

## PC 斜張橋・呼子大橋上部工の情報化施工

## STRUCTURAL BEHAVIOR MONITORING AND ADJUSTING SYSTEM USED IN SUPERSTRUCTURE CONSTRUCTION OF PRESTRESSED CONCRETE CABLE-STAYED BRIDGE, YOBUKO-OHASHI BRIDGE

久我尚弘\*・根本文夫\*\*・中山 等\*\*\*・日紫喜剛啓\*\*\*\*

By Naohiro KUGA, Fumio NEMOTO, Hitoshi NAKAYAMA and Yoshihiro HISHIKI

The Yobuko-Ohashi Bridge, located in Yobuko Town, Saga Prefecture, is a 3-span continuous prestressed concrete cable-stayed road bridge with a center span of 250 m, which connects an isolated island, Kabejima Island, to Kyushu. It is the longest-span concrete bridge in Japan. In construction of the superstructure, the girders were constructed by cast-in-place balanced cantilever method using travelers. And the deflection of girders, tensile forces in stay cables and stresses in girders, which are essential for prestressed concrete cable-stayed bridges, were monitored and adjusted rationally and promptly with the help of a new system using microcomputer. This report outlines the system used in this bridge construction project.

*Keywords* : prestressed concrete, cable-stayed bridge, structural behavior control system, microcomputer

## 1. ま え が き

本橋は、玄界灘に面した佐賀県東松浦郡呼子町の殿ノ浦と離島加部島を結ぶ道路橋であり(図-1参照)、これまで海上輸送に頼っていた加部島地区の交通輸送の効率化、円滑化を図り、またパイプライン併設により農業用水を安定的に供給することを目的として、佐賀県農林部が農林水産省補助事業として計画し、建設を行ってきたものである。

本橋の計画にあたっては、架設地点が玄海国立公園内にあること、また2000t級の船舶の航路になっていることから、景観性に優れ、長大スパンが可能で、桁下空間が十分にとれる橋梁形式が考えられ、経済性・施工性・維持管理などについての比較検討の結果、本橋主橋部には、プレストレストコンクリート(PC)斜張橋が選定された。この主橋部のセンタースパン250mは、コンクリート橋としては、わが国最長となる。

主橋部PC斜張橋の施工には、長大PC橋の一般的な施工法であるフォルバウワーゲン(移動作業車)による張出し架設工法を採用した。PC斜張橋の場合、PC桁橋に比べ、一般に、柔構造で主桁がたわみやすいこと、

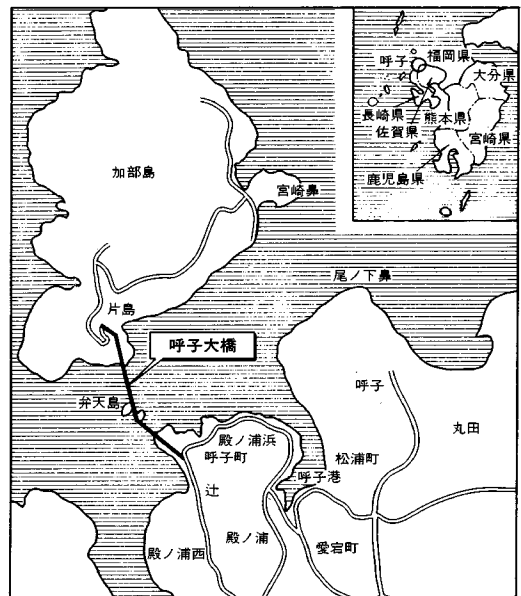


図-1 呼子大橋位置図

\* 佐賀県唐津農林事務所橋梁課長

(〒847 唐津市坊主町433-1)

\*\* 正会員 鹿島建設(株) 土木設計本部副部長

(〒163 新宿区西新宿2-1-1 新宿三井ビル)

\*\*\* 正会員 鹿島建設(株) 土木設計本部第二設計部(同上)

\*\*\*\* 正会員 鹿島・松尾・岸本 JV 呼子大橋作業所

(〒847-03 佐賀県東松浦郡呼子町大字殿ノ浦)

高次の不静定構造で挙動が複雑なことなどから、高度な設計施工技術が要求される。また、これまでのわが国のPC斜張橋の実績としては、スパンが100m程度であったことを考えると、本橋のスパン250mは大きな飛躍であるので、工事遂行に必要な管理項目やデータが著しく増大し、その処理のための業務も膨大な量となることとなり、本橋の施工を従来の人力による管理によって行うことは困難と考えられた。

そこで、本橋の施工においては、最近、高性能化、低価格化が著しいマイクロコンピュータや現場計測用センサを組み合わせた管理システムを開発し、施工管理上発生する膨大な情報を迅速かつ正確に入手・処理し、施工管理の省力化、品質・精度の向上を図るという情報化施工を実施することとした。

本橋上部工については、上述のような管理、特に、PC斜張橋の場合に重要となるたわみ、斜材張力、各部応力度に着目した施工管理を行い、非常に高い品質・精度を有する橋梁として完成させることができた(写真-1参照)。

本報文は、このPC斜張橋・呼子大橋上部工の情報化施工の概要について報告するものである。

## 2. 呼子大橋の概要

### (1) 橋梁概要

本橋の橋梁基本条件ならびに構造諸元は以下のとおり

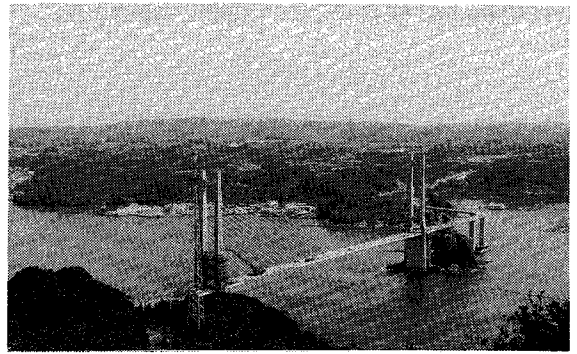


写真-1 呼子大橋全景 (1988年9月)

