本四技報

Vol. 1 No. 1 '77.7

本州四国連絡橋公団

本四技報創刊号 目次

発刊にあたって……総裁　尾之内由紀夫
技師長　蓑輪健二郎……1
大三島橋下部工工事報告……今治工事事務所第一工事長 榎波義幸‥2
東大維橋におけるケーブル応力の測定調査…設計第一部設計第一課　北川信……10
吊橋塔基部の模型実験……設計第二部設計第三課　加島聡……19
明石海峡における海中防食試験……第一建設局計画課長　森本隆也……27
水中発破（その１）……坂出工事事務所第二工事長　長坂進…33
技術ニュース……40

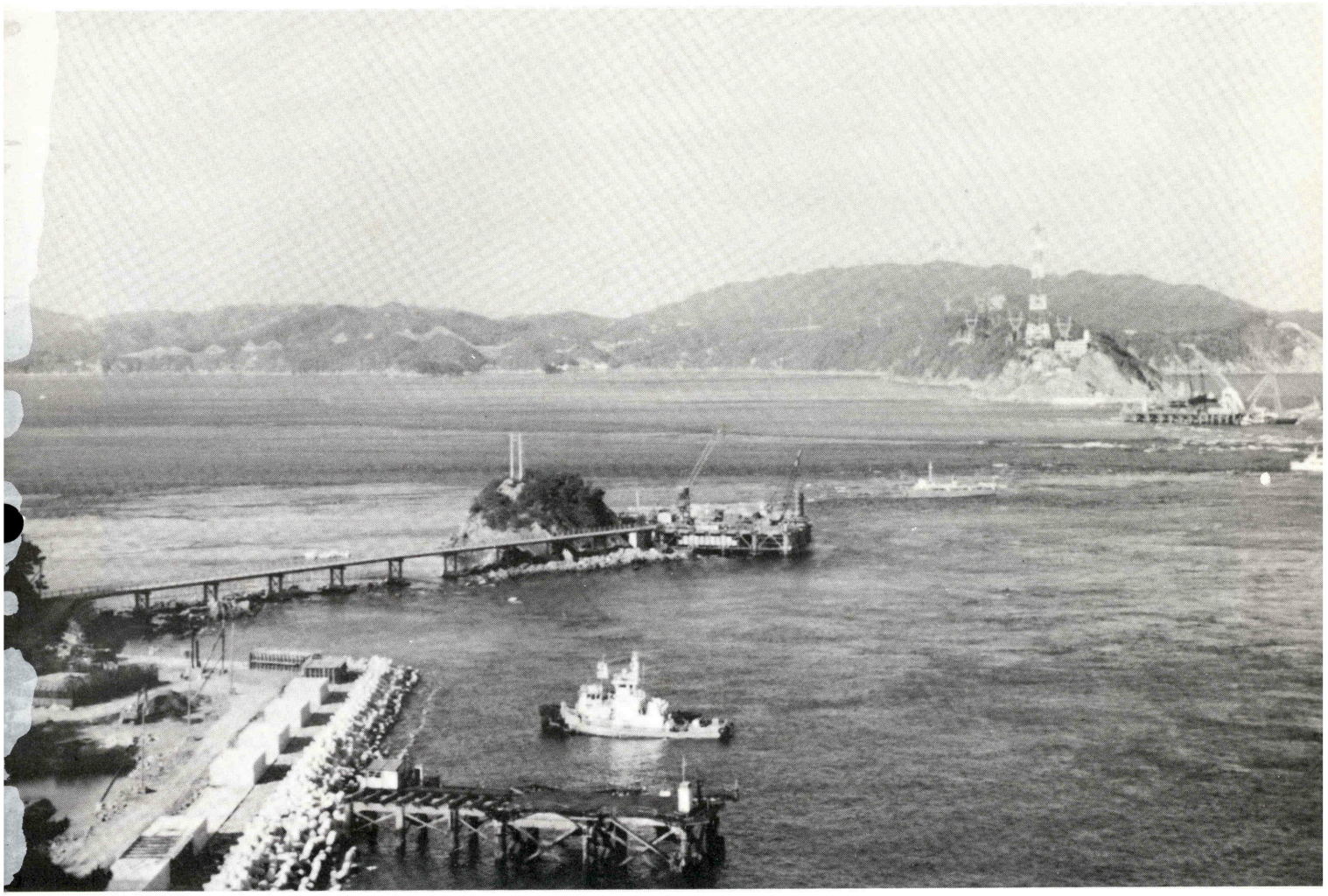
（執筆者の所属は昭和52年６月30日現在）

●表紙の言葉●

技報の顔である表紙をどうしようか。編集委員は期待とおそれとが入りまじった複雑な気持。手続きの関係でクチコミで作品を募集しましたが，案として集まったもの20余点，数点にしぼった中から採られたのがこれです。吊橋やケーブルを題材にしたものがほとんどの中で，これは夢を，詩を持たせようと努力したものです。

提案者題して曰く：瀬戸内の海，空とのふれ合い

●大鳴門橋下部工工事



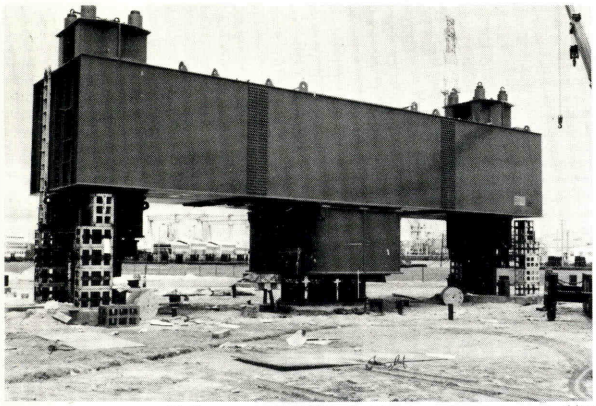
大毛島より５Ａ締切り，４Ｐ作業足場を望む。
５Ａは締切が概成し，ケーソンのシュー据付けが開始されており，４Ｐは連絡桟橋が開通し，作業足場の根固めが急ピッチで進んでいる。

(昭和52年５月撮影)



５Ａ締切内で開始されたケーソン工事
(昭和52年５月撮影)

●番ノ州高架橋基礎杭載荷試験



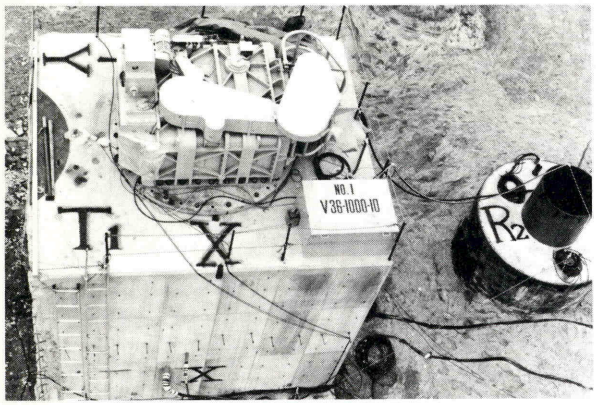
載荷バリ（耐荷力4,000トン）のセット状況

（昭和51年５月撮影）



・試験杭（φ3m）の鉄筋建込状況

（昭和51年２月撮影）



試験杭（φ3m）にセットされた起振機。
最大加振力36tm（但し3～10Hzに於いて）

（昭和51年10月撮影）

●鷲羽山トンネル調査坑



調査坑

（51年４月撮影）



岩盤の初期地圧の測定。多軸歪計のセット状況。

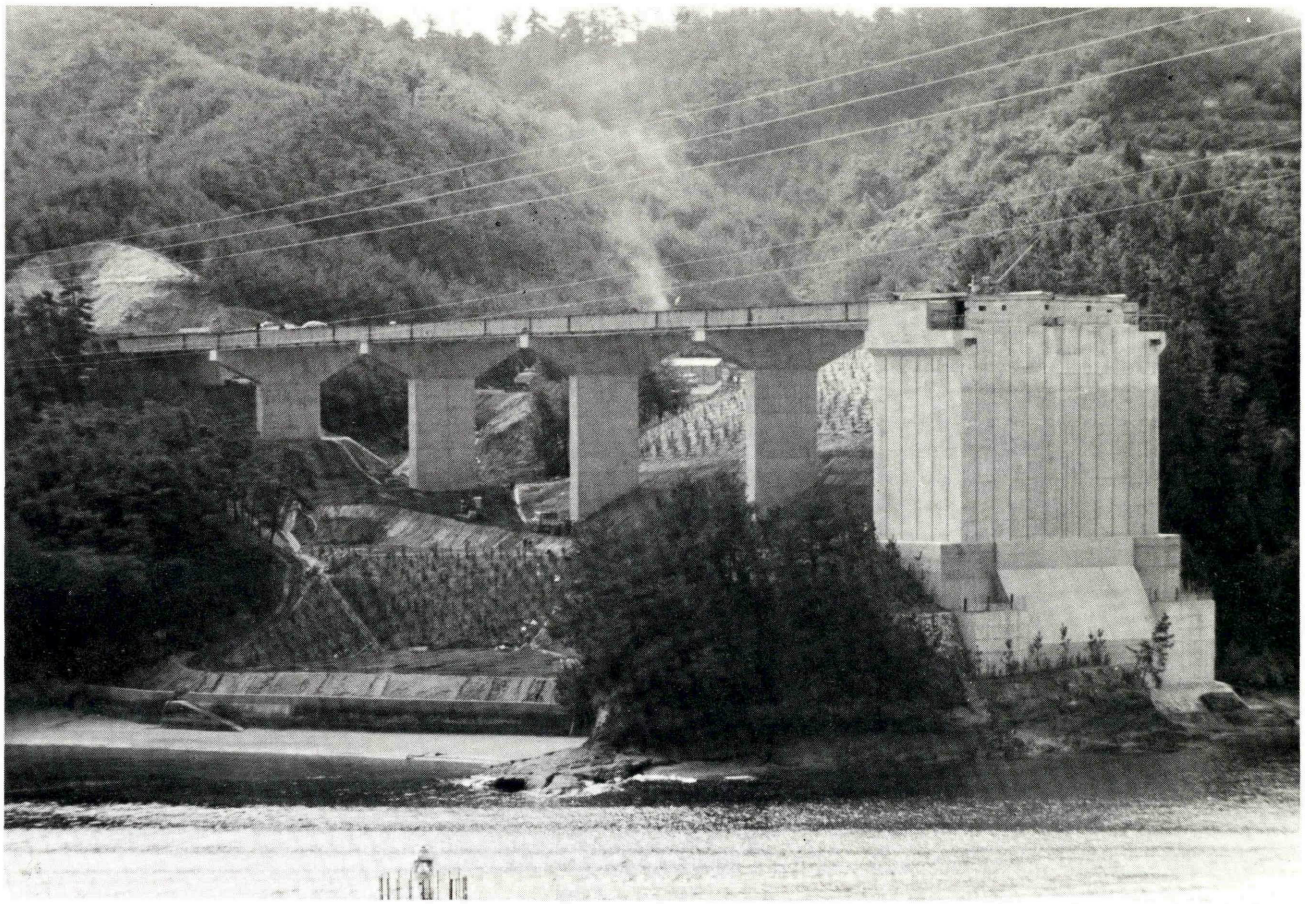
（昭和51年６月撮影）



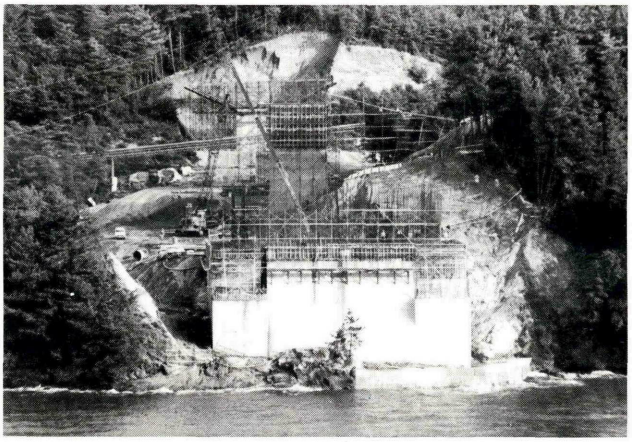
押込み計器のオーバリングコアーの状況

（昭和51年５月撮影）

●大三島橋下部工工事



伯方島側の橋台及び橋脚の完成写真
(昭和52年３月撮影)

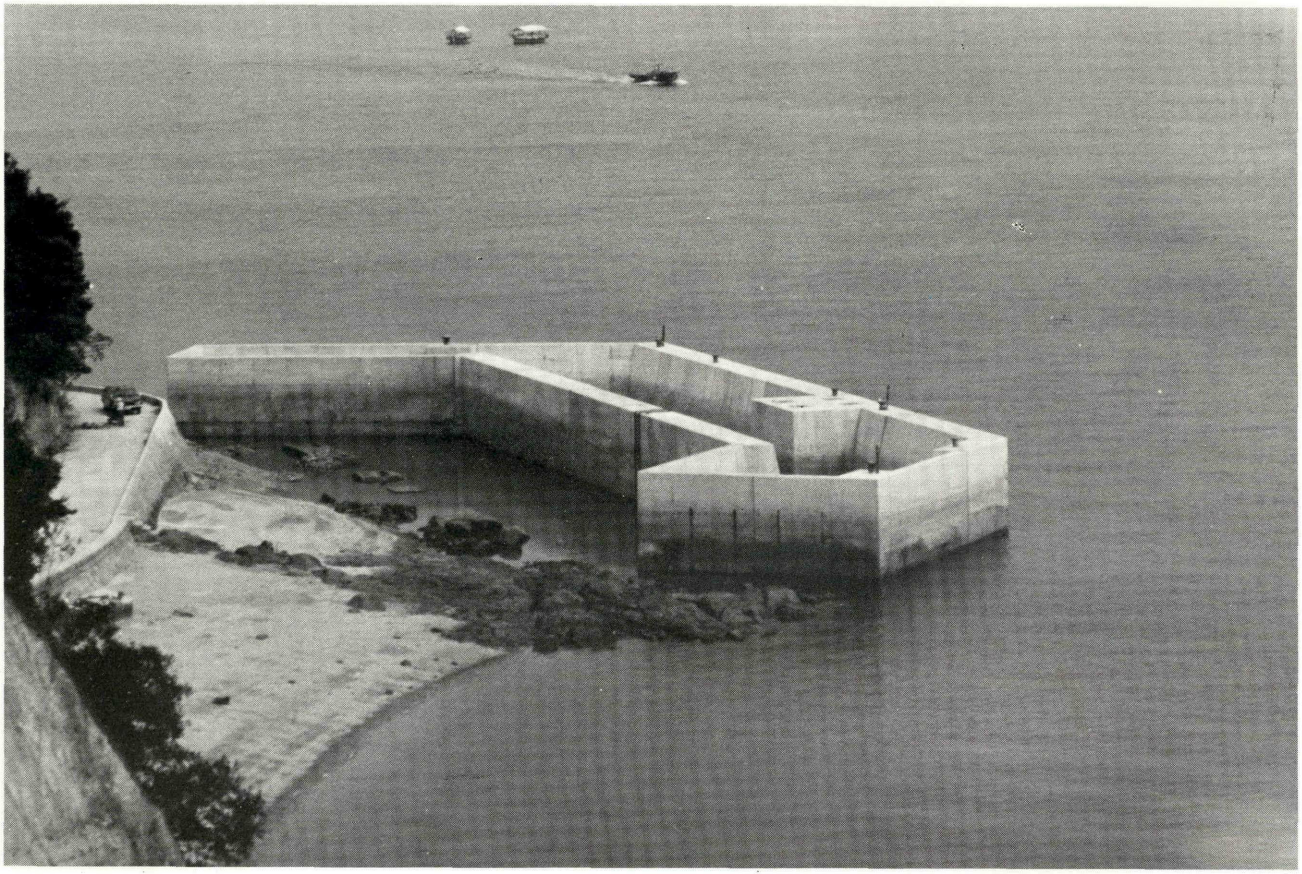


大三島側３Ａ橋台のコンクリート工事
(昭和51年９月撮影)

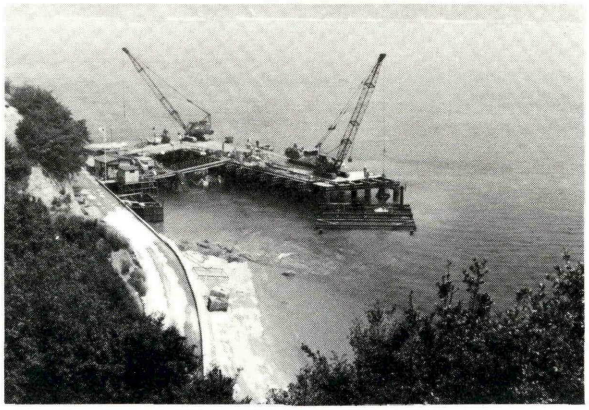


大三島側３Ａ橋台の底面仕上げ状況
(昭和51年５月撮影)

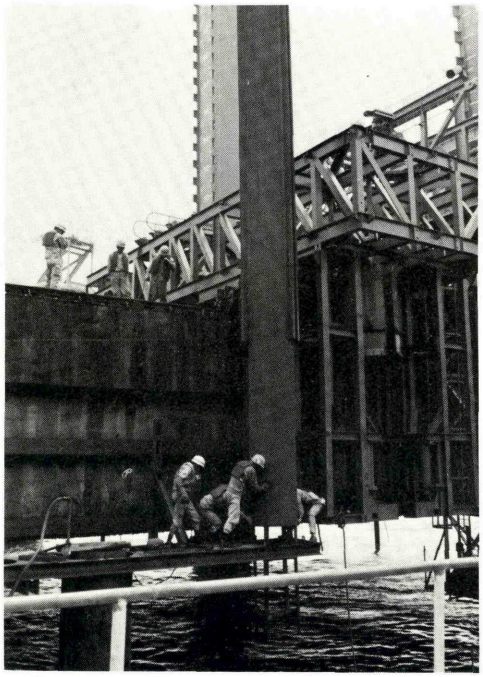
●因島大橋３Ｐの締切部の試験施工



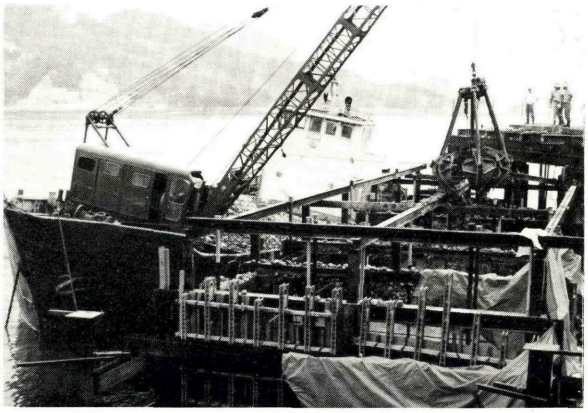
因島大橋３Ｐ締切部の竣工写真
(昭和50年 9 月撮影)



締切部底面の堆積土除去状況
(昭和50年 2 月撮影)



鋼管矢板建込状況
(昭和48年 5 月撮影)



プレパックド用粗骨材投入状況
(昭和50年 4 月撮影)

●発刊にあたって●

総裁　尾之内由紀夫　　技師長　蓑輪健二郎

どんなものでも，新たに一つのものを造り出すということは大変な仕事である。それが大きなものであり，多くの人手と日数を要するものになればなるほど，その仕事はより難しさを加え，それに携わる人々が皆で精魂をこめなければならないものとなろう。わが本四公団に課せられた仕事は，その意味において大変な仕事であり，どの一つ一つをとっても心を許すことのできない重要なものである。これは働くものにとって，まことに生きがいのある仕事であるといってよいであろう。

わが公団も本年で7年目を迎えることになった。これまで，事業実施のために調査，計画，設計，施工のために我々の研究が積み重ねられてきた。そして，これからも橋が架けられ，実際に役立っていくまでに，いろいろの研究が続けられていくことであろう。それらは，専門的に深く，総合的に広く，対策として最適性を追求して忍耐強く地道に行われていくことであろう。いうまでもなく，これらは公団という組織によって行われるのであるが，実際は個々の職員という人の働きによって達成されるものである。選ばれた有能なる職員が，全体としてその能力を十分に発揮することによってはじめてその成果があげられるものである。組織における個人の能力の発揮のためには；自己の全体に対する関係位置をよく知ることが大切であり，又自己の立場を関係組織内において十分認識してもらうことが必要である。

この度，関係者の努力によって本四技報が発刊されることになったことはまことに喜ばしいことである。このような場を十分に活用して，職員諸君が自らの仕事の内容を他の人々に知って貰い，又他の人々の研究を理解することによってお互に研さんを積み重ね，一つの目的に向って努力されることを願うものである。組織内で働くものとして，ものを読み，聞き，ものを書き伝えることは最も基本的な動作であるが，これをよくすることは決して易しいことではない。これにも常に訓練と努力が必要である。本四技報がそのためにも有効な役割を果してくれるものであることを期待するものである。生れ出たものを一人前にするには多数の協力が必要であり，そのために若干の時間も必要である。皆で力を併せ，本四技報が一日も早く立派に育つことを心から望み発刊のことばとしたい。

長い間，懸案となっていた本四公団の技報がやっと発刊出来ることとなったことを心からお祝いしたい。又この技報の発刊にいろいろと御尽力下さった皆様に厚くお礼を申し上げたい。

本州と四国の間の架橋の調査は御承知のように昭和30年の初より実施され，昭和45年に本四公団が設立されてから早7年を経て，やっとその中の三橋に着工し，本年度はいよいよ児島－坂出ルートの着工迄にこぎつけようとしている。その間に，日本では始めての長大橋の架設，そのための海中基礎の施工，施工中又は完成後の航行安全の問題，長大吊橋の上での鉄道の走行の問題等今迄未経験のいろいろの難問題の解決のため本四公団はもとより建設省，運輸省，各大学，国鉄等各方面の研究の成果を結集し，やっと今日工事を着工しうる迄に到ったことは皆様の御尽力の賜と心から感謝する次第であります。

この技報でこれらの集約された技術の成果が広く発表され，更にこれらの技術が発展し改良され，より良いものとなることを技報の発刊に携る皆様と一緒に期待し又希望したい。これ迄は土木の工事といえば施工の安全性，経済性が重要なファクターになっていたことは事実であるが，今後は更に工事が及ぼす悪い影響をいかに少なくするかという，社会環境面でのチェックが欠かせない重要な課題となっている。又大きな工事を達成するためには関係する住民との協調，理解を得られねばならない。一昔前のように，土木の工事は土木屋だけで出来るものではなくなり，土木工事の施工，技術も広い範囲の専門家の意見を聞いて大成することが必要であり，その意味からもこの技報が広い各方面にわたる研究や発表が掲げられることを切に望みたい。

終りに，公団の事業を実施する各現場の皆様に毎日々々の仕事がこの難しい架橋の一部であることを十分に認識せられ，その成果をまとめこの技報に載せられることを切にお願いしてこの技報の発刊のことばとしたい。

大三島橋下部工工事報告

今治工事事務所　第一工事長　**榎波義幸**

1．まえがき

昭和48年11月に下部工々事を発注し，起工式を目前にしながらオイルショックのあおりをうけ，総需用抑制策の一環として一時工事の中止を命ぜられた大三島橋工事は昭和50年８月の大三島橋の着工凍結解除に関する政府決定をうけて関係機関との協議等をおえて同年12月に起工式を行ない下部工々事を再開するとともに，昭和51年３月には海峡部橋梁と取付橋の上部工々事の発注を行なった。このうち，下部工々事については約16ヶ月の工期で今年３月25日に竣工したので以下にその概要をとりまとめて報告する。

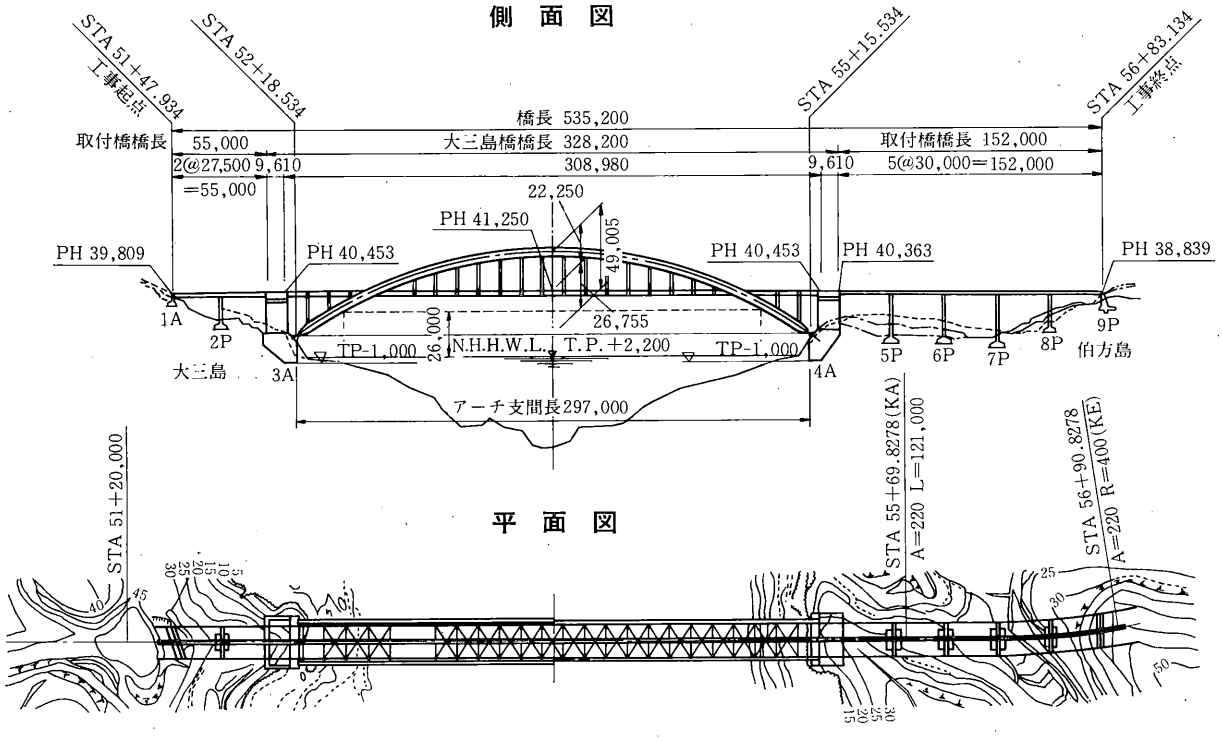
2．大三島橋の調査・設計の経緯と概要

大三島橋を含む尾道－今治ルートの調査は当初建設省が実施したが建設省案における大三島橋は現ルートより約100m 北東寄りのところを架橋地点とし，支間300m のブレースドリブ固定アーチ橋であった。[1]

その後，調査は日本道路公団を経て本四連絡橋公団に引継がれたがこの間に改めて大三島橋の橋梁型式の検討をも含めた調査（地質調査，[2] 潮流調査，[3][4] 気象調査，通航船舶実態調査，[5] 植生試験[6]~[10]）ならびに設計[11]~[22]を実施した。このうち地質調査については次節で説明するが，潮流調査は鼻栗瀬戸内の流況と架橋地点附近の流速分布を調査したものであり，気象調査は架橋地点附近の小高い丘の上に風速計を設置し観測を続けている。また，通航船舶実態調査は工事中の通航船舶の安全対策に万全を期するために実施したものであり，植生試験は大三島橋の架橋地点が国立公園特別地域内にあることもあって法面緑化のために現地に合った最適な種子配合と法面保護の方法を調査するために実施したものである。

設計調査については，最初吊橋，アーチ橋，トラス橋，連続箱桁橋，斜張橋等を含めた橋梁型式の比較検討を行ない，昭和46年10月にソリッドリブ固定アーチ橋の採用を決め，[11] 昭和48年３月に下部工の詳細設計を，[15] 同年12月には上部工の詳細設計[17]を完了した。

しかし，昭和48年11月の工事中止命令による工事凍結期間中に海峡部橋梁の架設工法の検討を進めていく段階で２ヒンジアーチ橋の利点が認識され，昭和49年９月には橋梁型式をソリッドリブ２ヒンジアーチ橋に変更することが本決りとなり，[19] 同年10月に上部工の概要設計を，[20] 昭和50年10月に下部工の詳細設計[20]を実施した。図－１



図－１　大三島橋一般図

〈表－１〉大三島橋の概要

構造規格：第１種第３級　設計速度…80km/hr
橋の等級：一等橋
幅員構成：４車線（1.75m＋2@3.50m＋2.50m＋2@3.50m＋1.75m）
全 橋 長：535.20m
大三島橋：橋長…328.00m　アーチ支間…297.00m
西高架橋：橋長…55.065m　支間割…27.100m＋27.165m
東高架橋：橋長…152.135m　支間割…30.070m＋3@30.400m＋30.000m

