本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 6 No. 19 '82. 1

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

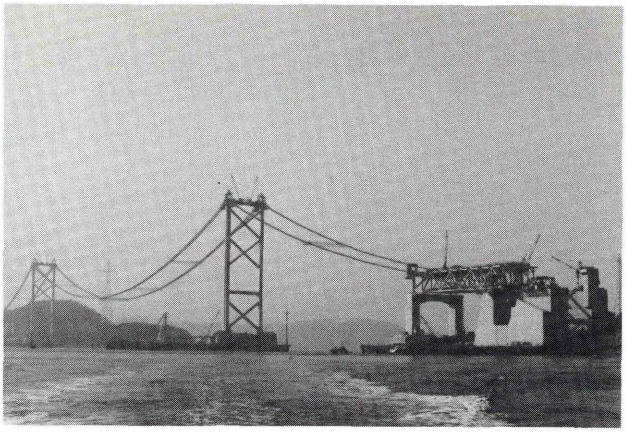
本四技報　第19号　目次

基礎とその認識	第二建設局長	吉田　巖	1
深いニューマチックケーソンの掘削工法に関する検討	工務第二部工務第三課	金光　宏	2
	第一建設局垂水工事事務所	野村直茂	
	第一建設局鳴門工事事務所	大町武司	
大鳴門橋アンカレイジの施工報告	第一建設局鳴門工事事務所	山口浩二	10
門崎高架橋の橋梁計画	第一建設局鳴門工事事務所	宮下　力	16
	同　上	古家和彦	
	同　上	熊野善彦	
櫃石島橋・岩黒島橋の架設検討	第二建設局設計課	加島　聰	23
	同　上	田中美宇	
	同　上	大江慎一	
鷲羽山地区運搬用坑道の計測結果	第二建設局児島工事事務所	呉藤　満	29
	同　上	藤井周志	
	同　上	冨田大造	
技術ニュース			35

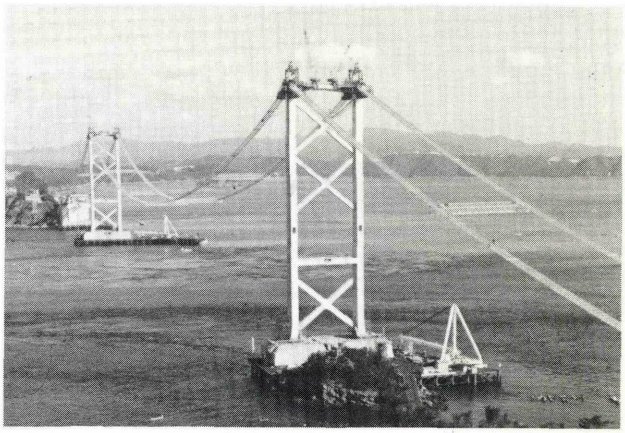
本四技報　第20号　(57.4)　掲載予定

- ●南北備讃瀬戸大橋の海底掘削
- ●緩衝桁
- ●ＳＲＣ橋脚定着部模型実験
- ●大鳴門橋主塔の製作・架設
- ●伯方・大島大橋橋梁形式選定
- ●因島大橋ケーブル架設

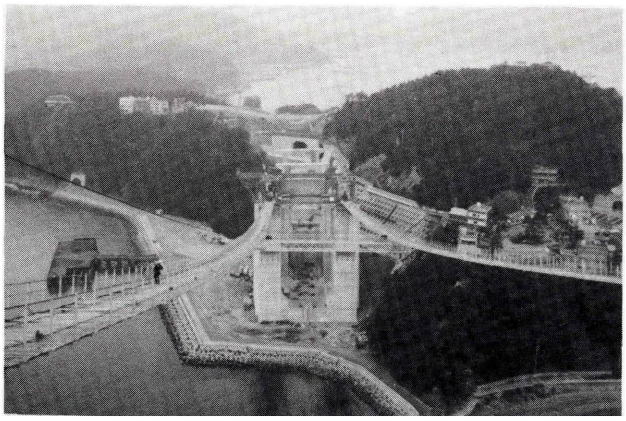
大鳴門橋関連工事



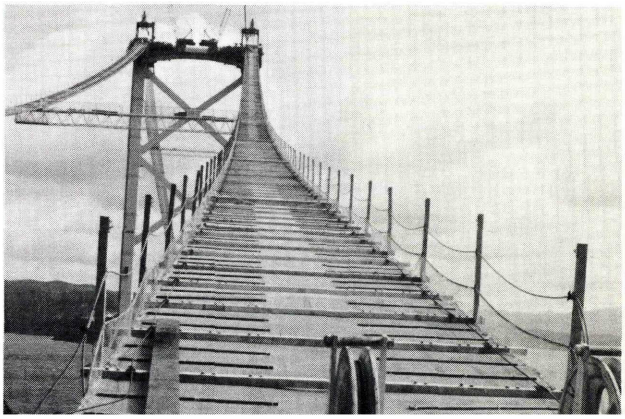
大鳴門橋全景　門崎側海上から望む　（56年12月）



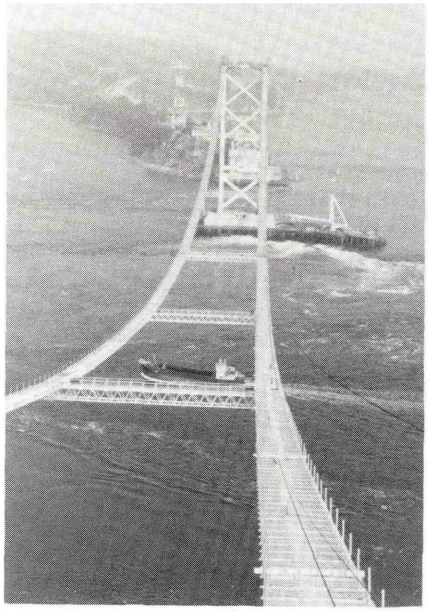
大鳴門橋全景　大毛島側から望む　（56年12月）



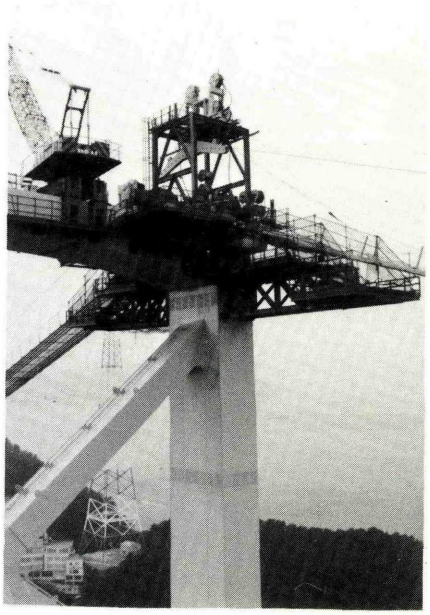
大鳴門橋４Ｐ主塔より５Ａ、孫崎高架橋方面を望む　（56年12月）



大鳴門橋側径間キャットウォーク　（56年12月）

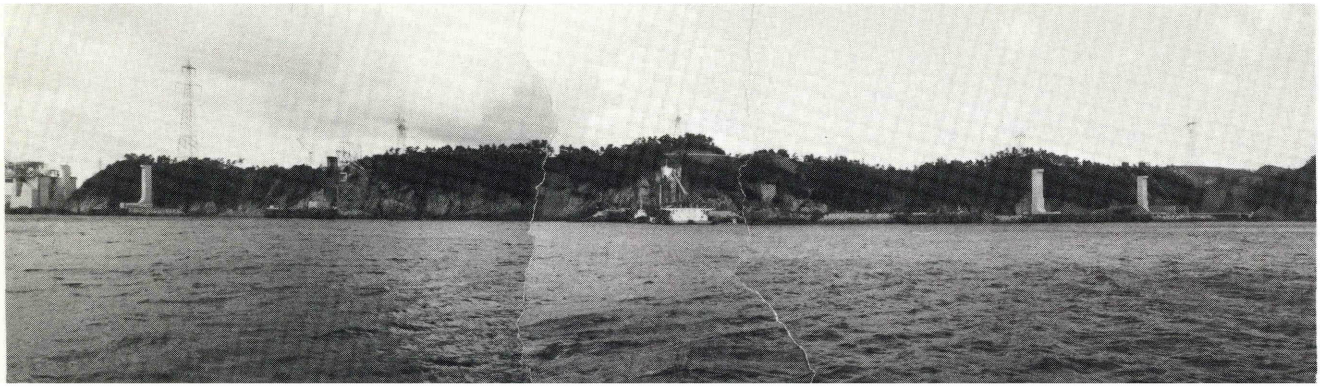


大鳴門橋４Ｐ塔頂より中央径間を望む（56年12月）

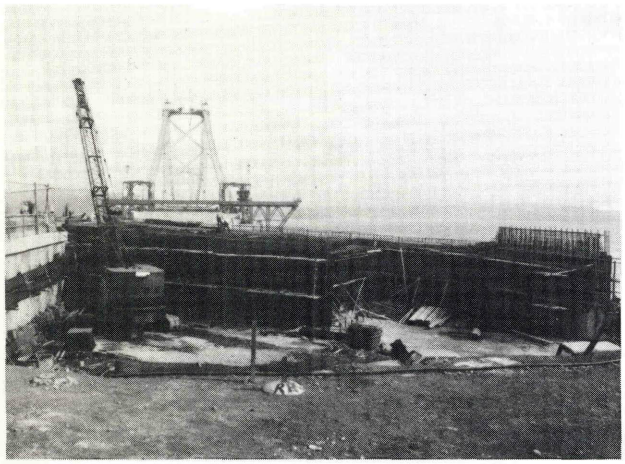


大鳴門橋４Ｐ塔頂作業足場（56年12月）

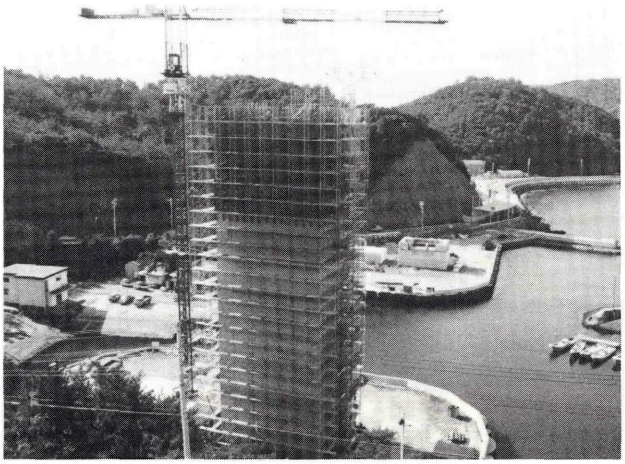
大鳴門橋関連工事



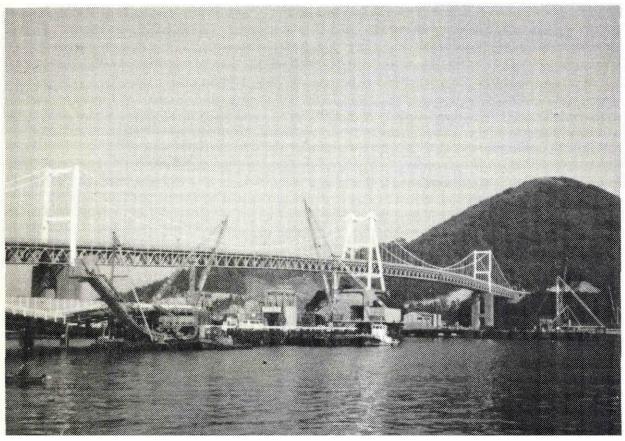
門崎高架橋下部工全景　右側よりT2P～T7P、左端大鳴門橋１A　（56年12月）



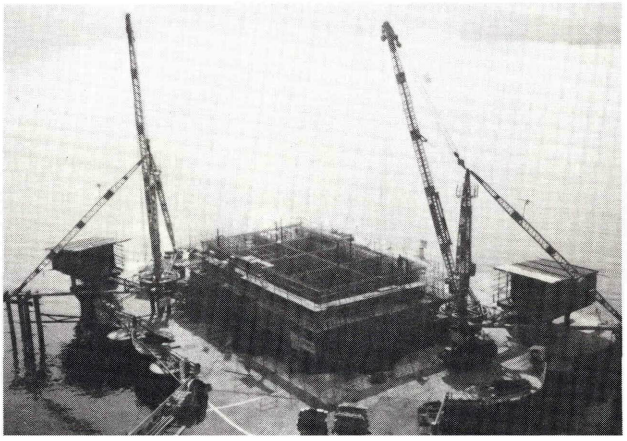
孫崎高架橋３A及び県道ボックス　（56年12月）



亀浦高架橋４P軀体工事　（56年12月）



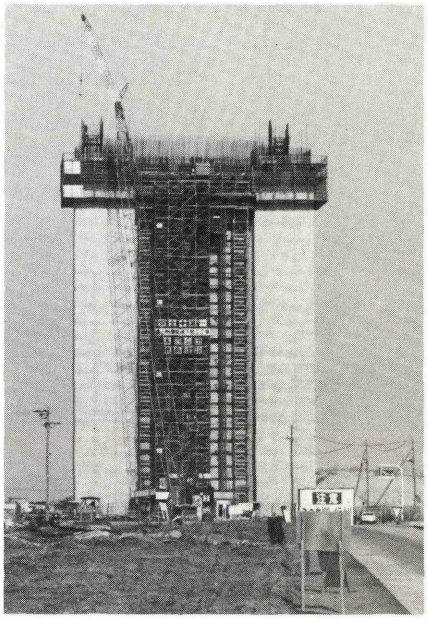
撫養橋下部工全景　後方に小鳴門橋を望む　（56年12月）



撫養橋下部工２Pニューマチックケーソン軀体工事　（56年12月）



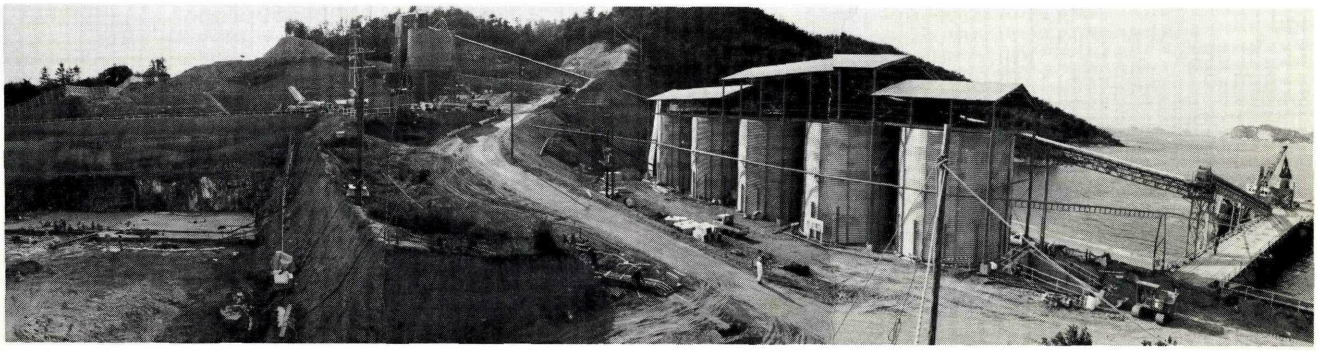
南北備讃瀬戸大橋５Ｐ形象物及び緩衝工設置後
（56年11月）



番の州高架橋３Ｐ軀体部コンクリート打設　（56年11月）



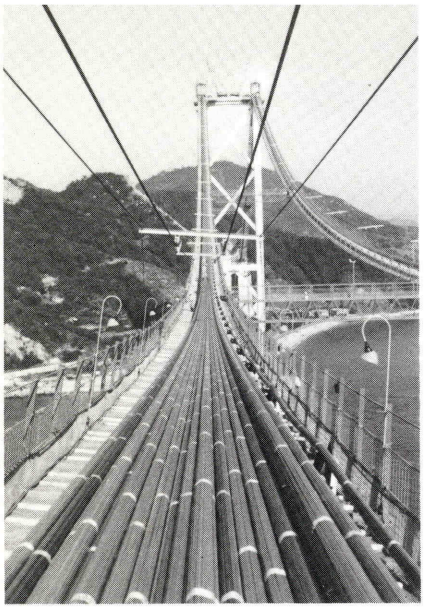
南北備讃瀬戸大橋７Ａ鋼製ケーソン製作
於：三井玉野事業所（56年11月）



下津井瀬戸大橋４Ａ均しコンクリート打設及びコンクリートプラント設置状況　（56年11月）

尾道～今治ルート

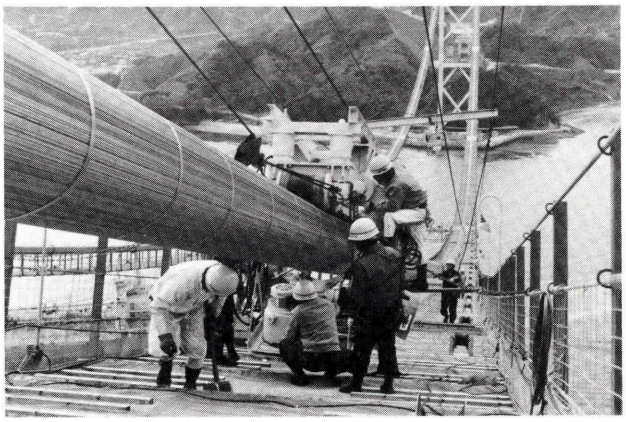
因島大橋ケーブル工事



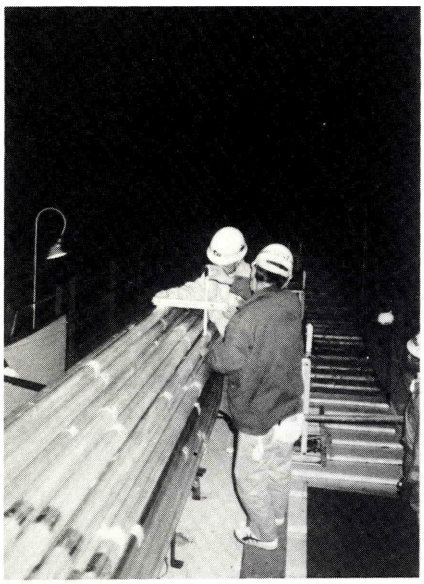
①ストランド架設中　　（56年10月）



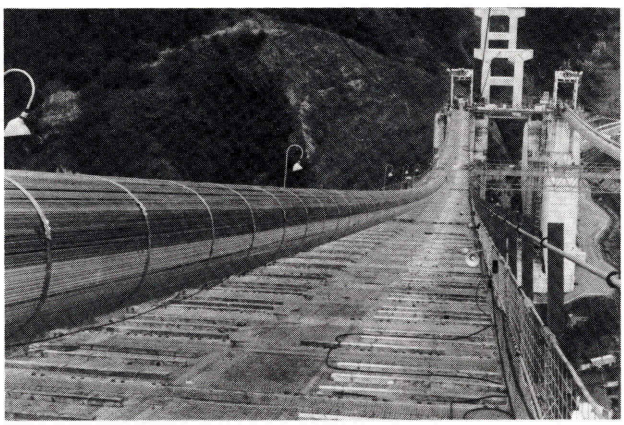
③かけや、レバーブロック等での仮整形作業　（56年11月）



④スクイジングマシンによる整形作業　　（56年11月）



②最終ストランドの夜間サグ調整
（56年10月）



⑤スクイジングを終了し、整形完了したメインケーブル
（56年11月）

基礎とその認識

Understanding of Foundation

第二建設局 局長 吉田 巖
Iwao Yoshida

本州と四国を結ぶ3つのルートのうち、児島～坂出ルートの建設工事では、海峡をよぎる橋梁の基礎工事が最盛期を迎えている。

地元の岡山、香川の人々はこの橋を瀬戸大橋と呼んでいるが、瀬戸大橋には1,000メートルクラスの吊橋が3橋と400mを超す斜張橋、2橋の建設がふくまれている。

この世界的な長大橋の基礎が、海中に建設されていくが、この際“基礎”の働き、そして内容を改めて認識することも無意味ではあるまい。

土木の技術者や建築の技術者が、基礎と言えばFoundationを指し、構造物の一部として、上部構造からの力を、地球の表層である大地にしっかりと伝える働きをするものを意味する。

一般の工学や、広くは経済、文化の世界にあっても、“基礎”Fundamentalという言葉は使われており、すべての知識のもととなる基本的なもの、根底となるものを意味する。

いしづえと言う言葉は、好きな言葉の一つであるが、土台がしっかりしていれば、すべて立派に花咲こうというもので、大事、大切なものと言える。

さて、ここでは土木や建築の世界での基礎について更に話を進めることにする。

橋げたは自動車や列車を支えて、橋脚から橋脚へ車の移動を可能にするが、車からの荷重や、橋げた自身の重量は橋脚によって、大地に伝えられる。

橋脚の下端では、くいやケーソンと呼ばれる基礎構造物が準備され、大地への荷重の伝達をより確実なものにする。

しかし、くいやケーソンは基礎のすべてではない。何故なら、くいに伝えられた橋脚からの荷重はくいに移り、くいから大地に移るが、その接触地点では――その大地、一般には地盤と呼んでいるが――応力の高まりが起り、歪(ひずみ)が発生して変形を誘起する。

その応力の高まりは接触地点からの距離が遠くなるほど低くなり、橋脚の底幅の数倍の距離になると、ほとんどその変化が認められないほどになる。

その範囲までの地盤は、橋げたに働く荷重の影響を受ける訳で、天然の地盤も、れっきとした構造物の一部としての働きを分担する。

もし、地盤の一部に弱いところがあり、応力の高まりに耐えないとなると、地盤が局所的に破壊を起し、構造物全体の破壊につながらないとも限らない。

このことから、基礎と呼ばれるものは単にくいとかケーソンと呼ばれる人工の構造体だけでなく、地盤という天然のものもふくめての総称になる。

天然、自然のものを構造物の一部として取り入れることになるのだから、当然、その性質に精通しなければ、橋げたから橋脚、そして基礎と構造物全体を同じ安全度の範ちゅうの中で、議論することはできない。

橋げたを構成する主要材料は鋼材であるが、今日ではその品質は安定し、必要とあれば、引張試験など強度テストを行うことも容易である。また、実物に近い模型を作って、実際に車を載せてみて、どのような応力の流れになっているか、無理な構造になっているところはどこかと問題を追求することも簡単である。

ところが、天然地盤の場合には事が簡単に運ばない。

今地下10メートルのところのものを地表に取り出して、試験室で試験しようとしても、天然のまま、試料を乱さないで取り出すことが先ず難しい。

仮に取り出せたとしても、10メートルの下で、周囲から圧力を受けていたものを取り出せば、当然その拘束はなくなり、判り易く言えばその試料は膨張する。

その膨張した試料を試験室の中で、10メートル下の原(もと)の状態に戻るように周囲から圧力を加えても、もとの状態には戻らず、ちがった挙動を示す。このことを地盤の力学的非線型性と呼んでいるが、この非線型性のゆえに室内における力学テストも、力学的な相似模型を用いて、計算によって挙動を追跡しようとしても、非常に大きな制約を受けることになる。

この問題を解決するには天然、自然の状態のまま、すなわち現位置でのテストによって情報を収集することが1つのアプローチになるが、仲々精度の高い、しかも多数点の測定が可能な、シンプルな方法がみつからない。

天然の地盤はその堆積環境によっても千差万別であり、岩盤にあっても、風化、浸蝕の度合が隣接したところでも異なる。

したがって、鋼材のような代表的なサンプルで、すべてを理解するという訳にはいかない。

このようなことから、基礎を取扱う工学の世界では、経験に頼らざるを得ない面が残されていることを認識せざるを得ない。

医学の世界で、外科や、物理探索の方法が進んだとはいえ、なお、多数例の臨床からの判断を余儀なくされているのに近いと言える。

基礎工の世界にあっては、その安全度の認識が、同じ工学の中で、多少甘く見られるのも致し方あるまい。その溝が埋められるには、まだまだわれわれ技術屋の努力を必要とすることになる。

深いニューマチックケーソンの掘削工法に関する検討

The Study on the Excavation of Deep Pneumatic Caisson

工務第二部 工務第三課長 金光 宏 Hiroshi Kanemitsu
垂水工事事務所 工務技術課長 野村直茂 Naoya Nomura
鳴門工事事務所 第七工事長 大町武司 Takeshi Ohmachi

1. まえがき

明石海峡大橋の基礎形式は、基礎底面が水面下約70mにも達するため、その施工法を含めて現在種々検討中である。その中でニューマチックケーソンも基礎形式の1つとして検討中であるが、当該位置では水深が深いこともあり、地下水位低下工法を併用したとしても通常のニューマチックケーソンの施工気圧（函内作業気圧は4kg/cm²以下の場合が多い。但し気圧表示は以後特別にことわりのない限りゲージ圧で表示する。）まで、地下水位の低下を図ることが困難の場合も、予想される。

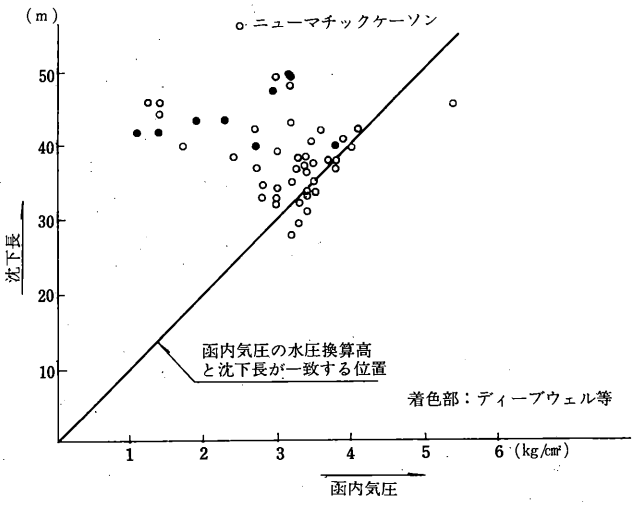
ここでは基礎をニューマチックケーソン工法で施工すると仮定し、函内作業気圧が通常より高い場合（以後函内気圧が4kg/cm²以上のニューマチックケーソンを深層ケーソンと言う。）の施工上の問題点とその対策について、潜水技術を応用する検討を行い、一応の知見が得られたので報告するものである。

調査および検討項目は以下の通りである。

① 既往ニューマチックケーソンの函内作業気圧に着目した施工実績
② 潜水技術の現状およびそれをニューマチックケーソン工法へ応用するにあたっての問題点および対策
③ 潜水技術をニューマチックケーソン工法へ応用する場合のケーススタディとその可能性の判断

2. ニューマチックケーソン工法による施工実績

ニューマチックケーソン工法により施工した基礎を沈下長と作業圧力について整理したものを図－1に示す。同図から函内作業気圧は沈下長が大きくなるに従って高くなると予想されるにもかかわらず4kg/cm²程度に押えられている。その理由は函内作業気圧が4kg/cm²を越えると空気を使用している現在の工法では減圧時間が増加し結果的に作業効率が悪かろうと考えられるからである。



図－1 沈下長～函内気圧

3. 潜水技術の現状とそれを応用するにあたっての問題点

3.1 潜水技術の現状

最近の潜水技術では潜水方法を、①非飽和潜水と②飽和潜水とに大別している。

このうち、非飽和潜水とは一般的によく行なわれているアクアラング又はヘルメット等の短時間の潜水である。その場合の呼吸ガスは、圧縮空気を用いるのが一般的であるが、潜水深度が深くなると空気組成の各分圧が高くなり人体に悪影響又は作業の障害となることから、その原因となる空気組成の各分圧を低くするために、不活性ガスを混入させた混合ガスが用いられている。

