

万国博会場内PC斜張橋について

佐 藤 浩 一*
則 武 邦 具*
鈴 木 万 寿 夫*

1. ま え が き

万国博覧会会場内(図-1)の東側サブゲートの歩道橋として、場周道路、モノレールを跨ぐPC斜張橋が架設された。スパンは37.8mであって、斜張橋としては小規模ではあるが、日進月歩のPC技術の現状にかんがみ、本報告が、PC長大斜張橋への礎となればと念ずる次第である。

工 事 概 要

事業主体：財団法人日本万国博覧会協会

橋 種：プレストレスト コンクリート歩道橋

橋 格：歩道者専用跨道橋

形 式：ブロックポストテンションング方式、2径間斜張ラーメン橋

橋 長：86.4m

径間割り：5.4+37.8+37.8+5.4m

幅員構成：0.18+12.6+0.18=12.96m

設計荷重：0.35 t/m² 群集荷重

(床版 0.5 t/m²)

工 費：約1億3000万円(南ゲート橋を含む)

意匠設計：京都大学建築学教室

設計施工：住友建設株式会社

主要材料：コンクリート 665 m³

PC鋼材 23.5 t

鉄 筋 50.9 t

本橋は、万国博覧会会場内に架設されるオーバーブリッジのため、特に橋梁全体のプロポーシオン、主桁の断面形状、橋脚の形状等には建築学的観点から美観を重視してデザインされている(図-2、写真-1)。

図-2の断面図からもわかるように、1

* 住友建設株式会社

本のメインビームと両側のサブビームの間にスラブを有する3主桁構造であり、両側のサブビームは真中のメインビームから張り出しているの、肋材を入れて格子構造にした。

図-1 斜張橋架設位置

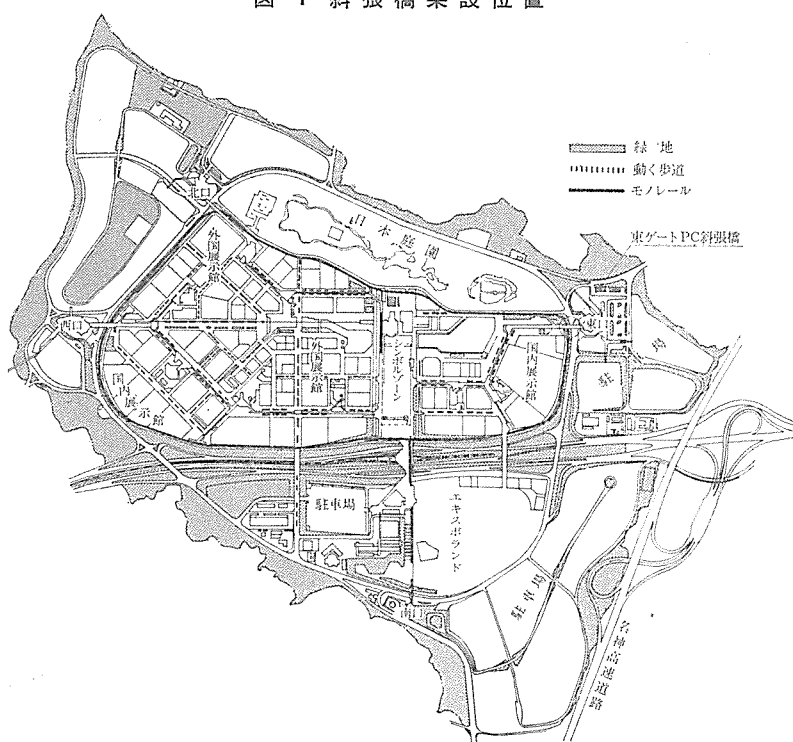
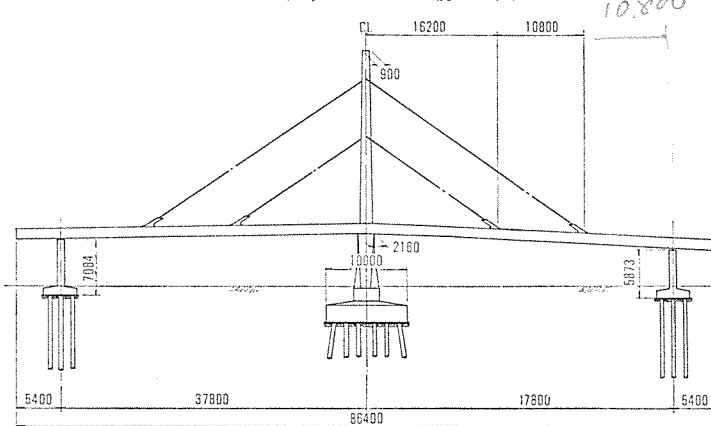


図-2(a) 一般図



構造形式は、図-2 に示すように、スパン 37.8 m、幅員 12.96 m、両サイドの橋脚上で単純支承され両側に 5.4 m ずつの張出しを有し、中央橋脚において橋体と剛結された 2 径間の T 型ラーメンを、中央橋脚上のタワーから 4 本のザイルで斜めに吊った構造となっている。

4 本のザイルは、スパンを 4 等分し、1/4 点、2/4 点を約 35° 方向に斜張し、主桁を吊り上げているセルフアンカー方式で、ザイルは 12-φ 12.4 スtrand ケーブル 4 本を 1 ザイルとして構成されている。

