

P C 柱の圧縮破壊先行領域を含むM-N相関曲線の近似について

(株)建研 正会員 ○竹内 寿文
(株)建研 正会員 博士(工学) 坂田 博史

Abstract : To evaluate the horizontal load bearing capacity of building structures by pushover analysis, it is necessary to calculate the ultimate flexural strength of each member. In the case of prestressed concrete column (PC column), model and practical formula for calculating the ultimate flexural strength of the column based on the equilibrium in a cross-section is shown in AIJ Standard for Structural Design and Construction of Prestressed Concrete Structures. However, it is complicated to use the model formula for the actual design. In addition, because the yield of prestressing bar in the practical formula is assumed, the method for calculating the ultimate strength of PC column that fail in bending with the concrete crushing before steel yielding has not been shown. In this paper, to establish a design method of PC column, the following methods with the relation of bending moment - axial load interaction are proposed. 1) Method using rectangular stress block parameters for concrete to calculate ultimate flexural strength on moment - axial load interaction curve of PC column. 2) Approximate calculation led by using proposed method.

Key words : Prestressed concrete column , Ultimate flexural strength , Moment - axial load interaction curve

1. はじめに

プレストレストコンクリート(以下P C と略記)造建築物を現行の建築基準法の2次設計で、主として採用されているルート3 bにしたがって増分解析を行うには、各部材の曲げ終局耐力(M_u)が必要となる。一貫計算プログラムを使用する場合、R C 柱でなくP C 柱の場合は、任意の軸力値における M_u を直接入力する必要があり、この値を精度良く、かつ簡略的に計算されることが重要になってくる。しかし、現行の日本建築学会プレストレストコンクリート造設計施工標準・同解説(以下P C 規準と略記)¹⁾ではP C 部材の M_u に関する精算法および実用式が示されているものの、精算法では断面の釣合いより計算するモデル式が掲載されているのみであり、実際の設計においてこれを使用するのは非常に煩雑である。また、実用式においてはP C 鋼材が降伏していることが前提となっており、コンクリートの圧縮破壊先行領域における計算式が示されていない。しかし、実設計においては、高層建物の1階柱脚や圧縮側柱を考えると、この領域における計算式も必要となってくる。

本論は、曲げモーメント(M)-軸力(N)相関曲線図を用いた、プレキャスト(以下P C a と略記)部材を含むP C 柱の設計方法を確立するため、応力ブロック係数を用い、P C 鋼材が多段配置されたP C 柱の、圧縮破壊先行領域を含むM-N相関曲線図を描く計算手順、および近似式の誘導・提案を示すものである。

2. 基本仮定

M_u の計算は以下の基本仮定に基づき行う。1)平面保持を仮定する。2)圧縮縁コンクリートひずみが終局ひずみ(ϵ_{cu})に達した時を M_u とする。3)コンクリートの圧縮合力(C)や作用位置(x_c)は図-1に示す応力ブロック係数 k_1 、 k_2 を用いる。ここに、 b :柱幅、 D :柱せい、 T :鋼材引張力、 F_c :コンクリート強度、 x_n :圧縮縁から中立軸位置までの距離。また、コンクリートは引張応力を負担しな

