本四技報

Vol. 2 No. 5 '78. 7

本州四国連絡橋公団

本四技報　第5号　目次

技報感想……理　事……松崎彬麿　1

吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験……設計部設計第二課……奥川淳志　2

神戸層水ジェット掘削試験……第一建設局垂水工事事務所…藍谷武紀　8

神戸層載荷試験……第一建設局建設第一課……高橋幸蔵　14

第一建設局計画課　有田稔

因島大橋ケーブル施工性試験……第三建設局向島工事事務所…林有一郎　20

同上　中村守

番ノ州高架橋基礎杭試験（その1）……第二建設局坂出工事事務所…山本紀夫　26

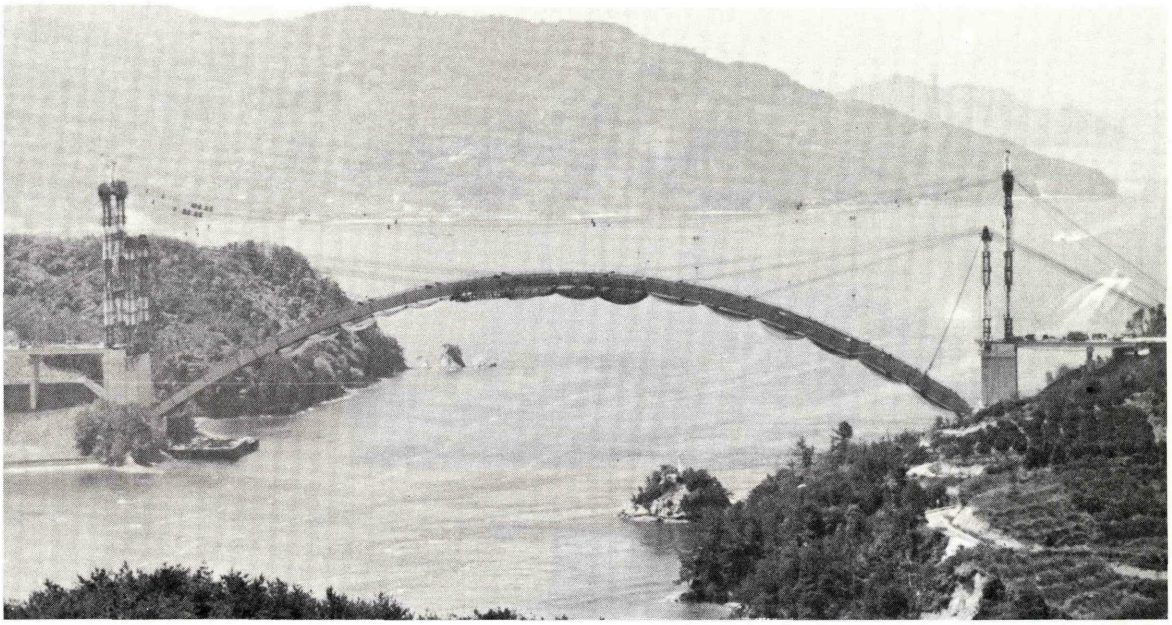
同上　兼田和弘

技術ニュース……35

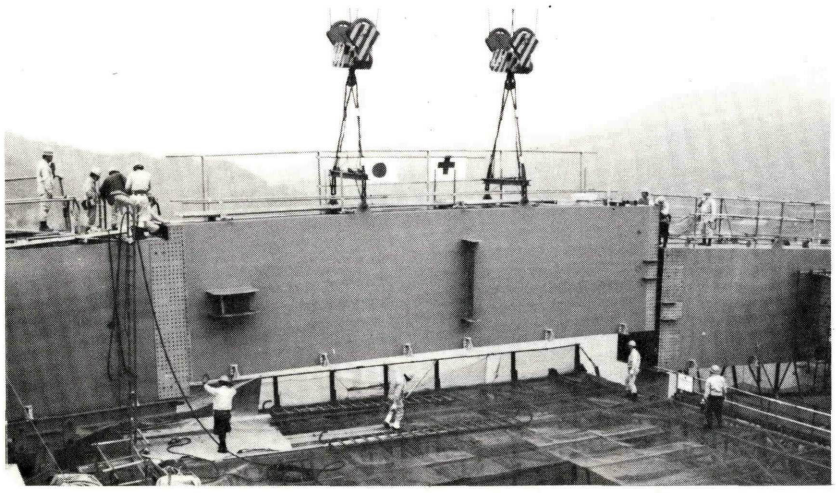
本四技報　第6号（53・10）掲載予定

- 番ノ州高架橋基礎杭試験（その2）
- ＨＴボルト継手部の性能試験
- 大三島橋橋台のコンクリート
- 明石海峡大橋風胴実験
- 塔基部グラウト実験

大三島橋上部工事

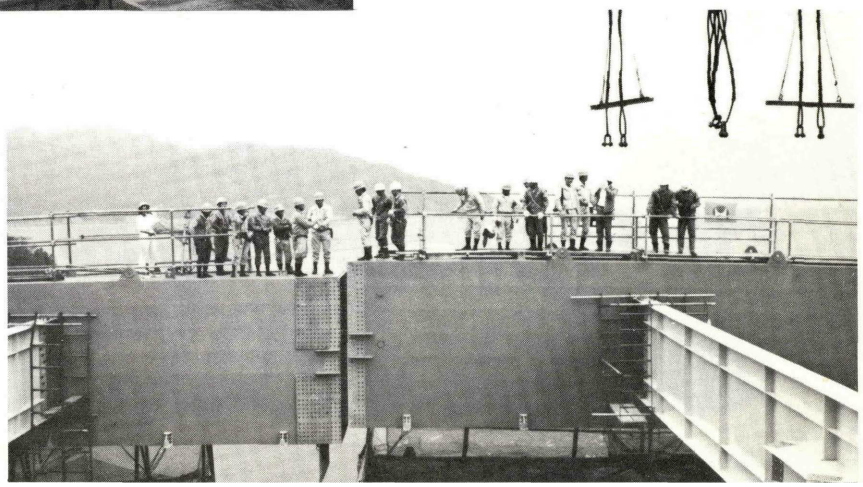


閉合されたアーチリブ
最終ブロックの架設後，形状調整を行い
5月14日閉合された。

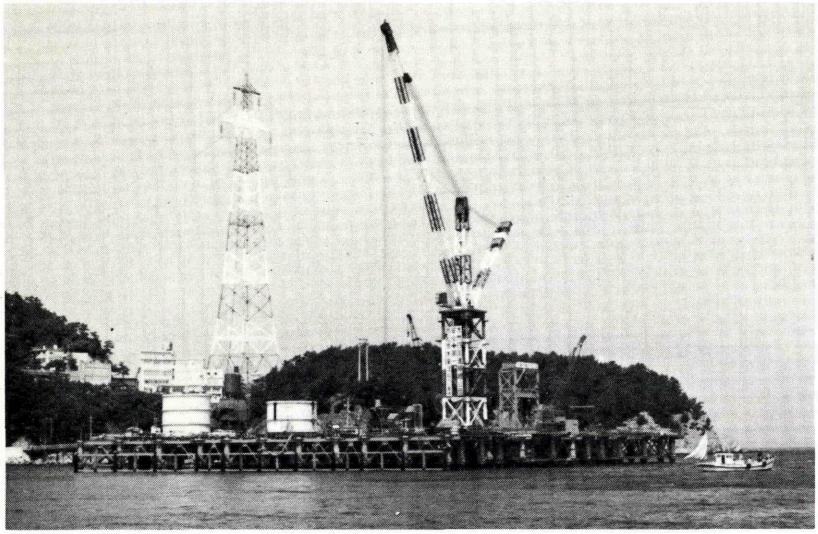


最終ブロックの架設が45 t,吊ケーブルクレーンにより慎重に行われた。

全ブロックの架設が終了し閉合を待つだけのアーチリブ。

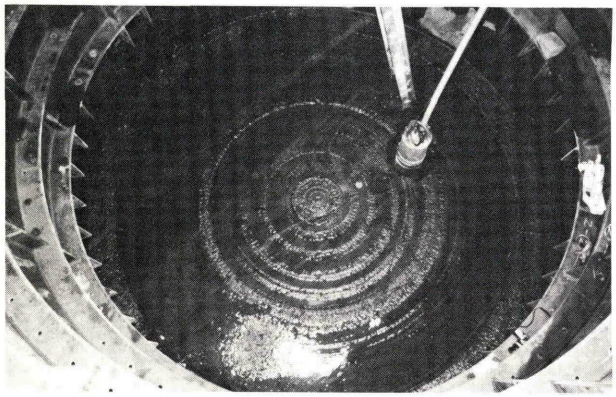


大鳴門橋下部工事



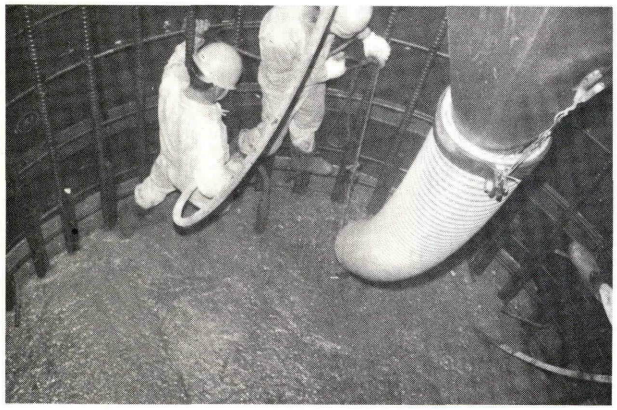
4Pでも多柱掘削が本格化し作業足場上には，関連の機材がところ狭しと並べられている。

(53年4月撮影)



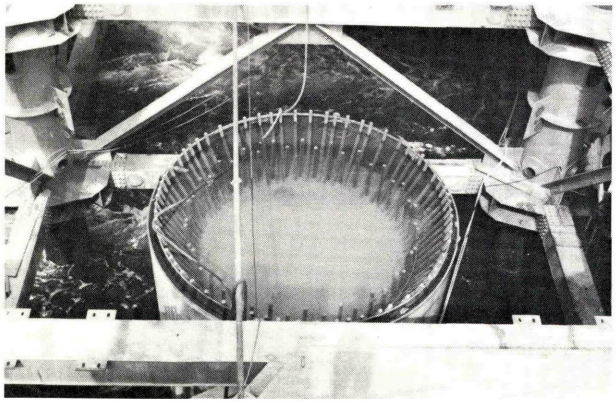
大口径掘削機(φ4.4m)によって掘り上げられた孔底です。写真周辺の鋼管は孔壁保護の内鋼管である。

(53年4月撮影)



多柱コンクリートは4分割して打設するが，この写真は4PNo.6孔の第2リフト打設状況で，TP-1.9mまで打上げる。

(53年4月撮影)



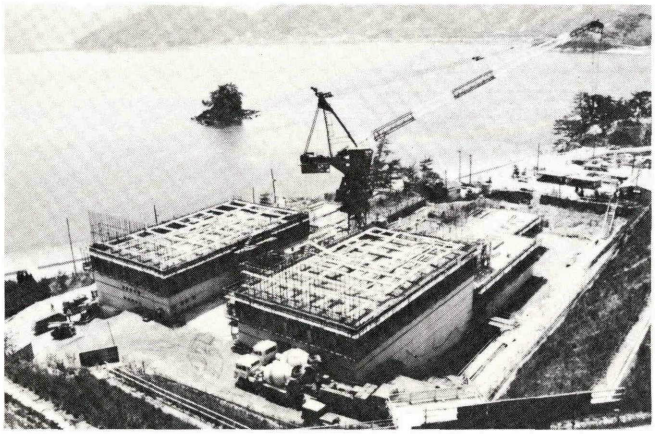
第3リフトまでのコンクリート打設を完了した。4PNo.6孔で，この後，ラッパ管を継ぎたし配筋の上最終の第4リフトの打設を行う。

(53年5月撮影)

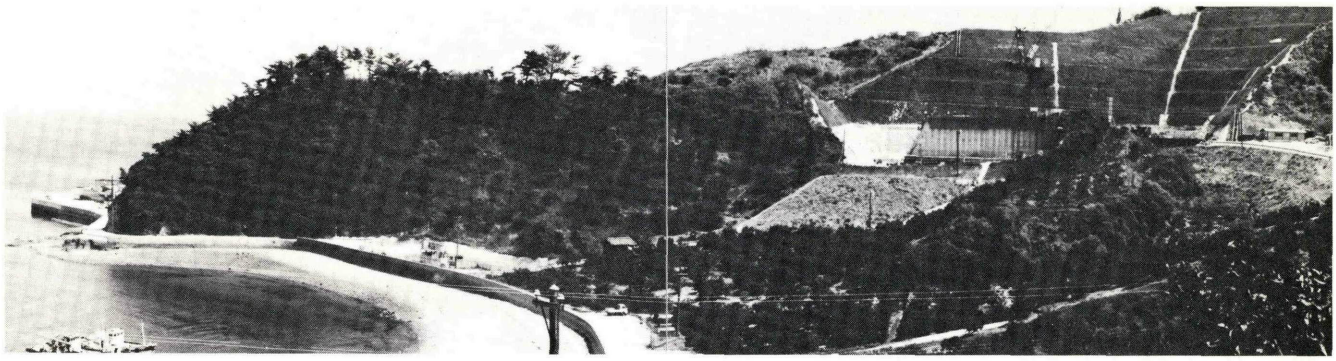
因島大橋下部工事



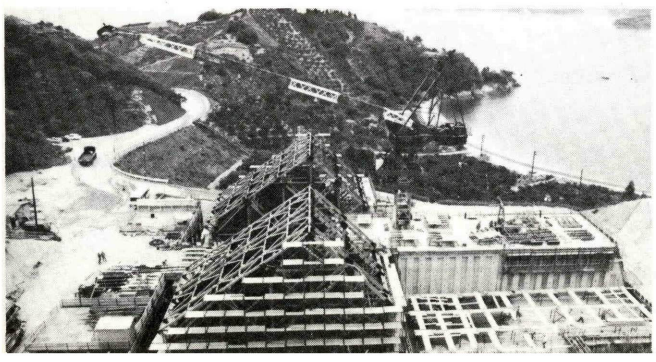
向島側工事現場
水際に橋脚，写真中央にアンカレイジ。



コンクリート打設が進む向島側アンカレイジ。**（53年４月末撮影）**

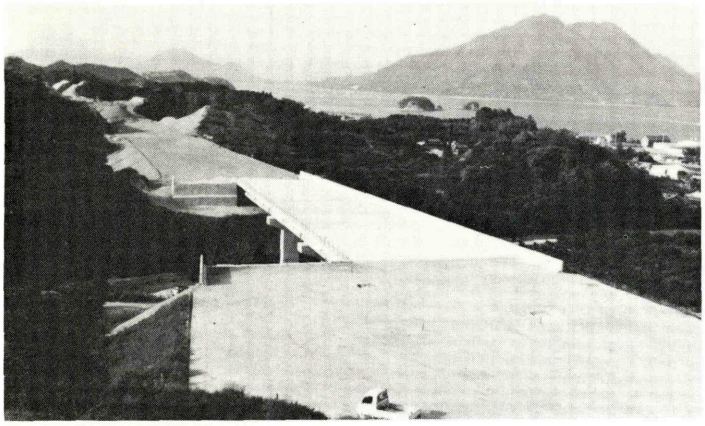


因島側工事現場
水際に橋脚，山側にアンカレイジ。



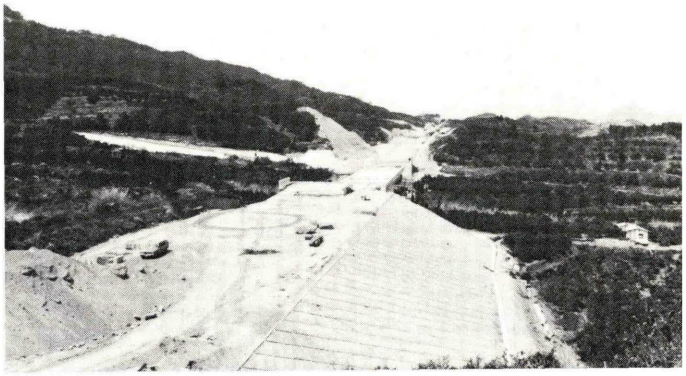
ケーブルアンカーフレームの組み立てが進む因島側アンカレイジ。組み立ては中央のタワークレーンで行われる。
（53年４月末撮影）

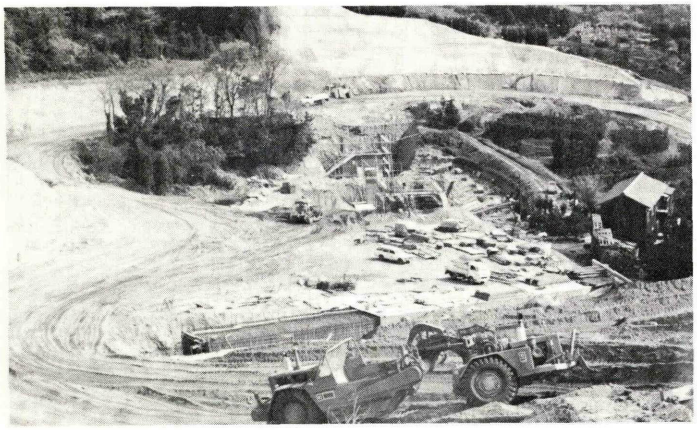
大三島・伯方島陸上部工事



大三島南工事
作業が最終段階に入っている。工期6月18日
(53年4月撮影)

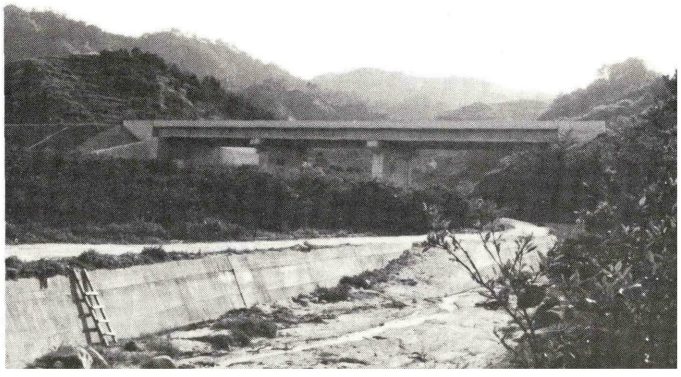
大三島北工事
手前の法面に，プレキャスト格子枠工が施工されている。
(53年4月末撮影)





伯方島東工事インターチェンジ付近
中央でランプ橋の橋脚工事が進められている。
(53年4月末撮影)

八股川橋
ＰＣポストテンション3径間連結合成桁
4月28日完成



●技 報 感 想●

理事 松 崎 彬 麿

本州四国連絡橋公団も今年の7月で設立8周年を迎えることになりました。その間多くの紆余曲折をへて目下大鳴門橋をはじめ3橋の工事も順調に進められており，近く本四間を結ぶルートとして児島坂出ルートの着工が予定されており，事業もこれからが大変だと思います。又陸海空そして環境：経済と各般にわたってこれ程多くの問題をかかえている事業は世界にも例がないことと思います。従って本四技報の内容も多彩に亘り，その存在価値は部内に限らず広く意義あるものと云えましょう。

橋梁や道路等が完成すると色々の評価をうけることはさけられません。まず評価の基本になるのは橋の美くしさや道路を走ってみたときの感じだと思います。その意味では計画や設計の良否が大きな意味を持ちます。特に多くの各種長大橋梁をもつ本四公団の事業では，橋の設計に高度の技術が要求される事になり，技報の内容もこれらに関する研究や実験結果の報告が多くをしめることは当然の事と云えましょう。

しかし，如何に良い計画・設計であってもそれが完成し供用されるまでには多くの過程をふまなければならないし，供用後の管理も非常に重要な問題と云えます。設計されたものを安全かつ良いものに造り上げるには，工事の為の設計計画，適正な工事費の積算，そして十分な品質管理をともなう工事の監督，当初予想出来なかった新たな事態に対応する処置など，地味な仕事ではありますが，無駄な労力を出来るだけ少なくして、かつ良いものを造り上げる為の業務運営上きわめて大切な事が数多くあります。

こうした事柄は読めば分ると云った性格のものではなく，多分に経験にもとずくものが大半だと思います。先般も道路の擁壁の設計変更のうかがいが目に止まりましたが，事柄としてはそれ程大きなものではありませんでした。しかし，その背景には多くの問題があったはずです。調査の段階で何が不足していたのか，新らしい工法の採用にはどんな論議がなされたのか。新工法に問題点はないのか，事柄は些細かもしれませんが，工事が完成した時点でこの種のものの経緯を追った報告がなされれば，若い技術者の多い当公団としては大変役立つものではないかと思います。

公団が今後大きな事業を進めて行く過程には，工法の問題にしろ，設計計画の問題にしろ，積算の問題にしろ，もっともっと大きな事柄が数多くあるはずです。本四技報もこれからはこうした問題にも焦点を当てていただいて，単に学問的な技術に限らず，工事の運営に役立つものの寄稿もあってよいのではないかと思っております。

最後に多忙の中で編集にたずさわっておられる方々の御労苦に心から感謝の意を表します。

吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験

設計部設計第二課　奥川淳志

1．まえがき

吊橋において，ハンガーは主ケーブルと補剛桁とを連結し，補剛桁死荷重と活荷重を主ケーブルに伝達する役目を負っている。このハンガーは一般にU字状に曲げられ，主ケーブルに設置されたケーブルバンドに振り掛けられる方式がとられることが多いため，ハンガーに用いるロープの選定に当っては，単に引張，伸び特性のみならず，柔軟性等も重要な選定要素となっている。このようなことから，本州四国連絡吊橋に用いられるハンガーロープとしては，ロープの切断荷重や弾性係数が高く，しかも柔軟性に富み，U字曲げに対する強度低下率の少ないＣＦＲＣ形（Centre Fit Rope Core）のストランドロープが採用されている。[1)]

ところで，これまでの吊橋は道路橋であるのが一般的であったが，本州四国連絡吊橋のうちには道路鉄道併用橋として計画されているものがいくつかある。これらの吊橋には橋の供用予定期間中に数百万本に達する列車の通行が見込まれるために，ハンガーロープの設計においても前述の諸条件の他に，さらにロープの疲労特性を考慮してその安全性の確認を行なう必要が生じた。

以上のようなロープの諸特性のうち，引張強度や伸び特性に関してはかなりのデータが得られている。[2)]一方，ロープの疲労特性に関してはシーブ回転による繰り返し曲げ疲労特性を指す場合が多く，この場合の実験，研究は数多くなされてはいるものの，[3)]繰り返し引張疲労特性についての研究は国内外を問わずその例はきわめて少ない。特にＣＦＲＣ形ストランドロープに関する疲労調査は皆無である。ＣＦＲＣ形ストランドロープに関するものではないが，これまでに行なわれた各種のロープの引張疲労試験の結果，一般性があると思われるものをまとめてみると以下のようである。

1）同一疲労強度を有する素線を同一本数より合わせたロープであってもその疲労強度はロープの構造やより方により異なる。[3)]

2）疲労強度は主として素線相互間の摩耗によって支配される。[4) 5)]

3）ロープの疲労強度に関しては，いわゆる耐久限度が存在しない。[4)]

4）疲労強度の累積損傷に関するMiner 則が適用できる。[4)]

本報告は，以上の背景のもとで，本州四国連絡橋の道路鉄道併用吊橋にその使用が考えられている直径60mm，85mmおよび94mmの太径ＣＦＲＣ形ストランドロープの力学的特性を確認するために行った静引張試験と，ハンガーロープの疲労設計に必要な基礎資料を得るために，直径60mmおよび85mmのＣＦＲＣ形ストランドロープについて行った引張疲労試験の結果をまとめたものである。

2．供試体と試験方法

2.1　供試ロープ

試験に用いたロープは公称直径60 ϕ，85 ϕおよび94 ϕのＣＦＲＣ形ストランドロープで，それぞれのロープは数百mの長さで製造され，所用長さに切断して試験に供した。60 ϕおよび85 ϕ，94 ϕロープの構造はそれぞれ図

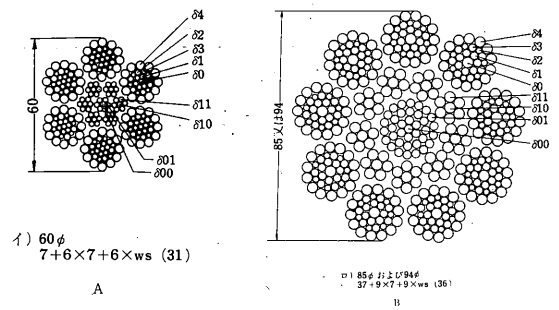
表―1　めっき鋼線の機械的性質

ロープ径 (mm)	素線記号	試験本数	線径 (mm)	引張強さ (kg/mm²)	0.7%耐力 (kg/mm²)	伸び (%)	ねじり (回)
60ϕ	δ_4	12	3.95	170	133	6.2	24
	δ_3	6	2.93	169	131	6.0	25
	δ_2	6	2.27	171	131	6.0	23
	δ_1	6	2.82	171	132	6.0	25
	δ_0	1	2.93	168	131	6.2	26
	δ_{11}	6	2.72	173	133	6.1	22
	δ_{10}	1	2.87	170	131	5.8	25
	δ_{01}	6	2.87	169	131	5.9	23
	δ_{00}	1	3.02	165	125	6.4	25
85ϕ	δ_4	14	3.87	168	131	6.2	25
	δ_3	7	3.07	166	129	6.4	25
	δ_2	7	2.36	168	129	6.4	27
	δ_1	7	3.11	169	130	6.4	26
	δ_0	1	4.22	167	127	6.5	23
	δ_{11}	7	4.07	167	132	6.4	25
	δ_{10}	1	4.29	167	130	6.5	23
	δ_{01}	35	3.50	169	134	6.1	27
	δ_{00}	1	3.78	172	135	6.5	25
94ϕ	δ_4	7	4.30	177	135	5.5	25
	δ_3	7	3.40	166	129	5.9	27
	δ_2	7	2.61	166	130	6.0	27
	δ_1	1	3.47	168	131	5.9	27
	δ_0	6	4.69	173	133	5.5	24
	δ_{11}	14	4.49	174	133	5.8	25
	δ_{10}	1	4.73	174	135	5.8	25
	δ_{01}	36	3.90	170	133	5.3	25
	δ_{00}	1	4.24	179	134	5.5	26

