

# 秩父公園橋（仮称）の設計と施工

蓮池 博<sup>\*1</sup>・浅見 佳久<sup>\*2</sup>・小室 光治<sup>\*3</sup>・山本 徹<sup>\*4</sup>

## 1. はじめに

埼玉県秩父地域は、首都 70 km 圏に位置し、都心から気軽に訪れることができ、かつ、大自然に恵まれ、また、秩父夜祭り、札所巡りなど歴史と文化に溢れた地域である。埼玉県では、この優れた環境を生かし、リゾート地としての展開を図るために、「秩父ミュージックパーク」の建設を推進している。

秩父公園橋は、秩父駅からこの秩父ミュージックパークへのアクセス道路が一級河川荒川を渡河する地点に架けられる橋長 530 m の橋梁で、その主橋部分が橋長 391.85 m の 2 径間連続 PC 斜張橋である。

本橋は、支間長 195 m+195 m を有し、総幅員 19.0 m の主桁を橋面上 85 m の高さを有する H 型 RC 主塔から 2 面吊りした PC 斜張橋であり、本橋の支間長を 3 径間に換算すると中央支間長 400 m クラスに匹敵する構造規模を有している。

ここでは、平成 3 年 7 月に着手し、平成 5 年 8 月に主桁の連結を迎えた本橋上部工の設計・施工の概要について報告する。

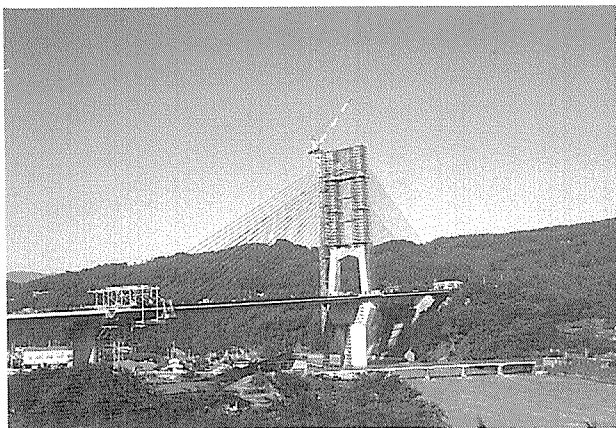


写真-1 全景 (1993. 8)

## 2. 工事概要

本橋の工事概要、主要工事数量及び構造一般図をそれぞれ表-1, 2, 図-1 に示す。

表-1 工事概要

企業者	埼玉県
工事名	橋りょう整備・橋りょう架換合併工事 (秩父公園橋斜張橋上部工)
工事場所	埼玉県秩父市中村町～大字寺尾入会地内
橋格	3 種 3 級 (1 等橋, TL-20)
橋梁形式	2 径間連続 PC 斜張橋
橋長(支間割)	391.85 m (195.0+195.0 m)
幅員(有効幅員)	19.0 m (歩道 2×4.5 m+車道 7.0 m=16.0 m)
平面線形	R=∞
縦断勾配	i=4.3 %
主桁	PC 構造 (床板横方向 RC 構造), 桁高 2.8 m (一定), 4 室箱桁
主塔	H 形 RC 構造, 2 室箱形断面
斜材	2 面吊りセミファン型, 30 段, 総数 240 本

表-2 主要工事数量

区分	種別	仕様	単位	数量
コーベル	コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$	m <sup>3</sup>	3 073
	鉄骨	SS 400	tf	48
	鉄筋	SD 345	tf	272
主塔	コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$	m <sup>3</sup>	2 789
	鉄骨	SS 400	tf	238
	鉄筋	SD 345	tf	508
主桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$	m <sup>3</sup>	6 079
	鉄筋	SD 295	tf	1 053
	PC 鋼材	SEEE F 360, F 130 他	tf	156
斜材ケーブル		SEEE F 500 PH, F 360 PH, F 270 PH	tf	533

