

绪论

0-1: 钢筋和混凝土是两种物理、力学性能很不相同的材料, 它们为什么能结合在一起工作?

答: 其主要原因是: ①混凝土结硬后, 能与钢筋牢固的粘结在一起, 相互传递内力。粘结力是两种性质不同的材料能共同工作的基础。②钢筋的线膨胀系数为 $1.2 \times 10^{-5} \text{C}^{-1}$, 混凝土的线膨胀系数为 $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.5 \times 10^{-5} \text{C}^{-1}$, 二者的数值相近。因此, 当温度变化时, 钢筋与混凝土之间不会存在较大的相对变形和温度应力而发生粘结破坏。

习题 0-2: 影响混凝土的抗压强度的因素有哪些?

答: 实验方法、实验尺寸、混凝土抗压实验室, 加载速度对立方体抗压强度也有影响。

第一章

1-1 混凝土结构对钢筋性能有什么要求? 各项要求指标能达到什么目的?

答: 1 强度高, 强度系指钢筋的屈服强度和极限强度。采用较高强度的钢筋可以节省钢筋, 获得较好的经济效益。2 塑性好, 钢筋混凝土结构要求钢筋在断裂前有足够大的变形, 能给人以破坏的预兆。因此, 钢筋的塑性应保证钢筋的伸长率和冷弯性能合格。3 可焊性好, 在很多情况下, 钢筋的接长和钢筋的钢筋之间的链接需通过焊接, 因此, 要求在一定的工艺条件下钢筋焊接后不产生裂纹及过大的变形, 保证焊接后的接头性能良好。4 与混凝土的粘结锚固性能好, 为了使钢筋的强度能够充分的被利用和保证钢筋与混凝土共同作用, 二者之间应有足够的粘结力。

1-2 钢筋冷拉和冷拔的抗压、抗拉强度都能提高吗? 为什么?

答: 冷拉能提高抗拉强度却不能提高抗压强度, 冷拉是使热轧钢筋的冷拉应力值先超过屈服强度, 然后卸载, 在卸载的过程中钢筋产生残余变形, 停留一段时间再进行张拉, 屈服点会有所提高, 从而提高抗拉强度, 在冷拉过程中有塑性变化, 所以不能提高抗压强度。冷拔可以同时提高钢筋的抗拉和抗压强度, 冷拔是将钢筋用强力拔过比其径小的硬质合金拔丝模, 钢筋受到纵向拉力和横向压力作用, 内部结构发生变化, 截面变小, 而长度增加, 因此抗拉抗压增强。

1-3 影响混凝土的收缩和徐变的因素有哪些？

答：混凝土的组成和配合比是影响徐变的内在因素。

养护及使用条件下的温度是影响徐变的环境因素。

混凝土的应力条件是影响徐变的非常重要的因素。

干燥失水是引起收缩的重要因素，所以构件的养护条件、使用环境的温度及影响混凝土水分保持的因素都对收缩有影响，水泥用量越多，水灰比越大，收缩越大，骨料的级配越好，弹性模量越大，收缩越小，构件的体积和表面积比值越大的收缩越小。

1-4 混凝土的收缩和徐变有什么区别和联系？

答：在荷载保持不变的情况下随时间而增长的变形称为徐变，徐变不一定体积减小，混凝土在空气中结硬时体积减小的现象称为收缩。混凝土的组成和配合比对徐变和收缩的影响是相同的，混凝土的徐变和收缩都会使预应力结构中产生应力。

1-5 钢筋和混凝土之间的粘结力是怎样产生的？

答：钢筋和混凝土有相对变形（滑移），就会在钢筋和混凝土交界上产生沿钢筋轴线方向的相互作用力，这种力为钢筋和混凝土的粘结力。

1-6 “钢筋在混凝土构件内，钢筋和混凝土随时都有粘结力”这一论述正确不？

答：不正确，因为粘结力是在钢筋和混凝土之间有相对变形的条件下产生的。

1-7 伸入支座的锚固长度是越长，粘结强度是否就越高？为什么？

答：不是，伸入支座的锚固长度有一个极限值。在这个极限值内，锚固的长度越长，粘结的强度越高，超过了这个极限，锚固长度增大，粘结强度也不会变大。

第二章

2-1 什么是结构上的作用？荷载属于哪种作用？作用效应与荷载效应有什么区别？

答：结构上的作用是指施加在结构上的集中力或分布力，以及引起结构外加变形或约束变形的各种因素，荷载属于直接作用，直接作用或间接作用在结构上，由此在结构内产生内力和变形，成为作用效应

2-2 什么是结构抗力？影响结构抗力的主要因素有哪些？

答：结构抗力是指整个结构或结构件承受作用效应的能力，影响结构抗力的主要因素有材料性能（强度，变形模量等）， α 参数和计算模式的精确性。

2-3 什么是材料强度标准值和材料强度设计值？从概率的意义来看他们是如何取值的？

答：钢筋和混凝土的强度标注值是钢筋混凝土结构的极限状态，设计时采用的材料强度基本代表值，材料强度设计值是材料强度的标准值除以材料性能各项系数的值 $f_k = \mu f - \alpha \sigma f$

2-4 什么是结构的极限状态？极限状态分为几类？各有什么标志和限值？

答：整个结构或结构的一部分超过某一特定状态就无法满足设计规定的某一功能要求，该特定状态称为结构的极限状态。

分为承载能力极限状态和正常使用极限状态。

当结构或构件出现下列状态之一时，应认为超过了承载能力的极限状态：

1) 结构构件或连接处所受的应力超过材料强度而破坏，或因过度变形而不适于继续承载

2) 整个结构或结构的一部分作为刚体失去平衡

3) 结构转变为机动体系

4) 结构或构件丧失稳定

5) 地基丧失承载能力而破坏

当结构或构件出现下列状态之一时，应认为超过了正常使用极限状态：

1) 影响正常使用或外观变形

2) 影响正常使用的耐久性的局部损失

3) 影响正常使用的震动

4) 相对沉降量过大等影响正常使用的其他特定状态

2-5 说明承载能力极限状态，设计表达式中各符号意义，并分析该表达式是如何保证结构可靠度的。

答： $\gamma_0 S \leq R$

$R = R(f_c, f_s, a_k) = R(f_{ck}/r_c * f_{sk}/r_s * a_k)$

γ_0 → 结构重要性系数

S → 承载能力极限状态的荷载效应组合设计值

R → 结构构件的承载力设计值

$R(\) \rightarrow$ 结构构件的承载力函数

$f_c, f_s \rightarrow$ 混凝土, 钢筋的强度设计值

$f_{ck}, f_{sk} \rightarrow$ 混凝土, 钢筋的强度标准值

$r_c, r_s \rightarrow$ 混凝土, 钢筋的强度材料分项系数

$a_k \rightarrow M_a$ 参数标准值

1-1 某四层四跨现浇框架结构的第二层内柱轴向压力设计值 $N=140 \times 10^4 \text{N}$, 楼层高 $H=5.4\text{m}$, 计算长度 $l_0=1.25H$, 混凝土强度等级为 C20, HRB400 级钢筋。试求柱截面尺寸及纵筋面积。

『解』

查表得: $\alpha_1=1.0$, $f_c=9.6\text{N/mm}^2$, $f_y'=360\text{N/mm}^2$

$$l_0=1.25 \times 5.4=6.75\text{m}$$

按构造要求取构件长细比: $l:b=15$ 即 $b=l_0/15=6.75 \times 10^3/15=450\text{mm}$

设该柱截面为方形, 则 $b \times h=450\text{mm} \times 450\text{mm}$

查表 3-1 得: $\eta=0.895$

$$A_s'=(N-0.9\eta f_c A)/0.9\eta f_y'=\frac{140 \times 10^4-0.9 \times 0.895 \times 9.6 \times 450 \times 450}{0.9 \times 0.895 \times 360} \text{mm}^2 < 0.1943$$

按照构造配筋取 $P_{\min}=0.6\%$ ($0.6\% \leq P \leq 3\%$)

$$\therefore A_s'=0.6\%bh=0.6\% \times 450 \times 450=1215 \text{mm}^2$$

选配钢筋, 查附表 11-1 得, $4\Phi 20$ ($A_s'=1256 \text{mm}^2$)

箍筋按构造要求选取, 取 $s=250\text{mm}$, $d=6\text{mm}$

1-2 由于建筑上使用要求, 某现浇柱截面尺寸为 $250\text{mm} \times 250\text{mm}$, 柱高 4.0m , 计算高度 $l_0=0.7H=2.8\text{m}$, 配筋为 $4\Phi 16$ ($A_s=804\text{mm}^2$)。C30 混凝土, HRB400 级钢筋, 承受轴向力设计值 $N=950\text{KN}$ 。试问柱截面是否安全?

『解』

查表得: $\alpha_1=1.0$, $f_c=14.3\text{N/mm}^2$, $f_y'=360\text{N/mm}^2$

$$\text{计算长度 } l_0=0.7H=2.8\text{m}$$

$$l/b=2.8/0.25=11.2 \quad \text{查表 3-1 得: } \eta=0.962$$

考虑轴心受压

$$\therefore R=0.9\eta(f_y'A_s'+f_cA_s)$$

$$= 0.9 \times 0.926 \times (360 \times 804 + 14.3 \times 0.8 \times 250 \times 250) = 831.7 \text{ KN} < N = 950 \text{ KN}$$

∴ 该柱截面在承受轴心受压时是不安全的。

1-3 已知一桥下螺旋箍筋柱，直径为 $d=500\text{mm}$ ，柱高 5.0m ，计算高度 $L_0=0.7H=3.5\text{m}$ ，配 HRB400 钢筋 $10\Phi 16$ ($A_s=2010\text{mm}^2$)，C30 混凝土，螺旋箍筋采用 R235，直径为 12mm ，螺距为 $s=50\text{mm}$ 。试确定此柱的承载力。

『解』

$$\text{查表得: } \alpha_1=1.0, f_c=14.3\text{N/mm}^2, f_y'=360\text{N/mm}^2, f_y=210\text{N/mm}^2$$

$$l_0/d = 7 < 12$$

$$A_{cor} = \pi d^2/4 = 196250 \text{ mm}^2$$

$$A_{ssl} = \pi d^2/4 = 113.04 \text{ mm}^2$$

$$A_{sso} = \pi d A_{ssl} / s = 3.14 \times 500 \times 113.04 / 50 = 3549.456 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{柱的承载力 } N = 0.9(f_c A_{cor} + f_y' A_s + f_y A_{sso} 2a)$$

$$= 0.9 \times (14.3 \times 196250 + 360 \times 2010 + 2 \times 210 \times 3549.456) = 3.395 \times 10^3 \text{ KN}$$

$$< 1.5 \times 0.9 (f_y' A_s' + f_c A_s)$$

4—1、一钢筋混凝土矩形截面梁截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 500\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C25，HRB335 级钢筋，弯矩设计值 $M=125\text{KN} \cdot \text{m}$ ，试计算受拉钢筋截面面积，并绘制配筋图。

『解』

(1) 先假定受力钢筋按一排布置， $a_s=35\text{mm}$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 35 = 465\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得：

$$\alpha_1=1.0, f_c=11.9\text{N/mm}^2, f_y=300\text{N/mm}^2, \xi_b=0.550$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{125 \times 10^6}{250 \times 465^2 \times 1.0 \times 11.9} = 0.1943$$

$$\text{查附表 4—1 得 } \xi = 0.2177 < \xi_b = 0.550$$

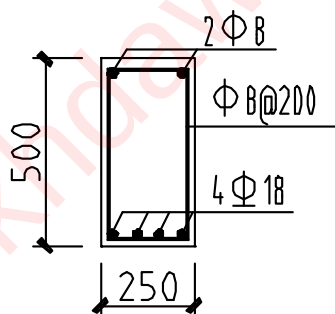
(2) 所需纵筋面积 A_s ：

$$A_s = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.2177 \times 250 \times 465 \times \frac{1.0 \times 11.9}{300} = 1004 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \rho_{\min} b h = 0.2\% \times 250 \times 500 = 250 \text{ mm}^2$$

选用 4Φ18, $A_s = 1017 \text{ mm}^2$, 一排可以布置的下, 因此不必修改 h_0

(3) 绘配筋图:



4—2、一钢筋混凝土矩形截面梁截面尺寸 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, 弯矩设计值 $M = 120 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级 C25, 试计算下列三种情况纵三向受力钢筋截面面积 A_s : (1) 当选用 HPB235 级钢筋时, (2) 改用 HRB335 钢筋时; (3) $M = 180 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 时。最后, 对三种结果进行比较分析。

『解』

先假定受力钢筋按一排布置, $a_s = 35 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$$

(1) 当选用 HPB235 钢筋时:

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_y = 210 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.614$$

$$\alpha_s = \frac{M}{b h_0^2} = \frac{120 \times 10^6}{200 \times 465^2 \times 1.0 \times 11.9} = 0.2330$$

查附表 4—1 得 $\xi = 0.2692 < \xi_b = 0.614$

所需纵筋面积 A_s :

$$A_s = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.2330 \times 200 \times 465 \times \frac{1.0 \times 11.9}{210} = 1419 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \rho_{\min} b h = 0.2\% \times 200 \times 500 = 200 \text{ mm}^2$$

(2) 当选用 HRB335 钢筋时:

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \frac{M}{b h_0^2} = \frac{120 \times 10^6}{200 \times 465^2 \times 1.0 \times 11.9} = 0.2330$$

查附表 4—1 得 $\xi = 0.2692 < \xi_b = 0.550$

所需纵筋面积 A_s :

$$A_s = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.2330 \times 200 \times 465 \times \frac{1.0 \times 11.9}{300} = 993 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \rho_{\min} b h = 0.2\% \times 200 \times 500 = 200 \text{ mm}^2$$

(3) 当选用 HPB235 钢筋 $M = 180 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 时:

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_y = 210 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.614$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{180 \times 10^6}{200 \times 465^2 \times 1.0 \times 11.9} = 0.350$$

查附表 4—1 得 $\xi = 0.4523 < \xi_b = 0.614$

所需纵筋面积 A_s :

$$A_s = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.4523 \times 200 \times 465 \times \frac{1.0 \times 11.9}{210} = 2384 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \rho_{\min} b h = 0.2\% \times 200 \times 500 = 200 \text{ mm}^2$$

(4) 当选用 HRB335 钢筋 $M = 180 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 时:

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{180 \times 10^6}{200 \times 465^2 \times 1.0 \times 11.9} = 0.350$$

查附表 4—1 得 $\xi = 0.4523 < \xi_b = 0.550$

所需纵筋面积 A_s :

$$A_s = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.4523 \times 200 \times 465 \times \frac{1.0 \times 11.9}{300} = 1669 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \rho_{\min} b h = 0.2\% \times 200 \times 500 = 200 \text{ mm}^2$$

