

計算例

(土木基準)

目次

1章 Case 1	1
1.1 計算書概略出力	1
1.1.1 耐力計算	1
1.2 入力データ	2
1.2.1 RC断面	2
1.2.2 設計資料	2
1.3 計算結果	3
1.3.1 曲げ耐力照査	3
1.4 せん断耐力の計算	4
2章 Case 2	5
2.1 計算書概略出力	5
2.1.1 耐力計算	5
2.2 入力データ	6
2.2.1 RC断面	6
2.2.2 設計資料	6
2.3 計算結果	7
2.3.1 曲げ耐力照査	7
2.4 せん断耐力の計算	8
3章 Case 3	9
3.1 計算書概略出力	9
3.1.1 耐力計算	9
3.2 入力データ	10
3.2.1 RC断面	10
3.2.2 設計資料	10
3.3 計算結果	11
3.3.1 曲げ耐力照査	11
3.4 せん断耐力の計算	12
4章 Case 4	13
4.1 計算書概略出力	13
4.1.1 耐力計算	13
4.2 入力データ	14
4.2.1 RC断面	14
4.2.2 設計資料	14
4.3 計算結果	15
4.3.1 曲げ耐力照査	15
4.4 せん断耐力の計算	16

1章 Case 1

1.1 計算書概略出力

1.1.1 耐力計算

タイトル		矩形断面	
		鋼種	
		位置	
		R235	0.150
		R235	1.850
		鉄筋量の合計	7263.00 mm ²
断面全幅b (mm)	1000.0	断面全高h (mm)	2000.0
部材種類	梁	耐震レベル	考慮しない
計算スパン(mm)	5000.0	受力情況	曲げのみ
スターラップ筋		常鉄筋 A _{sv} (mm ²)	157.00
		f _{yv} (N/mm ²)	195
折曲鉄筋 A _{sb} (mm ²)	628.00	折曲鉄筋 f _{yv} (N/mm ²)	195
折曲PC鋼材 A _{sb} (mm ²)	628.00	折曲PC鋼材 f _{py} (N/mm ²)	0
0	1.10	RE	1.00
軸力耐力照査		設計軸力 N(kN)	---
		軸耐力 N _u (kN)	---
		(0 ・ N/ RE) /N _u	---
曲げ耐力照査		設計曲げモーメントM(kNm)	2000.000
		曲げ耐力 M _u (kNm)	1874.632
		中立軸 x(mm)	68.6
		(0 ・ M/ RE) /M _u	2200.000
せん断耐力照査		設計せん断力 V(kN)	1000.000
		せん断耐力 V _u (kN)	1726.837
		(0 ・ V/ RE) /V _u	1100.000

1.2 入力データ

1.2.1 RC断面

出力タイトル: 矩形断面
ケースNo: 1
断面形状: 矩形
部材種類: 梁
適用対象: 土木

1.2.2 設計資料

曲げのみ

方法一 断面形状、配筋、設計断面力から断面耐力の算出

コンクリート: C25

$f_c = 11.50 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 1.23 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 2.10 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

主鉄筋: R235

$f_y = 195 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 2.10 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

帯鉄筋: R235

$f_{yv} = 195 \text{ N/mm}^2$

寸法: $b \times h = 1000.0 \text{ mm} \times 2000.0 \text{ mm}$

有効高: $h_0 = h - a_s = 1850.0 \text{ mm}$

設計曲げモーメント: $M = 2000.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$

引張鉄筋: $A_s = 5655.00 \text{ mm}^2$

重要性係数: $\gamma_0 = 1.10$

計算スパン: $l_0 = 5.00 \text{ m}$

1.3 計算結果

1.3.1 曲げ耐力照査

(1) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率の上限值 ξ_b

$$c_u = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} = 0.0033 - (25 - 50) \times 10^{-5} = 0.0036 > 0.0033$$

$$c_u = 0.0033$$

表 5.2.1 より

$$\xi_b = 0.62$$

(2) 中立軸から断面圧縮縁までの距離 x

基準式(7.2.1-2) によって

$$\alpha_1 \cdot f_c \cdot b \cdot x = f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p$$

$$\rightarrow x = \frac{f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{195 \times 5655.00 - 195 \times 1608.00 + 0 \times 0.00 + (8.00 - 0) \times 0.00}{1.00 \times 11.50 \times 1000.0}$$

$$= 68.6 \text{ mm}$$

(3) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{68.6}{1850.0} = 0.037 \leq \xi_b = 0.620$$

