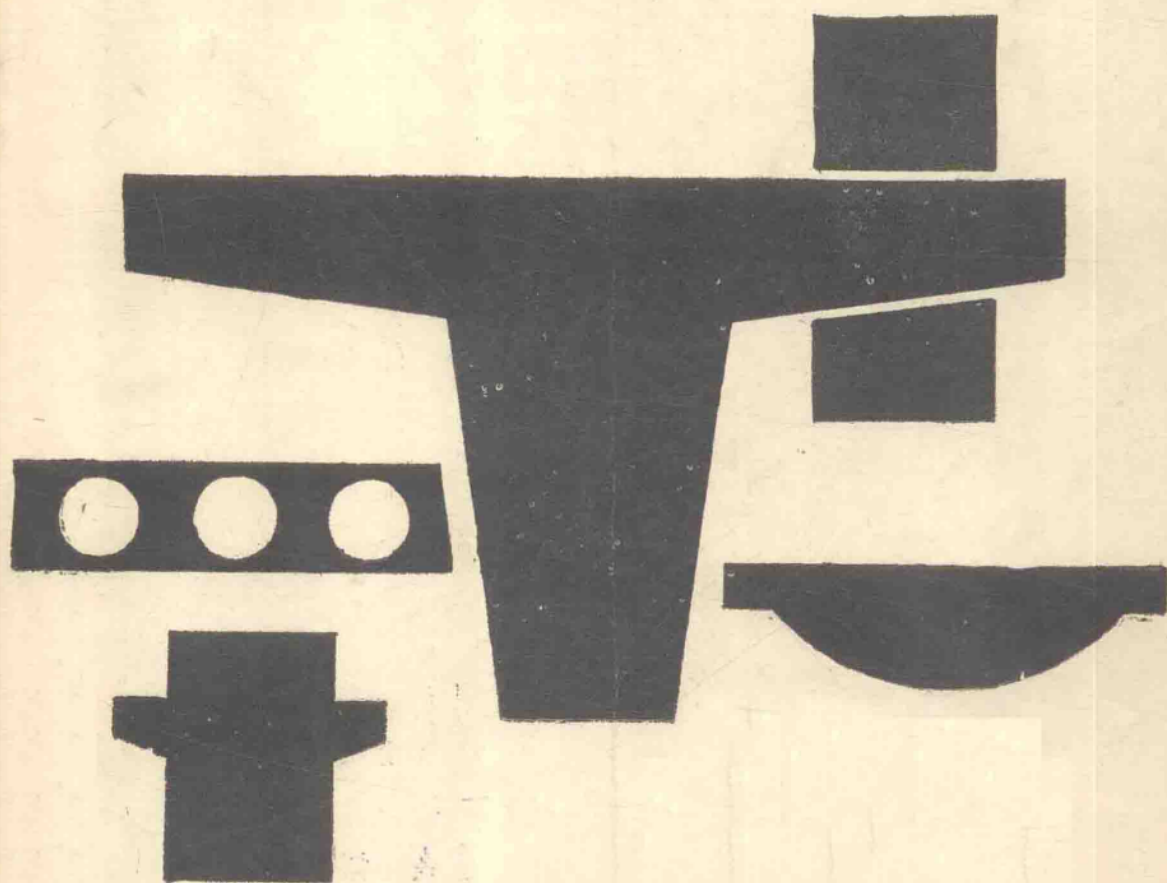


钢筋混凝土 结构构件计算实例

● 苏清洪 编



前 言

本《计算实例》系根据《混凝土结构设计规范》(第二次送审稿)(混凝土结构设计规范修订组 1986.6.北京)计算的钢筋混凝土结构构件实例集。由于该规范与现行《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ 10-74)相比,作了较大修改,为对有关设计人员将来适应该规范的需要,编算了本《计算实例》。

《计算实例》全部是工业与民用建筑结构中常用的钢筋混凝土与预应力混凝土构件。各实例计算过程中注明了《混凝土结构设计规范》(第二次送审稿)有关规定的条文号(如§3.2.2系指该规范第三章、第二节、第二条),以便读者查对。

限于编算者的水平和对该规范理解的深度,错误之处难免,敬请读者批评指正。

编 算 者

1987年6月31日

钢筋混凝土结构构件计算实例

(第二版) 《钢筋混凝土结构》附录《附录》本

第一章 普通钢筋混凝土受弯构件.....	(1)
第二章 普通钢筋混凝土受压及受扭构件.....	(43)
第三章 预应力混凝土构件.....	(63)
第四章 其他构件.....	(90)

《钢筋混凝土结构》附录《附录》本

《钢筋混凝土结构》附录《附录》本

《钢筋混凝土结构》附录《附录》本

《钢筋混凝土结构》附录《附录》本

《钢筋混凝土结构》附录《附录》本

《钢筋混凝土结构》附录《附录》本

附录

1987年6月31日

第一章 普通钢筋混凝土受弯构件

〔例1〕 某教室楼面主梁，截面尺寸 $b \times h = 200 \times 500\text{mm}$ ，教室开间 3.3m ，进深 6m ，该主梁两端简支在 370mm 砖柱上（见图1），已知楼面恒载（含楼面板上、下粉刷重） 2.08KN/m^2 ，混凝土采用C20级，纵向主钢筋采用Ⅱ级钢筋，箍筋采用Ⅰ级钢筋。

