鉄筋コンクリート部材断面の終局強度設計法試案

猪 股 俊 司*

概 要 鉄筋コンクリート、プレストレストコンクリートを統一した、より一般的設計理論による設計の必要性が生じてきた。これが完全に具体化されるためには時間を要するであろうが、終局曲げ耐力に関しては、この統一は容易である。その理由は、終局状態にあって、両者とも曲げひびわれが発生し、圧縮側コンクリートの圧縮合力は鋼材引張力で釣り合わされねばならず、引張力は鉄筋でもPC鋼材でも、これらの組合せでもよい鋼材によって発揮されればよい。統一的設計法への出発点として、鉄筋コンクリート終局状態での設計法を検討した。

一般的設計法フローチャートを示し、①断面寸法、材料既知の場合、必要耐力を与えるための鉄筋断面積算定、②断面、鉄筋断面積、材料既知の場合の断面耐力算定、③断面ダクティリティの点から中立軸深さの制限ある場合、既知断面、材料に対して必要耐力を与える鉄筋断面算定、の3ケースを論じた。

キーワード：鉄筋コンクリート、終局強度、限界状態設計法

ま え が き

コンクリート構造物設計法が限界状態設計法に移行しようとすることは、既に広く世界的な流れであると言える。更にまた、ひびわれ許容の鉄筋コンクリートと引張応力を許さないフルプレストレストコンクリートとの間の真空地帯を埋めるため、より広範囲なプレストレッシングの程度を許容するパーシャルプレストレストコンクリートの導入もまた世界的潮流である。従って、これら3者に対し常に適用可能な統一かつ普遍的設計法を確立することは極めて重要なことと言える。

部材断面設計にあたって、①使用限界状態を基として断面算定を実施し、次に終局破壊限界状態を検討する場合、②終局破壊限界状態を基として断面算定を実施し、次に使用限界状態の検証をする場合、の2つが一次断面算定法として考えられる。もちろん実際の設計にあたって両設計手法の計算順序が上記のように明確に分離され得るものでなく、相互に関連するものである。

前記3種類のコンクリート部材断面についての設計法として、②の方法がより統一的、普遍的であり得ると考えられる。その理由は、終局曲げ破壊状態にあって、断面釣合いは圧縮を受けるコンクリートと、引張を受ける引張鋼材（鉄筋及びPC鋼材）との両者についてのみ考えればよい。このことは前記3種類のコンクリート断面すべてについて全く同様に成立するからである。

以上のことから、将来更に多くの検討の必要なことはもちろんであるが、現時点では②の設計法が適当であろうと筆者は考えている。緊張材の配置されている断面の

場合についても考慮すべきであるが、まず鉄筋のみ配置されている断面について限界状態設計法での普遍的断面算定法を提案することとしたのである。

1. 断面設計一般仮定及び記号

平面保持、完全付着の仮定の外に、圧縮区間コンクリート応力分布は長方形分布とし、応力度は $0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ch}/\gamma_c$ 、分布深さは $0.8x$ (x =中立軸深さ) とする。この仮定はT断面で中立軸が腹部内にある場合にも適用され得るものとする（付録1）。コンクリート圧縮ひずみは 0.0035 とする。鉄筋応力-ひずみ曲線は $\epsilon_s < \epsilon_{syd}$ での $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$ 直線と、 $\epsilon_s > \epsilon_{syd}$ での $\sigma_s = f_{syd}$ 直線との組合せとする。

部材断面図心（総断面図心）に作用する荷重作用計算用軸圧縮力、モーメントを引張鉄筋位置での軸力、モーメントに置き換え、 N_u 、 M_u で表すものとする（図-1）。

図-1 N_u 、 M_u の定義 (N_a 、 M_a は荷重作用軸力、モーメント)

図-2 ひずみ及び応力分布

* 正会員 (株)日本構造橋梁研究所副社長

断面ひずみ及び応力分布は図-2 のようである。

以下、次の記号を用いる。

b : フランジ幅

b_w : ウェブ幅

d : 圧縮縁と引張鉄筋図心との距離

d' : 圧縮縁と圧縮鉄筋図心との距離

t : 圧縮フランジ厚さ

M_{uR} : 引張鉄筋図心線に関する断面抵抗モーメント

N_{uR} : 断面抵抗軸力

x : 中立軸深さ

$\sigma_{su}, \sigma_{su}'$: 断面終局破壊状態での引張, 圧縮各鉄筋応力

f_{cd} : コンクリート計算用圧縮強度

f_{syd} : 鉄筋計算用降伏点応力

$\alpha: x/d$ 中立軸比

$\mu: M_{uR}/0.85 f_{cd} b d^2$ モーメント係数

$\mu_f: \left(1 - \frac{b_w}{b}\right) \left(\frac{t}{b}\right) \left(1 - 0.5 \frac{t}{d}\right)$ 圧縮フランジモーメント係数

$\mu_o: \left(\frac{t}{d}\right) \left(1 - 0.5 \frac{t}{d}\right)$

$\nu: N_{uR}/0.85 f_{cd} b d$ 軸力係数

$\nu_f: \left(1 - \frac{b_w}{b}\right) \left(\frac{t}{d}\right)$ 圧縮フランジ軸力係数

$\delta: d'/d$

$\tilde{\omega}_s: A_s \cdot f_{syd}/0.85 f_{cd} \cdot b \cdot d$ 引張鉄筋係数

$\tilde{\omega}_s': A_s' \cdot f_{syd}/0.85 f_{cd} \cdot b \cdot d$ 圧縮鉄筋係数

r_f, r_s, r_c : 荷重作用, 鉄筋降伏点強度及びコンクリート圧縮強度に対する部分安全係数

2. 断面寸法, 材料強度既知のとき, 与えられた N_u, M_u に対して必要な A_s, A_s' の算定

2.1 限界中立軸比 α_{lim} , 単鉄筋断面限界モーメント係数 μ_{lim}

引張鉄筋ひずみ ϵ_{su} は, 適合条件より次式で求まる。

$$\epsilon_{su} = 0.0035 \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) \quad (2.1)$$

引張鉄筋ひずみが降伏ひずみ f_{syd}/E_s となる時の中立軸比 α を α_{lim} とする。

$$f_{syd}/E_s = 0.0035 (1/\alpha_{lim} - 1)$$

すなわち, $E_s = 21 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ のとき

$$\alpha_{lim} = 1/(1 + f_{syd}/7350) \quad (2.2)$$

ONE SINGLE DESIGN PROCEDURE FOR REINFORCED CONCRETE SECTIONS BASED ON ULTIMATE STRENGTH REQUIREMENTS

By Shunji Inomata

Concrete Journal, Vol. 19. No. 7, July 1981, pp. 95~107

Synopsis The development of analytical procedures, design recommendations and code specifications for reinforced and prestressed concrete members have followed so far a chronological order corresponding to their historical introduction and usage in various structural applications. Several codes still show separate chapter for reinforced and prestressed concrete. Fully reinforced concrete and fully prestressed concrete are the two extreme boundaries of the structural concrete while partially prestressed concrete represents everything in between. It is clear that the time has come to provide a more general theory of reinforced concrete which overlooks the above classification. Although such a synthesis would require some time to entirely materialize, it can be simpler to achieve in flexural behaviour particularly at ultimate capacity. Because at ultimate conditions there is no basic difference in the behaviour of the above mentioned classes of members, that is the concrete section is cracked and the compressive force in the concrete compressive zone is balanced by the total tensile force in the steel. From the concrete view point it does not matter whether the tensile force comes from the reinforcing steel, the prestressing steel or their combination. In order to reach an integrated common flexural design procedure which covers simultaneously reinforced and prestressed concrete members, the paper describes, as its first step, a general design method of reinforced concrete sections based on ultimate strength requirements. The paper gives three design flowcharts to be applicable to the following cases; 1) required amounts of reinforcing steel for given ultimate capacity, cross-sectional and materials properties, 2) ultimate capacity for given sectional and materials, and 3) required amounts of reinforcing steel, as in case 1), however, the depth of neutral axis is limited because of sectional ductility consideration.