である。

- 橋 名：呼子大橋
- 構造形式：3径間連続PC斜張橋  
(サスペンデッドタイプ)
- 橋 格：第3種4級(2等橋, TL-14)
- 橋長・支間割：494.25m  
(121.0m+250.0m+121.0m)
- 幅 員：全幅10.9m  
(車道5.5m, 歩道2.0m)
- 橋脚・主塔全高：103.6m (41.0m+62.6m)
- 斜材長：16.1m~135.8m

本橋の一般図を図-2に示す。

本橋の構造上の主な特徴は以下のとおりである。

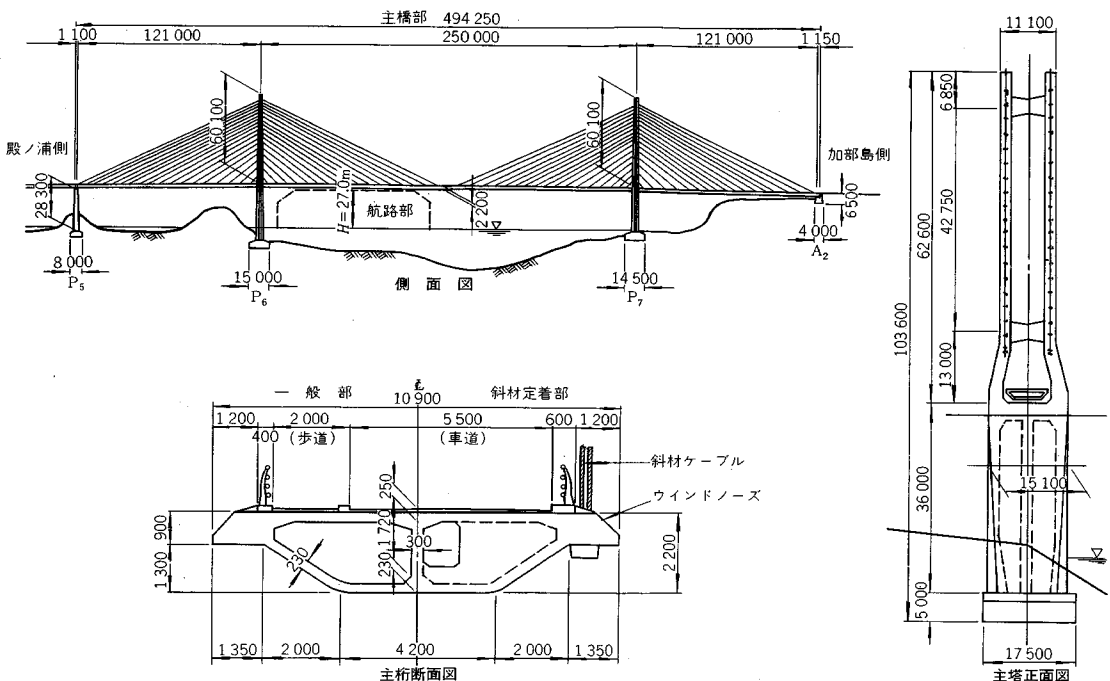


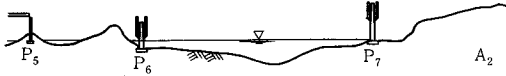
図-2 呼子大橋一般図

- a) 主桁・主塔・橋脚の結合構造は、主塔と橋脚は剛結、主桁は主塔から斜材で吊られており、主塔部では鉛直方向無支承のいわゆるサスペンデッドタイプである。
- b) 主桁は、逆台形2室箱桁断面であり、特に桁高は

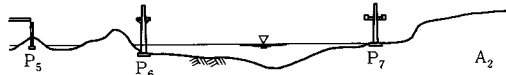
等桁高2.2m（桁高/スパン比=1/114）とスレンダーでたわみやすい構造となっている。主塔は、中間ばりを有する門型RC構造である。コンクリート強度は、主桁、主塔ともに  $\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$  である。

c) 斜材配置は、主塔に関して左右対称の準ハープ型マルチケーブル（17段）タイプ2面吊となっている。なお、1斜材の構成は、図-2の主桁断面図（斜材定着部）に示すとおり、2面吊の片面の斜材が2ケーブルからなっており、1斜材は4ケーブルから構成されている。斜材ケーブルには、ポリエチレンで被覆されたプレハブPC鋼より線ケーブル（SEEE工法F-PH型）を用いている。

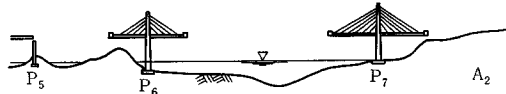
① 基礎・橋脚・主塔の施工



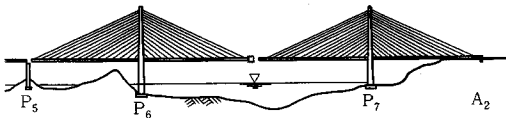
② 柱頭部支保工上施工・ワーゲン組立て



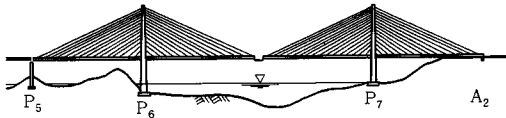
③ ワーゲンによる橋桁両側カンチレバー施工  
それと併行した斜材、主塔の施工



④ 側径間吊り支保工施工



⑤ 中央閉合ブロック吊り支保工施工・斜材最終緊張



⑥ 橋面工施工・完成

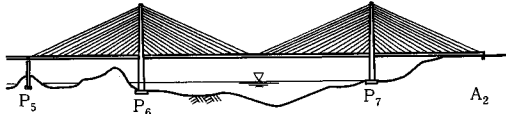


図-3 施工順序の概要

(2) 上部工の施工概要

本橋の施工は、図-3に示すような順序で行った。

基本的には、フォルバウワーゲンによる張出し（カンチレバー）架設工法で主桁を施工し、それと併行して主塔・斜材も施工することとし（写真-2参照）、標準サイクルは、図-4に示すとおり主桁左右各2ブロック施工と塔1ブロック施工および斜材左右各1段のケーブル架設から成り、実働18日程度であった。