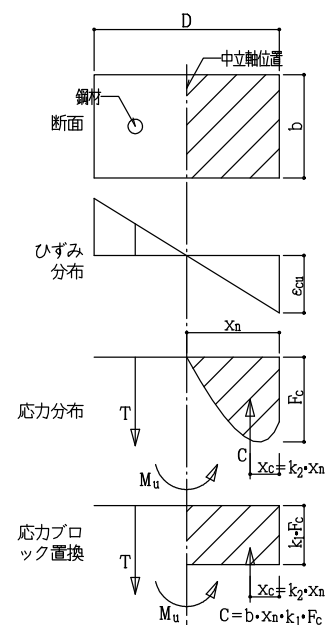


図-1

応力ブロック概念

い。4) P C 鋼材および鉄筋の応力-ひずみ関係は、降伏点強度以下では弾性とし、降伏点強度を超えるひずみに対しては降伏点強度に等しい完全弾塑性型とする。5) P C 柱の M_u 時のひずみ分布としては図-2に示すものを考える。与えられた N に対して中立軸が断面内にある軸力最小時(N_{min})~全断面圧縮となる軸力(N_c)および、軸力最大時(N_{max})の M_u を与える計算手順と近似式を考える。ここで、 N_{min} 時は $C=0$ となる時点、 N_{max} 時は全断面のコンクリートが ϵ_{cu} に達した時点とする。6) P C 柱のコンクリート断面には、有効プレストレス力($\eta \cdot P_i$, η :プレストレス力有効率)によるひずみ(ϵ_{sc})が生じている(図-2中破線)。このため、各位置におけるP C 鋼材ひずみは、 ϵ_{sc} に引張ひずみ増加分(ϵ_{st})が加算されたものとなる。したがってこれに、 $\eta \cdot P_i$ によるひずみ(ϵ_{sp})を足すことにより、曲げ終局時P C 鋼材ひずみ(ϵ_p)が得られ(1)式となる¹⁾。

$$\epsilon_p = \epsilon_{sp} + \epsilon_{sc} + \epsilon_{st} \quad (1)$$

なお、各位置での ϵ_{sp} や ϵ_{sc} は断面の諸条件より下記のように表される。

$$\epsilon_{sp} = \frac{\eta \cdot P_i}{E_p \cdot a_{pi}} \quad \epsilon_{sc} = \frac{\eta}{E_c} \left(\frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e \cdot e_i}{I_c} \right)$$

ここに、 E_p :P C 鋼材のヤング係数、 E_c :コンクリートのヤング係数、 A_c :コンクリートの断面積、 I_c :コンクリートの断面二次モーメント、 a_{pi} :各位置のP C 鋼材断面積、 e_i :各位置のP C 鋼材偏心距離、 P :全P C 鋼材のプレストレス合力($P = \sum P_i$)、 $e = \sum (P_i \cdot e_i) / \sum P_i$ 。

7) N_c から N_{max} 間は直線補間とする。8) N , M_u の基本式は、軸方向の力の釣り合いより求まる(2)式、モーメントの釣り合いより求まる(3)式とする。

$$N = C + T_c - (P_t + T_t) \quad (2)$$

$$M_u = \sum \{ P_i (d_{pi} - k_2 \cdot x_n) \} + T_t (d - k_2 \cdot x_n) - T_c (d_c - k_2 \cdot x_n) + N (0.5D - k_2 \cdot x_n) \quad (3)$$

ここに、 T_c :圧縮鉄筋応力、 P_{ti} :各位置のP C 鋼材応力、 T_t :引張鉄筋応力、 d_{pi} :圧縮縁より各位置のP C 鋼材重心までの距離、 d :圧縮縁より引張鉄筋重心までの距離、 d_c :圧縮縁より圧縮鉄筋重心までの距離。なお、 $P_t = \sum P_{ti}$:全P C 鋼材応力とする。

また、コンクリートの圧縮合力は(4)式により表される。 $C = b \cdot x_n \cdot k_1 \cdot F_c$ (4)

3. P C 鋼材を多段配置した多段式の計算手順

実際の設計では、図-2に示すように、P C 鋼材は柱せいに対し複数段に配置することが多いので、まずP C 鋼材を多段配置したP C 柱に対する N , M_u について考察する。

鉄筋コンクリート(以下R C と略記)柱と同様にP C 柱では、軸力が大きいと鋼材が降伏する前に、圧縮側のコンクリートが圧壊する可能性がある。この場合、鋼材は未降伏であり、鋼材張力を計算する必要があるため、以下の手順で計算を行う。

①柱断面を図-2の断面分割位置のように鋼材位置を含む任意数に分割(同図では10分割)する。②最初に N_{min} (位置 p_0)を考える。 $C=0$ であり、全鋼材は引張降伏しているため $P_{ti} = a_{pi} \cdot \sigma_{py}$ (σ_{py} :P C 鋼材降伏強度)、 $T_c = -T_t = -a_c \cdot \sigma_y$ (a_c :圧縮鉄筋断面積、 σ_y :鉄筋降伏強度)、 $T_t = T_y = a_t \cdot \sigma_y$ (a_t :引張鉄筋断面積)となり、これらを(2)および(3)式に代入することにより N , M_u が得られる。③次に位置 p_1 を考える。 p_1 位置のひずみがP C 鋼材の降伏ひずみ(ϵ_{py})に達したとして、

