

# 菅原城北大橋（斜張橋）の設計と製作

若 林 保 美\*      的 場 顕 人\*      猪 原      茂\*  
村 田 省 三\*\*      辻 本 房 良\*\*

## あ ら ま し

菅原城北大橋は大阪市内を流れる淀川に架かる有料道路橋である。その主橋梁には3径間連続鋼斜張橋が採用されたが、施工にあたっては周辺の優れた自然環境を損ねないよう、設計から架設に至るまで細心の注意を払った。

本文はこの斜張橋の設計・製作について技術的な特徴を中心にその概要を報告するものである。

## Design and Fabrication of Sugahara-Shirokita Bridge

By Yasumi Wakabayashi, Akito Matoba, Shigeru Inohara,  
Shozo Murata and Fusayoshi Tsujimoto

### Abstract

Sugahara-Shirokita Bridge is a toll-highway bridge, crossing Yodo River in Osaka City, and the main part of this bridge is a three-spanned cable-stayed bridge with steel box girder.

During the construction work, from the design to the erection, special attention had been paid to the preservation of the rich natural environment.

In this paper, we present the outline of technical featur about design and fabrication of this cable stayed bridge.

### 1. 緒 言

菅原城北大橋は、大阪市が進めている都市計画道路豊里矢田線整備事業の一環として淀川に架けられた有料道路橋で、図1に示すように豊里大橋と長柄橋のほぼ中間にあたる場所に位置する。

現地付近には、天然記念物のイタセンバラ・アユモドキが息するワンドや淀川原の原生植物であるヨシ原など貴重な自然が多く残されている。そのため、河川中央部の主橋梁の形式決定に際しては、これらの自然環境の保全を十分考慮した上で、経済性・施工性・景観などについて総合的な検討が行われ、その結果3径間連続鋼斜張橋が採用された。この場合、斜張橋の端部がちょうどワンドやヨシ原にあたるため、この位置に橋脚を設けず、図2のように左右から張り出したPCラーメン橋で斜張橋を支持する構造としている<sup>(1)</sup>。

当社を含む共同企業体（日立・松尾・三菱・横河 JV）は、昭和61年10月に本橋の主橋梁部である斜張橋を受注し工事を進めてきたが、本年6月無事竣工し、同10日開通の運びとなった。その全体工程は表1に示すとおりである。

この斜張橋は上記のように両端支点がPCラーメン橋により支持されているほか、塔の耐風安定性を良くするため塔柱にスリットを設けていること、塔柱の現場継手を溶接構造としていることなど、構造上及び景観上の工夫が種々なされている。また、架設に関しては中央径間をベント工法、側径間を張出し工法で行うという特徴あるものとしている。

本文は菅原城北大橋（斜張橋）の設計と製作について、これらの技術的な特徴を中心に、その概要を報告するものである。

### 2. 斜張橋の概要

#### 2.1 主要諸元

本橋の主要諸元は以下のとおりである。

- (1) 橋梁形式：3径間連続鋼斜張橋
- (2) 橋の等級：1等橋（TL-20）

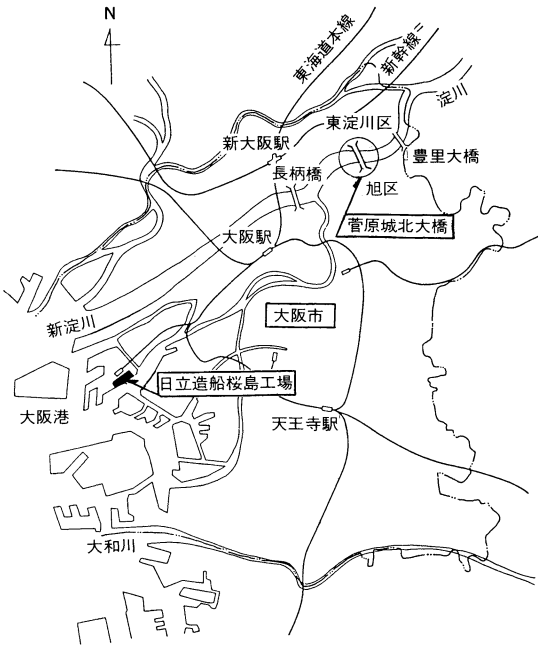


図1 位置図

\* 日立造船㈱鉄構・環境事業本部

\*\* 日立造船㈱機械事業本部

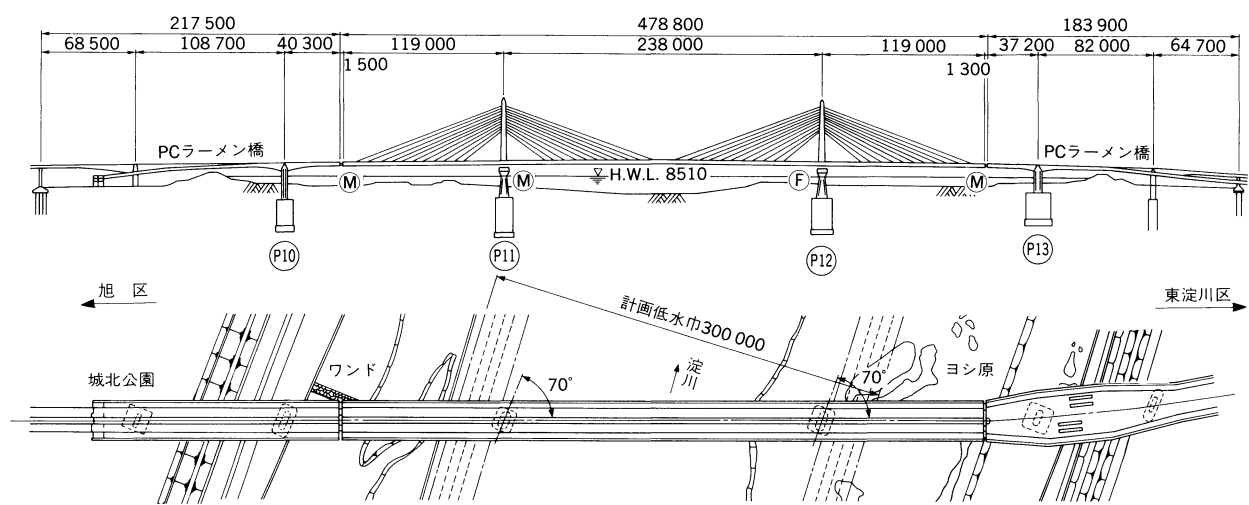


図 2 一般図

表 1 全体工程表

項目	年	1986	1987	1988	1989
設 計					
製 作					
架	準 備 工				
	ベント・栈台工			ベント・栈台工 (R) (R) 以外	ベント・栈台工 (R) (R)
	桁			中央径間 側径間	
	塔				
設	ケーブル				
	橋 面 工				
各 種 実 験					
備 考		非出水期	出水期	非出水期	出水期

表 2 鋼材重量表

(単位：t)

部 材	全体重量	当社製作分重量
主 桁	4 565	1 002
塔	684	342
ケーブル	314	157
支 承	159	81
伸縮継手	32	14
その他付属物	386	104
高力ボルト	190	50
合 計	6 330	1 750

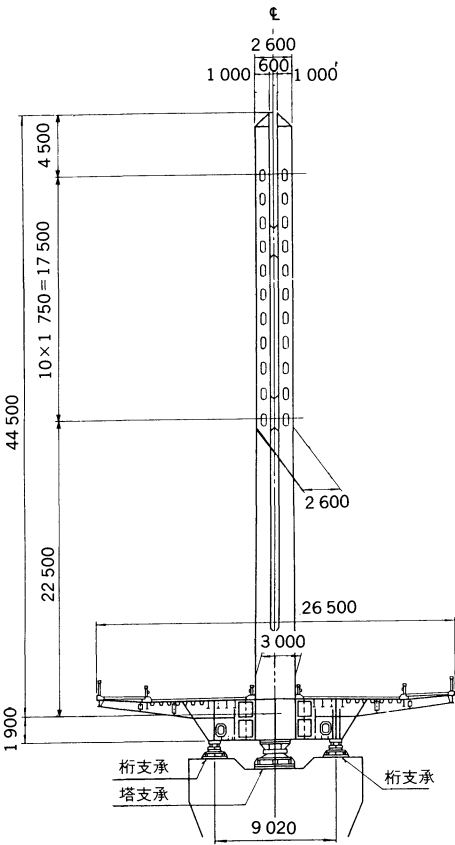


図 3 塔正面図

- (3) 設計速度：60km/h
- (4) 支間割り：119m+238m+119m
- (5) 有効幅員：21.5m（4車線+両側歩道）
- (6) 縦断勾配：0.45%～1.00%放物線
- (7) 横断勾配：2.0%直線
- (8) 主要鋼材：SM58, SM53, SM50Y, SM41, SS41,  
パラレルワイヤケーブル
- (9) 鋼 重：6 330 t (表 2)
- (10) 基礎構造：ニューマチックケーソン

2.2 本橋の特徴

本橋の主な特徴を以下に示す<sup>(2)</sup>。

- (1) ワンド・ヨシ原などの自然環境保全のため斜張橋の両端支点部に橋脚を設けず、隣接する PC ラーメン橋によって支持する構造

- としている。
- (2) 主桁は耐風安定性の向上をはかるため逆台形 2 室箱桁断面としている。
- (3) 橋軸方向の風に対する耐風性を良くするため、風洞実験の結果をもとにして塔柱にスリットを設けている (図 3)。
- (4) 塔柱の現場継手は溶接構造としている。
- (5) 中間支点上の支承配置は橋軸方向に対して約 70°の斜角配置となっている。
- (6) ケーブルにはノングラウトタイプのパラレルワイヤケーブルを使用している。
- (7) 架設は自然環境の保全に配慮して、中央径間をベント工法、側径間をケーブルを利用した張出し工法で行った。

3. 設 計

3.1 設計荷重

本橋の設計に用いた荷重のうち主なものを以下に記す。

(1) 死荷重 死荷重は架設工法を考慮して前死荷重（橋梁本体鋼重）と後死荷重（伸縮継手、高欄・舗装などの橋面工）に区分して載荷した。図4に主桁の死荷重分布を示す。

(2) 活荷重 道路橋示方書（以下、道示と呼ぶ）の規定によるTL-20及び群集荷重を用いた（表3）。

(3) 衝撃 主桁は3径間連続桁として道示の規定によった。また、塔・ケーブルについては文献(3)等を参考にしてそれぞれ0.15、0.20とした。

(4) 支点移動の影響 端支点はPCラーメン橋張出し部先端の活荷重・温度変化・クリープ等による鉛直変位を考慮して、左岸側に対して±120mm、右岸側に対して±80mmとした。また、中間支点については沈下量100mmを考慮した。設計にはこれらの支点変位を組み合わせて各部材が最も不利となる結果を使用した。

(5) 温度変化の影響 基準温度を20℃とし、全部材に±35℃の温度変化を考慮した。また部材間の温度差は、主桁と塔・ケーブルとの間で15℃、主桁のデッキプレートと下フランジの間で15℃とした。

(6) 風荷重 基本風速を40m/sとし、これに本州四国連絡橋耐風設計基準に示される補正係数を乗じて求めた（表4）。

(7) 地震荷重 水平震度を0.28として設計した。また別途道示に示される応答スペクトル曲線（第3種地盤）により動的解析を行い、耐震安全性を照査した。

(8) 荷重の組み合わせと許容応力度の割増し 表5に示すとおりとした。

表 4 風荷重強度(暴風時)

	基本風速 (m/s)	設計風速 (m/s)	抗力係数	風荷重強度 (tf/m) (kN/m)	備 考
主桁	40	55	1.3	0.874 {8.57}	
塔		60	1.9	1.283 {12.58}	平均値
ケーブル		60	0.7	0.021 {0.21}	平均値

表 5 荷重の組み合わせと許容応力度の割増し係数

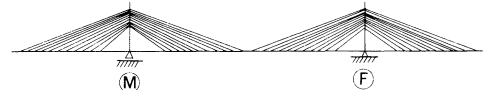
	荷重の組み合わせ	割増し係数
1	$D + L + SD$	1.00
2	$D + L + T + SD$	1.15
3	$D + L + W(L) + SD$	1.25
4	$D + W + SD$	1.20
5	$D + EQ + T + SD$	1.70
6	$ER$	1.25

D：死荷重(プレストレスを含む) L：活荷重  
T：温度変化 W：暴風時荷重 W(L)：活荷重載荷時の風荷重=W/2  
EQ：地震荷重 SD：支点移動の影響 ER：架設時荷重

3.2 構造解析

3.2.1 設計断面力の計算 設計断面力の計算は微小変形理論に基づく平面骨組解析により行った。解析は図5に示すように、作用荷重によって前死系、プレストレス系、完成系の3つの構造系に分けて行い、それぞれの結果を重ね合わせることで設計断面力を求めた。また、ケーブルのプレストレスは完成時において主桁の曲げモーメントを小さくかつ均一化すること、塔に曲げモーメントを生じさせないことを条件として決定した。

(前死系)前死荷重解析



(プレストレス系)ケーブルプレストレス解析



(完成系)後死荷重、活荷重、温度、地震解析

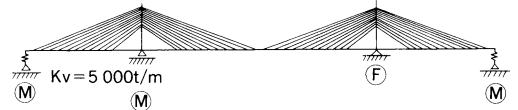


図 5 平面骨組解析構造系

3.2.2 支承反力及び製作キャンバーの計算 本橋は中間支点の支承が斜角配置となっている。その影響を考慮するため、端支点・中間支点の支承反力及び製作キャンバーは立体骨組解析により求めた。

3.2.3 FEM 解析 以下に示す箇所は構造上重要な部分であり、また複雑な応力状態となるところであるため、慣用計算により断面を決めた後FEM解析により細部応力の照査を行った。

- ① 主桁側ケーブル定着部（支圧板・座金を含む）
- ② 塔側ケーブル定着部（座金を含む）
- ③ 主桁と塔の剛結部（塔基部）
- ④ 塔柱の分岐部
- ⑤ 塔柱とストラットの剛結部

