

報技四本

修監公団橋絡連四国本州

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第21号 目次

経験について—森 有正の思想をかりて—	(前)理 事	山 本 成 美	1
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計	(前)工務第二部工務第三課	金 光 宏	3
要領(案)の確認実験	第二建設局坂出工事事務所	樋 口 康 三	
	設計部設計第三課	栗 野 純 孝	
大鳴門橋主塔の製作・架設	第一建設局設計課	田 中 淳 之	9
吊橋主塔架設時の制振対策	第二建設局坂出工事事務所	成 井 信	17
	設計部設計第一課	金 崎 智 樹	
門崎高架橋岩ケーソン施工報告	第一建設局鳴門工事事務所	宮 下 力	23
	同 上	土 居 敏 彦	
	同 上	矢 野 保 広	
撫養橋 4P オープンケーソン施工報告	第一建設局鳴門工事事務所	大 町 武 司	30
	企画開発部調査課	武 山 哲 郎	
	第一建設局鳴門工事事務所	中 尾 俊 哉	
技術ニュース			36

本四技報 第22号 (57.10) 掲載予定

- 番ノ州高架橋リバース杭施工報告
- 大鳴門橋パイロットメンバー製作
- 南北備讃瀬戸大橋 3P・4A ケーソン製作設置
- 櫃石島橋 3P ケーソン設計
- 大鳴門橋バックスティ径間施工報告
- 南北備讃瀬戸大橋 5P 海中コンクリート施工報告

経験について —— 森 有正の思想をかりて ——

The Experience

(前)理 事 山 本 成 美
Shigemi Yamamoto

森有正といえば、鹿児島県の政治家で帝国憲法発布の当日国粋主義者により暗殺された森有礼の孫にあたる。フランス哲学を勉強する東大文学部の助教授であった彼は、昭和25年8月、第1回フランス政府留学生として渡仏、専攻するパスカルの研究論文を仕上げるということでパリに行った。そして、留学1年間の約束を反古にしてパリ生活を続けたうえ、ついに51年この地で客死した。

彼みずからいうとおり、渡仏前の彼は、勉強にはある種の自信をもっていたが、反面また大きな不安をもっていた。だから、「マルセイユに家が並んでいるのを見るだけでいいからいっていらっしやい」との恩師の言葉に促されて、ようやくラ・マルセイエイズ号で神戸港から鹿島立ったのである。

彼の抱いた不安とは何であったか。それは、フランスがかくしているものは学問研究の手続きだけでなく、もっとその奥に、思想そのものに対する根本問題、それは生活全体と結びついているもの、それが避けがたい形で伏在している、との予感であり、また、自分のやっていた学問めいたものの全体が、充分の基礎の上に立っていないのではなかろうか、それが留学によって立て直すこともできずに崩壊するのではないか、という危惧であった。

30日間の船旅を終えてマルセイユに上陸した彼が、不安のあまりパリへ急ぎたくない気持でマルセイユの町を一人で歩き、岩山の蔭の小さい聖堂でカトリックの式が行われるのを見、ノートルダム・ドラ・ギャルドの頂上の教会から真白いマルセイエイズ号の船体を眺めていた頃、彼は、結局のところ本質的にはフランスとは格別関係のない自分自身に対する不安の只中にあることが判っていなかったのである。そしてその後、長いフランスでの生活を経てこの不安から脱却してきたことは、本当の経験とは何かということが自分に即して判ってきたことと表裏している、とは彼自身述べているところである。

なぜ家族や恩師・学友に迷惑をかけて、1年間の留学予定を反古にしてしまったのだろうか。自らをフランス人化した瞬間からの哲学研究を彼が始めたに過ぎないと批評されたし、彼自身も、じぶんがフランス文化のな

かに追求しようとしていたものは、特殊にフランス的なものであったとっており、後に「森有正問題」が起ったのであるが、このところは私のよく知らないことなので、とにかく先に進もう。要は、本当の経験とは何かということだ。この点について、彼の著書が述べているところを勝手ながら要約して紹介してゆきたい。

「促しから冒険を通して真の経験へ、それが今の私には思想に到る唯一の道であるように思われる。」

これが彼の主な命題である。しからば、促しと冒険と経験との関係はどうか。次のような説明になる。

「人間には深い『促し』がある。人はそこから歩みはじめる。自己の認識などから歩みはじめるのではない。そこには動かすことのできない真実がある。そこからいろいろな事柄が生れてくる。それに人々はさまざまな名辞を与える。感覚、経験いずれもそうである。そういう感覚と経験とが、その多様性にもかかわらず、一つの根源的な『促し』から生れてくることを知る時、人は内側からそれを自己と名付ける。」

ついで冒険について、

「冒険は単なる冒険ではない。その前に深い内面の促しがあり、それによって、人は冒険に身を投ずるのである。そしてその促しによって人が一身を賭する、という点において、真の経験は体験とは断然類を異にするのである。これは意思ということの最も深い姿の一つであろう。」

彼は、以上のように、一人の人間を定義するものとしての経験の唯一個別性を指摘すると同時に、その客観的な純化が、他の人間の経験と一致することによって、経験に普遍性、客観性を与える点にも言及する。そしてついでながら、たいせつな問題だとも思われるので、彼の考えている経験と言葉との関係について紹介してみよう。

「深い経験から出てくる言葉は、形容するのがむづかしい一種の重みをもっている。それは、あるものを表現する言葉の本当の説明は、事柄そのものの中に在るからである。」そして、さらに次のようにいう。

「言葉には、それぞれ、それが本当の言葉となるた

大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領(案)の確認実験

On the Confirmation Tests of the design manual for Large S-R-C Bridge Pier

(前)工務第三課長 金光 宏
Hiroshi Kanemitsu

技術課長代理 樋口 康三
Kozo Higuchi

設計第三課 栗野 純孝
Sumitaka kurino

1. まえがき

海峡部橋梁の取付高橋脚などで断面寸法、構造形式等に特段の制約がなく、多分に施工上の利点を生かすためにS R C構造の採用される例がある。本州四国連絡橋公団ではこのような大型S R C橋脚の設計において、その特徴を生かし合理的な設計を図るため、従来の“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”を補足して“大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領(案)、昭和54年11月”を作成した¹⁾。本報告はこの要領における設計の考え方の妥当性および安全性の確認を目的として実施した模型実験の結果を紹介するものである。なお、要領(案)の内容は文献をみていただくとして省略する。

2. 実験概要

基本的に以下に示す3種類の実験を実施した²⁾。

Sシリーズ実験：スタッドを溶接した鋼材の押抜きおよび引抜きによってスタッドの定着挙動およびスタッドによる応力伝達挙動を把握することを目的とする実験。

Bシリーズ実験：せん断および曲げ挙動を検討するための供試体による実験。

Pシリーズ実験：形鋼のフーチングへの定着特性と本形式の橋脚の設計の妥当性を確認するためのフーチング付き橋脚供試体による実験。

なおこれらの実験に用いたコンクリートは最大粗骨材寸法19mm、スランプ8cm、 $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$ であるが、試験時の圧縮強度は平均288 kg/cm²であった。以下、各実験の概要を示す。

3. Sシリーズ実験

3.1 実験計画

実験は、次の3タイプの供試体を用いることとした。タイプIは、実構造に用いるのと同寸法の $\phi 22 \text{ mm}$ 、長さ144mmのスタッドを両面に溶接した厚さ30mmの鋼板を、コンクリートに埋め込んだ「押抜き用供試体」であり、要因としてスタッドの間隔、コンクリートの打込み方向とスタッドの支圧方向、鋼板の付着の有無を考慮し、10体とした。タイプIIは実構造物に用いる鋼材をH形鋼と想定し、 $\phi 7 \text{ mm}$ 、長さ30mmの丸鋼スタッドを溶接した100×100 mm

H形鋼をコンクリート中に埋め込んだ「引抜き用供試体」であり、タイプIと同様の要因に着目し8供試体とした。ただし、付着の場合も付着の影響を軽減するため表面積の1/2の付着を除いた。タイプIIIは厚さ10mm、巾40mm、コンクリートへの埋込み長275mmの鋼板の両面にタイプIIと同じ丸鋼スタッドをつけた「引抜き用供試体」であり、6供試体である。

表-1 Sシリーズ実験供試体一覧表

No.	供試体名称	スタッドの 縦方向の中心間隔 (a)(mm)	コンクリート の打込み方向	付着の有・無	スタッド数 (本)	図-1のb (mm)	最大耐力 (ton)	最大耐力 スタッド数
I	I-0-U	-	正	有	0	-	11.7	-
	I-0-L	-	逆	有	0	-	16.0	-
	I-5-NU	5	正	無	6	200	26.2	4.37
	I-5-NL	5	逆	有	6	200	27.0	4.5
II	I-10-NU	10	正	有	6	50	50.5	8.42
	I-10-NL	10	逆	有	6	50	54.5	9.08
	I-10-U	10	正	有	6	50	55.8	9.3
	I-10-L	10	逆	有	6	50	65.7	10.95
III	I-15-NU	15	正	無	4	100	38.0	9.5
	I-15-NL	15	逆	有	4	100	38.6	9.65
	II-0-U	-	正	有	0	-	12.7	-
	II-0-L	-	逆	有	0	-	17.0	-
IV	II-5-NU	5	正	無	36	-	44.0	1.22
	II-5-NL	5	逆	有	36	-	49.5	1.38
	II-5-U	5	正	有	36	-	57.0	1.58
	II-5-L	5	逆	有	36	-	62.7	1.74
V	II-10-NU	10	正	無	18	-	31.8	1.77
	II-10-NL	10	逆	有	18	-	37.0	2.06
	III-0	-	横	有	0	-	5.15	-
	III-5(1)	5	横	有	10	-	11.8	1.18
VI	III-5(2)	5	横	有	10	-	11.75	1.18
	III-5-N	5	横	無	10	-	8.7	0.87
	III-8	8	横	有	6	-	9.25	1.54
	III-8-N	8	横	無	6	-	7.8	1.3

注1) タイプI、タイプIIは、スタッドの縦方向の中心間隔を図1、図2中に示す。
注2) タイプIIIのコンクリートの打込み方向はすべて横打ちである。

供試体の要因別一覧を表-1に、形状を図-1、図-2にそれぞれ示す。

載荷は道路橋示方書(以下道示)の式によって算出した許容荷重を1.5倍して地震荷重とし、地震荷重で5回繰り返した後適宜繰り返し載荷しながら破壊するまで載荷した。なお道示の式は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} H/\phi \geq 5.5 \text{ のとき } Q_a &= 30 \phi^2 \sqrt{\delta_{ck}} \\ H/\phi < 5.5 \text{ のとき } Q_a &= 5.5 \phi \cdot H \sqrt{\sigma_{ck}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

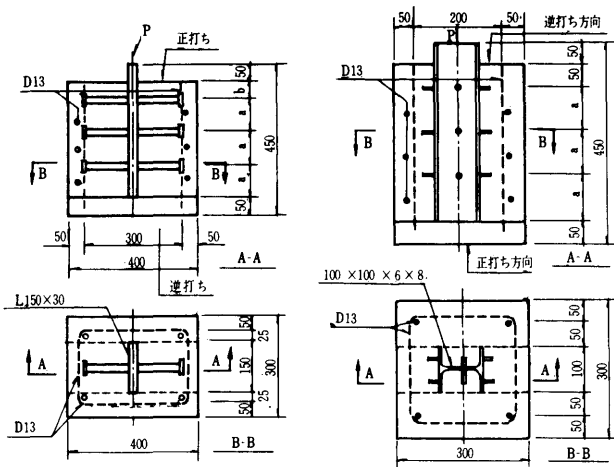


図-1 タイプI 供試体一覧

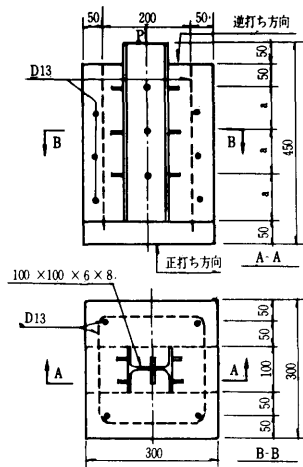


図-2 タイプII 供試体

ここに、 Q_u ：スタッド1本当りの許容せん断力
 ϕ 、 H ：スタッドの直径、全高 (cm)

3.2 実験結果と考察

前掲の表-1に各供試体の最大耐力およびその時のスタッド1本当りの耐力 Q が示されている。今、スタッドのせん断耐力として、せん断降伏に対して $\sigma_{sy}/\sqrt{3}$ 、せん断破壊に対して $\sigma_u/\sqrt{3}$ とするとタイプIの場合、 Q_y 、 Q_u はそれぞれ6.36t、10.3tとなる。これらの値を実験値と比較すると、スタッドの間隔が10cmおよび15cmの場合には降伏荷重を相当上まわり、せん断破壊耐力に近い値に達していることが判る。これに対し間隔が5cmの場合にはスタッドがせん断降伏する前にコンクリートが割裂して耐力を失っている。

タイプIIの場合、スタッドのせん断耐力として $\sigma_u/\sqrt{3}$ をとれば $Q_u=1.22t$ となるが、実験値はこれに対し1.0～1.7倍の値を示している。

タイプIIIでは $\sigma_u/\sqrt{3}$ の値($Q_u=1.22t$)を僅かに上まわるか若干小さい値を示しているが、この場合、鋼板を埋め込んだコンクリートブロックの断面積が10cm×10cmと相当小さいためひび割れが容易に発生し、タイプIIのように大きな耐力を発揮できなかったと思われる。

以上の実験結果から、各供試体の最大荷重時におけるスタッドのせん断応力度とスタッド間隔の関係を表わしたのが図-3であり、この図よりスタッドの間隔が大きい程スタッド1本当りのせん断応力は大きくなっているが実用上はほぼ 4ϕ 以上の間隔があればよいと思われる。これらのことから道示でのスタッド最小間隔の規定(10cm、

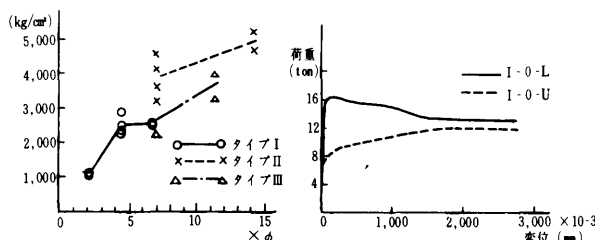


図-3 スタッド1本当りのせん断耐力とスタッドの間隔

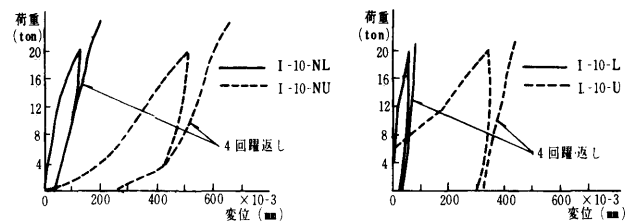


図-5 荷重-すべり変位

図-6 荷重-すべり変位

または直径の5倍)はほぼ適当なものと考えられる。

すべり変位は、供試体の載荷端でない側の鋼板端とコンクリートとの間の相対変位量をダイヤルゲージを用いて測定した。一例としてタイプIにおいて鋼板のみの供試体、スタッド間隔10cmで付着のない供試体、付着のある供試体それぞれの荷重-すべり変位をそれぞれ図-4～6に示す。

図-4に示すようにスタッドのない供試体でも、付着特性はコンクリートの打込み方向によって大巾に異なる結果となっている。これは鋼板の表面の微少な凹凸部分でコンクリート硬化前の沈下の影響が生ずるためと思われる、特筆すべきことである。

ジベルのある図-5でも変位の挙動はコンクリートの打込み方向の相違の影響があり、地震時荷重20t載荷後の残留変位は逆打ちの場合約0.04mmに対し、正打ちの場合約0.24mmと6倍の値になっている。また、最大耐力も逆打ちの方が10%程度大きくなっており、これらから正打ちの場合、コンクリート硬化前の沈下とブリージングの影響によりスタッドの支圧面に空隙ができたものと考えられる。また、地震時荷重除荷後の載荷においてすべり変位は、初回載荷時とほぼ同様に剛性が相当小さいが、図-6のように鋼材に付着のある場合は除荷後の剛性が大きくなっていることは注目される。付着の影響については、付着のみによる耐力とスタッドのみによる耐力との累加強度が付着とスタッドを有する場合の耐力にほぼ等しいことが認められる。なおタイプIIでは、スタッドがない場合およびスタッド間隔10cmの場合にはH形鋼のみがコンクリートブロックから押抜かれ、スタッド間隔5cmの場合には、H形鋼のフランジに挟まれた部分のコンクリートもH形鋼と一体となって押抜けたことを付記する。

4. Bシリーズ実験

4.1 実験計画

はり供試体によるせん断耐荷挙動の検討を目的とした本実験は、5.に示すPシリーズ供試体と同一寸法の断面寸法とし、せん断支間・けた高比 a/d を2.5(一部3.0)とし、主鋼材比、鉄骨と鉄筋の比率、せん断補強量、側面の水平鉄筋の有無を要因として表-2に示す8供試体を用いて実施した。供試体は45×45×360cmであり、主鉄筋はD13、鉄骨には40×40×5(mm)の山形鋼を用いた。なおせん断補強量に関し、本実験の目的がせん断破壊時の挙動およびせん断破壊に対する安全度を確認すること

から、鉄骨斜材およびスターラップは現在の土木学会のRC示方書（以下RC示方書）に規定されている最小腹鉄筋比（ $p=0.15\%$ ）にほぼ等しい量を基本とし、他の供試体にはこれより若干多い腹鋼材を配置した。

載荷は地震時の設計荷重を正負5回繰返した後、変位制御により一定の変位を正負5つづ繰返しながら変位を増大させた。ここに地震荷重は主筋引張応力 $2,700\text{kg}/\text{cm}^2$ （常時 $1,800\text{kg}/\text{cm}^2$ の1.5倍）となる荷重とした。

4.2 実験結果および考察

結果は表-2に示す。

a/d が3.0で載荷したRC-1-2(2)、SR-1-1(1)、SR-2-3の3体についていえば最大耐力はほぼ計算値と一致しているが、SR-2-3の場合のみ計算値より約16%大きい値を示している。これは鉄骨の斜材が若干軸方向の引張抵抗に寄与しているためと思われる。なお計算上の耐力は次式で求めたものである。

$$\frac{M_u}{b d^2 \cdot \sigma_{ck}} = p \cdot \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \left(1 - 0.59 p \cdot \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \right) \dots\dots\dots (2)$$

p : 引張鉄筋比、 $\sigma_{ck}=240\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 $\sigma_{sy}=3,500\text{kg}/\text{cm}^2$

a/d を2.5で載荷した5供試体からも鉄骨斜材（SR-1-2(1)）（SC-1-2）、側面の水平鉄筋（SR-1-2(2)）が曲げ耐力に寄与し、計算上の耐力より大きな耐力を示していることが判る。

さて、これらの実験を通してSC-1-2を除き全ての供試体がせん断破壊していることは特筆すべきことである。

発生せん断応力は $\tau = p \cdot \sigma_s \cdot \frac{1}{(a/d)}$ で求められるが、せん断抵抗を土木学会RC示方書（ただし終局時にあてはめたもの）、ACI Code、CEB・FIP Model Codeの各規定によって求め比較した。具体的にはせん断抵抗を

次式で求めた。

$$\tau = \tau_c + p_w \cdot \sigma_{wsy} \dots\dots\dots (3)$$

p_w : 斜引張鋼材比、斜材に関しては $(\sin \theta + \cos \theta)$ を掛けてスターラップ換算した。

τ_c : 土木学会: $\tau_c = (\tau_{a1}/2) \times 1.7 = 3.83\text{kg}/\text{cm}^2$

$$\text{ACI} : \tau_c = (0.5 \sqrt{\sigma_{ck}} + 176 \frac{d}{a}) \cdot p (\times 8/7) \div 9.7\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$\text{FIP} : \tau_c = 2.5 \tau_{Rd} \times 8/7 \div 8.6\text{kg}/\text{cm}^2$$

比較の具体的諸数値については省略するが、せん断降伏時、SC-1-2のみは全ての規定を満足しているが、それ以外の供試体はACIおよびFIPの規定を満足するものの土木学会の規定は満足していない。これら結果をふまえ、高応力の正負繰返し荷重によって、せん断補強が十分でない場合、やがて斜めひびわれが発生してせん断破壊に至り、この場合せん断補強に関し、ACI、FIPの規定は極めて危険であり、一方、RC示方書のせん断補強方法を終局時にあてはめたものは極めて妥当なものと考えられる。RC示方書の考え方は要領(案)に繰り入れられており、この実験により要領(案)のせん断設計に関する規定の妥当性が確認された。

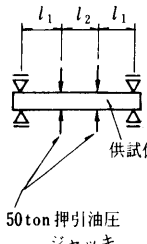
なお、せん断破壊の進行に伴って部材の靱性が劣化する程度はSRCとRCとでは明確な差を認めることができなかったが、破壊状態を見る限りトラス状鉄骨が配置されている方が、引張側鋼材と圧縮側鋼材との接続が確実であって好ましいように思われたことを付記しておく。

5. Pシリーズ実験

5.1 実験計画

実構造物として $6\text{m} \times 6\text{m}$ 程度の断面の4隅に $500 \times 500\text{mm H}$ の形鋼を配置したSRC橋脚を想定し、その約1/3

表-2 Bシリーズ 供試体一覧と実験結果

No.	供試体 名 称	引張鋼材比(%)		斜引張鋼材比		主 鋼 材	斜引張鋼材	せん断支間 ・けた高比	最大耐力 ⁽¹⁾ (ton)	破壊状況	降伏荷重時 の変位: δ (mm) ⁽²⁾	最終載荷	載荷状態 (模式図)
		鉄 骨	鉄 筋	鉄 骨	鉄 筋								
B-1	SR-1-1 (1)	0.417	0.422	0.06	0.084	山形鋼 4 本 D13 12 本	スターラップ φ 6 ctc 150 斜材 φ 6	3.0	18.0 * (15.4)	せん断破壊	8.5	5.3 × δ (負の 2 回目)	
		0.84		0.144									
B-2	SR-1-1 (2)	0.417	0.422	0.06	0.084	"	"	2.5	20.6 (19.6)	"	10.0	3.7 × δ (負の 2 回目)	
		0.84		0.144									
B-3	SR-1-2 (1)	0.417	0.422	0.105	0.126	"	スターラップ φ 6 ctc 100 斜材 φ 9	2.5	23.6 (17.6)	"	9.0	8.2 × δ (正の 2 回目)	
		0.84		0.23									
B-4	SR-1-2 (2)	0.417	0.422	0.105	0.126	山形鋼 4 本 D13 20 本 (腹面水平筋含む)	"	2.5	30.0 (19.6)	"	6.8	10.9 × δ (正の 3 回目)	
		0.84		0.23									
B-5	SR-2-3 (2)	0.834	0.844	0.21	0.126	山形鋼 8 本 D13 24 本	"	3.0	35.0 (30.2)	"	12.3	6 × δ (正の 1 回目)	
		1.68		0.336									
B-6	SC-1-2 (2)	0.834	0	0.21	0	山形鋼 8 本	斜材 φ 9	2.5	23.1 (19.0)	曲げ破壊 (圧縮部鋼材座屈)	10.5	7 × δ (正の 5 回目)	
		0.834		0.21									
B-7	RC-1-2 (1)	0	0.844	0	0.21	D13 24 本	スターラップ φ 6 ctc 120	2.5	22.1 (19.7)	せん断破壊	8.8	8.4 × δ (正の 2 回目)	
		0.844		0.21									
B-8	RC-1-2 (2)	0	0.844	0	0.21	"	"	3.0	16.6 (16.4)	—	8.6	11.6 × δ (正の 1 回目)	
		0.844		0.21									

注: (1)自重を考慮していない値で正負の平均値である。

(2)スパン中央の値である。

* () は計算上の終局耐力

の模型実験計画を立案した。供試体の形状を図－7、表－3に示す。P-SR-Sが要領に基づいた標準タイプであり、定着効果をみるためこれからスタッドだけを取り除いたものをP-SRとした。またP-SR-Sの鉄骨のみを2倍し鉄筋を除いたものがP-SC-S、さらにそれからスタッドを除いたものがP-SC、スタッドの効果のみ顕著に把握するためP-SC-Sから埋込部の端部ベースプレートと鉄骨斜材を除いたものをP-SC-SN、比較のためのRC供試体をP-RCとした。P-SRおよびP-SCを除き山形鋼のフーチング埋込部には21本のスタッド(φ4)を溶接した。