(5)式より x_n を計算する。

$$x_n = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{py} - \epsilon_{sp} - \epsilon_{sc} + \epsilon_{cu}} d_{pi} \quad (5)$$

④ M_u 時は圧縮側縁ひずみが ϵ_{cu} で与えられるので、(5)式の x_n と ϵ_{cu} からひずみ分布が分かる。したがって、実

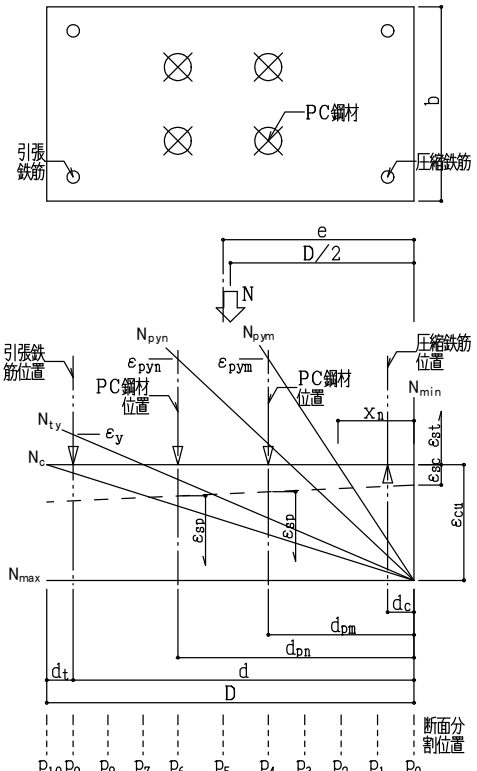


図-2 終局時のP C 柱ひずみ分布

際に配置されているP C鋼材の ε_{st} が計算でき、(1)式より ε_p が得られ、フックの法則より応力を算出できる。なお、鉄筋もひずみ分布より ε_{st} が分かるので、同様に応力を計算できる。⑤(4)式よりCが計算できる。⑥各鋼材応力およびCが分かれば、(2)式よりNが計算される。⑦全ての未知数が計算されたので、(3)式より M_u を得る。⑧位置 $p_2 \sim p_9$ は③～⑦を各位置で繰り返し行うことにより、N、 M_u が算出される。なお、各位置において、実際に配置されている鋼材が鉄筋であった場合、鉄筋が降伏ひずみ(ε_y)に達したとして計算を行う。⑨位置 p_{10} では全断面が圧縮なので、 $x_n = D$ となり、④～⑦よりN、 M_u が計算される。⑩最後に N_{max} は全断面のコンクリートひずみが ε_{cu} に達した時点なので、 $C = b \cdot D \cdot F_c$ 、 $k_2 \cdot x_n = 0.5D$ 、 $\varepsilon_{st} = -\varepsilon_{cu}$ となり、(1)式より鋼材応力が計算でき、⑥、⑦よりN、 M_u が計算される。

以上の手順によりM-N相関曲線を描くことができる。

4. 簡略式の提案

増分解析を行う場合、市販の一貫計算プログラムが使用されることがほとんどである。この場合、M-N相関曲線を想定する必要があり、正負加力の相関曲線における合計で6～8点を入力し、ポイント間は直線補完するのが一般的である。したがって、ポイントとなるNにおける M_u の値を簡略式で与えることを考える。具体的には、P C鋼材を全P C鋼材の重心位置に集約したものを集約P C鋼材とし、図-2における N_{min} 、 N_{py} :集約P C鋼材降伏時軸力、 N_{ty} :引張鉄筋降伏時軸力、 N_c 、 N_{max} 5点のN、 M_u について考える。なお、(2)、(3)式において $P_t = \sum P_{ti}$:集約P C鋼材応力、 $\sum d_{pi}$ を d_p (圧縮縁より集約P C鋼材重心までの距離)と置き換え、鉄筋が配置される場合、圧縮、引張側に等量配置されるものとする。また、一般の設計では ε_{sc} は ε_{cu} に対し、非常に小さいので無視する。