解析は、メンブレン要素、シェル要素、ソリッド要素などからなる3次元モデルにより行った。

3.3 主 桁

3.3.1 一般部 本橋の主桁一般部は図6に示す逆台形2室箱

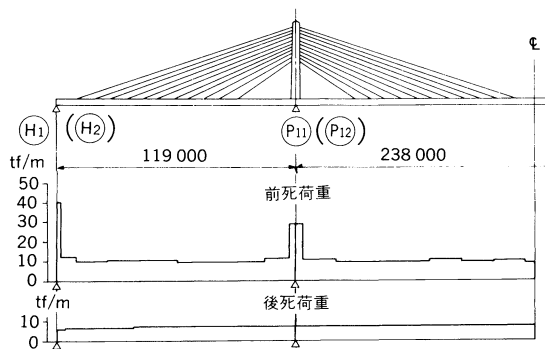


図 4 死荷重分布図

表 3 活荷重強度

		単位	側径間	中央径間
全載荷	線荷重	tf {kN}	50.0 {490.3}	50.0 {490.3}
	等分荷重	tf/m {kN/m}	3.11 {30.5}	3.00 {29.4}
	群集荷重	tf/m {kN/m}	2.18 {21.4}	2.10 {20.6}
偏載荷	線荷重	tf {kN}	31.88 {312.6}	31.88 {312.6}
	等分荷重	tf/m {kN/m}	1.98 {19.4}	1.91 {18.7}
	群集荷重	tf/m {kN/m}	1.09 {10.6}	1.05 {10.3}
	線荷重によるトルク	tf・m {kN・m}	191.33 {1876.2}	191.33 {1876.2}
	等分荷重によるトルク	tf・m/m {kN・m}	22.61 {221.7}	22.28 {218.5}

桁で、車道部は鋼床版となっている。また、張出しブラケット先端の歩道部には PC 床版を使用している。鋼床版は厚さ 12mm の鋼板を、64cm 間隔に配置した厚さ 8 mm のトラフリップと、4.0m～4.2m 間隔に配置したダイヤフラムあるいは横リブで補剛して構成している。また、下フランジはバルブプレートによって補剛している。主桁の設計断面力と断面の板厚構成は図 7 のとおりである。なお、曲げモーメントに対する主桁フランジの有効幅は、各部材ごとの最大曲げモーメント形状をもとに等価支間長を検討した結果、3 径間連続桁として道示の規定に従って求めることとした。軸力に対しては全幅有効とした。

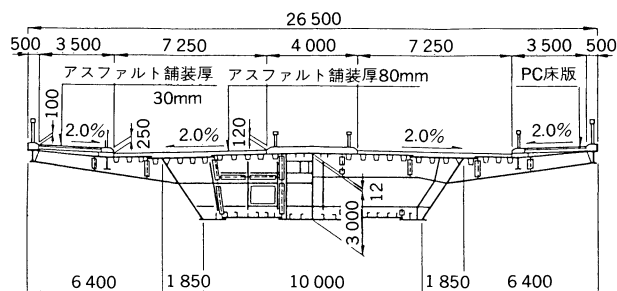


图 6 主桁断面图(一般部)

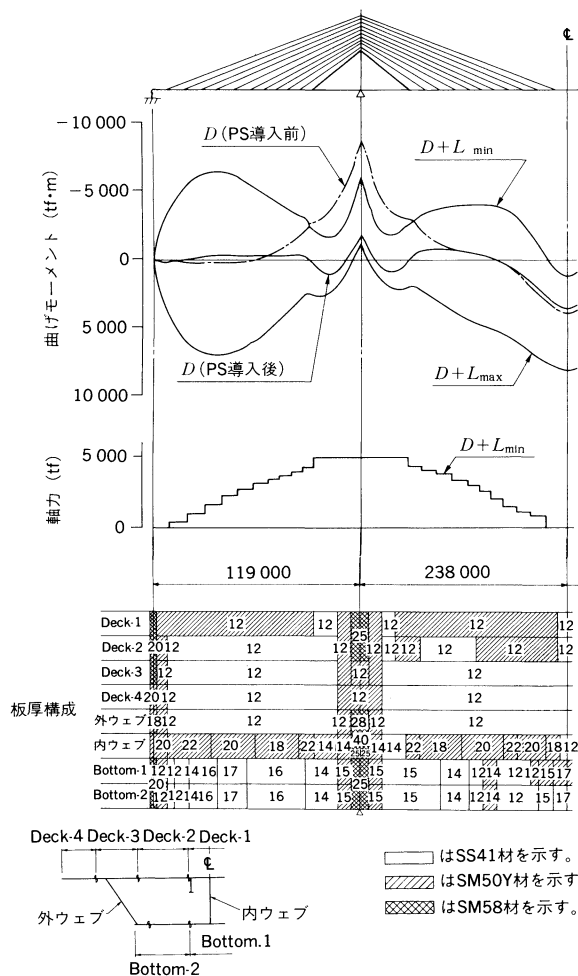


図 7 主桁断面力及び板厚構成

3.3.2 ケーブル定着部 主桁側のケーブル定着部は、図8に示すように中腹板とその両側に配置した縦桁で支持された定着桁にソケットを定着する構造とした。また、定着桁の取り付けはデッキプレートからの位置をできるだけ小さくして600mmとし、支圧板・座金もコンパクト化することにより、主桁内でのケーブル引込み作業空

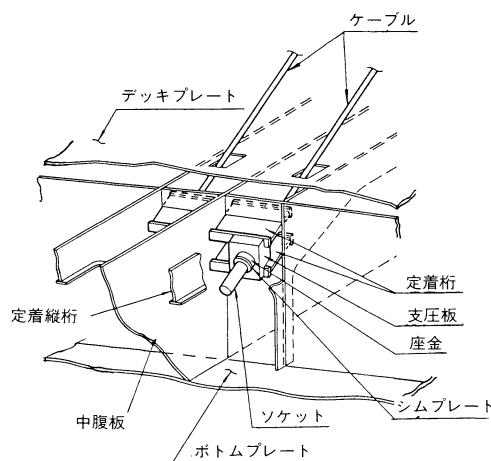


図 8 主桁側ケーブル定着構造

間を確保するようにし、通常設けられている下フランジの開口をなくした。

3.3.3 橋端複合ヒンジ部<sup>(4)</sup> PC ラーメン橋との結合部である橋端部の構造は以下の機能を有することを条件として検討した。

- (1) 橋軸方向の移動及び面内・面外の回転変形を拘束しないこと。
- (2) 鉛直・水平方向のせん断力及びねじりモーメントを伝達できること。

これらの変形量及び断面力は表 6 に示すとおりである。

このような機能を満足するものとして、ペンデル支承構造、架け違い構造等を含めて検討を行ったが、高さ 3 m の主桁内にすべての部材を納めるという制約条件があったためその構造は以下のとおりとした (図 9, 10)。

(a) 鉛直方向せん断力とねじりモーメントは、PC ラーメン橋端部に取り付けた 2 本の鉛直支持梁で伝達する。鉛直支持梁と斜張橋端横桁との間には上下に BP・A 可動支承を設け、死荷重や活荷重等によるせん断力・ねじりモーメントに抵抗させる。

(b) 水平方向せん断力に対しては、同じく PC ラーメン橋端部に取り付けた水平支持梁で伝達する。水平支持梁と斜張橋端横桁との間には上下に水平支承を設け、風・地震荷重によるせん断力に抵抗させる。

(c) 支持梁はいずれも PC ラーメン橋の端横桁にアンカーボルトで取り付け、各ボルトに 1 本当たり 155 t のプレストレス（有効プレ

表 6 複合ヒンジ部の変形量と断面力

	変形量			最大断面力		
	移動量 (mm)	面内回転量 (mrad)	面外回転量 (mrad)	鉛直せん断力 (tf) (kN)	水平せん断力 (tf) (kN)	ねじりモーメント (tf・m) (kN・m)
(H1)	-176~+217	-12~+11	±2	4.814 (4.814)	340 (3.334)	2 720 (26.672)
(H2)	-70~+96	±10	±2	4.676 (4.668)	372 (3.645)	2 844 (27.888)

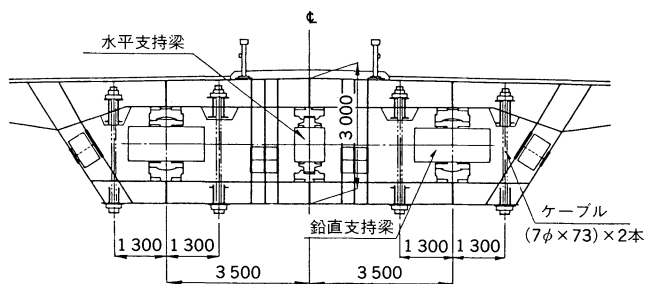
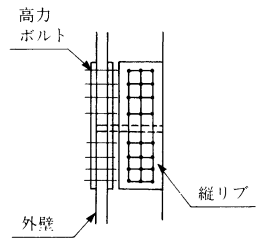
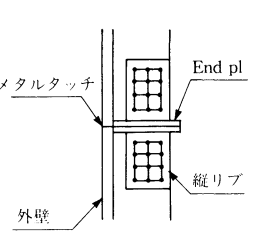
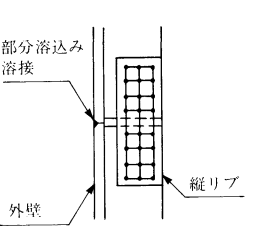
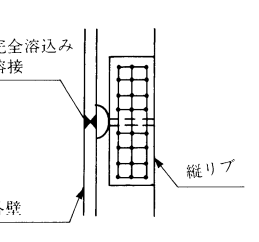


图 9 端横桁断面图





表 8 塔柱継手構造の比較表

	高力ボルト継手	支圧接合継手	部分溶込み溶接継手	完全溶込み溶接継手
構造				
特徴及び問題点	<ul style="list-style-type: none"><li>●圧縮力・引張力に対して応力伝達が確実である。</li><li>●ボルト列数が多くなりケーブル定着部では構造上困難である。</li><li>●外観は良くない。</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>●圧縮力に対しては特に問題ないが、引張力に対しては縦リブしか抵抗できず、偏心曲げを考えると高応力状態となる。</li><li>●End plを含めた継手端面の機械切削加工が必要。</li><li>●メタルタッチラインに防水処理が必要。</li><li>●外観は良い。</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>●圧縮力が支配的な場合に用いられるが、支圧・溶接・高力ボルトと応力伝達が複雑となる。</li><li>●継手端面は機械切削加工が必要。</li><li>●外観は良い。</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>●圧縮力・引張力に対して応力伝達が確実。</li><li>●継手端面は機械切削加工が必要</li><li>●立上り精度を確保するための溶接施工法の確立が必要である。</li><li>●外観は良い。</li></ul>

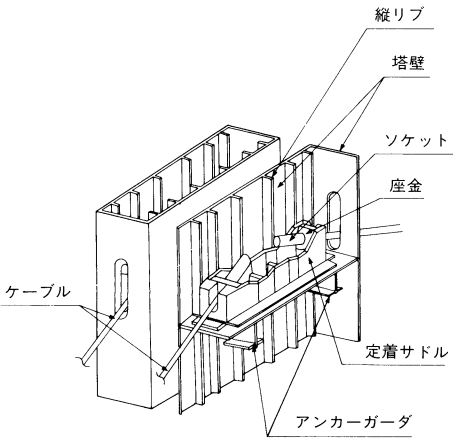


図 13 塔側ケーブル定着構造

3.4.3 ケーブル定着部 塔はスリットを設けたことによって塔柱幅が1 mと狭くなった。このため、ケーブル定着部の構造は製作・架設時の作業性を考慮して、図13に示すコンパクトなサドルによる定着方式を採用した。サドルはダイヤフラムに高力ボルトで接合されており、左右のケーブル張力の水平成分のアンバランス分がこの高力ボルトからダイヤフラムを介して塔壁に伝達される。またケーブル張力の鉛直成分はダイヤフラムの下面に設けたアンカークガーダにより塔壁に伝達される。なお、サドルはすべてSC46で構成した。

3.4.4 塔基部 本橋の塔は主桁と剛結構造としている。この剛結部分を塔基部と称するが、この塔基部は塔からの軸力・曲げモーメント・せん断力を主桁や支承に伝達する重要な構造部分である。その構造を図14に示すが、設計はこの部分を、

- ① 2枚の縦シャイベとデッキ・下フランジで構成される箱断面の梁
- ② 2枚の主桁ダイヤフラムとデッキ・下フランジで構成される箱断面の梁
- ③ 塔本体
- の3部材が直交するラーメンの隅角部とする構造部分と、
- ④ 塔基部の塔壁内に設けた補強格子の部分
- に分けて応力計算を行い、最終的にそれらを組み合わせることにより行った。その結果、塔基部は主に板厚36mm及び40mm（いずれもSM58）で構成することとなった。

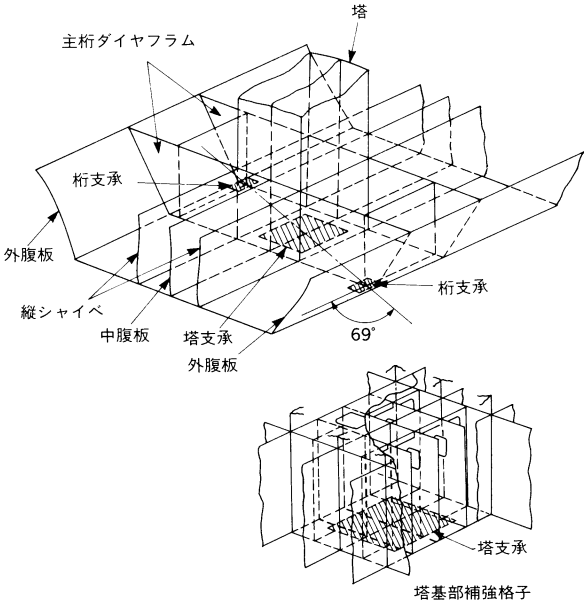


図 14 塔基部の構造

3.5 ケーブル

3.5.1 ケーブルの種類及び断面構成 本橋のケーブルには、現地での防食処理作業をなくすため、亜鉛メッキ鋼線を束ねたストランドを工場でポリエチレン被覆したパラレルワイヤケーブルを用いた。このケーブルには、輸送時ドラムに巻き付ける際、素線に無理な応力が生じないように、平均3°~3.5°の範囲でよりを入れてある。