載荷はPC鋼棒を用いて軸力(約15kg/cm²)を作用させながら供試体頭部に水平な正負繰返し力を加えた。

荷重は地震時荷重(引張側鋼材の応力度が2,700kg/cm²となる荷重)、降伏荷重(同応力が3,500kg/cm²となる荷重)、2δ変位(1回)、3δ変位(5回)……(ここにδ:降伏荷重時の柱頭部変位)の順に載荷することを標準とした。

5.2 実験結果と考察

各供試体の繰返し荷重変位曲線の例を図－8に示す。また、実験結果の一覧を表－4に示す。標準となるP-SR-S供試体は鋼材降伏時変位の6倍の変位(6δ)の繰返し荷重に対しても十分健全であった。ヒステリシスループの中で特にP-SC-SN供試体は特異であった。これは、6δの変位でも鋼材の座屈は認められなかったが、フーチングに大きなひびわれを生じさせたためである。

これらの特性については以下、個々に検討を加える。

まず、荷重変位曲線を包絡線について比較したのが図－9である。ここには、再載荷を行ったSRは特性が若干異なるので省いて比較した。これをみると、ほとんど極端な差は4δまではないと思える。最大耐力はX・Yレコーダより読み取り平均すると表－4のようになった。P-SR-S供試体の最大耐力にくらべるとP-SR、P-SC-S、P-SC、P-SC-SN、P-RCはいずれも0.5～8.5%程低下している。また、6δでの繰返しの耐力の低下はP-SR、P-SC-S、P-SC、P-RCで顕著である。

降伏荷重時の変位は小さい方からP-RC、P-SR-S、P-SC-S、P-SR、P-SC-SN、P-SCの順になっている

(表－4参照)。また、降伏荷重時の柱のつけ根部のひびわれ幅(この値はフーチングからの抜け出し量に対応する)は上述の変位と全く同一の順番になっており、柱つけ根部のフーチングからの鋼材の抜け出しが柱頭部の変位に直接結びついていることは明白である。この結果からP-SR-S供試体の柱のフーチングへの定着性能は、意図したとおりの満足な性能をもっていることが示されたものと思われる。P-SC-SとP-SCとの相違は、フーチング中の柱の軸方向鋼材のスタッドの有無であって、両者の変位挙動からスタッドの定着に及ぼす効果が明瞭に認められる。P-SC-SNはP-SC-Sと比べ変位が10%以上大きくなっているが、これはフーチング中の鉄骨ブレーシングが定着応力を分担するからであり、ブレーシングが有効なことを示している。一方、つけ根部の変位は圧縮側にも生じているのであって、これはコンクリートと鋼材がフーチング中も含めて圧縮されるからである。P-SCの場合を例にとれば、全変位9mmのほぼ半分がつけ根部の回転によるものである。

ヒステリシスカーブの比較を図－10に示す。これより、SR-SのヒステリシスループはRCの形状に近く、そのみならず、伸びやループの面積でSR-Sの方がRCより大きいことがわかる。実はこれこそ、大型SRC構造の考え方を如実に反映したものといえる。すなわち、鋼材の配置法(断面2次モーメントへの寄与および経済性、効率)という点ではよりRCに近く、力学的な荷重ひずみ関係では粘り強くあることになる。

また、他の供試体とのヒステリシスループの面積や形状をくらべると、SR-S、SC-S、RCは好ましいと思われる。SC-SNはフーチングにひびわれを多く誘発しているせいか、ループが特異な性状であり、エネルギー吸収能力では劣っている。

ここで、標準タイプであるSR-Sのエネルギー吸収能力について定量的に検討してみる。先に、大型SRC構造の考え方が、よりRC的であることを述べたが、それであれば、従来RC部材で、エネルギー吸収能力を把握するのと同じ考え方で、大型SRCのエネルギー吸収能力も把握できるはずである。一般にRC部材に限らず、

1サイクルの変位時のエネルギー吸収能力は、ヒステリシスループの囲む面積 ΔW で表わされる。ここではその大きさを便宜的に知る指標として等価粘性減衰定数 h_{eq} を計算した。等価粘性定数は次式で定義され、動的解析を行う場合に、採用できると思われる。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 ΔW :ヒステリシスループの囲む面積
 W :繰返し載荷時に部材に蓄積されるエネルギー

表－3 Pシリーズ供試体一覧表

No.	供試体名称	橋脚部引張鋼材比(%)		橋脚部斜引張鋼材比(%)		橋脚部主鋼材	橋脚部斜引張鋼材	橋脚のフーチングへの定着方法
		鉄骨	鉄筋	鉄骨	鉄筋			
P-1	P-SR-S	0.417	0.422	0.105	0.126	山形鋼4本 D13 12本	スターラップ φ6ctc100 斜材 φ9	スタッド、斜材、端材、 ベースプレート、 鉄筋と鉄骨の付着
		0.84		0.23				
P-2	P-SR	0.417	0.422	0.105	0.126	"	"	斜材、端材、 ベースプレート、 鉄筋と鉄骨の付着
		0.84		0.23				
P-3	P-SC-S	0.834	0	0.21	0	山形鋼8本	斜材 φ9	スタッド、斜材、端材、 ベースプレート、 鉄骨の付着
		0.834		0.21				
P-4	P-SC	0.834	0	0.21	0	"	"	斜材、端材、 ベースプレート、 鉄骨の付着
		0.834		0.21				
P-5	P-SC-SN	0.834	0	0.21	0	"	"	スタッド、 鉄骨の付着
		0.834		0.21				
P-6	P-RC	0	0.844	0	0.252	D13 24本	スターラップ φ6ctc100	鉄筋の付着
		0.844		0.252				

表-4 Pシリーズの実験結果

供試体名	載荷方法 ¹⁾	降伏荷重時 ⁵⁾			破壊状況	最大耐力 ⁴⁾ (ton)	破壊時の変位
		変位、 δ (mm)	柱つけ根部のひびわれ幅 (mm)	鋼材の応力度 ³⁾ (kg/cm ²)			
P-SR-S	①干 E × 1回 ②干 Y × 5回 ③干 2 δ × 1回 ④干 3 δ × 5回 ⑤干 4.1 δ × 5回 ⑥干 5.1 δ × 10回 ⑦干 6.1 δ × 10回 ⑧干 13.0 δ × 5回	7.3	0.71	2,274	鋼材の座屈	19.9 (=1)	13 δ (6 δ 後軸力なし)
P-SR	①干 E × 5回 ②干 Y × 5回 ③干 2 δ × 5回 ④干 3 δ × 5回 ⑤干 4 δ × 5回 供試体滑動の再実験 ①干 2 δ × 5回 ②干 4 δ × 5回 ③干 5 δ × 5回 ④干 6 δ × 10回	8.2	0.81	2,516	"	19.5 (=0.980)	5 δ
P-SC-S	①干 E × 1回 ②干 Y × 5回 ③干 2 δ × 1回 ④干 3 δ × 5回 ⑤干 4 δ × 5回 ⑥干 5 δ × 10回 ⑦干 6 δ × 5回	7.7	0.75	1,747	"	19.8 (=0.995)	5 δ
P-SC	①干 E × 1回 ②干 Y × 5回 ③干 2 δ × 1回 ④干 3 δ × 5回 ⑤干 4 δ × 5回 ⑥干 5.1 δ × 11回	8.9	1.00	3,221	"	18.7 (=0.940)	4 δ
P-SC-SN	①干 E × 1回 ②干 Y × 5回 ③干 2 δ × 1回 ④干 3 δ × 5回 ⑤干 4 δ × 5回 ⑥干 5.1 δ × 10回 ⑦干 5.8 δ × 5回 ⑧干 11.3 δ × 2回	8.4	0.88	1,701	"	18.2 (=0.915)	11 δ (5 δ 後軸力なし)
P-RC	①干 E × 1回 ②干 Y × 5回 ③干 2 δ × 1回 ④干 3 δ × 5回 ⑤干 4 δ × 5回 ⑥干 5 δ × 5回 ⑦干 6 δ × 13回	7.0	0.60	1,760	"	18.5 (=0.930)	6 δ

注：1) E=地震時荷重(12ton)、Y=降伏荷重(14.5ton)、 δ =降伏荷重正負繰り返し5回目の変位
2) フーチング上面から140cmの橋脚の変位で正負の平均値である。
3) フーチング上面から225mm中へはいた点の鋼材の応力度で、RCは鉄筋の値、他は形鋼の値である。
4) 正負の平均値で、X・Yレコーダーより読み取ったものである。なお、()内はSR-Sを1としたときの比率である。
5) 繰り返し5回目のデータを整理した。

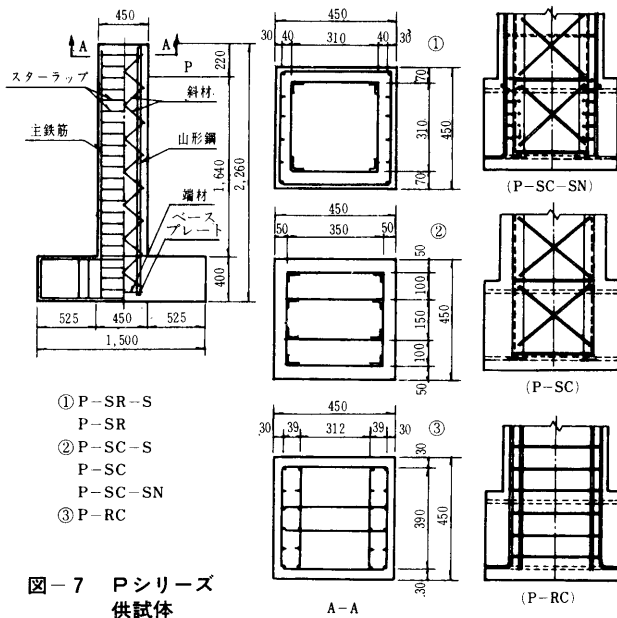


図-7 Pシリーズ供試体

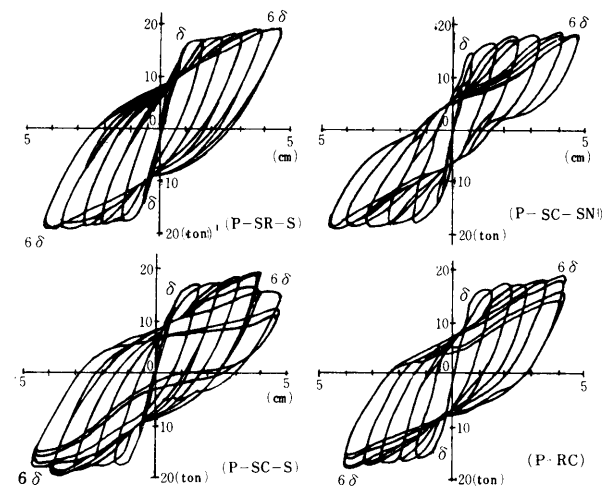


図-8 Pシリーズ荷重・変位曲線

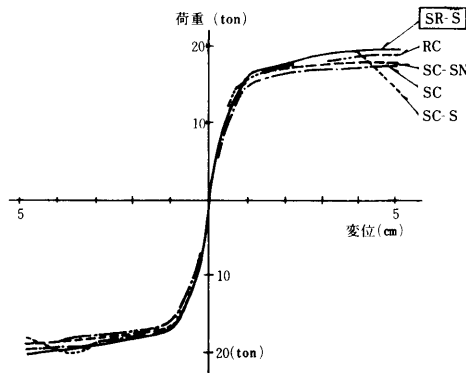


図-9 荷重変位・曲線の比較 (1 δ での包絡線)

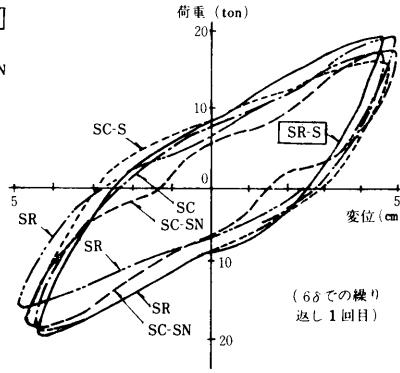


図-10(a) ヒステリシスカーブの比較 (SR-Sと他のもの)

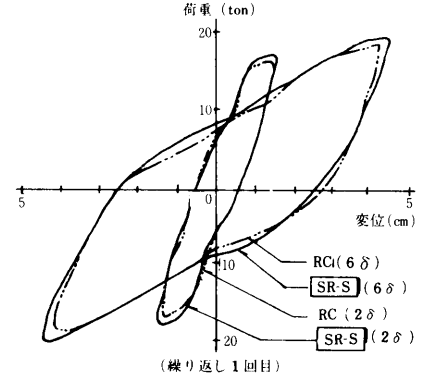


図-10(b) ヒステリシスカーブの比較 (SR-SとRC)

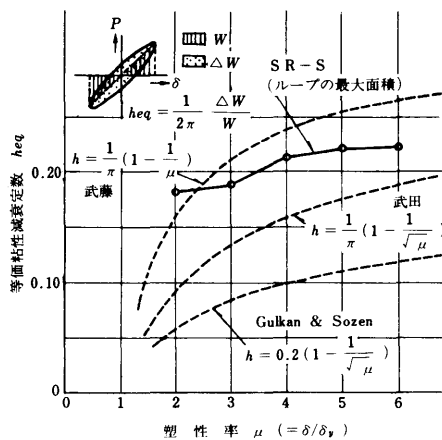


図-11 SRC橋脚 (SR-S模型) の等価粘性減衰定数

結果は図-11のようである。ここでは図-8に示すSR-Sのヒステリシスループから繰返し回数によりあまりループの変形がないことを考慮し、数回のループの包絡した最大面積で評価した。図-11中には鉄筋コンクリート部材の減衰定数について武藤、武田、Gulkanらが提案した値も並記した。土木研究所³⁾の実験によれば、単一柱形式の鉄筋コンクリート供試体の等価減衰定数の値は、武藤の値を上限值、武田の値を下限值とするようなもので、Gulkanらの値はかなり安全側の値とのことである。これに対し、SR-S供試体もほぼ同じようなデータを提供している。ただし、塑性率 $\mu (= \delta/\delta_y) = 2$ くらいでは、武藤らの提案している減衰定数を上まわっている。

RCのヒステリシスループがSR-Sのそれより若干小さい面積であったことより、RCのデータもSR-Sの減衰定数より若干低めで評価されよう。以上のようなデータより大型SRCのエネルギー吸収特性については、ほぼ鉄筋コンクリートと同様な手法で評価できると思われる。

Pシリーズの供試体の破壊は、柱のつけ根部近傍の鋼材の残留伸びとコンクリートのひびわれによる劣化により、鋼材の座屈が誘発されたことによるものであり、破壊形式としては曲げ破壊である。(図-12にその一例を示す。)

これは逆に、正負繰返し载荷のもとでもせん断力に対する補強量が十分であったことを示すものである。

6. あとがき

実験成果をまとめると以下のとおりである。

(1) スタッドジベルの耐力は道示の設計式で安全側であり、かつ付着とスタッドを有する場合の耐力は、付着のみによる耐力とスタッドのみによる耐力との累加強度にほぼ等しく、要領での考え方は十分安全側となる。但しコンクリートの沈下およびブリージングのある場合のスタッドのすべり変位量は極めて大きくなり注意する必要がある。

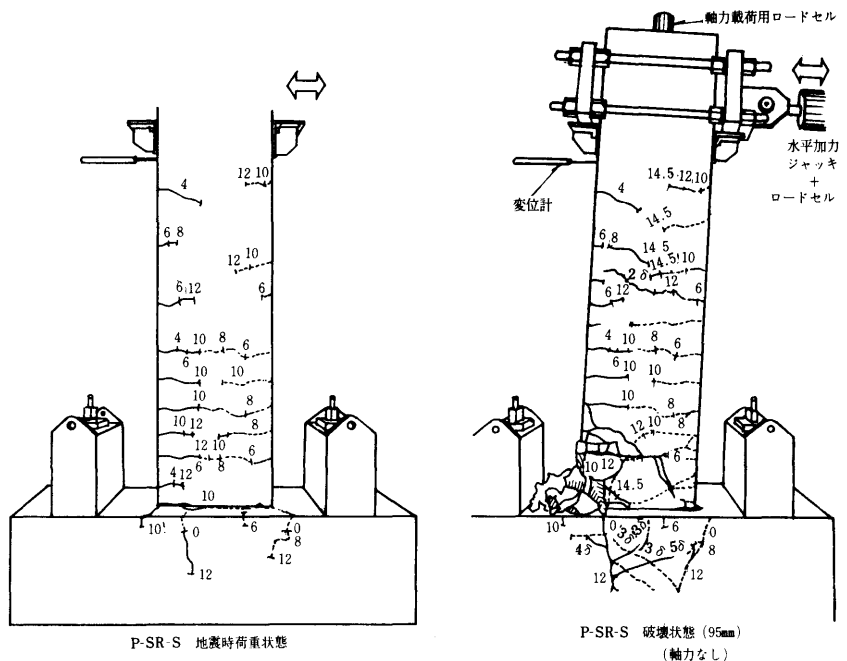


図-12 ひびわれ状況の略図 (P-SR-S)

(2) せん断破壊を避ける観点から土木学会RC示方書の新しい設計方法を終局状態にあてはめた方式は、降伏荷重以降の大変位の正負繰返し载荷に対し、極めて妥当なものであることが確認された。

(3) Pシリーズ実験において本要領に基いた供試体が最も好ましい健全な挙動を示しており、本要領の妥当性をうらづけている。また、スタッドジベルが単に鉄骨の抜出しの軽減のみならず耐力に対しても極めて有効であること、フォーミング中の鉄骨斜材が鉄骨の定着に極めて有効であることも定性的に確認された。

(4) Pシリーズ実験における橋脚の繰返し载荷による荷重変位の履歴特性は、鉄筋コンクリート部材とほぼ同等なヒステリシスループ形状を有するだけでなく、そのエネルギー吸収能力上も良好であることがわかった。

以上、大型SRC橋脚の設計法の妥当性が確認され、今後、隅角部の設計方法、架設応力を考えたはりの設計方法、動的復元力特性等の検討を加え、大型SRC要領で提案された新しい設計概念の応用範囲が広がることを望み、本報告を終りとする。なお、本実験は、横浜国立大学の池田尚治教授の下で行われたものであることを付記し、関係者の方々に感謝する次第です。

参考文献

- 1) 金光、樋口、大町、「大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説(案)」、本四技報 No.13 1980. 7
- 2) 横浜国立大学工学部土木工学科(池田尚治教授)受託報告書、「大型鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究」昭和56年3月
- 3) 土木研究所資料第1513号、「単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計に関する研究」昭和54年7月

大鳴門橋主塔の製作・架設

Fabrication and Erection of the Ohnaruto Bridge Main Tower

第一建設局 設計課長 田中 淳之
Atsuyuki Tanaka

1. まえがき

大鳴門橋は、鳴門海峡に建設中の中央支間長 876 m の 3 径間 2 ヒンジ補剛トラス道路・鉄道併用吊橋である。

本橋の工事は昭和51年に着工して以来 6 年になろうとしているが、既に下部工、主塔、バックステー径間橋が竣工し、本橋の上部工事も現在ケーブル架設工事が全面的に展開し、いよいよ佳境の段階を迎えている。

本文では、このうち既に竣工した本橋主塔の製作および架設工事の概要について報告するものである。

一般鋼橋に比して、主塔の設計および製作・架設上で特色を持つ事項は、①圧縮力の添接を一部メタルタッチで伝達させること、②塔柱の鉛直精度が $1/10,000$ 以下と非常に厳しい精度が要求されていること、などであろう。前者は、作用圧縮軸力に対し塔主板は50%、継リブは25%をそれぞれメタルタッチで伝達させ、その残りを高力ボルトで負担させる設計仕様としている。また、後者は、塔柱に作用するケーブル鉛直反力が大なるため(本橋では約40,000t/基)、製作・架設誤差による偏心曲げモーメントを極力小さく押えることにある。したがって、主塔の製

2. 工事概要

2.1 構造概要

図-1に本橋主塔の構造概要を示す。

主塔の構造は、可撓性塔 (Flexible Tower) 形式で、塔柱を3つのセルで構成した鋼板セル構造である。

高さ125.93mの塔柱は、製作・架設上の取り扱いから、高さ方向に13段に横分割し、さらに各段の一般部は、3つのブロックに縦分割されている。ブロックの数は、底板2枚を含めて86個、その最大重量は、第1段の88.4tであり、また、最大部材長さは12mである。主要材質はSM58材で、主塔1基当りの鋼重は、4,294tである。

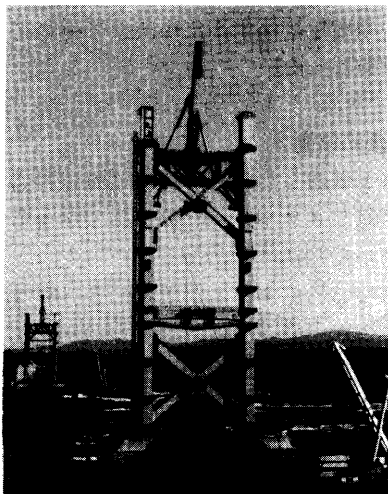


写真-1 架設工事中の主塔(手前は4P主塔)

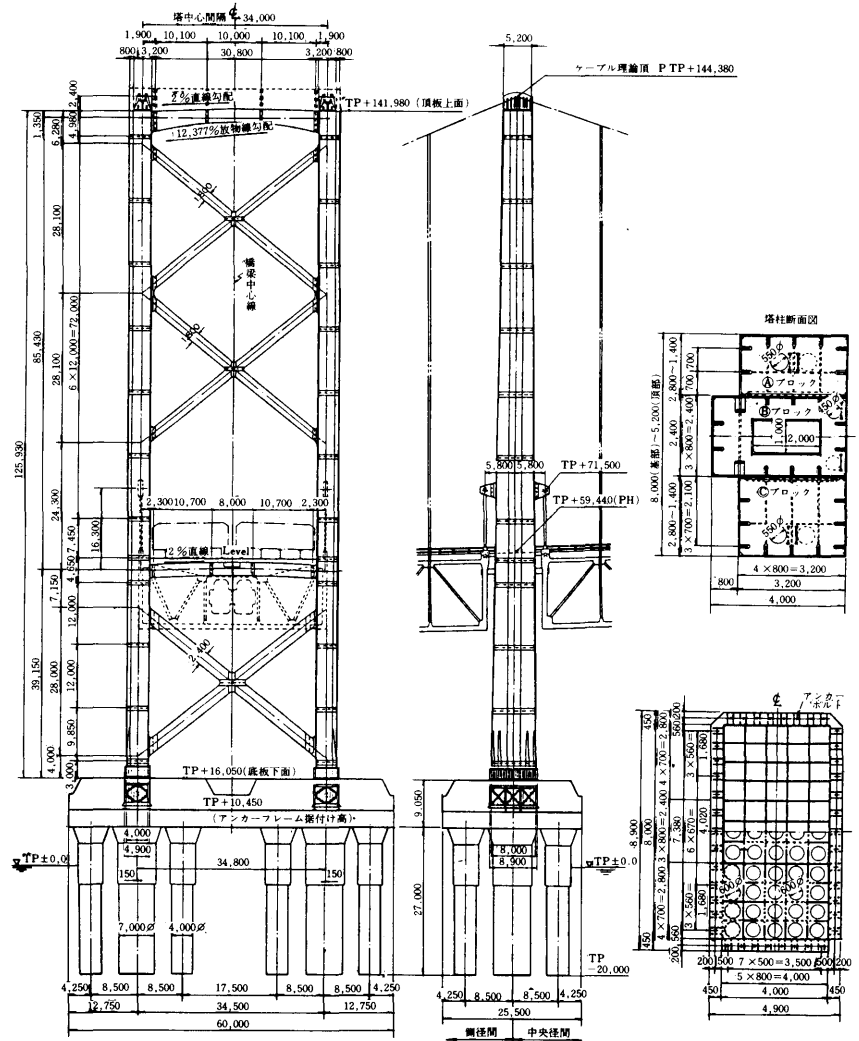


図-1 主塔一般図

表-1 主塔工事実施工程表

		54年												55年												56年											
工事内容		月												月												月											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8				
製作工事	詳細設計																																				
	原寸加工																																				
	仮組立																																				
	塗装(上塗り上げ)																																				
架設工事	3P(淡路側)																																				
	橋脚上面仕上げ																																				
	仮設設備																																				
	塔部材架設																																				
	塗装(継手部及び補修部)																																				
架設工事	4P(鳴門側)																																				
	橋脚上面仕上げ																																				
	仮設設備																																				
	塔部材架設																																				
	塗装(継手部及び補修部)																																				
架設工事	塔内エレベータ設備																																				
	塔内電気設備																																				
	橋脚上面仕上げ																																				
	仮設設備																																				
	塔部材架設																																				