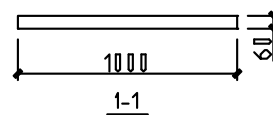
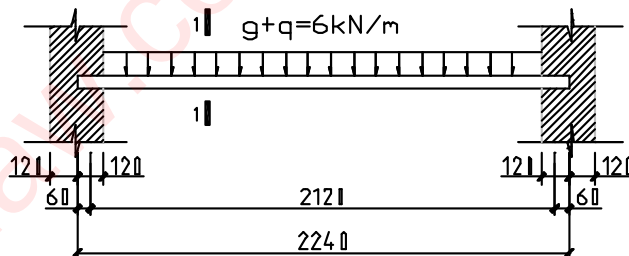
(5) 分析:

当选用高级别钢筋时, f_y 增大, 可减少 A_s ;

当弯矩增大时, A_s 也增大。

4—3、某大楼中间走廊单跨简支板 (图 4—50), 计算跨度 $l = 2.18 \text{ m}$, 承受均布荷载设

计值 $g+q=6\text{kN/m}$ (包括自重), 混凝土强度等级为 C20, HPB235 级钢筋, 试确定现浇板的厚度 h 及所需受拉钢筋截面面积 A_s , 选配钢筋, 并画钢筋配置图。计算时, 取 $b=1.0\text{m}$, $a_s=25\text{mm}$ 。



【解】

(1) 设板厚为 60mm , $a_s=25\text{mm}$

则 $h_0=h-a_s=60-25=35\text{mm}$

$$\text{最大弯矩 } M = \frac{1}{8} (g+q) l_0^2 = \frac{1}{8} \times 6 \times 2.18^2 = 3.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1=1.0, f_c=9.6 \text{ N/mm}^2, f_y=210 \text{ N/mm}^2, \xi_b=0.614$$

受压区高度 x :

$$x = h_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}} \right) = 13 \text{ mm}$$

(2) 求受拉钢筋面积 A_s

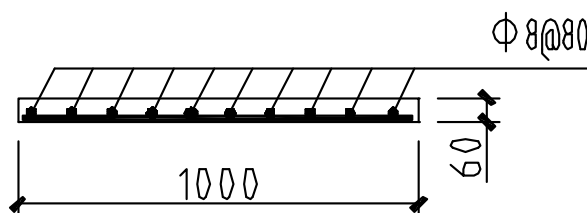
$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} = \frac{1.0 \times 9.6 \times 1000 \times 13}{210} = 594 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \rho_{\min} b h = 0.236\% \times 1000 \times 60 = 141.6 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{13}{35} = 0.371 < \xi_b = 0.614$$

选用 $\Phi 8@80\text{mm}$, $A_s=629 \text{ mm}^2$

(3) 绘配筋图:



4—4、一钢筋混凝土矩形梁, 承受弯矩设计值 $M=160\text{kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级为 C25,

HPB235 级钢筋, 试按正截面承载力要求确定截面尺寸及配筋。

『解』

(1) 设 $b=250\text{mm}$, $h=500\text{mm}$

先假定受力钢筋按一排布置, $a_s=35\text{mm}$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 35 = 465\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \frac{M}{f_c b h_0^2} = \frac{160 \times 10^6}{250 \times 465^2 \times 1.0 \times 11.9} = 0.249$$

查附表 4—1 得 $\xi = 0.2915 < \xi_b = 0.550$

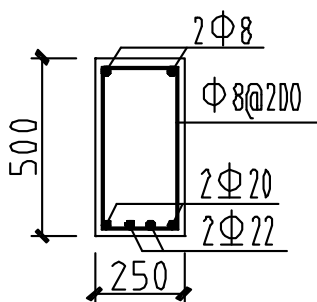
(2) 求受拉钢筋面积 A_s

$$A_s = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.2915 \times 250 \times 465 \times \frac{1.0 \times 11.9}{300} = 1344 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \rho_{\min} b h = 0.2\% \times 250 \times 500 = 250 \text{ mm}^2$$

选用 $2 \Phi 20 + 2 \Phi 22$, $A_s = 628 + 760 = 1388 \text{ mm}^2$, 一排可以布置的下, 因此不必修改 h_0

(3) 绘配筋图:



4—5、一钢筋混凝土矩形截面梁截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times$

500mm, 混凝土强度等级为 C25, HRB335 级钢筋 ($2 \Phi 18$), $A_s = 509\text{mm}^2$, 试计算梁截面上承受弯矩设计值 $M = 80\text{KN} \cdot \text{m}$ 时是否安全?

『解』

(1) 先假定受力钢筋按一排布置, $a_s=35\text{mm}$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 35 = 465\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

受压区高度 x :

$$\chi = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} = \frac{300 \times 509}{11.9 \times 200} = 64.16 \text{ mm} < \xi_b \times h_0 = 255.75 \text{ mm}$$

(2) 所能承载的弯矩值

$$M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 11.9 \times 200 \times 64.14 \times \left(465 - \frac{64.16}{2} \right) = 66.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u < M = 80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

所以该配筋不安全。

4—6、一钢筋混凝土矩形截面梁截面尺寸 $b \times h = 250 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ ，配置 4 $\Phi 25$ 的 HRB335 级钢筋分别选用 C20、C25、C30、C35、与 C40 强度等级混凝土，试计算梁能承受的最大的最大弯矩设计值，并对计算结果进行分析。

『解』

(1) C20 混凝土

先假定受力钢筋按一排布置， $a_s = 35 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 35 = 565 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得：

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2, f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

由题设的 $A_s = 1964 \text{ mm}^2$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1964 \times 300}{1.0 \times 200 \times 565 \times 9.6} = 0.543 < \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5 \xi) = 0.396$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.396 \times 200 \times 565^2 \times 1.0 \times 9.6 = 242.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) C25 混凝土

先假定受力钢筋按一排布置， $a_s = 35 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 35 = 565 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得：

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

由题设的 $A_s = 1964 \text{ mm}^2$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1964 \times 300}{1.0 \times 200 \times 565 \times 11.9} = 0.438 < \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5 \xi) = 0.342$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.342 \times 200 \times 565^2 \times 1.0 \times 11.9 = 259.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3)C30 混凝土

先假定受力钢筋按一排布置, $a_s=35\text{mm}$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 35 = 565\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 14.3\text{N/mm}^2, f_y = 300\text{N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

由题设的 $A_s = 1964\text{mm}^2$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1964 \times 300}{1.0 \times 200 \times 565 \times 14.3} = 0.365 < \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5\xi) = 0.298$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.298 \times 200 \times 565^2 \times 1.0 \times 14.3 = 272.5\text{kN} \cdot \text{m}$$

(4)C35 混凝土

先假定受力钢筋按一排布置, $a_s=35\text{mm}$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 35 = 565\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 16.7\text{N/mm}^2, f_y = 300\text{N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

由题设的 $A_s = 1964\text{mm}^2$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1964 \times 300}{1.0 \times 200 \times 565 \times 16.7} = 0.312 < \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5\xi) = 0.263$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.263 \times 200 \times 565^2 \times 1.0 \times 16.7 = 280.7\text{kN} \cdot \text{m}$$

(5)C40 混凝土

先假定受力钢筋按一排布置, $a_s=35\text{mm}$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 35 = 565\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 19.1\text{N/mm}^2, f_y = 300\text{N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

由题设的 $A_s = 1964\text{mm}^2$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1964 \times 300}{1.0 \times 200 \times 565 \times 19.1} = 0.265 < \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5\xi) = 0.230$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.230 \times 200 \times 565^2 \times 1.0 \times 19.1 = 280.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6)分析:

单纯提高混凝土等级不一定能提高梁的正截面承载能力!

4—7、计算表 4—14 所示钢筋混凝土矩形梁能承受的最大弯矩设计值,并对计算结果进行讨论。

项目	截面尺寸 b × h (mm)	混凝土强度 等级	钢筋级别	钢筋截面面 积 A_s (mm ²)	最大弯矩设计值 M/ (kN · m)
1	200 × 400	C20	HPB235	4 Φ 18	66.13 kN · m
2	200 × 400	C20	HPB235	6 Φ 20	103.54 kN · m
3	200 × 400	C20	HRB335	4 Φ 18	87.25 kN · m
4	200 × 400	C25	HPB235	4 Φ 18	68.41 kN · m
5	200 × 500	C25	HPB235	4 Φ 18	89.74 kN · m
6	300 × 400	C30	HPB235	4 Φ 18	72.43 kN · m

『解』

(1) 先假定受力钢筋按一排布置, $a_s=35\text{mm}$

$$h_0 = h - a_s = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2, f_y = 210 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.614$$

由题设的 $A_s = 1017 \text{ mm}^2$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1017 \times 210}{1.0 \times 200 \times 365 \times 9.6} = 0.305 < \xi_b = 0.614$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5 \xi) = 0.259$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.259 \times 200 \times 365^2 \times 1.0 \times 9.6 = 66.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 先假定受力钢筋按一排布置, $a_s=35\text{mm}$

$$h_0 = h - a_s = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2, f_y = 210 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.614$$

由题设的 $A_s=1884 \text{ mm}^2$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1884 \times 210}{1.0 \times 200 \times 365 \times 9.6} = 0.564 < \xi_b = 0.614$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5 \xi) = 0.405$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.405 \times 200 \times 365^2 \times 1.0 \times 9.6 = 103.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 先假定受力钢筋按一排布置, $a_s=35 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2, f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

由题设的 $A_s=1017 \text{ mm}^2$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1017 \times 300}{1.0 \times 200 \times 365 \times 9.6} = 0.435 < \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5 \xi) = 0.341$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.341 \times 200 \times 365^2 \times 1.0 \times 9.6 = 87.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 先假定受力钢筋按一排布置, $a_s=35 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_y = 210 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.614$$

由题设的 $A_s=1017 \text{ mm}^2$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1017 \times 210}{1.0 \times 200 \times 365 \times 11.9} = 0.246 < \xi_b = 0.614$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5 \xi) = 0.216$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.216 \times 200 \times 365^2 \times 1.0 \times 11.9 = 68.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(5) 先假定受力钢筋按一排布置, $a_s=35 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_y = 210 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.614$$

由题设的 $A_s=1017 \text{ mm}^2$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1017 \times 210}{1.0 \times 200 \times 465 \times 11.9} = 0.193 < \xi_b = 0.614$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5 \xi) = 0.174$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.174 \times 200 \times 465^2 \times 1.0 \times 11.9 = 89.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6) 先假定受力钢筋按一排布置, $a_s = 35 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2, f_y = 210 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.614$$

$$\text{由题设的 } A_s = 1017 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1017 \times 210}{1.0 \times 300 \times 365 \times 14.3} = 0.136 < \xi_b = 0.614$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5 \xi) = 0.127$$

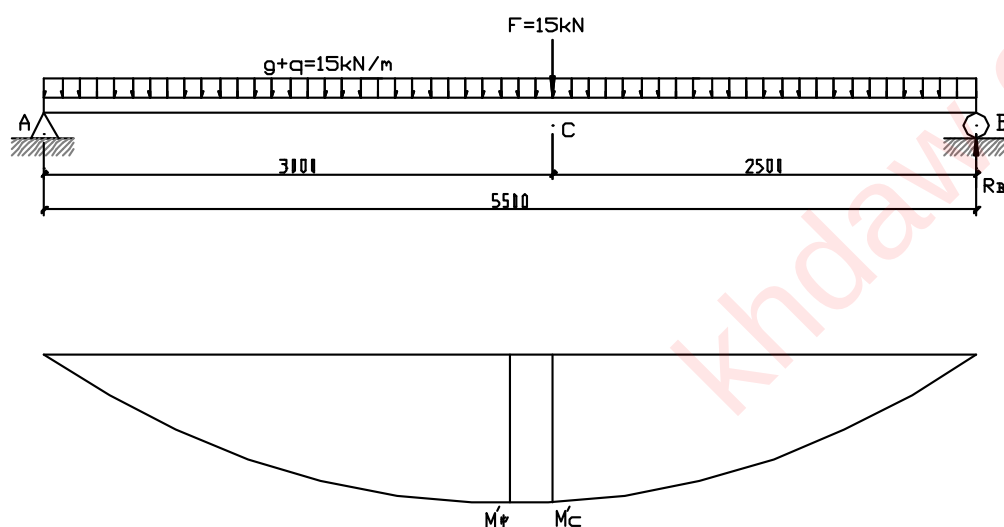
$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.127 \times 300 \times 365^2 \times 1.0 \times 14.3 = 72.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(7) 分析:

增加钢筋面积能较大的提高梁的正截面承载能力, 如 (2) 的效果就比较明显; 提高混凝土等级在一定程度上可以提高梁的正截面承载能力, 但是效果并不明显; 增大截面高度可以提高梁的正截面承载能力, 如 (5); 增大截面宽度也可以提高梁的正截面承载能力, 如 (6); 但是后几种都不如增加钢筋面积的效果明显。

4—8、一简支钢筋混凝土矩形梁 (图 4—51), 承受均布荷载设计值 $g+q=15 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 距 A 支座 3m 处作用一集中力设计值 $F=15 \text{ kN}$, 混凝土强度等级为 C25, HRB335 级钢筋,

试确定截面尺寸 $b \times h$ 和所需受拉钢筋截面面积 A_s , 并绘制配筋图。



『解』

(1) 由题设给的荷载由结构力学知识可以求的

$$R'_B = 41.25 \text{ kN}$$

$$M'_c = 41.25 \times 2.5 - 15 \times 2.5 \times \frac{1}{2} \times 2.5 = 56.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_{\text{中}} = \frac{1}{8} (g+q) l^2 = \frac{1}{8} \times 15 \times 5.5^2 = 56.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R''_B = 8.18 \text{ kN}$$

$$M''_c = R''_B \times 2.5 = 8.18 \times 2.5 = 20.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M''_{\text{中}} = R''_B \times 2.5 - F \times 0.25 = 16.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = M'_c + M''_c = 56.25 + 20.45 = 76.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{中}} = M'_{\text{中}} + M''_{\text{中}} = 56.72 + 16.7 = 73.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_c > M_{\text{中}}$$

所以取 M_c 为设计弯矩,

(2) 初步设计梁截面为 $200\text{mm} \times 400\text{mm}$

先假定受力钢筋按一排布置, $a_s = 35\text{mm}$

$$h_0 = h - a_s = 400 - 35 = 365\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 11.9\text{N/mm}^2, f_y = 300\text{N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{76.70 \times 10^6}{200 \times 365^2 \times 1.0 \times 11.9} = 0.242$$

$$\text{查附表 4—1 得 } \xi = 0.2817 < \xi_b = 0.550$$

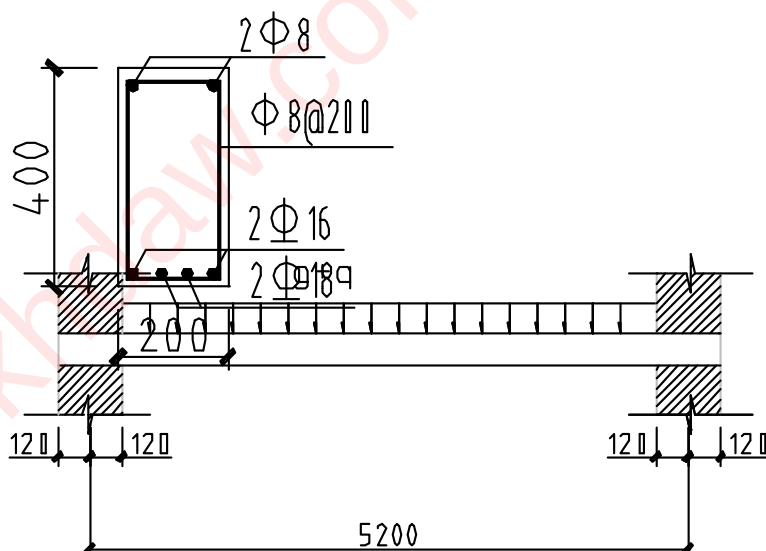
(3) 所需纵筋面积 A_s :

$$A_s = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.2817 \times 200 \times 365 \times \frac{1.0 \times 11.9}{300} = 815.7 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \rho_{\min} b h = 0.2\% \times 200 \times 400 = 160 \text{ mm}^2$$

选用 $2\Phi 16 + 2\Phi 18$, $A_s = 402 + 509 = 911 \text{ mm}^2$, 一排可以布置的下, 因此不必修改 h_0 。

(4) 绘配筋图:



4-9、一简支钢筋混凝土矩形梁 (图 4-51), $b \times h = 250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, 承受均布荷载标准值 $q_k = 20 \text{ kN/m}$, 恒载设计值 $g_k = 2.25 \text{ kN/m}$, HRB335 级钢筋, 混凝土强度等级为 C25, 梁内配有 $4\Phi 16$ 钢筋。(荷载分项系数: 均布活荷载 $\gamma_Q = 1.4$, 恒荷载 $\gamma_G = 1.2$, 计算跨度 $L_0 = 4960 \text{ mm} + 240 \text{ mm} = 5200 \text{ mm}$)。试验算梁正截面是否安全?