注）　表の値はより線後のワイヤについての平均値である。但し，0.7 %耐力の値のみはより線前の2本のワイヤについての平均値である。

表—2　ロープの諸元

項　　目	60φロープ	85φロープ	94φロープ
構造(ストランド)	7＋6×7＋6×WS(36) (心)　(内層)　(外層)	37＋9×7＋9×WS(36) (心)　(内層)　(外層)	同　　左
ロープ径(mm)	60.7～61.0	86.9	96.5～96.8
よりの長さ(mm)	平均474	平均833	———
保証切断荷重(t)	245以上	555以上	642以上
単位重量(kg／m)	15.1	33.1	40.1
標準断面積(mm²)	1940	4020	4920
構成素線数(本)	235	424	424



図—1　ＣＦＲＣロープの断面図

—1(イ)，(ロ)に示すようなもので，85φと94φロープは同一構造である。ここに，ＣＦＲＣ形ストランドロープとは図—1に示されるように，ロープの中心の空間を満たすためにロープの外層ストランドの内側の谷間に6又は9本からなる内層ストランドをはめ込んだ形をいい，心ストランドに対して内層ストランドと外層ストランドが同一機械，同一ピッチで同時によられることを特徴としている。これらのロープは表—1に示すような線径および機械的性質を有する素線で構成されている。表—2にそれぞれのロープの諸元を示す。なお，60φロープは神鋼鋼線工業㈱，85φおよび94φのロープは東京製綱㈱で製造されたものである。

2.2 供試体

供試体は図—2に示すようにロープの両端をソケット止めしたもので，ロープ長はできるだけ長い方が好ましいが，使用試検機の制約上から決められた。また，供試体の本数，記号および特徴を表—3に示す。ロープのソケット止めは，Zn98%，Cu2％の鋳込み合金を用い，ソケットを約100℃に予熱したのち，目標鋳込温度±5℃以内で鋳込作業を行ない，その後空冷した。合金の鋳込量は，鋳込前に代表ソケットに水を流し込んで求めた所要鋳込量の90%以上であることを確認した。また，85φロープについては鋳込作業終了後，1端はプリテンションにより、他端はプリコンプレションにより，ロープのソケットからの抜け出し量を測定したが，その結果は最小3mm，最大11mm，平均5.7mm標準偏差2.0mmであった。

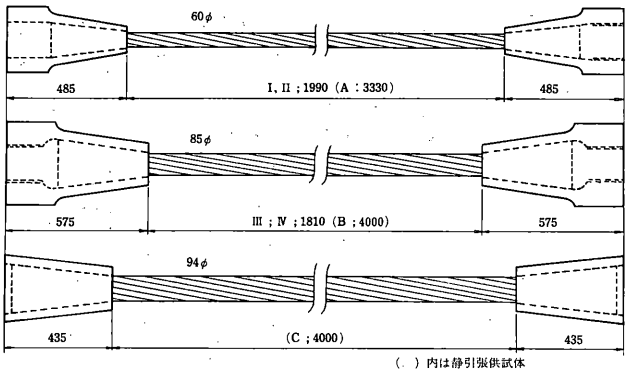
2.3 静引張試験方法

静引張試験は，初めに各ロープ毎に，ロープ保証切断

表—3　供試体の数，記号および特徴

試験の種類	ロープ径	本数	記　　記	特　　徴
静引張試験	60φ	2	ＳⅠ—1～2	T＝460℃ θ＝0°
	85φ	2	ＳⅡ—1～2	
	94φ	2	ＳⅢ—1～2	
引張疲労試験	60φ	7	Ⅰ—　1～7	
		2	Ⅱ—　1～2	T＝480℃，　θ＝0°
	85φ	3	Ⅲ—　1～2	T＝460℃，　θ＝0°
		2	Ⅳ—　1～2	T＝460℃，　θ＝2°
		1	Ⅵ—　3	T＝460℃，　θ＝3°

注；T：ソケット鋳込み温度，θ；ソケットとロープ軸線の取付け角度



図—2　ロープ供試体の外観および寸法

引張荷重の½で約1時間保持するプリテンションを行ない，1旦除荷を行なったのち，基準長2mで伸び側定を行ないながら，保証切断荷重の約1/10と1/3～1/4荷重の間で残留伸びが安定するまで数回繰り返し載荷し，その後ロープ切断まで荷重を増加させて切断荷重と破断伸びを求めた。用いた試験機は，60φロープについては能力300tの前川試験機製作所製の，また，85φおよび94φのロープについてはＭＡＮ社製のどちらもアムスラー形横形引張試験機である。

2.4 疲労試験方法

疲労試験は富士市建設機械化研究所内に設置した本州四国連絡橋公団所有の大型疲労試験機を用いて行なった。供試本の取付方法は，供試体両端のソケットにアイバーをねじ込み，アイバーと試験機の取付金具とはピン結合とした。繰り返し載荷は、ロープ保証切断荷重の½の荷重で約30分間のプリテンションを行なったのち，正弦波荷重を，油圧サーボコントロール方式による荷重制御で行なった。表—4に各供試体毎の上下限荷重，上下限応

表—4　疲労試験の載荷条件

重（ton）		応　力　（kg/mm²）			載荷速度（cpm）
限	下　限	上　限	下　限	応力振巾	
.5	3.5	31.7	1.8	29.9	300
.5	3.5	31.7	1.8	29.9	300
.5	4.5	31.2	2.3	28.9	180
.0	4.0	16.0	2.1	13.9	350
.0	4.0	23.7	2.1	21.6	260
.0	4.0	23.7	2.1	21.6	260
.1	2.9	26.9	1.5	25.4	300
.1	3.9	23.8	2.0	21.8	270
.3	3.7	23.9	1.9	22.0	300
.2	38.8	30.2	9.6	20.5	260
.2	37.8	35.4	9.4	26.0	300
.3	37.6	30.5	9.3	21.1	360
.9	48.1	30.4	12.0	18.3	360
.4	37.6	30.4	9.4	21.0	360
.4	38.6	22.7	9.6	13.1	360

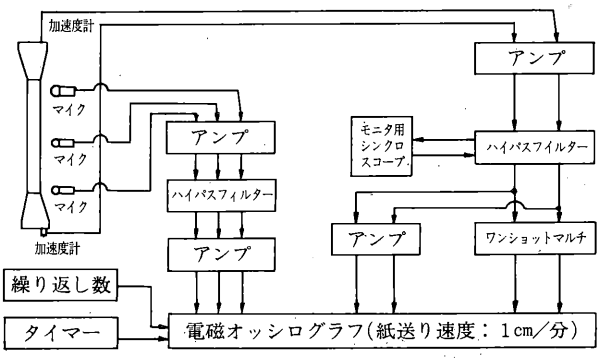
返し速度を示す。ここに，上下限応力は各
断面積を用いて計算したものである。疲労
-3に示す断線検出装置[6]を供試体に取付けて，
観察と合わせてロープ素線の断線を検出する
繰り返し数と累積断線数の関係を把握した。
試験中のロープの伸びやロープのソケットか
量の変化を測定するために，一定繰り返し
に示す上下限荷重の間で静引張試験を行っ
疲労試験終了後，疲労損傷がロープの静引
る影響を調査するために，2.3節に従って
引試験を一部のロープについて行い、残留引
った。

果と考察

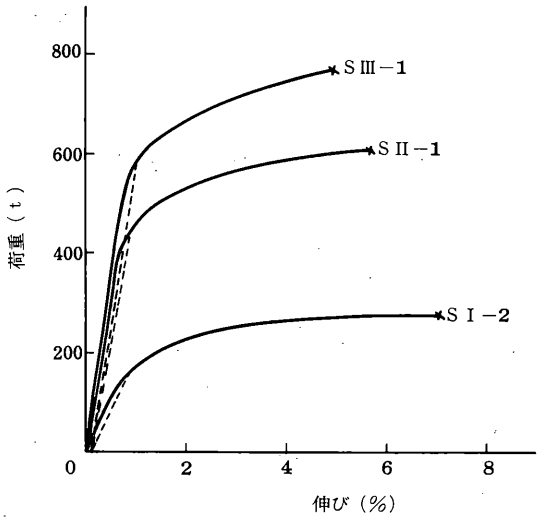
試験結果

験により得られた主な結果を表—5に，また
図の例を図—4に示す。表—5に示すように
ロープの各2本の試験結果は，ほとんど差が
ープは非常に安定した機械的性質を有してい

伸び曲線　図—4に示すようにロープの荷重
と素線の荷重・伸び曲線と類似な形状を示す
重が高いほどロープ破断時の接線勾配は大き
に達すると同時にストランドの切断が生じる



図—3　断線検出装置ブロックダイヤグラム



図—4　ロープの荷重，伸び曲線

傾向にある。

2）弾性係数　ロープの弾性係数は初載荷時には14000 kg/mm²を下まわるものもあったが，5～10回の繰り返し負荷によって除々に4～500kg/mm²増加し，表—5に示す値で安定した。これらの値は設計上採用している値を十分満足している。

3）切断荷重とより減り　ロープの切断荷重は表—2に示した保証切断荷重に比べて10～20%程度高い値を示し十分な強度を有しているのが判る。一方、供試ロープに類似な構造を有するロープのより減り率の標準値は約16%といわれているが[2]，これに比べ今回得られたより減り率は9～12%程度で非常に小さく，断面効率の優れたロープであるといえる。SⅠ供試体のより減り率が他より若干大きいが，これはロープピッチの差が影響しているものと考えられる。

4）破断伸び　表—1に示したように素線の破断伸びは5.3～6.5%であるのに比べ，ロープの破断伸びはこれより1%程度低下しており、伸びについてもより減りが生じている。但し，SⅠ供試体の破断伸びは素線のそれより大きな値を示しているが，この場合

表—5　静引張試験結果

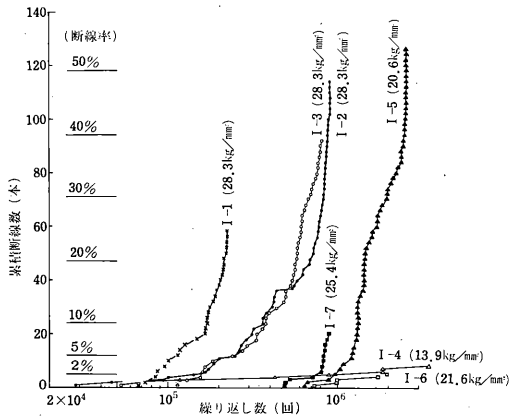
弾性係数（kg／mm²）	切断荷重（t）	より減り率（%）	0.2%耐力（t）	破断伸び（%）	切断位置	切断ストランド数
14400	276	11.4	165	8.0	ロープ中央	3
14200	275	11.7	163	7.1		4
14680	611	9.5	445	5.7	ソケット部シージングワイヤ端部	10
14800	605	10.4	435	5.3		8
14300	772	9.3	585	4.9	ロープ中央	4
14200	773	9.5	575	5.0		4

伸びは供試体の両ソケット間で計測したために，ソケットからのロープの抜け出しを拾ったことによるものと考えられる。

5）切断位置と切断ストランド数切断位置と切断ストランド数は表—5に示す通りであるが，SI供試体では心ストランドが切断している点が他と異っている。一方，SII供試体ではソケット口元のシージングワイヤ付近で切断し，しかも他より多くのストランドが同時に破断している点が他の供試体と異なってはいるが，これらは切断荷重や破断伸びには何ら影響は与えていないと思われることから，特に問題にする程のことではないと考えられる。

3.2 疲労試験結果

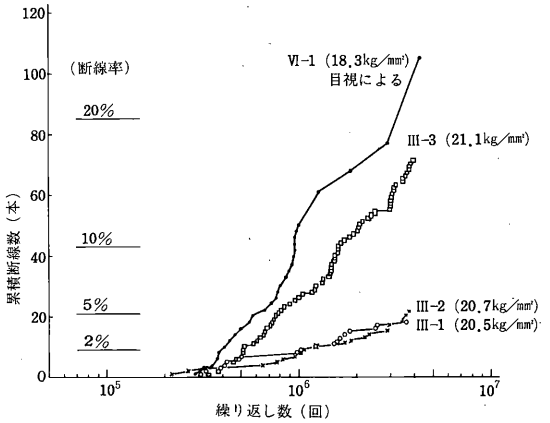
1）素線断線進行状況 図—5，図—6に 2.4で述べた断線検出装置により検出された累積断線数と繰り返し数との関係の例を示す。これらの図に見るように，素線の断線の進行状況は，最初に断線が生じてから5，6本までは比較的ゆっくりと進行するが，その後は数本ずつ断線が連続的に生じて，10～20%の断線率をすぎると連続的に進行する傾向が多くの供試体に生じた。



図—5　60 φロープの累積断線

2）素線破断分布状況疲労試験終了後，ロープを解体し，断線検出装置による断線数の確認と断線位置の調査を行った結果を表—6に示す。供試体IおよびIIの60 φのロープではこの表に見るように，ロープ一般部での断線数よりもソケット内部で生じた断線数の方がはるかに多く，一方，供試体IIIおよびIVではロープ一般部の方がソケット内断線数より多いことが判る。また，一本の素数に数ヶ所の断線が生じる傾向は供試体IIIおよびIVの85 φのロープの方が強く，60 φのロープより素線同志が強固により合わせられているようである。この他，60 φロープでは，外層ストランドより心ストランドの素線破断の割合いが大きい供試体もあったが，85 φのロープでは素線破断はほとんど外層ストランドに集中する傾向があった。これらは，ロープ構成構造およびより方がロープメーカーにより若干異っているためと考えられる。

3）ロープの疲労強度断線検出装置により得られた素線破断本数をロープの構成総素線本数で除した断線率と繰り返し数との関係を表—7に示す。また表—6には同検出装置によって得られた断線本数をあわせて示したが，表—6と表—7を比べると断線検出装置により検出された断線数は実際に供試体を解体して調べた断線数あるい



図—6　85 φロープの累積断線

表— 6 断線調査結果

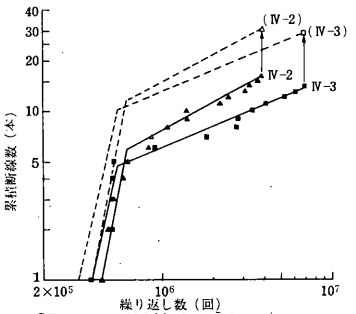
素線記号	δ_{00}	δ_{01}	δ_{10}	δ_{11}	δ_{0}	δ_{1}	$\delta_{\bullet 2}$	δ_{3}	δ_{4}	計
構成本数	1	6	6	36	6	36	36	36	72	235
I—1	1—0—1	4—0—4	5—0—5	27—4—30	0	0	1—0—1	1—0—1	18—0—18	57—4—60
I—2	1—0—1	3—3—6	5—2—6	32—19—36	0	5—1—6	8—1—9	12—0—12	28—10—38	94—36—114
I—3	0—1—1	5—1—6	2—0—2	16—4—20	0	5—0—5	3—0—3	14—0—7	14—8—11	59—14—55
I—4	0	0	0—1—1	0—6—6	0	0	0	0	0	0—7—7
I—6	0	0	0	0—2—2	0	0—1—1	0	0	0—1—1	0—4—4
I—7	1—1—1	2—0—2	3—0—3	14—0—14	0	0	0	0	0	20—1—20
II—1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
II—2	0	0	0	0—1—1	0	0	0	0	0—14—12	0—15—13
構成本数	1	36	9	54	9	63	63	63	126	424
III—1	0	0	0	3—10—12	0	0	2—0—2	2—0—2	8—10—10	15—20—26
III—2	0	0—10—10	0	23—61—43	0	3—0—2	8—0—6	0	4—65—28	38—136—89
III—3	0	0—1—1	0	12—28—22	2—0—2	0	3—1—3	3—4—4	9—165—126	29—199—158
IV—1	0	0	0	5—0—5	0	0	1—0—1	0	6—106—72	12—106—78
IV—2	0	0	0	1—4—5	0	0	2—0—2	2—0—2	7—21—22	12—25—31
IV—3	0	0	0	0	0	0	0	0	0—41—29	0—41—29

・断線数の合計が破断素線本数より多いのは1本の素線で2ヶ所以上切れたのがあるためである。

注）・（ソケット内断線箇所数）—（ロープ部断線箇所数）—（破断素線本数）

は破断素線本数と大きく違うものがあり，これは85 φロープの方に著るしい。これは，85 φロープの方が，ロープの断面積に比べて，素線1本当りの断面積の占める割合が小さく素線破断時の振動エネルギーあるいは音量が小さいため，また，85 φロープの方が1本の素線に数ヶ所断線が生じているものが多く，1本の素線に2ヶ所以上断線した場合，断線時の振動エネルギーの減衰が大きくなって検出不可能であったため，さらに非常に短時間で数ヶ所で発生した場合，その断線は1回として記録されるため等が原因と考えられる。この断線検出率が低く，実際の断線数に一致しない供試体については，断線率を補正してロープの疲労強度を考える必要があり，次のような補正方法によることとした。即ち、図－7に示すように検出装置により得られた累積断線数と繰り返し数を両対数図上にプロットし，実線で示すような2本（又は3本）の直線で近似する。次に実際の断線数をプロット（△又は□印）して，その点から前述の直線に平行に点線で示す直線を引く。この点線を実際の累積断線進行状況とする。このようにして求めた補正後の断線率と繰り返し数との関係を表—8，図—8に示す。この表および図に基づいてロープの疲労強度を考察することにする。

イ)鋳込み温度の影響　素線の疲労強度は鋳込み温度に大きく左右されるという報告[2]もあるが，今回の試験ではその差は疲労強度のバラツキの範囲に入ってしまい，影響はほとんど見られなかった。これは，ロープをソケットに鋳込む場合，ソケットの熱容量が大きいため，素線の間に合金が入り込むうちに温度が急激に低下してしまうことなどのために460℃と480℃とでは素線への熱の影響がほとんど生じなかったためと思われる。

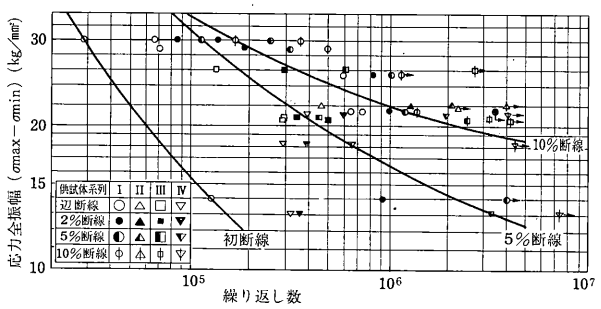


図—7　断線率の補正方法

ロ)ロープ径の影響　前述したような素線の破断分布状況などにはロープの構成等によると思われる差が生じてはいたが，初断線および2％断線率ではバラツキの範囲に入っており疲労強度に明りょうな差は生じていない。5％破断率では若干85 φロープの方が疲労強度の低下も見られるが，バラツキを考慮すれば有意な差とは考えられず60 φロープと同程度の強度を有すると考えてよい。

ハ)ソケット曲がりの影響　疲労試験時に取付角度が付いているソケットの口元から60㎜の位置でロープの横方向移動量を測定した結果最大2㎜の移動が生じ，このときの応力は1 kg／mm²以下と推定された。このことからも判るように，2～3°のソケット取付誤差はロープの疲労強度に有意な差を生ずることはないと思われる。

ニ)ロープの疲労強度　図—8に示したようにロープの疲労強度は非常にバラツキが大きいが，各断線率の下限を結んでみると実線のようになる。多数の素線の集合体であるロープの場合，初断線で疲労強度を考えるのは適当と言えない。そこで，鋼材の疲労強度と同様に5％破断確率で考えることにすると，ロープの疲労強度は，10^6回で16kg／mm²，2×10^6回で14 kg／mm²，4×10^6回で13 kg／mm²となる。



図—8　ハンガーロープの疲労強度線図

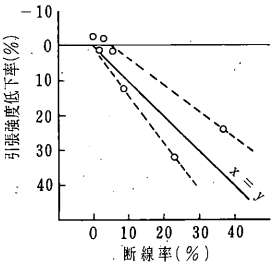
表—7　疲労試験線果

供試体記号	繰り返し数（×10^4回）					検出断線数(本)
	初断線	2％断線	5％断線	10％断線	20％断線	
Ⅰ—1	6.6	8.4	11.4	17.1	21.6	58
Ⅰ—2	2.8	14.0	25.0	36.7	69.4	115
Ⅰ—3	5.2	16.0	24.5	37.6	58.0	92
Ⅰ—4	13.0	91.0	400以上	←	←	8
Ⅰ—5	64.6	98.3	124.5	132.8	146.9	126
Ⅰ—6	72.6	199.5	347以上	←	←	5
Ⅰ—7	49.1	76.3	83.5	92.2	112以上	45
Ⅱ—1	223.以上	←	←	←	←	0
Ⅱ—2	47.5	124.3	208.0	389以上	←	16
Ⅲ—1	31.5	99.0	409以上	←	←	18
Ⅲ—2	22.1	100.4	376.4	389以上	←	21
Ⅲ—3	34.0	50.4	78.0	160.7	400以上	71
Ⅳ—1	29.0	40.0	61.0	96.0	330.0	105
Ⅳ—2	44.0	107.5	401以上	←	←	19
Ⅳ—3	38.0	631.0	731以上	←	←	26

表—8　補正後の継線率と繰り返し数

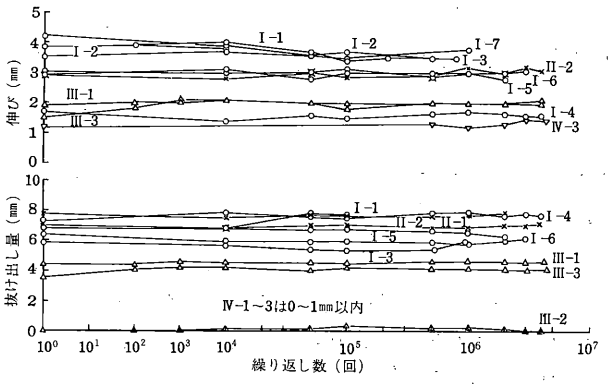
供試体記号	繰り返し数（×10^4回）				
	初断線	2％断線	5％断線	10％断線	20％断線
Ⅰ—1	6.6	8.4	11.3	17.1	21.6
Ⅰ—2	2.8	14.0	25.0	36.7	69.4
Ⅰ—3	7.0	18.8	32	49	74
Ⅰ—4	13.0	91.0	400以上	←	←
Ⅰ—5	64.6	98.3	124.5	132.8	1469
Ⅰ—6	72.6	347以上	←	←	←
Ⅰ—7	58	82	98	112以上	←
Ⅱ—1	223以上	←	←	←	←
Ⅱ—2	47.5	124	208	389以上	←
Ⅲ—1	28	49	240	409以上	←
Ⅲ—2	13.5	29	60	266以上	←
Ⅲ—3	28	34	45	325	400以上
Ⅳ—1	29	39	62	430以上	←
Ⅳ—2	38	59.5	190	401以上	←
Ⅳ—3	32	35.5	315	730以上	←

4）残留引張強度　疲労試験後断線を含んだ供試体について行った引張試験の結果得られた強度低下率は図—9に示すように，ほぼ断線率に比例しており，素線破断のない供試体は強度の低下はまったく見られなかった。



図—9 残留強度低下率(%)

5）ロープの伸びの変化およびソケットからの抜け出し量　図—10に疲労試験の間に行ったロープの伸びとロープの上下のソケットからの抜け出し量の合計を示す。伸びの基準長は60 φロープでは1.79 m，85 φロープでは1.72 mである。図—10に示すように，疲労試験中伸びは多少バラツキはあるものの，測定精度を考えると一定と見なすことができ，伸びの変化量は，弾性係数に換算して5％程度である。また，ロープの抜け出しについては，初載荷時に抜け出した後は荷重の繰り返しに伴なう変化はほとんどないと考えてよい。供試体毎の初期の抜け出し量の違いは，ソケット鋳込作業後のプリコンの有無による差であり，供試体ⅠおよびⅡはプレコン作業を行なっていないためである。



図—10　ロープの伸び，およびソケットからの抜け出し量の変化

4．結論

吊橋のハンガーロープとして用いられる太径ＣＦＲＣ形ストランドロープについて行った静引張試験および疲労試験によって得られた主たる結果をまとめると以下のようである。

(1)　静引張特性

(イ)各ロープ2本の引張試験結果はバラツキが少なく，切断荷重は保証切断荷重の10％～20％大きく，切断伸びは5％以上確保されている。

(ロ)ロープのより減り率は高々12％であった。

(ハ)弾性係数は初め1.4×10^4kg/mm²より小さいものもあったが，数回から数十回の繰り返し載荷により増加し，全て1.4×10^4kg/mm²以上を確保できた。

(ニ)引張試験によるロープ切断位置は60 φと94 φロープでは供試体中央，85 φロープではソケット部シージングワイヤ端部で切断した。しかし，これによる引張特性への影響はなかった。

(2)　疲労特性

(イ)ロープを構成する素線の疲労による切断状況を把握することができ，ロープの構造により断線状況が異なる。

(ロ)5％断線率の下限を基準とするロープの疲労強度は10^6回で16kg/mm²，2×10^6回で14kg/mm²，4×10^6回で13kg/mm²であった。

(ハ)ロープの疲労強度はバラツキが大きく，60 φと85 φのロープ径，ソケット鋳込温度の460℃と480℃の差，および3°までのソケット取付け角度の影響はない。

