6086×10 ⁸				
	最大曲げモーメント 及び応力度	Mmax	tfm/Br	5143.8	3514.0	L+T+SD+E			
		σu	kgf/cm ²	-603	-480	材質SS41			
		σl	"	982	670	"			
	最小曲げモーメント 及び応力度	Mmin	tm/Br	-3120.7	-2579.2	L+T			
		σu	kgf/cm ²	366	352	材質SS41			
		σl	"	-595	-495	"			
	補剛桁変位(センターズライ有り)	項		目	単位	正の最大	負の最大	備考	
		最大タワミ	鉛直	L+T+SD+E	m	2.48	-1.54	δ/ℓ=1/224	
				L(W)+T	"	1.48	-1.02		
			水平	W	"	1.05	—	δ/ℓ=1/530	
W(L)		"		0.47	—				
最大タワミ角		鉛直	L+T+SD+E	‰	28.77	-18.72	支点部		
			L(W)+T	"	16.24	-11.71	"		
		水平	W	"	6.03	—	"		
W(L)			"	2.70	—	"			
伸縮量		最大	L+T+SD+E	cm	43.45	-46.82	桁の中立軸での値を示す		
最大応答値		項目		地震動の方向	単位	EQ(GL)	EQ(GV)	EQ(GT)	備考
		補剛桁	タワミ	鉛直	m	0.669	—	—	完成系
	水平			"	0.092	—	0.410		
	加速度 (最大)		gal	377	—	437			
	塔	塔頂水平変位	軸方向	m	0.055(0.054)	—	—	加速度は	
			直角方向	"	—	—	0.044(0.057)	塔頂で示す	
		加速度 (最大)	gal	1144(1133)	—	277(223)	() : 6p		

表-3 吊橋系荷重 (単位 tf/m/Br)

死 荷 重 (種 別)		中 央 径 間			側 径 間
		暫定時前死荷重	追加前死荷重	完成時前死荷重	
吊 橋 系	舗装地覆	車道部舗装	1.35	1.48	2.83
		自歩道部舗装	0.95	-0.35	0.60
		地 覆	0.45	0.06	0.51
	防護欄	車道部中央帯	0.10	0.06	0.16
		車道部路側	0.10	0.10	0.20
		自歩道部高欄等	0.18(0.08)	0.06(0.04)	0.24(0.12)
	補 剛 桁	車道部 Deck Pl. Rib	3.52	—	3.52
		車道部 Botl Pl. Rib	2.05	—	2.05
		ウェア及び縦トラス	0.84	—	0.84
	剛 桁	自歩道部 Deck Pl. Rib	—	0.82	0.82
		ダイヤフラム	1.42	—	1.42
		ブラケット	—	0.11	0.11
部	検査車レール	添接・ハンガー取付	0.01	—	0.01
		検査車レール	0.25	—	0.25
		添 加 荷 重	0.60	0.40	1.00
	ハンガー関係	ハンガー関係	0.12	—	0.12
		小 計	11.94(11.84)	2.74(2.32)	14.68(14.56)
		主 ケーブル	2.20(2.12)	—	2.20(2.12)
	ケーブルバンド	ケーブルバンド	0.14	—	0.14
		ラッピングワイヤバンドロープ	0.10	—	0.10
		ハンガー関係	0.12	—	0.12
	小 計	小 計	2.56(2.48)	—	2.56(2.48)
		合 計	14.50(14.32)	2.74(2.32)	17.24(17.04)
		2.50(2.42)			
活 荷 重	設 計 対 象	自動車荷重	群 集 荷 重		
		補剛桁・ブラケット主ケーブル・ハンガー	等 価 L 荷 重		
		横	T-20、TT-43		

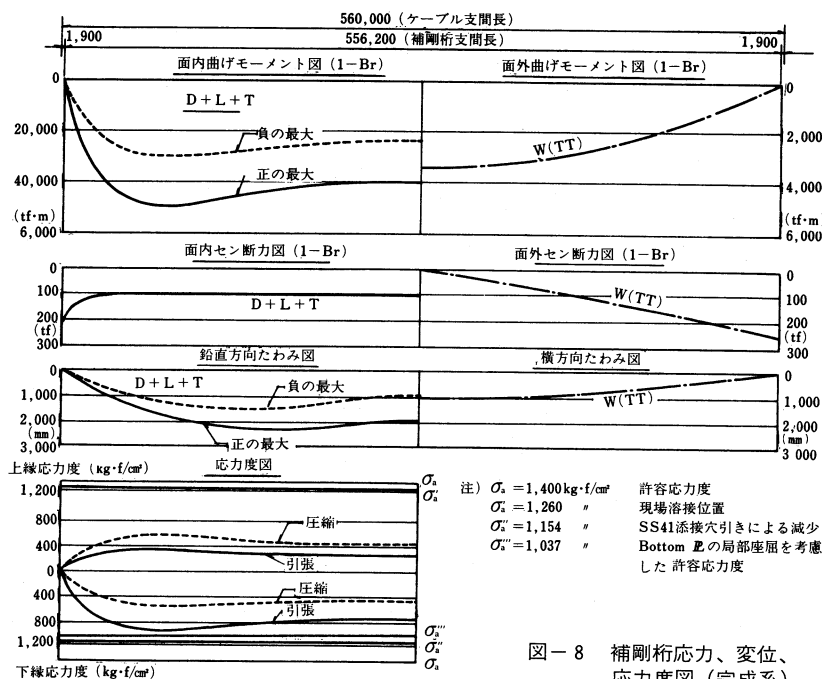


図-8 補剛桁応力、変位、応力度図 (完成系)

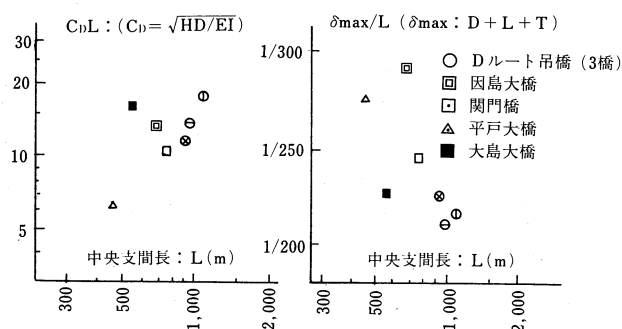


図-9 吊橋剛度比較 (完成系)

ベルながら面外方向引張応力を受けること、下フランジ周辺の溶接拘束や応力集中が問題となる。当設計では、面外応力に対しては耐ラメラティア材を使うまでの事はないと考えたが、引続き検討を加えることとしている。溶接・応力集中の問題については細部構造の検討を継続中である。図-7はその1案である。

3) 中間ブラケット

自歩道部鋼床版の項で記したように強度部材としてより、むしろ剛性確保に主眼が置かれる。形状はハンガー錠着部のものと同じとした。ただし、腹板及び下フランジ断面は部材構成上必要最少な板厚、幅としている。

(5) 補剛桁設計諸元

吊橋系に関する設計諸元は次のとおりである。

- 死荷重及び活荷重：表-3
- 設計風速と風荷重：表-4
- 地震の影響：地震時の水平最大加速度は180gal (本四スペクトル使用)、減衰定数は上部工2%、下部工10%である。
- 温度変化の影響：温度変化の範囲は標準温度に対し $\pm 30^\circ\text{C}$ 。ただし暴風時との組合せに対しては