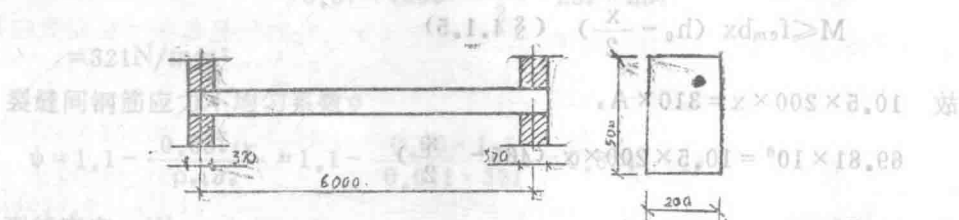


图 1—1

解：

（1）荷载及内力计算

教室活载 $200\text{kg/m}^2 = 1961\text{N/m}^2$

钢筋混凝土容重 $2500\text{kg/m}^3 = 24517\text{N/m}^3$

楼面恒载 $2.08 \times 3.3 = 6.86\text{KN/m}$

楼面活载 $1.96 \times 3.3 = 6.47\text{KN/m}$

梁自重 $24.52 \times 0.2 \times 0.5 = 2.45\text{KN/m}$

梁面粉刷 0.21KN/m

以上总计匀布荷载 15.99KN/m

净跨 $l = 6 - 0.37 = 5.63\text{m}$

计算跨径 $l_0 = 1.05 \times 5.63 = 5.91\text{m}$

结构重要性系数 $r_0 = 1$ （§2.2.1, §2.2.3）

$$M = r_0 M_K = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \times 15.99 \times 5.91^2 = 69.81\text{KN}\cdot\text{m}$$

$$V = r_0 V_K = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 15.99 \times 5.63 = 45.01\text{KN}$$

（2）主筋计算

复核截面尺寸（§4.2.1）

混凝土保护层厚 $c = 25\text{mm}$ （§6.1.3）

估计主筋直径 $d = 20\text{mm}$

$$\therefore h_0 = h - c - \frac{d}{2} = 500 - 25 - \frac{20}{2} = 465\text{mm}$$

$$\frac{hw}{b} = \frac{h_0}{b} = \frac{465}{200} = 2.325 < 4$$

$$f_c = 9.5 \text{ N/mm}^2 \quad (\S 3.1.5)$$

$$0.25f_c b h_0 = 0.25 \times 9.5 \times 200 \times 465 \text{ N} = 220.88 \text{ kN} > V$$

∴ 截面合乎要求。

(i) 按规范基本公式计算

$$f_{cm} = 10.5 \text{ N/mm}^2 \quad (\S 3.1.5)$$

$$f_y = 310 \text{ N/mm}^2 \quad (\S 3.2.3)$$

$$f_{cm} b x = f_y A_s \quad (\S 4.1.5)$$

$$M \leq f_{cm} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (\S 4.1.5)$$

$$\text{故 } 10.5 \times 200 \times x = 310 \times A_s$$

$$69.81 \times 10^6 = 10.5 \times 200 \times x \left(465 - \frac{x}{2} \right)$$

$$\therefore x = 78 \text{ mm}$$

$$A_s = 528 \text{ mm}^2$$

验算界限相对受压区高度 ξ_b (§ 4.1.3)

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2 \quad (\S 3.2.4)$$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + f_y / 0.0033 E_s} = \frac{0.8}{1 + 310 / 0.0033 \times 200 \times 10^3} = 0.544$$

$$\text{实际 } \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{78}{465} = 0.168 < \xi_b \quad \text{符合规定}$$

验算最小配筋率 ρ (§ 6.1.15)

$$\rho = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{528}{200 \times 465} = 0.57\% > 0.15\% \quad \text{符合规定}$$

(ii) 按 § 附录三表格计算

$$\alpha_s = M / f_{cm} b h_0^2$$

$$= 69.81 \times 10^6 / 10.5 \times 200 \times 465^2 = 0.154$$

查表内插得 $\xi = 0.168$

$$A_s = \xi \frac{f_{cm}}{f_y} b h_0 = 0.168 \times \frac{10.5}{310} \times 200 \times 465 = 529 \text{ mm}^2$$

暂定 2Φ14 + 2Φ12 ($A_s = 534 \text{ mm}^2$)

(3) 腹筋计算

无腹筋抗剪强度 (§ 4.2.6)

$$0.07f_c b h_0 = 0.07 \times 9.5 \times 200 \times 465 \text{ N} = 61.84 \text{ kN} > V = 45.01 \text{ kN}$$

故不需计算腹筋, 箍筋按构造全梁配置 Φ6@250 (§ 7.2.6, § 7.2.7, § 7.2.9)

(4) 裂缝宽度验算 (§ 5.2.2)

$$f_{tk} = 1.5 \text{ N/mm}^2 \quad (\S 3.1.4)$$

受弯构件 $\alpha_{cr} = 2.1$

Ⅱ级钢筋 (变形钢筋) $\gamma = 0.7$

$$\rho_{et} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{534}{0.5 \times 200 \times 500} = 0.011$$

$$\text{换算钢筋直径 } d = \frac{4A_s}{u} = \frac{4 \times 534}{2\pi(12+14)} = 13\text{mm}$$

钢筋应力增量 (§5.2.3)

$$\sigma_s = \frac{M}{0.87h_0A_s} = \frac{69.81 \times 10^3}{0.87 \times (500 - \frac{13}{2} - 25) \times 534}$$

$$= 321\text{N/mm}^2$$

裂缝间钢筋应力不均匀系数 ψ

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}}{\rho_{et}\sigma_s} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.5}{0.011 \times 321} = 0.824$$

裂缝宽度 W_{max}

$$\begin{aligned} W_{max} &= \alpha_{cr}\psi \frac{\sigma_s}{E_s} (2.7c + 0.11 \frac{d}{\rho_{et}}) \gamma \\ &= 2.1 \times 0.824 \times \frac{321}{2 \times 10^5} (2.7 \times 25 + 0.11 \times \frac{13}{0.011}) 0.7 \\ &= 0.38\text{mm} > 0.3\text{mm} \end{aligned}$$

