

プレストレストコンクリート構造物の設計法と現況

執 筆 者

(株)日本構造橋梁研究所	工博	猪	股	俊	司
京都大学工学部教授	工博	岡	田		清
早稲田大学理工学部教授	工博	神	山		一
建設省建築研究所	工博	中	野	清	司
京都大学工学部教授	工博	六	車		熙

目 次

I	プレストレストコンクリートの特質	1
II	プレストレストコンクリート用材料	27
III	設計法の基本	45
IV	土木構造物の設計計算例	79
V	建築構造物の設計計算例	119

I プレストレストコンクリートの特質

1. 緒 論

1.1 プレストレッシングの基本概念

構造部材をプレストレッシングすることは、永久的に作用する内力を構造部材に作用させて、荷重によって生ずる反対符号の応力度を、所要の程度に打消すことである。例えばもし中心軸方向にあらかじめ圧縮力を受けている部材に引張力が作用するとすると、あらかじめ与えられていた圧縮応力度は荷重による引張応力度を或る値にまで打消すこととなる。図 1.1 は軸引張力 T をうけるあらかじめ圧縮をうけている部材を示す。

部材に引張力 T が作用する前に、永久的に作用する圧縮力 P をうけて図 1.1 a に示すような圧縮応力度が部材に作用している。引張力 T のみによる引張応力度は図 1.1 b のようになる。もし圧縮力 P と引張力 T とが等しいとすれば、これら 2 つの力は互に打消し合って、図 1.1 c に示すように部材には応力が作用しないこととなる。もし P が T より大であれば、符号の異なる 2 つの力の加算結果は、図 1.1 d に示すように断面には圧縮応力度が残留する結果を与える。

結局、もし材料の圧縮強度は相当大きいのに、引張強度が小さいならば、部材に作用する引張力と等しい圧縮力を部材にあらかじめ作用させておくことによって、この部材は十分安全に引張力に抵抗できるようになる。この種部材を設計するにあたって 2 つの条件が満足される必要がある。第 1 は作用させておく圧縮力 P はその値は、これによる圧縮応力度が材料の許容圧縮応力度以下となるようなものでなければならない。第 2 はこの P の値が引張力 T を部材に作用させたあとで部材に生じている引張応力度が十分小さい値となるようにしなければならない。もし上記 2 つの条件が同時に満足されないときには、部材の断面積を増大させる必要がある。上記の力 P は一般にプレストレッシング力と呼ばれるものである。

プレストレッシングの概念は非常に古くから人類の日常生活の中に取り入れられて来ている。例えば或る種の車輪はプレストレッシングの例である。鉄のタイヤを熱した状態で木製の車輪の周にはめこむと、鉄タイヤの冷却と共に木製の車輪には半径方向の圧縮力が作用する（図 1.2）。

これによってタイヤとリムとの間の相対的移動を防止することが可能となる。自転車の車輪のスポークは引張をうけているもの

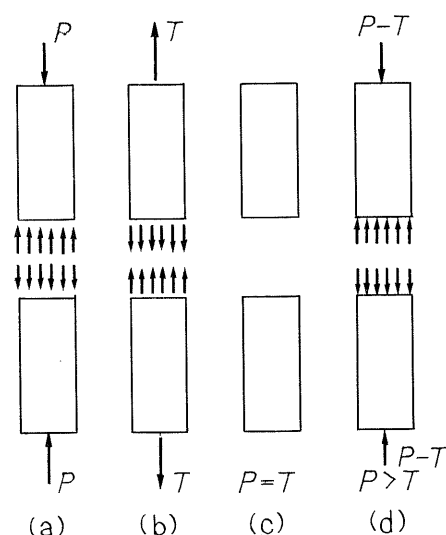


図 1.1 引張力をうけるプレストレス部材

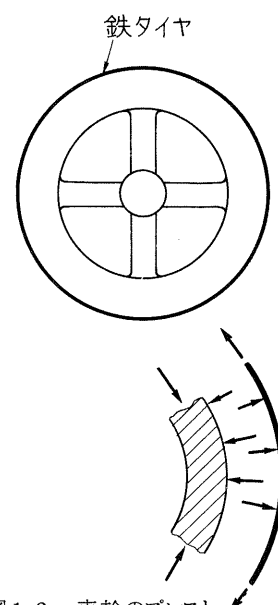


図 1.2 車輪のプレストレッシング

で一種のプレストレッシングを作用させた部材である。もしスポークに引張を作用させておかないと、車輪に荷重の作用するとき、車輪の下半分は変形して車輪の剛性は失われる。しかしスポークは引張をうけているので、車輪に作用する荷重は下側スポークの引張を減少させるが、これを消去するまでにはならないので、

車輪の剛性は失われ

ない（図 1.3）。木片

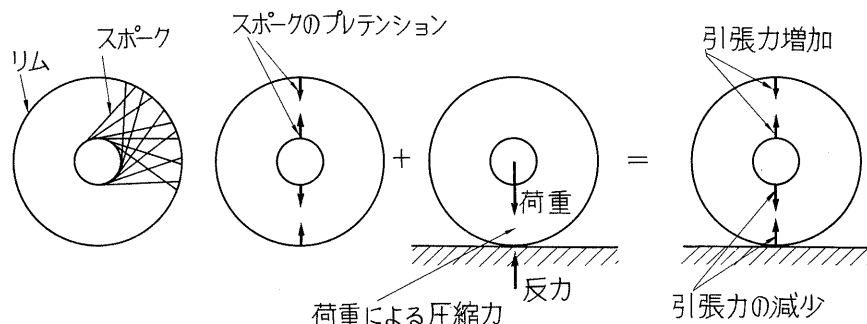


図 1.3 自転車車輪のプレストレッシング

を組合せて造られる樽の場合、相隣れる木板片間接触面からの液体のものを防止するのもこのプレストレッシングの概念の応用である。引張をうけているたがを樽の外周に配置し、木板片接触面に永久的に作用する圧縮力を作用させることが可能となるからである。

プレストレッシングの概念は一般の梁にも適用できる。下向に載荷される梁は、上縁に圧縮応力を、下縁に引張応力をうける

ような変形をする。もし梁に上向きの撓みを生ずるような永久荷重の作用をうけているとすると、下向き荷重の作用は或る程度打消されることとなる。

図 1.4 a は上向きに作用する永久荷重 P による曲げモーメント図を示している。この梁に等分布荷重が作用するとそのモーメント図は図 1.4 b のようになる。この場合下向き等分布荷重による曲げモーメントはあらかじめ作用させておいた永久荷重すなわちプレストレッシングによって著しく減少させられる。

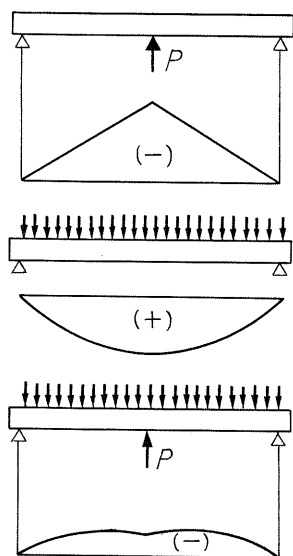


図 1.4 鉛直荷重によるプレストレッシング

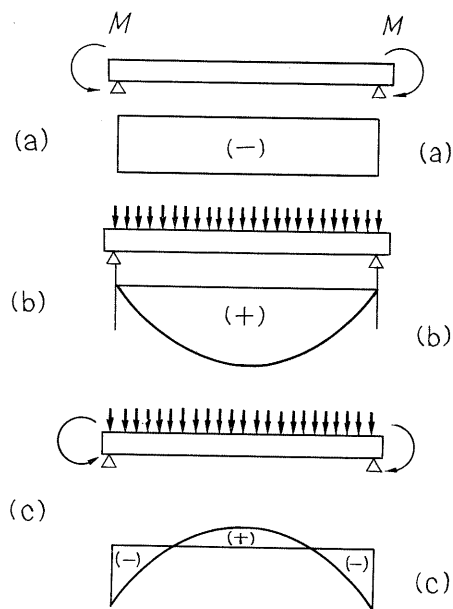


図 1.5 モーメントによる梁に対するプレストレッシング

同様な例を図 1.5 に示してある。この例では梁の両端に永久的に作用する負のモーメント M が作用させてある。前の例と同様に、下向きの等分布荷重による曲げモーメントと、永久的に作用させられた M との合成モーメント図は図 1.5 c に示してある。

以上要するにプレストレッシングの基本は、荷重による作用を或る程度打消することができるよう、あらかじめ計画的に加えた永久的な作用をいうのである。

1.2 プレストレスト コンクリート

プレストレッシングの原理が最も有効かつ広範囲に応用されたのはコンクリートに関してである。コンクリートの引張強度は小さいが、圧縮強度は非常に大きいものとすることが可能で

あって、この事はプレストレッシングを応用するのに最も適当な材料であることを示している。

コンクリートに対するプレストレッシングは構造物に生ずるコンクリートの引張応力度をなるべく小さくなるようまたは引張応力度が起こらないよう、構造物に永久的な力を加えて圧縮応力度を作用させておくことである。

このような圧縮応力度を作用させるための方法には次のような各種の方法がある。

(a) 軸方向に引張力を与えた鋼材による方法

- (i) 鋼材の一端または両端に作用させた軸方向力によって鋼材に伸びを与える。
- (ii) 鋼材両端の定着間に直線軸方向力を与えて鋼材に伸びを与える。
- (iii) 鋼材両端で定着されたものを横方向に移動させて鋼材に伸びを与える。
- (iv) 両端で定着された数本の鋼材を、より合わすことによって鋼材に伸びを与える。
- (v) 加熱された状態で鋼材端を定着することによって伸びを与える。

(b) 円形またはその他の形状の構造物の外周に引張力を与えた鋼材を巻きつける方法

(c) 構造物とそのアバットとの間で直接圧縮力を作用させる方法

(d) 不静定構造物に変位を与える方法 すなわち、構造物の一部を他の部分に対して変位または回転を与える方法

(e) 撓みを与えた鋼梁をコンクリート中に埋込み、かつ、コンクリートが硬化するまで変形した状態に鋼梁を保持する方法

(f) 膨張セメントを使用する方法

直接軸方向力を作用させて鋼材に伸びを与える方法〔(a)および(b)〕はプレストレッシングの最も普通な方法である。本書では以下この方法を主として述べることにする。プレストレッシングで鋼材を加熱する方法(a v)は余り一般的ではない。

アバットに対して直接力を作用させる方法はアーチ構造物に対して広範囲に利用されている。またこの方法は道路舗装、飛行場滑走路、等々に使用され、舗装版目地に挿入された「フラットジャッキ」によって圧縮力を舗装版に作用させるのが一般である。

(d)の方法は連続桁に用いられるものである。特に鋼合成構造物で中間支点上断面のコンクリート床版に圧縮応力度を作用させるために利用される。図 1.6 a の連続梁を考える。この構造物に対する等分布荷重による曲げモーメント分布は図 1.6 b に示してある。もし中央支点を沈下させると、例えば支承におけるパッキングを取外すと、図 1.6 c に示すような曲げモーメントが生

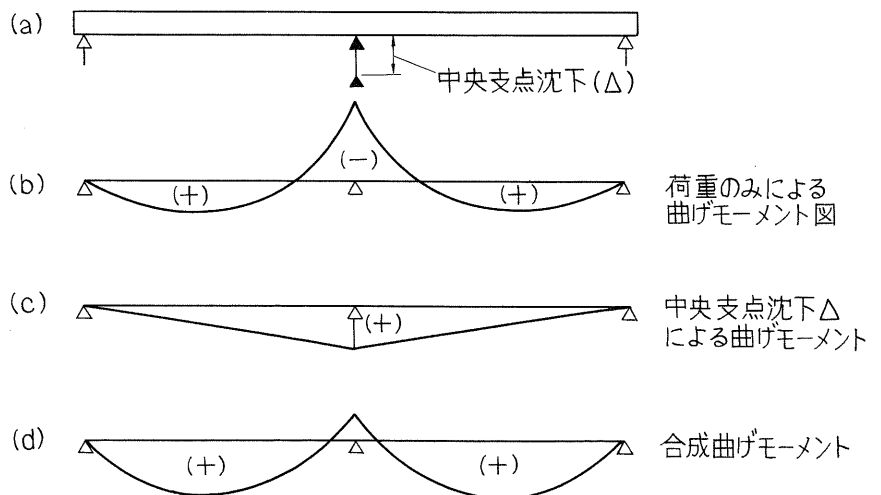


図 1.6 中央支点の沈下によるプレストレッシング

ずる。これによって連続桁に作用する合成された曲げモーメント図は図 1.6 d のようになって、中央支点の曲げモーメントは減少させられるが、スパンモーメントは増大する。

(e)の方法は国内での例は少ないが、国外では或る程度利用されている方法である。

膨張セメントの利用は収縮現象を逆方向に向わせようとするものであって、アバットに対して膨張を拘束することによるか、或いはコンクリート中に埋込まれた鋼材に伸びひずみを生ぜさせるかすることによって、コンクリートにプレストレスを与えるものである。

1.3 プレストレスト コンクリートと鉄筋コンクリート

コンクリートの欠点の一つは、引張強度がその圧縮強度に比較してきわめて小さいことである。現在の技術からすれば材令 28 日の圧縮強度が $500 \sim 600 \text{ kg/cm}^2$ 程度となるコンクリートを造ることはそれほど困難なことではない。しかしながら引張強度が 40 kg/cm^2 、曲げ引張強度が $70 \sim 80 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートを確実に造ることは非常に困難である。

コンクリート乾燥収縮によってコンクリートに引張応力度が作用し、荷重作用前に既にコンクリートにひびわれの発生の認められることもしばしばある。したがって荷重によって生ずるコンクリート引張応力を全く受けられない状態になっている。

鉄筋コンクリートの曲げ部材では、引張側コンクリートを無視し、鉄筋のみが引張力を受けるものとして計算をするものとしているのは、上記の理由によるものである。したがって鉄筋コンクリート断面では中立軸と圧縮縁との間のコンクリートのみが圧縮応力度をうけるのに役立ち、中立軸と引張縁との間のコンクリートは曲げの計算上は全く役立たないと

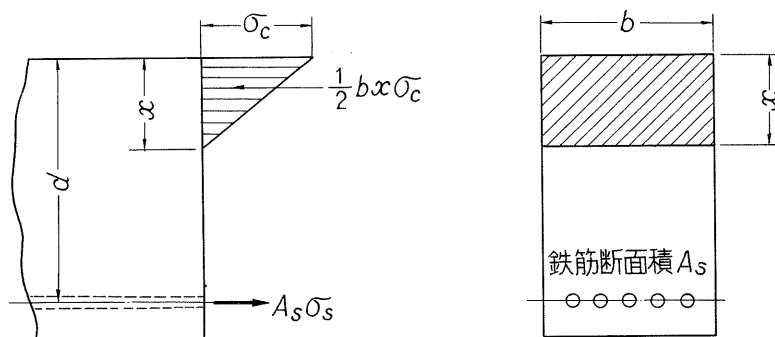


図 1.7 鉄筋コンクリート断面

している（図 1.7）。これは鉄筋コンクリートの欠点の第一である。

鋼材強度およびコンクリート強度ともに増大している現在、これら材料の高強度をそのまま鉄筋コンクリートに使用すると、次のような問題がおこる。

圧縮強度の大きいコンクリートを利用して許容応力度を大とすると、現在の品質の鉄筋を用いたのでは、部材寸法は小さくなるが、鉄筋断面積は増大し、結果的にはあまり経済的とならないこともある。

コンクリート量および鉄筋量とも減少させるには、高強度鋼材を用いて鉄筋許容応力度をも増加させる必要がある。鉄筋の許容応力度をその鋼材の降伏点応力度に対してある安全度を有するように、すなわち機械的な強度に関する安全度を確保するだけであればよいとすると、降伏点応力度の高い鉄筋を採用すれば、鉄筋の許容応力度は必要なだけ大とすることが可能である。

一方、鉄筋の許容応力度を大きくすると、それだけ鉄筋ひずみも大きいものとなる。コンク

リートに生ずるひびわれ巾は鉄筋ひずみに比例するとすれば、鉄筋引張応力度を大とするほど、生ずるひびわれ巾もまた大となる。

例えばひびわれ間隔 $\Delta\ell$ の平均値は次式で与えられる。

$$\Delta\ell = 6 + \beta \sqrt{c \frac{B_o}{\Sigma\phi}} \quad (\text{cm}) \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

ここに、 B_o = 引張鉄筋断面図心と一致する図心を有するコンクリート断面積

c = 引張鉄筋表面から最も近いコンクリート表面までの距離

ϕ = 鉄筋直径

β = 係数 丸鋼 $\dots\dots\dots 1.0$

異形鉄筋 $\dots\dots\dots 0.8$

ひびわれ巾の平均値 W は次式で与えられる。

$$W = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \Delta\ell \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

ここに、 σ_s = 鉄筋引張応力度

最大ひびわれ巾は上記平均ひびわれ巾の 1.5 倍と考えてよい。上記の式によると、ひびわれ巾は鉄筋引張応力度、鉄筋直径、コンクリートかぶり、等に関係することが明らかである。異形鉄筋を用いるとひびわれ巾も小さくできることも明らかである。

結局高強度鋼材であるからといって許容応力度を大きくすると、機械的安全度の面からは許されずとも、発生するひびわれ巾が大となる危険がある。鉄筋コンクリート構造物で一般の屋外環境にある場合、ひびわれ巾の許容値は耐久性上 0.2 mm といわれている。したがって高強度鋼であっても許容応力度は、コンクリートに生ずるひびわれ巾の制限値によって余り大きくとることはできないこととなる。

すなわち鉄筋の許容応力度を定めるにあたって次の 2 つの条件を考慮する必要がある。

- (1) 鉄筋引張応力度は、その鉄筋降伏点応力度に対して必要な安全度を有すること（一般にこの安全率は 1.6 ~ 1.7 の値である）。
- (2) 発生するひびわれ巾を鉄筋の防錆、構造物の耐久性の面から、或る値以下に制限できること。

勿論、疲労が問題となるような荷重作用の場合には鉄筋の疲労強度をも考慮する必要がある。

以上のことから、降伏点応力度の高い鉄筋に対して(1)の条件のみを満足させるには、許容応力度もまた大きい値に採用できるが、無制限に大きくすると(2)の条件を満足させることができなくなる。結局鉄筋コンクリートでは、高強度鋼材の特質を完全に利用できないこととなる。

これに対してプレストレスト コンクリートでは高強度鋼材の特性を十分に利用するものであり、かつ高強度であることが必要となるのである。

1.2 で述べた(a)(i)の方法によるプレストレスト コンクリート引張部材を考える(図 1.8)。引張力の与えられた鋼材両端はコンクリート部材両端に定着されている。したがってコンクリート部材と鋼材とを分離して考えると、鋼材は軸方向引張を受けた状態であり、コンクリート部材はその両端で、鋼材定着点で反力としての軸方向圧縮力 P をうけた状態で圧縮応力度をう

けている。

この状態で放置したとき最初に与えたプレストレス力 P はどのように変化するかを検討する。

コンクリートは (a) 乾燥収縮, (b) クリープの 2 現象によってひずみは収縮方向に増加するものである。コ

ンクリートのクリープ現象とは図 1.9 に示すように一定応力度のもとでコンクリートひずみが時間と共に増加することである。作用する応力度が強度の 40 % 程度以下の場合, クリープひずみ ε_{φ} は弾性ひずみ ε_e に比例する。すなわち,

$$\varepsilon_{\varphi} = \varphi \cdot \varepsilon_e \cdots \cdots (1.3)$$

で表わされる。クリープひずみがその最終値に達するまでの時間は、断面の仮想厚さ（断面積を断面外周長の 1/2 で除したもの）に関

係し、仮想厚さ 10 cm, 20 cm および 40 cm の場合で、最終値の約 90 % に達するまでの経過日数はそれぞれ 700 日, 1000 日および 4000 日程度である。また最終値の 50 % に達するまでの経過日数もまたそれぞれ 60 日, 200 日および 500 日程度である。すなわち、クリープの進行度は、断面積に比して断面周長の大きいほど、大きいものとなる。

また (1) 構造物の置かれる環境の湿度の低いほど, (2) 応力を作用させるときのコンクリート材令の若いほど, (3) コンクリートの水セメント比, 単位セメント量の大きいほど, (4) 仮想厚さの小さいほど, それぞれ φ の値を増大させる効果がある。

鋼材両端はコンクリート部材両端に定着されているので、コンクリート部材がコンクリートの乾燥収縮およびクリープひずみによって短縮すると、鋼材ひずみも同じ量だけ短縮することになるので、それだけ鋼材に最初に与えた引張力は減少する。したがってコンクリート部材に作用しているプレストレスも最初に与えられた値に比して減少することとなる。

鋼材を緊張定着した直後のコンクリート圧縮応力度を

$$\sigma_c(T_0)$$

とする。コンクリートのクリープ、乾燥収縮の終了後のコンクリート圧縮応力度を

$$\sigma_c(T_{\infty})$$

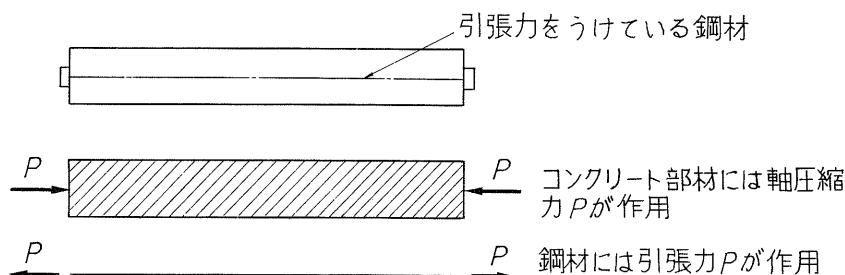


図 1.8 鋼材を緊張定着してプレストレスを与える

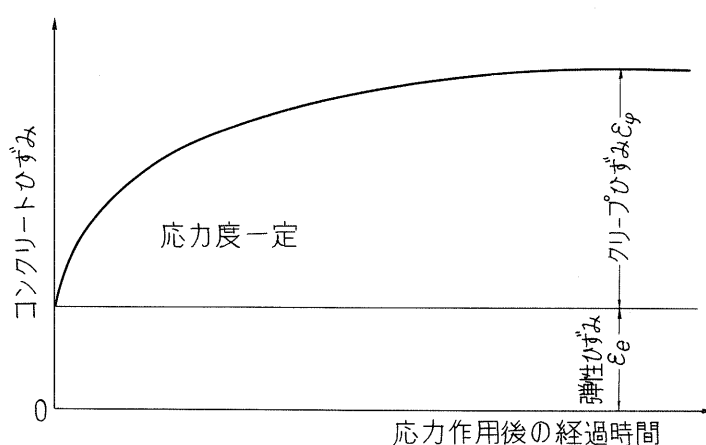


図 1.9 コンクリートのクリープ現象

とする。コンクリートのクリープひずみは T_0 , T_∞ 両時点でのコンクリート圧縮応力度の平均値によっておこるものと仮定すると、次式で与えられる。

$$\frac{1}{E_c} \cdot \frac{1}{2} \{ \sigma_c(T_0) + \sigma_c(T_\infty) \} \cdot \varphi \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

コンクリートの乾燥収縮ひずみを ϵ_{sh} とする。

鋼材に与えられた引張応力度は、コンクリートの乾燥収縮、クリープによって $\Delta\sigma_s$ だけ、最初の値 $\sigma_s(T_0)$ から減少する。したがってコンクリートひずみは伸びであって次式で与えられる。

$$-\frac{1}{E_c} \cdot \frac{\Delta\sigma_s}{\sigma_s(T_0)} \cdot \sigma_c(T_0) \quad \dots\dots\dots (1.5)$$

(1.5) 式の意味は鋼材引張応力度 $\sigma_s(T_0)$ によって、コンクリート圧縮応力度は $\sigma_c(T_0)$ となる。よって鋼材引張応力度の減少 $\Delta\sigma_s$ によって生ずるコンクリート引張応力度は

$$\sigma_c(T_0) \frac{\Delta\sigma_s}{\sigma_s(T_0)}$$

となるからである。

コンクリートひずみ変化は鋼材ひずみ変化と等しくなるから、(1.4), (1.5) 両式によるコンクリートひずみ変化に、乾燥収縮ひずみ ϵ_{sh} を加え、次の関係式がえられる。

$$\frac{\Delta\sigma_s}{E_s} = \epsilon_{sh} + \frac{1}{E_c} \cdot \frac{1}{2} \{ \sigma_c(T_0) + \sigma_c(T_\infty) \} \varphi - \frac{1}{E_c} \cdot \frac{\sigma_c(T_0)}{\sigma_s(T_0)} \cdot \Delta\sigma_s \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

力の釣合条件によって、コンクリート乾燥収縮、クリープ終了時の鋼材引張応力度 $\sigma_s(T_0) - \Delta\sigma_s$ と、コンクリート圧縮応力度 $\sigma_c(T_\infty)$ との間に次の関係が成立する。

$$\frac{\sigma_c(T_0)}{\sigma_s(T_0)} = \frac{\sigma_c(T_\infty)}{\sigma_s(T_0) - \Delta\sigma_s} \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

(1.7) 式を書換えると、

$$\sigma_c(T_\infty) = \left\{ 1 - \frac{\Delta\sigma_s}{\sigma_s(T_0)} \right\} \cdot \sigma_c(T_0) \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

(1.8) 式を (1.6) 式に代入して書換えると、

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_s \left\{ 1 + \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{\sigma_c(T_0)}{\sigma_s(T_0)} \right\} &\equiv E_s \cdot \epsilon_{sh} + \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{\varphi}{2} \left\{ \sigma_c(T_0) + \sigma_c(T_0) - \frac{\sigma_c(T_0)}{\sigma_s(T_0)} \cdot \Delta\sigma_s \right\} \\ &= E_s \cdot \epsilon_{sh} + \frac{E_s}{E_c} \left\{ \varphi \cdot \sigma_c(T_0) - \frac{\sigma_c(T_0)}{\sigma_s(T_0)} \cdot \frac{\varphi}{2} \cdot \Delta\sigma_s \right\} \end{aligned}$$

(E_s/E_c) = n とおいて,

$$\Delta\sigma_s \left\{ 1 + n \cdot \frac{\sigma_c(T_0)}{\sigma_s(T_0)} \left(1 + \frac{\varphi}{2} \right) \right\} = E_s \cdot \epsilon_{sh} + n \cdot \varphi \cdot \sigma_c(T_0)$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{n \cdot \varphi \cdot \sigma_c(T_0) + E_s \cdot \epsilon_{sh}}{1 + n \cdot \frac{\sigma_c(T_0)}{\sigma_s(T_0)} \cdot \left(1 + \frac{\varphi}{2} \right)} \dots\dots\dots (1.9)$$

いま $\sigma_c(T_0) = 100 \text{ kg/cm}^2$, $n = 6$, $\varphi = 2$, $E_s = 20 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_{sh} = 20 \times 10^{-5}$ とおいて, $\sigma_s(T_0)$ を変化させて (1.9) 式により $\Delta\sigma_s$ を求める。

$$\Delta\sigma_s = \frac{6 \times 2 \times 100 + 20 \times 10^5 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + 6 \times \frac{100}{\sigma_s(T_0)} \times \left(1 + \frac{2}{2} \right)} = \frac{1600}{1 + \frac{1200}{\sigma_s(T_0)}}$$

計算結果は表 1. に示す。 $\sigma_s(T_\infty) \equiv \sigma_s(T_0) - \Delta\sigma_s$

表 1 $\sigma_s(T_0) (\text{kg/cm}^2)$ と $\Delta\sigma_s (\text{kg/cm}^2)$ の関係

$\sigma_s(T_0)$	分 母	$\Delta\sigma_s$	$\sigma_s(T_0) - \Delta\sigma_s$	$\sigma_s(T_\infty)/\sigma_s(T_0)$
14000	1.0857	1474	12526	0.8947
12000	1.1000	1455	10545	0.8788
10000	1.1200	1429	8571	0.8571
8000	1.1500	1391	6609	0.8261
6000	1.2000	1333	4667	0.7778
4000	1.3000	1231	2769	0.6923
2000	1.6000	1000	1000	0.5000

以上の表から明らかなように, コンクリート乾燥収縮, クリープの終了後, 鋼材に残留している引張力 (有効引張力と呼ぶ) $\sigma_s(T_\infty)$ と, 最初に与えた引張力 $\sigma_s(T_0)$ との比は, $\sigma_s(T_0)$ が小さくなるほど, 小さい値となる。すなわち最初に与えた引張応力度が小さいほど, 減少率は大となることが明らかである。上記の例で乾燥収縮 ϵ_{sh} , クリープ係数を大きい値と仮定すると更に $\sigma_s(T_0)$ の小さいときの減少率はより大となる。極端な場合には $\sigma_s(T_\infty)$ が 0 となることもある。すなわち与えられたプレストレスが完全に消去することとなる。

最初に与えられたプレストレスが, コンクリートの乾燥収縮, クリープが終了したあとでも, 十分大きい値であるためには, 最初に鋼材に作用させる引張応力度をできるだけ大とする必要がある。すなわち鋼材としては引張強度の大きい鋼材 (これを P C 鋼材と呼ぶ) を利用することが大切である。

高強度鋼材を使用することによって現在のプレストレス コンクリート技術が実用化されるにいたったのである。この基礎を確立したのはフランスの Freyssinet でありプレストレス コンクリートの父と呼ばれる理由である。

P C 鋼材に引張力を与えてこれをコンクリート部材に定着してプレストレスを与えた梁の例について, プレストレス コンクリートの原理を説明することとする。

図 1.10 に長方形断面の重心位置に P C 鋼材を配置し, これに引張力 P を与えて梁の両端に

定着するものとする。
 PC鋼材に作用している引張力の反力として、梁には中心軸方向力 P が作用する。したがって梁断面には等分布のプレストレスが作用し、その値は断面積を A として、次のようになる。

$$\frac{P}{A} \dots\dots\dots (1.10)$$

荷重による曲げモーメント M によって断面に生ずる縁維応力度は上縁で圧縮応力度、下縁では下引張応力度となり次式で求められる。

$$\pm \frac{6M}{bh^2} \dots\dots\dots (1.11)$$

したがって図 1.10 の梁に作用するコンクリート応力度は (1.10)、(1.11) 両式を加算して求められる。圧縮を正、引張を負で表わす。

$$\left. \begin{array}{l} \text{上縁} \dots\dots\dots \frac{P}{bh} + \frac{6M}{bh^2} \\ \text{下縁} \dots\dots\dots \frac{P}{bh} - \frac{6M}{bh^2} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1.12)$$

下縁における応力度 P/bh^2 と $6M/bh^2$ とは符号が異なっており、第 2 項の荷重による引張応力度を打消すように第 1 項の圧縮応力度すなわちプレストレスが作用させられている。

下縁に引張応力度が起らないようにするには、(1.12) 式の第 2 式から、

$$\begin{aligned} \frac{P}{bh} - \frac{6M}{bh^2} &\geq 0 \\ P &\geq 6 \frac{M}{h} \dots\dots\dots (1.13) \end{aligned}$$

(1.13) 式で与えられるプレストレス力 P を作用させておけば、梁の下縁に引張応力度はおこらないこととなる。したがって荷重による曲げ応力度 (1.11) 式は、コンクリートの引張側も考慮に入れているが、これは許されることとなる。これは鉄筋コンクリートの曲げ応力度計算の場合と根本的に異なる点である。

(1.12) 式の下縁コンクリート応力度が小さい引張応力度となるような場合でも、普通の場合 (1.11) 式によって荷重による曲げ応力度を計算し、(1.12) 式を用いてよい。

図 1.10 では断面図心に PC 鋼材を配置して等分布プレストレスを与えた例であるが、図 1.11

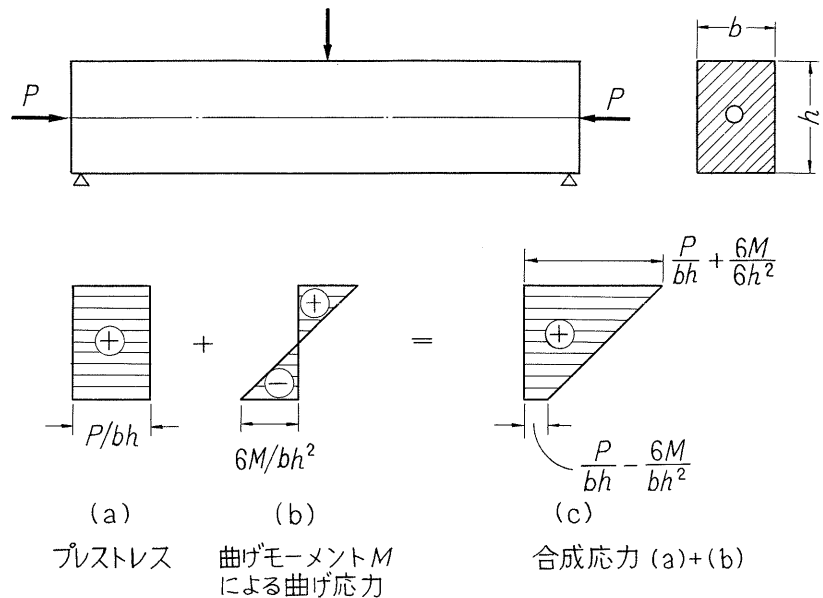


図 1.10 一様プレストレスの作用している梁

のように P C 鋼材を断面図心からある偏心量を有するように配置してプレストレスを与えることもできる。

この場合、引張力を作らせた P C 鋼材の反力はコンクリート梁に対して偏心軸方向荷重として作用することとなる。偏心が断面図心より下方にあれば、偏心軸方向荷重の作用は、中心軸方向荷重 P と、負の曲げモーメント P_e とに分解できる。

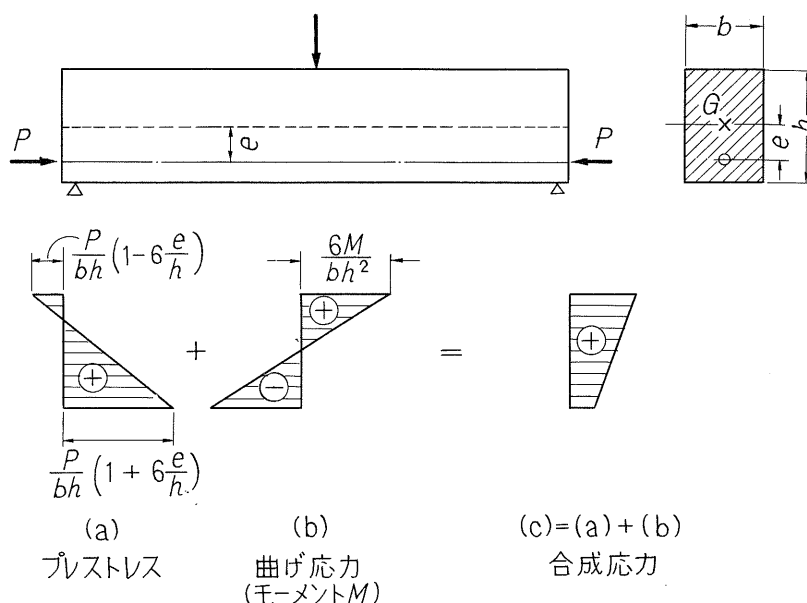


図 1.11 偏心のあるプレストレスをうける梁

梁は正の曲げモーメントをうけるとしているから、負の曲げモーメントを P C 鋼材の緊張力によって与えることができるので、コンクリートに関しては有利な応力状態とすることができる。

プレストレスは軸力 P、曲げモーメント $-P_e$ の両者の作用を加算して次のように与えられる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{上縁} \cdots \cdots \frac{P}{bh} - \frac{6P_e}{bh^2} = \frac{P}{bh} \left(1 - 6\frac{e}{h}\right) \\ \text{下縁} \cdots \cdots \frac{P}{bh} + \frac{6P_e}{bh^2} = \frac{P}{bh} \left(1 + 6\frac{e}{h}\right) \end{array} \right\} \cdots \cdots (1.14)$$

プレストレスの分布は図 1.11 (a) のようになる。この偏心量 e と h との比によって図 1.12 のようにプレストレスの分布は変化する。したがって P と e とを適当に組合せ選定することによって、もっとも好ましい応力度状態を与えるようにすることができる。

図 1.11 のようなプレストレス分布のとき、荷重による曲げモーメント M による曲げ応力度と合成して次のようになる。

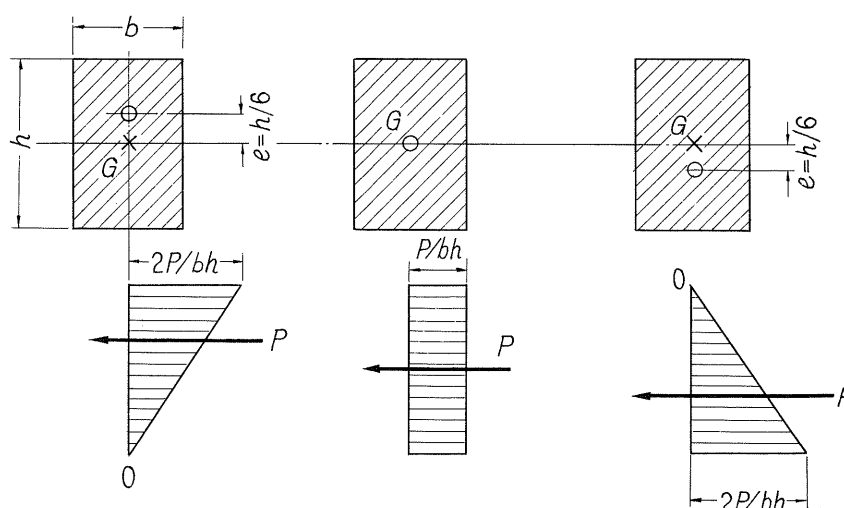


図 1.12 偏心量とプレストレス分布

$$\left. \begin{array}{l} \text{上縁} \cdots \cdots \cdots \frac{P}{bh} \left(1 - 6 \frac{e}{h} \right) + \frac{6M}{bh^2} \\ \text{下縁} \cdots \cdots \cdots \frac{P}{bh} \left(1 + 6 \frac{e}{h} \right) - \frac{6M}{bh^2} \end{array} \right\} \cdots \cdots \cdots (1.15)$$

$e > |h/6|$ であるときは、図 1.11 の P C 鋼材配置の梁では、(1.15) 式上縁の第一項は負となる。すなわち引張応力度となる。したがって支点断面では $M=0$ となるから、支点断面の上縁では載荷時にも引張応力度がコンクリートに作用していることとなる。これが余り大きい引張応力度となることはコンクリートのひびわれ防止の点から望ましくない。したがって図 1.11 のように直線状に P C 鋼材を配置する場合には、偏心量を $h/6$ より余り大きくしないのがよいこととなる。

P C 鋼材図心を彎曲させて配置できる場合には図 1.13 のように、支点附近では偏心量を小さく、スパン中央附近のように荷重による曲げモーメントの大きい区間では偏心量を大きく、それぞれ P C 鋼材図心位置を定めるのが有利である。このような P C 鋼材図心形状の配置は、コンクリート曲げ応力度に関して有効であるばかりでなく、コンクリート断面に作用するせん断

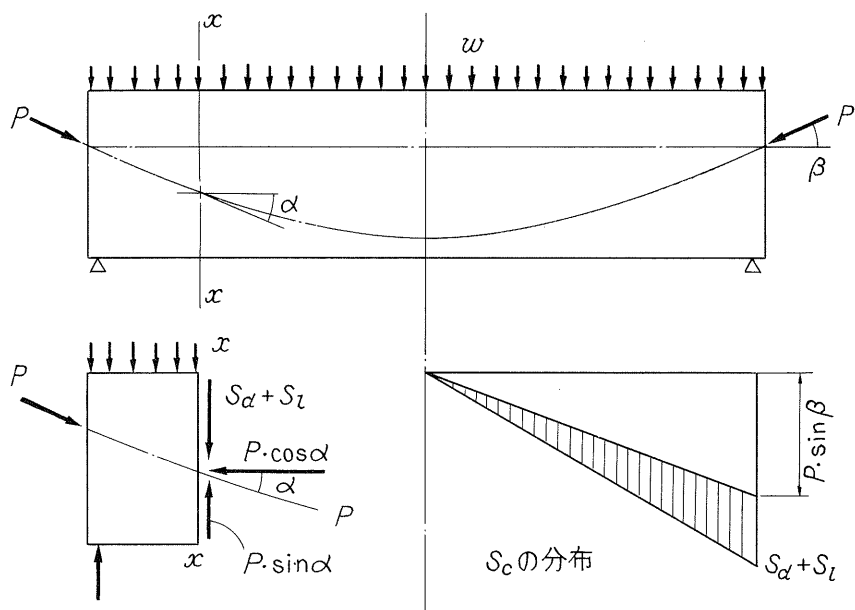


図 1.13 P C 鋼材を彎曲させて配置する

力を減少させる効果もある。すなわち図 1.13 において、梁を X-X 断面で切断、支点断面と断面 X-X との間の区間を取出して力の釣合を考える。X-X 断面では P C 鋼材位置で軸方向力 $P \cos \alpha$ 、面内に $P \sin \alpha$ が上向きに作用する。よって軸方向のプレストレスは $P \cos \alpha$ である軸力と、 $(P \cos \alpha)e$ なる負の曲げモーメントとの作用として計算される。 $P \sin \alpha$ は、荷重によるせん断力 $(S_d + S_l)$ とは逆方向に作用することになるので、X-X 断面コンクリートに作用するせん断力は次のようになる。

$$S_c = S_d + S_l - P \sin \alpha \cdots \cdots \cdots (1.16)$$

ここに、 S_d 、 S_l = 静荷重、活荷重によるせん断力

すなわち図 1.13 のように P C 鋼材を彎曲配置することによって、コンクリート断面に作用するせん断力を減少させることが可能となる。これは鉄筋コンクリート部材に比較して著しい利点である。

更にプレストレスト コンクリートでは部材軸方向に作用しているプレストレスの作用によ

って、斜引張応力度を著しく減少させることのできる利点がある。図 1.14 には鉄筋コンクリート部材についてのせん断応力度分布を示す。断面が長方形の場合、圧縮縁と中立軸との間では、せん断応力度はパラボラ分布で、中立軸位置で最大となり、鉄筋図心までは同じ応力度の分布となる。中立軸から下方では軸方向応力度は 0 であるから、斜引張応力度 σ_I は、

$$\sigma_I = -\tau \quad \dots\dots\dots (1.17)$$

となり、せん断応力度の最大値と同じ値となる。またその作用方向は 45° の傾斜を示す。したがって鉄筋コ

ンクリートでは腹鉄筋（斜引張鉄筋）配置の設計で、中立軸位置のせん断応力度の値を基準としている。一般には τ の値を考えているが、これはそのまま斜引張応力度を代表しており、この σ_I の値が斜引張鉄筋の設計では問題となるのである。

プレストレスト コンクリートでは軸方向に圧縮応力度が作用しているので、この軸方向応力度 σ_c とせん断応力度 τ とを合成して次式で σ_I を求める（図 1.15）。

$$\sigma_I = \frac{1}{2} (\sigma_c - \sqrt{\sigma_c^2 + 4\tau^2}) \quad \dots\dots\dots (1.18)$$

例えば、 $\tau = 15 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_c = 60 \text{ kg/cm}^2$ とすると、

$$\sigma_I = \frac{1}{2} (60 - \sqrt{60^2 + 4 \times 15^2}) = -3.6 \text{ kg/cm}^2$$

となり、斜引張応力度は著しく小さい値となる。

結局プレストレスト コンクリートでは P C 鋼材を彎曲配置することにより、(1.16) 式に示すように、コンクリート断面に作用するせん断力を減少させることができ、更に軸方向圧縮応力度によって (1.18) 式に示すように斜主引張応力度を減少させることが可能となる。このため鉄筋コンクリート部材に比較してウェ

ブ巾をせまくすることが可能となる（図 1.16 参照）。
以上曲げの計算において P C 鋼材断面積の影響を無視して (1.12) ~ (1.15) 式を示したが、P C 鋼材とコンクリートとが付着している場合には、P C 鋼材断面をコン

クリート断面に換算して、応力

計算をするのが正しいのである。しかしながら、コンクリートにひびわれの発生するまでの間は、荷重作用による P C 鋼材引張応力度の増加は非常に小さいので、近似的には P C 鋼材はコ

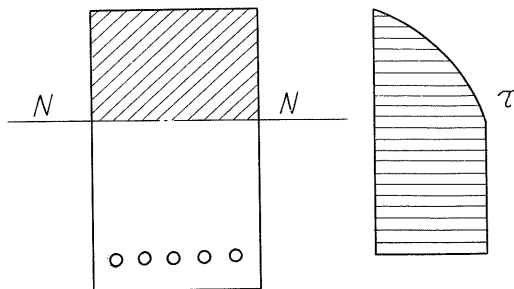


図 1.14 鉄筋コンクリート長方形断面梁のせん断応力度分布

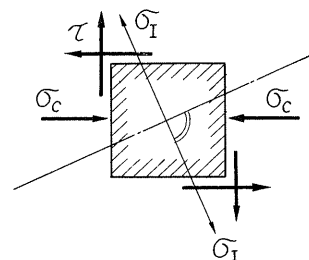


図 1.15 主引張応力度 σ_I

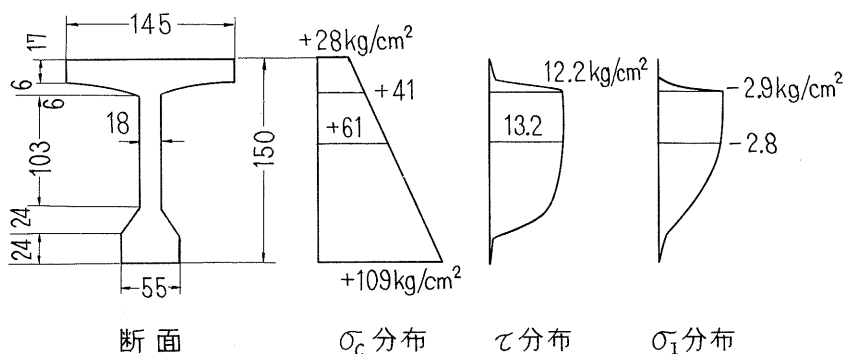


図 1.16 主引張応力度

ンクリートにプレストレスを与えるだけの作用をするものと考えてもよいのである。これに反して鉄筋コンクリートの鉄筋は荷重による引張りを直接的に受ける役目をするものである。プレストレスト コンクリートのPC鋼材はひびわれ前は荷重による引張力を直接受ける作用は小さく、コンクリートにプレストレスを作用させる働きが第一義的であって、鉄筋コンクリートの鉄筋の作用とは著しく異なっているが、ひびわれを生じたあとは、荷重による引張力を直接受け持つようになる。

2. プレストレスト コンクリート 施工法

2.1 プレテンション方式

この方式ではPC鋼材（普通にはPC鋼線または鋼より線）を引張台間に、引張力を与えて固定する。次に型わくを組立てコンクリート打ちを実施し、コンクリートが十分な強度に達しPC鋼材とコンクリートとの付着強度が発揮されるようになったならば、PC鋼材端と引張台との間の固定を除々にゆるめて、コンクリート部材にプレストレスを与える。以上の工法の説明図を図2.1に示し

てある。すなわち図2.1において (a)引張台にPC鋼材を緊張して定着する。

(b)緊張されたままの状態のPC鋼材をかこんで型わくをならべ、コンクリートを打つ。(c)コンクリートが所要の圧縮強度に達したら、PC鋼材端と引張台との間

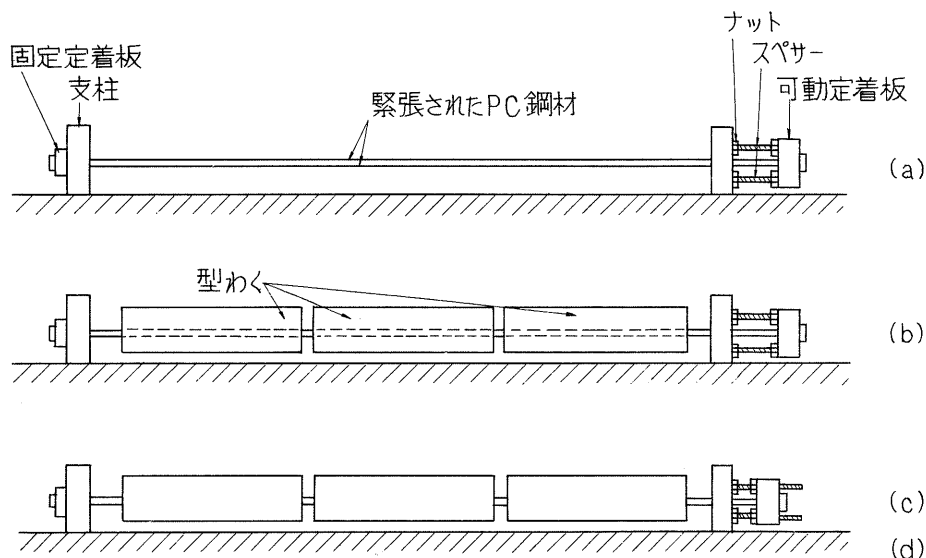


図2.1 プレテンション方式施工法

の定着を除々にゆるめる。(d)各コンクリート間のPC鋼材を切断して、コンクリート部材を引張台から取出す。

引張力の作用しているPC鋼材をコンクリート部材に定着するのは、PC鋼材とコンクリートとの付着力によるものである。したがって或る長さの定着長を必要とする。すなわち図2.2に示すように、PC鋼材引張応力度は部材端で0であり、部材の内部に向って次第に引張応力度が増加し、定着長 l_t だけ部材端から離れた位置で計算で求められる引張応力度となる。付着応力度は定着長端すなわち部材から l_t の距離で0であり、部材端近くで最大となる。

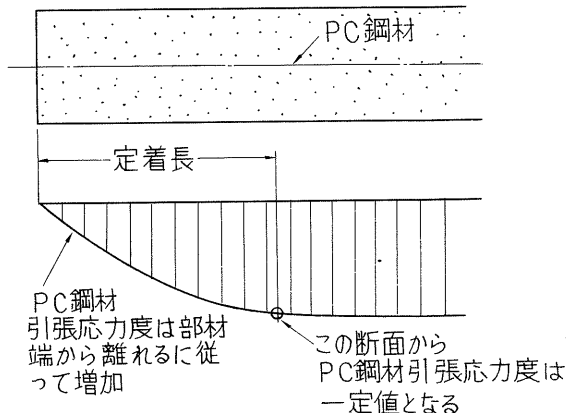


図2.2 PC鋼材に沿ってのPC鋼材引張応力分布

P C 鋼材引張応力度分布と相似の分布がプレストレスについても与えられることとなる。プレストレスの値が計算値となる断面の位置と部材端との距離は伝達長とも呼ばれ、これは付着長よりも少しく長いものとなるのが普通である。

定着長 ℓ_t は P C 鋼材に与えられている引張応力度、P C 鋼材表面状況、断面形状、直径およびプレストレスを与えるときのコンクリート圧縮強度、などに関係するものである。またプレストレスを与えるときの作業すなわち、P C 鋼材端と引張台との定着を除々にゆるめるか、或いはガスで急激に切断するか、などにも関係がある。

プレテンション方式では P C 鋼材とコンクリートとの付着強度が、部材に沿って必要なプレストレスの分布を与える上で非常に重要なものである。それで直径 2.9 mm の P C 鋼線の表面を錆付けして付着強度を増加させる方法が従来広く用いられて来た。しかし錆付けの程度を一定とすることは非常に困難な場合もあるので、直径 2.9 mm の P C 鋼線を 2 本よりまたは 3 本よりとした鋼より線が用いられた。

しかし直径の細い P C 鋼線を多数用いると、これらを緊張する作業に人手がかかり過ぎるばかりでなく、コンクリート打ちおよび締固めも困難となるので、大きい部材には直径の太い P C 鋼線または P C 鋼より線が用いられるようになって来ている。このため直径 5 mm の P C 鋼線の表面にへこみを付けたインテンデットワイヤ、突起を付けた特別な異形 P C 鋼線が製造され、プレテンション方式にも用いられている。

P C 鋼材引張応力度分布の実験室での測定値を図 2.3 に示してある。表面に突起を付けた異形 P C 鋼線では P C 鋼材最大引張応力度の 95 % となる断面は端から約 30 cm すなわち P C 鋼材直径の 60 倍程度である。これに対して、表面にわずかなへこみを付けた P C 鋼線では、最大引張応力度の 95 % となる断面は、端から直径の 100 倍程度となっている。

図 2.4 には 7 本より P C 鋼より線のコンクリート部材に沿ってのコンクリートひずみ分布測定結果の一例を示してある。

図中切断側と記してあるのは、P C 鋼より線と引張台定着端との間をガスで急激に切断した場合であって、伝達長が長くなっていることが明らかである。

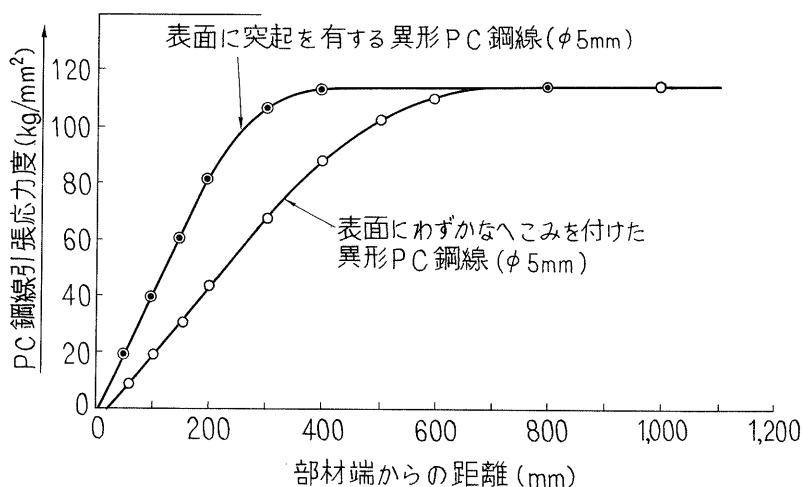


図 2.3 プレストレスを与えた直後の P C 鋼線引張応力度分布

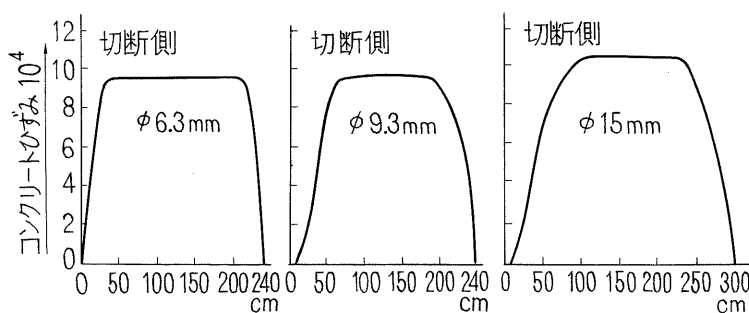


図 2.4 プレストレスを与えた直後のコンクリートひずみ分布切断側とはガスで P C 鋼より線を切断してプレストレスを与えた場合のことである。

一般に有効な形状断面の異形PC鋼線、PC鋼より線に対しては定着長はそれらの直径の60～80倍と考えてよいであろう。

一般にコンクリート圧縮強度が300～350 kg/cm²に達したときにPC鋼材端定着を除々にゆるめてプレストレスを与える。余り圧縮強度が小さいときにプレストレスを与えると定着長が著しく長くなる危険がある。

コンクリートの所要圧縮強度をなるべく早期に発揮させるため、促進養生として蒸気養生や温水養生などが用いられている。

プレテンション方式の利点は次のようである。

- (1) 大量の同一形状寸法のプレキャスト部材を製造するのに適当である。
- (2) 一般に設備のよい工場内で製造されるので、施工管理、コンクリート養生、等十分信頼できる。したがって製造された部材についての信頼性も高い。
- (3) PC鋼材とコンクリートとの間の付着は、その全長にわたって完全でかつ信頼できるので、途中で部材を切断しても、切断されたそれぞれの部材にも十分プレストレスが作用したもとなる。