ケーブル配置は11段のマルチファン形式で、1段ごとに2本を1.6m間隔で並列に使用している。各ケーブルの設計張力及び許容張力は表9のとおりである。また、代表的なケーブルの断面構成を図15に示す。

3.5.2 ケーブルの安全率 疲労を考えない場合のケーブルの安全率は道示に従い3.0とした。また、2次応力を考慮する場合の安全率は2.0とした。次に疲労に対しては、ケーブル本体についてはDIN1073（1974）に準拠し、ソケット部については許容応力振幅を20kg f/mm<sup>2</sup>{196MPa}として照査した<sup>6)</sup>。疲労に対する照査は活荷重強度を常時の1/2として行ったが、そのときの最大応力振幅は約13kg f/mm<sup>2</sup>{127MPa}であり十分安全であった。

3.5.3 標準シム量 ケーブルの標準シム量は主桁・塔・ケーブルの製作・架設誤差を考慮して検討し、ケーブルの長さに応じて80

表 9 ケーブル設計張力

(単位：tf)

Cable No.	死 荷 重			活荷重	支点変位	合計 T	許容値	使 用 ケーブル
	D	PS	D+PS	L(Max)	SD		Ta	
1	305.5	-43.2	262.3	231.1	42.2	535.6	536.0	7.11φ×127
2	399.1	-51.8	347.3	260.5	47.0	654.8	690.0	" ×163
3	405.5	18.1	423.6	222.0	39.3	684.9	690.0	" ×163
4	412.1	54.6	466.7	190.1	31.5	688.3	690.0	" ×163
5	384.7	56.8	441.5	158.3	22.0	621.8	638.0	" ×151
6	328.5	64.5	393.0	128.6	13.1	534.7	536.0	" ×127
7	316.5	40.1	356.6	124.1	7.9	488.6	512.0	" ×121
8	281.1	32.3	313.4	111.3	3.4	428.1	460.0	" ×109
9	228.8	26.3	255.1	92.3	0.3	347.7	384.0	" × 91
10	260.8	45.9	306.7	119.2	1.7	427.6	460.0	" ×109
11	354.0	117.9	471.9	192.8	4.8	669.5	690.0	" ×163
12	339.7	132.2	471.9	175.5	6.2	653.6	690.0	" ×163
13	252.9	54.7	307.6	115.8	2.9	426.3	460.0	" ×109
14	225.3	30.9	256.2	95.9	1.6	353.7	384.0	" × 91
15	281.7	33.1	314.8	117.8	1.8	434.4	460.0	" ×109
16	323.2	34.9	358.1	134.7	6.2	499.0	512.0	" ×121
17	405.0	-10.3	394.7	168.7	14.8	578.2	638.0	" ×151
18	408.4	35.0	443.4	169.9	23.1	636.4	638.0	" ×151
19	444.3	24.2	468.5	184.6	35.0	688.1	690.0	" ×163
20	406.5	18.9	425.4	169.3	42.2	636.9	638.0	" ×151
21	338.1	10.5	348.6	142.1	44.3	535.0	536.0	" ×127
22	282.4	-19.1	263.3	120.9	45.2	429.4	460.0	" ×109

注) 上記ケーブル張力はケーブル 2 本分を示す。

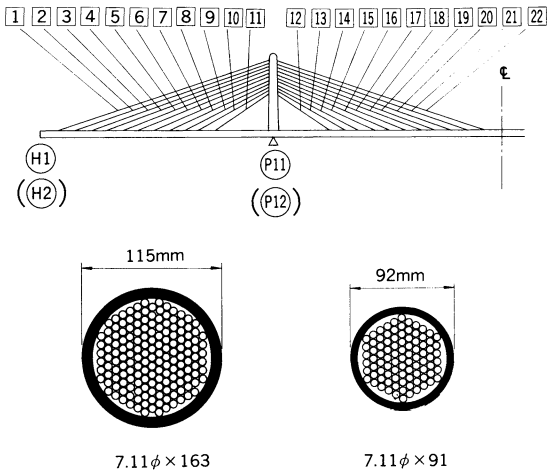


図 15 代表的なケーブルの断面構成

mmと100mmの2種類とした。シムプレートは厚さ9, 12, 15, 18, 22 mmの5種類の板 (SS41) を組み合わせて用い、3mmきざみに調整可能なものとした。

3.6 付属物

3.6.1 支 承 本橋の支承配置は図16のとおりで、橋軸方向に対して固定としているのはP12の塔支承のみである。また橋軸直角方向については、両端支点では水平支承のみを、中間支点では塔支承・桁支承すべてを固定としている。

各支承の形式・反力・移動量は表10のとおりである。なお中間支点上の桁支承は、活荷重の偏載荷や風・地震荷重によって生じる大きなねじりモーメントによる反力を受けるものであるが、その構造は正反力のみを受けるものとした。これは、自動車荷重のみでは桁

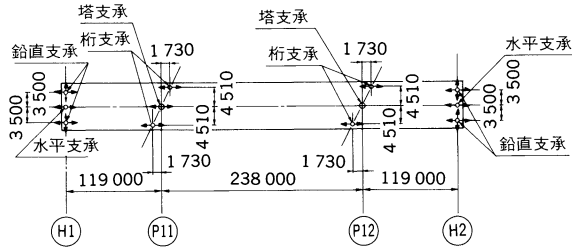
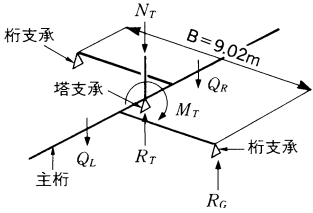


図 16 支承配置

表 10 支承の形式・反力・移動量

		(H1)		(P11)		(P12)		(H2)	
		鉛直支承	水平支承	塔支承	桁支承	塔支承	桁支承	鉛直支承	水平支承
形 式	BP. A	594 {5 825}	—	5 583 {54 747}	1 565 {15 346}	5 582 {54 737}	1 546 {15 160}	594 {5 825}	—
	最大反力 (tf)	橋軸方向 水平反力	—	—	—	1 535 {15 052}	—	—	—
移動可能量 (mm)	橋軸直角方向 水平反力	—	121 {1 186}	692 {6 786}	346 {3 393}	692 {6 786}	346 {3 393}	—	121 {1 186}
		—270~+310	—270~+310	±200	±200	—	±50	—125~+155	—125~+155



塔支承最大反力  $R_{Tmax} = \beta \Sigma Q + N_T$   
塔支承最小反力  $R_{Tmin} = \Sigma R + 2\Delta R - \frac{2M_T}{B}$   
桁支承最大反力  $R_{Gmax} = \alpha \Sigma Q + \Delta R + \frac{M_T}{B}$   
ただし、 $\alpha \Sigma Q + \Delta R < \frac{M_T}{B}$  のとき  
 $R_{Gmax} = \frac{2M_T}{B}$   
ここに； $\Sigma R = \Sigma Q + N_T$ ：全反力  
 $\Sigma Q = Q_L + Q_R$ ：主桁せん断力  
 $N_T$ ：塔柱軸力  
 $\Delta R$ ：斜角配置による桁支承反力  
 $M_T$ ：ねじり（転倒）モーメント  
 $\alpha, \beta$ ：各腹板に流れるせん断力の比率=0.28：0.44

図 17 中間支点上支承の反力の計算式

支承に負反力は生じないこと、そのような構造としても桁支承の最大反力は1500 t{14 710KN} 程度で十分設計が可能であり、かつ塔支承にはまったく負反力が生じることがない等の理由による。この場合の支承反力の計算式は図17に示すとおりである。

3.6.2 伸縮装置 伸縮装置の形式は以下の条件からダクタイ

ル铸铁 (FCD40) を使用した片持式フィンガー継手とした。

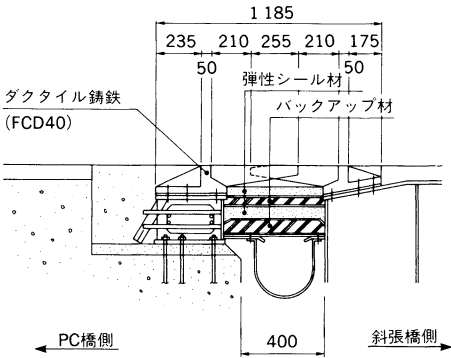


図 18 伸縮装置の構造



4.3 塔基部の製作

塔基部は、その出来上がり精度により主桁のキャンバーや塔の立ち上がり精度を、更には本橋全体の出来形の良否を左右する重要なブロックである。また工区境のブロックでもあるため、製作は次の事項に留意して行った。図24にその組立手順を示す。

- (1) ソールプレートは、塔基部ブロックを組立て、溶接した後に取り付ける。その後塔支承のソールプレートを所定の厚さまで切削加工する。
- (2) 塔支承のソールプレートは、周辺の溶接による中央部の膨らみを防止するため、図25に示すφ26.5の座ぐり穴を利用して高力ボルトを締め付けた後に溶接を行う。
- (3) 桁支承のソールプレートは、仮組立時に塔支承位置を基準として高さ計測を行った結果に基づき、仮組立解体後に切削加工する。
- (4) 工区境については、相手側との取り合いに対する目違い量を極力少なくするため、ブロック端部より350mmの範囲の溶接は相手側寸法確認後行う。
- (5) 工区境のスプライスプレートは出来形確認後に穴あけを行う。

4.4 ケーブル

本橋に使用したケーブルは、φ7.11mmの亜鉛メッキ鋼線を束ね、工場でポリエチレン被覆をしたパラレルワイヤケーブルで、P11（左岸）側は新日本製鐵㈱、P12（右岸）側は㈱神戸製鋼所の製品を使用した。

ケーブルの製作長は、ゲージワイヤの基準点マーク間距離で、±L/15 000以下（L：ケーブル長）の精度を要求されたが、実際の製作誤差は最大±L/32 000であった。

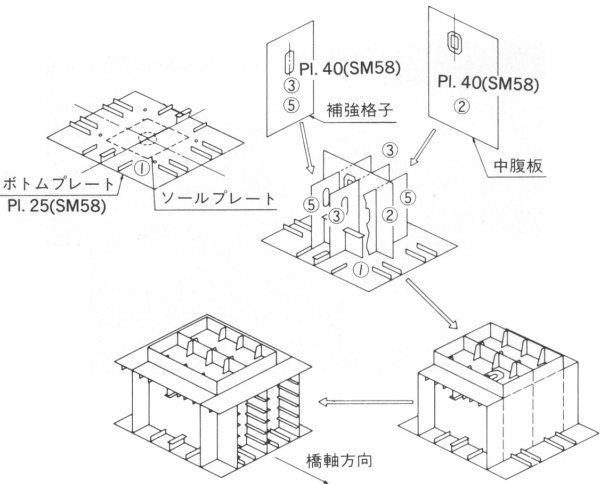


図 24 塔基部ブロック組立手順図

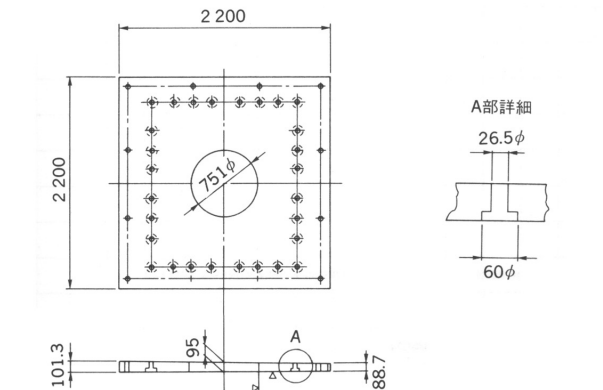


図 25 塔支承のソールプレート

4.5 仮組立

主桁の仮組立は、工程・定盤などの詳細な計画を行った上で、多点支持で実施した(図26)。各社との工区境においては重複仮組立は実施せず、両者の継手断面寸法を計測した結果に基づいて寸法の調整を行った。

一方、塔の仮組立は、通りの精度の確保を最優先して行ったが、その結果、現場継手のすきまの許容値0.2mmを満たさない場合は継手断面の四隅にシムプレートを挿入し、架設現場において工場仮組立精度が確保できるようにした。塔の仮組立状況を図27に示す。また、主桁及び塔の仮組立精度は表11のとおりである。

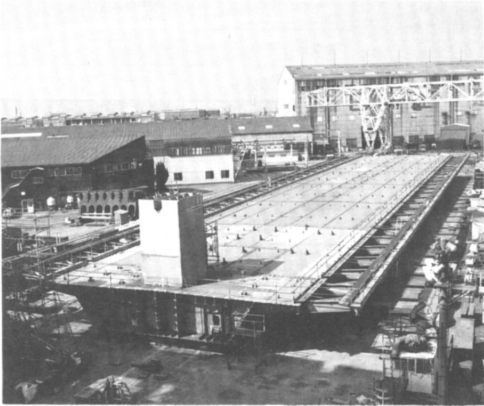


図 26 主桁の仮組立状況

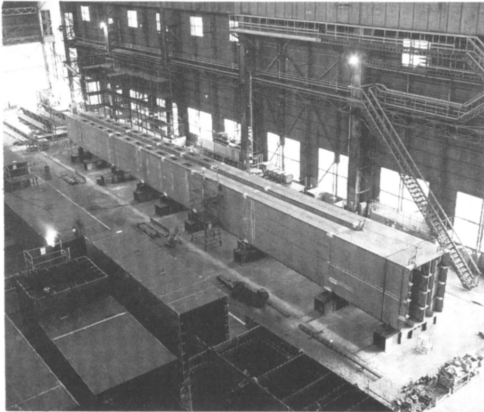


図 27 塔の仮組立状況

表 11 仮組立精度 (単位mm)

項 目	主 桁	塔
支間長・全長	$\pm(10+L/10)$ L：全長または支間(m)	
中 心 間 隔	$\pm(3+B/2)$ B：中心間隔(m)	±4
ケーブル定着部距離	$\pm(10+L/10)$ L：距離(m)	
通 り	$5+L/5$ ; max25 L：測線長(m)	$H/2000$ H：塔高(m)
反 り	$40<L\leq 80$ : -5~+15 $80<L\leq 200$ : -5~+25	—

4.6 塗 装

現地の自然環境の保全に重点を置いて検討した結果、本橋の塗装は重防食仕様（外面は製品プラスト）とした。特にワンド・ヨシ原・タマリなどの自然環境に与える影響を考慮して、現場継手部には厚膜形無機シリクリッチペイント（70μm）を塗布した。また外面継手部には防錆高力ボルトを使用し、錆汁などによる汚濁を防止した。