4.1 軸力最小時(N_{min})

3章②より、 $C=0$ 、 $P_t = P_y$:集約P C鋼材降伏荷重、 $T_c = -T_y$ 、 $T_t = T_y$ 。(2)、(3)式より、

$$N_{min} = -P_y - 2T_y \quad M_u = P_y(d_p - 0.5D) + T_y(d - 0.5D) + T_y(d_c - 0.5D)$$

4.2 集約P C鋼材降伏時(N_{py})

$\varepsilon_p = \varepsilon_{py}$ なので、 $P_t = P_y$ 。また、(5)式より、 $x_n = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{py} - \varepsilon_{sp} + \varepsilon_{cu}} d_p$ となり x_n 、 ε_{cu} よりひずみ分布が分かる。

圧縮鉄筋応力はひずみ分布より $T_c = a_c \cdot E_s \frac{\varepsilon_{cu}}{x_n} (x_n - d_c) \leq T_y$ 。引張鉄筋は降伏しているため、 $T_t = T_y$ 。ここに、 E_s :鉄筋のヤング係数。

また、(2)～(4)式より、

$$N_{py} = b \cdot x_n \cdot k_1 \cdot F_c + T_c - P_y - T_y \quad M_u = P_y(d_p - 0.5D) + T_y(d - 0.5D) - T_c(d_c - 0.5D) + b \cdot x_n \cdot k_1 \cdot F_c(0.5D - k_2 \cdot x_n)$$

4.3 引張鉄筋降伏時(N_{ty})

引張鉄筋は降伏しているため、 $T_t = T_y$ 。 x_n は、 $x_n = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y + \varepsilon_{cu}} d$

x_n 、 ε_{cu} よりひずみ分布が分かるので、圧縮鉄筋応力は、 $T_c = a_c \cdot E_s \frac{\varepsilon_{cu}}{x_n} (x_n - d_c) \leq T_y$

集約P C鋼材は、 $P_t = a_p \cdot E_p \left\{ \varepsilon_{sp} + \frac{\varepsilon_{cu}}{x_n} (d_p - x_n) \right\}$ 。ここに、 a_p :集約P C鋼材断面積=全P C鋼材断面積

以上より、(2)～(4)式から下式が得られる。

$$N_{ty} = b \cdot x_n \cdot k_1 \cdot F_c - P_t \quad M_u = P_t(d_p - 0.5D) + T_y(d - d_c) + b \cdot x_n \cdot k_1 \cdot F_c(0.5D - k_2 \cdot x_n)$$

4.4 全断面圧縮時(N_c)

3章⑨より $x_n = D$ 。また、 $T_c = T_y$ 。P C鋼材合力および引張鉄筋は下記のように表される。

$$P_t = a_p \cdot E_p \left\{ \varepsilon_{sp} + \frac{\varepsilon_{cu}}{D} (d_p - D) \right\} \quad T_t = a_t \cdot E_s \frac{\varepsilon_{cu}}{D} (d - D)$$

ここでは引張鉄筋も圧縮側に転じているため、 $T_t < 0$ となる。

N、 M_u は(2)～(4)式より、

$$N_c = b \cdot D \cdot k_1 \cdot F_c + T_y - P_t - T_t \quad M_u = P_t(d_p - 0.5D) + T_t(d - 0.5D) - T_y(d_c - 0.5D) + b \cdot D^2 \cdot k_1 \cdot F_c(0.5 - k_2)$$

4.5 最大軸力時(N_{max})

3章⑩より, $k_2 \cdot x_n = 0.5D$, $C = b \cdot D \cdot F_c$, $T_c = -T_t = T_y$ となり, P_t は, $P_t = a_p \cdot E_p (\varepsilon_{sp} - \varepsilon_{cu})$

$$(2), (3) \text{式より, } N_{\max} = b \cdot D \cdot F_c + 2T_y - P_t \quad M_u = P_t(d_p - 0.5D) - T_y(d - 0.5D) - T_y(d_c - 0.5D)$$