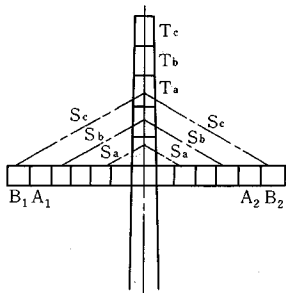
工事は昭和60年10月に準備工を開始し、昭和61年末より上部工工事に入り、昭和63年6月に斜材最終緊張を行い本体工事を終了した。

a) 主桁工

PC桁橋の張出し施工と同様に橋脚頂部に鋼製ブラケットによる支保工を組み立て、両側に2台のフォルバウワーゲンの組立が可能な主桁主塔部を施工した。

本橋の場合、完成系では主桁主塔部において鉛直方向無支承のサスペンデッドタイプとなるが、架設中の構造については、耐風安定性を向上させ、変形量を小さくし、高品質高精度の施工を容易にするため、図-5に示す剛結構造を採用した。

主桁主塔部に、フォルバウワーゲンを2台組み立てた後、サイクル工程に従って左右対称に張出し部（施工ブロック長3.5mおよび4.0m）の施工を行い、コンクリート打設も左右同日打設とした。なお、コンクリート



工種	日程	日程																		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
主桁	ワーゲン移動	A1, A2ブロック(一般部)								B1, B2ブロック(斜材定着部)										
	型枠・鉄筋・鋼材 コンクリート打設																			
	養生																			
斜材	緊張																			
	引込み																			
主塔	足場・鉄骨・鉄筋ほか 型枠																			
	コンクリート打設 養生																			

