

PC 部材の破壊強度設計の基礎 (V)

“軸力を受ける部材”

研究小委員会

神 山 一* 小 林 明 夫** 阿 部 源 次***

1. ま え が き

軸力を受けるコンクリート部材は、一般的には柱部材であるが、部材の断面中心軸に作用する軸力のみの場合にはまれであって、軸方向力とともに曲げモーメント、せん断力等の組合せ応力が作用するのが一般的である。したがって、軸力を受ける部材とは、柱部材として扱うことにする。

柱とは、圧縮力を受ける鉛直または、鉛直に近い部材で、その長さが部材の最小横寸法の3倍以上のものを柱といている。また、柱の有効長さは 図-1 で座屈のとき両端ヒンジの柱の変形に相似な変形部分の長さをいい、構造物の理論高さを求めることは、部材の両端における柱の固定条件が、力学的条件を満足することはまれである。したがって、実用上の便宜および安全度を考慮して、土木学会規準では、有効長さについて「一般に柱の両端の固定度に応じて決めるが、柱の端部が横方向に支持されている場合には、構造物の軸線の高さをとり、柱の一端が固定されており他端が自由に変位できる場合には軸線の高さの2倍をとる」と規定している。

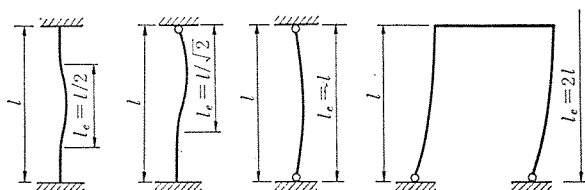


図-1 柱の有効長さ

長柱に軸方向力が作用する場合、同一断面の種々の長さの柱部材が示す性状は 図-2 のようになる¹⁾。この図において、非常に短い柱の場合には、断面に作用する軸方向力とモーメントとの比は、外力の大きさにかかわらず一定で、図-2 の OA で表わされ、断面強度で示される相互作用線との交点 A で柱は破壊する。

長い柱で両端ヒンジの柱を考えた場合、図-3 のよう

に柱に偏心量 e をもつ軸方向力 N が作用したと考えると、柱各断面には一定のモーメント $M_1(Ne)$ が作用し、これによって柱は横方向に変形を生じる。この変形によって両端以外に二次的なモーメントが作用し、さらに、そのモーメントによって横方向の変形が増大することになり、そのため新たなモーメントが生じる。この二次的なモーメントは力と変形とによって断面の内部応力が釣り合い状態になるまで繰り返され、断面のその位置での横方向変形 a に軸力 N を乗じたモーメント M_2 が付加されることになる。

このような二次モーメントが無視でき

ない長い柱の場合、図-2 において Na の影響によって A 点より小さい荷重によって B 点で破壊する。さらに長い柱の場合には、C 点で降伏現象を生じ、不安定状態になり D、D' 点で破壊する。

柱は一般に、それ自体独立しているものではなく、スラブやはりによって柱の両端が拘束されているので、その拘束の程度によって二次モーメントの影響は緩和され

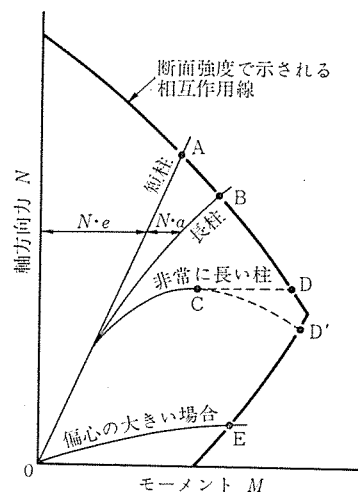
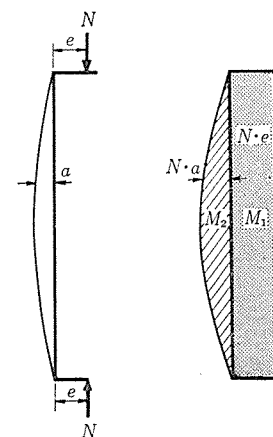


図-2 軸方向力、モーメントと柱の長さとの関係



(a) 変形曲線 (b) モーメント分布

図-3 両端ヒンジの柱の横変形とモーメント分布

* 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科

** 国鉄構造物設計事務所 課長補佐

*** 日本鋼弦コンクリート株式会社 技術部長

る。

柱部材の設計は、以上に述べたように部材の形状、寸法、荷重の種類と作用力の大きさ、横方向変形、部材端部の回転などを考慮して設計する必要がある、その原則は、部材の横方向変形の影響を含んだ合理的構造解析に基づいて設計しなければならない。したがって、柱に生ずる断面力は軸方向はもちろん、曲げモーメント、せん断力などによっても柱の断面決定に大きく影響してくる。

限界状態設計法は、すでに本講座(II)でも述べられているとおり、使用限界状態として変形限界状態、ひびわれ限界状態、ひびわれ幅限界状態などがあり、また、部材の事実上の破壊状態を示す終局限界状態がある。

したがって、柱部材の安全度の検討は、曲げ部材の検討と同じ方法によればよい。しかし、柱部材は、はりと異なり、曲げモーメントと大きな軸方向力が作用するので、部材の細長比——座屈長 l_c とコンクリートだけの断面の回転半径 i との比 l_c/i である——によって、断面耐力が大きく影響される。このため座屈の限界状態を荷重のもっとも不利な組合せを用いて算定する必要がある。