型　式：上部構造　大三島橋…単径間ソリッドリブ２ヒンジアーチ
　　西高架橋…２径間連続非合成プレートガーダー
　　東高架橋…５径間連続非合成プレートガーダー
　　：下部構造　橋台…直接基礎　橋脚…直接基礎

桁下高：36.00m（略最高高潮面より）
アーチ高：63.00m（略最高高潮面より）
アーチリブ間隔：23.10m
アーチライズ比：１／６

に大三島橋の位置図と一般図を，表－１に概要を示す。このうち，海峡部橋梁は側タイを利用してアーチリブの約$\ell/4$点の水平変位を拘束してアーチリブの曲げモーメントの減少をはかっており、非常に合理的な構造系で、例えば大三島橋のアーチリブ鋼重はソリットリブ固定アーチ橋に較べ約25%減少している。本橋は完成時にはアーチ橋としては世界第13位，ソリッドリブアーチ橋としては世界第３位の長大アーチ橋となる。

３．下部工の概要

３．１　地質の状況

大三島橋の上部工は海峡部橋梁の２基の基礎を含めて大三島に1A, 2P, 3Aの３基，伯方島に4A, 5P, 6P, 7P, 8P, 9Aの６基があるが，予定位置での地質構造ならびに岩の物理的，力学的特性を把握するために実施した地質調査の結果の一例を図－２に示す。

両島の地質は主として花崗岩からなっているが，両島で風化度と均質度に相当の差があり，大三島ではTP-50m附近まで強風化帯（C_L層）であるのに対して伯方島ではTP 0m附近から弱風化帯（C_M層，C_H層）があらわれるが伯方島では他の岩の貫入が著しい。また両島の岩盤がいずれもTP 0mを境にして力学的特性に差がみうけられ，孔内検層試験や孔内載荷試験の結果からも，TP 0m以下では地質が均一で安定している事が明らかにされた。

３．２　下部工の設計

(1)基礎底面

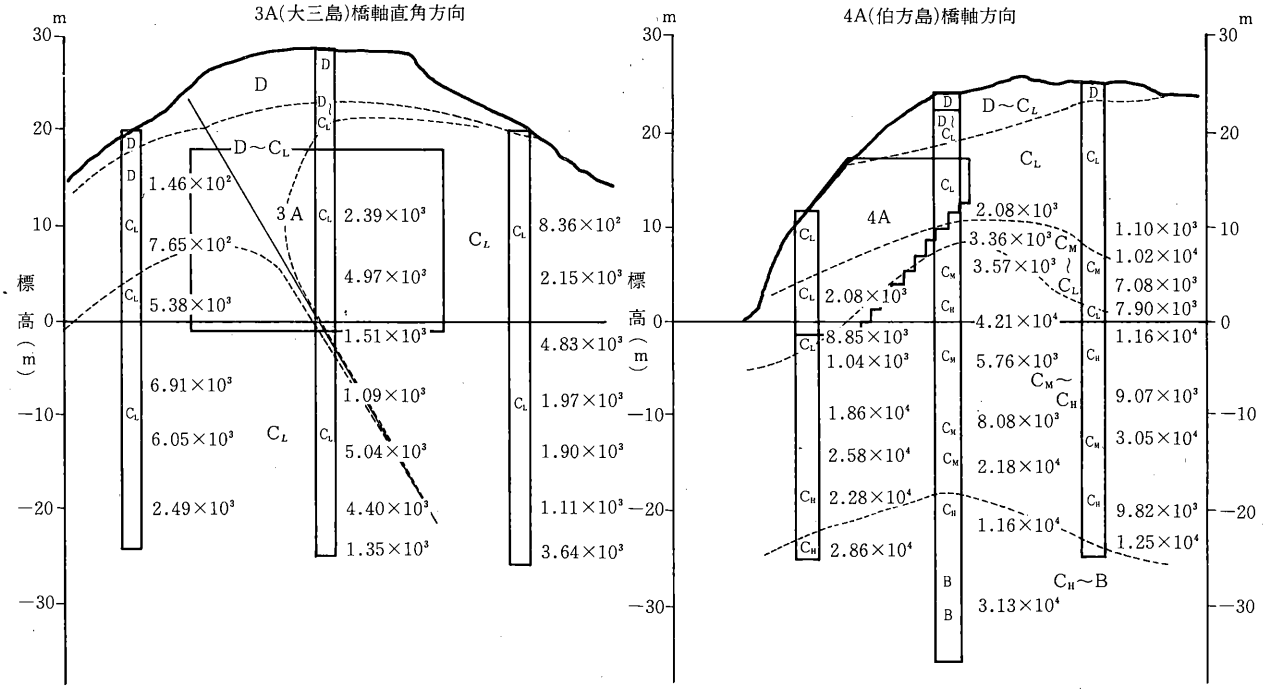
１A，９Aならびに２P，５P～８Pの７基の取付橋下部工についてはC_L層またはC_M層に基礎底面をおくこととした。海峡部橋梁の下部工は３A近傍ではTP 0m以下で安定均一なC_L層が期待できること，４A近傍ではTP0m以下でC_M層以上の岩盤が期待できることからいずれもTP －1.0mに基礎底面をおくものとした。

(2)地盤定数

設計に用いるC, ϕについては「因島大橋堅坑掘削（岩盤試験）」[3]の結果を参考にして，３A，４Aについては基礎底面の岩区分と孔内載荷試験の結果から求めた変形係数（E_{SP}）をもとに表－２のように，取付橋については$C=1.5t/m^2$，$\phi=28°$と定めた。

(3)取付橋の下部工

「道路橋下部構造設計指針」,「コンクリート標準示方書」



図－２　アーチ橋台地質断面図

〈表－2〉地盤定数

		岩区分	E_{SP} (kg/cm²)	C(t/m²)	ϕ(°)
3A	底面	C_L	1,500～2,600	20	30
	斜面	C_L	1,500～2,000	20	30
4A	底面	C_L～C_M	5,000～7,000	30	30
	斜面	C_L～C_M	2,000～3,000	30	30

〈表－3〉地盤反力係数　(単位kg/cm³)

地盤反力係数		3A橋台 底面	3A橋台 斜面	4A橋台 底面	4A橋台 斜面
常時	垂直K_V	3.09～18.5	1.77～10.7	3.09～18.5	2.57～15.4
	剪断K_S	0.883～5.29	0.506～3.06	0.883～5.29	0.734～4.40
地震時	垂直K_V	6.37～38.2	3.64～22.0	6.37～28.2	5.29～31.6
	剪断K_S	1.82～10.9	1.04～6.29	1.82～10.9	1.51～9.03

等に準拠して設計を行ない，取付橋の耐震固定点となっている1A，9Aでは逆T型RC直接基礎とし，特に地震時水平力の大きい9Aについては基礎底面に突起を設けた。2P，5P～8PはT型RC直接基礎で躯体は上部工支承をピン支承とするフレキシブルピヤーとして設計した。

(4)海峡部橋梁の下部工

海峡部橋梁の下部工はアーチ支承を支える橋台部と側タイを固定する橋脚部からなり，橋脚部は側タイを橋脚に碇着するタイアンカー部と側タイからの力を橋台に伝える橋脚軀体部からなる。設計は「本州四国連絡橋下部構造設計示方書」，「本州四国連絡橋耐震設計指針」，「道路橋下部構造設計指針」，「コンクリー標準示方書」等に準拠して行ない，橋脚部については鉄筋コンクリート2室箱断面を，橋台部については直接基礎を用いた。

側タイには常時で最大＋754ton，最小－451ton，地震時で最大＋1673ton，最小－1407tonの力が作用するが本橋では側タイはその切断が橋梁全体の崩壊を意味する重要な構造であり，したがって側タイと下部構造の碇着部は非常に重要な構造部分となるため数種類の構造型式を

〈表－4 (1)〉3A，4A完成系常時安定計算

		大三島側(3A) タイ軸圧縮力最大	〃 〃 アーチ軸力最大	〃 〃 タイ軸引張力最大	伯方島側(4A) タイ軸圧縮力最大	〃 〃 アーチ軸力最大	〃 〃 タイ軸引張力最大	備考
外力	M_B(t-m)	201 226	179 108	118 386	169 347	147 229	86 507	
	V_B(t)	31 287	32 265	32 073	27 691	28 669	28 477	
	H_B(t)	8 354	8 664	6 976	8 354	8 664	6 976	
変位	δ_x (m)	−0.01034 −0.00171	−0.00760 −0.00126	−0.00505 −0.00084	−0.00773 −0.00129	−0.00525 −0.00088	−0.00218 −0.00036	
	δ_y (m)	0.02186 0.00363	0.02310 0.00384	0.02459 0.00409	0.01897 0.00317	0.02003 0.00334	0.02106 0.00352	
	β (rad)	0.00181 0.00030	0.00140 0.00023	0.00058 0.00009	0.00081 0.00013	0.00050 0.00008	−0.00005 −0.00001	
地盤反力度	R_1 (t/m²)	28.3	41.1	63.5	41.1	51.0	66.2	許容 3A 230t/m² 支持力 4A 330t/m²
	R_2 (t/m²)	67.6	71.4	76.0	58.6	61.9	65.1	
	Q_2 (t/m²)	18.2	22.9	27.9	12.4	19.2	27.1	許容 3A 180t/m² 支持力 4A 100t/m²
	Q_3 (t/m²)	72.3	64.7	45.1	51.5	43.4	24.6	
せん断抵抗(t/m)		771.0	758.3	694.8	754.7	748.1	693.5	
せん断安全率		4.13	4.32	4.16	2.75	2.81	2.74	
滑動安全率		3.15	5.03	9.39	4.38	7.31	20.42	許容滑動安全率 2.00
偏心量	海側向転倒(m)	−3.43	−2.55	−0.69	−4.12	−3.14	−1.04	許容 3A 3.33m 以下 偏心量 4A 3.00m 以下
	山側向転倒(m)	1.10	0.16	−1.68	0.02	−1.17	−3.48	許容 3A 3.71m 以下 偏心量 4A 3.82m 以下

〈表－4 (2)〉3A，4A完成系地震時安定計算

		大三島側(3A)海側向	〃 山側向	伯方島側(4A)海側向	〃 山側向	備考
外力	M_B(t-m)	22 509	306 599	−5 321	263 867	
	V_B(t)	32 660	33 081	28 623	29 118	
	H_B(t)	727	14 501	1 461	13 767	
変位	δ_x (m)	−0.00369 −0.00061	−0.00203 −0.00034	−0.00129 −0.00022	−0.00389 −0.00065	
	δ_y (m)	0.01361 0.00226	0.00905 0.00150	0.01144 0.00191	0.00862 0.00144	
	β (rad)	−0.00027 −0.00005	0.00091 0.00015	−0.00029 −0.00005	0.00067 0.00011	
地盤反力度	R_1 (t/m²)	98.7	17.2	86.0	24.9	許容 3A 340t/m² 支持力 4A 500t/m²
	R_2 (t/m²)	86.7	57.6	72.9	54.9	
	Q_2 (t/m²)	29.6	20.7	29.9	10.0	許容 3A 270t/m² 支持力 4A 150t/m²
	Q_3 (t/m²)	11.2	82.7	53.3	76.9	
せん断抵抗(t/m)		554.6	827.1	851.4	870.0	
せん断安全率		2.46	5.76	2.99	3.31	
滑動安全率		8.28	6.07	20.30	3.38	許容滑動安全率 1.20
偏心量	海側向転倒(m)	2.31	−6.27	2.19	−7.06	許容 3A 6.67m 以下 偏心量 4A 6.00m 以下
	山側向転倒(m)	−4.86	3.09	−7.65	2.00	許容 3A 7.42m 以下 偏心量 4A 7.63m 以下

比較検討した結果，側タイをPCストランドで橋脚コンクリートに碇着する方法を採用し，側タイに最大軸力が作用するような場合にもPCストランドの降伏点応力内で側タイが橋脚コンクリートから浮上りを生じないようにPCストランドの断面積とプレストレス量を定めた。

橋台部の安定計算は地盤の変形係数から地盤反力係数を求め，これを用いて各荷重状態に対する橋台の変形量を求め地盤反力を計算する方法を用いた。設計に用いた地盤反力係数を表－3に，安定計算の結果の一例を表－4に示す。表－4の許容支持力は「道路橋下部構造設計指針・直接基礎の設計編」に従って荷重の偏載と傾斜を考慮し，「因島大橋堅坑掘削（岩盤試験）」の結果を参考にして定めたものである。

4．大三島橋の下部工々事

4．1　工事の概要

大三島橋の9基の下部構造は規模としても特筆されるほどのものではなく，構造型式も全て直接基礎で目新しいものではないが，海峡部橋梁の橋台ではクーリングをほどこさないマスコンクリート打設を実施し，橋台内部の温度ならびにひずみの分布と履歴の調査を行なった。また，全ての工事が国立公園特別地域内での工事であるため自然保護と環境保持に特別の配慮を払い掘削にともなう影響範囲を極力少なくするような掘削工法を採用し，掘削後の法面には種子吹付けを行ない緑化をはかるとともに工事期間中の工事区域内からの汚濁水の流出を防ぐための処理装置を設置した。また，下部工の埋戻し，復旧についても環境庁と協議し，周囲の環境にあった法面工を採用し植生緑化を行なった。下部工々事内容を表－5に，工事工程を表－6に示す。

4．2　仮設備

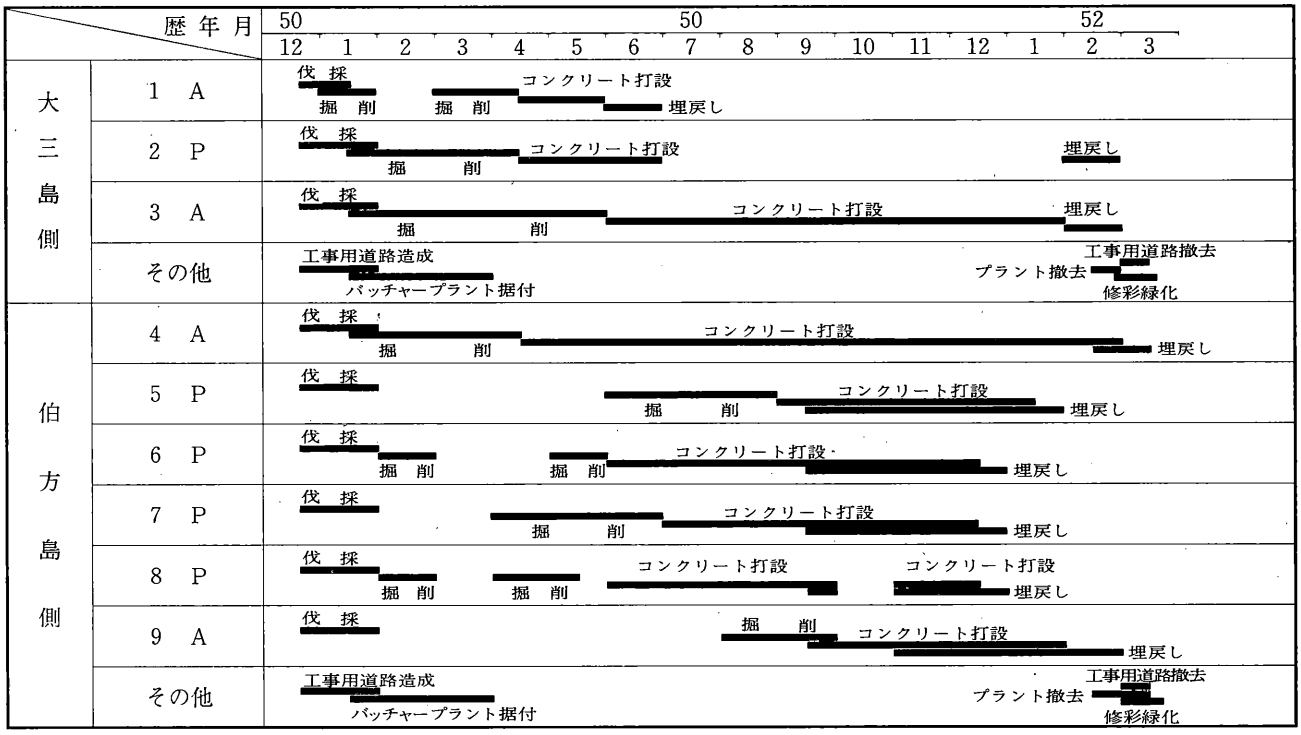
本工事のために両島とも掘削とコンクリート打設のための工事用道路を合計250mを仮設した。

両島ではすでに生コン工場が稼働中で製造能力も十分ではあったが生コン工場と現場を結ぶ唯一の道路である国道317号が狭隘で生コンクリートの輸送に問題があっ

〈表－5〉大三島橋工事概要

	単位	大三島				伯方島							計
		1A	2P	3A	計	4A	5P	6P	7P	8P	9A	計	
掘削	m³	1,387	1,785	14,392	17,566	10,190	3,109	1,714	1,052	1,547	3,215	20,827	38,393
コンクリート	m³	318	401	11,653	12,772	9,233	652	616	646	429	1,183	12,759	25,531
鉄筋	t	7.6	26.2	331.8	375.6	331.4	41.3	40.8	42.9	26.2	30.3	458.3	833.9

〈表－6〉大三島橋下部工々事工程



たため，両島ともそれぞれ工事現場の現場の近くにコンリートバッチャープラントを設置した。大三島側は骨材荷揚の関係から上浦港横の町有埋立地に28切２基の全自動型のバッチャープラントを設置し，直接船から骨材を陸上げするための設備と骨材ビンをおいた。伯方島側は現場作業用地内に36切１基の全自動型のバッチャープラントを設置し，約250m はなれた海岸に設置した骨材荷揚用仮桟橋から骨材を運搬するためのベルトコンベヤーと骨材ビンなどをおいた。

4．3　掘削

１Aから９Aまでの掘削の結果，ほぼ設計どおりの位置で所要の支持層を得たが７Pでは設計基礎底面より約３m 上でC_H層があらわれたためこれを支持地盤とした。掘削は７Pを除いて素掘りで行ない，使用した掘削機械は表土，軟岩に対しては油圧ショベル，リッパー付ブルドーザーを用い，硬岩に対しては火薬による発破を行なった。積込用機械としてはトラクターショベルとクラムシェルを用いた。なお，７Pについては表土が軟弱であったため鋼矢板で土留して掘削した。３A，４Aについては掘削後，基礎底面の地耐力ならびに地盤反力係数を確認するための平板載荷試験と孔内載荷試験を実施した。３Aで実施した平板載荷試験（載荷板300mm×300mm×30mmの鋼製平板，最大荷重20ton）の結果では載荷々重範囲内（最大180ton/㎡）では降伏荷重に達せず地耐力の確認はできなかったが実験結果を整理して得た地盤反力係数は3.13～5.03kg/㎠で設計で考慮した地盤反力係数3.09～18.5kg/㎠の範囲内にあった。また，孔内載荷試験から求めた変形係数（E_{SP}）は1,000～2,000kg/㎠で設計に用いた値（1,500～2,600kg/㎠）を下まわった。

４Aについては孔内載荷試験のみを実施したが変形係数は底面で3,300～3,700kg/㎠，背面で1,500～2,300/㎠で設計に用いた値（底面で5,000～7,000kg/㎠，背面で2000～3,000kg/㎠）を下まわった。

掘削後の変形係数が調査ボーリング孔を利用した孔内載荷試験結果をもとに定めた設計時の値を下まわったのは掘削にともなう地盤のゆるみに起因するものとおもわれる。

孔内載荷試験と平行して実施したＰ波速度測定結果も同様な結果を示した。なお，掘削後の法面は風化が早いためモルタル吹付を行なって養生した。

4．4　コンクリート打設

(1)材料

セメントは３A，４Aの橋台部を含め普通ポルトランドセメントを使用した。３A，４Aの橋台部は30.0m ×18.25 m ×20.0m （４Aでは18.0m）のマスコンクリートで最初は水和熱の影響を考慮して中庸熱セメントの使用を予定していたがその後の調査結果[20]を参考にして普通ポルトランドセメントの使用にふみきった。

骨材は粗骨材として粘板岩の砕石を，細骨材として洗い海砂を使用し，混和材としては主として減水剤を用いた。

(2)配合

本工事では配合の異なる数種のコンクリートを用途に応じて使用したがいずれも示方配合をもとに数種類の試験練りを行なって現場配合を決定した。現場配合の１例を表－７に示す。

(3)コンクリート打設

バッチャープラントで製造した生コンクリートをアジテーターで打設現場まで運搬しコンクリートポンプ車で打設し棒状バイブレータで締固めた。なお，型枠は一部

〈表－７〉コンクリート現場配合

		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/G (%)	単位水量 (kg/㎥)	単位セメント量 (kg/㎥)	単位細骨材量 (kg/㎥)	単位粗骨材量(kg/㎥) 5mm～20mm	単位粗骨材量(kg/㎥) 20mm～40mm	混和剤 (g/㎥)	設計強度 (kg/㎠)	備考
B_0	示方配合	25	5.0～10.0	3～6	52.3	41	157	300	771	1.135	—	750	240	
	3A現場配合	25	11.2	4.9	54.3	42	163	300	750	1.123	—	750	240	
	4A現場配合	25	10.0	4.6	54.0	40.5	162	300	713	1.150	—	750	240	
B_1	示方配合	25	5.0～10.0	3～6	54.1	41	157	290	774	1.140	—	725	240	
	現場配合 1A, 2P, 3A,	25	9.4	5.0	56.1	42	163	290	756	1.129	—	725	240	
	現場配合 4A, 5P, ～8P, 9A	25	10.4	4.6	55.9	41	162	290	724	1.146	—	725	240	
E_1	示方配合	40	8.0～12.0	3～6	58.9	40	165	280	719	—	—	700	240	
	3A現場配合	40	11.8	4.9	57.9	42	162	280	758	427	688	700	240	
	4A現場配合	40	10.5	4.0	55.0	39	154	280	700	481	719	700	240	
P_4	示方配合	25	3.0～8.0	2～4	50.0	41	155	310	781	1.150	—	775	300	
	3A現場配合	25	9.5	3.0	50.0	45	175	350	789	1.039	—	875	300	
	4A現場配合	25	9.5	3.5	51.7	44	181	350	752	1.045	—	875	300	

を除いて鋼製型枠を用いた。

(4)3A，4Aの橋台コンクリート打設

本工事に含まれる他の基礎工は普通規模のものであるが3A，4Aは打設量がそれぞれ8,600㎥，7,000㎥におよぶマスコンクリートであり，水和熱による温度応力が無視できない。そこでコンクリートポンプによる打設を前提とし，その吐出能力から1日の打設量を200㎥程度として，ブロック割とリフト高を検討して，3ヶ所に鉛直打継目をもうけて30m巾の橋台を6.45m，8.55m，8.55m，6.45mの4ブロックに分割し1回の打設高さを1.2mとし4～5日サイクル（1日目コンクリート打設，2日目グリンカット・養生，3日目養生，4日目型枠移動）で施工した。なお，打設後の養生は，コンクリート内部の温度勾配を緩和する目的で大量の散水養生はさけ，マット養生とした。また鉛直打継面はブロック相互間のずれを抑制する目的で波形の型枠を使用し，鉛直打継面は型枠脱型後直ちにチッピングを行ない新しいコンクリートとの付着をはかった。

(5)コンクリートの品質

打設コンクリートの品質を確保するために骨材の日常管理試験やバッチャープラントの定期的な検査を行なうと共に供試体の試験結果をもとに管理図を作成して品質の確保をはかった。

(6)汚濁水の処理

本工事に先立っての環境庁協議の結果掘削工事やコンクリート打設に伴なって生じる汚濁水の処理に関する条件が付けられたこともあって両島にバッチャープラントやアジテーターの洗浄水，3A，4Aの橋台コンクリートの打設継目の洗浄水や掘削にともなう泥水のための沈澱池や中和処理装置等を設置し汚濁水の海への排水をなくした。

4．5 修景緑化

下部工のコンクリート打設終了後安定が十分確保できる範囲内でもとの状態にできるだけ近い状態で埋戻しを行なうと共に法面への種子吹付による緑化と植栽を行なった。種子吹付は植生試験の結果を参考にして，早期の緑化能力の強いバーミューダーグラス，ケンタッキー31，フェイスク等の外来種と，2～3年後の成長を期待してメドハギ，ヤマハギ等の郷土種を混ぜて使用した。また植栽は3A，4Aの周辺は主に松を植え，その他の箇所には松くい虫の影響を考えてうばめがしを植えた。

5．3A，4Aの橋台コンクリートの温度履歴とひずみの測定について

5．1 測定の目的

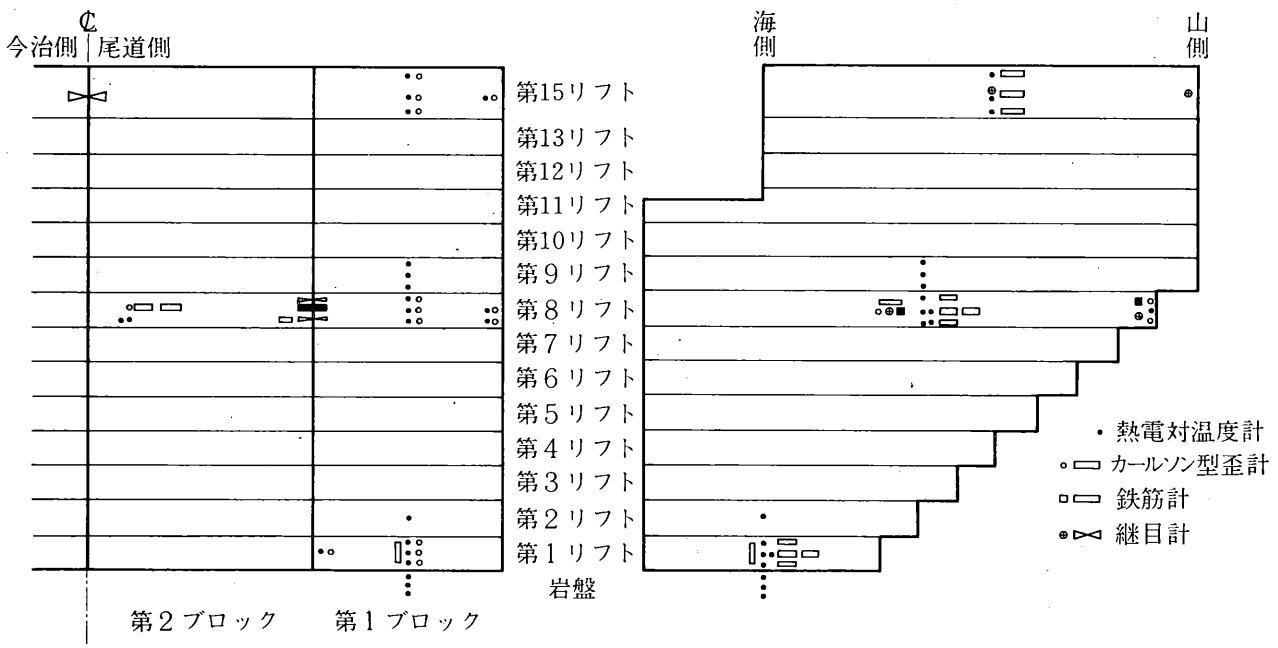
大三島橋の3A，4Aの橋台コンクリートは7,000㎥を越えるマスコンクリートであるにもかかわらず普通セメントを用いクーリングを行なわずに打設したが，当初から水和熱による温度応力は無視しえないものと予想していた。しかし，コンクリートの温度応力は多くの研究がなされているにもかかわらずコンクリートの大きさ，形状や配合打設方法等の多くの要因の影響をうけるため充分に予測することは不可能である。特に，この規模でのコンクリートの温度変化の実測データーはほとんどなく温度応力の推定を困難にしている。そこで橋台コンクリートに測定器を埋設して温度履歴ならびに歪の挙動を測定し，今後の同規模のマスコンクリートの設計の資料を提供するとともに橋台コンクリートの実態を把握する目的で測定を行なった。

