

報技四本

修監公団橋絡連四国本州
APPROVED BY HONSHU SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第23号 目次

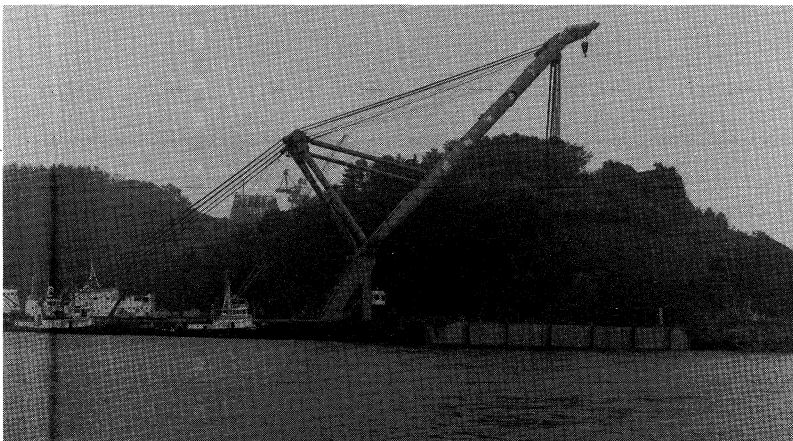
新しいものへの挑戦	総 裁	高 橋 弘 篤	1
番ノ州高架橋リバース杭施工報告	第二建設局坂出工事事務所	大 田 享	2
番ノ州高架橋下部工設計	第二建設局坂出工事事務所	樋 口 康 三	8
舞子沖地質調査報告(3)	設計部設計第三課	神 弘 夫	15
	第一建設局垂水工事事務所	岩 屋 勝 司	
	第一建設局垂水工事事務所	土 田 宝	
南北備讃瀬戸大橋のアンカレイジ表面仕上	第三建設局今治工事事務所	村 田 正 信	21
本四備讃線の電気設備	企画開発部	吉 田 昌 弘	25
既存橋梁の架橋インパクト分析	企画開発部経済課	黒 瀧 義 則	30
技術ニュース			36

本四技報 第24号 (58.4) 掲載予定

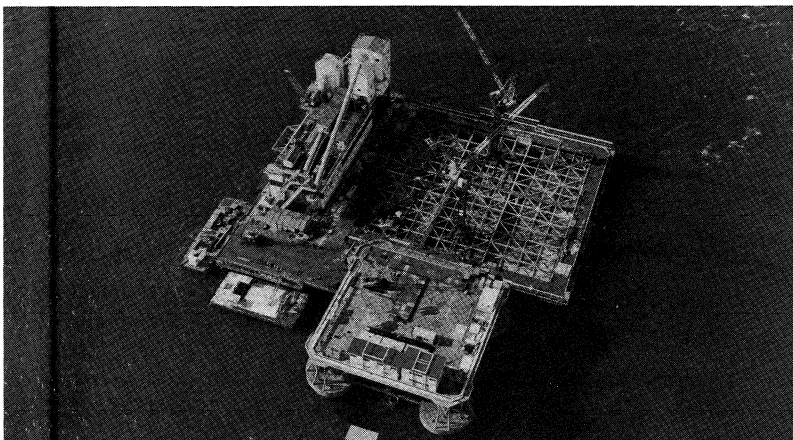
- 亀浦高架橋施工計画
- 二層傾斜地盤の支持力
- 緩衝工の設計要領(案)
- 南北備讃瀬戸大橋4A ケーブルアンカーフレーム設計
- パイロットロープ渡海実験
- 大鳴門橋バックスティ径間桁施工報告



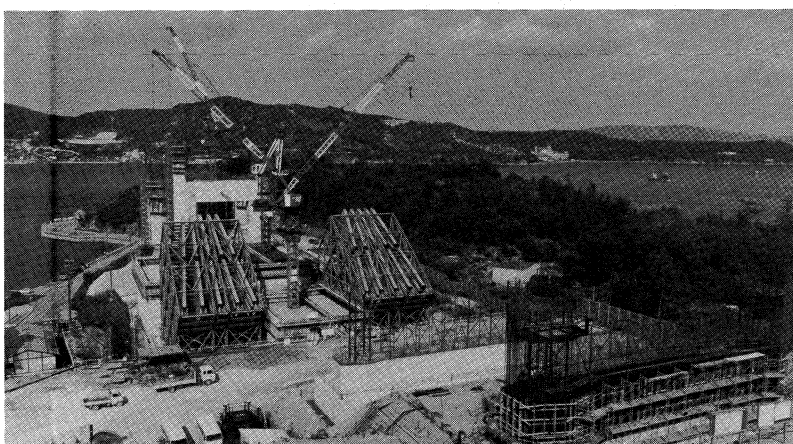
南北備讃瀬戸大橋7Aモルタル注入
(第1回目) 状況 (57年11月)



南北備讃瀬戸大橋2Pケーソン沈設作業
(57年11月)



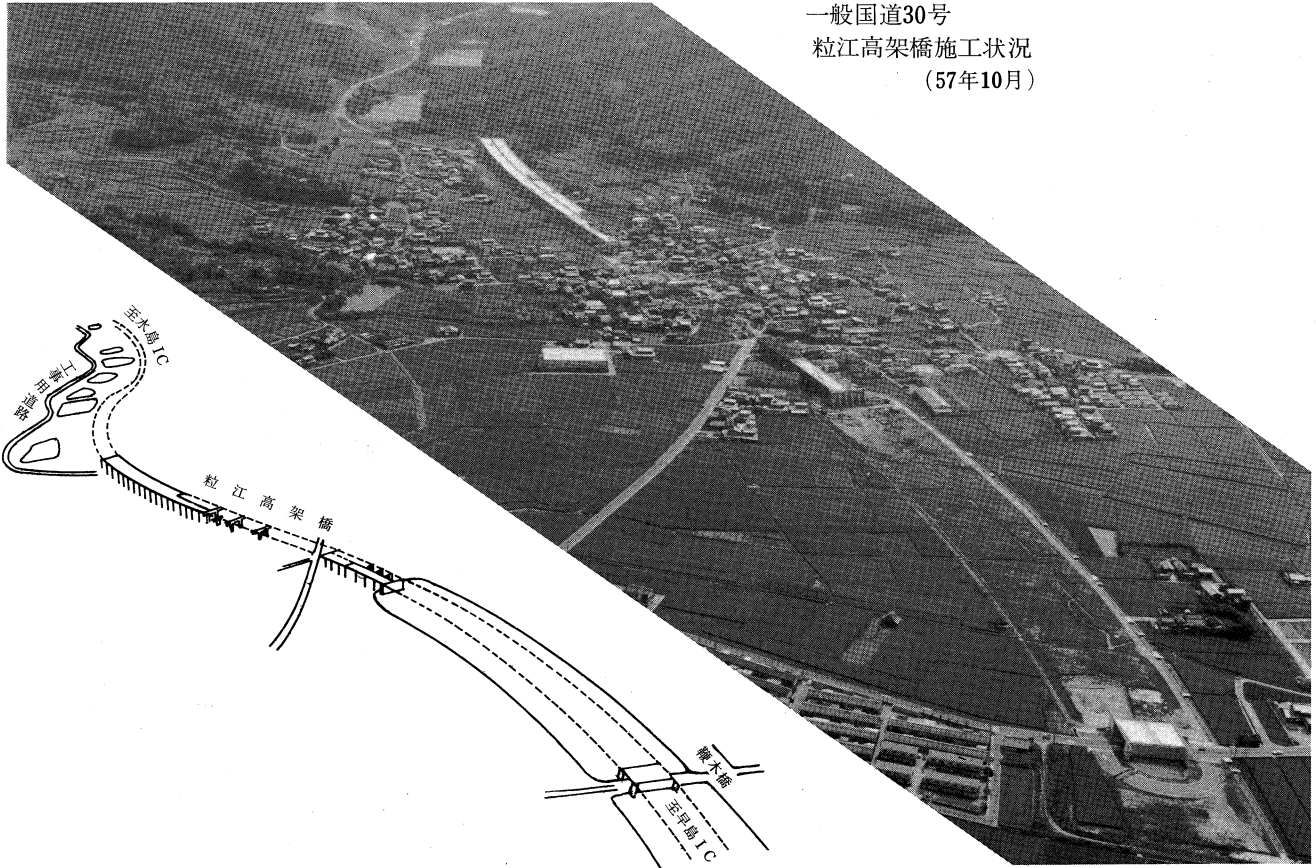
南北備讃瀬戸大橋4A気中コンクリート
打設状況 (57年11月)



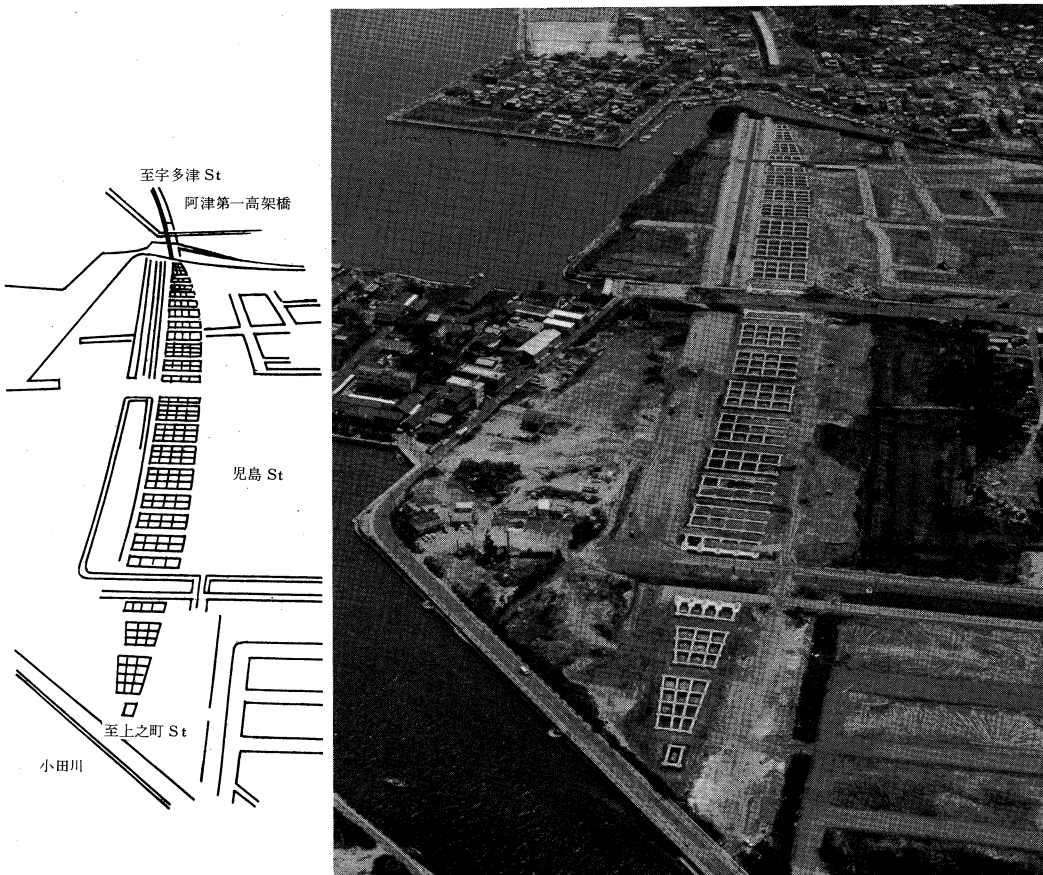
下津井瀬戸大橋施工状況 手前からP₂
P₁、4A、P₅、A₄を望む (57年10月)

児島～坂出ルート

一般国道30号
粒江高架橋施工状況
(57年10月)



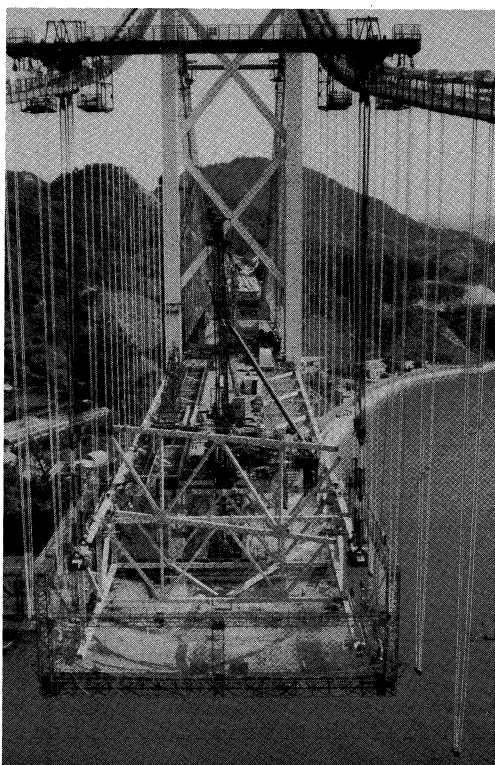
本四備讃線
児島 St. 地中梁完成
(57年 8 月)





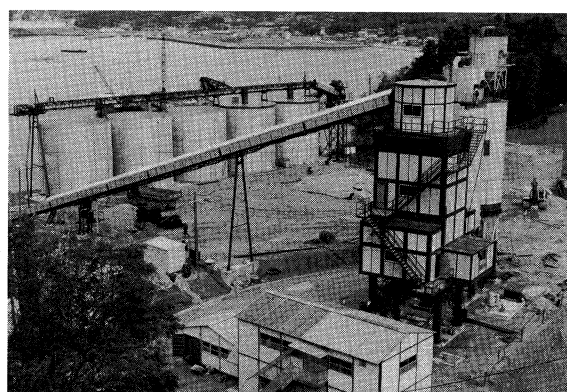
因島大橋補剛桁架設

(57年11月)



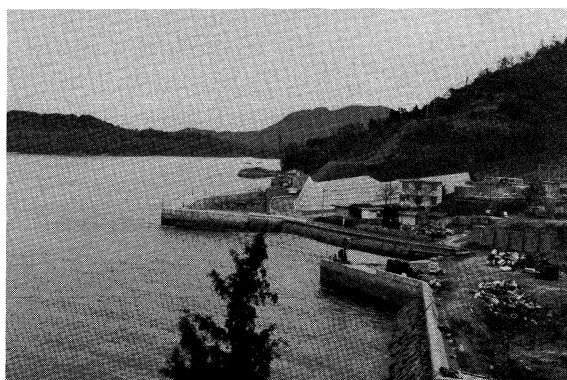
因島大橋補剛桁架設

(57年11月)



伯方大島大橋
見近島プラント
設置作業

(57年11月)



伯方大島大橋
6P 橋脚工事

(57年11月)

新しいものへの挑戦

Challenge to the New

総 裁 高橋 弘 篤
Hiroatsu Takahashi

本州四国連絡橋公団が設立されてから今年は13年目を迎えることになるが、本州と四国間の瀬戸内海に橋を架ける構想は一世紀にもわたる夢であり、まさに世紀の大事業として、当面の1ルート3橋については今や最盛期という重要な段階にある。この事業は規模が世界的なものである上、他に例をみない道路鉄道併用橋であるのみならず、きびしい自然条件のもとでの架橋であるので、内外からつよい関心を寄せられている。幸い官学民共同の長期にわたる研鑽により長大橋の設計技術、施工技術、施工機械その他の分野で各種の画期的な技術開発が行なわれ、事業は順調に施工されている。これらの技術力は世界的水準といえるものであり、わが国のもつ総合的な力として自信を深めてよいものであろう。公共土木事業はその施工地区の地形、地質、気象等の自然条件によって適用する技術も異なることは当然である。綿密な調査研究の上総合的にその工法をきめることになり、私どもの事業は特に海洋開発的な面からの検討が必要となるが、自然等の中で海洋ほどその解明が困難なものはないと思う。公共土木事業は自然やこれに伴う現象に挑戦し、そして調和をはかりながら新しい国土を創造するものである。そのためにはその対象となる自然等を十分に解明しその実態を把握することが最も肝要となるが、近時急速に発展をとげてきた科学や科学技術をもってしても、なお解明できない未知の分野が沢山残されている。今後も積極的な努力が必要となろう。わが国でも科学技術立国という施策が大きな課題となっているが、格別の推進を期待したいものである。科学等は今後も飛躍的に進歩しなければならないが、その研究開発には従来の軌道の継続のみでなく新しい視点を加味する必要がある。

科学等の発達は専門分野の中で調査分析され、系統的な認識や体系となっていくものである。しかし分化された専門領域のみに止まることは対象となるものの全体像を正しく把握できず、むしろ見失うことにもなりかねない。従って今までの決められた学問の枠をこえて総合的に研究を進める必要があろう。この意味で最近学際的という言葉がある。また今までの科学等の歴史の流れからみて第三世代の学問と提言する学者もいる。私は大学の現行の学部、学科を再編成する時期にきているのではないかとも思う。どの分野でも分化と総合は最大の課題であり、特に総合は大変むづかしいものとされている。公共土木事業に必要な科学技術は、科学を実地に応用して自然等を改変加工し、人間生活に利用するわざ、つまり具

体的に公共の構造物等を築造することであるから、技術施工にあたり総合的判断が実際に必要とされ、完成後にはその成果について厳正な評価を受けることになるものである。相当以前のことはあるが、海面より低いオランダ国において女王が経済性、安全性を十分考慮した堤防工法について諮問し、これに対し土木、海洋、物理、その他の分野の専門家が総合的に共同研究し具体案を答申したということは有名である。

次に自然等の実態を把握する研究開発が進められ、徹底的に究明していても終局的には不確実な部分が残るのが現状である。その部分をできるだけ少なくしていく努力は必要であるが、人間の研究する科学の限界のため、科学の手の及ばない、計量化できない部分が残ることになる。最近この不確実部分を「あいまい」と考え、これこそ人間特有のものであり、むしろ「あいまい」を科学的システムの中に最初から組み入れ、対象とする自然等を全体として総合的に把握していこうとする試みが内外の一部の学者により「あいまい工学」として検討されている。この考え方はわが国でも科学というよりも伝統的な生活の知恵として「間」「遊び」などの名で既に用いられているようなものを科学的に研究開発しようとするものであって、科学等の発達の新しい方向づけにあたり興味深い役割を果たすものとして注目されている。

さらに科学等の発達が人間社会に貢献してきた役割は大きい。反面環境悪化、公害、人口過密、安全性の欠除等不安の部分をもたらす問題となっている。これは元来人間のための科学等が最近の急速な発達の中でややもすると人間から離れがちになってきたからであり、この際本来に立ちかえり、人間を中心とするものの考え方を前提とした進め方が大切だと思う。わが国でも明治以前現在のような大規模な土木施工方法がなかった時代には、自然と上手につき合うという考え方をもって、自然等の力を知った上でこれを利用し、また順応して逆にこれを制する等の方法をとっていた。このような古来からの人間と自然等との関係を想起して参考にすることも人間のための科学等発達の新しい方向に役立つと思う。

私どもの事業についても今後一層の研究開発を進め、新しい未知の分野に挑戦していく必要があり、そのためには深く、広く意欲的な努力を着実に続ける以外にないが、後世まで永い生命をもつものとして立派な評価を受けるような成果が必ず得られることを期待し、また新春にあたり皆様とともにこれを祈念する次第である。

番ノ州高架橋リバーズ杭施工報告

Report on Cast-in-Place Pile Construction of
Bannosu Viaduct By R. C. D. Method

坂出工事事務所 第七工事長

大田 享
Tōru Ōta

1. はじめに

番の州高架橋は、児島～坂出ルート中の最大の吊橋、南備讃瀬戸大橋のアプローチにあたる延長約3kmの併用橋である。その橋脚高さは約70mに達する。

高架橋の建設地となる番の州は、香川県が昭和39年～昭和46年にわたって造成した埋立地である。地層の構成は埋立土、沖積層、洪積層、三豊層又は風化花崗岩の順序で地層の分布は複雑

化していて高架橋の基礎形式の選定は容易ならざるものであったが、施工性、経済性等総合的に検討し、リバーサーキュレーション工法による太径場所打ち鉄筋コンクリート杭とした。

本報告は、番の州高架橋の最初の工事であり技術的にも合理的な施工法を追求するための先駆的位置付された番の州高架橋下部工工事のうち、リバーズ杭の施工概要を報告するものである。

2. 工事の概要

本工事は、一連の番の州高架橋のうち、図-1に示す

表-1 工事工程表 (自昭55.3.27 ~ 至昭57.6.10)

工種 \ 限度		施工数量	54				55												56												57																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
2P	準備及後片付																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												

2P、3Pの下部工を施工するものである。

構造形式のうち、基礎は2P、3Pとも $\phi 3\text{m}$ 、 $l=37\text{m}$ の場所打ち鉄筋コンクリート杭、躯体については2Pがフレキシブルは鋼製ラーメン構造、3Pは剛性の高い鉄筋コンクリート構造となっている。

それぞれの工事範囲については、2Pが場所打ち鉄筋コンクリート杭とフーチングおよびアンカーフレームの製作、据付工事、3Pは場所打ち鉄筋コンクリート杭とフーチングおよび躯体の鉄筋コンクリート工事である。

(図-1 斜線部)

工事数量と全体工程を表-1に示す。

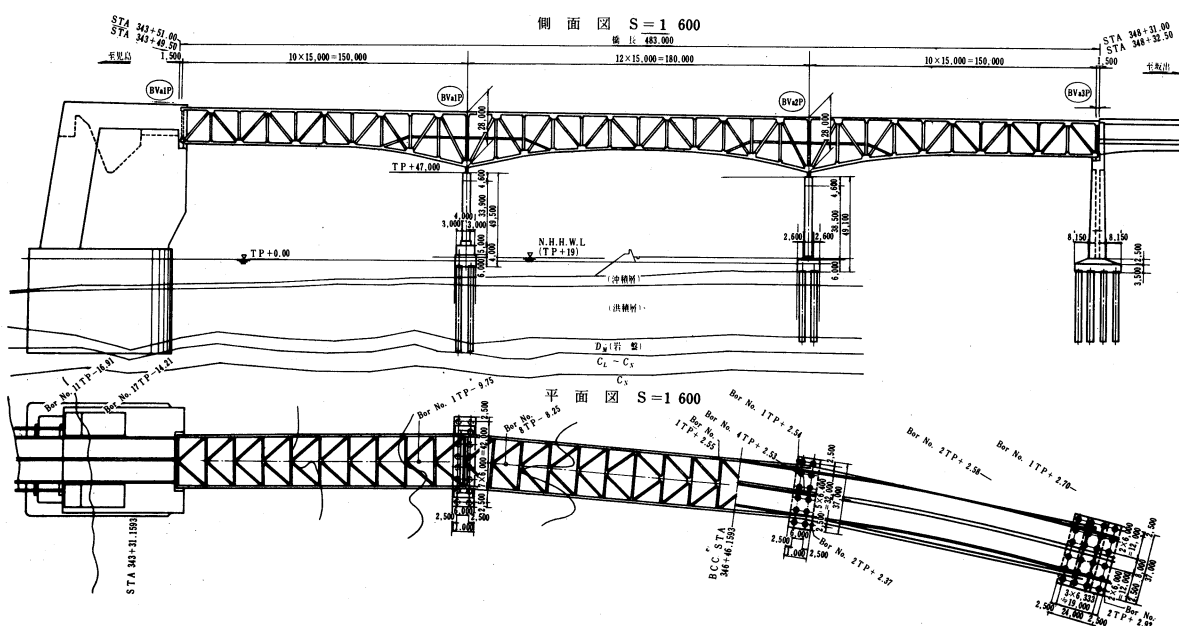


図-1 番の州高架橋(海峡部)一般図

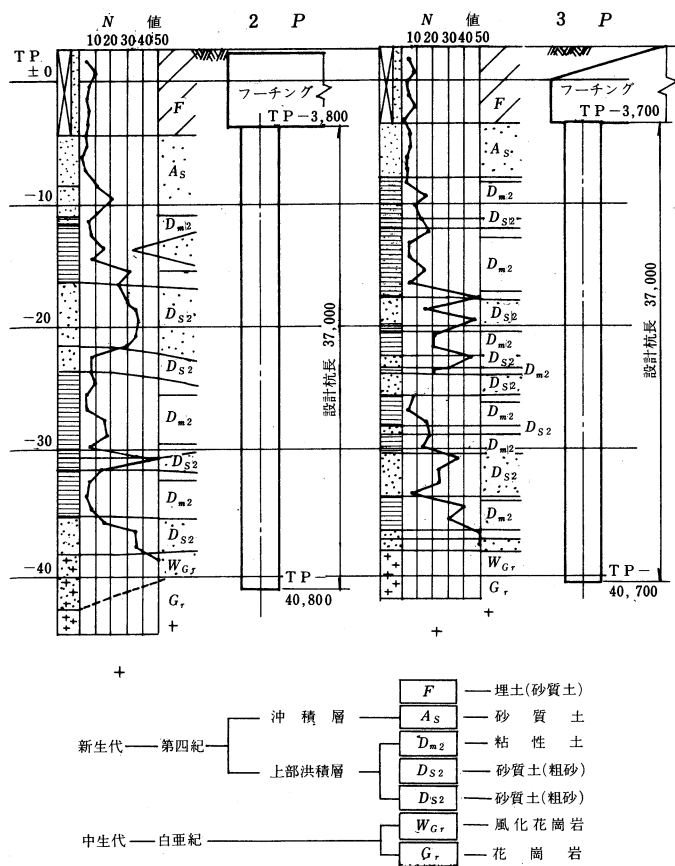


図-2 地質性状図と杭の関係

3. リバース杭の施工

3.1 杭の配置および施工関係

リバース杭の施工仕様は、杭径3m、現地盤からの掘削深さは約44m、杭の設計長さは37mである。杭の先端は風化花崗岩中に杭径程度根入れするものである。

施工位置における地質柱状図と杭の関係を図-2に示す。

3.2 施工手順

施工手順は従来の方法と同じであるが、支持層である風化花崗岩掘削の際に四翼ビットからローラービットに交換した作業が通常工程に追加されたものである。

つぎにリバース杭の施工手順を図-3に示す。

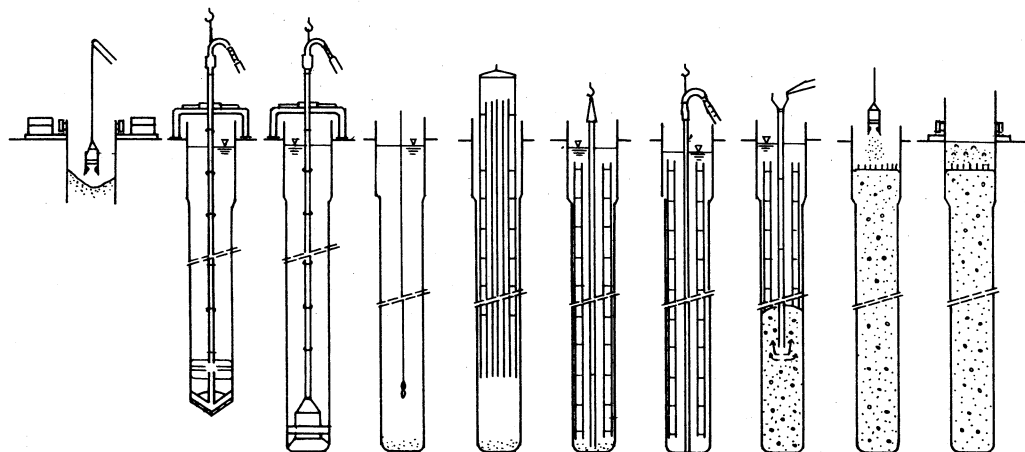


図-3 施工順序図

3.3 主要使用機械

掘削機は、日立建機S 480 H形が使用されたS 480 Hはす

で掘削実績のあるS 320、S 400、S 600に最近S 450、S 500 Rと共にシリーズに加えられたもので今回使用した掘削機が第1号機で4,800mmφまで掘削可能とされている。