図-4 標準サイクル

は、ポンプ車による配管打設とした。

張出し部の施工後、側径間の閉合（ブロック長3.5m）および中央径間の閉合（ブロック長6.0m）を行い、さ

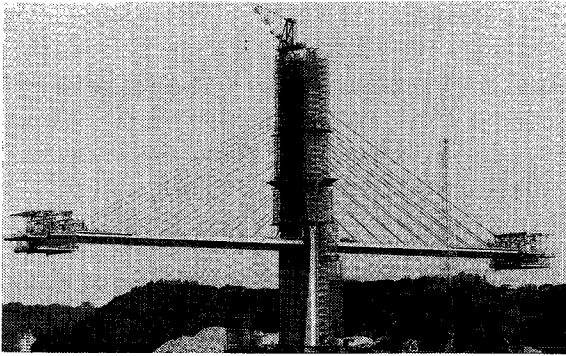


写真-2 張出し架設状況

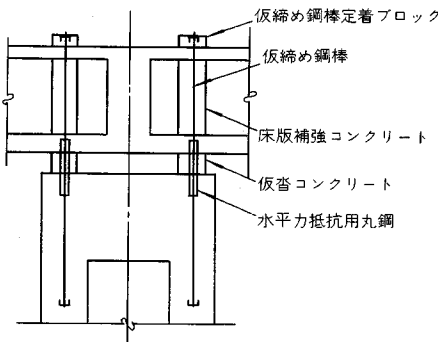


図-5 主桁主塔部仮固定構造

らに、中央径間連続ケーブルの緊張、仮固定撤去、斜材の最終緊張を行った。

b) 主塔工

主塔は、リフト高さ2.5~3.75mで22ロットに分割し、足場は斜材引き込みや緊張のための足場としても兼用する必要があり、総足場として施工した。

主塔の場合、高い鉛直精度が必要であり、かつ、斜材用アンカープレートを正確に据え付けることが必要であるため、鉄骨を主塔内に配置した。鉄骨は、現場内の鉄

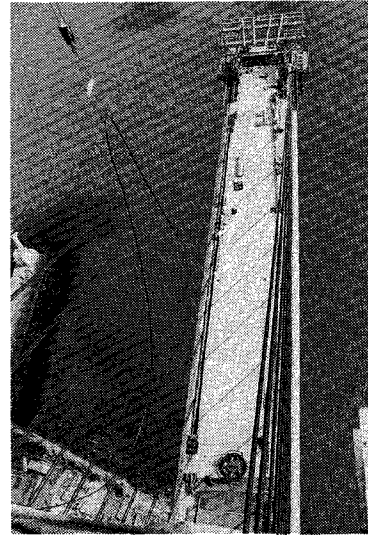


写真-4 斜材架設状況

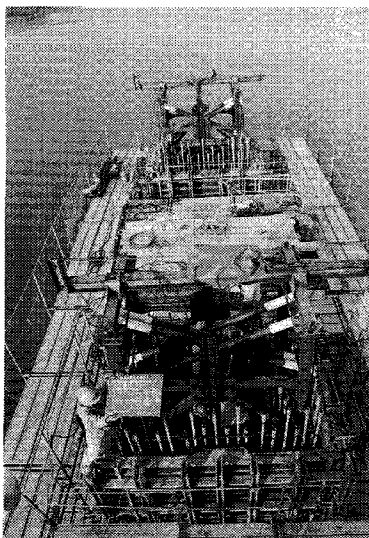


写真-3 主塔鉄骨設置状況

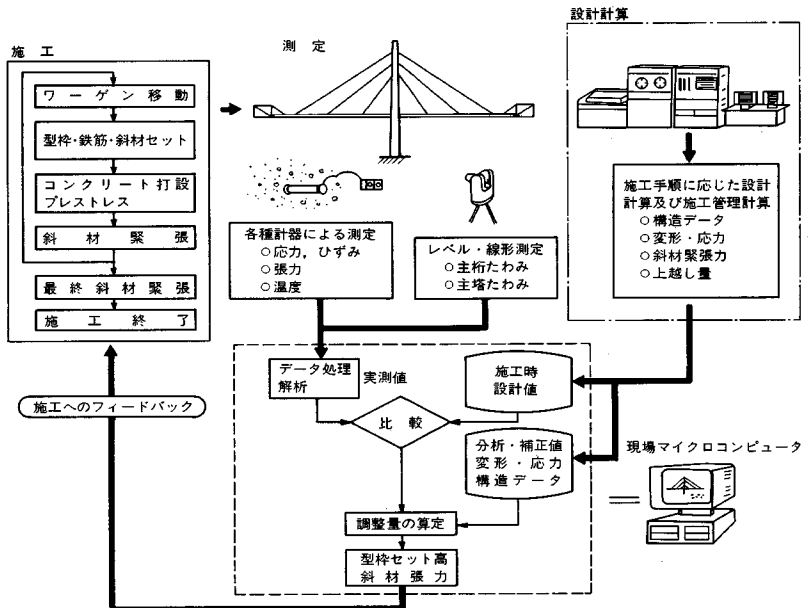


図-6 施工管理システムの概要

骨組立架台上で精度よく地組し、さらにアンカープレート  
を有する斜材用さや管を取り付けた後、タワークレーン  
で吊り上げ既設鉄骨上に接続し固定した（写真—3 参  
照）。斜材用さや管は、主塔上において微調整を行い所  
定の座標位置にセットした。

c) 斜材工

斜材ケーブルは工場です定の長さで切断加工され防錆  
処理されたプレハブケーブルであるため、一括引上げ工  
法を採用した（写真—4 参照）。

斜材の緊張は、施工中および完成後の斜材張力、主桁  
応力度を許容値以下に抑えるため、1 斜材につき 1 次緊  
張、2 次緊張、最終緊張と 3 回行う必要があり、張出し  
時には、最外縁斜材の 1 次緊張（約 100 tf/1 ケーブルの  
緊張）とすぐ内側の斜材の 2 次緊張（約 30 tf/1 ケー  
ブルのゆるめ緊張）を行った。また、1 斜材 4 ケーブルで  
主塔の両側を考えると 8 ケーブルになるので、この 8  
ケーブルを 4 ケーブルずつ 2 組に分け、ジャッキ 4 台を  
用いて、主塔・主桁にねじりモーメントが作用しないよ  
うに左右対称に 2 回に分けて緊張した。そのため、緊張  
順序に応じた詳細な緊張力を算定し、これをもとに緊張  
を行った。

緊張位置は、作業性、安全性、作業管理上から本橋で  
は主塔側とし、緊張管理は、圧力管理が主となるため、  
精度 0.5 % 級のマノメータを使用して行った。

3. 施工管理

PC 斜張橋の施工にあたって、設計値を目標にたわみ  
管理や斜材張力管理などを行う場合、設計計算で用いら  
れる荷重・弾性係数・クリープ係数等は仮定値であり、  
また施工自体もある程度の誤差をもつため、たわみ形状  
や斜材張力が設計値から変動することは避けられない、  
さらに、本橋は従来の桁橋と比較して、桁高・スパン比  
が 1/114 と非常にスレンダーであるので、これらの誤差  
要因の変動がたわみや斜材張力に敏感に影響すると考  
えられた。また、PC 斜張橋という構造を考えた場合、斜  
材張力の調整によってたわみ形状、斜材張力、主桁応力  
度を改善することが可能であり、この点を考慮した管理  
が重要になると考えられた。

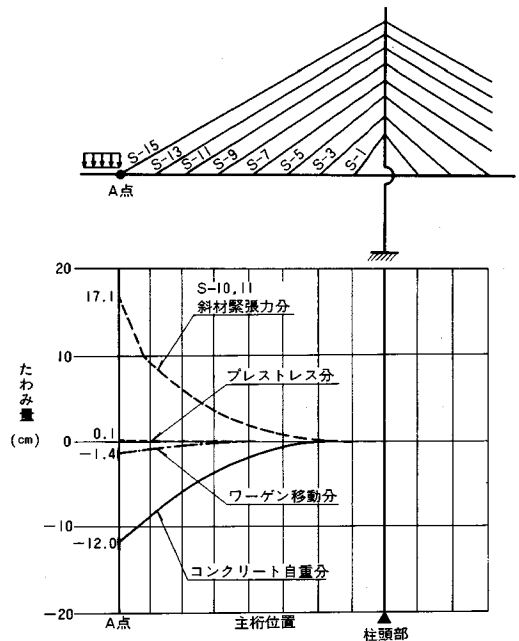
そこで、本橋の施工においては、斜材張力の調整によ  
る改善も考慮に入れた、たわみ管理、斜材張力管理、お  
よび主桁応力管理等を総合的に迅速かつ合理的に行うた  
め、マイクロコンピュータを用いた施工管理システムを  
適用した。

施工管理システムの概要を図—6 に示す。このシステ  
ムは、大型コンピュータによって計算された各施工段階  
での設計値と、現場での実測値を比較・分析し、もしそ  
の差異（以下、これを誤差と称する）が管理基準値を越