5. 近似式の誘導

つぎに, 一般的に使用される各諸数値を簡略式に代入し, 得られたものを近似式として誘導する。

断面諸定数は $d = 0.9D$, $d_c = 0.1D$ 。 $a_c = a_t$ とし, コンクリートの終局ひずみを $\varepsilon_{cu} = 0.003$ 。 応力ブロック係数や鋼材の諸係数は P C 規準¹⁾に倣い $k_1 = 0.83$, $k_2 = 0.42$ 。 P C 鋼材のヤング係数は P C 鋼棒を想定し, $E_p = 200 \text{ kN/mm}^2$ 。 鉄筋は $E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$ 。 鋼材降伏強度は一般的に使用される鋼材の上限を考慮し, $\sigma_{py} = 1080 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_y = 390 \text{ N/mm}^2$ 。 プレストレス力有効率は $\eta = 0.85$ 。 プレストレス力は降伏荷重の80%とすると有効プレストレス力は $\eta \cdot \sigma_{po} = 0.85 \times 0.8 \times \sigma_{py}$ であり, 各ひずみは次のようになる。

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_s} = 1.902 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_{py} = \frac{\sigma_{py}}{E_p} = 5.4 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_{sp} = \frac{\eta \cdot \sigma_{po}}{E_p} = 3.672 \times 10^{-3}$$

以上を簡略式に代入し, 計算された数値を適宜丸めると, 各軸力時における N , M_u は次式で表せる。

5.1 軸力最小時 (N_{\min})

$$N_{\min} = -P_y - 2T_y \quad M_u = P_y(d_p - 0.5D)$$

5.2 集約 P C 鋼材降伏時 (N_{py})

$d_p = 0.5D$ とすると, 概ね $T_c > T_y$ となるので, $T_c = T_y$ とする。 また, $x_n = 0.63d_p$ 。 これより,

$$N_{py} = 0.53b \cdot d_p \cdot F_c - P_y \quad M_u = P_y(d_p - 0.5D) + 0.8T_y \cdot D + 0.53b \cdot d_p \cdot F_c(0.5D - 0.27d_p)$$

5.3 引張鉄筋降伏時 (N_{ty})

$x_n = 0.55D$, $T_c = T_y$ となるので,

$$P_t = a_p \cdot E_p \left(670 + 5445 \frac{d_p}{D} \right) \times 10^{-6}$$

$$N_{ty} = 0.46b \cdot D \cdot F_c - P_t \quad M_u = P_t(d_p - 0.5D) + 0.8T_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c$$

この式は, P C 鋼材が無い R C 柱の場合, 文献2)の(付20.43')式に相当する。 ここで文献2)の(付20.43')式では $N = 0.4b \cdot D \cdot F_c$ となっており, 係数に0.06の誤差があるが, これは応力ブロック係数値の違いによるものである。

5.4 全断面圧縮時 (N_c)

$T_t = -300 \times 10^{-6} a_t \cdot E_s$ となるので, $\varepsilon_t / \varepsilon_y = -300/1902 = -0.16$ より, $T_t = -0.16T_y$ 。 これより,

$$P_t = a_p \cdot E_p \left(670 + 3000 \frac{d_p}{D} \right) \times 10^{-6}$$

$$N_c = 0.83b \cdot D \cdot F_c + 1.15T_y - P_t \quad M_u = P_t(d_p - 0.5D) + 0.35T_y \cdot D + 0.07b \cdot D^2 \cdot F_c$$

5.5 最大軸力時 (N_{\max})

$$P_t = 670 \times 10^{-6} a_p \cdot E_p \quad N_{\max} = b \cdot D \cdot F_c + 2T_y - P_t \quad M_u = P_t(d_p - 0.5D)$$

なお, 各項において P C 鋼材の項を0とすれば, R C 柱が計算できる。 また, 鉄筋の項を $T_y = 0$ と置くことにより, 目地部において, P C 鋼材のみで圧着接合されている PCaPC 柱が計算できる。

