

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22号 目次

荒廃するアメリカの躍動……………理 事……………山 根 孟…	1
南北備讃瀬戸大橋……………第二建設局坂出工事事務所……………山 中 鷹 司…	2
3P・4Aケーソン製作施工……………第二建設局児島工事事務所……………岡 沢 達 男	
南北備讃瀬戸大橋……………第二建設局坂出工事事務所……………山 中 鷹 司…	9
5P海中コンクリートの施工……………同 上 ………………坂 本 光 重	
門崎高架橋の風洞試験……………第一建設局 局長……………大 島 久…	14
……………第一建設局鳴門工事事務所……………宮 下 力	
……………同 上 ………………大 橋 治 一	
鋼床版舗装……………設計部設計第二課……………村 上 憲 司…	22
……………第二建設局児島工事事務所……………新 田 篤 志	
長大橋梁の点検補修用作業車……………工務第二部設備課……………室 谷 貞 雄…	30
技術ニュース……………	36

本四技報 第23号 (58.1) 掲載予定

- 番ノ州高架橋リバース杭施工報告
- 番ノ州高架橋下部工設計
- 舞子沖地質調査報告
- 南北備讃瀬戸大橋アンカレイジ表面仕上
- 本四備讃線の電気設備
- 既存橋梁の架橋インパクト調査

荒廃するアメリカの躍動

America in Ruins — Now on the Way towards Reborn

理 事 山 根 孟
Tsutomu Yamane

昨年4月27日付タイム誌は、「今こそ修復の時」とアメリカにおける公共投資の低下がいかに道路などの疲へいをもたらし、経済活力に悪影響を与えているかを強調し、Pat Choate、Susan Walter 共著の「荒廃するアメリカ」は、「経済を支える基幹公共施設の悪化した事態は、国家経済再生の決定的な障害である。」と警告した。

わが国の道路は、21世紀初頭を目ざしての整備途上にあり、きびしい諸情勢の中で、昭和58年度からの道路整備五箇年計画の原案が提出された段階にある。日本道路協会では、以上をふまえ、欧米主要国の道路整備の実情、政策動向などを調査するため、調査団を派遣することとなった。私は米国班の団長をおおせつかった。一行は建設省道路局の住吉専門官はじめ10人で、この6月3日から19日にかけてであった。

本稿では、印象的ないくつかについて述べたい。

アメリカの道路整備は馬車交通時代から始められ、著名な吊橋について架設年次を追ってみても、以下のよう

1883(明治16)年	Brooklyn	中央径間長	486m
1903(明治36)年	Williamsburg		488m
1909(明治42)年	Manhattan		448m
1926(昭和元)年	Benjamin Franklin		533m
1931(昭和6)年	George Washington		1,067m
1936(昭和11)年	San Francisco Oakland Bay		704m
1937(昭和12)年	Golden Gate		1,280m
1951(昭和26)年	Delaware Memorial		655m
1957(昭和32)年	Mackinac		1,158m
1964(昭和39)年	Verazano-Narrows		1,298m

わが国の昭和55年の1,000人あたり自動車保有台数は約320台、自動車1台あたり舗装道路延長は簡易舗装を含めて13mであるのに対し、アメリカは昭和25年すでにこの保有水準で、1台あたり26mの舗装道路が整備されていた。5万人以上の都市のほとんどを連絡する州際高速道路は、昭和30年代から昭和40年代にかけて年間3,000kmの速度で建設されており、昭和56年末には65,200kmが供用され、目標の95%を達している。道路網は機能的に体系化され、環状道路ないしバイパスによるアクセスの容易さ、交通回廊での平行路線による迂回の可能性が確保されており、交通需要の大きな都市への放射幹線道路は片側3車線以上で優先車線の設定、車線変更などの交通運用にその効用が発揮されている。総じてわが国の20

年から30年先を行く道路整備水準である。

このような道路も、経済の低迷、公共事業以外への支出の増大、インフレなどに加え、石油危機以降の燃費向上、速度規制による税収低下もあり、この10年、道路支出の実質的低下は著しく、維持修繕に支障をもたらし、冒頭紹介した事態にたちいたっている。Manhattanの街路の惨状は象徴的である。端的には橋梁にあらわれ、昭和56年末、全橋梁557,516橋の23%は構造的な欠陥を持ち、22%は機能的に陳腐化している。全橋梁の37%は橋齢40年を越えているが、適時、適切な維持修繕が行われなかったことにも急速な老朽化の原因があろう。

しかしながら、関係者は手をこまねているわけではない。来年100年を迎えるBrooklyn橋は、昨年6月、タワースティのケーブルが切れて日本のカメラマンがなくなる事故がおきたが、Williamsburg橋、Manhattan橋などとともに、周到な調査と計画にもとづき、大々的な修復が始められている。タイム誌に報じられたCalifornia州San Jose近くの穴だらけのUS101号は、すでに修復されていた。産業界の共通認識は、「二流の道路で一流の経済は得られない」というものであり、道路利用者の積極的な理解で道路財源が拡充されつつある。

昭和31年にWatkins調査団の団長として来日、鋭い指摘と数々の名言を残されたWatkins博士は、今年85歳、夏はVermont州カナダよりのBurlingtonから120kmのSt. Johnsbury近郊の15万坪の農場で、白髪のLeonard女史の介添により悠々自適の生活を送っておられる。博士を訪問する機会を得たが、Burlington空港まで出迎えていただき、自宅でのディナーをごちそうになり、空港近くのホテルまで送っていただき、恐縮のいたりであった。Leonard女史には、手足のご不自由な博士を同乗、1日のうちに120kmの2往復約500kmを走行し、ディナーのサービスまでわずらわしたことになる。

Texasでは、HoustonからNASAそしてDallasへと約550kmのバスの行程であったが、若く綺麗な運転手のSandi嬢は市町村道までの厄介な経路指定をする私どもの注文を快く受け入れ、夜おそくDallasに着いた。心配して尋ねたところ、400kmのHoustonにすぐひきかえすという。

高いモビリティ、そしてあふれる活力に驚嘆した。

荒廃するアメリカは・再生へと躍動し始めていたのであった。

南北備讃瀬戸大橋3P・4A ケーソン製作施工

Fabrication and Laying Down 3P and 4A Steel Caisson of South & North Bisan Seto Bridges

坂出工事事務所 第一工 事 長 山 中 鷹 志
Takashi Yamanaka
児島工事事務所 第二工 事 長 付 岡 沢 達 男
Tatsuo Okazawa

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋は、昭和53年10月の着工以来順調に工事が進捗し、55年10月の5Pケーソン沈設に引続き、3Pケーソンを56年2月14日に、4Aケーソンを56年12月17日にそれぞれ沈設した。3P及び4Aケーソンは、5Pケーソンが二重壁ケーソンであったのに対し、一重壁ケーソンの非浮体構造である。3P及び4Aと5Pとの相違点は表-1のとおりである。

本文は3P及び4Aケーソンの設計、製作及び施工に関する概要について報告するものである。5Pケーソンの設計、製作については文献1)を、施工については文献2)を参照されたい。

2. 設計(4)5)

2.1 設計条件

基本的な設計方針は文献3)に拠り、図-1に示す手順で施工することを前提として構造設計を行うものとした。従って、設計の条件は大きくは2つに分けられ、ケーソン沈設から骨材投入までは、波、風、潮流等の自然条件が支配的であり、骨材投入以降は、骨材及びモルタル等のコンクリートに関する

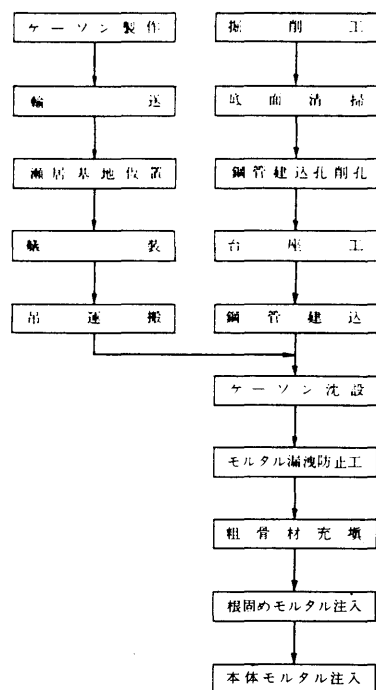


図-1
施工手順

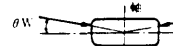
条件が卓越する。

(1) 自然条件

風速及び風向は、3P、4A共に5Pケーソン設計時に定めた条件6)を採用した。波浪も5Pケーソン設計時の検討に基づき文献7)によることとした。潮流速についても、3P及び4Aにおける観測結果が少ないことと、掘削後の予測が難しい事などの要因を基に検討した結果、5Pの条件を採用するものとした。これらの条件をとりまとめ、施工段階ごとに示すと表-2及び表-3のようになる。

表-2 3P自然条件

施工段階	施工期間	風				波				潮流	
		V_{10} (m/s)	V_{15} (m/s)	方向	$H_{1/10}$ (m)	$H_{1/5}$ (m)	T (s)	L (m)	方向	V (kt)	方向
沈設	1月	10	12	$\theta E: 5 \pm 22.5$	0.65	1.2	2.8	12.2	$\theta E: 5 \pm 22.5$	2.7	$\theta E: 15 \pm 15$
係留位置決め	夏期	14	17	$\theta E: 5 \pm 22.5$	0.9	1.6	3.3	17.0	$\theta E: 5 \pm 22.5$	2.7	$\theta E: 15 \pm 15$
	冬期	18	22	$\theta W: 15 \pm 22.5$	1.0	1.8	3.2	16.0	$\theta W: 15 \pm 22.5$	2.7	$\theta W: 5 \pm 15$
骨材投入	1~4月	22	27	-	1.6	2.9	3.85	23.1	-	4.4	-
モルタル投入	1~4月	22	27	-	1.6	2.9	3.85	23.1	-	-	-



潮位	潮位平均高潮位 最高	T.P. -1.53m	
	基準水面 最低	T.P. -1.75m	
	鋼管設計水位	T.P. +1.53m	T.P. +3m
		T.P. -1.75m	(内水位)
		* 3P, 4A 共通	

表-3 4A自然条件

施工段階	施工期間	風				波				潮流		施工条件
		V_{10} (m/s)	V_{15} (m/s)	方向	$H_{1/10}$ (m)	$H_{1/5}$ (m)	T (s)	L (m)	方向	V (kt)	方向	
沈設	1月	10	12	$\theta E: 5 \pm 22.5$	0.67	1.21	2.86	12.8	$\theta E: 5 \pm 22.5$	2.7	$\theta E: 15 \pm 15$	IV
係留位置決め	夏期	14	17	-	0.99	1.78	3.35	17.4	-	2.7	-	III
	冬期	18	22	$\theta W: 15 \pm 22.5$	1.30	2.34	3.74	21.6	$\theta W: 15 \pm 22.5$	2.7	$\theta W: 5 \pm 15$	III
骨材投入	1.5~4月	22	27	$\theta E: 5 \pm 22.5$	1.62	2.92	4.07	25.3	$\theta E: 5 \pm 22.5$	4.5	$\theta E: 15 \pm 15$	II
モルタル投入	1.0~4月	22	27	-	1.62	2.92	4.07	25.3	-	4.5	-	II

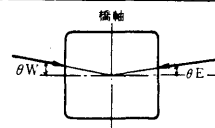


表-1 ケーソンの施工方法比較

	3P及び4P	5P
海底仕上げ掘削	なし	あり (精度 ± 5 cm)
ケーソンの運搬	クレーン船による吊運搬	浮体として曳航
ケーソンの位置決め	鋼管杭をガイドとする。	係留ワイヤー、位置決め装置
ケーソンの沈下	クレーン船による吊り降し	ポンプ注水 (最終では、クレーン船で吊り降し)
滑動安定対策	鋼管杭により抵抗	自重及び負荷注水
モルタル漏洩防止方法	刃口布型枠へのモルタル注入及びスカーフ	シールゴム
ケーソンのレベル調整	台座コンクリート上へライナー材挿入	沈設時調整なし (仕上げ掘削精度による)

基礎周辺は、構造物掘削により掘り下げられており、図-2及び図-3に示す形状となっている。

(2) コンクリートに関する条件

表-4に骨材及びコンクリートに関する条件を示す。

2.2 設計荷重

設計荷重は、設計条件を基に文献3)、7)、8)に従って算定した。波圧については、対象とする水深が8m~12mであることから、文献7)は適合性が悪く文献8)によって算定した。考慮する荷重とその組合せ、及び許容応力度の割増しを表-5に示す。

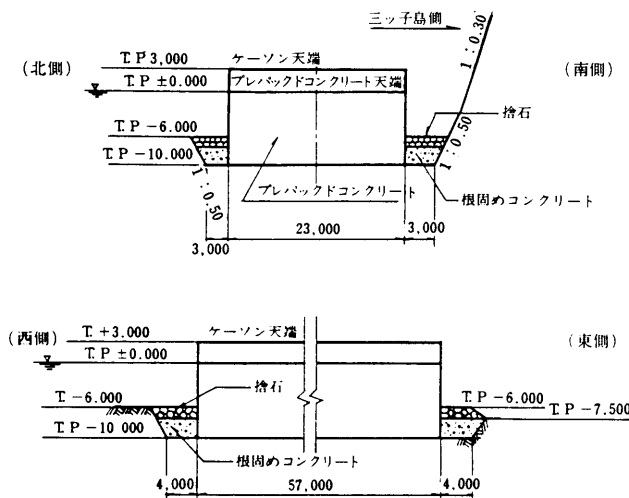


図-2 3P周辺地形

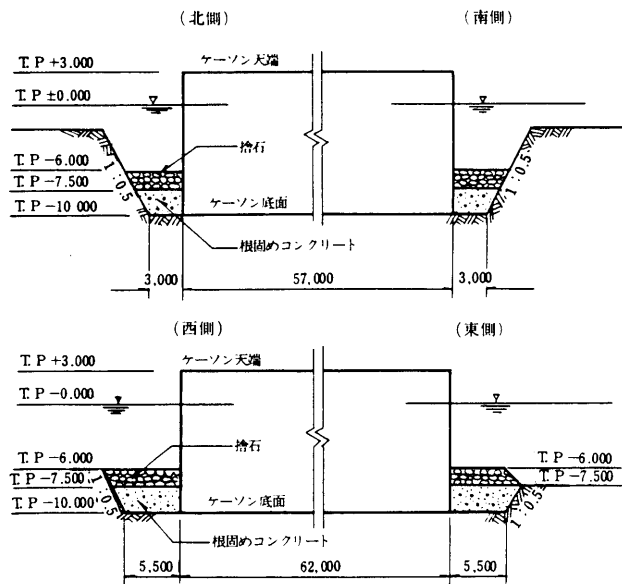


図-3 4A周辺地形

表-4 骨材及びコンクリートに関する条件

項 目		数 値
単位体積重量	骨 材	空 気 中 1,404 t/m ³ (但し空隙率48%)
		海 水 中 0.871 t/m ³
		モルタル中 0.286 t/m ³
モ ル タ ル		2.150 t/m ³
モルタル練上り温度		10℃

表-5 荷重の組合せと許容応力度の割増

施工段階		沈 設 時	着 地 時	自 立 時	骨 材 投 入 時	モ ル タル 注 入 時
荷重の種類						
自	重	○	○	○	○	○
上	載 荷 重				○	○
モ	ル タ ル 圧					○
骨	材 圧				○	○
静	水 圧			○	○	○
浮	力		○	○	○	○
潮	流 力			○	○	○
波	力			○	○	○
風	荷 重			○	○	○
吊	荷 重	○				
着	地 時 衝 撃 圧		○			
ク	レ ー ン 荷 重				○	○
許容応力度 の割増し	常 時	1.35	1.65	1.35	1.35*	1.35
	波 浪 時	—	—	1.65	1.65	1.65

※) 骨材衝突力を考える時は1.65とする。

2.3 ケーソンの基本構造

3P及び4Aケーソンは、いずれも海面下10mに設置し天端を海面上3mとするもので、平面寸法は、3Pケーソン23m×57m、4Aケーソン57m×62mである。一重壁構造であるが、4Aケーソンはモルタル注入を分割して行う必要上から、橋軸と平行な中壁を2箇所設け3区画となっている。尚、ケーソン吊上げはこの中壁の位置で吊るものとした。壁板は厚み10mmのSS41材を用いており、鉛直リブの間隔は、3Pケーソンが400mm、4Aケーソンが500mmを基本としている。鉛直ガーダー及びストラットの間隔は、4~5mを基本にケーソン外形寸法より決定されている。ストラット段数は検討の結果5段とし、ストラット位置とその中間に水平スチフナーを配している。ケーソンの構造一般図を図-4、図-5に示す。

2.4 部材の設計

ケーソン構成部材の設計は、3Pケーソン、4Aケーソン共に、その方針及び結果に大きな差異はないので、ここでは中壁を有する4Aケーソンの設計を主として示す。

(1) 構成部材と計算法

構成部材の機能と解析系を表-6に示す。各部材は、次の4つの計算法により最大断面力を算定し、必要断面を決定した。

1) 壁板の設計

壁板のうち、スキンプレートは面外荷重を受ける四辺固定板、鉛直リブは同様の荷重を受ける連続梁として断面力を算定した。荷重はモルタル注入時の最大側圧とし

表-6 ケーソン構成部材

曲げ材

軸力材

部材名	断 面	モルタル注入時の所要機能および断面力算出用の解析系
スキンプレート		鉛直リブ(又は鉛直ガーダ)および水平スチフナによって4辺を固定支持された板としてモルタル圧を受け、鉛直リブ、鉛直ガーダ、水平スチフナ等曲げ部材のフランジ作用もする。
鉛直リブ		水平スチフナに支持された連続梁(曲げ材)としてモルタル圧を受けるスキンプレートを支持する
水平スチフナ		鉛直ガーダに支持された連続梁(曲げ材)として、スキンプレートおよび鉛直リブを支持する
鉛直ガーダ		ストラットによって支持された連続梁(曲げ材)としてスキンプレートおよび水平スチフナを支持すると共に、柱材として、鉛直荷重を刃口に伝達する。
ストラット		相対する鉛直ガーダをつなぐ軸力材として鉛直ガーダを支持し、モルタル圧に抵抗する。
水平ブレース		ケーソンの上部および下部の2面に配置され全体捩れ変形を防ぐと共に、モルタル圧に抵抗する。
鉛直ブレース		ストラットの変形を防ぎ、上載荷重等を鉛直ガーダに伝達する。
刃口部底板		水平スチフナとして機能すると共に、4辺固定板として地盤反力を受ける。

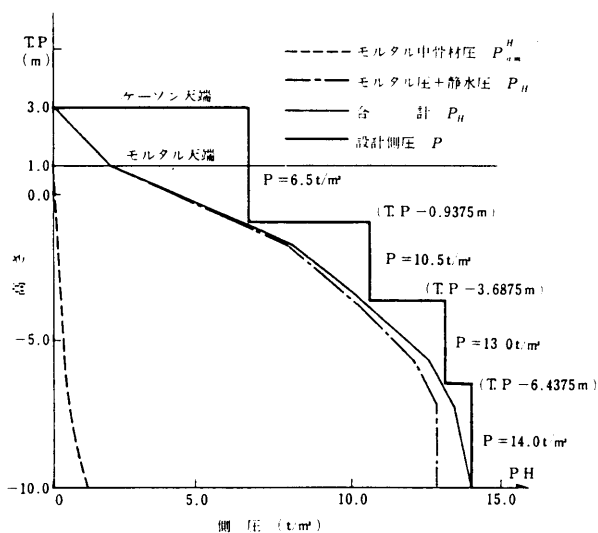


図-6 設計側圧(モルタル注入時)

刃口部は、図-7に示すように、同一方向のスキンプレート、スチフナー及びフランジと、それに直交するリブ、そしてそれらの骨組に四辺支持された底板より構成される。荷重は、自立時骨材投入時及びモルタル注入時の、ケーソン自重(浮力考慮)、上載荷重(タワークレーン含む)及び骨材鉛直圧に対し、底板接地面積を約15%として、支点反力により設計を行った。最大反力は、 $17.6\text{kg}/\text{cm}^2$ である。着地時衝撃荷重に対しても、着陸直前のケーソン沈下速度を $30\text{cm}/\text{min}$ として照査したが、断面変更の必要はなかった。

(2) 鋼管受構造の設計

自立時の滑動安定対策としての鋼管受構造は、図-8

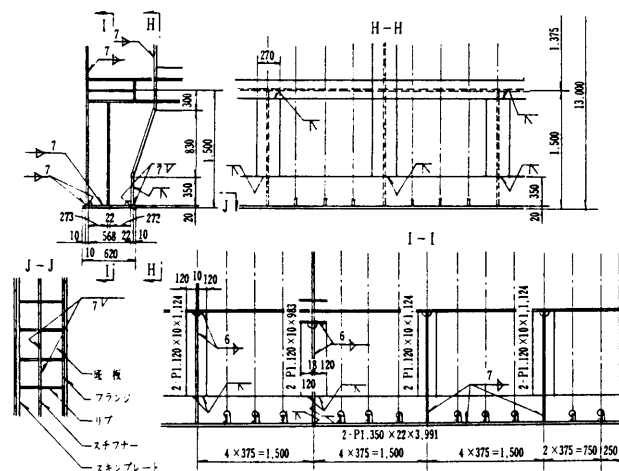


図-7 刃口部構造(3P)

に示すようにリング及びリングとストラット格点を結ぶリング支持材より構成されている。4Aケーソンの場合、リング支持材は軸力及び曲げ応力に対して設計しているが、リングは支点保持部材のため、平面解析では応力は発生しない。自然外力に対し、ケーソン自重で不足する水平力の概略値を表-7に示す。

表-7 ケーソンへの作用力

	3P	4A	備 考
a. 設計水平外力	890ton	1,660ton	作用外力×安全率(1.2)
b. ケーソン自重抵抗力	180ton	370ton	ケーソン水中重量×摩擦係数(0.3)
c. 不足抵抗力	710ton	1,290ton	a-b, (鋼管分担力)

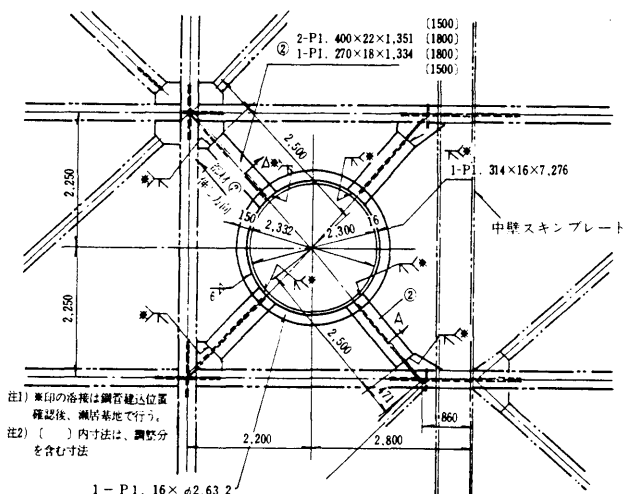


図-8 鋼管受構造 (4A)

