

プレストレストコンクリート 構造計算入門

(5)

断面設計

長倉 四郎*

前回の応力計算に続いて、今回はいよいよ断面設計である。

プレストレスト コンクリート（以下 PSC という）構造の、断面設計の最終段階である断面応力度の検討方法については、日本建築学会のプレストレスト コンクリート設計施工規準、同解説をはじめ多くの書物に解説されている。したがって、今回は、断面応力度の検討に至る前の段階の断面設計法について述べることにし、断面応力度の検討に関しては、例題の断面設計がはたして正しいかどうかを確認する程度にとどめたい。

一般に PSC 構造ではスパンが大きいので、スパン中央のはりせいと端部のはりせいは同じでよい。高層建築の場合は、地震時の曲げモーメントに対して、端部のはりせいをスパン中央のはりせいより大きくしなければならぬこともあるが、その場合は断面の破壊安全度の検討の際に適当にはりせいを高くし、必要であれば鉄筋で補強してやればよい。せん断力に対する検討は、中央断面と同じ断面についてまず検討し、せん断応力度が許容値を越えたり破壊安全度が不足する場合は、検討断面のウェブ幅を拡大してやればよい。

したがって、本稿では、スパン中央の断面設計、すなわち長期曲げモーメントに対する断面設計の方法について説明する。なお以下の文中や式で使用する記号は日本建築学会のプレストレスト コンクリート設計施工規準

* ピー・エス・コンクリート株式会社

（以下建築学会 PSC 規準という）に準ずるが、主なものを次に掲げておく。

A_c : コンクリート断面積

Z_1 : 断面上縁に関する断面係数

Z_2 : 断面下縁に関する断面係数

P_0 : 導入時プレストレス力

P_n : 載荷時プレストレス力

e : プレストレス力の偏心距離

F_c : コンクリートの設計規準強度

f_t' : 導入時のコンクリートの許容引張応力度

f_t : 載荷時のコンクリートの許容引張応力度

f_c' : 導入時のコンクリートの許容圧縮応力度

f_c : 載荷時のコンクリートの許容圧縮応力度

M_d : プレストレス導入時に断面に作用している曲げモーメント

M_l : プレストレス導入時から後に、新たに断面に作用する曲げモーメント

η : プレストレス有効率。ポストテンション方式の場合 0.85、プレテンション方式の場合 0.80 とする。

h_1 : 中立軸から上縁までの距離

h_2 : 中立軸から下縁までの距離

K_1 : 中立軸から上側の断面の核距離 $K_1 = Z_2/A_c$

K_2 : 中立軸から下側の断面の核距離 $K_2 = Z_1/A_c$

1. 断面設計の手順

PSC 部材の断面は、次に示すような手順によって設計することができる。

1) 構造計画、施工計画、断面の仮定等により応力計算を行う。

2) 適当な断面の形状を選定する（実際には 1) と同時が望ましい）。

3) プレテンション方式かポストテンション方式かを決定する（実際には 1) と同時が望ましい）。

4) コンクリートの材質（強度）を決定し許容応力度を計算しておく。PC鋼材および鉄筋も同時に材種を決定し許容応力を計算しておくことが望ましいが、慣れないうちはPC鋼材についてはプレストレス力の計算の後に材種を決定してもよい。

5) 必要な断面係数 Z_1 と Z_2 を計算する。

6) 断面の各部の寸法を仮定し、断面諸数値を計算して Z_1 か Z_2 のいずれか一方（普通は Z_2 ）が 5) で計算した必要値を多少上まわる（5% 程度）ように調整した後、各部の寸法を決定する。他の一方の断面係数は（普通は Z_1 ）断面の形状の選択が正しければ必要値を大幅に上まわっても支障はない。

- 7) 必要な最小プレストレス力を計算する。
- 8) PC鋼材の材種とその数量を決定する。
- 9) プレストレス力の断面の核よりの偏心可能な距離を計算し、コンクリート断面にPC鋼材を配置する。
もし配置できない場合、プレストレス力を増しPCケーブルが配置できるように調整する。
- 10) 曲げ応力度と曲げ破壊安全度について検討する。
- 11) セン断力について検討する（斜め引張応力度およびせん断破壊荷重について）。

以上のような手順によりPSC部材の断面は設計することができる。RC構造やS造に比べて難しいように見えるが考え方を呑み込めば簡単な作業である。RC構造やS造よりも設計者の工夫の余地が非常に多く、慣れるに従い、建築の構造設計の面白さを再発見するに違いない。

次に、上記の手順を追って断面設計を進める上で、最も基本となる断面設計式を次に掲げておく（建築学会、PSC規準）。

プレストレス導入時

$$\text{上縁} \quad -\left(\frac{P_0}{A_c} - \frac{P_0 \cdot e}{Z_1}\right) - \frac{M_d}{Z_1} \leq f_t' \dots\dots(1)$$

$$\text{下縁} \quad \left(\frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0 \cdot e}{Z_2}\right) - \frac{M_d}{Z_2} \leq f_c' \dots\dots(2)$$

載荷時

$$\text{上縁} \quad \eta \left(\frac{P_0}{A_c} - \frac{P_0 \cdot e}{Z_1}\right) + \frac{M_d + M_l}{Z_1} \leq f_c \dots\dots(3)$$

$$\text{下縁} \quad -\eta \left(\frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0 \cdot e}{Z_2}\right) + \frac{M_d + M_l}{Z_2} \leq f_t \dots\dots(4)$$

上式においては、コンクリート応力は圧縮をプラスとし、曲げモーメントは下縁引張りの場合をプラスとし、 e は中立軸より下方への偏心をプラスとしてある。

なお、式(1)と式(4)は許容引張応力と比較するため、左辺の合計は圧縮応力が負になり、引張応力が正となるようになっている。

また、 M_d は一般には死荷重による曲げモーメントを表わすと解されているが、PSC部材の設計にあたってはこれを“プレストレス導入時に断面に作用している曲げモー

メントを表わす”と理解して頂きたい。同様に、 M_l は積載荷重による曲げモーメントばかりではなく、プレキャストスラブや仕上荷重によって生ずる曲げモーメントも含めて、“プレストレス導入時から後に、新たに断面に作用する曲げモーメントを表わす”と理解して頂きたい。この理由は、上記の式(1)から式(4)の M_d および M_l がこのような曲げモーメントを意味しているからである。

一般には、式(1)および式(2)はプレストレスが最大で外力による曲げ応力が最小の状態、いい換えれば上縁の合成応力が最小で下縁の合成応力が最大の状態に対応する断面設計式である。式(3)および式(4)は逆にプレストレスが最小で外力による曲げ応力が最大の状態、いい換えれば上縁の合成応力が最大で下縁の合成応力が最小の状態に対応する断面設計式である。すなわち、PSC部材の設計では、“合成応力が最大の時”と“合成応力が最小の時”の両方について断面の検討を行うわけである。

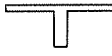



RC構造やS造では、構造が同じなら荷重が少ないとき、または荷重が同じなら鋼材を増したときは“安全”である。しかし、PSC部材は必ずしもそうではない。荷重がある限度より少ないとき、またはプレストレス力がある限度より大きいときはむしろ“危険”である。このことはPSC構造が他の構造と基本的に異なる点であるので十分理解しておいて頂きたい。

3. 設計手順の詳細

(1) 構造計画より応力計算まで

構造計画より応力計算に至る手順の詳細は、前回まで

表-1 設計条件と断面の形状

設計条件	断面形状	理由
床版と一体に現場でコンクリートを打設する梁や、プレストレス導入時の曲げモーメントが大きい梁。		1. 型枠の回転数が少ない場合、梁の形状は単純であることが望ましい。 2. 高所で使用する型枠は単純な形で小さく分割できることが望ましい。 3. 中立軸が上方へ偏っても、導入時の曲げモーメントが大きければPC鋼材の偏心を十分にとることができ、コンクリート断面を活用できる。
プレキャスト梁で、プレストレス導入時の曲げモーメントが比較的小さい梁。		1. 一般に型枠の回転数を多くできるので複雑な断面形状でも不経済にならない。 2. 部材の重量が軽くなり、運搬、架設が容易になる。 3. 中立軸は中央に近く、断面の核距離が長くなるのでコンクリート断面を十分に活用できる。
スパンが短いプレキャスト梁や、デザイン上シンプルな形状が望ましい場合。		1. スパンが短い場合、梁成も低い（一般にスパンの1/6）のでI型にするメリットがない。 2. 美観上単純な形になる。
ねじりモーメントが大きい場合や特に梁せいを低くしたい場合。		1. ねじりモーメントに対する抵抗力が大きい。 2. 上下のフランジが大きいので梁せいの割に断面係数が大きい。

の本講座で説明されているので本稿では省略する。

(2) 断面形状の選定

PSC 構造では、長期応力に対してはコンクリートの全断面が有効であるように設計する。したがって、適当な断面形状の選定は主要な作業である。コンクリート断面の形状を選定する大体の目安としては表-1のように考えてよい。

表-1 の他にも、PSC 部材の断面としては折版や合成断面等があるが、使用場所やスパン、施工方法等により適当な断面を使用すればよい。

(3) プレストレス導入方式の選択

コンクリートにプレストレスを導入する方式としては、ポストテンション方式とプレテンション方式の2つがある。建築用のPSC部材を設計する場合に、このいずれを採用するかは特に経済性の面で重要である。ポストテンション方式では、いかなるPSC部材にもプレストレスを導入することが可能である。プレテンション方式でも普通のPSC部材ならプレストレスを導入することは可能であるが、PC鋼材の定着装置をもつ専門工場部材を製作する機会が多いので、数量や運搬の可能性等について検討しておく必要がある。プレテンション方式を選ぶかポストテンション方式を選ぶかの目安としては表-2を参照して頂きたい。

(4) コンクリートの材質(強度)と許容応力度

PSC 構造では、一般に硬練りの高強度コンクリート

表-2 プレストレス導入方式の選択

種 別		ポスト	プレ	備 考
構 造	端部剛接ばり	◎		
	単純ばり	○	○	大型はポスト, 小型はプレ
使用場所	主要構造(大ばり, 柱)	◎		
	小 ばり	○	○	大型はポスト, 小型はプレ
	床版, 壁版	○	◎	運搬が可能であればプレが適す
部材数	多 数	○	◎	
	小 数	◎	○	
断面形状	複 雑	◎	○	変断面の場合はポスト
	単 純	○	◎	
部材の種類	多 数	◎	○	PC 鋼材配置の種類が多い場合はポスト
	小 数	○	◎	
部材の規模	トラックまたはトレーラーで運搬可能	○	◎	
	トラックまたはトレーラーで運搬不可能	◎		

を使用している。日本建築学会 PSC 規準では、コンクリート強度を次のように規定している。

コンクリートの設計規準強度はプレテンション方式の場合 350 kg/cm² 以上, ポストテンション方式の場合 300 kg/cm² 以上のものでなければならない。

プレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度は最大導入応力(プレストレス導入直後の最大圧縮応力度)の1.7倍以上, かつ, ポストテンション方式の場合は 200 kg/cm² 以上, プレテンション方式の場合は 300 kg/cm² 以上とする。

しかし, 実際の PSC 部材の設計にあたっては, 経済性や定着部付近の支圧応力等を考慮して上記の規準値より大きい値を使用している。一般に使用されているコンクリートの強度を表-3に示す。

コンクリート強度が決定したら, 次は許容応力度の計算である。PSC 部材の設計では, コンクリート断面を十分に活用するため, 断面設計にあたっては各時期の合成応力度が許容応力度いっぱいになるようにする場合が多い。表-4に日本建築学会 PSC 規準に規定されているコンクリートの許容応力度を示す。

(5) 断面係数 Z_1, Z_2 の最小値の計算

PSC 部材の断面設計では, 前にも述べたように, コンクリートの応力度の検討を主体にして設計をする。こ

表-3 一般に使用されるコンクリート強度

方 式	施工種別	設計規準強度 (kg/cm ²)	プレストレス導入時強度 (kg/cm ²)
ポストテンション	現場打ち	300~350	250~300
	プレキャスト	400~450	300~310
プレテンション	現場製作	400~500	300~310
	工場製作	500	300~350

表-4 コンクリート許容応力度

種 別		施工時	長期設計荷重時
許容圧縮応力度	普通骨材コンクリート	$f'_c = 0.45 F_c$	$f_c = \frac{1}{3} F_c$
	軽量骨材コンクリート		
許容引張応力度	普通骨材コンクリート	フルプレストレス	$f'_t = 0.07 f'_c$ $f_t = 0$
		パーシャルプレストレス	$f'_t = 0.15 f'_c$ $f_t = 0.10 f_c$
	軽量骨材コンクリート	フルプレストレス	$f'_t = 0.06 f'_c$ $f_t = 0$
		パーシャルプレストレス	$f'_t = 0.14 f'_c$ $f_t = 0.09 f_c$

ただし, 許容圧縮応力度は, 場所打ち 180 kg/cm², 工場打ち 210 kg/cm² をこえてはならない。許容引張応力度は, 場所打ち 18 kg/cm², 工場打ち 21 kg/cm² をこえてはならない。

の設計プロセスは鉄骨の断面設計に似ており、PSC 部材の場合にも、必要な断面係数の最小値を求めることは重要な作業である。

断面係数 Z_1, Z_2 の最小値は次の式によって計算することができる。

$$Z_1 \geq \frac{M_l + (1-\alpha)M_d}{f_c} \dots\dots\dots (5)$$

$$Z_2 \geq \frac{M_l + (1-\alpha)M_d}{f_t + \eta f_c'} \dots\dots\dots (6)$$

ただし、 α は次の値とする。

床版と同時に現場でコンクリートを打設するはり：

0.5

プレストレス導入時にははりの自重のみが載荷しているポストテンション方式によるプレキャストはり：0.85

上記以外のポストテンション方式によるはり：0.7

プレテンション方式で P C 鋼材が直線配置の場合：0


プレテンション方式で P C 鋼材が折れ線配置の場合：

0.7

上記の式 (5)、式 (6) は、前に掲げた式 (1) から式 (4) の基本式を連立方程式として解き、多少の修正を加えたものである。 Z_1 および Z_2 の最小値は式 (5) および式 (6) から求めることができる。実際の設計にあたっては、この最小値より 5~10% 程度大きい値を持つコンクリート断面を選定すればよい。

前回の講座の実例について検討すると次のようになる。

a) 例 I 場所打ち一体式骨組の 2 階床ばりの場合

断面の形状は  型とする。

コンクリートの設計規準強度 $F_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

したがって $f_c' = 350 \times 0.45 = 157 \text{ kg/cm}^2, f_t = 0,$

$f_t' = 11.0 \text{ kg/cm}^2$



$M_l = 46 + 12 \times 0.85 = 56.2 \text{ t}\cdot\text{m}, M_d = 85 + 71 = 156 \text{ t}\cdot\text{m}$

(ステージ 1)

中立軸が上方へ偏るので Z_2 のみ検討すればよい。

$$\begin{aligned} Z_2 &\geq \frac{M_l + (1-\alpha)M_d}{f_t + \eta f_c'} \\ &\geq \frac{56.2 \times 10^5 + (1-0.5) \times 156 \times 10^5}{0 + 0.85 \times 157} \\ &\geq 1.00 \times 10^5 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

b) 例 II 組立式骨組の 2 階床ばりの場合 断面

の形状は、 または  とする。

コンクリートの設計規準強度 $F_c = 400 \text{ kg/cm}^2$

したがって、 $f_c' = 180 \text{ kg/cm}^2, f_c = 133 \text{ kg/cm}^2, f_t' = 12.6 \text{ kg/cm}^2, f_t = 0$

$M_l = 91 + 38 = 129 \text{ t}\cdot\text{m}, M_d = 58 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$Z_1 \geq \frac{129 \times 10^5 + (1-0.85) \times 58 \times 10^5}{133}$$


$$\geq 1.04 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

$$Z_2 \geq \frac{129 \times 10^5 + (1-0.85) \times 58 \times 10^5}{0 + 0.85 \times 180}$$

$$\geq 0.90 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

(6) コンクリート断面の決定

(5) で断面係数の最小値の計算方法を説明した。次にはこの最小値を多少 (5~10% 程度) 上まわる断面係数をもつコンクリート断面の各部の寸法を決定しなければならない。PSC 部材の設計に慣れると、いわゆる勘で部材の大体のプロポーションを決めることができるが、慣れないうちは次のような順序にしたがって計算を進めればよい。

a)  型断面の場合 表-5 に示す B, b, t

をあらかじめ決定しておき、同表から ϕ の概略数値を求めて D を計算すれば断面を仮定することができるから、この仮定断面について断面諸数値を計算し、特に断面係数について必要最小値を比較して適当であればその断面に決定すればよい。

実例について検討すると次のようになる。

1) 例 I

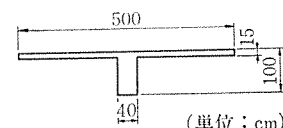
$B = 500 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}, t = 15 \text{ cm}, D = 1.1 \text{ m}$ (スパンの約 1/20) したがって $B/b = 12.5, t/D = 0.136$

表-5 から $\phi = 1.565, Z_0 \geq 1.00 \times 10^5 / 1.565$

故に

$$\begin{aligned} D &\geq \sqrt{\frac{1.00 \times 10^5 \times 6}{1.565 \times 40}} \\ &\geq 97.9 \text{ cm} \end{aligned}$$

したがって、はりせいは 1 m とする。この断面の断面諸数値を計算すると次のようになる。



$$A_c = 500 \times 15 + 40 \times 85 = 7500 + 3400 = 10900 \text{ cm}^2$$

$$s = 7500 \times 7.5 + 3400 \times 57.5 = 251750 \text{ cm}^3$$

$$h_1 = 23.1 \text{ cm}, h_2 = 76.9 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I &= 7500(15^2/12 + 15.6^2) + 3400(85^2/12 + 34.4^2) \\ &= 80.37 + 10^5 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$Z_1 = 3.48 \times 10^5 \text{ cm}^3, Z_2 = 1.05 \times 10^5 \text{ cm}^3 \text{ 可}$$

$$K_1 = 9.6 \text{ cm}, K_2 = 31.9 \text{ cm}$$

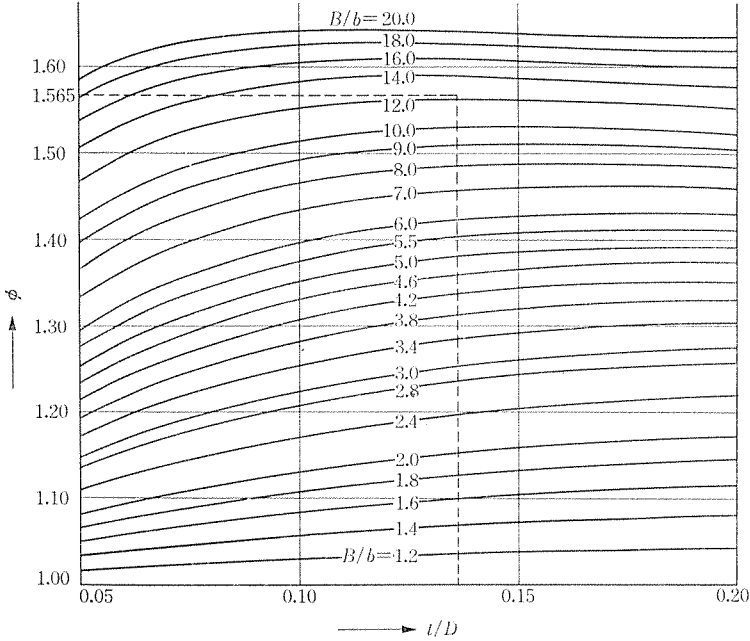
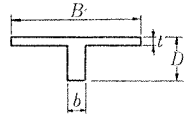
b)  型断面の場合 コンクリート断面が 

型の場合、 $Z_1 = Z_2 = bD^2/6$ である。ただし b ははり幅であり、 D ははりせいである。したがって、 b をあらかじめ仮定し (普通は 30 cm から 45 cm, はりせいの 1/2.5

表-5 T型断面の Z_2 計算図表

$$Z_2 = \phi Z_0$$

$$\left(Z_0 = \frac{bD^2}{6} \right)$$



程度) D を計算すればよい。

1) 例 II-1

必要な断面係数の最小値は Z_1 の方が大きいから Z_1 について検討する。 b は 45 cm とする。

$$Z_1 \geq 1.04 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

$$D \geq \sqrt{\frac{6 \times 1.04 \times 10^5}{45}}$$

≥ 117.8 cm, 故に $D=120$ cm とする。

$$Z_1 = Z_2 = 45 \times 120^2 / 6 = 1.08 \times 10^5 \text{ cm}^3 \text{ 可}$$

$$A_c = 45 \times 120 = 5400 \text{ cm}^2, K_1 = K_2 = 20 \text{ cm}$$

$$W_d = 1.30 \text{ t/m}, M_d = 1.30 \times 20.1^2 / 8 = 65.7 \text{ t}\cdot\text{m}$$

c) I型断面の場合 I型断面の断面諸数値の

実例を表-6に示す。この表を用いて必要な断面係数をもつ断面の各部の寸法を割り出すことができる。表-6を用いるにあたって、特に知っておくと便利な断面係数の性質は次の事項である。

① 断面係数ははり幅に比例し、はりせいの2乗に比例する。また上下のフランジが同一であれば、はりせいにほぼ比例する。

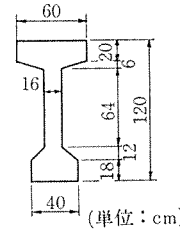
② はりせいが同一であれば、上下のフランジの面積にほぼ比例する。例えば上下のフランジ面積をそれぞれ 20% 増しとすれば、断面係数は約 20% 増加する。

1) 例 II-2

I型断面では Z_2 について検討する。

$$Z_2 \geq 0.90 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

表-6より $D=120$ cm の場合 Z_2 は約 8% 不足するから、上下のフランジ面積をそれぞれ約 10% ずつ増加させる。すなわち、 d_1 を 20 cm に、 d_2 を 18 cm に変更する。この場合の断面諸数値は次のようになる。



$60 \times 20 = 1200 \times 10 = 12000 \times 10 = 120000$
$22 \times 6 = 132 \times 22 = 2904 \times 22 = 63888$
$16 \times 82 = 1312 \times 61 = 80032 \times 61 = 4881952$
$12 \times 12 = 144 \times 98 = 14112 \times 98 = 1382976$
$40 \times 18 = 720 \times 111 = 79920 \times 111 = 8871120$
$A_c = 3640 \text{ cm}^2 \quad 189968 \quad 15319936$

$$+ 775157$$

$$A_c \quad h_1 \quad 16095093$$

$$- 3640 \times 52^2 = - 9842560$$

$$I = 6252533 \text{ cm}^4$$

表-6 I型断面の断面諸数値表

記号	D (cm)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)	d_4 (cm)	B_1 (cm)	B_2 (cm)	b (cm)	A_c (cm ²)	h_1 (cm)	I ($\times 10^5$ cm ⁴)	Z_1 ($\times 10^5$ cm ³)	Z_2 ($\times 10^5$ cm ³)
	60	12	10	3	6	40	30	12	1332	27.5	5.56	0.203	0.171
	80	15	12	3	9	50	35	12	1967	37.0	14.59	0.394	0.339
	100	15	12	3	9	50	40	14	2423	47.1	29.52	0.627	0.558
	120	18	16	6	12	60	40	16	3372	54.5	54.62	1.002	0.834
	140	18	16	6	12	60	40	16	3692	63.3	82.04	1.296	1.070
	160	20	18	9	15	70	45	18	4843	71.6	146.94	2.052	1.662
	180	20	20	9	15	80	50	20	5895	81.3	230.05	2.830	2.331
	200	20	20	9	15	80	50	20	6295	90.8	303.12	3.338	2.776

$$1200 \times 20^2 / 12 = 40000$$

$$1312 \times 82^2 / 12 = 735157$$

$$720 \times 18^2 / 12 = 19440$$

$$I_0 = 775157$$

$$h_1 = 189968 / 3640 = 52 \text{ cm}$$

$$h_2 = 120 - 52 = 68 \text{ cm}$$

$$Z_1 = 1.202 \times 10^5 \text{ cm}^3 \quad K_2 = 33 \text{ cm}$$

$$Z_2 = 0.919 \times 10^5 \text{ cm}^3 \text{ 可, } K_1 = 25 \text{ cm}$$

$$W_d = 0.874 \text{ t/m}$$

$$M_d = 0.874 \times 20.1^2 / 8 = 44.1 \text{ t}\cdot\text{m}$$

このように □ 断面に比べて重量は約70%に減少する。

(7) 導入時の最小プレストレス力の計算

コンクリートの断面が決定したら、次に計算しなければならないのは設計断面における導入時の最小プレストレス力の大きさである。導入時の最小プレストレス力は次の式によって計算することができる。

基本式

$$P_0 \geq \frac{M_l + (1-\eta)M_d - \eta(P_0 \cdot e_d - M_d) + f_t Z_2}{\eta(K_1 + K_2)} \dots\dots\dots(7)$$

ただし e_d は、断面の核からのプレストレス力の偏心距離である。核から下方への偏心をプラスとする。

式(7)の右辺には、 P_0 と e_d が含まれており実用的でない。式(7)を実用化するために修正した式が式(8)と式(9)である。

$$\text{実用式 } P_0 \geq \frac{M_l + (1-\alpha)M_d + f_t Z_2}{\eta(K_1 + K_2)} \dots\dots\dots(8)$$

または

$$P_0 \geq \frac{M_l + (1-\alpha)M_d + f_t Z_2 - \eta f_t' \cdot Z_1}{\eta(K_1 + K_2)} \dots\dots\dots(9)$$

ただし α は式(5)および式(6)で与えた値である。

式(8)は導入時に上縁に引張応力を出さない(または出ない)場合であり、床版と同時に現場でコンクリートを打設するPSCはりには必ず式(8)を使用する。式(9)は導入時に上縁に引張応力を許容する場合であり、プレキャストばりの場合は式(9)を用いてもよい。しかしあまりプレストレス力を節約すると破壊安全度が不足したりすることがあるから式(8)を使用する方が無難である。

事例について次に計算してみよう。なお各例とも曲げモーメントや断面諸数値はいまままでの各段階で計算した値

を用いることとする。

例I (フルプレストレッシングであり、 $f_t=0$)

$$\text{式(8)} \quad P_0 \geq \frac{56.2 \times 10^5 + (1-0.5) \times 157 \times 10^5}{0.85(9.6+31.9)}$$

$$\geq 381.857 \text{ kg}$$

例II-1 ($f_t=0$)

$$\text{式(9)} \quad P_0 \geq \frac{129 \times 10^5 + (1-0.85) \times 65.7 \times 10^5 - 0.85 \times 12.6 \times 1.08 \times 10^5}{0.85 \cdot \frac{(20+20) \times 10^5}{(20+20)}}$$

$$\geq 374.377 \text{ kg}$$

例II-2 ($f_t=0$)

$$\text{式(8)} \quad P_0 \geq \frac{129 \times 10^5 + (1-0.85) \times 44.1 \times 10^5}{0.85(25+33)}$$

$$\geq 275.081 \text{ kg}$$

例II-2は U 型断面であるため、□型断面である例II-1に比べ約75%に減少する。

(8) PC鋼材の種類とその数量の決定

PC鋼材は、大別するとPC鋼棒、PC鋼線、PC鋼より線の3種であり、それぞれ特長をもっている。ポストテンション方式では、PC鋼材の定着具を用いるのでこれらのいずれも使用することができるが、プレテンション方式では付着強度の高いPC鋼より線か、異形のPC鋼棒やPC鋼線を用いている。これらのうちのどのPC鋼材を使用するかは設計者の自由であるが、大体の目安としては、スパンが比較的短い(20m程度まで)場合や、柱はりの接合部等にはPC鋼棒を用い、その他の場合は各種の定着工法に合わせてPC鋼線またはPC鋼より線を使用する。

一般に使用されているPC鋼材の種類と許容荷重を表-7に示す。表-7に示す値はそれぞれPC鋼材1本あたりの値であり、プレテンション方式の場合はそのまま

表-7 一般に使用されているPC鋼材の種類と許容荷重

種別	呼 び 名	断面積 (mm ²)	降伏荷重 (t)	引張荷重 (t)	許容引張荷重(t)	
					定着時	導入時
P C 鋼棒	B種1号 17mm	227.0	21.57	24.97	17.25	18.33
	" 23mm	415.5	39.47	45.71	31.58	33.55
	" 26mm	530.9	50.44	58.40	40.35	42.87
	" 32mm	804.2	76.40	88.46	61.12	64.94
P C 鋼線	5mm	19.64	2.85	3.25	2.28	2.42
	7mm	38.48	5.20	5.95	4.16	4.42
	8mm	50.27	6.55	7.55	5.24	5.57
P C 鋼より線	7本より 9.3mm	51.61	7.70	9.05	6.16	6.55
	7本より 10.8mm	69.68	10.40	12.20	8.32	8.84
	7本より 12.4mm	92.90	13.90	16.30	11.12	11.82
	7本より 12.7mm	98.71	15.90	18.70	12.72	13.52
	7本より 15.2mm	138.70	19.70	23.10	15.76	16.75

使用できるが、ポストテンション方式では何本かを束ねて1ケーブルとするので、このままでは実用にならない。1ケーブルあたりのPC鋼材の本数は各種の定着工法により決っており、設計の時点で工法別のカタログや他の資料を参照しなければならないが、本稿ではフレシネー工法を例にとり、1ケーブルあたりのPC鋼材の本数は12本として説明を進めることにする。

設計断面における導入時の最小プレストレス力の計算方法は3.(7)で説明したが、表一7に示す許容引張荷重は緊張端(PC鋼材とシースとの摩擦が0の点)での値であり、表一7の許容荷重をそのまま、緊張端以外の設計断面で使用することはできない。すなわち、PC鋼材の波打ちおよび角変化によって、PC鋼材とシースの間に摩擦力が生じ、緊張端から離れるにしたがい、プレストレス力は摩擦力の大きさだけ減少するからである。これをプレストレス力の摩擦損失と呼んでいる。

緊張端から l_x だけ離れた点のプレストレス力は次式で計算してよい。

$$P_x = P_0(1 - \mu\alpha_x - \lambda l_x) \dots\dots\dots(10)$$

ただし、 P_0 ：緊張端におけるPC鋼材引張力(普通の場合、緊張端におけるプレストレス力と考えてよい)。

P_x ：緊張端から x の位置のPC鋼材引張力(普通の場合、緊張端から x の位置のプレストレス力と考えてよい)。

μ ：PC鋼材の角度変化に対する摩擦係数。

λ ：シースの波打ちに対する摩擦係数。

α_x ：緊張端から x の位置までのPC鋼材の全角度変化(ラジアン)。

l_x ：緊張端から x の位置までのPC鋼材の全長さ(m)。

(μ および λ の値は建築学会 PSC 規準を参照されたい)

設計時点で式(10)を用いて x の位置のPC鋼材の引張力を計算することが望ましいが、実際には次式を用いて概算してもよい。



$$P_x = P_0(1 - \lambda x - 0.05 N) \dots\dots\dots(11)$$

ただし、 P_x ：緊張端より水平距離 x の位置の引張力

P_0 ：緊張端の引張力

λ ：0.005

x ：緊張端よりの水平距離(m)

N ：角変化の回数、例えばB点については $N=2$ 、C点については $N=4$ 、D点に

ついては $N=6$ となる。

この P_x は概算であり、断面設計のあと配線図を書き確認されたい。

式(11)における P_0 には、表一7の定着時の許容引張荷重を使用する。PC鋼材の数量の計算例を次に示す。

例I

スパン中央の $P_0 \geq 381.9$ t

ケーブルは、12-7φ とすれば緊張端での許容荷重は、
 $P_{01} = 12 \times 4.16 = 49.92$ t

ケーブルの形状を端部水平とすれば、設計断面であるスパン中央の1ケーブルあたりの緊張力 P_{01}' は、

$$P_{01}' = 49.92(1 - 0.005 \times 10 - 0.05 \times 2) = 42.432$$

したがって、ケーブル数は $n = 381.9 \div 42.43 = 9.00$ ケーブル、故に9ケーブルとする。

例II-1

スパン中央の $P_0 \geq 374.4$ t

ケーブルの種類と形状は例Iと同じとする。

したがって、ケーブル数は、 $n = 374.4 \div 42.43 = 8.82$ ケーブル、故に9ケーブルとし、 $P_0 = 380$ t とする。

例II-2

スパン中央の $P_0 \geq 275.1$ t

ケーブルの種類と形状は例Iと同じとする。

したがってケーブル数は、 $n = 275.1 \div 42.43 = 6.48$ ケーブル、故に7ケーブルとし、 P_0 は 280 t とする。

(9) プレストレス力の偏心距離とその配置

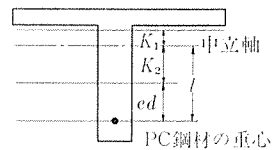
プレストレス力の偏心距離の計算まで進むと、PSC 部材の断面設計も終りに近づいたことになる。

プレストレス力の偏心距離とは、断面の中立軸よりプレストレス力の重心(普通はPC鋼材の重心と考えてよい)までの距離のことであるが、この偏心距離を次式のように分解する。

$$e = K_2 + e_d \dots\dots\dots(11)$$

式(11)を式(1)に代入すると、 e_d の最大値を求める式は式(12)となる。

$$e_d \leq \frac{f_t' Z_1 + M_d}{P_0} \dots\dots\dots(12)$$



ただし、式(12)は前の式(9)に対応するものであり、式(8)を用いて P_0 を計算した場合は原則として $f_t' = 0$ として式(12)を使用しなければならない。断面に余裕がある場合は式(8)と式(12)を対応させてよい。

e_d はできるだけ大きくする方が経済的であるので、実際の設計にあたっては e_d は式(12)によって求めた値になるべく近くするのがよい。式(12)で求めた e_d に近くPC鋼材を配置できない場合については、3.(10)

で説明する。

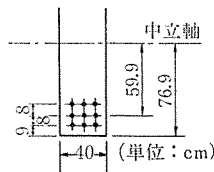
3.(8) で計算したケーブルが、上記の e_d の位置に配置できるかどうかを次に検討しなければならない。PC ケーブルをコンクリート断面に配置するにあたって、縁からの距離や間隔が問題になるが、普通は表-8 に示す数値を採用してよい。しかし、配筋や配線に支障がなく、所要のかぶり厚さ (5 cm 以上) とシース相互間のあき (3 cm 以上) が確保されていれば、自由に変更してよい。

表-8 PC ケーブルの間隔

緊張端の定着時引張力 (t)	A (cm)	B (cm)	シース外径 (mm)
30程度	7~9	7	30~40
50程度	8~10	8	40~50
100程度	9~11	10	60~70
200程度	10~12	11	70~80

1) 例 I

$$e_d \leq \frac{157 \times 10^5}{381.9 \times 10^3} \leq 41.1 \text{ cm}$$



$$e_d = 59.9 - 31.9 = 28 \text{ cm}$$

この場合、 e_d は計算値より大幅に小さくなっている。したがって、プレストレスが不足する恐れがあるので、このように実際の e_d が計算上の e_d より大幅に小さい場合は、 P_0 を計算する基本式 (7) に実際の数値を入れて検算すればよい。

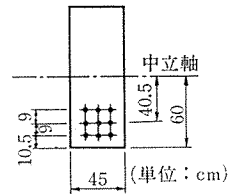
式 (7) の右辺は、

$$\frac{56.2 \times 10^5 + (1 - 0.85) \times 157 \times 10^5}{0.85} \cdot \frac{-0.85(381.9 \times 10^3 \times 28 - 157 \times 10^5)}{(9.6 + 31.9)} = 368.107 \text{ kg} < 381.9 \text{ t 可}$$

例 I のように、床版と PSC ばりを一体としてコンクリート打ちを行い、プレストレスを導入するはりの場合は、計算上の e_d より実際の e_d は小さくなるのが普通であり、 P_0 を計算する実用の式 (8) はこの点を考慮して作ってある。

2) 例 II-1

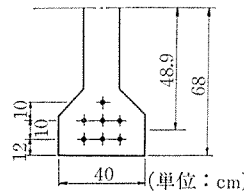
$$e_d \leq \frac{12.6 \times 1.08 \times 10^5 + 65.7 \times 10^5}{380 \times 10^3} \leq 20.9 \text{ cm}$$



$$e_d = 40.5 - 20 = 20.5 \text{ cm 可}$$

3) 例 II-2

$$e_d \leq \frac{44.1 \times 10^5}{280 \times 10^3} \leq 15.7 \text{ cm}$$



$$e_d = 48.9 - 33 = 15.9 \text{ cm 可}$$

(10) 断面応力度の検討

いよいよ断面応力度の検討である。断面応力度の検討は、いままでの各項目でチェックしてきた内容がはたして妥当であったかどうかを最終的に確認するものである。

断面応力度の検討にあたっては、最初に掲げた (1) ~ (4) の断面設計式を使用する。次に例 I, 例 II-1, 例 II-2 について、実際に数値を計算し、断面設計が妥当であったかどうか検討してみる。なお構造計算書には、この断面応力度の検討のみを記入し、 Z や P_0 の計算は記入しなくてよい。

1) 例 I

プレストレス導入時

$$M_d = 85 \text{ t} \cdot \text{m}, M_{II} = 71 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\text{上縁} = \left(\frac{381.9 \times 10^3}{10900} - \frac{381.9 \times 10^3 \times 59.9}{3.48 \times 10^5} \right) - \frac{(85 + 71) \times 10^5}{3.48 \times 10^5} = -(35.0 - 65.7) - 44.8 = -14.1 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可 (圧縮である)}$$

$$\text{下縁} = \left(\frac{381.9 \times 10^3}{10900} + \frac{381.9 \times 10^3 \times 59.9}{1.05 \times 10^5} \right) - \frac{(8.5 + 71) \times 10^5}{1.05 \times 10^5} = (35.0 + 217.9) - 148.6 = 104.3 \text{ kg/cm}^2 < 157.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可}$$

載荷時

$$M_d + M_I + M_{II} = 124.0 + 81 \times 0.85 = 192.9 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\text{上縁} = 0.85 \left(\frac{381.9 \times 10^3}{10900} - \frac{381.9 \times 10^3 \times 59.9}{3.48 \times 10^5} \right) + \frac{192.9 \times 10^5}{3.48 \times 10^5} = 29.8 - 55.8 + 55.43$$

$$\begin{aligned}
 &= 29.4 \text{ kg/cm}^2 < 116.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可} \\
 \text{下縁} &-0.85 \left(\frac{381.9 \times 10^3}{10900} + \frac{381.9 \times 10^3 \times 59.9}{1.05 \times 10^5} \right) \\
 &\quad + \frac{192.9 \times 10^5}{1.05 \times 10^5} \\
 &= -29.8 - 185.2 + 183.3 \\
 &= -27.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可 (圧縮である)}
 \end{aligned}$$

プレストレス導入時の上縁の計算と、載荷時の下縁の計算においては、許容引張応力 f_t との大小比較のため、答は、引張応力がプラスになるような式になっている。したがって、本例題において答が負になっているのは合成応力が圧縮応力であることを意味している。

なお、この例Ⅰの場合、載荷時の下縁の合成応力度は有効プレストレスの約 13% のプラスであるから、このままの設計にしても支障はないが、導入時のプレストレス力が許容値いっぱいであるので、これを 5% 程度少なくするのが賢明である。

例Ⅱ-1

導入時

$$\begin{aligned}
 \text{上縁} &- \left(\frac{380 \times 10^3}{5400} - \frac{380 \times 10^3 \times 40.5}{1.08 \times 10^5} \right) \\
 &\quad - \frac{65.7 \times 10^5}{1.08 \times 10^5} \\
 &= -70.4 + 142.5 - 60.8 \\
 &= 11.3 \text{ kg/cm}^2 < 12.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可} \\
 \text{下縁} &\left(\frac{38.0 \times 10^3}{5400} + \frac{380 \times 10^3 \times 41}{1.08 \times 10^5} \right) - \frac{65.7 \times 10^5}{1.08 \times 10^5} \\
 &= 70.4 + 142.5 - 60.8 \\
 &= 152.1 \text{ kg/cm}^2 < 180 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可}
 \end{aligned}$$

載荷時

$$\begin{aligned}
 \text{上縁} &\eta(70.4 - 142.5) + \frac{(65.7 + 129) \times 10^5}{1.08 \times 10^5} \\
 &= 59.8 - 121.1 + 180.3 \\
 &= 119.0 \text{ kg/cm}^2 < 133 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可} \\
 \text{下縁} &-59.8 - 121.1 + 180.3 \\
 &= -0.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可 (圧縮である)}
 \end{aligned}$$

この場合も載荷時下縁の合成応力度 -0.6 kg/cm^2 は圧縮応力が 0.6 kg/cm^2 残っていることを示している。

例Ⅱ-2

導入時

$$\begin{aligned}
 \text{上縁} &- \left(\frac{280 \times 10^3}{3640} - \frac{280 \times 10^3 \times 48.9}{1.202 \times 10^5} \right) \\
 &\quad - \frac{44.1 \times 10^5}{1.202 \times 10^5} \\
 &= -76.9 + 113.9 - 36.7 \\
 &= 0.3 \text{ kg/cm}^2 < 12.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{下縁} &\left(\frac{280 \times 10^3}{3640} + \frac{280 \times 10^3 \times 48.9}{0.919 \times 10^5} \right) \\
 &\quad - \frac{44.1 \times 10^5}{0.919} \\
 &= 76.9 + 149.0 - 48.0 \\
 &= 177.9 \text{ kg/cm}^2 < 180 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可}
 \end{aligned}$$

載荷時

$$\begin{aligned}
 \text{上縁} &\eta(76.9 - 113.9) + \frac{(44.1 + 129) \times 10^5}{1.202 \times 10^5} \\
 &= 65.4 - 96.8 + 144.0 \\
 &= 112.6 \text{ kg/cm}^2 < 113 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可} \\
 \text{下縁} &-\eta(76.9 + 149.0) + \frac{(44.1 + 129) \times 10^5}{0.919 \times 10^5} \\
 &= -65.4 - 126.7 + 188.4 \\
 &= -3.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ 可 (圧縮である)}
 \end{aligned}$$

この場合も載荷時の下縁には 3.7 kg/cm^2 の圧縮応力が残っている。

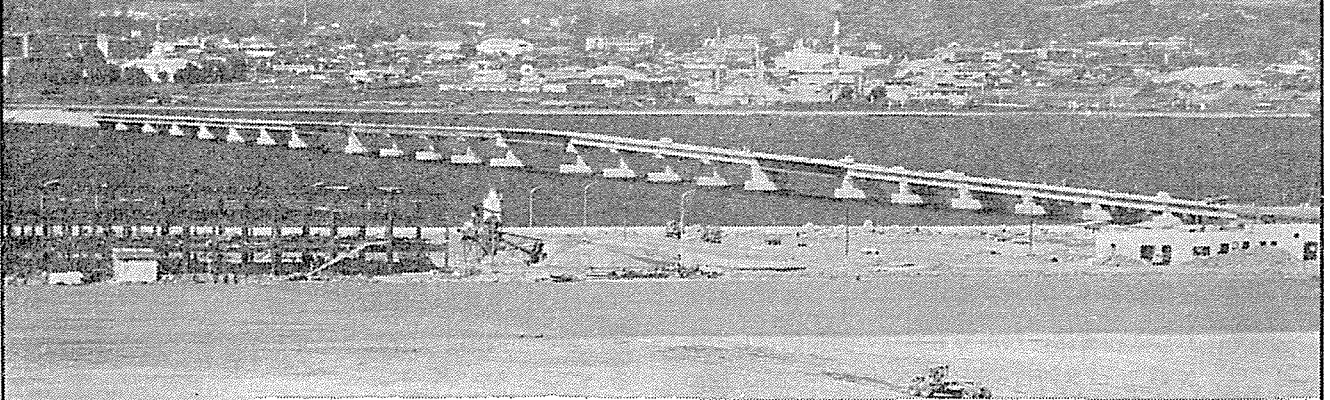
4. 結 び

今回は、はりの中央断面の設計方法について述べた。端部の断面についても符号を逆にして応用して頂きたい。PSC 部材の断面設計の場合、鉄筋コンクリート構造や鉄骨構造と異なり、断面設計式中の未知数が多く (A_c, Z_1, Z_2, P_0, e の合計 5 つ)、かつ式も 4 つあるため、すべての式を、適当な範囲で満足するような 5 つの未知数を決定することは、特に PSC になじみの少ない方にとっては困難な作業であろう。すべての構造技術者が 5 つの未知数をできるだけ容易に、かつ的確に計算できる方法を解説したつもりであるが、文中にあるいくつかの式は、筆者が理論式を実用的な式に変形して使用しているものであり、紙面の都合で説明不足の点があることをお詫し頂きたい。なお断面設計法についての理論的な解説は、建築学会の PSC 規準にくわしく説明されているのでそちらも参考にしたい。



富士ピー・エス・コンクリート株式会社

(旧社名 九州鋼弦コンクリート株式会社)



取締役社長 山崎 鋼 秋

本 社 福岡市中央区天神二丁目12番1号 天神ビル (〒810)
 電話 福岡(092)721-3471~3・721-3468~9
 福岡支店 福岡市中央区天神二丁目14番2号 福岡証券ビル (〒810)
 電話 福岡(092)721-3475~6・721-3481~3
 建築事業部 福岡市中央区天神二丁目14番2号 福岡証券ビル (〒810)
 電話 福岡(092)721-3485~7
 大阪支店 大阪市北区芝田町97 新梅田ビル (〒530)
 電話 大阪(06)372-0382~0334
 東京支店 東京都港区新橋四丁目24番8号 第二東洋海事ビル (〒105)
 電話 東京(03)432-6877~6878
 営業所 大分営業所・宮崎営業所・広島営業所
 工場 山家工場・大東工場・関東工場・下淵作業所・筑豊工場・甘木工場・夜須分工場・大村分工場

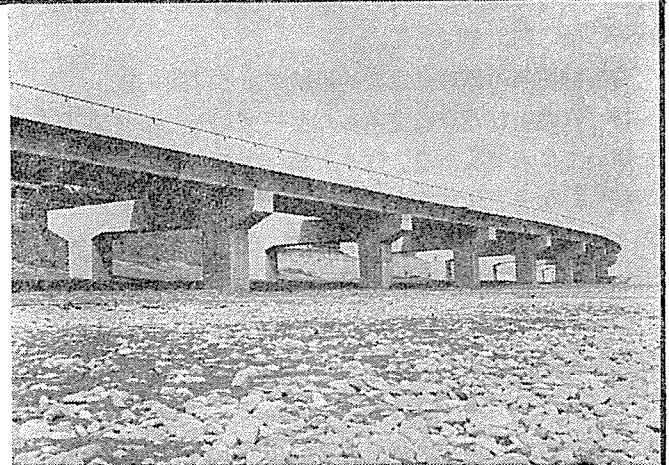
大村空港大橋
($\phi=970\text{m}$)

プレストレスト

コンクリート

建設工事 - 設計施工

製 品 - 製造販売



建設省 西湘バイパス道路



日本鋼弦コンクリート株式会社

取締役社長 仙波 隆

本 社 東京都新宿区西新宿1丁目21番1号 電話 (343) 5281 (代表)
 営業所 東京 Tel 03(343)5271 工場 多摩工場 Tel 0423(64)2681~3
 大阪 Tel 06(371)7804~5 滋賀工場 Tel 07487(2)1212
 中部 Tel 07487(2)1212 相模原工場 Tel 0427(78)1351
 仙台 Tel 0222(23)3842