プレテンション方式の不便な点は、大型の部材の製造には、プレストレッシング力も大きいものとなり、巨大な引張台が必要となることである。それで現在の所橋桁などでは25 m程度までのものに限られているようである。

プレテンション方式によるプレストレスト コンクリートの製造設備にはロングライン法と単独型わく法とがある。

2.1.1 ロングライン法

PC鋼材は製造場の両端に設けられたアバットの間に引張力を与えられた状態で定着される。この引張台の長さの短い場合、たとえば30～40 m程度のときには図2.5のような断面の鉄筋コンクリート製の大きいチャンネル断面のものを用いることもある。

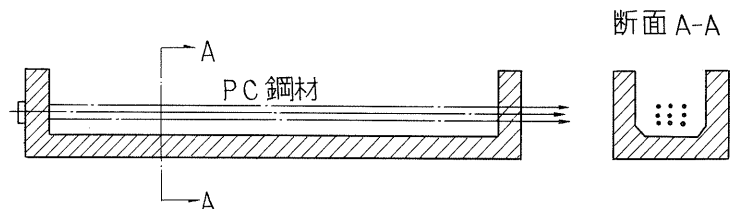


図2.5 チャンネル形引張台

引張台の長い場合には、両端にアバットを設けるのが一般であって、長さは100～150 mの引張台とする。大きいPC鋼材引張力に抵抗できるようにするため重力式アバットを設けたのでは余りにも不経済となるので、普通の場合図2.6に示すような鉄筋コンクリートスラブを用いた引張台が用いられる。このスラブはPC鋼材引張力の反力としての圧縮力に抵抗できるような断面方法としてある。スラブ両端区間コンクリート断面寸法を大とし、この部分に鋼製支柱を埋込み、これにPC鋼材定着板を支承させる。定着板にPC鋼線またはより線を定着するには、図2.7に示すようなくさびが用いられる。

定着板は一方を固定とし支柱に直接支承させ、他方は可動とし（図2.8）、支柱と可動定着板との間にジャッキを挿入し、これを作動させて可動定着板を押出しPC鋼材に引張力を作用させる。所定の緊張力に達したら、支柱と可動定着板との間に配置されているスペー

ナットを締めて、ジャッキを取去る。このスペーサーはコンクリート部材にプレストレスを与えるまで、P C 鋼材緊張力がゆるまないようにするためであると同時に、プレストレスを与えるとき、このナットをゆるめ、P C 鋼材緊張力を除々にゆるめてやることができるようにするためのものである。

多数の P C 鋼材のあるとき、これを 1 本ずつ緊張定着すると、非常に労力を必要とし不便であるので、すべての P C 鋼材を両定着板に定着し、可動定着板を移動させて、緊張力を作用させる。時にはストロークの特に長に軽量のジャッキを用い、1 本ずつ緊張し、所定緊張力に達すると自動的に P C 鋼材の定着が行なわれるような特別なジャッキを利用することもある。

プレテンション方式では一般に P C 鋼材は引張台に沿って直線状に配置されるものであるが、これは部材の設計上は有利とならないこともあるので、図 2.9 のように P C 鋼材の一部を屈曲させて配置することがある。このようにするため、P C

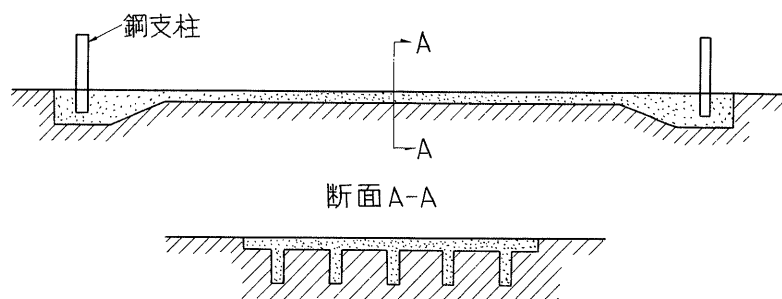


図 2.6 スラブ形引張台

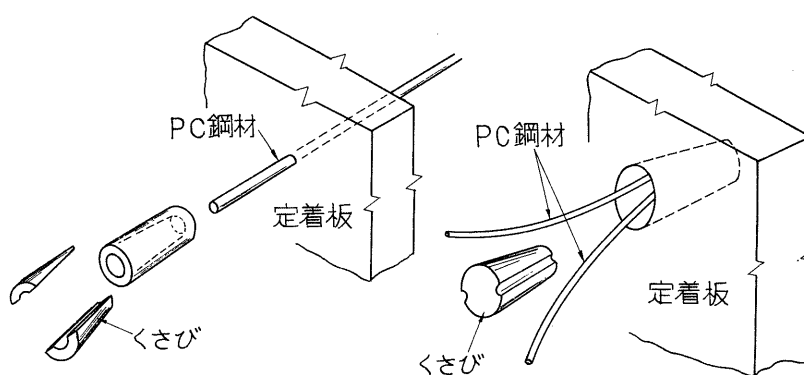


図 2.7 P C 鋼材定着用クサビの例

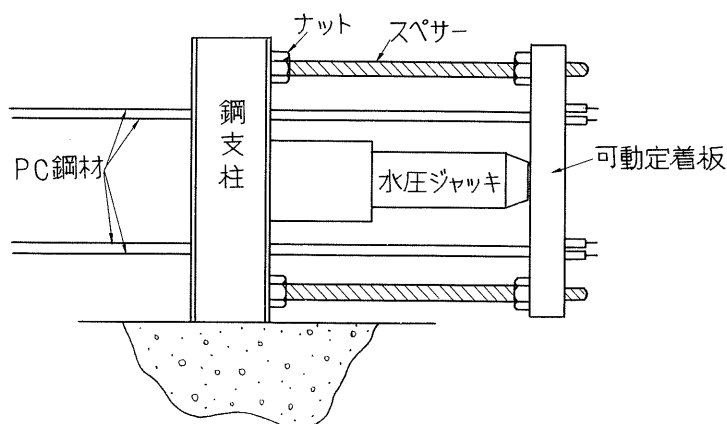
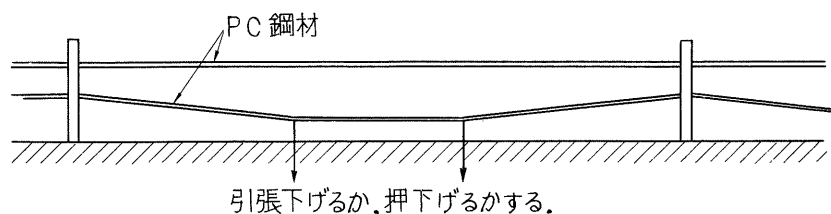


図 2.8 可動定着板の一例

鋼材はその屈曲点で上方から押下げたり、或いは下方から引き下げたりする(図



2.9)。

図2.9 PC鋼材の屈曲配置

以上のようにしてPC鋼材が引張台に緊張定着されたならば、型わくを組立て、コンクリート打ちを実施する。コンクリートは一般にW/Cの小さいものが用いられるので、振動機で十分締固めることが必要である。プレストレスを与えてよいコンクリートの圧縮強度の最低値は一般の場合 300 kg/cm^2 程度であるから、この所要の圧縮強度がえられる期間を短縮するため、蒸気養生などの促進養生が採用されている。

所定の圧縮強度に達したならば、可動定着板と支柱との間のスペーサーのナットを徐々にゆるめ、プレストレスをコンクリート部材に与える。

一般にプレストレスを与えてよいコンクリート材令は、早強ポルトランドセメントを用い、蒸気養生を実施する場合で1日、促進養生を実施しない場合で、3～4日である。

2.1.2 単独型わく法

この方法では型わく自身を引張台とするものであって、PC鋼材緊張力の反力は型わくが受ける。したがって大きい圧縮力が作用しても型わくが坐屈したりしないよう十分な強度を有している必要がある。したがって型わくが高価なものとなる欠点はあるが、ロングライン法のように広大な工場床面積を必要としない利点がある。したがって同一方法の標準化された部材を多量製産するような場合に限って有利となる。現在国内で主として利用されている製品には、杭、電柱、管、等がある。

この方法では型わくの回転率をよくすることが、経済上大切であるので、締固めには遠心締固め、振動締固め、加圧など有効な締固め方法の採用と共に、常に促進養生が実施されている。

2.2 ポストテンション方式

コンクリートが十分硬化したのち、このコンクリート部材を支持材として、PC鋼材を緊張し、定着具を用いてPC鋼材端をコンクリート部材に定着する方式である。PC鋼材には引張力が作用しており、これがコンクリート部材にはプレストレスング力として作用するのである。

この方式ではPC鋼材に緊張力を作用させる前に、PC鋼材とコンクリートとが付着してはならず、またPC鋼材とコンクリート部材との間の摩擦の小さいことも大切なことである。

図2.10はポストテンション方式施工順序を示す。

コンクリートとPC鋼材との付着を防ぐため、PC鋼材を円形断面または長方形断面のパイプ(これをシースと呼ぶ)中に挿入し、型わく内所定位置に配置する。

短い部材では、シースを用いず、ゴムパイプ、丸鋼などを配置し、コンクリート打ち後、これを引抜いてコンクリート部材中に穴を開けておくこともある(a)。

シースを配置しおわったらコンクリートを施工し、所定圧縮強度に達したならば、このコン

クリート部材を支承材とし、ジャッキを用いてPC鋼材に引張力を与え(b)、この状態でPC鋼材を定着具によってコンクリート部材に定着するのである(c)。

PC鋼材を緊張するとき、PC鋼材はシースまたはコンクリート部材中に造られた穴に沿って移動するので、摩擦が作用し、PC鋼材緊張端から離れるにしたがって、PC

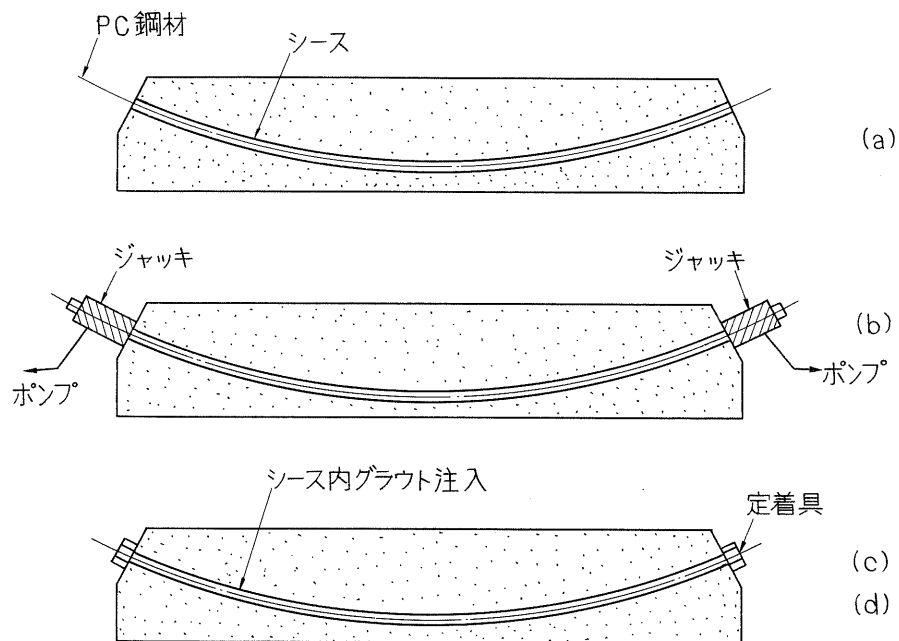


図2.10 ポストテンション方式施工法

鋼材に作用する引張力は次第に減少する。したがってこの摩擦作用が大きすぎると、所定断面に所定のプレストレスング力を作用させることができなくなるので、この摩擦をなるべく小さくできるよう注意しなければならない。特にPC鋼材表面に著しい錆を生じている場合とか、コンクリート施工時不注意によりシース位置を移動させたり、シースを損傷させセメントペーストが流入したりすることがあると、摩擦は非常に大きくなるので十分な注意が必要である。

PC鋼材を緊張定着しおわったならば、PC鋼材とシースとの間、またはPC鋼材を通すため造られたコンクリート部材中の穴との間に、セメントペーストを注入し、PC鋼材とコンクリートとの間に付着をおこさせると共に、PC鋼材の防錆作用をさせるものである(d)。

このようにクラウチングを実施して付着をおこさせるのは、破壊に対する安全度、ひびわれ状況、等の改善のためである。すなわち付着のない場合には、付着のある場合に比較して、破壊荷重の低下、ひびわれ巾の増大、があるので、付着をおこさせない設計をする場合には、上記のことを十分考慮しておくことが大切である。またPC鋼材腐食防止について特別な配慮が必要である。

ポストテンション方式は現場でコンクリート部材にプレストレスを与えるのに便利な方式であるので、大型構造物に一般に用いられる。またプレキャストされたプレテンション部材またはポストテンション部材をプレストレスングで結合するのに、このポストテンション方式は便利であり広く利用されている。

ポストテンション方式においてPC鋼材をコンクリート部材に定着するための定着方法および定着具には各種のものがあ、また緊張装置およびPC鋼材を接続するための接続具にも各種のものがある。

2.2.1 フレシネー工法(図2.11)

フレシネー工法の中で最も代表的なものは12本のPC鋼線またはPC鋼より線を平行に束ばねてケーブルとして一度にこれを緊張し定着するものである。

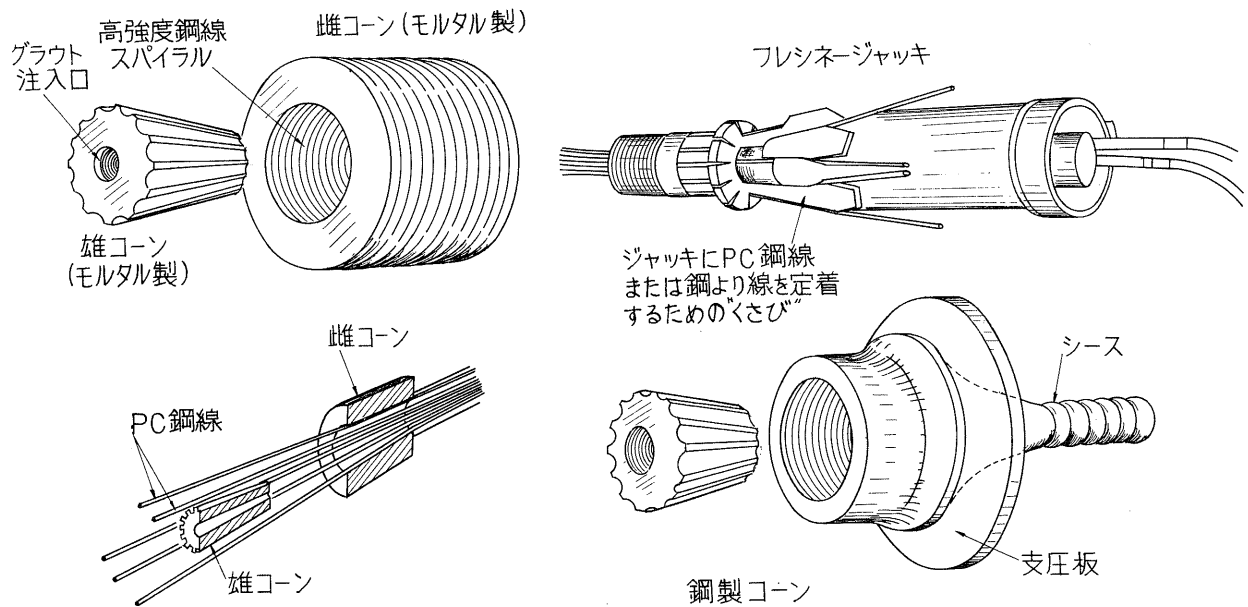


図2.11 フレシネー工法定着具とジャッキ

定着装置は雄コーンと雌コーンとからなっており、雄コーンには12本の溝が設けられており、この溝にPC鋼線または鋼より線を1本ずつおさめ、雄コーンを雌コーンに押し込み、くさび作用によって定着する。緊張装置は水圧ジャッキであり、これはダブルアクシングであって、ケーブルを所定の緊張力まで緊張したら、雄コーンを雌コーン中に押し込む作業をも実施できる。

フレシネーケーブルの代表的なものは直径5mm、7mm、8mmのPC鋼線を12本束ねたものと、直径12.4mm、12.7mmのPC鋼より線を12本束ねたものと、である。定着具の雄コーン、雌コーンには前者にはモルタル製のものが、後者には鋼製のものが、それぞれ用いられている。

2.2.2 BBRV工法(図2.12)

PC鋼線
先端を冷間
で加工し釘
頭状のもの
を造り、こ
れをアンカ
ーヘッドに
支承させる
ことで、PC
鋼線を緊張
できるよう

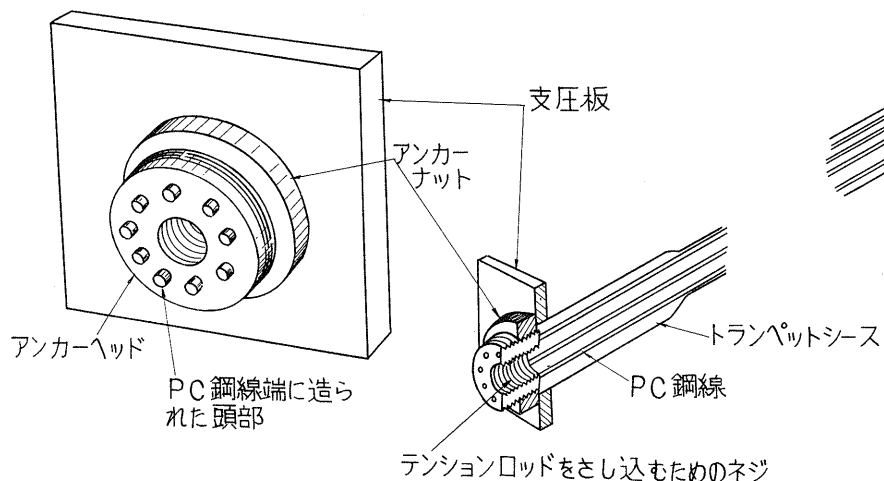


図2.12 BBRV工法定着具

にしてある。これを定着するにはアンカーヘッドの外周に造られたネジと、アンカーナットとにより、ナットを支圧板に支承させるようにする。

一般には直径7mmのPC鋼線が用いられ、1ケのアンカーヘッドに取付けられる本数は

7本, 16本, 24本, 34本, 55本, 等である。

緊張にはセンターホール ジャッキを用いる。テンション ロッドをアンカーヘッドの中心に設けられた穴のネジにさし込み、これをセンターホール ジャッキによって緊張する。所定の緊張力に達したらアンカーナットをアンカーヘッド外側のネジによりしめ、アンカーナットを支圧板に支持させる。緊張前、アンカーヘッドはコンクリート面より内側にあるため、アンカーヘッドをおさめるため特別なトランペット シースを用いる必要がある。緊張作業に従ってアンカーヘッドはトランペット シース中を移動しコンクリート部材の外に出て来るのである。

2. 2. 3 ディビダーク工法 (図 2. 13)

P C 鋼棒端にねじを切り、ナットと支圧板により P C 鋼棒を定着するものである。ねじは冷間加工の転造ねじであって、ねじ加工によってねじ部強度低下はおこらず破断は母材平行部でおこるようになっている。定着にはカラーナット, アンカープレートを用いる場合と, テーパーナット, アンカーグロツケを用いる場合とがある。

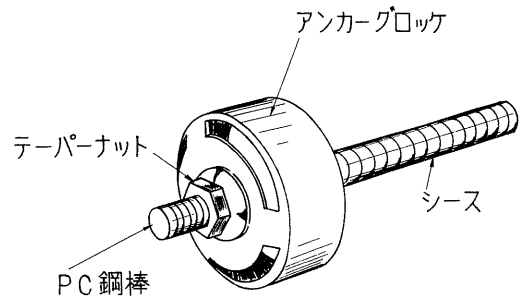


図 2.13 ディビダーク工法定着具

用いられる P C 鋼棒のよび径は 27 mm および 33 mm のものが一般である。

緊張はセンターホール ジャッキによって実施される。

2. 2. 4 レオバ工法 (図 2. 14)

P C 鋼線をループ状に加工し、ハンマー頭状の金具に引掛ける S タイプと、P C 鋼線をくさびで定着する K タイプとがある。いずれ

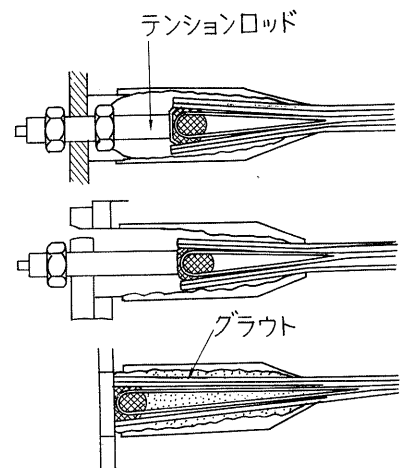
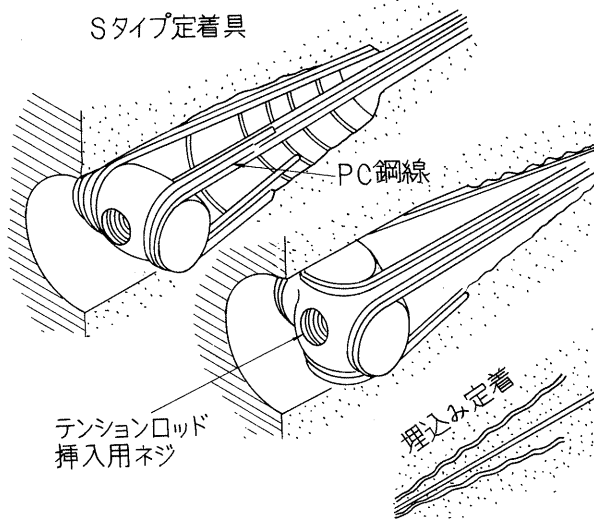


図 2.14 レオバ工法定着具 (Sタイプ)

の場合もテンション ロッドによって緊張しこれをナットおよび支圧板によって仮受けし、シース内にグラウトを注入する。このグラウトの硬化後、ナット, 支圧板およびテンション ロッドを取り去り、定着用鋼材 (S タイプではハンマー頭状の鋼片, K タイプでは定着円筒) をグラウトによって定着する。これら定着用具は緊張前トランペット シース中におさめられている。

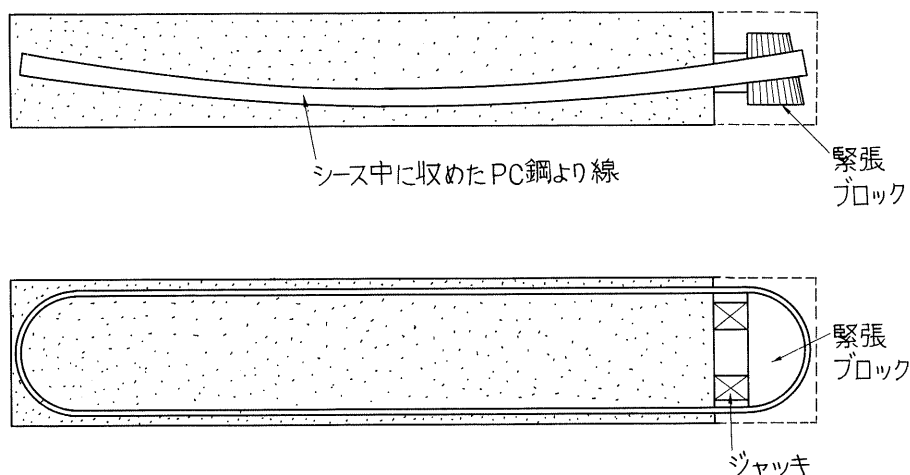
緊張端でない P C 鋼線端は時に波形に加工しコンクリート中に埋込み付着によって定着す

ることもある。

Sタイプでは直径5mm 12本、直径8mm 8本または16本を定着でき、Kタイプでは直径8mmを16本定着することができる。

2.2.5 バウル・レオンハルト工法（図2.15）

必要なPC鋼より線を長方形シース内に集中的に収め、コンクリート部材とPC鋼より線を定着した緊張ブロックとの間の目地にジャッキを入れ、両者を押し開いて、全PC鋼より線に同時に緊張力を与えるものである。所定の緊張力に達したら押し開いた目地にコンクリートブロックを挿入するか、早強セメントを用いたコンクリートを打ち、所要強度に達したらジャッキを取り去る。



PC鋼より線としては直径9.3mmまたは

図2.15 バウル・レオンハルト工法

12.4mmのものが用いら

れている。定着には緊張ブロックの外周にそってループ状に配置する場合と、PC鋼より線先端をすべて緊張ブロック中に埋込む場合（扇状定着）とがある。後者の場合は付着によって定着するので、付着をよくするためPC鋼より線を波形に加工する必要がある。

2.2.6 VSL工法（図2.16）。

直径12.4mmのPC鋼より線を（時には直径12.7mmの鋼より線）アンカーヘッドに2つ割り鋼製くさびによって定着すると同時に、アンカーヘ

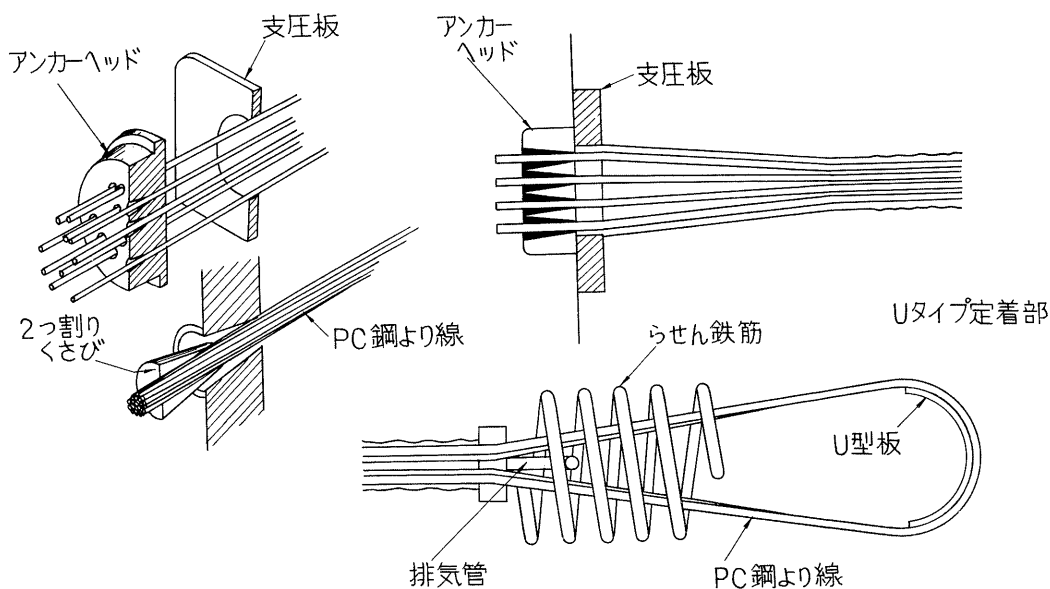


図2.16 VSL工法定着具

ッドは支圧板に支承される（Eタイプ）。アンカーヘッドには所要本数（1～31本）のPC

鋼より線を通す孔があけてある。緊張にはセンターホール型式のジャッキを用いて全部のPC鋼より線を緊張し、所定緊張力に達したらくさびを押込んでPC鋼より線をアンカーヘッドに定着する。

緊張端でない場合にはUタイプの定着法が用いられる。PC鋼より線を半円筒型の鋼製定着板の外周に沿って巻き付け、コンクリート中に埋込むものである。周のコンクリート補強用としてらせん鉄筋が用いられる。

2.2.7 フープコーン工法(図2.17)

直径5mm、7mm、8mmのPC鋼線または直径12.4mmの7本よりPC鋼より線を12本平行にたばねたケーブルの形で緊張材を型成する。定着にはPC鋼材をソケット(雌コーン)に固定し、これを緊張しソケットをコンクリート面に支持させる。PC鋼材をソケットに固定させるには雌コーン、雄コーンおよびくさびを用いる。PC鋼材はくさびによって定着され、雄コーンは雌コーン内の

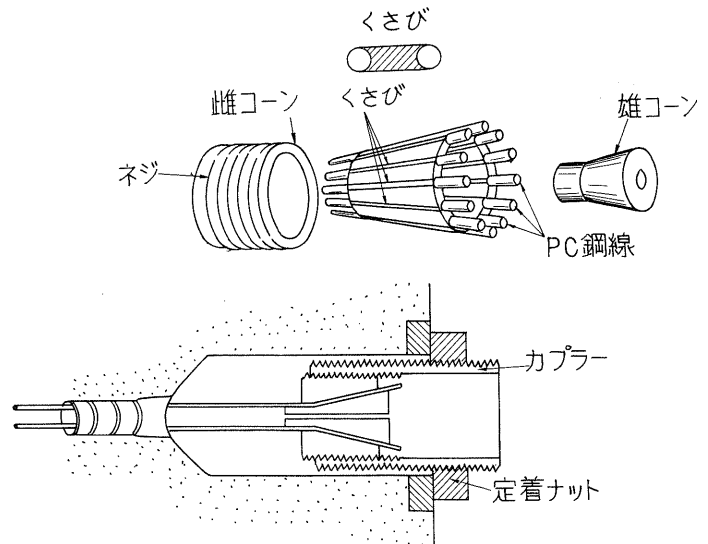


図2.17 フープコーン工法

PC鋼材を押しひろげるガイドであり、またくさびに対するガイドの役をするためのものである。

緊張にはカプラーにテンション ロッドを取付けジャッキで緊張し、所定の緊張力に達すると、雌コーンと支圧板との間にケーブル拔出量に相当する寸法のU型スペーサーを挿入するか、カプラーを定着ナットで支圧板に支持させる。

2.2.8 OSPA工法(図2.18)

直径5mmまたは7mmのPC鋼線を12, 18, 24, 30, 36, 42, 48または54本たばねてケーブルの形でPC緊張材を型成する。定着にはあらかじめ鋼線端を釘

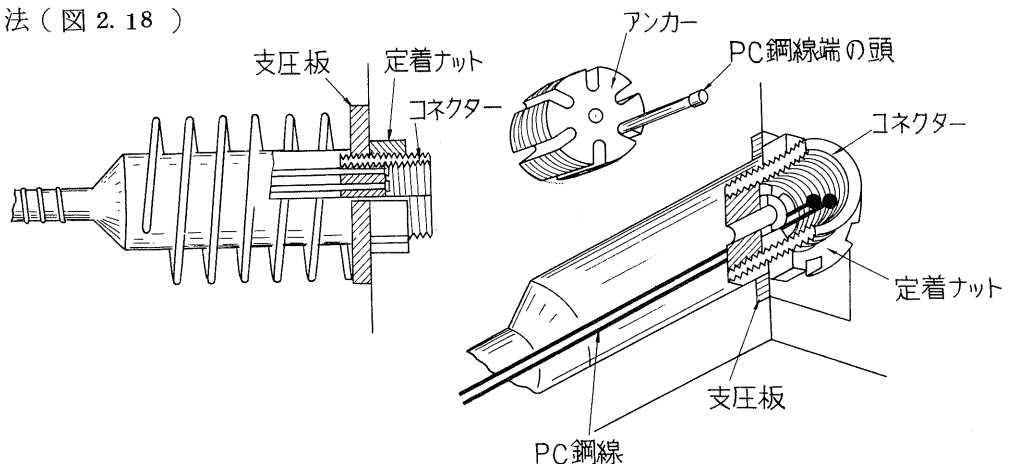


図2.18 OSPA工法

頭状に加工し、これを収め引掛けるための溝を有し、かつ、その外周にネジを切ったアンカーと、内側にアンカーを収め外側に定着ナットをとりつけるためのネジを切ったコネクターからなっている。この定着ナットは支圧板に支承せられる。

緊張にはコネクター内側のネジにテンション ロッドを挿入し、センターホール ジャッキによって実施する。コネクターが部材の外に出たら、定着ナットを外周にネジで取付けるのである。

2.2.9 O. B. C. 工法 (図 2.19)

7 本より P C 鋼より線直径 9.3 mm を 8 本または 9 本および直径 12.4 mm を 8 本平行にまとめてケーブルの型式で用い、定着には鋼製コーンと、鋼製くさびを用いる。コーンは中心を円錐台にくり抜いた厚肉円筒であり、くさびは円錐台を放射状に縦割りとし、それぞれの両側面により線をはさむための半円状の溝が設けられているものである。

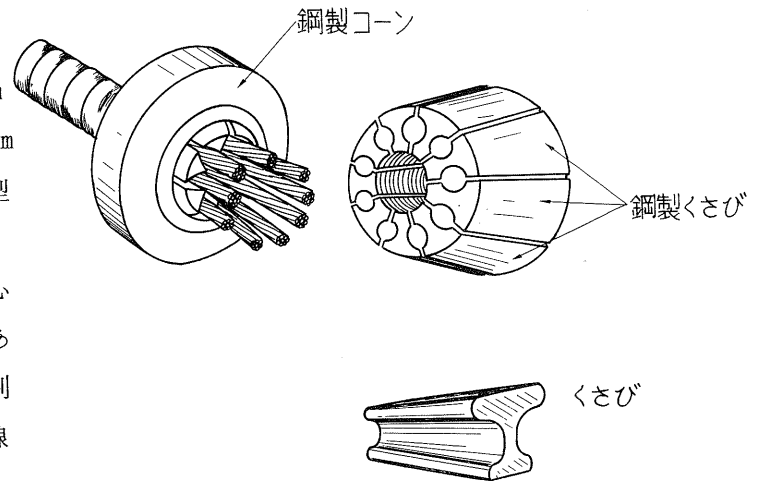


図 2.19 O. B. C. 工法

緊張作業にあたっては、あらかじめくさびを鋼より線間に配置し、鋼より線をジャッキ端にくさび止めする。所定の緊張力に達したならば、ジャッキによってくさびを押込んで定着する。ジャッキはこのためダブルアクティングとなっている。

2.2.10 S E E E 工法 (図 2.20)

この工法には心線として直径 4.0 mm の鋼線をその周に直径 10.8 mm の P C 鋼より線 4 本をより合せた P C 鋼より線、または直径 9.5 mm の P C 鋼より線を 7 本より合せたもの、直径 11.1 mm の P C 鋼より線を 7 本より合せたもの、直径 12.7 mm

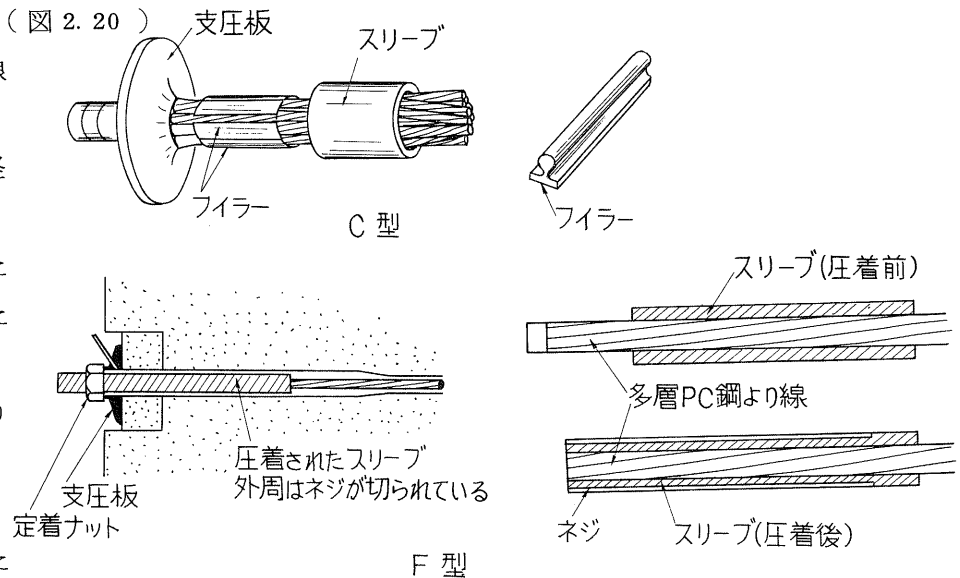


図 2.20 S E E E 工法

の P C 鋼より線を 7 本より合せたものをケーブルとして用いる。また直径 9.5 mm, 11.1 mm または 12.7 mm の P C 鋼より線を 19 本より合せたケーブルも用いられる。これら多層 P C 鋼より線の端部をスリーブに挿入し、これを圧着装置によって冷間で押し出し塑性変形を与え、スリーブと多層 P C 鋼より線とが一体となるようにする。その後スリーブ表面にネジを切り、定着ナットを用いて支圧板に支持させるものである。これを F 型という。

これに対して C 型では直径 11.1 mm または 12.7 mm の P C 鋼より線を 7 本平行にたばね、各鋼より線間にファイラーを挿入して、ジャッキにより緊張する。緊張力が所定値に達すると、ス

スリーブを押しファイラーとPC鋼より線およびスリーブとを圧着させるものである。スリーブは支圧板に支持される。ジャッキはセンターホール型式のもので緊張と、スリーブ圧着の両者ができるようになっている。

2.2.1.1 安部ストランド工法(図2.21)

この工法は19本より、37本より、61本よりまたは、91本よりのPC鋼より線の端をソケット中に入れ、溶融純亜鉛を鋳込み、PC鋼より線とソケットとを結合してPC緊張材を造るものである。溶融亜鉛を鋳込むには、PC鋼より線端をほどき、濃塩酸中で

洗滌したのちアルカリ液で中和し、ソケットに入れ、460℃程度の亜鉛を鋳込む方法がとられる。ソケット中心の穴にプルロッドをねじこみ、ジャッキにより所定の引張力を与えたならば、アンカーナットをソケット外周に造られたネジにかけ、支圧板にアンカーナットを支持させてPC緊張材の定着がなされる。

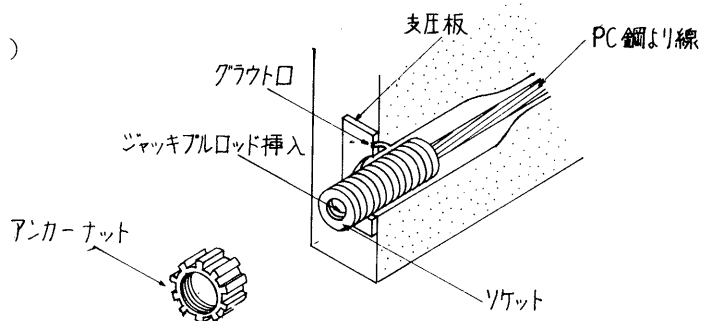


図2.21 安部ストランド工法

以上の外にMDC工法、CCL工法(図2.22.1～2.22.2)などもある。更に円形構造物に

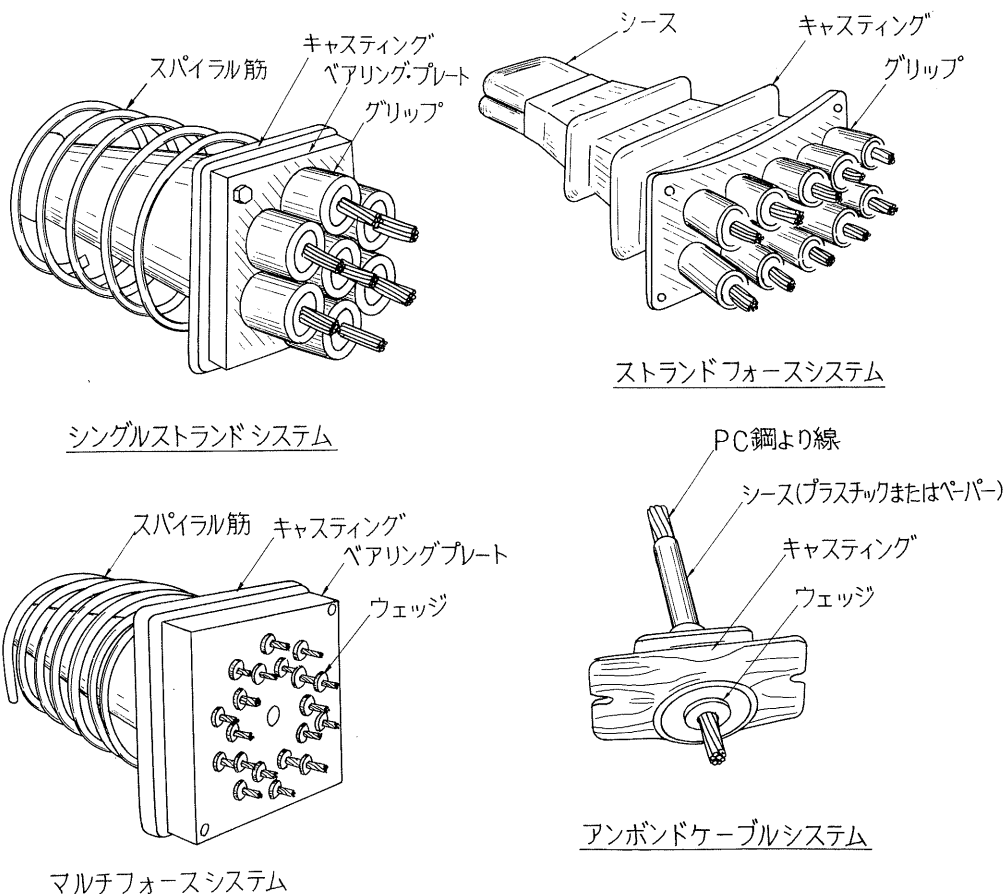


図2.22.1 CCL工法定着具

ストレスオーマティックジャッキ

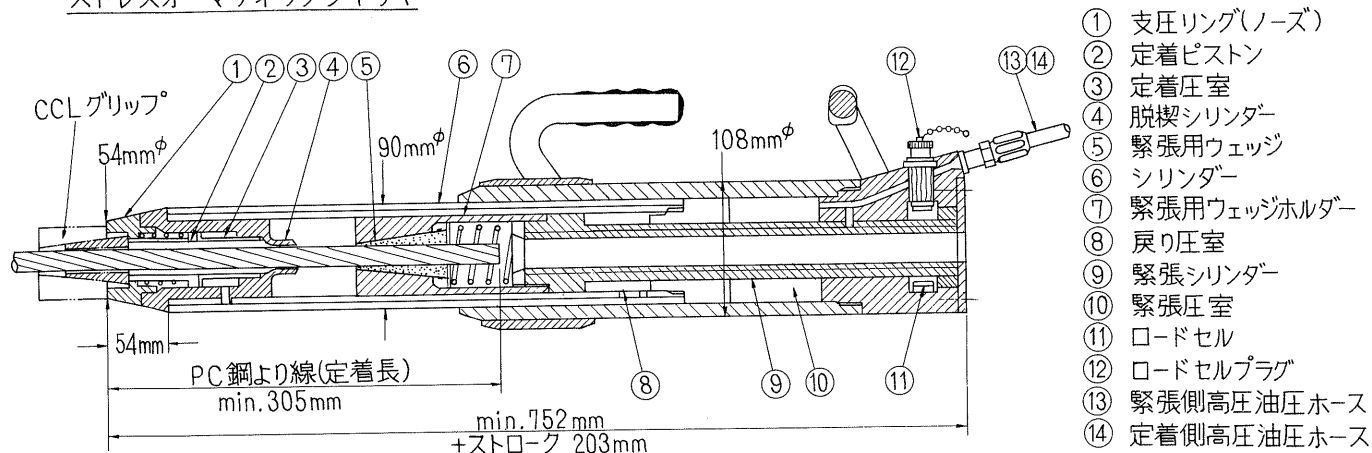


図 2.22.2 CCL工法ジャッキ

円周方向プレストレッシングを実施するため、緊張力の与えられたPC鋼線を連続的に円周に沿って巻き着けるプレロード工法もある。

2.3 その他のプレストレッシング工法

2.3.1 フレシネーフラットジャッキ

プレストレッシング力をコンクリート部材に作用させるのに、必ずしもPC鋼材を使用しなくてもよいとは限らない。プレストレッシング力を外力として作用させることも可能である。このような外力を作用させるのにフレシネーフラットジャッキと呼ばれる非常に簡単な装置がある。

代表的なジャッキの一例を図 2.23 に示してある。これは薄い鋼製のもので、構造物の継目に挿入し、ジャッキ内に高圧液体を注入し、ジャッキをふくらませることによって、大きい圧力を構造物に作用させることができるものである。注入する液体としては、水またはあとで硬化する樹脂類のこともある。

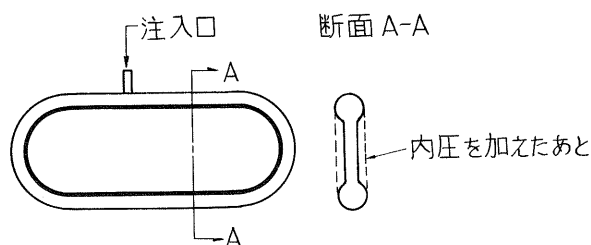
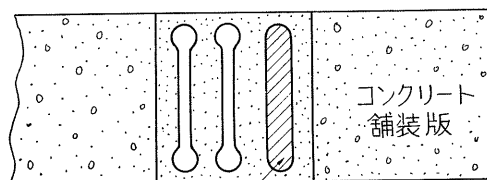


図 2.23 フレシネーフラットジャッキ

しかしこの方法で与えられたプレストレスはコンクリートのクリープ、乾燥収縮によって急速に減少するものである。このフラットジャッキを利用する主なる分野は道路舗装とか滑走路などを長軸方向にプレストレッシングする場合である。このような場合には数板のフラットジャッキを重ねて配置し(図 2.24)、プレストレスの減少に従って順次ふくらませてプレストレスを与えなおすことができるようにしてある。



内圧を加えたフラットジャッキ

図 2.24 フラットジャッキによる舗装版プレストレッシング

また構造物反力の調正などにも広く用いられている。

2.3.2 内圧による円周方向プレストレッシング

この方法はプレストレスコンクリートパイプの製造に利用されているもので、その

原理を図 2.25 に示してある。(a)膨張可能な外型わくおよび内型わくの中に PC 鋼材を円周に沿って配置し、コンクリートを打つ。(b)内圧を作用させて膨張させると PC 鋼材には引張が作用する。この状態で養生硬化させる。(c)内型わく内の内

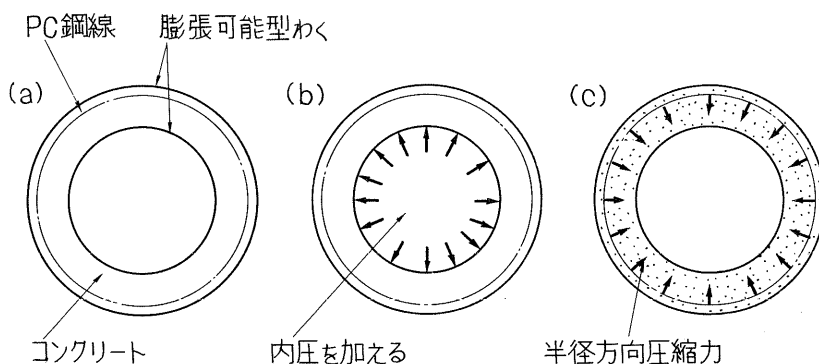


図 2.25 内圧による円周方向プレストレスリング

圧を除去し、型わくを取外すと、緊張力の与えられた PC 鋼材によって円周方向のプレストレスがコンクリート管に作用する。

2.3.3 膨張セメントを用いる方法

膨張材のおもな組成は無水カルシウムサルホアルミネート ($C_3A_3 \cdot CaSO_4$)、硬せっこう ($CaSO_4$)、および遊離石灰 (CaO) からなり、これをポルトランドセメント組成に添加されて、膨張セメントが造られる。このセメントを用いたコンクリートに十分な水分を与えて養生すると大きい膨張を生ずる。したがってこの膨張を PC 鋼材のかごで拘束すると、PC 鋼材には引張応力度が作用しその反力としてコンクリートに圧縮応力が作用する、すなわち、プレストレスが作用することとなる。

現在この工法でプレストレスの与えられたプレストレスコンクリート製品はプレストレスコンクリートパイプがある。らせん状またはフープ状の PC 鋼線を円周方向に配置し、膨張コンクリートを打ちこれを遠心締固め、脱型後水分を十分与えて養生することにより半径方向膨張を拘束し、円周方向にプレストレスを与えることができる。

2 方向に直角に PC 鋼材を配置しコンクリートの膨張を拘束してプレストレスを与えるプレストレスコンクリート版も製造される。

2.3.4 プレフレックス工法

高強度の I 形桁に載荷し、引張突縁をコンクリートでつつみ、コンクリートが硬化したのち載荷を取外すことによって、引張フランジ部のコンクリートに圧縮応力を作用させるものである。鋼桁引張フランジとコンクリートとが完全に付着することが重要であって、スターラップを溶接するのが普通である。

プレフレックス桁は架設後圧縮フランジをコンクリートでつつみ I 形桁を完全にコンクリートで巻き、耐荷力および剛性を増大させる。

プレフレックス桁は鋼重が増加するため、比較的工費が上昇するが、桁高は非常に低いものができる利点があって、この点で利用されている。図 2.26 のように引張フランジ部コンクリートに異形鉄筋を配置すると、ひびわれ巾を制限でき有利である。

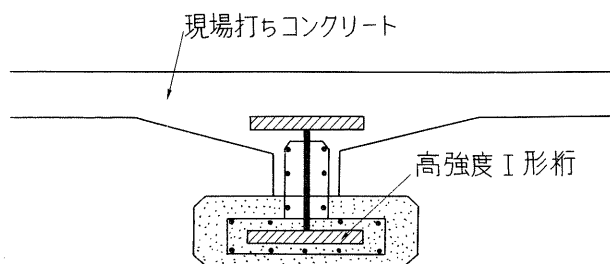


図 2.26 プレフレックス桁

Ⅱ プレストレストコンクリート用材料

1. 高強度コンクリート

1.1 コンクリートの圧縮強度要求値

プレストレストコンクリートにおけるコンクリートは、プレストレス導入時のひずみエネルギーの貯蔵所となるものであるから、ひずみエネルギーが多量に貯蔵できる高強度コンクリートほど望ましい。通常は28日圧縮強度が 300 kg/cm^2 以上のコンクリートを用いる。ただし、プレテンション方式ではPC鋼材の定着が鋼材とコンクリートの間の付着によって行なわれるので、十分な付着強度を確保するために 400 kg/cm^2 以上の強度のコンクリートが使用される。

圧縮強度の上限は経済性および施工上の要求からきまる。プレストレストコンクリート技術の導入された初期においては、28日圧縮強度 500 kg/cm^2 がその上限であったが、強制練りミキサーの開発普及、ワーカビリティ改善のための混和剤の使用、振動締固め技術の改善、特殊な強度促進養生方法の開発など、コンクリート製造技術や材料の進歩開発によって、今日では強度 600 kg/cm^2 前後のコンクリートが部材生産工場で慣用されており、さらには $800\sim 1000\text{ kg/cm}^2$ ¹⁾といった超高強度コンクリートの使用も試みられている。現場打コンクリートの場合には施工上の制約からこのような高強度コンクリートの打設は現状では困難であり、 $400\sim 450\text{ kg/cm}^2$ 程度の強度のコンクリートが慣用されている。

なお、軽量コンクリートの使用は構造物の重量軽減に有効であるが、従来から使用してきた天然軽量骨材は吸水性が大きく、高強度コンクリートを得るのが困難であった。吸水性の少ない人工軽量骨材の出現によって、今日では普通コンクリートと同等の高強度軽量コンクリートを容易に製造し得るようになり、一部工場製品部材に使用されるに至っている。しかし、人工軽量骨材といえども骨材自身の強度が弱いために超高強度コンクリートの製造は困難である。多くの研究を総合すると28日圧縮強度 500 kg/cm^2 が軽量コンクリートとしての実用上の強度上限と考えられる。²⁾

プレストレストコンクリートでは28日圧縮強度のほかにプレストレス導入時のコンクリート強度が問題となる。これは材令28日を待たずに早期にプレストレス導入を行なうためである。導入時コンクリート強度の目安としては、プレストレス導入にともなうコンクリート断面最大圧縮応力度の2倍の強度が必要である。なお、導入時コンクリート最低強度としては、プレテンション方式 350 kg/cm^2 、ポストテンション方式 200 kg/cm^2 が規定されている。

1.2 コンクリート用材料

1.2.1 セメント

使用セメントはコンクリートが高強度であるから高強度、良品質のものが良いことはいうまでもない。わが国のセメントは高強度良品質のものが製造されているから、セメントの品質が問題となることはまずない。一般には普通ポルトランドセメントを使用すれば十分であるが、型わくの早期回転使用、プレストレス導入時期の短縮などの目的には早強ポルトランドセメントを用いる。

コンクリートの早期強度発現を著るしく早める目的で、最近、超早強ポルトランドセメントが開発され、一部では実用に供されている。

表1 各種セメントの物理性質比較

品 種		超早強セメント	早強ポルトランドセメント	普通ポルトランドセメント
項 目				
比 重		3.13~3.14	3.13	3.15
粉末度	ブレン値(cm^2/g)	5,000~6,000	4190	3150
	88 μ フルイ残分(%)	0.0~0.2	1.0	1.8
凝 結	始 発(時:分)	1:00~2:00	2:10	2:24
	終 結(時:分)	2:00~3:00	3:10	3:48
	水 量(%)	28~31	28.0	27.5
安 定 性		良	良	良
モルタルフロー値(mm)		247~258	260	259
曲 げ 強 度 (kg/cm^2)	1 日	42~60	29.0	—
	3 日	54~64	51.8	32.5
	7 日	66~75	66.6	48.3
	28 日	70~82	77.0	70.3
圧 縮 強 度 (kg/cm^2)	1 日	200~240	110	—
	3 日	310~350	238	130
	7 日	370~410	349	228
	28 日	450~480	470	415

表1はわが国で製造されている超早強セメントの物理試験結果を示したもので、³⁾従来のポルトランドセメントの試験結果例もあわせて示してある。強度発現が著るしく早く、材令1日で従来の早強セメントの3日強度、普通セメントの7日強度が得られることがわかる。すなわち、蒸気養生を行わなくても材令1日で脱型およびプレストレス導入を可能ならしめる。粉末度はブレン値で 5,000~6,000 cm^2/gr の範囲にあつて従来のセメントと比較すると粒子が著るしく細かく、そのため生コンクリートの粘性が大きくなってワーカビリティーがやや悪くなる欠点があるが、プレストレスコンクリートのように高強度コンクリートを振動締固めするものにとってはそれ程問題とはならないであろう。

なお、最近では超高強度コンクリートを得るためのオートクレーブ養生用活性シリカ混入セメント、減水剤の減水効果を著るしく高めるために粒度調整した超高強度コンクリート用特殊セメント、ケミカルプレストレス用膨脹セメントなどが使用されるようになり、今後もこのような使用目的別の特殊セメントが数多くなるものと考えられる。

1. 2. 2. 骨材

骨材の品質はコンクリートの強度およびワーカビリティーに影響することはいうまでもない。骨材粒形は一般に丸味のあるものが良いことはいうまでもないが、最近では振動締固め設備が改善されているので、砕石などの角ばった骨材でもワーカビリティーの点で問題となることはまずない。骨材の粒度および最大粒径については、コンクリートの強度を著るしく左右する

であろうことが最近の研究で明らかにされている。⁴⁾ 図1はその1例を示すもので、単一粒径粗骨材を用いてコンクリート強度試験を行った結果、使用粗骨材粒径が大きい程モルタル強度からの強度低下が著るしいこと、および、使用粗骨材量が多くなると同一粒径粗骨材であっても強度低下が著るしくなることを示している。一般の連続粒度粗骨材の場合には、単一粒度粗骨材コンクリートの強度を粒度組成に応じて合成した圧縮強度となることも明らかにされており、これらのことから不連続粒度粗骨材コンクリートの強度は粒度組成によっては著るしく高強度にし得ることが推論できる。骨材強度は一般にいつて高強度コンクリート