## 3. 設計

### 3.1 基本構造

主桁の支持形式については、構造系が対称 2 系間連続であるため、主桁の活荷重に対する構造特性が有利とな

\*1 Hiroshi HASUIKE: 埼玉県 土木部道路建設課 橋りょう係長

\*2 Yoshihisa AZAMI: 埼玉県 秩父土木事務所道路施設 第一課長

\*3 Mitsuji KOMURO: 新構造技術(株) 総合技術部 課長

\*4 Toru YAMAMOTO: 鹿島・川田特別 JV 秩父公園橋工事事務所 工事課長代理

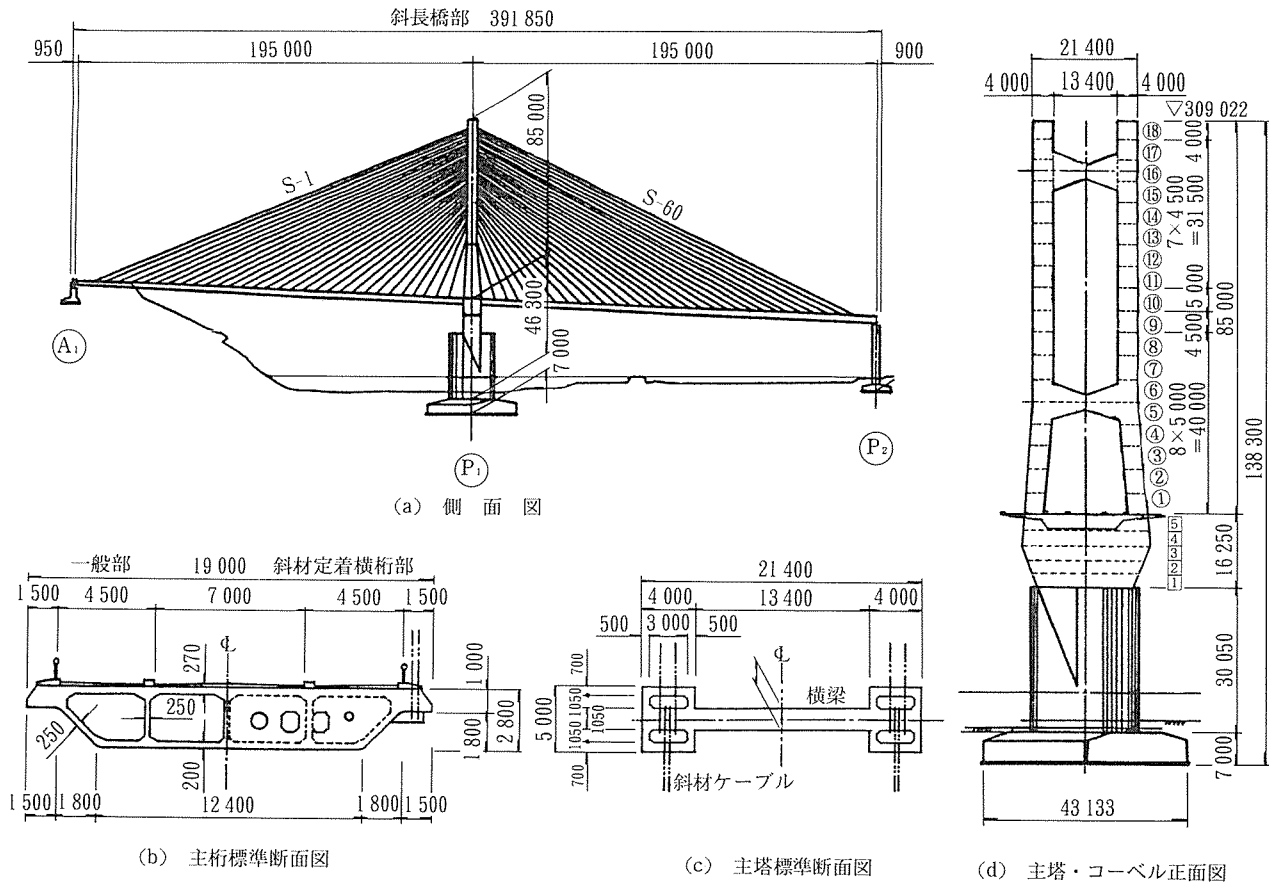


図-1 構造一般図(主橋部)

ること、および支承を設置する必要がないことより、中間支点となる主塔部において剛結ラーメン形式とした。

また、本橋では橋軸方向と河川との交差角が45度となるため、通常ならば主桁が橋脚と45度に交わる場所であるが、これを避けるために、主桁と橋脚との間に主桁と直交するコーベルを設けることにより、上部工を直橋として扱えるような構造としている。

主桁の断面形状は、本橋が長大スパンとなることから、ねじり剛性が高く、耐風安定性に優れた断面として、ウィンドノーズを有する2面吊り4室箱桁断面とした。

主塔形状は、斜材の吊り方式が2面吊りであるため、H形、A形、独立2本柱等が考えられたが、橋軸直角方向の地震時断面力や全体弾性座屈解析などの結果、H形とA形が優れていた。そこで、主塔の施工性や主塔内部に点検通路を設ける必要性から、中空断面のH形式を採用した。

斜材は2面吊りで、主桁側の吊り点間隔は桁高および施工ブロック長を考慮して6.0mとし、片側30段配置とした。また、主塔側の定着部は、景観に対する配慮から外側には配置せず、かつ、圧縮型の定着となるよう中空断面の隔壁部に定着する構造とした。斜材の側面配置形状は主塔部付近にバルコニーを設置することから、建

築限界を確保でき解放感のあるセミファン形式とした。以下、構造各部の設計のうち、特徴的な検討結果について述べる。

### 3.2 主桁の設計

主桁断面は、桁自重をできるだけ軽減するためにウェブ厚を $t=250\text{ mm}$ と薄くしている。そのため、張出し施工を行う施工時において、6mブロックの桁自重やワーゲン重量によりウェブに大きな斜引張応力が発生することが懸念された。そこで、これらの荷重による各ウェブへのせん断力分担を格子解析により求めたのち、ワーゲン重量等の施工時荷重が詳細に判明してから張出しをし、施工系における主桁の3次元FEM解析を実施し、主桁のせん断補強量、横桁・床版の応力状態などを照査した。

支間部の上床版は辺長比が1:1.4となり、道路橋示方書の適用範囲外であった。このため、特に、横桁上の橋軸方向設計曲げモーメントについては検討の必要があると考えられ、ウェブと横桁で囲まれる四辺固定版モデルについての平面FEM解析結果との比較を行った。検討の結果、道路橋示方書の規定は、FEM解析結果よりも、曲げモーメントの大きさおよび横桁上の鉄筋の配置範囲において安全側となっており、道路橋示方書に基づく設計を行った。

