

本四技報

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第43号 目次

視点	第三建設局 局長	花市 穎悟	1
塩生橋下部工工事	第二建設局倉敷工事事務所	ト 部 孝 夫	2
	同上	成 瀬 善 果	
鋼床版現場溶接の自動超音波探傷検査	設計部設計第三課	金 沢 克 義	7
櫃石島高架橋PC上部工の施工	第二建設局坂出工事事務所	北 川 信	12
	(前)第二建設局児島工事事務所		
	設計部設計第二課	池 田 博	
	(前)第二建設局児島工事事務所		
岩黒島橋のケーブル定着ブロック及び 支承の設計・製作	第二建設局児島工事事務所	大 田 享	19
	同 上	藤 原 享	
南北備讃瀬戸大橋のケーブル架設工事	第二建設局坂出工事事務所	神 弘 夫	29
	同 上	奥 田 基	
	同 上	梶 尾 光 邦	
北浦港橋梁下部工の施工	第二建設局坂出工事事務所	松 田 大 六	36
	同 上	大 坪 正 行	
	同 上	山 岸 明	
因島大橋における塗装の維持管理報告	第三建設局向島工事事務所	松 井 勉	42
	第二建設局建設第二課	平 野 茂	
	(前)第三建設局向島管理事務所		
	第三建設局向島管理事務所	金 子 正 猪	
技術ニュース			52

※本四技報総目次掲載号 { 前 回：第35号
次回予定：第45号

本四技報 第44号 (62.10) 掲載予定

- ・埋蔵文化財調査
- ・北備讃瀬戸大橋緩衝桁軌道伸縮装置の設計・製作
- ・北備讃瀬戸大橋道路伸縮装置の設計・製作
- ・番ノ州高架橋鉄道桁の施工
- ・因島大橋ケーブルバンドボルト軸力調査
- ・生口橋下部工設計
- ・大島大橋ケーブル架設

視 点

The way of Insight

第三建設局長 花市 穎悟

Eigo Hanaichi



日頃高速道路を利用することが多い。たまにバスに乗って走ると、乗用車に比べて車窓の風景が全く違う印象を持つことがある。同じ風景が見知らぬ道を走っているのかと思う程新鮮な感じで目に映る。この差は何のことはない、目線の高さの違いであることに気づく。

日常見慣れている風景は自分の目の高さで見ているもので、大人の目の高さ1メートル数十センチの高さに合わせて、ショーウィンドの飾り、スーパーでの商品の陳列、美術館での絵の飾り付け等がされている。その高さに調整された環境に慣れっこになっていて、普段目の高さを意識しないことが多い。目の高さが変わっただけでものの見え方がすっかり変り、あっと驚いた体験を次に披露したい。

それは北陸の城下町、金沢に勤務していた頃の話である。毎年6月14日には百万石行列、いわゆる大名行列が催されている。その祭りに家老役に扮して参加することとなった。白襦袢の上に総重量30kgの鎧、兜を身につけ、颯爽と馬に乗ろうとしたが短足のため鎧に足が届かず、二、三人の手を借りてやっと馬に跨ることができた。抜けかかった刀を納め、身なりを整え、りりしい馬上の人となつて周囲を睥睨する気分は何とも言えずいいものであった。それにも増して驚いたのは、日常見慣れている同じ風景が全く違った新しい風景として目に写ることであった。日頃は全く気付かず見えていなかったものが見えてきた驚き、目から鱗が落ちたような強い印象であった。

もともと背は高くないが馬の背丈の分だけ視点が高くなっただけのことである。そこで目に写ったものは第一にくもの巣のようになっていく頭上の電線であった。道路の両側に電線が張られているにも抱らず道路を横断する電線の何と多いことか。せつかくの風景に網をかけたようなものであった。日本は世界屈指の経済大国となったにも抱らず、電柱、電線のある風景は開発途上国並みである。電柱、電線を近代化の証しとしていた明治時代と変るところがない。

次に町並みのあらが良く見えることである。古い街並みは同じ様式の家が並び、軒高も統一されていて、古いながらもそれなりに美しく見えた。新しい近代建築物は個別に見れば主義主張に沿って見られる対象となるが、町並みとして見たときは必ずしも美しいとは思えない。感があった。しかし雑然としたビル街の空間に緑の木が配置された所では、一種のオアシス、うるおいが感じられたから不思議である。

馬上からの視点をさらに上げれば、町並や街路の線形等がよく見えてくる。飛行機まで上げれば町の構成、道路網、宇宙船まで上げれば国際的視点、地球の規模でものが見えてくることになる。またときには車イス、小供の目から見ることも必要であろう。

目の高さが変われば通常見慣れたものでも違って見えることから、固定した位置で物を見ていては、その実体を見ているようで、その実何も見ていないことがある。風景ばかりでなく、人生や諸事万端にわたっていえることであろう。同様のことは古くから「鹿を逐う獵師は山を見ず」の格言がある。ある一つの事に熱中すると他の事をかえりみる余裕がないということであるが、目先の事ばかりでなく視点を換え、マクロな見方の必要性を教えているといえよう。

実際の問題に直面すると我々の頭は、どうしても固定した視点からある固定した考え方にとらわれ易く、柔軟に視点を換えることは容易ではない。16世紀コペルニクスの地動説は当時の常識を覆すもので人々になかなか受け入れられなかった。太陽が東から上り、西へ沈む現象を見て太陽や星が地球のまわりを回っており、自分達の地球が宇宙の中心だと見たままに信じていたからである。そこには自分達の地球が宇宙の中心にあるとみるか、地球が広い宇宙の中の惑星の一つとしてみるか大きな視点の違いがある。人間はいつも自分を中心としてものを見たり、考える本能を持っている。とくに小人は自分を中心とした視点で考え、行動する。大人になれば自分を中心にして物事を判断している誤りを正し柔軟になるものの、損得にかかわることになると、自分を離れた視点で正しく判断することは非常に難しくなる。それができる人は聖人の域に達しているといえる。

このように視点を換えてものを見ることは、発想の転換、水平思考にもつながるものである。ものの見方には長期的、広域的な視点から問題をとらえるマクロな見方（高い視点）と短期的、狭域的にとらえるミクロな見方（低い視点）がある。日本人のものの見方は、マクロはタテマエ、ミクロはホンネで行動はミクロといわれる。マクロとミクロは表裏一体の関係にあって、マクロの見方を前提としてミクロの問題をとらえ、そこからいくつかの発想を組み立てることができれば、小人の域を脱し、本当の大人の発想になるものと思われる。私もせめて飛行機位の高さから物事をマクロでとらえ、大人とまで行かなくとも中人位になりたいと思う。

塩生橋下部工工事

Construction of Shionasu Bridge Viaduct

倉敷工事事務所 第八工事長 ト部孝夫

Takao Urabe

倉敷工事事務所 第八工事長代理 成瀬善果

Yosimi Naruse

1. まえがき

塩生橋は、児島－坂出ルート岡山県側陸上部の橋梁で図－1に示すように、4径間連続鋼床板箱桁橋である。

この橋梁は、約300m離れて張り出した二つの尾根を結ぶよう計画されている。谷部には、上池、下池の溜池が有り、上池の堤防は本線の直下となっている。

架橋地点の土質は大別すると、盛土(堤防)、崖錐性堆積物、基盤岩(花崗岩類)より構成される。尾根部には、地表より比較的浅い所に支持層が有るが、谷部の溜池は、地表より－10m付近まで砂質土と粘性土の互層を成す崖錐性堆積物が堆積しており、地表より－15m付近に支持層がある。

以上により基礎型式は原則的には直接基礎とすることとしたが、溜池内に設置するP₂は、

- (1) 堤体に与える影響を最少限とする。
- (2) 基礎形状を小さくし、支間長を小さく出来る構造とする。
- (3) 工事時期が限定されない。
- (4) 水中施工が可能である。

等の条件によりニューマチックケーソン工法によるケーソン基礎とした。

なお、P_{1A}は、地形的条件により深礎杭基礎とした。

ケーソンの刃口は、堤体のり尻より5m以上離れるよう設置し、沈下掘削時の土のまき込み及びエアブロー防止のため、ケーソン外周は鋼矢板で囲むものとした。

また、ケーソン沈設による堤体の変状管理を行ない、堤体の挙動を把握することにより安全性を確認しながら工事を進めることとした。

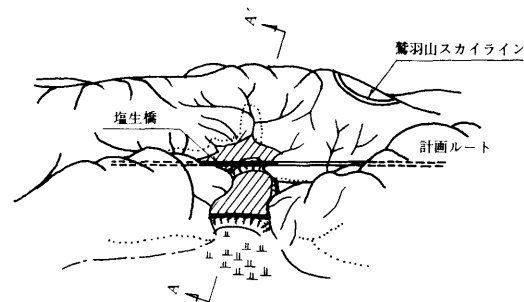
今回は、この堤体の変状管理について報告するものである。

2. 堤体の変状管理計画

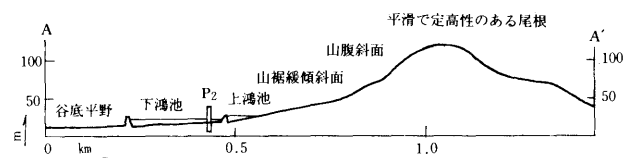
2.1 管理方法

堤体の変状管理にあたり、現場データに基づいた安定性の評価法は十分確立されてはいない。このため、幾つかの安定性を評価する指標を定量的に示し、それらを総合的に判断する必要がある。

よって、本工事では、堤体全体が安定か不安定な状態かの性状の相違を認識したうえで、①変化の絶対量、②変化速度、などの諸量に着目し、総合的に判断すること



図－2 地形模式鳥瞰図



図－3 地形模式断面図

とした。

このため、各計測項目について基準値を設定し、堤体の危険の程度に応じた判断基準と対応策次のように設定した。

(注意レベル)	(対 応 策)
I	工事及び計測をそのまま続行する。
II	工事を続行しながら原因を調査する。
III	ただちに工事を中止し、応急措置を施すとともに対応策を講ずる。

2.2 計 測

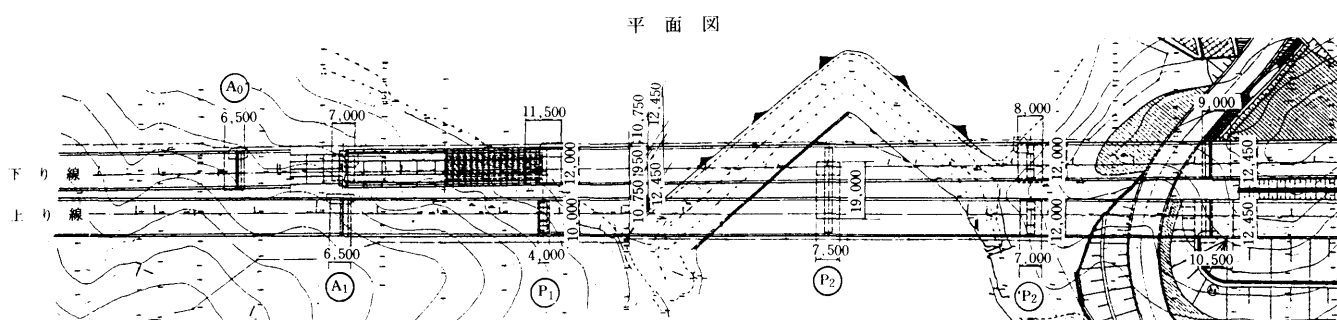
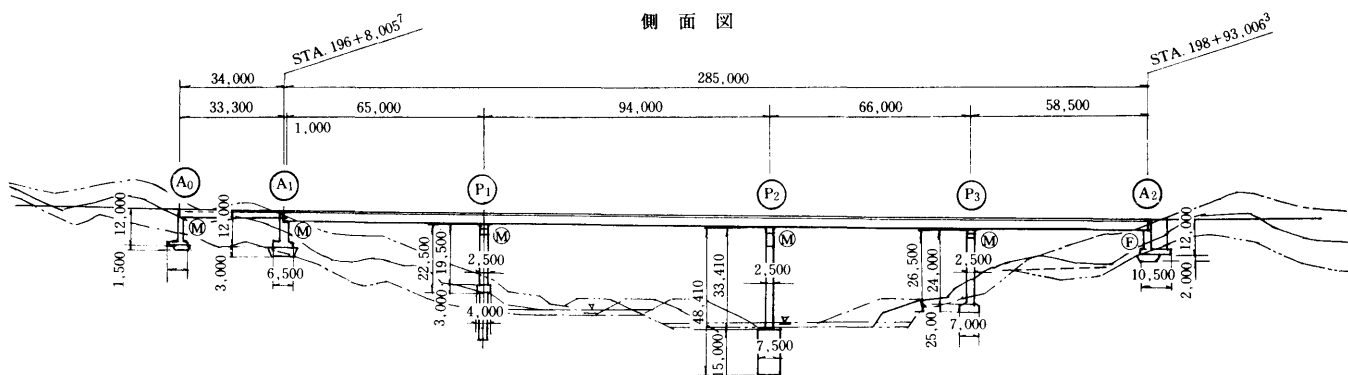
2.2.1 堤体の沈下計測

ケーソン沈設に伴う堤体地表面の沈下を把握するものである。沈下に関しては、作業ヤード造成のための盛土による圧密沈下と、ケーソン沈設に伴う沈下が一諸になり、定量的な評価は困難である。したがって、沈下に関しては有意な変状(浮上り、急激な沈下等)の把握を主な目的とする。

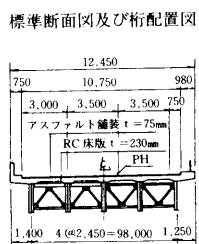
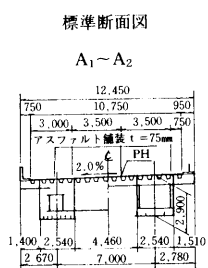
計測は、堤体頂部に設置した沈下鉤を定期的にレベルにより測定、その変位置を計測する。

2.2.2 堤体のり肩、のり尻の地表傾斜測定

堤体のり肩、のり尻の地表面傾斜変動量を把握するものである。



横断面図



A₀ 橋台

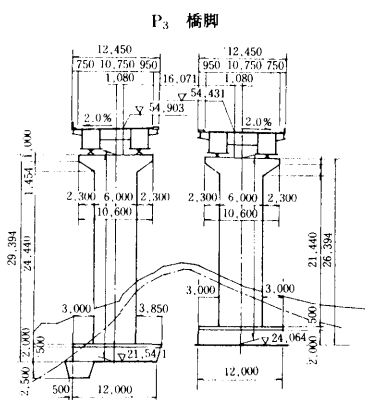
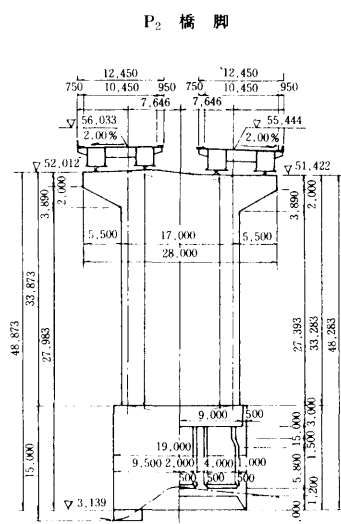
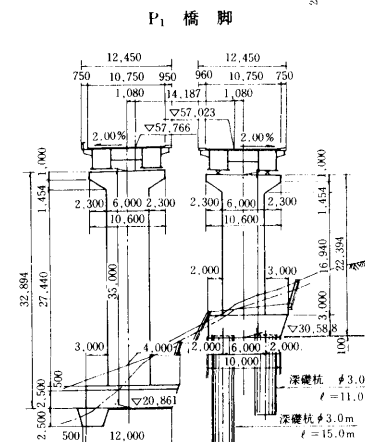
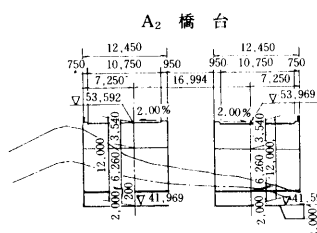
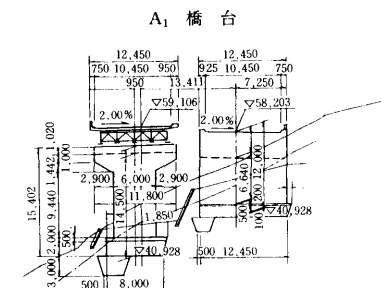
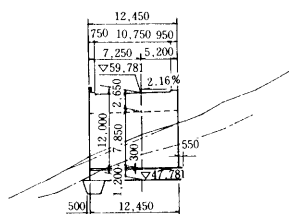


図-1 塩橋全体一般図

計測は、のり肩、のり尻に設置した固定傾斜計により行なうものとする。

2.2.3 堤体のり面の伸縮量の測定(相対変位)

堤体地表面の伸縮変動量を把握するものである。

計測は、堤体のり面に設置した伸縮計により行なうものとする。

2.2.4 堤体基礎地盤の変動量の測定

ケーソン沈設に伴う堤体基礎地盤の変形を把握するものである。このうち、堤体の地盤内沈下に関しては、前述の堤体沈下と同様に盛土による圧密沈下と、ケーソン沈設に伴う沈下が一諸になり、定量的な評価は困難である。したがって、沈下に関しては、有意な変状の把握を主な目的とする。

水平方向変位については、基礎地盤のすべり面の推定を行なうために、土層別の変位量を把握するものである。

計測は垂直水平同時測定装置により行なうものとする。

2.3 管 理

2.3.1 基準値の設定

前述したように、現場データに基づいた安定性の評価法は十分に確立されていない。このため堤体の安定を地すべりと同等の問題と考え、傾斜及び伸縮量については道路土工のり面・斜面安定工指針(社団法人 日本道路協会)を参考に基準値を設定した。沈下に関しては、盛土による圧密沈下とケーソン沈下に伴う沈下が一諸になり定量的な評価が困難なことから有意な変状(浮上り、急激な沈下等)が生じたときに、その原因を追求し、対策を講ずることとする。

水平方向変位により堤体全体の安定性を定量的に評価することはむずかしいため、ここではせん断ひずみに着目して基準値を設定する。掘削工事におけるヒーピングの検討においてせん断ひずみ($\Delta\delta$)に着目し、 $\Delta\delta$ が1%になったとき安定検討が必要(「挿入式傾斜計による計測管理、基礎工Vol.12 No.5 1984.5」とあることからこの値を参考に基準値を設定する。

設定した基準値は表-1のとおりとする。

2.3.2 管理値の設定

本工事において最大変位を生じるとされるケーソン

刃口設置時における鋼矢板内掘削時(掘削深さ約3.5m)の変位は表-2に示すとおり当所設定した基準値に比べ非常に小さな変位量しか観測されないことから新たに管理値を設定した。すなわち管理レベルⅠを実測値の80%、管理レベルⅡを実測値の80~125%、管理レベルⅣを実測値の125%以上とし、管理レベルに対し対応策を設定した。

(管理レベル)	(対 応 策)
Ⅰ	工事及び計測をそのまま続行する。
Ⅱ	工事はそのまま続行するが、計測頻度を増すなどし、原因を調査する。
Ⅲ	工事はそのまま続行するが、原因を究明し対応策を講じる。

表-2 実測値に基づいて決定した管理値

	鋼矢板内掘削時の実測値	管理レベル		
		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
垂直水平同時測定装置	変形量 180mm 変形速度 5.6mm/日(最大)	変形速度 4.5mm/日以下	変形速度 4.5mm/日以上	変形速度 4.5mm/日以上 かつ3日連続
固定傾斜計	変形量 3.96分 変形速度 0.72分/日(最大)	変形速度 0.6分/日以下	変形速度 0.6分/日以上	変形速度 0.6分/日以上 かつ3日連続
伸縮計	変形量 2.0mm 変形速度 0.4mm/日(最大)	変形速度 0.3mm/日以下	変形速度 0.3mm/日以上	変形速度 0.3mm/日以上 かつ3日連続

3. 計測機器の配置

計測機器は、図-4、5及び表-3に示すとおり各計測機器を設置した。

表-3 計測機器一覧表

項 目	使用計器	測定機器	測定方法	数量	測定頻度
沈 下	沈 下 儀	レ ベ ル	手 動 測 定	15 か 所	施工期間中 1日1回
傾 斜	固 定 傾 斜 計	差動トランス式 固 定 傾 斜 計	〃	6 か 所	施工完了後 1か月
のり面相対変位	伸 縮 計	伸 縮 計	自 記 記 録	3 か 所	1週2回 施工完了後 2か月
基礎地盤の変形	垂直・水平同時 測定装置	(H)差動トランス式 (ローラー型)傾斜計 (V)磁気探索式解別 沈下計	手 動 測 定	1 か 所 (21.5m)	1週1回

4. 計測結果

計測結果の代表的なものを表-4及び図-6に示す。また、作業形態別の最大変位量及び変位速度を表-5に示す。

5. 考 察

ケーソン沈設工事に伴う近接堤防の変状管理において現場の計測データに基づいた安全性の評価法は十分に確立されていない。測定時の変位量から地盤の応力状態を推

表-1 基 準 値

注 意 レベル 項 目	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
垂直水平同時 測定装置	せん断ひずみ 0.6~0.8%	〃 0.8~1.0%	〃 1.0%以上
固 定 傾 斜 計	週変位量 0.5分 月 〃 2.5〃	週変位量 0.5~3.0分 月 〃 2.5~8.5〃	週変位量3.0分以上 月 〃 8.5 〃
伸 縮 計	日変位量 0.1mm以下 月 〃 0.5~2.0mm	日変位量 0.1~1.0mm 月 〃 2.0~10.0mm	日変位量 1.0mm以上 月 〃 10 〃

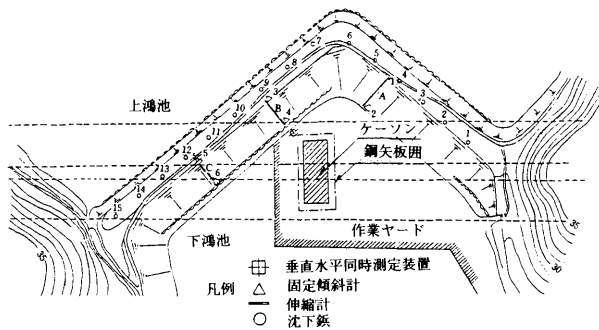


図-4 計測機器配置図

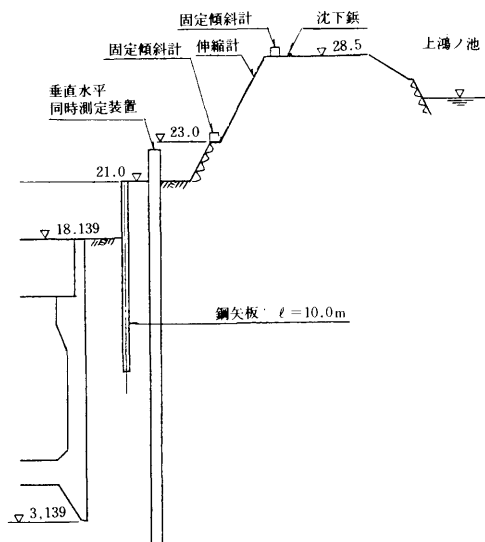


図-5 標準断面図

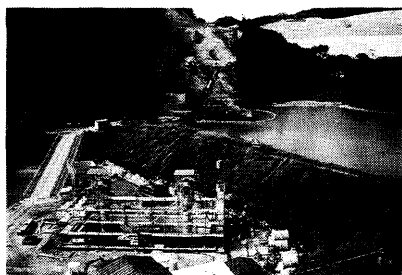
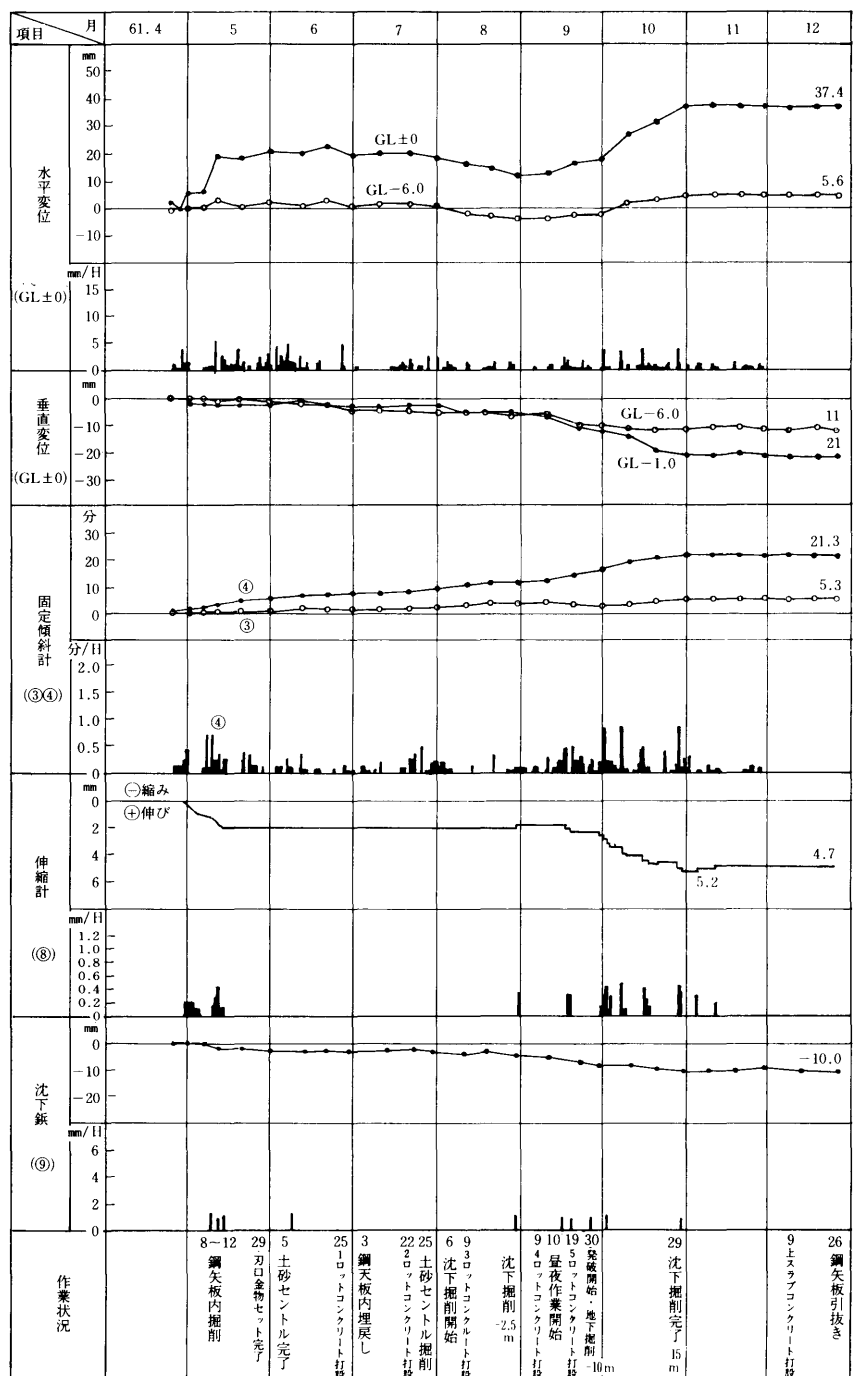


写真-1

表-5 項目別最大変位量

	水平変位 (GL±0)		固定傾斜計 (4)		伸縮計 (B)	
	変位量	変位速度(max)	変位量	変位速度(max)	変位量	変位速度(max)
鋼矢板内掘削 (1)による変位	1.8	0.56	3.96	0.72	2.0	0.4
ケーソン沈設による変位	0.66	0.4	11.04	0.88	2.3	0.5
鋼矢板内掘削 (2)による変位	1.21	0.42	2.82	0.88	1.2	0.4
計	36.7		17.82		5.5	

表-4 計測結果一覧表



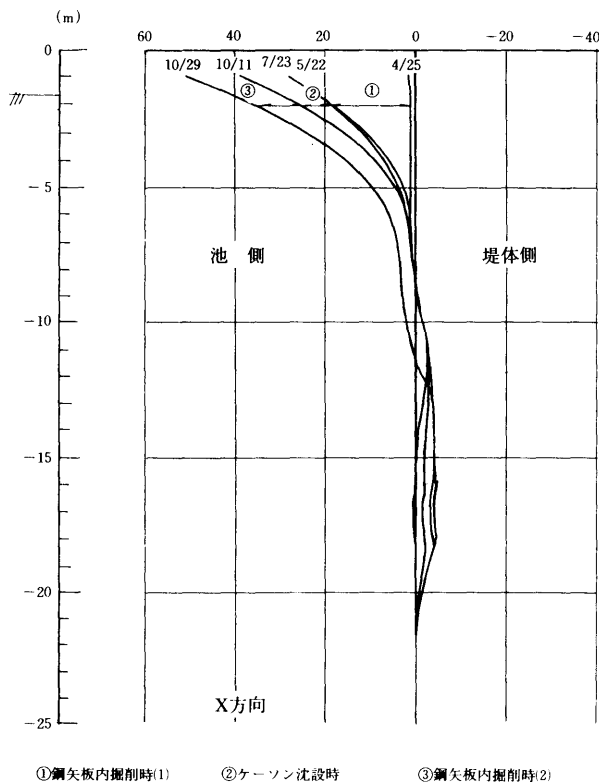


図-6 側方変位図

定し、破壊に対してどの程度の安全性があるかを想定するのは、非常に困難である。したがって、地盤の変位挙動を測定し破壊に対しての安全性を判定するためには、類似した実例等を参考に管理基準値等を設定し、破壊に対する安全度の管理を行なうのが通例である。

しかし、本工事に類似した工事等の信頼性の高い情報が入手できなかったことから、安全に対する基準を定め、工事実施により得た測定値によりその後の変状管理を行った。

変位はすべて管理レベルⅡ以下の範囲に留まり、工事による堤体への悪影響は認められなかった。管理レベルⅡに及ぶ変位を勧測した場合も、その原因は全て明確にすることが出来た。

すべての変形の傾向は一定であるが、固定傾斜計及び沈下鉋の測定値はバラツキが多く、ケーソン沈設工事による影響を明確に出来なかった。

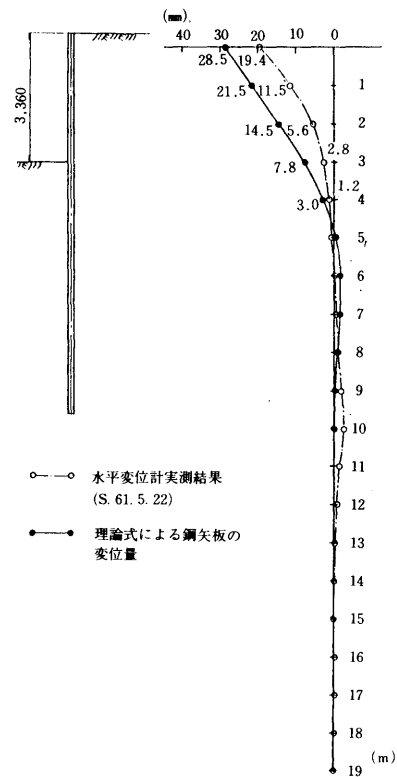


図-7 側方変位と鋼矢板の変位

また、水平変位及び垂直変位の GL-6 m の変位が、地表面に比べ小さかったことは、ケーソン周囲に打設した鋼矢板が地盤のゆるみ領域拡大防止に有効であったためと考えられる。

なお、鋼矢板内の掘削時に大きな変形を生じているが、これは鋼矢板を自立矢板で計画したためで鋼矢板の変形と地盤の変形が連動したことがわかる(図-7)。

6. あとがき

塩生橋下部工P₂ケーソン工事は昭和61年4月より約6ヶ月をかけ、昭和61年10月31日に沈設を無事完了した。本工事のように溜池内の仕切り堤防に近接したケーソン沈設の事例が知る範囲になかったことから堤防の変状管理は試行錯誤の状態で行なってきた。管理値等については今後検討の必要はあるが、方法としては今後の工事の参考になりえると思われる。

なお、ケーソン外周を囲んだ鋼矢板については、変位量と剛性についての検討が不足していたことが大きな反省点である。

最後に本工事に携わられた竹中土木、安藤、伏光組共同企業体の方々、また、関係各位に深謝の意を表する次第であります。

鋼床版現場溶接の自動超音波探傷検査

Automatic Ultrasonic Test of field welding of steel deck plate

設計部設計第三課長代理 金沢克義
(前)児島工事事務所 第五工事長 Katsuyoshi Kanazawa

1. まえがき

本州四国連絡橋児島・坂出ルートの中石島橋は、道路・鉄道併用橋であり、支間割りが185+420+185mの鋼3径間連続斜張橋である(図-1、写真-1参照)。主構トラスの上弦材にケーブル張力が圧縮力として集中し、また鉄道活荷重による応力振幅と変形が大きくなるために鋼床版と主構上弦材とを死活荷重合成して桁の剛性を高めた構造となっている(図-2参照)。

中央径間27パネルは図-3に示す面材張出し架設工法を採用したので、死活荷重合成条件のために鋼床版の現場溶接が工程のクリティカルとなった。本橋では工期短縮の必要があるため、デッキプレートの現場溶接検査を従来の放射線検査(以下「RT」という)に替わって自動超音波探傷検査(以下「AUT」という)を採用して工期を約1か月短縮した。以下に模型及び実橋実験で実用性を確認した後、本工事に採用されたAUTについて報告する。

2. AUTとRTとの特性比較

表-1にAUTとRTとの特性比較を示す。鋼床版の溶接欠陥としては、融合不良、高温われ、溶込不良が特に問題となるためAUTの方が検出特性において適している。また現場施工性においても明らかにRTよりすぐれており、とくに判定の即時性は橋軸直角方向デッキプレート溶接検査において縦リブ接合作業の手待ちを解消して工程短縮に大きく寄与する。