2. 現行の設計法

わが国における現行の柱の設計法は、弾性理論によって得られた断面の応力度が、材料の許容応力度の範囲にあるかどうかを確かめる許容応力度法によっている。したがって、算定されたコンクリートおよび、鉄筋の応力度が許容応力度以下であって、軸方向荷重の大きさが最大許容軸方向荷重の値を越えないことを確かめなければならない。

柱の長さが横方向寸法に対して特に長い柱は、その断面の応力度が許容応力度以下で、かつ、軸方向荷重の大きさが断面の極限強さから定まる最大許容軸方向荷重に比して小さい場合でも、柱が荷重に対して不安定となり座屈する場合がある。このような柱は、長柱として設計しなければならない。

短柱と長柱の限界は、土木学会規準では帯鉄筋の場合、柱の有効高さ h_e と断面の最小寸法 d との比 $h_e/d \leq 15$ のものを、また、らせん鉄筋柱の場合 $h_e/D \leq 10$ (ここに D は、らせん鉄筋柱の有効断面の直径) のものを短柱とし、それぞれの値を越えるものを長柱として設計するよう決めている。

短柱の場合

1) 最大許容軸方向荷重は次式による。

① 帯鉄筋柱

$$P_0 = \frac{1}{3} (0.85 \sigma_{ck} A_c + \sigma_{sy}' A_s) \dots\dots\dots (2-1)$$

② らせん鉄筋柱

$$P_0 = \frac{1}{3} (0.85 \sigma_{ck} A_c + \sigma_{sy}' + 2.5 \sigma_{sy} A_a) \dots\dots\dots (2-2)$$

ここに

σ_{sy}' : 軸方向鉄筋の圧縮降伏点応力度

σ_{sy} : らせん鉄筋の全断面積

$$A_a = \frac{\pi D f}{t}$$

D : らせん鉄筋の換算断面積

f : らせん鉄筋の断面積

t : らせん鉄筋のピッチ

2) 偏心軸方向荷重を受ける柱

① 偏心軸方向荷重を受ける柱の設計において、断面に起こる引張応力が次の条件を満足する場合には、柱の全断面を有効としてコンクリートの圧縮応力度を求めるとしている。

③ 柱が断面の主軸の方向に曲げを受け、断面の一方の側に起こる縁引張応力度の絶対値が、断面において同時に起こる縁圧縮応力度の 1/4 以下の場合。

⑤ 柱が直角 2 方向の曲げを受け、断面の 1 つのすみに起こる引張応力度の絶対値が、断面の反対側のすみにおいて同時に起こる圧縮応力度の 0.35 倍を越えない場合。

② 大きい曲げを受ける柱は、はりに準じて設計するものとする。

長柱の場合

1) 最大許容軸方向荷重

軸方向荷重は、短柱の場合の式 (2-1), (2-2) によって求めた P_0 に次の係数 α を乗じた値を越えてはならない。

① 帯鉄筋柱

$$15 < h_e/d \leq 40 \text{ のとき } \alpha = 1.45 - 0.03 h_e/d \dots\dots\dots (2-3)$$

② らせん鉄筋柱

$$10 < h_e/D \leq 25 \text{ のとき } \alpha = 1.3 - 0.03 h_e/D \dots\dots\dots (2-4)$$

ここに

h_e : 柱の有効長さ

d : 帯鉄筋の最小横寸法

D : らせん鉄筋柱の有効断面の直径

2) 長柱の軸方向荷重およびこれと同時に作用する曲げモーメントは、同じ断面の短柱について求めた許容軸方向荷重および、これに応ずる許容曲げモーメントに式 (2-3), (2-4) の係数 α を乗じて得られる、それぞれの値以下とするのがよい。

以上は、土木学会規準の鉄筋コンクリート柱の設計基準であるが、柱は、一般に軸方向力が大きいのでプレストレストコンクリート構造とする場合は、曲げモーメントの大きい場合が有利となる。プレストレスは軸圧縮応力であるため、軸方向外力が大きく、曲げモーメントの小さい場合は、プレストレスによる圧縮応力が加算されることになり、鉄筋コンクリート造の柱の場合の最大許容軸方向力が、プレストレスの分だけ小さくなることになり、プレストレスのメリットがいかされない。

柱の安全度は、鉄筋コンクリート構造の場合に前述の式(2-1)、(2-2)で示されているように3倍をとっている。プレストレストコンクリート部材の場合、中心軸荷重が作用したとすれば、コンクリートの設計基準強度に対するプレストレスを含めた平均圧縮応力度との比によって求められ、曲げモーメントが同時に作用する場合は、講座(III)の曲げ部材にて記述したように、破壊モーメントの計算は次のように行われている。

1) コンクリートの引張力を無視し、引張側のコンクリートには、ひびわれが発生しているものとする。維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する。

2) コンクリート断面の圧縮応力分布は、簡単のため矩形分布とし、破壊時のひずみは 2.5×10^{-3} とする。

3) 中立軸を仮定し、1)の平面保持の仮定によってP C 鋼材のひずみ増加を求める。P C 鋼材の応力-ひずみ曲線を用いて有効引張応力度からの引張応力の増を求める。

$$\Delta \varepsilon_{pi} = 0.0025 \times \frac{d_i - x}{x}$$

$$T = \sum A_{pi} \sigma_{pi}$$

4) コンクリートの圧縮側の合計は、

$$C = \int_0^x b \cdot \sigma_{ck} \cdot dx$$

5) 部材の内力が平衡するためには、

$$C = T$$

6) 破壊時の中立軸 x を求める。

7) 破壊抵抗モーメント: M_u

$$M_u = \sum A_{pi} \sigma_{pi} \left(d - \frac{x_i}{2} \right)$$

3. 諸外国の規定

柱部材の設計に関係ある設計項目を、各国の設計規定から抜粋して表-1に示す。

これらの規定において軸力を受ける部材の設計原則はCEB-FIPにも明記されているように「部材の横方向変形による二次的作用を考慮して、構造物の挙動についての合理的な構造解析に基づいて設計する」ということにつく。