Keywords: reinforced concrete, ultimate capacity, limit state design

よって、 $\alpha > \alpha_{lim}$ の場合には引張鉄筋降伏はないので設計上不利となる。一般の設計では $\alpha \leq \alpha_{lim}$ とする必要がある。

圧縮鉄筋配置なき断面で $\alpha = \alpha_{lim}$ のときの限界抵抗モーメントを求める。

(1) $(t/d) \geq 0.8 \alpha_{lim}$ (CASE A)

この場合、コンクリート圧縮応力分布区間は $b \times 0.8x$ の長方形であるから、長方形、T、いずれの断面に関しても同一である。

$$M_{lim} = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot 0.8x(d-0.4x)$$

すなわち、

$$\mu_{lim} = 0.8 \alpha_{lim}(1-0.4 \alpha_{lim}) \equiv \mu_{a,lim} \quad (2.3)$$

(2) $(t/d) < 0.8 \alpha_{lim}$ (CASE B)

この場合、コンクリート圧縮応力分布区間は $b_w \times 0.8x$ 及び $(b-b_w)t$ の両長方形であって、T断面の場合にのみ適用される。

$$M_{lim} = 0.85 f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8x(d-0.4x) + 0.85 f_{cd}(b-b_w)t(d-0.5t)$$

すなわち、

$$\begin{aligned} \mu_{lim} &= \left(\frac{b_w}{b}\right) \cdot 0.8 \alpha_{lim}(1-0.4 \alpha_{lim}) \\ &\quad + \left(1-\frac{b_w}{b}\right) \left(\frac{t}{d}\right) \left(1-0.5 \frac{t}{d}\right) \\ &= \left(\frac{b_w}{b}\right) \cdot \mu_{a,lim} + \mu_f \equiv \mu_{b,lim} \quad (2.4) \end{aligned}$$

$$\text{ここに、} \mu_f = \left(1-\frac{b_w}{b}\right) \left(\frac{t}{d}\right) \left(1-0.5 \frac{t}{d}\right)$$

$(t/d) = 0.8 \alpha_{lim}$ となるとき (t/d) を $(t/d)_{lim}$ で表す。表—1 には α_{lim} , $\mu_{a,lim}$, $(t/d)_{lim}$ が与えてある。

μ_{lim} を求めるにあたって与えられた断面フランジ厚 t を用いて次のように区別する。

$$(t/d) \geq 0.8 \alpha_{lim} \cdots \mu_{lim} \equiv \mu_{a,lim} \quad (2.5)$$

$$\begin{aligned} (t/d) < 0.8 \alpha_{lim} \cdots \mu_{lim} &= \left(\frac{b_w}{b}\right) \cdot \mu_{a,lim} \\ &\quad + \mu_f \equiv \mu_{b,lim} \quad (2.6) \end{aligned}$$

与えられたモーメント係数 $\mu = M_u / 0.85 f_{cd} \cdot b d^2$ が μ_{lim} より小さい場合は単鉄筋断面で、 μ_{lim} より大きい場合は、断面寸法を変更して μ を μ_{lim} 以下として単鉄筋断面で設計するか、断面寸法を変更せず複鉄筋断面で、それぞれ設計をする。

表—1 α_{lim} , $\mu_{a,lim}$, $(t/d)_{lim}$

$f_{syk}(\text{kg/cm}^2)$	3 000			3 500		
γ_s	1.15	1.10	1.00	1.15	1.10	1.00
$f_{syd}(\text{kg/cm}^2)$	2 610	2 730	3 000	3 040	3 180	3 500
α_{lim}	0.738 0	0.729 2	0.710 1	0.707 4	0.698 0	0.677 4
$\mu_{a,lim}$	0.416 1	0.413 2	0.406 7	0.405 8	0.402 5	0.395 1
$0.8 \alpha_{lim}$	0.590 4	0.583 4	0.568 1	0.565 9	0.558 4	0.541 9

2.2 $\mu < \mu_{lim}$ の場合

引張鉄筋は降伏状態にあり、単鉄筋断面として設計する。

$(t/d) = 0.8 \alpha$ となるときモーメント係数を求めると、圧縮応力分布区間は $b \times t$ の長方形となる。

$$\mu_0 = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot t \cdot (d-0.5t) / 0.85 f_{cd} \cdot b d^2$$

$$\mu_0 \equiv \left(\frac{t}{d}\right) \left(1-0.5 \frac{t}{d}\right) \quad (2.8)$$

従って、 $\mu > \mu_0$ の場合はT断面として、 $\mu < \mu_0$ の場合は長方形断面として、それぞれ検討すればよい。

(1) $\mu < \mu_0$ の場合 (CASE C)

長方形断面及びT断面で、圧縮応力分布区間は圧縮突縁内にある。釣(つり)合条件式は、

$$M_u = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot 0.8x(d-0.4x)$$

$$N_u = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot 0.8x - A_s f_{syd}$$

すなわち、モーメント係数、軸力係数は次のようになる。

$$\mu = 0.8 \alpha(1-0.4 \alpha) \quad (2.9)$$

$$\nu = 0.8 \alpha - \tilde{\omega}_s \quad (2.10)$$

式(2.9)より α を求めると、

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1-2\mu}) \quad (2.11)$$

式(2.10)に式(2.11)の α を代入して $\tilde{\omega}_s$ を求め、 A_s を定める。

$$\tilde{\omega}_s = \frac{A_s \cdot f_{syd}}{0.85 f_{cd} \cdot b d} = 0.8 \alpha - \nu \quad (2.12)$$

(2) $\mu > \mu_0$ の場合 (CASE D)

T断面で、圧縮応力分布区間は腹部をも含む。釣合条件式は、

$$M_u = 0.85 f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8x(d-0.4x) + 0.85 f_{cd} \cdot (b-b_w) \cdot t \cdot (d-0.5t)$$

$$N_u = 0.85 f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8x + 0.85 f_{cd} \cdot (b-b_w) \cdot t - A_s f_{syd}$$

モーメント、軸力の各係数で表すと、

$$\mu = \left(\frac{b_w}{b}\right) \cdot 0.8 \alpha(1-0.4 \alpha) + \mu_f \quad (2.13)$$

$$\nu = \left(\frac{b_w}{b}\right) \cdot 0.8 \alpha + \nu_f - \tilde{\omega}_s \quad (2.14)$$

式(2.13)より α を求めると、

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{b}{b_w} \cdot (\mu - \mu_f)}\right) \quad (2.15)$$

式(2.14)に式(2.15)の α を代入して $\tilde{\omega}_s$ を求める。

$$\tilde{\omega}_s = \frac{A_s \cdot f_{syd}}{0.85 f_{cd} \cdot b d} = \left(\frac{b_w}{b}\right) \cdot 0.8 \alpha - (\nu - \nu_f) \quad (2.16)$$

2.3 $\mu > \mu_{lim}$ の場合

この場合は、単鉄筋断面で設計すると引張鉄筋は降伏せず、不経済な設計となる。よって、 $\alpha > \alpha_{lim}$ になるよう複鉄筋断面で設計をする。

圧縮鉄筋ひずみは、ひずみ適合条件より次のように与えられる。

$$\varepsilon_{su'} = 0.0035(1 - \delta/\alpha) \quad (2.17)$$

(1) $(t/d) \geq 0.8 \alpha_{lim}$ の場合 (CASE A)

モーメント、軸力各係数は式 (2.9), (2.10) 両式に圧縮鉄筋成分を加えて、

$$\mu = 0.8 \alpha (1 - 0.4 \alpha) + \tilde{\omega}_s' \left(\frac{\sigma_{su'}}{f_{syd}} \right) (1 - \delta) \quad (2.18)$$

$$\nu = 0.8 \alpha - \tilde{\omega}_s + \tilde{\omega}_s' \left(\frac{\sigma_{su'}}{f_{syd}} \right) \quad (2.19)$$