(4) 曲げ耐力 M_u

基準式 (7.2.5) によって

$$M_u = f_{py} \cdot A_p \cdot (h - a_p - a'_s) + f_y \cdot A_s \cdot (h - a_s - a'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p \cdot (a'_p - a'_s)$$

$$= 0 \times 0.00 \times (2000.0 - 0.0 - 150.0) + 195 \times 5655.00 \times (2000.0 - 150.0 - 150.0)$$

$$+ (8.00 - 0) \times 0.00 \times (0.0 - 150.0)$$

$$= 1874.632 \text{ kN}\cdot\text{m} < \sigma_0 \cdot M = 1.10 \times 2000.000 = 2200.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

曲げ耐力 NG

(5) 配筋率照査

$$= A_s / A_c = 5655.00 / 2000000.00 \times 100 = 0.28 \%$$

ここに

A_s : 鉄筋断面積

A_c : コンクリート断面積

$$\rho_{min} = \max\{0.20\%, 0.45 f_t / f_y\} = \max\{0.20\%, 0.28\%\} = 0.28\% >$$

最小配筋率 NG

1.4 せん断耐力の計算

(1) コンクリートだけによるせん断耐力照査

$$\begin{aligned} V_{uc} &= 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} \cdot b \cdot h_0 \\ &= 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{25} \times 1000.0 \times 1850.0 \\ &= 4717.500 \text{ kN} \quad \phi \cdot V = 1.10 \times 1000.000 = 1100.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

断面寸法 OK

ここに、 ϕ はコンクリート強度の補正係数

(2) スターラップ筋がある場合のせん断耐力

$$V_u = V_{cs} + V_{sb} + V_{pb}$$

ここに、

V_u : せん断耐力

V_{cs} : コンクリートとスターラップ筋のせん断耐力

V_{sb} : 折曲鉄筋のせん断耐力

V_{pb} : 折曲PC鋼材のせん断耐力

$$\begin{aligned} V_{cs} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \times 0.45 \times 10^{-3} \cdot b \cdot h_0 \cdot \sqrt{(2 + 0.6 \cdot P) \sqrt{f_{cu,k}} \rho_{sv} \cdot f_{sv}} \\ P &= 100 \times \frac{A_s + A_p + A_{pb}}{b \cdot h_0} = 100 \times \frac{5655.00 + 0.00 + 0.00}{1000.0 \times 1850.0} = 0.306 \end{aligned}$$

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{s \cdot b} = \frac{157.00}{100.0 \times 1000.0} = 0.001570$$

$$\begin{aligned} V_{cs} &= 1.00 \times 1.00 \times 1.10 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 1000.0 \times 1850.0 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 0.306) \sqrt{25} \times 0.001570 \times 195} \\ &= 1674.157 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

P : 引張鉄筋と引張PC鋼材と折曲PC鋼材の断面積の有効断面の表示 (%)

ρ_{sv} : 帯鉄筋比:

$$\begin{aligned} V_{sb} &= 0.75 \cdot f_{sd} \cdot A_{sb} \cdot \sin \alpha_s \times 10^{-3} \\ &= 0.75 \times 195 \times 628.00 \times \sin 35.0 \times 10^{-3} = 52.680 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

A_{sb} : 折れ曲がり鉄筋の総面積

α_s : 折れ曲がり鉄筋の配置角度

$$\begin{aligned} V_u &= 1674.157 + 52.680 + 0.000 \\ &= 1726.837 \text{ kN} \quad \phi \cdot V = 1.10 \times 1000.000 = 1100.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