図-2 (b) 一般図

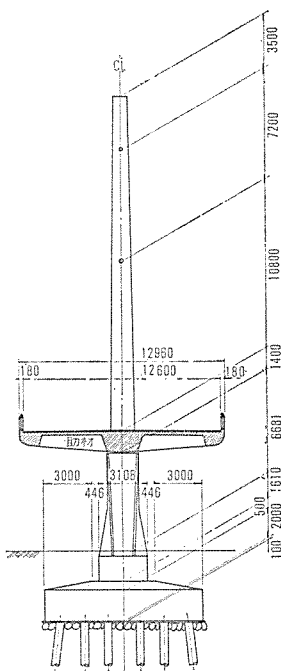


写真-1 完成写真



主桁は、前述のように 1.8 m ごとに 0.36 m 幅の肋材を有し 1.8 m 長さのプレキャストブロックとして、万博会場外のヤードで製作され、これを運搬して全支保工上に架設した。

主桁に使用した P C 鋼材は吊ザイルと同様に、12-φ 12.4 スtrand ケーブルである。

このような、斜張橋は鋼橋の分野でも長大スパンのものが多く、西ドイツのゼベリン橋をはじめ、わが国でも尾道大橋、首都高速荒川橋梁等が、すでに架設されている。プレストレスト コンクリート構造による斜張形式の橋梁は、わが国においてはその例は少ないが、ベネズエラのマラカイボ湖橋(最大スパン長 235.0 m 写真-2) オーストリアのポルセベラ高架橋(最大スパン 207.9 m) によって代表される。プレストレスト コンクリートの著しい発展と、スパンの長大化のすう勢において、コンクリート自重の軽減と P C 鋼材を効果的に利用するということは、鋼橋と対抗するためにも P C に課せられた一

写真-2 マラカイボ湖橋



大課題である。そういう意味において、この斜張構造は、これらの問題をある程度解決した構造形式であると思われる。したがって、わが国においても、近い将来必ずやこの斜張形式による長大スパン橋が計画され架設される時期がくるものと思われる。このような発展途上において規模は小さいが本橋の設計と施工について報告することは非常に意義あることと考える。

もちろん、斜張構造は長大スパンに適用することによって、その卓越性が認められるものであって、カンティレバー工法等の併用により、その可能性が高められるものと思われる。

本橋の場合、万博会場内に架設するために全面支保工が可能であったことから、支保工上で架設する方式をとった。全面支保工上で施工する場合、現場打コンクリートが一般的であるが、万博会場内では、コンクリートの現場打設を極力さけたいという施主の要望と、主桁の断面が前述のように肋材をもった非常に複雑な形状をしていることから、肋材間隔と等しい 1.8 m 長さのプレキャスト ブロックに分割し、これらのプレキャスト ブロックを支保工上でならべ、ドライジョイントで結合する方式が採用されたのである。

なお、同形式の斜張橋が万国会場内の西側、北側両サブゲートにも架設されたが、ここでは東ゲート橋について、その設計、施工のあらましを述べることにする。

2. 設 計

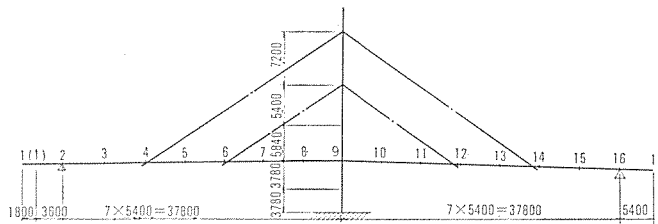
(1) 構 造 系

本橋の構造系は、図-3 に示すように 2 点、16 点で単純支承され、その両側に 5.4 m 張り出した桁が、中央橋脚によって剛結された 2 径間ラーメン橋であり、中央橋脚とタワーは一体構造として構成され、4、6、12、14 点で 4 本のザイルによって弾性支承(ばね支承)された 6 次の不静定構造である。

(2) 構 造 計 算

部材の図心線を構造系の主軸にとり、上段のザイルを

図-3 構 造 系



S_1, S_2 , 下段のザイルを S_3, S_4 とする。

S_1, S_2 は $34^\circ 9'$, S_3, S_4 は $34^\circ 45'$ の方向に主桁を斜方向に引張り上げており、ザイルの両端はピン構造であると仮定して計算している。また、ザイルの斜張力は部材の主軸に集中して作用すると考えて解き、また、ザイルは与えられた張力内の反力に対しては抵抗する能力があるとして計算した。

各断面の諸元は次のとおりである。

主 桁 : $A=6.634 \text{ m}^2$, $I=0.8918 \text{ m}^4$,

$$E=3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

橋 脚 : $I_p=1.4 \text{ m}^4$, $H_p=9.2 \text{ m}$,

$$E_p=3.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

タワー : $I_T=0.055 \text{ m}^4 \sim 0.422 \text{ m}^4$,

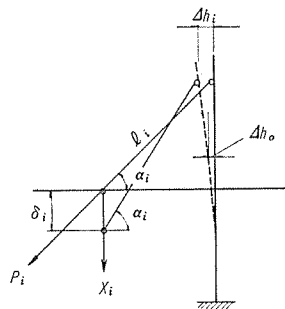
$$E_T=3.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

ザイル : $A_s=44.6 \text{ cm}^2$, $l_{s1,2}=32.696 \text{ m}$,

$$l_{s3,4}=19.717 \text{ m}, E_s=1.98 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

