

# 長大スパンCantilever橋の構造設計について

中山 義 昭 \*  
三 神 昭 五 \*\*

## 1 まえがき

20世紀は吊橋の時代である。ともいわれ、スパン数百m級の吊橋が、特にアメリカを中心としてどしどし架けられており、このクラスのスパンにおいては、その経済性も充分認められており、かつ、このクラスのスパンで最も問題となる耐風、耐震上の安定性についても、種々の研究がなされている。

したがって19世紀末から20世紀のはじめにかけて、当時唯一の長大スパン橋の型式として多く用いられた長大スパンのCantilever橋は、吊橋にその地位をとつて代われ、最近では、長大スパンのCantilever橋はほとんど架けられない状況である。

しかしCantilever橋が、吊橋の欠点とされている剛性、耐風安定、耐震性に対して優れていることは明らかで、ただ数100mをこえるスパンにおいて、その経済性がどうなるかと云うことになる。

ひるがえつて、最近の材料の進歩、特に溶接性の優れた80キロおよび100キロの超高張力鋼の出現、および鋼材接合法としての溶接技術の発達をみると、これらの材料、工法を駆使して、それに適合した構造設計を行うことにより長大スパンのCantilever橋の経済性についても、新な認識が行なわれ得るのではないかと思う。

以下スパン数100mのCantilever橋を対象として、その構造設計を行い、その検討を行つてみたい。

## 2 基本設計

### 2.1 骨 線

材料を構造部材として使用する際に、部材を単純曲げまたは曲げを含まない単純な軸方向力のみうける部材として使用することが有利であることは云うまでもない。

アーチ型式のものでは、そのアーチには、軸方向圧縮力と曲げモーメントが共存し、そのアーチリブが、フルウェブまたはトラスあるいはまたパイプであろうと本質的に有利なものではない。

また、その主ケーブル、吊材に完全な引張力のみしか作用せしめない吊橋においてすらも、その補剛桁（補剛トラス）および長大スパン吊橋におけるフレキシブルタワーには、大きな曲げが作用しており、それに対応する材料が使われている。

いかなる方向からの外力に対しても構造部材が、軸方向力のみをもつて対応するためには、構造全体を三角形を基調とした構成とすべきであるのは当然のことである。かくすることにより、構造の主要部材は引張または圧縮の軸方向力のみをうけることになり（二次応力による曲げモーメントの問題がある

---

\* 日本鋼管KK

\*\* //

がこれは後から述べるように、ここで提案する型式では特に小となるし、また小とすることもできる)。材料のもつている能力、特に超高張力鋼のもつ強度を充分に発揮できることになる。

また、軸方向力のみに対応する部材は、曲げに対応するもの比べて細くすることができるので、長大スパン橋において支配的な要素となる風荷重に対するばくろ面積が小になる有利性がある。

また、外力に対する応力解析も極めて簡単明解であることは言うまでもないことである。

この考えを、長大スパンの Cantilever 橋に適用すると図-1に示すように中間支点上のタワーは、橋の横断方向からみて三角形とし、この三角形の頂点から中央スパンと側スパンに向つて、それぞれ一条の引張材を設けて上弦材とし、またタワーの基部から中央スパンと側スパンに向つて、それぞれ二条の圧縮材を設けて下弦材とする。この1本の引張材と2本の圧縮材は、一点に会せしめて立体的な三角形を構成して Cantilever とする。

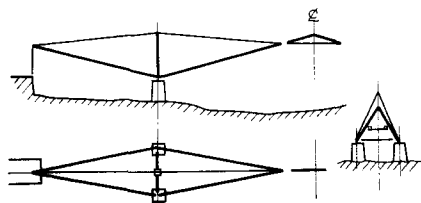


図-1

この骨組形を強調することにより、鉛直荷重に対しては、Cantilever の曲げモーメントの分布と、Cantilever の高さが対応して有利となり、特に長大スパンにおいて大きなウエイトを占める死荷重の分布が、支点付近で最大で、Cantilever の先端ではかなり小さくなる分布となり、このような分布荷重が Cantilever に作用する場合、Cantilever の曲げモーメントおよびたわみに著しく有利なものとなるのである。(図-6)