この混合ガスを用いた非飽和潜水は、当公団においても備讃瀬戸大橋の海中基礎の支持層確認のために実施されている。

一方飽和潜水は短時間潜水に対し、長時間潜水又は居住する潜水方法であり、その目的はそれにより定常状態を作ることにある。すなわち、この飽和潜水における飽和とは、人体が高気圧環境に暴露された場合に呼吸ガス組成に応じて、ガスが体内組織へ溶解され一定時間後には飽和状態となり、それ以後圧力の変化が無い限り定常状態すなわち安定が保たれることを言っている。

国内における飽和潜水の実績は、第五白竜号の80m深海作業および、最近におけるナヒモフ号金塊引揚げ作業が有名である。

一方これら潜水技術の発達は、これらの要求性能を満たす機器、設備の開発が貢献したことも忘れてはならない。

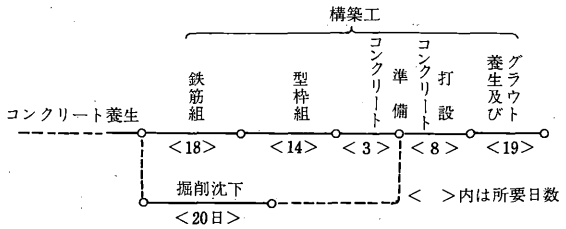
3.2 潜水技術の応用

潜水においては前述した様に既に水深数百米の実績があり、技術上及び人間の生理学上の諸問題も克服されつつある。一方ニューマチックケーソン工法では深層ケーソンと考えたとしても高々 7 kg/cm² 程度であり、潜水と対比するとその気圧は浅海域に属する範囲であることから圧力の点からの問題はないと言える。しかし潜水作業とケーソン函内の掘削作業とでは同じ高気圧下作業と言う共通点はあるものの、作業内容、作業環境等は非常に異っていることに留意する必要があろう。

4. 潜水技術をニューマチックケーソン工法へ応用した場合のケーススタディ

4.1 明石海峡大橋における掘削条件の設定

明石海峡大橋のアンカレイジ基礎は底面積が8000m²(100×80m)にもなる巨大構造物である。この基礎構築に係る基本的な施工計画は「舞子側アンカレイジ基礎一体ニューマチックケーソン検討：本四公団」によることとし、その標準的な沈下～構築工程を図－2に示す。これより掘削工程は、ケーソン躯体構築工（型枠組立、鉄筋組立、コンクリート打設、養生等）が全体工程を支配しており、掘削工程を短縮したとしても全体工期の短縮にならないと判断されることから、日沈下量を0.25mと設定した。尚、作業時間及び加減圧設備の検討に当っては以下の条件によるものとした。



図—2 沈下～構築工程

1)特別の場合を除き、1直当りの拘束時間は8時間を越えないこと。

2)非常時を考慮して加減圧設備は1直当り作業員スペースを常に確保出来ること。

3)日掘削量： 2,000m³

4)1直当り作業員編成： 145人

5)1直当り作業直数： 2直

6)1直当り純作業時間： 2.6時間

4.2 呼吸ガス形態及びガス組成

4.2.1 概 要

高圧下作業に用いるガスは空気を圧縮したものをそのまま用いることも考えられるが、函内気圧が 4 kg/cm² を越えた場合は、窒素酔い、酸素中毒等のいわゆる潜函病が発生する可能性が大きいと考えられる。表－1に既往症例の発生限界の目安を示す。このため圧縮空気による高気圧下において作業を行なう場合には、作業員の安全及び健康確保の点から、労働基準法、高気圧作業安全衛生規則（以下各々労基法、高圧則と略す）により規制を受けている。このうち労基法は作業の如何に拘らず作業時間が拘束されるものであり、高圧則は圧縮空気による高圧下時間（加圧を開始した時間から減圧を開始した時間）を拘束するものである。一方混合ガスを呼吸ガスとして利用することに関しては、法規制上の問題は残るものの技術的には十分適用可能と判断して、以下呼吸ガス、環境ガスの組成を決定した。

4.2.2 呼吸ガス

呼吸ガスは函内作業気圧が 0 ～ 3 kg/cm² については圧縮空気を用い、3 ～ 5 kg/cm² では混合ガス(非飽和)、5 ～6.5kg/cm²は混合ガス（飽和）とした。このうち圧縮空気の場合は 3 kg/cm² において窒素分圧の限界 $PN_2 \leqq 3.2$ kg/cm²、又酸素分圧の限界 $PO_2 \leqq 1$ kg/cm² を満足するように定めた。次に混合ガス（非飽和）の場合は対象最高気圧が 5 kg/cm² となるため、2 kg/cm² まで空気を加圧し、不足圧は He（ヘリウム）を加えることとした。又混合ガス(飽和)の場合は、潜水における混合ガスと同様に0.4kg/cm² まで空気を加圧し、その後Heを加えることにより所定の圧力を得ることとした。

表－1 圧縮空気による既往症例発生限界

(注)別表-1、別表-2については高気圧作業安全衛生規則を参照のこと。

函内圧力 kg／cm²	チッ素酔い		酸素中毒		減圧表	函内機械使用実績	施工実績
	チッ素分圧 PN_2		酸素分圧 PO_2				
	0.8kg／cm²		0.2kg／cm²				
1.0	1.6		0.4				
2.0	2.4		0.6				
3.0	3.2	発生し始める	0.8				
4.0	4.0		1.0	6時間で初期症状発生	別表-1の適用範囲	防爆型モータ付機械の使用実績あり	4 kg／cm²まで潜函減圧表あり
5.0	4.8		1.2				5.6kg／cm²での施工実績あり（福島大平沼取水塔）
6.0	5.6	中程度のチッ素酔いが生ずる	1.4	4時間で初期症状発生1時間程度で発生することあり			
7.0	6.4		1.6		別表－2の適用範囲は 9 kg/cm² まで		1時間程度の軽作業は可
	チッ素酔いを発生させないためには $PN_2 < 3.2$kg／cm²		酸素欠乏の面から $PO_2 > 0.2$kg／cm²			機械使用実績から $PO_2 > 1.0$kg／cm²	

4.2.3 環境ガス

環境ガスは作業時にマスクがはずれた場合などの安全性を確保するため、酸素分圧を0.2kg/cm²以上1.0kg/cm²以下に保つように設定している。函内圧力の上昇に伴う酸素分圧の増加を押えるために窒素を圧入することを検討したが、窒素製造装置が極めて高価で装置の他への転用の可能性も少ないことから、製造されたガスを他から輸送することにすると結果的に割高なものとなった。加うるに現時点における我国の窒素ガス消費量から考えると、ガス供給の面でも困難なことが判明した。従って、酸素分圧が1kg/cm²を越える部分の機械の使用に対する安全性の確保及び函内での発破使用による環境ガスの汚れについても別途十分な検討を加えることとして、環境ガスは、圧縮空気を用いることとした。

4.3 加減圧管理

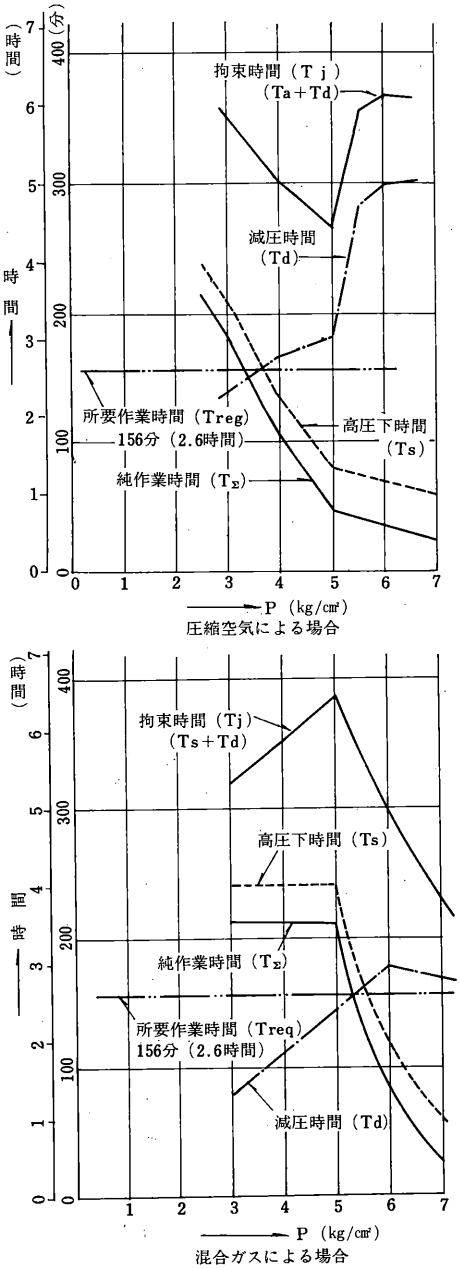
減圧症の原因から考えると予防の根本原則は減圧によって体内に溶けているガスが気泡として残らないようにすることである。そのための予防法は潜函時間（潜水時間）及び減圧時間（浮上時間）について厳重に規制することである。滞底時間と加減圧時間に関する検討に当っては、圧縮空気を利用する場合は高圧則とし、一方混合ガスを利用する場合は、現在世界で技術的に最も進んでおりかなり安全側の規準であると言われている米海軍ダイビングマニュアル（1977年版）によることとした。呼吸ガスとして圧縮空気、混合ガス（$O_2+N_2+H_e$）を利用し、所要作業時間を2.6時間と一定にした場合の拘束時間は、函内気圧が4kg/cm²以下において高圧則に示す減圧表のうち別表－1（潜函工事に適用）、別表－2（潜水に適用）のいずれも適用可能である。ここでは通常潜函工事で用いられている別表－1によることとし、函内気圧が4kg cm²を越える場合には別表－2を利用している。

4.4 掘削作業形態

掘削作業の形態は作業員数、作業直数、及び呼吸ガスの種別等により種々の組合せが考えられるが、函内圧の変化により作業員数が大幅に変動することは望ましくないので掘削工程と躯体構築工程等との関連より、図－4に示す作業形態とし、0～3kg/cm²までの作業は圧縮空気、3～5kg/cm²までの作業は混合ガス(非飽和）で1日2交替制として通常の潜函工事と同様の作業を行なうものとした。5～6.5kg/cm²の函内圧力においては混合ガスによる飽和作業とし、作業員は一週間ごとの交替作業とした。このタイムスケジュールは図－5に示す通りである。なお混合ガスによる飽和作業時には、潜水におけるエクスカーション※注の技術を応用し作業員が高気圧環境に曝露される時間を極力少なくするため、函内作業圧力にかかわらず居住区圧力は5kg/cm²と一定とした。

※注　エクスカーション潜水

大気圧下に生活している我々は、ごく自然に山に登ったり海に潜ったりすることが出来る。このことを「圧力環境の変化」という観点から眺めてみると、1気圧に飽和している人は「減圧」と言う特別の手順を踏むことなく水深10mまでは自由に潜水出来るし、富士山の頂上位までは自由に登山し、下山することが出来ると言うことである。飽和潜水の理論が発見され研究が進むにつれ、1気圧の状態で成り立った上記の理屈は人の身体が数気圧に飽和していても同様に成り立つはずであると言う考えに基づいて高気圧下に飽和した人が、無減圧で行って帰れる垂直距離について検討した結果、飽和深度に応じて各々一定の無減圧で自由にある深さまで（より深い方へ行く場合もあるし、より浅い方へ行く場合もある）潜水往復することが可能であることが判明した。この潜水技法をエクスカーション潜水（サチュレーション・エクスカーション）と呼んでいる。

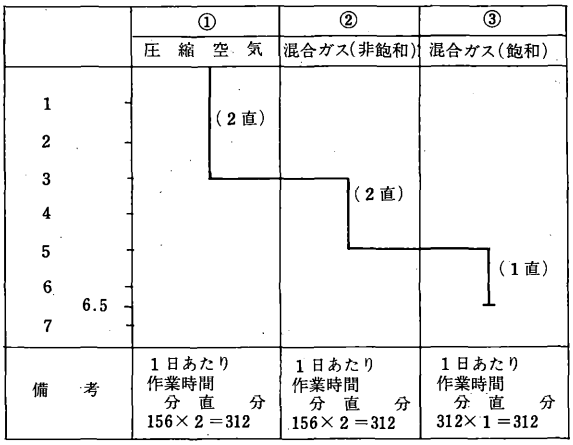


図－3　拘束時間

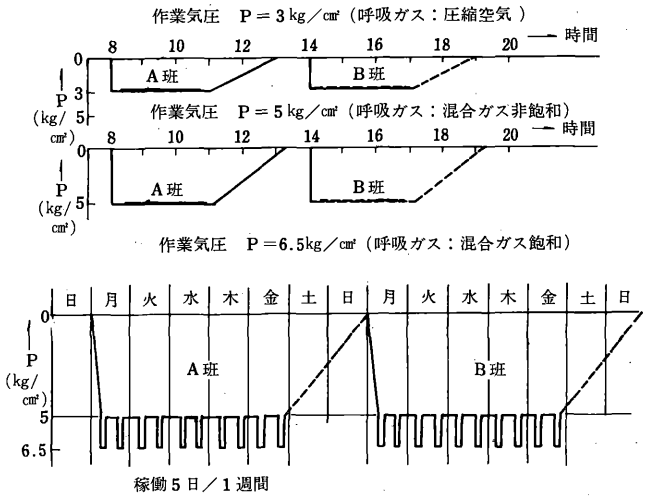
4.5 設　備

4.5.1 設備計画

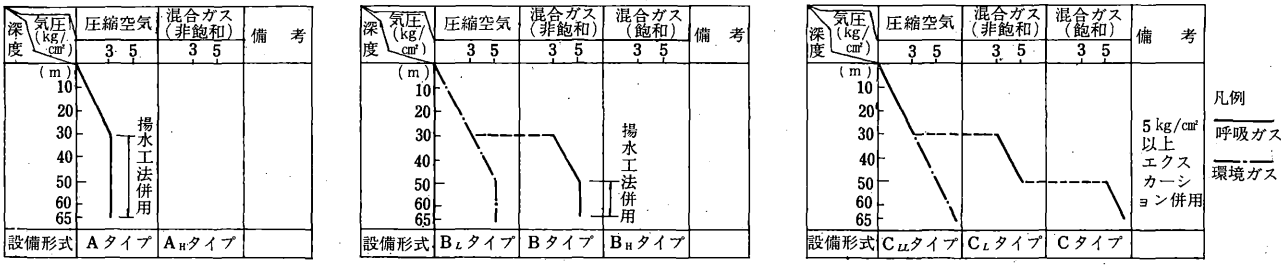
深層ケーソンのように非常に深いケーソンを施工する場合には当初の計画通りに圧力が作用しないことが予想される。施工時における圧力が計画圧力より低い場合は、圧縮空気を利用した通常のニューマチックケーソン工法の場合さほど問題とならないが、深層ケーソン工法の場合のように混合ガスを使用する場合に、設備が大規模であるので過大設備となり、不経済になることが予想される。又、施工時に計画圧力より高くなった場合、若干の設備の追加では対処不能となり施工不可能になることも考えられる。従ってここでは、図－6に示す作業方法に



図－4　呼吸ガス形態



図－5　掘削作業工程



図－6　呼吸ガス形態と設備形式との関係図

表－2　基本設備比較表

No.	設備形式	Aタイプ	Bタイプ	Cタイプ
1	作業最大気圧	3 kg／cm²	5 kg／cm²	6.5kg／cm²
2	函内環境ガス	圧縮空気	圧縮空気	圧縮空気
3	函内呼吸ガス	〃	混合ガス	混合ガス
4	居住区環境ガス	〃	〃	〃
5	居住区呼吸ガス	〃	〃	〃
6	ガス組成函内作業区画	〃	圧縮空気	圧縮空気
7	ガス組成居住区画	〃	PO_1=1.0 PN_1=2.4 残 PH_0=2.6	PH_2=0.3 PN_2=1.2 残PH_0=4.5
8	ガス組成呼吸用	〃	〃	PO_2=0.38 PN_2=1.5 PH_0=5.62
9	環境ガス及吸ガス製造装置	築島上	(セッブ上)	(セッブ上)
10	函内掘削時呼吸式式	函内空気直接	マスク使用	マスク使用
11	函内掘削時呼吸ガス供給方式	函内空気直接	大循環方式	大循環方式
12	呼吸用函内設備	—	配管マニホールド 呼吸マスク 非常用ボンベ	配管マニホールド 呼吸マスク 非常用ボンベ
13	居住区画内呼吸方式	—	混合ガス直接	混合ガス直接
13	加減圧方式	非飽和	非飽和	飽和
15	作業時間(1日あたり)	2.6時間	2.6時間	5.2時間×1回 (2.6時間×2回)

No.	設備形式	Aタイプ	Bタイプ	Cタイプ
16	減圧時間	～1.5時間	1.5～3時間	2日～3日
17	加減圧時場所	*1 マンロック及び函内エントランスロック内	居住設備のマンロック及びエントランスロック内	居住設備のマンロック内
18	居住区使用時間 (日、max)	5時間（2直）	7時間（2直）	7日～(1直)
19	居住区画の配置	分散配置	集中配置	集中配置（3階建）
20	居住区画の供給ガス制御方式	機側制御	*2 集中制御	*2 集中制御
21	145名の居住容積(max)	625 m³ (1,455)m³	1,297m³ *3 (1,240)m³	2,005m³
22	昇降装置	階　段	エレベータ	エレベータ
23	居住区上昇装置	エントランスロック縦足	ジャッキアップ機構	ジャッキアップ機構
24	函内作業区画に在室の時の緊急時救助ロック	マンロックと兼用	エマージェンシーロック	エマージェンシーロック
25	居住区に在室の時の緊急時救助ロック	〃	マンロックと兼用	レスキューロック
26	ホスピタルロックの位置	築島上	居住区に接続	居住区に接続
27	居住区街生設備	—	洗面器、便器	洗面器、便器 シヤワー
28	非常用減圧ステーション (築島上)	小　形	中　形	大　形

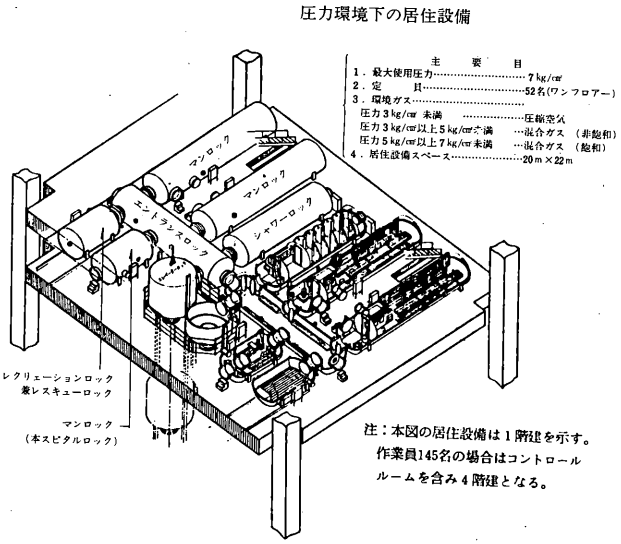
注　*1 函内エントランスロック内の螺旋階段上を利用する。
*2 集中制御の緊急時を考慮して機側制御方式を併用する。
*3 Cタイプの1階のマンロック、エントランスロック、レスキューロック、ホスピタルロック1基と2階、3階のエントランスロック及びレスキューロックを使用した場合。

応じて基本設備を各々A、B、Cタイプとし、作業気圧別に設備形式を比較したものを表－2に示す。表－2より、Aグループは補助工法を併用して、函内最大圧力を3 kg/cm²とし、通常のニューマチックケーソンと全く同じAタイプを用いて施工するものであるが、3 kg/cm²を越えた場合はA_Hタイプを使用することになる。Bグループの場合は、Aグループと同じように補助工法を併用して函内最大圧力を5 kg/cm²とし、Bタイプを用いて施工するものであるが、3 kg/cm²までは圧縮空気により施工し、3 kg/cm²～5 kg/cm²については、呼吸ガスとして混合ガスを利用するものである。又、Cグループは補助工法を採用しても水位低下が図れない場合を想定し、5 kg/cm²まではBタイプと同様の施工となるが、5kg/cm²～6.5kg/cm²については飽和作業となるので、設備は最も大規模なものとなる。これらの設備計画のうちCタイプについての概要を図－7、及び図－8に示す。

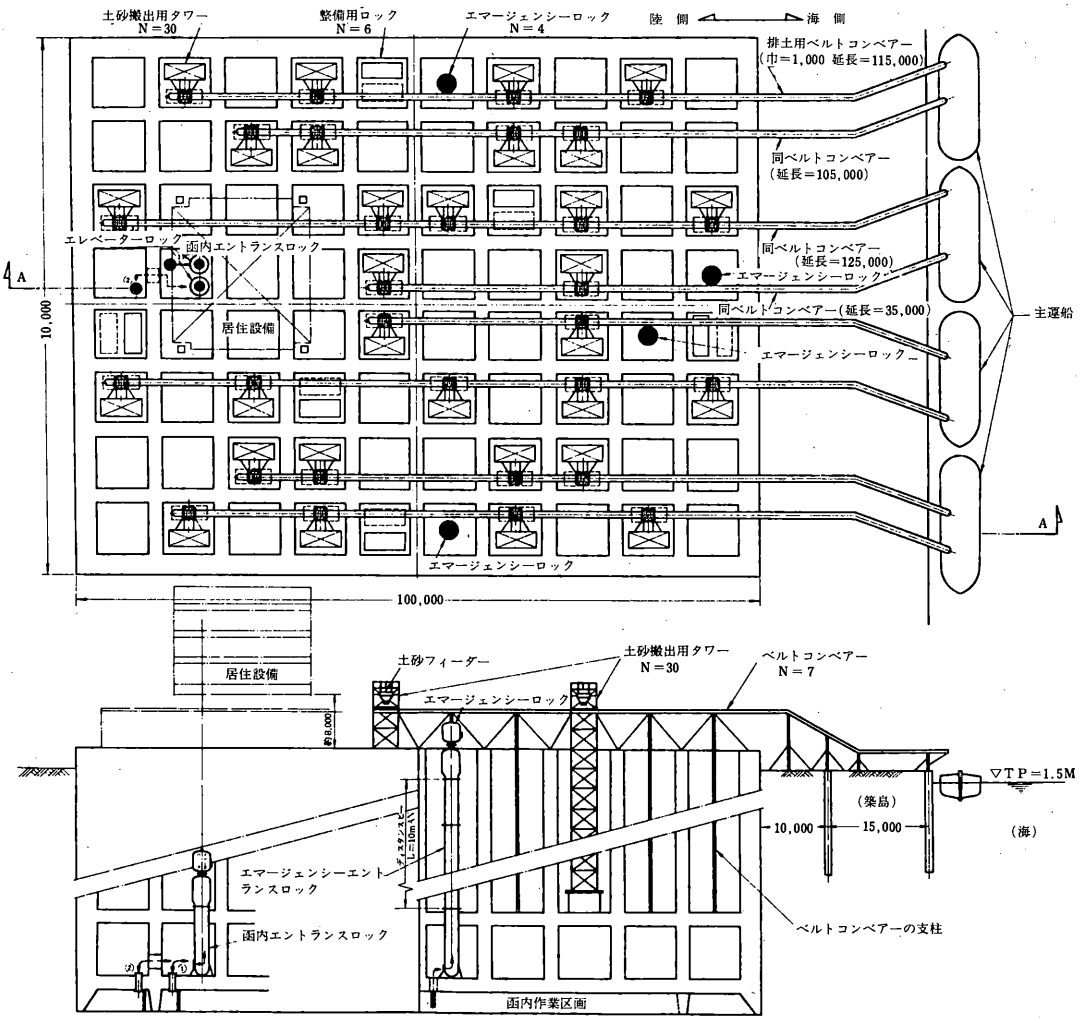
4.5.2 使用ガス量

使用ガス量は、呼吸ガス量と環境ガス量とに分けられるが、ここで云う呼吸ガスは前述した呼吸ガス形態にのっとったものであり、環境ガスは圧縮空気である。使用ガス量は図－9に示すフローチャートに従い算出した。

又、混合ガス使用時には、作業区画における作業員の呼吸ガスのうち排気ガスを回収し、清浄後再度送気ガスとして循還させるいわゆる大循還方式を採用している。な



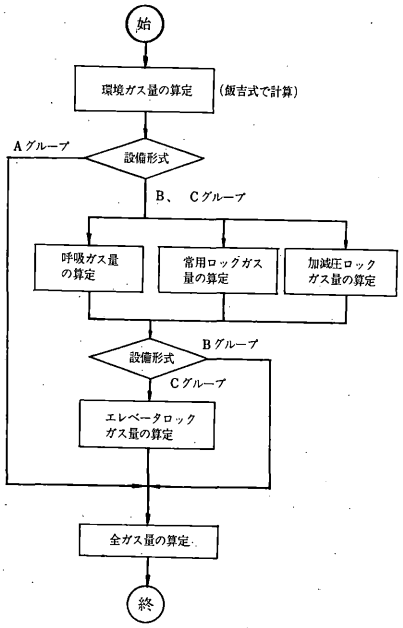
図－7　居住設備関連全体配置鳥瞰図



図－8　エマージェンシーエントラスロック及び函内エントランスロック詳細図

表－3　ガス使用量

CASE	ケーソン環境用（Air）	ロック環境および呼吸用			エマージェンシー用		備　考
		Air	He	O_2	N_2	$He+O_2+N_2$	
A タイプ	68,400Nm³／h	—	—	—	—		函内圧力 0～3 kg／cm²
B タイプ	91,200Nm³／h	450,000 Nm³	347,000 Nm³	77,500 Nm³	1,200 Nm³ (300Nm³／回)	6,000 Nm³ (1,500Nm³/回)	函内圧力 0～5 kg／cm²
C タイプ	124,800Nm³／h	450,000 Nm³	441,000 Nm³	78,500 Nm³	7,200 Nm³ (1,800Nm³/回)	7,200 Nm³ (1,800Nm³/回)	函内圧力 0～6.5kg／cm²



図－9　ガス量の算定フローチャート

お、具体的なガス量の計算における呼吸用ガスの計算条件は以下によることとし、これより計算した使用ガス量を表－3に示す。

①所要呼吸量　：　60ℓ/min 1人
②酸素の消費量：　90ℓ/hour 1人
③ヘリウムの消費量：　0
④マスクよりの漏気：　5％と仮定する

4.5.3　概算工費

前述した作業方法別の加減圧関連設備に関する概算工費についてまとめたものを表－4に示す。これによると各作業方法における合計工費において、設備（居住設備、ガス供給設備、昇降設備、電気設備、計装設備等）費が8割程度でかなりの部分を占めていることが判る。又、混合ガスを使用する作業方法についてみると、ガス費用は工費合計に対し5～6％程度で、さほど問題ないと思われる。次に作業方法毎の工費比率は、作業方法①②③の順に 1：6.5：10.1 となっており、又混合ガスを使用した場合においても、非飽和作業とするか飽和作業とするかで工費は 1.6倍異なることを示している。これより、加減圧関連設備は通常の圧縮空気によるケーソンの施工に比べて混合ガスを使用した場合大幅な工費増となるので、事前に十分な調査、検討が必要である。

表－4　工費内訳

単位：億円

	作業方法①	作業方法②	作業方法③
製　作　費	14.7　(77.0)	97.9 (79.5)	155.8 (812)
供給ガス費	—　(　—)	7.2(5.8)	9.1 (4.7)
揚水設備費	1.5　(7.9)	—(　—)	—　(　—)
輸　送　費	0.4　(2.1)	2.0 (1.6)	2.0 (1.0)
諸　経　費	2.5　(13.0)	16.0 (13.0)	25.0 (13.0)
工費合計	19.0 (100) 〔1.00〕	123.2 (100) 〔6.47〕	191.9 (100) 〔10.1〕