柱部材は主にその細長比と偏心量によって、破壊荷重が材料の破壊(短柱の場合)、あるいは長柱の場合のように安定破壊で決まってくる(図-4)。材料の破壊は、コンクリートの圧壊(コンクリートのひずみが ε_u に達したとき)、または引張鋼材の降伏に伴って起こる。破壊が不安定になるときには、材料は強度の限界まで載荷されない。

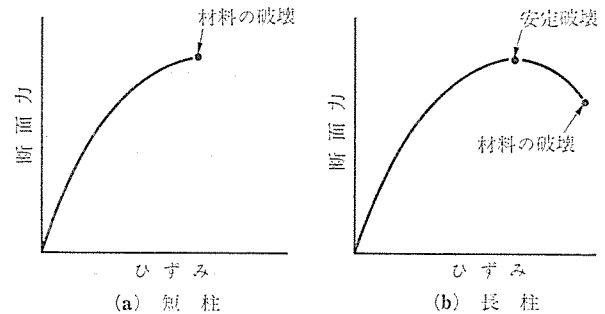


図-4 柱の断面力-変形

柱の挙動に大きな影響を与える条件の一つに柱の細長比がある。細長比 λ があまり大きくない部材は、二次モーメントの影響を実際に無視できるので、表-1に示したように各国の規定では、長柱として設計する λ の下限値を定めている。すなわち、CEB-FIPでは35であり、CP 110とDINでは20、ACIは22としている。

二次モーメント M_2 は、柱の挙動に影響を与える重要な次の諸要素、すなわち、細長比、形状、載荷方法、境界条件、材料の性質、鋼材の量と配置、荷重の持続時間と大きさなどの影響を受けるので、これらを考慮した近似式を各国の規定では次のように提示している。

CEB-FIPでは、二次モーメントによる偏心量 e_2 を細長比 N と曲率 r とで表わしており、 r の近似式として、荷重の偏心率 e/h の大きさによって式(3-2)、(3-3)を与えている。

$$e_2/h = \frac{N^2}{10} \times \frac{h}{r} \dots \dots \dots (3-1)$$

ただし、

$e/h \leq 0.5$ の場合

$$h/r = \varepsilon_u + \varepsilon_{sy} - N/50\,000 \dots \dots \dots (3-2)$$

$e/h \geq 0.5$ の場合

$$h/r = \frac{\varepsilon_u + \varepsilon_{sy} - N/50\,000}{2e/h} \dots \dots \dots (3-3)$$

ここに

e : M_1/N , M_1 は横方向変形を無視した計算で求めた設計モーメント, N は設計軸方向力

h : 柱の厚さ

ε_u : コンクリートの終局ひずみ (0.003)

ε_{sy} : 鉄筋の降伏ひずみ

しかし、これを用いるときにはコンクリートの材料強

度低減係数を 1.2 倍とすることになっている（軽量コンクリートの場合は 1.4 倍）。

クリープの影響については、永久荷重について $(1+\rho\beta)$ を乗ずることによって考慮する。ここに β は永久荷重と全荷重との比であり、 ρ の値はクリープひずみと弾性ひずみとの比で 表-2 のように示されている。

表-2 ρ の 値

すべての永久荷重の載荷される時点	環 境 条 件	
	普通または湿潤	乾 燥
施 工 完 了 時	0.50	1.00
施工完了後 6 か月またはそれ以上	0.25	0.60

BSI CP 110 では、 e_2/h を λ だけの関数として、式 (3-4) を示している。

$$e_2/h = \frac{N^2}{1750} (1 - 0.0035N) \quad (3-4)$$

DIN では、式 (3-5)～(3-7) を示している。

$0 \leq e/h < 0.3$ の場合

$$e_2/h = \frac{N}{100} \sqrt{0.10 + e/h} \quad (3-5)$$

$0.3 \leq e/h < 2.5$ の場合

$$e_2/h = \frac{N-20}{160} \quad (3-6)$$

$2.5 \leq e/h \leq 3.5$ の場合

$$e_2/h = \frac{N-20}{160} (3.50 - e/h) \quad (3-7)$$

ACI では、柱の横方向変形を無視して計算で求めた曲げモーメント M_1 に、係数 δ を乗じて、 $M_1 + M_2$ を求める方法によっている。長柱の断面は、設計軸方向力 N とモーメント $M = \delta M_1$ に対して短柱として設計すればよいのである。 δ は N と座屈荷重 N_c との比の関係で表わされている。

$$\delta = \frac{1}{1 - N/\phi N_c} \geq 1.0 \quad (3-8)$$

$$N_c = \frac{\pi^2 EI}{l_e^2} \quad (3-9)$$

ここに、 l_e ：柱の有効長さ

この場合、 EI をどのような値に選ぶかについては、その近似式として実用的な剛性における下限値を与えるものとして式 (3-10) を、また、安全側の値を与えるものとして式 (3.11) を示している。

$$EI = \left(\frac{E_c \cdot I_g}{5} + E_s I_{se} \right) / (1 + \beta d) \quad (3-10)$$

$$EI = \left(\frac{E_c \cdot I_g}{2.5} \right) / (1 + \beta d) \quad (3-11)$$

ここに、 E_c, E_s ：コンクリートおよび鉄筋のヤング係数

I_g, I_s ：コンクリートおよび鉄筋の断面図心に関する断面二次モーメント

βd ：死荷重モーメントと全モーメントの比

これらの二次モーメント算定の近似式は、いずれも最大モーメントが柱の高さ中央で生ずる単一曲率の柱にして求めているので、外力による最大モーメントが部材端部に生ずる場合には、これらを修正する必要があるので注意しなければならない。