また、掘削ビットは、推積層を四翼ビット、風化花崗岩はローラービットに交換して掘削、全杭を終了した四翼ビット、ローラービットを写真-1、写真-2に示す。

杭施工に使用された主要機械を表-2に示す。

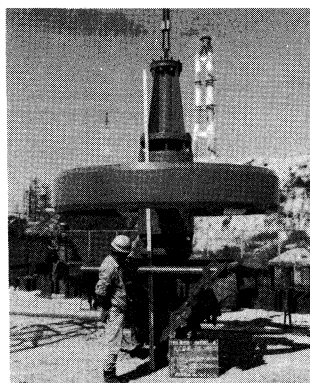


写真-1 四翼ビット

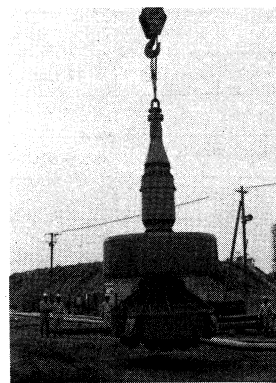


写真-2 ローラービット

3.4 仮設備

杭の施工に先立ち図-4に示す付属施設と設備が設けられた。主な実績容量について、(a) 沈澱池は杭2本分の削孔体質に30%の余裕を見込み鋼矢板(S PⅢ、長さ7.0m)で構築した2P、3P供用とした

$$V = \frac{\pi}{4} \times 3^2 \times 43.5 \text{ m} \times 2 \text{ 本} \times 1.3 \div 800 \text{ m}^3$$

廃液池はコンクリート打設に伴って排出される汚水用ビットで、杭1.5本分の削孔体質に多少の余裕を見込んだ

$$V = \frac{\pi}{4} \times 3^2 \times 43.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ 本} \div 480 \text{ m}^3$$

表-2 杭施工の主要使用機械一覧表

機 械 名	製造会社名	型 式・規 格	台 数	用 途	備 考
リバース掘削機本体	日立建機	S480H 最大掘削径1,000~4,800mmφ	1 台	掘 削	
四 翼 ビ ッ ト		ビット径 3,000mmφ	"	" (堆積層)	
ローラービット	三菱重工	ビット径 3,000φ	"	" (岩)	
ドリルパイプ		内径 250mmφ l=3,000mm(1,500mm)	1 式	"	
スタビライザー		3,000 mmφ用	1 台	"	
ドリルカラー		5 t	2 ケ	"	
ハンマーグラブ		GR15	1 台	" (スタンドパイプ 中掘り)	
スタンドパイプ		外径 3,200mmφ l=10,000mm(9,000mm)	2 本	"	
パワージャッキ	平林製作所	HC-480T 480 t 37KW	1 台	スタンドパイプ建込 引抜き	ポンプユニット含む MD500A 250kg/cm ²
ウ ェ イ ト		5 t	12 ケ	スタンドパイプ建込み	
クローラークレーン	住友重機械工業	LS-238RH 100 t 品	1 台	掘削補助、スタンドパイプ 鉄筋かご建込み 他	
"	"	LS-238RH 35t 吊	"	掘削、DP着脱	
"	石川島コーリング	IHL-205LW 15 t 吊	2~3台	鉄筋かご製作	
溶 接 機				"	
ト レ ミ ー 管		内径 300mmφ l=3,000mm(1,000mm)	1	スライム処理 コンクリート打設	
水 中 ポ ン プ		8" (4.0m ³ /min) 22 KW 4" (1.0 ") 55" 6" (2.0 ") 11" 2" (0.2 ") 15"	3 台 5 台 1 台 2 台	循環水給排水 " " 汚水処理 その他	
泥 水 処 理 機		ソリッドセパレーター40m ³ /h 15 KW	1	汚水処理	
クラムシェルバケット	日立建機	0.6 m ³	2~3台	残土処理 スタンドパイプ内埋戻し	クレーン(U106AL) 25 t 吊
ダンプトラック		11 t 積	台	残土処理運搬	
ロールベンダー		7.5 KW	1 台	鉄筋加工	
抵 抗 機		15 KW	4 台		
孔 壁 測 定 機	光電製作所	DM686	1 台	孔壁測定	
湿地ブルドーザ	小松製作所	D45P	"		
"	"	D21PL	"	場内整備	

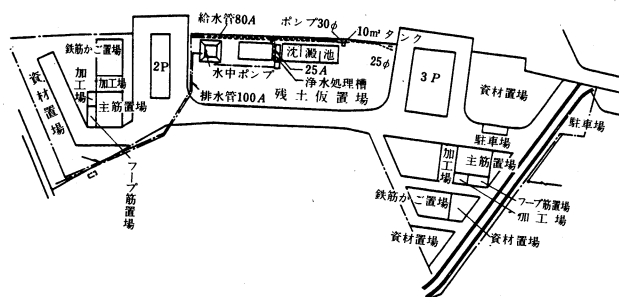


図-4 仮設備配置図

3.5 杭の施工実績

(1) 掘削時間と純掘削速度

地質横断面図に基づいて各地層ごとに区分し、平均純掘削時間と純掘削速度を求めたのが表-3、図-5である。

2Pが3Pに比べて速度が大幅に遅くなっているのは原因として

- ① 2Pが3Pに比べ粘着性の強い粘土層が多い。
- ② 2Pが3Pに比べ相対的に泥水比重が大きかった

ことによるサクションポンプの揚水能力が低下した。

- ③ デリベリホース長が3Pより2Pが多少長く排水口も2Pが3Pに比べ1m程度高いこと。

等が考えられ、機械条件のみではなく、地質関係、泥水管理、仮設備の関係によって掘削速度が変動することも予想されるが、3Pの値が標準的なものと思われる。

(2) 稼動時間率

表-4にリバース杭1本の平均施工時間と単位作業時間の比率を示すが、3P、2Pとも掘削関係を除き大差ない施工時間である。この表の(a)は休止時間を除いて表わし、(a)は休止時間を含めた実績を示している。

4. 施工管理

リバース杭の施工管理は、管理基準(案)を作成し、それに基づき実施した。主な項目はつぎのとおりである。

(1) 泥水の管理

海に近い関係により海水を使用したために一般的な泥水の比重1.03~1.08を1.06~1.10とした。この値の最小値1.06は海水使用のためであり、掘削実績でもこれより低い値では、余掘量も多く、肌落ちもみられるためである。

(2) スライム処理の確認

スライム処理は、コンクリート打設前に建込んだトレミー管(φ300mm)を使用し、クレーン吊により掘削孔内を移動しスライムを吹上げる。その処理確認はレッドによる5点側定による。

(3) 廃泥水の処理

泥水処理は、沈澱池内の過比重状態の泥水処理とコンクリート排泥水の処理がある。

本工事ではコンクリート打設時に生じた排泥水と過比重泥水の処理を合わせて杭1本分全量処理した。処理方法としてはコンクリート打設時の孔内より水中ポンプで廃液池に送られた泥水を、水中ポンプで処理機の反応部に再度送る。一方、全自動連続溶解薬注装置部で溶解された溶液は液注ポンプで反応部の攪拌槽で泥水と攪拌混合された上混合シュートを経て沈澱槽にてフロックが形成され沈降する。混合槽では一次電極棒によりPHが自動調整され、沈澱槽にセットしてある二次電極棒により放流基準の適否を確認し、上澄水は仮受槽に放流され水中ポンプで放流水路に流す方法で廃泥水処理が行われた。

使用した薬品は、SS処理に高分子凝集剤(ハイセツトまたはバック)の2種類と、PH処理に硫酸を使用し

表-3 地層ごとの純掘削速度

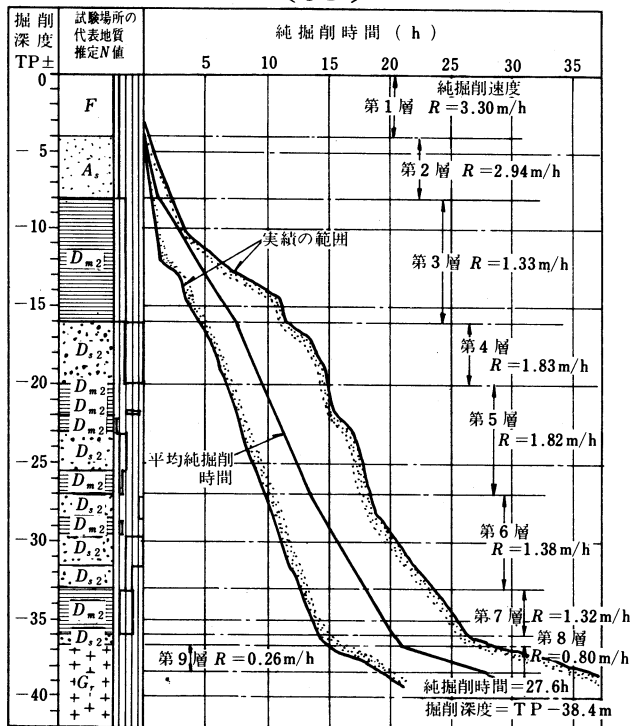
地質凡例

 F …埋土(砂質土) A_s …沖積層砂質土 D_{m2} …上部洪積層粘性土 D_{s2} …上部洪積層砂質土(粗砂) D_{m2} … " " (細砂) G_r …花崗岩

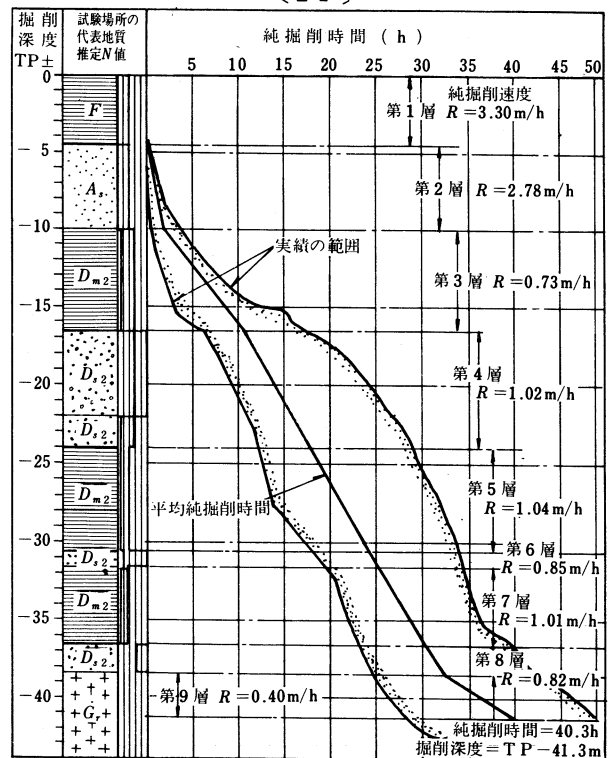
注) 1) 掘削上の分類は、3P-C-3、
2P-a-4の掘削ズリの観察
結果によるものである。(図-3,31)
2) 純掘削時間は掘削実績の平均値を示す。
(3Pの平均ではa=1を除く)

3 P									2 P								
掘削上の分類 (ズリ観察による)	左 の 条 件					純掘削時間 (h)	純掘削速度		掘削上の分類 (ズリ観察による)	左 の 条 件					純掘削時間 (h)	純掘削速度	
	地層名	地 質	N 値	層 厚 (m)	深 度 (TP-m)		(m/h)	(h/m)		地層名	地 質	N 値	層 厚 (m)	深 度 (TP-m)		(m/h)	(h/m)
第 1 層	埋 土 (砂質土)	F	1 ~ 7	0.1	(3.9)	0.03	3.30	0.30	第 1 層	埋 土 (砂質土)	F	1 ~ 16	0.1	(4.4)	0.03	3.30	0.30
第 2 層	沖積層	A _s	1 ~ 8	4.0	8.0	1.36	2.94	0.34	第 2 層	沖積層	A _s	0 ~ 20	5.5	10.0	1.98	2.78	0.36
第 3 層	上 部 洪積層	D _{m2}	2 ~ 22	8.0	16.0	6.03	1.33	0.75	第 3 層	上 部 洪積層	D _{m2}	4 ~ 30	6.5	16.5	8.85	0.73	1.37
第 4 層	"	D _{s2}	17 ~ 50	4.0	20.0	2.20	1.83	0.55	第 4 層	"	D _{s2}	6 ~ 50	7.5	24.0	7.38	1.02	0.98
第 5 層	"	D _{m2} D _{s2} D _{m2} D _{s2}	5 ~ 45	7.0	27.0	3.92	1.2	0.55	第 5 層	"	D _{m2}	3 ~ 19	6.5	30.5	6.24	1.04	0.96
第 6 層	"	D _{m2} D _{s2} D _{s2}	16 ~ 45	6.0	33.0	4.36	1.38	0.72	第 6 層	"	D _{s2}	9 ~ 50	1.0	31.5	1.17	0.85	1.18
第 7 層	"	D _{m2}	7 ~ 31	8.0	36.0	2.27	1.32	0.76	第 7 層	"	D _{sl2}	4 ~ 18	5.0	36.5	4.96	1.01	0.99
第 8 層	"	D _{s2}	50以上	0.7	36.7	0.83	0.84	1.19	第 8 層	"	D _{s2}	34 ~ 50	1.9	38.4	2.32	0.82	1.22
第 9 層	花崗岩	++ +G _r ++ ++	1.7	(38.4)	6.58	0.26	3.85		第 9 層	花崗岩	++ +G _r ++ +	2.9	(41.3)	7.33	0.40	2.50	
						合計27.58									合計40.26		
									終了まで								

〔3 P〕



〔2 P〕

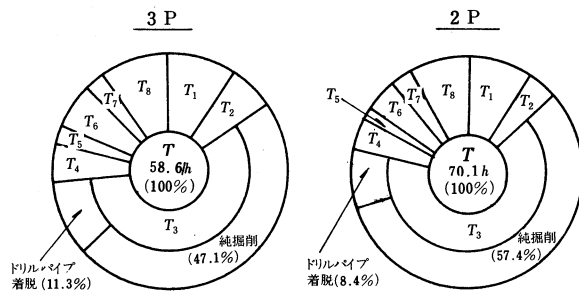


(注) 試験場所の代表比質は、3P-C-3、2P-a-4の
掘削ズリの観察結果によるものである。

図-5 S480Hの平均純掘削速度

表-4 単位作業時間の比率（杭1本当たり平均値）

工 程		3 P	2 P
実作業 時間 T	スタンドパイプ建込み (T ₁)	3-44 (6.4)	4-08 (5.9)
	# 引抜き T	1-46 (3.0)	1-42 (2.4)
	掘削機据付・移動 (T ₂)	3-30 (6.0)	3-00 (4.3)
	掘 削 関 係 (T ₃)	34-11 (58.4)	46-11 (65.9)
	ビ ッ ト 交 換 (T ₄)	3-06 (5.3)	3-03 (4.4)
	孔 壁 測 定 (T ₅)	1-21 (2.3)	1-08 (1.6)
	鉄筋かご建込み (T ₆)	3-46 (6.4)	2-59 (4.3)
	スライム処理 (T ₇)	1-33 (2.6)	1-54 (2.6)
	コンクリート打設 (T ₈)	5-37 (9.6)	6-02 (8.6)
計 (a)		58-32 (100)	70-07 (100)
施工時間（休止時間含む）(b)		65-35	77-57



た。処理水の測定結果は表-5に示す。

(4) 打設コンクリートの品質

コンクリートの品質管理はコンクリート品質管理試験要領（本四公団 昭和52年3月）に基づき実施したコンクリートの配合基準及び示方配分を表-6に示す。

(5) 杭の掘止め位置の決定

今回の工事では、ボーリングデータとコア資料等を参照しながら掘削速度及び沈澱池におけるズリの肉眠観察により掘止め位置を決定した。

5. 今後の考察

5.1 使用機械

施工計画と実績の大きな相違点はリバース機的能力及びビット形式である。

今回使用された掘削機（S480 H）より掘削実績から今後の工事に使用可能な機種を推定すると掘削トルクが一つの選定条件となるが、今回の実績値が推積層、風化花崗岩いずれも5 m^3 が最大であることにより、最大トルク5 m^3 以上の能力を有する機種が考えられ機種選定に当っては、装置重量及び市場性、経済性等を総合的に考慮して決めるべきである。

ビット形式については、コニカルビットの市場性（入手の困難さ）及び現場の作業状況が

表-5 水質基準

基 準 値	測定平均値
日最大 50PPM以下 日平均 40PPM以下	22
P.H 5.0 ~ 9.0	8

表-6 コンクリートの配合

品質規準					
セメントの種類	機令28日における圧縮強度	設計基準強度	粗骨材の最大寸法	ス ラ ブ	空 気 量
普 通 ポルトランド	300kg/cm ²	240kg/cm ²	25mm	18cm	3~6%
配 合 (コンクリート1 m^3 当り)					
単位セメント量	単位水量	単位粗骨材量	単位粗骨材量	混 和 剤	
370kg	180kg	740kg	1,050kg	遅延型減水剤	

ら判断し、花崗岩層に根入れする区間（4P~25P）は今回の工事で用いたバイトビットとローラービットの組合せによる施工とせざるを得ないと思われる。

スタンドパイプの長さについては粘性土が必ずしも取扱可能な長さの中に無い場所があること、今回の工事でも粘性土まで達していない場合もあったが特に支障はなかったことにより、以後の計画としては10m程度の取扱可能な長さと考えられる。また建込みの方法については押込み、引き抜きともパワージャッキを使用しており、施工精度の面からも以後の計画はパワージャッキのみで良いと考えられる。

5.2 仮 設 備

今後の施工計画に対して特に重要と思われるのは、沈澱池及び廃液池の規模と、泥水処理の方法、及び給水計画である。

(1) 沈澱池及び廃液池

構造形式としては、自立式鋼矢板で周辺を囲い内部を掘削する方式が現実的であると思われるが以後の工事においては各橋脚地点毎に設置するのは用地的に問題があり経済性の面からも数基の橋脚分を共用することを考えるべきである。

(2) 泥水処理

処理方法として泥水処理機を使用する事が必要であることが確認されたが処理水の放流量に関連し処理の対象とすべき泥水を減少させる必要がありそのため、再使用可能な泥水又はコンクリート打設時の泥水を全量処理する必要が有る。

(3) 給水計画

今回の工事は海に近い事から直接ポンプにより海水の補給を行なった。また、孔壁からの逸水及び泥水比重の調整等の影響を考慮しても100 ϕ ×22KW×1 m^3/min 程度のポンプで十分であった、今後の工事は海から離れる事から上水の使用を前提に計画する必要がある。

5.3 施工管理

(1) 掘止め位置の決定方法

今回の工事ではボーリングデータを参照しながら掘削速度及び掘削ズリの肉眠観察により掘止め位置を決定した。しかし、この方法には監督員の個人差が出る事及び

掘止めの決定に対する客観的なデータがない事が問題である。この点に関し設計図に示す長さを完全に掘削する事も一つの方法であるが、風化花崗岩の不均一性を考えると硬岩 (C_M~C_H) の掘削が生じその場合の時間及び経費の浪費は好ましくないと考えられる。そこで施工調査結果において提案されたのが、削孔強度が岩石強度に強い相関があることを利用して一定の機械負荷条件で削孔したときの掘削速度からその岩石の強度を評価する方法である。すなわち、岩石強度以外の要因である既知の削孔運転条件とそれによって得られる削孔速度を用いて削孔度を求めるものである。削孔に関して最も重要な特性性を表わす削孔速度公式として次式の千田式である。

$$R = \frac{N^{1.1} \cdot W^{1.5}}{S^{1.8} \cdot e \times p (1.1D + 1.12H)} \quad (\text{m/h}) \quad \cdots \cdots (1)$$

ここに

R : 削孔速度 (m/h)

K : ドリラビリティ定数 (160~180)

N : ビット回転速度 (rpm)

W : ビット推力 (t)

S : 削孔強度 (kg/cm²)

D : 削孔径 (m)

H : 基準化したカッタの摩耗量

(8分法による摩耗度2/8なら $H=0.2$ とする)

(1) 式の削孔速度 R に実績値を用いると、削孔強度 S は次式により求めることができる。

$$S^{1.8} = K \cdot \frac{N^{1.1} \cdot W^{1.5}}{R \cdot e \times p (1.1D + 1.12H)} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \cdots \cdots (2)$$

また同調査において施工完了後の杭定着先岩盤の支持力強度を確認するため深礎載荷試験を実施した結果、極限支持力750t/m²以上確保するには削孔強度 $S=200 \text{ kg/cm}^2$ あれば充分との結果を得た。

従って、今後の掘止め位置の決定は図-6に一例を示す、掘削条件で削孔強度を管理することにした。

削孔強度の管理方法としては、掘削速度、ビット荷重、ビット回転数を測定すれば良い。

(2) 水中コンクリートの品質管理方法

打設前のコンクリートの品質管理は従来通りで良いと思われるが、打設中の品質管理は不可能で、つぎの施工法の確認が品質管理方法になると考えられる。

- 1) 打設始めはミキサー車を3台以上(コンクリート高さにして約2m以上)待機させて、切れ目なくコンクリートを投入する。
- 2) トレミー管のコンクリート中への貫入量(約2m)を守ること、特にトレミー管の取外しの際に注意。
- 3) 長時間コンクリート待の状態にはならないようにすること。
- 4) 生コン車を長時間放置すると、スランブ低下等によりトレミー管の詰まりや材料の分離を生じるので練り混ぜ後1.5時間以内(暑中コンクリートの場合1時間以内)に打設完了すること。
- 5) 打設中のスランブを管理する。特に打設終了時に

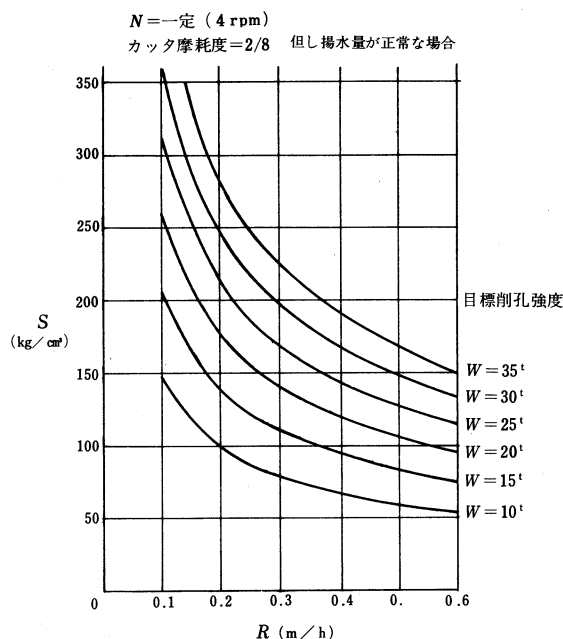


図-6 掘削速度(R)—削孔強度(S)—ビット荷重(W)

