

鉄筋コンクリート構造
Reinforced Concrete
(資料編)

内容

資料 1 (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説)

資料 2 (たわみ角法)

資料 3 (付 4. 断面二次モーメント計算式)

資料 4 (付 6. 鉄筋コンクリート床梁応力計算式)

資料 5 (柱の D 値、反曲点高比)

資料 6 (付 13. 鉄筋本数と部材幅の最小寸法)

資料 7 (柱の許容曲げモーメントー軸方向力関係)

2章 材料および許容応力度

5条 材料の定数

表 5.1 材料の定数

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	線膨張係数 (1/°C)
鉄筋	2.05×10^5	—	1×10^{-5}
コンクリート	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$	0.2	1×10^{-5}

[注] γ : コンクリートの気乾単位容積重量(kN/m³)、特に調査しない場合は表 7.1 の数値から 1.0 を減じたものとする事ができる

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

6条 許容応力度

表 6.1 コンクリートの許容応力度(N/mm²)

	長期		短期	
	圧縮 f_c	せん断 f_s	圧縮 f_c	せん断 f_s
普通コンクリート	$\frac{1}{3} F_c$	$\min \left[\frac{1}{30} F_c, 0.49 + \frac{1}{100} F_c \right]$	長期に対する値 の 2 倍	長期に対する値 の 1.5 倍
軽量コンクリート 1種および2種		普通コンクリートに対する 値の 0.9 倍		

表 6.2 鉄筋の許容応力度(N/mm²)

	長期		短期	
	引張および圧縮 $f_t = f_c$	せん断補強 ψf_t	引張および圧縮 $f_t = f_c$	せん断補強 ψf_t
SR 235	155	155	235	235
SR 295	155	195	295	295
SD 295A および B	195	195	295	295
SD 345	215 (*195)	195	345	345
SD 390	215 (*195)	195	390	390
SD490	215 (*195)	195	490	490
溶接金網	195	195	**295	295

[注] *D29 以上の太さの鉄筋に対しては () 内の数値とする。

**スラブ筋として引張鉄筋に用いる場合に限る。

表 6.3 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度 f_a (N/mm²)

	長期		短期
	上端筋	その他	
異形鉄筋	$\min\left[\frac{1}{15}F_c, 0.9 + \frac{2}{75}F_c\right]$	$\min\left[\frac{1}{10}F_c, 1.35 + \frac{1}{25}F_c\right]$	長期に対する値 の 1.5 倍
丸 鋼	$\min\left[\frac{4}{100}F_c, 0.9\right]$	$\min\left[\frac{6}{100}F_c, 1.35\right]$	

[注]

- 1) 上端筋とは曲げ材にあってその鉄筋の下に 300mm 以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう。
- 2) 異形鉄筋で、鉄筋までのコンクリートかぶりの厚さが鉄筋の径の 1.5 倍未満の場合には、許容付着応力度は、この表の値に「かぶり厚さ / (鉄筋径の 1.5 倍)」を乗じた値とする。

3 章 荷重および応力・変形の算定

7 条 荷重および外力とその組合せ

表 7.1 鉄筋コンクリートの単位体積重量

コンクリートの種類	設計基準強度の範囲 (N/mm ²)	鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m ³)
普通コンクリート	$F_c \leq 36$	24
	$36 < F_c \leq 48$	24.5
	$48 < F_c \leq 60$	25
軽量コンクリート 1 種	$F_c \leq 27$	20
	$27 < F_c \leq 36$	22
軽量コンクリート 2 種	$F_c \leq 27$	18

4 章 部材の算定

12 条 曲げ材の断面算定における基本仮定

表 12.1 コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比

コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm ²)	ヤング係数比 n
$F_c \leq 27$	15
$27 < F_c \leq 36$	13
$36 < F_c \leq 48$	11
$48 < F_c \leq 60$	9