超过 §2.3.4 规定, 故本例纵向主筋配筋不是强度控制。改主筋为 $2\Phi 14 + 2\Phi 16$, $A_s = 308 + 402 = 710\text{mm}^2$

$$\rho_{et} = 710 / 0.5 \times 200 \times 500 = 0.014$$

$$d = \frac{4 \times 710}{2\pi(14+16)} = 15\text{mm}$$

$$a = \frac{308(25 + \frac{14}{2}) + 402(25 + \frac{16}{2})}{710} = 32\text{mm}$$

$$h_0 = h - a = 500 - 32 = 468\text{mm}$$

$$\sigma_s = 69.81 \times 10^3 / 0.87 \times 468 \times 710 = 241\text{N/mm}^2$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.5}{0.014 \times 241} = 0.811$$

$$\text{故 } W_{max} = 2.1 \times 0.811 \times \frac{241}{2 \times 10^5} (2.7 \times 25 + 0.11 \times \frac{15}{0.014}) 0.7$$

$$= 0.27\text{mm} < 0.3\text{mm} \quad \text{符合 §2.3.4 规定}$$

(5) 变形验算 (§5.3.1)

(i) 荷载短期效应组合作用下抗弯刚度 (§5.3.2)

$$\alpha_E = E_s / E_c = \frac{200}{25.5} = 7.84$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{710}{200 \times 468} = 0.0076$$

矩形截面 $r_f = 0$

故得

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5r_f}} = \frac{2 \times 10^5 \times 710 \times 468^2}{1.15 \times 0.811 + 0.2 + 6 \times 7.84 \times 0.0076} = 2.871 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

(ii) 荷载长期效应组合作用影响下抗弯刚度 (§5.3.3) 恒载弯矩 (长期效应弯矩):

$$M_{ek} = \frac{1}{8} (15.99 - 6.47) \times 5.91^2 = 41.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\theta = 2 \quad (\S 5.3.4)$$

$$B_l = \frac{M_K}{M_{eK}(\theta - 1) + M_K} \times B_s = \frac{69.81}{41.56(2 - 1) + 69.81} \times B_s = 0.6268 B_s$$

(iii) 挠度 (§5.3.1)

$$f_{\max} = \frac{5gl^4}{384B_e} = \frac{5 \times 15.99 \times 5910^4}{384 \times 0.6268 \times 2.871 \times 10^{13}} = 14 \text{ mm} = \frac{l_0}{419} < \frac{l_0}{200} \quad \text{符合 } \S 2.3.2 \text{ 规定}$$

(6) 钢筋布置

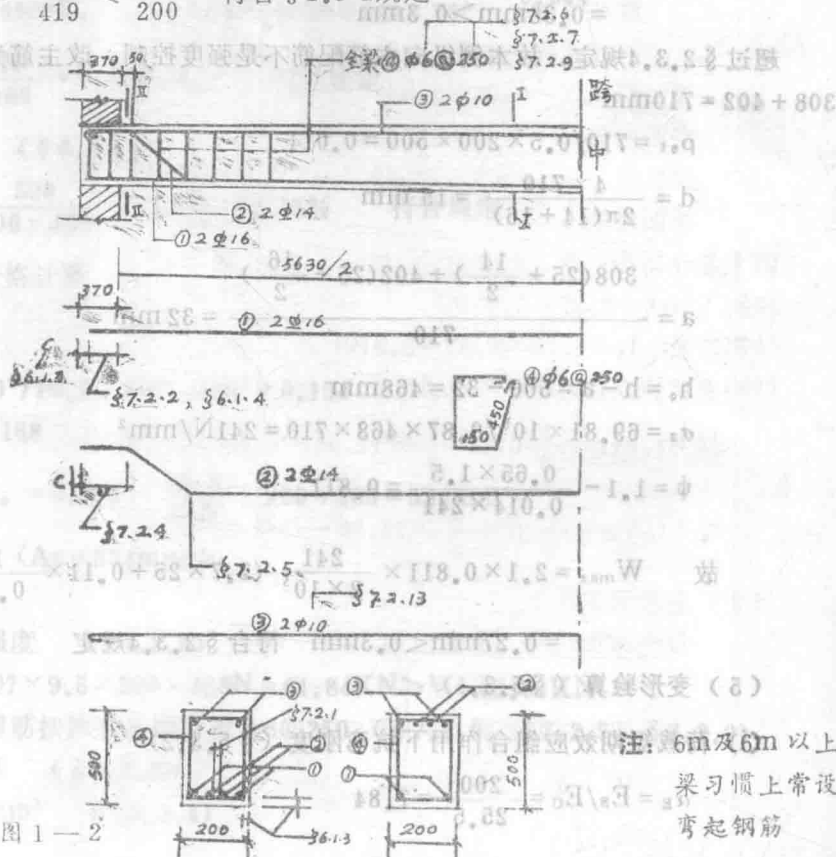


图 1-2

〔例2〕 某办公楼现浇简支走道板，净跨 $l_0 = 2.1\text{m}$ ，采用 C_{15} 混凝土，I级钢筋。

解：取板宽 1m 计算，走道活载 $200\text{kg/m}^2 = 1961\text{N/m}^2$ ，计算跨度取 $l_0 + h = 2180\text{mm}$

荷载：

活载 1.96KN/m

自重 $24.5 \times 0.08 = 1.96\text{KN/m}$

粉刷重 0.65KN/m

$q = 1.96 + 1.96 + 0.65 = 4.57\text{KN/m}$

结构重要性系数 $r_0 = 1$ (§ 2.2.1, § 2.2.3)

故 $M = r_0 M_K = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \times 4.57 \times 2.18^2 = 2.71\text{KN}\cdot\text{m}$

$V = r_0 V_K = \frac{1}{2} q l_0 = \frac{1}{2} \times 4.57 \times 2.10 = 4.80\text{KN}$

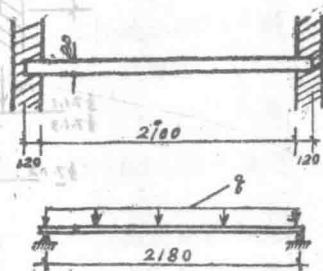


图 1-3

保护层厚 $c = 15\text{mm}$ (§ 6.1.3)，设主筋直径 $d = 10\text{mm}$

故 $h_0 = h - c - \frac{d}{2} = 80 - 15 - \frac{10}{2} = 60\text{mm}$

一般板抗剪强度较大，剪力不控制计算，为此本例不作截面尺寸验算 (§ 4.2.1) 和抗剪计算 (§ 4.2.6)。

(i) 按规范基本公式计算 (§ 4.1.5)