6. 近似式の精度

以上を元に3章によって計算される多段式も $\varepsilon_{cu} = 0.003$, $k_1 = 0.83$, $k_2 = 0.42$ とし, 各定数に具体的な数値を与え, 比較したものが図-3である。 同図中, (1), (2)は PCaPC 柱を示し, (3), (4)は鉄筋を有する現場打ち P C 柱を示している。 断面は $b \times D = 800 \times 1200$, $F_c = 50 \text{ N/mm}^2$, P C 鋼材は 8C-SBPR930/1080- $\phi 32 \text{ mm}$, 有効プレストレス力 $\eta \cdot P = 0.85 \times 0.8P_y$, $d_p = 0.5D$ であり, 図-3 (3), (4)は圧縮, 引張縁より70mmの位置に鉄筋4-D25を配置している。 同図(1), (2)および(3), (4)の違いは P C 鋼材の配置位置のみであり, 偏心は無い。 また, 破線は多段式を示し, 一点鎖線は近似式を直線補間, 図中の記号は各々近似式の, ●: N_{\min} , ▲: N_{py} , □: N_{ty} , ◆: N_c , ○: N_{\max} 時を示している。

図-3を見ると、 N_{min} 、 N_{max} 時では多段式、近似式共に N 、 M_u はほぼ同じ値となる。 N_{min} では両式共に全ての鋼材が降伏しており、近似式では $\sigma_{py} = 1080N/mm^2$ を代入したことに対し、図-3の比較対象柱では $\sigma_{py} = 930N/mm^2$ としている。これより、 σ_{py} 値による誤差は小さいと言える。また、 N_{max} では全断面 ϵ_{cu} に達している。多段式と近似式の違いを見ると、 P_c 式中の ϵ_{cu} の有無のみであることから、近似式を誘導するにあたり、 ϵ_{sc} を無視したことによる誤差も小さいことが分かる。なお、曲げ終局耐力は $d_p = 0.5D$ より、 $M_u = 0$ である。

最大曲げ終局耐力は N_{ty} 時近辺であり、集約PC鋼材が降伏したとする N_{py} 時ではない。近似式を見ると、鋼材配置より M_u 式の第1項は0となり、鉄筋の有無による傾向の違いも見られないので、コンクリートの項である第3項の影響であることが分かる。 N_{py} 時 M_u 近似式第3項に $d_p = 0.5D$ を代入し、計算すると、 $0.1b \cdot D^2 \cdot F_c$ となり、 N_{ty} 時の係数である0.12を下回る。 N は N_{py} 時よりも N_{ty} の方が大きいことを考えると、 $N_{min} \sim N_{ty}$ 間は、 N が大きくなることにより、 C の影響により M_u が増大していくことを示している。また、 N_{ty} 時 M_u 簡略式を見ると、この項は x_n の2次曲線となっており、多段式では N_{ty} 近辺に反曲点があることを示唆している。

N_{ty} 、 N_c 時では若干の誤差が生じている。特に図-3(1)、(3)の N_{ty} 時 M_u の誤差が大きい。これはPC鋼材配置の集約度によるものと思われる。近似式の基本となる簡略式を誘導する過程では、PC鋼材を全PC鋼材の重心位置に集約しているため、PC鋼材合力の作用位置が d_p の位置となっているが、多段に配置されている場合、位置の違いによりPC鋼材のひずみに差異が生じ、応力も図-4のように違いが生じている。これにより、 M_u の誤差は d_p とPC鋼材合力作用位置の差異の大小に起因していることが分かる。したがって、PC鋼材配置の広がり大きいものほど誤差が大きくなることになる。なお、 N_{py} 時にも同じことが言えるが、ここでは全PC鋼材重心位置より引張側の鋼材は全て降伏しているため、影響が小さいものと思われる。