また、水平荷重、特に風荷重に対しても、そのばくろ面積が支点付近で最大で、Cantilever の先端では極めて小さくなる分布であるので死荷重と同様な傾向となり、また死荷重に比例する地震の影響も同様なことがいえる。

この手法は、古くフオース橋などにおいてもその傾向が見られるところであるが尙一段と徹底せしめるのが合理的と思う。

風荷重と地震力は、左右いづれの方向からも作用するので、その風下側を圧縮材とする必要から、下弦材を2本の圧縮材としているのである。上弦材は単に鉛直荷重に対するのみであるので1本の引張材として細部構造材が複数にならないようにする。

2つの大きな Cantilever の間に吊桁を設けるが、このスパン長はなるべく小とするのが前に述べた観点から有利で、中央支点間距離の20%位がよいようである。

下弦圧縮材の骨組線は直線ではよいが、圧縮材であるため比較的太い部材となることから目立つので、外観上から、Cantilever の下弦から吊桁の上弦をとおして放物線などのようなアーチ形状に見るようにするのがよく、これは腹材の応力軽減にも役立つことになる。

上弦引張材の水平となす角はなるべく小さくしてタワーに与える圧縮力を小ならしめるようにし、鉛直荷重は、圧縮材としてすでに用意されている下弦圧縮材によつて伝達せしめるように留意する。したがつて上弦材がほとんど水平に張られたタワー式の場合(図-2 a)にはごく小さな応力となり、ヤグラ式の場合(図-2 b)には隣接するスパンの活荷重のアンバランス荷重による比較的小さな応力しか

生じないことになる。このヤグラ式の場合は風荷重によるやはり隣接するスパンの間のアンバランス（一つのスパンは左から風が吹き、隣のスパンでは右から吹くと云う渦のような荷重状態）の場合にはねじられることになるのでヤグラの基部はねじりに抵抗できるブレーシングを設けることが必要である。

上弦と下弦との間に設けられる腹材は、通常のトラスにおける腹材の型式でもよいが、Cantilever 橋のように中間支点付近の Depth の著しく大きなものでは、多数の交差する斜材群によつて構成するのがよいと思う。これは長い斜材の座屈長を小さくし、細い部材とすることが可能で、かつ弦材の応力を減ずる効果もある。これは斜材に、ロッド、もしくはケーブルを用いた網目構造への発展も期待できる。

以上のべたような骨組構造の Cantilever 橋は、鉛直荷重に対しても、またタワーの基部に適当な間隔を有せしめると横荷重に対しても、十分な剛性を有しており、かつ経済的な型式となる。これは3.の設計側について具体的に述べることにしたい。

## 2.2. 部材と格点構造

この型式で、重要なウエイトを占める下弦圧縮材はパイプとする。パイプの部材は今さら云うまでもなく、圧縮力のみうける部材として座屈に対して理想的であり、パイプの板厚と、部材の細長比を適当にえらぶことにより、補剛材を使用せず断面を耐力一杯に有効に働かすことができる。たとえば、パイプの径を  $D$ 、断面二次半径を  $\gamma$ 、部材長を  $l$  とすると  $\gamma \doteq 0.35 D$  であるので

$$l/\gamma \leq 30 \quad \text{に対しては} \quad l \leq 30 \times 0.35 D \doteq 10 D$$

となる。いま、 $D = 2.5 \text{ m}$  とすると部材長  $l$  が  $25 \text{ m}$  位まではほとんど短柱として扱つてよく部材としての座屈による許容応力度の低減はほとんど考慮しなくともよく、またこの場合、板厚を

$$\sigma = \frac{E}{\sqrt{3(1-\nu)^2}} \cdot \frac{2t}{D} \quad \text{より} \quad \sigma = 0.52 E \frac{t}{D}$$

$$\sigma_Y = 7,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{に対して} \quad \frac{t}{D} = \frac{1}{156}$$

