

プレストレスト コンクリート T 型断面桁の桁高さと スパンとの関係についての一考察

木村 又 左 衛 門*

要 旨 両端単純支承の T 型断面プレストレスト コンクリート橋桁について、上下両フランジの曲げ応力度をコンクリートの許容応力度まで有効に利用するための条件を考え、現在使用されている T 型の標準と思われる断面について、新しい鋼道路橋設計示方書の設計荷重のもとで検討した。その結果、一等橋荷重で約 21 m、二等橋荷重で約 19 m 以下のスパンでは、応力度を許容応力度まで使えないが、それ以上のスパンでは、応力度を許容応力度一杯に使用でき、プレストレスト コンクリートの特性を十分に発揮しうることがわかった。

1. はしがき

プレストレスト コンクリート（以下 PC と略称する）部材がすぐれた構築材料であり、特に橋桁材料としてその特殊性を十分に発揮しうることが、一般に認められている。しかし、長短いずれのスパンに使用しても、あるいは単純桁、ゲルバー桁、連続桁などに使用してもその特殊な有利性を常に発揮しうるかという点、必ずしもそうとはいえない。著者は目下この方面の研究を行っているが、まずその第一段階として両端単純支承の桁として使用する場合について論じよう。

橋梁には鉄道橋、道路橋の種類があり、また設計荷重にも種類が多い。しかし、ここでは PC 桁が最も多く使用される道路橋について論じ、荷重としては、新しい鋼道路橋設計示方書の一等橋荷重 (L-20, T-20)、二等橋荷重 (L-14, T-14) の二つの場合について考えることにする。この二つの場合について検討すれば、実際に造られる PC 橋の桁のほとんどが含まれ、その結果によつて PC 部材を橋桁材料として使用した場合の一般的な傾向を十分に察知することができると思われる。

次に、ある形状の断面について考えると、その断面の幾何学的な性質は一定であるが、これに導入するプレストレストは自由であり、それによつてこの断面によつて安全に抵抗させうる許容抵抗モーメント、従つて荷重が自由に加減できる。従つて設計曲げモーメントに応じて最も合理的にプレストレストを導入すればよい。そのためにはこの断面に作用する応力度に一定の条件がつくことになる。いいかえると一定の条件をもつた応力度を与えた

場合に、PC の特性を完全に発揮することができるわけ、この場合の諸条件を論じようとするのがこの報告の目的である。

2. 断面を有効に使用するための諸条件

PC は鉄筋コンクリート（以下 RC と略称する）にくらべて同一荷重条件のもとでは必然的に RC よりも自重が小さくなる。従つて長スパンの桁の設計が可能になる。

一般に、ポストテンション方式の橋桁の形状は、T 型断面の桁をならべ上フランジをそのままスラブとして使用する。この形がもちろん合理的であるが、この T 型断面では一般的に断面の図心が桁高の半分よりも上にある。また架設にあつては桁のある間隔に並べ、上フランジ相互間のすき間を現場打ち後に受ける荷重すなわち舗装荷重と活荷重に対しては、上フランジの幅が増加した第 2 次断面で抵抗することになる。この場合、断面の図心位置はさらに上昇する。重心位置が高いと、PC 鋼線を配置するとき、断面の図心からの偏心距離 e_b を大きくするのに便利であつて、荷重により生ずる下フランジの引張応力度に抵抗するためのプレストレストを導入するのに都合がよい。橋桁が完成した後にうける荷重すなわち舗装と活荷重によつて上フランジに生ずる圧縮応力度は、これによつて生ずる下フランジの引張応力度よりもその絶対値が小さい。従つて一般的にいって、このような場合には下フランジの応力度によつて、この断面の抵抗曲げモーメントがきめられる。