3. 製作

ケーソンは、文献9)に基づき製作、管理した。

3.1 ブロック製作及び組立

(1) 3Pケーソン

3Pケーソンは、外壁部分と骨組部分の接合は全て組立てヤードにおいて行った。組立ヤードで外壁部を仮設保持材によって鉛直に建てたのち、水平ストラット及び水平ブレイシングを面材で組み込み、ケーソン全体を3分割したブロックとした。全体を組み立てたケーソンを吊り上げるためには、1,300t吊クレーン船を必要とするが、製作工場前面の水路が狭く入航できないため、3分

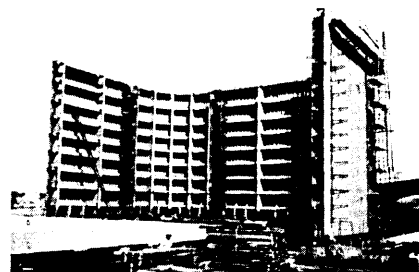


写真-1 3Pケーソンの組立

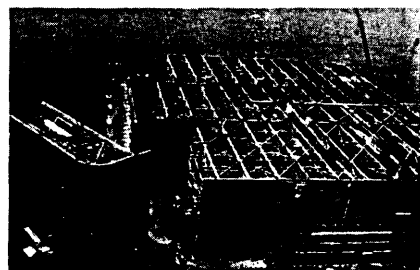


写真-2 4Aケーソンの組立

割された各ブロックを300t吊クレーン船によって台船に積載し、台船上で一体に接合された。組立ヤードにおける施工手順を図-9に示す。

(2) 4Aケーソン

4Aケーソンは、ブロックに組み立てた後にヤードで大組立する方法が採られた。3Pケーソンと同様、4Aケーソンも調整ブロックは特に設けなかった。ブロック分割図を図-10に示す。

3.2 検査

溶接部の検査は、スキンプレートについては放射線透過試験を文献9)の基準で実施し、スキンプレート以外の突合わせ溶接継手は、超音波探傷試験により行った。なお、吊ピース部材とスキンプレート間溶接部は全線に亘って放射線透過試験を行った。

4. 輸送

製作工場から瀬居基地仮置場までの輸送は、3Pケー

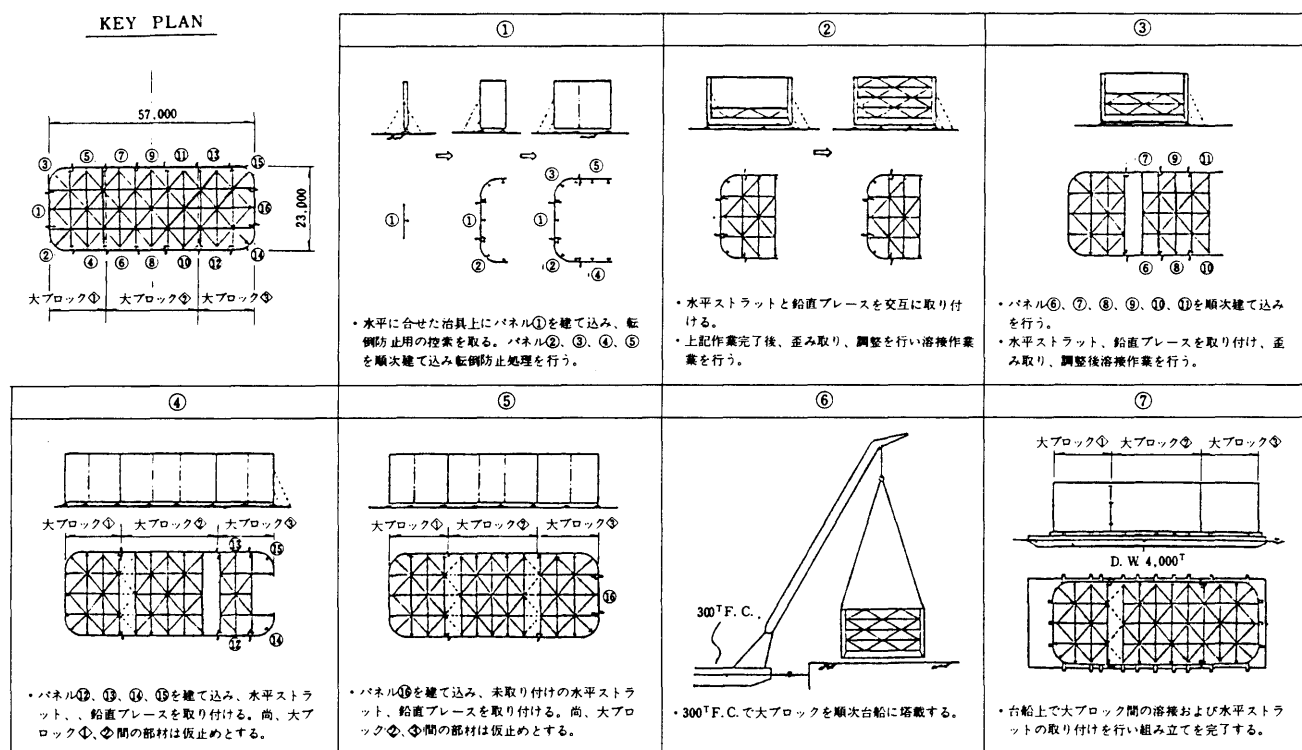


図-9 3Pケーソン組み立て順序

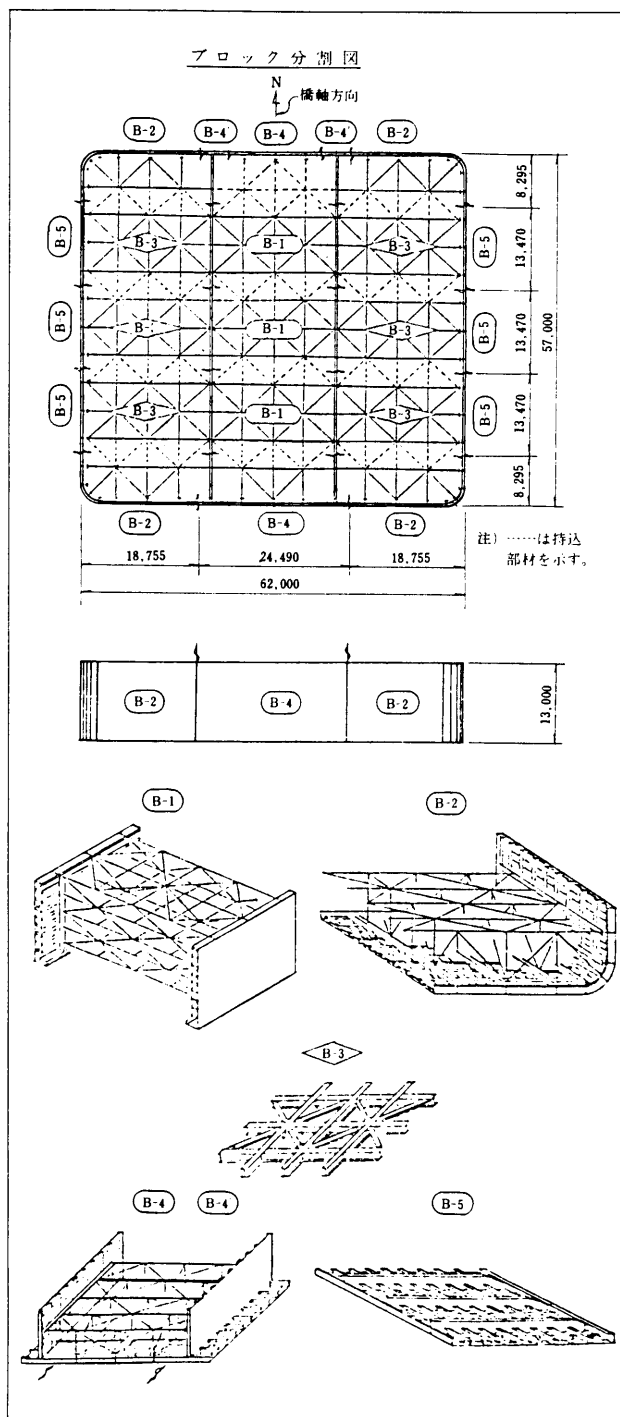


図-10 4Aブロック分割図

ソンは大組立に使用した台船 (DW4,000t、65m×25m) を曳航した後1,300t吊クレーン船「長門」により水切りする方法を、4Aは製作工場より3,000t吊クレーン船「武蔵」で吊運搬する方法を採用した。

5. ケーソン沈設工

5.1 施工法

3P、4Aケーソン沈設工は、10mの浅い水深における一重壁ケーソンであるところから、5Pなどの大水深二重壁ケーソンに比較し次の特徴がある。大水深の場合、沈設後では対策し難い漏洩防止工等が、浅水深の場合は沈設後潜水作業で対処できること。一重壁で軽量なこと

から、接地面積が少なくすむため、長時間を要する高精度仕上掘削を必要としないことなどである。ケーソン沈設工前後の施工順序を図-11に示すが、ケーソン構造などの条件から留意した点を下記に示す。

(1) 底面清掃

ケーソン刃口部の必要接地面積は台座によって確保できること、漏洩防止はシールゴム方式によらずモルタル充填方式とすることから、仕上掘削はせず、エアリフトを使用して土砂の除去のみ行うものとした。

(2) 滑動安定対策

一重壁ケーソンの欠点として、ケーソン沈設から骨材投入までの期間、自重のみでは滑動安定性が確保できないことがあげられる。その対策として、①コンクリート等によるケーソン自重の附加 ②PCアンカーによる鉛直力の附加 ③鋼管建込による水平力の分担、など各種方法を検討¹⁰⁾した結果、3Pは2本、4Aは4本の鋼管を予め建て込んでおくものとした。削孔はSEP「盤石」に搭載したφ2.5mの大口徑掘削機を使用し、底面清掃及び台座工が終了した時点で、予め製作し中詰コンクリートを打設しておいたφ約2.3mの鋼管の建て込みを行うものとし、鋼管受構造は、鋼管の建込み寸法を計測後ケーソン本体に取付けるものとした。鋼管は沈設時のガイドともなる。

(3) 台座工¹⁰⁾

仕上げ掘削をしない場合にケーソンの必要接地面積を確保する方法としては、①地盤の高い部分を何箇所か平坦に研る、②台座の構築、などが考えられるが、検討の結果台座を構築するものとした。施工性などから、3Pは4箇所で3.3㎡以上、4Aは8箇所で11㎡以上をケーソン自立時の接地面積とし、骨材鉛直圧が加わる骨材投入時以降については、漏洩防止工で行う刃口部のモルタル注入によって、刃口部面積の約15%を接地させるものとして設計に反映した。

(4) 漏洩防止工¹⁰⁾

1m以上の不陸をもつ地盤と刃口の空隙を埋める方法としては、従来のシールゴム型式では対応できないため各種検討した結果、ポリエステル系織布で製作した布型枠と、同材料のスカートを使用するものとし、布型枠内には不陸になじみ易いようにモルタルを注入することにした。ポリエステル系織布としたのは、①綿に比べ薄く不陸になじみ易い、その反面で岩頭などで穴が発生しても抜き難い。②水中でも強度が低下しない。③織布のため通水性は有るがモルタルは通し難い。などの理由による。

5.2 沈設準備工

ケーソン沈設に先立ち、現場では台座工及び鋼管建込みを行い、瀬居基地では鋼管受構造、布型枠及びスカート、防舷材、昇降階段等のケーソンへの艀装を行った。4Aケーソンには、気中コンクリート工事用周辺足場の一部も艀装した。

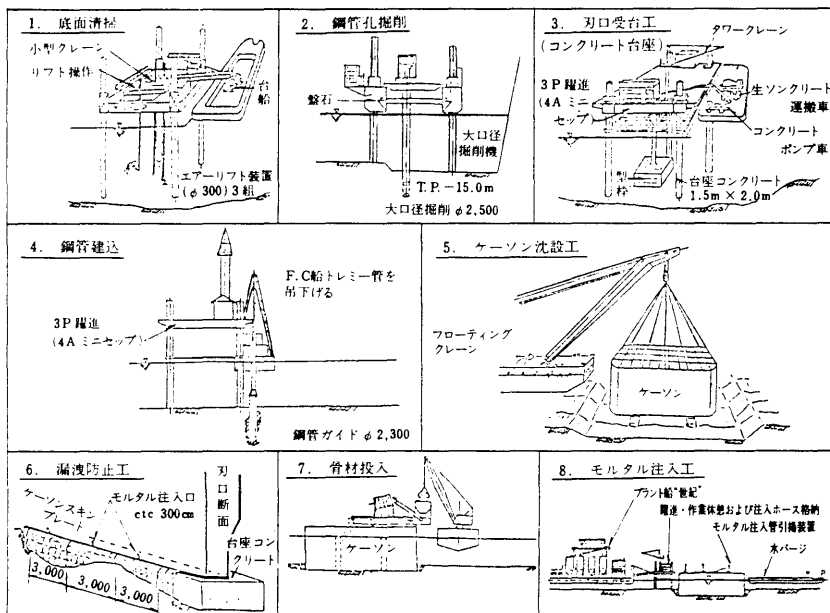


図-11 施工順序図

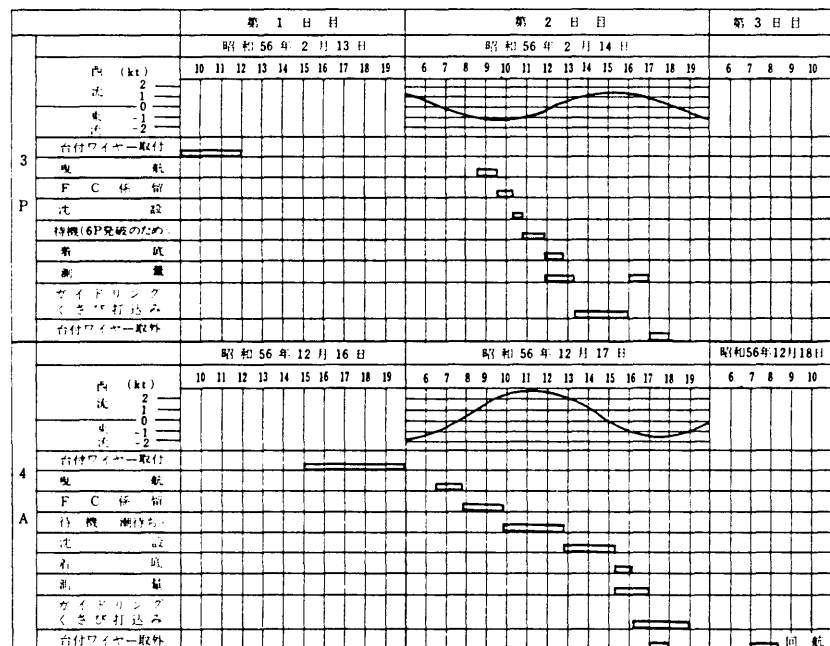


図-12 ケーソン沈設工程

5.3 ケーソン沈設

3 P、4 A ケーソン共クレーン船により瀬居基地から現場まで吊運搬、沈設するもので、工程はいずれもワイヤ掛1日、沈設1日を要した。3 P ケーソン沈設時の測量は、橋軸方向は三子島から、橋軸直角方向は西側に設置した「躍進」より行った。「躍進」は微調整用反力台としても利用した。4 A ケーソン沈設時の測量は、橋軸方向を測量台、橋軸直角方向は西側に設置した「MINI-SEP」により行った。両ケーソンの沈設作業工程を図-12に示す。

6. あとがき

現在、3 P は海中コンクリートの施工が完了し、気中

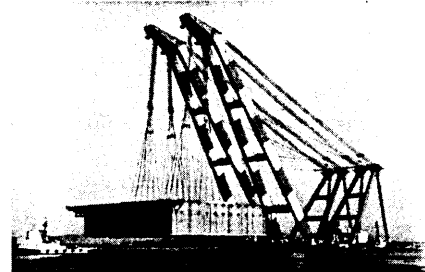


写真-3 4 A ケーソン吊運搬
(沈設前 瀬居基地から現場まで)

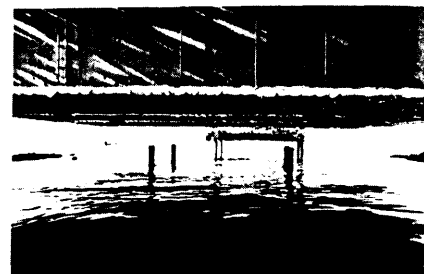


写真-4 沈設直前のケーソン刃口及び
鋼管(後方作業台は「MINI SEP」)

コンクリート工を開始した。4 A も海中コンクリートの施工が完了し、気中コンクリート工を開始した。設置ケーソン工法の内、3 P 及び4 A は5 P、6 P 及び7 A に比べ、その規模が小さく今後とも同種の基礎が施工されることから、本文がこれらに対する一助になれば幸いである。

本工事に尽力された関係各位に厚く感謝の意を表し、報文の完としたい。

参考文献

- 1) 奥川淳志、仁木清貴：南北備讃瀬戸大橋 5 P 鋼製ケーソン製作 本四技報 Vol. 5 No. 15 1981.1
- 2) 山下理雄、仁木清貴：南北備讃瀬戸大橋 5 P ケーソン沈設作業 本四技報 Vol. 5 No. 17 1981.7
- 3) 鋼設置ケーソン設計要領(案)昭和54年2月 本四公団
- 4) 南北備讃瀬戸大橋 3 P 鋼製ケーソン製作詳細設計報告書 昭和55年5月 本四公団坂出工事事務所
- 5) 南北備讃瀬戸大橋 4 A 鋼製ケーソン製作詳細設計報告書 昭和55年12月 本四公団坂出工事事務所
- 6) 南北備讃瀬戸大橋下部工施工計画書(5 P ケーソン工) 昭和53年11月 坂出工事事務所
- 7) 下部構造設計基準・同解説 昭和53年3月 本四公団
- 8) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 昭和54年3月 日本港湾協会
- 9) 鋼製ケーソン製作基準(案)昭和54年2月 本四公団
- 10) 南北備讃瀬戸大橋下部工施工計画書(3 P、4 A) 底面清掃、ケーソン沈設、海中コンクリート 昭和55年10月 本四公団坂出工事事務所

南北備讃瀬戸大橋5P海中コンクリートの施工

Construction of 5P Under Sea Concrete of South & North
Bisan-Seto Bridges

坂出工事事務所 第一工事長 山中 鷹志
Takashi Yamanaka

坂出工事事務所 工務課 坂本 光重
Mitsushige Sakamoto

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋5Pは、当橋の6基ある海中基礎の内その規模が中程度のものであり、他の大規模な基礎(6P及び7A)に先がけ施工を進め、これらのパイロット的な役割をになっている。6基の基礎はいずれも設置ケーソン工法を採用しており、海中コンクリートはプレパックドコンクリート工法で施工される。5Pは昭和55年10月の鋼製ケーソンの沈設に引き続き、昭和56年2月から3月にかけてプレパックドコンクリートを施工した。プレパックドコンクリートに関する調査、実験は、昭和40年以来鉄道建設公団及び当公団において実施してきたが、5Pはこれまでの調査、実験の成果を踏まえた最初の本工事施工であり、かつ既設の類似橋梁基礎と比較してはるかに大規模なものであり、海中コンクリート工事における記念碑というべきもので、さらに、ルート全体の下部工工事の施工に橋頭堡を築いたものといえる。

本文は、設置ケーソン工法で施工される一連の下部工工事のうちの5P海中コンクリート工の概要を報告するものである。

2. 施工概要

5Pは図-1に示すように、高さ42m長さ59m幅27mの剛体基礎であり、底部(T.P.-32m)よりT.P.±0mの海中部のコンクリート(高さ32m、約52,000m³)をプレパックドコンクリート工法で施工した。プレパックドコンクリート工法は、ケーソン内に粗骨材を充填したのち粗骨材の空隙中にモルタルを注入し、一体のコンクリートとするものである。鋼製ケーソンは、モルタルの流動距離、注入速度、注入管数、連続打設日数等のモルタル

ル注入上の条件並びにケーソン曳航時の安定性、吃水及びケーソン沈設時のポンプ注水の条件より図-2に示す二重壁構造となっている。海中コンクリートは、①ケーソン外周部の根固め捨石、②粗骨材の充填、③根固め部注入、④内区画注入、⑤外区画注入の順で施工した。施工数量及び工程を表-1、表-2に示す。

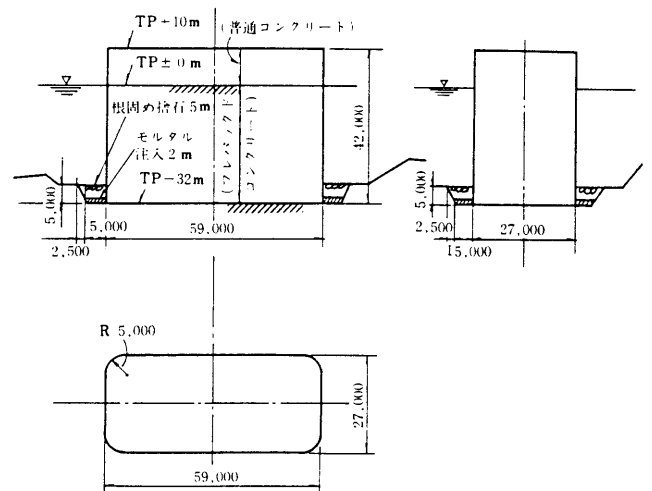


図-1 基礎一般図

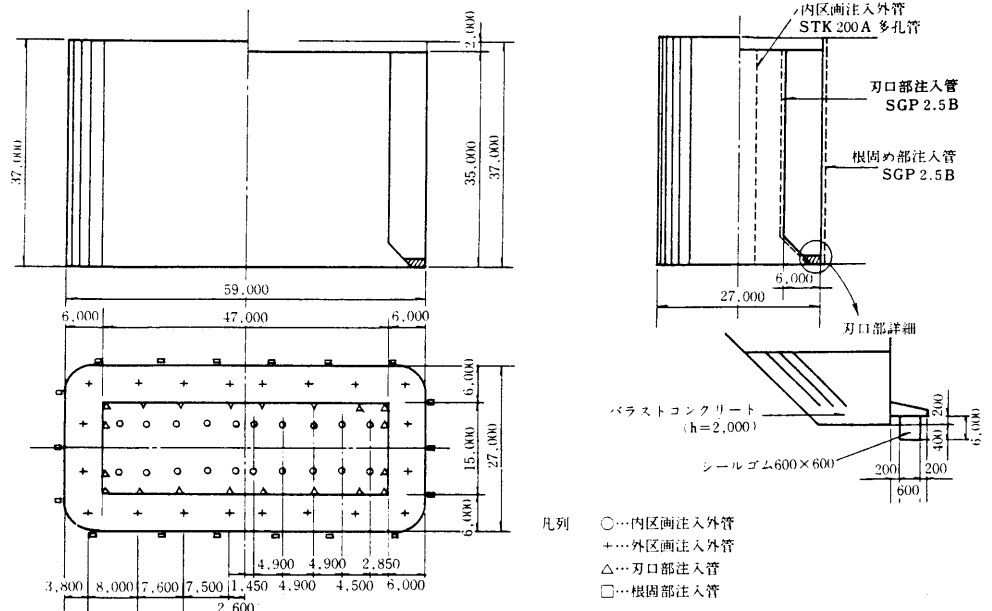


図-2 ケーソン一般図

表-1 施工数量 (単位 m³)