(ニ)疲労試験後のロープの残留引張強度の低下率は単に素線破断率に比例する。

(ホ)疲労試験中におけるロープの伸びの変化は微少であり，弾性係数に換算して約5％程度の変動である。

(ヘ)また，ロープのソケットからの抜け出し量の変化はほとんどない。

あとがき

本試験のうち，疲労試験は建設機械化研究所で実施され，静引張試験は新日本製鐵(株)および神戸製鋼(株)の協力を得て実施されたものである。関係諸氏に深く謝意を表する。

参考文献

1）ＨＢＳ　G3504　本州四国連絡橋ハンガー用ストランドロープ（案），本州四国連絡橋公団，1977

2）光島，川端：長大つり橋のハンガーロープ，Ｒ＆Ｄ，vol. 25, No. 1　1975年1月

3）ワイヤロープ便覧編集委員会：ワイヤロープ便覧，白亜書房，昭和42年，Ｐ323

4）Cullimore, M.S.G.：The Fatigue Strength of High Tensile Steel Wire Cable Subjected to stress Fluctuations of Small Amplitude, IABSE Publication, 32-I, 1972,

5）Edward, A.D. and Picard, A. ：Fatigue Characteristics of Prestressing Strand, Proc. of I. C. E., Vol.53, sept. 1973

6）広中，樋口，奥川：ロープの疲労試験時における断線検出について，第30回年次学術講演会概要集，Ⅰ—119，土木学会，昭和50年10月

神戸層水ジェット掘削試験

第一建設局垂水工事事務所　工事長　藍谷武紀

1．まえがき

海洋構造物は，その建設現場および構造規模によって設計，施工条件が特殊なものとなり，さらにそれが大型化すると施工方法が一段とむつかしくなる。当公団における海峡部吊橋の橋脚，アンカレイジについても大型構造物であるため，それぞれについて固有の苛酷な条件がある。この内蔵されている問題点を種々検討，解明，克服して施工計画を樹立して，その一部はすでに実施段階に入っている。

明石海峡大橋の基礎については，構造物の大きさ，水深，潮流等の条件が，その施工法の選定に当って，従来工法のほかに新工法についても研究開発する必要がある。その研究開発工法の一つとして，水ジェットによる基礎掘削施工法が現場および土質条件からみて有望視される。

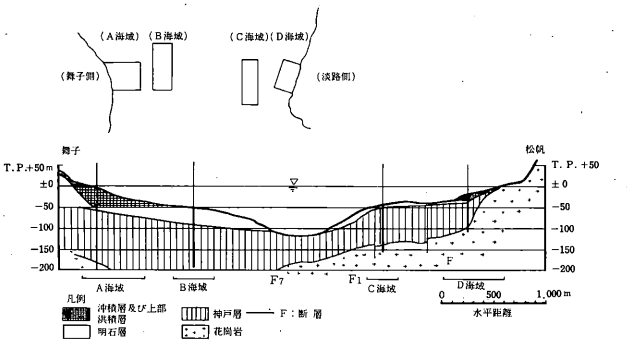
この工法については、昭和47年度に須磨区高倉山でセメントモルタルおよび風化花崗岩の掘削実験，昭和49年度に神戸市西神ニュータウン造成地内で明石層掘削実験，昭和50年度に神戸市垂水区西須磨台で神戸層掘削予備実験等を実施し，上記予備実験の成果をふまえて，昭和51～52年度にかけて神戸市垂水区東垂水町（ジェームス山）において水ジェットによる神戸層陸上掘削予備実験を実施した。この実験は，海峡部におけるオープンケーソンの施工を想定して行なった。実験の結果，最適な掘削諸元（噴射動圧，噴射流量，掘削方法，ピッチなど）は得られたが，今後現場で使用する場合，掘削規模のちがいによる機械の改良など若干問題は残っているが，一応実施可能の見通しは得られた。

ここでは，その実験で得られた成果の概要を報告する。

2．明石海峡の地質調査概要

2.1 調査経過

実験の対象となる明石海峡における地質調査は，昭和47年に概査ボーリングを行い，昭和48，49年度に本格的な精査ボーリングを行った。このボーリングは，主塔橋脚およびアンカレイジ付近の海域で行い，舞子側アンカレイジ（A海域）14孔，舞子側主塔地点（B海域）11孔，松帆側主塔地点（C海域）6孔，松帆側アンカレイジ（D海域）19孔を掘削した。その結果，得られた地質断面を図―1に，地質層序を表―1に示す。



図―1　明石海峡地質縦断面図

表―1　明石海峡地質層序数

層序＼各海域の水深，地層の深さ					A海域	B海域	C海域	D海域
時代			地層	記号	水深 0～15m	46m	40～45m	5～20m
新生代	第四紀	完新世	沖積層	Al	層厚 40～50m	2m以下	5～15m	1～20m
		更新世	上部洪積層	Du				―
			明石層（大阪層群下部／明石累層）	Ak	10～15m	40～45m		0～18m
	第三紀	鮮新世						
		中新世	神戸層（神戸層群最下部／多井畑累層）	Ko	110m	160m	80～95m	0～53m
中生代	白亜紀		花崗岩	Gr				

2.2 調査海域付近の地質状況

各海域に分布する地層は表―1に示したとおりであるが，それぞれの特性を略述するとつぎのとおりである。

(1)A海域：調査地点は舞子海岸より沖合300m付近で，水深0～13mの平坦面に位置する。

1)沖積層および上部洪積層：海底面よりT.P―30～50m付近にわたり分布し，T.P―35m付近では締りの悪い礫混り砂（N値30前後，Esp値400kg/cm²以下）で，これよりT.P―45m付近までは青灰色のシルト～粘土層と砂層の互層（N値4～10，Esp値400～600kg/cm²，透水係数10^{-4}～10^{-5} cm/s）となっており部分的に極端に軟弱化している。

2)明石層：TP－45～60m付近に分布し、玉石混り砂礫層で礫分40%，粘土，シルト分が20%（Esp 値600～1100kg/cm²，透水係数10^{-5}～10^{-6} cm/s）となっている。

3)神戸層：T.P―60～170m付近に分布し，細粒～中粒砂岩を主体として，泥岩との互層（Esp値400kg/cm²以上，qu10kg/cm²以上）となっている。

(2)B海域：調査地点は舞子海岸より沖合1100m付近で，水

深45～50mの位置である。明石層がＴＰ－50～95m付近にわたり分布し，小～中礫を主とする砂礫層(Esp値平均1000kg/㎠）である。

(3)C海域：調査地点は松帆海岸より沖合1200m付近で，水深40～44mの位置である。

1)沖積層および明石層：海底面より5～15mの厚さで褐灰色の砂礫を主体とし粘土混り砂礫も部分的に混ざり(Esp値750kg/㎠以下)B 海域に比べかなりルーズである。

2)神戸層：TP－46～58m付近よりTP—140m 付近に分布し泥岩と砂岩の互層(Esp値TP—75mまでは1000～3500kg/㎠，それ以深では3000～7000kg/㎠，quTP—100mまでは15～60kg/㎠，が多いがT.P—60mまでの浅い部分では3～7kg/㎠）となっている。

(4)D海域：調査地点は松帆海岸より沖合400m付近で，水深0～20mの位置である。

1)沖積層：陸側より400～500m沖側まで分布(Esp値100kg/㎠，透水係数10^{-2}～10^{-3}cm/s)している。

2)明石層：T.P－45m付近まで分布し，粘土混り砂礫層で所々砂層を挟み（N値平均40）B海域よりややルーズである。

3)神戸層：T.P－10mから最深部のT.P—90mにかけ最大層厚53mで沖側に向って不整合面がかなり傾斜している。アルコーズ粗粒砂岩を主とし部分的に細粒砂岩，泥岩を挟在し全体的に固結度が低い(Esp値1000～3500kg/㎠，qu1～13kg/㎠であるが3kg/㎠前後が多い)

4)花崗岩：海岸より沖側に向ってT.P－90mとかなり不規則に傾斜分布しており，全体としては比較的新鮮で風化部は3m程度である。

3．神戸層水ジェット掘削実験

3.1 実験概要

今までにも水ジェット掘削実験が種々行われたが，その実験結果の概略を記すとつぎのとおりである。

1)水噴流の気中放出と水中放出を比べた場合，気中放出では噴射距離(L)＝300mm程度まで一定の動圧を保っているが，水中放出の場合L＝60～160mm以遠では指数関数的減衰曲線を示す。

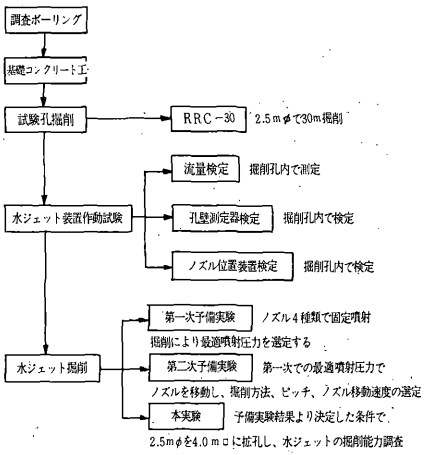
2)垂直ノズルよりも水平ノズル噴射の方が効率的である。

3)複数個のノズルを同時噴射しても相乗効果による掘削効果はない。

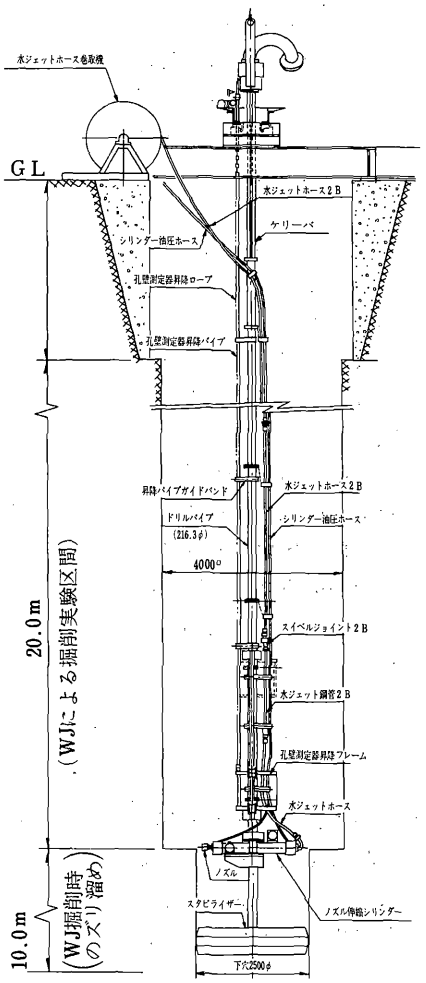
4)掘削能力を増加するには，有効要因として噴射流量（Q_o），噴射距離（L），および噴射動圧（Po）などがある。

以上のことをふまえて水ジェット掘削実験を行った。

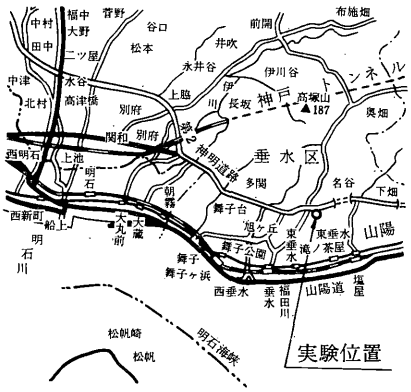
明石海峡大橋下部工の施工法の一つにオープンケーソン工法がある。ケーソンを支持地盤の神戸層まで掘削，沈下させる場合に問題となってくるのが大深度での刃口部および隔壁部の掘削である。そこで今回の実験は，まず大口径ボーリングマシン（口径2.5m）によって深さ約30m掘削した後，下孔10m部分は掘削ずりだめとして使用し，それより上方20mの区間を水ジェットにより拡孔するようにした。本実験に至るまでの実験フローは図—2のとおりである。この場合，ケーソン刃口部および隔壁部の掘削条件を設定して，4.0m角に拡孔する場合の水ジェットの掘削能力とノズル伸縮による角形ケーソンの隅角部掘削の可能性の調査を行った。（図—3）



図－2　神戸層掘削実験フロー



図－3　神戸層水ジェット掘削実験



図—4　神戸層水ジェット掘削実験位置図

3.2 実験場所と地質

実験場所は陸上部において神戸層が露出している図—4に示す神戸市垂水区東垂水町字高丸（ジェームス山）を選定した。

地質調査結果を，図—5に示す。ボーリング（GL—34mまで）の範囲では砂岩と泥岩との互層を呈し，西南へ約5度位の勾配で傾斜している。

確認された砂岩は6層，泥岩は4層でそれぞれ上位からS_1～S_6，M_1～M_4と命名した。水ジェット掘削の対象となる地層は，砂岩がS_3～S_5，泥岩がM_2～M_3である。これらの室内試験結果と岩相，風化亀裂の状態を地層別に表—2に示すが，明石海峡部に分布する神戸層と比較するとつぎのとおりである。

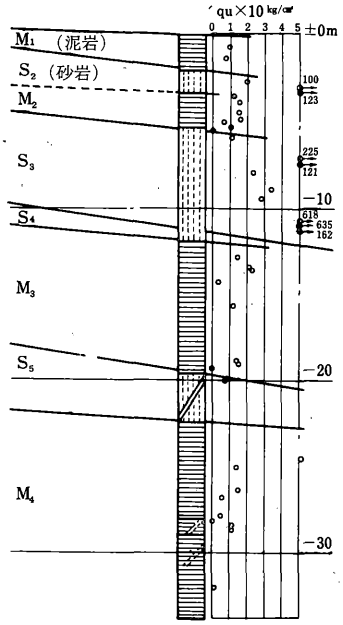
1) 岩相：海峡部より亀裂面の酸化は多いが，それを除けば同じである。

2) Esp値：表層付近の軟質部およびS_5を除き，海峡部の一般的な値の下限に近い。

3) qu　：海峡部で得られた値の極めて高い部分に相当する供試体がS_5に存在する。泥岩のqu値はA，D海域の泥岩でえられた値と一致する。

3.3 水ジェット掘削第1次予備実験

水ジェット掘削第1次予備実験（昭和52年4月）では，最適噴射圧力を選定するために4種類のノズルにより固定噴射掘削を行った。その実験条件については表—3に示す。掘削時間と掘



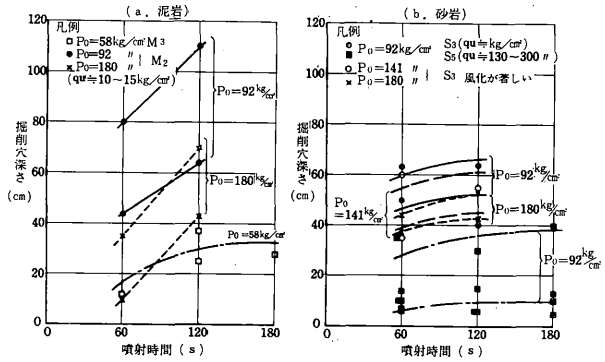
図—5　ボーリング柱状図

表—2　神戸層水ジェット掘削実験場の地質

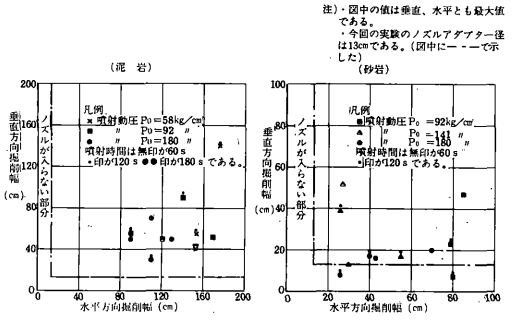
地層名	深　度 (GL−m)	層　厚 (m)	岩　　相
M_2	3.4 ～ 5.4	2.0±	凝灰質の軟い泥岩，下部は砂質泥岩S_2との境界付近に暗褐色の有機物に富む層を挟む
S_3	5.4～ 11.0	5.6±	上部は泥質で軟質，中部GL−7.0～−8.0m非常に硬質，下部は中硬質な細～中粒砂岩。GL−8～−9m間GL−10m付近は亀裂多く，面は酸化
S_4	11.0～ 12.1	1.1±	地層区分としてはS_3に含まれるもの（S_3との境界は不明瞭）φ2～20mmの礫を含んだ中硬～硬質の粗粒砂岩
M_3	12.1～ 19.75	7.65±	凝灰質軟～中硬質の泥岩が主，所々厚さ0.5m程度の砂質泥岩を含む
S_5	19.75～ 22.6	2.85±	M_3との境界付近で非常に軟質だが，それ以深は硬質の含礫粗粒砂岩，最大礫径φ60mm以上上部は亀裂面の酸化が多い。
M_4	22.6～	11.4±	最上部は植物化石を含む軟質泥岩，その下部はシルト岩に近い泥岩。GL−23.4～−24.7m間"石化"進行し，非常に亀裂多い。GL−25m付近厚さ2m位の細粒砂岩を挟み，25.5m以深は部分的に砂質泥岩を挟む。

表—3　実験条件一覧表

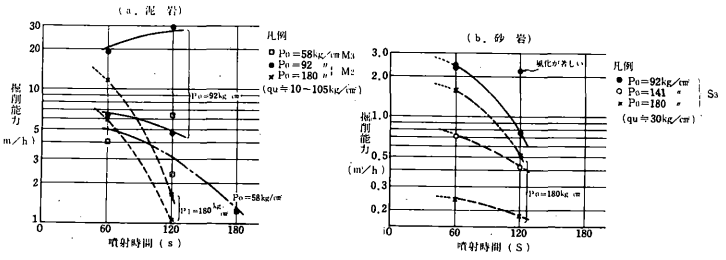
地　　質	砂岩(S_3～S_5)，泥岩(M_2M_3)	砂岩　S_3
噴射方法	固　　定	エアー併用固定
噴射動圧kg/cm² (噴射流量m³/min)	58，92，141，180 (1.5)(1.0)(0.6)(0.3)	92 (1.0)
空気量　m³/min (空気圧　kg/cm²)	——	6.3　7.3 (3.2)(2.5)
噴射時間S	60　120　180	
条件数	57	12



図—6　噴射時間と掘削穴深さ



図—7　固定噴射による掘削巾



図—8　噴射時間と掘削能力

削能力の測定結果は図6～8に示す。噴射時間は，これまでの水ジェットに関する諸研究結果を参考に決めた。

第1次予備実験結果から得た事項を次に示す。

1)噴射動圧Poは，掘削穴深さ，掘削幅，掘削能力のいずれの場合でも92kg/cm²（P_1=120kg/cm²)が優れている。

2)砂岩の掘削では，噴射時間が60秒，120秒で掘削穴深さに差はないが，泥岩の場合は120秒以上でも掘削穴深さが伸びる傾向を示している。

3)掘削幅は砂岩，泥岩とも60秒程度で一定の大きさになり，それ以上時間を増加しても効果がない。また水平方向の方が垂直方向の掘削幅より大きい。

以上の結果より，第1次予備実験の目的である最適噴射動圧(Po)は，Po=92kg/cm²となる。この噴射動圧は，掘削対象物によって適当な値が存在するが，最低の噴射動圧は，これまでの実験結果によるとPo≧qu　といわれている。[1] 土質工学会の報告書によると，[2] 明石海峡部における神戸層の地盤特性モデルはqu≒30kg/cm²および60kg/cm²となっているので，当然100kg/cm²程度の噴射動圧は必要である。

3.4 水ジェット掘削第2次予備実験

水ジェット掘削第2次予備実験（昭和52年5月）では，第1次予備実験の結果得られた最適ノズル（ノズル口径Do=12.63mm，噴射動圧Po=92kg/cm²）を用い，ノズル移動噴射で掘削を行った。実験条件は表—4に示す。

連続移動噴射：ノズルを連続的に回転移動させ孔の周囲を掘判する方法（図—9）

固定伸縮噴射：ノズルを固定し，その位置でノズルを伸ばしながら所定の位置まで噴射掘削を行い，終了後ノズルを縮め次に移動してあるピッチを取り，再度掘削する方法（図—10）

これらの実験結果を図—11～15に示す。

1)固定伸縮噴射の場合，水平ピッチが40cm，垂直ピッチが30cmでほとんど掘削できる（図—11）

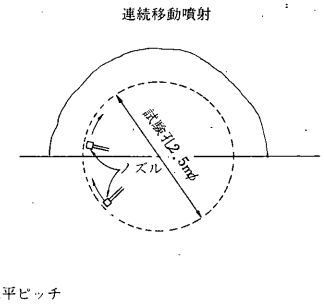
2)固定伸縮噴射（押出し速度0.5～1.5cm/s）の場合は，砂岩で最大掘削深さ30cm，泥岩で25cm程度まででそれ以上はノズル（ノズルホルダーを含め噴射管径13cm φ）が壁面に当り掘削不可能となった（図—12）

3)S_3（qu≒30kg/cm²）の平均掘削深さは，ノズル移動速度u=0.3～2 cm/sで60～40cm程度，硬質砂岩S_5（qu≒130～300kg/cm²）は約10cmである（図—13)。S_5の砂岩をpo=180kg/cm²（Q_0=0.3m³/min）とPo=92kg/cm²（Q_0=1.0m³/min）で掘削能力を比較したが大差はなかった。

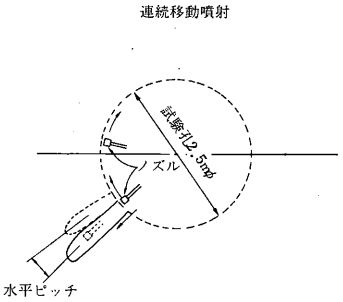
4)砂岩の連続移動噴射で掘削穴相互間の掘り残しのでる確率は垂直ピッチ50cmで40%程度，30cmで10%，10cm

表—4　実験条件一覧表

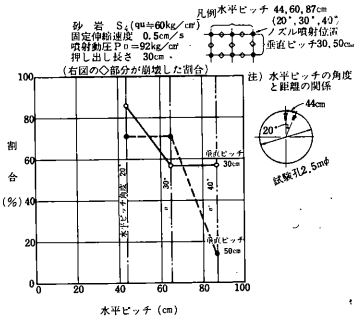
地　質	砂岩(S_3～S_5)，泥岩(M_3)	
噴射方法	連続移動	固定伸縮
噴射動圧(P_0) kg/cm² [噴射流量(Q_0)m³/min]	92 [1.0]	180 [0.3]
移動押出速度 cm/s	0.3, 0.6, 2.0	0.5, 1.0, 1.5
垂直ピッチ cm	砂岩, 10, 30, 50 泥岩, 50, 70, 90	砂岩, 30, 50,
水平ピッチ cm	—	砂岩, 44, 65, 87
条　件　数	32	24



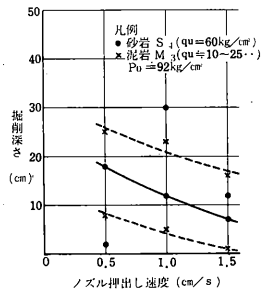
図—9　連続移動噴射



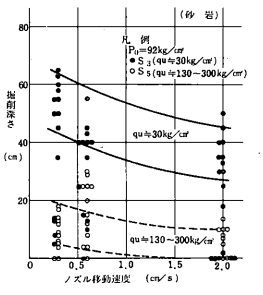
図—10　固定伸縮噴射



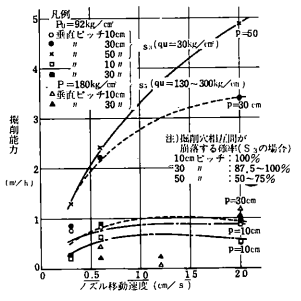
図—11　固定伸縮噴射の相互関係



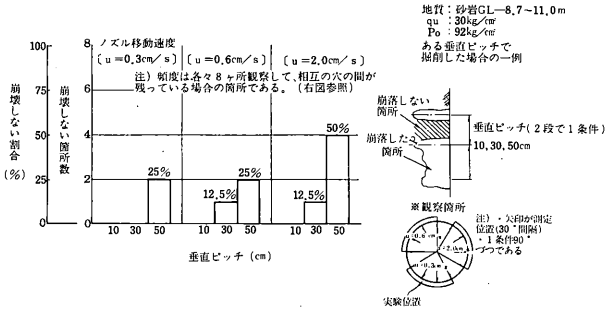
図—12　ノズル押出し速度と掘削深さ



図—13　ノズル移動速度と掘削深さ



図—14　ノズル移動速度垂直ピッチと掘削能力



図—15　掘削穴相互間が崩壊しない頻度

で0％である（図―15）。実験の結果ではピッチ50cmが最大能力を示しているが，切拡げ掘削の場合には崩壊しない箇所の再掘削が必要となり本実験では能力が低下すると考えられる（図―14）。泥岩についてもピッチ90cm，70cm，50cmで掘削を行ったが，同様の傾向を示した。

5)以上より，本実験は連続移動噴射を採用し，砂岩は垂直ピッチ 10～30cm，移動速度 0.6～4 cm/s，泥岩は垂直ピッチ 50～70cm，移動速度 1～4 cm/sを目安として水ジェット掘削本実験を行うことにした。

表―5　実験条件一覧表

地質	砂岩(S_3, S_4)	泥岩(M_3)
噴射方法	連続移動	
噴射動圧(P_1) kg／cm²	92	
[噴射流量(Q_2)m³/min]	[1.0]	
移動速度 cm/s	1.2, 2.0, 3.0, 4.0	1.0, 2.0, 4.0
垂直ピッチ cm	10, 20, 30	50, 70
条件数	13	7

3.5 水ジェット掘削本実験

水ジェット掘削本実験（昭和52年6月～昭和52年7月）は，第2次予備実験より「連続移動噴射」が最適工法と考えられ，表―5に示す実験条件で2.5mφ掘削孔から4 m角に拡孔掘削を行い，水ジェット掘削の実用的能力を求めた。ノズル移動速度と掘削能力の関係を図―16に示し，本実験の掘削跡を図―17に示す。