せん断耐力 OK

2章 Case 2

2.1 計算書概略出力

2.1.1 耐力計算

タイトル		I型断面											
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>鋼種</th> <th>位置</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>HRB335</td> <td>0.150</td> </tr> <tr> <td>HRB335</td> <td>2.850</td> </tr> <tr> <td>PC鋼材1</td> <td>0.300</td> </tr> <tr> <td>PC鋼材2</td> <td>2.700</td> </tr> </tbody> </table>		鋼種	位置	HRB335	0.150	HRB335	2.850	PC鋼材1	0.300	PC鋼材2	2.700
		鋼種	位置										
HRB335	0.150												
HRB335	2.850												
PC鋼材1	0.300												
PC鋼材2	2.700												
		鉄筋量の合計	10579.24 mm ²										
断面全幅b (mm) 断面全高h (mm) 最小有効幅 b _{min} (mm) 部材種類 耐震レベル 計算スパン(mm) 受力情況 スターラップ筋 帯鉄筋 A _{sv} (mm ²) f _{yv} (N/mm ²) 折曲鉄筋 A _{sb} (mm ²) f _{yv} (N/mm ²) 折曲PC鋼材 A _{pb} (mm ²) f _{py} (N/mm ²) 0 RE	500.0 3000.0 1666.7 梁 考慮しない 5000.0 曲げのみ 314.00 280 314.00 280 314.00 1000 1.10 1.00												
軸力耐力照査 設計軸力 N(kN) 軸耐力 N _u (kN) (0 ・ N/ RE) /N _u	--- --- ---												
曲げ耐力照査 設計曲げモーメントM(kNm) 曲げ耐力 M _u (kNm) 中立軸 x(mm) (0 ・ M/ RE) /M _u	4000.000 5945.092 58.6 4400.000												
せん断耐力照査 設計せん断力 V(kN) せん断耐力 V _u (kN) (0 ・ V/ RE) /V _u	1200.000 4310.432 1320.000												

2.2 入力データ

2.2.1 RC断面

出力タイトル: I型断面
ケースNo: 2
断面形状: I型
部材種類: 梁
適用対象: 土木

2.2.2 設計資料

曲げのみ

方法一 断面形状、配筋、設計断面力から断面耐力の算出

コンクリート: C30

$f_c = 13.80 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 1.39 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 2.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

主鉄筋: HRB335

$f_y = 280 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

帯鉄筋: HRB335

$f_{yv} = 280 \text{ N/mm}^2$

寸法: $b \times h = 500.0 \text{ mm} \times 3000.0 \text{ mm}$

有効高: $h_0 = h - a_s = 2850.0 \text{ mm}$

設計曲げモーメント: $M = 4000.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$

引張鉄筋: $A_s = 7363.11 \text{ mm}^2$

重要性係数: $\gamma_0 = 1.10$

計算スパン: $l_0 = 5.00 \text{ m}$

2.3 計算結果

2.3.1 曲げ耐力照査

(1) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率の上限值 ξ_b

$$c_u = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} = 0.0033 - (30 - 50) \times 10^{-5} = 0.0035 > 0.0033$$

$$c_u = 0.0033$$

表 5.2.1 より

$$\xi_b = 0.40$$

(2) 中立軸から断面圧縮縁までの距離 x

ウェブ内にある中立軸から断面圧縮縁までの距離を基準式(7.2.2-3)によって求める

$$\alpha_1 \cdot f_c \cdot [b \cdot x + (b'_f - b) \cdot h'_f] = f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p$$

$$\begin{aligned} \rightarrow x &= \frac{f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot b} - \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b} \\ &= \frac{280 \times 7363.11 - 280 \times 3015.93 + 1000 \times 149.60 + (8.00 - 390) \times 50.60}{1.0 \times 13.80 \times 500.0} - \frac{(1666.7 - 500.0) \times 400.0}{500.0} \\ &= -738.0 \text{ mm} \quad h'_f = 400.0 \text{ mm} \text{ より、} b = b'_f \text{ の矩形断面として計算を行う} \end{aligned}$$

基準式(7.2.1-2) によって

$$\alpha_1 \cdot f_c \cdot b \cdot x = f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p$$

$$\begin{aligned} \rightarrow x &= \frac{f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{280 \times 7363.11 - 280 \times 3015.93 + 1000 \times 149.60 + (8.00 - 390) \times 50.60}{1.00 \times 13.80 \times 1666.7} \\ &= 58.6 \text{ mm} \end{aligned}$$

(3) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{58.6}{2850.0} = 0.02 \leq \xi_b = 0.40$$