(　)内　各工費と工費合計との比(％)
〔　〕内　作業パターン①とその他パターンの工費合計の比(％)

4.6　安全対策

深層ケーソンにおいては、呼吸ガス形態として混合ガスを使用し、かつ飽和作業も考慮しており、作業員が長時間高圧下に滞在するので、計画立案するに当り深海潜水技術を参考にして、以下に示す項目について安全対策を考慮する必要がある。以下混合ガスを使用し、飽和又は非飽和状態における作業を対象に各設備について検討した内容を以下に述べる。

1)居住設備

(i)ロックの配置

○居住設備の各ロック間にハッチを設け、ロック故障時は他のロックに避難し当該ロックを除外する。各ロックは単独コントロール可能とする。
○フロアーに存在するロックの 1/2 程度を1群とし、分割コントロール可能とする。
○非常時に備え、レスキューロックを各群に1個計6個設け、居住区が危険時にこれを切離し安全地帯に移すことが出来ることとする。(150名収容可)
○各群には緊急医療用のホスピタルロック1個計6個設ける。
○居住設備はケーソン頂部より上方に設ける。

(ii)空気、O_2、N_2、Heの各ガス供給設備（ガス製造プラント）

○圧縮機は複数台の予備機を保有する。
○各ガスは供給、輸送の事故、故障に備え、1～2日

分の消費量を保有しておく。
○緊急時の呼吸ガスは専用のバスバンクを備える。
(ⅲ)ガス供給コントロール
○居住設備の環境制御は、監視制御盤による遠隔集中制御方式と各ロック機側の個別手動制御方式の2本建とする。
○供給ガスは製造プラントからの供給ラインを2系統とする。
○各ロック群にはガス汚染対策として、応急呼吸装置を設け専用のラインから送気する。
(ⅳ)非常用減圧ステーション
○函内及びケーソン上の居住設備が危険の場合、築島上適当な場所に非常用減圧ステーションを設ける。
○エマージェンシーロック及びレスキューロックのドッキング装置を設ける。
(ⅴ)監視制御盤による集中監視
○各ロック、エレベータードッキング装置、エマージエンシーロック、函内ガス供給プラントの各装置の監視計測等を集中して行なう。
(ⅵ)電源、通信等
○常用系と非常用系（非常電源による）の2系統とする。
2)函内設備
(ⅰ)函内作業区画呼吸ガス供給
○少なくとも2系統の供給ラインとし、何れの系統にも接続可能とする。
○呼吸用ガスボンベを適宜配置する。
(ⅱ)避難
○上部に居住設備のある場合、通常ルートの他緊急避難用にエマージェンシロックを4ヶ所設ける。
○各エントランスロックには2重扉を設け非常時には函内と隔離する。
(ⅲ)函内全般の監視
○函内適宜の場所にI.T.Vカメラを設け、作業状況をコントロールルームより監視するとともに、コントロールルームより一斉指令装置を設ける。
3)保安要員
○上部に居住設備のある場合、函内作業区画で作業中及び居住設備に在室中は、供給ガスの監視、減圧及びエレベーター操作、食事の搬入、緊急時の対策のため、保安要員が常駐出来る設備を居住設備の上部に設ける。

5. まとめ

5.1 深層ケーソンの施工に関する検討

掘削作業形態、混合ガス組成、設備計画及び安全対策等について、深層ケーソン（ケーソン函内作業気圧が4kg/cm²以上の場合とする）を施工する上での問題点を抽出し、検討した結果について要約したものを以下に示す。
(ⅰ)法規による制約
現在我国におけるニューマチックケーソン工事は、高気圧室内業務として「高圧則」により規制を受けており、圧縮空気による作業気圧は9kg/cm²以下となっている。したがって函内作業気圧の最高が6.5kg/cm²のニューマチックケーソンは、法規上可能作業気圧と言うことになる。
しかし、最大気圧6.5kg/cm²の実質的な施工は、高圧則による減圧表によると、高圧下時間が少なく結果的に不可能と判断された。
そこで、その施工を可能とするために高圧則では、別段明記されていないが、潜水関係ですでに実用化の段階に入っている混合ガスの使用を前提に検討を進めてきた。又、混合ガスを使用したとしても高気圧になると多くの減圧時間を要するため、それらのロス時間を有効に生かすために飽和潜水の考え方も検討に加えている。これらの事項については、今後十分な検討を加えるとともに関係各位の理解を深めることが必要である。
(ⅱ)函内気圧に伴なう呼吸ガス形態
呼吸ガス形態は、明石海峡大橋舞子側アンカレイジ基礎（水面下約65m）をニューマチックケーソンで施工する場合において、水位低下工法を採用しても水位低下を計ることが困難な状況を想定して、函内気圧が3kg/cm²まで通常のケーソンと同様に圧縮空気により施工し、又、それ以上の高気圧になると呼吸ガスとして混合ガスを利用する計画とした。なお、函内気圧が5kg/cm²以上の掘削に際しては、混合ガスを使用したとしても減圧時間が長くなり効率が悪くなる。そこで、潜水において採用されている飽和潜水及びそのエクスカーションの技術を応用した作業形態とする方が安全性、経済性の面で得策と考えられ、これを採用することとして検討を進めた。
(ⅲ)環境ガス
通常のケーソンの場合は、函内気圧保持に圧縮空気を利用するため環境ガスと呼吸ガスは同一組成となっている。これより、呼吸ガスとして混合ガスを使用する場合でも、環境ガスと呼吸ガスは同一組成とした方が安全性、作業性の面で望ましいと考えられる。しかし、混合ガスを環境ガスとして利用する場合は極めて不経済になることを考慮して、環境ガスは全て圧縮空気を使用することにした。
(ⅳ)呼吸ガスの供給
呼吸ガスとして混合ガスを送気する場合には、潜水におけるマスク開発の現状から判断して、呼吸マスクを介して作業員に直接送気することとした。なお、混合ガスを使用した呼吸ガスは、ガスの再利用及び函内の各分圧に変化を与えない意味から大循還方式を採用している。しかし、この方式は送気と吸気の気圧の圧力差について微妙なコントロールが必要であり、又吸気管中のゴミの除去等の問題が残されている。又、呼吸ガスとして混合ガスを使用した場合には、マスクを介してそれを吸うことになるが、緊急時若しくは不注意でマスクが外れた場合、異種のガスを一時吸うことになり、呼吸抵抗の問題も残されており、今後十分な検討が必要である。
(ⅴ)ガス供給及び加減圧に伴う諸設備計画

ガス供給及び加減圧に伴う諸設備（以下設備と言う）計画については、函内気圧が0～3kg/cm²、0～5kg/cm²、0～6.5kg/cm²の各々について必要な設備とその配置等について検討を行った結果、いずれも既施工計画で考えられている作業ヤードの範囲内で対応出来ることが判明した。又、各々の高気圧環境に対応すべく設備相互の転用の可能性や追加すべき設備についても検討を行ったが、圧縮空気での設備と混合ガスを利用する設備とでは、基本的に設備計画は異なり、単なる設備の追加で前者の設備を後者の設備に転用することは非常に困難であることが明確になった。従って、それら設備の手戻りがないためには工事着工前に函内最大気圧を十分なる精度で把握する必要がある。

(vi)設備が下部工事費に占める割合

各設備計画に対応して概算工費を算出したが、圧縮空気による設備と混合ガスによる設備とでは工費に大幅な差がある。しかし混合ガスによる設備にしても、他の基礎への転用を考慮すれば、下部構築に対する全体工費に占める割合は5～10%程度と考えられ、アンカレイジ基礎の施工法選定の一助とするためには、今後十分なる精度で積算する必要がある。

(vii)安全対策

安全対策については十分な検討が出来なかったが、最も重要な問題であり、実現へのキーポイントである。技術上の問題、経済性等について今後十分な検討が必要であるが、設備に関しては常用系と非常用系の2系統の設備とし、なお、緊急時に備えて十分なるバックアップ体制をシステム化する必要がある。

5.2 今後に残された問題点

ニューマチックケーソン工法による施工限界と言われている4kg/cm²以上での高圧下における施工を考慮した場合の問題点について検討を行ったが、以下の項目については実験を含めてより詳細に検討する必要がある。

(i)掘削、躯体構築等のより詳細な施工計画の立案

現計画では、函内作業人員を1直当り145人、作業時間を2.6時間として計画しており、この作業員編成に伴なう設備計画としたが、将来の機械施工も考慮して、全体施工計画の見直しが必要である。又、排土システムについては大量の空気を消費するマティリアルロックの形状や数、大気圧と函内の高気圧差を利用した掘削土の流体輸送等についても検討の必要がある。

(ii)呼吸ガスと掘削作業形態

一般に潜水においては、既に数百米までの経験を有しており、これに比べて比較的浅い深度での作業となる潜函作業にこれら潜水技術を直接利用することは、一面において飛躍があると思われる。医学的知見を踏まえたより詳細な検討が必要である。

(iii)混合ガスを利用する場合の分圧管理

環境ガスと呼吸ガスを別組成とした場合は、各々の区割を結ぶ接点（例えばエレベーターロック等）では一時的に相互のガスの混合組成状態となることが予想される。このような状態における各ガスの分圧管理については技術上の問題、生理学上の問題を含めて十分検討する必要がある。

6. あとが

日本でニューマチックケーソン工法が本格的に採用されたのは、関東大震災（1923年）における復旧工事とされており、約60年の苦難に満ちた経過を経て今日の技術が確立されたものである。しかしこのニューマチックケーソン工法は、現在においてはもちろん、将来においても作業の軽重はあろうが函内作業を伴なうため作業員にとっては苛酷な労働条件となっている。

またその施工規模も現在の圧縮空気を使用する限り、函内作業気圧を4kg/cm²程度で押えざるを得ず、大深度のものは敬遠せざるを得なかった。

しかし潜水技術をニューマチックケーソン工法に流用することにより、今迄の壁が取り除かれ将来への明るい展望が開かれたことは大きな成果であった。明石海峡大橋のみならず今後計画されるであろう大規模でかつ大水深下におけるニューマチックケーソンを計画するにあたってこの報文が一助になれば幸である。最後に「深層ケーソンの掘削工法検討委員会」において、熱心に討議し、かつ貴重な助言を載いた委員の方々に深甚の謝意を表します。

参考文献

1) 米海軍省 : US NAVY DIVING MANUAL (1970)
2) 新日本法規 : 労働安全衛生便覧
3) 本四公団 : 舞子側アンカレイジ基礎一体ニューマチックケーソン検討
4) 〃 : 深いケーソンの掘削工法調査 報告書 54年3月
5) 〃 : 深いケーソンの掘削工法調査 報告書 55年3月
6) 〃 : 深いケーソンの掘削工法調査 最終報告書 56年3月

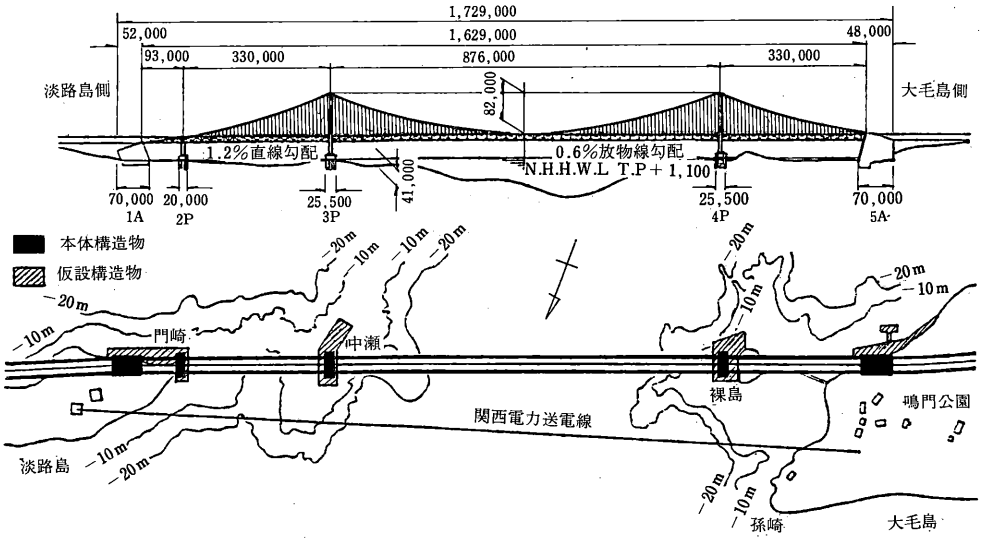
大鳴門橋アンカレイジの施工報告

Report on Construction of Ohnaruto Bridge Anchorage

鳴門工事事務所　第三工事長　山口浩二
Koji Yamaguchi

1. まえがき

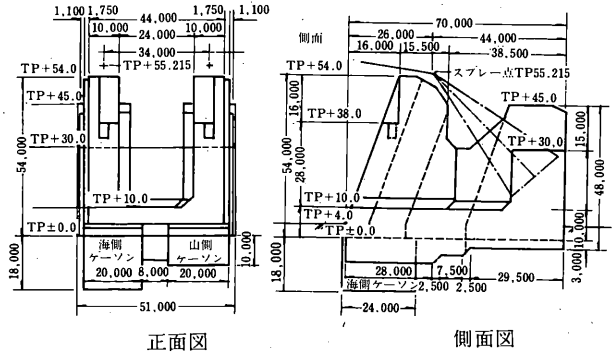
大鳴門橋は、淡路島と四国を隔てる鳴門海峡に建設中の道路・鉄道併用3径間2ヒンジ補剛桁吊橋である。下部工は、淡路島側より1A（アンカレイジ）、2P（側塔基礎）、3P・4P（主塔基礎）、5A（アンカレイジ）と5基から成っている。基礎形式の特徴は、主塔基礎および側塔基礎に多柱基礎が採用されたこと、アンカレイジが今までに例をみない大規模となったところにある。本文では、5Aアンカレイジについてその施工法と実績を紹介する。アンカレイジは10万m³をこえるマスコンクリート構造物でありながら、上部工との接点にあたるため、厳しい寸法管理、品質管理、工程管理が要求される。



図－1　大鳴門橋一般図

2. 工事の概要

アンカレイジは、吊橋のケーブルから伝わる水平力をその重力で抵抗する構造物で、5Aの形状寸法は図－2に示すとおりである。施工位置は、海峡に突き出た岬の内側で、山裾の汀線部にあるので、本工事に先立って海岸線を混成堤で締切り、埋立てを行なって作業ヤードを確保している。また、躯体コンクリートの工事着手前に、アンカレイジ前面に2基のニューマチックケーソンを施工している。



図－2　5A構造図

3. 配合および材料

3.1 配合

仕様書で規定した配合規準、暫定配合に対して、使用材料の選定を考慮して行なった試験練りの結果は、表－1に示す示方配合のとおりである。マスコンの配合としては、セメント量が280kg／m³と多く、粗骨材最大寸法が40mmと小さい。ポンプ打設を考慮してs/aは若干高くしている。

表－1　示方配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水・セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a	単位量 (kg／m³) 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材 AD
40	17±7.5	4±1	56.4	43	158	280	802	1077	0.7

3.2 材料

セメントは、高炉B種を支給して使用させた。選定理由は、大量（約29,000t）に使用するので価格が安いことの他、スラグの混入率を50%とすることにより水和熱のカロリー規制が得られるためである。

細骨材の選定は、品質管理の面から安定供給が図れることを目安として行なった。産地および品質は表－2に示すとおりである。細砂、粗砂の2種類を粒度調整を行なって使用した。細砂は海砂を用いたため塩分濃度規制（0.1%以下）を行なったが、採取後水洗いをすることによって十分満足する結果を得た。

粗骨材は練り上りコンクリートの単位体積重量(2,270 kg／m³以上）を満足できる比重が確保できるものが必要である。そのため玄武岩砕石（比重2.86）を40%の混入率で使用した。粗骨材の産地および品質は表－3に示すとおりであり、粒径別に3種類のものを用いている。

混和剤はワーカビリティの改善と、硬化熱の発現を抑制することを目的として遅延型ＡＥ減水剤を使用した。

表－2　細骨材

(a)　産地

記　号	産　　地	混入率
S_1	香川県坂出沖 海砂	40%
S_1	徳島県那賀川 川砂	60%

(b)　品質

試験項目	試験方法	規格値	試験成積	
			細　砂	粗　砂
比　重	JIS A 1109	2.50以上	2.55	1.63
吸水量	〃	3.0%以上	2.60	1.68
単位容積重量	〃 1104		1500kg/m³	1670kg/m³
洗い試験	〃 1103	5.0%以下	0.3	0.3
有機不純物	〃 1105	標準色以下	合格	合格
安定性	〃 1122	10.0%以下	0.9	4.0
塩分含有量	土木学会規準	(海砂) 0.1%以下	0.018	0.005
粘土塊	〃	1.0%以下	0	0
粗粒率(F·M)	JIS A 1102	規格分布図	2.07	3.36

表－3　粗骨材

(a)　産地

記　号	粒　径	岩　質	産　　地	混合率
G_1	1305	安山岩	香川県　豊島	20%
G_2	2513	玄武岩	〃　小豆島	40%
G_3	4025	安出岩	〃　豊島	40%

(b)　品質

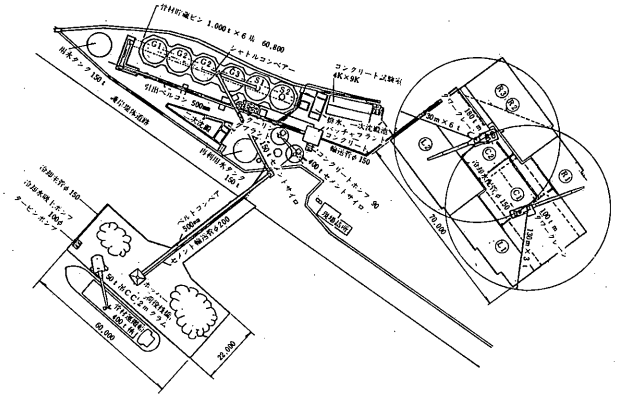
試験項目	試験方法	規格値	試験成積		
			G_1	G_2	G_3
比　重	JIS A 1110	2.50以上	2.54	2.86	2.53
吸水量	〃	3.0%以下	1.76	1.21	1.56
単位容積重量	〃 1104	kg/m³	1430	1600	1450
実績率		(砕石)55%以上	57.3	56.6	58.1
洗い試験	JIS A 1103	1.0%以下	0.1	0.1	0.1
安定性	〃 1122	1.2%以下	2.4	2.2	1.4
すりへり減量	〃 1121	(砕石)40%以下	13.6	12.3	17.5
粘土塊	土木学会規準	0.25%以下	0	0	0
柔らかい石片	JIS A 1126	5.0%以下	2.3	2.0	0
粗粒率(FM)	〃 1102		6.20	7.26	7.99

4.　仮設備

仮設備の配置は図－3に示すとおりである。バッチャプラントは2軸強制練りミキサー（容量2m³、公称能力120m³/h）を選定した。貯蔵設備としての骨材ビンはコルゲートパイプ（φ9.0m×9.7m）を6基、セメントサイロは鋼板溶接構造（φ6.5m×16m）を2基（1基当り400tの容量を有する）設置した。

セメント系排水は、濁度およびＰＨの調整と六価クロムの管理を必要とした。海面への放流規準はＳＳ30ppm以下、ＰＨ5以上9以下である。発生源として、グリーンカット掘、バッチャープラント洗滌水、ポンプ車および輸送管洗滌水、養生水がある。濁度は沈殿池での沈降と、凝集剤（ＰＡＣ）の添加により調整し、ＰＨは原水の12を希硫酸の添加で10まで中和した後、炭酸ガスにより7まで下げる排水処理設備を設けて排水処理を実施した。処理能力は15m³/h である。処理した水はグリーンカット用水、養生水として再利用する設備を備えている。

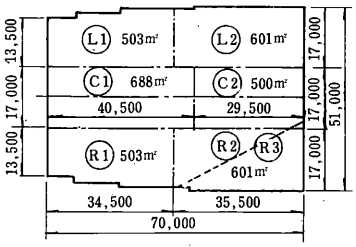
アンカレイジの前面に100tm、背面に180tmのタワークレーンを設置し、前面のクレーンは型枠、鉄筋、足場材、配管の設置に、背面のクレーンはその他にケーブルアンカフレームの架設（最大部材重量6ｔ）に使用した。いずれも自立高さが高いため補助マストを使っている。



図－3　仮設備配置図

5.　リフトスケジュール

アンカレイジの平面寸法は底部で最大70m×51mあるので、平面ブロック割は図－4に示すような6分割で施工した。最大ブロックは幅17m、長さ40.5mになった。（面積は約690m²）



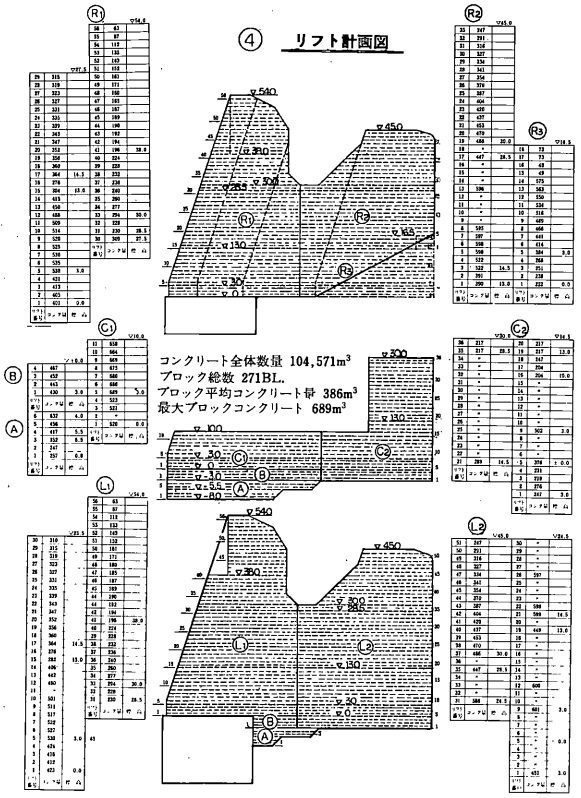
図－4　コンクリートブロック割平面図

コンクリート打設の標準リフト高さは1.0m である。岩着部およびコンクリートの打継ぎ間隔が30日以上空いた打設ブロックは、75cmリフトを2ブロック打継ぐことにした。リフト計画は図－5に示すとおりである。また、計画したリフトスケジュールと実績工程によるコンクリート打設月別累計は図－6に示すとおりである。

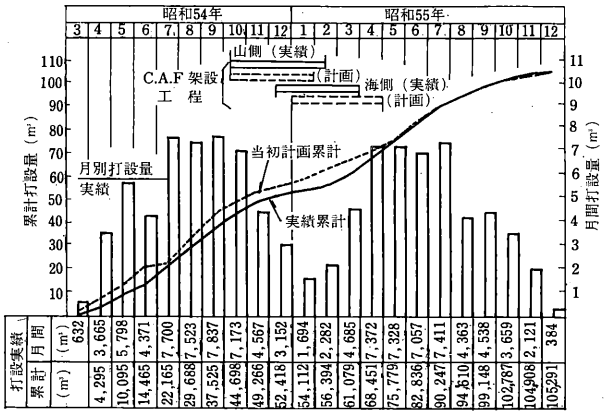
6.　混練および打設

6.1　材料搬入

水深ＴＰ－5.0m、バース長60m の荷役桟橋からセメントおよび骨材の搬入を行なう。セメントは専用運搬船（800t積）の吐出口に接続ホースを取り付けることで、空気圧送によりセメントサイロに投入した。骨材はガット船で運搬したものを、桟橋上の水切クレーンで掴み、180°施回しポッパーに投入、ベルトコンベアで骨材ビン



図－5　リフト計画図



図－6　コンクリート打設実績

に貯蔵した。

6.2　混練および品質管理

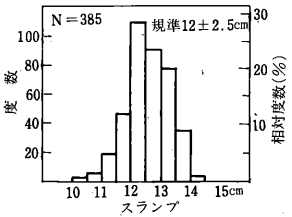
バッチャープラントは全自動パンチカードシステムであり、予め決定した配合カードをセットすることによって、後は砂の表面水の補正を行なうだけで連続的に混練できる。品質管理試験は日常管理試験、定期管理試験、基準管理試験をそれぞれ実施した。

(1)　スランプ

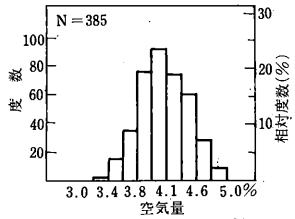
スランプは打設工法をポンプ打ちとしている関係上、施工能率を左右する重要な管理項目である。スランプの管理実績は図－7に示すとおりである。規準値が12±2.5cmに対して、2σの範囲を求めると12.5±1.44cmで満足している。また変動係数C（＝σ/x̄×100%）は5.76%となり、均一な管理がなされている。ポンプ打設時の配管抵抗をできるだけ少なくするため、スランプは品質規準を満足する範囲で高目の値を目標としたため、平均値は12.5cmと若干高い値となっている。

(2)　空気量

空気量はミキサー吐出部の計測値であるが、実績値は図－8に示すとおりである。空気量が1%減少するとスランプは1.5cm減少し、強度は4～6%増加することになっているので、重要な管理項目である。



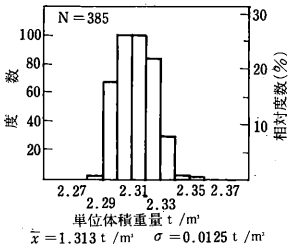
図－7　スランプ管理図



図－8　空気量管理図

(3)　単位体積重量

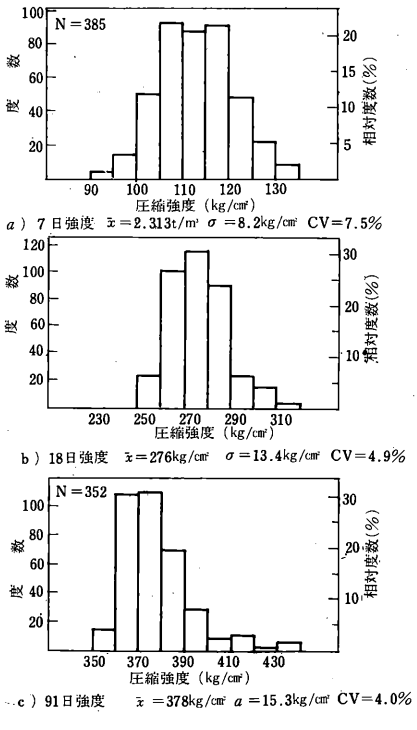
図－9に示すとおり、規準値2,270 kg/cm³ 以上に対して平均値で2,313 kg/cm³ の実績が得られている。これは粗骨材の品質が良好であったこと、また変動係数も5.4%と小さく、骨材の供給が安定していたと考えられる。



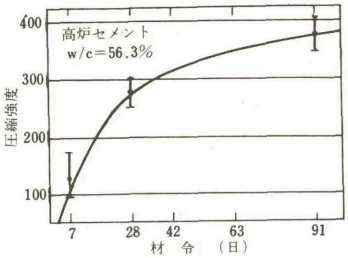
図－9　単位体積重量管理図

(4)　圧縮強度

圧縮強度試験は、日常管理試験の中で7日、28日、91日強度を得るため各3本の供試体を作製し実施した。試験結果は図－10に示すとおりである。設計強度はσ91＝240kg/cm²であるが、この強度は28日でクリヤーしている。91日強度の結果では、変動係数4.0%、標準偏差15.3kg/cm²で管理は良好であったと考えられる。今回のコンクリートは、施工性（ポンパビリティ）を考慮してセメント量を決定しているので、一般と比較して良好であった。強度の伸びについては図－11に示すとおりである。高炉セメントは初期強度の発現が遅く、長期強度については普通セメントより大きい。