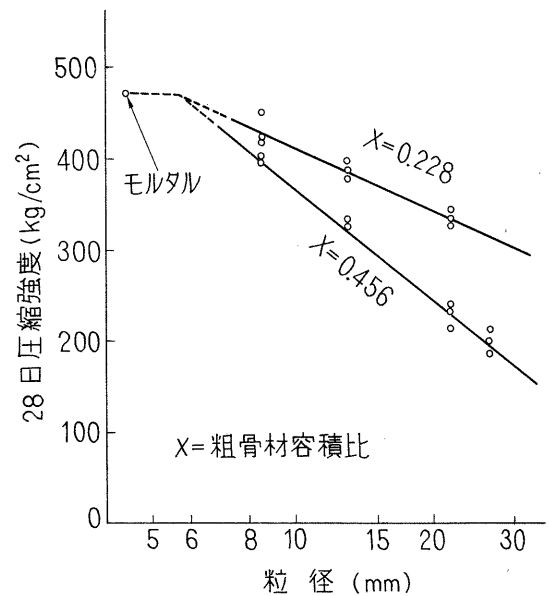


図1 粗骨材粒径、使用量と圧縮強度との関係

であることから高強度硬質のものが望ましいが、コンクリート圧縮強度が 500 kg/cm^2 程度までであれば石質の硬軟にはそれ程影響しないようである。人工軽量骨材は普通天然骨材と比較して石質は軟らかいが、 500 kg/cm^2 程度までのコンクリートであれば普通天然骨材コンクリートと強度の点ではほとんど差異なく容易に製造し得る理由もここにある。圧縮強度が 600 kg/cm^2 以上になると石質の硬軟によって強度が阻害される。その一例を図2に示す。⁵⁾ 強度 $800 \sim 1000 \text{ kg/cm}^2$ の超高強度コンクリートでは石質の硬軟によって 200 kg/cm^2 以上の強度低下がおこることがわかる。

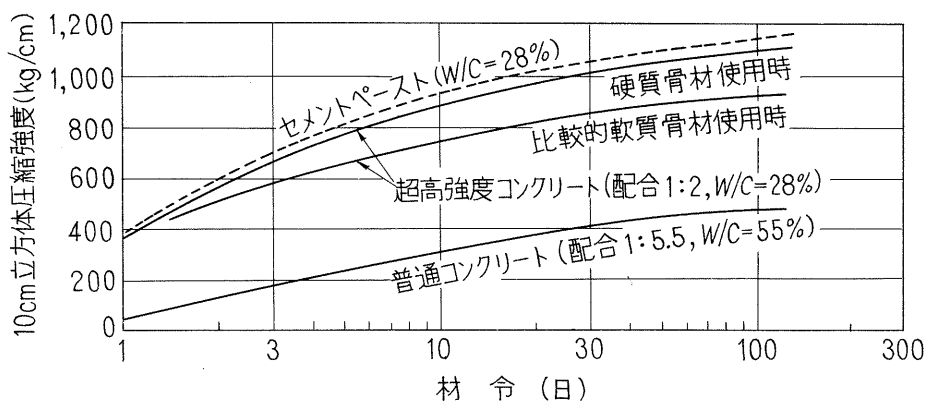


図2 超高強度コンクリートの材令と圧縮強度の関係

1. 2. 3 混和剤

プレストレストコンクリートに使用するコンクリートは富配合高強度コンクリートであることから、ワーカビリティ改善または超高強度を得るための減水を目的とする各種化学混和剤の使用が有効である。最近の工場生産プレストレストコンクリートには減水剤（セメント

分散剤) がほとんど使用されている。図3は減水剤を使用してスランプ7~10 cmを保持したまま水セメント比を約30%まで低下させ、700 kg/cm² 以上の高強度コンクリートを得た筆者実験例を示したものである。夏期においてはコンクリートの硬化を遅延させる目的で、減水遅延剤もしばしば用いられる。なお、寒冷時にはコンクリートの硬化を早めるために塩化カルシウムを使用することがあるが、これはP C鋼材の腐食を早め、部材の耐久性を著しく阻害するので使用は禁物である。

1.3 コンクリートの強度特性

コンクリートの物理的性質の代表値は圧縮強度である。すでに1.1項でのべたように、プレストレストコンクリートに使用するコンクリートは低水比富配合高強度コンクリートであって、材令28日圧縮強度は300~600 kg/cm² である。このような高強度コンクリートであっても実用上は水セメント比説が適用でき、図4に示すように水セメント比の1次関数として圧縮強度が表わされる。⁶⁾

もちろん、圧縮強度は打設後の養生によって著しく左右される。これはセメントの水和反応が関係するからである。十分な湿度を保持させながら養生するときには、コンクリートの強度は主としてMaturity (養生時間×湿度) に依存する。

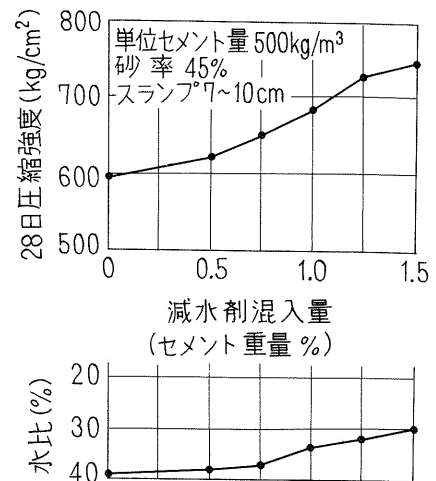


図3 減水剤混入量と水セメント比および圧縮強度の関係

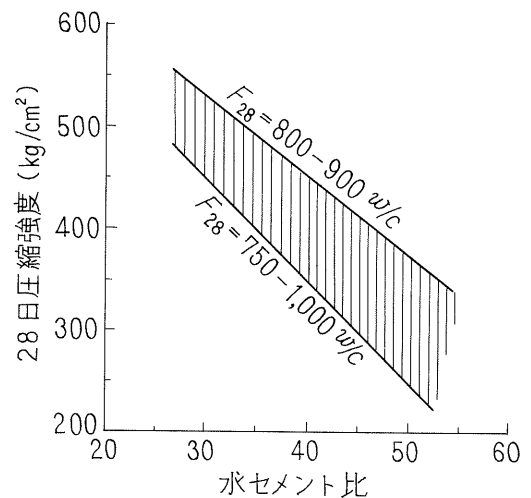


図4 28日圧縮強度と水セメント比の関係

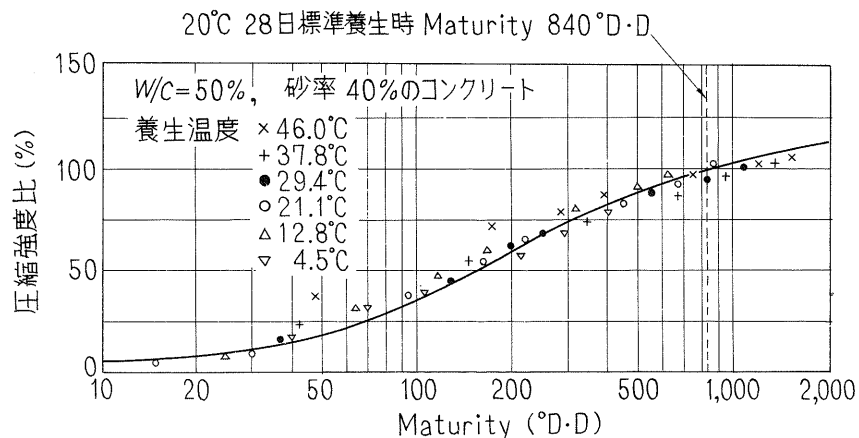


図5 Maturity とコンクリート強度との関係の一例 (Maturity の計算は -10°C を 0 として行なう)

図5は Maturity と強度との関係を示す一例であって、⁷⁾ Maturity 計算のための標準温度を -10°C とし、 20°C 28日養生 (Maturity 840 D. D) のときの強度に対する強度比で表わしてある。養生温度が低温のときの必要養生時間をこれより推定することができる。なお、このような Maturity 理論の適用できるのは養生温度がせいぜい $25\sim 30^{\circ}\text{C}$ までであって、通常の工場製品のように常圧蒸気養生を行なう場合には成立しない。

将来は構造物のプレファブ化が進んで部材の工場生産化が著るしく進むことが予想されるが、この場合、促進養生が生産能率を高めるために重要となる。促進養生の代表的方法は常圧蒸気養生であるが、その標準的方法はコンクリート打設後前置き時間2～3時間、温度上昇速度 20°C/hr 以下で養生温度 65°C 程度まで昇温、以後3～5時間最高温度に保持、以後除冷して終る。このような養生によって養生終了後のコンクリート圧縮強度は標準養生材令28日強度の50～60%に達する。しかし、蒸気養生コンクリートの材令28日強度は標準養生のそれよりも低い(約95%程度)のが普通である。図6はその一例である。⁵⁾ なお、同図には減水剤または硬化促進剤などの混和剤を使用すると蒸気養生効果が著るしいことも示されている。

プレストレストコンクリートではひびわれ耐力が全コンクリート断面が応力に対して有効に働く弾性挙動の範囲から引張側コンクリートの一部が無効になって鉄筋コンクリートの性質に近付いていくいわゆる弾塑性範囲への遷移点となる。この意味でコンクリートの引張強度または曲げ引張強度が重要となる。設計には圧縮強度から引張強度を推定する場合が多い。図7は圧縮強度と脆度係数(=圧縮強度/引張強度)との関係を示す一例であって、高強度になるほど脆度係数が大きくなること、軽量コンクリートでは普通コンクリートよりも脆度係数が大きくなること、すなわち、同じ圧縮強度であっても引張強度は軽量コンクリートの方が小さくなることを示す。⁹⁾ 通常は引張強度 $= 0.07 \times$ 圧縮強度を慣用している。なお、曲げ引張強度は引張強度の $5/3$ 倍程度となる。

ポストテンション材ではP C鋼材定着部の局部強圧に対するコンクリートの安全性が問題となる。このような局部強圧に対するコンクリートの破壊強度は支圧強度とよばれ、支圧面積(局部強圧を受ける面積) a と支承面積(局部強圧が分布して一樣になる位置での面積) A と

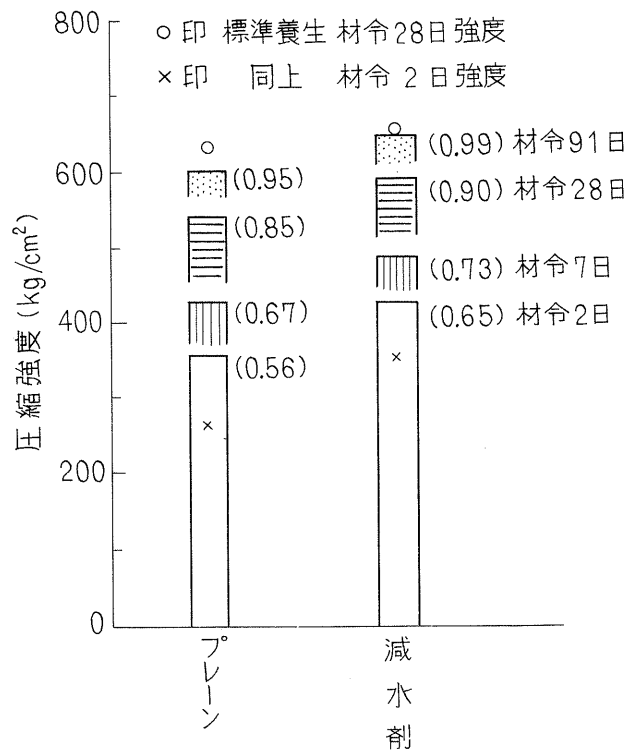


図6 65°C 3時間蒸気養生したコンクリートの圧縮強度
(単位セメント量 450 kg/m^3 , スランプ 3 cm ,
カッコ内は標準養生28日強度に対する比)

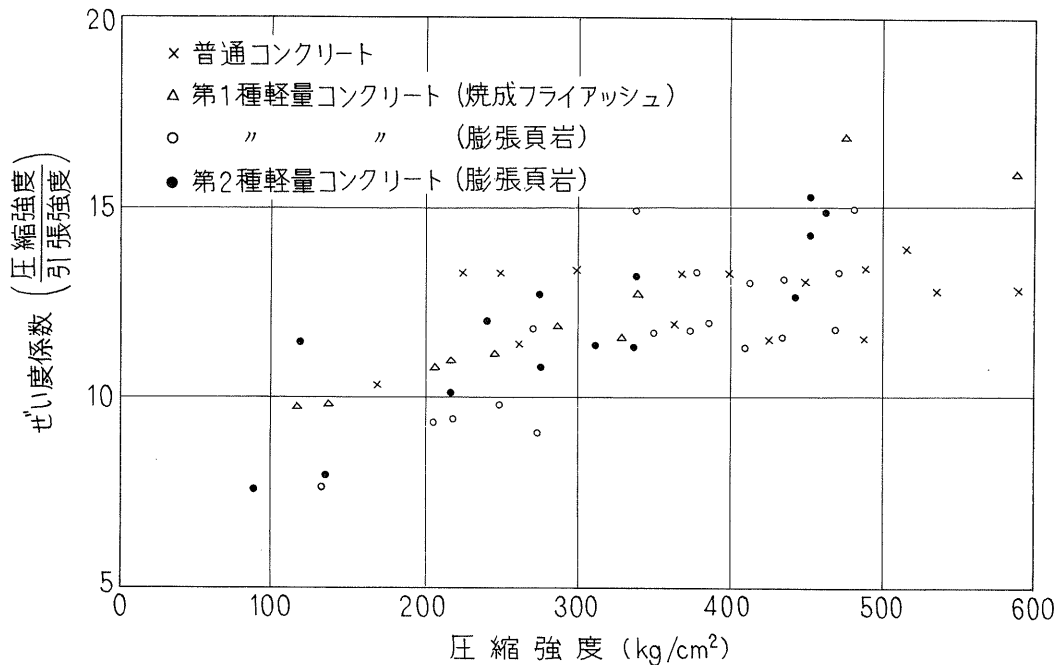


図7 圧縮強度とぜい度係数との関係

の比によって左右される。すなわち、支圧強度 F_c' は、

$$F_c' = F_c \sqrt{\frac{\alpha}{A/a}} \quad (1)$$

F_c : コンクリートの圧縮強度

α : 実験常数 (通常は 2 ~ 2.5 の範囲)

で表わされる。¹⁰⁾ ただし、軽量コンクリートでは上記の値の 70 % 程度となることが実験的に明らかにされている。¹¹⁾

1. 4. コンクリートの応力ひずみ曲線と弾性係数

部材の破壊強度を正しく計算したり、破壊直前の塑性変形を正しく計算するためには、塑性範囲を含めたコンクリートの圧縮応力ひずみ曲線が必要である。図 8 は塑性範囲も含めた応力ひずみ曲線を示したもので、 F_c を圧縮強度、 δ_{cu}' を最大応力に達したときのひずみ、 δ_{cu} は塑性計算において考慮に入れなければならない最大ひずみである。一般には $\delta_{cu}' = 1.5 \sim 2\%$ 、 $\delta_{cu} = 2.5 \sim 3\%$ にあり、設計上は $\delta_{cu}' = 1.5\%$ 、 $\delta_{cu} = 2.5\%$ と仮定する。部材の曲げ強度算定には応力ひずみ曲線の囲む面積とその重心位置が必要である。これを手軽に計算するためにつぎの係数を図 8 と関連して利用する。

k_1 : 対くけい率

k_2 : 重心軸比 (δ_{cu} の側からとる)

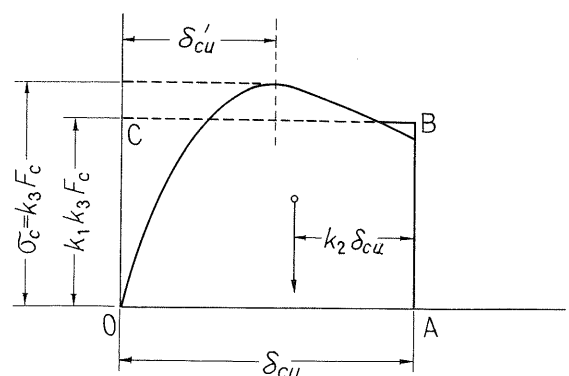


図8 コンクリート圧縮側応力ブロックの係数表示

k_3 : 縁応力比 ($=\sigma_c/F_c$, σ_c は部材破壊時の縁応力)

これらの常数の値は数多くの研究者によって実験的に求められているが、実用的にはつぎの値を採用する。^{12), 13)}

普通コンクリート $k_1 = 0.83$, $k_2 = 0.42$, $k_3 = 1$

軽量コンクリート $k_1 = 0.72$, $k_2 = 0.37$, $k_3 = 1$

なお、コンクリートの弾性係数 E_c は圧縮強度の $1/3$ 程度の応力に対するセカントモデュラスを以て表わす。一般には圧縮強度 F_c と単位容積重量 W (t/m^3) の関数として表わすと便利であり、実験式として次式が得られている。^{14), 15)}

$$E_c(\text{kg/cm}^2) = 4300W^{1.5}\sqrt{F_c} \quad (2)$$

図9は上記の関係を図示したものである。表2はプレストレストコンクリートの設計に慣用している普通コンクリートの弾性係数を示したものであるが、上式と比較するとやや大きい弾性係数となっている。変形計算には弾性係数の大小が直接関係するので、このような実験値と仮定値の相違については再検討を要すると考えられる。

1.5 コンクリートのクリープと収縮

コンクリートに一定応力を持続して载荷すると、载荷の瞬間におこる弾性変形のほかに時の経過と共に流動変形が進行する。このような現象をクリープと呼ぶ。また、応力が作用していなくても乾燥が進むにしたがってコンクリートは収縮する。現在のセメントを使用する限りコンクリートのクリープおよび収縮は防ぎ得ない。プレストレストコンクリートではコンクリートはプレストレスによる軸圧力を持続して受けているので、プレストレス導入後は収縮およびクリープによって材長が短くなる。コンクリートの材長が短くなっただけPC鋼材も縮むから、結果としてはPC鋼材の引張力が少なくなり、プレストレスが減少する。このようなプレストレスの減少は断面設計に必ず考慮しなければならない。

コンクリートのクリープは载荷応力が高いほど、载荷時期が早いほど、乾燥状態におかれ

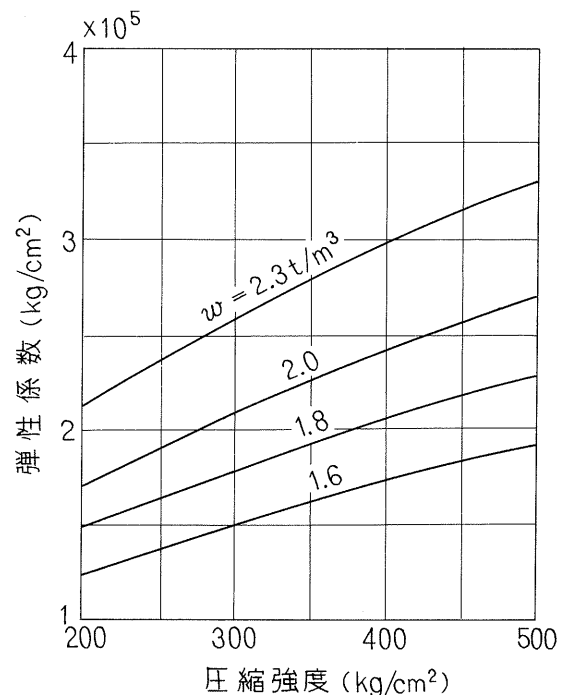


図9 コンクリート弾性係数(2式による)

表2 普通コンクリートの弾性係数規定値

コンクリート圧縮 強度 (kg/cm^2)	弾性係数 (kg/cm^2)		
	規定値		(2)式による 計算値
	日本建築学会	土木学会	
300	2.7×10^5	3.0×10^5	2.57×10^5
400	3.2×10^5	3.5×10^5	3.00×10^5
500	3.6×10^5	4.0×10^5	3.32×10^5

るほど、また、断面寸法が大なるほど大きくなる。クリープひずみ δ_{ct} は載荷時の弾性ひずみに比例しておくと考えてよい。比例常数 φ_t は材令の関数であって、クリープ係数とよばれる。すなわち、クリープ係数を使ってクリープひずみを表示すると次式となる。

$$\delta_{ct} = \frac{\sigma}{E_c} \varphi_t \quad (3)$$

σ : 載荷応力, E_c : コンクリートのヤング係数

また、材令 t_1 から載荷したときの任意時間 t のクリープひずみ $\delta_{c \cdot t - t_1}$ はつぎのようになる。

$$\delta_{c \cdot t - t_1} = \frac{\sigma}{E_c} (\varphi_t - \varphi_{t_1}) \quad (4)$$

φ_{t_1} : t_1 におけるクリープ係数の値

クリープ係数 φ_t の実験式としては

$$\varphi_t = \frac{0.5 t}{1.5 + 0.25 t} \quad (t \text{ の単位は週}) \quad (5)$$

が慣用されている。クリープ係数の最終値は(5)から

$$\varphi_n = \lim_{t \rightarrow \infty} \varphi_t = 2 \quad (6)$$

である。

一方、収縮ひずみは一般にクリープひずみの進行と相似におけると仮定される。すなわち、任意時間 t における収縮ひずみは次式で表わされる。

$$S_t = \frac{\varphi_t}{\varphi_n} S_n \quad (7)$$

S_n : 収縮ひずみ最終値

収縮ひずみ最終値の値としては

$$S_n = 2 \times 10^{-4} \quad (8)$$

程度である。

軽量コンクリートのクリープおよび収縮ひずみは、上記の普通コンクリートに対する値よりも大きくなると考えてよい。図 10 はその 1 例を示す実験結果であって、¹⁶⁾ 軽量コンクリートの収縮およびクリープひずみが普通コンクリートのその 1.5 倍程度になることを示している。プレストレス減少の計算にはこれを考慮する必要がある。

1.6 超高強度コンクリート

すでに 1.1 項でのべたように、プレストコンクリートにおいてはコンクリートの圧縮強度は高強度であるほど設計上有利となる。最近では圧縮強度 $800 \sim 1000 \text{ kg/cm}^2$ の超高強度コンクリートを用いたプレストレスコンクリートくいが実用化されており、将来は他のプレストレスコンクリート工場製品にも使用が考えられる。

超高強度コンクリートを得る方法には種々あるが、現在、実用に供されている方法の 1 つにオートクレーブ養生がある。これはセメント（または消石灰）に活性シリカ粉末に加えて高温高圧過飽和蒸気中で石灰シリカ反応をおこさせ、モルタル中に非常に高強度のカルシウムシリ

ケート（トベルモライト）を生成させるものである。図11は活性シリカ混入オートクレーブ用特殊セメントを用いたコンクリートの強度試験結果の一例であって、セメント分散剤（減水剤）の併用によって 900 kg/cm^2 以上の高強度が得られている。1970年FIP大会においてもオートクレーブによる超高強度コンクリートのプレストレストコンクリートへの利用が注目され、H. Pollet は最高強度

2000 kg/cm^2 を得た¹⁷⁾と報告している。しかし、

石灰シリカ反応による超高強度コンクリートは、それ自身中性である関係からPC鋼材の発錆切断の危険性が高いと考えられ、アウトケーブル配置を行なう必要がある。

超高強度コンクリートを得るもう一つの実用的方法は、減水剤の積極的利用による超低水比コンクリートである。超低水比コンクリートの研究はL. J. Parrott によって早くより行なわれているが、¹⁸⁾ 減水剤の積極的利用については

C. Macinnis および D. V. Thomson がその可能性を示唆したにとどまっております¹⁹⁾、わが国でも未開拓の研究分野である。すでに図3に一例をあげて減水剤の有効性を述べたが、オートクレーブ養生の併用によって石灰シリカ反応による超高強度コンクリートとほぼ同等の強度を得ることができる。その一例は図11に示した通りであり、減水剤を使用しない普通コンクリートではオートクレーブ養生による強度増大率は、せいぜい材令28日標準養生コンクリートの1.1～1.2倍であるが、減水剤使用によって1.5～2倍の強度増進が期待できる。このようなコンクリートにおいては通

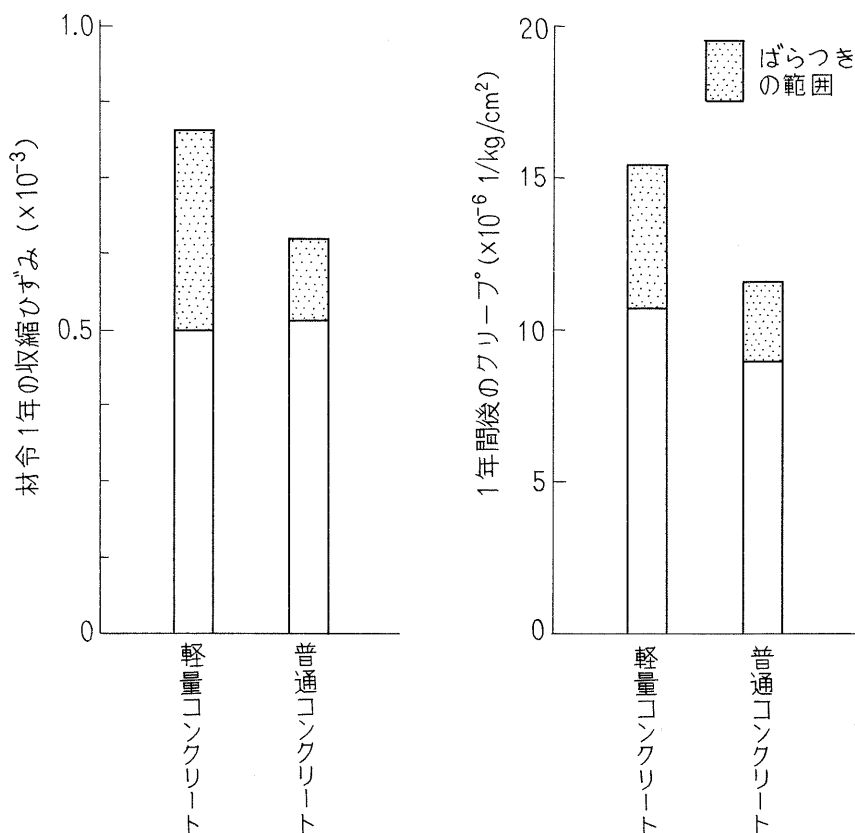


図10 普通コンクリートと軽量コンクリートの収縮およびクリープの比較

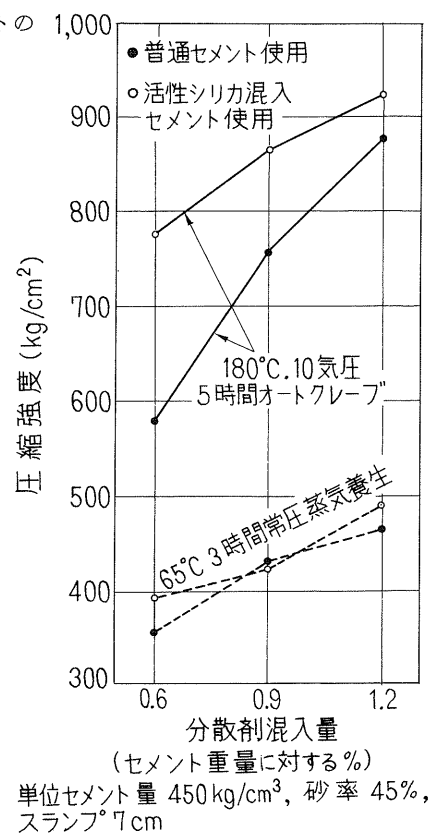


図11 オートクレーブ養生と養生終了直後の圧縮強度の関係

常のコンクリートと同様に弱アルカリ性を示し、P C鋼材の発錆切断の心配はまずない。

なお、超高強度コンクリートの力学的特性は普通コンクリートのそれと大差ないが、引張強度が圧縮強度に比較して相対的に小さいこと、弾性係数が普通コンクリートよりも10～20%小さくなること、脆性破壊をおこし易いことなどが特徴である。¹⁸⁾なお、活性シリカを用いたオートクレーブコンクリートは一般にセメント量が多くなるので、力学的特性としてはモルタルに近くなる。ただし、オートクレーブ養生によっておこり得る化学反応の大部分が終了するので、クリープおよび乾燥収縮は著るしく小さくなる長所もある。

1.7 グラウト

ポストテンション材ではプレストレス導入後シース中の空げきにグラウト注入を行ない、P C鋼材とコンクリートの間に付着をあたえると共に、P C鋼材の防錆に役立たせる。通常は普通セメントペーストを用いるが、施工にあたってはグラウト練り上げ時の流動性がよいこと、凝結硬化にあたっては浮水が少なく、容積変化が少ないことが要望され、硬化した後は強度が大で付着性が良いことが必要である。流動性に関しては流下試験または沈入試験によって判断されるが、多くの実験によると純セメントペーストグラウトは水セメント比45%以上ではほとんど流動性はかわらず、40%以下では急激に流動性が悪くなることが明らかにされている。²⁰⁾したがって、純セメントペーストグラウトの場合には水セメント比40～45%とするのが良いとされている。凝結硬化の際の浮水および容積変化についてはできるだけ少ないものが良いことはいうまでもない。浮水が多いとシース内に空げきを残し、寒冷時には空げき内にたまった浮水が凍結してシースにそう部材の縦割れの生ずる原因となる。通常は硬化にともなう容積変化が±2%以内のものが最適とされている。細砂を入れたモルタルグラウトは収縮量が少なく付着強度が大きい点ですぐれているが、シース内の空げきが広い場合以外には注入が困難となることが多い。グラウトの容積変化を防止する他の方法としては適当な膨脹材または無収縮材の使用である。わが国ではアルミ粉末などが使用されているが、最近ではセメント系膨脹材または無収縮材も開発されている。膨脹材を使用したグラウトは、密閉されたシース内で膨脹をおこすので、その膨脹が拘束されて結果的には圧力成形したことになり、組織がち密となると同時に強度も著るしく上る。これにともなってP C鋼材との付着性も極めて良くなる。図12はその一例を示したものである。

グラウトの付着性に関する最近の研究によると、静的荷重のもとでは良い付着性を示しても、地震時のように破壊耐力に近い超過応力の繰返し作用のもとでは付着強度は数回の荷重繰返し作用で著るしく低下することが明らかにされている。²¹⁾

図13はこれを示す実験結果の一例であって、P C鋼材とコンクリートの間の付着をあたえるというグラウトを行なう目的の1つが全く否定される

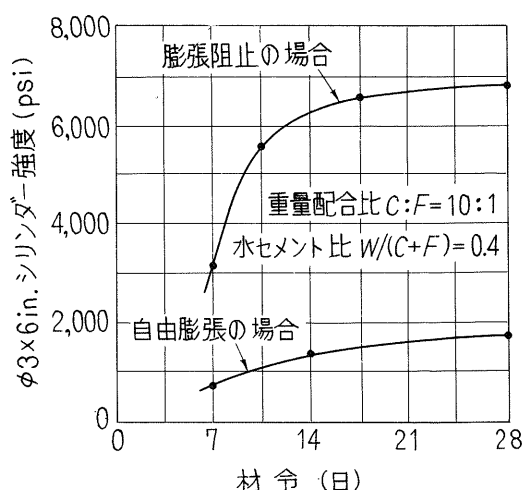


図12 容積膨脹を阻止した場合と自由膨脹させた場合のグラウト圧縮強度の比較

結果をあたえている。²²⁾このような事実から最近では付着をあたえるというグラウトの力学的意義は極めて薄いとの考え方が除々に出はじめており、グラウトの目的はP C鋼材の防錆1本にしぼられるべきであるとの意見が強くなりつつある。この意味からはグラウト施工の不確実になり勝ちである現実をふまえて、他の防錆材をP C鋼材表面に塗布して防錆の完全を期したアンボンドP C鋼材の使用が望ましいといえる。米国では大部分のポストテンション材がアンボンド部材であるのは上記の理由によるものであり、施工上もグラウト注入作業が省略できるので工費の節減に大いに役立つ。

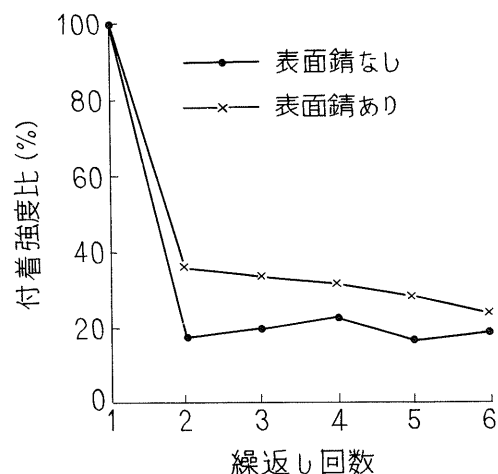


図13 引張-圧縮繰返し作用による付着強度の低下(φ12mm P C鋼棒使用)

2. P C 鋼 材

2. 1. P C 鋼材の種類と機械的性質

プレストレス導入に使用されるP C鋼材は、普通鋼材と比べて2～4倍の強度を持った高張力鋼材である。このような高張力鋼材を用いるのは、コンクリートの収縮やクリープによって導入プレストレスが材令と共に減少することに関係する。コンクリートの収縮およびクリープによるコンクリートの材軸方向の縮みは、普通に設計されたP C部材ではほぼ一定値となり、

表3 P C鋼線・鋼より線の寸法および機械的性質

種 類	記 号	呼 び 名	公称断面積 (mm ²)	単 位 重 量 (kg/km)	引 張 試 験			レラクセーション試験 レラクセーション値 (%)
					0.2%永久伸びに対する荷重 (kg)	引 張 荷 重 (kg)	伸 び (%)	
P C 鋼 線	SWPR 1 および SWPD 1	(2.9mm)	6.605	51.8	1150以上	1300以上	3.5以上	3.0以下
		(3.5mm)	9.621	75.5	1450以上	1650以上	3.5以上	3.0以下
		4mm	12.57	98.7	1900以上	2150以上	3.5以上	3.0以下
		(4.5mm)	15.90	125	2500以上	2600以上	4.0以上	3.0以下
		5mm	19.64	154	2850以上	3250以上	4.0以上	3.0以下
		(6mm)	28.27	222	3950以上	4500以上	4.0以上	3.0以下
		7mm	38.48	302	5200以上	5950以上	4.5以上	3.0以下
		8mm	50.27	395	6550以上	7550以上	4.5以上	3.0以下
		9mm	68.62	499	7950以上	9200以上	4.5以上	3.0以下
P C 鋼 よ り 線	SWPR 2	2.9mm 2本より	13.21	104	2300以上	2600以上	3.5以上	3.0以下
	SWPR 7A	(7本より 6.2mm)	28.23	182	3450以上	4100以上	3.5以上	3.0以下
		(7本より 7.9mm)	37.42	293	5600以上	6600以上	3.5以上	3.0以下
		7本より 9.8mm	51.61	405	7700以上	9050以上	3.5以上	3.0以下
		7本より10.8mm	69.68	546	10400以上	12200以上	3.5以上	3.0以下
		7本より12.4mm	92.90	729	13900以上	16300以上	3.5以上	3.0以下
		7本より15.2mm	138.7	1101	19700以上	23100以上	3.5以上	3.0以下
	SWPR 7B	7本より 9.5mm	54.84	432	8850以上	10400以上	3.5以上	3.0以下
		7本より11.1mm	74.19	580	12000以上	14100以上	3.5以上	3.0以下
		7本より12.7mm	98.71	774	15900以上	18700以上	3.5以上	3.0以下

表4 P C 鋼棒の機械的性質

種 類			記 号	引 張 試 験			レラクセー ション試験 レラクセー ション値 (%)
				降伏点または耐力 (kg/mm ²)	引張強度 (kg/mm ²)	伸 び (%)	
丸 棒	A 種	1 号	SBPR 80/95	80以上	95以上	5 以上	1.5以下
		2 号	SBPR 80/105	80以上	105以上	5 以上	1.5以下
	B 種	1 号	SBPR 95/110	95以上	110以上	5 以上	1.5以下
		2 号	SBPR 95/120	95以上	120以上	5 以上	1.5以下
	C 種	1 号	SBPR 110/125	110以上	125以上	5 以上	1.5以下
		2 号	SBPR 110/135	110以上	135以上	5 以上	1.5以下
異 形 棒	B 種	1 号	SBPD 95/110	95以上	110以上	5 以上	1.5以下
	C 種	1 号	SBPD 110/125	110以上	125以上	5 以上	1.5以下
	D 種	1 号	SBPD 130/145	130以上	145以上	5 以上	1.5以下

備考 耐力とは0.2%永久伸びに対する応力をいう

したがって、高強度鋼材を用いて鋼材単位断面積あたりの引張力をできるだけ大きくすることによって使用鋼材量を少なくし、同時に引張力の減少が少なくなつて大部分の引張力がプレストレス力として有効に働くようにするためである。

現在使用されているP C 鋼材には $\phi 2.9 \sim \phi 9$ mm P C 鋼線、 $\phi 6.2 \sim 15.2$ mm 7 本よりリストランド、 $\phi 9.2 \sim \phi 32$ mm P C 鋼棒などがある。これらのP C 鋼材の品質は昭和46年1月に改訂および制定されたJIS G3536およびJIS G3109にそれぞれ規定されている。表3にP C 鋼線およびP C 鋼より線の寸法および機械的性質規格値を、表4および表5にP C 鋼材の機械的性質規格値、寸法および公差をそれぞれ示す。

プレテンション部材ではコンクリートとの付着に頼ってプレストレスが導入されるので、P C 鋼材は付着性能の良好なものをを用いる必要がある。P C 鋼線についてはこの目的のために表面に突起またはへこみをつけた異形P C 鋼線がある。このような異形鋼線は細径の鋼線が多い。太径のプレテンション用鋼材としては7本よりストランドまたはこれと同等の螺旋みぞをつけた異形P C 鋼棒が用意されており、コンクリートとの付着性も良い。

表5 P C 鋼棒の寸法および公差

呼 び 名	基本径 (mm)	許 容 差 (mm)	公称断面積 (mm ²)
92 mm	92	- 0.2 プラス側は規定しない	66.48
11 mm	11.0		95.03
13 mm	13.0		132.7
(15 mm)	15.0		176.7
17 mm	17.0		227.0
(19 mm)	19.0	- 0.6 プラス側は規定しない	283.5
(21 mm)	21.0		346.4
23 mm	23.0		415.5
26 mm	26.0		530.9
(29 mm)	29.0		660.5
32 mm	32.0		804.2

2.2. P C 鋼材の応力ひずみ曲線

図 14 は P C 鋼材の応力ひずみ曲線の一つ例であって、明瞭な降伏点が認められないのが特徴である。このようなものの降伏点としては 0.2 % 永久伸びに対する応力をもって表わすことになっている。表 3 および表 4 には何れも 0.2 % 永久伸び応力が破断強度と共に規定されている。なお、破断伸びについては細径の鋼材ほど少なくなる。

弾性係数については普通鋼材のそれと比較してやや小さい値を示す。通常は

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

程度であって、設計にはこの値を慣用している。

2.3. レラクセーション

P C 鋼材をある引張力で緊張したままその全長を一定に保っておくと、時間の経過と共に引張応力は減少していく。この現象をレラクセーションという。プレストレストコンクリートのクリープ、収縮と共にプレストレス力減退の原因の 1 つとなる。

レラクセーションは P C 鋼材の種類、直径、最初にあたえる引張応力の大きさなどによって異なる。とくに最初にあたえる引張応力の大きさの影響が最も大きい。図

15 は $\phi 3.2 \text{ mm}$ P C 鋼線（引張強度 190 kg/mm^2 ，降伏点応力 168 kg/mm^2 ）の初引張応力度とレラクセーション量最終値との関係を示したもので、初引張応力度が大きくなる程レラクセーション量が

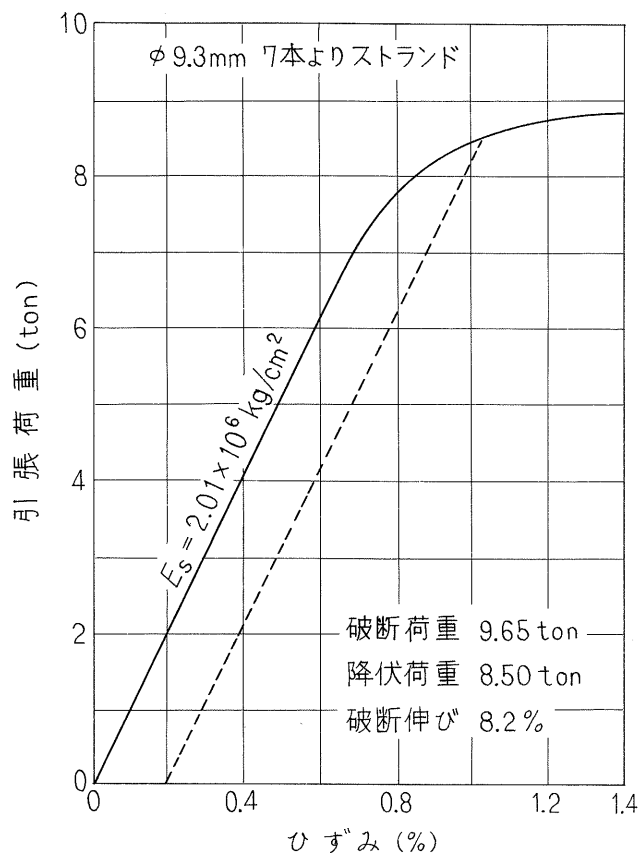


図 14 P C 鋼材の応力ひずみ曲線例

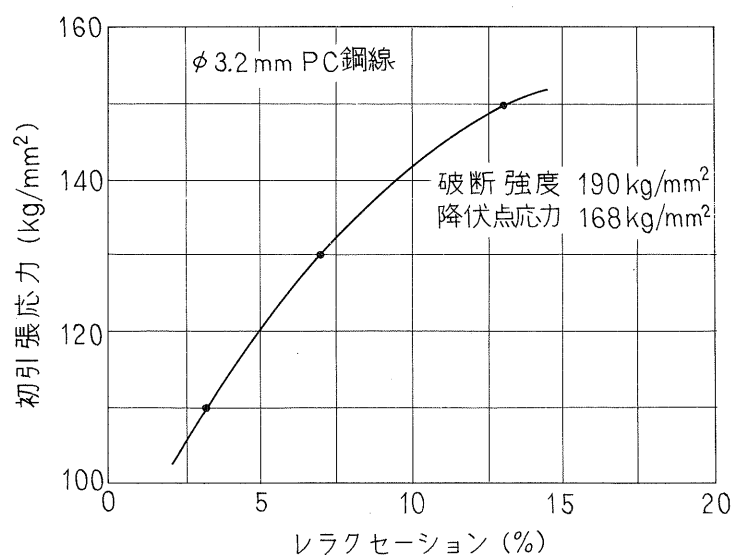


図 15 初引張応力とレラクセーションとの関係

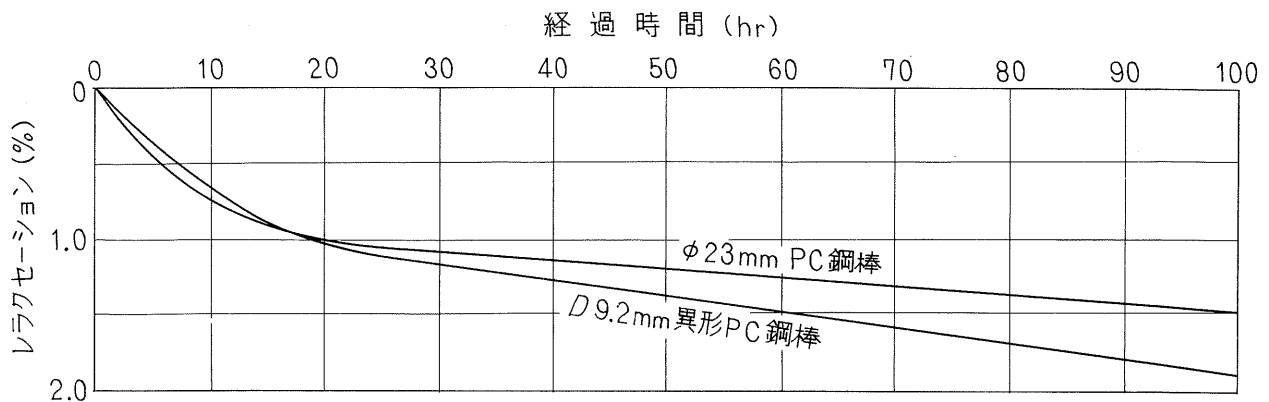


図16 PC鋼材の径とレラクセーションの関係の一例

増大することがわかる。²³⁾ 図16はφ23mm PC鋼棒（引張強度125kg/mm²，降伏点応力110kg/mm²）およびD9.2mm異形PC鋼棒（引張強度145kg/mm²，降伏点応力130kg/mm²）の100時間レラクセーション結果を示したもので，初引張応力は何れも降伏点応力の約80%であるが，細径の鋼棒ほどレラクセーション値は大きくなることがわかる。一般的傾向としてはPC鋼線の方がPC鋼棒よりもレラクセーションが大きくなるが，その大きさはせいぜい5%程度にとどまり，かつ，実際の部材においてはコンクリートのクリープおよび収縮による材長の縮みがおこるので，これを勘案すればこの程度のレラクセーション量はプレストレス減少のほんの一部にしかすぎず，実用上はレラクセーションによるプレストレス減少は無視してよいようである。

しかし，工場製品のように常圧蒸気養生またはオートクレープ養生（高圧高温蒸気養生）される場合には，養生中にPC鋼材は高温にさらされるので，レラクセーションも著るしく大きくなり，これを無視することはできない。図17はφ7mm PC鋼線を降伏点応力の80%の初引張力で緊張し，常圧蒸気養生時の標準的温度履歴（前養生20°C 3時間，昇温時間3時間，最高温度保持時間5時間，以後自然冷却）をあたえるときの養生終了時23時間目のレラクセ

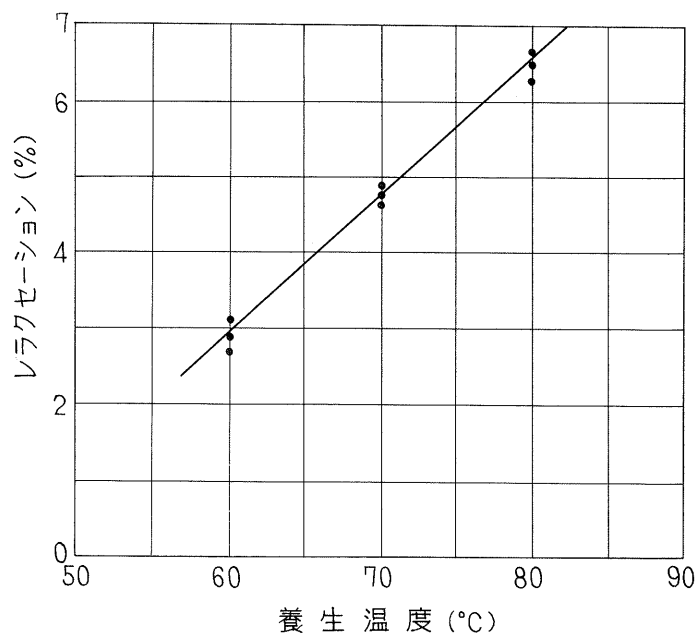


図17 φ7mm PC鋼線の蒸気養生中の養生温度によるレラクセーションの変化（初引張応力は降伏点応力の80%，温度は20°C 3時間，最高温度保持5時間，以後炉冷，23時間目のレラクセーション）

ーション量と養生温度との関係を示した一例である。²⁴⁾ 図18は $\phi 9.2$ mm異形P C鋼棒に降伏点応力の80%の初引張力をあたえたときのオートクレーブ養生時のレラクセーション実験例である。²⁵⁾ 何れも短時間の温度履歴であるにもかかわらず著しく大きいレラクセーション量を示し、とくにオートクレーブ養生時のレラクセーションは異常に大きくなることがわかる。

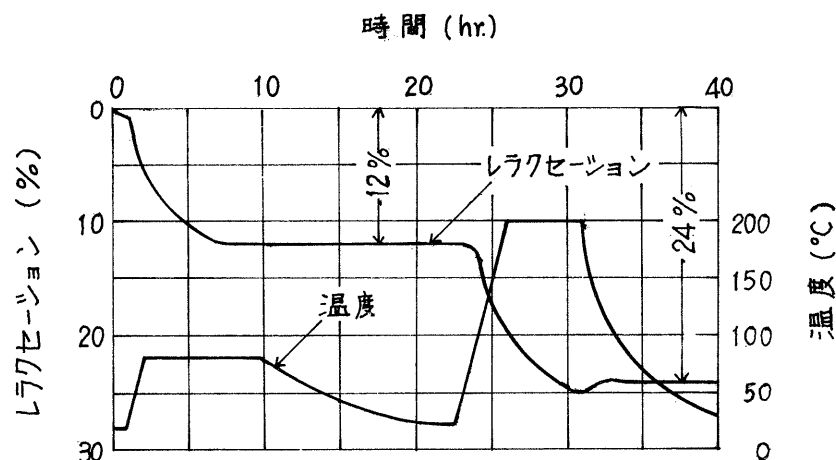


図18 $\phi 9.2$ mm第2種異形P C鋼棒のオートクレーブ養生時レラクセーション
(初荷重6,640 kg, 規格降伏強度の80%)

このような高温の影響を受ける場合のP C鋼材のレラクセーションを小さくする方法としては、特殊な材質（ある種の合金鋼）の線材を用いて普通の製法によるものと、普通のピアノ線材を用いて引張力を加えた状態でブルーイングする方法（ホットストレッチング法）などがある。後者はすでに各国で実用化されており、普通のP C鋼材とくらべてレラクセーション量は $1/4 \sim 1/5$ になり、原子炉圧力容器のように持続して高温にさらされる構造物に利用して極めて有効である。²⁶⁾

2.4. 応力腐食および時間割れ

許容引張応力以内に緊張してあったP C鋼材が、緊張後数時間～数十時間の後に突然切断し、脆性破壊の状態を示すことがある。この現象をP C鋼材の時間割れといい、その原因についてはまだ明瞭でない。硫黄、シアン、塩素などの化合物の触媒作用のもとに鋼材組織の内に水素がはいり込むためという説（水素脆性）もある。これを予防するには工場製作から現場で使用するまでのP C鋼材の保護が大切である。

鋼材は高応力のもとでは無応力のときより一般に錆びやすい。P C鋼材は緊張後このような状態にあるから、なるべく早くグラウト注入などの防錆処置をとることが大切である。高応力下での鋼材に急速に錆が進行したり、表面に錆が見えなくても組織がもろくなる現象を応力腐食といい、局部的腐食が高い応力集中をおこして鋼材破断につながる。このような破断事故はわが国においても初期にオイルテンパー線をP C鋼線として使用したとき、海岸べりで保管中に潮風の影響を受けてコイル巻の状態に折損した例や、ポストテンション部材でグラウトが十分でなかったためにP C鋼棒が破断した例が報告されている。しかし、実際に発生した事故については、その破断が水素脆性による時間割れか、局部的応力腐食による破断なのかを確かめる事は困難であり、結論的には鋼材表面の完全な防錆処置を行なうことが重要である。すでに1.7項でのべたように、この意味からポストテンション材ではグラウトに頼るよりもより確実性のある防錆剤塗布アンボンドP C鋼材の使用の方が望ましいといえるのである。

何れにしてもこのようなP C鋼材の時間割れや応力腐食は比較的最近に注目されはじめた現象であり、事例も少ないことからその原因の究明は未だ充分でない。

〔 参考文献 〕

- 1) 岡田, 高強度コンクリート。材料, 才 18 巻才 187 号, pp267~274, 昭 4 4. 4.
- 2) 小坂, 人工軽量骨材コンクリートの物理性質, 人工軽量骨材コンクリート, pp46~70, 日本材料学会, 昭 40. 11.
- 3) 日本建築学会材料施工委員会才 1 分科会超早強セメント小委員会, 超早強ポルトランドセメントのコンクリート工事への応用, 1971. 4 月
- 4) 川上, 粗骨材とコンクリート強度に関する基礎的研究 (その 1), 日本建築学会論文報告集, 才 166 号, pp19~27, 昭 4 4. 1 2
- 5) L.J.Parrott, The production and properties of high strength concrete, Concrete, Vol 3 No.11, pp443~448, Nov. 1969
- 6) 横道, 一木, 林, 高強度普通コンクリートの配合および圧縮ひずみ, セメントコンクリート, No105, pp2~5 昭 3 0. 1 1
- 7) W.H.Price, Factors influencing concrete strength, J.of the ACI, Vol.22 No.6, pp417~432, Feb.1951
- 8) 河野, 江村, 木下, 各種混和材料を使用したコンクリートの高温養生, セメントコンクリート, No, 213, pp 25~30, 昭 3 9. 1 1
- 9) 西林, 人工軽量骨材コンクリートに関する研究, (学位論文), 昭 4 3. 3
- 10) 六車, 岡本, 局部荷重を受けるコンクリートの支圧強度に関する実験的研究, セメント技術年報, XⅧ, pp368~372, 昭 3 9. 1 2.
- 11) 藤井, 軽量コンクリートの支圧強度。材料, 才 18 巻才 185 号, pp136~143, 昭 4 4. 2.
- 12) E.Hognestad, N.W.Hanson & D.Mchenry, Concrete stress distribution in ultimate strength design, J.of the ACI, Vol.27 No. 4, pp455~479, Dec.1955
- 13) 森田, 足立, 曲げ圧縮部におけるコンクリートの性質, 材料, 才 20 巻才 208 号, pp59~66, 昭 4 6. 1
- 14) A.Pauw, static modulus of elasticity of concrete as affected by density, J.of the ACI, Vol.32 No.6, pp679~687, Dec.1960
- 15) 奥島, 小阪, 大井, 人工軽量骨材コンクリートの力学的諸性質について (その 2 弾性諸性質間の関係), 日本建築学会論文報告集, 号外, 昭 4 0. 9
- 16) C.Zelger, Liegt der Unterschied zwischen Leicht-und Normalbeton nur im Gewicht? beton, 20Jg.Ht.3, ss90~95, März 1970
- 17) H.Pollet, Un beton a tres haute resistance obtenu par la reaction silicocalcaire, 1970FIP Report, 1970
- 18) L.J.Parrott, The production and properties of high-strength concrete, concrete, Vol.3 No.11, pp.443~448, Nov.1969
- 19) C.Macinnis & D.V.Thomson, Special Techniques for Producing High Strength Concrete, J.of the ACI, Vol.67 No.12, pp996~1002, Dec.1970
- 20) 奥島, 小阪, PC用グラウトの研究, 日本建築学会近畿支部昭和 37 年度研究報告集, 昭 3 7. 4
- 21) H.Muguruma, M.Tominaga & S.Okamoto, Mechanical Properties of Simply Supported Concrete Beams under Repeated Loadings, International Symposium on the Effect of Repeated Loading of Materials and structures, Mexico City, Sept.1966
- 22) 奥島, 鈴木, 藤岡, PC鋼棒とグラウトとの付着に関する研究, 日本建築学会昭和 44 年度大会学術講演梗概集, pp985~986, 昭 4 4. 8

- 23) F.Leonharat, Spannbeton für die Praxis, Wilhelm Ernst & sohn Verlag, Berlin,
1955
- 24) PC技術協会PCくい技術委員会レラクセーション小委員会資料No.2.2, PC鋼線のレラクセーション試験結果, 昭46.7
- 25) 六車, PCくいの品質の現状と問題点, 工業と製品, No.48, pp1~10, 昭45.3
- 26) 土井, 富岡, 田中, スタビライズドPC鋼線の諸特性について, プレストレストコンクリート, 才12巻才4号,
pp34~42, 昭45.7