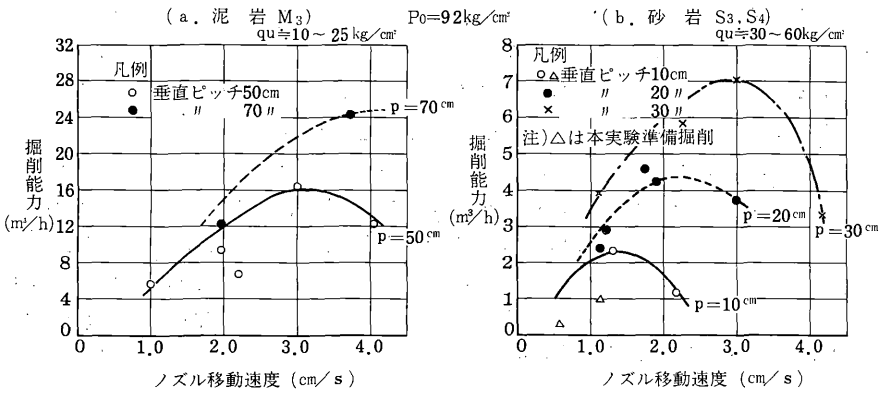
本実験により得た成果はつぎに述べるとおりである。

1）泥岩掘削の最適条件は，ノズル移動速度 u ≒ 4 cm/s，垂直ピッチ p ≒70cmであり，砂岩は u ≒ 3 cm/s，p ≒30cmである。この時の掘削能力は，泥岩で約24m³/h，砂岩で約7 m³/hを泥岩は砂岩の約3倍の値を示している。（図―16）

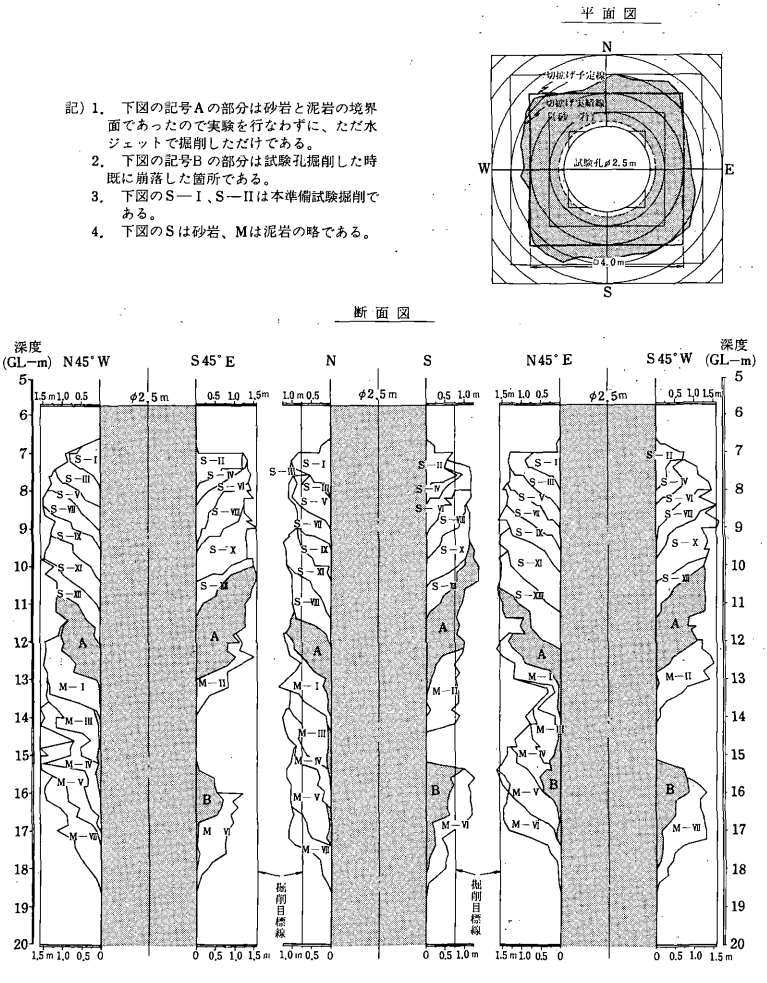
なお，垂直ピッチを上記以上の値にすると切り残しができ，再掘削する必要がある。ただし，岩の強度，亀裂等の影響によって前記の値にいくらかの変動があると思われる。

2)泥岩は，掘削時間の割合が4 mφ 拡孔掘削40％，隅角部掘削60％で，砂岩は前者が53％，後者が47％である。これに対し掘削能力は，泥岩の場合4 mφ拡孔掘削12.5m³/h，隅角部掘削11.5m³/hで，砂岩は前者が4.9m³/h，後者が3.0m³/hで隅角部の能率の悪い原因としては，掘削に手間がかかることが挙げられる。

次に，本実験の掘削方法として選定した連続移動噴射方式に



図―16　ノズル移動速度と掘削能力



図―17　本実験の掘削跡

ついて，いくつかの問題点がある。すなわち，

1)段切式にしないと掘削ズリが下に落ちないで残り，ノズル押し出し，回転を邪魔して拡幅ができなくなる。

2)段切式で掘削する場合，水平の連続移動噴射では地質の変化および亀裂の走向と傾斜の影響で岩盤の切り残しができることがある。この部分を掘削するには，垂直にノズルを移動させる方法が有効であった。

3)拡孔掘削までならば，連続移動噴射が有効であるが隅角部を掘削するには，ノズルの伸縮と連続移動を組合わせた方法および垂直連続移動掘削が有効であった。

4)連続移動噴射掘削を行った時，一様な掘削深さにならず，部分的に切り残しがあったが，その部分の固定噴射掘削が有効であった。

表—6　水ジェット掘削実験のまとめ

項目	実験結果	
	砂岩(qu=30～60kg／cm²)	泥岩(qu≒10～25kg／cm²)
噴射動圧　P_j (kg/cm²)	100	
噴射流量　Q_0 (m³/min)	1.0	
拡孔する場合の掘削方法	段切式による連続移動掘削	
ノズル移動速度 u (cm/ s)	3	4
垂直ピッチ　p (cm)	30	70
最大純掘削能力(m³／h)	7	24

4．水ジェット掘削実験結果の総括

水ジェット掘削実験結果から得られた事項は表—6に示す。なお今後，施工上の問題として得られたものはつぎのとおりである。

1) 掘削機械について

今回の実験はリバース掘削機で2.5mφ，掘削後，水ジェットによる4.0m 角の拡孔掘削が可能であった。しかし明石海峡大橋の下部工施工に対しては掘削規模が大きいので，現有掘削機械の大型化の改造または新規製作が必要となる。

2)ズリ排出方法について

水ジェット掘削によるズリの非出方法について地盤の亀裂の影響で1 m程の岩塊が多数出てきた。

これらの排出方法として，掘削機に水ジェット装置を組込み，水ジェット掘削ズリを掘削機により破砕しエアリフトまたは，サクションポンプで排出するか，水ジェット掘削終了後，ハンマーグラブかクラムシェル等で排出する必要がある。

3)水ジェット回転駆動装置の取付位置について

ノズルを最低180°回転させる設備が必要であり，掘削深さが深くなると，回転駆動装置の取付位置を考慮する必要がある。

4)その他

ノズル位置と掘削跡（孔壁測定）とを同時記録できれば，掘削状況が把握でき掘削能率の向上にもなる。

以上述べてきたように本水ジェット掘削実験は種々の事前予備実験の成果をふまえて実施したもので，ここでは水ジェット掘削機に関する事項については一応実用の見通しを得ている。　残る問題点は現場における使用上に関するものであり，これについては昭和53年度より実施する舞子沖地質調査において解明しょうとしている。

〔参考文献〕

1)水ジェット掘削実験結果の検討報告書その1検討およびとりまとめ
建設機械化研究所　昭和52年2月

2)明石層，神戸層に関する基礎地盤検討報告書
土質工学会　昭和50年3月

神戸層載荷試験

第一建設局建設第一課長　高橋幸蔵
第一建設局計画課　有田　稔

1．はじめに

明石海峡大橋建設が計画されている神戸，舞子～淡路島，松帆を結ぶルート付近の地質層序および地質構造は，表—1，図—1に示すとおりであり，下部構造の基礎として，花崗岩，神戸層および明石層が対象となる。

1.1 過去の調査

これまで，海上ボーリングによって基礎位置の地質を明らかにするとともに，それぞれの地層の工学的特性をも把握するため，同一地層と見なしうる陸上部の地層で数多くの岩盤試験を行ってきた。（表—2）。このうち神戸層、明石層については，支持力の推定，海底地盤の比較のためのコア試験値との相関性、載荷幅の寸法効果などの解明を試みた。なかでも神戸層は，岩質の強度差以外に陸上風化による劣化など，極めて局地的な変化に富み，試験によって得られた数値は，直接的に設計数値として採用し難いものであるが，軟岩としての神戸層は次のような性質をもつことが定性的に明らかになっている。

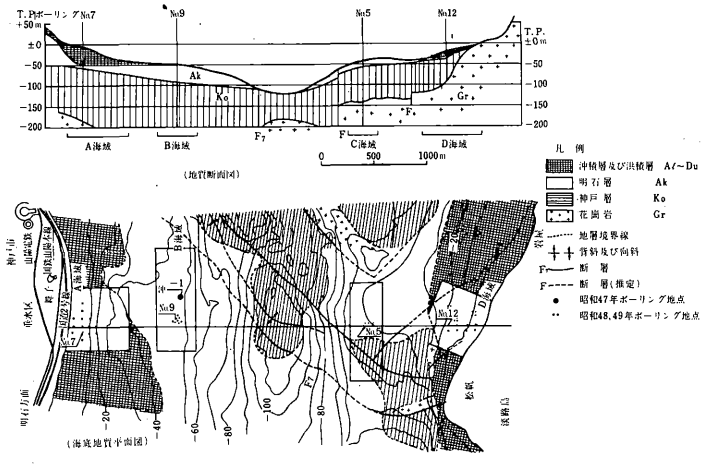
1） 岩盤ランクが低い岩盤では，低い荷重段階から、載荷板の周辺部に亀裂が発生する。
2） 岩盤ランクが比較的高い岩盤では，降伏荷重段階Py前後より亀裂が発生し，破壊荷重P_ℓに達して急激に増加する傾向がある。

表—1　明石海峡地質層序表

時代			明石海峡	舞子側陸上部	松帆側陸上部
新生代	第四紀	沖積世	沖積層	沖積層	沖積層
		洪積世	上部洪積層	段丘堆積層	段丘堆積層
			明石累層（明石層）	明石累層（明石層）	淡路累層
	第三紀	鮮新世	神戸層	神戸層	多井畑累層	岩屋累層
中生代	白亜紀		花崗岩	六甲花崗岩	岩屋花崗岩

3） 降伏荷重Pyは破壊荷重P_ℓの60～70%に見出されるとともに，発散性のクリープが生じる。
4） ほぼ同一ランクの岩盤であっても，泥質岩の方が砂質岩より変形係数Esが大きい。しかし，破壊荷重は砂質岩が大きい。
5） 同一ランクの砂質岩は泥質岩に比べて強度，変形係数ともバラツキが少い。
6） 既存の分離面が破壊につながる場合，載荷幅の寸法によって影響の受け方が異る。
7） 降伏荷重Py，破壊荷重 P_ℓとも載荷板の寸法が150cm以下の範囲では，寸法効果は認められない。
（局地的変化が激しいので，論ずるだけのデーターが無い。）

などであるが，特にPyがP_ℓの60～70%に出現することは，設計上の安全率の目安を見出し得たことであり，既存の分離面は，大きな基礎幅では等質な岩盤として取りあつかえる可能性があることなど貴重な知識を得たものと評価される。



図—1　明石海峡地質図

1.2 試験の目的

明石海峡に分布する神戸層は岩相と工学的特性に大きなバラツキがみられる。過去の調査はボーリング孔を利用した孔内載荷試験と速度検層およびボーリング時に得られたコアによる岩石試験等の間接的な試験を主体としてきた。

コアによる岩石試験は形状による制約のため，すべての岩石を網羅できないのと同時に掘削による攪乱や応力の解放あるいは，採取から試験実施までの時間経過による物理的変

化等の要因により，試験結果の評価とこれに基ずく地盤定数の決定には未だ問題が多い。

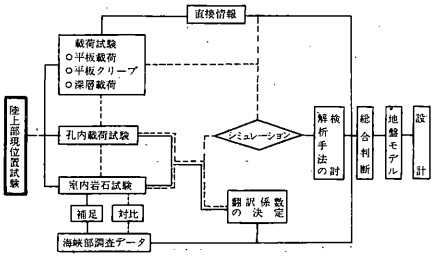
一方，孔内載荷試験による変形係数は相対的な地盤の工学的特性の判断には有力な測定値であるが，この値から直接地盤の変形係数や，剪断定数を求めるにいたっていない。

特に現在のところ孔内載荷試験による変形係数と室内試験による剪断特性値との間には有意な相関性が認められず、設計用の地盤モデルを作成するのが困難な状態であった。

表—2　既往地質調査一覧

調査年	調査内容	備考
昭和32～38年（建設省，国鉄）	1.音波探査，陸上部地質踏査，潜水観察 2.海上ボーリングによる第1次地質精査	
昭和39～44年（本四連絡道路調査事務所）	1.海上ボーリングによる地質精査，音波探査，潜水観察 2.陸上部試錐および現位置各種載荷試験，各種室内試験 明石層(高丸陸地区他5地点) 神戸層(ジェームス山，下畑地区他)	イ垂水—岩屋ルートが主 ロ現位置載荷試験…明石層，神戸層対象，小型～2000 t 大型載荷試験（明石層，神戸層）大型直接セン断試験，高速載荷試験等実施 ハ昭和44年，調査結果総括作成
昭和45～（本四公団）	1.海上ボーリングによる地質精査，音波探査，潜び各種室内試験　および 2.海上ボーリングによる地質精査と各種室内試験 3.ニューマチックケーソン内明石層現位置載荷試験 4.神戸層現位置載荷試験と各種室内試験 5.陸上部(舞子，松帆)ボーリングによる地質　精査と各種室内試験 6.C海域音波探査	沖—1，2の2本……昭和47年 B,D海域…昭和48年 A,C海域…昭和49年 神戸市垂水区海岸通り地区…昭和48年，載荷試験（φ30～100cm），直接セン断，プロックシャおよび大型三軸試験等 神戸区垂水区下畑町住住住宅造成地内　生 松帆……昭和50年度　　ック 舞子……昭和51年度

今回実施した現位置試験は地盤内に生ずる応力～ひずみ状態を立体的にとらえ，岩石試験のデータや孔内載荷試験による変形係数をどのようにアレンジすれば試験結果のシミュレートが可能であるかをチュックし，実構造物の支持力，変形の解折手法を検討するとともにすでに得られている海峡部のデーターを翻訳し，設計に必要な地盤モデルを作成することを目的としている。（図—2）



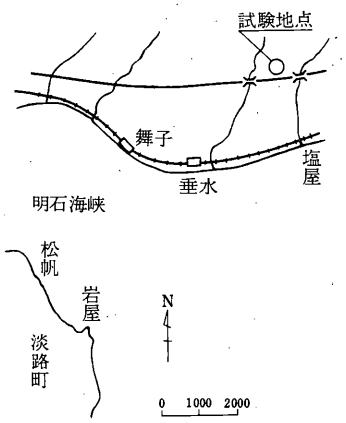
図—2　現位置試験の位置づけ

2．載荷試験

2.1 試験地点の地質

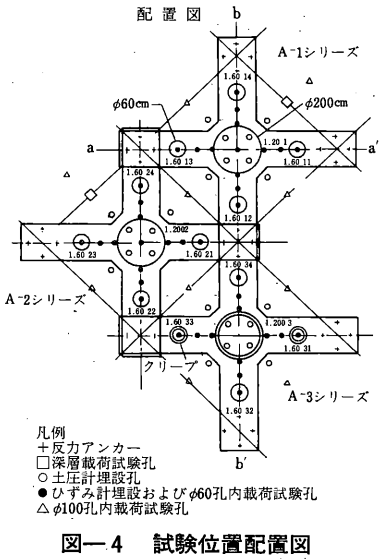
試験位置である神戸市垂水区下畑町は標高60～150 m程度の丘陵地であり，現在，宅地造成中である。(図—3)

この附近の神戸層は，上位の白川累層と下位の多井畑累層に大別されるが，試験地点に分布する砂岩泥岩類は明石海峡海底に分布する多井畑累層に相当するものと思われるが，層序的にはかなり上位のものと考えられている。



図—3　試験地点位置図

平板載荷試験の位置決定後（図—4）、テストボーリングが実施され，孔内載荷試験、コア試験を行い、また載荷試験後，テストピット堀削によって地層確認を行い，地層断面図を作成し（図—5），地盤解析に用いる地盤モデルの基本とした。当初の予想より層相変化が激しく諸測定値のバラツキが大きいが，明石海峡海底部の地盤と比較した場合，岩盤ランクの低いものに相当し，特に孔内変形係数Esbが極端に小さい。

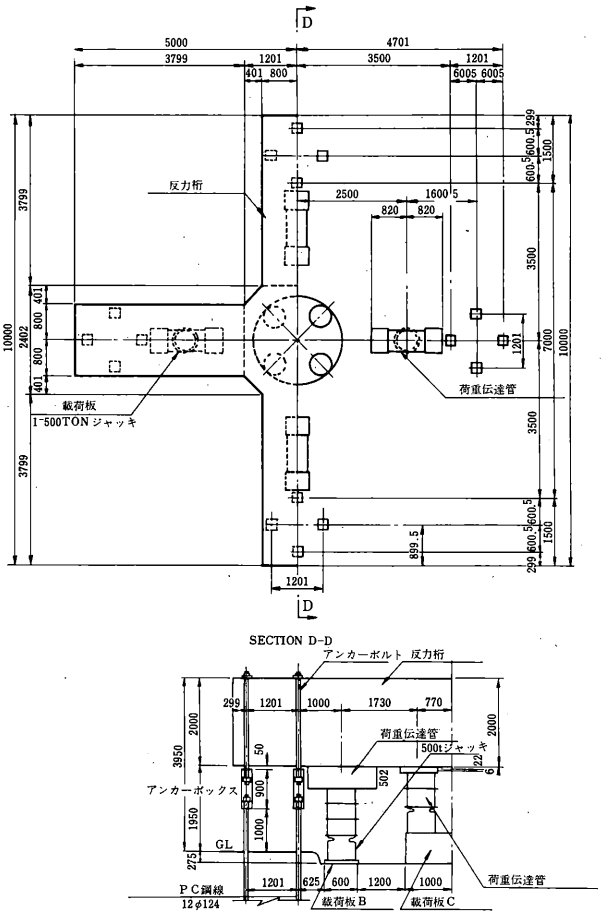


図—4　試験位置配置図

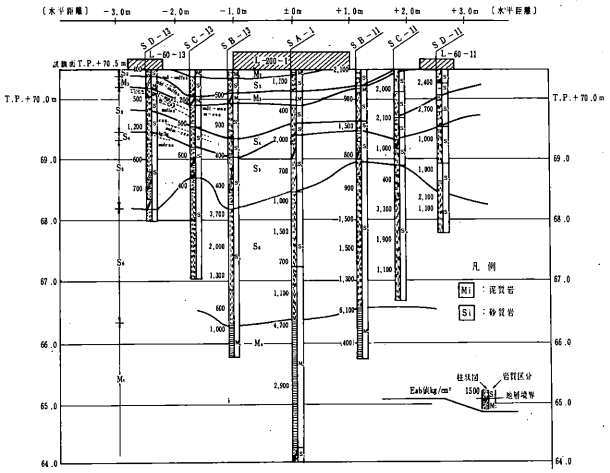
2.2 試験準備および仮設

2,2,1　表土の剝ぎ取りおよび載荷板のセット

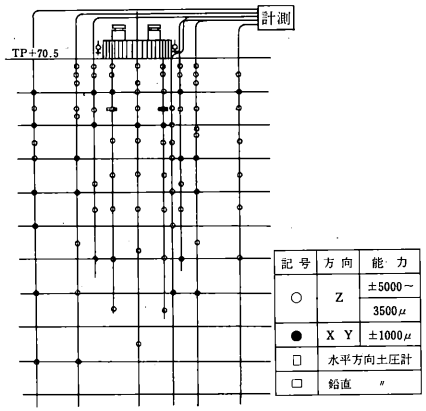
試験地点の地盤高は凡そT.P.＋72.0m前後に造成されていたが，表層はスレーキングが激しく，殆んど土壌化



図—6　載荷装置



図—5　AI地質断面図(SD11～SD13断面)



図—7　計測器配置図
(A—2シリーズ)

していた。このため表層地盤の状況を確認観察するため約0.5mの第一次掘削を行い，この時点で載荷ポイントを決定した。

アンカー及び計器埋設後，更に0.5mの第二次掘削を行い以後のスレーキングを防ぐためこの面をセメントモルタルによって全面被覆した。

載荷面はこの面より更に0.5m掘り下げT.P+70.5mとした。すべてノミ、タガネ等を使った人力掘削である。完全に平坦に仕上げることは不可能であり，2～3cmのセメントペーストを打設後，載荷板をセットした。掘削中ば直射日光を極力避け，スレーキングさせないよう配慮したが，完全は期し難く表層部が泥質の部分ではやや劣化したものも認められた。

2.2.2 仮設

(1)　反力用アンカー

載荷装置は図—6に示すとおりである。

十字桁の4つの端部にそれぞれ4本，計16本のアンカーを打設する。

使用する設計耐力が2000tであり，アンカー1本当りの設計定着力は120t/本であるが，安全を考慮して170t/本の許容定着力とした。地盤とアンカーの附着力をfmax=80t／m²と仮定して，アンカー径φ=115mm，定着長ℓ=12.0m(但し，上部3mは非定着部とするため全長ℓ'=15.0mとなる)、φ12.7mmP.C鋼より線12本入りを打設し，一週間後最大150t／本の引張り試験によって定着力を確認するとともに伸び，非定着部の完全縁切り等のチェックを行っている。

(2)　架台および桁組み立て

第二次掘削，モルタル打設後，桁受け用架台をセットし，この上に5つの部分に分けられた十字桁を順次組み立てる。(図—6)接合部は添接板を用い高力ボルトをインパクトレンチによって一定の力(6.5t—m)で締めつけて行われた。なお，A—1シリーズ終了後は大型クレーン車によって組み立てたまま移設を行った。

桁組み立て後，すでに打設されたアンカーと桁を接合する。接合はアンカーボックスにPSアンカーのPC鋼線をフレシネーコーンで固定し，これをアンカーボルトでつり下げることによってなされる。

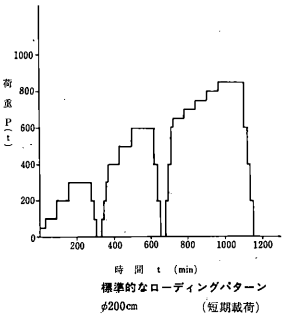
2.2.3 計器の埋設

(1)　埋設位置と深度

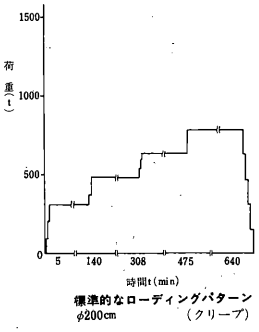
計器埋設位置と深度は図—7に代表的なものを示した。

(2)　充填材

地盤内のひずみが的確に測定されるためには，ひずみ計が地盤と一体となって動くことが重要であって，その



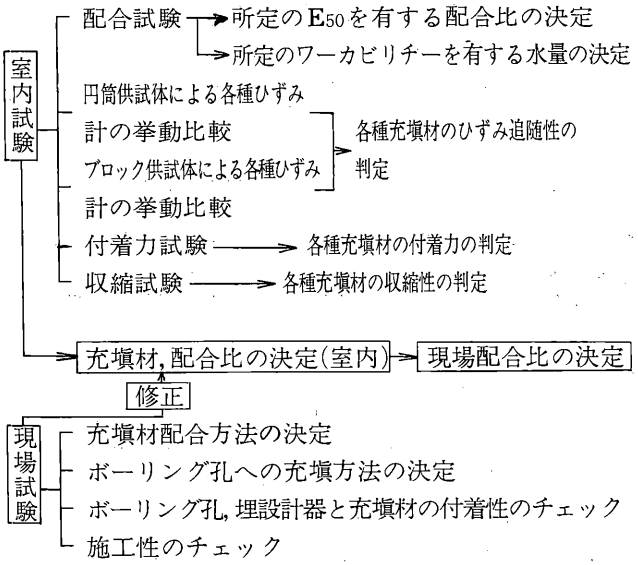
図—8　標準的なローディングパターン(短期載荷)



図—9　標準的なローディングパターン(クリープ)

ためには孔内充填材が周囲の地盤と同様な特性を持っていることが望ましいので，最も適当な充填材を得るため，充填材材料として（石コウ＋硅藻土），(アルミナセメント＋フライアッシュ），(アルミナセメント＋硅藻土）について比較試験を実施した。

充填材試験フローチャート



神戸層のブロック供試体に埋込んだひずみ計は，ダイヤルゲージの測定値の75%以上のひずみ追随性があり，(石コウ＋硅藻土）系は（アルミナセメント＋フライアッシュ）系にくらべひずみ追随性においてやや劣るが付着試験の結果は後者にくらべて優れているため現場配合比，（石コウ：硅藻土：水）＝1：0.25：1.06として使用した。計器の埋設方法は先端に錘りをつけ，つるし柿状にセットされた計器群を充填材で満された孔内に静かに挿入する方法をとった。（テストピットでの観察によって，この方法で良好な埋設状況にあることが確認された。）

(3)　載荷方式および計測システム

A—1，A—2シリーズの載荷方式は，図—8に示したローディングパターンを標準としたが，A—3シリーズでは地盤のクリープ特性を知るために，図—9に示した一定荷重を長期間載荷するクリープ試験を行った。計測システムは図—10に示した。

2,3 試験結果

A—1，A—2シリーズの試験結果をまとめたものが表—3である。各載荷試験において地盤内ひずみと載荷板の沈下量の測定がなされ，荷重と沈下量，時間と沈下量，載荷板直下の縦ひずみ分布をプロットして変形係数E_ℓ降伏荷重Py，最大（極限）荷重Pmax を求めた。