5．2計測計画

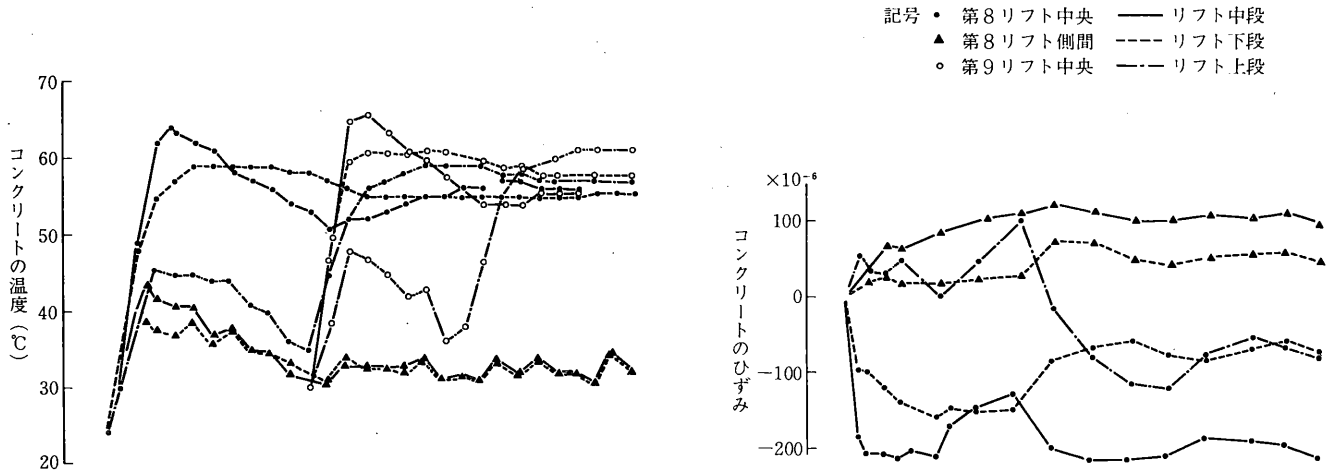
計測器の配置は橋台コンクリート全体の温度およびひずみの挙動が測定できるように橋台基部，中央部ならびに橋台上部の3ヶ所にわけると既設ブロック（基礎基岩盤）あるいは測定対象ブロックのあとで打継がれるブロックコンクリートの温度挙動か拘束効果か測定対象ブロックの温度履歴やひずみの挙動に与える影響を調べる目的で測定対象ブロックの前後のブロックにも計測器を配置した，また鉛直打継目の挙動を知る目的でジョイント部に継目計を設置した。使用した計測器を表－8に，3

〈表－8〉埋没計測器一覧表

測定場所		測定期間	カールソン歪計	熱電対	継目計	鉄筋計
4A岩盤上部	1ブロック-1（第1リフト）	5月20日～6月12日→長期	5	6	0	0
	1ブロック-3（第2リフト）	5月28日～6月12日	0	3	0	0
3A岩盤上部	1ブロック-1の岩盤内	6月10日～6月23日	0	3	0	0
	1ブロック-1（第1リフト）	6月10日～6月24日→長期	5	4	0	0
	1ブロック-2（第2リフト）	6月10日～6月23日	0	1	0	0
3A中央部	1ブロック-8（第8リフト）	7月12日～7月27日→長期	5	5	2	1
	2ブロック-8（第8リフト）	7月27日～8月10日→長期	4	2		
	1ブロック-9（第9リフト）	7月17日～7月29日	0	3	0	0
3A最上部	1，2ブロック-15（第15リフト）	9月30日～10月14日→長期	4	4	2	0
計			23	31	4	1



図－3　3A 橋台巾測器配置図



歴日		7月/11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
コンクリート打破	ブロック		1		2	3		1			2	1				
	リフト		8		6	8		9			7	10				

図－4　第1ブロック、第8リフトのコンクリートの温度
とひずみの変化

A内の配置を図－3に示す。

5．3　測定例

測定結果の1例を図－4に示す。この図は横軸に歴日をとってコンクリート測定とひずみの時間変動を示す。もので，水和熱による温度上昇と自然放熱による温度低下ならびに次のリフトの打設による温度上昇がよみとれる。また測定結果をとりまとめて表－9に示す。

コンクリートの温度は中心部では打設後36時間程度で最高温度を示し，打設温度から35～36℃上昇した。また表面部は打設後24時間程度で最高温度を示し打設温度から15～19℃上昇した。コンクリートの最高温度上昇は36℃であり，これは普通セメント280kg/m³を用いたコンクリートの断熱温度上昇と一致する。表面部の温度は打設後6日程度で外気温とほぼ等しくなる。

コンクリートのひずみは表面で引張り，中央部で圧縮となり引張りの最大値は170×10^{-6}にも達している。

このように非常に大きな引張ひずみが発生していたにもかかわらず15リフトを除いてクラックは生じなかった。その原因については現在検討中であるが材令の小さい非弾性な時点でひずみをうけたためではないかと思われる。しかしながら最上級の第15リフトの表面には，巾0.1～0.5m 長さ5～6m 程度のクラックが発生した。

〈表－9〉 4A，3Aの測定結果一覧表

	4A		3A					
	①－1 (第1リフト)	①－3 (第2リフト)	①－1 (第1リフト)	①－8 (第2リフト)	①－8 (第8リフト)	①－9 (第9リフト)	②－8 (第8リフト)	①②－15 (第15リフト)
リフト高さ (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.35
普通セメント量 (kg/m³)	280	280	280	280	280	280	280	300
打設月日	5月22日	5月28日	6月10日	6月14日	7月12日	7月17日	7月27日	9月30日
コンクリートの打設温度 (℃)	21	24	23	25	29	32	32	26
中央部最高温度 (℃)	55	59	58	61	65	66	67	62
中央部上昇温度 (℃)	34	35	35	36	36	34	35	36
打設後最高温度到達時間	36hr	32	28	31	25	28	26	28
中央部と上部表面の最大温度差(℃)	15	13	23	—	20	22	—	20
上部表面の最大引張ひずみ(10^{-6})	70	—	85	—	105	—	—	500以上
上記材令 (時間，日)	36hr～3日	32hr～3日	28hr	—	1日～5日	1日～4日	—	1日～
中央部と側面表面部の最大温度差 (℃)	20	—	21	—	20～23	—	22	20～25
側面表面部の最大引張ひずみ(10^{-6})	170	—	100	—	125	—	80	140
上記材令 (時間，日)	3日(脱型直後)	—	2日(脱型直後)	—	1.5日～長期	—	2日～長期	3日～長期
ひびわれ発生の有無	無	無	無	無	無	無	無	有
コンクリートの圧縮強度(kg/cm²)	3日,7日,28日,91日 127 251 179 291		3日,7日,28日,91日 151 265 201 296		3日,7日,28日,91日 132 240 168 275			3日,7日,28日,91日 136 235 180 279

6．あとがき

本州四国連絡橋工事のトップバッターとなった大三島橋下部工々事も関係各位の御協力を得て大過なく竣工した。本工事を通じて得られた貴重な資料については現在整理検討中であり，近い将来に詳しく報告する予定であり，今後の本州四国連絡橋工事に役立てうるよう作業を急いでいる。

最後に本工事を遂行するにあたって御尽力をいただいた工事関係者に深く感謝します。

●参考文献

(1) 本州四国連絡道路調査概要報告書
昭和45年3月 建設省道路局・近畿地方建設局

(2) 尾道一今治地区海峡部地質調査その4 (大三島橋)
昭和47年12月 本州四国連絡橋公団

(3) 潮流調査その1
昭和47年1月 本州四国連絡橋公団

(4) 鼻栗瀬戸潮流調査
昭和49年10月 本州四国連絡橋公団

(5) 大三島ノリ面試験工事
昭和50年5月

(6) 大三島ノリ面試験追跡調査
昭和51年2月

(7) 大三島ノリ面試験追跡調査
昭和52年2月

(8) 伯方島ノリ面試験追跡調査
昭和51年2月 本四公団 三建

(9) 伯方島ノリ面試験追跡調査
昭和52年2月 本四公団 三建

(10) 鼻栗瀬戸航行船舶状況調査
昭和51年10月 本四公団 三建

(11) 大三島橋試算設計
昭和46年10月 本四公団 三建

(12) 大三島橋計画設計（その1）
昭和47年3月 本四公団 三建

(13) 大三島橋実施設計のための予備検討（その1）
昭和47年12月 本四公団 三建

(14) 大三島橋実施設計のための予備検討（その2）
昭和47年12月 本四公団 三建

(15) 大三島橋実施設計（その1）
昭和48年3月 本四公団 三建

(16) 大三島橋上部工比較計算
昭和48年10月 本四公団 三建

(17) 大三島橋実施設計（その2）
昭和48年12月 本四公団 三建

(18) 大三島橋実施設計（その3）
昭和49年3月 本四公団 三建

(19) 大三島橋実施設計（その4）予備検討
昭和49年9月 本四公団 三建

(20) 大三島橋実施設計（その4）
昭和49年10月 本四公団 三建

(21) 大三島橋実施設計（その5）
昭和50年3月 本四公団 三建

(22) 大三島橋実施設計（その6）
昭和50年10月 本四公団 三建

(23) 因島大橋竪坑掘削（岩盤試験）
昭和48年3月 本四公団 三建

(24) 橋梁用マスコンクリート（主塔規模）硬化熱の基礎調査概要書
昭和51年6月 本四公団 三建

東大維橋におけるケーブル応力の測定調査

設計第一部設計第一課 北川　信

1．まえがき

吊橋の命綱ともいうべき主ケーブルの設計は，主ケーブルを曲げ剛性のない引張材として扱い，曲げ応力を無視して断面を決定するのがこれまでのやり方であった。しかし，吊橋の規模が大きくなると，ケーブル径が太くなり，その曲げに伴なう応力が無視できなくなるとともに，ケーブルの安全度を正しく評価した合理的なケーブル断面を決めることが必要になる。

ケーブル応力を解析的に求める方法については，T.A. Wyatt の先駆的な研究[1]を始めとして，いくつかの方法が提案されてきた[2][3]。しかし，ケーブルは素線，ケーブルバンド，ラッピングワイヤからなる複雑な構造系であるため，いくつかの未知な点が今後の課題として残されている。また，模型実験によるケーブル応力の調査例もいくつかある[4]～[12]が，ケーブルに実橋に相当する張力を導入するには装置上の制約もあり，その成果については限界があるといわざるを得ない。このような観点からケーブル応力の実橋測定が行なわれた。

ケーブル応力の実橋におけるこれまでの測定例としてはGeorge Washington 橋での実測[13](1932)，関門橋での実測[14](1972)がある。これらは，いずれも補剛桁架設途中での測定であるが，ラッピング施行前のケーブルについては，ケーブルバンドの傾斜角変化にほぼ比例した曲げ応力の生ずることが報告されている。

本文は，最近，架設された東大維橋（熊本県）におけるケーブル応力測定の報告である[15]。測定は補剛桁架設時(1974年2～3月)および補剛桁架設完了後の活荷重載荷時(1974年10月)の2回に分けて行なわれた。

これらのデータは，今後，主ケーブルの許容応力度を再検討するための基礎資料となるものである。

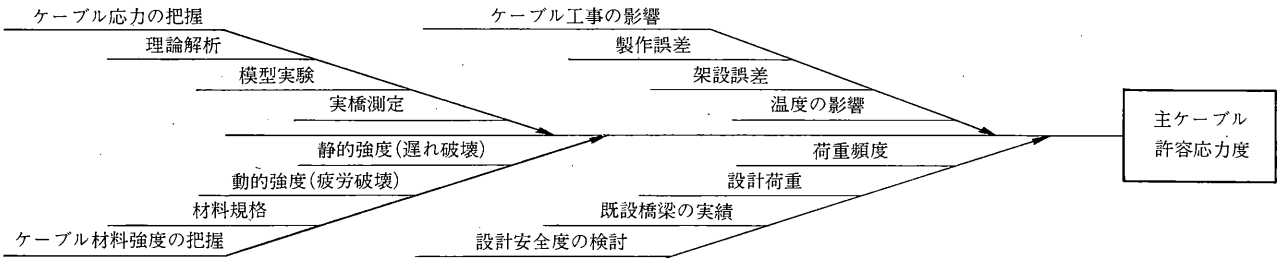
2．東大維橋の概要

測定の対象である東大維橋は熊本県天草郡大矢野町の野牛島と離島維和島をむすぶ吊橋で，その主要諸元は表－1に示すとおりである。

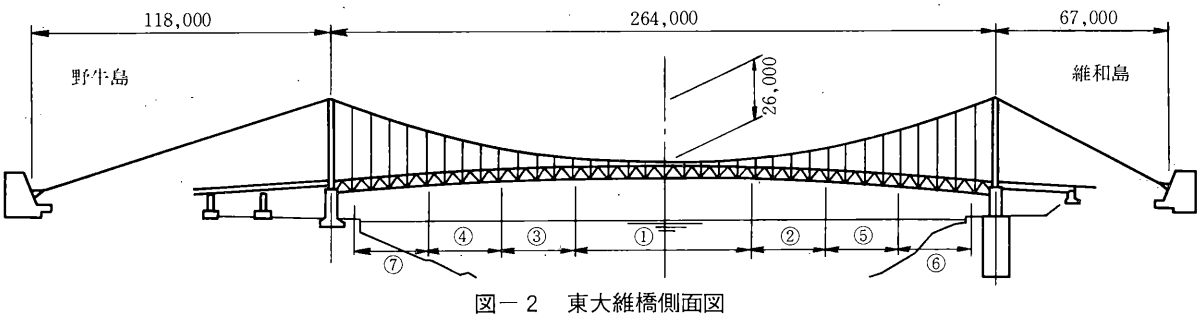
本橋の補剛桁は図－2に示す7つの大きなブロックと端部の面材によって構成されている。補剛桁の架設は主ケーブル上に配したリフティングストラットによって図の①－⑦の順序で吊り上げられ，所定位置に架設さ

〈表－1〉東大維橋の主要諸元

橋の形式	単径間吊橋
橋の等級	二等橋
ケーブル支間	118m＋264m＋67m
中央径間サグ	26m（サグ比 1/10.1）
ケーブル構成	PWS91×19ストランド(片側)
ケーブル直径	231mm



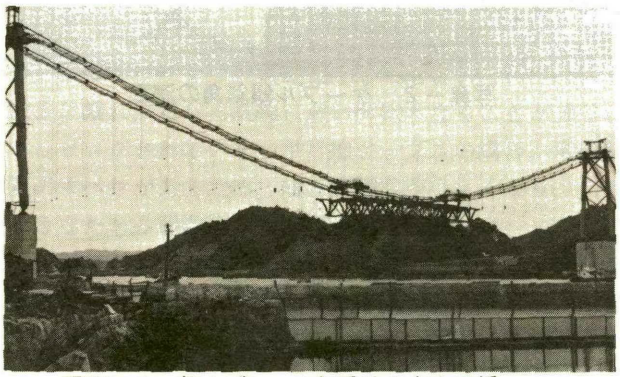
図－1　主ケーブル計容応力度の検討図



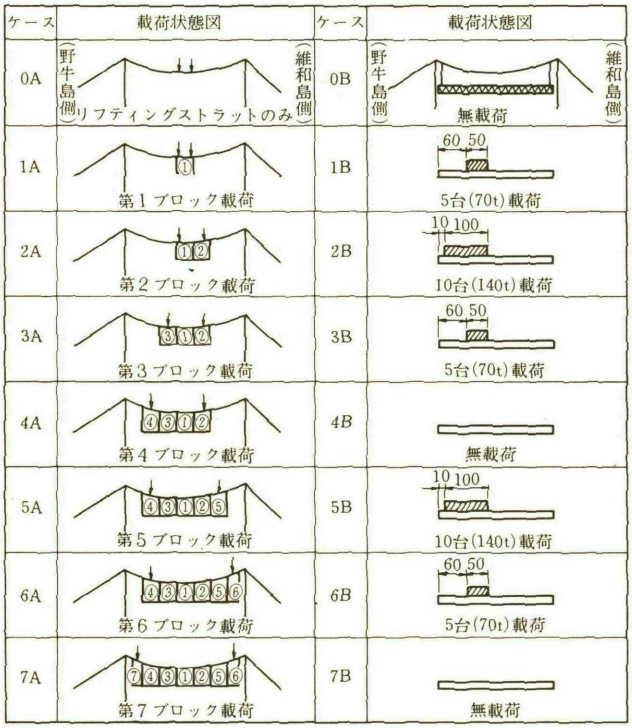
図－2　東大維橋側面図

〈表－2〉補剛桁ブロック及び架設機材の重量

第1ブロック	112t
第2・3ブロック	各48t
第4・5ブロック	各45t
第6・7ブロック	各42t
リフティングストラット	17.8t
吊上げ治具	3.8t



写真－1　第1ブロック架設後の東大維橋
(昭和50年2月18日)



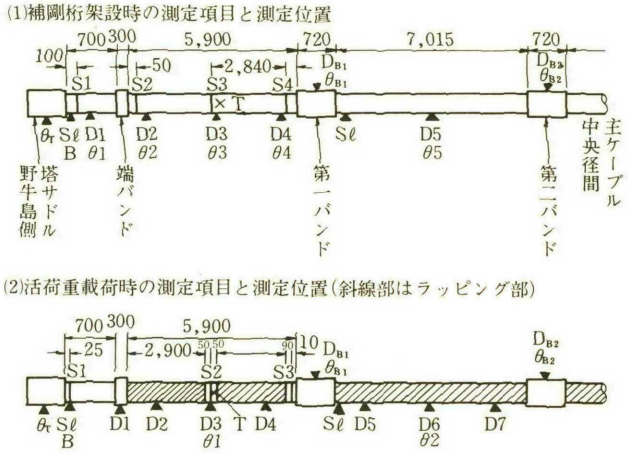
図－3　測定ケース

れた(写真－1)。なお，各ブロックおよび架設機材の重量は表－2に示すとおりである。

3．測定の概要

3.1. 測定ケース

測定は補剛桁の各ブロックの架設時および補剛桁架設後の活荷重載荷時に行なわれた。図－3に測定ケースを示す。補剛桁架設途中のCase-0A～Case7Aではケーブルにラッピングが施工されておらず，この段階の測定ではケーブルバンドの拘束がケーブル変形時の応力に及ぼす影響に着目している。Case0B～Case7Bは14t トラックを車頭間隔10m で載荷した場合の測定で，ケーブル変形時の応力に対するラッピングおよびケーブルバンドの拘束の影響に着目している。Case0B～Case7Bは2日間くり返して測定された。



測定項目	記号	測定器具	測定点数
ケーブル表面温度	T	電気式接触温度計	T断面円周上の4点
ケーブル(ケーブルバンド)鉛直方向変位	D (D_B)	セオドライトまたはレベル	(1) 5点 (2点) (2) 7点 (2点)
ケーブル(ケーブルバンド)傾斜角	θ (θ_B)	光学傾斜計	(1) 5点 (2点) (2) 2点 (2点)
塔頂傾斜角	θ_T	光学式傾斜計	塔頂の1点
ケーブル素線のひずみ	S	ワイヤストレインゲージ	(1)S 1,2：2×4点＝8点 S 3,4：2×6点＝12点 } 20点 (2)S 1 ：31点 S 2 ：8点 S 3 ：35点 } 74点
ケーブル相対すべり量	Sℓ	定規または接触式変位計	(1)塔頂サドル近傍：1点 第一バンド近傍：1点 (2)塔頂サドル近傍：6点 第一バンド：4点
塔頂サドル端下部におけるケーブルとサドルの間隙量	B	定規またはダイヤルゲージ	サドル下部の1点

図－4　測定項目・測定位置・測定点数

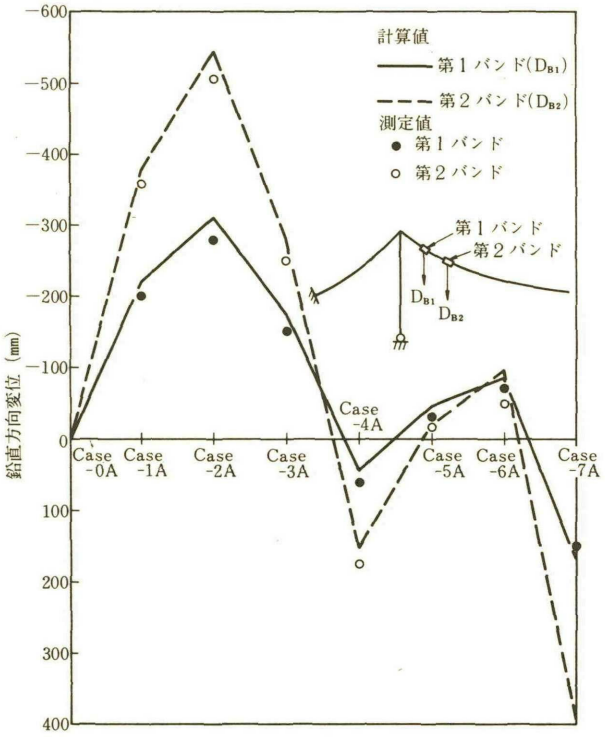
3.2. 測定項目および方法

測定は野牛島側主塔近傍の中央径間側第１，第２パネルのケーブルの変形や応力に着目して行なわれた。図－４に測定項目，測定位置および測定方法を示す。

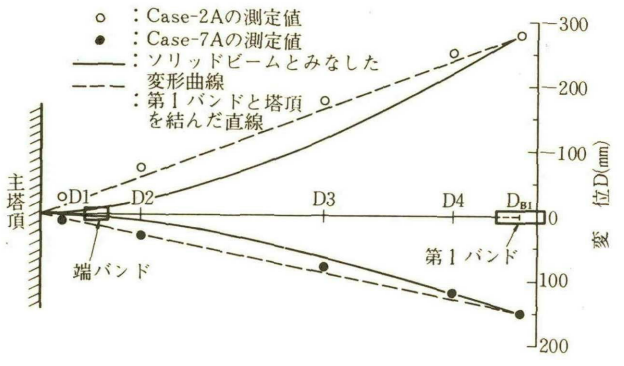
4．補剛桁架設時のケーブル応力測定

4.1. 測定環境

測定はCase-0A(50年２月17日)からCase-7A（３月３日）までの約２週間にわたった。測定は直射日光の影響を受けず，また，気温の安定した早朝(６時半～８時)とした。なお，Case-4Aの１日だけ早朝降雨のため10時より測定したが曇天だったのでケーブル温度，気温とも安定していると判断される。ケーブル温度は電気式接触温度計により 0.1℃まで測定された。ケーブル表面平均温度，気温，ケーブル表面温度間の最大温度差は 0.5℃以下であり，気温及び円周方向の温度分布は安定していたといえる。



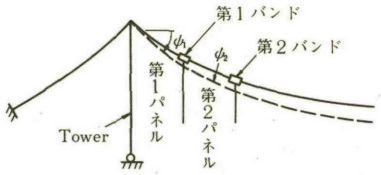
図－５　Case-0Aを基準としたバンドの鉛直方向変化の変化量

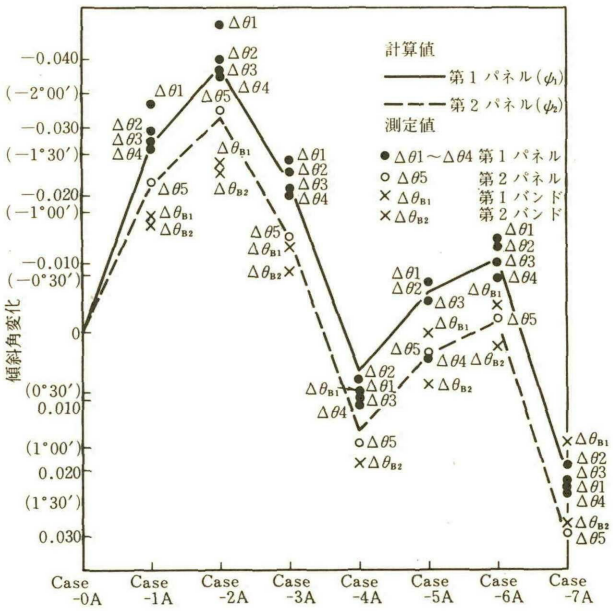


図－６　第１パネルのケーブル鉛直変位

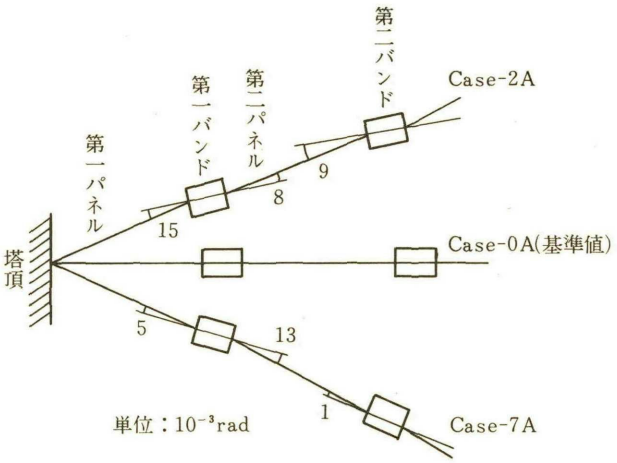


写真－２　ケーブル傾斜角の測定





図－７　Case-0を基準としたケーブル傾斜角変化



図－８　ケーブルバンド傾斜角の変形過程

4.2. 変位および傾斜角

Case-0Aを基準にした各ケースのバンド部の鉛直方向変位（D_{B1}, D_{B2}）を図－５に示す。図中，計算値とは，温度補正を行なった計算値であり，測定値と非常によく合っている。図－６はCase-2AおよびCase-7Aにおける第１パネルのケーブルのたわみ曲線を示したものである。図中には，第１パネルをソリッドビームからなる片持梁と考え，バンド位置のたわみを実測値と等しくした場合のたわみ曲線も示した。これらを比較すると，ケーブルの形状はソリッドビームと見なした場合のたわみ曲線とはかけ離れ，むしろ直線に近い形状となることが分る。ラッピングされていない平行線ケーブルの場合，素線相互のすべりがあるため，せん断剛性が小さくなり，このようなたわみ形状になるものと思われる。

傾斜角の測定は光学式傾斜計を用いて１分単位で行なわれた(写真－２)。Case-0Aを基準にした各ケースのケーブル傾斜角変化量を図－７に示す。図中に実線および破線で示されている計算値とは温度補正後の塔頂サドルと第１バンドおよび第２バンドをそれぞれ直線で結んだ場合のパネル傾斜角の変化量を示す。

ラッピングされていないケーブルで，その張力が大きい場合，バンド近傍部で素線の滑りが拘束されることに起因する局部曲げが生じるが，パネル中央部の形状はほぼ直線に近いと考えられる。したがって，図の計算値に対応するのはパネル中央の $\triangle\theta 3$, $\triangle\theta 5$ が適当であると考えられるが，それぞれ，計算値によく合っている。

また，図よりケーブルパネルの傾斜角変化に比べて，ケーブルバンドの傾斜角変化の小さいことが分る。Case-2A，Case-7Aについてケーブルおよびケーブルバンドの変形過程を図示すると図－８のようになり，ケーブルバンド部で棚のような水平部が生じる。この現象は模型実験でも確かめられており，ラッピングされていないケーブルにおいて顕著である。

なお，Case-4Aでケーブルと第１バンド間にすべりと思われる挙動があった。すなわち，第１バンド中央径間側において，ケーブル上面で 0.5mmの滑り出し，ケーブル下面でバンド内へ入りこんだようで，この状態が最後まで続いた。