Ⅲ 設 計 法 の 基 本

1. 構 造 計 画 の 概 要

1. 1 径 間 と 構 造 形 式

一般にはり部材の場合スパン長が増大するにつれ、自重による死荷重モーメントの割合が急激に増大してくるが、その点プレストレストコンクリートはコンクリートの全断面を有効に利用できるので、鉄筋コンクリートに比べて部材断面を小さくとることができ、自重を軽減する上で有利な構造である。したがって、プレストレストコンクリートの発展に伴い、コンクリート橋でもスパンを長大化することが可能となり、欧米ではすでに最大支間 150 ～ 200 m の多数のプレストレストコンクリート橋が完成しており、わが国においても 1966 年完成の天草 3 号橋（スパン 160 m）、4 号橋（スパン 146 m）以来、1967 年名護屋大橋（スパン 176 m）が完成し、現在 PC けた橋としては世界最長のスパン 230 m の浦戸大橋が日本道路公団により建設中である。

一般的に PC 構造は短いスパンで鉄筋コンクリートと、長いスパンで鋼との比較になる。鉄筋コンクリートとの比較では、コンクリートの品質向上と鉄筋の許容応力の増大によって鉄筋コンクリートの経済的な適用スパンが大きくなり、特に最近多く使われている中空床版桁では 20 m ぐらいまで経済的で、桁高もスパンの $\frac{1}{20}$ 程度で施工できるようになったので、PC けたは 20 m 以上のスパンに適用されるのが一般的傾向であるが、適当な条件を有している場合には PC のプレキャストけたがその効用を大きく発揮する。すなわち、1) 連数が多く同一形式の型わくで大量生産できる場合（けた本数にして 200 本以上）、2) 工場からの運搬距離が比較的短い場合（50 km 以下ぐらい）、3) 斜角、平面曲線など特殊桁製作要素が少ない場合、4) 現場におけるコンクリート打設工を少なくしたい場合、などには JIS けたのより経済的な設計を採用することによって、全体として経済的な施工を短い期間で完成させることができる。また短径間の跨線橋や跨道橋で支保工なしで短時間で架設しなければならない場合、あるいは極端にけた高を制限された場合などは、多少の不経済にかかわらず PC プレキャストけたの効用が十分発揮される。またスパンの長い場合にはコンクリート橋では死荷重の増大が大きいのので、50 m 程度以上のスパンになると一般的には鋼けたの方が経済的な場合が多く、また実際によく使われている。しかし条件がととのった場合には、ときに長スパン PC けたがその効用を発揮する。とくに深い谷間で基礎地盤がよく、構造的にも施工上も条件がよい場合、また脚柱があまり高くなく、脚柱に対する地震力の影響が小さい場合などがこの例である。さらにまわりの景観とのつり合い、材料輸送面で PC 構造が適している場合も多い。¹⁾

実際に用いられている PC 橋梁の構造形式を見ると 5 ～ 15 m のスパンにはスラブ橋構造が多く用いられ、10 ～ 40 m では単純けた橋が多く用いられている。これらの事情を反映し、最近 JIS のけた橋用の橋げたについてもスパン長 10 ～ 21 m、幅員の制限削除、斜角 60° 以上にも適用しうるよう改正の案がねられている。また 50 m 以上のスパンでは単純けた橋は稀に使用される

のみで、そのほとんどが片持ばり形式，連続ばり形式，ラーメン形式が用いられている。さらにスパンが100 mを越えればそのほとんどが片持ばり形式となっている。参考までに表 3.1 に P C 技術協会の P C 長大橋委員会が，主として英米独仏の1953年から1961年までの雑誌から P C 長大橋に関して調査，分類した結果を示す。²⁾

表 3.1 P C 技術協会調査による P C 長大橋調査表

施工 方法	最大スパン 構造形式	45～ 65m	65～ 85m	85～ 105m	105～ 125m	125～ 145m	145～ 165m	165m 以上	合 計
工 カ ン チ レ バ ー 法	連 続 ケ タ					1			1
	二 鉸 ラ ー メ ン	1	1	1					3
	三 鉸 ラ ー メ ン		1	1					2
	片 持 バ リ 形 式	4	2		1		1		8
	計	5	4	2	1	1	1		14
支 現 保 場 工 打 使 工 用 法	連 続 ケ タ	6	1						7
	二 鉸 ラ ー メ ン	2	1	1					4
	三 鉸 ラ ー メ ン		2						2
	固 定 ア ー チ			1					1
	自 礎 式 吊 橋	1						1	2
	計	9	4	2				1	16
ブ レ キ ャ ス ト 法	連 続 ケ タ			2					2
	片 持 バ リ 形 式		1	1					2
	単 純 ケ タ	1							1
	計	1	1	3					5
合 計		15	9	7	1	1	1	1	35

最近わが国でも施工法として橋梁にプレキャストブロック方式を採用し工期の短縮と省力化を行なうとする例もふえつつある。P C の建築構造物としてはその構造形式はその種類が限られてくるし，またわが国では，現在では建築基準法的には高さ16 mをこえる場合は建設省の特認が必要である等の若干の障害がある。しかし P C 採用による経済的な大スパン架構の可能性，プレキャスト材使用による工期の短縮，構造強度や品質の確かな保証等の利点のため，事務所，病院，倉庫等に R C ， P C 並用ラーメン， P C ，鉄骨並用のものをもふくめ，スパン20～30 m の構造例がふえつつある。

1.2 断面形状および寸法

構造形式およびスパン割りが決まれば，つぎに断面諸寸法を決めなければならない。断面の決定にあたっては考えられる多数の断面形状寸法のうちで最も適当なものを選定する必要があるが，長方形断面のように断面形状が単純な場合を除けば，断面寸法を最初から理論的にきめることはできない。実際は試算法によって合理的な断面の形状寸法を決めるか，経験的に断面の形状と寸法を仮定し，許容応力度の条件を満足するように P C 鋼材の断面積および配置を決める。多くの場合はコンクリート断面を仮定して応力度を計算し，安全かつ経済的であるかどうかを検討する。そこで本項では断面決定のごく常識的なことについてのみふれ，次節以降の応力計算法等と合わせて逐次断面選定の方法を理解していくのが好都合であろう。

プレストレストコンクリート部材によく用いられている断面の形状を図 3.1 に示す³⁾。プレストレッシングの目的は、断面に生じる最大引張応力度をなるべく全部打ち消すことができるようにすることであって、最小の曲げモーメントを受けているときは、部材引張縁に最大の圧縮応力度が作用している。したがって断面寸法を決定する場合には、全曲げモーメントにたいする動荷重モーメントの占める割合の大きさは、いちじるしく影響する。すなわち、動荷重曲げモーメントが比較的小さい場合、例えばスパンの大きいような場合には、応力度の変化の大きさが小さいから、プレストレッシングによって容易に引張応力度を消去すること

ができるため、部材引張部断面を小さくすることができ、一般に T 形断面のような断面形式が有利である。動荷重曲げモーメントが増加するに従って部材引張部断面を増加させる必要がある。しかし、一般に部材圧縮部断面よりは小さいもので十分である。このような場合には、腹部巾を下方に向って拡大させた T 形断面、または I 形断面、または箱形断面等が用いられるようになる。次にはり高に関しては、一般にプレストレストコンクリート部材の高さは鉄筋コンクリートの場合よりも小さく選ぶことができる。図 3.2 は Jacobsohn がスイスの規定に従って T 形、I 形、箱形の各種断面のプレストレストコンクリートはりとは、鉄筋コンクリートはりにおいて必要なはり高さを比較したものである⁴⁾。普通の場合経済的なはり高さとしては、スパンの $\frac{1}{15} \sim \frac{1}{22}$ 程度であり、橋梁の場合は、 $\frac{1}{30}$ が限界と考えられる。建築物などで荷重の軽い場合には $\frac{1}{40}$ 程度にまでなることもある。

いずれにしても適切な断面とは、その断面が設計計算の仮定通りに働く場合にのみ正しく評価し得るのであり、たとえば T 形断面あるいは I 形断面で、腹部巾に対して突縁巾を異常に大きくとった場合、見かけ上経済的な断面と思われるが、突縁端が設計計算の仮定通り働かなければ設計上に無理があるわけで、適切な断面とはいえない。

さらに、断面形状の選択は断面の力学的性質のみから判断するだけでは不十分であり、型わくを容易に製作できること、P C 鋼材の配置および位置の確保が容易であること、コンクリートの打込みが容易であることなどを同時に考慮しなければならない。とくに P C 部材の場合、プレストレッシング作業、P C 鋼材の定着等の複雑な作業を必要とするため、施工方法との関連についても十分検討しておく必要がある。

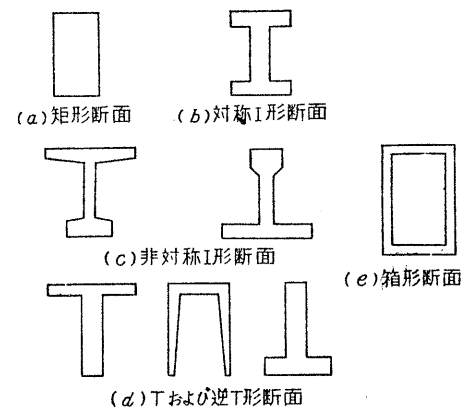


図 3.1 種々な断面形状

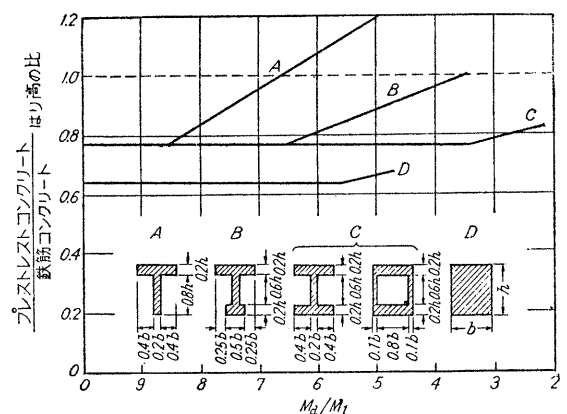


図 3.2 M_d/M_l とはり高との関係 (Jacobsohn)

2. 部材設計の基本的事項

2.1 断面設計計算に用いる仮定

プレストレストコンクリート部材断面に生じる設計荷重段階での応力度の計算には次の仮定を用いる。

- (a) 設計荷重が作用するとき、コンクリートの全断面が有効であるとして応力度の計算をする。
- (b) PC鋼材がコンクリート断面に与える力は、これを部材断面に作用する偏心荷重と考える。断面に作用する応力度は上記偏心荷重による応力度と、静荷重、動荷重、温度変化などの設計荷重による応力度とを加え合わせて計算する。
- (c) 曲げた応力度の計算では、維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例するものとし（平面保持の仮定）、かつコンクリートのヤング係数は一定であるとする。すなわち、コンクリートの応力度はひずみに比例するものとする。

以上の仮定で鉄筋コンクリートの場合とまったく異なる点は、(a)のコンクリートの全断面が有効であるとしている点である。すなわち、鉄筋コンクリートでは引張り側のコンクリートは無視することになっているが、プレストレストコンクリートでは、引張り側にあらかじめプレストレスとしての圧縮応力度を与えておき、設計荷重によって生じる引張り応力度を打ち消すようにしてあるから、設計荷重を受ける段階では引張り応力度がおこるにしても、その値は一般に非常に小さい。それで、全断面有効であるとして応力度の計算をすることとしているのである。このため土木学会では、コンクリート自体の引張強度を期待していないので、引張応力が生ずるときには鉄筋などを別に配置してこの引張応力を受けもたせるよう定めている。

なお、プレストレストコンクリートは、設計上つぎの2種類に分けられる。

フルプレストレッシング………有効プレストレスと設計荷重による応力度との合成応力度が引張応力度とならない大きさのプレストレスが与えられている場合。

パーシャルプレストレッシング………有効プレストレスと設計荷重による応力度との合成応力度が、許容引張応力度をこえない引張応力となるような大きさのプレストレスが与えられている場合。

すなわち前者は引張応力の発生を許さず、後者はある許容値までの引張応力の発生を許すのである（図3.3）。このパーシャルプレストレッシングの場合でも全断面を有効として応力計算をしてよいが、断面に生じる引張応力度は鉄筋によって受けさせる必要がある。設計上前記のように分けられるが、パーシャルプレストレッシングの方が一般にフルプレストレッシングよりも、経済的にプレストレストコンクリートの設計ができる。とくに動荷重が静荷重に比較して大きい場合には、パーシャルプレストレッシングとする方が経済的に有利となる。なお、パーシャルプレストレッシングで設計をする場合には、ひびわれを生ずることによる有害な影響を避けるため、つぎのような点に注意しなければならない。

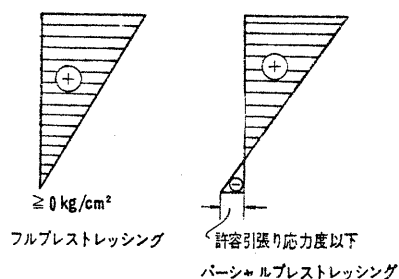


図3.3 フルプレストレッシングとパーシャルプレストレッシングの応力分布

- (i) 屋外構造物では、生じたひびわれがそのまま開口した状態であってはならないから、静荷重だけのときには引張応力がおこらないようにする。
- (ii) 振動をうける構造物では、動荷重の $\frac{1}{2}$ が作用するときに引張応力がおこらないようにする。
- (iii) 橋梁の場合には、許容引張応力度を小さく選ぶ。
- (iv) 部材引張部には P C 鋼材および鉄筋を一様に分布させて、ひびわれ間隔がせまくなるようにし、最大ひびわれ巾を小さくするようにする。
- (v) 引張応力の生じる区間には、なるべく打継ぎ目を設けないようにする。もし設けなければならないときは静荷重だけのときには引張応力がおこらない場所とする。

2.2 応力度計算および安全度の検討を必要とする状態

プレストレストコンクリート部材断面におこるコンクリートおよび P C 鋼材の応力度は、一般につきの 2 つの状態において、それぞれ最悪の影響を与える荷重の組み合わせについて計算し、それぞれ許容応力度以下であることを確認しなければならない。

- (a) プレストレスを与えた直後、すなわちプレストレスがもっとも大きい状態で許容応力度の条件を満足すること。たとえば単純桁ではプレストレス以外に静荷重として部材の自重のみが作用する。
- (b) P C 鋼材のレラクセーション、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮が終った状態、すなわちプレストレスがもっとも小さくなったのちに、付加静荷重、動荷重その他のもっとも不利となる組合せの荷重が作用したときに許容応力度の条件を満足すること。

なお、特殊な施工方法を採用する場合とか、とくにプレストレスを与えた直後にただちに全設計荷重が作用する場合などの特別な場合には、上記 (a) (b) の状態だけについて考えるのでは不十分であり、それぞれの場合に応じて考慮する必要がある。

さらにプレストレストコンクリートでは以上のほかに、破壊に対する安全度を検討しなければならない。これは次の理由によるものである。すなわち、プレストレストコンクリートにおける P C 鋼材は設計荷重の範囲内では、コンクリート断面にプレストレスを与えるのが主たる役割であって、鉄筋コンクリートにおける鉄筋のように直接荷重による応力度をうける役目はあまり果たしていないのである。しかしながら荷重が大きくなってコンクリートにひびわれが発生してしまえば、コンクリート断面にプレストレスを与える役割はほとんど失われ、以後直接荷重による引張応力を受ける役割を果たす必要があり、まったくその作用は異なってくる。すなわち 2.1 で述べた応力度計算の仮定からはずれることになる。この点最初から引張側コンクリートを無視して設計計算をおこなう鉄筋コンクリートの場合とちがう点である。したがって、プレストレストコンクリートでは、設計荷重の範囲内では十分安全であっても、ひびわれが発生しそれまでコンクリートの引張側で受けていた引張力が P C 鋼材に作用したとき、この引張力に抵抗できないほど P C 鋼材の断面積が小さかったり、あるいは最初に与えた P C 鋼材の応力度が高かったりすれば、P C 鋼材はコンクリートにひびわれが発生すると同時に切断し、同時に部材も破壊してしまうことになる。このような部材はその使用目的からすれば非常に危険である。したがってプレストレストコンクリートでは

設計荷重段階以外に破壊に対する安全度を検討しておかなければならないのである。なお、曲げ破壊を検討する場合にはコンクリートの引張応力は無視し、平面保持の仮定は成立するものとするのが普通である。ひびわれ発生後のプレストレストコンクリート部材の挙動については § 4 でくわしく述べる。

3. 常時荷重のもとでの断面計算の概要

3.1 断面応力度の算定

2.1 で述べた仮定に基づいて、図 3.4 に示す曲げを受ける断面を例にとって、各荷重による断面応度の算定方法を説明する。

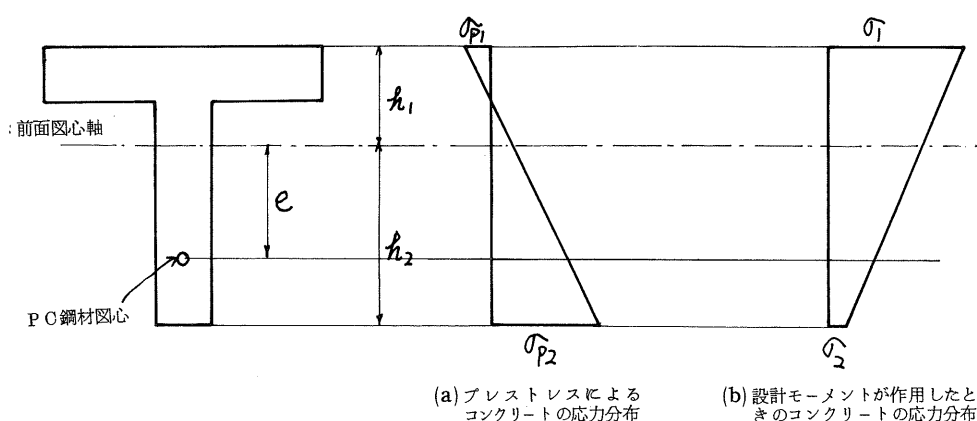


図 3.4 断 面 応 力 分 布

同図(a)はプレストレス力 P を偏心距離 e で導入したときの断面プレストレス分布を示したもので、断面上下縁のコンクリート応力度は次の式で計算される。

$$\text{上縁応力} \quad \sigma_{P1} = \frac{P}{A c} - \frac{P \cdot e}{Z_1} \quad \dots\dots\dots (3. 1)$$

$$\text{下縁応力} \quad \sigma_{P2} = \frac{P}{A c} + \frac{P \cdot e}{Z_2} \quad \dots\dots\dots (3. 2)$$

ここに

Z_1, Z_2 は上縁および下縁に対する断面係数で次式で求められる。

$$\begin{aligned} Z_1 &= \frac{I}{h_1} \\ Z_2 &= \frac{I}{h_2} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3. 3)$$

I ; 図心軸に関する断面 2 次モーメント

h_1, h_2 ; 図心軸から上, 下縁までの距離

また $A c$ はコンクリート断面積である。P C 鋼材とコンクリートとの付着がある場合には、

PC 鋼材断面積を考慮した換算断面を用いた断面諸係数を用いる必要がある。換算断面とは、PC 鋼材位置に PC 鋼材断面積の n 倍（PC 鋼材のヤング係数／コンクリートのヤング係数）のコンクリートがあると考えたときのコンクリート断面である。（図 3.5 参照）

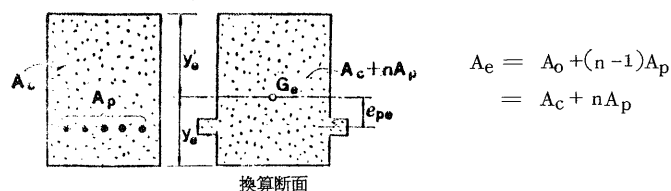


図 3.5 換算断面の説明

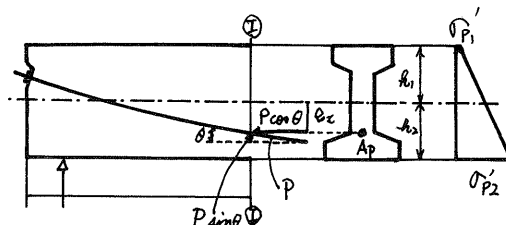


図 3.6 PC 鋼材が傾斜している場合のプレストレスの分布

また、PC 鋼材がコンクリート断面図心軸と傾斜して、直線状または曲線状に配置されている場合のコンクリートの応力は、PC 鋼材引張力のコンクリート部材軸方向の分力を用いて計算する。図 3.6 の記号を用いて、

$$\text{上縁応力} \quad \sigma'_{P1} = \frac{P \cos \theta}{A_c} - \frac{P \cos \theta \cdot e_x}{Z_1} \quad \dots \quad (3.1)$$

$$\text{下縁応力} \quad \sigma'_{P2} = \frac{P \cos \theta}{A_c} + \frac{P \cos \theta \cdot e_x}{Z_2} \quad \dots \quad (3.2)$$

この場合は断面の位置によって、 e_x 、 $P \cos \theta$ が変化するため、コンクリートの応力分布も位置によって異なる。

つぎに、図 3.3 の断面に設計モーメント M が作用すると、同図(b)に示すように上縁応力度は増大し、下縁応力度は減少する。その状態での上、下縁応力度は次式のようにになる。

$$\text{上縁応力} \quad \sigma_1 = \frac{P}{A_c} - \frac{P \cdot e}{Z_1} + \frac{M}{Z_1} \quad \dots \quad (3.4)$$

$$\text{下縁応力} \quad \sigma_2 = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e}{Z_2} - \frac{M}{Z_2} \quad \dots \quad (3.5)$$

3.2 PC 鋼材の応力とその損失

PC 鋼材端に引張力を与えたとき、コンクリート断面に与えられるプレストレスは種々の原因で減少する。それらを大別すると緊張作業中の損失と長期にわたる損失に分けられる。

3.2.1 緊張作業中の損失

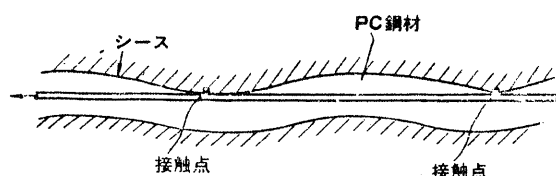


図 3.7 シースの波打ちによって摩擦力が作用する

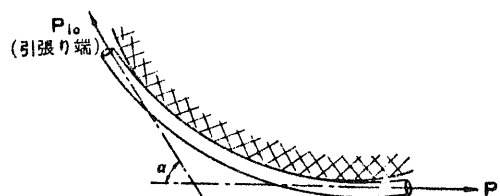


図 3.8 弯曲した PC 鋼材とシースとは、その接触面に沿って摩擦力が作用する。

緊張作業中に生ずる P C 応力度の損失は摩擦によるものとコンクリートの弾性変形によるものがある。摩擦によるものは P C 鋼材を直線に配置した場合にシースの波打ちによって P C 鋼材と接触するために生ずるものと、(図 3. 7) P C 鋼材を弯曲して配置する場合に生じるもの(図 3. 8) とがある。前者については、引張端引張力を P_{i0} , 引張端から ℓ (m) だけ離れた位置に作用している力を P_i とするとつぎのようになる。

$$P_i = P_{i0} \cdot e^{-\lambda \ell} \dots\dots\dots (3. 6)$$

ここに λ = P C 鋼材 1 m 当たりの摩擦係数。

また後者については、角変化 α を生じた位置に作用している力を P_i とすると

$$P_i = P_{i0} \cdot e^{-\mu \alpha} \dots\dots\dots (3. 7)$$

ここに μ = 角変化 1 ラジアン当たりの摩擦係数。

一般には上記 2 つを組み合わせるとつぎのようになる。

$$P_i = P_{i0} \cdot e^{-(\mu \alpha + \lambda \ell)} \dots\dots\dots (3. 8)$$

土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針で定められている摩擦係数を表 3. 2 に示す。

表 3. 2 摩 擦 係 数

	λ	μ
P C 鋼線の束	0.004	0.3
P O 鋼棒	0.003	0.25
P C 鋼より線	0.004	0.25

つぎに、コンクリートの弾性変形による P C 鋼材応力度の減少について、プレテンション方式の場合で説明すると、P C 鋼材位置でのプレストレスによるコンクリートのひずみ分だけ P C 鋼材のひずみも減少すると考えて、(3. 1) 式から

$$\sigma_{Pt} = \sigma_{Pi} - n \left(\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_{i0}}{I} \right) \dots\dots\dots (3. 9)$$

ここに σ_{Pt} ; プレストレスを与えた後の P C 鋼材応力度

σ_{Pi} ; プレストレスを与える前の P C 鋼材応力度

なお、これらの損失はあらかじめ計算しておきその損失見込み量だけ余分に緊張することにより補正するのが普通である。

3. 2. 2 長期にわたる損失

プレストレス導入完了後におこる損失は、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮、P C 鋼材のレラクセーションがその主因である。これらについては導入時に補正しておくことが困難であり、断面設計の段階であらかじめ考慮しておく必要がある。

導入完了直後のプレストレス力を P , プレストレス減少後の有効プレストレス力を P_e とすれば、

$$\eta = P_e / P = 0.8 \sim 0.85 \dots\dots\dots (3. 10)$$

程度であることがわかっている。⁵⁾ここに、 η をプレストレス有効率と呼ぶ。

3. 2. 3 荷重による P C 鋼材の応力

(1) P C 鋼材とコンクリートの間に付着がある場合

P C 鋼材とコンクリートとは一体となって変形するから、P C 鋼材断面の n 倍を有効とした換算断面を用いて、P C 鋼材図心位置のコンクリートの応力を求め、これを n 倍したものが P C 鋼材の応力である。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= M \cdot y_o / I \\ \sigma_{pe} &= n \sigma_c\end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3. 11)$$

ここに y_o ; 換算断面図心軸から P C 鋼材図心までの距離
 M ; 断面に作用するモーメント

すなわち、荷重によって P C 鋼材の応力は (3. 11) 式による値だけ増加するが、ひびわれを生じない設計荷重の範囲での増加応力は、最初に与えた引張応力に比較して非常に小さい。

(2) P C 鋼材とコンクリートとの間に付着がない場合

摩擦の影響を無視すれば、P C 鋼材の応力はどの部分でも等しいはずである。この場合 P C 鋼材の応力は、P C 鋼材図心にそってのコンクリートがどれだけ変形するかによってきまる。したがって、P C 鋼材の応力は図 3. 9 の記号を用いれば

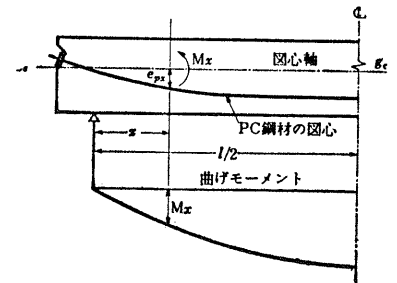


図 3. 9

$$\begin{aligned}\epsilon_c &= \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{M_x}{E_c} \cdot \frac{e_{px}}{I_{cx}} \\ \Delta l &= \int_0^l \frac{M_x}{E_c} \cdot \frac{e_{px}}{I_{cx}} dx \quad \dots\dots\dots (3. 12)\end{aligned}$$

$$\sigma_{pe} = E_p \cdot \frac{\Delta l}{l} = \frac{n}{l} \int_0^l \frac{M_x \cdot e_{px}}{I_{ox}} dx$$

ここに

M_x ; 断面に作用する曲げモーメント

e_{px} ; コンクリート断面の図心軸から
P C 鋼材図心までの距離

I_{ox} ; コンクリート断面の断面 2 次モーメント

l ; 鋼材の長さ

P C 鋼材の応力状態の概略を図 3. 10 に示す。⁵⁾

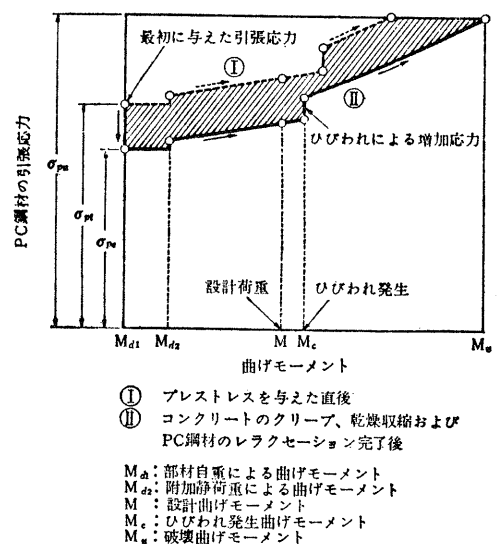


図 3. 10 曲げをうける部材の P C 鋼材引張応力の変化

3.3 断面設計方法の概要

プレストレスおよび設計モーメントによる断面応力分布は図 3.3 に示したが、3.2 ですでに述べたように導入プレストレス力 P は減少して $P_e = \eta P$ となるので、実際の断面応力分布はこのようなプレストレス減少を考慮して考えなければならない。

プレストレス導入直後および設計荷重載荷時の 4 つの断面上下縁応力がそれぞれのコンクリートの許容応力度をこえてはならないという条件から、つぎの 4 つの設計基本条件式が得られる。

導入時

$$\text{上縁応力} \quad -\left(\frac{P}{Ac} - \frac{P \cdot e}{Z_1}\right) - \frac{M_d}{Z_1} \leq f_t' \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

$$\text{下縁応力} \quad \left(\frac{P}{Ac} + \frac{P \cdot e}{Z_2}\right) - \frac{M_d}{Z_2} \leq f_c' \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

載荷時

$$\text{上縁応力} \quad \eta \left(\frac{P}{Ac} - \frac{P \cdot e}{Z_1}\right) + \frac{M_d + M_\ell}{Z_1} \leq f_c \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

$$\text{下縁応力} \quad -\eta \left(\frac{P}{Ac} + \frac{P \cdot e}{Z_2}\right) + \frac{M_d + M_\ell}{Z_2} \leq f_t \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

f_c' , f_c ; 導入時および載荷時におけるコンクリートの許容圧縮応力度

f_t' , f_t ; 導入時および載荷時におけるコンクリートの許容引張応力度

M_d ; 自重による曲げモーメント (プレストレス導入と同時に作用するものとする。)

M_ℓ ; 上記以外の設計曲げモーメント

これらの 4 つの設計条件式が同時に満足されるように断面の形状寸法、プレストレス力および偏心距離を決めるのであるが、通常は断面の形状寸法を決める物理量として Z_1 , Z_2 をとる。これらを求めた結果は

$$Z_1 \geq \frac{M_\ell + (1 - \eta) M_d}{f_c + \eta f_t'} \quad \dots\dots\dots (3.17)$$

$$Z_2 \geq \frac{M_\ell + (1 - \eta) M_d}{\eta f_c' + f_t} \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

また

$$\frac{P}{Ac} = \frac{f_c' h_1 - f_t' h_2}{h} \sim \frac{f_c h_2 - f_t h_1}{\eta h} \quad \dots\dots\dots (3.19)$$

となり、(3.17), (3.18) 式を満足する断面形状寸法を選び、つぎに (3.19) 式の範囲にプレストレス力 P を選ぶ。偏心距離 e は以上の決定した諸数値を設計条件式 (3.13) ~ (3.16) に代入してこれらをすべて満足する e の選定範囲に決めればよい。

以上、設計の方針の概要を示したが以下に上記の諸式に基づいた Z , P , e の値の推定方法や関連する特徴について概説する。

- (1) 断面係数 Z ; (3. 17) , (3. 18) 式で範囲が示されているが一般には $\frac{M_d}{f_c}$ で十分である。T 形断面についての断面係数の値を図 3. 11 に示す。
- (2) プレストレス力 P ; (3. 19) 式は, $P = A c \times$ (断面重心のコンクリート応力度) のように表現できる。したがって同程度の断面係数が得られるならば, $A c$ は小さい方が P は小さくてすみことになり経済的である。たとえば矩形断面より I 形断面の方が P は小さくてすみ, 有利である。
- (3) 偏心距離 e ; 概略の値は, K を断面核半径 (軸力を加えたとき断面に引張応力が発生しない限界) としてフルプレストレスの場合 ; $K + \frac{M_d}{P}$
 パーシャルプレストレスの場合 ;

$$K + \frac{M_d}{P} + f_t Z/P$$

として得られる。

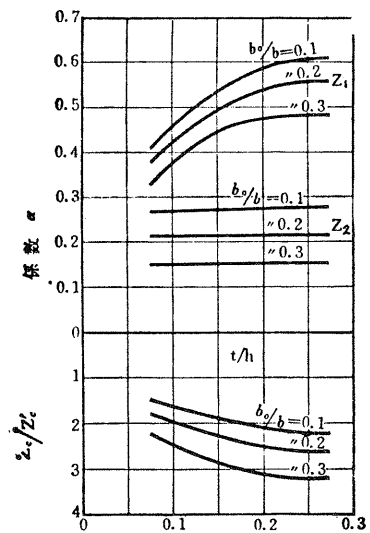


図 3. 11 T形断面の断面係数

(Z_1, Z_2 は $\frac{1}{6} b h^2$ に係数 α をかけて求める)

4. 曲げひびわれ耐力と曲げ破壊耐力

先にも述べたようにプレストレストコンクリート部材では, 常時荷重のもとでコンクリート全断面を有効であると考えて設計を行なう。しかし, 荷重による引張応力がプレストレスによる圧縮応力を越えて増加してくると, 当然コンクリートにひびわれが発生する。この段階で断面の応力状態は大きく変化し, それまでコンクリート

が受けもっていた引張応力がすべて P C 鋼材にかかることになる。したがって, P C 部材においては曲げひびわれ発生から破壊にいたるまでの間については, 最初の断面設計の際の仮定が成立しない領域である。本節ではこの領域についての概説をおこなう。図 3. 12 にプレストレストコンクリートはりの荷重～たわみ曲線の概略を示す。⁶⁾ 状態 1 が今まで述べてきた弾性領域であり, ひびわれが発生して状態 2 に移る。この区間はより正確にはひびわれを生じた弾性状態と呼べるもので, P C 鋼材, コンクリート圧縮域はまだ弾性範囲にある。

したがって, 荷重を除去したときの残留変形は非常に小さく, ひびわれは完全に消失する。以後荷重を増加していくと, P C 鋼材, コンクリート圧縮域が塑性域に入り状態 3 に移っていく。

したがって, 荷重を除去したときの残留変形

は非常に小さく, ひびわれは完全に消失する。以後荷重を増加していくと, P C 鋼材, コンクリート圧縮域が塑性域に入り状態 3 に移っていく。

4. 1 曲げひびわれ耐力

コンクリート下縁の引張応力が曲げ強度に等しくなったときひびわれが発生すると仮定し,

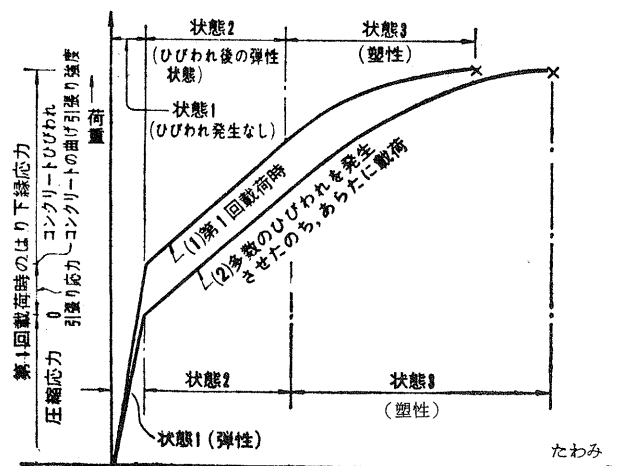


図 3. 12 プレストレストコンクリートはりの荷重～たわみ曲線

弾性理論によってひびわれモーメントを表わせば、(3.16) 式を参考にして次のように計算される。

$$-\eta \left(\frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e}{Z_2} \right) + \frac{M_c}{Z_2} = \sigma_b \quad \dots\dots\dots (3.20)$$

すなわち

$$M_c = (\sigma_{ce} + \sigma_b) Z_2 \quad \dots\dots\dots (3.21)$$

ここに

σ_b ; コンクリートの曲げ強度 (純引張強度の $\frac{5}{3}$ 程度)

M_c ; ひびわれモーメント

σ_{ce} ; 荷重が作用したときの断面下縁の有効プレストレス

しかし、実際には曲げによってひびわれが発生する以前に、引張側コンクリートが塑性をおこすために、厳密には弾性体と仮定したときのように重ねの法則を

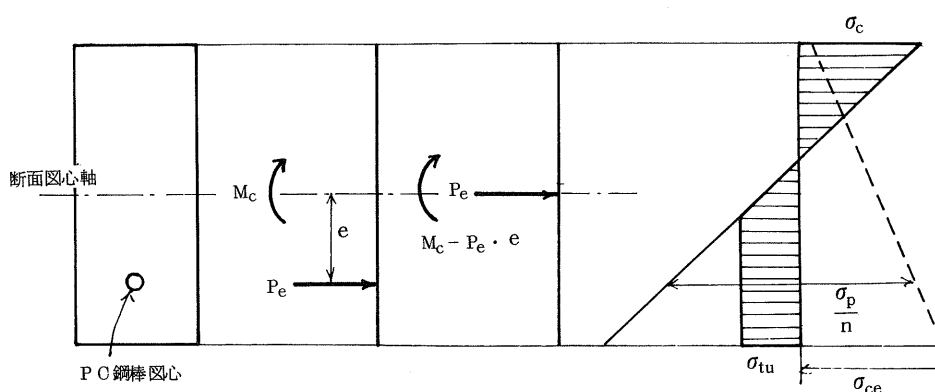
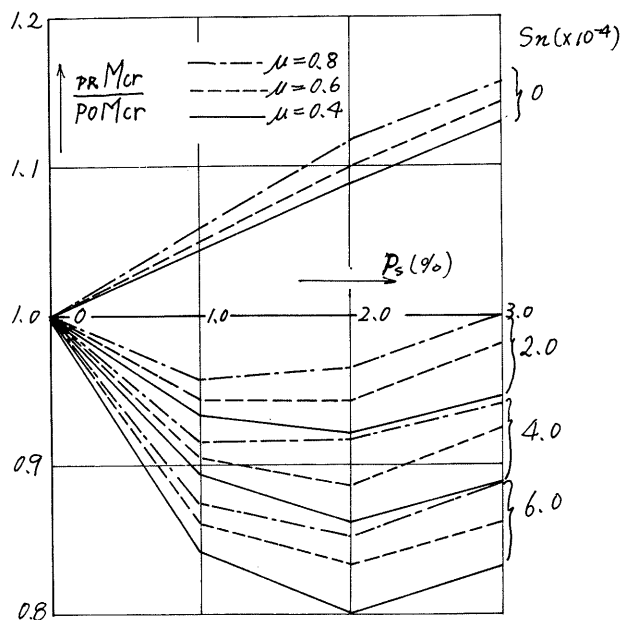


図3.13 ひびわれを生ずるときのつり合い

適用できない。より正確には、図3.13のように引張側コンクリートの応力～ひずみ関係における塑性域を考慮した断面応力分布を考えて、軸力とモーメントのつり合い条件式からひびわれモーメント M_c を計算する。⁵⁾ ここでは計算手順の詳細は省略するが、計算値は(3.21)式による弾性計算値よりも5～10%程度大きくなる。もっとも塑性計算におけるコンクリートの引張塑性率 ($\mu = e_p / e_u$, e_p ; 塑性ひずみ, e_u ; 全ひずみ) のとりかたに問題があり、塑性率を0.6から0.4に変化することによって M_c は5～10%低下する。一般には普通骨材コンクリートで0.6～0.8, 軽量骨材コンクリートでは0.4程度とされているが、この値は断面の形状等によっても変化するものである。

なお、PC部材には多少とも普通鉄筋が用いられているが、この影響は無視できないようである。それはコンクリートの乾燥収縮およびクリープ変形を鉄筋が拘束することによって、断面引張縁コンクリートの内部応力を引張応力側に移動させるからである。図3.14は、これに関する理論解析結果⁷⁾を示したものの一例で、乾燥収縮 S_n が $(2 \sim 3) \times 10^{-4}$ 程度になると鉄筋を入れない場合よりもひびわれモーメントが低下することを示している。実験の結果も同様の傾向を示している。しかしながら、この引張鉄筋はひびわれ発生以後のひびわれの分散、ひびわれ幅の拡大防止には非常に有効であり、部材の耐久性の点からは重要である。



$PR M_{cr}$; 鉄筋で補強されたプレストレストコンクリートのひびわれモーメント

$PO M_{cr}$; 鉄筋のないプレストレストコンクリートのひびわれモーメント

S_n ; コンクリートの乾燥収縮

P_s ; 鉄筋比

図 3.14 鉄筋のひびわれモーメントに及ぼす影響

4.2 曲げ破壊耐力

4.2.1 ひびわれ発生から破壊までの余裕

プレストレストコンクリート部材ではひびわれ発生によって、それまでコンクリート断面で受けもたれていた引張応力はすべて P C 鋼材で受けもつことになる。したがって、ひびわれ発生から破壊までの強度の余裕は、普通の場合、主として P C 鋼材に最初に与えられた引張応力と P C 鋼材の断面積によって差が生じ、これを大別すれば図 3. 15 に示すように 3 つに分類できる。⁵⁾

(a) P C 鋼材量を極端に少なくし、最初に与える引張応力を極端に大きくした場合は、ひびわれ発生と同時に破壊する。すなわち、ひびわれによって P C 鋼材に移る引張応力を P C 鋼材が負担することができないため破壊するのである。このような脆性破壊をさけるためには、最初 P C 鋼材に与える引張応力を制限すると同時に、P C 鋼材量を極端に少なくしてはならない。

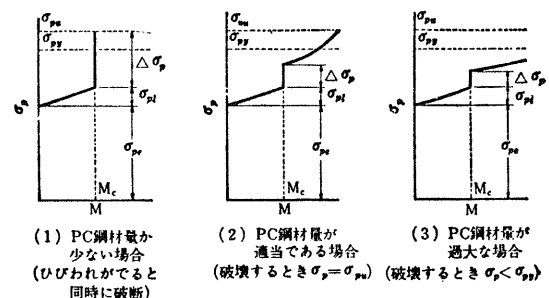


図 3.15 ひびわれによる P C 鋼材の引張応力の変化と破壊までの余裕

(b) P C 鋼材量、最初に与えた P C 鋼材引張応力が適当である場合には、ひびわれが発生してから破壊するまでにかかなりの強度の余裕があり、破壊強度も大きい。この荷重の余裕については、P C 鋼材量および最初に与える P C 鋼材引張応力によって調節することができる。普通に用いられるプレストレストコンクリートは、このような性質をもつように設計されなければならない。

(c) P C 鋼材量が非常に多い場合には、P C 鋼材の引張応力が降伏点応力に到達する前に圧縮側コンクリートが破壊する。この場合はひびわれによる P C 鋼材の引張力の増加も小さ

く、ひびわれ荷重と破壊荷重との間の余裕も充分であるが、P C 鋼材の使用量が多くて不経済な断面となる。

4. 2. 2 曲げ破壊モーメントの算定

プレストレストコンクリート曲げ部材において普通に用いられている P C 鋼線または鋼棒の破断伸びは、コンクリートの圧縮破壊ひずみよりも非常に大きいので、普通に設計されたプレストレストコンクリート部

材が曲げ破壊をおこすときには一般にコンクリートの圧縮側が最後には破壊をおこす。破壊時におけるコンクリート圧縮応力の分布は、正確には、断面の平面保持を仮定し、コンクリートの応力～ひずみ関係から求めることができるが、曲げ破壊モーメントの計算をするときにはモーメントの腕長とも関連し、応力分布の違いが計算結果にそれほど顕著な影響を与えず、一般

には図 3. 16 に示すように二次以上の曲線分布、長方形分布などに近似しておこなって十分である。またコンクリートの曲げ圧縮ひずみは $\epsilon_{cu} = (3 \sim 5) \times 10^{-3}$ の範囲にあり、強度そ

の他によって変化する。土木学会、建築学会では、 $\epsilon_{cu} = 2.5 \times 10^{-3}$ 、CEB-FIP 国際指針の簡易法では $\epsilon_{cu} = 3.0 \times 10^{-3}$ にとることに定めている。

つぎに図解法による破壊曲げモーメントの算定法の概略を図 3. 17 (a) に示す断面について説明する。P C 鋼材とコンクリートとの間に付着があるものとして考える。コンクリートの圧縮応力分布を長方形分布と仮定し、図 3. 17 の記号を用いると

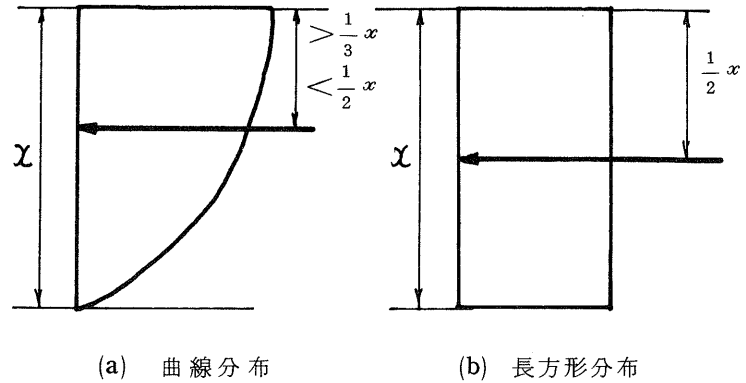


図 3. 16 コンクリートの圧縮応力の分布と圧縮力 C の作用点

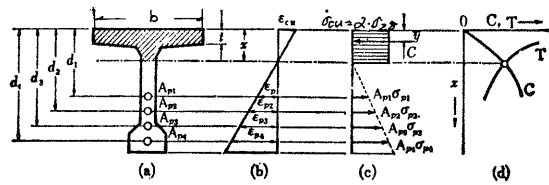


図 3. 17 コンクリートが圧縮破壊を起す場合 ($\sigma_p < \sigma_{pu}$) の図式的方法

$$\text{圧縮力 } C = \int_0^x b_y \sigma_{cu} dy = \sigma_{cu} \int_0^x b_y dy \quad \dots\dots\dots (3. 22)$$

ここに σ_{cu} はコンクリートの圧縮強度 $= \alpha \cdot \sigma_{28}$ 、 α は部材コンクリートと標準供試体 (15×30cm) との圧縮強度比で、土木学会 P C 指針では 1. 0、A C I では 0. 8 5 と定めている。

(3. 22) 式から任意の x に対する C の値を求め、図 3. 17 (d) のように $x - C$ の関係を表わす曲線を描く。矩形断面であればこの関係は直線となる。また、P C 鋼材のひずみはコンクリートの曲げ圧縮破壊ひずみ ϵ_{cu} をきめ、 x を仮定すればそれぞれ次のように表わせる。

$$\begin{aligned}\varepsilon_{P1} &= \frac{d_1 - x}{x} \varepsilon_{Cu} \\ \varepsilon_{P2} &= \frac{d_2 - x}{x} \varepsilon_{Cu} \dots\dots\dots (3.23) \\ &\dots\dots\dots \\ \varepsilon_{P4} &= \frac{d_4 - x}{x} \varepsilon_{Cu}\end{aligned}$$

P C 鋼材の応力～ひずみ図から ε_{P1} , ε_{P2} …… ε_{P4} に対応する σ_{P1} , σ_{P2} …… を求めれば, P C 鋼材の引張応力の総和 T は

$$T = A_{P1} \sigma_{P1} + A_{P2} \sigma_{P2} + \dots\dots + A_{P4} \sigma_{P4} \dots\dots\dots (3.24)$$

任意の x にたいする T を計算し, 図 3. 17 (d) のように $x - T$ の曲線を描く, C と T との交点を求めれば, この位置が $C = T$ の条件を満足する中立軸の位置である。中立軸の位置がきまれば, 圧縮側断面 (図 3. 17 (a) のハッチした部分) の図心位置が求まる。したがって曲げ破壊モーメント M_u はつぎの式で計算される。

$$M_u = A_{P1} \sigma_{P1} (d_1 - \bar{y}) + A_{P2} \sigma_{P2} (d_2 - \bar{y}) + \dots\dots + A_{P4} \sigma_{P4} (d_4 - \bar{y}) \dots (3.25)$$

次に部材の変形能力について概説する。一般に大部分の部材は荷重が破壊モーメント近傍になると, 荷重がほとんど変化せずに変形だけが急激に増加する (図 3. 12 参照)。断面についていえばモーメントがほとんど増加せず断面回転角が大きくなっていく。すなわち, 断面が塑性回転するわけである。この塑性回転の能力がどの程度であるかは塑性設計理論上の重要な問題である。従来から, P C 部材の塑性回転能力には多くの問題があるとされてきたし, また事実各種の実験によれば鉄筋コンクリートと比較してかなり小さい値を示している。図 3. 18 に P C 部材断面の塑性回転能力に関する実験結果の一例を示す。⁸⁾ 図中の q は塑性回転能力を検討する一つの重要なパラメーターと考えられているもので, はり破壊時の中立軸比と同一のものである。

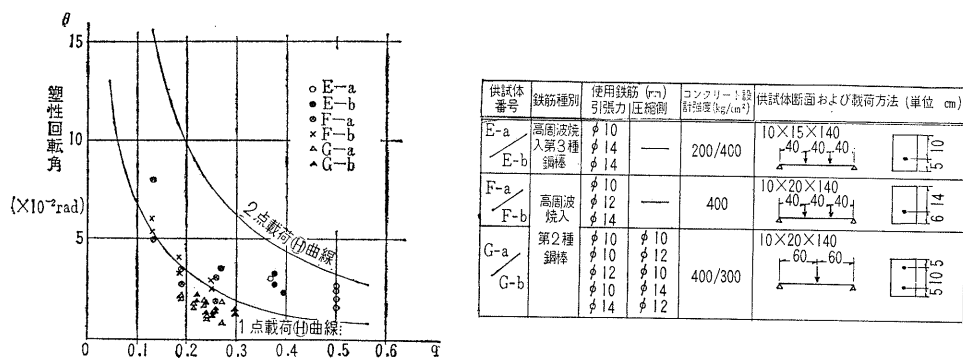


図 3.18 P C ばり塑性回転角と鉄筋指数 g との関係

4. 2. 3 曲げ破壊に対する安全度

プレストレストコンクリート部材の曲げ破壊に対する安全度は、破壊荷重が次の条件を満足するかどうかによって判断するのが普通である。

$$U \geq \alpha_d D + \alpha_l L \quad \dots\dots\dots (3. 26)$$

ここに

U ; 破壊荷重

D ; 静荷重

L ; 動荷重

α_d ; 静荷重に対する荷重係数

α_l ; 動荷重に対する荷重係数

または特殊な荷重に対する荷重係数をきめて破壊に対する安全度を確保する。荷重係数 α は常に $\alpha > 1$ で、 $(\alpha - 1)$ が部材が安全であるための余裕を表わしている。すなわち、荷重係数は弾性設計における材料の安全率に相当するものであるが、その力学的意味は材料の安全率と本質的に異なり、部材としての安全率ともいふべきものである。

荷重係数は材料の性質、構造物の機能および荷重の種類などによって異なる。荷重の種類を例にとれば、静荷重またはまれに作用する荷重に対しては小さい荷重係数を、常時作用する動荷重に対しては大きい荷重係数をとる。動荷重に対する荷重係数は、衝撃、振動あるいは疲労などに関連する荷重の性質、作用の頻度および将来における荷重増大の可能性などを考慮して、静荷重よりも大きい荷重係数をとる。

プレストレストコンクリート部材の設計では表 3. 3 に示すような荷重係数が用いられている。

表 3. 3 荷 重 係 数

規 準	荷 重		
土木学会，プレストレストコンクリート設計施工指針（昭和 36 年度改訂）… 55 条	$(1.3D + 2.5L)$, $1.3(D + K)$		
建築学会，プレストレストコンクリート設計施工基準（1961）… 65 条	長 期	常 時	$(1.2D + 2.4L)$, $2(D + L)$
	短 期	地震時	$(1 \sim 1.2)(D + L) + 1.5K$
		積雪時	$1.2(D + L) + 1.5S$
		暴風時	$(1 \sim 1.2)(D + L) + 1.5W$
ACI Code 1971	建築物 ¹⁾	$(1.4D + 1.7L)$ $0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$ $0.9D + 1.3W$ $0.75(1.4D + 1.7L + 1.43K)$ $0.9D + 1.43K$ $1.4D + 1.7L + 1.7Q$ $1.4D + 1.7L + 1.4F$	

D ; 静荷重, L ; 動荷重, K ; 地震荷重, S ; 積雪荷重, W ; 風荷重, Q ; 土圧荷重, F ; 水圧荷重

1) 風荷重, 地震荷重を W で表わす。

2) 支間が普通の大きさである単純支持の場合の値である。

5. せん断補強と局部補強

5.1 せん断補強

コンクリート部材のせん断破壊の問題に関しては数多くの研究がなされてきたが、現在でもまだ未解決の問題が多く、コンクリート構造物に塑性設計理論を適用する上でも、大きな障害となっている。ここで、現在までの代表的な考え方を通して、プレストレストコンクリート部材のせん断問題をごく簡単に概説する。

5.1.1 せん断ひびわれと破壊形式

せん断ひびわれ（斜めひびわれ）は大別して、ウェブから斜め上下方向に傾斜して生ずるひびわれ（ウェブせん断ひびわれ，図 3. 19）と，曲げひびわれとして発達したもの（図 3. 20⁽¹⁾）がせん断応力の影響でウェブで傾斜するもの（曲げせん断ひびわれ，図 3. 20⁽²⁾）とがある。その他，2次ひびわれ（図 3. 20⁽³⁾），せん断スパン比（ a/d ）が小さいとき上縁ひびわれが生ずることがある（図 3. 20⁽⁴⁾）。

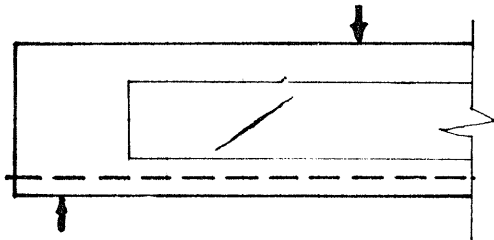


図 3.19 ウェブせん断ひびわれ

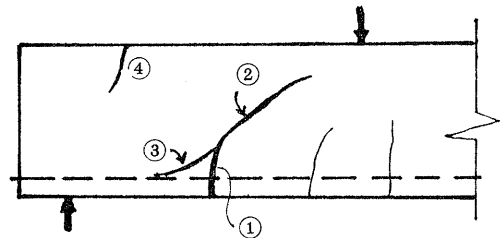


図 3.20 曲げひびわれから発達するひびわれ

せん断破壊形式を a/d によって分類すると，図 3. 21 のようである。この他主鉄筋に沿う定着破壊（同図(1)），アーチリブの破壊（同図(3)(4)），ウェブの薄い PC はりでのウェブの圧潰（同図(2)）などがある。

図 3. 21 のように破壊形式あるいは破壊耐力は a/d （一般には $M/V \cdot d$ ）によって大きく影響されるが，その他の影響

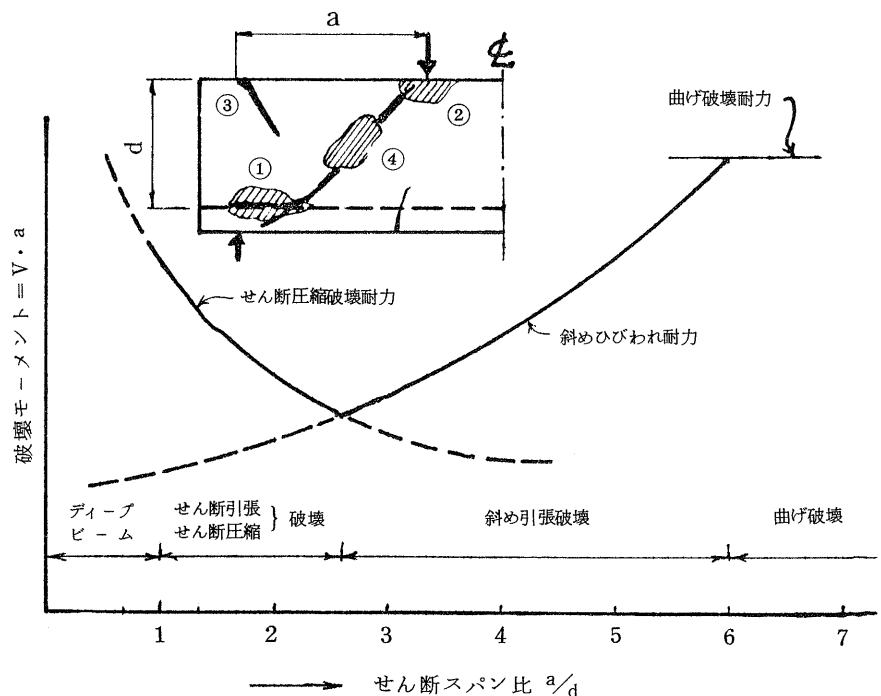


図 3.21 長方形はりの a/d と破壊耐力および破壊形式との関係 2)