したがって、塔柱各段は大組立後、その端面を大型精密切削機により切削仕上げを行い、次いで“縦置検査”で部材の鉛直度と寸法精度を、また、“横二段組仮組検査”で各段相互のメタルタッチ率をそれぞれ計測し、可否の判定を行った。

3.2 使用鋼材の仕様

本構造物は、既に述べた高精度が要求されると共に、吊橋を構成する中で将来取り替えが不可能な構造部分であることから、

使用鋼材についても以下の条件を付けた。

①部材の製作精度に影響が大きい板厚公差と平坦度について、HBS規定値を縮小した品質規準を設定した。

②主要構造部分のうち、溶接時の拘束条件の厳しい部分および構造上板厚方向応力度の高い箇所に用いる鋼材は、ラメラティアの発生を防止し、製作工程でのトラブルを避けるために、耐ラメラティア仕様を付加し、さらに溶接施工試験によりその確認を行った。

3.3 溶接施工

溶接施工に当っては、特にSM58材の調質高張力鋼としての性能をそこなわないように留意し、溶接施工試験によりその施工方法、施工条件の適正を確認した。また、塔柱の端面切削加工は、3セルを1体仮組した状態で行うが、その際、無理な拘束力を与えずに1体化ができるように、各単セルの溶接変形(特に捩れ)が最小限になる溶接の順序と方法、予熱の方法と範囲などに留意して施工した。

3.4 機械切削加工

①添接部のメタルタッチ精度確保のための塔柱端面切削については、切削順序、切削時間帯(最終仕上げは、温度変化の少ない夜間に行った)、部材の支持・固定方法などの最適条件を設定した。

②部材断面寸法の精度を確保するために、ダイヤフラムは機械切削仕上げを行った。

3.5 3セル解体復元照査

塔柱断面は3セル1体組した状態で部材端面切削加工を行い、かつ二段仮組でメタルタッチの確認を行っているが、架設時は単セルでの据付けとなるため、

①3セル1体仮組時に発生すると予想される内部応力の影響

②内セルと外セルの剛性の相違による解体後のひずみの影響

などを事前に把握し、架設工事に反映させることを目的として、立置部材検査時に外セルを一旦解体した後、再度復元を行い上記の影響度を調べた。

2.2 工事工程

表-1に主塔工事の実施工程を示す。

主塔工事は、昭和54年1月31日に製作工事を、また、架設工事を昭和54年12月18日に、いずれも三菱重工業・川崎重工業JVと契約した。両者の担当区分は、3P主塔(淡路側)を三菱重工業が、4P主塔(鳴門側)を川崎重工業が担当した。

その後、架設の準備工事から本工事に入る段階で海事関係者との同意が得られず、2.5ヶ月間の工事の一時中断もあったが、昭和56年1月中旬に製作工事を竣工し、さらに同年7月初旬には架設工事も完工した。詳細設計に着手以来、約2年半の歳月を要したことになる。

3. 製作

3.1 製作手順

主塔の製作は、図-2に示す流れで行われるが、その製作精度は以下のように高水準のものが要求されており、高度な加工技術と品質、精度管理の下に行われた。

①塔柱の鉛直度および部材長：1/10,000

(※:10mにつき1mm、塔全高で12.6mm以下)

②塔柱断面寸法(3セル1体)：±2mm

③塔柱各段相互の精度：仕上面の表面粗さ12S以下、すき間の最大許容差0.2mm以下、メタルタッチ率**は塔主板上50%以上、縦リブで25%以上

(**：メタルタッチとは、0.04mmのすき間ゲージが停止すること)

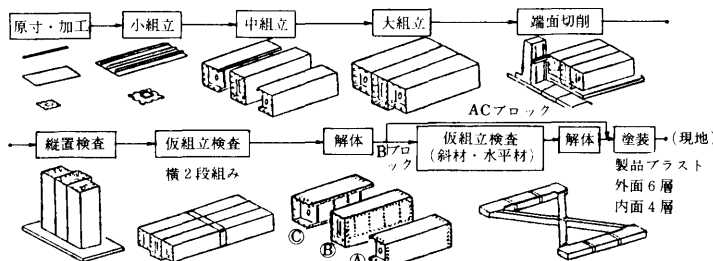


図-2 主塔工場製作手順フローチャート

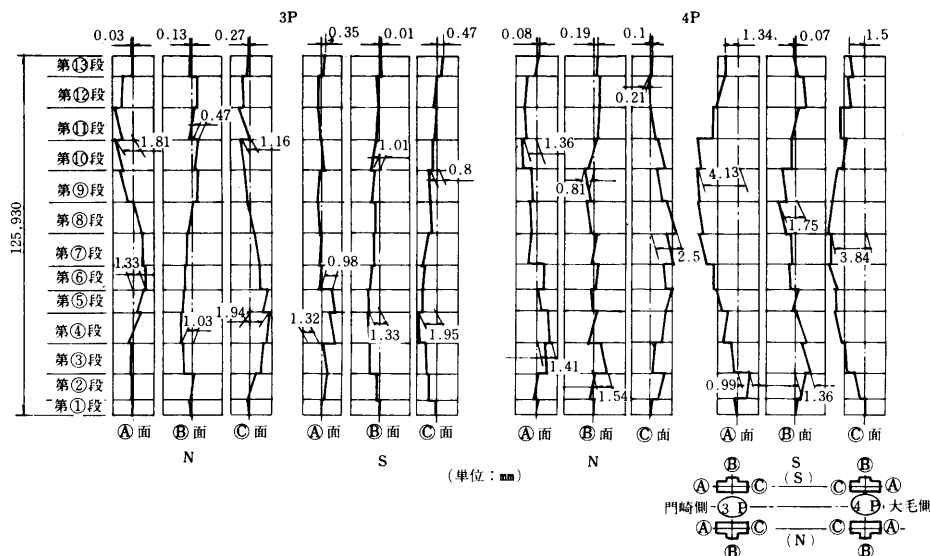
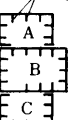
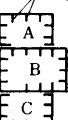


図-3 主塔製作仮組時の鉛直度

表-2 メタルタッチ率総括表

(単位: %)

構造 セル断面		塔 主 板		縦 リ ブ				摘 要		
		N		S		N			S	
		最 小	平 均	最 小	平 均	最 小	平 均		最 小	平 均
3 P	A	82(83)	96(97)	75(77)	97(95)	72(77)	91(96)	57(58)	89(90)	
	B	71(82)	92(96)	71(89)	92(97)	67(78)	82(94)	58(64)	79(92)	
	C	90(91)	99(98)	85(71)	95(96)	90(80)	97(92)	86(69)	94(92)	
	全断面平均	85(88)	95(97)	84(80)	94(96)	76(80)	88(94)	69(64)	86(91)	
4 P	A	56(75)	89(98)	73(91)	95(97)	50(79)	85(89)	72(60)	94(92)	
	B	86(93)	98(99)	71(82)	93(97)	50(63)	85(87)	69(69)	83(90)	
	C	73(88)	88(97)	80(86)	91(97)	71(64)	88(85)	64(79)	90(90)	
	全断面平均	83(90)	93(98)	76(86)	93(97)	73(72)	86(87)	76(73)	87(91)	

(注) 1. A, B, C欄の値は、A, B, C各セルに対する塔柱全段添接部についてのメタルタッチ率の最小および平均を示す。
2. 全断面平均欄の値は各段の全体断面に対する塔柱全段添接部についてのメタルタッチ率の最小および平均の値を示す。
3. () 内は工場製作における値を示す。() 外は現場架設における値を示す。

3.6 主塔製作制度の実績

図-3および表-2に、工場仮組立時における塔柱の鉛直度およびメタルタッチ率(架設時と併記)の実績結果を示す。

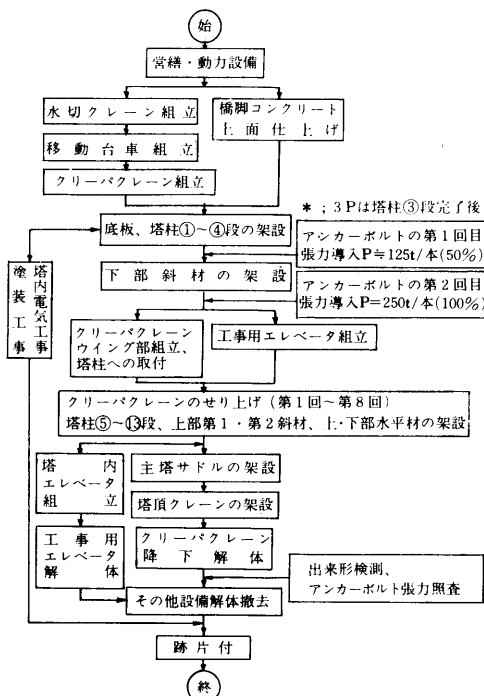


図-4 主塔架設手順のフローチャート

4. 架 設

4.1 架設手順

図-4に主塔工事全般の架設手順フローチャートを示す。

4.2 仮設備

主塔架設用仮設備としては、クリーンクレーン〔90t×28m(3P)、27m(4P)〕、水切クレーン〔90t×17.5m(3P)、16m(4P)〕、移動台車、受電設備、工事用エレベーター等がある(図-5参照)。このうち、クリーンクレーンは、架設の成否を左右する重要かつ特色ある設備である。このクリーンクレーンの鋼重は自立架台も含めて1基当たり約770tで、このうち、せり上がり部分の自重は約430tにも及ぶため、取付部の塔本体には内部補強を施した。

次に、水切クレーンは、大鳴門橋の上部工事全般にわたって使用する目的で、海上足場に合せて新規に製作した定置式三脚デリックである。

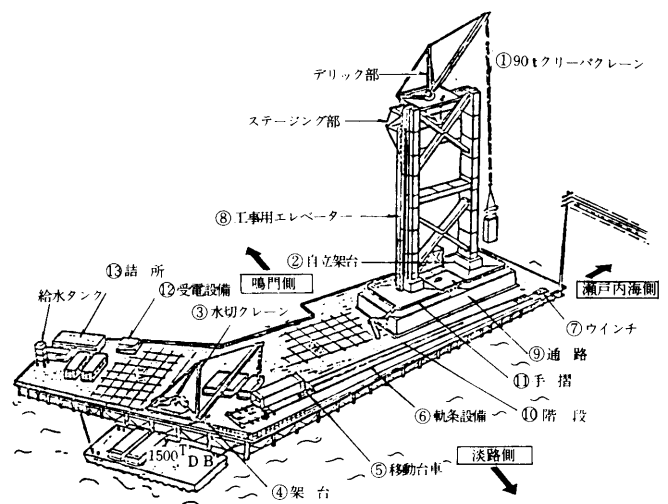


図-5 主塔仮設備概要図(3P)

4.3 橋脚コンクリート上面の研磨仕上げ

主塔の架設に先立ち、底板据付面の橋脚コンクリート上面の切削研磨仕上げが行われる。これは、主塔の鉛直度の確保と、主塔にかかる大きなケーブル反力を基礎コンクリートに均等に分布させるためのもので、表-3に示すごとき精度が要求されている。

施工手順の大要は、①表層レタンス部の水平切断除去(約45mm)→②中仕上げ(約4～4.5mm)→③精密仕上

げ(約0.5~1mm)の3段階であり、各段階でそれぞれの切削研磨用ブレードに取り替えられる。この仕上げ作業には、一般部用の走行型研磨機(1台)とアンカーボルト周辺用の旋回型研磨機(2台)の2種類を用いた。

表-3に仕上げの許容値と実績結果を示す。なお、検測には一等水準儀(1/100mm読み)とストレートエッジによった。

特筆すべきことは、今回開発したアンカーボルト周辺部の旋回式研磨機が、従来の手仕上げによる方法と比べて精度および能率の両面で大幅に改善され、所要工期も検測を含め約1.5~2ヶ月と予定より早く完了したことである。

従来、仕上げを完了したコンクリート面には、不陸調整と底板との密着性を期待して、底板据付直前にセメント粉末を散布する方式が採られている例が多いが、粉末が風で飛散するなどして必ずしも良好な結果が得られ難いと報告されている。本橋の場合、コンクリートの仕上げ精度が極めて良好であり、不陸調整を必ずしも必要としないため、コンクリートと接触する底板の防錆効果を高めることのみを目的として、エポキシ樹脂系のコンクリート浸透性塗料(エポニックス#3100)を塗布(約40 μ)する方式を今回採用した。

4.4 主塔本体の架設

(1) 部材の海上輸送

表-3 橋脚コンクリート研磨仕上げ精度

項目	許容値	仕 上 り 結 果			
		3 P (淡路側)		4 P (鳴門側)	
		N塔柱	S塔柱	N塔柱	S塔柱
仕上げ高さ	計画高(TP+16,050)に に対し ± 1.0 mm	+0.54 -0.05	+0.54 -0.16	+0.35 -0.44	+0.36 -0.30
平面度	仕上げ全面積に対し最高 と最低高の差1.0 mm以下	0.59	0.70	0.79	0.66
最大すき間	0.5 mm/m	0.5	0.5	0.5	0.5
傾 斜	1/10,000以下 (両縁端間高低差/辺長)	1/10,700	1/11,200	1/10,200	1/12,700

(注)表中の仕上り結果は最大誤差を示すもので、全体の平均値を示すものではない。

海上輸送のため広島および坂出工場で大型台船(主として1,500t級)に部材を塔載した船団は、架橋地点が潮流の強い地域であることから、潮待ちのため一旦荷揚げの前日に架橋地点近くの亀浦または蛇の鱗基地に停泊し、翌日、転流時刻に合せて海上足場に接岸して水切りした。

輸送は水切可能日が潮流の関係から1ヶ月のうち1/2程度であることと、1サイクル当りの架設日数と海上足場のストックヤードの広さを考慮して、架設の1.5サイクル分(1.5段分)を月に2回程度の間隔で実施した。

(2) 主塔の架設

主塔の架設工法は、架橋地点の諸条件を踏まえ、設備費(経済性)、工期、安全性等を検討の結果、最終的にクレーン移動式工法(塔柱移動式クレーン工法)を採用した。本主塔の場合、図-6に示すように底板から塔柱第4段までの架設はクレーンを基礎上に自立させた状態で行い、また第5段以降は架設済みの塔柱側面にガイドレールを取りつけ、これに沿わせてクレーンをせり上げながら順次塔頂までの架設を行う方式とした。

(a) 塔柱の架設

塔柱断面のうち、3セル分割断面の架設順序は、閉断面の中セル(B)→開断面の外セル(A、C)の順に行った。

架設の精度管理は、工場製作での製品精度をいかに再現するかの一言に尽きる。そのために、あらかじめ工場仮組立での合マークおよび証拠穴を基準としてドリフトピンの打ち込みを忠実にを行うことにより工場精度の再現に努めた。架設における精度管理上最も大きな比重を占めるのはメタルタッチである。メタルタッチを困難にする主要因の1つとして、部材仮置時の直射日光による部材の歪により外セルの一边にすき間が生じる傾向があること。もう1つは、塔主板がタッチする前に縦リブ同志がタッチするため、塔主板がタッチしにくくなることであった。

このようにメタルタッチが困難な場合の対策として、
① 仮置部材をオーニングシートで覆い、直射日光の影響を避ける。

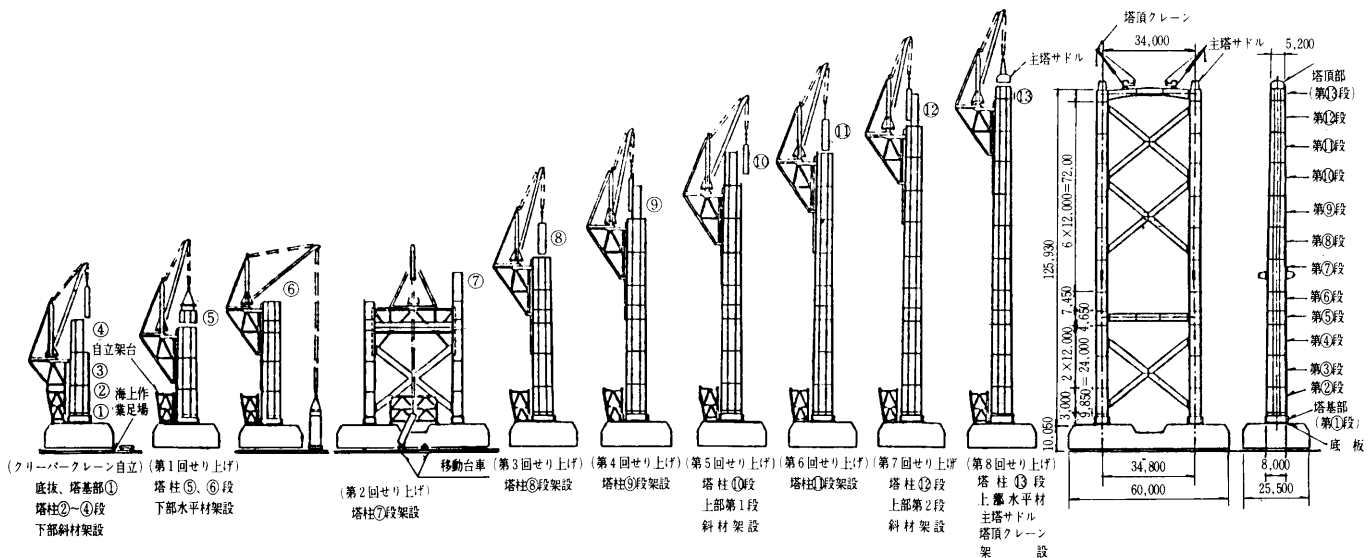


図-6 主塔架設要領図

- ② ドリフトピンの数量を増す。
- ③ 添接板を若干ずらせ、本体との穴ずれを利用してドリフトピンで引き寄せる。
- ④ 架設部材下端のメタルタッチと同時に上端面の相隣り合うセル間の段差をドリフトピン打ち込み時に行う。
(※これは、1体ブロックの第5段、第13段のメタルタッチに好結果をもたらせた。)

などを実施した。この結果、表-2に示すように高率のメタルタッチ率を得ることができ、本主塔では1枚のシムプレートも使用する必要はなかった。

架設は、各段ごとに塔柱の偏心量、メタルタッチ率等が規定の精度内であることを確認して次の段階に進めた。

(b) 斜材、水平材の架設

斜材の架設は、塔柱第4段、第10段、第12段のそれぞれ架設完了後に行った。架設の要領は、チェーンブロックで台付けロープの長さを調整することにより斜材を所定角度にして吊り込んだ。ドリフトピンの打ち込み後、塔柱上部より斜吊り索を取り、左右の斜材が中央点で連結されるまでの間仮支持させた。

水平材の架設は、まず塔柱側に取りつくブロックを片持ち状態で架設し、次いで中央のブロックを落し込んだ。この方法では、あらかじめ片持ち架設による応力を設計段階で見込み、製作時にたわみ分のキャンバーをつけることで、上部水平材と同様に下部水平材についても斜吊り索を省略できるようにした。また、中央ブロックの落し込みが容易なように、部材に50mmのテーパと10mmのすき間を設けることを設計時に考慮した。

なお、斜材、水平材の架設の際、クレーンが橋軸直角方向に偏心して塔柱に取りついているため、クレーン自重による塔柱内側への弾性変形が支障となる。この対策としては、クレーンのステーキング部と塔柱に固定されているガイドレールを利用し、この間にジャッキ(4P)またはクサビ(3P)作用を応用した“塔柱押し拡げ機構”により無理なく架設することができた。

(c) 高力ボルトの締付け

従来、高力ボルトの締付け方法には、トルク法とナット回転角法の2種類があり、わが国ではボルト自身の保有するトルク係数を基準に締めつけるトルク法が主流を占めている。

本橋では長期にわたる架設期間中の防錆を目的として、防錆処理高力ボルト(F10T、M24)の使用と摩擦接合面には防錆処理(母材は厚膜型ジンクリッチペイント75 μ 、添接板は亜鉛溶射75 μ)が施されている。この防錆処理皮膜が存在する結果、ボルト軸力弛緩が従来以上に増加することが懸念された。このため、ボルトの軸力弛緩に対しても設計軸力が確保できることを前提に、締付方法、締付機械等について調査、検討した結果、最終的に耐力点検法を採用した。なお、事前に本橋主塔仕様の防錆処理継手のすべり係数と軸力弛緩の経時変化に対する安全性確認を目的として継手実験を実施した⁵⁾

耐力点検法は、ボルト軸力が耐力点を超えるとトル

クの変化率が急変することに着目し、電子回路によりトルクの変化率(電流変化率)を捕え、締付けを自動的に停止させることにより、常に一定値の耐力点に相当するボルト軸力を確保するものである。したがって、弾性領域で管理するトルク法よりも高めの軸力が導入できるため、軸力弛緩に対して有利であることが設計上からの採用理由である。

耐力点検法による管理として、午前・午後の始業前の現場予備実験と、締付機の3ヶ月ごとの定期点検を実施した。また、締付検査にボルト・ナットのマーキングによる目視検査を併用し、共まわりボルトおよびナット回転角異常のボルトについては、締付不良ボルトとしてすべて取り替える方針とした。

約26万本のボルトの締付結果は変動係数2%程度の好成績が得られた。締付不良による取り替え本数は約1%で、そのほとんどが締付力の不足あるいは過大に起因するものであった。また、架設当初、予備締め力が過大な場合にボルトとナットが焼付き、共まわりしたボルトが数本あったが、これは防錆処理高力ボルトなるが故に防錆皮膜が焼けて生じた現象であることが再現試験により判明した。

以後、予備締め力をやや下げることにより、この現象は解消した。

本方法の場合、予備締め力の管理が大きなポイントとなるようである。

(3) 主塔架設工程の実績

表-4は主塔架設所要日数の実績を総括したものである。なお、この中で12月から1月にかけては冬期季節風の影響により極端に稼働率が低下したことを付記しておく。

表-4 主塔架設所要日数の実績

項 目	単 位	クリーン自立状態 (全26ブロック)	クリーンせり上げ状態 (全60ブロック)
1サイクル(1段)当り架設日数	日/サイクル(ネット)	7	9
1日当り最大吊り込みブロック数	ブロック/日(ネット)	3	最大*5、平均**3
1ブロック当り架設平均所要日数	日/ブロック(クロス)	1.5	2.2

(注) * : せり上げ第1回~第8回を通しての最大値を示す。
** : せり上げ各回最大値の第1回~第8回までの平均を示す。

4.5 主塔架設精度の実績

(1) メタルタッチ率

表-2は架設工事におけるメタルタッチ率の実績(製作仮組立時と併記)を総括したものであるが、その結果は工場の精度を十分再現しており、規定を大きく上回る良好な値が得られている。これは、この年が例年になく冷夏であったことも好結果に結びついた一因と考えられる。

(2) 主塔出来形精度

図-7は主塔偏心量の実績結果を模式的に拡大して表わしたものである。主塔の鉛直度に対する許容偏心量(高さ10mにつき1mm、つまり塔頂で12.6mm以下)に対し、許容範囲に十分収まっている。なお、計測は部材間温度差の影響を極力避けるため早朝に行った。

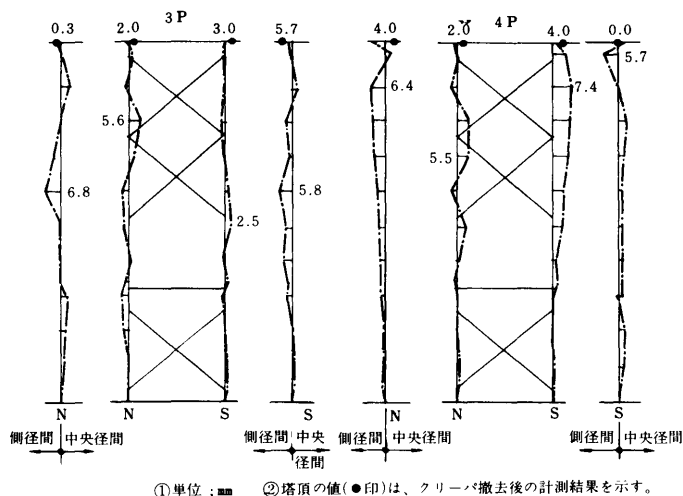


図-7 主塔出来形計測結果

4.6 クリーパクレーンのせり上げ、降下

クリーパクレーンのせり上げ機構は3Pと4Pとで異なった方式の採用となった。つまり、3Pでは油圧ジャッキ(300t×2台)による“ジャッキアップ方式”(以降、ジャッキ方式)が、また4Pではウインチによる“ワイヤロープ巻上げ方式”(以降、ワイヤ方式)がそれぞれ採用された。

