

## 菅原城北大橋主橋梁部の設計と施工

## DESIGN AND CONSTRUCTION OF SUGAHARA-SHIROKITA OH-HASHI

藤沢政夫\*・亀井正博\*\*・井下泰具\*\*\*

By Masao FUJISAWA, Masahiro KAMEI and Yasutomo INOSHITA

Sugahara-Shirokita Oh-hash, which is located at the northern part of OSAKA CITY, is 26.5 m wide and nearly 1.4 km length across YODO RIVER. The type of this main bridge is a single plane cable-stayed bridge with a central span of 238 m and two side spans of 119 m each. This paper gives an outline of design and construction for the cable-stayed bridge.

The main features of this bridge are as follows :

(1) The bridge is not supported by the piers at its ends but is supported by the prestressed concrete bridge.

(2) Considering aesthetic design and aerodynamic stability, the slitted section was chosen for the pylon.

(3) Firstly, a central span is constructed by a staging method, secondly, the side spans are constructed by a cantilever erection method.

*Keywords* : cable-stayed bridge, design, construction, hinge, pylon

## 1. まえがき

現在、大阪市内では、淀川を渡る道路橋は9橋ある。しかし、これらは長柄橋より下流約10kmの間に集中しており、長柄橋より上流、豊里大橋までの間約4kmは無橋地帯となっている。そのため、朝夕のラッシュ時には長柄および豊里の両橋に著しい交通混雑を生じ、長年にわたって、両橋の間の橋の建設が望まれていた。

菅原城北大橋は、この交通混雑を解消し地域住民の利便および経済発展に寄与する目的で建設されるものであり、大阪市建設の橋では初めての有料道路橋である。架橋位置は大阪都市計画道路豊里矢田線が淀川を渡る位置にあたり、長柄および豊里両橋のほぼ中間となる(図-1)。

この付近は、大都市の中では珍しく自然環境が良好な状態で保全されている箇所である。左岸側にはワンド(湾所)とよばれる水域があり、天然記念物の魚類イタセンパラが生息している。右岸側には淀川の本流であるヨシ原が広がっている。

このため、本橋の橋梁形式や橋脚位置の選定にあたっては、経済性や施工性のみならず、自然環境の保全を十分考慮する必要があった。

これらの結果から、河川内の主橋梁部には図-2に示すような3径間連続の鋼斜張橋を採用した<sup>1)</sup>。その完成

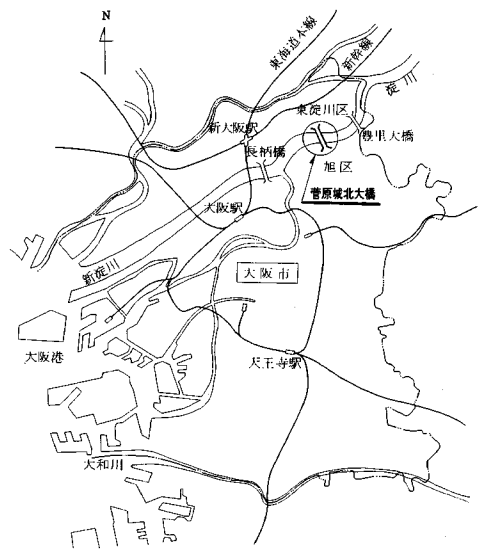


図-1 位置図

\* 正会員 大阪市建設局街路部立体交差課課長  
(〒530 大阪市北区梅田1-2-2-500)

\*\* 正会員 工修 大阪市建設局街路部立体交差課主査(同上)

\*\*\* 正会員 工修 大阪市建設局街路部立体交差課(同上)