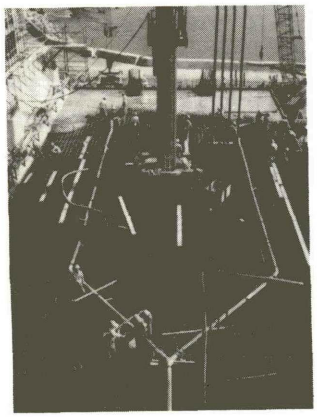
図－10　圧縮強度管理図



図－11　材令による圧縮強度

6.3　ポンプ打設

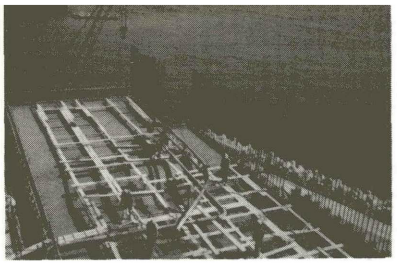
鉄筋、鉄骨量の比較的多いアンカレイジのコンクリートは、施工性と工程短縮を考慮してポンプ打設としている。最終リフトで水平換算長が550m におよぶ配管が必要な施工条件下でポンプ能力の信頼性が問題であった。当初、混練能力（公称120m³/h）の方に余裕があったので、バッチャープラントのポッパーに二又の分岐シュートを取付け2台のポンプ車で輸送した。ところが2台の圧送能力に偏りが生じたので、施工性を考慮して多少作業時間が長くなっても1台のポンプ車で圧送した。打設面積が広いので写真－1のようにブロック面で二又分岐管を取り付け、筒先を2ヶ所としている。又、打設中のポンプの故障を考慮して予備車を常置している。配管距離が延長するにつれて、圧送能力がどのように変化するのか興味深い問題であるが54mの垂直距離の変化に対して時間30m³の速度に大差はなかった。



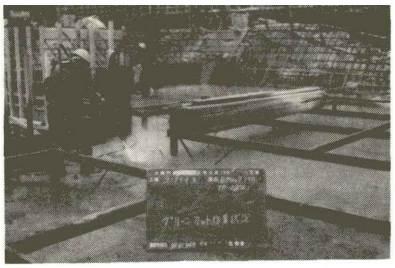
写真－1
打設ブロックでの分岐配管

6.4　打　設

打設に先立って鋼製の打設用足場を全面に組立て、足場板を敷き並べて、配管用作業足場としている。なお、デストリビューターを使用することによって打設能力のアップを図った。打設作業は、先ず最初に打設前の清掃を行ない、1日コンクリート面を湿めらせておいてモルタルを1.5cm 厚に敷き均す。その上に、コンクリートを50cmの厚さに2層打ちとなるよう打設し締め固めを行なった。バイブレーターは、外径57mmの高周波内部バイブレーターで筒先1ヵ所当り2台使用している。コンクリート打設後、夏場で6時間、冬場で12時間経過後グリーンカットを行なった。グリーンカットは表面に浮き出たレイタンスを除去し、新旧コンクリートの付着強度を確保するための作業である。作業内容は、高圧噴射水、ワイヤブラシ等で骨材粒径の半分程度露出するまで行なう。打設後、時間が経過しすぎると硬化するので夜間作業になる場合もある。



写真－2
打設足場とディストリビューター



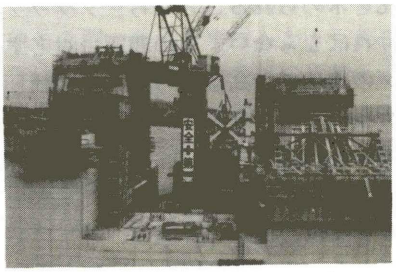
写真－3
グリーンカット作業

7.　型枠および鉄筋

7.1　型　枠

2リフト打設する毎に1回スライドする型枠を製作している。スライド型枠は、外周面のみでなく内継面においても、組立可能な面はできる限り使用している。

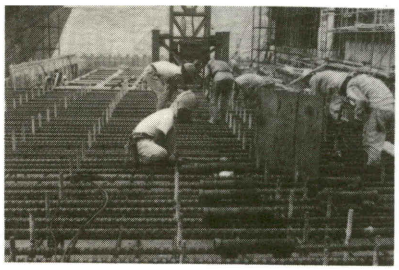
スライド型枠の製作基数は121基、663m²であるので平均転用回数は18回となっている。ブロックジョイント面の打継ぎ型枠には、橋軸方向面には鉛直に、橋軸直角方向面には水平にセン断キーの型枠を設置し、躯体の力学的な一体化を図っている。アンカレイジの型枠で木製のバラ型枠を使用しなければならないのは、引張材の突出部、構造筋（グラウト筋）の突出部、化粧壁、上屋工事用の差筋、埋込金物（ケーブル工事用）等の箇所においてである。



写真－4
スライドフォーム

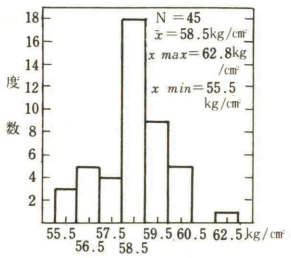
7.2　鉄　筋

主筋はD51（SD30）を使用している。継手の施工法は、ガス圧接であるが一部機械継手も使用している。D51の配筋には組立架台としてL－75×75×9の鋼材を使用している。D51はm当りの重量（15.9kg）が重く、施工性（ハンドリング）が悪いため、特に十分な強度を持つ架台が必要である。太径鉄筋のガス圧接は従来より施工例はあったが、検査基準が確立されたのは最近である。



写真－5
D51のガス圧接

当初は技能者が少なく、且つ判定規準、抜取検査要領が定められていなかった。これらについては、「鉄筋のガス圧接工事標準示様書」(1978年改定、日本ガス圧接協会)に準拠している。例えば、技能者はＮＡＫ４種有資格者で、現場において技量試験（試験は３本圧接し、コブ付で引張試験）によって判定を行なった。判定規準は、試験方法を引張試験のみとし母材強度以上のものを合格とした。抜取り本数は、１パーティが１日に施工するロッドより１本としたので、圧接箇所が40箇所当り１本に相当する。抜取試験による破断強度のバラツキは図－12に示すとおりである。

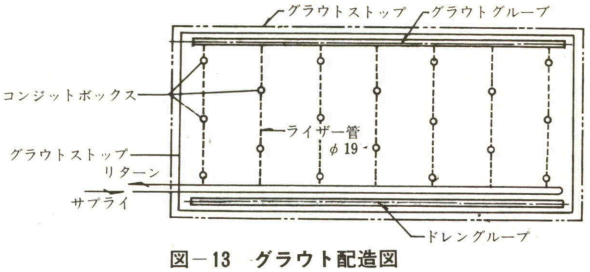


図－12　ガス圧接管理図

8.　クーリング及びグラウトエ

8.1　クーリング

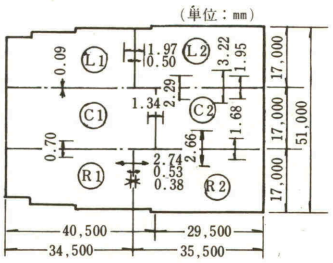
マスコンクリートの打設には、セメントの水和熱による内部温度の上昇、それに伴う温度差による引張応力の発生、又温度降下期の体積収縮に起因する拘束引張応力の発生の問題がある。アンカレイジのコンクリートは、ダムのそれと異なり水密性は要求されないが、構造物の耐久性並びに一体化を求められることから、クラックの発生は極力避けなければならない。この問題に対応すべくパイプクーリングの冷却で最高温度の上昇を抑制し、温度応力の規制を行なった。冷却水は海水を利用している。クーリング設備は渦巻ポンプ(1.4m³／min、5、5KW)を２台据付け、水深ＴＰ－5.0ｍより採水し、配水主管を躯体近くまで配管した後、圧力を計測し、各リフトの通水ブロックまでゴムホースで分岐する。分岐点では流量計、温度計を設置し、クーリング水の管理を行なった。パイプクーリングは、配管ピッチ1.0ｍ、単位埋設延長350ｍ以下、流量20ℓ／min、圧力2.0kg／cm²である。通水期間は打設後連続30日間とし冬場も行なった。当初計画通り最初の夏場を迎えたところ予想以上に内部温度が上昇し、一部クラックが見られるようになったため、別途対策が必要であると判断した。上昇温度は最高53℃に達した。そこでプレクーリングを検討した。比熱計算をすると、一般にコンクリートの練り上り温度を１℃下げるためには、セメント８℃、骨材２℃、混練水４℃冷却する必要がある。骨材を冷却することが最も効率の良い方法であるが、設備が大きくなるので混練水を５℃まで下げることとした。混練水の冷却期間は５月から10月の間としている。打設完了後、マス全体の温度を16℃（年平均気温）まで一様に下げるために２次クーリングを行なっている。



図－13　グラウト配造図

8.2　グラウトエ

平面で６ブロックに分割されたアンカレイジの鉛直継目面は、セン断キー、鉄筋により構造的に一体化が図られているが、打設後の温度降下による継目の開き、コンクリートの乾燥収縮による開きが生じるため、最終工程で、セメントミルクによるジョイントグラウトを行なっている。ジョイント面のグラウト配管は図－13に示すとおりである。グラウトが可能な隙間は、一般に0.5mm以上となっているが、２次クーリング後の各ジョイント部の隙間は図－14に示すとおりであった。グラウト圧は、ブロックの安定計算の結果より３kg／cm²を最大とし、注入中はジョイント面に予め埋設された継目計、鉄筋計を計測し十分管理を行なった。



図－14　ブロックジョイントの隙間

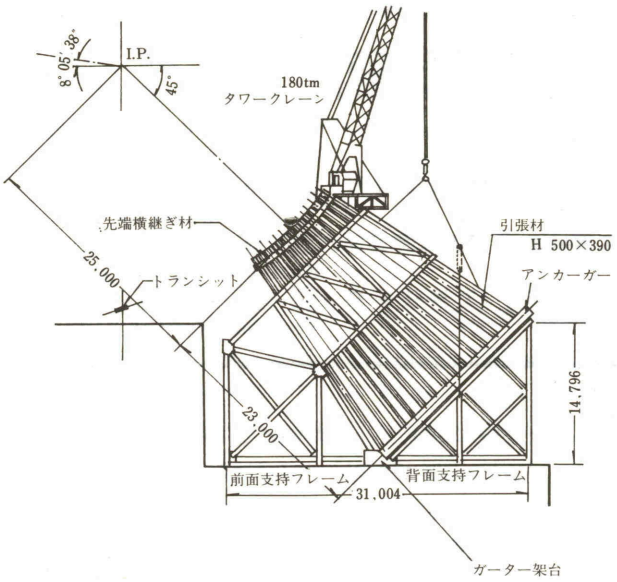
9.　ケーブルアンカーフレーム

9.1　構　造

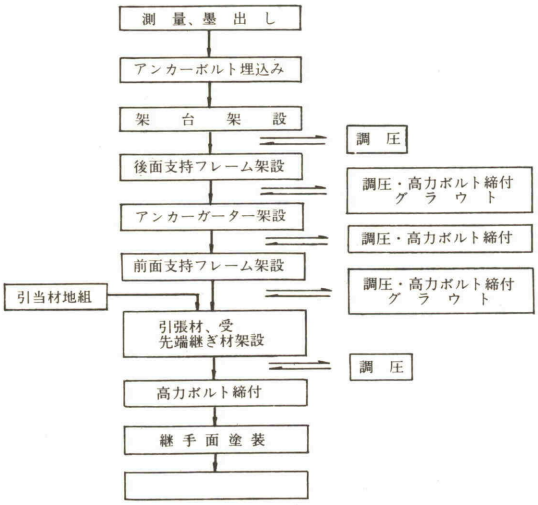
ケーブルアンカーフレームの構造は図－15に示すとおりである。メーンケーブルはスプレーサドル点で154本のストランドに分かれ、それぞれケーブルアンカーフレームの先端部で引張材に定着される。引張材には、コンクリート埋設部分に縁切のための塗装がほどこされているので、ケーブル張力はアンカーガーターに伝達されて、コンクリートの支圧、セン断強度で抵抗することになる。アンカーガーター、引張材の架設精度を向上させるために、背面および前面に支持フレームを架設した。

9.2　架　設

架設作業の順序は図－16に示すとおりである。架設精度は、ストランド定着部である引張材の先端で±15mmを許容値としているため、それを確保するために、次に述べることを行なっている。



図－15　ケーブルアンカーフレームの構造



図－16　架設作業の順序

工場製作では、立体仮組みを行ない、架設順序は現場で再現できるものとした。また、仮組時に用いたドリフトピン、仮ボルトの位置にはマーキングを行なっている。

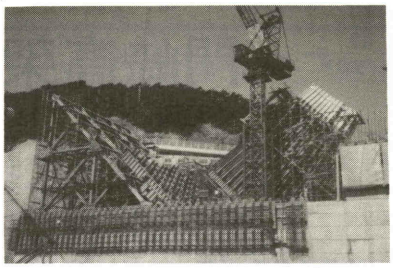
アンカーガーターに取付く第1節の引張材は、工場で本締めを行なっている。

引張材は全て地組の段階で本締めを行なっている。

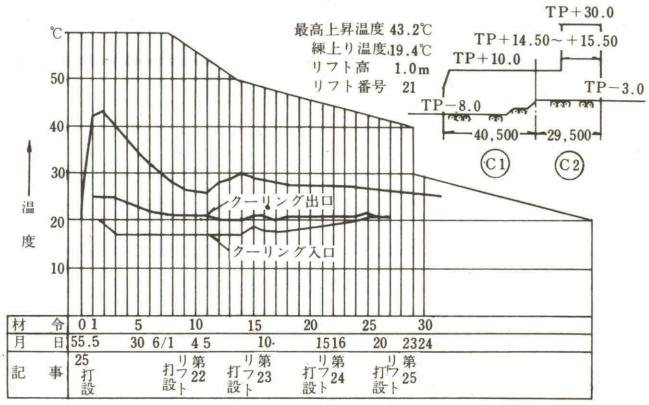
架設用の足場は、全周をビティ枠で組み、単管による足場、吊足場をフレームの中に設置している。

仮組検査終了後、主要部材にはレベルマーク、通り芯などの墨を入れ、ガムテープで保護している。

測定の結果、誤差の平均値は太平洋側6.55㎜、瀬戸内海側5.73㎜、最大値はそれぞれ12.0㎜、10.9㎜であった。



写真－6
ケーブルアンカー
フレームの架設



図－17　躯体の温度計測

10，温度計測

躯体に埋設した温度計の観測結果の1例は図－17に示すとおりである。打設後2～3日でピーク値を記録し、後は自然放熱、およびパイプクーリングによって冷却していくが温度の降下速度は遅い。上部に打設されたコクリートの熱影響も、第1リフトは温度上昇が見られるが、第2リフト以降は降下速度を遅らせている程度である。

11．あとがき

大鳴門橋は現在、ケーブル工事の最盛期であり、今後は上部工工事がその主役となるが、下部工工事は、本年3月に竣工している。昭和51年7月着工以来、5年に近い歳月の間、重大な事故もなく下部工工事が竣工できたことは、ひとえに関係各位の研鑽と工事関係者のたゆまぬ努力によるものであることを心より感謝しております。以上で大鳴門橋のアンカレイジの施工に関する現場からの報告を終わりますが、本文を作成するに当って、西松建設の伊藤氏に協力いただいたことを申し添えておきます。

参考文献

1）近藤泰夫他監修「コンクリート工学ハンドブック」
2）住友セメント株式会社「住友の高炉セメント」
3）日本圧接協会「鉄筋のガス圧接工事標準仕様書」
4）土木学会「コンクリート標準示方書・解説」

門崎高架橋の橋梁計画

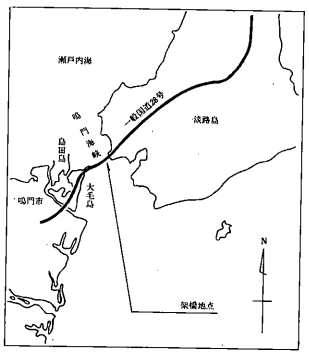
General Plan of Tozaki Viaduct

鳴門工事事務所　第四工事長　宮下　力
Chikara Miyashita
鳴門工事事務所　第四工事長付　古家和彦
Kazuhiko Furuya
鳴門工事事務所　工務技術課　熊野善彦
Yoshihiko Kumano

1. まえがき

門崎高架橋は、本州四国連絡橋神戸～鳴門ルートのうち大鳴門橋に接続する橋梁で淡路島陸上部と結ぶ位置にある。橋梁位置を図－1に示す。

門崎高架橋は橋長1,009.5ｍの3径間および4径間連続の鋼床版箱桁橋で、支間割は3×108ｍおよび149.6ｍ＋2×190.4ｍ＋149.6ｍとなっている。橋梁一般図を図－2に示す。現在の工事は、道路暫定4車線施工で、橋脚および上部工は山側部分のみ分離施工、基礎工は完成形で施工を行ない、将来道路6車線および新幹線複線となる計画である。

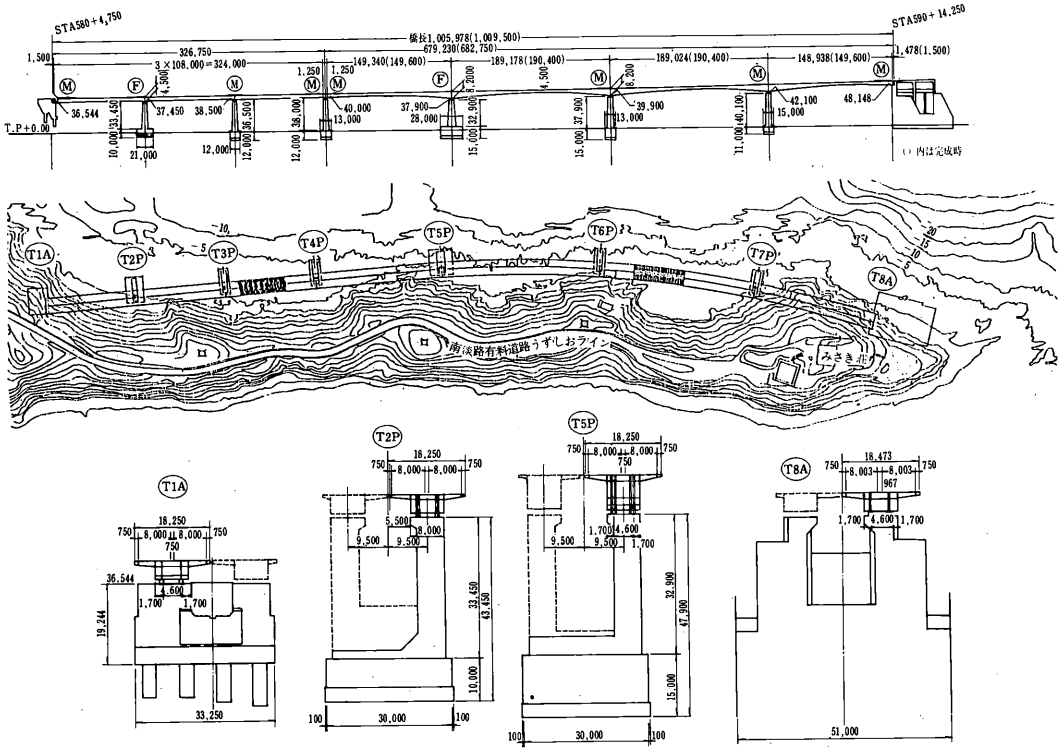


図－1　位置図

基礎工は、Ｔ１Ａは場所打ち杭（深礎工法）Ｔ２Ｐ～Ｔ７Ｐは築島式ニューマチックケーソン形式で、Ｔ８Ａは大鳴門橋１Ａ上の橋脚である。

本橋の主な特徴は、自然条件の厳しいなかでの下部工築島締切、和泉層群の岩盤でのニューマチックケーソン（最大30ｍ×28ｍ、最小30ｍ×12ｍ）大型鉄骨鉄筋コンクリート（ＳＲＣ）橋脚6基の施工、箱桁橋での耐風安定性の検討、上部工の大型フローティングクレーン船による大ブロック架設等である。

本稿は、門崎高架橋における現在までの橋梁計画について述べる。



図－2　門崎高架橋一般図

2. 調　査

2.1　地形・地質

門崎は、淡路島の最南端にあり鳴門海峡に向かって突き出た幅150ｍ～200ｍ、標高50ｍ～70ｍ、長さ約１kmの細長い半島でその方向は基盤である和泉層群の走向と一致している。太平洋に面した南斜面は、和泉層群の傾斜に等しい45度、瀬戸内海に面した北斜面は約60度の急崖を形成して海に落ちこんでいる。

半島の尾根部分には、南淡路有料道路「県道鳴門観潮線」・通称うずしおラインが走り、門崎の先端部は「鳴門の渦潮」見物の観光として賑わっている。また四国から淡路島への電力供給のため関西電力の高圧電線が鳴門海峡から門崎の尾根に設置されている。植生状況は、松が主体であるがウバメガシ・トベラなどの群生が見られ崩落地には、背の低い灌木・草木が多い。海底地形は、複雑で転石が多くＴ・Ｐ－５ｍの等深線が海岸線より15ｍ～30ｍ付近で半島に沿って走っている。

地質は、中生代白亜紀（7,000万年前）の和泉層群で砂岩・頁岩およびこの互層より成っている。門崎は、和泉層群が海蝕作用に抵抗して形成された岬で南斜面と北斜面は典型的な流れ盤・受け盤である。発達した節理はＮ40度～60度Ｗ・80度ＮＥの走行・傾斜を示す部分が多く地層の走向に斜交し、また傾斜は、地層と逆傾斜を示しており、全体的にブロック化する様な傾向を持っている。

下部工位置は、転石が被覆層厚３ｍ～７ｍあり、短径20cm～60cm長径50cm～150cmの転石が多く分布する。岩盤は、強度のある砂岩（q_u＝2,000～1,000kg／cm²）と比較的弱い頁岩（q_u＝1,000～200kg／cm²）とが規則的に現われ、異方性不均質性に富み工学的に扱いにくい岩である。

2.2　気象・海象

鳴門海峡は、本四連絡橋の架橋地点で唯一外洋に面している。海峡における気象・海象の観測のため、昭和45年から門崎地先および関西電力の送電鉄塔に、超音波風速計・バイベーン風速計・超音波式波高計を設置した。

波は、南風が吹く季節で春一番の吹く３月から土用・台風の来襲の終わる10月まで波・うねりが大きい。公団で観測された最大波高は、門崎先端において6.7ｍ（昭和55年９月）孫崎先端では7.1ｍ（昭和54年３月）であり、門崎の汀線付近では水深が浅いため波は砕波となり、長い周期で砕けた波頭を先頭に次から次へと水塊を供給する。門崎の半島が大平洋からの波に対して反射波の様相を呈しているので、台風時の状況等を見ると、海峡部よりむしろ厳しい状況となっている。

海峡部を吹きぬける風は、周辺の50ｍ～100ｍの高さの山が連なっているため岬の斜面上では上昇流となり、収束され強くなる。門崎の先端で記録している瞬間最大風速は、80ｍ／ｓ（昭和40年９月）である。

そのため、再現期間毎の基本風速（海面上10ｍの高さでの10分間平均風速）も高く、それに対応する設計波も大きくなっている。基本風速と設計波を表－１に示す。

表－１　基本風速と設計波

区　分		再現期間	風	設　計　波	
			基本風速(V_{10} m/s)	現地最大波高Hmax(m)	周期(秒)
永久構造物		150年	50	10.0	11.0
施工時	I	６ヶ月	43	6.0	7.5
	II	３ヶ月	33	5.5	7.5
		１ヶ月		4.5	7.0
	III	１週間	22	3.5	6.0

現地の潮流は、鳴門海峡の急流に比べて岬に岩礁があり、また半島の影となりいわゆる「わい潮」となる所で潮流の影響は、比較的小さい。

2.3　社会的条件

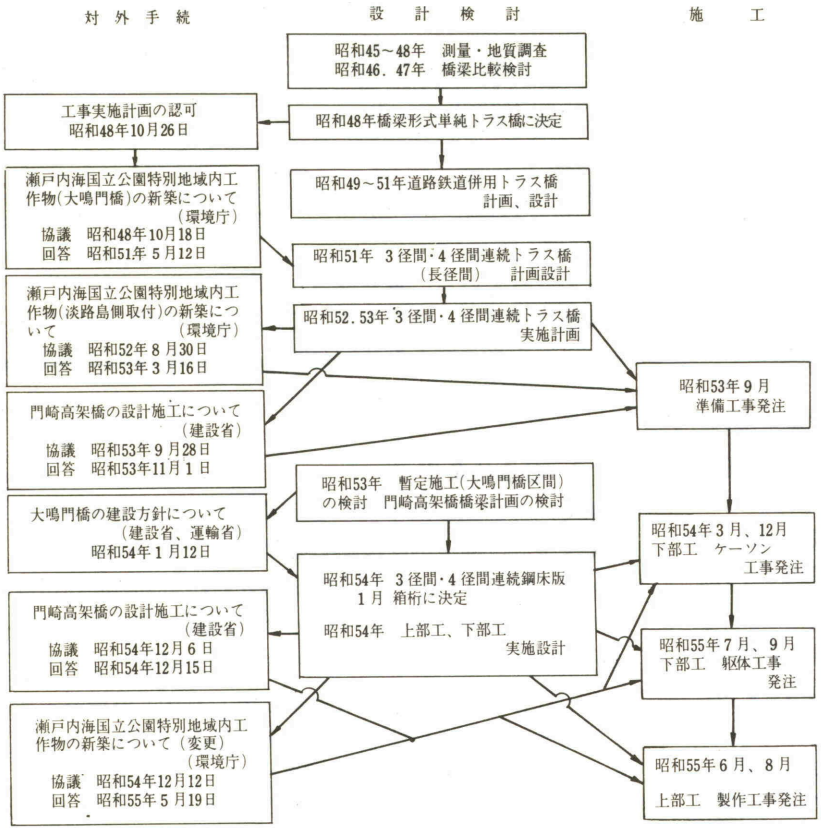
門崎は、国立公園の第一種特別地域に指定されており、環境保全には種々の配慮が必要である。また、海面は普通地域に指定されており、海がきれいなので海峡周辺は、マダイ・スズキ・ハマチ・ワカメ等水産資源が豊富で、漁船が多い。鳴門海峡は、瀬戸内海の玄関口となっているため航行船舶が多く、観潮船も出ており工事場所が海上であるため作業用船舶は運航上の留意が必要である。また、関西電力の送電線、うずしおラインが走っている。

3.　計　画

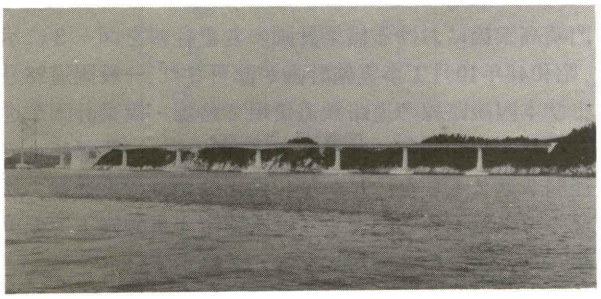
門崎高架橋における橋梁計画の変更経緯を図－３に示す。昭和48年10月工事実施計画が認可され、一般国道28号および本四淡路線の道路鉄道併用で路線・橋梁計画が進められた。昭和52年には最大主構高32ｍ、一般部16ｍの長径間トラスとした。しかし、供用開始時の交通量、鉄道部の将来施工等の関連より道路暫定４車線施工で変更協議した。設計条件の対比を表－２に示す。