以上により、活荷重によつて生ずる下フランジの引張応力度に対応するプレストレストが、許容応力度を超えない程度に大きくなるようにすることが有効であるといえる。

活荷重のほかに、舗装荷重はまた舗装の修理で一時的に取り除くことがあると考えられるから、桁自重だけ作用するとき、下フランジに許容値までのプレストレストを導入するとすれば、舗装および活荷重によつておこる下フランジの引張力応度の絶対値は許容応力度に等しくとれる。

この場合、上フランジに生ずる圧縮応力度の値 σ_c' は

$$\sigma_c' = \sigma_{ca} \cdot (y_c' / y_c)$$

ただし、 σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮強度

* 正員、オリエンタルコンクリートKK常務取締役、技師長

y_c, y_c' : コンクリート断面の図心から、それぞれ部材の引張縁および圧縮縁までの距離

である。この場合、 $y_c > y_c'$ であるから

$$\sigma_{ca} > \sigma_{ca} \cdot (y_c' / y_c)$$

となり、上フランジにおいては、

$$\sigma_{ca} - \sigma_{ca} \cdot y_c' / y_c = \sigma_{ca} (1 - y_c' / y_c) \dots \dots \dots (2)$$

だけ許容応力度にたいして余裕があることになる。

プレストレスを導入する場合、断面に引張応力度を生ぜしめないことを原則として考えると、上フランジのプレストレスを0とすると、式(2)だけの余裕があり、これだけ桁自重によつておこる圧縮応力度にふりむけることができる。

いま式(2)だけの圧縮応力度が上フランジに生ずる場合、下フランジでは、

$$-\sigma_{ca} \cdot \left(1 - \frac{y_c'}{y_c}\right) \cdot \frac{y_c}{y_c'} = -\sigma_{ca} \cdot \frac{y_c - y_c'}{y_c'} \dots \dots \dots (3)$$

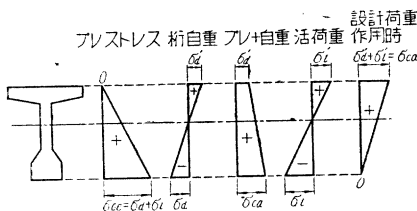
で表わされる引張応力度が生ずる。従つて最初に下フランジに導入するプレストレス σ_{ce} を、活荷重にたいするプレストレス σ_{ca} と死荷重のためのプレストレス $\sigma_{ca} \cdot (y_c - y_c') / y_c'$ との和だけのプレストレスにすれば、

$$\sigma_{ce} = \sigma_{ca} + \sigma_{ca} \cdot \frac{y_c - y_c'}{y_c'} = \sigma_{ca} \cdot \frac{y_c}{y_c'} \dots \dots \dots (4)$$

となり、この断面は完全に活用されたことになる。

すなわち、下フランジには式(4)で与えられるプレストレスから自重により減少した残りを σ_{ca} として、これを全部活荷重に活用し、上フランジでは、プレストレスは0の状態から始つて、一部を自重に他の残りを活荷重に使つて全くむだのない状態となる(図-1参照)。

図-1 上下両フランジを最も有効に使用する場合の応力度



以上は理想的な場合の考察であるが、それ以外の場合を考えてみる。

a) 死荷重応力度が活荷重応力度にたいして、一定の割合よりも大きいとき

上フランジで

$$(\text{自重による圧縮応力度}) > \sigma_{ca} \cdot \frac{y_c - y_c'}{y_c} \dots \dots \dots (5)$$

となつたとき: 上フランジではあたえられた許容応力度に対して、活荷重にふりむけうる応力度の割合が小さくなり、下フランジに生ずる活荷重による応力度は、当然 σ_{ca} よりも小さくなり、この場合には、PC の特性が完