$f_{cm} b x = f_y A_s$

$M \leq f_{cm} b x (h_0 - \frac{x}{2})$

$f_{cm} = 8\text{N/mm}^2$ (§ 3.1.5)

$f_y = 210\text{N/mm}^2$ (§ 3.2.3)

故 $8 \times 1000 \times x = 210 \times A_s$

$2.71 \times 10^6 = 8 \times 1000 \times x (60 - \frac{x}{2})$

解得 $x = 6\text{mm}$

$A_s = 228\text{mm}^2$

采用主筋 $\phi 6 @ 125$ $A_s = 226\text{mm}^2$

分布筋采用 $\phi 4 @ 300$ (§ 7.1.5)

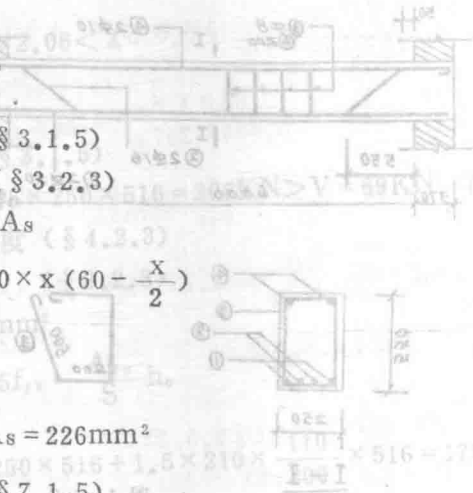
(ii) 按规范附录三表计算 (§ 7.2.5)

$\alpha_s = M / f_{cm} b h_0^2 = 2.71 \times 10^6 / 8 \times 1000 \times 60^2 = 0.094$

查表内插得 $\xi = 0.099$

$A_s = \xi \frac{f_{cm}}{f_y} b h_0 = 0.099 \times \frac{8}{210} \times 1000 \times 60 = 227\text{mm}^2$

布筋见图 1-4



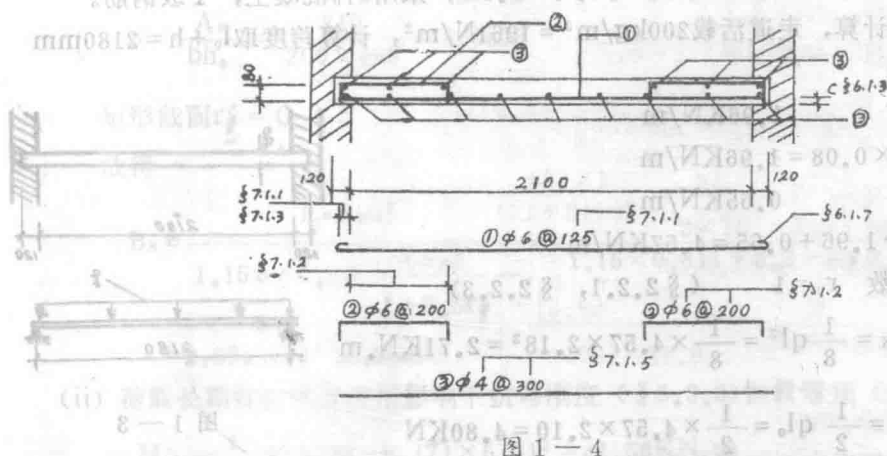


图 1-4

〔例 3〕 某矩形截面梁，截面尺寸 $b \times h = 250 \times 550 \text{mm}$ ，受拉主筋为 II 级钢筋 $2\Phi 16 + 2\Phi 20$ ，混凝土为 C20 级，承受均布荷载 $q = 23 \text{ kN/m}$ ，（其中活载 7.06 kN/m ），跨中最大弯矩 $M_K = 114.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ，支座边缘最大剪力 $V_K = 69 \text{ kN}$ ，钢筋布置如图 1-5，复核该梁强度、裂缝宽度和变形是否符合规范规定。

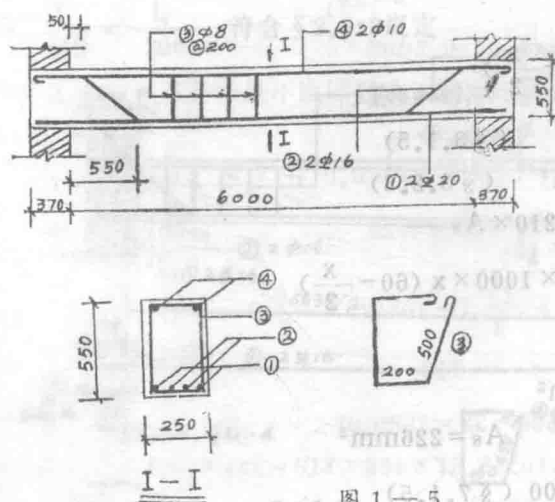


图 1-5

解：（1）正截面强度复核

$$f_{mc} = 10.5 \text{ N/mm}^2 \quad (\S 3.1.5)$$

$$f_y = 310 \text{ N/mm}^2 \quad (\S 3.2.3)$$

$$r_o = 1 \quad (\S 2.2.1, \S 2.2.3)$$

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2 \quad (\S 3.2.4)$$

$$2\Phi 16 A_s = 402 \text{ mm}^2 \quad 2\Phi 20 A_s = 628 \text{ mm}^2$$

$$\text{总计 } A_s = 402 + 628 = 1030 \text{ mm}^2$$

由③箍筋尺寸知 $C = 25 \text{ mm}$ 符合 § 6.1.3 规定

$$a = \frac{402(25 + 16/2) + 628(25 + 20/2)}{1030} = 34 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a = 550 - 34 = 516 \text{ mm}$$