なお、主桁及び塔の上塗り塗装色はカラープランニングにより決定した。塗料メーカーの区分及び塗料の使用区分をそれぞれ表12、表13に示す。

表 12 塗料メーカーの区分表

名 称	外 面	内 面	一次プライマー商品名
主桁	日本ペイント㈱	関西ペイント㈱	ニツベジンキー1000P
塔	大日本塗料㈱	兎田化学工業㈱	ゼッタールOL
		大日本塗料㈱	

表 13 塗料使用区分表

区 分		工 程	塗 料	標準膜厚 ( $\mu$ m)
工 場 塗 装	外 面	オ 1 層	無機質シンクリッチプライマー	15
		オ 2 層	厚膜形無機質シンクリッチペイント	30
		オ 3 層	厚膜形エポキシ樹脂塗料下塗り	50
		オ 4 層	エポキシ樹脂MIO塗料	50
	内 面	オ 1 層	無機質シンクリッチプライマー	15
		オ 2 層	ノンブリード形タールエポキシ樹脂塗料	80
		オ 3 層	ノンブリード形タールエポキシ樹脂塗料(淡)	80
		オ 4 層	ノンブリード形タールエポキシ樹脂塗料	80
	鋼床版上面	オ 1 層	厚膜形無機質シンクリッチペイント	30
	高力ボルト継手部	オ 1 層	厚膜形無機質シンクリッチペイント	70
現 場 塗 装	主桁外面	オ 1 層	ポリウレタン樹脂塗料中塗り(淡) (マンセル記号:2.9PB4/7.8)	30
		オ 2 層	ポリウレタン樹脂塗料上塗り (2.9PB4/7.8)	25
	塔外面	オ 1 層	ポリウレタン樹脂中塗り(淡) 上 部 2.9PB4/7.8 中間上部 2.3PB5/7.2 中間下部 3.9PB6/5.7 下 部 4.7PB6.7/4.5	30
		オ 2 層	ポリウレタン樹脂上塗り 上 部 2.9PB4/7.8 中間上部 2.3PB5/7.2 中間下部 3.9PB6/5.7 下 部 4.7PB6.7/4.5	25

4.7 工場製作工程

本橋は有料道路橋で、その開通が平成元年6月に予定されていたため大型橋梁としては比較的工期が短かった。工場製作にあたってはこの点を考慮し、工程短縮に努めた。表14に工場製作実施工程を示す。

4.8 輸 送

(1) 概 要 本橋では、現地の自然環境保全のための制約条件と河川協議による河川使用上の制約条件のため、陸上輸送による架設地点までの部材搬入路が設置できなかった。その結果、部材は図28に示すように架設現場付近に設置した積替え基地まで陸上輸送し、その後水上輸送により現場に搬入することとした。

(2) 陸上輸送 工場で製作された主桁・塔などの各部材(最大ブロック長16.8m)は、積替え基地まで、主としてトレーラー奴(3重連輸送)により輸送した(図29)。特にトレーラー奴は運輸省陸運局の発行する車両検査証に許可明記のものを添えて道路管理者に提出した。

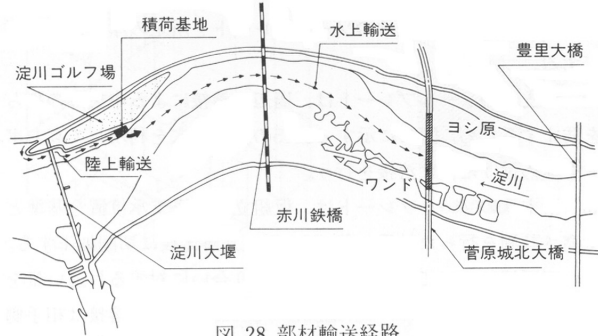


図 28 部材輸送経路



図 29 陸上輸送状況



図 30 水上輸送状況

表 14 工場製作実施工程表

年 月		1986												1987												1988												1989					
		12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6											
項 目	材 料																																										
	原 寸																																										
主 桁	加 工																																										
	仮組立																																										
塔	加 工																																										
	仮組立																																										
ヒンジ部支持梁																																											
付 属 品																																											
塗 装																																											
ケ ー ブ ル																																											

●非出水期(6/14～10/15)  
●出水期(6/15～10/14)

(3) 水上輸送 積替え基地まで陸送されたブロックは、トラッククレーンによって荷取りをし、非出水期・出水期のそれぞれの架設タイムスケジュールに合わせて200 t 台船に積み込み、架設現場まで水上輸送した（図30）。

## 5. 結 言

菅原城北大橋主橋梁部の斜張橋は、その架設地点の特殊性から、構造や施行法についてこれまでの斜張橋にはみられない数々の特徴を有するものとなっている。本文では、本橋の設計・製作についてこれらの特徴を中心に、その概要を述べた。

近年、斜張橋の実施例が増えてきているが、本文が斜張橋の施工に対しなんらかの参考になれば幸いである。

最後に、本工事の実施に当たりご指導いただきました大阪市の方々ならびに本工事に携わった共同企業体、その他関係者に謝意を表します。

## 参 考 文 献

- (1) 日種俊哉・藤沢政夫・中西正昭・石田 貢：淀川新橋（仮称）の設計計画，橋梁と基礎（1987.12）
- (2) 藤沢政夫・亀井正博・井下泰具：菅原城北大橋主橋梁部の設計と施工，土木学会論文集，第403号，VI-10（1989）
- (3) 小松定夫・川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，第275号（1978）
- (4) 藤沢政夫・亀井正博・井下泰具：菅原城北大橋・橋端ヒンジ部の設計，橋梁と基礎（1989.5）
- (5) 松川昭夫・亀井正博・溝口孝遠・佐々木佳男：極値統計論に基づいた平行線ケーブルの疲労強度解析，構造工学論文集（1986.3）
- (6) 日本道路協会：防護柵設置要綱・資料集（昭61.7）

# 菅原城北大橋（斜張橋）の架設と精度管理

若 林 保 美\*      山 田 浩 幸\*      植 田 利 夫\*\*  
村 田 省 三\*\*\*      中 田 孝 晴\*\*\*\*      湯 藤 尚 人\*\*\*\*\*  
小 林 義 和\*\*\*\*\*

## あ ら ま し

菅原城北大橋の主橋梁部は3径間連続鋼斜張橋である。その架設は、現地の河川使用条件及び自然環境保全のため中央径間主桁をベント工法で先行架設し、その後側径間主桁を張出し架設するという特徴あるものとしている。また架設時の精度管理においては自動計測システムや誤差解析システムを開発し、安全かつ効率的な作業を行い精度確保に努めた。

本文は、前号の設計・製作編に続き、本橋の架設工事についてその大要を報告するものである。

## Erection and Precision Control of Sugahara-Shirokita Bridge

By Yasumi Wakabayashi, Hiroyuki Yamada, Toshio Ueda,  
Shozo Murata, Takaharu Nakata, Hisato Yutou  
and Yoshikazu Kobayashi

### Abstract

The main part of Sugahara-Shirokita Bridge, which was ordered by Osaka Municipal Office, is three-spanned cable-stayed bridge with steel box girder. In this project, in view of the environmental preservation, special attention had been paid from the design to the erection.

In this paper, the erection of this bridge is described following the previous paper which explains the design and fabrication of it.

### 1. 緒 言

菅原城北大橋は、大阪市内の淀川に架かる豊里大橋と長柄橋のほぼ中間に建設された有料道路橋で、その主橋梁は橋長478.8mの3径間連続鋼斜張橋である（図1）。

この斜張橋は、現地の自然環境保全のため両端支点がPCラーメン橋により支持されているのを始めとして、構造上あるいは施工上の工夫が種々試みられている<sup>(1),(2)</sup>。そのうち、架設工事に関する主なものを挙げると以下のとおりである。

- ① 主桁の架設は、中央径間はベント工法、側径間はケーブルを利用した張出し工法で行った。
- ② 中央径間主桁と塔の架設は、450t吊りの大型クローラークレーンによる単材架設とした。
- ③ 塔柱の現場水平継手は完全溶け込み溶接により施工した。
- ④ 隣接するPCラーメン橋との連結においては、支承の反力や鉛直ケーブルの張力などについて綿密な施工管理を行った。
- ⑤ 架設時の橋体の形状・応力管理では自動計測システムや誤差解析システムを開発し、安全かつ効率的な管理を行って精度確保に努めた。

本文は、菅原城北大橋（斜張橋）の架設についてこれらの特徴を中心にその大要を取りまとめたもので、前号の設計・製作編と併せて斜張橋の技術資料として参考に供するためここに報告する。

### 2. 架設工法の選定

#### 2.1 架設条件

本橋の架設における主な制約条件は以下のとおりであった。

- ① 非出水期（10月16日から6月15日まで）において河川内に仮設備を設ける場合は、その河積阻害率は過去10年間の既往最高水位に対する水路幅の18%以下とする。
- ② 出水期（6月16日から10月15日まで）には、河川内からすべての仮設物を撤去するのを原則とする。
- ③ 出水期にやむを得ず仮設備を残す場合は、その設置間隔は基準径間長である70mを確保し、かつ橋脚幅を含めて河積阻害率は5%以下とする。
- ④ 架設地点の下流に淀川大堰や毛馬閘門・水晶橋などがあるため、幅9m・高さ3.5m以上の船舶の通行はできない。
- ⑤ 現地の自然環境保全のため、ワンド・ヨシ原・タマリ内にはベントなどの仮設構造物を設置しない。また現地河川内への大型重機やトレーラーなどの進入は原則としてできない。

これらの条件を勘案した上で、数案の架設工法について比較検討を行った。

なお部材の輸送については④、⑤の条件により、各工場から現地付近に設けた積替え基地までは陸上輸送とし、その後200t台船に積み替えて水上輸送により現場に搬入することとした<sup>(2)</sup>。

\* 日立造船㈱鉄構・環境事業本部

\*\* 日立造船㈱鉄構・環境事業本部 工博

\*\*\* 日立造船㈱機械事業本部桜島工場

\*\*\*\* 日立造船エンジニアリング㈱鉄構事業部

\*\*\*\*\* ㈱ニチゾウテック技術本部



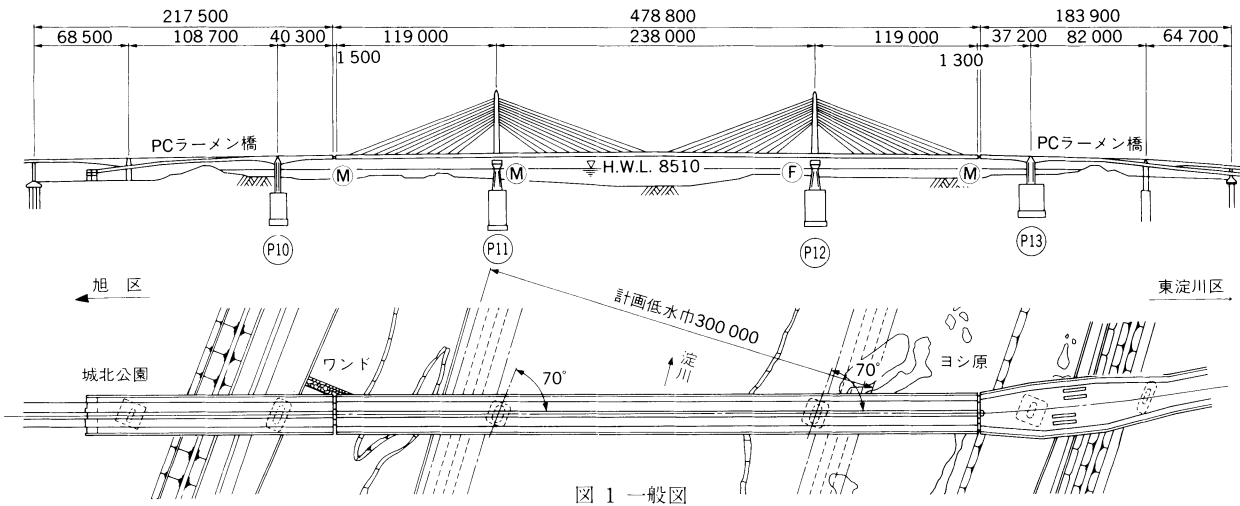


図 1 一般図

2.2 工法の選定

検討の対象とした架設工法は表 1 に示すとおりである。

第 1 案は、中央径間主桁をベントを使用して150t 吊クローラークレーン（以下 C.C と称す）により架設し、その後側径間主桁を、ケーブルを張りながら150t 吊 C.C で架設するものである。なお、支承及び塔基部ブロックの架設には、部材重量の関係から別途300t 吊級クレーンが必要になる。

本案の最大の問題点は、中央径間主桁の架設が非出水期内に完了しないことである。

第 2 案は、中央径間主桁をベントを使用して450t 吊 C.C により架設し、側径間は第 1 案と同じとするものである。

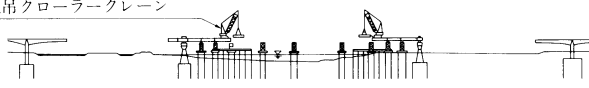
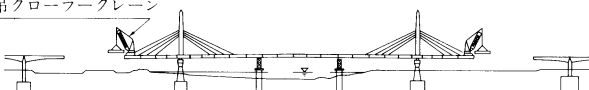
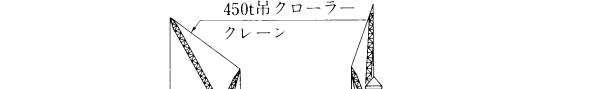
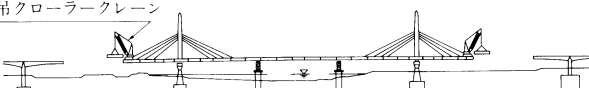
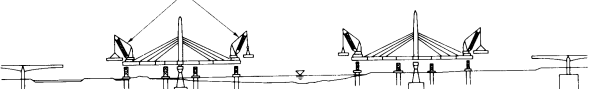
本案では、河川内に450t 吊 C.C 設置のための栈台が必要となり、そのため仮設機材の重量が3 案中最も重くなるが、工期的には問題のないものである。