門崎高架橋についても橋梁計画の検討を行ない、暫定時の工費を極力抑えるため上部工は道路部鋼床版箱桁橋２連とし、暫定時は山側一連で４車線確保し、将来完成時に海側に新たに一連架設し、下り車線専用とする。鉄道部は上路トラス橋に決定した。下部工は基礎工完成形橋脚軀体は片側のみ当初施工とした。完成時予想写真を写真－１に、完成時一般図を図－４に示す。

計画設計において箱桁形状は矩形・逆Ｔ形断面が考えられたが、中間支点付近で新幹線の建築限界を侵さないよう、またハンチを有する事による腹板のねじれ等を考慮し矩形とし、すでに準備工事[2]を行なっていたため線形スパン割・ケーソン頂版幅は変更せず、橋脚天端幅・主桁幅は、建築限界より８ｍとした。また暫定時における道路中心は、橋脚柱頭部における上部工の偏心をできるだけ少なくするため完成時中心より9.5ｍ山側としブラケット長より幅員を確保した。主桁高は、経済性・たわみ制限より決定し、３径間等高、４径間はハンチを有する放物線形状とし、端支点（Ｔ４Ｐ）上では美観等を考慮し等高とした。支承間隔は、暫定時幅員に対し縁端距離を守るとともに常時負反力が生じないよう4.6ｍとした。



図－3 橋梁計画の変更経緯



写真－1 門崎高架橋暫定時完了予想写真

鉄道部トラス橋主桁寸法は、鉄道縦断勾配・波浪の影響等を考慮して主構高は中間支点上22ｍその他は12ｍとし主構幅は躯体内空間に入れるため11ｍとした。Ｔ１Ａについては桁高変更に伴う構造物堀削量の増加、付替道路等との関係で数パネルにわたって漸次に低くすることとした。

橋脚の形状は高橋脚となるため、完成時地震時により決定され、修正震度法および地震応答解析によった。また、美観等を考慮してテーパー、横目地をつけた。

4. 設 計

4.1 下部工

下部工は暫定及び完成時の橋脚形状を考慮して、厳しい条件の方で安定計算断面計算を行なった。

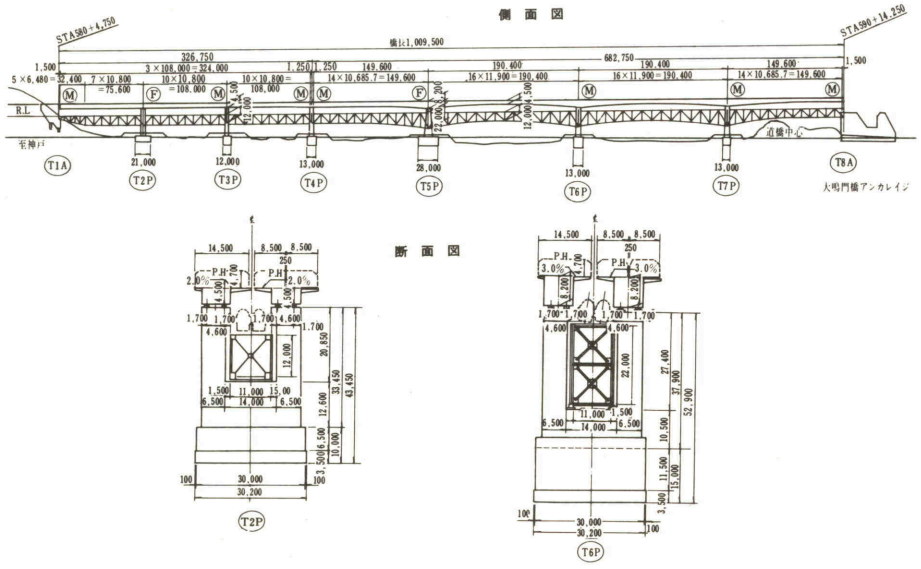
(1)ＴＩＡ

３径間上部工の橋台であるTIAは径3.5ｍ８本の深礎杭からなる鉄筋コンクリートラーメン橋台である。図－２の一般図に示すように非対称で道路鉄道部分とも完成形で施工する。

設計は深礎杭・フーチング及び道路橋を支持する前壁とからなるフーチング部分とそれ以外のボックス部とに分けて行なう。フーチング部の設計は橋軸方向及び橋軸

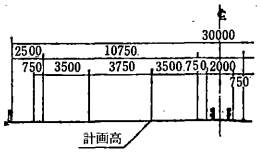
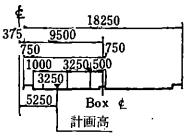
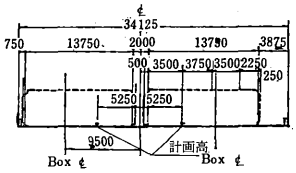
表－３ 下部工(暫定時)数量表(ケーソン関連を除く)

	T1A	T2P	T3P	T4P	T5P	T6P	T7P	備考
コンクリート(m³) 頂版	—	3,404	1,274	1,325	6,038	1,325	1,325	
〃 (m³) 躯体	7,030	1,505	1,877	2,506	2,382	2,295	2,399	
鉄筋(SD30)(ｔ)	343	473	268	281	593	339	364	
鉄骨(SS41 SM50)(ｔ)	—	174	94	103	247	116	133	



図－４ 門崎高架橋一般図（完成時）

表－2　門崎高架橋設計条件対比表

事　　項	工事実施計画認可時（昭和48年10月）	変更 完成時	協議 暫定時	備　　考
1.道路に関する事項				
(1)設計速度	100km／hr（第1種第2級）	同　左	60km/hr（第1種4級）	
(2)設計自動車荷重	TL－20およびTT－43	同　左	同　左	
(3)車線数	6	6	4	※完成時標準断面
(4)横断構成		※		
(5)最小曲率半径	639m	1300m	1300m	鉄道線形より
(6)最急縦断勾配	1.5%	1.2%	1.2%	
2.鉄道施設に関する事項				
(1)最小曲率半径	1300m	1300m	—	
(2)最急勾配	15‰ 以下	12‰	—	
(3)軌道の中心間隔	4.30m以上	4.40m	—	
3.その他				
(1)橋梁形式	単純トラス橋（14連）	道路）3径間および4径間連続鋼床版箱桁橋各2連 鉄道）3径間および4径間連続上路式トラス橋各1連	道路）3径間および4径間連続鋼床版箱桁橋各1連 鉄道）—	
(2)支間割	13×55m＋130.5m	3×108m＋149.6＋190.4＋190.4＋149.6	同　左	
(2)設計震度	Kh＝0.17	Kh＝0.18	Kh＝0.18	
(4)基本風速	50m/sec	50m/sec	50m/sec	
(5)舗装厚	75mm	65mm	65mm	

直角方向とに分けて立体ラーメン解析を行なった。設計水平震度は、応答を考慮した修正震度法により橋軸方向0.19橋軸直角方向0.18とし、杭の設計にあたってはK_o（横方向地盤反力係数）を軟岩E_o＝2,000kg／cm²硬岩E_o＝6,000kg／cm²としα値は0.8と0.2により群ぐいを考慮して設計を行なった。鉄道支承部は、フーチング厚内となるため、当初よりアンカーフレームを埋設する計画とした。主要数量を表－3に示す。

(2)　T2P～T7P

T2P～T7Pの橋脚は高さ37.4mから42.1mの高橋脚である。安定計算は、直接基礎とし「本四下部構造設計基準・同解説」「道路橋示方書下部工編」によった。地盤反力度は常時200t／m²地震時暴風時300t／m²とし、計算を行なった。

耐震設計は応答を考慮した修正震度法により行なうが、支間は200m以下ではあるが、高橋脚でT8Aが大鳴門橋アンカレイジに直結されていることによる影響が懸念されたため、同様な状況にある番の州高架橋の地震応答に検討された地震応答スペクトル曲線を用い入力地盤面での加速度を180galとして動的解析により安定性を照査した。当初断面は鉄筋コンクリート構造で計画したが、D51の多段配筋となるためSRC（鉄骨鉄筋コンクリート）構造とした。[3)4)5)6)]

また、本橋は一般の橋梁と比べて次の特徴がある。

a）箱桁の腹板間隔と橋脚天端幅が同じであるため、支承間隔が小さく桁に作用する橋軸直角方向の水平力による負反力が大きい。

b）鉄道桁の建築限界から箱桁中心と橋脚中心とが偏心し、橋軸方向に作用する地震力により橋脚にねじれが作用する。

c）橋軸直角方向の風荷重について影響線載荷を行なうと、固定沓の橋脚に巨大なねじれモーメントが作用することになるので橋梁規模を考慮し、本四公団の耐風基準を準用し、その他の径間にも½強度の風荷重を載荷する。

d）上部工の沓固定はペデスタルフレームを採用した。またSRCの頂部の鉄骨部材（水平材）とペデスタルフレームは高力ボルトにより直結する構造とした。

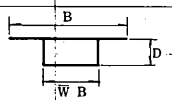
これらの検討よりT5Pでは最大D32のスターラップ鉄筋が必要となった。

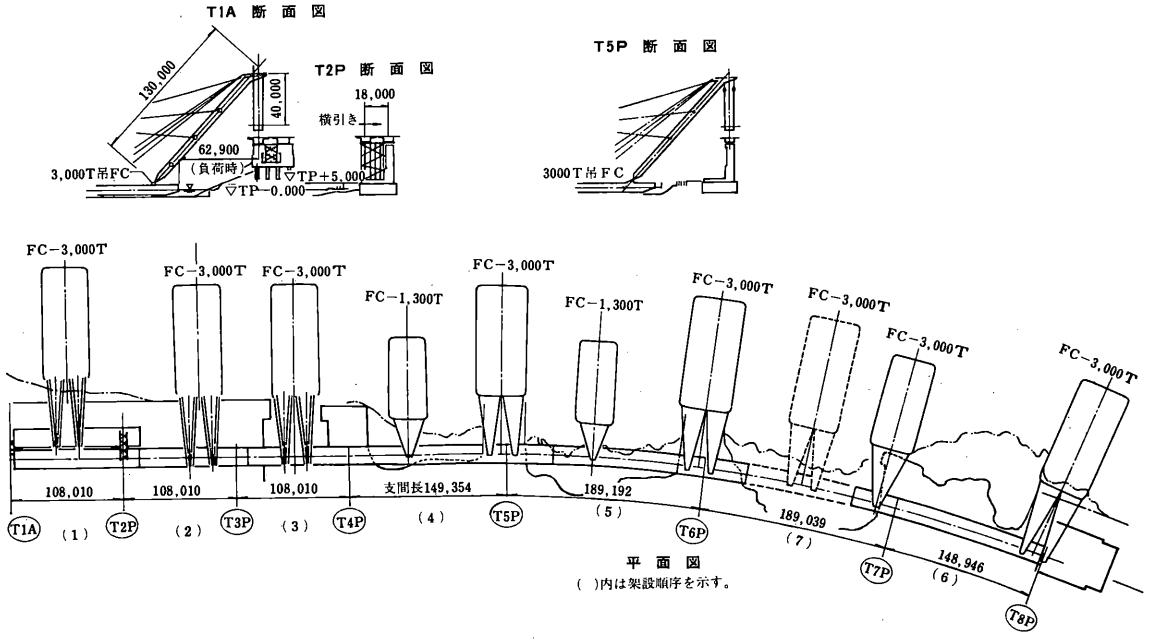
基礎工（ニューマチックケーソン）は和泉層群流れ盤側施工になるが、ケーソン施工時は岩土圧を作用させない工法を採り、施工誤差30cmとし設計を行ない、刃口は転石層・岩盤の抵抗及び発破の影響を考慮して補強した。主要数量を表－3に示す。

(3)　T8A

T8Aは大鳴門橋1Aの上屋と門崎高架橋（4径間）との共用の橋脚で、大鳴門橋及び門崎高架橋の地震時位相差で大きな外力を受ける。そこで、修正水平震度0.23・骨組構造（ラーメン）で解析を行ないSRC構造とした。

表－4　箱桁橋実績比較

橋名	橋梁規模							完成年	耐風安定性				
	支間割(m)	断面形式	高さ(m)	幅(m)	デッキ幅(m)	ブラケット長(m)	鋼重(t)		死荷重(t/m)	たわみ比	鉛直たわみ振動数(Hz)	ねじり振動数(Hz)	良否
千本松大橋	95＋140＋95	1箱鋼床版	3.0～6.0	4.2	10.65	3.1 3.35	1382	1973	8.60	1／426	0.52	—	特になし
広島大橋	主径間 100＋150＋100＋57.25	1箱鋼床版 2連	3.7～6.3	4.5	9.525～10.025	2.325 2.825,2.7	2906	1974	5.37	1/726、1/941	0.83	—	〃
片上湾大橋	95＋160＋120＋100	1箱鋼床版	3.0～7.0	4.5	9.3	2.4	1817	1974	5.07	1／506	0.65	5.07	〃
八戸大橋	100.4＋165＋100.4	1箱鋼床版 2連	4.0～6.0	5.0	10.75	2.25 3.5	3507	1975 1979	8.21	1/766、1/509	—	—	〃
京浜大橋 (大井5号橋)	89.3＋130＋89.3	1箱鋼床版	3.5～5.0	5.5	11.35	2.9	1679	1978	9.43	1/705、1/598	0.57	—	〃
日和大橋 (石巻大橋)	83.5＋125＋83.5	1箱鋼床版	3.0～5.0	4.5	11.4	3.25 3.65	1269	1978	7.51	1/742、1/557	0.65	—	〃
上記平均値	支間中央 		B/D＝3.18		B/WB＝2.26								
門崎高架橋 3径間	108＋108＋108	1箱鋼床版	4.5	8.0	18.25	5.125	2500	(1983)	10.91	1/971～1/1200	0.88	4.26	否
4径間	149.6＋190.4＋190.4 ＋149.6	同上	4.5～8.2	8.0	18.25	5.125	6500	(1983)	12.83	1/514～1/571	0.42	4.17	否
			B/D＝4.05		B/WB＝2.28								
第2摩耶橋	75＋210＋75	2箱鋼床版	2.8～7.5	3.5	18.0	2.75	4645	1975	17.70	1/621	0.50	—	特になし



図－5　架設要領図

4.2　上部工

(1)　設計基本条件・主構造

本橋は他の同型式の橋梁に比べて、種々の制約より、ブラケット張り出し長が大きく、腹板間隔に比べて支承間隔が狭く活荷重たわみも厳しい橋梁である。他橋梁との比較を表－4に示す。

上部工については暫定時施工側部分のみ設計を行ない、完成時荷重載荷状態での検討は省略した。設計橋長・支間は暫定時道路中心にて決定し、国土地理院第Ⅴ座標系により行なっていた基本設計から現地実測結果による局地座標に変換して設計を行なった。また大鳴門橋の中側4車線への摺付けは、第7径間中央から大鳴門橋1A・2P区間内で行ない、ブラケットの張り出しにより線形を確保した。添架物について検査車・耐風安定材荷重は、当初計画時は考慮してなかったが維持管理上及び耐風安定性の確保のため追加された。

架設計画は、台船により輸送された各製作大ブロックを、架設地点の近くで吊揚げ、3,000t吊フローティングクレーン船（以下ＦＣという）または3,000t吊ＦＣと1,300t吊ＦＣにより図－5に示す順序に架設する。第一径間は、下部工築島部前面の水深が浅いため、下部工上にベントを設け、一時仮置したあと18m橋軸方向に移し架設する計画とした。また第7径間も同様な制約を受けるため、3,000t吊ＦＣ2隻により相吊りする工法とした。

支承を取り付けた大ブロックは、所定の位置にセット後、支承とペデスタルフレーム及び現場継手を連結し、次のブロック架設に移り、7ブロック架設後付属物の架設を行なう。

製作は箱桁を6分割し、継手位置は製作・輸送・架設工法を考慮し決定、添接は鋼床版部は突合せ溶接、それ以外は高力ボルト接合とした。

主構造は、「本四公団諸基準」「道路橋示方書」「鋼構造物架設設計指針」により設計した。鋼床版の設計はデッキプレート・縦リブ断面・横リブ間隔剛度等の要因により種々検討を行なった。解析はPelican & Esslingerの解法（直交異方性版理論）有限帯板法（ＦＳＭ）、横リブ・ブラケットに対し、格子理論によった結果、腹板上の舗装ひびわれに対し限界ひずみ量（$\varepsilon cr = 145 \sim 270 \times 10^{-6}$）の規制を行ない、デッキプレート板厚最小12㎜、縦リブ形状JSSC規格320×240（Ｒのみ40㎜）使用板厚6,8㎜とし、配置は施工性を考慮して決定した。横リブ間隔は本四公団鋼床版設計要領より2.0ｍを標準とし、端支点では1ｍ間隔とした。

主構造の設計は架設系を解析に反映させ、輸送時・ＦＣ吊上げ時の検討を行ない、解析は箱桁中心線を中心とする主桁とブラケット先端を格点とするブラケットから成る格子解析モデルによった。主桁の断面計算は左右の腹板高の違いを考慮し、曲げに伴なうせん断応力度をせん断流理論により行なった。4径間の内2径間は、活荷重たわみの規定で決定する。最小板厚は縦リブ6㎜腹板15㎜下フランジ11㎜とした。

水平補剛材は2～5段使用し、腹板パネル照査は3～5段について「組み合わせ応力を受ける板パネルの安定性照査」（土木学会関西支部）その他は道示式により照査設計した。道示の適用を越えている部分の水平補剛材は接合し、$0.75\sigma a$を越える位置にある水平補剛材は垂直補剛材を貫通し、連続性をもたせる構造とした。ダイヤフラムの設計は中間ダイヤフラム剛度と間隔（12ｍ）が「設計便覧式」「坂井・長井式」を満足しないが、ビームアナロジーによりそり応力を照査し、トラス形式に、支点上は「設計便覧」より充腹形式とした。支承は風荷重としての抗力・揚力の影響を設計に考慮し、固定部ピン形式、可動部ピンローラー形式とした。設計主要結果、概略鋼重を、表－5～6に示す。

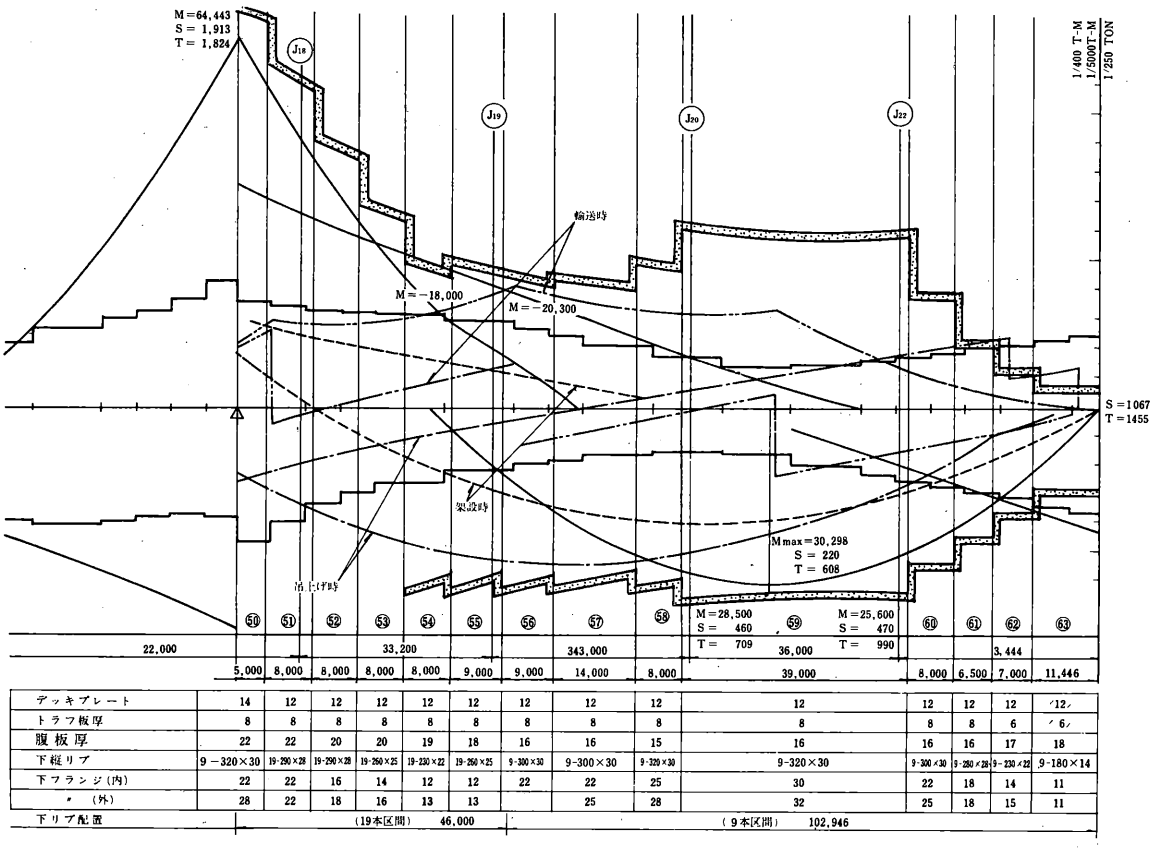
表－6　上部工概略鋼重（主橋体のみ）

種別		3径間（t）	4径間（t）
鋼板	SM50Y	887.7	3803.6
	SM41、SS41	1198.3	1499.8
Uトラフ	SM50Y、SS41	333.0	762.5
形鋼	SM50Y、SS41	66.2	220.7
高力ボルト	F10T	46.0	111.8
計		2531.2	6398.4

(2) 耐風安定性

門崎高架橋は中央径間が約200ｍと長く、活荷重たわみが限界一杯で、設計風速が高く背後に山があるため風の迎角が高められ耐風安定上厳しい条件である。よって

表－5　モーメント図（第7径間）



デッキプレート	14	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
トラフ板厚	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	6	6
腹板厚	22	22	20	20	19	18	16	16	15	16	16	16	17	18
下縦リブ	9−320×30	19-290×28	19-250×28	19-250×25	19-230×22	19-250×25	9-300×30	9-300×30	9-320×30	9-320×30	9-300×30	9-280×28	9-230×22	9-180×14
下フランジ（内）	22	22	16	14	12	12	22	22	25	30	22	18	14	11
〃（外）	28	22	18	16	13	13		25	28	32	25	18	15	11
下リブ配置														

表－7　限界風速試算値（m/sec）

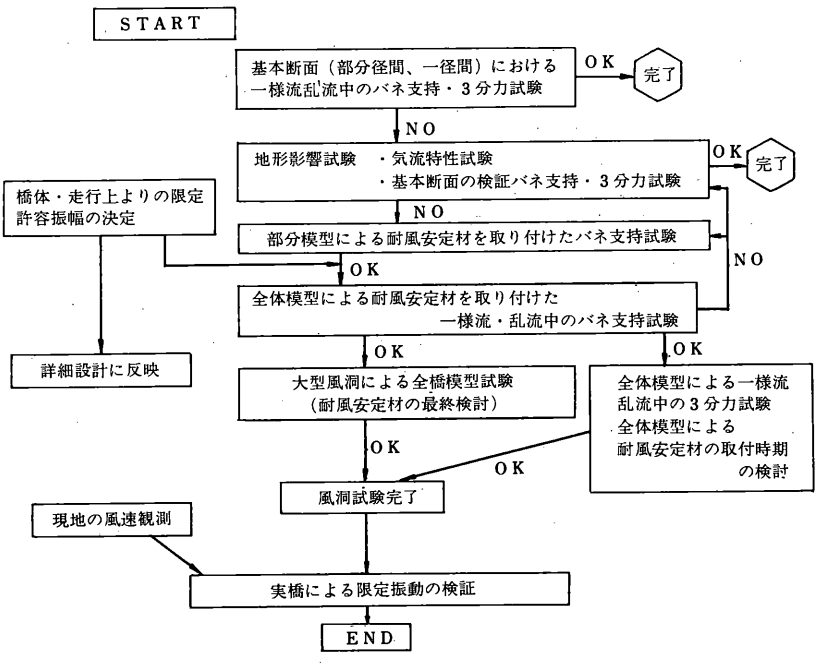
	3　径　間		4　径　間	
	たわみ振動	ねじり振動	たわみ振動	ねじり振動
渦　励　振※1	26(0.29)	125	14(0.34)	136
ギヤロッピング※2	12	—	7	—
ねじりフラッタ※2	—	97	—	111
連成フラッタ※3	700～788		770～850	

注）　（　）内はたわみ量m片振幅を示す
※1 Merrisson committee. Klöppelのデータによる。
※2 den Hortokの判定式による。
※3 白石・Selberg等の実験式による

既応の研究成果より、耐風安定性を検討することとした。

渦励振・ギャロッピング等についての発振風速計算結果を表－7に示す。渦励振は構造物の後流中に周期的に発生するいわゆるカルマン渦と呼ばれるものによる共鳴振動で、部材の疲労や自動車の走行性が問題となる。ギャロッピングは箱桁形状の空気力特性において迎角に対する揚力勾配が負になるということから、はくり流による振動がおきるもので、振動が始まると構造物の運動がさらに流体のエネルギーを誘い込む形になって、振動が発散してしまうというものである。計算結果から経験・近似式の精度とKlöppol の模型実験と実験での空気力係数の妥当性、実橋における付属物の影響、4径間での腹板高の変化による空力特性の変化、現地の地形による風の乱れなど不明な点が多く、疑問を残しているが本四耐風設計基準の海峡部橋梁としての範囲内にあり、何らかの方法で確認すべきだと考え、耐風性状の悪い4径間で風洞試験を行なった。

試験は、まず基本断面に対する安定性を検証し図－6のフローチャートにより試験を行なう。バネ支持試験により渦励振・ギャロッピングの検証を行ない、3分力試験でギャロッピング及び支承・ペデスタルフレームの設計に反映する。試験は、基本断面に対する安定が確保できなかったため、橋体に最も危険なギャロッピングをなくし、渦励振は橋体及び自動車走行時の限定許容振幅内に抑えるよう検討した。また、現地の風速観測を行ないながらギャロッピング対策を施した橋体を現地に架設し限定振動に対し現地検証を行なう。詳細設計時は風洞試験と並行して行なっていたため、ギャロッピング・渦励振安定材は仮定鋼重を定め構造計算した。



図－6　風洞試験関係フローチャート

5.　あとがき

門崎高架橋について橋梁計画を述べたが、準備工事着手後暫定施工により橋梁計画変更、ＳＲＣ構造、耐風安定性等種々の問題があり、計画検討を行なう期間が短かったことは残念である。現在、下部工は橋台及び橋脚工の一部を残して完成し、上部工も製作が最盛期で今秋から架設すべく準備中である。門崎高架橋の設計・風洞試験・施工[7]についての詳細は、今後の報文によられたい。