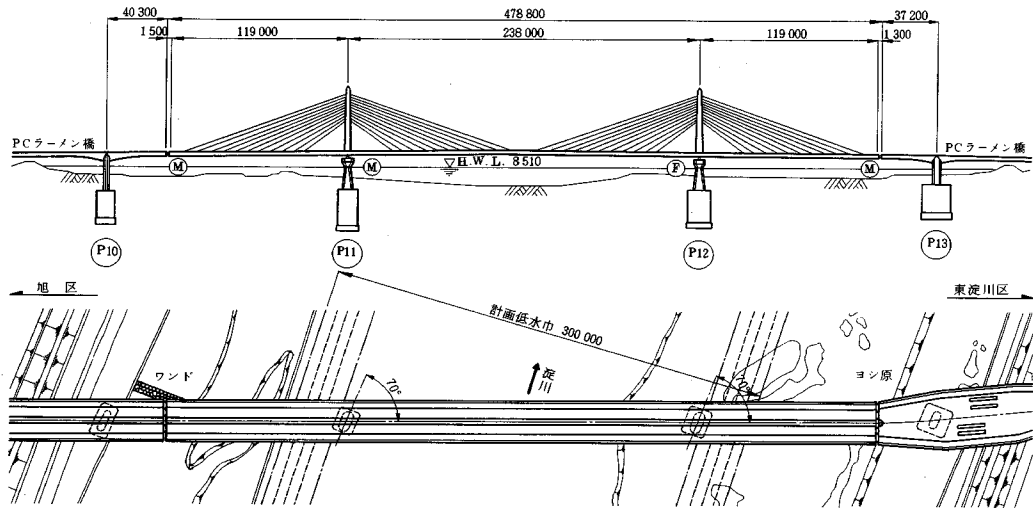


図-2 斜張橋一般図

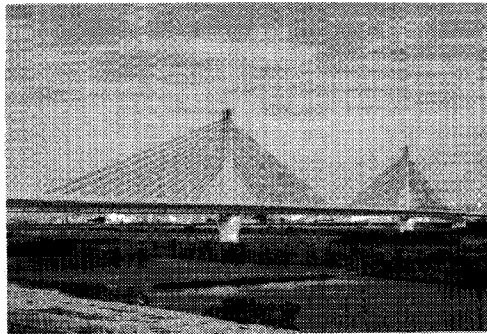


写真-1 完成予想図

予想図を写真-1に示す。この場合、斜張橋の端部がワンドとヨシ原にちょうどあたるので橋脚を設けることができなかった。そのため、隣接するPCラーメン橋の側径間側の張り出し部との接点にヒンジを設けて、端部を支持することにした。また、斜張橋の架設は、側径間側にベントを設けることができないため、一般に採用されている中央径間側の張り出し架設ではなく、側径間側への張り出し架設工法とした。また、架設等架橋付近での配慮だけでなく、積み替え基地や資材の運搬経路等についてもできるだけ現地の状況に影響を与えない工法を用いている。

そのほか、塔は耐風性や景観等を考慮して橋軸方向にスリットを設けている。

以上述べたように本橋の上部構造は特徴のある構造形式をとっており、設計にあたっては各種の実験や解析を行って安全性を確認している。それらの検討結果については別稿に譲ることにして、本文では主橋梁部上部構造の設計ならびに施工概要について報告するものである。

## 2. 主橋梁の概要

主橋梁部の概要は次のとおりである。

- ① 橋梁の形式：3径間連続鋼斜張橋
- ② 橋の等級：1等橋
- ③ 設計荷重：TL-20
- ④ 設計速度：60 km/h
- ⑤ 径間長：119 m + 238 m + 119 m
- ⑥ 有効幅員：25.5 m (4車線+両側歩道)
- ⑦ 縦断勾配：左岸側 0.45% 放物線  
右岸側 1.00% 放物線
- ⑧ 横断勾配：2% 直線
- ⑨ 鋼重：約 6 330 t (表-1 参照)
- ⑩ 基礎構造：ニューマチックケーソン

表-1 鋼重表

(単位 ton)	
主 桁	4 570
塔	680
ケーブル	310
支 承	160
そ の 他	610
合 計	6 330

## 3. 設計荷重

本橋の設計に用いた荷重および荷重の組合せを表-2に示す。これらの荷重の基本的な考え方は、道路橋示方書(以下、道示とよぶ)によったが、本橋において特に配慮したものについて以下に述べる。

### (1) 活荷重

表一2 荷重の組合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 + 8D	1.00
2	D + L + T + 8D	1.15
3	D + L + W(L) + 8D	1.25
4	D + W + 8D	1.20
5	D + EQ + T + 8D	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 : 暴風時風荷重  
 W(L) : 活荷重載荷時の風荷重 =  $\frac{1}{2}W$   
 EQ : 地震荷重    8D : 支点移動の影響  
 ER : 架設時荷重

道示の規定による TL-20 および群集荷重を考慮した。

(2) 衝 撃

主桁は 3 径間連続桁として、道示の規定によった。塔、ケーブルについては、文献 2) 等を参考にそれぞれ 0.15, 0.20 とした。

(3) 支点移動の影響

端支点の鉛直変位は、PC ラーメン橋の活荷重、温度変化ならびにクリープによる変位等も考慮して、左岸側で ±120 mm、右岸側で ±80 mm とした。中間支点の沈下量は 100 mm を考慮している。

(4) 温度変化

基準温度を 20 °C とし、全部材に ±35 °C の温度変化を考慮することにした。また、部材間の温度差については、主桁と塔およびケーブルとの間で 15 °C、主桁デッキと下フランジとの間で 15 °C とした。

(5) 風 荷 重

基本風速を 40 m/s とし、これに高さ、水平長ならびに鉛直長に対する補正係数を乗じて、各部材の設計風速を求めた。補正係数は本州四国連絡橋耐風設計基準によった。ただし、設計風速の下限値は 55 m/s とした。この結果、設計風速は主桁に対して 55 m/s、塔およびケーブルに対しては 60 m/s となった。