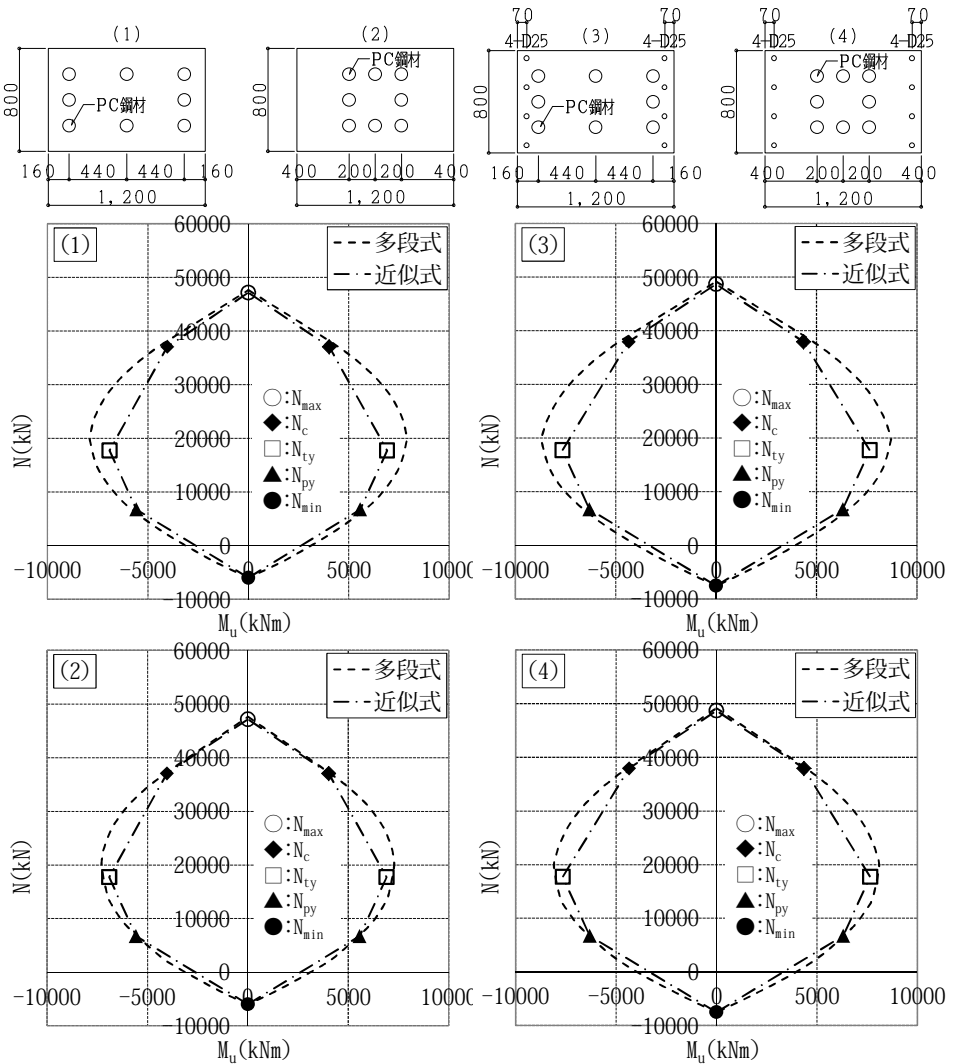


図-3 多段式と近似式の比較

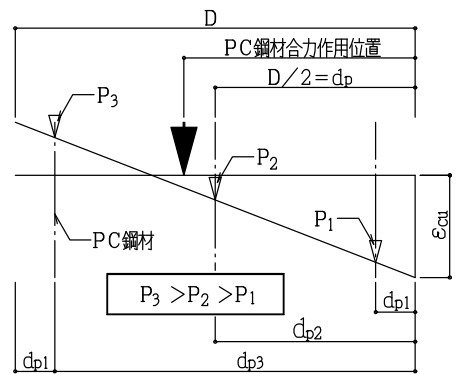


図-4 PC鋼材合力作用位置

以上を考慮し、 N_{ty} 時 M_u の修正近似式を考察する。

7. N_{ty} 時 M_u 修正近似式

6章より、 d_p をP C鋼材合力作用位置に置き換えることにより多段式と近似式の誤差を吸収することとし、5.3節 N_{ty} 時 M_u を書き換える。この誤差は各位置のP C鋼材ひずみの差異により生じているので、5.3節 P_t 式のひずみ項である()内を利用し、合算された、各P C鋼材のひずみに d_{pi} をかけたものを、集約P C鋼材のひずみで割ることにより、P C鋼材合力作用位置を得る。したがって、 M_u は次式となる。

$$M_u = P_t \left[\frac{\sum \left\{ \left(670 + 5445 \frac{d_{pi}}{D} \right) d_{pi} \right\}}{670 + 5445 \frac{d_p}{D}} - 0.5D \right] + 0.8T_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c$$