圧筋鉄筋が降伏する条件は、式 (2.17) で $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とおいて、

$$\delta \leq \alpha (1 - f_{syd}/7350) \quad (2.20)$$

すなわち、 $\delta > \alpha (1 - f_{syd}/7350)$, $\sigma_{su'} = 7350(1 - \delta/\alpha)$

$$\delta \leq \alpha (1 - f_{syd}/7350), \sigma_{su'} = f_{syd}$$

(1.1) $\delta < \delta_{1,lim}$ の場合

この場合は、あとで示すように圧縮鉄筋を降伏状態とすることができる。よって式 (2.18), (2.19) 両式より

$$\tilde{\omega}_s' = [\mu - 0.8 \alpha (1 - 0.4 \alpha)] / (1 - \delta) \quad (2.21)$$

$$\tilde{\omega}_s = 0.8 \alpha + \tilde{\omega}_s' - \nu \quad (2.22)$$

よって、 $(\tilde{\omega}_s + \tilde{\omega}_s')$ を最少ならしめる α を求めると、

$$\frac{d}{d\alpha} (\tilde{\omega}_s + \tilde{\omega}_s') = \frac{d}{d\alpha} \left[0.8 \alpha + 2 \cdot \frac{\mu - 0.8 \alpha (1 - 0.4 \alpha)}{1 - \delta} - \nu \right] = 0$$

すなわち、

$$\alpha = 0.625(1 + \delta) \quad (2.23)$$

仮定により次の条件が成立する必要がある。

$$0.625(1 + \delta) \leq \alpha_{lim}$$

$$\delta \leq 0.625(1 + \delta)(1 - f_{syd}/7350)$$

以上の2条件を書き換えて、

$$1 + \delta \leq 1.6 \alpha_{lim} = 1.6 / (1 + f_{syd}/7350)$$

$$\delta(0.6 + f_{syd}/7350) \leq 1 - f_{syd}/7350$$

すなわち、

$$\delta \leq (0.6 - f_{syd}/7350) / (1 + f_{syd}/7350) \quad (2.24)$$

$$\delta \leq (1 - f_{syd}/7350) / (0.6 + f_{syd}/7350) \quad (2.25)$$

式 (2.24), (2.25) 両条件式のうち式 (2.24) が満足されるならば、式 (2.25) は常に満足される。式 (2.24) 右辺を $\delta_{1,lim}$ と表すものとする (表-2)。

表-2 $\delta_{1,lim}$, $\delta_{2,lim}$

$f_{syd}(\text{kg/cm}^2)$	3 000			3 500		
γ_s	1.15	1.10	1.00	1.15	1.10	1.00
$f_{syd}(\text{kg/cm}^2)$	2 610	2 730	3 000	3 040	3 180	3 500
$\delta_{1,lim}$	0.180 8	0.166 7	0.136 2	0.131 8	0.116 8	0.083 8
$\delta_{2,lim}$	0.475 9	0.458 4	0.420 2	0.414 8	0.396 0	0.354 8

$$\delta_{1,lim} = \frac{0.6 - f_{syd}/7350}{1 + f_{syd}/7350} \quad (2.26)$$

$\delta < \delta_{1,lim}$ であれば、式 (2.23) より α を求め、式 (2.21), (2.22) より $\tilde{\omega}_s'$, $\tilde{\omega}_s$ が定められ、 A_s' , A_s が算定される。

(1.2) $\delta_{2,lim} > \delta > \delta_{1,lim}$ の場合

この場合 $\delta > \delta_{1,lim}$ であるから、式 (2.23) で求めた α は α_{lim} より大となり、引張鉄筋は降伏しないこととなる。よって $\alpha = \alpha_{lim}$ とする。 $\alpha = \alpha_{lim}$ に対して圧縮鉄筋が降伏する条件は式 (2.20) で求められる。

$$\delta \leq \alpha_{lim}(1 - f_{syd}/7350) \equiv \delta_{2,lim}$$

$\delta_{2,lim}$ は表-2 に示してあるように一般の設計ではこれを超えることはないので、圧縮鉄筋は降伏しているとしてよい。従って、式 (2.18), (2.19) 両式で $\alpha = \alpha_{lim}$ において $\tilde{\omega}_s'$, $\tilde{\omega}_s$ は求まる。

$$\tilde{\omega}_s' = \frac{\mu - \mu_{a,lim}}{1 - \delta} \quad (2.27)$$

$$\tilde{\omega}_s = 0.8 \alpha_{lim} + \tilde{\omega}_s' - \nu \quad (2.28)$$

(2) $(t/d) < 0.8 \alpha_{lim}$ の場合 (CASE B)

フランジ部成分を考慮して、モーメント、軸力、各係数は次のようである。

$$\mu = \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) + \mu_f + \tilde{\omega}_s' (\sigma_{su}' / f_{syd}) (1 - \delta) \quad (2.29)$$

$$\nu = \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha + \nu_f + \tilde{\omega}_s (\sigma_{su}' / f_{syd}) - \tilde{\omega}_s \quad (2.30)$$

(2.1) $\delta < \delta_{1,lim}$ の場合

$\sigma_{su}' = f_{syd}$ であるから、式 (2.29), (2.30) 両式より

$$\tilde{\omega}_s' = \left[(\mu - \mu_f) - \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha (1 - 0.4 \alpha) \right] / (1 - \delta) \quad (2.31)$$

$$\tilde{\omega}_s = \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha + \tilde{\omega}_s' - (\nu - \nu_f) \quad (2.32)$$

$(\tilde{\omega}_s + \tilde{\omega}_s')$ を最少ならしめる α は、

$$\frac{d}{d\alpha} (\tilde{\omega}_s + \tilde{\omega}_s') = \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 + 2 \frac{\left(\frac{b_w}{b} \right) (0.64 \alpha - 0.8)}{1 - \delta} = 0$$

$$\alpha = 0.625(1 + \delta) \quad (2.33)$$

すなわち式 (2.23) と同一である。

式 (2.33) の α を式 (2.31), (2.32) 両式に代入して両鉄筋断面積を求める。

(2.2) $\delta_{2,lim} > \delta > \delta_{1,lim}$ の場合

(1.2) の場合と同様であって式 (2.31), (2.32) 両式で $\alpha = \alpha_{lim}$ とする。

$$\tilde{\omega}_s' = (\mu - \mu_{b,lim}) / (1 - \delta) \quad (2.34)$$

$$\tilde{\omega}_s = \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha_{lim} + \tilde{\omega}_s' - (\nu - \nu_f) \quad (2.35)$$

以上をまとめて次の順序で設計する。

Ex. 1 単純曲げ $M_u = 60 \text{ t} \cdot \text{m}$, $N_u = 0$

長方形断面, $b = 32 \text{ cm}$, $d = 76 \text{ cm}$, $f_{cd} = 160 \text{ kg/cm}^2$,
 $f_{syd} = 3180 \text{ kg/cm}^2$

$$0.85 f_{cd} \cdot b d = 330.8 \times 10^3 \text{ kg},$$

$$0.85 f_{cd} \cdot b d^2 = 251.4 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\mu = 60 \times 10^5 / 251.4 \times 10^5 = 0.2387 < \mu_{a,lim} \equiv 0.4025$$