第 3 案は、中央径間主桁と側径間主桁とを同時に張出し架設する、いわゆるバランシング工法である。本案では、第 1 案と同様に支承・塔基部の架設のため300t 吊級のクレーンも必要となる。

この工法は、仮設機材重量が最も少なくすむが、架設中の橋体の安定性を確保するためにワンド・ヨシ原内にベントを設ける必要があり、自然環境の保全上問題がある。また全体工期が3 案中最も長くなるという不利な面もある。

これらの案について比較検討した結果、現地の自然環境保全上問

表 1 工法の選定

工法	概 要 図	特徴・問題点	評 価
第 1 案	<p>●中央径間(移動式クレーンによるベント工法)</p> <p>150t吊クローラークレーン</p>  <p>●側径間(移動式クレーンによる張出し工法)</p> <p>150t吊クローラークレーン</p> 	<ul style="list-style-type: none"><li>●支承・塔基部(ブロック重量約50t)の架設のため、別途300t吊級のクレーンが必要。</li><li>●上記クレーンを設置するため、河川内に栈台が必要(第2案の場合と同規模)。</li><li>●各クレーンの組立・解体が工程上クリティカルになるため、非出水期内に中央径間主桁の架設を完了(ベント・栈台撤去まで)するのは困難。</li></ul>	×
第 2 案	<p>●中央径間(固定式クレーンによるベント工法)</p> <p>450t吊クローラークレーン</p>  <p>●側径間(移動式クレーンによる張出し工法)</p> <p>150t吊クローラークレーン</p> 	<ul style="list-style-type: none"><li>●450t吊クローラークレーン設置のため、河川内に栈台が必要。</li><li>●仮設機材が多い。</li></ul>	○
第 3 案	<p>●中央径間・側径間(移動式クレーンによるバランシング工法)</p> <p>150t吊クローラークレーン</p> 	<ul style="list-style-type: none"><li>●支承・塔基部の架設のため、別途300t吊級のクレーンが必要。</li><li>●上記クレーンを設置するため、河川内に栈台が必要(第2案の場合と同規模)。</li><li>●架設時の橋体の安定性確保のため、ワンドやヨシ原内にベントが必要となり、自然環境保全上問題となる。</li><li>●全体工期が長くなる。</li></ul>	×

題がなく、工期的にも有利な第2案を採用することとした。その架設手順を図2に示す。

## 2.3 実績工程

第2案の工法による実績工程を表2に示す。

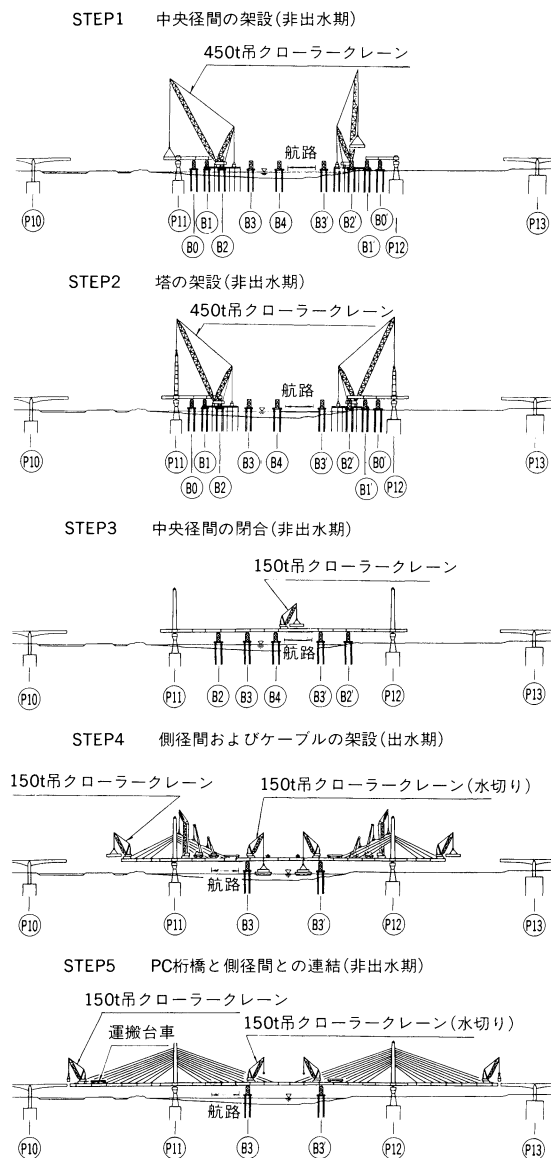


図 2 架設手順

### 3. 中央径間主桁及び塔の架設

### 3.1 仮設備

(1) ヤード設備工 工場から陸上輸送されてきた橋梁本体の部材の仮置き・地組立及び台船への積込みのためのヤードを淀川大堰の上流約400mの右岸高水敷に設け、約2 km上流の架設地点までの水上輸送の基地とした。また架設機材の積込みヤードを、架設地点の下流約300mの右岸高水敷に設けた(図3)。

(2) 栈台工 P<sub>11</sub>及びP<sub>12</sub>付近に450t吊C.Cを搭載するため  
の栈台を設置した(図3)。栈台の基礎杭(1016φ)はパイロハン  
マーにより打設し、梁・覆工板の施工は60t吊C.Cを搭載したスバッ  
ド台船を使用して行った。また450t吊C.Cは、最大重量44tのプロッ  
クに分解してトレーラーで機材積み込みヤードまで輸送し、200t台船  
に積替えて現地に搬入後、栈台上に用意した150t吊C.Cで組立て  
た。

(3) ベント工 一般部のベント工 (B<sub>3</sub>及びB<sub>3</sub>'以外)は、支持杭に600φ及び1 016φの鋼管を使用した。またB<sub>3</sub>及びB<sub>3</sub>'の耐震ベントは最大反力約1 200tを受けるもので、支持杭に1 200φの鋼管を使用し、橋体のジャッキアップ・ダウンに対処可能な構造とした。更に出水期に対して水切りカバーも設置した。施工はいずれのベントも60t吊C.Cを搭載したスバッド台船により行った。

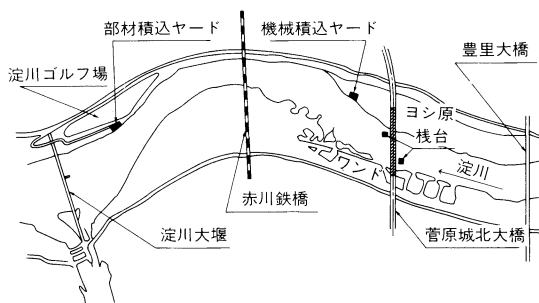


図 3 ヤード及び棧台位置図

### 3.2 中間支点上支承及び塔基部の架設

中間支点上の支承は、図 4 に示すように 1 基の塔支承と 2 基の桁支承から構成されている。中間支点の反力はこれら 3 基の支承で受けることとなるが、支承の据付けは、それぞれが設計で考慮した反力状態となるように以下の手順によった。

- ① 塔支承を、平面位置及び高さをジャッキ等で調整して所定の計画位置に設置する。また、桁支承は所定の計画平面位置に設置するが、その高さは計画位置よりも低めにしておく。

表 2 実績工程

[illegible]

- ② 塔支承の基部に無収縮モルタルを注入し、これを固定する。
- ③ 塔支承を固定した後塔基部ブロックを架設するが、このブロックは桁支承の側近に設けたサンドルと塔支承とで仮支持する。
- ④ 主桁の架設が  $B_2$  及び  $B_2'$  ベントまで進み、塔の架設が始まる前の時点で、桁支承をジャッキアップして所定の反力を導入する。このとき塔支承のセットボルトを緩めておき、塔支承の上沓とソールプレートとの間にすきまが生じないように、ダイヤルゲージで管理を行う。
- ⑤ 桁支承のアンカーボルトの下ナットを締め込み、桁支承の高さ位置を固定してから主桁をジャッキアップして再びサンドルに反力を盛り替える。その後桁支承の基部に無収縮モルタルを注入する。
- ⑥ モルタル硬化後主桁をジャッキダウンし、桁支承に反力を導入する。

中間支点上の支承の架設はすべて450t C.Cにより行った。図 5 にその据付け状況を示す。なお  $P_{11}$  側の可動支承については、中央径間主桁の閉合作業を考慮して上沓を200mmセットバックした状態で仮固定した。

支承の据付けに続いて450t 吊 C.Cにより塔基部の架設を行った。塔基部の出来形は、以後の主桁・塔、更には橋梁全体の出来形精度に大きな影響を与えるため、ジャッキにより平面及び高さ調整を行い、仮組立形状の再現に努めた。

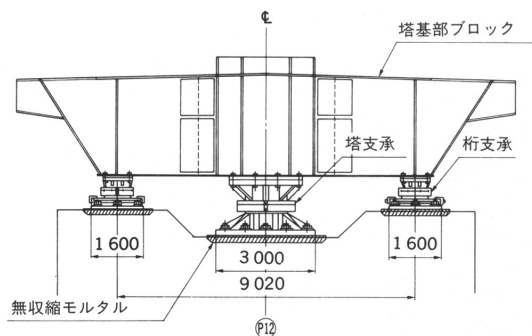


図 4 中間支点上の支承配置



図 5 桁支承の設置

### 3.3 主桁の架設

中央径間の主桁は、450t 吊 C.Cにより河川敷内に設けた9基のベントを利用して左右から順次桁を張出しながら架設した。ただし、中央部の3ブロックは、クレーン能力の関係から主桁上に設置した150t 吊 C.Cによる架設とした(図 2)。このクレーンは、側径間架設時には部材の水切り用クレーンとして使用した。また側径間の塔側第1ブロックは、側径間架設用クレーン設置スペースを確保するため450t 吊 C.Cにより先行架設した。

主桁の断面は図 6 に示すとおり9ブロックに分かれているが、その架設は図中の番号で示すように、中主桁、外主桁、下フランジ、鋼床板の順序で行った。またブラケット部は中央径間閉合後45t 吊ラフタークレーンにより架設した。主桁の架設状況を図 7 に示す。

中央径間主桁の閉合は、あらかじめ  $P_{11}$  上の支承を200mmセットバックした状態で、 $B_4$  と  $B_3'$  ベント間のブロックで行った(図 2)。閉合作業は、セッティングビーム・縦方向調整ジグ・桁引寄設備を用い、ブロック片側を連結した後、 $B_4$  ベント上のジャッキでたわみ角を調整しながら行った。閉合後、 $B_3$  及び  $B_3'$  ベントを残して他のベントは撤去した。

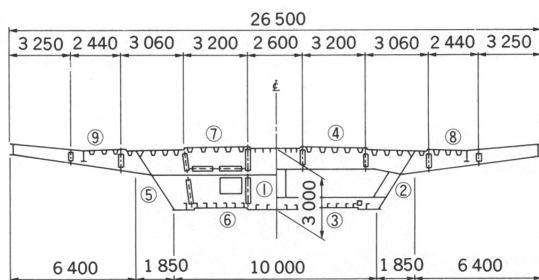


図 6 主桁ブロック分割

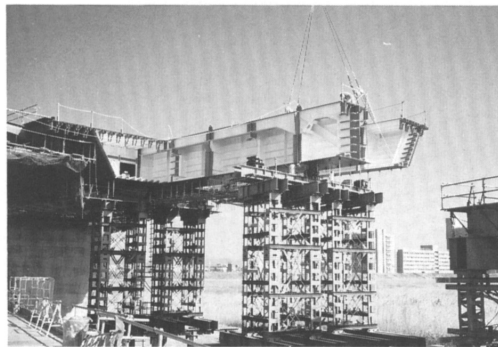


図 7 中央径間主桁の架設

### 3.4 塔の架設

塔の7箇所現場水平継手(図 8)は、縦リブのみを高力ボルト継手とし、塔壁は溶接構造としている<sup>(2)</sup>。

一方、塔は主桁と並行して450t 吊 C.Cにより架設するが、工程のロスを少なくするためには、できるだけ多くのブロックを連続的に積み重ねていく必要があった。この場合、塔壁の溶接が完了するまでは、継手部は縦リブの高力ボルトのみで風荷重や地震荷重に抵抗することとなるため大きな強度が期待できず、その積み上げる高さには限界があった。そこで、塔の架設を以下に述べるように上部・下部の2段階施工とすることにより、工程と強度上の問題に対処することとした。

塔の一期施工として、中央径間の主桁が  $B_2$  及び  $B_2'$  ベントに到達し、側径間の主桁を1ブロック張出した時点で第4段(全7ブロック)までを架設した。架設には450t 吊 C.Cを使用し(図 2)、主桁上で45t 吊ラフタークレーンと相吊りして立て起こしした上で積み重ねて行った。縦リブの高力ボルトは、仮組立時に設けた標点をもとにしてトランシットで立ち上がり精度を確認した後本締めした。その後水平継手部の溶接施工を行った。溶接後、縦リブの高力ボルトを入れ替えて溶接収縮に伴う縦リブの応力を解放し、塔の一期施工を終了した。

二期施工は、主桁を  $B_2$  及び  $B_2'$  ベント位置から更に3ブロック架設した後、残りの3段(全6ブロック)について一期施工と同じ要領で行った。塔の架設状況を図 9 に示す。

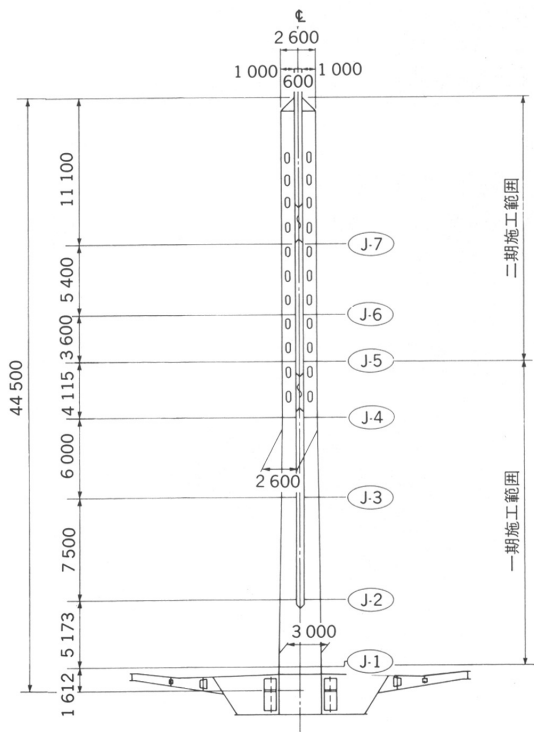


図 8 塔のブロック分割

3.5 塔の現場溶接

塔柱の現場水平継手は景観を考慮して溶接構造としている。その溶接の施工は、先に述べたように2段階に分けて行った。

(1) 溶接方法 架設工程の制約により短期間で施工を完了するため、溶接方法は一般的に多く使用されている半自動炭酸ガスシールドアーク溶接を採用した。溶接材料及び溶接条件を表3に示す。