なお、 N_c 時 M_u にも同じことが言えるが、 N_{ty} 時 M_u ほど誤差が大きくないので修正しない。

8. 修正近似式の精度

図-3(1),(3)に N_{ty} 時 M_u 修正近似式を追加したものが図-5(1),(2)である。ここで、実線は修正近似式を示し、■は N_{ty} 時 M_u を示している。その他については図-3と同じである。図-5(1),(2)共に、 N_{ty} 時修正近似式の値が多段式による値に近づき、誤差が小さくなったことが分かる。

9. まとめ

- (1) 応力ブロック係数を用い、P C鋼材が多段配置されたP C柱の、圧縮破壊先行領域を含むM-N 相関曲線図を描く計算手順を示した。
- (2) 応力ブロック係数を用い、P C鋼材が多段配置されたP C柱の、圧縮破壊先行領域を含むM-N 相関図を描く簡略式を示した。
- (3) 一貫計算プログラムでM-N 相関曲線を想定するあたり、近似式およびP C鋼材合力作用位置を考慮した修正近似式を用いることにより、精度良く、かつ簡略的に計算できることを示した。

謝辞

本研究に対し、P C付着研究会(代表:大阪工業大学元教授・中塚侑, 構成:オリエンタル白石(株), (株)建研, 高周波熱錬(株), 神鋼鋼線工業(株), 住友電工スチールワイヤー(株), (株)ピーエス三菱)の皆様、並びに大阪工業大学工学部建築学科・馬場望准教授には有益な議論を頂いた。ここに記して心より謝意を表する。

参考文献

- 1) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説; 日本建築学会, 1998
- 2) 鉄筋コンクリート構造設計施工規準・同解説; 日本建築学会, 1988
- 3) 西山峰広, 谷昌典: プレストレストコンクリート圧着柱の曲げ耐力評価; 日本建築学会構造系論文集, 第601号, 159-165, 2006.3
- 4) 谷昌典, 西山峰広: P C柱部材に対する曲げ終局耐力算定法に関する検討; 日本建築学会大会学術講演梗概集, 891-892, 2008.9

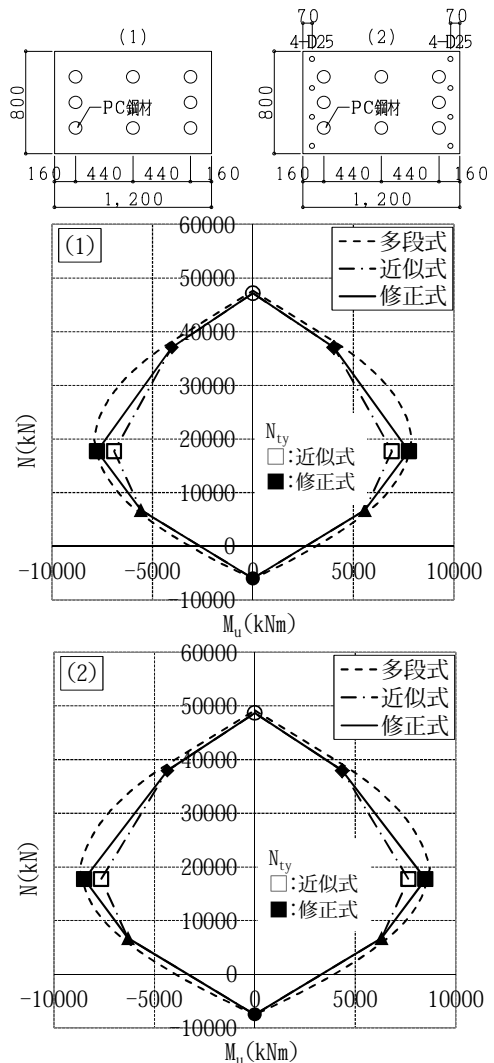


図-5 多段式, 近似式と修正近似式の比較