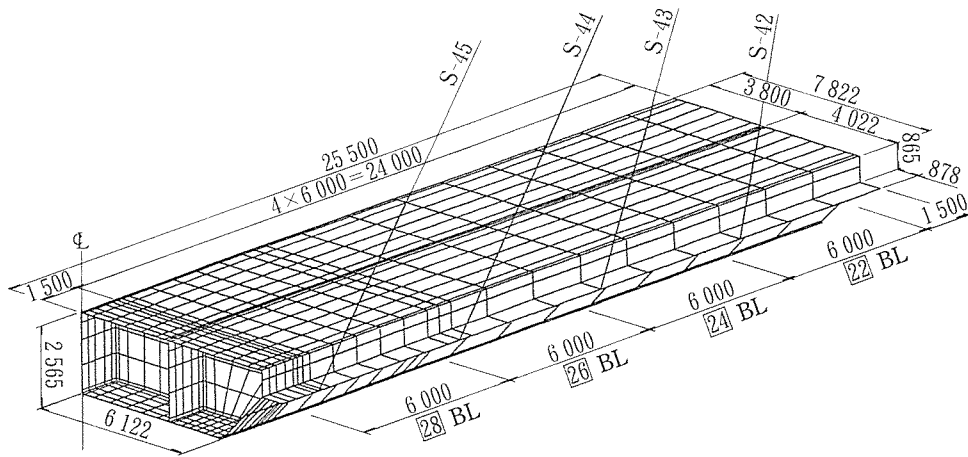


図-2 主桁 3次元 FEM 解析モデル (一般部)

### 3.3 主塔の設計

主塔中空断面の軸方向周囲鉄筋は橋軸直角方向地震時で決定されている。斜材定着部となる隔壁部の補強は、平面 FEM 解析により局部的に発生する引張応力度の検討を行い、鉄筋量を決定した。

コーベル部の設計には、主塔からの作用力に対し、ディープビームとしての検討、および平面 FEM 解析を実施し、コーベル頂部の応力状態を把握した。その結果、頂部には D 51 が 150 mm ピッチで 3 段配置されている。

コーベル部と橋脚は 45 度でねじれて結合しているため、その結合部では複雑な応力状態となることが予想された。そこで、コーベルおよび橋脚の全体を 3 次元 FEM モデルで解析し照査するとともに、特に、コーベルが橋脚側面に楔形に突き刺さる部分は、土木学会コンクリート標準示方書に基づきせん断耐力の照査を行った。

### 3.4 斜材の設計

斜材張力のうち斜材調整力については、完成系において死荷重、プレストレス力およびコンクリートのクリープ・乾燥収縮等の荷重を考慮し、対称 2 径間連続構造であることから主桁に着目して、このクリープによる 2 次力を含む死荷重時の曲げモーメントが小さくなるように決定した。活荷重による変動応力度は、活荷重満載として算出した結果、最大で 10.6 kgf/cm<sup>2</sup> (最上段) であり、定着部の疲労耐力については問題ないことが確認された。

### 3.5 耐風設計

主桁は、ウィンドノーズと斜めウェブを持つ全幅  $B=19.0$  m、桁高  $H=2.8$  m ( $B/H=6.79$ ) の偏平な断面となっている。この場合、主桁の空力振動性状は、主桁の上下面に生じる前縁剥離渦に起因する低風速渦励振や高風速域のねじりフラッターが発生する傾向にある。本橋は、コンクリート橋ではあるものの桁の剛性が比較的

小さく長大スパンでもあることから、十分な耐風安定性の確保が必要である。そこで、2 次元部分模型による風洞実験を実施した。フラッター制御対策としては、構造物の剛性、部材の重量や極慣性モーメント、構造減衰等を増加させる以外に、断面形状を空力的に望ましい形状とする必要があるため、図-3 に示す 2 つのウィンドノーズ形状に着目して風洞実験を行った。渦励振の発生結果は、表-3 に示すとおりであり、より良好な断面 2 を採用することとした。

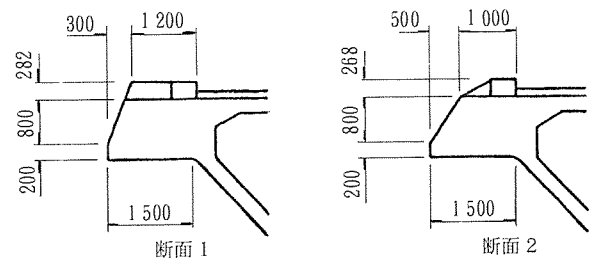


図-3 ウィンドノーズの形状

表-3 実験ケースと渦励振の発生結果

	気流	歩車道境界のガードレール	減衰率 目標値 $\delta$	迎角 $\alpha$ (度)				
				-5	-3	0	+3	+5
断面 1	一樣流	無	0.04	○	○	○	●	●
			0.008	●	●	●	●	●
	乱流	有	0.04	○	-	○	-	●
			0.008	●	-	●	-	●
断面 2	一樣流	無	0.04	○	-	○	-	○
			0.03	○	-	-	-	○
	有	0.008	●	-	●	-	●	
		0.04	○	-	○	-	○	
	乱流	無	0.008	●	-	●	-	●
			0.04	○	-	○	-	○
断面 2 (壁高欄)	一樣流	有	0.04	-	-	-	●	●
			0.04	-	-	-	-	●