3. 合否判定基準

当公団の「鋼床版現場溶接施工基準(案)」ではRTの合否判定基準をつぎのように規定している。

(1) 1溶接線の始末端に各2枚、残部に11枚の計15枚のX線撮影を行ない、JIS Z3104の等級分類で「第

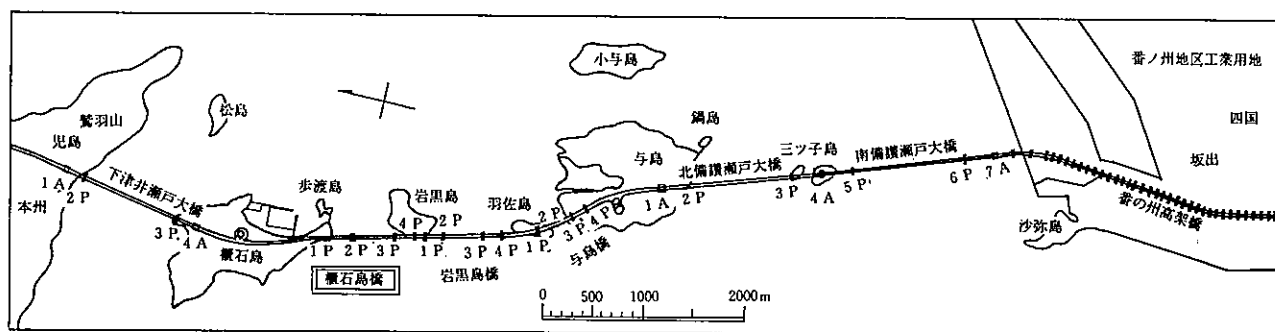


図-1 中石島橋位置図

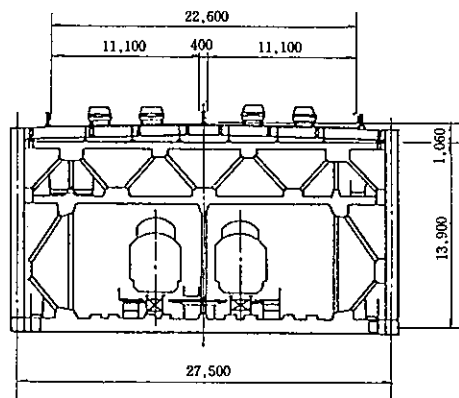


図-2 主桁断面図

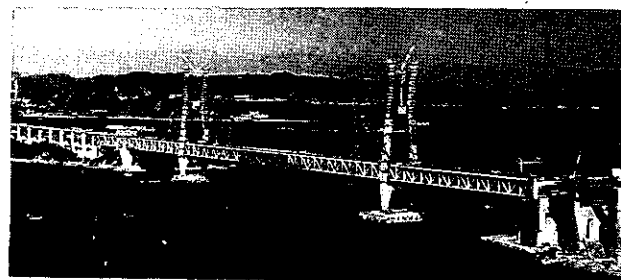


写真-1 中石島橋



図-3 中央径間の面材張出し架設

2種4級あるいは第3種4級が0枚、かつ第1種3級・4級あるいは第2種3級が1枚以下であれば合格。

(2) 合格溶接線中の第1種3級・4級あるいは第2種3級の欠陥は補修する。

(3) 不合格溶接線は、全線検査・補修を行ない2級以上を合格とする。

AUTではRTの判定基準に整合し、やや厳しい目の判定基準(案)として表-2に示すものを設定した。

4. 模型実験(昭和60年3月)

長さ5mの突合せ溶接継手を有する鋼床版試験体(図-4参照)を製作した。継手部はルートギャップを0~8mm、目違いを0~2mmにテーパ状に変化させてあり、人工的に高温われ、スラグ巻込み、ブローホール、ウォームホール、裏波過多、裏波不足等の欠陥を発生さ

表-2 AUTの合否判定基準(案)
(板厚12mm, L:欠陥指示長さ)

判 定 等 級	欠 陥 の 種 類			
	ブローホール	面状欠陥	溶け込み不足	わ れ
合 格	1 な し	$0 \leq L \leq 3$	長さに関係なく不合格	長さに関係なく不合格
	2 $0 \leq L \leq 3$	$3 < L \leq 4$		
不 合 格	3 $3 < L \leq 6$	$4 \leq L \leq 6$		
	4 $L > 6$	$L > 6$		

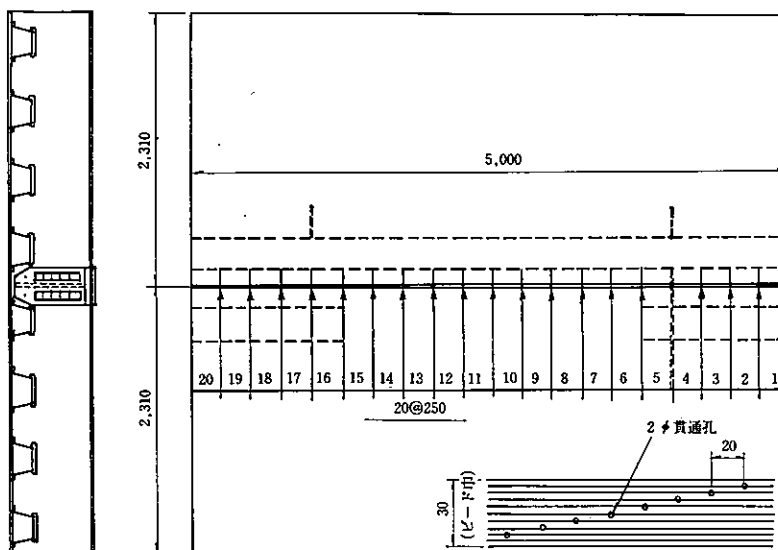


図-4 鋼床版AUT試験体

表-1 AUTとRTの特性比較

項 目	AUT	RT
検 出 能 力	欠陥形状は側面的形状寸法で判定 (エコー方式) (映像方式)	欠陥形状は平面映像で判定
	○	ブローホール
	○	ウォームホール
	◎	融合不良
	◎	高温ワレ
	○	溶込不良
記 録	波形・映像を現場で即記録	X線フィルムで後日記録
検 査 密 度	全 般	20%の抜き取り
検 査 速 度	現場で即判定	撮影から判定まで2日
安 全 性	問 題 な し	半径5m以内は立入禁止
並 行 作 業	可能・手待ちなし	不可能・手待ちあり
雨 天	防雨対策により可能	不 可 能
鋼材温度上昇	程度により屈折角調整必要	50℃以上でフィルム変質
電 源	発電機不可	発 電 機 可

せた。つぎに溶接線を25cmピッチで予め全線のRTを行なっており、つぎに検査方式の異なる4社のAUTを行なって、その結果をRTと比較して等級および合否の合致率を求めた。表-3にAUT装置の概要を、表-4、5に実験結果を示す。現場の発想では欠陥は補修するため、種類の判定よりも合否判定が重要であり、合否の合致率が95%以上あることから、本実験で用いたAUTは十分実用的であることがわかった。

5. 実橋実験(昭和60年6月)

AUTの実橋における実用性を検証するために、工場地組立中の11パネル大ブロック桁(27.5×133.2×15.0m)の鋼床版を使って、前記4社のAUT実験を行なった(写真-2参照)。実験は図-5に示す4本の溶接線を1本につき平均26cmピッチの49区間に分割して行なった。工場での本溶接であるため欠陥が殆んどな

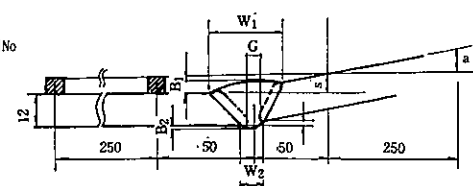


表-3 AUT装置の概要

項目	検査会社	A	B	C	D
探触子	超音波探傷器	KSE-28	FD-610S	KSE-24 改良型4ch	FD-610
	探傷子個数	6+2(カップリング グチェク用)	2	2(カップリング グチェク付)	3
	探子配置方法	片面両側	同左	同左	片面片側
	探触子配置図			同左	
	探触子形式	5 Z10×10A70	同左	5 Z20A67SF	5 Z10×10A70
	探触方法	ギャップ法	同左	同左	同左
走査方式	標準探傷	平行走査	ジグザグ走査	縦又は横方形走査	平行走査
	確認探傷	—	ジグザグ走査	縦方形走査	—
	一般部探傷走査 パターン、走査 ピッチ				
	交差部等の 不可能部探傷	手探傷	同左	同左	同左
表示方法及び探傷記録	探傷速度(m/hr)	36	54	縦方形25横方形50	24
	走行装置	ラックピニオン式	同左	同左	同左
	欠陥表示方法	Aスコープ表示	標準探傷 Aスコープ 確認探傷 Bスコープ	Aスコープ表示 Bスコープ表示 Cスコープ表示	同左
		(注) Aスコープ(欠陥エコー高さ)、Bスコープ(欠陥側断面画像) Cスコープ(欠陥平面画像)			
	位置表示方法	記録紙に250mm ピッチ	同左	記録紙に100mm ピッチ	同左
	記録装置	ペンレコーダー	同左	プロッタ	プリンター
感度	端部探傷不能距離	100 mm	100 mm	50 mm	100 mm
	基準感度	標準試験片 DP-1 2.4φ横穴 80%+4dB	同左 2.4φ横穴 80%+4dB	同左 2.4φ横穴 80%+6dB	同左 2.4φ横穴 80%+4dB
	評価レベル又は 検査レベル	25%	30%	20%	25%
	欠陥寸法推定方法	欠陥長さ×補正係数	同左	同左	同左

いことから、当然の結果としてRTとの合否合致率は96~100%と好成績を残した。

6. 現場施工

6.1 検査要領

(1) 検査技術者は(社)日本非破壊検査協会認定の「超音波探傷2級」以上の資格を有すること。

(2) 探傷感度を統一するため、対比試験片(DP-1)のφ2.4mm横穴で80+(4+α)dBとする。

なおαは各システムにおける微調整感度とする。

(3) 継手交差部の両側100mm区間及び止端部100mm区間はAUTが困難なため

表-5 等級と合否の合致率

検査会社	等級合致率	合否合致率
A	75%	100%
B	80%	95%
C	80%	95%
D	80%	100%

表-4 RTとAUTとの判定比較

区間	G (mm)	S (mm)	余盛り(mm)				RT		A社		B社		C社		D社	
			W ₁	W ₂	B ₁	B ₂	判定	欠陥	判定	欠陥	判定	欠陥	判定	欠陥	判定	欠陥
1	0.6~1.8	0.8~1.6	24~26	13~13	2~2	1.6~1.7	1		①		①		①		①	
2	1.8~2.3	1.6~1.0	26~25	13~13	2~2	1.7~2.0	1		①		①		①		①	
3	2.3~2.5	1.0~0.6	25~24	13~12	2~2.6	2.0~2.1	4	横ワレ、スラグ巻込	③	BH	④	融合不足	④	スラグ巻込	③	B11
4	2.5~3.0	0.6~0.4	24~21	12~13	2.6~3.2	2.1~2.4	4	高温ワレ、BH	③	BH	④	〃	④	面状欠陥	④	集中BH
5	3.0~3.3	0.4~0.4	21~24	13~6	3.2~2.0	2.4~2.0	4	果(パイプ)	④	溶込不足	④	面状欠陥	④	〃, BH	④	融合不良BH
6	3.3~3.8	0.4~0.2	24~26	6~16	2.0~2.4	2.0~3.0	4	パイプ	④	〃	1		1		④	集中BH
7	3.8~3.8	0.2~0.1	26~29	16~14	2.4~1.8	3.0~2.0	4	BH、スラグ巻込	④	〃	③	BH他	③	スラグ巻込	④	BH
8	3.8~3.0	-0.1~-0.3	29~28	14~15	1.8~0.5	2.0~2.8	3	パイプ	③	〃, BH	④	溶込不足	④	〃	④	高温ワレ
9	3.0~3.0	-0.3~-0.8	28~27	15~10	0.5~0.2	2.8~3.2	1		②	BH	①		①		①	
10	3.0~3.0	-0.8~-0.4	27~27	10~11	0.2~2.0	3.2~2.4	1	第2種3mm	①		①		①		①	
11	3.0~3.2	-0.4~-1.4	27~23	11~8	2.0~2.1	2.4~1.7	1	第2種2mm	②	BH	①		①		①	
12	3.2~3.5	1.4~0.1	23~25	8~15	2.1~1.4	1.7~2.6	2		②	BH	①		①		①	
13	3.5~4.3	0.1~0.1	25~22	15~16	1.4~1.6	2.6~2.8	1		①		①		①		①	
14	4.3~4.7	0.1~0.6	22~24	16~14	1.6~0.9	2.8~2.0	1		①		①		①		①	
15	4.7~4.9	0.6~0.3	24~22	14~16	0.9~1.0	2.0~1.2	1		①		①		①		①	
16	4.9~5.3	0.3~0.9	22~25	16~4.5	1.0~1.5	1.2~0.5	1		①		①		①		①	
17	5.3~5.9	0.9~0.4	25~25	4.5~16	1.5~0.2	0.5~2.5	4	溶込不足	④	溶込不足	④	溶込不足	④	面状欠陥	④	溶込不足
18	5.9~6.4	0.4~0.6	25~28	16~18	0.2~2.9	2.5~3.5	4	溶込不足	④	〃	④	〃	④	〃	④	〃
19	6.4~6.7	0.6~0.5	28~26	18~23	2.9~1.4	3.5~3.0	4	高温ワレ	④	〃	④	ワレ	④	〃	④	高温ワレ
20	6.7~7.2	0.5~0.4	26~25	23~	1.4~0.5	2.0~	4	高温ワレ	③	BH	④	ワレ	④	〃	③	BH

(注) ○: 合否が一致 ◎: 等級が一致

手探傷とする。手探傷はJIS Z-3060-1983を準用し、判定基準をAUTと同じにするため感度調整にはDP-1を用いる。

- (4) 検査は表面温度が一定になってから行なうものとする。
- (5) 検出対象欠陥はブローホール(BH)、面状欠陥(PD)、溶込不足(LP)、割れ(CR)とする。
- (6) 合否判定は継手線を250mmピッチに分割して表-2に従って行なう。報告項目は合否判定、等級分類、

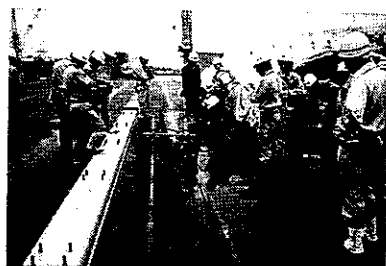


写真-2 実橋実験

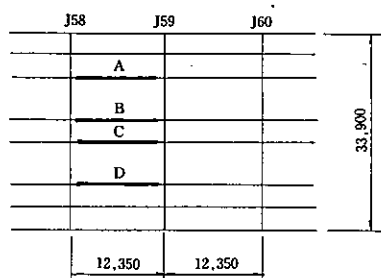


図-5 実験継手線

欠陥種類、長さ、位置とする。

6.2 検査実績

実績と各社の検査状況を表-6、写真-3~6に示す。表-7に示す鋼床版溶接の標準サイクル工程よりAUTは並行作業が可能のためクリティカルにならないことがわかる。準備・片付を除くと検査時間は約半日である。表-8に1例を示す。

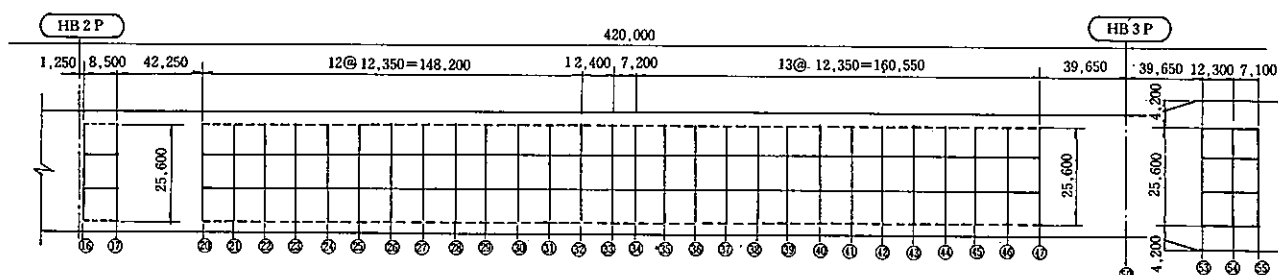
準備から片付けまでを含む平均検査速度は、A社10.2、B社9.2、C社12.6、D社12.1分/mであり、全体平均速

表-7 溶接及び検査作業実施工程

日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1) デッキプレートの溶接 (段取り、開先調整 拘束溶接、清掃含む)										
2) トラフリップの溶接 (取付け、清掃含む)										
1) デッキプレートの溶接部の自動超音波探傷検査 (段取り、片付け、清掃 仮報告書作成含む)										
2) トラフリップの浸透探傷検査 (段取り、 仮報告書作成含む)										

表-6 鋼床版現場溶接のAUT実績

検査箇所	16 17	20 21	21 22	22 23	23 24	24 25	25 26	26 27	27 28	28 29	29 30	30 31	31 32	32 33	33 34	34 35	35 36	36 37	37 38	38 39	39 40	40 41	41 42	42 43	43 44	44 45	45 46	46 47	53 54	54 55	
溶接シーム数	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	5	6	
溶接シーム延長 (m)	68.2	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	68.2	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	74.8	82.2	
検査時間準備～片付(分)	960	960	540	600	540	540	510	540	480	480	540	540	480	540	540	480	420	360	390	420	750	450	510	450	510	510	540	480	900		
計測速度(分/m)	14.1	19.1	10.7	11.9	10.7	10.7	10.1	10.7	9.5	9.5	10.7	10.7	10.7	9.5	7.9	10.7	9.5	8.3	7.2	7.8	8.3	14.9	8.9	10.1	8.9	10.1	10.1	10.7	6.4	10.9	
欠陥	BH 2ヶ	BH 4ヶ PD 5ヶ	無	PD 1ヶ	無	無	PD 1ヶ	PD 1ヶ	無	無	無	無	無	無	無	無	PD 1ヶ	PD 1ヶ	無	無	無	無	PD 1ヶ	無	無	無	無	無	無	無	PD 1ヶ
補修	無	有		有			無	有									無	有				有								有	
検査会社	C	C	C	C	C	C	C	A	A	A	A	A	A	A	B	D	B	B	B	B	B	B D	B	B	B	B	B	B	B	B	B
検査員数	3	3	3	3	3	3	3	5	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	6	3	3	3	3	3	3	3	4	



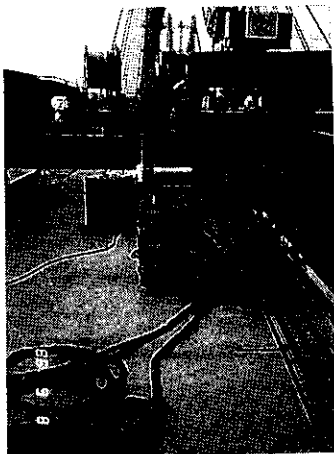


写真-5 C社のAUT状況

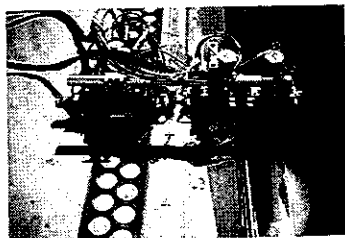


写真-4 B社のAUT状況

写真-3 A社のAUT状況

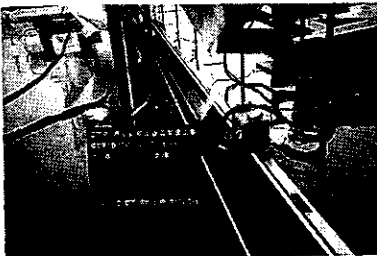
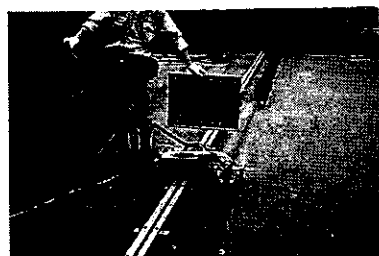


写真-6 D社のAUT状況

表-8 AUTタイムスケジュール (例41~42)

時間	AM	8	9	10	11	PM	12	1	2	3	4
項目		装置組立	42 横シーム 探傷	41 縦シーム 探傷	41 補修 昼食	再探傷	片付				

度は10.4分/mであった。

今回発見された欠陥は延長1601mの溶接線に対し1級3、2級6、3級1、4級8個であり、内訳はBH6、PD12個であった。3級以下の不合格欠陥は直ちに補修・再検査を行なった。

6.3 形状エコー

AUTの本施工初期に、溶接長25.6mのうち約7.6m区間に延べ73cmに達する異常画像が発生した(図-6参照)。これは図-7に示すように形状が悪い裏ビードからの反射エコーであり、ビードをグラインダーで滑らかにすれば消滅した。そこで以後の検査ではつぎのように対策を定めた。

- (1) 形状エコー高さが30%以上かつ長さが10mm以上の場合、裏ビードをグラインダーで修正し再検査する。
- (2) (1)の基準値未満のものは手探傷で欠陥のないことを確認し、形状エコーとして記録する。

7. あとがき

各種実験を経て実橋にAUTを採用して得られた結果を要約するとつぎのとおりである。

- (1) 面材架設1パネルの溶接延長約50mにつき、

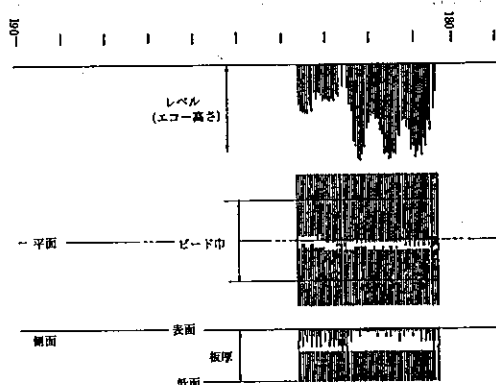


図-6 形状エコーの例

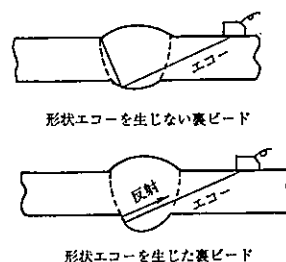


図-7 形状エコーの原因

RTでは検査に2日を要するがAUTでは半日で済むため、溶接の工程管理が非常に楽であり、約1か月の工期短縮が達成された。特に橋軸直角方向の溶接検査が即時判定出来たため縦リブ作業に手待ちがなかった。

(2) 並行作業ができたのでサイクル工程を乱すことがなかった。

(3) 全線検査であるので見落としがなく、十分な品質保証が得られた。

(4) 単価的にもRTより経済的であった。

(5) X線作業がないため作業員の健康保安が出来た。

(6) 合否判定に支障する形状エコーを防ぐため、裏当作業は念入りに行なわなければならない。

(7) 継手交差部と止端部の余盛を削れば全線のAUTが可能である。

(8) 検査時間に占める準備・片付の時間が大きいので、1回当りの延べ検査長は100m以上が望ましい。

現場溶接鋼床版を有する橋梁では、溶接線検査が品質及び工程管理上の支障となることが多いため、AUTを採用することは一考に値すると考える。

鋼床版に限らず、他の現場溶接の検査においてもAUTを導入することは可能であり、今後のデータの集積・整理による基準化が望まれる。

最後に本案の検討にあたり御協力頂いた児島工事事務所旧5工事、樫石島橋上部桥架設J.V.及び各検査会社の関係各位にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 鋼床版現場溶接継手の自動超音波探傷適用試験報告書 昭和60年7月 本四公団
- 2) 樫石島橋鋼床版現場溶接検査 昭和61年10月 本四公団

櫃石島高架橋 PC上部工の施工

Prestressed Concrete Work of Hitsuishijima Viaduct Superstructure

坂出工事事務所 第五工事長 北川 信
Makoto Kitagawa
設計部 設計第二課 池田 博
(前)児島工事事務所 第一工事長代理 Hiroshi Ikeda

1. まえがき

櫃石島高架橋は、児島～坂出ルートのうち、櫃石島内を南北に縦断し、下津井瀬戸大橋と櫃石島橋を結ぶ橋長約1,200mの3～5径間連続PC箱桁橋である(図-1)。

本高架橋は、上層が道路、下層が鉄道の二層構造となっており、支間35m及び40mの等径間部と支間52+2@68+52mの不等径間部で構成されている。1P～9P間道路橋は、一般的な上下線分離構造であるが、これを支持する橋脚受梁にはⅢ種PC構造、また支承には、ゴム沓(リング沓)を用いて水平力を分散させる構造が採用されている。

9 P～30 P 間道路橋は、上下線を一体構造とし、橋脚の受梁と主桁とが剛結された立体ラーメン構造とすることによって耐震性の向上をはかっている。

一方鉄道橋は、4 P～8 P 区間を除き、すべて連続 P C 箱桁橋で、道路橋の支持形式に対応し、ダンパー査、固定査、可動査を使い分けた支持形式となっている。当面、暫定 2 線(在来線)で計画されており、完成 4 線に対しては、張出し床版の一部を RC 構造とし、拡幅の施工ができるよう配慮している。

本稿は、櫃石島高架橋 1 P～30 P 間上部工の施工概要を報告したものである。

2. 施工法の選定経緯

櫃石島高架橋の特長としては、

- ① 道路、鉄道の二層橋である。
- ② 施工高が径間により変化する。
- ③ ランプ橋が併設され、主桁断面が大きく変化する。
- ④ 桁の支持条件に剛結タイプと支持タイプがある。
- ⑤ 中規模径間の橋梁が連続する。

等があげられる。

本橋の施工法は、これらの条件を加味して文献1)の検討を踏え、表-1に示す工法が提案された。その後、9P~16P間の施工法については、

- ① 本線沿に大規模な地組ヤード、進入路が必要である。
- ② 架設桁の移動ごとに、大量の資材の上げ下しが必要となる。
- ③ 押し出しブロック製作ヤードの確保がむずかしい。
- 等の理由により見直され、大型移動支保工による張り出し工法に変更された。また、20P～30P間は、この大型移動支保工を転用することが考えられたが、工程上の理由から転用が出来ないことが判明したので、施工法を再検討した結果、道路橋は移動作業車による張出し工法、鉄道橋は、移動吊支保工が採用されることになった。

3. 施工

3.1 施工概要

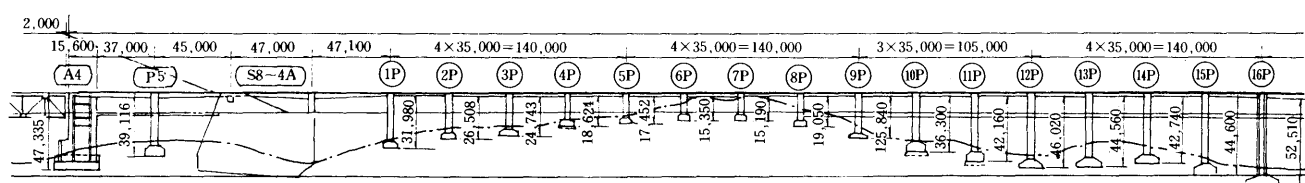
当工事は、1 P～20 P 間、20 P～30 P 間の2つの工区に分けて発注された。主要工事数量及び実施工程表は表-2、表-3に示すとおりである。

3.2 1P～9P間の施工

本区間は、橋脚道路梁、道路橋、鉄道橋の順に施工を行うこととし、道路梁の施工完了後、1 P～5 P間の道路橋上り線と5 P～9 P間道路橋下り線を同時に着手した。

表-1 施工法の選定

	1 P～9 P	9 P～16 P	16～20 P	20～30 P
道路橋	支保工施工	既設架設桁による 支保工施工	移動作業車による 張り出し施工	移動式支保工に よる張り出し施工
	1 P～9 P	8 P～16 P	16～20 P	20～30 P
道路橋	支保工施工	押し出し施工	移動作業車による 張り出し施工	移動式支保工に よる張り出し施工



圖一-1 櫃石島高架橋一般圖

支保工は、既成の四角支柱を使用し、梁材のH鋼上に枠組支保工を組み立てる構造とした。その基礎はコンクリートのベタ基礎を主にしたが、載荷試験によって支持力が不足すると思われる箇所はH鋼ぐいで補強した。道路橋の支保工転用は、片方車線の施工が完了した後、型枠及び枠組支保工の解体を行ない、支柱部を一括で横移動させ、工程の短縮をはかった。このため、支柱部は、上下線いずれか巾員の大きな方に合わせて組み立て、上部の枠組支保工で調整した。また、通常のスレージング支保工に比し、支保工高が高いこと、コンクリート打設時の水平力への配慮、横移動時の支保工の剛性アップ等の必要性により単管の継ぎ材の他、ターンバックルを使用し補強を行なった。

支保工の横移動は、油圧ジャッキを使用し、各々の支柱をジャッキアップし、横取ローラを挿入し、センターホールジャッキを使用し移動させた。

支保工移動状況を写真-1に示す。

コンクリートはすべてポンプ打設とし、道路梁は3回で打設した。また、橋体コンクリートは、支点前方7mの位置に鉛直継目を設け、下床版、ウェブと上床版の2回に分けて打設した。

3.3 9P～16P間の施工

本区間は、新しい架設工法である大型移動支保工による張出し工法を採用した。この工法は、上段の道路橋の上下線及び下段の鉄道橋を1台の移動支保工を用いて、柱頭部から同時に張り出し架設を行なうものである。

3.3.1 大型移動支保工の機能と構造

今回の大型移動支保工は、従来のサポートタイプとハ

表-2 主要工事数量

(発注時)

工種	種別	単位	数量	備考
コンクリート	P ₂	m ³	41,605	主桁、剛結梁 ($\sigma_k=400\text{kg/cm}^2$)
	E	m ³	2,504	P R C 梁 ($\sigma_k=300\text{kg/cm}^2$)
	R	m ³	3,213	橋面工 ($\sigma_k=240\text{kg/cm}^2$)
型枠	枠	m ²	123,293	
鉄筋		t	6,805	S D 30, S D 35
P C 鋼材	鋼棒	kg	712,135	SBPR 95/120, $\phi 32$ (主鋼棒 鉛直 横桁)
	鋼線	kg	210,897	SWPR 1, 12 $\phi 7$, 12 $\phi 8$ (床版、横桁 横桁)
	鋼より線	kg	749,984	SWPR 7 A, 7 B $\phi 15.2$, $\phi 12.7$, $\phi 12.4$ (主ケーブル、床版横桁)
支保		kg	341,715	
鋼角ストッパー		kg	103,577	

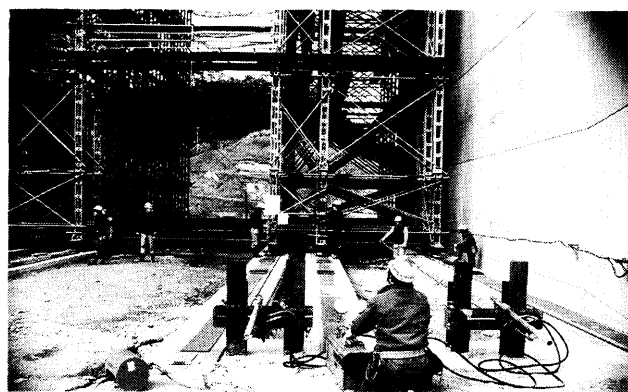


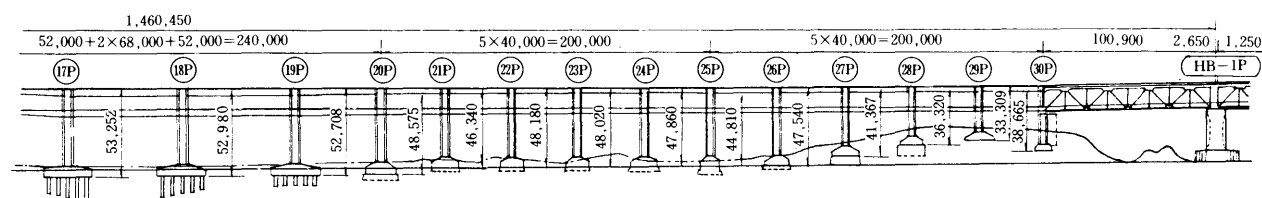
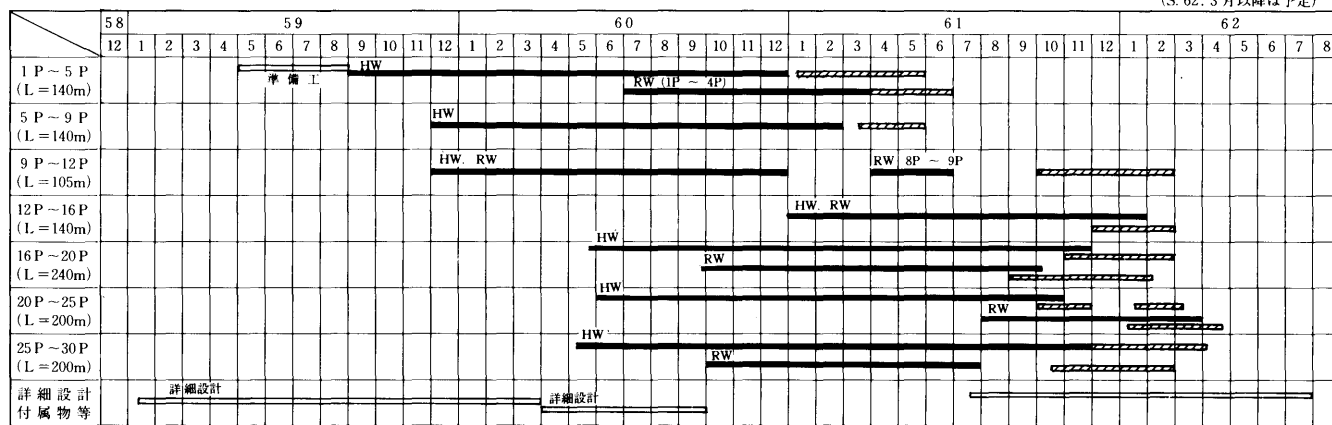
写真-1 支保工の移動状況

ンガータイプをミックスしたもので、次のような機能を有している。

- ① 1台の移動支保工で道路橋、鉄道橋の施工が出来る

表-3 櫃石島高架橋PC上部工工事実施工程表

(S. 62. 3月以降は予定)



る。

② 道路橋の大きな巾員変化に対応出来る。

③ 側径間、中央閉合部の施工にも他の支保工を必要としない。

その構造は、2径間に渡る支保工桁2本の上に、橋脚をはさんで2基の作業台車を設け、道路橋は作業台車より型枠を支え、鉄道橋は作業台車より型枠を吊り下げるものである。また、柱頭部は先行して施工されるため、支保工桁前方にも作業台車を設け、柱頭部支保工を組み立てるものとした。

一方、巾員変化に対しては、支保工桁に平行に補助桁を設け、仮支柱で支えることで対応した(図-2)。

道路橋支保工は、上り線(下り線)から下り線(上り線)へ移動する時の桁高及び橋脚通過時の移動支保工全体の高さの制限により、約2.5m昇降出来る構造とした。昇降装置は、経済性及び施工性を考慮し、直接荷重を受ける部分とは分離させ、型枠支保工の自重のみを負担する多段式の油圧ジャッキとした。

鉄道橋支保工は、支保工桁よりP C鋼棒(φ32)で吊り

下げる構造とし、前方、後方各々6本を使用した。

3.3.2 施工順序

本区間の施工順序は次のとおりである。

- ① 道路柱頭部(剛結梁)、鉄道柱頭部の施工
- ② 張出し施工
- ③ 側径間部の施工
- ④ 中央閉合部の施工

張出し施工は、先行施工された柱頭部より、①道路橋片車線の施工、②鉄道橋の施工、③道路橋片車線の施工を1サイクルとし、1径間内で2サイクルの施工を行った。1サイクルの所要日数は約30日であった。