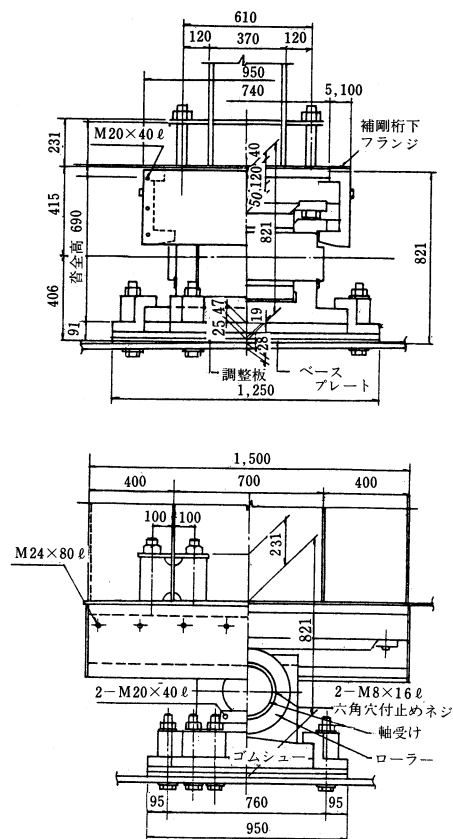


図-10 補剛桁鉛直支承 (車輪式)

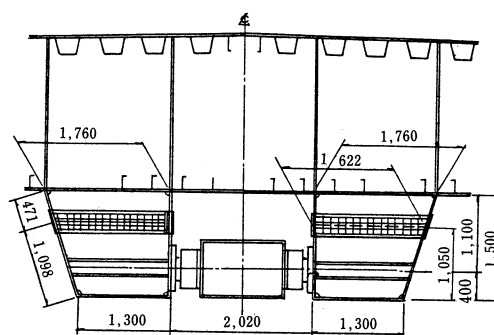


図-11 ウインドシールド

15℃とする。

e. 補剛桁主要諸元：表-5、図-8

次に、当橋と我国の吊橋 (実施及び計画を含む) との $C_D \cdot L$ 値及び活荷重によるたわみについて比較した結果を図-9に示した。 $C_D \cdot L$ 値によれば中央支間長1,000 m級のトラス桁に相当すると見られる。

3.2 付属物・橋面工

(1) 補剛桁鉛直支承及びウインドシールド

補剛桁反力は、塔下段水平材上の車輪式支承並びにウインドシールドにより塔へ伝達させることとした。表-6に支点反力を、図-10、11に構造概要を示す。

鉛直支承の型式は、タワーリンク、ローラー支承及びスベリ支承などとの比較の上選定した。タワーリンク⁴⁾の場合は塔柱セルへの取付に問題 (エレベーターホール

(單位:tf/沓)

方 向	荷重の組合せ	符号	支 点 反 力		備 考 ^{1), 2)}
			完成時	暫定時	
鉛 直	最大反力 (D+L+T)	正	298	259	$R_D + R_{LH} + R_{T30}$
		負	-129	-137	$1.5R_{LH} + R_{D1} + R_{D2}/2 + R_{SD} + R_{T30}$
	通常荷重 (D+L+T)	正	198	173	$R_D + R_{LH}/2 + R_{T20}$
		負	-10	-42	$R_1/2L_{(H)} + R_{D1} + R_{D2}/2 + R_{SD} + R_{T20}$
水平	D+W(TT)+T	正・負	257		(ウインド沓で受ける)

と競合する)がある。また、支点間が広いため端部ブラケットのたわみに伴う付加回転角によりブッシュに偏圧がかかり、ピン(φ320×500mm)やリンクが大型になる。車輪支承案は、桁は回転軸受け(内径φ230×440mm)上を移動し、橋軸回りの回転角は敷ゴム板などで吸収させるものを考えた。負反力に対しては「本四・上部工設計基準」5.3により最大負反力を対象として設計をしているが、通常荷重により負反力が生じないよう、桁端部に完成時を対象に5.0m²のコンクリートを打設する。軸受け滑り面のブッシュ(HBsC4)面圧は最大で400kgf/cm²、平均荷重($P_d + P_L/3$)は約150kgf/cm²である。限界摩耗量を0.2mmとした時の許容延べ移動量は21km(軸受けを半回転させればもっと大きくできる)であり、耐用性は高いと思われる。

次に、ウインド沓は塔水平材から出したウインドタン
グを挟む形で配した。スベリ面にはステンレスクラッド
鋼板を当てた。補剛桁端部は水平移動量が多いこと、
箱桁のねじれ固定部にあたることなどの点を考慮して、
端対傾構（隔板）は70cm間隔にダブルで配置した。

(2) 伸縮裝置

車道部伸縮装置は側径間桁（ＲＣ床版鈑桁）と補剛桁を継ぐ。設計条件は表－７に示すとおりである。車道部伸縮装置の型式はリンク式のものを選定した。型式選定に当っては、長大橋の実施例を参考に５タイプを選出し比較検討を行った。各案得失はあるが、主として桁の変形に対する追従性、維持・点検が容易なこと、側径間桁との取合及び経済性などの点について総合的に判定した。

次に、自歩道部については、歩行者等に対する配慮から滑り止めを施したスライドプレート方式とした。伸縮装置の施工は、暫定時には下り線（今治方面行）は車道用、上り線は幅 4.0m 分だけ自歩道用のものを設置する。完成時には暫定用のものを転用できるよう配慮する。

(3) 自動車防護柵・高欄

a. 自動車防護柵：大三島橋に準じ鋼製ビーム形防護柵

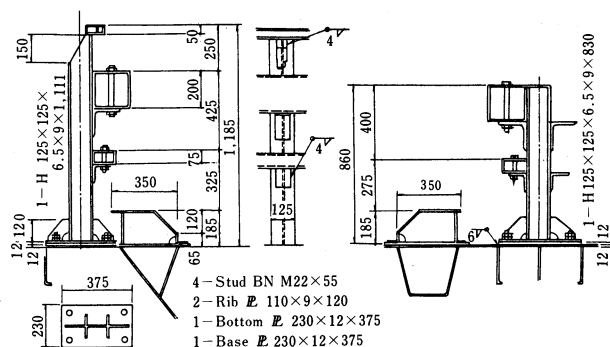
表-7 伸縮裝置設計条件

		単位	条 件	備 考
伸 縮 移 動 量		cm	±51以上	側径間の温度変化による伸縮±4.5cmを含むセンターस्टーティ無しの場合の移動量も包括
回 転 角	水平軸回り	°	20以上	橋軸直角方向軸
	鉛直軸回り	"	7以上	橋軸直角方向暴風時水平方向のズレを伴う
互 換 性		—	点検、取換容易なこと。	