要因としては、コンクリート強度、腹鉄筋比と配置法、主鉄筋量（P C 鋼材量）とその付着性能、はりの断面形状寸法（とくにフランジ巾とウェブ巾比、はり高）、载荷形式などである。

5. 1. 2 斜めひびわれ発生荷重

(1) ウェブせん断ひびわれ

曲げひびわれの生じていない P C はりでのウェブせん断ひびわれ耐力は、一般には鉛直方向応力 f_y を無視して、軸方向応力 f_x とせん断応力 v とによる主引張応力 f_1 がコンクリート引張強度 f'_t に達したときひびわれが発生すると仮定して求められる。¹⁰⁾

$$f_1 = \frac{1}{2} f_x + \sqrt{\left(\frac{1}{2} f_x\right)^2 + v^2} = f'_t = g(f'_c) \quad \dots\dots\dots (3. 27)$$

ACI Code 1963 では、上記仮定より (3. 27) 式を用い、これを実験により修正した次式を採用している。

$$V_{cw} = b'd (3.5 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) + V_p \quad \dots\dots\dots (3. 28)$$

ここに、 V_{cw} ；ウェブせん断ひびわれ時のせん断力

b' ；ウェブ巾

f'_c ；コンクリート圧縮強度 (psi)

f_{pc} ；断面重心の有効プレストレス (psi)

V_p ；有効プレストレスの鉛直分力

(2) 曲げせん断ひびわれ

a) ACI (1963)の方法 考えている断面から曲げモーメントがへる方向に $d/2$ 離れた断面に生ずる曲げひびわれから斜めひびわれまでの荷重増加は、 $b'd$ 、 f'_c に関係するとして次の実験式を与えている。

$$V_{ci} = 0.6 b'd \sqrt{f'_c} + \frac{M_{cr}}{\frac{M}{V} - \frac{d}{2}} + V_d \quad \dots\dots\dots (3. 29)$$

ここに $M_{cr} = (6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) I/y$

V_d ；死荷重せん断力

M, V ；外力による曲げモーメント，せん断力

I/y ；引張側の断面係数

f_{pe}, f_d ；有効プレストレス力，死荷重による引張縁応力 (psi)

b) Kaniの方法 曲げひびわれによって区切られたコンクリート部分（ティース）を，はりの圧縮部に固定された片持ばり（図 3. 22）と考え，付着による水平力 ΔT による固定端引張応力（は

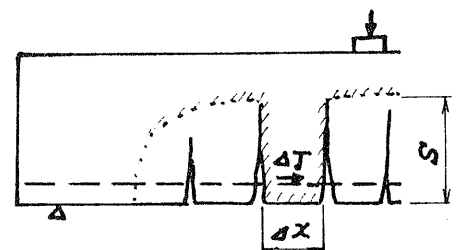


図 3. 22 コンクリートティース(Kani)

り理論による) が f_t' に達すると、ティースは破壊し、はり作用は失なわれタイドアーチとなる。すなわち斜ひびわれの発生はティースの破壊であり、そのときのモーメントは

$$M_c = \frac{7}{8} \left(\frac{f_t' \cdot b' \cdot d^2}{6} \right) \left(\frac{\Delta x}{S} \right) \cdot \frac{a}{d} \dots\dots\dots (3.30)$$

5.1.3 せん断破壊の解析法

大別すると、アーチ、トラス、フレイム等を仮定するアナロジー法と、極限解析に分けられる。

Kani の理論もアーチアナロジーに属するものであるが、コンクリートティース破壊後のはりをタイドアーチと仮定し、その破壊モーメント M_{su} を次式で与えている。

$$M_{su} = \frac{M_{fu}}{K} \cdot \frac{d}{a} \dots\dots\dots (3.31)$$

ここに K は定数である。

また、トラスアナロジーは腹鉄筋の設計に古来用いられてきたもので、平行弦トラス、上弦材を傾斜させた修正トラス等が提案されている。

極限解析の方法は、せん断圧縮破壊を対象としたもので、平面保持の仮定が成立しない点に着目して変形条件を求めている。図 3.23 は、ひずみ分布を2つの直線で仮定したものを示し、また図 3.24 は、引張側では鋼材の抜け出し、圧縮側では、せん断と圧縮との複合作用下のコンクリートの変形特性を考慮したものである。その他、せん断ひびわれ先端付近にプラスチックヒンジを仮定してつり合い条件式を求めたものや、有限要素法による解析等がある。

以上、代表的な解析の要点だけ略述したが、いずれの理論においても考慮されている要因は限られており、したがって、すべての破壊形式を説明しうる理論は確立されていない。

5.1.4 補強方法と設計基準

補強法には、全せん断力を腹鉄筋で負担させる方法と、コンクリートと腹鉄筋とで分担負担させる方法とがあり、前者は主として欧州、後者は米国で用いられている。最近、米国では A C I Code 318-71 が定められたが、その基本的な考え方は同じである。すなわち、1)

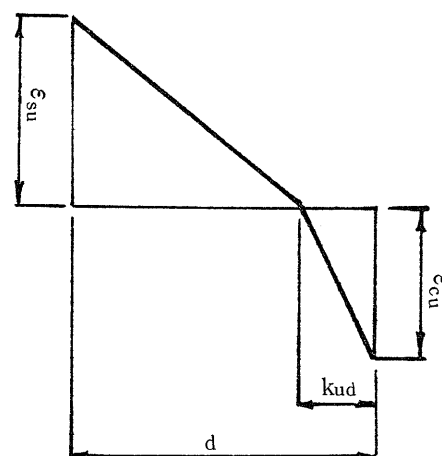


図 3.23 修正ひずみ分布 (Zwoyer)

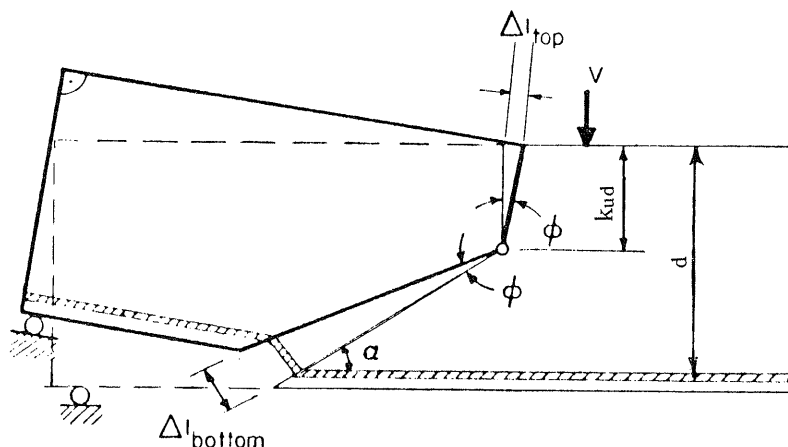


図 3.24 Walther の仮定

腹鉄筋のないはりの最大せん断応力 $\tau_u (= V_u/b'd)$ は、斜めひびわれ時のせん断応力 $\tau_c (= V_c/b'd)$ に等しい。2) 腹鉄筋の受持つせん断力 V_u' は $V_u - V_c$ である。

V_c の値としては、(3.28) 式による V_{cw} と (3.29) 式による V_{ci} のうち小さい方の値に減係数 $\phi (= 0.85)$ を乗じたものとする。なお今回の規定では、鋼材の引張強度 (f'_s) の 40 % 以上の有効プレストレス (f_s) を有する部材では V_c の値として次式を用いてよいと補足されている。

$$\frac{V_c}{b'd} \leq \phi (0.6\sqrt{f'_c} + 700 \frac{V \cdot d}{M}) \quad \dots\dots\dots (3.32)$$

ただし、

$$2\phi\sqrt{f'_c} \leq \frac{V_c}{b'd} \leq 5\phi\sqrt{f'_c}$$

これは従来研究結果を参照して図 3.25 に示すように、 $f_s/f'_s \geq 40\%$ の場合は (3.22) 式は安全側となるからである。

腹鉄筋量 A_v は $V_u > V_c$ のとき、次式で求める。

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) S}{\phi f_y \cdot d} \quad \dots\dots\dots (3.33)$$

ここに、 f_y , S ; 腹鉄筋の降伏点応力、間隔、 $V_u \leq V_c$ の場合でも、 $A_v \geq 50b's/f_y$ を配置する。

3.2 局部補強

3.2.1 材端定着の補強

(1) 定着部応力状態とその設計

定着具近傍のコンクリートには、局部荷重 P によって、図 3.26 に示すように、割裂応力および剝裂応力と呼ばれる引張応力が斜線部の圧縮応力域の両側に生ずる。定着部の設計は基本的には定着部直下の圧縮応力 (支圧応力) が許容支圧応力を越えないように支圧面積をきめることと、上記引張応力に対する補強が主である。

(2) 割裂応力と補強

従来多くの研究者によって実験的理論的研究がおこなわれてきたが、弾性理論による厳密解は、2次元状態 (図 3.26 で $\alpha = 1$, $\beta < 1$ の場合)、3次元状態 (同図で α , $\beta <$

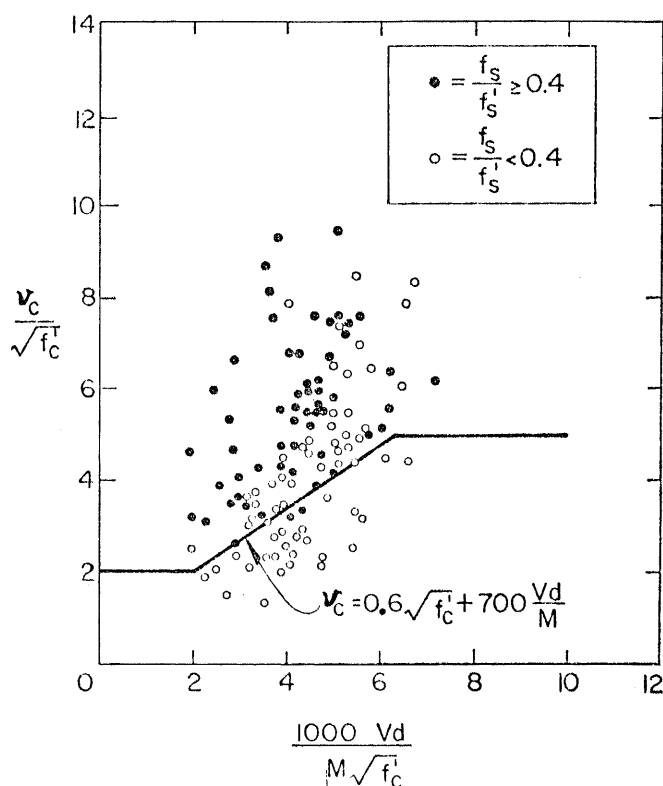


図 3.25 規定式と実験結果との比較

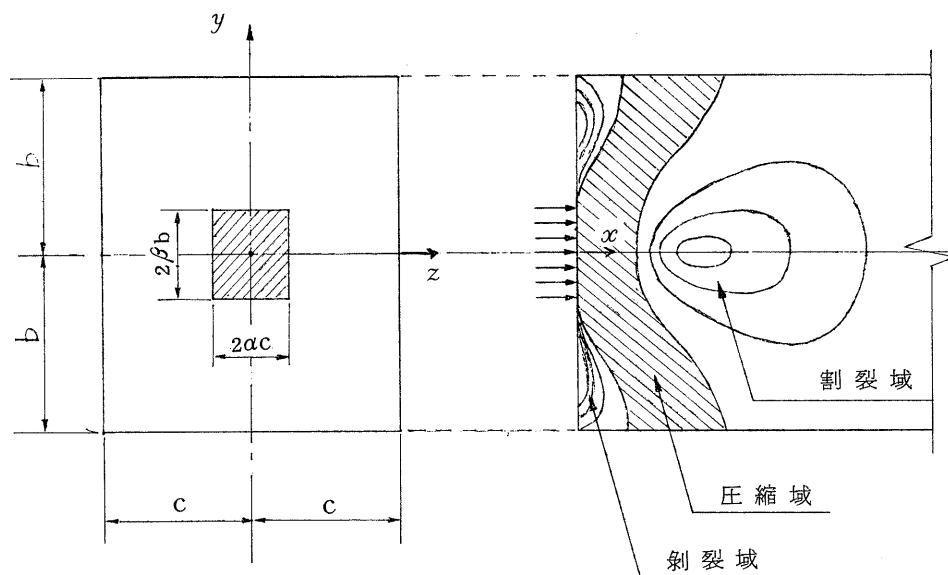


図3.26 定着部応力状態（等応力線）

1) に対して Iyengar
らによって与えられた。¹²⁾

割裂応力に対する補強
法は，例えば2次元状態
を考えれば， x 軸上の y
方向応力 σ_y が図 3.27 の
ように与えられると， σ_y
 $\geq f_t'$ (f_t' ; コンクリート
の許容引張応力) となる
範囲 ($x_1 \sim x_2$) の引張
合力 Z が求められる。従
って，補強筋量 A_s は A_s
 $= Z / f_{sa}$ (f_{sa} = 補強筋
の許容応力) となり，こ
れを $x_1 \sim x_2$ 区間に配置

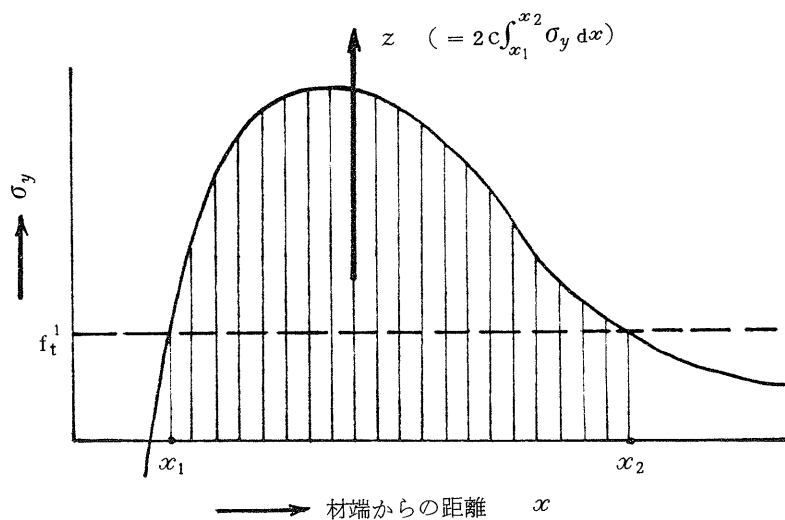


図 3.27

すればよいことになる。従来割裂応力として2次元解析結果が設計に用いられてきたが，
3次元解析結果との差異はそれほど顕著でないようである。

(3) 剥裂応力と補強

一般に剥裂応力の最大値は材端面に生じ， β が小さいほど大きく， $1.0 q$ (q = 平均
プレストレス) にも達する。しかし，その分布範囲が狭いので，引張合力は σ_y のそれに比
しかなり小さく，高々 $0.09P$ 程度である。従って剥裂域での補強鉄筋量は割裂域のそれよ

り少なくてもよい。剥裂応力への影響要因は、定着長、はり高、鋼材配置の分散度等であるが、前2者の影響は小さく、鋼材分散度が最も大である。

(4) 支圧強度

無筋コンクリートの支圧強度の実験研究は非常に多く、実験式も数多く提示されているが、破壊機構が複雑なため理論研究はあまり行なわれていない。理論解析の最近のものである、藤井,¹³⁾ chen らの研究があるが、ともにモールの破壊条件式を用いたもので、前者の最も簡略化された式は $\sigma_u / \sigma_c = \sqrt{A_c / A_1}$ (σ_u ; 支圧強度; σ_c ; コンクリート圧縮強度, A_c ; 支承面積, A_1 ; 支圧面積) となり、これと同一式が国際指針に採用されている。

支圧板とナットで定着する場合、支圧板の剛性によって支圧強度は大きく影響されるがこれに関しては比較的精度のよい式が提案されている。

支圧強度への補強効果については、定性的にも十分な結論は得られておらず、今後の研究が望まれる。とくに極限設計を適用する上でどうしても解決しておかなければならない問題の一つである。

5. 2. 2 中間切欠定着部

(1) 定着部応力状態とその設計

切欠定着部では、鋼材と直角方向に割裂応力 σ_y' (図 3.

28) および切欠底に隅角応力 σ_k (図 3.

29) の引張応力が生じ、これに対して補強を行なう。 σ_y'

に対する補強法には坂, 岡田, 六車提案の¹⁴⁾「仮想ブロック巾 $2b'$ を切欠巾 $2b_1$ として材端定着での理論を適用する」という方法がある。また σ_k に対しては,

Leonhardt 提案の「 $Z = \frac{1}{2}P$ の力を受持つように補強筋を配置する」とい

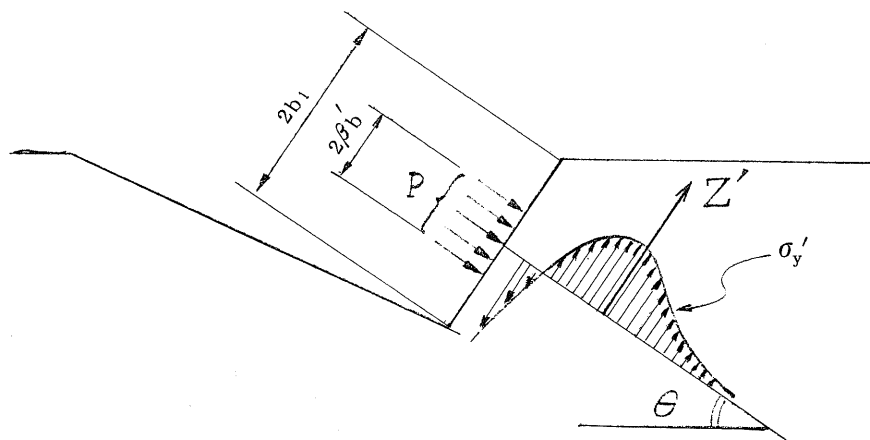


図3.28 切欠定着部の割裂応力

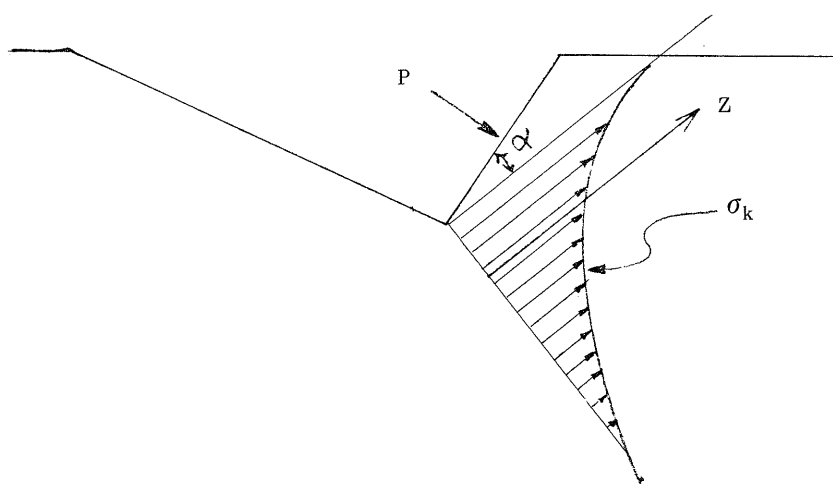


図3.29 切欠定着部の隅角応力

う方法がある。¹⁵⁾

(2) 割裂応力と補強

σ_y' 分布に対する有限要素法による2次元弾性解析では,¹⁶⁾ σ_y' の引張合力 Z' はかなり小さく, 図 3.

30 のようである。よこ軸は, 切欠面の巾 $2b_1$

(=16cm) に対する支圧板の巾 $2\beta b'$ である。また同図には, $2b' = 2b_1$ と仮定して材端定着に対する Igengan 理論を適用

して求めた引張合力 Z が併記してある。この Z の値は, $2\beta b' = 2b_1$ あたり以外では, 数値実験による Z' 値より大きい値を与えている。 Z'/P の値は一般に θ が小さいほど大きい, 高々 $Z'/P = 0.05$ である。

(3) 隅角部応力と補強

σ_k の最大値は隅角底に生じ, その方向 α は θ にほとんど影響されず, $\alpha \div 40^\circ$ である。

(図 3. 31)。 x' 軸と直角方向の引張合力 Z は, 図 3. 32 に示すように θ および $2\beta b'$ が小さいほど大きい (しかし, $2\beta b' \leq 10 \text{ cm}$ ではほとんど変わらない)。図 3. 32 でみると, Z/P は $\theta = 0^\circ$ の場合で $Z/P \approx 0.20$ であり, Leonhardt 提案値 $Z/P = 0.5$ よりかなり小さい。

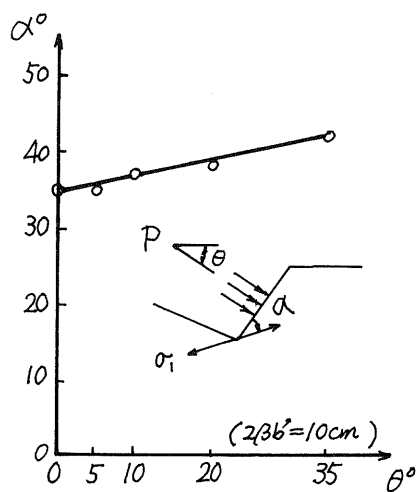


図 3.31 P_1 による切欠隅角点における σ_1 方向と切欠面のなす角度 α と θ との関係

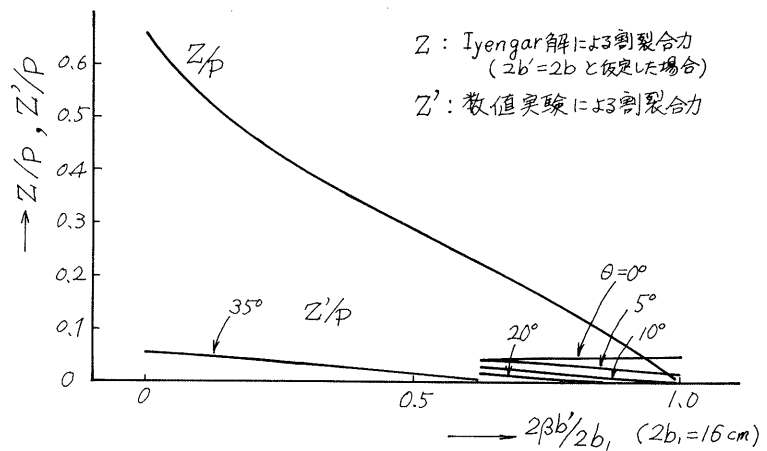


図 3.30 割裂合力の慣用設計法 (Z) と数値実験値 (Z') との比較

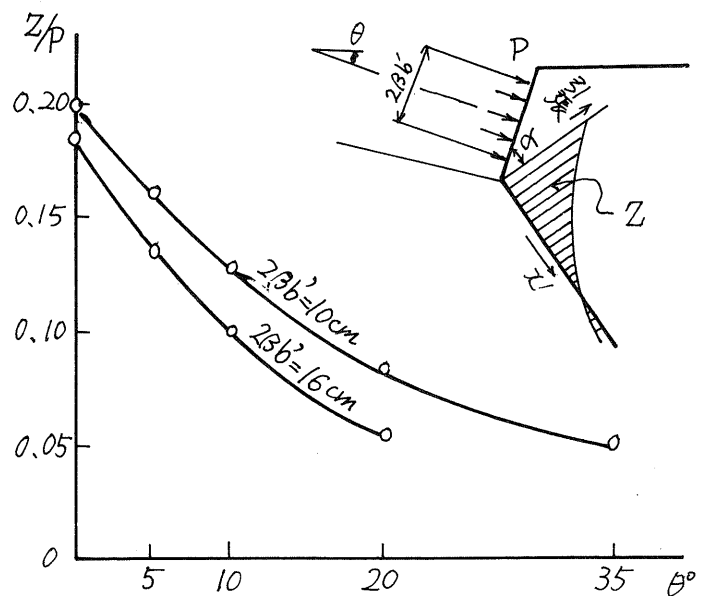


図 3.32 切欠隅角部の引張合力

6. P C 構造物の動的挙動

構造物は繰返し荷重や地震力などの時間的に変動するいわゆる動的荷重を受ける。P C 構造の動的荷重に対する応答解析は主として弾性論を基礎になされているが、ここでは主としてとくに材料特性を考慮したこれら材料、部材あるいは構造に関するいわゆる疲労ならびに低サイクル疲労に対する性状について述べることにする。

6.1 P C 鋼材およびコンクリートの疲労特性

6.1.1 P C 鋼材の疲労特性

P C 構造において緊張材である P C 鋼材は、一般に非常に大きな持続荷重を受けており、さらに活荷重が載荷されれば短期間に変動する動荷重が作用する。この荷重繰返しにより鋼材の疲労破断が生ずるならば、部材あるいは構造の安全性を大きく損なうため、鋼材の疲労に関する研究は重要であり、また数多くの実験、研究がなされている。

繰返し荷重の下では静的強度以下の応力レベルで材料の疲労破断を生ずるが、定振幅の繰返し荷重の下での疲労特性は S-N 線図で示される。ここで無限回の繰返しにおいて疲労破断を生じない応力レベルが疲労限度（あるいは耐久限度）であるが、P C 鋼材では実用的に $1 \sim 10 \times 10^6$ 回の繰返し試験により疲労強度（あるいは時間強度）を求めている。疲労限度（あるいは疲労強度）は最大応力のみならず応力振幅の関数であり、これは同一最大応力の場合は応力振幅が小（最小応力が大）となるほど大きくなるため、P C 鋼材の実用的な疲労試験ではその下限応力および振幅を一定とし、疲労破断の有無を求める試験が行なわれる場合が多い。

疲労性状は鋼棒あるいは素線よりもより線、異形棒あるいは鋼棒ねじ部など切欠き効果を有する場合は、より問題となると考えられる。図 3.33 は、径 $7/16''$ 7 本よりのストランド（破断強度 $P_u = 12955 \text{ kg}$ ）の S-N 線図の例であり¹⁷⁾、最大応力レベルが P_u の 60% および 40% の繰返し荷重に対し、耐久限度はそれぞれ 71% および 55% となっている。

実際に構造物に作用する荷重は定振幅ではなく、時間的に応力レベルや周期が変動するもので、このような実働荷重の下での疲労特性についても研究がなされている。¹⁸⁾ P C ストランドの変動応力下での破壊確率に関する実験的研究によれば、変動¹⁷⁾

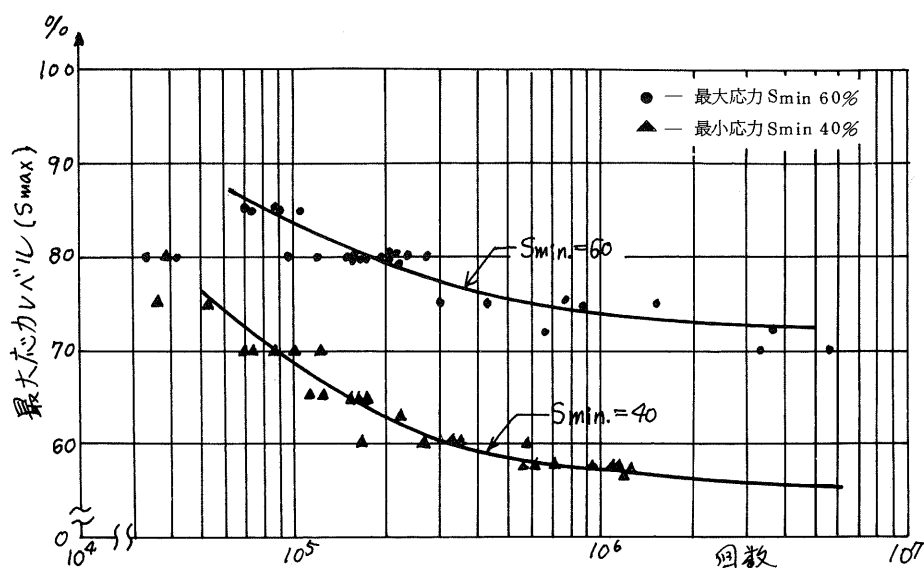


図 3.33 P C ストランドの最大応力レベルと寿命（定サイクル試験）

応力下の平均寿命に対しては **Miner** の法則が適用できること、またここで疲労限度以下の応力繰返しは疲労破壊にはほとんど影響しないことが述べられている。

6. 1. 2 コンクリートの疲労

PC 部材の疲労破壊は主として鋼材の破断により生じており、コンクリートの疲労によって破壊する例はほとんど報告されていない。これはコンクリートに対して大きな材料安全率をとる現行設計法に関連するが、コンクリート構造物の安全性を検討する上で、その疲労特性を知ることは重要である。

Graf らの 200 万回疲労強度をもとにしたコンクリートの圧縮耐久限界図を図 3. 34 に示す。¹⁹⁾

図 3. 35 は Gray らにより普通コンクリートおよび軽量コンクリートに対して求められた S - N 線図の例であり、²⁰⁾ 100 万回疲労強度は静的強度の約 60 % である。軽量コンクリートの疲労特性は普通コンクリートのものと類似するが、その疲労強度は普通コンクリートに比してやや低い傾向にある。

高強度コンクリート ($\sigma_c = 420 \sim 580 \text{ kg/cm}^2$) について行なった **Bennet** らの疲労試験によれば、²¹⁾ 100 万回疲労強度は静的強度の 66 ~ 71 % であり、通常の PC 用高強度コンクリートでとくに疲労特性が変化することはないようである。

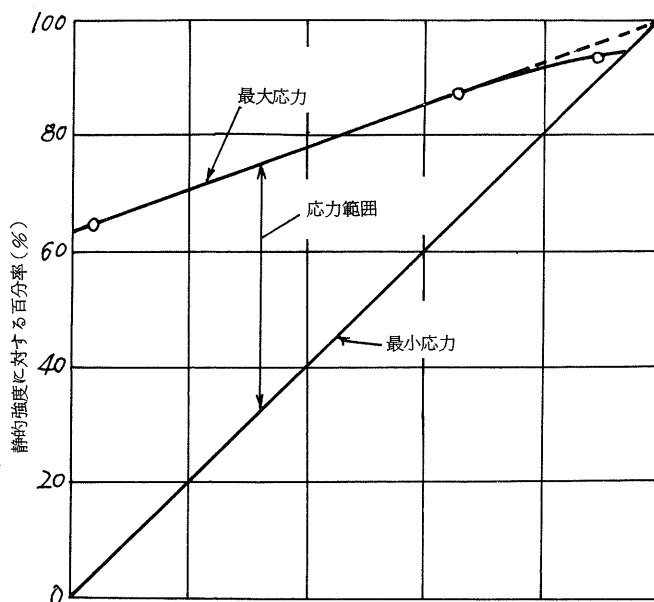
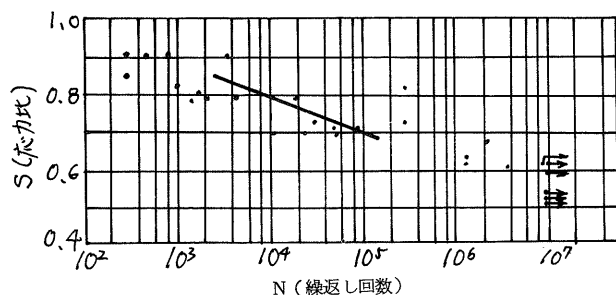
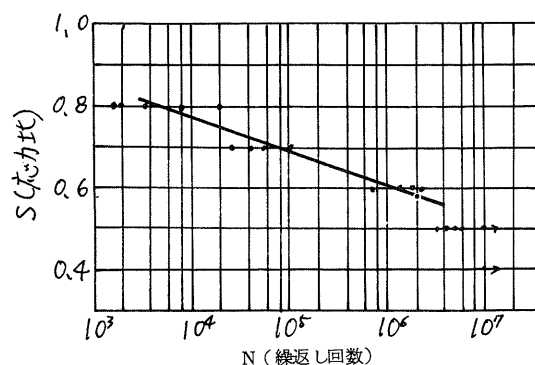


図 3. 34 コンクリートの 200 万回疲労強度曲線



(a) 普通コンクリート



(b) 軽量コンクリート

図 3. 35 コンクリートの S - N 曲線

P C 部材は一般に応力勾配が存在するが、疲労強度におよぼす応力勾配の影響は大きいことが報告されており、²²⁾等分布軸圧縮に比して三角軸圧縮の場合のほうがはるかに大きい疲労強度が得られている。

コンクリートの疲労特性で疲労強度の他に注目すべきことは応力ひずみ曲線の変化である。すなわち繰返し荷重を受けると、初期には上側に凸であった曲線が直線から S 形状となるが、これについての詳細は省略する。

近年疲労現象を確率過程と考え、疲労破壊の確率論的研究も行なわれており、²³⁾ここで用いられる確率モデルについての問題は残るが、今後設計への導入が可能となるようその実用化が期待されている。

6.2 P C 橋梁の疲労特性および設計

6.2.1 P C 部材の疲労特性

P C 部材は通常設計荷重内での応力変動が比較的小さく、かつ平均応力がかなり大きい。それゆえ P C 部材の疲労が問題となるのは、多数回の繰返し荷重を受けその変動応力が大きい場合、すなわち多数回の交番応力を受けるような構造物および活荷重の占める割合が大きい鉄道橋や枕木などである。また疲労破壊は、a) 圧縮域のコンクリートの疲労、b) 斜引張応力によるコンクリートのいわゆるせん断疲労、c) P C 鋼材の疲労、d) 付着、e) 定着部分の疲労 のいずれかにより生ずる。

P C 部材の疲労特性は鋼材およびコンクリートの疲労特性と関連するが、部材としての曲げ疲労試験も古くより数多く行なわれている。これらを総合すると、1) P C はりの疲労試験において、コンクリートの疲労により破壊した例はなく、ほとんどが鋼材の疲労破断により破壊する、2) この破壊はひびわれの大きさに関連する、3) 付着破壊はとくに短いはりやせん断スパンの短いはりなど特殊な場合に報告されているのみである、4) 疲労破壊の生じていないはりの静的強度は、ひびわれを生じていても繰返し荷重の影響を受けない。5) 通常のはりの疲労破壊に対する安全率が 2 であり、P C はりは R C はりに比してすぐれた疲労特性を示す、といえよう。

西掘は、過大荷重を受けたフルプレストレスの桁 (7.4 m) の疲労試験を行ない、²⁴⁾静的破壊荷重の 75% 以上の過大荷重は桁の疲労にかなり影響を与えること、上下限モーメントの比を 0.4 とした疲労試験の場合 100 万回疲労強度は静的破壊荷重の約 50% であり、これは設計荷重の 1.3 倍かつ設計活荷重の 1.5 ~ 1.6 倍であったことなどを報告している。また野口らの行なったパーシャルおよびフルプレストレスの桁 (長さ 5.6 m) の疲労試験によれば、²⁵⁾パーシャルプレストレスの場合には補強鉄筋を有するためフルプレストレスの場合に比して過大荷重を受けてもその機能低下は少なく、パーシャルプレストレストコンクリート部材が疲労を含めて実用的に有効であるとしている。

構造の軽量化を計る目的で軽量コンクリートの使用が増加しているが、3 種類の人工軽量骨材を用いたプレテンション型 P C 桁の疲労試験の報告によれば、²⁶⁾設計荷重から設計活荷重の 2 倍まで段階的に増大する荷重行程によって試験を行なった結果、200 万回程度の繰返しによつては疲労破壊は生ぜず、その後の静的強度も骨材により若干の差はあるがほとんど低下しないことが示されている。

プレキャストコンクリートブロックをプレストレスリングによって接合するPCブロック工法の採用される例が増えているが、このような集合構造は、たとえば樹脂接着剤を使用した目地部を有し、ヤング係数が部分的に変化する。このような構造部材では、各種静的強度および変形は目地をもたない一体のものと大差はないが、ひびわれ発生位置が目地部に集中しこの部分のひびわれ幅が大となることが考えられ、動的载荷を受けた場合の疲労特性が問題となる。このような目地接合部をもつ部材の疲労試験の報告は多くはないが、国鉄で行なわれた目地部にセメントモルタルおよびエポキシ樹脂を用いた長さ5 mのブロック桁（設計荷重12t、ひびわれ荷重14t、静的破壊荷重約32t）の曲げ疲労载荷試験によれば²⁷⁾、疲労強度はエポキシ樹脂目地のものがすぐれていること、いずれもひびわれ荷重段階14t（下限2t）での50万回の繰返しには耐えるが、さらに荷重を設計荷重の1.4倍（17t、下限2t）とすると、前者は20万回で破壊するが、エポキシ樹脂目地では72万回（計122万回）までの繰返しに耐えると報告されている。

6.2.2 低サイクルの繰返し大変形をうける部材の挙動

地震荷重下におけるような低サイクルの高荷重をうけるPC部材の外力-変形関係（ $M-\phi$ 曲線）を定めることは、PCの耐震性状を求める上できわめて重要な研究問題である。これには導入プレストレスの量や偏心、繰り返される変形の大きさ、また補強圧縮鉄筋等の影響等多くの因子が影響を及ぼすものである。図3.36は、一例としてスパン2.4 mのPCはり（断面 $20 \times 20 \text{ cm}$ ）について、偏心を一定として、かつ一定

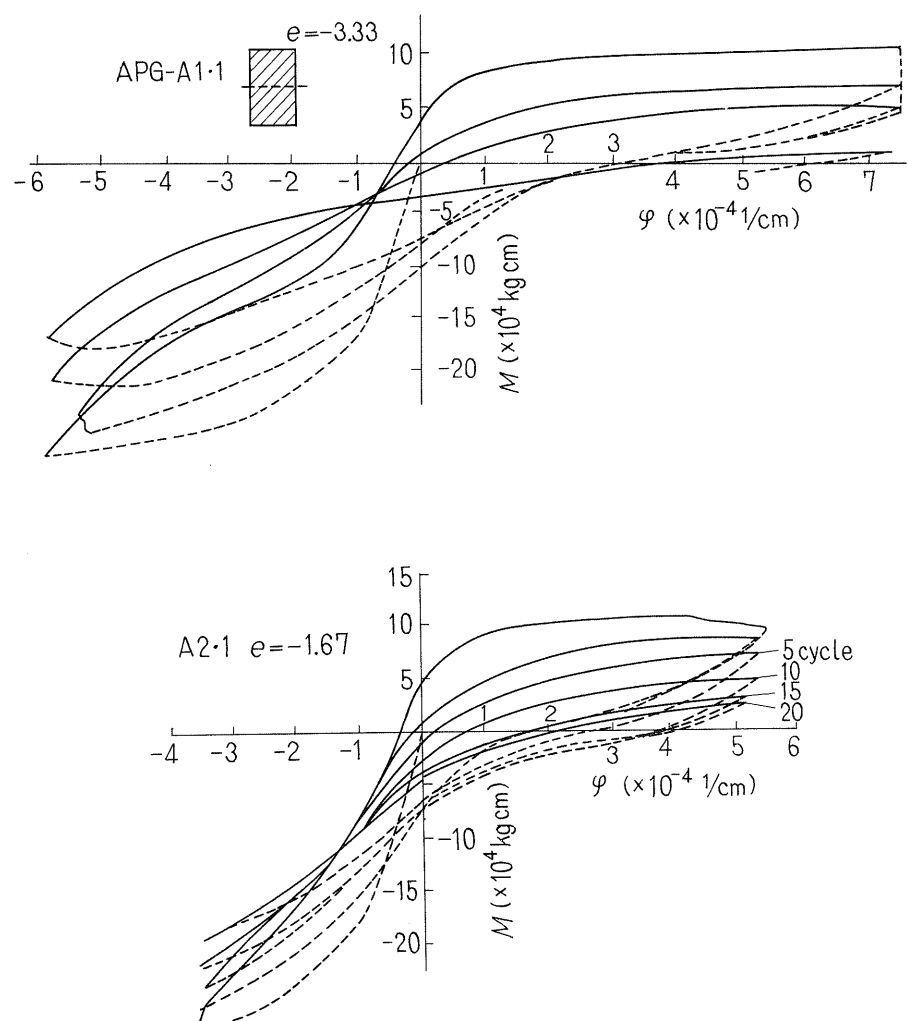


図 3.36 低サイクル繰返し大変形をうけるPCはりの $M-\phi$ 曲線

曲率振幅を繰り返し与えたときの $M-\phi$ 曲線を示す。²⁸⁾ 大変形の繰り返しによって、低サイクルでは耐力が低下していく状況を明瞭に示している。このような PC 部材の ductility (ねばり) についての一段の考究がのぞまれている。

6. 2. 3 PC 橋梁の疲労特性および耐疲労設計

PC 橋梁の疲労特性は主として 6. 2. 1 に述べた部材の疲労特性によって定まるものと考えられる。PC 実橋の使用上での疲労破壊は報告されていないようであるが、これは前述したように現行設計法では部材断面に大きなひびわれが生ずる状態での過大荷重の繰り返しを受けることが稀であることにもよるであろう。

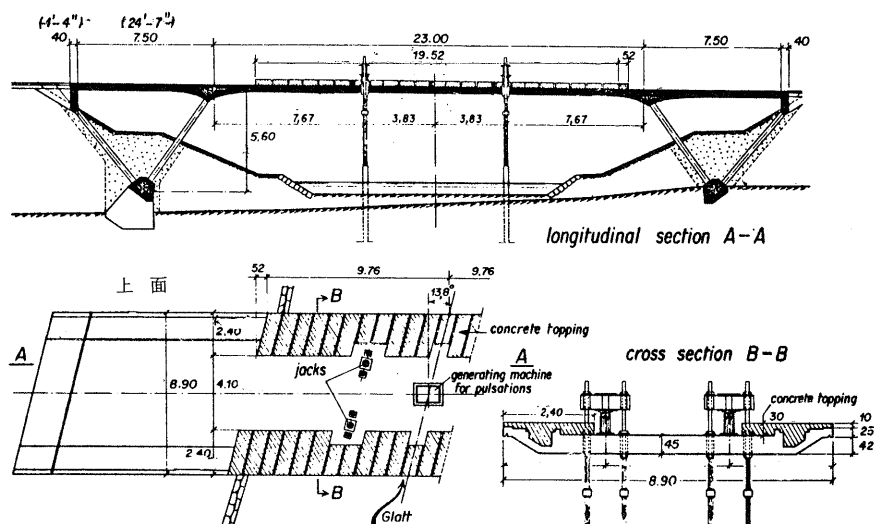


図 3. 37 載 荷 装 置

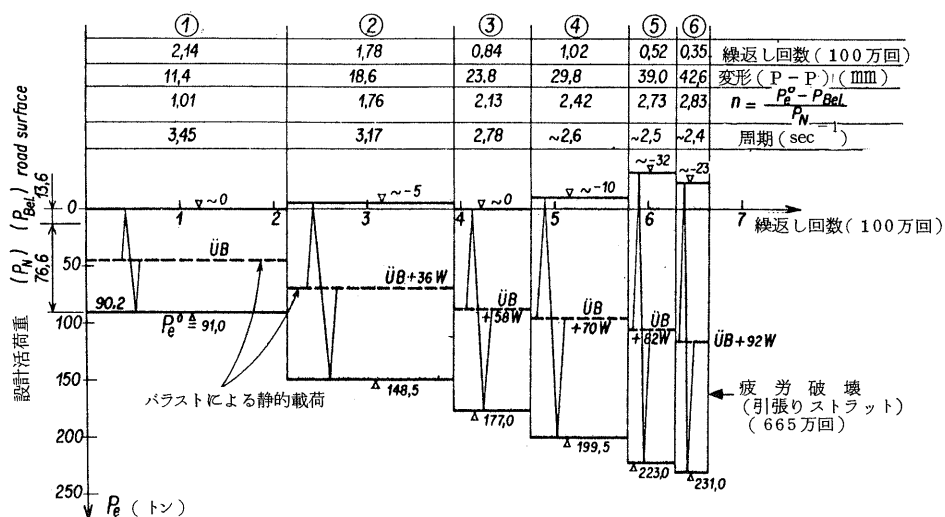


図 3. 38 荷 重 段 階

Ro shi は、スイスにある建設 5 年後の実橋についての疲労試験および静的破壊試験を行なった結果について報告している。²⁹⁾ 同橋は橋長 38.8 m で、両端に V 字形のストラットをもつ 3 スパン連続 (7.5+23.0+7.5 m) P C 橋であり、これについて図 3. 37 の載荷方法による疲労試験が行なわれた。載荷工程は図 3. 37 のとおりであるが、この結果、設計荷重 200 万回の繰返しでは、橋の挙動はほとんど弾性的であり、永久変形もほとんど生じないこと、図 3. 37 の載荷では 665 万回で引張りストラットの疲労破壊が生じたことのほか、静的破壊試験を含み、次のような結論が述べられている。

- i) 多数回の繰返し荷重の下での挙動は当初予想されたとおりであり、設計で用いる仮定と一致する。
- ii) 架設 5 年後の有効プレストレスは 93 % であり、ストランドの腐食は生じていなかった。
- iii) P C の挙動においてとりたてて欠陥や弱点となるものは認められなかった。

P C 橋梁の疲労はこの Ro shi の報告のように主部材のみで定まるものでないことは注意する必要があるが、破壊の影響を考慮すれば疲労設計は主部材が中心となるであろう。わが国では耐疲労設計に対する特別の設計方針は定まっていらないが、A C I 規準によれば、ボンドなし部材の場合には、定着端部の疲労を、また斜引張りによる疲労破壊の可能性について十分考慮するよう述べている。また C E B 指針では、疲労の悪影響を考慮しなければならない時は、断面内に引張りを生じないようにするべきであるが、繰返し荷重の大きさおよび回数によりコンクリートの引張応力度をある限度以下にする考え方を述べている。

7. P C 示方書改訂の動向

土木学会は、昭和 30 年にプレストレストコンクリート設計施工指針をはじめて制定したが、その後プレストレストコンクリートの技術が急速に発展したため、指針の適用が適当でない場合も多くなったので、昭和 36 年に改訂された。その改訂では、1) P C 鋼材の使用範囲を広げたこと、2) コンクリートおよびプレストレッシングの管理を重視したこと、3) パーシャルプレストレッシングに対する態度を積極的にしたこと、4) P C グラウトについて具体的に規定したこと、等が中心になっている。

同じく建築学会でも、昭和 34 年にプレストレストコンクリート設計施工基準案を発表し、昭和 36 年同規準および解説を出し、建築構造を対象としてプレストレス利用の便をはかった。

その後もプレストレストコンクリートの技術は飛躍的に発展し、道路橋への応用としては、昭和 43 年日本道路協会が「プレストレストコンクリート道路橋示方書」を発表し、土木学会指針とあいまって実際設計者に対して便利のように基礎事項を規定した。また国鉄でも同様に、鉄道橋についての規準を自ら定め、P C 橋の普及をはかっている。さらに研究面での進歩もめざましく、より合理的な設計を行なえるように、現在の土木学会 P C 設計施工指針を改訂、充実するものとして、プレストレストコンクリート標準示方書作成の努力が各方面で積極的に行なわれている。

本節ではその新示方書の中でも盛りこまれる設計計算の考え方を中心に概説する。

7. 1 新しい示方書への改訂

まず何といても新示方書について最も特筆すべきものは、わが国でも限界状態設計法をと

り入れようとするものである。この方法は 1969 年に発表された C E B - F I P 国際指針にも示されたものである。現在の指針では、設計における安全性の検討において、応力度の検討および破壊に対する安全度の検討をするように定めているが、新示方書ではこれと並行し、限界状態による安全性の検討も考慮できるよう改訂しようとしている。

その他プレストレスト構造物が多様化してきたのに応じてより一般的な示方書とするために、それぞれの項目で修正、追加がなされている。例えば従来からのフルプレストレッシング、パースナルプレストレッシングの他に新たに短期間にかぎってひびわれ発生限界状態に達することが許される部材に関する規定が加えられた。また、プレキャストブロック工法に関する項目、さらに人工軽量骨材を用いたプレストレストコンクリートの設計についても規定されている。

7.2 限界状態設計法の導入

プレストレストコンクリート構造物を設計するにあたっては、構造物または部材が、各種の限界状態（断面の破壊、鋼材定着部の破壊、変形の異常増大、等）に達することに対して、十分安全であることを確認しなければならない。従来から用いられてきた許容応力度による設計計算法はこれらの安全度を直接検討しないで、許容応力度の値を適当に定めることによって限界状態に対して十分な安全性を維持しようとするものであるが、これでは限界状態に対する安全度の大きさが不明確であり、時として構造物が不経済となる。

これに対して、各種の限界状態に対する安全度を直接検討する設計計算法は、使用限界状態および終局限界状態に対する安全度を明らかにすることができるが、構造物およびその材料の性質、構造物が受ける荷重作用、環境の諸条件等について十分な調査を行ない、これらを設計計算に考慮する必要がある。しかし、現在のところ、これらの資料は必ずしも十分ではなく、一般の場合に対して、限界状態による設計方法を用いて、その効果をあげることには困難がある場合もある。

7.3 限界状態設計法の概略

C E B - F I P の国際指針に採用されている設計法は準確率論的限界状態設計法と呼ばれるもので、荷重にある安全係数を乗じ、これによる荷重作用と構造物耐荷力または部材断面耐力とを比較するとともに、使用時の荷重作用についても耐力の規定値と比較するもので、用いられる基本的パラメーターは一部ランダムとするものである。

設計にあたって、構造物またはその一部が使用目的を達成できなくなる状態となること、すなわち限界状態に達することに対して適当な安全度を保証する必要がある。また、耐久性についても同時に十分な考慮を払う必要があることも当然である。

限界状態はこれを大別してつぎの 2 つに分類される。

(a) 終局限界状態（構造物またはその一部の最大耐荷力に関するもの）

構造物の危険断面の破壊、疲労作用による損傷破損、変形による不安定、クリープ変形ひびわれ、塑性変形などによって構造物を造り変える必要のあるほどに大きい変形、構造物のメカニズム機構への変化、等

(b) 使用限界状態（構造物またはその一部の通常の使用または耐久性に関するもの）

構造物の正常な使用を阻外するような過大な変形，過大なひびわれまたは大きいひびわれが開口したままになっている状態。腐食のような損傷。過大な振動等

以上の他にもそれぞれの構造物に対して特別な限界状態を考慮する必要があることもある。構造物がある限界状態に達することに対する安全度は多くの要素に影響され，またこれらの要素はばらつきをもっている。すなわちつぎのようなことが考えられる。

- (a) 構造物中に使用されている状態およびある限界状態に影響のある要素，たとえば疲労とか長期間にわたって作用する荷重などによって材料強度についての不確かさ。
- (b) 期待された構造物寿命期間中に作用するであろうと考えられた永久荷重，変動荷重または変形によってもたらされる荷重作用等について予想不可能な不確かさ。
- (c) 構造物およびその断面の幾何学的な寸法，形状が仮定どおりとなっているかどうかの不確かさ。
- (d) 実際の荷重作用が計算された値と異なったものとなる可能性

以上のような各種の不確かさを有するものの組合せに対して構造物またはその一部がある限界状態に達する確率を，考えている構造物の型式に応じて，前もって定められた値以下におさえることが計算の目的である。このような確率論的安全度の決定が可能となるためには，荷重作用，材料強度，構造物およびその部材断面の幾何学的寸法，等についてそれぞれの変動に関する統計的資料が必要である。この種の資料が十分に入手できないこと，また，実用計算をあまりにも複雑としないこと，などの理由で，CEB-FIP国際指針では各種特性値および部分安全係数を考慮することで安全度検討方法を簡易化している。

例えば材料の特性値（特性強度）は実際の強度がこれを下まわる確率を一定以下に定め，（新示方書では $\frac{1}{20}$ 以下），次式で表わされる。

$$\sigma_k = \sigma_m - KS = \sigma_m (1 - K\delta) \quad \dots\dots\dots (3.34)$$

ここに， σ_m = 材料の平均強度

S = 標準偏差

K = 定数（確率 $\frac{1}{20}$ の場合 1.64）

また荷重の特性値 Q_K (Q'_K) は，増加（または減少）荷重が構造物に不利な影響を与える場合次式で定めることができる。

$$Q_K = Q_m (1 + K\delta) \quad \dots\dots\dots (3.35)$$

または

$$Q'_K = Q'_m (1 - K'\delta) \quad \dots\dots\dots (3.36)$$

ここに

Q_m (Q'_m) = 構造物の耐用期間中にこれをこえて異常な値をとる確率がある一定（新示方書では $\frac{1}{2}$ ）となる最大（または最小）荷重の値

δ (δ') = 最大（または最小）荷重分布の変動係数

$K (K') = Q K$ (または $Q' K$) より大きい (または小さい) 荷重が作用する確率の値 K に関する係数

以上のような設計用材料強度，設計用荷重等の特性値はつぎのことを考慮してさらに安全係数 r_0 を乗ずる。

- (1) 内力の再分布が不可能で，破壊の前徴を示さず，急激に構造物またはその一部が破壊するとか，一部材の破壊によって構造物全体が崩壊するとか，いったような構造物の性質および挙動。
- (2) 経済的，社会的見地から，ある限界状態に達することによる結果の重大性。

〔参考文献〕

- 1) 乙藤憲一；“最近のPC道路橋の長大化について”，プレストレストコンクリート最近の進歩，土木学会関西支部，昭和41年11月
- 2) 住友建設，PC長大橋技術研究会；PC長大橋の設計と施工，理工図書，昭和45年2月
- 3) 猪股俊司；プレストレストコンクリートの設計および施工，技報堂，昭和32年11月
- 4) Jacobsohn；“Bemessung und Querschnitts gestaltung beim vorgespannten Beton”，Schweiz Bauzeitung, 1952, Heft 14
- 5) 岡田清，神山一；プレストレストコンクリートの設計，国民科学社，昭和39年5月
- 6) 猪股俊司；プレストレストコンクリート，コンクリートパンフレット第76号，セメント協会，昭和43年2月
- 7) M. Okusima, K. Suzuki and H. Tamura；“Initial Cracking Behavior of Concrete Reinforced with Steel”，International Conference on Mechanical Behavior of Materials 1971,
- 8) 岡田清，小柳治，“コンクリートばかりにおける塑性ヒンジの生成に関する研究”土木学会論文集第105号，昭和39年5月
- 9) T. Y. Lin；Design of Prestressed Concrete Structures, New York, John Wiley & Sons, Inc. 1955
- 10) B. Bresler and J. G. Macgregor；“Review of Concrete Beams Failing in Shear” Proc of ASCE, V, 93, ST1, 1967
- 11) J. G. Macgregor and J. M. Hanson；“Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams.” Jour of ACI, 66, 4, 1969
- 12) K. T. Sundara and Raja Iyengar；“Two Dimensional Theories of Anchorage Zone Stresses in Post - Tensioned Prestressed Beams.” Jour. of ACI 59, 10, 1962
- 13) 藤井学；“軽量コンクリートの支圧強度” 材料, 18, 185, 1969
- 14) 坂静雄，岡田清，六車熙；プレストレストコンクリート，朝倉書店，1961
- 15) F. Leonhardt；Spannbeton für die Praxis, Verlag von Wilhelm Ernst & sohn, Berlin 1962
- 16) 藤井学，他；“PC中間切欠き定着部の補強に関する考察”，土木学会関西支部年次学術講演会概要集，1971
- 17) Warner, R. F. & Hulsbos, C. L.；“Fatigue Properties of Prestressing strand”, Jour. PCI, 11, 1, 1966
- 18) 田中道七，紫田俊忍；“実働荷重による疲労(I～V)”，材料, 17, 172～176, 昭和43年
- 19) Murdock, J. W.；“A Critical Review of Researchs on Fatigue of Plain Concrete,” TAM Rep. No. 638, Eng. Exp. Sta., Univ. of Illinois, Aug. 1963
- 20) Gray, W. H., McLaughlin, J. F. & Antrim, J. D.；“Fatigue Properties of Lightweight Aggregate Concrete”, Jour. of ACI, 58, 2, 1961
- 21) Bennet, E. W. & Muir, St, J. S. E.；“Some Fatigue Tests on High-Strength Concrete in Axial Compression”, Mag of Conc. Res., 19, 59, 1967
- 22) Ople, F. S. Jr. & Hulsbos, C. L.；“Probable Fatigue Life of Plain Concrete with Stress Gradient”, Jour. of ACI, 63, 1, 1966
- 23) McCall, J. T.；“Probability of Fatigue Failure of Plain Concrete”, Jour. of ACI, 30, 2, 1958
- 24) 西堀忠信；“PC桁の疲労について”，プレストレストコンクリート, 6, 2, 1964
- 25) 野口功，立花一郎，田中方孝，小須田紀元；“RC桁フルおよびパーシャルPC桁の疲労強度について”，プレストレストコンクリート, 6, 1, 1964