側径間部は、2台の作業台車を並べ、張出し施工と同様の順序で施工した。図-3に9P~12P間の施工順序を示す。

コンクリート施工ブロック長は、柱頭部8.0m、中央閉合部2.0mとしたため、1回の張出し長は6.25m、側径間部は18.5mとなった。

3.3.3 大型移動支保工の移動

大型移動支保工の移動には、作業台車の縦横移動と支

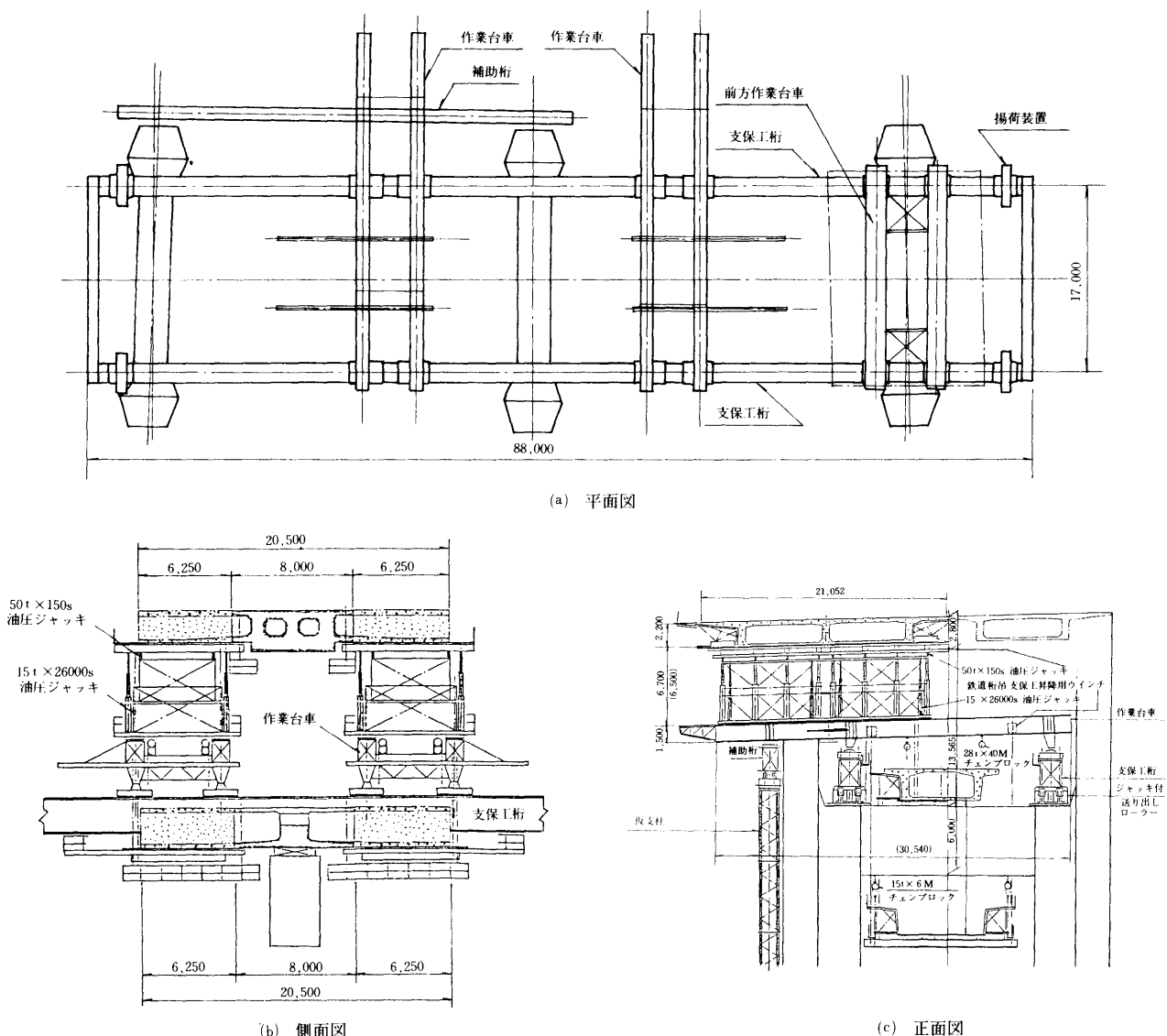


図-2 大型移動支保工

保工桁の径間移動がある。作業台車の移動は自走装置を有しており、比較的容易に行なえたが、径間移動は、作業台車2台を常に移動後方径間に位置するようにして移動した。また、鉄道橋型枠支保工の移動は、鉄道梁と桁本体の間隔が小さく、この間を通過させることが困難なため作業台車にセットしたウィンチに盛り替え鉄道梁の下を通過させることとした。このほか、橋脚通過時に作業台車の横桁を打りたたむ作業等があり、径間移動には約3日を必要とした。

3.4 16～20P間の施工

本区間は道路橋、鉄道橋とも移動作業車で施工を行い、①道路柱頭部(剛結梁)、②鉄道柱頭部の順に施工し、鉄

道橋の張出しを道路橋より5ブロック程度先行させ上下作業とならないよう配慮した。

3.4.1 柱頭部の施工

道路柱頭部は、鉄道梁より施工幅が大きいので、鉄道梁上にH鋼梁材を敷き基礎部分を広げ、この上に、H鋼支柱を組み立てた(図-4)。H鋼支柱は、その解体に際し、柱頭ブロックが完成すると上空が制限され複雑になること、高所における解体作業を極力減らすこと等の理由で、ユニット化したベント型式とした。また、支保工の解体は図-5に示すように、道路柱頭部に支保工を吊り上げ、H鋼支柱を抜き取った後、上部支保工を鉄道梁上に打下し解体した。コンクリートは、柱部1回、梁部2回で打設し、所要日数は最大の17P、18P、19Pで約

約120日程度を要した。

3.4.2 張出し施工

道路橋は、上下線一体となっており、巾員も変化するため、中型2主桁のワーゲンを2台並べて施工した。1回当りの張出し長は3～4mのブロックとし、上下線床版を一時的に中央で分割し、張り出しブロックより1ブロック遅れて中央の床版の施工を行なった。このため1サイクルに約11日程度を要するため、雨等の影響で工程が左右されないよう、ワーゲンに屋根等を設け施工することとしたが、ピーク時には、20P～30P間も含めワーゲン20基で施工した。

3.4.3 側径間の施工

側径間部は、施工高も高く、施工長も長いので、非対称張出し、逆張出し等も考えられたが、①主鋼棒数量が増加する、②アンバランスモーメントが大きくなる、③仮主柱を必要とする、等の理由から、地上からの支柱式支保工で施工することとした。側径間部のコンクリートも、下床版、ウェブと上床版の2回で打設した。

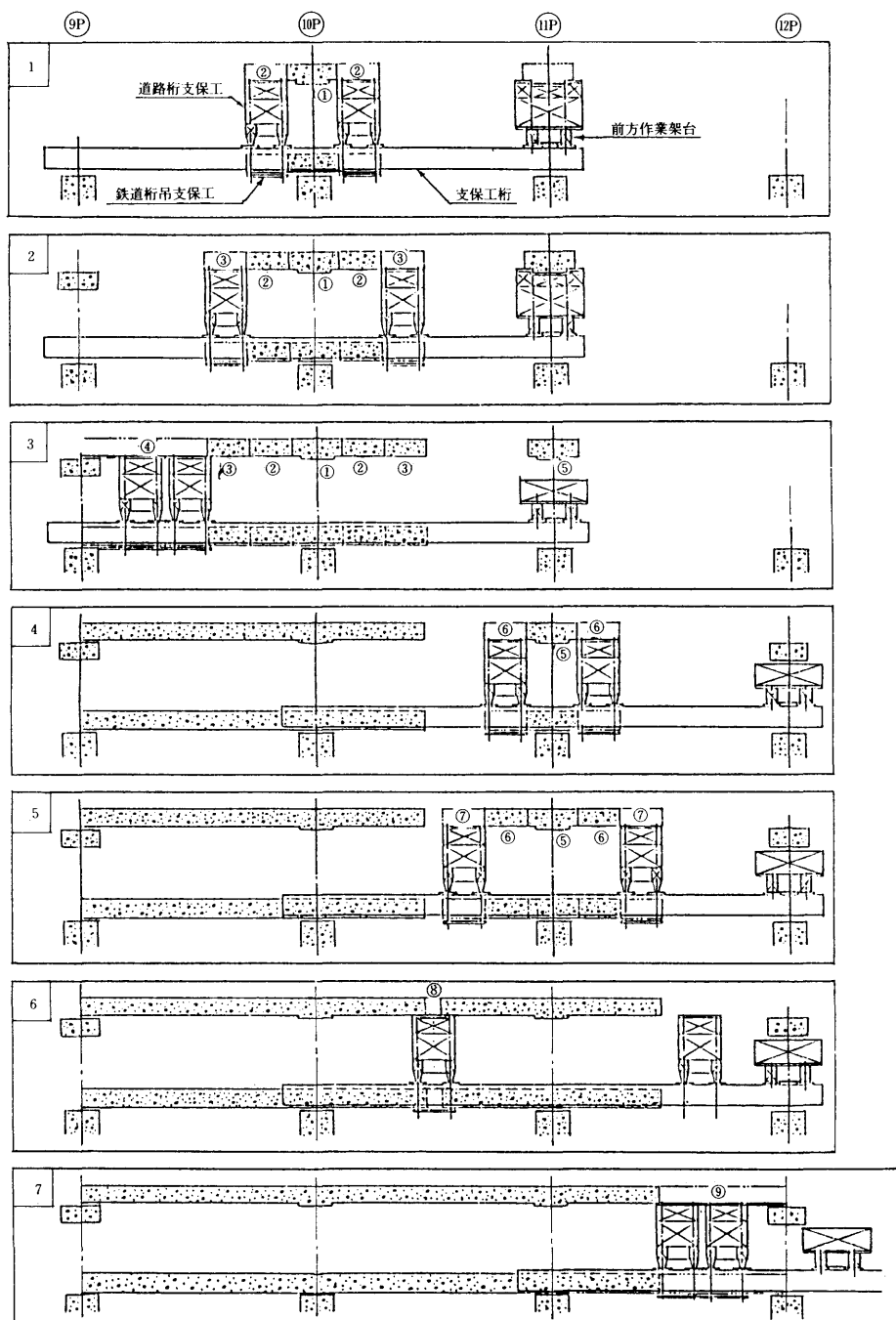


図-3 9P～12P間の施工順序

3.5 20P～30P間の施工

本区間の施工順序は図-6に示すとおりであり、道路橋、鉄道橋それぞれの施

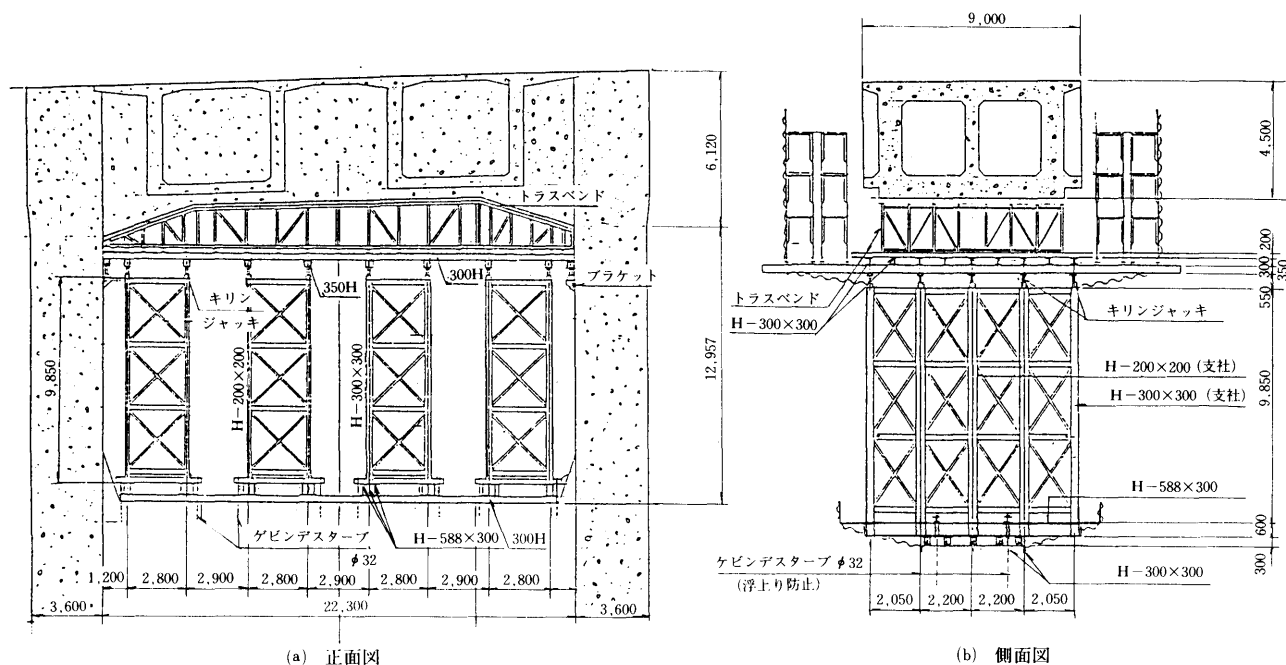


図-4 道路柱頭部支保工

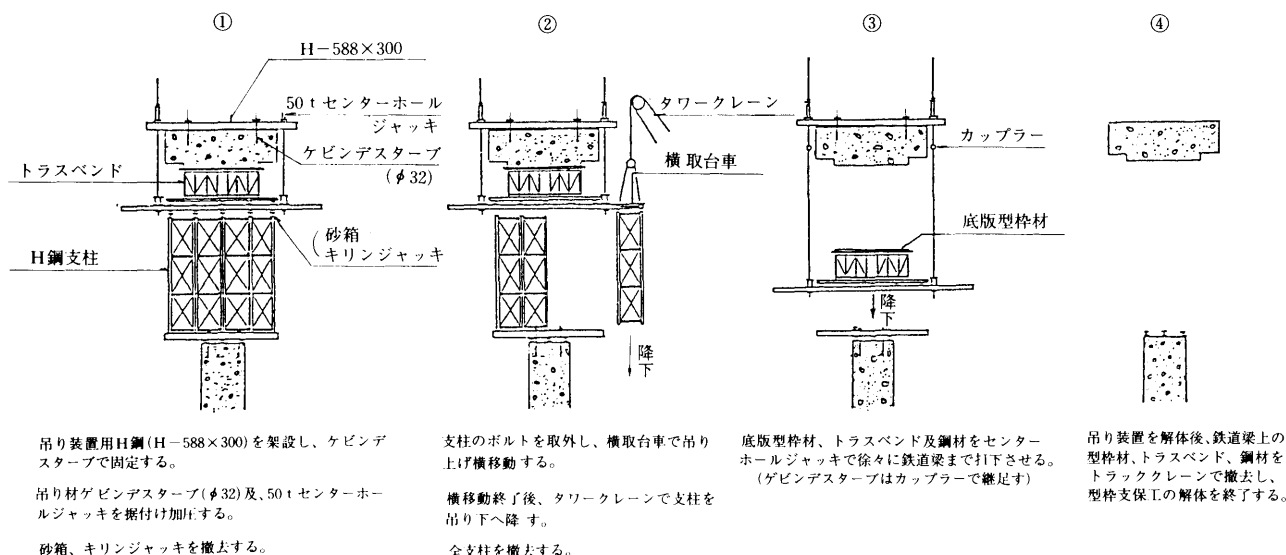


図-5 道路柱頭部支保工の解体手順

工が上下作業とならないように工程調整を行なった。

道路橋の施工は、16P～20P間と同様であるが、支間が40mと短いため、1橋脚当りの張出しブロックが8ブロックと少なくワーゲンの組立て、解体が工程に影響を及ぼす。このため、下段作業床は、ワーゲントラスより高揚程の電動チェーンブロック4台で、一括吊上げ、吊り下しが行なえるようにし、工程短縮をはかった。また、中央閉合部の一部は、吊支保工を使用せず、ワーゲンを使用して施工した。

鉄道橋は従来のゲリュストタイプの移動支保工を使用した。従来に比し、支間が長く、載荷荷重も大きいため、支保工桁は4本を使用した。また最大施工長は48m、コンクリート量は約510m³程度となり、分割打設か一括打設かを検討したが、支保工桁のたわみ等による影響を考慮し2台のポンプ車を利用して一括打設した。本区間

の一径間当りの施工日数は約28日程度であった。

4. 施工管理

4.1 コンクリート打設

各工法ごとの1日当りの平均打設量を参考に示すと表-4のとおりである。

4.2 緊張管理

緊張管理は、道路橋施工便覧によるものとし、各定着工法の特性により、摩擦による管理及び引張力と伸びによる管理を使い分けた。

また、20P～30P間鉄道橋は、PC鋼より線(SWPR 7B 12T15.2)を順次カップリングする鋼材配置としたが12T15.2の接続具は、国内での施工実績ないため、表-5に示す安全性確認試験を行ない採用した。

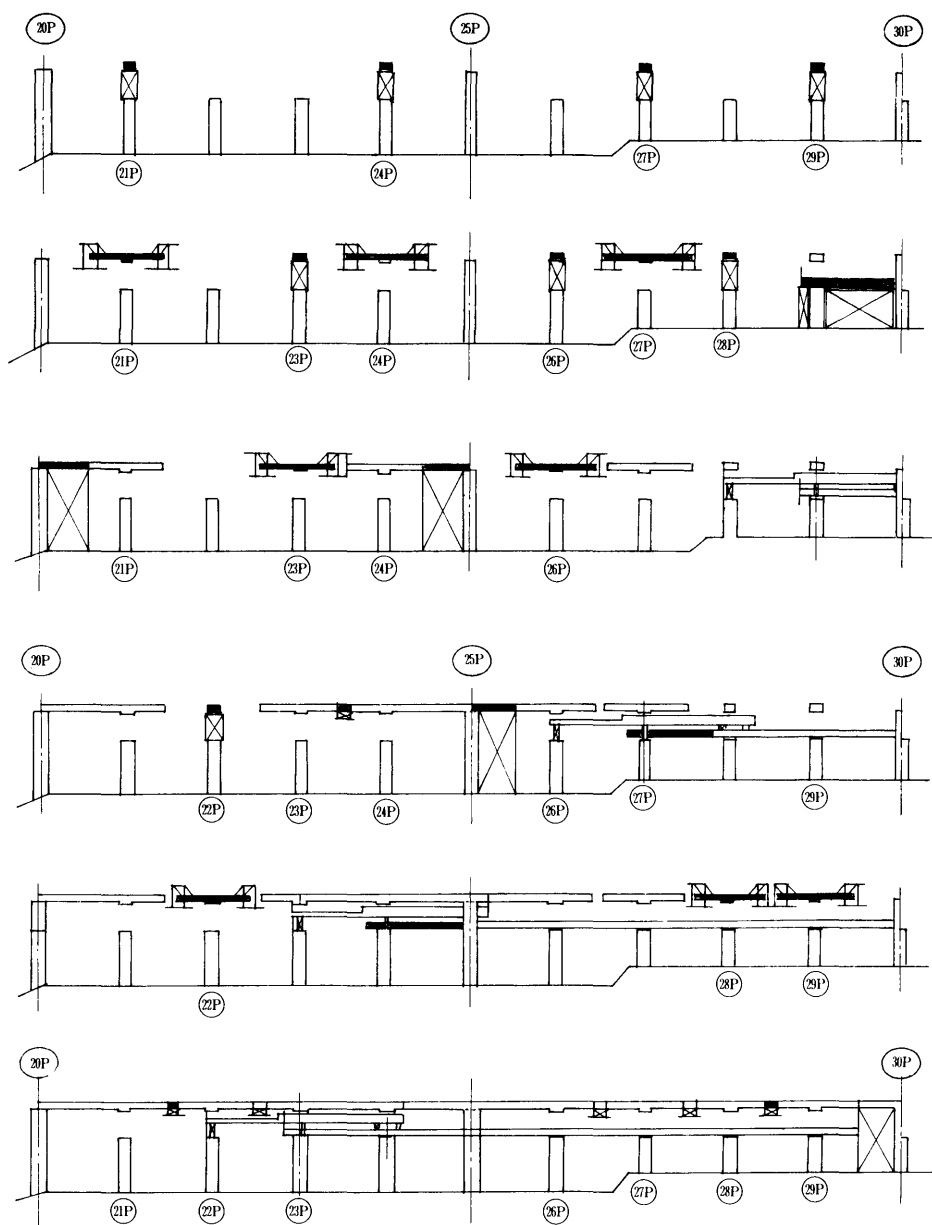


図-6 20P～30P施工順序

4.3 上げ越し管理

本高架橋は道路鉄道の二層橋であること、また、架設方法として、支柱又はガーダーを用いた分割工法、大型移動支保工による張り出し工法、及び、ワーゲンをを用いた張り出し工法など種々の工法が採用されている。

このため、上げ越し管理においてはそれぞれの構造型

表-4 各工法ごとの平均打設量

施工法	施工区間	コンクリート量 (m³)	施工日数 (日)	平均打設量 (m³/日)
支保工施工	道路橋1P～9P 鉄道橋1P～4P	6,620	520	12.7
大型移動支保工による張り出し施工	道路橋9P～16P 鉄道橋8P～16P	10,740	840	12.8
移動作業車による張り出し施工	道路橋16P～20P 鉄道橋16P～20P	7,100 3,300	555 365	12.8 9.1
移動吊支保工	鉄道橋20P～30P	4,190	520	8.1

式、架設方法の特性を十分考慮し完成後の機能、景観面で、支障をきたさないよう対処することが必要である。

ここではHVa16P～20P道路橋(4径間連続ラーメン橋)について上げ越し管理上の留意点、及び、測定結果について述べることにする。

4.3.1 たわみの要素

上げ越し量の算定に考慮するたわみの要素は表-6のとおりである。

4.3.2 構造の特殊性に対する留意点

構造及び施工順序等、たわみ管理上次のような特色を有している。

- (1) 本区間は、剛結梁を介して支持された立体ラーメン構造であるため、主桁の張出し架設の進捗に伴って剛結梁のたわみが

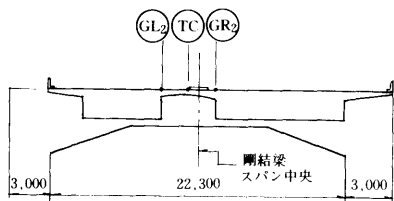
表-6 たわみの要素

たわみの要素	
部 材 要 素	(1) 主桁のたわみ
	(2) 剛結梁のたわみ
	(3) 脚柱の短縮
	(4) 支保工の変位
	(5) 美観上のあげこし(支間中央で20mm考慮)
荷 重 要 素	(1) 自重
	(2) プレストレス及びプレストレスの減少
	(3) 橋面死荷重
	(4) クリープ変形
	(5) 型枠支保工等仮設荷重

表-5 安全性確認試験

試験項目	測定項目	供試体数	備考
○1 T 15.2用モノグリップ型カプラー定着破断試験	○破断荷重の測定 ○P C鋼より線破断までのカプラーの挙動 ○破断状況	6個	P C鋼より線破断まで段階的に荷重
○1 T 15.2用モノグリップ型カプラーくさびめり込み量の測定	○カプラーのくさびめり込み量の測定	6個	測定は降伏点荷重まで
○12 T 15.2用モノグリップ型カプラー接続安全性に関する試験	○ケーブル接続部の安全性	1個	最大荷重は $0.9P_k = 244.1t$ まで
○1 T 15.2用モノグリップ型カプラー疲労試験	○200万回疲労強度の確認 ○試験終了後のP C鋼より線及びカプラーの異常の確認	1個	上限応力 $0.6\sigma_{pm} + 10kg \cdot f/cm^2$ 下限応力 $0.6\sigma_{pm}$ 応力振幅 $10kg \cdot f/cm^2$ 周波数 6Hz $N=2.0 \times 10.6$ 回

表－7 HVa11P 剛結梁のたわみ



(単位：mm)

測定時期	測定たわみ			スパン中央 計算たわみ
	GL ₂	TC	GR ₂	
第1ブロック張出し後 S. 60.10.26	—	—	1	2
第2ブロック張出し後 S. 60.11.21	3	2	3	4
中間閉合完了後 S. 60.12.20	6	5	3	4
橋体工完了後 S. 61. 2. 5	6	5	3	5

発生する。また、橋軸方向のアンバランスモーメントによる橋脚の回転変形と、剛結梁のねじり変形が主桁のたわみに影響する。

- (2) 道路鉄道の二層構造で、同時期に施工されるため、鉄道橋の張出し施工によるアンバランスモーメントが、道路橋のたわみに影響する。また、先行して施工された鉄道橋の閉合後には、鉄道橋の主桁がつっぱり材となって橋脚の回転を拘束する可能性がある。

4.3.3 測定結果

(1) 剛結果のたわみ

剛結梁(HVa11P)のたわみは表－7に示すとおりであり、計算値とよく一致している。また、橋体完成後の橋面死荷重、クリープなどによるたわみについても上げ越し計算に反映させている。

(2) 橋脚の回転変位

橋脚天端における回転変位と、アンバランスモーメントの関係は表－8に示すとおりである。

これによると、鉄道橋の閉合が、道路橋のたわみに及ぼす影響は当初の予測よりさらに少なく、上げ越し計算上これを無視したことは、妥当であるといえる。

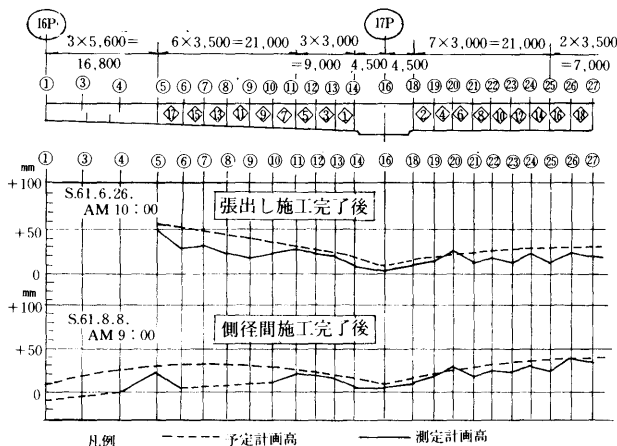
(3) 上げ越し量

HVa17P橋脚の上げ越し量を見込んだ予定計画高と、実測高は図－7に示すとおりである。

表－8 橋脚回転変位 (HV_a19P)

	データ数	橋脚回転変位/アンバランスモーメント (rad/tm)		測定値 計算値
		測定値	計算値	
① 鉄道橋閉合前	7	1.384×10^{-7}	1.121×10^{-7}	1.235
② 鉄道橋閉合後	10	1.083×10^{-7}	0.699×10^{-7}	1.549
①+② 全データ	17	1.099×10^{-7}	* 1.121×10^{-7}	0.980

※ 上げ越し計算は鉄道橋閉合の影響を無視して行なった。



図－7 HVa 17P 道路橋上げ越し管理グラフ

5. あとがき

本稿は、横石島高架橋の上部工の施工法を主に述べたものである。工事は、昭和62年1月に最終の桁が連結し現在、橋面工、橋梁付属物等の施工を行なっている。

昭和62年8月まで本工事は継続され、その後、舗装工事、軌道工事等に引き継ぐことになるが、本工事に尽力された関係各位に紙面を借りて謝意を表します。

参考文献

- 1) DルートPC高架橋の施工法に関する検討報告書、昭和57年3月 本四公団第二建設局
- 2) 大町、吉田、北口、横石島高架橋剛結横梁の設計、本四技報 Vol. 9 No 33 '85.4
- 3) 大町、池田、小林：大型移動支保工による横石島高架橋(PC箱桁)の施工、橋梁と基礎1985年10月
- 4) 北川、池田、横石島高架橋(PC上部工)の設計と施工、橋梁1987年2月号

岩黒島橋のケーブル定着ブロック及び支承の設計・製作

Design and Fabrication of Cable Anchor Blocks and Bearings on Iwakurojima Bridge

児島工事事務所 第三工 事 長 大 田 享
 児島工事事務所 第三工 事 長 代 理 藤 原 享
 Tohru Oota
 Tohru Fujiwara

1. まえがき

岩黒島橋の設計製作に関しては、これまでに、詳細設計¹⁾、主塔主桁等の製作²⁾及びケーブルの設計製作³⁾について、本技報に報告されている。

岩黒島橋の上部工架設工事は、昭和61年6月末に中央径間の桁を閉合し、ケーブルの最終張力調整、その後のケーブルグラウト工も完了し、上部工工事も最終段階に入っているが、架設工事についての報告は別の機会に譲ることとし、本稿では、これまで未報告であった岩黒島橋の付属物の設計製作について報告するものとする。内容としては、斜張橋である本橋に特有なケーブル定着ブロック及びスプリング沓等の支承類について記述することとした。

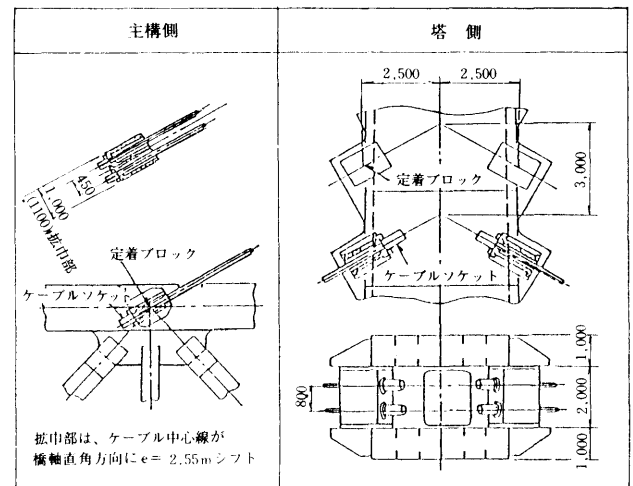


図-1 ケーブル定着構造

2. ケーブル定着ブロック

2.1 設 計

本橋のケーブル定着構造は、桁側塔側とも鋳鋼製の箱形の定着ブロックを採用した。鋳鋼製の定着ブロックを用いた場合、応力集中部が少なく疲労面で有利であるとともに、コンパクトな構造となるので、本橋のように主構トラス上弦材の格点部にケーブルを定着する場合に有効である。図-1にケーブル定着ブロックの概要を示す。

ケーブルに導入された張力は、ケーブルソケットとの支圧面から定着ブロックのウェブを介し、主構トラス上弦材ウェブ及び塔のシャイベに伝達されるが、定着ブロックのウェブはディープビームであるので、FEM解析を行いウェブの応力状態を照査し、梁理論による場合との比較を行った。その結果、ケーブル定着ブロックの設計応力は、せん断応力度を単純梁とした場合の1.5倍とし、合成応力度についても照査することとした。

なお、定着ブロックと桁及び塔本体との連結には、M30F10Tの高力ボルトを用いた。また、1P側の側径間は、バスストップの加減速車線を含む拡幅部となっており、ケーブルが橋軸方向に対し傾斜角をもつため、定着ブロックの支圧面に対応する角度をもたせ、ケーブル張力方向に対し定着面が垂直になるようにした。

2.2 製 作

(1) 定着ブロックの種類と数量

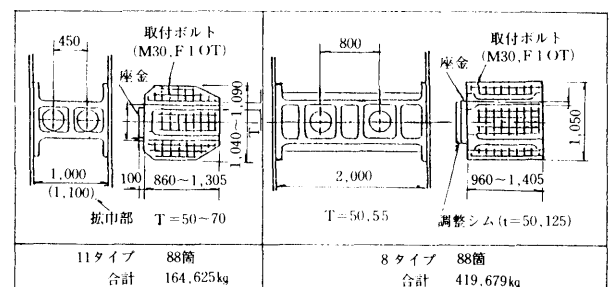


図-2 ケーブル定着ブロックの形状及び製作数量

定着ブロックは主構側と塔側に大別されるが、組込箇所により多少形状寸法が異なる。図-2に定着ブロックの形状と製作数量を示す。材質はSC46とし、製作にあたっては本四公団「鋳鍛鋼品製作基準」を適用した。

(2) 製作手順

定着ブロックの製作は、図-3に示す工程に従い行った。

(3) 鋳 造

本橋のケーブル定着ブロックは、その重量に比べ外形積が大きく、肉厚(T)に対し高さ(H)の比が大きいため、鋳鋼品としては内部の健全性を確保しにくい形状である。板状のものの押湯の給湯範囲は、肉厚に対し4.5T程度であることが実験的に求められている。本定着ブロックのようにHが20T程度の場合には、押湯側と末端部との中間部の肉厚中心部に線状の引け巣が生じるの

で、冷し金や付肉などにより押湯の効果を増大し健全域の拡大をはかる必要があり、製作にあたっては、図-4に示すような鑄造方案を採用した。

(4) 非破壊検査

鑄放品の非破壊検査は、全数について超音波探傷試験

及びコーナー部の磁粉探傷試験を行なうとともに図-2に示す種類ごとの初回品に対し放射線透過試験を実施した。図-5に放射線透過試験の結果を示す。非破壊検査の結果は、すべて品質許容限界を十分満足するものであった。

(5) 寸法精度

鑄放部の寸法許容差は、JIS B0412(鑄鋼品の普通寸

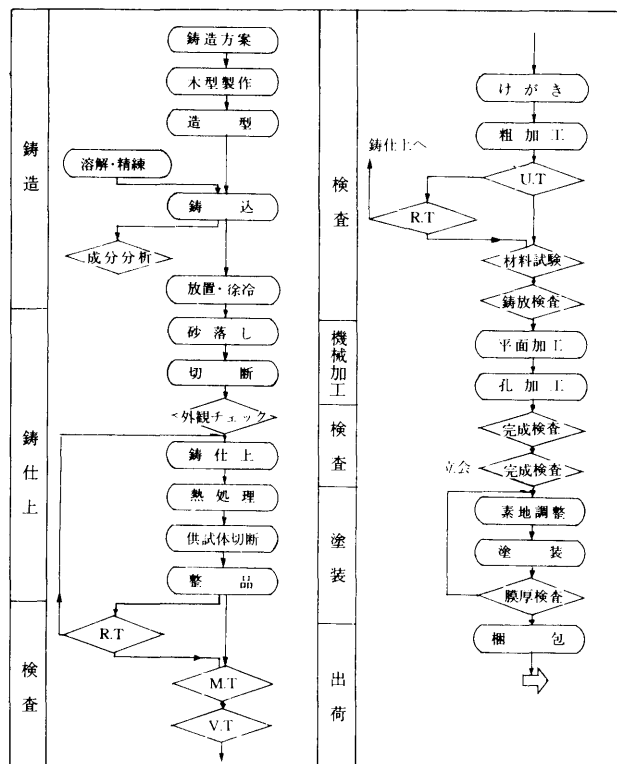


図-3 ケーブル定着ブロック製作工程

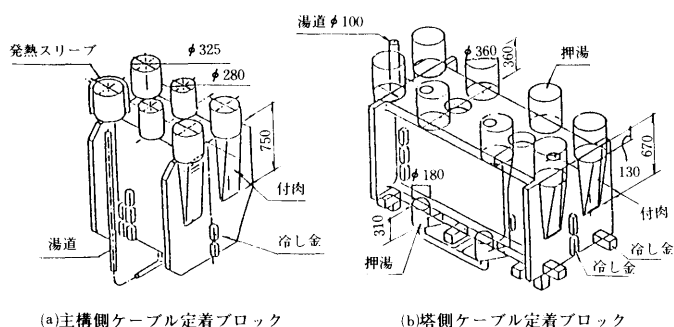


図-4 ケーブル定着ブロック鑄造方案図

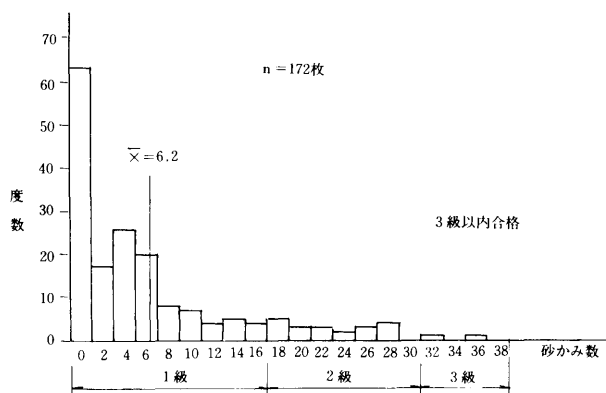
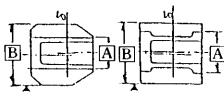
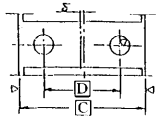
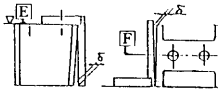
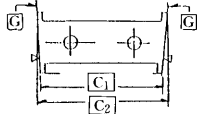
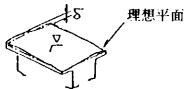