となるので  $t \geq \frac{D}{156}$  とすると理論的には板の局部座屈のおそれなく補剛材も不用となる。

また最近の加工技術では、板厚  $40 \text{ mm}$  位の超高張力鋼（降伏点  $70 \text{ kg}$  級）の直径  $2 \sim 5 \text{ m}$  のパイプの製作は容易で、設備さえそれにマッチしたものがあれば製作工数も他の組立断面よりもわずかであるといえる。

また、下弦圧縮材のパイプと腹材のパイプの連結を溶接によつて行ない、ガセットプレートを使用しない単純、明解で経済的な格点構造とすることができる。この場合、要すれば弦材のパイプの内部に格点部分の変形防止のためのダイヤフラムを設けるとよい。（図-7）

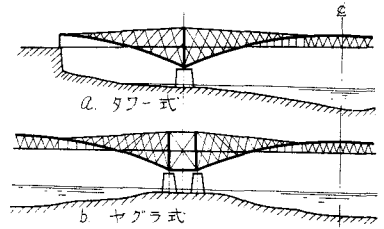


図-2

いづれにしても、このような長大スパンの Cantilever 橋では、主構造部材の応力のほとんど大部分は死荷重によるものであり、活荷重によるものはごくわずかであるので、応力の変動のレンジは小さく、たとえば後から述べる設計例では、活荷重の最大応力の状態で、全応力度の 85% を死荷重が占めている。したがって、応力の繰返しによる鋼材の疲労の点はあまり考慮を必要とせず、主構、腹材、床組というように順序で、降伏点の高いものから次第に低い高張力鋼を使用するのが、部材に生ずる応力の変動と高張力鋼の疲労強度と見合うと思われる。

またパイプ断面であるので、このような長大スパンの構造で支配的な要素となる風圧の減少に効果的であるが、この点については省略する。

上弦の引張材には、複数のアイバー、ケーブルなどでよいが、製作、架設、経済性の点から、ここでは PC 鋼棒を束ねて使用する方法を提案したい。この方法によると、PC 鋼棒のもの高強度を 100% 活用できること、格点構造が容易で確実であること、架設が容易であることなどの利点がある。その詳細は図-9 に示す通りで径 27 mm の PC 鋼棒数 100 本をカップラーにて全強を保持したまま（転造ねじにより）つぎつぎに連続的に長くつなぎ、格点にはカップラーによる継手を全部集めて、格点のバンドはそのカップラーを把握して固定するようにするので鋼棒の全強でカップラーを介してバンドに固定したことになるのでバンドの滑りは絶対にない。架設終了後、防錆と維持のためと風圧軽減のため円筒型の板厚数 mm のカバーを行ない気密にシールドする。

腹材は、引張材、圧縮材ともにパイプとし、風圧の軽減と架設作業を容易ならしめ、この引張材と圧縮材はなるべく多く交差するようにするので、その交点の構造は図-3 のようにする。即ち引張材のパイプの径は圧縮材のパイプの径の  $\frac{1}{2}$  以下として圧縮材を貫通するようにする。この場合の圧縮材の断面損失は圧縮材の断面が座屈強度から決められているので補償する必要がない場合が多く、単純な交点の構造となり得る。

### 2.3 下部構造

吊橋の場合、その主ケーブルの大きな引張力を定着するため、一般にアンカーは巨大なものとなるし、主塔がフレキシブルタワーの場合にはその基礎には大きな曲げモーメントが作用するのでかなり大きなものとなる。

即ち、いづれも大きな水平力またはモーメントの作用に対して安定な基礎とせねばならぬので、単に鉛直荷重のみ作用する基礎に比べて本質的に大きなものとなるのはまぬがれない。全鉛直荷重を同じとすれば、外的静定で、水平反力、モーメントの生じない Cantilever 橋の方が経済的となり得る。