(4) 曲げ耐力 M_u

基準式 (7.2.5) によって

$$\begin{aligned} M_u &= f_{py} \cdot A_p \cdot (h - a_p - a'_s) + f_y \cdot A_s \cdot (h - a_s - a'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p \cdot (a'_p - a'_s) \\ &= 1000 \times 149.60 \times (3000.0 - 300.0 - 150.0) + 280 \times 7363.11 \times (3000.0 - 150.0 - 150.0) \\ &\quad + (8.00 - 390) \times 50.60 \times (300.0 - 150.0) \\ &= 5945.092 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \sigma \cdot M = 1.10 \times 4000.000 = 4400.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

曲げ耐力 OK

(5) 配筋率照査

$$= A_s / A_c = 7363.11 / 2433333.33 \times 100 = 0.30 \%$$

ここに

A_s : 鉄筋断面積

A_c : コンクリート断面積

$$\rho_{\min} = \max\{0.20\%, 0.45 f_t / f_y\} = \max\{0.20\%, 0.22\%\} = 0.22\%$$

最小配筋率 OK

2.4 せん断耐力の計算

(1) コンクリートだけによるせん断耐力照査

$$\begin{aligned} V_{uc} &= 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} \cdot b \cdot h_0 \\ &= 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{30} \times 500.0 \times 2850.0 \\ &= 3980.574 \text{ kN} \quad \phi \cdot V = 1.10 \times 1200.000 = 1320.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

断面寸法 OK

ここに、 ϕ はコンクリート強度の補正係数

(2) スターラップ筋がある場合のせん断耐力

$$V_u = V_{cs} + V_{sb} + V_{pb}$$

ここに、

V_u : せん断耐力

V_{cs} : コンクリートとスターラップ筋のせん断耐力

V_{sb} : 折曲鉄筋のせん断耐力

V_{pb} : 折曲PC鋼材のせん断耐力

$$\begin{aligned} V_{cs} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \times 0.45 \times 10^{-3} \cdot b \cdot h_0 \cdot \sqrt{(2 + 0.6 \cdot P) \sqrt{f_{cu,k}} \rho_{sv} \cdot f_{sv}} \\ P &= 100 \times \frac{A_s + A_p + A_{pb}}{b \cdot h_0} = 100 \times \frac{7363.11 + 149.60 + 160.00}{500.0 \times 2850.0} = 0.538 \\ \rho_{sv} &= \frac{A_{sv}}{s \cdot b} = \frac{314.00}{100.0 \times 500.0} = 0.006280 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{cs} &= 1.00 \times 1.25 \times 1.10 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 500.0 \times 2850.0 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 0.538) \sqrt{30} \times 0.006280 \times 280} \\ &= 4170.610 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

P : 引張鉄筋と引張PC鋼材と折曲PC鋼材の断面積の有効断面の表示 (%)

ρ_{sv} : 帯鉄筋比:

$$\begin{aligned} V_{sb} &= 0.75 \cdot f_{sd} \cdot A_{sb} \cdot \sin \alpha_s \times 10^{-3} \\ &= 0.75 \times 280 \times 314.00 \times \sin 35.0 \times 10^{-3} = 37.822 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

A_{sb} : 折れ曲がり鉄筋の総面積

α_s : 折れ曲がり鉄筋の配置角度

$$\begin{aligned} V_{pb} &= 0.75 \cdot f_{pd} \cdot A_{pb} \cdot \sin \alpha_p \times 10^{-3} \\ &= 0.75 \times 1700 \times 160.00 \times \sin 30.0 \times 10^{-3} = 102.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

A_{pb} : PC鋼材の総面積

α_p : PC鋼材の配置角度

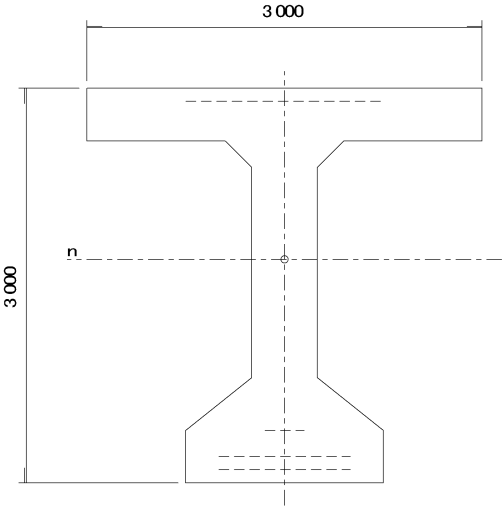
$$\begin{aligned} V_u &= 4170.610 + 37.822 + 102.000 \\ &= 4310.432 \text{ kN} \quad \phi \cdot V = 1.10 \times 1200.000 = 1320.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