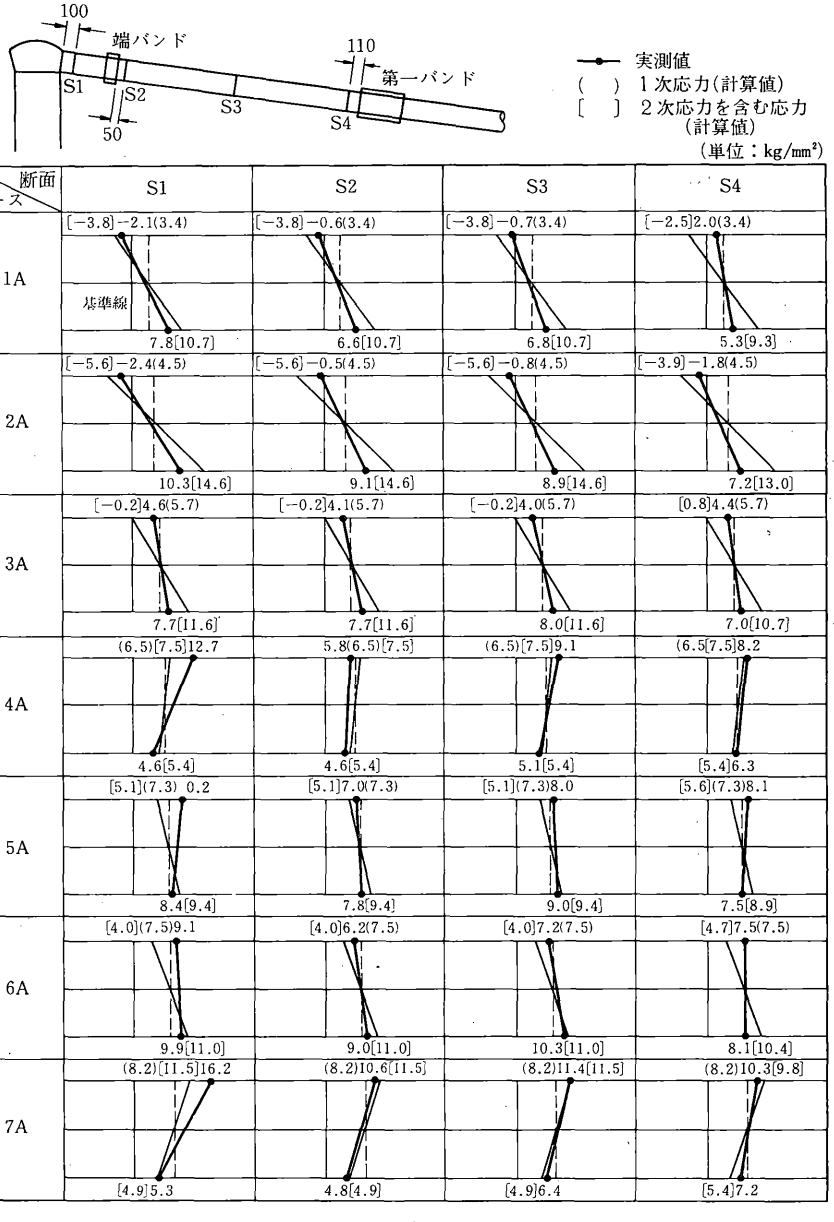
4.3. ケーブル応力

ケーブル応力は素線に貼りつけたひずみゲージにより測定した。測定に際しては，Case-0Aでゼロ調整し，これを基準にしてひずみを測定した。

ゲージ枚数が各断面においてケーブル上下端に各２枚または３枚ずつしか貼れず非常に少なかったため十分な測定ができたとは言えない。また，各ゲージの読みにもバラツキがあったが，各位置におけるケーブル上下面のひずみの測定値を平均し，その値をケーブル上下で直線で結んだところ図－９の応力分布図が得られた。

ケーブル上下応力の平均値はケーブル軸力による応力の計算値（１次応力）と非常によく合っている。また，応力測定値の最大値はCase-7AのＳ１断面で 16.2kg/mm²（１次応力の計算値は8.2kg/mm²）であった。

主ケーブルに生ずる応力は主として次の３つがある。
①ケーブル軸力の増加による引張応力（１次応力）
②素線の軸力差から生じるケーブル曲げ応力（２次応力）
③素線自身の局部曲げによる応力（２次応力）



図－９　ケーブル素線の応力

両端を拘束されたケーブルパネルにおいて，パネル両サイドのバンド回転角が分れば，②の応力は次式を用いて容易に求まる(図－10)。

$$\sigma_{B1}=EI_P^{-1}(\theta_b-\theta_a)\ D/2\cdots\cdots(1)$$

ここに　E：ケーブルの弾性係数
l_p：バンド間距離
D：ケーブル直径
$\theta_{a,b}$：バンド回転角

また③の応力はバンド近傍部などにおけるケーブル素線に生じ，次式で与えられる(図－11)。

$$\sigma_{B2}=2\phi_o\sqrt{ET_sA^{-1}}e^{-gx}\cdots\cdots(2)$$

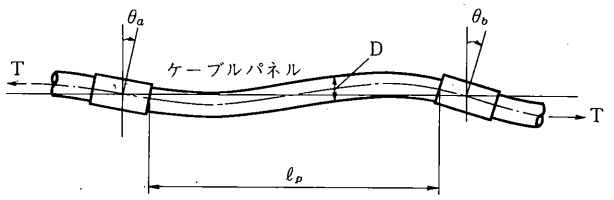
ここに　ϕ_o：素線端回転角
T_s：素線引張力
A：素線断面積
$g=\sqrt{T_s(EI_s)^{-1}}$
I_s：素線の断面二次モーメント

ただしσ_{B2}はバンドから遠ざかるに従って急激に減少するので，サドルやバンドの出口付近のみに考えればよい。

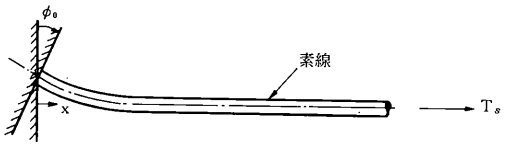
図－9における計算値とは①②③の応力値を加えあわせたものである。計算に際し，端バンドはないものとして計算した。すなわち，応力①は設計値を用い，応力②は塔頂および第1バンドの回転角の測定値を式(1)に用いて求め，③は第1パネルと第1バンドの回転角の測定値を式(2)に用いて求めた。なおS1断面では素線が円形でなく応力の乱れも大きいことが予想されたので，③の局部曲げ応力は考慮しなかった。

計算応力と実測応力とを比較すると，全般に計算値の方が大きいように見える。第1バンドで素線の滑りが生じたことも原因の一つと考えることができるが，実測データのバラツキを考えるならば，誤定誤差と見なすのが自然であろう。

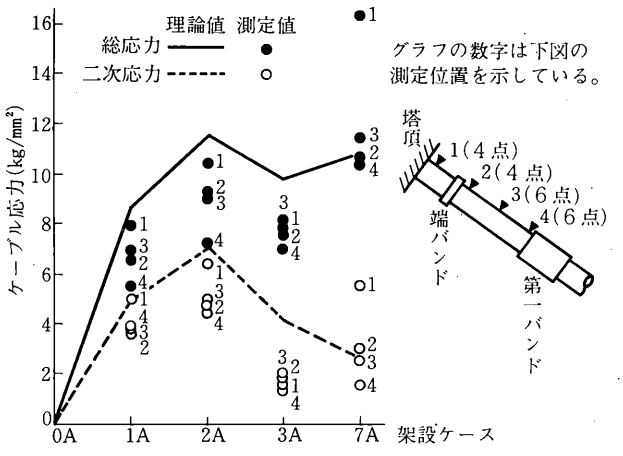
なお，図－9のデータの一部をもっと見易い形に整理すると図－12のようになる。図中，理論値というのは，文献(3)によりケーブル部材をできるだけ忠実にモデル化し，ケーブル系の非線型性を考慮して大変形解析を行なって得られた値であり，実測値とかなり良い一致を示すことが分る。



図－10　ケーブルバンドの回転によって生じるケーブルパネルの素線軸力差応力



図－11　素線の局部曲げによって生じる素線の局部曲げ応力

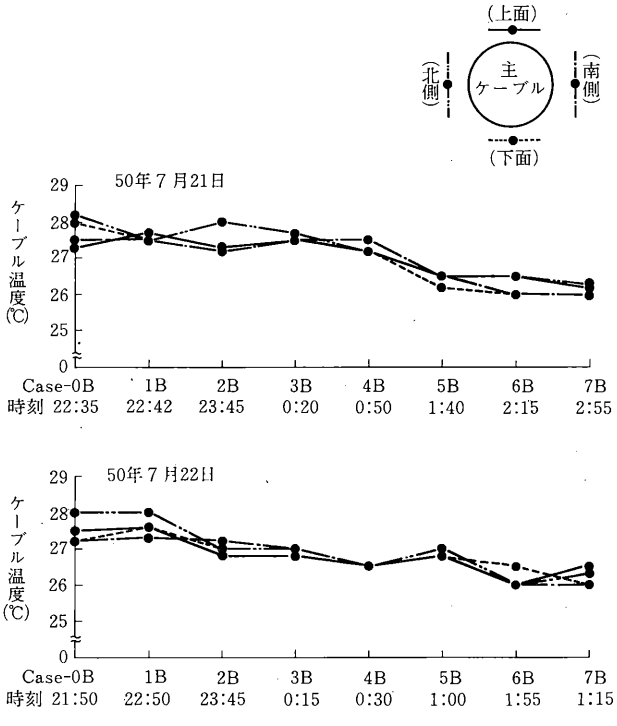


図－12　補剛桁架設段階毎のケーブル応力

1．活荷重載荷時のケーブル応力測定

5.1. 測定環境

測定は50年7月21日深夜と22日深夜の両日に行なわれた。両日とも図－3のCase－OBからCase－7Bまでの載荷状態における測定であった。測定時刻は，直射日光の影響を受けずケーブル温度が安定する深夜（22時～3時）が選ばれた。ケーブル温度の測定は各載荷ケースに行なわれ，その結果は図－13に示すとおりである。



図－13　主ケーブル表面温度の経時変化

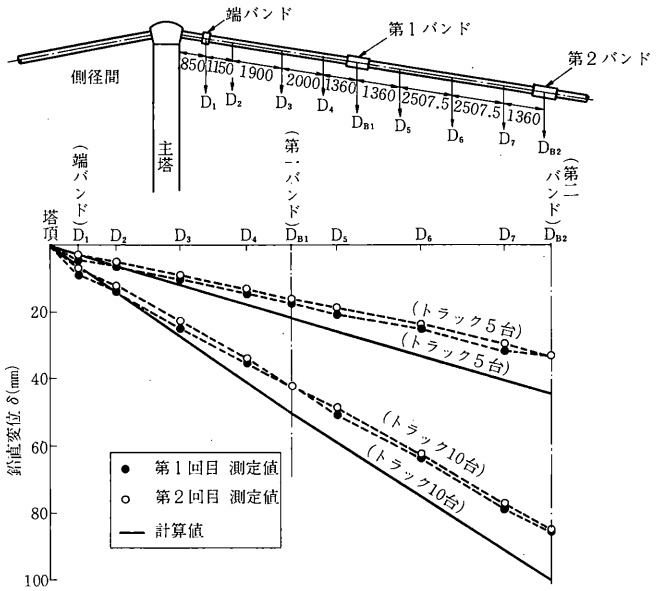
図より，両日とも27～28℃で測定を開始し，26℃強で測定を終了したことが分る。したがって測定期間の温度変化は2℃以内であった。両日の各ケース間の温度差も1℃以内であり，ほぼ同一温度条件で測定を行なったと判断できる。また，ケーブルの上下面および両側面における温度差も1℃以内であり，ケーブル表面は円周方向にほぼ一様な温度分布であったといえる。

5.2. 変位および傾斜角

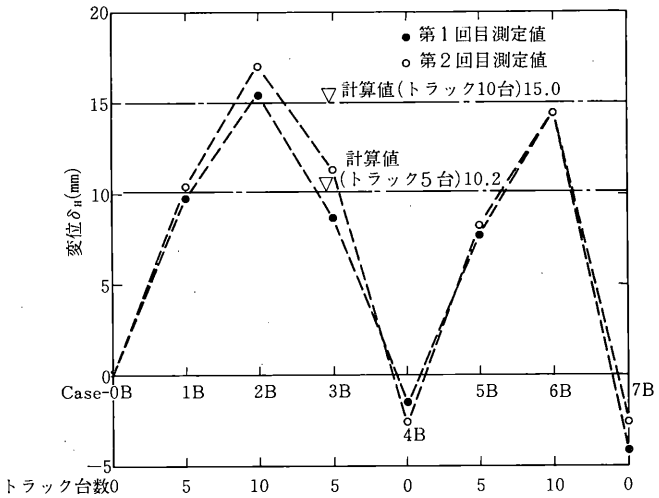
ケーブルの鉛直方向変位を載荷ケース毎に示すと図－14のようになる。計算値に比べ実測値が若干小さめの値になっているのは，解析に際しての剛性の評価の違いなどに起因していると思われる。また，塔頂の水平変位は図－15のとおりであり，トラック除荷時に残留変位のあることが分る。これは，測定中のケーブルの温度低下に起因するものであろう。

計算によれば，温度による塔頂の水平変位は－1.3mm/℃であり，測定中におけるCase－0Bに対する温度低下は，Case－4Bで約1℃Case－7Bで約2℃である。

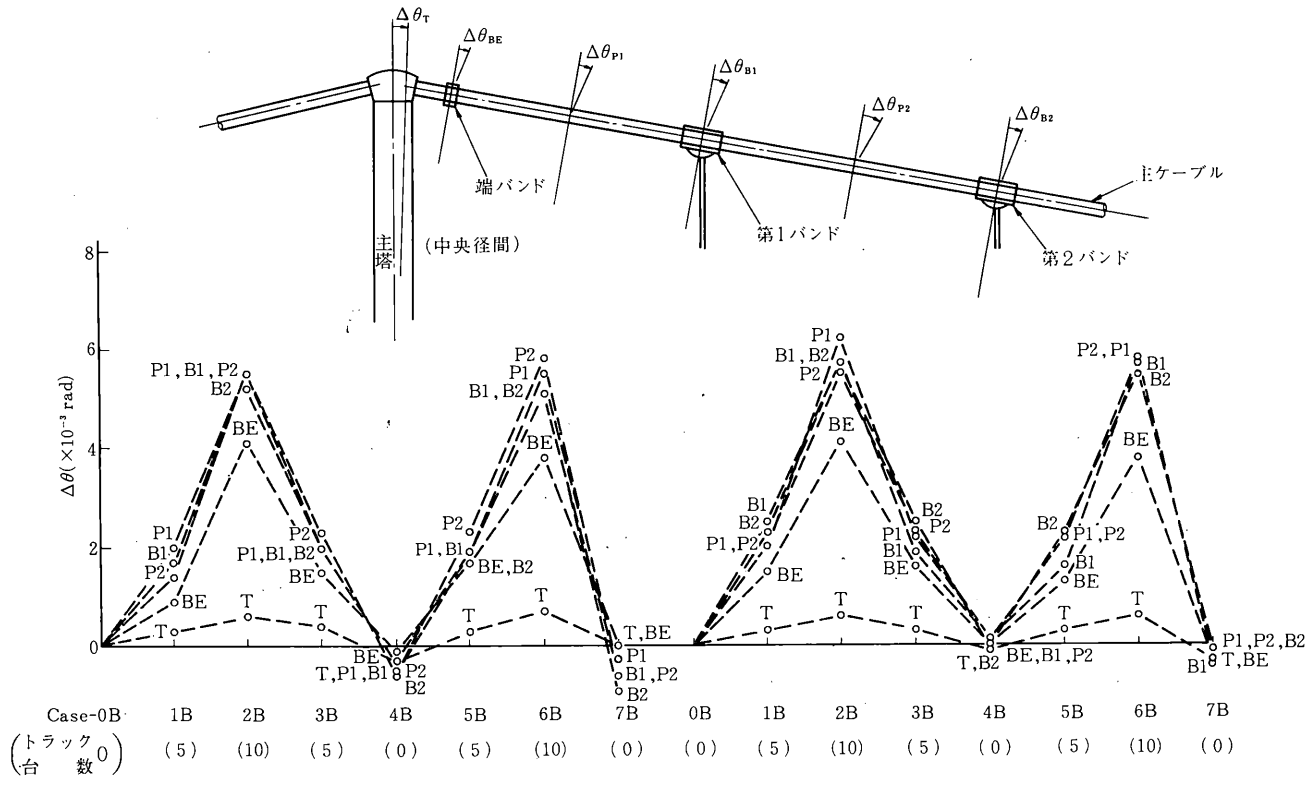
つぎに，主塔，ケーブル，ケーブルバンドの回転角を各載荷ケース毎に求めたものを図－16に示す。また，主



図－14　ケーブルの鉛直方向変位



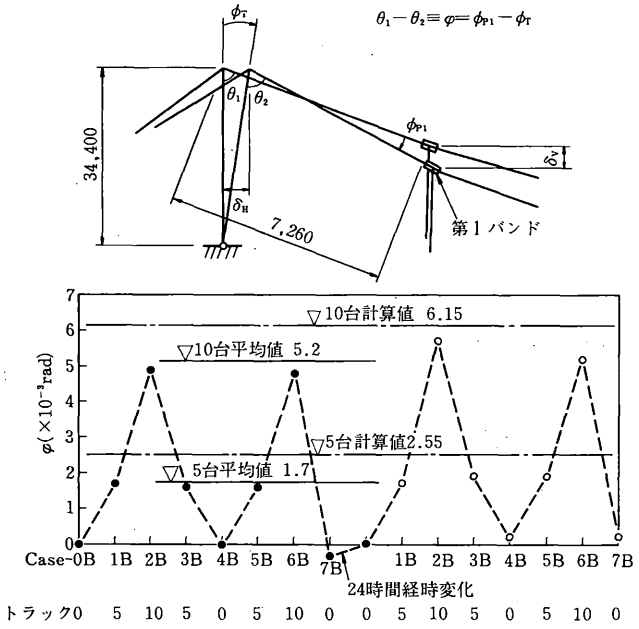
図－15　塔頂の水平方向変位



図－16　ケーブルバンド、ケーブルパネル、主塔の回転角

塔とケーブルのなす相対角変化量を図17に示す。これによると回転角の最も大きいのは第１パネルであり，その最大値は5.8×10^{-3} radであった。また，主塔とケーブルのなす角度変化量の最大値は5.2×10^{-3} radであった。

一方第１バンドと第１パネルあるいは第２バンドと第２パネルのなす相対角の変化は，0.001rad以下であり非常に小さい。したがって，補剛桁架設時のようにバンド部で棚のような水平部は見られなかった。ただし，端バンドの回転角については第１パネルの回転角に比べて小さいことから，ここでは棚のような水平部が生じたと推定される。



図－17　主塔とケーブルのなす相対角変化量

これは塔頂サドルから端バンドまではラッピングが施されていないためだと考えられる。その他の区間のケーブルはラッピングされており，ソリッドビームに近い変形状態となっているので，バンドとケーブルの回転角差が小さかったのであろう。

ケーブル曲げ応力がケーブルパネル両端のなす相対角変化の大きい箇所で最も大きくなることを考えると，塔頂サドル近傍においてケーブル２次応力が最大になることが予想される。

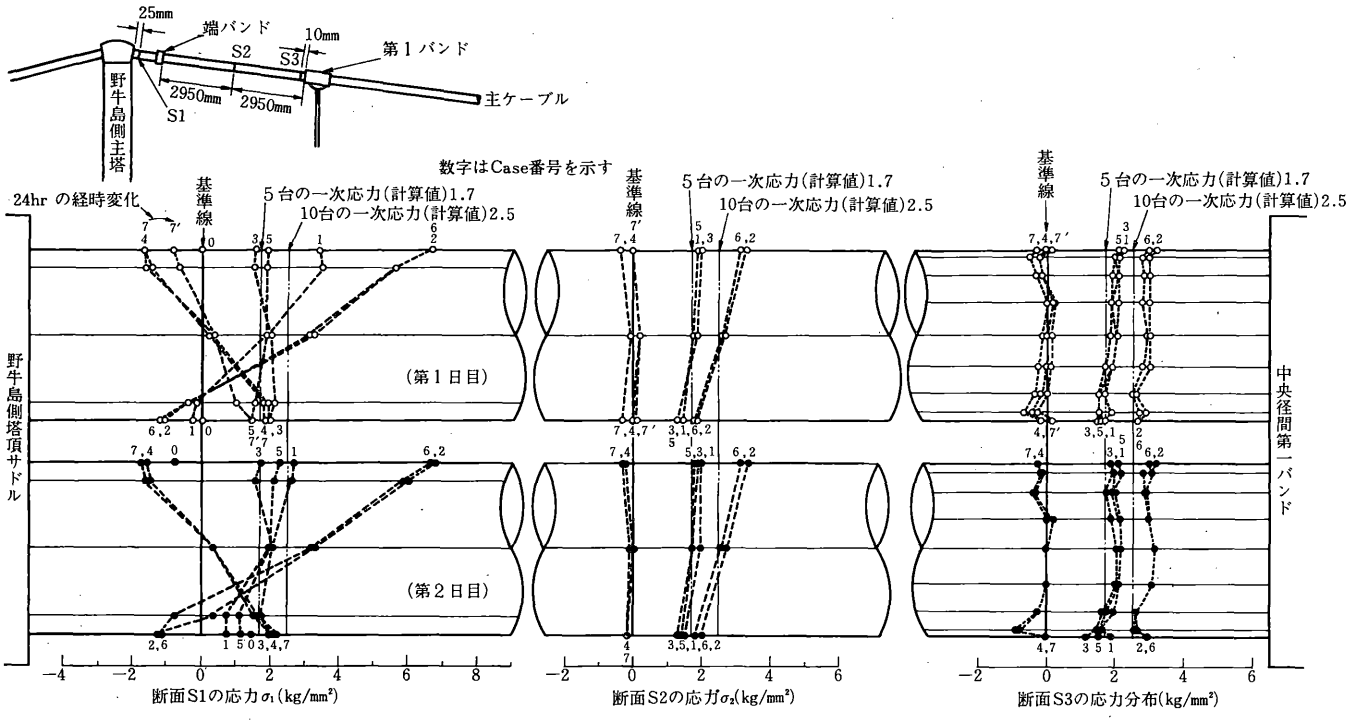
なお，素線のすべり量を測定したところ，バンド部ではすべりが検出されなかったが，塔頂サドルの上面部ですべりが測定され(最大値0.24mm)，除荷後も0.06～0.07mm程度の残留すべりが認められた。このすべりが進行するかどうかは検討を要する問題であると思われる。

5.3. ケーブル応力

ケーブル応力は素線表面に貼りつけた歪ゲージを用いて測定し，S１断面で31点，S２断面で８点，S３断面で35点の計74点について素線の歪をもとめた（写真－３)。測定手順は第１日目のCase－OBでひずみのゼロ調整を行ない，以後，各ケースの測定を実施した。第１日目の測定終了後，計測器をそのままの状態で24時間維持し，第２日目のCase－OBで再びゼロ調整して第１日目と同じ手順をくり返した。

図－18は各断面の応力分布をCase－OBを基準にして示したものである。図では，それぞれの測定位置におけるゲージの読みを平均して示している。

活荷重載荷時の歪のデータは補剛桁架設時の歪のデータに比べバラツキが少なかった。これは死荷重の載荷に



図－18　各断面の応力分布の変化状態

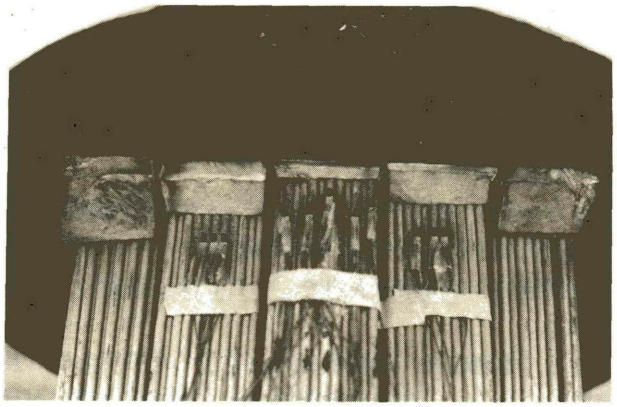


写真３　塔頂サドル近傍(S1断面)のひずみゲージ

よってケーブル素線の配列が安定したためであると考えられる。

図－19は，このうち，最も大きな応力が得られているトラック10台（Case-2B，6B）の場合の各断面の平均応力図を示したものだが，ケーブル側面の測定応力は計算された引張応力(１次応力)と非常に近い値となった。曲げ応力の発生が最も著しいのは塔頂サドル近傍のＳ１断面で，第１パネル中央のＳ２断面がこれに続き，第１バンド近傍のＳ３断面ではほぼ一様な引張応力が測定された。各断面における測定応力の最大値（トラック10台載荷時）はつぎのとおりであった。

Ｓ１断面：6.7kg/mm²（２次応力成分4.0kg/mm²）
Ｓ２断面：3.3kg/mm²（２次応力成分0.7kg/mm²）
Ｓ３断面：3.2kg/mm²（ほぼ一様な引張応力分布）

最大曲げ応力が測定されたＳ１断面の曲げ応力成分を，主塔とケーブルのなす相対角変化量に対してプロットしたのが図－20である。

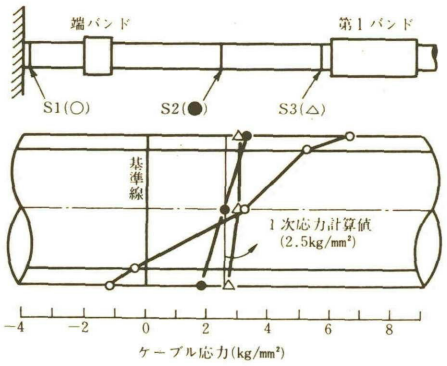
図よりＳ１断面では活荷重除荷時に載荷時と異符号の応力が残留していることが分る。この値は第１日目の除荷時でケーブル上下面とも－2kg/mm²弱であり，24時間後にはケーブル上面で1/2，下面で1/4程度それぞれ復元した。第２日目の除荷時の残留２次応力は第１日目に比して小さく，ケーブル上下面とも－1kg/mm²弱であった。ただし，Ｓ２，Ｓ３断面ではこのような残留２次応力は生じなかった。

この原因として考えられるのは，素線相互間の摩擦によって生じた塔頂サドル端の素線の残留すべりである。既に述べたように，サドル端のケーブル上面で0.06～0.07mmの残留すべりが測定されている。端バンド上部において素線のすべりが生じていなかったとすれば，残留すべりによる残留応力σ_rは次式で求められる。

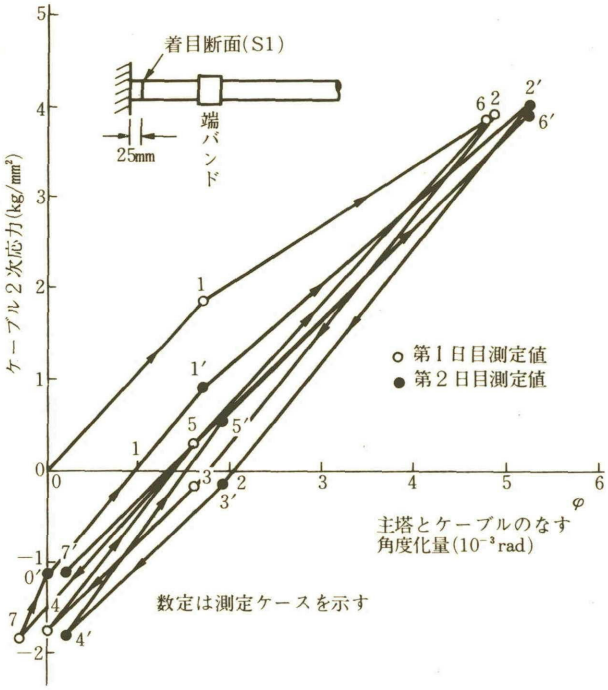
$$\sigma_r = -\triangle \ell E/\ell_o \cdots\cdots (3)$$

ここに$\triangle\ell$：残留すべり量
E：ケーブルのヤング率$(2.0\times10^4 kg/mm^2)$
ℓ_o：サドルと端バンド間距離(700mm)

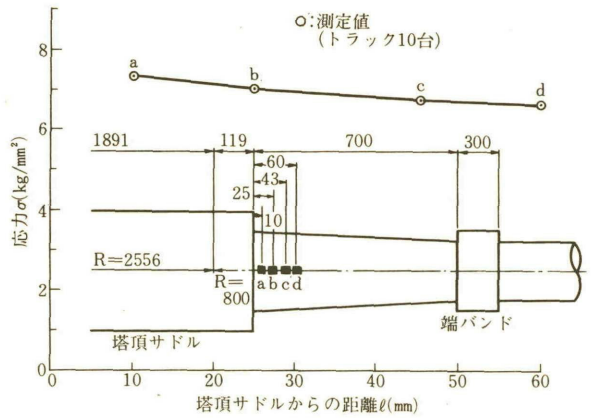
これにより$\sigma_r = -1.7 \sim -2.0 kg/mm^2$となり，測定された残留応力値とよく一致する。一方，ケーブル下面においては，端バンド下部とケーブルとの間隙により，ここで



図－19　各断面のケーブル応力分布（トラック10台載荷）



図－20　塔サドル出口付近のケーブル２次応力の変化
(Ｓ１断面)



図－21　塔頂サドル近傍の素線応力変化

素線すべりが生じ，これが残留２次応力の原因となったとも考えられる。

なお，図－21で第１日目の０→１→２を除くと，応力と角変化量がほぼ直線関係を示しているが，これは，最初の載荷によって，ケーブルの素線がお互になじんだた

めだと考えられる。

一方，塔頂サドル出口付近における素線の局部曲げの程度を調べるため，サドル近傍の同一素線について橋軸方向に4枚のひずみゲージを貼りつけてひずみを測定したところ，図－21のような結果が得られた。