なるとコンクリート打設の落差が小さくなり、スランブの小さいコンクリートでは打設できなくなるおそれがある。

(3) 余盛りの必要量

今回施工した杭本数36本の余盛りの平均高さは、打設天端の低面で1.1mであったが、杭頭析り状況の観察結果では1.1mは多すぎる感じで、他機関の施工例(Ø1.5m l=60mで0.7m、Ø1.5m l=50~60mで0.5~0.6m)と合せて、打設面の中央での盛り上りを考慮し、最も低い位置で0.6m程度として良いと考えられる。

6. あとがき

本工事は、55年度にリバース杭とフーチング工を完了し、56年度より現在にかけては、3Pの躯体施工のみで、ジャンプアップ工法によるスライド型枠を使ってコンクリート打設を、57年4月末に打上げ竣工に向っての跡片付け中である。本工事の施工調査結果において、引き続き発注が予定されている番ノ州高架橋下部工工事の残り35基(共用部)を施工するにあたり設計、施工計画、積算ならびに施工管理に対し貴重な資料が得られた。昭和55年3月に着工以来2年を越える歳月の間重大な事故もなく工部工工事が完成したことは関係各位の研鑽と工事関係者の綿密な施工管理によるものであり、本報告をまとめるにあたり、施工計画、調査委託等から多数の資料を参考としたので巻末に列挙して深く感謝しております。

参考文献

- 1) 番ノ州高架橋下部工工事に伴う施工調査(その1) 本四公団 昭和55年12月

番ノ州高架橋下部工設計

Design of Substructure of Bannosu Viaduct

坂出工事事務所 第七工事長代理

樋口 康三
Kozo Higuchi

1. まえがき

児島～坂出ルート番ノ州高架橋は図-1の位置図に示すとおり、南北備讃瀬戸大橋(以下B・Bという)のアプローチにあたる延長約2.7kmの道路・鉄道併用高架橋である。

橋梁はB・B7Aより3径間連続併用トラス(支間150-180-150m)にて陸上部に渡った後、道路部は鋼箱桁、鉄道部はPC箱桁(支間割はともに5@73m+2×4@72m+6×3@72m+3@71.7m)で分岐部へと連がる。前者を海峡部、後者を一般部と称するが、これらの橋梁形式は経済性、施工性に加え地震時列車走行性にも留意して決定された。一般部一連分の橋梁一般図を図-2に、代表的橋脚一般図を図-3に示す。

橋脚は2P、3Pの鋼ラーメン橋脚を除き他は全てI断面を基本としたRC橋脚であり、また基礎はφ3mの場所打ちぐいである。

本橋梁は南北備讃瀬戸大橋の航路限界65mと鉄道縦断線形(9Pまで1%, 9P以南1.5%)の関係から40~70mの高橋脚を有し、また支持層が深く30~70mに及ぶ深い基礎を有することに特徴がある。

これらの点に加え、道路・鉄道併用橋であることが下部工設計上において種々の問題を生じ、これらの問題点を解決するため各種の調査研究が進められてきた。本報告はこれらの問題に対応しての調査研究とその成果とい

う観点から下部工設計の概要を記すものである。

なお、紙面の都合で、一般部の下部工のみを対象とし、くい、フーチング、橋脚の設計法さらに特に問題となった耐震設計法について報告する。

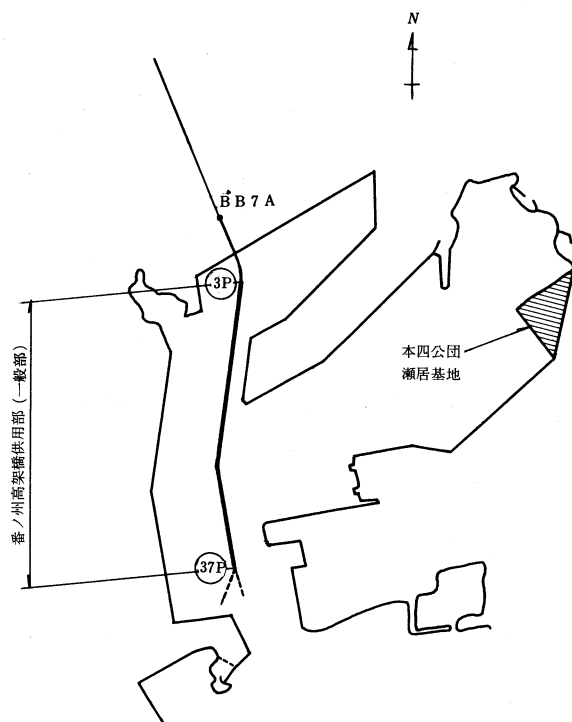


図-1 番ノ州高架橋4P一般図

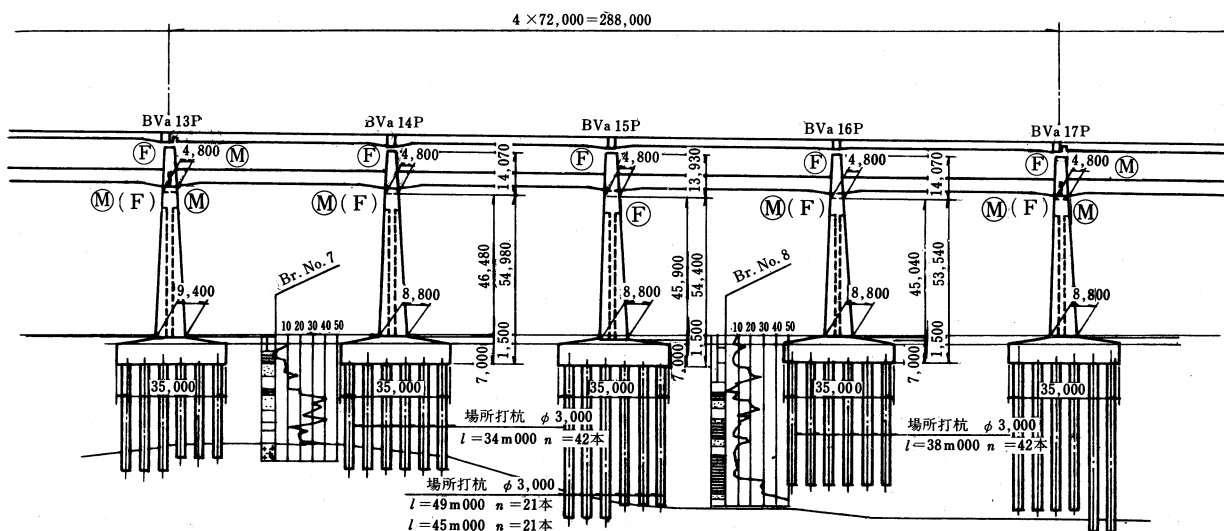


図-2 一般図(詳細設計(その2)より、現在縦断変更に伴う修正設計中であり、諸元は変更の予定)

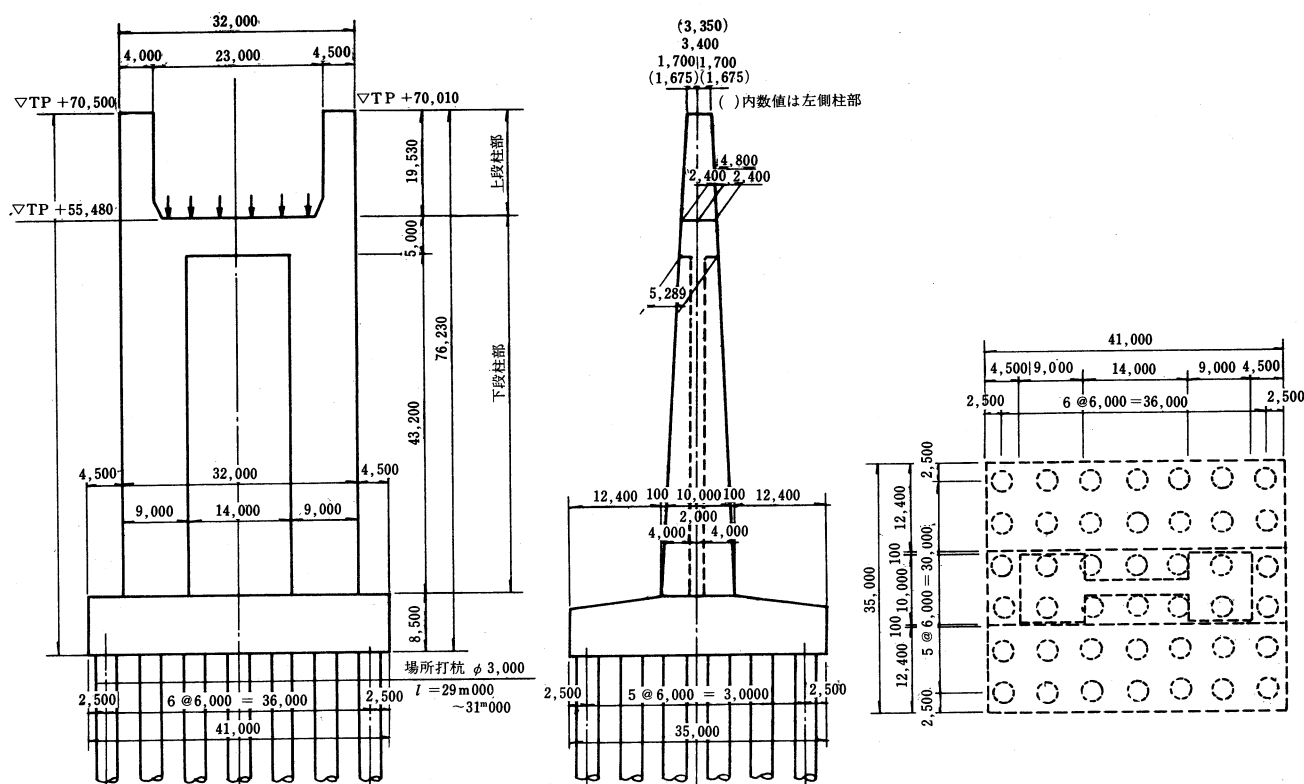


図-3 番ノ州高架橋4P一般図

2. くい基礎の設計

2.1 概要

番ノ州地盤の概要は表-1に示す(詳細は文献1)参照)が当地盤は洪積互層部、洪積粘土層部、三豊層部に大別され、支持層は、前2者においては花崗岩、後者においては三豊層(第3紀層)とし、その結果支持層深さは30~70mにも達した。

基礎形式はこのような地盤条件に対してはくい基礎、ケーソン基礎、ウェル基礎が考えられるが、経済性、施工性の観点からくい基礎を選定した。くい基礎としては施工可能な範囲で太径の方がフーチングの平面寸法を小さくでき経済的になるという判断からφ3mの場所打ちくい(R・C・Dくい)とした。

表-1 番ノ州地盤の概要

	①洪積互層部	②洪積粘土部	③三豊層部
中間層	沖積層 15m(砂主体) ($N < 10$) 洪積層(砂粘土互層)	沖積層 20m(砂主体) ($N \approx 10$) 洪積層(粘性土主体) ($N < 10$)	沖積層 10~15m (砂主体 $N < 5 \sim 30$) 洪積層 (砂性粘土互層)
支持層	花崗岩 (TP-35~65m)	花崗岩 (TP-50~65m)	三豊層部 (TP-55~70m)

くい基礎の設計においては、道路橋示方書(以下道示)および道路公団設計要領に準拠したが、①大口径であること、②岩盤を支持層としていること、からくいの鉛直・水平耐力及び配筋方法等については別途検討を加えた。以下これらの点に重点をおいて報告する。

2.2 流動化の評価

地表より10~20mに分布する埋土層、沖積砂層は、 N 値、均等係数および粒径加積曲線より判断²⁾して極めて流動化の可能性が高く、さらに不かく乱試料による振動3軸試験を実施し、地盤の動的せん断強度について検討を加えた。

最終的な判断は道路橋示方書³⁾に基づき、流動化抵抗係数 F_L により行い、設計としては F_L に対応した土質定数低減係数 D_E を横方向地盤反力係数 k に乘じ流動化の影響を考慮した。

流動化対策としては別案として地盤改良案についても検討したが経済的に比較にならなかった。

2.3 くいの鉛直支持力

くいの鉛直支持力は先端支持力と周面摩擦力の和として算定されるが、場所打ちくいの場合、施工中に1度地中応力が解放され、また打込みぐいのように打撃による地盤の締め固めが期待できないことによりその支持力特性は複雑であり、道路橋示方書においても載荷試験の結果を基本として定められている。

よって当ぐいについても載荷試験を実施して鉛直支持力に関するデータを収集することが望ましいが、φ3mと大口径のため設計で用いている許容鉛直支持力の妥当性を確認できるまでの載荷は載荷装置の関係で非常に困難である。

したがって三豊層部での試験ぐいを対象とした載荷試験¹⁾では、φ3mくい(T_1)については途中の洪積層を支持層として(φ2mくいについては洪積層(T_2)、三豊層(T_3)を

支持層とした) 実施した。しかしこの試験結果より以下の事項が確認されている。

- 1) 極限荷重の得られた T_2 くいについてその値は当時の指針⁵⁾ による算定値とよく一致した。
- 2) 最大周面摩擦も指針の値にほぼ一致した。

したがって、くいの鉛直支持力は道路橋示方書に基づいて算定することとした。ただし支持層を花崗岩とする場合は同示方書の適用外であり、また指針の改訂⁴⁾ により先端支持力度は表-2に示すように極限支持力度として 300t/m^2 しか算定されずこの値に関しては別途検討を加えた。

表-2 場所打ちくいの鉛直支持力に関する道示の改訂 (t/m^2)

	旧 指 針 ⁵⁾			新 示 方 書 ⁴⁾	
先端極限支持 力度 q_d	砂礫層	$N \geq 50$	750	砂礫層 および 砂層 ($N \geq 30$)	300
		$50 > N \geq 40$	525		
		$40 > N \geq 30$	300		
	砂層	$N \geq 30$	300		
	硬質粘 土層	$3q_u$		硬質粘 性土層	$3q_u$
周面摩擦力度 f_i	砂質土	$\frac{N}{2}$ (≤ 12)		砂質土	$\frac{N}{2}$ (≤ 20)
	粘性土	$\frac{C}{2}$ or $\frac{N}{2}$ (≤ 12)		粘性土	Cor N (≤ 15)

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum l_j f_j$$

R_u : 地盤から決まるくいの極限支持力 (t)

A : くい先端面積 (m^2)

U : くいの周長 (m)

l_j : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

すなわち、①2P、3Pでのくい先端地盤のコアボーリングおよび深層载荷試験により、支持岩盤は C_L 程度であり極限支持力度は 750t/m^2 としても余裕があること、②建築基礎構造設計基準での $q_d = 15\bar{N}$ ($\bar{N}$: 杭先端より上へ d 、上へ $4d$ の間の実測 N 値、 d : くい径) より $\bar{N} = 35$ では $q_d = 525\text{t/m}^2$ となること、および③载荷試験でも確認されたように、支持機構が摩擦くいに非常に近いものであり、先端支持力度と周面摩擦力の歪の適合条件から余り先端支持力度をあげることに一考を要すること、等をふまえ、結果として支持層を花崗岩とする場合の先端極限支持力度は $q_d = 525\text{t/m}^2$ とした。この結果、例えば5Pではくい1本当たりの許容鉛直支持力は常時 $2,400\text{t}$ (このうち周面摩擦力分としては約 $1,300\text{t}$) となっている。

2.4 くいの水平支持力

くいの水平支持力の計算は道示に基づきくい体を弾性

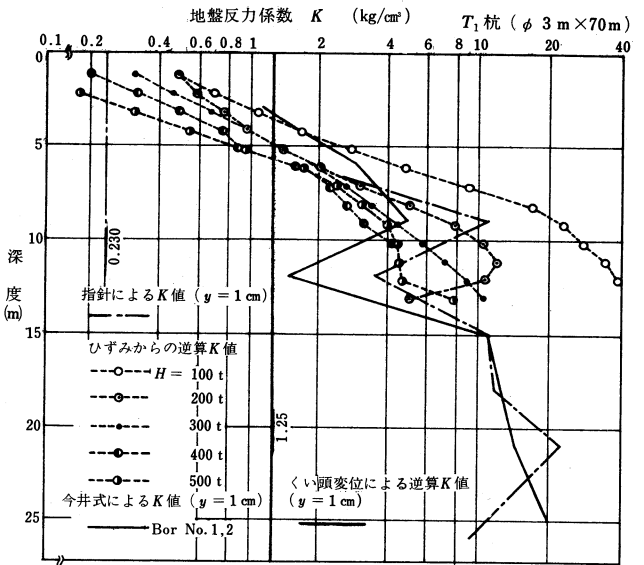


図-4 番ノ州地区における水平载荷試験結果

床上的のりとして行っている。この際問題となったのは横方向地盤反力係数 k 値の算定方法であり、特にくい径の影響の評価方法である。

一般にくい巾の効果は $k = k_0 \cdot D^{-n}$ (D : くい巾) として表わされ、 n の値としては $1/4 \sim 1$ の範囲で提唱されているが、道示においては $n = 3/4$ が用いられている ($k = \alpha E_0 D^{-3/4} \cdot y^{-1/2}$)。この値はくい径が大きくなると k 値の算定、すなわちくいの水平耐力の算定に大きな影響を与える。前述の载荷試験の結果によると、くいの影響はむしろ $n = 1/4$ とした今井式に近く、結果として k 値の算定には今井式を用いることとした。(試算によると $\phi 3\text{m}$ では $n = 1/4$ 、 $3/4$ によって k 値で約15倍、抵抗モーメントで約2倍の差を生じる。)

今井式は $k = k_0 D^{-1/4} \cdot y^{-1/2}$ (k_0 : 比 k 値、 D : 杭径、 y : 基準変位) で表わされるが、载荷試験の結果を用い、今井式および道示の式を比較したのが図-4であるが、大口徑の本くいの場合、道示の値は著しく小さい評価を与え、逆に今井式の方が実測値をよく評価していることが判る。

なお、比 k 値の分布が複雑な場合はくい周囲部分の比 k 値分布を考慮した弾性床上の梁としての変形を算出し、それと等価な一様分布としての比 k 値として設定した。

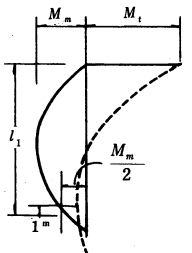
また、くい頭許容変位量は常時 15mm 、地震時 25mm とした。

2.5 配筋方法

主鉄筋は D51 (S D35) を用いた。主鉄筋段数は道示

表-3 杭主鉄筋の断面変化

断面変化数	0 (右図 l_1 まで)	1	2	3	備考
一重配筋	A_s	計算上必要な量 但し $1/2A_s$ 以上	計算上必要な量 但し $1/4A_s$ 以上		
二重配筋	$A_s = A_{s1} + A_{s2}$ A_{s1} : 外側 A_{s2} : 内 側鉄筋 但し杭断 面積の0.4%以上	計算上必要な量 但し A_{s1} 以上	計算上必要な量 但し $1/2A_{s1}$ 以上	計算上必要な量 但し $1/4A_{s1}$ 以上	断面変化1からは 1段配筋とする



では一重配筋を原則としているが、工事に伴うコンクリートの施工性の調査から最終的には必要な場合(くい本数が水平支持力で決まっており、逆に鉛直支持力に対して相当の余裕がある場合)、二重配筋まで可とした。

この際、内側の鉄筋本数は外側鉄筋の1/2以下かつ8本以上とした。主鉄筋の断面変化の考え方は表-3に示すとおりである。

また、主鉄筋のフーチングへの定着長 l は“コンクリート構造の限界状態設計法試案”における鉄筋の定着の考え方を参照し $l \geq 1/2 D + 35 \phi$ (D : 杭径、 ϕ : 鉄筋径)から3.5mとした。

3. フーチングの設計

3.1 概要

フーチングの大きさは、掘削土量、コンクリート量、土留工等の仮設備計画は勿論、くい本数にも影響を与え、必然的に経済性に大きな影響を与えるためフーチング寸法を極力小さくする方向で検討を進めた。

配筋計算は道示に基づいて行った。

3.2 フーチングの大きさ

平面寸法は図-5に示すように杭の配置上必要な寸法として決定した。

厚さに関しては、①道示における必要剛性の判定式($\mu = 6EI/K_V l^3 > n^4/10$)および、②フーチングを弾性床上的のり(くいをばね評価)とし、鉛直荷重に対し生ずるくい反力と平均くい反力の比が 1 ± 0.15 となるフーチング平均厚の両観点からフーチングを剛体とみなし得る最小厚さとして決定した。結果として $41 \times 35\text{m}$ 、 $41 \times 29\text{m}$ 、 $41 \times 23\text{m}$ の平面寸法に対しそれぞれ厚さは8.5、7.5、6.0mとした。

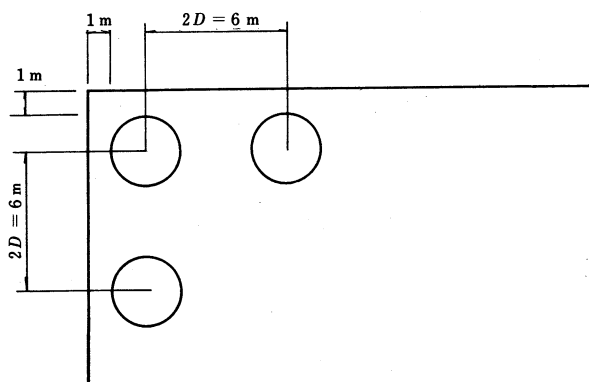


図-5 フーチング平面寸法の決定方法

3.3 配筋方法

フーチングの配筋に関しては道示に準拠したので留意した点のみを記す。

1) 応力的に必要な橋軸方向上下面の主鉄筋は有効巾以外の範囲にも有効巾の鉄筋間隔で配置し、さらに配力筋として配置される橋軸直角方向鉄筋は、主鉄筋の1/5程度を配置した。これらは橋脚形状がI断面ということ

を考慮したものである。

4. 橋脚の設計

4.1 概要

当橋脚は道路・鉄道併用高架橋の橋脚であり、図-3に示したように上段柱および下段柱から構成され、下段柱部は列車走行性上、橋軸直角方向の剛性を確保するため耐震壁付きのRCI形断面を採用している。

耐震壁構造については特に建築の分野で研究が進められているが、形状の差異(シェアスパン比、柱と壁の厚さおよび巾の比等)から建築では付帯柱と壁からなる合成構造として設計を行うのに対し、土木の分野ではI形断面のはりとして設計を行うのが一般的である。この両者の差異は端的に言えば壁部のせん断変形の影響を応力的に考慮するか否かにある。

しかし、本橋脚の場合、高橋脚ではあるが、構造条件から橋脚巾も大きくその設計においては壁部のせん断変形の影響を応力・変形の観点から照査する必要がある。

この点が橋脚設計上の大きな問題点であった。

さらに壁部のせん断変形は壁部のひび割れ発生の有無に大きく影響をうけるため、この点にも留意する必要がある。実験および解析の両面からの検討を実施した。

橋脚の設計に関してはこれらの点に重点をおいて報告する。

4.2 I形橋脚の設計と問題点

I形橋脚のプロポーショナルとして、まず橋軸直角方向寸法は上部工からの構造制約条件から定まる。この範囲で柱部の断面は橋脚方向問題として決定し、壁部の厚さは不経済とならない範囲でひび割れ安全度が確保されるよう検討し2mとした。

このようなI形橋脚の橋軸直角方向に対する基本的性状をみる意味で、①断面の平面保持を仮定するいわゆるはり理論と、②断面の拡がりを考慮するため壁を板要素、柱をはり要素としたFEMモデル(以下、合成柱モデルと称す)を用い比較したのが図-6、図-7である。図-6は橋脚天端に水平荷重を載荷した場合の天端変位、図-7は橋脚下端の応力分布を示したものであり、それぞれ壁部のせん断剛性 G の低下をパラメーターとして示さ

