

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.13 No.52 '89.10

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第52号 目次

道	理 事	永井 滋 … 1
明石海峡大橋の耐風性	設計部設計第一課 第一建設局計画課 (前) 設計部設計第一課 設計部設計第一課	辰巳正明 … 2 秦 健作 竹内政彦
明石海峡大橋主塔基礎の設計 (第一報)	第一建設局設計課 第三建設局建設課 (前) 第一建設局垂水工事事務所 設計部設計第一課 (前) 第一建設局垂水工事事務所	保田雅彦 … 7 鈴木幹啓 樋口康三
明石海峡大橋補剛桁の耐風性 (中間報告)	第一建設局設計課 第二管理局計画課 (前) 第一建設局設計課	安田雅彦 … 17 平原伸幸
明石海峡大橋洗掘防止実験 (その4)	第一建設局垂水工事事務所 同 上 同 上	高塚正修 … 29 佐々木雅敏 土谷政治
生口橋基礎工におけるリバース杭の施工	第一建設局垂水工事事務所 (前) 第三建設局向島工事事務所 第三建設局向島工事事務所	岡田凌太 … 38 岡本正美
第11回IRF世界道路会議報告	設計部 第一建設局計画課 (前) 設計部設計第一課	飯島武明 … 47 秦 健作
技術ニュース		53

本四技報 第53号 (2.1) 掲載予定

- 本州四国連絡橋上部構造設計基準案作成
- 強風時の吊橋挙動観測
- 神戸側陸上部道路計画
- 明石海峡大橋 2P・3P 鋼ケーソン曳航沈設
- 明石海峡大橋鋼ケーソン沈設設備
- 瀬戸中央自動車道料金収受システム
- 尾道大橋橋体点検



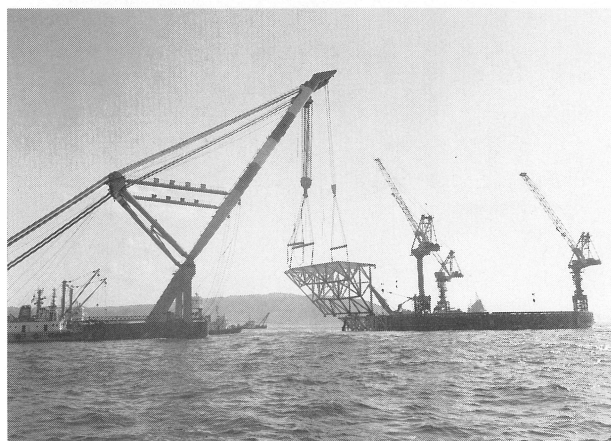
淡路島上空から明石海峡を望む

(元年7月)



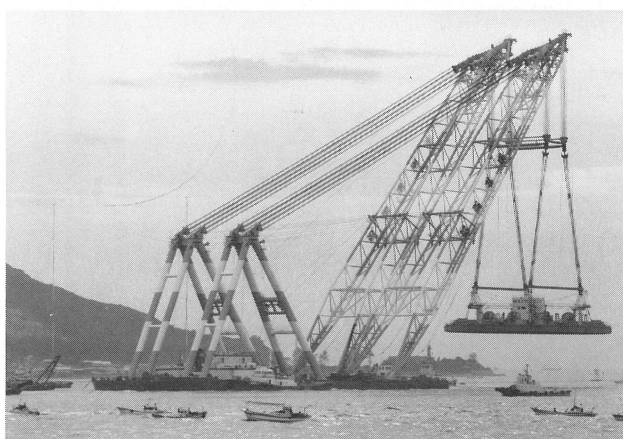
明石海峡2Pズリ処理作業中

(元年7月)



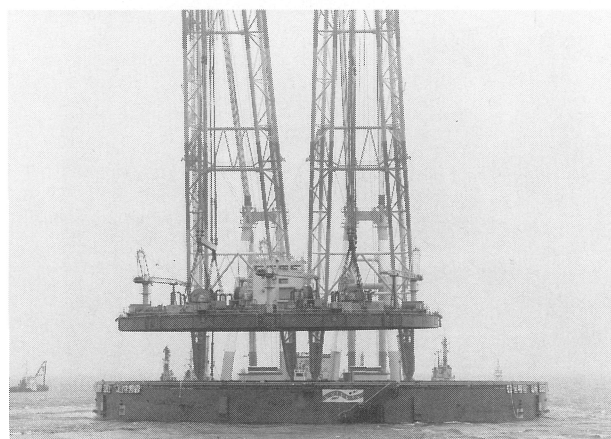
2Pケーソン外周作業足場設置中

(元年7月)



3P鋼ケーソン艀装架台の撤去

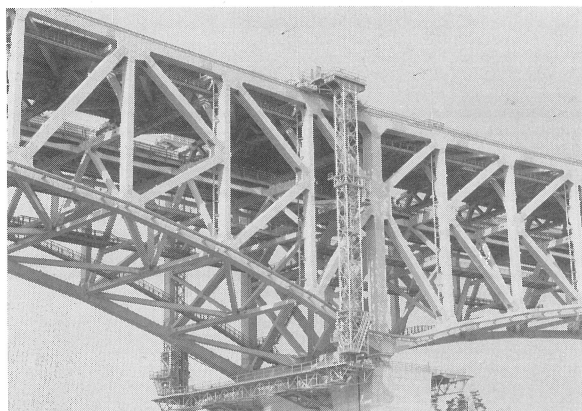
(元年7月)



同 左 (近接写真)

(元年7月)

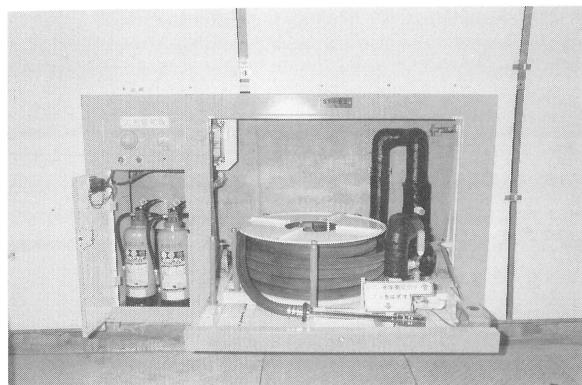
維持管理用機械設備



曲弦トラス桁外面作業車（与島橋）



桁内面作業車（櫃石島橋）



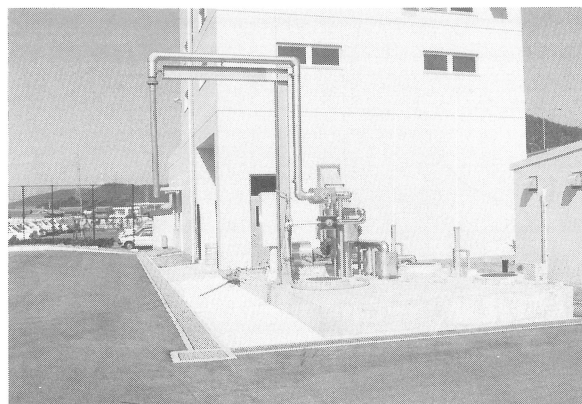
トンネル内消火栓（正面山）



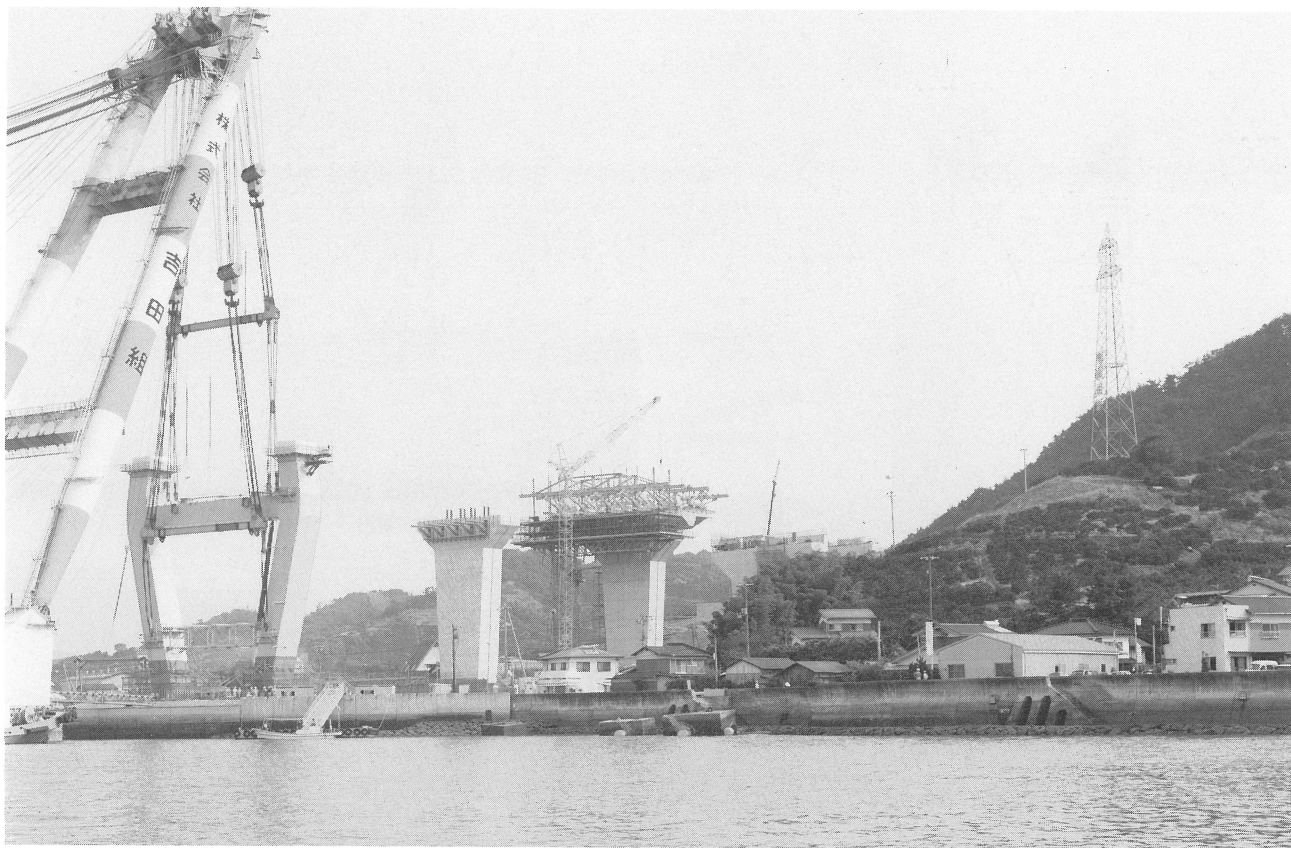
番の州高架橋給水栓



車重計（早島本線）

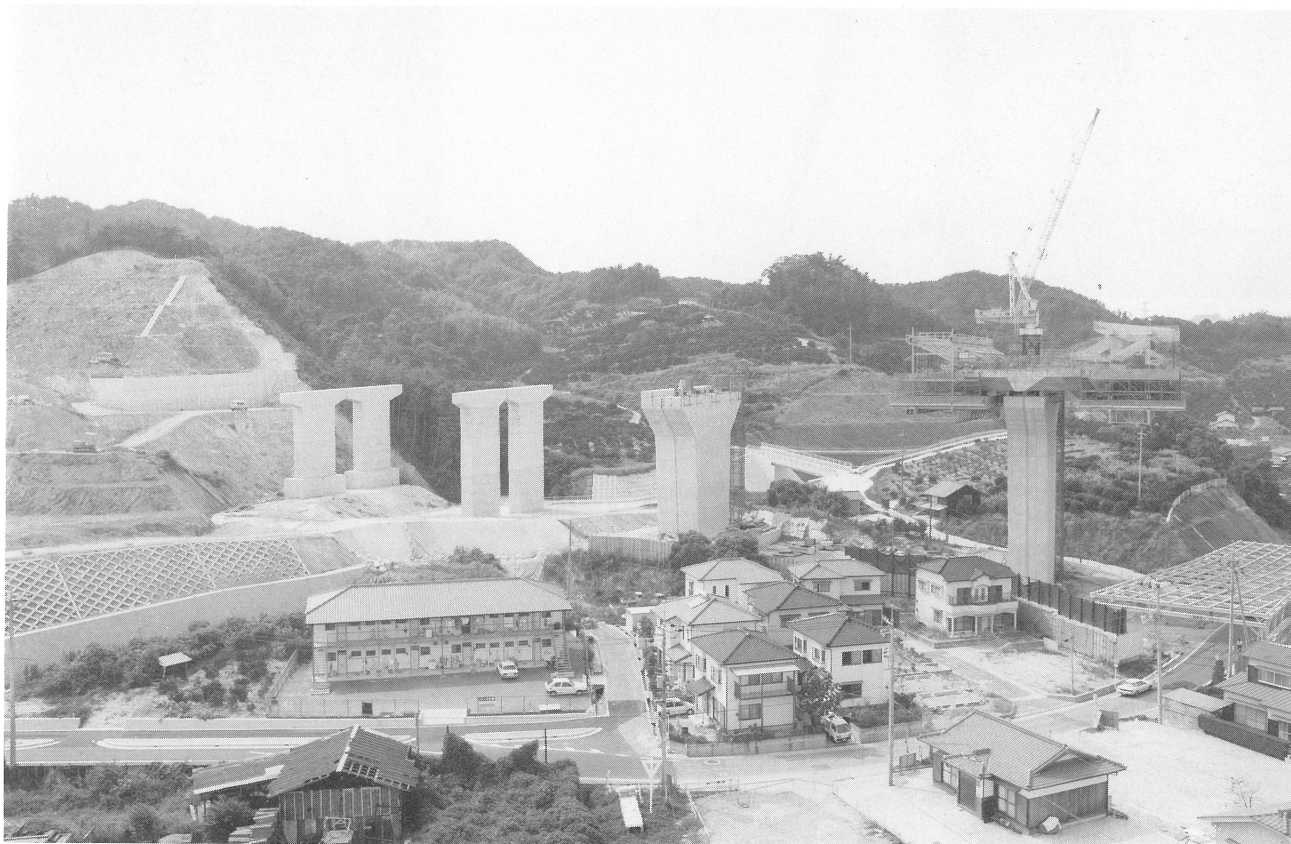


薬液貯水槽設備（坂出IC）



生口橋田熊側PC上部工工事及び2P塔架設

(元年8月)



生口橋洲江側PC上部工工事

(元年8月)

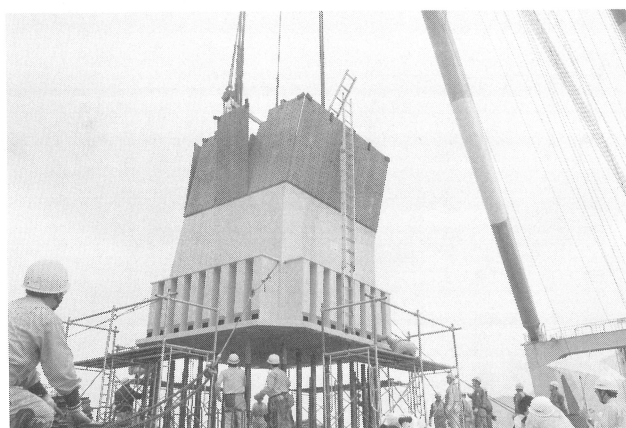


生口橋 2P 塔基部の架設 (元年7月)



生口橋 3P 塔中間部の架設

(元年8月)



同 上

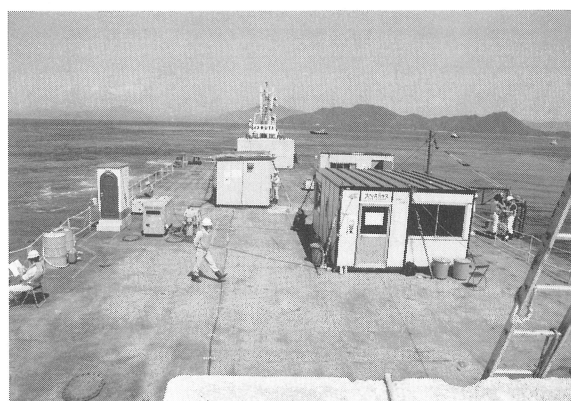
(元年7月)



生口橋 2P 塔中間部の架設 (元年8月)



来島海峡における操船性確認試験、グラブ浚渫船は来島大橋 5P 地点での岩盤掘削試験 (元年8月)



操船性確認試験における大型台船

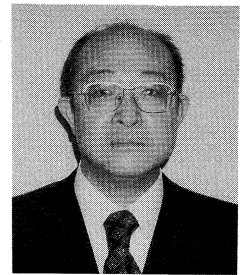
(元年8月)

道

Ways

理事 永井 滋

Shigeru Nagai



東京大学は、1953年以来毎年2回、その教官を講師とする公開講座を開き、今日に至っているが、62年春以降は、各回ごとに特定の主題を設け、それを各専門分野から解明し、もってその総合的理解の方向を示唆するとの方針のもとに運営されている。ちなみに、この方針による第1回の題名は「日本の都市問題」であり、講師は隅谷三喜男、今野源八郎、八十島義之助、有泉 亨、清水義弘、団藤重光、勝沼晴雄、梅村 魁、高山英華、丹下健三の諸氏であった。また、講座の内容は「東京大学公開講座」のシリーズ名により、(財)東京大学出版会より逐次刊行され、今夏までに49冊に及んでいる。

本稿の標題は、88年春のこの講座の題名であり、その内容は「東京大学公開講座・48・道」として、88年12月に刊行をみている。(B6・334頁・外税2,200円)とここで、この書物の本文が「瀬戸大橋とか、津軽の海底を列車が走る」との文言で始まることに照らせば、この時期にこの主題が選ばれた理由が推測されるところである。なお、この書物は、筆者が図らずも現職を汚し、道路建設に奉じることとなった2ヵ月後に刊行をみたことから、自ずと好個の入門書であったものである。以下、そのあらましを紹介する。

開講の辞 伊沢正夫工学部長(本講座企画委員長)

道の歴史は人類文明の歴史そのものであり、道は地域間の経済文化交流の基盤であり、生活様式ひいては思想にも大きな関連を有し、土木工学が工学・技術の主な源流の一つであることに知れるごとく道路と技術革新とは切り離せない、とする。

I 思想としての道 溝口雄三教授(中国哲学)

「道」の文字が「首」を構成要素とするのは、ミチが氏族神の境域を超えて異境へ通じるものであることから、前途の邪悪を祓うべく呪咀として首を路傍に祭ったことに由来するとの説をまず紹介のうえ、中国古典にみる「道」やわが国の諸「道」とヨーロッパ科学との差違を論じる。

II 道路の歴史－技術・制度・利用－中村英夫教授(土木工学)

アピア街道に代表されるローマ帝国の諸道、ナポレオンによるアルプス越えの諸道、鉄道に影響された英国の道路と鉄橋、初期の有料道路と車社会を支える大規模道路網を持つアメリカ、道路の計画・建設技術の革新の産であるアウトパンを紹介し、わが国道路の特性を説く。(道路・橋梁の写真45葉)

III 街道と文学－東海道五十三次を中心にして－森川昭教授(国文学)

芭蕉の紀行文その他の近世文学の引用により往時の東海道の旅を描く。(街道の写真等17葉)

IV 道路技術－計画・建設・運用－越 正毅(交通工学)

人口当り舗装道路延長・人口当り高速道路延長・自動車保有台数当り道路延長・GNP当り道路延長のいずれをみてもわが国の道路資産は少ないとし、馬車時代が欠けること、地勢の故に建設コストがかさむこと、土地取得が困難なこと、環境問題が著しいことにその理由を求める。あと、道路の計画・設計を概説し、交通事故、環境問題、交通渋滞について説明する。

V 東京の道路－過去・現在・未来－新谷洋二教授(都市工学)

ウォートルズ、芳川顕正、後藤新平、ピアド、ドッジの名をあげつつ、東京の道路の沿革と現状を説き、その将来を展望する。

VI 道路と住民と法 小早川光郎教授(行政法)

道路法上の基本概念を解説のうえ、道路の保護、利用行為とその限界、交通の保護についての法律的考察を試みる。

VII 気候変動とシルクロード 平 朝彦教授(地質学)

気候変動がタリム盆地のオアシスの盛衰の原因であり、ひいてはシルクロードの盛衰をもたらしたとする。さまよえる湖ロブノールにもふれる。

VIII 道路の経済－有料か無料か－岡野行秀(交通経済)

英国の道路経費負担の歴史が一般財源と目的税による道路基金との争いの歴史の一面を有することを説き、有料道路のあり方について自説をのべる。

IX 文明と道－意識・生活としてのこれからの道－木村尚三郎教授(西洋史学)

広く、人と人の交流一般から説きおこし、日本人は「道に冷たい」し、ヨーロッパ人は「道に熱い気持」をもつとする。

X 好きな道・嫌いな道〔パネル討論〕

田辺 裕教授(人文地理学)の司会により、木村・森川・新谷・岡野四氏が、主観的に「好きな道」と客観的に「良い道」のふたつの概念を提唱し、両者は相互補完関係にあるとし、近世東海道の処々を評価のうえ、「日本の道100選・昭和61・62年度指定・建設省」を基に個々の道を論評する。(道路の写真等60葉) (了)

明石海峡大橋耐風設計要領（案）

Wind Resistant Design Manual for Akashi Kaikyo Bridge

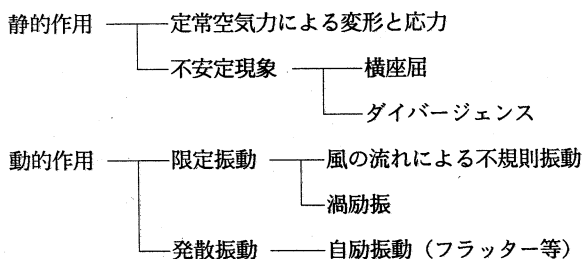
設計部 設計第一課長 辰 巳 正 明
Masaaki Tatsumi
第一建設局 計画課長代理 秦 健 作
(前)設計部 設計第一課 Kensaku Hata
設計部 設計第一課 竹 内 政 彦
Masahiko Takeuch

1. まえがき

明石海峡大橋は、その規模ゆえに非常に可とう性に富む長周期構造物となっており、その耐風設計が他の吊橋に比べて極めて重要なものになっている。従って、本橋の耐風設計については早くよりその検討がなされており基本的には、耐風設計基準・同解説（1976）（以下、「設計基準（'76）」）の設計思想の延長上で設計可能であるとされている。しかしながら、超長大橋ゆえに考慮しなければならない問題も少なからず含まれており、また、その後新たな研究成果が得られているため、明石海峡大橋のみを対象とした明石海峡大橋耐風設計要領（案）・同解説（以下、「要領（案）」）の検討を進めており、現在ほぼこの成案を得ている。ここでは、この「要領（案）」での考え方、「設計基準（'76）」との相違点についての概略を紹介する。

2. 耐風設計の手順

耐風設計に関しては、従来より風の作用による限界状態を設計の便宜を考慮して、以下のように分類してそれぞれ対応することとしている。



明石海峡大橋の耐風設計の基本的な考え方は、「設計基準（'76）」によっている（図-1）。すなわち、まず設計の第一段階として、部材断面決定に最も影響を与える空気力の抗力成分を抗力方向のガスト応答も考慮した上で、静的な荷重に置き換えて設計風荷重とし、この設計風荷

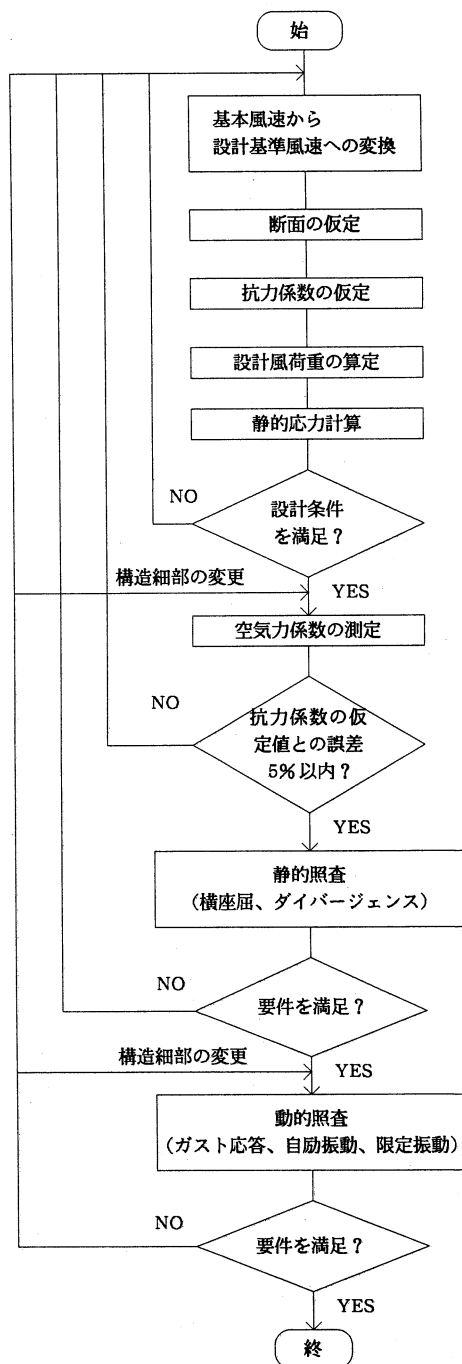


図-1 耐風設計の手順

重に対して応力計算を行い断面の設計を行う。次に、得られた断面に対して静的な不安定現象及び、有害な動的作用に対する照査を行うこととしている。ただし、明石海峡大橋における耐風設計の重要性、超長大橋ゆえの問題点を考慮し、次の点について「設計基準（'76）」からの変更を行っている。

- ①基本風速を見直した。
 - ②風の変動特性を明確に規定した。
 - ③設計風荷重の補正係数を解析結果より見直した。
 - ④橋軸方向の解析において荷重載荷方法を見直した。
 - ⑤ガスト応答の3成分の重合せによる照査を義務付けた。
 - ⑥風洞試験で必要に応じ乱流中での試験を行う事とした。
 - ⑦構造減衰値を実橋の振動実験結果より見直した。
- 以下に個々の変更点について記述する。

3. 設計の基本とする風の特性

3.1 基本風速

「設計基準（'76）」では、明石海峡大橋の基本風速は瀬戸内海周辺の気象管署のデータの回帰分析結果に地形因子を考慮した重回帰分析により43m/secに設定していたが、「要領（案）」では、1964年より開始された垂水観測塔でのデータがほぼ整理されたことから、これより基本風速を求めることとした。具体的には、高度80mにおける垂水観測塔でのデータから再現期間150年の風速再現期待値49.4m/secを求め、統計的誤差等を根拠に各種の予測手法による推定値を総合的に判断し求められた再現期待値に1割上乘せすることとし、さらに垂水観測塔（80m）と海峡部中央補剛桁位置（海面上80m）との地形模型実験の結果及び現地の風観測記録をもとに求めた2地点の風速比1.1から、架橋地点の風速の再現期待値を求めた。風速の鉛直分布はべき法則に従うという考え方は「設計基準（'76）」と同じであるが、べき指数については明石海峡大橋に作用する風が海上風とみなせることから、種々の観測結果や諸外国の基準等を参考に、1/7から1/8と変更している。この1/8を用いることにより、高度80mの風速を高度10mの風速に換算する。

すなわち、 $49.4 \times 1.1 \times 1.1 \times (10/80)^{1/8} = 45.9 \sim 46 \text{ m/sec}$ を明石海峡大橋の基本風速とした。

3.2 設計基準風速

前項で規定した基本風速は架橋地点の海面上10mの高度における10分間平均風速であり、設計で用いるに当たっては対象となる構造物の高度及び、その規模によって補正を行う必要がある。

「設計基準（'76）」においては、基本風速に対して構造物の高度による補正係数と、構造物の水平長さあるいは鉛直長さによる補正係数を乗じて設計風速とし設計風荷重を求めていた。しかし、明石海峡大橋においては、超長大径間ゆえの種々の動的照査が必要となり、「設計基準（'76）」の方法では時として混乱を招くこともあるため、

構造物の長さの補正係数により与えられる設計風速の概念をやめ、基本風速に高度による補正のみを施したものを設計基準風速とすることとした。また、べき指数については、前述の3.1より1/8を用いることとしている。明石海峡大橋における設計基準風速の算定式を式－（1）に示す。

$$U_z = \mu_1 \cdot U_{10} \quad (1)$$

ここに、 U_z ：設計基準風速

U_{10} ：基本風速

μ_1 ：補正係数（ $\mu_1 = (Z/10)^{1/8}$ ）

CZ ：基準海面からの高度（m）（基準高度）

これにより、具体的に桁及び、塔の設計基準風速を求めてみると、桁については、（1）式に桁の平均高度である $Z=80\text{m}$ を代入して、 $U_z = (80/10)^{1/8} \times 46 = 59.7 \sim 60 \text{ m/sec}$ が求まる。塔については、基準高度は「設計基準（'76）」と同様に塔高の65%（ $297.2 \times 0.65 = 193.2$ ）をとることとしており、 $U_z = (193.2/10)^{1/8} \times 46 = 66.6 \sim 67 \text{ m/sec}$ となる。

3.3 風の変動特性

「要領（案）」においては、ガスト応答の3成分の重合せによる照査を義務付けたこと、また、必要に応じて乱流中での風洞試験を行うとしたことから、これらの照査や風洞試験の便宜のために「設計基準（'76）」においては明確にされていなかった風の変動特性を規定することとした。

まず、ガスト応答照査に用いる変動特性について、変動風速のパワースペクトルは、これまでの種々の提案式と垂水観測等における実測値とを比較し、無次元スペクトルの形状・ピーク値等を比較した上で主流方向成分を式－（2）、鉛直方向成分を式－（3）により与えること

$$\frac{n S_u(n)}{u^2} = 0.475 \frac{n}{n'} \left\{ 1 + \left(\frac{n}{n'} \right)^2 \right\}^{-5/6} \quad (2)$$

$$\frac{n S_w(n)}{w^2} = \frac{2.11 \times f}{1 + 11.2 \times f^{5/3}} \quad (3)$$

とした。

ここに、 u, w ：変動風速の主流、鉛直方向成分

n ：周波数（ $n > 0$ ）

n' ： $0.632 \times Z^{-0.75}$

f ：無次元周波数（ $= n z / U_z$ ）

また、変動風速の乱れ強さについては、垂水観測塔でのデータ、外国の基準及び、明石海峡大橋に作用する風は海上風であることから、高度80mにおける主流方向成分の乱れ強度 $I_u = 0.10$ とすることとした。

乱れの標準偏差は高さ方向には一定値をとるのに対し、平均風速は式－（1）に示すように変化する。そこで、 I_u の高さ方向の分布は $(Z/10)^{-\alpha}$ に比例することとなる。高度80mで $I_u = 0.10$ となるように係数を定めて、式－（4）で表わすこととした。

$$I_u = 0.130 \times (Z/10)^{-0.125} \quad (4)$$

鉛直方向成分の乱れ強さ I_w については、種々の観測結果をもとに I_u の $1/2$ とすることとした。

次に、風洞試験に用いる風の変動特性は、試験の中で正確に I_u の鉛直分布を再現することは困難なことから、桁高度での値を与えることとし、自励振動の応答推定に用いる主流方向成分の乱れ強度について $I_u = 0.10$ を標準とした。一方、渦励振に対しては、実測結果の最小値は 0.06 程度であるが、一般に気流の乱れは渦励振振幅を減少させるため、安全側を考慮して 0.05 を標準とした。

3.4 風の傾斜角

吊構造部の自励振動及び、渦励振には風の傾斜角が重要な影響を及ぼす。一様流中において考慮すべき傾斜角の範囲は、自然風の変動特性及び、自励振動や渦励振の発達傾向を考慮し、自然風の応答と等価になるようにするのが望ましいが、応答特性を考慮して基準化するのは難しいため、振動の発達に要する時間の間に発現すると考えられる平均傾斜角の最大値を考慮することとして、「要領（案）」では既往の研究を参考にし、傾斜角を -3° から $+3^\circ$ の範囲とした。また、乱流中については、その乱流特性が相似された気流中で風洞実験を実施する場合には、自然風の鉛直方向の変動風速による風の傾斜角の効果が取り入れられているものと考えられるので、 0° とした。

4. 静的設計

4.1 設計風荷重

明石海峡大橋の設計に使用する風荷重については、「設計基準（'76）」の延長上で考えることが出来るものとし、静的設計の段階における部材断面の決定に際しては、抗力成分のみを対象とすればよいこととした。しかし、超長大橋ゆえの特殊性や各種試験、解析技術の進歩を考慮して部分的な修正を行っている。

風荷重の算定式を式（5）、（6）に示し、「設計基準（'76）」からの修正を行った、補正係数、抗力係数について以下に述べる。

ケーブル、吊材、吊構造部に作用する風荷重

$$P_D = \mu_2 \frac{\rho \bar{U}_t^2}{2} C_D A_n \quad (5)$$

塔に作用する風荷重

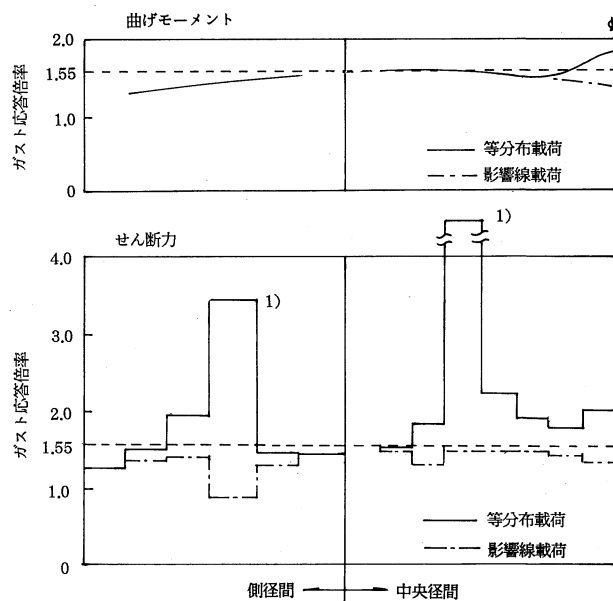
$$P_D = \mu_3 \frac{\rho \bar{U}_t^2}{2} C_D A_n \quad (6)$$

(1) 補正係数

「設計基準（'76）」では、風荷重に対する補正係数として、構造物の水平又は鉛直方向の長さによる補正係数（ ν_2, ν_3 ）と、構造物の動的応答特性による補正係数（ ν_4, ν_5 ）に分けて定義しているが、これらは本来一体として考えるべきものであるため、「要領（案）」ではこれを一つにまとめ、 μ_2, μ_3 とした。この補正係数を表-1に示す。

補剛桁の設計に用いる補正係数のうち橋軸直角方向の荷重に関しては、明石海峡大橋の試案についてガスト応答解析を行った結果に基づいて、トラス桁については $\mu_2 = 1.55$ とし、橋軸方向の荷重に関しては「設計基準（'76）」を準用して $\mu_2 = 1.25$ とした。その解析によって得られたガスト応答倍率を図-2に示す。

ここで、等分布荷重による平均応答値に対するガスト応答倍率が 1.55 を上回っている個所があるが、これらの個所は、曲げモーメント、せん断力とも最大断面力の作



1) これらの所では絶対値が小さく見かけの係数は大きくなっている。

図-2 トラス桁のガスト応答倍率

表-1 補正係数 μ_2, μ_3

設計対象	着目方向	補 剛 桁			塔		
		橋軸直角方向		橋軸方向	橋軸直角方向		橋軸方向
		トラス桁の場合	箱桁の場合		トラス桁の場合	箱桁の場合	
ケーブル	μ_2	1.55	1.70	—	1.35	1.40	—
吊 材	μ_2	1.55	1.70	1.25	1.35	1.40	1.25
吊構造部	μ_3	1.55	1.70	1.25	1.35	1.40	1.25
塔	μ_3	—	—	—	1.55	—	上端固定の塔；1.50
							上端自由の塔；1.75

表-2 抗力係数 C_0

構造部分	橋軸直角方向		橋軸方向	
	抗力係数	備 考	抗力係数	備 考
吊橋造部	トラス構造	類似断面の風洞試験値による。	橋軸直角方向の抗力係数の60%	類似断面の風洞試験値がある場合はそれによる。
	充腹構造	類似断面の風洞試験値による。	30%	
塔	1.8	長方形断面塔柱の片側塔柱当り	1.8	長方形断面塔柱の場合
ケーブル	シングル	0.7	—	考慮せず。
	ダブル	1.0	—	
吊 材		0.7	$\frac{0.7}{\sqrt{2}}$	

用する個所ではなく、実設計においては余裕をもって設計がなされていることを考慮し、 μ_2 としては最大断面力の作用する点付近でのガスト応答倍率(1.50~1.52)を参考にトラス桁について $\mu_2=1.55$ として差し支えないと考えた。

塔の設計に用いる補正係数の算定に当たっては、「設計基準('76)」では補剛桁の曲げモーメントに関するガスト応答倍率を準用する形としていたが、「要領(案)」では全体系での解析結果をもとに、新たにトラス桁に対して、 $\mu_2=1.35$ とした。

次に、塔に働く風荷重に用いる補正係数 μ_3 についても、解析結果より $\mu_3=1.55$ とした。

(2) 抗力係数

風荷重の算定に用いる抗力係数 C_0 を表-2に示す。

補剛桁の橋軸直角方向の抗力係数は個々の断面によってかなりのバラツキがあるため、風洞試験によって定めることとした。また、橋軸方向の抗力係数については、「設計基準('76)」以降にほとんど新しいデータの追加は無いが、因島大橋、南備讃瀬戸大橋、大鳴門橋といった断面部材配置の異なる橋梁においても、ほぼ同一の傾向を示していることから、従来通りの60%を採用している。塔、ケーブル及び、吊材についても基本的には「設計基準('76)」と同様としているが、吊材の橋軸方向の抗力係数に関しては、斜風による桁端の影響が大きいことがガスト応答解析より示されたため、その影響を考慮することとした。

4.2 風荷重の載荷方法

風荷重の載荷方法は「設計基準('76)」と同様に、橋軸直角方向または、橋軸方向に作用する水平荷重として等分布載荷させることを標準とした。ただし、必要な場合には考えている部材に最も不利な応力が生じる範囲に全強度の、また、他の範囲については1/2強度の風荷重を載荷するものとした。