ばね定数、ザイルの変形は次のように考える。図-4に示すようにザイルに P_i の引張力が作用したとき

図-4 ザイルに力が作用したときの变形図



$$\left. \begin{aligned} \Delta l_i &= \frac{P_i \cdot l_i}{E_s \cdot A_s} \\ X_i &= P_i \cdot \sin \alpha_i \\ \Delta l_i &= \delta_i \cdot \sin \alpha_i + (\Delta h_i - \Delta h_0) \cos \alpha_i \end{aligned} \right\} \dots\dots (1)$$

対称荷重に対しては $\Delta h_i=0$, したがって

$$\delta_i = \left(\frac{l_i}{E_s \cdot A_s \cdot \sin^2 \alpha_i} \right) \cdot X_i \dots\dots (2)$$

式 (2) より

$$\delta_{02} = \left\{ \frac{32.696}{1.98 \times 10^7 \times 44.6 \times 10^{-4}} \times \left(\frac{18.43}{32.696} \right)^2 \right\} = 11.63 \times 10^{-4}$$

同様に

$$\delta_{03} = \left\{ \frac{19.717}{1.98 \times 10^7 \times 44.6 \times 10^{-4}} \times \left(\frac{11.23}{19.717} \right)^2 \right\} = 6.87 \times 10^{-4}$$

よって、荷重に対し2次の弾性方程式を得、その逆行列をとると、式 (3b) のようになる。

$$\begin{bmatrix} 57.68 & 33.63 & 13.62 \\ 33.63 & (21.02+11.63) & 9.08 \\ 13.62 & 9.08 & (4.54+6.87) \end{bmatrix} \times 10^{-4} \times \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\delta_{10} \\ -\delta_{20} \\ -\delta_{30} \end{bmatrix} \dots\dots (3a)$$

$$\begin{bmatrix} 0.047639 & -0.042706 & -0.022881 \\ -0.042706 & 0.077616 & -0.010788 \\ -0.022881 & -0.010788 & 0.123541 \end{bmatrix} \times 10^4 \times \begin{bmatrix} -\delta_{10} \\ -\delta_{20} \\ -\delta_{30} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} \dots\dots (3b)$$

非対称荷重 (群集荷重) に対しては、式(1) をもちい式(3) と同様に6次の弾性方程式をたてることができるが、ここでは省略する。

(3) 曲げモーメントの計算

死荷重 (主桁自重および地覆、高欄、舗装、テント荷重などの静荷重) による曲げモーメントは、式 (3b) の $-\delta_{10}$, $-\delta_{20}$, $-\delta_{30}$ にそれぞれの値を代入して不静定荷重 X_1, X_2, X_3 を算出し、次式により容易に求めることができる。

$$M = M_0 + \bar{M}_1 \cdot X_1 + \bar{M}_2 \cdot X_2 + \bar{M}_3 \cdot X_3 \dots\dots (4)$$

式 (3b) に主桁荷重、静荷重の δ_0 の値を代入して不静定荷重 X_1, X_2, X_3 を求めると次のようになる。

主桁自重によって :

$$X_1=366.2 \text{ t}, X_2=38.6 \text{ t}, X_3=65.4 \text{ t}$$

静荷重によって :

$$X_1=32.0 \text{ t}, X_2=3.3 \text{ t}, X_3=5.6 \text{ t}$$

したがって、全死荷重による反力は

$$\text{単純支承の位置において } R_1=398.2 \text{ t}$$

S_1, S_2 の支持点において

$$S_{1,2}=41.9/0.5614=74.6 \text{ t}$$

S_3, S_4 の支持点において

$$S_{3,4}=71.0/0.570=124.5 \text{ t}$$

主桁自重、静荷重による曲げモーメントは上記の X_1, X_2, X_3 の値を式 (4) に代入して求められ、その結果を図-5に示す。

活荷重 (群集荷重 0.35 t/m^2) による曲げモーメントは、分布荷重のみであるから、曲げモーメント影響線の値が最大、最小になる位置は関係なく、その載荷域は容易にわかるので、構造物の対称性、逆対称性を組み合わせて簡単に最大、最小曲げモーメントを求めることができる。その結果を図-6に示す。