1. たわみ角法

1) 基本公式

$$M_{AB} = k(2\phi_A + \phi_B + \psi) + C_{AB}$$

$$M_{BA} = k(\phi_A + 2\phi_B + \psi) + C_{BA}$$

2) 長期荷重 (鉛直荷重)

* 節点移動無視

$$\rightarrow \psi = 0$$

境界条件:

$$\phi_{A,C,E,G} = 0$$

$$C_{AB} = C_{BA} = C_{BD} = C_{DB} = C_{DF} = C_{FD} = 0$$

$$M_{AB} = k_1(2\phi_A + \phi_B) + C_{AB} = k_1\phi_B$$

$$M_{BA} = k_1(\phi_A + 2\phi_B) + C_{BA} = 2k_1\phi_B$$

$$M_{BC} = k_2(2\phi_B + \phi_C) + C_{BC} = 2k_2\phi_B + C_{BC}$$

$$M_{CB} = k_2(\phi_B + 2\phi_C) + C_{CB} = k_2\phi_B + C_{CB}$$

$$M_{BD} = k_3(2\phi_B + \phi_D) + C_{BD} = k_3(2\phi_B + \phi_D)$$

$$M_{DB} = k_3(\phi_B + 2\phi_D) + C_{DB} = k_3(\phi_B + 2\phi_D)$$

$$M_{DE} = k_4(2\phi_D + \phi_E) + C_{DE} = 2k_4\phi_D + C_{DE}$$

$$M_{ED} = k_4(\phi_D + 2\phi_E) + C_{ED} = k_4\phi_D + C_{ED}$$

$$M_{DF} = k_5(2\phi_D + \phi_F) + C_{DF} = k_5(2\phi_D + \phi_F)$$

$$M_{FD} = k_5(\phi_D + 2\phi_F) + C_{FD} = k_5(\phi_D + 2\phi_F)$$

$$M_{FG} = k_6(2\phi_F + \phi_G) + C_{FG} = 2k_6\phi_F + C_{FG}$$

$$M_{GF} = k_6(\phi_F + 2\phi_G) + C_{GF} = k_6\phi_F + C_{GF}$$

節点方程式 (モーメントのつり合い)

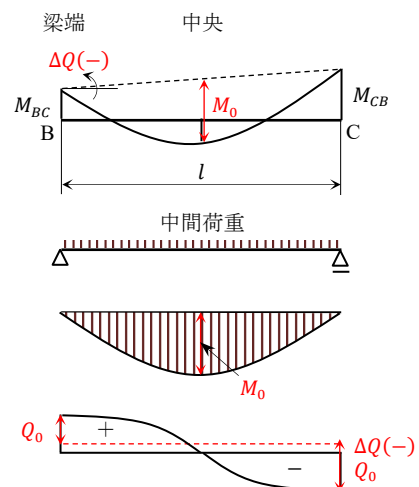
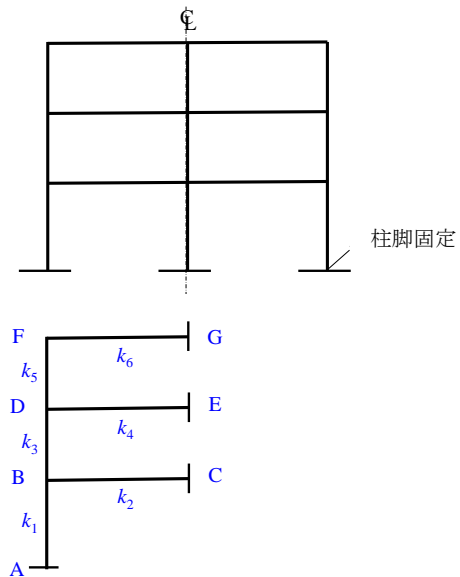
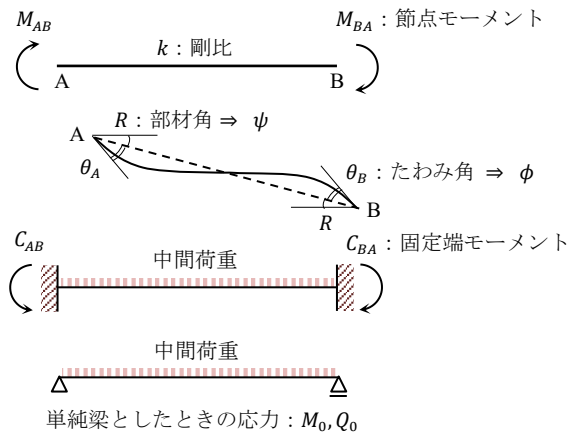
$$B: M_{BA} + M_{BC} + M_{BD} = 0$$