工種	区分	刃口部	内区画	外区画	計
粗骨材充填		(6,300)	52,374		52,374
モルタル注入		1,400	11,015	11,851	24,266

表-2 施工工程

工種	1980		1981						
	11	12	1	2	3	4	5	6	7
根固捨石									
粗骨材充填									
根固注入									
内区画注入									
外区画注入									
表面仕上									8/11
圧縮強度試験									11/18

表-3 アンローダー船主要仕様

要 目		仕 様	記 事
揚土、巻出 装 置	形 式	固定式ガントリー型 クレーン	巻出は旋回 コンベア
	揚土速度	2,000 m³/hr	
	最大揚土塊	500 mmφ	
	巻出高	13.7 m	
	巻出範囲	52 m	スプレッド 旋回半径
船体寸法	長 さ	62 m	
	幅	27 m	
	深 さ	5.2 m	
	吃 水	2.2 m	

3. 粗骨材の充填

粗骨材は、ケーソン内での注入モルタルの流動性、入手のしやすさ、ハンドリングのしやすさ等より粒径80～150mmの碎石とした。粗骨材は、①短期間に大量に消費すること、②コンクリート強度に悪影響を及ぼす骨材表面に付着した石粉、シルト及び細片等を充填前に除去する必要があること等の理由により、倉敷市玉島地区に設けた水島基地に貯蔵し、積出前に再度分級洗浄のうえ、1,500m³～2,000m³積の押航土運船で5Pに運搬した。写真-1に水島基地及び土運船を示す。5P側では写真-2に示すように、施工能力が大きくかつ土運船からの荷揚げと基礎全面へのまき出しが同時にできるスプレッド付アンローダー船を用い充填した。アンローダー船の主要仕様を表-3に示す。充填能力は2,000m³/hrであるが、実際に使用したところでは800～1,000m³/hrであり、日当りでは最高3,500m³、平均で2,000m³となった。能力が低下し



写真-1 水島基地及び粗骨材運搬

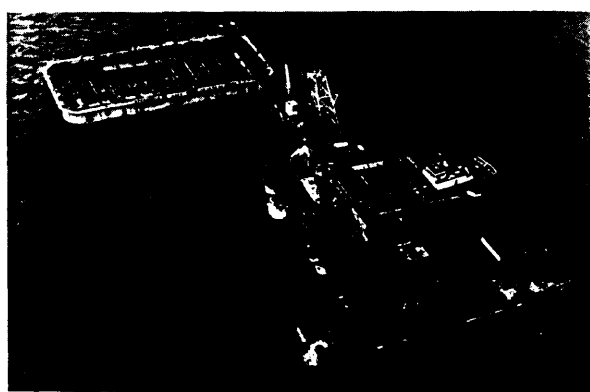


写真-2 アンローダー船



写真-3 粗骨材充填、表面均し完了状況

た原因としては、①粗骨材の寸法が大きいことからグラブのつかみ効率が落ちたこと、②アンローダー船への運搬船の離接舷が潮流のため制約を受けたこと、③施工中の荒天待機が多かったこと、④アンローダー船等の設備のトラブルが生じたこと等がある。全体の充填には約40日を要した。

アンローダー船による充填終了後の天端面は、高さ±1m程度の不陸が生じているため、これを±0.2m程度に表面の均し作業を行った。ケーソン内には写真-3に示すように、注入外管、ケーソン構造部材等があるため、均しに当っては機械施工が困難であり、大半を人力で行わざるを得ず、均し作業に20日間を要した。

充填作業において問題となったのは、水島基地での積

込時、運搬船よりの荷揚時及びアンローダ船内でのベルトコンベアからコンベアへの乗越時等に粗骨材同志が衝突し、ビリ分が発生したことである。これらは最終的には、コンクリート品質に悪影響を与えるため、極力少なくなるよう積込方法の改善及びアンローダ船上での水洗等の処置をとったが、施工途中であることから充分とはいえないものであった。

これらの状況から今後の施工にあたっては、ビリの発生防止及び除去並びに均し作業方法の改善が、品質の向上及び工程短縮のため必要であると考えている。

4. モルタル注入

4.1 準備作業

粗骨材の天端均し完了後、写真-4に示すようにケーソン上に注入足場、注入管引上装置、モルタルホース及び洗浄水配管等を設置するとともに、図-3のようにモルタルプラント船世紀、セメントタンカー、水バージ、砂バージ及び作業台船等を係留した。モルタルプラント船、注入管引上装置、溢流水処理装置等の主要な施工設備は特殊なものであるため、あらかじめ公団が用意し、請負者に貸与することとした。注入時には技術者150人、作業員270人の計約420人の人員を必要としたが、これら

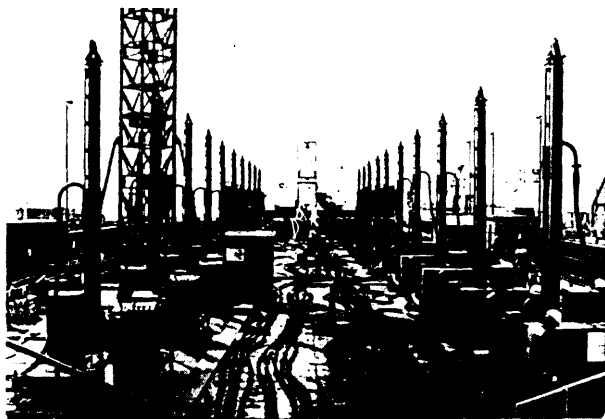


写真-4 ケーソン上注入機器

の人々の大半は上記貸与機械の運転操作の経験がないため、前述の準備作業と併行して運転操作の講習を行った。内容は技術者に対しては施工管理方法、品質管理方法及び機械の運転操作方法であり、1週間程度行った後、作業員の世話役を集め作業内容、機械の配置及び安全教育を2日間行った。最終的には、全員が実際の配置につき、注入の開始から終了までの模擬練習を2日間行い、注入作業に万全を期した。

4.2 モルタル注入

上記準備作業完了後モルタルを根固め部、内区画及び外区画の3回に分けて注入した。注入仕様を表-4に示す。モルタル注入を途中で中断すると、打継目が生じできあがったコンクリートの欠陥部となるため、注入は開始から終了まで昼夜連続作業を必要とし、下部工工事の中でもやり直しのきかない最も厳しい作業である。根固

表-4 注入仕様

項 目	仕 様	記 事
注入管受持ち面積	35~50㎡/本	最大流動長5m以下
注 入 速 度	4,000 ℓ/分	
モ ル タ ル 温 度	20℃以下	
注入管の モルタルかぶり	1.6±0.2m	20cmピッチで自動的に引き上げる
注 入 方 式	20本同時注入	
	1注入管1ポンプ	刃口部は切り替える
注 入 管 構 造	二重管方式	
粗 骨 材	粒径80~150mm	砕 石
混 練 水	真 水	香川県工業用水
細 骨 材	海 砂	FM1.8±0.2に粒度調整済みのもの

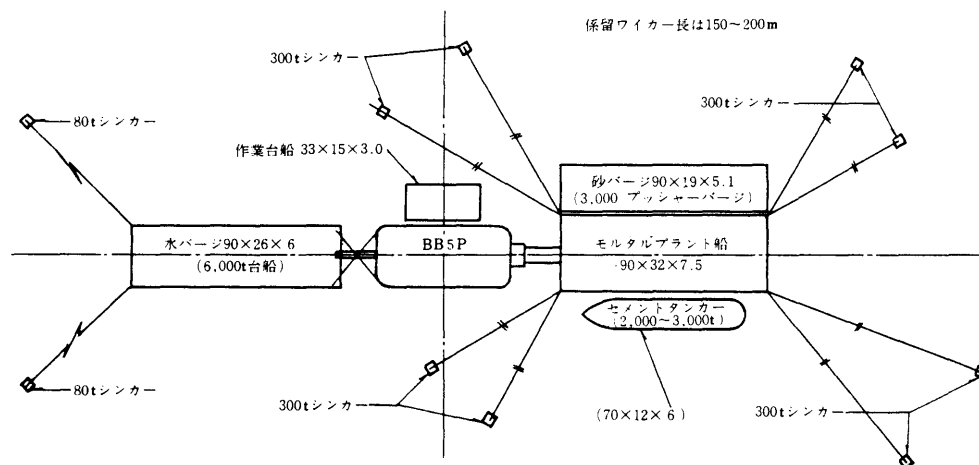


図-3 船団配置図

部、内区画、外区画の注入時間はそれぞれ11、69、88時間であった。モルタルの平均注入速度は140m³/hrであり、プラント船の最大能力(240m³/hr)の60%であった。このように注入速度が低くなったのは、①プラント船のトラブル、②運転操作の不慣れ、③気象・海象等の影響による材料供給の遅れ等が原因となっており、予想以上に厳しい施工となった。モルタルの材料運搬船のプラント船への離接舷は、航路を航行する船舶の安全を確保するため及び潮流が早いため、昼間の潮止りに限られた。セメントは2,000ton(昼間の6時間分)と3,600ton(夜間、早朝の18時間分)の2種類の運搬船4隻で兵庫県赤穂市より直送した。砂はあらかじめ備讃瀬戸海域の海砂を採取し、これを瀬居基地に運搬水切りし、基地内でF M1.8±0.2以内に粒度調整したものを、3,000 m³積の土運船2隻で直送した。また、水はあらかじめ瀬居基地で使用予定量

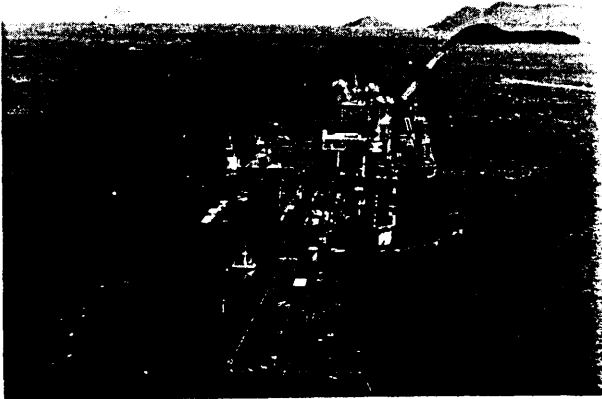


写真-5 モルタル注入船団

表-5 注入設備の構成

区 分	名 称	規 格	台数	記 事
材 料 運 搬 船	セメントバージ	3,600t・2,000t	4	
	砂 バ ー ジ	5,000t	2	
	水 バ ー ジ	6,000t	1	
モルタルプラント船		13,000t	1	
資材置場用バージ		1,000t	1	
ケーソン 搭載機器	注入管引上げ装置	50m	20	注入管引上げ装置に組み込んでいる
	モルタル上昇高検出	20cm検出	20	
	注入管引上げ高検出	"	20	
	モルタルホース	2 ¹ / ₂ ×10m		
	注 入 管	2.5 ¹ / ₂ ×3.0m	260本	
	パ ッ カ ー	200φ×2m	20台	
	洗浄水ホース	18×1		
	洗浄濁水トレイ	400×200		
	動力ケーブル	ギャップタイヤー		注入管引上げ装置20台用
ケーソンオーバーフロー 水 処 理 装 置	信号ケーブル	各 種		上昇高信号 注入圧力信号
		240t/h	1	

全量を6,000ton 台船に積込んでおき、これをケーソンに係留し使用した。混和剤も水と同様にプラント船のサイロに全量積込んでおいた。注入中の船団の配置を写真-5に、注入設備の構成を表-5にそれぞれ示す。

4.3 注入管理

注入作業においては図-4に示すように、モルタルの製造、モルタルの注入、ケーソン内のモルタルの流動状況等、広い範囲に点在する各種の管理が必要となる。これらより得られる種々の情報を収集、整理、記録のうえ必要に応じた適切な判断、指示を行わなければならないが、情報は長時間にわたり、しかも時々刻々と変化するため、全てを人間が処理することは不可能に近い。したがってプラント船には各所にセンサを配置し、情報を収集するとともに、電子計算機で処理したのち、写真-6に示すように、中央制御室においてグラフィックパネル、CRTディスプレイに表示するとともに、タイプライターに記録した。判断、指示事項の内、計量値の補正、フロー値の可否判定、注入管の引上げ等の定常的なものは機械が自動的に行い、人間は、プラントの製造系列の切替え、モルタルポンプの交替、注入の開始終了等の決定のような非定常的なもの、重要なものを判断することとした。

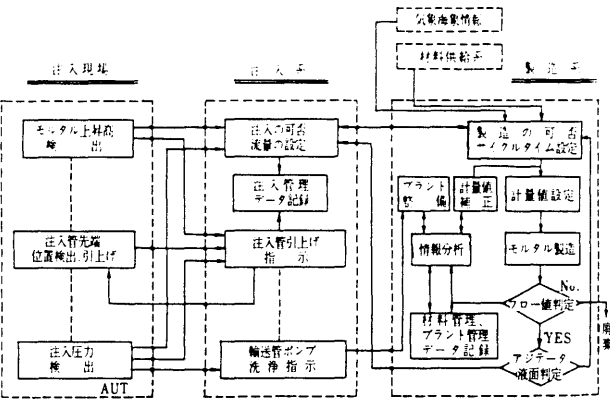


図-4 注入中の情報の流れ



写真-6 MP船中央制御室

表-6 モルタルの示方配合

流下時間の範囲 (sec)	水結合材比 W/C+F (%)	混和材率 F/C+F (%)	砂結合材比 S/C+F	単位量*					
				W (kg)	C (kg)	F (kg)	S (kg)	混和剤 (g)	アルミニウム 粉末 (g)
17 ± 2	48	20	1	391	652	163	815	8,150	81.5

*ここでの単位量とは、注入モルタル1㎡をつくる時に用いる材料重量を表わす。

表-7 注入モルタルの品質

区分	項目	範囲	平均値	標準偏差	変動係数
内区画	フロー値 sec.	15.2~16.8	16.3	0.45	2.80
	温度 °C	10.8~15.0	13.3	1.20	9.00
	純膨張率 % (3hr)	4.67~6.34	5.41	0.65	12.00
	ブリージング率 % (3hr)	0.84~1.83	1.33	0.32	24.05
	圧縮強度 kg/cm ² (σ ₉₁)	389 ~ 458	426	19.40	4.55
外区画	フロー値 sec.	17.0~19.1	17.9	0.76	4.25
	温度 °C	17.0~19.0	18.0	0.78	4.32
	純膨張率 % (3hr)	4.32~6.19	5.11	0.62	12.21
	ブリージング率 % (3hr)	0.98~1.76	1.36	0.28	20.59
	圧縮強度 kg/cm ² (σ ₉₁)	395 ~ 430	414	21.55	5.20

5. コンクリートの品質

5.1 注入モルタルの品質

モルタルの示方配合は、現在までの一連の実験で品質が確認されている、表-6に示す配合とした。注入中は約1,000m³ごとにアジテータより試料を採取し、プラント船内の実験室でフロー値、膨張率、ブリージング率、凝結時間及び圧縮強度等の試験を実施した。試験結果は表-7に示すとおりであり、充分満足できる品質であった。

5.2 コンクリートの強度

モルタル注入後、約2ヶ月程度の材齢の時に、ケーソン内で大口径ボーリングにより、直径45cmの供試体を採取し、これを90cmの長さで切断成形して、圧縮強度試験を実施した。試験結果は、図-5に示すとおり、平均189kg/cm²、最大290kg/cm²、最小79kg/cm²であり、従来の実験結果に比べると比較的バラツキが大きく、圧縮強度も小さい値を示す傾向となっている。

これは、注入モルタルの強度が、ほぼ一定の品質を示していることから、粗骨材の充填時に発生したビリが粗骨材の表面に堆積し、これが①粗骨材同志のインターロックを弱め、②モルタルの局所的な材料分離を引き起し、③モルタルと粗骨材との付着力を弱めた、ことが主要な原因であると考えられる。

従って、今後の施工に当たっては、1)水島基地での洗浄、ふるい分け能力を更に強化する、2)運搬中のビリの発生を少なくする、3)充填直前に再度洗浄ふるい分けを行い、ビリを現場でも除去する、4)ケーソン内でのビリの発生を少なくする投入、均し方法とする等の対策が必要と考える。

6. あとがき

従来の国内におけるプレパックドコンクリートによる最大の施工例は、昭和48年に児島において3,000m³の実験体を30時間で施工したものと考えられる。今回の施工はこれと比較して体積で17倍、注入時間で6倍と非常に大規模なものであり、しかも注入途中において観測史上2番目という異常低温、風速23m/sec.という春一番、モルタルプラントのトラブル等、何度か注入中断の危機にあいながらも、その都度適切に対処し、中断することなく無事注入を完了した。これは指揮者から作業員にいたる工事従事者全員の使命感に燃えた努力の成果であり、作業に従事した各位に誌上を借りて謝意を表わすものである。

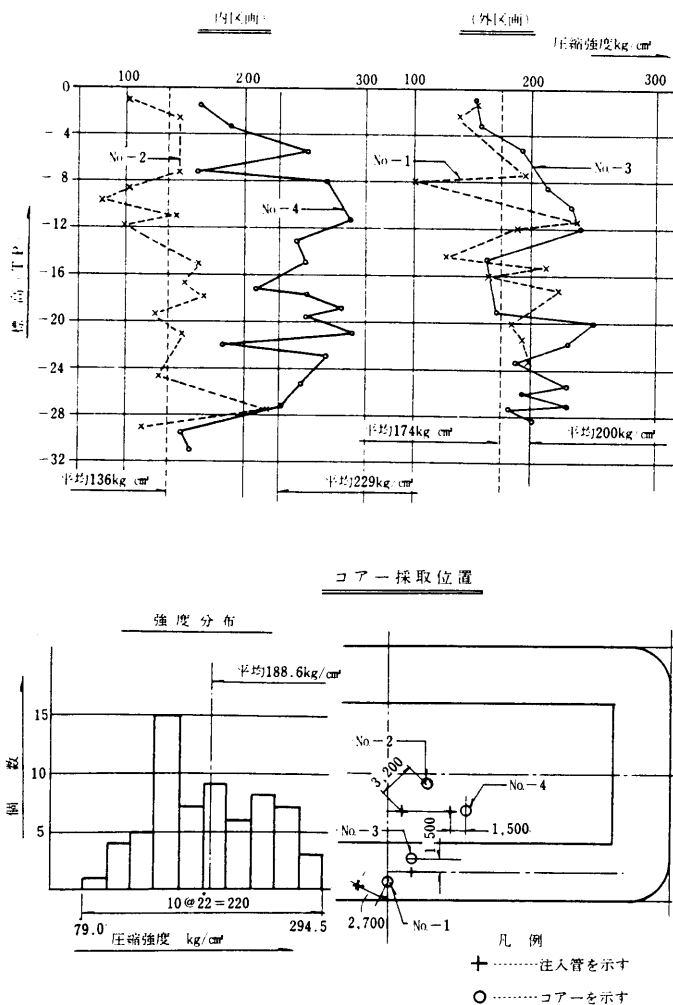


図-5 5P コンクリート強度

門崎高架橋の風洞試験

Wind Tunnel Tests of Tozaki Viaduct

第一建設局 局長 大島 久
Hisashi Ohshima
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 大橋 治一
Harukazu Ohhashi

1. まえがき

門崎高架橋¹⁾は、図-1に示すように長径間鋼桁橋(鋼床版)であり、最大支間は約190m、幅員(暫定施工)は約18m、桁高は4.5~8.2mに変化し、路面高は海上約40~50mである。

架橋位置は、写真-1に示すように淡路島の門崎半島(標高約50~70m)の太平洋岸に沿った海上で、鳴門海峡に建設中の大鳴門橋に接続している。

門崎半島での最大瞬間風速は、約80m/s(昭和40年9月10日、測器高111m)を記録している。

これらの橋梁諸元や自然条件が特異であるため、風に対する検討を行った。

風洞試験の結果では、桁を耐風安定材によって耐風安定性を確保することが必要となった。

本文では、風洞試験の概要などを報告する。

2. 検討の背景

門崎高架橋は、門崎高架橋の橋梁計画¹⁾に詳述したように、昭和51年度には道路鉄道併用トラス橋として計画されたが、橋脚および上部工は暫定道路4車線を実施することとなり、下部工の施工状況と完成系を踏まえた上部工形式が検討された。その結果、上記のトラス橋と同じ支間で鋼床版連続箱桁橋に変更された。

本橋の構造寸法は、側面形状はスレンダーでブラケットの張出しが大きいことに特徴づけられ、また、大ブロック架設としたため添接箇所が非常に少ない。活荷重によるたわみは、中央スパンで367mmでたわみ比 $L/520$ は道路橋のたわみ許容値に近くフレキシブルである。また、死荷重軽減のために鋼床版構造とし、舗装厚は65mmとした。

本橋の耐風性については、次章で示す式から推定したところ、渦励振が風速14m/s程度で発生し、片振幅が34cm程度であること、ギャロッピング発振風速が7m/s程度であり耐風性が悪いことが推測された。この結果、昭和55年度に発注した門崎高架橋上部工(4径間)製作工事の中で耐風性を実験的に検証することとなった。風洞試験は、本橋の詳細設計、箱桁の製作と並行して実施された。したがって、基本断面を変更しないため設計に考慮した余裕応力以内に収まるような耐風安定化対策を追求した。

耐風安定性の検討は4径間部を主として行った。表-1は、実施した風洞試験のケース数を示している。

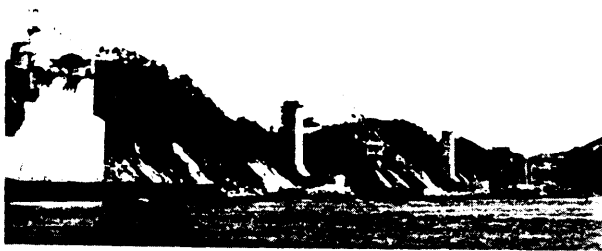


写真-1 架設現場状況(昭和57年6月)(左からT8A, T7P, …T1A)