(表-1) (CASE A; 単鉄筋)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2387}) = 0.3463$$

$$\tilde{\omega}_s = 0.8 \times 0.3463 = 0.2770$$

$$A_s = 0.2770 \times 330.8 \times 10^3 / 3180 = 28.82 \text{ cm}^2$$

Ex. 2 曲げと軸圧縮, 断面図心位置計算軸力 80 t,
 モーメント 50 tm

長方形断面 $h = 64 \text{ cm}$, $b = 32 \text{ cm}$, $d = 60 \text{ cm}$, $d' = 4 \text{ cm}$,
 $f_{cd} = 160 \text{ kg/cm}^2$, $f_{syd} = 3180 \text{ kg/cm}^2$

$$N_u = 80 \text{ t}, M_u = 50 + 80 \times (0.32 - 0.04) = 72.4 \text{ tm}$$

$$0.85 f_{cd} \cdot b d = 261.1 \times 10^3 \text{ kg},$$

$$0.85 f_{cd} \cdot b d^2 = 156.7 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\mu = 72.4 \times 10^5 / 156.7 \times 10^5 = 0.4620 > \mu_{a,lim}$$

$$\equiv 0.4025 \text{ (表-1) (CASE A; 複鉄筋)}$$

$$\nu = 80 \times 10^3 / 261.1 \times 10^3 = 0.3064$$

$$\tilde{\delta} = 4/60 = 0.0667 < \tilde{\delta}_{1,lim} \text{ (表-2)}$$

$$\alpha = 0.625 (1 + 0.0667) = 0.6667 < \alpha_{lim} \equiv 0.6980$$

(表-1)

$$\tilde{\omega}_s' = [0.4620 - 0.8 \times 0.6667 (1 - 0.4 \times 0.6667)] / (1 - 0.0667) = 0.0759$$

$$\tilde{\omega}_s = 0.8 \times 0.6667 + 0.0759 - 0.3064 = 0.3029$$

$$A_s = 0.3029 \times 261.1 \times 10^3 / 3180 = 24.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0.0759 \times 261.1 \times 10^3 / 3180 = 6.23 \text{ cm}^2$$

Ex. 3 $M_u = 175 \text{ tm}$, $N_u = 0$ 及び $N_u = 192 \text{ t}$ の場合
 T断面 (図-3) $b = 60 \text{ cm}$, $b_w = 30 \text{ cm}$, $d = 85 \text{ cm}$, $t = 30 \text{ cm}$,
 $f_{cd} = 160 \text{ kg/cm}^2$, $f_{syd} = 3180 \text{ kg/cm}^2$
 $(t/d) = 30/85 = 0.3529 < 0.8 \alpha_{lim} \equiv 0.5584$

(表-1) (CASE B)

$$\mu_{lim} = \left(\frac{30}{60}\right) \times 0.4025 + \left(1 - \frac{30}{60}\right) \left(\frac{30}{85}\right) \left(1 - 0.5 \frac{30}{85}\right)$$

$$= 0.2013 + 0.1453 = 0.3466$$

$$0.85 f_{cd} \cdot b d = 693.6 \times 10^3 \text{ kg},$$

$$0.85 f_{cd} \cdot b d^2 = 589.56 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\mu = 175 \times 10^3 / 589.56 \times 10^5 = 0.2968 < \mu_{lim} \text{ (単鉄筋)}$$

$$\mu_0 = (30/85) (1 - 0.5 \times 30/85) = 0.2907, \mu_f = 0.1453$$

$$\mu > \mu_0 \text{ (CASE D)}$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \left(\frac{60}{30}\right) (0.2968 - 0.1453)} \right]$$

$$= 0.4654$$

$$i) N_u = 0 \text{ の場合, } \nu_f = \left(1 - \frac{30}{60}\right) \left(\frac{30}{85}\right) = 0.1765$$

$$\tilde{\omega}_s = \frac{30}{60} \times 0.8 \times 0.4654 + 0.1765 = 0.3627$$

$$A_s = 0.3627 \times 693.6 / 3.18 = 79.10 \text{ cm}^2$$

$$ii) N_u = 192 \text{ t の場合}$$

$$\nu = 192 / 693.6 = 0.2768$$

$$\nu_f = 0.1765$$

$$\tilde{\omega}_s = \frac{30}{60} \times 0.8 \times 0.4654 - (0.2768 - 0.1765)$$

$$= 0.0859$$

$$A_s = 0.0859 \times 693.6 / 3.18 = 18.73 \text{ cm}^2$$

Ex. 4 図-4 に示すT断面図心に軸圧縮力，モーメントの計算値 192 t 及び 100 tm が作用する。 $f_{cd} = 133 \text{ kg/cm}^2$, $f_{syd} = 3500 \text{ kg/cm}^2$

$$(t/d) = 0.3529 < 0.8 \alpha_{lim} \equiv 0.5419 \text{ (表-1)}$$

(CASE B)

$$\mu_{lim} = \left(\frac{30}{60}\right) \times 0.3951 + \left(1 - \frac{30}{60}\right) \left(\frac{30}{85}\right) \cdot$$

図-3 Ex. 3

図-4 Ex. 4

表-3 α を変えた場合の $(\tilde{\omega}_s + \tilde{\omega}_s')$

α	0.62	0.64	0.66	0.666 7	0.68	0.698 0	0.72	0.74
σ_{su} (kg/cm ²)	3 180						2 858	2 582
σ_{su}' (kg/cm ²)	3 180							
$\tilde{\omega}_s'$	0.095 4	0.086 9	0.078 7	0.075 9	0.070 7	0.063 8	0.055 6	0.048 5
$\tilde{\omega}_s$	0.285 0	0.292 5	0.300 2	0.302 9	0.308 3	0.315 8	0.361 4	0.411 4
$\tilde{\omega}_s + \tilde{\omega}_s'$	0.380 4	0.379 4	0.378 9	0.378 8	0.379 0	0.379 6	0.417 0	0.459 9

この場合 $\alpha_{lim} = 0.6980$ の場合より $0.625(1 + \delta) = 0.6667$ の場合が少し小さくなる。

$$\left(1 - 0.5 \frac{30}{85}\right) = 0.1976 + 0.1453 = 0.3429$$

$$0.85 f_{cd} \cdot b d = 576.6 \times 10^3,$$

$$0.85 f_{cd} \cdot b d^2 = 490.1 \times 10^5$$

$$N_u = 192 \text{ t}, M_u = 100 + 192 \times 0.475 = 191.2 \text{ tm}$$

$$\nu = 0.3330$$

$$\mu = 0.3901 > \mu_{lim} \text{ (複鉄筋)}$$

$$\delta = 5/85 = 0.0588 < \delta_{1,lim} \equiv 0.0838 \text{ (表-2)}$$

$$\alpha = 0.625(1 + 0.0588) = 0.6618 < \alpha_{lim} \equiv 0.6774$$

(表-1)

$$\mu_f = 0.1453, \mu - \mu_f = 0.3901 - 0.1453 = 0.2448$$

$$\tilde{\omega}_s' = \frac{0.2448 - 0.5 \times 0.8 \times 0.6618 \times (1 - 0.4 \times 0.6618)}{1 - 0.0588}$$

$$= 0.0533$$

$$\nu_f = 0.1765, \nu - \nu_f = 0.3330 - 0.1765 = 0.1565$$

$$\tilde{\omega}_s = 0.5 \times 0.8 \times 0.6618 + 0.0533 - 0.1565 = 0.1615$$

$$A_s = 0.1615 \times 576.6 / 3.50 = 26.61 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0.0533 \times 576.6 / 3.50 = 8.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s + A_s' = 35.39 \text{ cm}^2$$

Ex. 5 **Ex. 4** において $d' = 10 \text{ cm}$ とする場合

$$\delta = 10/85 = 0.1176, \text{ 表-2 より}$$

$$\delta_{2,lim} \equiv 0.3548 > \delta > \delta_{1,lim} \equiv 0.0838$$

$$\mu_{b,lim} = 0.3429 \text{ (Ex. 4)}$$

$$\tilde{\omega}_s' = (0.3901 - 0.3429) / 0.8824 = 0.0535$$

$$\tilde{\omega}_s = \left(\frac{30}{60}\right) \times 0.8 \times 0.6774 + 0.0535 - 0.1565$$

$$= 0.1680$$

$$A_s = 27.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 8.81 \text{ cm}^2, A_s + A_s' = 36.49 \text{ cm}^2$$

注: **Ex. 2** において $\alpha = 0.625(1 + \delta) = 0.6667$ としない場合の $(\tilde{\omega}_s + \tilde{\omega}_s')$ は表-3 のようになる。

3. 断面形状寸法，材料強度既知のときの断面安全性の検討

3.1 鉄筋降伏判定式

この場合，未知量は N_u , M_u 及び x の 3 つであるが，これらを定める方程式は釣合条件式 2 つであって，一義的に解を求めることはできない。よって断面軸圧縮力を荷重作用計算値とし， M_u を求め，これが荷重作用