注) ●印は渦励振が発現した実験ケースを示す。

## 4. 施 工

### 4.1 コーベルの施工

主塔と橋脚をつなぐコーベル部は、平面的に最大 8.0 m×26.52 m の広さがあり、全高は 16.25 m で、これを高さ 3.0～3.5 m の 5 ロットに分け、各ロットのコンクリート体積を約 520～740 m<sup>3</sup>として、以下の手順で施工した。

鉄筋架台兼型枠支保工、足場支保工として写真-2 に示す鉄骨を各ロットごとに組んだのち、鉛直方向の主鉄筋をガス圧接し、その他の鉄筋を組む。型枠は、オーバーハング部も含め特別な支保工は用いず、先に組んだ鉄骨と既設コンクリートを用いて支持した。コンクリート ( $\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$ ) は、ポンプ車 2 台を用いて、型枠に作用する側圧、締固め能力を考慮して一層 50 cm 程度の厚さで順次配管打設した。また、ここに用いるコンクリートはマスコンクリートとなるため硬化時の温度ひびわれの発生が懸念された。そこで、高炉セメントを用いるとともに、躯体各所に熱電対を埋設し、コンクリート温度を測定し、養生条件を設定した。

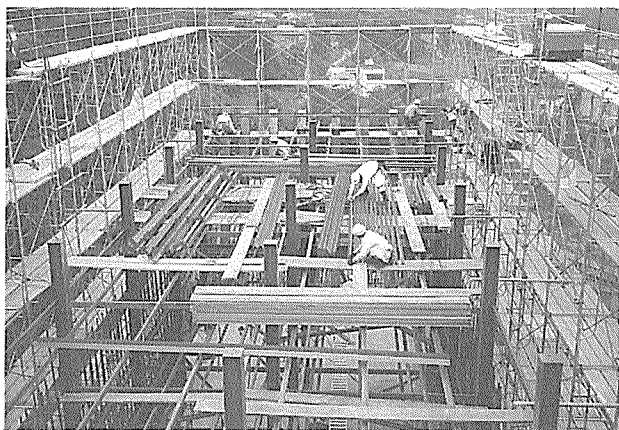


写真-2 コーベル支保工

### 4.2 主塔の施工

#### (1) 概 要

主塔は橋面からの高さが 85 m あり、これを 18 ブロックに分割し、1～10 ブロックまでは枠組足場を用いて、11～14 ブロックまではクライミングフォームを用いて、さらに 14～18 ブロックは再度枠組足場を用いて施工した。

主塔 1 ブロック当りの標準施工サイクルは以下のとおりである。

#### ① 主塔内型枠の設置

本橋主塔の内型枠には、次項で述べる鋼製の埋設型枠が用いられている。主塔の施工に際しては、まず、コンクリート打設ブロックより 1 ブロック上の内型枠に斜材定着部鋼管のアンカープレート部 ( $l=500 \text{ mm}$ ) を取り

付け、それをタワークレーンにて据え付ける。

#### ② 主鉄筋の圧接

長さが 9～10 m の主鉄筋 (D 35) は、4 本ずつタワークレーンで吊り上げ、ガス圧接工法により継ぎ足した。

圧接部の強度確認は、1 ブロックにつき 3 本の供試体を抜き取り、引張試験を実施した。

#### ③ 斜材定着部鋼管の設置

斜材定着部鋼管 ( $\phi 139.8\sim 165.2 \text{ mm}$ ,  $l=3.5 \text{ m}\sim 11 \text{ m}$ ) のアンカープレート部から先の一般部を地組みし、タワークレーンとウィンチを用いて内型枠内へ引き込み、内型枠に取り付けてあるアンカープレート部とカップラーにより接続する。

その後、横方向鉄筋・補強筋等を組む。

#### ④ 型枠組立

型枠材には化粧合板を用い、各面とも地上で大型パネルに組み、タワークレーンを用いて建て込んだ。枠組足場で施工している範囲においては、この大型パネルをそのつど地上または橋面に降ろして清掃や合板の張り替えなどの作業を行ったが、クライミングフォームを用いた部分においてはその中でスライドさせて用いた。

#### ⑤ コンクリート打設

コンクリート ( $\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$ ) は、5 インチ管を配管し、地上から高圧仕様のポンプ車 (IHI 製, IPF 110 B 8 E 21) により圧送、打設した。締固めは、棒状バイブレータ ( $\phi 50 \text{ mm}$ ) により行ったが、特に斜材定着部は内型枠が窪んでおり、また、補強筋も密に配置されているため、内型枠に点検孔を設け、入念に行った。