『解』

(1) 先计算梁跨中在荷载下 产生的弯矩:

荷载:

$$g + q = 1.2 \times 2.25 + 1.4 \times 20 = 30.7 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{中}} = \frac{1}{8} (g + q) l^2 = \frac{1}{8} \times 30.7 \times 5.2^2 = 103.766 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 验算 $4\Phi 16$ 的配筋所能承受的弯矩:

先假定受力钢筋按一排布置, $a_s = 35 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

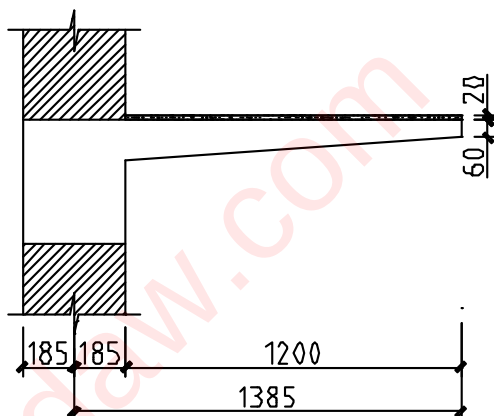
$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.550, A_s = 804 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{804 \times 300}{1.0 \times 200 \times 465 \times 11.9} = 0.174 < \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5 \xi) = 0.159$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.159 \times 200 \times 465^2 \times 1.0 \times 11.9 = 62.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u < M_{\text{中}}$$



所以该配筋不安全。

4—10、如图 4—53 所示雨篷板，板厚 $h=60\text{mm}$ ，板面上于上有 20mm 厚防水砂浆，板底摸 20mm 厚混合砂浆，。板上活荷载标准值考虑 $500\text{KN}/\text{m}^2$ 。HPB235 级钢筋，混凝土强度等级为

C20。试求受拉钢筋截面面积 A_s ，并绘制配筋图。

『解』

(1) 求设计弯矩：

恒载：

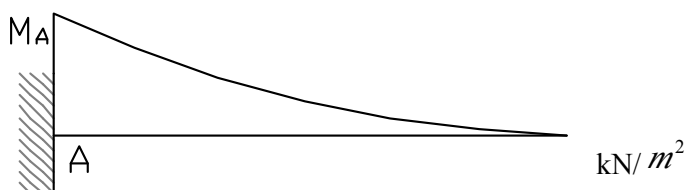
20mm 厚防水砂浆：

$$0.02\text{m} \times 20\text{kN}/\text{m}^3 = 0.4\text{ kN}/\text{m}^2$$

20mm 厚混合砂浆：

$$0.02\text{m} \times 17\text{kN}/\text{m}^3 = 0.34\text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\text{结构自重： } 0.06\text{m} \times 25\text{kN}/\text{m}^3 = 1.5$$



$$\text{合计： } G=0.4+0.34+1.5=2.24\text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\text{活载： } Q=0.5\text{ kN}/\text{m}^2$$

取 1m 长为计算单元，

$$\text{则换算线荷载设计值： } g=2.24\text{ kN}/\text{m}^2 \times 1.0\text{m} \times 1.2=2.688\text{ kN}/\text{m}$$

$$q=0.5\text{ kN}/\text{m}^2 \times 1.0\text{m} \times 1.4=0.7\text{ kN}/\text{m}$$

$$g+q=2.688\text{ kN}/\text{m}+0.7\text{ kN}/\text{m}=3.388\text{ kN}/\text{m}$$

$$\begin{aligned} M_A &= \frac{1}{2} (g+q) l^2 = \frac{1}{2} \times 3.388 \times 1.385^2 \\ &= 3.249\text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

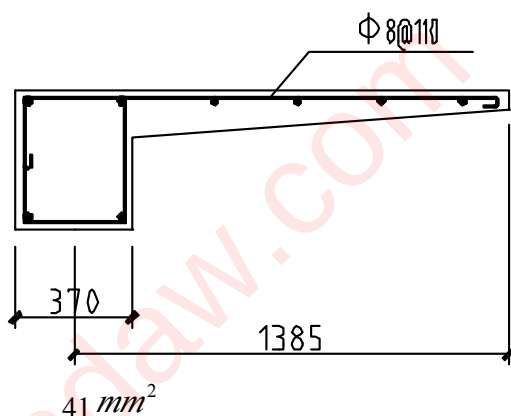
(2) 配筋计算：

$$a_s=20\text{mm}$$

$$h_0=h-a_s=60-20=40\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得：

$$\alpha_1=1.0, f_c=9.6\text{ N}/\text{mm}^2, f_y=210\text{ N}/\text{mm}^2, \xi_b=0.614,$$



$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{3.249 \times 10^6}{1000 \times 40^2 \times 1.0 \times 9.6} = 0.212$$

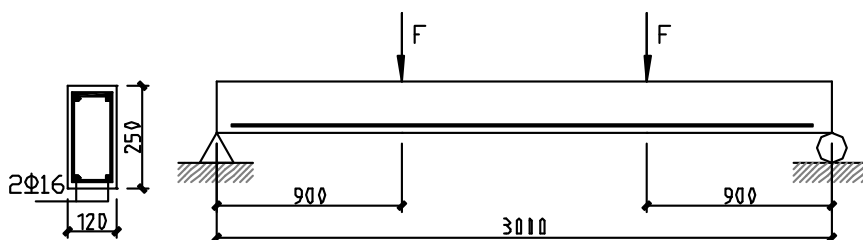
查附表 4—1 得 $\xi = 0.2411 < \xi_b = 0.614$

所需纵筋面积 A_s :

$$A_s = \xi \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} b h_0 = 0.2411 \times 1000 \times 40 \times \frac{1.0 \times 9.6}{210} = 457 \text{ mm}^2$$

取 $\Phi 8@110$ 配筋, $A_s = 457 \text{ mm}^2$

(3) 绘配筋图:



4—11、如图 4—54 所示试验梁, 截面尺寸 $b \times h = 120 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}$, 其混凝土的立方体抗压强度 $f_{cu} = 21.8 \text{ N/mm}^2$, 配有 $2 \Phi 16$ 钢筋, 钢筋试件的实测屈服强度为 $f_y = 385 \text{ N/mm}^2$ 。试计算试验梁破坏时的荷载 (应考虑自重)。

『解』

(1) 先计算该配筋能承受的弯矩:

$$a_s = 35 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 250 - 35 = 215 \text{ mm}$$

由题设得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_{cu} = 21.8 \text{ N/mm}^2, f_y = 385 \text{ N/mm}^2, A_s = 402 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_{cu}} = \frac{402 \times 385}{1.0 \times 120 \times 215 \times 21.8} = 0.275$$

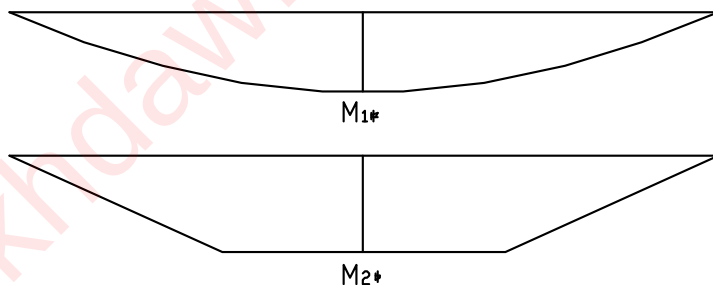
$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5 \xi) = 0.237$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_{cu} = 0.237 \times 120 \times 215^2 \times 1.0 \times 21.8 = 28.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 计算由结构自重产生的弯矩:

$$\text{自重线荷载: } g = 0.12 \times 0.25 \times 25 = 0.75 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{中}} = \frac{1}{8} g l^2 = \frac{1}{8} \times 0.75 \times 3^2 = 0.844 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



(3) 则试验加载的破坏荷载 F:

$$\begin{aligned} M_{2\text{中}} &= M_u - M_{\text{中}} \\ &= 28.66 \text{ kN} \cdot \text{m} - 0.844 \\ &\quad \text{kN} \cdot \text{m} \\ &= 27.816 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{2\text{中}} = F \times 0.9 \text{ m}$$

$$\text{则 } F = \frac{M_{2\text{中}}}{0.9} = \frac{27.816}{0.9} = 30.91 \text{ kN}$$

4-12、已知一矩形截面梁截面尺寸 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, 弯矩设计值 $M = 216 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级为 C30, 在受压区配有 3 $\Phi 20$ 的受压钢筋。时计算受拉钢筋截面面积 A_s (HRB335 级钢筋)

『解』

(1) 假设受拉和受压钢筋按两排布置 $a_s = a'_s = 60 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 60 = 440 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2, f_y = 300 \text{ N/mm}^2, f'_y = 300 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.550$$

受压区高度 x :

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2 \left[\frac{M - f'_y A'_s (h_0 - a'_s)}{\alpha_1 f_c b} \right]}$$

$$= 440$$

$$\sqrt{440^2 - 2 \left[\frac{216 \times 10^6 - 300 \times 942 (440 - 60)}{14.3 \times 1.0 \times 200} \right]} = 97.0$$

$$\text{mm}$$

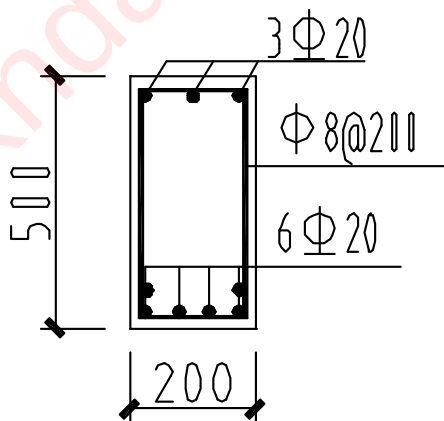
$$\text{又 } 120\text{mm} = 2a'_s < x < \xi_b h_0 = 255.75\text{mm}$$

(2) 求受拉钢筋面积 A_s

$$A_s = \frac{f_y A_s + \alpha_1 f_c b x}{f_y} = \frac{300 \times 942 + 14.3 \times 200 \times 97.0}{300} = 1867 \text{ mm}^2$$

取 $6\Phi 20$, $A_s = 1884 \text{ mm}^2$

(3) 绘配筋图:



4—13、已知一矩形截面梁截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm}$

$\times 500\text{mm}$, 弯矩设计值 $M = 216\text{KN}\cdot\text{m}$, 混凝土强度等级

为 C20, 已配 HRB335 受拉钢筋 $6\Phi 20$, 试复核该梁是否安全。若不 安全, 则从新设计, 单不改变截面尺寸和混凝土强度等级 ($a_s = 70\text{mm}$)。

『解』

(1) 复核计算

$$a_s = 70\text{mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 70 = 430\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2, f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \xi_b = 0.550,$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1884 \times 300}{1.0 \times 200 \times 430 \times 9.6} = 0.685 > \xi_b = 0.550$$

$$\text{取 } \xi = \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5\xi) = 0.3987$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.3987 \times 200 \times 430^2 \times 1.0 \times 9.6 = 141.56$$

$\text{kN} \cdot \text{m}$

$$M_u < M = 216 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

不安全

(2) 重新设计

采用双筋配筋, 查表 4—6 得 $\alpha_{sb}=0.3988$, $f_y=300\text{N/mm}^2$, $\alpha'_s=70\text{mm}$

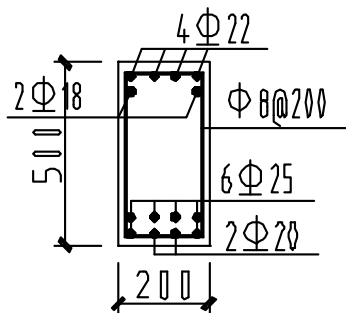
$$A_s = \frac{M - \alpha_{sb} b h_0^2 \alpha_1 f_c}{f_y (h_0 - \alpha'_s)} = \frac{216 \times 10^6 - 0.3988 \times 200 \times 430 \times 9.6}{300(430 - 70)} = 1997 \text{ mm}^2$$

取 $4\Phi 22 + 2\Phi 18$, $A_s = 1520 + 509 = 2029 \text{ mm}^2$

$$A_s = \frac{f_y A_s + \alpha_1 f_c b \xi_b h_0}{f_y} = \frac{300 \times 2029 + 1.0 \times 9.6 \times 200 \times 0.55 \times 430}{300} = 3543 \text{ mm}^2$$

取 $6\Phi 25 + 2\Phi 20$, $A_s = 2945 + 628 = 3573 \text{ mm}^2$

绘配筋图:



4—14、已知一双筋矩形截面梁截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 450\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C30, HRB335 钢筋, 配置 $2\Phi 12$ 受压钢筋, $3\Phi 25 + 2\Phi 22$ 受拉钢筋。试求该截面所能承受的最大的弯矩设计值 M 。

『解』

(1) 假设受拉和受压钢筋按两排布置 $a_s = a'_s = 60\text{mm}$

$$h_0 = h - a_s = 450 - 60 = 390\text{mm}, \quad A'_s = 226 \text{ mm}^2, \quad A_s = 2233 \text{ mm}^2$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, \quad f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2, \quad f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \quad f'_y = 300 \text{ N/mm}^2, \quad \xi_b = 0.550$$