ジャッキ方式は石油リグの昇降装置や大規模煙突架設装置に実績があるが、クリーパクレーンに対しては初めての試みである。その機構は、図-8(a)に示すようにガイドレールに設けられた750mmピッチのピン孔に油圧シリンダーのピンを着脱させながら尺取虫式にせり上げる方式である。一方、ワイヤ方式はわが国の若戸橋、関門橋(下関側主塔)、因島大橋での実績を持つ方式で、その機構は図-8(b)に示すように、せり上げ用吊天秤を塔頂に設置し、これとクレーンとの間に仕込まれたワイヤロープを滑車を介して巻き上げることに、クレーンをせり上げるもので、機構、原理はジャッキ方式よりもシンプルである。

両方式にはそれぞれ一長一短がある。ガイドレールについていえば、ジャッキ方式の場合、せり上げ機構上からワイヤ方式の約2倍もの重量となり、ガイドレールの盛り替え作業上からも重量の軽いワイヤ方式の方が有利である。逆に、ワイヤ方式の場合、せり上げ用吊天秤がジャッキ方式よりも余分な設備となり、かつ、これの盛り替え作業を要する面でジャッキ方式の方が有利である。また、工程面では、クレーン降下の際、せり上げ時と全く同様にガイドレール

ルを盛り替えながら尺取虫式に降下させるジャッキ方式に対し、クレーンのステーキング部を一括降下できるワイヤ方式の方が当初有利と考えられていた。しかし、実績による降下～撤去までの日数は両方式ともにほぼ同じで、工程上の有意差は生じなかった。

せり上げ1回当たり所要時間の平均は、3Pで5.6時間、4Pで1.6時間(ただし、このほかに吊天秤の取り外し時間が必要)であった。また、3Pの降下1回当たり所要時間の平均は、その後機構改善したことにより3.3時間に短縮された。一方、4Pでは、まず塔頂においてデリック部を塔頂クレーンで解体した後、ステーキング部は塔13段に吊天秤を取り付け、ワイヤロープを仕込んで一括降下させたが、降下そのものは1日で完了した。

なお、せり上げ中の左右のアンバランス、傾きなどに対しては、設計段階から現場で生じうる種々の現象を想定して各種の異常に対応できる機能、構造を備えていたので、この点での支障となるトラブルは全く生じなかった。

4.7 アンカーボルトのプレストレス導入

アンカーボルトの締付けはセンターホールジャッキで行った。締付力の管理は、ボルトに貼り付けたストレインゲージとジャッキの油圧計の両方で行った。締付力のバラツキは少なく、締付力の平均が255t、変動係数2%と非常に安定した結果が得られた。また、ボルトとコンクリートとの付着力もほとんどなく、ボルト全長にわたり張力はほぼ均一であった。表-5は4Pの場合の張力導入後の経時変化を示したものであるが、減少張力は理論推定値よりもかなり少なく、所要張力を十分満足している。

4.8 現場塗装

本橋では工場塗装により最終仕上げまで行う仕様としており、現場塗装の対象は高力ボルトの添接部分のみである。架橋地点での部材の水洗いは、海水汚濁の防止と

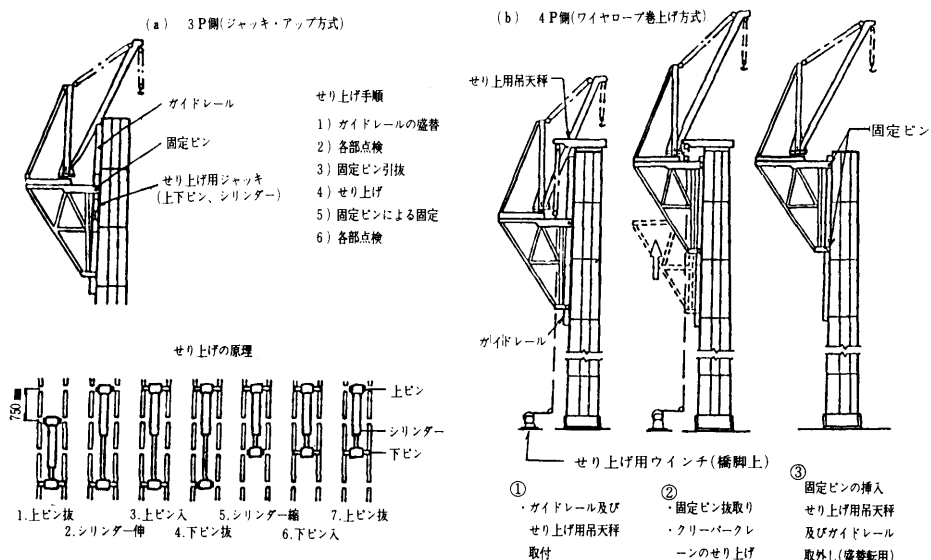


図-8 クリーパクレーンせり上げ要領図

表-5 アンカーボルト張力の変動(4P)

(単位:t/本)

	初期導入 張力 P_0	主塔完成時 張力 P_1	減少張力 (減少率%)	摘 要
I 実 測 値				(経過時間)
1) 気中露出部	255.1	250.8	4.3(1.7)	頂版コンクリート完成時 (54/12)
2) コンクリート埋設部	251.6	243.5	8.1(3.2)	初期張力導入時(55/9)
II 理論推定値 (上記Iに対するもの)	250	202以上	48以下	主塔完成時(56/4)
III 設 計 値	所要有効張力 $P_e = 160$ (つり橋完成後) 所要初期導入張力 $P_0 = 250$			PC標準仕方書の係数から P_0 を設定 ・コンクリートのクリープ、乾燥収縮による減少=76.1 ・ボルトのリラクゼーションによる減少=7.5

給水上の問題から取り止め、輸送直前に工場で水洗いを行う方法とした。なお、海上輸送時の塩分付着を避けるため、部材をオーニングシートで覆い、防護した。

現場塗装は、直前に塩分付着量の測定を塩素イオン検知管による簡易法で行い、 100 mg/m^2 以下であることを確認した上で実施した。規定値を上回る箇所は主に斜材および水平材の交点部で、塩分除去にはディスクサンダーおよびウエスを用いた。

4.9 主塔架設時の耐風対策

ケーブル張り渡し前の主塔は、剛性が弱く比較的低風速で渦励振振動が発生することが風洞実験および過去の実例等で報告されている。この架設時の危険な状態は架設作業の障害となるばかりでなく、主塔およびクリーパクレーンなどに損傷を与える恐れがあるので、十分な制振対策を必要とする。特に架橋地点は、本四ルート中最も風の強い地域にあり、かつ地形上より橋軸直角方向の風が卓越していることから、この渦励振振動の発生する可能性が極めて強い。計画当初より制振対策には慎重を期した。

まず、作用空気力(励振力)の正確な情報を得るために架設各段階も含めた主塔の風洞実験⁷⁾を行い、また制振機構の理論解析結果との検証を行うためにロープ系全体を含む制振機構実験を実施し、最終的にオイルダンパと重錘を組み合わせた制振装置を設置した。図-9に3P、4Pで採用した制振装置の概略を示す。

なお、実風による主塔の挙動と制振装置の効果を調べるために長期間の現地観測を実施した。期間中、多数回の季節風および数回の台風に遭遇したが、その間、制振装置が有効に作動したことを確認できた。

5. 今後の検討事項

本橋主塔工事の経験から、今後の同種工事でさらに検討することが望まれる事項等について以下に記す。

(1) 設計関係

1) 縦リブのメタルタッチ

切削加工において、縦リブは自身の剛性が弱いため、塔主板上に比し多大の労力を要する。また、架設においては塔主板上が接触する前に縦リブ同志が接触するために、

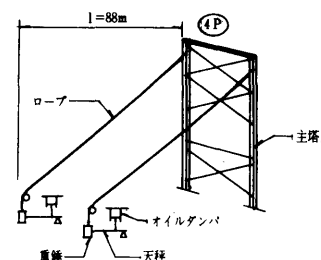


図-9 (a) 4P主塔制振装置

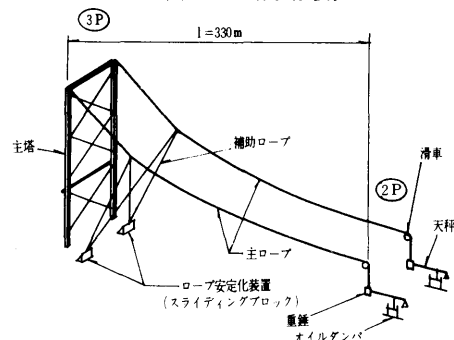


図-9 (b) 3P主塔制振装置

塔主板上のメタルタッチが困難なケースが多かった。したがって、できればメタルタッチを考慮しない方針で設計することが望ましい。

2) 底板アンカーボルト孔のクリアランス

アンカーボルトの大曲がりに対する製作精度を考慮し、設計上問題のない範囲内で、できるだけ余裕をとることが架設上より望ましい。

3) 架設時の危険作業を避ける構造の設計

設計の計画段階で、上記の工夫を行うことが必要である。たとえば、塔柱の縦継手を塔の内側に配置することにより、塔外面のボルト締め足場を省略できるだけでなく、作業の安全と能率の向上に役立つ³⁾。これは関門橋以来ほとんどの吊橋で採用されている好例であろう。

(2) 製作関係

1) HBS鋼板品質基準と製作精度基準の整合性

特に製作精度に大きな影響を及ぼす板厚公差と平坦度について、HBS鋼板の品質基準と鋼橋等製作基準に規定されている各構造の製作要求精度とを整合させる必要がある。

2) 鋼橋等製作基準の精度規定

同基準の精度規定の中には、その精度の必要性の根拠が不明確なものも見受けられる。たとえば、断面寸法の許容差 $\pm 2 \text{ mm}$ は単セルに対する規定と考えられるが、これを3セル1体断面にも適用すると非常に厳しい。この場合、寸法精度よりも隣接する部材間の相対差を規制し、継手部の目違いを少なくする方が現実的、かつ合理的と考えられる。

(3) 架設関係

1) ガイドレール盛り替え作業の安全対策

同上の作業は、足もとが悪いため危険作業となり、

かつクリーパクレーンの下側にあるガイドレールの取り外しは同クレーンのステージング部が邪魔になり困難を極める。ガイドレールの構造も含めて検討の必要がある。

2) 超高所での部材吊り上げ時の動揺防止対策

本橋の場合、惜しみロープを取り、かつウインチにてバックテンションをかけながら吊り上げる方法も試みたが、部材の揺れおよび回転を押えることは極めて困難であった。安全上からも今後の検討課題である。

3) 塔作業足場のプレファブ化

超高所での取り付け作業および架設完了後の撤去作業が容易であり、かつ長期間の強風下においても耐えられることが前提条件である。本橋の場合、従来と同様に高所で足場板を番線で固縛する方式によった。この方式の欠点は、①本主塔がT字形断面塔柱であるため足場板の取り付けが容易でないことと、②冬期季節風時に足場板を固縛している番線が緩み、足場板の落下の危険があるため絶えず修復に手がかかることであった。また、風が吹いている時は、緩んで危険なことがわかっていても、修復作業ができず手の施しようもない。

改良案として、塔柱断面形状に合わせた軽量アルミのプレファブ式パネルを工場製作して現場でボルト接合する等の方式が考えられる。費用もかかるが安全には代えられない。

4) 架設機械設備の現場適合性

クリーパクレーン等は、機械、電気、鉄鋼の三部門の合作製品であるが、現場での土木的使用条件に適合したものでないと、トラブル発生の原因になり、工程のネックにもなりかねないので、この点を設計段階で十分配慮しておく必要がある。

5) 電気系設備の塩害対策

海上工事におけるモータ類、受変電設備、電気配線等は、常に波しぶきや潮風を受ける環境下にあるため、故障を起こしやすい。ひとたび電気系統にトラブルが発生すると、特注品である場合には容易に代替品で急場をしのぐこともできず、修復に手間取り、工事進捗に思わぬ障害となる。したがって、計画段階でこの点の養生対策を十分検討しておく必要がある。

6) 吊天秤、吊ピースの設計方針

特に潮流条件から部材の水切時間に制約を受ける海域では、動揺する船上で敏速、安全に台付け作業ができる構造、つまり、軽量で取り扱いやすい構造であることが望ましい。

7) 精度管理用計測システムの開発

主塔鉛直度（つまり、水平偏心量）の検測は、トランシットでターゲットを視準し、ターゲットの位置で偏心量を読み取ったが、塔高が高まるにつれ、視準精度が悪

くなること、および塔柱作業足場等が視準の障害となる欠点がある。1 試案として、塔内エレベータ孔を利用し、塔頂から塔基部に向けてレーザービームを発射することにより偏心量を測ることが考えられる。

次に、橋脚コンクリート上面仕上げの検測は、250mm ます目の交点（約900点）を1等水準儀で測定したが、計測点の多さ、精度の厳しさ等で多大の労力と時間を費やした。今後は、ダイヤルゲージでトレースするなどの自動記録計測方式による、短時間で高精度の検測が可能なシステムの開発が望まれる。

6. あとがき

以上で大鳴門橋主塔の製作・架設工事の概要について述べた。本報告では、紙数の制約もあり、テーマによってはかなり割愛し、十分に意を尽すことができなかった箇所もある。しかし、工事における主要点、ならびに今回の工事を振り返りさらに検討が望まれる事項等にはほぼ触れたつもりである。今後の同種工事に役立てば幸いである。

本工事は、鳴門海峡の苛酷な海象・気象条件の下で展開された特殊大型機械を使用した超高所作業工事であり、かつ高い品質と精度が要求された大規模工事であったが、所期の成果を十分に達成することができたと考える。

終りに、本工事の設計、施工にあたって、御協力、御指導をいただいた関係各方面の方々に紙上を借りて厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 大鳴門橋塔製作・工事報告書、昭和56年3月、本四公団・第一建設局
- 2) 大鳴門橋塔工事・工事報告書、昭和56年8月、本四公団・第一建設局
- 3) 大橋昭光：関門橋上部構造の架設
- 4) 田中淳之：大鳴門橋塔工事の計画と現況、「橋梁」、1980.8
- 5) 菊川・田中・寺田：防錆処理した高力ボルト摩擦継手挙動の経時変化に関する実験的研究、第35回年次学術講演概要集、1980、I-110
- 6) 田中・鈴木：大鳴門橋主塔の塗装、「鋼橋塗装」（1980）、Vol. 8, No. 4
- 7) 田中淳之：大鳴門橋主塔風洞実験、本四技報 Vol. 5, No. 16, '81.4
- 8) 田中淳之：大鳴門橋主塔竣工、サスペンションエージ No. 42 昭和56年6月
- 9) 田中淳之：大鳴門橋主塔工事の施工、「建設の機械化」'82. 2
- 10) 小川・田中・山口・福山・繁戸：大鳴門橋主塔工事の概要、「橋梁と基礎」1982

吊橋主塔架設時の制振対策

Wind-induced Oscillation Control of a Long-span Suspension Bridge Tower under Construction

坂出工事事務所 第五工事長代理 成井 信
Sin Narui
設 計 部 設 計 第 一 課 金 崎 智 樹
Tomoki Kanazaki

1. まえがき

長大吊橋主塔の架設は、一般にクライミングクレーンを用いてブロックを積み上げる工法が用いられるが、主塔架設後半より主塔が完成しメインケーブル工事が行われるまでの間は、塔高が非常に高く、可撓性に富む状態が続く。このような状態の時に橋軸直角方向からの風（10～20m/sec）を受けると、主塔は橋軸方向に曲げ振動を起す可能性がある。これは渦励振振動と呼ばれるものであり、断面から剥離したカルマン渦の発生周期と構造物の固有振動数とが一致した時に生ずる一種の共振振動である。過去にこのような振動が生じた例として、英国のフォース道路橋があり、風速10m/sec前後で塔頂片振幅が1mに達したとも言われている。このような振動は、架設時の作業性に障害を与えるだけでなく、主塔本体及びクレーン等の架設機材に損傷を与える恐れがあり、何らかの方法で制振する必要がある。構造物の渦励振対策としては、次のような方法が考えられる。

(1) 構造減衰を大きくして振幅を減らす。

(2) 断面剛性を大きくして共振風速を通常発生しない高風速域へ上昇させる。

(3) 主塔断面の空力特性を改善して励振力を減らす。

上記のうち、(2)の方法は現実的な対策とはなり得ず、(3)の方法は種々の研究が行われているが、採用に至るまでには問題が多い。従って、一般には(1)の方法が主塔制振法として用いられている。

現在、本州四国連絡橋のうち因島大橋（250+770+250m）及び大鳴門橋（93+330+876+330m）はメインケーブル工事が始まったところであり、それまでの独立塔の状態では制振装置が設置されていた。本文は、これら制振装置採用に至るまでの検討経緯、風洞実験、現地振動計測等を合わせて報告するものである。

2. 制振装置の形式選定

吊橋主塔架設時の制振装置として検討対象としたのは以下の方式である。

①スライディングブロック方式

表-1 制振方法の比較一覧

	①スライディングブロック方式	②水中ブロック方式	③スライディングブロックと油圧減衰機の併用方式	④油圧減衰機方式	⑤油圧減衰機に天秤を組合せる方式
制 振 法	ブロックとすべり台の間のクレーン摩擦により、減衰性を振動系に付加する。 〔施工例〕 フォース道路橋 関門橋 平戸大橋 因島大橋(3P)	水の粘性抵抗により、減衰性を振動系に付加する。 〔施工例〕 南海大橋	ブロックとすべり台の間のクレーン摩擦および、油の粘性抵抗により、減衰性を振動系に付加する。	油の粘性抵抗により、減衰性を振動系に付加する。 〔施工例〕 因島大橋(2P)	油の粘性抵抗により、減衰性を振動系に付加する。ブロックの振幅は天秤によって縮小され、油圧減衰機の振幅となる。
特 徴	1 従来の施工例が多い。 2 クレーン摩擦係数の値の設定および維持にばらつきがある。そのため減衰効果の定量的な信頼性に乏しい。 3 ブロックの作動性に問題がある（静止摩擦と運動摩擦）	1 ある程度の大きさの水面と水深が必要である。 2 減衰効果の定量的な推定を理論的に行うことは困難である。	1 スライディングブロックにおけるクレーン摩擦のばらつきを油圧減衰機により補完しようとするものである。 2 油圧減衰機のストロークに問題がある。	1 制振装置による減衰効果の定量的把握を精度よく行うことができる。 2 油圧減衰機のストロークに問題がある。 （③と同様の理由）	1 制動装置による減衰効果の定量的把握を精度よく行うことができる。

- ②水中ブロック方式
- ③スライディングブロックと油圧減衰機の併用方式
- ④油圧減衰機方式
- ⑤油圧減衰機に天秤を組合せる方式

これら制振装置の概要を表－1に示す。スライディングブロック方式は、ブロックとすべり台の間のクーロン摩擦により減衰を振動系に付加するものであり、フォース道路橋、関門橋、平戸大橋がこの方式で架設された。水中ブロック方式は、水の粘性抵抗により減衰を振動系に付加するもので、例として南海大橋がある。スライディングブロックと油圧減衰機の併用方式は、ブロックにおける摩擦のバラツキを油圧減衰機により補完しようとするものである。油圧減衰機方式は、油の粘性抵抗により減衰性を振動系に付加するもので、天秤併用方式は、天秤を使うことにより油圧減衰機のストロークを小さくしたものである。

3. 大鳴門橋主塔

大鳴門橋は、本州四国連絡橋のうちで耐風設計上最も厳しい自然条件下に架設される橋梁である。台風の襲来、季節風の吹送の機会が多い為、本橋は、3ルート中で最も苛酷な設計が強いられている。これは同時に、架設段階でも慎重な検討を必要とすることを意味する。以下に大鳴門橋主塔の耐風制振対策の概要を紹介する。

3.1 風洞試験による架設途上の主塔の対風応答調査

(1) 主塔架設段階と共振風速

一般に、塔状構造物に発生する風による振動は、渦励振と不規則振動であるが、本橋主塔の場合には、橋軸直

角方向からの気流による渦励振に主眼を置いて検討が行われた。図－1は、主塔架設段階ごとの曲げ固有振動数とそれぞれに対応する渦励振の共振風速をとりまとめたものである。それによると、主塔の架設が進むにつれて固有振動数が漸次低下し、渦励振の共振風速も低下することが判る。すなわち、第8段目で53m/s、第13段目で19m/s程度の共振風速が予想され、したがって塔高が増えるとともに制振装置の必要性が高まることになる。

(2) 風洞試験

主塔の模型が、図－2に示すように実橋寸法で主塔高さ72.95m、96.95m、125.93m（全段架設時）の3種類の3次元弾性体模型にて製作され、一様流中での風洞試験が行われた。なお、縮尺は1/38であり、クリーパークレーンも同縮尺で剛性を合わせて作成された。さらに、模型は、主塔の曲げ振動およびねじれ振動に対して剛性、質量、外形寸法その他が相似となるように製作されている。風洞試験によって得られた振幅と風速の関係は、図－3のような傾向を示した。すなわち、低風速で曲げの限定振動が発生し、これより高い風速でねじれの限定振動が発生する。また、それぞれの限定振動の発生する風速の1/2～1/3の風速において、それぞれ同じモードの限定振動（第2限定振動）が発生する。次に、構造減衰の変化により共振時のピーク振幅が変化する状況が風洞試験により調べられた。その結果をまとめたのが図－4（ねじり振動については省略）であり、この結果に基づいて制振装置が必要とする減衰性能が求められた。

(3) 架橋地点における強風特性

鳴門海峡は、季節風（特に冬期）が強く、しかも橋軸直角方向の風向の確率が大である。その例として、図－5に門崎（T.P.32m）における1日の風向風力図を示す。こ

主塔の架設状態 概略図											
各架設段 (CRの有無)	第7段 有	第8段 有	第9段 有	第10段 有	第10段 有	第11段 有	第12段 有	第12段 有	第13段 有	第13段 有	第13段 無
V_B (m/s)	71.5	53.3	40.1	30.2	29.2	27.3	21.5	20.9	19.0	17.0	18.2
V_B 状態での 振動数 (HZ)	1.17	0.91	0.71	0.56	0.54	0.44	0.37	0.35	0.33	0.29	0.34
V_T (m/s)	153.8	109.2	81.1	59.9	64.6	36.6	40.8	46.1	41.5	44.5	49.2
V_T 状態での 振動数 (HZ)	1.92	1.42	1.08	0.83	0.90	0.74	0.61	0.70	0.64	0.69	0.74

V_B : 曲げ振動モード共振風速
 V_T : ねじり振動モード共振風速
 CR : クリーパークレーン

図－1 主塔の架設段階別振動特性

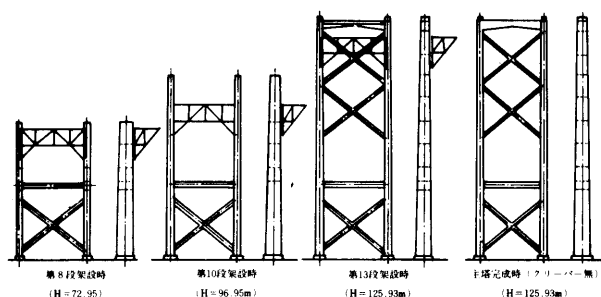


図-2 大鳴門橋主塔の風洞模型(縮尺1/38)

れよりわかるように、主塔の橋軸直角方向がNNWであるのに対して、鳴門海峡中央部の風もそれに近い風向のものが卓越するようである。一方、鳴門海峡は、紀伊水道と直結し、春一番や台風の影響を受け易い地点であることも配慮する必要がある。