勿論、地震による影響、たとえば地盤の 2 点間の相対的大変位に対しても外的静定構造は有利と思われる。

## 3 架設

長大スパン橋での架設は重要な問題の一つである。特にわが国では、毎年台風のきょう威にさらされ

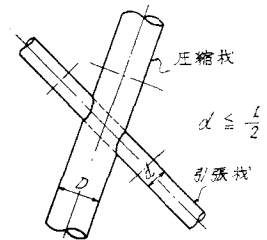


図-3

るので迅速に架設できることは勿論のこと、架設途中でも風に対して安定な構造が望ましいのである。

この Cantilever 橋の架設は勿論 Cantilever Erection によつて行いが、ヤグラ式の場合は 4 本柱のヤグラが完成すれば、あとは左右のスパンが同じ速度で順次架設を進めてゆき、最後の吊桁も、その支点を仮に固定してともに Cant. Erec. によつて中央で閉合するようにする。

タワー式の場合は図-4 に示すように、まず主塔、それから左右のスパンに 20~30m だけ主塔に頼つて Cant. Erec. を行い、次に片側スパンを trestle bent によつて支持し、その後は左右バランスをとりながらのばしてゆくことにする。

いづれにしても、風荷重に対しては架設途中の方が受ける影響が少なくなる。

なお、上弦の引張材の架設は、そのパネルの下弦圧縮材、腹材の建てこみが終つてから、上弦引張材の代りに仮の部材を建てこむが、この仮部材は、P C 鋼棒をねじこんんだり、結束したりする作業台と、

仮部材の長さを調節して架設中のたわみを修正できる強力なジャッキがビルトインされており、経済的に何本かの部材の場合に転用、共用できるようになつているので、各パネルごとにこの作業を順次繰返して行つてゆけば特に困難なむづかしい問題はない。

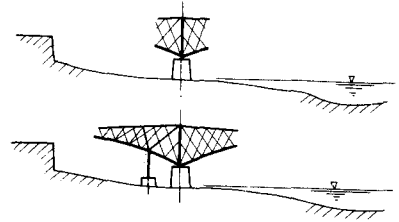


図-4

## 4 設計例

Cantilever 橋を Walt Whitman Bridge (吊橋 1957 年完工) と同条件のもとに比較設計してみる。ただし、地震または風についてはわが国の実情に合致する、震度  $KH = 0.2$ 、風速  $80 \text{ m/sec}$  で設計する。

### 4.1 設計条件

橋 長	1,080.0 m
径 間 割	235.0 + 610.0 + 235.0 m
幅員構成	上段, 歩道 $2 \times 1.0$ + 車道 6.0 m 下段, 車道 15.0 m (高速道路 4 車線)
活 荷 重	4.84 $\text{t/m}$ (Walt Whitman Br. と同じ)
航路限界	海面上 46.5 m
床 版	鉄筋コンクリート 厚さ 15 cm
舗 装	アスファルトコンクリート 厚さ 5 cm



活荷重はWalt Whitman Bridge と等しくし、等分布荷重  $4.84 \text{ t/m}$  を設計荷重とする。

横荷重については、地震は、風に較べ僅小である。設計風速を  $80 \text{ m/sec}$  とすると、風圧は矩形板に対し、 $800 \text{ Kg/m}^2$ 、パイプに対してはその  $2/3$  とし  $530 \text{ Kg/m}^2$  を設計荷重とする。表-2 に風荷重を示す。

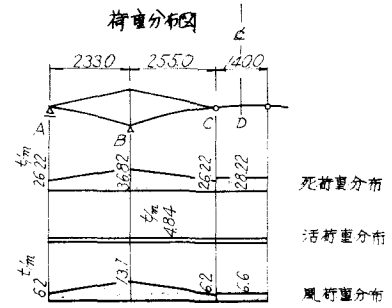


図-6

表-2 風荷重算定表 (風速  $80 \text{ m/sec}$ )