全に利用されたことになる。

この場合、さらにすすめて、式(5)における左右両辺の差だけの引張応力度を生ずるプレストレスを上フランジに導入して、

$$\sigma_{ce} = \sigma_{ca} \cdot \frac{y_c - y_c'}{y_c}$$

となるようにして、上下フランジ共活用することもできる。もちろん、これには限度があるのはいうまでもない。

b) 死荷重応力度が活荷重応力度にたいして、一定の割合よりも小さいとき

上フランジで、

$$(\text{自重による圧縮応力度}) < \sigma_{ca} \cdot \frac{y_c - y_c'}{y_c} \dots \dots \dots (6)$$

となつたときは: 上フランジにおいて、全荷重による圧縮応力度は許容値以下となるが、その余分を活荷重に使うと、下フランジにおいて、活荷重による引張応力度の絶対値が σ_{ca} をこえるから、その分だけ下フランジのプレストレスを大きくすると、プレストレスと死荷重による合成応力度が σ_{ca} 以上となる。このようなことは避けなければならない。従つて結局上フランジの応力度には利用できない部分が残る。同時に下フランジのプレストレスが小さくなり、PC としては断面を十分に活用できないことになる。

以上を総括して考えると、死荷重応力度と活荷重応力度との比が、一定値よりも小さいときは、断面を十分に活用できないことになり、大きいときは断面を完全に活用できるということになる。また活荷重応力度の大きい場合には、それによるタワミが大きくなり、その点からも死荷重応力が小さい場合には不利となる。

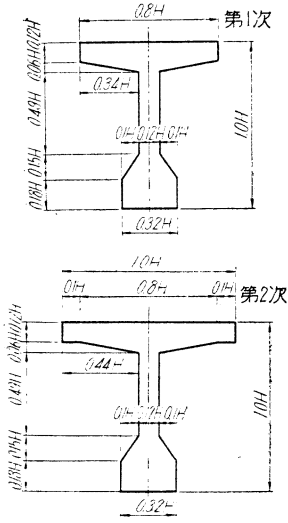
これをさらに具体的にいえば、PC はスパンの小さい場合よりも、大きい場合、その特性を発揮するということになる。すなわちスパンが大きくなるにつれて断面が大きくなるために死荷重が増加し、また死荷重による曲げモーメントはスパンの自乗に比例して大きくなる。一方活荷重について考えれば等分布荷重は単位幅あたりは一定で、スパンが大きくなるに従つて衝撃が減るから曲げモーメントのスパンによる増加率は死荷重の場合より小さい。同時に線荷重は衝撃率が小さくなるに従つて小さくなり、これによる曲げモーメントはスパンに比例するから、やはり死荷重にくらべると増加率は小さい。

3. 道路橋についての検討

つぎに、具体的にどの程度のスパンのときに適当であるかを調べる。この問題は総括的に示すことはできないが、鋼道路橋設計示方書(1955)の荷重についてしらべよう。

a) 断面その他の仮定 一定の方針で論ずるために、基準となる断面を仮定する。実際に使用されているもの

図-2 基準断面



とあまり変わらない性質をもつ断面を図-2に示すように仮定し、すべての寸法を桁高 H の関数で表わす。またこの断面の主桁の配置間隔を H とし、従つて主桁架設後に打つ上フランジの現場打ちコンクリートの幅は $0.2H$ となる。なお活荷重との関係を一定にするために、断面諸常数をすべて幅 1 m あたりに換算して使用する。なお H は m 単位である。桁自重(桁間を含む)およびプレストレスに対しては、第1次断面で計算し、舗装と活荷重に対しては、現場打ちコンクリートを含めた第2次断面で計算する。

なお、プレストレスはすべて最終値を考え、プレストレス導入直後の増加は一切考えないこととし、また配線の方法も論じないこととする。すなわちプレストレス導入に際しては、最終値が所定の値となるように、乾燥収縮、クリープなどを考え、配線の方法によつて考えなければならない摩擦によるプレストレスの減少などは、個々の設計に属することと考えここでは考慮しない。