最後に本稿の作成にあたり御協力を賜った関係各位に厚く感謝の意を表し報文の完としたい。

参考文献

1) 本四公団鳴門工事事務所　門崎高架橋の橋梁計画　昭和56年3月
2) 佐伯康二・森章・佐藤昭光　門崎高架橋準備工事　土木施工　1981年2月
3) 宮下力・森章・真辺保仁　門崎高架橋橋脚工（ＳＲＣ）の設計と施工　第24回四国地建管内技術研究会論文集　昭和56年7月
4) 金光宏・大町武司・樋口康三　大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説(案)　本四技報Vol 4 No.13 '80. 7
5) 池田尚司・大町武司・森章・山口隆裕　スタッドジベルによる鋼材とコンクリートとの応力伝達について第3回コンクリート工学年次講演会講演論文（1981）
6) 池田尚司・上田浩司・樋口康三・山口隆裕　形鋼鉄筋併用コンクリート構造の実験的研究　第3回コンクリート工学次講演会講演論文（1981）
7) 松本弘輝・北川信　門崎高架橋の上下部工施工計画 橋梁　Vol.17 No.9 '81. 9

櫃石島橋・岩黒島橋の架設検討

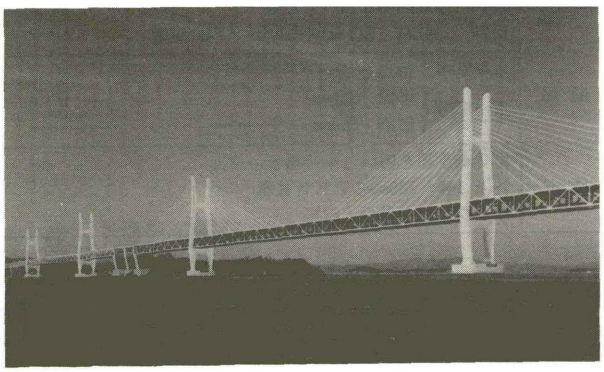
Study for Election of Hitsuishijima-Bridge and Iwakurojima Bridge

第二建設局　設計課長　加島　聰 Satoshi Kashima
第二建設局　設計課長代理　田中美宇 Yoshihiro Tanaka
第二建設局　設計課　大江慎一 Shinichi Ohe

1. まえがき

本州四国連絡橋児島～坂出ルートの櫃石島橋・岩黒島橋は、それぞれ櫃石島～岩黒島間（約800m）、岩黒島～羽佐島間（約900m）の海峡を渡る同形式同規模の２連の鋼斜張橋として計画されている。(写真－1､図－1参照)
本橋の施工法検討については、計画設計[1]および実施設計[2]において概略検討を行なってきたが、海峡を横断するため海象・気象・船舶航行等の制約条件も多いこと、中央径間420mの道路鉄道併用橋であり大規模な斜張橋となること、また桁・ケーブル・塔の構造が特殊であること等を考え、昭和55年度に(社)日本橋梁建設協会に「斜張橋の施工法検討」[3]を委託し、詳細な施工法検討を行なった。本委託においては上記協会に「斜張橋の施工法検討委員会」が設置され、塔・桁・ケーブルについて工法の比較選定、施工法・仮設備・工程計画等の詳細検討が実施された。

本文は、上記施工法検討報告書の概要[3)4)]についてとりまとめたものである。



写真－１　完成予想図（手前が岩黒島橋）

2. 架設条件

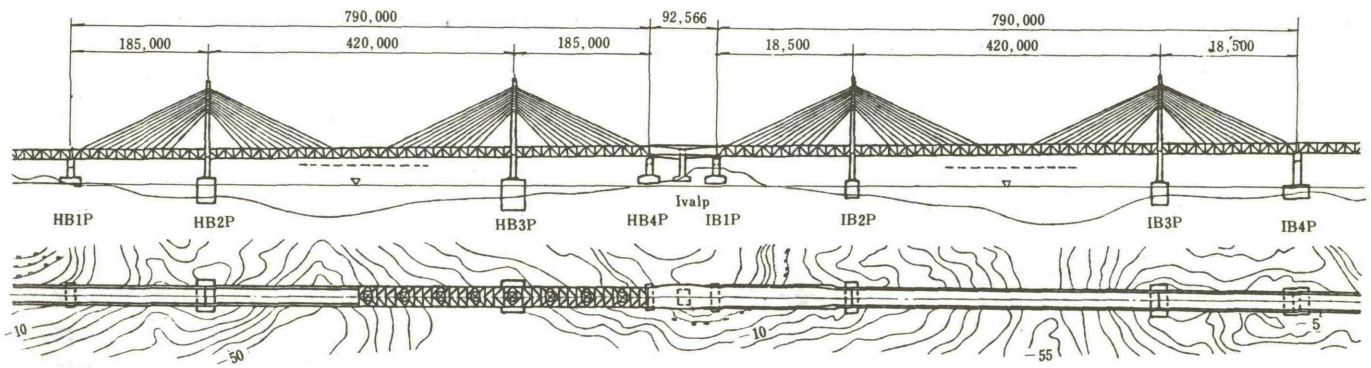
架設検討を行なうに当って特に考慮する必要がある主要な条件を以下に示す。

2.1　自然条件

1) 地形地質：岩黒島および羽佐島付近に浅瀬がある。また、地質は表層より岩（主に花崗岩）が露頭している。
2) 気象海象：一般的な瀬戸内の条件であり、潮流は最大4.5ノット程度である。
3) 稼働率：上記条件を考慮し、70%と仮定し工程計画を行なった。

2.2　環境条件

1) 海面使用：航行船舶への影響を考慮し、上部工架設に支障がない限り極力海面使用を少なくする。また海中ベントについても同様、極力避ける。
2) 既設仮設備：作業基地、電力給水設備および岩黒島仮締切等の既設仮設備を使用する。
3) 関連工事工程：岩黒島橋においては、両端の橋脚（１P､４P）の完成予定時期は塔橋脚に比べ約１年後となる。また､隣接橋梁の上部工工事は､本橋



図－１　櫃石島橋・岩黒島橋全体一般図

の側径間の架設完了まで未施工とする。

2.3　設計条件

1)構造：表－1、図－2～4に主要構造諸元を示す。

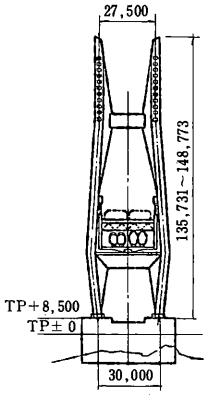
2)ブロック重量：最大重量を以下に示す。

塔
- 最大ブロック重量　87.7t（塔基部）
  〔塔上部架設　49.5t（タワーリンク部）〕
- 塔下部大ブロック重量　約1100t ～1400t

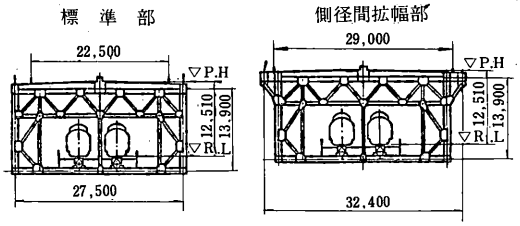
桁
- 単材重量　①上弦材23.4t（48.2t ）
  ②下弦材26.1t （26.7t）
  ③鉛直材10.2t （7.3t ）
  ④斜材16.7t （18.5t ）
  ⑤鋼床版29.3t （29.2t）
- 1パネル面材重量
  ①主構　70.5t　②床トラス　56.2t （153.2t）
- 2パネルブロック重量　約650t
- 側径間大ブロック重量
  ①一般部側径間（15パネル）約4500t
  ②拡幅部側径間（15パネル）約5000t

ケーブル
- 最大ケーブル重量（ケーブルのみ）20.5t
- 最大ケーブル重量（リール、架台含）23.0t

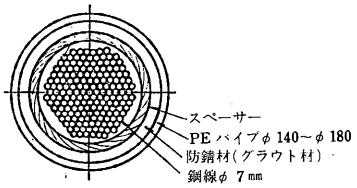
（注）1）添接板、高力ボルトの重量含まず。
2）（ ）内数値は側径間の値を示す。



図－2　主塔一般図



図－3 主構断面図



図－4 ケーブル断面図

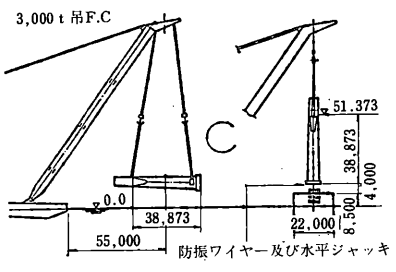
表－1　構造諸元

項目		内容
線形	縦断線形	岩黒島橋に向って1％の上り勾配
	平面線形	両端に一部緩和曲線あり、ただし橋軸線は直線
塔	塔形状	ハンチ付ラーメン斜塔（施工法等考慮）
	塔断面及ブロック割	塔柱一般部：1セル　2ツ割 塔柱ケーブル定着部：3セル　3ツ割
桁	主構形式	3径間連続トラス（鉛直材付ワーレントラス）
	道路床組	合成鋼床版（主構と死活荷重合成） 鋼床版現場溶接 岩黒島側側径間部は拡幅（バスストップ設置のため）
	鉄道床組	鋼縦桁（直結軌道） 在来線中2線のみ架設（暫定施工）
	端橋脚上の支承	エンドリンク、ウインド沓の他、弾性固定装置・ストッパー等が取り付き、橋脚上のスペースに制限を受ける。
ケーブル	ケーブル形式	ファンタイプ　マルチケーブル（11段）、2面ケーブル
	定着部	塔側：格点間隔3m 桁側：上弦材（幅1m×高1.5m）内に定着
	ケーブル間隔	水平2本／格点 水平間隔 塔側　800㎜ 水平間隔 桁側　450㎜
	ケーブル構成	φ 7㎜素線を用いた平行線ケーブル 外径 140～180㎜のPE管被覆 グラウト材：高分子材料

3．塔の架設

3.1　塔下部架設

塔下部（下部水平梁以下）は下絞りの形状となっており、施工性・工程よりフローチングクレーン（以下F.C.と呼ぶ）によるブロック一括架設工法とした。図-5に示す如く、3,000t吊F.C.により部材立起し後、防振ワイヤーおよび水平ジャッキにより位置調整を行ないながら扛下据付を行なう。なお塔基部コンクリート上面仕上げについてはグラウト工法も可能であるが、とりあえず実績の多い研磨工法として検討を進めた。



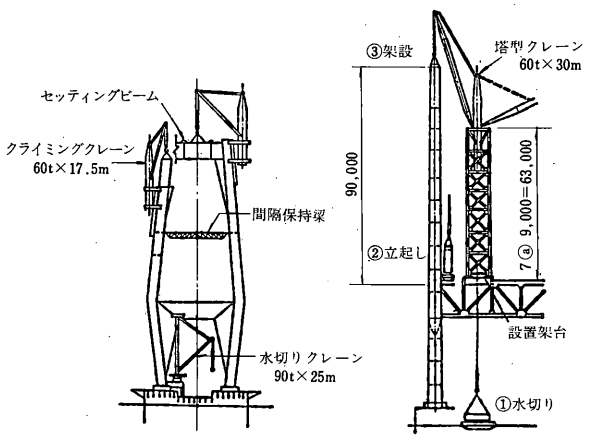
図－5　塔下部ブロック架設要領

3.2　塔上部架設

塔上部の架設については、クリーパークレーン工法、F.C.工法も検討したが、工期・工費・施工性等を考慮して以下の2案を選定した。

塔先行架設　：クライミングクレーン工法
塔上部後架設：塔型クレーン工法（又はクローラークレーン工法）

ここに、塔先行架設とは側径間主構トラス架設前に主塔架設を完了することであり、逆に塔上部後架設とは塔下部架設後側径間トラスの架設を行ない、その後塔上部を架設する手順をいう。



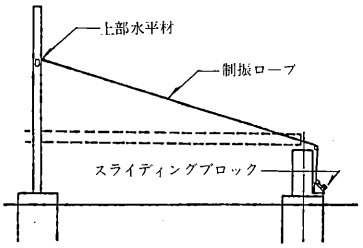
a．クライミングクレーン工法　　b．塔型クレーン工法

図－6　塔柱架設要領

上記２案の施工概要図を図－６に示す。なお塔柱架設終了直後にケーブル架設用の塔頂クレーン（ＪＣＣ100）を上部水平梁に設置しておく。また塔部材の輸送は現場の架設工程にあわせて、輸送１ロットとしては塔柱１段分程度（約200t）を1,000t～2,000t台船を用いて行なう。

3．3　塔架設時制振対策

塔架設時の制振対策の必要性については未定であるが、一例として塔先行架設の場合の制振装置を図－７に示す。本制振装置は側径間トラス一括架設直前に撤去する。

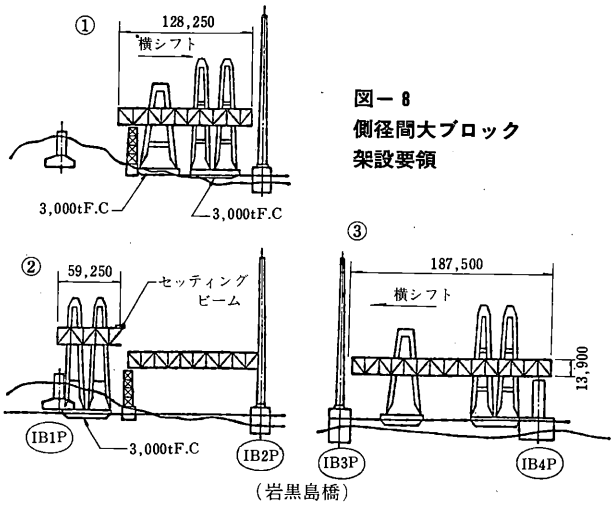


図－7
塔制振装置概要

4．主構トラスの架設

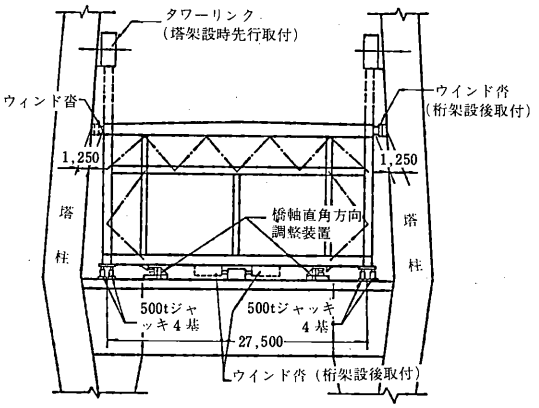
4．1　側径間の架設

塔部大型斜ベント工法、海中ベント工法、張出工法等についても比較検討したが、架設時の耐風・耐震性、施工性、工期、経済性等を考慮して、塔先行・後架設共にF.C.による大ブロック架設を採用した。側径間大ブロック架設は、3,000t吊F.C.２隻の相吊りとなるが、２隻のF.C.の仕様が異なること、各F.C.の分担荷重にアンバランスがあることおよび潮流・風・波等の影響を受けやすいことを考慮して、相吊時能力を80％（4,800t）として検討した。従って、岩黒島側側径間の拡幅部は一括架設が不可能であり、岩黒島仮締切内に仮ベント１基を設置する工法をとった。塔先行架設の場合を図－８に示すが、図－９に示すように主構トラス・塔柱間のスペースが約１ｍ強と狭いため、F.C.相吊時に塔からの振れ止めワイヤーにより調整しながら横シフトする方法とした。横シフト後、いったん塔部・端橋脚上に仮受けし、ジャッキにより水平、鉛直方向の微調整を行ない設置を完了する

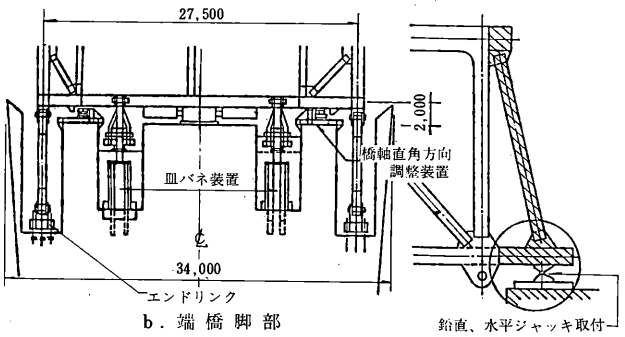


図－8
側径間大ブロック
架設要領

（岩黒島橋）

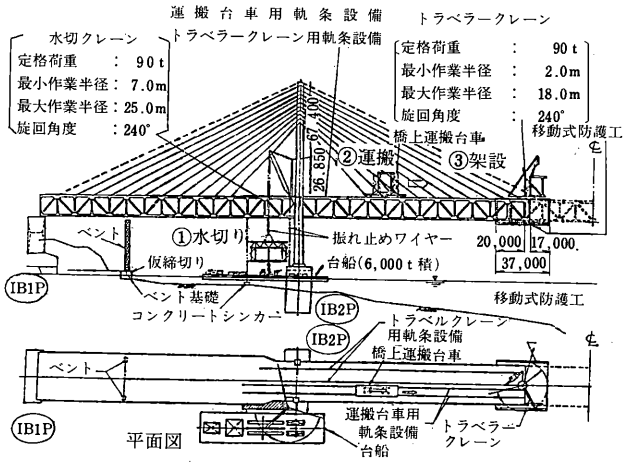


a．塔　　部



b．端橋脚部

図－9　塔部・端橋脚部仮受設備



図－10　トラベラークレーン工法概要図

（図－９参照）。なお、岩黒橋島の羽佐島側側径間部の架設は、縦断の最も高いところであり、現有のF.C.ではリーチの関係で架設時潮位はT.P.±０以上が必要となる（部材の離れ約１ｍ）。また、側径間大ブロックの輸送は12,000t 台船が必要となる。

4．2　中央径間の架設

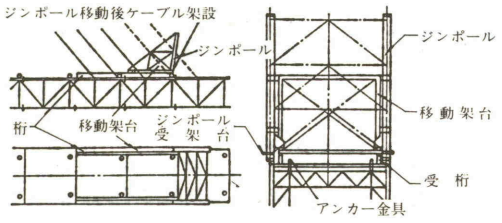
中央径間の架設は、側径間の架設が完了後張出し架設を行なう。施工法として面材架設、ブロック架設およびそれら工法と中央径間中央６パネルのF.C.一括架設との組み合せ工法について比較検討した結果、以下の理由により１パネル面材架設（トラベラークレーン使用）、２パネルブロック架設（ジンポール使用）の２工法を選定した。

①トラベラークレーン工法は、海面使用も少なく最も標準的な工法である。

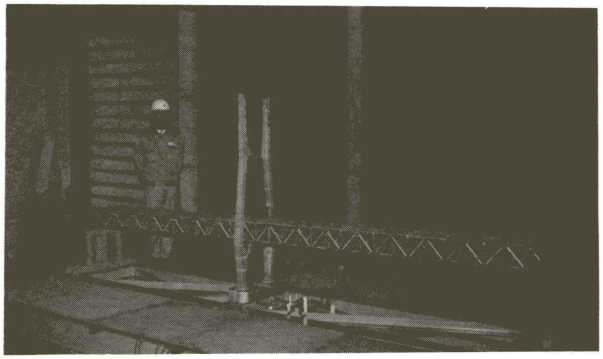
②ジンポール工法は、１橋当り17回ブロックを直下の海面より吊り上げるが、海面使用が可能であれば工期短縮上有利な工法である。

③F.C.による一括架設との組み合せは、二重の架設用機材を使用するがその割に工期短縮とならず、経済的な工法とは言えない。

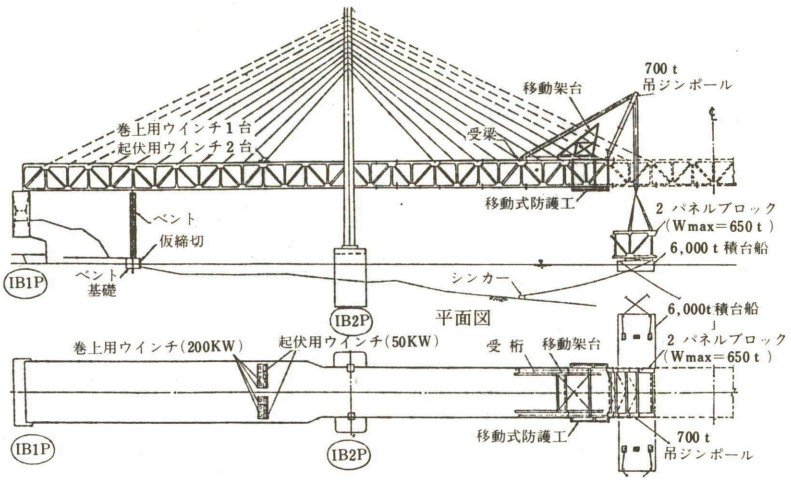
上記２工法の施工概要図を図－10、11に示す。またジンポール工法の場合反力が非常に大きくなるため、その反力処理方式すなわち主構への反力伝達方式が問題となる。検討の結果、図－12に示すジンポール型式、すなわち最も大きな反力となるジンポール本体は主構上とし、またアンカー索および移動架台は主構内側の床トラス上で受ける構造にして、トラス本体の補強の比較的少ない型式を選んだ。部材の輸送は、面材の場合１パネル分、ブロックの場合２パネルブロックをいずれも6,000t台船にて行なう。また、架設時耐風性については上記施工法を考慮して、側径間架設後の中央径間張出し時(1/4張出時および閉合直前）について現在風洞実験を実施中である（写真－２参照）。



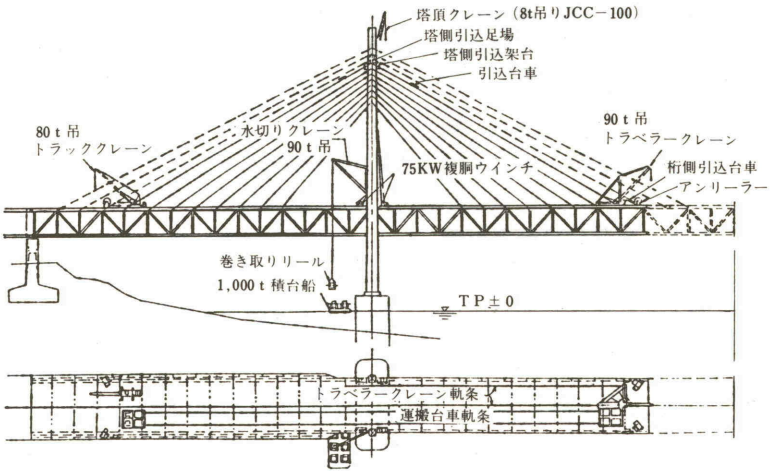
図－12　ジンポール構造概要図



写真－２　架設時風洞実験（閉合直前）



図－11　ジンポール工法概要図

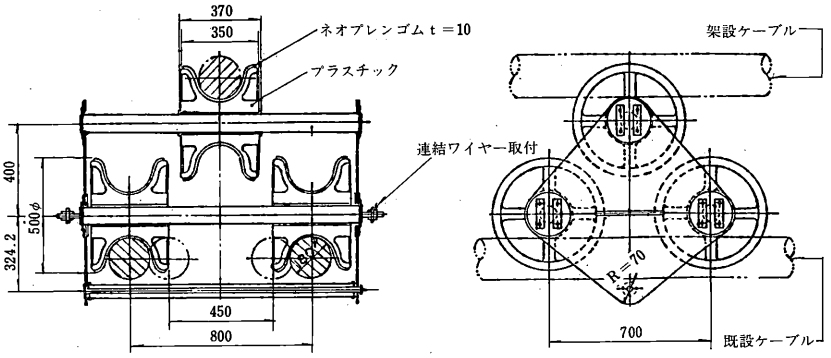


図－13　ケーブル架設概要図（台車引出し工法）

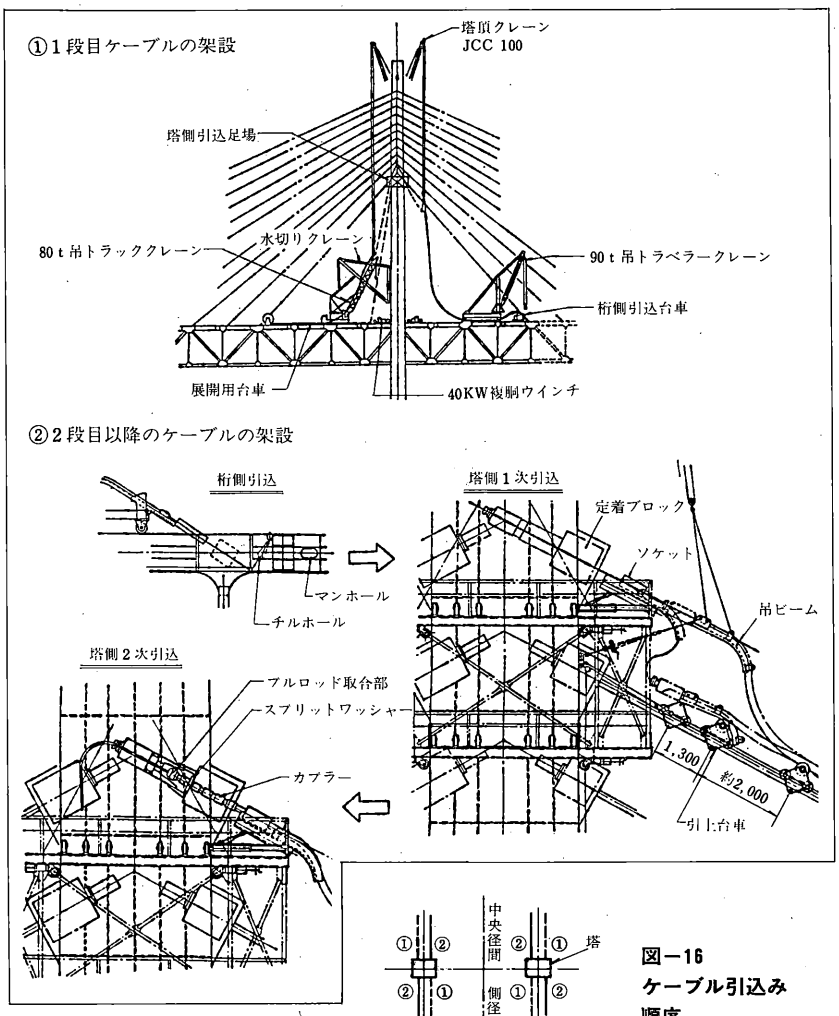
5．ケーブルの架設

5．1　ケーブルの架設

本橋はマルチケーブルであり張出し架設となるので、ケーブルを直接センターホールジャッキで引込み定着する工法を最適と考えた。この場合、ケーブルの架設は中央径間主構の架設と同時作業となるが、本橋の場合鋼床版は主構と死活荷重合成であるため、鋼床版の現場溶接が完了するまではケーブルの引込み作業を行なえない。また、ケーブルの架設工法としては、図－13に示す既設ケーブル上の台車による引出し工法を選定した。なお本

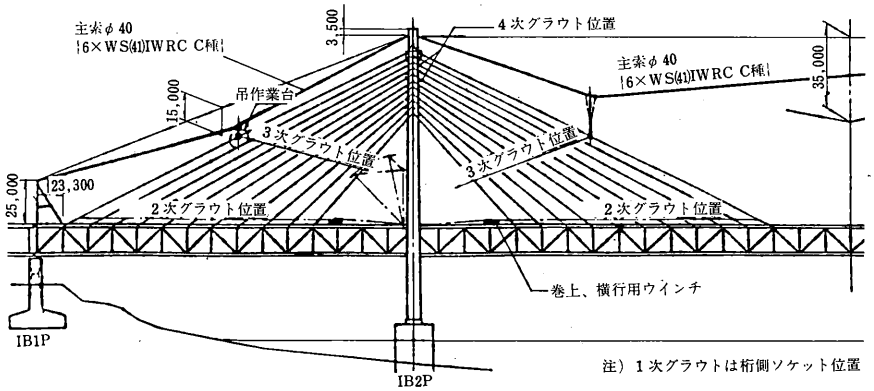


図－14　引上台車



図－15 ケーブル引込み要領

図－16
ケーブル引込み
順序



図－17　ケーブルグラウト施工概要図

工法は図－14に示すような引上台車を使用するものであり、ポリエチレン管（以下ＰＥ管と呼ぶ）への影響が不明であるため、仮ケーブルによる引出し工法についても施工検討を行なった。