図-5 主構側ケーブル定着ブロック放射線透過試験実績

表-1 寸法区分及び許容差	
区 分	許 容 差
鑄 放 寸 法	JISB 0412中級を適用
片面削り加工部の肉厚寸法C	上限許容値 鑄放肉厚のプラス側許容値 $+5 \cdot L/1000$ 下限許容値 鑄放肉厚のマイナス側許容値 L: 肉厚該当部の長さ寸法
両面削り加工寸法M	JIS B0405中級を適用
ボルト接合面間の幅寸法W	JIS B0405精級を適用
接合面のボルト孔	両端接合面のボルト孔群の相対誤差は1mm以内 孔ピッチ誤差 隣接孔ピッチ $\leq \pm 0.2\text{mm}$ 最大孔ピッチ $\leq \pm 0.5\text{mm}$
ボルト孔縁端寸法	ボルト孔(M30)の最小縁端距離は52mmを確保

表-2 仕上形状精度			
形状精度	許容差	対象箇所	定 義
対象度	5 mm	ウェブ外郭面(図寸法)の中心(基準中心)に対するボルト接合フランジの外郭面(図寸法)の中心の狂い。	
	1 mm	ボルト摩擦接合面間(図寸法)の中心(基準中心)に対する2個のソケット定着用孔ピッチ(図寸法)寸法の中心の狂い	
直角度	0.3mm	ソケット定着面(図面)及びソケット定着用孔の中心線(図面)に対するボルト摩擦接合面の直角誤差	
平行度	0.3mm	ボルト摩擦接合面(図面)間の平行誤差 ($ C_1 - C_2 $)	
平面度	0.2mm	ボルト摩擦接合面の平面誤差	

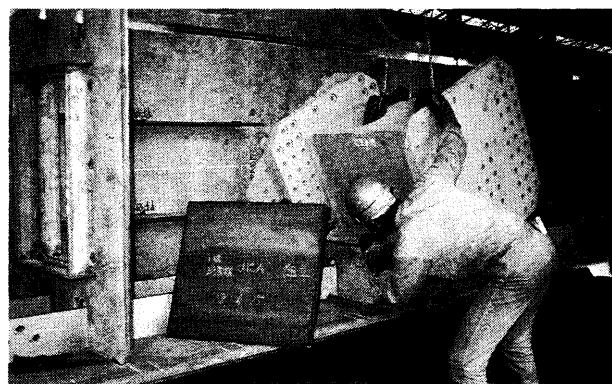


写真-1 ケーブル定着ブロック組込み状況

法許容差)の中級とした。また、機械加工部の寸法許容差は、JIS B 0405(削り加工寸法の普通許容差)の中級とし、主構及び塔との接合面の平坦度、平行度等の形状精度及び両端面の接合ボルト群の相互のズレ、縁端距離を重点事項として製作を行なった。表-1、2に、形状精度の詳細を示す。ボルト孔の原寸フィルムゲージは、桁製作時のものと照合し使用した。写真-1は、主構トラス上弦材への定着ブロック組込み状況を示すものである。

3. リンク支承

3.1 概要

本橋の支承形式及び支承位置を表-3に、タワーリンク、エンドリンク、三角リンクの構造図を図-6に示す。

本橋のリンク支承は、いずれも鋼板製のリンク本体と鍛造鋼品のボスとを溶接接合するハイブリット構造であり、タワーリンク、エンドリンクには、架設時及びブッシュ交換時の作業性を考慮し、前者に1か所、後者には2か所継手を設け、M30 F 10 T の高力ボルト接合とした。

タワーリンクはリンク長が6 mと比較的短いため、リンク自体の変形が期待できないことなどから、上下の取付点を橋軸及び橋軸直角方向に回転可能な球軸構造とした。また、ボス部は大きな引張応力が生じ引張応力振幅も大きいため、鍛鋼品特有の欠陥が疲労上問題となるので鍛鋼品とし、ボスの外形は製作上の配慮から8角形とした。

エンドリンクは、端部パネルにカウンターウェイトコンクリートを打設し、常用荷重時には負反力が生じない設計としているため、主荷重は圧縮荷重であり、三角リンクは、橋軸方向の地震荷重が主荷重であり、どちらも鍛鋼品のボスとした。

3.2 各部の設計

本橋リンク支承の設計反力を表-4に示す。リンク本体の設計断面力は、最大又は最小反力による軸力と、ピン(タワーリンクでは球軸)とブッシュの摩擦により生じ

る曲げモーメントとし、エンドリンクについては、リンクの製作誤差(1/1000)により生じる曲げモーメントも考慮した。

ボス部の応力計算は、J. Beke の近似計算法を用いた。

表-3 支承形式及び支承位置

項 目	内 容	備 考
① 形 式	鉛 直 支 承	中間支点 タワーリンク(上吊り式)
	端 支 承	エンドリンク(下受け式)
	橋軸方向水平支承	三角リンク・スプリング着+ストッパー着
	橋軸直角方向水平支承	ウインド着
② 支 承 位 置	平 面 配 置	
	塔柱部	
端 部	端 部	

表-4 設計反力

	最 大	最 小
タワーリンク	2,881(常時)	-383(負反力)
エンドリンク	1,299(負反力)	-2,716(常時)
三角リンク	1,200(地震時)	-1,200(地震時)

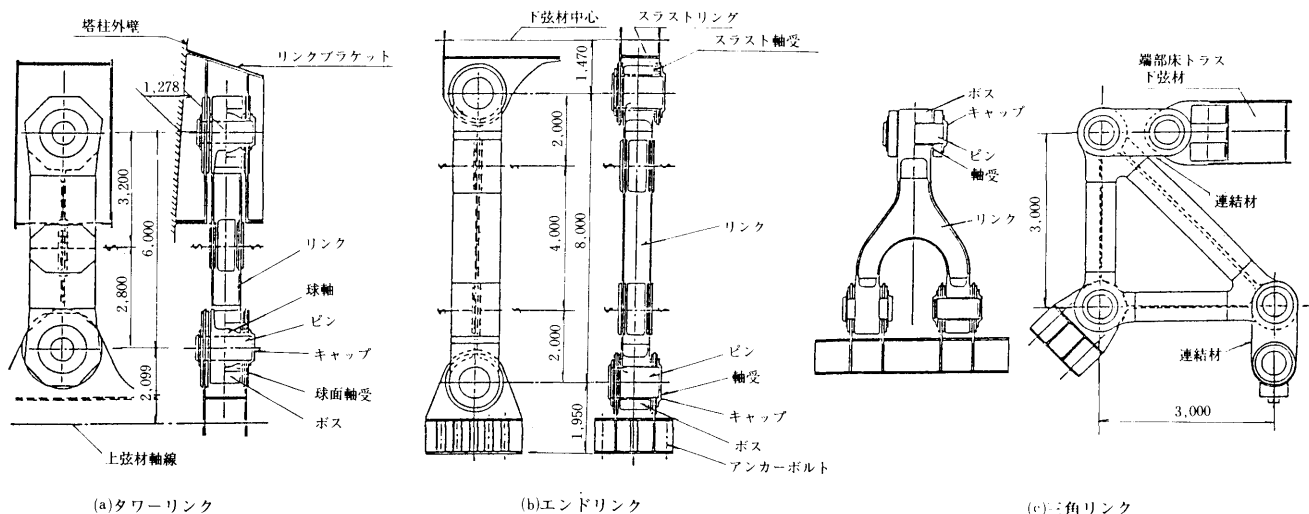


図-6 リンク支承構造図

ただしエンドリンクは最大軸力が圧縮力であるので、FEM解析を行ない応力度を照査した。また三角リンクのボスは特異な形状をしているため、FEM解析により通常のボスと最大応力を比較検討し、J.Bekeの近似計算法による値の1.35倍の応力で設計することとした。許容応力度は、鋳鋼品のボスについては欠陥を考慮し許容応力度を15%低減した。また、リンク本体については高い応力集中(応力集中係数3)を考慮しているため、常時荷重では比例限(0.8 σ_y)を、異常時荷重に対しては降伏点応力を許容応力度とした。ボス部の最大引張応力部及びリンク本体とボスとの溶接部については、疲労応力を照査した。

軸受、ピンの設計は、本四公団「吊橋リンク支承構造設計指針(案)」によった。エンドリンクピンは、ピン径が900mmと大きいためスリーブ構造とした。軸受のブッシュ厚は摩耗量により決めるが、大きさに比べて薄すぎる場合は製作上より厚さを決めた。ピンの回り止めとしては、キャップにシャープピンを設け、ピンと軸受との摩擦により生じるトルクの半分が作用するものとし、残り半分はピンとリングの摩擦でとるものとした。

3.3 製作

本橋リンク支承各部の材質及び製作数量は、表－5に示すとおりである。リンク支承製作の概略工程として、タワーリンクの例を図－7に示す。

製作にあたっては、関連する本四公団製作基準及びリンク支承関係の材料規格に基づいて行なったが、製作上の特徴及び留意事項は次のとおりである。

- a). 鋳鍛鋼品の溶解は塩基性電炉を用い、溶鋼の成分組成管理は、完全溶落、酸化期及び還元期に炉内から試料を採取し、分析結果を基に成分調整を

行なった。成分組成の検査は、とりべ成分分析によった。

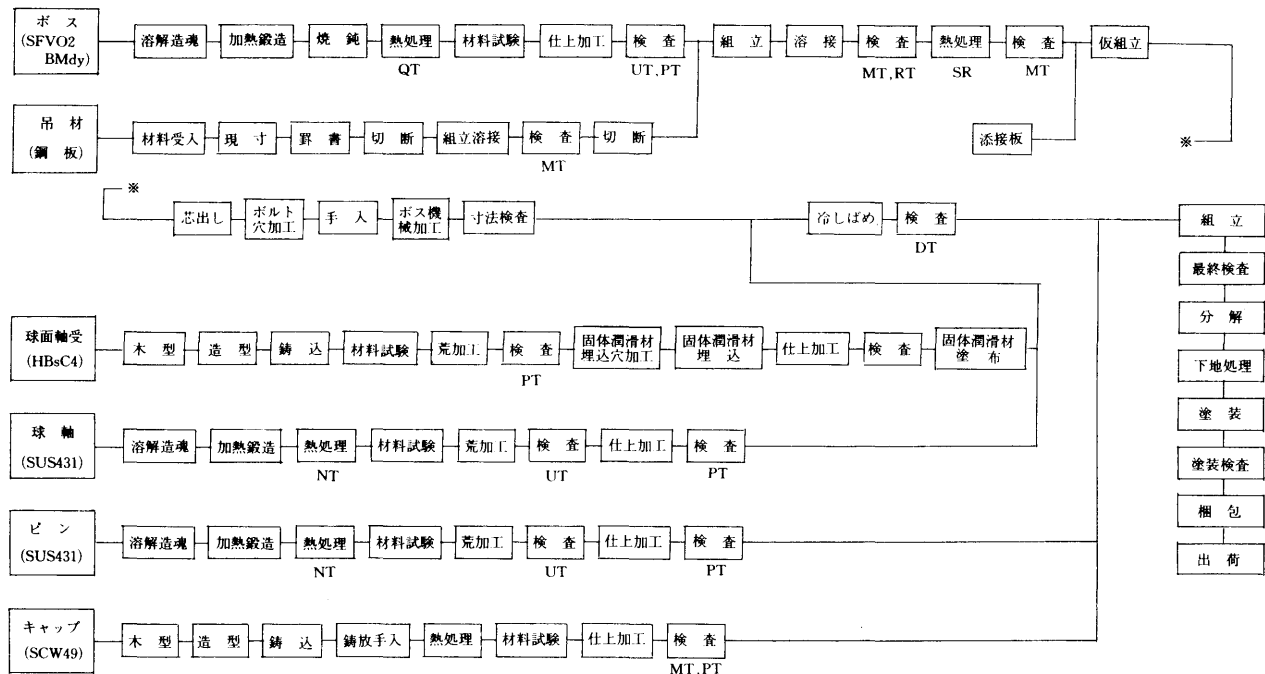
- b). 機械的性質試験材は本体付きとし、本体と同一の熱処理を行なった。ボスについてはリンク本体との溶接後応力除去焼鈍を行なうので、試験材についても試験片加工前に同様の熱処理を行なった。
- c). 鋳鍛鋼品の寸法許容差は、JIS B 0405削り加工寸法の普通許容差の中級、及びJIS B 0412鋳鋼品の普通許容差の中級とした。
- d). ボスとリンク本体との溶接については、溶接施工法確認試験を行ない、溶接施工法の適否の確認及び溶接条件の設定を行なった。
- e). 各リンク支承は仮組立検査を行ない、ピンの中心間距離、軸芯の通り等を検測するとともに、タワーリンク、エンドリンクについては、ボルト孔の精度を確認した。

表－5 材質及び製作数量

(kg)

区分 品名	タワーリンク		エンドリンク		三角リンク	
	材質	重量	材質	重量	材質	重量
ボス	SFVQ2B Modify	27,340	SCMn2A	15,394	SCMn2A	10,432
軸受	HBsC4 +SL	5,448	HBsC4 +SL	2,032	HBsC4 +SL	547
ピン	SUS 431	12,438	SUS 431 +SF55A	12,440	SUS 431	3,774
キャップ	SCW 49	1,675	SCW 49	3,256	SCW 49	1,212
本体	SM 50 Y	8,564	SM 58	14,488	SM 50 Y	4,841
その他		1,616		2,121		399
小計	1基当り	57,081	1基当り	49,731	1基当り	21,205
合計	4基	228,324	4基	198,924	4基	84,820

注) 三角リンクは連結材の数量(設計数量5,672kg, SM 50 Y)を除く



図－7 タワーリンク製作フロー

(1) 各部の製作

1). ボス

タワーリンクボスの材質は、低温靱性が高く比較的溶接性のよいJIS G 3204 SFVQ 2Bをベースとし、成分元素Ni、Cr、Moの増減をはかったSFVQ 2B Modify材とした。造塊 casting時に真空脱ガス処理を行ない、鍛造終了後、中心孔、外周余肉のガス切断、両端面の荒削りを行なった。ガス切断作業にあたっては、事前に材料特性、切断時の材料温度、切断速度等に対する試験を行ない、作業条件を設定した。

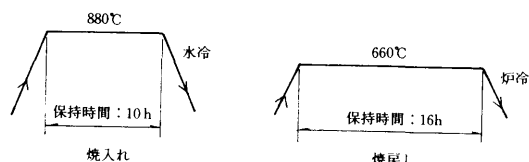
エンドリンク、三角リンクのボスの材質はSCMn 2 Aであり、 casting温度は1530~1560℃を目標とした。

鍛造及び casting後の熱処理は、各々図-8(a)、(b)に示す条件で実施した。熱処理後材料試験材を採取し、タワーリンクボスについては機械加工を、エンドリンク、三角リンクボスについては押湯切断、ショットブラスト、 casting仕上げ、機械加工を行なった。

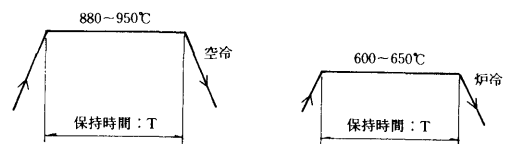
2). ピン、球軸、軸受

ピン、球軸等のSUS 431材は、取鍋精練を行ない精練時に真空脱ガス処理を行なった。加熱鍛造後の熱処理は、ピンの寸法に応じて温度と時間を決定したが、一例として図-8(c)に、タワーリンクピン、球軸の熱処理条件を示す。

エンドリンクピンはスリーブ構造のため、スリーブ材は外径及び端面に仕上代を残し内径を仕上げた状態で、中心コア材は端面に仕上代を残し外径をスリーブの仕上内径に対し0.39~0.47mmの焼ばめ代を設けて仕上げた状態で焼ばめを行なった。焼ばめはスリーブを加熱リングで加熱し、中心コア材を正確に芯出しした後挿入した。

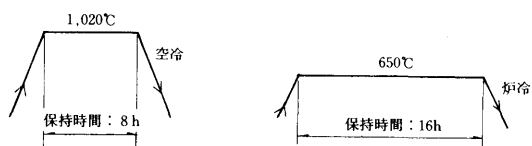


(a)タワーリンクボス



(T:肉厚125mmまでは、肉厚25mm当り1時間以上とする
T:肉厚125mm越えるものは、肉厚25mm当り30分以上加算する)

(b)エンドリンク、三角リンクボス



(c)タワーリンクピン、球軸

図-8 熱処理条件

焼ばめ後、外径、両端面等の仕上加工を行なった。

軸受の製作、検査等については、関連する本四公団材料規格に準じて行なった。

(2) 材料検査、非破壊検査

リンク支承に用いた casting鋼品の材料検査、非破壊検査は、表-6の検査項目、検査方法により行なった。また、非破壊検査の要領を表-7に示す。

表-6 材料検査、非破壊検査

部 品 名	材 料 検 査				非 破 壊 検 査			
	化学 成分	機 械 的 性 質			U.T	M.T	P.T	V.T
		引張	衝撃	硬さ				
タ ワ ー リ ン ク	ボ ス	○	○	○	○		○	○
	球 軸、ピン	○	○	○	○		○	○
	キ ャ ッ プ	○	○	○		○	○	○
	球 面 軸 受	○	○	○			○	○
エ ン ド リ ン ク	ボ ス	○	○		○	○	○	○
	ピン(コア材)	○	○	○	○		○	○
	キ ャ ッ プ	○	○	○		○	○	○
	軸 受 スラスト軸受	○	○	○			○	○
三 角 リ ン ク	ボ ス	○	○		○	○	○	○
	ピ ン	○	○	○	○		○	○
	キ ャ ッ プ	○	○	○		○	○	○
	軸 受 スラスト軸受	○	○	○			○	○

UT: 超音波探傷試験 PT: 浸透探傷試験 MT: 磁粉探傷試験 VT: 寸法、目視検査

表-7 casting鋼品の非破壊検査要領

項 目	試 験 方 法	判 定 基 準
超 音 波 探 傷 試 験	試験方法: NDIS 2411-80(鍛鋼品) ASTM A609 (casting鋼品) 探傷時期: 最終熱処理完了後の 一次機械加工後 探傷箇所: タワーリンクボス 端面より全面探傷 エンドリンク、三角リンクボス ボス両端面からボス内径より 50mmの範囲 球軸、ピン 外周全面を径方向より全面探傷	鍛鋼品 (a)等価欠陥サイズ ϕ 4 以下は合格とする。 (b) ϕ 4を越える欠陥及び 密集欠陥が検出された場合は欠陥の性 状、位置、分布状態を 勘案し、判定する。 casting鋼品 ASTM A609 Gr2以上を 合格とする。
浸 透 探 傷 試 験	試験方法: JIS Z 2343 探傷時期: 仕上加工後 探傷箇所: ボ ス 内周面 球軸、ピン 外周面 キ ャ ッ プ 機械加工面 エンドリンクスリーブ材	(1)割れによる欠陥指示模 様がないこと。 (2)線状欠陥指示模様は2級、円形 状指示模様は2級であること。 なお、分散欠陥指示模様は3群 を適用する。 (3)個々の線状及び円形状指示模様は許 容される大きさであっても近接した 2個以上の指示模様が連続して存在 し、その相互の距離が2mm以下の場 合は相互の長さ及び距離を含めて連 続した1つの欠陥指示模様とみなす
磁 粉 探 傷 試 験	試験方法: JIS G 0565 探傷時期: casting仕上げ完了後、溶接後、焼鈍後 探傷箇所: タワーリンクボス リンカーボス溶接線全線 エンドリンク、三角リンクボス リンカーボス溶接線全線 フランジ付根R部 キ ャ ッ プ R加工部	(1)割れによる欠陥指示模 様がないこと。 (2)線状欠陥及び円形状欠陥磁粉模 様は2級であること。なお、分 散欠陥指示模様は4群を適用す る。 (3)欠陥指示模様がほぼ同一線状に 連なって存在し、その相互の距 離が2mm以下の場合は相互の長 さ及び距離を含めて連続した1 つの欠陥指示模様とみなす。

(3) 組立

鋼板で構成するリンク本体の製作は、主構の製作要領に準じて行なった。ボスとリンク本体との突合せ溶接は、事前に行なった溶接施工法確認試験の結果に基づき、溶接条件、溶接材料及び溶接施工者等の管理に留意し行なった。溶接終了後応力除去焼鈍を行なったが、温度管理は $(620 \pm 20^\circ\text{C}) \times \text{厚さ (mm)} / 25$ 時間とした。溶接部はすべて、溶接後と応力除去焼鈍後の2回磁粉探傷試験を行なった。また、ボスとリンク本体の突合せ溶接部は、余盛ビード仕上げ後X線検査を行なった。判定基準はJIS Z 3104の1種及び2種で1級以上、3種は不合格としたが、すべての部位について満足する結果が得られた。

リンク本体とボスの溶接完了後、ボスの端面と内径の仕上加工を行なった。仕上加工は次工程の軸受の冷しばめを考慮し、厳しい精度管理を行なった。表-8は一例として、タワーリンクの加工精度の実績を示したものである。

冷しばめは、軸受を工業用アルコールとドライアイスによって冷却し、仕上加工を行なったボスの内面に挿入した。作業は、軸受とボス孔の正確な芯出し、冷却温度 $(-50^\circ\text{C}$ 前後)、軸受外径の収縮量等の厳重な管理のもとに行なった。写真-2は、タワーリンク球軸受の冷しばめ作業状況である。

組立て完了後、寸法、外観等の最終検査を行ない、塗装を実施した。

表-8 タワーリンク機械加工実績精度

項 目	許容値 (mm)	実績値 (mm)
ボス内径寸法 ($\phi 1300\text{mm}$)	+0.195 ~0.000	ボス 8 個 最小値 +0.01 最大値 +0.09 平均値 +0.03
ボス内径の真円度	0.15	0.00~0.02
ボス内径の円筒度	0.15	0.01~0.03
ボス内径の直角度	0.5	0.0~0.2
ボス内径の平行度	1.0	0.2
ボス内径中心間寸法 (5986mm)	± 1.0	-0.3~+0.5

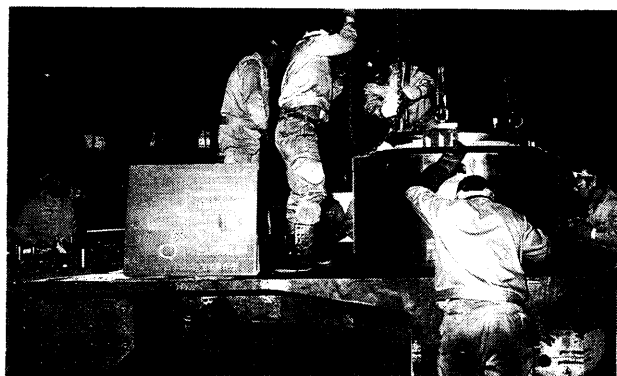


写真-2 タワーリンク球軸受冷しばめ

4. スプリング沓

4.1 概要

本橋は橋軸方向弾性固定装置として、皿ばねを組込んだスプリング沓を用いている。スプリング沓は表-3に

示すように、主構トラス端部に2か所、一橋当り4基設置される。主桁の橋軸方向水平変位は、端部床トラス下弦材と連結された三角リンクによって鉛直変位に変換され、スプリング沓に伝達される。スプリング沓1基には、皿ばね68枚を重ねたものが5組組込まれており、三角リンクと連結されたロッドの上下移動は、ロッド中間部の位置決め環及び下部のつばを介して、上下皿ばね座により機構的には皿ばねを常に圧縮するように働く。図-9にスプリング沓の構造図を示す。

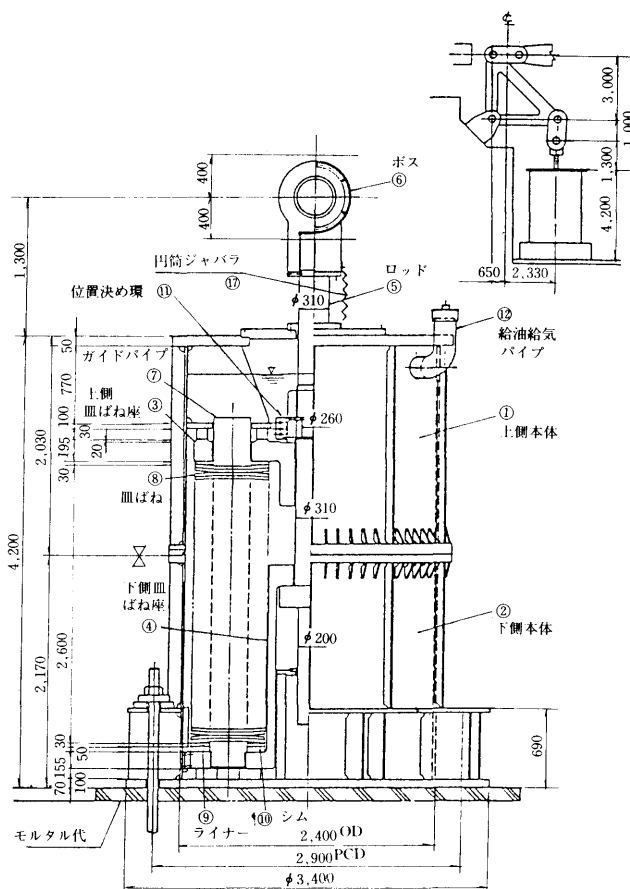


図-9 スプリング沓構造図

スプリング沓1基当りの所要ばね定数、移動量は、次のように設定されており、これがスプリング沓を構成する各部材の設計条件となっている。

ばね定数 : 3,000 ton / 1mm

設計移動量 : 400mm (反力1,200 ton)

移動可能量 : 442mm

なお、スプリング沓の移動可能範囲を超えるような不測の地震時に対しては、別途ストッパー沓を設けスプリング沓と共同して低抗する構造としている。

4.2 各部の設計

(1) ロッド、皿ばね座

ロッドは、本体頂部とロッド下端を支点とする梁の先端に、橋体の橋軸方向水平移動に伴う三角リンクの回転変位によって生じる鉛直力、水平力及びピンと軸受ブッシュの摩擦により生じる曲げモーメントが作用するもの

として応力度を算出した。なお、ロッド材は大口径($\phi 310$)の熱処理材 SNB 24-5 であるため、質量効果を考慮し許容応力を約 10% 低減した。また強度評価を行なう目的で、小型試験体($\phi 24$)により熱処理のシミュレーション実験を行ない、強度の確認と熱処理方法の検討を行った。ロッドのネジ部等の切欠き部に対しては、累積疲労を考慮し断面を決定した。スプリング沓本体との摺動面は、本体側に軸受ブッシュを設けるとともに、ロッドにニッケルクロームめっきを施し、摩耗損傷防止及び発錆防止対策とした。

皿ばね座はばね反力を直接受ける部材であり、外周に皿ばね反力と等価な線荷重を受ける内周固定の有孔円板と考え、曲げモーメントの最大値に対して板厚を決定した。

(2) 皿ばね

皿ばねの基本特性としては、図-10 に示す 1 組 (68 枚) の組合せばね特性を次のように設定した。

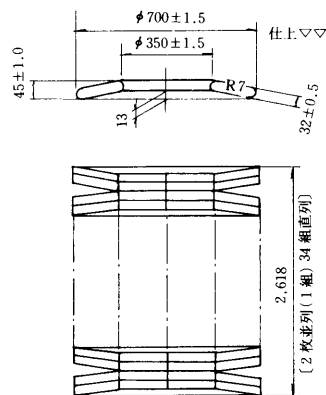


図-10 皿ばね形状及び組合せ要領

荷重-変位特性としては、表-9 に示す特性を有するものとする。同表中の指定 1、指定 3 におけるたわみ量は、各々常時最大移動時及び設計最大移動時に対応しており、荷重は、たわみ量に対応する皿ばね反力の理論値に基づき設定した。

表-9 組合せ時荷重特性

記 事	荷 重 (kg)	高 さ (mm)	たわみ (mm)
無 荷 重	0	2,618	0
指 定 1	129,800	2,408	210.8
指 定 2	180,000	2,318	299.2
指 定 3	233,800	2,218	399.5
密 着 時	256,000	2,176	442

繰返し荷重に対する耐久性としては、下記の耐久性を有するものとする。

たわみ量 $\delta = 0 \sim 210 \text{ mm}$ の繰返し荷重: 300 回

たわみ量 $\delta = 122 \sim 210 \text{ mm}$ の繰返し荷重: 100,000 回

ここで、たわみ量と繰返し回数は、各々常時最大変位及び列車通過時変位とその発生頻度を考慮し決定した。

4.3 製 作

スプリング沓各部の材質と製作数量を表-10 に、製作

工程を図-11 に示す。スプリング沓の製作については、本沓特有の皿ばねの製作及びその載荷試験について主に報告することとし、その他の部品については、紙面の制限もあるので概要を記すにとどめる。なお、ボスの製作については、リンク沓と同様なので省略する。

表-10 スプリング沓各部の材質及び数量

名 称	材 質	個 数	重 量 (kg)
① 上 側 本 体	SM 41	1	9473
② 下 側 本 体	SM 41	1	14038
③ 上側皿ばね座	SCMnCrM2A	1	6374
④ 下側皿ばね座	SCMnCrM2A	1	7531
⑤ ロ ッ ド	SNB 24-5	1	2517
⑥ ボ ス	SCMn2A	1	2022
⑦ ガイドパイプ	S 45 C	5	3430
⑧ 皿 ば ね	SUP 10	5 組	24650
⑨ ラ イ ナ ー	SUP 10	10	706
⑩ シ ム	SS 41	5	588
⑪ 位置決め環	SCM 435	1	164
⑫ 給油、給気パイプ	STPG	1	31
そ の 他		1 式	1003
合 計 (1 基 分)			72527 kg
潤 滑 油	タービン油		10 kℓ

(1) 皿ばね

皿ばねの材質は JIS G 4801 (ばね鋼材) の SUP 10 であるが、化学成分は溶解チャージごとにとりべ成分分析を行ない、S は 0.01% 以下を目標とした。鋼塊を $\phi 230 \sim 250$ に加熱鍛伸後、超音波探傷試験、機械的性質試験、清浄度試験を実施し素材の品質を確認した。

その後の製作工程は製造メーカーにより多少の差違があるが、概要は表-11 に示すように実施した。一次旋削後の熱処理は、焼入れ ($860 \sim 870^\circ\text{C}$ 、1 hr) 焼戻し ($450 \sim 470^\circ\text{C}$ 、3 hr) を行なった。

皿ばねの機械的性質の確認は、溶解チャージごとに引張試験、断面硬度試験を、皿ばねの熱処理ロットごとに表面硬度試験をそれぞれ行なった。試験は、各々図-12 に示すテストピースを皿ばねの熱処理ロットと同一熱処理し実施した。皿ばねの機械的性質の諸元と試験結果を表-12 に示す。

皿ばね製作後、全組の皿ばねについて組合せ検査を行なった。測定項目は、無載荷時の組合せ高さ及び表-9 に示す指定 1、2、3 のたわみに対応する荷重を 600 ton 油圧アムスラー型試験機により測定した。判定は、指定 2 におけるたわみ時の荷重が $180,000 \text{ kg} \pm 10\%$ で合格としたが、測定結果は $+0.6\% \sim +4.2\%$ であった。