柵とした。中央分離帯用防護柵は、暫定時は片側だけと
するので路側用と同じボックスビームを使用する。防護
柵支柱は、鋼床版防護と雨水の流入に配慮してスタッド
ボルトにより固定することとした。

b. 自歩道部高欄：形式は、フラットバーを縦に並べるタイプ（大三島橋と同じ）とした。これは橋軸直角方向暴露面積を小さくでき、耐風性や船用レーダー障害対策にも有利と思われる。暫定時は上り車線敷内に配置するので、支柱は場所打コンクリート地覆で固定する。完成時には一部を除いて外側に移設・転用する計画である。完成時は外側のみ設置し、内側は次に説明する安全柵を残し高欄替りとするものとした。

c. 安全柵：暫定時、桁端部には管理用に高さ 1.3 m の安全柵を配置することとした。



圖一12 自動車防護柵

(4) その他

a. 地覆：主ケーブルの重量は吊構造死荷重の11%に相当するのでコンクリート製のものは不経済なものとなる。そのため、長さ2 mの鋼製地覆を並べ、取り換え、排水（ブロック間の隙間による）に配慮した。ただ、当橋の場合地覆は必ずしも必要不可欠では無いので、無い場合についても検討を進めることとした。

b. 整流板、フラップ：風洞試験により定めた桁端部整流板を図-13に示す。整流板は、舶用レーダー障害対策及び桁端部補剛機能も持たせる。桁への取付けは架設・撤去に配慮して高力ボルト接合とした。暫定時にフラップが必要となる場合は、安全柵の位置に高さ1.3m幅1.2m、取付角 10° のものを設置する。

c. 検査車ルール：検査車ルールにはHビーム(390×300×10×16)を使用し(下フランジ面を駆動車輪のルール面とする)、ブラケット下方に吊り下げる形で配置した。ルールの位置は補剛桁下縁よりなるべく上方とするのが良く、暫定時の条件から決めた。検査車は長2.7m、幅30mのものを試設計した。総重量は鋼製主体のもので約13.5tfである。

d. デッキプレートの防錆：路面以外の部分は、拡幅及び添架物設置工事時の踏み荒しを考慮して30mm厚アスファルト舗装とした。将来、後死を軽減する余地を残し

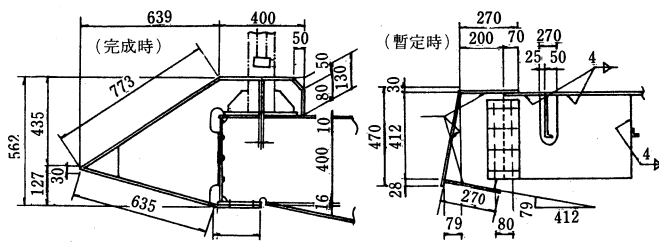


図-13 桁端整流板

ている。

e. 排水装置：車道部横断勾配2%に対し完成時自歩道部は1%の逆勾配としており、両者の交線上に排水孔を配置した。雨水は鉛直の排水パイプから放散させる方針（大三島橋と同じ）とした。

3.3 センタースティとセンターバンド

(1) 検討概要

風荷重による補剛桁の変位並びに振動数に及ぼすセンタースティ（以下、単にスティという）の影響をその有（剛と仮定）・無で比較した結果を表-8、9に示す。桁の移動量についてはスティ無しでも伸縮継手で吸収は可能であるが、支間中央部のハンガー折れ角が大きくなるなどの問題が残る。ねじれ振動に対しては敏感である。スティ張力は表-10に示すようにトラス補剛桁の場合とは異り、暴風時は小さく、常時、地震時の順で大きい。スティは吊橋の剛度を向上させる意味で積極的に期待する方向としたが、地震時に破断させない場合、センターバンドは単純には主ケーブル径の21倍の長さを必要とし、この点に問題が集約される。次のステップとしてスティの剛度を変化させた場合、地震時応答値がどう変化するかに着目し検討を加えた。表-11はスティの剛度（長さ、断面積の函数）を変化させた時の主要応答値である。解析モデルは吊橋全体を質点系に置き換えたもので、本四スペクトルを使用している。表値は、スティの伸びを考慮すればその応答張力は剛とする場合に比し大幅に減少するが、補剛効果はそれ程低下しないことを示している。

(2) 設計諸元

スティの断面は、バンドの大きさ、剛度確保などを考

表-8 橋軸方向風荷重による補剛桁の変位

センタースティ	桁端移動量 (cm)	L/2でのケーブルと補剛桁の相対移動量 (cm)	L/2点でのハンガー傾斜角 (度)
無	38.4	32.8	9.5
有	5.7	0.5	0.1

表-9 鉛直・ねじれ振動数の比較

		一 次		二 次	
		対 称	逆対称	対 称	逆対称
鉛 直 振 動 数 (N _V)		0.227	0.151	0.309	0.379
ねじれ振動 数 (N _T)	センタースティ 無	0.344	0.605	0.907	1.208
	” (剛)有	0.460	0.699	0.916	1.209

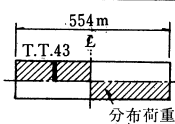
慮してバネ係数で5~600tf/mのものを選定することとした。設計方針は実施例を参考に次のように考えた。

- スティ断面：P.W.S.91(φ5mm)×2本/ヶ所
- バンド内圧：≤150kgf/cm²
- スティの碇着方法：バンドにはピン、桁にはソケット碇着(D.Lの下面)とする。

なお、スティには、サグを殺し、初期には抗圧材としても有効なようにプレストレス(20tf)を導入する。

次に、バンドの設計は、基本的に「本四・ケーブルバンド設計要領(案)」⁵⁾によったが、各部の安全率については下津井瀬戸大橋など先発吊橋の設計例を参考にして表-12に示す値とした。最終的な設計諸元及び構造を表

表-10 荷重状態とセンタースティ最大張力

	スティ張力(tf/cable)	荷 重 状 況	解 析 方 法
活 荷 重	281 (273)		微小変形理論による梁とケーブルの代数解法
風 荷 重	168	橋軸方向 Pw=0.297tf/m/cable	変形法による鉛直平面内大変形解析
地震荷重	866	橋軸方向地震時	吊橋動的解析

注：()内は、バンドに作用する水平力

表-11 センタースティ剛度と主要応答値

センタースティ断面構成	センタースティ無し (Ac=0)	P.W.S.-30×2本 (φ=5mm) (Ac=0.0012m ²)	P.W.S.-61×2本 (φ=5mm) (Ac=0.0024m ²)	P.W.S.-91×2本 (φ=5mm) (Ac=0.0036m ²)	センタースティ剛 (Ac=∞)
バネ係数 K = $\frac{EcAc}{L}$ (tf/m)	0	1,970	3,950	5,920	∞
変位 (mm)					
鉛直方向最大たわみ	376	234	212	203	185
桁端水平移動	287	163	140	130	90
桁・ケーブル相対変位	189	101	78	64	0
センタースティ張力 (tf)	—	258	388	467	810
主ケーブル付加張力 (バックスティ) (tf)	143	214	260	299	484
周 期 (Sec)					
1次	7.15	6.54	6.50	6.49	6.46
2次	*4.92	4.38	4.38	4.37	4.36
3次	4.37	3.22	3.20	3.19	3.19
4次	3.20	*2.82	2.63	2.63	2.63
5次	2.62	2.60	*2.27	*2.03	1.88
6次	1.89	1.89	1.89	1.89	1.44
7次	1.44	1.44	1.44	1.44	*1.29

注：モード覧の内*印は、桁・ケーブルが相対変位を起こそうとしている（ステーク張力が最も卓越する）モードである。

図-13、14及び図-14に示す。バンドがやや長目とも思えるが、2ヶ所に分散する程のことも無いと判断した。蛇足であるが、センターバンドの耐荷力を大きくできればタワースティ（文献1）参照）が可能となり、斜張橋の利点を加味できる。