実際に施工された多くの断面は、上記の基準断面と多少相違する点もあるが、図-3 からわかるように幅 1 m あたりに換算すれば、基準断面とほぼ同じ断面性質をもっている。この基準断面の幅 1 m あたりの断面諸常数を表-1に示す。

いま、 $\sigma_{ca} = 150\text{ kg/cm}^2 = 1500\text{ t/m}^2$ とすれば、死荷重によつて生ずる下フランジの引張応力度をプレストレスから引いた残りが σ_{ca} となるようにして、活荷重にた

図-3 基準断面と実際施工断面との比較 (幅 1 m あたりに換算)

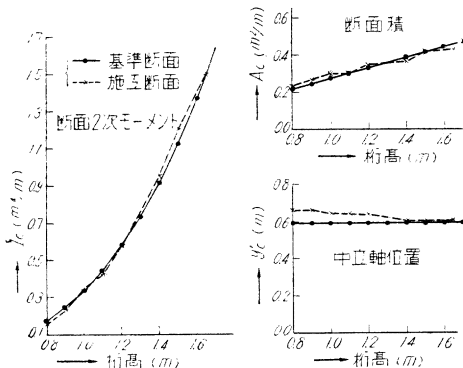


表-1 基準断面諸常数 (幅 1 m あたり)

	第 1 次	第 2 次	備 考
断 面 積	$A_{c1} = 0.273$	$A_{c2} = 0.297$	H
図 心 上	$y_{c1}' = 0.410$	$y_{c2}' = 0.382$	H
下	$y_{c1} = 0.590$	$y_{c2} = 0.618$	H
断 面 二 次	$I_{c1} = 0.033\ 600$	$I_{c2} = 0.036\ 35$	H^3
モーメント	$W_{c1}' = 0.082$	$W_{c2}' = 0.095$	H^2
断 面 係 数	$W_{c1} = 0.057$	$W_{c2} = 0.059$	H^2
自 重		$q_{c2} = 0.7425$	H 比重 = 2.5

いしてそれを全部使えば、活荷重による上フランジの応力度は次のようになる。

$$\sigma_{c1}' = \sigma_{ca} \cdot \frac{W_{c2}'}{W_{c1}'} = 1500 \times \frac{0.059}{0.095} = 932\text{ t/m}^2$$

(93.2 kg/cm²)

上フランジのプレストレスを 0 とすれば、死荷重について使用しうる応力度は、

$$\sigma_{cd}' = \sigma_{ca} - \sigma_{c1}' = 1500 - 932 = 568\text{ t/m}^2$$

(56.8 kg/cm²)

いま、この死荷重応力度を下フランジで考えると、

$$\sigma_{cd} = \sigma_{cd}' \cdot \frac{W_{c1}'}{W_{c1}} = 568 \times \frac{0.082}{0.057} = 817\text{ t/m}^2$$

(81.7 kg/cm²)

すなわち、下フランジに、

$$1500 + 817 = 2317\text{ t/m}^2 \quad (231.7\text{ kg/m}^2)$$

のプレストレスを導入すれば最も有効である。

一方、死荷重による曲げモーメントは、

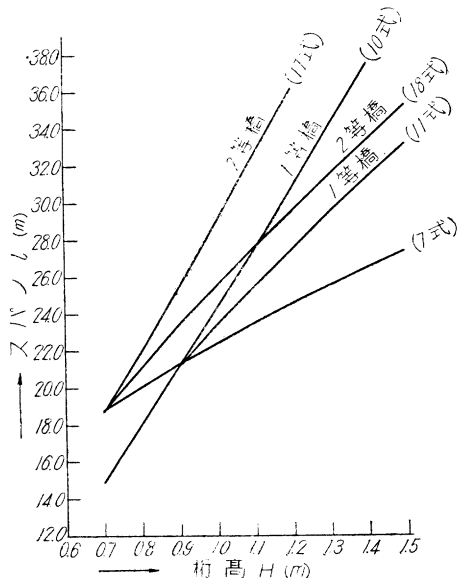
$$M_d = q_{c2} \cdot l^2 / 8 = 0.7425 H l^2 / 8 = 0.0928 H l^2$$