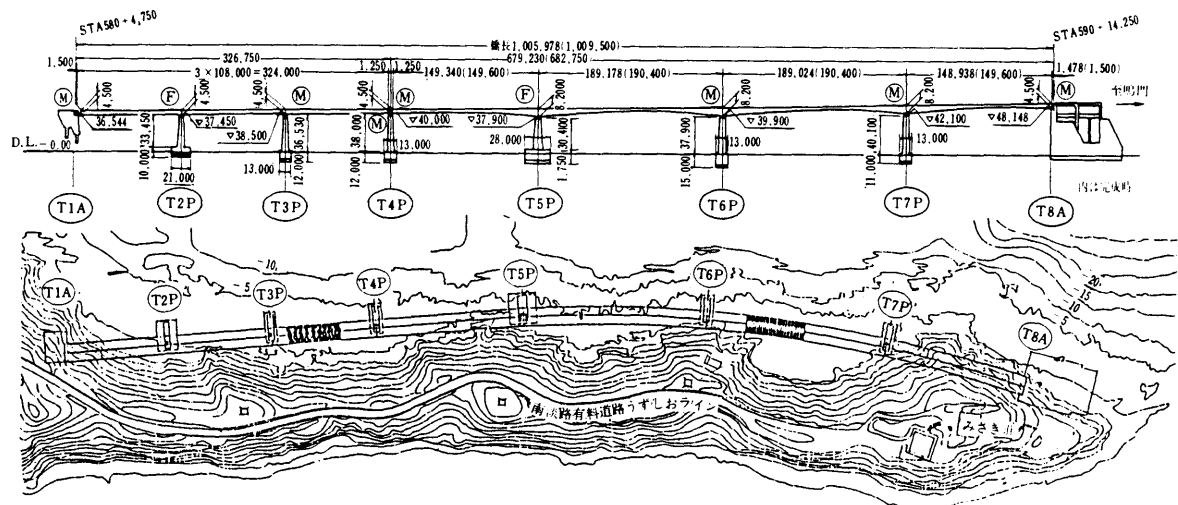


図-1
門崎高架橋
一般図

表-1 風洞試験ケース

	応答試験		三分力 試験	期 間
	一様流	乱 流		
風洞試験 (その1)	5	1	9	S55.11~S55.12
風洞試験 (その2)	142	—	4	S56.11~S57.12
風洞試験 (その3)	16	22	56	S57.1~S57.6
全径間模型試験	13	9	—	S56.12~S57.5

3. 箱桁橋の耐風性

従来、箱桁橋の耐風性については剛性が比較的高いためほとんど問題にされたことはなかった。本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)²⁾においても、吊橋・斜張橋のように可撓性に富む吊構造を有する橋梁では、その動的照査として風洞試験を義務づけているが、箱桁橋に対しては規定していないのが現状である。

一方、英国においては最大スパン174mの鋼箱桁橋であるFriarton Br.で風洞試験³⁾を実施している他、1981年には英国耐風設計基準(案)⁴⁾には橋梁形式を問わず支間が200m以上の橋梁については風洞試験を実施すること、および200m以下の道路・鉄道・歩道橋についても各種の動的不安定現象について推定式による検討を行うことを提案している。

このように、箱桁橋の耐風性については国内外共に研究段階にあり、従来においては“箱桁橋は揺れない”という技術者の固定観念があった。この点に関して、今後の実橋計測・研究等の発展が望まれる。

箱桁橋の耐風性は、吊橋・斜張橋で用いられる充腹断面に関するものと基本的には同じである。この風による振動としては、比較的低風速で限定された風速域で発生する渦励振、発散たわみ振動であるギャロッピング、および風の乱れによる強制振動であるバフェッティングが考えられる。

渦励振は、断面後流に発生するカルマン渦の周期的な空気力や断面前縁部からの剥離渦による⁵⁾ものと考えられており、一般には箱桁の疲労、および自動車走行性の問題を誘起する。英国耐風設計基準(案)⁴⁾では、渦励振による鉛直たわみ振動の発振風速 V_r 、および最大片振幅 $\eta_{\max}$ の推定式を与えている。

$$V_r = \frac{f_i \cdot D}{S_r} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\eta_{\max} = \frac{\rho \cdot D}{60 m \cdot \delta_s} \left(\frac{V_r}{f_i} \right)^2 \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 V_r : 渦励振発振風速
 f_i : i 次固有振動数
 D : 桁高

S_r : ストローハル数
 ρ : 空気密度

$\eta_{\max}$: 最大片振幅

m : 有効質量

δ_s : 無風時の対数構造減衰率

ギャロッピングは、箱桁の上・下面での流れの剥離に伴う圧力分布の不均衡によって生ずる発散振動で橋梁の破壊につながる振動であるため、動的照査風速 V_{Dy} (二設計風速 $V_D \times 1.2$) 内で発振しないように十分注意する必要がある。ギャロッピングの発振風速の推定式は、式(3)によって与えられる。⁴⁾

$$V_g = \frac{4m \cdot \delta_s \cdot f_i}{\rho \cdot D} \left/ \left(\frac{dC_r}{d\alpha} + C_D \right) \right. \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 V_g : ギャロッピング発振風速

$dC_r/d\alpha$: 揚力係数の勾配

C_D : 抗力係数

バフェッティングは、風の乱れによって生ずる不規則な強制振動である。バフェッティングによるたわみ振動の推定は、成田ら⁶⁾が提唱する箱桁断面を有する斜張橋の実橋観測データに基づく実験式により定性的な傾向を調べることができる。

$$\sigma_w = A \cdot \frac{dC_F}{d\alpha} \cdot \sigma_w \cdot V \cdot \sqrt{B} \frac{W}{f_1^2 \sqrt[3]{L}} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 σ_w : たわみ振動振幅の標準偏差

A : 定数

$dC_F/d\alpha$: 橋軸に関する揚力係数勾配

σ_w : 風の鉛直方向の標準偏差

V : 水平方向の平均風速

B : 幅員

W : 鉛直方向の平均風速

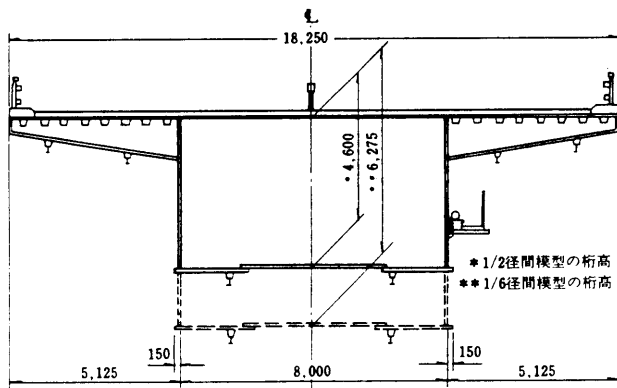
f_1 : 1次固有振動数

L : 支間長

4. 小型風洞試験

小型風洞試験は、昭和55年度以来、門崎高架橋上部工(4径間)製作工事の中で実施された。この試験は、本橋の基本断面の耐風性の調査と耐風安定化対策の検討を主目的とし、三分力試験を含むものである。

模型は、耐風安定化対策の予備試験と三分力試験に用いる剛体模型と全般的な応答試験に用いる一径間空力弾性模型の2種類用意した。本橋の断面は図-2に示すように左右非対称(管理路の有無)で、桁高が最大8.2mから最小4.5mに変化している。したがって、剛体模型の場合には、径間中央点(4.5m)と支点から1/6径間(6.175m)の桁高に対しても試験が可能であるように下フランジ部を継足せるようにしている(以降1/2径間模型、1/6径間模型と呼ぶ)。表-2は、実橋および模型の諸元を示しており、風洞試験基準⁷⁾を満足している。一径間模型は、一次振動モードを実橋値に合わせている。図-3は、無風時の構造減衰 δ_s を示しており、基準振幅である幅員の1/200でほぼ0.02を示している。



注) 検査車レールは表-4(2)以後取付けている。

図-2 基本断面

表-2 小型模型実験諸元

	実 橋	剛体模型	一径間模型	備 考
縮 尺 1:n	—	1/50	1/80	1/100以下
幅 員 B	18.25m	365mm	228mm	
重 量 w	12,915t/m	5,165kg/m	—	
たわみ振動数 f	0.402Hz	2.918Hz	3.692Hz	
構造減衰率 δ_s	0.02	0.02	0.02	$\eta/B=0.002$
風 速 倍 率	—	7.03	9.14	

・昭和55年当時の値 詳細設計後 $w=14.58t/m$, $f=0.399Hz$

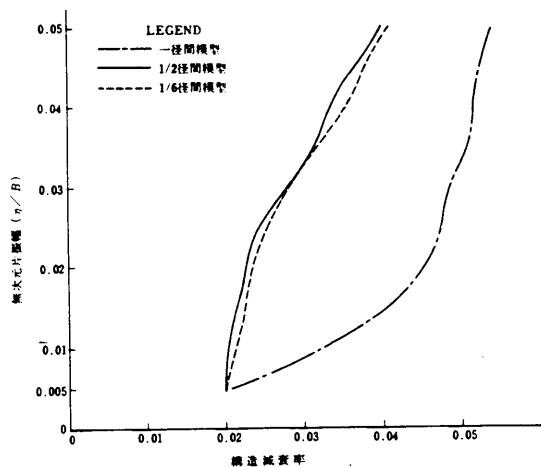


図-3 無風時の構造減衰特性

作用する風向は、海風のみを対象とした。これは、山風の場合、橋桁は地形の背後に十分隠れるため橋桁に作用する風速は20~50%に低減されること、山風の場合吹降しの影響がでるが、耐風性には吹上げに比べて良いこと、台風、春一番のような強風は海風となることから海風に対して耐風性を検証すれば良いと判断したからである。

使用した風洞は、石川島播磨重工(株)技術研究所所有のエッフェル型風洞である。剛体模型による実験では高さ2.5m、幅1.5mの縦長測定胴を、一径間模型による実験では高さ1.5m、幅2.5mの横長測定胴を用いた。

4.1 気流特性

本橋の架設地点のように背面に地形を控えており、橋桁との距離が短い場合、気流は地形沿いに上昇すると共

に流速分布に影響を及ぼす。したがって、本橋の耐風性にはこれらの影響を考慮しなければならない。地形の代表断面としてT5P-T6P間の中央付近を選び、一径間模型の縮尺と同じ縮尺の二次元模型を製作し風洞内にセットした。模型は、実際の地形の表面粗度との相似は考慮していない。この模型に一樣流を吹かせ、熱線流速計によって風速を測定した。図-4は、風速が7m/s時の気流特性を示している。この風速は、一径間模型による応答試験では62m/sに相当する。橋桁位置の風速は接近流速にほぼ同じであるが、風の傾斜角は6~7°となり、風洞風速が1.5m/sの場合には9~11°であった。

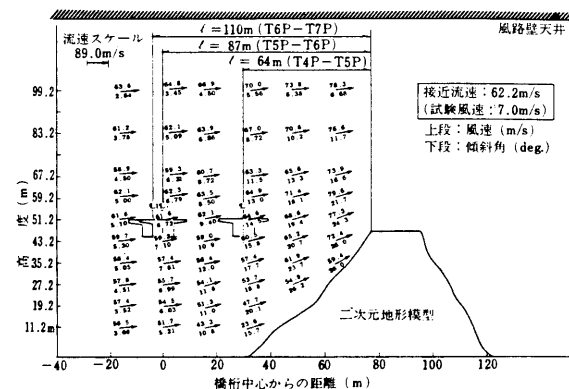


図-4 地形による気流特性(一樣流)

4.2 基本断面の耐風性

基本断面の耐風性は、剛体模型及び一径間模型によって調査した。図-5は、迎角を変化させた場合の風速と振幅の関係(V-A曲線)を示している。いずれの実験においても渦励振、ギャロッピングが発生している。

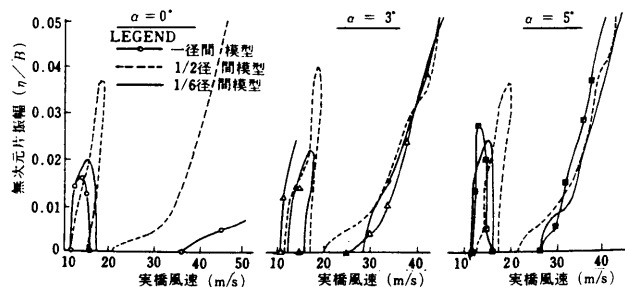


図-5 基本断面の耐風性(地形無し)

渦励振の発振風速は15~20m/sで最大振幅に達し発振風速域は4m/sである。一径間模型で迎角0°の場合、最大振幅は29cmで推定値とほぼ良く一致している。迎角の変化による発振風速への影響は微小であるが、振幅は迎角の増加に伴って増加している。

ギャロッピングに対しては、初期発振風速は一径間模型で迎角0°の場合36m/sで、無次元振幅(η/B)が0.01以下では穏やかな発振状態を示している(以降発振風速は η/B が0.01に達した点の風速と定義する)。迎角の変化による初期発振風速にはほとんど差がない。

次に、地形を入れた場合の応答を図-6に示している。地形の存在によって、渦励振振幅は増加し、ギャロピ

ングは発振勾配が急激になる。同じ地形模型を用いて橋桁と地形との距離をT4P-T5P間、T6P-T7P間とした場合には、距離が短くなるにつれ渦励振振幅は大きくなりギャロッピング発振風速は低くなっている。

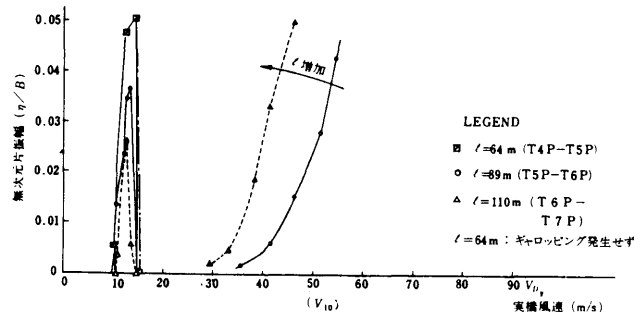


図-6 地形による基本断面の応答(1/6径間模型)

4.3 耐風安定化対策

基本断面の耐風性が悪いことが実験上でも明らかとなったため、基本断面に耐風安定材を取付けることによって空力特性を改善する実験が行われた。

耐風安定性の判断基準は動的照査風速 V_{dy} ($=92\text{ m/s}$) 以内で発散振動が生じないことと、疲労、自動車走行性等の観点から渦励振振幅を許容値内に抑えることである。後者については、現地の自然風特性の評価及び耐風性におよぼす影響等については十分把握されていないが、門崎観測塔で得られた風のデータを基にして種々の検討結果から片振幅 200 mm を目安とした。

実験は、耐風安定材に関する実績、研究成果から得られたものの単材取付を行い基本的な効果を調査した。耐風安定材としては、上部スカート、下部スカート、フラップ、ダブルフラップ、上部デフレクター、下部デフレクター、化粧板等でそれらの寸法、取付角度、取付間隔等をパラメーターとしている。代表的な実験結果を表-3に示す。

ギャロッピングに効果があるものは、下部スカート、

下部デフレクター、上部スカート、化粧板で、隅角部の平滑化がその効果が大きい。図-7は1/6径間模型に下部スカートを取付けた場合のV-A曲線を示している。下部スカート長を大きくすること、腹板からの取付角度を 60° にすることによる制振効果が大きい。1/2径間模型に同じ下部スカートを取付けた場合には、ギャロ

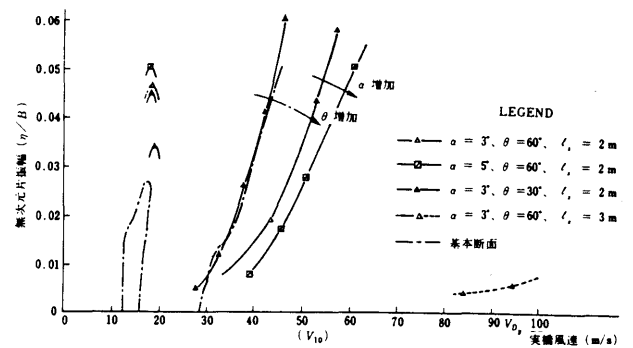
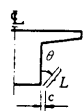


図-7 下部スカートの取付角(θ)、寸法(L)の影響(1/6径間模型)

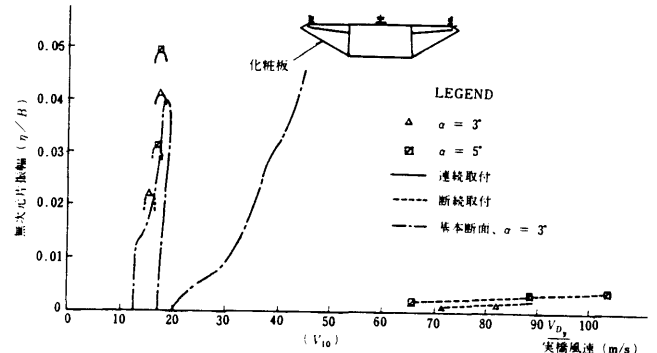


図-8 化粧板の耐風安定効果(1/6径間模型)

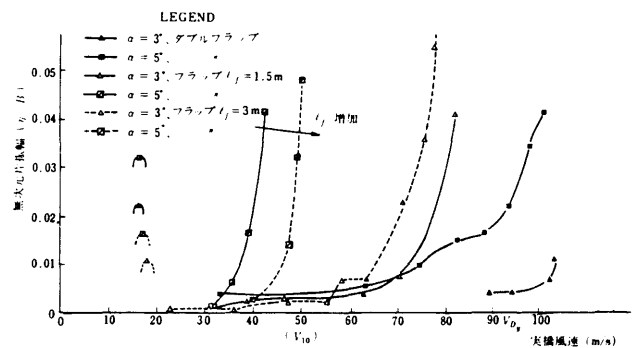


図-9 フラップ、ダブルフラップの耐風安定効果(1/2径間模型)

表-3 剛体模型による風洞試験結果 (単材取付)

耐風安定材	L (m)	θ (deg)	C (m)	1/6径間模型		1/2径間模型	
				η_{max} $\sigma\text{-}\Sigma$ (mm)	V_{dy} $\sigma\text{-}\Sigma$ (m/s)	η_{max} $\sigma\text{-}\Sigma$ (mm)	V_{dy} $\sigma\text{-}\Sigma$ (m/s)
下部スカート	1.5	35	0	-	-	615	31
	1.5	45	0	-	-	615	36
	4.0	30	0	-	-	570	31
	4.0	45	0	-	-	575	36
	4.0	60	0	-	-	640	100以上
	2.0	60	0	-	-	817	40
	2.0	60	0.2	-	-	769	34
	3.0	60	0	-	-	840	100以上
	3.0	60	0.2	-	-	763	100以上
	1.5	135	0	-	-	650	33
上部スカート	4.0	135	0	-	-	0	31
	1.5	30	0	-	-	720	74
上部スカート	1.5	45	0	-	-	711	71
	1.5	60	0	-	-	900	32
	4.0	30	0	-	-	1210	90
	4.0	45	0	-	-	950	39
	4.0	60	0	-	-	1070	81
下部デフレクター	-	-	-	665	100以上	-	-
上部デフレクター	-	-	-	518	100以上	-	-
化粧板	連続現付	-	-	740	100以上	-	-
	断続取付	-	-	396	100以上	-	-
フラップ	1.5	10	-	405	75	0	44
	3.0	10	-	200	66	0	50
ダブルフラップ	-	-	-	0	100以上	0	82

表-4(1) 一径間模型による風洞試験結果 (その1)

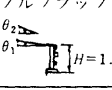
耐風安定材	パラメーター	$\gamma_{\max}(\text{mm})$	$V_k(\text{m/s})$
下部スカート	取付枚数	5	712
		7	680
		9	697
ダブルフラップ 	形状 左欄: θ_1 右欄: θ_2	15° 25°	196
		7.5 12.5	200
		10 20	196
		0 30	188
			76
下部スカート	地形・橋桁 の距離	30m	516
		40	752
		50	960以上
		60	960以上
		75	820
ダブルフラップ ($\theta_1=0^\circ, \theta_2=30^\circ$)	地形・橋桁 の距離	30m	112
		40	32
		50	104
		60	160
		75	184
		100	76

表-4(2) 一径間模型による風洞試験結果 (その2)

ダブルフラップ のバリエーション	下部スカート	$\gamma_{\max}(\text{mm})$	$V_k(\text{m/s})$
取付高	$H=0.8\text{m}$	339	332
取付方法	12m間隔 下向き取付	208	204
下段のみ 取付	$\alpha=-3^\circ$	256	232
	$\alpha=0^\circ$	340	290
	$\alpha=3^\circ$	367	300
	$\alpha=-3^\circ$	120	77
最良案	$\alpha=0^\circ$	196	136
	$\alpha=3^\circ$	200	161

注記なきものは $\alpha=0^\circ$ での実験である。

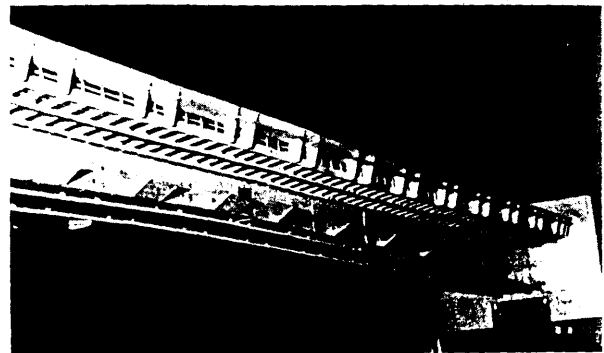
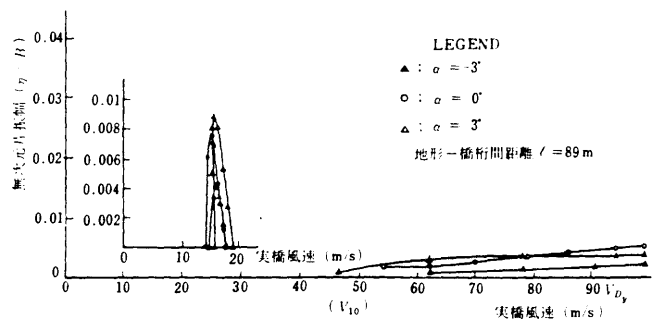
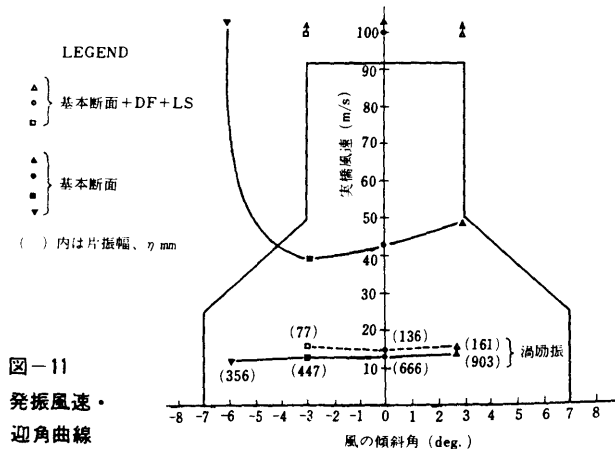
ッピングの制振効果が大きく渦励振を増幅する程度も少なく、耐風性は扁平度 B/D の小さい1/6径間断面に比べて良い。図-8は化粧板を取付けた場合の $V-A$ 曲線であるが、ギャロッピングに対しては全く問題ないが、断面の大幅な変更を伴ない、渦励振におよぼす悪影響が大きい。