受压区高度 x :

$$x = \frac{f_y A_s - f'_y A'_s}{\alpha_1 f_c b} = \frac{300 \times 2233 - 300 \times 226}{1.0 \times 14.3 \times 200} = 210.5\text{mm}$$

$$\text{又 } 120\text{mm} = 2d'_s < x < \xi_b h_0 = 214.5\text{mm}$$

(2) 最大弯矩设计值:

$$M_u = f'_y A'_s (h_0 - d'_s) + \alpha_1 f_c b x (h_0 - \frac{x}{2})$$

$$=300 \times 226 \times (390 - 60) + 14.3 \times 200 \times 210.5 \times (390 - \frac{210.5}{2})$$

$$=194 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4—15、某连续梁中间支座截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 650\text{mm}$ ，承受支座负弯矩设计值 $M = 239.2\text{kN} \cdot \text{m}$ ，混凝土强度等级 C30，HRB335 钢。现由跨中正弯矩计算的钢筋弯起 $2\Phi 18$ 伸入制作承受负弯矩，试计算支座负弯矩所需钢筋截面面积 A_s ，如果不考虑弯起钢筋的作用时，支座需要钢筋截面面积 A_s 为多少？

『解』

(1) 假设受拉钢筋按一排布置 $a_s = 35\text{mm}$

$$h_0 = h - a_s = 650 - 35 = 615\text{mm}, \quad 2\Phi 18, \quad A_{s2} = 509 \text{ mm}^2$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得：

$$\alpha_1 = 1.0, \quad f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2, \quad f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \quad \xi_b = 0.550$$

(2) 不考虑弯起钢筋时的配筋面积 A_{s1} ：

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{239.2 \times 10^6}{250 \times 615^2 \times 1.0 \times 14.3} = 0.177$$

查附表 4—1 得 $\xi = 0.1963 < \xi_b = 0.550$

所需纵筋面积 A_{s1} ：

$$A_{s1} = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.1963 \times 250 \times 615 \times \frac{1.0 \times 14.3}{300} = 1439 \text{ mm}^2$$

(3) 考虑弯起钢筋时的配筋面积 A_s ：

$$A_s = A_{s1} - A_{s2} = 1439 - 509 = 930 \text{ mm}^2$$

4—16、某整体式肋梁楼盖的 T 形截面主梁，翼缘计算宽度 $b'_f = 2200\text{mm}$ ， $b = 300\text{mm}$ ， $h'_f = 80\text{mm}$ ，选用混凝土强度等级 C30，HRB335 钢筋跨中截面承受最大弯矩设计值 $M = 275\text{kN} \cdot \text{m}$ 。试确定该梁的高度 h 和受拉钢筋截面面积 A_s ，并绘配筋图。

『解』

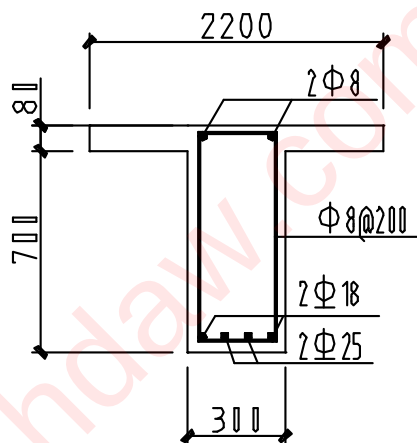
(1) 先假定受力钢筋按一排布置， $a_s = 35\text{mm}$ ， h 取 700mm

$$h_0 = h - a_s = 700 - 35 = 665\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得：

$$\alpha_1 = 1.0, \quad f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2, \quad f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \quad \xi_b = 0.550$$

(2) 判别 T 形类型:



$$\alpha_1 f_c b_f' h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) = 1.0 \times 14.3 \times 2200 \times 80 \times \left(665 - \frac{80}{2} \right)$$

$$= 1573 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 275 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

属第一类 T 形

(3) 求受拉钢筋面积 A_s :

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b_f' h_0^2} = \frac{275 \times 10^6}{2200 \times 665^2 \times 1.0 \times 14.3} = 0.020$$

查附表 4—1 得 $\xi = 0.0202 < \xi_b = 0.550$

$$A_s = \xi \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} b_f' h_0 = 0.0202 \times 2200 \times 665 \times \frac{1.0 \times 14.3}{300} = 1409 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \rho_{\min} b h = 0.215\% \times 300 \times 700 = 452 \text{ mm}^2$$

$$\text{选 } 2\Phi 18 + 2\Phi 25, A_s = 509 + 982 = 1491 \text{ mm}^2$$

(4) 绘配筋图:

4—17、某 T 形截面梁翼缘计算宽度 $b_f' = 500 \text{ mm}$, $b = 250 \text{ mm}$, $h = 600 \text{ mm}$, $h_f' = 100 \text{ mm}$, 混凝土强度等级 C30, HRB335 钢筋, 承受弯矩设计值 $M = 256 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试求受拉钢筋截面面积, 并绘配筋图。

『解』

〈一〉按房建方向设计

(1) 假设受拉和受压钢筋按两排布置 $a_s = 60 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 60 = 540 \text{ mm},$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得：

$$\alpha_1 = 1.0, \quad f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2,$$

$$f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \quad \xi_b = 0.550$$

(2) 判别 T 形类型：

$$\alpha_1 f_c b' f h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right)$$

$$= 1.0 \times 14.3 \times 500 \times 100 \times \left(540 - \frac{100}{2} \right)$$

$$= 350 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m > M_u = 256 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

属第一类 T 形

(3) 求受拉钢筋面积 A_s ：

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b' f h_0^2} = \frac{256 \times 10^6}{500 \times 540^2 \times 1.0 \times 14.3} = 0.1207$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.1310 < \xi_b = 0.550$$

$$A_s = \xi b' f h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.1310 \times 500 \times 540 \times \frac{1.0 \times 14.3}{300} = 1686 \text{ mm}^2$$

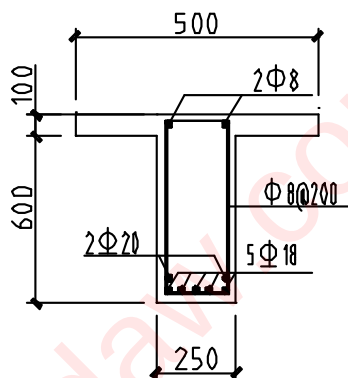
$$A_s \geq \rho_{\min} b h = 0.215\% \times 250 \times 600 = 323 \text{ mm}^2$$

选取 $2\Phi 16 + 4\Phi 20$ 的配筋, $A_s = 402 + 1256 = 1658 \text{ mm}^2$

(4) 绘配筋图：

〈二〉按路桥方向设计

(1) 假设受拉和受压钢筋按两排布置



$$a_s = 30 + 0.07h = 30 + 0.07 \times 600 = 72 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 72 = 528 \text{ mm}, \quad \gamma_0 \text{ 取 } 1.0 \text{ (大桥、}$$

中桥)

查附表 10—1、10—2、表 4—10 得:

$$f_{cd} = 13.8 \text{ N/mm}^2, \quad f_{sd} = 280 \text{ N/mm}^2,$$

$$\xi_b = 0.560$$

(2) 判别 T 形类型:

$$f_{cd} b_f' h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) = 1.0 \times 13.8 \times 500 \times 100 \times \left(528 - \frac{100}{2} \right) \\ = 329.8 \text{ kN} \cdot \text{m} > \gamma_0 M_u = 256 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

属第一类 T 形

(3) 求受拉钢筋面积 A_s :

$$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{f_{cd} b_f' h_0^2} = \frac{1.0 \times 256 \times 10^6}{500 \times 528^2 \times 1.0 \times 13.8} = 0.130$$

查附表 4—1 得 $\xi = 0.1398 < \xi_b = 0.560$

$$A_s = \xi b_f' h_0 \frac{\alpha_1 f_{cd}}{f_{sd}} = 0.1398 \times 500 \times 528 \times \frac{1.0 \times 13.8}{280} = 1819 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \rho_{\min} b h = 0.189\% \times 250 \times 600 = 284 \text{ mm}^2$$

选取 2Φ20 + 5Φ18 的配筋, $A_s = 628 + 1272 = 1900 \text{ mm}^2$

(4) 绘配筋图:

4—18。某 T 形截面梁, 翼缘计算宽度 $b_f' = 1200 \text{ mm}$, $b = 200 \text{ mm}$, $h = 600 \text{ mm}$, $h_f' = 80 \text{ mm}$, 混凝土强度等级 C25, 配有 4Φ20 受拉钢筋, 承受弯矩设计值 $M = 131 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试复核梁截面是否安全。

『解』

(1) 先假定受力钢筋按一排布置, $a_s = 35 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 35 = 565 \text{ mm} \quad A_s = 1256 \text{ mm}^2$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, \quad f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, \quad f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \quad \xi_b = 0.550$$

(2) 判别 T 形类型:

$$f_y A_s = 300 \times 1256 = 376800 \text{ N}$$

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f = 1.0 \times 11.9 \times 1200 \times 80 = 1142400 \text{ N}$$

$$f_y A_s < \alpha_1 f_c b'_f h'_f \quad \text{属第一类 T 形}$$

(3) 验算截面承载力:

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b'_f h_0 f_c} = \frac{1256 \times 300}{1.0 \times 1200 \times 565 \times 11.9} = 0.047 < \xi_b = 0.550$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b'_f h_0^2 \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = 1.0 \times 11.9 \times 1200 \times 565^2 \times \left(1 - \frac{0.047}{2}\right) = 209 \text{ kN} \cdot \text{m} < M = 131 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 结论: 安全

4-19、某 T 形截面梁, 翼缘计算宽度 $b'_f = 400 \text{ mm}$, $b = 200 \text{ mm}$, $h = 600 \text{ mm}$, $h'_f = 100 \text{ mm}$, $a_s = 60 \text{ mm}$, 混凝土强度等级 C25 $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$, HRB335 钢筋, 试计算该梁能承受的最大弯矩 M 。

『解』

(一) 按房建方向计算

(1) 假设受拉和受压钢筋按两排布置 $a_s = 60 \text{ mm}$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 60 = 540 \text{ mm}, \quad A_s = 1884 \text{ mm}^2$$

查附表 1—2、2—3、表 4—2、4—4 得:

$$\alpha_1 = 1.0, \quad f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, \quad f_y = 300 \text{ N/mm}^2, \quad \xi_b = 0.550$$

(2) 判别 T 形类型:

$$f_y A_s = 300 \times 1884 = 565200 \text{ N}$$

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f = 1.0 \times 11.9 \times 400 \times 100 = 476000 \text{ N}$$

$$f_y A_s > \alpha_1 f_c b'_f h'_f \quad \text{属第二类 T 形}$$

(3) 截面承载力计算:

$$x = \frac{f_y A_s - \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{\alpha_1 f_c b} = \frac{300 \times 1884 - 1.0 \times 11.9 \times (400 - 200) \times 100}{1.0 \times 11.9 \times 200} = 137 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{137}{540} = 0.254 < \xi_b = 0.550$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \\
 &= 1.0 \times 11.9 \times 100 \times (400 - 200) \times \left(540 - \frac{100}{2} \right) + 1.0 \times 11.9 \times 200 \times 137 \times \left(540 - \frac{137}{2} \right) \\
 &= 270 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

〈二〉 按路桥方向计算

(1) 假设受拉和受压钢筋按两排布置 $a_s = 60 \text{ mm}$ $A_s = 1884 \text{ mm}^2$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 72 = 528 \text{ mm}, \quad \gamma_0 \text{ 取 } 1.0 \text{ (大桥、中桥)}$$

查附表 10—1、10—2、表 4—10 得:

$$f_{cd} = 11.5 \text{ N/mm}^2, \quad f_{sd} = 280 \text{ N/mm}^2, \quad \xi_b = 0.560$$

(2) 判别 T 形类型:

$$f_{sd} A_s = 280 \times 1884 = 527520 \text{ N}$$

$$f_{cd} b'_f h'_f = 1.0 \times 11.5 \times 400 \times 100 = 460000 \text{ N}$$

$$f_{sd} A_s > f_{cd} b'_f h'_f \quad \text{属第二类 T 形}$$

(3) 截面承载力计算:

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{f_{sd} A_s - f_{cd} (b'_f - b) h'_f}{f_{cd} b} = \frac{280 \times 1884 - 11.5 \times (400 - 200) \times 100}{11.5 \times 200} \\
 &= 129.36 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{129.36}{540} = 0.2395 < \xi_b = 0.560$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= f_{cd} (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f_{cd} b \xi h_0^2 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \\
 &= 11.5 \times 100 \times (400 - 200) \times \left(540 - \frac{100}{2} \right) + 11.5 \times 200 \times 0.2395 \times 540^2 \left(1 - \frac{0.2395}{2} \right) \\
 &= 253.5 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

4—20、试编写单、双筋矩形梁正截面承载力计算程序。

5—1 已知某承受均布荷载的矩形截面梁截面尺寸 $b \times h = 250 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ (取 $a_s = 35 \text{ mm}$), 采用 C25 混凝土, 箍筋为 HPB235 钢筋。若已知剪力设计值 $V = 150 \text{ kN}$, 试采用 $\Phi 8$ 双肢箍的箍筋间距 s ?