モーメント計算値より大きければ断面は安全であると判定することが可能である。

よって，以下 N_u は既知であるとする。

引張，圧縮両鉄筋ともに降伏する条件は式 (2.2), (2.17) 両式を用いて次のようになる。

$$\frac{1}{1+(f_{syd}/7350)} > \alpha > \delta \frac{1}{1-(f_{syd}/7350)} \quad (3.1)$$

式 (3.1) が満足される範囲の α に対し, $\sigma_{su} = \sigma_{su}' = f_{syd}$ となるので, 軸方向釣合条件は次のように書ける。

長方形断面及び $(t/d) > (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu)$ の T 断面に対し,

$$\nu = 0.8 \alpha + \tilde{\omega}_s' - \tilde{\omega}_s \quad (3.2)$$

$(t/d) < (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu)$ の T 断面に対し,

$$\nu = \frac{b_w}{b} 0.8 \alpha + \nu_f + \tilde{\omega}_s' - \tilde{\omega}_s \quad (3.3)$$

すなわち, 両鉄筋が降伏する条件は式 (3.2), (3.3) の α を式 (3.1) に代入して次のようになる。

1) 長方形断面及び $(t/d) > (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu)$ の T 断面

$$\begin{aligned} \frac{0.8}{1+(f_{syd}/7350)} &> (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu) \\ &> \delta \frac{0.8}{1-(f_{syd}/7350)} \end{aligned} \quad (3.4)$$

2) $(t/d) < (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu)$ の T 断面

$$\begin{aligned} \frac{0.8}{1+(f_{syd}/7350)} \frac{b_w}{b} &> (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu - \nu_f) \\ &> \delta \frac{0.8}{1-(f_{syd}/7350)} \frac{b_w}{b} \end{aligned} \quad (3.5)$$

よって, $(\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu)$ または $(\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu - \nu_f)$ の大小関係で鉄筋降伏の有無が判別される。これらの値が条件式 (3.4), (3.5) の左辺より大であれば, 引張鉄筋は降伏せず圧縮鉄筋は降伏している。もし右辺より小であれば, 引張鉄筋は降伏するが圧縮鉄筋は降伏しない。

3.2 $\tilde{\omega}_s, \tilde{\omega}_s', \nu$ 既知の場合の μ の計算

3.2.1 引張鉄筋降伏せず圧縮鉄筋降伏状態

(a) 長方形断面及び $(t/d) > (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu)$ の T 断面 (CASE A)

$$(\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu) > 0.8/(1+f_{syd}/7350)$$

(b) $(t/d) < (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu)$ の T 断面 (CASE B)

$$(\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu - \nu_f) > 0.8(b_w/b)/(1+f_{syd}/7350)$$

圧縮鉄筋は降伏し, 引張鉄筋は降伏しない。よって,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{su} &= 21 \times 10^8 \cdot \epsilon_{su} = 7350 \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) \\ \sigma_{su}' &= f_{syd} \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

軸方向釣合条件式は,

CASE A;

$$\begin{aligned} \nu &= 0.8 \alpha + \tilde{\omega}_s' - \tilde{\omega}_s \left(\frac{7350}{f_{syd}} \right) \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) \\ \alpha^2 + 1.25 \left[\tilde{\omega}_s \left(\frac{7350}{f_{syd}} \right) + \tilde{\omega}_s' - \nu \right] \alpha \\ &- 1.25 \tilde{\omega}_s \left(\frac{7350}{f_{syd}} \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.7a)$$

CASE B;

$$\nu = \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha + \nu_f + \tilde{\omega}_s' - \tilde{\omega}_s \left(\frac{7350}{f_{syd}} \right) \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right)$$

$$\begin{aligned} \alpha^2 + 1.25 \left(\frac{b_w}{b} \right) \left[\tilde{\omega}_s \left(\frac{7350}{f_{syd}} \right) + \tilde{\omega}_s' - (\nu - \nu_f) \right] \alpha \\ - 1.25 \left(\frac{b_w}{b} \right) \tilde{\omega}_s \left(\frac{7350}{f_{syd}} \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.7b)$$

式 (3.7) を解いて α が求められる。

モーメントに関する釣合条件より,

CASE A;

$$\mu = 0.8 \alpha (1 - 0.4 \alpha) + \tilde{\omega}_s' (1 - \delta) \quad (3.8a)$$

CASE B;

$$\mu = \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha (1 - 0.4 \alpha) + \mu_f + \tilde{\omega}_s' (1 - \delta) \quad (3.8b)$$

3.2.2 両鉄筋ともに降伏状態

(a) 長方形断面及び $(t/d) > (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu)$ の T 断面 (CASE A)

$$\begin{aligned} 0.8/(1+f_{syd}/7350) &> (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu) \\ &> \delta \cdot 0.8/(1-f_{syd}/7350) \end{aligned}$$

(b) $(t/d) < (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu - \nu_f)$ の T 断面 (CASE B)

$$\begin{aligned} 0.8(b_w/b)/(1+f_{syd}/7350) &> (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu - \nu_f) \\ &> \delta \cdot 0.8(b_w/b)/(1-f_{syd}/7350) \end{aligned}$$

この場合は $\sigma_{su} = \sigma_{su}' = f_{syd}$ であるから, 軸方向釣合条件は,

CASE A $\nu = 0.8 \alpha + \tilde{\omega}_s' - \tilde{\omega}_s$

$$\alpha = 1.25 (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu) \quad (3.9a)$$

CASE B

$$\nu = \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha + \nu_f + \tilde{\omega}_s' - \tilde{\omega}_s$$

$$\alpha = 1.25 \left(\frac{b_w}{b} \right) (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu - \nu_f) \quad (3.9b)$$

式 (3.9) より α を求め, 式 (3.8) に代入して μ は求められる。

3.2.3 引張鉄筋降伏, 圧縮鉄筋降伏せずの状態

(a) 長方形断面及び $(t/d) > (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu)$ の T 断面 (CASE A)

$$(\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu) < \delta \cdot 0.8/(1-f_{syd}/7350)$$

(b) $(t/d) < (\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu - \nu_f)$ の T 断面 (CASE B)

$$(\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' + \nu - \nu_f) < \delta \cdot 0.8(b_w/b)/(1-f_{syd}/7350)$$

この場合の鉄筋応力度は,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{su} &= f_{syd} \\ \sigma_{su}' &= 7350 \left(1 - \frac{\delta}{\alpha} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.10)$$

軸方向釣合条件は,

CASE A;

$$\nu = 0.8 \alpha + \tilde{\omega}_s' \left(\frac{7350}{f_{syd}} \right) \left(1 - \frac{\delta}{\alpha} \right) - \tilde{\omega}_s$$

$$\alpha^2 - 1.25 \left[\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' \left(\frac{7350}{f_{syd}} \right) + \nu \right] \alpha$$

$$- 1.25 \tilde{\omega}_s' \left(\frac{7350}{f_{syd}} \right) \delta = 0 \quad (3.11a)$$

CASE B;

$$\nu = \left(\frac{b_w}{b}\right) 0.8 \alpha + \nu_f + \tilde{\omega}_s' \left(\frac{7350}{f_{syd}}\right) \left(1 - \frac{\delta}{\alpha}\right) - \tilde{\omega}_s$$

$$\alpha^2 - 1.25 \left(\frac{b}{b_w}\right) \left[\tilde{\omega}_s - \tilde{\omega}_s' \left(\frac{7350}{f_{syd}}\right) + \nu - \nu_f \right] \alpha - 1.25 \left(\frac{b}{b_w}\right) \tilde{\omega}_s' \left(\frac{7350}{f_{syd}}\right) \delta = 0 \quad (3.11 \text{ b})$$

式(3.11)より α を求め、次式に代入して μ を求める。

CASE A;

$$\mu = 0.8 \alpha (1 - 0.4 \alpha) + \tilde{\omega}_s' \left(\frac{7350}{f_{syd}}\right) \left(1 - \frac{\delta}{\alpha}\right) (1 - \delta) \quad (3.12 \text{ a})$$