応力の減少率がわずかであることから判断すると，サドル出口付近でケーブルが角折れ状の急激な角度変化をするとは考えられない。したがって，ここで考慮すべき素線の局部曲げ応力としては，素線をサドル曲率に沿わせるために生じる曲げ応力（約19kg/mm²）だけでよいと考えられる。

6．測定結果のまとめ

(1)ケーブルの鉛直変位はケーブルを純引張材とみなした大変形理論による計算結果と良い一致を示す。

(2)補剛桁架設段階のラッピングされていないケーブルでは，ケーブルバンドの回転角がその両側のケーブルパネルの回転角より小さいため，バンド部において棚のような水平部が生じる。

(3)補剛桁架設段階のケーブルでは，素線の配列が安定していないため，ケーブル応力の実測値のバラツキが活荷重載荷時に比べて大きい。応力状態を観察すると明らかに曲げの影響が見られたが，ケーブル上下の応力を平均すると1次応力(計算値)とよく一致した。

(4)補剛桁架設段階のケーブルにおける最大曲げ応力発生箇所は塔頂サドルまたはケーブルバンドの出口近傍であると考えられる。一方，補剛桁架設後はケーブルバンドとケーブルとの回転角差が殆んどなくなるので，ケーブル曲げ応力の発生は塔頂サドル近傍で最大になると考えられる。

(5)ラッピングされたケーブルはソリッドビームに近いたわみ形状となる。ただし，塔頂サドルと端バンドの間ではラッピングが施されていないので，ケーブルのたわみ形状は直線に近くなり，端バンドの位置で棚のような水平部が生じる。

(6)補剛桁架設後のケーブル応力実測値は，死荷重によってケーブル素線の配列が安定するためバラツキが少なかった。この時の応力状態は塔頂サドル近傍で最も曲げ成分が大きく，ケーブルバンド近傍，ケーブルパネル中央では曲げの影響は殆んど見られなかった。

(7)活荷重を載荷した際，塔頂サドル出口でケーブルが急に折れ曲ることはない。この位置における曲げ応力のうち，素線の局部曲げによるものは殆んどがサドルの曲率に起因しており，この応力値はサドルを離れると急速に減少することが知られている。

(8)活荷重を除荷した際，塔サドル出口付近で載荷時と異符号の応力が残留した。これは素線の滑りに起因したものと推定される。

7．あとがき

この測定調査は熊本県農政局の全面的御協力を得て実施されたものであり，測定作業は新日本製鉄(株)と(株)神戸製鋼所が担当した。

また，測定に際して，土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会(奥村敏恵委員長)・ケーブル分科会(西村昭主査)の御指導を得た。ここに深く感謝の意を表する。

なお，本測定後，補剛桁架設が完了した平戸大橋（長崎県）において，活荷重載荷時のケーブル応力測定が行なわれた。この結果[16]については，別の機会に報告することとしたい。

参考文献

(1)T. A. Wyatt：Secondary stress in Parallel Wire Suspension Cables, A. S. C. E., Vol. 128, 1963
(2)林，保田，新家：平行線ケーブルの2次応力の解析とその評価，橋梁，1974.2
(3)西村，新家，中村，土居：吊橋架設途中における平行線ケーブルの変形と二次応力解析，土木学会論文報告集，1977.4
(4)J. A. Roebling & Sons Co.：Construction of Parallel Wire Cables for Suspension Bridges, Trenton, New Jersey, 1963.11.21
(5)Final Report of the Board of Engineers to the Delaware River Bridge Joint Commission of the States of Pennsylvania and New Jersey, 1927
(6)西村，飛岡，島田，三田村：パラレルワイヤケーブルの曲げ性状について，土木学会年次学術講演会概要集，1967.5
(7)西村，飛岡，島田：吊橋用平行線ケーブルに関する基礎実験，(財)建設工学研究所報告，No.11，1968
(8)湊：吊橋用平行線ケーブルに関する実物大実験，神戸製鋼所技報R & D，No.2，1968
(9)西村，飛岡，山本：ラッピング集成材の曲げについて，土木学会関西支部年次学術講演会概要集，1968.5
(10)新家，広中，土居：吊橋平行線ケーブルの2次応力実験，土木学会年次学術講演会概要集，1974.10
(11)新家，広中，土居：吊橋平行線ケーブルの2次応力実験(その2)，土木学会年次学術講演会概要集，1975.10
(12)伊藤：吊橋ケーブルの変形性状に関する研究，本州四国連絡橋公団委託研究報告書，1976.3，1977.3
(13)George Washington Bridge, Design of superstructures, A.S.C.E., Transactions Paper No. 1819, 1933
(14)本州四国連絡橋公団：平行線ケーブルの2次応力について，1972.9（業務報告書）
(15)田島，沢井，北川：ケーブル2次応力に関する実橋試験について，土木学会年次学術講演会概要集，1976.10
(16)本州四国連絡橋公団：平戸大橋ケーブル2次応力測定調査，1976.12（業務報告書）

吊橋塔基部の模型実験

設計第二部設計第三課 加島　聡

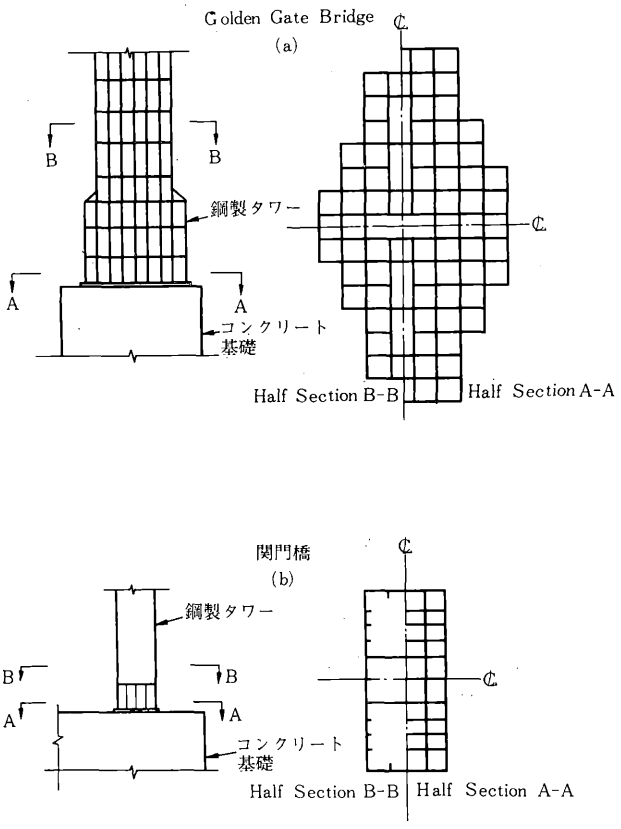
1．まえがき

吊橋の塔基部の形式としては塔柱をコンクリート基礎に埋め込んだ形式(セバーン橋，フォース道路橋など)と高精度に平担な仕上げを行なったコンクリート基礎上面に設置した極厚のベースプレートを介してアンカーボルトによって固定させる形式とがある。[1] 日本やアメリカでは後者の形式が採用され，本州四国連絡橋公団によって建設中の吊橋の塔基部も後者の形式である。そこで，ここでは後者の形式についてのみ検討した。

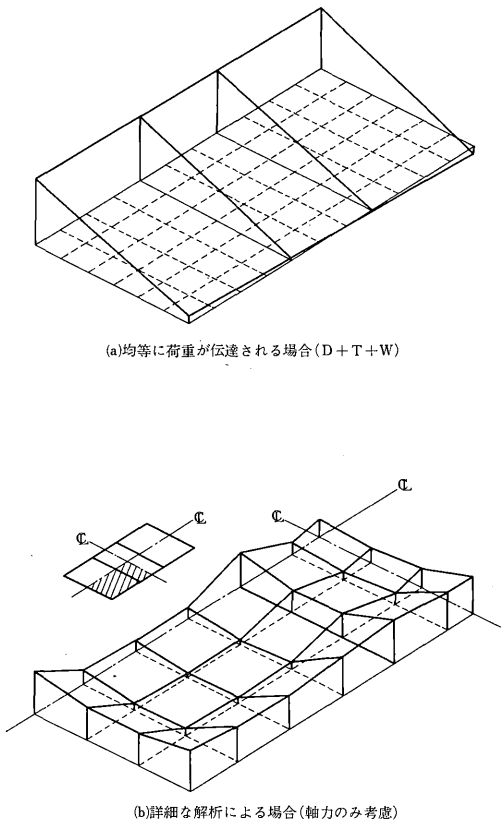
塔基部には，施工時に鋼製タワーの自重およびそれを固定させるアンカーボルトなどの締めつけ力，完成時にはタワーの自重，塔頂に作用する力および補剛桁に作用する力がかかる。これらの荷重を鋼製タワーからベースプレートを介して均等にコンクリート基礎に伝達するために，格子状に補剛板を設置した多室構造が多く用いられている。[1] (図－1参照)

塔基部での最大支圧応力は暴風時(D＋T＋W)に起こり，コンクリート基礎に均等に荷重が伝達されていると仮定すると，図－2(a)のような応力分布になる。しかし，詳細な応力解析[2]において，補剛板の高さにもよるが，[4] 図－2(b)に示すように塔頂から連続している塔柱壁に荷重が集中している。詳細な解析を行なっても，その許容値を規定できないのが現状である。

本稿は塔基部コンクリートの支圧強度に及ぼす要因，鉄筋補強効果などを調べるために行なった模型実験の結果を中心に，これまでの成果について述べる。



図－1　吊橋塔基部断面形状の一例



図－2　塔基部における支圧応力分布

2．コンクリートの支圧強度に関する予備的検討

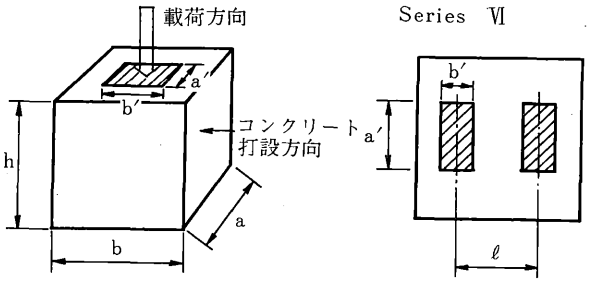
吊橋主塔と接するコンクリート基礎の支圧はプレストレストコンクリートの定着部において局部荷重をうける場合と同様に破壊機構が複雑であり，種々の要因によって支配される。

コンクリートの支圧強度に関する実験的研究は数多く行なわれているが，吊橋塔基部模型実験に先だってコンクリートの支圧強度に及ぼす載荷面積および形状，寸法比，粗骨材の最大寸法などの影響を調べるために予備実験を行なった。支圧強度試験の種類は表－1に示されている。

コンクリート供試体の配合強度は240kg/cm²とし，試験練りによって表－2のように配合を定めた。最大粗骨材寸法が10mmの場合の粗骨材の粒度は20mmの場合の1／2に

表－1　支圧強度試験の種類

Series	供試体寸法 a×b×h (cm)	載荷板寸法 a′ (cm)	載荷板寸法 b′ (cm)	供試体表面積 A (cm²)	載荷面積 A′ (cm²)	A/A′	最大粗骨材寸法 (mm)	載荷中心間隔 ℓ	供試体数
Ⅰ	50×50×50	50	50	2,500	2,500	1.0	20		3
	〃	35	35	〃	1,225	2.0	〃		3
	〃	27	27	〃	729	3.4	〃		3
	〃	21	21	〃	441	5.7	〃		5
	〃	16	16	〃	256	9.8	〃		2
	〃	10	10	〃	100	25.0	〃		2
	〃	9	9	〃	80	30.9	〃		2
	〃	7	7	〃	49	51.0	〃		2
	〃	5	5	〃	25	100.0	〃		2
Ⅱ	50×50×75	50	50	2,500	2,500	1.0	20		3
	〃	21	21	〃	441	5.7	〃		2
	〃	16	16	〃	256	9.8	〃		2
	〃	10	10	〃	100	25.0	〃		2
Ⅲ	50×50×100	50	50	2,500	2,500	1.0	20		3
	〃	21	21	〃	441	5.7	〃		2
	〃	16	16	〃	256	9.8	〃		2
	〃	10	10	〃	100	25.0	〃		2
Ⅳ	50×50×50	50	50	2,500	2,500	1.0	10		3
	〃	21	21	〃	441	5.7	〃		2
	〃	16	16	〃	256	9.8	〃		2
	〃	10	10	〃	100	25.0	〃		2
Ⅴ	50×50×50	50	8.8	2,500	440	5.7	20		3
	〃	34	13	〃	442	〃	〃		3
Ⅵ	50×50×50	21	10.5	2,500	441	5.7	20	25	3
	〃	21	21	〃	〃	〃	〃	0	3



表－2　コンクリートの示方配合

配合強度	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	水量 W (kg/m³)	セメント量 C (kg/m³)	細骨材量 (kg/m³)	粗骨材量 (kg/m³)
240	20	8±2.5	69	43	169	245	811	1,063
	10	〃	60	45	180	300	818	988

比例配分して用いた。使用したセメントはすべて早強ポルトランドセメントである。一回のコンクリート打ちで平均18個の供試体を製作し，コンクリート打設後３日間は散水養生とし，以後試験日まで屋外に放置した。

試験は2000Tの万能試験機によって行なわれ，支圧板直下の応力度が 3.0kg/cm²/秒となる載荷速度で載荷した。

主な試験結果はつぎのとおりである。

(1)載荷面積，寸法比および粗骨材最大寸法の影響

コンクリーとの支圧強度σ_{cb}は従来の多くの実験によると，$\sigma_{cb}=\sigma_c'\cdot f(A/A')$で表現されるものが多い。それはコンクリートの支圧強度と圧縮強度は比例関係にあるとしたものであるが，$\sqrt{\sigma_c'}$やσ_t'に関係するという報告[5),(6)]もある。ここでは，すべての供試体が一回のコンクリート打設によって作られず，バッチ毎にも強度のばらつきがあることによって，多少の誤差を含むと思われるが，従来から多用されている$\sigma_{cb}=\sigma_c'\cdot f(A/A')$の関係を用いて$\sigma_{cb}/\sigma_c'$と載荷面積比（A/A'）の関係を示したのが図－３である。ほとんどすべての試験値は$(\sigma_{cb}/\sigma_c')/\sqrt{A/A'}$と$(\sigma_{cb}/\sigma_c')/3\sqrt{A/A'}$の間にあり，A/A'が大きくなるにつれて$\sigma_{cb}/\sigma_c'=\sqrt{A/A'}$に近づいている。

A/A'が100になると$\sigma_{cb}/\sigma_c'=10$という高い支圧強度を示している。

供試体の寸法比，すなわちh/bが大きい場合，A/A'が小さいところでは小さい支圧強度を示すが，逆にA/A'が大きくなると大きい支圧強度を示している。

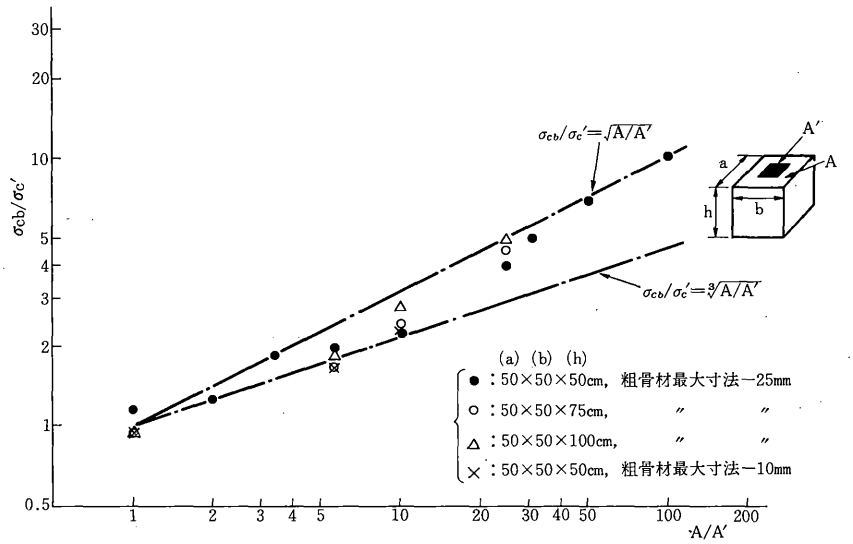
骨材の寸法についてはその影響が顕著にみられなかった。

(2)ひびわれ発生荷重と支圧強度の関係

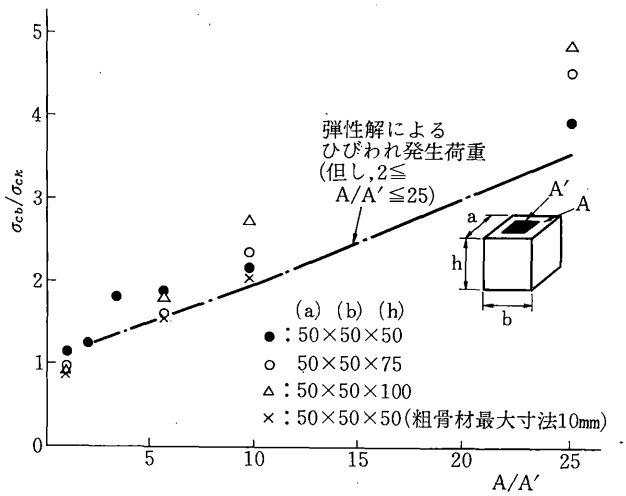
支圧強度の理論解は，現在のところ明確にされていないが，ここで三次元の弾性解を用いて最大引張応力度がコンクリートの引張強度に達したとき，破壊が起こるとして，最大荷重を求めると，図－４のようになる。A/A'が大きくなると弾性解による値は実測値から徐々に離れて小さくなるが，図－４に示す$2<A/A'<10$の範囲では実測値に非常に近似している。[7)]

(3)載荷形状の影響

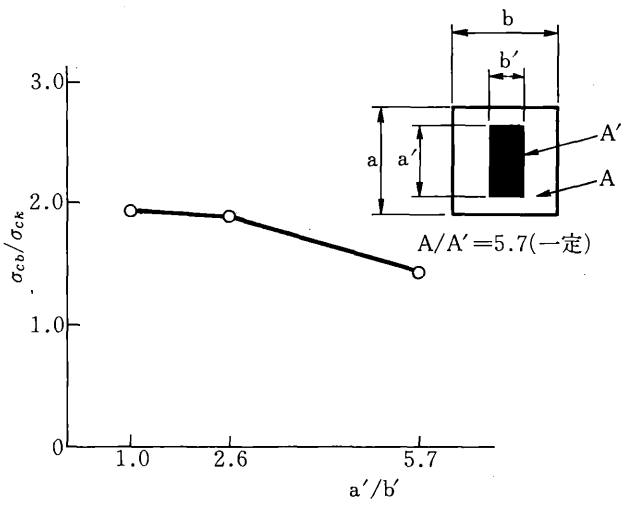
載荷面積を一定にし，形状のみ変えた場合の支圧強度比を図－５に示す。$a'/b'=5.7$，すなわち，二次元載荷



図－３　支圧強度比(σcb/σck)と載荷面積比(A/A')の関係



図－４　弾性解によるひびわれ発生荷重と実験値の比較



図－５　支圧強度比(σcb/σck)と載荷面形状の関係

になると三次元載荷の場合に比べて支圧強度は約25%低下している。しかし，$(b/b')/(a/a')=2.6$以下の範囲では三次元載荷の場合の値とほとんど差がない。

又，全体のA/A′を5.7として載荷面積を二分した場合（表－1におけるⅥ）の支圧強度（438kg/cm²）は一点載荷の場合のそれ（468kg/cm²）とほとんど同じである。

3．模型実験

3.1. 供試体の製作および試験

吊橋の主塔基礎や鋼製タワーは長方形のものが多い。しかし，供試体形状に載荷面を相似させると，$\sigma_{cb}=\sigma_c' \cdot f(A/A')$の関係を保つ事や，$(a/a')/(b/b')=2.6$以下の範囲では三次元載荷の支圧強度とほとんど等しい事を考慮すると，既往の吊橋や本州四国連絡橋の吊橋塔基部のA/A′は6～9の範囲に入っている。それらを考慮して表－3に示す正方形の塔基部模型供試体が作られた。その模型にはアンカーボルトやアンカーフレームは考慮されていない。その他，載荷板直下のグラウトの効果を調べるための供試体も4体作成した。

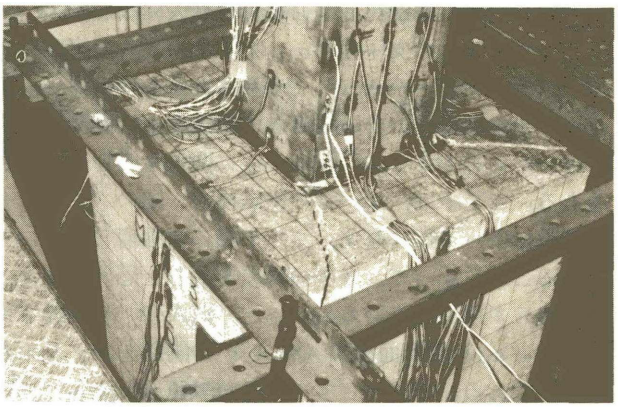
コンクリート供試体の配合強度は240kg/cm²とし，粗骨材の最大寸法は10mmとした。供試体に応じて，多少セメント量の増減はあるが，表－2の示方配合に準じて配合を行なった。

ベースプレートとの接触面の平面を保つために，コンクリート打込み時にはその面が下方にくるようにし，底面の型枠の表面精度は10/100mm以下に抑えている。

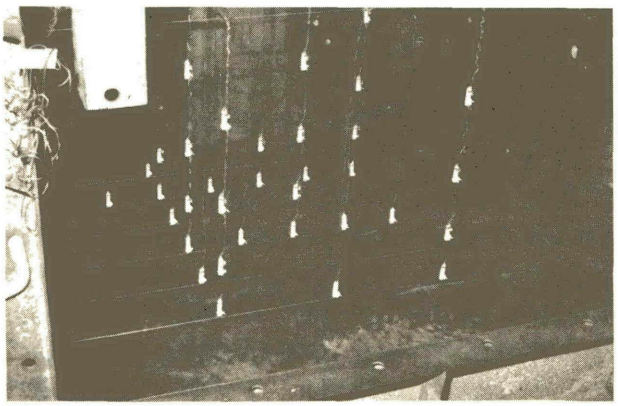
コンクリート内部の深さ方向の直ひずみを測定するためにゲージ長10mmの埋込型ゲージを写真－1に示すようにピアノ線にとりつけた。鋼製タワーやベースプレート表面にはゲージ長6mmのワイヤーストレインゲージをはっている。

表－3に示すL，M-Typeの供試体は冬期に製作されたので，打設後ただちにテントなどでカバーし，表面と内部の温度差が20℃以下になるようにして1ヶ月以上養生した。

鋼製タワーは溶接による初期ひずみをできるかぎり



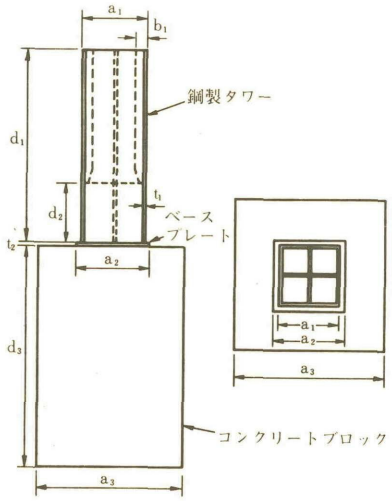
写真－1　(a)ゲージの設置状況（鋼製タワー）



写真－1　(b)ゲージの設置状況（コンクリート内部）

表－3　模型供試体の種類

Type	鋼製タワー					ベースプレート		コンクリートブロック		鉄筋補強
	a_1	d_1	d_2	b_1	t_1	a_2	t_2	a_3	d_3	
L－1	600	2000	600	100	11.8	680	15	1500	2250	なし
M－1	360	1100	360	100	16	410	9	900	1350	〃
M－2	〃	〃	〃	〃	〃	——	——	〃	〃	〃
M－3	〃	〃	〃	0	〃	410	9	〃	〃	〃
S－1	200	670	200	40	11.8	230	5	500	750	〃
S－2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	あり
その他	50×50×50cm供試体4本（載荷面積＝10×10cm）					2体：載荷板直下にグラウトあり 2体：グラウトなし				



除去し，両端面は機械切削によって仕上げ，平面から仕口表面各点のずれは最大20/100㎜程度である。又ベースプレートの切削精度はタワー端面と同程度にしている。

模型供試体は写真－２に示すように1000t 構造物試験機によって試験された。

荷重は20t ピッチでかけられ，そのつど，タワーおよびコンクリートのひずみ測定，塔基部での変位測定を行なった。

3.2. 試験の結果および考察

鋼製タワーや底板のひずみ測定も行なっているが，ここでは塔基部コンクリートの性状について述べている。

3.2.1 塔基部コンクリートの支圧応力分布

Ｌ－１供試体を用いて塔基部補強板の影響を調べるための中心載荷，偏心載荷そして平板載荷を行なって，ひずみや変位の測定を行なった。

塔基部補強板のない場合の載荷試験におけるコンクリートひずみ分布の一例を示したのが図－６である。200t 載荷時のコンクリート内部ひずみの実測値はＦＥＭ三次元解析結果と全般によく合っている。埋込ゲージの測定精度上，コンクリート表面直下には設置できず，表面のひずみの実測値はないが，ＦＥＭ解析の結果によると表面から５㎝の点の値の約２倍になっている。

塔基部補強板のある場合とない場合のコンクリート表面の直応力分布を図－７に示している。それによると塔柱あるいは補強板直下に応力集中しているのがわかる。特にコーナーでは210㎏/㎠(CaseB)の圧縮応力が出ている。Ｍ－Type供試体の試験結果から破壊荷重を推定すると約1700t もあり，200tの 8.5倍もあることがわかる。

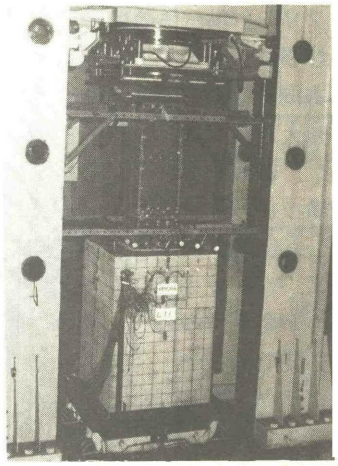
3.2.2 支圧強度におよぼす塔基部断面形状の影響

Ｍ－Type供試体の破壊試験結果を表－４に示している。それによると，補強板とベースプレートがある場合，塔柱壁や補強板直下にのみ応力が集中しているにもかかわらず，平板載荷の場合と同じ支圧強度である。補強板なしでベースプレートを介して載荷した場合，平板載荷の支圧強度に比べ約20%低下している。Ｍ－３供試体の破壊試験後の載荷面を写真－３に示している。写真によると塔柱壁周辺に応力が集中し，破壊しているのが明らかである。試験終了後の内部ひびわれ観察(図－８)によると各タイプ共，応力集中直下，すなわち塔柱壁あるいは補強板直下にくさびが生じて破壊しており，予備試験においてみられた平板載荷面下の大きいくさびはみられなかった。くさび上面に応力が集中していることにより，Ｍ－３供試体の破壊時にはそこに1400㎏/㎠の応力が生じており，コンクリートの一軸圧縮強度の約６倍である。