3.2 制振装置の設計と現地設置

(1) 制振装置の必要性

前に述べた主塔の耐風性と現地の強風特性の調査結果に基づく次の諸理由から、3P、4Pとも何らかの制振装置の設置が必要であると考えられた。

a) 制振装置の必要期間が長いこと

風洞試験によると、塔架設高が比較的低い時点より渦励振が発生するので、制振装置が必要な期間が相当長期間となる。すなわち、塔頂7段架設完了時 ($H=72.95\text{m}$) 以降において共振風速が季節風風速 ($V_{10}=35.0\text{m/s}$) の範囲内となる。

b) 渦励振振幅が大であること

風洞試験によると、模型の対数減衰率を実橋の設計条件である $\delta=0.01$ (制振装置のない状態) に近づけようとすると、振動振幅が非常に大きくなり、模型破損の恐れもあるため風洞内模型では最大振幅を出現し得なかったが、大体的見当をつけるため外挿して最大振幅を推定すると実橋換算片振幅は6m前後となり、主塔は到底強度上耐えられないことになる。

c) ねじれモードの渦励振振動も発生すること

風洞試験によると、主塔は曲げモードの振動のみでなく、ねじれモードの振動も発生するので、制振装置としては曲げ、ねじれ両モードの振動を制振する機能を有することが必要である。

(2) 制振装置の設計条件

制振装置の設計条件としては、次の事項が取り上げられる。

a) 設計風速

- イ) 台風期 $V_{10} \leq 48.4\text{m/s}$
(海面上10mにおける既往最大風速)
- ロ) 季節風 $V_{10} \leq 35.0\text{m/s}$ (海面上10mにおける風速)
- ハ) 基準風速 (V_{10}) と設計風速の関係

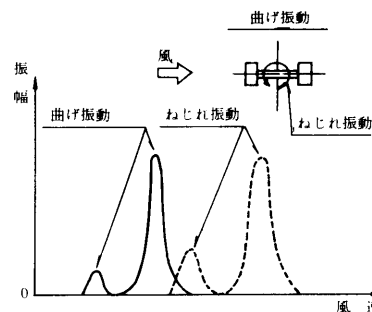


図-3 風洞試験より得られた振幅と風速の関係

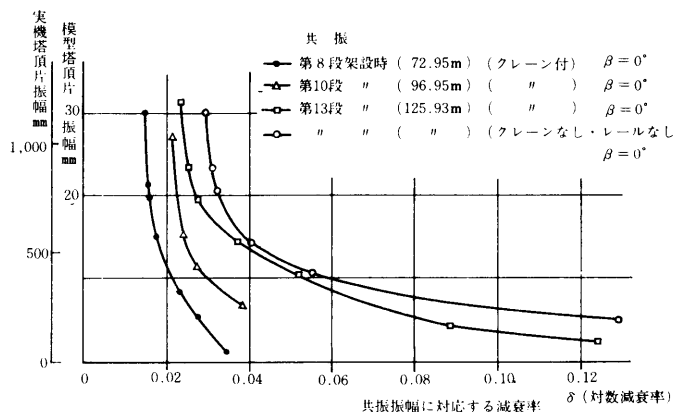


図-4 対数減衰率と振幅の関係(曲げ振動)

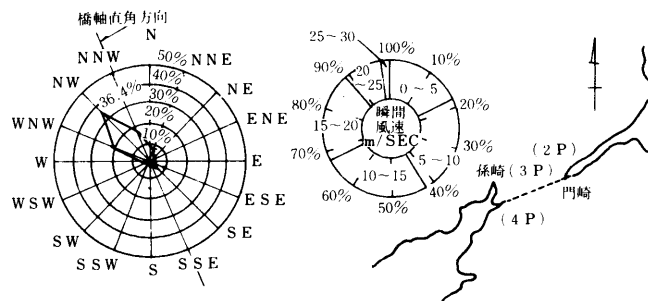


図-5 大鳴門橋架橋位置における風向風力図

$$\text{設計風速} = v_1 \times v_3 \times V_{10}$$

v_1 、 v_3 の定義は本四耐風設計基準による共振風速が設計風速以内の場合には制振装置が必要であるという条件より、制振ロープ取り付け位置が決められた。

b) 渦励振振幅およびストローク数

大鳴門橋主塔風洞試験の結果を採用した。

c) 架設時主塔の対数減衰率

$$\delta = 0.01$$

d) 塔頂許容振幅(許容加速度)を決定するための条件

- イ) 主塔の構造各部を許容応力以内に収める。
- ロ) クレーン・クレーンが主塔に設置されている場合には、
曲げ振動に対して 0.4g 以下
ねじり振動に対して 0.6g 以下
- ハ) クレーン・クレーンの相対強制変位を

0.13m以下

ニ) 共振風速が16m/s以下の場合、作業員に対する影響を考慮して0.1g以下

以上の設計条件をもとに、主塔の渦励振動に対して制振装置を設けない場合の塔頂振幅および制振装置を設けた場合の塔頂振幅の関係を示したのが図-6である。

(3) 制振装置の形式選定

現地の地形条件、主塔の振動特性を考慮して、両主塔に対し表-1に示した検討が行われ、その結果、油圧減衰機に天秤を組合せる制振装置が提案された。その概要を図-7に示す。これらの提案に際しては、解析方法や性能確認実験について特別の配慮がなされている。さらに、本装置の作動状況を確認して今後の同種の架設工事への参考資料とするために、因島大橋主塔の場合と同じように、塔の対風応答現地観測が実施された。これらの観測結果は現在解析中であるが、塔の対風応答は風洞試験とよく一致し、制振装置も期待した効果が得られたようだという中間報告もされているが、詳細は他の機会に報告することにする。

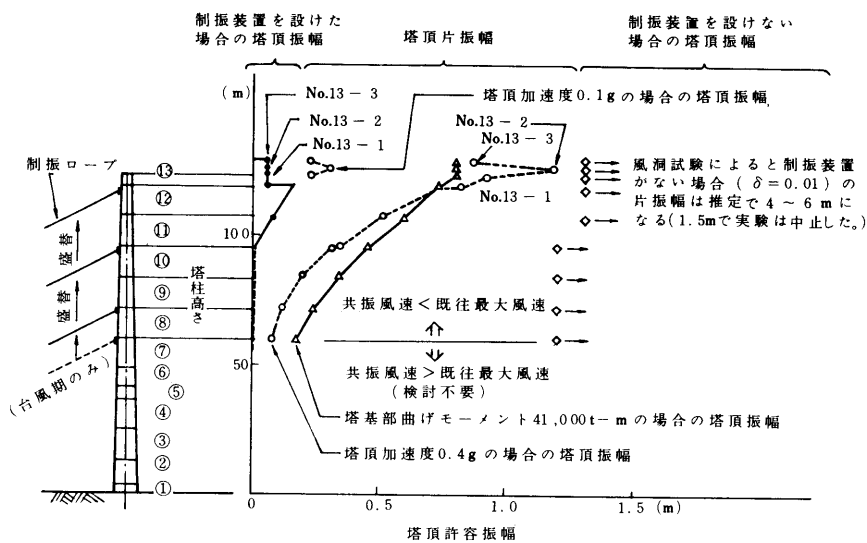


図-6 各架設段階における制振装置を設けた場合および設けない場合の塔頂振幅(曲げ振動)

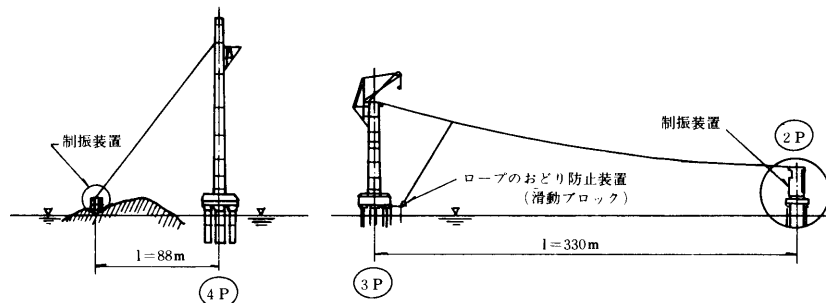


図-7 大鳴門橋主塔の耐風制限装置

4. 因島大橋主塔

因島大橋は、本州四国連絡橋の長大吊橋の第一号である。その主塔架設については、2P、3Pの両側が同時に立ち上がるのではなく、一方が完成した後、他方の塔を架設することになるので、主塔独立時の期間が長くなる。従って、その間の耐風性については十分な配慮が必要であり、ほぼ同じ規模と形状を有する関門橋の風洞試験結果を参考に種々の検討が行われた。また、制振装置の効果を確かめる目的のもとに、風と塔の運動とについて現地観測が実施された。本橋については、現地観測結果を中心に報告する。

4.1 主塔3P

(1) 制振装置及び観測装置

主塔3Pにおいて採用された制振装置は、スライディングブロック方式であり、その概要を図-8に示す。一方、風速及び主塔3Pの振動応答観測は、図-9に示したような超音波風速計、コーシンペーン風速計、加速度計、傾斜計及びスライディングブロックの変位を測定す

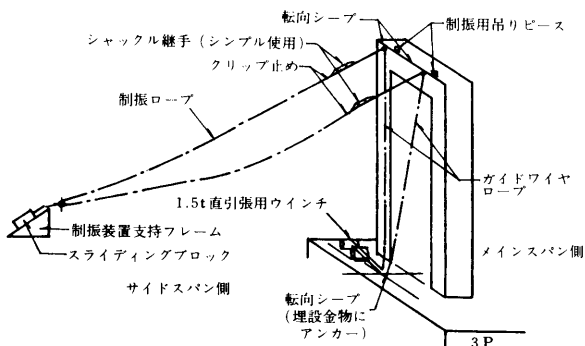


図-8 制振装置ワイヤロープ張方図

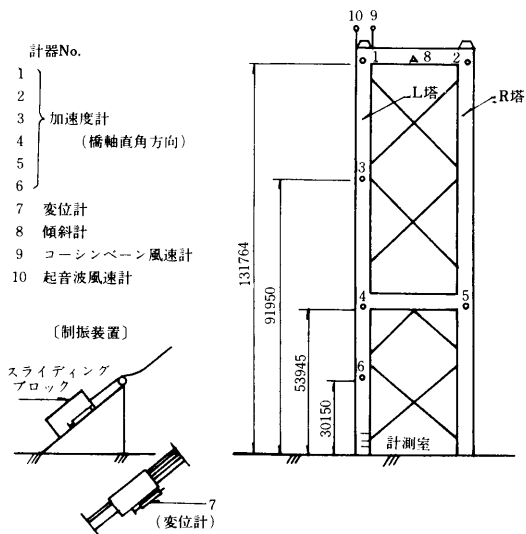


図-9 計測器の配置

るための変位計によって実施された。なお、主塔の橋軸方向と方法を図-10に示す。

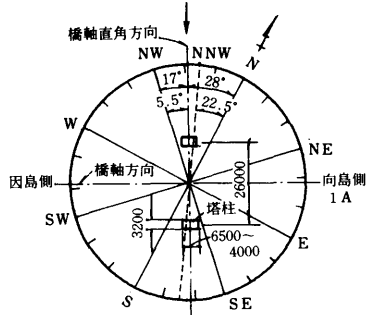


図-10 橋軸方向と方位

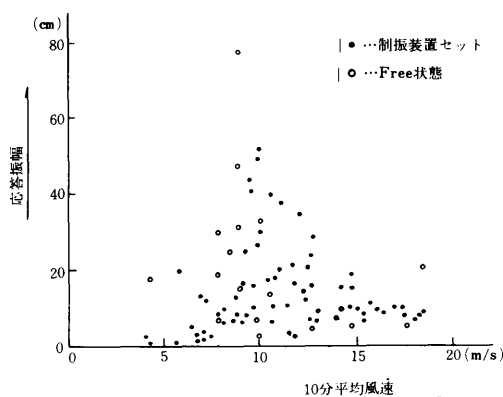


図-11(a) 平均風速と応答振幅の関係

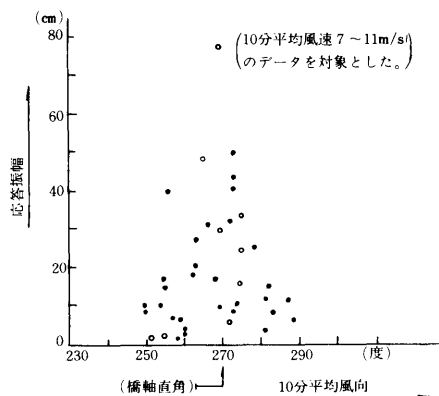


図-11(b) 平均風向と応答振幅の関係

(2) 観測結果

図-11に、風と主塔振動応答との関係を示す。図に示されるように、観測された応答振幅の最大値は、約77cm(片振幅)に達している。振動応答は、平均風速約10m/sの場合に、また、風向については橋軸直角方向±5°の範囲で大きな振幅値を示している。北側塔柱の塔頂変位、スライディングブロックの変位および風向風速の同時記録を図-12に示す。また、図-13は、制振装置をセットした場合の共振状態における塔頂変位とスライディングブロック変位とを比較したものである。一方、制振装置をセットした状態では、片振幅40cmを超える振幅は観測されなかった。また、スライディングブロックは、塔頂変位が片振幅約20cmを超えると動き始め、塔頂の運動と同調している。これらの観測結果は、この制振装置の効果を示すものと考えられる。

4.2 主塔 2 P

(1) 制振装置及び観測装置

主塔 2 Pの耐風制振装置には、図-14に示されるようにワイヤー端にオイルダンパーと重錘とを組み合わせた方式(便宜上ダンパー重錘方式と呼ぶ)が採用された。なお、索の張り方や重錘重量が種々検討され、重錘重量は5 ton、索は径33.5mmが使用された。

測定項目は、塔頂部での風向、風速、振動加速度、変位、分枝索下端の張力、ダンパーストロークの6項目であり、3 P同様、必要な計器が設置された。

(2) 観測結果

観測期間は、1979年10月から1980年2月に至る約4.3ヶ月

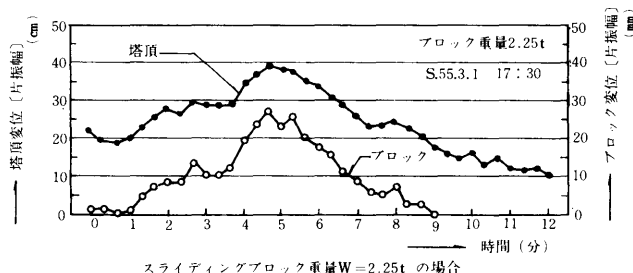


図-13 制振装置セット時の共振状態の12分間の記録

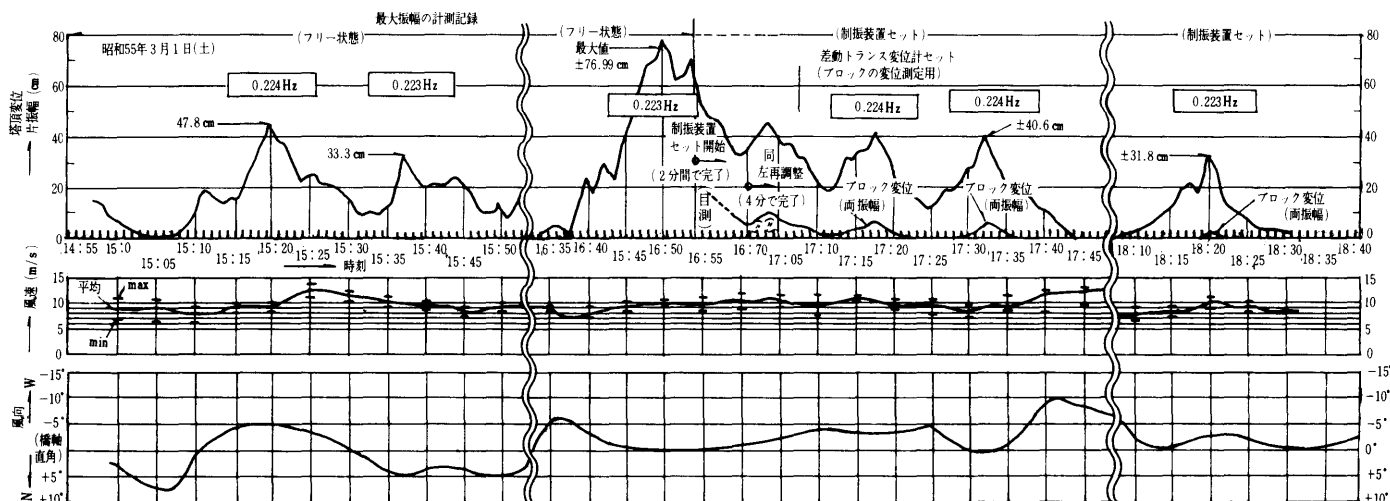


図-12 季節風時の振幅、風速、風向の関係

であった。観測期間の後半部は、主に冬の季節風が作用したが、その風向は北西～西風が卓越しており、主塔2Pの橋軸直角方向から約 $17^{\circ} \sim 52^{\circ}$ ずれていることから、渦励振が比較的生じにくい状態にあったものと思われる。

得られた観測結果の概要は、以下の通りである。制振装置無しの状態(制振索を十分緩めた状態)では、最大塔頂片振幅は約17cmであり、その際の平均風速は約8 m/sであった。このときの塔頂加速度の記録を図-15に示す。さらに、図-16は、制振装置の作動状態を示す記録であるが、塔頂振幅が大きくなるに従って分枝索の張力も大きくなり、あるレベルを超えるとダンパーが作動し、制振効果を発揮している様子が見えてくる。なお、この制振装置が作動した場合の塔頂振幅、分枝索張力、ダンパーストロークについての実測値と理論値との比較を表-2に示しておく。

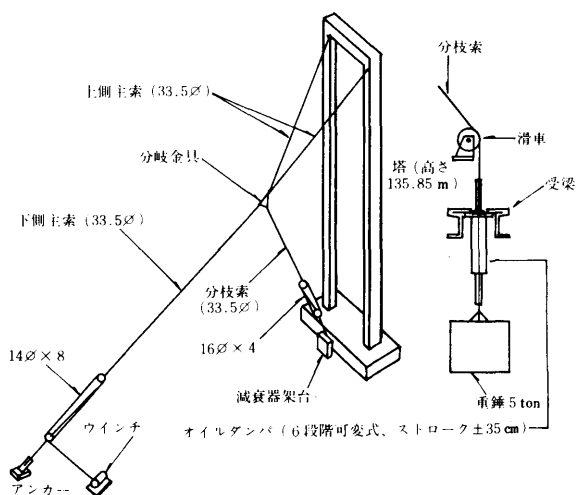


図-14 ダンパー重錘式耐風制振装置(因島大橋 2P)

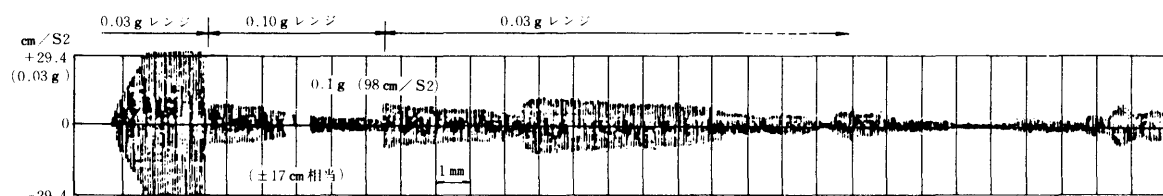


図-15 塔頂加速度(1980.2.17, 17:17, 制振なし、風7~8m/s)

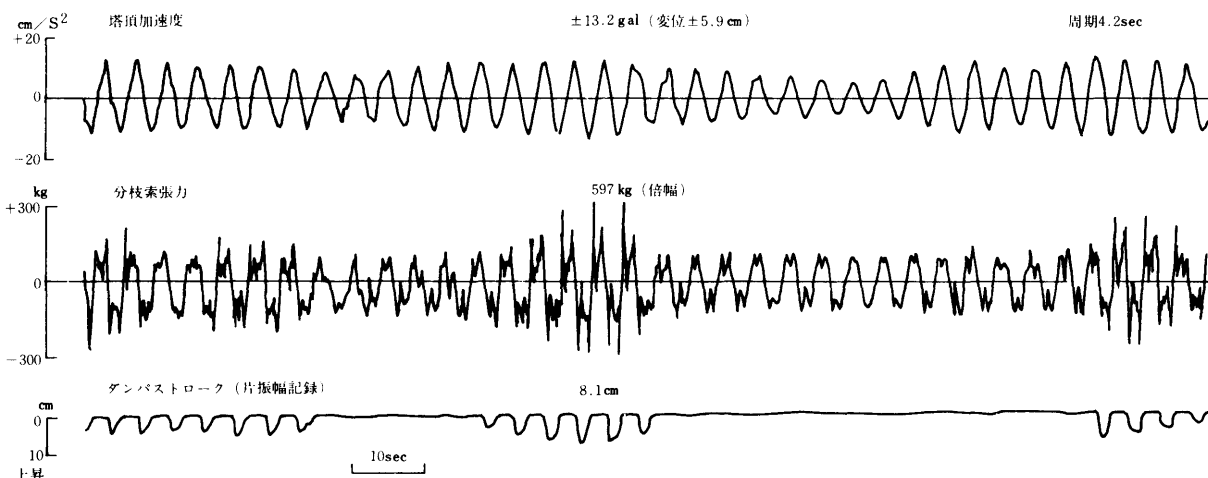


図-16 制振装置作動状況(1980.1.30, 16:30, 制振あり、風9~10m/s N15°W)

表-2 制振装置作動時のデータと理論値

	実測値No106	実測値No109	理論値
風 向 風 速 V (m/s)	軸 直 角 ~N 15°W 9 ~10	≒ N 15°W 8 ~10	軸 直 角 (N 28°W) 9.36
塔 頂 振 幅 A_T cm	7.4	7.4	9.7
分枝索張力 T_{d3} kg	380	353	394
ダンパーストローク A_D cm	約 10	約 10	9.5

5. あとがき

以上、大鳴門橋主塔については、制振装置採用に至る検討経緯を、因島大橋主塔については、現地観測結果をまとめた。これによると、風速、風向、継続時間が一定の条件を満足すると、塔には限定的ながらもかなりの振動が発生する可能性があることが判った。また制振装置の取り付けにより、その振動が軽減されることなどの事実もある程度定量的に確認された。

従来、この種の検討資料がほとんどなかった実情を考えると、これらの観測結果は、架設時主塔の耐風対策を確立する上での貴重な資料であるといえるであろう。

なお、本報告をまとめるにあたり、土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会の先生方には、有益な御助言をいただいた。厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋耐風研究小委員会、本州四国連絡橋に関する調査研究報告書、昭和56年3月、土木学会
- 2) 因島大橋塔の振動観測、昭和56年7月、本四技報
- 3) 大鳴門橋主塔風洞実験、昭和56年4月、本四技報

門崎高架橋岩ケーソン施工報告

Construction of rock-excavated caisson for Tozaki Viaduct

鳴門工事事務所 第四工事長 宮下 力
Chikara Miyashita
鳴門工事事務所 第四工事長付 土居 敏彦
Toshihiko Doi
鳴門工事事務所 第四工事長付 矢野 保広
Yasuhiro Yano

1. まえがき

門崎高架橋は、本州四国連絡橋神戸～鳴門ルートのうち、大鳴門橋に接続する淡路島側の橋梁で、橋長1009.5mの3径間連続及び4径間連続の鋼床版箱桁橋である。当面の工事は、道路4車線の暫定施工であるが、基礎工は、将来の追加工事の困難さから完成時（道路6車線、新幹線複線）の形で施工することとしている。

基礎工は、8基のうち中間の基礎工6基（T2P～T7P）が海上にあり、築島形式のニューマチックケーソンである。設計は、暫定時・完成時とも安定が満足するように考慮しており、また、海底の深い側においては、支持岩盤が海底から浅く、かぶりを大きくできないため直接基礎の設計法を採用している。

現在、ニューマチックケーソンは施工完了しており、橋脚工事が進んでいる。一方、上部工の製作も進めている。この報告では、岩の中に沈下したニューマチックケーソンの設計・施工の報告を行うこととしたい。

2. 設 計

2.1 地形・地質及び海象

門崎高架橋は、門崎という岬の南側に位置している。この門崎は、淡路島の最南端にあり鳴門海峡に向って突き出た幅150m～200m、標高50m～70m、長さ約1kmの細長い岬である。基盤は和泉層であり、北東から南西方向へ走向があり、南側すなわち門崎高架橋側に40度～45度に落ちこむいわゆる流れ盤となっている。地質は、中生代白亜紀（7,000万年前）の和泉層群に属し、砂岩・頁岩及びそれらの互層より成っている。