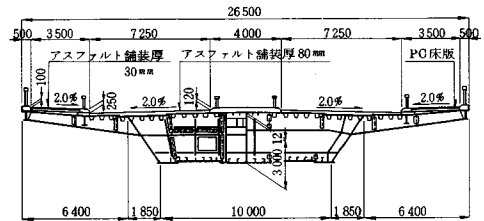
(6) 地震荷重

静的設計では設計水平震度を 0.24 とした。また、部材断面の決定後、道示に示される地盤種別応答スペクトル曲線 (第 3 種地盤) を用いて動的応答解析を行い、耐震安全性の照査を行った。

4. 上部工の設計概要

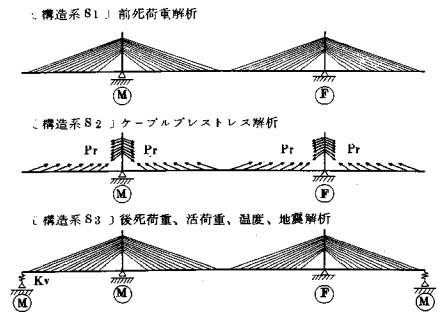
(1) 主 桁

本橋の主桁一般部は、図一3 に示すような逆台形の鋼床版 2 室箱桁であり、張り出しブラケット先端の歩道部にはプレキャストコンクリート床版を使用している。鋼床版は、厚さ 12 mm の鋼板を 64 cm 間隔に配置された

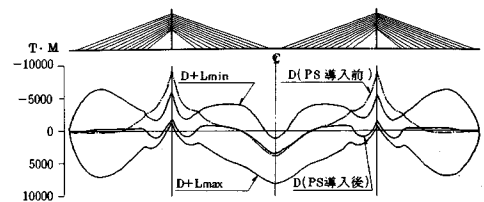


図一3 主桁断面図 (一般部)

トラフリブと 4 m~4.2 m 間隔に配置されたダイヤフラムもしくは横リブで補剛したものである。また、下フランジの補剛にはバルブプレートを使用している。主桁の設計に際しては、荷重の種類によって図一4 に示すような構造系 S<sub>1</sub>、S<sub>2</sub>、S<sub>3</sub> と個別に解析を行い、それぞれを重ね合わせることによって断面力を算出して部材の設計を行った。主桁の曲げモーメント図を図一5 に示す。この結果、端支点部および塔基部を除いて、主桁一般部での断面は、SS 41 材および SM 50 Y 材を用いて外腹板 12 mm、中腹板 14~22 mm、下フランジ 12~17 mm で納まった。



図一4 完成系内面解析構造系



図一5 主桁曲げモーメント図

(2) 塔

本橋の塔は図一6 に示すように独立 1 本柱で橋軸方向の風に対する耐風性の改善を目的とし、また、景観等も考慮して塔柱断面の中央に橋軸方向へスリットを設けた特殊な構造をとっている。