(2) 溶接施工手順 溶接は、図10に示すように相対するフランジ及び腹板を同時に対称に施工した。その順序は各段ごとに内面を先行溶接し、次に外面の溶接を行った。特にスリット部については左右の水平継手を同時に施工した。また、溶接の施工手順は図11のとおりとした。

表 3 溶接材料及び溶接条件

溶接材料	溶 接 条 件					備 考
	積 層 数	層	電流 (A)	電圧 (V)	溶接速度 (cm/min)	
炭酸ガスシールドアーク溶接 SF-60L (1.2φ) (日鐵溶接工業)		1	200	25	20	予熱温度 100℃
		21	280	32	40	

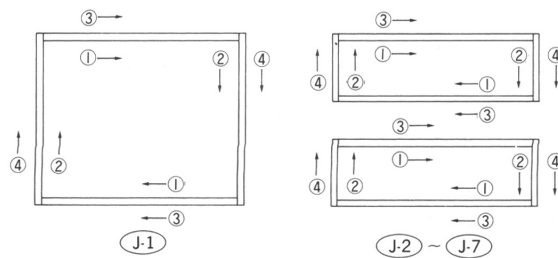


図 10 塔水平継手溶接施工手順

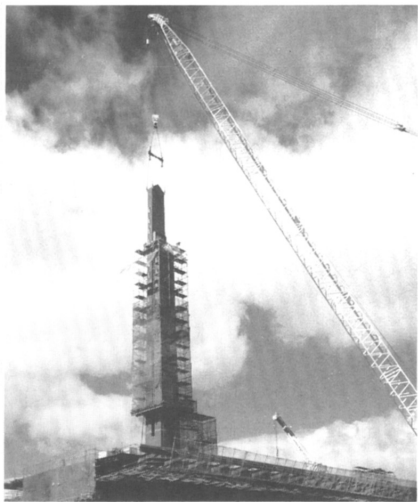


図 9 塔の架設

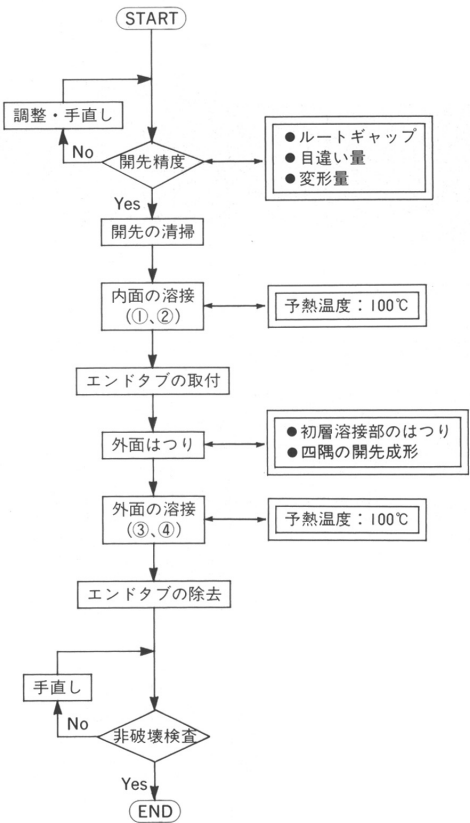


図 11 溶接施工手順

(3) 非破壊検査 溶接部の検査は、高所作業となるため超音波探傷検査と磁粉探傷検査を全継手に対して実施した。超音波探傷検査の結果、溶接部全線とも判定基準である JIS Z 3060 M 検出レベル 2 級を十分に満足した。

(4) 溶接変形量 溶接施工時の、組立精度・溶接横収縮量・面外変形量は表4のとおりとなった。

表 4 組立精度・溶接変形量

項 目	測 定 値	備 考
組立精度	0～0.5mm	ルートギャップ
横収縮量	1～2mm	
面外変形量	0.5～2mm	標点間(500mm)の中央

4. 側径間主桁及びケーブルの架設

4.1 主桁の架設

側径間の主桁は、ケーブルを利用した張出し工法により架設した(図2)。その施工手順は、まず現地まで水上輸送された部材を中央径間中央部で水切りクレーン(150t吊C.C)により水切りし、橋上運搬台車により張出し先端部まで移動する。つぎに架設クレーン(150t吊C.C)で部材を吊り上げ、吊り足場を取り付けたのち単材架設する。全断面組立完了後高力ボルトの本締めをし、ケーブルを架設して張力導入を行う。その後、部材運搬軌条設備の延長及び架設クレーンの架台の盛替えを行い、次ステップに進むこととなる。この一連の作業に要した日数は平均して約15日であった。図12に側径間主桁の張出し架設状況を、表5に同サイクル工程を示す。



図 12 側径間主桁の架設

表 5 側径間架設サイクル工程表

架設日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
作業項目																	
主桁架設	●				●												●
H.T.B.本締																	
ケーブル	展開																
架設																	
クレーン盛替																	
計測・調整																	

4.2 ケーブルの架設

ケーブルにはノングラウトタイプの平行線ケーブルを使用した。本橋の建設当時、このタイプのケーブルはまだ使用実績が少なかったが、展開から引込みまでの現地作業は特に問題なく行うことができた。特にグラウト工が省略できたことは施工及び工程面でのメリットが大きかった。

ケーブルは、1リールあたり2ストランド巻き付けて現地に搬入した。ケーブルの架設手順は、まずアンリラーにセットしたリールから2本のケーブルを同時に主桁上に展開する(図13)。つぎに、

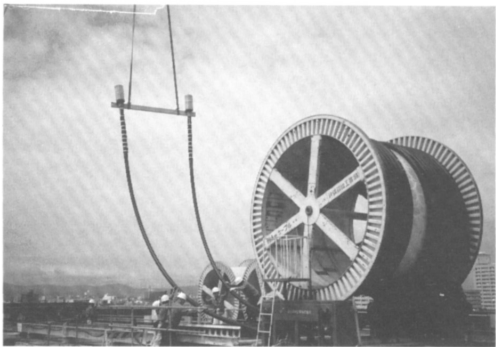


図 13 ケーブルの展開

展開したケーブル1本を2ないし3台のクレーンで相吊りし、塔側のソケットをレバブロックあるいはチルホールを用いて定着する。その後、主桁側についてウィンチ・チルホールによる一時引込みと、300tセンターホールジャッキによる二次引込みを行いソケットを定着した(図14)。引込みに用いるプルロッドは5本継ぎとし、引込みが進むにつれて不用となった部分を外して主桁内の作業空間の不足に対処した。主桁側のケーブル引込み設備を図15に示す。

なお、ケーブルは各段とも中央径間側を先行して架設した。

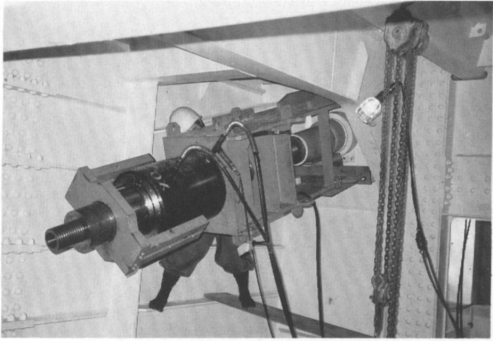


図 14 ケーブルの二次引込み

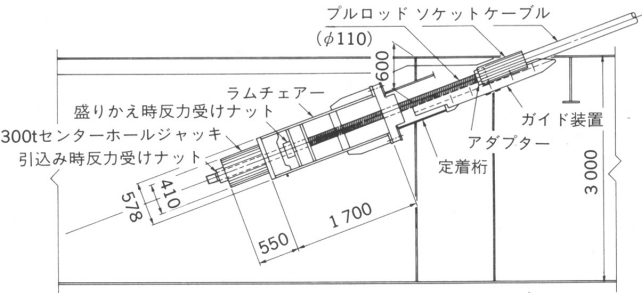


図 15 主桁側ケーブル引込設備

4.3 PC ラーメン橋との連結

側径間端部の複合ヒンジ部は、PC ラーメン橋の端部に3本の鋼製支持梁をアンカーボルトで取り付け、斜張橋の端横桁の中にこの支持梁を差し込み、支持梁の上下に設置した支承によりせん断力やねじりモーメントを伝達させる構造となっている<sup>(3)</sup>。端横桁は上下に2分割されており、また活荷重による端横桁の変形を拘束するため、端横桁上下フレーム間にプレストレスを導入した鉛直ケーブルを配置している(図16)。

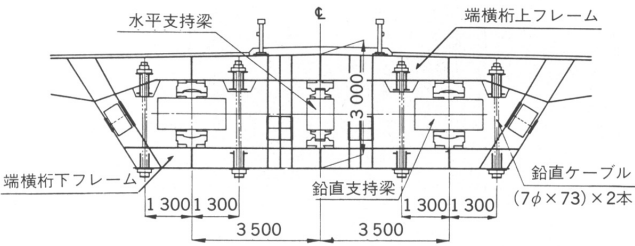


図 16 複合ヒンジ部断面

PC ラーメン橋との連結の手順は図17に示すとおりで、PC ラーメン橋の中央径間が閉合された後、150t吊C.Cにより、まず下フレームを架設した。次にPC ラーメン橋に支持梁を取り付け、位置調整をして仮固定した。続いて支持梁背面に後埋めコンクリートを打設し、コンクリート硬化後アンカーボルトにプレストレス(155t/本)を導入して支持梁を定着した。プレストレスの導入は、PC ラーメン橋の

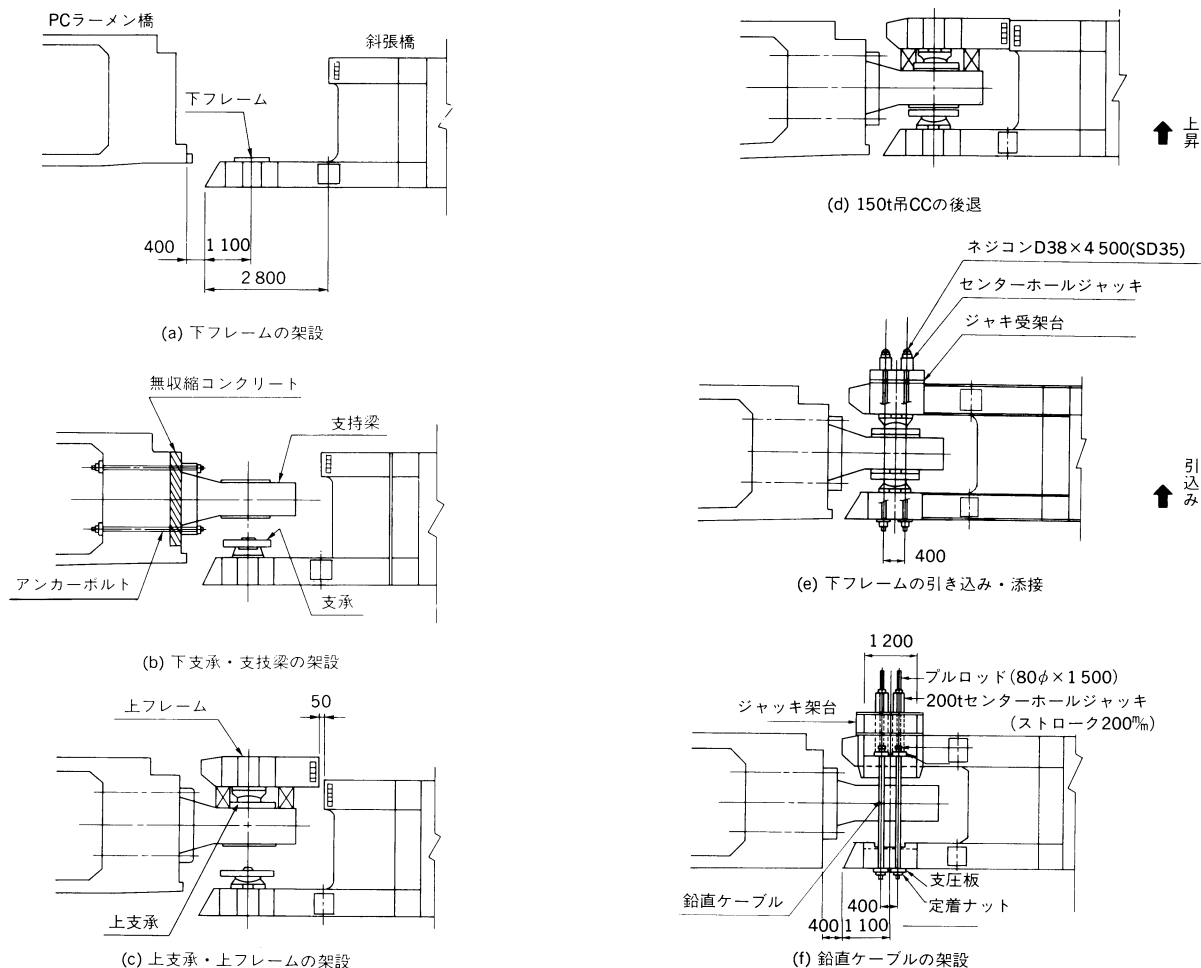


図 17 PC ラーメン橋との連結手順

主桁内で200t センターホールジャッキを2セット用いて行った。また、後埋めコンクリートには強度・ワーカビリティ・耐衝撃性などについて検討した結果、プレミックスタイプの無収縮モルタル1袋（25kg）に対し、12.5kgの骨材を混入した無収縮コンクリートを使用した。その後主桁上フレームを支持梁の上に仮置きして150t 吊C. Cを塔付近まで後退させ、橋端部を上昇させてから上下フレームを連結し、鉛直ケーブルを緊張して連結を完了した。鉛直ケーブルには、200t センターホールジャッキを4セット用いて、上・下流側ごとにそれぞれ4本のケーブルに同時に145t/本のプレストレスを導入した。