せん断耐力 OK

3章 Case 3

3.1 計算書概略出力

3.1.1 耐力計算

タイトル	T型断面											
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>鋼種</th> <th>位置</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>HRB400</td> <td>0.100</td> </tr> <tr> <td>HRB400</td> <td>2.800</td> </tr> <tr> <td>HRB400</td> <td>2.900</td> </tr> <tr> <td>PC鋼材1</td> <td>2.600</td> </tr> </tbody> </table>	鋼種	位置	HRB400	0.100	HRB400	2.800	HRB400	2.900	PC鋼材1	2.600	<p style="text-align: right;">鉄筋量の合計 26165.10 mm²</p>
	鋼種	位置										
HRB400	0.100											
HRB400	2.800											
HRB400	2.900											
PC鋼材1	2.600											
<p>断面全幅b (mm) 500.0 断面全高h (mm) 3000.0 最小有効幅 b_{min} (mm) 3000.0 部材種類 梁 耐震レベル 考慮しない 計算スパン(mm) 10000.0 受力情況 曲げのみ スターラップ筋 帯鉄筋 A_{sv} (mm²) 314.00 f_{yv} (N/mm²) 210 折曲鉄筋 A_{sb} (mm²) 226.00 f_{yv} (N/mm²) 210 折曲PC鋼材 A_{pb} (mm²) 226.00 f_{py} (N/mm²) 1000 0 1.10 RE 1.00</p>												
<p>軸力耐力照査 設計軸力 N(kN) --- 軸耐力 N_u(kN) --- (0 · N/ RE) /N_u ---</p>												
<p>曲げ耐力照査 設計曲げモーメントM(kNm) 5000.000 曲げ耐力 M_u(kNm) 19370.727 中立軸 x(mm) 98.3 (0 · M/ RE) /M_u 5500.000</p>												
<p>せん断耐力照査 設計せん断力 V(kN) 2000.000 せん断耐力 V_u(kN) 3971.418 (0 · V/ RE) /V_u 2200.000</p>												

3.2 入力データ

3.2.1 RC断面

出力タイトル: T型断面
ケースNo: 3
断面形状: T型
部材種類: 梁
適用対象: 土木

3.2.2 設計資料

曲げのみ

方法一 断面形状、配筋、設計断面力から断面耐力の算出

コンクリート: C40

$f_c = 18.40 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 1.65 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 2.05 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

主鉄筋: HRB400

$f_y = 330 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

帯鉄筋: R235

$f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$

寸法: $b \times h = 500.0 \text{ mm} \times 3000.0 \text{ mm}$

有効高: $h_0 = h - a_s = 2850.0 \text{ mm}$

設計曲げモーメント: $M = 5000.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$

引張鉄筋: $A_s = 21205.76 \text{ mm}^2$

重要性係数: $\gamma_0 = 1.10$

計算スパン: $l_0 = 10.00 \text{ m}$

3.3 計算結果

3.3.1 曲げ耐力照査

(1) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率の上限值 ξ_b

$$c_u = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} = 0.0033 - (40 - 50) \times 10^{-5} = 0.0034 > 0.0033$$

$$c_u = 0.0033$$

表 5.2.1 より

$$\xi_b = 0.40$$

(2) 中立軸から断面圧縮縁までの距離 x

ウェブ内にある中立軸から断面圧縮縁までの距離を基準式(7.2.2-3)によって求める

$$\alpha_1 \cdot f_c \cdot [b \cdot x + (b'_f - b) \cdot h'_f] = f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p$$

$$\begin{aligned} \rightarrow x &= \frac{f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot b} - \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b} \\ &= \frac{330 \times 21205.76 - 330 \times 4908.74 + 1000 \times 50.60 + (7.00 - 0) \times 0.00}{1.0 \times 18.40 \times 500.0} - \frac{(3000.0 - 500.0) \times 400.0}{500.0} \\ &= -1409.9 \text{ mm} \quad h'_f = 400.0 \text{ mm} \text{ より、} b = b'_f \text{ の矩形断面として計算を行う} \end{aligned}$$