『解』

(1) 已知条件:

$$a_s=35\text{mm}$$

$$h_0=h-a_s=600-35=565\text{mm} \quad A_{sv}=101\text{ mm}^2$$

查附表 1—2、2—3 得:

$$\beta_c=1.0, \quad f_c=11.9\text{ N/mm}^2, \quad f_t=1.27\text{ N/mm}^2, \quad f_{yv}=210\text{ N/mm}^2$$

(2) 复合截面尺寸:

$$h_w=h_0=565\text{mm} \quad \frac{h_w}{b}=\frac{565}{250}=2.26<4 \quad \text{属一般梁。}$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0=0.25 \times 1.0 \times 11.9 \times 250 \times 565=420.2\text{ kN}>150\text{ kN}$$

截面满足要求。

(3) 验算是否可构造配箍:

$$0.7 f_t b h_0=0.7 \times 1.27 \times 250 \times 565=125.6\text{ kN}<150\text{ kN}$$

应按计算配箍

(4) 计算箍筋间距:

$$V \leq 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$$

$$s \leq \frac{1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0}{V - 0.7 f_t b h_0} = \frac{1.25 \times 210 \times 101 \times 565}{(150 - 125.6) \times 10^3} = 613.2\text{mm}$$

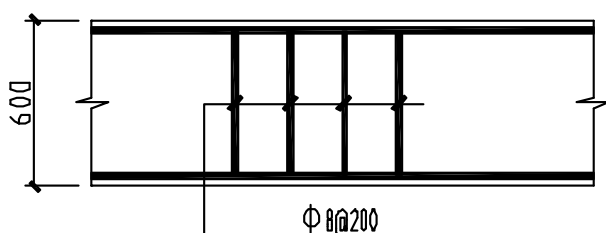
查表 5—2, 取 $s=200\text{ mm}$

(5) 验算最小配箍率:

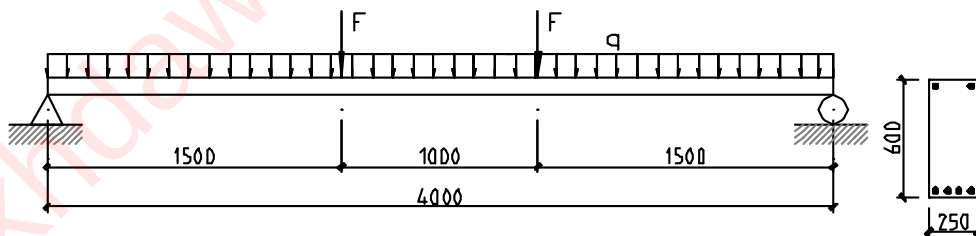
$$\frac{A_{sv}}{bs} = \frac{101}{250 \times 200} = 0.202\% > 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = \frac{0.24 \times 1.27}{210} = 0.145\%$$

满足要求。

(6) 绘配筋图:



5-2 图 5-51 所示的钢筋混凝土简支梁, 集中荷载设计值 $F=120\text{kN}$, 均布荷载设计值 (包括梁自重) $q=10\text{kN/m}$ 。选用 C30 混凝土, 箍筋为 HPB235 钢筋。试选择该梁的箍筋 (注: 净跨度为净跨度, $l_n=4000\text{mm}$)。



『解』

(1) 已知条件:

$$a_s=40\text{mm}$$

$$h_0=h-a_s=600-40=560\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3 得:

$$\beta_c=1.0, f_c=14.3\text{N/mm}^2, f_t=1.43\text{N/mm}^2, f_{yv}=210\text{N/mm}^2$$

(2) 确定计算截面及剪力设计值:

对于简支梁, 支座处剪力最大, 选该截面为设计截面。

剪力设计值:

$$V=\frac{1}{2}ql_n+F=\frac{1}{2}\times 10\times 4+120=140\text{ kN}$$

$$\frac{120}{140}$$

$$=85.7\%>75\%$$

故应考虑剪跨比的影响 $a=1500\text{mm}$

$$\frac{a}{h_0}=\frac{1500}{560}$$

$$\lambda=\frac{a}{h_0}=2.68<3.0$$

(3) 复合截面尺寸:

$$h_w=h_0=560\text{mm}, \frac{h_w}{b}=\frac{560}{250}=2.24<4 \quad \text{属一般梁。}$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0=0.25\times 1.0\times 14.3\times 250\times 560=500.5\text{kN}>140$$

kN

截面满足要求。

(4) 验算是否可构造配箍:

$$\frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 = \frac{1.75}{2.68 + 1.0} \times 1.43 \times 250 \times 560 = 95.2 \text{ kN} < 140 \text{ kN}$$

应按计算配箍

(5) 计算箍筋数量:

选用双肢箍 $\Phi 8$, 查表得 $A_{sv} = 101 \text{ mm}^2$

$$s \leq \frac{\frac{f_{yv} A_{sv} h_0}{1.75}}{\lambda + 1.0} = \frac{210 \times 101 \times 560}{(140 - 95.2) \times 10^3} = 265 \text{ mm}$$

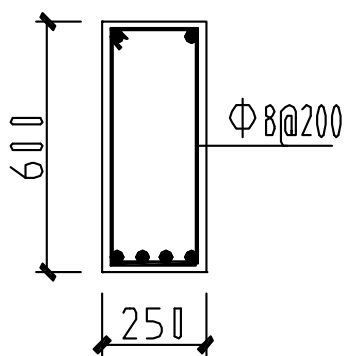
取 $s = 200 \text{ mm}$, 符合要求。

(6) 验算最小配箍率:

$$\frac{A_{sv}}{bs} = \frac{101}{250 \times 200} = 0.202\% > 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = \frac{0.24 \times 1.43}{210} = 0.163\%$$

满足要求。

(7) 绘配筋图:



5-3 某 T 形截面简支梁尺寸如下: $b \times h = 200 \text{ mm}$

$\times 500 \text{ mm}$ (取 $a_s = 35 \text{ mm}$, $b'_f = 400 \text{ mm}$, $h'_f = 100 \text{ mm}$); 采用 C25 混凝土, 箍筋为 HPB235 钢筋; 由集中荷载产生的支座边建立设计值 $V = 120 \text{ kN}$ (包括自重), 剪跨比 $\lambda = 3$ 。试选择该梁箍筋。

『解』

(1) 已知条件:

$$a_s = 35 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3 得:

$$\beta_c = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2, f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$$

(2) 复合截面尺寸:

$$h_w = h_0 - h'_f = 465 - 100 = 365 \text{ mm} \quad \frac{h_w}{b} = \frac{365}{200} = 1.825 < 4 \quad \text{属一般梁。}$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 11.9 \times 200 \times 465 = 276.68 \text{ kN} > 120 \text{ kN}$$

截面满足要求。

(3) 验算是否可构造配箍:

$$\frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_{tb} h_0 = \frac{1.75}{3 + 1.0} \times 1.27 \times 200 \times 465 = 51.67 \text{ kN} < 120 \text{ kN}$$

应按计算配箍

(4) 计算箍筋数量:

选用双肢箍 $\Phi 8$, 查表得 $A_{sv} = 101 \text{ mm}^2$

$$s \leq \frac{f_{yv} A_{sv} h_0}{V - \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0} = \frac{210 \times 101 \times 465}{(120 - 51.67) \times 10^3} = 144 \text{ mm}$$

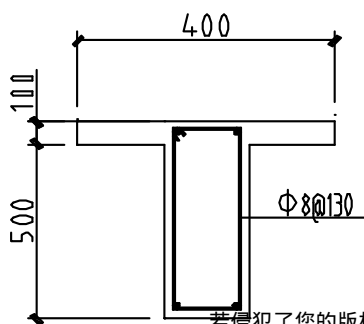
取 $s = 130 \text{ mm}$, 符合要求。

(5) 验算最小配箍率:

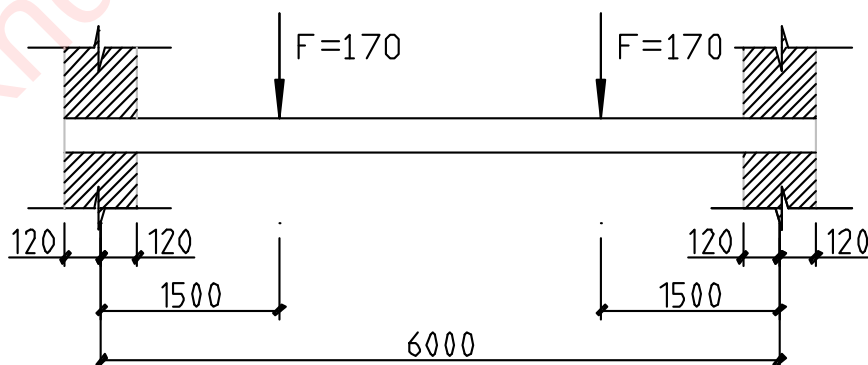
$$\frac{A_{sv}}{bs} = \frac{101}{130 \times 200} = 0.388\% > 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = \frac{0.24 \times 1.27}{210} = 0.145\%$$

满足要求。

(6) 绘配筋图:



5—4 图 5—52 所示的钢筋混凝土矩形截面简支梁, 截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 600\text{mm}$, 荷载设计值 $F = 170\text{kN}$ (未包括梁自重), 采用 C25 混凝土, 纵向受力筋为 HRB335 钢筋, 箍筋为 HPB235 钢筋。试设计该梁: (1) 确定纵向受力钢筋根数和直径; (2) 配置腹筋 (要求选择箍紧和弯起钢筋, 假定弯起钢筋终点距支座截面边缘为 50mm)。



『解』

<一>已知条件:

$a_s = 35\text{mm}$, 计算跨径 $l_0 = 6.0\text{m}$

$h_0 = h - a_s = 600 - 35 = 565\text{mm}$

查附表 1—2、2—3 及表 4—2、4—4 得:

$\beta_c = 1.0$, $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$, $f_t = 1.27\text{N/mm}^2$, $f_{yv} = 210\text{N/mm}^2$,

$\alpha_1 = 1.0$, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, $\xi_b = 0.550$

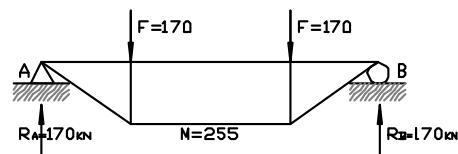
<二>求设计弯矩及剪力:

由力学知识得:

设计剪力为支座处 $V = R_A = 170\text{kN}$

设计弯矩为集中力作用处 $M = 170 \times 1.5 = 255$

$\text{kN} \cdot \text{m}$



<三>正截面设计:

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{255 \times 10^6}{250 \times 565^2 \times 1.0 \times 11.9} = 0.269$$

查附表 4—1 得 $\xi = 0.3203 < \xi_b = 0.550$

所需纵筋面积 A_s :

$$A_{s\xi} = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.3203 \times 250 \times 565 \times \frac{1.0 \times 11.9}{300} = 1795 \text{ mm}^2$$

取 $2\Phi 25 + 2\Phi 22$, $A_s = 982 + 760 = 1742 \text{ mm}^2$, 其中 $2\Phi 22$ 弯起。

〈四〉斜截面设计:

$$V = 170 \text{ kN}, \quad A_{sb} = 760 \text{ mm}^2$$

(1) 复合截面尺寸:

$$h_w = h_0 = 565 \text{ mm}, \quad \frac{h_w}{b} = \frac{560}{250} = 2.24 < 4 \quad \text{属一般梁。}$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 11.9 \times 250 \times 565 = 420.2 \text{ kN} > 170 \text{ kN}$$

截面满足要求。

(2) 验算是否可构造配箍:

$$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{1500}{565} = 2.65 < 3.0$$

$$\frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 = \frac{1.75}{2.65 + 1.0} \times 1.27 \times 250 \times 565 = 86.01 \text{ kN} < 170 \text{ kN}$$

应按计算配箍

(3) 计算箍筋数量:

选用双肢箍 $\Phi 8$, 查表得 $A_{sv} = 101 \text{ mm}^2$

$$V = V_{cs} + V_{sb}$$

$$= 86.01 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} + 0.8 f_y A_{sb} \sin 45^\circ$$

$$\Rightarrow s = 232 \text{ mm}$$

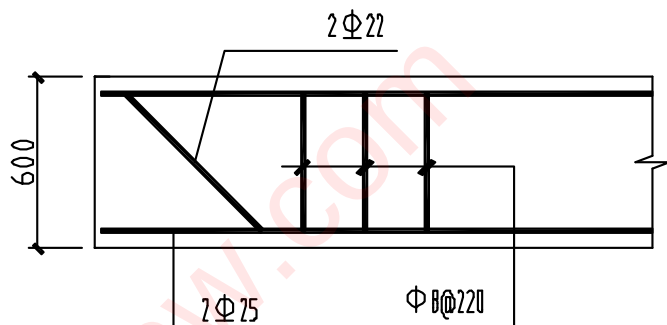
取 $s = 220 \text{ mm}$

(4) 验算最小配箍率:

$$\frac{A_{sv}}{bs} = \frac{101}{250 \times 220} = 0.202\% > \frac{0.24 f_t}{f_{yv}} = \frac{0.24 \times 1.27}{210} = 0.145\%$$

满足要求。

(5) 绘配筋图:



5—5 梁的荷载设计值及梁跨

度同习题 5—2 但截面尺寸、混凝土强度等级修改如下表, 并采用 $\Phi 8$ 双肢箍, 试按序号计算箍筋间距填入表 5—9 内, 并比较截面尺寸、混凝土强度等级对梁斜截面承载力的影响?

序号	$b \times h / \text{mm}$	混凝土强度等级	$\Phi 8$ (计算 s)/mm	$\Phi 8$ (实配 s)/mm
1	250×500	C25	128.2	120
2	250×500	C30	143.3	140
3	300×500	C25	154.1	150
4	250×600	C25	214.2	210

『解』

(1)

(1) 已知条件:

$$a_s = 40 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 40 = 460 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3 得:

$$\beta_c = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2, f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$$

(2) 复合截面尺寸:

$$h_w = h_0 = 460 \text{ mm}, \frac{h_w}{b} = \frac{460}{250} = 1.840 < 4 \quad \text{属一般梁。}$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 11.9 \times 250 \times 460 = 342.13 \text{ kN} > 140 \text{ kN}$$

截面满足要求。

(3) 验算是否可构造配箍:

$$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{1500}{460} = 3.26 > 3.0, \quad \text{取 } \lambda = 3.0$$

$$\frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 = \frac{1.75}{3 + 1.0} \times 1.27 \times 250 \times 460 = 63.90 \text{ kN} < 140 \text{ kN}$$

应按计算配箍

(4) 计算箍筋数量:

选用双肢箍 $\Phi 8$, 查表得 $A_{sv} = 101 \text{ mm}^2$

$$s \leq \frac{f_{yv} A_{sv} h_0}{V - \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0} = \frac{210 \times 101 \times 460}{(140 - 63.90) \times 10^3} = 128.2 \text{ mm}$$

取 $s = 120 \text{ mm}$, 符合要求。

(2)

(1) 已知条件:

$$a_s = 40 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 40 = 460 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3 得:

$$\beta_c = 1.0, f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2, f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2, f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$$

(2) 复合截面尺寸:

$$h_w = h_0 = 460 \text{ mm}, \frac{h_w}{b} = \frac{460}{250} = 1.84 < 4 \quad \text{属一般梁。}$$

$$0.25 \beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 14.3 \times 250 \times 460 = 411.1 \text{ kN} > 140 \text{ kN}$$

截面满足要求。

(3) 验算是否可构造配箍:

$$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{1500}{460} = 3.26 > 3.0, \text{ 取 } \lambda = 3.0$$

$$\frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 = \frac{1.75}{3 + 1.0} \times 1.43 \times 250 \times 460 = 71.95 \text{ kN} < 140 \text{ kN}$$

应按计算配箍

(4) 计算箍筋数量:

选用双肢箍 $\Phi 8$, 查表得 $A_{sv} = 101 \text{ mm}^2$

$$s \leq \frac{f_{yv} A_{sv} h_0}{V - \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0} = \frac{210 \times 101 \times 460}{(140 - 71.95) \times 10^3} = 143.3 \text{ mm}$$

取 $s=140\text{mm}$, 符合要求。

〈3〉

(1) 已知条件:

$$a_s = 40 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 500 - 40 = 460 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3 得:

$$\beta_c = 1.0, \quad f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, \quad f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$$

(2) 复合截面尺寸:

$$h_w = h_0 = 460 \text{ mm}, \quad \frac{h_w}{b} = \frac{460}{300} = 1.53 < 4 \quad \text{属一般梁。}$$

$$0.25 \beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 11.9 \times 300 \times 460 = 410.6 \text{ kN} > 140 \text{ kN}$$