按规范附录三表计算

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{f_y A_s}{f_{cm} b h_0} = \frac{310 \times 1030}{10.5 \times 250 \times 516} = 0.236$$

§ 4.1.3 规令 $\xi \leq \xi_b$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + f_s / 0.0033 E_s} = 0.8 / (1 + 310 / 0.0033 \times 2 \times 10^5) = 0.544$$

> 0.236 符合规范规定

查表 $\alpha_s = 0.208$ (§ 附录 3)

$$M = r_0 M_K = 1 \times M_K = 114.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{§ 2.2.3})$$

$$M_K \leq \alpha_s f_{cm} b h_0^2 = 0.208 \times 10.5 \times 250 \times 516^2 = 145.38 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{安全})$$

(2) 斜截面强度复核

截面尺寸验算 (§ 4.2.1)

$$\frac{h_w}{b} = \frac{h_0}{b} = \frac{516}{250} = 2.06 < 4$$

故 $V \leq 0.25 f_c b h_0$

$$f_c = 9.5 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{§ 3.1.5})$$

$$0.25 f_c b h_0 = 0.25 \times 9.5 \times 250 \times 516 = 306 \text{ kN} > V = 69 \text{ kN} \quad \text{符合规定}$$

箍筋和混凝土截面抗剪强度 (§ 4.2.3)

$$f_{yv} = f_y = 210 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{§ 3.2.3})$$

$$A_{sv} = 2 \times 50.3 = 110 \text{ mm}^2$$

$$\text{故 } V_{cs} = 0.07 f_c b h_0 + 1.5 f_{yv} \cdot \frac{A_{sv}}{S} h_0$$

$$= 0.07 \times 9.5 \times 250 \times 516 + 1.5 \times 210 \times \frac{110}{200} \times 516 = 175 \text{ kN} > V = 69 \text{ kN} \quad \text{安全}$$

弯筋弯起点位置 (x) 复核 (§ 7.2.5)

该点弯矩值:

$$l_0 = 1.05 \times 6000 = 6300 \text{ mm}$$

$$M_K = \frac{4M_{\max}}{l_0^2} x (l_0 - x)$$

$$x = l_0 - \frac{1 - 2 \times 500}{2} = 700 \text{ mm}$$

$$\therefore M = r_0 M_K = \frac{4 \times 114.1}{6.32} = 0.7 (6.3 - 0.7) = 45.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

该截面 $a = 25 + \frac{20}{2} = 35\text{mm}$

故 $h_0 = 550 - 35 = 515\text{mm}$

按 § 附录三表计算

$$\alpha_s = M / f_{cm} b h_0^2 = 45.08 \times 10^6 / 9.5 \times 250 \times 515^2 = 0.072$$

查表内插 $\xi = 0.075$

$$\text{实际需要 } A_s = \xi \frac{f_{cm}}{f_y} b h_0 = 0.075 \times \frac{9.5}{210} \times 250 \times 515 = 437\text{mm}^2$$

该截面有纵向钢筋 $2\Phi 20$, $A_s = 629\text{mm}^2 > 437\text{mm}^2$

故弯起点位置已在纵向全部不需要 $2\Phi 16$ 截面以外符合 (§ 7.2.5) 各项规定。

(3) 裂缝宽度验算 (§ 5.2.2)

$$f_{tk} = 1.5\text{N/mm}^2 \quad (\S 3.1.4)$$

$$E_s = 200\text{KN/mm} \quad (\S 3.2.4)$$

$$c = 25\text{mm}, \quad \alpha_{cr} = 2.1, \quad v = 0.7$$

$$d = \frac{4 \times 1030}{2\pi(16 + 20)} = 18\text{mm}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{0.87 h_0 A_s} = \frac{114.1 \times 10^6}{0.87 \times 516 \times 1030} = 247\text{N/mm}^2$$

$$\rho_{et} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{1030}{0.5 \times 250 \times 550} = 0.015$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{et} \sigma_s} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.5}{0.015 \times 247} = 0.836$$

$$\begin{aligned} \text{故 } W_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_s}{E_s} \left(2.7c + 0.11 \times \frac{d}{\rho_{et}} \right) v \\ &= 2.1 \times 0.836 \times \frac{247}{200 \times 10^3} \left(2.7 \times 25 + 0.11 \times \frac{18}{0.015} \right) \times 0.7 \\ &= 0.3\text{mm} \quad \text{符合 § 2.3.4 规定} \end{aligned}$$

(4) 变形验算

荷载短期效应组合下的短期刚度 B_s (§ 5.3.2)

$$E_c = 25.5\text{KN/mm}^2 \quad (\S 3.1.6)$$

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{25.5} = 7.84$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1030}{250 \times 516} = 7.98 \times 10^{-3}$$

$$\begin{aligned} B_s &= \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + 6\alpha_E \rho} \\ &= \frac{2 \times 10^5 \times 1030 \times 516^2}{1.15 \times 0.836 + 0.2 + 6 \times 7.84 \times 7.98 \times 10^{-3}} = 3.568 \times 10^{11} \text{N}\cdot\text{mm}^2 \end{aligned}$$

荷载长期效应组合下的长期刚度 B_t (§ 5.3.3)

$$M_{1k} = \frac{1}{8} (23 - 7.06) (1.05 \times 6)^2 = 79.08 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\theta = 2.0$$

$$B_t = \frac{M_k}{M_{1k}(\theta - 1) + M_k} = \frac{114.1}{79.08(2 - 1) + 114.1} = 0.594 B_s$$

$$f_{\max} = \frac{5gl_0^4}{384B_t} = \frac{5 \times 23 \times (1.05 \times 6000)^4}{384 \times 0.594 \times 3.568 \times 10^{13}} = \frac{b}{s} - c = d$$

$$= 22.46 \text{ mm} = \frac{l_0}{280} < \frac{l_0}{200} \text{ 符合 § 2.3.2 规定。}$$