組合せ試験を終えた皿ばねは、1 組ごとに側面に通し番号をつけ、組合せ及び重ね順を明確にした後解体し、磁粉探傷試験及び単体の寸法検査を行なった。

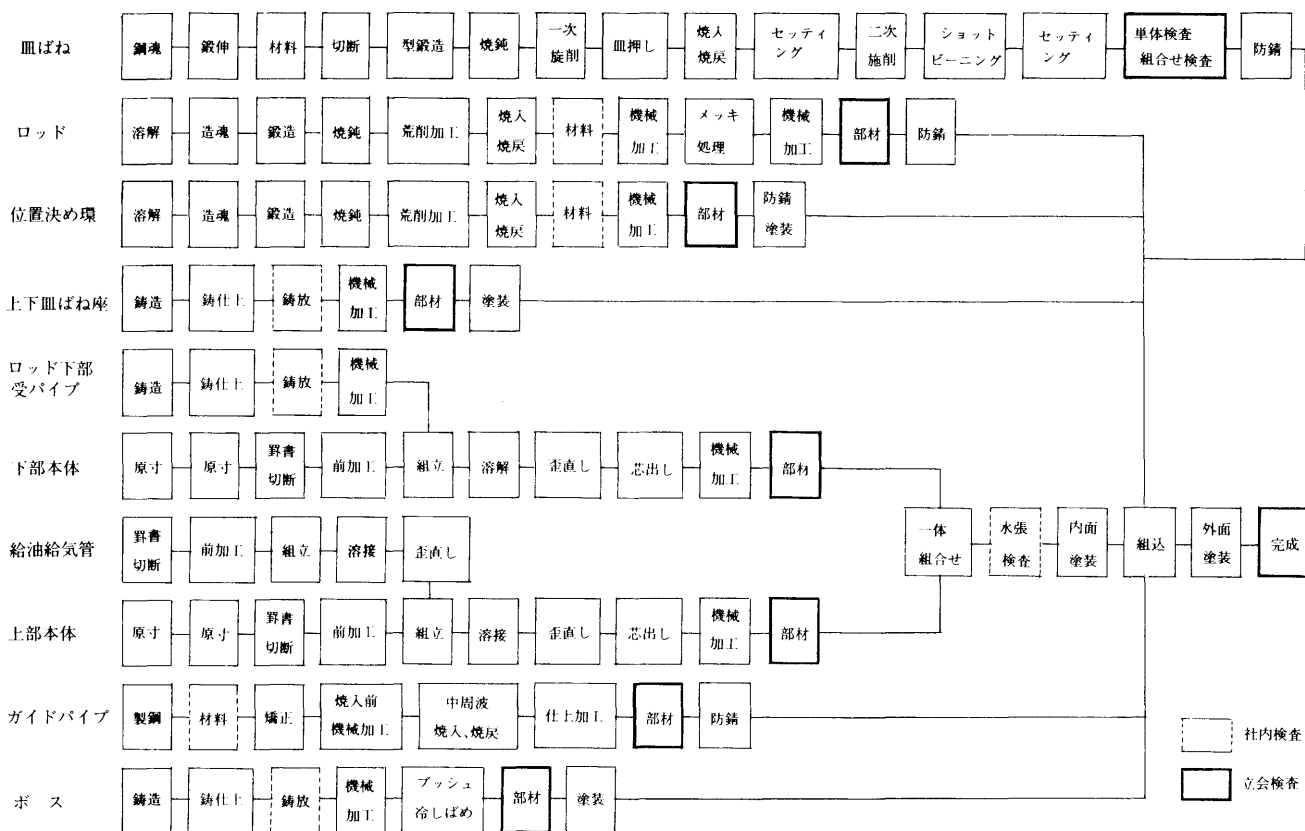


図-11 スプリング製作工程

表-11 皿ばね製造工程

工程名	内容	略 図
1 材料切断	指定の鍛造寸法になるように必要な体積を計算して、切断長を決定し、ノコ盤にて切断。	
2 鍛 造	大型皿パネ製造方法として、ドーナツ形状の成形と鍛圧成形による材料強度を上げる。	
3 皿 成 形	皿成形治具を使用し、皿パネの形状に成形する。	(上型) (下型)
4 皿成形後一次旋削	皿成形により生ずる面のそり、ひずみを取り除き、皿パネの品質を向上させることを目的とする。	
5 熱 処 理	皿状のものに硬度を与えて、パネに所要の性質を付与することを目的に行なう。	硬度 (HB400~455)
6 二次旋削	熱処理後の表面に付着したスケール及びひずみを取り除き、製品の所定の寸法に仕上げる。(内・外径、板厚、面取り、高さ)	
7 ショットピーニング	皿パネの表面に圧縮残留応力を与えることにより、折損やヘタリを減らすこと、耐久性を増すことを目的とする。	
8 セッチング及び荷重試験	皿パネの使用方向に若干の永久変形を増すことを目的とする。	(上部加工板) (下部加工板)

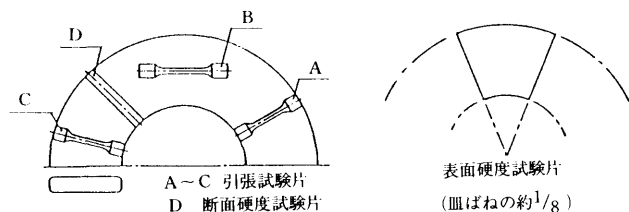


図-12 機械的性質試験テストピース

表-12 皿ばねの機械的性質と実績値

	耐力0.2% (kg/mm ²)	引張強さ (kg/mm ²)	伸 び (%)	絞 り (%)	硬 度
規 格	110以上	125以上	(10以上)	(30以上)	HB 400~455 (HRC 43~48)
実 績	116~139 平均128	133~149 平均141	11~14 平均12	31~41 平均37	415~444 平均422

() は参考値として確認する
溶解チャージ数: 4 チャージ 熱処理ロット数: 116 ロット

(2) その他部品の製作

1) 上下皿ばね座

皿ばね座の材質は、低合金鋼鍛鋼 (SCMnCrM 2 A) で、引張強さが 70 kg/mm^2 以上であり、大型铸件としては国内でもあまり使用されていない材料である。寸法精度は JIS B 0405 及び 0412 の中級とし、ロッド及びガイドパイプとの取合部は、軸芯のずれがないように内外径の真円、円筒精度及び加工面の直角度は 0.5 mm 以内とした。

2) ロッド

ロッドの材質は、特殊用途合金鋼ボルト用棒鋼 SNB 24-5 で、製作にあたっては JIS G 4108 を修正適用した。

本橋アンカーボルトの製作仕様に準拠したが、機械的性質については大口径であることを考慮し、表-13のとおりとした。

表-13 スプリング沓ロッドの機械的性質

耐 力 (kg/mm ²)	引張強さ (kg/mm ²)	伸 び (%)	絞 り (%)	硬 さ (HB)	シャルピー衝撃値	
					3個の 平均値	個 別 値
65以上	80以上	15以上	45以上	248/811	3.8	3

3) ガイドパイプ

ガイドパイプは皿ばねの軸芯のずれを防止するもので、下端は下側皿ばね座の2級精度ねじで固定し、上端は上側本体で支持される。材質はS55Cで円筒状であり、側面には皿ばねの伸縮に伴う潤滑油の流通を容易にするため、200mmピッチでφ100mmの孔を1本当り計54個設けている。ガイドパイプの外周面は皿ばねとの摺動による摩耗を少なくする目的で、中周波焼入れ焼戻しにより表面硬化処理を行った。表面硬度はHRC53以上、硬化層深さは肉厚38.6mmに対し3.0mm以上とした。

4) 本 体

本体はSM41)を主材とした鋼板溶接鋼造物であり、野書切断後胴体はローラーで冷間曲加工し、シームつぎ溶接を、フランジは4分割した部材を突合せ溶接した。主要溶接部はすべてフルペネ溶接で、継手部は放射線透過試験を、厚さ50mm以上の部材は超音波探傷試験を実施した。なお、上下本体製作完了後、本体継手部にOリングを入れ継手部のボルトを数箇所仮締し、内部に水を満たし消防署の水張検査を受検した。

(3) 組立て

スプリング沓の組立て作業は、まず下側本体のロッド受金物にロッドを差込み、下側皿ばね座にガイドパイプをねじ込み皿ばねを1/3の高さまで挿入した状態で、下側本体に塔載し、次に残り2/3の皿ばねを挿入して上側皿ばね座を乗せる。この状態を表わしたものが写真-3である。続いて上側本体を取付けるが、この状態で上下本体継手フランジ部の隙間(設計値18mm)を測定し、フランジが密着するまで仮ボルトで締め付け、皿ばねに約60トンのプレストレスを導入する。次に位置決め環をロッドに固定し、天蓋を取付け、本体継手部を高力ボルトで本締めし、最後にロッド上部にボスをねじ込み組立てを完了する。

スプリング沓に組込む皿ばねの組合せは、皿ばね製作時に実施した載荷試験結果から、次の要領で選定した。皿ばねは、1P用、4P用で製作メーカーが異なったため、各々10組の皿ばねを2基分5組ずつに分けることとし、すべての組合せケースについて、載荷試験結果から指定位置における皿ばね反力の5組の合計値を算出し、10組のばね反力の合計値の1/2に最も近い組合せを選び各沓に組込む皿ばねの組合せを決定した。1基ごとに選定した5組の皿ばねの配置は、ばね反力の大きいものと小さいものを交互に配置し、ばね座に回転や傾きが生じな

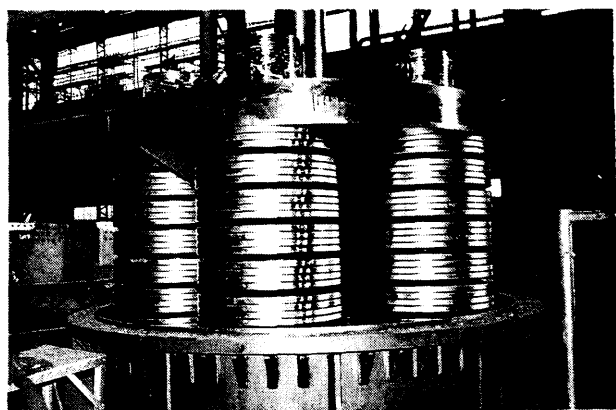


写真-3 スプリング沓組立

いようにした。

(4) 載荷試験

橋梁の弾性固定装置として本橋のようなスプリング沓が使用された例はなく、皿ばねの組合せ性能及び規模からも例をみないものであり、組立てを終えたスプリング沓全数について、その性能と安全性を確認するため載荷試験を実施した。写真-4に載荷試験状況を示す。

試験は500 ton ジャッキ2台により、載荷梁を用いてロッドを押し下げる方向に設計荷重1,200 tonの80%に相当する約1000 tonまで、押上げる方向に約800 tonまでの荷重をかけ、ロッドの移動量を測定した。また、4基のうち1基については、上側皿ばね座の周方向5か所の変位を測定し、載荷に伴うばね座の傾きを調べるとともに、試験終了後、ボス、上側本体、上側皿ばね座等を取り外し、主要溶接部及び応力集中部の非破壊検査(MT、PT)、摺動面の外観検査を行なった。

試験結果の荷重-変位曲線の一例を表わしたものが図-13である。実測値の立ち上がりは5組の皿ばね各々の載荷試験結果の合計値からずれているが、これはスプリング沓組立て時に皿ばねに導入したプレストレス量と、ロッド、皿ばね座、載荷梁等の重量によるもので、同図には実測値からこれらの影響を差し引いた値を換算値と

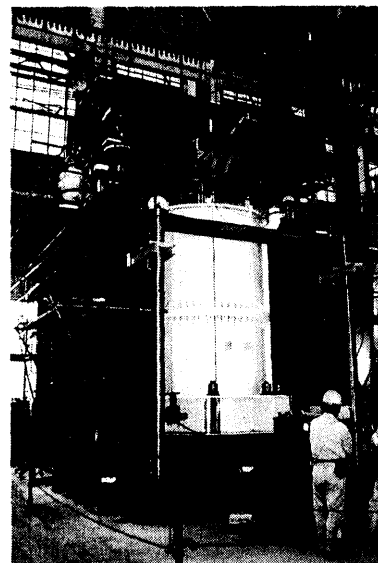


写真-4 スプリング沓載荷試験

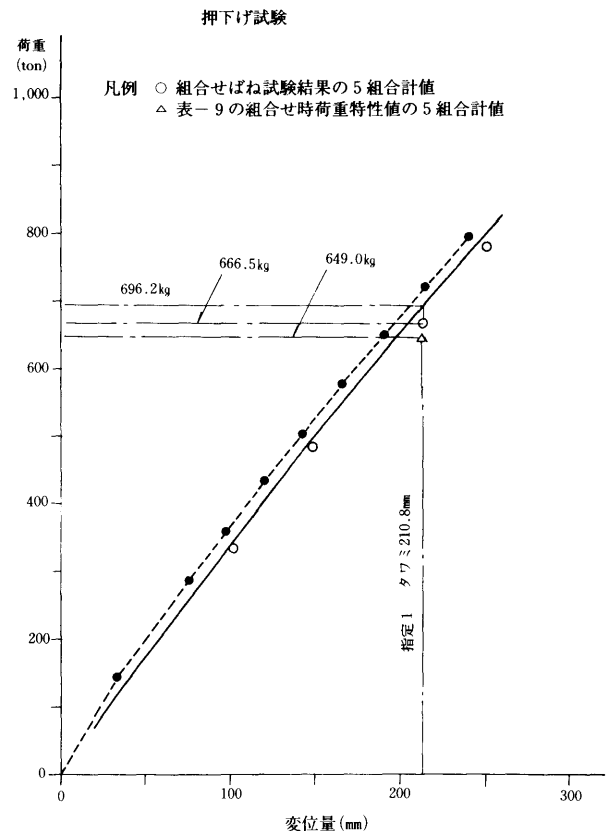
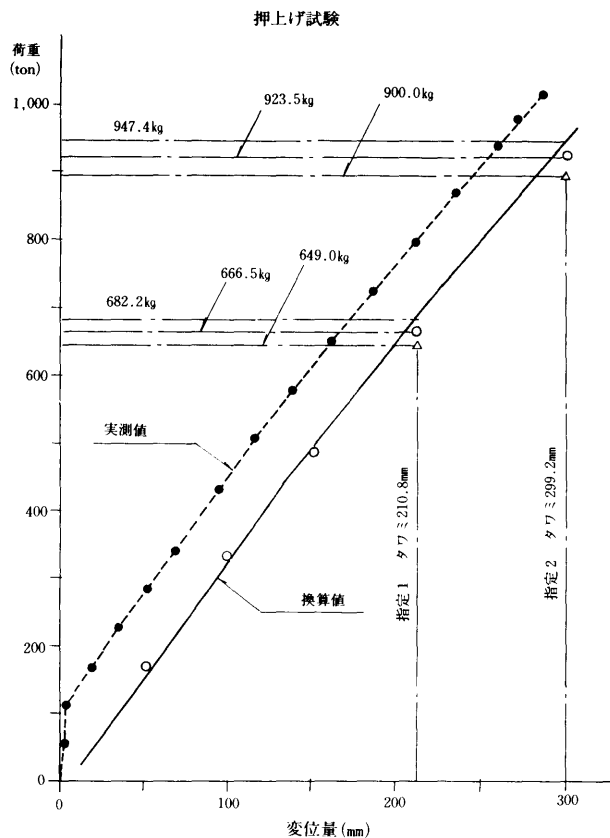


図-13 スプリング沓載荷試験荷重一変位曲線

して表わしている。

試験結果は4基とも同様の傾向を示し、指定1、2におけるばね定数を比較すると、5組の皿ばねの合計ばね定数に対して3～5%増の値を示した。これは沓内部の摺動部の摩擦抵抗が作用しているためと考えられ、最終的には、潤滑油を注入することで5組合計のばね定数に近づくと思われる。また、荷重載荷時のばね座の傾き及び試験後の各部の非破壊検査、外観検査とも異常は認められず、本沓が所要の性能と安全性を有していることが確認された。

5. あとがき

付属物の設計製作という多岐にわたる事項を取り上げたため、多くの紙数を費やしたにもかかわらず、十分なまとめ、報告ができない点もあった。

岩黒島橋の上部工製作は、製作(その1)～(その4)の4件で発注され、ケーブル、緩衝桁等の製作は上部工架設(その1)工事の中で行なった。ここに報告した付属物

の製作は製作(その1)に含まれており、詳細については同報告書を参照されたい。なお現在、製作(その1)から架設(その1)工事に含まれる製作物までを含めて、岩黒島橋の上部工製作全般についての概要を、製作、架設を請負った石幡、横河、松尾、住重、駒井共同企業体の協力のもととりまとめ中である。近々報告書としてまとまる予定であるが、これまでの報告と併せ今後の製作工事に何らかの参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 保田、日里、大広：岩黒島橋上部工詳細設計 本四技報 No.35 昭和60年10月
- 2) 保田、毛利、大広：岩黒島橋上部工の製作 本四技報 No.38 昭和61年4月
- 3) 保田、武山、野沢：岩黒島橋ケーブルの設計と製作 本四技報No.39 昭和61年7月
- 4) 岩黒島橋詳細設計概要書 昭和59年3月 本四公団第二建設局児島工事事務所
- 5) 岩黒島橋上部工製作(その1)スプリング沓載荷試験報告書 昭和60年8月 本四公団第二建設局児島工事事務所

南北備讃瀬戸大橋のケーブル架設工事

Cable Erection for South & North Bisan-Seto Bridge

坂出工事事務所	副 所 長	神 弘 夫
(前) 坂出工事事務所	第 九 工 事 長	Hiroo Jin
坂出工事事務所	第一工事長代理	奥 田 基
(前) 坂出工事事務所	第九工事長代理	Motoi Okuda
坂出工事事務所	第一工事長付	梶 尾 光 邦
(前) 坂出工事事務所	第九工事長付	Mitsukuni Kajio

1. まえがき

本州四国連絡橋児島～坂出ルートは、岡山県倉敷市と香川県坂出市との間の海峡部を六つの長大橋梁で結ぶ計画で、昭和63年春完成を目指し、工事が進んでいる。

南北備讃瀬戸大橋は、このルートの与島南端から坂出市番ノ州地区にかかる共用アンカレッジを有する二連の三径間吊橋であり、その規模は、中央支間長でいえば南は世界で第6位、北は同第12位であるが、ケーブル断面の大きさでいえば、道路・鉄道併用吊橋であるために、各々世界第1、2位を占めるものである。

本文は、この諸外国にも施工例のない大断面のケーブル架設工事について報告するものである。

なお、南北備讃瀬戸大橋のケーブル架設工法は、すでに完成し供用されている尾道～今治ルートの特長大橋や神戸～鳴門ルートの大鳴門橋と同じPWS工法であり、施工手順等についてはこれらと基本的に変わりないので、本文では因島・大鳴門橋と特に異なる施工方法を用いた点や工程及び架設精度等を中心に述べることにしたい。

表-1 ケーブル諸元

橋 名		北備讃	南備讃
垂 メ ッ キ 鋼 線	引 張 強 さ	160～180kg/mm ²	160～180kg/mm ²
	線 径	5.18mm	5.12mm
	断 面 積	21.08mm ²	20.59mm ²
	単 位 重 量	0.165kg/m	0.161kg/m
1 ストランド	構 成 素 線 数	127本/ストランド	127本/ストランド
	外 接 円 直 径	67.3mm	66.6mm
	断 面 積	2,677mm ²	2,615mm ²
	単 位 重 量	20.96kg/m	20.48kg/m
主 ケーブル (片 側)	ス ト ラ ン ド 数	234本/片側	271本/片側
	素 線 数	29,718本/片側	34,417本/片側
	一 般 部 直 径	998mm	1,062mm
	バ ン ド 部 直 径	986mm	1,049mm
	断 面 積	6,263cm ²	7,086cm ²
	単 位 重 量	4,904kg/m	5,548kg/m

2. ケーブル架設工事の概要

2.1 ケーブルの諸元

北及び南備讃瀬戸大橋の各々のケーブル諸元を表-1に示す。本橋のケーブル工事の特徴は、各々のケーブル径がこれまでに比べて大きいということと、4Aという共用アンカレッジを有することから、4Aのアンカースパン部において北と南のストランドが空中で交差するという設計を採用している点にある。4Aのストランドの空中交差方式の採用の理由等については、本四技報Vol. 9 No.32の「南北備讃瀬戸大橋4A共用アンカレッジの設計」を参照されたい。

2.2 ストランド製作

本工事で最も主要な材料であるストランドは、北備で468本(総重量16,300t)、南備で542本(19,800t)で製作総重量は36,100tにもなる。

ストランドの製作は、大きく分けて亜鉛めっき鋼線の製作とそれらを束ねる集束工程(巻取り、ソケット付けを含む)の二段階になるが、全体工程は集束工程に支配された。

現有工場のストランド製作能力は、備讃級のストラン

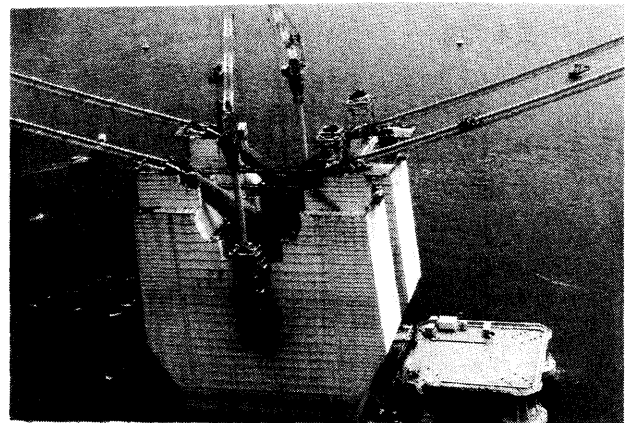


写真-1 4Aにおけるストランドの空中交叉

ドであれば、平均22本/月程度であることから、ケーブルの架設時期を考慮し、ストランド架設時期より4年以上前から製作に着手し、昭和61年1月に製作を終えた。

製作が長期にわたるため、製作済のストランドの保管に多くのスペースを要し、その場所の確保あるいは保管期間中の防錆等に予想外の労力を費した。

また、工場から架橋地点までのストランドの輸送も製作工事に含め実施したが、1ストランドの重量が40ton近くもあるため、通常のトレーラーによる公道通行が困難で貨車と船舶による輸送によらざるをえなかった。

貨車輸送にしても、40ton近い重量物を積載可能な貨車(形式シキ550)は全国で12両しかなく、この内の4～5両しかストランド輸送に使えないので、輸送にも思いがけないほど長時間を要した。製作・輸送の工程を件名ごとに表-2に示す。

表-2 ケーブルストランド製作・輸送工程

工 程 件 名	S56年度		S57年度		S58年度		S59年度		S60年度	
	4	10	4	10	4	10	4	10	4	10
ド製 作 その の 1	ケーブル ストラ ンド 製 作									
ド製 作 その の 2	ケーブル ストラ ンド 製 作									
ド製 作 その の 3	ケーブル ストラ ンド 製 作									
ド製 作 その の 4	ケーブル ストラ ンド 輸 送									
ド製 作 その の 5	ケーブル ストラ ンド 輸 送									

2.3 架設工事内容

本橋のケーブル架設工事においては、主要材料であるストランド及びケーブルバンドの製作は架設工事とは別途に実施したので、架設工事の内容は表-3に示したものととなっている。また、補剛桁架設完了後実施するケーブルのラッピング塗装等についても本工事には含まれていない。

2.4 工事工程

表-3 ケーブル架設工事の概要

橋 名	北備讃	南備讃	備 考
ハンガーロープ等 製作・輸送	840ton	921ton	ロープ本体、ソケット、 ハンガーランプ
シム板及びサドルス ペーサ等製作・架設	222ton	306ton	亜鉛フィラーを 含む
スプレサドル架設	4基	4基	1基当りの最大 重量280ton
キャットウォーク架設	1式	1式	設計・製作を含 む
ストランド架設	16,400ton	20,000ton	平均ストランド長 北:1,600m、南:1,700m
ケーブルスクイズ	1式	1式	
ケーブルバンド架設	232基	264基	北:959ton 南:1,096ton
ハンガーロープ架設	440本	480本	
ケーブルバンドボルト 軸力測定及び再締付	1式	1式	
詳 細 設 計	1式	1式	ケーブルハンガーロープ の無応力長計算他
仮 設 備	1式	1式	塔頂クレーン、ジブクラ イミングクレーン
海上安全対策工	1式	1式	警戒船、灯浮標管 理等

南北備讃瀬戸大橋のケーブル架設工事は、4Aにおいて北、南のストランドが空中で交差する構造となっていることから、北備讃側のストランド架設を先行し、その後南備讃のストランドを架設するという、いわゆるシリーズ架設を当初から計画していた。

そのため、下部工及び塔工事は北備讃側が先に施工されており、ケーブル架設工事も北備讃側が先行した。

表-4に実施工程を示す。

本工事の工程管理上、最も重要なことは中央径間のパイロットロープの渡海日をいつにするかであった。渡海は海上交通安全法で定められた航路を横断することから、その実施日について不特定多数の海事関係者への周知に3か月程度を要するので、渡海日はその3か月前に決定しなければならなかった。

本工事の渡海工法は、下津井瀬戸大橋と同様、一般航行船舶への影響が小さく、航行禁止等の法的措置を講じる必要のないクレーン船によるフリーハング工法とした。そのため、法的措置を講じるために必要な関係諸官庁との協議・事務手続き等を省くことが出来たこと、さらに渡海日決定から実施までの期間が比較的短い3か月であったことから工程の硬直化が避けられ、結果として工程短縮をはかれたことが大きな利点であった。

渡海までの準備工事としては、北備讃においては2P、南備讃においては6Pの塔頂足場、機械等の架設が工程上のクリティカルパスとなった。2Pでは、昭和60年の2月1日、また6Pでは6月1日から各々塔工事から現場の引継ぎをうけ、準備工事に着手した。北備讃においては、厳寒期でありさらに西からの季節風が最も強い季節であり、また南備讃では梅雨期にあたり、いずれも高所作業に適しない時期であったが、熟練した現場作業員の技能と細心の安全管理で克服することができた。中央径間のパイロットロープ渡海は、塔における準備工事を開始した約2か月後の、北備讃では3月30日、南備讃では7月26日に無事完了した。渡海工法の詳細については、下津井瀬戸大橋のケーブル架設工事報告²⁾を参照されたい。

準備工事を比較的短期間に終えることができたのは、塔頂足場の地組を作業基地で行うことができたのと、予め地組した足場を塔頂まで吊り上げる能力を有する塔頂クレーン(最大吊荷重20ton、7t×22m以上)を使用したことなどが理由としてあげられる。

その後、ホーリングシステム架設、キャットウォーク架設、ストランド架設準備と工程は進んだが、これらの工程のなかで目新しい技術としては、北備讃の中央径間のキャットウォークロープ架設に用いられた固定式サスペンダー工法がある。この工法の詳細については、後に述べることにしたい。

北備讃側ではパイロットロープ渡海(最終は3P～4A間で昭和60年5月11日実施)完了から約4か月後の昭和60年8月中旬にキャットウォークシステムがすべて出来上り、その後約一か月間のストランド架設準備工を経て、

9月7日に第一ストランドが備讃瀬戸北航路を渡った。

初めに述べたとおり、北備讃と南備讃のストランドを同時に架設することは、機械設備のスペース面及び作業効率の立場からかなり困難であるので、ストランド架設は北備讃を先行する、いわゆるシリーズ架設が前提となっていた。そのため、パイロットロープ渡海時期の差である3か月半でストランド架設を完了しなければルート全体工程上のクリティカルパスとなる南備讃のストランド架設に手待ちを生じさせることになる恐れがあった。

このような条件のなかで北備讃のストランド架設は始められたが、作業員がストランドの整形、移設作業に習熟しない間は、塔頂等の各作業場所で手待ち時間が生じるなどで、1日に1本を架設するのがやっとという状態であった。しかしながら、作業員が整形、移設作業に習熟するのに応じて2本/日架設が可能になり、さらに早出、残業により作業時間を増すなどにより3～4本/日架設を行い得るようになった。最高の架設実績は5本/日であった。また、ストランドの架設期間中は、休日も返上するなど工期短縮に努めたこと及び9～11月の天候の安定した時期に当たったことなどにより、架設開始から98日目に当る12月12日にすべてのストランド架設を完了することができた。引続き、12月18日に南備讃の第一ストランドを架設し、年内に南西各々3本ずつの架設を行い、基準ストランドとしての調整及び絶対サグ測量を終えた。

年が明け、ストランドを本格的に架設するためのホーリングラインの変更を行なった後、昭和61年1月16日から本格的な架設作業にとりかかった。これまでの国内の長大吊橋においては、厳寒の、しかも季節風の強い真冬にケーブル架設を行なった例はなく、夜間のサグ調整作業等について、風のために測定ができない等の事態がしばしば起きるのではないかと危惧を持っていた。しかしながら、比較的工程は順調に進捗し、4月29日に271本目の架設を完了することが出来た。正月休み、ホーリングラインの変更等の期間を含め4か月余りのケーブル架設期間であった。

このような短期間に、ストランド架設を終えることができた理由として、次のことが考えられる。

①北備讃のホーリング設備より引出し力が大きく、かつ引出し速度の早いホーリング設備を使用したこと、②夜間作業を効率良く行うために、一部にマーク合せ架設を採用したことなどがあげられる。

表-4 南北備讃瀬戸大橋ケーブル架設工事実施工程表

上段：北備讃 下段：南備讃

年度		59						60						61				備考			
項目	月	4	6	8	10	12	2	4	6	8	10	12	2	4	6	8	10				
仮設備工		■						■													
スプレーサドル架設			■ 1A				■ 4A	■ 7A, 4A													
ホーリングシステム架設		中央径間渡海3/30						中央径間渡海7/26										北備讃の3P～4Aは5/11渡海			
キャットウォークロープ架設								■		■											
キャットウォーク床組架設									■		■										
ストームロープ架設									■		■		■								
ストランド架設準備工									■		■		■								
ストランド架設										■	■	■	■	■	■	■	■	北：468ストランド 南：542ストランド			
ケーブルスクイズ											■	■	■	■	■	■					
ケーブルバンド												■	■	■	■	■					
ハンガーロープ架設													■	■	■	■					
海上警戒業務		■						■						■							

3. キャットウォーク架設工法

長大支間のケーブル架設において、特に高度な技術が必要とするのは、ホーリングロープやキャットウォークなどの太径ロープを航路限界等を犯さないよう一定の高さを保持しながら、いかに安全に架設するかにある。

北、南備讃瀬戸大橋の中央支間は、各々航行船舶が輻輳する海上交通安全法により定められた備讃瀬戸北航路及び南航路と交叉しており、架設時においても、T. P66.9mの航路限界を侵すことが許されないの、キャットウォークロープの架設工法、機器の能力の選定には種々の面からの検討を要した。

その結果、主としてホーリングシステムのロープ引出し能力の点から、北備讃では固定式サスペンダー工法を、南備讃では従来から施工実績の多いフリーハンク工法を選定した。

フリーハンク工法及び固定式サスペンダー工法の模式図を示す。

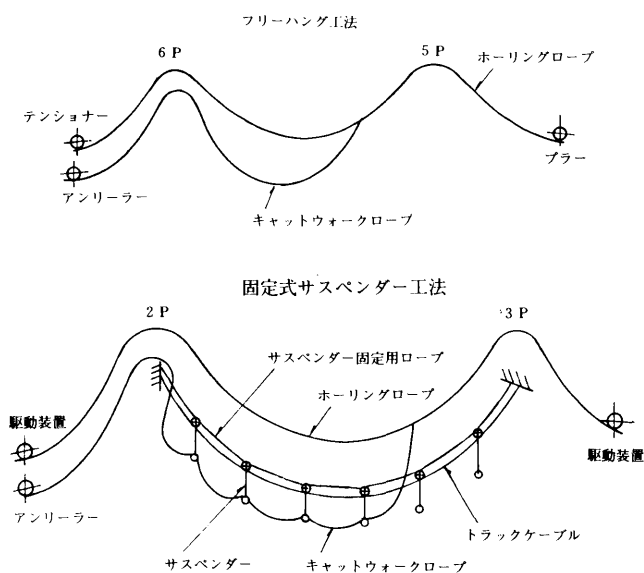


図-1 キャットウォークロープ架設工法

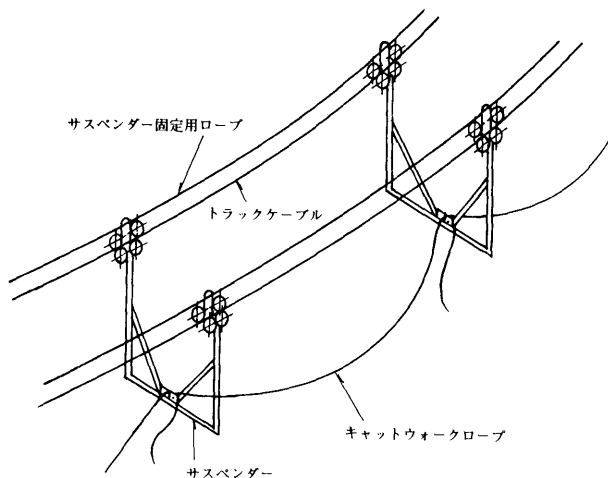


図-2 固定式サスペンダー工法

フリーハング工法でキャットウォークロープ(以下CWロープという)を引き出した時、CWロープの最下点が高い航路限界を侵さないようにするには、CWロープに大きなバックテンションを作用させなければならない。

したがって、CWロープを引出すためのホーリングロープにも当然それに見合う張力が必要になり、ホーリングロープを動かす駆動装置もそれに見合うだけの大きな出力が必要になる。

これに対し、固定式サスペンダー工法ではトラックケーブルを張り渡し、その上にサスペンダーを固定する構造のため、CWロープ及びそれを支えるサスペンダーの自重をトラックケーブルが負担するので、小さな力でCWロープを引き出すことができ、駆動装置を始めとするロープ引出し設備が大型化するのを防止出来る。

また、CWロープをサスペンダーにより支持するので、自重の大きいCWロープも小さなサグで引き出すことができ、航路限界もクリア出来るという長所がある。ただし、使用するロープ数がフリーハング工法に比して多いので、架設中の耐風性及び工程の問題が生ずる場合もあり得よう。南備讃をフリーハング工法、北備讃を固定式サスペンダー工法でCWロープを架設した際のロープ張力、安全率及びホーリングロープの直引き能力を表-5に示す。

4. ストランド架設

架設に使用する機械設備及び施工手順等については、127PLYのストランドを採用したので、因島、大鳴門の場合と基本的に変わらない。南北備讃瀬戸大橋のストランド架設の技術的な特徴及び問題点等は次のとおりである。①アンカレッジの寸法に影響するスプレーサドルを極力小さくしたため、スプレーサドル内でストランドが形崩れを起す構造であること、②半数強のストランドにマーク合せ架設法を採用したこと、③4Aにおいてストランドが空中において交差すること等である。この内、③については南備讃のストランドを先行架設済の北備讃

表-5 ロープ張力及び安全率

工 法	フリーハング (南 備 讃)	サスペンダー (北 備 讃)
項 目		
ホーリングロープの最大水平張力及び安全率	28ton	18ton
	4.3	5.8
キャットウォークロープの最大水平張力及び安全率	20ton	4.5ton
	10.4	49.6
ホーリングロープの直引能力	30ton	26ton
ホーリングロープの直引能力と最大水平張力との比	0.93	0.69
ホーリングロープの駆動方式	特殊ウインチによるレシプロ方式	駆動装置によるエンドレス方式

のストランド列の間に引き込む際に、ストランド同士が接触、損傷するのを防ぐために、北備讃のストランドをビニルダクトホース(φ90mm)で防護することにより、特に支障なく、架設のサイクルタイムにもなんらの影響もなしに施工することが出来た。

4.1 形崩れ防止工

スプレーサドル内のストランドは、サドルからケーブルアンカーフレームに向ってスプレーされる。このとき、サドルの構造及びサドルとケーブルアンカーフレームの相対位置関係により、スプレーサドル内にてストランドの形崩れが生ずる。すなわち、スプレーサドルの構造上、ストランドの線形が鉛直離れをしても、なお水平曲線をもってケーブルアンカーフレーム定着部へストランドが定着される。これを、ストランドの鉛直離れが完了していない現象という。(図-3 参照)この現象を生じると、上・下ストランドには線形の違いにより空隙が生じ、また側面へは水平曲率による水平圧を発生させることになる。このとき、無応力にて整形されたストランドは、ケーブルアンカーフレームに定着後張力を導入するとストランドが形崩れを起こす。この現象は、因島、大鳴門橋には見られず、南北備讃瀬戸大橋に特有のものであった。

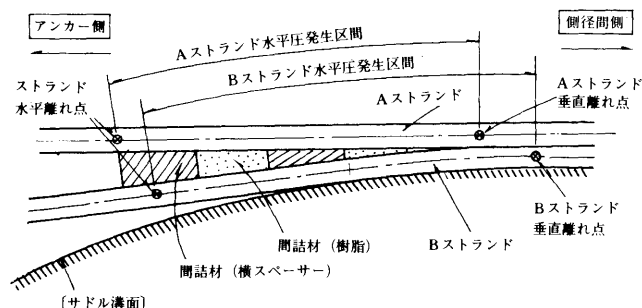


図-3 ストランド形崩れ防止工

この形崩れを防止するため、上、下のストランドの間隙及びストランドとサドル側壁の空隙に樹脂や鋼製スペーサーを充填した。この充填作業は、ストランド架設作業中に実施したが、気温に応じた速硬化性の樹脂を使用したため、架設のサイクルタイムには殆んど影響しなかった。