4. 座屈の限界状態

SEB-FIP 規準では、圧縮材の解析と設計について 3 つの方法を与えている。これらについての詳細は野口博氏訳の MANUEL DE CALCUL CEB-FIP “FLAMMENT-INSTABILITE”³⁾ がある。この文献から主要部分を引用すると次のようである。

(1) 一般的方法

一般的方法是 R 42.21 に定義されている。それによれば荷重抵抗能力は、荷重と変形の関係に密接に結びついている。そこで計算は、使用するコンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係の適切な表現に基づくことが必要である。柱の荷重抵抗能力を見出すためには、通常の場合、外力を漸増していくことが必要で、構造物を要素に分割し、仮定した曲率がモーメントと軸力とつり合うま

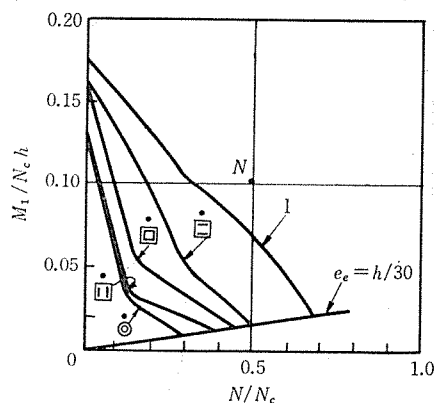


図-5 $l/h=40, \omega=0.2$ の場合の一般的方法による相互作用図

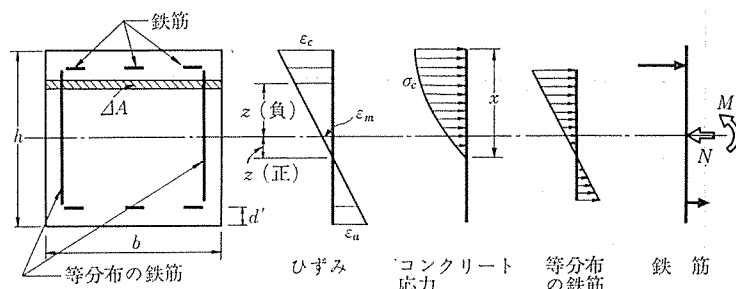
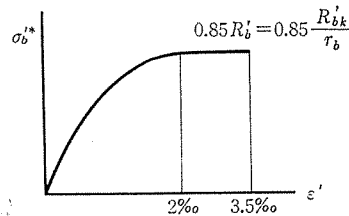
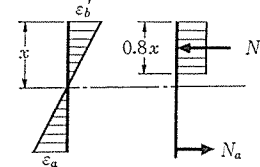
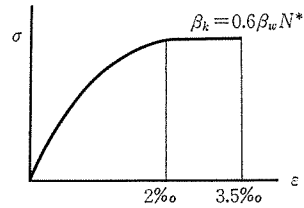
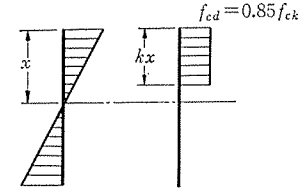
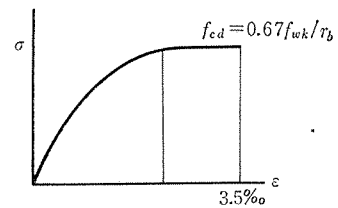
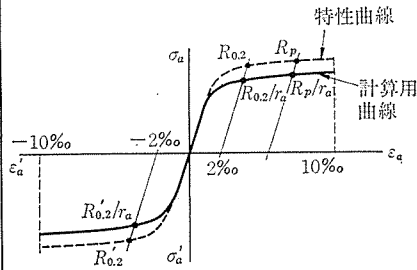
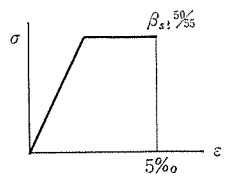
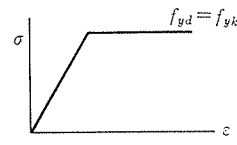
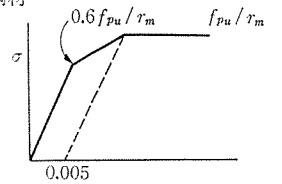
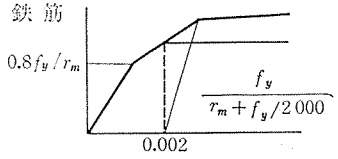