A—3シリーズでは地盤のクリープ特性を把握するためクリープ試験を実施したが，地盤状況が異なったため，載荷パターンをそれぞれ変化させて整理した。結果を表—4に示した。

最終的には，計器埋設孔のボーリングコアと試験後のテストピットの観察によって各地点毎の詳細な地盤状況を確認したが試験結果はこの地盤状況と密接に関連する。特に載荷板直下に劣化部（弱面）がある場合は、変形，耐荷力ともに大きな影響を受け偏心や側方移動が顕著となる。また地盤内ひずみもこれらの影響を受けたことが

表—3　載荷試験結果一覧表(φ60，φ200)

シリーズ	No.	載荷板直径 (cm)	E_ℓ (kg/cm²)	Py (t/m²)	Pmax (t/m²)	載荷面の岩質	載荷中止の理由
A—1	L—60—11	60	1,520	—	814	泥岩＋砂岩	桁の許容限界
	L—60—12	60	948	191＊ 304＊＊	336	泥　岩	Pyの確認 隣接載荷面への影響防止
	L—60—13	60	1,460	177＊ 191＊＊	354	砂　岩	Pyの確認 隣接載荷面への影響防止
	L—60—14	60	2,100	(340)＊＊＊	460	砂　岩	隣接載荷面への影響防止
	L—200—1	200	1,130	239	382	泥岩＋砂岩	Pyの確認、偏心量の増大 A—2シリーズへの影響防止
A—2	L—60—21	60	809	318	336	泥　岩	沈下量急増
	L—60—22	60	623	177	212	泥　岩	沈下量急増
	L—60—23	60	535	—	212	泥岩＋砂岩	偏心量の増大，載荷板の浮きあがり
	L—60—24	60	856	318	336	泥　岩	沈下量急増
	L—200—2	200	974	185	271	泥　岩	沈下量急増，偏心量の増大

(注)　＊t＝20分の平均沈下量による場合　＊＊最終沈下量による場合　＊＊＊明確にPyとは断定しがたい

表—4　クリープ載荷試験結果一覧表

地点 No.	応力レベル t/m²	クリープ係数 a	クリープ係数 b	定数決定区間	載荷時間その他	載荷面の地質
L60—31	100	0.9	0.36	45時間まで	15 8時 間	S_3
		1.4	0.15	20時間以降		
	150	2.3	0.16	25時間まで	17 3時 間	
		2.4	0.11	25～100時間		
	200	3.7	0.14	14時間まで	16 7時 間	
		4.1	0.11	16～65時間		
		3.6	0.33	全区間		
L60—32	150	7.6	0.74	15時間まで	54 2時 間	S_3
		6.4	1.3	7～40時間		
		8.9	0.43	40時間以降		
	336	17.2	0.69	3時間まで	14 5時 間 降伏荷重より大	
		15.2	2.2	3時間以降		
L60—33	95	11.2	1.2	8時間まで	339時間	M_2
		11.8	1.2	9～40時間		
		13.8	0.37	30時間以降		
L60—34	70.8	1.8	0.37	全区間	64時間	M_3+S_3
		2.0	0.29	15時間以降		
	200	6.5	0.79	全区間	164時間	
		6.7	0.68	30時間まで		
	425	7.3	0.53	68時間以降		
		15.7	1.5	全区間	28時間降伏荷重より大	
L200—3	100	8.5	1.2	全区間	137時間	S_3
		8.9	1.0	5時間以降		
	150	13.5	1.1	全区間	168時間 異常変動補整	
		14.3	0.7	4時間以降		
	200	19.3	1.1	22時間まで	166時間	
		18.6	1.5	7時間以降		
	250	26.0	1.1	4時間まで	167時間	
		24.1	2.2	4時間以降		

推定される。地盤内ひずみの挙動について膨大な資料が得られたが，一例として図—11，12にL—200—1の地盤内ひずみ分布図を示した。

2.4 深層載荷試験

2.4.1 試験の概要

図—4に示す2地点に対し，φ30cmの載荷板を用いた深層載荷試験を行った。この試験は試験面をGL−0，GL−0.9，GL−1.8，GL−3.0mと変化させ，いわゆる「土被り」の効果を把握しようと計画されたものである。ただし，地表面で行われたものはすでに述べた平板載荷試験と同一条件であり，出来得れば載荷板の寸法による諸定数の変化を把握しようという目的もあった。しかし，これ等はともに局部的な岩質の差の影響を強く受け，初期の目的を充分満しているとは言い難い。しかし，土被り厚が3B（B:載荷板の直径）6 B、10 Bと増すにつれ破壊の形態が完全にパンチング状を呈するようになる。変位および破壊状況を詳細に検討することにより，今後有益な情報が得られると思われる。

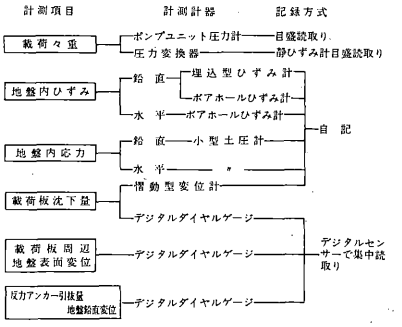
載荷重反力は平板載荷試験に於けるＰＳアンカー4本を利用し，別に用意したＩ桁梁を用いている。地表部の載荷面の整形は平板載荷試験と同様であるが，地中部の載荷面までの掘削は大口径ボーリングで行い，底面の仕上げは先端を特殊加工したビットによってできるだけ平滑になるように努めた後，標準砂を薄く敷き載荷板の水平調整を行った。載荷板の側面と孔壁との間隙は3～5mmであり，ほぼ満足できる設置状況といえる。

地表部に設置された200tオイルジャッキからの荷重伝達は充分な剛性を有する厚肉鋼管を用い，載荷板の変位は載荷板中央から立上げた沈下測定ロッドを地表部で測定する方式によった。また、偏心の状況を知るために、荷重伝達管を利用して4点で変位量を測定した。

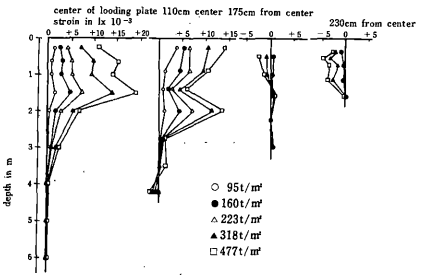
2.4.2 試験結果

結果をまとめたものが表—5である。A—1シリーズが非常に硬質な部分で実施されているのに対して、A—2シリーズでは軟質な部分で試験を実施している。さらにA—2シリーズでは断層の影響を受け，層相が異なっている。したがって，A—2シリーズでは非常に弱い極限荷重がえられた。

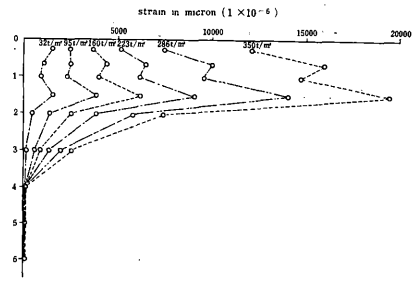
「土被り」の効果については試験結果が地盤条件を反映



図—10 計測システム



図—11 L—200—1載荷試験地盤内鉛直ひずみ



図—12 L—200—1載荷段階ごとひずみ分布(載荷板中心)

表—5 深層載荷試験結果一覧

シリーズ	載荷面深度 (M)	載荷板径 (cm)	変形係数 (kg／cm²)	降伏荷重 t／m²			極限荷重 t／m²		載荷面の推定地質
				Py_1	Py_2	Py_3	Pl_1	Pl_2	
A—1	0	30	2760	736	—	778	991	—	M_3+S_3
	−0.9		—	1420	—	1270	1560		S_5
	−1.8		—	637	849	637	948		S_5
	−3.0		—	—	—	—	—	2410	S_6
A—2	0	30	843	212	—	127	255	—	M_1
	−0.9		—	283	—	283	495		S_3
	−1.8		—	248	354	354	460		M_4
	−3.0		—	212	—	212	354		M_4

降伏荷重 Py_1：logs−logBの第1折点
Py_2：logs−logB の第2折点　　Py_1 Py_2
Py_3：発散性クリープを生ずる荷重
極限荷重 $P\ell_1$：変形量が著しく増大し載荷重が追随できなくなった荷重
$P\ell_2$：偏心や他の載荷板に影響を与えるようなクラック等が発生したため載荷を打ち切った最大荷重または載荷桁の許容応力に達したため載荷を打ち切った最大荷重

してしまったため，定量的な判断は下せないが，一般に深度の増大につれ，降伏から破壊に至る過程が「土被り」がない場合と異なるようである。今後の詳細な検討が必要である。

3．載荷試験の解析

ボーリング孔を利用した孔内載荷試験と岩石コアーの室内三軸試験から得られた地盤の物性値によって作成した地盤モデルによる載荷試験のシミュレーションと実測値との対比は，将来の大規模構造物がつくられた場合の地盤の挙動をシミュレーションする手法を検討するための大きな課題であった。

本項では，京大赤井研究室に委託研究した成果の一部を紹介する。

L-60-110の解析に用いた地盤モデルとそれによる有限要素メッシュを図－13, 14に示し、荷重～沈下に関する解析結果と試験結果の関係を図—15，そして各荷重段階での降伏領域の広がりを図—16, 17, 18に示している。

載荷試験における平板の実測沈下量と計算値を比較すると地盤モデルの変形係数は孔内載荷試験から求めた変形係数の1.5～2.0倍程度を用いると両者の沈下曲線がよく合致するようである。他の載荷試験解析をまとめて一般的結論を導くと，上層に弱い岩盤がある時には、載荷板端部から降伏が始まり、横方向に塑性域が広がっていく傾向がある。一方，堅い層が上層にあればパンチングに似た破壊が起こり，ひとたび堅い層がこわれると加速度的に変化が起こるようである。

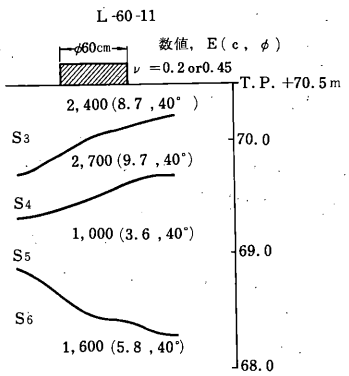
4．結び

神戸層載荷試験について概略を述べた。計測関係は極めて満足な記録がとられ，地盤状況はピットによって詳しく調査されているが，残念ながらいまだ解析結果の整理が終了していないため，核心に触れる報告とはなっていないので，地盤解析については後日稿をあらためて報告する予定である。

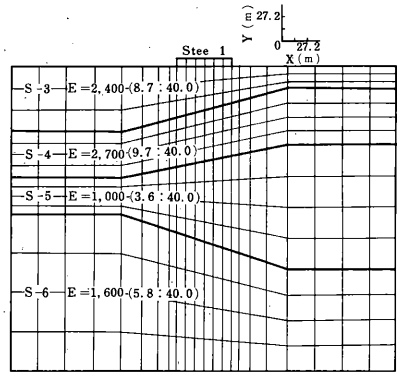
本試験実施にあたり，基礎地盤コンサルタント株式会社が現場試験を担当し，地盤解析については京都大学赤井研究室に、充填材の調査については建設省土木研究所基礎研究室の御指導をいただいた。上記の関係者の方々に深く感謝の意を表する。

参考文献

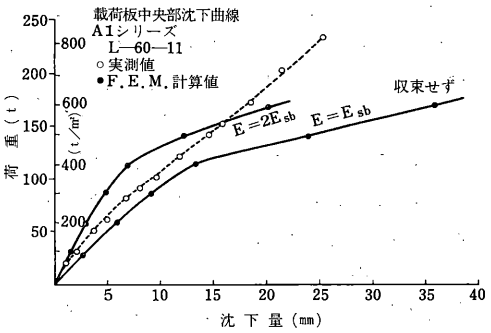
1） 神戸層現位置載荷試験　1977.3
2） 神戸層の支持力に関する調査研究　財団法人防災研究協会　1977.3
3） 本州四国連絡橋基礎の地盤と支持力に関する調査研究報告書　土質工学会　1977.3
4） 明石層，神戸層に関する基礎地盤検討報告書　土質工学会　1975.3
5） Kozo Takahashi et al.: FIELD MESURMENT OF DEFORMATION CHARACTERISTICS OF SOFT ROCKS, INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIELD MEASUREMENTS IN ROCK MECHANICS ZURICH 1977



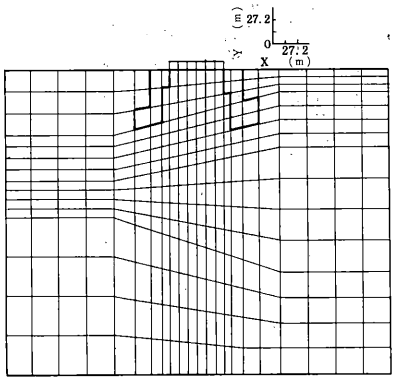
図—13　C—60—11地盤モデル



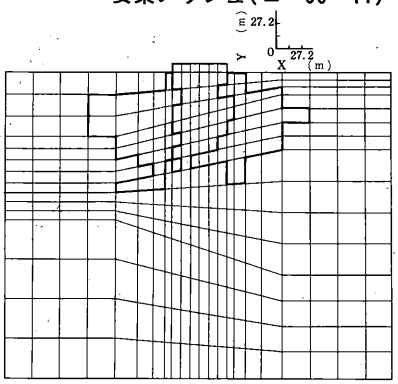
図—14　弾塑性解析に用いた有限要素メッシュ(L—60—11)



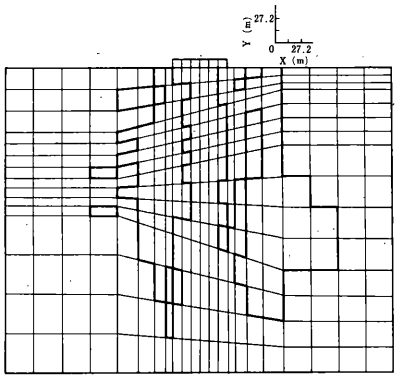
図—15　弾塑性解析による沈下量と実測値の比較(L-60-11)



図—16　300t/m²載荷時の降伏領域(L60－11)



図—17　400t/m²載荷時の降伏領域(L—60—11)



図—18　600t/m²載荷時の降伏領域

因島大橋ケーブル施工性試験

第三建設局向島工事事務所　第三工事長　林　有一郎
同　上　第三工事長付　中村　守

1．まえがき

吊橋の主ケーブルに用いる平行線ケーブルの架設工法には，素線を1本ずつ空中に張り渡したのち束ねてケーブルとするA.S.工法と，あらかじめ工場で何本かの素線を束ねて製作したストランドを張り渡し，それらを束ねてケーブルとするP.S.工法があり，因島大橋では後者を採用している。我国でのP.S.工法の実績としては，関門橋での施工例（素線径5.04㎜，1ストランドの素線数91，1ケーブルのストランド数 154，ストランド長約 1,160 m）がある。しかし因島大橋では関門橋に較べて，ストランド長が長く，また架設の合理化を図るため，1ストランドの素線数を増して，架設ストランド数を減らしている（素線径5.17㎜，1ストランドの素線数 127，1ケーブルのストランド数 91，ストランド長約 1,360m）。そのためストランドの剛性が高く，1ストランドの重量も関門橋の約1.8倍に達しており，従来の経験を越えた規模になっている。

そこで，ストランドの製作・架設に先立って，ストランドのリールへの巻き取り等の製作上の問題および架設時の障害の有無を検証し，長大ストランド施工上の諸問題の技術的解明を行ない，その結果を製作・施工に反映させることを目的として，実橋と同一構成のストランド（全長 1,400m）2本を地上の直線区間に引き出して施工性試験を行なった。同時に，引き出されたストランドの各素線の測長・マーキングを行ない，ストランド製作時の長さの基準とするゲージワイヤー等を製作した。なお試験を行なうにあたり，事前に予備検討としてストランドの製作・架設に関する検討を行ない，試験の計画・実施に反映させた。

施工性試験では，機械設備に若干のトラブルが生じたが復旧して試験を完了し，引き出しに際して大きな障害が生じないことを確認するとともに，P.W.S-127 の施工性について種々のデータを得て試験の目的を達成することができた。またストランド用ゲージワイヤー182本，基準ワイヤー3本，およびケーブルバンド架設位置マーキング用ガイドワイヤー2本を所定の精度で製作完了した。以下にこれらの概要を述べる。

2．予備検討

施工性試験を実施するにあたり，事前にリール巻取状況の推定，アンリーラーの最適ブレーキトルク量の検討，素線のずれ止めクランプの検討，引出し中のリール内ストランドのたるみの推定等を行ない，その結果を試験計画に反映させることとした。

2．1　リール巻取状況の推定

ストランドの巻取りは，引出し中のリール内ストランドにたるみを生じさせないように適切な方法で行なう必要がある。そのような巻取方法として，現在次の2種類の方法が採られている。

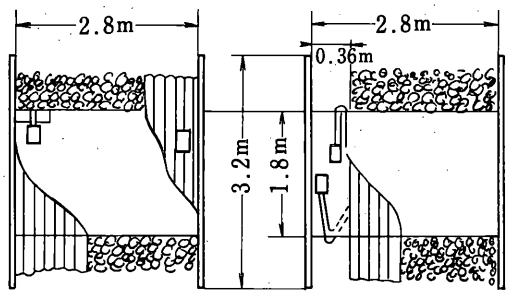
(a)　ストランドをリールに固く巻いてたるみの発生を防止するとともに，後端（内側）ソケットをリールに固定せずに，引出し中に内部にたるみが生じた場合内側から後端ソケットを引張り，たるみを消去できるようにした方式。

(b)　ストランドをリールに比較的ゆるく巻き取った後，リールを巻取方向に空転させて内部のたるみを外側へ送り出す，いわゆる巻締めを行ない堅巻の状態とする方式。

両タイプのリール巻取り形状を図－1に示す。

(1)　ストランド最外層径の推定

ストランドの巻取り最外層径（D su）は，式(1)で表わされる。ここで空隙率以外は既知の値である。空隙率を関門橋の実績から60%と想定するとDsuは，aタイプで2.74m，bタイプで2.85mとなる。



aタイプ　　bタイプ

図—1　リール巻取形状

$$Dsu=\sqrt{\frac{4}{\pi B}\times\frac{Ws}{r(1-\lambda)}+D^2}\quad\cdots\cdots\cdots(1)$$

ここで，B：リール有効幅（a：2.8 m，b：2.44m）

D：リールドラム径（1.8m）

Ws：ストランド重量（29.5ｔ）

r：ストランドの単位体積重量（7.85t/m^3）

λ：空隙率

(2) ストランドの巻付回数の推定

ストランドの巻付回数は，ストランドが全く空隙がない状態でリールの片端から順次Dsuの径で巻き取られたと仮定して，その断面積とストランドの実断面積より式(2)のように求まる。すなわちaタイプで198回，bで193回となる。

$$N=\frac{(Dsu-D)\times B\times(1-\lambda)}{2Vs}\quad\cdots\cdots\cdots(2)$$

ここで，N：総巻付回数

Vs：ストランドの実断面積（$2.666\times10^{-3}m^2$）

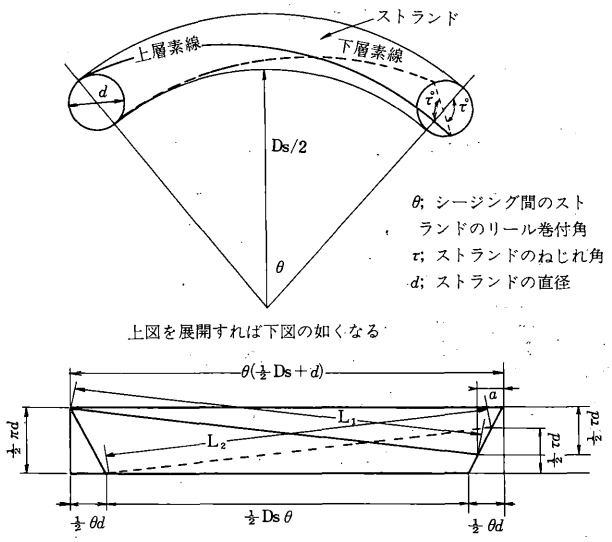
(3) ストランドの形くずれ量の検討

ストランドは，リールに巻き取ると，上下層素線の形状長の差により形くずれが生じる。一方ストランドには素線間の形状長の差による内部応力を緩和するようなねじれが生じるため，形状長の差は上下層の周長の差よりも小さなものとなる。すなわち，素線間のずれが拘束されない場合，ストランドのねじれ角がリール1回転で，0°→180°→0°となるとすれば，上下層素線の形状長の差は0となり形くずれは生じない。ところが，実際にはシージングにより拘束を受け，ストランドは図－2の状態になると考えられる。この場合，形くずれ幅δは，形くずれの形状を放物線と仮定すると式(3)のように推定される。

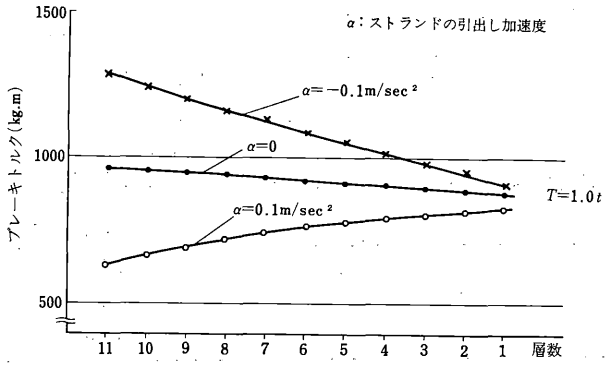
$$\delta=\sqrt{(L_1-L_2)\times L_2\times\frac{3}{8}}$$

$$L_1=\sqrt{\{\theta(\tfrac{1}{2}D_s+d)-a\}^2+(\tfrac{1}{2}\tau d)^2}$$

$$L_2=\sqrt{(\tfrac{1}{2}D_s\theta+a)^2+(\tfrac{1}{2}\tau d)^2}$$



図—2 ストランドの巻付形状



図—3 アンリーラーブレーキトルク

2．2 アンリーラーの最適ブレーキトルクの検討

ストランドの引出し速度にリールの回転を追従させるブレーキトルクは，リール内ストランドの各層の巻付径の変化とリールの回転慣性の変化を考慮して求められる。ストランドのバックテンションを1ｔとした時のブレーキトルクの変化を図－3に示す。

2．3 ずれ止めクランプの検討

サドル部において，ストランドにはサドル曲率のため上下層素線間に形状長の差によるずれが生じる。このずれによる素線の応力差を小さくするには，ずれを長い方の径間に送り込んでやることが効果的である。したがってスプレーサドル近傍ではアンカースパン側で，塔頂サドル近傍では側径間側でクランプ（ワイヤーシージング）するのがよい。クランプ寸法は，100 mm幅と200 mm幅の2種として効果を比較する。

2．4 リール内ストランドのたるみの検討

引出し中のリール内ストランドのたるみ発生の原因として，①引出中にストランド間の相対位置が変化して巻付長に余長を生じてたるむ現象，②リールの回転数が引出し速度に適合しないためストランドがリールを離れる直前の位置でたるむ現象，が考えられる。一旦発生したたるみは，引出しが進むにつれて，巻締めと逆の現象により内側へ送りこまれる。リールから離れる直前のストランドで発生したたるみは，一旦引出しを停止して除去することが可能であるが，内部に生じたたるみは，最終層の引出し時点で，後端ソケットを内側へ引込む以外に消去の方法がない。ここではたるみ量を①，②の現象および，巻取り方法等を考慮してaタイプで300 mm 以下，bタイプで100 mm以下と推定した。

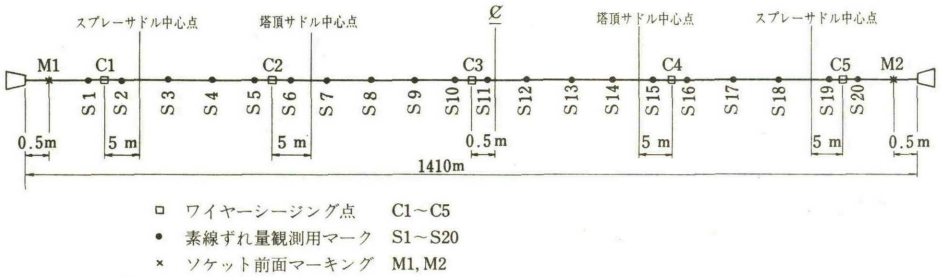
3．施工性試験

3．1 試験用ストランド

供試ストランドは，表－1の仕様を持ち，本工事に使用するストランドと全く同様の素材および品質基準で製作されたものである。ストランドには，図－4に示すマ

表—1　施工性試験用ストランド仕様

項　　目	仕　　様
ストランド長さ	ソケット前面間距離 1,410m（20℃，無応力長）
ストランドクランプ	・クランプ方法はワイヤーシージングとする。シージングワイヤーは2.3mmφ の亜鉛めっき鉄線とし，シージング幅は塔頂サドル部100mm，他は150mmとする。 ・クランプ位置はスプレーサドル部，塔頂サドル部，センタースパン中央の計5ケ所とする。
ストランドへのマーキング	・スリップ観測用マーク20ケ所。 ・ソケット付け精度確認用マークをソケット前面500mmの位置に計2ケ所。
シージング	・シージング方法は50mm幅のフィラメントテープ5回巻き。 ・シージング間隔 {No.1ストランド；M1～C3約2m，C3～M2約1.5m {No.2ストランド；M1～C4約1.5m，C4～M2約2m
リーリング	・No.1ストランド　aタイプ　　No.2ストランド　bタイプ



図—4　試験用ストランドのマーキング位置

ーキングを施した。

3．2　試験設備

施工性試験設備を図－5に示す。ストランドは，アンリーラー前面のベントを越えて引出しローラー上に引出される。アンリーラー前面のベントは，実橋においてアンカースパンのサグにより引出しが制御されることを考慮して設けたものである。