3.2.3 鉄筋補強の効果

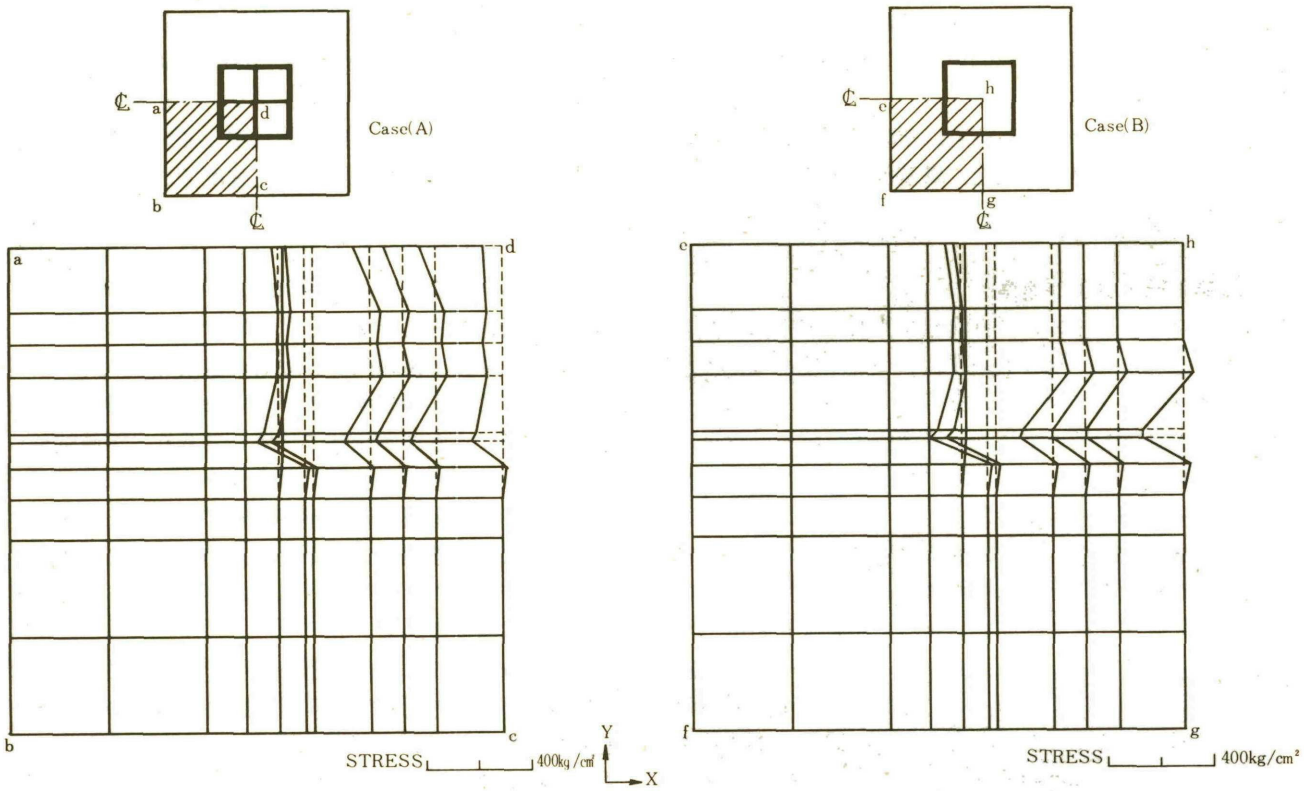
Bosporus 橋のように図面から明らかに割裂応力とはり裂応力について配筋していると思われるものもあるが，従来の吊橋ではコンクリート基礎全体に細かく配筋されていても，塔基部の支圧に対して配筋しているものは少ない。

そこで無筋コンクリート供試体に対する鉄筋補強コンクリート供試体の破壊試験を行なった。鉄筋の配置は図－９に示すように塔基部近傍とタワー幅と同じ深さの位



写真－２　試験機にセットした模型供試体

図－６　コンクリート内部のひずみ分布(200t載荷時)



図－7　ベースプレート接地面のコンクリート応力分布(200tの載荷)

表－4　支圧強度におよぼす塔基部断面形状の影響

	破壊荷重 (t)	P_{M-i}/P_{M-4}	σ'_c (kg/cm²)	備　考
M－1	640	1.01	256	
M－2	552	0.87	250	ベースプレートなし
M－3	501	0.79	241	補強板なし
M－4※	637	1.00	250	平板載荷

※ 図－3より推定



写真－3　破壊後の載荷面(M-3 TYPe)

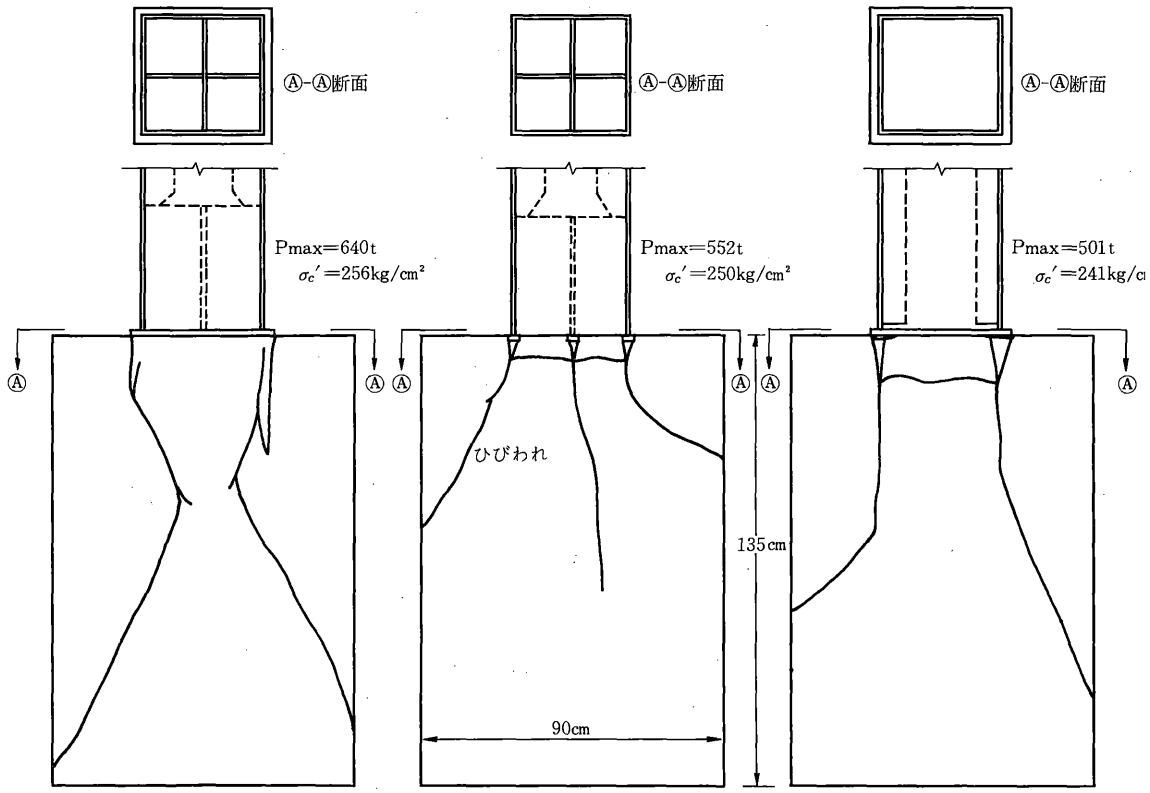
置に集中させた。その鉄筋量は基礎幅と同じ深さの範囲で0.25%程度である。

図－10には鋼製タワー基部で測定した変位と荷重の関係を示している。無筋コンクリート供試体の場合，コンクリートブロック側面に縦ひびわれが発生すると同時に破壊(P_{max}＝213t)した。横方向鉄筋を補強した供試体の場合，無筋の場合より約10%大きい荷重(＝240t)で供試体側面に縦ひびわれが発生し，310tでコンクリート上面より深さ約15cmのところで横ひびわれが発生し，破壊に至った。横方向鉄筋を補強した供試体の破壊耐力は無筋の場合の約 1.5倍である。又，A/A′が小さい場合，コンクリート基礎側面に引張応力が発生するので，側面に縦方向鉄筋を補強することも必要である。

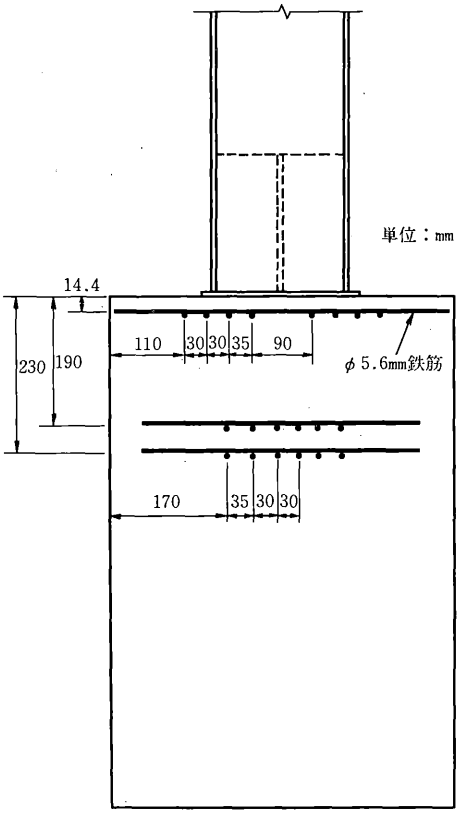
3.2.4 ベースプレート下面グラウト注入の効果

吊橋タワーからの力をベースプレートを介してスムーズに分散させたり，タワーの傾きをなくするためにコンクリート基礎表面は高精度に仕上げられる。[1] しかし，吊橋のスパンが大きくなるとタワーの面積が広くなり，コンクリート表面を精度良く仕上げるにはかなりの日数を要する。そこでこのような仕上げを省略して，ベースプレート下面にグラウト注入した場合について検討した。

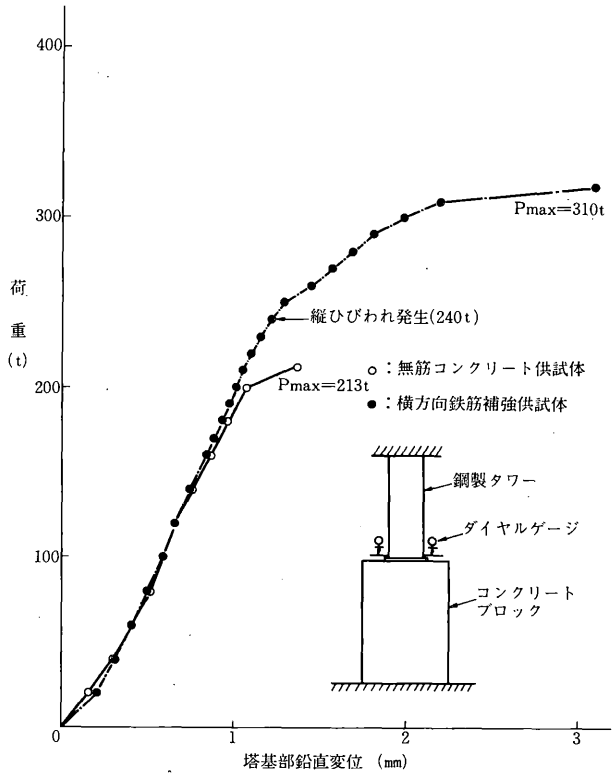
港大橋[3]のシュー下面にグラウトを注入するにあたって，大規模な施工実験がなされ，施工上は問題のない事が確かめられているので，ここでは簡単な支圧実験を行なった。その結果を表－5に示している。グラウトを注入した場合，支圧強度の低下はみられなかった。グラウト材



図－8　内部ひびわれ観察図(供試体破壊後)



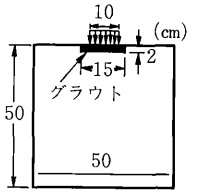
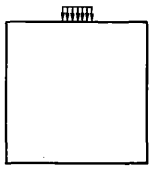
図－9　補強鉄筋配筋図



図－10　荷重と塔基部鉛直変位の関係

の大きい弾性係数によって載荷板の沈下量はグラウトなしの場合より約20%少なかった。

表－5　支圧強度試験結果（A/A′＝ρ5）

供試体 No.	載荷板下面のグラウト	最大荷重 (t)	支圧強度 σ_{cb} (kg/cm²)	① 平均支圧強度 (kg/cm²)	② シリンダー圧縮強度 (kg/cm²)	①／②	備考
①	あり	92.6	926	944	260	3.63	
②		96.2	962				
③	なし	92	920	926	260	3.56	
④		93.2	932				

4．あとがき

この実験によって得られた結果を要約するとつぎのような事が言える。

(1) コンクリートの支圧強度は $\sigma_c' \sqrt[3]{A/A'}$ と $\sigma_c' \sqrt{A/A'}$ の範囲内にあり，A/A′が小さい範囲（2～10）では三次元の弾性解によるひびわれ発生荷重と破壊荷重がよく近似している。

(2) 同一載荷面積比の場合でも，二次元載荷になると三次元載荷より支圧強度は低下するが，$(b/b')/(a/a')$＝26以下の範囲では三次元載荷の場合の値とほとんど差がない。

(3) 塔基部コンクリート内部のひずみの実測値は三次元のＦＥＭ弾性解析結果とよく一致している。ＦＥＭ解析によるとコンクリート表面に破壊荷重の約1/8.5の荷重で210kg/cm²の局部応力が生じている場合もある

(4) 塔基部コンクリートの破壊は応力集中の生じる塔柱壁や補強板直下の引張によって起こり，くさびを形成している。

(6) 塔柱壁からの力がベースプレートを介してその直下に集中し，破壊時には局部的なくぼみが生じている（Ｍ－３供試体）。破壊時にそのくぼみに集中する応力は1400kg/cm²で，コンクリートの一軸圧縮強度の約６倍である。

(6) 約0.25%の鉄筋を塔基部直下と塔幅と同じ深さのところに集中して配置することによって，支圧耐力は無筋の場合の約 1.5倍になった。

(7) 載荷板直下に約２cmのグラウトをしても支圧強度の低下はみられなかった。

参考文献

(1)本州四国連絡橋公団設計第一部編：吊橋資料集，昭和49年１月。

(2)榎波義幸，添田勝雄：長大吊橋における塔基部の変形解析について，土木学会第31回年次学術講演会講演概要集第１部Ⅰ－94，昭和51年10月。

(3)阪神公団編：港大橋工事誌，昭和50年３月。

(4)吉塚純治，浦田昭典：吊橋主塔基部の応力解析，橋梁と基礎，Vol. 8　No.11，pp 6～11，1972－11。

(5)佐治：モルタルおよびコンクリートの部分圧縮強度について，コンクリートジャーナル，Jan，1966。

(6)L. B. Kriz, C. H. Roths：Bearing strength of Column Heads, PCＩ, Dec. 1963。

(7)K. T. Sandara Raja Iyenger：Anchor Zone Stress in Prestressed Concrete Beams, Proceeding of ASCE, March, 1971。

明石海峡における海中防食試験

第一建設局計画課長 森本隆也

1．まえがき

本州四国連絡橋は，海上橋として極めて厳しい腐食環境にあることから，鋼材の防錆防食対策には特別の配慮が必要と考えられる。

本四公団では，上記の点を考慮して，鋼橋等主とし鋼上部工，鋼製橋脚(水面上)等の新規塗装を対象に，昭和52年3月「鋼橋等塗装基準」を制定した。しかし，明石海峡大橋を始めとする海峡部橋梁には巨大な海中橋脚が計画され，しかもその外面は鋼材で設計されているため，海中部の防食対策についても十分検討する必要がある。

一般部に比して，海中部の防食で最も留意すべき点は，完成後の維持補修が十分行なえないことであり，そのためにも設計時から長期防食対策を確立しておく必要がある。

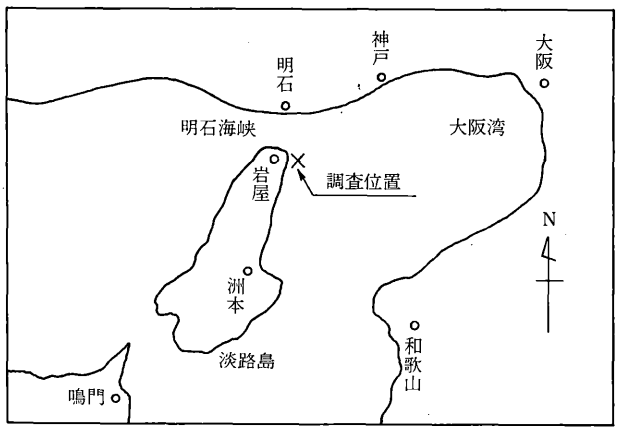
第一建設局では防食関連調査として，建設省調査事務所当時建設した垂水気象観測塔及び岩屋海上観測台（第一次海上実験施設）を利用して，建設省土木研究所，国鉄技術研究所等と共に各種の調査を実施してきた。

ここでは，主として岩屋海上観測台を利用した海中鋼材の防食調査につき概要を述べるとともに，干満部及び飛沫部の塗替え試験につき報告する。

2．鋼材の腐食調査

岩屋海上観測台は，明石海峡(淡路島岩屋田之代沖)に位置し，自然条件はおおむね次のとおりである。

潮流　：最大約4ノット(南北流)



図－1　位　置　図

干満差：最大約1.8m
波高　：最大約2～3m
汚染度：持に汚染されてはいない

2.1. 小試片浸漬試験(S44. 1～47. 1)

普通鋼，耐海水鋼，耐候性鋼及び特殊鋼等につき，約800枚の手の平大試片を，大気中，水線部，海水中に浸漬試験を行った。試片は裸状態，塗装，電気防食の組合せで実施した。なお設置位置は南面であった。

この試験より，次のような結果を得た。

(1) 大気中の腐食は，デッキ上より側面(軒下部)が5～6倍激しい。この理由としては，デッキ上は雨で海塩粒子が流されたり，直射日光で乾燥し易く，風通しも良いためと考えられる。

(2) 海水中の腐食は，一般的に知られているとおり，水深が深くなるに従って腐食量は少ない。

(3) 一般鋼材では，鋼種によりあまり差はなく，小試片では耐海水鋼の効果も，減量，表面粗度，孔食とも特に差異はない。

(4) 腐食減量は，平均して約0.2mm/年(片側当り)を示した。ただし，初期に比して徐々に腐食の進行は低減してくる傾向にある。

(5) 海水中は，孔食，局部腐食が激しく，平均腐食厚の2～3倍の腐食深さを示した。

(6) 特殊鋼(黄銅，ステンレス，モネル，チタン)は，予想どおり良好な結果であったがステンレス(SUS 27)は海水中で隙間腐食が激しい。他の試片はいずれも表面は平滑で，特にチタン，モネルはほとんど腐食しない。

(7) 塗装試片はいずれも重塗装仕様(350μ以上)であり，3ヶ年では健全であった。

(8) 電気防食は，水線部も含めて海水中は非常に有効であり，裸材では他の1/10程度以下であった。当初懸念していた潮流中でも十分効果は期待できるが，アルミ陽極の消耗は比較的多い。

2.2. 長尺試片浸漬試験(S45. 3～47. 7)

腐食のメカニズムを探る意味で，まず小試片の調査を行ったが，小試片と実構造物では若干腐食機構を異にすることが予想される。この試験におけるねらいは次のとおりである。

(1) 水深方向の腐食環境の異なりによる大電池の影響

(2) 応力腐食
(3) 溶接による熱影響
(4) 異種材接合による影響

試片は平鋼(50mm×6mm)とパラレルワイヤー(φ5mm)を使用し，長さ3m，10mの2種類で，足場西面の海水中で実施した。この試験から次のような結果を得た。

(1) 導入した引張力(5，10kg/mm²)程度では，応力腐食の傾向はみられない。
(2) 平鋼の水深方向の腐食は，試片の長さ，取付位置によって異なり，LWL付近あるいはその少し下で最大の腐食量を示した。
(3) 海中部の溶接部に局所腐食がみられ，溶着金属が選択的に侵食されていた。しかし，潮位間にはこのような異状腐食はみられなかった。
(4) 異材溶接(SM50と耐海水鋼)では，SM50の腐食が単一材より大きく，接する耐海水鋼の影響をうけている。
(5) 鋼種による平均腐食量に顕著な差はみられないが局所腐食ではSM50が耐海水鋼より大きい。
(6) 塗装材は，重塗装仕様(400μ以上)でほぼ健全であったが，生物付着を防止するために塗布した表層の防汚塗料はほとんど消失していた。
(7) 3m試片ではMWL付近の腐食量が最少で，−0.5m付近が最大であったが，10m試片では最上端の−0.5m付近が最少で，−1.5m付近が最大であった。
(8) 局所腐食量は平均腐食量の約2倍の値を示した。
(9) 引張試験による破断荷重から断面を逆算して求めた平均腐食量と秤量のそれとでは，場所によって異なるが，海水中では前者の方が1〜1.5倍の値を示した。しかし，潮位間では約3倍に達し，潮位間では局所腐食が大きいことを示した。
(10) 電気防食効果の測定は，初期の時期に波浪や潮流による繰返し力によってか配線が切断されていたため実施できなかった。
(11) PWSの亜鉛メッキ(400g/m²)は，ほとんど消失し，メッキなしの裸素線はすでに全数破断していた。

2.3. ボルトの腐食調査 (S46.3〜49.10)

大型の鋼製ケーソンや海中仮設足場にはボルト接合が採用されるが，ボルトの長期使用時の腐食が危惧される。これに対して，ボルト接合部の海水中における腐食に関する実用的なデータは少ない。この調査は，観測台南面の小試片瀑露枠を使用して実施した。調査結果をまとめると次のとおりであった。

(1) ボルトの腐食は首下からナットのかんでいる間の腐食は非常に少なく，ボルト外径，ねじ山高さの減少はほとんどなく，したがって，防食を目的とした充填剤の効果も認められない。
(2) ボルトは頭部，ナットは外面からの腐食が大きく，ボルト，ナットの寸法，形状および所要寿命によって防食法を講ずるか，腐食を考慮した形状，寸法の選定が必要である。(ボルト頭部腐食0.36mm/年)
(3) ボルトの腐食は材質によって異なり，高Cr鋼の腐食は少なく，En29B(3Cr-Mo鋼)，SNCM8(2Ni-Cr-Mo鋼)の腐食量はSS41の20〜30%である。
(4) ボルト，ナットの防食法として電気防食は有効である。
(5) ボルトの腐食におよぼす潮流による繰返し応力の影響はみられない。(最大潮流時約5kg/mm²の応力)
(6) 腐食後のボルトの引張破断強度の低下は3年半では認められなかった，
(7) 高力ボルト(F11T)の遅れ破壊(この試験のみ大気中)は3年半では発生しなかった。

上記の結果からボルト継手部の腐食は，海水に露出している部分が大部分であり，ねじ部の腐食はほとんどなく，継手強度におよぼす影響もないことから本体と同様の防食対策でよいと考えられる。

2.4. 鳴門海上足場の腐食調査 (S44.12〜47.5)

昭和44年から鳴門海峡にて大型作業足場を設置して施工実験を実施していたが，足場設置後約2ヶ年で陸上に撤去したので，この足場の部材から試料を切取って腐食測定を実施した。足場は水深が約35m，最大波高約5mの他は岩屋の場合と大差ない自然条件である。

足場はパイプ構造のため外面のみ塗装しており，掘削用ケーシング(φ10m)は無塗装であった。比較的大型足場であり，海底から海上まで連続する鋼構造物であるので浸漬期間が短いとはいえ，実物調査としては貴重であろう。しかし，腐食量の絶対値は，当初の板厚を精密測定していないため若干信頼度が落ちると考えられる。なお，足場の塗装は−3m以浅部は，マリンペイント系(120μ)，以深部は，マリンペイントと船底塗料(計105μ)であった。

調査結果は次のとおり。

(1) 腐食量は海面付近が最大で，水深とともに少なくなる。
(2) 各柱および方向別の差はとくにはみられない。
(3) 腐食量は海水中で最大4mm，平均で0.1〜1.0mmを示した。年平均ではこの½となるが，当初は塗膜が健全であったはずであり，それ以降の腐食進行度はずっと大きいと考えねばならない。
(4) 塗装面は粗度，孔食が大きい。これは腐食環境が異なった場合，濃淡電池作用により陽極化した部分が余計に腐食するためと考えられる。塗装を施工すれば更に激しい孔食を生ずる点には十分考慮する必要がある。
(5) 主柱部のフランジ継手部の高力ボルト(F9T)を100倍に拡大してクラックの有無を調べたが，クラックの発生は認められなかった。
(6) ケーシングパイプは無塗装であり，平均腐食量は大きいが，塗装部材に比べると水深方向の差は少なく，孔食も少ない。
(7) 引揚げた足場全体には一面にフジツボ，牡蛎等の

生物が付着し，船底塗料の毒性効果はほとんどなかった。これは塗装してから設置までの期間が比較的長かったためと考えられる。

2.5. 強潮流下の電気防食測定（S48.6～48.8）

これまでの腐食調査では，海水中の電気防食効果は非常に有効であったが，強潮流下の鋼材腐食，特に電気防食に関する定量的な解明はこれまでほとんど究明されていない。そこで，岩屋観測台で行った電気防食研究会の成果をここで簡単に述べる。

測定は主として潮流と防食電流の関係(定電位試験)と試験鋼材による腐食防食試験(流電試験)について実施された。これらの試験により，次のような結果を得た。

(1) 強潮流下の鋼材腐食は大きく，通常の２～３倍と予測される。

(2) 流動海水中であっても電気防食は有効である。

(3) 所要防食電流密度は150mA/㎡と一般海域(100～130 mA/㎡)に比して多少大きくする必要がある。

なお，この数値は最大潮流４ノット程度の現場での数値であり，潮流条件等の異なる現場では数値を考慮する必要があろう。

2.6. 各種調査の比較

鋼杭，鋼矢板，橋梁下部工，水門等実際の構造物の腐食については鋼材倶楽部を中心とした各種調査委員会において調査報告されているが，これらと第一建設局で実施した調査結果を比較すれば表－１に示すとおりであり，いずれも同様の傾向となっている。

なお，本四公団「仮設物設計指針」には，各種調査を勘案して次のように定めている。

第19条　鋼材の腐食

海洋における仮設構造物の腐食速度は防食を行なわない場合下表に示す値程度見込むものとする。

鋼材の片面における腐食速度

腐食環境	位置	腐食速度 (mm/年)
大気中(海上)	T.P＋5m 以上の部分	0.10
干満部およびスプラッシュゾーン	T.P－4m からT.P＋5m までの部分	0.30
海水中	T.P－4m 以下の部分	0.20
海底土中		0.05

但し，潮流の速い個所や海水中に有害な工場廃液が混入している個所等，腐食を促進させる条件のある個所については別途考慮するものとする。

3．海面付近の塗り替え試験

海水中は流水中でも電気防食が有効であるが，干満部や飛沫帯の防食については，当初の防食(塗装)が永久的に期待できるわけではなく，当然定期的な維持補修が必要となってくる。しかし，海面付近の塗り替え工事は，海水の介在や，波浪，潮流，風などの影響をうけるため，確実な施工や養生が非常に困難である。そこで，このような問題点を究明し，将来の見通しをつける目的で，岩屋観測台を利用して，二度にわたる塗り替え試験を実施してきたので、その概要を報告する。

3.1. 塗り替え試験（その１）

昭和45年７月末から２ヶ年にわたって，建設省土本研究所化学研究室の指導の下に実施した。試験の詳細な報告は既に土木技術資料(Vol.15 No.12)に記載されているので，ここでは簡単に結果のみを引用することとする。

海洋構造物の一般ばくろ部はもとより，干満部も飛沫

〈表－１〉海洋環境における普通鋼の腐食量

環境	腐食速度 (mm/年)	公団調査				鋼材倶楽部資料		
		小片	3m 長尺	10m 長尺	鳴門足場	小片	杭，矢板	長尺
洋上大気	測定値	0.06～0.09				0.128		0.2～0.5
	平均	0.07				0.128		
飛沫帯	測定値	0.28～0.35			0.32～0.48	0.363	0.112～0.25	0.3～0.5
	平均	0.31				0.272		
干満部	測定値	0.20～0.22	0.06～0.48			0.137	0.044～0.07	～0.1
	平均	0.21	0.23	0.10		0.083		
LWL	測定値						0.047	
	平均		0.29	0.29		0.047		
海水中	測定値	0.18～0.23		0.24～0.16	0.16～0.40	0.143	0.039～0.062	0.1～0.2
	平均	0.20	0.28	0.20	0.32	0.090		
土中	測定値					0.103	0.033	～0.1
	平均					0.075		
備考		SS41 SM41 SM50	SM50 (平鋼)	SM50 (平鋼)	SM41 (φ10m)	海洋構造物の腐食等に関する調査研究委員会		鋼材防食調査委員会

帯でも適当な素地調整，塗料の選択，施工を行なえば塗り替えできる。

(1) 干満部の塗り替えについて

水中硬化型塗料は，素地調整が良いほど耐久性は大きいが，素地調整がSt２程度でも，３mm以上の膜厚を確保すれば，たとえ水中で施工してもかなり長期にわたる防食効果が期待できる。ふじつぼの食い込みに対しては，塗膜の物性や顔料組成の調整あるいはポリプロピレンネットとの併用により抑制できそうである。