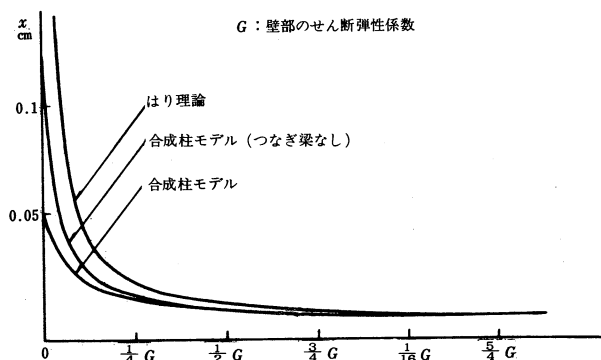


図-6 橋脚天端水平変位

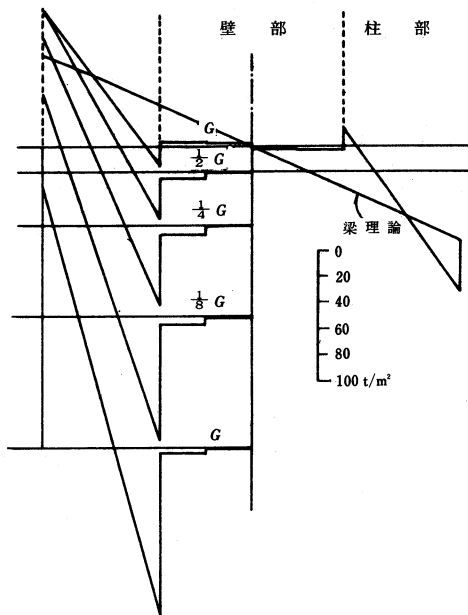


図-7(1) 橋脚基部 分布

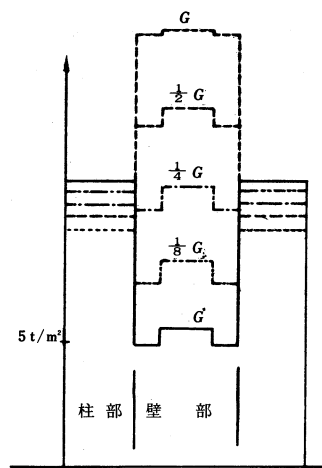
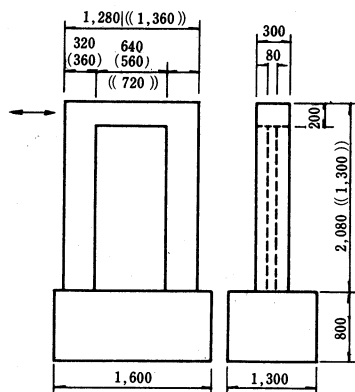


図-7(2) 橋脚基部のせん断応力の分布



() : No.5 (()) : No.6

図-8 供試体一般図

表-4 供試体の一覧 (縮尺 1/25)

No.	柱主鉄筋比 %	壁筋比 %	軸力に圧力縮応力 kg/cm²	躯体高と巾の比	柱巾と壁巾の比
1	1.6	1.0	16	1.63	2
2	0.86	1.0	8	1.63	2
3	1.6	0.75	16	1.63	2
4	1.6	0.5	16	1.63	2
5	1.6	1.0	16	1.63	1.56
6	1.2	1.0	16	0.96	2.25

* 横筋比であり、縦筋は含めていない。

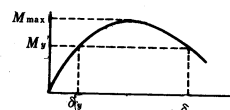
表-5 試験結果一覧表 (縮尺 1/25)

No.	設計モーメント M_0 (t·m)	実 測 値		計 算 値		実 測 値		破壊モード
		M_y (t·m)	M_{max} (t·m)	M_y' (t·m)	M_{max}' (t·m)	降伏変位 δ_y (mm)	最大変位 δ_{max} (mm)	
1	18.95	70.4 3.72	107.7 5.68	78.1 1.11	101.0 0.94	6.05	28.17 4.66	せん断破壊
2	8.71	47.8 5.49	73.6 8.45	45.4 0.95	61.2 0.83	4.35	60.66 13.94	曲げ破壊
3	18.95	73.6 3.89	105.0 5.54	77.1 1.05	98.7 0.94	6.81	29.85 4.38	せん断砂壊
4	18.95	77.1 4.07	98.9 5.22	76.2 0.99	96.3 0.97	8.00	24.75 3.09	"
5	15.96	73.6 4.61	111.3 6.97	81.1 1.10	106.5 0.96	6.15	27.84 4.53	"
6	8.52	68.7 8.06	85.1 9.99	73.0 1.06	91.8 1.08	3.78	16.30 4.31	"

M_y, M_y' : 降伏モーメント

M_{max}, M_{max}' : 最大モーメント

δ_{max} : 終局変位



れている。これらの図より G の低下とともに壁と付帯柱からなる合成構造としての挙動が顕著に現われることが判る。この場合、応力が壁部よりむしろ柱部に集中するため柱部の設計に留意する必要がある。

こういった点もふまえ基本的な配筋計算法としては、はりモデル基本とし、その結果を合成柱モデルで照査するという原則を採用した。

その際問題となるのは壁部のせん断剛性低下係数 β の設定であるが、この値は壁部の初期ひびわれ（乾燥収縮によるひびわれ、橋軸方向地震による曲げひびわれ）等を考慮する必要があると報告されており⁸⁾ 検討の結果、建築等の考え方も参照し、 $\beta = 1/6$ として照査を行った。

具体的な配筋方法は道示に準拠したが、壁筋については応力的に必要な量を横筋として配置し、かつ同量程度の縦筋を配置することとした。この点に関しては 3.3 に示す実験により終局耐力の観点からもほぼ妥当な考えであることを確認している。施工に伴う乾燥収縮等の影響については 3 P 躯体で測定し、現在解析中であり、別の機会に報告したい。

なお柱主筋 (D51) の配筋に関し、コンクリートの施工性を考慮して 3 段を限度としたことを付記する。

4.3 実験概要とその結果¹⁰⁾

4.1~4.2 で述べたように I 形橋脚の実際の挙動を捉え、それに対応して設計を行うことには解決すべき問題点が多い。そこで、I 形橋脚の破壊性状、終局耐力、ひびわれ発生に伴う剛性の変化に着目し、現設計法の妥当性を確認するため模型実験を実施した¹⁰⁾

実験は縮尺 1/10 (供試体 1 基、縮尺 1/25 供試体 6 基を用いて実施したが、このうち 1/25 の実験について報告する。

供試体の一般図を図-8、供試体の一覧を表-4 に示すが、No.1 を基本とすると、No.2 は柱主鉄筋量、No.3、4 は壁筋量、No.5、6 は形状を変化させたものである。载荷は初期ひびわれの影響を考慮するため橋軸方向に設計荷重で载荷後、橋軸直角方向に载荷した。

実験結果は表-5 に示すが、判明し

た事項は以下のとおりである。

1) 橋脚の橋軸直角方向巾が構造条件から決まってお
り、かつ鉄筋が橋軸方向地震に対し配置されているため、
橋軸直角方向の終局耐力は設計荷重の5倍以上を示した。

2) 破壊形態は柱主鉄筋を減らしたNo.2は曲げ破壊で
あったが、他の供試体は全て壁部のせん断破壊であった。

3) 本実験の壁筋比の範囲内では、降伏モーメント、
最大モーメントとも供試体間での顕著な差異は生じな
かった。0.5%は道示に基づいて配置した心要せん断筋量で
あり、同量の縦筋を配置することもあり、耐力的はこの
程度で充分と思われる。

4) 道示に基づいて算出した曲げ耐力は、実測終局耐
力とよく一致した。したがって、破壊モーメント時の荷
重に対してもせん断耐力は確保されていると考えられる。
実際の破壊は最大荷重での繰返しによるせん断耐力の
劣化により生じたものと思われる。

以上の観点から、本橋脚は繰返し荷重に対し終局状
態をせん断破壊で抑えるものの、耐力の大きさ（これは
意図的に与えたものでなく結果として得られたものであ
る）の点で十分な保有耐力を有していると考えられる。

4.4 配筋方法

躯体の配筋において留意した点を列挙する。

1) 躯体主鉄筋のフーチングへの定着長 l は2.5で述べ
たと同様 $l \geq 1/2 d + 30 \phi$ (d : 躯体有効高さ、 ϕ : 鉄筋径)
とし、フーチングコンクリートリフト割を留意して定めた。

2) 配筋計算法の原則をはりモデルとしたため、壁部の
横筋は、はりにおけるスターラップと同様圧縮側および引
張側の主鉄筋を取り囲んで配置した。

5. 耐震設計法

5.1 概 要

本高架橋の耐震設計は、①耐荷力の照査（強度設計）
および②列車走行性の照査（機能設計）の両観点から実
施している。

このうち①については、本高架橋の支間長72mから伝
って道路橋の耐震規程の適用範囲にあり、耐震設計は修
正震度法を原則とするが、橋脚形状から上段柱部につい
ては動的解析を用いて耐震設計を実施する必要が生じた。

また②についても、軌道面横変位の振動性状の算定が
必要とされるため動的解析が必要となる。

しかし、現在の道示³⁾の動的解析に関する規程では責
任技術者の判断に委ねられる部分が多く、結果として土
木学会に委託して検討が進められた（S50.4～S52.3高
橋脚橋梁耐震設計小委員会、S53.4～S57.3本州四国連
絡橋耐震・地盤に関する調査研究小委員会）。これらの委
員会では、動的解析の適用に当たっての問題点として、
①設計地震入力の評価、②解析モデルの作成、③解析結
果の評価を取り上げ審議が行われた。

動的解析に関しては、それらの成果をもとに実施して
おり、以下その手法の概要について記す。

5.2 地震時列車走行性の照査^{9),6)}

地震時列車走行性の照査には耐震基盤面に対する軌道
面での絶対応答変位が必要である。このため、耐震設計
においては基礎～地盤系を含む橋梁全体系としての動的
解析が必要となる。

設計地震入力は支持層の花崗岩面で査定し、宮城県沖
地震開北橋 T_r の加速度記録の最大値を100 galとした波
形を用いた。最大値100 galについては、番ノ州周辺での
既往発生地震データの調査から想定地震規模としてマグ
ニチュード $M8$ 、震央距離 $\Delta 150$ kmを考え、新耐震設計
法での加速度振巾推定式 $\bar{A}_{\max} = 46 \times 10^{0.208M} \times (\Delta + 10)^{-0.686}$
(第一種地盤)をもとに、推定式のばらつき、方向別地震
入力の重ね合せ等から確率論的に設定したものである。

解析モデルに関しては、図-9に示す基礎～地盤系の
FEM振動モデルを選定した。このモデルにおいて、地
盤の変形係数 E は、別途地盤のみの振動解析を実施し、
変形係数のひずみに対する非線形性を考慮して定めてある。

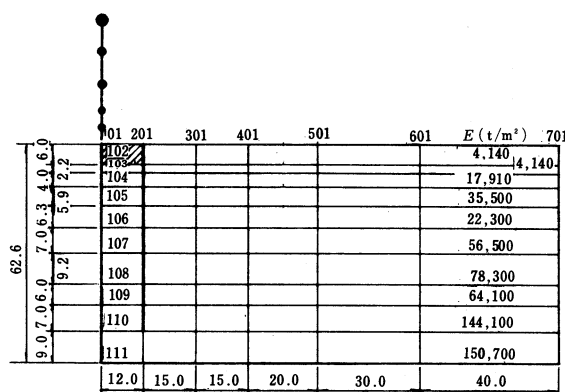


図-9 杭基礎-地盤系の有限要素法による解析モデル図 (B、P5)

5.3 耐震設計法（強度設計）

本橋脚は図-3に示したように上段柱および下段柱か
ら構成され、これらの中で剛性と質量の分布が著しく異
なり、上段柱は地震時にホイッピング現象を生じ、修正
震度法で想定している状態とは著しく異なるため上段柱
については動的解析で断面照査することが必要となる。

動的解析法に関しては前記委員会で特に番ノ州高架橋
を対象として審議がなされ^{7),8)}ており、以下その結論をふ
まえ動的解析の手法および考え方の概要を記す。

解析法は弾性動的解析法（応答スペクトル法）とし、
応答スペクトルとしては、建設省・土研・沖積⁽²⁾の平均
応答スペクトル倍率の上限を1.25とした曲線（図-10）
を設計地震動加速度200 galとして用いる。

このうち200 galについては修正震度法における設計震
度および4.2で述べたと同様の検討により定めたもので
ある。（但し、4.2と異なり200 galはフーチング底面位置
深さで設定した値である。）

また解析法に関しては、断面設定を許容応力度法で実
施するという現状から、平均応答スペクトル等を用い得
られた断面力をそのまま用いた場合、構造物が部材の応

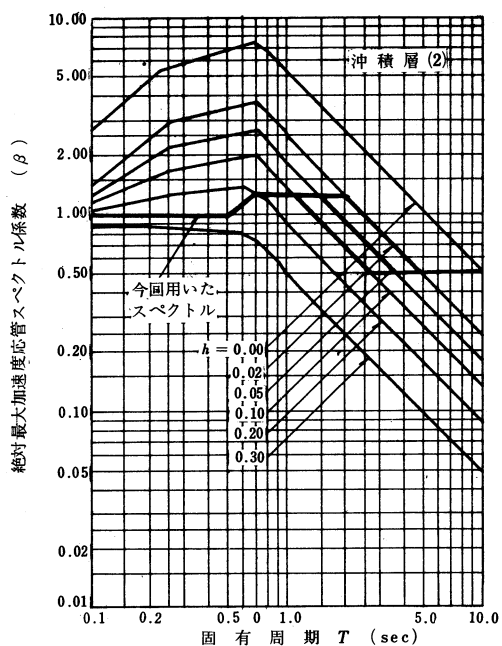


図-10 耐震設計(強度設計)に用いた応答スペクトル

力レベルと無関係に弾性を保持するという仮定のため構造物の巨大化の可能性を招くことを避けたものである。

したがって、この考え方の妥当性を確認するため、部材の非線形領域の挙動を取り入れた弾塑性解析が実施された。同解析は図-11に示す $M-\phi$ 曲線を用い、図-12に示す履歴を仮定するものであり、これら復元力特性に関しては、別途実験¹¹⁾を実施し確認が行われている。

(a)弾塑性動的解析および(b)本高架橋で用いた弾性動的解析、さらに(c)各種スペクトルを用いた弾性動的解析による上段柱の曲げモーメントについて比較して図-13に示すが、この図より本耐震設計の妥当性が判読できる。

5. あとがき

番ノ州高架橋の下部工設計ということとで特に設計上問題となった事項をとりあげたが、紙面の都合もあり、概要を記す程度になったことをお詫び致します。

参考文献

- 1) 山本紀夫、兼田和弘：番ノ州高架橋基礎杭試験（その1）、（その2）本四技報 Vol. 2 No. 5、Vol. 2 No. 6
- 2) 道路橋耐震設計指針・同解説：昭和47年4月
- 3) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 昭和55年5月
- 4) " " IV下部工編 "
- 5) 道路橋下部構造設計指針・同解説 くい基礎の設計編 昭和51年8月

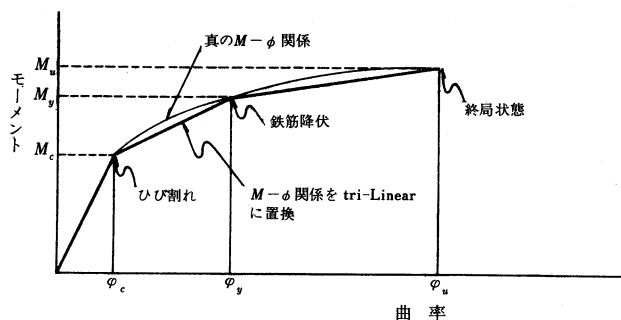


図-11 $M-\phi$ 曲線

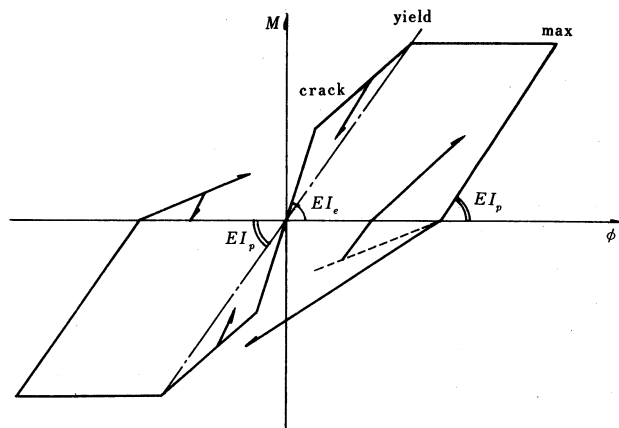


図-12 履歴曲線

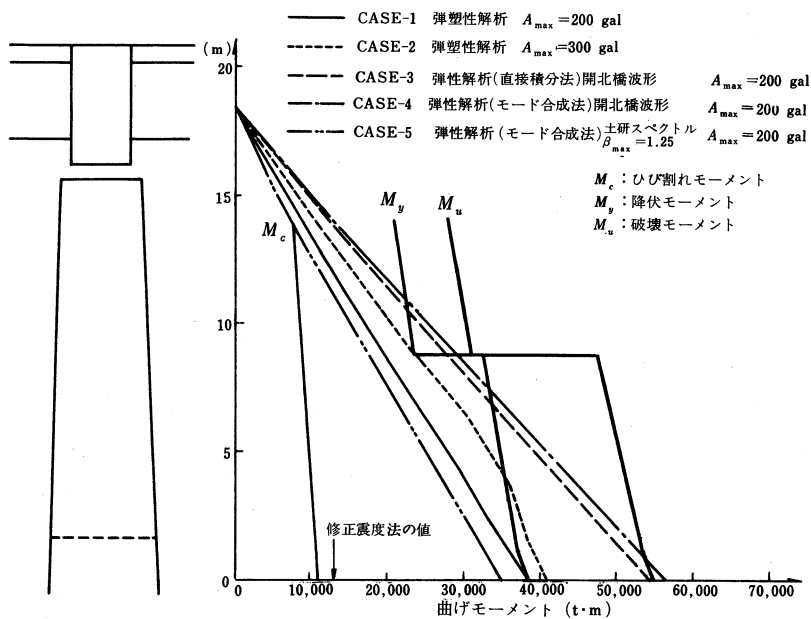


図-13 上段柱最大応答曲げモーメント

- 6) 土木学会：本州四国連絡橋の耐震・地盤に関する調査研究報告書 昭和54年3月
- 7) 同 上 昭和55年3月
- 8) 同 上 昭和56年3月
- 9) 土木学会：高橋脚橋梁の耐震設計に関する調査研究報告書 (51.3、52.3)
- 10) 番ノ州高架橋下部工工事3P橋脚柱壁構造の模型破壊実験報告書 昭和57年3月
- 11) 番ノ州高架橋橋脚上段柱模型実験報告書 昭和56年3月

舞子沖地質調査工事報告(3)

Report for Geological Investigation at Maiko Area(3)

設 計 部 設計第三課長代理

神 弘 夫

Hiroo Jin

垂水工事事務所 工 事 長

岩 屋 勝 司

Katsusi Iwaya

垂水工事事務所 工 事 長 代 理

土 田 宝

Takara Tsuchida

1. まえがき

本文は明石海峡大橋の下部工施工調査の一環として、昭和53年度から3ヵ年にわたって実施された舞子沖地質調査工事のうち、①海底地盤（明石層、神戸層）の深層載荷試験、②根入れの深い（TP-65m）地下連続壁工法による土留、止水壁の動態観測の成果について報告するものである。

なお、舞子沖地質調査工事のうち、オープンケーソンの施工性試験については本四技報第10号に、鋼管矢板建込式地下連続壁の施工性試験および止水効果調査の成果等については、本四技報第17号に既に報告しているので参照されたい。

- 1) 緩速段階載荷試験＋急速載荷試験…神戸層8ヶ所
($P_{max}=30\text{kg/cm}^2$) ($P_{max}=70\text{kg/cm}^2$)
- 2) クリープ載荷試験＋急速載荷試験…神戸層4ヶ所
($P=20\text{kg/cm}^2$) ($P_{max}=70\text{kg/cm}^2$) 明石層2ヶ所
荷重キープ時間…緩速載荷30分、急速載荷20分
クリープ載荷7日間

⑤ ボーリング調査：深層載荷試験後、載荷面下で。

(2) 試験方法

神戸層の試験は地下連続壁構築後、 $\phi 1,100$ の鋼管矢板内を利用し、明石層については新たにリバー掘削を行った後鋼管を建込みその鋼管内で行った。深層載荷試験器は図-1に示すように建込んだ鋼管の側面に鋼球を

2. 海底地盤調査

2.1 調査の目的

明石海峡大橋の基礎根入れは、1A・3P・4Aが神戸層、2Pが明石層に底着される予定である。

本調査では、1A・3Pの神戸層（泥岩、砂岩）、2Pの明石層（砂礫）を対象に原位置載荷試験を行い、両層の支持力の確認および変形特性を調べ既往調査結果との相関を調べることを目的とした。

なお、4Aの神戸層（アルコース砂岩）の支持力等の確認は松帆沖地質調査で実施中であるので、別の機会に報告したい。

2.2 深層載荷試験

(1) 試験内容

- ① 試験場所：神戸市垂水区東舞子町舞子の浜地先
- ② 試 時期：昭和55年6月～同年9月
- ③ 試験地盤：明石層2ヶ所（TP-51.5m、TP-53.0m）
神戸層12ヶ所（TP-65m付近）

④ 深層載荷試験

要 領 図

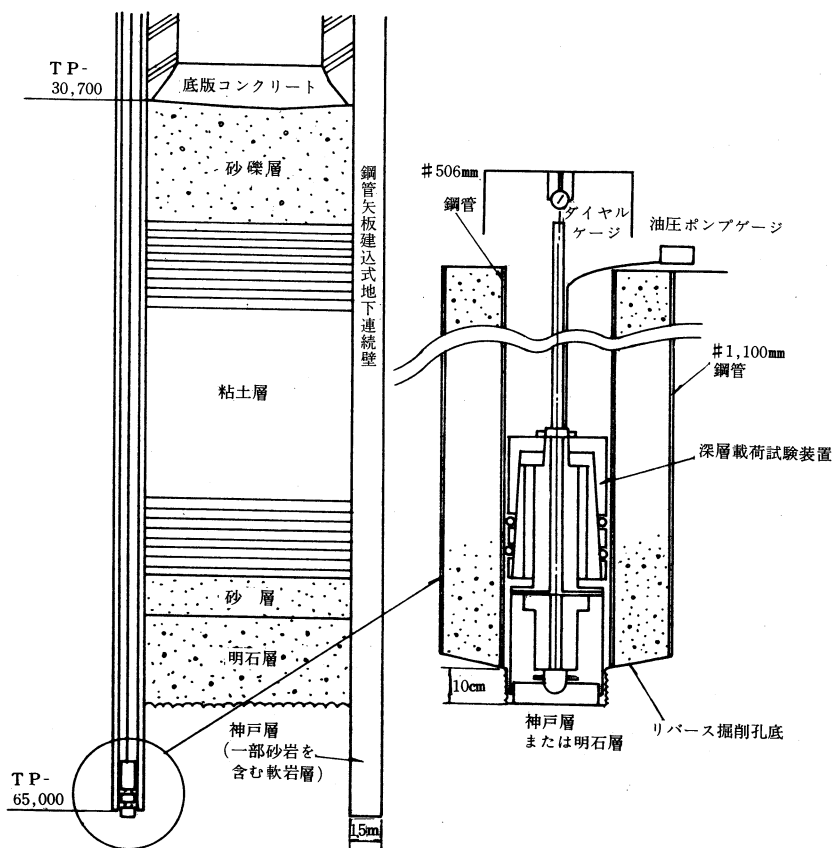


図-1 深層載荷試験

ジャッキで押しつけて反力を取り、直径30cmの載荷板に加圧する構造で最大加圧能力は $P=70\text{kg/cm}^2$ である。

試験面はボーリングマシンで底面を整形し、整形状況は水中テレビで平坦性を確認した後、所定の載荷試験を行った。

(3) 試験結果

深層載荷試験の結果を図-2に示す。試験結果には載荷試験面地盤のゆるみの影響が現われていて、ばらつきが大きい代表値は表-1で、地盤常数を設定すると表-2のようになる。

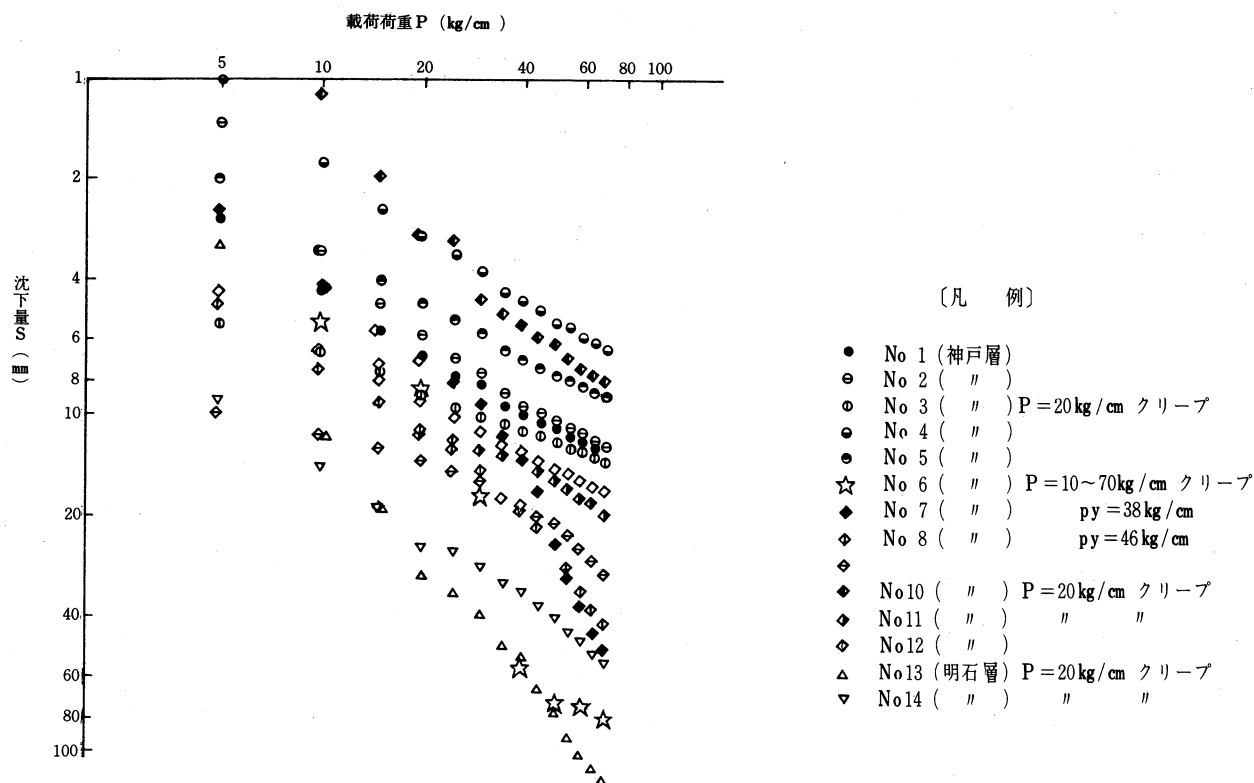


図-2 $\log P \sim \log s$ 集積図

表-1 載荷試験結果代表値一覧表

地 層	特 性 値		支 持 力 (kg/cm^2)		接線変形係数(kg/cm^2)		クリープ 常 数 b'	一軸圧縮 強 さ (kg/cm^2)	プレジオ変形係数(kg/cm^2)	
			P_y	P_l	ゆるみ部	新 鮮 部			ゆるみ部	新 鮮 部
明石レキ層			(40) 注	70以上	200	400	0.6~0.9	—	400	600
神戸層泥岩			40以上	70以上	1,000	2,000	0.1~0.9	4.5	—	—
神戸層砂岩					3,000	5,000		20~40	—	3,000