となる。従つて、

$$0.0928 H l^2 = \sigma_{cd}' \cdot W_{c1}'$$

とおけば、

図-4 基準断面について考えた場合の道路橋新荷重での桁高 H とスパン l との関係



$$l \approx 22.4 \sqrt{H} \dots\dots\dots (7)$$

が得られる。上式で得られる桁高 H とスパン l との関係を表-2、図-4、(7) 式に示す。

表-2 上下両フランジを最も有効に使用した場合の H と l との関係 (単位 m)

$\frac{H}{m}$	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
l/m	18.8	20.0	21.3	22.4	23.5	24.5	25.5	26.5	27.4	28.3	29.2	30.1	30.9	31.7

もし、 l が表-2 以下の値であれば、下フランジの許容応力度をこえるプレストレスの量を必要な程度にぞどめうるが、上フランジの応力度は十分利用できない。 l がこれ以上であれば、上下フランジとも有効に使える。

b) 一等橋 (L-20, T-20) の場合 大体の見当を簡単につけるのが目的であるから、以下、活荷重は桁幅 1 m あたりで考え、横方向への荷重分配は考えないものとする。また、舗装厚さは平均 0.1 m (比重=2.3) とする。活荷重 (舗装を含む、以下同様) による曲げモーメントは、衝撃を含めて、次のようになる。

$$M_l = \left(\frac{0.35 l^2}{8} + \frac{5 l}{4} \right) \cdot \left(1 + \frac{20}{50+l} \right) + \frac{0.23 l^2}{8} = \frac{0.58 l^2 + 46 l^2 + 700 l}{8(l+50)} \dots\dots\dots (8)$$

基準断面の活荷重にたいする最大の抵抗モーメントは次のようである。

$$\sigma_{ca} \cdot W_{c2} = 1500 \times 0.059 H^2 \dots\dots\dots (9)$$

式 (8)、(9) から次式をうる。

$$l^3 + 79.31 l^2 + \frac{700 - 708 H^2}{0.58} l - 61034 H^2 = 0 \dots\dots\dots (10)$$

式 (10) から、桁高 H —活荷重曲げモーメントによって定められる最大スパン l の関係が求められる。この値を表-3、図-4、(10) 式に示す。図-4 からわかるよ

表-3 一等橋における桁高 H と活荷重曲げモーメントにより決る最大スパン l との関係 (単位 m)

$\frac{H}{m}$	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
l/m	14.9	18.0	21.1	24.3	27.5	30.8	34.2	37.5	40.8	44.2	47.6	50.9	54.3	57.8

うに、 $l \approx 21.3$ m, $H \approx 0.9$ m で両方の曲線が交わる。このことは、スパン約 21.3 m 以下では上フランジの応力度を十分に利用できないことをしめす。

スパンが 21.3 m 以上になると、下フランジの許容応力度をこえるプレストレスだけでは死荷重を処理できない。もし超過分だけで処理しようとすれば、スパンの増大とともに断面が非常に大きくなり、また活荷重にたいしては、下フランジの σ_{ca} を全部これに使うとすれば、はるかに小さな断面でよいことを示している。そこでスパンが約 21 m 以上では、いつでも上フランジの応力度を全部有効に使うこととし、下フランジの許容応力度をこえるプレストレスをこれにつりあわすように考えると

桁高—スパン曲線は、前記の 2 つの曲線の間にくる。いまそのような場合を考えると、上フランジのプレストレスを 0 とし、 σ_{ca} まで有効に使う場合次式をうる。

$$\sigma_d' + \sigma_l' = \sigma_{ca}$$

この式に前記の諸式を代入すれば、

$$(H + 0.6743) l^2 + 50(H - 1.0696) l^2 - 1325.4(H^2 - 0.164) l - 66271 H^2 = 0 \dots\dots\dots (11)$$