$$D: M_{DB} + M_{DE} + M_{DF} = 0$$

$$F: M_{FD} + M_{FG} = 0$$

$$\begin{bmatrix} 2(k_1 + k_2 + k_3) & k_3 & 0 \\ k_3 & 2(k_3 + k_4 + k_5) & k_5 \\ 0 & k_5 & 2(k_5 + k_6) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_B \\ \phi_D \\ \phi_F \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -C_{BC} \\ -C_{DE} \\ -C_{FG} \end{Bmatrix} \Rightarrow \phi_B, \phi_D, \phi_F$$

上式の節点方程式を解くことにより、節点モーメントが得られる。また、単純梁としたときの中間荷重による応力を重ね合わせて、全体の応力が算定される。



M_0, Q_0 : 単純梁としたときの応力

応力計算

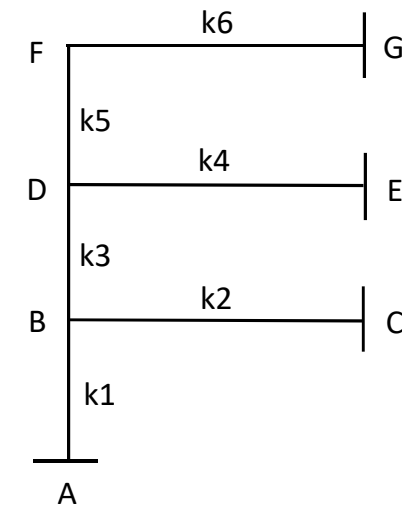
k1	k2	k3	k4	k5	k6	C_{BC}	C_{DE}	C_{FG}
2.70	2.70	3.09	2.70	3.09	2.70	-129	-129	-143

←入力

A データ	B データ	C データ		
16.98	3.09	0		
3.09	17.76	3.09		
0	3.09	11.58		
数式	数式	数式		
0.060915412	-0.011114464	0.002965777	129	6.848428
-0.011114464	0.061075596	-0.016297374	129	4.114462
0.002965777	-0.016297374	0.090704567	143	11.25098

M_{AB}	18
M_{BA}	37
M_{BC}	-92
M_{CB}	147
M_{BD}	55
M_{DB}	47
M_{DE}	-107
M_{ED}	140
M_{DF}	60
M_{FD}	82
M_{FG}	-82
M_{GF}	173

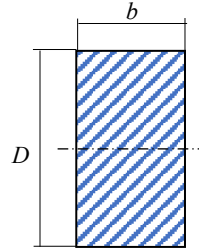
↑
出力



付4. 断面二次モーメント計算式

1) 長方形断面の断面二次モーメント I_0

$$I_0 = \frac{bD^3}{12}$$



2) T形断面の断面二次モーメント I

$$I = \phi I_0$$

ここに、 $\phi = 4\alpha - 3\frac{\beta^2}{\gamma}$

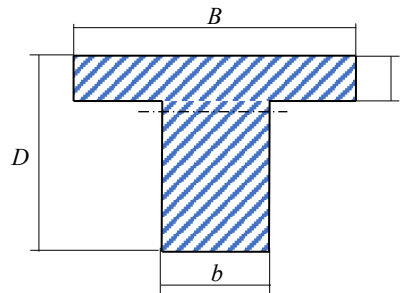
$$\alpha = 1 + (b_1 - 1)t_1^3$$

$$\beta = 1 + (b_1 - 1)t_1^2$$

$$\gamma = 1 + (b_1 - 1)t_1$$

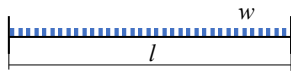
$$b_1 = \frac{B}{b}$$

$$t_1 = \frac{t}{D}$$



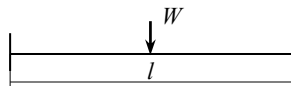
付6. 鉄筋コンクリート床梁応力計算式

1) 等分布荷重 (w)