えれば、それを修正するための型枠セット高や斜材張力  
の調整量を算定し、施工の方へフィードバックするとい  
うものである。

(1) 事前検討

実際の施工に先立ち、本橋の構造特性を十分把握する  
ための事前検討が施工管理上必要となり、種々の項目に  
ついて定量的な検討を行った。その一例として主桁 50 %  
張出し時の各種荷重に対するたわみ変化量を図—7 に  
示す。また、これら各種荷重が設計値よりある仮定値だ  
け変動した場合のたわみ誤差量を表—1 に示す。ここで、  
この仮定値は、過去の PC 橋の施工実績や、事前の材  
料試験、温度測定試験から定められたものである。



図—7 各種荷重によるたわみ変化量（主桁 50 % 張出し時）

表—1 各種荷重変動によるたわみ誤差量  
（主桁 50 % 張出し時）

誤差要因	設計値	誤差要因 変動仮定値	A 点のたわみ 誤差量 (mm)	
荷重	コンクリート自重	131.9tf	+ 2 %	-2.4
	ワーゲン移動	ワーゲン重量 100tf	- 5 %	+0.7
	斜材緊張力	S-10 : 383tf S-11 : -103tf	+ 5 %	+8.5
剛性	斜材ヤング係数	$E_s = 1.86 \times 10^7$ tf/m <sup>2</sup>	- 2 %	+0.4
	主桁ヤング係数	$E_G = 3.5 \times 10^6$ tf/m <sup>2</sup>	-10%	+4.2
斜材と主桁の温度差	—	0-15℃	0~11.7	
クリープ乾燥収縮の影響	$\phi = 2.6$ $\epsilon_s = 15 \times 10^{-5}$	+10%	-0.2	

このような検討から、これらの要因のうち、打設コンクリート重量・斜材緊張力・温度変化・剛性を施工管理上の重要管理項目として選定した。

そして、温度変化については、各種測定を行うときの各部材の温度を測定し、その温度と設計で設定している温度との差異からその誤差量を算定し、その量だけ実測値を補正し、同じ温度条件での実測値と設計値の比較が可能となることを確認した。

また、打設コンクリート重量、斜材緊張力、および剛性に関しては、各荷重に対するたわみ変化量についての実測値と設計値との比をとることによって総合的にその誤差量を評価する方法を採用することとした。ここでたわみ変化量としては、張出し中の構造および荷重が左右対称であり、基礎地盤も良好な岩盤であることから、主塔・橋脚のたわみ・回転はほとんど生じないと考えられること、また、完成時には主桁エレベーションを精度よく所定の高さにする必要があることから、特に主桁たわみ変化量に着目することとした。

(2) 施工管理システム

本橋の施工管理フローを図-8に示す。基本的には、点検時と通常施工時に分け、たわみおよび斜材張力・主桁応力度の管理を行った。

通常施工時には、各施工段階でのたわみ・温度・荷重・応力度のデータを収集し、温度補正し、その補正後実測値と設計値とを比較した。ここで、主桁たわみ誤差が管理基準値を越える点がある場合には、点検時と同様の管理を行うこととした。

一方、点検時は、片側4斜材を施工するごと(25, 50, 75, 100%張出し時)および最終斜材緊張後に設定し、構造系全体を点検することとした。この点検時には、通常施工時の測定以外に全斜材の張力を振動法により測定した。そして、この測定結果を温度補正し、全斜材の張力状態を把握するとともに、他のデータについても、設計値との比較を行うこととした。次に、斜材緊張あるいは主桁コンクリート打設に対する主桁たわみ変化量について、実測値と設計値の比をとり、それを主桁たわみ補正係数とした。さらに、この傾向がその後も続くものとして、この係数を用いて、次の点検時までの主桁たわみ予測計算を行い、この予測計算から得られる予測誤差と実測誤差を主桁全たわみ誤差とし、この値が管理基準値を越える点があれば、主桁たわみの修正法を検討することとした。修正法としては、未設ブロックに対しては、型枠セット高調整、既設ブロックに対しては、斜材張力調整が挙げられる。前者については、予測誤差量を用いて型枠セット高調整量を決定した。また、後者については、主桁たわみ、斜材張力、主桁応力度のバランスをとりながら、主桁たわみを改善できるよう最適化計算によ