式 (11) で求めた H と l との関係を表-4、図-4、(11) 式に示す。

表-4 一等橋で上フランジを有効に使用した場合の H と l との関係 (単位 m)

$\frac{H}{m}$	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
l/m	-	-	21.1	23.4	25.5	27.5	29.5	31.4	33.2	35.0	36.6	38.2	39.7	41.5

すなわち式 (11) で表わされる H と l との関係があれば、上フランジのプレストレスを 0 とした場合にも、つとも有利な状態である。なおこの場合活荷重にたいするひびわれ安全率 f は

$$f = \frac{\sigma_{cu}' + \sigma_{ce} - \sigma_{cd}}{\sigma_{cl}} = \frac{\sigma_{cu}' + \sigma_{cl}}{\sigma_{cl}}$$

であるから、いま $\sigma_{ca} = 1500$ t/m² の場合は、 $\sigma_{ss} = 5000$ t/m² とし、 $\sigma_{cu}' = 600$ t/m² と考えて

$$\sigma_{cl} = \frac{600}{f-1} \dots\dots\dots (12)$$

式 (12) で、 $\sigma_{cl} < 1500$ t/m² であるから、

$$f > 1.40 \dots\dots\dots (13)$$

をうる。また全荷重にたいする破壊安全率は次のようにして求められる。

PC 鋼線の偏心量は $e_p = W_{c1}' / A_{c1} = 0.300 H$ であるから、下フランジから PC 鋼線図心までの距離は $x_p = 0.290 H$ となる。いま PC 鋼線の引張度を 165 kg/mm² = 165000 t/m²、有効引張力を 85 kg/mm² = 85000 t/m² とすれば、PC 鋼線の有効引張力 P_e および破断力 T の関係は次のようになる。

$$T = \frac{165000}{85000} \cdot P_e = 1.94 P_e \dots\dots\dots (14)$$

また、下フランジのプレストレスで

$$\sigma_{ce} = P_e \left(\frac{1}{A_{c1}} + \frac{e_p}{W_{c1}} \right) = 8.926 \cdot \frac{P_e}{H}$$

となるから、式 (14) とから

$$T = 1.94 P_e = 0.217 H \sigma_{ce} \dots\dots\dots (15)$$

また、上フランジの圧縮有効高を a とすると

$$a = \frac{T}{b \cdot \sigma_{ss}} = \frac{0.217 H \cdot \sigma_{ce}}{1.0 \times 5000} = 4.34 \cdot 10^{-5} H \cdot \sigma_{ce}$$

ゆえに作用長 z は

$$z = d - a / 2 = (0.71 - 0.22 \cdot 10^{-4} \sigma_{ce}) \cdot H$$

となり、抵抗曲げモーメント M_R は次のように計算される。

$$M_R = T \cdot z = (0.15 - 0.48 \cdot 10^{-4} \sigma_{ce}) \cdot \sigma_{ce} \cdot H^2$$

従つて、全荷重にたいする破壊安全率は

$$f = \frac{M_R}{M_T} = \frac{M_R}{1500 \times W_{c2}'} = \frac{(0.15 - 0.48 \times 10^{-5} \sigma_{ce}) \sigma_{ce} \cdot H^2}{142.5 H^2}$$

$$= (0.105 \times 10^{-2} - 0.033 \times 10^{-6} \sigma_{ce}) \sigma_{ce}$$

この場合、 $\sigma_{ce} > 1500 \times \frac{W_{c1}'}{W_{c1}} = 2158 \text{ t/m}^2$

$$f > 2.11$$

また、タワミ量は $H=1.0 \text{ m}$ にたいして、活荷重についてはスパンの $1/1400$ ぐらいとなり、スパンの増大とともに小さくなる。

c) 二等橋 (L-14, T-14) の場合 一等橋と全く同じようにして、式 (17) をうる。

$$l^3 + 75.05 l^2 + (1031.6 - 1490.5 H^2) l - 74526 H^2 = 0 \dots\dots\dots(17)$$