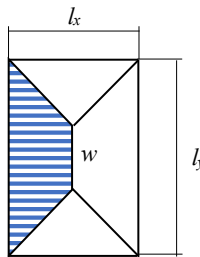
$$C = \frac{wl^2}{12}, M_0 = \frac{wl^2}{8}, Q_0 = \frac{wl}{2}$$

2) 集中荷重 (W)



$$C = \frac{Wl}{8}, M_0 = \frac{Wl}{4}, Q_0 = \frac{W}{2}$$

3) 床単位荷重 (w)



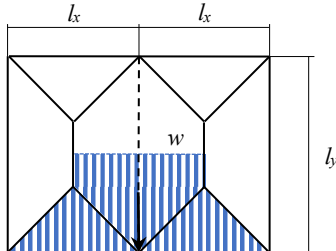
$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

梁の両側にスラブが付いている場合

$$C = 2 \left(\frac{\lambda^2}{24} - \frac{1}{48} + \frac{1}{192\lambda} \right) wl_x^3$$

$$M_0 = 2 \left(\frac{\lambda^2}{16} - \frac{1}{48} \right) wl_x^3$$

$$Q_0 = 2 \left(\frac{\lambda}{4} - \frac{1}{8} \right) wl_x^2$$

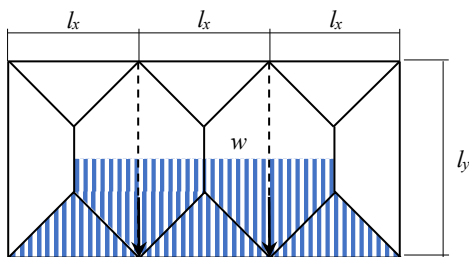


梁の両側にスラブが付いている場合

$$C = 2 \left(\frac{\lambda}{8} + \frac{5}{192} \right) wl_x^3$$

$$M_0 = \frac{\lambda}{2} wl_x^3$$

$$Q_0 = 2 \left(\frac{\lambda}{4} + \frac{1}{8} \right) wl_x^2$$



梁の両側にスラブが付いている場合

$$C = 2 \left(\frac{\lambda}{3} + \frac{5}{192} \right) wl_x^3$$

$$M_0 = 2 \left(\frac{\lambda}{2} + \frac{1}{24} \right) wl_x^3$$

$$Q_0 = 2 \left(\frac{\lambda}{2} + \frac{1}{8} \right) wl_x^2$$

柱のD値

case1. 一般

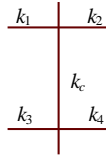
$$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

case2. 一端固定

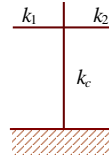
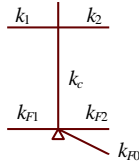
$$a = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

case3. 一端ピン

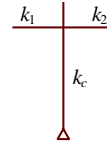
$$a = \frac{0.5\bar{k}}{1 + 2\bar{k}}$$



case1.



case2.



case3.