一方、渦励振対策としてはフラップ、ダブルフラップが有効で、図-9にそれらの $V-A$ 曲線を示している。フラップは寸法を大きくすることにより振幅を抑え、ギャロッピングに対しても発振風速を上げる。その効果はダブルフラップの方が大きい。

このように、1種類の耐風安定材を単独に取付けることによって渦励振、ギャロッピング共に制振することが見出せなかったため、耐風安定材の複合取付による実験を実施した。実験は、剛体模型で検討し、一径間模型によって検証した地形の影響、安定材の三次元的取付、安定材の微調整の検討を行った。表-4は、一径間模型実験の主要結果を示している。下部スカートの取付枚数については、連続した状態から漸次取外し、ギャロッピングに対する効果と渦励振におよぼす影響を考慮して支間中央から対称に4m間隔に長さ2mのものを9枚取付けることとした。ダブルフラップについても、上・下フラップの取付角度に微妙に影響されるが、渦励振振幅の制

振効果の大きい $\theta_1=0^\circ, \theta_2=30^\circ$ を採用した。また、ダブルフラップについて自動車走行性から取付高を低くする方法、経済性を考慮して断続千鳥取付、あるいは海側のみ取付ける方法、段階施工の可能性として上段フラップを除いた場合などを検討したが、特にダブルフラップのギャロッピングに対する効果も見逃せないことから表-4のようにダブルフラップと下部スカート(断続)を耐風安定化断面として選定した。

写真-2は、耐風性の良好な断面であるダブルフラップと下部スカート(断続)の実験状況を示す。図-10、図-11はその $V-A$ 曲線および $V_{cr}-\alpha$ 曲線で、所期の目的(渦励振振幅200mm以下、ギャロッピング発振風速が V_{Dy} 以上)を満足している。

写真-2 耐風安定化断面
(ダブルフラップ、下部スカート(断続))図-10 ダブルフラップ、下部スカート(断続)の耐風性
(一径間模型、地形有り)図-11
発振風速・
迎角曲線

4.4 三分力試験

表-5は、静的設計に使用するために実施した三分力

表-5 三分力試験結果

断 面	迎角 (deg.)	1/2 径間模型			1/6 径間模型		
		C_D	C_L	C_M	C_D	C_L	C_M
基 本 断 面	0°	1.44	0.70	0.18	1.51	0.56	0.16
	3°	1.59	0.55	0.17	1.64	0.50	0.16
	7°	1.69	0.37	0.17	1.79	0.43	0.16
基本断面 + DF	0°	1.84	0.56	0.33	1.76	0.77	0.33
	3°	1.89	0.71	0.31	1.85	0.74	0.29
	7°	2.06	0.61	0.28	2.01	0.67	0.29
基本断面 + DF + LS	0°	1.76	0.39	0.30	1.76	0.77	0.33
	3°	1.83	0.58	0.29	1.85	0.74	0.29
	7°	1.96	0.49	0.26	2.07	0.66	0.29

注1) DFは最良形状と若干異なる。

注2) 2風速に対して実験しているが、有意差が無いので風洞風速10m/sの時の値を掲載した。DF:ダブルフラップ

LS:下部スカート

注3) 基本断面 + DF + LSの1/6径間模型にはLSは付いていない。

試験の結果を示している。同表には、迎角7°の場合の三分力係数も示しており、静的耐風設計に用いた。

5. 全径間風洞試験

実橋の耐風性をより正確に推定するためには、模型の正確なモデル化および5つの相似率を満足させることが必要であるが、通常は経済性、縮尺等に問題があり簡易化した模型を用いてレイノルズ数の影響を無視している。本橋の架設地点は、背面の地形が三次元的に変化し、図-6、図-12に示すように地形の影響が大きいこと、本橋が曲線橋で断面変化を有しているため風向が両端で約12°の差があることなどから、小型模型実験の結果を検証するため全径間（三次元）風洞試験をすることとした。

実験は、建設省土木研究所の大気汚染風洞を用いた。測定部は高さ3m、幅6m、長さ24mのエッフェル型風洞

表-6 全径間模型実験諸元

		実 橋	全径間模型
縮 尺, 1/n		—	1/120
重 量, w		14.58t/m	—
幅 員, B		18.25m	152mm
たわみ振動数 f_i	1 次	0.399Hz	5.58Hz
	2 次	0.569Hz	7.33Hz
	3 次	0.808Hz	9.86Hz
	5 次	0.991Hz	11.2 Hz
構造減衰率 σ_{s_i}	1 次	0.02	0.02
	2次~5次	0.02	0.01

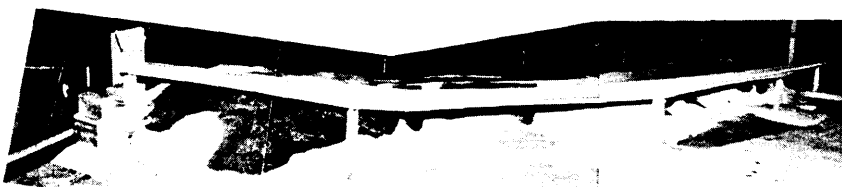


写真-3 全径間模型

である。模型諸元は表-6に示した。橋桁模型は、剛性棒によって1次から5次の振動モード（4次は水平振動モードであるので無視）を相似しており、檜製の61ブロックを取付けている。振動に伴う支点部は回転性能を有している。写真-3は実験状況を示している。

初期の実験では、写真-3に示す地面板からの剥離流によってパルス状の乱れが発生し、気流方向の乱れ強さ I_u が最大10%程度であることが判明した。同時に、この条件での耐風安定化対策の実験は、約35m/sで急激な不規則発散振動が発生し、バフエッティングに対しても敏感な断面であることを示した。また、風向の影響は渦励振振幅に影響をおよぼし、橋桁端部を結ぶ線にたてた法線から鳴門海峡寄りに約10°の風向をもつ場合、振幅は約15%減少する。したがって、再度小型模型実験、三分力試験によってギャロッピング、バフエッティングに対しても制振効果の秀れた耐風安定化対策の改善案を検討すると共に、地面板の改良が行われた。前者に対して得られた一案は、ダブルフラップと下部スカート（断続）に上部スカートの伴用をするもので、渦励振に対しては悪影響をおよぼす。後者に対しては、地面板前面に半円状の板を取付けることにより一様流を得ることができた。

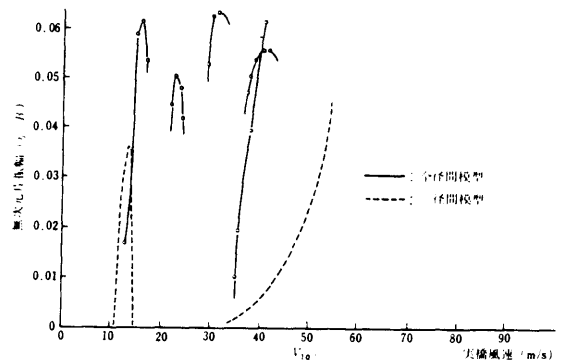


図-12 基本断面の一様流中の応答

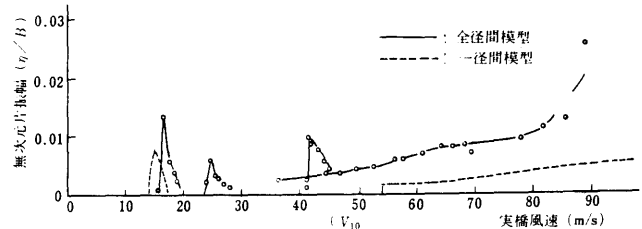


図-13 ダブルフラップ、下部スカート(断続)付断面の一様流中の応答

表-7は実験結果を、図-12~図-14は代表的な実験のV-A曲線を示し、小型模型実験の結果を併記している。

また、乱流での応答試験は上流に高さ2.4mの乱流発生用のスパイヤーによって発生させたもので、乱れのスケールは実橋換算で約60m（幅員の約3.3倍）であった。

基本断面では、1次から5次の渦励振が発生し、一次振動は一径間模型の実験結果とほぼ同風速で同程度の振幅

表-7 全径間模型による風洞試験結果

断面形状	基本			基本 + LS_d						基本 + DF		基本 + $DF + LS_c$		基本 + $DF + LS_d$		基本 + SF		基本 + $DF + RF$	
																			
Case No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
地形模型	無	有	有	無	有	有	有	有	有	無	有	有	有	有	有	無	無	有	有
δ_1 (1次)	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.04	0.10	0.02	0.04	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
気流	一様流	一様流	乱流	一様流	一様流	一様流	一様流	乱流	乱流	一様流	一様流	一様流	乱流	一様流	乱流	一様流	乱流	一様流	乱流
ギャロッピング発振風速 (m/s)	36	35	—	39	36	36	—	—	—	—	43	—	—	—	—	—	—	—	—
() 内は最大振幅時の風速 (m/s)	1次	400 (11)	1110 (16)	370 (15)	500 (13)	1200 (17)	760 (17)	170 (15)	700 (15)	—	—	420 (16)	700 (17)	—	240 (17)	—	50 (14)	—	600 (16)
	2次	400 (19)	930 (23)	280 (22)	400 (19)	1000 (23)	230 (22)	110 (22)	400 (20)	—	—	220 (23)	200 (23)	—	110 (25)	—	20 (22)	—	260 (22)
	3次	500 (26)	1150 (32)	680 (31)	500 (27)	1100 (31)	60 (30)	50 (31)	700 (29)	—	—	240 (30)	—	—	—	—	—	—	50 (31)
	5次	500 (32)	1000 (42)	630 (37)	400 (32)	1000 (39)	280 (38)	130 (37)	600 (36)	—	—	330 (38)	200 (40)	—	190 (41)	—	50 (37)	—	240 (38)
バフエッティング最大振幅 (mm) ($V = 63\text{m/s}$)	—	—	1360	—	—	—	170	1300	1270	—	—	—	1100	140	940	—	1100	50	550

DF : ダブルフラップ
 LS_d : 下部スカート (断続)
 LS_c : 下部スカート (連続)
 SF : フラップ
 RF : 丸形フェアリング
 * : 推定値

乱流: $I_w = 7 \sim 9\%$
 $I_w = 5 \sim 7\%$

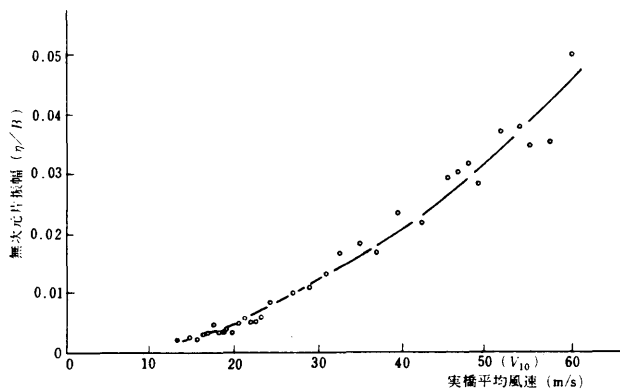


図-14 ダブルフラップ、下部スカート(断続)付断面の乱流中の応答

である。ギャロッピングの発振風速もほぼ同じである。地形の存在は、ギャロッピングの発振風速に影響しないが、渦励振振幅を倍増している。

下部スカート(断続)を取付けた場合は、ギャロッピングの発振風速には効果が無く、渦励振振幅を約10%増加させている。前者の結果は、一径間模型による結果と大きく異なるが、地形と桁間の距離に起因する(図-6参照)もので、全体模型実験にはT6P-T7P径間の影響と推測される。

ダブルフラップを取付けた場合は、すべての渦励振

幅を大幅に抑えることができ、ギャロッピングの発振風速も約22%上昇させており、一径間模型による実験結果と良く一致している。

耐風安定材として、シングルフラップあるいはダブルフラップを取付けることによって、地形の無い場合には渦励振、ギャロッピング共に発振していない。

十分に大きな減衰率を有する場合には、渦励振振幅を抑え、ギャロッピングの発振風速上昇にも寄与する。

一径間模型で得られた最良の耐風安定断面であるダブルフラップと下部スカート(断続)は、図-13に示すように1次の渦励振振幅を約240mmに抑え、ギャロッピングについても耐風設計基準を満足するものであることが立証された。また、バフエッティングに対しても他の耐風安定化対策に比べて優れている。

6. 耐風安定化対策

図-15は、ダブルフラップ、下部スカート(断続)の配置図を示す。3径間については、別途の風洞試験で渦励振のみ対象とすればよいことがわかったので、ダブルフラップのみとしている。下部スカートは各径間中央付近に4m取付け、8m間隔で、側径間7枚/片側、中間径間9枚/片側である。

耐風安定化対策の鋼重は3径間で約0.5t/m、4径間で

補強等を含めて約0.6t/mで、合計570tである。この鋼重は全体鋼重の約5%を占める。

7. あとがき

長径間鋼桁桁橋である門崎高架橋について、剛体模型および一径間模型による小型風洞試験と全径間模型による大型風洞試験を行った。

試験結果は、耐風安定材が必要となり、ダブルフラップと下部スカート（断続）を施工した。自然風の乱れ、構造減衰等が未解決であるが、57年度末から桁の架設を行い、その後、実橋実測により耐風性を検証し、判定する予定である。

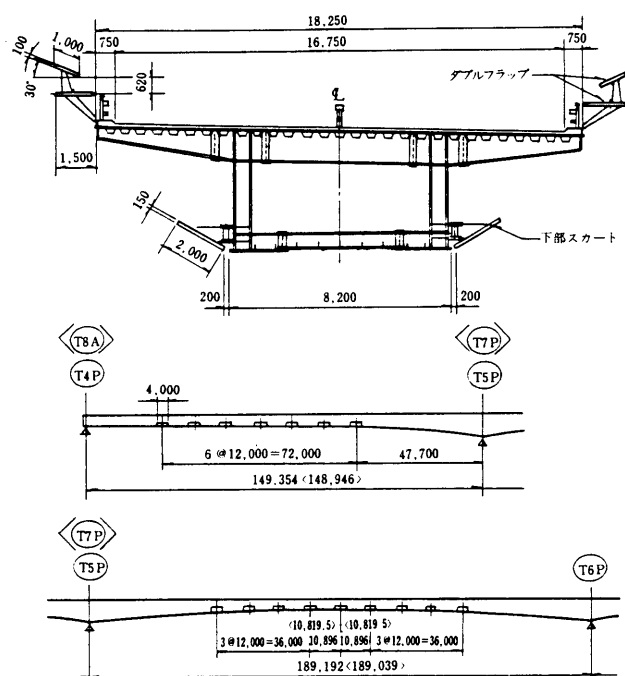


図-15 耐風安定材配置図

長径間鋼桁桁橋の耐風性について、本文が今後の参考になれば幸甚である。

なお、風洞試験については、土木学会本州四国連絡橋耐風小委員会に御指導を頂き、また、大型試験は建設省土木研究所に委託し、小型試験は石播・片山・高田・日車共同企業体で実施した。末筆ながら誌上を借りて、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 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No19 P.16～22、1982.1
- 2) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準（1976）同解説、1975.3
- 3) Kerensky O. A., Robinson J., Smith B. L.: The Design and Construction of Friarton Bridge, The Structural Engineer, Vol. 58 A, No.12, 1980.1
- 4) ICE: BRIDGE AERODYNAMICS PROPOSED DESIGN RULES, 1981.1
- 5) 白石成人、松本勝：充腹構造断面の渦励振応答特性に関する研究、土木学会論文報告集、第322号、P.37～50、1982.6
- 6) 成田信之、佐藤弘史：自然風による長大橋梁の不規則応答（その2）、日本天然会議・耐風耐震専門部会、第12回合同部会、Washington, U. S. A. 1982.6
- 7) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋風洞試験要領（1980）同解説、1980.6
- 8) 本州四国連絡橋公団：門崎高架橋上部工（4径間）製作工事風洞試験（その1）、1980.12
- 9) 本州四国連絡橋公団：門崎高架橋上部工（4径間）製作工事風洞試験（その2）、1981.8
- 10) 本州四国連絡橋公団：門崎高架橋上部工（4径間）製作工事風洞試験（その3）、1982.6
- 11) 本州四国連絡橋公団：門崎高架橋上部工（3径間）製作工事風洞試験、1981.12
- 12) 建設省土木研究所：門崎高架橋風洞試験（中間報告）、1982.5

鋼床版舗装

Steel Deck Pavement

設計部 設計第二課長

村上 憲司

Kenji Murakami

児島工事事務所 第三工事長代理

新田 篤志

Atsushi Nitta

1. まえがき

本州四国連絡橋の海峡部の長大橋梁では、主要な部材の設計応力に占める死荷重応力の割合が大きいため、死荷重を軽減することが経済性に大きく結びつく。よって、主要な長大橋梁の道路部の床版には、従来多く用いられていたコンクリート系の床版に替わって、鋼床版を採用するようにしている。この鋼床版は軽量であるという長所を有する反面、剛性が小さくたわみやすく局所的な変形が大きいという短所も有する。このようなきびしい条件のもとで、鋼床版上に舗設される橋面舗装には鋼床版の変形に追従でき、耐久性にすぐれているとともに、できるだけ薄層であることが要求される。

本州四国連絡橋橋面舗装基準(案)は、このような高品質の鋼床版橋面舗装を設計施工する技術指針として、昭和48年度より昭和51年度にわたり、(社)日本道路協会に設置された本州四国連絡橋舗装基準調査特別委員会の調査研究により定められている。本基準の各規定は、主として室内試験をもとに定められたものであり、舗装構成としては7種の舗装構成が選べるものとして同列にあげられている。

本報告は、昭和52年度から現在までに行われた7.5t 繰返し曲げ試験結果、長浦試験舗装調査および鋼床版の表面処理調査の結果の概要を述べるとともに、この結果をもとに橋面舗装基準(案)にあげられている7種の舗装構成のうちから、現在技術水準から考えて最も望ましいと思われる舗装構成を選んだものである。

2. 鋼床版舗装の問題点

橋面舗装を支持する床版として、鋼床版はコンクリート系の床版と比較して次の特徴がある。

- (1) 剛性が低いので局所的な変形が大きい。
- (2) 鉄で作られているため錆びやすい。
- (3) 熱容量が小さいので温度の変動範囲が広い。

以下その内容を述べる。

2.1 変形特性

鋼床版はデッキプレートの裏面を縦リブと横リブで補剛した床版である。この鋼床版の特徴は、コンクリート系の床版と比較して剛性が低いので、車両の輪荷重によって局所的に大きな変形が生ずることである。この変形

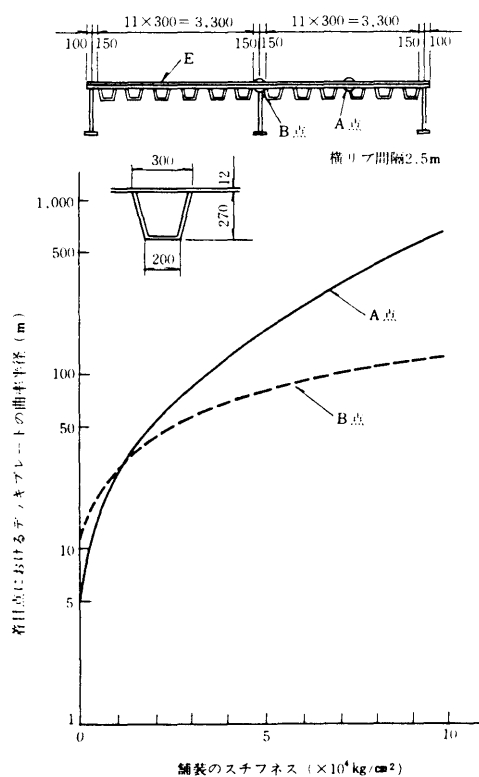


図-1 縦リブ上、縦桁上デッキプレートの変形

は縦桁や縦リブ上では上に凸のものであり、舗装表面に引張応力を生じさせる。図-1に縦リブ上および縦桁上デッキプレートの変形を示す。¹⁾ 図では変形は曲率半径で表わされており、舗装の stiffness が $E=2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ の場合40m程度である。変形は舗装の stiffness だけに関連するのではなく、縦リブの間隔、縦リブと縦桁の間隔にも関連する。一般にはこれらの間隔が大きくなるほど変形も増大する。

2.2 腐食性

鋼床版は鉄で作られているため錆びやすい。特に本四連絡橋の場合、架設位置の腐食環境が厳しいこと、および舗設までの期間が長いことから、鋼床版の防錆には特に注意を払う必要がある。しかし防錆層を設けた場合、この防錆層が舗装と鋼床版の接着を妨げる場合もある。

2.3 温度変動

鋼床版は熱容量が小さく、また熱伝導がよいため、外気温の影響を受けやすく温度の変動範囲が広い。したが

って舗設時に舗装体がさめやすいので、十分な転圧が行き届きにくく、締固めが低くなりやすい欠点がある。

さらに舗設完了後においても冬期低温時には、舗装体は固くなり鋼床版の局部変形に追従できず、ひびわれが発生しやすい。また夏期高温時には、アスファルトの流動によるわだち堀れや縦流れなどが生じやすい。

3. 調査結果の概要

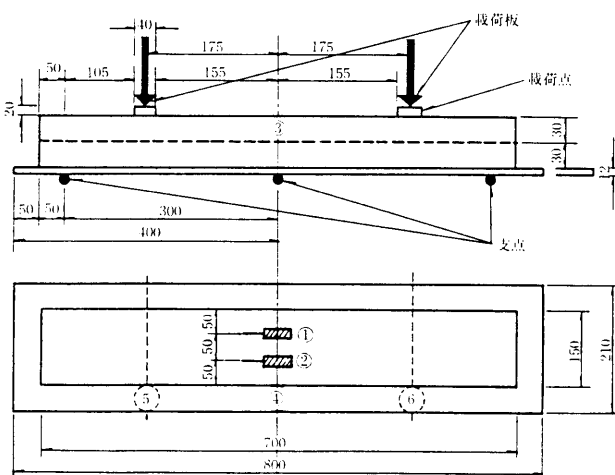
今までに舗装材料、舗装構成の比較、試験舗装調査等について多くの調査を行っている。このうち本州四国連絡橋橋面舗装基準(案)にその内容がもりこまれていない舗装体の繰返し曲げ試験、長浦試験舗装調査および鋼床版の表面処理調査についてその概要を述べる。