このようにしてPC ラーメン橋との連結が完了したのち、 $B_3$ 及び $B_3'$ ベントを解放して橋体の架設を終了した。

なお連結時の形状誤差及びそれに伴う端支点の支承反力の変化は表6に示すとおりであった。この反力変化に対して各部材の応力を照査したところいずれも問題はなく、連結にあたっては特に形状調整は行わなかった。

#### 4.4 複合ヒンジ部の施工管理

本橋で採用した複合ヒンジ部は世界的にも前例のない構造となっている。このため、その架設にあたっては、後埋めコンクリートの施工確認試験・支持梁アンカーボルト及び鉛直ケーブルの導入軸力管理・支承反力の確認試験など種々の綿密な施工管理を行い、各々の構造が設計で求められた要件を満たすよう努めた。これらの内容については紙面の都合で省略するが、詳細は文献(4)を参照していたきたい。

表 6 PC ラーメン橋との連結時の誤差

		左岸側	右岸側	備 考
鉛直変位誤差	$\delta_v$	92 mm	151 mm	PCラーメン橋 斜張橋
	$\Delta R_{v1}$	+7 t	+12 t	
ねじり誤差	$\delta_T$	1 mm	10 mm	下流側 上流側 PCラーメン橋 斜張橋
	$\Delta R_{v2}$	$\pm 4$ t	$\pm 37$ t	
通り誤差	$\delta_H$	24 mm	9 mm	PCラーメン橋 斜張橋
	$\Delta R_H$	13 t	5 t	

$\Delta R_{v1}$ ：鉛直変位誤差による鉛直付加反力（1 支承あたり）

$\Delta R_{v2}$ ：ねじり誤差による鉛直付加反力

$\Delta R_H$ ：通り誤差による水平付加反力

## 5. 架設時の精度管理

### 5.1 概 要

本橋の精度管理は、当社が施工した数多くの斜張橋の実績を受け継ぎ、更に SI 法の適用や自動計測システムの導入など種々の新技術を適用して行ったものである。その内容については文献(5)に詳しく述べられているので、ここではその大要及び補足事項・最終計測結果等について述べることにする。

### 5.2 基本方針

精度管理を行うにあたっての基本方針は以下のとおりとした。

- ① 工程上の制約から、後戻りの調整を避けるために調整作業は各架設ステップごとに1晩で行う。
- ② 全橋を1つのシステムで管理するため大量の計測及びデータ

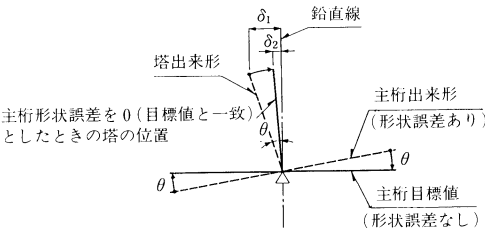
処理を行う必要があり、またその作業は夜間となる。したがって、作業の効率化や安全性を考えて現地計測はすべて自動化し、計測データは橋上計測室のパーソナルコンピュータによりリアルタイム処理して誤差解析用のデータとして出力する。

- ③ 管理目標値（計画値）は中間支点上の支承の斜角配置を考慮して、立体骨組解析により当日の架設機材の状態を正確に反映して求める。解析は組立計算により行う。また、解析方法は微小変形理論によるのを基本とするが、ケーブルのサグの影響が大きくなる第 9 段ケーブル架設以後は有限変形理論によるものとする。
- ④ 各架設ステップでの計測結果を基に完成系を予測し、表 7 に示す完成系における管理基準値（許容値）と比較して出来形の判定を行う。
- ⑤ 正規の完成系と予測された完成系における管理項目値の差が管理基準値を超える場合は調整をすることとなるが、ケーブルシムの調整量の計算は当該ステップで架設されるケーブルのみ、もしくはそのケーブルと未架設のケーブルを対象として行う。未架設のケーブルを調整の対象とした場合、そのケーブルを架設するときのシム量は標準シム量に調整シム量を加減したものとなる。

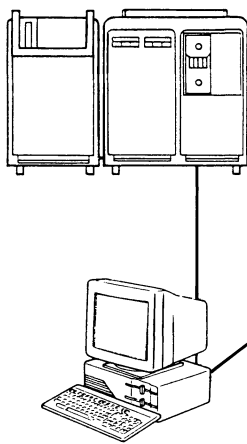
表 7 精度管理基準値

管 理 項 目	基 準 値
主桁の鉛直変位	$\pm l / 2\,000$
塔 の 倒 れ	$\pm h / 500 \quad *1$
	$\pm h / 1\,000 \quad *2$
ケーブル張力	$\pm 0.1 T_a$

\*1 主桁の形状誤差を考慮した場合 ( $\delta_1$  に対して)  
\*2 主桁の形状誤差を 0 とした場合 ( $\delta_2$  に対して)



陸機設計所  
スーパーミニコンピュータ



- ・管理目標値の計算
- ・誤差要因の分析
- ・完成形状の予測

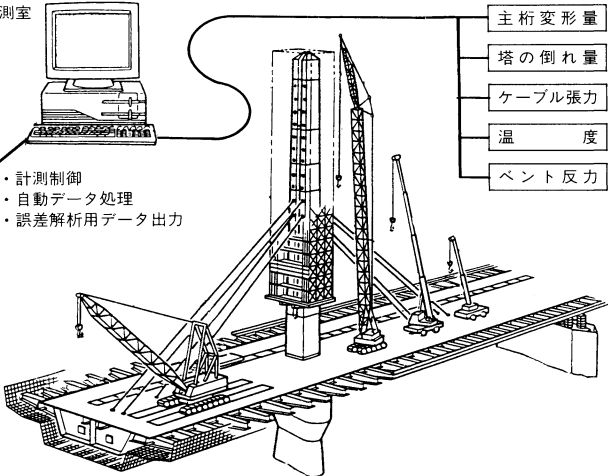
公衆回線

主桁上計測室



- ・計測制御
- ・自動データ処理
- ・誤差解析用データ出力

- ・温度補正
- ・誤差量の計算
- ・調整シム量の計算



これらの基本方針を基にして計画した精度管理のフローチャートを図18に示す。この流れに沿って管理を行うため、本橋では図19に示す精度管理システムを採用した。その内容は、現地における計測システムと、その計測結果を分析する解析システムとの2つに大別される。

現地の計測システムは、先に述べたようにすべて自動化しており、橋上に設置した計測室内のパーソナルコンピュータにより計測制御及びデータ処理を行うものである。また解析システムは、現場で得られた計測データをモデムを介して当社陸機設計所内のパーソナルコンピュータで受信し、大型コンピュータと併用しながら誤差要因の分析・完成形状の予測・調整シム量の計算などを行うものである。この管理システムを構築することにより、効率的で安全な調整作業を実施することが可能となった。

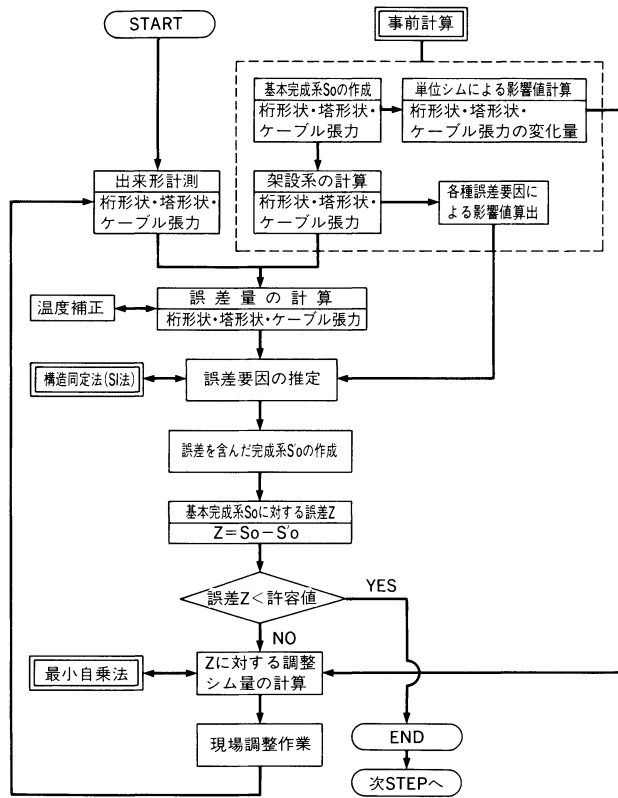


図 18 精度管理フロー

図 19 精度管理システム



### 5.3 計測要領

(1) 計測項目 本橋の精度管理項目は、斜張橋で一般的に行われているように主桁及び塔の形状・ケーブル張力としたが、そのほかにベント反力や、計測値の補正に使用する橋体温度についても計測することとした。図20に各計測位置を、また図21に計測システムを示す。

(2) 主桁の形状計測 主桁の形状は鉛直方向の変形に着目し、連通管式変位計により計測した。この変位計は、液レベルを自動読み取りできるように、水パイプの下部に抵抗線ひずみ計を取り付けたものである(図22)。計測点は鋼床版上面の主桁上としたが、側径間の張出し架設の先端部については、ねじり変形を調べるため外主桁位置についても計測した。

(3) 塔の形状計測 塔の形状として、塔頂の橋軸方向倒れ量に着目して計測した。計測はポテンショメータを組み込んだ計測ボードを橋面上に設置し、塔頂から下げ降ろした重錘位置を自動読み取りすることにより行った(図23)。

(4) ケーブル張力の計測 ケーブル張力の計測は振動法によるものとし以下の手順で行った。

まずケーブルの常時微振動をサーボ型加速度計により検出し、そのアナログ波形をA/D変換する。つぎに、その結果をパーソナルコンピュータに取り込み、FFT解析して固有振動数を求める。最後に、この固有振動数をもとにして、ケーブル引き込み時にジャッキに取り付けた油圧計を利用してキャリブレーションした結果よりケーブル張力を算出した。

なお、キャリブレーションはケーブルの径や長さの差を考慮して10本のケーブルについて行った。

(5) 橋体温度の計測 橋体温度の計測は熱電対により行った。ケーブルについては素線に直接熱電対を貼付できないため、別途素線に熱電対を貼付した温度計測用の長さ1.5mのケーブルを橋面上に設置して計測した。

(6) ベント反力の計測  $B_3$ 及び $B_3'$ ベント反力はケーブル架設開始直前の状態で最大値を示すが、架設の進行とともに漸次減少し

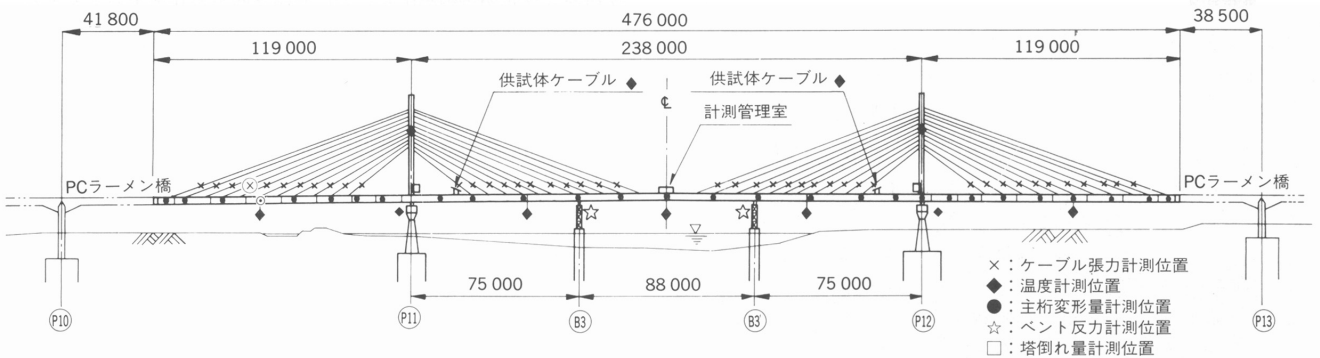


図20 計測位置図

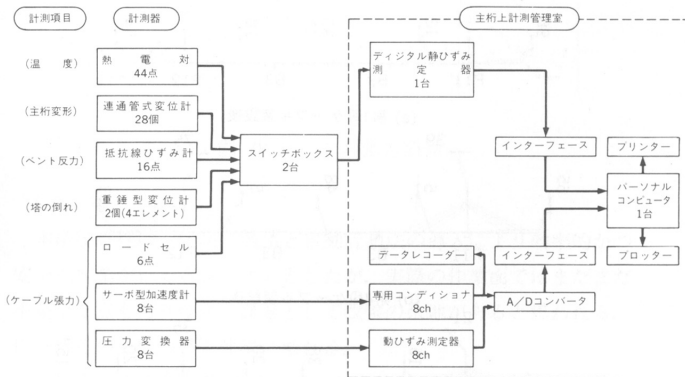


図21 計測システム

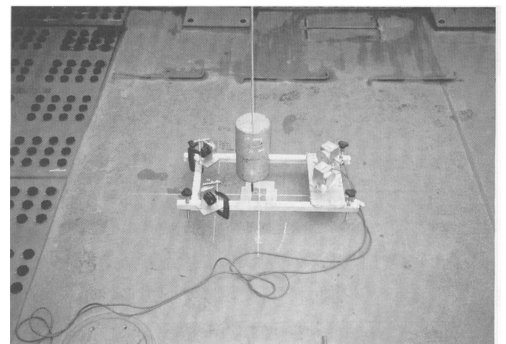


図23 重錘型変位計

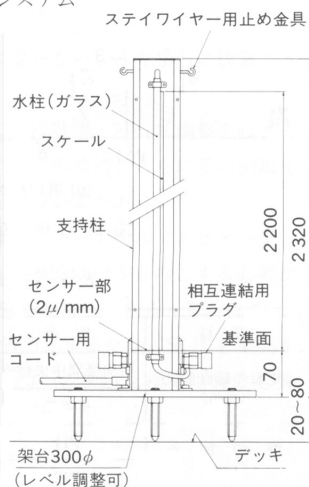


図22 連通管式変位計

て行き、PCラーメン橋との連結時には負反力が生じることとなる。このベント反力の変動を常時把握しておくことは安全性の面からも重要であると考え、本精度管理においては中央径間主桁の架設時点から計測を行うこととした。計測は、ベント下部の各鋼管ごとに4枚の2軸ゲージを貼付し、軸力のみが検出できるようにホイストブリッジを構成して行った。