$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_c}$$

$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_{F0} + k_{F1} + k_{F2}}{2k_c}$$

$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$$

$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$$

標準反曲点高比 y_0 (逆三角形荷重)

m	n	\bar{k}	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	1	1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
3	3	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	2	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
4	4	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
6	6	-0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

上下の梁の剛比変化のための修正値 y_1

\bar{k}	α_1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

$\alpha_1 = k_{B上}/k_{B下}$: 最下層は考えないでよい。

上梁の剛比が大ききときには逆数をとって、 $\alpha_1 = k_{B下}/k_{B上}$ として y_1 を求め、符号を負 (-) とする。

上下の層高変化による修正値 y_2, y_3

\bar{k}	α_2	α_3	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
2.0	上	下	0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
1.8			0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
1.6	0.4		0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.4	0.6		0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	0.8		0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	1.0		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.8	1.2		-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	1.4		-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	1.6		-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.8		-0.20	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0
	2.0		-0.25	-0.15	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0

y_2 : $\alpha_2 = h_{上}/h$ から求める。 y_3 : $\alpha_3 = h_{下}/h$ から求める。ただし、最上層については y_2 、最下層については y_3 を考えなくてよい。

付 13. 鉄筋本数と部材幅の最小寸法

(本会編「鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説(2010)」より抜粋)

1) 梁

付表 13.1 鉄筋本数と梁幅の最小寸法 (主筋・あばら筋とも異形鉄筋, U字型・フック先曲げ, 交互フック・フック先曲げ) (単位: mm)

主筋	主筋本数 (本) あばら筋	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		D 16	D 10	210	245	285	335	385	435	485
	D 13	245	260	300	350	400	450	500	550	600
D 19	D 10	210	250	295	345	400	450	505	560	610
	D 13	245	265	310	360	415	470	520	575	625
D 22	D 10	210	260	310	365	425	480	540	600	655
	D 13	245	275	325	380	440	500	555	615	670
D 25	D 10	215	275	330	400	465	530	595	660	730
	D 13	250	290	350	415	480	545	610	680	745
	D 16	285	315	370	435	500	570	635	700	765
D 29	D 10	215	300	365	440	520	595	675	750	825
	D 13	250	315	380	460	535	610	690	765	845
	D 16	285	330	395	475	550	630	705	780	860
D 32	D 13	250	330	400	485	570	655	740	820	905
	D 16	285	345	420	500	585	670	755	840	920
D 35	D 13	255	345	430	520	615	710	800	895	985
	D 16	290	360	445	540	630	725	815	910	1 005
D 38	D 13	260*	365*	455*	555*	655*	755*	855*	955*	1 055*
	D 16	290	375	465	565	665	765	865	965	1 065
D 41	D 16	300*	400*	495*	605*	715*	820*	930*	1 035*	1 145*

[注] (1) あばら筋の形状は図のようにする。

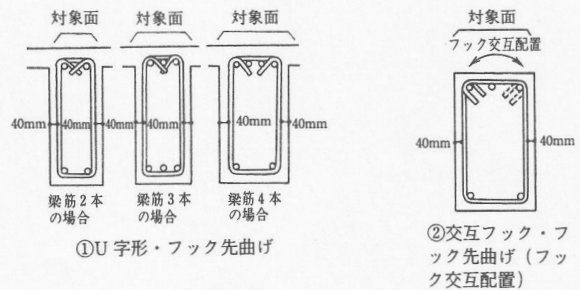
(2) U字形のあばら筋はスラブと同時にコンクリートを打ち込むT形およびL形梁にのみ用いる。