3.1 舗装体の繰返し曲げ試験

橋面舗装基準(案)に定めている7種の舗装体、上下層の組み合わせについて7.5tの繰返し曲げ試験を行った。

(1) 試験方法

試験は図-2に示すように舗装と鋼板からなる合成ビーム供試体について、3点支持の2点载荷による繰返し曲げ試験を行った。



- ひずみゲージ貼付位置(単位mm)
- | | | |
|-----|------|-----------------------|
| 舗装体 | ① | KC-30-A 1-11 |
| " | ② | " |
| " | ③ | KV-25B |
| 鋼板 | ④(表) | KFC-5-C1-11L300 |
| " | ⑤(裏) | " |
| " | ⑥(裏) | " |
- * ⑥の位置に鋼板たわみ量用ダイヤルゲージ設置
 * 载荷点距離 350mm/m: ダブルタイヤの間隔に対応
 * 支間距離 300mm/m: 縦リブ間隔に対応
 * 試験温度 -10°C: 本・四設計条件

図-2 合成ビーム供試体

(2) 試験結果²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾

1) 鋼板のみの場合、縦リブ上に約1,500 μ の引張ひずみが発生している。しかし舗装がかかると、このひずみは270~550 μ になるので、舗装の合成作用、荷重分散

効果が期待できる。

2) 鋼板载荷点位置の、荷重一ひずみの関係における直線の勾配から推定できる舗装体の変形係数は、合成作用がある場合には $2.0 \times 10^4 \sim 5.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ である。

3) 舗装体中央の振幅ひずみが400~500 μ に達すれば、舗装にきれつが発生しやすくなる。この場合の最大ひずみは1,400~1,600 μ である。

4) 上層に剛性の高い混合物がくる舗装構成は、疲労抵抗性がよさそうである。なかでも(上層+下層)の構成が(硬化性アスファルトによる細粒度アスコン+硬質アスファルトによるグースアスファルト)の構成がよいようであり、次いで、(硬化性アスファルトによる細粒度アスコン+改良アスファルトによる密粒度アスコン)の構成がよいといえる。

5) 改質アスファルトや硬化性アスファルトなどは、明らかに在来のストレートアスファルトとは性状が異なりこれを用いる混合物については温度管理が重要である。

6) 防錆塗装は、舗装体と鋼板の接着性を阻害していない。ただし一次防錆材と舗装にかかる前に行われる防錆塗装が重なることは、接着という面では好ましくない。

7) 防水層をとり入れた舗装体の疲労試験では、防水層部分で舗装体と鋼板が縁切りの状態になり、両者の合成作用が無くなっている。したがって、防水層はその厚さ、材料の硬さ、防水層はりつけ用の接着材の検討が必要である。

8) 下層に改質アスファルトによる密粒度アスコンがくる舗装では、防水シートを設けることになっているが、この場合はシートと舗装の接着を高める方法として、舗装体舗設後シートの粘着性が有効にあらわれるように加熱養生を行うことがよいようである。

9) 供試体温度が-10°Cから0°Cに変化すると、舗装体のひずみ量は、硬化性アスファルト混合物では大きな変化はない。しかし、上層に改質アスファルト混合物がくる舗装体は、下層アスファルト混合物の性格によってひずみ量の変化が異なる。すなわち、合成効果の高い硬化性アスファルト混合物が下層である場合は約2.5、グースアスファルトや改質アスファルト混合物が下層である場合には約10倍近くになる。さらに、このように大きなひずみ量があらわれるものは、疲労抵抗性も著しく低下する。

3.2 長浦試験舗装調査

橋面舗装基準(案)に定めた舗装構成について、その供用性を評価する目的で、昭和51年3月に一般国道16号千葉県君津郡袖ヶ浦町大字長浦の鋼床版試験橋上に試験舗装を実施した。

(1) 鋼床版構造

架設した鋼床版試験橋の主な諸元は次のとおりである。

橋長	23.9m (2径間連続縦桁2 @ 11.75m)
幅員	8.46m
縦桁間隔	2.6m

縦リブ間隔 32cm (閉リブ t = 6mm)

横リブ間隔 2.35m

設計活荷重 T-20、TT-43

(2) 舗装構成

舗装構成は橋面舗装基準(案)の7種類の舗装構成から、動的安定度、スチフネス、各混合物の材料特性、施工法等を検討し、図-3に示すような舗装構成とした。

木更津				千葉			
第1工区	第2工区	第3工区	第4工区	8,460			
6,000	6,000	5,630	6,000	23,630			
改質アスファルト混合物	改質アスファルト混合物	硬化性アスファルト混合物	硬化性アスファルト混合物	3cm			
グースアスファルト	改質アスファルト混合物	改質アスファルト混合物	硬化性アスファルト混合物	3cm			

防水層 第2、3工区

図-3 舗装構成

(3) 調査結果²⁾⁸⁾

4種類の舗装構成のうち、硬化性アスファルト混合物を用いた2区間は、ひびわれ、破損が著しく現れたので、舗設後1年9ヶ月後の昭和52年12月に打換えを行っている。打換えおよびその後の供用性調査により明らかになった事項は、次のとおりである。

1) 鋼床版舗装では舗装本体と鋼床版の接着は極めて重要であり、接着が悪いと舗装の破損が著しい。

2) 縦方向に等間隔に現れる線状のきれつは、舗装と鋼床版の接着がよいときは縦リブ溶接位置、接着が悪い

ときはリブの中間位置に発生しやすい。

3) 第一工区、第二工区のわだち掘れ量、縦断凹凸量およびひびわれ率の水準から、上層・改質アスコン、下層・グースアスファルトおよび上下層とも改質アスファルト混合物の構成による鋼床版舗装は、比較的良好な性状といえる。

4) 硬化性アスファルト混合物は、混合物の製造や施工に十分な条件がととのわないと、室内試験結果(繰返し曲げ試験)のようなよい性状が現れない。

3.3 鋼床版表面処理試験

(1) 試験の概要

吊橋の海上長大橋における鋼床版は、工場制作～現地架設～舗設までの期間、かなり長期にわたって腐食性環境に暴露されることが予測される。したがって、鋼床版には何らかの防錆処理をしておかないと海塩粒子の影響によるくい込んだ錆を生じ、舗設時における鋼床版の完全な除錆は極めて困難となる。また、防錆処理を施した鋼床版においても、長期間暴露されたときの防錆処理層の舗設時におけるケレン処理を適切に行わないと、舗装の供用性を低下させる原因ともなりかねない。そこで、次に述べる表面処理試験を行った。

1) 各種防錆処理材の防錆性に関する試験

2) 各種防錆処理材と各種混合物との接着性(引張接着力試験およびせん断力試験)に関する試験などを行い、各種混合物(改質アスファルトおよびグースアスファルト)別に、最も適した防錆処理材の組合せについて検討した。表-1に試験要因および組合せ一覧表を示す。

(1) 試験結果⁹⁾

本報告に述べているのは表-1のうち、暴露期間が7ヶ月のものについてである。それ以上の暴露期間の試験はまだ実施していない。また表面処理の防錆性について

表-1 試験要因および組合せ一覧表

試験	防 錆 処 理 方 法	膜厚 (μ)	暴 露 期 間				ケレン処理			水分	接着材	混 合 物				試 験 項 目						備 考
			0 ヶ 月	7 ヶ 月	18 ヶ 月	36 ヶ 月	無 処 理	2 → 4 種 ケ レ ン	プ ラ ス ト 処 理	表 面 ふ き と り	ア ス ゴ ム	改 質 (防 水 層 な し)	改 質 (防 水 層 あ り)	グ ー ス	接 着 力			せ ん 断				
															-10℃	20	50	-10℃	20	50		
1	亜 鉛 溶 射	100		○	○	○		○		○	○	○		○	○	○		○	○		1.試験片形状 375×324×6mm 213×159×6mm 2.試験片数 240枚 3.試験くり返し数 3回	
	無機ジンク(改良型)	50		○	○	○		○		○	○	○	○	○	○	○		○	○			
	亜 鉛 溶 射	100	○				○				○	○		○	○	○		○	○			
	無機ジンク(改良型)	50	○				○				○	○		○	○	○		○	○			
	有 機 ジ ン ク	75		○				○		○	○	○		○	○	○		○	○			
2	無 機 ジ ン ク	20		○	○	○			○	○	○		○	○	○	○		○	○			
	無 処 理(Ⅰ)	0		○	○	○			○	○	○		○	○	○	○		○	○			
	無 処 理(Ⅱ)	0	○						○		○	○	○	○	○	○		○	○			

表-2 舗装との接着性状(グースアスファルト)

試験方法	防 錆 処 理 機 種 別	試験温度 ℃	破 壊 形 式		強 さ (σ_t, τ_s) kg/cm ²		評 価 (順 位)		合計 点数	総合 点数	総合 順位
			暴 露 0 ヶ月	暴 露 7 ヶ月	暴 露 0 ヶ月	暴 露 7 ヶ月	7 ヶ月 σ_t, σ_s	0-7 ヶ月 低下率			
引 張 試 験	亜鉛溶射 (封孔処理)	-10	接	界	18	8	3	2	5	7	3
		20	接	界	20	16					
	無機ジンク 50 μ	-10	接	界	13	13	2	1	3	5	2
		20	界	接・界	16	15					
	有機ジンク 75 μ	-10	界	界	13	5	4	2	6	10	4
		20	接	界	22	19					
	無機ジンク 20 μ (グリットブラスト)	-10		接		18	1	1	2	4	1
		20		接・界		19					
	無処理 I・II (グリットブラスト)	-10	接	接	18	19	1	1	2	4	1
		20	接・界	接・界	18	19					
せん 断 試 験	亜鉛溶射 (封孔処理)	-10	接	界	35	34	1	1	2		
		20	接	界	10	9					
	無機ジンク 50 μ	-10	接・界	界	31	37	1	1	2		
		20	界・接	界	9	7					
	有機ジンク 75 μ	-10	界	界	37	24	2	2	4		
		20	接・界	界	8	7					
	無機ジンク 20 μ (グリットブラスト)	-10		界		35	1	1	2		
		20		接・界		8					
	無処理 I・III (グリットブラスト)	-10	接	接	36	34	1	1	2		
		20	接	混	9	9					

は暴露期間が7ヶ月で防錆性に差がないので省略した。

表-2と表-3に舗装本体下層がグースアスファルトの場合と改質アスファルトの場合の舗装混合物と表面処理材との接着性試験の結果を示す。

1) グースアスファルトと表面処理材との接着性状

a) 総合評価1位のものは、無機ジンク20 μ (1種ケレン)と無処理I(1種ケレン)であった。いずれも1種ケレン処理(グリッドブラスト)したもので、接着性状は無処理IIと同等であった。また無機ジンク20 μ は1種ケレン処理で70%(面積比)の無機ジンク活膜が残ったが、この影響は見られなかった。なお、無処理Iは長期にわたって暴露した場合、くい込んだ赤錆の発錆が予測され、これは1種ケレンでも完全に除去は困難である。

b) 総合評価2位のものは、無機ジンク50 μ (4種ケレン)であった。暴露0ヶ月における引張強さ(σ_t)は無処理IIに比較して多少低いが暴露による影響(0-7ヶ月低下率)は認められない。

c) 総合評価3位のものは、亜鉛溶射封孔処理(4種ケレン)であった。-10℃の引張強さ(σ_t)が暴露によって(0-7ヶ月低下率)大巾に低下した。この原因は封孔処理層の暴露による劣化に起因するものと思われる。

d) 総合評価4位のものは、有機ジンク(4種ケレン)であった。暴露による有機ジンク表面の劣化が接着性状を著しく低下させた。

2) 改質アスファルトと表面処理材との接着性状

a) 総合評価1位のものは無機ジンク50 μ (4種ケレン)+防水層、無機ジンク20 μ (1種ケレン)+防水層、無処理I(1種ケレン)+防水層であった。いずれの場合も防水層を入れた組合せであり、-10℃の引張強さ(σ_t) $\approx$ 20kg/cm²、せん断強さ(τ_s) $\approx$ 30kg/cm²を示した。また無機ジンク50 μ は4種ケレンで白錆が残る状態であったが防水層を入れることにより、表面劣化

表-3 舗装との接着性状(改質アスファルト)

試験方法	防 錆 処 理 機 種 別	試験温度 ℃	破 壊 形 式		強 さ (σ_t, τ_s) kg/cm ²		評 価 (順 位)		合計 点数	総合 点数	総合 順位
			暴 露 0 ヶ月	暴 露 7 ヶ月	暴 露 0 ヶ月	暴 露 7 ヶ月	7 ヶ月 σ_t, σ_s	0-7 ヶ月 低下率			
引 張 試 験	亜鉛溶射 (封孔処理)	-10	接	界・混	11	12	2	1	3	6	2
		20	混	混	7	6					
	無機ジンク 50 μ	-10	界・混	界	11	8	3	2	5	9	3
		20	混	混	8	6					
	無機ジンク50 μ + 防 水	-10		防 水		19	1	1	2	4	1
		20		混		6					
	有機ジンク 75 μ	-10	界・混	界・混	10	9	3	1	4	10	4
		20	混	混	10	8					
	無機ジンク20 μ (グリットブラスト) + 防 水	-10		防水・混		19	1	1	2	4	1
		20		混		8					
	無処理 I・II (グリットブラスト) + 防 水	-10	防 水	防水・混	21	20	1	1	2	4	1
		20	混	混	6	8					
	無 処 理 II	-10	界・混		16						
		20	混		8						

表-3 舗装との接着性状 (改質アスファルト) (つづき)

試験方法	防 錆 処 理 機 種 別	試験温度 ℃	破 壊 形 式		強 さ (σ, τ) kg/cm ²		評 価 (順 位)		合 計 点 数
			暴 露 0ヶ月	暴 露 7ヶ月	暴 露 0ヶ月	暴 露 7ヶ月	7ヶ月 σ, τ	0-7ヶ月 低下率	
せ ん 断 試 験	亜鉛溶射 (封孔処理)	-10	界・混	界	22	20	2	1	3
		20	混	混	3	3			
	無機ジンク 50 μ	-10	界・混	界	23	20	2	2	4
		20	混	混	3	3			
	無機ジンク50 μ + 防 水	-10		界		32	1	1	2
		20		破壊せず		3			
	有機ジンク 75 μ	-10	界・混	界	23	16	3	3	6
		20	混	混	3	3			
	無機ジンク20 μ + クロッドプラスト + 防 水	-10		防 水		30	1	1	2
		20		破壊せず		2			
	無 処 理 I・II + クロッドプラスト + 防 水	-10	混	接・混	26	30	1	1	2
		20	破壊せず	破壊せず	3	2			
	無 処 理 II	-10	接		24				
		20	破壊せず		3				

の影響が現われ難くなり、接着性が改善される傾向を示した。

b) 総合評価2位のものは、亜鉛溶射(4種ケレン)であった。亜鉛溶射の暴露0ヶ月における引張強さ(σ_t)を無処理IIと比較すると低下している。

c) 総合評価3位のものは無機ジンク50 μ (4種ケレン)であった。

d) 総合評価4位のものは、有機ジンク(4種ケレン)であった。暴露による有機ジンク表面の劣化程度が大きく、ケレン処理も有効でなかったことが、-10℃におけるせん断強さ(τ_s)を著しく低下させた。

4. 舗装構成の選定

鋼床版舗装は錆びやすく変形の大きい鋼床版上に舗設されることから、防水性、変形追従性、接着性等他にない優れた機能が要求される。これらの諸機能を得るには防水層、舗装本体、接着層等各層の適切な選択が必要である。しかし、各層とも個別に材質のよいものを選べば良い舗装構成になるというものではない。たとえば、防水性のよい防水層が舗装の変形追従性や接着性を妨げる場合があるからである。よってここでは、舗装構成各層を個別に定めるのではなく、舗装構成を全体として考察することにした。

ここで採用した選定手順とその内容を示す。

1) 舗装構成として可能性のあるものの検討

現在考えられる舗装構成の種類を示した。

2) 舗装本体上下層の組み合わせに関する優劣の比較

上述した舗装構成各層のうち、その中心となり、他の

層に最も大きな影響を与えるものは、舗装本体上下層の組み合わせである。よって、ここでは舗装本体上下層に焦点を絞り、その組み合わせの優劣を比較した。

3) 舗装構成案の選定

上述の検討で、特に優れていると思われた2種の舗装本体上下層の組み合わせについて舗装構成案を定め、その舗装構成案を比較した。

4.1 舗装構成と材料

図-4に一般的な舗装構成、表-4に各層の機能を示す。

表-5中の各層の種類については、各層ごとに選べるすべての種類を一応挙げたものであり、舗装構成としてみた場合、これらのすべての種類の組み合わせがあるわけではない。たとえば一般には、防錆層として亜鉛溶射を施工したものに、表面仕上げとして1種または2種ケレンは行わないし、下層が

グースアスファルトの場合、それ自体防水性があるので防水層を設けない。

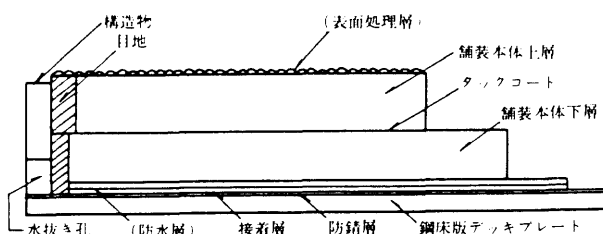


図-4 舗装構成

4.2 舗装本体上下層の組み合わせ

表-5の舗装構成各層の種類のうちから、舗装にとって最も重要な舗装本体上下層に限れば舗装構成は9通りとなる。しかし、下層が改質アスコンまたは硬化性アスコンで、上層がグースアスファルトのものは流動抵抗性に問題があり、これを除外すると、表-6のとおり上下層の組み合わせは7通りとなる。この上下層の組み合わせを比較するにあたり、硬化性アスファルト混合物の特性とその扱い方を検討する。

(1) 硬化性アスファルト混合物

現在使用されている硬化性アスファルト混合物とは、エポキシ樹脂のような熱硬化性樹脂で変成したアスファルトをバインダーとして使用した混合物である。このバインダーは、ある条件で熱を加えられると、硬化して強度が増加していく性質がある。この温度-時間条件はシ

表-4 各層の機能

舗装の構成層	主たる機能
防 錆 層	鋼床版を腐食から防護する。
接 着 層	舗装本体の下層を鋼床版に十分に接着させる。また、防水性を有することもある。
防 水 層	防水性を強化し、鋼床版デッキプレートの腐食を防止する。
舗装本体の下層	鋼床版デッキプレートの不陸を補正し、荷重を分散する。また混合物の種類によっては、防水層の機能を有することもある。
タックコート	舗装本体の上層と下層とを接着させる。
舗装本体の上層	交通車両による摩耗とせん断に抵抗し、交通荷重に対して耐ひびわれ性、耐流動性を有し、下層と一体となって舗装の安全性および耐久性を高めるとともに、平坦ですべりにくい路面を提供する。
表面処理層	舗装表面のすべり抵抗性を高める。

表-5 舗装構成各層の種類

A	B	C	D	E	F	G
防 錆 層	表面仕上げ	接 着 層	防 水 層	下 層	タックコート	上 層
重鉛溶射 無機ジンク 有機ジンク 無処理	1種ケレン 3種または 4種ケレン	瀝青ゴム エポキシ	シ ー ト	グ ー ス 改 質 硬 化 性	硬化アス ゴム乳剤	グ ー ス 改 質 硬 化 性

表-6 上下層の組み合わせ

橋 面 舗 装 基 準							
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
上層	グ ー ス	改質アスコン	改質アスコン	改質アスコン	硬化性アスコン	硬化性アスコン	硬化性アスコン
下層	グ ー ス	グ ー ス	改質アスコン	硬化性アスコン	グ ー ス	改質アスコン	硬化性アスコン

ビーであり、転圧時および養生時に十分管理する必要がある。よって、温度管理が十分に行える室内試験ではバインダーの強度があがり、動的安定度、疲労特性に優れた混合物が得られる²⁾。しかし実際の現場において、温度一時間管理が十分できない場合には、転圧までに混合物が硬化し転圧できなかつたり、養生が不十分で強度がでず、よい結果が得られない。長浦試験舗装²⁾では舗設作業が3月の冬期であり、十分な硬化が得られぬまま、交通に開放されたためひびわれ等が発生したと思われる。

近い将来、硬化性アスファルト混合物が鋼床版舗装の有力な舗装構成の1つになる可能性はあるものの、当面の鋼床版舗装に採用するのは時期尚早である。

(2) 望ましい上下層の組み合わせ

硬化性アスファルト混合物を選定対象外にすれば、現状で考えられる上下層の組み合わせは表-7のとおりとなる。これらの組み合わせの中から現時点でそれぞれの特性を比較し、一覧表としたものが表-8であり、この中では②、③の組み合わせが優れている。表-9と表-10にグ

表-7 上下層の組み合わせ

	①	②	③
上 層	グ ー ス	改 質	改 質
下 層	グ ー ス	グ ー ス	改 質

ところで、本四連絡橋が架設される瀬戸内海周辺地域の気候は代表的な瀬戸内式気候であり、他の地方に比べると温暖で雨量は少ない。しかし、道路計画高さが海面上数10メートルを超えるため、かなりの強風が予想される。

また、施工箇所の特異なことから、混合物の混合から敷きならしに至る時間の変動も予想され、このような施工条件のもとで厳しく温度一時間条件を管理することは困難である。

硬化性アスファルト混合物についても、最近の技術の進歩は著しく、施工条件にあまり左右されない種類のものも開発されつつある。しかし、それらはまだ検討段階であり、実際の橋梁において大規模に採用された例はない。

以上のことを総合的に判断すると、

表-8 上下層組み合わせの比較一覧表

番 号	①	②	③
上下層の 組み合わせ	上 層	グースアスファルト	改質アスファルト混合物
	下 層	グースアスファルト	グースアスファルト
流 動 性	②、③と比較すると ²⁾ 流動抵抗性は低い。	動的安定度が大きく ²⁾ 流動抵抗性は高い。	動的安定度が大きく ²⁾ 流動抵抗性は高い。
防 水 性	グースアスファルトには防水性があるため、防水層が不要となる。	下層のグースアスファルトには防水性があるため、防水層が不要となる。	改質アスファルトはグースアスファルトに比べると、空隙が多く防水性がないので、防水層を別途設けなければならない。
疲 勞 特 性	通常のアスコンと比べると ²⁾ 良好であるが、特別にすぐれているとはいえない。	通常のアスコンと比べると ²⁾ 良好であるが、特別にすぐれているとはいえない。	通常のアスコンと比べると ²⁾ 良好であるが、特別にすぐれているとはいえない。
一 般 的 性 状	良好である。	良好である。	良好である。
実 績	多い。	最近になり採用されつつある。	最近になり採用されつつある。
総 合 評 価	△	○	○