主桁プレストレスによる偏心プレストレス曲げモ

図-5 (a) 自重による曲げモーメント

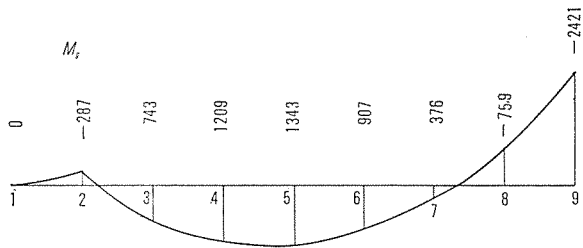


図-5 (b) 静荷重による曲げモーメント

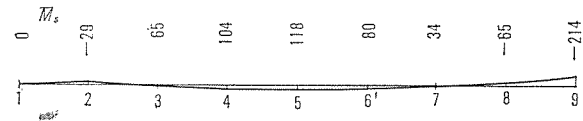


図-6 活荷重による最大最小曲げモーメント

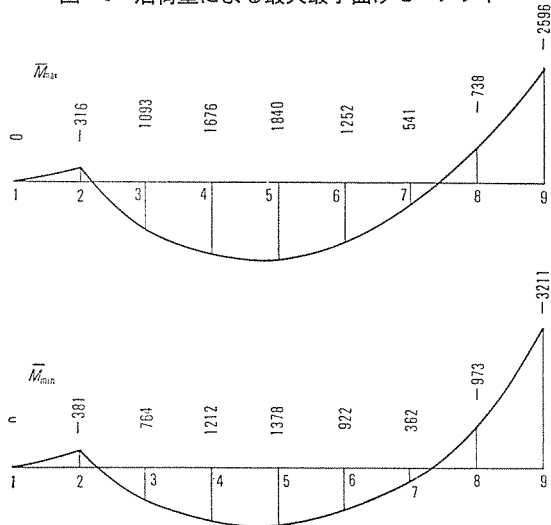


図-7 プレストレスによる偏心モーメント+2次モーメント

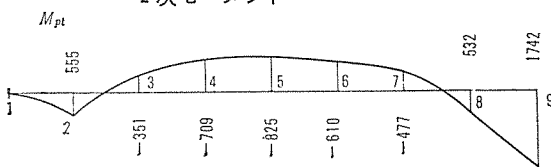
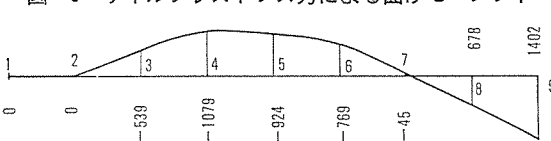


図-8 ザイルプレストレス力による曲げモーメント



ーメントおよび2次モーメントおよびザイルプレストレス力による曲げモーメントは、死荷重と同様に求めることができ、この結果を図-7, 8に示す。

その他、温度変化 40°C による曲げモーメントを求めたほか、地震荷重 ($k_H=0.2$) に対しても静的解析を行った。

以上、曲げモーメントについて述べてきたが、軸力、せん断力についても同様に、各荷重状態における X_1 , X_2 , X_3 の値を軸力、せん断力の式に代入して容易に求

めることができる。

本橋は前述のように、プレキャストブロックをドライジョイントによって継いでゆく方式をとったため、応力度の検討には、死荷重の1.1倍、活荷重の1.2倍に対し、許容曲げ応力度内におさまるように設計した。

すなわち、合成応力度 σ_c は

$$\sigma_c = \sigma_P + (\sigma_{DN} + 1.1 \sigma_{DM}) + (\sigma_{LN} + 1.2 \sigma_{LM}) \leq \sigma_{ca}$$

ここに

σ_P : 主桁プレストレス, ザイルプレストレスによる応力度

σ_{DN} , σ_{DM} : 死荷重による軸応力度, 曲げ応力度

σ_{LN} , σ_{LM} : 活荷重による軸応力度, 曲げ応力度

(4) 施工順序

構造計算にあたっての仮定と施工状態が合致するためには、次に列記するような施工順序で施工する必要がある。

1) ヤードで製作したプレキャストブロックを架設現場に搬入し、すでに組み立てられた支保工上にこれらのプレキャストブロックをならべ、主桁ケーブル(12- ϕ 12.4 スtrandケーブル 28本)を配置し、ザイル $4 \times 4 = 16$ 本を配線して、現場打コンクリート、目地コンクリートを打設する(図-9参照)。

2) 現場打コンクリート、目地コンクリートが所定の強度に達したのち、主桁ケーブル(12- ϕ 12.4 スtrandケーブル) 28本全部を両引きにて緊張を行ない、プレストレスを与える。

3) 主桁の緊張作業終了後、ザイル S_3 , S_4 (12- ϕ 12.4 スtrandケーブル合計8本)をタワー位置から片引きにて緊張する。 S_3 , S_4 ザイル8本の緊張順序およびそれぞれの緊張力、伸び量は図-10, 表-1のとおりである。

4) ザイル S_3 , S_4 の8本緊張後、支保工を撤去し、そのあとザイル S_1 , S_2 の8本のうち上段の4本のスtrandケーブルをタワー位置より片引きにて緊張する。4本のザイルの緊張順序および緊張力、伸び量は図-10, 表-1のとおりである。

5) 両側の単純支承されている橋脚上で、一時的に仮支承していた橋桁を強制的に 54.8 mm ジャッキダウンさせ、支点調整を行なう。

6) ザイル S_1 , S_2 の残りの4本をタワー位置にて片引緊張する。4本のザイルの緊張順序、および緊張力、伸び量は図-10, 表-1のとおりである。

以上の順序によって施工することにより、計算上の仮定と合致する構造体に仕上げるのできるのである。上記のどの段階においても、主桁、橋脚、タワーに非対称荷重が作用するような架設は絶対に避けるようにしな