塔の設計は、全体系の構造解析から得られる橋軸面内断面力と、橋軸面外の荷重に対してラーメンとして解析

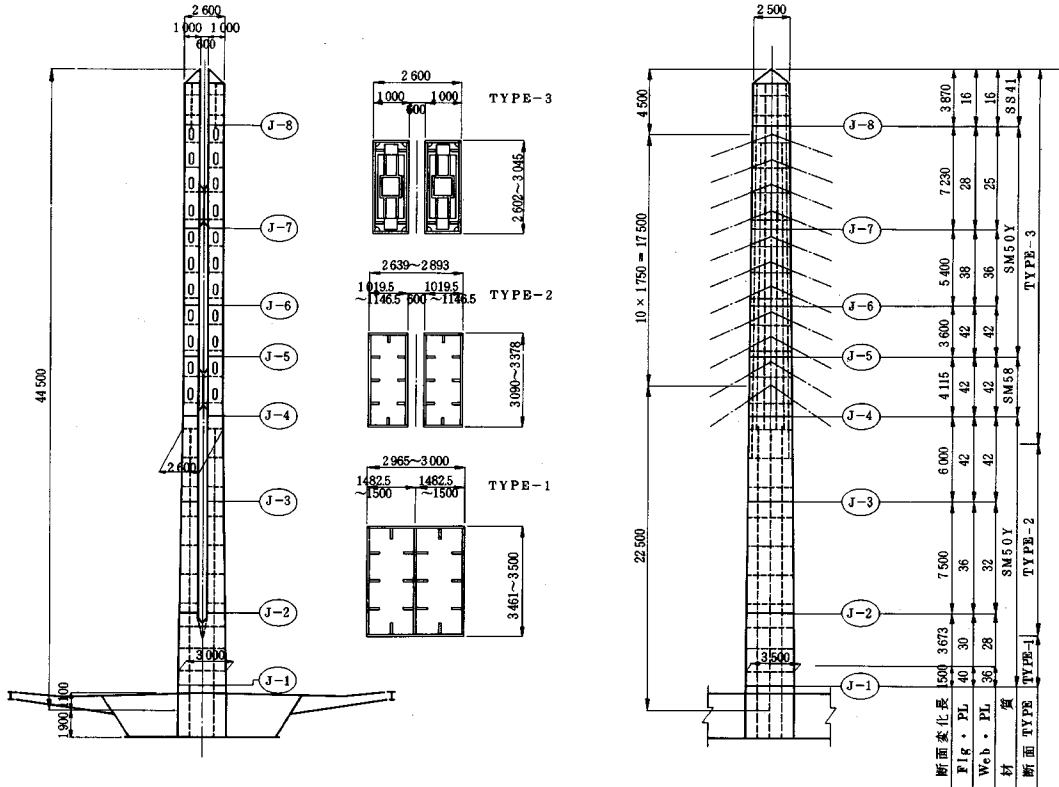


図-6 塔一般図

して得られる橋軸面外断面力とを組み合わせで行った。また、ラーメンを構成する部材としては、スリットにより分割された2本の柱とそれを結ぶストラットを考えた。断面照査は圧縮と2軸曲げを受ける部材として道示に従って行った。その際の有効座屈長は塔高を  $h$  として、橋軸面内については  $L_e=1.0h$  とした。橋軸面外については2本柱により構成される塔を一体断面とみなしたことによる剛性低下を考慮し、 $L_e=1.0h \times \beta$  とした。ここに、 $\beta$  は剛性低下による補正係数である。なお、橋軸面外については、ラーメンとして道示による各骨組部材の座屈照査も合わせて行った。また、応力の流れが複雑となる塔基部からスリット構造への分岐部となる周辺ならびに2本の柱を結ぶストラット部については、簡易計算により断面決定した後、FEM解析を実施して安全性を照査した。さらに、弾塑性有限変位解析を実施し、前述の設計法に対する照査を加えた結果、本主塔は十分な安全性を有していることが確認できた<sup>3)</sup>。

### (3) 塔基部

塔基部は塔からの曲げモーメントと軸力を主桁や支承に伝達する機能を有すべき重要な構造部分である。本橋では、図-7に示すように塔と主桁とは剛結構造となっており、塔支承および2つの桁支承を結ぶ支承線は橋軸

に対し約  $69^\circ$  の斜角を有している。塔基部の設計は、

- ① 2枚の縦シャイベと主桁デッキならびに下フランジで構成されるはり
- ② 2枚の主桁ダイヤフラムと主桁デッキならびに下フランジで構成されるはり
- ③ 塔柱本体

の3部材からなる直交するラーメン隅角部として簡易計算を行い、部材断面を決定した。さらに、三次元FEM解析により応力照査を行い安全性を確認した。

### (4) 橋端ヒンジ部

PCラーメン橋との連結部であるヒンジ構造は、以下

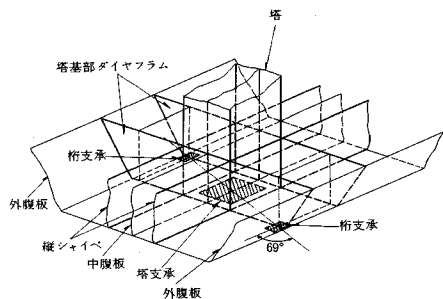


図-7 塔基部構造

に示す機能を有している。

① 橋軸方向に移動可能であり、最大の計算移動量は393mmとなる。

② 面内、面外の回転変形を拘束しない。このときの回転角の最大値は $\pm 12 \times 10^{-3}$ radである。

③ 橋軸直角方向に固定であり、地震時の最大水平反力は413tとなる。

④ 活荷重による正負の鉛直力およびねじりモーメントに抵抗する。このときの正負の鉛直力はそれぞれ384t, 313tとなる。また、ねじりモーメントは1881tmである。

通常、ヒンジ部では架け違い形式の構造がよく採用される。しかしながら、本橋では橋軸方向移動量が多いこと、同程度の正負の交番力が発生することから、**図-8**に示すような構造を採用した。本構造の特徴は次のと

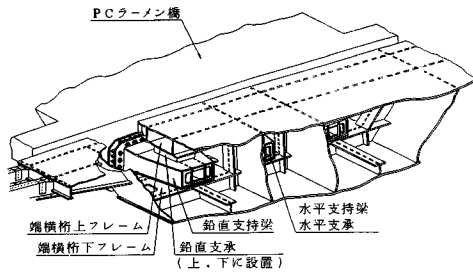


図-8 斜張橋とPCラーメン橋との連結部

おりである。

① せん断力とねじりモーメントに対してはPC桁端部から突き出た左右2本の鉛直支持ばりで抵抗する。支承にはBP-A支承を用い、支持ばりと斜張橋端横桁の間に上下に配置して交番力にそれぞれ抵抗する。