#### (2) 主塔内型枠

主塔は 2 室箱桁構造を有しており、箱桁内空断面が

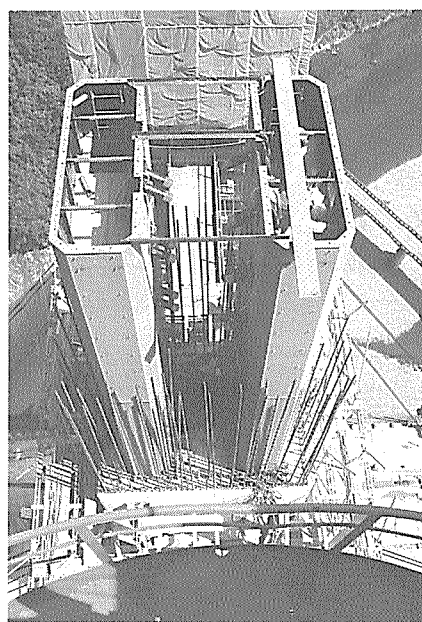


写真-3 主塔内型枠

◇工事報告◇

1.05 m×3.0 m と非常に狭いため、通常の型枠を用いるとその組立・解体や斜材定着部鋼管の設置等の作業が困難となることが予想された。そこで、この主塔の内型枠に鋼製の埋設型枠を使用することとした。

この内型枠は、各施工ブロックに応じて工場で作成され、現場に搬入されたのち、それをタワークレーンを用いてコンクリート打設ブロックに1ないし2ブロック先行させて次々に載せていくことにより、斜材定着部鋼管の支持架台、クライミングフォームの反力架台、鉄筋圧接作業などの際の足場及び外型枠の支持材としての機能も兼ねさせている。

部材は、厚さ6 mmの鋼板を主部材として外殻を構成させ、それにコンクリート打設圧やクライミングフォームの反力などを基に山形鋼や溝形鋼で補強を行っている。上部、下部には鉄筋圧接や斜材引込みの際の足場となるよう作業床が設置されており、既設内型枠と新しくその上に載せる内型枠との接合は、各内型枠の上下端に厚さ16 mmの平鋼を溶接してフランジとし、ボルト接合とした。斜材定着部鋼管が貫通する部分は予め外殻の鋼板に開口部を設けておき、鋼管を引き込み、角度調整をしたのち、薄肉鉄板により間詰めを行い固定した。また、外型枠を支持するセパレータを固定するために外殻の鋼板にはナットを所定の位置に溶接した。重量は、最も重いNo. 1ブロック分で1個当たり約4.5 t、No. 6ブロックより上の当断面部で1個当たり約3.5 tで、主塔1ブロックの施工にはこれらが4個ずつ必要なこととなる。

なお、内型枠内は完成後マンホールおよび配管スペースとして使用されるため、1~18ブロックを通してラックとラダーが設置されており、塗装も内側はタールエポキシ仕上げとした。

(3) 高流動コンクリート

主塔の18ブロックには、最上段の斜材の定着部が配置されているが、最終ブロックであるためその天端にスラブ筋が配置されている。したがって、コンクリート打設に際して、通常のブロックのように中に人が入りコンクリートを締め固めることが困難となることが予想され

た。また、18ブロックは地上のポンプ車設置位置より高さが約120 mあり、17ブロックまでの施工実績よりコンクリート圧送の際の圧力も非常に高くなることが予想された。

そこで、高流動コンクリートの使用を念頭に、地上から高さ約40 mの橋面まで高流動コンクリートの圧送試験を実施した。その結果、今まで用いていたスランブ12 cmのコンクリートより高流動コンクリートの方が圧送性に優れていたため、18ブロックを高流動コンクリートで打設することとした。

使用した高流動コンクリートの材料および配合を表-4、5に示す。

表-4 使用材料

項目	材 料
セメント	チチブハイフローセメント(秩父セメント製)
骨 材	粗 骨 材 両神産 2005 砕石 50 % (比重 2.69, FM=6.52)+ 石灰石砕石 50 % (比重 2.69, FM=6.52)
	細 骨 材 秩父産砕砂 50 % (比重 2.58, FM=2.78)+ 上里産砕砂 50 % (比重 2.61, FM=2.78)
混和剤	高性能 AE 減水剤 サンフロー HS-700 (サンフロー製)

表-5 コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位置 (kg/m <sup>3</sup> )				混 和 剤 (c×w <sub>t</sub> %)	目 ス ラ ン ブ フ ロ ー (cm)	目 標 空 気 量 (%)
		水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 A			
33	50.0	173	524	815	845	2.0 (1.5 A)	60±5	4±1



写真-4 フロー試験

表-6 試験項目と試験結果

対 象	試験項目	方 法	単 位	試 験 結 果 (平 均 値)								
				出 荷 時			荷 卸 時			筒 先		
フレッシュ コンクリート	ス ラ ン ブ	JIS A 1101	cm	26.2			27.0			26.8		
	ス ラ ン ブ フ ロ ー	JSCE-1990	cm	52.6×51.4			58.9×57.6			55.2×53.3		
	空 気 量	JIS A 1128	%	4.1			4.5			4.2		
	コンクリート温度		°C	21.7			22.1			23.5		
	V 形 ロ ー ト 試 験		sec	9.3			8.3			7.0		
硬 化 コンクリート	圧 縮 強 度 試 験	JIS A 1108		σ <sub>3</sub>	σ <sub>7</sub>	σ <sub>28</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>7</sub>	σ <sub>28</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>7</sub>	σ <sub>28</sub>
		標準水中養生	kgf/cm <sup>2</sup>	-	392	644	-	385	631	-	-	-
	現場空中養生	kgf/cm <sup>2</sup>	-	-	-	251	410	591	244	364	544	