下部工位置では、転石があり層厚は3m～7mある。転石は、短径20cm～60cm、長径50cm～150cmのものが多く分布する。岩のコア強度としては、砂岩2,000kg/cm²～1,000kg/cm²、頁岩1,000kg/cm²～200kg/cm²であるが岩盤としては、異方性不均質性に富み工学的に扱いにくいものである。

波は、南風が吹く季節で大きく、春一番の吹く3月頃の波、夏の土用波、台風の襲来を終る10月までの波というように波・うねりが大きい。この地域で、公団が観測した最大波高は、門崎先端で6.7m（昭和55年9月）孫崎先端では7.1m（昭和54年3月）となっている。門崎の汀線附近での波の様相は、比較的長周期の波が押し寄せ、水深の浅い汀線附近で砕波となり、門崎があるため反射波を引き起こすことになる。このため、海峡部分より波の影響は大きい。参考に基本風速と設計波を表-1に示す。

表-1 基本風速と設計波

区 分	再現期間	風	設 計 波	
		基本風速(V _{10m} ・s)	現地最大波高H _{max} (m)	周期(秒)
永久構造物	150年	50	10.0	11.0
施 工 時	I 6ヶ月	43	6.0	7.5
	II 3ヶ月	33	5.5	7.5
	III 1ヶ月		4.5	7.0
	IV 1週間	22	3.5	6.0

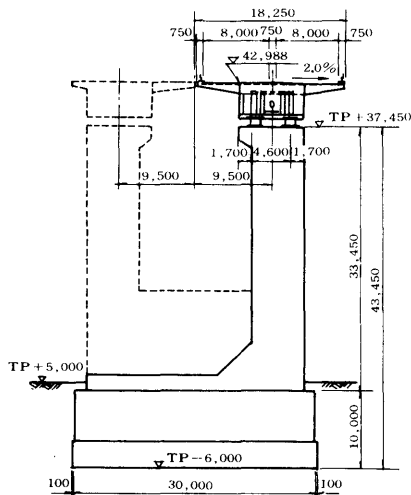


図-2 門崎高架橋断面図

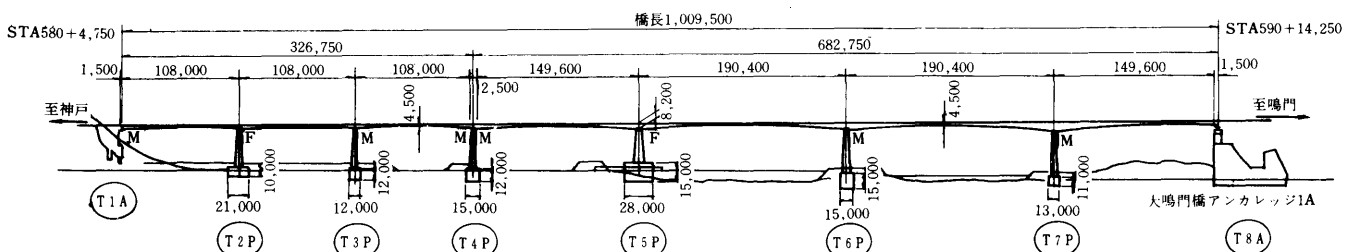


図-1 門崎高架橋側面図

2.2 設 計

上部工反力は、最大値を示せば完成時鉛直反力 11,500t (T 6 P)、暫定時鉛直反力 4,200t (T 6 P) であり、完成時地震時水平反力 7,000t (T 5 P)、暫定時地震時水平反力 3,100t (T 5 P) となっている。安定計算では、安定条件のうち地震時転倒に対する安定条件がきびしく、この条件によって基本寸法が決定された。

なお、底面高は水深の深い所では海底から比較的浅い深度で支持地盤が得られるため、少しのかぶりを考慮して水平底面として決定している。洗掘防止については、締切堤など築島を永久的に存置することで対処する考え方である。ケーソンの基本寸法を表-2に、数量を表-3に示す。

表-2 ケーソンの基本寸法 (単位: m)

ケーソン	橋軸方向長さ	橋軸直角方向長さ	高さ	底面高(T.P)
T 2 P	21	30	10	- 6
T 3 P	12	30	12	- 10
T 4 P	13	30	12	- 10
T 5 P	28	30	15	- 10
T 6 P	13	30	15	- 13
T 7 P	13	30	11	- 9

注) T 7 Pは施工時の底面高は T.P - 6 m に変更。

表-3 門崎高架橋ケーソン数量表

項 目	単位	T 2 P	T 3 P	T 4 P	T 5 P	T 6 P	T 7 P	備 考
コンクリート	躯体・頂版	m ²	3,540	2,820	3,010	6,670	3,490	2,850 $\sigma_{ck}=240\text{kg/cm}^2$
	底 詰	m ²	1,300	700	770	1,760	770	$\sigma_{ck}=180\text{kg/cm}^2$
	中 詰	m ²	240	-	-	1,700	1,630	700 $\sigma_{ck}=180\text{kg/cm}^2$
中 詰土砂	m ³	-	830	930	-	-	-	-
鉄 筋	D51	t	79	32	-	179	-	- S D 30
	そ の 他	t	554	320	373	545	373	345 S D 30
刃 口 鋼 材	t	74	61	68	85	68	68	S S 41 他

2.3 現場との関連

設計が現場と関連し、設計を確認した項目は、土圧の偏圧、底面高、支持力、鉄筋応力、偏心量である。

土圧の偏圧を受けるとケーソンの基本寸法が大きくなるため、これを防ぐため山がせまっている T 5 P ~ T 7 P についてロックアンカーを打設している。和泉層は、掘削等で手を加えると不安定な状態になりやすい岩盤であり、流れ盤側・受け盤側とも崩落等を起している例がある。走向に対して直角方向に掘削した場合のみ比較的安定しているようである。打設した本数は表-4に示すとおりである。

本数の設定は、ケーソンの外側面とケーソン底面から岩盤の傾斜にそった面で囲まれている土塊が各面でせん断されるとして本数を求めると、非常に膨大なものとなる。しかし、ケーソンの沈下掘削によって、ケーソン直上の岩盤にキレツが起り下方に変位し、逐次キレツまたは変位の範囲が上方に移っていくと考えれば、最初のキレツまたは変位を押えれば岩盤の崩壊に至らない。この後者の考え方を採用すれば本数が少なくすむことになる。

表-4 ロックアンカー数量表 (単位: 本)

名 称	T 5 P	T 6 P	T 7 P	合 計
ケーブル L = 19,000		15		15
" L = 17,500		5		5
" L = 14,000			10	10
" L = 11,000	10			10
アンカープレート	10	20	10	40
ス ペ ー サ ー	40	80	40	160
台 座	10	20	10	40

ロックアンカーの主目的は、土圧の偏圧防止であるが、結果的には、うずしおラインの保護・関西電力鉄塔の保護及び作業の安全に大いに役立っている。

底面高の確認のため、ケーソンの施工前にボーリングを行った。門崎高架橋の場合、環境庁協議等によってスパン割・基本寸法が種々想定され、最終の基礎に対する地質調査が不足していたことによるものである。結果としては、T 7 P において計画高に対して良好な支持地盤があるということが判明したため、3m 底面高を上げている。T 7 P では、躯体工を 3m 短かくすることで対処したが、工程に支障を与えないように処理できたのは幸であった。

岩盤の支持力を確認するため、ケーソンの沈下終了した時点で、ケーソン内で平板載荷試験・ブロックせん断試験を行っている。それぞれ結果を表-5、表-6に示す。

表-5 平板載荷試験結果

No.	岩の種類	最大荷重 (t/m ²)	変形係数 (kg/cm ²)
T 2 P	1 砂 岩	566	8,860
	2 砂 岩	566	4,060
	3 頁 岩	566	3,490
	4 頁 岩	566	3,890
T 3 P	1 砂 岩	1,188	5,600
	2 砂 岩	1,415	9,660
	3 頁 岩	1,415	6,240
	4 頁 岩	1,415	15,337
T 5 P	1 頁 岩	1,143	45,800
	2 頁 岩	1,143	26,560
T 7 P	1 頁 岩	1,143	22,820
	2 砂 岩	1,143	45,650

- 注) 1. 載荷板は $\phi 30\text{cm}$ である。各ケースとも降伏にいたっていない。
2. T 3 P No.1 はフェーシング破壊
3. 変形係数は 500 ~ 600 t/m² 前後の荷重で求めている。

表-6 ブロックせん断試験結果

No.	岩の種類	粘着力 (kg/cm ²)	内部摩擦角(度)
T 2 P	砂 岩	11 ~ 17	32 ~ 43
T 7 P	頁 岩	18 ~ 57	49 ~ 70

支持力として十分な強度を有していることが確認できた。一般的には、砂岩の方が頁岩より強度が大きいが、ブロックせん断試験の結果は逆転している。現場では、明らかに T 2 P から T 7 P へ進むにしたがって、岩がよくなっていくのがわかっており、その結果によるものと思われる。この傾向は、平板載荷試験の変形係数からもわかる。

ケーソンの鉄筋は、ケーソンの施工中の応力状態で断

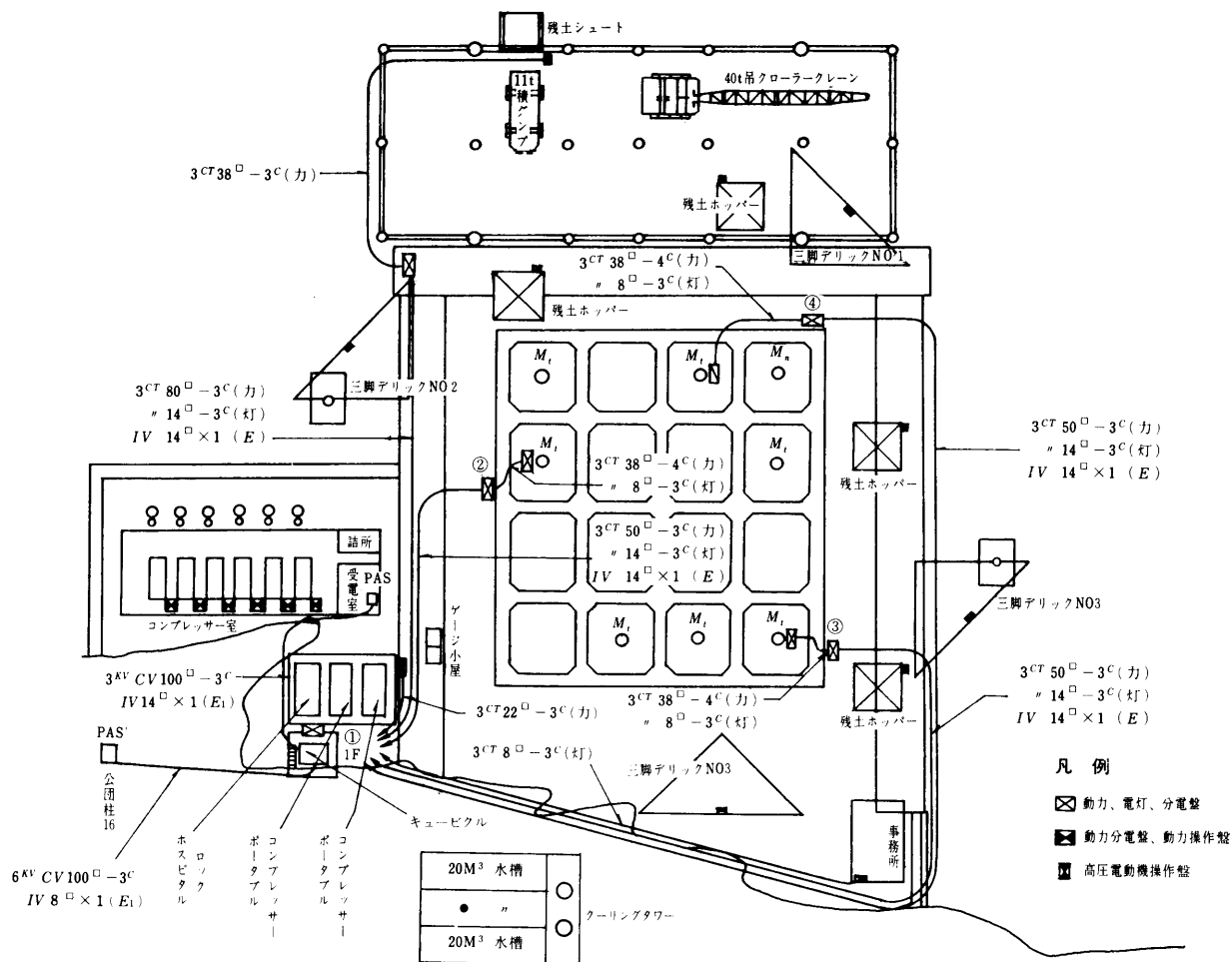


図-4 T5P仮設備平面図

3.2 刃口金物のセット及びセントル

ケーソン工事に先だって、築島工事を行った。TP+2mまでは濁水の少ない海砂を用いて埋砂を行い、TP+5mまでは山土を使用した。海底面は転石層のため吸出し防止にオレンジシートを敷いた。刃口のセット高はTP+2mである。

刃口金物の製作精度は、プレートガーターに準じ、総て工場で製作を行い原寸加工、仮組を行って12ブロックに分けて現場へ海上輸送した。

設置場所には整地及び組立台（レベル調整した盤木）を設置し、クローラークレーンにより水切りした刃口金物を設置、調整した。現場接手部は裏当て材を内部に取付け外部より溶接し、刃口内鉄筋を組み込んだ。

T5Pの刃口金物設置時、台風8013号（55・9・11）により、埋砂吸出し現象のため不等沈下し数ヶ所歪の発生があったが比較的発生量が小さく構造上問題なく施工できた。埋砂の吸出し防止、築島工堤体自身の防護等にサンドマスチック、テトラポット等対処したが、完全には防ぎきれなく、最終的には碎石を投入し、設置高を確保した。

セントル（作業室構築用支保工）については、T2・3Pはビティを用いたセントルであり、T4P～T7Pは砂セントルであった。

土砂セントルについてはセントル解体時の安全性とケーソンの挙動に応じて解体順序を随時変えていく事が容易である。

問題としては、土砂の締め固め、特に刃口金物付近の機械施工が不十分で、従来水締めを行うものであるが、排水処理が不十分であると、刃口金物にはらみ現象が生じる。土砂を敷き均した後、足場板（20cm×30mm）を45cmピッチで一方向に並べ、その上にコンパネ（厚12mm）を敷き詰め天井板頂部の型枠とした（写真-2）。

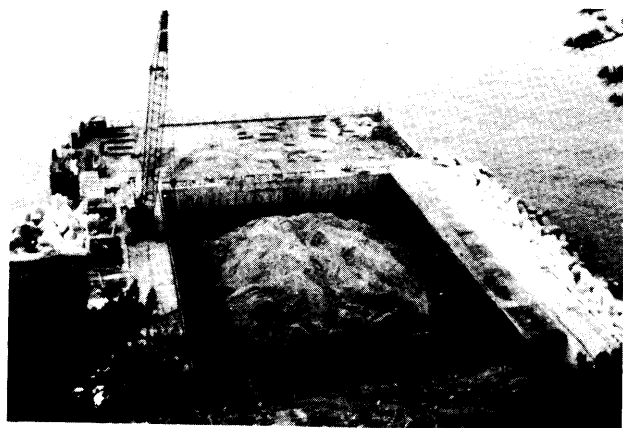


写真-2 土砂セントル施工中（T5P）

3.3 ケーソン躯体構築

まず、沈下掘削に入る前にケーソンの躯体をある程度構築して沈下重量を得なければならない。躯体コンクリートの打設ロット割を図-5に示す。またコンクリート打設実績を表-9に示す。

コンクリート打設は、コンクリートプラント船にて行い、能力としては公称

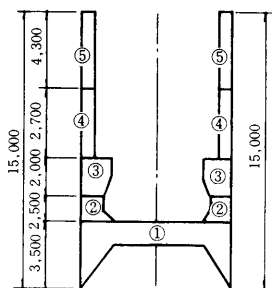


図-5 T5Pケーソン躯体コンクリート打設ロット割

表-9 T5Pケーソン躯体コンクリート打設実績

ロット割	数量 (m³)	打設数量(m³)	時間当り(hr)	時間当り打設量(m³/hr)
第1ロット	1,223.1	(960+271) 1,231	(11:30+9:00) 20:30	(83.5+30.1) 56.8
第2ロット	479.9	506.0	7:50	64.6
第3ロット	771.9	774.0	8:10	92
第4ロット	315.5	326.0	5:16	64.1
第5ロット	365.0	367.0	6:22	60.8
計	3,155.4	3,204		

90m³/h、最大120m³/h、無補給最大打設量1,200m³である。プラント船より躯体下まではパイプ配管を行いディストリビューターまたはコンクリートポンプ車を補助として用いて打設した。打設状況を写真-3に示す。

当初計画では沈下掘削前の躯体構築を2ロットまでの施工としていたが、蟻装の盛り返しのロスを少なくするため3ロットまで打設を行い工期短縮を計った。

なお、T5Pの天井板のコンクリート打設については1,223m³と数量も多く、鉄筋も多いため2隻のコンクリートプラント船を用いて施工した。(写真-4)

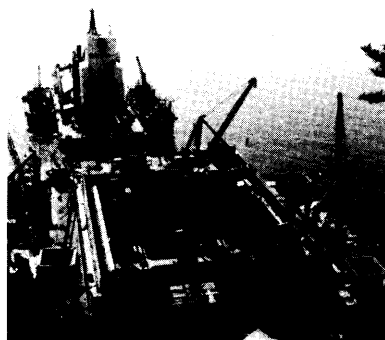


写真-3
ケーソン躯体コンクリート打設
状況 (T5P)



写真-4
天井版コンクリート
打設状況 (T5P)

3.4 ケーソン沈下掘削

ケーソン沈下掘削は、躯体構築後セントル撤去から行うが、作業スペースが狭いために人力掘削で行った。函内掘削機の組立てスペースが確保された時点で、機械掘削に切り換えた。

砂地盤での掘削及びアースバケット(0.5m³)への積込みは、函内掘削機(YMB-1200)で行い函外への掘削土搬出は三脚デリックで行った。

玉石層では、アースバケット(0.5m³)に入る程度のものは、すべて函内掘削機で積込みが可能であるが、径の大きいものについては、削孔機で削孔し、セリ矢もしくは、ダグダ等で小割して処理した。

刃口下に当たっているものは、小径の場合であれば上記の方法で割ることができるが、大きいものは割れても刃口下に残ったままとなることが多くケーソン沈下の障害となるので発破で小割した。

岩盤層の場合全面的に発破掘削となる。掘削順序は、図-6に示し、沈下掘削状況写真を写真-5に示す。

ケーソン内発破を行う場合、作業室の湿度が非常に高く、切羽は湿潤状態なので迷送電流を拾う恐れがあるとともに、発破の通電時、結線部より電流漏洩をおこし不発を生じる原因ともなるので、電気雷管1本で爆発可能な導爆線の使用を計画した。

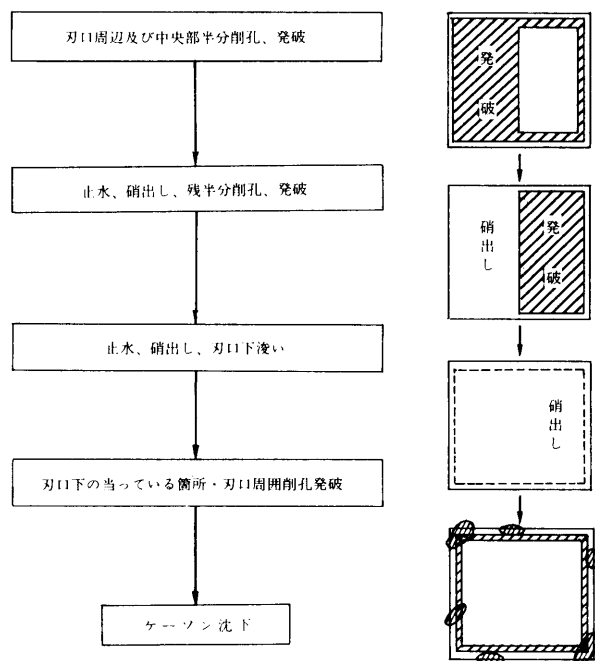


図-6 ケーソン掘削順序図

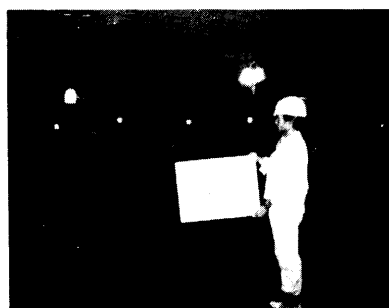


写真-5
沈下掘削状況
(T5P)

沈下掘削時の土質変化は、準備工事でT P + 2 m まで投入した砂、その下には砂岩と頁岩の互層、また、転石混りの土砂という地層であったため使用火薬の選定には、安全を考慮して後ガスの少ない2号履に決め、発破線は導爆線を使用した。

掘削作業は施工の状況及び地質の状態により沈下関係図を適宜修正しながら行い、ケーソンの傾斜、移動回転に注意し、急激な沈下を防止するための措置を講じながら施工した。

沈下作業は自重及び水などによる載荷重及び摩擦抵抗の低減などにより行い、ケーソン本体の安全を確認しながら行った。載荷重は海水をポンプアップして水荷重として施工した。砂地盤で1回の沈下深さが何回か50cmをこえることがあったが特に躯体に損傷を与えることはなかった。

ケーソン沈下掘削の進捗度を左右するのは刃口下からの湧水を押えてドライワークが可能かどうかである。掘削作業、削孔作業、発破作業いずれをとってもドライワークと水中作業とは著しく作業能率に差がある。

止水方法は直接的には刃口下部にボンド（コンクリートボンド）でビニールシートを張る方法と、刃口下に粘土を詰める方法とがあるが、後者の方法は水圧が強い地盤では、粘土をつめても水圧で押し流される事がある。

従ってビニールシートを張る方法が経験的にふさわしいと判断される。ただし刃口下発破によって、刃口外に掘り越した箇所があるのでこの空洞を埋めるために麻袋をつめ、その上にビニールを張るとビニールを吸いこまれることがない。ビニールの厚さは、作業気圧1 kg/cm²未満では0.5 mm(工業用)、1 kg/cm²以上では0.6~0.8 mm(工業用)が適当である。

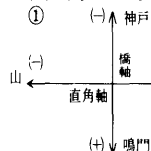
3.5 ケーソン傾斜防止と変位

当工事の特色である傾斜岩盤層における大型ケーソン沈設は施工上の最大の問題点であった。走行傾斜角40°~45°とケーソン施工時における滑動が懸念される地盤の上、海水汚濁防止という観点から築島中詰土砂に均一な海砂を用いたことより刃口据付面下1.0 mで岩盤の露出する山側と、厚い砂層の海側とでは地盤支持力が著しく異なるために不等沈下が予想された。特に初期沈下時には大きな自重による二次応力の発生が考えられたので、傾斜防止工を予め刃口金物に取り付けておいた。これは、支持力の不足するのを接地面積を増す事で補うものである。結果としては構造的には有効であったが、地下水位以下になると余掘りをして、掘削面まで水位を下げるためのビニールシートが張れずやむなくこの傾斜防止工を撤去してサンドル（枕木を井桁に組んだ支保工）に切り替えた。サンドルの場合組み出しが容易なので必要な箇所に適宜組み直せる利点がある。T 5 Pの大型ケーソンでは両者を併用した。以上の如く慎重に対応したにも拘らずケーソンに多少の変位がみられた。表-10にケーソン変位量を示す。

表-10 ケーソンの沈下誤差

		規定値	T 2 P	T 3 P	T 4 P	T 5 P	T 6 P	T 7 P
偏心量 (mm)	橋軸方向	300 以下	16	- 25	1	-181	- 48	- 42
	直角方向	300 以下	12	44	63	102	249	149
回転 (平面図上)		3° 以下	-0° 08'	-0° 09'	0° 17'	0° 05'	-0° 10'	-0° 03'
傾斜	橋軸まわり	1/100 以下	1/1,899	1/970	-1/1,429	-1/3,000	-1/3,000	-1/750
	直角軸まわり	1/100 以下	1/809	1/800	1/448	1/903	-1/764	1/342
沈下高 (mm)		±100 以内	- 24	47	- 49	46	- 50	- 32