4.2 マーク合せ架設

架設ケーブルを設計形状に調整する方法としては、①各ストランドのサグ量を測定し調整する、②各ストランドの長さを測定し調整する、の二つの方法がある。

国内では、ストランドの製作精度及び測定技術の容易さという点から、ストランドの温度が均一になる夜間に①の方法で調整し架設したのが殆んどである。これをいま夜間サグ調整という。これに対し、ストランドの工場製作時に塔頂及びアンカレッジのサドル中心に設計上相当する位置にマークをつけておき、架設時にマークを合わせる②の方法は、一般にマーキング架設といわれている。

マーキング架設は、本質的に架設時のスパン長誤差、ストランドの製作長誤差及び架設時のストランド温度の差による長さの違いへの対応がむずかしいので、サグ誤差は大きく、これまで長大吊橋のケーブル架設に採用されたことはない。しかしながら、マーキング架設は夜間サグ調整を省くことができ、工程短縮、工費節減のメリットが期待できるので、その架設精度の向上の可能性等について種々の検討が行なわれてきた。

南備讃のストランド架設は、これまでに未経験の季節風の強い厳寒時期での施工ということで、夜間サグ調整の簡略化による稼働率の向上、さらにマーキング架設時のサグ誤差のデータ収集を目的とし、半数強のストランドにマーク合せ架設法を採り入れた。マーク合せ架設法の作業フロー及び対象ストランドを図-4、5に示す。

フローの中で最も大きな問題は、夜間のストランドの形状確認時の判定基準であった。ここでは、特記仕様書で定められた許容誤差よりすこし高い精度を目標とし、 $|\Delta f| \leq 30\text{mm}$ を基準とした。マーク合せ架設の対象ストランドのうち、許容値内に入りあらためて調整を要しなかったストランド数を表-6に示す。

半数強のストランドに対してマーク合せ架設法を採り入れたが、ケーブル全体の架設精度としては、ケーブル形状のサグ誤差やスクイズ後のケーブル断面の空隙率で判断すると、すべてのストランドに夜間サグ調整を実施した北備讃のケーブルとほぼ同等といえよう。

これは、サグ誤差の許容値を厳しく設定したこと、ケーブルフォーマーを北備讃の7基に対し、38基と数多く設けたこと等によるものと考えられる。

北及び南備讃のシム量の使用実績を図-6に示す。設計シム量に対する増加率に着目すると、南備讃は-1.1%、北備讃は15.2%である。これまでのシム量の増加率の実績は、関門橋75%³⁾、因島大橋14%⁴⁾、大鳴門橋51%⁵⁾となっている。なお、サグ調整は北備讃では3

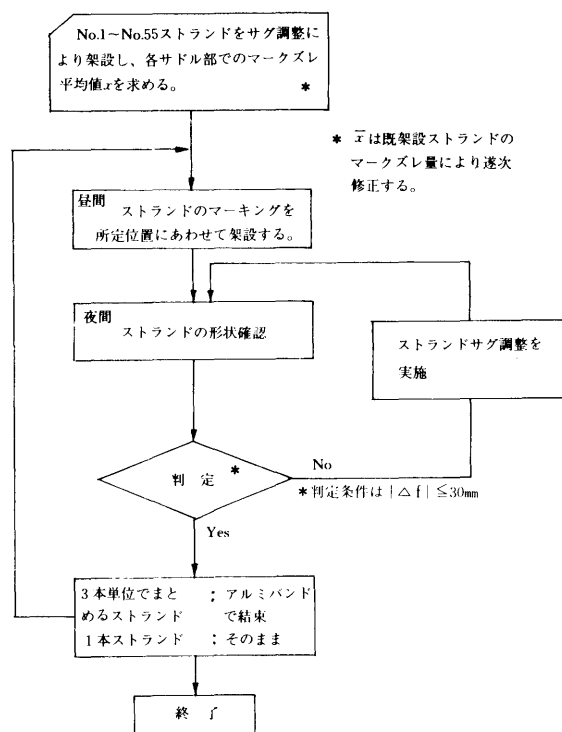


図-4 マーク合せ架設の作業手順

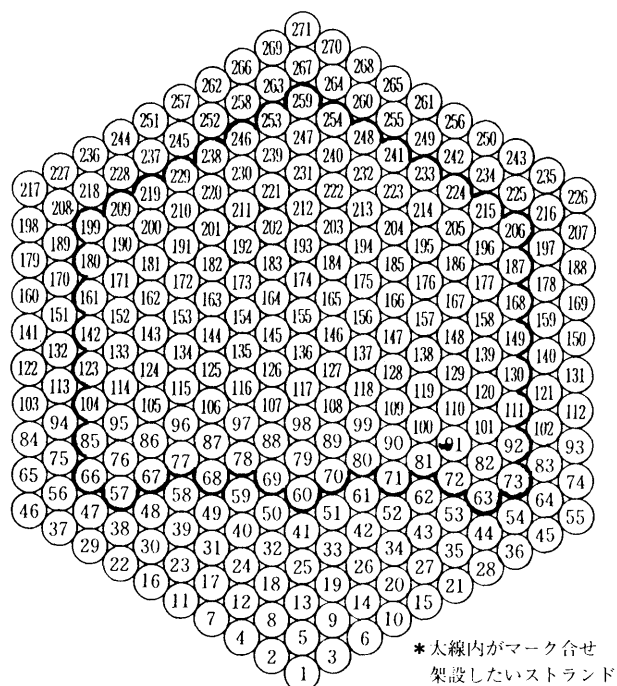
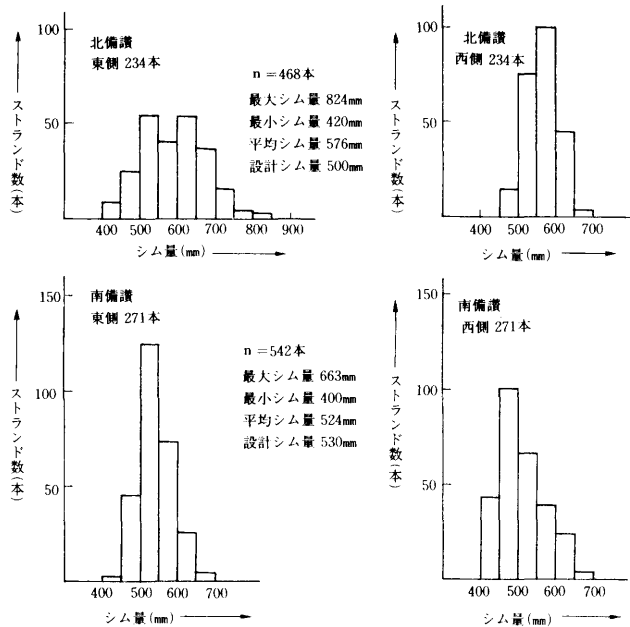


図-5 マーク合せ架設の対象ストランド

表-6 マーク合せ架設の実績

		対象ストランド (本)	サグ調整あり (本)	サグ調整なし (本)	サグ調整なしの比率
4A~5P	東	144	86	58	0.40
	西	144	86	58	0.40
5P~6P	東	144	75	69	0.48
	西	144	73	71	0.49
6P~7A	東	144	113	31	0.22
	西	144	108	36	0.25

P、南備讃では5 Pを各々固定点とし、実施した。



図ー6 シム量ヒストグラム

5. ケーブル架設誤差

吊橋の架設精度を表わす指標としては種々のものが考えられるが、最も重要なものは張力に直接関係する架設完了時の縦断形状と、ケーブルを構成する素線の応力に影響する素線相互間の平行性の良否を示す断面の空隙率であろう。

5.1 ケーブル縦断形状

これまでの吊橋ケーブルの施工例をみると、大鳴門橋、

因島大橋の場合いずれもケーブルの縦断形状測定値は、全ての支間において目標値より低くなっており、最も大きな誤差は100mm強⁵⁾となっている。この縦断形状の誤差は、ハンガーロープの製作時に切断長を決定する際に修正することが可能なので、この程度であれば問題になることはない。

誤差がすべて縦断形状が下がる傾向にあるのは、原因として最も大きいと考えられるのは、下から順次ストランドを架設していく際に、調整誤差のために上方のストランドが下方のストランドにもたれており、下方のストランドの見かけの自重が大きくなるためと考えられる。調整誤差にも目標値より上る場合、下る場合の両方があるが、相対サグを厳密に管理しようとする、どうしてもストランドが接触するようになり、その結果マイナス側の誤差が多くなるように思われる。また、相対サグ調整を行う時に、上方の被調整ストランドの方が下のストランド群より温度が下がりやすいため、調整完了後各ストランドの温度が均一になると上のストランドが下にもたれかかるためと考えられる。

ケーブルの縦断形状を、より精度良く架設するためには、調整誤差をさらに小さくすれば良いわけであるが、調整誤差を改善することは、測定技術上及び現場の作業工程上かなりむずかしい。

そこで、南備讃では因島、大鳴門及び北備讃の架設実績から経験的に、これまでと同様なサグ調整精度で架設する場合、100mm程度目標値から下がることから、目標値の上越しを行なった。上越しの値は、側経間で130mm、中央経間で90mmとした。その結果は表ー7に示すように、マイナスの誤差は生じないので、すべてプラス側の誤差

表ー7 プレスクイズ完了後のケーブル高さ出来形一覧

項 目	橋 名 徑 間	北 備 讃 瀬 戸 大 橋					
		1 A ~ 2 P		2 P ~ 3 P		3 P ~ 4 A	
		東	西	東	西	東	西
目 標 値 (T.P m)		119.361	119.342	97.167	97.112	128.819	128.951
測 定 値 (T.P m)		119.207	119.155	97.060	97.092	128.765	128.834
誤 差 (mm)		-154	-187	-107	-20	-54	-117
精 度		1/13,344	1/10,989	1/21,095	1/112,860	1/37,853	1/17,471
東 西 差 (mm)		+52		-32		-69	

項 目	橋 名 徑 間	南 備 讃 瀬 戸 大 橋					
		4 A ~ 5 P		5 P ~ 6 P		6 P ~ 7 A	
		東	西	東	西	東	西
目 標 値 (T.P m)		134.611	134.594	97.703	97.721	124.809	124.775
測 定 値 (T.P m)		134.649	134.639	97.798	97.781	124.861	124.828
誤 差 (mm)		+38	+45	+95	+60	+52	+53
精 度		1/57,083	1/48,070	1/26,634	1/42,146	1/42,154	1/41,515
東 西 差 (mm)		- 7		+35		- 1	

注1) 目標値は理論値(T=20℃)から温度補正、支間誤差補正をした値。
注2) 精度は各径間におけるケーブル長の誤差を示す。(ケーブル長誤差/支間長)

となっている。

5.2 ケーブル断面の空隙率

ストランド架設完了後、六角形断面のケーブル断面をケーブルバンドを取り付けるため円形に仕上げる作業をスクイジングという。ケーブルバンドは予めケーブル断面の空隙率をこれまでの実績等から、一般部で(20±4) %、バンド取付部で(18±4) %と想定し製作されているので、空隙率がこの範囲から外れるとバンドの取付けが困難となる。これまでの長大吊橋の施工例を見ると、国内では20%前後が多く、外国ではA、S工法の場合で22%を超えるものが数橋みられる⁶⁾。

本橋のスクイジング完了時及びバンドボルト一次締付完了時のケーブルの空隙率を表-8、9に示す。

本橋の場合、ケーブル径が1,000mm前後で、これまでの施工実績を越えることから、ケーブルバンド製作時の空隙率の設定には慎重な配慮を要したが、結果としては、これまでの国内における施工実績と遜色のないものと考えられる。その原因としては、各ストランドのサグ管理が良好で、ストランドの配列に乱れが少なかったことはもちろんであるが、施工機械の進歩にも負うところがあつた。すなわち、これまでストランド及び素線の配列を整え、スクイジングマシンをケーブル外周に取り付けるために行なうプレススクイジングは、掛矢等でケーブル表面に打撃を加えることにより実施されてきたが、今回は振動モーターとケーブル仮締装置を組み込んだプレススクイジングマシンを使用したこと、また、本スクイズに国内では最大級の締付能力(300ton油圧ジャッキ×6台)をもつスクイジングマシンの採用によるところが大であった。

6. あとがき

昭和61年9月2日、南備讃の492本目のハンガーロープの架設完了をもって南北備讃瀬戸大橋のケーブル工事(ケーブルラッピングを除く)がすべて完了した。

北備讃瀬戸大橋1Aのスプレーサドルの架設開始から約24か月で、スプレーサドル2千ton、ストランド36千ton、ケーブルバンド2千ton、ハンガーロープ2千tonを架設し、ケーブル断面の大きさでは、それぞれ世界第1、2位となる南、北備讃瀬戸大橋のケーブルをさしたる事故もなく完成させ、無事に補剛桁工事に引渡すことが出来た。これだけの期間に、このような太径のケーブルを架設出来たと同時に、本架設工事においては4Aにおけるストランドの空中交差方式、クレーン船によるパイロットロープのフリーハング架設、固定式サスペンダー工法によるキャットウォークロープ架設及びマーク合せ架設工法によるストランド架設などの新しい技術、工法を取り入れ、品質の面においてもこれまでの実績に劣らないものが得られたものと確信している。工事担当者として、大いに誇りとするところである。これもひとえに、施工計画の立案に夜のふけるのも忘れ議論を交わした技

表-8 スクイズ完了後のケーブル断面形状及び空隙率

		東ケーブル			西ケーブル		
		1A-2P	2P-3P	3P-4A	1A-2P	2P-3P	3P-4A
北 備 讃	縦径(mm)	977	978	978	974	977	977
	横径(mm)	1,017	1,028	1,021	1,025	1,028	1,014
	周長(mm)	3,133	3,153	3,141	3,141	3,151	3,128
	空隙率(%)	19.6	20.6	20.0	20.0	20.4	19.3
南 備 讃		4A-5P	5P-6P	6P-7A	4A-5P	5P-6P	6P-7A
	縦径(mm)	1,039	1,036	1,023	1,035	1,042	1,037
	横径(mm)	1,094	1,094	1,074	1,094	1,089	1,071
	周長(mm)	3,383	3,382	3,331	3,379	3,374	3,342
	空隙率(%)	20.3	20.1	17.6	20.0	20.2	18.4

※ 各数値は、全てケーブルの約1m毎の帯鋼バンド位置における測定値の平均値

表-9 ケーブル断面の空隙率 (単位: %)

（単位：％）

		東ケーブル			西ケーブル			
北 備 讃	スクイズ完了後	各径間における平均値	1A～2P	2P～3P	3P～4A	1A～2P	2P～3P	3P～4A
			19.6	20.6	20.0	20.0	20.4	19.3
	バンド取付後	東、西の平均値	20.3			20.3		
		全体の平均値	20.3					
		各径間における平均値	16.7	18.2	18.7	17.0	18.4	18.9
南 備 讃	スクイズ完了後	東、西の平均値	18.0			18.3		
		全体の平均値	18.1					
	バンド取付後	各径間における平均値	4A～5P	5P～6P	6P～7A	4A～5P	5P～6P	6P～7A
			20.3	20.1	17.6	20.0	20.2	18.4
		東、西の平均値	19.8			19.9		
バンド取付後	全体の平均値	19.9						
	各径間における平均値	18.1	18.2	16.1	18.3	17.8	16.7	
	東、西の平均値	17.9			17.7			
バンド取付後	全体の平均値	17.8						

* スクイズ完了後の空隙率は、ケーブル1m間隔の帯鋼バンド位置の平均値であり、バンド取付後の空隙率は、バンド端部の平均値である。

術職員、厳寒もいとわずキャットウォーク上で作業に励んだ作業員、昼夜を分かたず工事作業海域の警戒にあたった警戒船乗組員並びに関係各位のたゆまぬ努力のたまものであり、ここに深く感謝の意を表するものである。

参考文献

- 1) 馬場：南北備讃瀬戸大橋4A共用アンカレッジの設計 本四技報 Vol.9 No.32 '85.1
- 2) 奥川・平原：下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設(その1) 本四技報 Vol.10 No.39 '86.7
- 3) 日本道路公団編集：関門橋工事報告書
- 4) 本州四国連絡橋公団編集：因島大橋工事誌
- 5) 多田：大鳴門橋ケーブル工事—その品質と精度 本四技報 Vol.10 No.39 '86.7
- 6) 田邊：PPWS工法による吊橋用主ケーブルの施工精度 橋梁と基礎 83-6

北浦港橋梁下部工の施工

Construction of Substructure on Kitaurako Bridge

坂出工事事務所 第六工事長

松田 大六

Dairoku Matsuda

坂出工事事務所 第六工事長代理

大坪 正行

Masayuki Otsubo

坂出工事事務所 第六工事長代理

山岸 明

Akira Yamagishi

1. まえがき

北浦港橋梁は、本四備讃線の四国側に位置する鉄道単独橋で、PC鉄道橋としては日本最大のスパン120mを有する5径間連続PC箱形桁である(図-1)。

それを支持する橋脚の基礎には連続地中壁基礎(以下連壁基礎という)を海上部に3基、陸上部に1基採用した。連壁基礎は連壁単体を井筒状に剛結、閉合し、頭部に頂版を設ける構造で、近年、ケーソン基礎にかわる基礎構造物として本格的に採用されるようになった比較的新しい基礎形式である。

昭和61年11月現在、本橋梁の連壁基礎、橋脚の施工も終了し、上部工の張出し施工が急ピッチで進められている(写真-1)。

本報告は、本四技報・No39・北浦港橋梁の設計に引き続き、本四公団として初めて採用した連壁基礎の施工について述べるものである。

2. 連壁基礎の施工計画

連壁基礎は鉄道橋に採用されてから7年近く経過し、その施工実績もかなりあるものの、図-2に示すように本橋梁においては水深約12mの海上部での施工、大深度

の基礎となり、この種の基礎としては初めての条件のもとでの施工となった。

海上部の連壁基礎の施工は、築島上での施工となるが、築島部の掘削中における溝壁保護という面から、築島の大きさとその締切り方法、溝壁保護に対する補助工法について、また、連壁基礎については、構造上の弱点となるおそれのある鉄筋継手部の構造について特に検討を要した。

2.1 築島の構造

締切り方法としては、鋼矢板による二重締切り工法と鋼管矢板による締切り工法とについて検討したが、航路の確保、海水汚濁、工期、止水性、安定性、等の面において優れている鋼管矢板による締切り工法を採用した。なお、築島の大きさを左右する連壁面から鋼管矢板までの離れについては、溝壁の安定、火打ちの設置等を考慮して3mとした(図-3)。

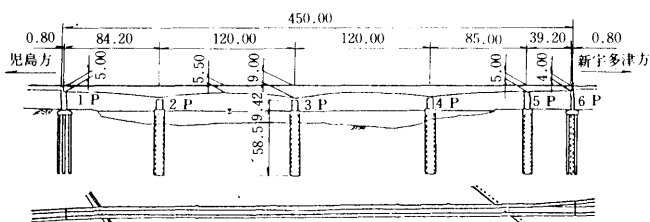


図-1 北浦港橋梁全体図

写真-1

北浦港橋梁
施工状況全景

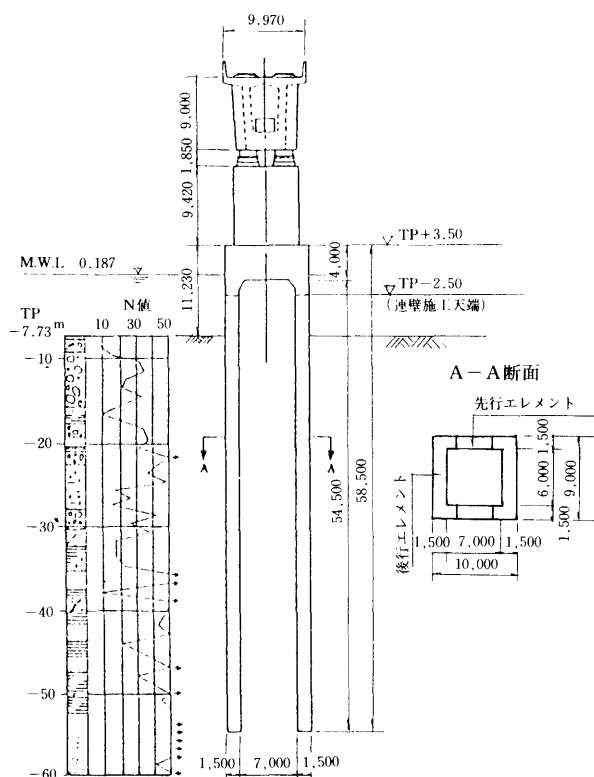
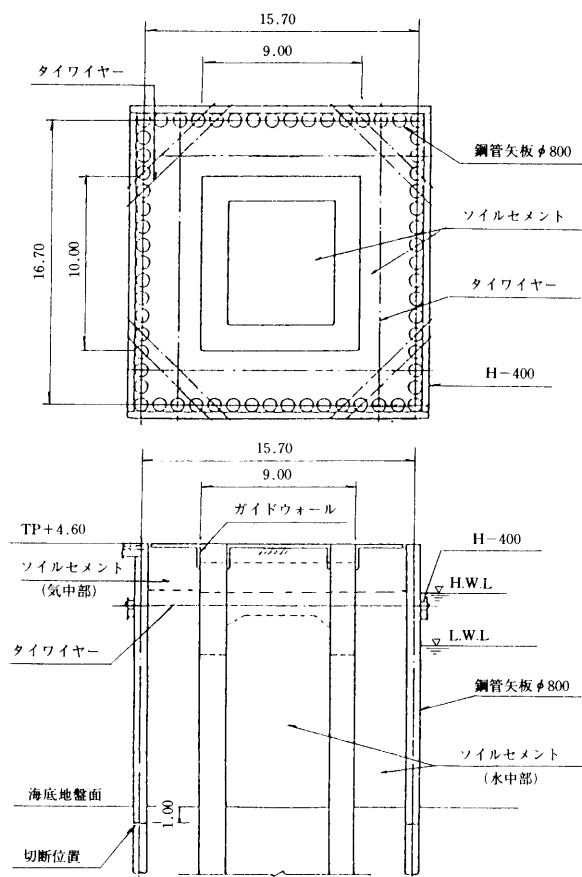


図-2 土質柱状図と連壁基礎一般図(3P)



図－3 築島構造図

2.2 築島の補強方法

築島の若材令埋土層の溝壁保護対策については、当初連壁周辺の地盤改良(深層混合工法)とディープウェルを設置することで行う計画であったが、波浪及び水位差による鋼管の変位及び振動から起る埋土材のゆるみ、ひびわれに伴う連壁掘削中の逸水及び溝壁崩壊に対して、より安全と考えられる築島埋土材全体を改良する方法とした。

築島の埋土材料としては、透水性が小さいこと、重機等の荷重に対しても溝壁が自立、安定すること、撤去が容易であること、等の条件を満たすものとして、花崗土、セメント、水、分離防止剤を混練りしたソイルセメントを用いることとした。また、海底面(ソイルセメントとの境界)付近での地盤の安定については、堆積物を除去した後、棚杭を打設することで対処することとした。

水中部のソイルセメントの配合については、施工性、防濁性、固化強度を主眼に、試験室における配合試験、模型による試験施工を行い、表－1に示す配合とした。

ソイルセメントの水中打設時における分離防止剤の防

表－1 ソイルセメントの配合(水中部)

花崗土	セメント	水	分離防止剤
1 m ³ (1,500kg)	116kg	232kg	2.04kg

注) 分離防止剤には水中不分離性コンクリート用剤を用いた。
スランプ: 20±4 cm
目標強度 $\sigma_{28}=10\text{ kg/cm}^2$

濁性および分離抵抗性は、1.5kg/m³の添加でその効果が現われ、2 kg/m³の添加で大幅に改善されることがわかった。また、ワーカビリティについては主に水量、固化強度については主にセメント量に影響を受けることがわかった。

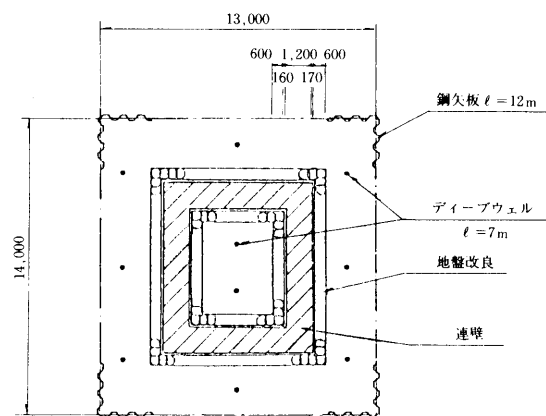
なお、気中部のソイルセメントについては固化強度を主眼とし、締固め度を87.5%として、セメント量と固化強度の関係を試験により求め、花崗土1 m³に対し、セメントを37.5kg混入することにより、所定の強度10kg/cm²を確保できることがわかった。

2.3 陸上部の連壁基礎

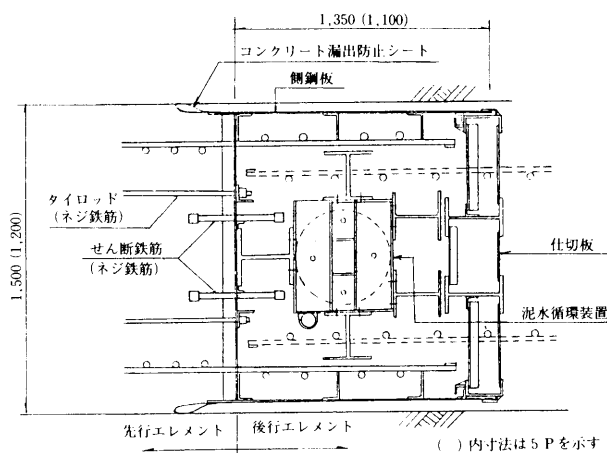
陸上部5 Pの連壁基礎については、図－4に示すように、潮の干満が溝内の水頭に影響を及ぼし、溝壁の安定が損われるのを防ぐために、鋼矢板で締切った中にディープウェルを設置し、また、上層約6 mが浚渫埋土層であること、基礎周辺地盤が円弧すべりを起こす懸念があることから、連壁周辺の地盤改良(深層混合工法)で対処することとした。

2.4 鉄筋継手部の構造

本橋梁の鉛直継手部の構造については、今までの施工実績、耐力試験結果等をふまえ、図－5に示すような構造とした。



図－4 陸上部における連壁施工図(5 P)



図－5 継手部詳細図

本継手部の特徴としては、先行エレメントのコンクリート打設時の側圧をタイロッドで受け持たせたことと、スライムの付着を防ぐために水平リブを少なくしたことである。

なお、連壁から露出している継手部の側鋼板の腐食がそれに接続している鉄筋に及ぶのを防ぐために、50年対応の電気防食(流電陽極式)を施すこととした。

3. 施 工

下部工の実施工程を図-6に、主要工事数量を表-2に示すが、施工は岡山側と宇多津側からの同時施工とし、岡山側では、2P連壁の施工終了後3Pを、宇多津側では、4P連壁の施工終了後5Pの施工を行なった。

3.1 仮棧橋及び作業構台

仮設工一般図を図-7に示すが、仮棧橋は建設機材の

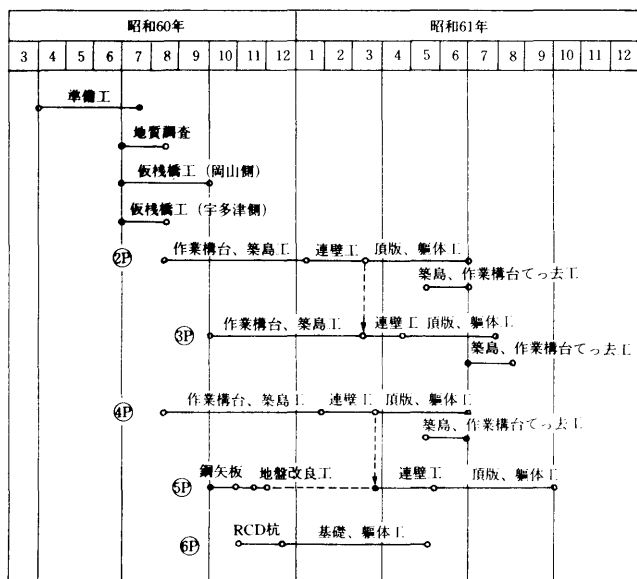


図-6 実施工程

表-2 下部工の主要数量表

種 別		数 量
コンクリート	橋 脚 軀 体	3,000m ³
	連 壁 基 礎	11,800m ³
	場 所 打 ち 杭	2,400m ³
鉄 筋	橋 脚 軀 体	340 t
	連 壁 基 礎	1,250 t
	場 所 打 ち 杭	180 t
連壁継手部鋼材		560 t
仮棧橋・作業構台用鋼材		4,320 t
築島用鋼材		2,320 t

連壁継手部鋼材には仕切板等仮設材は含んでいない

運搬路、作業構台は作業ヤードとなるもので、H鋼を主体とする構造とした。

仮棧橋は連壁の鉄筋かご建込み時に必要となる200ton吊クローラ・クレーンの走行を対象とし、作業構台は120tonの鉄筋かごをクレーンで吊った作業状態を対象に設計されている。

架設は陸上部から順次張出していく方法で行ない、H杭は90kWのバイプロハンマーで打設した。

3.2 築 島

築島の施工順序を図-8に示すが、鋼管はアースオーガー併用圧入工法で打設し、鋼管矢板継手部には止水モルタルを施した。

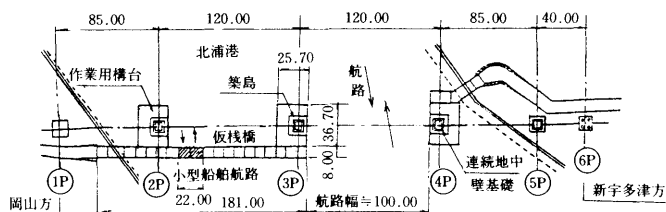


図-7 仮設工全体平面図

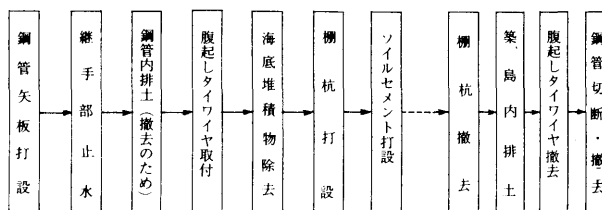


図-8 築島の設置、撤去の施工順序図

ソイルセメントの混練りは現場に設置したプラント(混練能力25m³/hの連続ミキサ・2台)で行い、打設はコンクリートポンプ車(気中部はダンプトラック)により行なった。

水中部のソイルセメントの現場管理については固化強度とスランプで行なった。その結果、 σ_{28} の目標固化強度10kg/cm²に対して平均値11.2kg/cm²で、標準偏差が0.9kg/cm²と非常にバラツキが小さく、また、スランプについても17~20cmとなっており、良好な現場管理を行うことが出来た。

気中部のソイルセメントの管理は、87.5%の締固め度で管理し、締固め度は現場密度試験(砂置換法)により測定した。

築島撤去は橋脚軀体の施工と平行して行ない、ソイルセメントの取こわしにはブーム長22mのバックホウ(写真-2)とオーガーを併用して行なった。しかし、狭い箇所、かつ深いということで想定したより作業が困難であった。また、鋼管矢板の撤去は海底面下1mの所で水中切断機により行ない、継手部にはプレカット処理をしておいた。



写真-2 バックホウ

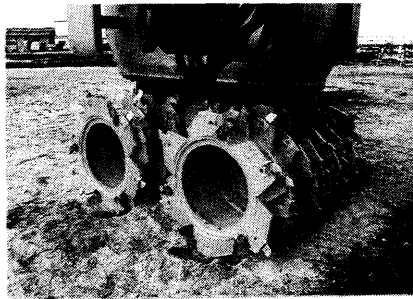
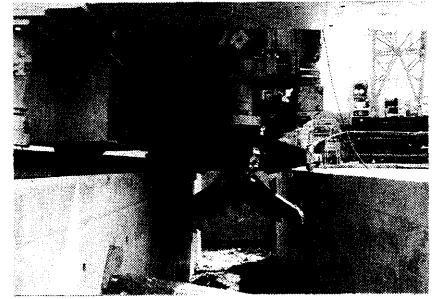


写真-3 掘削機ビット (a) ハイドロフリーズ



(b) BW

3.3 連 壁

連壁の施工順序を図-9に示す。

(1) 掘 削

連壁の掘削は、海上部2～4Pについてはハイドロフリーズを、陸上部5PについてはBWを用いた。

両機的主要相違点は、掘削ビットの形状及び回転方向が異なること(写真-3)、動力源が油圧と電気であること、掘削機の移動が自走式とレール式という点である。

鉄筋かごの建込み及びコンクリートの回り込み等に影響を与える溝壁の状態については、超音波溝壁測定機により1ガット20mごとに測定した。その測定結果の1例を図-10に示すが、所定の施工精度(鉛直:1/500、平面回転:1/50)を十分満足しており、また、肌落ちについても非常に少なかった。

ただし、2Pの先行エレメントの掘削中に、ソイルセメントに亀裂が、また、鋼管とソイルセメントとの間に最大40mm程度の隙間が生じ、タイワイヤー穴等から泥水が漏出した。このため、海水汚濁防止の観点から、タイワイヤー穴等の止水を完全に行なうことと、泥水圧により生じる隙間をジャッキと静水圧によって生じさせてから、その隙間にモルタルを注入することで対処した。このことにより漏水が完全に停止し、3、4Pについてもこのような処置を施こした。

この原因としては、干潮時における溝内泥水圧(水位差5m程度)及びガイドウォール下のクラッシャーラン等から鋼管との隙間に回り込んだ泥水圧により鋼管の変形が大きくなったため、ソイルセメントの変形がそれに追従できずに亀裂が発生したと考えられる。鋼管の変形が大きくなった原因としては、築島の埋土量が約4,000m³で、打設に長時間(約12日)を要したため、その間におけるソイルセメントの固化、自立により打設時における側圧が小さく、鋼管の受けた応力も小さかったことも1つの要因として考えられる。

(2) 地盤改良

陸上部5Pの地盤改良は、現位置における土砂にモルタルを攪拌混合させて現地造成したもので、本工事で用いたモルタルの配合を表-3に示す。

表-3 地盤改良の配合(m³当り)