截面满足要求。

(3) 验算是否可构造配箍:

$$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{1500}{460} = 3.26 > 3.0, \quad \text{取 } \lambda = 3.0$$

$$\frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 = \frac{1.75}{3 + 1.0} \times 1.27 \times 300 \times 460 = 76.68 \text{ kN} < 140 \text{ kN}$$

应按计算配箍

(4) 计算箍筋数量:

选用双肢箍 $\Phi 8$, 查表得 $A_{sv} = 101 \text{ mm}^2$

$$s \leq \frac{f_{yv} A_{sv} h_0}{V - \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0} = \frac{210 \times 101 \times 460}{(140 - 76.68) \times 10^3} = 154.1 \text{ mm}$$

取 $s=150\text{mm}$, 符合要求。

〈4〉

(1) 已知条件:

$$a_s = 40 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$$

查附表 1—2、2—3 得:

$$\beta_c = 1.0, f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2, f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2, f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$$

(2) 复合截面尺寸:

$$h_w = h_0 = 560 \text{ mm} \quad \frac{h_w}{b} = \frac{560}{250} = 2.24 < 4 \quad \text{属一般梁。}$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 11.9 \times 250 \times 560 = 416.5 \text{ kN} > 140 \text{ kN}$$

截面满足要求。

(3) 验算是否可构造配箍:

$$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{1500}{560} = 2.68 < 3.0$$

$$\frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 = \frac{1.75}{2.68 + 1.0} \times 1.27 \times 250 \times 560 = 84.55 \text{ kN} < 140 \text{ kN}$$

应按计算配箍

(4) 计算箍筋数量:

选用双肢箍 $\Phi 8$, 查表得 $A_{sv} = 101 \text{ mm}^2$

$$s \leq \frac{f_{yv} A_{sv} h_0}{V - \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0} = \frac{210 \times 101 \times 560}{(140 - 84.55) \times 10^3} = 214.2 \text{ mm}$$

取 $s = 210 \text{ mm}$, 符合要求。

<5> 分析:

增加截面尺寸和提高混凝土等级都可以提高斜截面的承载能力, 其中增加截面高度的效果最明显。

5—6 已知某钢筋混凝土矩形截面简支梁, 计算跨度 $l_0 = 6000 \text{ mm}$, 净跨 $l_n = 5760 \text{ mm}$, 截面尺寸 $b \times h = 250 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$, 采用 C30 混凝土, HRB335 钢筋纵向钢筋和 HPB235 钢筋箍筋。若已知梁的纵向受力钢筋为 $4\Phi 22$, 试求: 当采用 $\Phi 8@200$ 双肢箍和 $\Phi 10@200$ 双肢箍时, 梁所能承受的荷载设计值 $g+q$ 分别为多少?

『解』

<一>已知条件:

$$a_s=35\text{mm}, \quad h_0=h-a_s=550-40=510\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3 及表 4—2、4—4 得:

$$\beta_c=1.0, \quad f_c=14.3\text{N/mm}^2, \quad f_t=1.43\text{N/mm}^2, \quad f_{yv}=210\text{N/mm}^2,$$

$$\alpha_1=1.0, \quad f_y=300\text{N/mm}^2, \quad \xi_b=0.550$$

<二>先计算 4Φ22 能承载的 g+q:

$$A_s=1520\text{mm}^2$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 b h_0 f_c} = \frac{1520 \times 300}{1.0 \times 250 \times 510 \times 14.3} = 0.250 > \xi_b = 0.550$$

$$\alpha_s = \xi (1 - 0.5 \xi) = 0.2190$$

$$M_u = \alpha_s b h_0^2 \alpha_1 f_c = 0.2190 \times 250 \times 510^2 \times 1.0 \times 14.3 = 203.6\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M = \frac{1}{8} (g+q) l_0^2$$

$$g+q = \frac{8M}{l_0^2} = \frac{8 \times 203.6}{6^2} = 45.3\text{ kN/m}$$

<三>当用 Φ8@200, $A_{sv}=101\text{mm}^2$

$$V = V_{cs} = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 = 0.7 \times 1.43 \times 250 \times 510 + 1.25 \times 210 \times \frac{101}{200} \times 510 = 195.24\text{ kN}$$

$$V = \frac{1}{2} (g+q) l$$

$$g+q = \frac{2V}{l} = \frac{2 \times 195.24}{6} = 65.08\text{ kN/m} > 45.3\text{ kN/m}$$

故所能承载的 g+q 应取小值 45.3 kN/m, 不然正截面会先破坏。

<四>当用 Φ10@200, $A_{sv}=157\text{mm}^2$

$$V = V_{cs} = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 = 0.7 \times 1.43 \times 250 \times 510 + 1.25 \times 210 \times \frac{157}{200} \times 510 = 232.72\text{ kN}$$

$$V = \frac{1}{2} (g+q) l$$

$$g+q = \frac{2V}{l} = \frac{2 \times 232.72}{6} = 77.57\text{ kN/m} > 45.3\text{ kN/m}$$

故所能承载的 g+q 应取小值 45.3 kN/m, 不然正截面会先破坏。

5—7 某钢筋混凝土矩形截面简支梁, 截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 600\text{mm}$, 采用 C25 混凝土, 纵向受力钢筋为 HRB335 钢筋, 箍筋为 HPB235 钢筋。该梁仅承受集中荷载作用, 若集中荷载至支座距离 $a = 1130\text{mm}$, 在支座边产生的剪力设计值 $V = 176\text{kN}$, 并已配置 $\Phi 8@200$ 双肢箍及按正截面受弯承载力计算配置了足够的纵向受力钢筋。试求: (1) 仅配置估计箍筋是否满足抗剪要求? (2) 若不满足时, 要求利用一部分纵向钢筋弯起, 试求弯起钢筋面积及所需弯起钢筋排数 (计算时取 $a_s = 35\text{mm}$, 梁之中不另考虑)。

『解』

已知条件:

$$a_s = 35\text{mm}, \quad h_0 = h - a_s = 600 - 35 = 565\text{mm}$$

查附表 1—2、2—3 及表 4—2、4—4 得:

$$\beta_c = 1.0, \quad f_c = 11.9\text{N/mm}^2, \quad f_t = 1.27\text{N/mm}^2, \quad f_{yv} = 210\text{N/mm}^2,$$

$$\alpha_1 = 1.0, \quad f_y = 300\text{N/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{1130}{560} = 2.02 < 3.0$$

<一>仅配箍筋:

$$V_{cs} = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_{tb} h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 = \frac{1.75}{2.02 + 1} \times 1.27 \times 200 \times 565 + 210 \times \frac{101}{200} \times 565$$

$$= 143.08\text{ kN} < 176\text{ kN}$$

所以仅配箍筋不安全。

<二>求弯起钢筋:

$$V = V_{cs} + V_{sb}$$

$$\text{则 } V_{sb} = V - V_{cs} = 176 - 143.08 = 32.92\text{ kN}$$

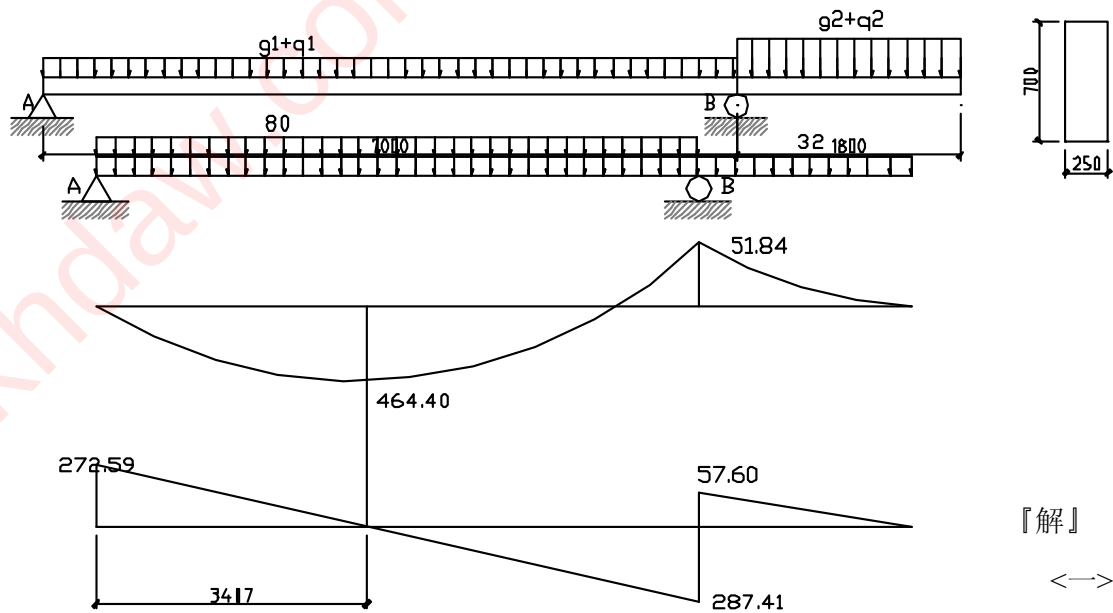
$$V_{sb} = 0.8 f_y A_{sb} b \sin 45^\circ$$

$$\text{则 } A_{sb} = \frac{V_{sb}}{0.8 f_y \sin 45^\circ} = \frac{32.92}{0.8 \times 300 \times 0.707} = 194\text{ mm}^2$$

$$\text{选取 } 2\Phi 12 \text{ 弯起, } A_{sb} = 226\text{ mm}^2$$

5—8 图 5—53 说是钢筋混凝土伸臂梁, 计算跨度 $l_1 = 7000\text{mm}$, $l_2 = 1800\text{mm}$, 支座宽度均为 370mm ; 承受均布恒荷载设计值 $g_1 = g_2 = 32\text{kN/m}$, 均布活荷载 $q_1 = 48\text{kN/m}$, $q_2 = 118\text{kN/m}$;

采用 C25 混凝土，纵向受力钢筋为 HRB335 钢筋，箍筋为 HPB235 钢筋。试求梁的配筋、绘制材料图、确定纵筋的弯起和截断位置、绘梁的配筋纵断面和横断面以及单根钢筋图。



『解』

<一>设计

条件:

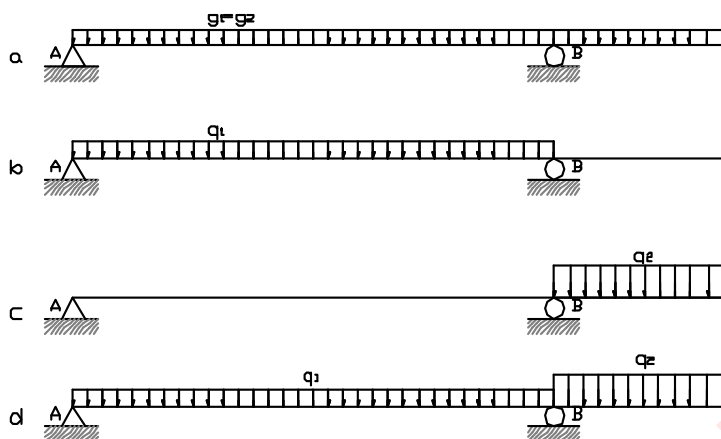
查附

表 1—2、2—3 及表 4—2、4—4 得:

$$\beta_c=1.0, f_c=11.9\text{N/mm}^2, f_t=1.27\text{N/mm}^2, f_{yv}=210\text{N/mm}^2,$$

$$\alpha_1=1.0, f_y=300\text{N/mm}^2, \xi_b=0.550$$

<二>梁的内力图及内力包络图:



荷载可能有 (a+b) 组合、(a+c) 组合、(a+d) 组合三种组合情况。

1、(a+b) 组合:

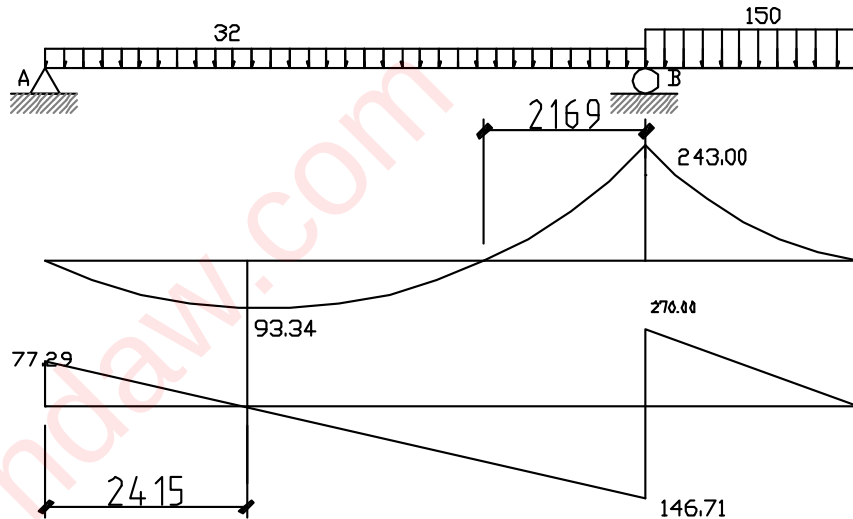
$$\sum M_B = 0 \quad R_A \times 7 - 80 \times 7 \times 3.5 + 32 \times 1.8 \times 0.9 = 0 \quad \Rightarrow R_A = 272.59 \text{ kN}$$

$$\sum Y = 0 \quad R_B = 80 \times 7 + 32 \times 1.8 - 272.59 = 345.01 \text{ kN}$$

$$\frac{272.59}{x} = \frac{287.41}{7-x} \quad \Rightarrow x = 3.407 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 3.407 - 80 \times \frac{1}{2} \times 3.407^2 = 464.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2、(a+c) 组合：