図-6 コンクリート断面的応力とひずみ

表-1

	SEB-FIP (1970)	DIN 1045 (1972)	ACI 318-71 (1971)	BSI CP-110 (1972)
1. 荷重項	$1.5(D_k + L_k)$ または $0.9D_k + 1.5L_k$	$2.1(D_k + L_k)$	$1.4D_k + 1.7L_k$	$1.4D_k + 1.6L_k$
2. コンクリート	a) コンクリート強度と特性値 一般の場合 $f_{cd} = \left(\frac{0.85}{1.5}\right) f_{ck}$ 工場製品 $f_{cd} = \left(\frac{0.85}{1.4}\right) f_{ck}$ b) コンクリートの応力-ひずみ形状および終局ひずみ値  軸圧縮-$\epsilon_{\max} = 2\text{‰}$ または一軸の曲げを受ける断面  $\epsilon_{cu} = 0.002 \sim 0.0035$	$f_{cd} = (0.55 \sim 0.70) f_{wk}$  $\epsilon_{cu} = 0.002 \sim 0.0035$	$f_{cd} = 0.85 f_{ck}$  $\epsilon_{cu} = 0.003$	$f_{cd} = 0.67 f_{wk} / \gamma_b$  $\epsilon_{cu} = 0.0035$
3. 鋼材	● PC鋼材, 鉄筋の応力-ひずみ曲率; 終局ひずみ曲線  ● 鋼材のヤング係数 鉄筋 $2.1 \times 10^7 \text{ N/cm}^2$ 鋼棒 $2.0 \times 10^7 \text{ N/cm}^2$ ストランド $1.95 \times 10^7 \text{ N/cm}^2$ ケーブル $1.85 \times 10^7 \text{ N/cm}^2$	鉄筋  $\epsilon_{su} = 0.005$ 鉄筋 $21\,000 \text{ kp/mm}^2$ 鋼線, 鋼棒 $21\,000 \text{ kp/mm}^2$ 鋼より線 $19\,000 \text{ kp/mm}^2$	$f_{yd} = f_{yk}$  規定なし 鉄筋 $2.9 \times 10^7 \text{ psi}$ ($2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$) PC鋼材 試験または製造業者により与えられる	PC鋼材  鉄筋  規定なし 鉄筋, PC鋼材 200 kN/mm^2

4. 座屈の終局限界 状態における部 分安全係数				
a) コンクリート	一般の場合 $r_a=1.5$ 工場製品 $r_a=1.4$	規定なし	規定なし	$r_m=1.5$
b) 鋼材	$r_a=1.15$	規定なし	規定なし	$r_m=1.15$
5. 長柱の下限界 (細長比 λ) (2次モーメント)	$N=35$ — 細長比が 35 以下について は座屈の検討必要ない.	長柱としての λ の下限値 $\lambda=20$ $20 < \lambda \leq 70$ 安定性の検討は近似的 によってよい. $\lambda > 70$ 細長さの影響を考慮 次の場合 2 次モーメントの計算を省 略してよい. $\lambda \leq 70$ でも e/h が 3.50 以上の場合 $\lambda > 70$ の場合でも e/h が $3.50 \lambda/h$ 以上の場合.	長柱としての λ の下限値 $\lambda=22$ $le/r < 22$ の場合細長さの影響を無 視してよい. 細長さの影響について近似式によっ てよい限界 $kl_u/r < 100$ ここに r : 断面の回転半径 k : 圧縮材の有効長さ係数 lu : 圧縮材の支点間距離	2 次モーメントを考慮する λ の下限値 $\lambda=20$ ($\lambda=12$ 以下は短柱, それ以外は長柱 として設計)
6. 細長比の上限界	普通コンクリート $\lambda \leq 140$ 軽量骨材コンクリート $\lambda \leq 80$	$\lambda \leq 200$	規定なし	- 端部を拘束のある場合 最小横寸法の 60 倍 (純高さ) - 一端が拘束ない場合 $L_o = \frac{100 b^2}{h}$ 以下 ここに h: 断面の高さ b: 断面の幅
7. プレストレスの 考慮	プレストレスは設計用有効値によっ て生ずる状態を原点とする.	規定なし	平均プレストレスが 225 psi (15.9 kg/cm²) 以下の部材は最小補強筋 を配置	平均プレストレスが 2.5 N/mm ² 以下 の場合 RC として設計

で繰返すことによって各段階でのつり合い状態を計算する。

細長い部材の耐力は、外力による一次モーメント M_1 と軸力 N 、および引張鉄筋断面積 A_s と細長比 l/h の相互作用図から得られる。

図-5 は、I形、矩形、円形断面のヒンジ化した柱の M_1-N 作用図の例である。この相互作用図から簡易的方法がチェックされ、一般的方法に従う結果を与えるような正確な曲率と剛性が導かれる。

直接的にも間接的にも部材の理論解析の基礎になるモーメント曲率関係は、軸力とモーメントのつり合い方程式と平面保持の仮定から計算される。断面をコンクリートと鉄の薄片に分割し、それぞれの薄片では、ひずみが一定であると仮定すると、モーメント-曲率関係は次のとおりになる(図-6 参照)。

$$\left. \begin{aligned} N &= (\sum \sigma A)_c + (\sum \sigma A)_s \\ M &= (\sum \sigma z A)_c + (\sum \sigma z A)_s \\ 1/r &= (\epsilon_s - \epsilon)/z \end{aligned} \right\} \dots\dots (4-1)$$

ただし、 σ : コンクリートまたは鉄の応力

ΔA : 各薄片の面積

z : 薄片とモーメント軸の間の距離

$1/r$: 曲率

ϵ_1 : 圧縮縁ひずみ

ϵ_s : モーメント軸のひずみ

h : 断面のせい

$M-N-1/r$ 関係は、式 (4-1) により定義され、適切な応力-ひずみ関係は $M-1/r$ で与えられる。応力-ひずみ関係が不連続のため、 $M, N, 1/r$ の間に閉じた形の関係を見出すことはできない。ひずみ面の位置を反復法により決めるとともに、断面での数値積分が常に必要である。ある断面で、鉄筋と軸力が与えられた場合の $M-1/r$ 関係の反復法による決定は、次のような段階にしたがって行う。

- 1) $1/r$ について初期値を設定する。
- 2) ϵ_s について初期値を設定する。
- 3) 薄片でのひずみ、コンクリート応力、鉄筋の応力を決定する。

4) 軸力の計算値を与えられた軸力と比較する。差が大きすぎる場合、 ϵ_s を修正し段階 3) へもどる。差が小さい場合、 $M-1/r$ 曲線上の一点が見い出されたことになり、 $1/r$ の別の値を選び段階 2) へもどる。