- 26) 沢野邦彦, 小林峰夫, 成岡昌夫; . “軽量コンクリートを用いたP C桁の疲労試験”, 土木学会誌, 54, 6, 昭和44年
- 27) 池田哲夫監修; プレキャストブロック工法, 日刊工業新聞社, 昭和44年
- 28) 六車熙他2名; “交番繰返し曲げをうけるプレストレストコンクリート断面のモーメント。曲率関係”, 日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和
- 29) Roshi, A; “Experiences from Fatigue and Rupture Tests on a Prestressed Concrete Bridge”, 1st. Int. Symp. on Concrete Bridge Design, ACI, SP-23, 1969

Ⅳ 土木構造物の設計計算例

まえがき

多くの土木構造物の設計計算に必要な手順，方法を短時間に具体的に説明することは不可能である。そこで，ここではP C単純合成桁橋標準設計（首都高速道路公団）を例にとってその概要を述べた。また，例題，実施例の説明時間が1時間に制限されているので，要点のみに限定した。

1. 設計条件

支間 3 0, 0 0 0 m
 桁長 2 9, 9 0 0 m
 幅員 1 8, 0 0 0 m
 荷重 L - 2 0, T - 2 0
 横断勾配 1. 5 %
 型式 ポストテンションP C単純合成桁
 材料強度

コンクリート kg/cm^2		主 桁	横 桁
設計基準強度（コンクリート材令28日， σ_{ck} ）		4 0 0	3 5 0
許容曲げ圧縮応力度	部材圧縮部	1 4 0	1 1 5
	部材引張部	1 8 0	1 5 0
許容曲げ引張応力度	部材圧縮部	- 1 0	- 8
	部材引張部	- 1 5	- 1 3
許容斜引張応力度	設計荷重時（許容値）	- 1 0	- 9
	破壊荷重時（許容値）	- 2 0	- 1 8
	破壊荷重時（最大値）	- 4 0	- 3 6
許容支圧応力度		1 1 0	9 5
プレストレスト導入時の圧縮応力度（ $0.85 \sigma_{ck}$ ）		3 4 0	3 0 0
ヤング係数	プレキャスト桁	3.5×10^5	
	場所打ちコンクリート	3.25×10^5	

鉄筋 (S D 3 0) kg/cm^2 設計荷重 1 8 0 0
 破壊荷重 3 0 0 0
 ヤング係数 // 2.1×10^6

P C鋼より線 $\phi 12.4 \text{ mm}$ kg/mm^2

引 張 強 度		1 7 7
降 伏 点 応 力 度		1 5 0
許 容 引 張 応 力 度	緊 張 時	1 3 5
	導 入 直 後	1 2 3. 9
	設 計 荷 重	1 0 6. 2
ヤ ン グ 係 数		$2 \times 10^6 \text{ kg}/\text{cm}^2$

P C 鋼線 $\phi 7 \text{ mm}$ kg/mm^2

引 張 強 度		1 5 5
降 伏 点 応 力 度		1 3 5
許 容 引 張 応 力 度	緊 張 時	1 2 1. 5
	導 入 直 後	1 0 8. 5
	設 計 荷 重	9 3
ヤ ン グ 係 数		$2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

衝撃係数 主桁 $i = \frac{10}{25 + \ell}$

破壊荷重 (1.3×死荷重 + 2.5×活荷重) または 1.7 (死荷重 + 活荷重)

クリープ係数 $\varphi_{\infty} = 2.0$

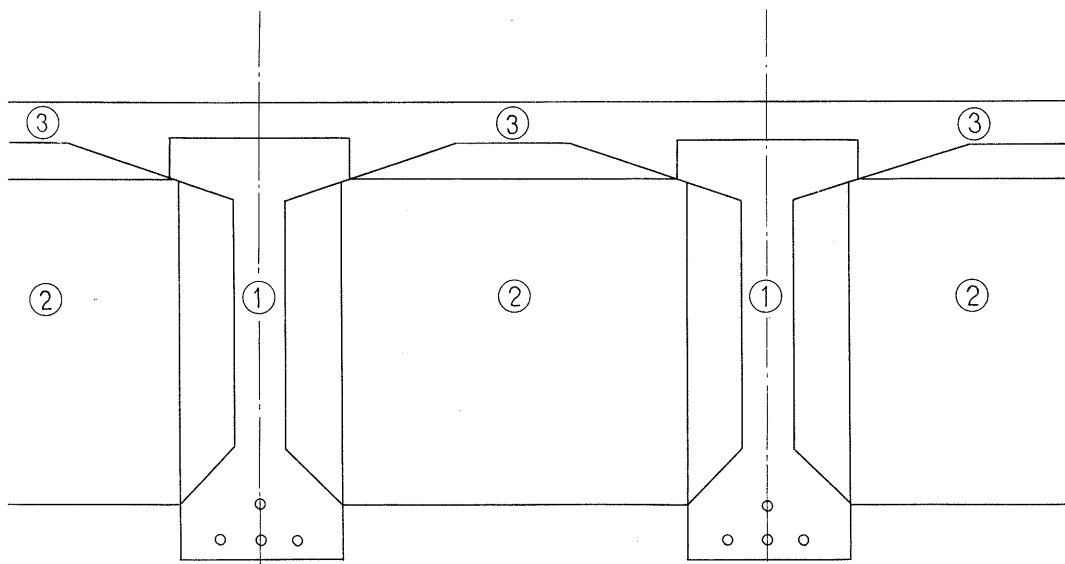
乾燥収縮度 $\epsilon_s = 15 \times 10^{-5}$

レラクセーション 5 %

※ 架設、運搬時のコンクリートの圧縮応力度は 25 % 増し。

2. 単純合成桁橋の構造

ここで例として取上げた単純合成桁橋は、図-1 の主桁部分①をポストテンション方式によってプレキャスト P C 桁 (I 型断面) として製作、架設し、横桁②を現場打ち P C 桁として施



① プレキャスト I 型 P C 桁 (ポストテンション方式)

② 現場打ち P C 横桁

③ 現場打ち RC スラブ

図1. P C 単純合成桁橋の構造

工する。横桁にプレストレスを導入し主桁と結合する。その後に鉄筋コンクリートスラブ③ (R C スラブと略記) を現場打ちコンクリートとして施工する。このようにして、プレキャスト P C 桁と現場打ち P C 横桁および現場打ち R C スラブを合成する構造である。

基本断面の選定

P C 桁の基本断面の選定にあたっては次の諸点に注目しなければならない。

- R C 桁の場合、コンクリート断面を大きくとれば、例えば有効高さを大きくとれば鉄筋量は減少する。しかし P C 桁の場合はコンクリート断面を大きくとれば P C 鋼材量も増加する。P C 桁の場合のコンクリート断面はプレストレスで補強された断面である点が R C と相違する。P C 鋼材量はコンクリート断面を小さく、桁高を大きくとれば減少する。また所要断面二次モーメントには桁自重の影響は少なく、活荷重によってきまること注目すべきである。
- 施工の過程で危険な応力状態が起ることがあるから、完成後だけでなく施工過程の応力検査も必要である。
- I_c/h が大きく A_c/h の小さい断面が経済な断面である。

3. 主桁の設計

耳桁、中桁の仮定断面諸元は次の通りである。（図－2 参照）

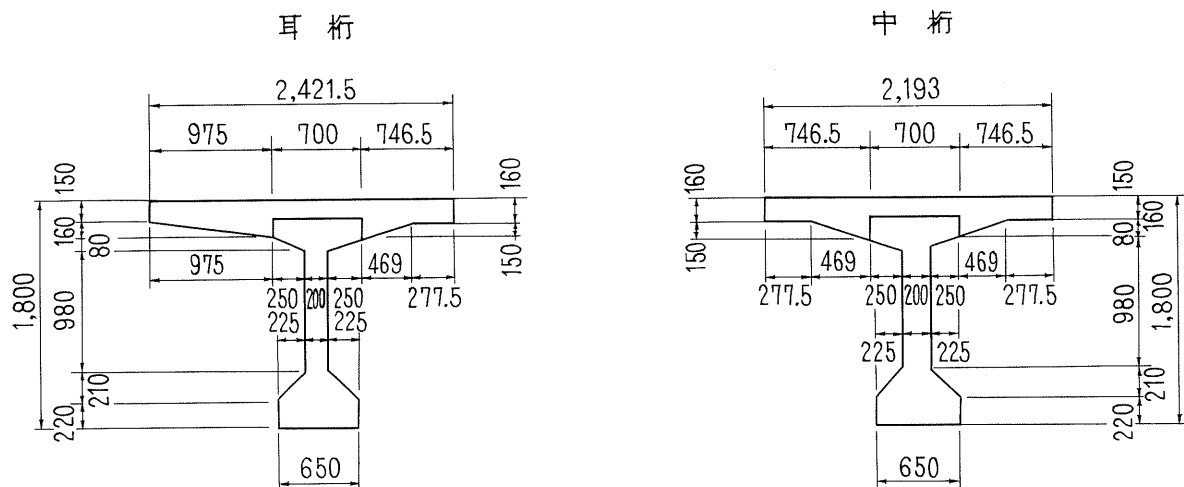


図2. P C 桁の断面

表－1 端支点断面

断面諸元		部 材	プレキャスト桁	場所打ちスラブ合成断面	
				耳 桁	中 桁
コンクリート断面積	m ²		1.0807	1.5347	1.9655
中立軸からスラブ上縁までの距離	m		—	0.713	0.740
中立軸から主桁上縁までの距離	m		0.819	0.563	0.590
中立軸から主桁下縁までの距離	m		－0.831	－1.087	－1.060
断面二次モーメント	m ⁴		0.2478	0.4906	0.4670
断面係数	スラブ上縁	m ³	—	0.688	0.631
	主桁上縁	m ³	0.302	0.872	0.792
	主桁下縁	m ³	－0.298	－0.451	－0.440
回転半径の2乗	m ²		0.229	0.320	0.319

表 - 2 標準断面

断面諸元		部 材	プレキャスト桁	場所打ちスラブ合成断面	
				耳 桁	中 桁
コンクリート断面積		m ²	0.5763	1.0303	0.9611
中立軸からスラブ上縁までの距離		m	—	0.613	0.647
中立軸から主桁上縁までの距離		m	0.866	0.463	0.449
中立軸から主桁下縁までの距離		m	-0.784	-1.187	-1.158
断面二次モーメント		m ⁴	0.1913	0.4057	0.3892
断面係数	スラブ上縁	m ³	—	0.662	0.602
	主桁上縁	m ³	0.221	0.876	0.783
	主桁下縁	m ³	-0.244	-0.342	-0.337
回転半径の2乗		m ²	0.332	0.394	0.405

4. 荷 重 分 配

荷重分配は Guyon-Massonnet の直交異方性板理論による。

曲げ剛度係数 θ ;

$$\theta = \frac{b}{\ell} \sqrt[4]{\frac{E_{\ell}}{E_t} \cdot \frac{I_{em}}{I_{tm}}}$$

ここで $2b = (\text{主桁本数}) \times (\text{主桁間隔})$

$\ell = \text{支間}$

$E_{\ell} = \text{主桁コンクリートのヤング係数}$

$E_t = \text{横桁コンクリートのヤング係数}$

$I_{em} = \text{主桁の単位巾あたりの断面二次モーメント}$

$I_{tm} = \text{横桁の単位幅あたりの断面二次モーメント}$

本例題の場合は次の値になる。

$$b = \frac{1}{2} \times 8 \times 2.193 = 8.772 \text{ m}$$

$$\ell = 29.200 \text{ m}$$

$$E_{\ell} = 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \quad E_t = 3.25 \text{ t/m}^2$$

$$I_{em} = \frac{0.3892}{2.193} = 0.1775 \text{ m}^4/\text{m} \quad (\text{標準断面中桁})$$

$$I_{tm} = \frac{0.1929}{1.300} = 0.0264 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$\theta = \frac{8.777}{29.200} \cdot \sqrt[4]{\frac{3.5 \times 10^6 \times 0.1775}{3.25 \times 10^6 \times 0.0264}} = 0.49$$

捩り剛度係数 α ;

$$\alpha = \frac{G_e J_{em} + G_t J_{tm}}{2 \sqrt{E_{\ell} I_{em} \cdot E_t I_{tm}}}$$

ここで $G_e = \text{主桁コンクリートのせん断弾性係数} = \frac{E_\ell}{2(1+\nu)}$, $\nu = \text{ポアソン比}$

$J_{em} = \text{主桁の単位巾あたりの捩り断面二次モーメント (中桁標準断面)}$

$G_t = \text{横桁コンクリートのせん断弾性係数} = \frac{E_t}{2(1+\nu)}$

$J_{tm} = \text{横桁の単位巾あたりの捩り断面二次モーメント (径間部横桁)}$

本例題の場合は次の値になる。

$$\nu = \frac{1}{6}$$

$$G_\ell = \frac{E_\ell}{2(1+\frac{1}{6})} = \frac{3}{7} E_\ell , \quad E_\ell = 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$J_{em} = 0.0038 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$G_t = \frac{E_t}{2(1+\frac{1}{6})} = \frac{3}{7} E_t , \quad E_t = 3.25 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = \frac{\frac{3}{7}(3.5 \times 10^6 \times 0.0038 + 3.25 \times 10^6 \times 0.0018)}{2\sqrt{3.5 \times 10^6 \times 0.1775 \times 3.25 \times 10^6 \times 0.0264}} = 0.018$$

荷重分配係数

外側3本の主桁の横分配係数の計算結果は図-3の通りである。影響線①は耳桁①にたいする縦距であるから、この縦距に荷重を乗じて集計し、耳桁①の分担荷重を求める。

表-3 各荷重にたいする分配係数

主 桁			①	②	③
荷 重	記 号	計 算 式	分 配 係 数		
地 覆 ・ 高 欄 荷 重	$K\alpha_1 d_2$	$(\eta_1 + \eta_{11})/2$	1.411	1.075	0.823
舗 装 荷 重	$K\alpha_1 d_3$	$\Sigma A/B_E$	0.989	0.998	1.008
活 荷 重	主 活 重	$K\alpha_1 \ell_1$	2.643	2.140	1.635
	従 荷 重	$K\alpha_1 \ell_2$	0.417	0.532	0.704
ΣA			16.8068	16.9698	17.0433

Note : $B\ell_1 = \text{主荷重載荷巾} = 5.500 \text{ m}$

$B\ell_2 = \text{従荷重載荷巾} = 11.500 \text{ m}$

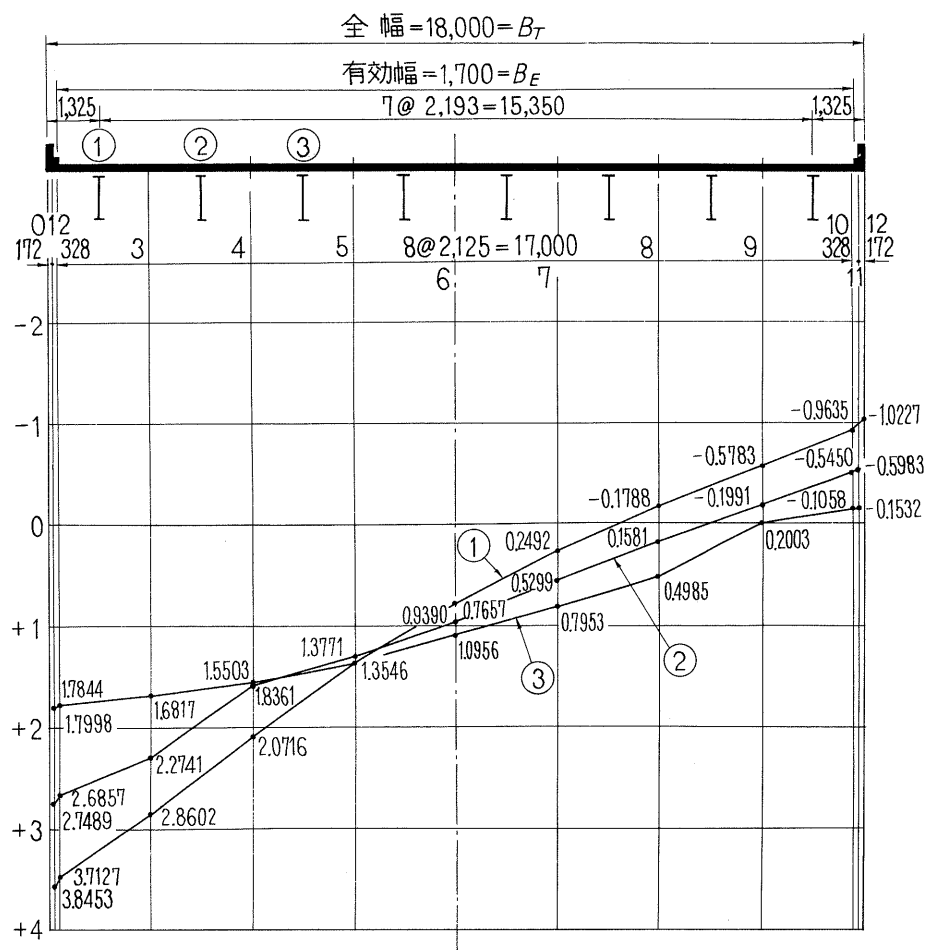


図3. 荷重分配係数影響線

5. 設計曲げモーメントおよびせん断力

表-4 設計曲げモーメント, せん断力

外 力 主桁・断面 荷 重	曲げモーメント t-m			せん断力 t					
	①	②	③	①		②		③	
				支点	中央	支点	中央	支点	中央
プレキャスト桁自重	161.2	161.2	161.2	24.9	0.1	24.9	0.1	24.9	0.1
場所打ちコンクリート	146.2	135.1	135.1	20.8	0.3	20.1	0.6	20.1	0.6
地覆・高欄	26.8	20.4	15.6	3.7	0	2.8	0	2.1	0
舗装	44.1	41.8	42.0	5.7	0	5.7	0	5.8	0
活荷重 ※	185.0	162.0	142.5	25.4	9.4	22.2	8.3	19.6	7.3
合 計	563.3	520.5	496.4	80.5	9.8	75.7	9.0	72.5	8.0

※ $i = \frac{10}{25 + \ell} = \frac{10}{25 + 29.2} = 0.185$ の影響を含む。

曲げモーメント、せん断力ともに主桁①で最大である。設計計算は主桁①を対象として行なう。

曲げモーメントの分布はスパン中央点で最大となる二次放物線分布と仮定する。

表-5 各断面の曲げモーメント (t-m)

断 面	$\frac{4x(l-x)}{l^2}$	プレキャスト桁自重	場所打ちコンクリート	地覆・高欄	舗 装	活 荷 重
		$M_{d0.5} = 161.2$	$M_{d15} = 146.2$	$M_{d25} = 26.8$	$M_{d35} = 44.1$	$M_{d5} = 185.0$
0	0	0	0	0	0	0
0'	0.143	23.1	20.9	3.8	6.8	26.5
1	0.473	76.2	69.2	12.7	20.9	87.5
2	0.715	115.3	104.5	19.2	31.5	132.8
3	0.884	142.5	129.2	23.7	39.0	163.5
4	0.978	157.7	143.0	26.2	43.1	180.9
5	1.000	161.2	146.2	26.8	44.1	185.0

※ $M_i = \frac{4x(l-x)}{l^2} M_5$, 分布図は図-4 参照。

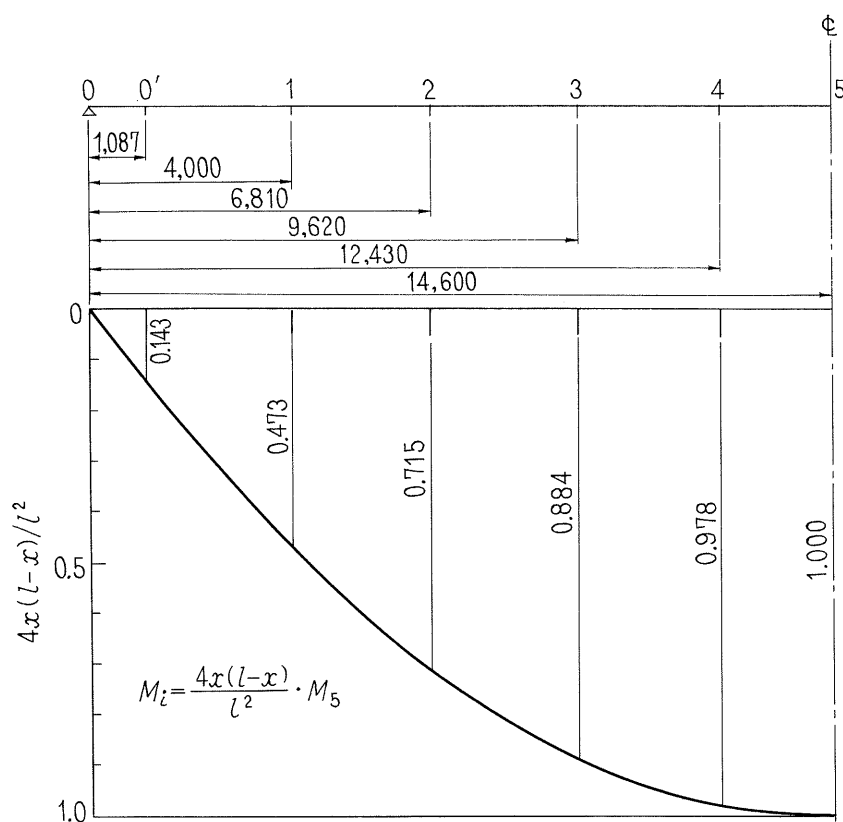


図4. 曲げモーメント分布 (二次放物線と仮定)

任意断面のせん断力は
は支点と支間中央との
間で直線変化すると仮
定する。すなわち図-
5の直線変化を仮定す
る。

$$S_i = S_5 + \frac{\ell - 2x}{\ell} (S_0 - S_5)$$

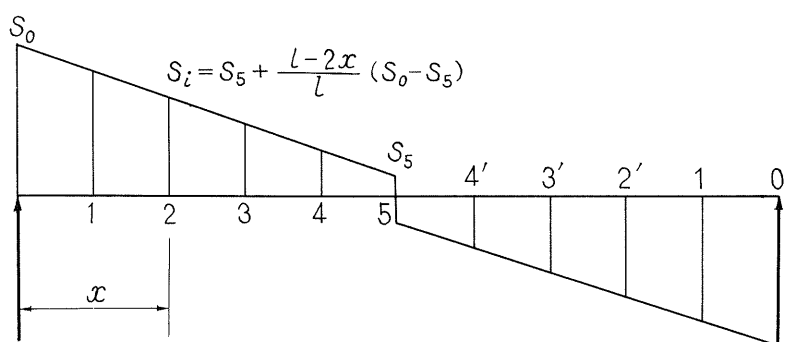


図5. せん断力分布（直線変化と仮定）

表-6 各断面のせん断力(t)

断面	$\frac{\ell-2x}{\ell}$		プレキャスト桁 自重	場所打ち コンクリート	地覆・高欄	舗装	活荷重
		S_0	24.9	20.8	3.7	5.7	25.4
		S_5	0.1	0.3	0	0	9.4
		$S_0 - S_5$	24.8	20.5	3.7	5.7	16.0
0	1.000		24.9	20.8	3.7	5.7	25.4
0'	0.926		23.1	19.3	3.4	5.3	24.2
1	0.726		18.1	15.2	2.7	4.1	21.0
2	0.534		13.3	11.2	2.0	3.0	17.9
3	0.341		8.6	7.3	1.3	1.9	14.9
4	0.149		3.8	3.4	0.6	0.8	11.8
5	0		0.1	0.3	0	0	9.4

以上を合計して設計荷重作用時の各断面の曲げモーメント，せん断力が得られる。その数値は表-7の通りである。

表-7 設計曲げモーメントおよびせん断力

断面	設計荷重							破壊荷重 ※	
	プレキャスト 桁自重	場所打ち コンクリート	地覆・高欄	舗装	全静荷重	活荷重	設計荷重	1.7(D+L)	1.3D+2.5L
曲げモーメント (t-m)									
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0'	23.1	20.9	3.8	6.3	54.1	26.5	80.6	137.0	136.6
1	76.2	69.2	12.7	20.9	179.0	87.5	266.5	453.1	451.5
2	115.3	109.5	19.2	31.5	270.5	132.3	402.8	684.8	682.4
3	142.5	129.2	23.7	39.0	334.4	163.5	497.9	846.4	843.5
4	157.7	143.0	26.2	43.1	370.0	180.9	550.9	936.5	933.3
5	161.2	196.2	26.8	44.1	378.8	185.0	563.3	957.6	954.3
せん断力 (t)									
0	24.9	20.8	3.7	5.7	55.1	25.4	80.5	136.9	135.1
0'	23.1	19.3	3.4	5.3	51.1	24.2	75.3	128.0	126.9
1	18.1	15.2	2.7	4.1	40.1	21.0	61.1	103.9	104.6
2	13.3	11.2	2.0	3.0	29.5	17.9	47.4	80.6	83.1
3	8.6	7.3	1.3	1.9	19.1	14.9	34.0	57.8	62.1
4	3.8	3.4	0.6	0.8	8.6	11.8	20.4	34.7	40.7
5	0.1	0.3	0	0	0.4	9.4	9.8	16.7	24.0

※ 破壊荷重計算用の係数，1.7，1.3および2.5は部材の破壊強度設計における荷重係数である。

施工時の荷重による曲げモーメントおよびせん断力

型わく重量を 0.1 t/m^2 と仮定し、これによる耳桁の分布荷重 $q = 0.254 \text{ t/m}$ による曲げモーメント、せん断力を考慮する。

$$\text{支間中央断面の曲げモーメント } M_{dk5} = \frac{1}{8} q \ell^2 = \frac{1}{8} \times 0.254 \times 29.2^2 = 27.07 \text{ t-m}$$

$$\text{支点のせん断力 } S_{dk0} = \frac{1}{2} q \ell = \frac{1}{2} \times 0.254 \times 29.2 = 3.71 \text{ t}$$

各断面の曲げモーメント、せん断力は表-8 の値になる。

表-8 型わく重量による曲げモーメントおよびせん断力

断 面	0	0'	1	2	3	4	5
$M_{dk, i}$ t-m	0	3.9	12.8	19.4	24.0	26.5	27.1
$S_{dk, i}$ t	3.7	3.4	2.7	2.0	1.3	0.6	0

6. PC 鋼材の配置と緊張力

PC 鋼材の配置、PC 鋼材量および緊張力は基本的には次式によるが、最近では電子計算機で最的値を得る。

PC 鋼材緊張力 P_i 、断面図心からの PC 鋼材の偏心距離 e_p は

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_{co}}{h} (\sigma_{ct, a} y_{co} + \sigma_{ct, a} y_{co}') &\leq P_i \leq \frac{A_{co}}{\eta h} (\sigma_{ce, a} y_{co} + \sigma_{ce, a} y_{co}') \\ e_p &\leq \frac{W_{co}'}{A_{co}} + \frac{M_d - W_{co}' \sigma_{ct, a}}{P_i} \\ e_p &\leq -\frac{W_{co}}{A_{co}} + \frac{M_d + W_{co} \sigma_{ct, a}}{P_i} \\ e_p &\geq \frac{W_{co}'}{A_{co}} + \frac{M_d + M_\ell - W_{co}' \sigma_{ce, a}}{\eta P_i} \\ e_p &\geq -\frac{W_{co}}{A_{co}} + \frac{M_d + M_\ell + W_{co} \sigma_{ce, a}}{\eta P_i} \end{aligned} \right\}$$

また曲げ上げ、摩擦および定着時のセットによる緊張力の減少がある。この値を $\mu = 0.4/\text{rad}$, $\lambda = 0.005/\text{m}$, セット量 15 mm としたときの電子計算機による計算結果は図-6 のようになる。曲げ上げ部分は二次放物線である。

断面諸係数は表-9 ~ 表-15 の通りである。

断 面	0	0'	1	2	3	4	5
PC鋼材の緊張応力度 $\sigma_{pi}, \text{kg/mm}^2$	93.2	93.7	96.0	98.8	101.9	104.3	105.3
桁下縁からPC鋼材図心までの距離 y_p, m	0.964	0.843	0.507	0.267	0.140	0.111	0.111

※ $\mu=0.4/\text{rad}$, $\lambda=0.005/\text{m}$, セット量=15mm

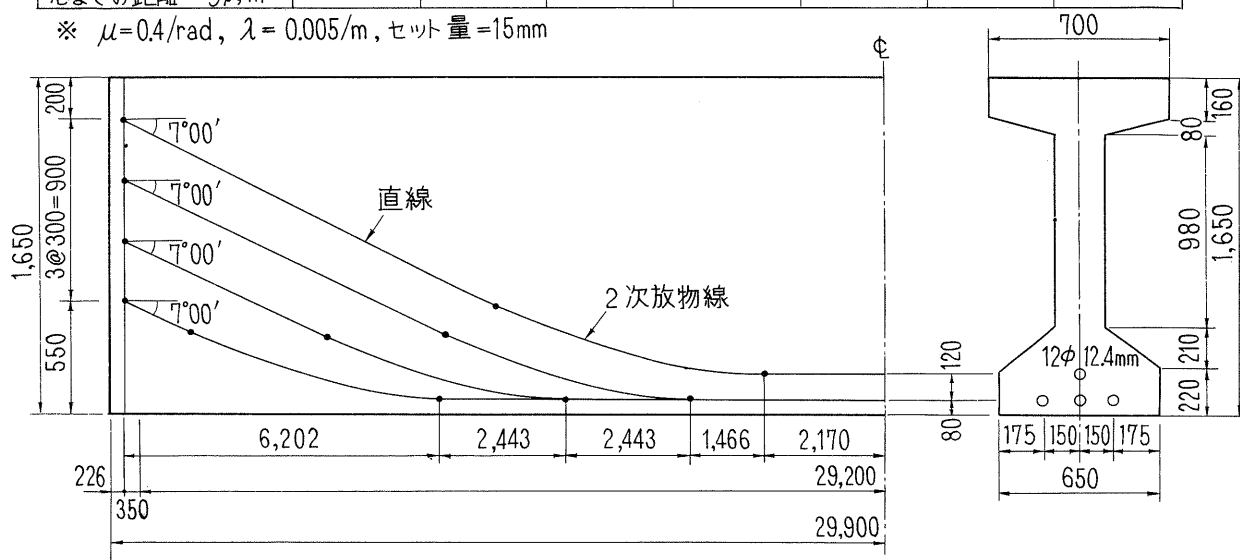


図 6. PC鋼材の配置と緊張応力度

表 - 9

断面 0		断面諸元						ブレキャスト桁断面諸元				合成断面諸元			
諸 係 数		総 断 面		コンクリート断面		PC鋼材換算断面		合成総断面		合成換算断面		合成総断面		合成換算断面	
断 面 係 数	コンクリート断面	m^2	A_{o1}	1.0807	A_{c1}	1.0653	A_{e1}	1.0908	A_{o2}	1.5347	A_{e2}	1.5448			
	中立軸からスラブ上縁までの距離	m	Y_{o1}	—	Y_{c1}	—	Y_{e1}'	—	Y_{o2}'	0.713	Y_{e2}'	0.714			
	中立軸から主桁上縁までの距離	m	Y_{o1}''	0.819	Y_{c1}''	0.821	Y_{e1}''	0.818	Y_{o2}''	0.563	Y_{e2}''	0.564			
	中立軸から主桁下縁までの距離	m	Y_{o1}	-0.831	Y_{c1}	-0.829	Y_{e1}	-0.832	Y_{o2}	-1.087	Y_{e2}	1.086			
	中立軸からPC鋼材図心までの距離	m	e_{po1}	0.127	e_{pc1}	0.129	e_{pe1}	0.126	e_{po2}	-0.130	e_{pe2}	-0.129			
	断面二次モーメント	m^4	I_{o1}	0.2478	I_{c1}	0.2459	I_{e1}	0.2491	I_{o2}	0.4906	I_{e2}	0.4919			
断 面 係 数	スラブ上縁	m^3	W_{o1}'	—	W_{c1}'	—	W_{e1}'	—	W_{o2}'	0.688	W_{e2}'	0.689			
	主桁下縁	m^3	W_{o1}''	0.302	W_{c1}''	0.299	W_{e1}''	0.304	W_{o2}''	0.872	W_{e2}''	0.873			
	主桁下縁	m^3	W_{o1}	-0.298	W_{c1}	-0.297	W_{e1}	-0.300	W_{o2}	-0.451	W_{e2}	-0.453			
	PC鋼材図心	m^3	W_{o1g}	1.953	W_{c1g}	1.910	W_{e1g}	1.982	W_{o2g}	-3.781	W_{e2g}	-3.816			
回転半径の2乗		m^2	Γ_{o1}^2	0.229	Γ_{c1}^2	0.231	Γ_{e1}^2	0.228	Γ_{o2}^2	0.320	Γ_{e2}^2	0.318			

表 - 10

断面 0'

断面諸元 諸係数		プレキャスト桁断面諸元						合成断面諸元			
		総断面		コンクリート断面		P C鋼材換算断面		合成総断面		合成換算断面	
コンクリート断面	m ²	A _{o1}	0.9410	A _{c1}	0.9257	A _{e1}	0.9511	A _{o2}	1.3951	A _{e2}	1.4052
中立軸からスラブ上縁までの距離	m	y _{o1} '	—	y _{c1} '	—	y _{e1} '	—	y _{o2} '	0.690	y _{e2} '	0.692
中立軸から主桁上縁までの距離	m	y _{o1} ''	0.824	y _{c1} ''	0.824	y _{e1} ''	0.824	y _{o2} ''	0.540	y _{e2} ''	0.542
中立軸から主桁上縁までの距離	m	y _{o1}	-0.826	y _{c1}	-0.826	y _{e1}	-0.826	y _{o2}	-1.110	y _{e2}	-1.108
中立軸からP C鋼材図心までの距離	m	e _{po1}	0.010	e _{pc1}	0.010	e _{pe1}	0.010	e _{po2}	-0.274	e _{pe2}	-0.272
断面二次モーメント	m ⁴	I _{o1}	0.2302	I _{c1}	0.2284	I _{e1}	0.2313	I _{o2}	0.4651	I _{e2}	0.4670
断面係数	スラブ上縁	W _{o1} '	—	W _{c1} '	—	W _{e1} '	—	W _{o2} '	0.674	W _{e2} '	0.675
	主桁上縁	W _{o1} ''	0.279	W _{c1} ''	0.277	W _{e1} ''	0.281	W _{o2} ''	0.861	W _{e2} ''	0.862
	主桁下縁	W _{o1}	-0.279	W _{c1}	-0.277	W _{e1}	-0.280	W _{o2}	-0.419	W _{e2}	-0.421
	P C鋼材図心	W _{o1g}	2.3046	W _{c1g}	2.2498	W _{e1g}	2.3408	W _{o2g}	-1.699	W _{e2g}	-1.719
回転半径の2乗	m ²	Γ _{o1} ²	0.245	Γ _{c1} ²	0.247	Γ _{e1} ²	0.243	Γ _{o2} ²	0.333	Γ _{e2} ²	0.332

表 - 11

断面 1

断面諸元 諸係数		プレキャスト桁断面諸元						合成断面諸元			
		総断面		コンクリート断面		P C鋼材換算断面		合成総断面		合成換算断面	
コンクリート断面	m ²	A _{o1}	0.5763	A _{c1}	0.5609	A _{e1}	0.5863	A _{o2}	1.0303	A _{e2}	1.0404
中立軸からスラブ上縁までの距離	m	y _{o1}	—	y _{c1}	—	y _{e1} '	—	y _{o2} '	0.613	y _{e2} '	0.620
中立軸から主桁上縁までの距離	m	y _{o1} ''	0.866	y _{c1} ''	0.858	y _{e1} ''	0.871	y _{o2} ''	0.463	y _{e2} ''	0.470
中立軸から主桁下縁までの距離	m	y _{o1}	-0.784	y _{c1}	-0.792	y _{e1}	-0.779	y _{o2}	-1.187	y _{e2}	-1.180
中立軸からP C鋼材図心までの距離	m	e _{po1}	-0.278	e _{pc1}	-0.286	e _{pe1}	-0.274	e _{po2}	-0.681	e _{pe2}	-0.675
断面二次モーメント	m ⁴	I _{o1}	0.1913	I _{c1}	0.1887	I _{e1}	0.1930	I _{o2}	0.4057	I _{e2}	0.4113
断面係数	スラブ上縁	W _{o1} '	—	W _{c1} '	—	W _{e1} '	—	W _{o2} '	0.662	W _{e2} '	0.663
	主桁下縁	W _{o1} ''	0.221	W _{c1} ''	0.220	W _{e1} ''	0.222	W _{o2} ''	0.872	W _{e2} ''	0.875
	主桁下縁	W _{o1}	-0.244	W _{c1}	-0.238	W _{e1}	-0.248	W _{o2}	-0.342	W _{e2}	-0.348
	P C鋼材図心	W _{o1g}	-0.687	W _{c1g}	-0.660	W _{e1g}	-0.705	W _{o2g}	-0.596	W _{e2g}	-0.610
回転半径の2乗	m ²	Γ _{o1} ²	0.332	Γ _{c1} ²	0.336	Γ _{e1} ²	0.329	Γ _{o2} ²	0.494	Γ _{e2} ²	0.395

表 - 12

断面 2

断面諸元 諸係数		プレキャスト桁断面諸元						合成断面諸元				
		総断面		コンクリート断面		P O鋼材換算断面		合成総断面		合成換算断面		
コンクリート断面		m ²	A _{o1}	0.5763	A _{c1}	0.5609	A _{e1}	0.5863	A _{o2}	1.0303	A _{e2}	1.0404
中立軸からスラブ上縁までの距離		m	Y _{o1} '	—	Y _{c1} '	—	Y _{e1} '	—	Y _{o2} '	0.613	Y _{e2} '	0.622
中立軸から主桁上縁までの距離		m	Y _{o1} ''	0.866	Y _{c1} ''	0.852	Y _{e1} ''	0.875	Y _{o2} ''	0.463	Y _{e2} ''	0.472
中立軸から主桁上縁までの距離		m	Y _{o1}	-0.784	Y _{c1}	-0.798	Y _{e1}	-0.775	Y _{o2}	-1.187	Y _{e2}	-1.178
中立軸からP O鋼材図心までの距離		m	e _{po1}	-0.516	e _{pc1}	-0.530	e _{pe1}	-0.507	e _{po2}	-0.919	e _{pe2}	-0.910
断面二次モーメント		m ⁴	I _{o1}	0.1913	I _{c1}	0.1865	I _{e1}	0.1943	I _{o2}	0.4057	I _{e2}	0.4146
断面係数	スラブ上縁	m ³	W _{o1} '	—	W _{c1} '	—	W _{e1} '	—	W _{o2} '	0.662	W _{e2} '	0.666
	主桁上縁	m ³	W _{o1} ''	0.221	W _{c1} ''	0.219	W _{e1} ''	0.222	W _{o2} ''	0.876	W _{e2} ''	0.878
	主桁下縁	m ³	W _{o1}	-0.244	W _{c1}	-0.234	W _{e1}	-0.251	W _{o2}	-0.342	W _{e2}	-0.352
	P O鋼材図心	m ³	W _{o1g}	-0.371	W _{c1g}	-0.352	W _{e1g}	-0.383	W _{o2g}	-0.442	W _{e2}	-0.456
回転半径の2乗		m ²	r _{o1} ²	0.332	r _{c1} ²	0.332	r _{e1} ²	0.331	r _{o2} ²	0.394	r _{e2} ²	0.398

表 - 13

断面 3

断面諸元 諸 係 数			プレキャスト桁断面諸元						合 成 断 面 諸 元			
			総 断 面		コンクリート断面		P C鋼材換算断面		合 成 総 断 面		合 成 換 算 断 面	
コンクリート断 面		m ²	A _{o1}	0.5763	A _{c1}	0.5609	A _{e1}	0.5863	A _{o2}	1.0303	A _{e2}	1.0404
中立軸からスラブ上縁までの距離		m	Y _{o1}	——	Y _{c1}	——	Y _{e1}	——	Y _{o2}	0.613	Y _{e2}	0.623
中立軸から主桁上縁までの距離		m	Y _{o1} ''	0.866	Y _{c1} ''	0.848	Y _{e1} ''	0.877	Y _{o2} ''	0.463	Y _{e2} ''	0.473
中立軸から主桁下縁までの距離		m	Y _{o1}	- 0.784	Y _{c1}	- 0.802	Y _{e1}	- 0.773	Y _{o2}	- 1.187	Y _{e2}	- 1.177
中立軸からP C鋼材図心までの距離		m	e _{po1}	- 0.644	e _{pc1}	- 0.662	e _{pe1}	- 0.633	e _{po2}	- 1.047	e _{pe2}	- 1.037
断面二次モーメント		m ⁴	I _{o1}	0.1913	I _{c1}	0.1846	I _{e1}	0.1955	I _{o2}	0.4057	I _{e2}	0.4168
断面係数	ス ラ ブ 上 縁	m ³	W _{o1} '	——	W _{c1} '	——	W _{e1} '	——	W _{o2} '	0.662	W _{e2} '	0.668
	主 桁 下 縁	m ³	W _{o1} ''	0.221	W _{c1} ''	0.218	W _{e1} ''	0.223	W _{o2} ''	0.876	W _{e2} ''	0.880
	主 桁 下 縁	m ³	W _{o1}	- 0.244	W _{c1}	- 0.230	W _{e1}	- 0.253	W _{o2}	- 0.342	W _{e2}	- 0.354
	P C鋼材図心	m ³	W _{o1g}	- 0.297	W _{c1g}	- 0.279	W _{e1g}	- 0.309	W _{o2g}	- 0.388	W _{e2g}	- 0.402
回 転 半 径 の 2 乗		m ²	Γ _{o1} ²	0.332	Γ _{c1} ²	0.329	Γ _{e1} ²	0.333	Γ _{o2} ²	0.394	Γ _{e2} ²	0.401

表 - 14

断面 4

断面諸元 諸係数			プレキャスト桁断面諸元						合成断面諸元				
			総断面		コンクリート断面		P C鋼材換算断面		合成総断面		合成換算断面		
コンクリート断面			m ²	A _{o1}	0.5763	A _{c1}	0.5609	A _{e1}	0.5863	A _{o2}	1.0303	A _{e2}	1.0404
中立軸からスラブ上縁までの距離			m	Y _{o1} '	—	Y _{c1} '	—	Y _{e1} '	—	Y _{o2} '	0.613	Y _{e2} '	0.624
中立軸から主桁上縁までの距離			m	Y _{o1} ''	0.866	Y _{c1} ''	0.848	Y _{e1} ''	0.878	Y _{o2} ''	0.463	Y _{e2} ''	0.474
中立軸から主桁上縁までの距離			m	Y _{o1}	- 0.784	Y _{c1}	- 0.802	Y _{e1}	- 0.772	Y _{o2}	- 1.187	Y _{e2}	- 1.176
中立軸からP C鋼材図心までの距離			m	e _{po1}	- 0.674	e _{pc1}	- 0.692	e _{pe1}	- 0.662	e _{po2}	- 1.077	e _{pe2}	- 1.066
断面二次モーメント			m ⁴	I _{o1}	0.1913	I _{c1}	0.1841	I _{e1}	0.1958	I _{o2}	0.4057	I _{e2}	0.4173
断面係数	スラブ上縁	m ³	W _{o1} '	—	W _{c1} '	—	W _{e1} '	—	W _{o2} '	0.662	W _{e2} '	0.669	
	主桁上縁	m ³	W _{o1} ''	0.221	W _{c1} ''	0.217	W _{e1} ''	0.223	W _{o2} ''	0.876	W _{e2} ''	0.881	
	主桁下縁	m ³	W _{o1}	- 0.244	W _{c1}	- 0.229	W _{e1}	- 0.254	W _{o2}	- 0.342	W _{e2}	- 0.355	
	P C鋼材図心	m ³	W _{o1g}	- 0.284	W _{c1g}	- 0.266	W _{e1g}	- 0.296	W _{o2g}	- 0.377	W _{e2}	- 0.391	
回転半径の2乗			m ²	Γ _{o1} ²	0.332	Γ _{c1} ²	0.328	Γ _{e1} ²	0.334	Γ _{o2} ²	0.394	Γ _{e2} ²	0.401

表 - 15

断面 5

断面諸元 諸係数		プレキャスト桁断面諸元						合成断面諸元				
		総断面		コンクリート断面		P C鋼材換算断面		合成総断面		合成換算断面		
コンクリート断面		m ²	A _{o1}	0.5763	A _{c1}	0.5609	A _{e1}	0.5863	A _{o2}	1.0303	A _{e2}	1.0404
中立軸からスラブ上縁までの距離		m	Y _{o1}	—	Y _{c1}	—	Y _{e1} '	—	Y _{o2} '	0.613	Y _{e2} '	0.624
中立軸から主桁上縁までの距離		m	Y _{o1} ''	0.866	Y _{c1} ''	0.848	Y _{e1} ''	0.878	Y _{o2} ''	0.463	Y _{e2} ''	0.474
中立軸から主桁下縁までの距離		m	Y _{o1}	-0.784	Y _{c1}	-0.802	Y _{e1}	-0.772	Y _{o2}	-1.187	Y _{e2}	-1.176
中立軸からP C鋼材図心までの距離		m	e _{po1}	-0.674	e _{pc1}	-0.692	e _{pe1}	-0.662	e _{po2}	-1.077	e _{pe2}	-1.066
断面二次モーメント		m ⁴	I _{o1}	0.1913	I _{c1}	0.1841	I _{e1}	0.1958	I _{o2}	0.4057	I _{e2}	0.4173
断面係数	スラブ上縁	m ³	W _{o1} '	—	W _{c1} '	—	W _{e1} '	—	W _{o2} '	0.662	W _{e2} '	0.669
	主桁下縁	m ³	W _{o1} ''	0.221	W _{c1} ''	0.217	W _{e1} ''	0.223	W _{o2} ''	0.876	W _{e2} ''	0.881
	主桁下縁	m ³	W _{o1}	-0.244	W _{c1}	-0.229	W _{e1}	-0.254	W _{o2}	-0.342	W _{e2}	-0.355
	P C鋼材図心	m ³	W _{o1g}	-0.284	W _{c1g}	-0.266	W _{e1g}	-0.296	W _{o2g}	-0.377	W _{e2g}	-0.391
回転半径の2乗		m ²	Γ _{o1} ²	0.332	Γ _{c1} ²	0.328	Γ _{e1} ²	0.334	Γ _{o2} ²	0.394	Γ _{e2} ²	0.401

7. 曲げ応力度の検査

1) 鉛直荷重による応力度

表-16～表-21に曲げ応力度の計算結果を示した。

断面 0'

表 - 16

荷 重	曲げモーメント (t-m)	断 面 係 数 (m ³)		曲げ応力度 (kg/cm ²)	
プレキャスト 桁 自 重	2 3.1	Wc ₁ '	—	$\sigma_{co,d0}$	—
		Wc ₁ ''	0.2 8 1	$\sigma_{co,d0}'$	8. 2
		Wc _{1g}	2 2.4 9 8	$\sigma_{cp,d0}$	0. 1
		Wc ₁	- 0.2 8 0	$\sigma_{co,d1}$	- 8. 3
場所打ちコンクリート	2 0.9	We ₁ '	—	$\sigma_{co,d1}$	—
		We ₁ ''	0.2 8 1	$\sigma_{co,d1}'$	7. 4
		We _{1g}	2 3.4 0 8	$\sigma_{cp,d1}$	0. 1
		We ₁	- 0.2 8 0	$\sigma_{cu,d1}$	- 7. 5
地 覆 ・ 高 欄	3. 8	We ₂ '	0.6 7 5	$\sigma_{co,d2}$	0. 6
		We ₂ ''	0.8 6 2	$\sigma_{co,d2}'$	0. 4
		We _{2g}	- 1.7 1 9	$\sigma_{cp,d2}$	- 0. 2
		We ₂	- 0.4 2 1	$\sigma_{cu,d2}$	- 0. 9
舗 装	6. 3	We ₂ '	0.6 7 5	$\sigma_{co,d3}$	0. 9
		We ₂ ''	0.8 6 2	$\sigma_{co,d3}'$	0. 7
		We _{2g}	- 1.7 1 9	$\sigma_{cp,d3}$	- 0. 4
		We ₂	- 0.4 2 1	$\sigma_{cu,d3}$	- 1. 5
活 荷 重	2 6. 5	We ₂ '	0.6 7 5	$\sigma_{co,\ell}$	3. 9
		We ₂ ''	0.8 6 2	$\sigma_{co,\ell}'$	3. 1
		We ₂	- 0.4 2 1	$\sigma_{cu,\ell}$	- 9. 4
場所打ちコンクリート 用型わく	3. 9	We ₁ ''	0.2 8 1	$\sigma_{co,dk}'$	1. 4
		We ₁	- 0.2 8 0	$\sigma_{cu,dk}$	7. 4

$\sigma_{co,m}$ = スラブ上縁の応力度, $\sigma_{co,m}'$ = 主桁上縁の曲げ応力度

$\sigma_{cp,m}$ = P C 鋼材図心の曲げ応力度, $\sigma_{cu,m}$ = 主桁下縁の曲げ応力度

$\sigma = M/W$

荷 重	曲げモーメント (t-m)	断 面 係 数 (m ³)		曲げ応力度 (kg/cm ²)	
プレキャスト 桁 自重	7 6.2	Wc ₁ '	—	$\sigma_{co,d0}$	—
		Wc ₁ ''	0.2 2 0	$\sigma_{co',d0}$	3 4.6
		Wc _{1g}	- 0.6 6 0	$\sigma_{cp,d0}$	- 1 1.5
		Wc ₁	- 0.2 3 8	$\sigma_{co,d1}$	- 3 2.0
場所打ちコンクリート	6 9.2	We ₁ '	—	$\sigma_{co,d1}$	—
		We ₁ ''	0.2 2 2	$\sigma_{co',d1}$	3 1.2
		We _{1g}	- 0.7 0 5	$\sigma_{cp,d1}$	- 9.8
		We ₁	- 0.2 4 8	$\sigma_{cu,d1}$	- 2 7.9
地 覆 ・ 高 欄	1 2.7	We ₂ '	0.6 6 3	$\sigma_{co,d2}$	1.9
		We ₂ ''	0.8 7 5	$\sigma_{co',d2}$	1.5
		We _{2g}	- 0.6 1 0	$\sigma_{cp,d2}$	- 2.1
		We ₂	- 0.3 4 8	$\sigma_{cu,d2}$	- 3.6
舗 装	2 0.9	We ₂ '	0.6 6 3	$\sigma_{co,d3}$	3.2
		We ₂ ''	0.8 7 5	$\sigma_{co',d3}$	2.4
		We _{2g}	- 0.6 1 0	$\sigma_{cp,d3}$	- 3.4
		We ₂	- 0.3 4 8	$\sigma_{cu,d3}$	- 6.0
活 荷 重	8 7.5	We ₂ '	0.6 6 3	$\sigma_{co,\ell}$	1 3.2
		We ₂ ''	0.8 7 5	$\sigma_{co',\ell}$	1 0.0
		We ₂	- 0.3 4 8	$\sigma_{cu,\ell}$	- 2 5.1
現場打ちコンクリート 用型わく	1 2.8	We ₁ ''	0.2 2 2	$\sigma_{co',dk}$	5.8
		We ₁	- 0.2 4 6	$\sigma_{cu,dk}$	- 5.2

$\sigma_{co,m}$ = スラブ上縁の応力度, $\sigma_{co',m}$ = 主桁上縁の曲げ応力度

$\sigma_{cp,m}$ = P C 鋼材図心の曲げ応力度, $\sigma_{cu,m}$ = 主桁下縁の曲げ応力度

$\sigma = M/W$

荷 重	曲げモーメント (t-m)	断 面 係 数 (m ³)		曲げ応力度 (kg/cm ²)	
プレキャスト 桁 自 重	1 1 5.3	W_{c1}'	—	$\sigma_{co,d0}$	—
		W_{c1}''	0.2 1 9	$\sigma_{co',d0}$	5 2.6
		W_{c1g}	- 0.3 5 2	$\sigma_{cp,d0}$	- 3 2.8
		W_{c1}	- 0.2 3 4	$\sigma_{co,d1}$	- 4 9.3
場所打ちコンクリート	1 0 4.5	W_{e1}'	—	$\sigma_{co,d1}$	—
		W_{e1}''	0.2 2 2	$\sigma_{co',d1}$	4 7.1
		W_{e1g}	- 0.3 8 3	$\sigma_{cp,d1}$	- 2 7.3
		W_{e1}	- 0.2 5 1	$\sigma_{cu,d1}$	- 4 1.6
地 覆 ・ 高 欄	1 9.2	W_{e2}'	0.6 6 6	$\sigma_{co,d2}$	2.9
		W_{e2}''	0.8 7 8	$\sigma_{co',d2}$	2.2
		W_{e2g}	- 0.4 5 6	$\sigma_{cp,d2}$	- 4.2
		W_{e2}	- 0.3 5 2	$\sigma_{cu,d2}$	- 5.5
舗 装	3 1.5	W_{e2}'	0.6 6 6	$\sigma_{co,d3}$	4.7
		W_{e2}''	0.8 7 8	$\sigma_{co,d3}$	3.6
		W_{e2g}	- 0.4 5 6	$\sigma_{cp,d3}$	- 6.9
		W_{e2}	- 0.3 5 2	$\sigma_{cu,d3}$	- 8.9
活 荷 重	1 3 2.3	W_{e2}'	0.6 6 6	$\sigma_{co,\ell}$	1 9.9
		W_{e2}''	0.8 7 8	$\sigma_{co',\ell}$	1 5.1
		W_{e2}	- 0.3 5 2	$\sigma_{cu,\ell}$	- 3 7.6
現場打ちコンクリート 用型わく	1 9.4	W_{e1}''	0.2 2 2	$\sigma_{co',dk}$	8.7
		W_{e1}	- 0.2 5 1	$\sigma_{cu,dk}$	- 7.7