工場における練混ぜ量は1バッチ1.75 m<sup>3</sup>とし、練混ぜ時間は十分な練混ぜ効果が得られる90秒とした。

工場から現場までは通常のトラックミキサー車で運搬し、ポンプ車で圧送・打設した。

表-6に高流動コンクリートに対して実施した試験項目と試験結果の平均値を示す。いずれの結果も良好で、また、脱型後のコンクリート表面および色合い等も従来のコンクリートと特に遜色はなかった。

#### 4.3 主桁の施工

主桁は、桁高2.8 m、総幅員19.0 mのウィンドノーズ型4室箱桁断面で、床版厚270 mm、ウェブ厚250 mmおよび一般部の底版厚200 mmと非常に部材がスレンダーである。

PC鋼材としては、張出し鋼材、横桁横締め鋼材、連続ケーブルおよびせん断鋼棒が配置されているが、床版横締めは配置されてなく、床版の横方向はRCである。

主桁の施工区分は、柱頭部支保工施工部、ワーゲンによる張出し施工部および側径間支保工施工部に分けられる。

柱頭部は、基本設計段階ではコーベル前面より9.5 mの範囲を支保工施工する計画であったが、工期短縮を図るため詳細設計でこれを3.5 mに変更し、残りの6.0 mはワーゲンにより施工することとした。コンクリート( $\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$  早強)の打設は、コーベルに取り付けたブラケット支保工を用いてバルコニー部と同時に行った。

柱頭部施工後はワーゲンの組立となるが、柱頭部の施工長が短いためワーゲンの直下に橋軸に対し45度の斜角を有する橋脚がある。そこで、ワーゲンの組立に際しては、コーベルから13.8 mのブラケットを組み、その上でワーゲンの底版関係部材を組み立て、メインフレームから吊り上げた。

張出し施工部は、全体を62ブロックに分割し、3フレームからなる容量1300 tmの特殊大型ワーゲンによ

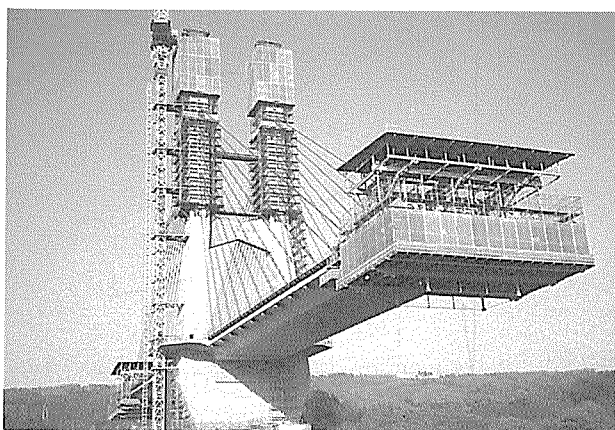


写真-5 特殊大型ワーゲン (容量1300 t・m)

り、標準ブロック長6.0 mで施工した。本橋の場合、斜材の吊点間隔も6.0 mであるので、すべての張出し施工ブロックが斜材定着ブロックとなり、各構造系で新しく架設した斜材の緊張とそのすぐ下の二段目の斜材の引戻しという作業を繰り返しながら張出し施工していき、最終的な張出し架設長は191.5 mとなった。

側径間支保工施工部は、ワーゲンによる最終ブロックを打設後、ワーゲンを後退させ、A<sub>1</sub>側は接地式支保工、P<sub>2</sub>側はブラケット支保工により施工した。

#### 4.4 斜材の施工

斜材ケーブルには、PC鋼より線をさらに大よりに束ねた線材にポリエチレン被覆を施し、両端の定着部は圧着型マンションを用いたSEEE工法のF270 PH、F360 PHおよびF500 PHを用いている。

本橋の斜材に関しては、

- 1) 2面吊りで斜材段数が全体で60段あり、一斜材が2ケーブルで構成されているため、総本数240本の斜材ケーブルがある。
- 2) 斜材長は42 mから最も長いケーブルでは200 mを超える。
- 3) 本橋の斜材は主塔側が箱桁内部で定着されており十分な作業空間がないため、斜材の緊張はすべて主桁側で行う。

などの特徴がある。

斜材架設の概要は以下のとおりである。

##### ① 主塔側定着部のマンション突出長の設定

主桁側での引込み、一次緊張(引越し)、二次緊張(引戻し)に際し、マンション部のねじ長の余裕代および最終調整後の最小突出長を確保するため、斜材の製作長と主塔側、主桁側のアンカープレート間の距離に基づき、主塔側定着部のマンション突出長を算定する。

斜材の製作長は、発注表に対する製作誤差が明記された検査表を基とする。アンカープレート間の距離は、ワーゲン移動後の斜材を架設する構造系において光波測距測角器を用いて測定する。

##### ② 斜材の展開

F270 PH、F360 PHの斜材ケーブル( $l=42\sim 117 \text{ m}$ )は、コイル状に巻かれスチールバンドで堅結されて現場に搬入されてくる。これをアンリーラに入れ、スチールバンドを切断し、アンリーラを強制回転させよりを戻しながら、タワークレーンを用いて既設斜材の外側で吊り上げ展開する。F500 PH( $l=118\sim 208 \text{ m}$ )は、斜材長も長く、重量もあるため、鋼製のドラムに巻いて現場に搬入し、アンリーラは立て巻きとした。斜材長が長くなりタワークレーンでは吊り切れなくなったら、一度主塔頂部で吊り点を受け、タワークレーンでもう一度下側を吊り斜材全体を展開した。