クリープ、収縮およびプレストレスの影響は、次のようにしてモーメント曲率の計算に組込むことができる。

- クリープは、コンクリートの応力-ひずみ関係を図-7 に示すように修正することにより考慮する。
- 収縮は、コンクリートの応力を計算する前に、全ひ

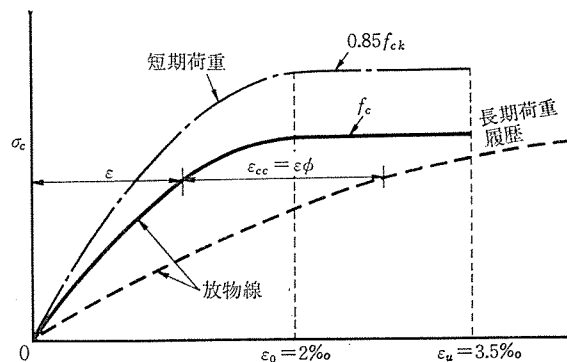


図-7 コンクリートの設計用応力-ひずみ関係

ずみから収縮ひずみ ϵ_{sh} を減ずることにより考慮する。

- プレストレスは、プレストレスを受ける鉄筋の応力を計算するまえに、プレストレスによる初期ひずみ ϵ_p をコンクリートひずみ ϵ_c に加えることにより考慮する。鉄筋の全ひずみは $\epsilon_p + \epsilon_s$ である。

(2) つり合い状態に基づく簡易的方法

柱モデル法の場合と同様に、柱の自由端の変形は反対側の固定された端部の曲率の関数として表わすものとし次のとおりになる。

$$a = 0.4(1/r)s^2 = (1/r)l^2/10$$

ここに、 a : 自由端での変形

s : 柱の長さ

l : 柱の減じた長さ

$1/r$: 基部断面の曲率

これが定まったら、安全のチェックを基部断面で、軸力と全偏心量(一次と二次の合計)を、内部応力の合力および偏心量と比較することにより行う。

図-8 で、 N を設計軸力とする。基部断面 A についての軸力 N の一次偏心量は次のとおりとなる。

$$e_1 = e_0 + e_a + HS/N$$

ここに、 e_1 : 設計荷重 N の全一次偏心量

e_0 : 頂部の断面での軸力の偏心量

e_a : 付加偏心量

HS/N : 水平力 H による軸力の偏心量

柱の変形を考慮に入れると、全偏心量 e は

$$e = e_1 + a = e_1 + (1/r)l^2/10$$

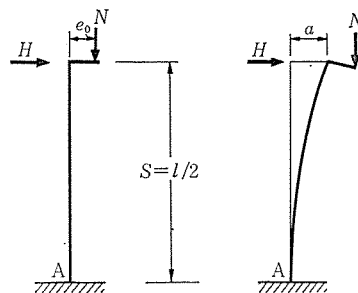


図-8 偏心荷重を受ける細長い柱

偏心量と曲率 $1/r$ の間の関係は、図-9 の直線により表わされる。さらに、ある N_i に対して、偏心量 e_i と曲率 $1/r$ の間の関係は、つり合い式とひずみの適合条件から求められる。図-10 に、 N_i と ω が一定値の場合の偏心量 $e_i = M_i / N_i$ と曲率の関係を示す。

この2つの線を重ね合わせたのが図-11 で、2つの線が交わる場合、柱は与えられた荷重のもとで安定である。これに相当する形態は、 $e_i = e$ である点 E により表わされる（点 E' は、別のつり合い形態を表わすが、この場合容易にわかるように、つり合いは不安定である）。実際、変形を増加することによりつり合いを変え、基部での曲率 $(1/r)_E$ すなわち、内部偏心量は外部偏心量より早く増加する。

設計荷重 N_d が増加すると、曲率の図は下方に移動し、点 E と E' が近づき曲線が外部偏心量の直線に接するとき一致することになる。この限界状態に相当する N の値が、不安定終局荷重を与えることになる。

(3) 付加モーメント計算の近似解法

この方法によれば、細長い柱を軸力 N と次のように与えられる全モーメント M を受ける柱として設計することができる。

$$M = M_1 + M_2$$

ここで、 M_1 は外力と付加偏心量による一次モーメントであり、 M_2 は軸力による二次モーメントである。

付加モーメントは、端部にヒンジを持ち、有効長さ l である柱については

$$M_2 = (Nl^2/10)(1/r)$$

である。

曲率 $1/r$ は次のように与えられる。

$\nu \leq 0.5$ の場合

$$1/r = (0.0035 + f_y/E_s)/h$$

$\nu > 0.5$ の場合

$$1/r = (0.0035 + f_y/E_s)/(2\nu h)$$

($\nu = N/N_c$: 相対軸力)

この曲率の表現は、荷重能力の計算値が多数の実験結果とよく一致を示すように決められている。しかし、一般的方法による結果と比較すると、この曲率の表現は安全側でない結果を与えることがある。

プレストレスを受ける細長い柱

プレストレスを受ける柱は、通常の鉄筋コンクリートの柱についての場合と同様の方法で設計することができる。コンクリートの応力-ひずみ関係は図-7 に示した放物線-矩形