$\sigma_{co,m}$ = スラブ上縁の応力度, $\sigma_{co',m}$ = 主桁上縁の曲げ応力度

$\sigma_{cp,m}$ = P C 鋼材図心の曲げ応力度, $\sigma_{cu,m}$ = 主桁下縁の曲げ応力度

$\sigma = M/W$

荷 重	曲げモーメント (t-m)	断 面 係 数 (m ³)		曲げ応力度 (kg/cm ²)	
プレキャスト 桁 自 重	1 4 2.5	Wc ₁ '	—	$\sigma_{co,d0}$	—
		Wc ₁ ''	0.2 1 8	$\sigma_{co',d0}$	6 5.4
		Wc _{1g}	- 0.2 7 9	$\sigma_{cp,d0}$	- 5 1.1
		Wc ₁	- 0.2 3 0	$\sigma_{co,d1}$	- 6 2.0
場所打ちコンクリート	1 2 9.2	We ₁ '	—	$\sigma_{co,d1}$	—
		We ₁ ''	0.2 2 3	$\sigma_{co',d1}$	5 7.9
		We _{1g}	- 0.3 0 9	$\sigma_{cp,d1}$	- 4 1.8
		We ₁	- 0.2 5 3	$\sigma_{cu,d1}$	- 5 1.1
地 覆 ・ 高 欄	2 3.7	We ₂ '	0.6 6 8	$\sigma_{co,d2}$	3.5
		We ₂ ''	0.8 8 0	$\sigma_{co',d2}$	2.7
		We _{2g}	- 0.4 0 2	$\sigma_{cp,d2}$	- 5.9
		We ₂	- 0.3 5 4	$\sigma_{cu,d2}$	- 6.7
舗 装	3 9.0	We ₂ '	0.6 6 8	$\sigma_{co,d3}$	5.8
		We ₂ ''	0.8 8 0	$\sigma_{co',d3}$	4.4
		We _{2g}	- 0.4 0 2	$\sigma_{cp,d3}$	- 9.7
		We ₂	- 0.3 5 4	$\sigma_{cu,d3}$	- 1 1.0
活 荷 重	1 6 3.5	We ₂ '	0.6 6 8	$\sigma_{co,\ell}$	2 4.5
		We ₂ ''	0.8 8 0	$\sigma_{co',\ell}$	- 1 8.6
		We ₂	- 0.3 5 4	$\sigma_{cu,\ell}$	- 4 6.2
現場打ちコンクリート 用型わく	2 4.0	We ₁ ''	0.2 2 3	$\sigma_{co',dk}$	1 0.8
		We ₁	- 0.2 5 3	$\sigma_{cu,dk}$	- 9.5

$\sigma_{co,m}$ = スラブ上縁の応力度, $\sigma_{co',m}$ = 主桁上縁の曲げ応力度

$\sigma_{cp,m}$ = P C 鋼材図心の曲げ応力度, $\sigma_{cu,m}$ = 主桁下縁の曲げ応力度

$\sigma = M/W$

荷 重	曲げモーメント (t-m)	断 面 係 数 (m ³)		曲げ応力度 (kg/cm ²)	
プレキャスト 桁自重	1 5 7.7	Wc ₁ '	——	$\sigma_{co,d0}$	——
		Wc ₁ ''	0.2 1 7	$\sigma_{co',d0}$	7 2.7
		Wc _{1g}	- 0.2 6 6	$\sigma_{cp,d0}$	- 5 9.3
		Wc ₁	- 0.2 2 9	$\sigma_{co,d1}$	- 6 8.9
場所打ちコンクリート	1 4 3.0	We ₁ '	——	$\sigma_{co,d1}$	——
		We ₁ ''	0.2 3 3	$\sigma_{co',d1}$	6 4.1
		We _{1g}	- 0.2 9 6	$\sigma_{cp,d1}$	- 4 8.3
		We ₁	- 0.2 5 4	$\sigma_{cu,d1}$	- 5 6.3
地 覆 ・ 高 欄	2 6.2	We ₂ '	0.6 6 9	$\sigma_{co,d2}$	3.9
		We ₂ ''	0.8 8 1	$\sigma_{co',d2}$	3.0
		We _{2g}	- 0.3 9 1	$\sigma_{cp,d2}$	- 6.7
		We ₂	- 0.3 5 5	$\sigma_{cu,d2}$	- 7.4
舗 装	4 3.1	We ₂ '	0.6 6 9	$\sigma_{co,d3}$	6.4
		We ₂ ''	0.8 8 1	$\sigma_{co',d3}$	4.9
		We _{2g}	- 0.3 9 1	$\sigma_{cp,d3}$	- 1 1.0
		We ₂	- 0.3 5 5	$\sigma_{cu,d3}$	- 1 2.1
活 荷 重	1 8 0.9	We ₂ '	0.6 6 9	$\sigma_{co,\ell}$	2 7.0
		We ₂ ''	0.8 8 1	$\sigma_{co',\ell}$	2 0.5
		We ₂	- 0.3 5 5	$\sigma_{cu,\ell}$	- 5 1.0
現場打ちコンクリート 用型わく	2 6.9	We ₁ ''	0.2 2 3	$\sigma_{co',dk}$	1 1.9
		We ₁	- 0.2 5 4	$\sigma_{cu,dk}$	- 1 0.4

$\sigma_{co,m}$ = スラブ上縁の応力度, $\sigma_{co',m}$ = 主桁上縁の曲げ応力度

$\sigma_{cp,m}$ = P C 鋼材図心の曲げ応力度, $\sigma_{cu,m}$ = 主桁下縁の曲げ応力度

$\sigma = M/W$

荷 重	曲げモーメント (t-m)	断面係数 (m ³)		曲げ応力度 (kg/cm ²)	
プレキャスト 桁 自重	1 6 1.2	Wc ₁ '	—	$\sigma_{co,d0}$	—
		Wc ₁ ''	0.2 1 7	$\sigma_{co',d0}$	7 4.3
		Wc _{1g}	- 0.2 6 6	$\sigma_{cp,d0}$	- 6 0.6
		Wc ₁	- 0.2 2 9	$\sigma_{co,d1}$	- 7 0.4
場所打ちコンクリート	1 4 6.2	We ₁ '	—	$\sigma_{co,d1}$	—
		We ₁ ''	0.2 2 3	$\sigma_{co',d1}$	6 5.6
		We _{1g}	- 0.2 9 6	$\sigma_{cp,d1}$	- 4 9.4
		We ₁	- 0.2 5 4	$\sigma_{cu,d1}$	- 5 7.6
地 覆 ・ 高 欄	2 6.8	We ₂ '	0.6 6 9	$\sigma_{co,d2}$	4.0
		We ₂ ''	0.8 8 1	$\sigma_{co',d2}$	3.0
		We _{2g}	- 0.3 9 1	$\sigma_{cp,d2}$	- 6.9
		We ₂	- 0.3 5 5	$\sigma_{cu,d2}$	- 7.5
舗 装	4 4.1	We ₂ '	0.6 6 9	$\sigma_{co,d3}$	6.6
		We ₂ ''	0.8 8 1	$\sigma_{co',d3}$	5.0
		We _{2g}	- 0.3 9 1	$\sigma_{cp,d3}$	- 1 1.3
		We ₂	- 0.3 5 5	$\sigma_{cu,d3}$	- 1 2.4
活 荷 重	1 8 5.0	We ₂ '	0.6 6 9	$\sigma_{co,\ell}$	2 7.7
		We ₂ ''	0.8 8 1	$\sigma_{co',\ell}$	2 1.0
		We ₂	- 0.3 5 5	$\sigma_{cu,\ell}$	- 5 2.1
現場打ちコンクリート 用型わく	2 7.1	We ₁ ''	0.2 2 3	$\sigma_{co',dk}$	1 2.2
		We ₁	- 0.2 5 4	$\sigma_{cu,dk}$	- 1 0.7

$\sigma_{co,m}$ = スラブ上縁の応力度, $\sigma_{co',m}$ = 主桁上縁の曲げ応力度

$\sigma_{cp,m}$ = P C 鋼材図心の曲げ応力度, $\sigma_{cu,m}$ = 主桁下縁の曲げ応力度

$\sigma = M/W$

2) プレストレス導入直後のプレストレス (断面位置は図-4 参照)

断面 0'

$$e_p = -0.017 \text{ m}, \quad P_i = 417.7 \text{ t}$$

$$\sigma_{cp,t} = \frac{P_i}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{417.7}{10 \times 0.9257} \times \left(1 + \frac{0.017^2}{0.247} \right) = 45.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,e} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_p}{E_{c1}} \cdot \sigma_{cp,t} \cdot \frac{N-1}{N} = \frac{1}{2} \times \frac{20 \times 10^5}{3.5 \times 10^5} \times 45.2 \times \frac{4-1}{4} = 96.6 \text{ kg/cm}^2 \div 1.0 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{pt} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{p,e} = 93.7 - 1.0 = 92.7 \text{ kg/mm}^2$$

$$P_t = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pt} = 413.6 \text{ t}$$

$$\text{上縁 ; } \sigma_{co,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1}'' \right) = \frac{413.6}{10 \times 0.9257} \times \left(1 + \frac{0.017 \times 0.824}{0.247} \right) = 47.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{PC 鋼材図心 ; } \sigma_{cp,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{413.6}{10 \times 0.9257} \times \left(1 + \frac{0.017^2}{0.247} \right) = 44.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 ; } \sigma_{cu,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1} \right) = \frac{413.6}{10 \times 0.9257} \times \left(1 - \frac{0.017 \times 0.826}{0.247} \right) = 42.1 \text{ kg/cm}^2$$

断面 1

$$e_p = y_{c1} + y_p = -0.285 \text{ m}, \quad P_i = N \cdot \sigma_{pi} \cdot A_p = 428.0 \text{ t}$$

$$\sigma_{cp,t} = \frac{P_i}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{428.0}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.285^2}{0.336} \right) = 94.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,e} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_p}{E_{c1}} \cdot \sigma_{cp,t} \cdot \frac{N-1}{N} = \frac{1}{2} \times \frac{20 \times 10^5}{3.5 \times 10^5} \times 94.8 \times \frac{4-1}{4} = 203 \text{ kg/cm}^2 = 2.0 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{pt} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{p,e} = 94.0 \text{ kg/mm}^2$$

$$P_t = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pt} = 419.1 \text{ t}$$

$$\text{上縁 ; } \sigma_{co,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1}'' \right) = \frac{419.1}{10 \times 0.5609} \times \left(1 - \frac{0.285 \times 0.858}{0.336} \right) = 20.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{PC 鋼材図心 ; } \sigma_{cp,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{419.1}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.258^2}{0.336} \right) = 92.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 ; } \sigma_{cu,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1} \right) = \frac{419.1}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.285 \times 0.792}{0.336} \right) = 124.9 \text{ kg/cm}^2$$

断面 2

$$e_p = y_{c1} + y_p = -0.531 \text{ m}, \quad P_i = N \cdot \sigma_{pi} \cdot A_p = 440.6 \text{ t}$$

$$\sigma_{cp,t} = \frac{P_i}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{440.6}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.531^2}{0.332} \right) = 145.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{p,e} = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{c1}} \cdot \sigma_{cp,t} \cdot \frac{N-1}{N} = \frac{1}{2} \times \frac{20 \times 10^5}{3.5 \times 10^5} \times 145.3 \times \frac{4-1}{4} = 311 \text{ kg/cm}^2 = 3.1 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{pt} = \sigma_{pi} - \Delta \sigma_{p,e} = 95.7 \text{ kg/mm}^2$$

$$P_t = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pt} = 426.8 \text{ t}$$

$$\text{上縁 ; } \sigma_{co,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1} \right) = \frac{426.8}{10 \times 0.5609} \times \left(1 - \frac{0.531 \times 0.852}{0.332} \right) = -27.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{PC 鋼材図心 ; } \sigma_{cp,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{426.8}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.531^2}{0.332} \right) = 140.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 ; } \sigma_{cu,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1} \right) = \frac{426.8}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.531 \times 0.798}{0.332} \right) = 173.2 \text{ kg/cm}^2$$

断面 3

$$e_p = y_{c1} + y_p = -0.662 \text{ m}, \quad P_i = N \cdot \sigma_{pi} \cdot A_p = 454.5 \text{ t}$$

$$\sigma_{cp,t} = \frac{P_i}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{454.5}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.662^2}{0.329} \right) = 189.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{p,e} = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{c1}} \cdot \sigma_{cp,t} \cdot \frac{N-1}{N} = \frac{1}{2} \times \frac{20 \times 10^5}{3.5 \times 10^5} \times 189.0 \times \frac{4-1}{4} = 404 \text{ kg/cm}^2 = 4.0 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{pt} = \sigma_{pi} - \Delta \sigma_{p,e} = 97.9 \text{ kg/mm}^2, \quad P_t = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pt} = 436.4 \text{ t}$$

$$\text{上縁 ; } \sigma_{co,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1}'' \right) = \frac{436.4}{10 \times 0.5609} \times \left(1 - \frac{0.662 \times 0.848}{0.329} \right) = -55.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{PC 鋼材図心 ; } \sigma_{cp,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{436.4}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.662^2}{0.329} \right) = 181.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 ; } \sigma_{cu,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1} \right) = \frac{436.4}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.662 \times 0.802}{0.329} \right) = 203.4 \text{ kg/cm}^2$$

断面 4

$$e_p = y_{o1} + y_p = -0.691 \text{ m}, \quad P_i = N \cdot \sigma_{pi} \cdot A_p = 465.2 \text{ t}$$

$$\sigma_{cp,t} = \frac{P_i}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{465.2}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.691^2}{0.328} \right) = 203.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{p, E} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_p}{E_{c1}} \cdot \sigma_{cp,t} \cdot \frac{N-1}{N} = \frac{1}{2} \times \frac{20 \times 10^5}{3.5 \times 10^5} \times 203.7 \times \frac{4-1}{4} = 436 \text{ kg/cm}^2 = 4.4 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{pt} = \sigma_{pi} - \Delta \sigma_{p, E} = 99.9 \text{ kg/mm}^2, \quad P_t = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pt} = 445.7 \text{ t}$$

$$\text{上縁 ; } \sigma_{co,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1}'' \right) = \frac{445.7}{10 \times 0.5609} \times \left(1 - \frac{0.691 \times 0.848}{0.328} \right) = -62.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{PC 鋼材図心 ; } \sigma_{cp,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{445.7}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.691^2}{0.328} \right) = 195.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 ; } \sigma_{cu,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1} \right) = \frac{445.7}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.691 \times 0.802}{0.328} \right) = 213.7 \text{ kg/cm}^2$$

断面 5

$$e_p = y_{c1} + y_p = -0.691 \text{ m}, \quad P_i = N \cdot \sigma_{pi} \cdot A_p = 469.7 \text{ t}$$

$$\sigma_{cp,t} = \frac{P_i}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{469.7}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.691^2}{0.328} \right) = 205.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{p, E} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_p}{E_{c1}} \cdot \sigma_{cp,t} \cdot \frac{N-1}{N} = \frac{1}{2} \times \frac{20 \times 10^5}{3.5 \times 10^5} \times 205.6 \times \frac{4-1}{4} = 441 \text{ kg/cm}^2 = 4.4 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{pt} = \sigma_{pi} - \Delta \sigma_{p, E} = 100.9 \text{ kg/mm}^2$$

$$P_t = N \cdot A_p \cdot \sigma_{pt} = 450.0 \text{ t}$$

$$\text{上縁 ; } \sigma_{co,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1}'' \right) = \frac{450.0}{10 \times 0.5609} \times \left(1 - \frac{0.691 \times 0.898}{0.328} \right) = -63.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{PC 鋼材図心 ; } \sigma_{cp,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p^2}{r_{c1}^2} \right) = \frac{450.0}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.691^2}{0.328} \right) = 197.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁 ; } \sigma_{cu,t} = \frac{P_t}{A_{c1}} \left(1 + \frac{e_p}{r_{c1}^2} y_{c1} \right) = \frac{450.0}{10 \times 0.5609} \times \left(1 + \frac{0.691 \times 0.802}{0.328} \right) = 215.8 \text{ kg/cm}^2$$

3) プレストレスの減少

クリープ係数 φ_{ti} を次のようにとる。

$$\varphi_{t1} = \varphi_t = 90 \text{ 日} = 1.2 : \text{場所打ちコンクリート施工時}$$

$$\varphi_{t2} = \varphi_t = 120 \text{ 日} = 1.3 : \text{橋面工施工時}$$

$$\varphi_{t3} = \varphi_t = 150 \text{ 日} = 1.4 : \text{最初の活荷重載荷時}$$

$$\varphi_{\infty} = \varphi_t = \infty = 2.0$$

$$\Delta\varphi_1 = \varphi_t = 90 - \varphi_t = 0 = 1.2 - 0 = 1.2$$

$$\Delta\varphi_2 = \varphi_t = 120 - \varphi_t = 90 = 1.3 - 1.2 = 0.1$$

$$\Delta\varphi_3 = \varphi_t = 150 - \varphi_t = 120 = 1.4 - 1.3 = 0.1$$

$$\Delta\varphi_4 = \varphi_t = \infty - \varphi_t = 150 = 2.0 - 1.4 = 0.6$$

プレストレス導入から場所打ちコンクリート施工まで

$$\sigma_{p\varphi_1} = \frac{\Delta\varphi_1}{\varphi_{\infty}} \cdot \frac{n\varphi_{\infty}\Sigma\sigma_{cp1} + E_p \varepsilon_s}{1 + \frac{n\sigma_{cp,t}}{\sigma_{pt}} \cdot \left(1 + \frac{\Delta\varphi_1}{2}\right)} + 0.05 \sigma_{pt}, \quad \Sigma\sigma_{cp1} = \sigma_{cp,t} + \sigma_{cp,d0}$$

場所打ちコンクリート施工から橋面施工まで

$$\sigma_{p\varphi_2} = \frac{\Delta\varphi_2}{\varphi_{\infty}} \cdot \frac{n\varphi_{\infty}\Sigma\sigma_{cp2} + E_p \varepsilon_s}{1 + \alpha_{e1} \left(1 + \frac{\Delta\varphi_2}{2}\right)}, \quad \Sigma\sigma_{cp2} = \eta_1 \sigma_{cp,t} + \sigma_{cp,d0} + \sigma_{cp,d1},$$

$$\alpha_{e1} = n \frac{A_p}{A_{e2}} \left(1 + \frac{e_{pe1}^2}{r_{e1}^2}\right), \quad \eta_1 = \frac{\sigma_{pt} - \sigma_{p\varphi_1}}{\sigma_{pt}}$$

橋面施工から最初の活荷重載荷まで

$$\sigma_{p\varphi_3} = \frac{\Delta\varphi_3}{\varphi_{\infty}} \cdot \frac{n\varphi_{\infty}\Sigma\sigma_{cp3} + E_p \varepsilon_s}{1 + \alpha_{e2} \left(1 + \frac{\Delta\varphi_3}{2}\right)}, \quad \Sigma\sigma_{cp3} = \eta_2 \sigma_{cp,t} + \sigma_{cp,d0} + \sigma_{cp,d1} + \sigma_{cp,d2} + \sigma_{cp,d3}$$

$$\alpha_{e2} = n \frac{A_p}{A_{e2}} \left(1 + \frac{e_{pe2}^2}{r_{e2}^2}\right), \quad \eta_2 = \frac{\sigma_{pt} - \sigma_{p\varphi_1} - \sigma_{p\varphi_2}}{\sigma_{pt}}$$

最初の活荷重載荷から以後

$$\sigma_{p\varphi_4} = \frac{\Delta\varphi_4}{\Delta\varphi_3} \cdot \frac{1 + \alpha_{e2} \left(1 + \frac{\Delta\varphi_3}{2}\right)}{1 + \alpha_{e2} \left(1 + \frac{\Delta\varphi_4}{2}\right)}$$

以上の結果を総合して P C 鋼材応力度の減少 $\sigma_{p\phi+r}$ を求める。

$$\Delta\sigma_{p\phi+r} = \sigma_{p\phi_1} + \sigma_{p\phi_2} + \sigma_{p\phi_3} + \sigma_{p\phi_4}$$

ここで $n = E_p/E_c = 5.714$

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

$$\varepsilon_s = \text{コンクリートの乾燥収縮度} = 15 \times 10^{-5}$$

$$\Sigma_{cp,i} = \text{P C 鋼材図心位置のコンクリートの応力度}$$

$$\alpha_{ei} = \text{断面による定数}$$

$$\eta_i = \text{各施工時の有効係数}$$

各式はつぎのようになる。

$$\sigma_{p\phi_1} = \frac{6.857 \Sigma \sigma_{cp1} + 180}{1 + 9.142 \times \frac{\sigma_{cp,t}}{\sigma_{pt}}} + 0.05 \sigma_{pt}$$

$$\sigma_{p\phi_2} = \frac{0.571 \Sigma \sigma_{cp2} + 15}{1 + 1.05 \cdot \alpha_{e1}}$$

$$\sigma_{p\phi_3} = \frac{0.571 \Sigma \sigma_{cp3} + 15}{1 + 1.05 \cdot \alpha_{e2}}$$

$$\sigma_{p\phi_4} = \frac{6 + 6.3 \alpha_{e2}}{1 + 1.3 \alpha_{e2}} \sigma_{p\phi_3}$$

表 - 22 プレストレスの減少

断面	プレストレス導入から現場打ちコンクリート施工まで(I)		場所打ちコンクリート施工から橋面施工まで(II)		橋面施工から最初の活荷重載荷まで(III)		最初の活荷重載荷から最終まで(IV)	
	$\sigma_{p\phi_1}$ kg/cm ²	η_1	$\sigma_{p\phi_2}$ kg/cm ²	η_2	$\sigma_{p\phi_3}$	η_3	$\sigma_{p\phi_4}$	η_4
0'	930	0.900	37	0.896	37	0.892	221	0.868
1	1146	0.878	47	0.873	44	0.868	261	0.841
2	1289	0.865	46	0.860	40	0.856	236	0.832
3	1407	0.856	46	0.852	38	0.848	223	0.825
4	1442	0.856	45	0.851	35	0.848	206	0.827
5	1452	0.856	44	0.852	34	0.848	200	0.829

プレストレスの減少量：

$$(I) \text{ の状態 ; } \Delta\sigma_{co,1} = (\eta_1 - 1.0) \sigma_{co,t}, \quad \Delta\sigma_{cu,1} = (\eta_1 - 1.0) \sigma_{cu,t}$$

$$(II) \text{ の状態 ; } \Delta\sigma_{co,2} = (\eta_2 - \eta_1) \sigma_{co,t}, \quad \Delta\sigma_{cu,2} = (\eta_2 - \eta_1) \sigma_{cu,t}$$

$$(III) \text{ の状態 ; } \Delta\sigma_{co,3} = (\eta_3 - \eta_2) \sigma_{co,t}, \quad \Delta\sigma_{cu,3} = (\eta_3 - \eta_2) \sigma_{cu,t}$$

$$(IV) \text{ の状態 ; } \Delta\sigma_{co,4} = (\eta_4 - \eta_3) \sigma_{co,t}, \quad \Delta\sigma_{cu,4} = (\eta_4 - \eta_3) \sigma_{cu,t}$$

4) 二次応力について

プレキャストコンクリートと現場打ちコンクリートとの材令の相違にもとづくクリープ、乾燥収縮差によって二次応力を生ずる。（図－7 参照）

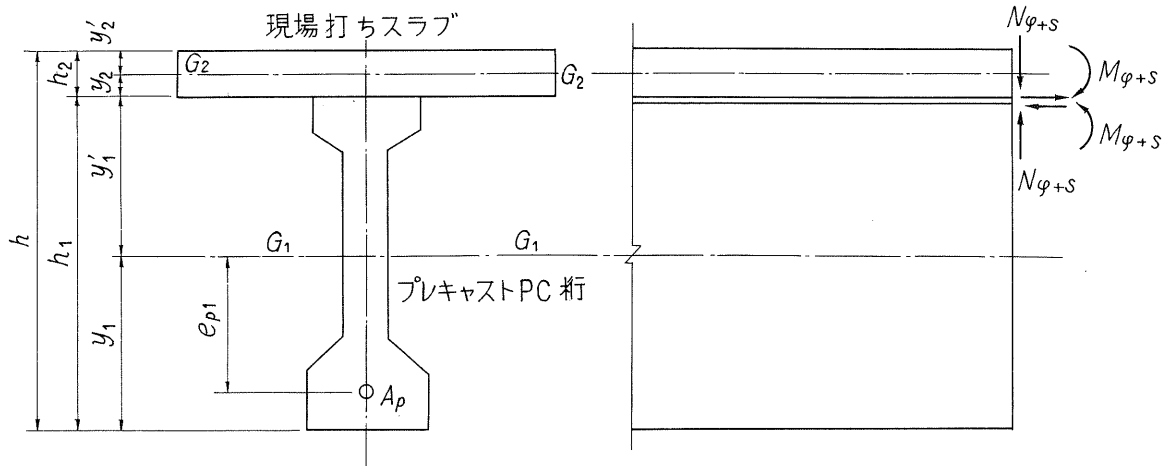


図7. クリープ、乾燥収縮差による二次応力計算の仮定

$$\begin{aligned} N_{\varphi+s} &= \frac{K' \cdot M_p \cdot (B D - C)}{B \cdot F - C^2} + \frac{C - B \cdot Y_1'}{B \cdot F - C^2} (K' \cdot M_{d0} + K \cdot M_{d1}) + \frac{K'' \cdot B \cdot I_{c1}}{B \cdot F - C^2} \\ M_{\varphi+s} &= \frac{K' \cdot M_p \cdot (F - C \cdot D)}{B \cdot F - C^2} + \frac{C Y_1' - F}{B \cdot F - C^2} (K' \cdot M_{d0} + K \cdot M_{d1}) - \frac{K'' \cdot C \cdot I_{c1}}{B \cdot F - C^2} \end{aligned}$$

ここで

$$B = 1 + \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}}, \quad C = y'_1 - \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} y_2, \quad D = y'_1 - \frac{r_{c1}^2}{e_{p1}}, \quad F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + \frac{E_{c1} \cdot I_{c1}}{E_{c2} \cdot I_{c2}} (r_{c2}^2 + y_2^2)$$

$$K = \frac{\varphi_{\infty}}{1 + \varphi_{\infty}} \quad , \quad K' = \frac{\varphi_t}{1 + \varphi_{\infty}} \quad , \quad K'' = \frac{E_{c1} \cdot \varepsilon_s}{1 + \varphi_{\infty}}$$

これによる二次応力は次の計算式で求められる。

$$\begin{aligned} \text{スラブ上縁} ; \sigma_{co,s} &= -\frac{N_{\varphi+s}}{Ac_2} - \frac{M_{\varphi+s} - N_{\varphi+s} \cdot y_b}{W_2'} \\ \text{スラブ下縁} ; \sigma_{cu,s} &= -\frac{N_{\varphi+s}}{Ac_2} - \frac{M_{\varphi+s} - N_{\varphi+s} \cdot y_b}{W_b} \\ \text{P C 桁上縁} ; \sigma_{co,b} &= \frac{N_{\varphi+s}}{Ac_1} + \frac{M_{\varphi+s} + N_{\varphi+s} \cdot y_{e1}''}{W_{e1}''} \\ \text{P C 桁下縁} ; \sigma_{cu,b} &= \frac{N_{\varphi+s}}{A_{e1}} - \frac{M_{\varphi+s} + N_{\varphi+s} \cdot y_{e1}''}{W_{e1}''} \end{aligned}$$

表 - 23 スラブと P C 桁の材令差による応力度

断面	ス ラ ブ kg/cm ²						P C 桁 kg/cm ²					
	合成後から活荷重 載荷まで。		合成後からクリー プ, 乾燥収縮完了 まで。		活荷重載荷時から クリープ, 乾燥収 縮完了まで。		合成後から活荷重 載荷まで。		合成後からクリー プ, 乾燥収縮完了 まで。		活荷重載荷時から クリープ, 乾燥収 縮完了まで。	
	$\sigma_{co,s}'$	$\sigma_{cu,s}'$	$\sigma_{co,s}$	$\sigma_{cu,s}$	$\sigma_{co,s}''$	$\sigma_{cu,s}''$	$\sigma_{co,B}'$	$\sigma_{cu,B}'$	$\sigma_{co,B}$	$\sigma_{cu,B}$	$\sigma_{co,B}''$	$\sigma_{cu,B}''$
0'	3.2	2.8	5.0	4.6	1.8	1.8	- 5.5	2.8	- 9.0	4.5	- 3.5	1.7
1	4.7	4.7	8.7	8.3	4.0	3.6	- 12.4	4.2	- 22.4	7.7	- 10.0	3.5
2	4.6	4.6	9.2	9.1	4.6	4.5	- 12.3	4.1	- 24.3	8.2	- 12.0	4.1
3	5.0	4.9	10.6	10.0	5.6	5.1	- 13.1	4.4	- 27.1	9.0	- 14.0	4.6
4	5.5	5.6	11.9	11.2	6.4	5.6	- 14.9	4.9	- 30.5	10.1	- 15.6	5.2
5	6.0	5.7	12.4	11.6	6.4	5.9	- 15.5	5.1	- 31.5	10.5	- 16.0	5.4

$$\begin{aligned} \ast \quad \sigma_{co,s}'' &= \sigma_{co,s} - \sigma_{co,s}', & \sigma_{cu,s}'' &= \sigma_{cu,s} - \sigma_{cu,s}' \\ \sigma_{co,B}'' &= \sigma_{co,B} - \sigma_{co,B}', & \sigma_{cu,B}'' &= \sigma_{cu,B} - \sigma_{cu,B}' \end{aligned}$$

5) プレキャスト P C 桁と現場打ち R C スラブとの温度差による応力度

温度差がスラブ内で一様に分布し, $t^{\circ}\text{C}$ であるときの N_t , M_t は次式で求められる。

(図 - 8 参照)

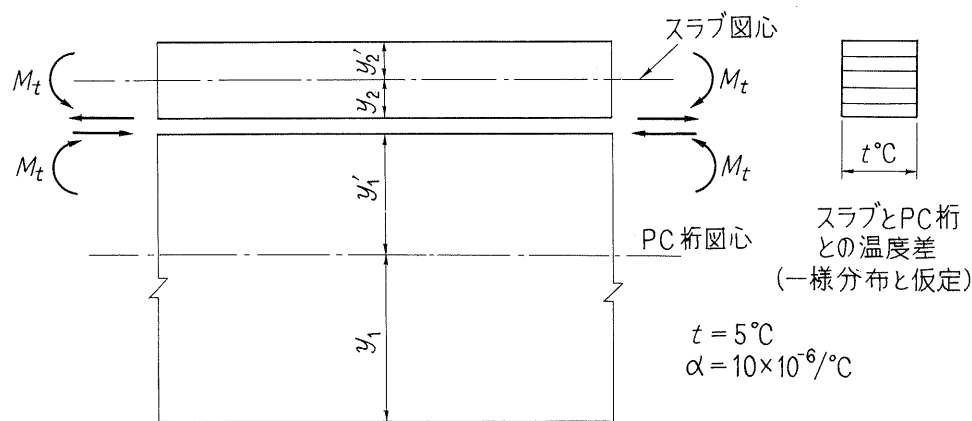


図 8. プレキャスト P C 桁と現場打ち R C スラブとの温度差

$$\left. \begin{aligned} N_t &= -\alpha \cdot t \cdot E_{c1} \cdot \frac{B}{B \cdot F - C^2} \\ M_t &= \alpha \cdot t \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot \frac{C}{B \cdot F - C^2} \end{aligned} \right\}$$

これによる応力度は

$$\begin{aligned}
&\left. \begin{aligned}
\text{スラブ上縁 ; } \sigma_{co,st} &= -\frac{N_t}{A_{c2}} - \frac{M_t - N_t \cdot y_b}{W_2'} \\
\text{スラブ下縁 ; } \sigma_{cu,st} &= -\frac{N_t}{A_{c2}} + \frac{M_t - N_t \cdot y_b}{W_b} \\
\text{P C 桁上縁 ; } \sigma_{co,Bt} &= \frac{N_t}{A_{e1}} + \frac{M_t + N_t \cdot y_{e1}''}{W_{e1}''} \\
\text{P C 桁下縁 ; } \sigma_{cu,Bt} &= \frac{N_t}{A_{e1}} - \frac{M_t + N_t \cdot y_{e1}''}{W_{e1}}
\end{aligned} \right\}
\end{aligned}$$

表-24 プレキャストPC桁と現場打ちRCスラブとの温度差による応力度 ($t = 5^\circ\text{C}$)

断面	N_t, t	$M_t, t \cdot m$	RCスラブの応力度 kg/cm^2		プレキャストPC桁の応力度 kg/cm^2	
			スラブ上縁 $\sigma_{co,st}$	スラブ下縁 $\sigma_{cu,st}$	P C 桁上縁 $\sigma_{co,Bt}$	P C 桁下縁 $\sigma_{cu,Bt}$
0	-26.9	-1.1	5.0	6.3	-11.1	5.5
1	-21.2	-0.8	3.7	5.1	-12.3	4.2
2	-21.2	-0.8	3.7	5.1	-12.3	4.1
3	-21.2	-0.8	3.7	5.1	-12.3	4.0
4	-21.2	-0.8	3.7	5.1	-12.3	4.0
5	-21.2	-0.8	3.7	5.1	-12.3	4.0

6) 合成応力度

PC桁製作、現場コンクリート打設時および活荷重載荷時などの合成応力度は表-25 ~ 表-30 の値になる。

7) 引張鉄筋の使用

クリープ、乾燥収縮完了後に設計荷重作用時にスパン中央 (断面-5, 表-30 参照) に -10.7 kg/cm^2 の引張応力度を生ずる。この引張応力の全部をパーシャルプレストレスingの考え方によって鉄筋で負担する。所要鉄筋量は次の通りである。(図-9 参照)

$$x = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_c} \cdot h = \frac{10.7}{85.2 + 10.7} \times 165 = 18.4 \text{ m}$$

$$T = \frac{1}{2} \cdot x \cdot b \cdot \sigma_c = \frac{1}{2} \times 18.4 \times 65 \times 10.7 = 6398.6 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{T}{\sigma_{sa}} = \frac{6398.6}{1800} = 3.55 \text{ cm}^2$$

$4 \phi D 13 = 5.07 \text{ cm}^2$ を使用する。

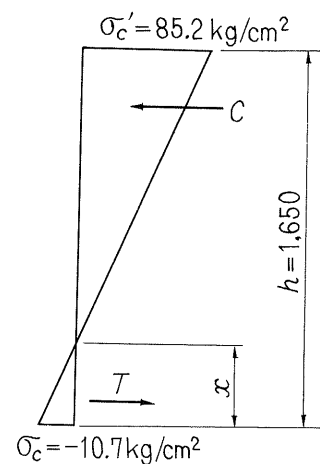


図 9.

表-25 合成応力度

断面 0'

状態	コンクリートの曲げ応力度, kg/cm^2				許容応力度, kg/cm^2		
	応力度合成位置	スラブ	プレキャストPC桁		スラブ	プレキャストPC桁	
		上縁	上縁	下縁	上縁	上縁	下縁
導 入 直 後	プレストレス	—	47.2	42.1	—	-10	180
	桁自重による応力度	—	8.2	-8.3			
	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	55.4	33.8			
施 工 時 打 ち コ ン ク リ ー ト	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	55.4	33.8	—	-10	180
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	7.4	-7.5			
	型わくによる応力度	—	1.4	-1.4			
	プレストレスの減少 ($t=90$ 日)	—	-4.7	4.2			
	完了時の合成応力度	—	59.5	20.7			
最 初 の 活 荷 重 作 用 時	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	55.4	33.8	80	140	-15
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	7.4	-7.5			
	地覆・高欄荷重による応力度	0.6	0.4	-0.9			
	舗装による応力度	0.9	0.7	-1.5			
	活荷重載荷時までの材令差による応力度	3.2	-5.5	2.8			
	" " プレストレスの減少	—	-5.1	-4.6			
	" " 直前までの静荷重による応力度	4.7	53.3	22.1			
	活荷重による応力度	3.9	3.1	-9.4			
	合成応力度	8.6	56.4	12.7			
ク リ ー プ 、 乾 燥 収 縮 終 了 時	活荷重載荷直前までの静荷重による応力度	4.7	53.3	22.1	80	140	-15
	" 以後に生ずる材令差による応力度	1.8	-3.5	1.7			
	" " プレストレスの減少	—	-1.1	-1.0			
	全静荷重作用時の合成応力度	6.5	48.7	22.8			
	活荷重による応力度	3.9	3.1	-9.4			
	設計作用時の合成応力度	10.4	51.8	13.4			
	温度差による応力度	5.0	-11.1	5.5			
	(設計荷重+温度差)による応力度	15.4	40.7	18.9	80	140	-15

表 - 26 合 成 応 力 度

断 面 1

状 態	コンクリートの曲げ応力度, kg/cm^2				許容応力度, kg/cm^2		
	応 力 度 合 成 位 置	ス ラ ブ	プレキャストPC桁		ス ラ ブ	プレキャストPC桁	
		上 縁	上 縁	下 縁	上 縁	上 縁	下 縁
導 入 直 後 の プレ ス ト レ ス	プレストレス	—	2 0.3	1 2 4.9	—	- 1 0	1 8 0
	桁自重による応力度	—	3 4.6	- 3 2.0			
	(プレストレス) + (桁自重による応力度)	—	5 4.9	9 2.9			
施 工 時 の 場 所 打 ち コ ン ク リ ー ト	(プレストレス) + (桁自重による応力度)	—	5 4.9	9 2.9	—	- 1 0	1 8 0
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	3 1.2	- 2 7.9			
	型わくによる応力度	—	5.8	- 5.2			
	プレストレスの減少 (t = 90 日)	—	- 2.5	- 1 5.2			
	完了時の合成応力度	—	8 9.4	4 4.6			
最 初 の 活 荷 重 作 用 時	(プレストレス) + (桁自重による応力度)	—	5 4.9	9 2.9	8 0	1 4 0	- 1 5
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	3 1.2	- 2 7.9			
	地覆・高欄荷重による応力度	1.9	1.5	- 3.6			
	舗装による応力度	3.2	2.4	- 6.0			
	活荷重載荷時までの材令差による応力度	4.7	- 1 2.4	4.2			
	" " プレストレスの減少	—	- 2.7	- 1 6.4			
	" " 直前までの静荷重による応力度	9.8	7 4.9	4 3.2			
	活荷重による応力度	1 3.2	1 0.0	- 2 5.1			
ク リ ー プ 、 乾 燥 収 縮 終 了 時	合成 応 力 度	2 3.0	8 4.9	1 8.1	8 0	1 4 0	- 1 5
	活荷重載荷直前までの静荷重による応力度	9.8	7 4.9	4 3.2			
	" 以後に生ずる材令差による応力度	4.0	- 1 0.0	3.5			
	" " プレストレスの減少	—	- 0.5	- 3.4			
	全静荷重作用時の合成応力度	1 3.8	6 4.4	4 6.7			
	活荷重による応力度	1 3.2	1 0.0	- 2 5.1			
	設計作用時の合成応力度	2 7.0	7 4.4	2 1.6			
	温度差による応力度	3.7	- 1 2.3	4.2			
	(設計荷重 + 温度差) による応力度	3 0.7	6 2.1	2 5.8	8 0	1 4 0	- 1 5

表 - 27 合 成 応 力 度

断 面 2

状 態	コンクリートの曲げ応力度, kg/cm^2			許容応力度, kg/cm^2		
	応 力 度 合 成 位 置	ス ラ ブ	プレキャストPC桁	ス ラ ブ	プレキャストPC桁	
		上 縁	上 縁 下 縁	上 縁	上 縁 下 縁	
導 入 直 後 プ レ ス ト レ ス	プレストレス	—	-27.6 173.2	—	-10	180
	桁自重による応力度	—	52.6 -49.3			
	(プレストレス) + (桁自重による応力度)	—	25.0 123.9			
施 工 時 打 ち コ ン ク リ ー ト	(プレストレス) + (桁自重による応力度)	—	25.0 123.9	—	-10	180
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	47.1 -41.6			
	型わくによる応力度	—	8.7 -7.7			
	プレストレスの減少 ($t = 90$ 日)	—	3.7 -23.4			
	完了時の合成応力度	—	84.5 51.2			
最 初 の 活 荷 重 作 用 時	(プレストレス) + (桁自重による応力度)	—	25.0 123.9	80	140	-15
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	47.1 -41.6			
	地覆・高欄荷重による応力度	2.9	2.2 -5.5			
	舗装による応力度	4.7	3.6 -8.9			
	活荷重載荷時までの材令差による応力度	4.6	-12.3 4.1			
	" " プレストレスの減少	—	3.9 -25.0			
	" " 直前までの静荷重による応力度	12.2	69.5 47.0			
	活荷重による応力度	19.9	15.1 -37.6			
	合 成 応 力 度	32.1	84.6 9.4			
ク リ ー プ 、 乾 燥 収 縮 終 了 時	活荷重載荷直前までの静荷重による応力度	12.2	69.5 47.0	80	140	-15
	" 以後に生ずる材令差による応力度	4.6	-12.0 4.1			
	" " プレストレスの減少	—	0.7 -4.2			
	全静荷重作用時の合成応力度	16.8	58.2 46.9			
	活荷重による応力度	19.9	15.1 -37.6			
	設計作用時の合成応力度	36.7	73.3 9.3			
	温度差による応力度	3.7	-12.3 4.0			
	(設計荷重 + 温度差) による応力度	40.4	61.0 13.3	80	140	-15

表-28 合成応力度

断面 3

状態	コンクリートの曲げ応力度, kg/cm^2				許容応力度, kg/cm^2		
	応力度合成位置	スラブ	プレキャストPC桁		スラブ	プレキャストPC桁	
		上縁	上縁	下縁	上縁	上縁	下縁
導 入 直 後 プレ ス ト レ ス	プレストレス	—	-55.0	203.4	—	-10	180
	桁自重による応力度	—	65.4	-62.0			
	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	10.4	141.4			
施 工 時 場 所 打 ち コ ン ク リ ー ト	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	10.4	141.4	—	-10	180
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	57.9	-51.1			
	型わくによる応力度	—	10.8	-9.5			
	プレストレスの減少 ($t = 90$ 日)	—	7.9	-29.3			
	完了時の合成応力度	—	87.0	51.5			
最 初 の 活 荷 重 作 用 時	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	10.4	141.4	80	140	-15
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	57.9	-51.1			
	地覆・高欄荷重による応力度	3.5	2.7	-6.7			
	舗装による応力度	5.8	4.4	-11.0			
	活荷重載荷時までの材令差による応力度	5.0	-13.1	4.4			
	" " プレストレスの減少	—	8.3	-30.9			
	" " 直前までの静荷重による応力度	14.3	70.6	46.1			
	活荷重による応力度	24.5	18.6	-46.2			
	合成応力度	38.8	89.2	-0.1			
ク リ ー プ 、 乾 燥 収 縮 終 了 時	活荷重載荷直前までの静荷重による応力度	14.3	70.6	46.1	80	140	-15
	" 以後に生ずる材令差による応力度	5.6	-15.6	5.2			
	" " プレストレスの減少	—	1.3	-4.7			
	全静荷重作用時の合成応力度	19.9	56.3	46.6			
	活荷重による応力度	24.5	18.6	-46.2			
	設計作用時の合成応力度	44.4	74.9	0.4			
	温度差による応力度	3.7	-12.3	4.0			
	(設計荷重+温度差)による応力度	48.1	62.6	4.4	80	140	-15

表-29 合成応力度

断面 4

状態	コンクリートの曲げ応力度, kg/cm^2			許容応力度, kg/cm^2		
	応力度合成位置	スラブ	プレキャストPC桁	スラブ	プレキャストPC桁	
		上縁	上縁 下縁	上縁	上縁 下縁	
導入直後 プレストレス	プレストレス	—	-62.5 213.7	—	-10 180	
	桁自重による応力度	—	72.7 -68.9			
	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	10.2 144.8			
施工時 場所打ちコンクリート	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	10.2 144.8	—	-10 180	
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	64.1 -56.3			
	型わくによる応力度	—	11.9 -10.4			
	プレストレスの減少 (t = 90日)	—	9.0 -30.1			
	完了時の合成応力度	—	95.2 48.0			
最初の活荷重用時	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	10.2 144.8	80	140 -15	
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	64.1 -56.3			
	地覆・高欄荷重による応力度	3.9	3.0 -7.4			
	舗装による応力度	6.4	4.9 -12.1			
	活荷重載荷時までの材令差による応力度	5.5	-14.9 4.9			
	" " プレストレスの減少	—	9.5 -31.8			
	" " 直前までの静荷重による応力度	15.8	76.8 42.1			
	活荷重による応力度	27.0	20.5 -51.0			
	合成応力度	42.8	97.3 -8.9			
クリープ、乾燥収縮終了時	活荷重載荷直前までの静荷重による応力度	15.8	76.8 42.1	80	140 -15	
	" 以後に生ずる材令差による応力度	6.4	-15.6 5.2			
	" " プレストレスの減少	—	1.3 -4.5			
	全静荷重用時の合成応力度	22.2	62.5 42.8			
	活荷重による応力度	27.0	20.5 -51.0			
	設計作用時の合成応力度	49.2	83.0 -8.2			
	温度差による応力度	3.7	-12.3 4.0			
	(設計荷重+温度差)による応力度	52.9	70.7 -4.2	80	140 -15	

表-30 合成応力度

断面 5

状態	コンクリートの曲げ応力度, kg/cm^2			許容応力度, kg/cm^2		
	応力度合成位置	スラブ	プレキャストPC桁	スラブ	プレキャストPC桁	
		上縁	上縁 下縁	上縁	上縁 下縁	
導 入 直 後 プレ ス ト レ ス	プレストレス	—	-63.1 215.8	—	-10	180
	桁自重による応力度	—	74.3 -70.4			
	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	11.2 145.4			
施 工 時 場 所 打 ち コ ン ク リ ー ト	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	11.2 145.4	—	-10	180
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	65.6 -57.6			
	型わくによる応力度	—	12.2 -10.7			
	プレストレスの減少($t=90$ 日)	—	9.1 -31.1			
	完了時の合成応力度	—	98.1 46.0			
最 初 の 活 荷 重 作 用 時	(プレストレス)+(桁自重による応力度)	—	11.2 145.4	80	140	-15
	場所打ちコンクリートによる応力度	—	65.6 -57.6			
	地覆・高欄荷重による応力度	4.0	3.0 -7.5			
	舗装による応力度	6.6	5.0 -12.4			
	活荷重載荷時までの材令差による応力度	6.0	-15.5 5.1			
	" " プレストレスの減少	—	9.7 -32.7			
	" " 直前までの静荷重による応力度	16.6	79.0 40.1			
	活荷重による応力度	27.7	21.0 -52.1			
	合成応力度	44.3	100.0 -12.0			
ク リ ー プ 、 乾 燥 収 縮 終 了 時	活荷重載荷直前までの静荷重による応力度	16.6	79.0 40.1	80	140	-15
	" 以後に生ずる材令差による応力度	6.4	-16.0 5.4			
	" " プレストレスの減少	—	1.2 -4.1			
	全静荷重作用時の合成応力度	23.0	64.2 41.4			
	活荷重による応力度	27.7	21.0 -52.1			
	設計作用時の合成応力度	50.7	85.2 -10.7			
	温度差による応力度	3.7	-12.3 4.0			
	(設計荷重+温度差)による応力度	54.4	72.9 -6.7	80	140	-15

8. 曲げ破壊にたいする安全度

スパン中央(断面-5)で安全度を検査する。

$$\text{中立軸の位置； } x = \frac{A_p \sigma_{pu}}{b \sigma_{ck}} = \frac{44.60 \times 17600}{239.7 \times 300} = 10.9 \text{ cm} < t = 16.0 \text{ cm}$$

$$\text{抵抗モーメント； } M_u = A_p \sigma_{pu} \left(d - \frac{x}{2} \right) = 44.60 \times 17600 \times \left(153.9 - \frac{10.9}{2} \right) = 1165.3 \text{ t-m}$$

$$\text{設計破壊曲げモーメント； } M_{u1} = 1.7 \times (D+L) = 957.6 \text{ t-m}$$

$$M_{u2} = 1.3 \times D + 2.5 \times L = 954.3 \text{ t-m}$$

$$\text{安全度； } F_1 = \frac{M_u}{M_{u1}} = \frac{1165.3}{957.6} = 1.22 > 1.0$$

$$F_2 = \frac{M_u}{M_{u2}} = \frac{1165.3}{954.3} = 1.22 > 1.0$$

したがって安全である。

9. 斜引張応力度および斜圧縮応力度の検査

斜引張応力度(σ_1)，斜圧縮応力度(σ_2)は次式で計算する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{\sigma_c}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_c^2 + 4\tau^2} \\ \sigma_2 &= \frac{\sigma_c}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_c^2 + 4\tau^2} \end{aligned} \right\}$$

ここで

$$\tau = \frac{QS}{bI}, \quad S = (\text{荷重によるせん断力}) - (\text{PC鋼材引張力の鉛直成分}) = S_E - P_V$$

σ_c = 垂直応力

計算結果は表-31 ~ 表-32の通りである。

表 - 31 最初の活荷重作用時およびクリープ、乾燥収縮終了時の斜応力度

状態	断面	プレキャスト桁図心 kg/cm^2				合成断面図心 kg/cm^2			
		σ_c	τ	σ_1	σ_2	σ_c	τ	σ_1	σ_2
最初の活荷重作用時	0'	3 4.6	4.0	- 0.5	3 5.1	4 0.1	4.4	- 0.5	4 0.6
	1	4 9.8	7.7	- 1.2	5 1.0	6 6.2	8.5	- 1.1	6 7.3
	2	4 5.1	7.7	- 1.3	4 6.9	6 3.5	8.2	- 1.0	6 4.5
	3	4 2.3	8.5	- 1.6	4 3.9	6 4.1	8.5	- 1.1	6 5.2
	4	4 1.6	7.3	- 1.2	4 2.8	6 7.5	7.2	- 0.8	6 8.3
	5	4 1.2	3.3	- 0.3	4 1.5	6 8.6	3.4	- 0.2	6 8.8
クリープ、乾燥収縮終了時	0'	3 6.2	4.2	- 0.5	3 3.1	3 9.2	4.6	- 0.5	3 9.7
	1	4 6.7	8.2	- 1.4	4 8.1	5 9.6	8.9	- 1.3	6 0.9
	2	3 9.7	8.1	- 1.6	4 1.3	5 5.3	8.4	- 1.2	5 6.5
	3	3 5.8	8.7	- 2.0	3 7.8	5 4.0	8.8	- 1.4	5 5.4
	4	3 5.1	7.3	- 1.5	3 6.6	5 7.4	7.2	- 0.9	5 8.3
	5	3 4.4	3.3	- 0.3	3 4.7	5 8.3	3.4	- 0.2	5 8.5

許容応力度 $\sigma_{1a} = - 10 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $\sigma_{2a} = 150 \text{ kg}/\text{cm}^2$

表 - 32 破壊荷重作用時

状態	断面	プレキャスト桁図心 kg/cm^2				合成断面図心 kg/cm^2			
		σ_c	τ	σ_1	σ_2	σ_c	τ	σ_1	σ_2
1.7 × (静荷重 + 活荷重)	0'	3 0.5	1 1.5	- 3.9	3 4.4	3 9.6	1 2.2	- 3.5	4 3.1
	1	1 9.5	2 2.6	- 1 4.9	3 4.4	4 2.5	2 4.0	- 1 0.8	5 3.3
	2					2 5.4	2 0.1	- 1 1.1	3 6.5
	3					1 6.5	1 7.1	- 1 0.7	2 7.2
	4					1 4.8	1 2.2	- 6.9	2 1.7
	5					1 5.1	5.9	- 2.0	1 7.1
1.3 × 静荷重 + 2.5 × 活荷重	0'	3 0.5	1 1.4	- 3.8	3 4.3	3 9.6	1 2.1	- 3.4	4 3.0
	1	1 9.7	2 2.8	- 1 5.0	3 4.7	4 2.5	2 4.2	- 1 1.0	5 3.5
	2					2 5.4	2 1.0	- 1 1.8	3 7.2
	3					1 6.5	1 8.6	- 1 2.1	2 8.6
	4					1 4.8	1 4.3	- 8.7	2 3.5
	5					1 5.1	8.5	- 3.8	1 8.9

許容応力度 $\sigma_{1a} = - 20 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $\sigma_{1\max} = - 40 \text{ kg}/\text{cm}^2$

以上の結果からいずれの場合も許容応力度以下であるので計算上は斜引張鉄筋を必要としない。したがって設計指針に定められた最小量以上の腹鉄筋を使用すればよい。

10. 変形量およびたわみ

1) プレキャスト P C 桁の縮み量

a) プレストレスによる弾性縮み

$$\Delta \ell_E = \int_0^{\ell} \frac{P_t}{E_c \cdot A_{c1}} \cdot dx = \frac{1}{E_c} \int_0^{\ell} \frac{P_t}{A_{c1}} dx = \frac{1}{E_c} \Sigma \frac{P_t}{A_{c1}} \cdot \Delta x = \frac{2 \times 10415 \times 10^2}{3.2 \times 10^5} = 0.65 \text{ cm}$$

b) コンクリートのクリープおよび乾燥収縮

プレストレス導入直後から場所打ちスラブ施工まで。

$$\begin{aligned} \Delta \ell_{\varphi_1} &= \frac{\Delta \varphi_1}{\varphi_{\infty}} \cdot \epsilon_s \cdot \ell + \Delta \varphi_1 \cdot \Delta \ell_E - \int_0^{\ell} \frac{P_{\varphi_1}}{2 E_c A_{e1}} \cdot dx \\ &= \frac{1.2}{2.0} \times 15 \times 10^{-5} \times 2920 + 1.2 \times 0.65 - \frac{2 \times 663.4 \times 10^2}{3.5 \times 10^5} = 1.01 \text{ cm} \end{aligned}$$

スラブコンクリート打設からクリープ、乾燥収縮終了まで。

$$\begin{aligned} \Delta \ell_{\varphi_2} &= \frac{\Delta \varphi_2}{\varphi_{\infty}} \epsilon_s \cdot \ell + \Delta \varphi_2 \cdot \Delta \ell_E - \int_0^{\ell} \frac{P_{\varphi_2}}{2 E_c A_{e2}} dx \\ &= \frac{0.8}{2.0} \times 15 \times 10^{-5} \times 2920 + 0.8 \times 0.65 - \frac{2 \times 92.1 \times 10^{-2}}{3.5 \times 10^5} = 0.69 \text{ cm} \end{aligned}$$

c) 温度変形

$$\Delta \ell_t = \alpha \cdot t \cdot \ell = \pm 15 \times 10^{-5} \times 2920 = \pm 0.44 \text{ cm}$$

d) 合成縮み

プレストレス導入直後からスラブコンクリート打設まで。

$$\text{最大縮み量} = 0.65 + 1.01 + 0.44 = 2.10 \text{ cm}$$

$$\text{最小縮み量} = 0.65 + 1.01 - 0.44 = 1.22 \text{ cm}$$

場所打ちスラブ施工以後。

$$\text{最大縮み量} = 0.69 + 0.44 = 1.13 \text{ cm}$$

$$\text{最小縮み量} = 0.69 - 0.44 = 0.25 \text{ cm}$$

2) 主桁のたわみ（スパン中央点）

a) プレストレス

$$\delta_{pt} = \int_0^{\ell} \frac{M_1 \cdot M_{pi}}{E_{c1} I_{o1}} dx = \frac{2 \sum_0^5 \frac{M_1 \cdot M_{pi}}{I_{o1}} \Delta s}{E_{c1}} = \frac{2 \times (-73075.5)}{3.2 \times 10^5} \times 10^2 = -4.57 \text{ cm}$$

b) プレキャスト桁自重

$$\delta_{d0} = \int_0^{\ell} \frac{M_1 \cdot M_{d0}}{E_{c1} I_{o1}} dx = \frac{2 \sum_0^5 \frac{M_1 \cdot M_{d0}}{I_{o1}} \Delta s}{E_{c1}} = \frac{2 \times 37647.7}{3.2 \times 10^5} \times 10^2 = 2.35 \text{ cm}$$

c) 場所打ちコンクリート

$$\delta_{d1} = \int_0^{\ell} \frac{M_1 \cdot M_{d1}}{E_{c2} I_{O2}} dx = \frac{2 \sum_0^5 \frac{M_1 \cdot M_{d1}}{I_{O2}} \cdot \Delta s}{E_{c2}} = \frac{2 \times 34144.5}{3.5 \times 10^6} \times 10^2 = 1.95 \text{ cm}$$

d) 地覆・高欄

$$\delta_{d2} = \int_0^{\ell} \frac{M_1 \cdot M_{d2}}{E_{c2} I_{O2}} dx = \frac{2 \sum_0^5 \frac{M_1 \cdot M_{d2}}{I_{O2}} \cdot \Delta s}{E_{c2}} = \frac{2 \times 2951.7}{3.5 \times 10^6} \times 10^2 = 0.17 \text{ cm}$$

e) 舗装

$$\delta_{ds} = \int_0^{\ell} \frac{M_1 \cdot M_{ds}}{E_{c2} \cdot I_{O2}} dx = \frac{2 \sum_0^5 \frac{M_1 \cdot M_{ds}}{I_{O2}} \cdot \Delta s}{E_{c2}} = \frac{2 \times 4857.1}{3.5 \times 10^6} \times 10^2 = 0.28 \text{ cm}$$

f) 活荷重

$$\delta_{\ell} = \int_0^{\ell} \frac{M_1 \cdot M_{\ell}}{E_{c2} \cdot I_{O2}} dx = \frac{2 \sum_0^5 \frac{M_1 \cdot M_{\ell}}{I_{O2}} \cdot \Delta s}{E_{c2}} = \frac{2 \times 20375.9}{3.5 \times 10^6} \times 10^2 = 1.16 \text{ cm}$$

g) PC桁と場所打ちコンクリートの材令差

最初の活荷重作用時

$$\delta_{\varphi_0}' = \int_0^{\ell} \frac{M_1 \cdot M_0'}{E_{c2} I_{O1}} dx = \frac{2 \sum_0^5 \frac{M_1 \cdot M_0'}{I_{O1}} \cdot \Delta s}{E_{c2}} = \frac{2 \times (-2812.9)}{3.5 \times 10^6} \times 10^2 = -0.16 \text{ cm}$$