ければならない。

(5) 完成後の応力の差異

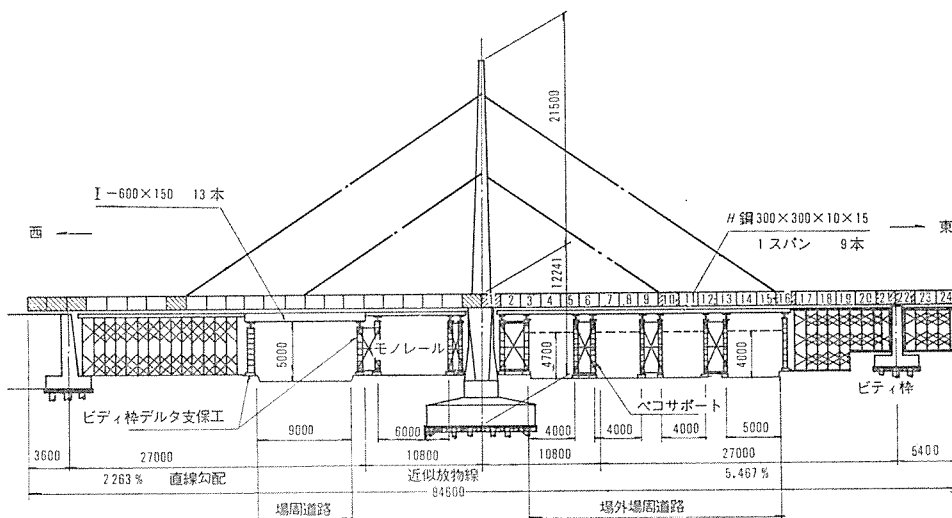
施工順序については、前述のように6段階に分けて、細心の注意を払いながら行なわねばならないが、このような、はん雑な施工順序をとったのは、各施工段階において構造物全体が所定の許容応力度内におさまるように考慮したことと、架設直後の応力状態が構造設計時の応

力状態にあまり差異を生じせしめないためである。

いま、支保工上で一括して同時に最終的な構造系が形成される場合の橋台上、ザイル S_1, S_2 およびザイル S_3, S_4 に作用する反力は表—2 のようになる。

これに対し、(4) で述べたような施工順序にしたがって構造系を形成すると、表—3 のような反力を生じその差は、表—4 のようになる。

図—9 支保工およびブロック割図



ハンテ部分は現場打ブロック

表—1 ザイル緊張順序

緊張順序	ザイル番号	P_t	ゲージ圧	伸び量 CHECK cm
1	⑤ a	99.055	330	(9.8)
1	⑦ a'	98.909	330	(9.9)
3	⑤ b	95.149	317	(9.4)
3	⑦ b'	95.003	317	(9.5)
5	⑥ c	91.893	306	(8.8)
5	⑧ c'	91.738	306	(8.9)
7	⑥ d	85.478	285	(8.2)
7	⑧ d'	85.323	284	(8.3)
9	① a	90.992	303	(14.3)
9	③ a'	90.898	303	(14.5)
11	① b	88.833	296	(13.9)
11	③ b'	88.736	296	(14.1)
13	② c	93.492	312	(14.4)
13	④ c'	93.391	311	(14.6)
15	② d	91.380	305	(14.1)
15	④ d'	91.280	304	(14.3)

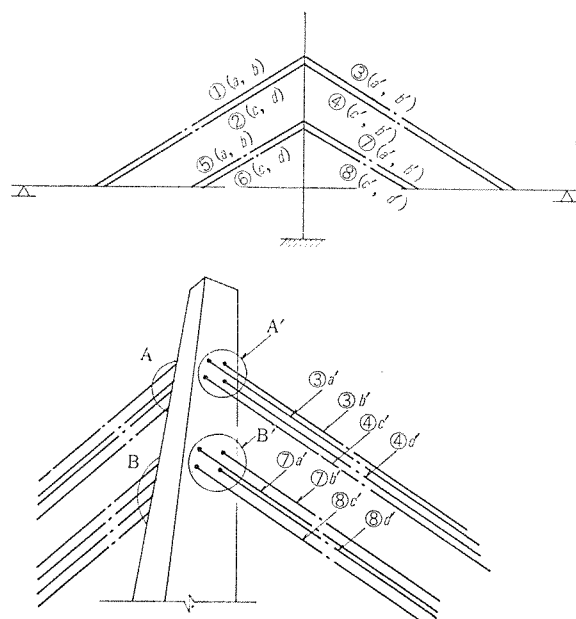
ザイルは a-a', b-b' のように同じアルファベットの記号の付いているものは同時に緊張する。

使用ジャッキ S-6B型

表—2 支保工上で一括して同時に施工できたと仮定した場合の反力 (単位: t)

	橋台上	ザイル $S_{1,2}$		ザイル $S_{3,4}$	
		鉛直	ザイル方向	鉛直	ザイル方向
主桁自重	366.2	38.6	(68.8)	65.4	(114.7)
主桁プレストレス	64.3	-23.9	(-42.6)	-43.4	(-76.1)
計	430.5	14.7	(26.2)	22.0	(38.6)

図—10 ザイル番号



表—3 実際の施工順序で構造系が形成されたときの反力 (単位: t)

	橋台上	ザイル $S_{1,2}$		ザイル $S_{3,4}$	
		鉛直	ザイル方向	鉛直	ザイル方向
主桁自重	404.1	0		0	
主桁プレストレス	40.1	0		0	
ジャッキダウン	-20.0	12.3	(21.9)	14.0	(24.7)
計	424.2	12.3	(21.9)	14.0	(24.7)

表-4 反 力 の 差 (単位: t)

	橋台上	ザイル $S_{1,2}$		ザイル $S_{3,4}$	
		鉛 直	ザイル方向	鉛 直	ザイル方向
(A)+(B)	4.3	2.7	(4.3)	8.0	(13.9)

表-5 ザイル緊張による反力およびザイル張力
(単位: t)