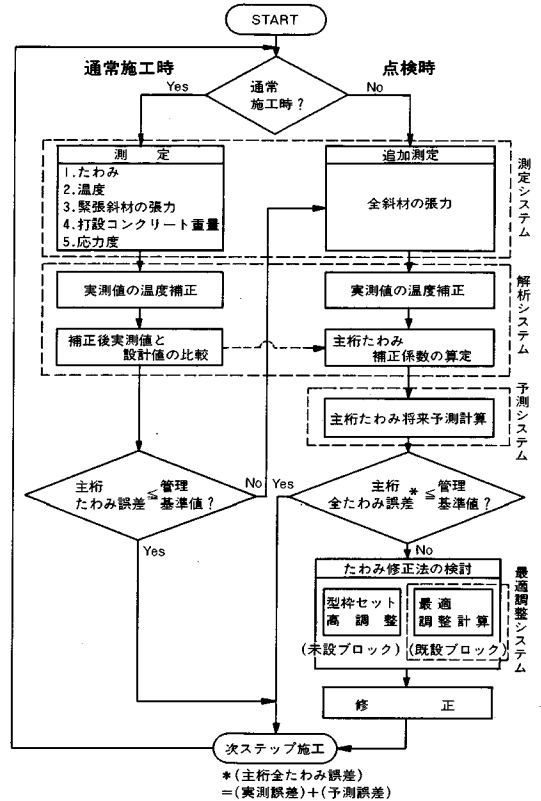


図-8 施工管理フロー図

り調整量を求めた。このようにして求めた調整量により修正を行った後に次のステップの施工へと進んだ。

以上の作業は、膨大な量のデータ処理・計算を伴うものであり、現場事務所内のマイクロコンピュータを活用して実施した(写真-5参照)。

以下に、施工管理システムを構成している測定システム、解析システム、予測システム、最適調整システムおよび、管理基準値について述べる。

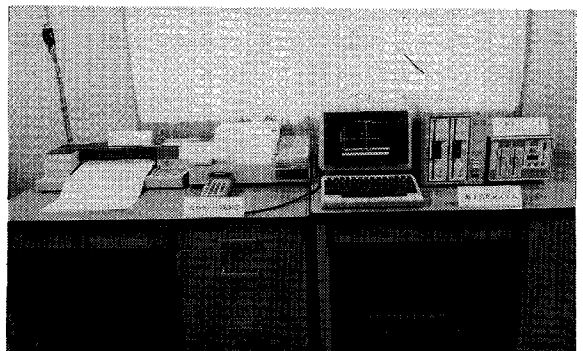


写真-5 施工管理用マイクロコンピュータ

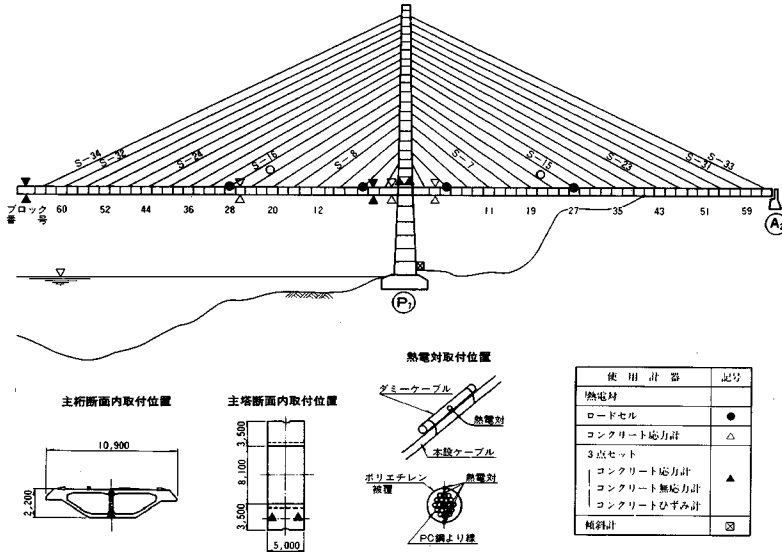


図-9 埋設計器位置図

表-2 測定項目および測定方法

測定項目	測定概要
主桁のたわみ測定 主桁のおれ測定	光波測距測角儀による三次元的な位置測定 (ポイント点40ヶ所)
斜材張力測定	緊張時はマンメータ、ロードセルによる張力測定 通常時はロードセルによる張力測定(ポイント点8ヶ所) 点検時は振動法による張力測定
主桁・主塔のコンクリート 応力・クリープ・乾燥収縮測定	コンクリート応力計、コンクリート無応力計、コンクリート ひずみ計による測定(ポイント点10ヶ所)
斜材・主桁・主塔の 温度変化測定	斜材はグミステーに熱電対を埋設して測定 (グミステー4本) 主桁、主塔は埋設ひずみ計などの測温機能付計器による測定

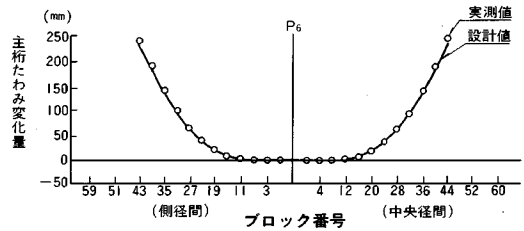


図-10 主桁たわみ変化量分布(斜材緊張時)

a) 測定システム

測定項目および測定方法を表-2, 埋設計器の位置を図-9に示す。

たわみ測定は、日照の影響が少なく温度分布のばらつきの小さい朝方行った。斜材張力・主桁応力度等の埋設計器による測定は、3時間ごとの自動計測と必要に応じて行った手動計測を原則とした。

これらの測定結果は、データ収録器、フロッピーディスク等を用いてマイクロコンピュータに入力した。

b) 解析システム

解析システムでは、実測値の温度補正と、温度補正後実測値と設計値の比較、そして主桁たわみ補正係数の算定を行った。図-10, 11に斜材緊張および主桁コンクリート打設による主桁たわみ変化量についての温度補正後実測値と設計値の比較の例を示す。

c) 予測システム

予測システムにおいては、解析システムで求めた斜材緊張および主桁コンクリート打設に関する主桁たわみ補正係数、それぞれ  $\alpha_A$  および  $\alpha_B$  を用いて、その後の主桁たわみ挙動を予測し、設計値との差を算出し、それを予

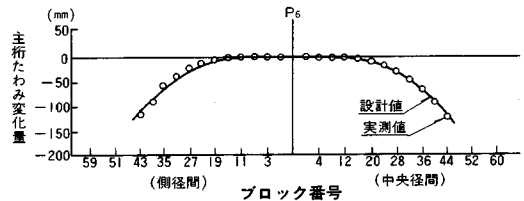


図-11 主桁たわみ変化量分布(主桁コンクリート打設時)

測誤差とした。

d) 最適調整システム

最適調整システムでは、主桁たわみの実測誤差に予測誤差を加算した主桁全たわみ誤差から、目標たわみ調整量を設定し、さらに調整する斜材段数、斜材張力調整量許容範囲、目標たわみ調整量に対する許容誤差範囲を入力し、斜材張力調整量許容範囲内でたわみ調整量誤差を全体として最小とするような斜材張力調整量を求めた。そして、そのような調整を行った場合の全斜材の張力や主桁応力度への影響量を求め、それが施工中および完成