式 (17) により求めた H と l の関係を表-5、図-4 にしめす。この表-5 から、 $l=18.8 \text{ m}$ 、 $H=0.7 \text{ m}$ から一等橋の場合に述べたと同じことがいえる。

表-5 二等橋における桁高 H と活荷重曲げモーメントによりきまる最大スパン l との関係 (単位 m)

$\frac{H}{m}$	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
$\frac{l}{m}$	18.7	21.9	25.4	29.0	32.7	36.2	40.2	43.8	47.6	51.3	55.1	58.9	62.7	66.5

いまこれ以上のスパンについて同様に考えて

$$\sigma_d' + \sigma_l' = \sigma_{ca}$$

から

$$(H + 0.5521) l^3 + 50(H + 0.8288) l^2 - 1325(H^2 - 0.430) l - 66254 H^2 = 0 \dots(18)$$

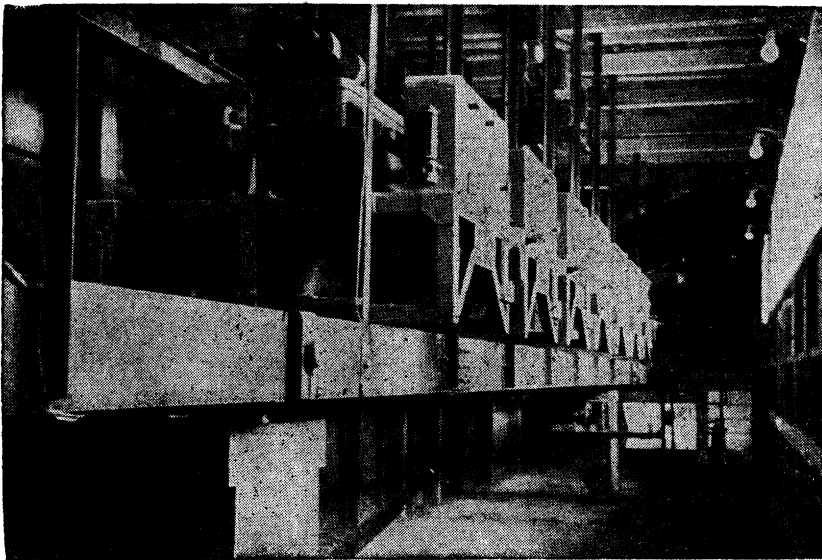
をうる。式 (18) で求めた H と l との関係を表-6、図-4 に示す。なお、安全率などについても、一等橋の場合とはほぼ同様のことがいえる。

表-6 二等橋で上フランジを有効に使用した場合の H と l との関係 (単位 m)

$\frac{H}{m}$	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
$\frac{l}{m}$	18.7	21.1	23.4	25.5	27.6	29.6	31.6	33.4	35.3	36.9	38.6	40.1	41.7	43.2

4. 結 言

以上により、PC 橋桁が特に長スパンにおいて、その特性を発揮することがほぼ明らかになったと思う。すなわち、図-2 のような基準断面については、図-4 のような状況となる。また実際の設計では、上フランジにさらに引張力のプレストレスを導入して一段と有利に使用することが多い。これらは追つて次の機会にゆずることにした。以上概括的な考察であるが実際の設計施工にんらんか参考となれば幸いである。



品質管理の行き届いた
羽田ヒューム管

(日野工場 バッチャープラント一部)



羽田ヒューム管株式会社

本 社 東京都中央区銀座東4の7の9
TEL (54) 5081 (代表)

日野工場 東京都南多摩郡日野町日野1097番地
TEL 日野 15. 45

熊谷工場 埼玉県熊谷市大麻生2000番地
TEL 熊谷 7 8 8