目標強度:20kg/cm²

セメント	ベンナイト	水
400kg	20kg	714kg

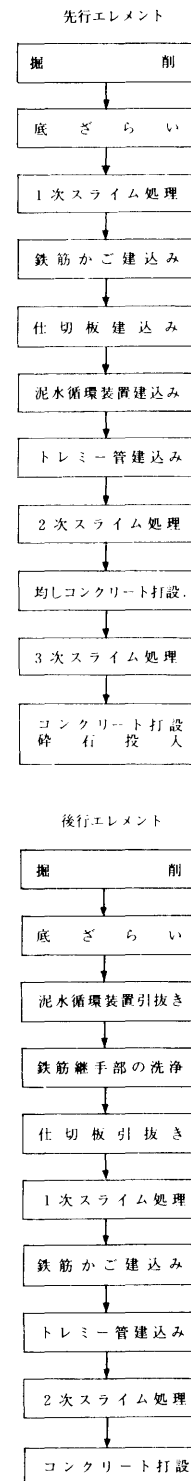


図-9 連壁基礎施工順序図

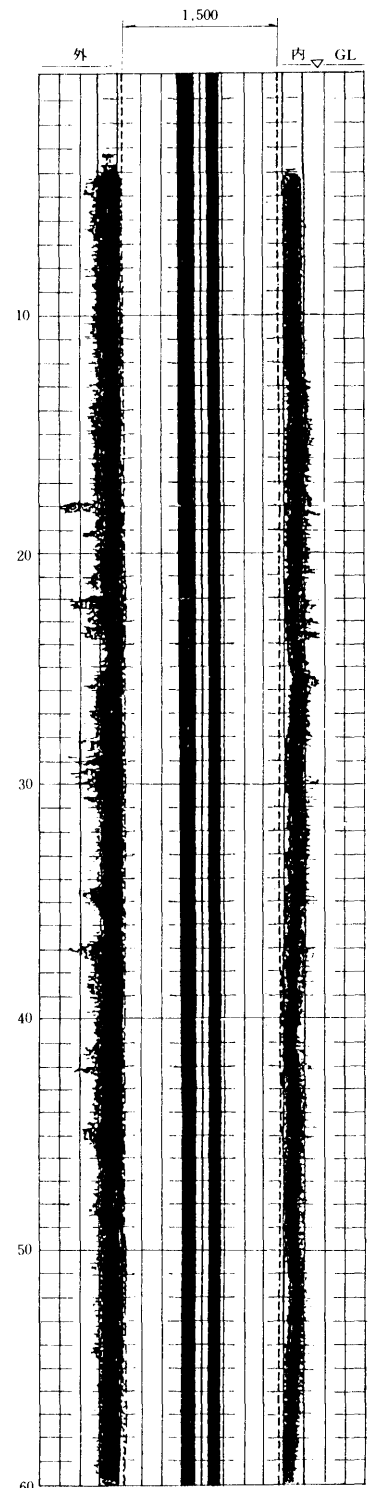


図-10 溝壁測定結果

地盤改良の現場管理は、現位置で混練りされたものを採取器により採取した供試体(水中養生)の圧縮強度で行った。その結果、平均圧縮強度22.9kg/cm²(材令28日)で、標準偏差が3.2kg/cm²とバラツキも小さく、目標強度20kg/cm²を十分満足していた。

(3) 鉄筋かご建込み

鉄筋かごは1エレメントを4ピース(1ピースは約15m)に分割して建込んだが、鉄筋の組立て誤差による建込み時の不具合をなくすため、1エレメント分をヤード内で組立てた(写真-4)。

1エレメント分の鉄筋かごの総重量は約110tとなり、ポルトレラーでヤードから作業構台まで運搬し、建込みには200t吊と100t吊(補助)クローラークレーンで行なった(写真-5)。また、鉄筋かごの接続は、継手部の鋼板については溶接で、鉄筋については重ね継手長を確保し、吊重量に耐えられるようフレア溶接で行なった。

なお、鉄筋継手部は図-5に示すような構造となっており、特に心配された後行パネルの鉄筋かごの建込みについても無事作業が完了できた。

(4) コンクリート工

コンクリート打設は、コンクリートのゆきわたりを考慮し、先行エレメントには2本、後行エレメントには6本のトレミー管を用いて行い、トレミー管先端のかぶりを確保し、また、鉄筋かごの傾き及びねじれを防止するために、同じ高さでコンクリートが打ち上がるよう、天端を測定しながら行なった。また、連壁上部8m間については棒状バイブレーターを用いて締固めを行なった。バイブレーターは鉄筋かご建込み時にセットしておき、2m程度のかぶりを確保して、コンクリートの打設速度に合せて引き抜く方法で用いた。

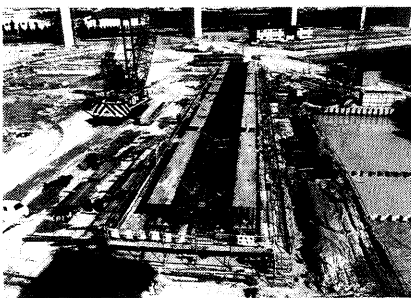


写真-4
鉄筋かご組立
ヤード

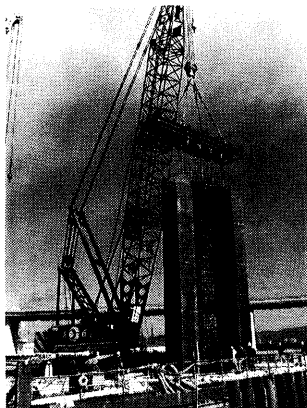


写真-5 鉄筋かご建込み

先行エレメントのコンクリート打設時における継手部へのコンクリートの回り込みを防止するために、本工事では、継手部側面へのコンクリート漏出防止シートの取付け、本体コンクリート打設前の均しコンクリート(厚50cm)の打設とその回り込みを防ぐための継手底部への格子枠の取付け、仕切板背面の余掘部への碎石投入等により対処した。

なお、コンクリートの回り込みにより仕切板が抜けなくなることを防ぐために、打設後ジャッキにより縁切りを行なった(最大負荷200ton程度)。

コンクリートの現場配合を表-4に示すが、築島撤去時、連壁上部の鉄筋かぶり部(側面より15cm程度まで)のコンクリートコアを採取し、圧縮強度試験を行なった。その結果、圧縮強度の平均値(材令50日以上)が397kg/cm²(標準偏差75kg/cm²)で、標準供試体($\sigma_{28}=376\text{kg/cm}^2$ 、標準偏差17kg/cm²)と比べてバラツキが大きいものの、平均圧縮強度については大差がなく、設計基準強度210kg/cm²を十分満足していることが確認された。

表-4 連壁の現場配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 w/c (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	減水剤
20	18±2.5	4±1	48	45	192	400	742	933	1

(5) スライム処理

スライム処理は所定のコンクリートの品質及び支持力を確保するうえで重要な作業の1つである。

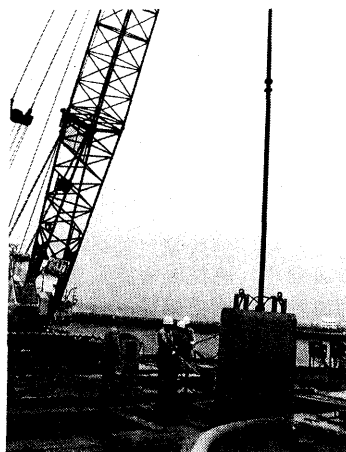
スライム処理は掘削終了後、掘削機による底ざらいを入念に行なった後、表-5に示すようなスライム処理を行なった。表中、後行エレメントの1次スライム処理には継手底部部に堆積したスライムをも処理するために特殊処理機(写真-6)を用いた。また、先行エレメントの3次スライム処理は均しコンクリート上面に堆積した泥

表-5 スライム処理方法

	処 理 方 法	
	先行エレメント	後行エレメント
継手部洗浄	——	ウォータージェットによる鉄筋、鋼板に付着したスライムの除去
1次スライム処理	掘削機による循環泥水の良液置換(全量置換)	特殊処理機によるスライム処理(全量良液置換)
2次スライム処理	鉄筋かご建込み後、トレミー管とサクションポンプによるスライム処理	——
3次スライム処理	均しコンクリート打設後、トレミー管とサクションポンプによるスライム処理	——

スライム処理は溝内泥水の砂分率が0.5%になるまで行う

写真-6
特殊スライム処理機



水の劣化物を除去するために行なった。

なお、継手部は先行エレメントの鉄筋かご建込みから後行エレメントのコンクリートの打設まで長期間泥水にさらされるので、スライムの付着を防止するために泥水循環装置(図-5 参照)により泥水を循環させた。

連壁の掘削長の検尺結果より推定すると、1次スライム処理後から2次スライム処理前までのスライムの堆積量の平均は10.1cmとなっており、また、2次スライムの処理量の平均は20.3cmとなっている。これらの値は検尺誤差、測定位置の誤差等の影響を大きく受けるのでバラツキも非常に大きなものとなっていた。なお、スライム処理量の方が大きいのは、トレミー管内の測定であるので2次スライム処理時の部分的な掘れ込みが原因であると考えられる。

今回、このように底ざらいを入念に行ない、循環泥水を良液に置換したことは、スライム量を少なくするうえで有効であった。

(6) 安定液

本工事では安定液が海水の塩分の影響を受けるのでCMCを主体とする配合とした。その基本配合を表-6に示すが、CMCの濃度は過去の実績から0.5%とし、ベントナイト濃度は当地盤が比較的多くの細粒分を含んでいることを考慮し0.5%とした。また、分散剤等の添加については適宜行なったが、ソイルセメント部の掘削時、ソイルセメントに含まれるセメントによる劣化が心配されたため、20kg/m³の分散剤を予め添加することで対処した。

表-6 安定液の基本配合

CMC	ベントナイト	その他
0.5%	0.5%	分散剤、逸水防止剤 変質防止剤は状況に応じ添加

安定液槽は岡山側、宇多津側それぞれに、約1,000m³(後行エレメント分に相当)の掘削循環液槽と約1,000m³の良液槽を設けた。それらの安定液の循環系統を図-11に示す。

安定液の管理基準とその処置について表-7に示すが、

循環泥水の試験頻度は昼夜各1回とし、良液については昼1回とし、管理は沈砂効果とスライム処理の観点から粘度を重点的に行ない、管理基準値内でも低めに押えた。

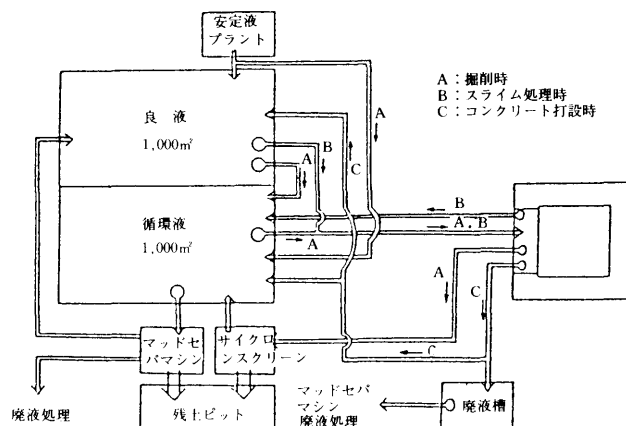


図-11 安定液等の循環系統図

表-7 安定液の管理基準とその処置方法

泥水の種類	管理項目	管理基準値	処置
循環泥水 (掘削時)	脱水量	35cc以下	良液、変質防止剤の補給 22sec以下→良液補給 30sec以上→分散剤の添加 良液の補給、分散剤の添加 6.5以下廃棄処分
	粘度	22~35sec	
良液	比重	1.01~1.15	良液、変質防止剤の補給 新液の補給、処理機のチェック 新液の補給、処理機のチェック 11以上 - - -
	PH値	7~11	
	砂分率	0.5%以下	
新液	粘度	22~30sec	材料、混練法のチェック、配合変更
溝内泥水 (スライム処理時)	砂分率	0.5%以下	0.5%以下までスライム処理
回収泥水 (コンクリート 打設時)	脱水量	35cc以下	35cc以上廃棄処分 1.15以上 - - - 11以上 - - -
	比重	1.01~1.15	
	PH値	7~11	

4. あとがき

以上、北浦港橋梁の連壁基礎の施工について述べたが、本橋梁の特徴としては、海上部の築島上での施工であること、過去に経験のない大深度の基礎であることなどで、検討事項も多かったが、無事に連壁基礎の工事を完了出来た。

本報告が今後いろいろな条件のもとで施工されるであろう連壁基礎の工事の参考になれば幸いである。

最後に、本工事が無事故で完了できたことを記し、鹿島、東洋共同企業体、国鉄構造物設計事務所・基礎土構造等、本工事に関係された皆様に誌面を借りてお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 海野隆哉：地下連続壁を用いた函型剛体基礎の設計施工、コンクリート工学、VOL 22 No 6 June 1984.

因島大橋における塗装の維持管理報告

Report of Painting Maintenance Management on Innoshima Bridge

向島管理事務所 維持補修課長 松井 勉
Tsutomu Matsui
第二建設局 建設第二課長代理 平野 茂
(前)向島管理事務所 維持補修課長代理 Shigeru Hirano
向島管理事務所 維持補修課長代理 金子正猪
Masai Kaneko

1. まえがき

本州四国連絡橋は腐食環境の厳しい海上に建設されるため、塗装については、より確実な防錆が要求されるとともに、耐用年数をできるだけ長くして補修塗装費を節約する経済上の目的から、長期防錆型塗装系が採用されている。また、長期防錆型塗装系の特長を十分に発揮させるためには、現場塗装を必要最小限に押さえ、できる限り最終の上塗まで工場で塗装する必要がある。そこで公団としては因島大橋において初めて、本格的にポリウレタン系長期防錆型塗装を上塗まで工場塗装で施工した^{1),2)}。

しかしながら、この塗装系の使用実績が過去にないため、実際の橋梁における塗膜劣化傾向が十分把握されておらず、また、補修塗装についても技術的に確立していない。したがって、これらの問題を解決するために、因島大橋が供用開始した昭和58年12月以来この3年間、橋体の塗装点検を継続して実施し、さらに昭和60年度からは試験的に塗膜変状箇所の部分補修塗装を行っている。また、昭和61年度には、塗装管理を効率的に行うため、パーソナルコンピューターを利用した塗装管理システムを部分的に開発した。

本報告は上記の成果について、紹介するものである。

2. 因島大橋の塗装仕様と塗装履歴

因島大橋の塗装仕様は表-1に示すように、塗装系で分類すると、ポリウレタン系、タールエポキシ系、塩ゴム系、その他(ガラスフレーク系)に区分することができ

表-1 塗装仕様と塗装履歴

(単位: m²)

	補剛桁	塔	ケーブルハンガー・ロープ等	アンカー・フレーム等	小計
ポリウレタン系	156,400	16,400	—	—	172,800
タールエポキシ系	6,600	44,100	200	2,700	53,600
ガラスフレーク系	700	—	—	—	700
塩ゴム系	—	—	21,000	—	21,000
合計	163,700	60,500	21,200	2,700	248,100
工場塗装年度	S56~57	S53~54	—	S52~53	
現場塗装年度	S57~58	S54	S58	—	
補修塗装年度	—	S58 (外面)	—	S58 (定着部)	

る。ポリウレタン系は補剛桁及び塔の外面に適用し、タールエポキシ系は外部から直接見えない補剛桁継手部内面・塔内面・ケーブルサドル・ケーブルアンカーフレーム及び腐食環境の厳しい道路伸縮装置に用いている。またメインケーブル・ハンガーロープについては塩ゴム系を採用し、補剛桁のハンガーロープ定着補剛リブ内面については補修塗装が困難なことから、半永久塗装としてガラスフレーク系を用いている。なお、塗装面積は合計で約25万m²と膨大な数量になっている³⁾。

塗装は各構造の工場製作及び現場架設に合わせて施工し、また、全体工程が約7年と長いため、塗装後の経過年数には大きな差が生じている。また、塔の外面及びケーブルアンカーフレームのストランド定着部は供用前に全面補修塗装を行なっている。

3. 塗装点検

3.1 点検概要

因島大橋の塗装点検は因島大橋点検要領(案)⁴⁾(昭和59年3月)に基づいて実施している。点検にあたっては、塗膜にできるだけ接近して橋梁全体の目視観察を実施するとともに、代表的な箇所について塗膜インピーダンス測定、ゴバン目試験、付着塩分測定を行い、塗膜劣化状況を調査している。なお、メインケーブル、ハンガーロープ、ケーブルサドル、ケーブルアンカーフレームについては、執筆時点において、まだ点検中のため、詳細については次の機会に紹介する予定である。

3.2 点検要領

(1) 目視観察

補剛桁の目視観察は主に補剛桁点検補修作業車⁵⁾及び検査路を利用して行っている。補剛桁点検補修作業車上で点検する場合の人員配置は図-1に示すとおりで、各人員配置に対して図-2の順序で実施している(写真-1参照)。また、検査路上から点検する場合は、安全上2~3名のパーティで行なっている。部材に近接できない場合は望遠鏡を用いている。なお、点検野帳は「5. 塗装管理システムの開発」で作成した用紙を使用している。塔内面を点検する場合は、塔内エレベーターで一度塔頂まで上がり、検査梯子で降りながら点検を実施している。塔外面については橋脚上、路面上、ケーブル上、

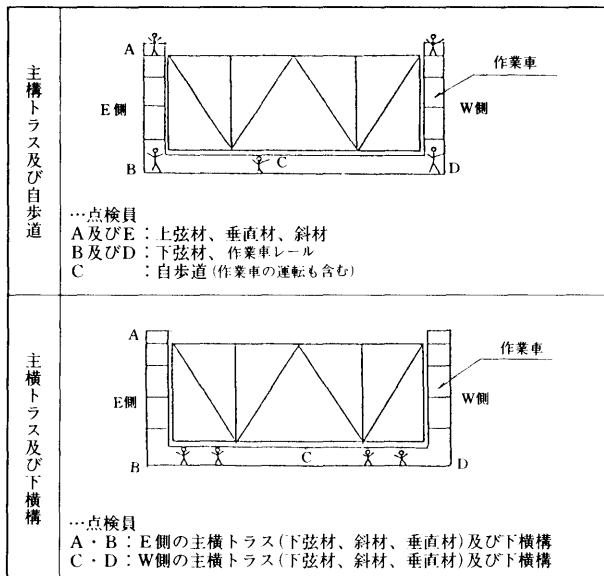


図-1 補剛桁点検補修作業車上の点検員配置

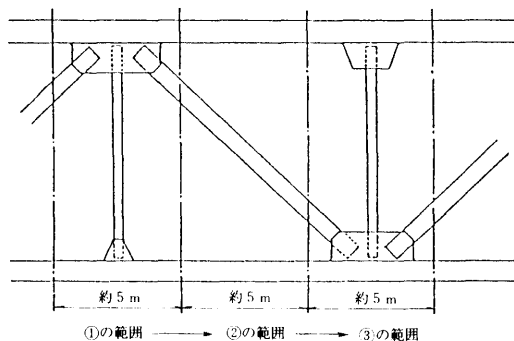


図-2 補剛桁点検補修作業車による点検順序

塔斜材上から、できるだけ接近して望遠鏡を用いながら点検している。

ケーブルについてはケーブルバンドボルト軸力調査と同時に点検を行ない、ケーブル検査車上から直接観察することにした⁵⁾。

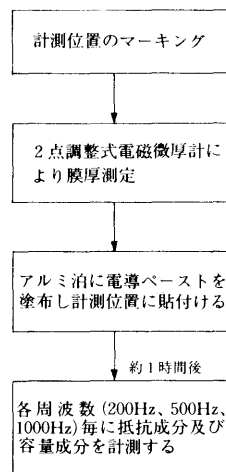
(2) 塗膜インピーダンス測定

測定は図-3に示す手順で、インピーダンスメーターを用いて行っている。測定状況を写真-2に紹介する。

(3) ゴバン目試験

試験は、カッターナイフで塗膜に5mm×5mmの9個のます目ができるように、鉄素地面に達する切傷をつける。次に、そこに幅25mmのセロハンテープを密着させ、一気に剥ぎとる（写真-3参照）。剥ぎとられた塗膜を観察し、ゴバン目試験の評価基準に従って判定する。

図-3 塗膜インピーダンス測定要領



(4) 付着塩分測定

塗装面を蒸留水で湿潤したガーゼで拭い（写真-4）、採取した付着海塩粒子の濃度を塩素イオン検知管で測定し、NaCl重量比に換算する。

3.3 点検結果

(1) 点検結果の概要

塗装点検結果の概要を表-2に示す。この表から、局部的な変状を除き、各構造の塗膜状態は全体として健全であるといえる。

表-2 点検結果概要

	目視観察	塗膜インピーダンス測定(1KHz)	ゴバン目試験	付着塩分測定
補剛桁	良好 ただし局部的な損傷あり	$5 \times 10^5 \Omega$ 以上 (良)	剥落面積0%： ただし一部に ジンク層で剥離した箇所あり	0~50 mg/m ²
塔内外面	良好 ただし局部的な損傷あり	$5 \times 10^5 \Omega$ 以上 (良)	剥落面積0%	0~50 mg/m ²
道路伸縮装置	良好 ただし局部的な損傷あり	$5 \times 10^5 \Omega$ 以上 (良)	剥落面積0%： ただし一部に 30%以下の剥離あり	……

なお、ゴバン目試験は塗膜の付着力を調査する目的で行うものであるが、補剛桁の場合、無機ジンクリッチペイント層の凝集破壊によって剥離したケースが2~3例あった。この種の塗装系では、ある程度予想されているケースであり、これが直接塗膜の防錆効果を減少させる原因にはならないと考えられる。しかし、支圧等を受ける箇所においては、塗膜の割れの原因にもなるので、施工時にジンク層が厚くなり過ぎないように注意すべきであろう。また、道路伸縮装置の場合は、下地処理がパワーツールであるため、処理の不十分な箇所で剥離が生じている。ただし、これも目視観察結果と合わせて判断すると、塗膜全体としての防錆効果は現在までのところ十分であると言える。

(2) 局部的な塗膜変状

目視観察によって発見した塗膜変状を構造別に集計して表-3に示す。ケーブル関係については現在調査中であり、除外しているが、変状は微小なものを含め、全体として約5万4千個所に及んでいる。この内、部材数・塗装面積が多い補剛桁が約8割を占めている。一方、塔外面は供用直前に全面的な補修塗装を実施しているため、変状箇所数は僅か859箇所であった。なお、発錆個所の大きさは一部を除き、1cm²以下のものがほとんどである。

代表的な塗膜の変状例を整理して表-4に示す。部材エッジ部・ボルト部は、どうしても塗膜厚にむらが出やすいので、膜厚が不足している箇所は経時劣化により、錆が早期に発生する傾向がある。また、チョーキングは経時劣化により当然生じるものであるが、上塗が淡彩色であるとともに、長大橋の場合、近くから見られるケースが少ないことから、上塗の耐候性が確保されている限りにおいて、維持管理上の問題は少ないと考えられる。

ポリウレタン系長期防錆型塗装の場合、ジンク層があ

表－3

構造別塗膜変状

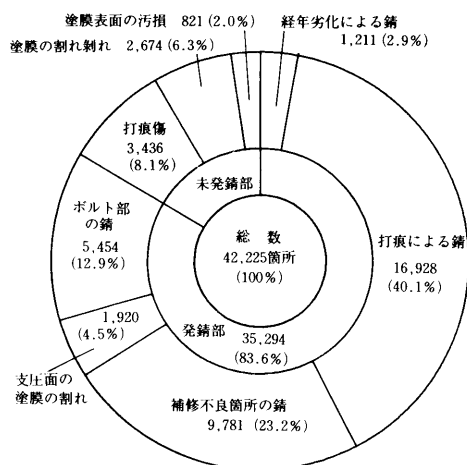
箇所数

(昭和61年11月現在)

構 造	箇所数
補 剛 桁	42,225(78.7%)
道 路 伸 縮 装 置	3,343(6.2%)
塔 外 面	859(1.6%)
塔 内 面	7,222(13.5%)
ケ ー ブ ル 関 係	調査中
ケーブル関係を除く 合 計	53,649(100%)

表－4 塗膜の損傷例

損傷の種類	箇所及び状況	対 応
膜厚不足及び塗膜の経年劣化による錆	部材エッジ部 写真－5 ボルト部 写真－6	エッジ部・ボルト部は特に膜厚不足に注意する
打 痕 傷 の 錆	部材一般部 写真－7 部材エッジ部 写真－8 ボルト部 写真－9	塗膜を損傷しないように注意して施工し、損傷した場合は規定の仕様で補修する
補修不良部の錆	写真－10	規定の仕様で補修する
支圧面の塗膜の割れ	ハンガー定着部 写真－11 メッキボルト使用箇所	支圧面は1場塗装にしないで現場塗装とする
塗 膜 表 面 の チョーキング	写真－12	
化粧塗装の剥がれ	写真－13	化粧塗装する場合、下地を十分清掃する
残留グリット発錆による塗膜の汚損	主横トラス上弦材上面 写真－14	橋面舗装時プラスト施工した場合清掃を十分行う
ステンレス面の錆	鋼床版支承上承 写真－15	ステンレスも錆びるので、可能範囲は塗装する
亜鉛メッキ箇所の錆	検査路 写真－16	メッキ損傷箇所は有機ジンクリッチペイントで補修する
道路伸縮装置	ステンレスレールの錆 写真－17 塗膜の剥れ 写真－18	ステンレスも錆びるので、可能範囲は塗装する
塔	塗膜不足及び塗膜の経年劣化による錆 ボルト部 写真－19 打 痕 傷 の 錆 塔内面 写真－20 施工不良によるふくれ 写真－21 内面塗装のブリード 写真－22	ボルト部は特に膜厚不足に注意する 塗膜を損傷しないように注意して施工し、損傷した場合は規定の仕様で補修する 施工中の管理を厳しくする 塗装間隔を十分とる



図－4 補剛桁の塗膜変状箇所（昭和62年1月現在）

塗装(支圧面の割れ)によるものであり、経年劣化による発錆箇所は現在までのところ少ないと言える。

表－4に示した以外に、鋼床版Uリブの現場継手内及び伸縮装置取付用ハンドホール内にスズメが巣を作っているケースがある(写真－24)。これについては、防錆上、鳥が侵入しないように建設段階で塞ぐ必要がある。

また、ハンガー定着部には、写真－25に示すフクレ及びハガレが生じており、現在原因の究明と対策の検討を行なっている。

4. 部分補修塗装調査

4.1 調査概要

塗装点検の結果、全体として塗膜は健全であるにもかかわらず、局部的な塗膜変状が数多く発見された。そこで、既設の補剛桁点検補修作業車及び検査路等を有効利用して、これらの変状を補修し、塗膜全体としての健全性を確保するとともに、全面補修塗装周期に延ばすことが塗装管理上、合理的で経済的であると考えられる。

しかし、既設の設備だけでは補修可能箇所が限定されるので、他の簡易な設備を追加して、変状箇所へのアプローチ方法及び施工性を調査することにした。調査は昭和60年度の1次調査に引続き、昭和61年度2次調査を実施している。各年度の調査範囲を図－5に示す。

なお、塔及び道路伸縮装置の調査結果は、紙面の関係上、次回に報告する。

4.2 補剛桁の補修塗装仕様

補修塗装は、「鋼橋等塗り替え塗装基準(案)⁶⁾」に基づき、表－5に示す仕様で行なった。写真－7に示した変状の補修状況を写真－26～28に示す。なお上塗の塗色については、既存の塗膜がチョーキング等で変化していることも考えられたので、色見本で色相調査を事前に実施した(写真－29)。その結果、既存の塗膜には光沢の低下が認められるが、N7.5～8の間でどちらかというN7.5に近いことが判り、建設時と同じN7.5の上塗塗料を使用することにした。

るため、打痕傷の箇所が直ちに錆びる例が少なく、1～2年後によく錆が目立ってくる傾向がある。また、周辺のジंकのため、錆が広がらず、鋼材の内部に進む傾向があるので注意する必要がある。また、これらの補修を所定の仕様に従って施工しない場合、早期に再発錆する危険がある。

支承の滑り面等にステンレスが用いられているが、湿潤箇所では予想以上に錆が発生する。したがって、ステンレス材の使用にあたっては、十分注意する必要があるとともに、止むを得ず使用する場合は、滑り面として必要以外の箇所は塗装することが望ましい(写真－23)。また、亜鉛メッキも打痕部等に錆が生じており、今後塗装で補修していく必要がある。

補剛桁の塗膜変状を分類集計して、図－4に示す。この図より、発錆部の大部分は打痕・補修不良・不適切な

4.3 アプローチ設備と調査結果

部分補修塗装調査で使用したアプローチ設備と調査結果を整理して表-6に、作業状況を写真-30～36に示す。

現段階では、各設備に各々いくつかの問題点があるがこれらの設備を組み合わせることにより、補剛桁の端パネルの一部を除き、部分補修塗装が全て可能になった。高所作業車については、2車種について比較調査を行ない、その結果、バッテリー式作業車の方が作業性が良いことがわかった。各設備の作業可能範囲が重複する箇所もあるが、作業性から判断して、図-6に示す作業分担が適当である。なお、実際に補修する場合は、作業能率が良い設備の順に作業を行い、能率の低い設備の使用は最小限に押える方が工期短縮につながり、経済的である。

また、現在の段階でアプローチ不可能な箇所については、今後、簡易固定足場等で検討していく必要がある。

4.4 部分補修塗装の問題と対応

部分補修塗装には以下の問題がある。

- (1) 昭和60年度の塗装点検結果を基に補修箇所数を予測しているが、これに比べて実際の補修箇所数がかなり多い(昭和61年度予定約4300箇所、実績7000箇所)。こ

表-5 補剛桁補修塗装仕様

適用箇所	塗替え時の塗膜の状態	基底調整	第1層	塗装間隔	第2層	塗装間隔	第3層	塗装間隔	第4層	塗装間隔	第5層
補剛桁、鋼床版、作業車レール、補剛桁支承外面	塗膜の程度が小さい場合 計測3の場合	塗膜部はパワールール処理A、但、活膜部はパワールール処理B	補修用エポキシ(下塗) 200	1d 10d	補修用エポキシ(下塗) 200	1d 10d	補修用エポキシ(下塗) 200	1d 10d	ポリウレタン用(中塗) 140	1d 7d	ポリウレタン(上塗) 120
同上	錆計、堆積物等により塗膜表面が汚れている場合	パワールール処理B	ポリウレタン用(中塗) 140	1d 7d	ポリウレタン用(上塗) 120						

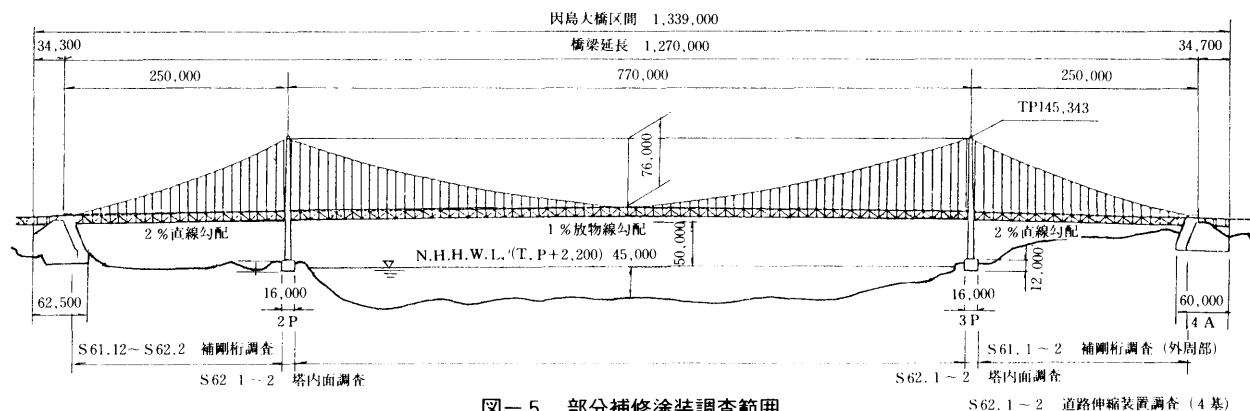


図-5 部分補修塗装調査範囲

表-6 アプローチ設備と調査結果

設備	作業範囲	作業性	問題点	調査年度
補剛桁点検補修作業車 (写真-30)	主構トラス、下横構、作業車レール、主構トラス、自歩道	多人数で作業可能であり、作業員の移動も容易なので、作業効率が良い。	主構トラスの上弦材内側面にもアプローチできるように、側面作業台に張出し足場を配置する必要がある。	60年度 61年度
ゴンドラ (デッキタイプ) (写真-31)	主構トラスの両サイド	主構トラス毎に盛替が必要であり、作業能率が低い。道路床組に手が届きにくい。	吊治具によって塗膜を損傷するので補修が必要。	60年度 61年度
伸縮作業足場 (写真-32)	主構トラス垂直材 上横構の一部 端部グレーチング直下	補剛桁点検補修作業車の移動毎に作業足場を降下させる必要がある。また、1回の昇降で補修できる面積が少ないので作業能率が低い。	作業車床面を養生する必要がある。また、作業車床面上に電気設備があるため、伸縮足場の設置が困難になるケースがある。	60年度 61年度
検査路	主構トラス上弦材・垂直材の一部	作業性はよい。	補修可能範囲が狭い。	61年度
簡易足場 タッチプレート (写真-33)	検査路上の道路床組	足場の持運び及び足場への昇降が必要であるが作業性は比較的良い。	重量が26kg/台あり、2人で持運びする必要がある。	61年度
高所作業車 (トラックタイプ) (写真-34)	主構トラス上弦材・斜材、道路床組の一部	作業性・作業範囲ともバッテリー式に比べ低い。	自歩道に交通整理員が必要。一般道も走行できるが、作業箇所毎にアウトリガーを張る必要がある。	61年度
高所作業車 (バッテリー式) (写真-35)	同上、さらに主構トラス垂直材の一部も可能。	作業性は比較的良い。また作業範囲も広い。	自歩道に交通整理員が必要。一般道の運搬にトラックが必要。毎日充電が必要。	61年度
ゴンドラ (チェア型) (写真-36)	端主構トラスの一部	1回の昇降で補修できる面積が少ないので、作業性は低い。	ゴンドラを持運びできる作業床がない箇所では使用不可能。	61年度