注) 1. 明石層の $P_y=40\text{kg/cm}^2$ は不明瞭な値
2. 試験後のボーリング結果を含む

表-2 載荷試験地盤の地盤常数設定値

地層	特性値	実 測 値	変 形 係 数 E_{sb} (kg/cm^2)	内部摩擦角 ϕ	粘 着 力 C (kg/cm^2)	ポアソン比 ν	単位体積 重量 γ_t (kg/cm^3)
明石レキ層		$E_{sb}=400\text{kg/cm}^2$	400	30°	1.0	0.45	1.1
神戸層泥岩		$P_l=4.5\text{kg/cm}^2$	550	10°	2.0	0.40	1.1
神戸層砂岩		$P_l=20\sim40\text{kg/cm}^2$ $E_{sb}=3,000\text{kg/cm}^2$	3,000	40°	6.0	0.40	1.1

2.3 深層載荷試験結果と既往試験結果との比較

(1) 明石層

明石層に対する代表的な現位置載荷試験は昭和48年に

実施されたケーソン内現位置試験である。この試験結果との対比を以下に記す。

1) ケーソン掘削前の測定値は $E_{sb}=600\sim1,400\text{kg/cm}^2$ であったが、掘削面直下4mの深さまでゆるみの影

響が現われ、直下1m付近では $E_{sb}=150\sim300\text{kg/cm}^2$ が測定されている。この傾向は今回のリバース掘削の場合にも生じている。

2) ケーソン内の平板载荷試験では $P_y \approx 16\sim30\text{kg/cm}^2$ 、 $P_l = 30\sim100\text{kg/cm}^2$ の支持力を得ており、接線変形係数は $E_t = 400\sim2,200\text{kg/cm}^2$ である。これに対して今回の測定値は $P_y > 40\text{kg/cm}^2$ 、 $P_l > 70\text{kg/cm}^2$ と支持力は大きく、逆に変形係数は $E_t = 100\sim300\text{kg/cm}^2$ と小さい。ここで前者の支持力は深層载荷試験が根入れ拘束圧により大きく出ているものと思われる。一方、後者の変形係数については、人力掘削と機械掘削によるゆるみ度合の相違が原因とみられる。

3) クリープ载荷試験から求められる時間係数 b' 値は表-3で、両試験結果はほぼ同値である。

表-3 クリープ時間係数 b'

試験箇所	ケーソン内			今回深層载荷	
	第1層	第2層	第3層	No. 1 3	No. 1 4
載 荷 重 P (kg/cm^2)	15.9	22.2	21.9	2.0	2.0
b' (mm、分)	0.5	0.2	0.6	0.9	0.6

ただし、沈下量 S : mm 時間 t : 分

表-4 神戸層载荷試験結果

特性値 試験箇所	接線変形係数 (kg/cm^2)	降 伏 荷 重 (kg/cm^2)	クリープ変形係数 b' (mm)
陸上部平板载荷	530~2,100	18~34	0.3~1.1
" 深層载荷	650~2,800	20~140 以上	—
海上部深層载荷	500~3,000	40以上	0.1~0.9

$P \approx 20\text{kg/cm}^2$

(2) 神戸層

神戸層に関する代表的な現位置試験は昭和51~52年に実施された神戸層陸上部現位置試験である。この結果との対比を表-4に示す。試験地盤の E_{sb} は陸上部においても $E_{sb}=300\sim3,000\text{kg/cm}^2$ と海上部とはほぼ同値である。

2.4 神戸層室内クリープ試験

(1) 試験方法および試験結果

神戸層室内クリープ試験は、深層载荷試験終了後、神戸層を対象に $\phi 200\text{mm}$ の試料を採取し、図-3のフローでクリープ試験を行った。

既往の調査結果を設計応力レベル (20kg/cm^2) で整理し、今回の試験結果との比較を行ったのが図-4である。今回の室内試験で得られた値は既往資料の上

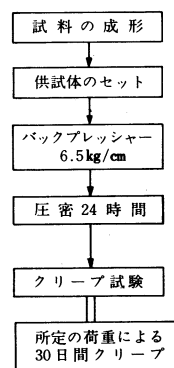


図-3 クリープ試験フローチャート

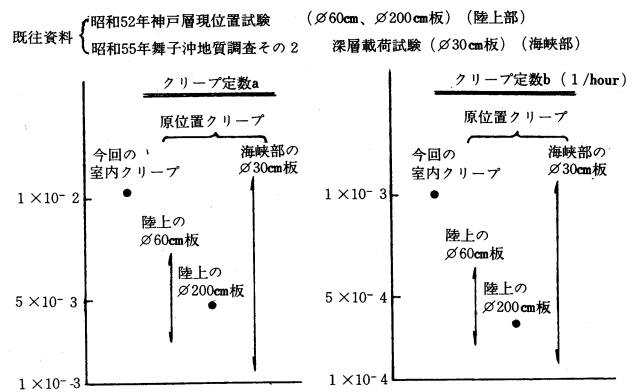


図-4 村山・柴田モデルによるクリープ定数 a 、 b の比較 (神戸層泥岩)

限に位置した。

(2) クリープ変位量の予測

室内クリープ試験で得られたデータを用いて、村山・柴田のモデルの代表値を選定し、これから10、50、100年後のクリープヒズミ量を推定した。その結果を表-5に示す。村山・柴田モデルでの代表値は(1)式の通りで、クリープヒズミ量からクリープ変位量の推定は(2)式によった。

村山・柴田のモデルでの代表値

$$\epsilon = \{(6.0 \times 10^{-2}) \times (\sigma_1 - \sigma_3)\} + 0.10 \log t(1)$$

ϵ : 軸ヒズミ (%)

$\sigma_1 - \sigma_3$: 軸差応力 (kg/cm^2)

t : 载荷後の経過時間 (hour)

$$S_{CR} = \epsilon \times 2 \cdot B \quad \dots\dots\dots(2)$$

S_{CR} : クリープ沈下量

B : 基礎幅

表-5 クリープ変形量の予測 (村山・柴田による方法)

経年	初期弾性 ヒズミ ϵ_i (%)	クリープヒズミ ϵ_{CR} (%)	換算層厚 (cm)	クリープ沈下量 S_{CR} (cm)
10年後	1.2	0.49	115×10^2	56 (20)
50年後	1.2	0.56	115×10^2	64 (22)
100年後	1.2	0.59	115×10^2	68 (24)

注) 上表クリープ沈下量は神戸層が全て同質の泥岩からなる場合で () は地を泥岩1、泥質砂岩0.5の重みをつけて算出平均し、泥岩層厚を全体の35%とした場合。

2.5 地質調査のまとめ

今回実施した深層载荷試験および室内クリープ試験から得られた主な成果は以下の通りである。

① 極限支持力は明石層、神戸層とも最大载荷荷重の $P=70\text{kg/cm}^2$ 以上である。ただし、降伏荷重については神戸層では $P_y \approx 40\text{kg/cm}^2$ で局部破壊が一部の箇所が発生している。これは泥岩で発生していると考えられる。明石層についても $P=40\sim50\text{kg/cm}^2$ で不明瞭ながら変位変曲線が現われている。したがって、

両層の現象を重視すれば降伏荷重は $40\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度である。

- ② 室内クリープ試験結果をもとに、村山・柴田のモデルでクリープ沈下量を算出すると約 20cm 程度となり、既往の調査結果と良く対応している。
- ③ 深層載荷試験結果には掘削によるゆるみの影響が大きく現われている。明石層では特にその傾向が顕著である。

3. 止水壁の動態観測

3.1 目的

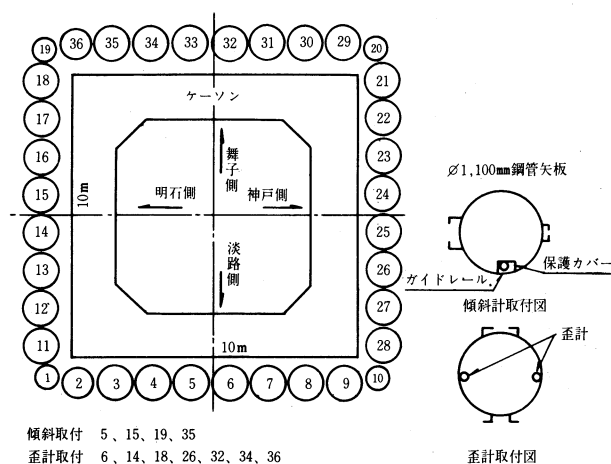
明石海峡大橋のアンカレイジの有力な施工法として、（築島＋地下連続壁＋逆巻工）工法および（築島＋地下連続壁＋ケーソン）工法があり、いずれの案についても根入の深い地下連続壁の設計条件、設計計算手法が問題となっている。また、設計条件等がアンカレイジの工費および工事中の安全性に及ぼす影響も大きいので、舞子沖に施工した地下連続壁の動態観測を通じ設計条件の確認、設計計算手法の照査を行うこととした。

3.2 観測機器および測点数

観測項目と機器の種類、測点数を表－6に、取付位置を図－5に示す。

表－6 観測機器

計 測 項 目	測 定 計 器	仕 様	個 数
鋼 管 応 力	歪計SD-200Z	差動トランス式 $\pm 1,000\mu$	130
間 隙 水 圧	間隙水圧計PD-2P	差動トランス式	2
中詰コンクリート歪	歪計SD-200Z	差動トランス式 $\pm 1,000\mu$	2
鋼 管 の 変 位	地中変位計FD-1300T	挿 入 式	5
水中コンクリート歪	歪計SD-200Z	差動トランス式 $\pm 1,000\mu$	2



図－5 取付位置

表－6に示すように測点数がかなり多いので、データの正確、迅速な処理を行うためにデータ集中管理装置CD111型を使用した。このデータ集中管理装置は、大規模な掘削の土留壁の施工管理用装置として用いられているもので、土圧・水圧・土留壁の応力・変形等の計測・解析結果の作表・作図をすることができ、さらに長期にわたる多数点の経時変化データを集録し必要に応じてグラフ化することが可能なものである。

歪計にはすべて防水処理を施し、 $10\text{kg}/\text{cm}^2$ の耐水圧試験を行い防水効果を確認した後に鋼管矢板に取付けた。取付けから測定までかなりの期間があったので、その間導通チェックを数回実施することなどにより、計器の性能を確認した。

3.3 動態観測

観測は、図－6に示す揚水試験、底版撤去、掘削、水中コンクリート打設、水替工の実施期間（昭和55年9月～56年1月）中の毎日、作業開始前と終了後の一定時刻の2回、またその他必要に応じ実施された。

鋼管矢板のある荷重状態における変位、モーメントの実測値を図－7、8に示す。鋼管の変位が、モーメントの値に比べると大きくなっているのは、ケーソンと鋼管の間に介在するマッドケーキ、土などの圧縮変形によるものと考えられる。

3.4 解析

観測データの解析法としては、①計測結果と計算値とを対比し、荷重等の計算条件および計算モデルの妥当性を検証する、②荷重等の主な計算条件をパラメータとし、計測結果に見合うパラメータを電子計算機による繰返し計算で求め、その次の段階の荷重条件でそのパラメータを検討する、2通りの方法がある。

①の方法では、検討すべき計算ケースと計算結果に及ぼすパラメータが多いので、それらについて個々に判断するのは困難であり、ここで目的としている計算条件、手法の照査にあたっては②の方法で解析する必要がある。

解析方法としては、鋼管矢板を弾塑性支承上の梁とした弾塑性逐次計算法をベースとして、傾斜計より測定された鋼管矢板の変位と計算値が一致するよう、①荷重としての側圧、②抵抗側の地盤反力係数、③抵抗側の静止土圧および受動土圧のパラメータを変動させ、繰返し計算を行い、変位が最もよく一致するときのパラメータを算出する。

計算値と実測値の比較の一例を図－9に示す。

掘削側の抵抗土圧は、静止土圧と鋼管矢板の変形に比例する地盤反力の和とするが、この荷重の和が受動土圧以上となる領域（塑性領域）では、受動土圧が抵抗土圧となる。

また、この解析においては地下連続壁の平面形状が $10 \times 10\text{m}$ と狭いため、鋼管矢板相互間の拘束効果があるものと考えられ、これを構造バネとして解析に考慮した。

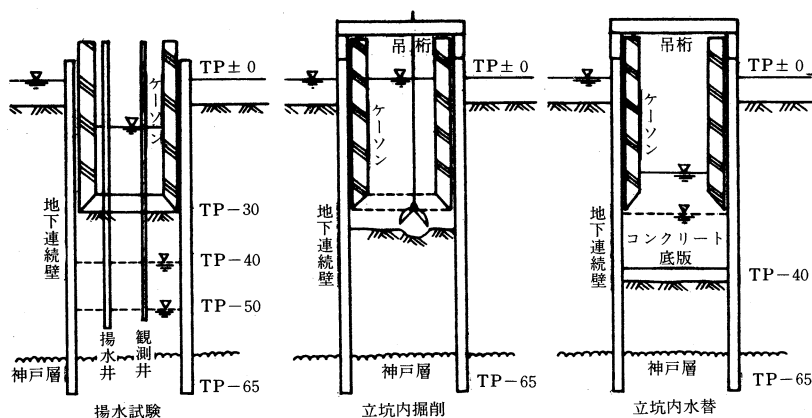


図-6 動態観測時の施工状況

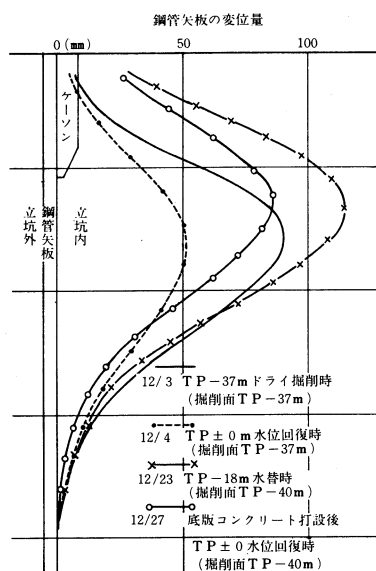


図-7 鋼管No.33の変位実測値

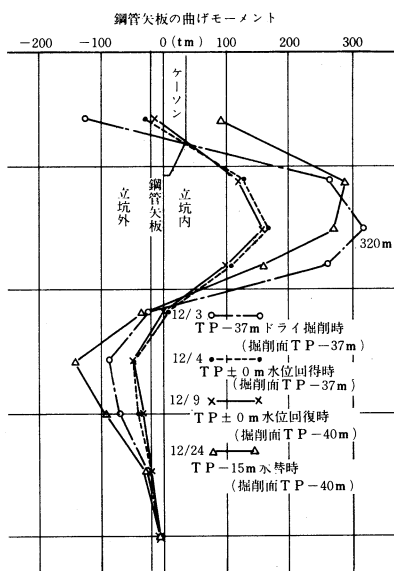


図-8 鋼管No.32の曲げモーメント実測値

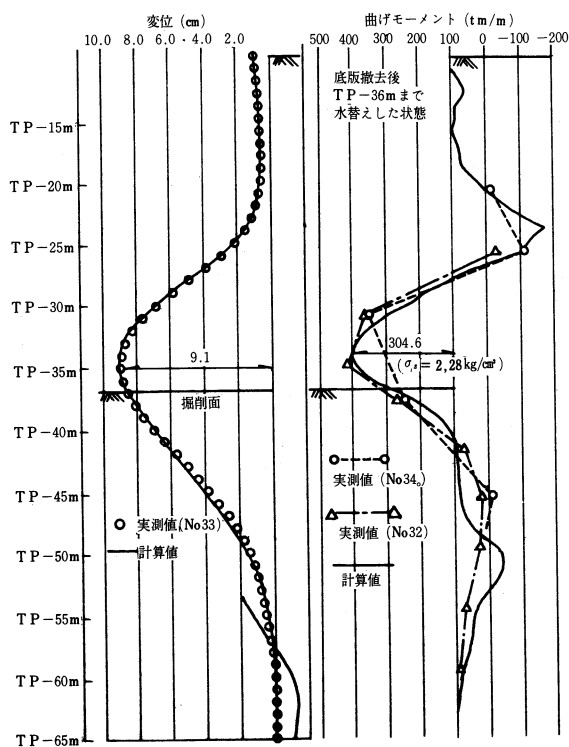


図-9 計算値と実測値の比較

3.5 考察

揚水試験から水替え時における地下連続壁（鋼管矢板）の動態観測の解析結果について項目毎に示す。

(1) 計算方法

一連の動態観測のデータについて、弾塑性法によるパラメータ解析を行ったが、この解析手法にて各施工段階における鋼管矢板の変位・応力を逐次的に算出でき、実測値ともよく合致することから、根入れの深い地下連続壁の設計計算および掘削中の安全管理には、ここで用いた弾塑性解析法が最も信頼度が高いことが確認できた。

(2) 荷重（側圧）

地下連続壁背面より作用している荷重は、水压・土圧であるが これを合わせて側圧と定義する。側圧は次式で表わすことができる。

$$P_{Z1} = K_s \gamma_{av} Z_1 + K_w \gamma_w Z_2 = K \gamma_{av} Z_1 \quad (\text{土圧}) \quad (\text{水压}) \quad \dots (3)$$

ここで、 P_z ：深さ Z_1 における側圧 (t/m^2)

K_s ：有効土圧についての土圧係数

γ_{av} ：土の平均有効単位重量 (t/m^3)

Z_1 ：地表面からの深さ (m)

K_w ：水压係数

γ_w ：水の単位体積重量 (t/m^3)

Z_2 ：地下水面からの深さ (m)

K ：側圧係数

γ_{av} ：土の平均湿潤単位重量 (t/m^3)

今回の動態観測結果からは、側圧係数 $K=0.55$ の側圧すなわち $TP\pm 0$ からの静水压に相当する圧力が地下連続壁に作用していることが確認された。この側圧は式(3)にあてはめると、水压係数 $K_w=1$ で与えられる水压で、土圧の成分が0の場合に相当する。

これまでの既往の測定結果によると、 $K_w \leq 1$ 範囲にあり、地盤の透水性および土留壁の遮水性によって異なる。今回の対象地盤は透水性の高い砂質土が支配的であり、地下連続壁の止水性も高いので $K_w=1$ と考えられる。

表-7 地盤反力係数

土 層	壁の変位	
	$\delta < 2 \text{ cm}$	$3 \text{ cm} < \delta < 10 \text{ cm}$
砂 層 ($\sim TP-35$)	$2 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$	
粘 土 層 ($TP-35 \sim 49.5$)	$2 \sim 3$ "	$0.5 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$
明 石 層 ($TP-49.5 \sim 56$)	$2.5 \sim 5.0$ "	
神 戸 層 ($TP-56 \sim$)	$5.0 \sim 10.0$ "	

したがって地下連続壁に作用している荷重は、そのほとんどが水圧と考えられる。また土圧が小さい理由としては、①地下連続壁の平面形状が小さいため、主働崩壊面が三次元的になる、②砂質土のアーチアクション効果があるなどが考えられるので、より大きな平面形状の地下連続壁の設計にあたっては、静水圧に土圧を加えたものを側圧を安全側となるよう考慮すべきであろう。この場合、土圧としては、道路橋示方書下部構造編で定めるように、深さ15mまでは三角分布とし、それより深い箇所では15mの深さにおける土圧強度とするのがよいと考えられる。

(3) 地盤反力係数

地盤反力係数には歪依存性があり、地下連続壁の変位の大きさによって変化する。解析による地盤反力係数の値を表-7に示す。壁の変位 $\delta < 2\text{ cm}$ の場合、砂層、粘土層、明石層については、 N 値から既往の実験式（福岡及び高橋）で求めた地盤反力係数と表-7の値は良い対応を示している。なお明石層、神戸層においては壁の変位は 2 cm 以下であったので、 $3 < \delta < 10\text{ cm}$ の場合の値は示されなかった。

(4) 受動土圧

TP-35mより上の砂礫層については、計測データがなく明らかにならなかったが、地下連続壁の変位が最も大きく、受動領域となるTP-35～49.5mの粘土層については、解析結果から弾塑性モデル作成が可能になった。また明石層については、地下連続壁の変位が小さく、弾性領域内にあったものと考えられる。神戸層についても同様である。

なお、この解析においては掘削面の平面形状が小さいため、内部の土は周辺の拘束効果により通常のランキン・レザール式により求められる受動土圧に比し大きく評価されているものと考えられるが、その点については解明されなかった。これについては、今後他の大規模掘削における動態観測等を通じ調査する必要がある。

(5) 平面形状効果

地下連続壁の平面形状による鋼管矢板相互間の拘束効

果が鋼管矢板の変形に影響を与えることが当初から予測され、動態観測結果にもそのことが顕著に現われていた。

この拘束効果をかりに鋼管矢板の構造バネとみなすと、構造バネの値については観測した変位を鋼管矢板の継手部充填ベントナイトモルタルのせん断変形を考慮したトラスモデルによって解析することができ、No.33、35杭では各々 0.1 kg/cm^2 、 0.2 kg/cm^2 という値が求められた。

この値を用いて、変形曲線を求めると観測値とよく一致しており、構造バネの存在及びその値を確認することができた。平面形状効果は、平面寸法が大きくなるにつれ次第に小さくなるので、地下連続壁の設計にあたってはその影響について充分考慮する必要がある。

4. あとがき

明石海峡大橋の下部工については、多くの技術的問題があり、長年にわたって調査研究が行われている。

舞子沖地質調査は、これらの調査工事のうちでも最大の規模のもので、大深度の地下連続壁の設計・施工上の問題、海底面以深の明石層・神戸層の支持力特性、オーブンケーソンの施工上の問題などを解明するために行われたものである。

この調査工事を通じ、とくに世界最大となる吊橋の根入れの深いアンカレイジの施工法について多くの知見が得られ、その施工の安全性確保に充分なる確信が持てたと同時に、より合理的な設計を行うことが可能になった。

紙数の制限から、諸データについては、必要最少限にとどめざるを得なかったことを付記する。

最後に3カ年に亘る調査工事の関係者各位に厚く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 舞子沖地質調査報告書 昭和57年3月 本四公団
- 2) 舞子沖地質調査(その2)地下連続壁解析業務報告書 昭和56年1月 本四公団
- 3) 深層載荷試験解析業務報告書 昭和56年1月 本四公団
- 4) 神戸層室内長期載荷試験報告書 昭和56年3月 本四公団

南北備讃瀬戸大橋のアンカレイジ表面仕上

Scenic Consideration for the Anchorage Walls

今治工事事務所 工務技術課長

村田 正信

Masanobu Murata

1. まえがき

吊橋！ この連想に必ず登場するのは、そびえ立つ塔、ゆるやかな曲線美をみせるケーブル等であり、吊橋の美の大部分が上部構造に依存し、判断されることが多い。

しかるに、南北備讃瀬戸大橋は、海峡の中央に、アンカレイジ(BB4A)を共用する二連の吊橋であり、いやが上にも全体の構図の中心に巨大なコンクリート構造物が入りこんでくる。更に南北備讃瀬戸大橋の南側のアンカレイジ(BB7A)も、BB4Aに負けず劣らず、番ノ州工業地帯を圧するばかりの大きさで、海上にそびえ立っている。また、アンカレイジの形態も、種々の条件より必ずしも理想的でなく、これを補う意味に於ても、巨大な壁面をいかに仕上げるかは、今まで多くの設計者の頭を悩ませてきた課題であった。