	支 点 (A_1, A_2)	ザイル $S_{1,2}$	ザイル $S_{3,4}$
$S_{3,4}$ ザイルの緊張	-40.4	0	300
$S_{1,2}$ ザイル上段 2×2=4本の緊張によって	-46.3	150	-20.5
$S_{1,2}$ ザイル下段 2×2=4本の緊張によって	-47.8	$-4.7/\sin \alpha - 8.4$ 163	-21.2
	-134.5	304.6	258.3

表-6 各施工段階における主桁のたわみ量

	δ_g	$\delta(P_t)$	$\delta_{S_{3,4}}$	$\delta_{S_{1,2}^{(1)}}$	δ_g	$\delta_{S_{1,2}^{(2)}}$	δ_S	集 計 δ_{Creep}
1	33.3	-16.4	-11.1	-6.9	-68.8	-6.9	2.2	-4.1
2	0	0	0	0	-54.8	0	0	0
3	-33.7	20.3	10.8	6.4	-41.2	-6.8	-2.2	8.7
4	-57.9	35.1	19.5	10.6	-28.6	11.0	-3.7	18.9
5	-67.4	42.5	24.3	10.6	-17.9	11.1	-4.3	18.5
6	-58.0	38.3	22.6	8.1	-9.4	8.4	-3.8	18.1
7	-35.8	25.4	14.6	4.4	-4.1	4.6	-2.4	11.8
8	-12.5	8.7	4.7	1.3	-1.0	1.4	-0.8	-4.8
9	0	0	0	0	0	0	0	0

ザイルの緊張によって生ずる支点 A_1, A_2 の反力およびザイル S_1, S_2 , ザイル S_3, S_4 に生ずる引張力は 表-5 のようになる。したがって、

橋台上反力は $424.2 - 134.5 = 289.7$ t

ザイル S_1, S_2 の引張力は $21.9 + 304.6 = 326.5$ t

ザイル S_3, S_4 の引張力は $24.7 + 258.3 = 283.0$ t

となる。

以上のような反力状態で、クリープの進行に伴い、前記の 表-4 の反力の差の移動が起って、主桁のプレストレス、およびザイルの引張力は有効状態に至るのである。

(6) たわみ量

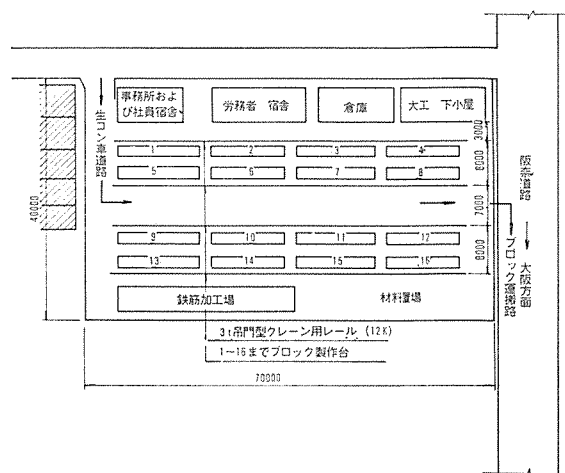
施工中、各施工段階に応じて主桁はたわみを生じるがそのたわみ量の計算結果を 表-6 に示す。この 表-6 の値が上げ越し量になる。

3. 施 工

(1) プレキャスト ブロック製作

プレキャスト ブロックの製作は 会場内に製作ヤードができないため、会場より約 17 km はなれたところに空地进行し、整地を行なって製作ヤードを作成し、肋材つきの橋桁を 1.8 m 長さのブロックとして製作した。ブロック製作場のヤード設備は、図-11 に示すと

図-11 ブロック製作ヤード



おりである。

ブロック製作台は 16 基、ブロック用型わくを 2 基用意して、No. 1~No. 8 で型わく 1 基、No. 9~No. 16 製作台で型わく 1 基を使用し、2 日に 1 ブロックのサイクルにてブロックを製作した。

ブロック型わくの組立、解体はすべて走行式クレーンを利用して行ない、

コンクリートの打設は門型クレーンにベルトコンベヤをセットし、生コン車よりコンベヤに受けブロック型わく内に打込んだ。

コンクリートの締固めには、棒状バイブレーター 2 台を使用して、肋材つきの複雑な断面内にすみずみまでコンクリートがゆきわたるよう入念に施工した。

ブロック製作工程の 1 サイクルは 図-12 のとおりである。図-12 の工程表において、型わくは 2 組用意してあるので、工程表上段の型わくは、製作台 No. 1 から No. 2, No. 3 と移動してゆき、工程表下段の型わくは、製作台 No. 9 から No. 10, No. 11 と移動してゆ

写真-3 ブロック 製作中

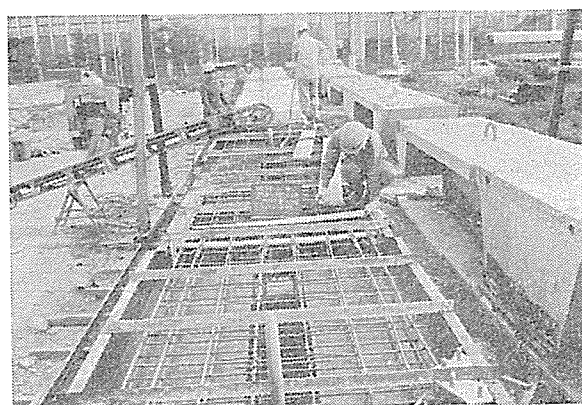
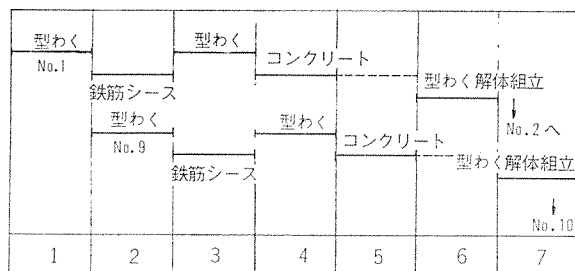