3.4 補剛桁架設について

直下吊工法（逐次剛結）の場合の桁及びハンガーの応力を図-15に示す。代替案として桁上輸送案も検討した。詳

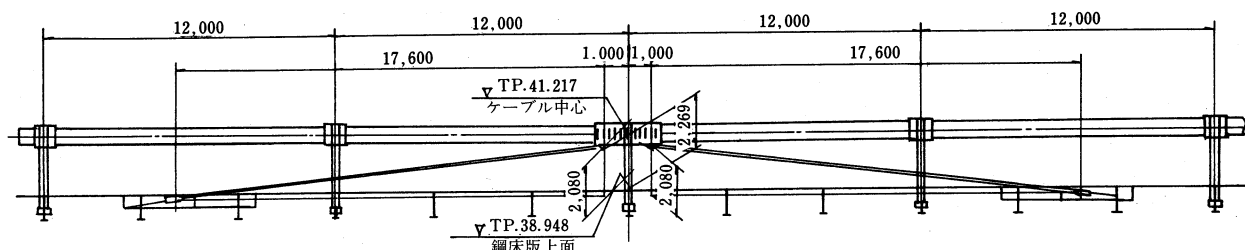


図-14 センタースティの概要

表-12 センタースティ、バンドの安全率： ν の設定

	荷重状態	安全率	説明
センタースティ (PWS使用)	常時(TTRQ)	3.0	ハンガー関係と同じとしたTTRQはトルク荷重による張力
	暴風時	2.0	3.0/1.5……1.5は暴風時の割増係数
	地震時	1.3	最大張力に対し降伏点以内におさえる ($\nu = \sigma_B / \sigma_y = 160 \text{ kgf/cm}^2 / 126 = 1.27$)
センターバンドの滑り		(スティに同じ)	

表-13 センタースティ主要諸元

	荷重状態	センタースティ張力 (tf/cable)	安全率	備考
センタースティ 張力と安全率	常時トルク荷重	103	5.4 > 3.0	[センタースティ諸元] 2-PWS91 (φ5.0mm)
	橋軸方向風荷重	128	4.4 > 2.0	断面積A: 35.74cm ² 破断荷重N _B : 560tf/cable
	地震力	425	1.32 > 1.3	使用本数: 4本/cable

表-14 センターバンドの主要諸元

項目	内容	備考
バンド本体	45mm厚 (SC49)	$\sigma = 809 \text{ kgf/cm}^2 > 2,500/3 = 833$ SC46の場合 53mm厚
ボルト本体	22本-M48 (SCr-4)	導入締付力: 90tf
橋軸方向地震力に対する 滑り安全率	$\frac{22 \text{本} \times 90 \text{tf} \times 0.7 \times 2.8 \text{m} \times 0.15}{425 \text{tf}} \times 1.014$ = 1.39	> 1.3
バンド内平均圧 (締付時)	154kgf/cm ² ($\ell = 2,720 \text{mm}$)	線圧: 約80kgf/cm ² < 0.5tf/cm 滑り計算用内圧 → 108kgf/cm ²

細は省略するが、その場合塔前面のブロックを最後に閉合するため、逐次剛結に比し応力レベルは低い。特徴としては、ブロック長は1パネル・12mが本命で、これを2パネルとして工期短縮を図ることは難しい。また、ハンガー間を送り出す必要があるため、補剛桁ブロックは端部をはずしておき現場で添接するわずらわしさが残る。別途トラス補剛桁用に開発されている送り出し工法を箱桁に応用できるかについても検討を加えた。この場合、先端片持荷重によりハンガー曳込力が大きくなるが、塔前方ブロックを最後に閉合するため最大170tf程度に納まる。本工法は、送り出し桁が架設時における耐風安定性を大きく損うように思われ、問題点として残る。ま

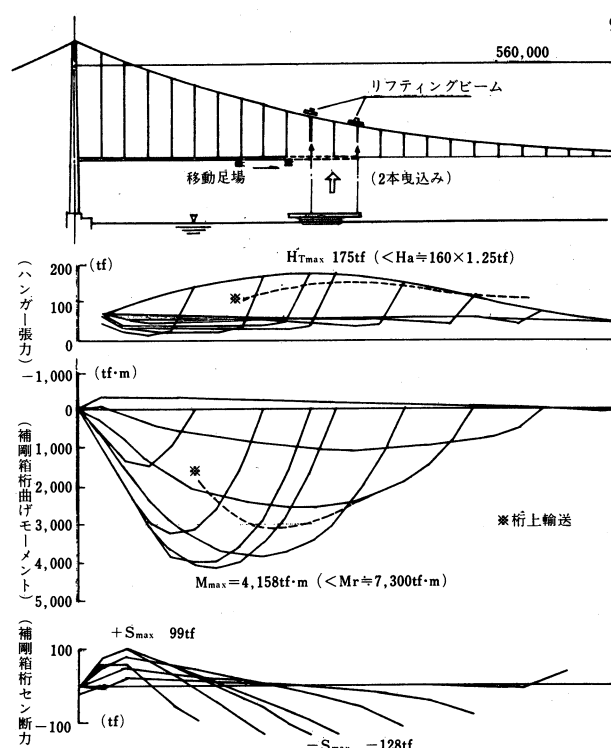


図-15 架設時応力の概要(直下吊り工法他)

た、仮設材・補強材の重量が他案に比し非常に大きくなる事は避けられず、抜本的な改善は補剛桁形状選定経緯からして望めない。以上の代替2案は補剛桁架設時の海面使用を両塔前面に限定できる点が眼目であるが残る部分があり広く取れない恨みは有る。

補剛桁の現場接合は、鋼床版デッキプレート及び縦リブは現場溶接、腹板及び下フランジはボルト接合で設計を進めたが、鋼床版縦リブは、工期(現場溶接工期が長い)及び作業性の点からボルト接合とする方向で修正の予定である。

4. ケーブル関係

4.1 主ケーブル

断面構成は、P.W.S. 127×52str.の一樣ケーブルとした。この設定に当っては、サグ比や経済性についての系統的な比較を実施した¹⁾。また、その後、因島大橋のケーブル架設を機に、再度作業性に重点を置いてP.W.S.91×70str.

との比較を行ったが、変更するまでには至らなかった。
主ケーブルの設計諸元を表-15に示す。荷重関係は表-3に示した。

4.2 ハンガー

(1) 設計

表-16は、ハンガー間隔を変化させた場合の吊構造部の鋼重を比較したものである。ハンガー間隔は12.0mまでは大きい程鋼重は少なくなる傾向にあるが、それを超えるとバンド鞍掛部での曲率半径がケーブル径の5.5倍を下回るようになる。また、碇着ブラケットの構成が困難になり、桁の架設面での負担も大きくなる。ハンガー間隔は隔板の配置、鋼床版床組との関係が深く、縦りブ支間長を3@4.0=12.0mとすることが最も有利である

表-15 主ケーブル諸元表

項	目	単位	諸 数 値	摘 要
ケーブル支間長	中央 径 間	m	560.0	()内は見直し
	側 径 間	"	140.0	
ケーブル理論支間長	中央 径 間	"	556.2	
	側 径 間	"	140.0	
サ	中央 径 間	"	55.752	ケーブル構成図
	側 径 間	"	0.505(0.495)	
理論サ	中央 径 間	"	55.000	
	側 径 間	"	0.505	
サグ比	中央 径 間	—	1/10.1	サドル内(56×57) 横×縦=57×58
	側 径 間	—	1/227(1/283)	
ケーブル中心間隔		m	22.5	
亜鉛メッキ素線径		mm	5.12(5.03)	
亜鉛メッキ素線の最小引張強さ		kgf/mm ²	160	無 応 力 長
ラッピングワイヤーの径		mm	4	
1-ストランドの構成本数		本/st	127	
"	直 径	mm	66.6(65.4)	
	断 面 積	cm ²	26.15(25.24)	ケーブル構成図
	長 さ	m	914.875	
	重 量	t	18.36	
主ケーブル構成ストランド数		本/cable	52	ラッピングワイヤー含まず
"	断 面 積	m ² /cable	0.1360(0.1312)	
	許 容 応 力 度	kgf/mm ²	64	
	一 般 部	mm	465(457)	
主ケーブル径	バ ン ド 部	"	460(452)	ラッピングワイヤー含まず
	空 隙 率	%	20	
ケーブルの最大水平張力	一 般 部	%	20	ラッピングワイヤー含まず
	バ ン ド 部	"	18	
ケーブルの最大水平張力	D	tf/cable	6,106(5,990)	ラッピングワイヤー含まず
	D+L+T(-30°)	"	7,668(7,590)	
ケーブル最大張力D+L+T		"	8,446(8,354)	T ₁ T ₂ T ₃ =1.05(1.005)
ケーブル入射角	4 A	度分秒	23°19'30"(23°20'21")	ラッピングワイヤー含まず
	7 A	"	"	
スプレー折れ角	4 A	"	45°00'00"	ラッピングワイヤー含まず
	7 A	"	35°00'00"	

表-16 ハンガー間隔と補剛桁重量(比較設計時)

ハンガー間隔	m	8	10	12
ハンガー径	mm	φ42(φ46)	φ48(φ54)	φ54(φ62)
ハンガー重量	tf	136	129	127
バンド重量	tf	93	87	82
補剛桁重量	tf	6,121	6,082	6,015
ハンガー間重量	tf	約 60	約 70	約 90
合計重量	tf	6,350	6,297	6,224

注:()内はセンター附近、最終径はもう少し小

ことは前記のとおりである。

ハンガーの設計は「本四・ハンガー設計要領(案)」⁵⁾により、ロープは1ヶ所当たり4本でC.F.R.C.を使用した。張力は、暫定系前死荷重については慣用計算による床組系で、また、橋面工、完成時自歩道(増設分)などの後死荷重、活荷重及び温度変化(±30℃)については吊橋系で計算した。図-16にハンガー張力影響線を示す。

次に、製作・架設誤差の計算における、ハンガー長の不整量を10mmとした時の張力変動を図-17に示す。この解析では碇着ブラケットの変形(ハンガー長で0.74mに相当)も考慮に入れた。ハンガーロープの曲げの影響は、バンド鞍掛部外側径を540mmとして求めた。ハンガー張力及び断面構成を表-17に示す。

(2) ハンガー碇着部の剛性検討

ハンガーロープはブラケット腹板に碇着する。その腹板は1枚であり、面外方向の変形は外側縦桁で押える。1ヶ所当り4本のロープ張力は種々の原因により一般には不均等であるので、碇着部はねじれ変形を生ずる。この点に着目し、剛度の過不足について検討を行った。ハンガーロープ相互の間隔は、橋軸方向はバンドと碇着部

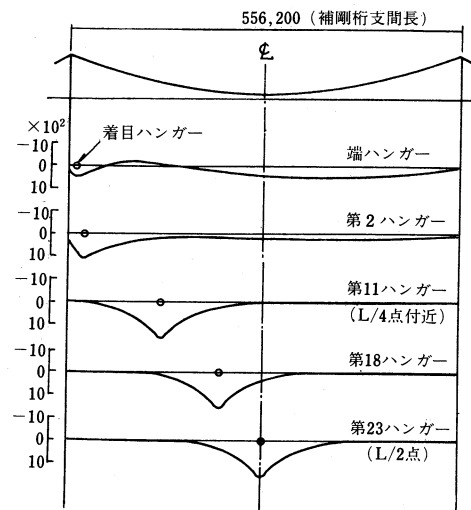


図-16 ハンガー張力影響線

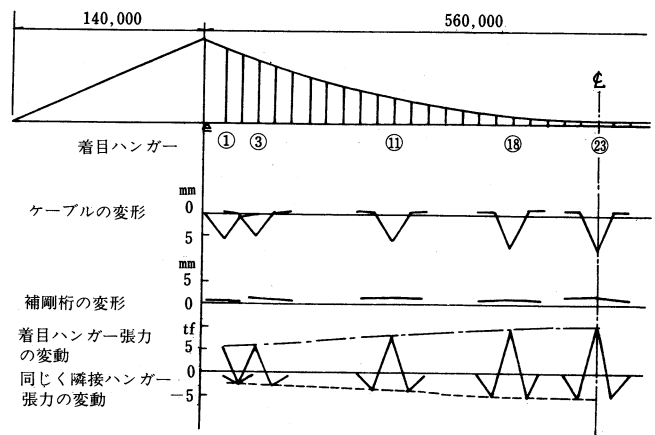


図-17 ハンガー長が1格点当り10mm短く作られた場合の張力変動(片側ハンガー当り)

表-17 ハンガー張力の集計・断面構成

(単位: tf)

原因別張力 着目ハンガー	死荷重 (T _D)	活荷重 (T _L)	温度変化 (T _T)	製作誤差 (T _{EM})	架設誤差 (T _{EE})	曲げの影響 (T _{BE})	設計張力 (ΣT)	断面構成 (C. F. R. C)	T _a /ΣT
塔付近	1	98	23	8	14	7	49	4本-φ48mm (T _a =209tf)	1.05
	2	90	31	2	14	7	49		1.08
	3	90	34	0	14	8	49		1.08
L/4	11	90	35	0	14	8	49	4本-φ50mm (T _a =228tf)	1.07
L/2付近	20	90	35	0	22	9	49		1.02
	21	90	35	0	28	10	59		1.03
	23	90	35	0	32	10	59		1.01

の寸法から許容できる所まで狭めており、同じく直角方向についてもハンガークランプにより絞込み、4本のロープをなるべく一点に近く集中させた。ロープの不均等張力は、可能性としてのバンド鞍掛部における摩擦力による偶力と製作誤差長の組合せにより与えた。ロープ間の計算上の張力差は最大24tfである。この荷重(組合せ)をもとに、碇着部を中心とし前後12.0m(暫定系)を取り出し3次元F.E.M.解析により変形状況を調査した。解析の結果、ソケット碇着部の最大回転角は縦桁軸回りで 1.0×10^{-5} rad、ブラケット軸回りで 1.9×10^{-4} rad(碇着部高500mmの上下端の相対水平変位で0.1mm)であり、応力上問題となることもないので剛性に不足はないと判断した。

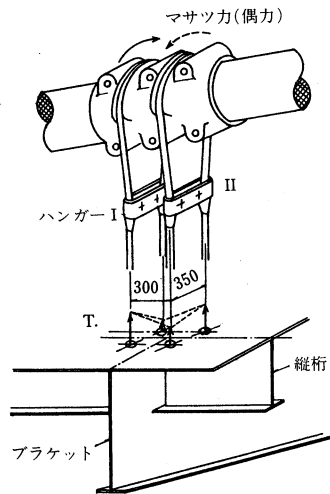


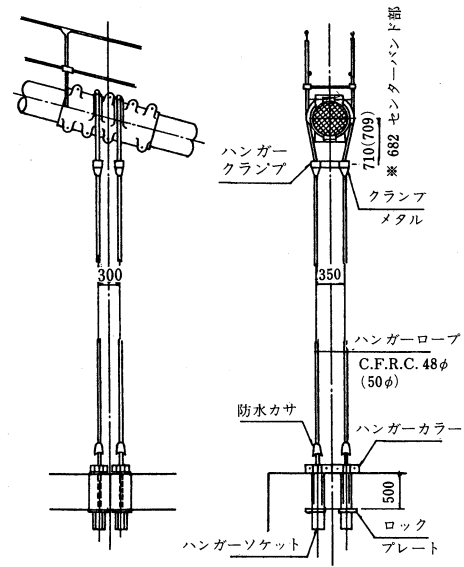
図-18 ハンガー不等張力説明図

(3) ケーブルバンド

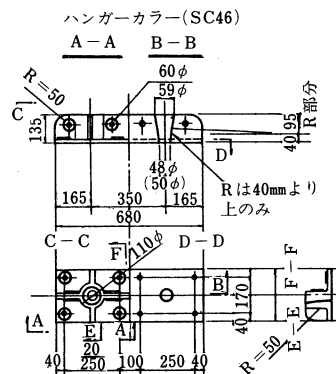
ケーブルバンドの設計は「本四・ケーブルバンド設計要領(案)」⁵⁾により、鋳鋼製・横締め形式とした。必要厚さは、使用材料をSC46とする場合で30mm弱であるが、製作性並びに実施例などを参考に30mmとした。バンド長は、中央径間部では1,690(第1~3ハンガー)、以下1,340、980及び880mm(センター付近)で側径間は560mmの計5種類とした。

締付ボルトは、クロム鋼鋼材(SCr-2) M42×1.5×555mm(細目ネジ)を28cm以下のピッチ(内圧は最大98kgf/cm²)で配置することとした。因島大橋での経験からボルト無応力長時にもテンショナーで楽にくわえられるように15mm長くし、またバンド上下端の隙間に素線が入り込みにくくように形状に工夫をした。

〈以下(その2)に続く。〉



注: ()内は支間中央ハンガー



ハンガー諸元 CFRCロープを使用(HBSG3504)		
構成	7+6×7+6×W(19)	7+6×7+6×W(19)
ロープ径	φ=48mm	φ=50mm
最大素線径	φ=3.65mm	φ=3.87mm
標準断面積	1170mm ²	1310mm ²
切断荷重	157t	171t
標準重量	9.82kg/m	11.0kg/m

図-19 ハンガー概要図

参考文献(その1) 分

- 1) 岩屋: 伯方・大島大橋の橋梁形式選定、本四技報、Vol. 6 No. 2 '82.4
- 2) 本四公団: 鋼床版設計要領(案)、鋼床版現場溶接施工基準(案) 昭和54年7月
- 3) 福井: 鋼床版の変形特性に関する調査、本四技報、Vol. 2 No. 4 '78.3
- 4) 土木学会・本四連絡橋鋼上部構造研究小委員会・支分分科会: 本四連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書、別冊5、吊橋リンク支分構造の設計の指針(6章) 昭和51年3月
- 5) 同上・ケーブル分科会: 同上 別冊2、吊橋のケーブルに関する検討、昭和53年3月

大鳴門橋補剛桁の閉合

60年春の供用開始に向けて、上部工事もいよいよ最終段階に差し掛かって来た。昨年5月、主構トラスの架設に着手し両塔（3P、4P）を中心に1ブロック（2パネル：約20m）約15日間のサイクルで順次張出しを進めていた補剛桁（中央径間：41ブロック）は予定通り3月末に橋央で最後の部材が落ち込まれ、無事閉合した。また両側径間も約1か月遅れの4月末までには追かけ閉合する予定であり、これで淡路島と四国は橋により一つに結ばれることになる。今後は中央径間の残鋼床版の架設、主ケーブルのラッピング、ハンガーロープ等の塗装、キャットウォーク等仮設物の撤去へと進む。また両アンカレイジ（1A、5A）上の路面（道路、鉄道）を形成する上屋工事もほぼ完成し、6月頃から照明・舗装等本橋の残工事の資機材搬出入のための工事用道路として使用する予定である。一方関連陸上区間（西淡I.C～大毛島I.C）の全ての土工工事、高架橋（伊毘・亀浦）工事もほぼ完了し、現在舗装工事に入っており、引続き標識設置、植栽・造園工事へと進んで行く。また鳴門管理事務所、維持管理施設工事にも着手しており、開通を目指し工事を順調に進めている。

鷺羽山トンネル導坑貫通

鷺羽山トンネルの鉄道部は、横坑を設けてトンネルの内側から掘削を進めて来たが、1月中旬に西側トンネルの導坑が貫通した。

このトンネルは、NATM工法で施工しており、中央部は上半断面先進工法、両坑口部付近は側壁導坑先進上半断面工法を採用している。

なお、東側トンネルは、同じ工法で施工中であり、59年度末には覆工まで完了する予定である。

これらと相前後して、下津井瀬戸大橋の1Aアンカートンネルの掘削は、58年12月中旬に完了し、鷺羽山トンネルの下を抜ける市道石の塔トンネルは、58年12月末に貫通した。

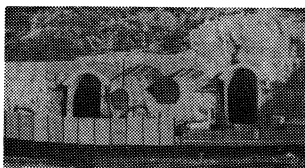
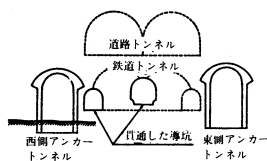


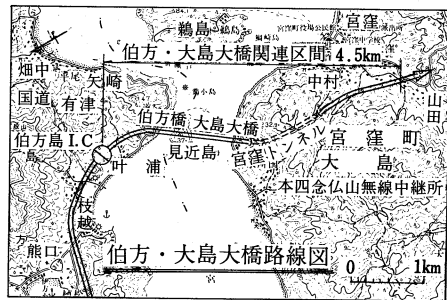
写真 鷺羽山トンネル南坑口（1Aアンカートンネルの間に貫通した中央導坑と西側トンネル側壁導坑が見える）



伯方・大島大橋関連の陸上部工事について

伯方・大島大橋（橋長1,230m）関連の陸上部道路は、伯方島側が既に供用中の大三島橋関連道路の伯方島I.Cから伯方橋の1A取付部までの約0.7kmと、大島側が大島大橋7Aから宮窪トンネルを経て宮窪町の国道317号交差箇所までの約2.6kmで、総延長が約3.3kmである（路線図参照）。道路の設計は4車線（完成時）であるが、当面は2車線の暫定施工である。規格は第1種第3級、設計速度は80km/hrである。

大島側陸上部のうち宮窪トンネルについては、下り線



側の2車線トンネル1本（延長1,420m）を施工して暫定供用する。宮窪トンネルの施工法は、吹付ロックボルト工法（NATM工法）を採用している。掘削は南坑口から片押しで行い、南北の両坑口部は側壁導坑先進上半断面工法で行い、中央部は上下半同時併進工法で行っている。昭和58年6月に着工（工期32か月）して以来順調に掘削が進んでおり、昭和59年2月末現在で上半断面は南坑口から144m掘進し、下部断面も南坑口から142m掘進した。また、大島側陸上部の宮窪トンネル以外の道路については、宮窪トンネルのズリを盛土用として本線内の一部に使用しながら工事を進めている。

一方、伯方島側陸上部道路については、昭和59年3月に工事を発注する予定である（工期28か月）。この区間の施設としては、規格が第2種第2級の伯方島I.Cと、バスストップが1か所あり、陸上部橋梁が叶浦高架橋（橋長75m）と伯方島I.C橋（27.5m）がある。

ザイール・マタディ橋（モブツ元師橋）建設従事者にザイール政府から「国民栄誉章」

日本から遠く離れたアフリカのザイール河（旧コンゴ河）にマタディ橋が完成してほぼ1年が経つ。昨年5月21日モブツ大統領、松崎本四公団副総裁をはじめ日本から関係各機関の代表の出席も得て、盛大に開通式が行われた。

本橋梁は、ザイール内陸部に産する豊富な天然資源を大西洋岸の外貿港バナナ港（計画中）まで鉄道による一貫輸送を図る「ザイール国民路線」の一部となるとともに、国道1号の一部でもある本格的な道路鉄道併用吊橋である。

本プロジェクトは1971年の佐藤・モブツ共同声明により生まれ、マタディ橋の着工までには紆余曲折があったが、4年の歳月を経て完成に至ったものである。昨年4月にザイール政府に仮受領され、1年の保証期間を経て本年本受領に至った。

マタディ橋の完成に感銘を受けたモブツ大統領は、「シバリエ（騎士）」と呼ばれる「国民栄誉章」をマタディ橋建設関係者に贈ることを決定した。

受賞した日本人関係者は、国際協力事業団から派遣された技術者71名（国鉄46名、鉄建公団13名、本四公団3名、首都公団2名、通訳7名）および石川島播磨重工業（株）を代表とする日本企業連合13名、総数84名である。

現在10名の技術者が現地に残り、吊橋の維持管理の指導を行っているが、今後とも息の長い指導を続けていくことが必要である。

設計基準類

設計部

この度、昭和51年度に作成した「技術基準集」のうち「第2編設計」の改訂版として、現行の設計基準類並びに材料規格等を「設計基準類集」として集大成し、各建設局、工事事務所及び管理事務所に送付した。

また、基準類制定後の改訂事項は、適宜設計部長通達により運用されているが、現行基準類改訂版の刊行までの円滑な適用を図るため、「設計通知文書集」を合わせて作成した。

現在、下部構造設計基準、耐震設計基準等下部工関連の諸基準について、全面的な見直し作業中で、昭和59年度中に刊行する予定である。また、陸上部橋梁設計要領（案）についても、現行の技術基準等に齊合しない部分が一部見られるため、今後のとり扱いを含めて内容の検討を開始する予定である。

なお、この設計基準類集は、各方面の要望に応えるために、海洋架橋調査会にも備えており閲覧・複写できるようになっている。

設計基準類集に収録した諸基準、指針等は下記のとお

設計基準類集一覽表

基 準	海峡部における道路の建築限界および幅員構成用語と定義	47.10 48.5	マニユアル 標準 図 材料規格	風洞試験要領（1980）・同解説	55.6
	上部構造設計基準・同解説	55.6		鋼上部構造用鋼材選定要領(案)	48.9
	下部構造設計基準・同解説	52.3		鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置設計要領・同解説	59.3
	耐震設計基準・同解説	52.3		重力式直接基礎アンカレッジ設計要領(案)・同解説	55.3
	耐風設計基準（1976）・同解説	51.3		鋼設置ケーソン設計要領(案)	54.2
	鋼橋等製作基準・同解説	52.3		多室型緩衝工の設計要領(案)	55.3
	鍛鋼品製作基準・同解説	55.3		複合材型緩衝工の設計要領(案)	56.3
	鋼橋等塗装基準・同解説	55.3		大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説(案)	54.11
	橋面舗装基準(案)	58.4		風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	55.3
	橋梁用マスコンクリート施工基準・同解説(案)	50.3		陸上部道路橋設計要領(案)	51.11
指 針	仮設物設計指針	52.3	ケーブルアンカーの設計マニユアル	49.2	
	吊橋リンク・支承構造設計指針	51.3	下路管理路設計マニユアル	53.9	
	トラス格点構造設計指針(案)	51.3	鉄道床組の標準図作成	57.10	
要 領	鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	52.8	鋼材規格	53.10	
	耐震設計要領	52.3	鋼上部構造用鋼板規格の解説	54.3	
	吊橋主塔設計要領(案)	55.3	摩擦接合用防錆処理高力ボルト・六角ナット・平座金のセト暫定規格	51.2	
	吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	52.3	ケーブル材料規格	54.6	
	ケーブルバンド設計要領	53.3	塗料規格	55.3	
	ハンガー設計要領	53.3	リンク支承用ピン(案)	51.3	
	鋼床版設計要領	53.3	リンク支承用ブッシュ(案)	51.3	
	鋼床版現場溶接施工要領(案)	54.3	設計関係通知文書集（昭和56～58年度）	59.3	

本四技報目次一覧

第1号 (52.7) 在庫なし

- 大三島橋下部工工事報告
- 東大維橋におけるケーブル応力の測定調査
- 吊橋塔基部の模型実験
- 明石海峡における海中防蝕試験
- 水中発破 (その1)

第2号 (52.10) 在庫なし

- 水中発破 (その2)
- 80キロ鋼溶接継手の疲労試験
- 太径鉄筋の継手と付着に関する研究
- 流れと波が共存する場における流体力の評価について
- 風化花崗岩のクリープ特性について

第3号 (53.1) 在庫なし

- 海象気象予測手法
- 吊橋ケーブルの二次応力測定 (平戸大橋)
- 大型振動台による下部構造-地盤系の模型実験(その1)
- 児島～坂出ルート海峡部地質調査 (その1)
- 道路のり面の植生試験
- 因島大橋アンカレイジ基礎地盤の確認

第4号 (53.4) 在庫なし

- 架橋関連地域の経済・輸送構造の予測手法
- 閃光式航空障害灯調査
- 鋼床版の変形特性に関する調査
- 大型振動台による下部構造-地盤系の模型実験(その2)
- 児島～坂出ルート海峡部地質調査 (その2)

第5号 (53.7) 在庫なし

- 吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験
- 神戸層水ジェット掘削試験
- 神戸層載荷試験
- 因島大橋ケーブル施工性試験
- 番ノ州高架橋基礎杭試験 (その1)

第6号 (53.10)

- 番ノ州高架橋基礎杭試験 (その2)
- 吊橋塔基部のグラウト注入実験
- 大三島橋のコンクリート
- 塗装を施した摩擦接合継手の性能試験
- 明石海峡大橋補剛桁風洞実験

第7号 (54.1) 在庫なし

- 大鳴門橋における多柱式基礎の設計
- 因島大橋の下部工工事に使用した海砂の品質
- ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験
- 鋼設置ケーソン設計要領(案)
- 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止実験

第8号 (54.4)

- 架橋関連地域の経済・輸送構造の予測結果
- 長支間道路吊橋の計画 (要約)
- 欧米長大橋視察報告 (1)
- 大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定

- 因島大橋のエンドリンクの設計

第9号 (54.7) 在庫なし

- 大三島特集号
- 大三島橋と関連区間の概要
- 陸上部工事
- 大三島橋架設時の耐風対策
- 大三島橋の塗装
- 大三島橋の床版と橋面舗装
- 大三島橋関連維持管理施設の計画と施工

第10号 (54.10) 在庫なし

- 欧米長大橋視察報告 (2)
- 舞子沖地質調査 (その1) 工事報告
- 大鳴門橋多柱式基礎の施工報告
- 因島大橋下部工工事報告
- 大三島橋載荷試験

第11号 (55.1) 在庫なし

- 埋蔵文化財調査
- 橋梁用ロープの曲げ疲労試験
- 大鳴門橋支持岩盤の確認
- 和泉層群ののり面工
- 因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計
- 第50回 I A B S E シンポジウムに参加して

第12号 (55.4)

- 海中工事における潮流条件の設定
- PWS用ゲージワイヤの測長精度
- 鷲羽山の地質調査
- 900tonシンカーの製作
- 大三島橋補剛板の座屈実験

第13号 (55.7)

- PC斜張橋の紹介
- 大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説 (案)
- 船舶の衝突に対する緩衝工模型実験
- 欧州レーダー対策視察報告
- 大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計

第14号 (55.10)

- 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防護工実験 (その2)
- 因島大橋塔工事施工報告
- 伯方大島大橋岩盤試験
- 吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法 (下津井瀬戸大橋1A)
- 因島大橋風洞試験

第15号 (56.1)

- 明石海峡大橋海中基礎の調査概況
- 大気測定車による大気質調査
- 南北備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソン設計製作
- 吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法 (下津井瀬戸大橋1A)(その2)
- 因島大橋塔の製作

第16号 (56.4)