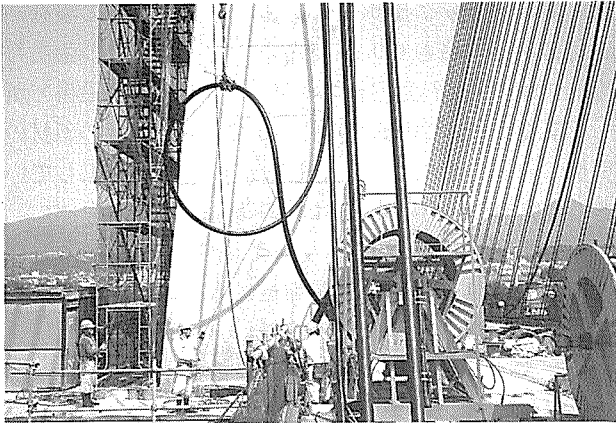


写真-6 斜材展開状況 (F 500 PH)

③ 主塔側引込み

定着部鋼管内にワイヤーを通しておき、これとタワークレーンで吊り上げた斜材のマンションを接続し、ウィンチにて斜材を主塔側定着部鋼管内に引き込む。マンションがアンカープレートから出てきたら、先に算定した突出長を確保しナット定着する。

④ 主桁側斜材引寄せ

準備作業として、橋面のウィンドノーズ部上斜材の外側にゴムベルトを敷設する。アンリーラから出た主桁側のマンションとウィンチワイヤーとを接続し、タワークレーンを巻き下げながらウィンチにてゴムベルト上を引き寄せる。

⑤ 主桁側引込み

主桁側定着部鋼管付近までマンションを引き寄せたら、定着部鋼管とマンションの角度をほぼ一致させ、鋼管内を通したゲビンデスタブ等の引込み用緊張材とマンションを接続する。その後は、ウィンドノーズ下の主桁側斜材定着部に引込み用のジャッキをセットし、マンションの角度を調整しながら定着部鋼管内へ引き込む。

所定の緊張力を与え、マンションの先端がアンカープレートから出てきたら、ナット定着する。

⑥ 斜材の緊張

斜材の一次、二次緊張および調整緊張には、容量 300

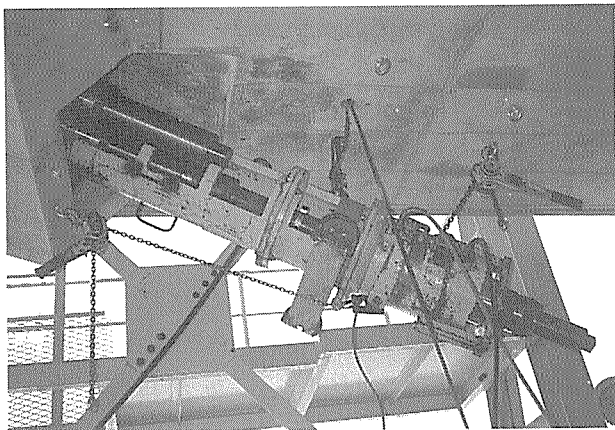


写真-7 斜材緊張用ジャッキ

tのセンターホールジャッキを用いた。ジャッキの芯出しには、ラムチェアー径に合わせて窪みを付けたジャッキセット用のプレートをつくり、それをアンカープレートに取り付け、ラムチェアーをその窪みの中へ入れることにより芯が出るようにした。

緊張は、主塔、主桁に対し偏心荷重が作用しないよう A<sub>1</sub> 側と P<sub>2</sub> 側、上流側と下流側の相対する 4 本の斜材を同時に行った。

また、緊張管理は圧力管理を基本とした。

5. 斜材の制振

斜張橋の斜材が長くなるにつれて低風速で大振幅の振動が発生したと報告されることが多くなってきた。この振動は主に雨天時に振動が観測されるレインバイブレーションと、並列ケーブルに特有のウェイクギャロッピングと呼ばれる振動である。本橋のような並列ケーブルでは両方の振動が発生し、利用者に不安感を抱かせるだけでなく、ケーブルに疲労損傷を与える可能性があるため、制振対策を施す必要があると考えられた。

並列ケーブルの制振対策の実績としては、本州四国連絡橋の櫃石島・岩黒島大橋や呼子大橋等に用いられた数段の斜材をワイヤーで連結する制振ワイヤー方式と、幸魂橋や青森ベイブリッジ等に用いられた橋面で斜材をダンパーで摺り粘性ダンパー方式等がある。いずれの方式も各々の橋においては制振に成功しているようであるが、制振ワイヤー方式は、取付け位置が高所であるため粘性ダンパー方式に比べるとメンテナンスの面でやや劣るであろうと考えられた。したがって、粘性ダンパー方式を中心に考えたが、この場合は、実績のある橋と本橋ではケーブルの間隔、ケーブル径等の条件が異なるので採用するには制振効果の本橋でも確認する必要があると考えられた。そこで、施工中に粘性ダンパーをケーブルに取り付けて風応答観測を行った。また、粘性ダンパー取付け時には自由振動試験を行ってケーブルの対数減衰率について計算値と実験値の関係を調べた。図-4 は長さ 142 m でケーブル間隔がケーブル径の 2.6倍