一方、広大で無表情な壁面は、別の面で支障をきたすことが、レーダー偽像対策に関する委員会で検討、指摘され、周期的に傾斜をつける多段斜面構造がレーダー偽像対策上有効である旨の報告がなされた。

以上の経緯、事情を踏まえ、景観とレーダー偽像対策という一見相入れない面をもつ両者を同時に満足させる、あるいは両者が共存しうる壁面構造はないか検討することになった。以下にその検討過程を述べる。

2. 基本方針

レーダー偽像対策上必要とされる条件は次の2点である。

- ① アンカレイジ壁面は原則として 5° 以上の上向きの傾斜をもつ斜面とすること。
- ② この傾斜は1m程度以上連続すること。

この条件に合致するものとして、従来多くのアンカレイジのテクスチャーとして採用されている水平スリットと同様のパターンで多段斜面構造をつくることが考えられる。しかし前述したように、本橋のアンカレイジは巨大かつ独特の形状を有しているが、吊橋全体景観との調和上これらの基本特性を強調すべきか否か、テクスチャーによりどの程度生々とした緊張感のある壁面をつくり出せるか、この観点上、多段斜面構造はいかなる役割を果たすのかという命題のもとに壁面のデザインを実施した。デザインは、造形感覚にすぐれた建築家の出江寛氏に依頼し、数多くの中から施工面での制約を勘案の上、多段斜面構造の周期を1.5m及び3.0mの組み合わせとす

る構造を有力案とした。比較案としては、1.5m又は3.0mごとに傾斜をつけるような壁面を対象とした。

ここで1.5m及び3.0mの周期を選択した理由は次の通りである。

- ① 1mの周期はアンカレイジの規模からして細かすぎる。
- ② コンクリート打設のリフト割は、BB1A、4A、7Aで条件によって何種類にもなるが、3.0mがほぼ最小公倍数と考えられる。即ち0.5m、0.75m、1.0m、1.5mの4種類のリフト割に対応でき最も汎用的である。
- ③ 型枠の検討からも最大3.0mの型枠は使用可能である。
- ④ 多段構造は、2種類程度が適当で、それ以上になると煩雑になるだけと考えられたため、半周期としての1.5mを組み合せの対象とする。

この結果、施工上要求される条件も加味して、具体的な多段形状としては、図-1に示すものを用いることとした。

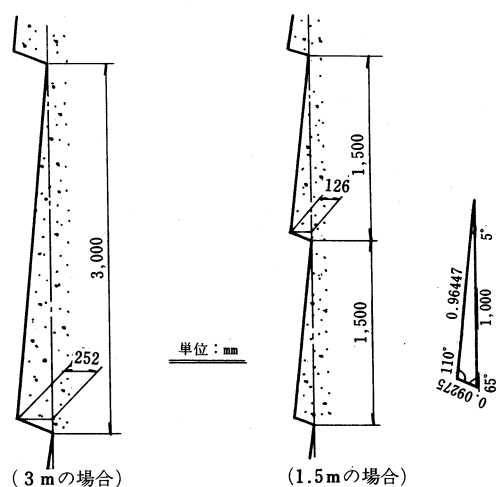


図-1 標準断面図

3. 模型の製作

比較案を含め、多段斜面構造を有する壁面は筆者の知る限りでは、建築分野にはあっても大規模な土木工事で用いられた例はない。このためデザインされた壁面が現実にとどのように見えるのか、従来コンクリート壁に多用

されているスリットとの相異はいかなるものか、又景観上の効果はどの様なものか等、机上の推定では判明しない点を調査するため模型を製作した。

模型の製作上最も重要な多段斜面構造は全体の規模に比べ極めて微細であり、製作精度との関係で適切な縮尺を定める必要があったため、部分的に試作した結果 $n=1/100$ で製作した(1.5mの場合、突出量は1.3mmとなる)。

対象としたアンカレイジは共用アンカレイジのBB4A及び片引きアンカレイジBB1A、7Aを代表してBB7Aの2基とした。各模型の片面は3.0mと1.5mを組み合わせた壁面とし、逆面は比較として3.0m一様(BB4A)、1.5m一様(BB7A)の壁面とした。(写真1~4)

4. 陰影の変化

従来アンカレイジに用いられている水平スリット等では、それによる陰影はスリットの凹部に生じ、多少の強弱はあるものの、天候、太陽の位置に無関係で安定している。しかるに多段斜面構造では陰影は太陽の位置に応じて壁面上を移動する他、天候によってはほとんど生じないという性質がある。この為壁面の見え方が時々刻々

変化し様相が一変することすら推定されたため模型を用いて写真撮影を実施した。

撮影は、種々の条件を再現できるよう室内スタジオで実施し、季節と時刻によって変る太陽の高度、方位に応じて、太陽に相当するライトの位置を調整した。

撮影した季節は、春分・秋分、夏至、冬至の3ケースで各ケースに対応する東西壁の陰影の変化する状況を図-2に示す(計算値)。

写真撮影は、陰影の程度(以下陰影率という)に応じて、5~10%、20~30%、50~60%、80~90%及び雲天に対応する5ケースを基本としている。写真5~12に標準的な春分・秋分時の各壁面の様相の変化を示す。これらの写真から判るように壁面の変化は激しく、特に太陽光が壁面に平行となる時間の前後3時間程度の間には様相が一変する。

写真13~14は、写真10に対応する夏至及び冬至の陰影の状況である。太陽高度による差異は認められるが、全体として大きな違いはない。

今まで示した写真では陰影のコントラストは強い感じであるが、実際のものは、気象条件、海面反射等による間接光による影響を受け写真よりやわらかい感じになる

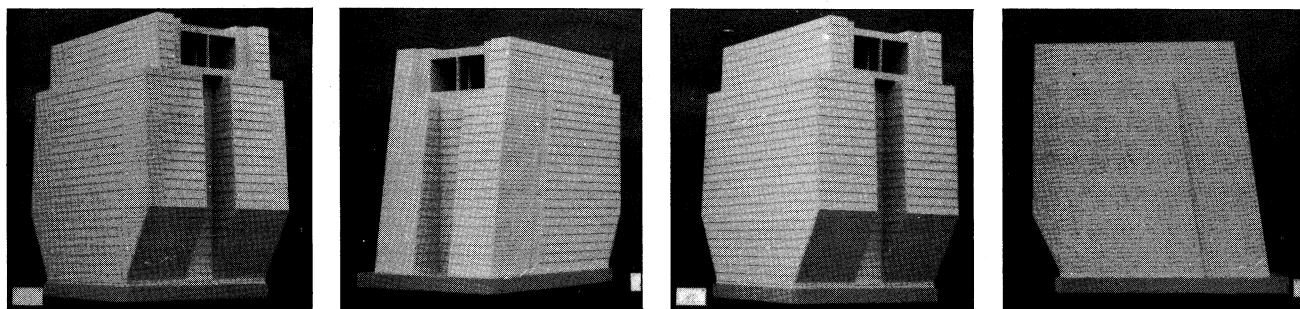


写真-1~4 横縞の組み合わせと壁面の表情

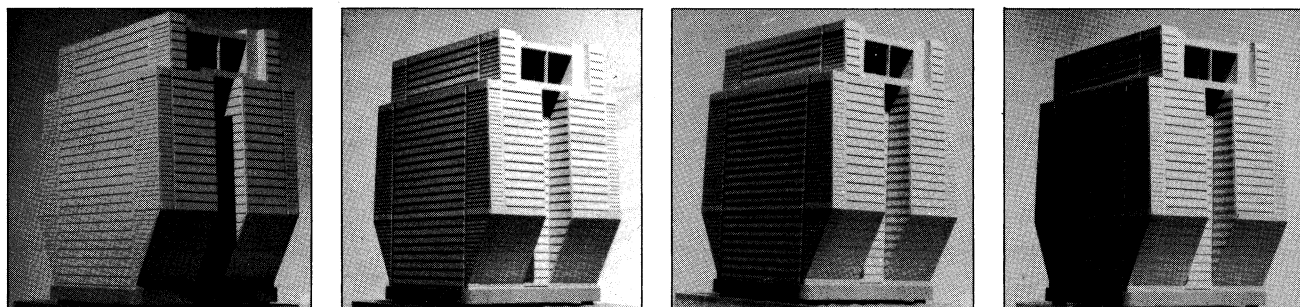


写真-5~8 春分、秋分の陰影(4A)

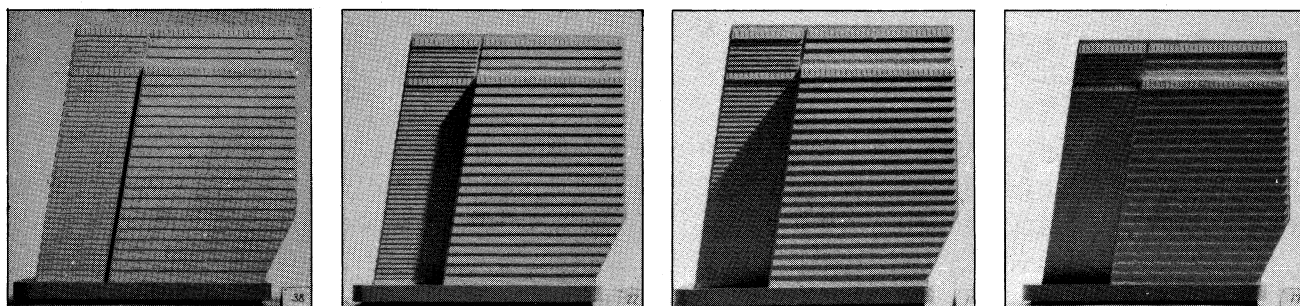


写真-9~12 春分、秋分の陰影(7A)

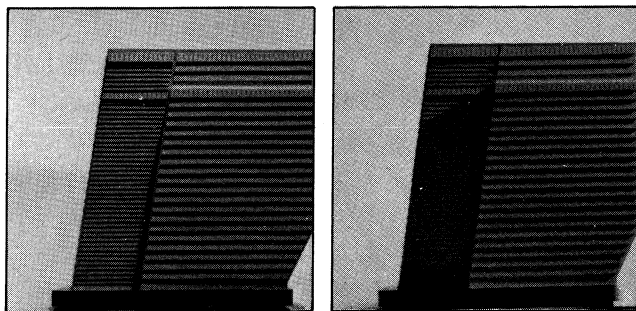


写真-13-14 夏至、冬至の陰影

可能性がある。実際冬の太陽光の下では、スタジオよりかなり柔らかい表情を示していた。但し、春～夏～秋は日差しが強いためスタジオでの感じに近いものと考えている。

その他遠景における視認の程度は、3mの斜面で3.5～4.0km(模型で35m～40m)まで存在が認められ、1.5mの場合は、おおむねその半分の2.0km程度までである。

5. 選択されたデザイン

この種の問題の結論に多言は無用である。決定された事項は以下の点である。

- ① 壁面の構造は基本的に、1.5m及び3.0mの多段構造で構成する。
- ② 吊橋全体景観との調和、簡明さの観点より、鉛直スリットを用いないこととした。
- ③ 各アンカレイジの南北壁については、既に5°以上の傾斜のあるもの、あるいはオーバーハングしている部分は、通常のスリットを用いる方が、東西壁とのバランス上スッキリとした印象を与えることから多段構造は用いないこととした。

以上にに基づき写真上で修正を行い、更に全体景観上の中での効果をみるため、フォトモンタージュを作成した。写真15～17に示す。

6. あとがき

景観上の問題は一般的に議論百出、まず全員一致ということはない。本課題について、今迄の歴史的経緯、技術的、経済的条件に加え、レーダー偽像対策という決定的な制約を受けたため、比較的選択選中が狭かったのは事実であるが、検討の過程で多くの意見が入り乱れた。しかし、この問題に関与した人々の共通の認識として最後に残ったものは、“対策”といった受身の姿勢から、強い制約条件を“昇華”し、逆に景観上の効用を活用しようとする積極的姿勢そのものであったと思う。この技術者精神を的確に受止め、かつ本四連絡橋の実現に対し、我々に勝るとも劣らぬ深い理解と情熱をもってデザインに当たられた出江寛氏に感謝の辞を述べたい。更に精巧な模型の製作者、それを実に辛抱強く、丹念に撮影したカメラマン、型枠の設計者等、多くの人々の参画のもと

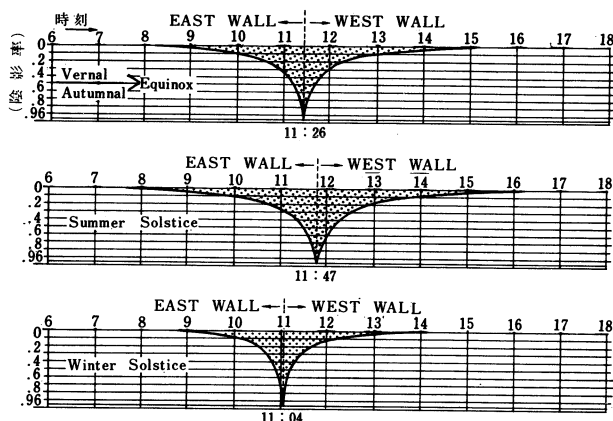


図-2 陰影率の変化(東及び西壁-1A、4A、7A)

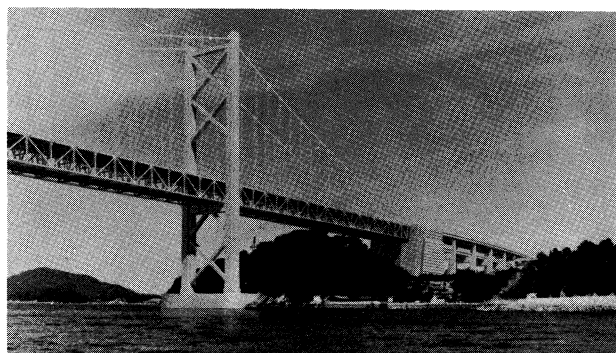


写真-15

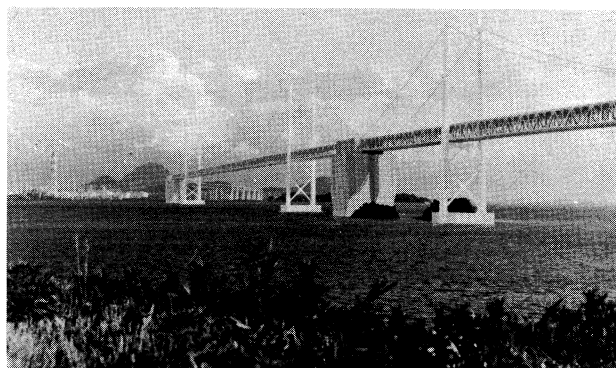


写真-16

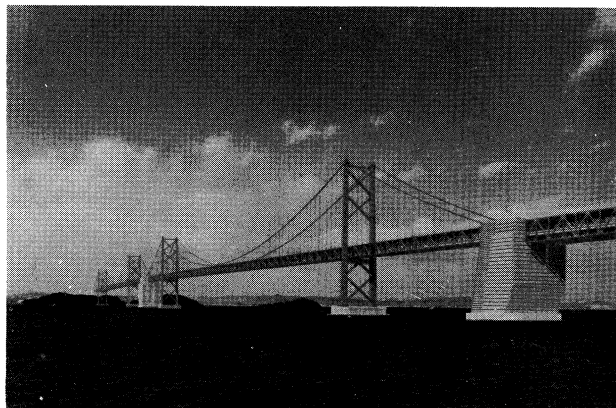


写真-17

に清々しく本検討がなされたことを報告するとともに、既にその姿を表わし始めているアンカレイジが、南北備讃瀬戸大橋の景観を構成する上での一助になることを念じるものである。

コンクリート構

せないことである。これは工事中もしくりで、上部工事期間の長い吊橋では、機械油等による汚れはすさまじいものである。下部工の設計に際しては、工事中及び完成後の排水を完璧にするように配慮し、又上部工担当者も、下部工に払われた多くの人々の労苦を無にしないようできうる限り美しく保つようお願いしたい。

参考のため陰影率の計算の手順を以下に示す。

- 図一補2 模式図

本四備讃線の電気設備

Electric Facilities of Honshibisan Line

企画開発部 調査役

吉田 昌弘
Masahiro Yoshida

1. まえがき

去る8月5日、本四連絡鉄道設備委員会において、本四備讃線の電気設備計画が承認された。いうまでもなく、実施計画の決定には、工事実施計画書その2の承認が必要であるが、土木構造物の工程が進んできた現在、その施工時にあらかじめ処置しておくべき事柄があるため、少くともそれに必要な基本事項は決めておかねばならない。

鉄道設備委員会で承認された設備計画は、過去に部外機関や委員会で検討されてきた成果をよりどころとして、その上に国鉄の標準的な設備を採り入れたものであって、本四備讃線の電気設備は、この基本計画をベースとして引続き実施計画を決めていくことになる。

本四備讃線のうち、鉄道単独部の電気設備は、国鉄の在来線区の認置条件と異なるところがなく、一般の国鉄線と同様な設備である。これに対して共用部においては、海上であるための自然条件と吊橋の伸縮及び狭断面等設置条件の特異性から、在来の国鉄線設備とは違った要素を持っている。本稿では、共用部電気設備の特異な面を中心に、本四備讃線の電気設備を紹介したい。

2. 変電設備

本四備讃線の動力方式は、工事実施計画その1の中に明示されており、周辺の国鉄線区と同じ直流1,500V電化である。従って以下の各章に述べる設備は、直流1,500V電化を前提として考えたものである。なお将来計画ではあるが、新幹線に関しては交流25,000V方式で考えている。

2.1 変電所及びき電区分所

本四備讃線は直流電化であるため、在来の国鉄線電化区間と同様に約10km間隔に直流変電所を設け、電力会社の特別高压送電線から受電した交流66KV(一部110KV)を直流1,500Vに変圧・整流して電車線に動力用電気を送り出す。(図-1) また宇野線・予讃本線との各境界及び海峡部には、き電区間を切り分けられるように、き電区分所を設ける。変電所並びにき電区分所の設置位置は、図-2のとおりであるが、その考え方は次のようである。

海峡部分は約10kmであり、島しょ部には電力会社の送電網がないことから、この部分の変電所は海峡を挟んだ

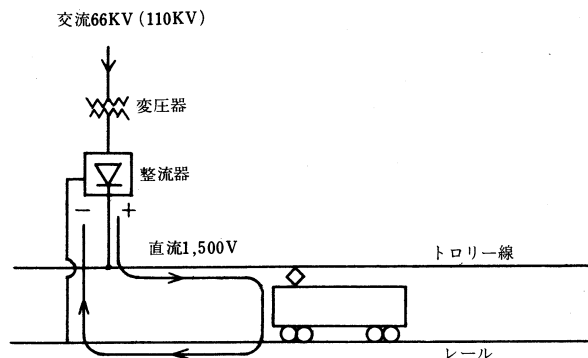


図-1

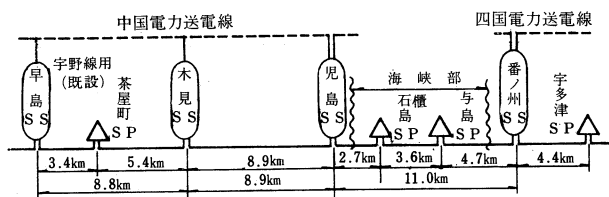


図-2 変電所及びき電区分所位置図

兩岸に設置することになる。さらに海峡部の鉄道は、自然条件、高所で吊橋等特殊構造物の上にあることなどから、動力電源は一般区間に比べて安定供給されることが望まれること、また吊橋等の電食防止及びレール電位抑制の点から、海峡部の変電所は相互間隔が短いことが好ましい。

このようなことから児島変電所は、田ノ浦に置くことを第一に考えたが、景観保全上の制約と中国電力送電線からの引込み距離が長くなるなどの問題があり、児島側の共用部始点附近に設置することとした。

番ノ州変電所は、四国電力送電線からの受電条件と上記条件から海峡部にできるだけ近い5P～6P附近とした。海峡部変電所を上記の位置とすると相互間隔は11kmとなるが、両変電所間のパンタグラフ電圧は1,200V以上であり、仮りに一方の変電所がき電不能となっても900V以上の電圧は確保できる。

なお、児島及び番ノ州両変電所は供給電線を安定なものとするため、電力会社送電線から2回線受電する。

鉄道単独部については、児島変電所から宇野線の早島変電所(既設)まで約18kmであるため、両変電所の中間附近に木見変電所を設ける。

次に海峡部のき電区分所は、き電線路の地絡事故などが発生した場合にもき電不能区間を限定することにより、

吊橋上などにある列車を可能な限り陸上部ないし島しょ部に移すことを考えて、櫃石島と与島の2ヶ所に設置することとした。

以上の本四備讃線内の変電所とき電区分所に対しては、機器の動作状態等の監視並びに操作を、電力指令室から遠隔制御で行う。

2.2 今後の問題

(1) 変電所及びき電区分所の設置場所は、用地・取付け道路・送電線からの受電距離など、現地の立地条件を勘案して最適な場所を選定する。

(2) 遠隔制御を行う電力指令室の設置場所は、関連する国鉄線の指令体制、後述するCTCセンターの設置場所などの問題を整理するなかで決定する。

(3) 電力会社からの受電ルートの方体案を決定する。

3. 電車線路設備

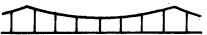
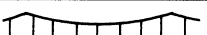
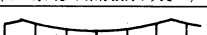
3.1 架線方式

本四備讃線の架線吊架方式は、列車の最高速度が120km/hであること及び強風区間であることなどを考慮して、国鉄在来線の高速幹線区間で使われているヘビースンプルカタナリ式とする。

架線方式については、地下鉄で使われている剛体架線を採用する案も研究したが、使用実績の高いカタナリ架線を使うこととした。参考までにカタナリ架線の種類を表-1に示す。

電車線路の耐風強度については、橋梁本体の設計風速を参考として、海峡部では70m/sに耐えるものとし、風圧による架線偏位等は、列車の運転規制風速30m/sを基準として、風洞実験から得た車面上部の増速効果を考慮して40m/sを設計条件とする。

表-1 カテナリ架線の種類

名 称	構 造	適 用 線 区
1 シンプルカタナリ方式		在来線（一般線区）
2 ツイン シンプルカタナリ方式		（都市通勤 線区）
3 ヘビー シンプルカタナリ方式	 （1の方式より架線張力が大きい）	（高速・耐風 幹線系線区）
4 ヘビー コンバウンドカタナリ方式		新幹線

注）ヘビー方式はパンタグラフと接するトロリ線の断面が170mm²であり、他は110mm²である。

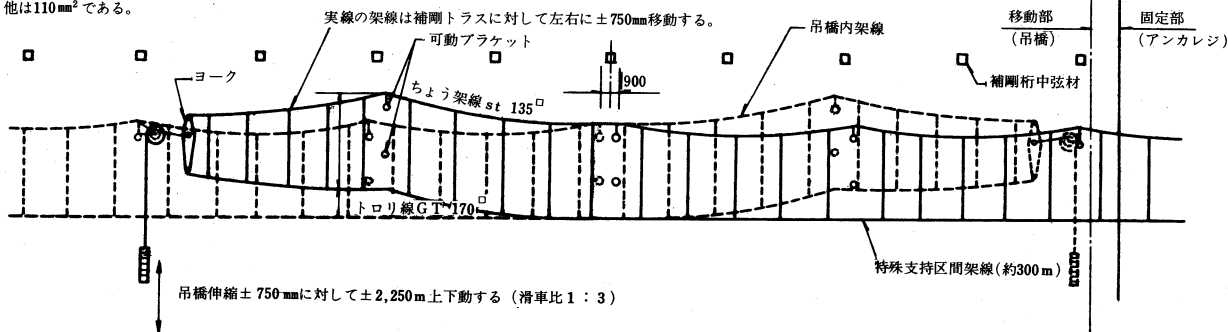


図-3 伸縮部架線構成側面図

3.2 吊橋端部の伸縮角折れ対策

吊橋端部（移動部）とアンカレッジ（固定部）を貫通して架設される電車線路は、吊橋端部の移動により最大±750mmの伸縮作用と最大10%の垂直角折れ作用を受けるものと考えた。

電車線路がこのような動作条件下に置かれたことは、在来の設備に無かったことであり、架線構造として対応可能な構造を種々検討した。伸縮部の架線は約300m程度の長さとし、補剛トラス全体に架設された架線（約1,500m）と切り分ける。その支持方法にはいろいろな案があったが、構造的に最も単純な可動ブラケットを補剛トラスの垂直材に直接取付け、伸縮に対しては可動ブラケットの横振れで対応するバランサ方式を採用することとした。（図-3）

この伸縮部架線構造が、設置条件下でどのような応動性を示すかについて、鉄道技術研究所構内に試験設備を作り、昭和56年度から応動試験を行い実用化の見通しを得た。

また、き電線についても建築限界の上部と小組トラス横梁下面の間の狭い空間に納めることが要求されるので、特殊な伸縮構造を考え、実用化の確認試験を行っている。

3.3 塩害対策

台風の襲来と濃霧の発生頻度の高い瀬戸内海において、鉄道が海上高所を走行し、しかも道路面下路で雨洗効果が期待できない条件にあることは、一般の陸上部鉄道と塩害状況が異なると考えられる。