CASE B;

$$\mu = \left(\frac{b_w}{b}\right) 0.8 \alpha (1 - 0.4 \alpha) + \mu_f + \tilde{\omega}_s' \left(\frac{7350}{f_{syd}}\right) \left(1 - \frac{\delta}{\alpha}\right) (1 - \delta) \quad (3.12 \text{ b})$$

以上をまとめると、 μ を求める計算順序は上表のようである。

Ex. 6 図-5 の断面図心に軸力 60 t、モーメント 120 tm が作用する場合の断面の安全性を検討する。 $f_{cd} = 160 \text{ kg/cm}^2$, $f_{syd} = 3040 \text{ kg/cm}^2$ とする。

図-5 Ex. 6

図-6 Ex. 7

$$\begin{aligned}
0.85 f_{cd} \cdot b d &= 870.4 \times 10^3 \text{ kg}, \\
0.85 f_{cd} \cdot b d^2 &= 696.3 \times 10^5 \text{ kg-cm} \\
\bar{\omega}_s &= 44.79 \times 3040 / 870.4 \times 10^3 = 0.1564 \\
\bar{\omega}_s' &= 25.70 \times 3040 / 870.4 \times 10^3 = 0.0898 \\
\nu &= 60 \times 10^3 / 870.4 \times 10^3 = 0.0689 \\
\delta &= 10/80 = 0.125 \\
\beta_1 &= 0.8 / (1 + 3040 / 7350) = 0.5659 \\
\beta_2 &= 0.125 \times 0.8 / (1 - 3040 / 7350) = 0.1705 \\
\bar{\omega}_s - \bar{\omega}_s' + \nu &= 0.1564 - 0.0898 + 0.0689 = 0.1355 < \beta_2 \\
\alpha^2 - 1.25 \left(0.1564 - 0.0898 \times \frac{7350}{3040} + 0.0689 \right) \alpha \\
&\quad - 1.25 \times 0.0898 \times \frac{7350}{3040} \times 0.125 = 0 \\
\alpha^2 - 0.01023 \alpha - 0.03392 &= 0 \\
\alpha &= 0.1894 \\
\mu &= 0.8 \times 0.1894 \times (1 - 0.4 \times 0.1894) + 0.0898 \times \\
&\quad \frac{7350}{3040} \times \left(1 - \frac{0.125}{0.1894} \right) (1 - 0.125) = 0.2046 \\
M_u &= 0.2046 \times 696.3 \times 10^5 = 142.5 \text{ tm}
\end{aligned}$$

断面図心抵抗モーメント $= M_u - N_u \cdot e = 142.5 - 60 \times 0.35 = 121.5 \text{ tm}$

すなわち、荷重作用計算モーメント 120 tm より大きいので安全である。

Ex. 7 図-6 の断面に軸力 28 t 作用時の引張鉄筋図心線に関する破壊抵抗モーメントを求める。 $f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$, $f_{syd} = 3180 \text{ kg/cm}^2$ とする。

$$\begin{aligned}
0.85 f_{cd} \cdot b d &= 1071 \times 10^3 \text{ kg}, \\
0.85 f_{cd} \cdot b d^2 &= 963.9 \times 10^5 \text{ kg-cm} \\
\bar{\omega}_s &= 30.42 \times 3180 / 1071 \times 10^3 = 0.09032 \\
\nu &= 28 \times 10^3 / 1071 \times 10^3 = 0.02614 \\
\beta_1 &= 0.8 / (1 + 3180 / 7350) = 0.5584 \\
\bar{\omega}_s + \nu &= 0.09032 + 0.02614 = 0.1165 < t/d = 27/90 \\
&= 0.30 \text{ (CASE A)} \\
\bar{\omega}_s + \nu &= 0.1165 < \beta_1 \\
\alpha &= 1.25 \times 0.1165 = 0.1456 \\
\mu &= 0.8 \times 0.1456 \times (1 - 0.4 \times 0.1456) = 0.1097 \\
M_u &= 0.1097 \times 963.9 \times 10^5 = 105.7 \text{ tm}
\end{aligned}$$

Ex. 8 図-7 T 断面に軸圧縮力 $N_u = 32 \text{ t}$ 作用時の破壊抵抗モーメントを求める。 $f_{cd} = 120 \text{ kg/cm}^2$, $f_{syd} = 2730 \text{ kg/cm}^2$ とする。

$$\begin{aligned}
0.85 f_{cd} \cdot b d &= 1044 \times 10^3 \text{ kg} \\
0.85 f_{cd} \cdot b d^2 &= 668.5 \times 10^5 \text{ kg-cm}
\end{aligned}$$

図-7 Ex. 8

$$\begin{aligned}
\bar{\omega}_s &= 63.34 \times 2730 / 1044 \times 10^3 = 0.1656 \\
\nu &= 32 \times 10^3 / 1044 \times 10^3 = 0.0306 \\
\bar{\omega}_s + \nu &= 0.1962 > (t/d) = 12/64 = 0.1875 \text{ (CASE B)} \\
\beta_1 &= 0.8 / (1 + 2730 / 7350) = 0.5833 \\
\nu_f &= \left(1 - \frac{40}{160} \right) \left(\frac{12}{64} \right) = 0.1406 \\
\left(\frac{b}{b_w} \right) (\bar{\omega}_s + \nu - \nu_f) &= \frac{160}{40} (0.1962 - 0.1406) \\
&= 0.2224 < \beta_1 \\
\alpha &= 1.25 \times 0.2224 = 0.2780 \\
\mu &= \left(\frac{40}{160} \right) \times 0.8 \times 0.2780 \times (1 - 0.4 \times 0.2780) \\
&\quad + \left(1 - \frac{40}{160} \right) \left(\frac{12}{64} \right) \left(1 - 0.5 \times \frac{12}{64} \right) \\
&= 0.0494 + 0.1274 = 0.1768 \\
M_u &= 0.1768 \times 668.5 \times 10^5 = 118.2 \text{ tm}
\end{aligned}$$

4. 中立軸比 α_{cri} の与えられている場合の A_s , A_s' 算定

4.1 単鉄筋断面モーメント係数 μ_{cri}

弾性解によるモーメントをモーメント再配分によって減少させる場合、または耐震設計上特に断面ダクティリィーの下限値の設けられるときなどにあつては、中立軸比は α_{cri} より小さいことが要求される(付録2参照)。

α_{cri} は α_{lim} より小さいので、引張鉄筋は常に降伏点ひずみを超えている。 α_{cri} に対するモーメント係数を単鉄筋断面について求め、これを μ_{cri} と表す。

(1) $(t/d) \geq 0.8 \alpha_{cri}$ (CASE A)

常に長方形断面についての計算法が適用され、

$$\mu_{cri} = 0.8 \alpha_{cri} (1 - 0.4 \alpha_{cri}) \equiv \mu_{a,cri} \quad (4.1)$$

(2) $(t/d) < 0.8 \alpha_{cri}$ (CASE B)

この場合は、圧縮フランジ抵抗モーメント係数 μ_f を考慮し、次のように書ける。

$$\mu_{cri} = \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha_{cri} (1 - 0.4 \alpha_{cri}) + \mu_f = \mu_{b,cri} \quad (4.2)$$

4.2 $\mu < \mu_{cri}$ の場合

(1) $\mu < \mu_0$ の場合 (CASE C)

α , $\bar{\omega}_s$ は式 (2.11), (2.12) で求められる。

(2) $\mu > \mu_0$ の場合 (CASE D)

α , $\bar{\omega}_s$ は式 (2.15), (2.16) で求められる。

4.3 $\mu > \mu_{cri}$ の場合

この場合は、断面寸法を変えて μ を μ_{cri} より小さくするようにして単鉄筋断面として設計するか、 $\alpha = \alpha_{cri}$ となる複鉄筋断面として以下の設計法による。

(1) $(t/d) \geq 0.8 \alpha_{cri}$ (CASE A)