名称	風圧	A 部		B 部		C 部		D 部	
		受風面積	風荷重	受風面積	風荷重	受風面積	風荷重	受風面積	風荷重
地覆	$800 \text{ Kg/m}^2$	$0.6 \text{ m}^2/\text{m}$	} $\text{t/m}$	$0.6 \text{ m}^2/\text{m}$	} $\text{t/m}$	$0.6 \text{ m}^2/\text{m}$	} $\text{t/m}$	$0.6 \text{ m}^2/\text{m}$	} $\text{t/m}$
高欄	"	0.8		0.8		0.8		0.8	
縦桁	"	2.7		2.7		2.7		2.7	
上弦材	530	1.0	} 2.9	1.6	} 9.8	1.0	} 2.9	1.0	} 3.3
下弦材	"	2.5		5.0		2.5		1.2	
腹材	"	1.0		10.8		1.0		3.0	
その他	"	1.0		1.0		1.0		1.0	
計			6.2		13.1		6.2		6.9

#### 4.3 部材応力および断面

上下弦材、腹材等、最も大きい部材応力および断面を表-3に示す。

風荷重による応力は下弦材において  $5720 \text{ t}$  となり、死荷重応力の  $75\%$ 、死荷重との合成応力は常時の  $150\%$  である。

温度差による応力は外的静定構造物であるため微少である。

活荷重による鉛直たわみは約  $1 \text{ m}$ 、 $\delta/l \doteq 1/600$  である。したがって、stiffness においては充分満足できるものと思う。鉛直方向の固有振動については、まだ計算して見ないが、おそらく周期は相当長く、活荷重および地震について共鳴しないものと判断する。

風による横方向のたわみは、C点において  $1.05 \text{ m}$  である。これも横方向振動性状を詳細に解明しなければならぬ問題であるが、横方向の剛性から考え、空気力学的な問題はないと思われる。

表-3 部材応力および断面表

部材	部材応力	断面	応力度
上弦材	16,200 <sup>t</sup>	PC鋼棒 ( $\sigma = 105 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ , $\sigma_{\text{yield}} = 80 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ ) 27 $\phi$ 705 本, $A = 4020 \text{ cm}^2$ $\sigma_{\text{ta}} = 4,500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	4,160 $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
下弦材	-8,820 <sup>r</sup>	H.T. 80 ( $\sigma = 80 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ , $\sigma_{\text{yield}} = 70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ ) 1-Pipe 2500 $\phi$ $t = 34$ , $A = 2640 \text{ cm}^2$ $r = 87 \text{ cm}$ , $l/r < 30$ $\sigma_{\text{ca}} = 4,000 - 0.5 (\phi_r)^2$	3,340
腹材	圧縮材	SM 50 1-pipe 1000 $\phi$ , $t = 12$ , $A = 372 \text{ cm}^2$ , $Y = 35 \text{ cm}$	1,240
	引張材	H.T. 60 1-pipe 500 $\phi$ , $t = 12$ , $A = 184 \text{ cm}^2$ , $r = 17 \text{ cm}$	2,500
塔	-2,500	SM-50 2-PL 2500 $\times$ 22 $A = 1980 \text{ cm}^2$ 2-PL 2000 $\times$ 22	1,260
反力	RA	max-1,410 <sup>t</sup> min-2,885	
	RB	max 21,740	
C点のたわみ		$\delta_g = 93.5 \text{ cm}$ , $\delta_{l/g} = 0.935 \frac{5}{610} = \frac{1}{643}$	

#### 4.4 部材の二次応力

二次応力として問題となるものは、

- a) 格間における自重による曲げモーメントによる応力
- b) 部材結合点における局部応力
- c) ヒンジに仮定して計算している剛結合  
格点の固定モーメントによる応力