また、補剛桁の支承、伸縮装置及び、ステイなどの変位が問題となる部材については、従来考慮されていなかった斜風による橋軸直角方向と橋軸方向の風荷重の同時載荷を考慮することとした。載荷方法は、吊構造部に作用する橋軸方向風荷重が最大となる風の橋軸直角方向に対する水平偏角は概ね45°で、この時の橋軸直角方向の風荷重はトラス構造の場合、偏角0°の風荷重の65%で

あることが風洞実験より確かめられているので、これより斜風による風荷重はトラス構造部については橋軸方向の65%を考慮することとしている。

4.3 他の荷重との組合せ、許容応力の割増係数

風荷重と他の荷重との組合せについては、明石海峡大橋が道路単独橋であること、現在までの他の本四連絡橋における設計の実績から、死荷重及び、温度変化との組合せのみを考慮すれば良いこととした。

また、許容応力度の割増は、吊構造部において「設計基準('76)」に準拠し割増係数を1.5としたが、塔についてはその損傷が吊橋全体に及ぼす影響が大きいことから、割増係数を1.4としている。

5. 照 査

5.1 静的不安定現象に対する照査

通常の吊橋補剛桁に生じる静的不安定現象には、ダイバージェンスと横座屈がある。このうちダイバージェンスについては発生風速が極めて高く、問題とならないと考えて良いのに対し、横座屈は、吊構造部のねじれ剛性が従来に比べて相対的に低い明石海峡大橋では、空気力特性によっては比較的低風速において発生しうることもあると考えられた。従来用いられていた横座屈の評価式は簡便なものであるが、明石海峡大橋クラスの吊橋の横座屈の適用性については未検討な点もあるため、幾何学的非線形を考慮した三次元弾性解析を通じて評価式の精度を検討した。その結果、評価式の精度は総じて良好であり、照査の簡便性の見地から、従来と同じ評価式を用いて横座屈の照査を行うものとした。

5.2 構造減衰

動的照査において考慮すべき吊橋の構造減衰を理論的に評価することは現在のところ困難であり、従来は類似の吊橋に対する既往の観測結果から推定されている。そ

表-3 構造減衰(対数減衰率)

	たわみ振動	ねじれ振動
トラス補剛桁を有する場合	0.03	0.02
充腹補剛桁を有する場合	0.02	0.02
完成時塔		0.02
独立塔		0.01

ここで、関門橋、大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋及び、大島大橋について実橋起振機実験より求めた構造減衰を参考にし、また、「設計基準（'76）」での考え方を踏まえて、表-3に示す構造減衰を標準とした。ここで、明石海峡大橋は中央径間2,000mという特殊性を持つため、鉛直たわみとねじれ振動の減衰率を個別に規定し、また、主塔高さが約300mにもなり完成時においても塔の風による振動の可能性が考えられるため完成時塔の減衰率についても新しく規定をしている。

5.3 ガスト応答解析による照査

「要領（案）」の策定に当たって試設計案に対し詳細なガスト応答解析を実施した結果、断面決定のための静的設計においては、「設計基準（'76）」と同様に初通過破壊を対象とし、ガスト応答補正を含む抗力のみを考慮して断面決定を行って良いと判断した。しかし、一般的に吊橋においては、桁は横たわみに加えて鉛直たわみやねじれ変形を起し、また、揚力・空力モーメントの寄与によるガスト応答も生じるため、これらによる部材応力の影響についても照査しておくことが必要と考えられた。このような認識のもとに、「要領（案）」ではガスト応答の3成分の重ね合わせによって応力照査を行うことを定め、この応力の評価基準として許容応力度を5%以上超える場合には断面を変更することとした。

5.4 自励振動に対する照査

明石海峡大橋については、ギャロッピングの恐れのあるような幅員／桁高比の小さい箱断面の採用される可能性が小さいため、照査すべき自励振動としてはねじれフラッター及び、連成フラッターを対象とした。これらのフラッターが発現すると急激に振幅が増大し、直ちに構造物の破壊に結びつくような振動性状を示す場合が多いこと、また、フラッター時の橋梁に発生する応力を推定することは容易でないこと、さらに、風荷重により決定された部材にはフラッターに対する応力度の余裕がないといった理由より、フラッター限界風速は、設計基準風速に風速変動にかかる補正係数 μ_f （ $=1.08$ ）及び、風洞試験の技術・設計施工の信頼性、構造物の社会的重要性等を考慮して定めた安全率1.2を乗じた風速より高くなくてはならないとした。その結果、明石海峡大橋の照査風速は桁について、 $60\text{m/sec} \times 1.2 \times 1.08 = 77.8 \Rightarrow 78\text{m/sec}$ としている。

「要領（案）」では、一様流中でのバネ支持模型風洞試験でフラッターの照査を行うとしているが、乱流の影響については必ずしも明らかではないため、最終的には自然風を相似した境界層乱流中での風洞試験を行い、設計案の耐風性を確認することが望ましい。

5.5 限定振動に対する照査

限定振動とは、振動の発生がある風速域に限られたり、

振動の振幅がある範囲に限定されるものを指し、渦励振とガスト応答がこれに該当する。実橋の応答推定は、ガスト応答についてはガスト応答計算法に準拠して予想される最大応答を推定することを基本とし、渦励振については風洞試験より推定することを基本とした。

渦励振及び、ガスト応答の安全性・使用性に関する評価方法については次に従うこととした。すなわち、疲労については設計風速以下で生じる可能性のあるたわみ及び、ねじれの渦励振の応答推定に対し、架橋地点付近での風向別頻度分布を用いて、その累積疲労度を検討するものとする。また、ガスト応答についても上記渦励振振動応答に重ね合わす形で累積疲労度の検討を行うものとした。なお、渦励振及び、ガスト応答を重ね合わせた応答によっても、応力的に降伏レベルに達しないという安全性の確認も合わせて行わなければならない。

6. 架設時の検討

構造物の架設各段階、特にケーブル架設前の独立塔及び、架設中のケーブル、補剛桁等は風による被害を受ける可能性がある。従って、施工各段階における静的並びに動的耐風安全性を風洞試験等の方法を用いて確認し、適当な対策を施す必要がある。架設時について耐風安全性を検討する際には完成時に対する設計、照査方法に従いながら次の点での違いを考慮しなければならない。

①対象構造要素の架設期間

②安全性

③構造物の静的、動的構造特性及び、空力特性の違い
架設時の検討に用いる基本風速は、非超過確率（ q ）、架設期間（ T ）を仮定することから再現期間（ R ）を式-（7）より求め、

$$q = (1 - 1/R)^T \quad (7)$$

これに、完成系の基本風速と、架設期間の再現期待風速（ U_R ）の比を式-（8）から求めることによって、架設時の基本風速を与えることとしている。

$$U_R/U_{100} = 0.505 - 0.099 \times \ln \{ \ln (R/R-1) \} \quad (8)$$

具体的には、架設期間を5年、非超過確率を0.8と仮定すれば、式-（7）より $R=22.9$ 年となる。これを、式-（8）に代入することによって $U_R/U_{100}=0.81$ が求まり、従って架設時の基本風速は、 $46\text{m/sec} \times 0.81 = 37\text{m/sec}$ となり、これを標準とすることとした。

7. あとがき

本設計要領は、更に詳細な検討を行い補足修正し、今後速やかに要領として確定する予定である。最後に、この要領作成にあたり積極的に取り組まれた土木学会本州四国連絡橋耐風設計小委員会委員各位に深くお礼申し上げます。

Design of Akashi-Kaikyo Bridge Tower Foundation.(First Report)

第一建設局設計課長 保田雅彦

Masahiko Yasuda

第三建設局建設課長 鈴木幹啓
(前)垂水工事事務所 第二工事長

Motohiro Suzuki

設 計 部 設計一課長代理 樋 口 康 三
(前) 垂水工事事務所 第三工事長

Kozo Higuchi

1. まえがき

明石海峡大橋下部工に関する調査としては、昭和42年度の土木学会の最終答申までの調査、現在の舞子－松帆ルートでの工事実施計画に基づいた支間割り 890+1,780+890m の調査、事業化決定後の支間割り 960+1,990+960m での調査に分けられる。

本橋は主として事業化決定以降現時点までの最終基礎位置での精査ボーリング、水理調査、掘削施工性調査などを踏まえた主塔基礎の調査設計について第一報としてとりまとめたものである。

2. 設計条件

2.1 基礎位置

ルート選定及び支間割りについては文献¹⁾に述べてあるので参照されたい。

橋梁の一般図を図-1に示す。

2.2 上部工からの条件

2.2.1 塔基部寸法

主塔の両シャフトの中心間隔は次のような照査をして $B_T = 46.5\text{m}$ とした。

①塔柱軸力が暴風などにより横荷重を受けた場合、負にならない事。

②完成後の塔にはアンカーボルトの締付けが可能でか

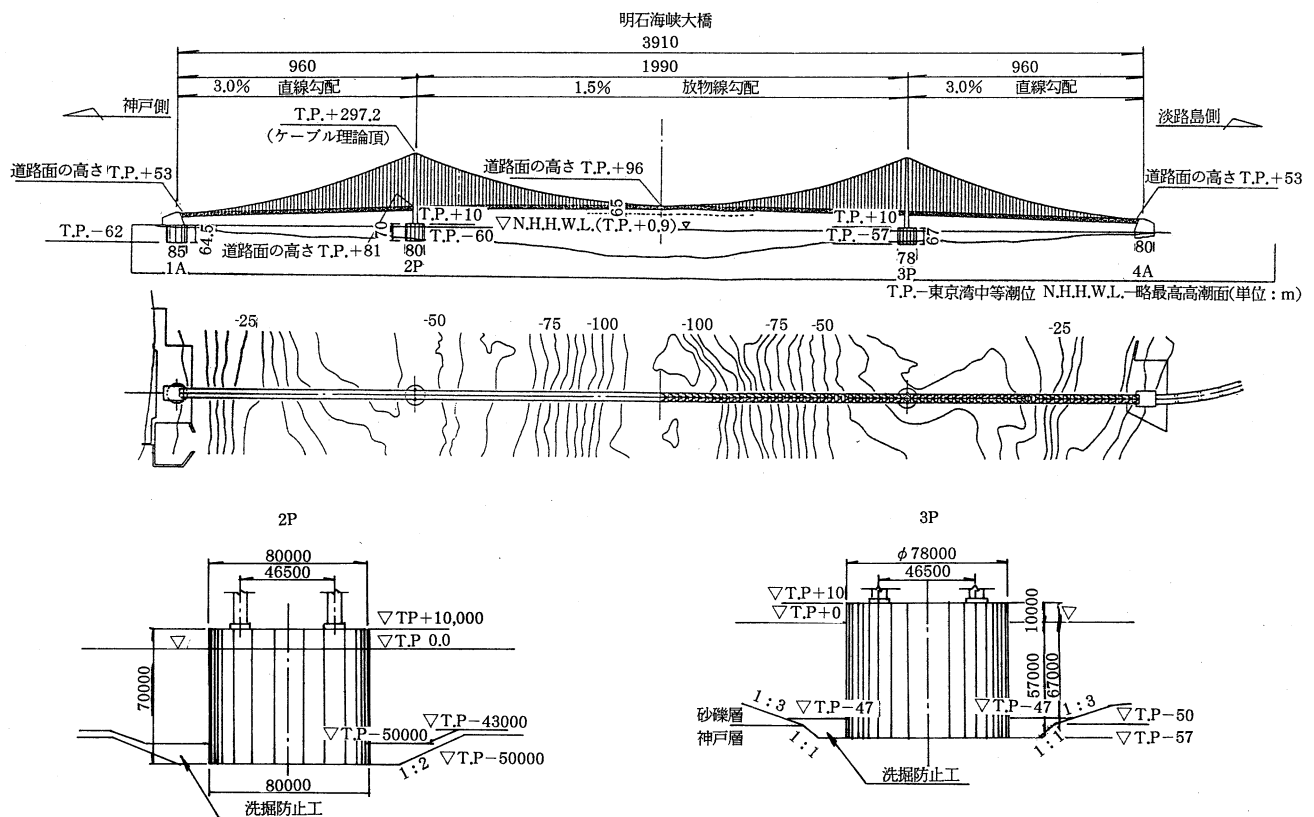
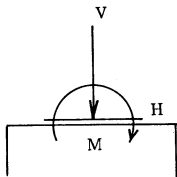
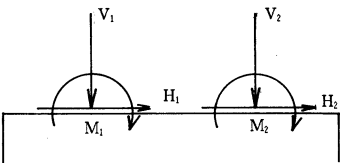


图-1 一般图

表-1 塔基部反力

載 荷 図			橋軸方向			橋軸直角方向					
											
Case	荷 重		V (tf)	H (tf)	M (tfm)	V ₁ (tf)	H ₁ (tf)	M ₁ (tfm)	V ₂ (tf)	H ₂ (tf)	M ₂ (tfm)
1	D+L+T	V-max	125000	-113	50500	62500	-4020	-9400	62500	4020	9400
2	D+L+T	δ-max	123000	-227	137000	61100	-5710	-28600	61100	5710	28600
3	D+W _{LL} +T	LL	118000	2270	266000	58600	-5060	-23000	58600	5060	23000
4	D+W _{LL} +T	TT	116000	-89	58300	9640	1170	18300	107000	11100	61300
5	D+L (EQ) +EQ (LL)	LL2P	123000	3550	351000	61200	-5620	-28300	61200	5620	28300
6	+T+SD+ E	LL3P	123000	3390	303000	61300	-5620	-28300	61300	5620	28300
7	D+L (EQ) +EQ (LL)	TT2P	120000	125	69200	39600	-3610	-14400	80300	7620	42200
8	+T+SD+E	TT3P	120000	125	69200	44800	-3200	-9350	75100	8040	47200
9	塔 独 立 時	LL	24000	2420	410000						

つ浮上り、滑動が生じない事。

③アンカーフレームからの引抜きに対し十分安全である事。

③に関しては、本橋が特にコンクリートへの根入れ長が大きい、引抜き耐力の算定のため模型実験⁶⁾を行って根入れ長、縁端距離を求めた。

2.2.2 上部工反力

塔からの反力を表-1に示す。

2.3 海 象

2.3.1 潮 流

最終的な基礎位置調査海域において昭和61年3月～63年3月にかけて磁気記録式流速計により観測した。これ

らの調査結果²⁾をもとに設計に用いる潮流速を表-2とした。

2.3.2 波 浪

S・M・B法による沖波有義波高を表-3に示す。

重複波を想定した設計波高は下式で得られる。

$$H_b = 1.8 H_{1/3}$$

2.3.3 潮 位

潮位条件を表-4に示す。

2.4 地形、地質、基礎設置面²⁾

明石海峡の海底地形は、海峡中央部に水深110mに達する幅400mの海釜状地形があり、基礎は海釜の両側に広がる水深-30～-50mの平坦地に位置する。

表-2 潮流条件

基 礎	荷重状態	方 向	潮流速 V (m/s)	潮流方向 θ (°)
2P	常時	東 流	3.5	120° ± 15°
		西 流	3.5	305° ± 15°
	地震時	東 流	2.0	120° ± 15°
		西 流	2.0	305° ± 15°
	暴風時	東 流	2.0	120° ± 15°
		西 流	2.0	305° ± 15°
3P	常時	東 流	4.0	115° ± 15°
		西 流	4.0	320° ± 15°
	地震時	東 流	2.5	115° ± 15°
		西 流	2.5	320° ± 15°
	暴風時	東 流	2.5	115° ± 15°
		西 流	2.5	320° ± 15°

表-3 波浪条件

基 礎	荷重状態	方 向	基本風速 V ₉₀ (m/s)	現地有義波高 H _{1/3} (m)	周 期 T _{1/3} (sec)	潮流方向 θ (°)
2P	常時	東流	20	2.2	5.2	135° ± 15°
		西流	20	2.4	5.4	265° ± 15°
	地震時	東流	10	1.0	3.7	135° ± 15°
		西流	10	1.0	3.8	265° ± 15°
	暴風時	東流	43	4.9	7.1	130° ± 15°
		西流	43	4.4	7.0	265° ± 15°
3P	常時	東流	20	2.2	5.2	115° ± 15°
		西流	20	1.9	4.7	290° ± 15°
	地震時	東流	10	1.0	3.7	115° ± 15°
		西流	10	0.9	3.4	290° ± 15°
	暴風時	東流	43	4.8	7.1	115° ± 15°
		西流	43	3.6	6.0	270° ± 15°

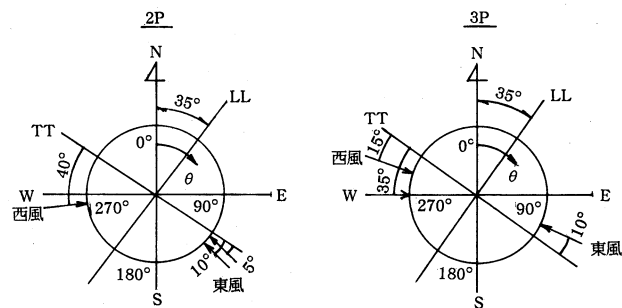
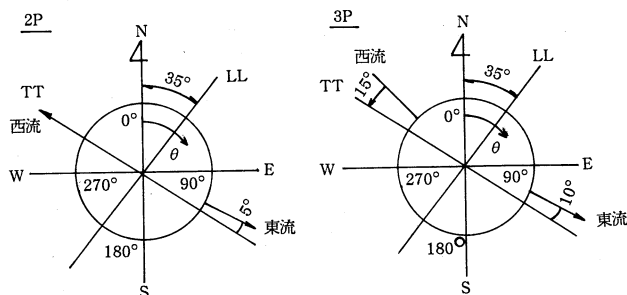


表-4 潮位条件

項	目	潮 位
略最高高潮面	N.H.H.W.L	TP+0.90m
朔望平均高潮位	H.W.L	TP+0.48m
平均潮位	M.S.L	TP+0.04m
朔望平均低潮位	L.W.L	TP-0.90m

2P地点は、図-2に示すように平均水深45mである。2P地点の地質は、上位から沖積層、上部洪積層、明石層、そしてTP-90mぐらいから出現する神戸層と続き、花崗岩はTP-260m付近に分布する。

沖積層および上部洪積層の層厚は薄い、明石層は、約45mの層厚を有する青灰色の砂礫層で、上層に比べて著しく密実だが、時に砂層を挟在する。神戸層は砂岩・泥岩の互層で層相変化が大きく、南側では撓曲により地層が傾斜している。

支持地盤となる明石層は最大礫径が200mm以下、9.5mm以上の礫を40%以上含み、軟質なクサリ礫を含む

が、全体に非常によく締まった砂礫層であり、深度方向の変化は少ない。

3P地点は、図-3に示すように平均水深36mで、上位から、沖積層、神戸層、および-90~-110mから出現する花崗岩より構成され、傾斜地盤となっている。

神戸層は、未固結の砂岩・泥岩の互層の軟岩であり、一般的に砂岩が卓越するが、最上部と下部は泥岩や凝灰質泥岩の卓越層となっている。地質的特徴から図-3のような対比柱状図に示す6分帯に区分される。地層全体は北西方向に10~15°程度傾斜している。最上部(K3p-1)の有機質泥岩は、風化の影響や葉理面に沿った剥離性に富んでいる。その下部の厚い白色砂岩層(K3p-2)は均質でよく締まっているが、粒子間のセメンテーションは弱い。

基礎の設置面としては、支持力の他に施工性を検討し2Pでは明石層、3Pでは神戸層を選定した。

従って、従来の吊橋基礎の支持地盤とは趣を異にしており、より慎重な調査検討が必要であった。

2.5 設計地盤定数

2.5.1 必要な地盤定数の種類

下部工の安定計算に用いる設計地盤定数は「明石海峡大橋耐震設計要領(案)昭和63年3月」および「明石海峡大橋下部構造安定計算要領(案)昭和63年3月」に示されている。

現位置試験のうちPS検層には漂遊型を用いた。

また室内試験に用いた明石層供試体は新しく開発された大型トリプルチューブサンプラーによる直径30cmの不撓乱試料である。(写真-1)

2.5.2 せん断定数

(1) 明石層の応力-ひずみ特性

図-4は、2P明石層のCU条件での三軸圧縮試験結果を示す。主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)と圧縮ひずみ ϵ (%)との関係を見ると、ひずみとともに応力は増加していき、最大強度 τ_f は限界状態の値に等しくなっていく、いわゆるひずみ硬化傾向がみられる。また、間隙水圧は拘束圧の大きさによって違うが、初期段階では、体積変化は圧縮方向に進み、間隙水圧は正の値を示し、ひずみの進展につれて膨張方向に進み、間隙水圧は減少していく傾向を示す。拘束圧が大きい場合には

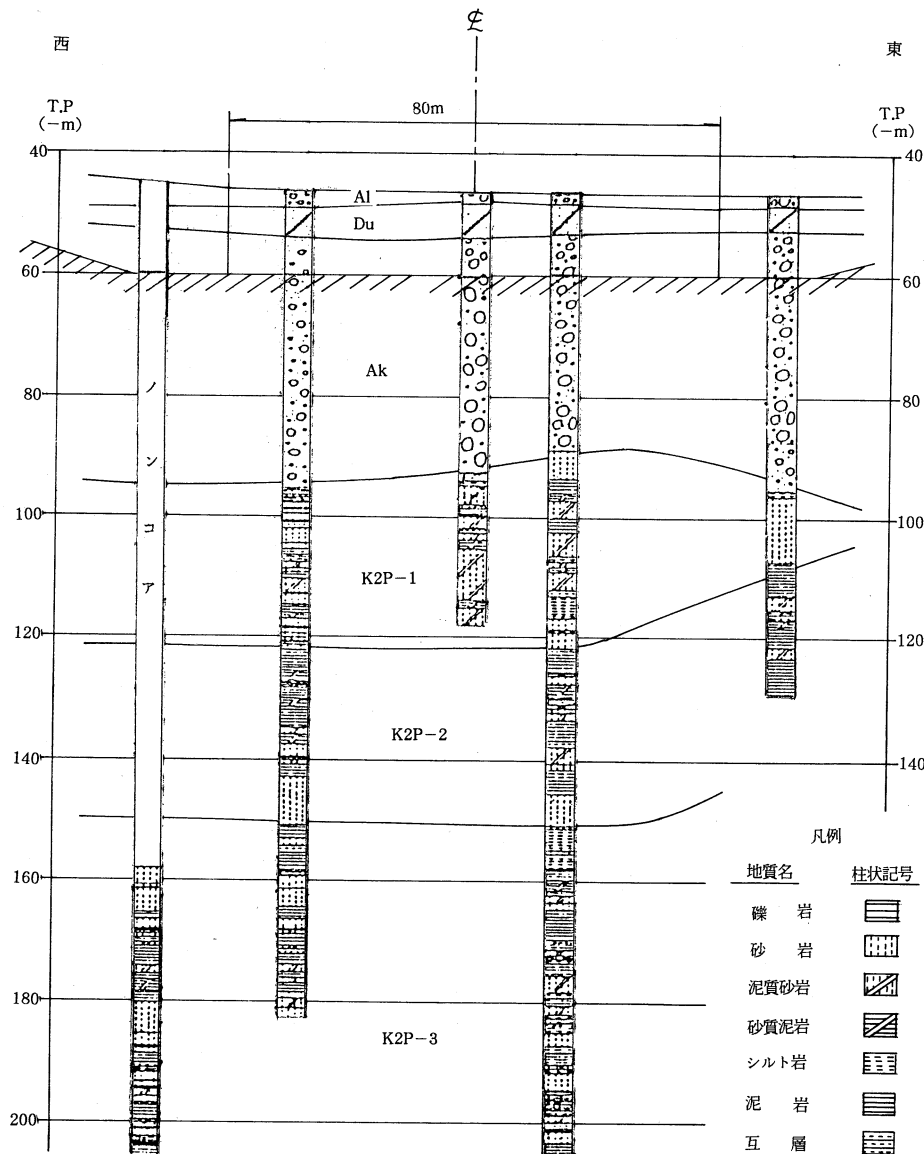


図-2 2P地点橋軸直角方向推定地質断面図

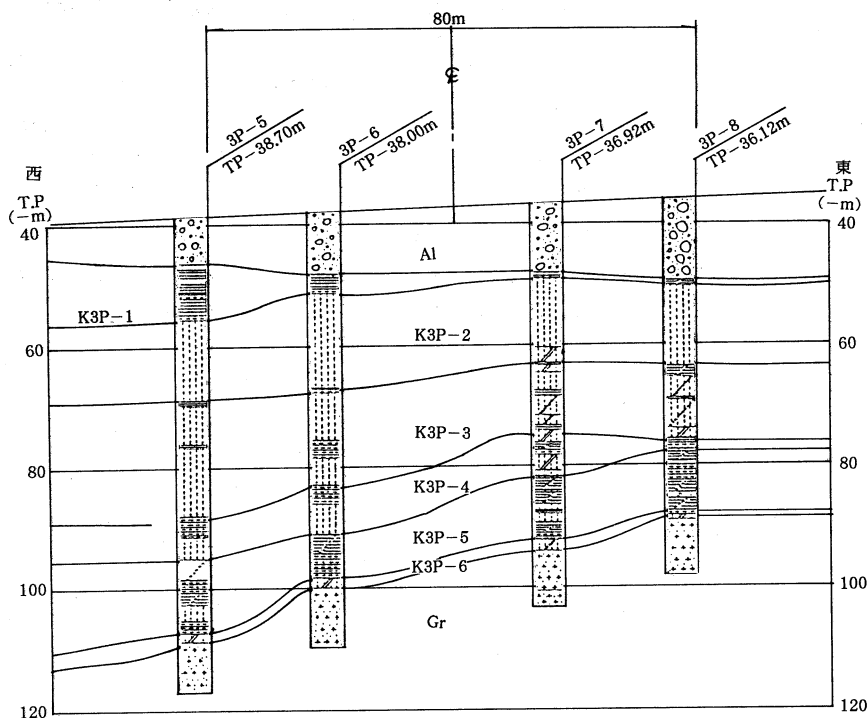


図-3 3P地点橋軸直角方向推定地質断面図



写真-1 明石層ボーリングNo.2P-5 59.00m

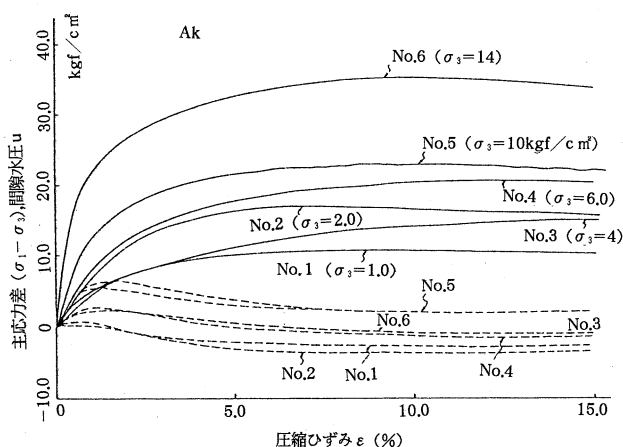


図-4 明石層の三軸圧縮試験結果例 (CU)

圧縮方向に残された形になる。

即ち、明石層の強度特性は間隙水圧に大きく影響される。

(2) 神戸層の応力-ひずみ特性

図-5は神戸層中粒砂岩のCU条件での三軸圧縮試験結果を示す。応力-ひずみ曲線を見ると、比較的小さいひずみで最大せん断強度 τ_f となり、それ以降ひずみとともに徐々にせん断応力 τ は減少して限界状態にいたる、いわゆるひずみ軟化傾向が明瞭にみられる。

次に間隙水圧-ひずみの関係を見てみると、せん断に伴って間隙水圧は増大するが、それらは、最大せん断強度に至る以前の段階で反転し、以降、間隙水圧は減少に転じ負圧となる。

自然含水比 w は10~15%、湿潤単位体積重量 γ は2.2~2.3g/m³の値を示す。

図-6は、泥岩のCU条件での試験結果を示すが、同じ神戸層でも泥岩の場合、条件によっては、応力-ひずみ関係、間隙水圧-ひずみ関係は砂岩とは異なった挙動を示す。

一方、同じ泥岩でも、側圧が大きくなると、ひずみ軟化傾向がみられることや、間隙水圧の傾向が砂岩的挙動を示したり、内部摩擦角が大きいことや、泥岩にも拘らず、自然含水比(11~19%)が低く、湿潤単位体積重量が2.1~2.3gf/m³と大きい値を示す。

一般的に、神戸層は砂岩、泥岩ともその強度特性は間隙水圧に大きく影響される。

(3) 結果の整理方法

明石層、神戸層とも常時の設計定数は、圧密排水条件(CD条件)下で得られる C_{cd} 、 ϕ_{cd} の値をもとに定め、地震時のそれは、圧密非排水条件(CD条件)下で得られる C_{cu} 、 ϕ_{cu} の値より定めることとした。

なお、 C_{cd} 、 ϕ_{cd} については、CU三軸圧縮試験結果から得られる有効応力表示強度定数 C_{cu}' 、 ϕ_{cu}' にほぼ等しいことから常時のせん断定数は C_{cu}' 、 ϕ_{cu}' をもとに定めることとした。また、地震時には地震による荷重増分によってせん断抵抗力の増分は期待しないという方針に従い、地震時のCU試験結果から得られる全応力表示の C_{cu} 、 ϕ_{cu} の整理法は、「土質試験法」に示されているように、平均主応力 $(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ を受ける正八面体の面をすべり面と考えて、モール円の直径の1/3点上の点の τ 値を、圧密応力 σ_3 の真上に持ってきて得られる点Pを連ねて、せん断強度定数 C_{cu}^* 、 ϕ_{cu}^* を求める方法によった。

明石層のCU試験による整理結果を図-7に示す。

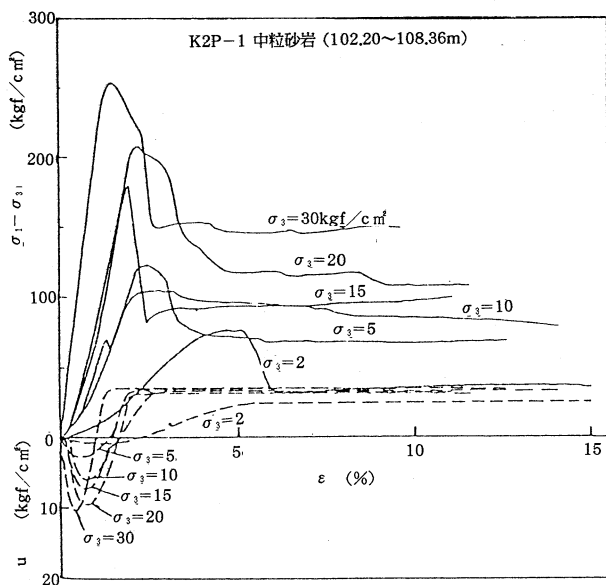


図-5 神戸層中粒砂岩の三軸圧縮試験結果の例 (CU条件)

また、CU試験による C' 、 ϕ' とCD試験による C_{cd} 、 ϕ_{cd} がほぼ等しいことから両方のデータを重ねて整理したものが図-8である。この図からもわかるように明石層の排水強度のばらつきは非常に少ない。

神戸層ではピーク強度といわゆる残留強度が得られるが、図-9にピーク強度と拘束圧の関係の一例を示す。

(4) 設計せん断定数

1) 明石層

2P明石層の三軸圧縮試験結果でわかるようにピーク強度と限界強度を示していると考えられることから、設計せん断定数を決めるに際しては、試験値のバラツキのみを考慮して定めればよいと考えられる。

また、地震時せん断定数は静的強度より求めているが、照査の意味から動的繰返し三軸試験を行った結果、限られた条件下ではあるが動的強度の方が大きいことを確認している。³⁾

2) 神戸層

2P、3P神戸層はひずみ軟化傾向がみられることから

ピーク強度と限界強度を求めたが、得られた限界強度は見掛けの強度と考えられ、力学的に意味のある強度はピーク強度だと思われる。このことから、ピーク強度の値をもとに図-10のような事項を考慮に入れて低減する考えをとるものとする。この際に、設計荷重範囲では強度は過圧密領域を示すことからこの範囲におけるCDとCUのせん断強度の関係も考慮に入れることとした。地震時せん断定数は静的強度より求めているが、照査の意味から動的繰返し三軸試験を行い、動的強度の方が大きいことを確認している。

2P、3P神戸層の設計せん断定数設定のながれを図-10に示す。⁴⁾

2.5.3 変形定数

基礎の変位の計算には弾性FEM計算、簡易クリープ計算、粘弾性FEM計算などが用いられ、それらに必要な変形係数やクリープ係数は以下の方法で設定した。

(1) 変形係数

海底の孔内水平載荷試験の E_{sb} をもとに工学的判断を加え E_s への換算を行った。

(2) クリープ係数

従来、明石層や神戸層の許容鉛直支持力度を180~200t/m²程度として検討が進められてきた。これは小型載荷試験での結果⁵⁾であり、過小評価していること、また、一般的に進行性クリープの生じる荷重は極限荷重に対して75%程度であるが、前述の安定計算要領では極限支持力は3以上の安全率を有しているため、ここでは進行性クリープは考慮しないものとし、ここでは通常のクリープ係数を扱うものとする。

クリープ係数は、孔内載荷試験、クリープ三軸試験および平板載荷試験等の結果をもとに、変位異方性、寸法効果および南北備讃瀬戸大橋7A動態観測結果などを考慮して技術的判断により定めるのが望ましいと考えられるが、情報の整備が未成のため、とりあえず、クリープ定数については、孔内載荷試験の値とクリープ三軸試験の結果より定めることとした。

一般的に、橋梁基礎では、躯体完成後の変位が問題に

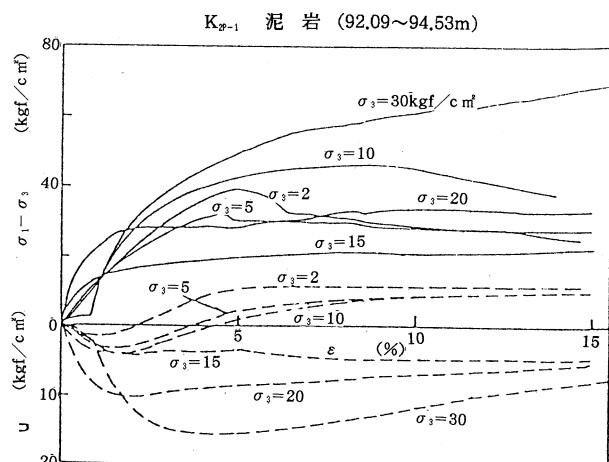
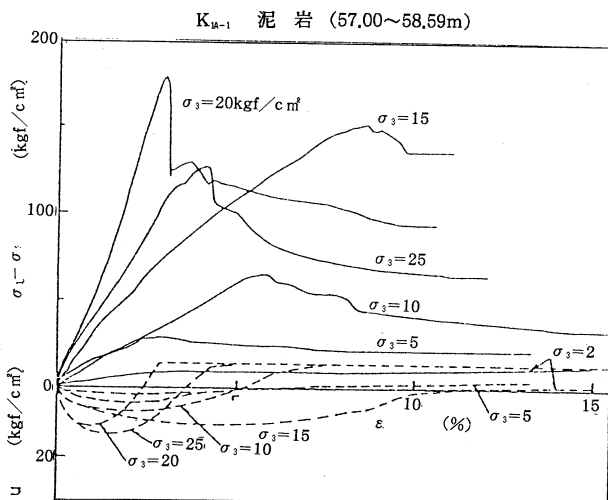


図-6 神戸層泥岩の三軸圧縮試験結果の例 (CU条件)

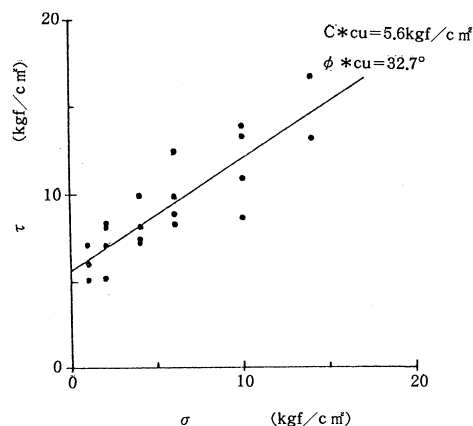
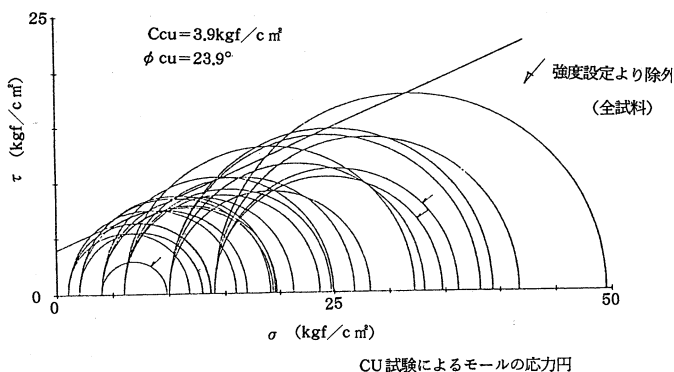


図-7 土質試験法による整理

なるが、この段階では、体積ひずみは終了しており、せん断ひずみ成分だけが残っているはずである。そこで、モデルは、せん断ひずみを表す3要素フォークトモデルで

$$\begin{aligned} \epsilon &= \frac{1}{2G*} + \frac{1}{2G_3} \{1 - \exp(-\frac{G_3}{\eta_3} t)\} \sigma \\ &= \frac{1}{2G*} [1 + \alpha \{1 - \exp(-\beta t)\}] \sigma \end{aligned}$$