で表現されるとする。鉄筋の応力-ひずみ関係は、図-12 に示す関係と仮定する。

内部応力は次のような合力となる（図-13 参照）。

N_1 : コンクリートの応力より

N_2 : 鉄筋の圧縮ゾーンより

N_3 : 鉄筋の引張ゾーンより

N_4 : プレストレスより

$$N_p = 2 \sigma_p A_s$$

ϵ_2 と ϵ_s の選ばれた値については次のような関係が存在する（ ϵ_s は引張の際、正）。

$$N_1 = \int \sigma_c dA$$

$$N_2 = \int \sigma_{cy} dA$$

σ_c と ϵ の間の関係は図-7 に与えられている。圧縮ゾーンの鉄筋の力 N_2 は次のとおりである。

$$N_2 = f_s A_s (\epsilon_p - \epsilon_2) / \epsilon_s = \sigma_p A_s - f_s A_s \epsilon_2 / \epsilon_s$$

$$N_2 = 0.5 N_p - N_s \epsilon_2 / \epsilon_s$$

ここに鉄筋の耐力 N_s は $N_s = f_s A_s$ 、引張ゾーンでの鉄筋の力 N_3 は、 $(\epsilon_p + \epsilon_s) < \epsilon_s$ に対して次のようになる。

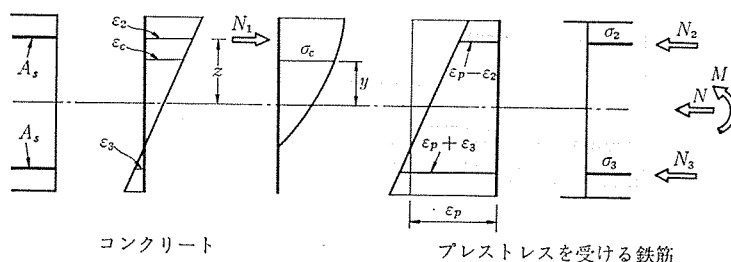


図-13 軸力 N 、プレストレス N_p 、曲げモーメント M についてのひずみと応力

$$N_3 = f_s A_s (\epsilon_p + \epsilon_s) / \epsilon_s = \sigma_p A_s + f_s A_s \epsilon_s / \epsilon_s$$

$$N_3 = 0.5 N_p + N_s \epsilon_s / \epsilon_s$$

$(\epsilon_p + \epsilon_s) > \epsilon_s$ に対しては、

$$N_3 = f_s A_s \epsilon_s / \epsilon_s = N_s$$

垂直材のつり合いから

$$N = N_1 - N_2 - N_3$$

モーメント能力は次のようになる。

$$M = N_1 Z + (N_3 - N_2) h' / 2$$

曲率は

$$1/r = (\epsilon_2 + \epsilon_3) h'$$

細長い柱の能力は、通常の鉄筋コンクリートの柱についての場合と同様に計算できる。有効長さ l の場合、一次モーメント能力は、次のとおりになる。

$$M_1 = M - (N l^2 / 10) (1/r)$$

ある $\nu_p = N_p / N_c$ に対し、 $\mu_1 = M_1 / (N_c h)$ についての表を、 $\omega = f_s A_s / N_c$ と l/h の異なる値について計算を求めることができる。

柱にプレストレスを与えたとき、柱の細長比と軸荷重の偏心量、プレストレスとの関係が柱の座屈耐力に与える影響を試験により確かめた結果の一例¹⁰⁾を 図-14 に示した。

最後にプレストレストコンクリート柱部材の設計法勧告案に提案されている許容軸力と終局強度についての計算式を次に示す。

1) 短 柱

最大許容軸力: P

$$P = 0.34 f_c' A_g + f_s A_s'$$

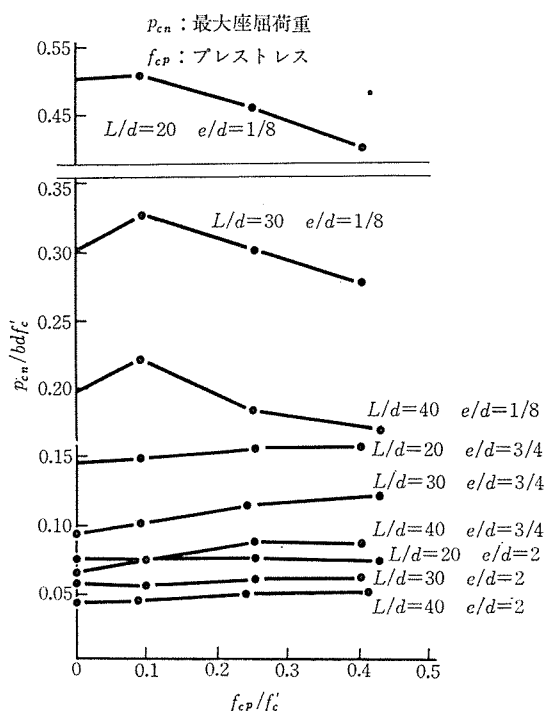


図-14 最大座屈荷重とプレストレス量

$$-0.40 F_e (0.44 + 0.000045 f_{ce}) \dots\dots\dots (1)$$

終局耐力: P_u

$$P_u = 0.85 f_c' A_c + A_s' f_y - A_s E_s [\epsilon_{se} - (\epsilon_{cu} - \epsilon_{ce})] \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 A_g : 柱全断面積

A_c : 柱のコンクリート断面積

A_s : プレストレス鋼材の断面積

A_s' : 軸方向鉄筋の断面積

f_c' : コンクリートの圧縮強度

f_{ce} : 有効プレストレス $= F_e / A_g$

F_e : 有効プレストレス力

f_y : 鉄筋の降伏強度

E_s : プレストレス鋼材のヤング係数

ϵ_{se} : プレストレス鋼材の緊張によるひずみ (有効)