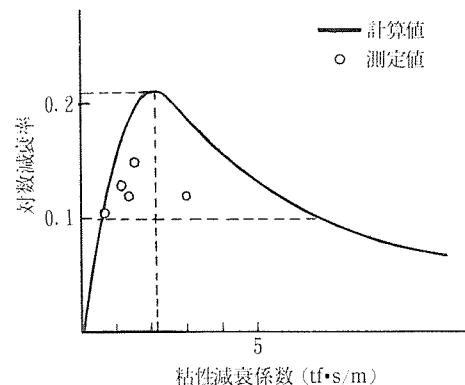


図-4 対数減衰率と粘性減衰係数

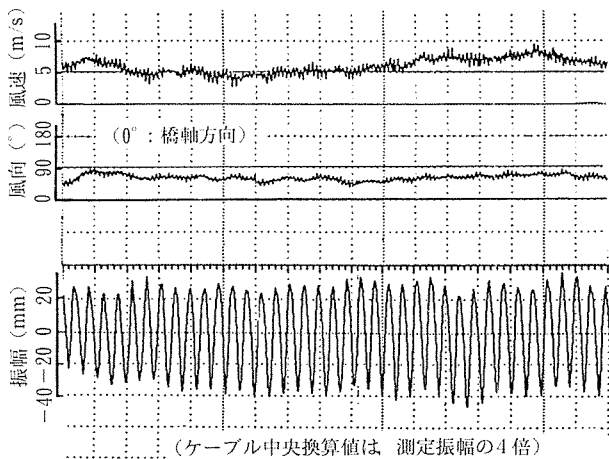


図-5 斜材振動変位観測例

の並列ケーブルの自由振動試験結果の一例であり、片方のケーブルにダンパーを橋面から約5mの高さに取り付け、もう片方はフリーにした状態での結果である。粘性係数を変化させた結果によると、実際に付加される対数減衰率は計算値の60~100%であることが確認できた。また、図-5はこのような条件の下でケーブルの振動を振動計で観測した結果の一例で、対数減衰率は0.1以上はあったものと思われるが、平均風速6.6m/sec(最大瞬間風速10.5m/sec)の風が橋軸に45°~90°の角度で作用した場合、風下側に相当するダンパーを取り付けたケーブルは中央位置に換算すると片振幅15cmの振動を示した。これらの観測結果からダンパーを取り付けたケーブルは取り付けしていないケーブルに比べると発現風速は高くなり、振幅は小さくなるものの、ウェイクギャロッピングの発生を止めるにはもっと大きな減衰が必要なことが分かった。

しかし、建設省土木研究所で行われた風洞実験の結果によれば、対数減衰率を0.12に増加させてもウェイクギャロッピングの発現風速はダンパーなしの場合に比べて3倍程度しか増加しないことが報告されており、より大きな減衰を得ようとする、特に長いケーブルではダ

ンパーの取付け位置は非現実的な高さにならざるを得ないことが分かった。

以上の結果から本橋の場合は粘性ダンパーによる制振は困難であると判断して、制振ワイヤー方式を採用することとした。

## 6. おわりに

秩父公園橋は、平成5年度末の開通に向けて、平成5年9月より斜材制振工を含む橋面工工事を実施している。これらの概要および施工時管理計測の詳細については、また別の機会に報告したいと考えている。

本報告が、今後の同種工事に対し何らかの参考になれば幸いである。

最後に、本橋の設計、施工にあたり適切なお指導、ご協力をいただいた関係各位に深く感謝いたします。

## 参 考 文 献

- 1) 嶋田, 飯塚, 前田: 秩父公園橋(仮称)の設計・施工の概要, 橋梁と基礎, Vol. 24, No. 9, 1990. 9
- 2) 嶋田, 飯塚, 中島, 曾川: 秩父公園橋(仮称)の設計, 橋梁と基礎, Vol. 25, No. 10, 1991. 10
- 3) M. Misawa, K. Shimada, N. Nakajima, M. Morimoto, F. Sogawa, M. Komuro: Design and Study of the Chichibu Park Bridge, International Symposium for Innovation in Cable-Stayed Bridges (Fukuoka, Japan), 1991. 4
- 4) 小池, 中島, 小室, 鷹尾: 秩父公園橋(仮称)の設計と施工, プレストレストコンクリート技術協会第3回シンポジウム論文集1992. 12
- 5) 中島, 浅見, 五十嵐: 秩父公園橋(PC斜張橋)建設工事, 土木施工 Vol. 34, No. 3, 1993. 3
- 6) 中島, 浅見, 鷹尾, 山本: 我が国最大級のPC斜張橋の施工-秩父公園橋一, コンクリート工学, Vol. 31, No. 5, 1993. 5
- 7) 国土開発技術研究センター: 斜張橋ケーブルシステムに関する検討報告書, 昭和63年
- 8) 藤野: ダンパーをつけた斜張橋ケーブルの減衰評価曲線, 橋梁と基礎, Vol. 26, No. 4, 1992. 4
- 9) 佐藤, 鳥海ほか: ウェイクギャロッピングに対する減衰付加の効果, 土木学会年講, 1993

【1993年9月8日受付】