表-9 グースアスファルトの基準値

項	目	基準値
流動性試験、リュエル流動性 (240°C)	Sec	20以下
貫入量試験、貫入量 (40°C、52.5kg/5cm ² 、30分)	mm	1~4
ホイルトラッキング試験、動的安定度 (60°C、6.4kg/cm ²)	回/mm	300以上
曲げ試験、破断ひずみ (-10°C、50mm/min)		8.0×10 ⁻³ 以上

表-10 改質アスファルト混合物の基準値

項	目	基準値
マーシャル試験	空 げ き 率	%
	飽 和 度	%
	安 定 度	kg
	フ ロ ー	1/10mm
	水没残留安定度	%
ホイルトラッキング試験動的安定度 (60°C、6.4kg/cm ²)	回/mm	850以上
曲げ試験破断ひずみ (-10°C、50mm/min)		6.0×10 ⁻³ 以上

固定金具がとりつけられており、その数はおびただしい。これらの金具は、もちろん舗設時には撤去されることになるが、それでも完全に除去はできない。このような上に防水シートを満足に貼付するには十分な注意をはらう必要があり、困難が予想される。

これらの結果から判断すれば、防水層を必要としない舗装構成案Ⅰが現時点では妥当なものと思われる。

なお、図-5に示す表面仕上げの方法と防錆層については、現在7ヶ月暴露までの試験が完了しており、それ以降の試験は現在実施中である。

4. 設計施工上の留意点

3.で選定した舗装構成は従来にない特徴を有している反面、所期の成果を得るためには留意すべき点も多い。これらの点をまとめると以下のとおりとなる。

4.1 設 計

(1) 鋼床版

実橋の舗装において耐久性を低下させるものとして、雨水等の排水の悪さがあげられる。特に、キャンバーの関係で伸縮装置の部分にたまる

ことが多いので、水抜き穴を設けるなどして、舗装に悪影響がないような鋼床版構造をとる必要がある。

また、鋼床版上面の現場溶接継手の余盛や、鋼床版の架設に必要な吊ピースの残部等は、舗装のきれつ発生、接着性の低下、防水層の施工不良などの原因となるので配慮が必要である。

(2) 舗装材料

改質アスファルトについては、その性状が一般のアスファルトと異なり粘度が高くなるので、施工性が良好とはいえない。また、施工性を高めるために加熱温度をあげることは、材料の急速な劣化の原因となる。

よって、混合物の製造方法や施工方法などについては、十分の検討が必要である。

4.2 施 工

施工方法

舗装出来形の良否は材料と施工によって決定される。よって、現場における施工上の諸問題についても、明らかにしておかなければならない。特に、改質アスファルトは十分な温度管理を必要とするものであり、従来のも

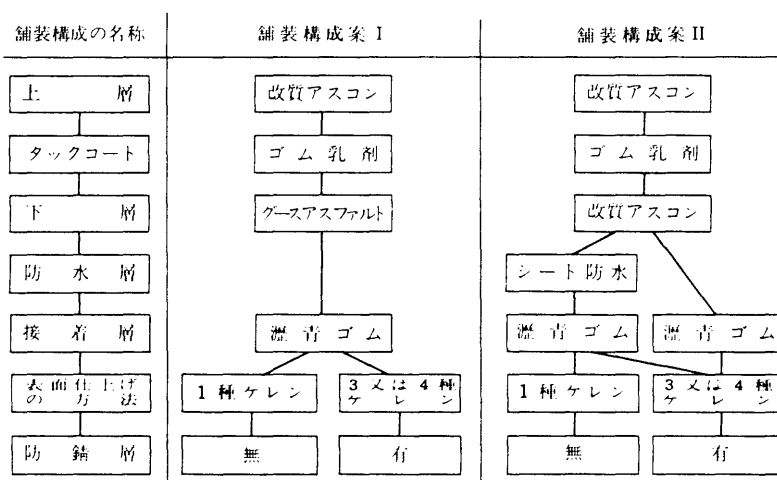


図-5 舗装構成案Ⅰ・Ⅱの比較

ースアスファルト、改質アスファルトの基準値を示す。

3.3 舗装構成案の比較

前節で得られた望ましい上下層の組み合わせ、すなわち上層（改質アスファルト）+下層（グースアスファルト）と上下層とも改質アスファルトについて舗装構成案をまとめると図-5のとおりとなる。

図-5からわかるように、舗装構成案ⅠとⅡの最も大きな違いは、下層の違いと防水層の有無である。よって、この2点に焦点を絞り、施工性の面から比較すると以下のとおりである。

舗装本体下層のグースアスファルトと改質アスファルトについては、ほとんど差がないと思われる。しかし、防水シートの貼付については施工性に大きい差がある。それについて以下に述べる。

本四連絡橋の道路計画高は、海面上数十メートルを超えるため風が強い時が多い。風の強い時はシートが風にあおられたり、貼付用アスファルトが飛散するなど、シートの完全な接着を阻害する恐れがある。

さらに鋼床版の表面は、吊りピースや種々の仮設備の

のとは性質を異にするので、施工前には試験施工を行い、施工方法の確立をはかる必要がある。

(2) 施工時期

本州四国連絡橋が架設される瀬戸内海周辺は、代表的な瀬戸内式気候に属し、他の地方に比べると温暖で降雨も少ない。しかし、日最低気温の月平均値が 5°C 以下になる月を調べると、高松で12月から3月までの4ヶ月もある。このような時期は舗装工事に適さないことはいうまでもない。特にここでは、温度管理の重要な高品質の材料を考えているので、所期の成果を得るためには、適切な施工時期の選定と十分な工期の確保が必要不可欠である。

5. あとがき

本報告は鋼床版舗装の問題点、調査の現状、現在の技術から考えて最も望ましい舗装構成、設計施工上の留意点についてまとめたものである。本報告のうち繰り返し曲げ試験と長浦試験舗装については建設省土木研究所舗装研究室に委託し、また、表面処理試験については土木

研究所化学研究室の指導により実施したものである。

舗装構成の選定等他の部分については、本州四国連絡橋橋面舗装委員会（委員長 多田宏行）において審議検討された内容をもとにしている。ここに、多田宏行(前)関東地建局長、土木研究所、蒔田地質化学部長、飯島舗装研究室長をはじめ、委員および関係者の方々に、この紙面を借りて感謝の意を表する次第であります。

参考文献

- 1) 本四公団：鋼床版の変形特性、昭和52年3月
- 2) 本四公団：本州四国連絡橋舗装基準調査報告書、昭和52年3月
- 3) 建設省土木研究所：本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告、昭和51年3月
- 4) 同 上 、昭和52年3月
- 5) 同 上 、昭和53年3月
- 6) 同 上 、昭和54年3月
- 7) 同 上 、昭和55年3月
- 8) 本四公団：本州四国連絡橋の橋面舗装に関する調査研究報告書、昭和55年3月
- 9) 同 上 、昭和57年3月

長大橋梁の点検補修用作業車

Vehicle for Inspection and Repair of Long Span Bridge

工務第二部 設備課長代理 室谷 貞雄
Sadao Murotani

1. まえがき

橋梁維持管理施設のうち重要な役割を占める設備として、点検補修用作業車（従来、「検査車」とよばれているが本文では以下「作業車」という。）があるが本四連絡橋の場合、長大橋梁であること、特に児島～坂出ルートにおいては橋種も多く、また道路鉄道併用橋でもあり橋梁構造も特殊であることなどから、対応する設備の調査を昭和54・55年度に（社）日本建設機械化協会に「維持管理用設備調査」¹⁾を委託し、主に長大橋の点検補修の実態調査、点検補修計画、大鳴門橋を対象とした補剛桁およびケーブル作業車の検討、作業車の構造基準（案）の作成を行った。また、56年度には同協会に児島～坂出ルートについての「点検補修用作業車計画設計業務」²⁾を委託し、各橋種に対し考えられる対応設備の計画設計を行ったものである。本文は主に「維持管理用設備調査」¹⁾の報告書をもとに「作業車」について、その構想の一端を紹介するものである。

2. 点検補修方法

本四海峡部長大橋の特徴、すなわち、一般橋梁に比べて、次のように点検補修が困難であるという特殊性を十分に考慮する必要がある。

- (1) 気象、海象条件の厳しい海峡部に長大スパンの橋梁が連続している。

海面から高い位置にあるので、強風の出現率は高く、濃霧も発生し易い（5月～6月）ので上部工各部材へのアクセスもしにくく、作業車の稼働率も含めて点検補修作業の可能率が相当低下する。この条件のもとで長大橋梁群を能率よく点検補修することが必要である。また海塩粒子によって、塗装も含めた鋼部材に対する暴露環境や腐蝕環境が厳しく劣化は早いと考えられる。

- (2) 桁下高は高く、主航路を横断する。

一般橋梁に比べ桁下高が著しく高く、陸上または海面からのアクセスによって点検補修することはほとんど不可能である。また、点検補修にあたってどんな些細な落下物も許されないの、これには十分な防止対策を行う必要がある。

- (3) 児島～坂出ルートは道路鉄道併用橋であり、載荷重その他の条件が厳しい。

自動車荷重のみの橋梁に比べて長大吊橋に列車走行荷重をかけることは初めての試みであり、鋼部材には高い繰返し応力を受けるものが多くなるので、点検には十分留意する必要がある。また、一般の道路橋よりも交通規制がむづかしく、鉄道建築限界の制約もあり、き電線の危険性も伴うので、点検補修作業に困難さが加わる。

- (4) 国立公園地域の中のルートである。

景観上、橋梁塗装の劣化に留意する必要がある、また、作業車等の設計にあたって美観を損わないような配慮が必要である。

- (5) 代替ルートが得難い。

海峡横断ルートであるため代替ルートが得難く、事故等の復旧にあたっての点検補修は早急に行わなければならない。

橋梁点検補修の基本的な目的は、1)交通安全の確保、2)橋梁構造物の維持保全にあり、点検補修方法として、点検・補修の種類、点検頻度、点検項目および内容等について考えられる点検補修方法（案）を表-1に示す。

3. 国内・外の作業車の実例

作業車と一口にいっても、その形状・用途は大・小ささまざまなものが、国内・外において数多く設置されている。図-1に国内、図-2に国外の代表的な作業車の例を示す。

4. 作業車の役割と必要性

橋梁構造物の機能を万全に維持していくそれぞれの作業の中でも、「鋼材を保護する唯一の手段」である塗装の重要性があげられ、作業量からみても、将来、塗装関連の作業が群を抜くものであろう。本四連絡道路の維持管理費の中で海峡部長大橋梁の塗り替え塗装費の占める割合が極めて高く、それは足場費が通常の橋梁に比べコスト高となること、また、橋梁構造物の点検補修の面からみても従来のような単管足場架設、図-3などを考えた場合、大量の資材投入、足場構築の際の安全性、作業性、経済性等について多くの問題点が考えられる。これらの諸点から作業車が必要とされ、その役割は重大で、橋梁構造物の点検、塗装および小規模の補修、清掃、標識その他の灯類の維持管理等のために行う接近、材料供給、工具運搬等の作業役割を踏まえて効果的機能を有す

表-1 点検補修方法(案)

区 分	種 類	標準とする頻度	項目および内容の内訳	対象箇所の区分	対象箇所の部材名称および内訳等	標準とする機械器具の名称その他	施行体制
点 検	定期概略点検	2回/年	塗膜の劣化状態および継手ボルトの欠落状態の他、たるみおよび座屈等の有無を確認する	主塔および側塔 メインケーブル 補剛トラス	塔柱、水平材、斜材等塔部の全部 ケーブル一般部、ハンドロープ、ハンガーロープ、センタースティ 主トラス、主横トラス、鋼床版、軌道桁、軌道管理通路桁、検査部等補剛トラス部の全部分	カメラ、望遠鏡、テストハンマー	常時サイクル方式
	定期詳細点検	1回/3~5年	ハンガーロープソケットのクリープ、格点ガセット等の亀裂の有無、防水部の滑動状態等の他に、局部的な塗膜劣化状態を調査する	主塔および側塔 メインケーブル 補剛トラス	塔柱、水平材、斜材等の一部 ケーブル一般部の一部およびハンガーロープソケットの全部 主横トラス上下弦材、格点ガセットおよび主トラス格点ガセットの一部(平均30%程度とする。)	1) クリープの調査はノギスおよびスケールで行う。 2) 塗膜の劣化は塗膜厚測定機、スクレーパー、ワイヤブラシ等による。 3) 亀裂の有無は磁気もしくは超音波探傷機で行う。	一括集中方式
	定期特殊点検	5回/5~10年	バンドボルト張力測定	メインケーブル	ケーブルバンドボルトの全数	特製マイクロメーター	一括集中方式
	臨時詳細点検	随時(必要時)	地震暴風等の被害状態の他に目視点検、定期詳細点検時に問題となった次の各号を行なう 1) 継手ボルトの張力 2) 母材の腐食の有無 3) 防水状態の判定 4) たるみ、座屈等の量	主塔および側塔 メインケーブル 補剛トラス	側塔サドル、塔付ブラケット、継手の当該箇所 センタースティ等およびケーブル一般部の当該箇所 橋体各部の当該継手の添接板および高力ボルト	1) 母材の破損状態は前出探傷機、カラーチェック、測量機械、スケール等による。 2) ボルト検査はトルクレンチ、テストハンマー等による。 3) 腐食の有無はグラインダー、スケール、ハンマー、ナイフ等の他各種の浸透試験による。	一括集中方式
	臨時特殊点検	随時(必要時)	臨時詳細点検結果より引続き追跡調査を必要とするものについて行なう。 1) 滑動量、伸びの変化 2) 亀裂の寸法、速度等 3) 摩耗量、摩耗速度等	主塔および側塔 メインケーブル 補剛トラス	側塔サドル、塔付ブラケット センタースティ等 橋体各部の格点ガセット、弦材、索等の亀裂発生：着目箇所および索等の滑動不良：着目箇所	各種ひずみ計、測長機、定点観測用カメラ、グラインダー、カラーチェック等の他、必要によってはX線、加速度計等も使用する。	一括集中方式
補 修	タッチアップ塗装		目視点検時に(部分塗装前に必要)と判定された部分に行なう。	主塔および側塔 メインケーブル 補剛トラス	該当箇所はほとんどないと思われる。 既設例よりみて各現場継手の下面部等が該当すると思われる。	ケレン用手工具、塗装刷毛等	常時サイクル方式
	部分塗装		目視点検結果等により全面塗装の中間期に必要な部に対処する。	橋体全般	橋体各部の当該箇所	1) サンダー、ワイヤブラシ等 2) スプレーガン、刷毛等 3) コンプレッサー等の圧気設備	一括集中方式
	全面塗装		橋体全面の塗膜更新	橋体全般	橋体の鋼部材の全部	上欄(部分塗装)と同様もしくはサンドブラスト設備を追加	一括集中方式
	部 材 補 修	随時(必要時)	点検結果により塗装以外の必要項目を行う。 1) 継手補修 2) バンドボルト増締め 3) 各種母材補修	橋体全般	橋体各部の当該箇所	コンプレッサー、パワーユニット、ジャッキ、ドリル、ガス工具、溶接工具、その他各種	一括集中方式

※塗装関連の点検・補修については別途委員会報告(昭和56年度、塗装の品質管理・維持管理等に関する調査研究報告書)で提案されている。

関 門 橋 (日本道路公団) 橋 種 吊橋 径間割(m) 178+712+178 台 数 中央径間 2台 側径間 各1台 本体構造 プレートガーダー 本体材質 耐食アルミ合金 走行速度 15~30m/min 動力源 ディーゼルエンジン		東海道本線 木曾川橋梁 (日本国有鉄道) 橋 種 トラス橋 径間割(m) 3×60.35=190.05 台 数 1台 本体構造 トラス 本体材質 一般構造用圧延鋼材 走行速度 0.3m/min 動力源 手動	
末 広 大 橋 (徳島県) 橋 種 斜張橋 径間割(m) 110+250+110 台 数 中央径間 1台 側径間 各1台 本体構造 プレートガーダー 本体材質 一般構造用圧延鋼材 走行速度 16m/min 動力源 エンジン発電機		大阪環状線 安治川橋梁 (日本国有鉄道) 橋 種 ランガー橋 径間割(m) 24+120+28.5 台 数 上弦材用 2台 下面用 1台 トラス 本体構造 一般構造用圧延鋼材 本体材質 アルミニウム合金 走行速度 1m/min 4m/min 動力源 商用電源	
新 荒 川 大 橋 (首都高速道路公団) 橋 種 箱桁橋 径間割(m) 110+3×101+70.5 =484.5 台 数 上層 2台 下層 2台 トラス 本体構造 一般構造用圧延鋼材 本体材質 アルミニウム合金 走行速度 6m/min 商用電源 (トロリー線)		大 三 島 橋 (本四公団) 橋 種 アーチ橋 径間割(m) 297 本体構造 プレートガーダー 本体材質 一般構造用圧延鋼材 橋行台車 アルミニウム合金 走行速度 15m/min 動力源 商用電源 (トロリー線)	

図-1 国内橋梁作業車一覧図

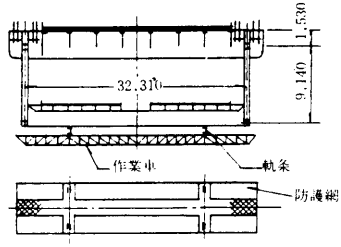
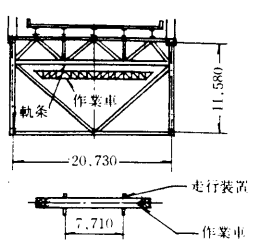
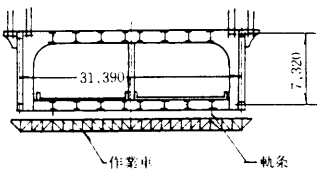
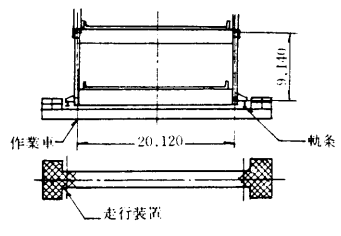
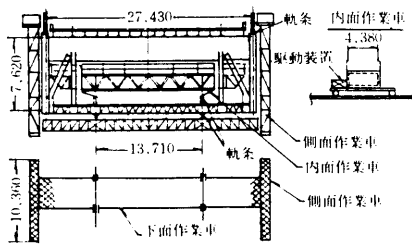
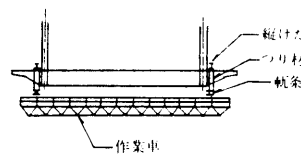
ジョージワシントン橋 作業車型式 : 4点支持式		マキナック橋 作業車型式 : 4点支持式	
ベラザノナロウス橋 作業車型式 : 4点支持式		サンフランシスコ・オークランドベイ橋 作業車型式 : 4点支持式	
ゴールデンゲイト橋 作業車型式 内面: 4点支持自走式 (伸縮足場付) 側面: 2点支持式 下面: 4点支持自走式		ブルックリン橋 作業車型式 : 4点支持式	

図-2 国外橋梁作業車一覧図

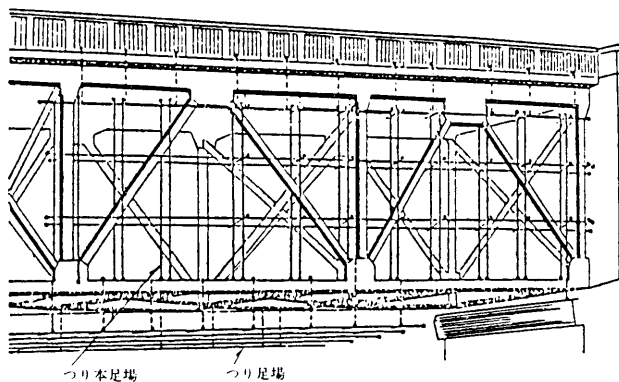


図-3 トラス橋足場架設例

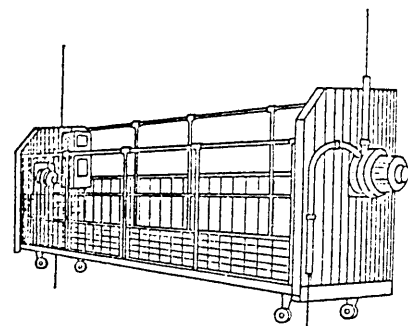
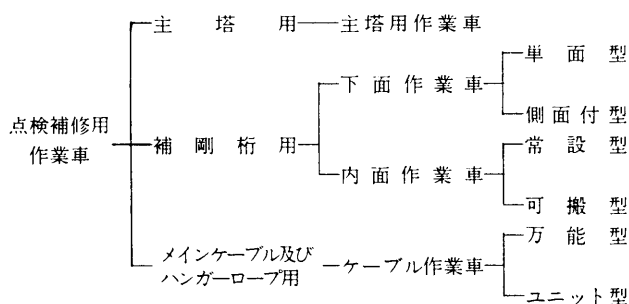


図-4 電動式ゴンドラ足場例

る各種作業車が、点検補修設備として維持管理上必要不可欠のものである。

5. 作業車の種類

本四連絡橋の場合、橋種が多く、橋梁構造上多種の型



式が考えられるが、一般的に左記のように分類される。

5.1 主塔用作業車

主塔用作業車は塔柱・水平材・斜材等の点検補修用で通常「ゴンドラ」と呼ばれているものを図-4に示す。ゴンドラはワイヤーロープにより上昇、下降するもので、ゴンドラそのものは高層ビルの清掃用等でも実績があり、労働安全衛生規則でゴンドラ構造基準も規定されており、機構的にはさほど問題はないが、塔柱が高いことと、海峡部での風に対しゴンドラのゆれ防止策について、また特に、斜張橋（櫃石島橋、岩黒島橋）の塔柱は、正・負の傾斜部分にゴンドラの接近方法等の難問があり、十分な検討が要求される。