以上三つが考えられる。

a) については、下弦材において  $80 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$  である。b) については、P. P. Bijlaard 氏の研究をはじめ種々の実験データがあるが、これらの応力はパイプ内部に充分強固なステイフナーを設け、変形を小さくすることによつて減少することが出来る。c) については、一つの三角形のトラスを取出し、軸方向変位量から部材の角変化量を求め、両端弾性固定ばりとしての固定モーメントを概算して応力を求めると、下弦材において  $240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$  引張斜材,  $280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ , 圧縮斜材で  $340 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$  となる。更に、不測の応力を考慮したとしても、これら二次応力のために材料が降伏点を超える応力を生ずることはないと思像される。

#### 4.5 鋼重

鋼重を概算すると表-4 の如くなる。

表 - 4 鋼 材 集 計 表

名 称		鋼 重	材 質	備 考
ア ン カ ー ス パ ン	縦 桁	2,160 <sup>t</sup>	SM50	小計 15960 <sup>t</sup> 17.0 $\frac{t}{m}$ 0.74 $\frac{t}{m^2}$
	床 桁	1,480	"	
	上 弦 材	2,860	PC鋼棒	
	下 弦 材	3,840	H.T.80	
	腹 材	790	H.T.60	
		2,050	SM50	
	横 綾 構	1,290	SS41	
	対 傾 構	520	SS41	
	塔	750	SM50	
	沓	120	SS41	
そ の 他	100	"		
サ ス ペ ン ド ス パ ン	縦 桁	450	SM50	小計 1448 <sup>t</sup> 10.3 $\frac{t}{m}$ 0.45 $\frac{t}{m^2}$
	床 桁	290	"	
	上 弦 材	175	H.T.60	
	下 弦 材	160	H.T.60	
	腹 材	140	SS41	
	横 綾 構	95	"	
	対 傾 構	110	"	
	沓	18	"	
そ の 他	10	"		
附 属 品	伸縮装置	44	"	小計 131 <sup>t</sup>
	排水装置	22	"	
	高 欄	65	アルミ	
計		17,538		16.2 $\frac{t}{m}$ 0.70 $\frac{t}{m^2}$

表 - 5 Walt Whitman の鋼重

名 称	鋼 重	材 質	備 考
懸 垂 部	9,681 <sup>t</sup>		0.90 $\frac{t}{m^2}$
ケ ー ブ ル	4,385		
タ ワ ー	9,419		
計	23,485		

(神戸市調査室の調査より)

上述の如くWalt Whitman Bridge と比較すると、鋼重について26%の軽減ができた。材質は当時使用されていなかった高張力鋼をふんだんに利用しているが、一方、吊橋にケーブル類を4,385 ton 用いていることを考えれば、材質による工費の増加はない。また主材はほとんどすべてのメンバーにパイプを用いたことは加工費をいちじるしく低減している。

フランスの Tancarville Bridge (支間175.56 + 609.60 + 175.56 m, 1959年完工)は有効幅員15.24 mに対し、15,050 ton, 有効橋面積当り、 $1.03 \frac{t}{m^2}$ の鋼材を使用している。

本設計例では、Walt Whitman Bridge と比較するため、床版に鉄筋コンクリートを使用した。この重量は $13.6 \frac{t}{m}$ に達し、全死荷重の半分に近い数字になっている。このような長大スパン橋にあつて、死荷重が全設計荷重の80%以上を占める如きものは、この死荷重の軽減こそ、工費を低減する第一要素であり、床版には、鋼床板またはSteel Gridを用いることもできる。床版の重量を半分にすることは、鋼重は直ちに、 $約80\% \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} = 20\%$ 減ずることができる。さいわい、Cantilever 橋にあつては、死荷重を軽減しても、吊橋におけるような空力的な安定が問題になるようなことはない。