基準式(7.2.1-2) によって

$$\alpha_1 \cdot f_c \cdot b \cdot x = f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p$$

$$\begin{aligned} \rightarrow x &= \frac{f_y \cdot A_s - f'_y \cdot A'_s + f_{py} \cdot A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{330 \times 21205.76 - 330 \times 4908.74 + 1000 \times 50.60 + (7.00 - 0) \times 0.00}{1.00 \times 18.40 \times 3000.0} \\ &= 98.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

(3) 中立軸から断面圧縮縁までの距離と有効高の比率

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{98.3}{2850.0} = 0.03 \leq \xi_b = 0.40$$

(4) 曲げ耐力 M_u

基準式 (7.2.5) によって

$$\begin{aligned} M_u &= f_{py} \cdot A_p \cdot (h - a_p - a'_s) + f_y \cdot A_s \cdot (h - a_s - a'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) \cdot A'_p \cdot (a'_p - a'_s) \\ &= 1000 \times 50.60 \times (3000.0 - 400.0 - 100.0) + 330 \times 21205.76 \times (3000.0 - 150.0 - 100.0) \\ &\quad + (7.00 - 0) \times 0.00 \times (0.0 - 100.0) \\ &= 19370.727 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \sigma \cdot M = 1.10 \times 5000.000 = 5500.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

曲げ耐力 OK

(5) 配筋率照査

$$= A_s / A_c = 21205.76 / 2900000.00 \times 100 = 0.73 \%$$

ここに

A_s : 鉄筋断面積

A_c : コンクリート断面積

$$\rho_{\min} = \max\{0.20\%, 0.45 f_t / f_y\} = \max\{0.20\%, 0.22\%\} = 0.22\%$$

最小配筋率 OK

3.4 せん断耐力の計算

(1) コンクリートだけによるせん断耐力照査

$$\begin{aligned} V_{uc} &= 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} \cdot b \cdot h_0 \\ &= 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{40} \times 500.0 \times 2850.0 \\ &= 4596.371 \text{ kN} \quad \phi \cdot V = 1.10 \times 2000.000 = 2200.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

断面寸法 OK

ここに、 ϕ はコンクリート強度の補正係数

(2) スターラップ筋がある場合のせん断耐力

$$V_u = V_{cs} + V_{sb} + V_{pb}$$

ここに、

V_u : せん断耐力

V_{cs} : コンクリートとスターラップ筋のせん断耐力

V_{sb} : 折曲鉄筋のせん断耐力

V_{pb} : 折曲PC鋼材のせん断耐力

$$\begin{aligned} V_{cs} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \times 0.45 \times 10^{-3} \cdot b \cdot h_0 \cdot \sqrt{(2 + 0.6 \cdot P) \sqrt{f_{cu,k}} \rho_{sv} \cdot f_{sv}} \\ P &= 100 \times \frac{A_s + A_p + A_{pb}}{b \cdot h_0} = 100 \times \frac{21205.76 + 50.60 + 85.30}{500.0 \times 2850.0} = 1.498 \end{aligned}$$

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{s \cdot b} = \frac{314.00}{125.0 \times 500.0} = 0.005024$$

$$\begin{aligned} V_{cs} &= 1.00 \times 1.25 \times 1.10 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 500.0 \times 2850.0 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 1.498) \sqrt{40} \times 0.005024 \times 210} \\ &= 3877.693 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

P : 引張鉄筋と引張PC鋼材と折曲PC鋼材の断面積の有効断面の表示 (%)

ρ_{sv} : 帯鉄筋比:

$$\begin{aligned} V_{sb} &= 0.75 \cdot f_{sd} \cdot A_{sb} \cdot \sin \alpha_s \times 10^{-3} \\ &= 0.75 \times 210 \times 226.00 \times \sin 42.0 \times 10^{-3} = 23.818 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