定数を求めることにした。

せん断ひずみは

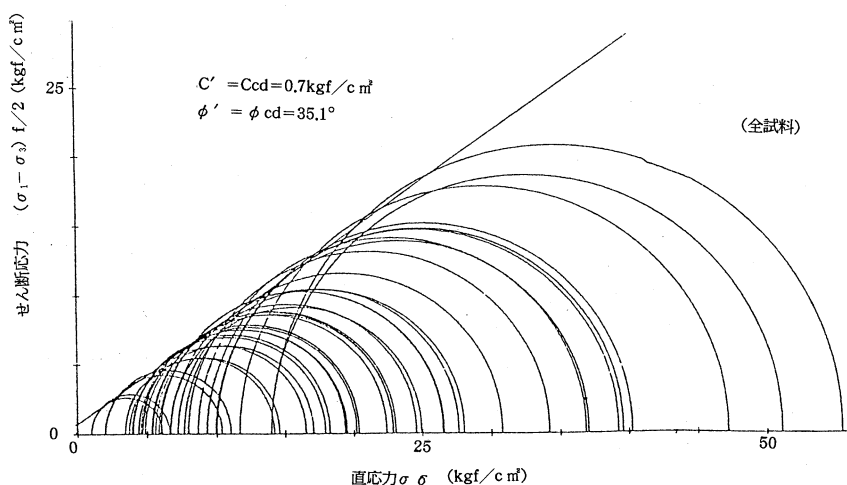


図-8 明石層CU (有効応力表示) およびCD試験によるモールの応力円

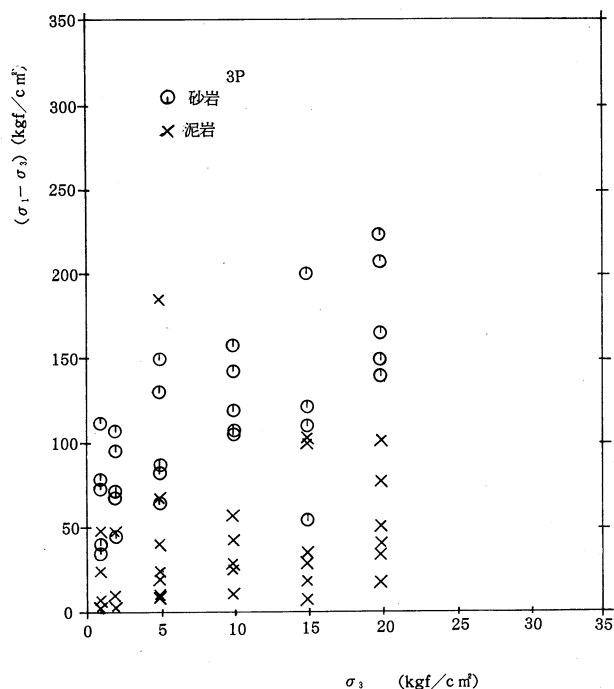


図-9 神戸層のピーク強度と拘束圧との関係

となる。ここで

G^* : 即時せん断変形係数

$$\log \frac{\dot{\epsilon}}{\sigma} = \log \frac{1}{2\mu_3} - \frac{G_3}{\eta_3} \log e \cdot t$$

$$\alpha = G^*/G_3, \beta = G_3/\eta_3$$

せん断ひずみ速度は、次式のように表される。

従って、ひずみ速度を縦軸に、時間を横軸にとった対数表示のひずみ速度と時間の関係図から、 η_3 、 G_3 が求められる。 G^* は、載荷重によって生ずる基礎岩盤の同時沈下を表す変形係数であり、別途に設定した分帯層の変形係数 E_s とポアソン比 ν_s より

$$G^* = \frac{E_s}{2(1-\nu_s)}$$

と設定した。

図-11は、 α と β を整理したものである。

α をみると、クリープ荷重比20%のときはバラツキが大きい、 $R=40, 60\%$ になるとバラツキも小さくまたほぼ同じ範囲に集まっている。拘束圧依存性はないようである。一方、 β は、岩種、拘束圧、クリープ荷重比に関係なくほぼ $(0.1 \sim 0.3) \times 10^{-4} / \text{min}$ 程度の値を示している。

クリープ定数は、常時の支持安全率が5以上あることを考慮し、クリープ荷重比 $R=20\%$ のときの値から求めること

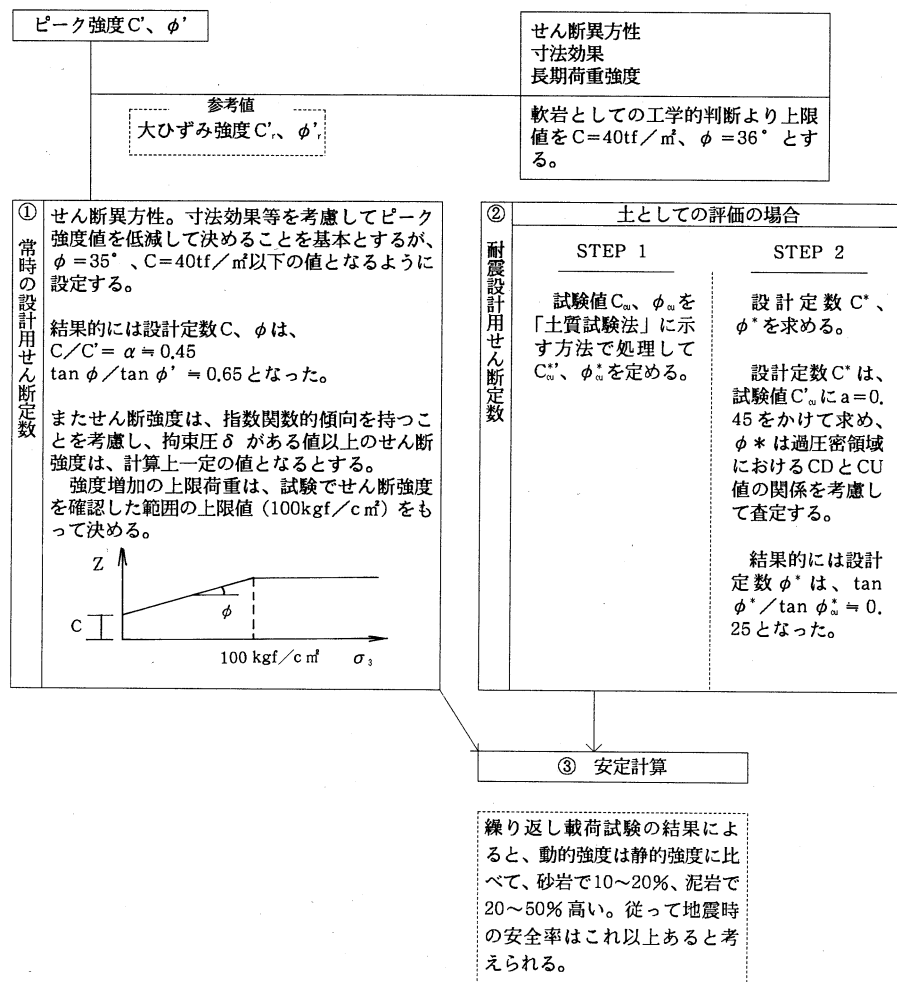


図-10 神戸層群の場合の設計せん断定数設定の流れ

とした。荷重比20%の値は、図に示すようにバラついている。そこで、 α に上限値を、 β に下限値を取った場合、すなわち、クリープ変形が大でクリープ収束時間が長くなる場合の値をとることとした。

2.5.4 設計地盤定数のまとめ

設計に用いた各地点、各地層ごとの設計地盤定数、基本地盤モデルを表-5、表-6に示す。

3. 基礎形式の選定

3.1 検討経緯

主塔基礎の建設地点における水深は2Pで約45m、3Pで35~40mである。

また支持地盤としては2Pは明石層、3Pは神戸層という比較的未固結な砂礫層または軟岩で基礎の支持面としては海面下55~70m程度となる。このように大水深、強潮流下での基礎形式および施工法として、支持枠併用オープンケーソン工法、ドームドケーソン工法、設置ケーソン工法、鋼管連壁ケーソン工法を検討した。支持枠併用オープンケーソン工法の場合には大がかりな2段階の設置作業があり、また、ドームドケーソン工法では洗掘および沈下管理に困難が予想された。

従って、これらの中から、

- ① ケーソンの掘削沈下を必要としないこと。

- ② 施工中および完成後に洗掘が生じにくい構造、工法であること。
- ③ 施工法が比較的単純でかつ安全、確実であること。

などを考慮し、鋼管連壁ケーソン工法と設置ケーソン工法の2案に絞って検討を進めた。両工法の設計施工上の相異点を表-7に示す。

これら両工法の問題点を解明するために室内水理実験、現地水理実験、掘削調査を含む以下のような事項について検討を加えた。

- ① 洗掘防止工と範工範囲。
- ② ケーソンセット面までの事前掘削の確実性、掘削機械、掘削面の安定性、水質汚濁等。
- ③ 大口径鋼管打込みの可能性。鋼管とケーソンの連結法。
- ④ 製作、出渠、沈設の一連の作業を考慮した場合のケーソンの施工可能寸法と安定計算から決まる寸法の関係。

3.2 洗掘調査

洗掘実験としては、現地および室内で長年にわたって種々実験を行い防止対策について検討を加えてきた。

昭和60年度以降は事前掘削のあるケーソン設置型の施工法を前提に室内および現地水理実験を行った。

3.2.1 室内実験

正弦的に潮流速を変化させる大型潮流水路にて1/100の縮尺模型で行った。実験内容としては

- ① 事前掘削からケーソン沈設までの掘削法面および底面の安定
- ② ケーソン沈設直後の初期洗掘
- ③ 完成後の長期安定性

の3つの段階に分けて実験を行い、各段階における安定可能な掘削形状、洗掘防止対策(捨石工の大きさ、施工範囲)を求めた。(写真-2)

3.2.2 現地実験

昭和62年6月から63年3月にかけて2P海域において、直径15m、高さ30mの円筒形の模擬ケーソンを現海底面および掘削海底面(TP-55m)に設置し、5ノット級の潮流にさらし、明石層の洗掘特性を把握するとともに初期洗掘防止対策としてのフィルターユニットの効果を確認した。

3.3 掘削調査

昭和60~62年度にかけて大型グラブ船を使用して、2P、

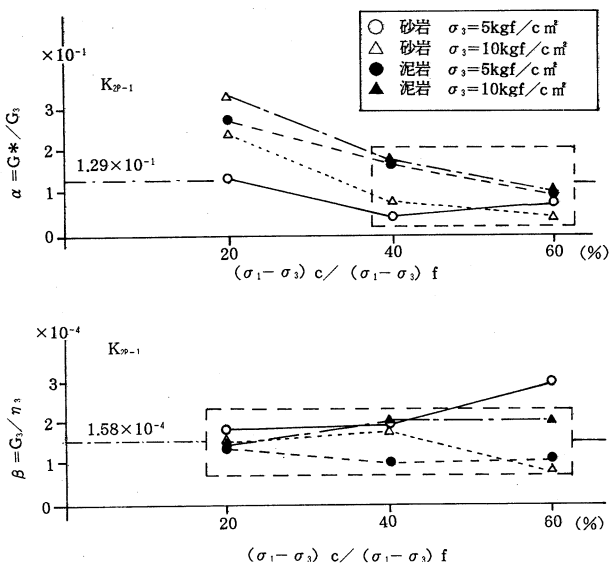


図-11 クリープ応力比とクリープ定数

3Pそれぞれ掘削調査を行った。

その結果、急潮流下における掘削法面の適正勾配、大型グラブ船の作業性、掘削速度、埋戻り量等の把握および掘削法面勾配の確認も行った。

3.4 基礎形式、基本施工法の選定

以上のような設計、施工調査の結果、以下のようなことがわかり、明石海峡大橋主塔基礎としては「設置ケーソン工法による直接基礎」を採用した。

- ①神戸層、明石層の支持層までの事前掘削は十分可能である。
- ②洗掘については室内実験および現地実験の結果により、ケーソンの周囲に捨石を施すことによって防止できる。
- ③新しい地質調査データをもとに、上部工からの必要寸法や施工性等を考慮して設計を行った結果、鋼管連壁ケーソン工法（根入れのある基礎）と設置ケー

表-5 2P地点基本地盤モデルφ cd

地層		標高	物理特性					強度特性				変形特性										
名称	分帯	層厚 (TP-m)	γ_{sat} ($\frac{tf}{m^3}$)	γ' ($\frac{tf}{m^3}$)	V_s ($\frac{m}{s}$)	V_p ($\frac{m}{s}$)	V_b ($\frac{m}{s}$)	常時		地震時・暴風時 船舶衝突時		常時				暴風時 船舶衝突時						
								C'_α ($\frac{tf}{m^2}$)	ϕ'_α ($^\circ$)	C^*_α ($\frac{tf}{m^2}$)	ϕ^*_α ($^\circ$)	変形定数		クリープ定数		変形定数						
												E_s ($\frac{tf}{m^2}$)	ν_s	G^* ($\frac{tf}{m^2}$)	G^*/G_s		G_s/η_s ($1/min$)	E_b ($\frac{tf}{m^2}$)	ν_b			
TP +50m 2P ±0 Ak 100 K_{2P-1} K_{2P-2} 200 K_{2P-3} K_{2P-4} Gr 300	沖積層上部洪積層	A ℓ ~ D u	46	7	1.96	0.96	360	1,700	0.48	-	-	-	-	8,400	0.38	-	-	-	16,800	0.38		
	明石層	AK	53	39	2.15	1.15	450	1,800	0.47	5	35	50	30	46,000	0.33	4,500	0.08	-	-	-	92,000	0.33
	神戸層	K $_{2P-1}$	92	28	2.27	1.27	720	2,200	0.44	25	30	130	20	79,000	0.39	21,900	0.13	$\frac{1.95}{\times 10^{-4}}$	150,000	0.39		
		K $_{2P-2}$	120	30	2.24	1.24	710	2,200	0.44	35	25	100	20	83,000	0.33	20,700	0.21	$\frac{0.16}{\times 10^{-4}}$	166,000	0.33		
		K $_{2P-3}$	150	62	2.28	1.28	880	2,400	0.43	40	30	220	15	86,000	0.32	27,300	0.10	$\frac{0.08}{\times 10^{-4}}$	172,000	0.32		
		K $_{2P-4}$	212	46	2.35	1.35	1,100	3,200	0.43	40	30	305	30	90,000	0.36	33,100	0.10	$\frac{0.31}{\times 10^{-4}}$	180,000	0.36		
	風化花崗岩	G $_{r'}$	258	10	2.35	1.35	1,200	4,000	0.45	10	37	$C'_\alpha=10$	$\phi'_\alpha=37$	90,000	0.41	31,900	0.5	$\frac{5.3}{\times 10^{-10}}$	180,000	0.41		
	花崗岩	G $_r$	268	-	2.60	1.60	2,000	4,500	0.38	50	40	$C'_\alpha=50$	$\phi'_\alpha=40$	100,000	0.25	64,000	0.5	$\frac{4.9}{\times 10^{-12}}$	200,000	0.25		

表-6 3P地点基本地盤モデル

地層		標高	物理特性					強度特性				変形特性								
名称	分帯	層厚 (TP-m)	層厚 (m)	γ_{sat} ($\frac{tf}{m^3}$)	γ' ($\frac{tf}{m^3}$)	V_s ($\frac{m}{s}$)	V_p ($\frac{m}{s}$)	ν_ϕ	常時		地震時・暴風時 船舶衝突時		常時				暴風時 船舶衝突時			
									C'_α ($\frac{tf}{m^2}$)	ϕ'_α ($^\circ$)	C^*_α ($\frac{tf}{m^2}$)	ϕ^*_α ($^\circ$)	変形定数		クリープ定数		変形定数			
													E_s ($\frac{tf}{m^2}$)	ν_s	G^* ($\frac{tf}{m^2}$)	G^*/G_s		G_s/η_s ($1/min$)	E_ϕ ($\frac{tf}{m^2}$)	ν_ϕ
神戸層	沖積層 A ℓ	38	10	1.96	0.96	180	1,300	0.49	-	-	-	-	8,400	0.38	-	-	0.18× 10 ⁻⁴	16,800	0.38	
	K ϕ -1	48	4	2.28	1.28	380	2,000	0.48	15	30	60	20	44,000	0.45	4,100	0.35		-	88,000	0.45
	K ϕ -2	52	14	2.27	1.27	470	2,100	0.47	20	35	130	25	59,000	0.36	9,800	0.06		-	118,000	0.36
	K ϕ -3	66	14	2.34	1.34	560	2,300	0.47	10	35	85	30	63,000	0.32	11,300	0.11		-	126,000	0.35
	K ϕ -4	80	6	2.34	1.34	590	2,500	0.47	15	35	95	30	68,000	0.36	13,800	0.08		-	136,000	0.36
	K ϕ -5	86	12	2.20	1.20	450	2,100	0.48	5	25	35	15	44,000	0.45	4,600	0.35		-	88,000	0.45
	K ϕ -6	98	1	2.36	1.36	730	2,600	0.46	15	35	95	30	64,000	0.35	12,600	0.08	-	128,000	0.35	
	風化花崗岩 G ϕ '	99	36	2.35	1.35	860	2,900	0.45	10	37	$C'_\alpha=10$	$\phi'_\alpha=37$	90,000	0.41	30,100	0.5	5.3×10^{-10}	180,000	0.41	
	花崗岩 G ϕ	135	-	2.60	1.60	2,000	4,500	0.38	50	40	$C'_\alpha=50$	$\phi'_\alpha=40$	100,000	0.25	64,000	0.5	4.9×10^{-12}	200,000	0.25	

表-7 設計施工上の相違点

	鋼管連壁ケーソン工法	設置ケーソン工法
概念図		
一般	●支持地盤までの掘削の一部をケーソン設置後に行うため、函内掘削の工程が全体工程に影響する。 ●現場での工種が多い	○ケーソン設置後の底面掘削がないため、ケーソン政策、曳航の工程と底面掘削が施工上併行できる。 ○工種が少ない。
施	グラブ掘削 ○支持地盤までの掘削は、ケーソン設置後（函内掘削）に行うためグラブ船による掘削は、ケーソンを正確に設置するに必要な掘削でよい。 ●後の工程で鋼管を建込むため設置ケーソン工法以上に、ケーソンの鉛直度が要求される。	●支持地盤までの掘削をすべてグラブ船で行うため、その掘削はケーソンを正確に設置するだけではなく、支持地盤としての十分な品質を要求される。 ●支持地盤までグラブ船で確実に掘削できなければならない。
工	ケーソンの曳航・係留・沈設 ●鋼管との取合のため重量が大きくなると共に、浮体としての有効断面が減少するため吃水が深くなり、浮体としての安定が悪くなる。	○吃水を浅くできる。
	土留杭の施工 函内掘削 ●土留杭の施工機械、施工性の確認が必要 ●函内掘削の施工機械施工性の確認が必要 ●杭間の土砂の破壊についての検討が必要。	○該当工種なし。
	コンクリート打設	●コンクリートの漏洩防止が必要。
設	安定計算 ○根入れ部の側面抵抗および逸散減衰が期待できるため、寸法を小さくできる。	●根入れがないため鋼管連壁と比較して寸法が大きくなる。
計	洗掘 ○根入れがあるためケーソンセット面以下の洗掘も許容される。	○根入れがないため洗掘は許容されない。
	土留杭 ●土留杭の支持力およびケーソンとの継手構造に不安が残る。	

ソン工法（根入れのない基礎）では設計寸法に大差が無いことが判明した。

④設置ケーソン工法の場合には工種が単純であり、現有の設備でも施工可能であり、かつ経験のある工法である。

4. 基礎形状寸法の検討

4.1 形状寸法

主塔基礎の平面寸法のうち橋軸直角方向の寸法は主塔基部を収納する寸法、橋軸方向寸法は必要な安定寸法を基本に検討した。その結果、2P、3Pともに橋軸方向と直角方向の必要寸法は殆ど同程度である事がわかった。また、平面形状については、強潮流下において鋼ケーソンの曳航、係留、沈設時の安定性がよいこと、方向性が無いため沈設作業が容易であること（例えば小判形の場合、潮流の作用方向によっては回転モーメントが非常に大きくなる。）、さらには完成後および施工中に時々刻々変化する潮流の流向、流速や波浪に対する影響が少ないことなどから、2Pは直径80m、3Pは直径78mの円形とした。

但し、気中コンクリートの施工範囲については図-12のように施工範囲を狭める事も検討したが、鋼ケーソン

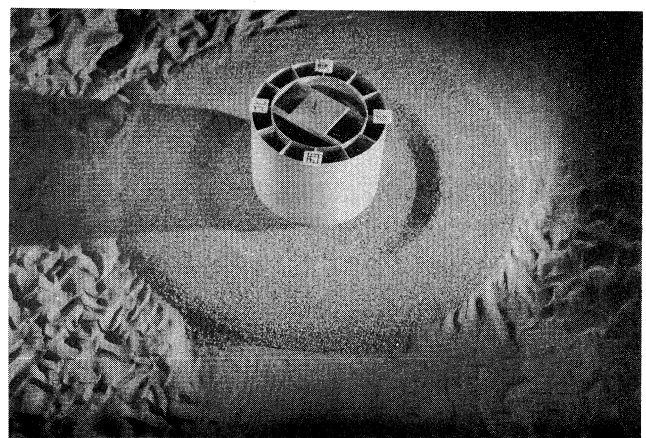


写真-2

の内側スキンプレートによって隔てられた内外かくのコンクリートの一体性に疑問が残ることから除外した。

基礎の天端高さは、現地最高波高や船舶衝突を考慮しTP+10mとした。

4.2 安定計算結果

耐震設計および安定計算の方針については文献⁷⁾に詳述されている。ここでは寸法決定の要因の一つとなった

表-8 安定計算結果(地震時橋軸直角方向)

			2P		3P	
			FEM	CFM	FEM	CFM
一次固有周期 T_1 (sec)			-	1.015	-	0.647
一次減衰定数 h_1 (%)			-	6.1	-	7.8
重心水平加速度 A_{max} (gal)			151	153	224	217
底面諸力	鉛直力 (- K_{0v} N_g) (tf)		603,259	602,725	543,395	545,288
	モーメント M_g (tf・m)		7,537,386	7,935,009	9,620,121	10,149,459
	水平力 H_g (tf)		151,869	147,566	211,285	193,229
底面諸量	偏心量 e (m)		12.5	13.2	17.7	18.6
	荷重傾斜角 θ (°)		14.1	13.8	21.2	19.5
	有効荷重強度 P (tf/㎡)		189.3	195.7	244.3	260.1
	最大地盤反力度 q_{max} (tf/㎡)		272.6	281.8	357.0	381.0
						基準値
支持	支持安全率 F_s		2.99	2.91	2.34	2.38
	(時刻歴) F_{smin}		-	-	-	-
滑動	滑動安全率 F_s		3.88	3.90	3.09	3.20
	(時刻歴) F_{smin}		-	-	-	-
転動	残留すべり量 δE (cm)		-	-	-	-
						$\delta E \leq \delta P *$
転倒	偏心率 d		0.344	0.355	0.273	0.262
	(時刻歴) d_{min}		-	-	-	-
倒	重心水平速度 V (cm/s)		-	-	-	-
						$V \leq V_0 *$

*: 文献7) 参照

5. あとがき

明石海峡大橋主塔基礎の調査設計についてはまだ述べ足りない事項も多い。今回は調査およびそれらを踏まえた基礎形式、施工法の選定ならびに形状寸法の決定までに留めた。基礎の内部構造等については別の機会に譲りたい。

なお、本橋の設計に関しては永年にわたり、非常に多くの方々が参画され、筆舌に尽くせぬ御指導、御鞭撻、御協力を賜った。ここに深く感謝致します。

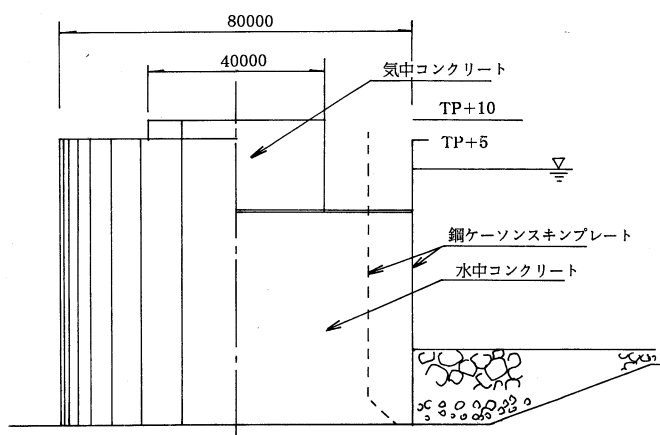


図-12

橋軸直角方向地震時の安定計算結果のみを表-8に記す。

但し、2Pについては砂礫層である明石層上の基礎という事を考慮し、洗掘に対する余裕を見込んで直径を2m大きくした。

参考文献

- 1) 保田、岡野; 明石海峡大橋の計画、橋梁と基礎、1988、8月号
- 2) 明石海峡大橋地質調査報告書(昭和62年6月)
- 3) 保田、山田、山下、龍岡; “大型不攪乱砂礫試料の非排水繰返し三軸試験による変形・強度特性” 土質工学会、土の非排水繰返し試験一室内試験、原位置試験および試験結果の利用に関するシンポジウム論文集
- 4) 本州四国連絡橋公団の耐震・基礎に関する調査研究報告書、昭和63年3月、土木学会
- 5) 本州四国連絡橋公団; 明石層現位置載荷試験(その1) 報告書 1974年5月
- 6) 本州四国連絡橋公団第一建設局; 明石海峡大橋塔基部アンカー構造の実験検討(その1)(その2) 昭和62年3月、63年3月
- 7) 河口; 明石海峡大橋の耐震設計、本四技報'89.1

明石海峡大橋補剛桁の耐風性（中間報告）

Wind Resistant Characteristics in Akashi Kaikyo Bridge

第一建設局 設計課長 保田 雅彦

Masahiko Yasuda

第二管理局 計画課長代理
(前) 第一建設局 設計課長代理

平原 伸幸

Nobuyuki Hirahara

1. まえがき

明石海峡大橋（以下、「本橋」という）については、当初、橋長3,560m（中央支間長1,780m）の3径間2ヒンジ吊橋による道路鉄道併用橋として計画されていた。しかしながら、その後の橋梁計画の見直しに伴い、橋長3,910m（中央支間長1,990m）の道路単独橋として、事業化がなされており、完成後は英国のハンバー橋（中央支間長1,410m）を凌ぐ世界最大の吊橋となる。このように、本橋は従来にない規模の超長大吊橋であり、その耐風設計は他の吊橋に比べて極めて重要となる。

道路単独橋としての本橋の耐風性についての検討は昭和57年度より開始され、トラス桁・箱桁両案についてより合理的な断面追究がなされてきた。ここで、耐風設計における無次元風速（ V/fB ）により、同一水準で各橋の耐風設計上の要求基準を比較することができる。（ただし、 V ：風速、 f ：振動数、 B ：代表長）図-1は各橋のフラッター限界風速を無次元風速により比較したものである。この図より因島大橋、大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋等、従来の中央支間長1,000m級の吊橋においては無次元風速値が6～8前後の値を示しているが、中央支間長2,000m級の本橋ではその値が16強となり、耐風設計における要求基準の高さを示している。

2. 検討経緯

道路単独橋への変更という橋梁計画の見直しにあたって、既往の最大橋に関する資料・文献の調査、モデル吊橋による構造諸元・応力変形特性・振動特性に対する中央支間長の影響の試算、中央支間長2,000m級吊橋のトラス桁・箱桁の耐風性を考慮した構造諸特性の検討、新構造形式の試算などを経て2,000m級の吊橋の構造特性は在来規模の吊橋に比べて極端な変化を示さないことが確認され、現在の設計思想の延長線上で設計可能であるとの結論を得た。

また、その後の検討において、トラス桁については現行基準の耐風性を満足する断面が得られ、さらにその耐風性の向上を図るため検討が進められている。

一方、箱桁についてはセバーン橋などにみられる単断面の偏平箱桁案では経済的に耐フラッター性能を向上さ

せることは困難であることが判明し、箱桁の空力特性の改善および新形式案の検討を行った。

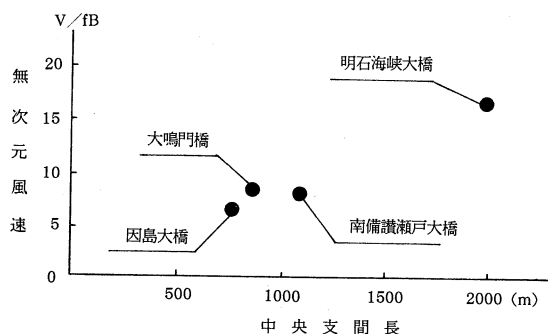
2.1 箱桁案に対する検討

本橋に箱桁を採用した場合、偏平単断面箱桁として在来の設計法に従う限り曲げねじれフラッターの発生風速は50～60m/secと低く、現行の耐風設計基準を満足しないことが昭和59年度までの検討で判明した。

そこで、設計法に対する斬新な考えの導入およびトラス桁案における鋼重を基準に、その値を上回らない範囲で耐風安定化を図れる可能性のある断面として次の3案を選定した。

- ①箱桁の中央部に風抜き穴を設ける形で2つの箱桁を並べる二箱桁
- ②トラス構造を被覆して箱桁状とした有孔偏平桁のトラス・箱複合桁
- ③橋軸方向に二種類の断面を配置した変断面箱桁（二種類箱桁）

これら3形式の比較を図-2、図-3に示す。そして、この3形式についてさらに構造検討および耐風性の検証を昭和60・61年度にかけて実施し、最終案の絞り込みを行った。その結果、二箱桁案において耐フラッター性を



	因島大橋	大鳴門大橋	南備讃瀬戸大橋	明石海峡大橋
主径間長 ℓ (ケーブル支間)	770m	876m	1,100m	1,990m
フラッター限界風速 V_{cr}	65.9m/sec	87.6m/sec	79.5m/sec	78.0m/sec
移動数 [ねじれ θ たわみ ζ]	0.374 0.178	0.308 0.155	0.324 0.162	0.135 0.064
代表長 B (主構幅)	26.0m	34.0m	30.0m	35.5m
無次元風速 $V_{cr}/f\theta \cdot B$	6.8	8.4	8.2	16.3

図-1 耐風設計上の要求基準比較

形 式	2 箱 桁	トラス・箱複合桁	変断面箱桁（二種箱桁）
桁断面形状	対称断面（H=6m） 非対称断面（H=7m）		
（二箱桁を基準）構造特性	○ 特になし。	○ 閉塞板の位置・寸法を比較的容易に選択できる。	○ 塔付部に死荷重の大きい桁を配置しているため、ケーブルの必要断面積は、桁死荷重が同じ、均一な死荷重分布を持つ桁に比べて小さい。 ○ 塔付部に剛性の大きい桁を配置しているため、桁死荷重が同じ、均一な剛性を持つ桁に比べ、大きいねじれ振動数を得ることができる。
（同上）空力特性	○ 開口部の幅を十分に広く（例えば桁高程度）とれば、Selberg式の値に比べ、1～2割のフラッター限界風速の向上が得られる。 ○ 鉛直のスタビライザあるいはスポイラなどを開口部に取り付けることにより、さらにフラッター特性を向上させることも可能である。	○ 空けき部を大きくとることにより、Selberg式の値と比べ、非常に高いフラッター限界風速を得ることができる。 ○	○ ストリップ理論による検討結果では、全体系としてのフラッター特性は、種々の断面（Bluff断面、Flat断面）のフラッター特性を上回る。

図-2 箱桁案の比較

満足させる断面を得るためには、相当な鋼重増が必要であることが判明した。また、トラス・箱複合桁案においては渦励振が比較的低風速で発生し、その渦励振を抑制すると耐フラッター性が低下するという問題点があることが判明した。一方、変断面箱桁については桁高の高い断面（Bluff：B断面）と桁高の低い断面（Flat：F断面）の各々に対する耐風安定性の検討より、良好な耐フラッター性を示す可能性が示された。

すなわち、桁高約8mのB断面をねじれ剛性確保のため両主塔近傍の中央支間長の約60%の範囲に配置し、流線形断面の桁高約5mのF断面を支間中央部の残り約40%に配置する案を基本とした。この基本案の桁配置および桁断面を図-4に示す。昭和62・63年度で実施された二種箱桁の基本案に対する各種風洞試験のうち、部分模型試験（バネ支持模型試験）では耐風設計基準を満足させ得る結果は得られていない。しかしながら、全体模型試験結果からはフラッター発振風速は迎角 $\alpha=0^\circ$ の一樣流において所要値を若干上回り、乱流中であれば余裕をもって所要値を上回るものと判断される。

2.2 トラス桁案に対する検討

トラス桁に関しては、まず、昭和59年度までの検討で中央支間長1,780m案を基本として、2,000mへのスパ

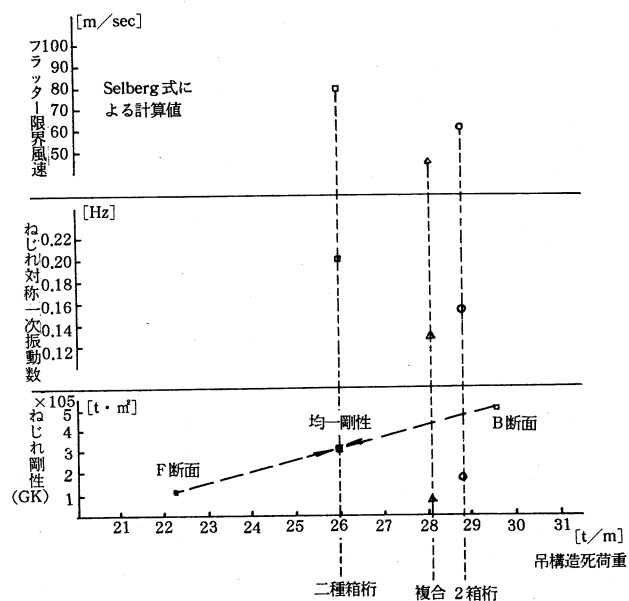


図-3 箱桁設計案の耐風性比較

ンの拡大、桁高の低減、主構幅の縮小、および車線間グレーチングの撤去の可能性について検討を行った。その結果、道路単独橋トラス桁案としては、

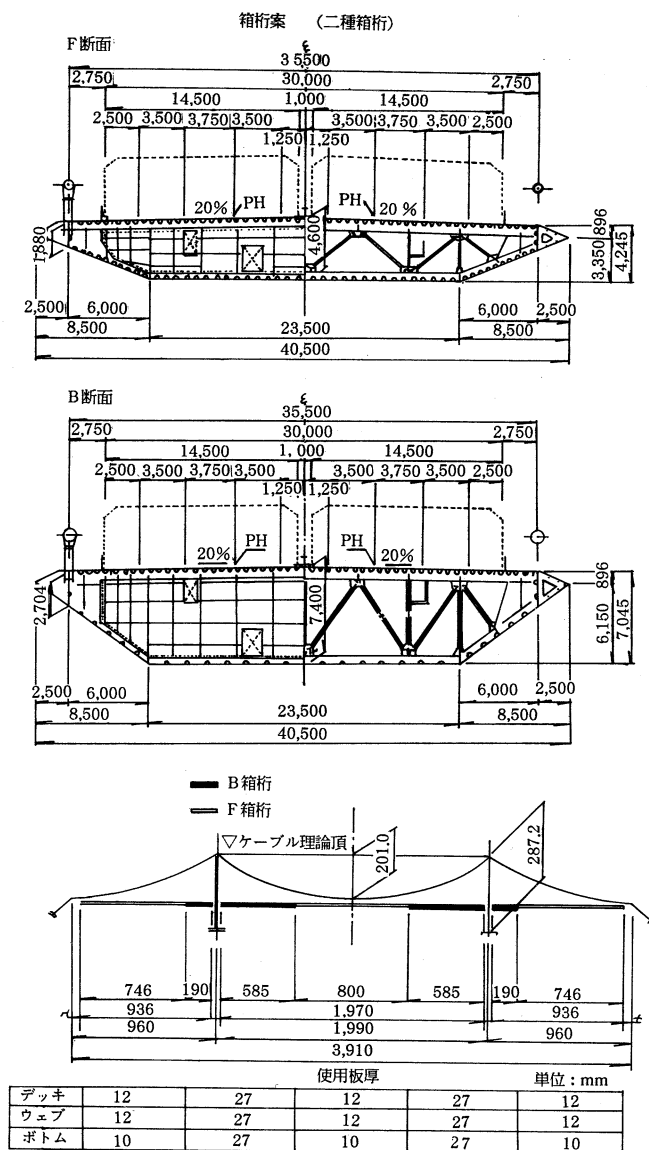


図-4 二種箱桁基準案

- ①中央支間長1,780m案では、桁高 (H) 14mの場合、公共添架物があっても耐フラッター性は良好であるが、車線間グレーチングを閉塞すると不良。
- ②中央支間長2,000m案では、車間線グレーチングのある場合、H=14m (OT-5*)、H=12m (OT-6*) は良好。しかし、H=8m (OT-7*) は不良。(図-5)
- ③車線間グレーチングのない場合、H=14m (OT'-5*) は良好。しかしH=12m (OT'-6*) は不良。(図-5) という結果が得られ、また、耐フラッター性が不良と判断されたものでも、対策を施せば基準を満足する断面もあるという結果を得ている。

これを受けて昭和60、61両年度は、中央支間長2,000m案において、主構幅35.5m、桁高14m、車線間グレーチングを撤去した設計 (OT'-5*) を総合的に検討することとし、一層の耐風安定性の確保を目的として、以下の検討を行った。

①耐フラッター性の検討

②風荷重の載荷に関する検討

③風荷重による限界状態の検討

これらの検討により、OT'-5* の基本案は、耐風設計基準で求めている耐風性を十分保持しているものと考えられた。なお、これら一連の本橋の耐風性問題に関する調査研究結果は、近年の風工学の分野における最新成果をも取り入れた形で「明石海峡大橋耐風設計要領 (案)・同解説」(以下、「耐風設計要領」という) として整理されている。

また、これらの耐風設計と並行して昭和61・62年度で実施された、計画設計レベルの構造設計においてはケーブル材料の高強度化の反映により、主ケーブル本数は従来の2本/片側から1本/片側で設計可能との判断がなされ、同時に補剛桁構造の見直しによりOT'-5* で採用されていた小組トラス形式から大組トラス形式へと変更した。(表-1) この変更に伴い、昭和62・63年度において、この最新断面に対する一連の風洞試験を実施し、耐風設計基準を満足させ得る断面であることを確認した。