〔例 4〕某梁支座边缘承受负弯矩 $M_k = 177.5 \text{ KN}\cdot\text{m}$ ，截面尺寸 $b \times h = 200 \times 500 \text{ mm}$ ，梁下部伸入支座钢筋 $3\Phi 16$ ，混凝土 C20 级，主筋 II 级钢筋，计算该截面上部纵向受拉主筋截面面积。

解： $f_{cm} = 10.5 \text{ N/mm}^2$ (§ 3.1.5)

$$A_s' = 603 \text{ mm}^2 \text{ (} 3\Phi 16 \text{)}$$

$$f_y = f_y' = 310 \text{ N/mm}^2 \text{ (§ 3.2.3)}$$

$$E_s = 200 \text{ KN/mm}^2 \text{ (§ 3.2.4)}$$

$$C = 25 \text{ mm} \text{ (§ 6.1.3)}$$

$$\text{设 } h_0 = h - c - \frac{d}{2} = 500 - 25 - \frac{20}{2} = 465 \text{ mm}$$

$$a' = c - \frac{d'}{2} = 25 - \frac{16}{2} = 33 \text{ mm}$$

$$\gamma_0 = 1$$

$$M = \gamma_0 M_k = 177.5 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M \leq f_{cm} b x (h_0 - \frac{x}{2}) + f_y' A_s' (h_0 - a') \text{ (§ 4.1.5)}$$

$$\text{故 } 177.5 \times 10^6 = 10.5 \times 200 \times x (465 - \frac{x}{2}) + 310 \times 603 (465 - 33)$$

$$\therefore x = 113 \text{ mm}$$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + f_y / (0.0033 E_s)} = \frac{0.8}{1 + 310 / (0.0033 \times 2 \times 10^5)} = 0.544$$

$$\therefore x_b = \xi_b h_0 = 0.544 \times 465 = 253 \text{ mm} > 113 \text{ mm} \text{ 符合规定}$$

$$f_{cm} b x = f_y A_s - f_y' A_s' \text{ (§ 4.1.5)}$$

$$\therefore A_s = (10.5 \times 200 \times 113 + 310 \times 603) / 310 = 1368 \text{ mm}^2$$

〔例 5〕某矩形截面简支梁，截面尺寸 $b \times h = 250 \times 450 \text{ mm}$ ，混凝土 C20 级，承受弯矩 M_k

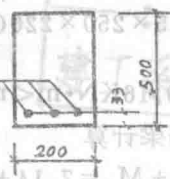


图 1—6

=186.3kN·m, 计算纵向钢筋截面。

解: $r_0 = 1$ (§ 2.2.1, § 2.2.3)

$$f_s = 310 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{§ 3.2.3})$$

$$E_s = 200 \text{ kN/mm}^2 \quad (\text{§ 3.1.4})$$

$$f_{cm} = 10.5 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{§ 3.1.5})$$

本例截面尺寸相对于弯矩较小, 应首先判断应按单筋截面还是按双筋截面计算, 故应首先计算本例作单筋梁计算的最大承受弯矩:

$$\text{假设 } h_0 = h - c - \frac{d}{2} = 450 - 25 - \frac{20}{2} = 415 \text{ mm}$$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + f_s / 0.0033 E_s} = \frac{0.8}{1 + 310 / 0.0033 \times 2 \times 10^5} = 0.544$$

$$\text{故 } x_b = \xi_b h_0 = 0.544 \times 415 = 226 \text{ mm}$$

$$M = f_{cm} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (\text{§ 4.1.5})$$

$$\therefore M_{\max} = 10.5 \times 250 \times 226 \left(415 - \frac{226}{2} \right)$$

$$= 179.16 \text{ kN} \cdot \text{m} < r_0 M_k = 186.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故本例应按双筋梁计算

$$\text{设 } r_0 M_k = M_1 + M_2 = 7.14 + 179.16 = 186.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(1) 按 M_2 (单筋矩形梁最大承载弯矩) 计算受拉钢筋 A_{s2} 。

$$\text{已知 } x = x_b = 226 \text{ mm}$$

$$\therefore A_{s2} = \frac{f_{cm} b x_b}{f_y} = \frac{10.5 \times 250 \times 226}{310} = 1914 \text{ mm}^2 \quad (\text{§ 4.1.5})$$

(2) 按 M_1 计算所需受拉钢筋 A_{s1} 和受压钢筋 A'_s 。

$$\text{设 } a'_s = c + \frac{d}{2} = 25 + \frac{20}{2} = 35 \text{ mm}$$

$$\therefore M_1 = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (\text{§ 4.1.5})$$

$$\therefore A'_s = \frac{7.14 \times 10^6}{310 (415 - 35)} = 61 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 61 \text{ mm}^2$$

$$\text{故受拉钢筋截面面积 } A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1914 + 61 = 1975 \text{ mm}^2$$

$$\text{受压钢筋截面面积 } A'_s = 61 \text{ mm}^2$$

$$\text{截面纵向钢筋总面积为 } 1975 + 61 = 2036 \text{ mm}^2$$

【例6】某现浇肋形楼盖梁, 计算跨度6m, 跨中承受弯矩 $M_k = 117.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 梁截面尺

寸 $b h = 200 \times 500 \text{ mm}$, 梁肋间距 2.4 m , 净距 $S_0 = 2.2 \text{ m}$ 板厚 $h_f' = 80 \text{ mm}$, 混凝土 C_{15} 级, 主筋采用 I 级钢筋, 求主筋截面。

解:

(1) 确定翼缘计算宽度 b_f' (§ 4.1.7)

(i) 按跨度 l_0 考虑: $b_f' = \frac{l_0}{3} = \frac{6 \text{ m}}{3} = 2000 \text{ mm}$,