そこで、電車線設備の塩害傾向を予測するため、垂水観測塔でがいしの汚損測定を行った。地上高50m点での測定結果は表-2のとおりであり、1ヶ月間の累積附着塩分量は、がいし下面で最大0.13mg/cm²であった。

表-2 地上高50mの汚損量（垂水気象観測塔）

	夏期（48.7.6～8.5）	冬期（48.11.6～12.11）
平均風速（m/s）	6.5	5.2
塩分付着密度 （mg/cm ² ）	上 面 0.05 下 面 0.11	0.035 0.13
固形物付着密度 （mg/cm ² ）	上 面 0.017 下 面 0.077	0.01 0.11

表-3 平常時汚損量(関門橋)

長 幹 が い し			路肩より 7.5m 内側				路肩より2.5m内側	
			塩 分 (mg/cm ²)	年間変動	固形物 (mg/cm ²)	年間変動	塩 分 (mg/cm ²)	固形物 (mg/cm ²)
			0.075	0.02~0.15	0.1	—	—	—
懸 垂 がいし	上 位	上 面	0.07	0.05~0.15	0.162	0.1 ~ 0.2	0.05	0.058
		下 面	0.068	—	0.057	—	0.11	0.13
	下 位	上 面	0.087	0.05~0.15	0.2	0.1 ~ 0.2	0.01	0.079
		下 面	0.022	—	0.05	—	0.06	0.053

さらに、Dルート海峡部と類似条件下での汚損を知るため、関門橋検査廊を使って雨洗効果の有り及び無しの2条件で測定した。この結果から、雨洗効果のない場合でも、塩分付着量には飽和傾向があることが明らかとなり、平常時の汚損値は表-3のとおりであった。表-3から、Dルートの平常時塩分汚損は、 0.15mg/cm^2 と考えた。これは、汚損度分類上B地区に相当する。(汚損度分類は、軽度のAから重度のEまで5段階である。)

本四備讃線は直流1,500V電化であり、かつ上記の汚損程度から勘案して、がいしを2個連とするほかは特別な塩害対策を採らない考えである。

3.4 レール電位と電食

本四備讃線は直流電化方式であるため、一般の直流電化区間と同様にレールから大地への漏れ電流によって発生する電食に対する配慮が必要である。

直流電気鉄道のき電電流は、変電所正極から架線を通して電車に入り、レールを通して変電所負極に帰る。(図-1) この際、一部の電流はレールから大地へ漏れ、大地中を通して変電所附近で再びレールに帰る。

大地への漏れ電流の大きさは、レールの対地電圧と対地漏れ抵抗の比であり、レール対地電圧は電車の負荷電流、レールの導体抵抗、変電所からの距離によって決まる。鋼材の電食量は、漏れ電流の積算値に比例するので、レール対地電圧も1日の平均値が問題となる。

直結5形締結装置による曝露試験の結果から、レールの漏れ抵抗を年間平均 $10\Omega/\text{km}$ とみれば、列車本数が1日74本(片道)として電食量を試算すると、北備讃瀬戸大橋で年間約3kgである。

吊橋において電食が発生すると考えられる箇所は、漏れ電流の経路から図-4に示す電食印のところである。電食印のところの鋼材相互を電気的に接続することにより、最終的に吊橋本体の電食はアンカレイジまたはピアから大地への電食に止めることが可能で、電食量の試算値からみて実害はないと考えられる。

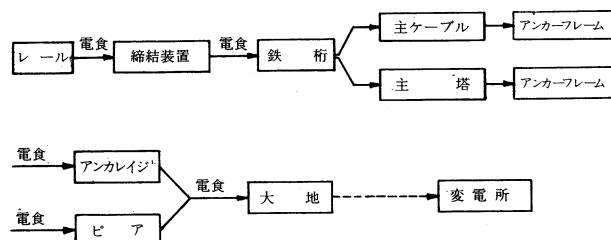


図-4

また電食防止の観点から、変電所間隔の縮少、上下線間にクロスボンドを設置するなどにより、レール対地電圧をできるだけ低くする方策を実施し、電食の軽減化を図るものとする。

なお、金属性地中管路の電食防止について「電気設備技術基準(通産省令)」で定められている制限値を当てはめてみると、海峡部のレール電位差は4.5Vであり、軌道こう長1km当たりは0.4Vとなり、いずれも電食防止上から定められている条件(レール電位差15V以下、軌道こう長1km当たり2.5V以下)を満足している。

3.5 今後の問題

(1) 共用部のP-C高架橋では、原則として鉄道桁に電化柱を建植して架線を支持する考えである。具体的な支持構造を決めるに当たっては、完成4線への移行方法と完成4線時の鉄道桁のたわみが支持構造に及ぼす影響などの問題を検討した上で決定する。

(2) 伸縮部の電車線と補剛トラス内の電車線は、最小150mmの間隔をもって平行に架設される部分(約50mm)があるが、電氣的には両者を短絡する必要がある。レール方向へ $\pm 750\text{mm}$ 、レール直角方向に $150\text{mm} \sim 70\text{mm}$ 移動するトロリー線相互を短絡する構造を考案する。

(3) がいしの塩害汚損測定を簡素化するため、従来の筆洗ひ法に代えて、がいしの漏洩電流から汚損状況を測定する方法を実用化する。

4. 信号保安設備

4.1 閉そく方式と軌道回路

本四備讃線の閉そく方式は、複線区間で一般的に使われている複線自動閉そくとする。線路を約2~3km毎に区切って1ブロック(1閉そく区間)とし、閉そく区間に列車が入ると後方の信号機は停止信号となり、続行列車との安全を確保する方式である。

閉そく区間内の列車の有無は、レールを電気回路とした軌道回路設備によって電氣的に検知するが、共用部の軌道回路方式は、添架される電力会社ケーブルと将来の新幹線からの誘導を考慮しなければならない。この条件に適するものに、30Hz軌道回路とAF軌道回路があるが、ロングレール化に支障を与えず、かつ軌道回路設計の自由度の高いAF軌道回路とした。共用部の軌道回路は、電車線路設備と同様に海塩付着による影響を考えなければならないが、垂水気象観測塔での曝露試験結果から、レール締結装置の漏洩コンダクタンス(漏洩抵抗の逆数)が最大 0.82S/km を示したことから、雨洗効果がない場合でも塩分付着は飽和現象があることから、軌道回路設計上の漏洩コンダクタンスは 1.0S/km とした。(一般箇所での値は、在来線で 0.5S/km 、新幹線で 0.2S/km である。)

軌道回路設備は、この値を前提として前述の電力ケーブル及び新幹線からの誘導とサイリスタ制御車両の妨害

電流に対しても安定に動作することを条件に、青函トンネルの軌道回路用に開発されたA F無絶縁軌道回路を使う考えである。

4.2 信号方式

信号方式は、濃霧による列車運転への影響を考えて、車上信号方式についても検討したが、隣接する国鉄線区の信号方式との関連、濃霧発生データなどから地上信号方式を採ることとした。

表-4 霧の発生回数

(1) 与島信号所

視 程 \ 観測年	52	53	54	計
1 km 以下 500m まで	4	3	2	9
500 m " 100 m "	13	7	6	26
100 m " 50 m "	2	0	0	2
50 m "	1	1	2	4

※測定地点は海拔約50m

※100m以下は長時間継続しない。

(2) 多度津測候所

視 程 \ 観測所	52	53	54	計
1 km 以下 500m まで	15	13	7	35
500 m " 100 m "	3	2	0	5
100 m " 50 m "	1	0	0	1
50 m "	0	1	0	1

※深夜はデータなし

国鉄では、視程50m以下の濃霧の場合、列車運転を中止することとしている。表-4の観測データによれば、視程50m以下の濃霧は年間1～2回程度であり、しかも長時間継続することはない。したがって地上信号機であっても、列車ダイヤへの影響が問題となるようなものではないと考える。

地上信号方式であるので、共用部にも約3km間隔で信号機を設置するが、一般線区と違って、塩害による機器の腐蝕、保守業務の簡素化から海峡上にはできるだけ機器類を配置せず、両端駅の機器室に集中する方式とする。このため、ATS装置（自動列車停止装置）の地上制御方法を考案して試作確認するなど、機器集中方式の実用性を確認した。機器集中化により、耐用寿命の延伸、設備故障の減少、ダウンタイムの短縮などの点で優れた利点がある。

また、軌道設備や電気設備の保守時間を確保する方法として、単線運転に切り換えて保守間合を生みだす方法が考えられるが、必要により児島・宇多津間の単線運転設備を設ける。

4.3 吊橋の載荷制限装置

吊橋は1,400トン、2ヶ列車を鉄道の載荷条件として、上下線で同時に2ヶ列車までを載荷するように列車制御を行う必要がある。このため、本四備讃線では上下線の吊橋入口に閉そく信号機を設けて、各線に2

ヶ列車以上進入できないようにする。また、信号機故障により異常時の列車運転扱いを行う場合に備えて、列車数カウンターによる区間開通確認装置を設備することを考えている。

吊橋の載荷制限確保については、当面の複線の場合は異常時を除いて簡単であるが、新幹線が併設されて4線となった場合は複雑になり、制御論理を組込んだ装置によって吊橋入口の信号機を制御するなど特殊な設備が必要である。

4.4 誘導

Dルートに添架される電力会社ケーブルと将来の新幹線からの誘導によって、本四備讃線の軌道回路と通信ケーブルに誘導電流が発生する。この誘導電流は、軌道回路本来の電流に重畳して流れるため、軌道回路の正常動作に影響ないか、とくに危険側への錯誤動作があつてはならないので、軌道回路設計上から重要な問題である。

新幹線からの誘導の方が大きいと考えられるので、多導体計算プログラムによりDルートをモデルとした新幹線からの誘導計算を行った。計算条件として、新幹線の電車電流を1,000A、漏洩コンダクタンスを3S/km、周波数1,020Hz（軌道回路周波数に近い値）とした場合、本四備讃線への誘導はレール電流で最大65mA、不平衡電流で10mAであった。

軌道回路に対する妨害として不平衡電流が問題となるが、本四備讃線に適用することを考えている軌道回路装置の耐妨害特性は、電源同期の場合、軌道回路信号電流（約100mA）の30倍までの妨害波に対して安定に動作するので、この程度の誘導電流は問題にならない。

次に通信ケーブルへの誘導は、ケーブル敷設位置によって誘導量が異なり、新幹線側ダクトに敷設されるケーブルの誘導が大きい。計算結果では、常時誘導電圧で最大93V、トロリー線断線でレールに接触した場合の異常時誘導電圧は最大520Vである。これは通信ケーブルのしゃへい効果を考慮すれば、誘導危険電圧の制限値（常時誘導で60V、異常時誘導で430V）以下に納まる。

4.5 今後の問題

(1) 本四備讃線では、各駅構内の列車進路制御と全線の列車位置、番号を集中化するため、CTC装置（列車集中制御装置）を導入する考えであるが、中央制御所（CTCセンター）をどこに設けるか、目下のところ未定である。

(2) 鉄道自体として必要な情報、鉄道・道路間相互で交換する情報の情報種別と利用方法などを整理する必要がある。

(3) 児島・宇多津間の単線運転設備について、保守方式その他を検討していくなかで設備方針を決定していく。

5. その他設備

5.1 電力設備

鉄道単独部では、動力・照明用の電力高圧と信号設備

用の信号高圧の2回線電源を線路沿いに架設する。両回線とも6.6KV、3相回線であり、電源を必要とする箇所へはトランスを置いて必要な低圧電源を得る。この方式は、複線線区の一般的な電源方式であるが、共用部においては信号機器を両端駅の信号機器室に集中設置するので、電源回線としては電力高圧回線のみを設置すればよい。

なお、共用部については道路用の高圧電源回線も設備されるので、高圧回線は一本化することも考えられるが、法的制約や設備運用上の問題点などについて検討しているところである。また共用部橋梁上の保守用照明についても、その必要性と設備形態等について結論をだしていかなければならない。

5.2 通信設備

共用部の通信ケーブルは、吊橋等の伸縮部の設備方式と、送電ケーブル及び新幹線から誘導を受ける点で、他区間にはない特徴がある。

伸縮部については、主ケーブルをその区間だけ切り分けて、可とう性の優れたケーブルをジャンパーケーブルに用い、ジャンパー線の余長で伸縮を吸収する。この方式の実用性を確認するため曝露試験を行ってきたが、これまでの試験結果からはとくに問題となる点はない。

なお、誘導については4.4に述べたとおりであるが、ケーブル線種については、誘導の影響を避けるため、光ファイバーケーブルを複合した通信ケーブルを使う考えである。

共用部では海峡の気象条件や列車の運転取扱い上から、列車無線を導入して情報連絡手段を強化することも考えられている。このため、鋼トラスで囲われた空間を走る

列車に対して、列車無線のための電波伝播がどうか、設備条件の似ている国鉄の福山駅高架と関門橋において電波伝播試験を行った。この結果、従来から考えていた漏洩同軸ケーブルを使わなくとも、空間波方式で可能であることの見通しを得た。

6. あとがき

本四備讃線の電気設備に関するおもな事項は、以上のとおりである。今後は設備の基本計画を前提として、残されている問題点を解決することと、実際の設備設計及び施工に当たって問題となる細部事項を決定していくことになる。

おわりに、基本計画をまとめるまでに種々検討されてきた委員会あるいは部外機関のおもな報告書を挙げる。

- 1) 架線構造に関する調査研究報告書 昭和53年3月
鉄道電化協会
- 2) 電車線路がいし塩害対策に関する研究 昭和53年3月
鉄道電化協会
- 3) 本四連絡橋における電食防止対策の研究 昭和53年3月
鉄道電化協会
- 4) 信号保安設備に関する研究報告書 昭和55年3月
信号保安協会
- 5) 運転制御設備に関する研究報告書 昭和50年3月
鉄道運転協会
- 6) 本四備讃線異常時対応設備に関する研究報告書 昭和57年3月
鉄道運転協会
- 7) 調査研究経過概要 鉄道技術研究所
- 8) 本四備讃線電気設備計画 昭和56年3月
国鉄、大阪電気工事局

既存架橋の架橋インパクト分析

A Case Study on Impact by Several Completed Bridges

企画開発部 経済課長代理

黒 滝 義 則
Yoshinori Kurotaki

1. まえがき

これまでわが国において架橋された大規模橋梁が、架橋地域の経済・社会構造並びに交通流等にどのようなインパクトを与え、また、それがいかなる要因によるものであるかを分析することは、本四架橋のインパクト分析及び交通量推計のための基礎資料を得るという面から重要なことである。このような観点に立ち、既存の代表的な離島と本土を結ぶ架橋について、架橋インパクト分析を試みた。本稿は、その分析結果を紹介するものである。

2. 調査架橋の概要

調査架橋は、離島と本土を結ぶ天草五橋、尾道大橋、

平戸大橋及び大島大橋の4橋とし、架橋と地域概況、架橋位置は表-1、図-1のとおりである。

3. 調査内容

架橋インパクトの調査分析項目は、

- ①地域経済へのインパクト…農業、漁業、製造業、商業、観光
- ②地域生活へのインパクト…人口、生活水準、生活流動、架橋への評価
- ③地域交通へのインパクト…地域交通の特性、架橋利用交通量、水道横断交通量

の12項目について行った。

本稿では、このうちインパクトが比較的数量的に把握

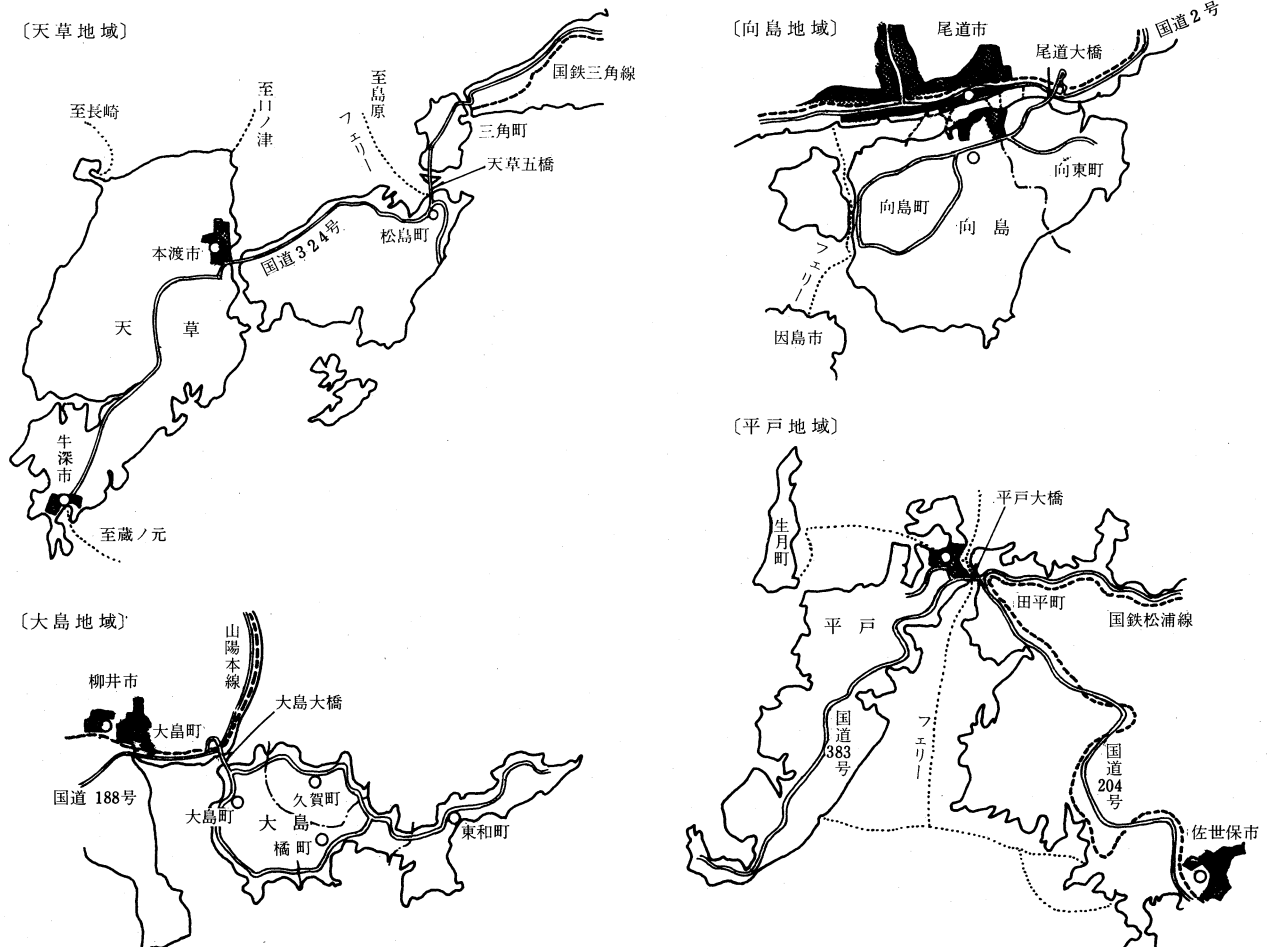


図-1 架橋位置図

表－1 架橋と地域概況

地 域 名		天 草	向 島	大 島	平 戸	単 位	時 点
架 橋 名		天 草 五 橋	尾 道 大 橋	大 島 大 橋	平 戸 大 橋	—	—
開 通 年 月 日		昭和41年9月24	昭和43年3月4日	昭和51年7月4日	昭和52年4月4日	—	—
行 政 市 町 村		2市13町	2 町	4 町	1 市	—	—
面 積		880	31	140	171	km ²	55年
人 口	人 口 数	173,153	30,632	32,021	29,924	人	55年
	人口増加率	△ 1.3	△ 0.6	△ 6.7	△ 2.6	%	55/50
日 平 均 交 通 量		4,820	14,560	4,630	3,930	台/日	55年 (天草50年)
事 業 者 名		日 本 道 路 公 団			長 崎 県	—	—

し易い架橋が観光及び地域交通に与えるインパクトと地域住民の架橋に対する評価について述べることにする。

4. 観光に与えるインパクト

架橋が観光に与えるインパクトは、架橋地域の観光資源の魅力水準、架橋の開通時期及び立地条件により異なっているが、他の産業に比較して、そのインパクトは大きく、しかも効果が開通時点から現われるため、早い段階で地域社会の活性化に大いに貢献している。

架橋された各島の観光資源は表－2のとおりで、天草、平戸はAランク評価のわが国有数の観光地であり、また向島、大島はCランク評価の比較的観光資源の乏しい観光地である。

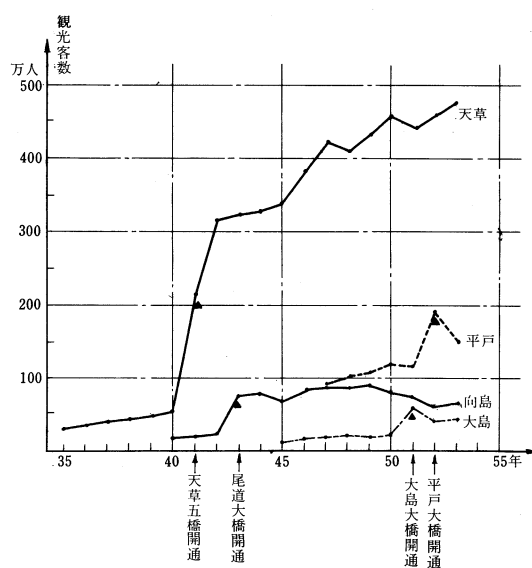
表－2 観光資源の比較

	天 草	向 島	大 島	平 戸
海浜性レクリエーション	海水浴・釣	海水浴・釣	海水浴・釣	海水浴・釣
景観(国立公園)	雲仙・天草	瀬戸内海	瀬戸内海	西 海
歴 史・文 化	キリシタン文化	—	—	南 蛮 文化
そ の 他	不知海の魚	みかん園	みかん園	東シナ海の魚
総 合 ラ ン ク	A	C	C	A

各橋の観光客の推移をみると図－2のとおりで、天草においては架橋前の35年は32万人、5年後の40年には54万人と安定した推移をしていたが、天草五橋が開通した41年には、前年の3.9倍の214万人に、翌42年にはさらに100万人増加5.8倍の315万人に達し、その後、熊本県平均の伸びと同程度のなだらかな伸びを示している。

また向島においては、40年から架橋前年の42年までは極めて安定的な伸びを示していたが、尾道大橋の開通により前年の3.6倍にあたる75万人の観光客を記録し、一挙に54万人の増加をみ、その後ほぼ横ばい状態が続いている。

向島の観光資源とはほぼ似かよっている大島の観光客の推移は、48年までは順調な伸びを示していたが、49、50年にはオイルショックの影響を受け、やゝ伸びが鈍化している。51年7月大島大橋の開通により前年の2.7倍にあたる57万人に急増したが、翌52年には約17万人減少41万人となり、架橋インパクトが持続しないが、架橋前に



図－2 各島の観光客数の推移

比べ約2倍の観光客数を維持している。

観光資源に恵まれた平戸においては、平戸大橋が開通した52年には架橋前年の2.2倍にあたる197万人の観光客の急増をみたが、翌53年には45万人の減少となっている。

各橋の架橋前後の観光客数の変化を、架橋開通年を0年とし、開通前年（－1年）を100として観光入込客を指数化し、その推移を図示すると図－3のとおりで、架橋前の2～4倍の観光客が1年で誘致されていることがわかる。また天草、向島においては、架橋時期が40年代初期の観光需要の大きい高度成長期であったことにより、架橋インパクトがそのまま持続しており、架橋時期が安定成長期である50年代初期の大島大橋、平戸大橋の場合は、開通初年度に急増した観光客が翌年に減少し、架橋前の約2倍程度となり、その後横這いという傾向をたどっている。

架橋が観光入込客数に与えるインパクトが、このように大きく、また急速に発生する理由として、①架橋自体が新たな観光資源となり、地域の観光資源水準を上昇させたこと、②架橋により本土との一体化が進み、交通の便益が図られ、島を県民のレクリエーション地として開発したこと、③架橋がマスコミに報道され、それが地域

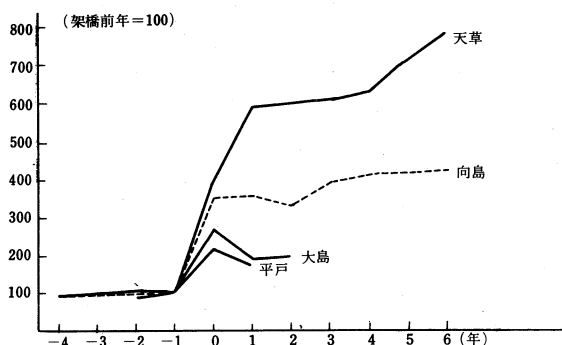


図-3 観光インパクト比較図

観光の紹介にもつながり、地域観光へのPR効果をもたらすこと等があげられる。

5. 地域交通に与えるインパクト

架橋は、それまでの海上交通から陸上交通へと交通手段を変化させ、架橋による時間距離の短縮、輸送の安定化を通じて、人的、物的交流の円滑化が図られ、島外との自動車交通を急速に増大させる。その一例として昭和41年9月に供用した天草五橋が、わずか9年で償還完了し50年8月無料開放されたことから明らかとなっている。