5.2 下面作業車（補剛桁用）

下面作業車は単面型と側面付型とに分類され、径間内

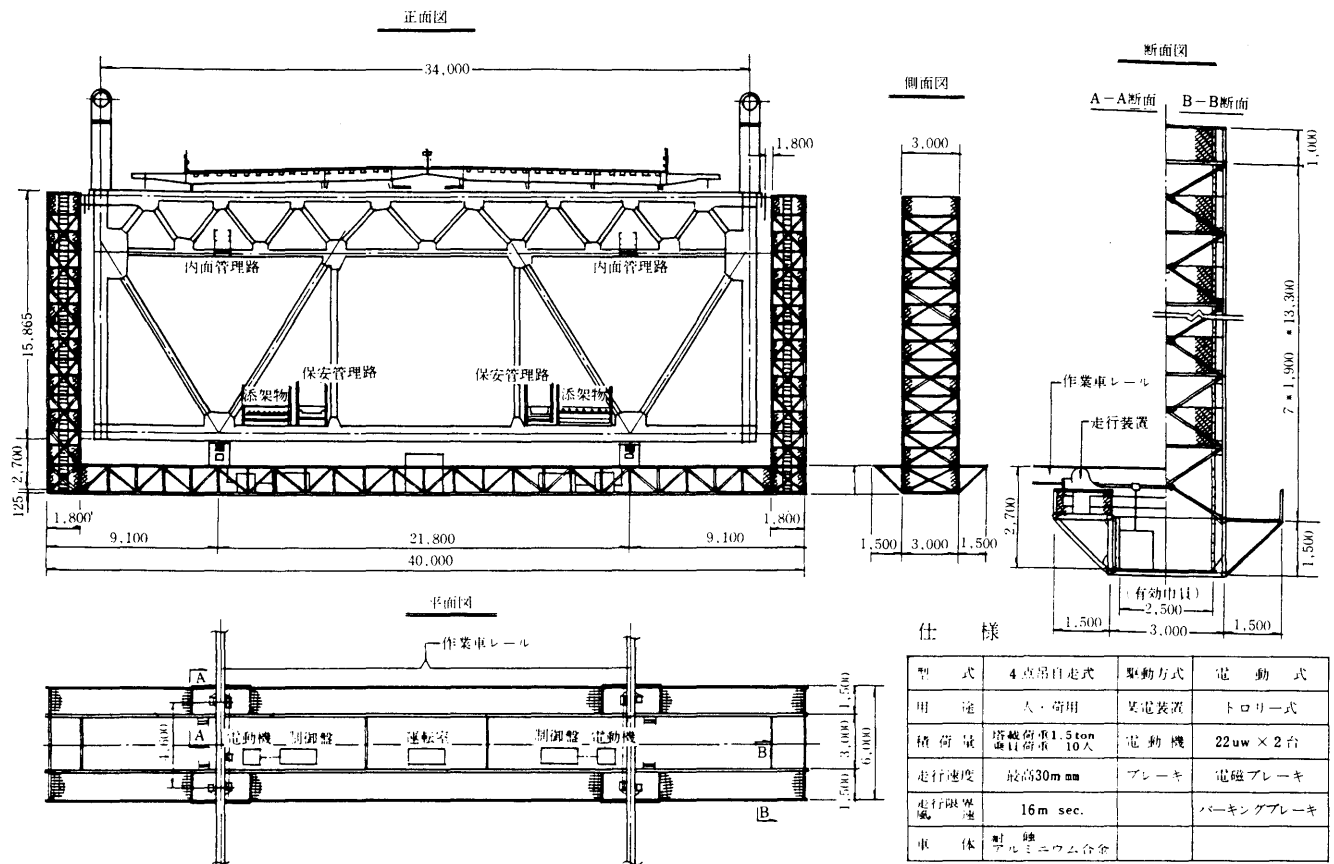


図-5 下面作業車（側面付型）一般図

を橋軸方向に走行するもので、単面型は関門橋や、当公団の大三島橋に設置されているものである。

側面付型は因島大橋、大鳴門橋で計画されているもので図-5に一般図を示す。下面作業車（側面付型）は補剛桁の下弦材、主構側面の点検補修用のほか、補修用機材の運搬、内面作業車への支援等に使用するもので、本四橋の場合作業性を考慮し、床幅については関門橋等と比較して広く計画されている。また児島～坂出ルートとの島橋（曲弦トラス橋）では、橋梁構造より下面型は単径間当り1台、側面型は主構外面に沿って移動するもので全径間通過型となり、通常の径間内での作業時は下面側面型の組合せによる特殊型で提案されている。²⁾

また、大鳴門橋関連の門崎高架橋、児島～坂出ルートの番の州高架橋では箱桁用の単面作業車が計画されており、特に番の州高架橋では橋脚通過型、また橋梁構造により橋脚部で橋軸直角方向に移動するという機構を持つ特殊型もあるとともに、この場合は鉄道の電線等の接近限界の考慮も必要であり、特に作業車の高さが制限されるという作業性からみて厳しい条件下におかれている。

5.3 内面作業車（補剛桁用）

内面作業車は補剛桁のうち、鋼床版の下面、床トラス各部、作業車付属のゴンドラにより主横トラス側面のように下面作業車等で接近できない部分の点検補修に使用するもので、常設型と可搬型とに分類され、いずれも作業状態（横行範囲）は床トラス下弦材に取付けられた

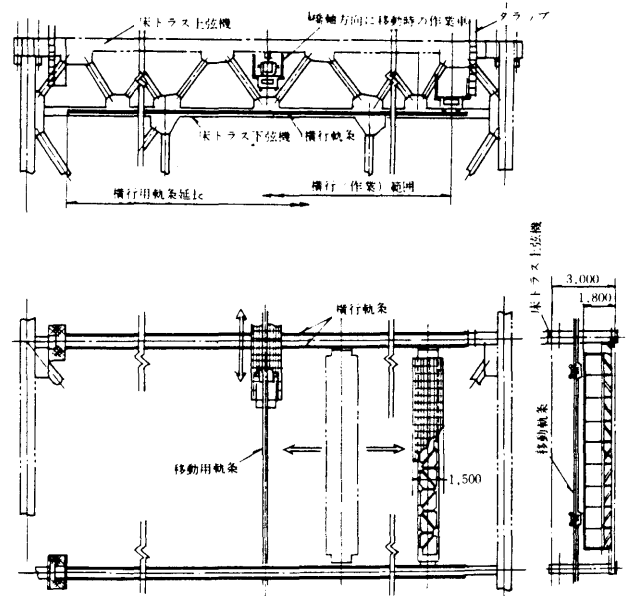


図-6 内面作業車概要図

軌条上を橋軸直角に横行するものであり、橋軸方向格間の移動は常設型では床トラス上弦材中央部に取付けられた橋軸方向の軌条により移動するものである。

一方、可搬型は格間移動の場合橋軸方向の移動用軌条は不用とするが、下面作業車床上に吊込用クレーンを必要とし、設置、格間移動の作業にも困難を要するもので内面作業車を採用する場合は常設型が優れているであろう。内面作業車の概要を図-6に示す。

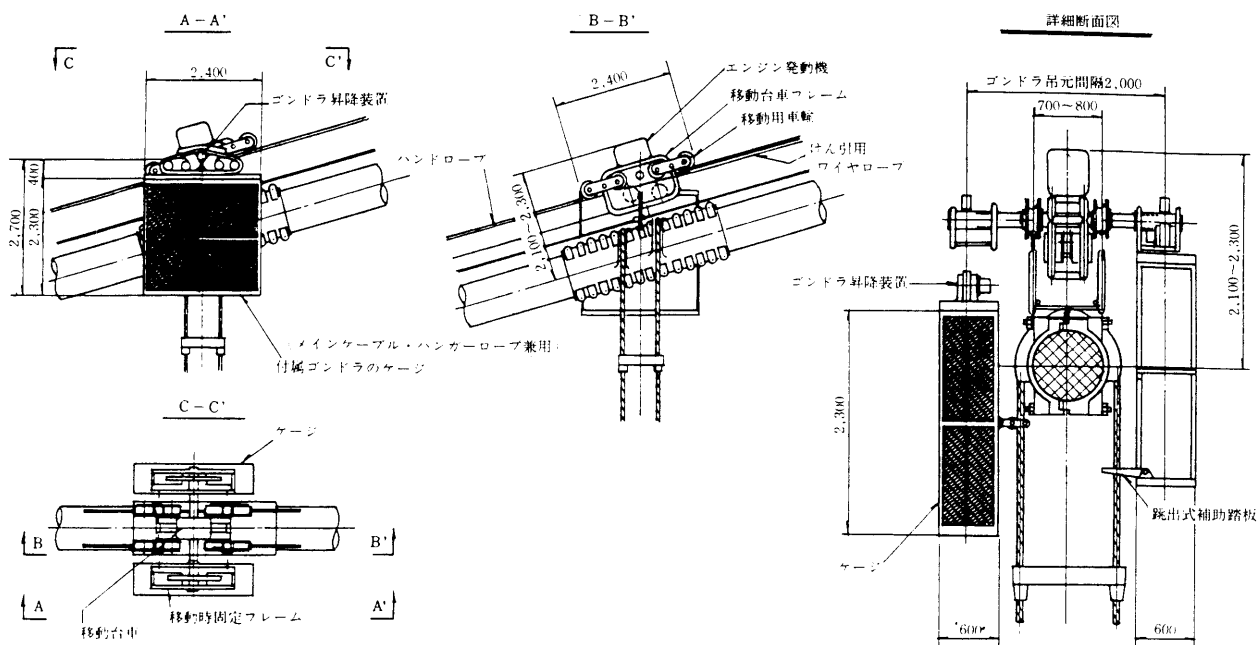


図-7 ケーブル作業車の概略図・万能型(案)

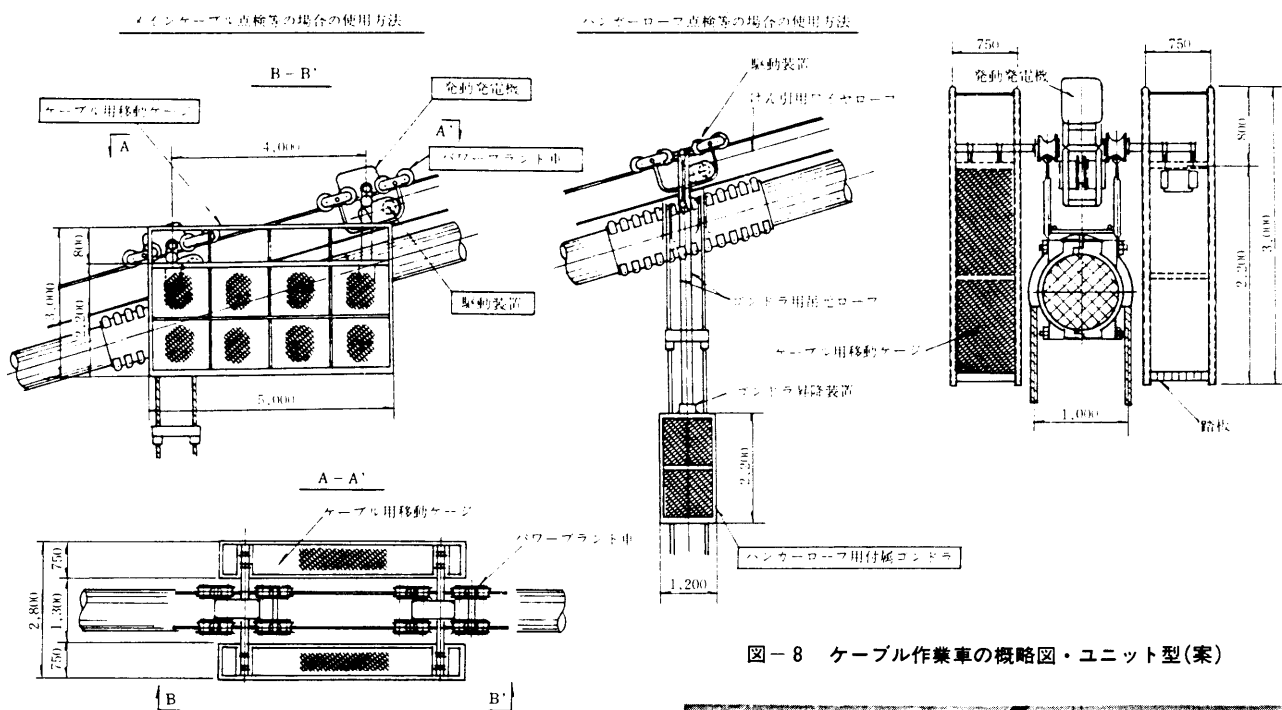


図-8 ケーブル作業車の概略図・ユニット型(案)

5.4 ケーブル作業車

ケーブル作業車は、メインケーブルおよびハンガーロープの点検補修・ケーブルバンドボルトの軸力測定・ボルトの締付等に使用するもので、図-7に示す万能型と図-8に示すユニット型とが考えられている。

万能型は動力、走行装置、ケーシング等が一体型となっているのに対し、ユニット型は万能型のそれぞれの装置が分割されていて、ほかにハンガーロープ用ゴンドラが加えられ、用途に応じ組み合わせ使用するものである。

いずれの方式も特に走行安定性についての考慮が必要とされ、ハンドロープポスト、クランプの改良などに新

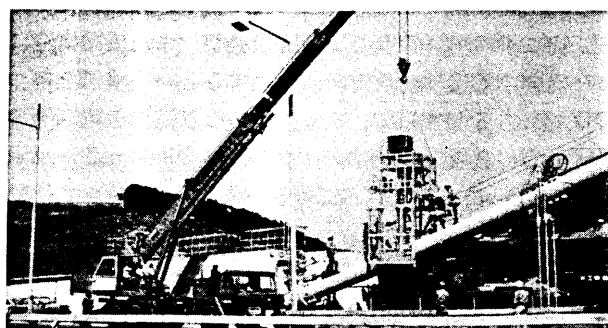


写真-1 ケーブル作業車設置状況

しい工夫が必要である。国内では関門橋の実績しかないが、その実態を踏まえて検討を加えるべきである。

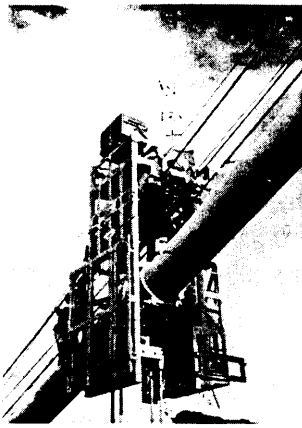


写真-2 ケーブル作業車

写真-1、2は関門橋での設置状況および作業中の写真である。

6. 考 察

作業車はいずれも高所での作業設備であり、第一に作業の安全性が必要であると共に、作業性の優れた機能を有することが作業車計画にあたっての第一条件である。

設計上の材質・強度・一般的構造等の十分な検討は勿論のことであるが、これら以外について委員会で提案された事項も含めて作業車計画上の留意事項は、次のとおりである。

(1) 弋職とか、高所専門の塗装職は例外として、点検者である職員レベルの者が安心して点検作業ができる手摺りとか、ケージの囲いとか、リフター（パンタグラフ型作業台）等機構についても高所での恐怖心をできるだけ感じさせないための細心の配慮を構造に生かすべきである。

(2) 作業車を使つての塗装関連作業の作業量からみて、総合的に判断し機能的に可能な限り作業車上からできるだけ多く橋梁各部の塗装作業を目標に機能・構造を検討すべきである。

(3) 下面作業車の付属設備としてクレーンまたはリフター等を備えるべきで、次の二通りの考え方がある。

1) あまり揺れない構造で、側面の点検やタッチアップ程度の作業足場になり得るもので、全面塗装時には、吊足場等の設置撤去に利用できるもの。

2) 内面作業車等に資材を供給できるもの。

(4) 作業車本体と付属設備（モーターなど）の耐用年数が違うので、付属設備は交換できるようにすべきである。

また、作業車本体（フレーム）は、海峡部、陸上部とも高所に設置されるものであり、取り替えということはかなりの困難を伴うもので、製作段階において防錆について十分な配慮が必要である。また、使用時間数よりも長期間の供用安定性、海峡環境下での経年損傷、劣化に対して十分な安全性を確保しておく必要がある。

(5) 走行性上の軽量化は、特にケーブル作業車の場合、ロープ上の登坂勾配もあるため十分に配慮すべきである。

また、経済性上は下面作業車等の軌条費用の面から、軌条添架の位置も含めて作業車の軽量化を重視し検討を加えるべきである。

(6) ケーブル作業車について、

- 1) 気象条件等により塗装の施工期間が制約される場合が多いので、かなり広範囲で施工ができるようにする必要がある。
- 2) 作業が同時に2ヶ所以上でも行えるような構造にするのが望ましい。
- 3) ケーブルバンドの取付けは、円周方向にずれ易く、ケーブルバンド支柱が垂直に取付けられないため、2本のハンドロープが水平に保てず、作業車が傾く恐れがあるため支柱の高さを調整できる取付方法を考える必要があろう。
- 4) 作業頻度、1橋当りの設置台数、常設式にした場合の格納方法により美観上等の諸問題はあるが、常設式であれば何時でも使用できるという簡便さがあり一考すべきであると思われる。

(7) 作業車全般について

- 1) 橋梁に設置し実稼動に入った時点で、問題点を指摘されたのでは遅きに失するもので、計画時点に機能・構造について十分なる検討が必要であると共に、目先の費用にとらわれずに十分に将来を見通した設計を考える必要がある。
- 2) 作業車設備を高度化させ、多様な機能・性能を有することは作業精度の向上、作業効率を高める点では有効であるが、反面その操作を含めた作業性が複雑では、その設備を維持管理する面で煩雑化を来す場合も懸念されるので、可能な限りシンプルな構造で単純で誰でも使えるような構造とすべきと思われる。

7. あとがき

技術的な仕様・荷重・速度・各機構・軌条その他構造基準(案)等については紙面の都合上紹介ができなかった。

現況は設計完了のもの、設計中のものと行程に合せ進捗中であるが、作業車等の維持管理施設は橋梁設計の段階で維持保守に關しての対応策を組み入れ十分に検討すべきであり、それぞれの作業車は一旦橋梁に設置した以上簡単にやり直しが可能なものではなく、作業車の基本設計の段階から関係者一体となってすべての角度から十分なる検討が必要である。

参考文献

- 1) 維持管理用設備調査：昭和55年3月・56年3月（設備課）
- 2) 点検補修作業車計画設計業務：昭和57年3月（第二建設局機械課）
- 3) 本州四国連絡道路の交通管理および維持管理に関する研究（その2）：昭和53年3月（道路課）

大鳴門橋メインケーブル架設完了

メインケーブルの架設は2月27日に開始した後、順調に作業が進み、6月22日には架設を、引き続き24日にはサグ調整を完了させた。作業速度は日4～6本程度ストランドを架設させて行なった。調整はその日に架設したものを夜間外気温が安定した時に行なったが、気象条件等で数日分まとめて行なうこともあった。架設調整を行なった後ケーブルを円型に仕上げるスクイジング作業に入った。

この作業は、まずかけやでケーブル表面を叩きながらレバブロックで締付け、ほぼ円形に整形した後、100tonジャッキ6台を組み合わせ製作したスクイジングマシンを使用し、1m間隔で締めつけ、所定のケーブル径(約830mm)に仕上げた。

スクイジング後ケーブルバンドを架設するまでの間、厚さ1mm、幅30mm程度の垂鉛メッキ帯鋼で仮バンドを行なっている。このスクイジング作業は7月9日から初められ8月23日には完了し、引き続いてケーブルバンドの取付け作業を開始している。

因島大橋補剛桁の架設開始

因島大橋はついに待望の補剛桁架設作業が始まった。

現在、中央径間、側径間とも塔付第1パネルの架設を終えて、中央径間側にトラベラー・クレーンを据えつけており、9月下旬から中間パネルの架設に入る予定である。

因島大橋では、塔やケーブルのバランスを考えて、最初の12パネルまで中央径間側を先行架設する。途中、9パネル目の上弦材格点には、ハンガーロープへの引込み力を軽減させるために架設ヒンジを設ける。その後、中央径間、側径間とも2パネル(約20m)づつ順次張り出し架設を行ない、中央径間38パネルで閉合することになっている。閉合予定時期は58年3月である。

鋼床版は、幅員方向に4ブロックに分割しているが、そのうち、中央の2ブロックを補剛桁と同時に架設する。これは、耐風安定性の向上と作業性を考慮したものである。

なお、補剛桁の架設は海峡部上空で行なわれるため、安全対策とくに落下物防止対策には力を入れており、架設地点には防護ネットを下面だけでなく、前面や側面等にもはりめぐらすことにしている。

フランス・中国土木技術調査団来たる

去る7月19日にフランスの青函トンネル・本四連絡橋視察団の一行8名(通訳およびフランス大使館同行者各1名を含む)が公団本社を訪れ、山根理事・久保村理事らに会い、公団事業の概要、工事現況等の説明をうけるとともに、橋梁の交通量、採算性などについて活発な意見を交換した。

一行の来日目的は、ドーバー海峡横断道路計画検討にあたって、海峡をトンネル・橋梁で横断する青函トンネル・本四架橋を調査することで、この後青函トンネル工事現場および本四連絡格橋の大鳴門橋、児島～坂出ルート視察し帰国した。

また、7月28日、29日には、中国土木工程学会の本四連絡橋設計施工考察団の一行8名(通訳2名随行者1名を含む)が公団本社を訪れ、大橋企画開発部次長らに、主として吊橋・斜張橋の上下部工の設計・施工について説明をうけた。一行の目的は長大橋建設の技術調査で、なかでも地震に対して設計上どのように対処しているかについて興味深いようであった。

日本では他に土木研究所、国鉄技術研究所を訪れるとともに、本四連絡橋の3ルート、名港西大橋(斜張橋)、横浜港横断(斜張橋)の工事現場を視察した。

一行は3ルートの視察後、8月9日に再度公団本社を訪れ、下川常任参事らと座談会をもち、長大橋の設計・施工に関する質疑応答を行なうとともに、現場視察後の感想および中国の架橋計画等について話し合った。

“本四備讃線電気設備基本計画”決まる

本四備讃線の電気設備については、昭和47年頃から各種委員会、部外機関等において本四連絡橋特有の諸条件に起因する基本的な問題を検討してきた。

これらの検討結果を踏まえ、昭和55年度には工事実施計画(その2)の提出に備えて、電気設備計画の作成を国鉄大阪電気工事局に委託し、その成果を得ることができた。

鉄道電気設備本体の工事は昭和60年度頃から本格的施工に入ることになるが、土木関係の工程進捗にともない、電気設備の取付構造等には現時点で土木構造物の施工と同時に処置しておく必要がある。このような事前施工を行なうためには、将来の手戻りを避けるためにも、電気設備本体の基本的な設備計画を明確にしておかなければならない。

そのようなところから、本州四国連絡鉄道設備委員会(第13回委員会昭和57年8月5日)を開催し、電気設備計画(基本計画)として了承された。

また、昭和57年8月18日には第二建設局より電気設備の事前施工に対する理事協議があり、承認された。

従って、今後は基本計画を踏まえて、順次電気設備の事前施工を行なっていくこととなる。

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	成 田 秀 志		
	平 山 純 一	水 間 雅 昭		
	室 谷 貞 雄	山 下 義 之		
	山 県 守	渡 辺 忠 明		
	小 暮 三 郎	(海洋架橋調査会)		

本四技報 第22号

発 行	昭和57年10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)ー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