注) 符号は次による。



②回転、傾斜は上方、始点側、山側から見た場合で、かつ時計方向を正とする。

③沈下高は、計画高より高いものを正とする。

3.6 岩盤清掃及び底詰・中詰

ケーソンが沈下完了すると、刃口部を急結剤とセメントの混合したシールコンクリートで刃口部シールを行った。水中ポンプ、ウォータージェットにより岩盤を洗滌し最終的には岩盤表面をスポンジ・ウェスにより溜り水を拭き取った。T 5 Pでは当初一部に転石層が予想され設計でも考慮されていたが、最終沈下掘削面が出た段階で転石の露出があったものの1 m 程度掘り下げた結果全面岩着する事が出来た。岩盤清掃後、岩盤確認を行い確認できればケーソン底詰コンクリートを打設する。T 5 Pは表-3のように数量が多く2回打設も考えられたが、工程、品質管理の上から1回とした。コンクリートプラント船の能力より、骨材、水、セメントを補給しながら打設準備を除いて朝5時から夜10時までの作業で、1760 m³ (約 100 m³/h) を打設した。

3.7 被災

台風8013(55年9月11日)による被災は門崎高架橋橋下部工事に損害をあたえ、T 2、3 P作業広場については、写真-6でわかるように越波によるケーソン内への土砂流入があり、水没した状態となった。T 4 P~T 7 Pについては、作業ヤード面積が狭い上にケーソン本体



写真-6
台風8013号(55.9.11)
による越波状況
(T 2・3 P)

部を除いた場所に三脚デリック、クローラクレーン、土砂ホッパー、コンプレッサー等、仮設備を配置せざるを得ないので越波による被災は大きかった。中でも、T 7 P、T 6 Pについては、太平洋からの波をまともに受け床版飛散、コンプレッサー室全壊、停電による函内への水の充満のため函内掘削機の水没等海上工事の難しさを知った。T 5 Pでは刃口据付中であり吸い出しによる被災があったが、復旧工事、取り片付けに要した日数は工程

に大きな影響はなかった。

4. あとがき

岩ケーソンの特徴は、発破を用いた沈下掘削と、岩盤清掃後の支持面の状況にあると考えられる。

ケーソンの刃口付近に発破をかけ沈下させる状況は、その瞬間ケーソンがピシッと音をたて最敬礼するがごとくであり、次の瞬間ケーソンまわりから煙状の粉塵を吹き上げケーソンが地中へ突き進むのがわかる。

岩盤清掃は、ジェット水できれいに仕上げ浮石をとり雑布とかスポンジなどで最終仕上げを行う。最終岩盤確認のためケーソンに入ると、それまでの粉塵のたちこめた状態とうってかわって澄みきった空気になっており、刃口シールがあるためブローによる霧発生もない。岩盤は、生れたままの姿を見せており、たたみの上を土足で歩くがごとくおそるおそる歩いていることに気付く。まさに、門崎高架橋の歴史の重大な瞬間に立会っている緊張感をおぼえる。

刃口の製作から沈下完了まで、安全で順調に終了したことを記し、報告の結びとします。

参考文献

- 1) 高橋幸三・有田 稔：門崎高架橋建設工事の現況、橋梁Vol.16 No. 4、1980. 4
- 2) 金光 宏・大町武司・樋口康三：大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領、同解説(案)、本四技報 Vol. 4、No.13、1980. 7
- 3) 佐伯康二・森 章・佐藤昭光：門崎高架橋準備工事、土木施工 Vol.22 No. 2、1981. 2
- 4) 本四公団鳴門工事事務所：門崎高架橋の橋梁計画、1981. 3
- 5) 池田尚治・大町武司・森 章・山口隆裕：スタッドジベルによる鋼材とコンクリートとの応力伝達について 第3回コンクリート工学年次講演会、1981
- 6) 池田尚治・上田浩司・樋口康三・山口隆裕：形鋼鉄筋併用コンクリート構造の実験的研究、第3回コンクリート工学年次講演会、1981
- 7) 宮下 力・森 章・真辺保仁：門崎高架橋橋脚工(SRC)の設計と施工、第24回四国地建管内技術研究会、1981. 7
- 8) 松本弘輝・北川 信：門崎高架橋上下部工施工計画 橋梁Vol. 17 No. 9、1981. 9
- 9) 土居敏彦・古家和彦・矢野保広：和泉層における地すべりと復旧工事について、第14回日本道路会議、1981. 10
- 10) 宮下 力・古家和彦・熊野善彦：門崎高架橋の橋梁計画、本四技報 Vol. 6 No. 19、1982. 1

撫養橋4Pオープンケーソン施工報告

Constructional Report on 4P Open Caisson of Muya Bridge

鳴門工事事務所 第七工事長 大町 武司
Takeshi Ohmachi
企画開発部 調査課 武山 哲郎
Tetsuroh Takeyama
鳴門工事事務所 第七工事長付 中尾 俊哉
Toshiya Nakao

1. まえがき

撫養橋は、神戸～鳴門ルートの大毛島IC～鳴門IC間(7.9km)に位置し、大毛島と四国本土を結ぶ橋梁であり、昭和36年に徳島県が建設した小鳴門橋の東側に約50m離れてほぼ平行に建設される予定である。上部工は4径間連続鋼床版桁橋で、海中部に建設される3基の基礎は、2基がニューマチックケーソン、1基がオープンケーソンとして計画された。昭和55年12月末に下部工工事が発注され、現在(昭和57年2月)工事の進捗率は約60%で、ケーソンの沈下掘削が鋭意続けられている状況である。今回の報文は、施工の途次ではあるが太径で掘削深度の大きいオープンケーソンに着目して、仮設備、傾斜管理、計測を中心として、以下記述することとする。

2. 工事概要

橋梁側面図を図-1に示す。海中部橋脚の基礎位置及び桁下高は、航行船舶に対する安全性に配慮して、隣接する小鳴門橋と同一としている。海中部橋脚のうち、2P、3Pは、支持地盤である和泉砂岩層が比較的浅く露頭するが、約50度の急勾配となっているため、ニューマチックケーソンにより施工することとした。一方、4Pは、支持地盤の砂礫層がT.P.-45m付近にあり、ニューマチ

表-1 下部工の概要

項目	基礎の概要				海中部の現場条件			
	基礎形式	基礎の大きさ	支持地盤深さ(T.P.m)	掘削力(ton)	水深	海底面の傾斜	堆積層の厚さ	潮流
橋脚	直接基礎			920	固定			
1P	上り 下り			990				
2P	ニューマチックケーソン	11.0×20.0	-21.5	3,510	可動	7~14m	20~25'	1.5~9m 深いところで堆積層が厚くなる
3P	ニューマチックケーソン	10.0×18.0	-16.5	3,680	可動	2.5~6.5m	5'	3.5~10m 傾斜の影となり影響は少ない
4P	オープンケーソン	直径16.0m	-44.5	3,510	可動	7.5~10m	8~20'	35m 隣接構造物の仕切矢板の影により比較的小さい
5P	R.C場所打ち杭	杭直径1.5m	36.0	1,710	可動			

ックケーソンの安定作業の範囲(安全で経済的な作業遂行可能気圧はG.P.3kg/cm²以下とされている。)を越えているため、過去の実施例も多く、又経験の蓄積もあるオープンケーソン工法によることとした。表-1に下部工の概要と現場条件を示す。又、築島工は、現場条件を勘案し、以下のように決めた。2P、3Pは、(イ)海底地盤の傾斜に十分対応可能であること、(ロ)堆積層が浅く、矢板による締切りは不経済、(ハ)施工中に潮流の影響が出来るだけ少ないこと、(ニ)水深に対応出来ること、(ホ)海水汚濁を最小限とすること等の条件より、捨石とコルゲートセルの組合せによる築島工法を採用した。4Pは、(イ)堆積層の厚さが大きく、鋼管及び矢板等の根入れに問題ない、(ロ)近接構造物として仕切り矢板があるので、施工範囲を極力小さくする必要がある等の条件より、鋼管杭と覆工板による棧橋を築造し、ケーソンの外周は、鋼矢板により締切ることとした。

3. 4Pオープンケーソン

3.1 オープンケーソンの施工実績

橋梁基礎として、φ=10mを超えるオープンケーソンの施工事例はほとんどなく、平面積の大きいケーソンは

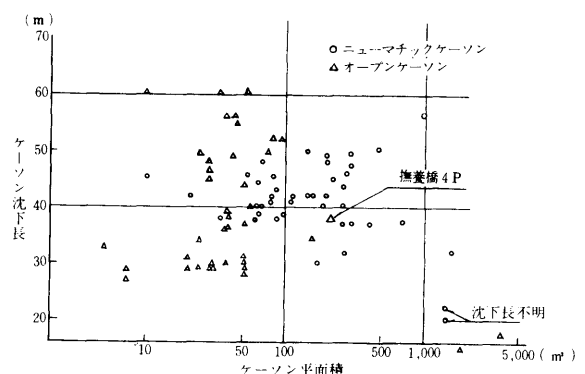


図-2 ケーソンの施工実績

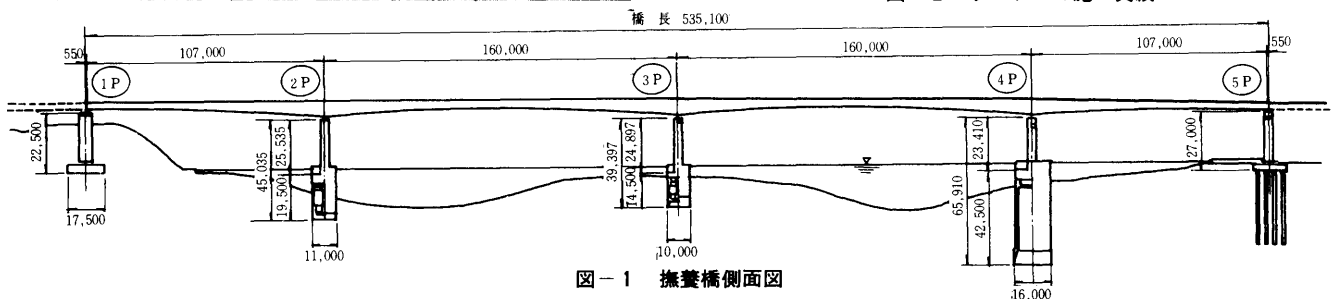


図-1 撫養橋側面図

ほとんどニューマチックケーソンにより施工されているが、沈下長の大きいものは、オープンケーソンによって施工されている。これらの施工実績¹⁾を図-2に示す。

3.2 4Pオープンケーソン構造一般

ケーソンの寸法は、図-3に示すとおりである。平面寸法は、地震時における地盤反力より、又壁厚は経験的に径の10%程度と言われているが、沈下抵抗に対する沈下荷重より決められている。安定計算及び主要部材断面計算結果を表-2に示す。なお、刃口部は施工性を考慮して鋼殻構造とし、周囲の棧橋強度との関連より刃口設

表-2 主要部材断面計算一覧表

設計荷重		橋軸方向		橋軸直角方向	
		常時	地震時	常時	地震時
M (tm)	1.865	29,958	10,565	2,053	53,237
N (t)	7,594	6,694	6,694	7,594	6,694
H (t)	0	2,329	1,196	33	3,007
各層の諸数値		橋軸方向		橋軸直角方向	
		γ (t/m ²)	φ (deg)	C (t/m ²)	E (kg/cm ²)
前面地盤	第1層	1.7	30	0	60
	第2層	1.8	34	0	70
	第3層	1.8	3	5	70
	第4層	1.9	38	0	600
底面支持地盤		1.9	38	0	1,000
安定計算・沈下計算		橋軸方向		橋軸直角方向	
		常時	地震時	常時	地震時
作用値	許容値	作用値	許容値	作用値	許容値
転倒	前面地盤反力(t/m ²)	-	-	-	16.0
滑動	底面地盤せん断力(t)	-	-	-	1.865
支持	底面地盤反力(t/m ²)	98	150	98	150
水平変位	変位(mm)	-	-	-	7.3
回転	角度(rad)	-	-	-	0.000816
沈下	沈下(t)	-	-	-	7.153
部材断面計算		橋軸方向		橋軸直角方向	
		M (tm)	N (t)	S (t)	A _s
はり	鉛直方向	2.878	-	1,216	38
	水平方向	140	-	-	5.0
柱	橋軸方向	13,359	5,189	1,012	90
	橋軸直角方向	33,530	5,189	1,609	79.3
スラブ	橋軸方向	900.8	-	334.6	33.2
	橋軸直角方向	130.8	-	10.6	1.250
スラブ支持部	定着筋	276.0	-	506.4	16.0
	曲げ引張	76.8	-	-	58.0
鋼壁	鉛直方向	158.4	276.1	-	674
	水平方向	79,279	11,360	3,238	69.8
月	鉛直方向	-	-	3,808	-
	水平方向	37.6	63.7	6.11	109
月	鉛直方向	14.4	-	10.8	69.5
	水平方向	-	47.8	-	3,570
月	鉛直方向	51.2	-	34.1	33.8
	水平方向	-	-	-	2,100

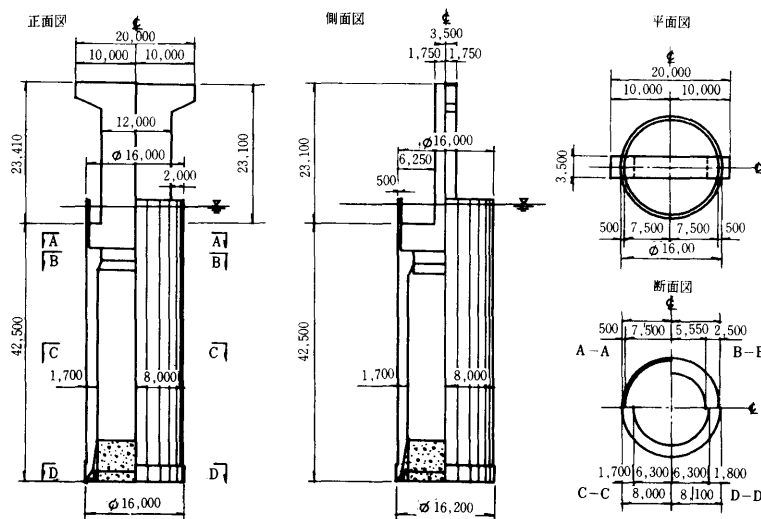


図-3 4P橋脚構造一般図

置水深 (T.P. - 6m) を決め、棧橋高 (T.P. + 2m) を考慮して刃口全高を9.5mとし工場製作することとした。

3.3 沈下検討

ケーソンの沈下式は次のように表わされる。

$$W_c + W_w > U + F + Q$$

ここに、 W_c : 躯体重量 (t)

W_w : 沈下時の載荷荷重 (t)

U : 躯体に働く浮力 (t)

F : 周面摩擦抵抗力 (t)

Q : 刃先抵抗力 (t)

この関係を沈下工程に応じて表わしたものが図-4である。沈下抵抗力の算出に当たって最も重要な事項は、地質別に設定されている摩擦係数(道路橋示方書、道路公団、国鉄等における係数値を参考にして図-5の如く設定した。)であるが、これはケーソンの傾斜が僅少で、刃先抵抗が全く無視出来る場合の値である。4Pケーソンの場合は、形状が円形であるために矩形断面と比べた場合、傾斜を起し易いこと、又壁厚が大きいこと刃先テーパー部の掘削が困難であること等により、沈下抵抗力が想定値よりも大きくなる場合も予想される。沈下不能時の対策としては、外周面の摩擦力を減らすためのエアージェット、刃口部分の土砂を除去するためのウォータージェット等により対応していく予定であるが、沈下困難に至る前に十分沈下管理を行うとともに、適確な対応を可能ならしめるべく計測管理を行っている。

図-4 理論沈下図

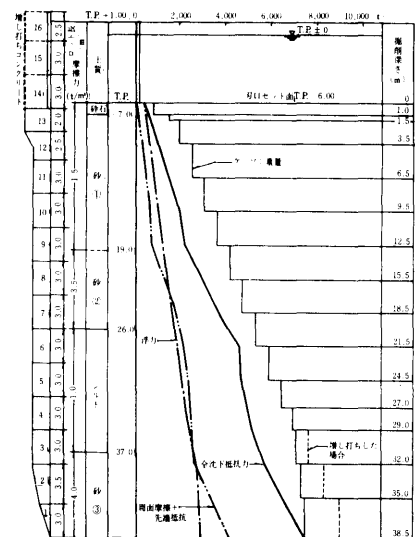
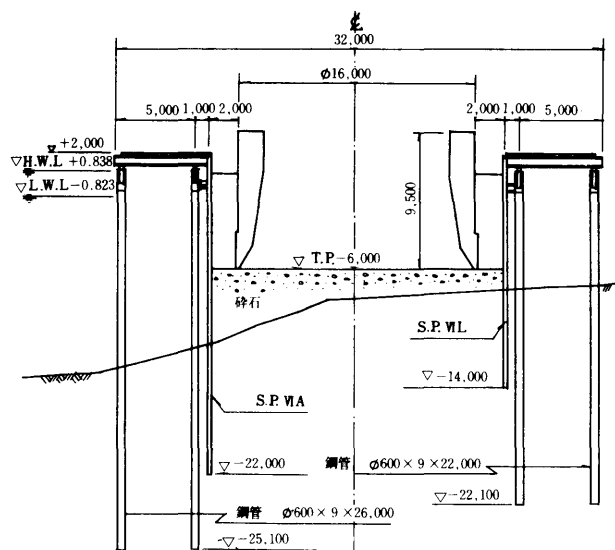
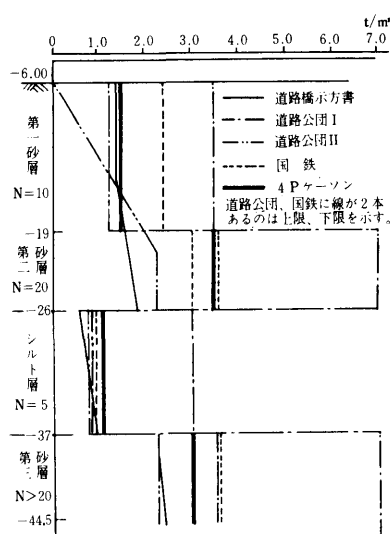


表-3 刃口設置精度

		A	B	C	D
刃口掘付完了	外壁の回転mm	左6	右9	左21	右10
	軸方向変位mm	-3	+24	+4	-5
	刃口深度T.P.m	-5.962	-5.976	-5.970	-5.955
	偏 圧t/m ²	0	0	0	0
コンクリート打設後	外壁の回転mm	右11	左24	左33	右33
	軸方向変位mm	+22	+45	-38	-18
	刃口深度T.P.m	-6.064	-6.073	-6.083	-6.068
	偏 圧t/m ²	0	0	7.0	1.5



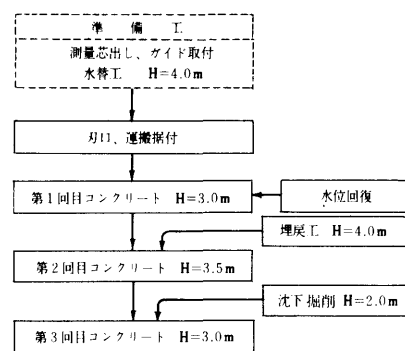
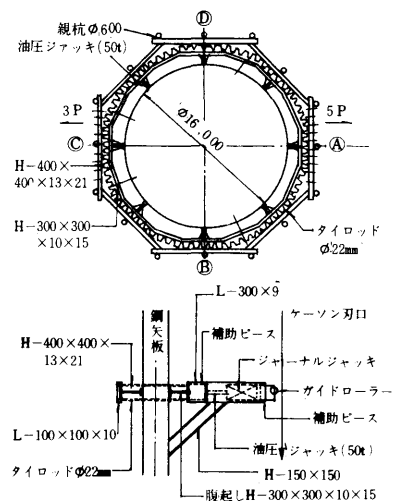
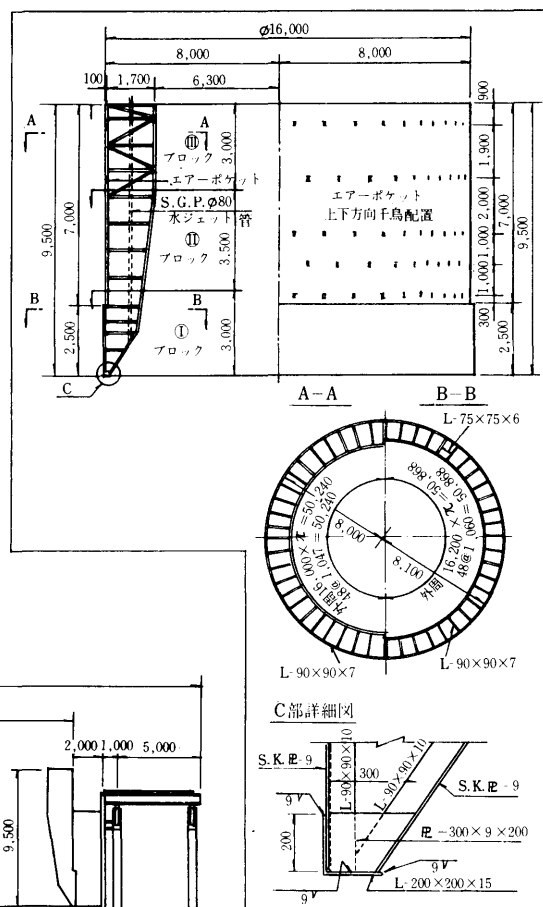
4. 仮設備

4.1 棧橋及び作業ヤード

ケーソンは岸から約70m 離れているため、工事用連絡
 棧橋と、ケーソンの周囲には作業ヤードが必要である。
 この構造一般は、図-6 に示すように基礎を鋼管杭 ($\phi=$
 600mm) とし、これに桁を剛結し、覆工板を敷設した。鋼
 管杭及び梁の設計条件を以下に示す。

潮 位:	$H.W.L$	T.P.+0.8 m
	$L.W.L$	T.P.-1.0 m
波	$H_{1/3}$	0.5 m
	T	3.0 sec
潮 流 速:	V_T	3 kt
風 速:	V_W	30 m/sec
天 端 高:	H	T.P.+2.0 m
設計震度:	k_H	0.1

上載荷重：等分布荷重 $q = 2.0 \text{ t/m}^2$ (常時、地震時)
クレーン荷重 クローラークレーン (自重65t、吊荷重45t)
トラック荷重 T-20



杭に作用する水平力は、(イ)ケーソンの初期沈設時における姿勢制御のためのジャッキ反力、(ロ)（風荷重＋波力＋潮流力）、(ハ)地震による慣性力について検討した結果、杭の断面は地震時の応力によって、又根入れ長は設計上半無限長として扱える深さを考慮して決めている。なお、梁については、上載荷重各々について検討したが、最大応力を生じるのはクローラークレーン載荷時である。

4.2 鋼矢板締切り

ケーソンの外周は、鋼矢板により締切り、施工箇所を静水域として、沈設初期の安定沈下及び汚濁発生防止対策を行うこととした。鋼矢板の設計は、矢板打設箇所の水深がT.P.-8~13mと異なっているため、水深により3区域に区画割りし、主、受働土圧、残留水圧、ケーソン重量等の外力条件を考慮して、常時、地震時について検討した結果、矢板断面及び根入れ長は、地震時作用力によって決められている。

5. 沈下補助工法

周面摩擦力、刃先抵抗等の沈下抵抗が増大した場合沈下が困難となることが想定される。このような状態に対処するため周面摩擦力及び刃先抵抗を減じる目的で、ケーソン躯体部にエアージェット、ウォータージェットに対する配管を実施している。以下、その概要を記述する。