また１段目ケーブルの架設およびケーブルの引込み作業要領を図－15に示す。ケーブルのジャッキによる引込みは塔側で行なっているが、スペースが狭いため図－16に示す如く２回に分けて引込み作業を行なう。

5.2　グラウトの施工

ＰＥ管内へのグラウト施工時期として、先行グラウト（橋上グラウト、仮設ヤードグラウト）およびケーブル架設後のグラウトについて比較した。先行グラウトについては現段階では容易に解決できない問題が多々あるので適切でないものと判断した。また、ケーブル架設完了後（主構架設閉合後）のグラウト施工の一例を図－16に示す。グラウト施工方法として、この他にビティ組立足場工法、吊足場付ジンポール工法、クローラクレーンによる吊足場工法についても比較検討した。グラウト工法を含むケーブルの施工法については、防錆対策・維持管理等をさらに考慮した検討を、今年度(財)海洋架橋調査会において委員会を設け検討中である。

5.3　引込み張力および張力測定法

架設計算によると、最大引込み張力（塔側２次引込み）は第１段目ケーブルに生じ、主構面材架設で約460t、ブロック架設で約510tとなる。また、２次引込みの引込み量は、１次引込み力を30tとすると第11段目ケーブルで最大1.2m程度となる。表－２にケーブル張力測定法の比較を示す。

6．組み合せ工法および工程

以上説明した塔・桁・ケーブルの施工法の組み合せ工法（塔の先行または、後架設、桁の面材またはブロック架設）について、表－３にその工程を、また、図－18に岩黒島橋における架設順序図を示す。

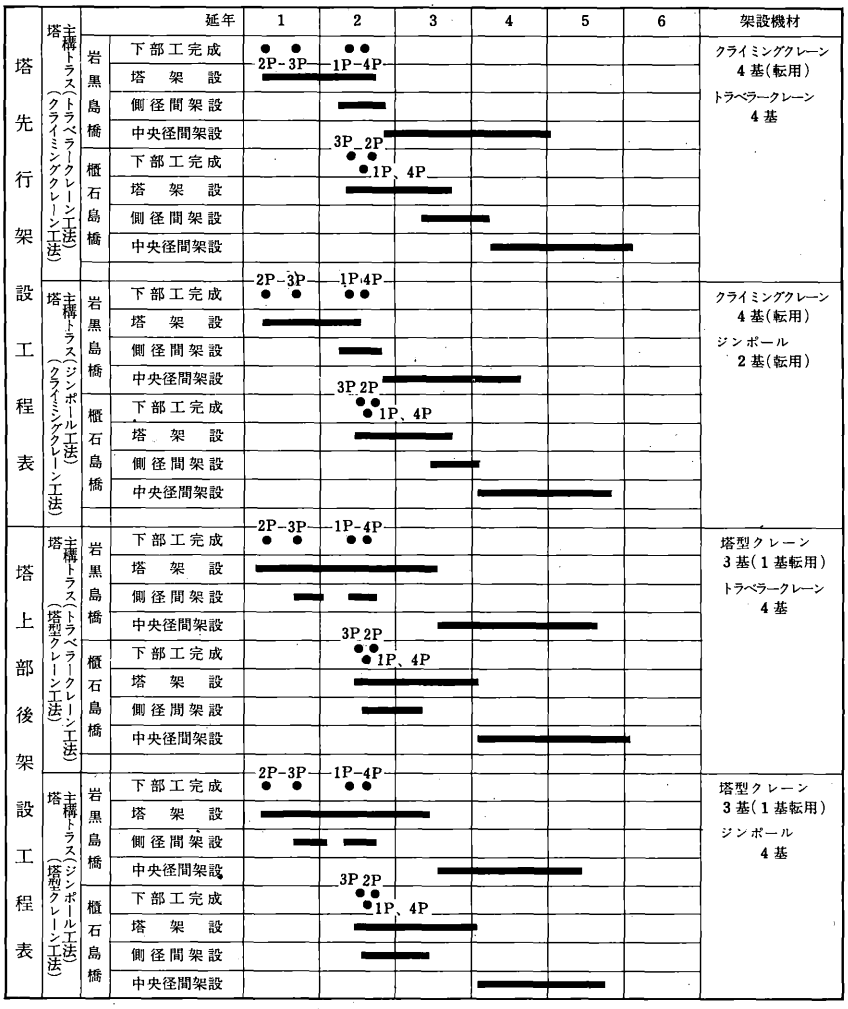
7．あとがき

道路鉄道併用の長大斜張橋である櫃石島橋・岩黒島橋の架設概要について報告した。岩黒島橋下部工工事については既に今年７月に着工し、準備工事中であるが、今後着工する上部工工事に当っては、さらに安全・技術・経済性および工程等を配慮し、下部工工事との連係を保ち、総合的な判断をもって計画を進めるべきであろう。おわりに、熱心に御検討して頂いた「斜張橋の施工法検討委員会」（委員長安浪金蔵氏）の委員・幹事各位および関係者各位に対し感謝の意を表するとともに、今後ともますます御指導して頂きたいものと願う次第である。

参考文献

1） 櫃石島橋・岩黒島橋計画設計（その２）、昭和54年３月、本四公団第二建設局
2） 岩黒島橋実施設計（その２）、昭和56年３月、本四公団第二建設局
3） 斜張橋の施工法検討報告書（櫃石島橋、岩黒島橋）、昭和56年３月、日本橋梁建設協会（本四公団第二建設局委託）
4） 昭和55年度橋梁上部工施工検討総括表、昭和56年６月、本四公団第二建設局

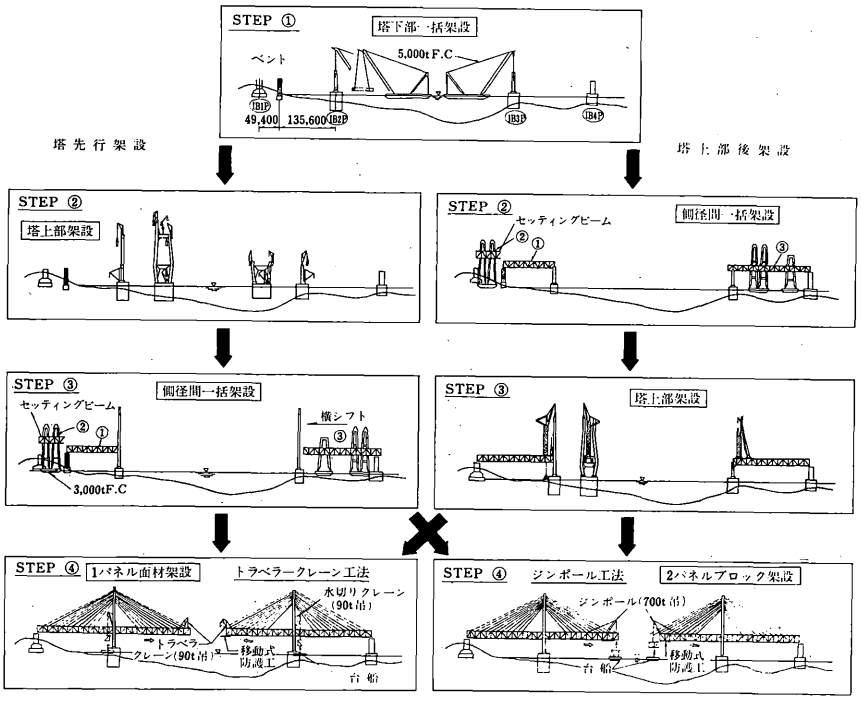
表－３　工程表



注：１）塔架設：準備工、コンクリート仕上含、クレーン解体含、
２）側径間架設：ベント基礎工含
３）中央径間架設：準備工、ケーブル架設、ケーブルグラウト含

表－２　ケーブル張力測定法

	直接測定法		間接測定法	
ダイナモメーター（直読式）	○作業性良 ○精度良（±0.8～1.0%） ダイナモメーター センターホール式油圧ジャッキ	◎	強制振動法	○簡便 ○比較的精度良 変位計 周波数カウンター	◎
ロードセル	○精度良（±0.8～1.0%） ロードセル センターホール式油圧ジャッキ	○	微小振動法	○常時微動を計測し、電算処理 ○技術開発必要	×
荷重メーター（油圧ジャッキの油圧を電気変換）	○精度（±１～２%） センターホール式油圧ジャッキ	◎	サグ測定法	○ＰＥ管のため誤差大 スタッフ セオドライト	×



図－18　岩黒島橋架設順序図（ただし、岩黒島側側径間一括架設②については張出し架設として検討中である）

鷲羽山地区運搬用坑道の計測結果

Field Measurement of a Small Tunnel at Washuzan Area

児島工事事務所　第二工事長　呉藤　満　Mitsuru Goto

児島工事事務所　第二工事長代理　藤井周志　Hiroshi Fujii

児島工事事務所　第二工事長付　冨田大造　Daizo Tomita

1. まえがき

鷲羽山地区運搬用坑道は、鷲羽山地区工事のための工事用道路の一部となる延長480 mの一車線トンネルであり、昭和55年3月に工事に着手した。(表－1参照)

表－1　鷲羽山地区運搬用坑道の諸元

項目		規格・寸法
延長		480 m
車線数		1車線
縦断勾配		7.2 %
支保型式	坑口部	鋼アーチ支保工
	中央部	吹付けコンクリート工＋ロックボルト工 (NATM工法)
設計掘削巾	標準部	5.40 m
	拡幅部	10.90 m
設計掘削高	標準部	5.95 m
	拡幅部	6.28 m
設計掘削断面積	標準部	29.0 m^2
	拡幅部	55.7 m^2

鷲羽山トンネルについては、世界的にも類例のない技術的にも困難なトンネルであることから、各種の地質調査やＦＥＭ解析等を実施したほか、(社)土木学会等において岩盤力学やトンネル工学等の専門家による慎重な検討を行ない、技術的な目途を得た。しかし、鷲羽山トンネルの安全確実な施工を行なうためには、実規模トンネル断面における試験工事を実施し、地山のMassとしての特性を得ることとした。本坑道で計測を実施する利点は以下のとおりである。

(1) 鷲羽山トンネルと隣接しているため、地質条件が同一とみなせる。

(2) 支保型式が鷲羽山トンネルと同じ吹付けコンクリート工、ロックボルト工の併用工法である。

(3) 断面形状の複雑さは鷲羽山トンネルに及ばないものの、拡幅部においてはほぼ同等の断面規模を有している。

2. 計測計画

計測計画は、(社)土木学会に委託設置した「鷲羽山トンネル安定委員会」(委員長　吉村　恒　日本鉄道建設公団理事)の指導のもとに、以下に示す方針に基づき策定した。

(1) 鷲羽山トンネルの安全確実な施工に資することを目的とする。

(2) 計測はいくつかの方法で行なうとともに、岩盤状況等の記録を行ない、総合的で客観的な判断ができるようにする。

(3) トンネル掘削による全影響を把握するため、掘削開始前からの測定を行なう。

(4) 支保構造の効果を確認するため計測を行なう。

(5) 本坑道工事の進捗を極力妨げない計測方法を採用する。

(6) 地山が比較的堅硬であるため、本坑道工事で測定される変位量等は比較的小さいことが予想されるため、極力精度の高い測定器機を使用する。

なお、計測計画の概要は表－2、図－1、2のとおりである。

3. 測定結果

測定結果については紙数の関係からNo.12＋5の拡幅断面について述べる。なお、この断面は中央導坑先進掘削工法で施工している。

3.1 内空変位

本坑道における内空変位の測定では、通常行なっている坑壁間距離の測定のほか、図－3に示すように長さ2 mの基準ボルトを使用することにより、内空変位の測定と同じ方法、器機で坑壁から2 m位置の地中変位も測定している。本稿ではこれらを総称して内空変位と呼んでいるが、結果を図－4に示し、概要を以下に述べる。

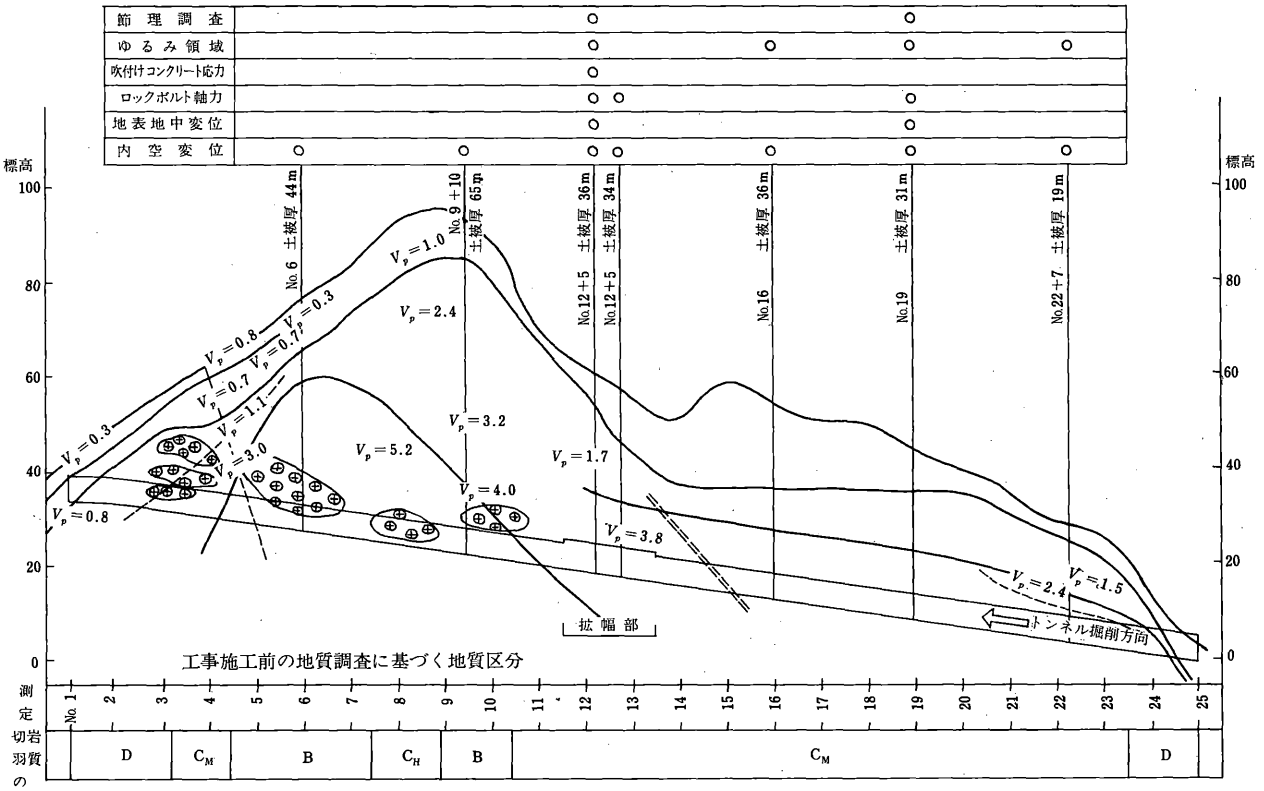
(1) トンネル断面は上下・左右とも縮小傾向となっている。上下方向の縮小傾向の方が左右方向に比して大きい。

(2) トンネルクラウンと左右の側壁を結んだ測線では変位量はほとんど認められず、また左側と右側の変位の差もほとんどない。

(3) 図－3に示す方法で測定・整理した坑壁から52 m付近までの地中変位はほとんど伸びの傾向を示しているが、不整合量はかなり大きい。

表－2　鷲羽山地区運搬用坑道における計測計画

計測項目	測定方法	測定機器
内空変位	坑壁に設置された基準点間の距離変化を一定張力を与えたワイヤーを介して測定する。	ディストメーター 読取：ダイヤルゲージ 精度：$5\times10^{-6}\cdot L$(L: 測線長)
地表変位	基準点とトンネル上の地表点の鉛直方向変化を水準測量により測定する。	レベル 精度：1/10 mm
地中変位 （ボーリング軸方向）	ボーリング孔内に、1m毎にメジャリングマークを設置した可撓性のケーシングパイプを埋設し、メジャリングマーク間の距離変化を測定する。	スライディングミクロメータ 精度：1/1000 mm
地中変位 （ボーリング軸直角方向）	ボーリング孔内にガイドレール付の可撓性ケーシングパイプを埋設し、ガイドレールに沿って鉛直軸との角度を測定する。	高精度傾斜計（SINCO） 精度：2/100 mm
ロックボルト軸力	ロックボルトに1対づつ7ヶ所歪ゲージを貼付し、ロックボルト埋設後歪を測定する。	歪ゲージ 精度：1×10^{-6}
吹付けコンクリート内応力	吹付コンクリート内の接線方向の応力を測定する。	グレーツェル・ハイドロリックセルQF50 精度：0.01 kg/cm^2
ゆるみ領域	側壁に設けた20mの測線について、屈折波法による弾性波（P波）測定を行ない、ゆるみ領域を推定する。	ピックアップ 28Hz ランドタイプ
節理調査	連続する6～8切羽について詳細な観察を行なう。	クリノメーター等



図－1　鷲羽山地区運搬用坑道計測位置図

(4) 切羽通過後から測定開始までに2日～5日程度のタイムラグがあるが、測定開始時期の切羽距離は2.2m～3.7m程度である。

(5) 測定開始直後のデータは波動しているが、どの測線のデータも同様の傾向を示していることから、単なる測定ミスとは考えられず、トンネルの構造系が節理と切羽位置によって不連続に変化するためと思われる。切羽が遠のくに従って、変位の変化も収束している。

3.2 地表・地中変位

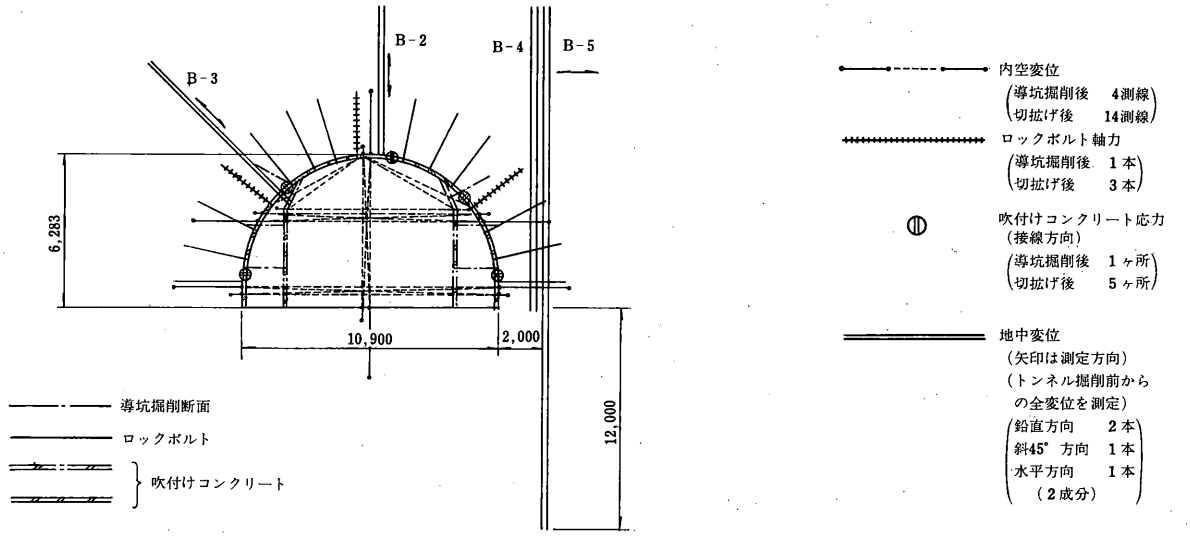
地表変位は図－5に示すように、トンネル上のB－2、B－3、B－4、B－5の4ヶ所で測定を行ない、基準点はトンネル中心から70m横断方向に離れた位置としている。結果を図－6に示し、概要を以下に述べる。

(1) B-4、B-5の地表変位はB-2とほぼ同じである。

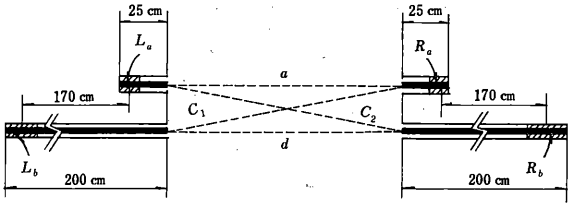
(2) 測定開始時の中央導坑切羽位置は－18.2mである。

(3) 地表変位は切羽通過前に一旦沈下している。

(4) トンネル直上の地表は、トンネル掘削に伴ない隆

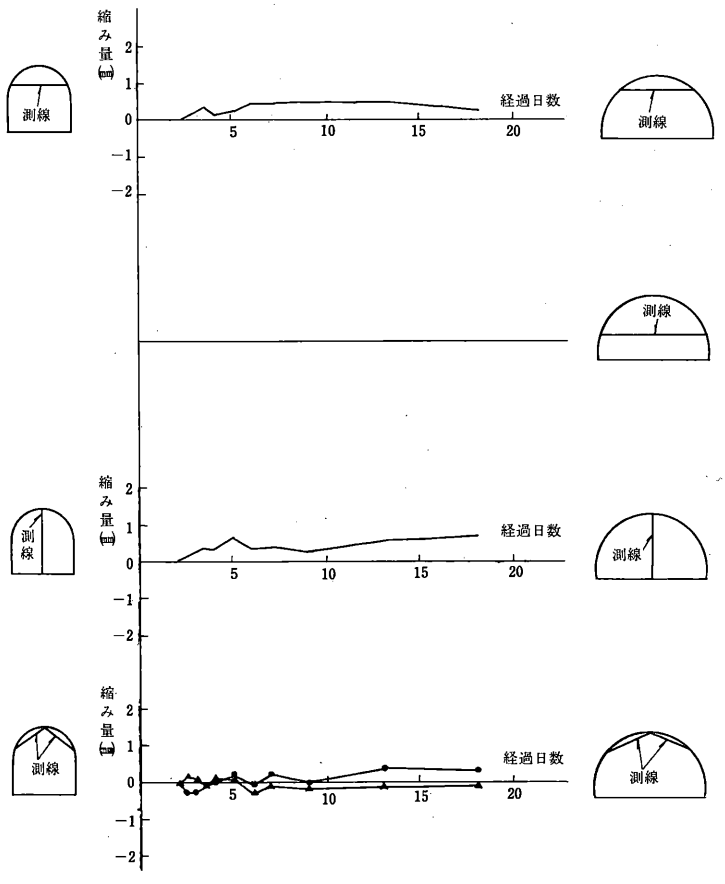


図－2　鷲羽山地区運搬用坑道計測断面図（No.12＋5）

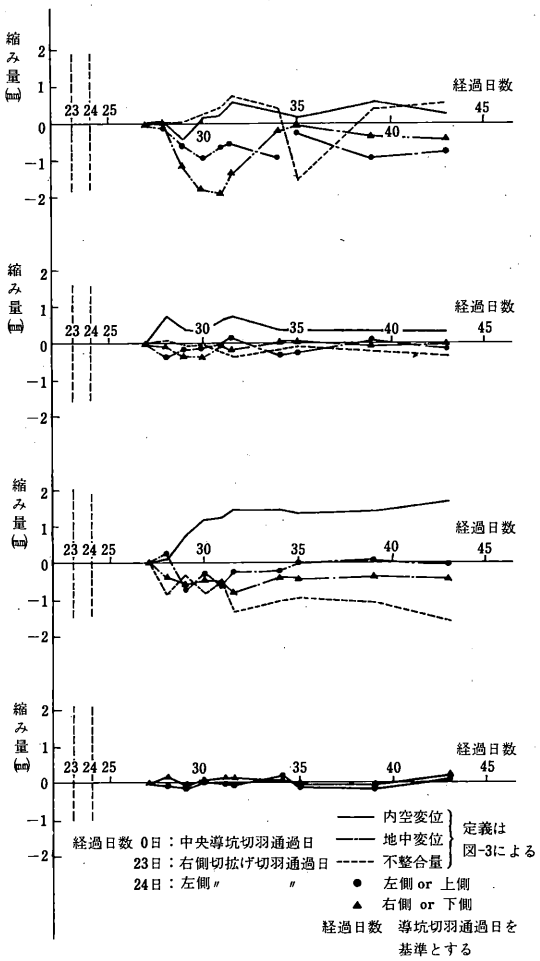


a ：L_a, R_aの内空変位
C_1-a：L_a, L_b 間の地中変位
C_2-a：R_a, R_b 間の地中変位
δ ：地中変位の不整合量$\delta = b-\{a+(C_1-a)+(C_2-a)\}$
（原因はL_a, R_b, R_a, R_b が同一線上にないこと、その他と思われる）

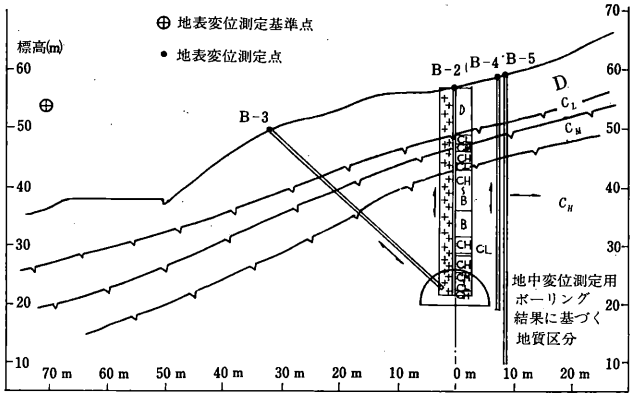
図－3　鷲羽山地区運搬用坑道における内空変位測定方法



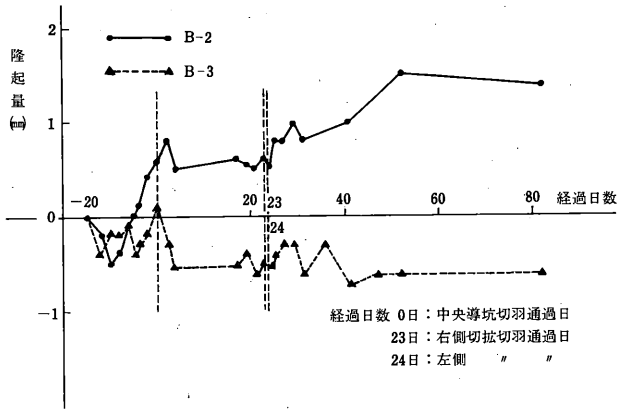
図－4(a)　中央導坑掘削にともなう内空変位の変化（No.12＋5）



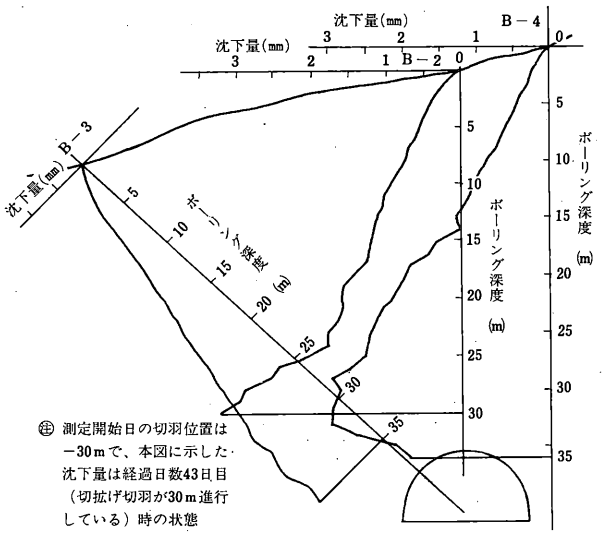
図－4(b)　切拡げにともなう内空変位の変化（No.12＋5）



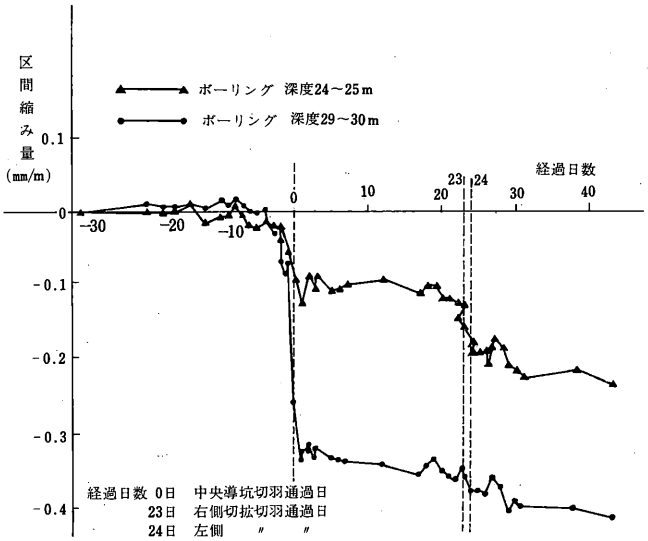
図－5　鷲羽山地区運搬用坑道地質横断図（No.12＋5）



図－6　地表変位の変化（No.12＋5）



図－7(a)　地中変位（地表を基準点とした場合の地中沈下量）の分布（No.12＋5）



図－7(b)　地中変位の変化（No.12＋5, B－2）

起する。中央導坑掘削時には切羽通過前に大部分の隆起を終えるが、切拡げの際は切羽通過後に隆起する。

(5)　トンネルから30mほど離れたところの地表は、切羽通過時に若干の隆起をするものの最終的には沈下する。

地中変位のボーリング方向変位の結果を図－7に示し、概要を以下に述べる。

(1)　B-2およびB-3の地中変位は全体的に沈下（地表を座標原点とした場合）の傾向があり、とくにB-2ではトンネルクラウンから9m以内の範囲でその傾向が大きい。