② 水平力に対しては同じくPC桁端部から突き出た水平支持ばりで抵抗する。支承は、鉛直支承と同様に支持ばりと斜張橋端横桁の間に上下に設置している。なお、水平支持ばりを端横桁の間に配置するため、ヒンジ部では中腹板を2枚としている。

③ 支持ばり本体はPC桁の端横桁にアンカーボルトにて取り付け、プレストレスを導入して定着させている。

④ 鉛直支持ばりの左右で斜張橋端横桁間にケーブルを配置してプレストレスを与え、鉛直支持ばりを挟み込んでいる。このプレストレス力で活荷重載荷時に上杓と下杓とが離反することを防止している。

④のプレストレス力は次のように決定した。すなわち、**図-9**に示す端横桁に交番力が作用すると、プレストレスがない場合端横桁は支承位置で約3mm変形する。この変形量と、さらに支承テフロン板のクリープや鉛直支

持ばりの圧縮弾性ひずみ量を考慮し、また、左右のケーブルの導入力を同じとした結果プレストレス力は270tとなった。ケーブルは定着部がコンパクトなDINAケーブルを鉛直支持ばりの左右片側当たり2本使用している。**図-10**にケーブルの断面の形状と断面積および許

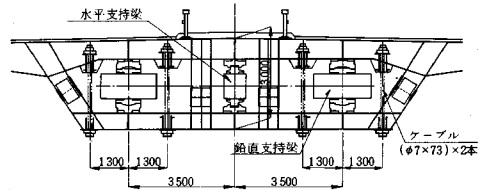


図-9 端横桁断面図

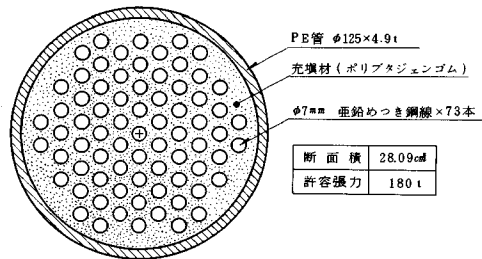


図-10 DINAケーブル断面

容張力を示す。

一方、支持ばりの設計は、PC桁に固定された片持ばりとして行っているが、その条件を満足させるために、曲げによって生じる引張力で接触面が離反しないように取付部のアンカーボルトにプレストレスを導入している。さらに、支持ばりには、斜張橋から橋端部の支承を介して流れてくる反力（せん断力）を確実にPC桁に伝達するという役割もあり、その伝達機構は**図-11**に示すように考えた。なお、橋端部の面内方向の回転機能

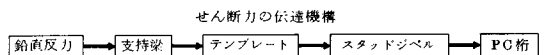
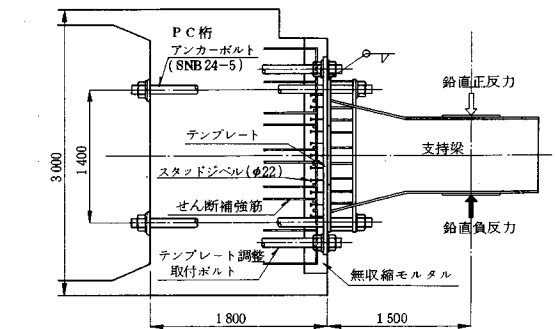


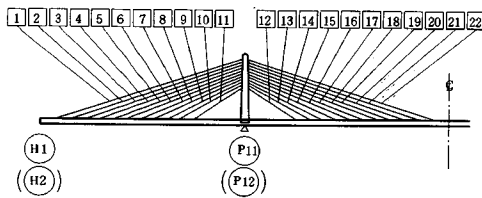
図-11 支持ばり定着部

を確保するために、鉛直支持ばりの上下に配置した支承の回転中心を支持ばりの中立軸の位置に一致させた。

(5) ケーブルおよびケーブル定着部

a) ケーブルの断面構成

本橋のケーブル配置は図-12のような、11段のマルチファン形式とした。また、ケーブル架設時の引込力をできるだけ小さくするために、1段に2本のケーブルを使用し、中腹板を挟み込むように並列配置としその間隔を1.6mとした。その結果、最大ケーブルはφ7.11×163となった。使用ケーブルの種類および最大設計張力を図-12中に示す。ケーブルは現地の施工性および工程短縮を図るためにポリエチレンを工場で被覆させたロングラウトタイプとした。