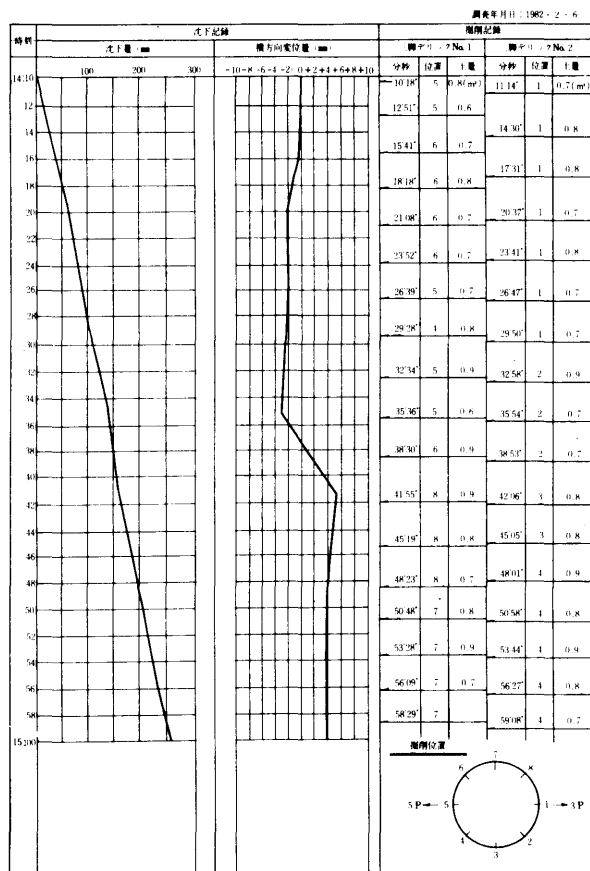


図-10 第9ロット沈下掘削時における沈下状況

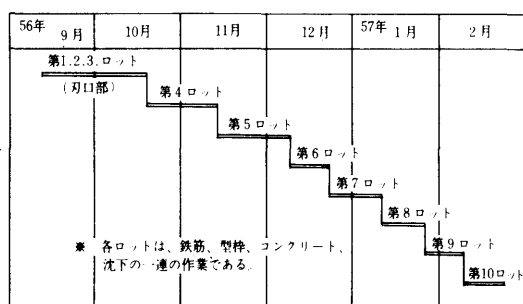


図-11 ケーソン沈下実績

5.1 エアージェット工法

周面摩擦力を減じる沈下補助工法は、最も多く用いられ、又実績のあるエアージェットを用いることとした。図-7に示すように17段にわたって816個のエアポケットを設置する計画とした。以下に設備を計画するための算定式を示す。

$$\text{送気量 (V)} = \{v \times (1 + \alpha)\} \times \gamma$$

ここに、

v : ケーソン周囲に1mmの空気膜を作る空気量

α : 周辺地盤へのロス等 (今回は4とした)

γ : ケーソン外周の空隙の50%を充たす値

空気圧 (レシーバー圧) : 理論水圧の1.5~2.5倍とした。

噴射孔配置 : 1.0~3.0 mm²/個とし、深部を密とする。

レシーバータンクの配置 :

20~25秒で空隙を充たすことが出来る範囲で、レシーバー容量は1分間継続して噴射出来ることとした。

5.2 ウォータージェット工法

刃先部まで十分な掘削を行うことが出来ず、刃先内側に土を取り残した場合は、ケーソン沈下の障害となる。そこで、刃先部の土を取り除くために、予めケーソン刃先部に図-7に示すケーシングパイプ (φ80mm) を埋込んでおき、そのパイプを利用して高圧水のジェット (圧力200 kg/cm²程度) 噴射し、刃先部の土を排除する計画である。噴射方法としては、CCPジェットノズルを、埋込みケーシングを利用して下方に噴射しながら所定の位置まで到達させ、高圧水ジェットを回転させながら噴射し、土砂を崩壊させるというものである。なお、ケーソン外周の地山を緩めないよう、外面より90cm内側に1mピッチで1列取付けている。

6. 施工

6.1 刃口据付工

オープンケーソンは、ニューマチックケーソンに比べ傾斜修正が極めて困難であり、特に初期沈下時の施工精度が以降の沈下管理に対し極めて重要となるため、据付方法については下記について十分な検討を行った。

1) 現場への運搬航路の途次で一部狭小な水路を通過する必要があるため、起重機船は小型化し、作業の安全性を高める。

〔施工〕 ケーソン刃口は径16m、高さ9.5mで鋼製である。径、高さが大きく、施工条件、品質管理の点から現場組立は不採用とした。又、現場での作業を単純化するため、刃口内部のコンクリートを製作工場で作成する方法も検討したが、全吊荷重が1,580tにもなるため、据付後現場で打設することとした。

2) コンクリートの打設は、据付地盤に鋼製刃口を着底 (接地圧5 t/m²) させてから行い、打設中の刃口移動を極力防止する。

〔施工〕 コンクリートを安定した状態で打設するため、鋼製刃口の浮上を防止する目的で締切内を水替えし、水位をT.P.-3.2mまで低下 (水位低下量4.0m) させ、鋼製刃口自重により支持地盤に着底させた。締切内の水位低下にあたっては、鋼矢板の水密性が問題となるが、水密性はかなり確保されており、ポンプ3台により排水した。コンクリート打設高さは、鋼製刃口部を3回に分け、第1回目は据付完了後2台のポンプ車で3.0mとした。打設中刃口の沈下を防止するため、打設開始と共に水位の回復を行い浮力を調整し、刃口先端支圧力を5 t/m² (据付地盤支持力) 以下に保った。なお、第1回目コンクリート打設による沈下量は約10cmであった。

6.2 据付精度の向上

刃口据付時の精度向上を計るため、及び傾斜度を測定するため、図-8のガイドを刃口外周に8箇所設置した。これらのうち、橋軸方向及び橋軸直角方向の計4箇所には、油圧ジャッキ (50t) を設置し、油圧ゲージにより偏圧を測定し、他の4箇所にはジャーナルジャッキを取付

け、打設時の変位を抑制させた。第1回目のコンクリート打設によるケーソンは表-3に示すように当初海底地盤が深かった方に傾斜したが、顕著なものではなかった。

6.3 刃口の初期安定沈下

図-9に示す据付フロー図に従い、第1回コンクリート打設後、ケーソンと鋼矢板締切りの間(2m)に地盤面から4.0mの埋戻しを行い刃口の安定を計った後、第2回コンクリート打設を3.5m行い重心を下げ、2.0m掘削沈下し刃口を海底地盤にほぼ到達させた後、刃口金物内最上部のコンクリート3.0mの打設を行った。

6.4 沈下掘削工

掘削は、2基のバケットによりケーソンの刃口付近を重点的に行い、刃口抵抗を減少させることによりケーソンを沈下させている。掘削の個所・量はケーソンの沈下状況、掘削面状況等を常時把握することによって決定しており、ケーソン天端高の高い個所より順に、掘越しを極力避けて掘削している。

図-10は第9ロット沈下掘削時における沈下状況であり、沈下速度は約6cm/minであった。本ロットまで沈下は継続的であり、一時的な急激な沈下はみられない。これは、沈下抵抗より沈下荷重が大きいためと考えられる。図-12にケーソン沈下開始より第10ロット沈下完了時までの実績を示す。1ロット(3m)当りの工程はほぼ、鉄筋2日、型枠3日、コンクリート1日、養生2日、脱枠1日、沈下掘削3日の計12日となっている。

7. 計測

7.1 概要

計測は、ケーソンの沈設に当り、刃口先端抵抗、軀体周面摩擦、側面土圧を各施工段階で把握することにより、ケーソンの支持状況を把握するために行うものであり、又、計測結果を有効に利用して補助工法の施工の要否の検討等を容易にするための情報を収集することをも目的として行うものである。使用する計器の配置を図-13に示す。

先端抵抗は刃先の支持状態によって微妙に変化すると考えられ、計測精度の向上を計るため荷重計は他の計器の倍の密度で配置している。又、側面土圧は、周面摩擦との直接的な関係は確かめられていないが、この関係が地層、深度毎に解明されれば側面土圧から周面摩擦を推定することが可能である。これを前提として土圧計は2段、内1段は周面摩擦計とほぼ同深度でやや刃先寄りに配置した。周面摩擦計はフリクションカットより約4m上に配置したが、これはフリクションカットで乱された地盤が1ロット(3m)施工中(約12日間)に復元し、フリクションカットより下の地盤は乱れていると考えられるためである。

計器の規格は以下に記すとおり決定した。荷重計は、洪積層の支持力200~300t/m²と水圧約45t/m²の和の最大

値345t/m²と、荷重計の受圧板面積0.0079m²(φ10cm)との積2.7tより余裕をみて5t用とした。周面摩擦計は、推定最大周面摩擦力3.5t/m²に対して規格品の内必要最小限のものである10t/m²用とした。土圧計は、コンクリート軀体内及び刃口金物内の設置位置について水圧が31t/m²及び39t/m²、土圧の推定最大値が12t/m²及び16t/m²であり、各々の和43t/m²及び55t/m²に対しコンクリート軀体内では50t/m²用、刃口金物内では100t/m²用とした。

7.2 計測方法

計測は、ケーソンの通常の沈下時に行う“静的計測”とエアージェット使用等に応じて行う“動的計測”に大別される。静的計測は、ケーソン刃口据付時より沈下完了時まで連続的に長期の変化状況を把握するために、動的計測は、ケーソン沈下が急激に生じる時点で短期間の状況変化を把握するために行う。

7.3 解析

計測結果の解析は、主に次の各項目を行う。

1) ケーソン支持状態の把握：各値を常時把握し、以後の施工方針決定のための資料を作成する。具体的には理論沈下図の修正、補助工法の使用時期の判断材料の収集等である。

2) 側面土圧と周面摩擦の関係：側面土圧と周面摩擦との関係の解明を試みるものである。

3) ケーソン沈下に伴う土圧の変化：2段配置している土圧計のデーターを比較し、ケーソンの沈下により同一地層の土圧がいかに変化するかを解析する。

4) 静的沈下時と動的沈下時の比較：静的、動的測定値の比較解析を行う。

7.4 結果

現在ケーソンは沈下中で、計測も継続中であるため、解析も進捗していない。従って本項では第8ロット沈下完了時までの主要時点の周面摩擦と先端抵抗についてのみとりあげることとする。

周面摩擦の深度変化を図-14に示す。コンクリート打設により周面摩擦は増大し、掘削沈下による沈下量が小さい時点では増大し、沈下量が大きくなると減少する傾向にある。値としては0~3t/m²を示しているが、測点1、2が3、4に比して小さめとなっている。これはケーソンが測点3、4方向に傾斜している(天端高で約20mm)ため、測点3、4方向の側壁が周囲の地盤から受働土圧を受けているためであると考えられる。

次に、先端抵抗の深度変化を図-15に示す。先端抵抗は0~150t/m²の間を推移している。傾向的には周面摩擦と同様にコンクリート打設により増大し、掘削沈下により減少している。これは、コンクリート打設による沈下荷重の増分を先端抵抗と周面摩擦の増分で分担することとなり、掘削により刃先の抵抗となる土砂が排除され、先端抵抗が減少し沈下が促進している状態を示すもので

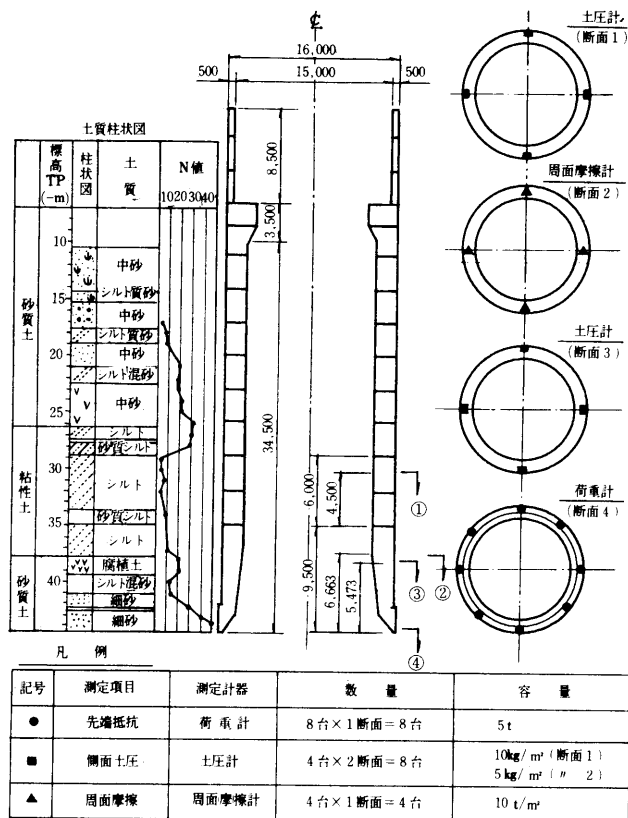


図-12 計器配置図

あろう。

8. あとがき

4 P オープンケーソンの掘削沈下は、施工形態の変更まで含めて慎重な設備計画を立案するとともに、ケーソンの傾斜管理及び計測結果の掘削へのフィードバック等により、比較的順調に進められている。現在、T. P.-30m 程度まで沈設した状況であり、これから正念場であるが、工事関係各位の御協力のもとに無事沈下完了させたいと思う次第です。

最後に、沈下掘削の途次であり、傾斜管理及び計測の結果については集成されておらず、施工の概略を報告することとなりましたが、今後の太径ケーソンへの応用も踏まえて、別の機会に報告させて載します。

参考文献

- 1) 深いケーソンの掘削工法調査・最終報告書 昭和56年3月 本四公団（海洋架橋調査会に委託）
- 2) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）、（社）日本道路協会
- 3) 撫養橋下部工詳細設計及び取付高架橋計画設計 昭和55年3月 本四公団鳴門工事事務所
- 4) 撫養橋下部工工事4 P オープンケーソン掘削沈下計画 昭和56年10月 本四公団鳴門第七工事区

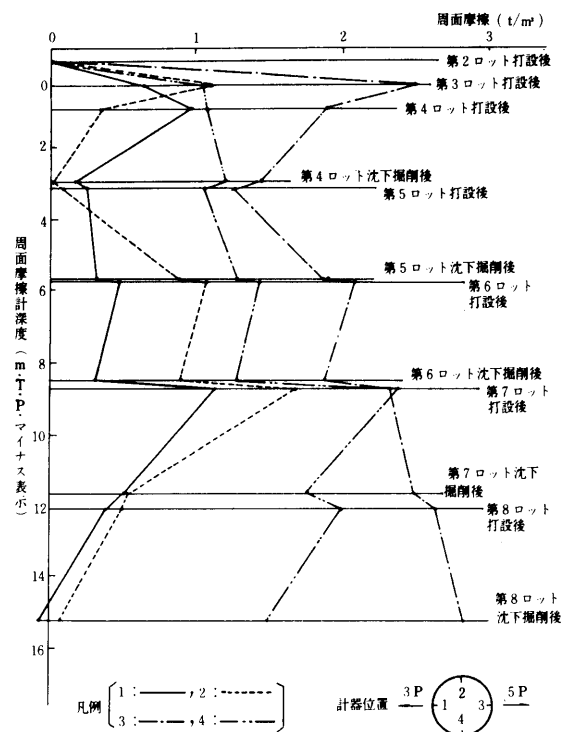


図-13 側面土圧計データ

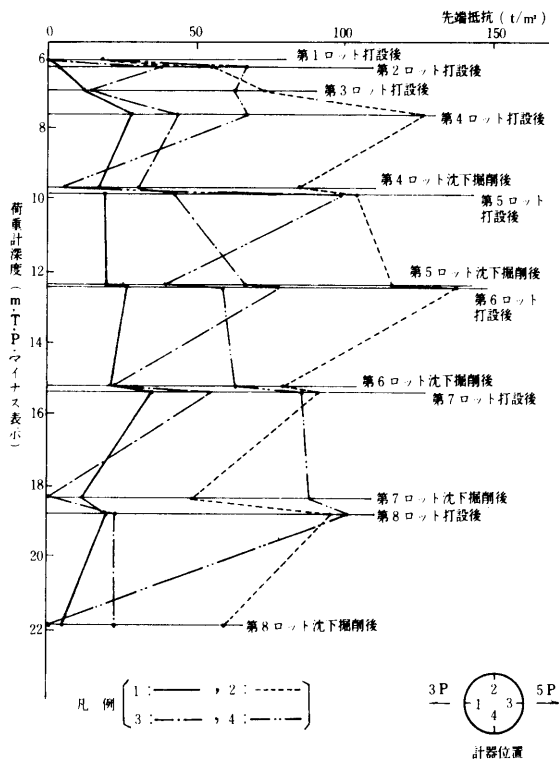


図-14 荷重計データ

下津井瀬戸大橋ケーブル定着用ロッド(M 140)

大型疲労試験完了

下津井瀬戸大橋の主ケーブル定着部には、国内の長大吊橋で初めてロッド形式が採用されている。

ロッド形式はHumber橋などイギリス系の吊橋で多用されているが、本橋では鉄道を通すことから疲れ強さを確認する必要があった。本橋のロッドはM140×6の両ネジボルト方式であり、このような太径の切削ネジの疲労試験データはなく、今般、詳細設計を確認する目的で当公団の大型疲労試験装置（建設機械化研究所内設置）を使用して実物大型疲労試験を実施した。

ロッドは、材質SNB24-5(JIS G4108)、M140×6の三角ねじとし、動的強度を高めるため、ねじ谷底 r は $0.2P=1.2\text{mm}$ 、平行部を有効径加工しており、又、ナットにはテーパ加工が施されている。ナット及びロッドのねじの等級は7H/8gである。

供試体長さは試験機治具間隔の都合で $l=2,060\text{mm}$ とした。試験は実橋での架設誤差を考慮してロッドに方向偏角 $\theta=1^\circ$ を与え、曲げ引張状態で繰返し速度5Hz(432,000回/日)で行った。試験期間は3月16日～5月8日、供試体数は5体である。その結果、No.1では 10^7 回で設計応力振幅 $\sigma_{amp} \geq 1.7\text{kg/mm}^2$ を有することを確認し、又、寸法効果等ロッドの疲労特性を把握するために行ったNo.2～5の試験結果から、 5×10^5 回で 12kg/mm^2 、 2×10^6 回で 8kg/mm^2 の疲れ強さが得られた。

試験状況を写真に示した。

これにより、一連のロッド形式についての耐力確認を終え、いよいよ本体製作にかかるべく準備している。

岩黒島橋補剛桁製作検討委員会の開始

昨年度は大鳴門橋補剛桁の製作検討会を行ってきたが、Dルート橋梁補剛桁製作工事の最初として、岩黒島橋が昭和57年2月に発注された。

大鳴門橋との主な違いは下記の内容である。

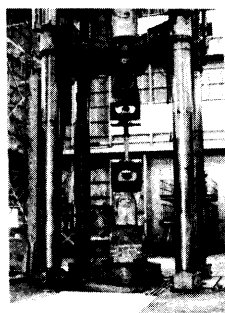
- 主構の最大板厚は、大鳴門橋は42mmに対して58mmと厚い。
- 主横トラス下弦材は、列車荷重は大鳴門橋は2線に対して4線で荷重条件が厳しく、また縦桁、垂直材、斜材などの取り合いがむずかしい。

以上の理由で、主構及び主横トラス下弦材を対象として、岩黒島橋補剛桁製作検討委員会が昭和57年4月24日に開始した。第一回委員会での主な審議内容は、次のとおりである。

- 板厚の大きい主構弦材の角溶接のボックス内側の溶接の是非
- 主横トラス下弦材のディテールとボックス内側の溶接の是非

南北備讃瀬戸大橋4A モルタル注入終る

南北備讃瀬戸大橋4A鋼製ケーソン内へのモルタル注



入は、さる4月27日に無事終了した。

4A鋼製ケーソンの寸法は、巾62m、長さ57m、高さ13mであり、TP-10mの海底に設置されており、大径粗骨材をTP+0.5mの高さまで約37,000m³充填した後に、モルタルプラント船「世紀」を使用してモルタルを注入した。

4A鋼製ケーソンは平面積が約3,500m²と大きい内部を3区画に分け、さらにケーソン外周の根固め部と合計4回に分割して、約18,600m³のモルタルを約100時間で注入した。

4Aは南北備讃の5P及び3Pに続いて3番目のモルタル注入であり、今回は条件的には気温が高い時期の注入であったが、気象海象条件が比較的良く、また適確なる作業管理によってプラント船も最高能力(240m³/hr)を発揮する等、すべて順調に作業が進展した。

次に4Aモルタル注入の実績を示す。

区 分	注入月日	注入時間	注入量	平均注入速度	天 候
根 固 部	4月5日	10時間11分	1,285	126 m ³ /hr	晴
ケーソン内 部	II 4月6日 ～4月8日	34時間22分	5,792	169	曇～雨
	III 4月13日 ～4月14日	27時間39分	5,806	210	晴～雨
	I 4月26日 ～4月27日	26時間23分	5,728	217	晴～雨
合 計		98時間35分	18,611	189	

※ 巻頭写真参照

パイロットロープ渡海実験

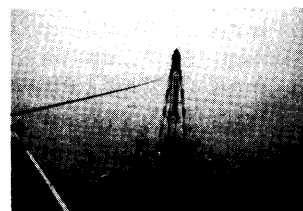
フローティングクレーン船「長門」を使用して、昭和57年3月、坂出港内においてパイロットロープを引出す実験が行われた。従来、吊橋のパイロットロープ渡海作業は3～4時間の航路閉鎖を伴う「浮子工法」又は「フリーハング工法」によって行われていた。しかし、備讃瀬戸航路では従来のように航路閉鎖を行うことが極めて困難であると予想されることから、高いリーチを有するFC船のシャース頂部にパイロットロープを結び、航路高を確保しながら渡海作業を行う新工法が考えられた。本工法は、初めての試みであり、本番での失敗・やり直しが許されないことから、机上検討のみでなく、本番に近い状態で実験を行い、その実用への問題点を把握し、解決する必要がある。

本実験では、岸壁に吊橋主塔を想定した高さ60mの鉄塔を建て、φ28mmのロープをFC船（シャース高103m）で引出した。引出し速度は約45m/分で、1,000mほど引出された。

本工法が実験の渡海作業に採用されるか否かについては今後さらに多方面から検討する必要があるが、この実験によって本工法の信頼性が高められたといえる。



パイロットロープ渡海実験の全景



パイロットロープ渡海実験
クレーン船でパイロットロープを引出中

本四公団の基準類

本四公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。

*印のものは(財)海洋架橋調査会 (Tel 03-436-3896)で販売しております。

仕様書・要領等

- * 土木工事共通仕様書 昭和53年 6 月
- * 測量・調査・設計等共通仕様書 昭和56年12月
- 土木工事管理要領 昭和54年11月
- 施工管理試験要領 昭和54年11月
(昭和56年 4 月追補)
- 測量作業規程 昭和55年度
- 図面作成要領 昭和46年12月
- * 技術関係資料取扱要領・技術関係資料 マイクロフィルム作成等事務処理要領 昭和56年 4 月
- 材料規格等
- * 鋼材規格 昭和53年10月改正
- 本州四国連絡橋鋼上部構造用鋼板規格の解説 昭和54年 3 月
- 摩擦接合用防錆処理高力ボルト・六角ナット・平座金のセット暫定規格 昭和51年 2 月
- * ケーブル材料規格 昭和54年 6 月
- * 塗料規格 昭和55年 3 月
- 設計基準等
- 幾何構造基準(案) 昭和48年10月
- * 上部構造設計基準・同解説 昭和55年 6 月
- * 下部構造設計基準・同解説・仮設物設計指針 昭和52年 3 月
- * 耐風設計基準(1976)・同解説 昭和51年 3 月
- * 耐震設計基準・同解説 昭和52年 3 月
- 鋼上部構造用鋼材選定要領(案) 昭和48年 9 月
- * 風洞試験要領(1980)・同解説 昭和56年 3 月
- ケーブルアンカーの設計マニュアル 昭和49年 2 月
- 鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針 昭和52年 8 月
- 大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説(案) 昭和54年11月
- * 重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説 昭和55年 3 月
- * 鋼設置ケーソン設計要領(案) 昭和54年 2 月
- * 多室型緩衝工の設計要領(案) 昭和55年 3 月
- 複合材型緩衝工の設計要領(案) 昭和56年 3 月
- 製作基準等
- * 鋼橋等製作基準・同解説 昭和52年 3 月
- * 鋼橋等塗装基準・同解説 昭和55年 3 月
- 橋面舗装基準(案) 昭和55年 3 月
- * 鋳鍛鋼品製作基準(案) 昭和55年 3 月
- 海上工事安全施工技術指針 昭和52年 3 月

本四技報編集委員会名簿 (アイウエオ順)

編集委員長	杉田秀夫			
編集委員	有田稔	奥川淳志		
	蟹沢康人	黒瀧義則		
	後藤忠	坂本政彦		
	神弘夫	高野誠		
	高橋靖典	竹名興英		
	田中嘉博	長尾和守		
	成田秀志	平山純一		
	水間雅昭	室谷貞雄		
	山下義之	山県守		
	小暮三郎	(海洋架橋調査会)		

本四技報 第21号

発行 昭和57年 7 月15日
監修 本州四国連絡橋公団
発行所 財団法人海洋架橋調査会
東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル 〒105
電話03(436)-3896
発行者 菱輪健二郎
印刷 中井編集デザイン事務所

定価1,200円