後での許容値に対する余裕量の範囲内に収まるよう、トライアルで最適斜材張力調整量を求めた。

e) 管理基準値

図一8における管理基準には、主桁たわみや斜材張力、主桁応力度が考えられたが、その中で、誤差の生じ方が最も顕著で、管理項目として最も重視している主桁たわみを管理基準にとることとした。

この主桁たわみについての管理基準値は、通常施工時においては、その時点でのたわみ調整を必要とする事態を検出するための値として設定した。すなわち、各点検時ごとに、施工中および完成後での主桁応力度・斜材張力の許容値に対する余裕量の範囲内の調整で、改善できるたわみ量を算定し、その値をその前の点検時からその点検時までの管理基準値とした。そのようにして設定した管理基準値を表一3に示す。

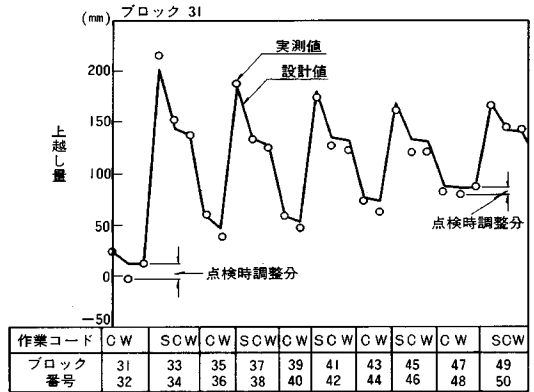
また、各点検時においても、管理基準値には上記の値を用いるものとした。

(3) 施工管理結果

斜材張力、主桁応力度、および主桁たわみについて設

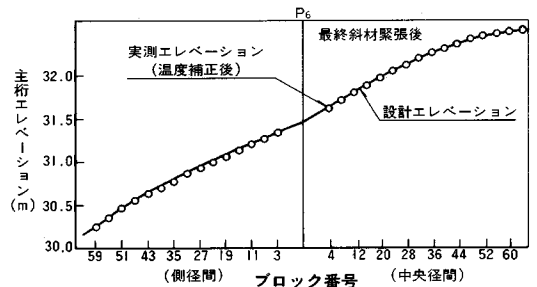
表一3 管理基準値

施工段階	張出し長 (m)	管理基準値 (mm)
～第2点検時	～ 59	± 20
～第3 "	～ 87	± 35
～第4 "	～ 115	± 40



注) C: 主桁打設, W: ワーゲン移動, S: 斜材緊張

図一14 主桁上越し量経時変化量



図一15 主桁エレベーション分布 (最終斜材緊張後)

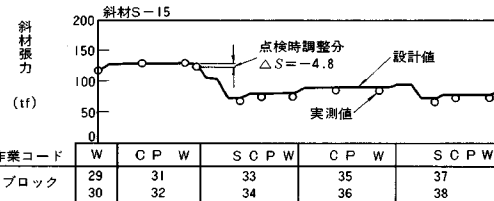
計値と温度補正後実測値を比較すると、いずれも、その差は比較的小さかった (図一12～14 参照。なお、図一14における上越し量とは、そのブロックの最終計画高を基準として、その時点のそのブロックの高さを表わしたもので、主桁たわみを間接的に表わしたもの)。特に、主桁たわみ誤差は通常施工時に管理基準値を越えることはなく、第1点検時以外の各点検時において、その誤差を点検時斜材調整および型枠セット高調整によって改善していく形で施工を進めていった。その結果、最終斜材緊張後において、主桁たわみ誤差は±25 mm程度で、斜材張力、主桁応力度についても良好な状態とすることができた (図一15 参照)。以下に、主な施工管理の結果を示す。

a) 主桁たわみ補正係数計算結果

各点検時において解析システムによって主桁たわみ補正係数を求めた結果、斜材緊張に関する係数  $\alpha_A = 1.02 \sim 1.03$ 、主桁コンクリート打設に関する係数  $\alpha_B = 1.04 \sim 1.08$  という値が得られた。

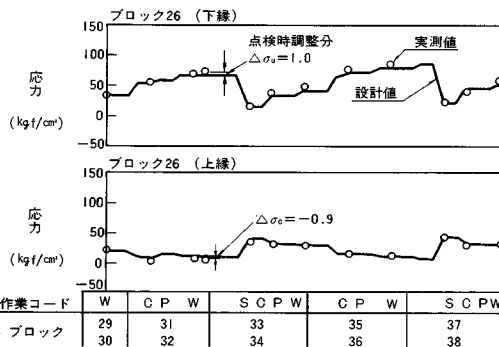
b) 予測計算結果

上記補正係数の値を用いて各点検時の予測計算を行った結果、最大予測誤差は、既設ブロックで-10～-25 mm程度、未設ブロックで-15～-30 mm程度となった。



注) C: 主桁打設, P: 主桁緊張, W: ワーゲン移動, S: 斜材緊張

図一12 斜材張力経時変化量



注) C: 主桁打設, P: 主桁緊張, W: ワーゲン移動, S: 斜材緊張

図一13 主桁応力度経時変化量



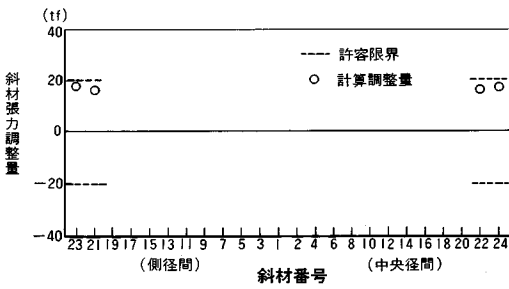


図-16 斜材張力調整図 (第3点検時)