3．3　調査項目

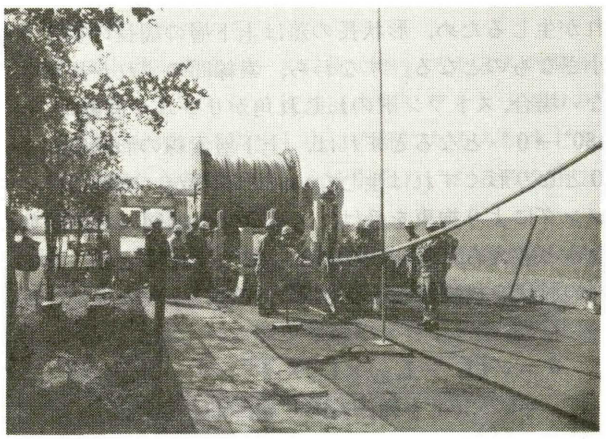
試験では，次の項目について測定・観察を行なった。

(1)　リール内ストランドのたるみ状況
(2)　素線間のずれ量
(3)　ストランドのねじれ（うねり）
(4)　バードケージ発生状況
(5)　素線の局部曲がり発生状況
(6)　シージングテープ損傷状況
(7)　アンリーラーのバックテンション量
(8)　引出し速度，引出し張力その他

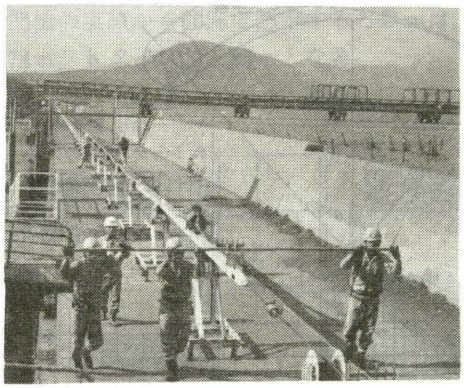
3．4　ストランドの引出し概要

ストランドは，東側ソケット固定架台付近まであらかじめ引出してソケットをソリに固定した後，駆動装置とアンリーラー間で適当な張力・速度を与えて引出した。引出し中の観測は，定点およびストランドの移動に追随した移動点で行なった。

ストランド先端が塔頂部および中央径間中央に達した時点で引出しを一時停止し，停止時の観測を行なった。この時，東側ソケット固定架台付近でねじれ防止クランプを取りつけ，人力により回転を拘束しつつ移動させた。

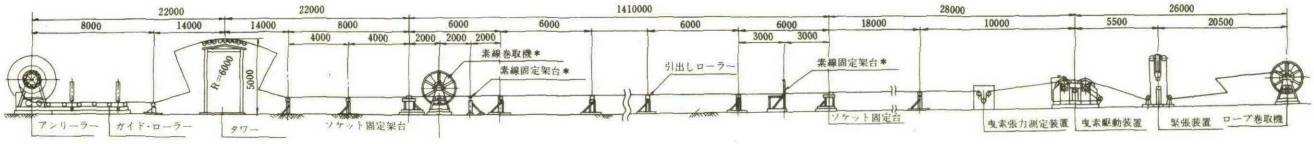


写真—1　ストランドの引出し状況
（アンリーラー部）



写真—2　ストランドの引出し状況
（先端ソケット部）

後端ソケットがリールから離れる直前に停止時観測を行なったのち，ソケットを固定架台に固定して最終観測を行なった。引出し状況を写真－1，2に示す。



図－5　施工性試験設備配置図(※印は，ゲージワイヤー製作用設備)

表－2　施工性試験結果の概要

ストランド			No.1　(aタイプ)					No.2　(bタイプ)				
試験日			52. 10. 13.					52. 11. 16～18				
リール内ストランドのたるみ量，発生時期			100 ～ 300 mm 引出し終了直前					0 ～ 100 mm 680 m引出しまで，その後消失				
素線間のずれ量	ワイヤーシージング部	位置	C1	C2	C3	C4	C5	C1	C2	C3	C4	C5
		フィラーの有無	無	有	無	無	有	無	無	無	無	無
		シージング長さ(mm)	150	100	150	100	150	150	100	150	100	150
		最大ずれ量(mm)	0	0	4	6	0	0	13	10	10	5
	テープシージング部	位置	C1～C2	C2～C3	C3～C4	C4～C5		C1～C2	C2～C3	C3～C4	C4～C5	
		最終ずれ量(mm)	15～33	11～29	13～42	10～28		4～10	10～34	20～75	23～68	
ストランドのねじれ	ソケットの回転		なし					なし				
	ストランドの最大うねり量(引出し終了時)		2½回転（C3～C4間）					1½回転（C1～C2間，C3～C4間）				
	移動観測点での最大回転量		2⅗回転（C3～C4間）					1½回転（C1～C2間）				
	固定観測点での最大回転量		2½回転（東側塔頂）					1⅗回転（東側塔頂）				
ストランドの断面形状	形状		円に近いだ円					同左				
	平均寸法(mm)	シージング部	幅72～79，　高さ69～73					幅68～75，　高さ64～69				
		シージング間中央部	幅65～70，　高さ62～64					幅64～68，　高さ59～63				
バードケージ発生状況	位置箇所数		ワイヤーシージング前方付近に集中 C2～C5で　各2～4ケ所 計　13ケ所					ワイヤーシージング部の前方付近に集中 C2，C3近傍　各1ケ所 C4，C5～後端ソケット　21ケ所				
	大きさ(mm)		100 ～ 250 mm					100 ～ 170 mm				
素線の局部まがり			3ケ所					1ケ所				
シージングテープ損傷状況	発生時期		リール内	引出し中				リール内	引出し中			
	損傷状況		切断	切断	切れ目	ゆるみ		切断	切断	切れ目	ゆるみ	
	箇所数		0	2	4	6		7	3	9	2	
	総シージング数		約830ケ所(ピッチ1.5mと2mを半分すう)					約890ケ所（ピッチ1.5mが主）				
アンリーラーバックテンション(kg)	サグより算出		330～450＊（max240～640）					600～630＊（max380～785）				
	油圧より算出		340 ～ 410＊					480 ～ 520＊				
引出しロープ張力(ton)			0.9 ～ 1.7＊（max 2.1）					0.7 ～ 1.6＊（max1.9）				
引出し速度　(m／分)			15.6～25.0＊（最大41） 平均　20.6					29.0～34.6＊（最大45.5） 平均　31.6				

（注）＊印は，各引出し段階（始～塔頂～中央径間中央～塔頂～終）ごとの平均値を示す。

3．5　試験結果および考察

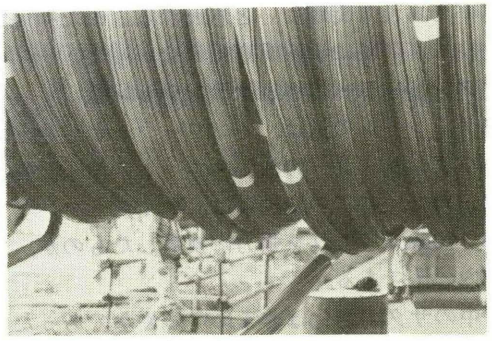
試験結果の概要を表－2に示す。

(1)　リール内ストランドのたるみ状況

No.1ストランドでは，引出し完了直前までたるみは発生しなかった。残り数巻の時点で巻付1周目のストランドに10～30cmのたるみが発生したが，引出しに支障はなかった。この原因は，後端ソケットをリールに仮固定していたロープがゆるみ，ソケットが引出し方向に移動したためであった。このたるみは，通常のたるみと異なり，ソケット固定方法を改善すれば解決できる。

No.2ストランドでは，引出し開始直後からリール中央部付近で0～5cmのたるみが発生消滅をくりかえしていた。280 m引出した時点以後0～10cmのたるみが発生していたが，引出しが進むにつれて減少し，680 m引出した時点以後はたるみが消滅し固巻き状態が最後まで続いた。これは，ゆるみともいえるたるみが表層部から中層部にかけて発生したが，ストランドの拘束により，たるみが内側へ送り込まれることなく，やがて引出しに伴ない前方へ送り出されたことによるものと思われる。

たるみの発生状況を，写真－3に示す。



写真－3　たるみの発生状況

(2) 素線間のずれ量

ワイヤーシージング部でのずれ量は最大13㎜で，一般部と較べて非常に小さく，シージングの効果は十分にあることが確認された。シージング幅の違いによるずれ量に有意差はなかった。また，フィラー線をいれた部分ではずれ量0で，フィラー効果が表われている。

(3) ストランドのねじれ

ストランドのねじれについては，ストランドの一頂角にそう入したレッドワイヤーの位置を定点および移動点で観測した。移動点におけるレッドワイヤの位置変化は，アンリーラーに近いところで大きく出たが，これはリールから解放されたストランドの内部応力がバランスするように回転が生じたためと思われる。ねじれ量はNo.2ストランドの方がNo.1よりやや少ない。この一因としては，ねじれ防止クランプを取付ける際No.1ストランドではねじれ直しを行なわなかったことが挙げられる。いずれにしてもこの程度のねじれであれば，サドルへの移設時にフリーハングするともどるので特に問題はないと考えられる。

(4) バードケージの発生状況

バードケージの大きさ(広がり)は，大部分が100～160㎜で，関門橋の施工性試験結果と変わりはなく，(3)と同様フリーハングすれば消滅すると考えられる。

No.1ストランドについては，2カ所で200㎜以上のバードケージが発生した。このままでは引出しローラーからはみ出す恐れがあったが，その箇所をシージングテープで拘束することにより，引出しには支障を生じなかった。実現場では，状況によりワイヤーシージング部近くのシージングテープ間にさらにテープを巻いて，バードケージを分散させることも考えられる。

(5) ストランド素線の曲部まがり発生状況

ストランド全長引出し後観測された素線の曲部まがりは，合計4カ所であったが，これらは発生場所がバードケージのところでないこと，引出し中に素線をローラーに引っかけた事実もないことから，引出以前に発生していたものと思われる。また曲がりの状況は，ゆるやかな大曲がりで，折れ角のでるような曲がり方ではなかった。

(6) シージングテープの損傷状況

全長引出し時までに観測されたシージングテープの損傷率は，両ストランドとも3％以下であった。連続してテープが切断しなければ現場で対応できるので，この程度の損傷率であれば問題ないと思われる。また損傷状況にはシージング間隔による有意差はなかった。

(7) アンリーラーのバックテンション量

バックテンションの量は，アンリーラーとベント間のサグおよびアンリーラーの油圧ユニットの油圧記録より間接的に求めた。サグの変動幅は，No.1ストランドで80cm，No.2で70cmで，これを張力に換算したものが，表－2の(　)内の値である。

引出し中のサグの変化は非常にゆるやかであった事，定速引出し中はサグ変化幅が小さいこと，リールが過回転してストランドが地面にまで垂れ下がるようなことはなかったことから，アンリーラーの運転は，サグ監視により充分にコントロール可能なことがわかった。

4．ゲージワイヤー等の製作

引出しを終了したストランドの素線を両端ソケット前面で順次切断し，まず3本の基準ワイヤー，続いてゲージワイヤー，ガイドワイヤーの順にマーキングを行なった。また並行して全素線の測長を行なった。

4．1　基準点の設置

基準点は，ケーブルの中心ストランドの20℃時の無応力長におけるソケット前面1.5m点，各サドル中心点，各径間中央点および素線測長用マーク点2カ所の計11点に対し，測長時のワイヤの弾性伸び，測長用ローラ間のサグによる補正を加えて設定した。

基準点は，仮基準点間の距離を間接測量法により測量して最確値を求め，その値と計画値の較差だけ仮基準点を移して位置を確定した。測距には光波測距儀（ＡＧＡ６ＢＬ型）を使用した。

4．2　基準ワイヤの製作

基準ワイヤは，次の手順で製作した。

(a)温度の安定する夜間に，3本のワイヤに各々180kgの張力を加え，基準点からマークを移し，仮マークとした。

(b)翌日の夜間に同一の張力をくりかえし与えて，前日の仮マークと基準点のずれ量を10回測定した。

(c)No.2とNo.10の測点については，さらに翌日の夜間に基準点とのずれ量を3回測定した。

(d) (b),(c)でのデータよりずれ量平均値を求め，さらに仮マーク時の温度，基準点設置位置の計算に用いた線径，弾性係数と実測された値の差による補正量を求めて，仮マーク位置を修正し，最終マーキングを行なった。

4．3　ストランド用ゲージワイヤの製作

ゲージワイヤの製作は，基準ワイヤに沿わせた5本のワイヤに各々180kgの張力を導入し基準ワイヤのマークを移し替えることによった。作業は昼間に行なった。

4．4　ガイドワイヤの製作

ガイドワイヤには，中央径間は中央マーク位置，側径間はスプレーサドルマーク位置を起点に無応力長で10mピッチのマーキングを施した。各サドル位置と径間中央点は，基準ワイヤよりマークを夜間に移し替えた。

10mピッチのマーキングは，まず夜間に各起点から50mピッチのマーキングを鋼巻尺により行ない，昼間にこの50mを5等分することによった。

4．5　素線長の測定

素線長の測定は，引出し終了後ストランドの切断前に，ソケット前面の定位置に施した各素線の現場マーキングと基準ワイヤーの同一マーキングとの相対ずれ量を測定することにより行なった。　素線長の測定結果を図－6に示す。図は基準ワイヤーとした素線の長さとの相対差を示している。

4．6　製作精度

仮基準点間の距離の最確値は，重複した23区間についてそれぞれ8回（又は16回）測定して得た観測平均値より最小二乗法で求めたが,その時の平均二乗誤差は±0.20～±0.17mmであった。

基準ワイヤーの製作に関して考えられる種々の誤差を測定結果から推定すると表－3に示すようになり，最終的な製作精度としては，1/100,000以上のものが得られたと考えられる。

またゲージワイヤー製作時の誤差についても同様に種々の誤差を推定した結果，製作精度は目標の1/40,000以内になっているものと考えられる。

表－3　基準ワイヤの製作精度（ワイヤ長1355,556m）

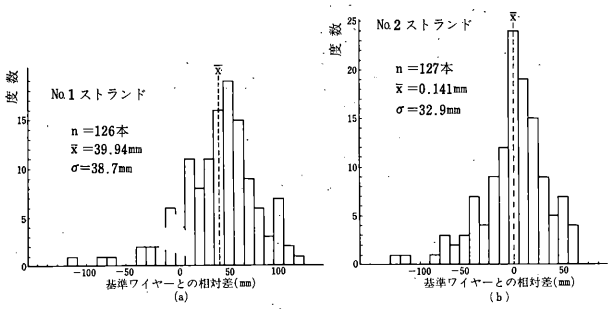
誤差要因	誤差の推定値	長さ換算誤差の推定値（mm）
①基準点測量誤差1)	——	5.9
②測温誤差2)	±0.57℃	9.3
③張力導入誤差3)	−0.55～0.65kg	2.1
④ローラー摩擦による張力差	±1.1 kg	3.5
⑤線径測定誤差	±0.01mm	2.2
⑥弾性係数測定誤差	±200 kg／mm²	5.6
⑦線膨脹係数想定誤差2)	$\pm 0.0111\times10^{-5}$/℃·mm−1.75mm	1.8
総誤差		±13.4
精度		1／101,000

1）観測値中等誤差より推定
2）測温時のワイヤ伸びと温度の関係の実測値より，回帰直線を作り，理論直線とのずれより②を，傾きの差から⑦を推定
3）実測値のバラツキより推定

5．試験結果のまとめ

(1)　リール巻取り状況

予備検討では，関門橋のストランドの状況等から空隙率を60%と仮定したが，実際の空隙率は巻径から計算するとこれより小さく，No.1ストランドで48.3%，No.2ストランドで46%であった。また，ストランドの巻付回数については，空隙率の差の分だけ推定値と実際値に差が出た。ストランドのくずれ幅の最大値と推定値はほぼ一致した。



図－6　素線長の測定結果

(2)ストランドのずれ止めクランプ

ストランドのずれ止め用のワイヤーシージングの効果についてはシージング幅150mmと100mmとで有意差がなかった事からシージング幅は100 mmで十分と思われる。また，フィラーはずれ止めに効果があるといえる。

(3)リール内でのタルミ

リール内でのストランドのタルミの発生は本試験では皆無に近いものであった。これはa，b 2つのリール巻取り方法がともに適切であったためと考えられ，実橋用ストランドの製作において，この経験が十分に反映されるものと考える。

(4)ストランドの引出し速度

ストランドの引出し速度は，当初の計画である平均30m／分を達成した。試験の後半ではより速度を早め，瞬間速度としては45m／分でも実施したが，問題点は特に認められなかった。

(5)P．W．S．127の施工性

P．W．S．127という関門橋より1まわり大きいストランドであるがための問題点の発生が懸念され，引出されたストランドのねじれ発生状況，バードケージ発生状況,素線間のずれ量等の調査を行なったが,これらの諸性状は，実橋のストランド架設において問題ない程度あるいは若干の対策を講ずれば処置できる程度のものであった。

施工性試験は因島大橋のケーブルストランドを対象に，ゲージワイヤ製作上の余裕を見込んで，1410m長さのものについて行なったが，この試験の結果から因島大橋よりも20～30%程度なら，より長いストランドの実橋架設も可能であろうと考えられる。

(6)精度

ストランド用ゲージワイヤは182本製作したが,当初の目標精度1／40,000以上の精度が得られたと推定される。

(7)素線長のばらつき

ストランドを構成する素線長のばらつきは,1/42,000～1/36,000であった。

6．あとがき

本試験の実施は，(株)神戸製鋼所・新日本製鐵(株)が担当し，新日本製鐵・大分製鐵所構内で実施した。

番ノ州高架橋基礎杭試験(その１)

第二建設局坂出工事事務所技術課長 山本紀夫
同　上　技術課 兼田和弘

１．まえがき

番ノ州高架橋は，児島・坂出ルートにおける最長の吊橋，南備讃瀬戸大橋のアプローチに当たる延長約３kmに及ぶ，道路・鉄道の併用橋である。

高架橋の規模は,支間90～180ｍの三径間連続トラス橋で，橋脚の高さは，50ｍにも達する長大橋梁である。高架橋の建設地番ノ州は，香川県が昭和39年～46年にわたって造成した埋立地であって，比較的軟弱な層が複雑に分布した地盤である。この大規模橋梁の基礎形式として，番ノ州の地質条件を基に，施工性，経済性等総合的に検討すると，杭基礎，とりわけリバースサーキュレーションドリル工法（以下リバース工法と云う。)による大口径（３ｍφ）の場所打ち杭が有力な工法の一つとして考えられる。しかし，支持層は，最も深い箇所では，ＧＬ－70ｍに及び，杭は，過去に施工例のない大口径，長尺場所打ち杭となる。従って，その施工性について，十分検討しておくことは，杭基礎形式を採用する場合，不可欠である。

本試験は，リバース工法により，３ｍφ×70ｍと云う未曽有の規模で施工し，併せて載荷試験も実施して，設計，施工上必要な種々のデータを得るものである。施工試験は，50年12月より51年３月にかけて実施し，次いで51年５月から11月にかけて載荷試験を実施した。これら一連の試験は，第二建設局が，社団法人建設機械化協会建設機械化研究所に委託して実施したものである。

２．番ノ州高架橋の概要

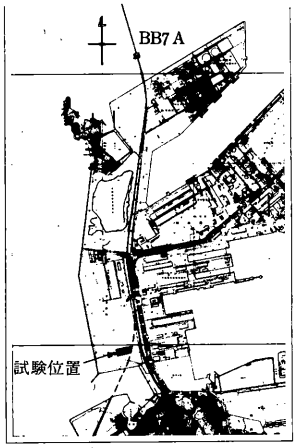
2.1　番ノ州地盤の概要と支持層

番ノ州は，基盤岩の上に，堆積層が，約55ｍの平均厚さで分布している。地盤の構成は，上部より，埋土，沖積層，洪積層，三豊層，基盤岩の順で成っており，各層の水平方向の連続性は悪く，その分布も複雑である。ルートの地質概念は，図－２のようである。各層の特徴を表－１に示す。

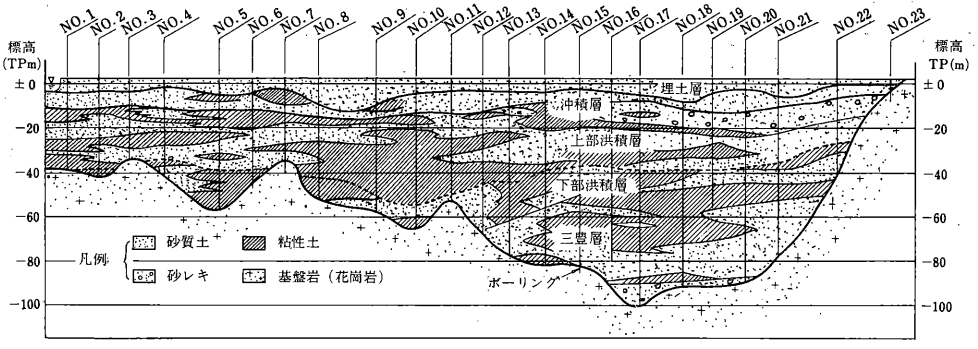
高架橋基礎の支持層としては，地質調査結果より，基盤岩か三豊層若しくは，下部洪積層が考えられるが，それらの深度は，ＴＰ－35～－70ｍである。上部洪積層中

表―１　番ノ州地盤の性状

地　層	性　　状
埋　土	G.L.－５ｍ～－15ｍ位まで分布する緩い砂層で，Ｎ値が10以下の部分がほとんどである。
沖積層	層厚は一般に薄く，Ｎ値は５～10で，貝殻片を多量に含む。細粒分の少ない，比較的粒径のそろった砂層である。粘性土層はルートの北側寄りで，薄くレンズ状に存在する。
洪積層	最も広範囲に分布しており，水平方向の連続性は悪く，変化が著しい。Ｎ値のバラツキも大きく，粘土混りの砂質土では10程度，礫分を含むところでは40程度となっている。粘性土は，厚い部分では約35ｍの厚さで存在する。
三豊層	洪積層下部，基盤岩の上に存在する非常に密な層である。Ｎ値はほとんどの部分で50以上を示し,深度100ｍ付近に分布する粘性土は軟岩状の様相を呈している。
基盤岩	領家帯に属する花崗岩により形成されている。一部に古生層の変性した雲母片岩が存在する。



図―１
番ノ州高架橋ルート



図―２
番ノ州地質縦断図

にもN値50程度の層が存在するが，その下に比較的軟弱な粘性土層が厚く分布している箇所もあって，支持層としては不適である。

番ノ州の地質を，地層の構成状態，支持層位置から，工学的区分として，表－2に示すように区分している。

表—2　地質の工学的区分と支持層位置

区　分	支持層	深　度	備　考
一般部	基盤岩	T.P －35～－60m	B.O No.1～No.6
洪積軟弱粘土層部	洪積層下部基盤岩	T.P －50～－70m	B.O No.7～No.11
三豊層部	三豊層	T.P －40～－70m	B.O No.12～No.23

2.2　高架橋の構造形式

橋梁の構造及び支間は，地盤条件，併用橋の特性を勘案して，種々検討の結果，図－3に示すような3径間連続トラス橋で，支間割は，海上部を含めた「一般部」は，（150m＋180m＋150m）及び3@120m，「洪積軟弱粘土層部」は，3@100m，「三豊層部」は，3@100m及び3@90mが適当と考えられる。一方，橋梁の計画高は，陸上部始点で約TP80m（道路PH）もあり，道路，鉄道の分岐部（共用部終点）で，なおTP51.3mを有するため，高さ55～35mの高橋脚となる。このような構造に対する基礎として，N値50程度の中間層を貫いて支持層へ確実に根入れするには，施工性，経済性より杭基礎が有力と考えられる。しかし，杭本数とフーチング寸法の関係から杭は，可能な範囲で径を大きくして，本数を少くする必要があり，この点からは，リバース工法が適切と判断される。

杭基礎の諸元は，杭径3m，杭本数，一橋脚当り約15～35本，地震時杭反力2,500～2,700t/本，総本数約590本，平均杭長約45m（max.70m）の規模である。

3．基礎杭施工試験

3.1　試験概要

(1)　調査内容

リバース工法は，1955年（昭和30年）西ドイツのザルツギッター社によって開発された掘削機が，マンハイムの掘り抜き井戸に使用されたのが最初とされている。その後西ドイツをはじめ，ポーランド，チェッコスロバキア等で炭鉱の竪坑掘削等に使用され，1959年（昭和34年）南米ベネズエラのマラカイボ湖を渡る橋梁の基礎工事に使用されて以来，場所打ち杭の掘削機として広く使用されて来た。日本では，昭和37年3月国鉄において，ザルツギッター社からPS150型が輸入されたのが最初である。

今回の試験施工は，大口径，長尺場所打ち杭の安全，確実，且つ能率的な施工法を検討する目的で，施工性を主眼として，次の項目等についての調査を実施した。

1)　掘削性能
- a.掘削速度と掘削機に係る諸特性の定量的関係。
- b.揚水量及び含砂率と掘削速度の関係。
- c.掘削孔の出来形。
- d.泥水管理。

2)　各作業についての施工法と歩掛り。

3)　その他。

(2)　杭の配置及び諸元

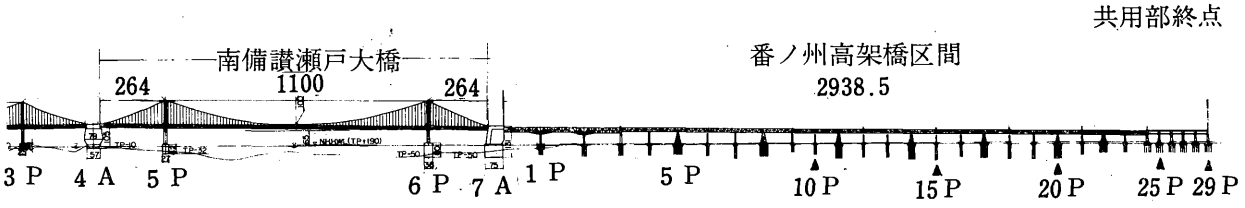
載荷試験実施杭として，次の条件より，3種類の杭を施工することにした。

1)　杭径を3mとし，支持層をN値50以上の三豊層とする。

2)　杭径を2mとし，支持層をN値50以上の三豊層とする。

3)　杭径を2mとし，支持層をGL－40m付近にあるN値30程度の洪積砂層とする。

1)及び2)で，杭径をそれぞれ3m，2mにとしたのは，3mφ杭の場合，三豊層に十分根入れすると，杭長は約70mに達し，この規模での試験杭が，載荷荷重の上限値4,000tでは，沈下量が微小で，支持力把握に必要なデー