(2) 飛沫帯の塗り替えについて

試験に用いた塗料系の範囲内では，どの塗装系でも，良く素地調整した場合の方が耐久性が大きい。また塗膜が厚いほど長期の耐久性が期待できる。

湿潤面用タールエポキシ樹脂塗料は，海水のしぶきがかかる状況でも塗装でき，厚膜に塗装すれば素地調整が悪くてもかなりの防食効果が期待できる。

第一層にジンクリッチペイントを用いる塗装系については，ジンクリッチペイントの種類や膜厚等，種々条件を変えた場合についてさらに検討する必要がある。

ライニングは，加熱型コールタールエナメル，タールエポキシ，エポキシ，ネオプレンゴムシートのいずれの場合も短時間に施工できるので，海上の静かな日を選んで施工すれば特に問題はない。しかし，性能の点では，タールエポキシライニングが最も付着性が優れ，コールタールエナメルも優れている。これに対して，エポキシライニングは付着性が劣り，適度にたわみ性のある樹脂を用いて硬化収縮による付着性低下を防止する必要がある。いずれの場合でも耐衝撃性のガラスクロスの併用は効果的である。ネオプレーンシートライニングでは海水の浸透により下部で接着力の低下が認められたが，下塗剤および接着剤の改良により飛躍的な耐久性の向上が期待できる。

(3) 一般ばくろ部の塗り替えについて

試験に用いた塗装系の範囲内では，素地調整が良い場合の方が耐久性が大きく，塗装系の種類よりも膜厚の方が有効に働いているようである。

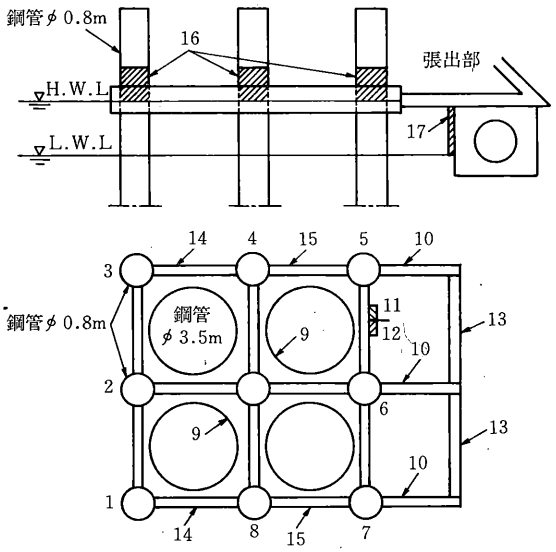
切傷部からのさびの広がりは，油性さび止ペイントを第一層に用いる塗装系が最も少ない。他の塗装系はいずれもさびの広がりが大きく，第一層にジンクリッチペイントを塗装するなど防錆効果の優れた下地を形成させることの必要性が認められた。ただし，油性さび止～フタル酸系は耐水性が劣るため適用は乾燥し易い箇所に限定される。

3.2.塗り替え試験（その２）

昭和48年３月施工，結果については昭和50年10月調査を行った。試験体の構造，試験位置は図－２のとおりであり，試験塗装系は表－２に示す。

(1) 施工方法

素地調整は電気ハンマーで旧塗膜および浮さびを除去し，その後サンドブラストによってSa２程度まで行った。



図－２　塗り替え試験(その２)位置図

さびは，かなり強固に固着しているため，直接サンドブラスト処理では効果が上らないのでブラストに先立って電気ハンマーを施工した。処理面は，潮風によって短時間で発錆するので，塗装直前に再度サンドブラストをかけて施工した。なおブラストに要した砂の量は30kg/㎡であった。

塗装は鉛系さび止めペイントとフタル酸塗料はハケ塗(張出一般部はエアレススプレー塗)，脚柱No.8の第一層はハケ塗，他はエアスプレー塗で塗装した。また，水中硬化型塗料はコテ塗とした。

作業性はすべて特別支障のあるものはなく，概して良好であった。

(2) 測定項目

作業中の測定項目は次のとおりである。

天候，気温，湿度，風速，波浪，表面温度，乾燥膜厚，付着塩分，塗料使用量，作業歩掛，

(3) 調査結果

約2.5年経過後塗膜調査を実施した。調査項目は，目視観察，ゴバン目試験，塗膜インピーダンス測定である。目視観察の結果は表－２に併記したとおりであるが，塗膜の劣化状態は，塗回数が多く，塗膜性能も大きい塗装系(脚No.1,2,3,張出部の一般部以外)が良好で，一般的塗装系として施工した他のものは，すでにさびの発生がかなり認められる状態となっている。またケレンのしにくい部分(張出材下面等)，完全にケレンができなかった部分(鋼管内部)もさびの発生は大きい。水中硬化型塗料は，施工中の条件が悪いこともあって，すでに短期間で塗膜が消失してしまったものもあるが，施工が良好に行なわれたものの中には，十分性能を発揮しているものが認められた。

ゴバン目試験はカッターにて，塗膜に縦横の切線を素地に達するまで切り，その上にセロテープを圧着し，それを引はがし，塗膜の剝落程度を調べる。ゴバン目の間隔は２mmとし，評価は表－３による。この調査は本質的

〈表－2〉塗り替え試験(その2)　塗装仕様及び試験結果

番号	位置	塗装系と塗布量(g/m²)，塗回数					平均膜厚(μ)	目視観測	ゴバン目試験		インピーダンス測定	
									2mm	5mm	抵抗(10^3KΩ)	tan δ
1	脚柱No. 1	HB無機ジンク 700	エッチングプライマ 短ばく 90	フェノールジンクロプライマ 150	フェノールMIO 340×2	ビニル(白) 150×2	430	キズ部さびあり，光沢あり，概して良好	B B	B B	2.9～16 (7.6)	0.11～0.14 (0.12)
2	〃 2	〃 補修用 350	〃	〃	〃	〃	450	光沢あり，点さび5～6あり，概して良好	A A	B A	3.5～14 (7.7)	0.21～0.33 (0.26)
3	〃 3	HBエポキシジンク 650	〃	〃	〃	〃	520	光沢あり，良好	B B	B B	3.3～13 (7.4)	0.11～0.16 (0.12)
4	〃 4	鉛丹 230×2	長油性フタル酸 120×2				200	点さび発生大	A A	A A	0.5～7.6 (2.0)	0.11～1.00 (0.66)
5	〃 5	塩基性クロム酸鉛 150×2	〃				160	同上	B B	B B	0.5～11 (3.1)	0.12～5.05 (0.90)
6	〃 6	シアナミド鉛 150×2	〃				200	同上	A B	B B	5.0～22 (9.9)	0.13～0.98 (0.31)
7	〃 7	亜酸化鉛 150×2	〃				200	同上	B B	C B	5.0～25 (12.2)	0.13～0.22 (0.15)
8	〃 8	ノンブリード形タールエポキシ 300	フェノールジンクロ 150	フェノールMIO 340×2	ビニル(白) 150×2		440	点さびかなりあり	B B	B B	2.7～18 (8.4)	0.10～0.29 (0.16)
9	鋼管(φ3.5m)内側	タールエポキシ 270×3					330	さびふくれ著しい良好部もあり		A B	0.9～5.5 (2.3)	0.32～1.45 (0.73)
10	張出部	HBエポキシジンク 650	エッチングプライマ 90	HBビニル 600×2	ビニル(白) 240+140		310	上側面良好下面はさび大	A B	A B	1.4～23 (6.2)	0.19～2.78 (0.44)
11	張出部外側面 A	タールエポキシ 230×3	中塗 150	上塗(白) 120×2			470	概して良好	B	A	1.3～6.5 (3.7)	0.09～0.11 (0.10)
12	〃 B 〃	HBエポキシ 230×2	HBビニル 150×2				550以上	同上	B	B	0.3～0.6 (0.5)	0.80～3.33 (1.77)
13	張出一般部	塩基性クロム酸鉛 140×2	長油性フタル酸 120×2				270	さび全面発生				
14	一般部 A	〃	〃				200	同上	A A	B A		
15	〃 B	亜酸化鉛 140×2	〃				200	同上	B B	B A		
16	水線部	水線用エポキシプライマ 250×2	水線用エポキシ 200×2				測定不能					
17	水中硬化型塗料	5種類 3500～4000					〃	良好なものから塗膜消失のものまであり				

に硬い塗膜，膜厚の大きい塗膜は結果が悪くでるし，塗料種類，膜厚とゴバン目間隔との関係も明確化されていない点はあるが，全般的な傾向は把握できよう。評価結果は表－2に併記したとおりである。このデータでは，脚柱No.2～4.一般部A,張出部Bが悪い結果を示している。

塗膜インピーダンス測定は，塗膜の腐食性イオンの透過性を調べるもので，tanδ値や抵抗値の周波数特性から防錆性を推測するものである。(一般に抵抗値が10^2KΩ以

〈表－3〉ゴバン目の評価

評価	状態
A	ゴバン目塗膜の剝落表面積が約30%以上
B	〃　〃　約5～30%
C	〃　〃　約5%以下
異状なし	切線以外の塗膜の剝落が全くない状態

上，tanδが0.2以下であれば健全塗膜と考えられる。)

測定箇所は目視で良好と考えられる部分を選んで測定したので，抵抗値は大体高い値を示している。脚柱No.4は良好部分が少なかったため低い抵抗値を示した。外側面Bも抵抗値が低いが，これは湿潤状態のため他のさび部と短絡したためと考えられる。tanδは一般に大きい。一回の測定で断定はできないが，劣化が進んでいるか，全塗膜湿潤状態になっているかのいずれかと考えられる。脚は全般に周波数が大きい方に直線的に下っているが，鋼管内部，張出部(外側面Aを除く)は放物線形態を示してきているので，今後劣化が進んでいくのではないかと思われる。インピーダンス測定値は，紙面の都合で周波数毎の全平均値のみ表－2に記載した。

以上の調査結果をみると，前回の塗り替え時の結果と同様に厚膜型仕様が好成績であった。

2．防食対策および問題点

第一建設局で実施してきた一連の海中鋼材腐食調査及び海面付近の塗り替え試験について，簡単に述べたが，海洋環境下，とくに本四架橋における海中鋼構造物の場合の鋼材腐食は陸上に比して，はるかにきびしく，設計施工計画当初から本格的に取り組まなければならない問題である。

公団では，このような問題意識のもとに，設計第二部が主となって昭和49，50年度にわたって「海中鋼構造物の防食防錆に関する研究」を鋼管杭協会に委託し，公団の調査試験を含めた内外の文献調査，本四架橋の海中鋼構造物における防食防錆上の問題点，大鳴門橋等に対するケーススタディ等をまとめた。今後これまでの成果を生かし，本工事の防食設計施工を本格的に取り組んでいくことになろう。

終りに，私見ではあるが本四架橋における海中鋼構造物(仮設物を除く)の防食対策および問題点を若干付記させていただきたい。

海水中の鋼材防食対策としては，

(1)耐海水鋼の使用　(2)錆代加算　(3)塗装　(4)電気防食　(5)構造的な対処(二重構造等)

が一般的であるが，本四架橋のように耐用年数の長いものを完全に防食するには単独の対策では到底対処できない。また，工事完了後も構造物の腐食状態を定期的に把握しておく必要もある。海面上の部分と異なり，一度施工が済めば深海のしかも強潮流下での本格的な維持補修は殆んど不可能と考えておかねばならない。上記防食対策のうち(1)は溶接構造用海水鋼も開発され，長尺材では，干潮位以上の部分の耐食性がかなり改善されているとの報告があるがあくまで普通鋼よりはベターである域を出ない。(2)は既に述べた如く，平均値的な腐食データから考えても，応力上必要な板厚が極端に増え，加工，施工上から到底考えられない上に，孔食というやっかいな現象があり，危険性がある。(3)は，適切な仕様を採用しても10年程度の信頼性が限度で，常時海水中に没している部分は維持補修も困難である。(4)は犠牲陽極の配置を適切にし，陽極の取付けが適当確実であれば，潮流中もまず確実であるが，陽極の寿命も20～30年が限度と考えられ，深海中の陽極取替えが必要となってくる。(5)は既に大鳴門橋の多柱管で採用している二重構造のよう管に外板を型枠と考え，その間にモルタルや不透水材を施工して応力部材を守る等の方法である。外板は応力材ではないとはいえ，十分な防食設計を施していなければ順次外側から浸され，やがて応力部材に影響が及ぶ必配があり，施工量も増大するのですべての場合に適用しにくい。ケーソン工法等マッシブな形式では，鋼製ケーソンを型枠と考え，内側に施工するコンクリートのかぶりを十分とることで比較的安心して計画は進められるが，鋼製外板の防食はやはり十分な防食設計が必要となるのは当然であろう。

従って，防食設計としては，まず海水中については，塗装と電気防食を併用し，鋼材の選択，構造系を適宜考慮して対処すべきであろう。なお，施工後の管理のためには鋼材電位測定装置の設置が望ましい。電気防食を施すなら塗装は不要ではないかとの意見もあろうが，塗面が健全であれば陽極の消耗は少くなり，陽極の寿命も延びることになるので是非併用する必要がある。陽極取付けは波浪，潮流に耐えるよう堅固に施工する必要があるが，将来の取り替えを考慮(ダイバーによる事となろう)する必要もある。塗装系はこれまでの実績が良いものをできるだけ厚膜で施工(補修塗り替えは不可能と考える)し，鋼材に対し卑な電位を有するAl溶射等を塗装の下地として施工するなど，塗面に損傷部が生じても鋼材を守る配慮等が望ましい。なお，海底面地質によっては，潮流によって常時激しいブラスト作用や，転石などの物理的作用を受けることが予想され，これには殆んどお手上げであるので，レジンモルタル等の厚膜タイプなどの採用や，海底面に大規模なブロック投入などを行い，海底のまもうから本体を守る等の配慮も必要となろう。

次に海面付近及び飛沫帯については，前者部分は電防効果も多少はあるようであるが，塗装主体で考えねばならず，塗り替えを十分考慮した厚膜型化様を採用すべきである。塗り替え施工条件が極めて悪い干満部分等は船舶接岸などの機械も多く，浮遊物などによる衝撃も加わることが予想されるので，ネオプレンシートライニングのような厚手のライニングを当初から施工しておくことも有効ではなかろうか。

5．あとがき

以上，いささか古い調査をベースに述べてきたが，海中防食の問題点を多少でも認識していただければ幸いである。

終りに，化学的知識のとぼしい現場の我々に対し，長年にわたって指導をいただいた土木研究所化学研究室を始めとする関係各位に深謝する次第である。

水中発破（その1）

坂出工事事務所第二工事長 長坂　進

1．まえがき

サンフランシスコ湾口に聳え立つ金門橋は，世界の長大吊橋の代表格として広く知られた存在であり，40数年を経た今も，変らぬ雄姿を誇っている。しかしこの吊橋も，その誕生には人並みはずれた陣痛の苦しみが伴なっていたことは，関係文献資料によって語られているところである。特に南側（サンフランシスコ側）橋脚基礎工建設に際しての自然の猛威に呻吟，苦斗する技術者の姿に，それが象徴されていると思う。更にこの苦斗の中に当時としてはまさに破天荒ともいうべき試み，すなわち水中発破による海底岩盤への挑戦が含まれていた。

この模様を鮮明に語り伝えている“Engineering News Record（1933.7.23）”の記事によれば，

南側橋脚基礎工は度重なる自然の猛威によって，再三その計画変更を余儀なくされ，当初の締切工内での圧気潜函工法から最終的にはオープンコファダム工法に変ったのであるが，この基礎を据付けるため，水深15mから24mにある岩棚状の硬い岩盤（蛇紋岩）を－30mまで掘削除去しなければならなかった。掘削岩量は約23千㎥に及び，作業海域の潮流は6.5ノットに達する。このような作業条件と施工条件の岩盤掘削に対応し得るには，発破によるしかないと判断し，画期的な水中発破工法が開発された。この工法で特筆すべき点は，穿孔技術の未熟な時期にもかかわらず，貼りつけ発破ではなく，穿孔発破の効果に着目している点で，確実な岩盤の破砕と同時に基礎面の成形性まで考慮していたのだろう。

その施工法の特長を挙げると，

① 特殊保持装置の先に，小型爆弾（0.9kg～1.4kg）を吊るし，所定位置を7個～25個連続的に爆破して発破孔をあける。この発破孔間隔は6mである。

② この発破孔に爆薬（約113kg）を封入した径22.5cmの鉄筒を挿入し，6本を1単位として約 680kgの斉発を行う。なおこの発破に使用された爆薬，導火線は，いずれも陸上用であったため，耐水圧を保持するための特別な工夫を凝らしていた。

この金門橋で見事に開花した橋脚基礎工事のための水中発破も，わが国では衰退の一途を辿っていたのであるが，40数年後の今日，装いも新たに復活して長大吊橋の建設に寄与しようとしている。すなわち，児島－坂出ルートの海峡部橋梁等の中核をなす南北備讃瀬戸大橋は，設置ケーソン工法によって，その海中橋脚の基礎が作られる。その建設過程において，約22万㎥に及ぶ多量の海底岩盤の掘削が必要となり，これに対処出来る唯一の工法がこの水中発破なのである。

2．概　要

水中発破は，海底岩盤掘削を必要とする作業，例えば航路，泊地の浚渫，暗礁の除去，海洋構造物の基礎地盤の掘削等に有効な工法であるが，従来までは水中穿孔作業の困難さから，穿孔を必要としない貼りつけ発破，或いは潜水夫と水中削岩機等の使用による小規模な穿孔発破が主であったため，その作業域は水深10m程度，かつ狭い面積に限定されていた。しかし近年（1960年前半頃）外国に於て高能率な穿孔機と各種規模のSEP（自己昇降式海上作業足場）の出現，発破工法の開発等によって，穿孔，装薬作業の全てが水面上から可能となり，確実な破砕効果が得られると共に，その作業は，深く広い範囲にも対応出来るようになった。更に大巾な工期短縮，経費節減をもたらし，水中発破工法は飛躍的にその地位を高めた。

一方，わが国では，水中衝撃圧縮等の周辺環境に影響を及ぼすマイナス面があるため，従来からとかく敬遠され，忌避されてきたので，最近までほとんどその影をひそめていたのである。

昭和50年2月から3月に亘って香川県備讃瀬戸沖で大規模な海底掘削試験工事（以下試験工事と略称する）が実施され，最新の水中発破技術の検証並びに周辺への影響調査が行われた。

以下この試験工事を参考にしながら，水中発破に関する基本的な事柄について述べる。

2.1. 水中発破工法の分類とその特色

2.1.1 装薬法による分類

1） 貼りつけ発破（外部装薬法）

発破対象物の表面に接しておいた爆薬を爆発させ，主として爆発に伴って生ずる衝撃波によって破壊する方法。

破砕領域は爆薬に接した部分とその近傍にしか及ばない。従って爆発によって生じたエネルギーの大部分は，水中に投射されるため，水中衝撃圧が大となり，周辺への影響範囲は広い。穿孔作業を必要としないが，潮流の早い海底での爆薬の固定方法，点火方法が困難であり，

破砕面の成形性は期待出来ない。

2) 穿孔発破（内部装薬法）

発破対象物の内部に穿孔，装薬し，爆発させ、爆発に伴って生ずる衝撃波による破壊作用と生成ガスによる仕事作用を有効に使って破壊する方法。

爆発は装薬孔の中で密閉された状態で行なわれるため，爆発によって生じたエネルギーの大部分は装薬孔周辺の岩盤破壊に消費されるので，破砕効果は大となり，水中衝撃圧は小となる。破砕面の成形性は良い。

海底岩盤掘削を目的とする水中発破としての効果面では，2)が遥かに秀れている。

2.1.2 自由面の条件による分類

1) 1自由面発破工法

2) 2自由面発破工法

3) オーバーバーデン発破工法

1)及び2)については陸上発破と同様であるので，わが国では今回の試験工事が初の施工実績である3)について述べる。

オーバーバーデン発破工法はOD発破工法(Overburden Drilling blasting method）と呼ばれ，スエーデンの建設業者 Skanska Cement，削岩機メーカーであるAtlas Copco，火薬類メーカーのNitro Nobelの3者によって開発された穿孔発破技術で，軟弱な表土層下の岩盤掘削に際して,表土層を残したまま岩盤までOD機（2重管式廻転打撃型削岩機）によって穿孔し，その岩盤部に装薬して発破する方法である。この工法の出現によって，従来までの潜水夫主体の水中発破作業から，ほとんどそれを必要としない施工法に改良された上に，高能率な穿孔機による穿孔作業との相乗効果によって飛躍的に水中穿孔発破の市場拡張を可能にしたのである。表－1に示す外国の施工実績の内，金門橋を除いてすべてのこのOD機を用いたOD発破工法によっている程，現在では広く普及した工法である。

この方法は岩盤上の堆積層の性状，厚さによっては，その境界面が爆破の際の自由面として機能しないこともあるので，無自由面発破工法と呼ばれることもある。

2.2. 水中発破の問題点

2.2.1 破砕効果の水圧ならびに水による影響

発破による破壊現象は，

①衝撃波による衝撃効果

②生成ガスによる推進効果（仕事作用）

との協同作用によってなされる。又，この発破による破壊機構を解明するための理論的，実験的研究が従来より行なわれており，幾人かの研究者による破壊理論説も提唱されているが,その各々の論拠は,破壊現象のいずれかを重視する立場によっている。これら諸説の破壊の場は,“岩石・大気”を条件としているが，水中発破ではこれが“岩石・水＋圧力”或いは“岩石・水＋堆積層＋圧力”となり，一層複雑な様相を呈し，従来の陸上発破の破壊説では説明も理解も出来ない現象が生ずる。破砕効果の水圧による影響は正にこの範疇に属する。

水中発破の場合，水深に比例して爆破による岩石等の破壊領域が小さくなり，破砕によるクレーターの形状が陸上の場合と異なる現象が生じることである。この現象は，伊藤，花崎[(1)]によって水深 170m の井筒および高圧容器内でモルタルブロック（φ226mm×150mm）を使用した実験により検証されており（図－2(a)(b)参照），1972年（昭和47年）の大三島水中発破実験においても，更に今回の試験工事でも公団職員の潜水調査により確認されている。

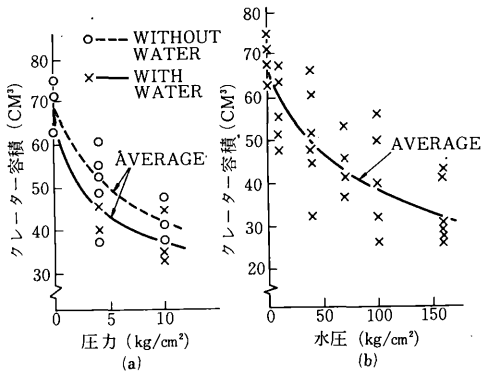
この現象は，薬量原単位の算定に，密接に関係する事柄である。

2.2.2 水中衝撃圧の発生による周辺への影響

陸上で爆薬を爆発すれば，必ず爆風を生じるのと同様，水中発破では必ず水中衝撃波が生じる。ただこの衝撃波は，水の良好な波動伝播性と非圧縮性によって，爆風よ

表－1 外国における水中発破施工例

番号	施工場所 工事名	施工年度	作業条件 (水深，潮流)	地質	発破諸元				
					穿孔径，長	穿孔ピッチ	単位薬量	発破薬量	発破方法
1	米国 Golden Gate 基礎岩盤掘削	1933 South Pier	平均20m 6kt	風化 蛇紋岩	発破一層 約 4.5m	——	1包約90kg (200ld) 1.1tのハンマーを使って装填	ズリ処理 約 3.5㎥ (5cu, yd) グラブ船使用	潜水夫にて 結線
2	イタリー Genoa 港 浚渫	1962 ～1963	6m	砂岩 Orerburden 3～7m軟粘土	70mmφ 8m	2.0m×2.0m 2.5m×2.5m	平均 0.6kg/㎥	最大 3ton 平均1～2ton	電気発破 MS段発
3	スウェーデン Lulea Lindo 運河	1963	6～12m (氷上－30℃)	集塊岩 Orerburden 氷8～14m 陸最大30m	51mmφ 15～21mm 陸40m	1.4m×1.4m 2.0m×2.0m	1.25kg/㎥	最大80ton 4ton/段 17.5kg/孔	電気発破段発 25MS及び 500MS
4	英国 Milford Hayen 航路浚渫	1976～1969 1969～1970	20～28m 3～4kt	硬質砂岩 頁岩，チャート 粘板岩	70mmφ 8m	1.5m×1.5m 2.0m×2.0m	平均 0.85kg/㎥	最大 2ton 6.4kg/孔 ～19kg/孔	導爆線斉発
5	香港 沈埋トンネル	1969	18～20m 2kt	硬質花崗岩	70mmφ 9m	2.0×2.0m 1.8m×2.0m 1.8m×1.8m	0.99kg/㎥ 1.10kg/㎥ 1.40kg/㎥	2.45kg/孔	電気発破及び 導爆線段発 (1～15段)
6	インド Bombei 港 浚渫	1971	5～10m 干満差3.6～5.8m	凝灰岩，溶岩 Overburden 5m	70mmφ 7～10mm	2.0m×2.0m ～ 2.5m×2.5m	1.2kg/㎥	200kg/回 ～350kg/回	電気発破段発



図－２　クレーター容積と圧力、水圧の関係



圧力低い場合　　圧力高い場合

図－３　圧力によるクレーター断面形状の変化

り遥かに大きな影響を周囲に及ぼす。

仮にT.N.T. 1 tonが空中および水中で爆発した場合，50m 離れた地点での衝撃圧ピーク値はそれぞれ

空中の場合　　0.3kg/cm²

水中の場合(吊るし発破)　90kg/cm²

……(Kirkwood-Brinkleyの式)

水中の場合(穿孔発破)　10kg/cm²

……(備讃試験工事４Ａ実測値)

となる。

しかし，この水中衝撃圧も発破工法によって大きく軽減出来ることが大三島実験ならびに今回の試験工事により確認されている。

従来わが国の海中工事で用いられていた発破工法は，貼りつけ発破が主であったことを考えると，魚介類への影響は少なくなったものと思われる。

2.2.3 水および水圧による爆薬への影響

爆薬が水中において受ける影響としては，

① 水そのものが爆薬内へ浸入することによって，爆薬の吸水作用による成分の溶解を受けること。

② 水圧によって爆薬内に連行している気泡が圧縮されること。

等によって爆薬性能の劣化，或いは不爆となる。

①については，陸上発破でも水孔の場合，同様の影響を受けるので，水圧が高くない水泡発破では通常の電気雷管と膠質ダイナマイトの組合せによる発破が可能であるが，この影響を考慮して，装薬後２時間以内の点火を推奨している。

②については，爆薬の爆轟反応を推持する熱点（Hot Spot）としての役目を果たす爆薬内の気泡が圧縮され，或る大きさ以下になると熱点として機能しなくなるといわれている。ダイナマイト類は通常加圧々力と共に爆速が低下し，ついには不爆となる性質を有してきるのもこれが原因と考えられる。(図－４）従って，水中発破用火薬類及び火工品には耐圧性と耐水性が要求される。

３．南北備讃瀬戸掘削試験工事

3.1. 南北備讃瀬戸大橋下部工施工法

児島－坂出ルートの海峡横断部（延長9.4km）の中核をなす南北備讃瀬戸大橋は１日1000隻余の大小船舶が往還する南北備讃航路を横過する長大吊橋である。

本橋梁の橋脚は１Ａを除いてすべて海中橋脚であり，その橋脚基礎は設置ケーソン工法によって構築される。

本工法の作業手順は図－６のとおりである。この作業の第１段階にあたるのが，水中穿孔発破作業であり，これによって約 234千m³の岩盤(陸上部の岩盤を一部含む)を破砕する。

3.2. 試験工事概要

3.2.1 試験工事期間

1975年（昭和50年）１月７日～1975年５月31日

（但し発破期間は1975年３月31日までであった）

3.2.2 試験場所：南北備讃瀬戸大橋４Ａ及び７Ａ

3.2.3 試験内容：海底穿孔発破

①　４　Ａ	②　７　Ａ
１自由面斉発々破工法	オーバーバーデン発破工法 斉発及びブロック段発々破 （秒時差：１sec）
導爆線及び無線点火方式	有線電気点火方式

3.2.4 作業内容：表－３のとおり

４．水中発破技術

水中発破技術は大別すると，

①発破計画：薬種，薬量，穿孔パターン等の算定，起爆方法，破砕効果の判定

②穿孔技術：穿孔機，SEP等の機材，設備の施工計画とその施工。

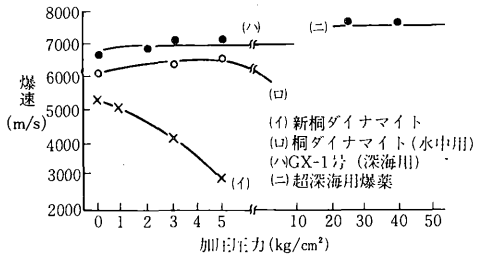
③火薬類等：水中発破用の火薬類，火工品ならびに点火機材

④環境対策：保安対策ならびに周囲への影響調査

以上の要素が挙げられる。

一般的に発破は経験に基づく技術が卓越している分野であることは周知のことであり，この点不利な条件を背負ったわが国の水中発破技術に対して，まず概観的な評価を与えるため，外国との比較をしてみる。