(2)　B-4では、トンネルクラウンから2m以上離れている範囲では沈下の傾向となっているが、それ以内の範囲では隆起の傾向が認められる。

(3)　B-2の地中変位を経過日数との関係でみると、ボーリング深度24～25mでは切羽の通過前後で大きく伸びている。中央導坑切羽通過時と切拡げ切羽通過時の変位量はほぼ等しい。これに対し、ボーリング深度29～30mでは中央導坑切羽通過直前にほとんど伸びてしまい、切拡げ時には若干の変動が認められるもののほとんど変位していない。

地中変位の水平方向変位の結果を図－8に示し、概要を以下に述べる。

(1)　計画では、トンネル踏前より下12m（トンネル高さ6mの2倍）の位置では水平変位は生じないと考え、この位置を不動点として測定を行なったが、測定結果では、この不動点も水平に変位しているように思える。

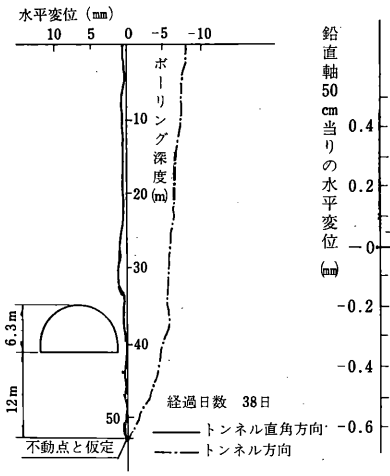
(2)　計画上の不動点が実際にも不動点であるとすると、トンネル方向変位は、切羽に向って手前側に変位し、トンネル直角方向はトンネル側に変位している。また、これら両方向の変位ともトンネル周辺で他の部位とは違う顕著な変位は生じていない。

(2)　トンネル方向変位は、直角方向変位より数倍大きい。

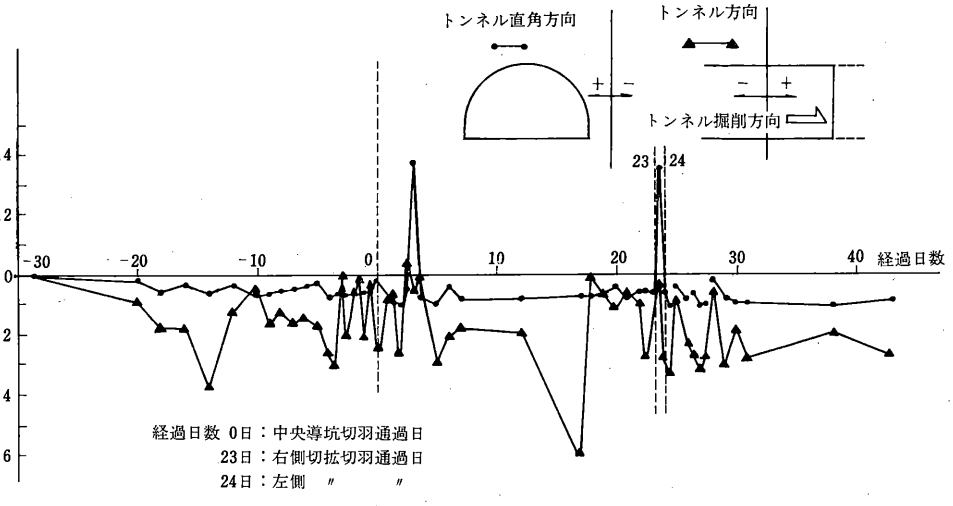
(3)　トンネル方向変位、直角方向変位とも中央導坑切羽および切拡げ切羽の通過前後に大きく変動している。

3.3　ロックボルト軸力、吹付けコンクリート内応力

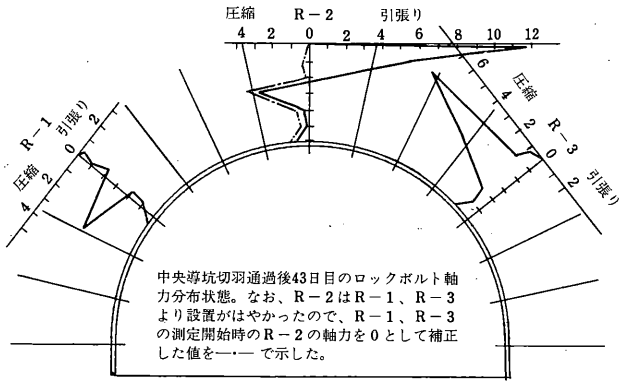
ロックボルト軸力の測定結果を図－9に示し、概要を以下に述べる。



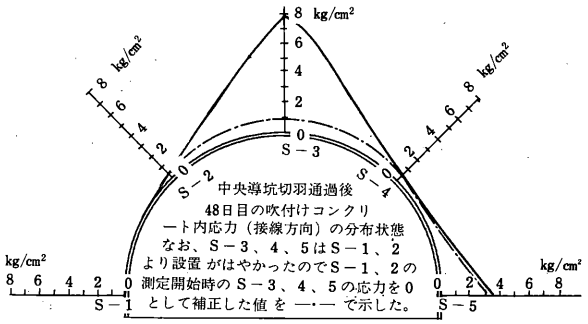
図－8(a) 水平変位の分布（No.12＋5,B-5）



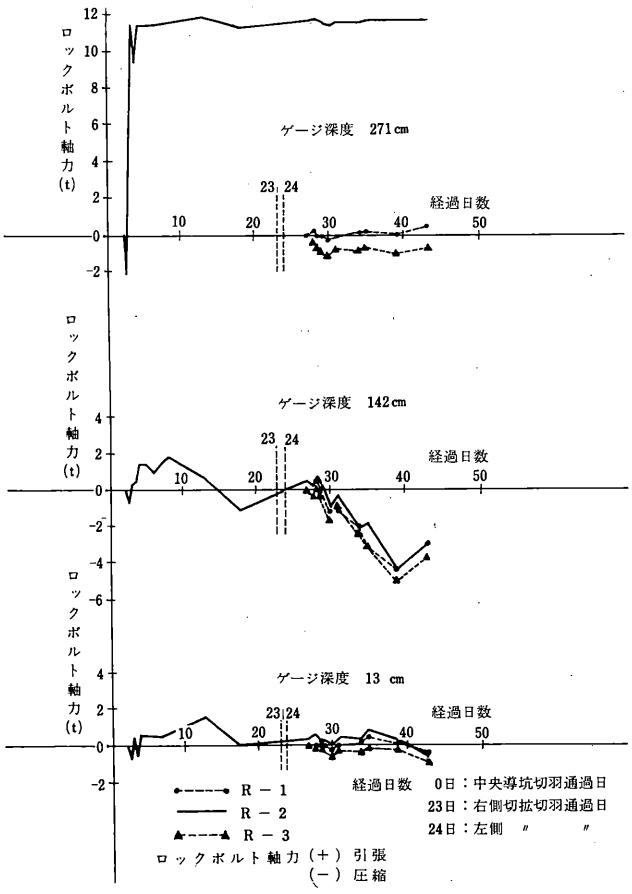
図－8(b) 水平変位の変化（B-5）（ボーリング深度38m）



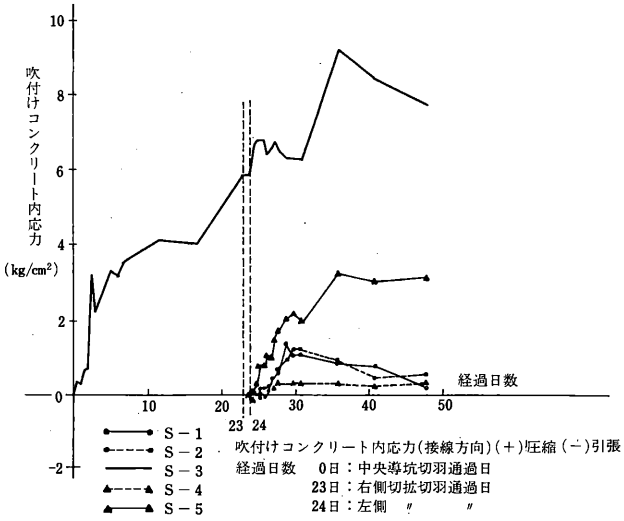
図－9(a) ロックボルト軸力の分布（No.12＋5）



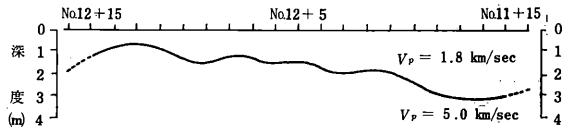
図－10(a) 吹付けコンクリート内応力の分布（12＋5）



図－9(b) ロックボルト軸力の変化（No.12＋5）



図－10(b) 吹付けコンクリート内応力の変化（No.12＋5）



図－11 ゆるみ領域

(1) 全体的にはほとんど軸力が作用していないが、ロックボルトのほぼ中央付近に3－7tの圧縮応力が作用している。なお、R－2の先端は12t近い引張り応力が作用している。

(2) R－2はR－1、R－3より設置がはやかった(中央導坑先進掘削工法を採用したことによる）ことから、R－1、R－3の測定開始時のR－2の軸力を0として補正を行なうと、R－1、2、3ともほぼ同じ応力の分布状態となる。

(3) ロックボルト軸力の変動の状況は、どのロックボルトもどの軸力測定位置でもほぼ同じ傾向をもっている。

吹付けコンクリート内応力の測定は、接線方向の他に半径方向の測定が考えられるが、吹付けコンクリートの厚さが10cmと薄いことから、接線方向のみの測定を行なうこととした。測定結果を図－10に示し概要を以下に述べる。

(1) S－3を除き圧縮応力は3.3kg/cm²以下と比較的小さい。

(2) S－3はS－1、2、4、5より設置がはやかった（中央導坑先進掘削工法を採用したことによる）ことから、S－1、2の測定開始時のS－3の応力を0として補正を行なうと、ほぼ同じ応力状態となる。

(3) 吹付けコンクリート内応力の変動状況は、どの応力測定位置でもほぼ同じ傾向をもっている。

3.4 ゆるみ領域、節理調査

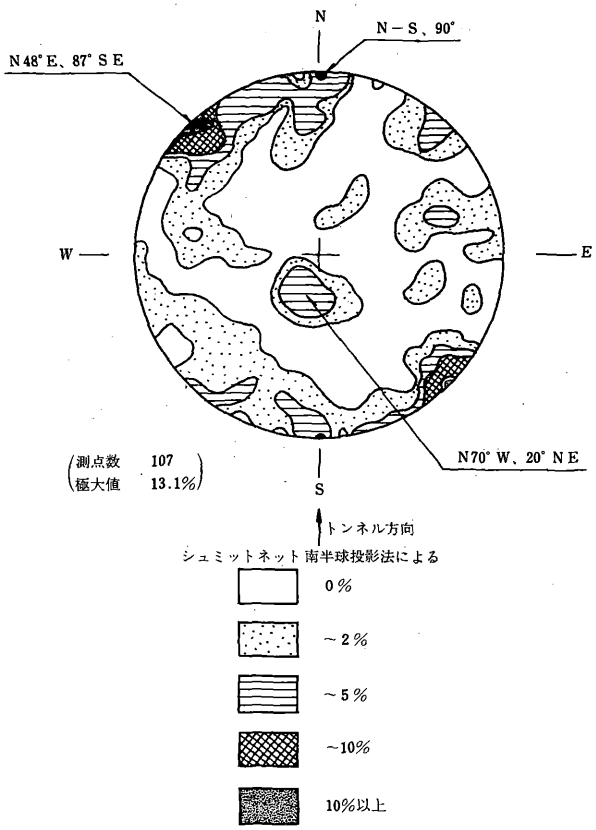
ゆるみ領域の調査結果を図－11に示すが、ゆるみ範囲（弾性波速度が坑壁奥に比して小さいところ）は1～3m程度であった。

節理調査はNo.12＋10.1～11＋19.8の10.1m区間の8切羽について行なった。その結果を図－12に示すが、一番卓越している節理方向は、鉛直でトンネル左手前から右奥へ45°程度の角度をもっているものである。

4. あとがき

本稿では、計測結果の紹介までしか述べていないが、解析については、現在(社)日本建設機械化協会に委託設置した鷲羽山地区運搬用坑道計測検討会（委員長　桜井春輔神戸大学教授）で検討中である。いずれ解析結果を報告することとしたい。

鷲羽山地区運搬用坑道の計測は花崗岩地域のトンネル



図－12　割れ目頻度分布（No.12＋10.1～11＋19.8）

計測として価値の高いものであり、この計測の目的である鷲羽山トンネルの施工に有効に反映できるものである。

最後に、この計測について指導していただいた(社)土木学会鷲羽山トンネル安定委員会（委員長　吉村恒日本鉄道建設公団理事）の委員の方々や直接計測に携わった同和工営㈱、㈱応用地質調査事務所の方々に深く謝意を表するものである。

参考文献

1) ＮＡＴＭの計測指針に関する調査研究報告書、昭和54年3月、(社)トンネル技術協会
2) 鷲羽山トンネルの安定に関する調査研究報告書、昭和55年3月(社)土木学会
3) 鷲羽山トンネルの安定に関する調査研究報告書、昭和56年3月
4) 宮下　力　他：鷲羽山の地質調査、本四技報 Vol. 4、No.12、1980. 4
5) 藤井　周志：鷲羽山トンネル構造形式検討、本四技報　Vol.5、No.16、1981. 4

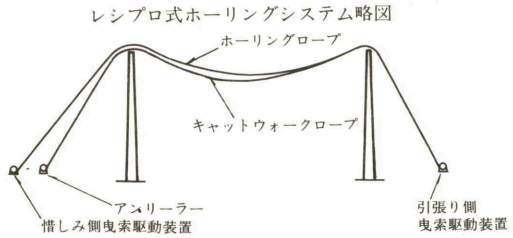
大鳴門橋キャットウォーク架設

8月6日パイロットロープの渡海が行なわれて以来約5か月が経過し、11月20日キャットウォークの床組架設が完了した。

キャットウォークロープは足場として設計されているが、本橋の場合には、主塔のセットバックの役割りを持たせた設計が行なわれ、トラクションロープは省略されている。

キャットウォークロープの引き出しは、関門橋、因島大橋では、ループ方式であったが、スパンの増大に伴いホーリングロープのスプライスが過大となる等のことから、ロープ引き出し機と延線機を一体化したアンリーラーが開発され、ホーリングロープに同調して引き出されるレシプロ式ホーリングシステムを採用している。なお、床組の架設は従来と同じ滑り出し工法で行なった。

今後ストームロープの架設を行ない、三月初旬からケーブルストランドの架設を開始する予定である。



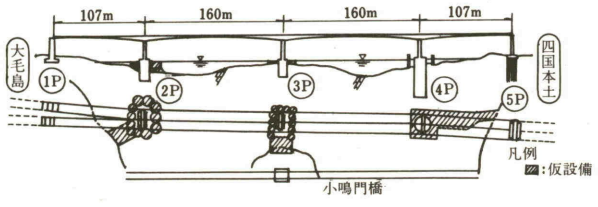
撫養橋下部工ケーソン沈下作業開始

撫養橋については、海中部下部工（3基）を昨年12月に発注し、仮設備工事を鋭意進めていたが、築島・締切工事を終え、下部工工事のメインであるケーソン沈下作業を開始した。

撫養橋は、大鳴門橋で淡路島と結ばれる大毛島と四国本土間の撫養瀬戸に架かる橋長約535mの4径間連続鋼床版箱桁橋である。

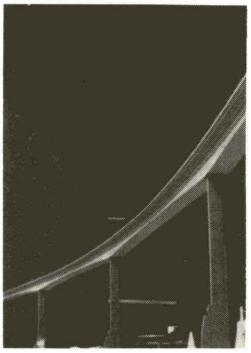
施工法は、2P（基礎寸法11m×20m×19.5m）は、捨石＋ウェルによる築島上での空気ケーソン工法、3P（基礎寸法10m×18m×14.5m）は、2Pと同工法、4P（基礎寸法φ16m×42.5m）は、鋼矢板締切りによる静水域内でのオープンケーソン工法である。

今後の予定としては、ケーソン沈下作業を来年8月に終了し、躯体工事にはいる予定である。



門崎高架橋（4径間）の全体模型風洞試験

淡路島から大鳴門橋へのアプローチである門崎高架橋（4径間）の上部工道路部分は、連続変断面箱桁で計画されている。本橋は、鉛直タワミの固有振動数が低い事、背後に急峻な崖があり、気流に傾斜角がつきやすい事等の理由により、渦励振動やギャロッピングの発生が懸念され、部分模型や一径間弾性模型を用いた風洞試験が行なわれて来た。この結果、基本断面では実橋換算風速15m/s程度でかなり大きな渦励振が発生し、30m/s程度でギャロッピングが発生する事、また安定化対策としてはダブルフラップと下部スカウトの組合せがある程度有効である事が確認された。しかし、複雑な地形条件のもとでの連続曲線橋の耐風性を判断するためには、地形まで相似させた4径間全体模型風洞試験を実施しなければならないという結論に達し、12月中旬から建設省土木研究所で実験が行なわれることになった。写真は、完成した模型（縮尺1/120）である。



南北備讃瀬戸大橋4Aケーソンが沈設完了

12月16日、備讃瀬戸に5P、3Pに続き4Aケーソンが沈設された。4Aケーソンは平面寸法62m×57m、高さ13m、重量1,400tの単壁構造である。従って、沈設要領も3Pと同様FCによる吊上げ運搬→設置という方法をとる。

沈設は当日午前7時、公団瀬居基地に仮置された4Aケーソンを3,000t吊FCにより吊上げ、午前8時4A現場到着、12時FCの係留完了、同時にケーソンの位置決め開始、午後3時10分沈設完了というスケジュールでで、粗骨材が充填されるまでの期間、波圧、潮流圧に対する滑動抵抗の確保及び設置精度の確保のため、中央部に　本の鋼管を前もって建込み、それをガイドにして沈設を行なった。

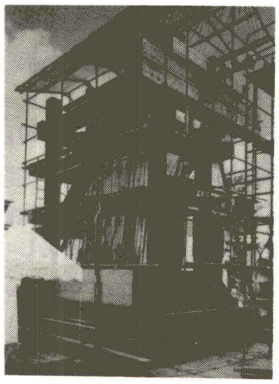
設置精度はケーソン天端で、平面方向最大7cm、高さ方向最大という満足すべきものであった。（平面設置許容誤差50cm）

技術ニュース

番ノ州高架橋３Ｐ橋脚１／10模型実験

番ノ州高架橋３Ｐ橋脚柱壁構造の１／10模型(高さ6.2ｍ、幅4.0ｍ)破壊実験が、昭和56年11月および12月に、鹿島建設(株)技術研究所（東京都調布市）で行なわれた。この実験は番ノ州高架橋の鉄筋コンクリート橋脚に用いられている耐震壁に、亀裂等の劣化が生じた場合、橋軸直角方向にはどの程度の剛性が期待できるかを調査しようとしたものである。載荷方法はまず橋軸方向にジャッキで交番載荷し、橋脚に亀裂を生じさせた後、橋軸直角方向に繰返し載荷して、変位量、亀裂の状況等を調査した。橋軸直角方向水平荷重は、最終的に設計地震力の3.5倍相当まで載荷し、壁部には多数の斜めひびわれが生じたが、崩壊には至らず、荷重に対する変位の割合が大きくなる傾向が見られた。

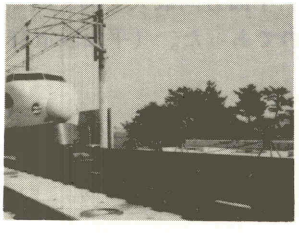
設計地震力の3.0倍相当の荷重レベルで、橋脚天端の水平変位量は７㎜強であった。この結果は今年度の本四耐震地盤に関する研究小委員会（土木学会委託）に報告され、耐震性、列車走行性等について審議がなされる予定である。



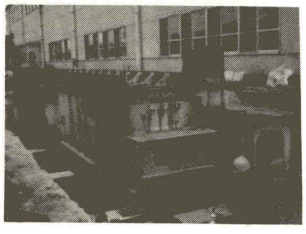
緩衝桁耐久試験装置の撤去工事

昭和56年10月27日、国鉄新幹線博多車両基地において緩衝桁耐久試験装置の撤去工事が行なわれ、同日無事に終了した。

本装置は、海挟部吊橋の補剛桁端部に、温度変化、自動車、列車荷重により生じる大きな伸縮（±750㎜）に対応するために開発したもので、昭和49年９月に山陽新幹線岡山、新倉敷間の線路内に設置して180㎞／hまでの走行試験で基本的な機能の確認を行なった。その後、その耐久性を調査する目的で、本車両基地に移設し、約５年間の車両載荷及び塩水散布を行なってきたものである。この５年間の調査では、一部高分子材料を使用した部品に損傷が見られたが、緩衝桁上の伸縮軌道の狂い、伸縮抵抗力及び信号絶縁性等において、良好な特性を示した。本撤去後解体詳細調査を行ない、最終結論を出す予定である。



実車走行試験中の緩衝桁



撤去工事中の緩衝桁

因島大橋メインケーブル架設完了

メインケーブルの架設は７月19日に開始した後、順調に作業が進み、10月27日には架設を、引き続き29日にはサグ調整を完了させた。作業速度は日２～４本程度のストランドを架設させて行なった。調整は当初はその日に架設したものを当日調整していたが、慣れるにしたがって数日分まとめて行なえるまでとなった。架設調整を行なった後ケーブルを円型に仕上げるスクイジング作業に入った。

この作業はまず、かけやでケーブル表面を叩きながらレバーブロックで締付け略円形に整形した後100tonジャッキ６台を組み合わせ製作したスクイジングマシンを使用し、１ｍ間隔で締めつけ所定のケーブル径（約610㎜）に仕上げた。

スクイジング後ケーブルバンドを架設するまでの間、厚さ１㎜、幅30㎜程度の亜鉛メッキ帯鋼で仮バンドを行なっている。このスクイジング作業は約16日程度で完了させることが出来、12月６日からはケーブルバンドの取付作業を開始している。

伯方・大島大橋5P、6P締切工事

伯方・大島大橋は、現在本工事開始を目ざし、準備作業を急いでいる。５Ｐ主塔は汀線部にあるため、締切築島後ニューマチックケーソー工法により基礎を構築することとしている。この締切工はセルラーブロックを利用することとしているが、現在はセルラーブロックの製造と海底のレベルング工を行なっている最中である。

又、見近島に資材を荷上げと、４Ａ堀削土の搬出用として、荷上げ桟橋を構築しており現在ほぼ完成させた。

さらに、この荷上桟橋と５Ｐとを結ぶため、島内に工事用トンネル（延長80ｍ、一車線）の堀削中である。

６Ｐ主塔は水深が浅く、かつ地盤が良好な事から、締切工を作り、堤内の水をくみ出した後ショベル等で堀削する予定である。現在は両岸より現場打ちコンクリートにより締切堤をはり出させる作業を行なっており、近く完成の予定である。

又、６Ｐが現県道上に位置するため、県道をあらかじめ付替えることとし、この作業は終了した。

本四公団の基準類

本四公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。
＊印のものは(財)海洋架橋調査会（Tel 03-436-3896）で販売しております。

仕様書・要領等

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

材料規格等

＊ 鋼材規格	昭和53年10月改正
本州四国連絡橋鋼上部構造用鋼板規格の解説	昭和54年３月
摩擦接合用防錆処理高力ボルト・六角ナット・平座金のセット暫定規格	昭和51年２月
＊ ケーブル材料規格	昭和54年６月
＊ 塗料規格	昭和55年３月

設計基準等

幾何構造基準(案)	昭和48年10月
＊ 上部構造設計基準・同解説	昭和55年６月
＊ 下部構造設計基準・同解説・仮設物設計指針	昭和52年３月
＊ 耐風設計基準（1976）・同解説	昭和51年３月
＊ 耐震設計基準・同解説	昭和52年３月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)	昭和48年９月
＊ 風洞試験要領(1980)・同解説	昭和56年３月
ケーブルアンカーの設計マニュアル	昭和49年２月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針	昭和52年８月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説(案)	昭和54年11月
＊ 重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説	昭和55年３月
＊ 鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年２月
＊ 多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年３月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年３月

製作基準等

＊ 鋼橋等製作基準・同解説	昭和52年３月
＊ 鋼橋等塗装基準・同解説	昭和55年３月
橋面舗装基準(案)	昭和55年３月
＊ 鋳鍛鋼品製作基準(案)	昭和55年３月
海上工事安全施工技術指針	昭和52年３月

本四技報編集委員会名簿（アイウエオ順）

編集委員長	浅間達雄	
編集委員	青木忠宗	奥川淳志
	蟹沢康人	黒瀧義則
	後藤忠	神弘夫
	高木浩	高野誠
	竹名興英	田中嘉博
	中田貴已	長尾和守
	成田秀志	平山純一
	松本敏治	水間雅昭
	室谷貞雄	山下義之
	山崎良二（海洋架橋調査会）	

本四技報 第19号

発　行　昭和57年１月15日
監　修　本州四国連絡橋公団
発行所　財団法人海洋架橋調査会
東京都港区虎ノ門４丁目３番20号
第22森ビル　〒105
電話03(436)－3896
発行者　蓑輪健二郎
印　刷　中井編集デザイン事務所

定価1,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION