

プレストレストコンクリート構造物設計・施工の基本

昭和 53 年 1 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

プレストレストコンクリート構造物設計・施工の基本

昭和 53 年 1 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

- (A) PC構造物の設計・施工に関する基本的考え方(その1) 1
—プレストレストコンクリート曲げに関する簡易計算法—

㈸日本構造橋梁研究所 副社長 猪 股 俊 司

- (B) PC構造物の設計・施工に関する基本的考え方(その2) 31
—耐震設計の動向—

建設省建築研究所 所長 中 野 清 司

- (C) 設計計算例と施工—鉄道橋(ポストテンション方式PC単純桁) 57
—プレストレッシングについて—

東北大学工学部土木工学科 教授 尾 坂 芳 夫

- (D) 設計計算例と施工—道路橋(ポストテンション方式PC単純合成桁) 77
—道路橋(PC合成けた橋)—

東京都立大学工学部土木工学科 助教授 池 田 尚 治

- (E) 設計計算例と施工—不静定構造物 97
—プレストレストコンクリート不静定構造の力学—

(プレストレス導入と弾性設計の基本的考え方)

京都大学工学部 教授 岡 田 清

京都大学工学部 教授 六 車 熙

プレストレストコンクリート曲げに関する簡易計算法

まえがき

コンクリートはその耐久性及び圧縮強度の大きいことで古くより構造材料として認められて来ていたが、その引張強度の小さいことは最大の弱点であった。

この弱点をカバーする目的で部材断面に作用する引張力を鉄筋で、圧縮力をコンクリートで、それぞれ受け持たせることで曲げ耐力の大きい部材を造ることが考えられ、これが鉄筋コンクリートとして古来構造物に広ろく利用されて来た。

しかしながらそれでもコンクリートの最大弱点である引張強度の小さいことを積極的にカバーすることとはならず、消極的にカバーしたとしかいえない。したがって更に積極的にこのコンクリート弱点をカバーしようとするならば、断面に引張応力が発生しないようにすればよい。これらは構造型式を適当に選定し例えばアーチのように軸圧縮のみが断面に生ずるようにすればよい。構造型式を梁とするならば載荷によって生ずる引張応力作用断面区間にあらかじめ圧縮応力を作用させておけばよいとして、現在のプレストレストコンクリートは誕生した。したがってその誕生の歴史的背景からして鉄筋コンクリートとプレストレストコンクリートとは異なっており、PCの先駆者はコンクリートに引張応力が生じないことをもって、プレストレストコンクリートの第一条件とし、鉄筋コンクリートとは全く別の範ちゅうに入れた。

すなわち鉄筋コンクリートとプレストレストコンクリートは全く異種のものであって、別々にこれらを取扱った。その後多少の引張応力がコンクリートに生ずることを許容するようにはなっているが、依然として異質のものであるという既成概念は捨てられていない。勿論「プレストレストコンクリートもあとで作用する荷重による引張応力を打消すようにあらかじめ圧縮応力を作用させてある一種の鉄筋コンクリートである」と定義をしており、鉄筋コンクリートの範ちゅうに入れるような態度を示しているが、これは単にひびわれが発生すればプレストレストコンクリートといえどもひびわれ断面での抵抗機構は鉄筋コンクリートのそれと同じであるという程度のものに過ぎない。すなわちひびわれ発生前は鉄筋コンクリートとは別のものであると内心は考えているようである。

コンクリートを構造物に使用する場合の設計上の概念はこの10年間に革命的ともいえる変化を示して来ている。プレストレストコンクリートと鉄筋コンクリートとは同じ構造用補強コンクリートであって、それぞれこの一連の構造用コンクリートの両極端に位置するものであると考えている。すなわちコンクリートに引張応力が生じない程度にプレストレスを与えたものがその端に位置し、他端にはひびわれ発生が許容される鉄筋コンクリートが位置している。前者をプレストレスが100%与えられているとすれば、後者はプレストレスが0%与えられているにすぎない。

このように断面に与えられるプレストレスの程度を0~100とするならば、中間の数値のプレストレスが存在しても論理的におかしくはないことになる。従来はこの中間的なプレストレスを全く認めようとしなかった。

プレストレスの程度をいかにほどにするかは構造物の使用目的、構造物の置かれる環境条件、作用する荷重の種類とその作用頻度、耐用年限、構造物の社会的使命、等々を十分検討の上決定す

べきものであることは勿論である。

ひびわれ発生の特許される構造物が、構造的にもまた経済的にも設計可能であるならば、プレストレス0%の従来の鉄筋コンクリートを採用すればよい。ひびわれ発生が絶対に許せない構造物、例えば水密性が特別に要求されている場合にはプレストレスを100%とする必要がある。

上記両極端の構造物の中間状態の要求に対応する構造物に対してはプレストレスが60%のときも80%のときもありうることになる。ひびわれ幅が0.2mmまで許されるとすればプレストレスは0%でよいとしても、これが0.05mmしか許されないとすれば、プレストレスを例えば70%とする方が経済的設計が可能となることもある。

以上要するに構造用補強コンクリートという非常に広範囲の特性を有する材料の範ちゅうに従来の鉄筋コンクリート及びプレストレスコンクリートを含ませようということにある。このためにはプレストレスコンクリートは特別のものであって、専門家のみが設計できるものという概念を捨てる必要がある。一般技術者が容易に従来の鉄筋コンクリートと同程度に設計計算が可能であるためには、いたずらに設計方法を繁雑にすべきではないと考えられる。勿論学問の進歩と共に新しい検討事項、検討方法、等が開発されて来るが、いたずらに設計計算が複雑であるという印象を与えるようなものであってはならないと考えられる。このような意味でここでは曲げの検討にあたって断面は常に総断面諸元のみを使用して応力計算を実施する場合の簡易計算法を論ずることとする。

1. 曲げ応力計算に用いる断面諸元について

断面曲げ応力計算にあたって鋼材とコンクリートとが付着している場合は鋼材断面を換算した換算断面諸元を、緊張材を配置するダクト穴のある場合はこの断面を差引いたコンクリート断面諸元を、それぞれ使用する。かつまたいずれの断面諸元を用いて曲げ応力計算を実施するかは、作用する曲げモーメントが、断面のいかなる状態の時であるかを考慮に入れる必要がある。

一般には次のようである。

a) プレテンション部材

断面にプレストレスを与える時から緊張材はコンクリートと付着しているので、プレストレスを含め、あらゆる曲げ応力計算には換算断面を使用する。

b) ポストテンション部材

プレストレスを与える時には、緊張材はダクト内に配置されているので、プレストレス及びプレストレスング時作用する荷重（一般には自重のみ）による曲げ応力計算にはダクト穴面積を差引いたコンクリート断面諸元を用いる。

ダクト中にグラウトを注入し緊張材とコンクリートとの間に付着を生ぜしめたのちに作用する荷重による曲げ応力計算には緊張材断面を換算した換算断面諸元を用いる。

コンクリートのクリープ、乾燥収縮による緊張材引張応力減少量計算にあたっては、コンクリート断面と鋼材断面との断面力の釣合条件と、ひずみ適合条件との両条件を用いる必要がある。すなわち、これらの条件式に用いられる断面諸元はコンクリート断面に関するものでなければならぬので、プレテンション方式、ポストテンション方式いずれの場合にもコンクリート断面諸元が必要である。したがって断面の諸性質を正しく計算に反映させるとすれば、常にコンクリート断面、換算断面の両断面についての断面諸元が必要である。

以上はPC断面曲げ応力計算に、それぞれの作用に対する断面の性質を反映させる方法としては適当且つ合理的方法ではあるが、非常に繁雑である。更に実際上は断面に配置されている軸方向鉄筋の存在を一般の場合無視し、緊張材断面のみを鋼材断面と考えているので、この点では合理的にみえながら、不合理である。

付着ある鋼材を換算するものとすれば、当然軸方向鉄筋もまた換算する必要がある。鉄筋は一般の場合断面全面にわたって配置されているので、これら鉄筋断面を換算して換算断面諸元を求めることは非常に繁雑となる。付着ある軸方向鉄筋の影響ある場合、断面を純コンクリート断面（ダクトは勿論付着ある鋼材断面をも差引いた断面）と鋼材断面とに分離し、軸方向力の釣合（コンクリート断面に対する軸力 N_c 、曲げモーメント M_c 、鋼材断面に対する軸力 N_s 、曲げモーメント M_s の4未知数）に関する軸方向力及びモーメントの条件式2ケと、ひずみ適合条件として、コンクリート断面と鋼材断面との曲率が同一、及び付着ある鋼材図心でのコンクリートひずみと鋼材断面ひずみの一致、の2ケの条件、計4ケの条件式を用いて解が求められる。

コンクリート乾燥収縮、クリープによる各断面に作用する断面力変化（コンクリート断面 ΔN_{ct} 、 ΔM_{ct} 、鋼材断面 ΔN_{st} 、 ΔM_{st} ）もまた、内力の釣合及びひずみ適合の条件式4ケを解いて定められる。

以上でコンクリート断面及び鋼材断面に作用する断面力（軸力とモーメント）が決定されるので、これらによる応力度は通常の応力計算公式で求められる。これら計算法の詳細は協会誌 Vol. 18, No. 2, 1976 “プレストレスト コンクリートに対するクリープの影響”を参照するのがよい。

同論文で取扱われた数値計算例の結果を示すと次のようである。

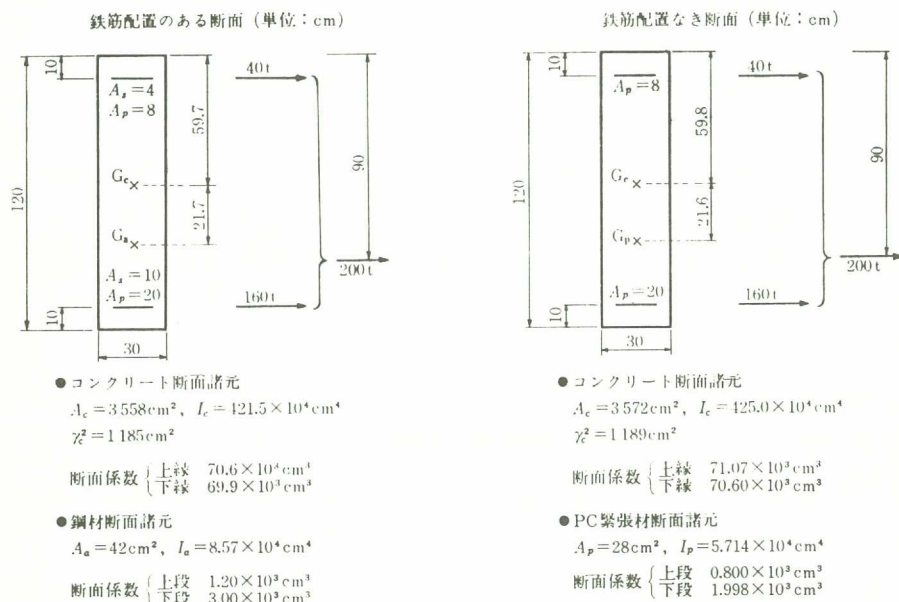


図 - 1

図 - 1 には矩形断面プレテンション部材を示す。鉄筋は上下2段に配置され、それぞれの位置の緊張材断面積の1/2だけ配置されている。計算にあたって $n=6.0$, $\phi=2.6$, $\epsilon_{cs}=20 \times 10^{-5}$ と仮定した。また永久荷重モーメントは 45 tm とした。

軸方向鉄筋を無視した場合と考慮した場合とについて、それぞれ応力計算を実施した結果は表 - 1 のようである。

表-1 応力計算結果(図-1の断面)

断 面			鉄 筋 断 面	
			考 慮	無 視
コンクリート応力度 (kg/cm^2)	プレストレスを与えた直後	上 縁	+ 36	+ 34
		下 縁	+ 68	+ 72
	クリープ, 乾燥収縮終了後	上 縁	+ 37	+ 37
		下 縁	+ 44	+ 52
緊 張 材 応 力 度 (kg/mm^2)	プレストレスを与えた直後	上 縁	- 47.6	- 47.6
		下 縁	- 76.0	- 75.9
	クリープ, 乾燥収縮終了後	上 縁	- 37.9	- 37.7
		下 縁	- 65.7	- 64.3
鉄 筋 応 力 度 (kg/mm^2)	プレストレスを与えた直後	上 縁	+ 2.4	—
		下 縁	+ 4.0	—
	クリープ, 乾燥収縮終了後	上 縁	+ 12.1	—
		下 縁	+ 14.3	—

表-1 から明らかなように実際のコンクリート応力度について下縁で、プレストレスを与えた直後は、軸方向鉄筋を無視した普通の計算に比較して、94%, クリープ, 乾燥収縮終了後の有効プレストレス作用状態で、85%となっている。したがって下縁応力度が0となる曲げモーメントは軸方向鉄筋の存在によってこれを無視して求めたものより小さくなる。

図-2 にはポストテンション I 断面桁を示す。図中示されている軸方向鉄筋は実際の桁の場合でも一般に配置されている程度のもので、特に軸方向鉄筋が多い断面ではない。緊張材引張端引張力を511t, 考える断面での摩擦損失を56t, 永久荷重モーメントを186.3tmと仮定し, $n=6$, $\phi=2.6$, $\epsilon_{cs}=20 \times 10^{-5}$ とした応力計算結果を表-2に示す。

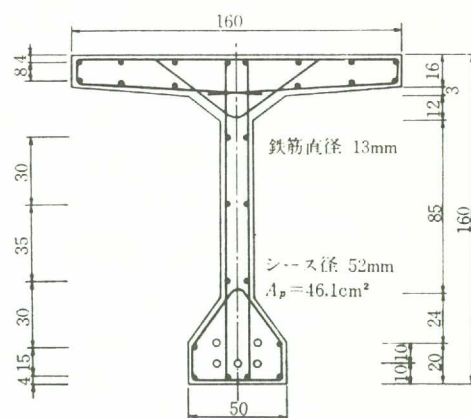


図-2

表-2 応力計算結果(図-2の断面)

断 面			鉄 筋 断 面	
			考 慮	無 視
コンクリート応力度 (kg/cm^2)	プレストレスを与えた直後	上 縁	+ 14	+ 14
		下 縁	+ 156	+ 160
	クリープ, 乾燥収縮終了後	上 縁	+ 18	+ 21
		下 縁	+ 100	+ 110
緊張材平均応力度 (kg/mm^2)	プレストレスを与えた直後		- 93.1	- 92.9
	クリープ, 乾燥収縮終了後		- 76.2	- 74.5
鉄 筋 応 力 度 (kg/mm^2)	プレストレッシング直後	最上段	+ 1.0	—
		最下段	+ 9.2	—
	クリープ, 乾燥収縮終了後	最上段	+ 8.2	—
		最下段	+ 27.5	—

表-2 によると下縁コンクリート応力度は永久荷重のみの状態で軸方向鉄筋を考慮した場合とこれを無視した場合で, $10\text{kg}/\text{cm}^2$ の差があることになる。すなわち一般の設計計算のように実際は配置されている軸方向鉄筋を無視することは, 有効プレストレスと永久荷重のみとの組合せ状

態で、下縁について実際より $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 大きい圧縮応力度も作用していると計算していることになる。

以上2つの例からも明らかなように一般の設計にあたって配置されている程度の軸方向鉄筋配置を無視しても計算されるコンクリート応力度は実際の値と相当な差が生じていることが明らかである。これは主としてクリープ変形に対する鉄筋の拘束によるものである。したがって実際に配置されている軸方向鉄筋を無視し、コンクリート断面、緊張材のみを換算した換算断面、等を考えても余り意味はないことになる。しかし反面軸方向鉄筋を考慮に入れて応力計算を実施するとなると余りにも繁雑となって一般の設計計算には適さない。特別な試験結果を比較検討するような研究的な場合にのみ採用しうるものである。

よって一般の設計計算にあたっては曲げ応力計算に断面諸元のみを採用することで計算を簡便化することとする。

以下従来のように緊張材のみを考えた換算断面、ダクト穴のみを考えたコンクリート断面の諸元と総断面についての諸元とを比較すると共に曲げ応力度について生ずる差を検討する。

ダクト断面積を A_d 、緊張材断面積を A_p とする。総断面図心 G と上下両縁との距離を y_t, y_b 、ダクト断面積、緊張材を換算した断面、等を考慮した断面図心を G_e 、上下両縁との距離を y_{te}, y_{be} とする(図-3)。

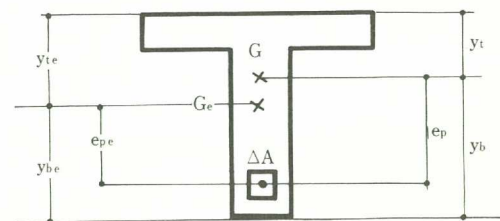


図-3

ポストテンション部材で総断面に対する補正はグラウチング前で $-A_d$ 、グラウチング後で $nA_p - A_d$ 、プレテンション部材で総断面に対する補正は、 $(n-1)A_p$ である。

以上の各補正断面積を ΔA で表わすと、この ΔA による断面図心移動量は、

$$e_p \cdot \frac{\Delta A}{A + \Delta A} = e_p \cdot \frac{\epsilon}{1 + \epsilon}$$

e_p = 総断面図心と ΔA 図心との距離

A = 総断面断面積

$\epsilon = \Delta A / A$

補正された断面図心 G_e と ΔA 図心との距離は、

$$e_{pe} = e_p - e_p \frac{\epsilon}{1 + \epsilon} = e_p \cdot \frac{1}{1 + \epsilon} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{断面積 } A_e = A + \Delta A = A(1 + \epsilon) \quad \dots\dots\dots (2)$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} I_e &= I + A \left(e_p \frac{\epsilon}{1 + \epsilon} \right)^2 + \Delta A \left(e_p \cdot \frac{1}{1 + \epsilon} \right)^2 \\ &= I + A \cdot e_p^2 \frac{1}{(1 + \epsilon)^2} (\epsilon^2 + \epsilon) \\ &= I + A \cdot e_p^2 \cdot \frac{\epsilon}{1 + \epsilon} = I \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \frac{\epsilon}{1 + \epsilon} \right) \\ &= I \cdot \frac{1 + \epsilon (1 + e_p^2 / r^2)}{1 + \epsilon} \quad \dots\dots\dots (3) \end{aligned}$$

ここに、 $r^2 = I / A$

断面図心 G_e と上下両縁との距離 y_{te} , y_{be} は,

$$\left. \begin{aligned} y_{te} &= y_t + e_p \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon} = y_t \cdot \frac{1+\varepsilon(1+e_p/y_t)}{1+\varepsilon} \\ y_{be} &= y_b - e_p \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon} = y_b \cdot \frac{1+\varepsilon(1-e_p/y_b)}{1+\varepsilon} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

上下両縁断面係数 W_{te} , W_{be} と, 総断面に関して求められた W_t , W_b とは次式で関係づけられる。

$$\left. \begin{aligned} W_{te} &= \frac{I_e}{y_{te}} = W_t \cdot \frac{1+\varepsilon(1+e_p/y_t)}{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)} \\ W_{be} &= \frac{I_e}{y_{be}} = W_b \cdot \frac{1+\varepsilon(1-e_p/y_b)}{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

総断面諸元を用いて計算されたコンクリート曲げ応力度を上下両縁に対してそれぞれ $\sigma_{c,t}$, $\sigma_{c,b}$ とすると, 補正された断面諸元を用いて求められるものは, $\sigma_{c,te}$, $\sigma_{c,be}$ となり, 次式で定まる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{c,te} &= \frac{M}{W_{te}} = \sigma_{c,t} \cdot \frac{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)}{1+\varepsilon(1+e_p/y_t)} \\ \sigma_{c,be} &= \frac{M}{W_{be}} = \sigma_{c,b} \cdot \frac{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)}{1+\varepsilon(1-e_p/y_b)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

補正断面 AA の図心でのコンクリート応力度を, 補正された断面について $\sigma_{c,ee}$, 総断面について $\sigma_{c,e}$ とすると,

$$\begin{aligned} \sigma_{c,ee} &= \frac{M}{I_e} \cdot e_{pe} = \frac{M}{I} \cdot \frac{1+\varepsilon}{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)} \times \frac{e_p}{1+\varepsilon} \\ &= \frac{M}{I} \cdot e_p \cdot \frac{1}{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)} \\ &= \sigma_{c,e} \cdot \frac{1}{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)} \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

プレストレスの値を補正された断面について求めると, 総断面について計算したプレストレスと次の関係式で結ばれる。

上縁について,

$$\begin{aligned} \sigma_{c,te} &= \frac{P}{A_e} \left(1 - \frac{e_{pe}}{r_e^2} y_{te} \right) = \frac{P}{A_e} - \frac{P \cdot e_{pe}}{I_e} \cdot y_{te} \\ &= \frac{P}{A(1+\varepsilon)} - P \cdot \frac{e_p}{1+\varepsilon} \cdot \frac{1+\varepsilon}{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)} \cdot \frac{1+\varepsilon(1+e_p/y_t)}{1+\varepsilon} \cdot \frac{y_t}{I} \\ &= \frac{P}{A(1+\varepsilon)} \left[1 - \frac{e_p \cdot y_t}{r^2} \frac{1+\varepsilon(1+e_p/y_t)}{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)} \right] \\ &= \frac{P}{A(1+\varepsilon)} \left[1 - \frac{e_p y_t}{r^2} + \frac{e_p y_t}{r^2} \cdot \frac{\varepsilon(e_p^2/r^2 - e_p/y_t)}{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{P}{A(1+\varepsilon)} \left(1 - \frac{e_p y_t}{r^2}\right) \left[1 - \frac{\varepsilon \cdot e_p^2 / r^2}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)}\right] \\
&= \frac{P}{A} \left(1 - \frac{e_p y_t}{r^2}\right) \frac{1}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)} \\
&= \sigma_{c, t} \cdot \frac{1}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)} \dots\dots\dots (8)
\end{aligned}$$

下縁について,

$$\begin{aligned}
\sigma_{c, be} &= \frac{P}{A_e} \left(1 + \frac{e_{pe} \cdot y_{be}}{r_e^2}\right) = \frac{P}{A(1+\varepsilon)} + P \cdot \frac{e_p}{1+\varepsilon} \cdot \frac{1 + \varepsilon (1 - e_p / y_b)}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)} \cdot \frac{y_b}{I} \\
&= \frac{P}{A(1+\varepsilon)} \left[1 + \frac{e_p \cdot y_b}{r^2} \cdot \frac{1 + \varepsilon (1 - e_p / y_b)}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)}\right] \\
&= \frac{P}{A(1+\varepsilon)} \left[1 + \frac{e_p \cdot y_b}{r^2} - \frac{e_p \cdot y_b}{r^2} \cdot \frac{\varepsilon (e_p^2 / r^2 + e_p / y_b)}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)}\right] \\
&= \frac{1}{A(1+\varepsilon)} \left[1 + \frac{e_p \cdot y_b}{r^2} - \frac{\varepsilon (e_p^2 / r^2) (e_p \cdot y_b / r^2) + \varepsilon e_p^2 / r^2}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)}\right] \\
&= \frac{1}{A(1+\varepsilon)} \left[1 + \frac{e_p \cdot y_b}{r^2} - \frac{\varepsilon (e_p^2 / r^2) (e_p y_b / r^2 + 1)}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)}\right] \\
&= \frac{1}{A(1+\varepsilon)} \left(1 + \frac{e_p \cdot y_b}{r^2}\right) \left[1 - \frac{\varepsilon e_p^2 / r^2}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)}\right] \\
&= \frac{P}{A} \left(1 + \frac{e_p \cdot y_b}{r^2}\right) \cdot \frac{1}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)} \\
&= \sigma_{c, b} \cdot \frac{1}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)} \dots\dots\dots (9)
\end{aligned}$$

補正断面 AA 図心について,

$$\begin{aligned}
\sigma_{c, ee} &= \frac{P}{A_e} \left(1 + \frac{e_{pe}^2}{r_e^2}\right) = \frac{P}{A(1+\varepsilon)} \left[1 + \frac{e_p^2}{r^2} \cdot \frac{1}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)}\right] \\
&= \frac{P}{A(1+\varepsilon)} \left[1 + \frac{e_p^2}{r^2} - \frac{e_p^2}{r^2} \cdot \frac{\varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)}\right] \\
&= \frac{P}{A(1+\varepsilon)} \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2}\right) \left[1 - \frac{\varepsilon \cdot e_p^2 / r^2}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)}\right] \\
&= \frac{P}{A} \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2}\right) \frac{1}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)} \\
&= \sigma_{c, e} \cdot \frac{1}{1 + \varepsilon (1 + e_p^2 / r^2)} \dots\dots\dots (10)
\end{aligned}$$

すなわち、プレストレス計算にあたっては総断面について求めた値に、考える縁維に関係なく次の係数を乗ずれば補正された断面についてのプレストレスが求められる。

$$\frac{1}{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)} \dots\dots\dots (11)$$

更に ε の値は一般に小さいから、これが 2 次の項以上のものを ε に比較して無視するものとするれば、(11) 式は近似的に次のように与えられる。

$$\frac{1}{1+\varepsilon(1+e_p^2/r^2)} \cong 1-\varepsilon\left(1+\frac{e_p^2}{r^2}\right) \dots\dots\dots (12)$$

同様に曲げモーメント M に対する補正された断面での曲げ応力度を求めるとき、総断面についての応力に乗すべき係数も ε^2 以上の微小項を無視すると、表-3 のようになる。

表-3 総断面諸元を用いて計算されたコンクリート応力度を、 ΔA の補正を実施した断面についてのコンクリート応力度に変えるための乗数

コンクリート応力	上 縁	補正 ΔA 図心	下 縁
曲げモーメント M による曲げ応力度	$1-\varepsilon\left(\frac{e_p^2}{r^2}-\frac{e_p}{y_t}\right)$	$1-\varepsilon\left(1+\frac{e_p^2}{r^2}\right)$	$1-\varepsilon\left(\frac{e_p^2}{r^2}+\frac{e_p}{y_b}\right)$
プレストレス	$1-\varepsilon\left(1+\frac{e_p^2}{r^2}\right)$	$1-\varepsilon\left(1+\frac{e_p^2}{r^2}\right)$	$1-\varepsilon\left(1+\frac{e_p^2}{r^2}\right)$

ここに、 ε は次のようにこれを定める。

(1) プレテンション部材

$$\varepsilon = (n-1) A_p / A = (n-1) \rho_p$$

(2) ポストテンション部材

グラウチング前

$$\varepsilon = -A_d / A = -\rho_d$$

グラウチング後

$$\varepsilon = (n A_p - A_d) / A = n \rho_p - \rho_d$$

以上の応力換算用係数を図-4 に示す各種断面について計算すると次のようである。 $n=6$ と仮定する。

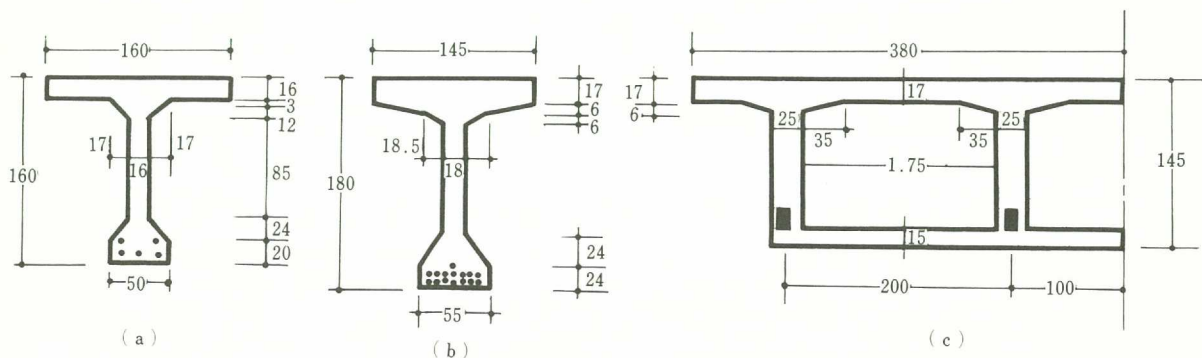


図-4

(a) 断面 ポストテンション桁

総断面諸元

$$A = 0.6423 \text{ m}^2, \quad y_t = 0.605 \text{ m}, \quad y_b = 0.995 \text{ m}, \quad I = 0.2117 \text{ m}^4$$

$$r^2 = 0.3296 \text{ m}^2, \quad e_p = 0.855 \text{ m}$$

$$\text{ダクト 1 本断面積 (直径 52 mm)} \quad 21.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{緊張材 1 本断面積 (24 } \phi \text{ 7 mm)} \quad 9.236 \text{ cm}^2$$

$$\rho_d = 5 \times 21.24 \times 10^{-4} / 0.6423 = 0.0165$$

$$\rho_p = 5 \times 9.236 \times 10^{-4} / 0.6423 = 0.00719$$

(1) グラウチング前

$$\varepsilon = -\rho_d = -0.0165$$

曲げ応力度に対する乗数

$$\text{上縁} \cdots \cdots 1 + 0.0165 \times \left(\frac{0.855^2}{0.3296} - \frac{0.855}{0.605} \right) = 1.013 \cong 1.01$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots 1 + 0.0165 \times \left(\frac{0.855^2}{0.3296} + \frac{0.855}{0.995} \right) = 1.051 \cong 1.05$$

プレストレスに対する乗数

$$\text{上下両縁} \cdots \cdots 1 + 0.0165 \times \left(1 + \frac{0.855^2}{0.3296} \right) = 1.053 \cong 1.05$$

(2) グラウチング後

$$\varepsilon = n \rho_p - \rho_d = 6 \times 0.00719 - 0.0165 = 0.0266$$

曲げ応力に対する乗数

$$\text{上縁} \cdots \cdots 1 - 0.0266 \times \left(\frac{0.855^2}{0.3296} - \frac{0.855}{0.605} \right) = 0.979 \cong 0.98$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots 1 - 0.0266 \times \left(\frac{0.855^2}{0.3296} + \frac{0.855}{0.995} \right) = 0.918 \cong 0.92$$

(b) 断面について ポストテンション桁

総断面諸元

$$A = 0.7334 \text{ m}^2, \quad y_t = 0.733 \text{ m}, \quad y_b = 1.067 \text{ m}, \quad I = 0.3133 \text{ m}^4$$

$$r^2 = 0.4272 \text{ m}^2, \quad e_p = 0.956 \text{ m}$$

$$\text{ダクト断面積 (13 } \phi \text{ 45 mm)} \quad 207 \text{ cm}^2$$

$$\text{緊張材断面積 (13-12 } \phi \text{ 7 mm)} \quad 60.04 \text{ cm}^2$$

$$\rho_d = 207 \times 10^{-4} / 0.7334 = 0.0282$$

$$\rho_p = 60.04 \times 10^{-4} / 0.7334 = 0.00818$$

(1) グラウチング前

$$\varepsilon = -\rho_d = -0.0282$$

曲げ応力度に対する乗数

$$\text{上縁} \cdots \cdots 1 + 0.0282 \times 0.5592 = 1.016 \cong 1.02$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots 1 + 0.0282 \times 3.0354 = 1.086 \cong 1.09$$

プレストレスに対する乗数

$$\text{上下両縁} \cdots \cdots 1 + 0.0282 \times 3.1394 = 1.089 \cong 1.09$$

(2) グラウチング後

$$\varepsilon = n \rho_p - \rho_d = 6 \times 0.00818 - 0.0262 = 0.0209$$

曲げ応力度に対する乗数

$$\text{上縁} \cdots \cdots 1 - 0.0209 \times 0.5592 = 0.988 \cong 0.99$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots 1 - 0.0209 \times 3.0354 = 0.937 \cong 0.94$$

(c) 断面について，ポストテンション桁

総断面諸元

$$A = 3.444 \text{ m}^2, \quad y_t = 0.653 \text{ m}, \quad y_b = 0.797 \text{ m}, \quad I = 1.056 \text{ m}^4$$

$$r^2 = 0.3066 \text{ m}^2, \quad e_p = 0.590 \text{ m}$$

$$\text{ダクト断面積} = 4 \times 8.5 \times 16.7 = 0.0568 \text{ m}^2$$

$$\text{緊張材断面積 (ダクト 1 本当り } 128 \phi \text{ } 9.3 \text{ mm)} = 0.0264 \text{ m}^2$$

(1) グラウチング前

曲げ応力度に対する乗数

$$\text{上縁} \cdots \cdots 1.006 \cong 1.01$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots 1.056 = 1.05$$

プレストレスに対する乗数

$$\text{上下両縁} \cdots \cdots 1.050 \cong 1.06$$

(2) グラウチング後

曲げ応力度に対する乗数

$$\text{上縁} \cdots \cdots 0.993 \cong 0.99$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots 0.946 \cong 0.95$$

以上の例から明らかなように，総断面諸元を用いて計算すると，

- プレストレスについては同一プレストレッシング力に対し，コンクリート断面諸元を用いて求めた値より 5～10% 程度小さい。
- 付着をおこす前に作用する荷重による曲げ応力度については，コンクリート断面諸元を用いて求めた値より上縁で 1～3%，下縁で 5～10% 程度小さい。
- 付着をおこした後に作用する荷重による曲げ応力度については，換算断面諸元を用いて求めた値より上縁で 1～3%，下縁で 5～10% 程度大きい。

すなわち，緊張材が下縁に近く配置されている正の曲げモーメントを受ける断面について，総断面諸元を用いて曲げに関する応力計算を実施すると，コンクリート断面，換算断面，それぞれを用いて計算する場合と比較して次のようにいえる。

- 上縁について

プレストレスの絶対値は一般に小さいので，総断面諸元を用いても生ずる誤差の数値は非常に小さい。

- 下縁について

プレストレスの絶対値は非常に大きいので，プレストレッシング直後に作用するプレストレ

ス及び同時に作用する永久荷重（一般には自重のみ）による曲げ引張応力ともに小さく見込む結果となり，合成圧縮応力度もまた一般に小さく計算されることとなる。コンクリート断面諸元を用いて計算するとより大きい圧縮応力度を生ずる結果となるので，この点多少危険側である。

クリープ，乾燥収縮，P C 鋼材レラクセーション終了時の有効プレストレスもまたコンクリート断面を用いて求めたものより小さくなるが，付着をおこしたあとの荷重による曲げ応力度は換算断面諸元を用いて求めた引張応力度より大きく見込む結果となり，合成応力度は引張応力側に大きい値となる。すなわち安全側の設計となる。

一般にコンクリート構造物の使用性能，耐久性，等に関する規準は，コンクリートひびわれに関するものが最も重要である。圧縮応力度が数 kg/cm^2 その制限値をこえても一般の場合構造物の使用性能，耐久性をそこなうことはないものである。ひびわれの規準として(1)コンクリート引張応力を許さない場合，(2)引張応力度が或る制限値をこえないようにし，引張応力は許すがひびわれ発生は許さない場合，(3)ひびわれ発生を許容するがひびわれ幅は或る制限値をこえないようにする場合，等がある。したがって上記の例で下縁については総断面諸元を用いてすべての応力計算を実施すると，このひびわれに関する規準に対しては安全側な結果を与えることとなる。

既に述べたように緊張材のみを換算しても軸方向鉄筋を無視するならば，応力計算結果は実情と相当な差のあることは明らかである。これらの事を考慮し，P C 断面の応力計算を簡単化するには曲げに関する応力計算はすべて総断面諸元を用いて実施することである。

2. プレストレス損失量及び有効プレストレス計算について

各種原因によるプレストレス損失量計算にあたって摩擦によるもの，コンクリートクリープ，乾燥収縮によるものについては従来の方法をそのまま適用すればよいので，ここでは注意事項を述べるにとどめる。

2.1 コンクリート弾性変形による損失

コンクリートの弾性変形によるプレストレスの損失はプレストレッシング時のコンクリートヤング係数を基礎として計算するのがよい。

プレテンション部材で緊張材端定着を解放した直後の緊張材引張応力度 σ_{pt} を，緊張材断面を差引いたコンクリート断面と鋼材断面とのひずみ適合条件から次のように求められる(図-5(a))。

緊張材端解放直前及び直後の緊張材ひずみ

$$\varepsilon_{pi} = P_i / A_p E_p ; \quad \varepsilon_{pt} = P_t / A_p E_p \quad \dots\dots\dots (13)$$

緊張材端解放直後緊張材図心位置コンクリートひずみ

$$\varepsilon_{ct} = \frac{P_t}{A_c E_c} \left(1 + \frac{e_{pc}^2}{r_c^2} \right) \quad \dots\dots\dots (14)$$

ひずみ適合条件は，

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_{pt} + \varepsilon_{ct} \quad \dots\dots\dots (15)$$

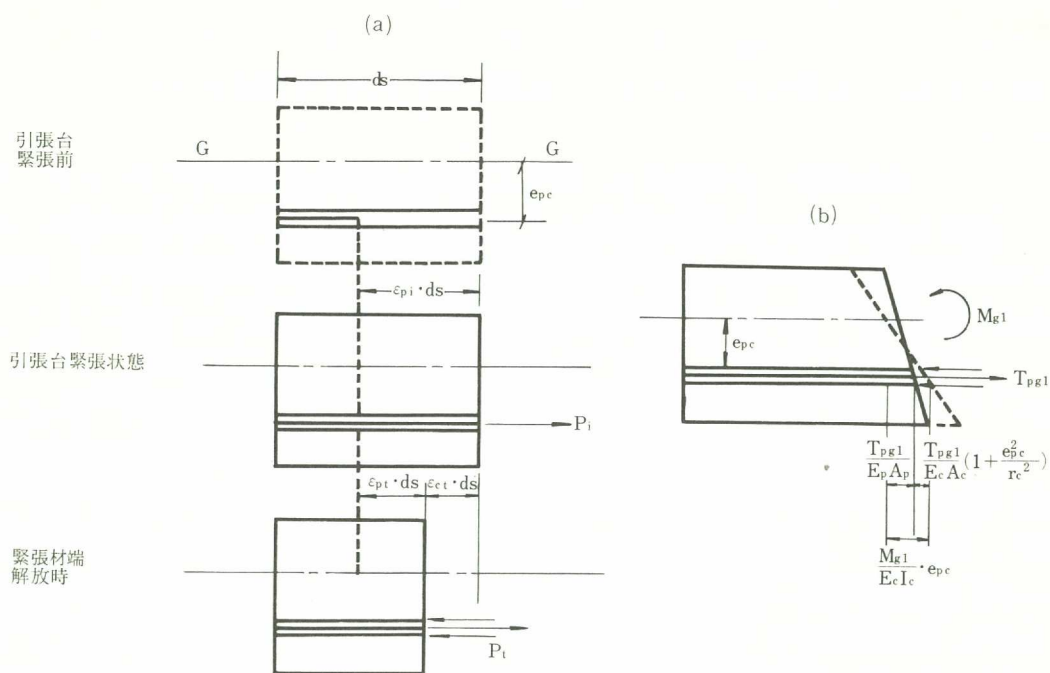


図 - 5

(13), (14) 両式を (15) 式に代入して,

$$\frac{P_i}{A_p E_p} = \frac{P_t}{A_p E_p} + \frac{P_t}{A_c E_c} \left(1 + \frac{e_{pc}^2}{r_c^2} \right)$$

$$P_t = \frac{P_i}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{e_{pc}^2}{r_c^2} \right)} \quad \dots\dots\dots (16)$$

プレストレッシング時に作用している永久荷重による曲げモーメント (正と仮定) M_{g1} による緊張材引張力の増加 T_{pg1} もまた緊張材図心位置でのひずみ適合条件を用いて次のように書ける (図 - 5 (b))。

$$\frac{T_{pg1}}{A_p E_p} = \frac{M_{g1}}{I_c E_c} \cdot e_{pc} - \frac{T_{pg1}}{A_c E_c} \left(1 + \frac{e_{pc}^2}{r_c^2} \right) \quad \dots\dots\dots (17)$$

書換えて,

$$T_{pg1} = A_p \frac{n M_{g1} \cdot e_{pc} / I_c}{1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{e_{pc}^2}{r_c^2} \right)} \quad \dots\dots\dots (18)$$

よって M_{g1} によるコンクリート応力は T_{pg1} をコンクリート断面に対する偏心軸力と考え, 例えば下縁については,

$$-\frac{M_{g1}}{I_c} \cdot y_{bc} + \frac{T_{pg1}}{A_c} \left(1 + \frac{e_p \cdot y_{bc}}{r_c^2} \right)$$

となる。上縁では、

$$+\frac{M_{g1}}{I_c} \cdot y_{tc} + \frac{T_{pg1}}{A_c} \left(1 - \frac{e_p \cdot y_{tc}}{r_c^2}\right)$$

となり、 $M_{g1} \cdot y_c / I_c$ で計算したものよりも小さくなる。

プレストレスを与えると同時に M_{g1} は作用するから、プレストレス直後の上下両縁コンクリート応力は、

$$\begin{aligned} \text{上縁} \cdots \cdots \frac{P_t}{A_c} \left(1 - \frac{e_{pc} \cdot y_{tc}}{r_c^2}\right) + \frac{M_{g1}}{I_c} \cdot y_{tc} + \frac{T_{pg1}}{A_c} \left(1 - \frac{e_{pc} \cdot y_{tc}}{r_c^2}\right) \\ = \frac{P_t + T_{pg1}}{A_c} \left(1 - \frac{e_{pc} \cdot y_{tc}}{r_c^2}\right) + \frac{M_{g1}}{I_c} \cdot y_{tc} \quad \cdots \cdots (19a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下縁} \cdots \cdots \frac{P_t}{A_c} \left(1 + \frac{e_{pc} \cdot y_{bc}}{r_c^2}\right) - \frac{M_{g1}}{I_c} \cdot y_{bc} + \frac{T_{pg1}}{A_c} \left(1 + \frac{e_{pc} \cdot y_{bc}}{r_c^2}\right) \\ = \frac{P_t + T_{pg1}}{A_c} \left(1 + \frac{e_{pc} \cdot y_{bc}}{r_c^2}\right) - \frac{M_{g1}}{I_c} \cdot y_{bc} \quad \cdots \cdots (19b) \end{aligned}$$

(19式)において M_{g1} による曲げ応力度をコンクリート断面諸元のみを用いて計算すると、上下両縁コンクリート応力度は第2項で与えられる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \text{上縁} \cdots \cdots + \frac{M_{g1}}{I_c} \cdot y_{tc} \\ \text{下縁} \cdots \cdots - \frac{M_{g1}}{I_c} \cdot y_{bc} \end{aligned} \right\} \quad \cdots \cdots (20)$$

となる。

(19式)の第1項は、緊張材引張力が $(P_t + T_{pg1})$ である場合の緊張材引張力による上下両縁コンクリート応力度である。また P_t , T_{pg1} はそれぞれ緊張材端を引張台で解放した直後のコンクリートと付着している緊張材引張力であり、 T_{pg1} は M_{g1} による緊張材引張力である。すなわち $(P_t + T_{pg1})$ は緊張材引張力 P_i をコンクリート部材に伝達した直後緊張材に作用している引張力である。(16), (18) 両式より、

$$(P_t + T_{pg1}) \left[1 + n \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{e_{pc}^2}{r_c^2} \right) \right] = P_i + A_p \cdot n \frac{M_{g1}}{I_c} \cdot e_{pc}$$

書換えて、

$$P_t + T_{pg1} = P_i - A_p \cdot n \left[\frac{P_t + T_{pg1}}{A_c} \left(1 + \frac{e_{pc}^2}{r_c^2} \right) - \frac{M_{g1}}{I_c} \cdot e_{pc} \right] \quad \cdots \cdots (21)$$

(21式)の〔〕内はプレストレス直後緊張材図心位置に作用しているコンクリート圧縮応力度である。(21式)の第2項はコンクリート弾性変形による緊張材引張力の減少量を与えるものである。すなわち、

$$\begin{aligned} & \text{コンクリート弾性変形による緊張材引張応力減少量} \\ & = n \times (\text{プレストレス直後の緊張材図心位置コンクリート圧縮応力度}) \quad \cdots \cdots (22) \end{aligned}$$

となる。以上の諸式はコンクリート断面諸元を用いて求められたが、簡単のため総断面諸元を用い、かつまたプレストレス時作用する永久荷重曲げモーメントによる緊張材引張力増加をも含めプレストレス力とすると、

$$P_t = P_i - n A_p \left[\frac{P_t}{A} \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) - \frac{M_g}{I} \cdot e_p \right] \quad \dots\dots\dots 23$$

が成立する。プレストレス直後のプレストレス計算には、

$$\frac{P_t}{A} \left(1 + \frac{e_p \cdot y}{r^2} \right)$$

を、 M_{g1} による曲げ応力計算には、

$$\frac{M_{g1}}{I} \cdot y$$

をそれぞれ使用することができる。

ポストテンション部材では緊張材はダクト内で移動可能であるから、部材は緊張材が両端で部材に定着されたタイドアーチの状態にある(図-6(a))。

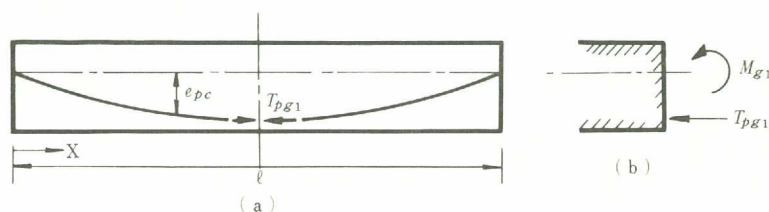


図-6

曲げモーメント分布を M_{g1} 、これによる緊張材引張力増加を T_{pg1} とすると、緊張材図心線に沿ってのコンクリート伸びと、緊張材伸びとは同一でなければならない。

摩擦の影響を無視すると次の変形条件が成立する。

$$\underbrace{\int_0^l \frac{M_{g1}}{E_c I} e_p \cdot dx}_{M_{g1} \text{ による緊張材図心線に沿ってのコンクリート伸び}} - \underbrace{\int_0^l \frac{T_{pg1}}{E_c A} \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) dx}_{\text{緊張材引張力 } T_{pg1} \text{ による緊張材図心線に沿ってのコンクリート短縮}} = \underbrace{\int_0^l \frac{T_{pg1}}{E_p \cdot A_p} dx}_{\text{緊張材伸び}}$$

摩擦を無視すると T_{pg1} は緊張材全長に沿って一定であるから、

$$T_{pg1} = \frac{n \int_0^l \frac{M_{g1}}{I} e_p \cdot dx}{\int_0^l \frac{dx}{A_p} + n \int_0^l \frac{1}{A} \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) dx} \quad \dots\dots\dots 23$$

部材に沿って断面寸法及び緊張材断面積は一定であると仮定すると、

$$T_{pg1} = n A_p \cdot \int_0^\ell \frac{M_{g1}}{I_c} \cdot e_{pc} \cdot dx \Big/ \left[\ell + n \rho_p \int_0^\ell \left(1 + \frac{e_{pc}^2}{r_c^2} \right) dx \right] \quad \dots\dots\dots 24$$

で与えられる。

24式分母の第2項を ℓ に比較して無視すると、 T_{pg1} は緊張材図心位置に沿っての M_{g1} によるコンクリート平均応力度に $n A_p$ を乗じたものとなる。

M_{g1} の分布及び緊張材図心線分布をいずれも2次パラボラと仮定すると、24式は近似的に次のようになる。

$$T_{pg1} \simeq \frac{1}{2} A_p \cdot n \cdot \frac{M_{g1}}{I_c} \cdot e_{pc} \quad \dots\dots\dots 25$$

ただし、 M_{g1} 、 e_{pc} はそれぞれ最大曲げモーメント値及び最大偏心量とする。

M_{g1} によるコンクリート応力度は、

$$\frac{M_{g1}}{I} y + \frac{T_{pg1}}{A} \left(1 + \frac{e_p y}{r^2} \right)$$

で求められる。しかし設計計算を単純化するために、 M_{g1} による緊張材引張力 T_{pg1} をプレストレスリング力に含め、プレテンション方式の場合に述べたと同一方法を採用し、 $M_{g1}y/I$ で計算するものとする。

ポストテンション方式の場合でも、プレストレスリング時作用している永久荷重は緊張材引張力の増加という形で緊張材によっても負担されることに注意する必要がある。全緊張材を一度に緊張する場合で、ダクトと緊張材との間の摩擦を無視する場合、ジャッキに作用させた引張力を P_0 とすると、この引張力の一部は永久荷重を負担することになる。すなわち、プレストレスリング直後のコンクリート応力度は、

$$\frac{P_0 - T_{pg1}}{A} \left(1 + \frac{e_p y}{r^2} \right) + \underbrace{\frac{T_{pg1}}{A} \left(1 + \frac{e_p y}{r^2} \right) + \frac{M_{g1}}{I} y}_{M_{g1} \text{ によるコンクリート応力度}}$$

となる。もし計算にあたって M_{g1} によるコンクリート応力計算に T_{pg1} を含ませるとすれば（一般にはこのような計算はしていない）、プレストレスリング力は $(P_0 - T_{pg1})$ となる。しかし、 M_{g1} によるコンクリート応力度を、 $M_{g1}y/I$ で算定しておれば（一般にはこの計算方式によっている）、プレストレスリング力は P_0 である。

ポストテンション方式で緊張材をすべて一度に緊張するものとすれば、緊張作業中にコンクリート弾性変形は自由に生ずるから、これによる緊張材引張応力減少は生じない。これに反して多数の緊張材を順次緊張定着するならば、既に定着された緊張材は、あとで緊張される緊張材によるコンクリート弾性変形によってその緊張力が減少する。緊張材本数を N とすると、コンクリート弾性変形による緊張材引張応力減少量は、コンクリート弾性ひずみにヤング係数 E_p を乗じた値に次の係数を乗ずることで求まる。

$$\frac{N-1}{2N}$$

すなわち、 N が大きい場合はこれを 0.5 と仮定し、

弾性変形による緊張材引張応力減少量

$$= \frac{1}{2} n \times (\text{プレストレスング直後の緊張材図心位置コンクリート平均圧縮応力度}) \cdots \cdots (26)$$

多数の緊張材を順次緊張定着するとき、同時に作用する永久荷重もまた次第に部材に作用して来る。これを正確に算定することは余りにも繁雑且つ複雑である。永久荷重が N 本の緊張材全部を緊張し終ったときに完全に作用し、途中は緊張された緊張材本数に比例して作用すると仮定すれば、コンクリート弾性変形による緊張材引張応力減少量の計算式 (26) の右辺には M_{g1} による緊張材図心線に沿ってのコンクリート引張応力度の平均値を含めることができる。

2.2 定着具セットによる損失

定着具セットによる緊張材引張力の損失を定めるには、緊張時の引張応力分布をもととして、試的に定着具セット終了時の引張応力分布を定め (図-7)、両分布曲線にかこまれる区間の面積を計算し、これから定着具セット量を求め、これが所定値と一致しないならば、再びセット終了時引張応力分布を仮定しなおす必要がある。この方法は一般に余りにも複雑であるので、次のような方法を用いるのが便利である。

図-8 において定着具セットの影響の及ぶ区間長 x が、 x_b より小さい場合、引張端及び x_b 位置での緊張作業中の引張応力度をそれぞれ $\sigma_{p,0}$ 及び $\sigma_{p,b}$ とする。

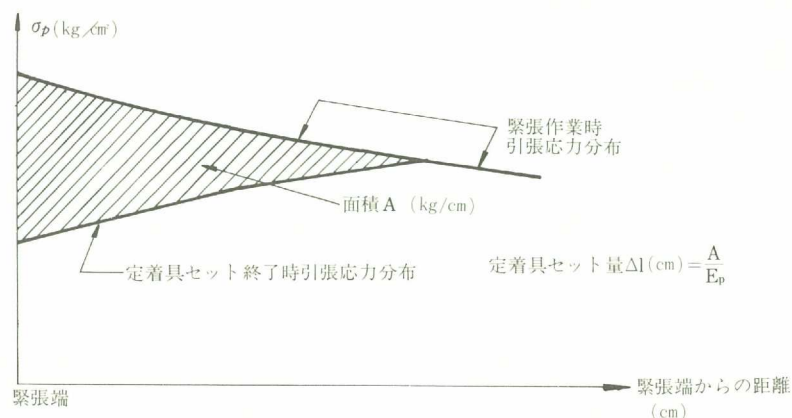


図-7

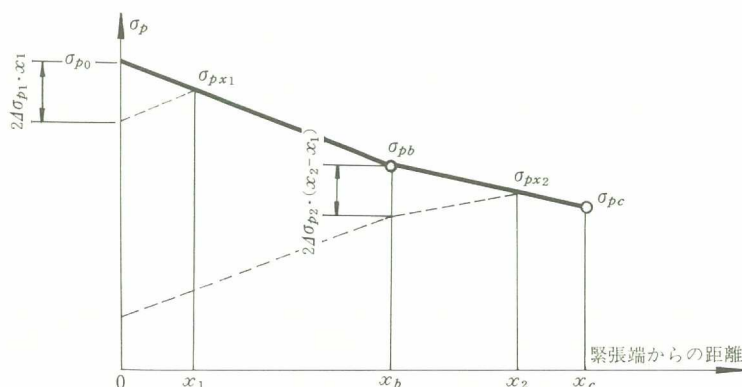


図-8

この区間 ($0 < x < x_b$) での長さ 1m 当り引張応力減少は,

$$\Delta\sigma_{p1} = \frac{\sigma_{p,0} - \sigma_{p,b}}{x_b} \dots\dots\dots (27)$$

である。

定着具セット量が $\Delta\ell$ であると, この影響区間長 x は次式で求められる。

$$x = \sqrt{\frac{\Delta\ell \cdot E_p}{\Delta\sigma_{p1}}} \leq x_b \dots\dots\dots (28)$$

もし28式の x の値が x_b より大きくなるときには定着具セットの影響は x_b をこえることとなる。
 x_b と x_c との間の緊張作業中長さ 1m 当りの引張応力減少量を, $\Delta\sigma_{p2}$ で表わすと,

$$\Delta\sigma_{p2} = \frac{\sigma_{p,b} - \sigma_{p,c}}{x_c - x_b} \dots\dots\dots (29)$$

よって, 定着具セット量を定める方程式は次のようになる。

$$\begin{aligned} & (\sigma_{p,0} - \sigma_{p,b}) \cdot x_b + 2(\sigma_{p,b} - \sigma_{p,x}) \cdot x_b + (\sigma_{p,b} - \sigma_{p,x}) \cdot (x - x_b) \\ & = E_p \cdot \Delta\ell \end{aligned}$$

書換えて,

$$\Delta\sigma_{p1} \cdot x^2 + (\sigma_{p,b} - \sigma_{p,x})(x + x_b) = E_p \cdot \Delta\ell \dots\dots\dots (30)$$

更に次の比例関係が成立する。

$$\frac{\sigma_{p,b} - \sigma_{p,x}}{x - x_b} = \frac{\sigma_{p,b} - \sigma_{p,c}}{x_c - x_b} = \Delta\sigma_{p2} \dots\dots\dots (31)$$

30), (31)両式から, x を定める方程式は次のように与えられる。

$$\Delta\sigma_{p1} \cdot x^2 + \Delta\sigma_{p2} (x - x_b)(x + x_b) = E_p \cdot \Delta\ell$$

よって x の解は,

$$x = \sqrt{\frac{E_p \cdot \Delta\ell}{\Delta\sigma_{p2}} - \left(\frac{\Delta\sigma_{p1}}{\Delta\sigma_{p2}} - 1 \right) \cdot x_b^2} \geq x_b \dots\dots\dots (32)$$

となる。

図-9 a に示す緊張材配置で両端から緊張するものとする。 $\mu = 0.3$, $\lambda = 0.004$, $\sigma_{p,0} = 12,000$ kg/cm^2 のとき, 定着具セットが $\Delta\ell = 0.5$ mm 及び 5mm の場合, 定着後の緊張材引張応力分布を求める。

緊張材端に $12,000 \text{ kg/cm}^2$ の引張応力を作用させた緊張作業時の各断面での緊張材引張応力度を近似直線式を用いて求めると,

$$\text{B 点 } \sigma_{p,b} = 12000 \times (1 - 0.004 \times 5.25) = 11750 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{C 点 } \sigma_{p,c} = 12000 \times (1 - 0.3 \times 0.167 - 0.004 \times 12.75) = 10790 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{D 点 } \sigma_{p,d} = 12000 \times (1 - 0.3 \times 0.167 - 0.004 \times 18.0) = 10530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{E 点 } \sigma_{p,e} = 12000 \times (1 - 0.3 \times 0.267 - 0.004 \times 21.0) = 10030 \text{ kg/cm}^2$$

AB, BC 区間単位長当りの引張応力減少量を $\Delta\sigma_{p,1}$, $\Delta\sigma_{p,2}$ とすると,

$$\Delta\sigma_{p,1} = \frac{12000 - 11750}{5.25 \times 10^2} = 0.476 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$$

$$\Delta\sigma_{p,2} = \frac{11750 - 10790}{7.50 \times 10^2} = 1.280 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$$

- $\Delta\ell = 0.5 \text{ mm} = 0.05 \text{ cm}$ の場合

28式を用いると,

$$x = \sqrt{\frac{0.05 \times 2 \times 10^6}{0.476}} = 0.458 \times 10^3 \cong 4.6 \text{ m} < x_b$$

すなわち, $\Delta\ell = 0.5 \text{ mm}$ の場合は 4.6 m の距離まで定着具セットの影響は及ぶ。

- $\Delta\ell = 5 \text{ mm} = 0.5 \text{ cm}$ の場合

32式より,

$$\begin{aligned} x &= \sqrt{\frac{0.5 \times 2 \times 10^6}{1.280} - \left(\frac{0.476}{1.280} - 1 \right) \times 5.25^2 \times 10^4} \\ &= \sqrt{0.9544 \times 10^6} \\ &\cong 9.8 \text{ m} < x_c \end{aligned}$$

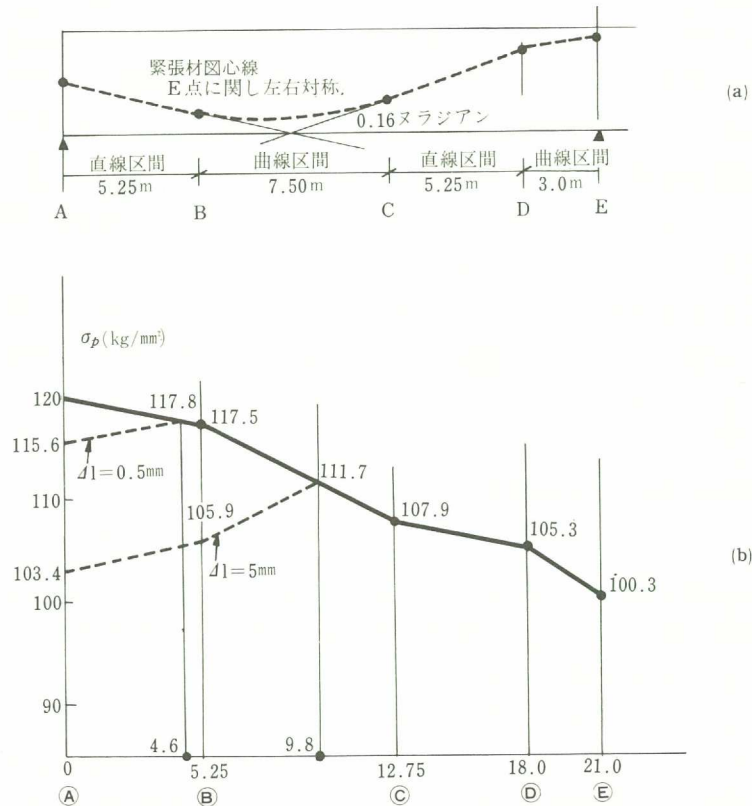


図-9

すなわち $\Delta l = 5\text{mm}$ の場合の定着具セットの影響は緊張端より 9.8 m の距離まで及ぶこととなる。

定着具セット終了後の緊張材引張応力分布は図-9b に示してある。

2.3 P C 鋼材レラクセーションによる損失

P C 鋼材レラクセーションによる緊張材引張力の減少を定めるにあたって、次の事項に注意する必要がある。

実験室において一定ひずみ状態に保持されて引張応力を受けている P C 鋼材に生ずる引張応力の減少を純レラクセーションと呼ぶこととすると、P C 部材中に配置された P C 鋼材に生ずるレラクセーションは一定ひずみの状態ではなく、コンクリートクリープ、乾燥収縮によるひずみ減少を受ける状態で起こるものであるから、これを見掛けレラクセーションと呼ぶ必要がある。すなわち、両者を区別するものとする。

P C 構造物に配置されている P C 鋼材に生ずるレラクセーションによる引張応力減少と、コンクリートのクリープ、乾燥収縮による緊張材引張応力減少とは相互に関係し合うものであって、これを分離して取扱うことは本来不適当なものであり、かつまた分離して取扱うべきものでもない。

例えばコンクリートの乾燥収縮、クリープの進行が初期において非常にゆるやかであるようなマッシブな構造物中では、これらによる緊張材ひずみ減少もまた当初は非常にわずかである。これに反して P C 鋼材の純レラクセーションによる引張応力減少速度は当初において急速であるから、P C 鋼材の見掛けレラクセーションによる引張応力減少は相当大きくなるであろう。これに反してスレンダーな部材では当初よりコンクリートの乾燥収縮、クリープの進捗量は大きいので、緊張材の受けるひずみも当初から急速に減少させられるので、見掛けレラクセーションによる引張応力減少は小さいものとなるであろう。

更にまた最終的に生ずる乾燥収縮、クリープひずみもまた P C 鋼材の見掛けレラクセーションには大きい影響を及ぼす結果となるであろう。

すなわち P C 構造物中に配置された P C 鋼材レラクセーションによる緊張材引張応力減少量は、P C 鋼材純レラクセーションによる引張応力減少速度、コンクリート乾燥収縮、クリープによるひずみ変化速度、及びこれらひずみの最終値、等に相互に関係し合う非常に複雑な現象として求める必要がある。

しかしながら現在の所この相関関係を明らかとできるまでには至っていない。見掛けレラクセーションによる引張応力減少量は、初期引張応力度 σ_{pi} に対する純レラクセーション（ひずみ一定）による引張応力減少量と、コンクリートの乾燥収縮、クリープによる引張応力損失終了後の緊張材引張応力度 $(\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{p, c+s})$ を初期引張応力としたときの純レラクセーションによる引張応力減少量との中間であると考えられる。ここに $\Delta\sigma_{p, c+s}$ はコンクリートのクリープ及び乾燥収縮による緊張材引張応力減少量である。

見掛けレラクセーション減少量を $\Delta\sigma_{p, r}$ 、初期引張応力度（プレストレスを与えた直後の引張応力度）を $\sigma_{p, t}$ 、この $\sigma_{p, t}$ に対する純レラクセーション減少量を $\Delta\sigma_{p, \infty}$ とすると、次の関係が成立するとしてよい。

$$\Delta\sigma_{p, r} = \frac{\Delta\sigma_{p, \infty}}{\sigma_{p, t}} (\sigma_{p, t} - k \cdot \Delta\sigma_{p, c+s}) \quad \dots\dots\dots 33)$$

P C 鋼材に与えてあるひずみを、コンクリートの乾燥収縮及びクリープの進行度に合わせて時間的に次第に減少させる試験の結果から、P C 鋼材レラクセーションによる引張応力減少量を求めることが可能である。

このようなひずみ変化の生ずる状態でのレラクセーション試験結果を参照して(33)式の k の値を定めることができる。この結果 $k \approx 2.0$ であるといわれている。

以上の結果を考慮して一般に $k \approx 2.0$ とすることが多い。 $\Delta\sigma_{p, c+s}$ は一般の設計計算で容易に求められ、この値と $\sigma_{p, t}$ の比は、

$$\Delta\sigma_{p, c+s} / \sigma_{p, t} = 0.15 \sim 0.20$$

であるから、(33)式はごく近似的に、

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{p, r} &= \Delta\sigma_{p, \infty} \left(1 - 2 \frac{\Delta\sigma_{p, c+s}}{\Delta\sigma_{p, t}} \right) \\ &\approx (0.6 \sim 0.7) \times \Delta\sigma_{p, \infty} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (34)$$

と考えられる。すなわち長期間試験結果より初期引張応力 $\sigma_{p, t}$ に対するレラクセーション減少量の 60～70% 程度が見掛けレラクセーション減少量と考えられる。現在の所純レラクセーションの長期試験 (1,000 時間以上, 3,000 時間程度まで) に関する資料が不足しているので、明確なことは云えないが、従来の設計計算に用いられた P C 鋼線、鋼より線に対する 5% より少しく大きく仮定するのが安全であろうと考えられる。

2.4 有効引張応力度の計算

緊張材に作用する有効引張応力度を計算するにあたって、コンクリートクリープ及び乾燥収縮による引張応力損失量 $\Delta\sigma_{p, c+s}$ は一般の設計計算では次式によって求めてよい。

$$\Delta\sigma_{p, c+s} = \frac{n \phi \Sigma \sigma_c + E_p \cdot \epsilon_{cs}}{1 + n \rho_p \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) \left(1 + \frac{\phi}{2} \right)} \quad \dots\dots\dots (35)$$

(35)式適用にあたって分母の

$$\rho_p \left(1 + \rho_p^2 / r^2 \right)$$

の値を求める場合の断面諸元はコンクリート断面に関するものを用いるのが正しい。すなわち、

$$\rho_p = A_p / A_c, \quad e_p = e_{pc}, \quad r^2 = I_c / A_c$$

とすべきであるが、これを次のように書いてもよい。

$$\rho_p \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) = \frac{\text{プレストレス直後の緊張材図心位置プレストレス}}{\text{プレストレス直後の緊張材引張応力度}}$$

従って換算断面、コンクリート断面、等の相異を考慮に入れないものとするれば、簡単のため総断面諸元を用いて $\rho_p (1 + e_p^2 / r^2)$ を計算してよい。

(35)式適用にあたって弾性係数比 n は、コンクリートの設計基準強度に應ずるコンクリートヤング係数 E_c を用いて計算する。それはクリープひずみ ϵ_{cc} の規定は、 E_c を用いて求められたコンクリートひずみ ϵ_{ce} にクリープ係数 ϕ を乗じて求められるとしているからである。

また $\Delta\sigma_c$ はプレストレスを与えた直後緊張材図心位置コンクリート応力度、すなわち、プレストレスを与えた直後のプレストレスと、その時点で作用している永久荷重（一般には自重）による緊張材図心位置コンクリート応力度との合成応力度である。

すなわち、プレストレッシング時作用している永久荷重のみを考慮すれば、コンクリートクリープによって緊張材引張応力度は増加する。(35)式で $\Delta\sigma_{cp} = -\sigma_{cg1}$ ($-\sigma_{cg1}$ = プレストレッシング時に作用する永久荷重曲げモーメント M_{g1} による緊張材図心位置コンクリート引張応力度)、とおけば、乾燥収縮を無視すると(35)式は負号の応力度すなわち、引張応力減少の逆、すなわち増加を示す。

したがってプレストレス力の文字通りの定義からすれば、永久荷重による緊張材引張応力増加をプレストレスの一部と考えることは不合理といえる。すなわち(38)の $\Delta\sigma_c$ をプレストレスと M_{g1} とに分けて別々に計算をし、(ただし、 $E_p \cdot \epsilon_{cs}$ はプレストレスに含める)文字通りプレストレッシング力の減少と、 M_{g1} による引張力増加とに分離し、 M_{g1} による応力計算で緊張材引張力増加($T_{p,\phi}$)によるコンクリート応力度を求め、これと弾性計算による M_{g1} 曲げ応力度と加算するのが正しい。

すなわち、正の曲げ M_{g1} に対し、コンクリート応力度はコンクリートクリープ終了後

$$\left. \begin{array}{l} \text{上縁} \cdots \cdots \frac{M_{g1}}{I} \cdot y_t + \frac{T_{p,\phi}}{A_c} \left(1 - \frac{e_{pc} \cdot y_{tc}}{r_c^2} \right) \\ \text{下縁} \cdots \cdots - \frac{M_{g1}}{I} \cdot y_b + \frac{T_{p,\phi}}{A_c} \left(1 + \frac{e_{pc} \cdot y_{bc}}{r_c^2} \right) \end{array} \right\} \cdots \cdots \cdots (36)$$

となる。

(36)式の第2項は M_{g1} による緊張材引張力のクリープ増によるコンクリート断面応力度であって、プレストレッシング力による場合と同様である。したがって実用計算では M_{g1} によるクリープ終了後応力計算にあたって(36)式第2項をプレストレッシング力に含め、 M_{g1} によるコンクリート応力には、クリープが生じてても変化がないものとしているのである。よって(35)式がコンクリートのクリープ及び乾燥収縮による緊張材引張応力減少量を求める計算式であるとしているのである。

プレストレッシング後に更に永久荷重曲げモーメント M_{g2} が作用するものとすれば、コンクリートクリープによって緊張材引張力は増加し、 M_{g2} によるコンクリート応力度は(36)式の第2項と同様に減少することとなる。しかし、一般の設計計算ではこの緊張力増加をプレストレッシング力の中に含め、緊張材引張応力減少を次式で求めている。

$$\Delta\sigma_{p,cs} = \frac{n\phi_1 \Delta\sigma_c + E_p \cdot \epsilon_{cs}}{1 + n\rho_p \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) \left(1 + \frac{\phi_1}{2} \right)} + \frac{n\phi_2 \sigma_{cg2}}{1 + n\rho_p \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) \left(1 + \frac{\phi_2}{2} \right)} \cdots (37)$$

ここに、

$\phi_1 = M_{g1}$ 作用時材令に対するクリープ係数

$\phi_2 = M_{g2}$ 作用時材令に対するクリープ係数

総断面諸元を用いて応力計算を実施する場合 M_{g1} による緊張材引張応力増をプレストレッシング力に含めたので、同様に M_{g2} によるものをも近似的に含め、緊張材の有効引張応力を次式で求め

るものとする。

$$\sigma_{p,e} = \sigma_{p,t} - \Delta\sigma_{p,el} - \Delta\sigma_{p,c+s} - \Delta\sigma_{p,r} + n \cdot \frac{M_{g2}}{I} \cdot e_p \quad \dots\dots\dots 38$$

ここに、 $\sigma_{p,t}$ = プレストレッシング直後の緊張材引張応力度

$\Delta\sigma_{p,c+s}$ = クリープ，乾燥収縮による緊張材引張応力減少量（プレストレッシング力及び永久荷重によるもの）

$\Delta\sigma_{p,r}$ = P C 鋼材レラクセーションによる緊張材引張応力損失量

M_{g2} = コンクリート弾性変形によるプレストレッシング力減少計算に用いた永久荷重以外の永久荷重による曲げモーメント

3. 計 算 例

3.1 プレテンション部材（図－10）

• 緊張材引張台引張力…… $P_i = 200 \text{ t}$

• 永久荷重モーメント

プレストレッシング時……… $M_{g1} = 40.3 \text{ t} \cdot \text{m}$

プレストレスを与えた後……… $M_{g2} = 19.8 \text{ t} \cdot \text{m}$

• 使用状態変動荷重モーメント……… $M_q = 44.1 \text{ t} \cdot \text{m}$

• 使用材料及びその性質

コンクリート設計基準強度……… 500 kg/cm^2

P C 鋼材………SWPR 7A $\phi 12.4 \text{ mm}$

コンクリート乾燥収縮……… $\epsilon_{cs} = 20 \times 10^{-5}$

P C 鋼材レラクセーション

引張台緊張端解放前……… $3\% \times$ （引張台引張応力度）

プレストレスを与えたのち……… $4\% \times$ （プレストレッシング直後の引張応力度）

弾性係数比

(1) プレストレッシング時……… $n_1 = 6$

(2) 使用時 …………… $n_2 = 5$

クリープ係数

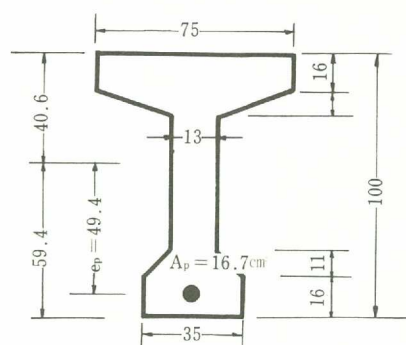
(1) プレストレッシング時に作用する持続荷重作用に対して……… $\phi_1 = 2.6$

(2) プレストレッシング後に作用する持続荷重作用に対して……… $\phi_2 = 2.0$

• 総断面諸元

$A = 2890 \text{ cm}^2$, $I = 34.7 \times 10^5 \text{ cm}^4$, $r^2 = 1200 \text{ cm}^2$, $y_t = 40.6 \text{ cm}$, $y_b = 59.4 \text{ cm}$,

$e_p = 49.4 \text{ cm}$, $W_t = 85.5 \times 10^3 \text{ cm}^3$, $W_b = 58.4 \times 10^3 \text{ cm}^3$



図－10

プレストレスを与える時には P C 鋼材レラクセーションにより引張力は 3% 減少しているから、緊張材引張力は、

$$200 \times 10^3 \times (1 - 0.03) = 194 \times 10^3 \text{ kg}$$

23式よりプレストレスを与えた直後の緊張材引張力,

$$P_t = 194 \times 10^3 - 16.7 \times 6 \left[\frac{P_t}{2850} \left(1 + \frac{49.4^2}{1200} \right) - \frac{40.3 \times 10^5}{34.7 \times 10^5} \times 49.4 \right]$$

$$P_t \times (1 + 0.1052) = 194 \times 10^3 + 5.7 \times 10^3,$$

$$P_t = 180.7 \times 10^3 \text{ kg}, \quad \sigma_{p,t} = 10,820 \text{ kg/cm}^2$$

プレストレスを与えた直後のプレストレス

$$\text{上縁} \cdots \cdots \frac{180.7 \times 10^3}{2.89 \times 10^3} \times \left(1 - \frac{49.4 \times 40.6}{1200} \right) = -41.98 = -42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots \frac{180.7 \times 10^3}{2.89 \times 10^3} \times \left(1 + \frac{49.4 \times 59.4}{1200} \right) = +215.4 = +215 \text{ kg/cm}^2$$

緊張材図心位置コンクリート応力度

• プレストレッシング直後

$$\begin{aligned} \Sigma \sigma_c &= \frac{180.7 \times 10^3}{2.89 \times 10^3} \left(1 + \frac{49.4^2}{1200} \right) - \frac{40.3 \times 10^5}{34.7 \times 10^5} \times 49.4 \\ &= 189.7 - 57.4 = 132 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

• プレストレッシング後作用する永久荷重によるもの

$$\sigma_{cg2} = -\frac{19.8 \times 10^5}{34.7 \times 10^5} \times 49.4 = -28.2 = -28 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート乾燥収縮及びクリープによる緊張材引張応力減少量

$$\Delta \sigma_{p, c+s} = \frac{n_2 \phi_1 \Sigma \sigma_c + E_p \cdot \epsilon_{cs}}{1 + n_2 \rho_p \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) \left(1 + \frac{\phi_1}{2} \right)} + \frac{n_2 \phi_2 \sigma_{cg2}}{1 + n_2 \rho_2 \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) \left(1 + \frac{\phi_2}{2} \right)}$$

ここに,

$$\rho_p \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) = 0.005779 \times (1 + 2.034) = 0.01753$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{p, c+s} &= \frac{5 \times 2.6 \times 132 + 20 \times 10^{-5} \times 20 \times 10^5}{1 + 5 \times 0.01753 \times (1 + 1.3)} - \frac{5 \times 2.0 \times 28}{1 + 5 \times 0.01753 \times (1 + 1.0)} \\ &= \frac{2116}{1.202} - \frac{280}{1.175} = 1760 - 238 \\ &= 1522 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

PC鋼材レラクセーションはプレストレスを与えたのち、プレストレスを与えた直後の引張応力度の4%とすると,

$$\Delta \sigma_{p, r} = 0.04 \times 10,820 = 433 \text{ kg/cm}^2$$

よって有効引張応力度は,

$$\begin{aligned}\sigma_{pe} &= \sigma_{pt} - (\Delta\sigma_{p, c+s} + \Delta\sigma_{p, r}) - n_2 \sigma_{cg2} \\ &= 10820 - (1522 + 433) + 5 \times 28 \\ &= 9005\end{aligned}$$

$$\eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pt} = 0.832$$

有効プレストレス

$$\text{上縁} \cdots \cdots \cdots 0.382 \times (-42.0) = -34.9 = -35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots \cdots 0.832 \times (+215.4) = +179.2 = +179 \text{ kg/cm}^2$$

荷重による曲げ応力度は表-4 のようである。

表-4 荷重による曲げ応力度 (kg/cm²)

	上 縁	下 縁
永久荷重 M_{g_1}	+47.1 $\cong$ +47	-69.0 $\cong$ -69
" M_{g_2}	+23.2 $\cong$ +23	-33.9 $\cong$ -34
変動荷重 M_q	+51.6 $\cong$ +52	-75.5 $\cong$ -76

コンクリート応力総括は表-5 のようである。

表-5 コンクリート応力総括 (kg/cm²)

	上 縁	下 縁
プレストレッシング直後のプレストレス	+42	+215
永久荷重 M_{g_1}	+47	-69
プレストレッシング直後	+5	+146
有効プレストレス	-35	+179
全永久荷重 $M_{g_1} + M_{g_2}$	+70	-103
変動荷重 M_q	+52	-76
使用状態		
永久荷重のみ	+35	+77
変動荷重作用時	+87	+0

表-3 に示す応力補正係数を用いて応力度再計算を実施し、総断面諸元を用いた応力計算結果と比較する。

$$\varepsilon = (n-1) \rho_p = (n-1) \times 0.005779$$

プレストレッシング時 $n = 6$

$$\varepsilon = 5 \times 0.005779 = 0.0289$$

使用状態 $n = 5$

$$\varepsilon = 4 \times 0.005779 = 0.0231$$

• プレストレスに乗ずる係数 ($n = 6$)

$$1 - \varepsilon \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) = 1 - 0.0289 \times \left(1 + \frac{49.4^2}{1200} \right) = 0.912$$

• 荷重による曲げ応力に乗ずる係数

$n = 6$ の場合

$$\begin{aligned} \text{上縁} \cdots \cdots 1 - \varepsilon \left(\frac{e_p^2}{r^2} - \frac{e_p}{y_t} \right) &= 1 - 0.0289 \times \left(\frac{49.4^2}{1200} - \frac{49.4}{40.6} \right) \\ &= 1 - 0.0289 \times (2.0336 - 1.2167) = 0.976 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下縁} \cdots \cdots 1 - \varepsilon \left(\frac{e_p^2}{r^2} + \frac{e_p}{y_b} \right) &= 1 - 0.0289 \times \left(\frac{49.4^2}{1200} + \frac{49.4}{59.4} \right) \\ &= 1 - 0.0289 \times (2.0336 + 0.8316) = 0.917 \end{aligned}$$

$$\text{緊張材図心位置} \cdots \cdots 1 - \varepsilon \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right) = 0.912$$

$n = 5$ の場合

$$\text{上縁} \cdots \cdots 1 - 0.0231 \times 0.8169 = 0.981$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots 1 - 0.0231 \times 2.8652 = 0.934$$

$$\text{緊張材図心位置} \cdots \cdots 1 - 0.0231 \times 3.0336 = 0.953$$

プレストレスを与えた直後のプレストレス（換算断面と，緊張材端解放時緊張材引張力 $194 \times 10^3 \text{ kg}$ を用いて計算する）

$$\text{上縁} \cdots \cdots 0.912 \times \frac{194 \times 10^3}{2890} \times \left(1 - \frac{49.4 \times 40.6}{1200} \right) = -41.1 = -41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots 0.912 \times \frac{194 \times 10^3}{2890} \times \left(1 + \frac{49.4 \times 59.4}{1200} \right) = +210.9 = +211 \text{ kg/cm}^2$$

プレストレッシング直後の緊張材引張応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{pt} &= \frac{194 \times 10^3}{16.7} - 6 \times 0.912 \times \frac{194 \times 10^3}{2890} \times \left(1 + \frac{49.4^2}{1200} \right) \\ &= 11,617 - 6 \times 185.7 = 10503 \cong 10,500 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

緊張材図心位置コンクリート応力度

• プレストレッシング直後

$$\begin{aligned} \Sigma \sigma_c &= 0.912 \times \frac{194 \times 10^3}{2890} \times \left(1 + \frac{49.4^2}{1200} \right) - 0.912 \times \frac{40.3 \times 10^5}{34.7 \times 10^5} \times 49.4 \\ &= +185.7 - 52.3 = +133.4 \cong 133 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

• プレストレッシング後作用する永久荷重によるもの

$$\sigma_{cg2} = -0.953 \times \frac{19.8 \times 10^5}{34.7 \times 10^5} \times 49.4 = -26.9 = -27 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート乾燥収縮，クリープによる緊張材引張応力減少量計算における計算式分母中の

$$n \rho_p \left(1 + \frac{e_p^2}{r^2} \right)$$

は、緊張材断面を差引いた純コンクリート断面についての断面諸元を用いるのが正しいが、ここでは簡単のため総断面諸元を用いるものとする。

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{p, c+s} &= \frac{5 \times 2.6 \times 133 + 20 \times 10^{-5} \times 20 \times 10^5}{1 + 5 \times 0.01753 \times (1 + 1.3)} - \frac{5 \times 2.0 \times 27}{1 + 5 \times 0.01753 \times (1 + 1.0)} \\ &= \frac{2129}{1.202} - \frac{270}{1.175} = 1771 - 230 \\ &= 1541 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

P C鋼材レラクセーションによる引張応力損失

$$\Delta\sigma_{p, r} = 0.04 \times \sigma_{p, t} = 0.04 \times 10503 = 420 \text{ kg/cm}^2$$

有効引張応力度

$$\Delta\sigma_{p, e} = 10503 - (1541 + 420) = 8542 \cong 8540 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = 0.813$$

有効プレストレス

$$\text{上縁} \cdots \cdots 0.813 \times (-41.1) = -33.4 = -33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots 0.813 \times (+210.9) = +171.4 = +171 \text{ kg/cm}^2$$

荷重による曲げ応力度は表-4の数値にそれぞれ対応する乗数を乗じて換算断面についてのコンクリート曲げ応力度を求めると表-6のようになる。

表-6 荷重による曲げ応力度 (kg/cm²)

	上 縁	下 縁
永久荷重 M_{g_1}	+46	-63
" M_{g_2}	+23	-32
変動荷重 M_q	+51	-71

コンクリート応力総括は次のようである。

表-7 コンクリート応力総括表 (kg/cm²)

		上 縁	下 縁
プレストレス直後のプレストレス		-41	+211
永久荷重 M_{g_1}		+46	- 63
プレストレス直後		+ 5	+148
有効プレストレス		-33	+171
全永久荷重 $M_{g_1} + M_{g_2}$		+69	- 95
変動荷重 M_q		+51	- 71
使用状態	永久荷重のみ	+36	+ 76
	変動荷重作用時	+87	+ 5

表-5と表-7とを比較すると、総断面諸元を用いた場合、使用時最も不利な載荷に対して下縁では安全側の結果を与える。この例ではプレストレスを与えた直後ではいずれの計算法も同一結果を与え、使用状態上縁コンクリート圧縮応力度についてもほとんど差はない。

3.2 ポストテンション部材 (図-11)

国広, 浅野, 他「プレストレスト コンクリート橋の設計計算例」3章ポストテンション方式単純Tげた橋の設計計算例に示すスパン中央断面曲げ応力計算

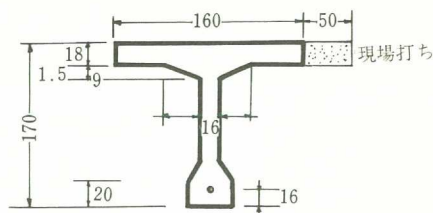


図-11

• 曲げモーメント

主げた自重…………… $M_{g1} = 190.3 \text{ tm}$

現場打ち床版部コンクリート… $M_{g2} = 35.2 \text{ tm}$

地覆, 高欄, 舗装…………… $M_{g3} = 101.9 \text{ tm}$

活荷重 (変動荷重)…………… $M_q = 130.1 \text{ t} \cdot \text{m}$

• 使用材料の性質

コンクリート $\phi = 2.0$, $\epsilon_{cs} = 15 \times 10^{-5}$

(全永久荷重はプレストレスングと同時に作用するとして, クリープ, 乾燥収縮による緊張材引張応力減少量を計算)

P C 鋼材レラクセーション 5%

ヤング係数比

プレストレスング時, $E_c = 3.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $n = 6.25$

使用時, $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $n = 5.71$

以下の計算では $n = 6$ とする。

• 総断面諸元

主桁 (プレキャスト断面) 断面諸元

$A = 0.6553 \text{ m}^2$, $y_t = 0.642 \text{ m}$, $y_b = 1.058 \text{ m}$, $e_p = 0.898 \text{ m}$, $I = 0.2437 \text{ m}^4$

$r^2 = 0.3719 \text{ m}^2$, $W_t = 0.3796 \text{ m}^3$, $W_b = 0.2303 \text{ m}^3$

現場打ち床版部 (50 cm, 換算幅 $50 \times 3.0 \times 10^5 / 3.5 \times 10^5 = 42.9 \text{ cm}$) を合成した断面諸元

$A = 0.7325 \text{ m}^2$, $y_t = 0.582 \text{ m}$, $y_b = 1.116 \text{ m}$, $e_p = 0.956 \text{ m}$, $I = 0.2651 \text{ m}^4$

$W_t = 0.4555 \text{ m}^3$, $W_b = 0.2375 \text{ m}^3$

検討断面緊張材引張応力度は前述の著書によると摩擦損失終了後 101 kg/mm^2 と与えられている。定着具セットの影響は検討断面まで及ばない。

• コンクリート弾性変形の影響

検討断面緊張材引張力 (緊張材 1 本当り断面積 461.8 mm^2 , 9 本配置)

$$9 \times 101 \times 461.8 = 419.8 \text{ t}$$

検討断面緊張材図心位置コンクリート応力度

(i) プレストレス

$$\frac{419.8}{0.6553} \times \left(1 + \frac{0.898^2}{0.3719} \right) = 2030 \text{ t/m}^2 = 203 \text{ kg/cm}^2$$

(ii) 桁自重

$$- \frac{190.3}{0.2437} \times 0.898 = -701 = -70 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート弾性変形による緊張材引張応力度減少量は、緊張材図心線に沿ってのコンクリート平均応力を用いてよいが、ここでは検討断面の値を用いる。

$$\frac{1}{2} \times 6 \times (203 - 70) = 399 \text{ kg/cm}^2 \cong 4 \text{ kg/mm}^2$$

よってプレストレスを与えた直後の緊張材引張力は、

$$\begin{aligned} P_t &= 9 \times 461.8 \times (101.0 - 4) = 9 \times 461.8 \times 97.0 \\ &= 403.2 \text{ t} \end{aligned}$$

• プレストレッシング直後のプレストレス

$$\text{上縁} = \frac{403.2}{0.6553} \times \left(1 - \frac{0.642 \times 0.898}{0.3719} \right) = -33.9 \cong -34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} = \frac{403.2}{0.6553} \times \left(1 + \frac{1.058 \times 0.898}{0.3719} \right) = +2187 \cong +219 \text{ kg/cm}^2$$

• コンクリート乾燥収縮及びクリープによる緊張材引張応力減少量

プレストレッシング直後、すべての永久荷重が載荷されるものと仮定すると、抵抗断面は現場打ち床版部コンクリートをも考えた断面となるが、ここでは主桁のみの断面諸元で、35式の数分母を求めるものとする。

緊張材図心位置コンクリート応力度

$$\text{プレストレス} \cdots \cdots \frac{403.2}{0.6553} \times \left(1 + \frac{0.898^2}{0.3719} \right) = +1949 \text{ t/m}^2$$

$$\text{自重(プレキャスト桁)} \cdots \cdots -\frac{190.3}{0.2437} \times 0.898 = -701 \text{ t/m}^2$$

$$\text{現場打ち床版(プレキャスト桁)} \cdots \cdots -\frac{35.2}{0.2437} \times 0.898 = -130 \text{ t/m}^2$$

$$\text{地覆, 高欄, 舗装(床版部合成断面)} \cdots \cdots -\frac{101.9}{0.2651} \times 0.956 = -367 \text{ t/m}^2$$

緊張材図心位置コンクリート応力度

$$\Sigma \sigma_c = +1949 - (701 + 130 + 367) = +751 = +75 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_p = 9 \times 4.618 = 41.562 \text{ cm}^2 = 0.004156 \text{ m}^2$$

$$\rho_p = \frac{0.004156}{0.6553} = 0.006342$$

$$1 + e_p^2/r^2 = 1 + 0.898^2/0.3719 = 3.1683$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{p, c+s} &= \frac{6 \times 2.0 \times 75 + 20 \times 10^5 \times 15 \times 10^{-5}}{1 + 6 \times 0.006342 \times 3.1683 \times (1 + 1.0)} = \frac{1200}{1.241} \\ &= 967 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

• P C 鋼材レラクセーション

$$\Delta\sigma_{p,r} = 0.05 \times 9,700 = 485 \text{ kg/cm}^2$$

• 有効引張応力度及び有効プレストレス

$$\begin{aligned}\sigma_{p,e} &= 9700 - 967 - 485 + 6 \times (13.0 + 36.7) \\ &= 8,550 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\eta = \frac{8,550}{9,700} = 0.881$$

有効プレストレス

$$\text{上縁} \cdots \cdots 0.081 \times (-33.9) = -30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \cdots \cdots 0.081 \times (+218.7) = +193 \text{ kg/cm}^2$$

• 荷重による曲げ応力度

プレキャスト自重及び現場打ち床版部重量はプレキャスト桁断面で、地覆、高欄、舗装、等の重量は現場打ち床版部合成断面で、それぞれ抵抗されるとして曲げ応力度を求めると表-8のようである。

表-8 荷重による曲げ応力度 (kg/cm²)

	上 縁	下 縁
自 重 M_{g_1}	+50	-83
現場打ち床版 M_{g_2}	+ 9	-15
地覆、高欄、舗装 M_{g_3}	+22	-43
活荷重(変動荷重) M_q	+29	-55

• コンクリート応力度の総括

コンクリート応力度の総括は表-9のようである。

表-9 応力度の総括 (kg/cm²)

		上 縁	下 縁
プレストレスを与えた直後のプレストレス		- 34	+ 219
プレキャスト桁自重 M_{g_1}		+ 50	- 83
プレストレス直後		+ 16	+ 136
有効プレストレス		- 30	+ 193
全永久荷重 $M_{g_1}+M_{g_2}+M_{g_3}$		+ 81	- 141
使用状態	永久荷重のみ	+ 51	+ 52
	荷重作用時	+ 80	- 3

前記著書によると応力計算結果は表-10のようである。

表-10 コンクリート応力度 (kg/cm²)

	上 縁	下 縁
プレストレスを与えた直後	+14.5	+147.2
全荷重作用時(あらゆるプレスト損失終了時)	+80.3	+1.4

表-9、表-10を比較するとプレストレスを与えた直後下縁についてわずかに危険側結果を、あらゆるプレストレス損失終了後使用状態下縁についてはわずかに安全側結果を、それぞれ与えている。

PC構造物の設計施工に関する基本的考え方

— 耐震設計の動向 —

1. まえがき

現在建築構造物の構造安全性を確保するために考慮すべき原則的な事項は、建築基準法に規定されており、これ等の原則的な事項を構造計算等によって具体的に確認するための、荷重および外力、構造強度等に関する技術基準は建築基準法施行令、建設省告示等に規定されている。また、各種構造に関する構造計算の具体的手法は、日本建築学会の各種構造計算規準に、また、設計通りのものを確実に実現するための施工方法に関しては、日本建築学会の建築工事標準示方書に詳細に示されている。

プレストレストコンクリート造建物の場合にも、建築基準法・同施行令、建設省告示第949号、日本建築学会プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説、建築工事標準仕様書・同解説（JASS5；鉄筋コンクリート工事）等に準拠して設計・施工が行われている。

建築における上述のような設計体系において、最近特に注目すべきことは、耐震設計法に関する動向である。

例えば、建築構造物の耐震設計法あるいは耐震性能評価手法として、最近次のようなものが提案されている。

(i) 日本建築学会；地震荷重案¹⁾

(ii) 建設省建築研究所；新耐震設計法²⁾

(iii) 建設省・特殊建築安全センター；既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準³⁾

これ等新しい提案に共通する考え方は、保有耐力レベルに応じた変形能力を建物に要求するという考え方である。

本稿では、建築基準法改正の基礎資料として提案された新耐震設計法の概要ならびに新耐震設計法をプレストレストコンクリート建築構造物に適用した場合の問題点について解説する。

2. 新耐震設計法の概要

2.1 本提案の特徴

本提案の特徴は、図-1のブロックチャートに示すように、建築物の用途、種別、規模、類似構造物の震害経験等に応じて、適切な設計方法を選択できるような設計区分の考え方を導入したこと、および許容応力度設計法等によって1次設計を行った建物について2次設計により保有耐力の検討を行い、保有耐力のレベルに応じて適切なじん性が得られるように構造規定を整備したことなどである。

現在、鉄筋コンクリート構造、鉄骨構造などでは、建築基準法に規定する地震荷重による応力を基に、許容応力度設計を行っている。従って、本提案においても、1次設計は許容応力度法による断面設計を想定している。これに対して、プレストレストコンクリート建築構造物の耐震設計手法として、建設省告示第949号および、日本建築学会プレストレストコンクリート設計施工

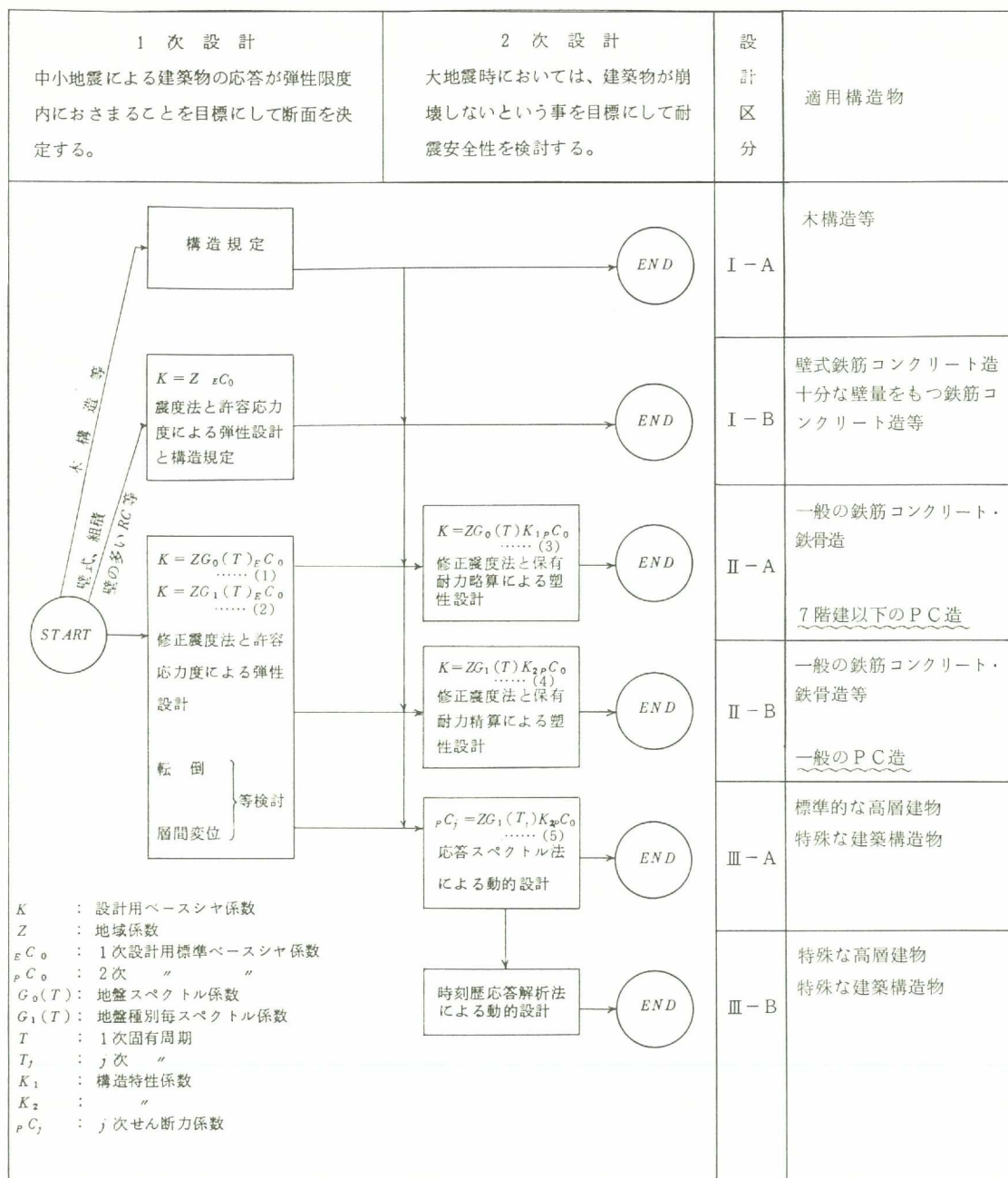


図-1 設計区分のブロックチャート

規準に規定されている方法は、許容応力度法とは若干異なっており、図-2に示すように、基準法に規定する地震荷重による応力の1.5倍に長期応力を組合わせた短期荷重時応力を断面の曲げ終局強度が下廻らないことを検査する一種の終局強度設計手法である。

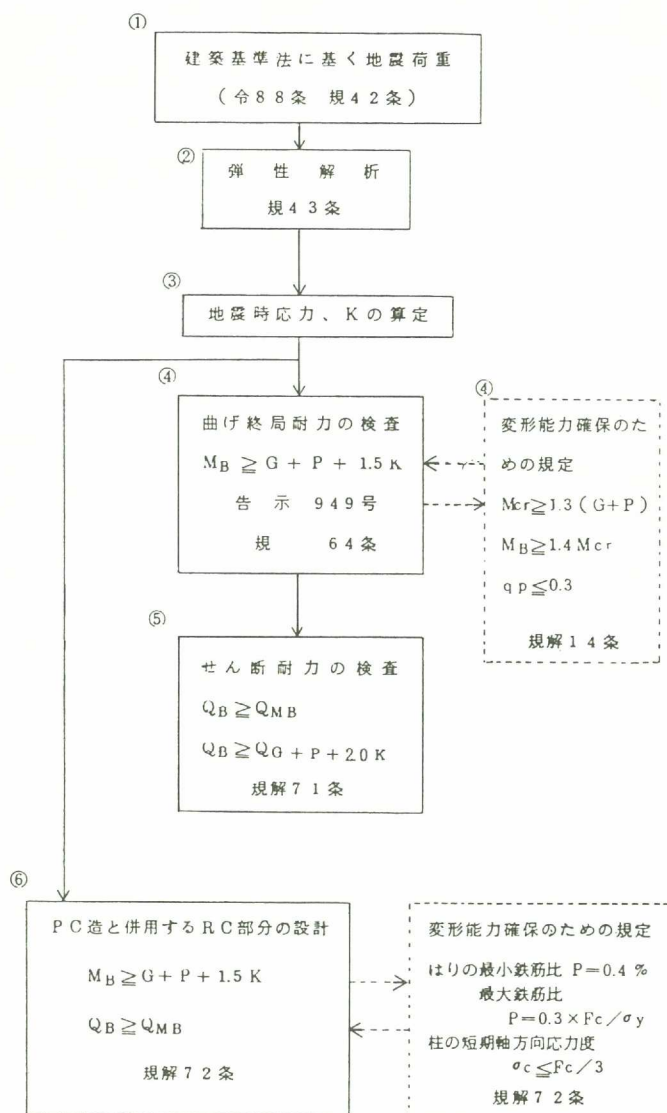


図-2

PC構造に本提案を適用する場合には、1次設計に終局強度設計手法を用いることになり、従って、保有耐力の計算が比較的簡単にできるので、主として設計区分Ⅱが適用されることになろう。そこで、以下に設計区分Ⅱを中心として本提案の設計手順を概説する。

2.2 設計区分Ⅱの計算手順

1) 1次設計

i) 1次設計に用いるベースシア係数 ${}_EC_B$ は次式による。

$$\begin{aligned}
 {}_EC_B &= Z \cdot G(T) \cdot {}_EC_0 \\
 &= Z \cdot G(T) \cdot 0.2 \quad \dots\dots\dots (1)
 \end{aligned}$$

ここに

$G(T)$: 建物の固有周期に応じて図-3で与えられる地盤スペクトル係数で、区分Ⅱ-A

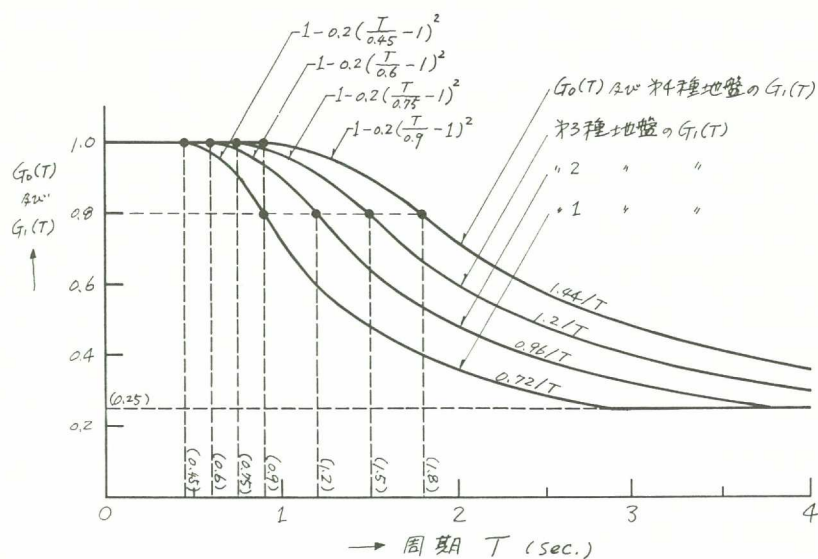


図-3 地盤スペクトル係数 $G_0(T)$, $G_1(T)$

の場合には $G_0(T)$ を、区分Ⅱ-B の場合には地盤種別ごとに与えられた地盤スペクトル係数 $G_1(T)$ を用いることができる。

Z : 地域係数で、1.0, 0.9, 0.8 の3種に区分されており、建築基準法施行令に与えられている地域係数を最近の研究成果をもとに修正した Zoning Map が提案されている。

$E C_0$: 1次設計用標準ベースシア係数で 0.2 とする。

ii) 固有周期の算定

次の略算式が示されているが、精算によってもよい。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{鋼構造建築物} & T = 0.09 N \\ \text{上記以外の建築物} & T = 0.06 N \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに

T : 1次固有周期

N : 建築物の地上階数

iii) 水平力分布

建築物に作用する水平力は、以下に示す分布水平力および頂部水平力とする。

分布水平力 F_i は、次式により算出する。

$$F_i = K_i W_i \quad (i = 1, 2, \dots, N) \dots\dots\dots (3)$$

ただし

$$K_i = [1 + \ell (\xi_{i+1}^2 + \xi_{i+1} \cdot \xi_i + \xi_i^2 - 1)] L \cdot Q / W \dots\dots\dots (4)$$

$$\ell = 1 - \frac{2}{1 + N} \dots\dots\dots (5)$$

$$L = 0.5 + \frac{1}{0.1(N-1) + 2} \dots\dots\dots (6)$$

頂部集中水平力 F_c は、次式により算出する。

$$F_C = (1-L)Q = K_C \cdot W_N \quad \dots\dots\dots(7)$$

ただし

$$K_C = \frac{W}{W_N} \cdot (1-L) \cdot Q/W \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここに

F_i : 当該建築物 i 層に作用する分布水平力

F_C : 当該建築物頂部に作用する集中水平力

K_i : 当該建築物 i 層の分布水平力用震度

K_C : 当該建築物頂部の集中水平力用震度

W_i : 当該建築物 i 層の重量

N : 当該建築物の層数

$$\xi_i : \text{当該建築物 } i \text{ 層の無次元高さ} = \begin{cases} \sum_{j=1}^{i-1} W_j / W, & i \neq 1 \\ 0, & i = 1 \end{cases}$$

$$W : \text{当該建築物の全重量} = \sum_{j=1}^N W_j$$

Q : 当該建築物に作用する全水平力

Q/W : 1次設計用ベースシア係数, ${}_E C_B$ (又は2次設計用ベースシア係数, ${}_P C_B$)

iv) 断面算定

上記各式によって求めた地震荷重をもとに地震時応力 K を求め、これに 1.5 の荷重係数を乗じた地震時応力 $1.5K$ と長期荷重時応力 $G+P$ を加え合わせた応力を用い、図-2 に示した現行の設計手法により断面算定を行う。

v) 変形の検討

上記 i) ~ iii) によって求めた地震時応力の下での建築物各層の間の相対変位角 δ_i および、全体の相対変位角 δ_r が次式を満足すること。

$$\left. \begin{array}{l} \delta_i \leq 1/200 \\ \delta_r \leq 1/250 \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots(9)$$

2) 2次設計

i) 2次設計用ベースシア係数

2次設計に用いるベースシア係数は、次式による。

$$\begin{aligned} {}_P C_B &= Z \cdot G(T) \cdot K \cdot {}_P C_0 \\ &= Z \cdot G(T) \cdot K \cdot 1.0 \quad \dots\dots\dots(10) \end{aligned}$$

K : 構造特性係数 (後述-(ii))

区分Ⅱ-Aの場合には K_1 を、また区分Ⅱ-Bの場合には K_2 を用いる。

$G(T)$: 地盤スペクトル係数 (図-3)

区分Ⅱ-Aの場合には $G_0(T)$ を用い、区分Ⅱ-Bの場合には $G_1(T)$ を用いることができる。

${}_P C_0$: 2次設計用標準ベースシア係数で 1.0 とする。

ii) 構造特性係数 (K_1 または K_2)

構造特性係数は、構造物の減衰性や塑性変形能力の程度に応じてベースシア係数を補

正する係数であり、標準値として表－１に示す値が提案されている。また、表－１に示す塑性変形能力の区分 A, B, C に対して、満すべき構造規定を表－２に示す。

表－１ 構造特性係数の標準値

構 造 種 別	構造特性係数	用 いる設計区分	塑性変形能力※		
			A	B	C
鉄 筋 コ ン ク リ ー ト 造	K_1	I－A	0.4	0.5	0.6
プレストレストコンクリート造	K_2	II－B、III	0.3	0.4	0.5
鉄骨鉄筋コンクリート造	K_1	II－A	0.3	0.4	0.5
	K_2	II－B、III	0.3	0.3	0.4
鋼 構 造	K_1	II－A	0.3	0.4	0.5
	K_2	II－B、III	0.3	0.3	0.4
木 造	K_1	II－A		0.4	
	K_2	II－B、III		0.3	

※ ２章以降に示す塑性変形能力の区分

本提案における構造特性係数の考え方は、次の通りである。

一般に図－４に示すような完全弾塑性系の復元力特性OCDをもつ一質点系が、地震動を受けた場合、その最大応答変位時に貯えられるエネルギーは、最大弾性応答変位時に貯えられるエネルギーと大略等しくなるということが認められている。即ち、

$$\Delta OAB = \Delta OCDE$$

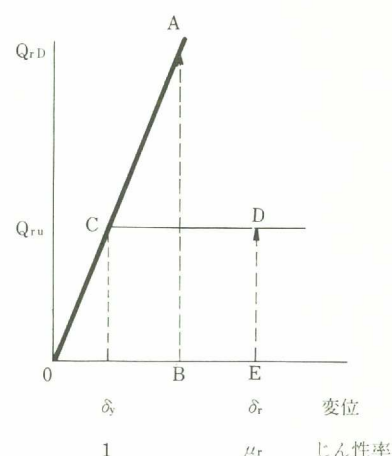
$$\delta_y \times \frac{Q_{rD}}{Q_{ru}} \cdot \frac{Q_{rD}}{2} = Q_{ru} \cdot \delta_r - \frac{1}{2} Q_{ru} \cdot \delta_y$$

$$\therefore Q_{ru} = \frac{Q_{rD}}{\sqrt{2\mu_r - 1}} \quad \dots\dots\dots (11)$$

これによれば、塑性率が μ_r 以上ある弾塑性系の保有耐力 Q_{ru} は、弾性応答層剪断力 Q_{rD} を $\sqrt{2\mu_r - 1}$ で除した値以上であればよいことを意味している。

本提案では、大地震時における弾性応答層剪断力係数 Q_{rD}/W を1.0と想定した式(11)および、減衰常数 h をも考慮し、構造特性係数 K_2 を式(12)のように定義し、各種構造毎の標準的塑性率、減衰常数を表－２のように想定して構造特性係数の値を設定している。

$$K_2 = \frac{\alpha}{\sqrt{2\mu_r - 1}} \quad \dots\dots (12)$$



図－４ 弾性系と完全弾塑性系の応答変位の比較

表－２ 構造種別毎の標準的塑性率および減衰定数

構 造 種 別	塑 性 率 μ			減 衰 定 数 (%)
	塑性変形能力			
	A	B	C	
鉄 筋 コ ン ク リ ー ト 造	5	3	2	10
プレストレストコンクリート造				
鉄骨鉄筋コンクリート造	9	5	3	5
鋼 構 造	12	9	5	
木 造	4			15

ここに

$$\alpha = \frac{1.5}{1 + 10h}$$

h : 減衰常数

また、表－1、2に示す塑性変形能力の区分に対しては、それぞれ想定した架構として要求される標準的塑性率を満足するような構造部材となるような設計詳細を表－3に示すような構造規定により与えている。これ等の構造規定をきめるもととなったプレストレストコンクリート部材の塑性変形能力に関する最近の研究成果に関しては3章で述べることにする。

表－3 塑性変形能力区分に応じた構造規定

塑性変形能力区分		A	B	C
プレ ス ト レ ス ト コ ン ク リ ー ト 部 材	曲げひびわれ耐力 (Q_{cr})	< 0.6	< 0.65	> 0.65
	曲げ終局耐力 (Q_{ru})			
	鋼材係数	< 0.25	< 0.27	> 0.27
	曲げ拘束筋（材端部から部材せい の1.5倍の範囲）の間隔	$< D^{*1} / 4$ $< 6 \phi^{*2}$		
		$\leq 100 \text{ mm}$	$\leq 150 \text{ mm}$	$> 150 \text{ mm}$
	せん断終局耐力 (Q_{su})	≥ 1.2		
	曲げ終局時せん断力 (Q_{mu})			
	柱の内法高さ $/ D$	> 3.0	≥ 2.5	< 2.5
柱の引張鉄筋比		$\geq 1.0 \%$		
柱の軸方向応力		$\leq 0.3 F_c^{*3}$	$\leq 0.4 F_c$	$> 0.4 F_c$

*1 部材せい

*2 プレストレストコンクリート部材に配置される軸方向普通鉄筋の径

*3 F_c : コンクリートの設計基準強度

iii) 水平力分布

一次設計の場合と同様(3)～(8)式を用いる。

iv) 保有耐力の検討

区分Ⅱ－Aの場合には、保有層剪断力を下記の略算式により求め、これが i), ii) より計算した各層の2次設計剪断力を上廻ることを確める。

$$Q_B = \beta \Sigma Q_{CD} + \Sigma Q_W \quad \dots\dots\dots (13)$$

Q_B : 各方向における当該層の保有剪断力

β : 当該層の主要な柱およびはり部材の曲げ終局耐力と、1次設計における断面設計用モーメントの比の平均値で、剪断破壊が曲げ破壊に先行する部材が含まれる場合にはその上限値は1.5とする。

ΣQ_{CD} : 1次設計における当該層の柱の設計用剪断力の和

ΣQ_W : 当該層の耐震壁の剪断力の和

Q_W : 耐震壁の剪断力で、耐震壁の剪断耐力、曲げ耐力および基礎浮上り耐力からきまる剪断力のうちを最小のもの。この場合、壁に接続する境界ばりの存在を無視して、略算してよい。

区分Ⅱ-Bの場合の保有層剪断力は、仮想仕事法等により精算する。

1) 建物概要

Node	DOF	K_1	K_2	K_3
1	1	$\frac{4EI}{L_1}$	$\frac{2EI}{L_1}$	0
2	2	$\frac{2EI}{L_1}$	$\frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_2}$	$\frac{2EI}{L_2}$
3	3	0	$\frac{2EI}{L_2}$	$\frac{4EI}{L_2} + \frac{4EI}{L_3}$
4	4	0	0	$\frac{2EI}{L_3}$

(b) y 方向標準中通り架構図

図-5 検討対象建物

本建物は均等ラーメンであるので、P C 梁のある Y 方向 1 スパンを取り出して検討する。なお、本検討例は、日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準、付 1 構造設計例」としてとりあげられているものであり、また「地震荷重と建築構造の耐震性」Ⅱ編 2 章において地震荷重第 1 案を適用した結果が述べられている。

i) 固有周期

精算 $T = 0.74 \text{ sec}$

ii) 1次設計用ベースシア一係数

5.05		5.05		1.9
8.1	5.05	8.1	5.05	8.1
5.05		5.05		2.5
8.1	5.05	8.1	5.05	8.1
5.05		5.05		2.9
11.6	5.05	11.6	5.05	11.6
5.05		5.05		3.5
16.0	5.0	16.0	5.0	16.0
5.0		5.0		4.8

Supports: A, B, C, D

図-6 ラーメン部材剛比一覧

$$\begin{aligned}
G_1(T) &= 1.0 && (4 \text{ 種地盤}) \\
&= 0.99 && (3 \text{ 種地盤}) \\
&= 0.97 && (2 \text{ 種地盤}) \\
&= 0.87 && (1 \text{ 種地盤})
\end{aligned}$$

従って、以下の検討では、最も不利な場合として3～4種地盤に相当する $G_1(T) = 1.0$ を用いる。

iii) 水平力分布

$$F_i = K_i W_i$$

$$K_i = [1 + \ell (\xi_{i+1}^2 + \xi_{i+1} \cdot \xi_i + \xi_i^2 - 1)] L \cdot Q/W$$

$$\text{ここに, } \ell = 1 - \frac{2}{1+N} = 0.6$$

$$L = 0.5 + \frac{1}{0.1(N-1) + 2} = 0.93$$

$$F_c = (1-L) Q$$

$$\text{ここに, } Q/W = 0.2$$

$$W = 948 \text{ t}$$

$$Q = 189.6 \text{ t}$$

以上の各式により各層の設計せん断力 ${}_D Q_i$ を求めると表-4のようになる。

表-4 各層の設計せん断力

層	1	2	3	4
ξ_i	0	0.253	0.499	0.738
ξ_{i+1}	0.253	0.499	0.738	1.000
K_i	0.08	0.12	0.20	0.33
$W_i(\text{t})$	240	233	227	248
F_i	19.2	28.0	45.4	81.8
${}_D Q'_i = \sum_{i=1}^n F_i$	174.4	155.2	127.2	81.8
F_c	13.3	13.3	13.3	13.3
${}_D Q_i^{(1)}$	187.7	168.5	140.5	95.1
${}_D Q_i^{(1)} / \sum_{i=1}^n W_i$	0.2	0.24	0.30	0.38
${}_D Q_i(\text{現})^{*1}$	192.1	144.1	97.4	52.1
${}_D Q_i(\text{現}) / \sum_{i=1}^n W_i$	0.2	0.2	0.21	0.21
${}_D Q_i^{(1)} / {}_D Q_i(\text{現})$	0.91	1.08	1.44	1.83

*1 ${}_D Q_i$: 現行基準法震度による各層の設計せん断力

iv) 断面設計

P C 構造の場合には、iii)で求めた各層の設計せん断力をもとに計算した地震時応力(図-7)を1.5倍し、これに長期応力を加えた応力を断面の終局耐力が下廻らないことを検査するとともに、曲げ降伏先行型となるように断面設計を行うことになる。

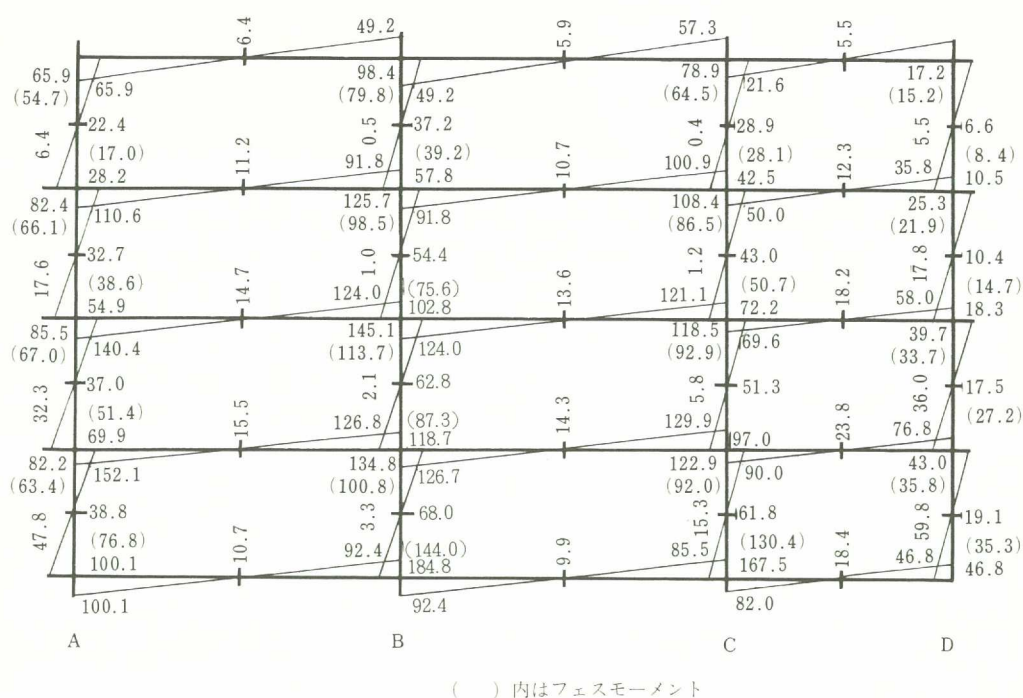


図-7 地震時応力

イ) 柱断面の設計

表-5には、Y方向柱の断面設計を示す。また、表-6には、「新耐震設計法」による場合と現行設計法の柱の短期設計用モーメントの比較を示す。

現行基準の水平力分布(表-4, ${}_D Q_i$ (現))に基づいて設計した断面では、柱 C_A の引張主筋は各階とも4-D25(1階のみ5-D25)、せん断補強筋は2-D13(1階のみ4-D13)で収まっている。新設計法による柱の設計用モーメントは、4層~3層で、現行設計法による場合の1.3~1.7倍となり、軸力が、長期応力支配的であるため両設計法ともほとんど変わらないことを考慮すると、新設計法の場合、上層部では鉄筋量が平均的

表-6 柱の短期設計モーメント(t・m)

		M _s			
		C _A	C _B	C _C	C _D
4	新	87.8	122.3	117.5	24.6
	現	54.2	73.6	74.2	17.5
	新/現	1.62	1.66	1.58	1.41
3	新	110.4	148.3	149.1	23.2
	現	69.2	108.5	113.7	16.4
	新/現	1.60	1.37	1.29	1.41
2	新	112.6	171.7	162.9	38.0
	現	112.6	159.1	154.5	34.5
	新/現	1.00	1.08	1.05	1.10
1	新	125.0	216.0	213.0	36.8
	現	136.8	214.0	212.4	40.0
	新/現	0.91	1.01	1.00	0.95

表-7 梁の短期設計モーメント(t・m)

		pG1				
		長 期		地震時	短 期	
		a	b		上端	下端
2F	外 端	109.8	-122.7	228.2	215.3	-241.2
	内 端	146.6	-86.2	190.2	250.6	-129.8
3F	外 端	108.0	-126.5	210.6	192.1	-229.1
	内 端	149.0	-88.0	186.0	247.5	-124.5
4F	外 端	103.8	-113.6	165.9	156.1	-175.7
	内 端	152.6	-95.1	137.7	195.2	-80.2
RF	外 端	91.6	-97.3	98.9	93.2	-104.6
	内 端	166.8	-100.3	73.8	140.3	-7.3
*1 My (t・m)	外 端				231.0	-307.5
	内 端				328.0	-289.5

*1 現設計による梁の曲げ終局モーメント

表-5 柱断面の設計

コンクリート $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
鉄筋 SD30 $\sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$

階 B×D (j)	位 置	*1 長 期			*2 地 震 時			*3 短 期			*4 N_s bDF _c	*4 A 項	*4 M_s-A	*4 a_t'	主 筋 (a_t)	*4 $0.8a_t\sigma_y D$ M_y (ΣM_y)	Q_y ($f_s b_j$)	*5 $\Delta Q/b_j$ (P_w)	*6 帯 筋	現設計 配 筋	柱位置
		N_L	M_L	Q_L	N_E ($1.5K$)	M_E ($1.5K$)	Q_E ($2.0K$)	N_s	M_s	Q_s											
*7 A 通 り 柱	4 階	T	64.3	5.7	1.1	6.4 (9.6)	54.7 (82.1)	22.4 (44.8)	73.9 54.7	87.8	0.055	27.9	66.8	34.8		73.3	63.3	1.58	2-D13 -100@	4-D25 (2-D13 100@)	A 通 り 柱
	80×80 (65.5)	B		1.0		17.0 (25.5)			26.5	45.9	0.041	21.0	5.5	2.9	全 下	101.2 (202.4)	(55.0)	(0.31%)			
	3 階	T	128.7	11.2	4.2	17.6 (26.4)	66.1 (99.2)	32.7 (65.4)	155.1 102.3	110.4	0.115	54.9	72.6	37.8	(6-D25 2-D22 (38.16))	73.3	80.1	4.79	4-D13 -100@	全 上	
	80×80 (65.5)	B		6.5		38.6 (57.9)			64.4	69.6	0.076	37.8	26.6	13.9		128.2 (256.4)	(55.0)	(0.52%) (0.39%)*	(3-D13 -100@)		
	2 階	T	192.3	12.1	4.2	32.3 (48.5)	67.0 (100.5)	37.0 (74.0)	240.8 143.8	112.6	0.159	91.1	54.0	25.0		82.4	108.4	7.70	5-D13 -100@	全 上	A 通 り 柱
	80×90 (74.5)	B		5.6		51.4 (77.1)			82.7	78.2	0.095	58.6	24.1	11.2	全 上	173.5 (347.0)	(62.5)	(0.71%) (0.38%)*	(3-D13 -100@)		
	1 階	T	258.4	7.4	3.7	47.8 (71.7)	63.4 (95.1)	38.8 (77.6)	330.1 186.7	102.5	0.175	136.2	—	—		91.6	130.2	6.92	5-D13 -100@	5-D25 (4-D13 100@)	
	90×100 (83.0)	B		9.8		76.8 (115.2)			125.0	81.3	0.099	84.1	40.9	17.1	全 上	227.8 (455.6)	(78.5)	(0.66%) (0.23%)*	(2-D13 -100@)		
*7 B 通 り 柱	4 階	T	101.2	2.6	0.7	0.5 (0.8)	79.8 (119.7)	37.2 (74.4)	102.0 100.4	122.3	0.076	37.7	85.2	44.4	9-D25 (45.63)	87.6	78.3	4.45	4-D13 -100@	4-D25 (2-D13 100@)	B 通 り 柱
	80×80 (65.5)	B		0.5		39.2 (58.8)			59.3	75.1	0.075	37.1	22.2	11.6		125.3 (250.6)	(55.0)	(0.60%) (0.46%)*	(3-D13 -100@)		
	3 階	T	201.4	0.5	0.1	1.0 (1.5)	98.5 (147.8)	54.4 (108.8)	202.9 199.9	148.3	0.151	68.4	80.3	41.9		87.6	97.5	8.11	5-D13 -100@	5-D25 (3-D13 100@)	
	80×80 (65.5)	B		0.1		75.6 (113.4)			113.5	108.9	0.149	68.0	45.5	23.7	全 上	156.0 (312.0)	(55.0)	(0.74%)			
	2 階	T	302.5	1.1	0.4	2.1 (3.2)	113.3 (170.6)	62.8 (125.6)	305.7 299.3	171.7	0.202	109.8	63.7	29.5		98.5	130.2	11.36	7-D13 -100@	5-D25 (4-D13 100@)	B 通 り 柱
	80×90 (74.5)	B		0.6		87.3 (131.0)			131.6	126.0	0.198	108.0	23.6	11.0	全 上	208.3 (416.6)	(62.5)	(0.96%) (0.91%)*	(6-D13 -100@)		
	1 階	T	405.2	0.7	0.1	3.3 (5.0)	100.8 (151.2)	68.0 (136.6)	410.2 400.2	151.9	0.217	161.6	—	—		109.5	154.9	10.23	7-D13 -100@	5-D25 (5-D13 100@)	
	90×100 (83.0)	B		0		144.0 (216.0)			216.0	136.1	0.212	157.7	58.3	24.3	全 上	271.1 (542.2)	(78.5)	(0.88%) (0.72%)*	(6-D13 -100@)		
*7 C 通 り 柱	4 階	T	72.3	20.7	8.2	0.4 (0.6)	64.5 (96.8)	28.9 (57.8)	72.9 71.7	117.5	0.054	27.6	90.3	47.1		100.2	79.9	4.75	4-D13 -100@	5-D25 (2-D13 100@)	C 通 り 柱
	80×80 (65.5)	B		13.6		28.1 (42.2)			55.8	66.0	0.053	27.2	28.6	14.9	全 下	127.8 (255.6)	(55.0)	(0.52%) (0.34%)*	(3-D13 -100@)		
	3 階	T	145.1	18.7	8.2	1.2 (1.8)	86.9 (130.4)	43.0 (86.0)	146.9 143.3	149.1	0.109	52.4	97.9	51.0	(8-D25 3-D22 (52.17))	100.2	95.4	7.71	5-D13 -100@	5-D25 2-D22 (3-D13 100@)	
	80×80 (65.5)	B		15.7		50.7 (76.1)			91.8	94.2	0.107	51.2	40.6	21.2		152.6 (305.2)	(55.0)	(0.71%) (0.70%)*			
	2 階	T	219.0	23.5	10.0	5.8 (8.7)	92.9 (139.4)	51.3 (102.6)	227.7 210.3	162.9	0.151	87.0	81.4	37.7		112.7	124.8	10.45	6-D13 -100@	5-D25 2-D22 (4-D13 100@)	C 通 り 柱
	80×90 (74.5)	B		18.7		71.4 (107.1)			125.8	112.6	0.139	81.5	44.3	20.6	全 上	199.7 (399.4)	(62.5)	(0.90%) (0.76%)*	(5-D13 -100@)		
	1 階	T	294.5	18.2	7.6	15.3 (23.0)	92.0 (138.0)	61.8 (123.6)	317.5 271.5	156.2	0.168	132.1	24.1	10.1		125.2	147.0	9.17	6-D13 -100@	5-D25 2-D22 (4-D13 100@)	
	90×100 (83.0)	B		17.4		130.4 (195.6)			213.0	131.2	0.144	116.2	96.8	40.4	全 上	257.3 (514.6)	(78.5)	(0.81%) (0.67%)*	(5-D13 -100@)		
*7 D 通 り 柱	4 階	T	33.2	9.4	3.7	5.5 (8.3)	15.2		38.7	24.6	15.5	12.2	0.32	3-D22 (11.61)	0.079	13.9	13.1	—	2-D10 -100@	3-D22 (2-D10 100@)	D 通 り 柱
	50×50 (39.3)	B		6.3		8.4 (9.9)	6.6 (9.9)	27.7 (41.5)	14.7	13.6	11.1		8.0		9.6	23.5 (47.0)	(20.7)				
	3 階	T	67.2	1.3	1.3	17.8 (26.7)	21.9		85.5	23.2	34.0	17.5	0.44	3-D22 (11.61)	0.179	13.9	18.7	—	2-D10 -100@	3-D22 (2-D10 100@)	
	50×50 (39.3)	B		4.3		14.7 (15.6)	10.4 (15.6)	49.4 (93.9)	19.0	16.9	19.8		11.0		19.3	33.2 (66.4)	(20.7)				
	2 階	T	102.5	4.3	2.4	36.0 (54.0)	33.7		138.5	38.0	38.5	15.6	0.35	4-D22 (15.48)	0.207	22.3	38.3	2.81	2-D13 -100@	4-D22 (2-D10 100@)	D 通 り 柱
	60×60 (48.1)	B		5.7		27.2 (26.3)	17.5 (26.3)	66.5 (156.5)	32.9	28.7	18.5		12.6		44.7	67.0 (134.0)	(30.2)	(0.39%) (—)*			
	1 階	T	149.8	1.0	0.5	59.8 (89.7)	35.8		209.6	36.8	58.2	16.6	0.4	4-D22 (15.48)	0.317	22.3	43.3	4.54	3-D13 -100@	4-D22 (2-D10 100@)	
	60×60 (48.1)	B		1.4		35.3 (28.7)	19.1 (28.7)	90.0 (239.5)	36.7	29.2	25.0		14.4		58.9	81.2 (162.4)	(30.2)	(0.51%) (—)*			

*1. $G + P + X$ *2. K *3. $G + P + X + 1.5K$ *4. $M_y = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$

A 項

$$a_t' = \frac{M_s - A \text{ 項}}{0.8 \sigma_y D}$$

*5. () * は Q_s に対応する R_b *6. () * は Q_s に対応する帯筋

*7. A, B, C 通りは終局強度設計

D 通りは許容応力度設計

にみて5割程度多くなり、上層部で決った配筋を下層部まで通し配筋とすると、下層部の曲げ降伏耐力が著しく大きくなり、従ってせん断補強筋も大幅に増大する。

ロ) はり断面の設計

表-7には、PC梁部材($P G_1$)の両設計法による設計モーメントの比較を示す。梁部材の設計では、長期応力が支配的であり、RF~2Fが同一断面・配筋になっているので、現設計のままで充分安全である。

Ⅴ) 変形制限

表-8 各層の層間変位角

i	K_i (t/cm)	$DQ_1^{(1)}$ (t)	δ_i (cm)	h (cm)	D_i
4	110.5 *1 (120.4) *2	95.1	0.86 (0.79)	420	1/488 (1/532)
3	120.4 (123.1)	140.5	1.17 (1.14)	420	1/359 (1/368)
2	142.9 (139.1)	168.5	1.18 (1.21)	420	1/356 (1/375)
1	167.9 (124.3)	187.7	1.12 (1.51)	470	1/420 (1/311)

*1 軸変形を考慮したフレーム解析による値

*2 D法による値

K_i ; ばね定数

$DQ_i^{(1)}$; 1次設計用設計剪断力

δ_i ; 層間変位

D_i ; 層間変位角, δ_i/h_i

D_T ; 全体変位角, $\sum \delta_i / \sum h_i$

$D_i < 1/200$ OK

$D_T = 1/335 (1/310)$

$< 1/250$ OK

4) 2次設計

i) 2次設計用ベースシア係数

式(9)において

$$K = K_2 \quad (\text{構造特性係数})$$

$$P C_E = 1.0 \times 1.0 \times K_2 \times 1.0$$

なお、 K_2 の値としては、0.3をとることとする。

ii) 各層の設計用せん断力

表-9に各層の2次設計用せん断力を示す。同表には地震荷重第1案による弾性応答層せん断力 Q_{rD} (基準速度応答スペクトル値 $V_0=85\text{cm/sec}$ とし、モーダルアナリシスにより求めた値)も合わせて示す。 Q_{rD} の値は新設計法において構造特性係数 $K_2=0.5$ とした場合の設計せん断力とはほぼ同じ値となる。

iii) 保有耐力の検討

図-8に、梁・柱の降伏モーメント一覧を、図-9に架構降伏型と降伏時応力を示す。なお降伏型および降伏時応力は、各節点における柱と梁の降伏モーメントの和の大小を比

表-9 各層の設計剪断力及び弾性応答層剪断力(t)

	構造特性係数	1	2	3	4
$DQ_i^{(2)}$	0.3	281.5 (0.30) *1	252.7 (0.36)	210.8 (0.44)	142.7 (0.58)
	0.4	375.3 (0.40)	336.9 (0.48)	281.0 (0.59)	190.0 (0.77)
	0.5	469.2 (0.49)	421.2 (0.59)	351.2 (0.74)	237.5 (0.96)
Q_{rD}	地盤別				
	1種	501	433	347	231
	2種	584	517	403	243
	3種	670	598	460	268
	4種	595	532	409	238

*1 ()内は、 $DQ_i / \sum_{i=1}^n W_i$

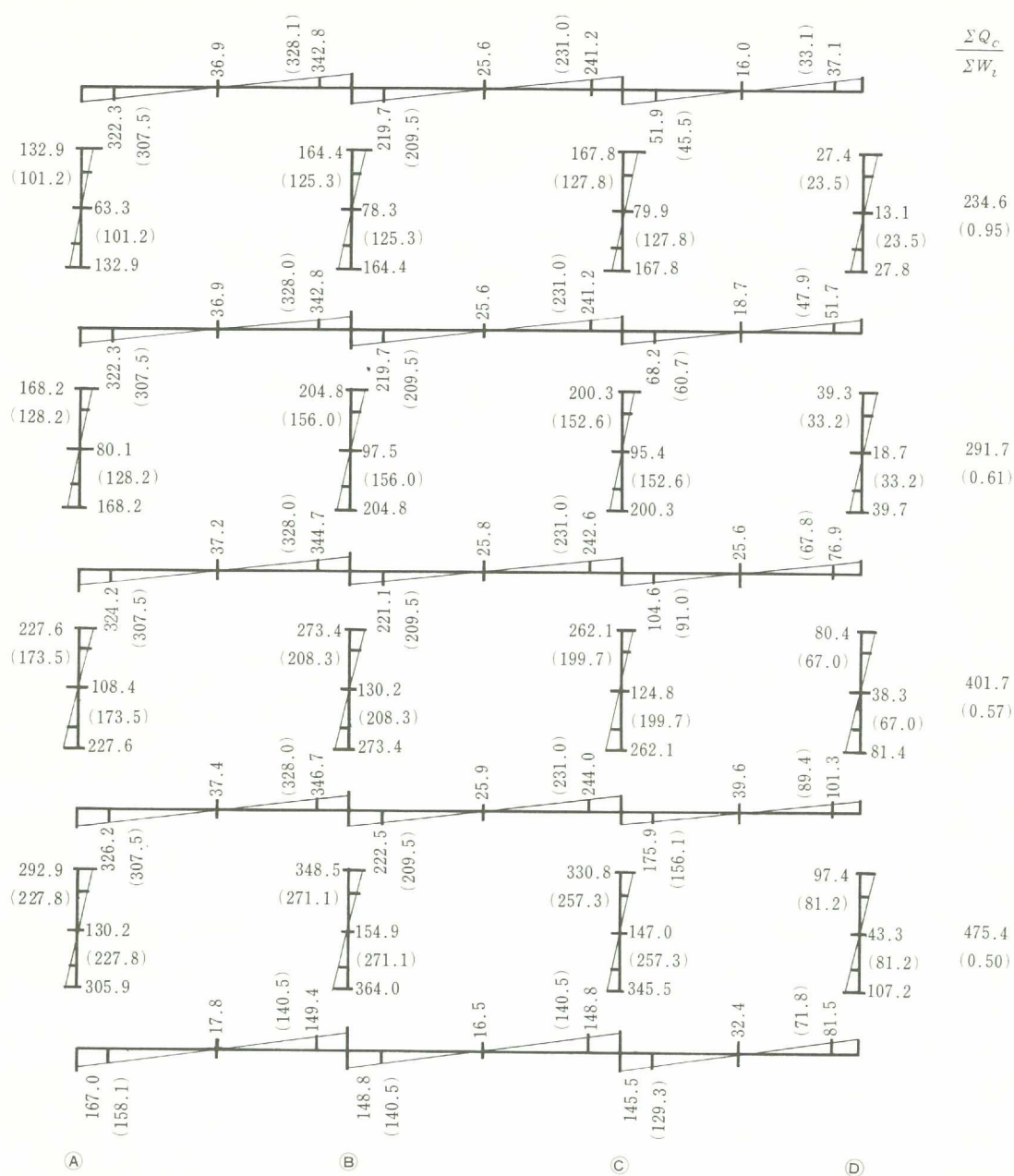


図-8 梁、柱の降伏モーメント一覧

表-10 各層の保有耐力 (t)

層	1	2	3	4
Q_{ru} (新)	352.4 (0.37)*1	315.0 (0.44)	252.1 (0.53)	231.1 (0.933)
Q_{ru} (現)	306.8 (0.32)	273.5 (0.39)	199.8 (0.42)	144.7 (0.58)
$DQ_i^{(2)}$ ($K_2 = 0.3$)	281.5	252.7	210.8	142.7

*1 () 内は、 $Q_{ru} / \sum_{i=1}^n W_i$

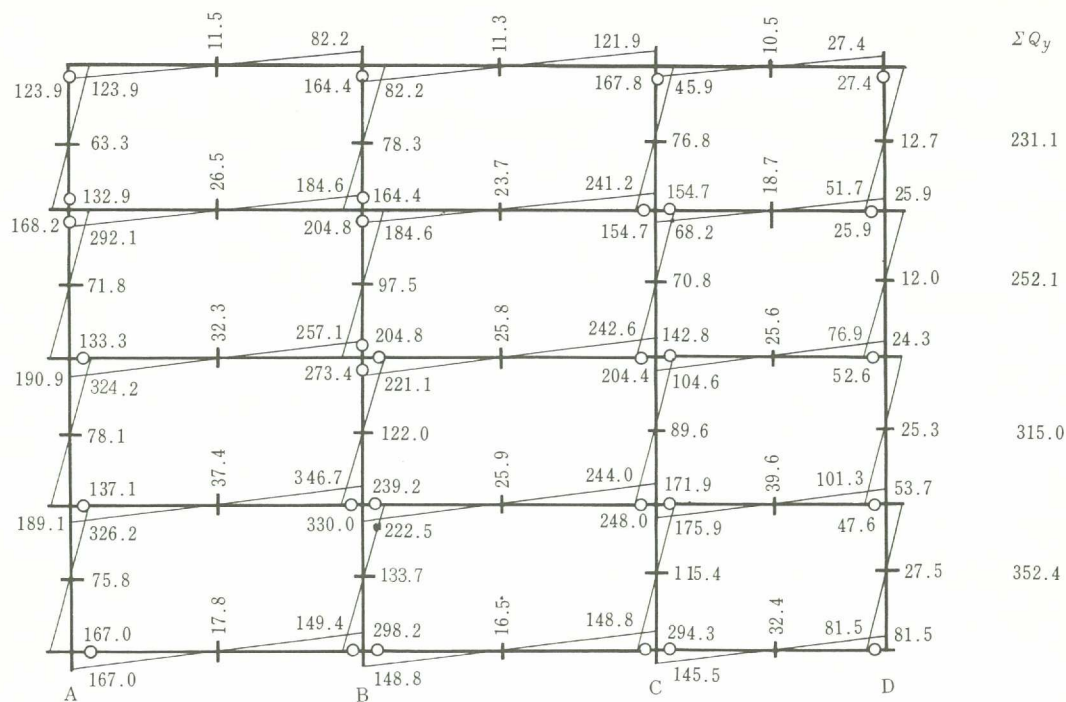


図-9 架構降伏時応力と降伏型

較することにより求めたものである。

表-10には、現行の設計のままとした時の保有耐力 Q_{ru} (現)と本設計法により柱の断面設計を修正した場合の保有耐力 Q_{ru} (新)を示す。

以上の検討結果より、本例題の場合構造特性係数として0.3をとれないと2次設計で可とならない。

IV) 設計詳細の検討

新設計法5-3項により、所要の構造特性係数(本検討例の場合、保有耐力の検討から構造特性係数が0.3, 即ち、塑性変形能力がA級となる条件を満足していないと設計変更が必要となる)を得るための設計詳細の検討を行う。

a) PC梁部材

PC梁部材はRF~2Fすべて同一断面・配筋であり、現設計のままで1次設計は合格となるので、これについて以下のチェックを行う(文献7参照)。

イ. (曲げひびわれ耐力： M_{cr})/(曲げ破壊耐力： M_u)

	外 端 (A)		内 端 (B)	
	上 端	下 端	上 端	下 端
M_{cr}^{*1}	134.5	146.9	192.2	88.4
M_u	231.0	307.5	328.0	209.5
M_{cr}/M_u	0.58	0.48	0.59	0.42

$$*1 \quad M_{cr} = \left(\frac{5}{3} \times 0.07 \times F_c + \eta \frac{P}{A} \pm \eta \frac{P_e}{Z} \right)$$

における A としては平均的な亀裂モーメントを求める意味でT型梁としての断面積を用いた。

従って、いずれもA級の条件を満足している。

ロ. 鋼材係数

鋼材係数は、P C部材の変形能力を支配する重要な要因の1つである。しかし、実際に種々な鋼材配置に対して、鋼材係数をどのような計算により求めれば変形能力の指標となる鋼材係数が得られるかはなかなか複雑な問題であり、今後さらに詳しい検討が必要と思われる。ここでは、コンクリートの圧縮側のへりひずみが0.25%に達した時に少なくとも最も外側に配置された鋼材が降伏応力に達するという条件より鋼材係数を算出するものとする。一般にP C鋼材は、常時使用状態において実降伏荷重の6～7割の応力を受けている(図-10)。このような状態から実降伏荷重に達するまでの伸び量は、約0.6%以下と考えてよい。従って、圧縮側コンクリートのひずみ ϵ_{cu} が0.25%の時に最も外側に配置されたP C鋼材が降伏するための条件は、

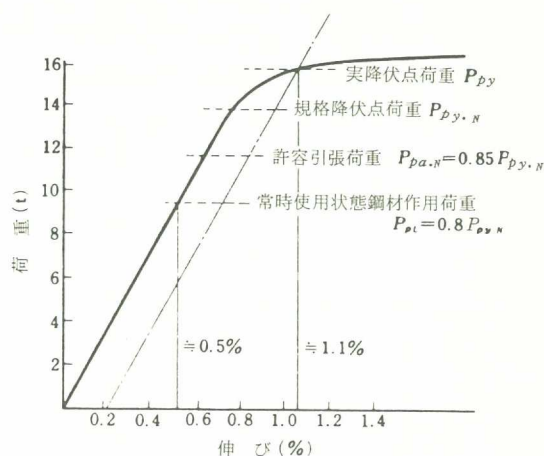


図-10 7本より12.4mm P C鋼より線荷重-伸び曲線

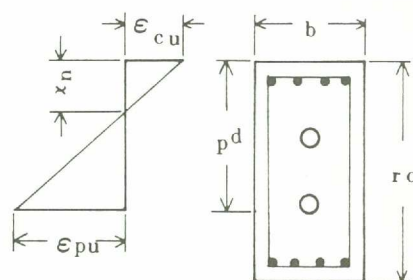


図-11 断面のひずみ分布

$$\epsilon_{pu} = \frac{0.0025}{x_n} (p d - x_n) \geq 0.006$$

$$\frac{x_n}{p d} \leq 0.29$$

$$x_n = \frac{p P_y + r P_y}{0.83 b \cdot F_c}$$

$$\frac{x_n}{p d} = \frac{p P_y + r P_y}{0.83 b \cdot F_c \cdot p d} \leq 0.29$$

ここに、

$p P_y$: P C鋼材降伏荷重

$r P_y$: 引張側普通鉄筋降伏荷重

F_c : コンクリート設計基準強度

ここでいう鋼材係数の定義として

$$q = \frac{p P + r P}{b \cdot F_c \cdot p d} \dots\dots\dots (13)$$

をとれば、上記の条件は、

$$q \leq 0.24$$

従って、A級の条件 $q \leq 0.25$ は、圧縮側コンクリートの終局ひずみを 0.25%とした時に、少なくとも最も外側に配置した鋼材が実降伏荷重に達している条件を示すものである。しかし、一般に端部曲げ拘束筋を密に配置すれば、 ϵ_{cu} の値は大きくなり、また P C 鋼材の種類によって ϵ_{pu} の値も一定ではない。従って、本項に規定する q の値に対する制限は、必ずしも絶対的なものではなく、コンクリートが過大な圧縮ひずみを受ける前に P C 鋼材が降伏することが確認されれば、必ずしも本項の規定を満足する必要はない。

以下に式(13)の定義に基づいて本検討例の場合の P C 梁の鋼材係数を求めると次のようになる。

外端

上端引張の場合

$$q_{\text{上}} = \frac{(528.2 + 60) \times 10^3}{55 \times 350 \times 82}$$

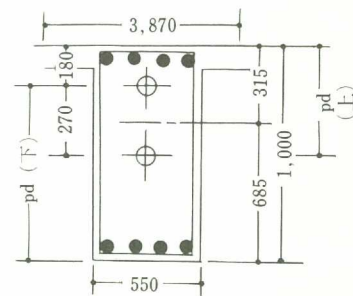
$$= 0.37$$

下端引張の場合

中立軸がフランジ内に来るので ($x=4.32\text{cm}$)
 b として T 型梁のフランジの幅 387cm をとる。

$$q_{\text{下}} = \frac{(528.2 + 60) \times 10^3}{387 \times 350 \times 45}$$

$$= 0.097$$



内端

上端引張の場合

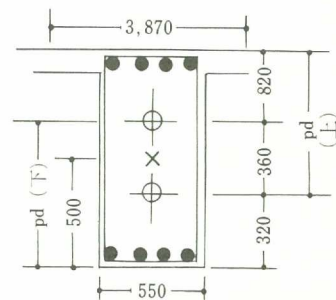
$$q_{\text{上}} = \frac{(528.2 + 60) \times 10^3}{55 \times 350 \times 68}$$

$$= 0.45$$

下端引張の場合

$$q_{\text{下}} = \frac{(528.2 + 60) \times 10^3}{387 \times 350 \times 68}$$

$$= 0.064$$



本検討例の場合には、特に上端引張の場合の q の値が大きくなり、A級の制限を越えてしまう。このような場合には、材端部の圧縮側コンクリートをスパイラルフープ等で補強する等の方法により圧縮側コンクリートのじん性を増大させる工夫が必要である。

ハ. 端部曲げ拘束筋ピッチ

普通鉄筋	$\phi 25$	$6 \times 2.5 = 15 \text{ cm}$
D/4		25.0

従って、曲げ拘束筋は端部から部材せいの1.5倍の範囲に10cmピッチで配筋する必要がある。

ニ. 曲げ終局時せん断力 Q_M とせん断終局耐力 Q_S の比

本項は、繰返し曲げによるせん断破壊に対する安全性を確保するためのものであり、曲げ拘束筋の配置されている端部断面についてチェックすれば充分と思われる。

$$Q_{su} = Q_c + Q_w$$

$$Q_c = \frac{\tau_0 \cdot b \cdot I}{S_0} = \frac{b \cdot I}{S_0} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_g + 2\phi \sigma_t)^2 - \sigma_g^2}$$

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$I = 9.06 \times 10^6 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$S_0 = 1.29 \times 10^5 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\sigma_g = \eta \cdot P/A = 0.85 \times 370000 / 12040$$

$$= 26.1 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\phi = 0.5$$

$$\sigma_t = 0.07 F_c = 24.5$$

$$Q_c = 83.7 \text{ t}$$

端部曲げ拘束筋は、D13@10(SD30)であるから

$$Q_w = 0.5 \times 3000 \times \left(\frac{2.54}{10 \times 55} - 0.002 \right) \times b_j$$

$$= 18.0$$

$$Q_{sw} = 83.7 + 18.0 = 101.7$$

一方、曲げ降伏時のせん断力は長期応力の最も大きい最上階の梁で、

$$Q_M = 47.2 + \frac{328 + 307.5}{17} = 84.6$$

$$Q_M / Q_{su} \approx 1.2 \quad \text{O. K.}$$

ホ. R C 柱部材の検討

内法高さ(h_0)と部材せい(D)の比

	1	2	3	4
h_0	3.5 m	3.2 m	3.2 m	3.2 m
D	1.0 m	0.9 m	0.8 m	0.8 m
h_0/D	3.5	3.6	4.0	4.0

> 0.3

ヘ. 1次設計における地震時柱の軸方向応力

本設計法によるせん断力を基にP C梁をうける柱の $N_s/b \cdot D \cdot F_c$ を求めると下表のようになり、いずれも F_c の30%を越えない。

層	4	3	2	1
C_A	0.055	0.108	0.160	0.175
C_B	0.076	0.151	0.202	0.217
C_C	0.055	0.109	0.168	0.209

> 0.3 F_c

ト. 新設計法による各柱の引張主筋は、下表のようになり、いずれも1%を越えない。

	配筋 (at)	$b \times D$ (j)	P_t (%)
4CA	($\frac{9}{2}-D \frac{25}{22}$ (38.16))	80×80 (65.6)	0.73
4CB	9-D25 (45.6)	80×80 (65.6)	0.87
3CC	($\frac{3}{8}-D \frac{25}{25}$ (52.17))	80×80 (65.6)	0.99

< 1.0

2.4 区分Ⅱ-Aによる検討

検討の手順は区分Ⅱ-Bの場合と同様であるが、区分Ⅱ-Aの設計では、2次保有耐力の計算に式(13)の略算式を用いてよいことになっている。ただし、構造特性係数としては K_1 の値を用いなければならない。下表に保有耐力の略算値と精算値の比較を示す。本検討例の場合には、略算値と精算値はほとんど等しい値になっている。従って、 Q_B の値は、 $K_1=0.4$ として計算した2次設計用せん断力 ${}_DQ_i^{(2)}$ を下廻ることになり、区分Ⅱ-Aでは不合格となる。

階	Q_{CD}	β	$Q_B=\beta \cdot Q_{CD}$	Q_{ru}	Q_B/Q_{ru}	${}_DQ_i^{(2)}(K_1=0.4)$
4	95.1	2.69	255.8	231.1	1.11	190.0
3	140.5	1.88	264.1	252.1	1.05	281.0
2	168.5	1.85	311.7	315.0	0.99	336.9
1	187.7	1.84	345.4	352.4	0.98	375.3

3. プレストレストコンクリート造建物の塑性変形能力

3.1 層間変位と部材角

大地震時に建築物に要求される変形能力は、例えば、2.2-2)-i)で述べたように、保有耐力のレベルに応じた層間の所要じん性率というような形で与えられる。また、日本建築学会地震荷重案においては、大地震時における層間部材角の許容値として次のような値が与えられている。

$$R_r = \frac{\delta_r}{H_r} \leq \frac{1}{125} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに δ_r : 各層の変位

H_r : 各層の階高

このように層として与えられた塑性率あるいは部材角からフレームを構成する各部材断面に要求される変形能力を明らかにするためには、まず、層間変位が柱と梁にどのように分担されるかを知必要がある。

図-12は、反曲点が中央に来る均等ラーメンの変形性状を示したものである。任意層の相対変位 δ は、両端固定の柱のたわみ部材角 R_c 、同じく両端固定ばりのたわみ部材角 R_B とによって次のように表わされる。

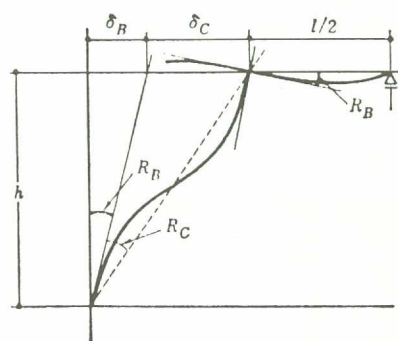


図-12 ラーメンの変形状態

$$\left. \begin{aligned} \delta_B &= R_B \cdot h \\ \delta_c &= R_c \cdot h \\ \delta &= \delta + \delta_c = R \cdot h \\ R &= R_B + R_c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

この層のせん断力 Q とたわみ δ とは一般に次の形で表わされる。

$$\delta = \frac{Q}{a k_e} \cdot \frac{h^2}{12 E K_0}$$

図-12の δ_c は反曲点を中央とすると次式で表わされる。

$$\delta_c = \frac{Q \cdot h^2}{12 E K_0 k_c}$$

$$\therefore \delta_B = \delta - \delta_c = \left(\frac{1}{a} - 1 \right) \frac{Q \cdot h^2}{12 E K_0 k_c}$$

a は一般に次の形で表わし得る。

$$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$\bar{k} = \frac{\Sigma k_B}{2 k_c}$$

k_c : 柱の剛比, k_b : はりの剛比

Σk_B : 柱の上下につくはりの剛比の総和

K_0 : 標準剛度

E : ヤング係数

即ち、任意層のたわみを1とすると柱のたわみの占める割合は、 a であり、はりの占める割合は $1-a$ である。一般にプレストレストコンクリート造建物は、大スパン架構が多く、梁の柱に対する剛比が小さくなり、従って $\bar{k}$ が小さく、 a も小さくなる。即ち、層間部材角における梁の部材角の占める比率が高くなる。

例えば、検討例の建物を対象にし、図-13 aに示した弾性剛比をもとに、各層の層間部材角に占める梁の部材角の比率を求めると表-11 A 覧のようになる。また、この架構のメカニズム時の応力分布を基に各部材の剛性低下率を文献1に示す方法により求め(図-13 b) これを弾性剛比に乘じて得られた塑性剛比(図-13 c)をもとに上記の比率を計算すると、表-11 B 覧のようになる。

本建物の場合主として柱降伏型となっているので、RC柱の剛性低下率の方がPC梁のそれを上回るため、弾性剛比の場合より塑性剛比の場合の方が層間部材角に占める梁の部材角の比率が低下

表-11

	R_B/R	
	弾 性 剛 比 ^{*1} (A)	塑 性 剛 比 ^{*2} (B)
4	68 %	32 %
3	75 %	49 %
2	74 %	62 %
1	87 %	87 % (ピン)
	59 %	59 % (固定)

*1 図13に示した弾性剛比より算出した値

*2 図13に示した塑性剛比より算出した値

a) 弾性剛比

5.05	5.05	1.18	
8.1 5.05	8.1 5.05	8.1 2.5	1.2
8.1 5.05	8.1 5.05	8.1 2.9	1.2
11.6 5.05	11.6 5.05	11.6 3.5	2.6
16.0 5.05	16.0 5.05	16.0 4.8	2.3

b) 剛性低下率

$\alpha=1.0$	1.0	0.622	
0.173 0.811	0.181 0.759	0.187 0.272	0.282
0.187 0.476	0.214 0.451	0.225 0.303	0.391
0.191 0.296	0.217 0.353	0.240 0.339	0.315
0.232 0.368	0.215 0.368	0.226 0.258	0.339

c) 塑性剛比

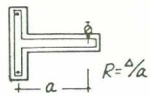
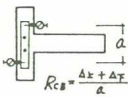
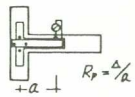
5.05	5.05	1.18	
1.40 4.10	1.47 3.83	1.51 0.68	0.34
1.51 2.40	1.73 2.28	1.82 0.88	0.47
2.22 1.49	2.52 1.78	2.78 1.19	0.82
3.71 1.84	3.44 1.86	3.62 1.24	0.78

図-13 弾性および塑性剛比

している。しかし、PC梁降伏型の場合には、弾性剛比の場合よりさらに梁の柱になす剛比が低下するので、層間部材角に占める梁の部材角の比率は、弾性剛比の場合よりさらに大きくなるはずである。

表-12は、RC柱とPC梁からなる架構の柱梁接合部を想定したト型の試験体の正負繰返し加力実験結果より、柱、梁の部材角 R_{CB} および R_{BB} が層間部材角に相当する全回転角 R に占める割合を求めたものである⁵⁾。加力は、柱の上下の水平変位を拘束した状態で梁端に正負の繰返し加力を行ったものである。試験体10は柱と梁がほぼ同時に降伏するように、また試験体12は梁の降伏が先行するように設計したものである。

表-12 各種部材角

試験体 No.	$\frac{P}{\bar{P}_{U \cdot NOM}}$	  							
		R (10^{-3})	R_{CB} (10^{-3})	R_{OB}/R (%)	R_P (10^{-3})	R_P/R (%)	R_{BB} (10^{-3})	R_{BB}/R (%)	R_{BB} (計算値) (10^{-3})
10	0.67	8.14	4.03	(49.5)	0.94	(11.5)	3.17	(39.0)	12.39
	1.00	21.93	6.31	(28.8)	1.94	(8.8)	13.68	(62.4)	
	0.99	44.11	12.20	(27.7)	8.17	(18.5)	23.73	(53.8)	
	0.95	66.14	14.63	(22.1)	9.44	(14.3)	42.07	(63.6)	
12	0.67	5.96	1.20	(20.1)	0.59	(9.9)	4.17	(70.0)	9.39
	1.00	12.66	2.67	(21.1)	1.14	(9.0)	8.85	(69.9)	
	1.13	25.70	5.65	(22.0)	2.87	(11.2)	17.18	(66.8)	
	1.07	36.09	6.05	(16.8)	3.21	(8.9)	26.83	(74.3)	
	1.05	51.45	6.08	(11.8)	3.90	(7.6)	41.47	(80.6)	

以上の検討結果から考えて、大地震時においては、層間部材角の80%程度の部材角に相当する変形能力が梁部材に要求されることになろう。

3.2 部材角と断面じん性率の関係

プレストレストコンクリート部材が終局耐力に近いモーメントを受けた場合の材軸に沿った曲率の分布は図-14に示すようになるが、安全側の仮定としては、部材端部に想定したヒンジゾーンに全回転が集中したと仮定して、P C 梁に要求される部材角と断面の曲率の関係を求めれば充分である。即ち

$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta_p}{2} &= \phi_p \cdot \ell_p \left(\frac{H}{2} - \frac{\ell_p}{2} \right) \\ R_b &= \delta_p / H = \phi_p \cdot \ell_p \left(1 - \frac{\ell_p}{H} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

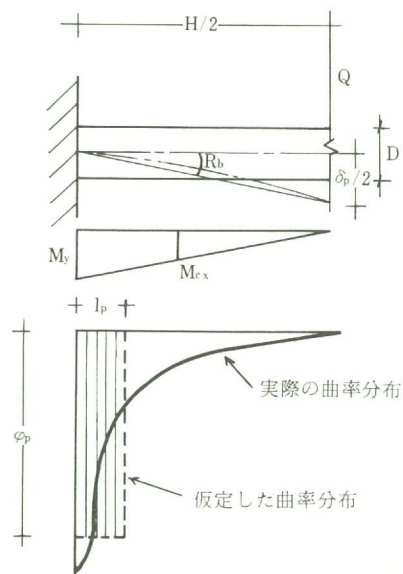


図-14 曲率分布

ここでイールドヒンジゾーン ℓ_p に対する推定値として Mattock の提案 (文献 6) を用いると

$$\ell_p = 0.5 d + 0.05 H / 2 \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$R_b = \phi_p \cdot \left(0.5 d + 0.05 \frac{H}{2} \right) \left\{ 0.975 - 0.5 \frac{d}{H} \right\}$$

今部材の長さが $H = 5d, 10d, 15d, 20d$ であるとき、梁の所要部材角に対応する断面の塑性回転量を求めると表-13 のようになる。

表-13 層間部材角と梁断面の所要塑性回転量

所要層間部材角, R_r		$\frac{1}{200} (5 \times 10^{-3})$	$\frac{1}{150} (6.7 \times 10^{-3})$	$\frac{1}{100} (10 \times 10^{-3})$	$\frac{1}{80} (12.5 \times 10^{-3})$
梁部材角, $R_b = 0.8 R_r$		4×10^{-3}	5.4×10^{-3}	8×10^{-3}	10×10^{-3}
塑性 回 転 量	H = 5 d	7.31	9.87	14.63	18.29
	H = 10 d	5.77	7.78	11.53	14.41
	H = 15 d	4.36	5.88	8.71	10.89
	H = 20 d	4.32	5.83	8.42	10.80

通常のプレストレストコンクリート部材の場合 $H = 15 \sim 20d$ であり従って、例えば大地震時における層間部材角として、 $1/80$ 程度が要求された場合、梁部材断面に要求される塑性回転量は $8 \sim 10 \times 10^{-3}$ 程度の値となる。実際には、図-14 に示したように梁の弾性曲率に相当する回転角 R_e 、ならびにひびわれモーメント以上のモーメントを受ける OA 部分の剛性低下による回転角 R_y が存在するので、イールドヒンジゾーンの断面に要求される回転量 (曲率) は、その分だけ少なくなる。

3.3 P C 部材のモーメント - 曲率関係

実際に設計された P C 部材断面の変形能力は、配筋ディテールによって異なり、特に P C 鋼材量、材端部近くに配置された曲げ拘束筋量、せん断応力レベルなどの影響が大きいことが指摘されている。従って設計された断面が 3.2 で示した所要の塑性回転量に充分追随し得る変形能力を有するか否かを確かめるためには、種々の配筋ディテールに応じた P C 部材断面のモーメント曲率関係を知る必要がある。

通常の P C 部材は $H = 15 \sim 20d$ 程度の大スパン架構の梁部材として用いられることが多く、このような場合、曲げ降伏時のせん断力レベルはそれ程高くないと考えてよい。このように、曲げ変形が支配的である場合の P C 部材のモーメント曲率関係はコンクリートと鋼材の応力、ひずみ曲線を適切に設定すれば、平面保持の仮定を用いて容易に計算できる。

スターラップ状の曲げ拘束筋が配置されている場合の圧縮側の見掛上の応力、ひずみ特性 (かぶりコンクリートの剥落による有効断面積の減少を考慮したもの) は、岡本の最近行った研究 (未発表) によれば、曲げ拘束筋比によって図-15 のように与えられる。図-15 をもとにストレスブロック係数 $k_1 k_3$ 、 $k_2 / k_1 k_3$ を求めると、図-16 のようになる。又、P C 鋼材の応力、ひずみ関係を図-17 のように仮定し、これらをもとに P C 鋼材量とせん断補張筋比の種々の組合せについてモーメント曲率関係を求めると、図-18 のようになる。

部材として利用できる曲率限界、あるいはじん性率を計算する基準となる降伏曲率をこれ等のモーメント曲率関係のどこに設定するかに関しては定説がない。理論的な取扱いの詳細に関して

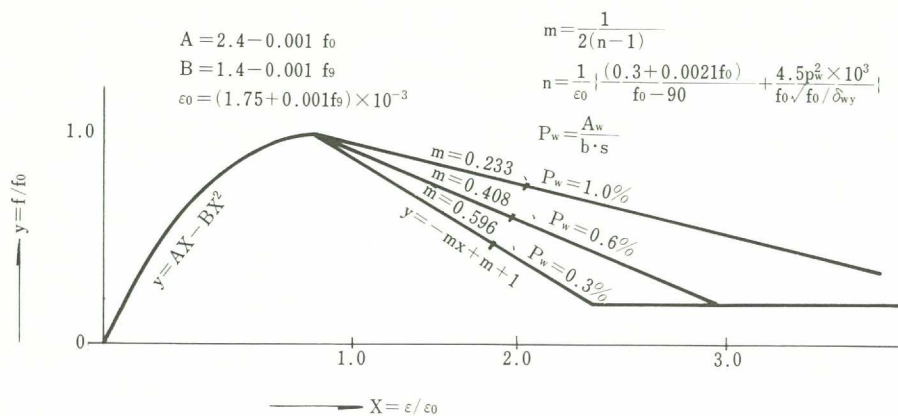


図-15 コンクリートの無次元化 応力 ひずみ特性

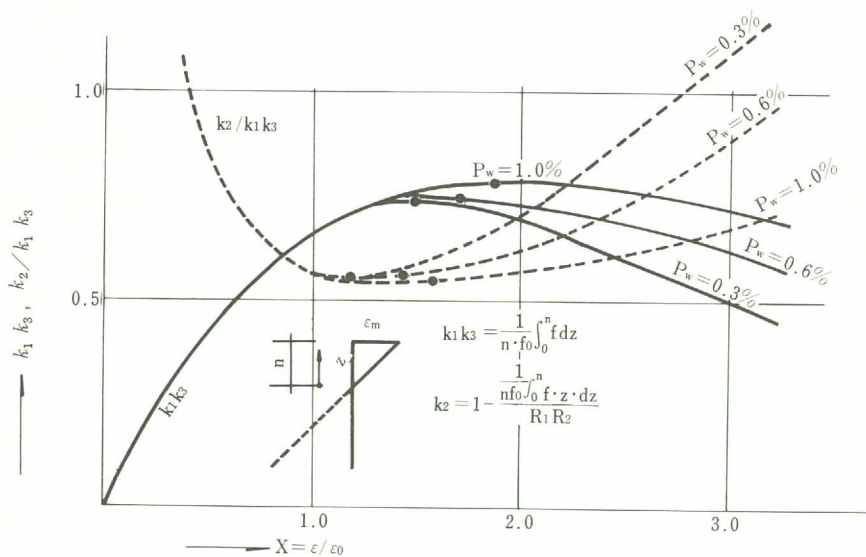


図-16 コンクリートのストレスブロック係数

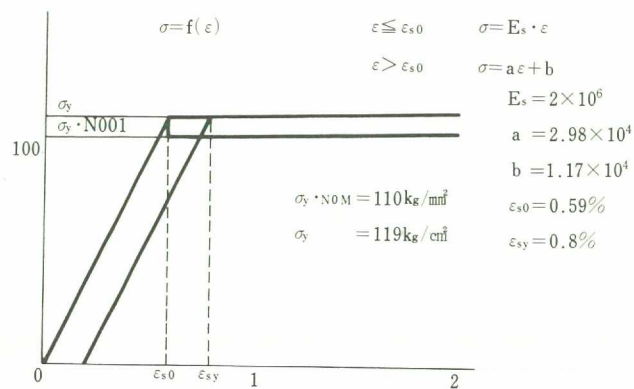


図-17 PC鋼材の応力・ひずみ特性

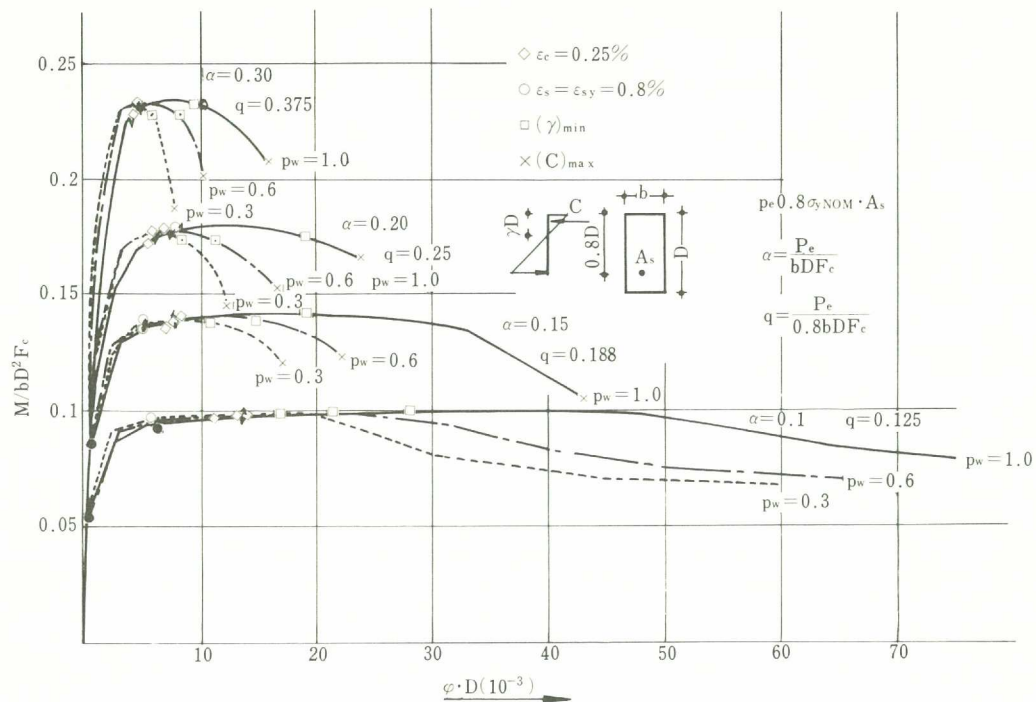


図-18(A) PC部材断面のモーメント・曲率関係

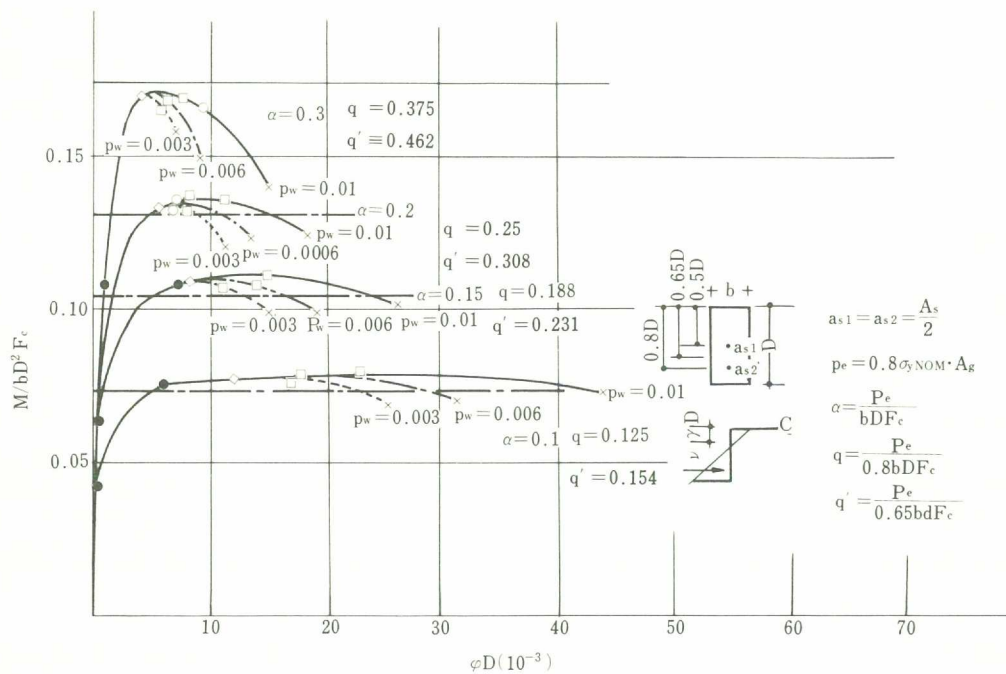


図-18(B) PC部材断面のモーメント・曲率関係

は文献 1 等に詳しいのでこれ等を参照していただきたい。

設計上は、曲げ終局耐力は、鋼材の規格降伏点強度をもとに次式により計算してよいことになっている。

$$M_u = (d - 0.5 x_u) \cdot A_s \sigma_{y \cdot NOM}$$

$$x_u = \frac{A_s \cdot \sigma_{y \cdot NOM}}{b F_c}$$

$$\therefore \frac{M_u}{b d^2} = (1 - 0.5 q') q'$$

この値をモーメント，曲率図に示したのが図中の横軸に平行な 1 点鎖線である。モーメント，曲率関係が $M_{u \cdot NOM}$ の線と交わる点を φ_y および φ_u とすれば，それぞれの場合の終局曲率，じん性率は表 - 14 のようになる。

表 - 14 P C 部材断面の許容塑性率

断面	q	P_w (%)	$\varphi_y \cdot D$ (10^{-3})	$\varphi_u \cdot D$ (10^{-3})	μ_a
A	0.125	0.3	3.0	25.0	8.3
		0.6	3.0	33.3	11.1
		1.0	4.7	56.7	12.1
	0.188	0.3	4.0	14.7	3.7
		0.6		20.0	5.0
		1.0		33.3	8.3
	0.25	0.3	3.3	10.0	3.0
		0.6		13.3	4.0
		1.0		22.0	7.3
B	0.125	0.3	3.69	8.67	4.0
		0.6		10.83	5.0
		1.0		14.73	7.2
	0.188	0.3	3.47	5.63	2.6
		0.6		6.93	3.2
		1.0		9.75	4.5
	0.25	0.3	3.47	3.66	1.69
		0.6		4.59	2.12
		1.0		6.24	2.88

いずれにしても P C ばりは適切な配筋，補強を行えば層間変位にして 1/100 程度の変形にまで充分追随し得る変形能力があることが解ろう。

但し，以上の考察からも明らかなように，P C 部材の変形能力は，圧縮側コンクリートの変形能力にきわめて敏感に左右され，特に鋼材係数が大きい場合にはこの傾向が著るしい。従って，特に変形能力が要求される場合には新耐震設計法に示した構造規定以外に次のような注意が必要である。

- 1) 鋼材係数は，少なくとも 0.25 以下にすることが望ましく，特に変形能力を要求される場合には 0.2 以下に留めるべきである。
- 2) 鋼材係数が大きくなりがちな場合には，圧縮側コンクリートをスパイラル等で補強するとコンクリートの変形能力が著るしく増大し，部材として要求される変形能力を確保することができる。

- 3) 大きな繰返し曲げを受ける端部断面におけるP C鋼材は、できるだけ、部材せい方向に分散させて配置するのが望ましい。これは、P C鋼材が圧縮域に配置されていると、相当な変形まで、バックリングせずに圧縮筋として有効に効くことが期待できるからである。
- 4) 普通鉄筋が配置される場合には、バックリングを防止するためにスターラップ状の曲げ拘束筋以外に断面の幅方向に15cm以下の間隔で繫筋を配置するのが望ましい。

§4. あとがき

本稿で述べた新耐震設計法は、建築基準法改正の基礎資料として提案されたもので、現在、これを基に53年3月を目途に基準法改正原案の作製が建築研究所において進められている。現在の提案は、まだ、細部に関しては、原案作成までに手直しされる部分が相当あると思われるが、基本的な考え方は、ほぼそのまま踏襲されることになるう。

参考文献

- 1) 日本建築学会：「地震荷重と建築構造物の耐震性」；1976.
- 2) 建設省建築研究所：「新耐震設計法（案）」；建築研究報告第79号，1977.
- 3) 建設省住宅局建築指導課監修：「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」；日本特殊建築安全センター
- 4) 梅村 魁：「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法」；技報堂
- 5) 岡本 伸 他2名：「プレストレストコンクリート建築構造物の耐震性に関する研究（その7）」；日本建築学会大会学術講演概要集
- 6) Mattock, A. H. ; Discussion of " Rotatipnal Capocity of Roinforced Concrete Bea " by Coreley, W. G. ; ASCE Vol. 93, ST 2, April 1967.
- 7) 日本建築学会：「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」

プレストレッシングについて

まえがき

プレストレストコンクリートは、周知のように、P C鋼材その他を用いてプレストレスを与えたコンクリートであって、プレストレストコンクリートげたは、普通の鉄筋コンクリートけたに比らべて非常に大きい耐荷力を有し、より長大スパンの橋を経済的につくるのに適している。プレストレストコンクリートは、このように、非常にすぐれた性質をもつ構造材料であるが、鉄筋コンクリートでは事実上不可能な長大スパンの橋をつくることができたり、大きい耐荷力を発揮することができたり、するのは、何故であろうか。その秘密は、コンクリートにプレストレスを与えることにある。このことを考えれば、プレストレストコンクリート構造物をつくる場合に、プレストレスを正しくコンクリートに与えることが、いかに大切であるかが容易にわかるであろう。構造設計がいかに正しくうまく行なわれた構造物でも、現場の作業で、プレストレスを正確に与えることができなかったとしたら、そのプレストレストコンクリート構造物は、本来の耐荷力を発揮することができないだけでなく、普通の鉄筋コンクリート構造物の耐荷力も発揮できなくなったり、耐久性を損ねたり、して、非常に危険なものとなるのである。つまり、プレストレストコンクリートは、プレストレスを正しく与えれば、非常にすぐれた性質をもつ構造材料となるのであるが、プレストレスを正しく与えなければ、予期しない破壊が生じうるような危険な構造材料となるのである。

プレストレスを与える作業は、プレストレストコンクリート構造物の安全性を大きく左右する重要な作業である。したがって、どのようにすれば、プレストレスを正しく与えられるか、また、どのようにして与えたプレストレスの大きさを精度よく確認することができるか、はプレストレストコンクリートの工事にたずさわる技術者が、ひとしく関心をもつべき問題である。

プレストレスを与える作業は、プレストレスという1つの製品を生産する工程である、とみることができる。プレストレッシングの管理は、プレストレスを与える作業の管理であり、その作業に用いる材料の管理であり、またプレストレスを与えるコンクリートけたの管理である。

2. プレストレッシングの管理は何故必要か

2.1 プレストレッシングとは何か

プレストレッシングという言葉の意味は、コンクリートにプレストレスを与えることであるが、ここで云うプレストレッシングとは、構造物の各断面に、それぞれ必要な大きさのプレストレスを経済的に与えることであると云うことができる。たとえば、プレストレストコンクリートげたを造ろうとする場合、けたの各断面に必要なプレストレスの大きさは、各断面に働らく曲げモーメントやせん断力の大きさによって、定まるはずである。ところが、けたにプレストレスを与える時期は、普通、コンクリートが必要な強度に達した後のなるべく早い時期である方が、施工に要する費用が少なくてすむ。また、けたを造る施工の手順の関係もあって、けたには自重のみが作用する状態でプレストレスが与えられる場合が多い。したがって、けたに与えるプレストレス

の大きさは、けたの自重のみが作用する状態で安全であるように、定められなければならないことは当然である。しかし、一方、プレストレスの大きさは、コンクリートの乾燥収縮とクリープ、P C 鋼材のリラクセーション、などによって、これを与えた直後から次第にある程度減少することは、周知の通りである。そのために、プレストレスは、それがこれらの原因によってある程度減少した場合でも、けたが荷重を十分安全に支持できるように、その大きさを定めなければならないのである。つまり、プレストレスは、けたの自重のみが作用するプレストレスを与えた直後の状態のほかに、長時間を経過した後でけたの自重と活荷重とが作用した状態とで、けたの安全が保証されるように、その大きさを定めることが必要なのである。ところが、そのようなプレストレスの必要な大きさを定めようとするとき、コンクリートのクリープ、乾燥収縮、ヤング係数、P C 鋼材のリラクセーション、P C 鋼材とダクト内壁の摩擦、等々、数多くの不確定な要素が、複雑に関係して来て、必要な大きさのプレストレスを経済的にけたの各断面に与えるという問題は、条件や関係式がすべて与えられている数学の問題を解く場合のように簡単には、これを解くことができない。しかし、それにもかかわらずプレストレストコンクリートげたは、安全な経済的なものを造ることが必要なのであって、実験や経験を基礎として、数学的な論理だけでは解けないプレストレッシングの問題を、簡単に解決しようとするのが、以下に述べる方法である。

2.2 プレストレッシングの管理とは何か

プレストレッシングを管理するということは、どういう意味をもっているのでしょうか。この問題を考えるまえに、プレストレッシングの作業をどのようにして行なうかを思い出しておきたい。図-1は、工事現場でプレストレッシングの作業をどのようにして行なうか、を

原理的に示している。この作業で、けたの各断面に与えたプレストレスの大きさを知ろうとする場合に、我々が直接的に測定し確認できる量は何であろうか。それは、け

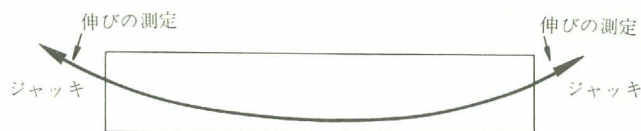


図-1

た端でけたの内部から抜け出して来たP C 鋼材の長さ（P C 鋼材の拔出し長さ）とP C 鋼材を緊張したジャッキの圧力計の読みとの2つだけである。この2つ以外は、直接測定できる量は何もないのである。けたの各断面の位置のP C 鋼材にひずみゲージをとりつけておけば、プレストレッシングの際のP C 鋼材のひずみから、各断面に与えたプレストレスの大きさを知ることができようが、普通の工事でいつもこのようなことをすることは、事実上不可能であるし、また、ゲージが示すひずみにもかなりの誤差がある場合があり、測定値に疑問が残ることが多い。したがって、けたの各断面に与えたプレストレスの大きさは、直接知ることができるP C 鋼材の拔出し長さとジャッキの圧力との2つから、これを推定しなければならないのである。この推定がうまくできたとしても、我々が知りうるのは与えたプレストレスの推定値であって、実際の値ではない。けたの各断面に与えたプレストレスの大きさを推定する場合に、プレストレッシングの作業中に測定できるP C 鋼材の拔出し長さとジャッキの圧力との2つだけからでは、どのような工夫をしても、その推定をすることは不可能であって、ここで役に立ちそうな情報をすべて利用することが必要となるのである。

そこで、けた端のP C 鋼材の拔出し長さとジャッキの圧力との2つの量とけた各断面に与えた

プレストレスの大きさととの関係を、近似的にあらわしてみると、以下のようなものである。

$$P_x = P - \Delta P_x$$

$$\Delta P_x = \int_0^x \left(\frac{dP_x}{dx} \right) dx$$

ジャッキの圧力 Q は

$$Q = (1 + r)P$$

ここに、 P_x ; けた端から距離 x の断面の P C 鋼材引張力

P ; けた端の P C 鋼材引張力

ΔP_x ; 区間 x における P C 鋼材引張力の変化量

Q ; ジャッキの圧力が示す緊張力

r ; 定着部の接触摩擦係数とジャッキの内部摩擦係数の合成摩擦係数

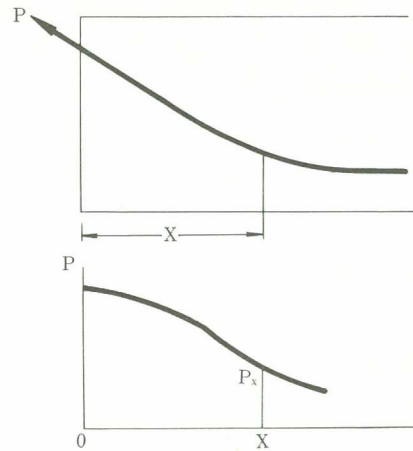


図 - 2

また、P C 鋼材の緊張中に、けた端から抜け出す P C 鋼材の長さ δ は、P C 鋼材の伸び量とコンクリートけたの縮み量との和にひとしいから、

$$\delta = \frac{1}{E_p A_p} \int_0^L P_x dx + \frac{1}{E_c} \int_0^L \left\{ \frac{1}{A_c} + \frac{e_x^2}{I_c} \right\} P_x \cdot dx$$

δ ; P C 鋼材のけたからの拔出し量

E_p ; P C 鋼材のヤング係数

A_p ; P C 鋼材断面積

P_x ; けた端から x の位置の P C 鋼材引張力

L ; けたの長さ

E_c ; コンクリートのヤング係数

A_c ; コンクリート断面積

I_c ; コンクリート断面 2 次モーメント

e_x ; P C 鋼材のコンクリート断面図心からの偏心量

第 1 項は P C 鋼材の伸び量を示し、第 2 項はコンクリートけたの縮み量を示している。この式を計算するには、 P_x がどのような形をもっているかを明らかにする必要がある。しかし、この関係式の計算を実際に行なわなくとも、けたからの P C 鋼材の拔出し量は、 P_x の形によって決定されるものであることは明白である。この関係式は、説明の簡単のため、1 本の P C 鋼材について示したが、P C 鋼材の本数が何本でも、原理的には同じである。この関係式は、P C 鋼材引張力 P_x がその長さ方向に (dP_x/dx) の割合で変化することを前提として、あらわしたもので、P C 鋼材引張力がその長さ方向に変化する様子を説明してはいない。図 - 3 はその変化の様子を説明

するものである。すたわち、断面 x の位置で P C 鋼材とダクト内面との間に f_x なる摩擦力が作用するとすると、

$$\frac{dP_x}{dx} \cdot dx = f_x dx$$

である。つまり、P C 鋼材引張力がその長さ方向に (dP_x/dx) の割合で変化することの原因は、P C 鋼材の緊張作業中に、P C 鋼材とダクト内面との間に、P C 鋼材の長さ方向に f_x なる摩擦力が働くことにある、と考えることができる。実験によると、摩擦力 f_x は、P C 鋼材表面の粗滑、ダクト内面の粗滑、P C 鋼材の配置形状とくに P C 鋼材の曲げ半径、などに深い関係があることが、明らかにされている。

以上のように考えて、けたの断面 x における P C 鋼材引張力 P_x の大きさに影響する要素をまとめると表-1 のようになる。これらの各要素の中には、直接測定することができる量、間接的にしか測定できない量、大きく変動する量、あまり変動しない量、などがある。このようないろいろな要素の変量の性質をうまく処理して、P C 鋼材張力 P_x をなるべく精度高く推定し、また、P C 鋼材引張力 P_x が、各 P C 鋼材ごとに、あまり大きく変動しないように、P C 鋼材、シース、ジャッキ、などの材料・機器類を管理し、P C 鋼材緊張作業を管理することが、プレストレッシングの管理である。

プレストレッシングの管理をすることによって、はじめて、プレストレストコンクリートの設計において決定された P C 鋼材引張力の必要量を経済的に確保し、所定の耐荷力を有し耐久的なプレストレストコンクリートをつくることのできるものである。

3. 摩擦力の単純なモデル

P C 鋼材に沿って働く摩擦力が f_x のとき、長さ ds の両端に働く P C 鋼材引張力の釣合を

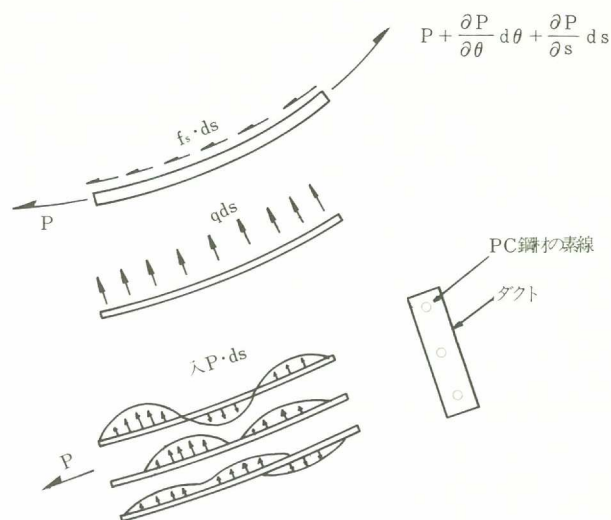


図-3

表-1 P C 鋼材引張力の大きさに影響する要素¹⁾

測定内容	バラツキの原因	バラツキの大きさ (標準偏差)
のびにより 測定した場合	a) P C 鋼線の断面積	0.6%
	b) P C 鋼線のヤング係数	1.7
	c) 摩擦損失値のバラツキ	1.5~2.5
	d) μ , λ の関係値	0~1.5
	e) のび測定の誤差	1
	f) すべりによるバラツキ	0~1.5
	g) 応力-ひずみ曲線の曲線部	0.35
	total	2.5~4.5
荷重計により 測定した場合	c) 摩擦損失値のバラツキ	3~5
	f) ジャッキのマノメーターの誤差	2
	g) すべりによるバラツキ	0~1.5
	total	3.6~5.6
荷重計から 求めた緊張 力とのびから 求めた緊張 力の差を生ずる原因	a) P C 鋼線の断面積	0.6%
	b) P C 鋼線のヤング係数	1.7
	c) 摩擦損失値のバラツキ	1.5~2.5
	d) μ , λ の関係	0~1.5
	e) のび測定の誤差	1
	f) ジャッキのマノメーターの誤差	2
	g) 応力-ひずみ曲線の曲線部	0.35
	total	3.2~4.8
両者の読みの 差の原因と ならない 誤差	c) 摩擦損失値のバラツキ	1.5~2.5
	g) すべりによるバラツキ	0~1.5
	total	1.5~2.9

らわす関係式は、つぎのように、求めることができる。

P C 鋼材の引張力は、その断面の位置 (s, θ) の関数であらわすと、P C 鋼材に垂直に働らく圧力 q は、

$$\begin{aligned} q ds &= \left(P + \frac{\partial P}{\partial \theta} d\theta + \frac{\partial P}{\partial s} ds \right) \frac{d\theta}{2} + P \frac{d\theta}{2} \\ &= P \frac{d\theta}{2} + \frac{\partial P}{\partial \theta} d\theta \frac{d\theta}{2} + \frac{\partial P}{\partial s} ds \frac{d\theta}{2} + P \frac{d\theta}{2} \\ &\approx P d\theta \end{aligned}$$

一方、物体表面間に働らく摩擦力は、その面に垂直に働らく垂直力に比例すると考えられている。しかし、P C 鋼材に働らく摩擦力 f_x は 5.1 で述べる各種の原因によって、P C 鋼材の直線区間にも作用することが認められる。

これは、P C 鋼材の直線区間でも、これらの原因によって、P C 鋼材とダクト内壁面との間に垂直力が作用する結果であると考えることができ、この現象は、P C 鋼材の曲線区間にも、同様に生じうるのであると考えられる。したがって、この摩擦力は、P C 鋼材の延長に比例すると考えることができるが、この他に、P C 鋼材引張力の大きさにも比例するものと仮定すると、P C 鋼材の長さ方向の力の釣合をあらわす関係式は、つぎのようになる。

$$P + \frac{\partial P}{\partial \theta} d\theta + \frac{\partial P}{\partial s} ds - P - f_s ds = 0$$

$$f_s ds = \mu q ds + \lambda P ds$$

$$= \mu P d\theta + \lambda P ds$$

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} d\theta + \frac{\partial P}{\partial s} ds - \mu P d\theta - \lambda P ds = 0$$

$$dP = (\mu d\theta + \lambda ds) P$$

$$\frac{dP}{P} = \mu d\theta + \lambda ds$$

$\theta = \theta_0$ で $s = s_0$ のとき、 $P = P_0$ とすると

$$\ell_0 g_e \frac{P}{P_0} = \mu (\theta - \theta_0) + \lambda (s - s_0)$$

$$P = P_0 e^{(\mu\alpha + \lambda\ell)}$$

$$\alpha = \theta - \theta_0, \quad s - s_0 = \ell$$

$\mu\alpha + \lambda\ell$ が小さいときは

$$P = P_0 (1 + \mu\alpha + \lambda\ell)$$

表-2 摩擦係数³⁾

	λ	μ
鋼線束	0.004	0.3
鋼棒	0.003	0.25
鋼より線	0.004	0.25

4. プレストレッシングの計算方法

4.1 プレストレッシングの計算手順

プレストレストコンクリートけたの設計計算を行なう場合、けたの各断面に配置したP C鋼材の引張力が施工の段階で確保できるかどうかの確認をしておくことが必要である。そのためには、前項で述べたP C鋼材とダクト内面との間の摩擦係数 f_x がどの程度かを推定しなければならない。

しかし、まだ工事が開始されていないので、現場でこの摩擦係数がどの程度かを試験してみることができない。それで、過去の工事であつめた資料

から摩擦係数 f_x の大きさを仮定し、また、ヤング係数その他の要素については設計計算等で一般に用いられている標準的な値を仮定して、プレストレッシングの計算を行なうことが必要である。この場合のプレストレッシングの計算手順を示すと図-4のようである。すなわち、

- i コンクリートのヤング係数・クリープ・乾燥収縮、P C鋼材のヤング係数・リラクセーション、などを仮定する。また、P C鋼材とダクト内面との間の摩擦係数を仮定する。
- ii 限界断面（設計断面）における所要P C鋼材断面積を求める。限界断面は、たとえば単純げたではスパン中央断面である。この断面において必要とするP C鋼材断面積は、2つの条件すなわちプレストレス導入直後の上下縁応力度の条件と、コンクリートのクリープ・乾燥収縮およびP C鋼材のリラクセーションがすべて終了した後のけた断面上下縁応力度の条件とによって、定めることが必要である。そのために、減少したP C鋼材引張力がプレストレス導入直後のP C鋼材引張力にたいして、どの程度の大きさとなるか、を仮定することが必要である(η)。
- iii 限界断面におけるP C鋼材の本数と配置とを決定する。
- iv プレストレストコンクリート構造物の全体にわたるP C鋼材の配置とP C鋼材端の定着位置を決定する。
- v P C鋼材の緊張順序を決定する。この場合は、とくに、P C鋼材を緊張する各段階において、コンクリートに有害な応力やひびわれが生じないようにしなければならない。
- vi P C鋼材緊張の作業中および作業終了直後のコンクリートの変形によるP C鋼材引張力の損失を計算する。

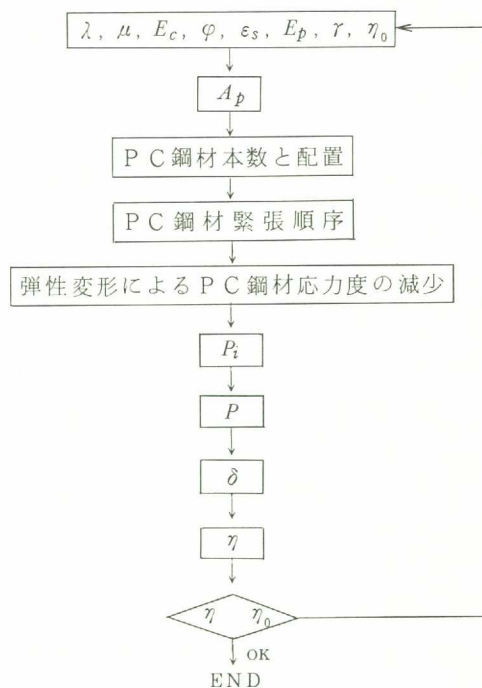


図-4

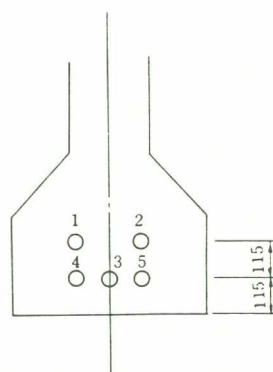
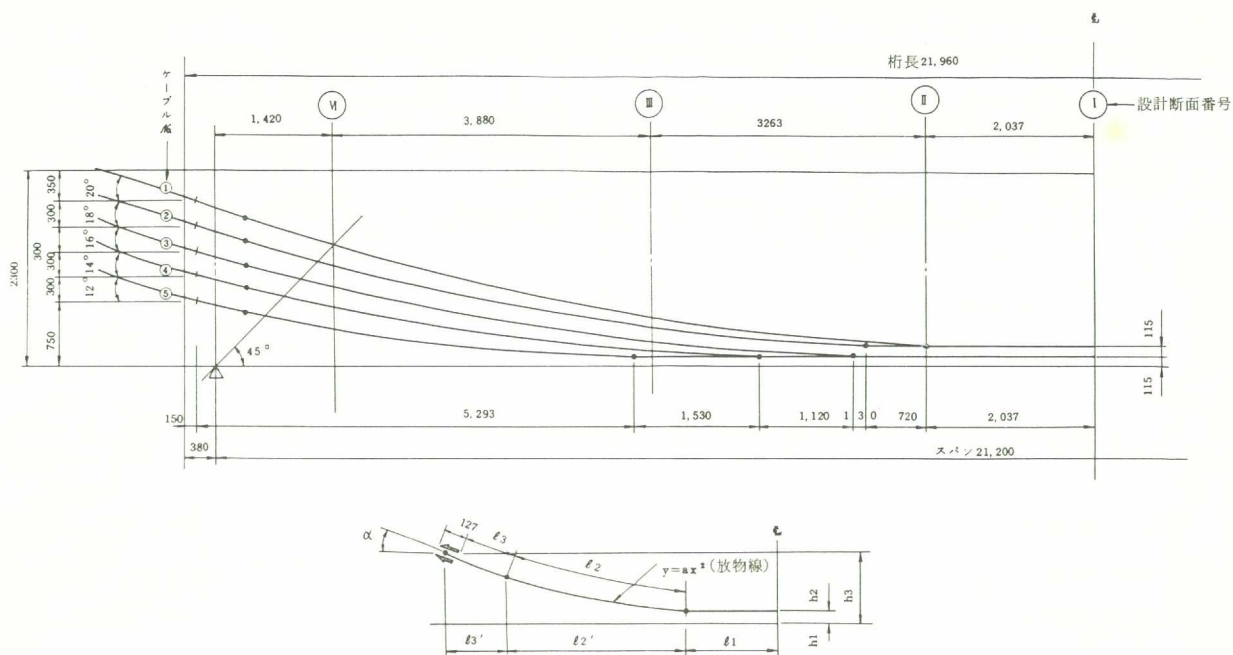


図-5 限界断面におけるP C鋼材の配置の例⁸⁾



ケーブル番号	l_1	l_2	l_2'	l_3	l_3'	h_1	h_2	h_3	$\frac{3}{8}l$	α
①	2,037	8,311	8,135	0,626	0,658	0,230	1,480	1,720	10,974	20°
②	2,757	7,533	7,405	0,627	0,668	"	1,203	1,420	10,917	18°
③	2,887	7,371	7,272	0,623	0,671	0,115	1,043	1,235	10,881	16°
④	4,007	6,209	6,146	0,623	0,677	"	0,766	0,935	10,839	14°
⑤	5,537	4,645	4,611	0,622	0,682	"	0,490	0,635	10,804	12°

図-6 PC鋼材の配置の例⁸⁾

VII 限界断面におけるプレストレス導入直後のPC鋼材引張力の合計を計算する。

VIII 鋼材端におけるPC鋼材緊張直後の引張力を求める。

IX PC鋼材定着部から抜け出すPC鋼材の長さ δ を求める。

X PC鋼材引張力の有効係数 η を計算する。

XI 求めたPC鋼材引張力の有効係数 η とさきに仮定した有効係数 η_0 とを比較する。 η と η_0 との差が大きい場合は、この η を用いて、プレストレッシングの計算をやり直す。

以上がプレストレッシングの計算のあらましである。

以下に、この各段階における計算の計算方法を具体的に述べることにする。

4.2 プレストレッシングの計算方法

(a) PC鋼材緊張順序の決め方

PC鋼材の緊張順序は、PC鋼材を緊張したことによってプレストレストコンクリート構造物に有害な応力やひびわれが生じないように、これを決定しなければならない。

図-7は、PC鋼材の緊張順序を誤ったためにコ

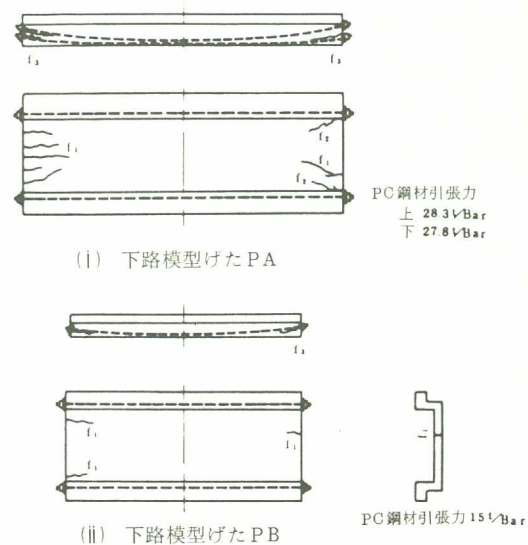


図-7 プレストレッシングによる
コンクリートのひびわれ⁷⁾

ンクリートにひびわれが生じた例である。プレストレストコンクリート下路橋のように構造が立体的な板構造の場合には、P C 鋼材の緊張順序は非常に慎重に決定しなければならない重要な問題である。

単純げたのような構造では、つぎの原則によって、P C 鋼材緊張順序を決定すれば、一般により結果が得られる。

- i けたの全長にわたって、なるべく全断面に圧縮応力が与えられるようなP C 鋼材を、まず最初に緊張する。設計において、このようなプレストレスを与えることができるような配置形状のP C 鋼材を、あらかじめ用意しておくことが望ましい。
- ii 作業能率になるべくあがるように、手もどりが少ないように、P C 鋼材緊張の順序を決定する。
- iii けたの断面において、なるべく左右対称になるように、P C 鋼材を緊張する。

図-8 は、このような原則にしたがって決定したP C 鋼材の緊張順序の例である。

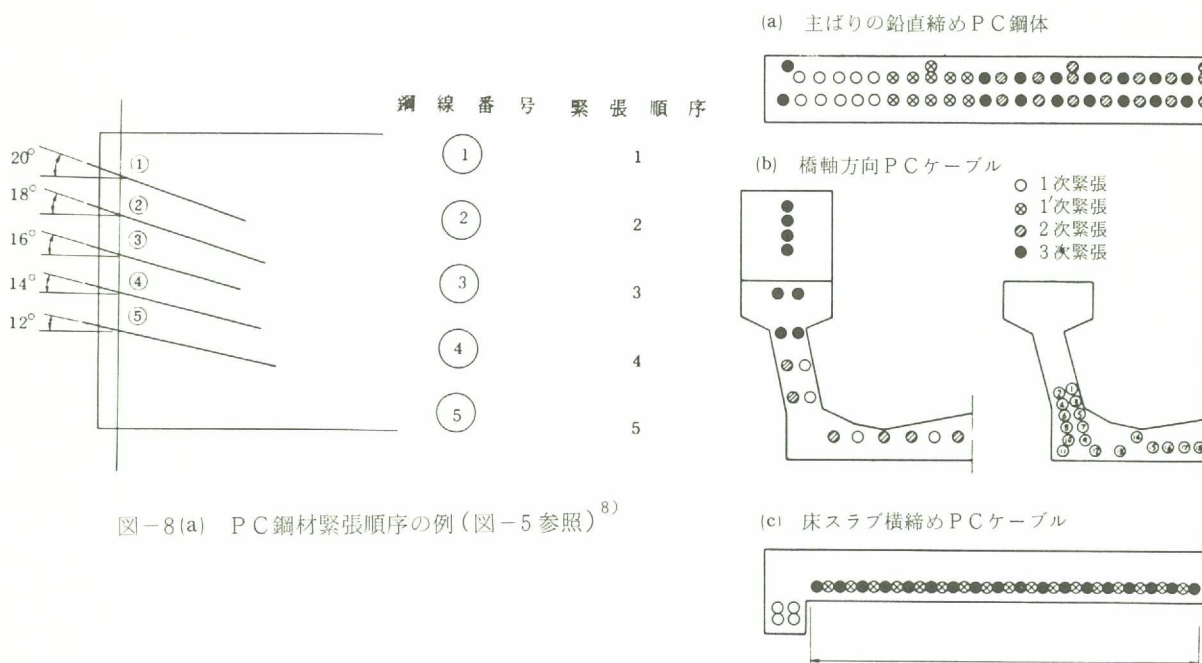


図-8(a) P C 鋼材緊張順序の例 (図-5 参照)⁸⁾

図-8(b) P C 鋼材緊張順序の例⁷⁾

(b) コンクリートの同時変形によるP C 鋼材引張力の減少にたいする緊張力の補正

P C 鋼材の引張力をとくに正確に求める必要がある断面は、プレストレストコンクリート構造物の限界断面、たとえば単純げたにおけるスパン中央の断面、である。それで、ここでは、P C 鋼材の緊張作業中に生ずるコンクリートの同時変形のために、けたのスパン中央の断面におけるP C 鋼材引張力が、どのように変化するか、を計算で求める方法を示すことにする。

P C 鋼材は全部でN本のグループ(たとえばケーブル)に分けられており、けたの両端から同時に同じ作業で、各々のP C 鋼材を緊張するものとする。いま、全部で*i*本のP C 鋼材の緊張・定着が完了したとする。一たん緊張・定着したP C 鋼材は、それ以後のP C 鋼材を緊張・定着する際に、ダクト内ですべりを生じないと仮定すると、各P C 鋼材の緊張・定着ごとに生ずるコンクリートのひずみの変化量と、前に緊張・定着したP C 鋼材のひずみの変化量とは互にひとしい、と考えることができる。したがって、

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_c = \frac{1}{E_p} \cdot E_p \varepsilon_c = \frac{n E_c \varepsilon_c}{E_p} = \frac{n \sigma_c}{E_p}$$

ここに、 ε_c ; コンクリートのひずみの変化量

ε_p ; P C 鋼材のひずみの変化量

E_c ; コンクリートのヤング係数

E_p ; P C 鋼材のヤング係数

n ; ヤング係数比

したがって、 N 本のP C 鋼材の全部を緊張定着した後に各P C 鋼材の引張力が互にひとしくなるようにするには、第 i 本目のP C 鋼材に必要な緊張力の補正值は、

$$\begin{aligned} \Delta P_i &= A_p \cdot \Delta \sigma_{pi} = A_p \cdot n \sigma_{cpg} \frac{N-1}{N} \cdot \frac{N-i}{N-1} \\ &= A_p \cdot n \sigma_{cpg} \left(1 - \frac{i}{N}\right) \end{aligned}$$

(計算例)

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^6}{3.5 \times 10^5} = 5.71$$

$$A_p = 11.15 \text{ cm}^2 \text{ (12} \phi \text{ 12.4 mm ケーブル 1 本当たり)}$$

$$\sigma_{cpg} = \sigma_{cptp} - \sigma_{cpw} = 174.6 - 36.1 = 138.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (P C 鋼材重心位置の導入応力度)}$$

$$\Delta P_i ; \Delta P_i = 5.71 \times 11.15 \times 138.5 \times \left(1 - \frac{1}{5}\right) = 7054 \text{ kg} \div 7.1 \text{ t}$$

N ; 5 本

$$P_j = P_t + \Delta P_i = 112.0 + 7.1 = 119.1 \text{ t}$$

同様にして、表-3の結果を得る。

表-3⁸⁾

P C 鋼線番号	緊張順序	ΔP_i (t)	P_j (t)
1	1	7.1	119.1
2	2	5.3	117.3
3	3	3.5	115.5
4	4	1.8	113.8
5	5	0	112.0

(c) けた端におけるP C 鋼材緊張力

けた端でP C 鋼材を緊張する場合、その緊張力はその大きさのままスパン中央部まで伝わるわけではない。これは、2.2で述べた通りである。スパン中央におけるP C 鋼材の引張力(緊張力)を P_j 、ジャッキ圧力を P_i とするとき

$$P_i = (1+r)(1+\alpha\mu + \lambda \Sigma \ell_k) P_j$$

$$= (1+r)(1+a\mu) P_j$$

$$a = \alpha + \frac{\lambda}{\mu} \Sigma \ell_k$$

$$\frac{\lambda}{\mu} = 0.0133$$

(計算例)

$$P_i = (1+r)(1+a\mu) P_j$$

$$\alpha = 0.349 \text{ (rad)}$$

$$\Sigma \ell = 10.974 \text{ m}$$

$$P_j = 119.1 \text{ t}$$

$$a = \alpha + \frac{\lambda}{\mu} \Sigma \ell = 0.349 + 0.0133 \times 10.974 = 0.495$$

$$P_i = (1+0.04)(1+0.495 \times 0.4) \times 119.1 = 148.4 \text{ t}$$

同様にして表-4の値を得る。

表-4⁸⁾

番号	ℓ_1 (m)	ℓ_2 (m)	ℓ_3 (m)	$\sum_1^3 \ell_i$ (m)	α (°)	α (ラジアン)	a	P_j (t)	P_i (t)
1	2.037	8.311	0.626	10.974	20	0.349	0.495	119.1	123.9
									148.4
2	2.757	7.533	0.627	10.917	18	0.314	0.459	117.3	122.0
									144.4
3	2.887	7.371	0.623	10.881	16	0.279	0.424	115.5	120.1
									140.5
4	4.007	6.209	0.623	10.839	14	0.244	0.388	113.8	118.4
									136.7
5	5.537	4.645	0.622	10.804	12	0.209	0.353	112.0	116.5
									132.9

P_i の上段は $\mu = 0.0$ のとき

(d) PC鋼材の伸び量

PC鋼材がコンクリートけたから抜け出す量 δ は2.2に示した通りである。この式を計算するには P_x の形がわかっていなければならない。 P_x が変化するのはPC鋼材とダクト内面との間の摩擦力 f_x によると考えると、

$$\frac{dP_x}{dx} = f_x$$

である。いま、PC鋼材が直線状に配置されている区間、一定の曲率で配置されている区間、等では、それぞれ、 f_x が一定であると考え、 P_x は x の1次式となり、図-9のようになる。

図-9で、

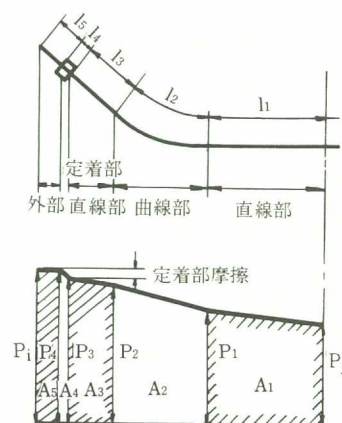


図-9 PC鋼材の配置形状とPC鋼材引張力の分布

$$\begin{aligned}
P_1 &= P_j (1 + \lambda \ell_1) \\
P_2 &= P_1 (1 + \mu \alpha + \lambda \ell_2) \rightleftharpoons P_j \{ 1 + \mu \alpha + \lambda (\ell_1 + \ell_2) \} \\
P_3 &= P_2 (1 + \lambda \ell_3) \rightleftharpoons P_j \{ 1 + \mu \alpha + \lambda (\ell_1 + \ell_2 + \ell_3) \} \\
P_4 &= P_3 (1 + r) = P_j \{ 1 + \mu \alpha + \lambda (\ell_1 + \ell_2 + \ell_3) \} (1 + r)
\end{aligned}$$

したがって、 x のそれぞれの区間における P C 鋼材の伸び量 δ_x は、

$$\begin{aligned}
\delta_1 &= \frac{\ell_1}{E_p A_p} \cdot \frac{(P_i + P_1)}{2} = \frac{P_j \ell_1}{E_p A_p} \left(1 + \lambda \frac{\ell_1}{2} \right) \\
\delta_2 &= \frac{\ell_2}{E_p A_p} \frac{(P_1 + P_2)}{2} = \frac{P_j \ell_1}{E_p A_p} \left\{ 1 + \frac{\mu \alpha}{2} + \lambda \left(\ell_1 + \frac{\ell_2}{2} \right) \right\} \\
\delta_3 &= \frac{\ell_3}{E_p A_p} \frac{(P_2 + P_3)}{2} = \frac{P_j \ell_3}{E_p A_p} \left\{ 1 + \mu \alpha + \lambda \left(\ell_1 + \ell_2 + \frac{\ell_3}{2} \right) \right\} \\
\delta_4 &= \frac{\ell_4}{E_p A_p} \frac{(P_3 + P_4)}{2} = \frac{P_j \ell_4}{E_p A_p} \left\{ 1 + \mu \alpha + \lambda (\ell_1 + \ell_2 + \ell_3) \right\} \left(1 + \frac{r}{2} \right) \\
\delta_5 &= \frac{\ell_5}{E_p A_p} \cdot P_4 = \frac{P_j \ell_5}{E_p A_p} \left\{ 1 + \mu \alpha + \lambda (\ell_1 + \ell_2 + \ell_3) \right\} (1 + r)
\end{aligned}$$

したがって、P C 鋼材の伸びの合計 δ (けたの両側の和) は、

$$\begin{aligned}
\delta &= 2 (\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5) \\
&= \frac{2 P_j}{E_p A_p} \left[\left(\sum_1^3 \ell_i + K_1 \right) + \left(\frac{\ell_2}{2} + \ell_3 + K_1 \right) \mu \alpha + \sum_1^3 \ell_i \left(\frac{1}{2} \sum_1^3 \ell_i + K_1 \right) \lambda \right] \\
K_1 &= \left(1 + \frac{r}{2} \right) \ell_4 + (1 + r) \ell_5
\end{aligned}$$

または、

$$\begin{aligned}
\delta &= \frac{2 P_j}{E_p A_p} \cdot \left(\sum_1^5 \ell_i \right) (1 + K) \\
K &= \frac{\mu \cdot a}{2} + \frac{\left(\sum_1^5 \ell_i - 2 \ell_1 - \ell_2 \right)}{\left(\sum_1^5 \ell_i \right)} \frac{\mu \alpha}{2} \\
a &= \alpha + \frac{\lambda}{\mu} \cdot \sum_1^3 \ell_i
\end{aligned}$$

(計算例)

$$\begin{aligned}
a &= 0.349 + 0.0133 \times 10.974 = 0.495 \\
K &= \frac{0.4 \times 0.495}{2} + \frac{11.401 - 2 \times 2.037 - 8.311}{11.401} \times \frac{0.4 \times 0.349}{2} \\
&= 0.093
\end{aligned}$$

$$\delta = \frac{2 \times 119.1}{11.15 \times 10^{-4} \times 2.0 \times 10^6} \times 11.401 (1 + 0.093) = 0.133 \text{ m}$$

$$= 133 \text{ mm}$$

同様にして表-5の値をうる。

表-5⁸⁾

番号	$\ell_3 + \ell_4 + \ell_5 - \ell_1$ (m)	$\sum_1^5 \ell_i$ (m)	a	α (ラジアン)	$\frac{\mu \alpha}{2}$	1+k	Pj(t)	δ (mm)
1	-0.984	11.401	0.495	0.349	0	1	119.1	122
					0.099	1.093		133
2	-1.703	11.344	0.459	0.314	0	1	117.3	119
					0.092	1.083		129
3	-1.837	11.308	0.424	0.279	0	1	115.5	117
					0.085	1.076		126
4	-2.957	11.266	0.388	0.244	0	1	113.8	115
					0.078	1.065		122
5	-4.488	11.231	0.353	0.209	0	1	112.0	113
					0.071	1.054		119

(e) 許容セット量

フレンシネー工法のようにくさび定着の工法では、定着の際にP C鋼材が内部に引きこまれ、けた内におけるP C鋼材引張力は減少する。このP C鋼材引張力の低下がけた中央におよばないようにするセット量の限界値を許容セット量とすると、

$$S_a = \delta - \frac{2 P_j}{E_p A_p} \left(\sum \ell - \frac{\ell_5}{2} \right)$$

(計算例)

$$\delta = 133 \text{ mm } (\mu = 0.4)$$

$$S_a = 0.133 - \frac{2 \times 119.1}{11.15 \times 10^{-4} \times 2.0 \times 10^6} \left(11.401 - \frac{0.300}{2} \right) = 0.013 \text{ m}$$

$$= 13 \text{ mm}$$

同様に計算して、表にまとめると表-6のとおりである。

表-6⁸⁾

番号	Pi(t)	$\sum_1^5 \ell_i$	$\sum_1^5 \ell_i - \frac{\ell_5}{2}$	$\frac{2 P_j}{E_p \cdot A_p} \left(\sum_1^5 \ell_i - \frac{\ell_5}{2} \right)$	$\Delta \ell$ (mm)	$\bar{\Delta \ell}$ (mm)
1	119.1	11.401	11.251	0.120	122	2
					133	13
2	117.3	11.344	11.194	0.118	119	1
					129	11
3	115.5	11.308	11.158	0.116	117	1
					126	10
4	113.8	11.266	11.116	0.113	115	2
					122	9
5	112.0	11.231	11.081	0.111	113	2
					119	8

(f) マノメータの読み

$$\sigma_m = \frac{P_i}{S}$$

P_i ; ジャッキ圧力

S ; ジャッキ受圧面積 (300 cm²)

計算例を示すと表-7のとおりである。

表-7⁸⁾

番号	P_i (t)	σ_m (kg/cm ²)	$\Delta \ell$ (mm)	$\bar{\Delta \ell}$ (mm)
1	123.9	413	122	2
	148.4	495	133	13
2	122.0	407	119	1
	144.4	481	129	11
3	120.1	400	117	1
	140.5	468	126	10
4	118.4	395	115	2
	136.7	456	122	9
5	116.5	388	113	2
	132.9	443	119	8

4.3 ジャッキ圧力—伸び図 (緊張図)

P C 鋼材端で P C 鋼材に与える引張力 (緊張力) P_i はジャッキの圧力 Q_i に大凡比例する、と考えられる。これは、ジャッキ内の各部の摩擦力がジャッキの圧力に比例する (つまり内部摩擦係数が一定である) と仮定してよいことを示している。また、P C 鋼材とダクト内壁との間の摩擦係数が P C 鋼材の引張力の大きさにかわりなく、その位置ごとに一定であるとする、けた端から抜け出す P C 鋼材の長さ (実際上は、P C 鋼材の伸び量 δ にひとしいと考えてよい) は、P C 鋼材緊張力 P_i に比例することになる。

このように考えると、プレストレッシングの際に、ジャッキの圧力 (圧力計の読み σ_m) と P C 鋼材の伸び δ との関係は図-10のように、直線となる。ところが、P C 鋼材の抜き出し量 δ は、2.2 で述べたように、各種の要素の影響を受ける。ある現場で、特定のけたにプレストレッシングをする場合を

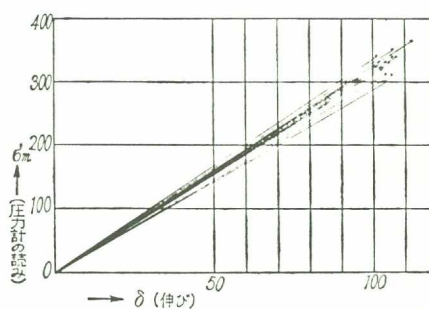


図-10 $\sigma_m - \delta$ 線

考え、そこでは、 E_p 、 A_p 、 L 、 E_c 、 A_c 等が一定である、としても、 δ は摩擦力 f_x によって相違することになる。したがって、図-10のグラフもまた f_x によって相違するのである。そのために、あるけたにプレストレッシングをする場合、全部の P C 鋼材ごとに $\sigma_m - \delta$ 線を描くと、各々の $\sigma_m - \delta$ 線はほぼ直線となるとしても、その傾斜は P C 鋼材ごとに相違する、と考えられる。

また、ある P C 鋼材の緊張中に f_x の大きさが変化すると、 $\sigma_m - \delta$ 線は直線とはならない。元来、物体間の摩擦力はその本質が解明されないままとなっており、物理学や工学では、実用上、

物体の組合せごとに定まる量として考えられ、摩擦面に垂直に働く圧力の大きさに比例するとし
て取り扱われている。しかし、実際には、この仮定と一致しない現象も観察されており、プレス
トレンジングの際に $\sigma_m - \delta$ 線が直線とならなかったとしても、不思議はないのである。むしろ、
 $\sigma_m - \delta$ 線が直線とならなかった場合に、その原因を単に読み取りの誤差であろうなどと、安易な
根拠のない想像をして、適当に取り扱うことをつつしむべきである。

5. PC鋼材とダクト内壁との摩擦力 f_x

5.1 摩擦力 f_x の測定⁹⁾

PC鋼材の緊張の際にけたの内部でPC鋼材に沿って働く摩擦力 f_x を測定するために、図-11
の供試体による実験が行なわれた。これに用いられたPC鋼材は、フレッシュネーケーブル($\phi 5\text{mm}$
の鋼線12本よりなるもの)が用いられ、ダクトを形成するため薄鋼板製シースが用いられている。
この試験結果は表-8の通りである。

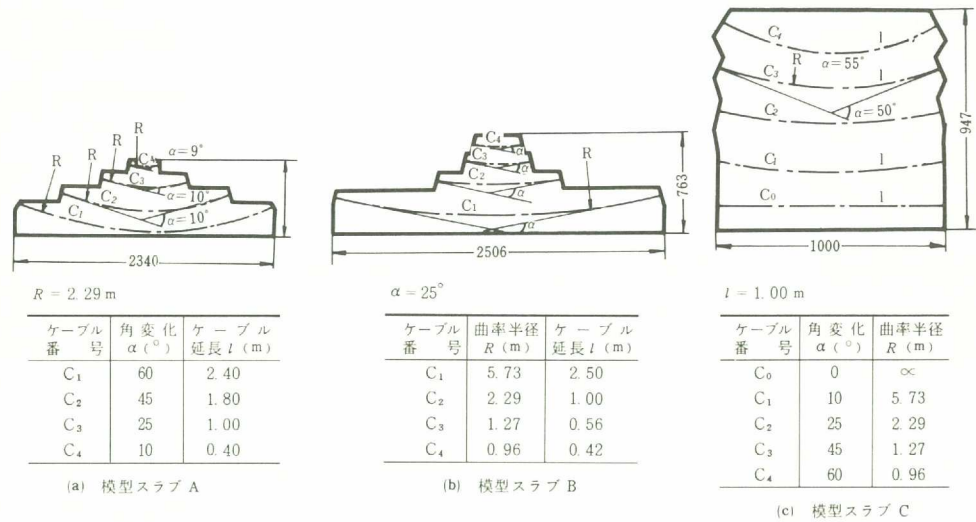


図-11 PC鋼材の摩擦力測定⁹⁾の例

表-8 模型スラブPC鋼材緊張結果⁹⁾

スラブ 番 号	ケーブル 番 号	角変化 α (rad)	ケー ル延長 l (m)	緊張側 緊張力 T_I (t)	$\Delta T = T_I - T_{II}$			シース内の摩擦のみについて		
					全量 (t)	ジャッキ内 部およびコ ーン内部 (t)	シース 内部 (t)	$\frac{\Delta T}{T_I}$	$\frac{T_{II}}{T_I}$	$\log e \frac{T_{II}}{T_I}$
A	C ₁	1.047	2.40	30.0	10.75	2.51	8.24	0.275	0.725	-0.3216
	C ₂	0.786	1.80	"	9.94	"	7.43	0.248	0.752	-0.2850
	C ₃	0.437	1.00	"	6.51	"	4.00	0.133	0.867	-0.1427
	C ₄	0.157	0.40	"	4.05	"	1.54	0.051	0.949	-0.0524
B	C ₁	0.437	2.50	28.4	6.69	2.51	4.18	0.147	0.853	-0.1590
	C ₂	"	1.00	30.0	6.93	2.59	4.34	0.145	0.855	-0.1567
	C ₃	"	0.56	28.4	6.16	2.51	3.65	0.129	0.871	-0.1381
	C ₄	"	0.42	20.2	4.38	1.86	2.52	0.125	0.875	-0.1335
C	C ₀	0	1.00	30.0	3.12	2.59	0.53	0.018	0.982	-0.0182
	C ₁	0.174	"	"	4.02	"	1.43	0.048	0.952	-0.0492
	C ₂	0.437	"	"	7.01	"	4.42	0.147	0.853	-0.1590
	C ₃	0.872	"	"	10.46	"	7.87	0.262	0.738	-0.3038
	C ₄	0.960	"	"	10.94	"	8.35	0.278	0.722	-0.3257

この実験結果から、P C 鋼材
の引張力 T_i が

$$T_i = T_0 e^{-(\mu\alpha + \lambda\ell)}$$

または、

$$T = T_0 (1 - \mu\alpha - \lambda\ell)$$

であるとして、最小 2 乗法で摩
擦係数の大きさを求めたものが
表-9 である。この実験では、

P C 鋼材の長さが短いことの

ため、測定誤差、P C 鋼材配置上の誤差、
などの影響が考えられ、表-9 の値をそ
のまま実際のけたにおける μ と λ の値と
考えることには問題がある。

また、摩擦力 f_x が P C 鋼材に沿ってど
のように分布するかを測定した例が図-

12 である。この実験に用いられた P C 鋼材は新らしいもので、さびが殆んど生じていない。

各 P C 鋼材は、その両端における引張力の差を求め、この間、P C 鋼材に沿ってけたに開けら
れた窓の位置で、P C 鋼材の移動を測定した。得られた測定結果は、表-10 の通りである。図-
13 は、この結果を図示したものである。また、P C 鋼材の角変化 α と $\log_e T$ との関係を示したも
のが図-14 である。

表-9 模型スラブについて求めた摩擦係数⁹⁾

スラブ番号	(3)式 $T = T_0 e^{-(\mu\alpha + \lambda\ell)}$ による		(4)式 $\frac{T_0 - T}{T_0} = \mu\alpha + \lambda\ell$ による	
	μ	$\lambda \times 10^{-2} / \text{m}$	μ	$\lambda \times 10^{-2} / \text{m}$
ス ラ ブ A	0.343	-0.705	0.262	0.991
ス ラ ブ B	0.308	1.095	0.288	0.945
ス ラ ブ C	0.335	0.767	0.282	1.289
スラブ A, B, C を通じての値	0.327	0.461	0.280	0.790

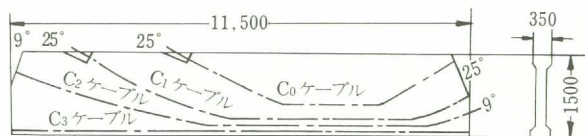


図-12 摩擦試験用試験けた⁹⁾

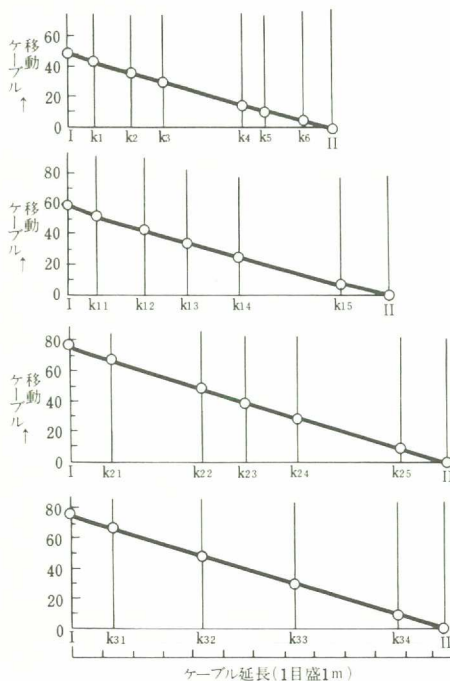


図-13 一端から緊張した場合のケーブルの移動⁹⁾

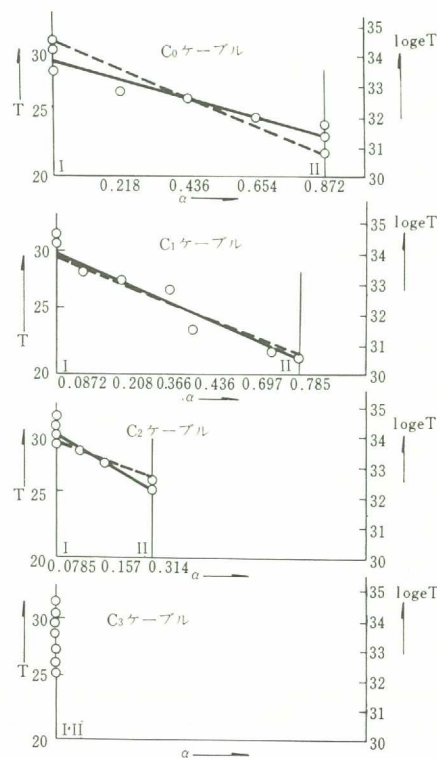


図-14 α と $\log_e T$ との関係⁹⁾

ジャッキとP C鋼材第1測点との間には、P C鋼材の角変化はないにもかかわらず、引張力の低下をきたしている。これは、フレッシューコン内部およびジャッキ内部における摩擦力によるものである。また、 C_3 は直線に配置されたにもかかわらず、 18° の角変化を有する C_2 とほぼ同程度の引張力の減少を示している。

このことによって、P C鋼材が直線で配置されている部分にも、相当の摩擦力があることがわかる。この原因としては、コンクリートの打込み中に、モルタルがシース内に一部浸入し硬化すること、シースの変形により鋼材とシースとが強く接触すること、シースの配置が不正確で実際には直線になっていないこと、等の原因が考えられる。しかし、シースを入念に配置し、コンクリート打ち込みの際に棒状バイブレーターなどをシースに直接触れさせないようにし、また、シース上に作業員が乗らないようにする、などの注意を払えば、これらの原因を事実上取り除くことが可能である。しかし、実際のけたの施工では、コンクリート打ちの際にシースが全く移動しないように固定することは困難であって、シースの配置の不正確さはある程度さけることはできない。

表-10 試験けたによる緊張試験結果

ケーブル 番 号	測点番号	ジャッキ 緊 張 力 (t)	測 点 間 伸 び (mm)	測 点 間 距 離 (mm)	伸 び 率 (%)	測点間平 均引張力 (t)	I 端より の角変化 α (rad)
C_0	I	31.4					
	h_1		5.6	0.667	30.6	30.6	0
	h_2		7.6	0.618	28.3	28.3	0
	h_3		5.5	0.535	26.8	26.8	0.218
	h_4		15.7	0.571	26.2	26.2	0.46
	h_5		3.9	730	0.534	24.5	0.654
	h_6		6.4	1230	0.521	23.9	0.872
			4.9	960	0.510	23.4	0.872
	II	22.0					
	計		49.5	8680			
C_1	I	31.4					
	h_{11}		5.9	870	0.678	31.1	0
	h_{12}		9.6	1570	0.612	28.0	0.0872
	h_{13}		8.6	1440	0.597	27.3	0.208
	h_{14}		9.6	1660	0.578	26.5	0.366
	h_{15}		17.3	3400	0.509	23.3	0.436
			7.3	1550	0.471	21.6	0.697
	II	21.2					
	計		58.3	10.490			
C_2	I	31.4					
	h_{21}		8.9	1330	0.669	30.7	0
	h_{22}		19.6	3000	0.653	29.9	0
	h_{23}		9.2	1420	0.648	29.7	0
	h_{24}		10.5	1690	0.622	28.5	0.0785
	h_{25}		20.4	3400	0.622	27.5	0.457
			8.6	1530	0.562	25.8	0.344
	II	25.4					
	計		77.2				
C_3	I	31.4					
	h_{31}		9.0	1360	0.662	30.3	0
	h_{32}		19.1	2950	0.648	29.7	0
	h_{33}		19.0	3050	0.623	28.6	0
	h_{34}		20.0	3400	0.588	27.0	0
			8.6	1540	0.559	25.6	0
	II	25.0					
	計		75.7	12.300			

5.2 摩擦力について

実験により、P C鋼材とシースとの摩擦力がどのように働くかを、一応、知ることができたが、これをもう少し詳細に考察することは、プレストレッシングの管理を合理的に行なうために大切である。

摩擦力が生ずる原因が5.1にも述べたように、

- i ダクト内面が平滑でない。ダクトを形成するために、たとえばシースを用いた場合、シース内面には薄鋼板の凹凸と継目とがある。
- ii P C鋼材表面には多少の錆がでている。
- iii P Cケーブルの中で各P C鋼線が平行に配置されていない。(P C鋼より線など)。
- iv シース内部にモルタルが浸入している場合がある。
- v シースが部分的につぶれている場合がある。
- vi P C鋼材の配置形状に曲線部分がある。

などが考えられる。これらのいずれの原因をみても、P C鋼材が直線上に配置されている部分と曲線状に配置されている部分とに、共通して考えられるものが多い。これらは、工事現場で、個々のP C鋼材ごとに、ぐう然的に変る要素であると考えられる。したがって、工事にあたっては、P C鋼材にそった摩擦係数をまず測定しておくことが必要である。P C鋼材の摩擦係数の測定は、P C鋼材のヤング係数とあわせて測定される。測定にあたっては、使用するジャッキ、ポンプ、などを十分にキャリブレーションしておくことが必要である。

また、ジャッキおよび定着具の摩擦の測定は、ジャッキをつきあわせて容易に行なうことができる。

表-11 摩擦係数およびヤング係数の測定要領

手順	作業要領
1	緊張用ジャッキをP C鋼材の両端にセットする。
2	降伏点荷重の1割程度の荷重まで両ジャッキを操作しそこで停止する。
3	伸び測定用の基準点を両ジャッキ付近に定める。必要に応じてマークする。
4	緊張側ジャッキを操作し緊張側ジャッキの荷重(P_2)に対する固定側ジャッキの荷重の大きさ(P_1)をマンメーターより読み取る。このとき同時に緊張側の伸びと固定側の入り込み量を読みこの差よりP C鋼材の伸び(ΔL)を求める。マンメーターの読みとP C鋼材の伸びは摩擦測定図表に記入する。測定値は摩擦測定整理図表図-1上6点以上プロットするのが望ましい。

6. プレストレッシングの管理

6.1 プレストレッシングの管理の考え方

P C鋼材の引張力がP C鋼材とダクトとの摩擦力によって変動するが、この摩擦力は前項で述べた各種の原因によって変動する。この摩擦力の変動は、

- i ぐう然的な変動
- ii 異状な変動

の2つに別けてみることができる。前者は、正常な作業が行なわれているP C鋼材についても避けることができない変動であり、後者は、何か作業にミスや異常があったために生じた変動である。このような変動をする変量(P C鋼材引張力、摩擦力、など)の管理を行なうには、ひろく、

$\bar{x}$ -R 管理図が用いられている。 $\bar{x}$ -管理図が、ロットの平均値がどのように変動するかを発見しやすく、R-管理図は、個々の測定値の変動の様子を見出しやすい。プレストレスングの管理にも、 $\bar{x}$ -R 管理図が用いられている。図-15はその例を示したものである。

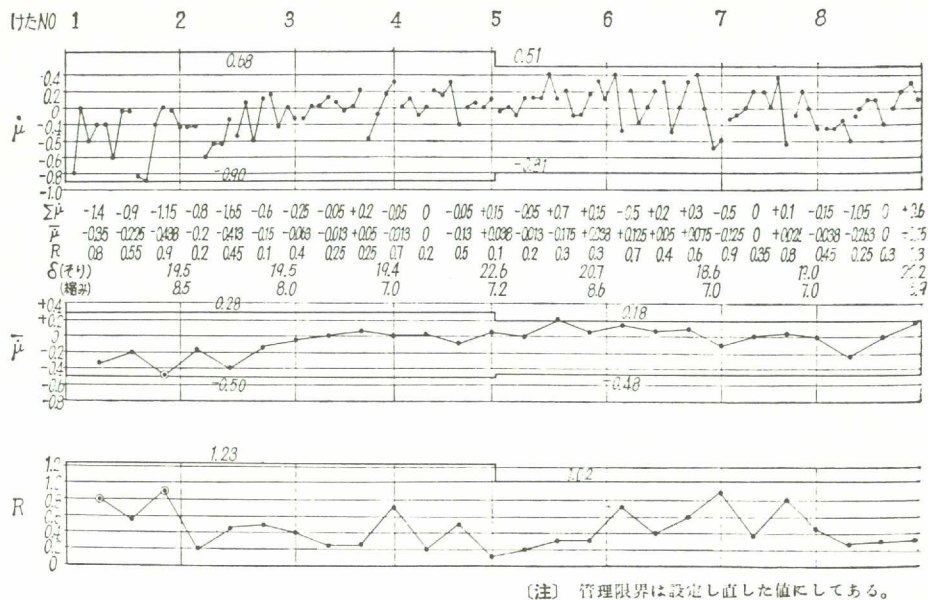


図-15¹⁾

PC 鋼材(ケーブル) 1 本ごとの管理を行なうには、 $\bar{x}$ -管理図が用いられる。

PC 鋼材(ケーブル)を群に分けて、その平均的な変動の様子をみようとするには、群の大きさが適切に定められていなければならない。一般には、群の大きさとして5~10が用いられているようである。1本のけたのPC 鋼材を2つ以上の群に分けようとする場合は、各群に、配置形状の異った鋼材がほぼ同じように分配されるようにすることが必要である。

PC 鋼材を緊張・定着する場合、荷重計の読みとPC 鋼材の伸びの2つから、所定の引張力がPC 鋼材に与えられるように工夫しなければならない。この場合、PC 鋼材の緊張力と伸びとをさきに述べたような単純なモデルで取り扱うことにすると、これらの関係を式であらわす際に無視された種々の要素(たとえば、PC 鋼材が応力度-ひずみ曲線の曲線部分まで引張られているのに、これを直線として取り扱っている。コンクリートけたの縮みを無視している。PC 鋼材とダクトの間にはあそびが残っている。など)が誤差となってあらわれてくる。それで、これらの要素の影響を実測的に求め、計算上、PC 鋼材のヤング係数の補正を行なって、あたかもPC 鋼材が、その補正された値のヤング係数をもっているかのように、取り扱うのが、実用上便利である。このような補正されたPC 鋼材のヤング係数を、みかけのヤング係数という。

PC 鋼材の圧力-伸び($\sigma_m - \delta$)図において、摩擦係数とみかけのヤング係数とを決めれば、PC 鋼材の引止め点は一義的に決定される。しかし、現実には、 μ も E_p も知ることができないので、PC 鋼材の引止め点をどのように決定するかが問題となるのである。

6.2 PC 鋼材の引止め(方法-1)

あるけたのPC 鋼材について

i 摩擦係数 μ , λ , r

ii PC鋼材の見かけのヤング係数 E_p

が試験によって求められたならば、これより緊張計算書をつくり、緊張図をつくることことができる。

緊張作業にあたっては、伸びと圧力との関係を打点してゆき、図-16のハッチした線をこえてから引き止める。このハッチした限界線をこえた部分は、ジャッキ圧力が σ_A 以上でありかつPC鋼材の伸びが δ_A 以上である範囲であって、このようにして、圧力および伸びの両方が緊張計算書の値より小さくならないようにしておけば、プレストレスが所定の値より小さくはならないだろう、と考えられる。図-16におけるOA線とOB線またはOC線の開きがある程度以上大きくなった場合は、たとえば、一定の伸び δ_A を得るのにジャッキ圧力が非常に大きくなるか、逆に、一定のジャッキ圧力 σ_A にたいしてPC鋼材の伸びが異常に大きくなって、そこには何か特別な原因があると考えることが必要となる。

$$\frac{\delta_C - \delta_A}{\delta_A} - \frac{\sigma_C - \sigma_A}{\sigma_A} \quad \text{または} \quad \frac{\delta_B - \delta_A}{\delta_A} - \frac{\sigma_B - \sigma_A}{\sigma_A}$$

の値が10%以上になったら、緊張作業をやり直すことが必要である。勿論、この場合、その値が大きくなった原因をみつけ出し、その原因を取り除いた後、緊張作業のやり直しをすることが必要である。

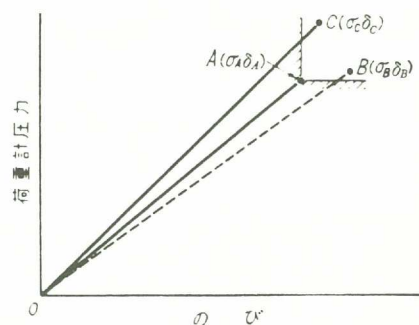


図-16 方法1の場合の引止め点

6.3 PC鋼材の引き止め(方法-2)

PC鋼材の引止め点を簡単に決定するために、

$$\text{i} \quad \mu = 0.4 \quad \lambda/\mu = 0.0133$$

$$\text{ii} \quad \mu = 0.2 \quad \lambda/\mu = 0.0133$$

の仮定を行なう。図-17においてA点が $\mu = 0.4$ の場合の所定の緊張力を示し、B点が $\mu = 0.2$ のときの所定の緊張力を示している。直線OAとOBとの間の直線は μ が0.4と0.2の間の値のときの緊張図を示すものであり、ABを結ぶ直線がそれぞれの摩擦係数に相当する所定の緊張力である。

PC鋼材のみかけのヤング係数 E_p が計算に用いたものより小さい場合は、緊張のさいの圧力と伸びの関係は、伸びが大きく出るように見えることになる。したがって、この点に注意しないと、プレストレスが不足してしまう恐れがでてくる。

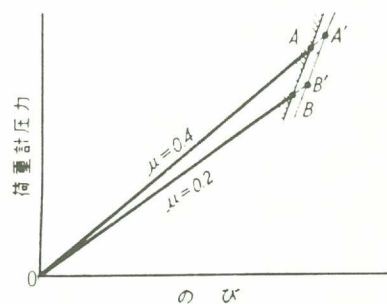


図-17 方法2の場合の引止め点

見かけのヤング係数のバラツキは5%程度であるといわれているから、あらかじめ、 E_p が5%小さいものとして、それに相当する伸び δ を求め、AB線より、いく分大きく見える伸びが得られるようにA'B'線を求めておき、引き止め点をAB線とA'B'線との間になるように、緊張するのが安全である。

参考文献

- 1) 菅原 操・野口 功：「P C 工事の施工管理」，山海堂
- 2) 斉藤 昇・橘田敏之：「P C 橋のプレストレスングと設計施工」，現代理工学出版
- 3) 土木学会：プレストレストコンクリート指針
- 4) 土木学会：コンクリートライブラリー
- 5) 橘田敏之・高藤 寛：「P C 桁の緊張管理のための数値表」，構設資料No. 25
- 6) 橘田敏之：「山陽新幹線における P C 橋梁の施工上の問題点(2)」，構設資料No. 20
- 7) 尾坂芳夫：「下路形式のコンクリート鉄道橋に関する研究」，鉄道技術研究報告
- 8) 国鉄構造物設計事務所：「設計計算書 P C I 型けた（4 主けた）」
- 9) 三浦一郎・菅原 操：「プレストレストコンクリート鋼線の摩擦」，鉄道業務研究資料第12巻第7号

道 路 橋 (P C 合成けた橋)

1. はじめに

プレストレストコンクリート道路橋には種々の形式のものがある。JIS規格の工場製品であるプレテンション桁を用いる小支間の橋から、支間200m以上の片持式構造のディビダークタイプ橋や、支間300m以上のPC斜張橋などの大規模なものまで構造形式は極めて多岐にわたっている。また、架設方法の点から考えてみてもプレファブブロックを継ぎ合わせる工法、移動吊支保工(ゲリュストワーゲン)等を用いる工法、押出し工法などがある。このように、道路橋をプレストレストコンクリートを用いて架設しようとする場合、その構造形式の選択には多くの自由度があり、従って、その架設地点に最も適した構造形式を決定することが第一に重要である。

ここでは、プレストレストコンクリート道路橋の構造形式として比較的良好に用いられているポストテンション式PC合成桁橋を例にとり、その設計方法の基本を述べることにする。なお、引用している設計例は首都高速道路公団の標準設計の一部のものである⁽¹⁾。

2. PC合成桁橋

合成桁橋としては、鋼桁と鉄筋コンクリート床版とを合成した鋼合成桁橋が広く用いられているが、この場合の鋼桁の代りにPC桁を用いたものが、これから述べるPC合成桁橋である。図-1にPC合成桁橋と通常のPC桁橋との断面図の比較を示す。

PC合成桁橋を通常のPC桁橋と比較すると、主桁の上フランジを小さくできるので軽量化できること、床版の横締め作業が不要であること、などの施工上の特徴が掲げられる。

設計計算の点でPC合成桁が通常のPC桁橋と異なる点は、主桁にプレストレスを導入する時に前者は上フランジの断面が小さく、従って死荷重がその分だけ小さくなりプレストレス力による圧縮力の合力位置の桁自重による移動量が小さくなること、そして主桁上に施工される鉄筋コンクリート床版部分は死荷重として合成前の主桁で受け持たれること、などである。

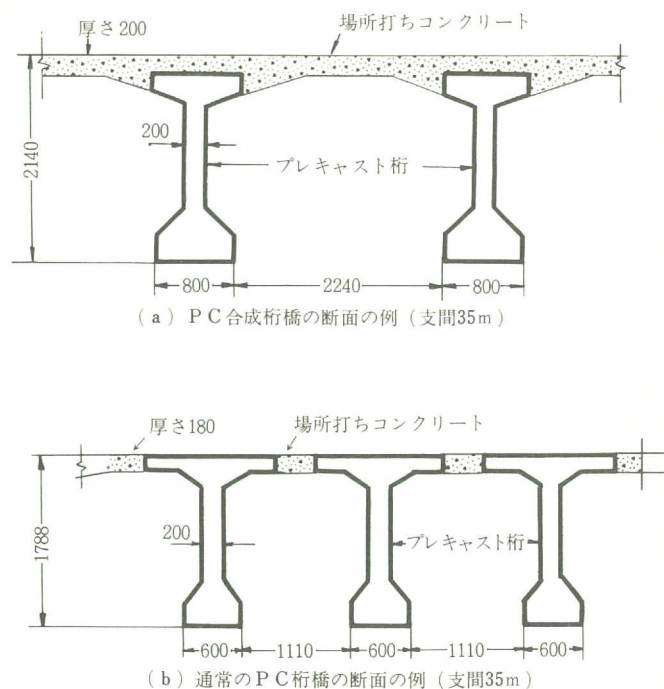


図-1 PC合成桁橋と通常のPC桁橋の断面の比較

構造計画の基本としては、鉄筋コンクリート床版の支間が通常2m~3m程度であるので主桁

の支間長に応じ、長支間の場合には床版の支間を大きく、短支間の場合には床版の支間を小さくするように主桁の間隔を決定するのがよい。

3. 設計条件

橋長 35 m, 総幅員 18 m の道路橋をプレストレストコンクリート単純合成桁橋として設計する。設計の条件は次の通りである。

- 1) 橋種 一等橋
- 2) 構造形式 ポストテンション方式 P C 単純合成桁橋
- 3) 支間 34.2 m
- 4) 総幅員 18.0 m
- 5) 荷重 TL-20
- 6) 勾配 横断 1.5%, 縦断 0%
- 7) 示方書 道路橋示方書, プレストレストコンクリート道路橋示方書⁽²⁾ (いずれも日本道路協会) および首都公団 P C 構造物設計基準
- 8) 施工状態 主げたコンクリートの打込みから床版コンクリート打込みまでの期間 90 日
同じく地覆, 高欄施工まで 120 日
同じく活荷重等の載荷まで 150 日
- 9) 使用状態 パーシャルプレストレス
- 10) 破壊時の検討 $\begin{cases} 1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重}) \\ 1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重}) \end{cases}$
- 11) 材料特性等
 - (i) コンクリート

コンクリートの材料特性, 許容応力度等は表-1 の通りとする。

表-1 プレストレスされるコンクリートの材料特性等

種 別	内 容	プレキャスト桁	場所打コンクリート
設計基準強度	材 令 28 日	400 kg/cm ²	300 kg/cm ²
許容曲げ圧縮応力度	部 材 圧 縮 縁	130 "	110 "
	部 材 引 張 縁	170 "	140 "
許容曲げ引張応力度	部 材 圧 縮 縁	-10 "	-10 "
	部 材 引 張 縁	-15 "	-12 "
許容斜引張応力度	設計荷重作用時	-10 "	-8 "
	破壊荷重作用時	-20 "	-16 "
最大斜引張応力度		-40 "	-32 "
許容軸方向圧縮応力度		110 "	80 "
プレストレス導入時の圧縮強度(0.85 σ_{ck})		340 "	255 "
ク リ ー プ 係 数	φ_{∞}	2.0	2.0
乾 燥 収 縮 度	ε_s	150×10^{-6}	150×10^{-6}
弾 性 係 数		0.35×10^6 kg/cm ²	0.30×10^6 kg/cm ²

(ii) P C 鋼材

P C 鋼材の材料特性, 許容応力度等は表-2 の通りとする。

表-2 PC鋼材の材料特性等

種 別	内 容	プレキャスト桁用 (12φ12.4mm)	横 桁 用 (12φ7mm)
引 張 強 度		176 kg/mm ²	155 kg/mm ²
降 伏 点 応 力 度		150 "	135 "
許容引張 応 力 度	緊 張 作 業 時	135 "	121.5 "
	プレストレス導入直後	123.2 "	108.5 "
	設 計 荷 重 作 用 時	105.6 "	93.0 "
レ ラ ク セ ー シ ョ ン		5 %	5 %
弾 性 係 数		2×10^6 kg/cm ²	2×10^6 kg/cm ²
シースの 摩擦係数	λ	0.005	0.005
	μ	0.4	0.4
セツト量	$\Delta\epsilon$	11 mm	5 mm

(iii) 鉄筋

鉄筋の材料特性、許容応力度等は表-3の通りとする。

表-3 鉄筋の材料特性等

種 別 (SD30)	許容応力度 (kg/cm ²)
設計荷重作用時の引張鉄筋	1800
破壊荷重作用時の斜引張鉄筋	3000
床 版 の 鉄 筋	1400

4. 主桁の設計

(1) 主桁の構成

主桁の構成は幅員18mに対して6主桁とする。

耳桁、中桁の詳細を図-2に示す。床版の厚さは道路橋示方書6.1.5条の規定により20cmとする。なお、床版の支間の値としては主桁腹部面の間隔が用いられている。

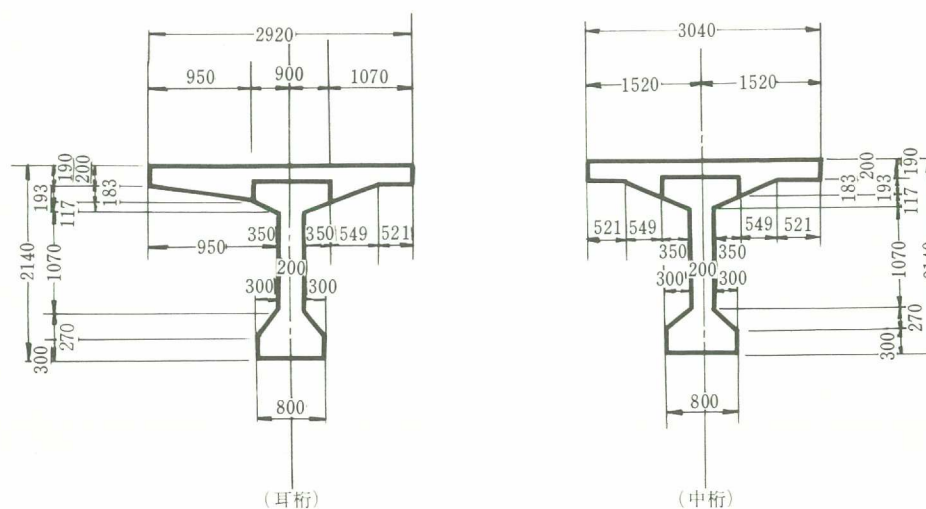


図-2 主桁の寸法

表－４，５に標準断面および端支点断面の諸元を計算した結果を示す。

表－４ 標準断面の諸元

		プレキャスト桁 (共通)	場所打ち床版合成断面	
			耳 桁	中 桁
コンクリート断面積	m ²	0.8271	1.4375	1.4266
中立軸より床版上縁までの距離	m		0.7579	0.7594
中立軸より主桁上縁までの距離	m	1.0316	0.5679	0.5694
中立軸より主桁下縁までの距離	m	－0.9184	－1.3821	－1.3806
断面二次モーメント	m ⁴	0.4002	0.8231	0.8242
断面係数	床版上縁	m ³	1.0860	1.0853
	主桁上縁	m ³	1.4494	1.4475
	主桁下縁	m ³	－0.5955	－0.5970
回転半径の2乗	m ²	0.4838	0.5726	0.5777

(2) 荷重分配

道路橋は、活荷重を幅員 5.5 m につき全載荷し、その他の部分には半分を載荷する設計荷重体系となっているので、荷重の載荷状態に応じて主桁に荷重を分配する手法が通常用いられている。荷重分配の方法としては、直交異方性版理論に基づく Guyon－Massonnet の方法が一般に用いられている⁽³⁾。

荷重分配計算用の諸数値は次のように計算される。

a) 主桁単位幅当りの断面二次モーメント： I_{lm}

$$I_{lm} = \frac{I_{lm,c}}{b_0} = \frac{0.8242}{3.040} = 0.2711 \text{ m}^3$$

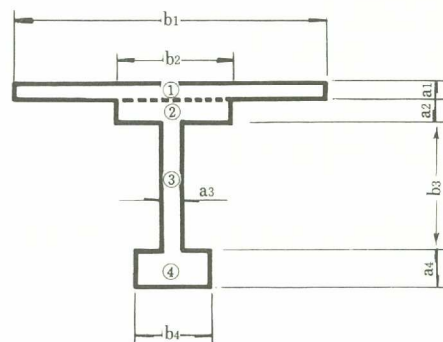
ここで $I_{lm,c}$: 中桁の合成断面の断面二次モーメント
 b_0 : 主桁間隔

b) 主桁単位幅当りの振り断面二次モーメント： J_{lm}

$$J_{lm} = \frac{J_{lm,c}}{b_0} = \frac{0.0174}{3.040} = 0.0057 \text{ m}^3$$

ここで $J_{lm,c} = \sum \beta \cdot b \cdot a^3$: 合成断面(中桁)の値

振り剛性の計算には図－３および表－５のように断面を仮定して算出した。



図－３ 主桁の振り剛性の計算上の仮定

表－５.１ 上げたの振り剛性の計算(図－３に対応)

部材	b	a	b/a	β	β・b・a ³
1	2.606	0.200	13	0.317	0.0067
2	0.900	0.183	4.92	0.291	0.0016
3	1.457	0.200	7.3	0.305	0.0036
4	0.800	0.300	2.67	0.255	0.0055

$$J_{lm,c} = \sum \beta \cdot b \cdot a^3 = 0.0264$$

0.0174

c) 横桁の単位幅当りの断面二次モーメント : I_{tm}

$$I_{tm} = \frac{I_{tm,c}}{\ell_0} = \frac{0.3122}{8.550} = 0.0365 \text{ m}^3$$

ここで $I_{tm,c}$: 径間部横桁の断面二次モーメント
 ℓ_0 : 径間部横桁の横桁中心間隔

d) 横桁の単位幅当りの捩り断面二次モーメント : J_{tm}

$$J_{tm} = \frac{J_{tm,c}}{\ell_0} = \frac{0.0264}{8.550} = 0.0031 \text{ m}^3$$

ここで、捩り剛性の計算には図-4、表-5のように断面を仮定して算出した。

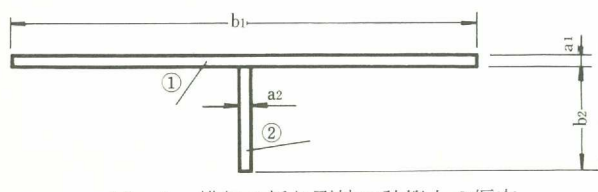


表-5.2 横げたの捩り剛性の計算(図-4に対応)

部 材	b	a	b/a	β	$\beta \cdot b \cdot a^3$
1	8.550	0.200	40	0.328	0.0224
2	1.640	0.200	8.2	0.308	0.0040

$J_{tm,c} = \Sigma \beta \cdot b \cdot a^3 = 0.0264$

図-4 横桁の捩り剛性の計算上の仮定

e) その他の諸数値

抵抗幅(主桁本数×間隔) : $2b = 3.040 \times 6 = 18.24$
支間 : $\ell = 34.200 \text{ m}$
主桁コンクリートのヤング係数 : $E_\ell = 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ (仮定)
横桁コンクリートのヤング係数 : $E_t = 3.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
せん断弾性係数 : $G = E/2(1+\nu)$
ポアソン比 : $\nu = 1/6$

以上の諸数値を用いて曲げ剛性係数 θ 、捩りパラメーター α の値は次のように計算される。

$$\text{曲げ剛性係数 } \theta = \frac{b}{\ell^4} \sqrt{\frac{E_\ell \cdot I_{\ell m}}{E_t \cdot I_{tm}}} = 0.458$$

$$\text{捩りパラメーター } \alpha = \frac{G_\ell \cdot J_{\ell m} + G_t \cdot J_{tm}}{2\sqrt{E_\ell I_{\ell m} + E_t \cdot I_{tm}}} = 0.0194$$

$$\sqrt{\alpha} = 0.139$$

抵抗幅 $2b$ の 8 等分点の荷重分配の影響線は、捩りのパラメーター α が 0 の場合と 1 の場合の値 K_0 、 K_1 から次式によって求められる。

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

これから Maxwell の相反作用の定理により各主桁位置の荷重分配影響線が求められる。

載荷は図-5 の例のように行うものとし、各荷重に対する分配係数は次のように求める。

地覆、高欄荷重に対して : $(\eta_1 + \eta_2)/N$

舗装に対して : $(A_1 + A_2 + A_3)/N$

活荷重に対して : $(A_1 + \frac{1}{2}A_2)/N$

ここで N は主桁本数

このようにして求めた分配係数を用いて、地覆、高欄についてのその荷重を、活荷重等に対しては単位幅当りの荷重を掛ければ、各主桁に作用する荷重が求められる。

図-5, 6, 7に各主桁に対する荷重分配影響線および分配係数を電算によって求めた結果を示す。

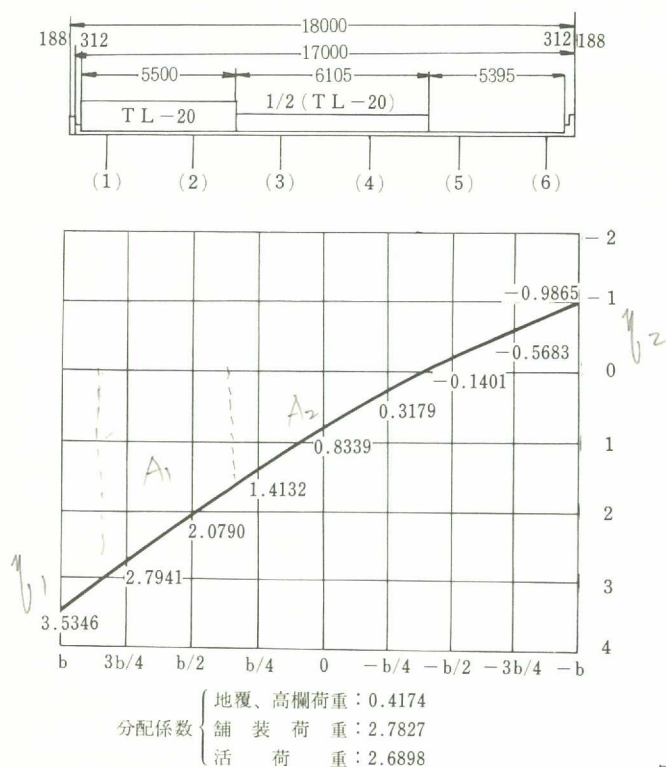


図-5 主桁(1)に対する分配影響線及び分配係数

(3) 荷重

荷重にはプレキャスト桁の自重、横桁と床版による場所打ちコンクリートの荷重、地覆・高欄、舗装による荷重、活荷重と衝撃がある。また特殊荷重として場所打ちコンクリート打設時の型枠荷重として 0.1 ton/m^2 が施工時に作用するものとする。

この橋梁では、プレキャスト桁1本当りの標準部の自重は 2.068 t/m 、耳桁に対する床版の荷重は 1.781 ton/m 、地覆・高欄は片側につき 0.819 ton/m 、舗装は 0.184 ton/m^2 である。

活荷重は、衝撃係数 $i = 10 / (25 + l)$ を含めると単位幅当り次のようになる。

$$\text{線荷重 } P(1+i) = 5.0 \times 1.169 = 5.845 \text{ t/m}$$

$$\text{分布荷重 } w(1+i) = 0.35 \times 1.169 = 0.409 \text{ t/m}$$

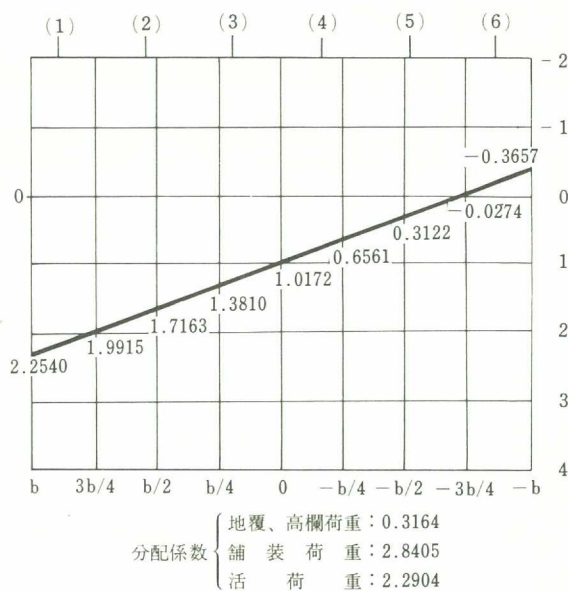


図-6 主桁(2)に対する分配影響線及び分配係数

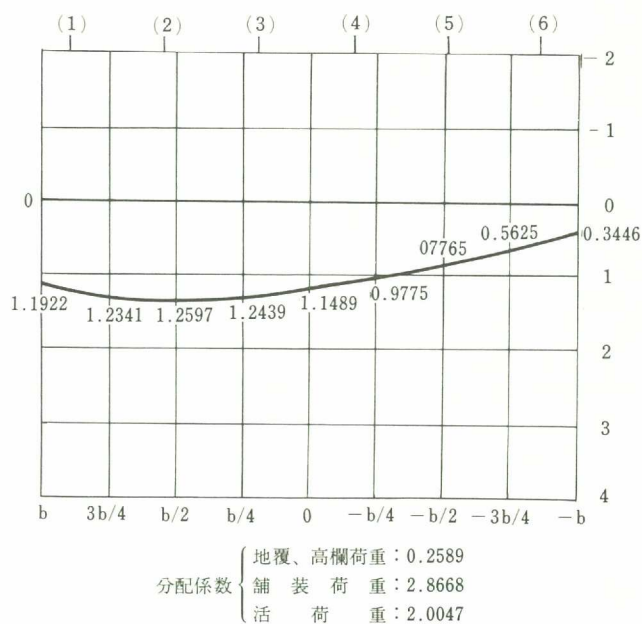


図-7 主桁(3)に対する分配影響線及び分配係数

(4) 断面力の計算

設計断面を図-8に示す位置として曲げモーメント，せん断力を算出する。各主桁の断面力を比較し，最大となる主桁について計算を行うものとする。

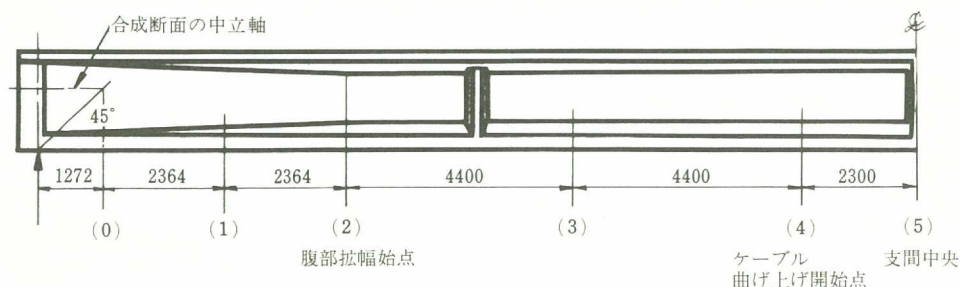


図-8 設計断面(0)～(5)の位置

曲げモーメントの計算は等分布荷重および移動集中荷重以外の荷重（例えば横桁等の荷重）は影響が小さいので支間中央断面の値を最大値とする2次放物線と見なして計算する。

せん断力についても任意断面の値は支点部および支間中央断面の間を直線変化するものとして計算する。

表-6に各荷重による断面力を設計断面毎に算出した値を示す。

表-6 各荷重による断面力

断面力の種類		曲げモーメント (ton・m)						せん断力 (ton)					
設 計 断 面		0	1	2	3	4	5	0	1	2	3	4	5
プレキャスト桁自重		45.98	121.99	185.74	271.72	315.19	321.00	39.85	33.93	28.01	16.99	5.97	0.21
場所打ちコンクリート		39.69	105.33	160.36	234.60	272.13	277.14	31.62	26.97	22.32	13.66	5.01	0.49
地 覆 ・ 高 欄		7.15	18.97	28.89	42.26	49.02	49.93	5.40	4.59	3.79	2.28	0.78	0.00
舗 装		10.72	28.45	43.32	63.37	73.51	74.86	8.10	6.89	5.68	3.43	1.17	0.00
(静荷重)		103.55	274.75	418.32	611.96	709.87	722.95	84.98	72.39	59.80	36.38	12.95	0.70
活 荷 重		42.29	112.22	170.86	249.95	289.94	295.28	32.90	29.86	26.82	21.17	15.52	12.56
(設計荷重)		145.85	386.98	589.19	861.92	999.81	1018.24	117.88	102.26	86.63	57.55	28.47	13.26
型 枠 荷 重		6.36	16.89	25.71	37.62	43.64	44.44	4.81	4.09	3.37	2.03	0.69	0.00
破壊荷重	1.7 (D+L)	247.94	657.87	1001.62	1465.26	1699.69	1731.00	200.40	173.84	147.28	97.84	48.40	22.55
	1.3D+2.5 L	240.36	637.74	970.99	1420.44	1647.70	1678.05	192.73	168.77	144.82	100.22	55.63	32.32

(5) 曲げ応力度の計算

曲げ応力度については，各種荷重について対応する断面の諸元（純断面，換算断面，合成断面）を用いて計算し，プレストレス力によって生じた応力度と合成する。これらは次の各段階について計算し，許容値を越えないことを確かめる。

- プレストレス導入直後
- 場所打ちコンクリート打設時
- 全静荷重作用時
- 最初の活荷重作用時
- 全設計荷重作用時

これらの計算は膨大な計算量であるが順序だてて考えれば単純な数値計算であるので、電算によって行うのがよい。

a) 導入直後のプレストレスの計算

プレストレスは12本の $\phi 12.4\text{mm}$ ストランドによるフレシナー工法によって導入する。計算にはP C鋼材とシースとの間の摩擦および定着時のコーンのセット等を考慮する。

P C鋼材の配置、形状は図-9の通りである。(添付の主桁概要図参照)

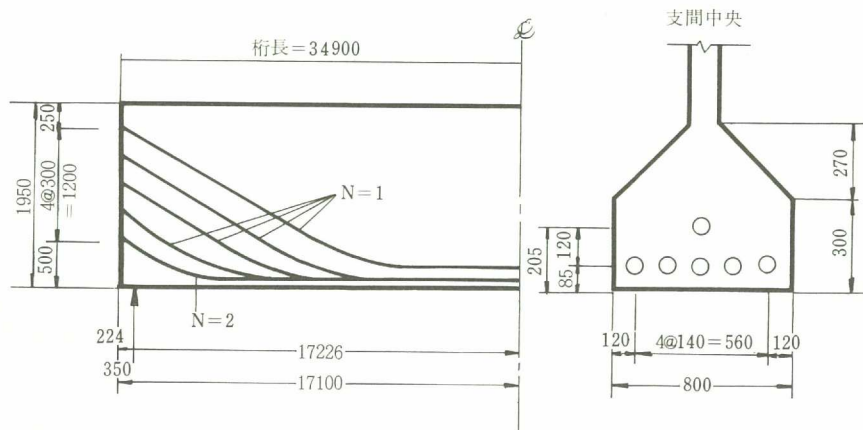


図-9 ケーブルの配置の概要

b) プレストレスの減少量の計算

コンクリートのクリープ、乾燥収縮、P C鋼材のレラクセーションによって生ずるプレストレスの減少は、仮定した施工順序に従って次のように計算する。

クリープ係数 φ_{ti} はP C示方書4.8条解説⁽²⁾により次のように定める。

$$\varphi_{t_1} = \varphi_{t=90} = 1.2 : \text{場所打ちコンクリート施工時}$$

$$\varphi_{t_2} = \varphi_{t=120} = 1.3 : \text{橋面工施工時}$$

$$\varphi_{t_3} = \varphi_{t=150} = 1.4 : \text{最初の活荷重作用時}$$

$$\varphi_{t_4} = \varphi_{t=\infty} = 2.0$$

$$\Delta\varphi_1 = \varphi_{t_1} - \varphi_{t_0} = 1.2$$

$$\Delta\varphi_2 = \varphi_{t_2} - \varphi_{t_1} = 0.1$$

$$\Delta\varphi_3 = \varphi_{t_3} - \varphi_{t_2} = 0.1$$

$$\Delta\varphi_4 = \varphi_{t_4} - \varphi_{t_3} = 0.6$$

プレストレス導入から場所打ちコンクリート施工までのP C鋼材の応力度の減少は次式によって求められる。

$$\sigma_{p\varphi_1} = \frac{\Delta\varphi_1}{\varphi_{\infty}} \cdot \frac{n\varphi_{\infty}\Sigma\sigma_{cp1} + E_p \cdot \varepsilon_s}{1 + \frac{n\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\Delta\varphi_1}{2}\right)} + 0.05\sigma_{pt}$$

同様にして、各段階の間のP C鋼材の応力度の減少は次式によって求められる。

$$\sigma_{p\varphi i} = \frac{\Delta\varphi_i}{\varphi_\infty} \frac{n \cdot \varphi_\infty \Sigma \sigma_{cpi} + E_p \varepsilon_s}{1 + \frac{n \sigma_{cpi}}{\sigma_{pi}} \left(1 + \frac{\Delta\varphi_i}{2}\right)}$$

これからP C鋼材の応力度の減少は次のように求められる。

$$\sigma_{p\varphi+r} = \Sigma \sigma_{p\varphi i}$$

また各段階のプレストレスの有効係数 η は次のように求められる。

$$\eta_i = \frac{\sigma_{pt} - \sum_{j=1}^i \sigma_{p\varphi j}}{\sigma_{pt}}$$

c) 材令差による二次応力の計算

プレキャストコンクリート桁と場所打ちコンクリート床版とには材令差があるため、合成後に両者のクリープ、乾燥収縮が相互に拘束され二次応力が生ずる。

材令差が3ヶ月以上の場合にはP C示方書12.4条に示された式を用いてこの影響を求める必要がある。

プレキャスト桁は床版コンクリートを打設するまでにクリープは終了しておらず、また、床版コンクリートを打設すると、プレキャスト桁の応力が大幅に変化するのでその時点からのクリープが重要である。例えば桁上縁のコンクリートが床版打設によって 100 kg/cm^2 になったとすればクリープ係数 φ_∞ が2の場合クリープひずみは約 570×10^{-6} となる。一方、コンクリート床版も乾燥収縮するが、その影響はプレキャスト桁との乾燥収縮差として表われ、その値も最大で 150×10^{-6} 程度である。従って、プレキャスト桁のクリープ変形は後から打設されたコンクリート床版に拘束され、床版には圧縮応力が生じ、プレキャスト桁上縁では圧縮応力が減少することになる。コンクリート床版にとっては橋軸方向にこのような圧縮力が導入されるので、床版の橋軸方向の耐久性に関して有利である。

計算は便宜上、クリープの影響と乾燥収縮の影響を独立に考えて行われる。

本橋梁の場合、支間中央断面で材令差による応力が設計荷重時において床版上縁で約 8 kg/cm^2 の圧縮応力度、プレキャスト桁上縁で約 17 kg/cm^2 の引張応力度、下縁で約 5 kg/cm^2 の圧縮応力度となっている。

これらの計算は図-10を参照し次のように行えばよい。

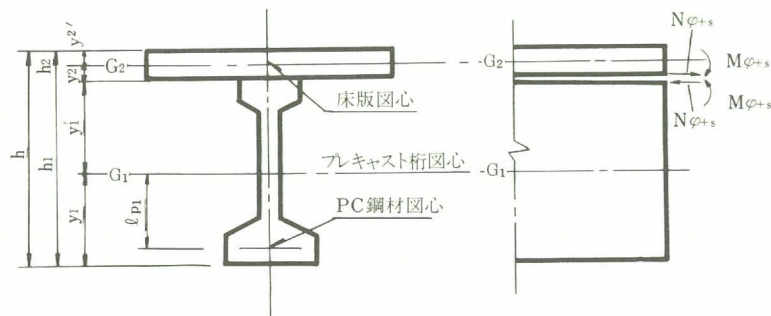


図-10 材令差の影響を計算する場合の図

$$N_{\varphi+s} = \frac{K' \cdot M_p \cdot (B \cdot D - C)}{B \cdot F - C^2} + \frac{C - B \cdot y_1'}{B \cdot F - C^2} (K' \cdot M_{d0} + K \cdot M_{d1}) + \frac{K'' \cdot B \cdot I_{c1}}{B \cdot F - C^2}$$

$$M_{\varphi+s} = \frac{K' \cdot M_p \cdot (F - C \cdot D)}{B \cdot F - C^2} + \frac{C y_1' - F}{B \cdot F - C^2} (K' \cdot M_{d0} + K \cdot M_{d1}) - \frac{K'' \cdot C \cdot I_{c1}}{B \cdot F - C^2}$$

ここに

$$B = 1 + m$$

$$C = y_1' - m y_2$$

$$D = y_1' - r_{c1}^2 / e_{p1}$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + m \cdot r_{c2}^2 + m \cdot y_2^2$$

$$m = E_{c1} \cdot I_{c1} / E_{c2} \cdot I_{c2}$$

$$K = \varphi_{\infty} / 1 + \varphi_{\infty}$$

$$K' = \varphi_t / 1 + \varphi_{\infty}$$

$$K'' = E_{c1} \cdot \varepsilon_s / 1 + \varphi_{\infty}$$

ただし、

φ_t ……プレキャスト桁と場所打ち床版を合成した時の、合成以後に進行する両者のクリープ係数の差

φ_{∞} ……プレキャスト桁と場所打ち床版を合成した時の、床版コンクリートのクリープ係数

M_p ……プレストレスリングによる曲げモーメント ($= P \cdot e_{p1}$)

但し、 P は、プレキャスト桁と場所打ちコンクリート合成時に作用している引張力と、クリープ、乾燥収縮終了時の有効引張力との平均値とする。又、偏心量は、純コンクリート断面図心に対する数値とする。

M_{d0} …プレキャスト桁自重による曲げモーメント

M_{d1} …場所打ち床版によって生ずる曲げモーメント

ε_s ……プレキャスト桁と場所打ち床版の乾燥収縮差 ($= \frac{\varphi_t}{\varphi_{\infty}} \cdot \varepsilon_{s, \infty}$)

A_{c1} …プレキャスト桁の断面積 (換算断面の数値とする。)

I_{c1} …プレキャスト桁の断面二次モーメント (換算断面の数値とする。)

r_{c1}^2 …プレキャスト桁の回転半径の 2 乗 (換算断面の数値とする。)

E_{c1} …プレキャスト桁コンクリートのヤング係数

A_{c2} …場所打ち床版の断面積

I_{c2} …場所打ち床版の断面二次モーメント

r_{c2}^2 …場所打ち床版の回転半径の 2 乗

E_{c2} …場所打ち床版コンクリートのヤング係数

従って、これらの断面力より応力度は、次式で計算される。

○床版上縁の応力度

$$\sigma_{co, s} = \frac{N\varphi+s}{A_{c2}} - \frac{M\varphi+s - N\varphi+s \cdot y_b}{W_2'}$$

○主桁と床版接合面の床版側の応力度

$$\sigma_{cu, s} = \frac{N\varphi+s}{A_{c2}} + \frac{M\varphi+s - N\varphi+s \cdot y_b}{W_b}$$

○主桁上縁の応力度

$$\sigma_{co, B} = \frac{N\varphi+s}{A_{e1}} + \frac{M\varphi+s + N\varphi+s \cdot y_{e1}''}{W_{e1}''}$$

○主桁下縁の応力度

$$\sigma_{cu, B} = \frac{N\varphi+s}{A_{e1}} - \frac{M\varphi+s + N\varphi+s \cdot y_{e1}''}{W_{e1}}$$

上式中

y_b ……床版の中立軸と主桁と床版の接合面までの距離

A_{c2} ……床版の断面積

W_2' ……床版の床版上縁についての断面係数

W_b ……床版の接合面についての断面係数

y_{e1}'' ……プレキャスト桁P C鋼材換算断面の中立軸より主桁上縁までの距離

A_{e1} ……プレキャスト桁P C鋼材換算断面の断面積

W_{e1}'' ……プレキャスト桁P C鋼材換算断面の上縁についての断面係数

W_{e1} ……プレキャスト桁P C鋼材換算断面の下縁についての断面係数

d) 応力度の合成

以上に述べた事柄について電算によって求めた結果を表-7, 8に示す。

また支間中央断面についての各荷重ごとの応力度の計算結果を表-9に示す。

P C鋼材の応力度の変化については、支間中央断面における計算結果を表-10に示す。

以上の結果、各応力度はいずれも許容値を満足していることがわかる。

表-7 各断面における合成応力度

(単位: kg/cm²)

断面	プレストレス導入直後		場所打ち床版打設時		最初の活荷重作用時		クリープ・乾燥収縮終了時	
	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
①	35.87	57.70	42.42	41.65	42.67	35.44	40.07	34.89
②	29.67	92.28	57.03	52.08	58.95	33.04	53.58	32.29
③	34.81	128.12	84.32	63.55	83.38	31.47	73.31	30.06
④	15.52	151.57	93.11	59.91	94.79	13.00	82.15	12.26
⑤	15.36	155.93	105.70	52.45	107.18	-1.31	92.20	-0.92
⑥	16.97	154.21	108.74	49.66	109.94	-4.92	94.47	-4.21

表-8 プレストレスによる応力度 (単位; kg/cm²)

断面	導入直後のプレストレス		η_4	有効プレストレス	
	上 縁	下 縁		上 縁	下 縁
①	26.55	67.19	0.8688	23.07	23.62
②	1.76	119.84	0.8516	1.50	102.06
③	-13.46	172.50	0.8297	-11.17	143.12
④	-55.53	217.76	0.8231	-45.71	179.24
⑤	-67.30	233.16	0.8264	-55.62	192.68
⑥	-67.22	232.86	0.8281	-55.66	192.83

表-9 曲げ応力度の合成 (単位; kg/cm²)

		床版上縁	プレキャスト主桁	
			上 縁	下 縁
1	直後のプレストレス	—	-67.22	232.86
2	主桁自重	—	84.19	-78.64
3	(1+2)	—	16.97	154.21
4	場所打ちコンクリート	—	70.71	-61.09
5	型 枠	—	11.34	-9.79
6	プレストレスの減少	—	9.71	-33.66
7	(3+4+5+6)	—	108.74	49.66
8	地覆・高欄	4.54	3.42	-8.06
9	舗 装	6.81	5.13	-12.09
10	材令差	6.95	-16.78	5.24
11	プレストレスの減少	—	10.23	-35.44
12	(3+4+8+9+10+11)	18.31	89.68	42.76
13	最初の活荷重作用時	26.87	20.25	-47.68
14	(12+13)	45.18	109.94	-4.92
15	材令差	7.56	-16.78	5.27
16	プレストレスの減少	—	1.31	-4.56
17	(12+15+16)	25.87	74.22	43.46
18	(13+17):設計荷重作用時	52.74	94.47	-4.21

表-10 支間中央断面におけるPC鋼材の応力度 (単位; kg/mm²)

荷 重	応 力 度	許 容 値
導入時の応力度	111.1	135
弾 性 変 形	-5.4	123.2
プレキャスト桁自重	4.1	
導入直後の応力度	109.8	
導入直後より場所打ちコンクリート打設までの減少	-15.2	105.8
場所打ちコンクリート	3.2	
場所打ちコンクリート打設より橋面工施工までの減少	-0.5	
地覆・高欄	0.4	
舗 装	0.7	
橋面工施工時の応力度	98.4	
橋面工施工より最初の活荷重載荷までの減少	-0.4	
場所打ちコンクリート打設以後の材令差	-0.3	
活 荷 重	2.6	
最初の活荷重作用時	100.3	
最初の活荷重載荷よりクリープが終了するまでの減少	-2.1	
材令差	-0.3	
全設計荷重作用時	97.9	

(6) 引張鉄筋の配置

本橋梁は、パースナルプレストレスとして設計されており、応力度の計算結果からもコンクリート下縁に引張応力が生じているので、これに対して鉄筋を配置する必要がある。支間中央断面の下フランジに生じている引張力を計算すると主桁1本当たり約1.6 tonであり、これに対しては、D13を4本配置してあるので十分安全である。

(7) 曲げ破壊安全度の検討

曲げ破壊安全度は次のように計算される。支間中央断面において

$$\text{終局モーメント} : M_u = \sigma_{pu} \cdot A_p \cdot z = 2326.6 \text{ ton-m}$$

$$1.7(D+L) \text{ によるモーメント } M = 1731.0 \text{ t-m} < M_u$$

$$1.3D + 2.5L \text{ によるモーメント } M = 1678.05 \text{ t-m} < M_u$$

したがって、いずれの場合も破壊荷重に対して安全である。

(8) セン断力に対する検討

斜引張応力度および斜圧縮応力度の計算は、プレキャスト主桁図心、合成断面図心、および軸応力度零となる位置について行い、検討する。

せん断力の中には、P C鋼材の曲がりの鉛直成分を考慮することができる。

斜め引張応力度については、設計荷重時に許容値を越えないことを確かめ、また、破壊荷重に対しても斜引張応力度に対する最大値を越えないようにしなければならない。破壊荷重作用時に斜引張応力度がその許容値を越える場合には、許容値の75%以上の斜引張応力度が生じている断面で斜引張鉄筋の計算を行うものとする。この場合、破壊の検討であるので、鉄筋は降伏強度を、P C鋼材は引張強度を用いる。本橋梁では設計断面(2)および(3)の位置で主引張応力度が許容値を越えるので鉛直スターラップを配置する。スターラップとしてはD13を2本30cm間隔に配置すれば十分である。

5. 横桁の設計

横桁は支間の中央、1/4点、および支点部に設ける。設計は支間中央の横桁について行う。横桁の曲げモーメントの算出はGuyon-Massonnetの方法によって行う。横桁に作用する荷重としてはT荷重、L荷重いずれを載荷するかは問題であるが、ここではL荷重を用いることとする。

横桁は床版打設前に緊張されるが、計算は床版との合成後の断面で検討する。すなわち、床版による死活重は主桁が直接負担し、横桁には作用しないとする。

横桁の曲げモーメントの影響線は、

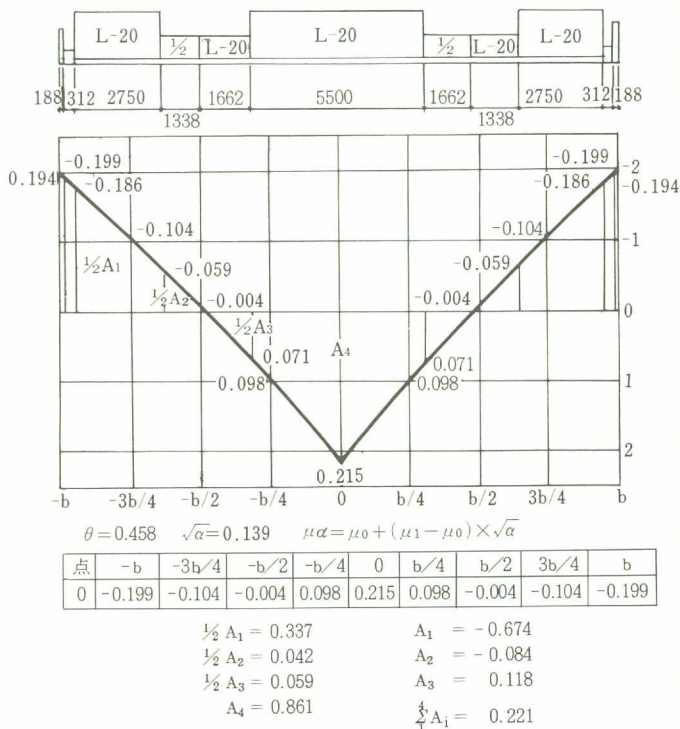


図-11 横桁中央部の曲げモーメントの分配影響線と分配係数
(荷重は正、負の場合を併記してある)

先に計算した曲げ剛性係数 θ と捩りのパラメーター α とから図-11のように数表によって求められる。

横桁の曲げモーメントは、次式で計算する。

$$M_y = \ell_0 \sum \mu_\alpha \cdot r \cdot b \cdot \sin \frac{\pi \cdot d}{\ell}$$

ここに ℓ_0 …… 横桁間隔 (= 8.550 m)

ℓ …… 支間 (= 34.200 m)

b …… 抵抗幅の 1/2 (= 9.120 m)

d …… 曲げモーメントを求めようとする横桁の支点からの距離 (= $\ell/2$)

r …… 各種の荷重をフーリエ級数に展開する時の第 m 項までの振幅

$$\bullet \text{ 集中荷重 } P \dots\dots r = \frac{2P}{\ell} \sin \frac{m\pi\xi}{\ell}$$

$$m = 1, 2, 3, \dots\dots, n$$

ξ : 支点から P の作用位置までの距離

$$\bullet \text{ 等分布荷重 } w \dots\dots r = \frac{4w}{m\pi}$$

$$m = 1, 3, 5, \dots\dots, 2n-1$$

$$\mu_\alpha \dots\dots = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \times \sqrt{\alpha}$$

μ_0 …… $\alpha = 0$ の時の係数

μ_1 …… $\alpha = 1$ の時の係数

上式において、 ℓ_0 、 ℓ 、 b 、 d を代入し、 r として第 1 項のみを考えると M_y は、次のように表わされる。

集中荷重 P に対して

$$M_{y,p} = 2 \times \frac{8.550 \times 9.120}{34.200} \times P \times \sum \mu_\alpha = 4.560 P \sum \mu_\alpha$$

等分布荷重 w に対して

$$M_{y,w} = 4 \times \frac{8.550 \times 9.120}{3.141} \times w \times \sum \mu_\alpha = 99.301 w \sum \mu_\alpha$$

計算の結果、曲げモーメントおよび曲げ応力度は表-11、12 のようになる。

表-11 横桁の曲げモーメント
(単位: $t-m$)

	正	負
地覆・高欄	-31.6	-31.6
舗装	4.0	4.0
活荷重	61.9	-48.2
合計	34.3	-75.8

表-12 横桁の曲げ応力度 (プレストレスは含まず)

縁 維	断面係数	正の曲げモーメント	負の曲げモーメント
		$max M = 34.3 t-m$	$min M = -75.8 t-m$
床版上縁	0.9539 m^3	3.6 kg/cm^2	- 7.9 kg/cm^2
横桁上縁	3.8031 m^3	0.9 kg/cm^2	- 2.0 kg/cm^2
横桁下縁	-0.1904 m^3	-18.0 kg/cm^2	39.8 kg/cm^2

これに対し、フレシネー工法により12φ7ケーブルで横桁にプレストレスを与える。

プレストレス力は、ケーブルの摩擦、定着端のセット、コンクリートのクリープ・乾燥収縮を考慮して求める。

表-13 に計算によって求めた各状態の曲げ応力度を示す。

表-13 横桁の曲げ応力度の合成 (単位: kg/cm²)

	正			負		
	床版上縁	横桁上縁	横桁下縁	床版上縁	横桁上縁	横桁下縁
導入直後の状態	—	16.9	43.4	—	16.9	43.4
有効プレストレス	—	14.6	37.5	—	14.6	37.5
設計荷重	3.6	0.9	-18.0	-7.9	-2.0	39.8
設計荷重作用時	3.6	15.5	19.5	-7.9	12.6	77.3

この結果、床版上縁には負の曲げモーメントのときに 7.9 kg/cm² の引張応力度が生じるが、これに対しては、床版の上側の鉄筋で十分負担できる。

以上のほか、横桁の曲げ破壊安全度の検討が必要である。

6. ずれ止めの設計

ずれ止めの設計は P C 示方書 12.6 条による。

鉛直方向荷重によるせん断応力度は次式で求める。

$$\tau_1 = \frac{SQ}{b \cdot I}$$

ここで $S \cdots \cdots = 1/2 \times (S_{d0} + S_{d1}) + S_{d2} + S_{d3} + S_{\ell+i}$

$Q \cdots \cdots$ 床版の合成断面図心に対する一次モーメント

$b \cdots \cdots$ 接合面の幅 (プレキャスト桁の上突縁幅)

$I \cdots \cdots$ 合成換算断面の断面二次モーメント

また、材令差によるせん断応力度は次式で求める。

$$\tau_2 = \frac{N_{\varphi+s}}{b \cdot \ell} \cdot K$$

ここで $N_{\varphi+s} \cdots \cdots$ 接合面に生ずる材令差による水平せん断力

$\ell \cdots \cdots$ 支間

$K \cdots \cdots$ 割増し係数 (= 2.0)

$b = 0.900 \text{ m}$, $\ell = 34.200 \text{ m}$ であるから

$$\tau_2 = \frac{2.0}{10 \times 0.900 \times 34.200} \cdot N_{\varphi+s} = 0.00650 \cdot N_{\varphi+s}$$

表-14 接合面の水平せん断応力度 (単位: kg/cm²)

断面	S_t	I_{m^4}	Q/b_{m^2}	τ_1	$N_{\phi+s}_t$	τ_2	τ
①	82.14	0.9375	0.4878	4.3	16.25	0.1	4.4
②	71.79	0.8733	0.4581	3.8	33.03	0.2	4.0
③	61.46	0.8231	0.4260	3.2	53.98	0.4	3.6
④	42.21	"	"	2.2	68.58	0.4	2.6
⑤	23.96	"	"	1.2	81.03	0.5	1.7
⑥	12.91	"	"	0.7	83.52	0.5	1.2

計算の結果は表-14の通りであって、いずれの断面でも許容値 5 kg/cm² 以下である。ただし、接合面には規定により、50cm以下の間隔で接合面積の 0.15%以上の鉄筋を合成鉄筋として配置しなければならない。

7. その他

本橋梁の反力の総計は表-15の通りである。

表-15 反力の総計 (単位: t)

	主桁1本当りの最大反力		橋台反力	橋脚反力
	線荷重含む	線荷重含まず		
全死荷重	92.4		560.2	1120.4
活荷重	34.9	19.2	146.1	226.4
設計荷重	127.3	111.6	706.3	1346.8

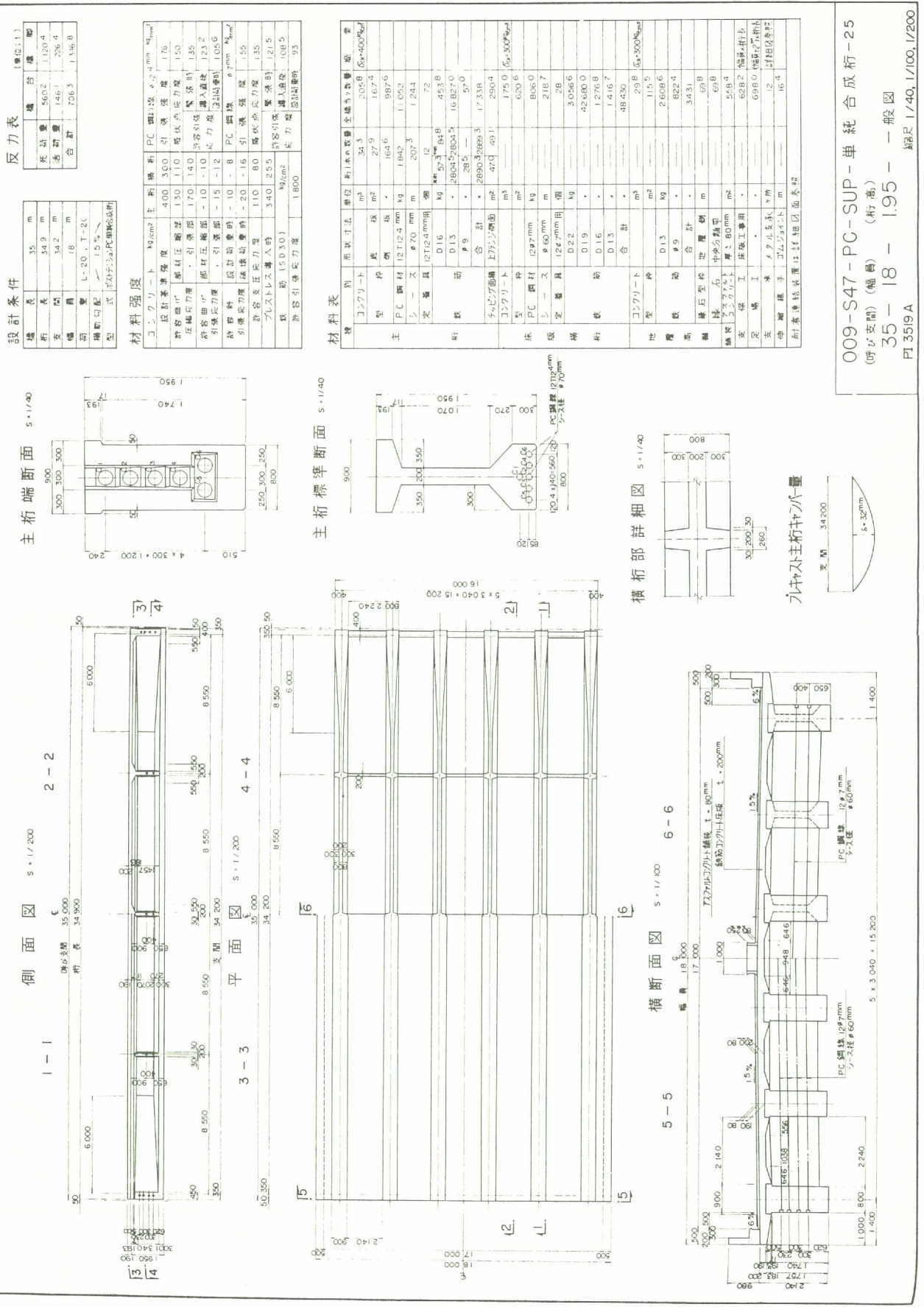
以上に述べたほか、設計計算としては、変形量・たわみ量の計算、耐震落下防止の設計、支承の設計、ケーブルの緊張計算、床版の設計、などがある。

8. 施工

P C合成桁橋の施工順序としては次の通りである。まずプレキャストの主桁をヤード等で製作し、これを橋脚上にクレーン等で設置する。次に横桁用の型枠を配置してコンクリートを打込み、所定の強度に達してから横桁中に配置されたP C鋼材の緊張を行う。この後は通常の鉄筋コンクリート床版の施工と同様である。すなわち、既に架けられている主桁等に支保工を支持させて型枠を配置し所定の配筋を行ってコンクリートを打込むのである。

P C合成桁橋は、プレキャスト桁と場所打ちコンクリート床版との間に材令差があり、この影響により部材の応力度および桁の変形は相当に影響を受ける場合がある。このような場合には、設計時に施工時期を考慮した計算が行われているのが普通であるので施工の段階で、設計当初の工程を守って工事を行う必要がある。

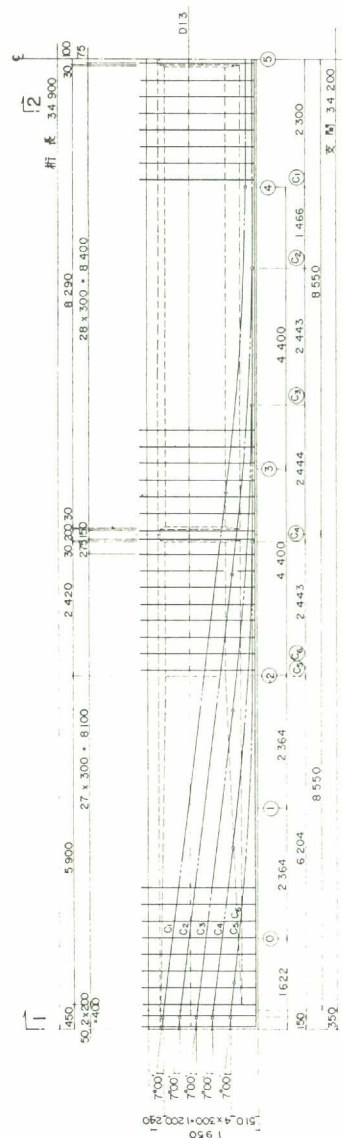
P C合成桁としての施工上の注意事項は、上述の材令差による桁のキャンバー調整の問題を除き、通常のP C桁と大差はないものと思われるので、施工便覧⁽⁴⁾等を参考にし、設計で意図した構造物が健全に出来上るように務めることが必要である。



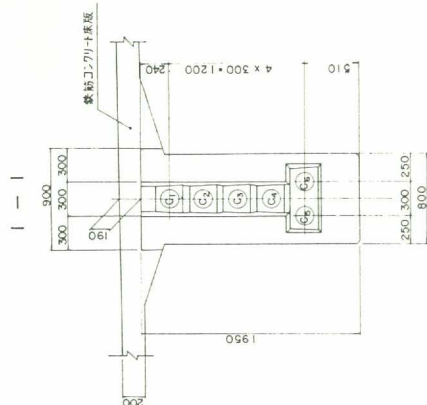
009-S47-PC-SUP-単純合成桁-25
(明び支間) (橋脚) (桁高)
35-18-1.95-一般図
PT 3519A
縮尺 1/40, 1/100, 1/200

主桁概要図

側面図 S・1/80



断面図 S・1/40



ケーブル形状寸法

ケーブル番号	H ₁	H ₂	F ₁	F ₂	F ₃	(単位: mm)
①	1,505	330	9,497	5,514	2,300	34,621
②	1,325	338	8,020	5,514	3,766	34,599
③	1,025	338	5,558	5,514	6,209	34,562
④	725	338	3,096	5,514	8,653	34,526
⑤	425	338	635	5,514	11,096	34,489

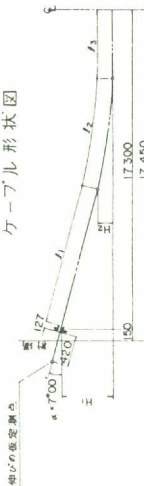
ケーブル高さ (新下線基準)

ケーブル番号	①	②	③	④	⑤	(単位: mm)
①	1,622	3,986	6,350	10,750	15,150	17,450
②	1,528	1,238	948	421	205	205
③	1,228	938	648	181	85	85
④	928	638	352	88	85	85
⑤	628	343	152	85	85	85
⑥	325	148	85	85	85	85

ケーブル緊張表

ケーブル番号	緊張力 (kg/mm ²)	伸び (mm)	ケーブル長さ (mm)	備考
①	1	127.0	108	17,858
②	2	107	17,847	μ = 0.4
③	3	106	17,828	λ = 0.005
④	4	106	17,810	
⑤	5	105	17,792	
⑥	6	105	17,792	

ケーブル形状図



009-S47-PC-SUP-単純合成桁-26
(呼び支間) (幅員) (桁高)
35-18-1.95-主桁概要図
PI 3519A
縮尺 1/40, 1/80

図-13 主桁概要図

付 記

本文をまとめるに当り，首都高速道路公団第二建設部長 津野和男氏，同副参事 秋元泰輔氏 より多大の御配慮を賜ったことを記し，御礼を述べます。

参 考 文 献

1. 首都高速道路公団，P C単純合成桁標準設計計算書（普通コンクリート床版），昭和47年 3 月（日本構造橋梁研究所担当）
2. 日本道路協会，プレストレストコンクリート道路橋示方書，コンクリート橋小委員会（委員長 猪股俊司），昭和43年 3 月
3. 成岡昌夫・国広哲男 訳，格子桁と直交異方性板の設計，共立出版，昭和44年12月
4. 日本道路協会，プレストレストコンクリート道路橋施工便覧，便覧等小委員会（委員長 上前行孝），昭和48年 9 月

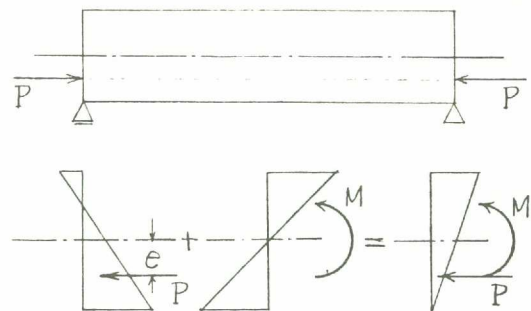
プレストコンクリート不静定構造の力学 —プレストレス導入と弾性設計の基本的考え方—

§ 1. ま え が き

橋梁の連続げた構造，建築物のラーメン架構など，不静定構造物にプレストレストコンクリート（以下PCと略記）を用いることは極めて多い。その設計および施工の基本は静定部材のそれと異なることはないが，プレストレス導入のためのPC鋼材の配置形を如何に選定すべきか，プレストレス導入にともなう不静定応力やコンクリートのクリープおよび乾燥収縮による架構応力再分配を如何に取扱うか，施工手順または施工方法による各部応力の変動を如何に取扱うべきかといった，不静定構造であるが故に考慮すべき諸事項が多い。本項ではこれらの諸事項のいくつかについて平易に解説し，PC不静定構造物の設計または施工の実際面にこれらを考慮する際の基本的考え方について述べる。

§ 2. プレストレス導入の力学的基本理念とPC鋼材配置形

コンクリートは圧縮強度にくらべて引張強度は極めて弱く，また，引張りに対する伸び能力も小さい。PC構造は図-1に示すようにコンクリート断面の引張側に予め圧縮応力（プレストレス）を内力として導入しておくことにより，設計応力作用時に生ずる引張応力を打ち消し，コンクリート断面には全く引張応力が生じないか，または，許容できる程度のわずかな引張応力が生ずる状態にしたものである。この状態を見方を変えて説明すると，予め導入される偏心軸圧縮力（プレストレス力）は中心軸圧縮力と曲げモーメント（プレストレスモーメント）に分けることができるが，



$$(\text{プレストレス}) + (\text{設計曲げモーメントによる応力}) = (\text{全応力})$$

図-1 プレストレストコンクリートの原理

プレストレスモーメントの作用方向は設計曲げモーメントと反対方向であることからいって，コンクリート断面にプレストレスを導入することにより，設計曲げモーメントの一部を打ち消すようにしたものであるともいえる。この意味から部材のPC鋼材配置形を設計曲げモーメント分布形と相似にすれば，力学的には最も経済的となる¹⁾。たとえば，図-2に示す等分布荷重を受ける単純ばりでは，PC鋼材は材端断面で偏心0，中央断面で最大の偏心 e_0 の2次放物線形に配置するのが最も理想的である。

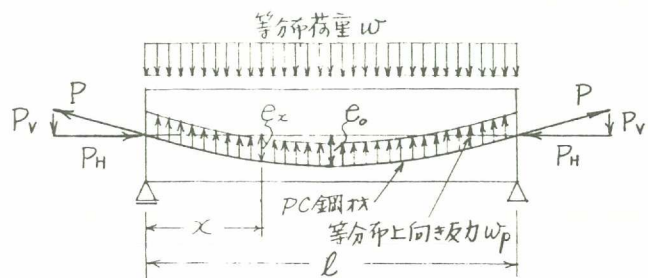


図-2 曲線配置PC鋼材によるプレストレス導入

このような曲線形に配置したPC鋼材を緊張すると，任意の位置におけるコンクリート断面にはどのようなプレストレスが導入されるかを，図-2を例にとって考えてみる²⁾。

図-2において、PC鋼材配置曲線形は

$$e_x = 4 \frac{x}{\ell} \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) e_0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

で表わされる。材端におけるPC鋼材引張力 P の材軸とのなす角を θ とすれば、

$$\tan \theta = \left(\frac{d e_x}{d x} \right)_{x=0} = \frac{4 e_0}{\ell} \quad \dots\dots\dots (2)$$

であり、したがって、材端に働くPC鋼材引張力の反力としてのプレストレス力 P の作用方向は、(2)式から得られる角度 θ の方向と一致する。いま、 P を材軸方向成分 P_H と材軸と直角方向成分 P_V とに分けて考えると、これらの大きさは、

$$P_H = P \cos \theta = \frac{P \ell}{\sqrt{\ell^2 + 16 e_0^2}}, \quad P_V = P \sin \theta = \frac{4 P e_0}{\sqrt{\ell^2 + 16 e_0^2}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

一方、PC鋼材が曲線状に配置されているから、PC鋼材の緊張にともない部材の各位置ではPC鋼材曲線形と直角方向に働く分布力が生ずる。普通の場合は材長にくらべて曲線形のライズが小さいので、この分布力は図-2に示すように垂直方向等分布荷重 w_p と考えても大差はない。この等分布荷重が P_V と釣合っていないから

$$w_p = \frac{2 P_V}{\ell} = \frac{8 P e_0}{\ell \sqrt{\ell^2 + 16 e_0^2}} \quad \dots\dots\dots (4)$$

したがって、任意位置 x における断面に作用する応力は、材軸位置に働く軸圧力 P_H と、等分布荷重 w_p による曲げモーメント M_{px} の2つに分けて考えられる。曲げモーメント M_{px} は、(1)、(3)および(4)式を用いて、

$$\begin{aligned} M_{px} &= P_V x - w_p \frac{x^2}{2} = P_V x \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) = \frac{P_V \ell}{4 e_0} e_x \\ &= \frac{P \ell}{\sqrt{\ell^2 + 16 e_0^2}} e_x = P_H e_x \quad \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

となる。すなわち、任意位置 x の断面に作用する軸圧力 P_H の作用位置は、PC鋼材偏心位置 e_x であることがわかる。なお、実際の設計ではPC鋼材配置曲線形のライズは小さいので、便宜上

$$P_H \doteq P \quad \dots\dots\dots (6)$$

とする。したがって、任意位置 x の断面に導入される応力は、軸方向力(プレストレス力) P および曲げモーメント(プレストレスモーメント) $M_{px} = P e_x$ であると考えることができる。とくに、プレストレスモーメントは設計荷重による曲げモーメント(設計曲げモーメント)と作用方向が逆であり、プレストレスモーメントの導入によって設計曲げモーメントの一部が打ち消されることになる。すなわち、任意位置 x の断面における設計曲げモーメントを M_x とするとき、PC鋼材配置曲線形は、

$$k M_x = P e_x \quad \dots\dots\dots (7)$$

k : 設計曲げモーメントをプレストレスモーメントで打ち消す割合を表わす常数
(通常は $k < 1$)

を満足するように選ぶのが基本である。ちなみに図-2の等分布荷重 w を受ける単純ばりを例に

とると

$$k M_x = k \frac{w}{2} \ell x \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) = k \cdot \frac{w \ell^2}{8} \cdot 4 \frac{x}{\ell} \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) = k M_{max} \cdot 4 \frac{x}{\ell} \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) = P e_x$$

$$\therefore e_x = k \frac{M_{max}}{P} \cdot 4 \frac{x}{\ell} \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) = e_0 \cdot 4 \frac{x}{\ell} \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) \dots\dots\dots(8)$$

$$e_0 = k M_{max} / P = k w \ell^2 / 8P \dots\dots\dots(9)$$

$M_{max} = w \ell^2 / 8$: スパン中央断面設計曲げモーメント

となって、(1)式を得る。すなわち、設計曲げモーメントが最大となるスパン中央断面における偏心距離 e_0 を(9)式により決めれば、あとは設計曲げモーメント分布と相似な P C 鋼材配置曲線形とすればよいことになる。

このような考え方の基本は不静定構造物にも適用することができる。いま、図-3(a)の2スパン

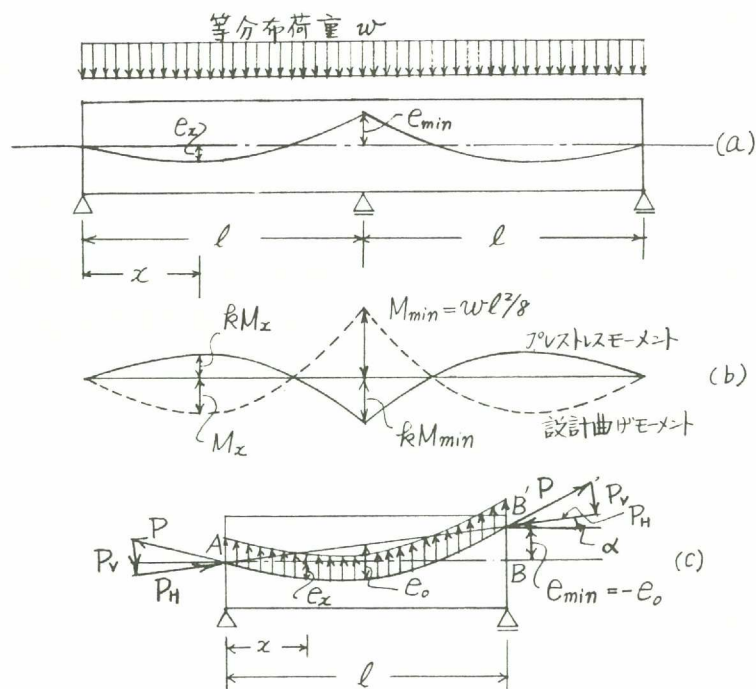


図-3 等分布荷重を受ける2スパン連続げたのコンコーダントケーブル配置

ン連続げたに等分布荷重 w が作用する場合を例にとって、上述の方法により P C 鋼材を配置してみる。等分布荷重 w による設計曲げモーメント分布は

$$M_x = \frac{w}{2} \ell x \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) - \frac{w}{8} \ell x \dots\dots\dots(10)$$

である。分布形は図-3(b)に点線で示してある。したがって、(7)式から偏心距離 e_x は

$$e_x = k \frac{M_x}{P} = \frac{k}{P} \left\{ \frac{w}{2} \ell x \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) - \frac{w}{8} \ell x \right\} \dots\dots\dots(11)$$

とすればよい。いま、単純ばりとしたときのスパン中央偏心距離(9)式の値を標準にとることにすると、

$$e_x = 4 \frac{x}{\ell} \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) e_0 - \frac{x}{\ell} e_0 \quad \dots\dots\dots (12)$$

(12)式右辺第1項は前述の単純ばりに等分布荷重が作用したときのPC鋼材配置曲線形を表わす。
つぎに、中央支点上($x = \ell$)の設計曲げモーメント $M_{min} = -w\ell^2/8$ であることから中央支点上の
偏心距離は

$$e_{min} = k \frac{M_{min}}{P} = -k \frac{w\ell^2}{8P} = -e_0 \quad \dots\dots\dots (13)$$

であることを考慮すると、(12)式右辺第2項は単純ばりとしてのPC鋼材配置曲線形を両端支点上
は移動させることなく中央支点上において上方に e_0 だけずらしたことを示す項といえる。図-3
(c)は連続げたの一方のスパンだけをとり出してPC鋼材配置曲線形を示したものであるが、端部
支点上のPC鋼材定着端Aと中央支点上のPC鋼材位置B'とを結ぶ直線から偏心距離をはかるこ
とにすると、PC鋼材配置曲線形は単純ばりのそれと全く同様になり、前述と同様にプレスト
レス力 P は任意断面において単純ばりとしてのPC鋼材偏心距離(8)式(または(1)式)の位置に働くこ
とになる。この場合、PC鋼材引張力の水平成分 P_H は直線BB'の方向に投影した値であり、(3)第
1式で表わされる。もちろん、 P_H の作用方向はAB'線上にあるから、任意位置の断面では材軸に
対する P_H の偏心の影響をこれに加算しておかなければならない。すなわち、任意断面におけるプ
レストレスモーメントは(6)式の近似もあわせ考えれば

$$\begin{aligned} M_{Px} &= P \cdot 4 \frac{x}{\ell} \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) e_0 - P \cdot \frac{x}{\ell} e_0 \\ &= P \left[4 \frac{x}{\ell} \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) e_0 - \frac{x}{\ell} e_0 \right] = P e_x \quad \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

となり、プレストレス力 P がPC鋼材配置位置に働くことになる。その分布形は図-3(b)点線で
示すように設計曲げモーメントと全く相似で作用方向が反対となる。このことはとりもなおさず
PC鋼材曲線配置によって連続げたの各スパンに(4)式で計算される上向き垂直等分布荷重 w_p をあ
たえることと同義である。なお、このように設計曲げモーメント分布と相似な形にPC鋼材を配
置することをコンコードントケーブル配置 (Concordant cable profile) という。

なお、上記においてはPC鋼材は1段だけとして論を進めたが、実際の設計では必要プレス
トレス力の導入に多数本のPC鋼材が使用され、これを部材各断面内に何段にも分けて分散配置
されるのが通常である。この場合に問題となるのは個々のPC鋼材ではなく、個々のPC鋼材によ
って導入されるプレストレス力の和、すなわち、全プレストレス力 P の偏心距離 e_x である。 e_x
の画く曲線のことを圧力線とよび、上記記述のPC鋼材配置曲線形を圧力線によみかえなければ
ならない。

§ 3. 荷重釣合法による不静定架構の設計

荷重釣合法 (Load balancing method) の基本概念は、図-4に示すように部材のどの断面に
おいてもその断面に導入されるプレストレスと設計曲げモーメントによる応力との合成応力分布
が一樣になるようにプレストレスを導入することであり、設計荷重作用のもとでは部材のどの位
置においてもたわみは0となる。^{3), 4)} すなわち、荷重釣合法では設計曲げモーメントと大きさが

同じで作用方向反対のプレストレスモーメントが導入される。これを数式で表わせば、(7)式において $k=1$ とすることであり、

$$M_x = P e_x \quad \dots\dots\dots (15)$$

で表わされる。図-2の等分布荷重 w を受ける単純ばりを例にとると、最大設計曲げモーメントを受ける部材中央断面において、

$$M_{max} = w \ell^2 / 8 = P e_0 \quad \dots\dots\dots (16)$$

となるように、プレストレス力 P および中央断面偏心距離 e_0 を任意にえらび、かつ、任意位置の偏心距離 e_x (圧力線) を設計曲げモーメント分布と相似な曲線、すなわち、(1)式の2次放物線形とすればよいことになる。その結果、合成応力の大きさはどの断面をとっても断面に導入される平均プレストレス

$$\sigma_g = P / A_c \quad \dots\dots\dots (17)$$

A_c : コンクリート断面積

と等しくなる。通常的设计では σ_g の大きさを適当に規定することによって、(17)式から必要なプレストレス力 P を計算し、(16)式から中央断面偏心距離 e_0 を求める。

このような設計の考え方は連続げたや不静定ラーメンなどに適用すると、設計プロセスが極めて簡便となる。図-5はこれを等分布荷重を受ける2スパン連続げたに適用したものである。同図(a)は各スパンを単純ばりと仮定して上記理論を適用し、圧力線 e_x を2次放物線形に選んだものである。この場合、単純ばりと仮定したときのプレストレスモーメント分布は

$$M_{Px} = P e_x = 4 \frac{x}{\ell} \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) P e_0$$

$$= \frac{w}{2} x (\ell - x) \quad \dots\dots (18)$$

であるが、同時に図-5(b)のようにプレストレスモーメントによる材端回転角

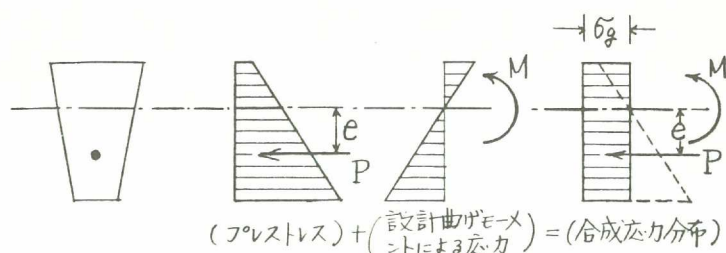


図-4 荷重釣合法による断面応力分布

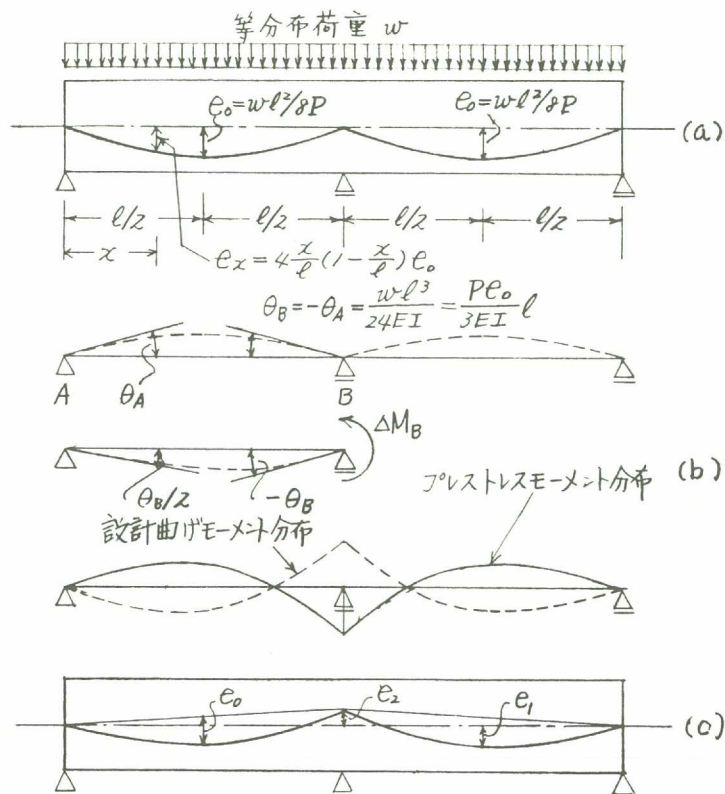


図-5 荷重釣合法による偏心距離の選定

$$-\theta_A = \theta_B = \int_0^{\frac{\ell}{2}} \frac{M_{px}}{EI} dx = \int_0^{\frac{\ell}{2}} \frac{w}{2EI} x(\ell-x) dx = \frac{w\ell^2}{24EI} = \frac{Pe_0}{3EI}\ell \quad \dots\dots\dots(19)$$

EI : 部材の弾性曲げ剛性 (一定とする)

がおこる。等分布荷重を受ける2スパン連続げたでは中央支点上の回転角は0でなければならないから、実際には(19)式の単純ばりとしての回転角を0にもどすための不静定曲げモーメント ΔM_B がおこる。 ΔM_B の大きさは、単純ばりの一端Bに ΔM_B を作用させたときのB端回転角の大きさが(19)式の θ_B と大きさが同じになることから次のように計算される。

$$\frac{\Delta M_B \ell}{3EI} = \theta_B = \frac{w\ell^3}{24EI} \quad \therefore \Delta M_B = \frac{w\ell^2}{8} = Pe_0 \quad \dots\dots\dots(20)$$

したがって、図-5(a)のように連続げたを単純ばりと仮定して荷重釣合法によりPC鋼材を配置した場合には、プレストレスモーメント分布は(18)式に(20)式で表わされる中央支点上の不静定モーメントの影響を加算して

$$\begin{aligned} M_{px} &= Pe_x - \Delta M_B \frac{x}{\ell} = \left[4 \frac{x}{\ell} \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) - \frac{x}{\ell} \right] Pe_0 \\ &= \frac{w}{2} x(\ell-x) - \frac{w}{8} \ell x \quad \dots\dots\dots(21) \end{aligned}$$

となる。すなわち、(21)式の曲げモーメント分布は図-5(b)に示すように等分布荷重 w を受ける2スパン連続げたの設計曲げモーメント分布と全く同じ大きさで作用方向反対となり、図-5(a)のようなPC鋼材配置曲線形であってもプレストレスモーメント分布は荷重釣合法で要求する分布をあたえることになる。

これをさらに拡張して図-5(c)のようにスパン中央断面偏心距離を重心軸より下方に e_1 、中央支点上のそれを重心軸より上方に e_2 にとり、かつ、

$$e_0 = e_1 + e_2 / 2 = w\ell^2 / 8P \quad \dots\dots\dots(22)$$

となるように e_1 および e_2 を任意に選び、単純ばりとしたときの曲げモーメント分布形と相似な偏心距離曲線形としても、荷重釣合法の条件を満足するプレストレスモーメント分布が得られる。さらに、(22)式において、 e_1 および e_2 をそれぞれ設計荷重による連続げたスパン中央断面および中央支点における設計曲げモーメントと釣合うように選ぶこともできる。すなわち、

$$e_1 = \frac{w\ell^2}{16P}, \quad e_2 = \frac{w\ell^2}{8P} \quad \dots\dots\dots(23)$$

のように偏心距離を選べば、プレストレス導入による中央支点上の不静定曲げモーメントは全く生じない。⁴⁾ このようなPC鋼材の配置は、前項で述べたコンコールドケーブル配置に他ならない。

図-6は不静定架構における任意の部材の荷重釣合設計の条件を満たすためのPC鋼材配置を一般的に示したもので、どのようにPC鋼材を配置するにしても、要はそ

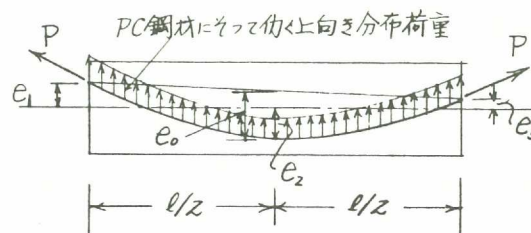


図-6 PC鋼材配置の一般的方法

の配置曲線形は単純ばりとしたときの曲げモーメント分布曲線形と全く相似にとり、かつ、たとえば等分布荷重を例にとると単純ばりとしたときのスパン中央設計曲げモーメントに対する必要偏心距離 e_0 (16式から計算される) を満足するように、スパン中央断面および支点における偏心距離を次式によって適宜選定すればよい。

$$e_0 = e_2 + (e_1 + e_3) / 2 \quad \dots\dots\dots 24$$

e_1, e_3 : 部材両端断面における偏心距離 (重心軸より上側に正)

e_2 : スパン中央断面偏心距離 (重心軸より下側に正)

荷重釣合法の Idea は T. Y. Lin が最初に提唱した設計法で、許容応力度にもとづく長期応力に対する弾性設計法、曲げ破壊耐力にもとづく地震荷重などの短期応力に対する終局強度設計法など、従来慣用の P C 設計法とは考え方を異にする第 3 の設計法とよばれている。³⁾ とくに、この方法は建築物のスラブのように長期たわみが問題となるような構造部材の設計には極めて有効であり、フラットスラブ構造の設計における P C 鋼材の配置形の決定には専らこの方法が用いられている。^{5)~7)} この

場合、設計曲げモーメントはフラットスラブを互いに直交する 2 つのはり群に分け、それぞれの方向において柱とともにラーメン構造を形成するものとして取扱う。⁸⁾ 図-7 は柱間隔が短辺 x 方向 ℓ_x 、長辺 y 方向 ℓ_y の多スパンフラットスラブの一部を示したものであるが、直交するはり群はそれぞれ次のように仮定する。

x 方向

スパン ℓ_x 、はり幅 ℓ_y 、はり高さ t

y 方向

スパン ℓ_y 、はり幅 ℓ_x 、はり高さ t

t : スラブ厚さ

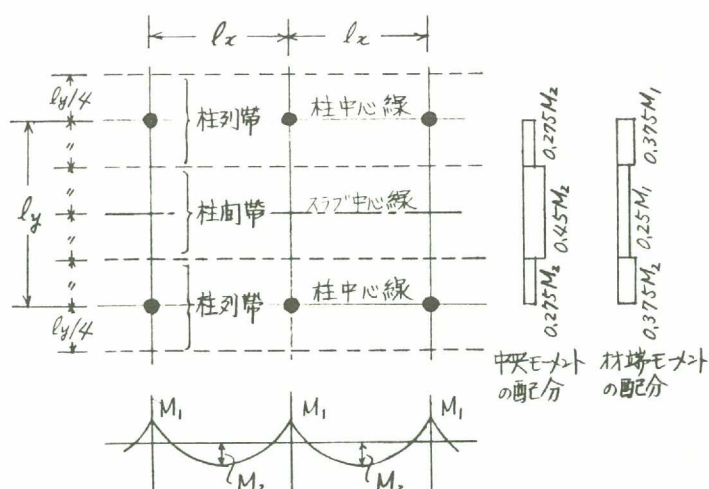


図-7 フラットスラブの柱間帯へのモーメント配分
(日本建築学会 R C 構造計算規準による)

この 2 方向の置換ラーメンは、全設計荷重をそれぞれの方向において別々に負担するものとして応力計算し、得られたスラブばりの設計曲げモーメントを図-7 に示すようにスラブばり幅方向にそれぞれ柱列帯および柱間帯に配分する。ただし、支持縁に平行な最外端柱列帯の単位幅あたりの設計曲げモーメントは一般柱列帯の値の $1/2$ 、これに接する柱間帯のそれは一般柱間帯の値の $3/4$ に低減してもよい。以上のようにして計算された設計曲げモーメントに対し荷重釣合法により P C 鋼材を配置すればよいが、この場合、断面に導入されるプレストレス力 P の大きさは、ACI-ASCE フラットスラブ構造漸定指針⁶⁾によると、

$$\sigma_g = P / A_c = 14 \sim 18 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots 25$$

が推奨されている。 σ_g が 10 kg/cm^2 以下はプレストレスが過小であるのでさけた方がよい。また、最大値は 35 kg/cm^2 におさえられている。 P C 鋼材としてはアンボンド P C 鋼材が一般に用いられ

ている。なお、釣合設計法による限り、設計荷重は固定荷重（自重）D.L.と積載荷重 L.L.とを加算したいわゆる長期荷重が対象となるが、とくに積載荷重の過大または過少評価は好ましくない。それは設計荷重作用時のたわみが 0（すなわち、断面応力分布は一様圧縮応力分布）となるようにプレストレスを導入することを基礎にした設計法であるためである。理想的には常時作用する大きさの積載荷重を採用するのがよく、この意味からわが国における床スラブ計算用積載荷重仮定値は荷重釣合法による設計にはやや過大であり、柱、大はり設計用積載荷重仮定値程度が妥当であろう。³⁾ 英国では、 $D.L. + L.L./10$ の荷重を用いている。⁷⁾ ただし、設計されたスラブは全設計荷重 $D.L. + L.L.$ に対して許容応力度による弾性設計の条件を満足していなければならない。

§4. 不静定ラーメン架構へのプレストレス導入

前項まではプレストレスモーメントだけに着目して不静定架構（とくに、連続げた構造）のプレストレス導入方法を基本的に述べてきた。不静定ラーメン架構でははりだけを PC とし、柱は通常の RC とすることが多いが、本項ではこのような架構とする場合、プレストレス導入による架構応力が如何になるかを考えてみる。いま、図-8(a) に示す単層単スパン一体打ちラーメン架構のはり BC にだけ設計荷重による曲げモーメントを打ち消すようなプレストレスを導入したとき、§2 または §3 で述べたように、

はりを単純ばりと考えたときの設計荷重による曲げモーメント分布形と相似な形の偏心距離とすると、PC 鋼材配置曲線形にそって設計荷重とは方向反対の荷重が生じ、これだけを考える場合には、同図(b)左側に示すように設計荷重によるラーメン各部材の曲げモーメント分布と相似、かつ、作用方向反対のプレストレスモーメント分布が得られる。これに加えてはり AB には同図(b)右側のようにプレストレスによる軸力 P が接点 B および C の外端からはり BC の方向に作用し、これによってはり BC は軸方向変形をおこす。このとき、はり BC の軸方向変形は柱 AB および DC によってその一部が拘束され、

プレストレス力 P の全部がはり BC には導入されない。すなわち、プレストレス力 P の一部は柱を内側に変形させるのに使われる。さらに、柱の内側への変形にともなって、節点 B および C には節点回転角がおこり、各部材には曲げモーメントが生じ、これを同図(b)左側のプレストレスモーメント分布に加えておかなければならない。

このようなラーメン節点の外端から軸力が働く場合の架構応力解析は、部材の軸方向変形を考慮したラーメン一般解析法によって簡単に行うことができる。^{9), 10)} 図-9(a) は多層多スパン一体

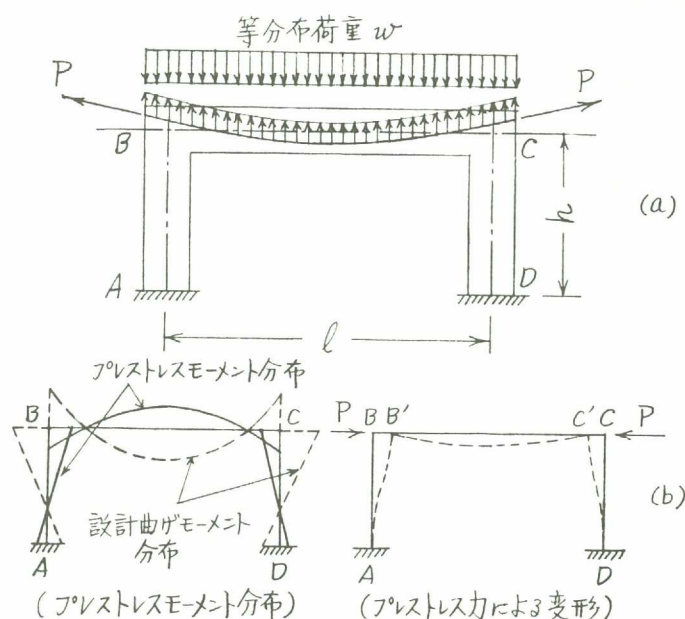


図-8 単層単スパン一体打ちラーメンのはりにプレストレスを導入した場合のプレストレスモーメント分布と、プレストレス力による変形

打ちラーメンの各層はりに軸力を加えた場合の変形状態を、その一部を取り出して示したものである。ラーメン各節点には水平方向変位と回転変位とがおこり、はりには不静定軸方向力と材端不静定曲げモーメントが、柱には材端不静定曲げモーメントが生ずる。ラーメンの1部材ABを例にとってこれら不静定軸方向力 ΔP_{AB} 、および、材端不静定曲げモーメント M_{AB} 、 M_{BA} を各節点変位で表わしてみる。図-9(b)ははりABがプレストレスによる軸力 P_{AB} を受けて $A'B'$ に変位した状態を示すもので、柱の拘束による不静定軸力を ΔP_{AB} (引張力を正)とすると、

$$\Delta P_{AB} = P_{AB} - (\delta_A - \delta_B) D_{AB} / \ell_{AB} \quad \dots 26$$

ℓ_{AB} : はりABの材長

D_{AB} : はりABの弾性圧縮剛性

($= E_C A_{AB}$, E_C はコンクリートのヤング係数, A_{AB} は等価断面積)

δ_A, δ_B : 節点AおよびBの水平変位
(図示の方向に変位するときを正)

また、図-9(c)ははりまたは柱における曲げ変位と材端不静定曲げモーメントの関係を図示したもので、変位および応力ともに図示の方向を正とすれば、材端不静定曲げモーメントは

$$\begin{pmatrix} M_{AB} \\ M_{BA} \end{pmatrix} = \frac{2K_{AB}}{\ell_{AB}} \begin{pmatrix} 2, & 1, & -3 \\ 1, & 2, & -3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ R_{AB} \end{pmatrix} \quad \dots 27$$

また、せん断力は

$$Q_{AB} = Q_{BA} = - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{\ell_{AB}} = - \frac{6K_{AB}}{\ell_{AB}^2} (\theta_A + \theta_B - 2R_{AB}) \quad \dots 28$$

θ_A, θ_B : 節点AおよびBの回転角変位

R_{AB} : 部材ABの部材回転角変位

K_{AB} : 部材ABの曲げ剛性 ($= E_C I_{AB}$, I_{AB} は断面重心軸に対する等価断面2次モーメント)

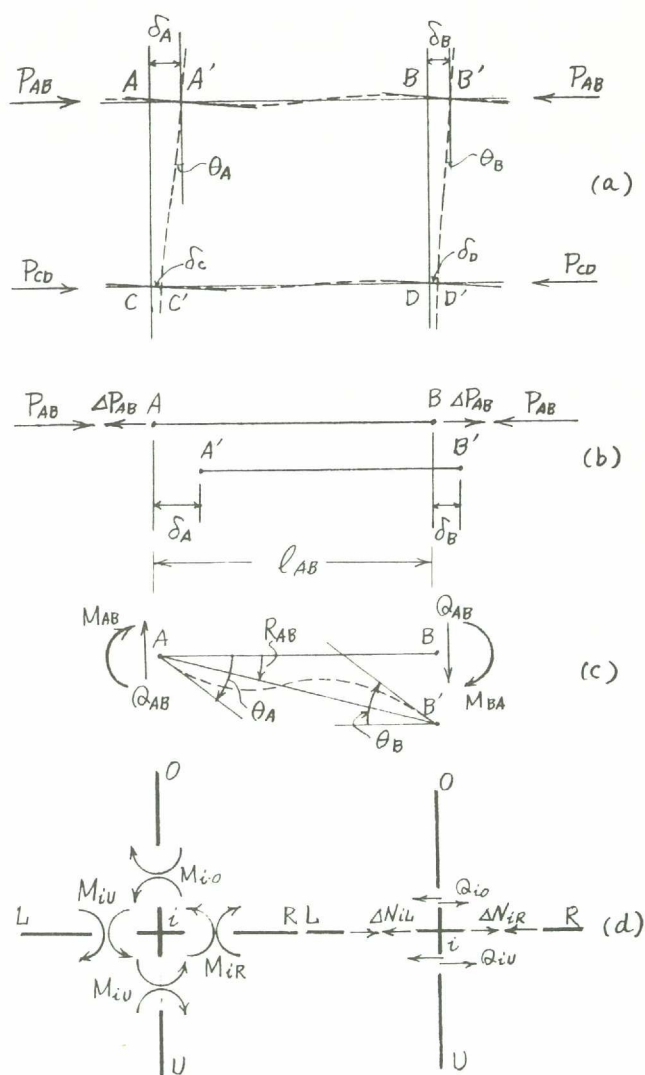


図-9 プレストレス力によるはりの圧縮変形を考慮したラーメン応力解析説明図

部材回転角変位はこの場合はりでは0である。柱についてはたとえば図-9(a)の柱ACを例にとると、節点AおよびCの水平変位 δ_A および δ_C を用いて、

$$R_{AC} = (\delta_A - \delta_C) / \ell_{AC} \quad \dots\dots\dots (29)$$

ℓ_{AC} : 柱ACの材長

で表わされる。したがって、各節点における水平変位および回転角変位がわかれば、不静定軸力は(26)式から、材端不静定曲げモーメントは(27)式から計算される。これに対し各節点においては曲げモーメントおよび水平方向力がそれぞれ釣合っていなければならない。図-9(d)は任意の接点*i*に集るはりおよび柱の材端不静定曲げモーメントおよび水平方向力を図示したもので、図中の記号を用いて上記の2つの釣合式を示せば次のようになる。

$$\sum_i M_i = M_{iO} + M_{iU} + M_{iR} + M_{iL} = 0 \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$\sum_i \Delta N_i + \sum_i \Delta Q_i = \Delta N_{iL} - \Delta N_{iR} + \Delta Q_{iU} - \Delta Q_{iO} = 0 \quad \dots\dots\dots (31)$$

すなわち、各節点に対し(30)および(31)式の2つが成立し、未知数の数と釣合式の数とが一致して、架構応力の解析ができる。なお、(31)式は通常のラーメン応力解析における層方程式にあたるものである。

以上のようにして計算されるプレストレス力によるはりの圧縮変形の柱による拘束による不静定応力をプレストレスモーメントによる応力に加算すれば、プレストレス導入による架構応力が得られる。この場合、柱によるはりの圧縮変形の拘束をさけるためには、図-10に示すように柱

にもプレストレスを導入してはりのプレストレス導入にともなう自由変形と同じ大きさの変形を柱頂にあたえてやればよい。すなわち、§2でのべたように、設計荷重による曲げモーメント分布と相似なPC鋼材配置形になるようはりおよび柱にプレストレスを導入する。ただし、配置形を決める基本式(7)の常数*k*の値は各部材同じ値にしておかなければならない。このようなPC鋼材の配置をラーメンにおけるコンコーダントケーブル配置という。また、柱の拘束をさける別の方策としては、予め必要なプレストレスを導入した部材を組立てて一体ラーメンとする方法があり、プレストレスを利用した柱、はり剛接工法がいくつか考案されている。剛接工法についてはここでは省略する。なお、組立工法を採用すればプレストレス導入にともなう不静定応力の発生はさけられるが、コンクリートのクリープ、収縮による架構応力の再分配が一体式ラーメンにプレストレスを導入する場合より著るしく大きくなり、結果的には一体式ラーメンの場合と同じ大きさの架構応力となることが多い。施工

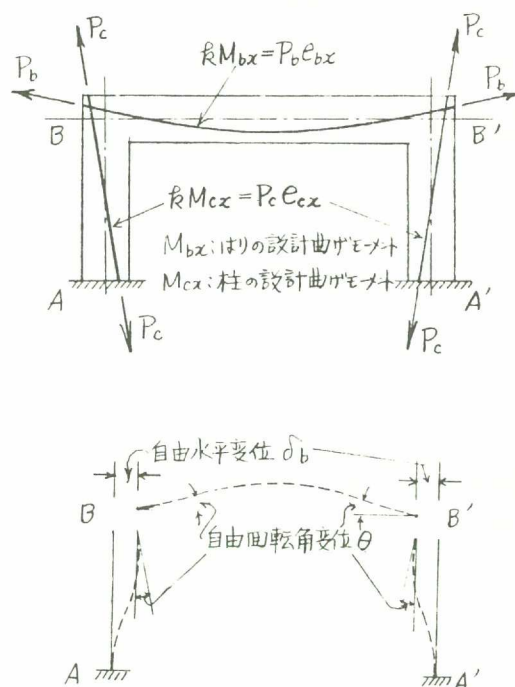


図-10 ラーメンにおけるコンコーダントケーブル配置

の複雑さとあわせ考えて、最近では一体式ラーメンとすることが多い。ただし、一体式ラーメンのはりにプレストレスを導入する際、多スパンのはりを一度にプレストレス導入すると、柱の拘束が大きくなって不静定曲げモーメントおよび不静定軸力が異常に大きくなる。図-11はその状況を図示したもので、最外端の柱ほど内側に引き寄せられるので節点不静定曲げモーメントは最外端節点ほど大きく、逆にはりの不静定軸力は内側ほど大きくなる。通常は3スパン（全長にして50～60m）程度を1つにしてはりのプレストレス導入を行うのが好ましい。もちろん、1スパンずつコンクリート打設、プレストレス導入を繰返して多スパンラーメンとするのも一方法である。

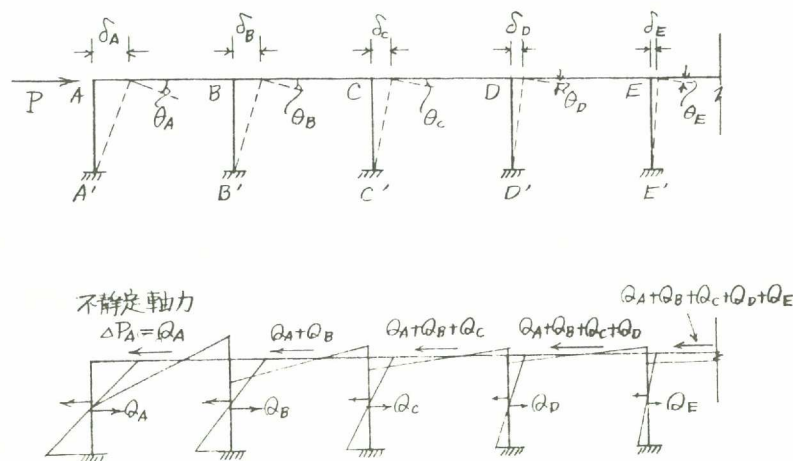


図-11 多スパンラーメンのはりのプレストレス導入にともなう変位と架構応力

§5. 正負両方向の曲げモーメントを受ける不静定構造物のP C鋼材配置

ここで取扱う正負両方向に作用する設計曲げモーメントは、連続けた橋のように動荷重によって部材が受ける正負両方向弾性設計曲げモーメントであって、地震力によって構造物が受ける繰返し曲げモーメントのように、構造物の終局耐力に対する設計用曲げモーメントではない。

正負両方向の設計曲げモーメントを受ける断面においては、プレストレス力の偏心距離 e の選定範囲がせめられる。これを知るためにまず図-12においてプレストレス力 P を偏心距離 e で導入した断面につき、正および負曲げモーメントがどれだけ作用させ得るかを考えてみる。なお、以下においては断面の上縁応力が圧縮となる方向に作用する曲げモーメントを正曲げモーメントまたは最大曲げモーメント

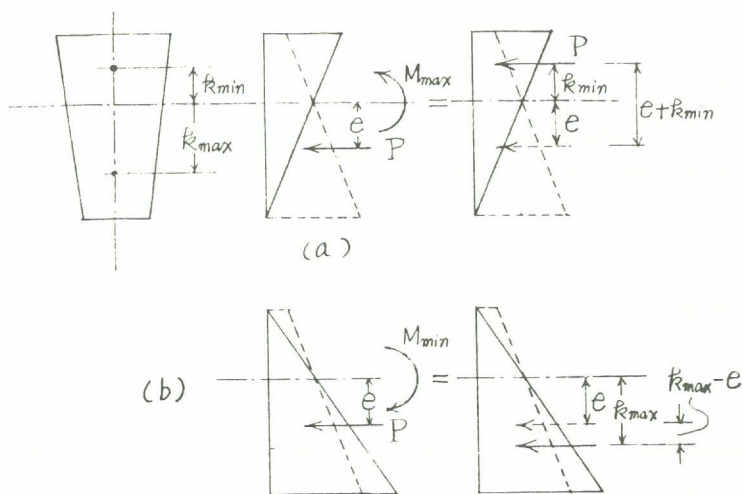


図-12 上および下限界核 (k_{min} および k_{max}) とプレストレス力のみかけの偏心距離

ント、下縁圧縮となる場合を負曲げモーメントまたは最小曲げモーメントとよび、それぞれ記号 M_{max} および M_{min} (何れも絶対値) で表わす。また、プレストレス力の偏心距離 e は重心軸より下側に正とする。図-12(a)は正曲げモーメント M_{max} により断面応力分布が点線で表わしたプレストレス分布から実線のように変化した状態を示したものである。作用させ得る M_{max} の大きさは弾性設計条件によって異なるが、たとえば、断面コンクリートには引張応力の発生を許さない設計(フルプレストレスの設計)とすれば、図示のように断面引張縁応力が0となるまで正曲げモーメント M_{max} を作用させ得る。この場合、圧縮縁応力は許容値以下にあるものとする。プレストレス力 P 、プレストレスモーメント Pe および設計用正曲げモーメント M_{max} が働いてこのような断面応力分布となることは、同図(a)右端に示すようにプレストレス力 P の作用位置を偏心距離 e の位置から断面の上核半径位置 k_{min} まで移動させることと同等である。すなわち、

$$M_{max} \leq P(e + k_{min}) \quad \dots\dots\dots (32)$$

を満足する正曲げモーメントであれば上記の弾性設計条件を満たす。同様に負曲げモーメント M_{min} に対しては、下核半径を k_{max} とするとき、図-12(b)を参照して

$$M_{min} \leq P(k_{max} - e) \quad \dots\dots\dots (33)$$

を満足する大きさであればよいことになる。したがって、任意の大きさの正負両方向の設計曲げモーメント M_{max} , M_{min} に対して、あたえられた断面の偏心距離選定範囲は、

$$a_{max} - k_{min} \leq e \leq k_{max} - a_{min} \quad \dots\dots\dots (34)$$

$$a_{max} = M_{max}/P, \quad a_{min} = M_{min}/P \quad \dots\dots\dots (35)$$

となる。すなわち、偏心距離 e は図-13に示すように、上核半径 k_{min} の位置から下方に a_{max} だけ下った位置と、下核半径 k_{max} の位置から上方に a_{min} だけ上った位置の間に e を選べばよいことになる。この範囲のことをケーブルゾーン(Cable zone)とよんでいる。34式の e 選定範囲がなくなる場合には仮定断面寸法が小さすぎるためであり、常に次式の条件が満足されなければならない。

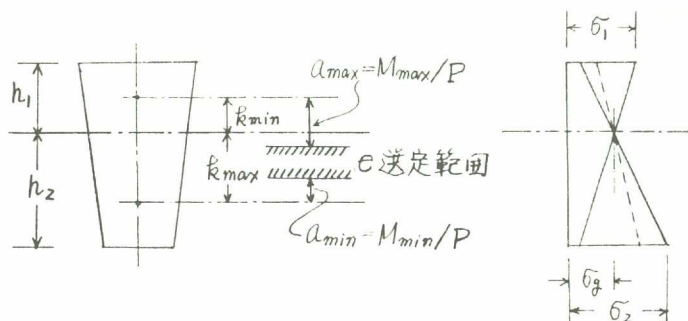


図-13 ケーブルゾーンの設定法と断面応力分布

$$a_{max} - k_{min} \leq k_{max} - a_{min} \quad \dots\dots\dots (36)$$

一方、核半径は断面の上および下縁に対する断面係数を Z_1 , Z_2 , 断面積を A とすれば、

$$k_{max} = Z_1/A, \quad k_{min} = Z_2/A \quad \dots\dots\dots (37)$$

であるから

$$a_{max} + a_{min} = \frac{M_{max} + M_{min}}{P} \leq \frac{Z_1 + Z_2}{A}$$

$$\therefore M_{max} + M_{min} \leq (Z_1 + Z_2)P/A = (Z_1 + Z_2)\sigma_g \quad \dots\dots\dots (38)$$

すなわち、設計曲げモーメント M_{max} および M_{min} に対して38式の条件が満足されるように断面を

選ばなければならない。さらに断面の重心軸から上または下縁までの距離を h_1 および h_2 とするとき、(38)式右辺は、

$$\left. \begin{aligned} (Z_1 + Z_2) \sigma_g &= Z_1 (1 + h_1/h_2) \sigma_g = Z_1 \sigma_1 \\ (Z_1 + Z_2) \sigma_g &= Z_2 (1 + h_2/h_1) \sigma_g = Z_2 \sigma_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (39)$$

$$\sigma_1 = (1 + h_1/h_2) \sigma_g, \quad \sigma_2 = (1 + h_2/h_1) \sigma_g \dots\dots\dots (40)$$

と変形できる。 σ_1 は図-13 右側に示すように設計正曲げモーメント M_{max} 作用時の上縁圧縮応力度、 σ_2 は設計負曲げモーメント作用時の下縁圧縮応力度であり、これらはコンクリートの許容圧縮応力度 f_c 以内でなければならない。したがって、(38)式に (39)式を代入し、かつ $\sigma_1 \leq f_c, \sigma_2 \leq f_c$ を考慮すれば、

$$Z_1 \geq \frac{M_{max} + M_{min}}{f_c}, \quad Z_2 \geq \frac{M_{max} + M_{min}}{f_c} \dots\dots\dots (41)$$

となり、これより必要断面寸法を選ぶことができる。次に、選定した断面の断面係数 Z_1 および Z_2 を用いて (38)式から、

$$\sigma_g \geq (M_{max} + M_{min}) / (Z_1 + Z_2) \dots\dots\dots (42)$$

また、(40)式に $\sigma_1 \leq f_c, \sigma_2 \leq f_c$ を考慮して

$$\sigma_g \leq f_c / (1 + h_1/h_2), \quad \sigma_g \leq f_c / (1 + h_2/h_1) \dots\dots\dots (43)$$

となり、プレストレス力の大きさを (42)および (43)式の両者を満足する範囲に選定できる。最後に (34)式の範囲に偏心距離を選んで断面の設計が終る。

以上の断面設計の方法はプレストレス力 P としてコンクリートのクリープ、収縮、P C 鋼材のレラクセーションによるプレストレス力減退を差引いた有効プレストレス力を用いたものであって、極めて簡便な設計方法である。もちろん、断面寸法の決定には (41)式からわかるように部材の設計曲げモーメントの和 $M_{max} + M_{min}$ が最大となる断面に対し行なわなくてはならない。また、上記各設計式は一方向の曲げモーメントだけを受ける場合（すなわち $M_{min} = 0$ ）にも適用できるものである。このようにして断面寸法、

有効プレストレス力の大きさが設計曲げモーメント和 $M_{max} + M_{min}$ が最大となる断面において決定された後、他の任意の断面ではこれと同じ断面寸法および有効プレストレス力を採用するものとすれば、(34)式によって偏心距離を選定すればよいことになる。これを図-14(a) に示すような最大曲げモーメント分布 $M_{max} \cdot x$ および最小曲げモーメント分布 $M_{min} \cdot x$ を受ける連続げたの1部材 AB について説明する。任意断面における偏心距離を e_x とするとき、(34)式から

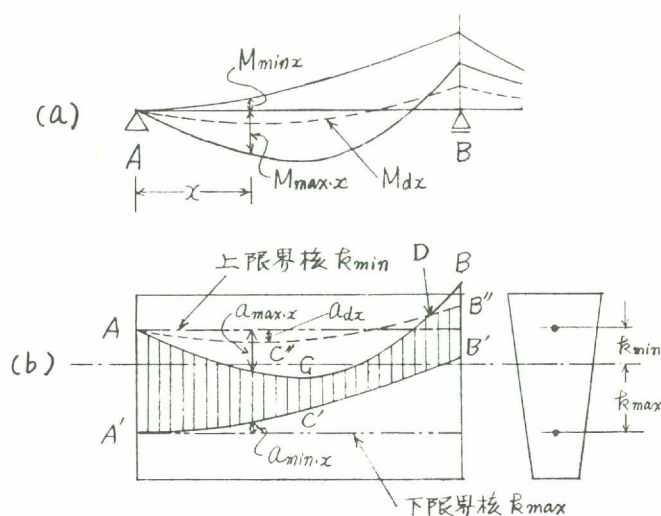


図-14 正負両方向の設計曲げモーメントを受ける部材のケーブルゾーン

$$a_{max} \cdot x - k_{min} \leq e_x \leq k_{max} - a_{min} \cdot x \quad \dots\dots\dots (44)$$

$$a_{max} \cdot x = M_{max} \cdot x / P, \quad a_{min} \cdot x = M_{min} \cdot x / P \quad \dots\dots\dots (45)$$

の範囲に選定すればよい。このことは同図(b)に示すように重心軸から上および下にそれぞれ上および下核半径 k_{min} および k_{max} だけはなれた位置に平行線すなわち上限界核線および下限界核線を引き、上限界核線から下方に $a_{max} \cdot x = M_{max} \cdot x / P$ をはかって曲線 A C B を画き、同様にして下限界核線から上方に $a_{min} \cdot x = M_{min} \cdot x / P$ をはかって曲線 A' C' B' を画くとき、曲線 A C B と曲線 A' C' B' にはさまれる範囲が e_x の選定範囲(ケーブルゾーン)となる。¹¹⁾ もちろん、曲線 A C B は正曲げモーメント分布 $M_{max} \cdot x$ と、曲線 A' C' B' は負曲げモーメント分布 $M_{min} \cdot x$ とそれぞれ相似な曲線であることはいうまでもない。なお、実際の構造物ではプレストレス導入と同時に自重による曲げモーメント分布 M_{dx} が生ずる。図-14(a)にはこれを点線で示してある。橋梁などでは設計曲げモーメント $M_{max} \cdot x$ および $M_{min} \cdot x$ が全く作用せず、自重のみ作用する状態も同時に考えておかなければならない。この場合の e_x 選定範囲は、(44)式から

$$a_{dx} - k_{min} \leq e_x \leq k_{max} \quad \dots\dots\dots (46)$$

$$a_{dx} = M_{dx} / P \quad \dots\dots\dots (47)$$

すなわち、図-14(b)において上限界核線から下方に $a_{dx} = M_{dx} / P$ をとってえがいた曲線 A C'' B'' が e_x 選定の上限となる。図では(44)式から画いた曲線 A C B と上記曲線 A C'' B'' とが D 点で交叉しており、D 点より右側では曲線 A C'' B'' が上限となる。したがって、この場合の e_x 選定範囲は曲線 A C D B'' と曲線 A' C' B' で囲まれる範囲(図中のハッチした範囲)となる。

このようにして画いた e_x 選定範囲内に偏心距離をえらぶが、偏心距離の画く曲線(圧力線という)の形は、設計モーメント和 $M_{max} \cdot x + M_{min} \cdot x$ の分布形と相似な形とし、かつ、 e_x 選定範囲のほぼ中央を通るようにするのが理想的である。

§6. コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による架構応力の再分配

P C 静定部材ではコンクリートのクリープ、乾燥収縮によって導入プレストレス力の減退がおこるが、不静定架構においてはとくに架構応力の再分配を同時に考えておかなければならない。§4では一体式ラーメンのはりにプレストレスを導入した場合の架構の弾性応力解析法について述べたが、これと同様の手法でクリープおよび乾燥収縮による架構応力を解析することができる。厳密な解法¹⁰⁾については理論が繁雑であるので、ここでは実用的な近似解法についてのべることにする。

実際の架構における架構応力再分配は、時間経過にともなうはりの軸方向縮み変形の柱による拘束による架構の付加応力がその大部分を占める。¹²⁾ したがって、ここでははりの時間経過にともなう軸方向変形のみを考え、これによる架構応力再分配の近似計算式を示す。図-15(a)は架構を構成するはり A B をとり出し、クリープおよび収縮による軸方向変形と付加軸方向力とを図示したものである。すなわち、任意時間 t までにおこる A 点および B 点の付加変位を $\Delta \delta_{A \cdot t}$ 、 $\Delta \delta_{B \cdot t}$ 、作用弾性軸力を $P_{AB} - \Delta P_{AB}$ 、付加軸力を $\Delta P_{AB \cdot t}$ とし、それぞれの正の方向を図示のようにとることにすれば、はり A B の時間経過にともなう軸方向縮み $\Delta \delta_{A \cdot t} - \Delta \delta_{B \cdot t}$ は、一定軸力 $P_{AB} - \Delta P_{AB}$ によるクリープ変形、時間とともに変化する変化軸力 $\Delta P_{AB \cdot t}$ による弾性およびクリープ変形、乾

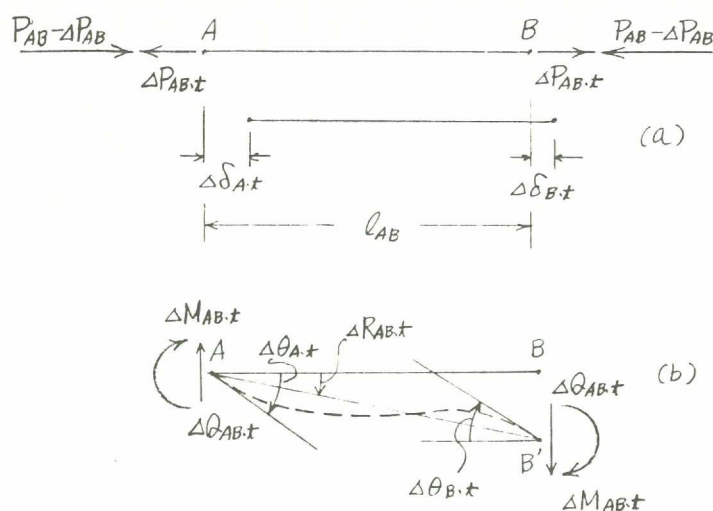


図-15 コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による
PC不静定架構の付加応力解析の基本

乾燥収縮変形の3つを加算したものに等しい。コンクリートのクリープ係数を φ_t 、クリープ係数最終値を φ_n 、乾燥収縮ひずみ最終値を S_n とすれば、

$$\frac{\Delta\delta_{A \cdot t} - \Delta\delta_{B \cdot t}}{l_{AB}} = \frac{P_{AB} - \Delta P_{AB}}{D_{AB}} \varphi_t - \frac{\Delta P_{AB \cdot t}}{D_{AB}} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{S_n}{\varphi_n} \varphi_t \quad \dots\dots\dots (48)$$

$$\therefore \Delta P_{AB \cdot t} = \frac{P_{AB} - \Delta P_{AB} + D_{AB} S_n / \varphi_n}{1 + \varphi / 2} \varphi_t - \frac{D_{AB}}{(1 + \varphi / 2) l_{AB}} (\Delta\varphi_{A \cdot t} - \Delta\varphi_{B \cdot t}) \dots\dots\dots (49)$$

一方、図-15(b)には上記の軸方向変形にともなって生ずる柱またははりの材端付加曲げモーメント $\Delta M_{AB \cdot t}$ 、 $\Delta M_{BA \cdot t}$ と、材端付加回転角変位 $\Delta\theta_{A \cdot t}$ 、 $\Delta\theta_{B \cdot t}$ および付加部材角変位 $\Delta R_{AB \cdot t}$ を示したもので、

$$\begin{pmatrix} \Delta M_{AB \cdot t} \\ \Delta M_{BA \cdot t} \end{pmatrix} = \frac{2K_{AB}}{l_{AB}(1 + \varphi/2)} \begin{pmatrix} 2, & 1, & -3 \\ 1, & 2, & -3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta\theta_{A \cdot t} \\ \Delta\theta_{B \cdot t} \\ \Delta R_{AB \cdot t} \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots (50)$$

で表わされる。また、付加せん断力は、

$$\Delta Q_{AB \cdot t} = \Delta Q_{BA \cdot t} = \frac{3K_{AB}}{l_{AB}^2(1 + \varphi/2)} (\Delta\theta_{A \cdot t} + \Delta\theta_{B \cdot t} - 2\Delta R_{AB \cdot t}) \quad \dots\dots\dots (51)$$

もちろん、部材角変位 $\Delta R_{AB \cdot t}$ は各節点水平変位で表わすことができる。したがって、1つの節点には付加節点回転角変位と付加水平変位が存在し、かつ、付加水平軸力の釣合式および付加曲げモーメントの釣合式の2つを(30)および(31)式にならって立てることができるから、これを解析することができる。すなわち、§4でのべた弾性応力解析における(26)式のかわりに(49)式を、(27)式のかわりに(50)式を用いれば、あとは§4でのべたのと全く同じ手法でクリープおよび収縮による架構応力再分配を解析できる。以上のようにして計算された $\Delta P_{AB \cdot t}$ 、 $\Delta M_{AB \cdot t}$ 、 $\Delta M_{BA \cdot t}$ 等を弾性応力解析結果に加算すればよいことになる。

§7. 結 言

本稿はP C不静定架構におけるプレストレス導入と架構応力の解析法に主点をおき、弾性設計の基本をできるだけ平易に解説した。実際の設計ではここで取扱った事項以外にも考慮すべき問題もあるが、本稿で述べた範囲の事項を把握すれば不静定架構の設計は基本的に可能である。

(参考文献)

- 1) 坂・六車, プレストレストコンクリート部材断面設計法に関する研究(I), プレストレストコンクリート, Vol. 1 No. 2, pp. 13~21, 昭 29. 4.
- 2) 六車, プレストレストコンクリート, コロナ社, 昭 38. 7.
- 3) T. Y. Lin, Load-Balancing Method for Design and Analysis of Prestressed Concrete Structures, J. of ACI, Vol. 60 No. 6, pp. 719~742, June 1963.
- 4) 六車, アンボンドプレストレストコンクリート(III), J. of General Building Research Corporation, Vol. 2 No. 4, pp. 6~15, 昭 52.
- 5) T. Y. Lin, Unbonded vs. Bonded Tendons for Building Construction, With Particular Reference to Flat Slabs, Proc. of the FIP Symposium on Prestressed Concrete in Building, Sydney, Sept. 1976.
- 6) ACI-ASCE Committee 423, Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates, J. of ACI, Vol. 71 No. 2, pp. 61~71, Feb. 1974.
- 7) The design of post-tensioned concrete flat slabs in buildings, The Concrete Society, 1974.
- 8) 日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 昭 50.
- 9) D. W. Cracknell & W. A. Knight, The Analysis of Prestressed Concrete Statically Indeterminate Structures, Proc. of A Symposium on Prestressed Concrete Statically Indeterminate Structures, Sept. 1951.
- 10) H. Muguruma, Analysis of Creep Stresses in Statically Indeterminate Prestressed Concrete Rigid Frame, Proc. of the 14th Japan National Congress for Applied Mechanics, pp. 44~50, 1964.
- 11) Y. Guyon, A Theoretical Treatment of Continuity in Prestressed Concrete, Proc. of A Symposium on Prestressed Concrete Statically Indeterminate Structures, Sept. 1951.
- 12) 六車・竹本, P C不静定ラーメンのクリープ応力略算法, セメント技術年報XXI, pp. 562~565, 昭 42.

昭和52年12月20日	印 刷	プレストレストコンクリート構造物設計・施工の基本	頒価3,000円 (〒 400円)
昭和52年12月25日	発 行		
発 行 者	後 藤 武 雄	東京都千代田区麴町1-10-15	紀の国やビル
印 刷 者	井 上 一 次	東京都千代田区神田駿河台2-1-19	
印 刷 所	株式会社 東京プリント	同	上
発 行 所	社団法人 プレストレストコンクリート技術協会	〒102	
	TEL. 東京(03)261-9151	振替口座 東京 7-62774 番	東京都千代田区麴町1-10-15 紀の国やビル

freyssinet

METHODS

F.K.K.

極東鋼弦コンクリート振興(株)

本社 東京都中央区銀座6-2-10(合同ビル)
電話 03(571)8651(代) 〒104
技術研究所 神奈川県平塚市代官町37番31号
機材センター 電話 0463(21)4756(代) 〒254
九州支所 福岡県粕屋郡志免町90番地 〒811-22
電話 志免 09293(5)5803番
海外代理店 台湾、フィリピン、韓国、香港

創立25周年

〈営業種目〉

- ☆フレシネー工法の調査・設計・技術指導
- ☆F.K.K. シングルストランド工法の調査・設計・技術指導
- ☆フロンテジャッキング工法の調査・設計・技術指導
- ☆プレストレストコンクリート用機器・材料の製造販売・機器賃貸
- ☆ゴム支承・伸縮継手・フラットジャッキ等関連機器の製造販売

フレシネー工法斜張橋

{ ステーケーブル 12T13 使用 }
{ デッキケーブル 12φ7 }



東洋に於ける最初のPC斜張橋

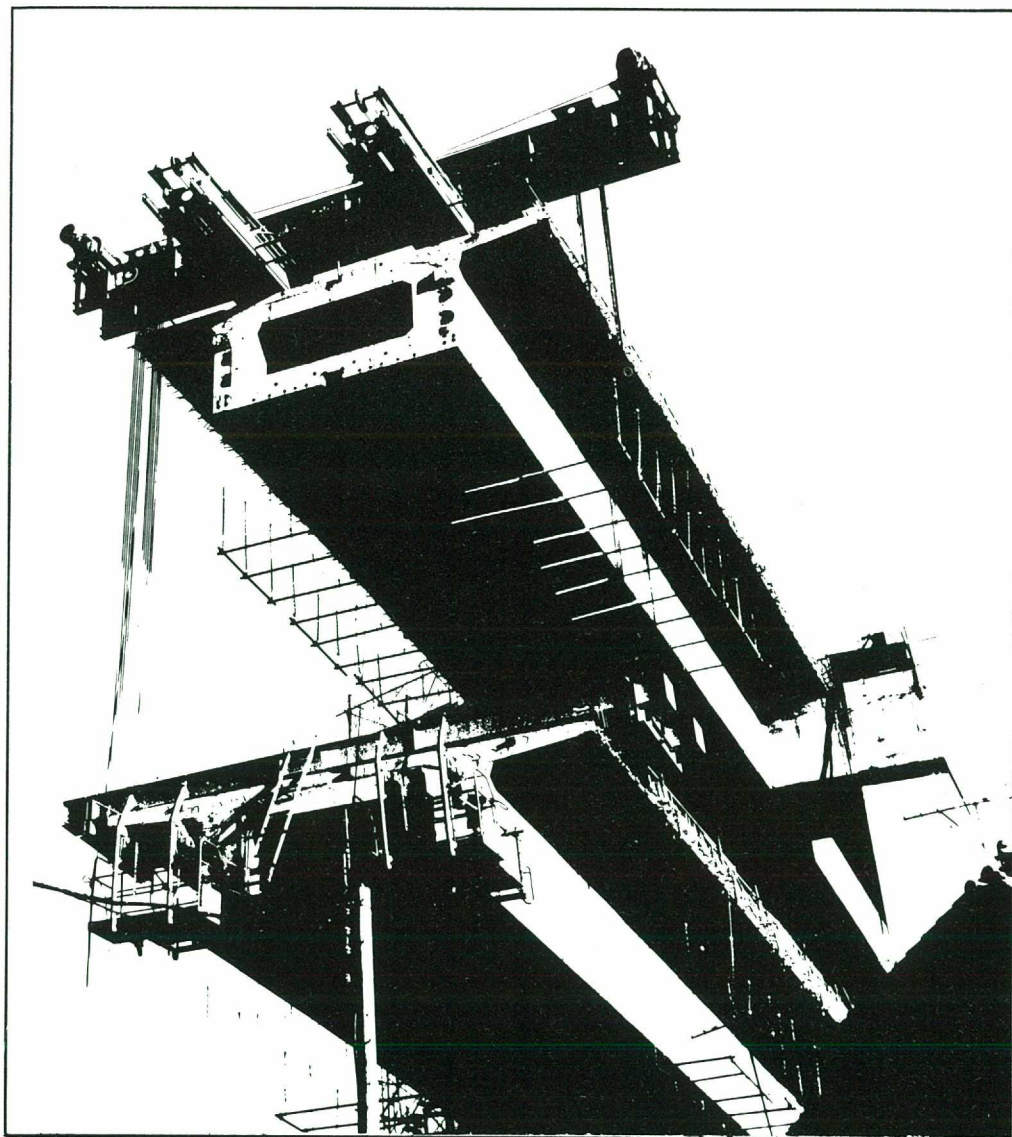
光復橋

施主：台湾省公路局
設計：T.Y.L in International

実施設計及び：極東鋼弦コンクリート振興(株)
施工指導
施工：工信工程公司
模：本橋のみ——3 @ 135m = 405m
総幅員——20.4m

小さな存在＝大きな役割

スパイラルシース(軽量鋼管)は鉄道・道路・舗装・タンク・トンネル・住宅建設などの分野で国内はもとより灼熱の砂漠など海外でも広く生産・使用されています。



軽量鋼管のトップメーカー

鋼 弦 器 材 株 式 会 社

取締役社長 平野勝之助

横浜市西区中央2丁目42番6号 電話(045)321-5851(代)

絶大なる信頼と豊富な実績を誇る

高強度用コンクリート減水剤 “マイテイ”

日本は、現在コンクリートの高強度化で世界の最先端を行っています。
すでに設計基準強度800kg/cm²という超高強度マイテイコンクリートを用いたPCトラス鉄道橋も施工されているのです。

安家川PCトラス橋に使用された

マイテイコンクリート配合

- 1) 高強度コンクリート ($\sigma_{ck}=600\text{kg/cm}^2$) の示方配合
：目地コンクリート（現場打ち）

粗骨材 の最大 寸法(mm)	スラン プの範 囲(m)	水セメン ト比w/c (%)	細骨材 率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
				セメント	水	細骨材	粗骨材	マイテイ-150(ℓ)
20	19	30	38	550	161	648	1,112	9.5

- 2) 超高強度コンクリート ($\sigma_{ck}=800\text{kg/cm}^2$) の示方配合
：プレキャスト部材（オートクレープ養生）

粗骨材 の最大 寸法(mm)	スラン プの範 囲(m)	水セメン ト比w/c (%)	細骨材 率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
				セメント	水	細骨材	粗骨材	マイテイ-150(ℓ)
20	15±2.5	30	40	530	159	677	1,035	7.95



安家川PCトラス橋

花王石鹼株式会社 建設資材営業部

本社／東京都中央区日本橋茅場町1-1 ☎103 ☎東京03-665-6321(代)
大阪営業所／大阪市西区立売堀北通1-34 ☎550 ☎大阪06-532-1481(代)

●説明書、技術資料をご請求ください。



日本の山や川に
再び小さな生き物たちが
帰って来はじめたとか……
うれしい便りです
でも まだまだ
これからもずーっと
やさしい手が必要です

大阪セメントは自然との調和を大切に
豊かな明日づくりに貢献したいと考えています



大阪セメント

産業を支える

スズキPC鋼線

PC鋼線・鋼より線・異形PC鋼線
SK工法用太径PC鋼より線
アンボンドPC鋼より線

SUZUKI
STEEL WIRE



鈴木金属工業株式会社

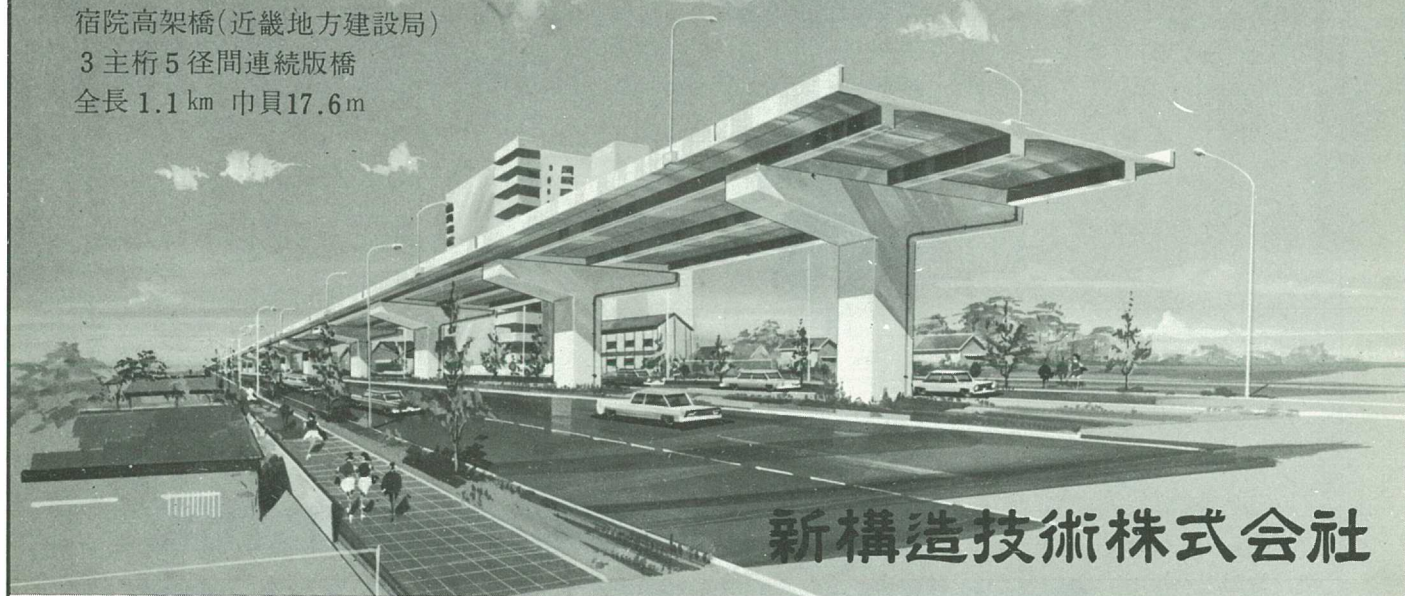
本社事務所	〒100 東京都千代田区丸の内1-8-2(第1鉄鋼ビル)	☎ 東京(03) 214-4111(大代)
技術開発部	〒275 千葉県習志野市東習志野7丁目5番1号	☎ 千葉(0474)76-2331(代)
大阪支店	〒550 大阪市西区阿波堀通り1-6(第5富士ビル新館)	☎ 大阪(06) 533-2511(代)
名古屋支店	〒450 名古屋市中村区名駅4丁目27番20号(新名古屋ビル南館)	☎ 名古屋(052)561-4466(代)
習志野工場	〒275 千葉県習志野市東習志野7丁目5番1号	☎ 千葉(0474)76-3111

プレストレストコンクリート SEEE工法

宿院高架橋(近畿地方建設局)

3主桁5径間連続版橋

全長1.1km 巾員17.6m



新構造技術株式会社

取締役会長 **加藤三重次**
代表取締役 **上野 博**

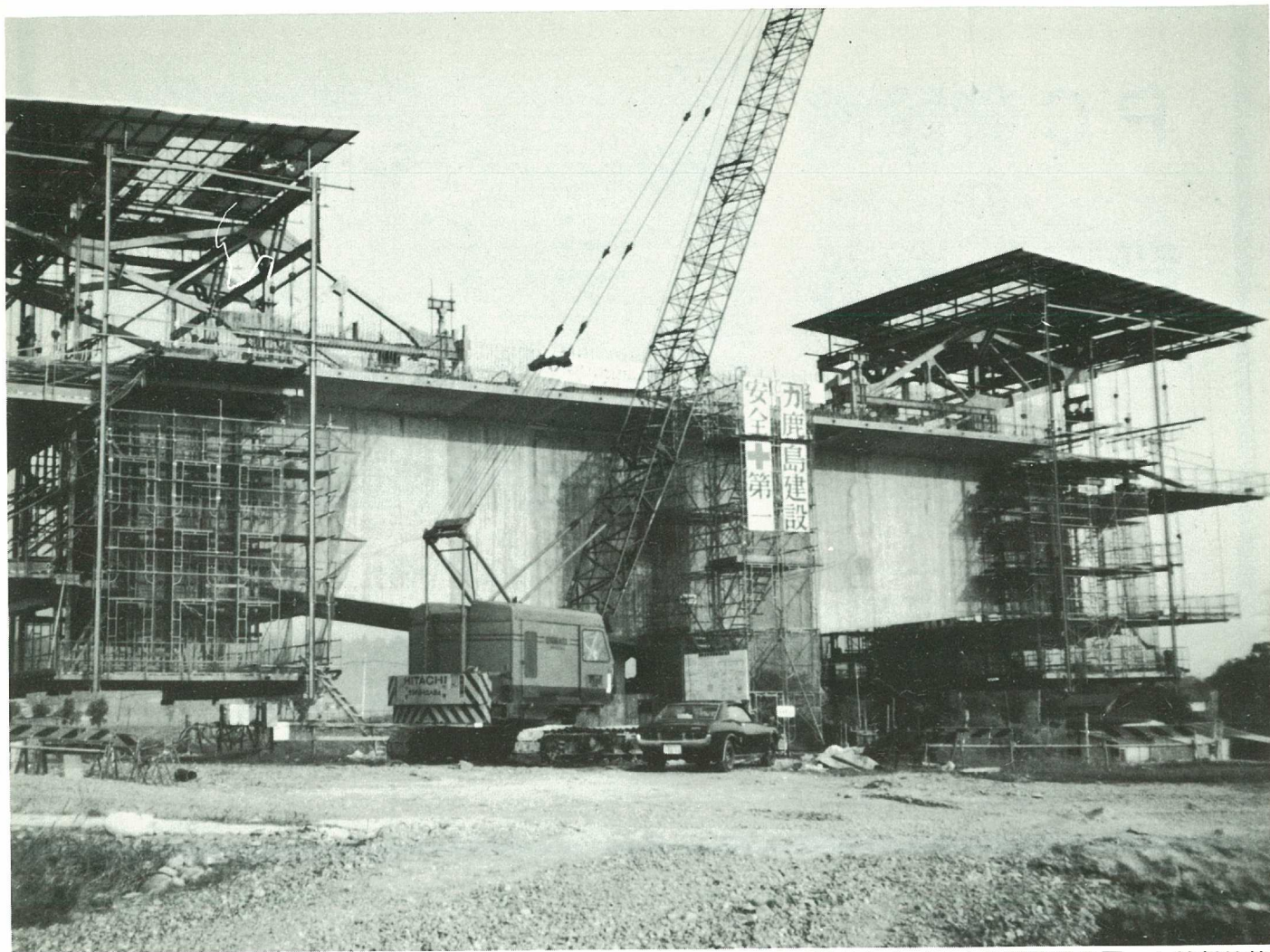
代表取締役 **森 元 峯 夫**
取締役相談役 **巽 千代造**

顧問 **山内 一郎**



本 社 東京都千代田区二番町12番地(ブロードビル)
電 話 03 (230) 2121 〒102
大阪営業所 大阪市西区勘本町1-20-7(西本町ビル)
電 話 06 (445) 1035番 〒550
厚木工場 神奈川県厚木市戸田長瀬2514番地
電 話 (0462) (22) 2199・3418番 〒243

名古屋営業所 名古屋市中村区名駅2-36-3(伊藤ビル)
電 話 (052) (581) 6071番 〒450
九州営業所 福岡市博多区博多駅中央街8-36(博多ビル)
電 話 092 (451) 5797番 〒812



太田川橋りょう（日本鉄道建設公団・上越新幹線）

〈橋梁機材〉

支承（すべり沓、ローラー沓、ヒンジ沓、水平沓etc）

PC橋用シースと附属品各種

ホロースラブ橋用円筒型枠

鋼製伸縮継手・高欄

PCグラウト用ポンプ・ミキサー

グレーチング（溝・枓・床版）

排水装置（マンホール・排水枓・排水管）・防音壁

その他 橋梁・道路製品各種

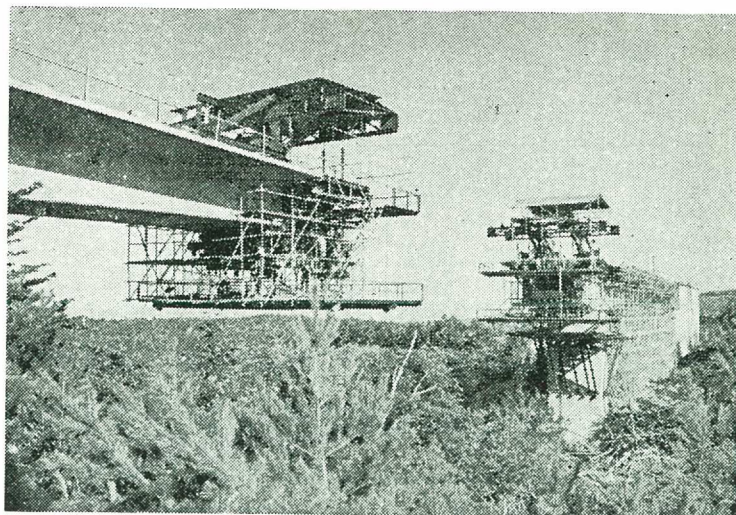


日本支承協会々員

日本産業機械株式会社

本社	東京都中央区日本橋小網町9-9 安田生命鋳橋ビル	〒103 ☎(03) 667-3111(大代表)
大阪支店	大阪市南区末吉橋通2-7 第百生命ビル	〒542 ☎(06) 261-9891(代表)
福岡営業所	福岡市博多区博多駅前3-27-25 第2岡部ビル	〒812 ☎(092)471-1261~4
仙台営業所	仙台市大和町2-25-21	〒983 ☎(0222)94-5531(代表)
千葉工場	千葉市貝塚町1266	〒280 ☎(0472)31-0811(代表)
九十九里工場	千葉県匝瑳郡野栄町野手17146	〒289-24 ☎047967-2171(代表)

PC架設機 の 設計・製作



180 T—M
現場打架設車

三信工業株式会社

東京都千代田区神田錦町1-4 (滝本ビル5階)

TEL (294) 5 1 3 1 ・ 5 1 3 2

本四連絡橋大島橋向 超大型アーチリブ支承を納入

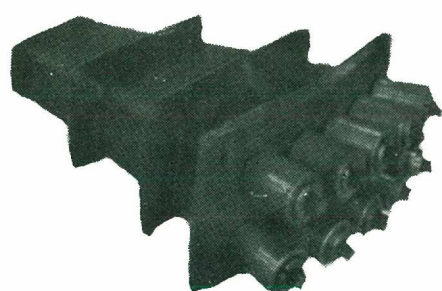
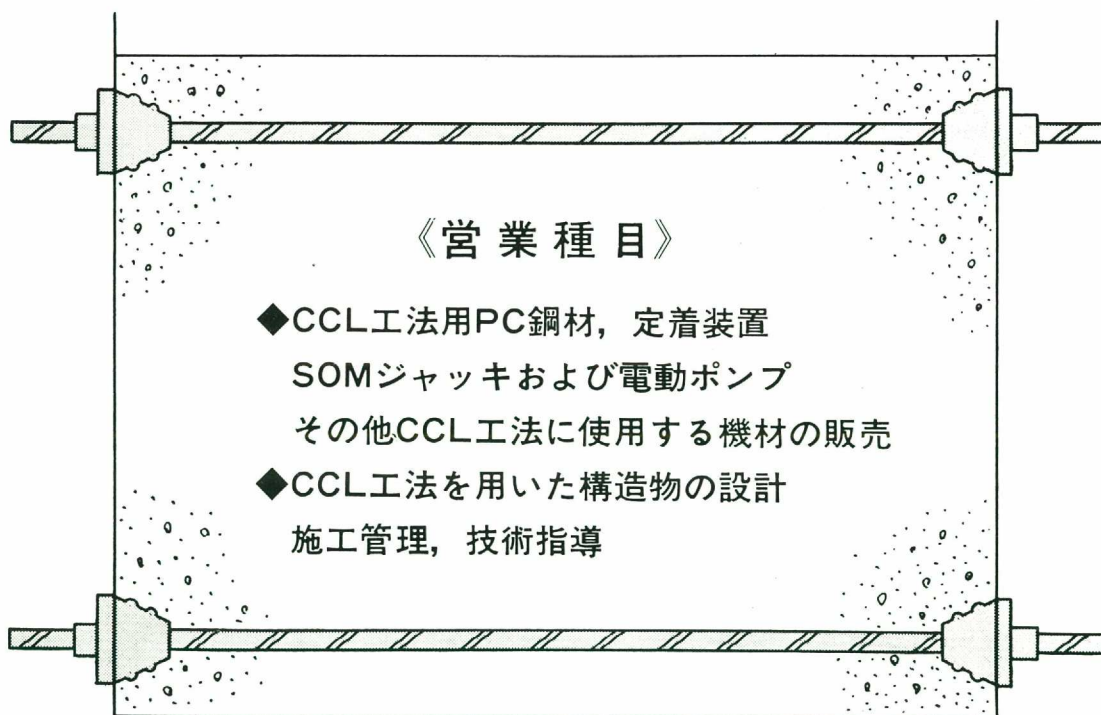
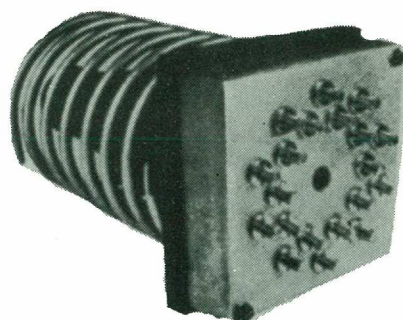
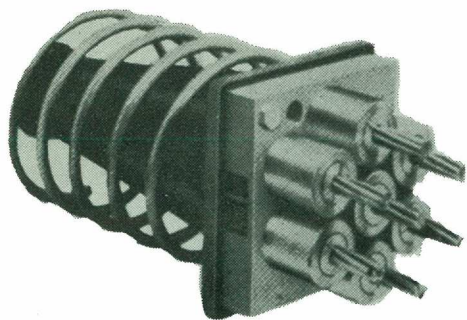
反力 5492ton
一基 約 44ton
高さ 約 2.2m



川口金属工業株式会社

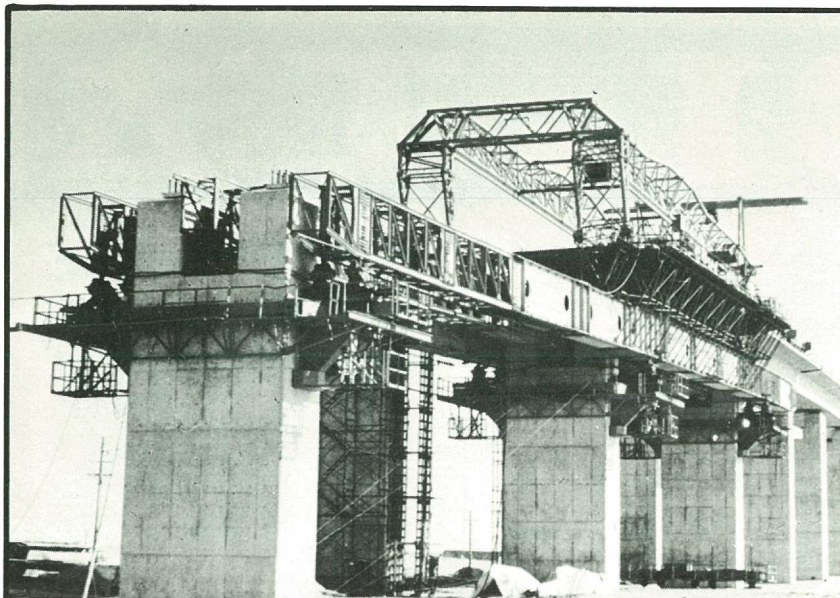
本社/工場 〒332 埼玉県川口市宮町18番19号 ☎0482-52-4511 (大代表)
東京営業所 〒100 東京都千代田区丸の内1-6-4 ☎03-211-4871 ~ 2
(交通公社ビル612号室)
関西事業部 〒664 兵庫県伊丹市北河原字政木118-4 ☎0727-82-3603 (代表)

CCL工法



株式会社 シー・シー・エル・ジャパン
CCL Japan Ltd.

〒100 本社：東京都千代田区永田町1-4-5(企業ビル内)
 〒103 東京連絡所：東京都中央区日本橋室町2-4-26(千石ビル内) 電話 東京(03)279-0461
 〒541 大阪連絡所：大阪市東区北浜3-6(京阪淀屋橋ビル内) 電話 大阪(06)201-3961
 〒812 福岡連絡所：福岡市博多区博多駅中央街8-3-6 電話 福岡(092)441-5996
 〒060 札幌連絡所：札幌市中央区北3条西4-1-1(日生ビル内) 電話 札幌(011)221-2732



宿院高架橋可動支保工

架 設 機 械

- 各種可動支保工
- 架設用ガーダー
- 各種クレーン
- 各種吊装置
- 鋼製ベンド
- 重量トロリー

他 鉄構構造物

鋼 製 型 枠

- PC 桁(ポステン・プレテン)型枠
- 軌道スラブ型枠
- カーテンウォール・プレハブ型枠
- ボックスカルバート型枠

他 コンクリート二次製品用型枠

設計・製作・設置

- クレーン(250 t) 製造認可

株式会社 東葉製作所



代表取締役 由 雄 健 三

本 社 東京都中央区日本橋茅場町 2-4

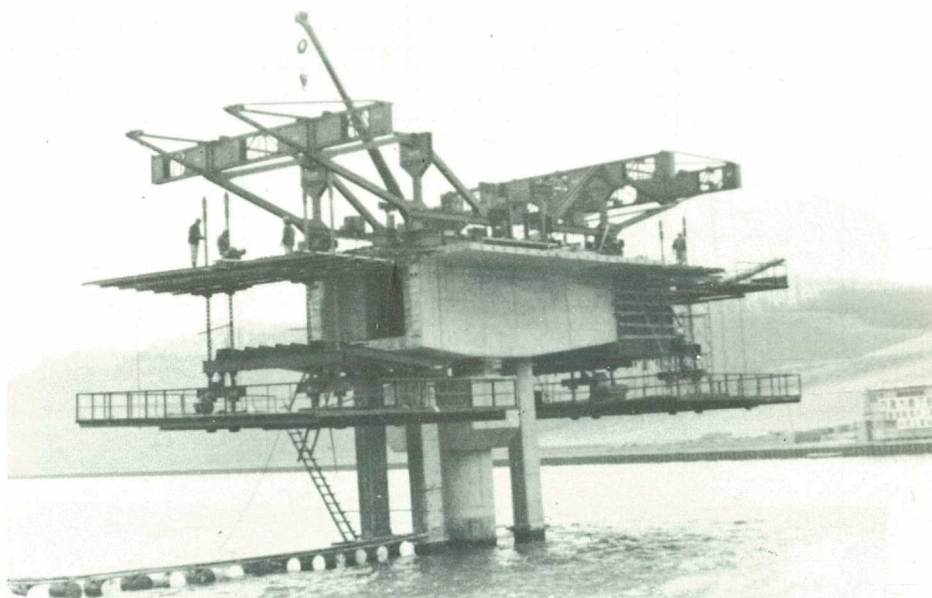
☎ 03 (668) 6061 (代)

工 場 千葉県千葉市川戸町 408

☎ 0472(63) 8851 (代)

PC用各種ジャッキ

設 計
製 作
販 売



片持現場打ち架設作業

OX山本扛重機株式会社

取締役社長 山本直道

本 社
京浜営業所
大阪連絡所
九州出張所

東京都中央区新富 1-6-3 TEL 03(551)2115~9
川崎市川崎区浜町 1-7-12
大阪市南区谷町 8 丁目 2 番 ニチエイビル
北九州市八幡区上本町 1-8-27