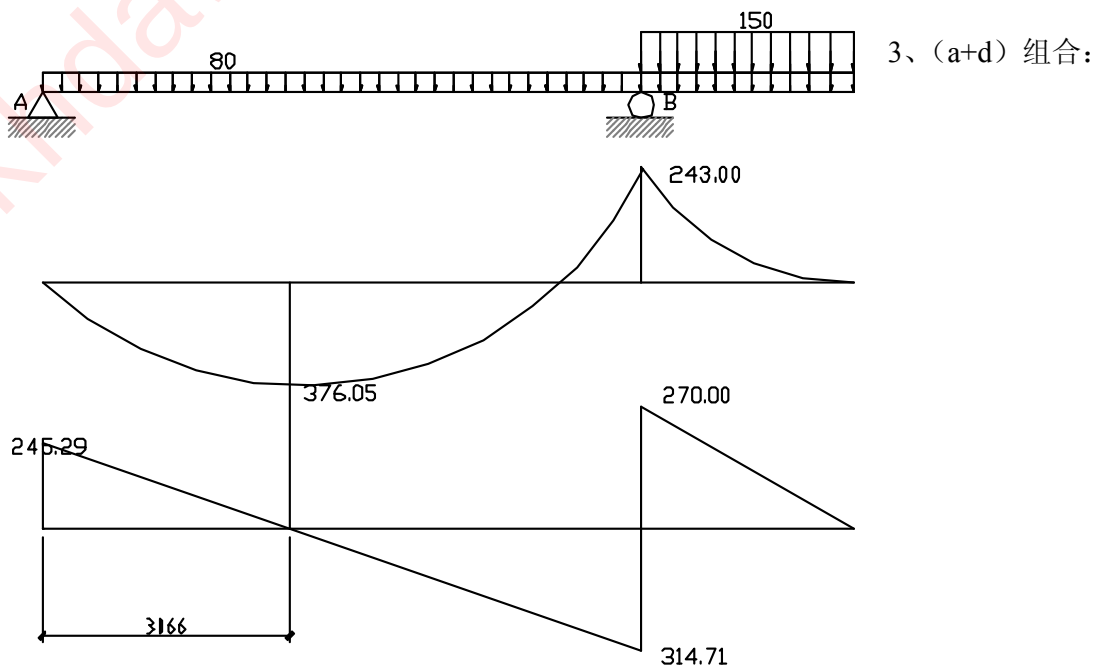
$$\sum M_B = 0 \quad R_A \times 7 - 32 \times 7 \times 3.5 + 150 \times 1.8 \times 0.9 = 0 \quad \Rightarrow R_A = 77.29 \text{ kN}$$

$$\sum Y = 0 \quad R_B = 32 \times 7 + 150 \times 1.8 - 77.29 = 416.71 \text{ kN}$$

$$\frac{77.29}{x} = \frac{146.71}{7-x} \Rightarrow x=2.415\text{m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 2.415 - 32 \times \frac{1}{2} \times 2.415^2 = 93.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M=0 \Rightarrow 77.29 \times (7-y) - 32 \times \frac{1}{2} \times (7-y)^2 = 0 \Rightarrow y=2.169\text{m}$$

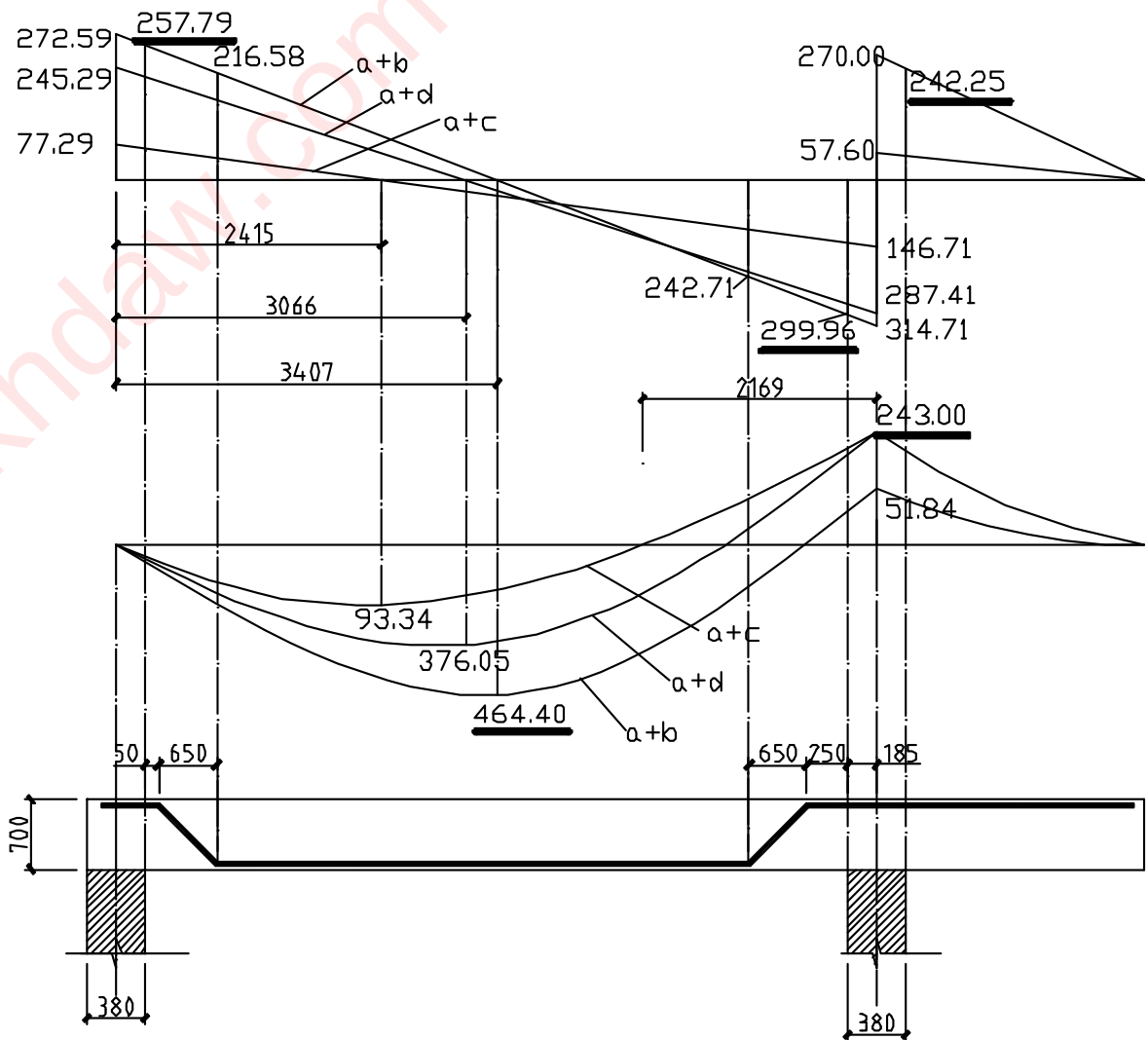


$$\sum M_B = 0 \quad R_A \times 7 - 80 \times 7 \times 3.5 + 150 \times 1.8 \times 0.9 = 0 \Rightarrow R_A = 245.29 \text{ kN}$$

$$\sum Y = 0 \quad R_B = 80 \times 7 + 150 \times 1.8 - 245.29 = 584.71 \text{ kN}$$

$$\frac{245.29}{x} = \frac{314.71}{7-x} \Rightarrow x=3.066\text{m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 3.066 - 80 \times \frac{1}{2} \times 3.066^2 = 376.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



<三> 配筋计算:

1、截面尺寸验算:

B 支座边沿的剪力最大 $V_{\max}=299.91\text{kN}$

取 $a_s=60\text{mm}$, 则 $h_0=h_w=700-60=640\text{mm}$

$$\frac{h_w}{b} = \frac{640}{250} = 2.56 < 4 \quad \text{属一般梁。}$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 11.9 \times 250 \times 640 = 476\text{kN} > V_{\max} = 299.91\text{kN}$$

故截面尺寸满足要求。

2、纵筋配筋 (单筋):

(1) 跨中截面: ($M_{\max}=464.40\text{kN}\cdot\text{m}$)

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 464.40 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 250 \times 640^2}} = 0.512 < \xi_b = 0.550$$

$$A_s = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.512 \times 250 \times 640 \times \frac{1.0 \times 11.9}{300} = 3249\text{mm}^2 > \rho_{\min} b h = 350\text{mm}^2$$

选用 $4\Phi 28 + 2\Phi 25$ ($A_s=2463+982=3445\text{mm}^2$), 其中 $2\Phi 25$ 弯起。

(2) 支座截面: ($M_{\max}=243.00\text{kN}\cdot\text{m}$)

取 $a_s=40\text{mm}$, 则 $h_0=h_w=700-40=660\text{mm}$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 243.00 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 250 \times 660^2}} = 0.209 < \xi_b = 0.550$$

$$A_s = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.209 \times 250 \times 660 \times \frac{1.0 \times 11.9}{300} = 1368\text{mm}^2 > \rho_{\min} b h = 350\text{mm}^2$$

选用 $2\Phi 16 + 2\Phi 25$ ($A_s=402+982=1384\text{mm}^2$), 其中 $2\Phi 25$ 弯起。

3、箍筋配筋:

(1) 验算是否可构造配箍:

$$0.7f_tbh_0=0.7\times1.27\times250\times640=142.24\text{ kN}<V$$

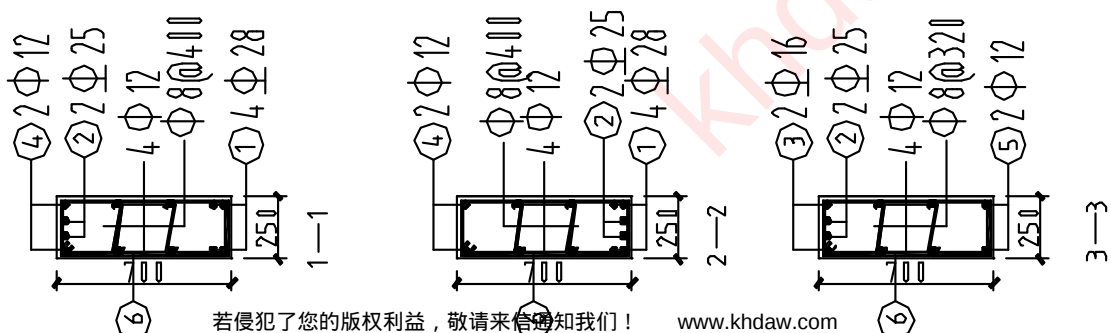
应按计算配箍

(2) 配筋计算：(箍筋和弯起筋共同抗剪)

计算过程见下表：

截面位置	A 支座	B 支座左	B 支座右
剪力设计值 (kN)	257.79 kN	299.91 kN	242.25 kN
$V_c=0.7f_tbh_0$	142.24 kN		142.24 kN
选筋	$\Phi 8@150$		$\Phi 8@150$
$V_{cs}=V_c-1.25f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0$	248.29 kN		255.36 kN
$V-V_{cs}$	9.8 kN	51.62 kN	不用配弯起钢筋
$A_{sb}=\frac{V-V_{cs}}{0.8f_y\sin\alpha}$	57.76 mm^2	304.23 mm^2	
弯起钢筋选择	$2\Phi 25\left(A_{sb}=982\text{ mm}^2\right)$	$2\Phi 25\left(A_{sb}=982\text{ mm}^2\right)$	
弯起点距支座边沿的距离	50+650=700mm	250+650=900mm	
弯起上点处剪力 V_2	216.58 kN	242.71 kN	
是否需要第二排弯起	$V_2<V_{cs}$ (不需要弯起第二排)		

〈四〉画配筋图：



1-1 已知一钢筋混凝土矩形截面纯扭构件，截面尺寸 $b \times h = 150\text{mm} \times 300\text{mm}$ ，作用于构件上的扭矩设计值 $T = 3.60\text{KN.m}$ ，采用 C30 混凝土，采用 HPB235 级钢筋。试计算其配筋量。

『解』

查表得： $f_t = 1.43\text{N/mm}^2$, $f_{yv} = 210\text{N/mm}^2$ $f_y = 210\text{N/mm}^2$

取 $\alpha_s = 35\text{mm}$ $C = 25\text{mm}$

$$\therefore w_t = \frac{b^2}{6}(3h - b) = \frac{150^2}{6} \times (3 \times 300 - 150) = 2.8125 \times 10^6 \text{mm}^3$$

$$A_{cor} = b_{cor} \cdot h_{cor} = (150 - 50) \times (300 - 50) = 2.5 \times 10^4 \text{mm}^2$$

$$u_{cor} = 2(b_{cor} + h_{cor}) = 2 \times (100 + 250) = 700\text{mm}$$

取 $\zeta = 1.2$ 由公式得：

$$T \leq 0.35 f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} \frac{f_{yv} A_{stl}}{s} A_{cor}$$

$$\Rightarrow 3.6 \times 10^6 \leq 0.35 \times 1.43 \times 2.8125 \times 10^6 + 1.2 \sqrt{1.2} \times \frac{210 \times 2.5 \times 10^4}{s} A_{stl}$$

$$\Rightarrow \frac{A_{stl}}{s} \geq \frac{3.6 \times 10^6 - 0.35 \times 1.43 \times 2.8125 \times 10^6}{1.2 \sqrt{1.2} \times 2.0 \times 2.5 \times 10^4} = 0.3178$$

取单肢 $\phi 8$ 即 $A_{stl} = 50.3$

$$s \leq \frac{50.3}{0.3178} = 158 \text{ mm}$$

即 取 $s = 150 \text{ mm}$

$$\frac{f_y A_{stl} s}{f_{yv} A_{stl} \mu_{cor}}$$

$$\Rightarrow A_{stl} = \frac{\zeta \cdot f_{yv} A_{stl} \mu_{cor}}{f_y s} = \frac{1.2 \times 210 \times 50.3 \times 700}{210 \times 150} = 282 \text{ mm}^2$$

由纵箍比可知:

查附表 11 取 $4\phi 10$ 即 $A_{stl} = 314 \text{ mm}^2$

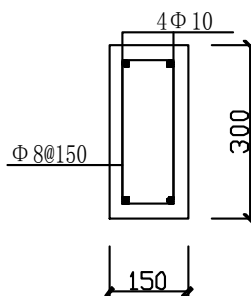
结构在剪扭作用下, 结构受剪及受扭箍筋最小配筋率为:

$$\rho_{sv, \min} = \frac{A_{sv, \min}}{b_{cor} s}$$

$$\Rightarrow 0.28 \times \frac{1.43}{210} = 0.19\% < \frac{50.3}{100 \times 150} = 0.34\%$$

故满足最小配筋率。

配筋图如下:



1-2 已知一均布荷载作用下钢筋混凝土矩截面弯、剪、扭构件, 截面尺寸为 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ 。构件所承受的弯矩设计值 $M = 50 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 剪力设计值 $V = 52 \text{ kN}$, 扭矩设计值 $T = 4 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。全部采用 HPB235 级钢筋, 采用 C20 混凝土。试计算其配筋。

『解』

(1) 受弯纵筋计算 设钢筋按一排布置, 取 $h_0 = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$

查表得: $f_t = 1.1 \text{ N/mm}^2$ $f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2$ $f_y = 210 \text{ N/mm}^2$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{50 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 200 \times 365^2} = 0.1955$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.2196$$

$$\therefore A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 9.6 \times 0.2196 \times 200 \times 365}{210} = 733 \text{ mm}^2$$

(2) 受剪及受扭钢筋计算

截面限制条件验算: $h_0 = h_w = 365 \text{ mm}$, $h_w / b = 365 / 200 = 1.825 < 4$

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} = \frac{52 \times 10^3}{200 \times 365} + \frac{4 \times 10^6}{0.8 \times 6.7 \times 10^6} = 1.459 \text{ N/mm}^2$$

$$< 0.25 \beta_c f_c = 0.25 \times 1.0 \times 9.6 = 2.4 \text{ N/mm}^2$$

故截面尺寸满足要求,

$$\therefore \frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} = 1.459 \text{ N/mm}^2 > 0.7 \times 1.1 \text{ N/mm}^2 = 0.25 \times 1.0 \times 9.6 = 0.77 \text{ N/mm}^2$$