以下、尾道大橋、大島大橋及び平戸大橋の3橋について、架橋前までのフェリーによる輸送量の推移と架橋後のフェリー及び架橋利用交通量について、架橋が地域交通に与えたインパクト分析結果を述べる。なお天草五橋については、架橋前のフェリーの輸送データが得られないため分析対象から除いた。

分析対象3橋の架橋前後のフェリー状況及び架橋供用時のフェリー運賃、架橋の通行料金は表-3のとおりである。

表-3 架橋前後のフェリー状況と運賃・料金

架 橋 名	架橋前の フェリー航路数	架橋後の フェリーの存続	架橋供用時の フェリー運賃	架橋の 通行料金
尾 道 大 橋	6	継 続	60 円/台	80 円/台
大 島 大 橋	2	廃 止	1,200	600
平 戸 大 橋	1	継 続	700	700

(注) フェリー運賃、運賃料金は普通車の値である。

5.1 尾道大橋

尾道大橋架橋以前の尾道、向島を結ぶ交通は渡船（フェリー）により行われ、その歴史は古く大正9年から始まり、その後いくつかの航路が設けられ、架橋時の昭和43年にはフェリー6航路、旅客船1航路の計7航路が運航し、両地区間を結ぶ主要交通機関として現在に至っている。

フェリーによる自動車輸送台数は、架橋前年の42年度まで順調な伸びを示し、昭和42年度において約120万台

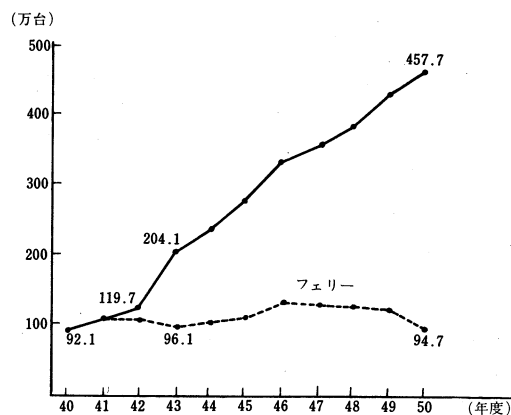


図-4 尾道水道横断自動車交通量の推移

1日平均3,300台となっている。43年3月尾道大橋の開通により断面交通量は急速に増大し、42年度の1.7倍にあたる204万台を記録、その後の伸びも架橋前の伸びを上回り、水道を横断する自動車交通量は架橋後急速に増加している。この間フェリーを利用した自動車交通量は、開通年には前年に比較し約20%減少したものの、それ以降46年度まで伸び率は小さいが年々増大し、47年度から横這いとなり49年度にはマイナスに転じるという動きをみせている。その結果、尾道大橋開通時にほぼ半々であったフェリーと架橋利用交通量の分担率が、昭和50年度においてフェリー利用約20%、架橋利用約80%となり年々架橋利用交通量の比率が高まっている。(図-4)

5.2 大島大橋

架橋前の大島瀬戸を横断するフェリーは、大島町の小松港と対岸の大島町を結ぶ航路と、大島町の開作港と柳井市を結ぶ2航路が就航しており、それぞれ1日17、13往復運航していたが、大島大橋開通と同時に廃止された。

2航路の自動車輸送台数は、48年度まで順調な伸びを示していたが、オイルショック後伸びが止まり、ややマイナス成長となり、架橋前年の50年度には約39万台、1日平均約1,100台となっている。51年7月大島大橋の開通により、断面交通量は急速に増大、50年度の2.6倍にあたる101万台を記録し、55年度現在約169万台、1日平均約4,600台となっている。(図-5)

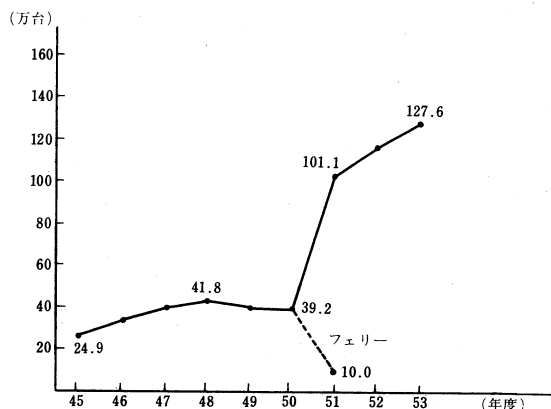


図-5 大島瀬戸水道横断自動車交通量の推移

5.3 平戸大橋

平戸瀬戸を横断するフェリーは、平戸市の中心である旧平戸町と対岸の田平町を結ぶ1航路で1日24往復運航し約50万台の自動車輸送を行っていた。この航路に完全に競合する形で平戸大橋が架橋されたため、フェリー利用の自動車は激減したが、廃止されることもなく現在も運航されている。なお架橋の通行料金は、架橋前のフェリー運賃と同額の700円と設定したが、橋の開通後、フェリー会社は競合する平戸大橋に対抗するためフェリー運賃を500円に値下げしている。

フェリーによる自動車輸送台数は、50年度までは順調な伸びを示していたが、架橋前年の51年度にはや、鈍化し約50万台、1日平均約1,400台となっている。52年4月平戸大橋の開通により、断面交通量は急速に増大し、51年度の2.8倍の138万台に達している。一方、フェリー利用自動車交通量は、50万台から一挙に8万台に減少しており、架橋がフェリーに与えた影響は極めて大きい(図-6)。

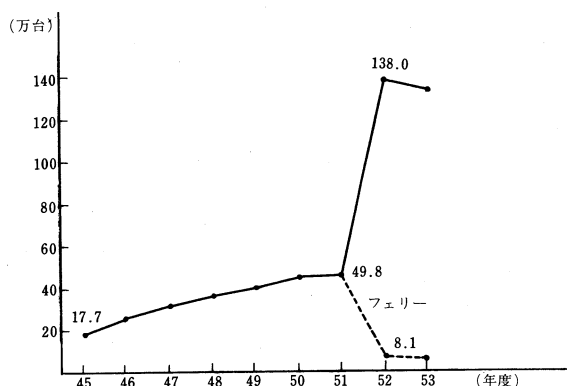


図-6 平戸瀬戸水道横断自動車交通量の推移

以上、架橋以前のフェリー輸送量と架橋後の水道横断交通量の変化をみたが、3橋について架橋前年を100とした場合の架橋後の推移をまとめると図-7のとおりとなり、架橋により水道横断交通量は架橋前年の1.7~2.8倍に増大している。なお参考までに本四架橋の大三島橋の場合は2.4倍となっている。

次に交通量の増大した要因について、架橋による誘開発交通量、車種別交通量及び旅行目的の変化の面からみることにする。

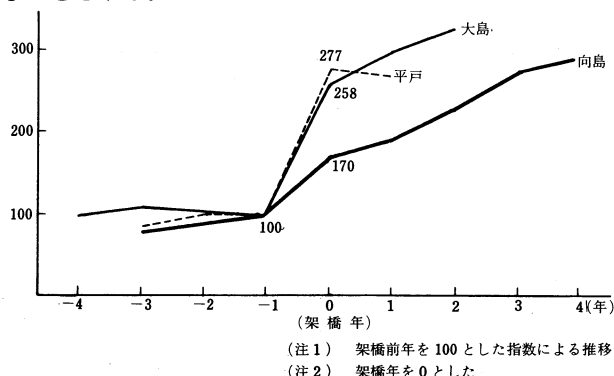


図-7 架橋前年を100とした水道横断自動車交通量の推移

(1) 転換交通量と誘開発交通量

架橋前の水道横断交通量を1単位とし、架橋後のフェリー輸送量及び架橋利用交通量の転換交通量と誘開発交通量の割合をみると図-8のとおりとなる。転換交通量とは、架橋前にフェリーを利用していた交通量のうち、架橋後に架橋に転換した交通量を指し、また誘開発交通量とは、架橋により新たに誘発・開発された交通量である。尾道大橋においては、架橋後もフェリーを利用する交通量が47%を占め、架橋への転換交通量は約18%に止どまり、また誘開発交通量の割合も35%と3橋のうち一番少ない。一方、大島大橋、平戸大橋においては、架橋によって新たに発生した誘開発交通量が60%以上を占めている。すなわち、これまでの離島が、架橋により本土と陸続きとなり「いつでも、きまった時間で」いわゆる随時性、定時性が確保されたことにより、新たに架橋により誘開発された交通量は架橋前の約2倍に相当する。

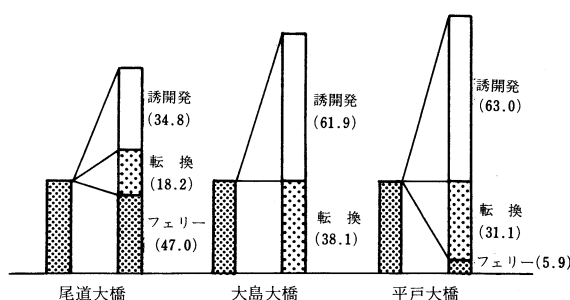


図-8 誘開発、転換交通の比較

(2) 車種別交通量の変化

架橋前後の交通量の車種構成が判明している大島大橋と平戸大橋について、車種別交通量の変化をみると表-4のとおりである。

両橋において交通量の伸び率が最も高い車種はバスである。大島大橋では架橋前360台/年だったバス交通量が

表-4 架橋前後の車種別交通量の変化

		交通量(台/年)		構成比(%)		倍率
		架橋前	架橋後	架橋前	架橋後	
大島	乗用車	209,808	503,357	53.6	49.8	2.4
	貨物車	181,524	447,007	46.3	44.2	2.5
	バス	360	60,229	0.1	6.0	167.3
	計	391,692	1,010,593	100.0	100.0	2.6
平戸	乗用車	334,046	726,904	67.1	52.7	2.2
	貨物車	160,353	563,812	32.2	40.8	3.5
	バス	3,205	89,515	0.7	6.5	27.9
	計	497,604	1,380,238	100.0	100.0	2.8

(注1) 架橋前の車種構成は、フェリー会社のデータより作成。

(注2) 架橋後の車種構成は、大島では日本道路公団の路側調査により、平戸は本州四国連絡橋公団のOD調査により求めた。

架橋後は167倍の6万台に、また平戸大橋では3千台が28倍の8万台に増加している。バス交通がこのように急増したのは、フェリーに代ってバスが島外への交通手段となり、定期路線バスが運行（大島大橋1日102便、平戸大橋1日46便）されたこと及び架橋前対岸に止まっていた観光バスが、直接島に乗り込むようになったこと等による観光バスの増によるものであるが、全交通量に占めるバスの割合は6%程度に過ぎない。バスに続いて伸び率の高いのは貨物自動車であり、大島大橋において約2.5倍、平戸大橋において約3.5倍と乗用車の伸びを上回っている。すなわち架橋は乗用車よりも貨物車に与えたインパクトが大きく、これは業務関連の交通流動が架橋により多く誘発されたためである。

(3) 旅行目的の変化

架橋前後の目的別車種別交通量、目的別増加交通量等の資料が得られた平戸大橋について、旅行目的の変化をみると表-5のとおりである。

架橋前の水道横断交通量の目的構成は、業務が最も多く約67%を占め、次いで私用（家事、買物、通院など）19%、観光10%、通勤・通学4%の順となっている。架橋後においても、この順位に変わりはないが、業務目的が約10%減少し、観光、通勤・通学がそれぞれ4%強増えている。

次に架橋インパクトにより増大した交通量の目的別増加寄与率（全増加交通量に対する各目的別増加交通量の割合）でみると、業務51%、私用21%、観光17%、通勤・通学11%の順となっている。つまり架橋により増加した自動車交通量の約半分は業務目的の交通量である。業務交通の増大の理由としては、①漁業で活漁など島外への出荷が増大した、②製造業で原材料の域外からの仕入れが増大した、③商業で小売の域外からの仕入れが増大した、④外商など島外からの商品流入が進んだ、など短期間内に発生する産業流動の活性化によりもたらされたものである。

表-5 水道横断交通量の目的別構成

		自動車（台）				
		通勤・通学	業務	観光	私用	計
実数	架橋前	20,870	331,315	48,203	97,216	497,604
	架橋後	118,296	783,708	193,496	284,731	1,380,231
	フェリー	3,177	50,312	13,769	13,769	81,027
	平戸大橋	115,119	733,396	179,727	270,962	1,299,204
構成比(%)	架橋前	4.2	66.6	9.7	19.5	100.0
	架橋後	8.6	56.7	14.0	20.7	100.0
	フェリー	3.9	62.1	17.0	17.0	100.0
	平戸大橋	8.9	56.4	13.8	20.9	100.0
増加分	増加交通量	97,426	452,393	145,293	187,515	882,627
	増加寄与率(%)	11.0	51.3	16.5	21.2	100.0
	伸び率(%)	5.7	2.4	4.0	2.9	2.8
	分母率(フェリー)(%)	2.7	6.4	7.1	4.8	5.9

以上述べた架橋が地域交通に与えたインパクトを要約すると、

- ① 島外への自動車交通量に対する架橋インパクトは大きく、架橋前の2～3倍の交通量の増大をもたらす。
- ② 自動車交通量増大の約50%は業務目的であり、これは短期間内に発生する仕入先、出荷先の変更等、産業流動の島外への結びつきが強化されたためである。
- ③ 業務目的の自動車交通の増大は、貨物車の増加からも推測されるように、物流面の交通量の増大を中心に図られている。
- ④ 通勤・通学と私用目的の交通量の伸び率が高いのは、それまでフェリーを利用していた徒歩客が、自動車利用にふり代ったためである。
- ⑤ 観光目的の交通量の伸び率が高いのは、架橋による観光客の誘発量が大きいためである。

6. 地域住民の架橋への評価

架橋が地域住民にいかなる評価を受けているかを明らかにするため、表-6の調査概要により天草、向島、平戸の住民に対してアンケート調査を実施した。

表-6 アンケート調査の概要

	天 草	向 島	平 戸
対象地域	天草2市13町	向島町、向東町	平戸市
調査時点	昭和51年1月	昭和53年1月	昭和54年3月
調査対象	住 民	住 民	住 民
調査方法	郵 送 回 収	郵 送 回 収	留 置 回 収
サンプル数	3,000票	1,500票	850票
回収率	27.7%	36.5%	70.8%

6.1 架橋への総合評価

架橋を総合的にみてどのように評価するかを問い、それに対する答を、①大変良かった、②一応良かった、③どちらともいえない、④あまり良くなかった、⑤全く良くなかった、の5段階に分けた。この間に対する各地域の回答は図-9のとおりである。

天草では「大変良かった」と答えた人が65%にも達し

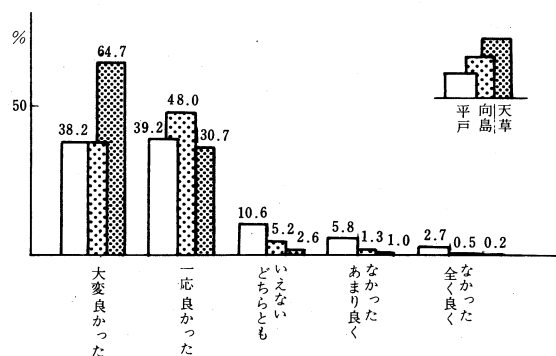


図-9 架橋の総合評価

「大変良かった」と「一応良かった」を併せると95%になり、ほとんどの人が架橋を総合的にみて良かったと評価している。天草において架橋評価がこのように高いのは、島嶼部的後進性を色濃く残していたこの地域に架橋が多くインパクトを与え、地域の振興、発展に大きく寄与したためである。

天草の架橋への高い評価に対し、向島、平戸の評価はやや低く、「大変良かった」よりも「一応良かった」と評価する人が多くなっている。向島の架橋評価がこのように天草より低くなったのは、架橋前から向島の生産水準が高く、架橋による産業への誘発効果効果が小さかったこと、さらに生活水準も架橋前から高く、架橋により大きな変化がもたらされなかったことが、その大きな理由と考えられる。

また平戸の架橋に対する評価は、向島よりも低く、向島で大変、一応も含めて良かったと評価した人が約86%を占めたのに対し、平戸では約77%となっている。しかも架橋を「あまり良くない」、「全く良くない」と評価した人が、向島の1.8%に対し8.5%にも達している。平戸住民の架橋に対する評価がこのように低いのは、アンケート調査時点が他の地域に比べ架橋後1年たらずと短かったため、架橋効果が充分あらわれるに至っていないこと、観光に対する効果は顕著であったが、島民の生活にとって観光への効果は必ずしもメリットとはうつらない等の理由によるものと考えられる。

向島、平戸における架橋評価が、天草の95%に比べ低いとはいえ、架橋を「良かった」と評価する人が平戸でも約8割を占め、3島の地域住民は、総合的には架橋を高く評価している。これは具体的な効果以外に、本土と陸続きとなったことによる精神的な安定感や、選択機会の増大など、目に見えぬ形の効果があつたためと推察される。

6.2 項目別評価

架橋による効果が、どのような点であられたかを、メリット・デメリットを含め15項目についてアンケートした。その結果、各地域の上位5位までが表-7のとおりである。

架橋によるメリットとして高く評価されているのは、天草と向島では「道路が整備されて交通の便が良くなった」点と「地域開発が進んで町に活気が出てきた」点である。この両項目は、いずれも一定の時間経過後に発生する効果であり、架橋後10年以上経過した天草、向島ならではの評価である。一方、調査時点において架橋後1

表-7 架橋効果の上位5位

	天 草	向 島	平 戸
1 位	交通の便 87.4%	交通事故 73.0%	交通事故 67.5%
2 位	交通事故 85.3	交通公害 61.9	交通公害 62.3
3 位	外商増 65.9	ベッドタウン化 59.5	佐世保近接 60.3
4 位	地域開発 59.9	交通の便 59.1	通院の便 58.7
5 位	交通公害 59.2	地域開発 48.9	観光公害 58.4

年より経ていない平戸では、「佐世保市が近くなって便利になった」、「通院・訪問が便利になった」等、架橋を利用した生活流動面への評価が高くなっている。

また天草においては「交通の便が良くなった」ことを1位にあげているが、向島、平戸においては「交通事故が多くなった」、「交通渋滞や騒音など公害がふえた」の架橋によるデメリットが上位1、2位を占めており、個別の効果についてはマイナス効果が強く意識されている。こうしたマイナス効果への批判の強さは、架橋前には架橋に寄せる大きな期待とプラス効果のみが意識され、架橋後に発生するマイナス効果や期待通り効果を生み出さない事例を強く意識している等によるものと推察される。

7. あとがき

以上、既存架橋のインパクトについて述べたが、本報告では紙数の制約もあり、インパクト全般については割愛し、またインパクトの要因分析も十分に意を尽すに至らなかった。しかし、架橋インパクトの内容と要因並びに地域住民の架橋に対する考え方等の大枠は御理解頂けたものと考えている。今後の同様の架橋工事の計画等に役立てば幸いである。

本調査は、天草五橋については日本道路公団福岡管理局、また尾道大橋、大島大橋及び平戸大橋については本四公団が、(財)国民経済研究協会に委託し、各地方公共団体、フェリー事業者等の協力を得て、とりまとめたものであり、関係者の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 天草五橋のインパクトと交通流調査 昭和51年3月 日本道路公団福岡管理局
- 2) 経済調査報告書—架橋のインパクトと交通流調査— 昭和55年3月 本四公団

土木積算システム“HOBASS”完成

本四公団における土木積算業務を合理化するため、昭和56年12月から開発を進めてきた積算の電算化システムが完成し、第二建設局において電算端末機を利用した積算の試行が開始された。

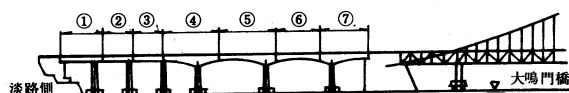
このシステム“HOBASS”(Honsu Shikoku Bridge Authority Sekisan System)では、積算基準に関するデータベースと、積上げ計算を行うプログラム群が東京の大型計算センターの記憶装置上に収録され、これに設計者がデータシート上に記入した積算条件が加わって、3者が連繫して稼動するオンラインシステムとなっている。

HOBASSにおいて特に考慮されていることは、入力データパンチを不要としたこと、数量や施工条件のバランスチェックを入れたこと、代価や直工単価をグラフ表示してチェックに供することとしたこと、工事の工種構成を表示して積上げかたを容易にしたこと、および漢字を利用して諸結果が得られることとしたことである。今後は第一建設局、第三建設局でも58年4月前後に電算による積算の試行に移る計画となっている。

門崎高架橋架設進む

門崎高架橋は、大鳴門橋淡路島側のアプローチ橋であり、橋長約1kmで、3径間と4径間の連続鋼床版箱桁橋から成っている。橋は、淡路島門崎の太平洋側海岸に沿って架設するため、その地形から単材架設は非常に難しく、大型F.C.(F.C.はフローティングクレーンの略称)による大ブロックの一括架設工法を採用することになり、昭和55年8月以来1年間にわたり架設工法を入念に検討し、淡路側から順次、①120m(12,00t)②110m(1,000t)③100m(900t)④190m(2,400t)⑤190m(2,300t)⑥100m(1,100t)⑦190m(2,300t)と7つの大ブロックの桁に分割し架設することを決定した。製作は、昭和56年9月から、呉、大阪、津、名古屋で開始し現在、すべて完了している。現地での架設は、それぞれの工場から台船にて海上輸送を行ない、①②③⑥の桁は3,000t吊F.C.一隻で、④⑤は3,000t吊と1,300t吊F.C.の相吊で、⑦は3,000t吊F.C.2隻の相吊で④から①⑤②③⑦⑥の順序で行ない、57年11月3日に最初の桁が無事架設成功して以来、計5つの桁の架設を終えた。1月末までには残りの桁の架設を完了する。

その後、桁の接合、付属物取り付け、ジグ、ピース類の撤去を行い、3月末から橋面舗装に入り5月から大鳴門橋の1A上屋工事・補剛桁架設の資材を搬入する車両を通行させる予定である。



児島・坂出ルート海峡部橋梁の色彩決定

児島・坂出ルートの海峡部橋梁の色彩は、昭和57年11月12日付けで環境庁の同意が得られ、正式にライトグレーに決定した。

同ルート建設に先立って、環境庁の同意、文化庁の許可を受けた際、橋梁の色彩は景観と調和したものであることという条件が付された。これを受けて、公団は、昭和56年度よりフォトモンタージュをベースにしたカラーシミュレーション法を用い、アンケート調査も折り込んで色彩選定の検討を重ねてきたところである。

この結果、候補色は、ライトグレー(N7.5)、ペールグリーンニッシュスカイ(5B8/2)、ライトブルー(10B7/6)の三色に絞られ、57年8月21、22日に環境庁の自然環境保全審議会本四問題小委員会の林委員長(元内閣法制局長官)、泉委員(工業デザイナー)に現地をご視察いただいた。その後、9月10日に開催された同小委員会では、「ライトブルーは、景観との調和について作為的な感が強く、ふさわしくないが、他の2色は景観上、大差はない」という意見がとりまとめられ、最終の選択は公団に委ねられた。

文化庁についても、10月7日の文化財保護審議会専門調査会名勝部会で同様の意見であった。

公団としては、部長会、役員会に諮り、岡山、香川県知事等の了解を得たうえで、10月12日にライトグレーとすることに内定し、環境庁に文書協議をした結果、11月12日付けで同意されたものである。

南北備讃瀬戸大橋7Aモルタル注入始まる

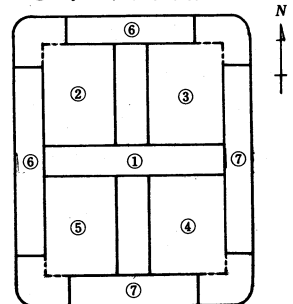
児島・坂出ルートの海中基礎の中で、最大の大きさを誇る7Aのケーソン内への、モルタル注入がさる11月21日より開始された。

7Aの構造寸法は、巾59m、長さ75m、高さ55mであり、平面積が約4,400㎡と大きい内部を図に示すように15区画(7回)に分け、第1回目は、18,240㎡を、11月21日12時34分より11月25日1時までかかり平均注入速度216㎡/hrで、四昼夜連続注入された。条件的には、気象海象条件も良く、また適確な作業管理により、モルタルプラント船「世紀」にとって、最終目標といっても過言でない注入を最高能力(240㎡/hr)に近い状態を発揮し、無事終了した。

7Aモルタル注入は、今後、年内に2回、58年2月下旬まで4回、計7回にわたって約104,300㎡のモルタルを注入する予定である。

この正念場を乗りきることで、今後の工事は順調に進むことになるだろう。

モルタル注入区画割図



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	杉田秀夫		
編集委員	有田稔	奥川淳志	
	蟹沢康人	黒瀧義則	
	後藤忠	坂本政彦	
	庄司吉美	神弘夫	
	高橋靖典	竹名興英	
	田中嘉博	千々岩敏弼	
	成田秀志	水間雅昭	
	室谷貞雄	山下義之	
	山県守	渡辺忠明	
	小暮三郎	(海洋架橋調査会)	

本四技報 第23号

発行 昭和58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 10F
電話03(436)-3896

発行者 荻輪健二郎
印刷 中井編集デザイン事務所

定価1,200円