2.3 補剛桁形式の選定

以上の箱桁案・トラス桁案に対する各種の検討を踏まえての総合的な評価として、耐風設計上からは箱桁案・トラス桁案のいずれも致命的な欠点は見出せないものの、本橋の場合、箱桁案では耐風安定性の確保のためにトラス桁案より鋼重が増加する傾向にあること、経済性が同等という観点で比較した場合、トラス形式の方が安定化のための自由度が大きいこと、また、架設時の耐風対策のとりやすいこと、施工法のについても海面使用を最小限にできることなどが判明した。したがって、本橋の補剛桁形式としてはトラス桁案を採用するものとし、今後さらにその耐風性の向上を図ることとした。

次節以降に昭和62・63年度に実施された計画設計断面に対する一連の風洞試験結果について詳述していくこととする。

3. 計画設計断面 (トラス桁) に対する検討

3.1 主構造の検討

ケーブル許容応力 $\sigma_{ta} = 72 \text{ kg/mm}^2$ の場合のダブルケーブル案による主構幅38.5mでの検討と、ケーブル許容応力 $\sigma_{ta} = 82 \text{ kg/mm}^2$ の場合のシングルケーブル案による主構幅37.0m、35.5m、34.0mの三案について風洞試験を実施した。その結果を図-6に示す。この結果より、路面幅員と主構幅の関係が耐風性に大きな影響を持つこと、本橋ではシングルケーブル案では主構幅は35.5mの場合が最も耐風性の良いことがわかる。したがって、補剛桁断面は主構高14.0m、主構幅35.5mとし、主横トラスは部材数が少なく維持管理の容易な大組トラスとした案を対象に今後の検討を進めていくこととした。

3.2 基本断面 (公共添架物無搭載) での検討

公共添架物の搭載されていない断面 (以下、「基本断面」という) について、表-2に示すような各種試験を行っ

風 洞 実 験 結 果

形 式	ト					
-----	---	--	--	--	--	--

実 橋 条 件

記 号			OT-5*	OT-6*	OT-7*	OT'-5*	OT'-6*
支 間 割 (m)			1,000+2,000+1,000			950+2,000+950	
サ グ 比			1/9.5			1/8.5	
ケ ー ブ ル 中 心 間 隔 (m)			40.5			38.5	
桁 高 H (m)			14	12	8	14	12
死 荷 重 (t/m/Br)	吊 構 造		26.71	26.22	25.27	27.51	26.78
	ケ ー ブ ル		18.65	18.70	17.78	15.96	15.83
	合 計		45.36	44.92	43.05	43.47	42.61
極慣性モーメント (t・m・sec)	吊 構 造		571	531	454	592	533
	ケ ー ブ ル		780	782	743	607	602
	合 計		1,351	1,313	1,197	1,199	1,135
固有振動数 (Hz)	ね じ れ	対 称 一 次	0.148	0.136	0.113	0.152	0.136
		逆 対 称 一 次	—	—	—	0.224	0.186
	曲 げ	対 称 一 次	0.061	0.060	0.060	0.061	0.060
		逆 対 称 一 次	—	—	—	0.078	0.077

(ダブルケーブル案、ケーブル許容応力度 $\sigma_{ta}=64 \text{ kg/mm}^2$)

図-5 各種トラス桁案の比較

た。各種要因別に耐風性への影響を以下に述べる。

3.2.1 管理路による影響

管理路の有無による耐風性に及ぼす影響を調査した。図-7に示すように管理路配置は全体で5条(上段2条、下段3条)配置したものが比較的良好な耐風安定性状を示している。また、管理路を5条設置した場合、下段中央の管理路は桁内面点検作業車の移動手段として使用される可能性が高いため、この部分の管理路の幅員を拡幅した断面においても耐風性の確認を実施している。しかしながら、標準幅および拡幅のどちらの管理路においても、迎角 $\alpha = -3^\circ$ で若干基準を侵しており、その対処方法としては鉛直スタビライザの設置、および上段の管理路

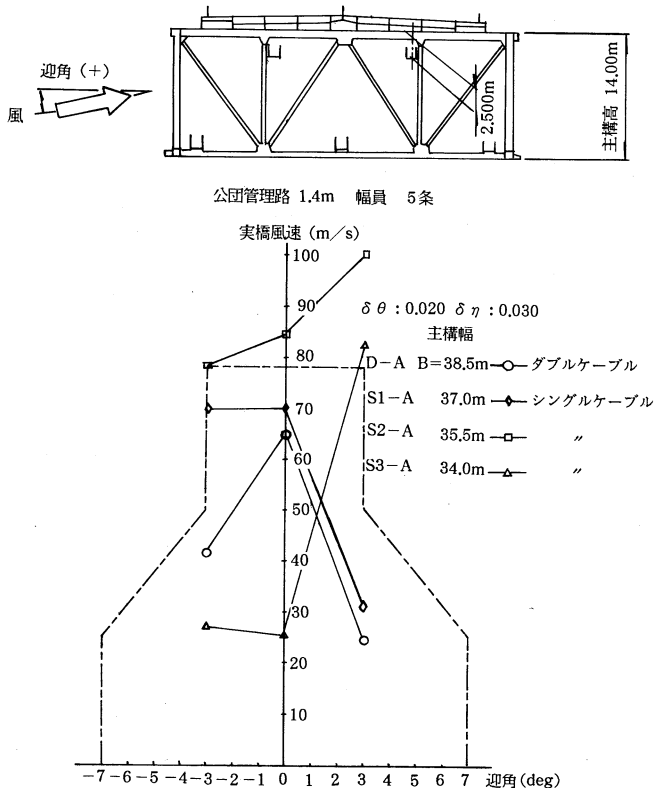
設置位置を標準位置(維持管理上の目的から主横トラス上弦材中心と管理路床面との距離が2.22mを標準位置とした)より約0.6mの引き下げにより改善が図れることが判明した。また、中央分離帯の直下に鉛直スタビライザを設置した場合での比較試験において、上段の2条の管理路設置位置は引き下げた方がより耐風性が向上しており、同一位置ならば主横トラス垂直材に対し内側よりも主構面に近い外側の方がより耐風性が向上することも判った。

3.2.2 地覆(落下物防止板)による影響

地覆の有無およびその形状が耐風性に及ぼす影響を調査した。対象は「地覆なし」、「地覆A(完全密閉型)」、「地

表-1 各種設計案の構造諸元比較表

断面形状 構造諸元		計画設計断面 (ダブルケーブル案 W=38.5m)	計画設計断面 (シングルケーブル案 W=37m)	計画設計断面 (シングルケーブル案 W=35.5m)	OT-5*	
基本事項	支間割	ケーブル (m)	960.0+1990.0+960.0	←	←	950.0+2000.0+950.0
		補剛桁 (m)	936.0+1970.0+936.0	←	←	926.0+1980.0+926.0
		ケーブルサグ比	1/9.5 (σ _u =72)	1/9.5 (σ _u =82)	1/10 (σ _u =72)	1/8.5 (σ _u =64)
		ケーブル本数 (本/Br)	4	2	2	4
ケーブル		素線径 (m)	5.10	5.13	5.27	5.12
		1ストランド素線数 (本)	127	127	127	127
		ストランド本数 (本)	169	271	271	169
		ケーブル径 (m)	835	1064	1093	840
		ケーブル断面積 (㎡/ケーブル)	0.4385	0.7114	0.7507	0.4436
構造特性	死荷重	吊構造 (t/m)	28.01 (28.18)	27.62 (27.77)	27.57 (27.75)	27.51 (27.35)
		ケーブル (t/m)	15.99 (16.44)	12.82 (13.17)	13.60 (13.98)	15.96 (16.46)
		計 (t/m)	44.00 (44.62)	40.44 (41.94)	41.17 (41.73)	43.47 (43.81)
	桁剛性	鉛直曲げ剛性 (t・㎡/Br)	4.24×10 ⁸ ~5.04×10 ⁸	3.98×10 ⁸ ~4.90×10 ⁸	3.98×10 ⁸ ~4.77×10 ⁸	4.72×10 ⁸ ~6.60×10 ⁸
		水平曲げ剛性 (t・㎡/Br)	3.21×10 ⁹ ~3.81×10 ⁹	2.79×10 ⁹ ~3.43×10 ⁹	2.56×10 ⁹ ~3.07×10 ⁹	3.03×10 ⁹ ~4.25×10 ⁹
		ねじれ剛性 (t・㎡/Br)	0.995×10 ⁹ ~1.849×10 ⁹	0.948×10 ⁹ ~1.77×10 ⁹	0.845×10 ⁹ ~1.49×10 ⁹	1.478×10 ⁹ ~2.645×10 ⁹
	モーメント 極値	吊構造 (t・s ² ・m/m)	638	—	—	592
		ケーブル (t・s ² ・m/m)	607	—	—	607
		計 (t・s ² ・m/m)	1245 (1265)	1039 (1054)	999 (1014)	1199 (1186)
	振動数	たわみ (対称1次) (Hz)	0.0621	0.0619	0.064	0.0606
		ねじれ (対称1次) (Hz)	0.137	0.140	0.135	0.152
		ねじれ/たわみ	2.21	2.26	2.11	2.51



覆B (上面金網型)、「地覆C (全面金網型)」のような4タイプについて実験を実施した。その結果、鉛直スタビライザがない場合、Aタイプは地覆なしのケースと比較してフラッター発振風速が10~20m/s低下するとともに、迎角 $\alpha = +3^\circ$ での耐風性の悪化が著しい。また、鉛直スタビライザがある場合、地覆なしのケースに比較してA・B両タイプとも耐風性の悪化が認められる。Cタイプの全面金網では耐風性の改善が図れることとなったが、その原因については金網による乱流効果とも考えられるが、明確には断定できない。

3.2.3 鉛直スタビライザによる影響

鉛直スタビライザの有無が耐風性に及ぼす影響を調査した。上段の管理路設置位置が標準位置の場合、鉛直スタビライザの効果はほとんど認められないが、設置位置を約0.6m引き下げた場合には、鉛直スタビライザの存在により、迎角 $\alpha = 0^\circ$ を含む負迎角で耐風性の改善が認められる。なお、基本断面では、鉛直スタビライザのない場合においても上段の管理路位置を約0.6m引き下げることで耐風設計要領を満足している。(図-9)

3.2.4 ねじれ固有振動数による影響

ねじれ固有振動数以外の構造諸元を固定して、ねじれ固有振動数のみを10%上昇させた場合の応答を観測して

表-2 基本断面（公共添架物無搭載）実験ケース

実験No.	模型名	床版	地覆	鉛直スタ ビライザ	センター バリアー	上路側管理路位置 上弦材中心からの距離	上弦材寸法	Vcr (m/s)			備 考
								-3°	0°	+3°	
1	TOA-CN-S0	63年度案	A	なし	なし	2,22m	870×838	69.8	81.0	70.0	
2	TOO-CN-S0	"	なし	"	"	"	"	77.2	83.0	90.0	
3	TOB-CN-S1	"	B	あり	"	"	"	73.0	73.5	76.0	
4	TAO-CN-S1	"	なし	"	"	2,835m	"	98.5	98.8	96.8	
5	TOF-CN-S0	"	A	なし	"	2,22m	"	73.3 (79.3)	83.7 89.8	73.3 79.3)	fφを10%UP、()内の数値はTA O-CN-S0の風速倍率で補正し た場合
6	TOC-CN-S1	"	C	あり	"	"	"	83.5	88.5	88.0	
7	TTOA-CN-S0	"	A	なし	"	"	"	82.5			乱流
8	TTAO-CN-S1	"	なし	あり	"	2,835m	"	86.0	以上		乱流
9	TAO-CN-S0	"	"	なし	"	"	"	85.0	94.5	96.2	
10	TOO-CN-S0	"	"	"	"	(上路側管理路撤去)	"	40.5	76.5	81.0	
11	S3-A(34m)	"	"	"	"	2,50m	"	27.0	25.5	82.0	34m主構幅案
12	S3TAO-CN-S0	"	"	"	"	2,835m	"	33.5	27.5	100以上	34m主構幅案
13	TTAO-CN-S0	"	"	"	"	"	"	96.0	以上		乱流
14	TO1-CN-S0	"	A	"	"	"	"	52.6	42.5	64.0	(関西電力位置は主構寄り上流側) (NTT 共架管理路幅員1.4m)
15	TO1-ON-S1	OT'-5*	なし	あり	"	"	"	37.5	48.0	100以上	(") (")
16	TO7-BN-S1	63年度案	A	"	あり	"	"	72.0	74.5	74.0	(") (")
17	T21-BN-S1	"	なし	"	"	"	"	93.5	88.5	82.0	(関西電力位置に拡幅管理路配置) (NTT 共架管理路幅員1.7m)

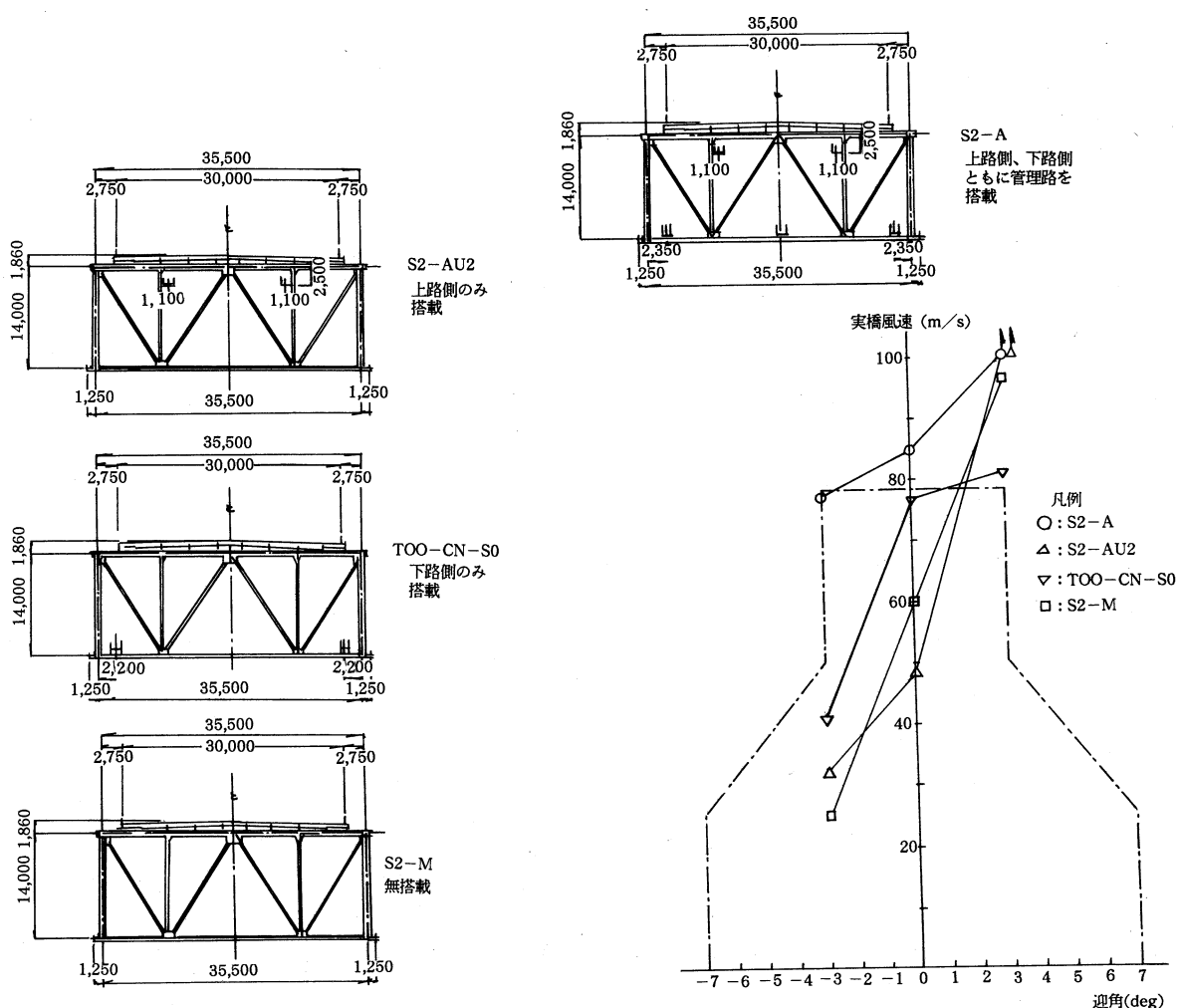


図-7 管理路による影響

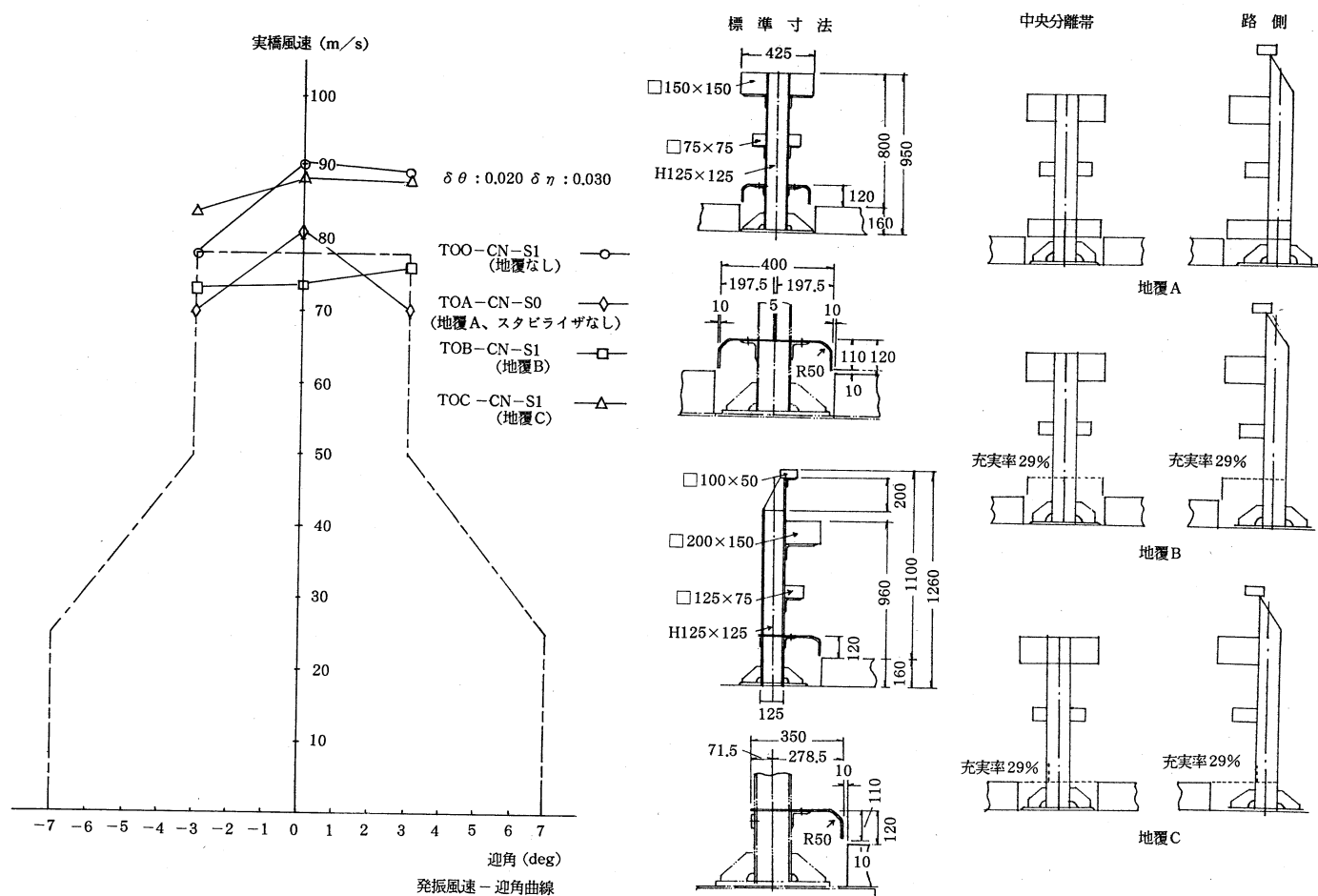


図-8 地覆形状の影響

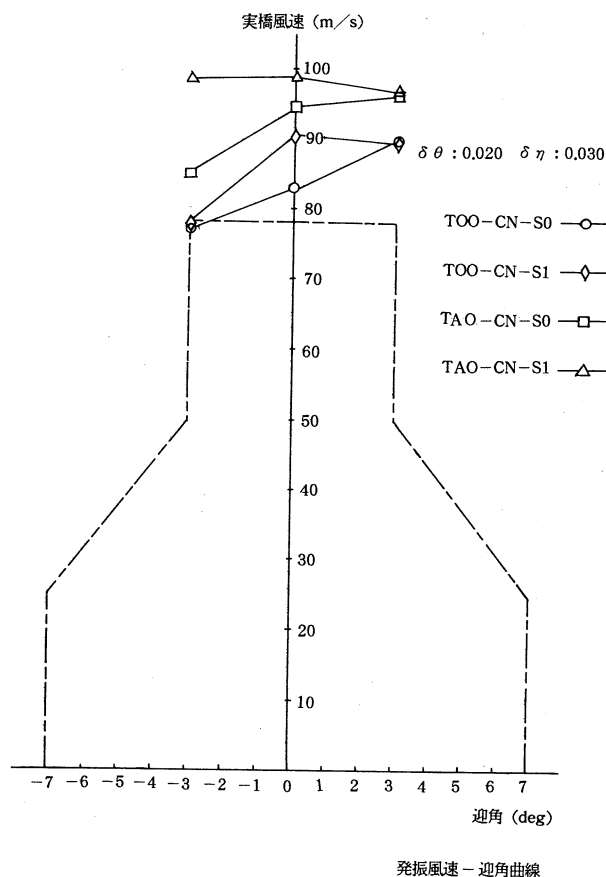


図-9 鉛直スタビライザーの効果

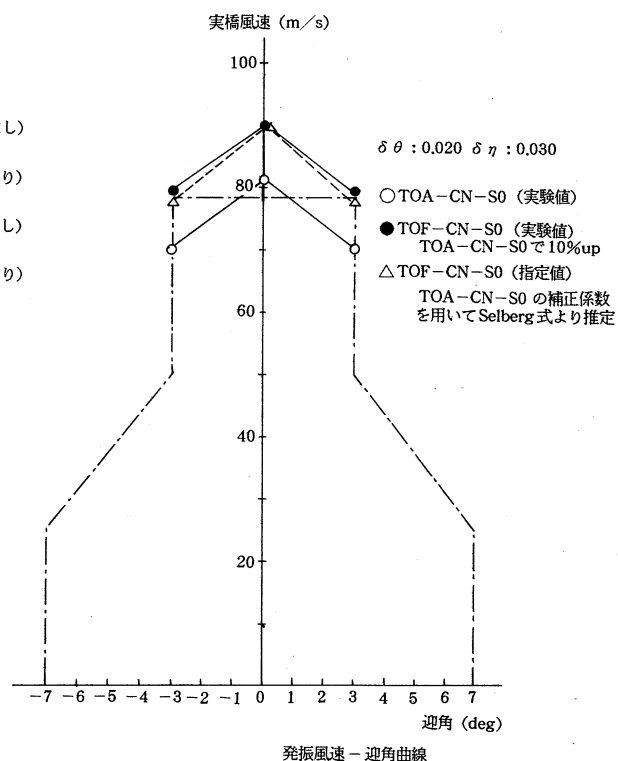


図-10 ねじれ固有振動数の影響

Selberg 式による推定値と比較検討した。その結果、ねじれ固有振動数のみを変化させても応答における本質的な特性は変化せず、実験結果と Selberg 式による推定値は、迎角 $\alpha = 0^\circ$ では 1% 以下の精度で、また $\alpha = \pm 3^\circ$ では 3% 以下の精度で一致していることが判る。(図-10)

3.2.5 乱流による影響

これまでの一様流中での試験結果に対し、自然風の乱れを考慮した乱流中での影響を調査した。二次元部分模型によるバネ支持振動実験であるため、乱流は格子乱流(主流方向の乱れ強さ $I_u = 9.7\%$ 、鉛直方向の乱れ強さ $I_w = 7.7\%$)とし、対象の迎角は $\alpha = 0^\circ$ のみとした。対象とした二断面のうち、鉛直スタビライザのない断面については発振風速に差は認められていないが、 $V-A-\delta$ 図で判断すると乱流による応答特性の相違が見受けられる。また、鉛直スタビライザのある断面については乱流中での改善効果がさらに著しく、これはこの断面の応答特性が一様流中でハードフラッター的であったため特に顕著に現れるものと考えられる。(図-11、図-12) なお、この乱流中での確認実験については、耐風設計要領において実施するよう明記されている。

3.3 公共添架物搭載面での検討

昭和 62・63 両年度において、本橋への添架希望のある三社(淡路広域水道企業団、関西電力、NTT)により各社の添架物が搭載された断面(以下、「添架物付断面」という)についても耐風安定性が確保されているかどうかの確認試験が実施された。実験ケースを表-3に示す。

前述したように、本橋の耐風設計における要求基準の確保は、その規模の超長大さにゆえに厳しいものがあり、添架物付断面での風洞実験においては、基本断面以上に基準を満足させ得る断面の確定には困難を要した。

添架希望のある構造物の概念図を図-13に示す。ここで、これまでの添架形態と特に異なる点は公団管理路のうち1条を拡幅することで、床面下の管路配置スペースを広くとり公団管理とともにNTTをも共架させていることが挙げられる。(公団単独時の必要幅員 1.1m、NTT共架時の必要幅員 1.4m) これら公共添架物の影響を図-14に示す。

添架物断面において、以下の要因、すなわち、添架物件の配置位置、地覆(落下物防止板)の有無、床版構造(オープングレーチング幅の変化)、管理路の設置位置、耐風安定化対策(鉛直スタビライザ、センターバリア、管理路床面の閉塞、管理路幅員の拡幅、等)の効果、および乱流の影響等に対し、耐風性状の検証を実施した。その結果、NTT・水道と関西電力とをそれぞれ主構面寄りの区画に振り分けた添架物配置では、鉛直スタビライザ、センターバリアの両対策を施すことにより安定断面が得られている。また、NTT・水道のみを主構面寄りの区画、関西電力を中央部分の拡幅公団管理路(内面作業車用軌条桁設備用と想定)横での添架物配置では、鉛直スタビライザ、NTT共架の管理路の幅員をさらに 0.3m 拡幅させることにより安定断面が得られている。(図-15)

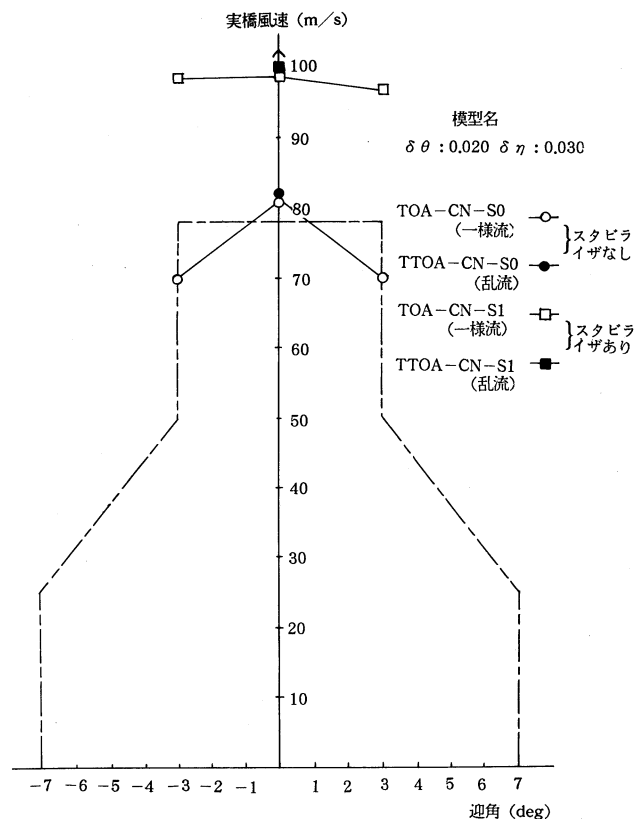


図-11 乱流の効果

3.4 三分力特性・横力特性

基本断面および添架物付断面のうち耐風設計基準を満足した各一断面について、公団および添架希望三社により、それぞれ三分力試験および横力試験を実施している。(図-16)

3.4.1 三分力特性

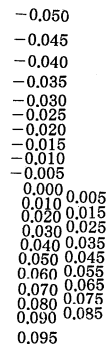
三分力試験の結果を図-17に示す。抗力係数 C_D はいずれの場合も耐風設計基準('76)の推定式を下回る値となる。抗力係数 C_D を基に風荷重を算出すると、基本断面に対しての添架物付断面の風荷重増は 3.5% 程度と見込まれる。また、添架物付断面の有する非対象性についての影響を把握するため、風向を変えて試験を実施したが、正風・逆風による差はほとんど認められない。

3.4.2 横力特性

横力試験の結果を図-18に示す。横力特性は既往の実験成果とほぼ同様な傾向を示しており、抗力係数 C_D ($\beta = 0^\circ$) に対する横力の比は水平偏角の変化に対しても最大でも 60% を越えることはない。三分力試験と横力試験における抗力係数 C_D の値を比較すれば、三分力試験からの C_D 値に対して横力試験からの C_D 値 ($\beta = 0^\circ$) は 4% 程度減少している。また、横力試験の C_D 値の最大値は $\beta = 15^\circ$ 付近で生じており、このときの C_D 値は三分力試験の値より若干大きくなる傾向を示す。なお、横力試験においては公共添架物の存在による風荷重としての横力の増減は認められない。

振幅
(deg)

閉



振幅
(deg)

1

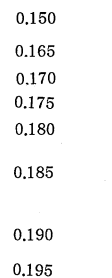


図-12 乱流の効果

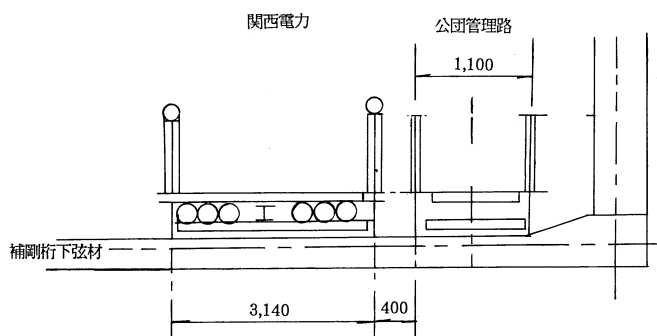
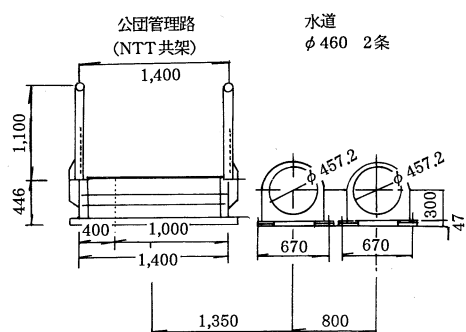


图-13 公共添架物概念图

表-3 添架物付断面 実験ケース

実験No.	模型名	床版	地覆	鉛直スタビライザ	センターバリアー	上路側管理路位置 上弦材中心からの距離	検査車ガイドレール	上弦材寸法	関西電力位置	NTT 共架 管理路幅員	Vcr (m/s)		
											-3°	0°	+3°
1	T01-CN-S0	63年度案	A	なし	なし	2,22m	なし	870×838	主構寄り、上流	1,4m	52.6	42.5	64.0
2	T01-CN-S1	OT'-5*	なし	あり	"	2,22m (床閉扉)	"	"	"	"	37.5	48.0	100以上
3	T01-CN-S2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	41.5	47.5	95.5
4	T07-BN-S1	63年度案	"	"	あり	2,835m	"	"	"	"	78.0	78.5	83.5
5	T10-CN-S1	"	"	"	なし	2,22m	"	"	軌条桁と並列 (並列案)	"	63.0	78.5	83.3
6	T11-CN-S1	"	"	"	"	"	"	"	軌条桁を撤去、 中央(一体化案)	"	69.3	81.0	83.0
7	T12-CN-S1	"	"	"	"	2,835m	"	"	一体化案	"	77.5	83.9	85.1
8	T13-CN-S1	"	"	"	"	"	"	"	並列案	"	73.5	79.2	82.8
9	T18-CN-S1	"	"	"	"	"	"	"	並列案	1,7m	81.3	83.5	81.5
10	RT18-CN-S1	"	"	"	"	"	"	"	並列案(逆風)	"	78.0	84.9	89.2
11	TT18-CN-S1	"	"	"	"	"	"	"	並列案(乱流)	"	96.0	以上	
12	TRT18-CN-S1	"	"	"	"	"	"	"	並列案 (逆風、乱流)	"	96.0	以上	

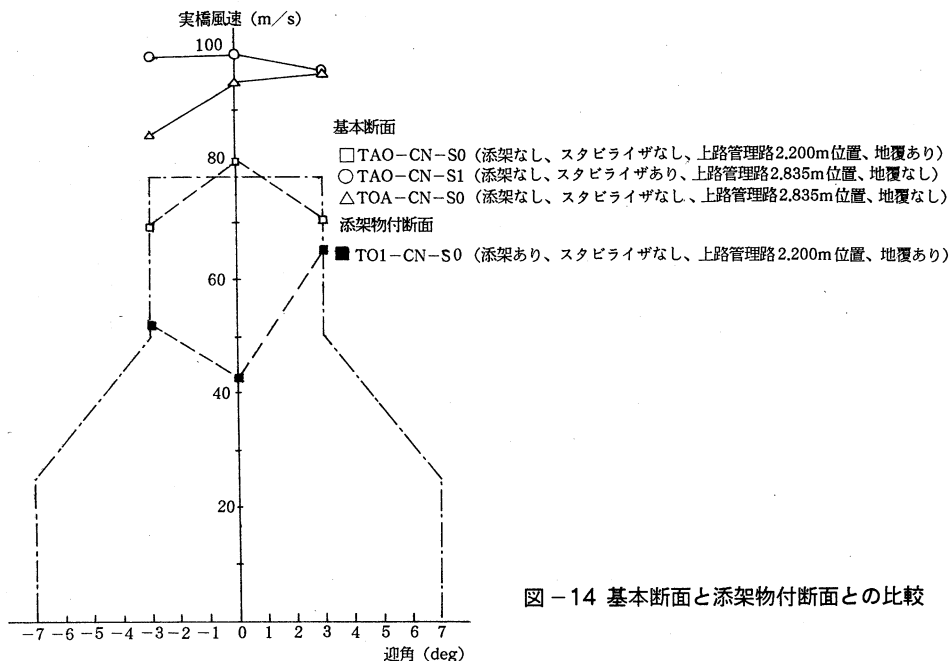


図-14 基本断面と添架物付断面との比較

3.5 まとめ

本橋の耐風性については、南北備讃瀬戸大橋クラスの吊橋と比較して、その固有振動数が極めて低いことが耐風性を評価する上で重要な点となる。今回の計画設計断面において発現する発振現象は、低風速域(30~40m/sec)ではねじれ1自由度型のフラッターであり、限界風速78m/secを含む高風速域で生ずるものは全て連成型のフラッターである。しかし、本橋の場合、低風速域でねじれ1自由度のフラッターを生じていても、そのまま風速を上昇させると、高風速域では連成フラッターとしての挙動を示し、図-19に例示するように回転中心の移動や応答振動数の変化が認められる。連成型のフラッター(本計画断面での場合)では、ねじれ1自由度型のフラッターと異なり、断面のわずかな変更が空気力特性をまったく異なったものへと大きく変化させる。したがって、 $V-A-\delta$ 特性からのみ安全性を評価することは

危険であり、断面の変化に対する応答特性の変化を十分に考慮して評価する必要がある。

4. あとがき

以上、本橋の補剛桁形状の選定経緯と計画設計断面(トラス桁)に対する耐風設計成果を中心に述べてきた。今後の耐風設計の予定としては、構造設計の進捗と並行して、より良好な安定断面を追求していくとともに、架設時の耐風安定性の後の確認を実施していくつもりである。

最後に、添架物付断面についての風洞試験結果を提供し

ていただいた三事業体(淡路広域水道企業団、関西電力、NTT)各社の担当者の方々および有益な御指導・御助言をいただいた耐風委員会(宮田委員長)の先生方に対し厚く御礼申し上げるとともに、風洞試験を実施していただいた住友重機械工業(株)の担当者の方々に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 本四公団、明石海峡大橋耐風設計要領(案)・同解説、昭和63年3月
- 2) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会(本四公団委託)、本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書、昭和58年3月~昭和63年3月
- 3) 海洋架橋調査会(本四公団委託)、本州四国連絡橋海洋架橋技術に関する調査研究・耐風委員会報告書、平成元年3月

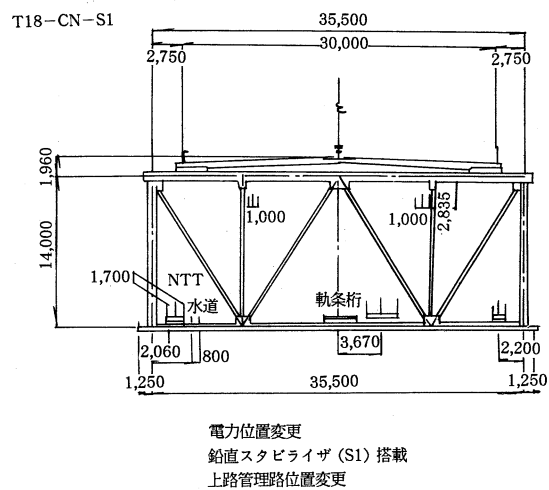
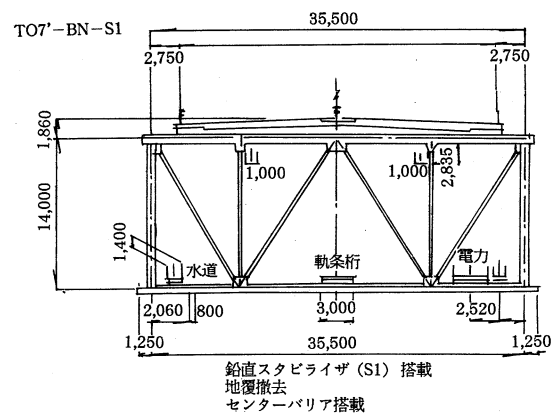
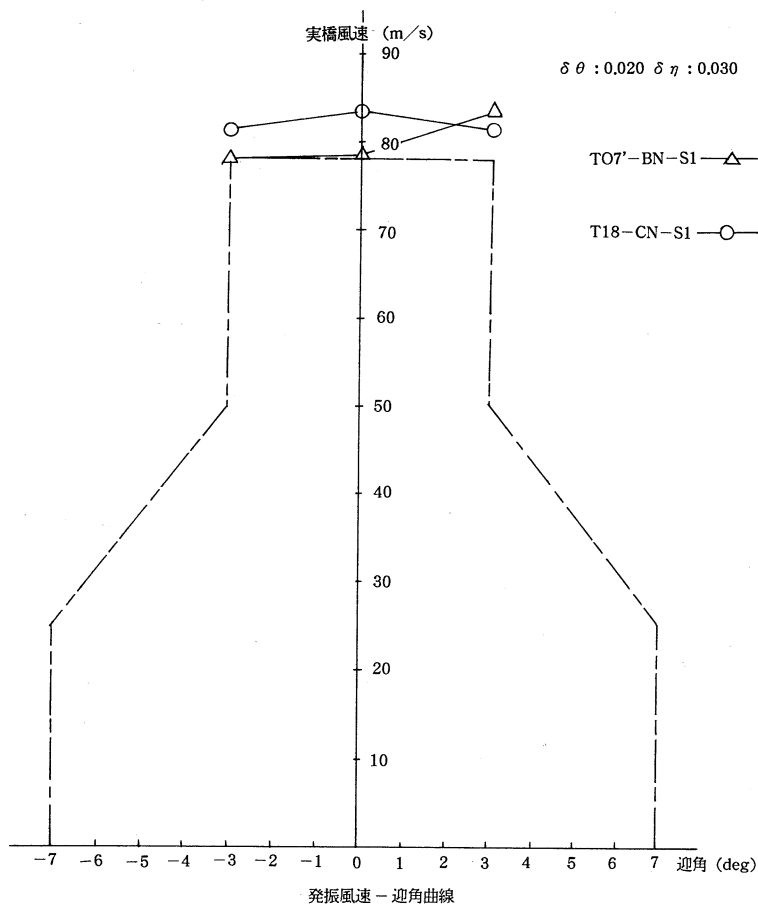
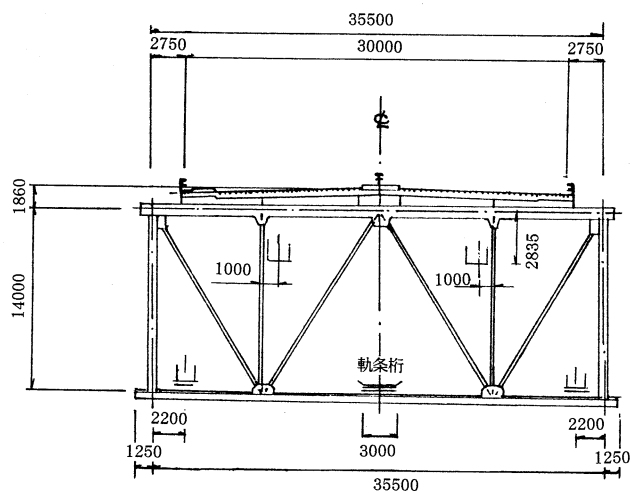


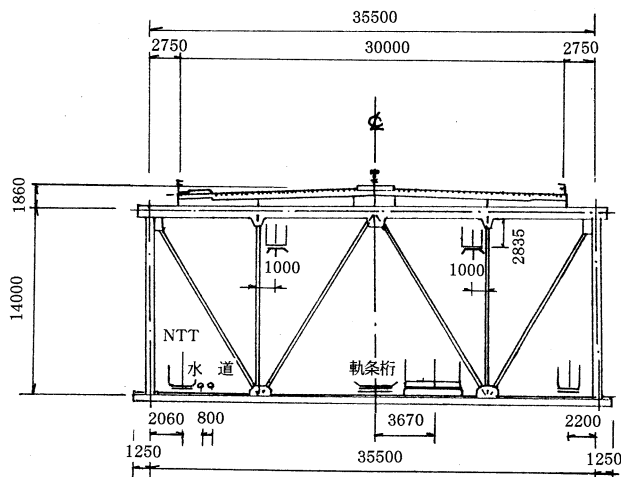
図-15 公共添架物搭載断面 (安定断面)

基本断面 (公共添架物無搭載)
 TAO-CN-S0



地覆なし
 鉛直スタビライザ (S1) 撤去
 センターバリアなし

公共添架物搭載断面
 T18-CN-S1



電力位置変更
 鉛直スタビライザ (S1) 搭載
 上路管理路位置変更

図-16 代表安定断面

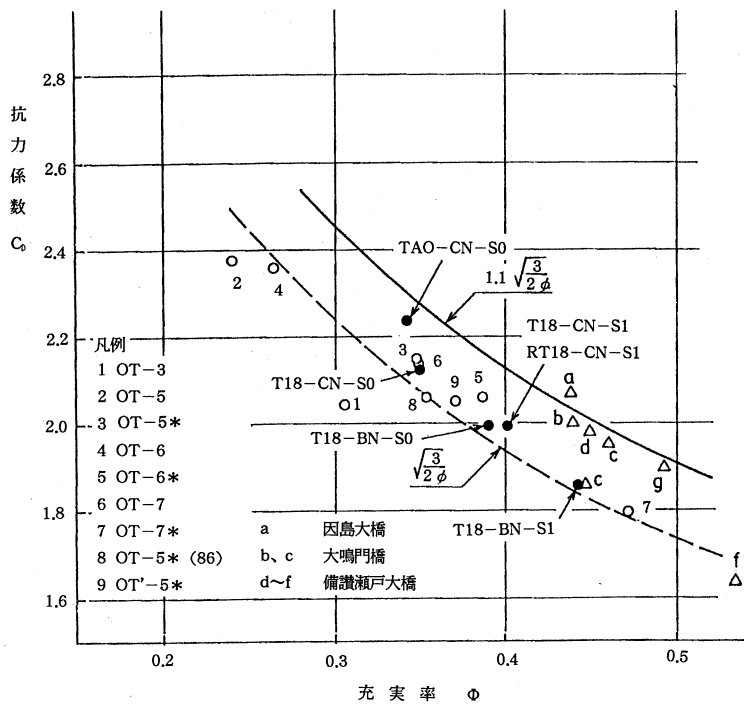


図-17 抗力係数と充実率の関係

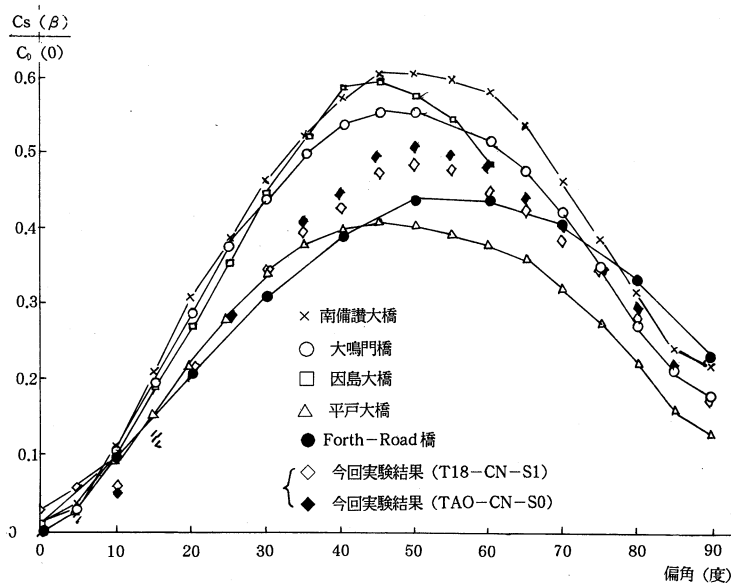


図-18 橋軸方向抗力係数と水平偏角の関係

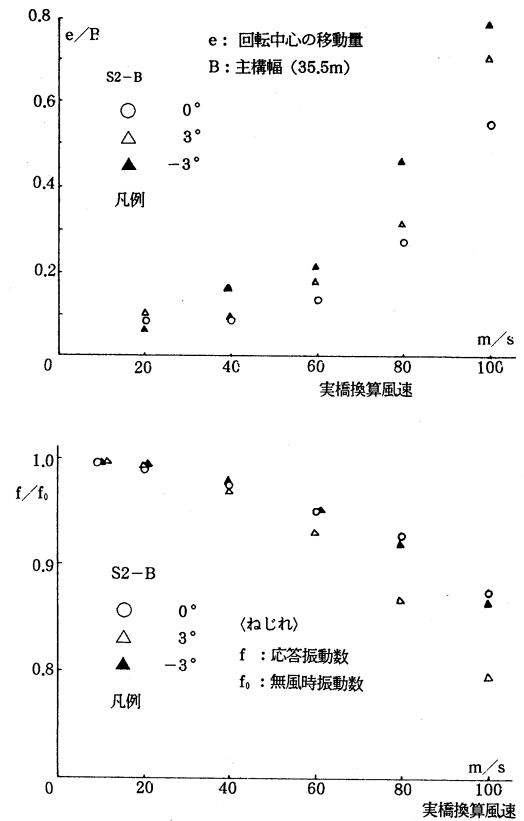


図-19 本橋の耐風特性

- 4) 本四公団、明石海峡大橋 (L=1990m) 上部工計画設計、昭和62年3月
- 5) 本四公団、明石海峡大橋 (L=1990m) 上部工構造検討、昭和63年3月
- 6) 本四公団、明石海峡大橋補剛桁 (計画設計) 風洞試験、昭和63年3月
- 7) 本四公団、明石海峡大橋補剛桁 (計画設計) 風洞

- 試験 (その2)、昭和63年11月
- 8) 淡路広域水道企業団・関西電力・NTT、本州四国連絡橋明石海峡大橋の橋梁模型による風洞実験 (昭和62年度下期)、昭和63年3月
- 9) 淡路広域水道企業団・関西電力・NTT、本四連絡橋 (明石海峡大橋) 舗装先行工事 (土木) に伴う昭和63年度風洞試験、昭和63年11月

明石海峡大橋洗掘防止工実験（その4）

Model Test of Scour Protection for Tower Foundation of Akashi Kaikyo Bridge

垂水工事事務所 第二工事長代理 高塚正修

Masanobu Takatsuka

垂水工事事務所 第三工事長代理 佐々木雅敏

Masatoshi Sasaki

垂水工事事務所 第三工事長付 土谷政治

Seiji Tsuchiya

1. まえがき

明石海峡大橋の主塔基礎は、強潮流・大水深の環境下に建設されるため、ケーソン沈設後、ケーソン周辺の洗掘防止工が重要な課題となっていた。

既往の海洋構造物および河川構造物では、本橋の様な厳しい条件下でのケースはなく、明石海峡の条件に適用性のある有効な洗掘対策工を基本から研究、開発してゆく必要があった。

そこで、明石海峡大橋主塔基礎の洗掘防止対策を確立するために、水理模型実験、ならびに現地実験により検討を行ってきた。

表-1に本四公団で実施してきた研究経緯の一覧を示す。

この結果施工法としては〔事前掘削〕→〔ケーソン沈設〕→〔フィルターユニット¹³⁾による初期洗掘及び吸出し防止〕→〔捨石工による被覆〕を選定した。本報告

は、上記の洗掘防止工について、

①施工上どの時期に、いかに実施するのが望ましいのか。

②規模、ならびに設計の詳細をいかにすべきか。

③半永久的な対策となっているか。

という課題について、昭和62～63年度に鹿島建設（株）技術研究所の大型潮流水路（図-7）および、大成建設（株）技術研究所2次元水槽（図-8）において実施した実験の概要である。

2. 現地条件と実験条件

2.1 海底地形および地質

2P、3Pは、図-1に示す海峡中央部の水深約119mの最深部を挟んで、それぞれ水深46m、37mの位置にある。海底地形は、2Pでは橋軸方向に2/100程度、3Pは橋軸直角方向に3/100程度の緩い勾配となっているが、ほぼ平坦面に位置しているとみなし、実験では平坦地形として取扱うものとした。

表-1 洗掘防止工検討経緯

調査年度	昭和49年	50年	51年	52年	53年	54年	54年	55年	56年	57年	58年	59年	60年	61年	62年	63年	
現地実験	現地洗掘実験 ・φ9m×13.5ウェル ・傾域2号 φ14mケーシング 2),4)												3P現地調査 SEPレグ 洗掘調査 (2P,3P)	地質調査 潮流調査 現地掘削 調査 (2P,3P) F・U調査 13)	現地洗掘調査 (2P) 17) 現地潮流調査 現地掘削調査 (2P,3P)	本工事 現地掘削	
室内実験	単体ケーソン工法																
	単体礎定ケーソン工法・他																
	施工法基本検討 鋼管連壁ケーソン工法																
	設置ケーソン工法																
	2PF・U敷設時洗掘実験																
実験	無対策実験 現地実験再現 1)		〈京大・中川研〉 支持棒(基礎) 橋脚形状 捨石被覆工		支持棒 支持棒 +ケーソン 捨石被覆工 捨石被覆 実験 -拡散特性	正逆波実験 砂粒標準 偏差 スカート裏 捨石被覆工 実験 -拡散特性	捨石 +ブロック 流れの 可視化	捨石 +ブロック +整流 施工段階 スパッド ・土留工	整流多孔板 整流多孔板 +ブロック +捨石	海底面被覆工 (橋脚形状 ケーソン) 洗掘防止工 鋼管連壁 ケーソン 工法 設置 ケーソン 工法I 潮流力実験	海底面被覆工 (橋脚形状 ケーソン) 新洗掘 防止工 鋼管連壁 ケーソン 工法 設置 ケーソン 工法II 捨石防止工	2P模型砂 子備実験 中掘り工 掘削形状に 関する実験 (2P,3P)	2P中掘り 工安定性 確認実験 3P中掘り 工安定性 確認実験	2P,3P 施工法秘伝 シミュレーション実験 (掘削一次段 長期安定性) 模範ケーソン 洗掘実験	2PF・U敷設時洗掘実験 底間ページによる 捨石工造成 実験	2P,3P 捨石工 長期安定性 実験 (中抜き 形状)	
	基礎研究		支持棒併用ケーソン		捨石被覆 支持棒 ケーソン +捨石被覆	支持棒 潮流力 ケーソン 潮流力	捨石被覆 ケーソン +捨石 根入れ 無対策	5), 7)	8), 9)	6), 10)	11)		12)	13)	14)	15)	
					捨石被覆 支持棒 ケーソン +捨石被覆	支持棒 潮流力 ケーソン 潮流力	捨石被覆 ケーソン +捨石 根入れ 無対策										
					捨石被覆 支持棒 ケーソン +捨石被覆	支持棒 潮流力 ケーソン 潮流力	捨石被覆 ケーソン +捨石 根入れ 無対策										
					捨石被覆 支持棒 ケーソン +捨石被覆	支持棒 潮流力 ケーソン 潮流力	捨石被覆 ケーソン +捨石 根入れ 無対策										

2Pの地質は海底面から明石層が分布しているものとし、3Pは、海底面から層厚約11mの沖積砂礫層、その下層が神戸層とした。なお、神戸層は洗掘を受けない地質とし、海底面下11mの位置に一樣水平で半無限に広がっているものと仮定した。

図-3には、代表的な明石層、および3P沖積層の底質材の粒径分布を示す。同図には、それぞれ実験に使用した底質モデルを付記してある。ただし、縮尺化した場合、粘着質分となる $74\mu\text{m}$ 以下の細粒分をカットし、中央粒径以上の粒径分布をFroude相似にすることにより海底面の粗度を現地と室内で相似になる様にした。

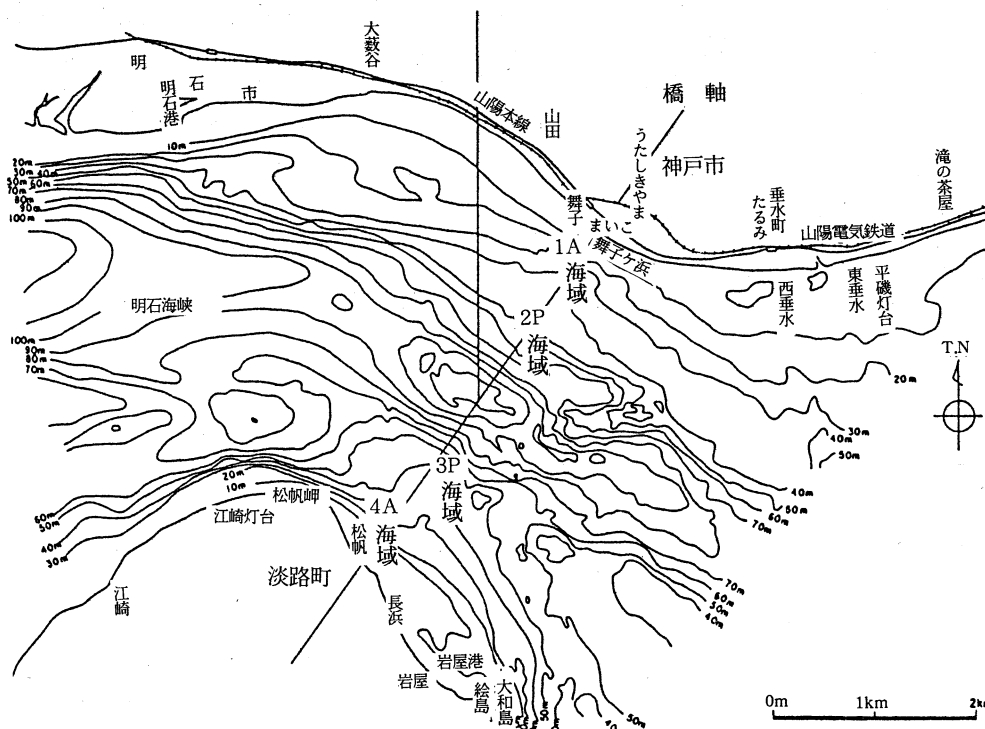


図-1 明石海峡大橋架橋位置

2.2 潮流条件

潮流条件としては、2P、3P海域での観測結果を基に調和解析された潮流予報値を用いた。昭和61~62年度調査の結果設計潮流速は、2P: 7kt、3P: 8ktと設定された。

実際の潮流は基本的には流速の時間波形が正弦的に変化するため、実験の潮流波形として、主として正弦流を用いた。また、実験ケースによっては、現象を加速するための便宜的な潮流として潮流速が $1/2$ 周期の間で時間と共に変化しないパルス流を用いた。また長期的な実験では、潮流予報を基に一連の強・弱潮流群を時系列的に与えるモデル潮流を与えるものとした。なお、洗掘現象に関与しない潮流速の下限值を設定し、それ以上の潮流だけをピックアップして実験時間の短縮を図った。

2.3 相似則

模型実験は主に $1/100$ のFroude則で設定し、現地条件ができるかぎり模型上に再現できるようにつとめた。⁴⁾

Froude則を用いた場合の現地と模型との間の物理量の関係を、表-2に示す。

表-2 FROUDE相似則による模型と現地の物理量の関係

項目	縮尺	項目	縮尺
長さ	λ	面積	λ^2
流速	$\lambda^{1/2}$	時間	$\lambda^{1/2}$
体積	λ^3	力、重量	λ^3
流体密度	λ^0	粗度係数*	$\lambda^{1/6}$
慣性モーメント	λ^5		

* Manning 粗度係数

表-3に想定した現地条件と実験条件の一覧を示す。また、図-5にケーソンの諸元、図-6に掘削形状、図-7に実験に使用した大型潮流水路の概要を示す。

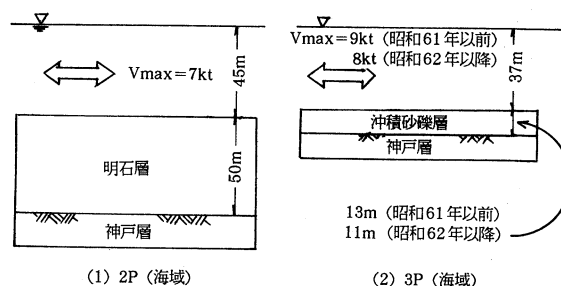


図-2 現地海底地質

3. 捨石被覆工実験

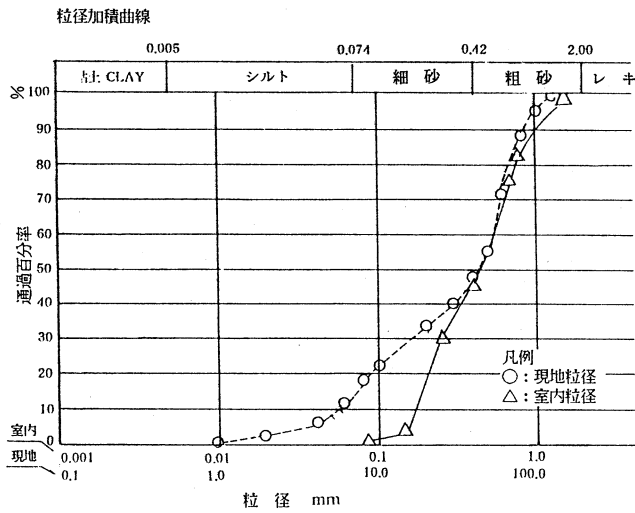
3.1 捨石工の選定理由

捨石工は、潮流により掃流されない重量を有する捨石を用い、海底面を被覆し、ケーソン周囲の局所的に強い掃流領域をカバーする方法であり、材料の供給、運搬、敷設等施工上比較的問題が少なく現実的であり、オランダ Delta Project、英国 Thames Barrier といったビッグプロジェクトに採用された実績もある。また周辺海域の環境にもなじみ易い利点も有しているため、明石海峡大橋主塔基礎の洗掘防止工として最適であると判断された。

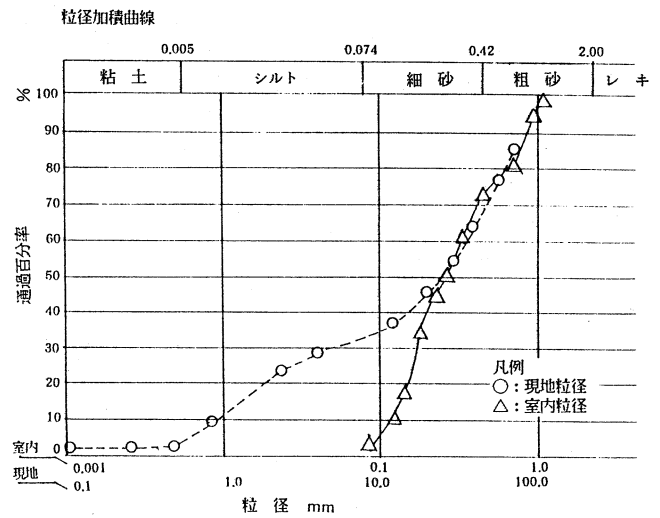
3.2 捨石工必要諸元

捨石工に関する設計を行うにあたり、次の項目について基本的な検討を行った。^{6) 10) 11)}

- ① 捨石投入範囲
 - ② 捨石重量
 - ③ 層厚
 - ④ 捨石間隙中からの底質材の吸出し防止工の必要性
- 検討の結果、以下の知見が得られた。



i) 3P底質（冲積砂礫層底質）



ii) 2P底質（明石層底質）

図-3 底質粒径分布

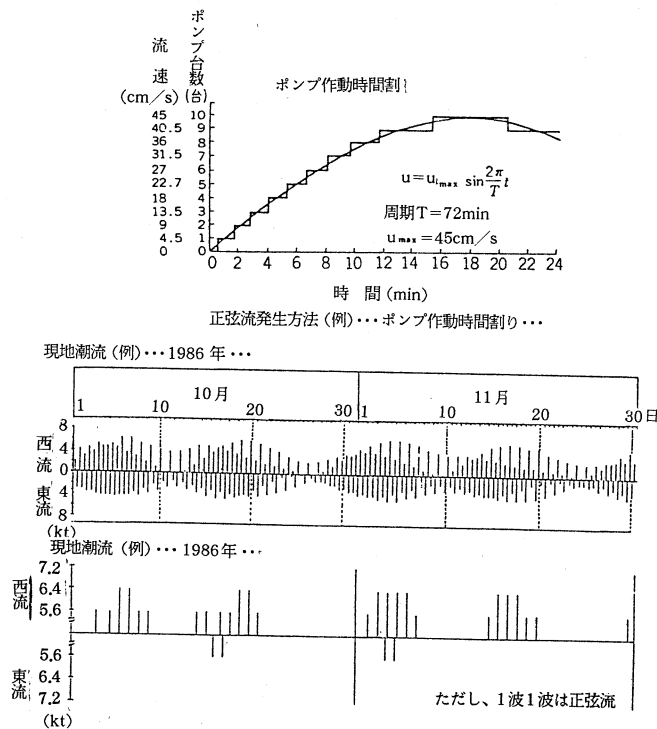


図-4 モデル潮流作成方法

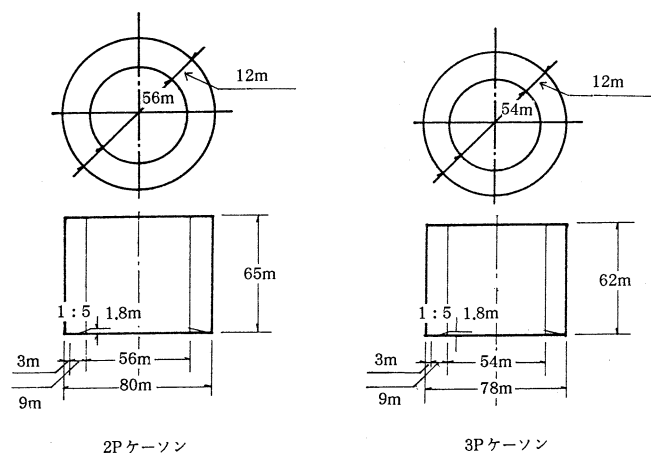


図-5 主塔基礎ケーソン模型形状

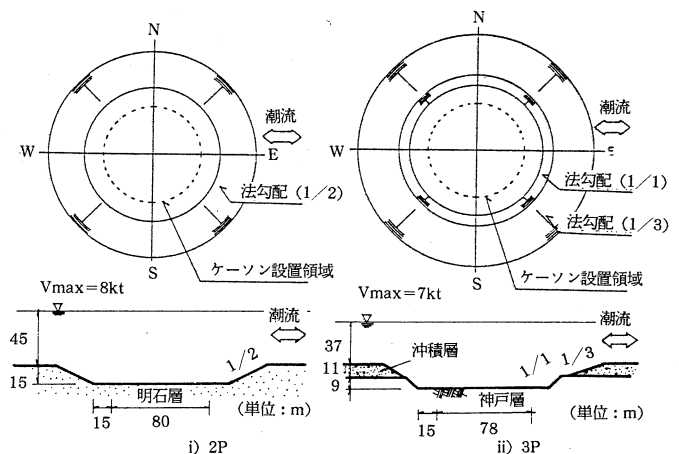


図-6 事前掘削工基本形状

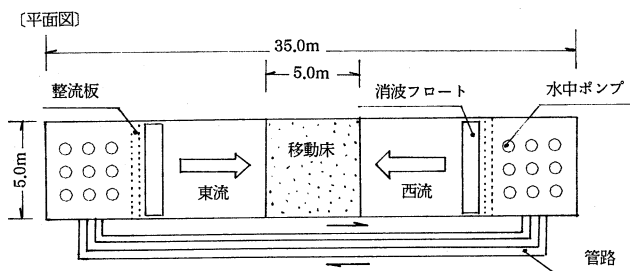
- ①ケーソン直径Dに対して、1.0Dクリアランス被覆であれば、長期的にケーソンの安定性を確保する上でほぼ安全である。
- ②8ktの潮流に対して掃流されない捨石の重量は1tonであった。9ktでは2ton級の捨石が必要であった。
- ③捨石間隙からの底質材の吸い出し洗掘は、捨石層厚2層で発生したが、4層ではみられなかった。
- ④上層部の押え石の層厚が2層でも、下層にフィルター礫をはさみ込むことで底質材の吸い出しは見られなくなり、フィルター材の有効性が確認された。

3.3 捨石層内浸透流実験

ケーソン設置面の捨石層下面の底質に作用する掃流力を評価するために、基礎周囲に発生する局所的加速流、馬蹄渦、カルマン渦が捨石層内浸透流に及ぼす影響を評価する実験を実施した（昭和62年度）¹⁵⁾

実験は、図-8に示す2次元水槽を用い、縮尺1/75で実施した。

図-9に捨石層内底面流況、表-4に底面最大浸透流速（捨石間隙内の流速）を示す。



(特徴)

- ① 側壁の影響を無視できる幅を確保
- ② パルス流のみならず正弦流実験を可能 (最大流速50cm/sec、周期任意)
- ③ 実際の来襲潮流のシミュレートが可能

図-7 大型潮流水路の概要

表-3 現地条件と実験条件

項目	3 P		2 P	
	現地	室内	現地	室内
水深	37m	37cm	45m	45cm
潮流	方向	2方向	2方向	2方向
	時間変化	正弦流	正弦流	正弦流
	最大潮流速	4.0m/sec	40cm/sec	3.5m/sec
	迎え角	0~30°	30°	0~10°
	周期	12時間	72分	12時間
底質 (粒径分布)	海底地質	沖積砂礫層	明石層	明石層底質
		1/100 モデル		1/100 モデル
	dmax	150mm	1.5mm	100mm
	d84	72	0.72	65
	d50	50	0.5	22
	d16	6	0.15	1.1
	dmin	1	0.1	0.065
	$\sigma = \sqrt{d_{84}/d_{16}}$	3.5	2.2	7.7
事前掘削工	掘削深	20m	20cm	15m
	底面余裕幅	15m	15cm	15m
	法勾配	沖積層 (1/3)	沖積層 (1/3)	明石層 (1/2)
		神戸層 (1/1)	神戸層 (1/1)	明石層 (1/2)
ケーソン	掘削形状	円形	円形	円形
	形状	$\phi 78\text{m}$ $\times h62\text{m}$ (円筒形)	$\phi 78\text{cm}$ $\times h62\text{cm}$ (円筒型)	$\phi 80\text{m}$ $\times h65\text{m}$ (円筒型)
捨石	平均粒径	90cm	0.9cm	90cm
	重量	1ton	1.0g	1ton

表-4 捨石層内底面最大浸透流速

ケース	円柱側面 最大動水勾配		底面最大浸透流速 (m/sec) Froude 則換算値：現地
	捨石	層厚	
3 P	2ton 石	5m	0.10
	2ton 石	10m	0.11
	2ton 石	20m	0.10
2 P	1ton 石	15m	0.076

3.4 捨石被覆工長期安定性試験

以上の基本実験の結果を基にした捨石被覆工基本案を
図-10に示す。本案はケーソン周囲の掘削工部を捨石で
全て埋め戻すものである。一般部 (在来海底部)
は、底面からの吸い出し洗掘に対抗し、かつ、捨
石工自身の厚みによる周辺の洗掘を助長しない
様にできるだけ薄くなる様に配慮し、層厚3mと
している。この基本案に対して長期的な潮流を
与えて、洗掘に対して捨石工が安定に保たれ、主
塔基礎に被害をもたらす様な事態にならないか
否かを検討した (昭和62年度)。

2Pは7年後、3Pは6年後に周辺洗掘がほぼ平
衡状態に達した (図-11)。2P、3Pとも捨石工
は安定に保たれており、ケーソンは水理的には
超長期的に安定に保たれることが確認された。
但し、ケーソンからの剥離流が移流する経路上
の捨石工端部に顕著な洗掘孔が発生した。その
規模は平衡状態において、2Pは洗掘深4.5m、最
大長さ60m、最大幅60m、3Pは洗掘深8m、
最大長さ90m、最大幅100m程度であった。ま
た、捨石工端部の捨石が洗掘孔の発達に伴い徐々
に崩落する現象がみられた。

周辺洗掘はケーソンの安定性をおびやかすも
のではないが、将来的には、何等かの補修対策
が必要と考えられた。

3.5 周辺洗掘低減工法の検討

前項において、1D平坦捨石工案の超長期的な
洗掘安定性が確認された。しかしな
がら、周辺洗掘が捨石工外縁に発生し
た。この周辺洗掘を少しでも低減さ
せる方法の1つとして、ケーソン周囲
の掘削部をなるべく残すようにすり
鉢状に敷設した捨石工 (中抜き捨石工
案と呼ぶ) について検討した (昭和
62、63年度)。

本案は、ケーソン周囲に窪みを残す
ことで接近流速を低減し、窪み内での
剥離渦のエネルギーを弱めようとす
る水理機能があると考えられた。ま
た、施工数量の減少による工費低減に
もつながるものである。

図-12に2Pの検討ケースを示す。
捨石層厚は一般海底部で3m、法面部

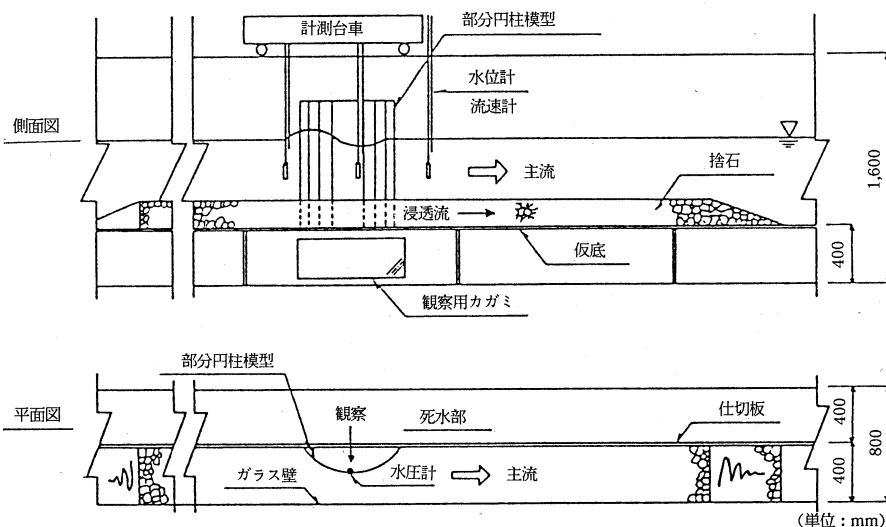


図-8 実験水路および浸透流実験概要

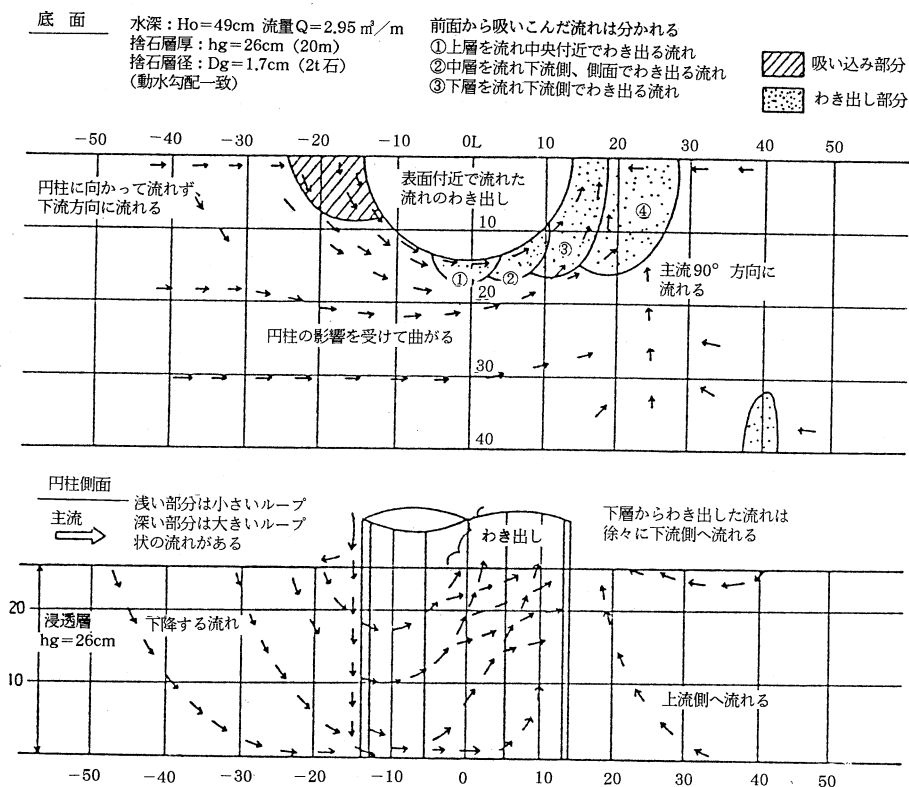


図-9 捨石層内底面流況

3.6 3P 逐次補修捨石工の検討

3P 支持地盤の神戸層は洗掘に対し比較的耐久性が高いと推定されている。室内実験では、これまで神戸層は洗掘されないものと想定した実験を行ってきたが、実際に神戸層が長期的にも洗掘に対して十分安定であれば、①無対策で設置する考え方、あるいは、②最小限の捨石工を初期に施し、問題があれば逐次補修拡大してゆく考え方の可能性もある。①については、超長期的な安定性を保証する手段がないため、ここでは②の考え方が成立するものか否かについて実験的な検討を行った。

本実験の概要を図-14及び表-5に示す。実験結果を図-15、16に示す。第1Stepでは沖積層法面が洗掘され神戸層が広範囲にわたり露呈した。洗掘発生領域を神戸層 (T.P. -48m) を基準として層厚5mとして敷設できるような範囲 (T.P. -43m

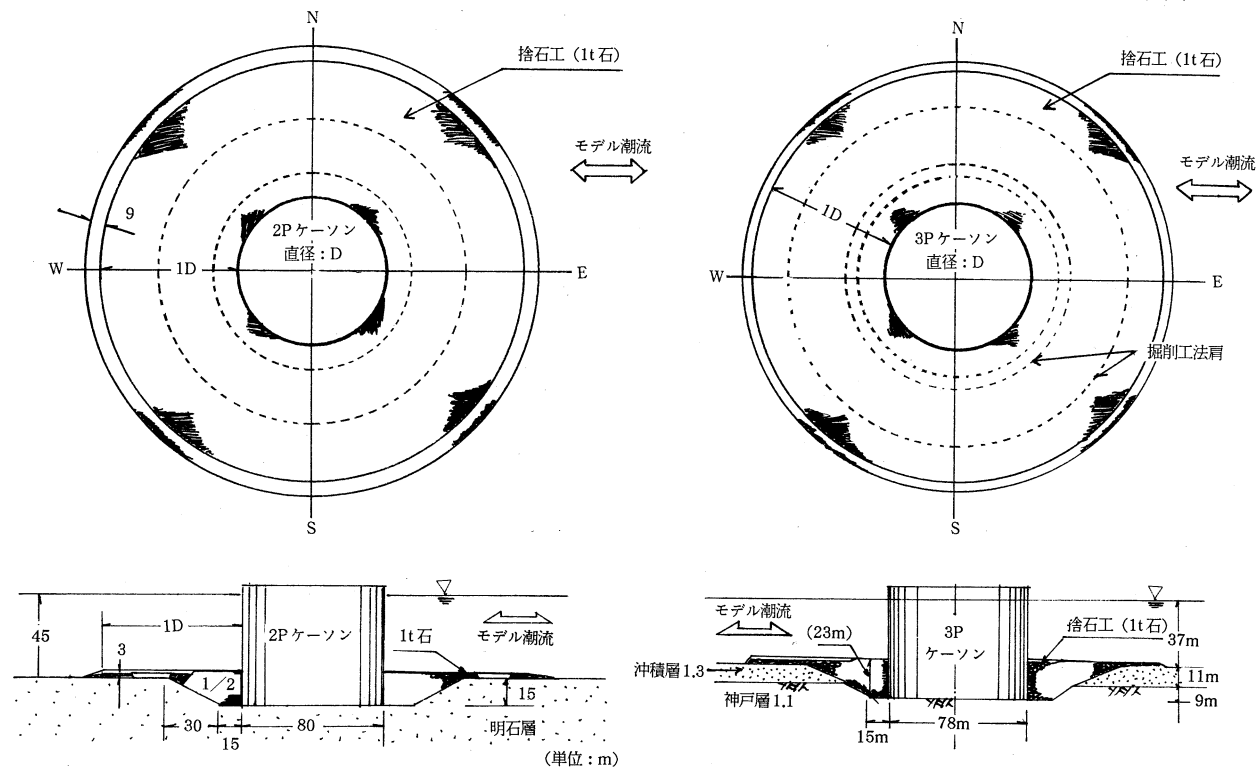


図-10 捨石被覆工基本形長期安定性実験 (1D平坦捨石工案)

は5mとし、底面部は5m、10mの2ケースとした。

周辺洗掘は、1D平坦捨石工案と同様に7年後はほぼ平衡状態に達した。捨石工、ケーソン共に安定に保たれており超長期的な洗掘安定性が確認された。

以上の実験より、中抜き案は、図-13に示す周辺洗掘軽減効果を有することが確認された。

以下) を捨石補修 (図中一点鎖線) し、それに潮流を作用させ、以後2回のStepで発生した洗掘孔 (T.P. -43m以下の洗掘領域) を捨石補修した。捨石敷設は、この段階で21万 m^3 (初期6万 m^3 、補修15万 m^3) となった。補修工の範囲は最終的にケーソン周囲ほぼ1Dクリアランスの範囲に納まった。捨石補修部の天端平均レベルは、洗掘のため補修後でも結果的に初期海底面レベルより平均的

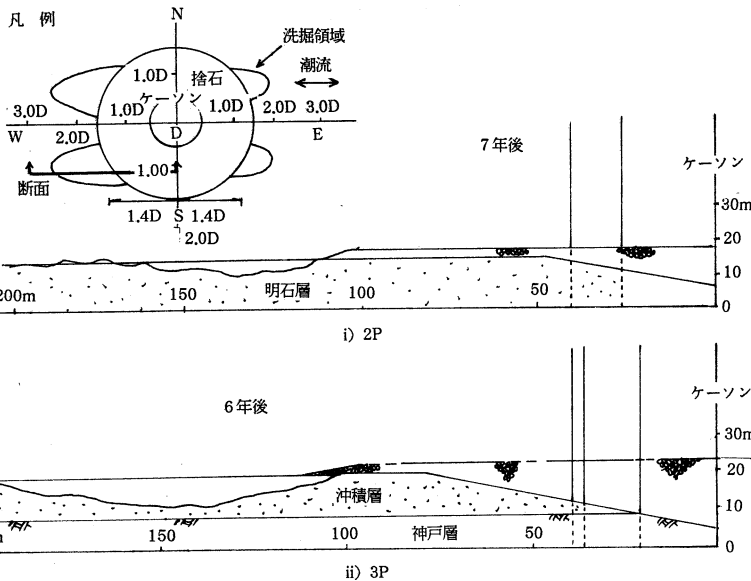


図-11 周辺洗掘状況

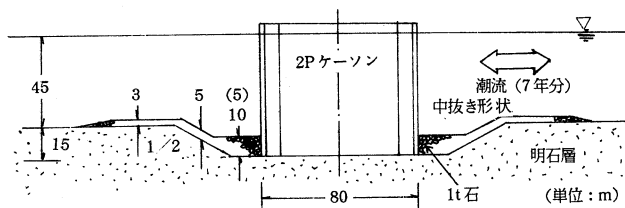


図-12 中抜き捨石工長期安定性実験

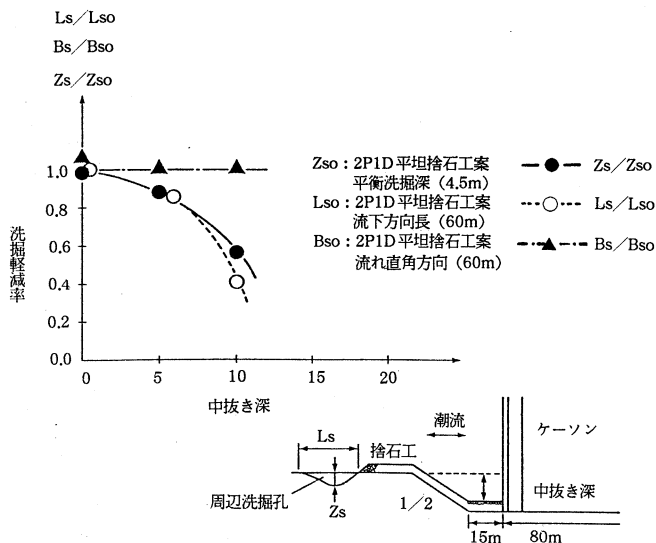


図-13 中抜き深さによる周辺洗掘軽減率

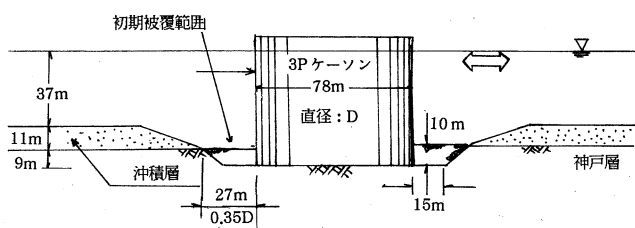


図-14 逐次補修捨石工実験

表-5 逐次補修捨石工実験内容

実験Step	内 容
Step1	図-14の初期地形に対して8kt正弦流(東西)を洗掘現象がほぼ平衡状態に達するまで与え続ける。
Step2	Step1の平衡地形(神戸層の露呈域、法面洗掘域部)を層厚5mで捨石補修する(Step2初期地形)。Step2初期地形に対して8kt正弦流を洗掘現象がほぼ平衡状態に達するまで与え続ける。
Step3	Step2の平衡洗掘地形に対しStep2で補修した捨石工の天端高さ以下まで洗掘された領域を再度捨石補修する(Step3初期地形)。Step3初期地形に対して8kt正弦流を洗掘現象がほぼ平衡状態に達するまで与え続ける。

に6m下がっており、ケーソン近傍の海底地形の変化は大きい、全体的な影響範囲は、1D平坦案、1D中抜き案より小さい。また、施工数量も最小である。

4. 吸い出し防止フィルターユニット

4.1 フィルターユニットの検討経緯

2P地質調査に使用したSEP レグ(一辺2.5m 四角形断面)周辺では、洗掘が発生し、5kt級潮流の作用時には、大隙間の砂および小礫が浮遊して飛ばされる激しいアーミング現象が水中テレビカメラで確認された。室内実験では、洗掘現象は、ケーソン沈設後の4kt程度の弱潮流から進行し、また捨石層厚が2層程度と薄い場合にはケーソン近傍の捨石間隙中からの底質材の吸い出し洗掘現象が確認されている。洗掘防止工としては、捨石工が考えられており、完成形に対する超長期的な洗掘防止機能が確認されていたが、施工数量が大きいため防止工完成までの間の洗掘が問題となった。すなわち、

- ①ケーソン沈設直後の無対策状態における初期洗掘
- ②捨石の施工初期段階における捨石間隙中からの底質材の吸い出し洗掘
- ③捨石工施工段階未施工部分の洗掘

このケーソン沈設直後の初期洗掘対策及び吸い出し洗掘に対する防止工の必要性が指摘された。

これに対し、まず吸い出し洗掘防止工として実績のある吸い出し防止フィルターの調査が行われた。フィルター材に対する既往の研究資料を参照して明石層底質材($d_{max}=100\text{mm}$ 、 $d_{50}=20\text{mm}$ の混合礫)が吸い出しを受けないためのフィルター材は、 $D_{max}=200\text{mm}$ 、 $D_{50}=40\sim70\text{mm}$ 、 $D_{min}=10\sim20\text{mm}$ 程度の礫となり、必要層厚は、最低1m以上となった。現地では施工性を考慮し、小粒径、大粒径のものをカットし、粒径30~150mmの礫とした。

また、フィルター材が潮流により掃流されないように透水性のある網袋に入れ、単体として掃流されない1ton程度の重量に設計した。この網袋式洗掘防止工をフィルターユニット(F.U.)と呼んでいる。

F.U.の吸い出し防止効果の確認を2P海域に設置された模擬ケーソン(直径15m、高さ30m)の周囲に敷設して行った。F.U.の敷設層厚は、必要層厚1mに掘削時の不

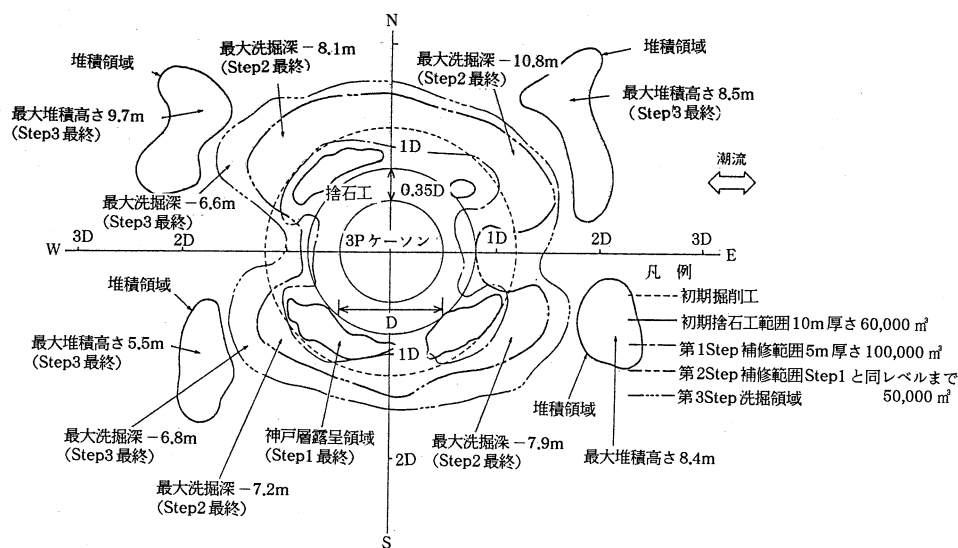


図-15 各Stepにおける補修範囲および洗掘領域

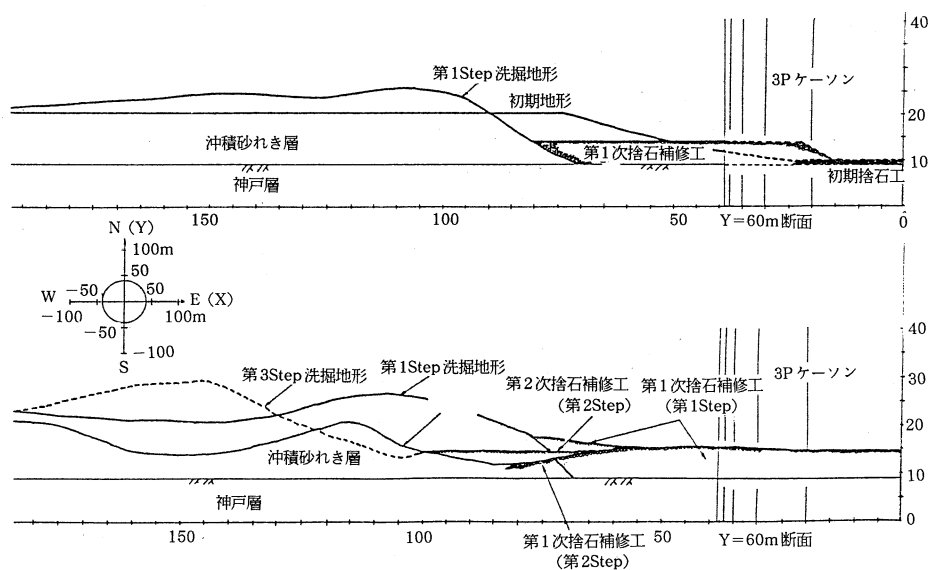


図-16 各Stepにおける洗掘地形および捨石補修領域の代表断面

($\pm 0.5\text{m}$) と安全性を考慮して余裕高を1mとし、2mとした。実験の結果、F.Uを敷設した部分は全く洗掘を受けていなかった。なお、表層流速6ktでもF.Uは安定に保たれており、F.U内の浸透流速は1kt以下に低減されていることも確認された。

以上の結果をもとに、初期洗掘が問題になる2Pに対して、まずF.Uの必要施工範囲を推定するための無対策実験を行い、次に、F.U敷設の途中段階におけるケーソンの洗掘安定を確認するための実験を行った。

4.2 無対策洗掘実験

図-17に実験の概要およびモデル潮流を示す。潮流は平成元年3月末から5月末までの予測潮流のうち、洗掘に關与する4kt以上の潮流のみを忠実にピックアップしたもので、一波一波は正弦流である。実験ではケーソン沈設時期を3月末の小潮期と想定し、その後2ヵ月分計4回の大潮に含まれる81波の潮流を作用させ無対策ケーソンの洗掘安定性を調べた。

図-18はケーソン周囲16分点直下の初期レベルから

陸の洗掘堆積の時系列変化及び刃口下の空隙部の発生領域を示す。

ケーソンは2ヵ月間安定に保たれていた。但し、2ヵ月後までに最大洗掘深3mの洗掘孔がケーソン近傍に発生し、その部位の刃口直下には深さ約1m、長さ10~20mの空隙部が発生した。

F.Uの敷設範囲としては、洗掘域をほぼ被覆するため、ケーソン周囲に幅15m程度の領域が必要であると考えられた。また、洗掘が発生し易い危険箇所が明らかになり、F.U敷設の優先順序が把握された。

4.3 F.U敷設段階洗掘実験

潮流作用下で、大水深のケーソン周囲へのF.Uの敷設は、吊档を用いたクレーン船によるブロック施工が確実であることが、現地実験¹⁷⁾で確認されている。現有のクレーン船では1フック当り約1,000tonが最大であるため12分割敷設となる。

一方、ケーソン沈設2日後には4.8kt1波が来襲し、4日後より6kt級を含む1回目の大潮が来襲する。大潮期間中クレーン船作業は困難であるため、大潮前までに2ブロック、大潮後の次の小潮期に残り10ブロックを敷設することとした。図-19にこの方法による実験の概要を示す。F.U敷設順位は、無対策実験の結果を踏まえ、図中に示すとおりとした。

図-20にケーソン沈設から第1回大潮後までのケーソン周囲の洗掘・堆積量を示す。無対策実験と同じく、沈設4日目の4.8kt西流2波が作用した段階で、洗掘により北北東ケーソン刃口直下には深さ約0.5m、長さ8m程度の空隙部が発生したが、ケーソンは安定であった。

その後、1回目の大潮前に、最優先箇所(北北東、南南東部)2ヵ所にF.Uを敷設したことにより、大潮による顕著な洗掘はケーソン周囲ではみられなかった。また、無対策実験でみられたケーソン刃口直下の空隙部の発生もみられなかった。

本実験の結果、初期洗掘防止工としてのF.Uの施工は、基本的にはケーソン沈設直後の急速施工が望ましいが、途中に大潮を受ける場合でも、F.U敷設の優先順位を考慮することにより、ケーソン周囲の洗掘の進行を抑えられることが確認された。また、大潮後に敷設したF.U完成形に対して、1.5ヵ月間の潮流を作用させたがケーソン、F.Uモデルとも安定に保たれていた。但し、F.U周辺に沿って帯状に洗掘域が形成され、掘削法面の洗掘も進行しており、F.U施工後速やかな捨石の施工が必要と考え

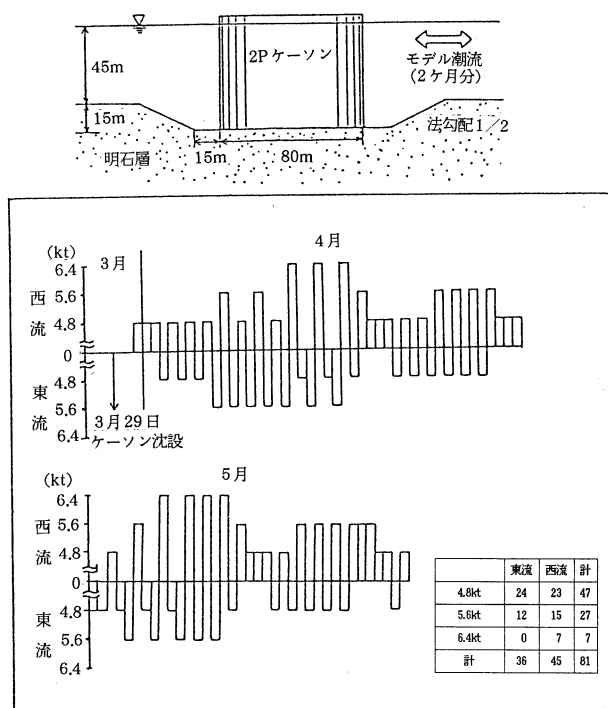
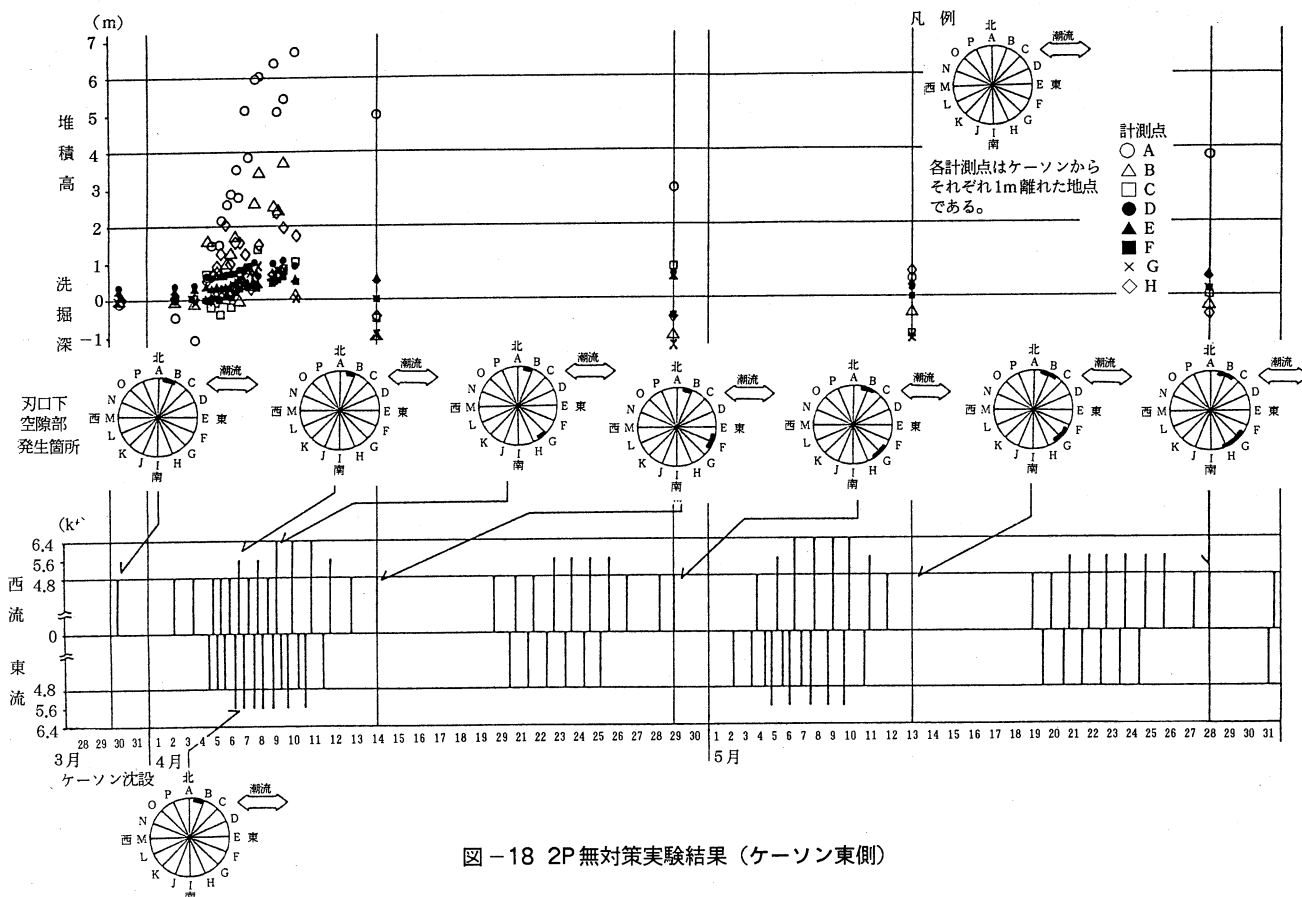
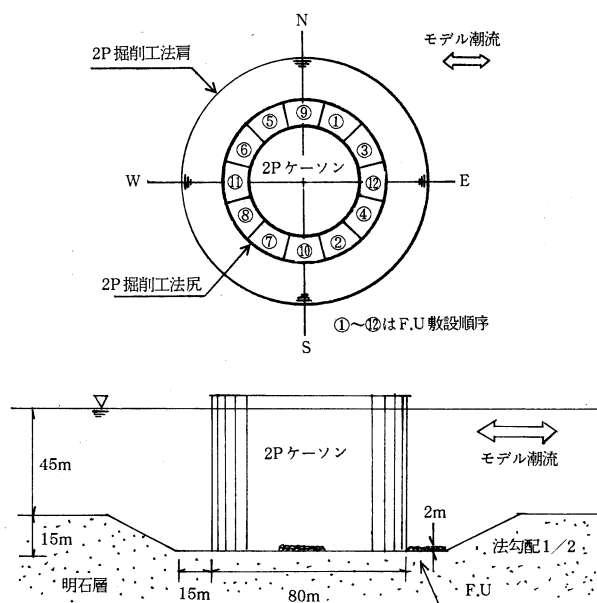


図-17 2P無対策洗掘実験概要

られた。

5. あとがき

本実験は、十数年に渡って実施してきた現地実験およ



び室内実験で得られた知見を基に、最終的な洗掘防止工法を確立するための細部検討を行ったものである。

2Pは、本年3月29日沈設され、ほぼ実験どおりの工程でF.U設置後、8月上旬に捨石工を完了した。この間ケーソンは安定を保っている。なお捨石形状は、吸い出し洗掘に対する余裕を考慮して、1D5m中抜き捨石工を採用した。

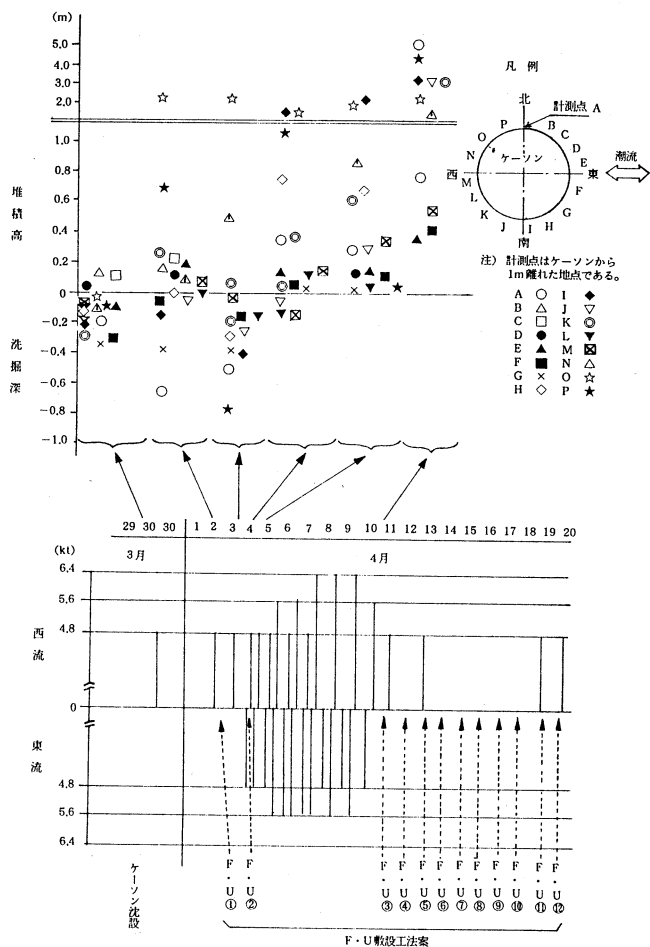


図-20 F・U敷設時洗掘実験結果

3Pは、6月11日沈設され、ケーソン刃口部にF・Uを施工した後、9月末に捨石工を完了した。捨石形状は、周辺洗掘範囲、施工量等を考慮し、逐次補修捨石工を採用した。

両捨石工とも、今後定期的に追跡調査を行っていく必要があり、当面、半年及び1年後に測深、ROV（無人潜水艇）による観察を行う予定である。

最後に、本実験の実施にあたって、多大の御指導、御尽力を賜りました京都大学工学部中川教授、大阪大学工学部榎木教授を始め、実験・解析にあたっていただいた鹿島建設（株）技術研究所及び大成建設（株）技術研究所の関係各位に深く感謝の意を表する次第であります。

参考文献

- 1) 潮流による橋脚周辺部の洗掘特性に関する研究（S.50年11月、第22回海岸工学講演会論文集）中川

博次、鈴木幸一

- 2) 明石海峡の現地洗掘調査（'76年1月、橋梁と基礎）岡田哲夫、山田勝彦
- 3) 海中基礎と洗掘（'79年1月、基礎工）藤田秀夫
- 4) 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（'79年1月、本四技報No.7）加島 聡、田中宗博
- 5) 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（その2）（'80年10月、本四技報No.14）加島 聡、古屋信明
- 6) 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（その3）（'85年7月、本四技報No.34）北川 信、森 邦久
- 7) 強潮流下の洗掘防止工模型実験（'80年5月、橋梁と基礎）奈良平俊彦、加島 聡
- 8) 強潮流下の海中橋脚の洗掘防止工模型実験（S.55年9月、第35回土木学会年次学術講演会論文集）奈良平俊彦、加島 聡、古屋信明
- 9) 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工に関する実験（S.55年10月、第34回建設省技術研究会論文集）奈良平俊彦、野村直茂、溝畑 進
- 10) 強潮流下における構造物周辺の局所洗掘に関する実験的研究（S.60年9月第40回土木学会年次学術講演会論文集）北川 信、今井貫爾、小池 司
- 11) 海中橋梁基礎の洗掘防止実験（建設省技術研究発表会S.62年度論文集）、高澤 勤、阿部明弘、伊藤進一郎
- 12) 強潮流下における大型構造物の建設に当たっての事前掘削の効果に関する実験的研究（海洋開発シンポジウム論文集（1988年））加島 聡、高澤 勤、阿部明弘、今井貫爾
- 13) 強潮流下における大型構造物用の洗掘防止材料に関する研究（海洋開発シンポジウム論文集（1988年））高澤 勤、鈴木幹啓、阿部明弘
- 14) 急潮流下における海洋構造物の洗掘防止工の設計（第35回海岸工学講演会論文集（1988年））高澤 勤、鈴木幹啓、八重田義博、勝井秀博
- 15) 橋脚の洗掘防止工内における浸透流況（S.63年10月第43回土木学会年次学術講演会論文集）高澤 勤、鈴木幹啓、中川良隆、勝井秀博
- 16) 潜り円柱の局所洗掘に与える構造物スケールの影響（S.63年10月第43回土木学会年次学術講演会論文集）高澤 勤、伊藤進一郎、今井貫爾、小池 司
- 17) 明石海峡大橋現地水理実験（建設省技術研究発表会（S.63年度）論文集）高澤 勤、樋口康三

生口橋基礎工におけるリバース杭の施工

The Construction of the Pile by the Reverse Circulation Drill Method in the Foundation of Ikuchi Bridge

垂水工事事務所 第三工事長
(前) 向島工事事務所 第二工事長

岡田 凌太

Ryota Okada

向島工事事務所 第二工事長付

岡本 正美

Masami Okamoto

1. まえがき

生口橋は、尾道・今治ルート（西瀬戸自動車道）に位置し、因島と生口島を結ぶ橋長790mの世界でも例の少ない中央径間（490m）を鋼構造、側径間（150m）をPC構造とした複合斜張橋（図-1）である。生口橋の工事は、昭和61年12月に着工し、平成元年7月現在一部の橋脚の躯体部を残し、ほぼ下部工は完成している。本橋の基礎形式は杭基礎であり、風化花崗岩をリバース工法により掘削した、前例の少ない工事であった。本報告は、リバース掘削の過程において判明した基礎位置での地質特性及び施工経緯並びに掘削記録をもとにその難度区分を評価解析した施工調査等について紹介する。

2. 地質概要

2.1 地形地質

生口橋架設地点の地形は、因島側が側径間橋脚付近に小規模な海岸低地を持つが、端橋脚の1P付近は、標高30m程度の斜面を形成する。生口島側は、海岸低地と標高10m程度の、丘陵地を主体としている。因島～生口島付近に分布する地質は、中生代白亜紀末の広島型花崗岩および古生層を基盤岩とし、その表面を崖錐堆積物や沖積層等

が覆っている。花崗岩類は、因島側が斑状花崗岩、生口島側が粗粒黒雲母花崗岩で、古生層（ホルンフェルス）は生口島に分布する。地質調査結果を分析すると、因島と生口島との間には花崗岩の風化度にかかなりの差があることが判明している。特に、生口島側の主塔基礎付近ではTP-80mまでD級岩盤となっている。そこで、生口橋の支持層は鉛直支持力、長期クリープ沈下を考慮し、因島側はCL層、生口島側はDH層としている。地質縦断面図を図-2に示す。

2.2 地盤定数

本州四国連絡橋では過去において各種の地質調査が行われ、これらの成果がとりまとめられている。¹⁾ 本橋架橋地点は特に花崗岩の風化が著しく、D級岩盤についてはさらに細かい分類を行い、地盤定数を見直した値が土木学会より報告されている。²⁾ 下部工の設計に用いた地盤定数を表-1に示す。

3. リバース杭の施工経緯

3.1 リバース杭施工と地質特性

因島側は、花崗岩（一部×岩を含む）を掘削対象としており、風化層が比較的薄く地表面から10～30m程度で支持層のCL級岩盤に達する。ところが、地表面近くの堆

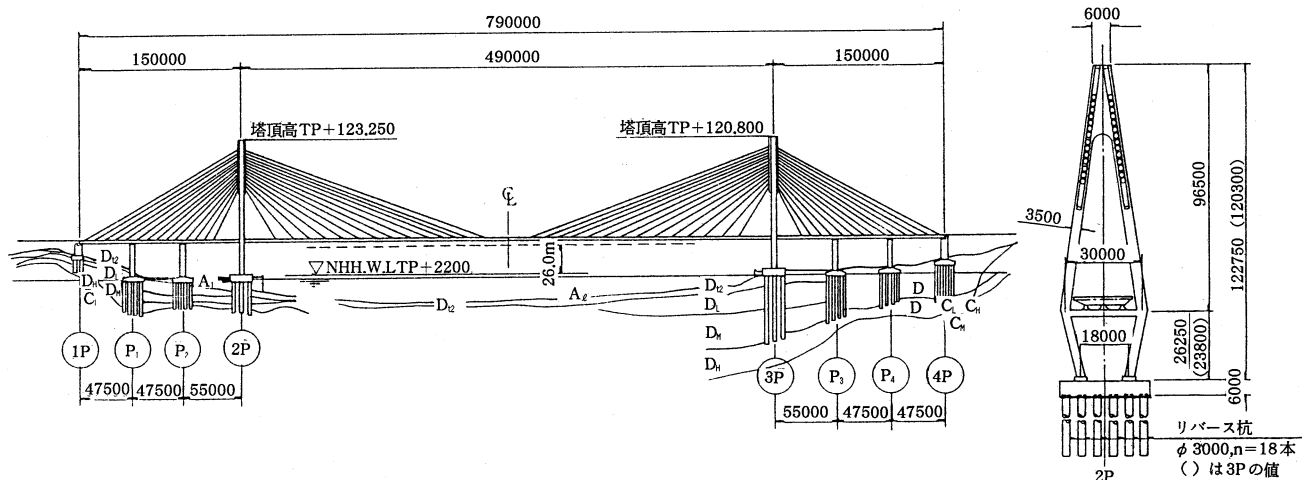


図-1 橋梁一般図

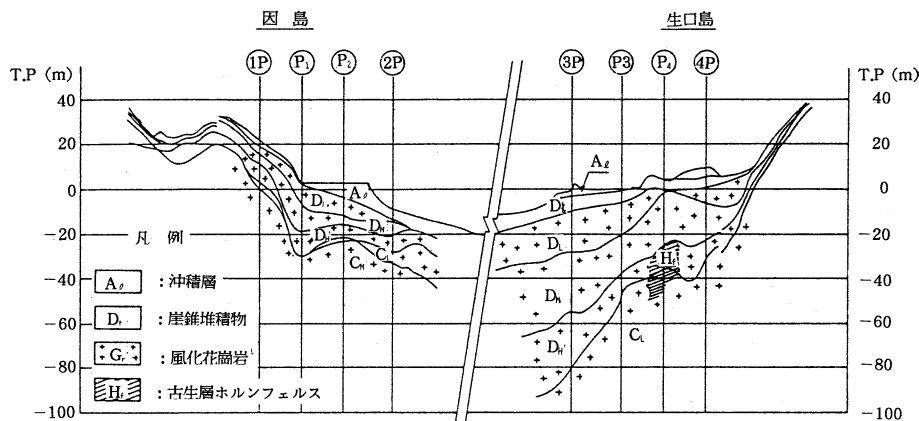


図-2 地質縦断面図

表-1 設計地盤定数

地層区分	地盤定数	単位体積重量 γ_t (tf/m^3)	粘着力 C (tf/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	変形係数 E_s (kgf/cm^2)	クリープ係数 G^*/G_3	粘性係数 η ($\text{kgfmin}/\text{cm}^2$)
盛土		1.7	0	0	0	-	-
A ₁		1.7	0	0	21 ^{*1}	-	-
D ₁		1.7	0	0	49 ^{*1}	-	-
D ₂		1.7	1.7	30	75	1.0	9.2×10^5
D ₃		1.8	4.9	35	300	0.83	8.7×10^5
D ₄		2.05	11.5	37.5	800	0.83	2.6×10^{10}
C ₁		2.2	17.5	40	1,500	0.5	1.5×10^{15}
C ₂		2.35	30	40	3,000	0.5	1.5×10^{15}
C ₃		2.45	50	45	6,000	0.5	4.9×10^{15}

*1 N値よりの概算値

積層の下に当初計画では予想しなかった新鮮な花崗岩の転石 ($\phi 30\text{cm} \sim \phi 200\text{cm}$ $qu = 1300\text{Kgf}/\text{cm}^2$ 程度) が多数出現した。特に2Pでは、旧海底面下に数多く点在しリバース掘削に先立ち施工するスタンドパイプの建込み等に苦慮した。またP1においては、リバース機ではかなり難渋する風化残留礫の硬質花崗岩 (CM~CH級相当、推定 $qu = 1000\text{Kgf}/\text{cm}^2$) に直面し工事工程計画にかなり影響を受けた。一方、生口島側では、古生層の下に花崗岩が貫入しホルンフェルスがキャップロックとして分布していることが確認されていたが、実際は断層構造やホルンフェルスの岩体が花崗岩内に捕獲岩として取り込まれる等、想定したよりかなり複雑な地質構造となっていた。断層はP4の杭施工前の地盤掘削時に確認されたが、ホルンフェルスが古期崖錐堆積物に乗り上がった形で接触していることから、第四紀の逆断層と堆定され、その方向はNSで傾斜 60° Wである。因島側のP1でも玢岩岩脈が走行NSで花崗岩に貫入していることをあわせると、因島~生口島付近の断層構造は走行NSのものが主となっていると予想された。図-3に杭配置図及び岩盤分類図を写真-1に杭施工時の現場状況を示す。

3.2 リバース杭施工時の諸問題と対策

下部基礎形式として採用したリバース杭の施工において、前述のとおり当初施工計画では予期せぬ転石の出現やP1付近に存在した浅部から深部に鋭く傾斜する硬岩層

等、リバース掘削にあたっては極めてやっかいな地層に直面した。これらの難問克服に至る施工経過、対応策について述べる。

(1) 孔壁崩壊

リバース工法は、静水圧 ($0.2\text{Kg}/\text{cm}^2$) と掘削時の泥水によってできるマッドフィルムで孔壁を保持しながら掘削する方法が一般的である。孔壁保持の施工管理としては掘削速度の調整、静水圧の管理、泥水比重の管理等が肝要であるが、その管理体制の中においてP1のNo.4杭、P3のNo.4杭で孔壁が崩壊した。その原因を検討してみると下記のようなことが考えられた。

①風化花崗岩は、間隙率が大きく各鉱物間の結合力が弱いことから、水に対する抵抗力が一般の砂質土、粘性土系の地盤より弱かった。

②掘削に伴う応力開放により、風化花崗岩の緩みの領域が拡大され崩壊に至った。

③P1付近は玢岩が貫入していることから、その玢岩の亀裂に泥水が浸透し亀裂面が拡大した。

④泥水に海水が混入したため、その塩分が泥水中の微粒子の沈降を促進させた。従って、比重が1.02~1.03と極端に低下した。

これらの地質特性、外的条件は当初予想を上回るものであったことから、泥水比重及び粘性を強制的に高めるベントナイト安定液に変更する必要が生じた。そこで、P1では玢岩、P3では風化花崗岩をサンプルとしてベントナイトの比重と粘性の配合試験を実施した。掘削は、安定液を使用したことにより孔壁崩壊はなくなったが、一部の玢岩で泥水循環が止まると孔壁が壊れ出したところもあったため、安定液の比重管理を頻繁に行うことや泥水循環を止めないことが重要視された。

(2) 転石除去と止水対策

因島側の急斜面1P及び汀線部2P付近に転石が多数出現した。1Pは深礎杭であるため人力掘削除去が困難な大きな転石は発破による掘削を併用したため特に問題はなかったが、2Pリバース杭で旧海底面下に出現した転石は、ほとんどの杭の施工に悪影響を及ぼした。ここでは、2PNo.4杭を例に施工経過と転石除去対策について述べる。

①施工経過

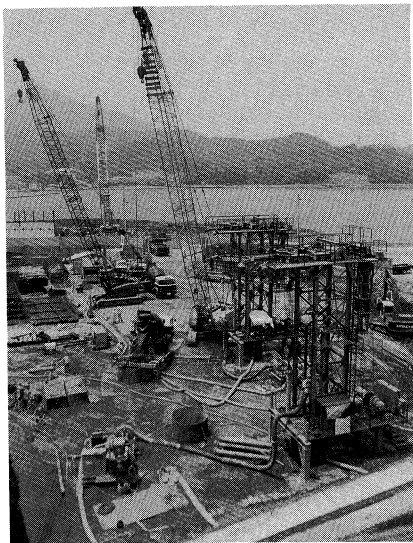


写真-1
リバー施工状況
(昭63.8) 因島側

リバー杭がセルラーブロックの基礎部を貫通する部分においては、あらかじめ粒径の細かい30~40mmの碎石を布設していたため、この区間のスタンドパイプ（以下パイプという）の貫入は問題とならなかったが、旧海底面下に入ったところで転石にあたった。旧海底面付近は、旧護岸の押え盛土（捨石）箇所にあたるため締切堤の施工に先立ち広範囲に1m程度の捨石除去を行っている。最初は、この転石に対してハンマグラブと潜水夫による強制撤去により図-4に示すT.P-12.500mラインまでパイプを圧入することができ、リバー掘削が可能

な状態となった。ところが、掘削は順調に進まず、大きな転石にあたっているため掘削機のみが踊るような状況であった。さらにその影響を受け、パイプ内の安定液が逸水するようになり、潮の干満との連動作用で地表面のパイプ周りに陥没孔が発生した。その状況を写真-2に示す。

②薬液注入による逸水対策

逸水の原因としては、旧海底面下のパイプ周りにある基礎碎石の透水性が高いことと転石とパイプとの接点周りにある地山に間隙が発生していること等が考えられる。そこで、対策としては図-5に示すようにパイプ周りを薬液注入により止水し、薬液のパイプ内部への流入を遮断するためコンクリートを打設することにした。その結果、リバー機はコンクリートと転石区間のみ掘削速度が低下したものの、所定の支持層まで掘ることができた。この経験をもとに、転石に対する措置基準を立案し他の杭についても同様な対策を実施した。

写真-3に2Pにおいて採取された転石を示す。

(3) P₁橋脚における硬岩層対策

P₁橋脚No.13杭のリバー掘削中に、非常に浅い部分から鋭く深部に傾斜する硬岩層に遭遇した。そのため孔曲りを生じ（図-6）、正規な状態での掘削が不可能となった。ここでは、硬岩層の深度分布を探る地質調査及び硬岩層に沿って流れる地下水の動向調査並びにリバーにかわる新しい工法の採用について述べる。

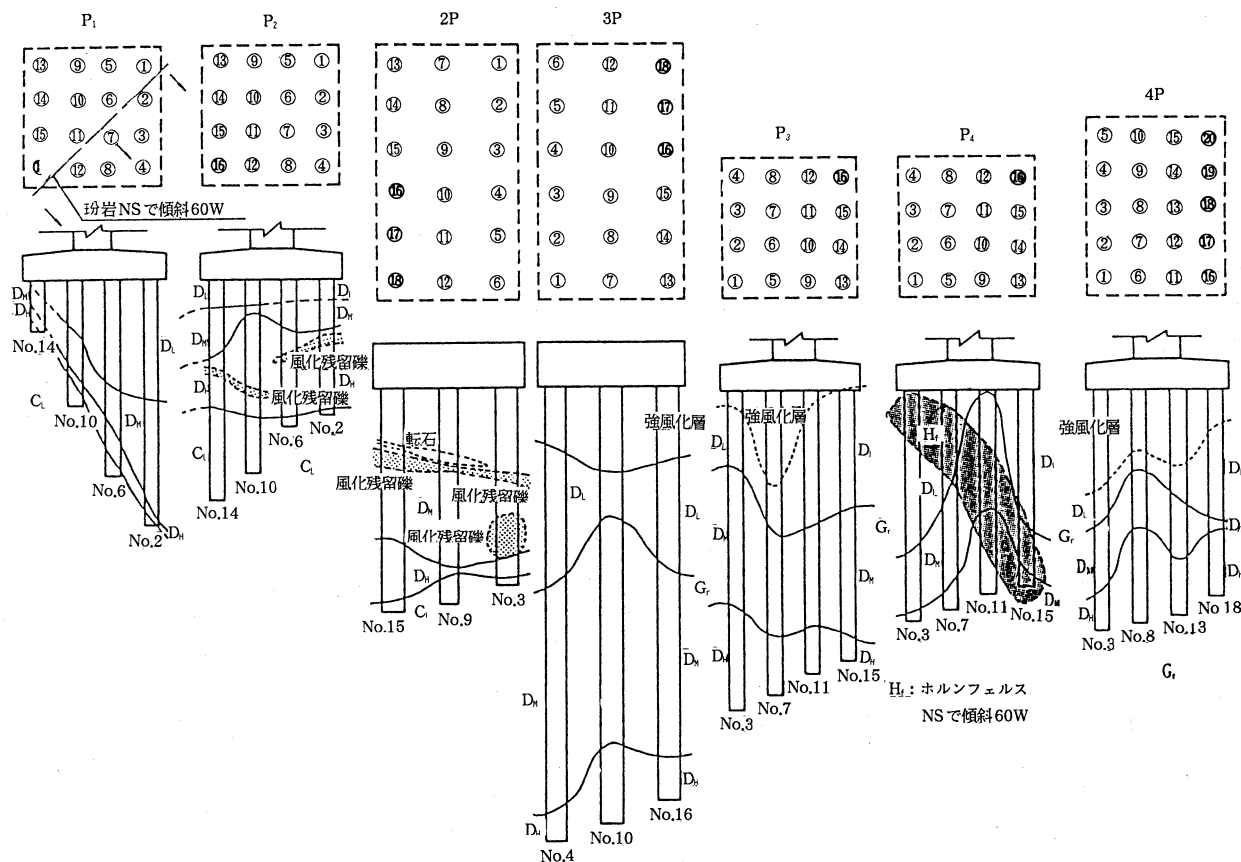


図-3 杭配置及び岩盤分類図

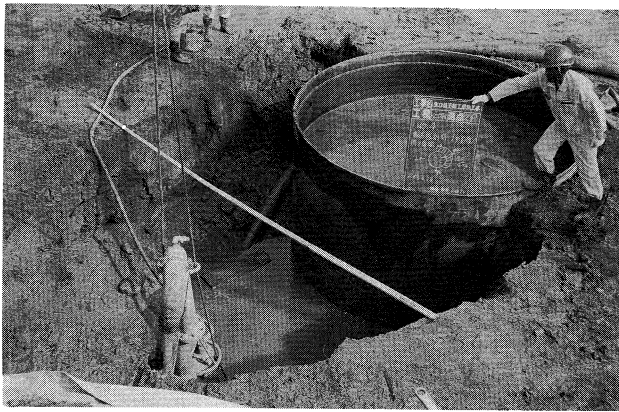


写真-2 スタンドパイプ周りの陥没孔

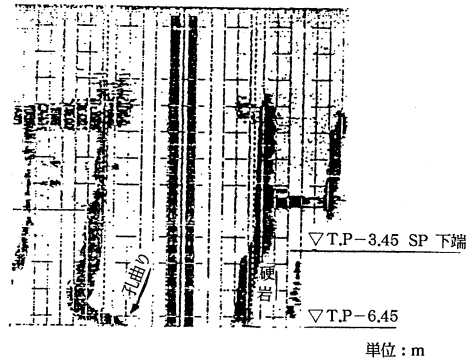


図-6 超音波による孔壁測定

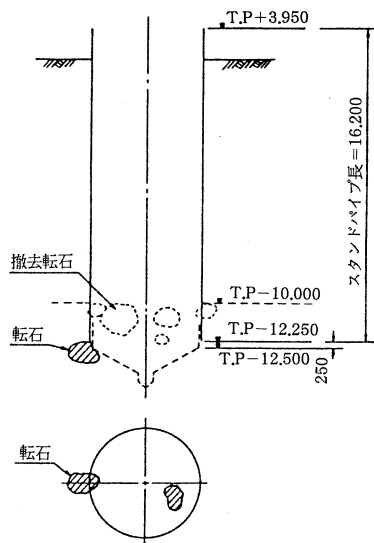


図-4 転石の発生状況（推定）



写真-3 採取された転石

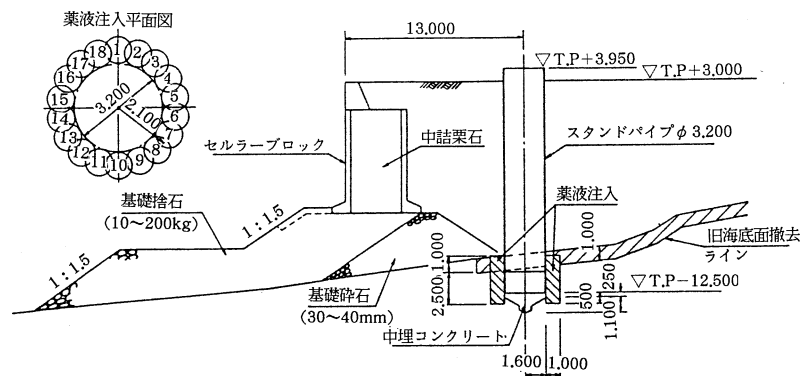


図-5 薬液注入による止水対策

①硬岩層の深度分布

今回は、硬岩層の標高を探ることが主目的であることから、パーカッションタイプのボーリングマシンにより削孔し、その削孔速度の違いをもって硬岩の高さを推定した。図-7、図-8にリバース杭掘削、調査ボーリング、パーカッション削孔による調査結果をもとに総合的に判断して作成した硬岩等高線図及び横断面図を示す。No.13杭付近には、硬岩層の尾根と谷が見られるが、これは玉ねぎ状に風化した花崗岩（風化残留礫）の谷間にあたるもので、この現象も特徴の一つと言える。

②人力併用ベント工法の採用

鋭く傾斜する硬岩層をリバース工法によって所定の深度まで許容値内で掘削することは、前述したNo.13杭での孔曲りの実績から不可能と判断した。そこで適用可能な案として、ロックオーガー工法、深礎杭工法、人力併用ベント工法等が挙げられたが、工程計画、経済性、施工性を比較検討した結果、硬岩層のみを人力で掘削するベント工法が最適という結論を得た。ただ、この場合孔内人力作業として可能な掘削深度の問題があった。ここでは、リバース機では極めて難しいと考えられる傾斜の

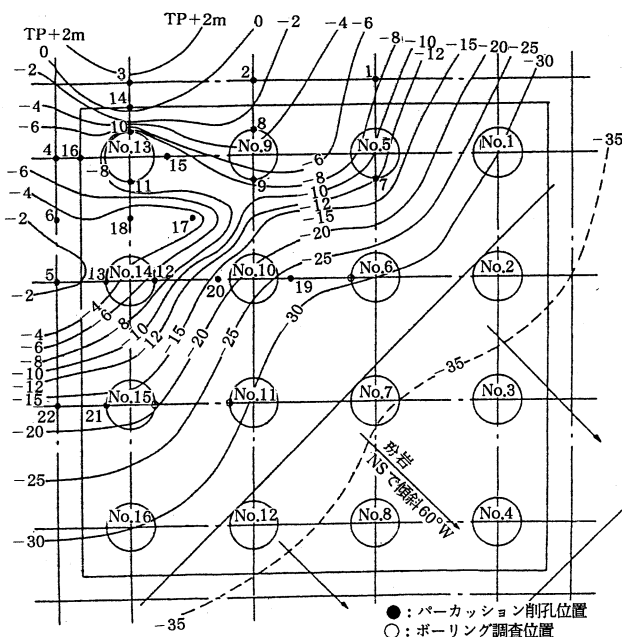


図-7 硬岩等高線図

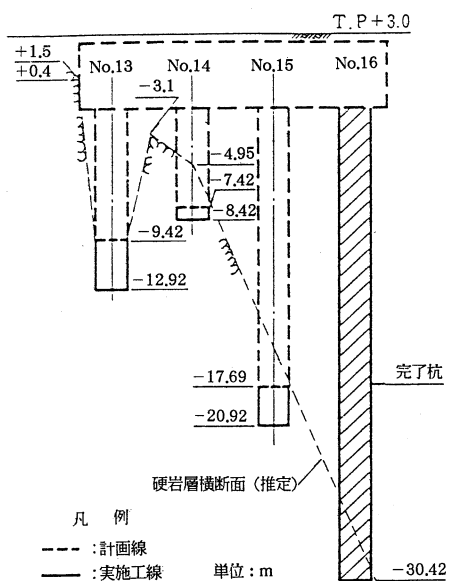


図-8 硬岩層横断面図

急なT.P-20m付近までとし、残りの杭は当初計画どおりリバース掘削とした。また、P₁橋脚付近は山側から地下水が豊富なため、硬岩層面に沿って流れる水対策として薬液注入を先行させることにした。図-9に人力併用ベント工法の施工手順を示す。

③地下水に対する安全対策

人力併用ベント工法の最も注意すべき点は、孔内外水位差によりボーリングをおこして地山が崩壊し地下水と共に土砂が流入した場合、作業の安全性を損うことであった。これに対する措置としては、岩盤境界を薬液注入により止水したが、それと合わせて地下水の流向流速を測定し地山の危険度をチェックする方法を試みた。流速の測定は、一般に地下水検層と呼ばれる方法で図-10に示す観測孔の孔内水の電気抵抗を計測したのち、食塩を攪拌投入して1/50~1/100程度まで抵抗値を下げた後、

地下水の流動で塩分が稀釈されるのを定められた時間で測定する電気抵抗の変化で流速を計るものである。測定結果として得られた値は、No.1孔で最大値 $v=2\sim5\times10^{-1}$ cm/sec No.2孔で $2\sim5$ cm/secと地下水の流速としては非常に大きな値を示すものであり、これはおそらく地山の亀裂を走る水脈ではないかと考えられる。流向の測定は、地下水追跡と呼ばれる方法で観測孔よりNo.1に塩化リチウム、No.2にフルオレッセンソーダを投入し平面図に示す採水孔より採水して各々のトレーサの検出を行うものであるが、2回の測定にもかかわらず各採水孔から検出することはできなかった。この現象は、最後の杭No.10の掘削時に初めて孔内から検出されたことから想定すると、水脈の流れは一定方向をもつが脈数は少ないこと、また珩岩の層が止水層となり付近に滞留したこと等が原因と考えられる。流向流速の測定値は未知的要素は含んでいるものの突発的な大きなボーリングは、薬液注入による止水効果、地山の強度から推定しておこり得ないと判断し、掘削は緩速施工で慎重に実施することにした。その結果、小規模な土砂の流入は確認されたが無事所定の層まで定着することができた。

3.3 リバース杭施工と地質調査

構造物の基礎形式並びに工法の選定は、現地の地形地質特性、外的条件及び施工性、経済性の総合評価により決まるが、特にその中で、地質調査ボーリングにより地質特性を明らかにすることが必要不可欠である。

本橋の計画にあたって当然ボーリング調査は実施されているが、今回のリバース掘削のネックとなった転石は調査データとして把握されていなかったのが実状であった。大規模構造物ともなると、基礎巾も大きくなり点として捉えるボーリングでは、この転石を探りあてることが非常に困難なことであり、またそれを捕うためにボーリング本数を増やすのも限界がある。したがって、基礎形式・工法を選定する第1条件となる地質調査については、本橋のような事例が発生すると予想される場合はできるだけ数多くのデータを収集し、特にその査定法について慎重に検討する必要がある。

本工事は従来のリバース工法としては極めて稀なケースであるが孔壁崩壊、安定液の逸水、パイプ回りの陥没、転石処理対策など幾多のトラブルを克服してのリバース杭であり貴重な施工事例と考えられる。

4. リバース杭の施工調査

4.1 リバース掘削と岩盤強度

掘削記録をもとに風化花崗岩の地質特性を解明するために各種の施工調査を実施したが、ここでは複雑な岩盤区分と掘削速度の関係を削孔強度を指標にし、その掘削難度を解析した結果を紹介する。

(1) 削孔強度について

リバース杭の掘削速度は、カッタの種類、ビットの形状、ビット推力、ビット回転数、掘削口径、カッタの摩

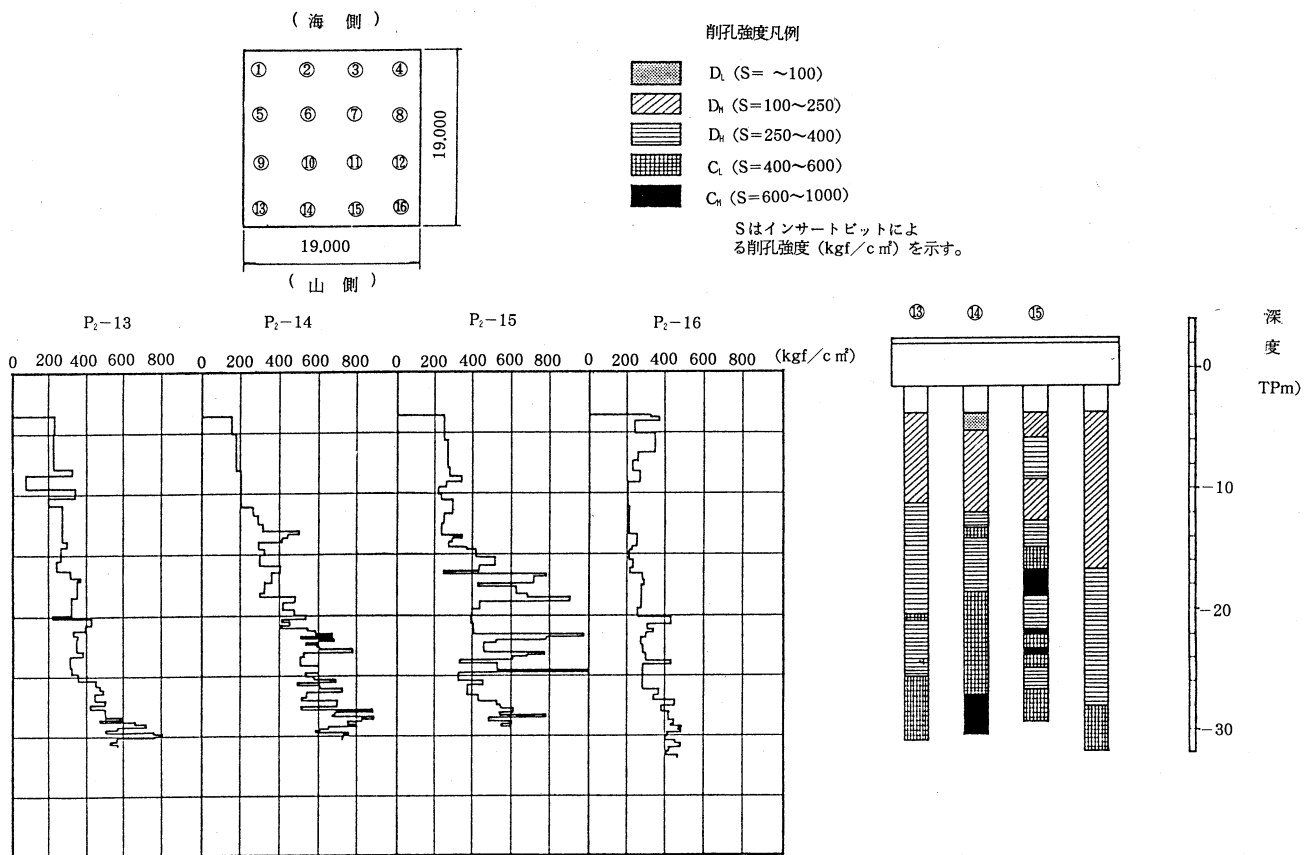


図-11 削孔強度断面図

リラビリティ定数 K_2 は 500 とした。

(2) 削孔強度に関する考察

削孔強度は、掘削対象地盤の強度を推定する上ではボーリングと比較して径が大きいことから、むしろボーリングが点で地盤を捉えているのに対し面で捉えるという利点もあり、掘削に抵抗する地山の強さを表わす一つの指標と成りうるものと考えられる。沖積層や洪積層第四紀の堆積層は、水平方向の連続性が良好なため、数点のボーリング調査で一つの橋脚の地盤を推定することは可能であろうが、岩盤の場合は風化の程度が様でないため困難な点が多い。特に $2P_2$ 、 P_2 で見られたような硬い転石や風化残留礫の掘削の場合には、掘削面の一部に硬質の岩塊が存在するだけで削孔強度は大きな値となる。したがって設計時の岩盤分類は、橋梁基礎の支持地盤としての分類であり、掘削を対象とした岩盤分類として適さない場合もある。即ち、転石や風化残留礫等は、設計上その上下に分布する D 級岩盤として分類され、柱状図でも存在を確認できる場合もあるが断面図上では無視されることが多い。図-11 から見ても各強度の横方向の連続性はあまりなく、各強度層間の境界線はかなり凹凸を示している。そこで、実際の掘止めに際して削孔強度は、掘削ずりの目視観察及び掘削速度と併用して用い、施工管理上の目安として取り扱った。

4.2 削孔強度に基づく掘削速度及び掘削時間

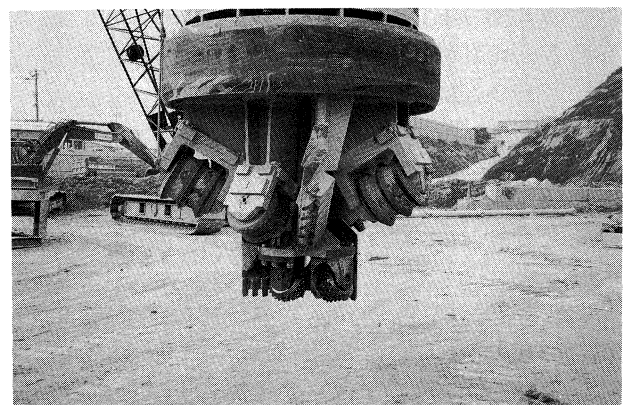


写真-4 チップインサート型コンビネーションビット (φ 2.0m)

前述した削孔強度を基にした岩盤分類に従って、杭 1 本ごとに各強度層の厚さを読み取った結果を表-2 に示す。(代表として P_2 を掲載) また、杭 1 本ごとの掘削記録から橋脚ごとに各強度層のビット荷重と回転数を設定し、前記 (2)、(3) 式より純掘削速度を求め、各強度層の層厚と合わせて純掘削時間を算定した結果を表-3 に示した。この計算過程において、C 級岩盤の転石層及び風化残留礫については、掘削の状況、ずりの目視観察から総合判断して支持層との間で掘削の難易度は変わらないという評価のもとに行っている。即ち、リバース掘削の難易度は、判定された掘削上の岩盤分類が同一であれば、転

表-2 岩盤分類と層厚

(単位: m)

橋脚No	杭No	DL	DM	DH	転石、風化残留礫			基盤岩			計
					CL	CM	CH	CL	CM	CH	
P ₂	1		4.56	6.0			1.3				13.46
	2		4.28	9.2	1.4			0.8			15.68
	3		7.4	7.7				3.0			18.10
	4		11.55	1.5				0.6		0.5	14.15
	5		5.08	1.3				3.2		107	11.28
	6		3.03	12.1	0.9				1.2		17.23
	7		9.25	2.4	2.8			1.8	1.9		18.15
	8	1.98	3.0	7.2				6.4			18.58
	9	0.51	9.3	7.7				4.8			22.31
	10	1.35	0.9	12.7	1.2			7.0			23.15
	11		6.44	3.2				10.0			19.64
	12	1.03	4.0	6.0				3.2	4.4		18.63
	13		7.54	13.7	0.6			5.5			27.34
	14	1.45	6.7	5.7	0.9			8.5	3.4		26.65
	15		5.43	10.2	4.0	3.3		2.7			25.63
	16		13.02	11.4				3.8			28.22
	計	6.32	101.48	118.0	11.8	3.3	1.3	61.3	12.5	2.2	318.20
	平均	0.4	6.3	7.4	0.8	0.2	0.1	3.8	0.8	0.1	19.9

表-3 純掘削速度と純掘削時間

橋脚No	ビットの種類	岩盤分類	平均掘削速度 (kgf/cm ²)	平均層厚 (m)	ビット荷重 W(t)	回転数 n (rpm)	純掘削速度 (m/h)	純掘削時間 (h)
P ₁	インサート ビット S400H (φ2m)	DL	80	0.4	10	6	2.24	0.18
		DM	175	6.3	10	6	0.55	11.45
		DH	325	7.4	10	6	0.18	41.11
		CL	500	4.6	10	6	0.11	41.82
		CM	800	1.0	10	6	0.047	21.28
		CH	1000	2.0	10	6	0.022	9.09
	計	-	-	19.9	-	-	-	124.93
作業時間集計結果による杭1本当たり純掘削時間								(122.8)

表-4 実態調査による純掘削時間

作業 区分	実掘削運転（ 時間 分）						計
	純掘削 時 間 ①	掘削関連作業				その他 ⑥	
ドリル パイプ 着 脱 ②		掘削機 掘 付 動 ③	スライム 処 理 ④	ビット 交 換 ⑤	①～⑥		
杭番号 (施工順)							
P ₂ - 4	62-05	3-00	5-30				70-35
P ₂ - 13	119-45	3-25	7-00	1-00		0-30	131-40
P ₂ - 16	126-10	4-25	11-15			14-40	156-30
P ₂ - 9	99-30	3-00	6-00			0-45	109-15
P ₂ - 7	103-50	2-10	4-15				110-15
P ₂ - 3	72-55	3-00	4-00				79-55
P ₂ - 15	182-25	5-05	4-00				191-30
P ₂ - 10	117-00	3-00	4-50				124-50
P ₂ - 8	106-00	1-30	6-00				113-30
P ₂ - 2	71-00	3-00	4-30				78-30
P ₂ - 14	182-55	3-45	5-00				191-40
P ₂ - 6	86-40	1-50	3-30				92-00
P ₂ - 12	150-00	4-00	2-45				156-45
P ₂ - 11	136-15	4-00	3-30				143-15
P ₂ - 5	129-35	1-15	3-00	0-45		6-30	141-05
P ₂ - 1	219-50	1-30	3-45			65-15	290-20
合 計	1965-55	47-55	78-20	1-45		87-40	2181-35
平 均	(122-52)	3-00	4-54	0-06		5-29	136-21

石、風化残留礫、支持層の間に区別はないという結論である。その結果の裏付けとしては、表-4に示す施工実態調査における純掘削時間と表-3に示す削孔強度に基づく純掘削時間がほぼ一致することからとも言える。

4.3 転石層の掘削

因島側2Pのリバース掘削においては、旧海底面付近に出現した直径1m~2m内外の転石とその直下、中間層、支持層付近の風化花崗岩層内に存在する未風化の花崗岩(風化残留礫)の掘削が非常に困難であったことは前述したとおりである。ここでは、非常に難渋した転石層掘削に対する幾多の補助工法の紹介及び掘削機(ドリルパイプ)の部材応力と掘削トルクの調査について述べ、通常の風化花崗岩との難易度の違いについて証明するものである。

(1) 補助工法の採用

転石層掘削には、状況に応じて次に示す各種補助工法が採用された。

- ①ハンマングラブによる転石除去
- ②φ2000mmビットによる先行掘削(2Pφ3.0mのみ)
- ③スタンドパイプの継足し(パイプ周りの陥没防止)
- ④バイプロハンマによる地山振動(転石周りの地山を緩める。)
- ⑤潜水夫による転石調査及び除去
- ⑥薬液注入工(崩壊逸水防止)
- ⑦パーカッションドリルによる転石穿孔、破碎
- ⑧ロックブレイカによる転石破碎

この中で18本の杭のうち8本において採用した②のφ2.0mによる先行掘削の効果について他のφ3.0mの単独掘削の場合と比較し検討を加えたものを述べると、②の掘削方法は、P₁,P₂橋脚で終了したφ2.0mの掘削機をφ3.0mの先行掘削機として使用し、その後続くφ3.0m掘削の時間短縮を図ったものであり、特に転石層掘削の場合は中穴が掘られているため、拡張掘削が有利になると判断したからである。その結果、φ3m単独掘削よりも風化花崗岩で、2.5~3倍、転石層で6~10倍程度掘削速度が速くなり、工期短縮、経済性の両面において有効であった。

(2) 部材応力及び掘削トルクの調査

転石層を掘削する過程においては、掘削機のストール(ビットが回転しない状態)が頻繁に見られた。また、このストール時の衝撃の繰返しによってビット脱落やスタビライザ、ドリルパイプの破壊、継手ボルトの切断が発生し多大な時間を被った。このように掘削機に故障が多く、その内容についても通常では考えられないものがあったため、それらの状況を調査する目的で部材応力(ドリルパイプにひずみゲージ貼付)及び掘削トルクを測定した。その結果につ

〔掘削時〕 応力 = ひずみ × ヤング率 (鉄: $2.1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)

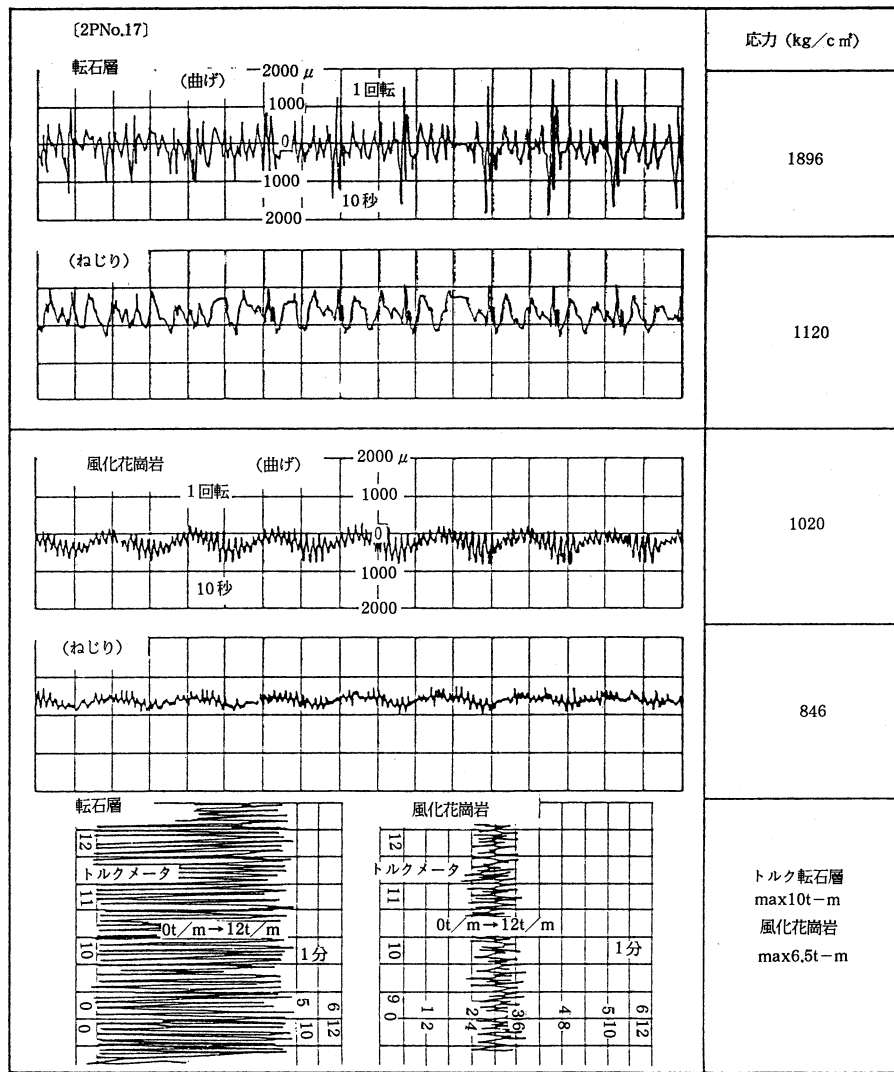


図-12 掘削時の部材応力及びトルク

いて図-12に示す。この測定値に表示されるように、転石層の掘削は風化残留礫に比べて非常に過酷であったことが伺える。

5. あとがき

本橋のリバース掘削は、当初計画では考えられないほどの多数の転石や一軸圧縮度 1000 Kg/cm^2 を越える風化残留礫の出現等、技術的にも工事工程計画上も非常に苦慮した工事であったが無事完了の域に達した。複雑な風化花崗岩でのリバース掘削は事例も少なく貴重なデータの収集及び解析が行なえたことは、今後の類似の地質でのリバース工法を計画立案する上で参考になると考えられる。

最後に、施工調査データの収集解析⁴⁾ 及び施工技術指

導に協力をいただいた(社)日本建設機械化協会建設機械化研究所の職員並びに生口橋下部工の施工に携われた関係各位に感謝する次第である。

参考文献

- 1) 風化花崗岩の支持特性判定要領(案) 本四公団 昭和55年3月
- 2) 本州四国連絡橋の耐震、地盤に関する調査研究報告書、P101、土木学会、昭和56年3月
- 3) 大口径削孔機械の削孔性に関する研究報告書 土木研究所資料第1310号 建設省土木研究所 機械施工部施工研究室 昭和55年3月
- 4) 生口橋下部工施工調査報告書 本四公団 昭和63年12月

第11回 IRF 世界道路会議報告

11th IRF World Meeting

設 計 部 設 計 部 長 飯 島 武 明

Takeaki Iijima

第 一 建 設 局 計 画 課 長 代 理
(前) 設 計 部 設 計 第 一 課

秦 健 作

Kensaku Hata

はじめに

IRF（世界道路連盟）の第11回世界道路会議が、4月16日～21日の6日間、韓国のソウル市において開催された。この道路会議は、ほぼ4年ごとに開催されることから、「道路のオリンピック」とも呼ばれている。

筆者らは、今回の会議に日本代表団の一員として参加する機会を得たので、会議の概要等について、以下に報告する。

1. IRF 世界道路会議について

IRF (International Road Federation、世界道路連盟) は、世界規模での道路交通の発展を目的として1948年に設立された団体で、昨年の時点で、68カ国の諸団体が加入している。わが国からは5団体が正会員として、3団体が準会員として加盟している。また、IRFの事務局は、ワシントンD.C.とジュネーブに置かれている。

IRFの活動としては、奨学生制度による各国技術者の教育、専門教育のための研修の実施、教育用ビデオテープの作成、各種出版物の発行などがあるが、ほぼ4年ごとに開催される世界道路会議も、重要な活動の一つである。

世界道路会議の過去の開催経緯を、表-1に示す。1977年には東京で開催されており、今回の韓国開催は、アジアで2回目の開催となった。

世界道路会議の目的は、世界の道路関係の行政官、技

術者、研究者が一同に会して、道路に関する研究発表、情報交換を行うことであり、その目的に沿って、各種の技術部会、ワークショップ等が開催される。

2. 第11回世界道路会議ソウル大会の概要

今回の会議は、「世界の道路の問題と挑戦」をメインテーマに、主催国である韓国を始め、日本を含む世界63カ国から、約2,000人が参加し開催された。日本からは、高橋国一郎日本道路協会会長を団長とする、総勢約60名の代表団が参加した。

会場は、ソウル市内のヒルトンインターナショナルホテルで、7つのサブテーマからなる技術部会 (Technical Session) を中心に、次の日程で開催され、活発な討議がなされた。

4月16日(日)終日	参加登録
17日(月)午前	開会式
午後	第1回全体会議
18日(火)午前・午後	技術部会
19日(水)午前	技術部会、ワークショップ
午後	現場視察
20日(木)午前・午後	技術部会、ワークショップ
21日(金)午前	技術部会、ワークショップ
午後	第2回全体会議、閉会式

3. 会議の概要

3.1 開会式

会議の開始にあたって、4月17日に開会式が行われた。今回の世界道路会議の組織委員長、韓国道路公社のYun Tae Kyun 総裁による開会宣言に続いて、Kang Young Hoon 首相の歓迎の辞があり、「世界は益々狭くなっており、平和と発展のために各国の協力が不可欠である。」と述べられた。続いて、Park Seung 建設大臣の開会の辞があり、韓国的高速道路事情についても紹介された。その他の来賓の祝辞の後、最後に、1989年のIRF Man of the Yearの表彰があり、サウジアラビアの通信省の次官Dr.Nasser M.Al-Salloum氏に記念品が授与された。

表-1 IRF 世界道路会議開催地等

回	会 期	開 催 地	参加人員	論文数
1	'52. 5.14 ~ 15	ワ シ ン ト ン	25	67
2	'55. 10. 2 ~ 6	ロ - マ	55	1,052
3	'58. 10.26 ~ 31	メ キ シ コ	54	1,500
4	'62. 10.10 ~ 20	マ ド リ - ド	78	2,805
5	'66. 9.18 ~ 24	ロ ン ド ン	91	2,987
6	'70. 10.4 ~ 10	モ ン ト リ オ - ル	90	4,212
7	'73. 10.14 ~ 20	ミ ュ ン ヘ ン	74	3,500
8	'77. 10.16 ~ 21	東 京	77	2,871
9	'81. 6. 1 ~ 5	ス ト ッ ク ホ ル ム	70	2,660
10	'84. 10.22 ~ 26	リ オ デ ジ ャ ネ イ ロ	86	2,450
11	'89. 4.16 ~ 21	ソ ウ ル	63	約2,000



写真-1 開会式

3.2 全体会議

全体会議 (Plenary Session) は4月17日と21日の2回行われたが、第1回は技術部会に先立ち行われる基調講演であり、第2回は締めくくりの全体総括であった。

1) 第1回全体会議

第1回全体会議は、メインテーマは「21世紀の道路システムの計画と財政」に関して、4人の発表者による基調講演があった。それぞれの主要な点は以下の通りである。

①最近10年間における道路の進歩：

世界的に瀝青材料の枯渇化が今後さらに深刻化し、瀝青アスファルト舗装は困難になると予想する。

②道路開発における諸問題：

開発途上国における道路整備は国の経済発展を上回る規模で展開されており、また、大規模道路網は経済発展を促進する効果から、多くの開発途上国で計画されている。しかし、経済力及び技術者の不足が大きな問題であり、先進国を含めた経済的・技術的援助及び交流が一層重要になる。

③韓国の道路の現状と将来：

韓国における車両保有台数は1977年から1988年までに10倍以上の伸びを示しているが、道路整備はこれに追いついておらず、交通事情は悪化の一途をたどっており、今後さらに深刻化することが予想される。こうした事情を背景に、1988年に「道路整備特別基金」が設立されており、また、高速道路の建設も、順次促進されている。道路は韓国の経済成長の基礎と考えられるため、政府・業界・学会を含めた関係分野の新たな挑戦を期待する。

④技術と交通管理：

道路の設計・計画の分野にコンピューターが導入され、合理化がなされてきている。さらに、その他の技術及び交通管理の分野においてもコンピューターの導入は重要な問題であり、大幅な省力化も期待出来る。

2) 第2回全体会議

第2回全体会議は、各サブテーマの総括がなされ、最後に議長が会議全体のまとめを行った。

主要な点は以下の通りであり、会議全体の雰囲気や、論

便の基調をよく反映していると考えられる。

① 21世紀における道路整備は、既存の道路網を有効に活用したうえで新規の道路整備を行い、より効率的な道路網作りを目指さねばならない。

② その意味で、道路行政における経済分析はより重要になる。また、技術者の養成等も重要である。

③ コンピューターの導入はあらゆる分野で重要であるが、人間の持つ知識、経験を取り込む必要がある。

④ 新技術、新材料、機械化が今後ますます進むと考えられる。

⑤ 各国独自の維持管理システムはそれぞれの国の条件の基で開発されてきており、今後十分な情報交換が必要である。

⑥ 交通事故防止には様々な工夫がなされているが、さらに研究を進めると共に、道路の計画・設計段階からの考慮が望まれる。

⑦ 環境アセスメント技術の発展にはめざましいものがあるが、都市内の交通の効率化には、環境アセスメントのみならず、経済効果分析も必要である。

⑧ 交通の機動性と交通需要の増大は、相互に関連しあう大きな問題であるが、今後種々の技術を駆使し、解決されるべきである。

⑨ 重量車両交通に関する問題は今回の会議では比較的小さかったが、今後重要な課題になると考えられる。

3.3 技術部会

技術部会 (Technical Session) は、以下の7つのサブテーマにわかれており、世界各国から全部で249編の論文が投稿され、その内の154編について、それぞれの技術部会で発表がなされた。

日本からは、表-2に示すように、各部会に合計11編の論文が提出された。

テーマA 21世紀の道路システムと財政

本部会は、開発途上国を含めた世界各国において新しい道路体系はどうあるべきか、また、財源、投資効果、経済効果はどうかというきわめて普遍的な課題を扱っており、7つの技術部会の中で、最も重要な課題を扱っていると考えられる。

本部会には、25編の論文が投稿され、その内11編についての発表があった。発表された11編の論文の内、道路建設の財源問題を取扱った招待論文を除き、他の10編はいずれも、それぞれのモデルを提案し、ケーススタディを行っていることからみても、いかに道路ネットワークを構築するかで各国とも悩んでいるかが伺える。

それぞれの道路ネットワーク決定モデルでは、新たな経済発展を促進するもの、資源の再配分を考慮したものなど、高度化したモデルが提案されていた。ケーススタディとしては、オーストラリア、香港、韓国、インド、インドネシア、グアティマラの各国に関するものが紹介された。

表-2 第11回 IRF 世界道路会議ソウル大会、日本からの提出論文

セッションテーマ	論文タイトル	執筆者
Planning and Financing 21st Century Road System (21世紀の道路システムの計画と財政)	Structuring of Expressway Network for the 21st Century (21世紀における高規格幹線道路網構想)	建設省道路局企画課道路経済調査室長 橋本鋼太郎
Cost/Benefits of Modern Road Administration (近年の道路行政の費用便益)	Analysis of Effect of Expressways (日本における高速道路の整備効果)	建設省道路局高速国道課長 玉田博充
Recent Advances in Design and Construction (設計施工における最近の進歩)	Management of Tunnel Construction Using Computer System (コンピュータを用いたトンネルの現場管理システム)	日本道路公団試験所トンネル斜面試験室主任 吉田幸信
	Design of Multi-Span Continuous Viaduct (多径間連続桁の設計施工について)	首都高速道路公団第二建設部長 山寺徳明
	Design and Construction of the Highway-Railroad Combined Bridges on the Kojima-Sakaide Route of Honshu-Sikoku Bridges (児島-坂出ルートの道路鉄道併用橋の設計施工について)	本州四国連絡橋公団設計部長 飯島武明 本州四国連絡橋公団設計部設計第一課 秦 健作
	New Design Considerations for Reducing Seismic Lateral Force of Highway Bridges in Japan (橋梁における免震構造)	建設省道路局企画課道路防災対策室長 阪井 孝 建設省道路局国道第二課長補佐 西川和広 建設省土木研究所道路部耐震研究室長 河島一彦
	Design and Construction of Reinforced Slope with Steel Bars (道路土工における補強土の設計指針)	日本道路公団試験所トンネル斜面試験室主任 吉村雅宏
Improved Materials and Equipment Innovation (改良された材料と設備機材の進歩)	Development of the Mobile Overpass Roadway as a Detour in Maintenance Work (補修作業時の迂回路用自走式オーバーパスの開発)	阪神高速道路公団保全施設部保全企画課長 加藤修吾 阪神高速道路公団保全施設部保全技術課 中村一平
Road Maintenance and Conservation of Capital (道路の維持と資産の保全)	A Rational Maintenance Plan of Pavement (舗装の合理的な維持補修計画)	建設省道路局企画課長 藤井治芳 建設省道路局国道第一課道路保全対策官 溝口 忠 建設省土木研究所道路部舗装研究室長 安崎 裕
Traffic Safety and Environmental Consideration (交通安全と環境に対する配慮)	Environmental Impact Assessment System for Road Projects (日本における環境アセスメント)	建設省土木研究所道路部長 安達義雄 建設省土木研究所道路部交通環境研究室長 中山 隆 建設省土木研究所道路部交通環境研究室 木島 健
Urbanization and Road Transport Problems (都市化と交通問題)	Parking Policy and Parking Information System (都市内駐車対策と案内システム)	建設省都市局街路課長 深水正元

注) 執筆者の役職は、論文提出時のものである。

テーマB 近年の道路行政の費用便益

本部会には全体で16編の投稿があり、その内14編についての発表があった。日本からは招待論文として、建設省高速国道課玉田課長より、「日本における高速道路の整備効果」と題し、発表があった。この中では、日本の高速道路の便益について、経済効果のみならず、地域開発や、生産環境の向上などが、具体例で示された。

その他、10カ国からの発表があったが、各国とも、各々の道路プロジェクトに関して、種々の行政上の問題点の指摘、あるいは、費用便益の試算を行っていた。特に、単に必要なだから作るというのではなく、理論的な裏付けに

基づいて事業を執行することの重要性が指摘されていたように思われる。また、ハード面だけではなく、維持管理の効率化をはかるといった、ソフト面に関する話題もあった。

テーマC 設計施工における最近の進歩

本部会は、最も大規模な技術部会であり、全体で55編の投稿があり、その内の39編について、3つのセッションにわかれて、発表があった。

日本からは、橋梁の免震構造や、トンネル工事の施工管理システムに関する発表があった。筆者らも、「児島・坂出ルートの道路鉄道併用橋の設計施工について」と題

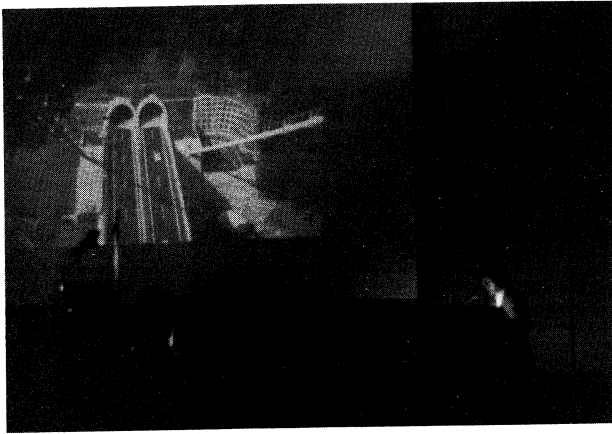


写真-2 技術部会での発表風景

して、論文を投稿し、20日午前のセッションで発表を行った。本四プロジェクトは世界中の注目を集めており、参加者の関心も高く、セッションの議長が鉄道併用橋の管理形態について質問をしたほか、いくつかの質問があった。

他の論文は、橋梁、土工、トンネル、維持管理、等の広い分野にわたり、調査、設計、施工技術等、あらゆる段階に関する論文が発表された。発表には、現場での応用がすぐきくような物が多かったように思われる。

テーマD 改良された材料と設備機材の進歩

本部会には全体で45編の投稿があり、その内の24編について、2つのセッションにわかれて、発表があった。

日本からは、阪神公団のミニウェイについての発表があり、各国参加者の注目を集めていた。

そのほか、瀝青再舗装車、車種判別装置、コンクリート舗装機械、RIによるアスファルト舗装の密度測定機等、種々の新しい機械、機材の報告があった。全体としては、比較的舗装に関する物が多く、特に、リミックス等、維持補修に関する論文が多かったように思われる。

世界的にみると、舗装に関して、種々の試みがなされているようである。

テーマE 道路の維持と資産の保全

全体で44編の投稿論文があり、その内、27編について、2つのセッションにわかれて発表があった。

日本からは、長期間の維持管理を念頭に置いた合理的維持管理計画に関する発表があった。

その他、舗装の再生技術に関して、リミックス工法が通常の維持補修に比べて1/2のコストですむとした発表があったり、軸重分布と舗装構造に関して、車両の構造、軸数、軸構造、タイヤの空気圧等の差による舗装に与える影響の違いについて分析した論文があった。本技術部会でもテーマDと同じく、舗装に関する論文が多く、様々な角度から種々の研究がなされていた。また、発展途上の参加者から、熱心な討議がなされていた。

テーマF 交通安全と環境への配慮

全体で44編の投稿論文があり、その内、26編について、2つのセッションにわかれて発表があった。

日本からは、環境アセスメントの方法や手続きなど、具体的な手法について発表を行い、参加者の興味を引いていた。

その他、道路標識やレーンマークに関するものや、デリネータの見え方を比較検討したものなど、視認性に関する論文が多かった。

テーマG 都市化と交通問題

20編の投稿論文の内、13編について発表があったが、都市における交通渋滞だけでなく、排気ガス等の環境問題、都市内独自の交通流モデル、信号機の適切な配置と運用等、種々のテーマにわたっていた。

日本からは、都市内駐車対策と案内システムに関して発表があり、渋滞解消の一手段として開発された駐車場案内システムが有効であることが示された。

その他には、都市内で機動力のある超小型車の開発や、都市内の渋滞解消には政府から独立した機関が必要であるとするなど、ユニークな論文もあった。

都市内交通の問題は今後さらに大きくなり、抜本的な対策が必要であるとの共通認識はあるものの、各国とも具体的な対策には苦慮しているのがよく現れていた。

なお、以上の技術部会の論文集は、本社資料室で保管しているので、興味のある方は、ご覧下さい。

3.4 ワークショップ

上記の技術部会のほかに、「維持管理システムと舗装管理システムの統合」、「車種による通行料金の設定」、「道路安全の改良」、及び、「舗装設計における異なる軸重の影響」をテーマに、ワークショップが開催された。

このワークショップでは、それぞれのテーマに従って、基調報告者 (Topic Leader) が発表を行い、さらに各国から選出された数名のパネリストが補足の発表を行った上で、参加者全員で討議を行うという形で会議がすすめられ、各ワークショップとも、熱心な討議がなされていた。

3.5 現場視察 (Technical Visit)

会議参加者のために、建設中のオリンピック大橋、Chungbu高速道路、及び、韓国国際建設ショウの見学会が4月19日の午後、開催された。

筆者らは、この内オリンピック大橋の見学会に参加した。

オリンピック大橋 (Olympic Grand Bridge) は、ソウルオリンピックを記念して、市内を東西に流れる漢江にかけられる、支間長150m×2のPC斜張橋を中心に両側にPC桁橋を有する、全長約1,500m、6車線の橋梁である。

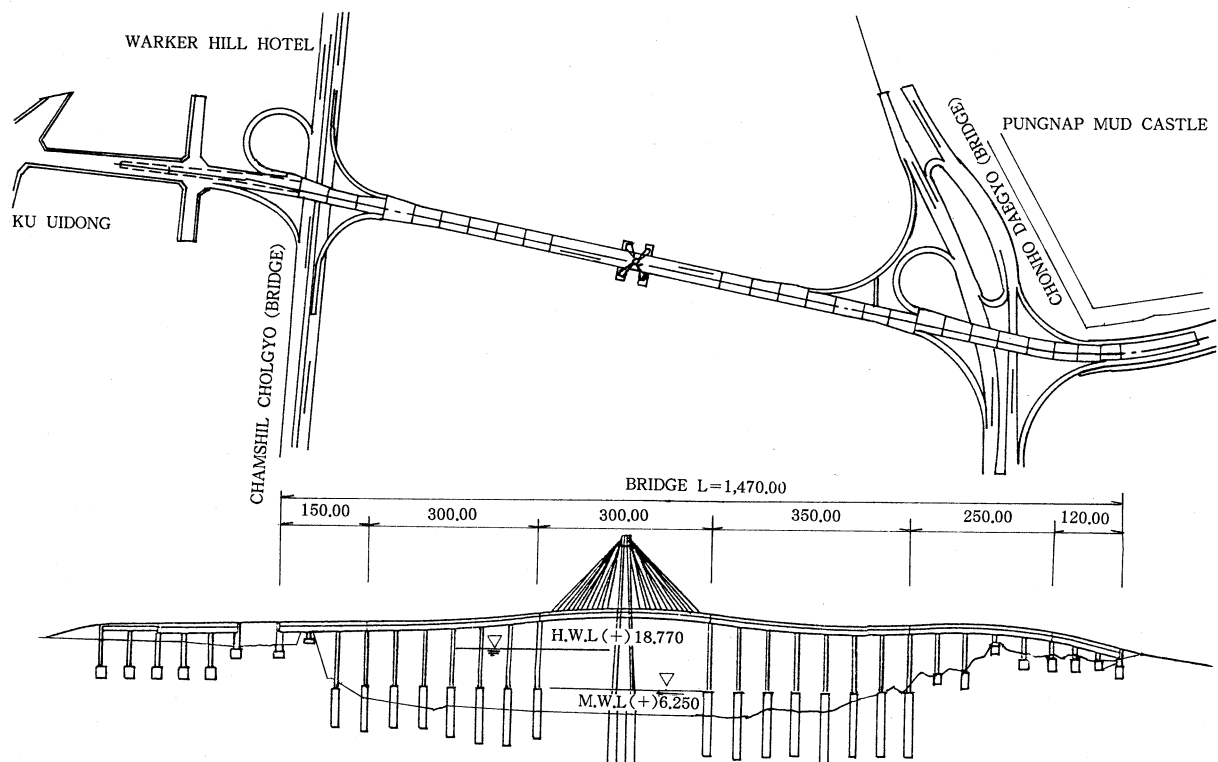


図-1 オリンピック大橋一般図

建設工事は、1985年に開始され、本年10月完成予定とのことで、見学した際には、移動支保工を用いての、斜張橋の主桁の張出し架設が、約2/3完了していた。

見学会当日の現場での説明によると、1988年開催の第24回オリンピックを記念してかけられる橋なので、斜張橋の主塔高さを88mとし、ケーブル本数は24本としたとのことであった。

本橋の一般図を図-1に、また、見学会の様子を写真-3、4に示す。

なお、見学会は、貸切バスの前後にパトカー、白バイが付き、一般車の通行を規制しながら、また、有料道路の料金所もフリーパスで通過するというVIP待遇であり、韓国が国をあげてこのIRFソウル大会に取り組んでいることが感じられた。

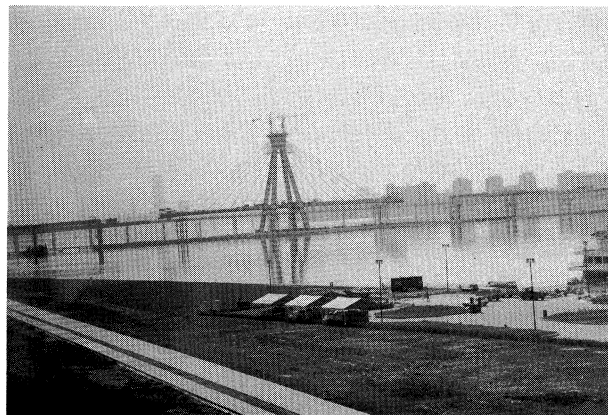


写真-3 オリンピック大橋

3.6 閉会式

第2回全体会議にひきつぎ行われた閉会式では、Park Seung 建設大臣の送別の辞、Yun Tae Kyun大会組織委員長の閉会宣言があり、5日間にわたる大会が終了した。また、閉会式では、これから開催が予定されている、国際会議の招待演説が、それぞれの主催国代表からなされた。

3.7 その他

上記の技術部会と並行して、各国の道路関係の広報用ビデオを紹介する、フィルム・ビデオプログラムが、4月18日から20日まで開かれていた。

その他、同伴者のためのオプションツアーといった



写真-4 オリンピック大橋見学会

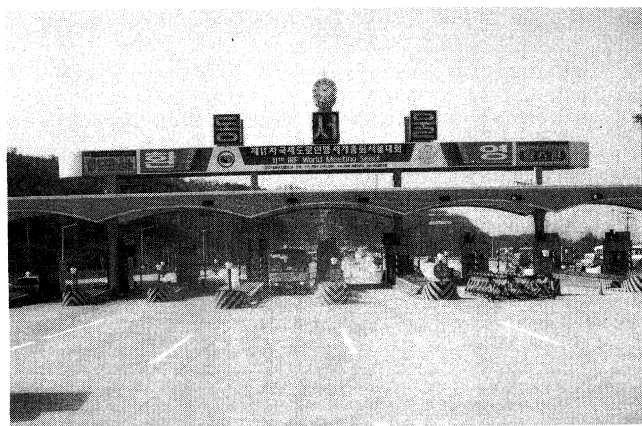


写真-5 トールゲートの歓迎たれ幕

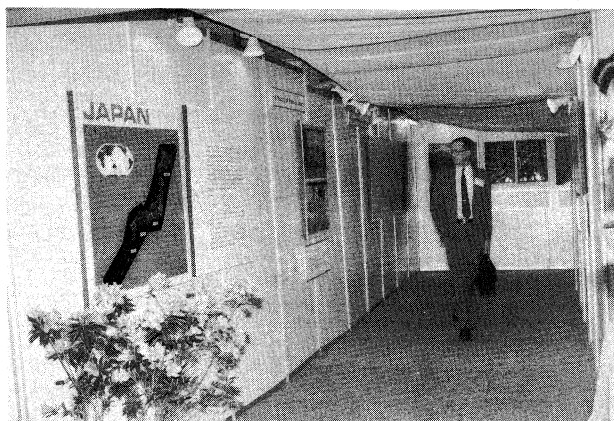


写真-6 NIC日本ブース

ものも準備されていた。

4. ナショナル・インフォメーション・センター

会議のほかに、各国の道路事情を紹介するために、ナショナル・インフォメーション・センター (National Information Center、NIC) という、展示会場が設置され、連日多くの来訪者を集めた。この展示会には、主催国韓国をはじめ、米国、フランス、デンマーク、サウジアラビア、オランダ、スウェーデン、ノルウェー、スペイン、並びに日本の、10カ国からの展示が行われた。

日本からは、わが国の道路技術を総合的に紹介することを目的として、「未来をみつめる日本の道路技術」のテーマのもと、道路整備の歴史から、日本の道路の現状、さらには、今後の技術開発までの展示を行った。展示は、日本の道路の歴史、現状、未来に向けての技術開発を扱ったパネル展示を中心に、ビデオの上映、及び、パンフレット等の配布を行った。また、路車間情報システムを搭載した乗用車を展示し、同システムのデモンストレーションを行った。

本四プロジェクトに関しては、児島・坂出ルートと明石海峡大橋の写真パネルを展示すると共に、「橋は生きている」の英語版を上映した。前述のように、技術部会で本四プロジェクトに関する発表を行ったこともあり、多くの来訪客が本四事業に関心を示し、特に、明石海峡大橋に関しては、何度も質問を受けた。また、「橋は生きている」の放映の際は、用意した椅子に座りきれない人がでるほどであった。

日本の展示の様子を写真-6に示す。

5. 韓国の道路事情など

会議のスケジュールが非常にタイトであり、ほとんど自由時間が無かったため、韓国の道路事情といっても、ごく一部を見たのみである。

しかし、会議の前後や現場見学の際に利用した、ソウ



写真-7 ソウル市郊外の道路

ル市内の一般道路や周辺の高速道路については、日本と同等かそれ以上に整備されている印象を受けた。

ソウル市内中心部の道路などは、朝夕の混雑は東京以上に思えるが、車線数などをみるかぎり、かなりよく整備されている。また、周辺部の一般道路も、車線数は十分で、街路樹、歩道等よく整備されている。(写真-7)

ソウル市内を流れる漢江には、前述のオリンピック大橋だけでなく、多くの橋がかけられている。その内いくつかを見る機会があったが、二階建てになっている橋、道路と鉄道で橋脚を共用している橋など、興味を引かれる橋もいくつかあった。これについては、また別の機会に報告したいと思う。

おわりに

今回の世界道路会議は、韓国にとって、昨年のオリンピックに続く最初の大きな国際会議であり、大会関係者の努力と熱意が感じられる会議であった。

このような会議に出席でき、また、会議を通して各国の橋梁技術者と交流でき、貴重な経験であった。

関係者一同に、改めて、お礼を申し上げたい。

なお、次回の世界道路会議は、1993年にスペインのマドリッドにおいて開催される。

明石海峡大橋アンカレイジ基礎及び主塔基礎工事発注

明石海峡大橋 1A・4A 基礎工事及び 2P・3P 主塔工事
4 件を、8 月 29 日に発注したので概要を下記に記す。

・明石海峡大橋 1A 下部工（その 2）工事

請負者名：大林・清水・飛島・東亜・不動 JV

工 期：平成元年 8 月 30 日～平成 4 年 10 月 31 日

工事概要

アンカレイジ基礎は、地下連続壁（壁厚 2.2m・20,000 m³）を施工して、内部掘削（330,000 m³）をしたのち、内部コンクリート（330,000 m³）を打設して作る円形（φ 85m・H=75.5m）である。

・明石海峡大橋 4A 下部工（その 2）工事

請負者名：熊谷・青木・フジタ・若築 JV

工 期：平成元年 8 月 30 日～平成 4 年 12 月 25 日

工事概要

アンカレイジ基礎は、土留壁（柱列式連続壁 7,000 m³・アンカー）を施工して、内部を掘削（100,000 m³）したのち、コンクリート（90,000 m³）を打設して作る四角形の構造物である。

・明石海峡大橋 2P 主塔工事

請負者名：三菱・石播・日立・横河・宮地 JV

工 期：平成元年 8 月 30 日～平成 4 年 12 月 31 日

工事概要

主塔（23,700t）、主塔アンカーフレーム（300t）、水切接岸設備の製作・輸送・架設である。

・明石海峡大橋 3P 主塔工事

請負者名：川重・住重・NKK・三井・川田 JV

工 期：平成元年 8 月 30 日～平成 5 年 3 月 31 日

工事概要 2P 主塔工事に同じ

以上今回発注した 4 件の簡単な概要を紹介した。

明石海峡大橋工事は、1A・4A については現在の作業基地埋立工が完了次第に、基礎工事に着手して 2P・3P は、鋼ケーソン周辺の捨石工が完了次第、水中コンクリート打設工に入る予定である。

生口橋の塔架設

生口橋の塔は図のとおり下部を絞った A 形をしており、高さ約 120m、幅約 30m、重量約 2,300t/基である。架設は 3 ブロックに分けて行われ、2P・3P の塔基部（C ブロック）が平成元年 7 月 11 日、2P の下段（B ブロック）が 8 月 24 日、3P の下段が 8 月 26 日に架設された。そして最後の上段（A ブロック）は 2P が 9 月 26 日、3P が 10 月 1 日に架設される予定である。

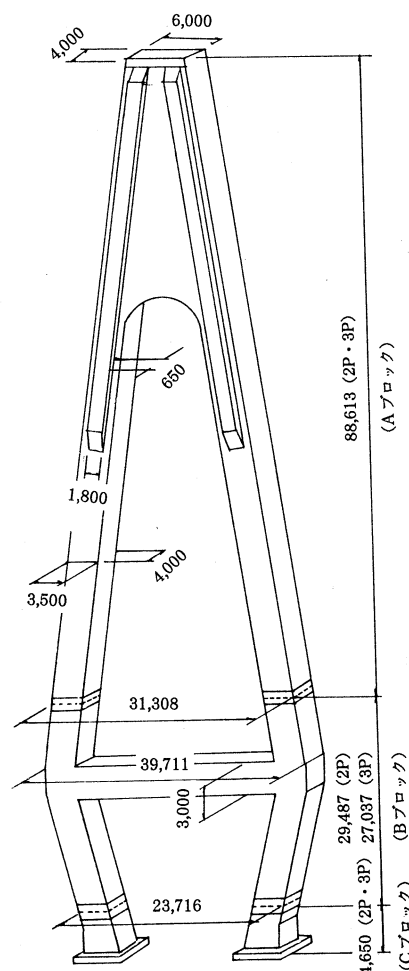
塔は製作会社計 6 社の工場において、小ブロック単位（長さ 5～11m）で製作され、地組立ヤードにて溶接により A・B・C の 3 ブロックに一体化した。A ブロックの本体重量は約 1,400t、B ブロックが約 650t、C ブロックが約 250t である。2P 側の地組立は C・B ブロックを大阪府

堺市の松尾橋梁工場で、A ブロックを堺市の栗本臨海工場で行った。3P 側は C・B・A ブロックとも水島の川鉄工場岸壁で行った。塔の地組立においては、本体の他にあらかじめエレベーター、航空障害灯、ケーブル工用の足場、制振装置等も可能な限り設置した。

C ブロックは 2P・3P と同じ台船で現地に輸送し、300t 吊りの FC により午前中に 2P 側を、午後に 3P 側を架設した。据付後、塔基部底板とコンクリートフーチング間の隙間にグラウトを注入し、その後アンカーボルトの軸力導入を行い、フーチングに固定した。

2P 側の B ブロックは 8 月 23 日に架設現場より約 2km 離れた仮泊地で 2,200t 吊り FC で台船より吊り上げ、同日午後 FC で 2P 前面まで曳航し、係留した後、鉛直に立て起こした。翌 24 日、朝 5：30 より FC を前進し、架設用地具に沿わせて C ブロックとの仕口を合わせた。その後直ちにドリフトピンを打込み、完全に仕口が合い地組立時の精度が確保されたことを確認してボルトが締付けられる。B ブロックボルト本数 12,000 本のうち、塔の自立に必要なボルト約 570 本を約 4 時間で締付けた。この後、12：00 に吊荷重を除荷し、2P 前面より離脱し、次の 3P ブロックを架設するため仮泊地に曳航された。

生口橋塔の形状



3P側のBブロックの架設は2Pと同様な手順で8月25日の朝より26日の夕方までの2日間を終了した。Bブロックの架設は全ボルトの締付けを行って、9月5日に完了した。(巻頭写真参照)

操船性確認試験

操船性確認試験は、瀬戸内海最大の難所ともいわれる来島海峡において、架橋工事を行うに当り現地の複雑かつ強潮流下における作業用船舶(特に大型台船に着目)の操船性と潮流、風向・風速等の海象・気象条件との関連性を調査するものである。

本試験を行う前に基本的な操船の習熟を兼ねた予備試験を津島南海域で行なったのち、来島海峡中水道の航路に近接した位置において本試験を実施した。(図-1参照)

試験は、平成元年8月22、23日に予備試験を、8月28日～9月1日に本試験を実施し、船団構成は図-2に示すとおりである。これは、2000PS級曳船2隻により2000t積級台船を操船し、所定の位置に定点保持するものである。試験項目は次のとおりである。

(1) 操船性の確認

- ① 船団の挙動を電波測位システムにより連続的に計測することにより操船精度を確認する。
- ② 潮流の影響による操船動作を確認する。
- ③ 操船が可能な潮流速等を確認する。

(2) 海象・気象条件の把握(流速・波向・風速等)

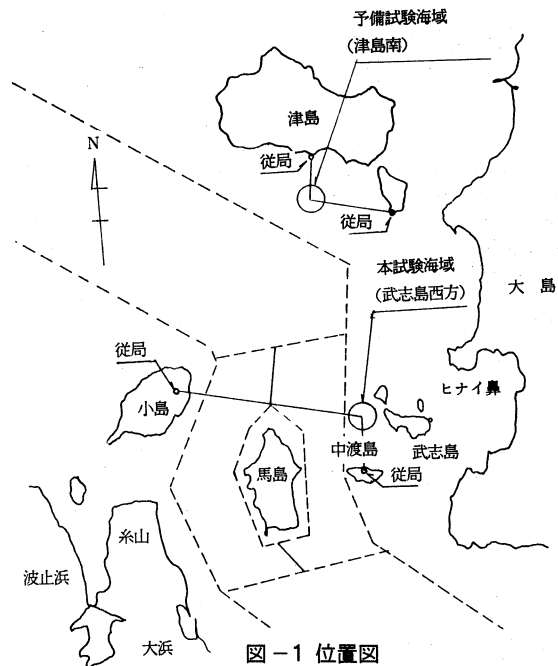


図-1 位置図

(3) 通信連絡体制・警戒体制の確認

以上の項目について南流・北流各0～3ノット越え程度迄についての試験を実施した。

現在、試験結果データの整理中であるが、現地の特性を踏まえた施工計画作成の為の貴重なデータとなる見込である。(巻頭写真参照)

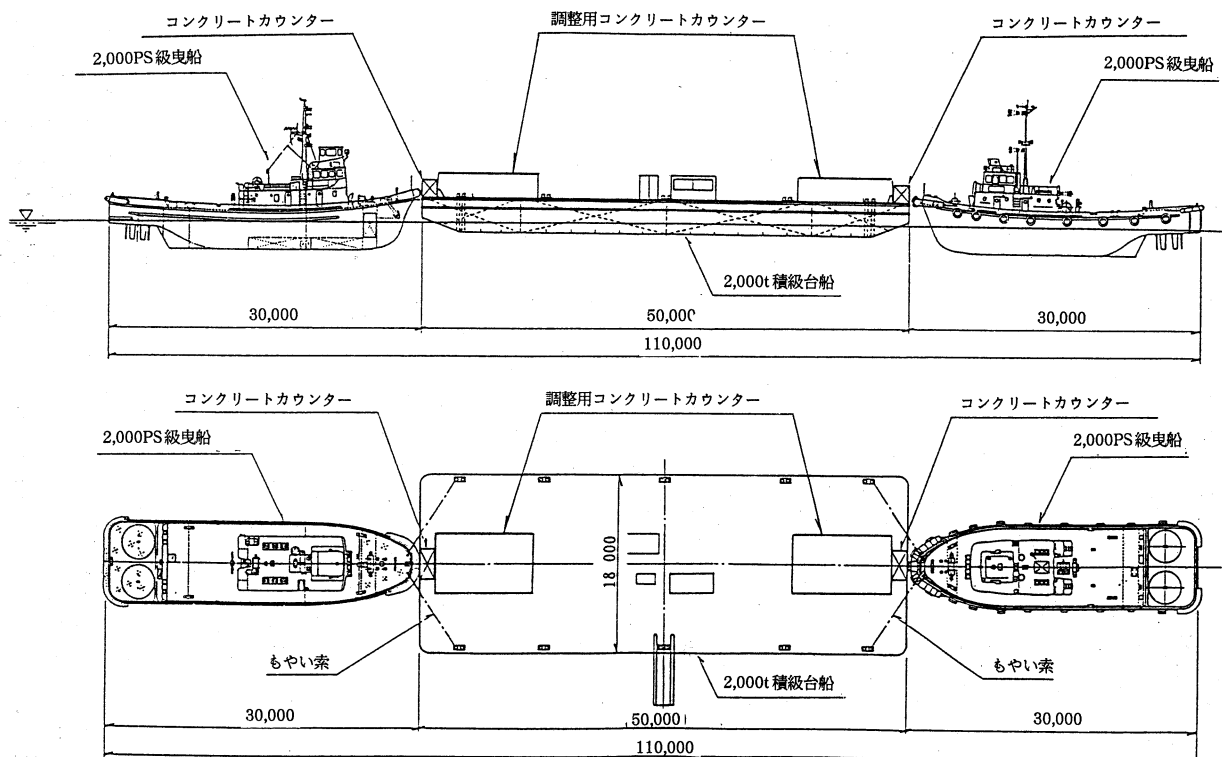


図-2 試験時船団構成図

本州四国連絡橋公団の基準類

本州四国連絡橋公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。この基準類は、(財) 海洋架橋調査会 (TEL03-555-8361) で販売しています。

* 仕様書・要領等

土木工事共通仕様書 [62.2 一部改訂]	昭和 59 年 8 月
測量・調査・設計等共通仕様書	昭和 60 年 8 月
電気通信施設標準仕様書集	昭和 61 年 4 月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和 60 年 4 月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物保安規程	昭和 60 年 10 月
電気通信施設保守基準	
電気通信設備標準図集	昭和 58 年
図面作成要領	昭和 59 年 10 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	昭和 58 年 1 月
植生のり面工施工要領	昭和 62 年 4 月

* 設計基準類 (上部工・設計編)

上部構造設計基準・同解説	平成 元年 4 月
耐風設計基準 (1976)・同解説	昭和 51 年 3 月
風洞試験要領 (1980)・同解説	昭和 55 年 6 月
吊橋主塔設計要領・同解説 解説	平成 元年 4 月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領 (案)	昭和 52 年 3 月
鋼床版設計要領・同解説	平成 元年 4 月
ハンガー設計要領 (案)	昭和 53 年 3 月
ケーブルバンド設計要領 (案)	昭和 53 年 3 月
トラス格点構造設計指針 (案)	昭和 51 年 3 月
吊橋リンク・支承構造設計指針・同解説	平成 元年 4 月
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	昭和 59 年 3 月
下路管理路設計マニュアル (案)	昭和 53 年 9 月

* 設計基準類 (上部工・製作・材料編)

鋼橋等製作基準	平成 元年 4 月
鋳鍛鋼品製作基準・同解説	昭和 55 年 3 月
鋼橋等塗装基準・同解説 [58.5 一部改訂]	昭和 55 年 3 月
橋面舗装基準 (案)	昭和 58 年 4 月
鋼床版現場溶接施工要領 (案)	昭和 54 年 3 月
鋼上部構造用鋼材選定要領 (案) [60.3 一部改訂]	昭和 48 年 9 月
材料規格	昭和 60 年 8 月
高力ボルト類規格	
リンク支承関係規格	
HBS 鋼材規格	昭和 53 年 10 月
鋼材規格解説	
HBS ケーブル材料規格	昭和 54 年 6 月
HBS 塗料規格	昭和 55 年 3 月

* 設計基準類 (下部工編)

下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針 [56.8 一部改訂]	昭和 52 年 3 月
耐震設計基準・同解説	昭和 52 年 3 月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	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
橋梁用マスコンクリート施工基準・同解説	昭和 50 年 3 月
鋼設置ケーソン設計要領 (案)	昭和 54 年 2 月
風化花崗岩の支持特性判定要領 (案)	昭和 55 年 3 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

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	飯 島 武 明	
編 集 委 員	井 根 勝 重	糸 日 谷 淑 光
	江 藤 隆 男	梶 原 博 通
	唐 沢 則 次	黒 田 大 三 郎
	斎 藤 哲 男	篠 崎 博
	汐 崎 慎 二	嶋 貫 勝 彦
	高 城 信 彦	佃 長 次
	富 田 大 造	中 村 守
	新 田 篤 志	樋 口 康 三
	藤 井 秀 夫	森 邦 久
	山 中 清	吉 田 好 孝
	吉 岡 正 道	
	小 暮 三 郎	(海洋架橋調査会)

本四技報 第 52 号

発 行 平成元年 10 月 15 日

監 修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人 海洋架橋調査会

〒104 東京都中央区新富 2 丁目 14 番 4 号

住友新富ビル 6F 電話 03 (555) 8361

発行者 井 上 義 光

印 刷 中井編集デザイン事務所

定価 1,900 円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