図-12 ブロック製作工程図



く。以上のようにしてブロック製作を行ない、製作台上にブロックが全部製作されるまでブロック製作を続け、16ブロック製作後、順番に搬出し、架設を行なった。

(2) 支保工

支保工は下部工事終了後ただちに組立てを行なった。第1回のブロック架設に必要なスパンを最初に組立て、最初の4ブロックを架設した。それ以後はブロック製作順序にあわせて支保工を順次組立て、その上にブロックを架設していった。支保工の詳細は、図-9に示すとおりである。

(3) プレキャスト ブロックの運搬架設

ブロックの運搬架設は1日4個とし、トレーラートラック4台で製作ヤードより架設現場まで運搬し、架設は交通量の少ない夜間に行なった。プレキャストブロックの架設には、作業半径の大きい100t吊り、60t吊りトラッククレーン2台を使用した。1ブロックの架設に要する平均架設時間は約1時間である。

1ブロックの重量は32t、架設順序は、図-13に示すブロック番号に対し、中央橋脚の近くから、第1回は1, 2, 1', 2', 第2回は3, 4, 3', 4', 第3回は5, 6, 7, 8と架設し、第4回、第5回の架設は両端から、17', 16', 15', 18, 19, 17, 16と架設した。その後は第6回から第12回まで中央橋脚に近い方から両端に向かって架設していった。

(4) 中央橋脚部場所打コンクリートおよび中央タワー

ブロック番号東側 No. 1, 2, 西側 No. 1', 2' 架設終了後直ちに橋脚部鉄板型わくを組立て、シースおよび鉄筋を配置したのち、コンクリートを打設した。コンクリートの打設にはコンクリートポンプ車を使用した。

中央タワーは、コンクリートを3回に分けて打設し、1回のコンクリート量は11m³であったが、高所のためすべてコンクリートポンプ車を使用して打設した。

図-13 架設順序図

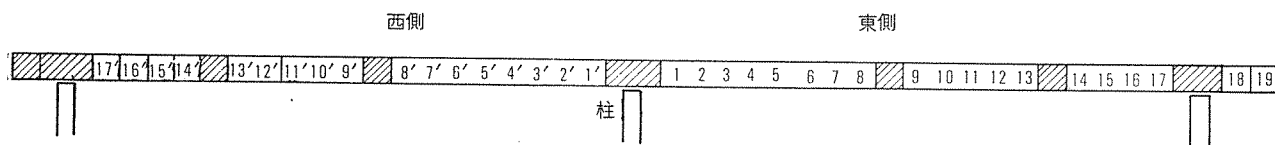
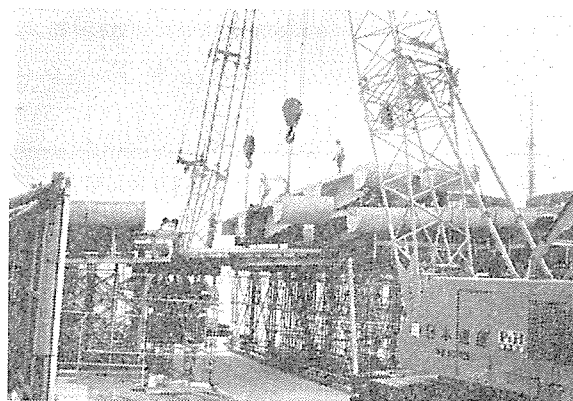


写真-4 ブロックの架設

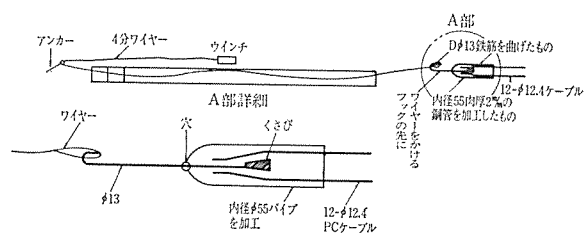


中央タワーの足場はビティ 図-14 中央タワーの足場
わくを使用して組立てを行なった。その詳細は 図-14に示す。

(5) PCケーブル配線

PCケーブルは12-φ12.4ストランドを使用し、最長ケーブルは86.2mであり、これの配線には15HPウインチを使用して行なった。配線方法は橋脚中央付近にウインチをすえ付け、西側端部にワイヤーアンカーを取付け、最初に87mの5mmのPC鋼線を東側端部よりさし込み、この先端にウインチのワイヤーを結びつけてそう入しようとするPCケーブルの位置まで引張ってゆき、ワイヤーをPCケーブルの先端にセットする。PCケーブルの配線の詳細は 図-15に示すとおりである。