常に長方形断面と同じ方法で計算できる。

圧縮鉄筋降伏条件は式 (2.20) と同様に

$$\tilde{\omega} < \alpha_{cri} (1 - f_{syd} / 7350) \quad (4.4)$$

圧縮鉄筋は降伏するものとして、 $(\tilde{\omega}_s + \tilde{\omega}_s')$ が最少となる α は式 (2.23) のように与えられるが、この α 値は常に一般の α_{cri} より大となる。よって $\alpha = \alpha_{cri}$ とする必要がある。

従って式 (4.4) 条件右辺を $\tilde{\omega}_{cri}$ とすると、以下 2 つの場合が考えられる。

(1.1) $\tilde{\omega} < \tilde{\omega}_{cri}$ の場合

圧縮鉄筋は降伏しているので式 (2.21), (2.22) 両式と同様に $\tilde{\omega}_s', \tilde{\omega}_s$ は求まる。

$$\tilde{\omega}_s' = [\mu - 0.8 \alpha_{cri} (1 - 0.4 \alpha_{cri})] / (1 - \tilde{\omega}) \quad (4.5)$$

$$\tilde{\omega}_s = 0.8 \alpha_{cri} + \tilde{\omega}_s' - \nu \quad (4.6)$$

(1.2) $\tilde{\omega} > \tilde{\omega}_{cri}$ の場合

圧縮鉄筋は降伏せず、圧縮応力度は式 (2.17) より次のようになる。

$$\sigma_{su}' = 7350 (1 - \tilde{\omega} / \alpha_{cri}) \quad (4.7)$$

従って式 (2.18), (2.19) に式 (4.7) を代入して $\tilde{\omega}_s', \tilde{\omega}_s$ を求める。

$$\tilde{\omega}_s' = [\mu - 0.8 \alpha_{cri} (1 - 0.4 \alpha_{cri})] \left(\frac{f_{syd}}{7350}\right) \frac{1}{1 - \tilde{\omega} / \alpha_{cri}} \frac{1}{1 - \tilde{\omega}} \quad (4.8)$$

$$\tilde{\omega}_s = 0.8 \alpha_{cri} + \tilde{\omega}_s' \left(\frac{7350}{f_{syd}}\right) \left(1 - \frac{\tilde{\omega}}{\alpha_{cri}}\right) - \nu \quad (4.9)$$

(2) $(t/d) < 0.8 \alpha_{cri}$ (CASE B)

(1) の場合と同様に、 $\alpha = \alpha_{cri}$ として圧縮鉄筋を配置する。

(2.1) $\delta \leq \delta_{cri}$ の場合

式 (2.31), (2.32) 両式と同様に $\tilde{\omega}_s'$, $\tilde{\omega}_s$ は求められる。

$$\tilde{\omega}_s' = \left[(\mu - \mu_f) - \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha_{cri} (1 - 0.4 \alpha_{cri}) \right] / (1 - \delta) \quad (4.10)$$

$$\tilde{\omega}_s = \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha_{cri} + \tilde{\omega}_s' - (\nu - \nu_f) \quad (4.11)$$

(2.2) $\delta > \delta_{cri}$ の場合

圧縮鉄筋応力度は式 (4.7) で与えられ, $\tilde{\omega}_s'$, $\tilde{\omega}_s$ は式 (2.29), (2.30) 両式から求まる。

$$\tilde{\omega}_s' = \left[(\mu - \mu_f) - \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha_{cri} (1 - 0.4 \alpha_{cri}) \right] \left(\frac{f_{syd}}{7350} \right) \frac{1}{1 - \delta / \alpha_{cri}} \frac{1}{1 - \delta} \quad (4.12)$$

$$\tilde{\omega}_s = \left(\frac{b_w}{b} \right) 0.8 \alpha_{cri} + \tilde{\omega}_s' \left(\frac{7350}{f_{syd}} \right) \left(1 - \frac{\delta}{\alpha_{cri}} \right) - (\nu - \nu_f) \quad (4.13)$$

以上をまとめて左表の順序で設計を実施する。

Ex. 9 Ex. 1 の場合で中立軸比が 0.30 に制限されている場合。 $\mu = 0.2387$

CASE A の場合であって $\alpha_{cri} = 0.30$ であるから,

$$\mu_{cri} = 0.8 \times 0.30 \times (1 - 0.4 \times 0.30) = 0.2112 = \mu_{a, cri} < \mu$$

よって複鉄筋断面とし, $d' = 8 \text{ cm}$ とする。

$$\delta_{cri} = 0.30 \times (1 - 3180/7350) = 0.1702 > \delta = 8/76 = 0.1053$$

$$\tilde{\omega}_s' = (0.2387 - 0.2112) / (1 - 0.1053) = 0.0307$$

$$\tilde{\omega}_s = 0.8 \times 0.30 + 0.0307 = 0.2707$$

$$A_s = 0.2707 \times 330.8 / 3.18 = 28.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0.0307 \times 330.8 / 3.18 = 3.19 \text{ cm}^2$$

Ex. 10 図-7 の断面で, $N_u = 0$, $M_u = 90 \text{ tm}$, $f_{cd} = 120 \text{ kg/cm}^2$, $f_{syd} = 2730 \text{ kg/cm}^2$ の場合で, $\alpha_{cri} = 0.20$ として鉄筋断面積を求める。

$$\mu = 90 \times 10^5 / 668.5 \times 10^5 = 0.1346$$

$$\mu_{cri} = 0.8 \times 0.20 \times (1 - 0.4 \times 0.20) = 0.1472$$

$$= \mu_{a, cri} > \mu$$

すなわち, $\alpha < \alpha_{cri}$ となる。

$$\mu_0 = \left(\frac{12}{64} \right) \left(1 - 0.5 \times \frac{12}{64} \right) = 0.1699 > \mu \text{ (CASE C)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1346}) = 0.1814 < \alpha_{cri}$$

$$\tilde{\omega}_s = 0.8 \times 0.1814 = 0.1451$$

$$A_s = 0.1451 \times 1044 / 2.73 = 55.49 \text{ cm}^2$$

付 1 圧縮側コンクリート応力分布の相違による抵抗モーメント差

コンクリート応力分布をパラボラ～長方形応力-ひずみ曲線を基とした場合と, 近似的に長方形分布とした場

付図-1

合とが断面破壊曲げモーメントに与える影響を検討する。以下, 前者に対してはサフィックス 1 を, 後者の場合にはサフィックス 2 をつける (付図-1)。

単鉄筋断面で引張鉄筋は降伏しているものと仮定すると, いずれの圧縮コンクリート応力分布を採用しても, コンクリート圧縮合力は両者とも同一である。

コンクリート圧縮合力を C とすると, 長方形断面については次式が成立する。

$$C = 0.85 f_{cd} \times 0.8095 \times b x_1 = 0.85 f_{cd} \times b \times 0.8 x_2$$

$$x_2 = 1.012 x_1$$

内力腕長を z とすると,

$$z_1 = d - 0.4160 x_1 = d (1 - 0.4160 \alpha_1)$$

$$z_2 = d - 0.4 x_2 = d - 0.4028 \alpha_1 = d (1 - 0.4028 \alpha_1)$$

$\alpha_1 = \alpha_{lim} \cong 0.70$ の場合でも $z_1/z_2 = 0.7088/0.7180 = 0.987$ となり, 差は 1% 程度にすぎないので, 曲げ破壊抵抗モーメント計算には圧縮側コンクリート分布を近似方法 (長方形分布) によってよい。

$0.8 x_2 > t$ となる場合には,

$$C_2 = 0.85 f_{cd} \cdot b x_2 \left[0.8 - \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(0.8 - \frac{t}{x_2} \right) \right] \quad (1)$$

$x_1 > t$ の場合フランジ下縁コンクリートひずみを ε_{c0} とし, これに対する中立軸深さが $(x_1 - t)$ のときのコンクリート圧縮合力係数を ψ_0 とすると,

$$C_1 = 0.85 f_{cd} \cdot b x_1 \left[0.8095 - \psi_0 \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(1 - \frac{t}{x_1} \right) \right] \quad (2)$$