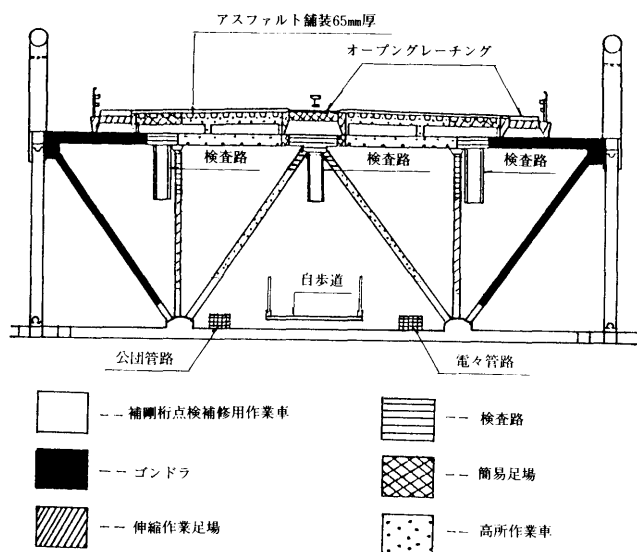


図-6 各設備の作業範囲

の原因として、以下の項目が考えられる。

- 1) 点検後も変状箇所数が自然増加する。2) 補修時には塗膜に直接アプローチするので、微小な変状も発見できる。3) 補修作業中に何度も目視観察をすることになるので見落としが少ない。4) 点検作業マニュアルが完備されていないため、点検員の個人差が生じる。この問題に対しては、点検マニュアルの完備、点検員の教育及び実績を踏えた変状箇所数の補正等が必要であるとともに、点検をしながら発見した変状を即その場で補修していく方法も考えられる。
- (2) 部分補修塗装の全作業時間のうち8割以上がアプローチに要しているが、現行の補修塗装仕様では、微小な錆を補修する場合でも、5回もアプローチする必要がある。したがって、部分補修塗装を経済的に行なうためには、1～2層で補修可能な塗料の開発がぜひとも必要である。
- (3) 部分補修塗装により、塗膜寿命がどの程度延びるか不明であり、追跡調査する必要がある。
- (4) 部分補修塗装の場合、補修忘れ箇所がどうしても出てくるので、現場に技術者を常駐させて、塗装工を指導する必要がある。

5. 塗装管理システムの開発

5.1 開発の目的

因島大橋の塗装面積は、約25万㎡と膨大であり、また、塗装点検で確認された塗膜変状箇所数は、昭和61年度で5万か所を越えている。

今後維持管理を計画的に実施するためには、塗膜変状データを適切に集計し、塗膜の現状並びに補修履歴等を容易に把握できるシステムが必要である。また、これらのデータを補修塗装工事に活用していく必要がある。

しかし、要求を満足させるシステムは、過去に例がないため、昭和61年度においては、塗装管理システム全体の基本検討を行なうとともに、管理事務所所有のパーソ

ナルコンピュータを使用して、システムの基本となる塗膜変状を集計できるソフトウェアを開発することにした。

5.2 使用機種等

使用機種は向島管理事務所で所有しているFM16β（ユーザーRAM：1Mバイト）、及び周辺機器とし、その構成は写真-37に示すとおりである。また、使用言語はMS-DOS及び日本語F-BASICである。

さらに、データファイルとして、5インチフロッピーディスクを使用しているため、入力データが増加してもフロッピーディスクの交換で対応可能である。

5.3 操作方法等

- (1) 日本語を用いた対話方式とし、操作を容易にした。
- (2) 入力はマウスを主とし、入力速度を早くした。
- (3) カラーディスプレイにより、視覚を向上した。
- (4) 誤入力をプログラム内部で判断・処理可能のように配慮した。
- (5) カラーディスプレイ上の画像をそのままXYプロッターにより、作画出来るようにした。

5.4 昭和61年度の成果

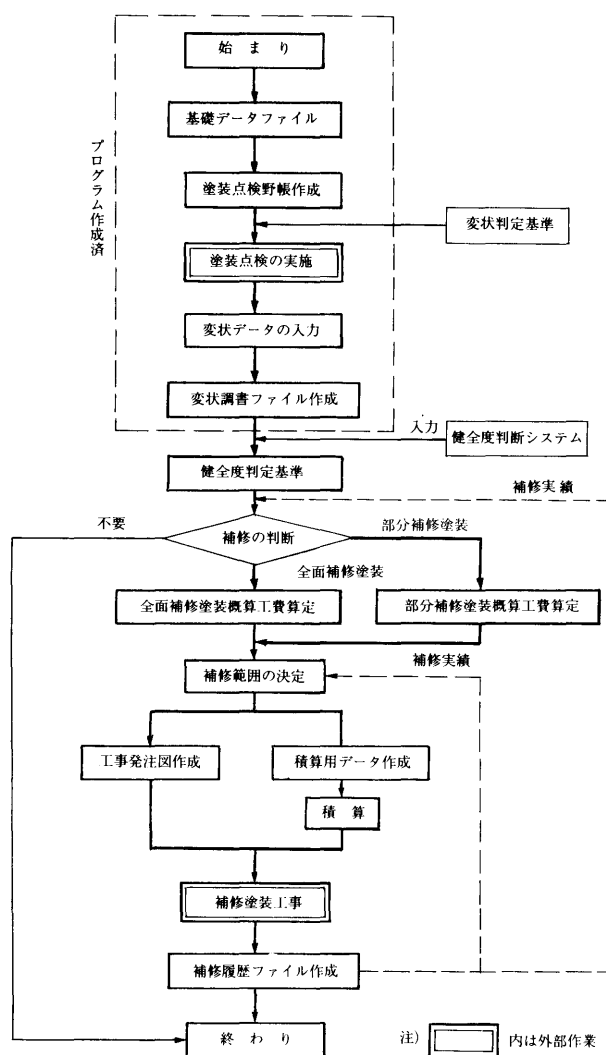
システム全体の構成を図-7に示す。昭和61年度に開発した範囲は点線枠内で、補剛桁について部材形状等の基礎データファイル及び変状データ入力プログラム・変状調査作成プログラムを開発した。部材選定ディスプレイを写真-38に、パネル分の主構トラス上弦材（箱断面）を面展開して変状を入力した例を写真-39に示す。変状データは補修塗装仕様毎のデータで実用上十分であると判断しA～Dの4種類で入力することにした。また実際の補修塗装を考慮して、小さな変状の場合は、1箇所当りの実面積を10cm×10cmとし、これ以上については任意の寸法で変状を入力できるようにした。なお、このシステムを使用する場合、変状入力ディスプレイと同じフォーマットの塗装点検野帳を使用する必要があるため、白紙の変状入力ディスプレイをXYプロッターで作図（縮尺1/50）して、野帳を作成することにした。

5.5 今後の開発予定

これまでの成果を活用すると、補修塗装計画立案に必要な塗装健全度判断システム・概算工費算定システム・工事発注用資料作成システムの開発が可能である。さらに補修履歴ファイルを組合せることにより、塗装管理に最低必要なデータを容易に入手可能になるであろう。

これらのシステムについては、この1～2年のうちに実用化する方向で検討中で、さらに残っている塔・ケーブル・道路床組等の各構造に拡張していく予定である。

なお、本システムの基本ソフトは今後開発されるであろう疲労部材管理システム・電波吸収材管理システム・部材変状管理システム及びコンクリート健全度管理シス



図ー7 塗装仕様管理システムの構成

テム等に十分対応可能であり、橋梁のメンテナンスにとって大いに役立つものと考えられる。

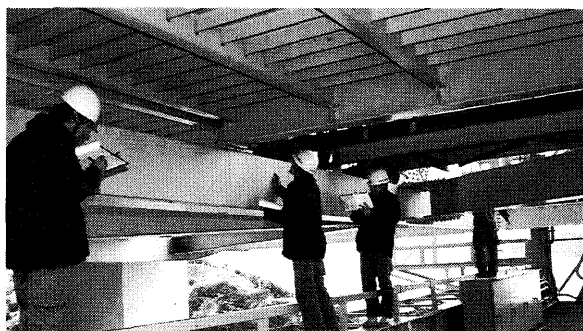
6. あとがき

因島大橋はポリウレタン系長期防錆型塗装を本格的に採用した国内で初めての橋梁で、補修塗装については工事段階における補修を除き、過去に実績がない。このため、供用もない本橋の塗装管理は試行的に行なわれている。したがって、本報告は途中成果の紹介にならざるを得なかったが、昭和63年春に供用が迫ったDルートの大橋梁を始め、他の橋梁の維持管理に多少なりとも参考になれば幸いである。

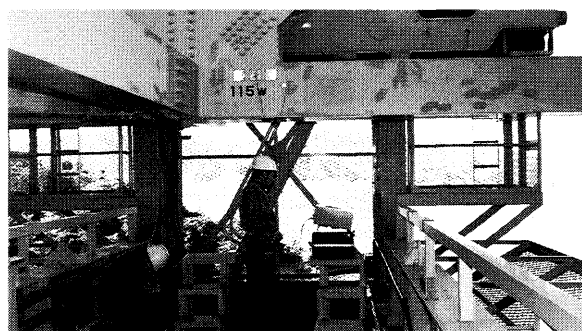
最後に、本報告で紹介した業務を担当した(株)本州四国連絡橋エンジニアリングの担当者に感謝の意を表します。

参考文献

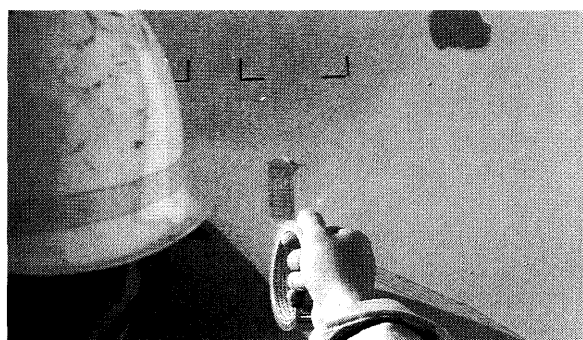
- 1) 蒔田、森：我が国における鋼橋塗装技術の変遷、橋梁と基礎80-10
- 2) 鋼橋等塗装基準 昭和55年3月 本四公団
- 3) 因島大橋工事誌 昭和60年9月 本四公団、(財)海洋架橋調査会
- 4) 橋体の維持管理に関する検討(その2) 昭和60年9月 本四公団、(財)海洋架橋調査会
- 5) 高橋、平野、末広：点検補修用作業車を利用した因島大橋のメンテナンス、本四技報 1987.1
- 6) 塗装の品質管理・維持管理に関する調査研究報告書(その4) 昭和57年3月 (財)海洋架橋調査会



写真ー1 目視点検状況



写真ー2 塗膜インピーダンス測定



写真ー3 ゴバン目試験



写真ー4 付着塩分測定

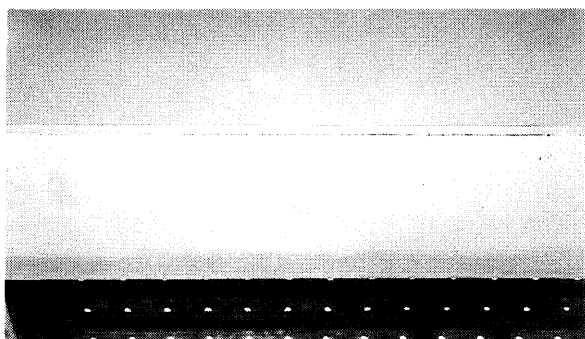


写真-5 鋼床版縦桁下フランジエッジ部の錆（膜厚不足）

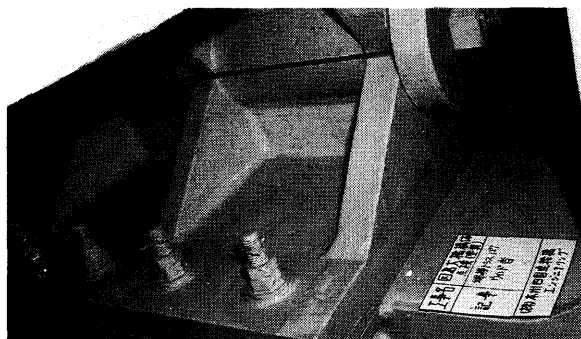


写真-6 ウィンドシュー取付ボルト部の錆（膜厚不足）

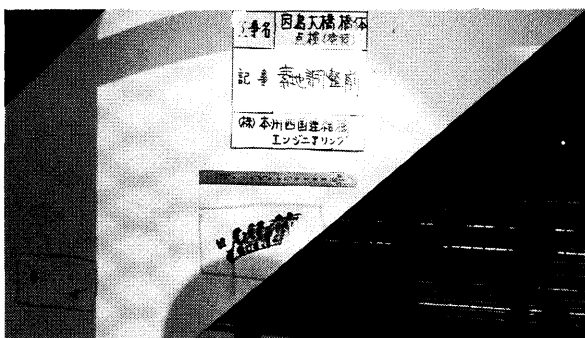


写真-7 打痕による部材一般部の錆



写真-8 打痕による部材エッジ部の錆

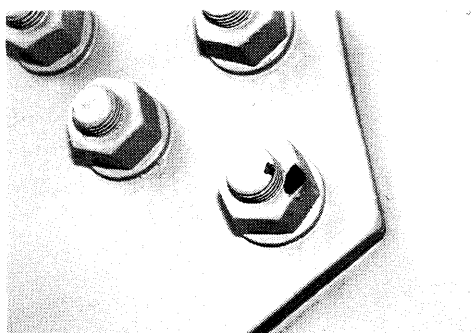


写真-9 打痕によるボルトの錆

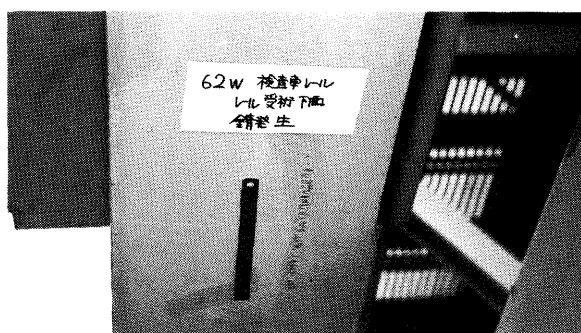


写真-10 補修不良部の錆



写真-11 ハンガーソケット定着部の支圧による塗膜の割れ

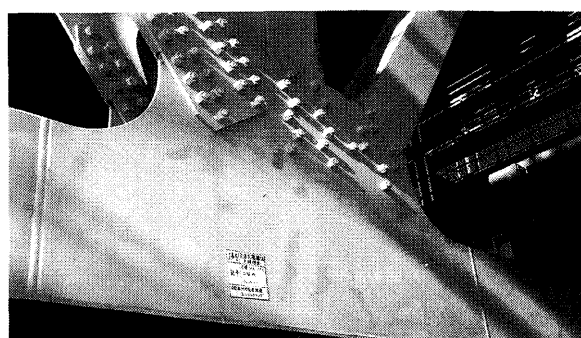


写真-12 塗膜表面のチョーキング

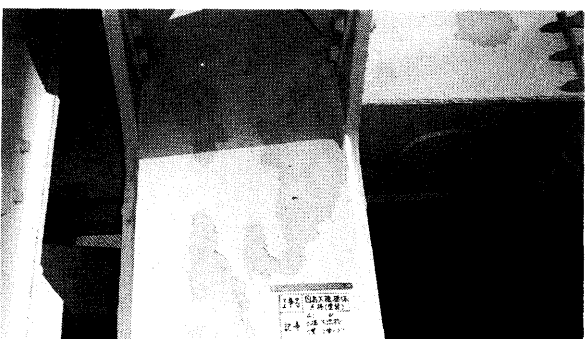


写真-13 施工不良による化粧塗装のはがれ



写真-14 残留グリッドの発錆による塗膜の汚れ

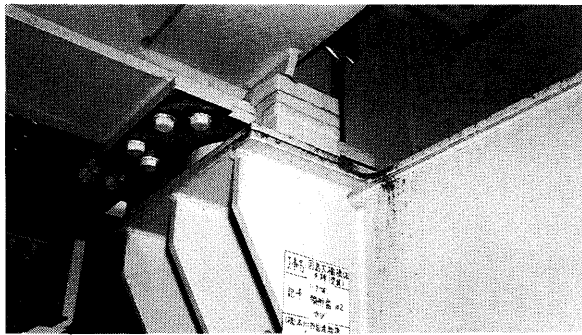


写真-15 鋼床版支承ステンレス滑り面の錆

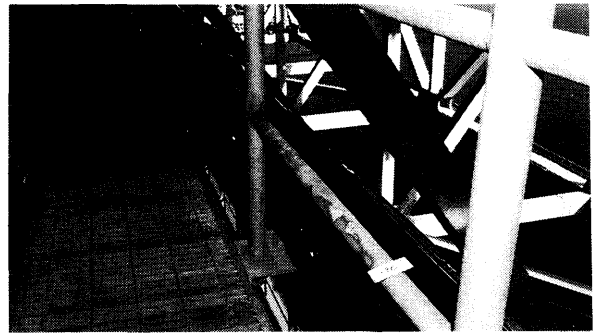


写真-16 亜鉛メッキ箇所（検査路）の錆

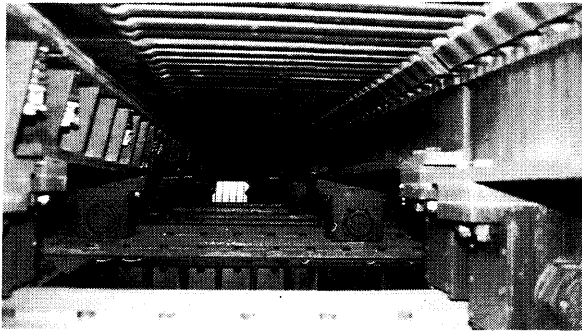


写真-17 道路伸縮装置ステンレスレールの錆

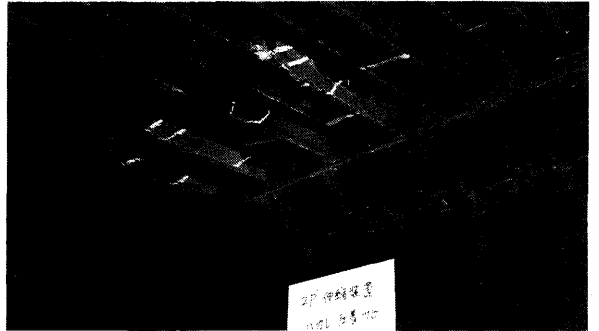


写真-18 道路伸縮装置櫛の錆

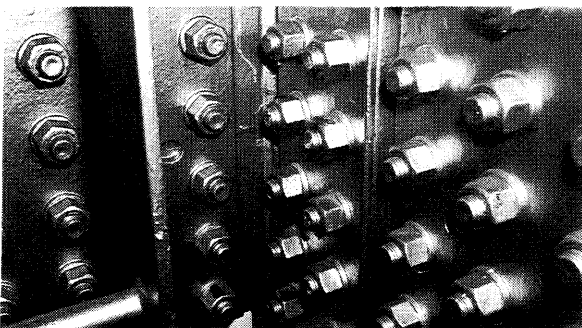


写真-19 経年劣化によるボルトの錆（塔内面）

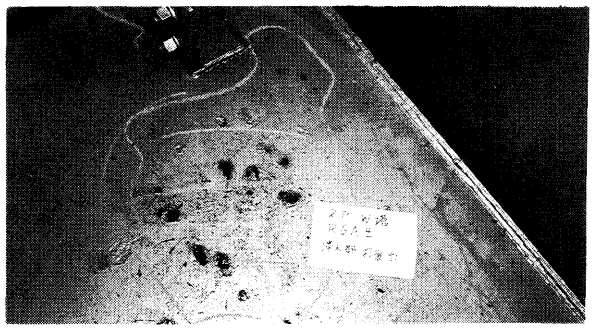


写真-20 打痕による塔内ダイヤフラムの錆



写真-21 施工不良による塗膜のふくれ

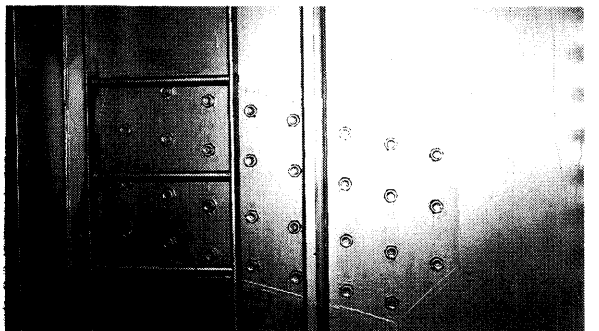


写真-22 塔内面塗装のブリード

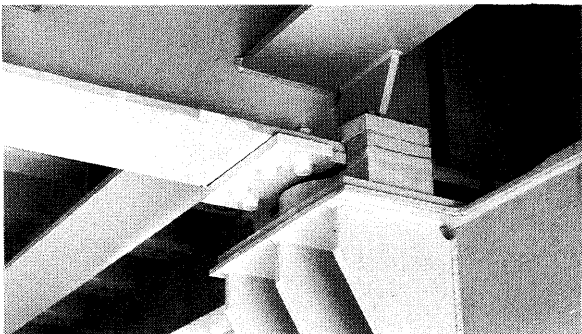


写真-23 鋼床版支承ステンレス面の塗装



写真-24 鋼床版ひりび内の鳥の巣



写真-25 ハンガー定着部の変状



写真-27 下塗作業状況



写真-26 素地調整状況



写真-28 上塗作業状況



写真-29 補修塗料の色相調査

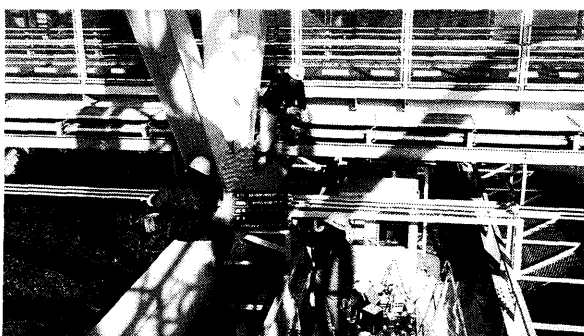


写真-30 補修桁点検補修用作業車上での補修作業



写真-31 ゴンドラ（デッキタイプ）による補修作業

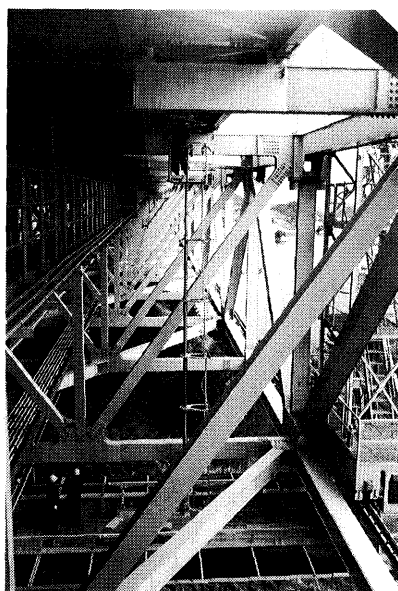


写真-32 伸縮作業足場による補修作業

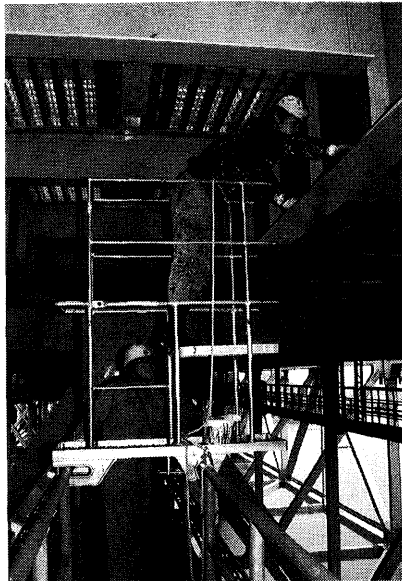


写真-33 簡易足場による補修作業

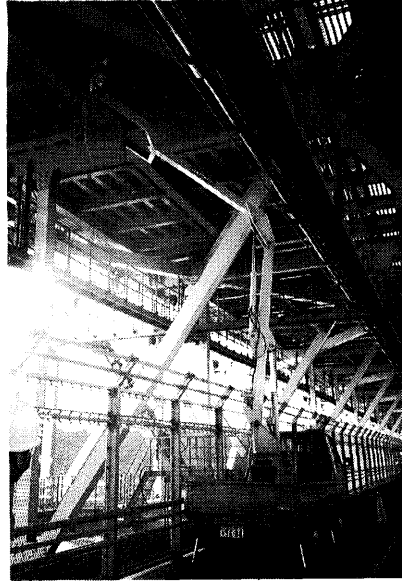


写真-34 高所作業車（トラックタイプ）による補修作業

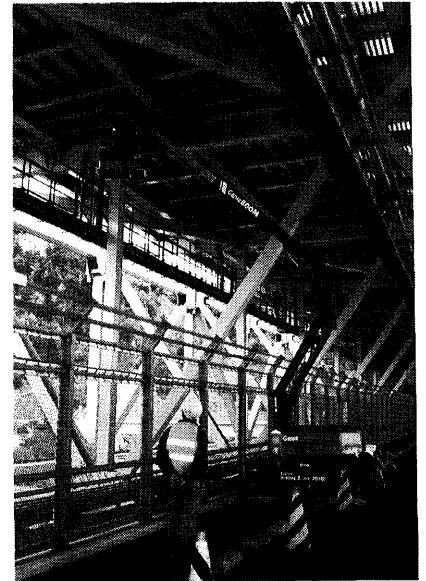


写真-35 高所作業車（バッテリー式）による補修作業



写真-36 チェア型ゴンドラによる補修作業



写真-37 使用機種

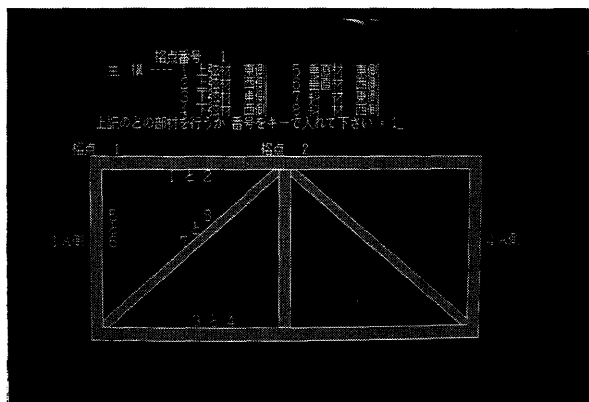


写真-38 部材選択ディスプレイ

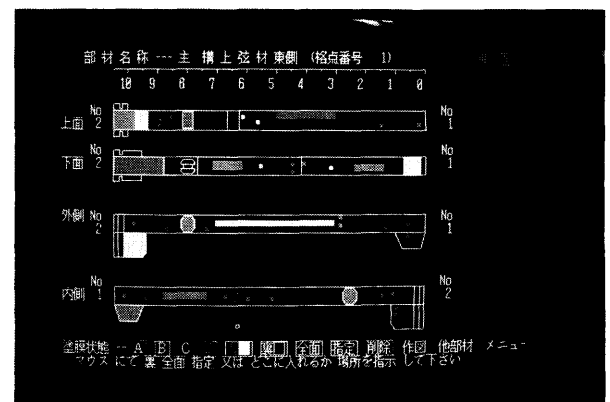


写真-39 変化入力ディスプレイ

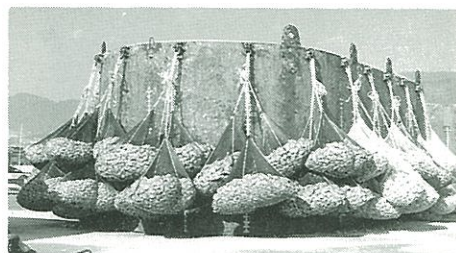
明石海峡大橋の洗掘防止実験

明石海峡の現地において網袋式洗掘防止工（F.U.）に関する実験を行なった。F.U.とは化学繊維製網を袋形状に加工し、中に小粒径の石を網袋の50～80%の量、1袋当り0.7 m^3 ～1 m^3 結めたもので、主塔基礎周辺底質の吸い出し洗掘を防ぐフィルター層として考察したものである。

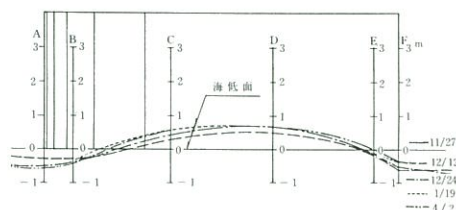
陸上での強度、地盤とのなじみ等の予備実験に続いて現地海域での水中落下特性、海底への追従性等の実験を行い、さらに地質調査に使用した大型作業足場の係留用シンカー（重量500t、高さ4m、長さ10m、幅6m）を用いて、F.U.による洗掘防止工の調査を行なった。F.U.（碎石粒径40～80mm及び50～150mm）はシンカーに吊り下げ、水深約45m、最大潮流6.5ノット、底質が砂礫層の海底に設置した（写真）。

4カ月間の調査の結果、無対策のシンカー周辺では30～70cmの洗掘が生じたのに対してF.U.を施した場合、シンカー周辺での洗掘は観測されなかった（図）。

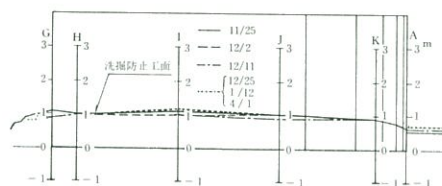
今回の実験の結果、本体構造物に応用してもF.U.の洗掘防止効果はある程度期待できるものと考え引き続き実験を行なうこととしている。



F.U.をシンカーに吊り下げた状況



無対策のシンカー



F.U.により対策を施したシンカー

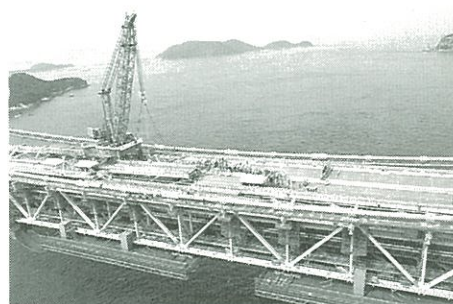
北備讃瀬戸大橋・下津井瀬戸大橋閉合

児島・坂出ルートの吊橋三橋のうち、二橋が閉合した。

北備讃瀬戸大橋は、61年5月13日に塔付パネルの面材架設を開始した後、順調に工事が進み側径間主構（40パネル）架設が61年12月、中央径間主構（76パネル）架設が62年3月10日に終了、3月15日に鋼床版1ブロックを架設して閉合した。

下津井瀬戸大橋も61年4月29日に塔付2パネルブロックをF.C船を使用して大ブロック架設した後サイクル架設を開始、側径間主構（20パネル）架設が12月、中央径間主構（72パネル）架設が62年4月1日に終了し、4月18日に岡山・香川両県知事の出席のもとに最後の鋼床版ブロックが据付けられ、閉合した。これで下津井瀬戸に隔てられた両県が、名実ともに地続きとなったわけで、引続き63年4月の開通を目ざしてケーブル後期工事等が進められている。

両橋の閉合で児島・坂出ルートの工程を左右すると思われた吊橋三橋のうち、未閉合は南備讃瀬戸大橋のみとなったが、同橋は5月末現在で側径間40パネルのうち36パネル、中央径間84パネルのうち72パネルの架設が終了しており、62年8月の閉合を目途に鋭意工事が進められている。

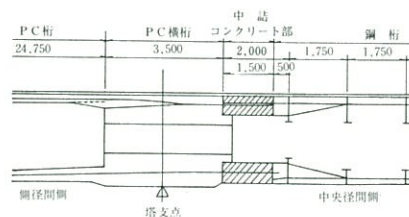


下津井瀬戸大橋閉合式

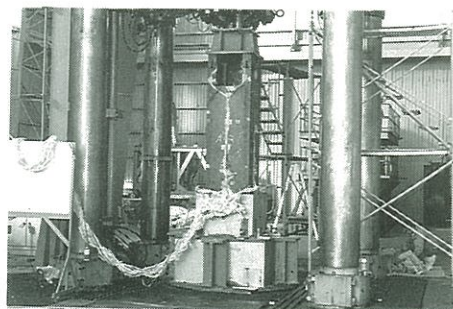
生口橋主桁接合構造の部分模型試験

生口橋は、中央支間長490mを有する世界最大級の斜張橋として計画されているが、地形上の制約から側径間長が150mしかなく桁全体を同一構造とした場合、側径間側に負反力が生ずる。本橋の特徴は、中央径間部を鋼製、側径間部をP.Cの複合構造桁とし、側径間部の負反力を抑えていることである。

接合部には、最大軸力11,000t、最大せん断力1,200tが作用する。接合部の構造を図に示すが、鋼桁から流れてきた軸力を、セル鋼板からシアコネクタ等により中詰コンクリートに分散させ、応力分布を均一化しP.C桁側に伝達させるものであり、比較的経済的な構造である。実施例がないことから昨年は機械化研究所の大型疲労試験機を使用し、実物大の部分模型により、応力分散性状、疲労等の確認試験を行なった（写真）。引き続き試験を実施し、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等の影響についても確認することにして



接合部構造縦断面図



模型試験

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。

*印以外のは(財)海洋架橋調査会 (Tel03-662-7571)で販売しております。

仕様書・要領等

土木工事共通仕様書(改訂版)	昭和59年8月
測量・調査・設計等共通仕様書	昭和60年8月
電気通信施設標準仕様書	昭和58年10月
* 施工管理試験要領	昭和60年2月
* 測量作業規程	昭和55年度
* 図面作成要領	昭和59年10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
* 海上工事安全施工技術指針	昭和52年3月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労 き裂の発生の一例(写真集)	昭和58年1月

設計基準類

海峡部における道路の建築限界および 幅員構成	昭和47年10月
用語と定義	昭和48年5月
上部構造設計基準・同解説(59.2一部改訂)	昭和55年6月
下部構造設計基準・同解説(56.8一部改訂)	昭和52年3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年3月
鋼橋等製作基準・同解説(60.3一部改訂)	昭和52年3月
鉄鋼製品製作基準・同解説	昭和55年3月
鋼橋等塗装基準・同解説(58.5一部改訂)	昭和55年3月
橋面舗装基準(案)	昭和58年4月
橋梁用マスコンクリート施工基準・ 同解説(案)	昭和50年3月
仮設物設計指針	昭和52年3月
吊橋リンク・支承構造設計指針(案)	昭和51年3月
トラス格点構造設計指針(案)	昭和51年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・ 同解説	昭和52年8月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
吊橋主塔設計要領(案)	昭和55年3月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年3月
ケーブルバンド設計要領(案)	昭和53年3月
ハンガー設計要領(案)	昭和53年3月
鋼床版設計要領(案)(58.10一部改訂)	昭和53年3月
鋼床版現場溶接施工要領(案)	昭和54年3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年6月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)(60.3一 部改訂)	昭和48年9月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装 置設計要領・同解説	昭和59年3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
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
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年3月
* 陸上部道路橋設計要領(案)	昭和51年11月
* ケーブルアンカーの設計マニュアル	昭和49年2月
下路管理路設計マニュアル(案)	昭和53年9月
鉄道床組の標準図作成	昭和57年10月

材料規格

高力ボルト類規格	昭和60年8月
リンク支承関係規格	
鋼材規格	昭和53年10月
鋼材規格解説	
ケーブル材料規格	昭和54年6月
塗料規格	昭和55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	飯島武明			
編集委員	越智勝	加藤茂		
	金沢克義	木村博司		
	斉藤哲雄	佐原俊樹		
	桜井洋	篠原和徳		
	田島照義	高見彰		
	戸沢隆	淵田政信		
	藤井秀夫	牧野善栄		
	森章	森邦久		
	山崎廣志	山名至孝		
	吉田好孝			
	小暮三郎	(海洋架橋調査会)		

本誌技報 第43号

発行	昭和62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
	〒103 東京都中央区日本橋小伝馬町11-9
	住友生命小伝馬町ビル5F
	電話 03(662)-7571
発行者	井上義光
印刷	中井編集デザイン事務所

定価 1,900円