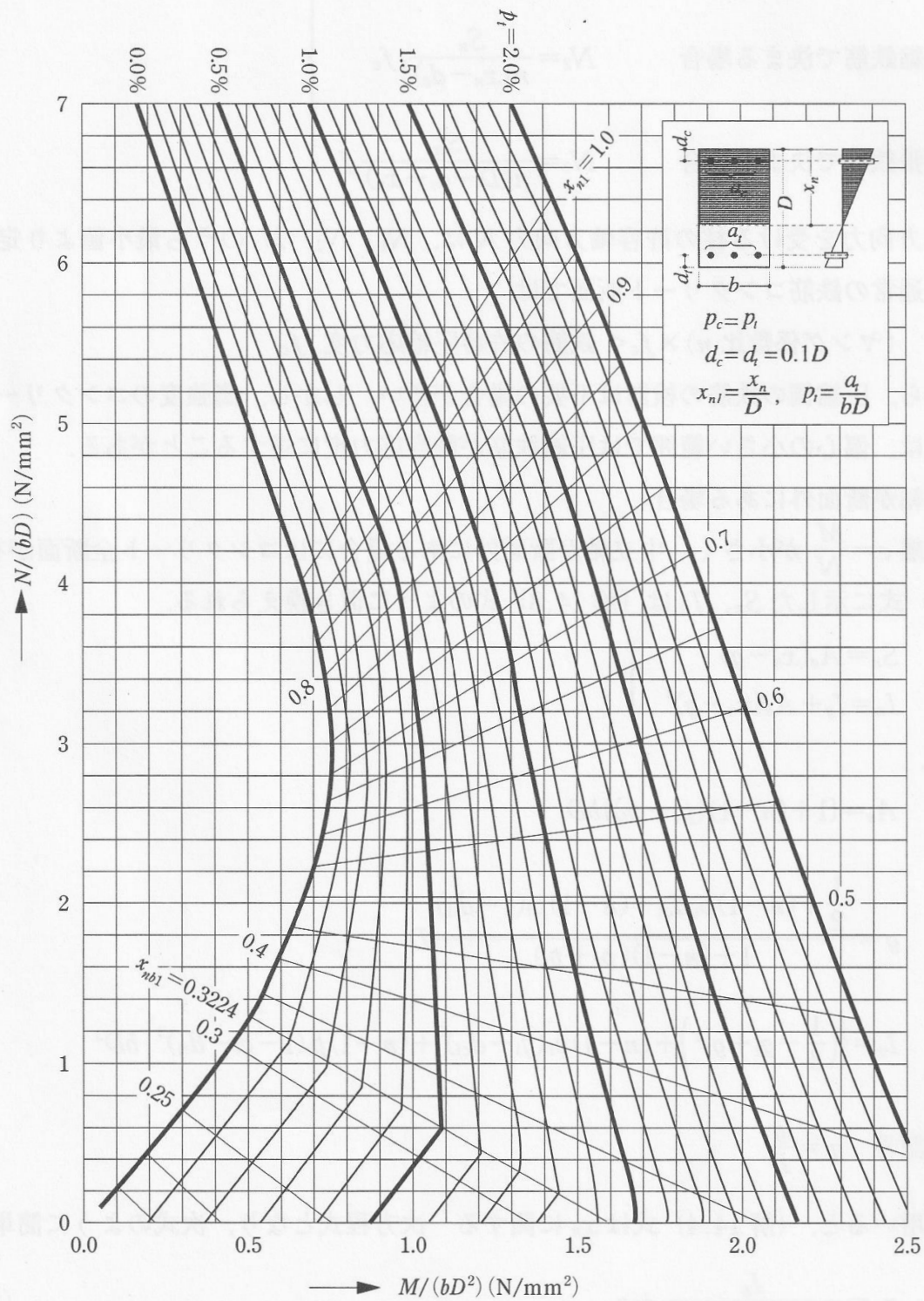
(3) あばら筋が9φ, 13φ, 16φの場合には, それぞれD 10, D 13, D 16の表を準用する。