ϵ_{ce} : 有効プレストレスによるコンクリートのひずみ

ϵ_{cu} : 破壊時のコンクリート最大ひずみ

いま

$$A_s E_s \epsilon_{se} = F_e, \quad \epsilon_{ce} = f_{ce} / E_c$$

とすれば

$$P_u = 0.85 f_c' A_c + A_s' f_y - F_e \left(1 - \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sc}} + \frac{f_{ce}}{E_c \epsilon_{se}} \right) \dots\dots\dots (3)$$

式 (3) で

$$A_c = A_g, \quad \epsilon_{cu} = 0.003, \quad \epsilon_{se} = 0.00534$$

$$E_c = 4.15 \times 10^6 \text{ psi}$$

に置換し簡易化すれば次のようになる。

$$P_u = 0.85 f_c' A_g + A_s' f_y - F_e (0.44 + 0.000045 f_{ce}) \dots\dots\dots (4)$$

式 (4) を安全係数 2.5 で割れば式 (1) と同じになる。

2) 横方向に拘束した柱 (短柱)

式 (1) の 85% とする。

3) 軸力と曲げを受ける短柱

軸荷重の偏心: e

$e \leq \bar{e}$ のとき

$$\text{最大許容荷重 } \bar{N} = \frac{p}{1 + (p - \bar{p} / \bar{p}) (e / \bar{e})} \dots\dots\dots (2)$$

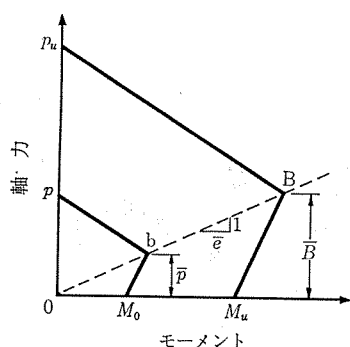
ここに、 p : 式 (1) による。

$$\bar{p} = 0.17 f_c' A_g \left(1 - 95 \frac{f_{ce}}{f_s'} \right) \geq 0.08 f_c' A_g \dots\dots\dots (3)$$

$$\bar{e} = 0.23 t \left(1 + 200 \frac{f_{ce}}{f_s'} \right) \leq 0.5 t \dots\dots\dots (4)$$

t : 曲げ方向の柱全長

偏心 e が $\bar{e}$ より大きい場合、許容曲げモーメント M



図—15 理想化したモーメント-軸力曲線図

は、フレキシブルな断面において M_0 から軸力とともに直線的に変化すると考えられるであろう。軸力が $\bar{p}$ に等しい場合、はそれは $\bar{M}$ まで変化する。

$M_0, \bar{M}$ は次による。

$$M_0 = 0.4 M_u$$

$$\bar{M} = \bar{p} \bar{e}$$

プレストレストコンクリート柱における軸力と曲げとの相互関係は、Paul. Zia, E.C. Guillermo によって図—15 のように明らかにされている。

4) 中間細長比の柱

この細長比の柱の場合、荷重とモーメントは、次の式による係数 R で除して解析する。

$$R = 1.22 - 0.007 h/r \leq 1 \dots \dots \dots (7)$$

5) 長 柱

長柱は、不安定によって決定され、その作用応力は偏心と変形を考慮して弾性理論により計算する。コンクリートの限界応力度は、圧縮で $0.40 f_{cr}'$, 引張で $3\sqrt{f_c'}$ とする。

ここに、

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E_c r^2}{h^2}$$

偏心と変形による二次モーメントの計算式は次による。

$$M' = N \left(e + \frac{h}{400} \right) \sec \sqrt{\frac{N h^2}{4 E_c I_t}} \dots \dots \dots (8)$$

ここで $(e + h/400)$ は、 $h/400$ か $0.1 t$ より小さくなく、どちらかより大きくなくてはならない。

6) プレストレスの最小値

プレストレス柱は、換算断面において最小 300 psi の有効プレストレスを導入すべきである。この値はひびわれ制御や運搬ができるためのプレストレスは考えられていない。

参 考 文 献

- 1) 鉄筋コンクリート設計法の最近の動向, 土木学会コンクリートライブラリー第41号.
- 2) 鉄筋コンクリート終局強度理論の参考, 土木学会コンクリートライブラリー第34号.
- 3) 野口 博: CEB-FIP 設計算法“座屈—不安定”コンクリート工学, No. 9~10, 1975.
- 4) コンクリート構造物設計施工国際指針, 鹿島出版会.
- 5) ACI 規 準: 鉄筋コンクリート構造設計基準 (ACI 318-71).
- 6) ドイツ規格: 無筋ならびに鉄筋コンクリートの規定と施工 (DIN 1045)
- 7) ドイツ規格: プレストレスト コンクリート設計施工指針 (DIN 4227).
- 8) Handbook on the United Code for structural concrete (CP 110: 1972).
- 9) Code for practice for the structural use of concrete (CP 110: 1972).
- 10) Samuel Aroni: The strength of slender prestressed concrete columns, April 1968 PCI Journal.
- 11) PCI Committee on prestressed concrete columns: Tentative Recommendations for the Design of Prestressed Concrete Columns.

転勤（または転居）ご通知のお願い

勤務箇所（会誌発送、その他通信宛先）の変更のご通知をお願いいたします。

会誌発送その他の場合、連絡先が変更になっていて、お知らせがないため郵便物の差しもどしをうけることがたびたびあります。不着の場合お互いに迷惑になるばかりでなく、当協会としましては二重の手数と郵送料とを要することになりますので、変更の場合はハガキで結構ですから、ただちにご一報下さるようお願いいたします。

ご転勤前後勤務先に送ったものがそのまま転送されないでご入手になれない場合は、当協会として責任を負いかねますからご了承下さい。