(7) 計測データの処理 上記各計測値は、誤差解析の入力データとして編集処理するとともに、管理目標値と対比してディスプレイ上に図示し、必要に応じてプロッターに出力できるようにした。計測は部材の温度差が小さくなる午後9時頃から開始した。計測に要した時間は、平均して約1.5時間であった。

### 5.4 連続自動計測について

主桁・塔・ケーブル各部材温度の日変化状態を調べて今後のデータとすること、ならびに主桁の変形・ケーブル張力・ベント反力などを計測し、誤差調整計算に用いている温度補正方法の妥当性を調



べることを目的として、現場の夏季休暇を利用した連続 4 日間の自動計測を行った。

部材の温度変化の計測例を図 24 に示す。この自動計測結果から判明したことは以下のとおりである。

- ① 鋼床版と下フランジの温度差は、最高 20° 近くに達している。
- ② 鋼床版の温度分布は、クレーン架台・軌条設備などの架設機材の影響で一様分布となっていない。
- ③ 塔の温度変化は非常に少ない。これは、足場の影響で直射日光があたらないためであると考えられる。
- ④ ケーブルの温度は鋼床版と同程度まで上昇する。
- ⑤ 各部材の温度差がほぼ一定となる午後 9 時から午前 5 時の間が調整作業に適した時間帯である。

また、主桁の変形・ケーブル張力の計測例を図 25 に示すが、この結果と、計測された温度を用いて計算値を補正した結果とを対比したところ、部分的に大きな誤差はあるものの、両者は比較的良好一致しており、温度補正の方法が妥当なものであることが明らかとなった。誤差が生じた主な原因としては鋼床版の温度分布の不均一性が考えられる。

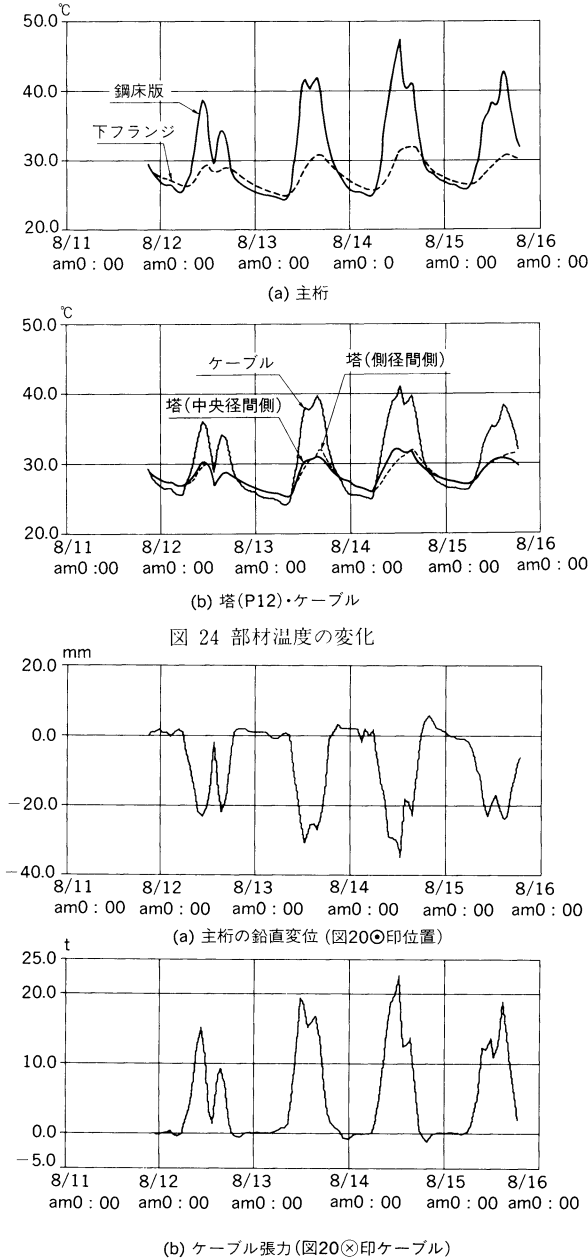


図 25 主桁の変形及びケーブル張力の変化

5.5 誤差解析及び調整シム量の計算

計測値を温度補正したものと管理目標値との差をもとにして、SI 法<sup>(6)</sup>により誤差要因を解析した。誤差要因としては、ケーブル架設前の 3 径間連続桁系での計測結果に基づく誤差要因の分析をもとに、主桁と塔の現場継手の角折れ誤差に着目することとした<sup>(5)</sup>。求められた誤差要因から誤差を含んだ無応力形状を計算し、この無応力形状から組立計算により誤差を含んだ完成系を予測した。無応力形状は温度差荷重を利用して求めた。

正規の完成系と予測された完成系における主桁・塔の形状及びケーブル張力の差が管理基準値内に納まっていれば、そのステップでの調整作業は終了する。管理基準値を超えると予測される場合は、完成系に対して当該架設ケーブルと未架設のケーブルを調整の対象として調整シム量の計算を行った<sup>(7)</sup>。

5.6 管理経緯及び結果

以上の方法により精度管理を行ったが、架設途中の主桁形状と塔の倒れの履歴は図 26 に示ようになった。主桁の形状をみると、第 7 段ケーブル架設時の頃から右岸側側径間の形状誤差が大きくなっている。このときの計測結果から予測した完成形状は図 27(a)のとおりで、右岸側の塔及び主桁の一部で形状誤差が管理基準値を超えることが予想された。誤差要因の分析結果から、この原因は右岸側の側径間主桁の現場継手の角折れ誤差と推定された。そこで形状改善のため種々の調整ケースを比較検討した結果、右岸側の側径間の第 7 段から上部 5 段のケーブル (図 27 中の \* 印) を、設計シム量に対し 26~45mm 引きしめることにより形状調整することにした。この調整量は、主桁・塔の応力が許容応力度以下となることも条件として決定したものである。この時予測した完成形状を図 27(b)に示す。

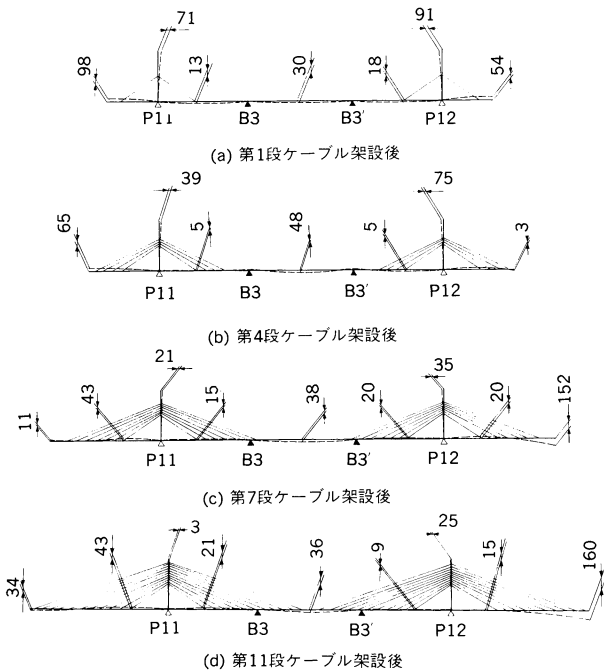


図 26 主桁及び塔の形状誤差

表 8 完成時の形状誤差

部 材	箇 所	調整後予測値	完成後実測値
主桁の鉛直変位 (mm)	中央径間中央付近	-64	-63
	その他	-27~+52	-47~+25
塔 の 倒 れ (mm)	P11	-14(22)	-10( 1)
	P12	-3 (-70)	+6 (-40)

( )内は主桁の形状誤差を考慮した場合  
( )外は主桁の形状誤差を 0 とした場合

完成時での計測結果は図27(c)、図28及び表8に示すとおりで、各管理項目とも十分基準値内に納まった。ケーブルの張力誤差は概ね許容張力の5%以下で、 $-14 \sim +11\text{t}$ /ストランドであった。

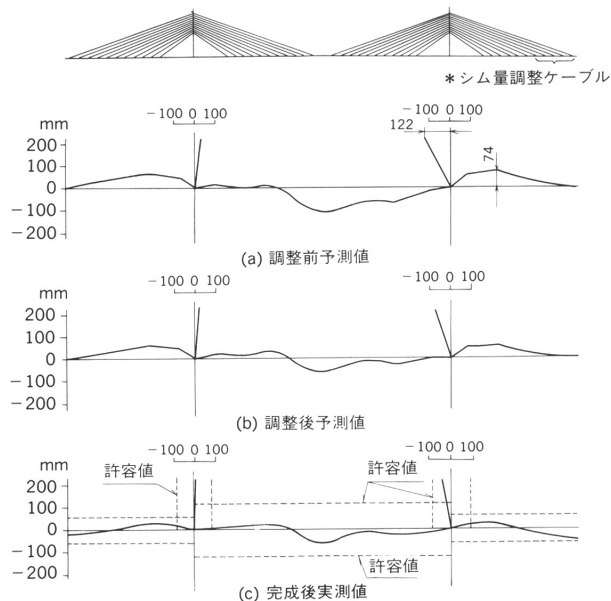


図 27 形状誤差の予測

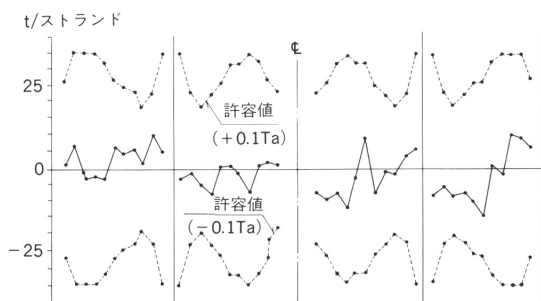


図 28 ケーブル張力誤差

## 5.7 考 察

本精度管理は、SI法の適用と自動計測法の導入により効率的かつ安全な作業が行えるシステムとしたが、実際の作業面ではまだまだ不完全な点もあり今後の課題として改善の余地があると思われる、以下でその点について簡単に触れる。

- ① 主桁や塔の形状計測に用いた変位計は非常に高感度なもので、風などの振動に非常に敏感で計測誤差が生じやすい。冬季などの強風時には注意を要する。
- ② 各種計器は昼間作業の妨げにならないような場所に設置できるものとするのが好ましい。
- ③ 本精度管理では各ステップごとに計測・解析・調整を行うことを基本としたが、今後はデータの蓄積とともにその回数を極力少なくしコストダウンを図る必要がある。
- ④ 誤差解析システムは大型計算機とパーソナルコンピュータとの間のデータの受渡しをより効率的に行うものとする必要がある。EWSの活用などは非常に効果的であると思われる。
- ⑤ 構造同定作業をより効率化・省力化するため、SI法を発展させたファジィ SI法<sup>(8)</sup>の適用について検討を加えて行く必要がある。

## 6. 結 言

菅原城北大橋（斜張橋）は、その架設地点の特殊性から、構造や架設工法についてこれまでの斜張橋にはみられない数々の特徴を有するものとなっている。

当社を含む4社の共同企業体（日立・松尾・三菱・横河JV）は、昭和62年10月にこの斜張橋の現地工事に着手し、同63年1月から橋梁本体の架設を進めてきたが、平成元年2月全橋の連結を完了し、同年6月10日無事開通の運びとなった（図29）。

本文では、本橋の架設全般についてその概要を述べた。特に架設時の精度管理においてはSI法の適用や自動計測法を導入したシステムを開発し、良好な出来形を得ることができた。

近年、斜張橋の建設が盛んとなっているが、本報告が斜張橋の施工に対しなんらかの参考になれば幸いである。

最後に、本工事の実施に当たりご指導いただきました大阪市の方々ならびに本工事に携わった共同企業体、その他関係者に謝意を表します。

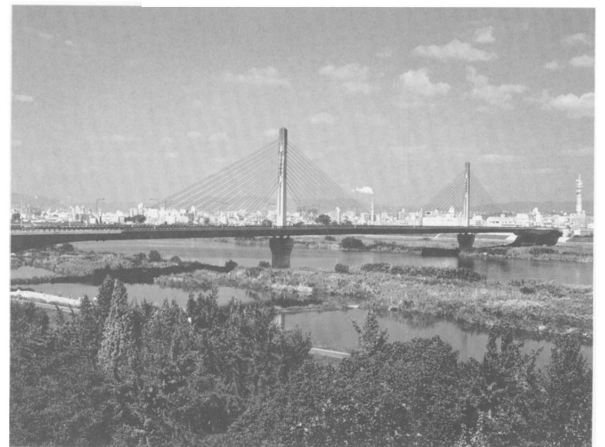


図 29 菅原城北大橋(斜張橋)全景

## 参 考 文 献

- (1) 藤沢政夫・亀井正博・井下泰具：菅原城北大橋主橋梁部の設計と施工，土木学会論文集，第403号，VI-10（1989.3）
- (2) 若林保美・的場顕人・猪原 茂・村田省三・辻本房良：菅原城北大橋（斜張橋）の設計と製作，日立造船技報，第50巻，第2号（1989.12）
- (3) 藤沢政夫・亀井正博・井下泰具：菅原城北大橋・橋端ヒンジ部の設計，橋梁と基礎（1989.5）
- (4) 亀井正博・井下泰具・中田孝晴・加地敦志：菅原城北大橋・複合ヒンジ部の施工管理について，橋梁（1990.7）
- (5) 石岡英男・亀井正博・井下泰具：菅原城北大橋主橋梁部の架設時精度管理，橋梁と基礎（1989.7）
- (6) Tanaka, H., Kamei, M. and Kaneyoshi, M., : Cable Tension Adjustment by Structural System Identification, International Conference on Cable-Stayed Bridges, Bangkok (1987)
- (7) 藤沢伸光：斜張橋架設時のシム量決定方法(上)，(下)，橋梁と基礎（1984.9,10）
- (8) 古田 均・亀井正博・金吉正勝・田中 洋：斜張橋の架設管理へのSI法とファジィ SI法の適用，土木学会・構造工学論文集（1990.3）