A_{sb} : 折れ曲がり鉄筋の総面積

α_s : 折れ曲がり鉄筋の配置角度

$$\begin{aligned} V_{pb} &= 0.75 \cdot f_{pd} \cdot A_{pb} \cdot \sin \alpha_p \times 10^{-3} \\ &= 0.75 \times 1700 \times 85.30 \times \sin 40.0 \times 10^{-3} = 69.908 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

A_{pb} : PC鋼材の総面積

α_p : PC鋼材の配置角度

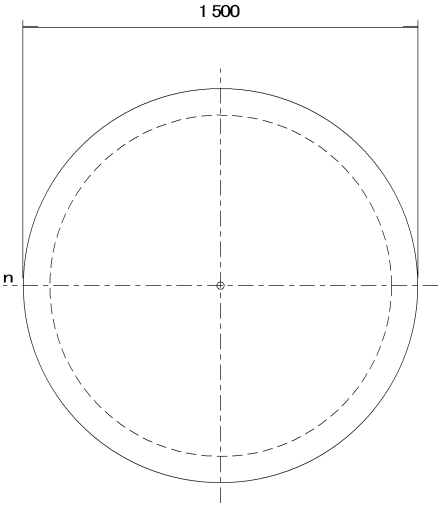
$$\begin{aligned} V_u &= 3877.693 + 23.818 + 69.908 \\ &= 3971.418 \text{ kN} \quad \phi \cdot V = 1.10 \times 2000.000 = 2200.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

せん断耐力 OK

4章 Case 4

4.1 計算書概略出力

4.1.1 耐力計算

タイトル		円形断面	
		鋼種 _____ 位置 _____	
		HRB400 0.100	
		鉄筋量の合計	7539.82 mm ²
半径 r (mm)	750.0	部材種類	梁
耐震レベル	考慮しない	計算スパン(mm)	5000.0
受力情況	曲げのみ	スターラップ筋	
帯鉄筋 A _{sv} (mm ²)	157.00	f _{yv} (N/mm ²)	210
折曲鉄筋 A _{sb} (mm ²)	0.00	f _{yv} (N/mm ²)	210
折曲PC鋼材 A _{pb} (mm ²)	0.00	f _{py} (N/mm ²)	0
0	1.10		
RE	1.00		
軸力耐力照査			
設計軸力 N(kN)	---	軸耐力 N _u (kN)	---
(0 · N / RE) / N _u	---		
曲げ耐力照査			
設計曲げモーメント M(kNm)	1500.000	曲げ耐力 M _u (kNm)	1603.027
中立軸 x(mm)	96.8	(0 · M / RE) / M _u	1650.000
せん断耐力照査			
設計せん断力 V(kN)	800.000	せん断耐力 V _u (kN)	1395.214
(0 · V / RE) / V _u	880.000		

4.2 入力データ

4.2.1 RC断面

出力タイトル: 円形断面
ケースNo: 4
断面形状: 円形
部材種類: 梁
適用対象: 土木

4.2.2 設計資料

曲げのみ

方法一 断面形状、配筋、設計断面力から断面耐力の算出

コンクリート: C35

$f_c = 16.10 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 1.52 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 2.05 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

主鉄筋: HRB400

$f_y = 330 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

帯鉄筋: R235

$f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$

半径: $r = 750.0 \text{ mm}$

設計曲げモーメント: $M = 1500.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$

引張鉄筋: $A_s = 3769.91 \text{ mm}^2$

重要性係数: $\gamma_0 = 1.10$

計算スパン: $l_0 = 5.00 \text{ m}$

4.3 計算結果

4.3.1 曲げ耐力照査

(1) 中立軸位置から断面圧縮端縁までの距離 x_o

$$A \cdot r^2 \cdot f_{cd} + C \cdot \rho \cdot r^2 \cdot f'_{sd} = 0$$

$$0.0616 \times 750.0^2 \times 16.10 + -0.7041 \times 0.0043 \times 750.0^2 \times 330 = 0$$