(ii) 按梁肋净距考虑: $b_f' = b + s_0 = 200 + 2200 = 2400 \text{ mm}$

(iii) 按翼缘厚度考虑

(1) 设 $h_0 = h - c - \frac{d}{2} = 500 - 25 - \frac{20}{2} = 465 \text{ mm}$

$$\frac{h_f'}{h_0} = \frac{80}{465} = 0.17 > 0.1 \text{ 故本项不考虑}$$

取 (i), (ii) 两项最小值 $b_f' = 2000 \text{ mm}$

(2) 判别 T 形梁类型 (§ 4.1.6)

当 $x \leq h_f'$ 时属第一类 T 形梁。

设 $x = h_f'$ 求本梁的承载力,

$$r_0 = 1 \quad (\S 2.2.1, \S 2.2.3)$$

$$f_{cm} = 8 \text{ N/mm}^2 \quad (\S 3.1.5)$$

$$M = f_{cm} b_f' h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) = 8 \times 2000 \times 80 \left(465 - \frac{80}{2} \right) = 544 \text{ kN} \cdot \text{m} > r_0 M_k = 117.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故知本例 $x < h_f'$ 属第一类 T 形梁。

(3) 纵向主筋计算

第一类 T 形梁按 $b = b_f'$ 的矩形梁计算:

$$f_y = 210 \text{ N/mm}^2 \quad (\S 3.2.3)$$

由 § 附录表格:

$$\alpha_s = M / f_{cm} b h_0^2 = 117.8 \times 10^6 / 8 \times 2000 \times 465^2 = 0.034$$

查表内插 $\xi = 0.034$

$$\therefore A_s = \xi \frac{f_{cm}}{f_y} b h_0 = 0.034 \times \frac{8}{210} \times 2000 \times 465 = 1204 \text{ mm}^2$$

(4) 配筋率验算 (§ 6.1.15)

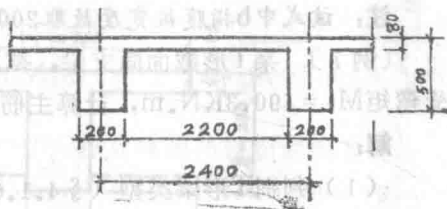


图 1-7

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1204}{200 \times 465} = 1.29\% \geq 0.15\% \quad \text{符合规定}$$

注：该式中 b 指腹板宽度故取 200mm 。

【例7】某T形截面简支梁，截面尺寸如图1—8，混凝土 C_{20} 级，主筋采用 II 级，跨中承受弯矩 $M_k = 490.3\text{KN}\cdot\text{m}$ ，计算主筋截面积。

解：

先计算 (1) 判别 T 形梁类型 (§ 4.1.6)，弯矩较大，假设受力钢筋为二排。

$$r_0 = 1 \quad (\S 2.2.1, \S 2.2.2)$$

$$M = r_0 M_k = 490.3\text{KN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cm} = 10.5\text{N/mm}^2 \quad (\S 3.1.5)$$

$$\text{假设 } h_0 = h - c - d - s - \frac{d}{2} = 700 - 25 - 20 - 25 - \frac{20}{2} = 620\text{mm} \quad (\S 6.1.3, \S 7.2.1)$$

令 $x = h'_f$ ，求该梁的承载能力

$$M = f_{cm} b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (\S 4.1.6)$$

$$= 10.5 \times 600 \times 120 \left(620 - \frac{120}{2} \right)$$

$$= 423.36\text{KN}\cdot\text{m} < 490.3\text{KN}\cdot\text{m}$$

故该梁应按第二类 T 形梁计算。

(2) 计算纵向主筋 (§ 4.1.6)

$$f_y = 310\text{N/mm}^2 \quad (\S 3.2.3)$$

$$\begin{cases} f_{cm} [b x + (b'_f - b) h'_f] = f_y A_s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M \leq f_{cm} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{cm} (b'_f - b) \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) h'_f \end{cases}$$

由第二式

$$490.3 \times 10^3 = 10.5 \times 300 \times x \left(620 - \frac{x}{2} \right) + 10.5 (600 - 300) \left(620 - \frac{120}{2} \right) \times 120$$

得 $x = 164\text{mm}$ 代入第一式

$$\text{得 } A_s = 2891\text{mm}^2$$

(3) 验算受压区高度 (§ 4.1.3)

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + f_s / (0.0033 E_s)} = \frac{0.8}{1 + 310 / (0.0033 \times 2 \times 10^4)} = 0.544$$

$$x_b = \xi_b h_0 = 0.544 \times 620 = 337\text{mm} > 164\text{mm} \quad \text{符合规定。}$$

【例8】某预制长方多孔简支楼，截面尺寸如图1—9(a)，计算跨径 3.6m ，楼面标准活荷载为 $p = 3923\text{N/m}$ ，恒载（包括自重、上、下粉刷和灌缝） $q = 1951\text{N/m}$ ，采用 C_{20} 级混凝土，I 级钢筋，计算纵向受力钢筋。

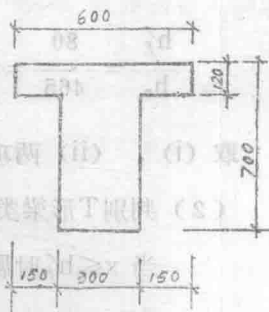


图1—8

解: $= 10.5 \text{ N/mm}^2$ (§ 3.1.5)

(1) 判别T形截面类型 (§ 4.1.6)