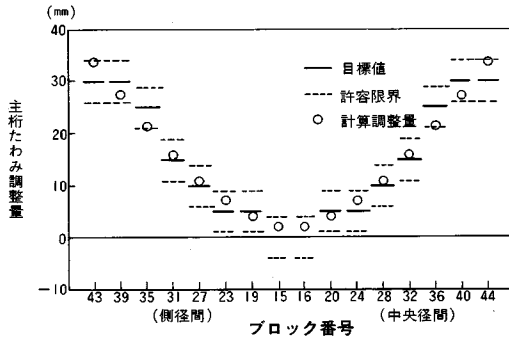


図-17 主桁たわみ調整図 (第3点検時)

表-4 点検時斜材調整結果 (P6系)

点検時No.	斜材調整段数	最大調整量 (斜材1段当り)
1	調整なし	—
2	対称に斜材2段	17tf/4本
3	対称に斜材2段	17tf/4本
4	側径間側のみ斜材1段	24tf/4本

これらの値は、張出し長との関係でみると決して大きいものではないが、これらの結果を用いて、最適調整計算および型枠セット高調整を行った。

c) 最適調整計算結果

各点検時において行った最適調整計算の結果の例として、P6系第3点検時の斜材張力調整図および主桁たわみ調整図を図-16, 17に示す。図-16は片側12段の斜材のうち、最小段数の調整により、所定の主桁たわみの修正を行うという方針でトライアルした結果得られたもので、両外側各2段について±20tf以下の調整により、図-17に示すたわみ修正が可能となったことを示している。

表-4には、P6系の第1~第4点検時における斜材調整段数、および斜材張力調整量を示す。このように、各点検時において斜材張力20~30tf/4本(5~7.5tf/1本)程度の調整により、斜材張力および主桁応力度に許

容値を越えるような変化を与えることなく、主桁たわみを修正することができた。

d) 型枠セット高調整結果

未設ブロックの型枠セット高調整量は、既設ブロックとの連続性を確保するため、既設ブロック先端の予測誤差を基準にした未設ブロックの相対予測誤差分として設定し、その分を設計型枠セット高から減じて、修正型枠セット高とした。その調整量は最大10mm程度であった。

(4) 今後の課題

まず、本施工管理システムの機能という面で考えてみると、本橋の場合、張出し中においては、構造も荷重も左右対称であったので、対称な挙動のみを対象としている点が課題として挙げられる。今後は、非対称構造、非対称荷重の場合についても対応できるよう、システムを改良していく必要がある。

次に、本システム自体の精度を考えてみると、この管理のプロセスにおいて生じるいわゆる誤差としては、測定誤差、温度補正解析誤差が挙げられ、これらの誤差からその後の計算結果の精度も決まってくるといえる。したがって、今回収集されたデータについてさらに検討を加え、これらの誤差および計算結果の精度について体系的に把握し、より一層の精度向上を図ることが必要であろう。

また、本橋はわが国初の長大PC斜張橋ということで、本橋のデータと比較できる同種のものがないのが現状であるが、今後の同種工事のデータと合わせて総合的に長大PC斜張橋の挙動について検討することが必要であろう。

4. あとがき

本橋建設工事は、昭和59年7月の取付橋の着工に始まり、昭和63年6月の最終斜材緊張をもって本体工事は終了となった。この間、張出し架設中の昭和62年8月に台風12号の直撃を受け、最大瞬間風速50m/sという暴風下にさらされるなど、いくつかの試練を経験したにもかかわらず、無事、高品質・高精度の橋体を完成させることができたのも、上述の施工管理システムの活用により代表される情報化施工によるところが大きかったといえる。この情報化施工技術がスパン300~400mあるいはそれ以上のスパンを有するこれからの本格的長大PC斜張橋の施工技術確立のための端緒になれば幸いである。

また、昭和64年4月の本橋の開通が、加部島地区の生活と農業発展に貢献し、さらに玄海国定公園の景観にマッチしたその優美な姿により観光振興が図られることを期待するものである。

最後に、本橋の計画、設計、施工にあたり、熱心な審議とご指導をいただいた加部島架橋技術検討委員会の委員各位と関係者各位に深く謝意を表する次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) 片淵弘晃・久我尚弘・曾川文次・中上昌二郎：呼子大橋（仮称）の設計と施工計画，プレストレストコンクリート，Vol. 29, No. 1, 1987年.
- 2) 中上昌二郎・竹田哲夫：コンクリート橋の情報化施工と自動化の現状と展望，第6回建設用ロボットに関する技術講習会，土木学会，昭和62年4月.
- 3) 久我尚弘・曾川文次・渡辺 実：呼子大橋（PC斜張橋）の設計，橋梁と基礎，1987年7月.
- 4) 久我尚弘：呼子大橋（PC斜張橋）の設計と施工，土木施工，28巻13号，1987年.
- 5) Ishihara, S., Tokuyama, S., Hishiki, Y. and Nakayama, H. : Construction of Prestressed Concrete Cable-Stayed Yobuko-Hashi Bridge, International Conference on Cable-Stayed Bridges, Bangkok, November, 1987.
- 6) 久我尚弘・蘭 信助・日紫喜剛啓：呼子大橋上部工の施工，橋梁，1988年6月.
- 7) 久我尚弘・藤岡秀信・日紫喜剛啓・中山 等：呼子大橋上部工の施工(上)，(下)，橋梁と基礎，1988年9月，10月.
- 8) Takeda, T., Yasunaga, M., Tokuyama, S. and Hishiki, Y. : Construction Control and Aerodynamic Behavior Monitoring of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge Yobuko-Hashi Bridge, Seminar 88, Cable-Stayed Bridges, Bangalore, India, October, 1988.  
(1988. 9. 22・受付)