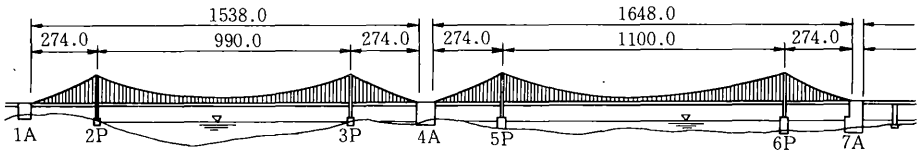
橋梁技術レベルを示す一つの尺度としてスパンの長さ，或いは橋梁の全長が用いられるように，水中発破技術の



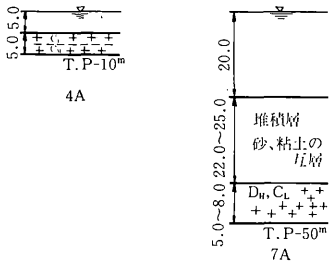
図－4　各種爆薬の爆連と加圧圧力の関係

表－2　南北備讃瀬戸大橋海中基礎諸元一覧表

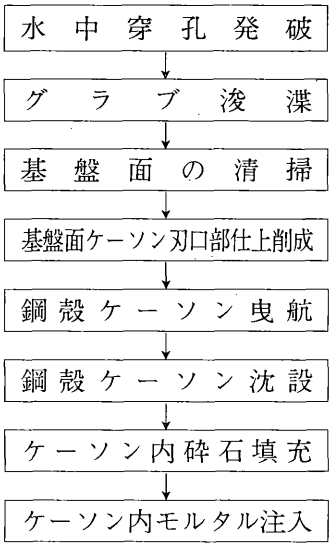
橋脚番号	作業条件		施工条件				
	水深 (cm)	潮流 (ノット)	基礎底面積 (cm)	底面寸法 (m)	掘削量 堆積工砂	掘削量 岩盤	掘削量 計
2P	0～5	1.7	T.P－10	59×33	——— m³	21,100m³	21,100m³
3P	0～5	4.4	T.P－10	59×23	———	52,500	52,500
4A	0～5	5.5	T.P－10	67×55	———	46,800	46,800
5P	25	5.5	T.P－32	67×27	19,500	13,900	33,400
6P	32	3.0	T.P－50	61×38	109,900	19,800	125,700
7A	15～22	2.0	T.P－50	64×75	510,000	80,000	590,000
計					635,400	234,100	869,500



図－5　南北備讃瀬戸大橋一般図



図－7　4A 及び7A 地層模式図



図－6

それを評価するものとして1発破あたりの最大爆薬量と作業限界水深が用いられる。これは水深の増大ならびに1発破当りの爆薬量が大規模になるにしたがって，技術的困難さが増すためであり，この尺度で世界における海底岩盤掘削のための水中発破技術レベルを推測してみると1発砂あたりの爆薬量に関しては1964(S 39年)スエーデンの80ton/回は格別として2 ton～3 tonが，ごく普通に実施されており，水深においては約30m 程度であるといわれている。試験工事では，1発破規模は最大1.5tonであるが，水深は最大50m であり，世界レベルと比較しても遜色のないところである。

この試験工事において用いた水中発破技術は上記4要素の総合技術，すなわち広汎に亘る学際的技術によって築きあげられている。特筆すべき点は，

①については，電子計算機による破砕効果の予測

②については，高能率な穿孔機及び大小SEPの組合せ

③については，水中で高性能を保持する爆薬，電気雷管ならびに大水深下の発破を可能にする無線起爆装置

④については，電子計算機による周辺影響力の予測

供試魚被害の調査等が挙げられる。

以下この4要素について各論的に述べる。

4.1. 発破計画

4.1.1 発破工法

水中穿孔発破として考えられる工法及び点火方法は，

ⓐベンチカット発破工法，ⓑ1自由面発破工法

ⓒオーバーバーデン発破工法

㋑段発点火方法　　㋺斉発点火方法

㋩ブロック別段発点火方法

等が挙げられ，現在わが国で実用的な工法としては，ⓑ及びⓒの工法と㋺及び㋩の点火方法の組合せになる。

(1)　1自由面斉発々破工法（ⓑ+㋺）

本工法の特徴は

長　所

①　穿孔及び点火パターンが単純であるので，多数孔の斉発破においてもトラブルが少ない。

②　発破予定区域を連続的に発破した後，まとめて碆処理が出来るので，掘削作業能率がよい。

③　多数孔の斉発発破は爆破威力の相乗効果によって破砕効果は高まり，破砕底面の成形性が向上する。

短　所

①　自由面が1つであるため，ベンチ発破工法より，薬量を多く必要とする。

(2)　オーバーバーデン発破工法

〈表－3〉 作 業 内 容 一 覧 表

作業種類	作業内容（項目・数量） 場所／項目	4 A				7 A				備考
穿孔	作業台	小型ＳＥＰ				大型ＳＥＰ				ＯＤ機; ＡＴＬＡＳ COPCO社製 OVER BURDEN DRILLING MACHIN
	穿孔機種	ＯＤ機 ＢＢＥ－53				ＯＤ機 ＢＢＥ－53 ウエルマン穿孔機				ウエルマン穿孔機; 住友金属鉱山㈱製
	穿孔機台数	3台				ＯＤ機 3台 ウエルマン穿孔機 3台				
	平均穿孔長(m／本)	5.0				34.0				
	穿孔数(本)	173 (148)				89 (65)				（ ）は装薬発破したものを示す
	延穿孔長(m)	809 (743)				3074.2 (2255.5)				
発破	回数	第1回	第2回	第3回	第4回	第1回	第2回	第3回	第4回	
	孔数(本)	12	24	36	76	9	9	23	24	*) 無線は超音波起爆 有線は電気発破
	装薬量(kg)	240	480	720	1520	180	180	460	480	**) 段発は1段1秒
	発破方式*)	導爆線	〃	〃	無線	有線	〃	〃	〃	
	段数**)	0	0	0	0	0	0	3×2回	6	
計測	種類	振動		水中衝撃圧		振動	水中衝撃圧		歪	
	測定箇所数	7(3)		9		4(2)	2		1	（ ）は海底下に穿孔設置したもの
	測点数	21(7)		13		16(4)	6		1	
	成分数	63(21)		13		48(12)	6		12	
	計測場所数	3		4 (内3は船)		3 (内1はシーバース)				
	海底ケーブル延長(m)	4642(2936)				4925(290)				（ ）は外装ケーブル延長
グラブ掘削	作業船	大型グラブ浚渫船				大型グラブ浚渫船				
	使用グラブバケット	重量90t，容量10m³				重量90t，容量10m³				
	掘削面積(m²)	479				小規模掘削による濁り拡散状況の調査				
	掘削量(m³)	2,400								
	土運船	800m³×2								
魚類調査	回数	第1回	第2回	第3回	第4回	第1回	第2回			
	測点数	7	7	7	7	7	8	第3回4回は中止		
	使用魚種	メバル，アイナメ，チヌ，カレイ他8種				メバル，アイナメ他8種				
発破広報警戒	船種	警戒	警報	標的	アドバルーン	広報	警戒	警報	標的	アドバルーン 広報
	隻数	2	4	2	2	17	2	2	0	2 15

7Aでは広報船のうち1隻を標的船として使用

この工法がわが国に初めて紹介されたのは，1974年（S 49年）1月，講演のため来日したNitro Consultant技師長Kihlströmによる。

長 所

① 水深が浅くなるため，起爆方法が無線方式から有線方式に変更出来る場合もある。又水中関連作業の負担が緩和される。

② オーバーバーデンの緩衝効果によって水中衝撃圧が軽減出来る。

③ オーバーバーデンの事前浚渫が不要となるので，作業の単純化によって，工程上のロスを少なく出来る。

短 所

① 堆積層の性状，厚さ等によって，破砕効果が低下する。

② 穿孔は堆積層の厚さだけ長くなる。

(3) ブロック別段発点火方法

段発電気雷管等によらずに発破器によって秒時差を与える点火方法であり，爆薬，電気雷管等の耐衝撃圧に必要な距離を保った装薬ブロックを必要数作り，遂次発破器により，或る時間差を保ちつつ発破を行う。周辺への影響力によって1発破装薬量が制限される場合，この点火方法は有効である。

なお，ⓐ及び①については，下記の問題点があるため，現状では実用的でない。

ベンチカット発破工法

① ベンチの形成は水中では困難である。

② そのため1段毎のベンチ形成が必要となる。

③ 1段毎に発破，浚渫をくり返す必要がある。

段発点火方法

① 殉爆，カットオフの危険性が起る。

② 爆薬，電気雷管の耐衝撃性が悪い。

③ 段発電気雷管の秒時差のばらつきが段数と共に大になる。

4.1.2 薬量原単位

薬量原単位は発破計画の根幹をなす重要な要素でありこの装薬量によって対象物の破壊程度が右左される。ここでは，主として7Aを対象としたオーバーバーデン発破工法（以下ＯＢ工法と略称する）の薬量原単位の算足について述べる。

通常の陸上発破においては，薬量の算定は1自由面発破の基礎式であるHauserの公式あるいはその補正式が用いられるが，いづれも自由面の存在が不可欠な条件である。ところがＯＢ工法では，この自由面は存在しないに等しく，したがって最小抵抗線は考えられないことになる。すなわち，Hauser的見地に立てば岩盤は破壊されないことになる。しかし外国の施工例は，本工法の確かさを実証しているのである。このように，本工法による岩石破壊の信頼性は実証されているものの，具体的に薬量等を検討するためには，既往の成果が適用出来ないのが，この工法であるが，試験工事の発破計画立案に際して，最も有効であったのが，電子計算機による破壊状況のシミュレーションであった。

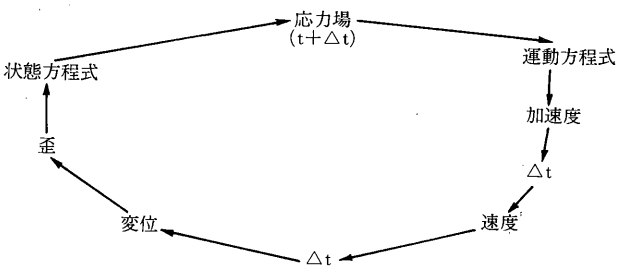
(1) 電子計算機による破壊効果の予測

これは，米国の地下核爆発に伴う現象の予測の必要性から電子計算機によってこの現象をシミュレーションする電子計算機用プログラムをC，L，Maderが開発し，[2] こ

れを契機としてわが国においても，佐々，花崎[3]によって発破現象用のプログラムが開発された。この手法を用いれば，地質条件を考慮した岩盤の破壊状況の解析が可能となり，更にかなり複雑な地形や地質条件の場所で発破を行なった場合に発生する地盤振動或いは水中衝撃圧の大きさが計算出来る。

1) 計算方法の概念

この計算方法の概念は，図－8に示すように，ある時間(t＝to)に地盤内に存在している応力場にLagrange座標系で示された運動方程式を適用し，これを差分近似を用いて解き，t＝to時間に対応するモデル内の各点の変位加速度を求め，これを微小な時間増分で2回積分することによりt＝to＋△t時間における各点の変位を求め，ついでLagrange座標で囲まれている要素内の歪を，それを取り囲んでいる4つの交点の変位により求め，その歪に材料の状態方程式を適用して t＝to＋△t 時間に対応する材料の応力状態を算出するというように図－8に示したループをモデル内の各点について△tなる時間増分で回すことによって，応力波の伝播に伴う動的応力を算出するという方法である。



図－8　計算方法説明図

2) 計算過程及びその結果

この計算の精度を上げるために，必要な地盤の諸特性値は，本計算に先立って7A現場近傍の陸上部で小規模模な穿孔発破を実施し，(最大深度60m，爆薬量200～600 gr/回)その結果から求めたものである。

爆発から，岩石内に生ずる作用応力の発生までの過程を，下記のフローチャートと関係図で示す。

① 使用爆薬GX－1　20kg
装薬室近傍のモデル(図－10)

② 爆轟圧の大きさ：P_D
$P_D=0.4157\triangle(1-0.5430\triangle+0.1925\triangle^2)D^2 \fallingdotseq 2\times10^5 kg/cm^2$
GX－1の場合　△：密度1.55g/cm³，D：爆速7×10^5cm/s

③ 装薬室が変化しないとした場合のガス圧の時間的変化(図－11)

④ 装薬室の膨脹に伴う主成ガスによる圧力の時間的変化(図－12)
この作用圧力によって岩石が破壊され，同時に地盤振動，水中衝撃圧を発生する。

⑤ ④の作用圧力によって生じた岩石内の作用応力(図－13)
着目点は，図－10の l＝14の線上の点KL＝1,2,3,4,5である。

破壊検討のための最終モデルとその要素の諸特性値を図－14及び表－4に示す。

図－15及び図－16は，破壊状態の計算結果を示す。

この図は爆破によって生ずる亀裂の入る範囲を示したものであり，その亀裂の方向は，例えばZ±45°とは，亀裂に立てた垂線の方向がZ±45°の範囲内にあることを示している。

以上の計算結果より

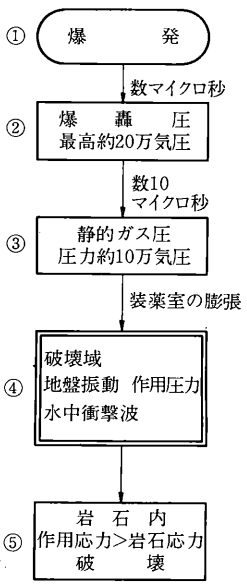
① 亀裂の状態は，オーバーバーデンが存在してもそれほど変化しない。

② 3方向の亀裂の入る範囲は，いずれの場合でも，爆薬中心からほぼ1.5mである。

③ この亀裂を開亀裂にするためには，主としてガス圧による岩石の移動がなければならないが，オーバーバーデンにある場合には亀裂が入った岩石は，ほとんど動き得ないので開亀裂には，なりにくい。

等が判った。

この計算には，モデルを形成している要素の動的力学値と実際値との関係，岩盤に既在する亀裂，破砕帯等の不均質性の影響等の問題はあろうと思うが，破壊状況を把握する手法としては，誠に卓抜したものであることが判った。Hauserの公式では，歯がたたない領域である水中発破の薬量算定は，まさにこの手法によるしかないと思われる。このシミュレーション結果より，穿孔間隔2m×2mとすれば，破砕は完全となり，更に複数孔斉発による相乗効果を勘案すれば，本工法による岩盤破壊は，一層確実になることが推定出来た。



図－9

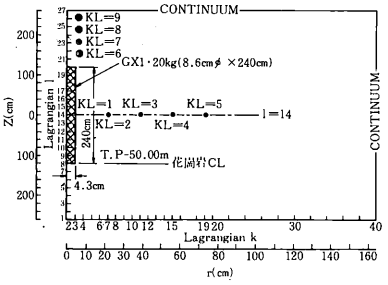
(2) 施工結果よりの検証

7A試験発破完了後，爆心部及び周辺部からボーリングによりコアを採取して，破砕状況を調査した。地山の風化，亀裂によって判然としないコアもあったが，風化影響の少ない岩盤では，発破影響圏外のコアでは20～30cm程度から80cmに及ぶ長さのものがあるが，爆心より1.2m以内のコアサンプルでは，ほとんどが10cm以下に割れて，しかも楔形ないしは鋭角的な角礫状のものが多かった。これは明らかに発破による破砕の結果と推定され，シミュレーション手法の的確さが裏付けられた。

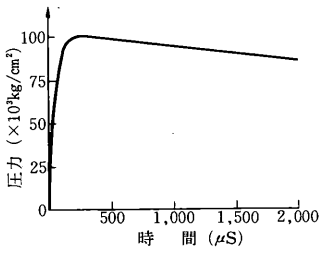
参考文献

(1) 伊藤一郎，花崎紘一，工業火薬協会誌（1971年）
(2) C, L, Mader, LosAlamos Scientific Laboratory of the University of California.
(3) 佐々宏一，花崎紘一，京都大学工学部資源工学教室

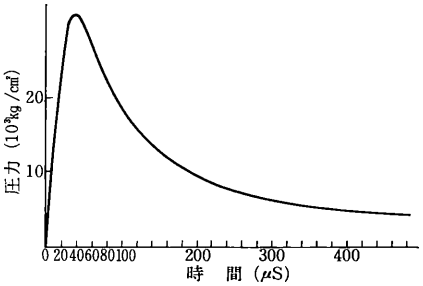
(次号では,穿孔技術,火薬類,周辺への影響等について述べる。)



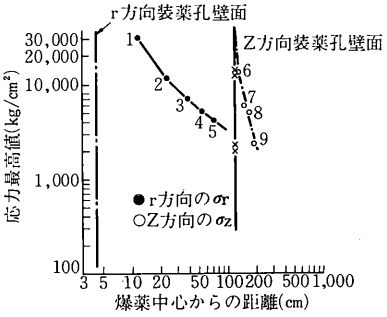
図－10　装薬室近傍のモデル



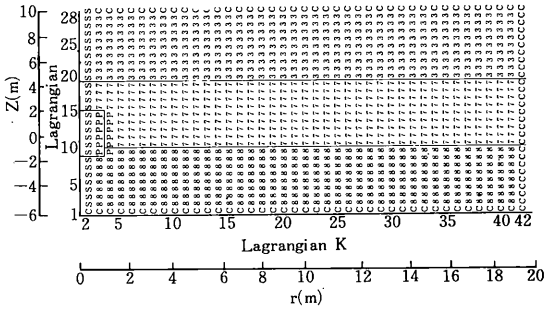
図－11　入力データとして与えた爆轟圧



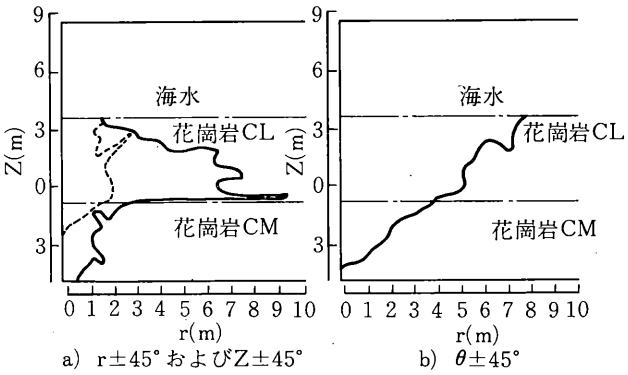
図－12　装薬室内に作用した圧力



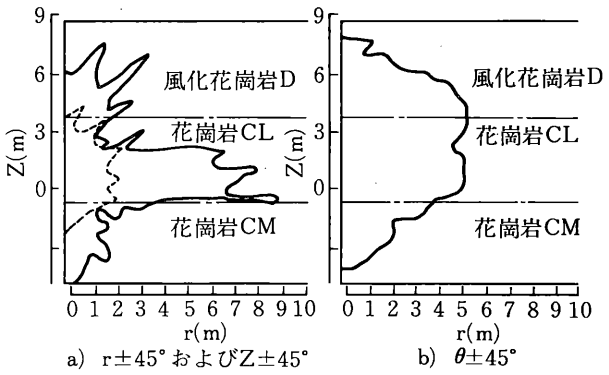
図－13　図－10に示したモデルを用いて計算した爆源近傍の応力状態



図－14　オーバーバーデンがある場合の破壊状況を計算した３層モデル



図－15　オーバーデンがない場合の破壊状態（３層モデル）

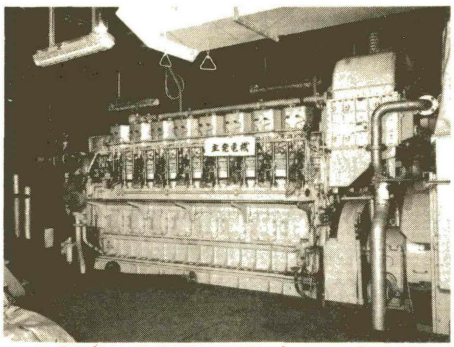


図－16　オーバーバーデンのある場合の破壊状態（３層モデル）

〈表－４〉　図14に示したモデルを形成している要素の諸特性

名　称	記号	密度 g／cm³	ヤング率 kg／cm²	ポアソン比	P波速度 m／sec	S波速度 m／sec	動的 kg／cm² 圧縮	動的 kg／cm² 引張	静的 kg／cm² 圧縮	静的 kg／cm² 引張	減衰定数 C_3	減衰定数 C_4
花崗岩ＣＭ	8	2.7	250000	0.3	3500	1870	2100.0	150.0	700.0	50.0	0.15	0.20
花崗岩ＣＬ	7	2.6	196000	0.33	3340	1680	1000.0	60.0	230.0	20.0	0.15	0.20
風化花崗岩Ｄ	3	2.5	98000	0.35	2510	1200	400.0	30.0	130.0	10.0	0.075	0.15
海　水	1	1.0	0.137754	0.4999	1500	0	2110_{20}	0.0	$3.3\times10_{19}$	0.0	0 01	0.01

●モルタルプラント船の建造



写真－1　モルタルプラント船内部（主発電機）



写真－2　ドッグ内で浮上中のモルタルプラント船

モルタルプラント船仕様

船体関係		プラント関係	
全長	90,000mm	プラント出力	4,000ℓ/min（2,000ℓ/min×３系列）１系列は予備
全巾	32,000mm	材料一次貯蔵量	セメント 600ton（200ton×３基）
深さ	7,500mm		砂 600ton（200ton×３基）
吃水	4,000mm		水 900ton
			混和剤 200ton
		ミキサー容量	3,000ℓ ６台（１系列２台）
		アジテータ容量	20㎥ １台
		注入ポンプ	吐出量 0～300ℓ/min 24台
		濁水処理関係	
		処理濁水及び量	50㎥/H（モルタル含有量０～５%，PH値８～13）

１．モルタルプラント船の概要

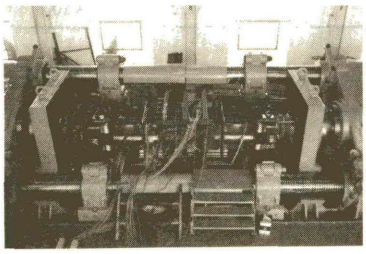
このモルタルプラント船は，橋梁基礎のプレパックドコンクリート施工に使用する。モルタル材料の荷揚からモルタルの製造，注入にいたる各作業を長時間自動的に行なうもので，船体は非自航の平甲板形鋼製台船で，建造費は約40億円である。

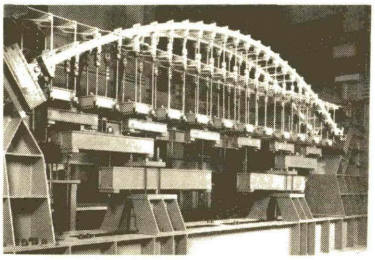
２．現況及び今後の予定

本船は，昭和51年３月18日より昭和53年３月18日までの約２ケ年の工期で三井造船・久保田鉄工の共同企業体で建造中である。船体部は三井造船玉野造船所ドック“かいよう”で建造中であったが５月31日無事進水した。今後残された船体内部艤装，機器の調整及び試験と居住区甲板室の内装完了後，三井造船藤永田造船所に回航しプラント部の艤装，制御区甲板室の取付及び内装工事を行ない52年12月試運転を行なう予定である。

●大三島橋関連座屈実験

大三島橋上部構造の詳細設計に先立って，アーチリブの座屈実験が大阪大学（前田幸雄教授）および広島大学（川上益男教授）に委託された。前者はアーチリブの全体座屈に着目したもので，50年度の面内実験に引き続き51年度は面外実験とその理論解析が行なわれ，実橋の耐荷力が確認された。後者はアーチリブ腹板の局部座屈に着目したもので，3000トンの大型圧縮試験機を用いて実験が行なわれ，補剛板に関する設計基準の妥当性が検証された。



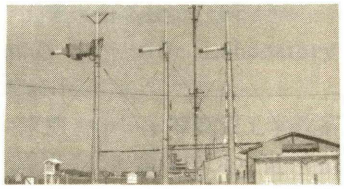


●電車線がいし汚損検知装置現地試験

本州四国連絡橋のがいしの塩害対策については，鉄道電化協会常置委員会，電鉄塩じん害対策研究委員会において調査研究を行なってきた。51年度までの検討の結果，活線注水洗浄方式が技術的に確実な方法であることが確められたが，これを運用するにあたっては，汚損度に対する応答性の良い自動検出装置が必要であった。本試験はこのたび試作開発した汚損検知装置について，その作動状況，加電の要否による付着塩分量の多少，湿度による漏れ電流の変化を連続的に測定するものである。

このたび番州に架設した供試がいしは，常時無加電で測定時のみ加電するもの，常時加電で天候変化のみによる漏れ電流変化を測定するもの，常時加電で一定時分毎又は人為的に加湿できるようにしたものの３種である。

これにより，その測定の有意性や加電非加電による影響の程度等が明らかにされ，より簡便で実用性のある汚損検知の手法が確立されることを期待している。なおこの試験は52年度より２箇年ほど継続する予定である。又本四公団より鉄道電化協会への研究委託はひとまず51年度までとして，今後の技術開発をみながら，各種方式について検討を行ない決定していくこととしたい。



本四技報編集委員会名簿

編集責任者	蓑輪健二郎			
編集委員長	田島二郎			
編集委員	越村一雄	村田正信	黒滝義則	加島延行
	三橋吉信	高尾明典	戸川春雄	谷山道男
	島田直幸	市川治徳	片山英二	北川信
	多田和夫	福井幸夫	加島聡	佐伯康二
	神弘夫	鈴木隆	土山正巳	竹本延弘
	吉岡哲也	山下理雄	鈴木幹啓	越智啓登
	佐野幸洋	金沢克義	加藤茂	土持懿臣
	山中鷹志	津田勝久	岩男登	森本隆也
	旭一穂	西牧新二		

〝本四技報〞発刊にあたって

編集委員長　田島二郎

本州四国連絡橋公団も発足以来丁度７周年を迎えました。この間，エネルギー危機といわれる世界経済の大変動のあおりを受けて，昭和48年，着工を目前にして工事は凍結されましたが，昭和50年12月には大三島橋が，翌年７月には大鳴門橋が，また今年の１月には因島大橋が着工され，それぞれ順調に工程を進めています。道路鉄道併用橋として早期に完成すべき１ルートとしては，岡山～坂出ルートが，去る４月に内定しました。

ここに至る間，私達はソフトにハードに，各種の技術的問題に対処して，良い橋を，良い路線を建設するための準備を進め，数多くの技術的な経験を積み重ねて来ました。また今後も種々の積み重ねがなされて行くことと思います。

これらに関する資料，それに基づく考察，結果等はいろいろな形で，皆様の目にとまることもあるかと思います。それらは関係した人々の中に共通した知識として脈々と流れて行くでしょう。そしてその成果としての〝物〟として，末代まで社会のお役に立つことを期待するものです。〝物〟，〝人〟，〝紙〟に，私達の誠心誠意努力した成果を残したいと考えているのです。

今回，〝紙〟に残す一手段として本誌の刊行をみることができましたことは，私達として大きな喜びとするところです。

本誌は季刊として発行されます。その内容は上記のように本四公団の仕事の中から生れ出たものです。ある記事は，その事項に対する要求，理論，実証，そしてそれから帰納される結果がひとつの技術的段階を示すものとしてまとまっています。またある記事は，実施された計算なり実験をまとめたもので，今後のためのデータを提供するでしょう。このようにして，私達の作る誌面は，技術情報を提供しデータを残していくことを本旨としたいと思っています。

本四技報の発刊に当り，編集にあたっての感慨の一端を述べましたが，皆様の御協力，御鞭撻によって本誌をより良く発展させたいと思って居ります。

「本四技報」第２号掲載予告

- 水中発破（その２）
- 80キロ鋼溶接継手の疲労試験
- 太径鉄筋の継手と付着に関する調査
- 風化花崗岩のクリープ特性（生口島調査坑での岩盤試験結果）
- 強潮流中の進行波力に関する調査

本四技報（7月号）

発行　昭和52年７月25日

発行所　本州四国連絡橋公団

〒105 東京都港区芝西久保城山町１番地
（第22森ビル）

電話　434－7281

発行者　蓑輪健二郎

印刷　広済堂印刷株式会社