クリープ，乾燥収縮完了時

$$\delta_{\varphi_0} = \int_0^{\ell} \frac{M_1 \cdot M_{t0}}{E_{c2} I_{c2}} dx = \frac{2 \sum_0^5 \frac{M_1 \cdot M_{t0}}{I_{c2}} \cdot \Delta s}{E_{c2}} = \frac{2 \times (-5683.3)}{3.5 \times 10^6} \times 10^2 = -0.32 \text{ cm}$$

h) 温度差

$$\delta_t = \int_0^{\ell} \frac{M_1 \cdot M_{t0}}{E_{c2} I_{O1}} dx = \frac{2 \sum_0^5 \frac{M_1 \cdot M_{t0}}{I_{O1}} \cdot \Delta s}{E_{c2}} = \frac{2 \times (-2549.3)}{3.5 \times 10^5} \times 10^2 = -0.15 \text{ cm}$$

コンクリートのクリープ，乾燥収縮によるたわみも弾性たわみと同様に計算できる。計算式は省略し結果のみを示す。

各施工段階	たわみ
0 ~ 90 日	- 1.92 cm
90 ~ 120 日	- 0.06 cm
120 ~ 150 日	- 0.02 cm
150 日 ~ ∞	- 0.01 cm

11. その他

以上の他に P C 桁の P C 鋼材応力の検査，横桁の設計が必要であるが省略する。

12. 設計図

以上の結果を総合して図－ 1 0， 1 1 の設計図を作成する。

反力表		橋台	橋脚
死荷重		428.4t	856.8t
活荷重		134.8t	202.9t
合計		563.2t	1059.7t

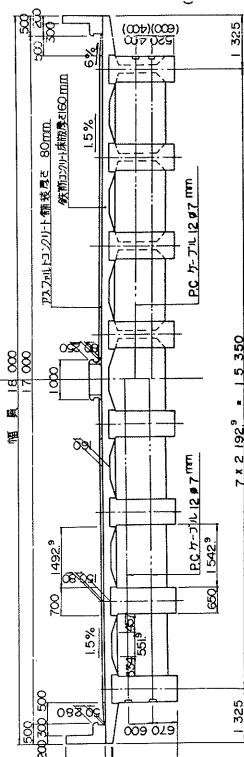
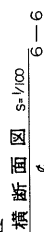
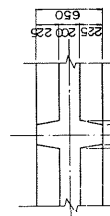
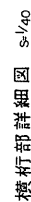
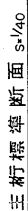
	橋台	橋脚
死荷重	428.4	856.8
活荷重	134.8	2029.2
合計	563.2	1059.7

材料強度

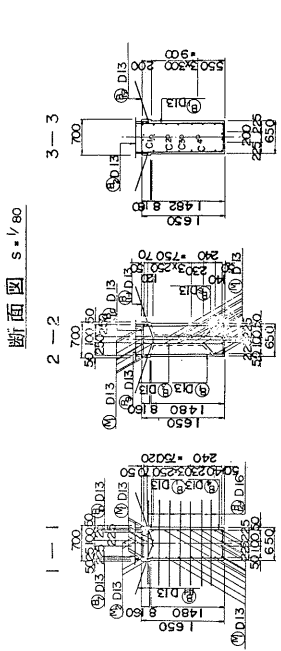
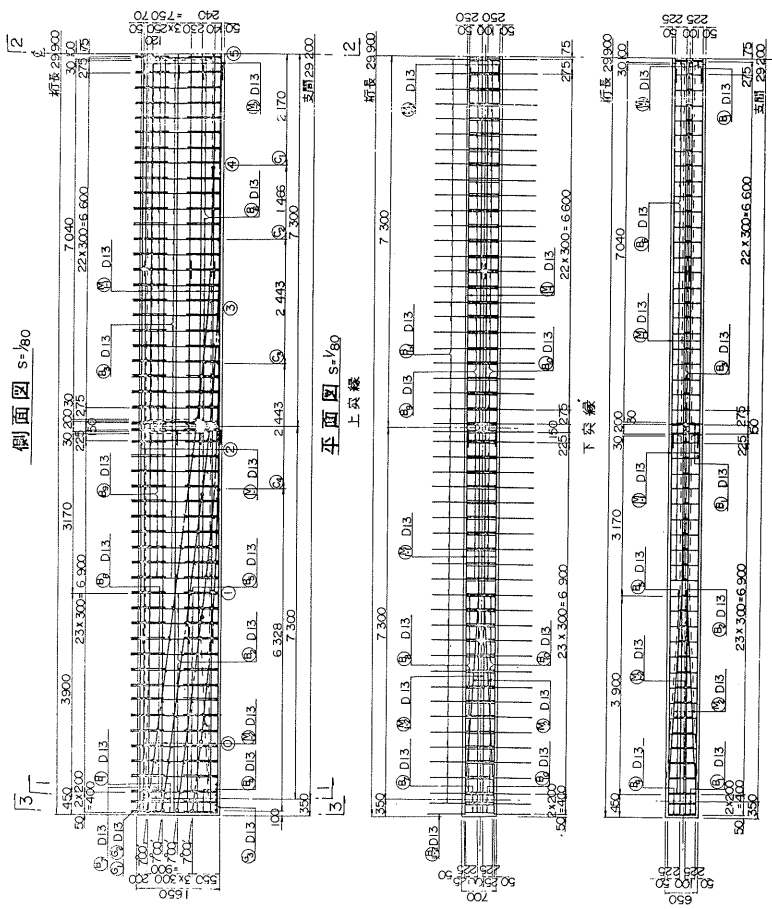
PC 鋼線と線 2124 mm ² /mm	主桁 横桁	PC 鋼線と線 2124 mm ² /mm
鋼線と線 177 mm ² /mm	400 350	鋼線と線 177 mm ² /mm
鋼線と線 150 mm ² /mm	鋼線と線 150 mm ² /mm	鋼線と線 150 mm ² /mm
鋼線と線 135 mm ² /mm	鋼線と線 135 mm ² /mm	鋼線と線 135 mm ² /mm
鋼線と線 123.9 mm ² /mm	鋼線と線 123.9 mm ² /mm	鋼線と線 123.9 mm ² /mm
鋼線と線 106.2 mm ² /mm	鋼線と線 106.2 mm ² /mm	鋼線と線 106.2 mm ² /mm
鋼線と線 155 mm ² /mm	鋼線と線 155 mm ² /mm	鋼線と線 155 mm ² /mm
鋼線と線 125 mm ² /mm	鋼線と線 125 mm ² /mm	鋼線と線 125 mm ² /mm
鋼線と線 108.5 mm ² /mm	鋼線と線 108.5 mm ² /mm	鋼線と線 108.5 mm ² /mm
鋼線と線 93 mm ² /mm	鋼線と線 93 mm ² /mm	鋼線と線 93 mm ² /mm

表料枝

種	型	別	形状寸法	単位	材行仕込量	全量	数量	標準
主	コ	型	6x400	mm	13.9	13.92	4488	新4487
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
主	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
主	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
主	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
主	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
主	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
主	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
主	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
主	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
主	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
主	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	
	コ	型	6x400	mm	13.9	13.9	13.92	

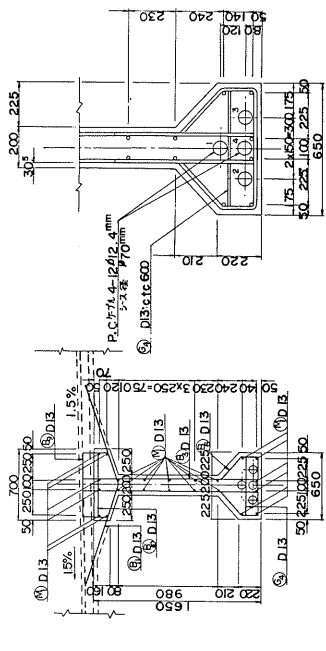


004-S45-PC-SUP-單純合成桁-11
(呼び支間) (幅員) (桁高)
30-18-1.65-一般図 縮尺 1/200
(P13016A)



主桁標準断面図 $s=1/40$

支間中央鋼線配置図 $s=1/20$



ケーブル形状寸法表

ケーブル種別	H ₁	H ₂	L ₁	ρ ₂	L ₃	2L ₂
①	1250	307	7738	5012	2170	29840
②	1070	307	6261	5012	3636	29818
③	770	307	3799	5012	6079	29780
④	470	307	1338	5012	8522	29744

V 建築構造物の設計計算例

1. 不静定構造物の計算例

- 多層1スパン一体式ラーメン構造を例にとる。

§ 1. 一般事項

1.1 建物概要

- a. 構造：地上6階，地下1階，鉄筋コンクリート造，一部プレストレストコンクリート造
- b. 建築面積：
- c. 延面積：
- d. 建設地：

1.2 構造概要

- a. コンクリートの種類： $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (RC部分)， 350 kg/cm^2 (PS部分)
- b. 鋼材の種類：SR24，SD35，12- $\phi 7$ mmケーブル
- c. 許容地耐力： 20 t/m^2 (長期)
- d. 許容杭支持力：——
- e. 設計震度： $k=0.2$
- f. 基礎の形式：ベタ基礎
- g. 壁：一体式
- h. 屋根板：一体式
- i. 床板：一体式
- j. その他：〇〇式プレストレス方式

1.3 施工計画

2階～R階梁のうちスパン18mの梁は，コンクリート打設後プレストレスを導入する。

1.4 許容応力度

- a. PS部分
(a-1) 鋼材 12- $\phi 7$ ケーブル

表 1

引 張 荷 重 (kg)	0.2%永久伸びに対 する荷重 (kg)	許容引張荷重 (kg)	施工時最大引張荷重 (kg)
7 1, 4 0 0	6 2, 4 0 0	4 6, 4 1 0	4 9, 9 8 0

(注) 1. 上表はすべて荷重表示とした。応力度表示とすることは、引張荷重→引張強さ(kg/mm^2)、
0.2%永久伸びに対する荷重→耐力(kg/mm^2)となる。

許容引張荷重とは長期設計荷重状態において、こえてはならない荷重、施工時最大荷重とは
設計時に一時的に許される最大の荷重をいう。

$$2. \quad 71,400 \leftarrow \boxed{5,950} \times 12 \text{ [JIS G 3536 - 1971] [学規8条では } \boxed{6000} \text{]}$$

$$62,400 \leftarrow \boxed{5,200} \times 12 \text{ ["] [" でも } \boxed{5200} \text{]}$$

$$46,800 \leftarrow 71,400 \times \boxed{0.65} \text{ [学規45条]}$$

$$50,400 \leftarrow 71,400 \times \boxed{0.7} \text{ ["]}$$

(a-2) コンクリート $F_c = 350 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ($E_c = 3.0 \times 10^4 \text{ kg}/\text{cm}^2$)

表 2

圧 縮 応 力 度		引 張 応 力 度		斜張応力度
導 入 時	設計荷重時	導 入 時	設計荷重時	
140	122.5	0	0	8.6

$$(注) \quad 122.5 \leftarrow \boxed{350} \times 0.35 \text{ [学規40条]}$$

$$140 \leftarrow \boxed{350} \times 0.40 \text{ [全 上]}$$

$$0 \leftarrow \text{[学規41条]}$$

$$8.6 \leftarrow \boxed{122.5} \times 0.07 \text{ [学規43条]}$$

b. RC部分 (省略)

c. 地耐力: 長期 $20 \text{ ton}/\text{m}^2$, 短期 $40 \text{ ton}/\text{m}^2$

1.5 伏図・断面図

(ここでは基準階伏図, D通り断面図のみ示す。)

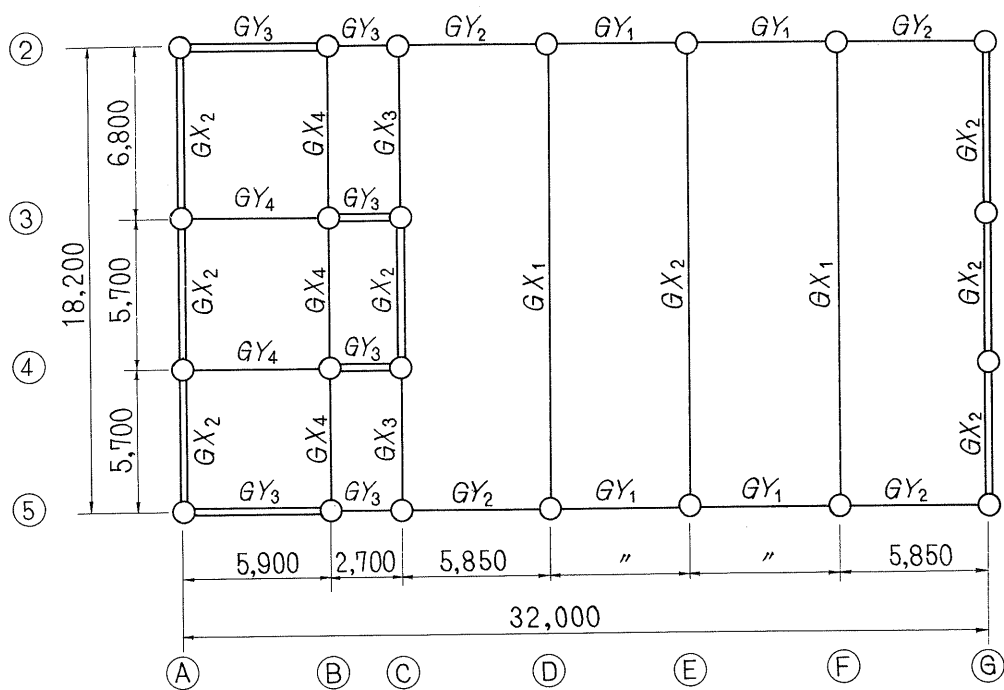


図1 基準降伏図

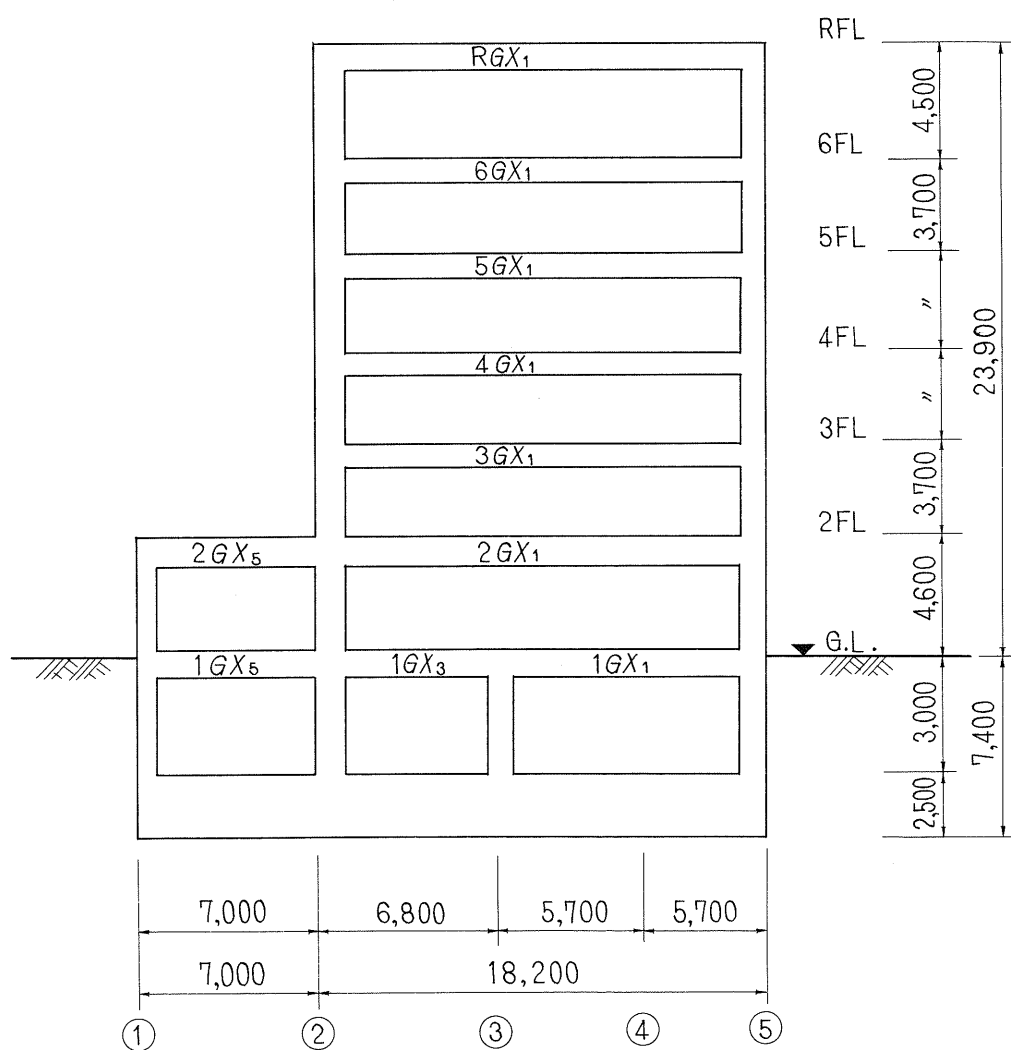


図2 D 通り断面図

1.6 固定荷重・積載荷重の仮定 …………… 表3 参照

表 3 設計用床荷重表 (kg/m²)

	床 用	ラ ー メ ン 用	地 震 用
R 階	$\begin{array}{r} 540 \\ 180 \\ \hline 720 \end{array}$	$\begin{array}{r} 540 \\ 130 \\ \hline 670 \end{array}$	$\begin{array}{r} 540 \\ 50 \\ \hline 590 \end{array}$
一般事務室	$\begin{array}{r} 350 \\ 300 \\ \hline 650 \end{array}$	$\begin{array}{r} 350 \\ 180 \\ \hline 530 \end{array}$	$\begin{array}{r} 350 \\ 80 \\ \hline 430 \end{array}$

上段はD. L. , 中段はL.L. , 下段はD.L. + L. L.

§ 2. 準備計算

2.1 ラーメン材の剛比

- (1) スラブの有効巾：片側スラブのとき $\phi = 1.5$, 両側スラブのとき $\phi = 2.0$ とする。※

※
(注) 学規 RC 8 条(1)式によると $\phi \div 2.1$, また坪井善勝の図表によっても $\phi \div 2.1$
旧学規 RC 8 条によると $\phi \div 1.8$

- (2) 柱の剛比 …………… 省 略

- (3) はりの剛比 …………… //

- (4) ラーメン部材剛比一覧図 …………… 省 略

2.2 鉛直荷重時の C , M₀ , Q₀ …………… 省 略

2.3 // 柱軸方向 …………… 省 略

2.4 地震時水平力 …………… 表 4 以外は省略

表 4 地震時重量一覧表

層	層重量 (t)	震 度	地震力 (t)	層せん断力 (t)
ベントハウス	243	0.3	73	73
R	764	0.23	172	245
6	690	0.22	152	397
5	663	0.21	140	537
4	663	0.2	133	670
3	696	0.2	160	830
2	1004	0.2	200	1030
1	1300	0.2	260	1290

§ 3 鉛直荷重時ラーメン応力の算定

3.1 D, L, + L, L, による応力 …………… 省 略

3.2 プレストレス導入による２次応力

(a) P C 梁の断面諸元 …………… 図 3 および表 5 参照

表 5 P C 梁 の 断 面 諸 元

断面諸元 位置	断 面 積 A (cm ²)	断面二次 モーメント I (10 ⁵ cm ⁴)	図心からの距離		断 面 係 数		核 距 離	
			上縁より	下縁より	上 縁	下 縁	上方へ	下方へ
			Y _上 (cm)	Y _下 (cm)	Z _上 (10 ⁵ cm ³)	Z _下 (10 ⁵ cm ³)	K _上 (cm)	K _下 (cm)
端 部 断 面 (図 3 (a))	5 7 0 0	44.928	36.77	53.23	1.221	0.844	14.81	21.43
中 央 断 面 (図 3 (b))	5 5 2 0	43.576	31.43	58.57	1.386	0.744	13.48	25.11

(b) 有効プレストレスの計算

ジャッキで鋼材を緊張し定着した直後に部材の緊張端においては, Jacking Force とほぼ等しいプレストレス力 P_0 が作用する。しかし緊張端からはなれた位置では鋼材に沿って分布する摩擦力によって, プレストレスが低下する。これを P_x とすると, 通常次の関係がある。

$$P_x = P_0(1 - \mu\alpha - \lambda\ell) \dots\dots (\text{学規 50 条(2)式})$$

ここに P_x = 緊張端から x の距離にある地点のプレストレス力

μ = 鋼材の単位角度変化 (ラジアン) 当りの摩擦損失係数

α = 鋼材の角度変化 (ラジアン)

λ = 鋼材の単位長さ (cm) 当りの摩擦損失係数

ℓ = 緊張端から x の地点までの鋼材の長さ (cm)

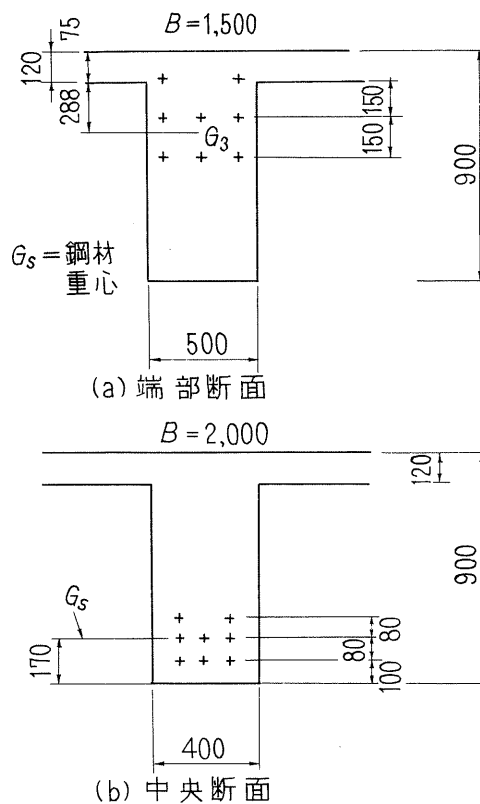


図 3

通常は緊張端の端部断面のプレストレス力は P_0 を使い, スパン中央 (両引きの場合) あるいは非緊張端 (片引きの場合) 断面の P_x を上式で計算する。

次に P_0 , P_x とも時日の経過に伴って減少して行く (コンクリートのクリープ, 鋼材のリラクセーションによる)。設計荷重時のプレストレス力を求める場合は便宜上次式を用いる。(学規 54 条第 1 項)。

$$P_e = P_0 \eta \text{ or } P_x \eta$$

ここに P_e = 有効プレストレス力

$$\eta = \begin{cases} 0.8 & \text{プレテンション方式の場合} \\ 0.85 & \text{ポストテンション方式の場合} \end{cases}$$

以上の諸関係式を用いて有効プレストレスを計算する。

(i) 緊張端

$$P_0 = 49.98^t \rightarrow 50^t \quad P_e = 50 \times 0.85 = 42.5^{(t)}, \quad 8 P_e = 340^{(t)}$$

(ii) 中央断面

$$\mu = 0.3, \quad \lambda = 0.005, \quad \alpha = 4 \times 0.44125 / 6.25, \quad \ell = 8.8 \text{ m}$$

を前式に代入して

$$(P_x)_{\text{中央}} = 50 (1 - 0.3 \times 4 \times 0.44125 / 6.25 - 0.005 \times 8.8) = 45.0^{(t)} \quad *$$

$$P_e = 45 \times 0.85 = 38.2^{(t)}, \quad 8 P_e = 305.6^{(t)}$$

(iii) 片引きの場合の非緊張端

$$(P_x)_{\text{端部}} = 45 - (50 - 45) = 40^{(t)}$$

$$P_e = 40 \times 0.85 = 34^{(t)}, \quad 8 P_e = 272^{(t)}$$

(※) 注. 放物線配置のケーブルの場合は下式が成立する。

$$\theta = \frac{2f}{\ell}$$

ただし記号については右図参照

図4のケーブル配置は①～②, ③～④の間は直線配置, ②～③の間は放物線配置である。

②～③間について上式を適用すると,

$$f = 415.7 + 25.55 = 441.25^{(\text{mm})}, \quad \ell = 6.25^{(\text{m})} \text{ を代入す}$$

ると

$$\theta = \frac{2 \times 0.44125}{6.25}$$

を得る。緊張端

①からスパン中央③までのケーブルの角度変化は, ①～②間で θ , ②～③

間で θ であるから, 結局

$$2\theta = \frac{4 \times 0.44125}{6.25}$$

となる。

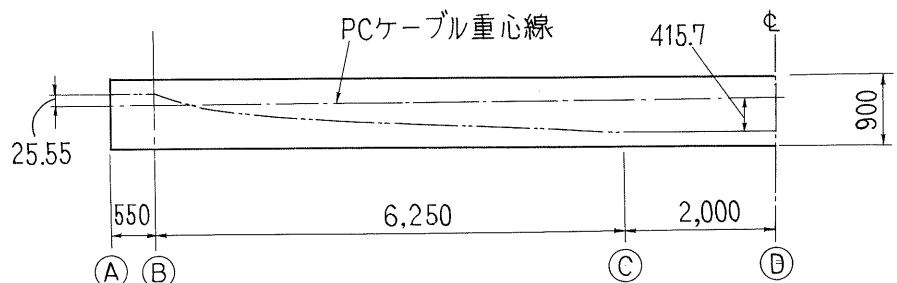
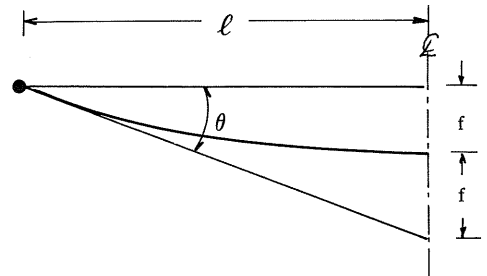


図 4

(c) 節点回転によるモーメントの計算

プレストレスを導入すると、はり端は回転しようとする。この原因は

(i) ケーブルの曲線配置に起因するもの $(M_r)_1$

(ii) ケーブルの偏心によるもの $(M_r)_2$

の2つである。数値計算は付図1を参照して $(M_r)_1 + (M_r)_2 = M_r$ の値を直接求めるのが普通である。

ここでは付図1の10をクリヤスパン $8.25\text{ m} \times 2$ に対して適用する。

$$M_r = \frac{305.6}{16.5} \{ 6.25(0.4157 - 0.02555) + 4.0 \times 0.4157 \} \div 76 \text{ tm}$$

このモーメントはラーメン計算におけるはりの固定端モーメントを与える。

(d) はりの軸長変化(短縮)によるモーメントの計算

はりの軸長が変化すると、柱に強制部材角を生ずる。これに対応する柱の固定端モーメントを求めておく。

○ 軸長の変化

$$\Delta \ell = \frac{P}{A} \cdot \frac{\ell}{E}$$

P = プレストレス力, 305.6 t

A = 断面積(基準断面を用いる), ここでは 5600 cm^2

ℓ = スパン, 17.6 m

E = コンクリートのヤング係数, $\frac{(2.7+3.2) \times 10^5}{2} \Rightarrow 3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ (学規 39 条)

よって

$$\Delta \ell = \frac{305.6 \times 10^3}{5.6 \times 10^3} \cdot \frac{17.6 \times 10^2}{3 \times 10^5} \Rightarrow 0.32 \text{ cm}$$

○ 強制部材角

$$R = \frac{0.32 \times \frac{1}{2}}{450}, \quad \frac{0.32 \times \frac{1}{2}}{370}, \quad \frac{0.32 \times \frac{1}{2}}{460} = 3.6, \quad 4.3, \quad 3.4 \times 10^{-4}$$

○ 固定端モーメント $M_{\Delta \ell}$

$$M_{\Delta \ell} = -6 E K_{ok} R$$

$$E = 3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_{ok} = \text{柱の剛度}, \quad \frac{I_c}{\ell} = \frac{7.8 \times 10^6 (\text{cm}^4)}{450 (\text{cm})}, \quad \frac{''}{370}, \quad \frac{''}{460} = 1.73, \quad 2.11, \quad 1.70 \times 10^4 \text{ cm}^3$$

よって,

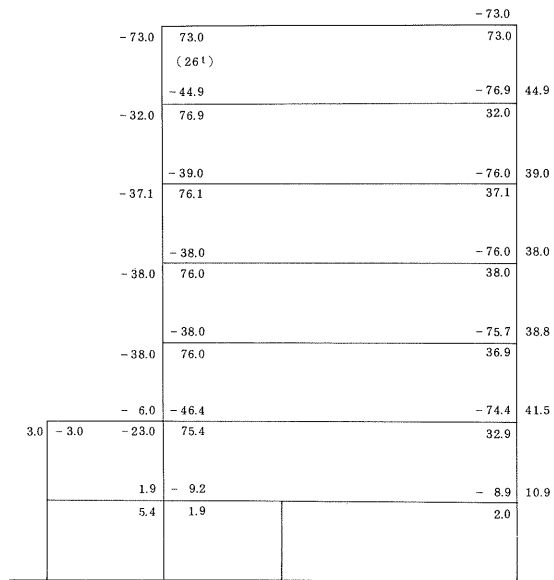
$$M_{\Delta \ell} = -6 \times 3 \times 10^5 \times 1.73 \times 10^4 \times 3.6 \times 10^{-4} = -112 \text{ (tm)} \quad (\text{最上階})$$

$$= -6 \times 3 \times 10^5 \times 2.11 \times 10^4 \times 4.3 \times 10^{-4} = -163 \quad (\text{中間階})$$

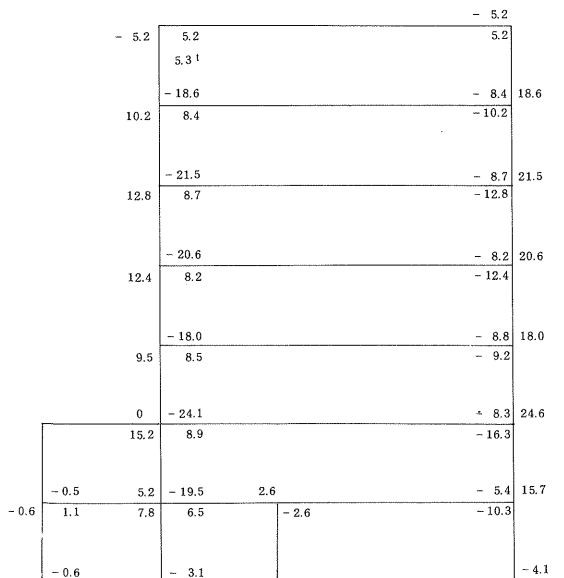
$$= -6 \times 3 \times 10^5 \times 1.70 \times 10^4 \times 3.4 \times 10^{-4} = -104 \quad (1 \text{ 階})$$

(e) 不静定ラーメン応力の計算

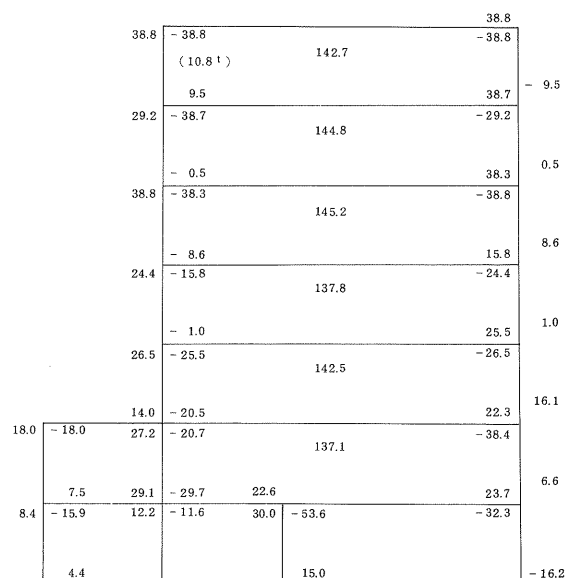
上記の $(M_R)_1 + (M_R)_2$, および M_{dl} を荷重項としてそれぞれのラーメン応力を求め、これを合計したものがプレストレスによる不静定二次モーメントとなる。鉛直荷重 (D. L. + L. L.) によるモーメントと不静定モーメントを合成したものが鉛直荷重時設計モーメントとなる。これらの計算結果を図 5 に示す。



(a) 節点回転によるもの



(b) はり軸長変化によるもの



(c) 設計荷重時のモーメント
〔 D. L. + L. L. + (a) + (b) 〕

図 5 不静定二次モーメント

§ 4 水平荷重時ラーメン応力の算定

計算結果のみを図 6 に示す。

§ 5 はり，柱の断面算定

(5 - 1) R C 部材……………省 略

(5 - 2) P C 部材……………R 階ばりの計算結果を

表 6 に示す。

§ 6 各種安全度の検定……………表 7 参照

§ 7 小はりおよびスラブの設計……………省 略

§ 8 基礎および基礎ばりの設計……………省 略

付図． D ラーメン詳細図

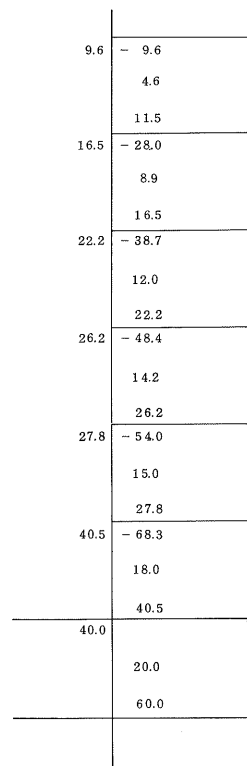


図 6 地震荷重によるラーメン応力

表 6 P C ばり断面縁応力度一覧表

階		R 階									
荷重時	諸元位置	断面積 A (cm ²)	P S 力 P (ton)	ケーブル 偏 心 e (cm)	断面係数 上端 Z ₁ 下端 Z ₂ (10 ⁵ cm ³)	モーメント M (tm)	平均 P S P/A (kg/cm ²)	P _e /Z ₁ P _e /Z ₂ (kg/cm ²)	M/Z ₁ M/Z ₂ (kg/cm ²)	縁応力 σ ₁ σ ₂ (kg/cm ²)	備考
導 入 時 (自重のみ)	中央	5520	360.0	41.57	1.386 0.744	126.7	65.2	- 107.9 + 201.1	+ 91.4 - 170.3	48.7 96.0	
	端部	5700	400.0	2.56	1.221 0.844	-10.8	70.2	+ 8.4 - 12.1	+ 8.8 + 12.8	69.8 70.9	
有 効 緊 張 力 時 (自重のみ)	中央	5520	305.6	41.57	1.386 0.744	126.7	55.4	- 91.7 + 170.7	+ 91.4 - 170.3	91.4 55.8	
	端部	5700	340.0	2.56	1.221 0.844	-10.8	59.6	+ 7.1 - 10.3	- 8.8 + 12.8	57.9 62.1	
設 計 荷 重 時	中央	5520	305.6	41.57	1.386 0.744	142.7	55.4	- 91.7 + 170.7	+ 103.0 - 191.8	66.7 34.3	
	端部	5700	340.0	2.56	1.221 0.844	-38.8	59.6	+ 7.1 - 10.3	- 31.8 + 46.0	34.9 95.3	
ひ び 割 れ 時 0.07F _c	中央	5520	305.6	41.57	1.386 0.744	162.2	55.4	- 91.7 + 170.7	+ 117.0 - 218.0	80.7 8.1	
	端部	5700	340.0	2.56	1.221 0.844	-72.8	59.6	+ 7.1 - 10.3	- 59.6 + 86.3	6.5 135.6	

表7 PCはり各種安全度検定一覧表

ラーメン記号		D	はり記号	R		
断面位置				外	中	内
曲げモーメント (t・m)	DL + LL		①	- 117.0	64.5	
	二次応力		②	+ 70.3	+ 78.3	
	地震		③	9.6		(外端に全じ)
設計荷重時	① + ②		④	- 38.8	142.7	
	Mdec		⑤	89.6	168.5	
	S. F. ⑤/④		⑥	—	1.18	
ひびわれ検定	1.3×① + ②		⑦	- 73.8	162.2	
	Mc		⑧	139.4	198.9	
	S. F. ⑧/⑦		⑨	—	1.22	
曲げ破壊検定	長期 2×① + ②		⑩	- 155.7	207.3	
	S. F. ⑭/⑩		⑪	1.50	1.67	
	短期 1.2×① + ② + 1.5×③		⑫	76.5		
	” 1.0×① + ② - 1.5×③		⑬	24.3		
	M _R		⑭	233.0	346.5	
	S. F. ⑭/⑫ or ⑬		⑮	3.05	—	
せん断破壊の 検 定	Q _S		⑯	134 ^t		
	Q _M		⑰	118 ^t	184 ^t	
	S. F. ⑯/⑰		⑱	1.14		

(注) Mdec = 縁応力が0になるときのモーメント
Mc_R = ひび割れモーメント (学規62条)
ひび割れ検定モーメント → (学規63条)
曲げ破壊 ” → (学規65条)
M_R = 曲げ破壊モーメント (学規64条)
せん断破壊の検定 → (学規66条及び全解説)

2. 特殊検討事項例

ここにあげるものは通常の構造計算書には記載されない事項である。内容を大別して

- (a) 設計者の判断にしたがって、必要に応じて計算すべき事項
 - (b) 概略設計あるいは設計のチェックのために計算する事項
- の2つに分けられる。

§ 1. 必要に応じて追加すべき事項

1.1 動的解析

PS構造物に対して動的解析が要求されるのは主として次の理由からである。

- (1) 通常のコンクリート系構造物に比べて、固有週期が長い。

- (2) 地震時の変形が大きくなる場合がある。
- (3) 建物全体が弾性的で、上部構造の振動減衰性が小さい。
- (4) 構造骨組に必要な靱性を定量化しておく必要がある。

上記の理由は、要するに、入力・変形・応力・靱性などが、通常のコンクリート系構造物と異なる点があるかどうかをチェックする目的に外ならない。

今迄に行なわれた解析例から判断すると、特に変わった挙動を示したり、設計不能におちいった例はないが、若干の注意事項をあげると次の通りである。

- (1) 固有週期は大スパン構造物が多いため長くなる。したがって地盤の悪い場所に建設された場合は、特に地震時の変形の大きさに注意する必要がある。内外装材料・サッシュ等の変形に伴う障害を検討することも大切である。
- (2) 建物全体の荷重——変形特性は、設計ごとにかなり変化する。柱をRC造とする場合が多いが、この場合には、一般のRC造と大差ないものと考えられる。定着部等力の集中する個所の変形追従能力については検討を要する。
- (3) 骨組の靱性については、大型部材の場合・定着部等応力集中個所を重点的に検討すべきである。

1.2 破壊モード

現在多数設計されているPS構造物は、大スパン部分にPS部材を用い、柱・桁行梁・壁・スラブ等にはRC造を用いているものが多い。従って全体の架構としてのバランスがうまく取れているかどうかのチェックが大切である。一例としては、水平力を一定の法則で増加しつつ、降伏節点の発生・架構メカニズムの変化を追跡する方法がある。

1.3 荷重——変形関係、コンクリート・鋼のひずみ度のチェック

これらのチェックは、構造物のモデル化にも必要であるが、特に骨組の靱性のチェックのために大切であり、大型部材に関しては試みた方がよい。

1.4 その他

不静定二次モーメントの変動による安全度の変動のチェック、ラーメンと壁との力の分担比、架構のねじれの影響、地盤基礎と上部構造との相互作用等は必要に応じて検討されねばならない。

§ 2. 概算あるいは設計チェックのための計算

PSラーメンのPCはり略設計の手順を図1、表1、2に示す。

表 1

L (M)	D (CM)	Bc (CM)	BE (CM)
— 17.00 —	100	35	55
— 25.50 —	150	40	60
— 34.00 —	200	50	65
— 42.50 —	250		70
— 51.00 —	300	60	80

(注) L = スパン, D = はりせい
Bc = スパン中央のはり巾
BE = 端部のはり巾

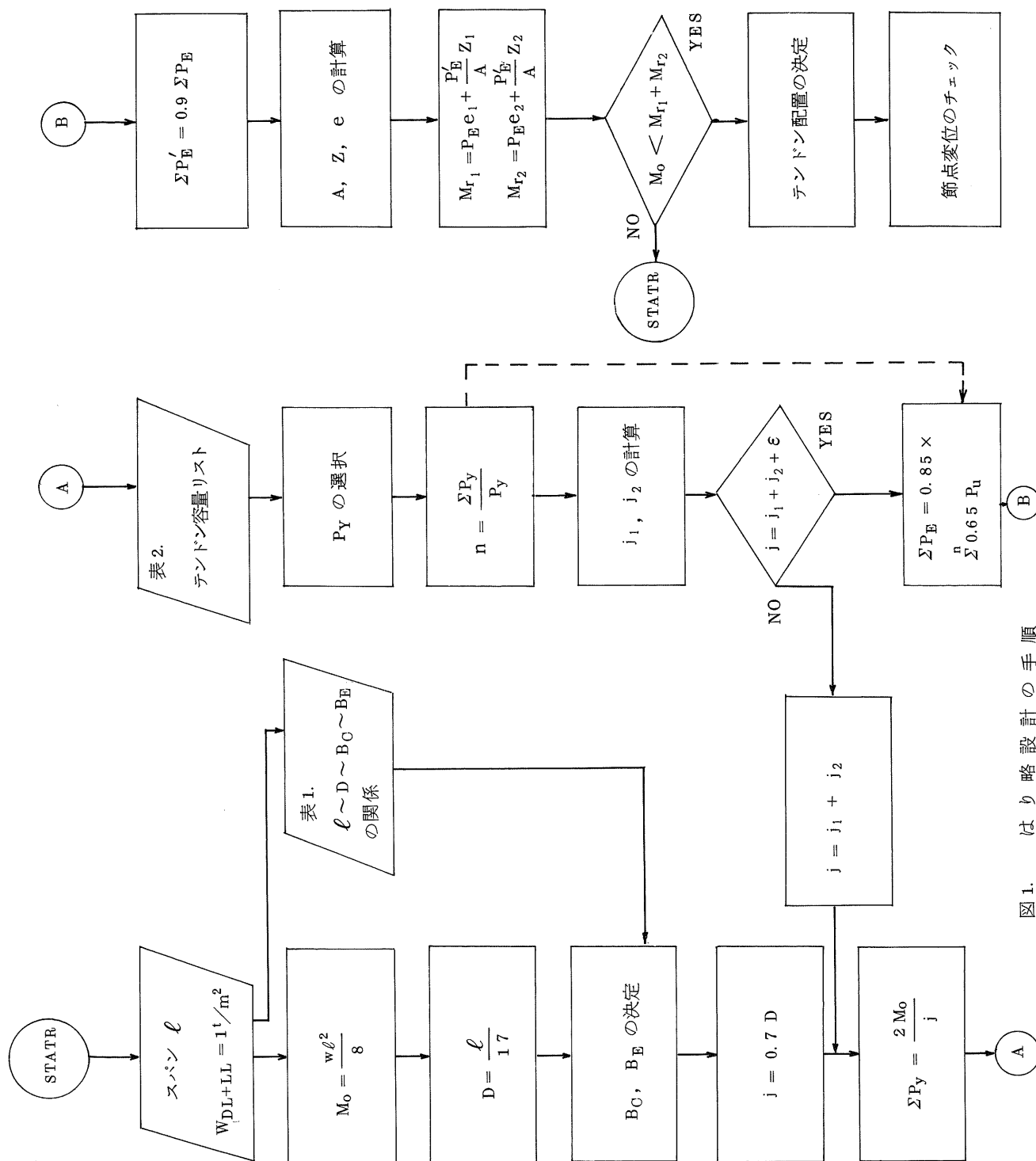
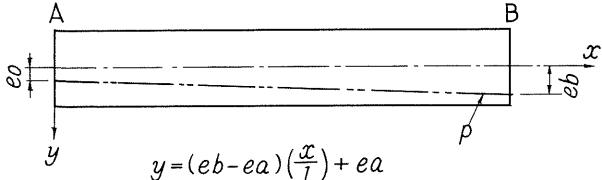
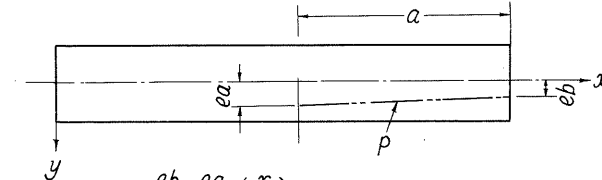
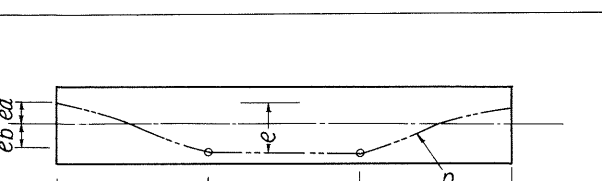
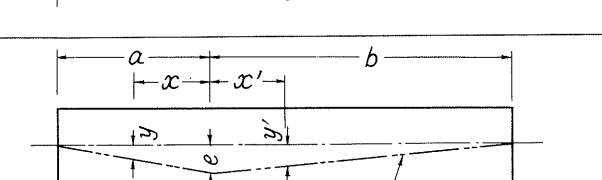
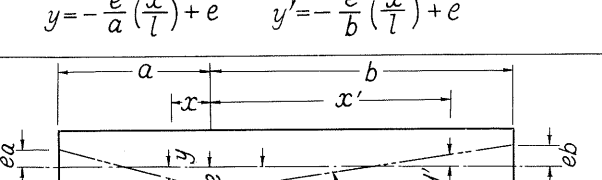
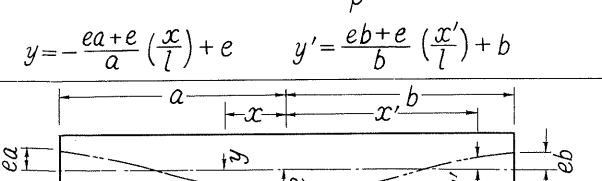
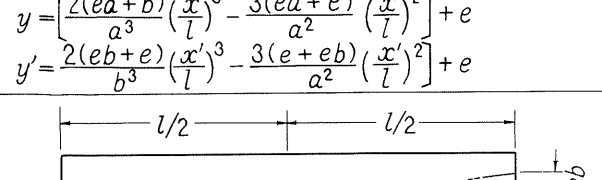


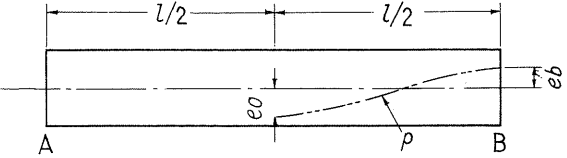
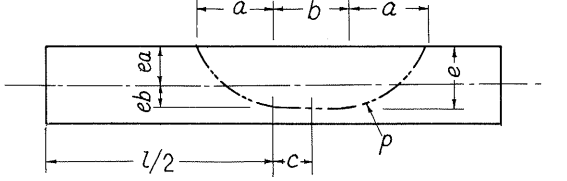
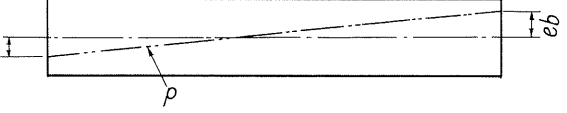
図 1. はり略設計の手順

表2 各種 P S システムのテンドン容量

	フレシネ		B B R V		レ オ バ		V S L		O B C		S E E E		
	0.65 P _u	P _Y	0.65 P _u	P _Y	0.65 P _u	P _Y	0.65 P _u	P _Y	0.65 P _u	P _Y	0.65 P _u	P _Y	
20							○	●					
30	○				○		○	●					
40		●	○		○	●	○	●			○		
50	○				○		○		○		○	●	
60	○	●	○			●	○	●	○	●	○	●	
70							○	●		●			
80		●		●	○		○	●	○	●	○	●	
90			○		○		○	●					
100						●	○	●				●	
120	○		○	●		●	○	●		●	○		
140	○						○	●					
160		●	○	●			○	●			○	●	
180		●					○	●					
200			○	●			○	●			○	●	
250							○	●					
300				●			○	●				●	
350							○	●					
400							○	●					
450							○	●					
500							○	●					
550							○	●					
600							○	●					

	ケーブルの平均形状	端モーメント
1		$M_A = -\left(\frac{p}{b}\right)\{e_1(1-c)[(1-a)^2 - c^2] + e_2(1-a)[(1-c)c - a(1-a)]\}$ $M_B = \frac{p}{b}\{e_1(1-c)[(1-a)a - c(1-c)] + e_2(1-a)[(1-c)^2 - a^2]\}$
2		$M_A = \frac{p}{b}\{[e_1 + ea(1-a) + eb \cdot a](1-c)[(1-a)^2 - c^2] + [e_2 + eb(1-c) + ea \cdot c](1-a)[(1-c)c - a(1-a)]\} - p \cdot ea$ $M_B = \frac{p}{b}\{[e_1 + ea(1-a) + eb \cdot a](1-c) \cdot [(1-a)a - c(1-c)] + [e_2 + eb(1-c) + ea \cdot c](1-a)[(1-c)^2 - a^2]\} - p \cdot eb$
3	$y = -4e\left(\frac{x}{l}\right)^2 + 4e\left(\frac{x}{l}\right)$ n次パラボラ	$M_A = -2/3 p \cdot e \quad (M_A = -p \cdot e \frac{n}{n+1})$ $M_B = 2/3 p \cdot e \quad (M_B = p \cdot e \frac{n}{n+1})$
4	$y = 2(-ea - 2eo - eb)\left(\frac{x}{l}\right)^2 + (4eo + eb + 3ea)\left(\frac{x}{l}\right) - ea$	$M_A = -2/3 p(-ea + eo + 1/2 eb)$ $M_B = 2/3 p(1/2 ea + eo - eb)$
5	$y = -\frac{e}{a^2}\left(\frac{x}{l}\right)^2 + e \quad y' = -\frac{e}{a^2}\left(\frac{x'}{l}\right)^2 + e$	$M_A = -\frac{n-6a}{6} \cdot e \cdot p$ $M_B = \frac{1+6a}{6} \cdot e \cdot p$
6	$y = -\frac{e}{a^2}\left(\frac{x}{l}\right)^2 + e \quad y' = \frac{2(eb+e)}{0.3}\left(\frac{x'}{l}\right)^2 - \frac{3(eb+e)}{a^2}\left(\frac{x'}{l}\right)^2 + e$	$M_A = \frac{1}{10}\left[\frac{1}{3}(33-16a-12a^2)e + (1+9a)(b)eb\right] \cdot p$ $M_B = \frac{1}{10}\left[\frac{1}{3}(3+26a+12a^2)e - (11+9a)(b)eb\right] \cdot p$
7	$y = e$	$M_A = -p \cdot e$ $M_B = p \cdot e$

	テーブルの平均形状	端モーメント
8	 $y = (eb - ea) \left(\frac{x}{l} \right) + ea$	$M_A = -p \cdot ea$ $M_B = p \cdot eb$
9	 $y = \frac{eb - ea}{a} \left(\frac{x}{l} \right) + ea$	$M_A = a[ea(1 - 2a) + eb(1 - a)]p$ $M_B = a[2ea(1 - a) + eb(2 - a)]p$
10		$M_A = p \cdot \frac{e}{l} \left(a \frac{eb - ea}{e} + b \cdot \frac{eb}{e} \right)$ $a = b = \frac{l}{3} \quad M_A = \frac{p(2eb - ea)}{3}$ $M_B = -p \cdot \frac{e}{l} \left(\frac{eb - ea}{e} + b \cdot \frac{eb}{e} \right)$ $a = b = \frac{l}{3} \quad M_B = \frac{-p(2eb - ea)}{3}$
11	 $y = -\frac{e}{a} \left(\frac{x}{l} \right) + e \quad y' = -\frac{e}{b} \left(\frac{x'}{l} \right) + e$	$M_A = -p \cdot b \cdot e$ $M_B = p \cdot a \cdot e$
12	 $y = -\frac{ea + e}{a} \left(\frac{x}{l} \right) + e \quad y' = \frac{eb + e}{b} \left(\frac{x'}{l} \right) + b$	$M_A = -[ea \cdot a(a - 2) + e \cdot b + eb \cdot a(b)] \cdot p$ $M_B = [ea \cdot a \cdot b + e \cdot a + eb(a^2 - 1)] \cdot p$
13	 $y = \left[\frac{2(ea + b)}{a^3} \left(\frac{x}{l} \right)^3 - \frac{3(ea + e)}{a^2} \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right] + e$ $y' = \left[\frac{2(eb + e)}{b^3} \left(\frac{x'}{l} \right)^3 - \frac{3(e + eb)}{a^2} \left(\frac{x'}{l} \right)^2 \right] + e$	$M_A = \frac{1}{10} [a(20 - 9a)ea - (11 - 12a)e - (1 + 9a)(b)eb] \cdot p$ $M_B = \frac{1}{10} [a(10 - 9a)ea + (12a - 1)e - (11 + 9a)(b)eb] \cdot p$
14	 $y = 4(4ea + 5eb) \left(\frac{x}{l} \right)^4 - 4(8ea + 11eb) \left(\frac{x}{l} \right)^3 + (16ea + 29eb) \left(\frac{x}{l} \right)^2 - 6eb \left(\frac{x}{l} \right)$	$M_A = -\frac{1}{30} (16ea - eb) \cdot p$ $M_B = \frac{1}{30} (16ea - 19eb) \cdot p$

	ケーブルの平均形状	端モーメント
15	 $y = 16(eo - eb)\left(\frac{x}{l}\right)^4 - 8(eo - eb)\left(\frac{x}{l}\right)^2 + eo$	$M_A = \left(-\frac{1}{60} eo + \frac{4}{15} eb\right) \cdot p$ $M_B = \left(\frac{31}{60} eo + \frac{11}{15} eb\right) \cdot p$
16		$M_A = 2p \cdot e \cdot \phi(a \cdot b) \cdot \left(\frac{1}{2} - 3\frac{c}{l}\right)$ $M_B = -2 \cdot p \cdot e \cdot \phi(a \cdot b) \cdot \left(\frac{1}{2} + 3\frac{c}{l}\right)$
17		$M_A = p \cdot ea$ $M_B = p \cdot eb$

昭和46年11月15日 印刷
昭和46年11月20日 発行
プレストレストコンクリート構造物の設計法と現況 頒価1,000円
(〒200円)

発行者 安芸龍一 東京都中央区銀座2の12の4 鈴鹿ビル3階
印刷者 井上一次 東京都千代田区神田神保町3-11-2
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 〒104
TEL 541-3595番 振替口座 東京 62774番 東京都中央区銀座2の12の4
鈴鹿ビル3階