ケーブルの種類	7.11φ×91	7.11φ×109	7.11φ×121
最大設計張力	177 ton	218 ton	250 ton
断面構成			
標準断面積	3 613 mm <sup>2</sup>	4 328 mm <sup>2</sup>	4 804 mm <sup>2</sup>
保証切断荷重	578 ton	692 ton	769 ton
使用箇所	9 14	8 10 13 15 22	7 16

ケーブルの種類	7.11φ×127	7.11φ×151	7.11φ×163
最大設計張力	269 ton	319 ton	345 ton
断面構成			
標準断面積	5 042 mm <sup>2</sup>	5 995 mm <sup>2</sup>	6 472 mm <sup>2</sup>
保証切断荷重	807 ton	959 ton	1 036 ton
使用箇所	1 6 21	5 17 18 20	2 3 4 11 12 19

図-12 ケーブル構成図

b) ケーブルの許容応力度

疲労を考えない場合のケーブルの許容応力度は道示に従い主荷重に対して安全率を3.0として53.3 kg/mm<sup>2</sup>を用いた。また、ケーブル本体に対する疲労許容応力度はDIN 1073 (1974) に準拠して求めた。本橋では比較的高い疲労強度を有するとされるソケットの定着構造を採用しているが、その疲労許容応力振幅は20 kg/mm<sup>2</sup>~25 kg/mm<sup>2</sup>とされており<sup>4)</sup>、本橋の場合活荷重を1/2にしたときの最大応力振幅が約13 kg/mm<sup>2</sup>となることから、十分安全であると判断した。

c) ケーブルの防錆

本橋に使用したケーブルの防錆に対する考え方は次のようである。

① ストランド全体をPE (ポリエチレン) 被覆することにより外気との隔絶を図った。PE被覆は高密度ポリエチレンを押し出し成形して、ストランド全体を被覆する。その結果、厚肉のポリエチレンがケーブル表面に密着するため、外気に対する防錆効果は十分期待できると考えた。PE被覆厚は最小7mmを標準とした。

② ストランド内部の湿気による腐食については素線を亜鉛メッキすることにより対処した。

d) ケーブル定着部

① 主桁側

主桁側ケーブル定着構造は図-13に示すように、定着桁を中腹板とその両側に配置した縦桁で支持する構造とした。設計はまず簡易計算法により断面決定を行った後、FEM解析により応力の照査を行い安全性を確認した。

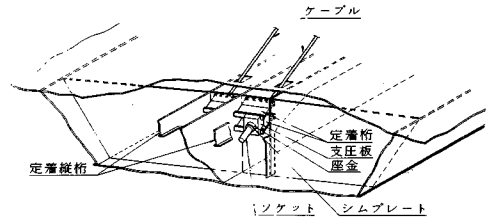


図-13 桁側ケーブル定着構造

② 塔側

塔は、スリットを設けて2本の柱に分割したため、塔幅が1mとなった。そのため、塔側のケーブル定着構造は製作、架設時の作業性を良くするために、図-14に示すようなコンパクトなサドル型式とした。サドルと塔のダイヤフラムは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力がこの高力ボルトからダイヤフラムに伝達される。また鉛直成分はダイヤフラム下面に設けたアンカーガーダーにより塔壁に伝達される。簡易計算により断面決定した後、三次元FEM解析を行い、細部の応力を照査し安全性を確認した。

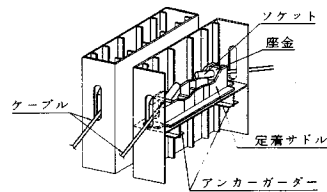


図-14 塔側ケーブル定着構造

(6) 耐震設計<sup>5)</sup>

本橋の構造的特徴を考慮し、斜張橋の端部を支持するPC ラーメン橋と上下部も含めた立体骨組モデルによる動的解析を行い、各部の耐震安全性を照査した。動的解析は、ケーブルのばね効果のみを考慮して軸力部材としてモデル化する従来の方法（ケーブル非連成モデル）に加えて、ケーブルの振動も考慮してケーブルを多質点系にモデル化する方法（ケーブル連成モデル）でも実施し、ケーブル振動の影響を調べることにした。また、地震入力、多点同時入力と地震波の進行による各支点への地動位相差入力の方を考慮した。

解析の結果、斜張橋とPC ラーメン橋との連成振動が比較的低位に生じ、その連成効果が無視できないこと、また、ケーブル連成の影響は斜張橋全体の応答を低減する方向に作用することが確認された。さらに地動位相差入力による影響は小さく、応答に支配的な要因でないことも確認された。

以上のような検討に基づき、従来法であるケーブル非連成モデルを使用した解析結果により各部の照査を行った。

(7) 耐風安定性の検討

a) 主桁の部分模型風洞試験

縮尺1/28の部分模型を用いて、主桁断面の空力特性を調査した。本橋の主桁形状は比較的偏平な逆台形となっており、水平風および吹き下げの風に対しては比較的良好な安定性を示すが、吹き上げの風に対しては低風