(4) 両側が屋外で耐久性上有効な仕上げのない場合は, 表の数値に20mmを加える。片側が屋外で耐久性上有効な仕上げのない場合は, 表の数値に10mmを加える。

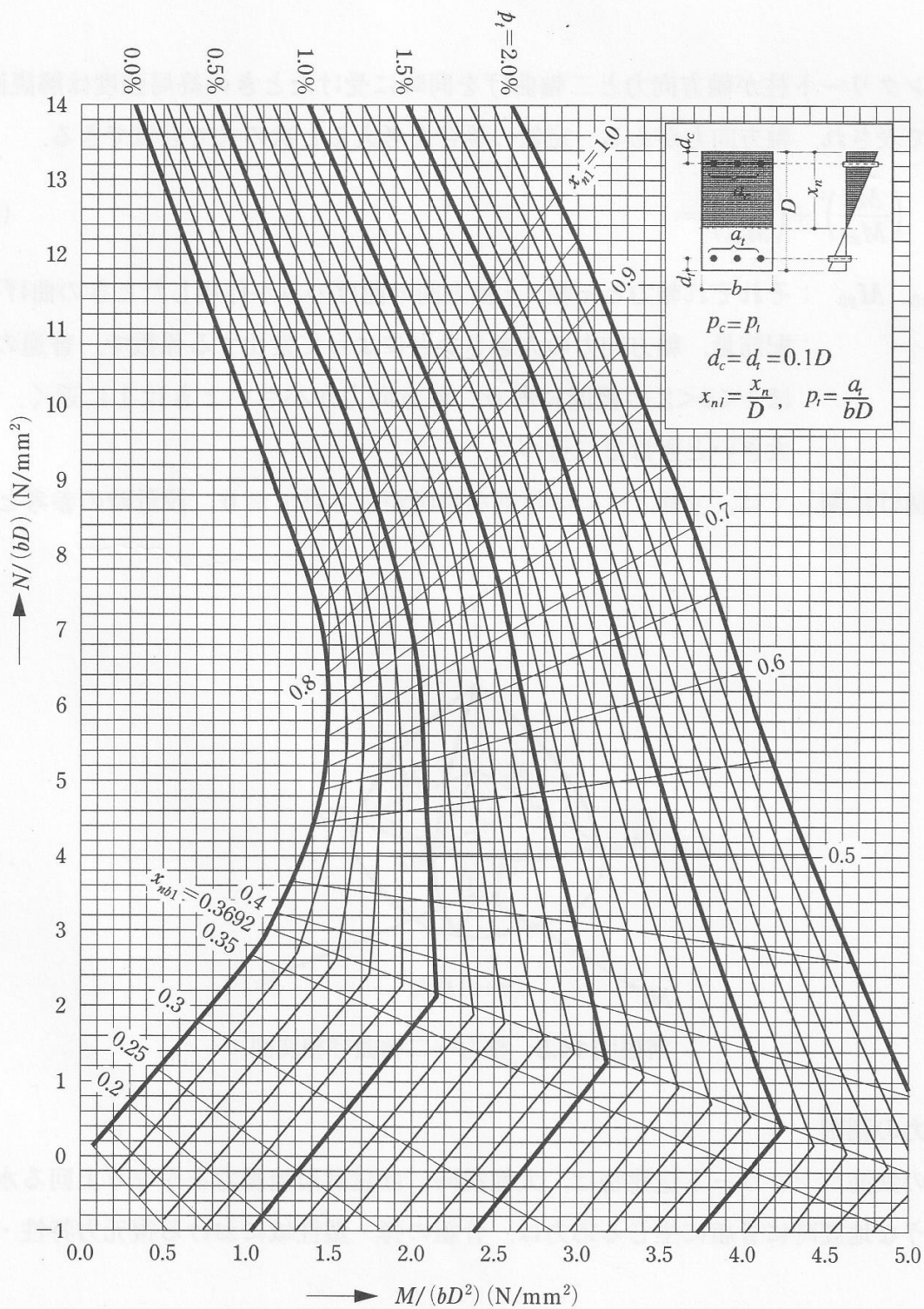
(5) 両側が土に接する場合は, 表の数値に20mmを加える。片側が土に接する場合は, 表の数値に10mmを加える。

(6) *印のかぶり厚さは, 主筋から主筋の呼び名の数値の1.5倍で決まる。





解説図14.3 柱の長期許容曲げモーメント-軸方向力関係
 (F_c 24, SD 345 ; $f_c = 8\text{N/mm}^2$, $f_t = 215\text{N/mm}^2$, $n = 15$)



解説図 14.4 柱の短期許容曲げモーメント-軸方向力関係
 (F_c 24, SD 345 ; $f_c = 16\text{N/mm}^2$, $f_t = 345\text{N/mm}^2$, $n = 15$)