- リブ十字継手の疲労許容応力
- 鷺羽山トンネル構造形式検討
- 吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法
(下津井瀬戸大橋 1 A)(その3)
- 明石海峡大橋主塔基礎の施工法検討
- 大鳴門橋主塔風洞実験
- 米国の航行安全に関する調査報告

第17号 (56.7)

- 因島大橋塔の振動観測
- 櫃石島橋、岩黒島橋の設計
- 舞子沖地質調査(その2) 工事報告
- 下津井瀬戸大橋の塔頂構造の設計
- 南北備讃瀬戸大橋 5 P ケーソン沈設作業
- 岩塊を使用した高盛土の施工

第18号 (56.10)

- 大鳴門橋ケーブルサドルの設計
- 吊構造部を有する橋梁の変位制御に関する考察
- 因島大橋ケーブル製作
- 疲労許容応力の見直し
- 伯方・大島大橋岩盤試験解析

第19号 (57.1)

- 深いニューマチックケーソンの掘削工法に関する検討
- 大鳴門橋アンカレイジの施工報告
- 門崎高架橋の橋梁計画
- 櫃石島橋・岩黒島橋の架設検討
- 鷺羽山地区運搬用坑道の計測結果

第20号 (57.4)

- 下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討
- 伯方・大島大橋の橋梁形式選定
- 緩衝桁伸縮装置
- 因島大橋ケーブル架設
- 南北備讃瀬戸大橋の海底掘削

第21号 (57.7)

- 大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領(案)の確認実験
- 大鳴門橋主塔の製作・架設
- 吊橋主塔架設時の制振対策
- 門崎高架橋岩ケーソン施工報告
- 撫養橋 4 P オープンケーソン施工報告

第22号 (57.10)

- 南北備讃瀬戸大橋 3 P・4 A ケーソン製作施工
- 南北備讃瀬戸大橋 5 P 海中コンクリートの施工
- 門崎高架橋の風洞試験
- 鋼床版舗装
- 長大橋梁の点検補修用作業車

第23号 (58.1)

- 番ノ州高架橋リバース杭施工報告
- 番ノ州高架橋下部工設計
- 舞子沖地質調査報告(3)
- 南北備讃瀬戸大橋のアンカレイジ表面仕上
- 本四備讃線の電気設備
- 既存橋梁の架橋インパクト分析

第24号 (58.4)

- 亀浦高架橋の施工

○緩衝工の設計要領(案)

- 南北備讃瀬戸大橋 4 A ケーブルアンカーフレームの設計
- 大型クレーン船を用いたパイロットロープ渡海実験
- 大鳴門橋バックスティ径間の製作
- lumber 橋訪問記

第25号 (58.7)

- 傾斜二層地盤の支持力に関する検討
- 伊弉高架橋下部工施工計画
- 与島高架橋の設計
- 因島大橋補剛桁架設
- 高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験

第26号 (58.10)

- 耐震壁付き R C 橋脚の設計法(解析編)
- 門崎高架橋上部工の設計・製作
- 門崎高架橋上部工架設(計画編)
- 大鳴門橋ケーブルサドルの製作
- 下津井瀬戸大橋ケーブル定着用ロッド疲労試験
- 南北備讃瀬戸大橋 7 A 海中コンクリートの施工

第27号 (59.1)

- 耐震壁付き橋脚の設計法(実験編)
- 門崎高架橋上部架設(架設編)
- 大鳴門橋ケーブル製作
- 北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計
- オーストラリアの橋梁

第28号 (59.4)

- FEM・RBSMによる基礎の支持力・変形解析手法について
- 松帆沖地質調査
- 大鳴門橋ケーブルバンドの設計
- 北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計(その1)
- 伯方・大島大橋の基本設計(その1)

第29号 (59.5) 予定

- 因島大橋特集号 臨時増刊号
- 因島大橋と関連区間の概要
- 因島大橋上部工工事の回想
- 因島大橋関連区間の陸上部工事
- 因島大橋橋面舗装
- 因島大橋架設時応力測定
- 因島大橋ケーブル・桁・後期工事
- 因島大橋上屋工事
- 因島大橋維持管理設備

※本四技報バックナンバーについて

バックナンバー購読を希望される方は(財)海洋架橋調査会
(Tel 03-436-3896)へ申込み頂ければ下記価格でお分けして
おります。

○価格(郵送料別)

第6号	¥ 600
第8～15号	¥ 800
第16～23号	¥ 1,200
第24～28号	¥ 1,400

在庫のないものはコピー代実費

本四公団の基準類

本四公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。

*印のものは(財)海洋架橋調査会 (Tel 03-436-3896)で販売しております。

仕様書・要領等

- * 土木工事共通仕様書 昭和53年 6 月
- * 測量・調査・設計等共通仕様書 昭和56年12月
- 施工管理試験要領 昭和54年11月
(昭和56年 4 月追補)
- 測量作業規程 昭和55年度
- 図面作成要領 昭和46年12月
- * 技術関係資料取扱要領・技術関係資料
マイクロフィルム作成等事務処理要領 昭和56年 4 月

材料規格等

- 鋼材規格 昭和53年10月改正
- 本州四国連絡橋鋼上部構造用鋼板規格
の解説 昭和54年 3 月
- 摩擦接合用防錆処理高力ボルト・六角
ナット・平座金のセット暫定規格 昭和51年 2 月
- * ケーブル材料規格 昭和54年 6 月
- * 塗料規格 昭和55年 3 月
- 設計基準等
- 幾何構造基準(案) 昭和48年10月
- * 上部構造設計基準・同解説 昭和55年 6 月
- * 下部構造設計基準・同解説・仮設物設計指針 昭和52年 3 月
- * 耐風設計基準(1976)・同解説 昭和51年 3 月
- * 耐震設計基準・同解説 昭和52年 3 月
- 鋼上部構造用鋼材選定要領(案) 昭和48年 9 月
- 風洞試験要領(1980)・同解説 昭和56年 3 月
- ケーブルアンカーの設計マニュアル 昭和49年 2 月
- 鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針 昭和52年 8 月
- 大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・
同解説(案) 昭和54年11月
- * 重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・
同解説 昭和55年 3 月
- * 鋼設置ケーソン設計要領(案) 昭和54年 2 月
- * 多室型緩衝工の設計要領(案) 昭和55年 3 月
- 複合材型緩衝工の設計要領(案) 昭和56年 3 月
- 製作基準等
- * 鋼橋等製作基準・同解説 昭和52年 3 月
- * 鋼橋等塗装基準・同解説 昭和55年 3 月
- 橋面舗装基準(案) 昭和55年 3 月
- * 鋳鍛鋼品製作基準(案) 昭和55年 3 月
- 海上工事安全施工技術指針 昭和52年 3 月
- * 溶接構造部材における溶接欠陥と
疲労き裂の発生の一例(写真集) 昭和58年 1 月

本四技報編集委員会名簿 (アイウエオ順)

編集委員長	杉 田 秀 夫		
編集委員	有 田 稔	上 田 克 己	
	黒 瀧 義 則	後 藤 忠	
	阪 本 謙 二	庄 司 吉 美	
	鈴 木 朗	田 中 秀 也	
	千々岩 敏 弼	手 島 茂 富	
	成 田 秀 志	野 村 直 茂	
	秦 健 作	水 間 雅 昭	
	宮 沢 修 二	村 田 正 信	
	森 田 行	山 下 義 之	
	山 県 守	湯 谷 優	
	渡 辺 忠 明		
	小 暮 三 郎	(海洋架橋調査会)	

本四技報 第28号

発行 昭和59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)ー3896
発行者 井 上 義 光
印刷 中井編集デザイン事務所

定価1,400円