図-15 PCケーブル配線の詳細



(6) 吊りザイルの配線

斜張ケーブルは上側2段、下側2段にわかれ、シース配置はビティ足場および鋼管パイプφ48.6を併用して組立て、これに支持させながら配線を行なった。パイプ

写真-5 斜張ケーブル

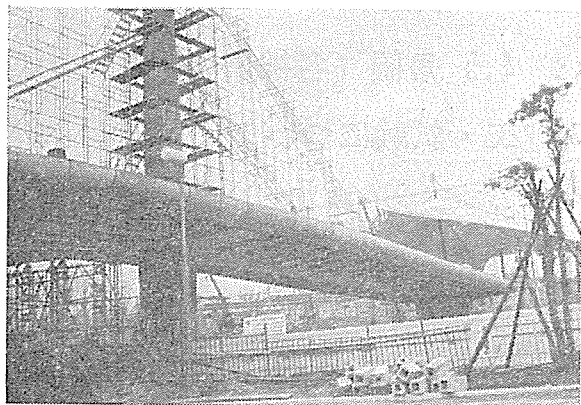
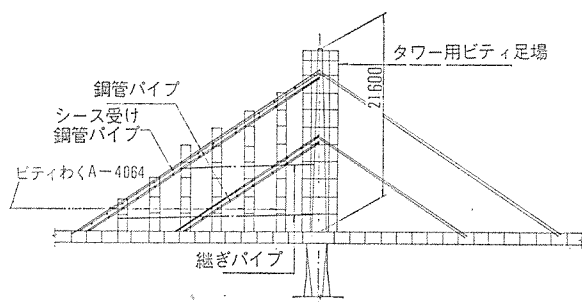


図-16 斜張ケーブル配線足場



およびビティ足場の組立ての状態は 図-16 に示すとおりである。なお、シースはφ70 mm、肉厚 1.2 mm のステンレスシースを使用した。ストランドケーブルの配線は橋桁の縦締めケーブルと同様にウインチを使用して行なった。

(7) ザイルアンカー部および両端橋脚上のコンクリート打設

ザイルアンカー部 4 ヲ所および両端橋脚上 2 ヲ所の場所打部の施工をブロック架設、P C ケーブル配線終了後に行なう。型わくはブロック製作時に使用した型わく 2 組と、さらに、ザイルアンカー部として 1 組製作し、また、橋脚上の場所打部に対して 1 組を製作した。

コンクリート打設はザイルアンカー部 2 ヲ所および施工目地部、西側橋脚上場所打部を第 1 回目に施工し、コンクリート硬化後この型わくを解体して残りのザイルアンカー部および東側橋脚上現場打部の型わく組立てを行ない、第 2 回目のコンクリート打設を行なった。

東西両橋脚上現場打部については、橋体ジャッキダウンの必要があったため、支承部に砂ジャッキを使用し橋脚上で 5.4 cm の上げ越しを行なった。

(8) P C ケーブルの緊張、橋面高の測量

コンクリート強度が所定強度に達した後、P C ケーブルの緊張を行なう。緊張には、165 t 用フレシネー ジャ

ッキ 2 台を使用し施工緊張表にもとづいて緊張作業を行なった。縦締め終了後、斜張ザイルのうち下段に配置された 8 ケーブルをただちに緊張し、支保工を解体し、砂ジャッキの中の砂を出すことにより、橋体をジャッキダウンさせた後、ザイル上段の 8 ケーブルの緊張を行なった。緊張およびジャッキダウンによる橋体のたわみ量はおおのこの状態について測量したが、ジャッキダウンによる橋面高の測定値以外は、計算値と測定値とは必ずしも一致しなかった。しかしながら、その測定値については、支保工上で支えた状態での橋面高の測定を行なっているため、計算値と測定値が一致しないのも当然であろうと思われる。

4. あとがき

以上、万国博会場内の P C 斜張橋の設計、施工のあらましを述べたが、本橋の場合、万博会場内に架設される歩道橋という意味において種々の制約があり、特に施工法については最上の方法とはいいい切れない面が多々あると思われる。その一例をあげるならば、架設方法にもっと他の方法がなかったか、ザイルアンカー部、橋脚上断面等の場所打部をプレキャストブロックにできなかったか、P C ケーブルおよび斜張ザイルの緊張についても、もっと単純化はできなかったかという疑問が残るのであるが、万国博開催をひかえて短期間に施工できたことは事実であり、プレキャスト化が工期短縮に大いに役立ったものと思われる。

従来、本橋のような斜張橋は鋼橋の分野でも割合に長大スパンのものが多く、わが国でも尾道大橋をはじめ、長大スパンの橋梁がすでに架設されている。

コンクリート橋としては前述のようにベネズエラのマラカイボ湖橋（最大スパン 235 m）等、数橋が架設されており、それらはいずれも長大スパンに対して斜張橋のもつ卓越性をいかに発揮していると考えられる。

本橋の場合は、上記のような長大スパンの部類に入る性格のものではないが、本橋の設計および施工を通して得た経験もまた貴重であると考ええる。

小規模とはいえ、本橋の架設が将来の P C 長大斜張橋への 1 ステップとなり、本橋の架設から得た経験を基礎に明日への大いなる飛躍につながることを切に願うものである。

終りに、本橋の計画、設計、施工を通じて御指導いただいた。日本万国博覧会協会、京都大学建築学教室の関係者の方々に対し感謝の意を表する次第である。

1970.4.10・受付