速域から渦励振振動の生じる可能性のあることがわかった。ただし、この振動も高欄上部にフラップを、さらに、地覆部にスカートを設置することにより制振が可能である。これらについては、さらに全径間模型風洞試験を行い照査することにした。

b) 塔三次元模型風洞試験<sup>6)</sup>

基本設計での塔は、矩形断面の1本柱形式であり、架設時の自立状態と完成時の橋軸方向の風による橋軸直角方向の空力振動については検討が必要と考えられた。そのため、いくつかの改良断面による制振方法を検討した。断面の改良案としては、四隅に適度な隅切りを設ける方法および塔中央部にスリットを設ける方法について検討した。模型は、縮尺1/20の三次元模型とし模型基部にてばね支持し、応答特性を調査した。基本設計断面および各改良断面の固有振動数、等価質量、流れパターン、応答特性を表-3に示す。基本設計断面では、低風速での渦励振振動ならびに、発散的なギャロッピング振動も発生するのに対し、いずれの改良断面でも安定性を確保することができた。

本橋の塔には、改良断面のうち景観も考慮してスリット案を採用することにした。

c) 全径間模型風洞試験<sup>7)</sup>

本橋はPC ラーメン橋とヒンジを介して構造的に連結されているので橋梁群全体としての耐風性を検討する必要があり、PC ラーメン橋を含めた縮尺1/100の全径間模型を用いて試験を行った。なお、試験においては

表-3 塔風洞試験結果

形状 (単位: m)	諸元		流れパターン	応答特性
	振動数	等価質量		
	1.064 (Hz)	0.897 $\left(\frac{\text{ton} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^2}\right)$		
	1.060 (Hz)	0.906 $\left(\frac{\text{ton} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^2}\right)$		
	0.901 (Hz)	1.124 $\left(\frac{\text{ton} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^2}\right)$		

様流のほかに、格子、翼列ならびにダンパー方式による乱流を発生させ、気流の乱れの影響についても検討を行った。結果は以下に示すとおりである。

① 完成系の一様流中での耐風性は桁の部分模型試験の結果と同様、吹き上げの風が作用したときに低風速から桁の渦励振が発生する。

② 気流に乱れを加えると、一様流中で発生していた渦励振は発生せず小さな乱れ ( $I_u=3\%$  程度) に対しても安定化している。

③ 桁の部分模型試験で得られた制振対策を施せば、一様流中においても十分安定化される。

なお、制振対策の設置については現地風の特徴を調査した後に判断することとしているので、現在、風速計を中央分離帯上に設置して現地風の観測を継続して行っている。

### 5. 架 設

本橋の架設は、現地の自然環境の保全および河川条件を考慮した結果、図-15に示すような手順により行うことにした。

#### (1) 中央径間の主桁の架設 (非出水期)

中央径間の主桁は、河川内に設けたバントを利用して架設した。架設用クレーンは河川内に設けた栈台上的の450t吊クローラークレーンとした。また、中央の3ブロックは、450t吊クローラークレーンでは作業半径が長くなり、吊り能力を越えるため、橋上に組み立てた150t吊クローラークレーンにより架設することにした。出水期の河川条件から中央径間を閉合した後、 $B_3, B_3'$ バントを残して他のバントはすべて撤去した。

#### (2) 塔の架設 (非出水期)

塔の架設は中央径間の主桁の架設と並行して450t吊クローラークレーンにより架設を行った。塔柱の水平継手は景観を考慮し溶接継手構造 (完全溶け込み溶接) とした。施工はまず、塔柱の下部4ブロックを建て上げた時点で、それまでの継手の溶接を行い、その後塔頂まで建て上げた時点で残りの継手の溶接を行った。溶接は収縮ひずみによる変形を防止するため、相対するフランジおよびウェブを同時に炭酸ガスアーク溶接法により行った。なお、溶接部の検査は高所作業となるため、超音波探傷試験法によった。

#### (3) 側径間主桁およびケーブルの架設 (出水期)

側径間はケーブルを利用して、橋上の150t吊クローラークレーンにより張り出し架設を行った。ケーブルは桁上に展開したあと、クレーンで相吊りし、まず塔側ソケットを塔内のサドルにセットした。その後ウィンチ、チルホール等を利用して桁側の一次引込みを行い、引き続き300tセンターホールジャッキで二次引込みを行っ