$$\rightarrow x_o = 96.8 \text{ mm } (\xi = 0.065)$$

ここに

x_o : 圧縮縁から中立軸までの距離

$$: \quad = x_o / 2r$$

A : コンクリートに関する補正係数、土木基準付録Cの表C.0.2に参照する

C : 軸鉄筋に関する補正係数、土木基準付録Cの表C.0.2に参照する

r : 円形断面の半径

$$: \text{ 軸鉄筋比 } (\quad = A_s / A_c)$$

(2) 曲げ耐力 M_u

基準式 (5.3.9-2) によって

$$M_u = B \cdot r^3 \cdot f_{cd} + D \cdot \rho \cdot g \cdot r^3 \cdot f'_{sd}$$

$$= 0.0578 \times 750.0^3 \times 16.10 + 2.3517 \times 0.0043 \times 0.87 \times 750.0^3 \times 330$$

$$= 1603.03 \text{ kN}\cdot\text{m} < \quad \circ \cdot M = 1.10 \times 1500.00 = 1650.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

曲げ耐力 NG

ここに

B : コンクリートに関する補正係数、土木基準付録Cの表C.0.2に参照する

D : 軸鉄筋に関する補正係数、土木基準付録Cの表C.0.2に参照する

r : 円形断面の半径

r_s : 軸鉄筋重心位置での半径

$$g : g = r_s / r$$

$$: \text{ 軸鉄筋比 } (\quad = A_s / A_c)$$

(3) 配筋率照査

$$= A_s / A_c = 7539.82 / 1767145.87 \times 100 = 0.43 \%$$

ここに

A_s : 鉄筋断面積

A_c : コンクリート断面積

$$\rho_{\min} = \max\{0.20\%, 0.45 f_t / f_y\} = \max\{0.20\%, 0.21\%\} = 0.21\%$$

最小配筋率 OK

4.4 せん断耐力の計算

(1) コンクリートだけによるせん断耐力照査

「コンクリート構造設計基準の7.5.15」により、矩形断面に換算する。

$b = 1.76r$ 、 $h_0 = 1.6r$ (r = 円形断面の半径)

$$\begin{aligned} V_{uc} &= 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} \cdot b \cdot h_0 \\ &= 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{35} \times 1320.0 \times 1200.0 \\ &= 4779.246 \text{ kN} \quad \phi \cdot V = 1.10 \times 800.000 = 880.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

断面寸法 OK

ここに、 ϕ はコンクリート強度の補正係数

(2) スターラップ筋がある場合のせん断耐力

$$V_u = V_{cs} + V_{sb} + V_{pb}$$

ここに、

V_u : せん断耐力

V_{cs} : コンクリートとスターラップ筋のせん断耐力

V_{sb} : 折曲鉄筋のせん断耐力

V_{pb} : 折曲PC鋼材のせん断耐力

$$\begin{aligned} V_{cs} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \times 0.45 \times 10^{-3} \cdot b \cdot h_0 \cdot \sqrt{(2 + 0.6 \cdot P)} \sqrt{f_{cu,k}} \rho_{sv} \cdot f_{sv} \\ P &= 100 \times \frac{A_s + A_p + A_{pb}}{b \cdot h_0} = 100 \times \frac{3769.91 + 0.00 + 0.00}{1320.0 \times 1200.0} = 0.238 \end{aligned}$$

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{s \cdot b} = \frac{157.00}{100.0 \times 1320.0} = 0.001189$$

$$\begin{aligned} V_{cs} &= 1.00 \times 1.00 \times 1.10 \times 0.45 \times 10^{-3} \times 1320.0 \times 1200.0 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 0.238)} \sqrt{35} \times 0.001189 \times 210 \\ &= 1395.214 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

P : 引張鉄筋と引張PC鋼材と折曲PC鋼材の断面積の有効断面の表示 (%)

ρ_{sv} : 帯鉄筋比:

$$\begin{aligned} V_{sb} &= 0.75 \cdot f_{sd} \cdot A_{sb} \cdot \sin \alpha_s \times 10^{-3} \\ &= 0.75 \times 210 \times 0.00 \times \sin 0.0 \times 10^{-3} = 0.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

A_{sb} : 折れ曲がり鉄筋の総面積

α_s : 折れ曲がり鉄筋の配置角度

$$\begin{aligned} V_u &= 1395.214 + 0.000 + 0.000 \\ &= 1395.214 \text{ kN} \quad \phi \cdot V = 1.10 \times 800.000 = 880.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

せん断耐力 OK