## 5 詳細構造

構造の詳細は、ここには概略図を示すのみにする。

### 5.1 下弦材格点構造

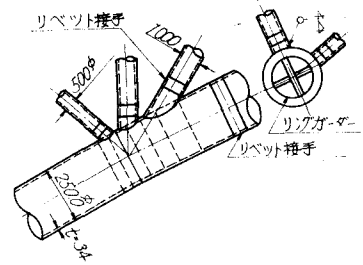


図-7

### 5.2 斜材交点構造

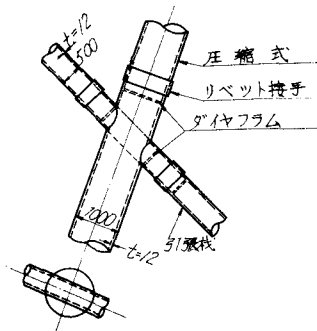


図-8

### 5.3 上弦材格点構造

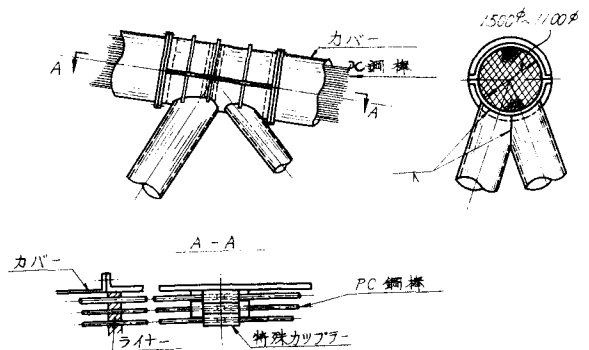


図-9

## 5.4 Cantilever 先端およびゲルバーヒンジ

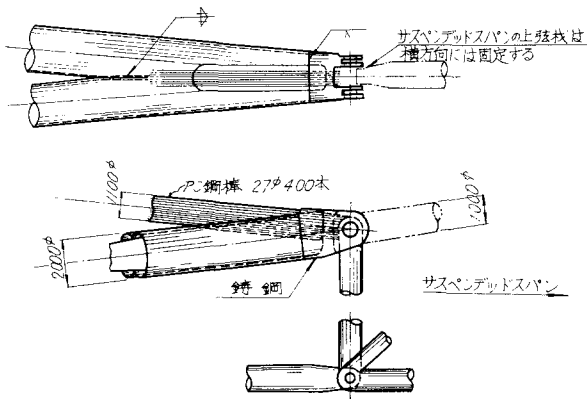


図-10

## 6 あとがき

以上、最近の材料と工法を背景にした新しい構造設計によるスパン数100m級の長大 Cantilever 橋の設計と経済性について提案を行つたが、たとえばプレストレストコンクリートが、その着想が古くからあつたのにかかわらず、高強度のP.C.鋼線と高強度のコンクリートを得て始めて完成の域に達し、また最近盛に架けられる箱桁橋も、1850年に完成したブリタニア橋をその祖とし、高張力鋼、溶接技術、設計法の発達によりその経済性を誇つているのである。

ここに提案を行つている工法は、下弦の圧縮材の比較的大径のパイプ、上弦の引張材の束ねられたP.C.鋼棒、腹材の交差するパイプ構造など、また架設法にしても特に新奇なものでなく、それぞれ別の場合において慣用されている工法で、その採用に躊躇する理由が見あたらない。

今、ここではスパン600m級のものについて述べているが、さらにそれより大きい800~1000mのものについての可能性も充分根拠のあるものであり、かつ図-11に示すように1本のケーブルと2本のパイプからなる1,000m オーバーのスパンのものへの発展も期待されるのである。

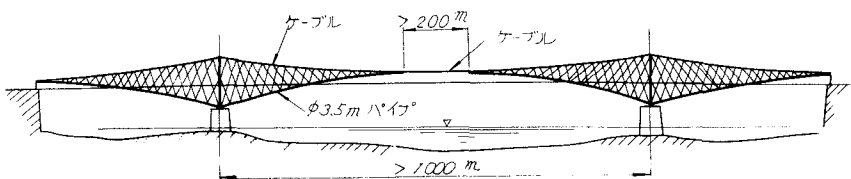


図-11