圧縮合力作用点と圧縮縁との距離を $\delta \cdot t$ で表すと,

$$\delta_1 = \frac{\left(\frac{x_1}{t} \right) \left[0.33675 - \psi_0 \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(1 - \frac{t}{x_1} \right) \right]}{0.8095 - \psi_0 \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(1 - \frac{t}{x_1} \right)} * \left\{ \delta_0 + (1 - \delta_0) \left(\frac{t}{x_1} \right) \right\} \quad (3)$$

ここに, δ_0 : 圧縮縁ひずみ ε_{c0} の場合, 中立軸深さ $(x_1 - t)$ のとき圧縮合力作用点と圧縮縁との距離の $(x_1 - t)$ に対する比

$$\delta_2 = \frac{0.5 \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) + 0.32 \left(\frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{x_2}{t} \right)^2}{\left(1 - \frac{b_w}{b} \right) + 0.8 \left(\frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{x_2}{t} \right)} \quad (4)$$

内力の腕長は、

$$z_1 = d - \delta_1 t, \quad z_1/d = 1 - \delta_1(t/d) \quad (5)$$

$$z_2 = d - \delta_2 t, \quad z_2/d = 1 - \delta_2(t/d) \quad (6)$$

鉄筋降伏の条件で、式(1)、(2)両式で $C_1 = C_2$ において、 (x_1/t) と (x_2/t) との関係を求めると、 $x_1/t = 1.2 \sim 1.6$ の範囲では両者には差が認められる(付表-1)。しかしながら、 z_1/d 、 z_2/d は付表-2 に示すように、一般のT断面ではほとんど一致する。すなわち断面の曲げ破壊モーメントを算定する場合、T断面でも圧縮側コンクリート応力分布を近似計算法による仮定によってよい。しかし、中立軸深さには両計算法で差が大となる範囲があるので、断面曲率を精算する必要がある場合にはコンクリート応力-ひずみ曲線をパラボラ～長方形とするのがよい。

付 2 断面ダクティリティーの条件から定まる曲げ部材中立軸比制限

コンクリート圧縮縁ひずみが 0.0035 となって破壊する場合の断面曲率 $(1/r)_u$ と、引張鉄筋が降伏する時の断面曲率 $(1/r)_y$ との比を断面のダクティリティー係数とする。この係数が 1.0 であれば、鉄筋降伏と同時に断

付表-1 $C_1 = C_2$ となる (x_2/t) の値

$\left(\frac{x_1}{t}\right)$	b_w/b		
	0.10	0.20	0.40
1.000	1.012	1.012	1.012
1.129	1.115	1.118	1.124
1.207	1.159	1.166	1.179
1.250	1.178	1.188	1.207
1.296	1.196	1.209	1.234
1.400	1.229	1.250	1.354
1.522	1.333	1.448	1.505
1.667	1.594	1.645	1.671
1.842	1.831	1.849	1.858

面破壊となり、ブリットルな破壊現象となる。

不静定構造物でモーメント再分配を許容する場合、あるいは耐震構造として特にダクティリティーの要求される場合には、上記ダクティリティー係数を大きい値とすることが望ましい。

CP 110 (イギリス) のモーメント再分配に関する規定 4.2.2(3) によると、弾性理論モーメントを 10%、20% 減少させる場合、中立軸比 α は 0.4 及び 0.3 以下でなければならず、ACI (アメリカ) 規定 10.3.3 によると、単鉄筋断面鉄筋断面積比は鈎合鉄筋比の 75% 以下、すなわち $\alpha < 0.75 \alpha_{lim}$ に制限され、A.5.1 (耐震設計) では $\alpha < 0.5 \alpha_{lim}$ に制限している。CEB-FIP(1978) 8.3 によると、350 kg/cm² 以下の圧縮強度コンクリートに対しモーメント減少を 25%、20%、15% にする場合、 α はそれぞれ 0.25、0.29、0.33 以下、400~500 kg/cm² の圧縮強度コンクリートの場合 0.15、0.19、0.23 以下となるような α の計算式を示している。

一方、コンクリートフレームを耐震的とするには、変位ダクティリティー係数が一般に 3~4 以上となることが望まれる。この場合断面ダクティリティー係数は変位ダクティリティー係数の 3~5 倍以上となることが一般に必要である。これらのことを考えると、断面ダクティリティーは非常に大きい値が要求される結果となる。

単鉄筋矩形断面についての断面ダクティリティー係数を求めると、次のようである。

コンクリート応力-ひずみ曲線をパラボラ～長方形とし、圧縮縁コンクリートひずみ $\epsilon_c (< 0.0035)$ に対する圧縮応力合力係数を ψ とすると、引張鉄筋降伏時断面鈎合条件は、

$$0.85 f_{cd} \cdot \psi \cdot b \cdot x = A_s f_{syd}$$

$$\psi \left(\frac{x}{d} \right)_y = \bar{\omega}_s \quad (7)$$

ひずみ適合条件より、中立軸比は鉄筋降伏時次のよう

付表-2 z_1/d 、 z_2/d の比較表

(x_1/t)	$t/d=0.10$						$t/d=0.20$					
	b_w/b						b_w/b					
	0.10		0.20		0.40		0.10		0.20		0.40	
	z_1/d	z_2/d	z_1/d	z_2/d	z_1/d	z_2/d	z_1/d	z_2/d	z_1/d	z_2/d	z_1/d	z_2/d
1.000	0.958	0.960	0.958	0.960	0.958	0.960	0.917	0.919	0.917	0.919	0.917	0.919
1.129	0.954	0.955	0.954	0.955	0.954	0.955	0.909	0.911	0.909	0.911	0.908	0.910
1.207	0.953	0.954	0.953	0.953	0.952	0.953	0.906	0.907	0.905	0.907	0.904	0.906
1.250	0.952	0.953	0.952	0.952	0.951	0.952	0.904	0.906	0.903	0.905	0.901	0.903
1.296	0.952	0.952	0.951	0.952	0.950	0.951	0.903	0.904	0.902	0.903	0.899	0.901
1.400	0.950	0.951	0.949	0.950	0.947	0.948	0.901	0.902	0.898	0.900	0.894	0.897
1.522	0.949	0.950	0.947	0.948	0.944	0.945	0.898	0.899	0.895	0.896	0.889	0.891
1.667	0.948	0.948	0.945	0.946	0.941	0.942	0.896	0.897	0.891	0.892	0.882	0.884
1.842	0.946	0.947	0.943	0.944	0.937	0.938	0.893	0.894	0.886	0.887	0.874	0.876

付図-2 断面ダクティリティー係数と ω_s との関係

になる。

$$\left(\frac{x}{d}\right)_y = \frac{1}{1 + (\varepsilon_{syd}/\varepsilon_c)} \quad (8)$$

式(8)で ε_c を仮定, $(x/d)_y$ を求め式(7)に代入すれば, $(x/d)_y$ と ω_s との関係が求まり, 断面曲率は次式で定まる。

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{\varepsilon_{syd}}{d-x} = \frac{\varepsilon_{syd}}{1 - (x/d)_y} \frac{1}{d} \quad (9)$$

断面曲げ破壊時断面曲率は $\varepsilon_c = 0.0035$, $\psi = 0.8095$ を用い, 破壊時曲率は,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_u = \frac{0.0035}{1.235 \omega_s} \frac{1}{d} \quad (10)$$

となる。

式(9), (10) 両式より与えられた ω_s に対する断面ダクティリティー係数は, 付図-2 のようになる。

圧縮側コンクリート応力分布を長方形分布と仮定すると, 断面破壊時中立軸比は,

$$\alpha = 1.25 \omega_s$$

となり, 必要な断面ダクティリティー係数に対する中立軸比 α は求められる。

以上要するに, 不静定構造物で弾性解によるモーメント再分配を実施する場合, 及び耐震設計上曲げ部材で特に大きい断面ダクティリティー係数を有することが要求される場合などにあつては, 断面曲げ破壊時中立軸比はある値以下とすることが必要となる。この値を μ_{cri} と表す。

(投稿: 昭和 55 年 12 月 25 日受付)