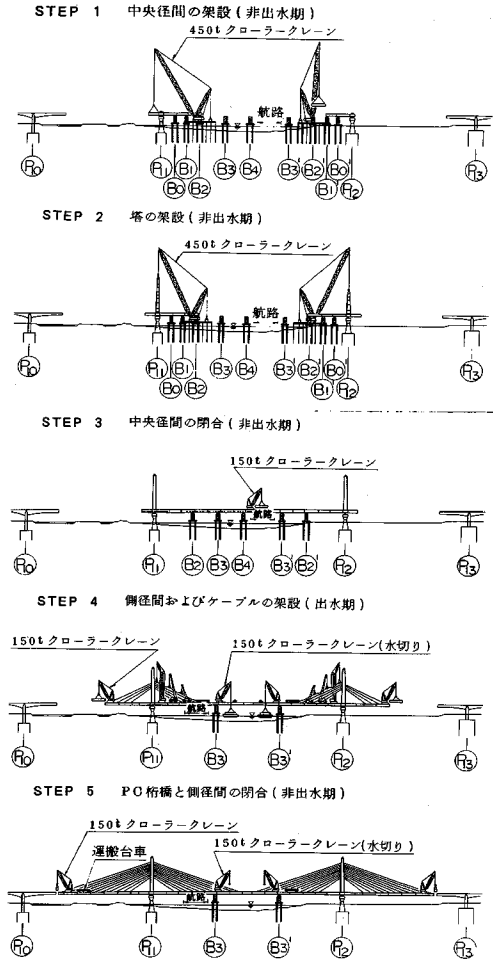


図-15 架設順序

表-4 計測項目および機器

計測項目	計測内容	計測機器
形 状	主桁形状	連通管式変位計 (連通管の水位を基部に設置した抵抗線ひずみ計により検出)
	塔頂変位	重錘式変位計 (塔頂から下げ降した重錘位置を構面上のポテンシオメータにより検出)
ケーブル張力	引込みケーブル	油圧ジャッキ・圧力変換器 (キャリブレーション用) サージ型加速度計 (常時微動法)
	既設ケーブル	サージ型加速度計 (常時微動法)
温 度	主桁・塔・ケーブル	熱電対
バント反力	$B_3, B_3'$ バント	抵抗線ひずみ計 油圧ジャッキ

た。PC ラーメン橋とヒンジ部を閉合した後  $B_3, B_3'$  バントを撤去して、架設は完了する。

なお、架設時の精度管理は、主桁のキャンバー形状、塔頂変位、ケーブル張力に着目して行った。各架設ステップにおける管理目標値は、立体骨組モデルを用いた組立計算 (Forward 計算) で求めたものを使用した。現地



計測は表—4 に示す項目について、自動計測システムにより一括集中管理を行い、短時間で精度の高い測定値が得られるようにした<sup>8)</sup>。

## 6. あとがき

本橋は、通常の設計において考慮される経済性、施工性、景観のほかに自然環境を保全し現地の自然環境にできるだけ影響を与えないよう、計画、設計ならびに施工方法等に十分な配慮をする必要があった。そのため、斜張橋の橋端部に端橋脚が設けられず、隣接するPCラーメン橋との接合部にヒンジを配置するという非常に珍しい構造となった。これらについては、各種解析や実験を行い安全性を確認してきた。なお、架設完了後、橋端ヒンジ部については機能確認実験を予定しており、その詳細は稿を改めて報告する予定である。現在、工事は側径間の張り出し架設を施工中であり工程の遅れもなく順調に進んでおり、63年2月には、PCラーメン橋と斜張橋との閉合、そして64年初夏には供用開始の予定である。完成後は、淀川に架けられている歴史ある橋梁群に加えられるにふさわしい橋となることが期待されている。

最後に本橋の計画、設計、事業推進にあたって終始ご指導いただいた大阪市長大橋技術委員会、また、建設省都市局街路課、道路局有料道路課の各位に深く感謝致します。

## 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、21巻12号、pp.11~18、1987.12.
- 2) 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、pp.13~28、1978.7.
- 3) 亀井正博・北田俊行・井下泰具・加地健一：スリットを有する斜張橋主塔の耐荷力について、昭和63年度関西支部年次学術講演会概要集、I-22.
- 4) 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、pp.619~630、1986.3.
- 5) 井下泰具・井上幸一・村瀬良秀：淀川新橋斜張橋のケーブル連成系地震応答解析、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集、I-526、昭和63年.
- 6) Saito, T., Shiraiishi, N. and Fujisawa, M. : On Aero Dynamic of Pylon of Cable-Stayed Bridge with Single Cable Plane, International conference on Cable-Stayed Bridges, 569~579, Bangkok, 1987.
- 7) 白石成人・藤沢政夫・井下泰具・本田明広：淀川新橋(仮称)架設時の耐風性に関する研究(その1)、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集、I-337、昭和63年.
- 8) Tanaka, H., Kamei, M. and Kaneyoshi, M. : New Cable Tension Adjustment Method for Suspended-Span Bridge, International conference on Cable-Stayed Bridges, 856~866, Bangkok, 1987.

(1988.11.28・受付)