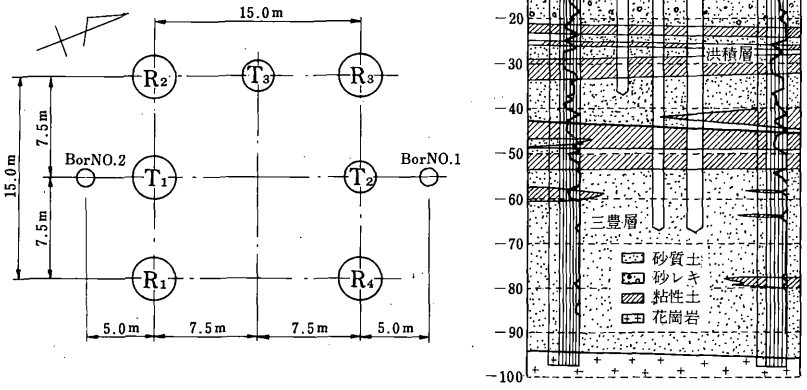


図—3　番ノ州高架橋一般図

タが得られない場合，２ｍφ杭のデータから，３ｍφ杭の支持力推定を考えてのことである。

3)において，支持層を洪積砂層においたことは，次の理由による。洪積砂層はＮ値が支持層としての値，層厚を満足している箇所もある。

しかし，その下に介在するＮ値10前後の粘性土層の圧密沈下が懸念される。試験場所では，支持層となる砂層の下数ｍに存在する粘性土層の影響も見極めようとしたこと，並びに最大4,000ｔの載荷により，杭に十分沈下を生じせしめ，特に周面摩擦を把握するに十分なデータを得ることにあった。



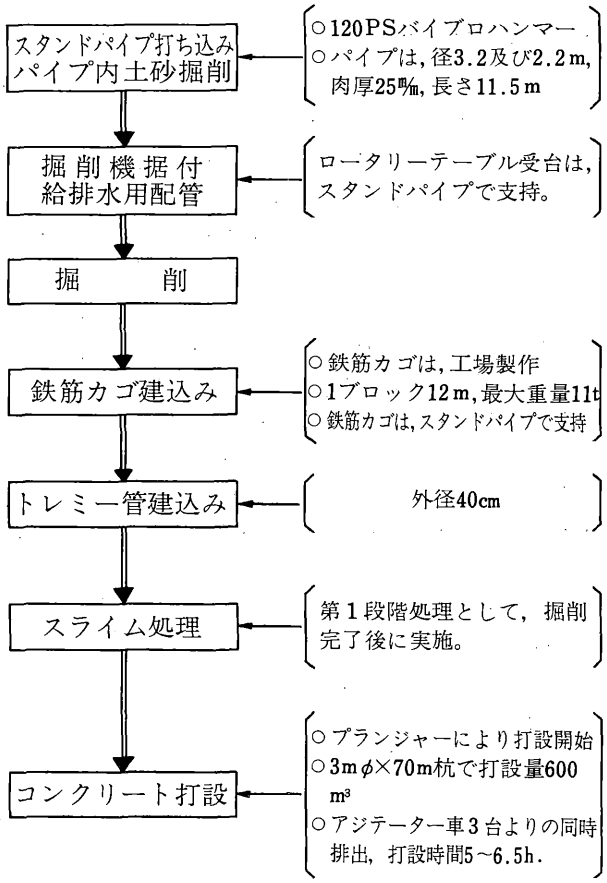
図―４　杭配置及び土質性状図

載荷ジャッキの反力をとる方法も，アースアンカー，鋼管杭，場所打ち杭等で検討を行ったが，確実性，工費の比較，及び振動載荷試験の際，組杭として同種の杭が必要であることと，施工試験の目的からして，出来るだけ数多く施工し，有用なデータを多く収集する目的から全て，リバース工法による場所打ち杭で計画した。杭の配置は，載荷試験計画も勘案して，図－４のように決定した。

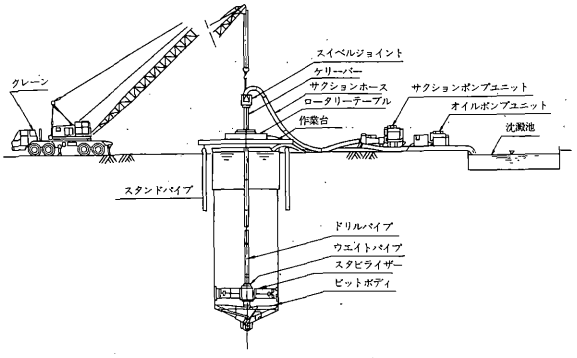
試験杭の設計荷重は，Ｔ－１杭が，鉛直力4,000ｔ，水平力500ｔ，Ｔ－２及びＴ－３杭が，鉛直力4,000ｔ，水平力300ｔで計画した。反力杭については，2,000ｔの軸方向引張力に対して設計している。その結果，主鉄筋は，Ｔ－１杭及び反力杭で，52－Ｄ51，Ｔ－２杭及びＴ－３杭で，36－Ｄ51となった。

(3)　施工手順

掘削機は，3.2項で，その選定経緯について述べるように，現有では，最大の機種である日立建機(株)製のＳ600リバース機を使用した。施工方法は，従来の方法と変りはないが，スタンドパイプは，地表付近の孔壁崩壊防止，水位保持等の本来の目的以外に，掘削機や鉄筋カゴ等の作業荷重の支持にも使用した。図－５に施工手順，図－６に掘削要領を示す。



図―５　施工手順



図―６　掘削要領図

3.2　掘削機種の検討経緯

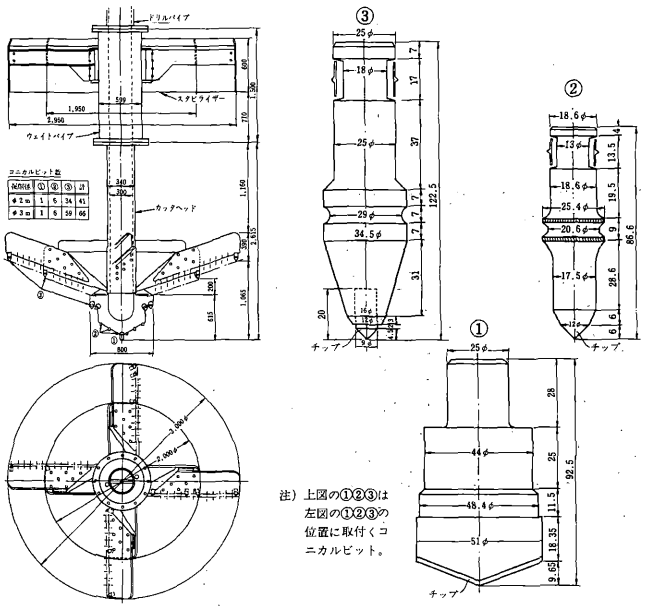
(1)　ビット

従来，リバース工法において，一般にN値40以下の砂レキ，砂，シルト，粘土層などでは，ユンボビットが使用されており，N値が30以上の硬地盤の場合には，三翼ビットあるいは四翼ビットが使用されて来た。しかし，N値が50以上の地盤では，掘削速度の低下が大きく，不経済となる。一方，硬岩掘削用として開発されたローラビットは，圧縮強度が100kg/cm²以下の軟岩あるいは堆積土砂の掘削には目詰りを起し易く，ビット本来の性能を生かせず，使用することは不適当である。

番ノ州地盤において，三豊層では，N値50以上の砂層や粘性土層を掘削する必要があり，「一般部」や「洪積軟弱粘土層部」では基盤岩を支持層に考えているため一部，風化花崗岩を掘削する必要がある。従って，要求されるビットとしては，従来の三翼ビット，四翼ビットとローラビットの中間的性質のものが必要となる。この要求にそったものとして，四翼のコニカルビットが考えられる。

コニカルビットは，米国のケンナメタル社によって開発されたビットで，円錐形のビットの先端に超合金チップを埋込んだものである。日本では，昭和46年に日立建機㈱によって800mm φのコニカルビットモデルが試作され，土木研究所の人工岩を用いた掘削試験が行なわれた。その後，48年に1,800mm φの規模で実工事に使用された。これらのデータから，コニカルビットは，軟質土から圧縮強度100kg/cm²程度の軟岩までは能率よく掘削出来ると云われている。

今回の施工試験においても，番ノ州における地盤条件，掘削条件を考えてコニカルビットを試用することにした。図－7に四翼コニカルビットを示す。



図—7　4翼コニカルビット

(2)　リバース機

リバース機を選定するに当って留意した点は次の2点である。リトルク値，2)揚水方法及び，ドリルパイプの径。

以下これらについての検討内容を示す。

1)　トルク値

所要掘削トルクは，三豊層における固結した粘土層を掘削する場合が最大になる。建設機械化研究所の試算によると，次のような値になる。

$$F_c = F_s + F_f,\quad T = F_c \cdot r \cdot s$$

$$F_s = A \cdot \sigma,\quad F_f = \mu \cdot W,\quad r = \frac{D}{2} \cdot \frac{2}{3}$$

上式中

F_c＝掘削力(kg)

F_s；セン断力，F_f；摩擦力

T＝掘削トルク(kgm)

r；チップの回転半径，D；ビット径

S；トルク変動巾

A＝(チップ幅)×(喰い込み深さ)(cm²)

σ；土の一軸圧縮強度(kg/cm²)

μ；摩擦係数，W；ビット荷重(kg)

今，掘削の条件として，

掘削速度；2m/h，ビット回転数；3rpm

一軸圧縮強度は，N値50以上であることから

$N=100$として，$\sigma = \frac{1}{8}N = \frac{100}{8} \fallingdotseq 12$kg/cm²

W＝5,000～10,000kg，チップ幅＝2.5cm

チップ数66，$\mu = 0.5$，$S = 1.2$とすると，

喰い込み量＝$2\,(\mathrm{m/h}) \times \frac{1}{60} \times \frac{1}{3(\mathrm{r \cdot p \cdot m})} = 1.1\mathrm{cm/r \cdot p \cdot m}$

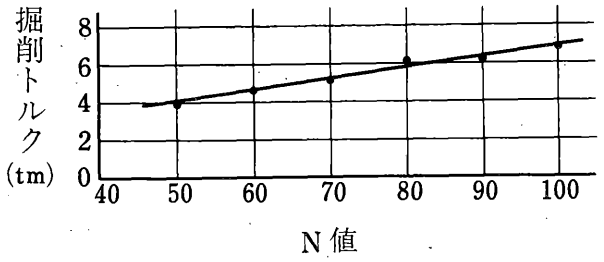
$F_s = (2.5 \times 1.1 \times 66) \times 12 = 2{,}178$kg

$F_f = 0.5 \times (5{,}000 \sim 10{,}000\mathrm{kg}) = 2{,}500 \sim 5{,}000$kg

従って，$F_c \fallingdotseq 4{,}700 \sim 7{,}200$kg

$$T = (4{,}700 \sim 7{,}200) \times \left(\frac{3.0}{2} \times \frac{2}{3}\right) \times 1.2 \fallingdotseq 5{,}600 \sim 8{,}600\mathrm{kgm}$$

となる。又，人工岩における試験結果及びその後の使用実績から，コニカルビットを使用した場合の掘削トルクとN値の関係をメーカーの資料から算出すると，図－8のようになる。これらによると，掘削トルクは最低4tm，最大9tm程度は必要である。従って，試験施工に用いるリバース機は，N値が50～100と推定される三豊層においてもある程度の掘削速度が維持出来ること，更にビット荷重，ビット回転数等を広範囲に変化させるなど，掘削に条件を設定して，それによる掘削速度，トルク，ビット荷重等を把握し，巾の広いデータを得る目的で行う「条件掘削」を考慮すると所要トルクは，10tm程度と推定される。それ故，リバース機は，施工を確実に行う上からも最高トルクは，10tm程度の値が得られる機種が必要になる。



図—8　N値と掘削トルクの関係

2)　揚水方法，揚水量及びドリルパイプ径

掘削当初は，孔内の水深が小さいため，掘削深さ7m程度までは，ポンプサクション方式で掘削する必要がある。しかし，掘削水深が大きくなり泥水の比重が増加して来たり，あるいは，孔壁安定を図るために比重を大きくした場合などは，揚泥能力が低下するので，エアーリフトを用いる必要がある。又，軟質土砂の掘削や，苛酷な条件を与えた場合の掘削時に生じ易いズリ詰り，異物によるドリルパイプの閉塞等のことを考えると，揚水量及びドリルパイプの径は，大きいこと，即ち揚水能力が大きいことが必要である。

以上の観点より，各リバース機の仕様を比較し，今回の試験施工の適合機種としてS600を選定した。
表－3に各リバース機の仕様を示す。

3.3　試験結果

(1)　掘削能率

掘削速度は，次の項目により，その値が左右される。

①ビット荷重の大きさ。
②ビットの回転数。
③ズリ揚げ能力。
④ビット刃先の摩耗の程度。

従って，上記①及び②によって定まる掘削速度が，③，④によって低下することのないよう考慮する必要がある。

掘削は，ビット荷重，ビット回転数等に条件設定を行わず，オペレーターの判断に委ねる「一般掘削」と，条件を付して行う「条件掘削」とによってデータを収集した。これは，「一般掘削」のみであれば，データがある範囲に限られ，ビット荷重，トルク，回転数等と掘削速度の関係が十分把握出来ないからである。

掘削機S600は，表－3に示すように，ビット回転数が，0～4r·p·mの場合，トルクの最大値は，17tm，4～12r·p·mの場合でトルク最大値は9tmである。

1)掘削状況の記録方法

掘削機からの情報は，次のような方法で記録した。

①ビット荷重

スイーベルと，クレーンのフックの間に容量20tのロードセルをセットし，ペン書きオッシログラフと，荷重指示計に接続した。荷重指示計は，クローラークレーンの運転室に取り付け，オペレーターが常にビット荷重を判読し得るようにした。

②ロータリーテーブル回転数

マイクロスイッチをロータリーテーブルに取り付け，パルスを発生させることにより，オッシログラフに記録し，タイムマークの記録とから毎分当りの回転数を計算した。

③トルク

ロータリーテーブルの操作バルブに油圧変換器を取り付け，油圧を記録し，トルク値に換算する。

④含砂率

サクションポンプから排出される泥水中のズリ分含有率を次式により算定し，揚水量は，サクションホースのデリベリ部を堰（巾1.5m，深さ0.75m）に導き溢流水深を測って求めた。

$$\text{含砂率 } \delta = \frac{S_w}{Q+S_w} \times 100$$

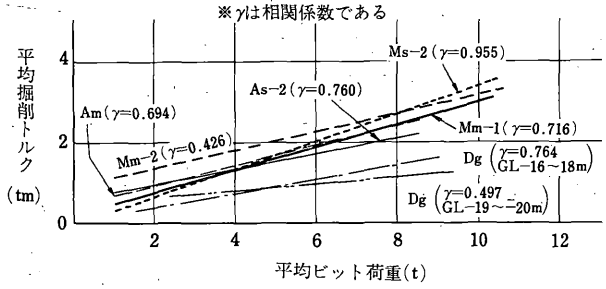
S_w＝掘削ズリ重量＝$A \cdot R \cdot \alpha \cdot r \cdot \frac{1}{60}$ (t/分)
A＝設計掘削断面(m²)
R＝掘削速度(m/h),Q;揚水量(m³/分)
α　＝余掘率

表—3　各リバース掘削機の仕様

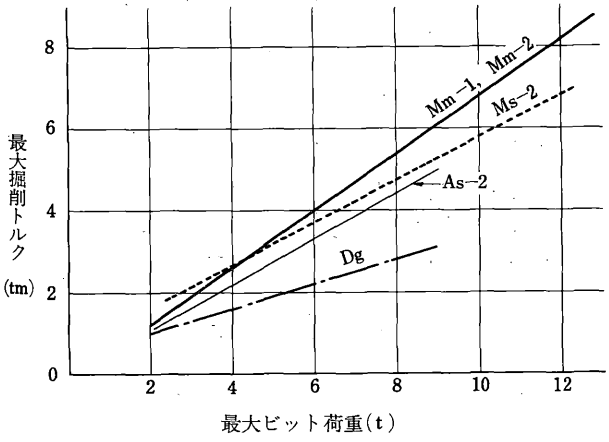
諸元＼機種	日立建機			石川島播磨重工	
	S300	S320	S600	L－2S	L－4S
掘削口径 (mm)	472~3,000 各種	600~3,200	1,500~6,000	軟岩 600~2,000 一般土質 600~3,000	軟岩 800~3,000 一般土質 800~5,000
掘削深さ (m)	200	300	500	350	600
ドリルパイプ内径(mm)	200	200	300	150	200
ロータリーテーブルトルク (kg·m)	1,900	4,200	17,000	3,000	6,000
スイベル吊り下げ容量(t)	40	40	200	16	60
原動機 (ps/rpm)	55KW/極数4P	100/1,500	155/1,600	70/1,800	100/1,600
排土方式	ポンプサクション エアリフト	ポンプサクション エアリフト	ポンプサクション エアリフト	エアリフト，ジェットサクション併用及びポンプサクション	エアリフト，ジェットサクション併用及びポンプサクション
揚水量 (m³/hr)	480	480	1,200	360	360
重量 (t)	12	13	30	3.5	6.8
掘削可能土質	一般土質	一般土質	一般土質	一般土質のほか 土丹層，岩盤	一般土質のほか 土丹層，岩盤
孔壁維持方式	静水圧	静水圧	静水圧	静水圧	静水圧
技術提携	西ドイツ　ザルツギッター社			西ドイツ　ビルト社	

地		質	深度GL−m	N 値
沖積層	砂質土	As−2	11～14	5～15
上部洪積層	砂質粘土	Am	22～35	〃
	砂，レキ，レキ混り砂	Dg	16～20	20～40
三豊層	粘土	Mm−1	46～48	15～25
	〃	Mm−2	52～70	45以上
	砂，粘土混り砂	Ms−2	50～67	50以上

※γは相関係数である



図—9　平均ビット荷重と平均掘削トルク（空転トルクを含む）



図—10　最大ビット荷重と最大掘削トルク（空転トルクを含む）の関係

2）　掘削データ

上記の各記録により得られた掘削データは次のようである。

①ビット荷重と掘削トルク

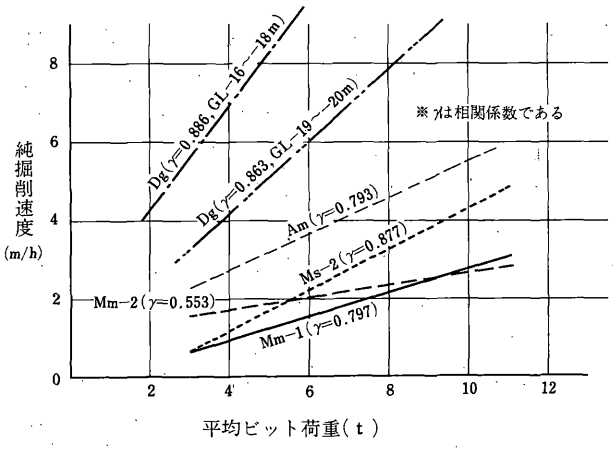
図－9に3mϕ杭掘削時の土質別平均ビット荷重と平均トルク値を示す。当然のことながらビット荷重の増加と共に掘削トルクも増加するが，土質（N値）による差は，掘削速度より顕著ではない。図－10は，各土質毎の最大ビット荷重に対する掘削トルクの上限を包絡したものを示す。

②平均ビット荷重と純掘削速度

図－11にビット荷重の平均値と純掘削速度の関係を示す。図によれば，N値が大になるとビット荷重の影響は小さくなることを示している。

③揚水量及び含砂率と掘削速度

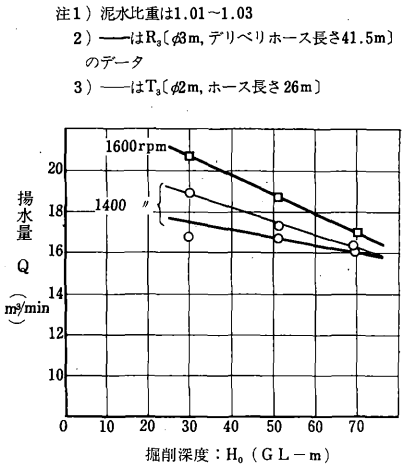
掘削深度と揚水量の関係を図－12に示す。揚水量は16～21m³/分，ドリルパイプ（内径300mm）内の流速は，3.8



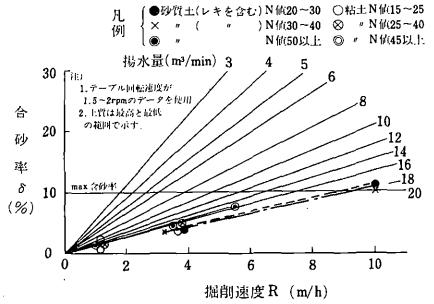
図—11　平均ビット荷重と純掘削速度の関係

～5.0m/sec.に達する。（ズリ揚げに必要な流速は1.5m/sec.以上と云われている。）

今回の試験では，含砂率8～11%でサクションポンプの閉塞を起し，これにより，掘削速度の上限が決定され



図—12　掘削深度と揚水量の関係



図—13　含砂率と掘削速度の関係

ている。図－13に含砂率と掘削速度の関係を示す。

④純掘削のタイムスタディ

図－14に3mϕ杭の代表的な掘削状況を，図－15に純掘削に関するタイムスタディを示す。図－14によれば，ビット荷重の範囲は，全荷重の$\frac{1}{2}$～$\frac{2}{3}$が大部分であること，又回転数の範囲は，2～5r·p·mであることが判る。

⑤掘削試験結果における土質と純掘削速度の一般的傾向

各孔の掘削データより，各土質毎について，単位口径当りのビット荷重（W_d）と，ビット1回転当りの掘削量R/N（cm/回）及び，回転速度N（r·p·m）と純掘削速度R（m/h）間相互の平均的関係を求めると図－16のようである。図の見方は，先ず，単位口径当りのビット荷重W_dを設定して，R/Nの値を求め，次にビット回転数を定めてRを求める。

図より，同一ビット荷重でもビット回転数の増加に伴い，掘削速度は増加することが判る。

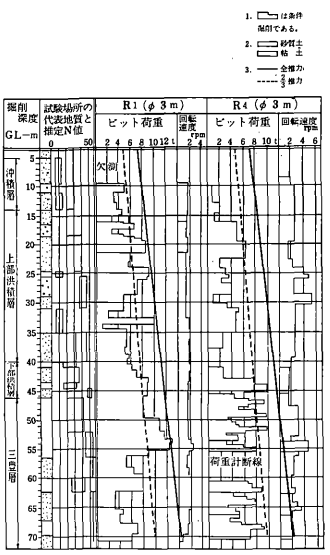
(2) ビット摩耗

掘削延長約408 m，ビット回転数の累計約13,270回転のデータを整理すると，図－17のようである。図によると，ビット（ビットボディ中心部のもの以外）は，軌跡延長100km当り3 mmの摩耗であり，これは，掘削径3 mの場合，外周位置のビットで約300 mの掘削長に相当する。

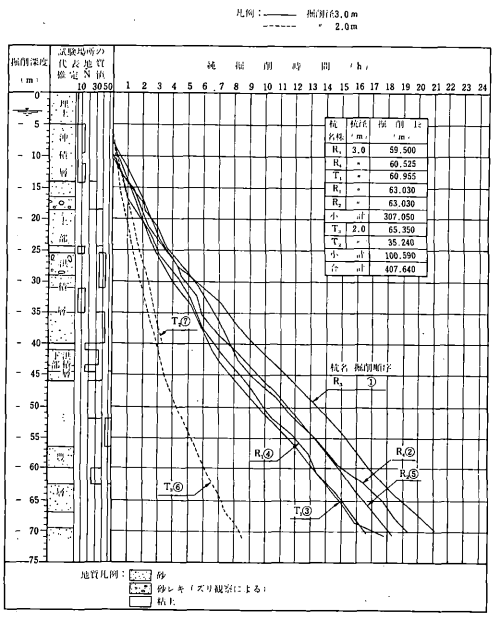
(3) 孔曲り，余掘り率

孔曲りの防止については，1)ロータリーテーブルの水平度を完全にする。2)ケリーバーの鉛直性を常に監視し，ケリーバーが傾いて来た場合は，補助クレーンで傾きを修正する等の基本的事項は，全ての杭について実施したが，スタビライザー及びウエイトパイプについては，装着したものと，装着しないものに分け，孔曲り量の比較を行なった。その結果，表－4に示す如くスタビライザーを使用したグループと，不使用のグループの間には，偏寄量の平均値（加重平均）で，前者は8.3cm，後者で24.3 cmと，スタビライザーの効果が大きいことが判る。又余掘り率（断面積増加量の設計断面積に対する比）の大きさは，スタビライザーの有無にさほど関係がないようである。