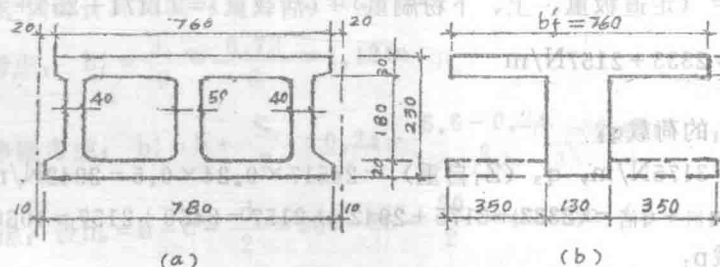


图 1—9

将结构尺寸图1—9(a)改为计算尺寸图1—9(b), 受拉区翼缘不考虑参加工作(图中虚线所示)。

$$r_o = 1 \quad (\S 2.2.1, \S 2.2.3)$$

$$f_{cm} = 10.5 \text{ N/mm}^2 \quad (\S 3.1.5)$$

$$M = r_o M_k = 1 \times \frac{1}{8} (1961 + 3923) \times 3.6^2 = 9.53 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{假设 } h_0 = h - C - \frac{d}{2} = 230 - 15 - \frac{10}{2} = 210 \quad (\S 6.1.3)$$

$$\text{故 } f_{cm} b'f (h_0 - \frac{h'_f}{2}) = 10.5 \times 760 \times 30 (210 - \frac{30}{2})$$

$$= 46.68 \text{ KN}\cdot\text{m} > M = 9.53 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

故属第一类T型梁, 按 $b = b'$ 矩形截面计算,

(2) 纵向主筋计算 (§ 4.1.6)

$$f_y = 210 \text{ N/mm}^2 \quad (\S 3.2.3)$$

由 § 附录三表

$$\alpha_s = M / f_{cm} b h_0^2 = 9.53 \times 10^3 / 10.5 \times 760 \times 210^2$$

$$= 0.027$$

查表内插 $\xi = 0.027$

$$A_s = \xi \frac{f_{cm}}{f_y} b h_0 = 0.027 \times \frac{10.5}{210} \times 760 \times 210$$

$$= 215 \text{ mm}^2$$

采用 $3 \phi 10$ ($A_s = 236 \text{ mm}^2$) 每肋下缘设一根。

〔例 9〕 某现浇门厅结构布置如图 1—10, 二楼为会议室, 与走道以板条隔墙相隔 (重 882 N/m^2), 层高 3.6 m , 门厅楼板厚 80 mm , 主梁 Z , 两端支承长度各为 370 mm , 布置主梁 Z 钢筋。

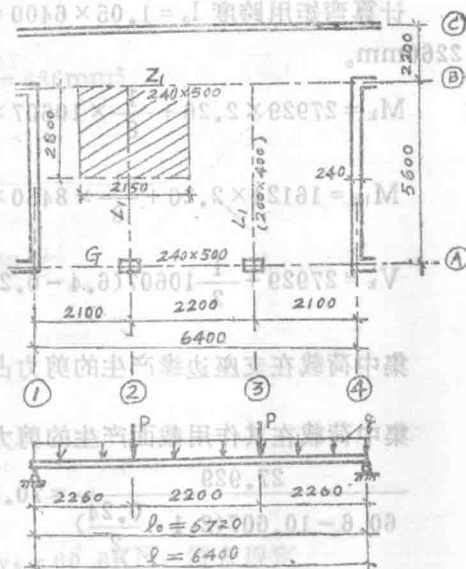


图 1—10

解:

采用 C20 级混凝土, 主筋采用 II 级钢筋, 箍筋采用 I 级钢筋。

(1) 荷载计算

走道传给Z₁荷载q₁

$$q_1 = q_{1\text{恒}} + q_{1\text{活}} = (\text{走道板重、上、下粉刷重}) + (\text{活载重}) = (1471 + 250 + 400)$$

$$\frac{2.2}{2} + 1961 \times \frac{2.2}{2} = 2333 + 2157 \text{ N/m}$$

板条隔墙传给Z₁的荷载q₂

$$q_2 = 882 \times 3.6 = 3175 \text{ N/m}, q_3 (\text{Z}_1 \text{自重}) = 24517 \times 0.24 \times 0.5 = 2942 \text{ N/m}$$

故均布荷载q = q_恒 + q_活 = (2333 + 3175 + 2942) + 2157 = 8450 + 2157 = 10607 N/m

L₁梁传来的恒载p₁

$$p_1 = L_1 \text{重} + \text{楼板重} + \text{板楼粉刷重}$$

$$= 24517 \times 0.2 \times 0.4 \times 2.8 + 24517 \times 0.08 \times (2.8 - \frac{0.24}{2}) \times (2.15 - 0.2) + (250 +$$

$$400) \times 2.8 \times 2.15$$

$$= 16124 \text{ N}$$

L₁梁传来活荷载p₂

$$p_2 = 1961 \times 2.8 \times 2.15 = 11805 \text{ N}$$

故集中荷载P = P_恒 + P_活 = 16124 + 11805 = 27929 N

注 (i) 肋形楼盖楼板荷载常偏安全地看作由次梁以集中荷载形式传给主梁。

(ii) 以上1471——走道板重, 250, 400——上、下粉刷重, 1961——活载重 (200 kg/m²), 24517——钢筋混凝土容重 (2500 kg/m³)

(2) 内力计算:

计算弯矩用跨度 l₀ = 1.05 × 6400 = 6720 mm, 故计算弯矩零点与集中荷载p间相距 2260 mm。

$$M_k = 27929 \times 2.26 + \frac{1}{8} \times 10607 \times 6.72^2 = 123 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1k} = 16124 \times 2.26 + \frac{1}{8} \times 8450 \times 6.72^2 = 84.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_k = 27929 + \frac{1}{2} \times 10607 (6.4 - 0.24) = 60.6 \text{ kN}$$

集中荷载在支座边缘产生的剪力占该截面总剪力的百分比值为 $\frac{27.929}{60.6} = 46\%$

集中荷载在其作用截面产生的剪力占该截面总剪力的百分比值为

$$\frac{27.929}{60.6 - 10.607(2.1 - \frac{0.24}{2})} = 70.5\%$$

以上剪力均未超过75% (§ 4.2.3 注①)

活荷 (3) 纵向受拉主筋计算, Z₁梁截面如图1-11

混凝土 r₀ = 1 (§ 2.2.1, § 2.2.3), 钢筋 II 级梁主筋, 土强等级 0.8 C 梁