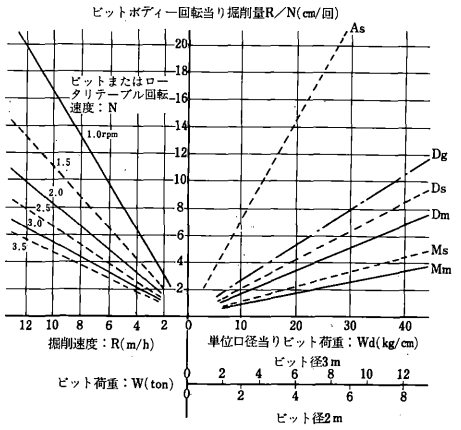
孔壁測定記録による地層別の孔曲りの傾向は，土質が均一な三豊層では，孔曲りは少いが，粘性土と砂質土が交互に分布し，その層も比較的薄く，N値の変化も大きい洪積では，孔曲りが大きくなるようである。



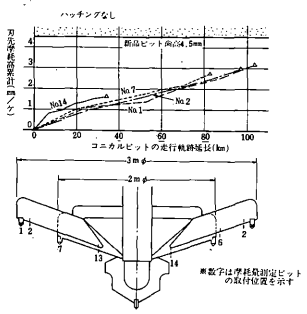
図—14 φ3 m杭の掘削状況



図—15 純掘削のタイムスタディ



図—16 ビット荷重，1回転当り掘削量



図—17 ビット走行軌跡延長と刃先摩耗量の関係

表—4 孔曲り量と余掘り量

杭の種類	孔曲り量の加重平均値（cm）		余掘り量の加重平均値（%）		備考
R_3 (ϕ 3 m / ℓ 70 m)	35.1		12.4		スタビライザーなし ウエイトパイプなし
R_4 (ϕ 3 m / ℓ 70 m)	15.5	24.3	10.0	8.3	スタビライザーなし ウエイトパイプあり
T_1 (ϕ 3 m / ℓ 70 m)	22.4		6.2		〃
R_1 (ϕ 3 m / ℓ 70 m)	6.5		7.1		スタビライザーあり ウエイトパイプあり
R_2 (ϕ 3 m / ℓ 70 m)	6.6	8.3	8.5	8.1	〃
T_3 (ϕ 2 m / ℓ 70 m)	11.3		8.0		〃
T_2 (ϕ 2 m / ℓ 40 m)	9.0		9.5		〃

(4) その他の施工試験結果

1) 逸水量及び泥水管理

① 逸水量

リバース工法において，孔内水位及び泥水管理は，孔壁崩壊の防止の点で非常に重要である。試験場所での地下水位は，護岸より約200ｍ離れており，常時ＧＬ－2.6～－2.8ｍと潮位の影響はほとんどない。掘削中の孔内水位は，常にＧＬ±０付近になるよう自動水位検知器によって，水位は－1.2ｍで給水，－0.5ｍで給水停止になるよう調節した。給水システムは，不時の逸水に備えて8″及び6″の水中ポンプ各２台合計４台で，容量は，最大22㎥／分である。逸水量は，沈でん池で測定して，削孔１日当り，表－５のようであった。

沈でん池は，サクションポンプの能力20㎥／分に対して，細粒ズリの沈降を考え，流速が１ｍ／分以下となるように池の流水幅は，10ｍ，有効水深を1.9ｍとした。又デリベリホースから孔内へ循環させる水中ポンプへの水路長は約50ｍであるので，泥水の滞留時間は60分程度である。

水槽は，掘削ズリの沈でん用に３槽（合計1,320㎥）と，コンクリート打設時に排出される廃泥水用槽（400㎥）１槽を設けた。

② 泥水管理

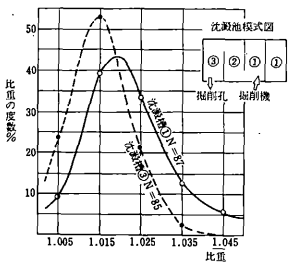
掘削中の泥水は，比重，粘性，pH値及び砂分の含有率を測定してその管理を行った。泥水の比重及び粘性の測定値は，それぞれ図－18，図－19のようである。

ベントナイト溶液は，最初の掘削に先立って沈でん槽に満した後，清水の補充のみでベントナイト溶液の補充は行なっていない。泥水の比重は，図に示す如く普通云われている値に比べ若干低い場合が多いようであったが，孔壁崩壊等の事故は皆無であった。

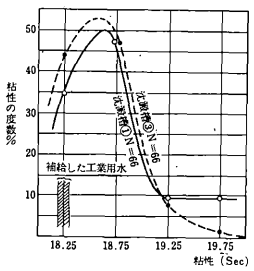
砂分の含有率は，沈でん槽出口付近で，０～0.5％である。pH値は，掘削中③の槽で7.2～9.2であるが，コンクリート打設中は，7.8～9.9，又廃液槽①′では，８～12であった。

表－５　掘削孔１本当り平均逸水量

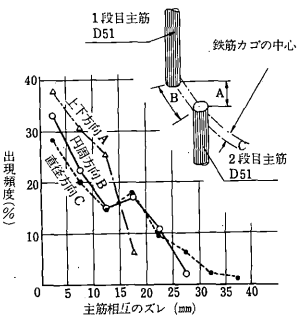
期間 ＼ 杭別	3ｍφ×70ｍ	2ｍφ×70ｍ	2ｍφ×40ｍ
掘削当初の２～３日間	180㎥/３日	90㎥/２日	50㎥/２日
掘削当初からコンクリート打まで	30㎥/日	24㎥/日	15㎥/日



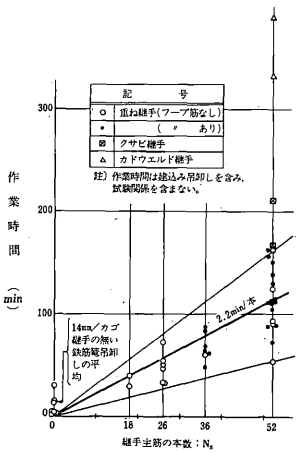
図－18
泥水の比重分布図



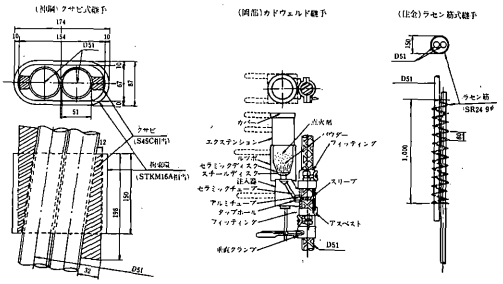
図－19
泥水の粘性度数分布図



図－20
鉄筋かご建込時の主筋のズレ



図－21
各継手方式の作業能率



図－22　各継手の構造

2) 鉄筋の組み立て及び継手

①鉄筋カゴの変形防止

鉄筋は，予め工場でカゴ状に組み立て現地へ搬入した。鉄筋カゴ１ブロック当りの長さは12ｍで，運搬途中や建込み時の変形防止として，約２～2.6ｍの間隔で，組み立て用アングル及び十字型の補強材を使用した。

鉄筋カゴの重量は，杭径３ｍの場合，52－Ｄ51の使用で，１ブロック当り総重量は，約11ｔである。

② 鉄筋カゴ接続時の鉄筋相互のズレ

鉄筋カゴ継ぎ足しの際，上段及び下段の鉄筋カゴの鉄筋相互のズレを円周方向，直径方向，及び鉛直方向について実測した結果は，図－20のとおりである。各方向のズレの最大値は，30～40㎜程度，平均値で10～15㎜程度となっている。

③鉄筋継手の種類と作業性

今回の試験では，鉄筋の継手に次の種類のものを使用し，その作業性について比較してみた。

重ね継手
- ラセン筋で補強したもの。
- ラセン筋なし。
- クサビ式の補強金具を使用したもの。（クサビ式継手）

カドウエルド継手

上記各継手方式の作業能率は，図－21のようであり，従来からの重ね継手及びラセン鉄筋で補強したものは，鉄筋相互のズレを十分吸収することが出来，施工に要する時間も，鉄筋カゴの建込み時下段のカゴを吊り下げるのに必要な溶接の時間も含めて，2.2分/箇所と，他の方式に

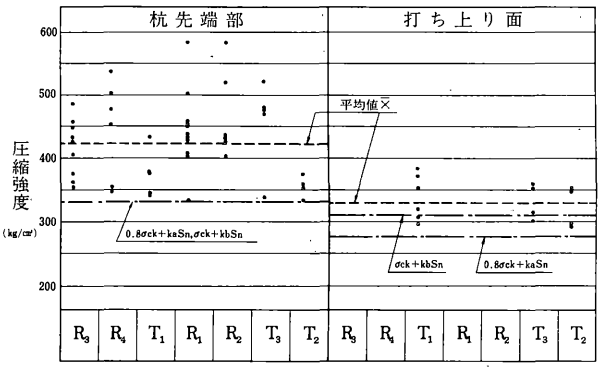
比べて少い。クサビ式継手及びカドウエルド継手は，継手部分に使用するスリーブと鉄筋の間の隙間が小さく，上段の鉄筋をスリーブの中へ入れるのに相当の手間を要する。図－22に各継手の構造を示す。

3)コンクリートの品質

杭の設計基準強度は，σ_{ck}＝300kg/cm²であり，その示方配合を表－6のように定めた。硬化後，杭先端及び打ち上り面よりボーリングによって約2mのコアを採取し，80mm×160mm供試体の圧縮強度を求めた。その結果は，図$_{h}$-23の如くであり，打ち上り面での強度は，杭先端の強度に比べ平均値で約90kg/cm²下回っている。これは，杭頭部のコンクリートは，常に泥水と接触しながら打ち上って来ており，泥水の混入があったためと考えられる。杭頭部のコアの観察によっても，採取中分断されたコアの断面にレイタンス状のものが認められた。杭先端のコンクリートは，上部のコンクリートの圧力による締め固めの作用により，より強度の増大があったことは勿論である。実構造物の杭では，杭頭部のコンクリートは，カットよって除去されるのでこのような問題はないと思われる。

表—6　コンクリートの示方配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m³) 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
25	18	4.0	50	45.7	187	374	778	925	0.935



図—23　コアの圧縮強度(σ_{28})試験結果

3.4　施工試験の考察

3mϕ×70mと云う大規模のリバース杭も1例の崩壊事故もなく，掘削段取りからコンクリート打設終了まで7～9日のサイクル，純掘削速度の平均値は，2.8 m/hの実績であった。試験工事の成果より，施工を安全確実に行なうための留意点として，以下について若干の考察を行なう。

(1)　掘削機

掘削速度は，先のデータに示したように，トルクと揚水量能力によって決定されてくるが，試験工事において掘削中に生じたトルクの最大値は，8 tm 強であり，平均値は，2～4 tm の範囲である。従って，試験工事における掘削速度を得るには，掘削機のトルク最大値が8 tm程度，揚水量は，含砂率の上限（11%）によって掘削速度が定まることを考えると，16～18m³／分は必要と考えられる。(図－13)

現有の汎用的機種，例えば，S 320級での掘削を図－10及び16によって検討してみると，純掘削速度は，約50%に低下すると考えられる。

ビットは，上部の緩い層に対しては，従来のブレード型ビットで十分であるが，N値が50以上の三豊層及び「一般部」や「洪積軟弱粘土層部」では支持層とされる風化花崗岩の上部を掘削するため今回使用したコニカルビットは必要である。

(2)　その他

1)　スタンドパイプ

今回の試験工事でスタンドパイプは，①地表付近の孔壁崩壊の防止，②孔内水位の保持と云う本来の目的以外に，③ロータリーテーブルや鉄筋カゴの支持もスタンドパイプのみに期待した。施工中パイプに作用した最大荷重は，約108 t（反力杭）に達したが，パイプの沈下，傾斜等は全く生じていない。これは，パイプ先端へのグラウチング（載荷試験を実施するT_1，T_2，T_3杭は除く。）及び地表部における根巻きコンクリートの施工を実施したことにもよると考えられる。スタンドパイプ引き抜きの際パワーケーシングジャッキの圧力計による，引き抜きに要する初期荷重の測定値は，約30.0 t（2.5 t/m²）であり，コンクリートとの摩擦を差し引いても，パイプ周面と地盤との摩擦力は，実工事における最大荷重（約60 t）を十分支持し得ると考えられる。

2)　鉄筋の継ぎ手

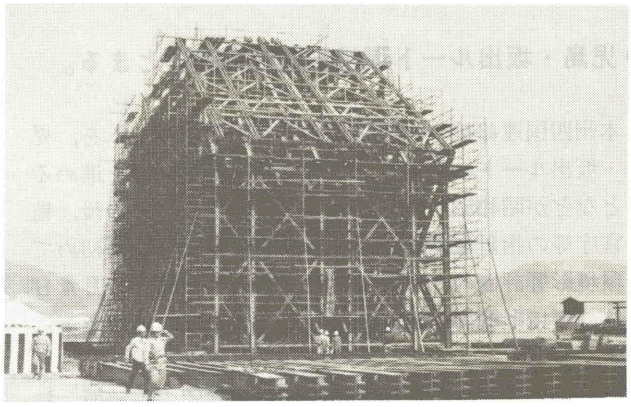
鉄筋の継ぎ手については，基礎杭としての部材を考えると，荷重による応力の変動幅は小さいので，施工性，経済性を考えると，重ね継手をラセン筋で補強した継手が適していると考えられる。

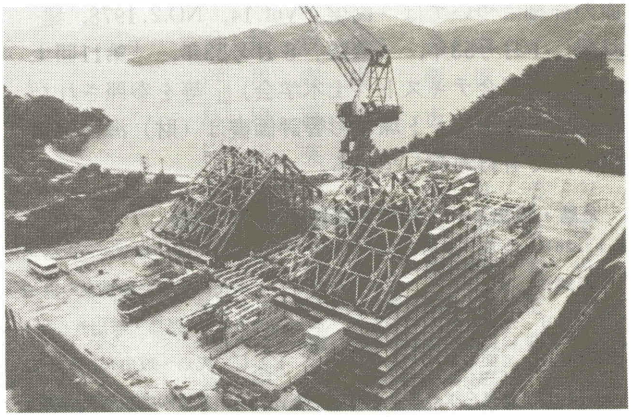
3)　泥水管理

今回の施工試験では，粘性土の影響により，ベントナイト溶液の補充が無くても泥水の比重，粘性は，ほぼ所定の値が得られた。番ノ州の地層における粘性土層の占める割合を土質調査結果より求めると，全体平均で約30%である。試験場所（図－3の縦断図で，No.19～No.20付近)では，約25%で，ルートの北へ向って若干増加する傾向にある。従って，実工事では，孔壁安定，逸水に対しては，有利となるが，高濃度泥水に伴う揚水量減少に起因する掘削能率の低下を来さないよう泥水管理に留意する必要がある。又廃泥水処理システムの必要性は無論である。

●ケーブルアンカーフレームの組み立て

因島大橋下部工工事現場では，3月中旬より，アンカレイジ内に収納するケーブルアンカーフレームの組み立てが開始された。このケーブルアンカーフレームは，日立造船㈱向島工場で製作され，同工場と向島の興進産業㈱の敷地で現地での組み立てに先立って仮組みが行なわれていたものである。因島側アンカレイジでは，3月16日に部材の搬入が開始され，アンカレイジ中央の6ｔ吊タワークレーンにより3月23日から組み立てが行なわれた。ケーブルアンカーフレームは，主ケーブル1本当り，63本の引張材，7本のアンカーガーダーおよび支持フレームから成る複雑な構造物であるうえ，その組み立て精度は，ケーブル工事をはじめ，上部工工事の製作・架設に大きな影響を与えるものだけに，部材の組み立ては，監督員および上部工請負者の立会いのもとに慎重に進められている。因島側のアンカーフレームは，5月中に組み立て完了，また向島側も因島側と同様の方法により8月中には完了の予定であり，その後，コンクリートが打設されることになる。





●電波吸収材の現場実験実施される

海上に建設された橋梁にレーダー波が反射することにより，船舶レーダースコープ上に偽像が発生することが道路公団大島大橋で海事関係者から指摘され，問題となった。

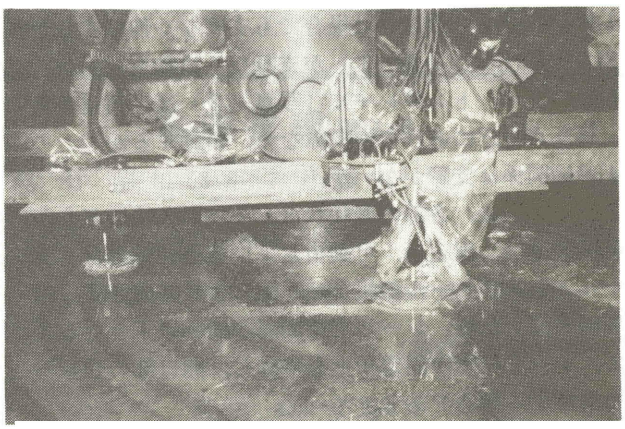
大三島橋についても，大島大橋と同様に，レーダー偽像の問題が起こると予想されたため，本社では，52年度初めより，レーダー偽像減少工法の一つとして，電波吸収材の特性に関する基礎研究を開始した。その後，大三島橋のアーチリブ架設中，実際に偽像が発生したため，電波吸収材の基礎研究の延長として，第三建設局は3月中旬から4月末にかけて現場実験を実施した。

現場実験の目的は人工的に偽像を発生させることと，小サイズの供試体を使った基礎実験で効果が確認されている電波吸収材を現地の大規模供試体を使って確認することであった。実験は，大三島橋東高架橋上に設置した6ｍ×12ｍの鋼板からなる供試体に，約1㎞離れた地点に固定した船舶レーダーからレーダー波を当てて，人工的に偽像を発生させることから始め，予想通り，偽像の発生を確認した。次に，供試体表面に，厚さ，2.3㎜の電波吸収材を塗布し，同様の実験を行ったところレーダースコープ上から偽像が消滅した。更に，この供試体表面に水をかけたところ再び弱い偽像が現われた。このように電波吸収材の効果は不完全ながら認められたものの、基礎実験で予想していた吸収効果の$\frac{1}{10}$～$\frac{1}{100}$程度であり，今後，更に研究を進めることが必要である。

●大鳴門橋多柱基礎掘削の現況

昨年12月より開始された大口径掘削機による多柱基礎孔掘削は，一部で孔壁の崩壊が発生しているが，5月末現在で，2Ｐ：3孔(φ3.6ｍ)，3Ｐ：3孔(φ4.4ｍ)，4Ｐ：5孔(φ4.4ｍ)の掘削が完了している。

多柱基礎底面には，常時で300t/㎡をこえる鉛直荷重が作用するため，基礎地盤とした和泉層の支持力が問題となるため，3Ｐおよび4ＰのＴＰ—20ｍの掘削底面で平板載荷試験を実施して，支持力を確認した。



技術ニュース

●児島・坂出ルート環境影響評価書まとまる。

本州四国連絡橋の当面早期完成を図る1ルートを，児島・坂出ルートに内定し，早急に環境影響評価を進めることなどが昭和52年4月26日閣議了承され，その後，監督官庁等の指針を受けて，日本の公共事業等では初めての環境影響評価の一連の作業を進め，昭和53年5月4日最終の環境影響評価書を公表した。この間の経緯を表に示す。

なお，児島・坂出ルートの環境影響評価の手続面，技術面の詳細については「橋梁」Vol.14, NO.2, 1978,「建設月報」1月号53年，「道路」8月号53年，「第11回土木計画学講習会テキスト（土木学会）」等を参照されたい。児島・坂出ルート環境影響評価書は（財）海洋架橋調査会にて有料頒布している。

表　児島・坂出ルート環境影響評価関係の経緯

52年4月26日	当面の早期完成を図るルートとして児島・坂出ルート内定（閣議了解）
7月20日	環境庁から「児島・坂出ルート本州四国連絡橋事業の実施に係る環境影響評価基本指針」の提示
7月20日	運輸・建設両省から「本州四国連絡橋（児島・坂出ルート）に係る環境影響評価技術指針」の指示
11月4日	当面の早期完成を図るルートとして児島・坂出ルート決定（「三全総」閣議決定）
11月19日	意見を求めるため環境庁長官，岡山香川両県知事及び関係市町長に「本州四国連絡橋（児島・坂出ルート）環境影響評価書案」送付
11月22日	「評価書案」縦覧開始（12月12日まで3週間）
11月28日	「評価書案」説明会開始（12月6日まで）
53年1月14日～3月27日	県，市，町長及び環境庁長官より意見書の提出
5月4日	「環境影響評価書」を関係機関に送付，期間を限らず閲覧に供した。

●800形軌道伸縮継目実験

海峡部の道路鉄道併用橋の中で，吊橋以外の橋梁において，鉄道縦桁端に生ずる伸縮量（年間に±400mm，列車通過時に±17mm）に対処するための軌道伸縮構造について実験を行うことになった。

今回の試験の着目点は以下の点である。

(1)緩和曲線中に敷設した場合でも支障なく伸縮するか。

(2)すべり枕木（写真—1）が支障なく滑動を行うか。

(3)受レール，トングレール（写真—2）は，荷重が乗移り点付近にあっても支障なく，滑動するか。

(4)絶縁関係は支障がないか。

(5)試験終了後，各部の摩耗状況および耐久性はどうか。

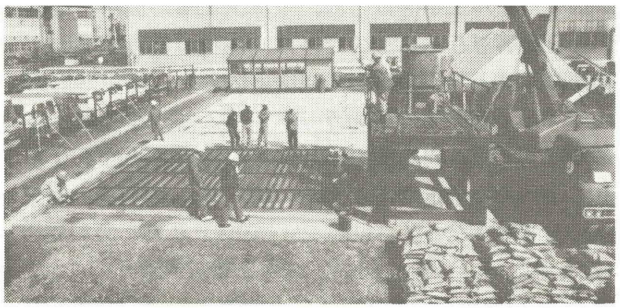
実験装置は，固定桁，可動桁および軌道伸縮継目（受レールとトングレールの組合せ）等により構成され，桁の間隔が開いた時、レール支持間隔が60cm以下となるように，すべり枕木が固定桁上を移動し，開口部の受レールを支持する構造である。

レールは，軌道締結装置により，カント，正矢等を調節して緩和曲線中の曲率半径3600mで敷設されている。

800形伸縮継目は，櫃石橋，岩黒橋および番ノ州高架橋等に使用する予定である。

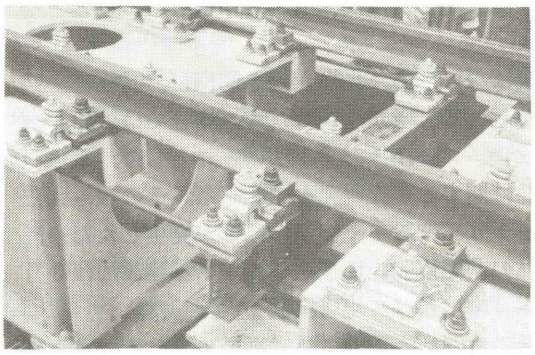
●吊橋の塔基部のグラウト注入模型実験

吊橋塔基部の底板設置には，従来わが国では橋脚天端のコンクリートを精度高く研磨する工法がとられているが，この工法とは別に流動性が高く，かつ収縮の生じないグラウトを，底板とコンクリート面との3～5cmの間隙に注入する工法が考えられる。今回の実験ではこの工法の施工性を調査するため，小型模型（1.5m×6.5m）6本，大型模型(6.0m×6.5m)1体の供試体により，施工性に影響を与えると考えられる要因について種々条件を変えて注入実験を行った。

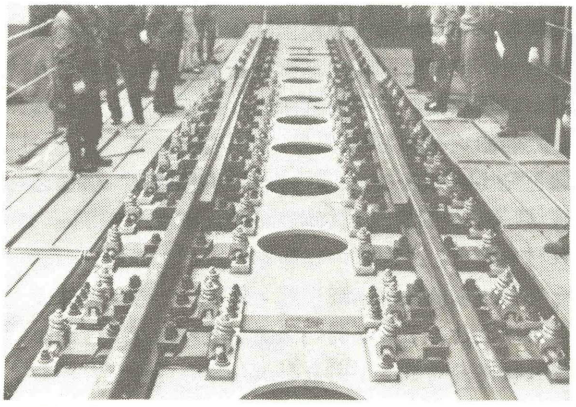


写真—A　実験場の全景（大型模型の実験準備）

本実験は，列車走行委員会軌道分科会の指導の下に行われ，昭和53年6月より開始され，昭和53年9月まで行われる予定である。



写真—1



写真—2

本四公団の基準類

本四公団の下記の基準については(財)海洋架橋調査会(ＴＥＬ,436—3896)で一括販売しております。
(なお＊印のものは本四公団厚生会で販売しております。)

幾何構造基準(案)	昭和48年10月
土質調査共通仕様書(案)	昭和47年9月
測量作業規程	昭和47年度
図面作成要領	昭和46年12月
支給材料取扱要領	昭和50年11月
コンクリート品質管理試験要領	昭和52年3月
マイクロフィルム作成手続	昭和47年1月
上部構造設計基準・同解説	昭和52年8月
耐風設計基準・同解説	昭和51年3月
鋼橋等製作基準	昭和52年3月
鋼橋等塗装基準	昭和52年3月
鋼材等規格類	昭和52年11月
塗料暫定規格	昭和51年2月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)	昭和48年9月
ケーブルアンカーの設計マニュアル(案)	昭和49年2月
下部構造設計基準・同解説	昭和52年3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
仮設物設計指針	昭和52年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年8月
＊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

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	藤井周志	黒滝義則	加島延行
三橋吉信	多田一正	戸川春雄	栗原敏広
島田直幸	市川治徳	片山英二	鈴木周一
多田和夫	福井幸夫	佐伯康二	野村直茂
山下理雄	鈴木幹啓	越智啓登	高城信彦
土持懿臣	田島照義	津田勝久	岩男登
徳原靖久	山縣守	山田勝彦	高木浩
鈴木隆	工藤良範	竹本延弘	新井正人
森本隆也		古田富夫	
小川英信			

本四技報 第5号

発行　昭和53年7月15日

発行所　本州四国連絡橋公団

〒105　東京都港区虎ノ門4丁目3番20号

(第22森ビル)

電話　434—7281

発行者　蓑輪健二郎

印刷　光栄社