又

故需按计算配置受扭钢筋

受剪钢筋计算

由公式 6-23 可得:

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V W_t}{T b h_0}} = \frac{1.5}{1 + 0.5 \times \frac{52 \times 10^3 \times 6.7 \times 10^6}{4 \times 10^6 \times 200 \times 365}} = 0.9395$$

$$A_{cor} = (200 - 50) \times (400 - 50) = 52500 \text{ mm}^2$$

受剪箍筋 由公式 6-24 可得:

$$\frac{A_{svl}}{s_v} = \frac{52 \times 10^3 - 0.7 \times (1.5 - 0.9395) \times 200 \times 365 \times 1.1}{1.25 \times 210 \times 365} = 0.2139$$

受扭箍筋 取 $\zeta = 1.3$, 由公式 6-27 可得:

$$\frac{A_{stl}}{s_t} = \frac{4 \times 10^6 - 0.35 \times 6.7 \times 10^6 \times 0.9395 \times 1.1}{1.2 \times \sqrt{1.3} \times 210 \times 5.25 \times 10^4} = 0.1045$$

故得腹板单肢箍筋的需要量为

$$\frac{A_{stl}}{s} = 0.1045 + \frac{0.2139}{2} = 0.211$$

取箍筋直径为 $\phi 8$ ($A_{svl} = 50.3 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{A_{svl}}{0.211} = \frac{50.3}{0.211} = 238 \text{ mm} \quad \text{取 } s=220\text{mm}$$

受扭纵筋:

$$A_{stl} = 1.3 \times 50.3 \times 210 \times 1000 / 210 \times 220 = 297 \text{ mm}^2$$

故得腹板纵筋:

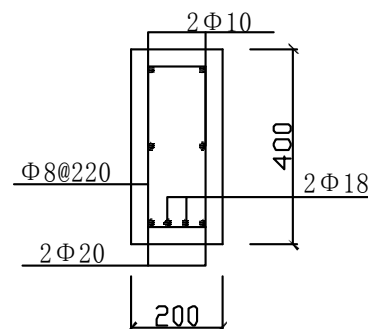
弯曲受压区纵筋总面积为

$$A'_s = 297 / 2 = 149 \text{ mm}^2 \quad \text{选用 } 2\phi 10 (A'_s = 157 \text{ mm}^2)$$

弯曲受拉纵筋总面积为

$$A_s = 733 + 297 / 2 = 882 \text{ mm}^2 \quad \text{选用 } 2\phi 20 + 2\phi 18 (A_s = 883 \text{ mm}^2)$$

配筋图如下:



- 1-1 已知矩形截面柱 $b=300\text{mm}$, $h=400\text{mm}$ 。计算长度 L_0 为 3m , 作用轴向力设计值 $N=300\text{KN}$, 弯矩设计值 $M=150\text{KN}\cdot\text{m}$, 混凝土强度等级为 C20, 钢筋采用 HRB335 级钢筋。设计纵向钢筋 A_s 及 A'_s 的数量。

『解』

$$\text{查表得: } f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2 \quad f'_y = 300 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{取 } \alpha_s = 40 \text{ mm} \quad h_0 = h - a_s = 360 \text{ mm}$$

$$\therefore e_0 = M / N = 0.5 \text{ m} \quad e_a = 20 \text{ mm} \quad \therefore e_i = e_a + e_0 = 520 \text{ mm}$$

$$\therefore l_0 / h = 7.5 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\xi_1 = 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 9.6 \times 300 \times 400 / 300 \times 10^3 = 1.92 > 1 \quad \text{取 } \xi_1 = 1$$

$$\text{取 } \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} (l_0 / h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 520 / 360} (7.5)^2 \times 1 = 1.03$$

$$\therefore \eta e_i = 1.03 \times 520 = 535.6 > 0.3 h_0 = 0.3 \times 360 \quad \text{属于大偏心受压}$$

$$e = \eta e_i + h_0 / 2 - a_s = 535.6 + 180 - 40 = 675.6 \text{ mm}$$

$$\text{取 } x = \xi_b h_0$$

$$\text{由 } Ne = \alpha_1 f_c b x (h_0 - x / 2) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad \text{得}$$

$$A_s = Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b) / f'_y (h_0 - a'_s) = 560.9 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A'_{s\min} = 0.02bh = 0.02 \times 300 \times 400 = 240 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A'_s > A'_{s\min} \quad \text{选用 } 4 \Phi 14 \quad A'_s = 615 \text{ mm}^2$$

$$\text{由 } Ne = a_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \text{ 得}$$

$$\alpha_s = Ne - f'_y A'_s (h_0 - a'_s) / a_1 f_c b h_0^2 = 0.385$$

$$\therefore \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - 0.48 = 0.52$$

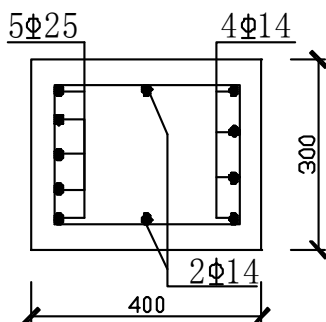
$$\xi h_0 = 0.52 \times 360 = 187.2 > 2a'_s = 80 \text{ mm}$$

$$\text{由 } N = a_1 f_c b h_0 \xi + f'_y A'_s - f_y A_s \text{ 得}$$

$$A_s = a_1 f_c b h_0 \xi + f'_y A'_s / f_y = \frac{9.6 \times 300 \times 360 \times 0.5 + 300 \times 615}{300} = 2343 \text{ mm}^2$$

$$\text{选用 } 5 \Phi 25 \quad A_s = 2454 \text{ mm}^2$$

截面配筋图如下:



1-2 已知条件与题 7-1 相同, 但受压钢筋已配有 $4 \Phi 16$ 的 HRB335 级的纵向钢筋。设计 A_s 数量。

『解』

$$\text{查表得: } f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2 \quad f'_y = 300 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{取 } \alpha_s = \alpha'_s = 40 \text{ mm} \quad h_0 = h - a_s = 360 \text{ mm}$$

$$\therefore e_0 = M / N = 0.5 \text{ m} \quad e_a = 20 \text{ mm} \quad \therefore e_i = e_a + e_0 = 520 \text{ mm}$$

$$\therefore l_0 / h = 7.5 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\xi_1 = 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 9.6 \times 300 \times 400 / 300 \times 10^3 = 1.92 > 1 \quad \text{取 } \xi_1 = 1$$

$$\text{取 } \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} (l_0 / h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 520 / 360} (7.5)^2 \times 1 = 1.03$$

$$\therefore \eta e_i = 1.03 \times 520 = 535.6 > 0.3 h_0 = 0.3 \times 360 \quad \text{属于大偏心受拉}$$

$$e = \eta e_i + h_0 / 2 - a_s = 535.6 + 180 - 40 = 675.6 \text{ mm}$$

$$\therefore M' = f_y' A_s' (h_0 - a_s') = 77.184 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_1 = Ne - M' = 131.184 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\text{取 } x = \xi_b h_0$$

$$\text{由 } Ne = a_1 f_c b x (h_0 - x/2) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad \text{得}$$

$$A_s = Ne - a_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b) / f_y' (h_0 - a_s') = 560.9 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{s \min}' = 0.02 b h = 0.02 \times 300 \times 400 = 240 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s' > A_{s \min}' \quad \text{选用 } 4 \Phi 14 \quad A_s' = 615 \text{ mm}^2$$

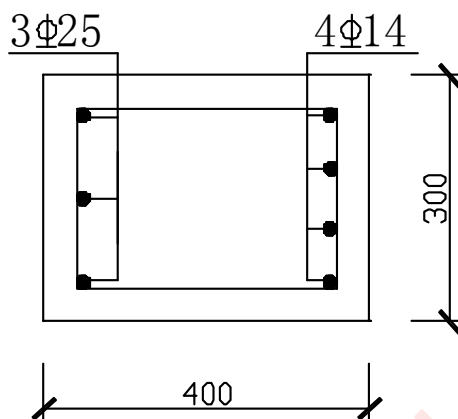
$$\text{由 } Ne = a_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5 \xi) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad \text{得}$$

$$\alpha_s = M_1 / a_1 f_c b h_0^2 = \frac{131.184 \times 10^6}{9.6 \times 300 \times 360^2} = 0.351$$

$$\therefore \gamma_s = 0.7729 \quad A_{s1} = M_1 / f_y \gamma_s h_0 = 1572 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = A_{s1} + \frac{f_y' A_s'}{f_y} = 1572 + \frac{300 \times 804 - 300 \times 10^3}{300} = 1376 \text{ mm}^2$$

$$\text{选用 } 3 \Phi 25 \quad A_s = 1473 \text{ mm}^2 \quad \text{截面配筋图如下:}$$



3-3 已知条件同题 7-1 相同，但受压钢筋已配有 $4 \Phi 16$ 的 HRB335 级钢筋的纵向钢筋。设计 A_s 数量。

已知矩形截面柱 $b=600\text{mm}$, $h=400\text{mm}$ 。计算长度混凝土强度等级为 C30，纵筋采用 HRB400 级钢筋。柱上作用轴向力设计值 $N=2600\text{KN}$ ，弯矩设计值 $M=78\text{KN.m}$ ，混凝土

土强度等级为 C30, 钢筋采用 HRB400 级钢筋。设计纵向钢筋 A_s 及 A_s' 的数量, 并验算垂直弯矩作用平面的抗压承载力。

『解』

$$\text{查表得: } f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2 \quad f_y' = 300 \text{ N/mm}^2 \quad f_y = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{取 } \alpha_s = \alpha_s' = 40 \text{ mm} \quad h_0 = h - \alpha_s = 560 \text{ mm}$$

$$\therefore e_0 = M / N = 30 \text{ mm} \quad e_a = 20 \text{ mm} \quad \therefore e_i = e_a + e_0 = 50 \text{ mm}$$

$$\therefore l_0 / h = 10 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\xi_1 = 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 14.3 \times 300 \times 600 / 260 \times 10^3 = 4.95 > 1 \quad \text{取 } \xi_1 = 1$$

$$\text{取 } \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} (l_0 / h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 50 / 560} (10)^2 \times 1 = 1.8$$

$$\therefore \eta e_i = 1.8 \times 50 = 90 < 0.3 h_0 = 0.3 \times 560 = 168 \text{ mm} \quad \text{属于小偏心受压}$$

对 A_s' 合力中心取矩

$$e' = h / 2 - a_s' - (e_0 - e_a) = 300 - 40 - 10 = 250 \text{ mm}$$

$$\therefore A_s = N e' - a_1 f_c b h (h_0 - h / 2) / f_y' (h_0 - a_s') = 2600 \times 10^3 - 14.3 \times 300 \times 600 \times (560 - 300) / 360 \times 5$$

$$\Rightarrow A_s < 0 \quad \text{取 } A_s = 0.02 b h = 0.02 \times 300 \times 600 = 360 \text{ mm}^2$$

$$M_1 = N e - M' = 131.184 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\text{选用 } 2 \Phi_{16} \quad A_s = 402 \text{ mm}^2$$

由

$$\xi = \left[\frac{d_s'}{h_0} + f_y A_s (1 - a_s / h_0) / a_1 f_c b h_0 (\xi_b - \beta_1) \right] + \sqrt{\left[\frac{d_s'}{h_0} + f_y A_s (1 - a_s / h_0) / a_1 f_c b h_0 (\xi_b - \beta_1) \right]^2 + 2 \left[\frac{M}{a_1 f_c b h_0} \right]}$$

$$\Rightarrow \xi = 0.75 < 2 \beta_1 - \xi_b = 1.6 - 0.518 = 1.082$$

$$e = \eta e_i + h_0 / 2 - a_s' = 1.8 \times 50 + 280 - 40 = 330 \text{ mm}$$

$$\text{由 } N e = a_1 f_c b^2 \xi (1 - \xi / 2) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \text{ 得}$$

$$A_s' = N e - a_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5 \xi) / f_y' (h_0 - a_s') = 1214.6 \text{ mm}^2 > 0.02 b h$$

$$\text{选用 } 4 \Phi_{20} \quad A_s = 1256 \text{ mm}^2$$

抗压承载力验算:

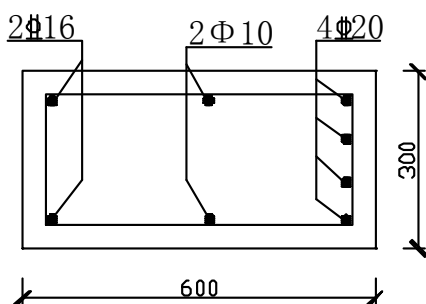
$$l_0/h=10 \quad \text{查表 3-1 得} \quad \varphi=0.98$$

$$\rho' = A_s' / b h_0 = 1256 / 300 \times 560 = 0.75\% < 3\%$$

$$\therefore N_u = 0.9\varphi(f_c A + f_y' A_s') = 0.9 \times 0.98 \times (14.3 \times 300 \times 600 + 360 \times 1256) = 2.67 \times 10^3 \text{ kN} > 260 \text{ kN}$$

所以平面外承载力满足要求。

截面配筋图如下:



4-4 已知矩形截面柱 $b=600\text{mm}$, $h=300\text{mm}$ 。计算长度 $L_0=4\text{m}$, 受压区已配有 $2\Phi 16$ 的钢筋, 柱上作用轴向力设计值 $N=780\text{kN}$, 弯矩设计值 $M=390\text{kN}\cdot\text{m}$, 混凝土强度等级为 C30, 钢筋采用 HRB400 级钢筋。设计配筋数量。

『解』

$$\text{查表得: } f_c=14.3\text{N/mm}^2 \quad f_y'=360\text{N/mm}^2 \quad f_y=360\text{N/mm}^2$$

$$\text{取 } \alpha_s = \alpha_s' = 40\text{mm} \quad h_0 = h - \alpha_s = 260\text{mm}$$

$$\therefore e_0 = M / N = 500\text{mm} \quad e_a = 20\text{mm} \quad \therefore e_i = e_a + e_0 = 520\text{mm}$$

$$\therefore 15 > l_0/h = 6.67 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\xi_1 = 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 14.3 \times 300 \times 600 / 780 \times 10^3 = 1.65 > 1 \quad \text{取 } \xi_1 = 1$$

$$\text{取 } \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} (l_0/h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 520 / 260} (6.67)^2 \times 1 = 1.036$$

$$\therefore \eta e_i = 1.036 \times 520 = 538.72 > 0.3 h_0 = 0.3 \times 260 = 78\text{mm} \quad \text{属于大偏心受压}$$

$$e = \eta e_i + h/2 - \alpha_s' = 538.72 + 150 - 40 = 648.72\text{mm}$$

$$\therefore M' = f_y' A_s' (h_0 - \alpha_s') = 360 \times 402 \times 220 = 31.7544 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

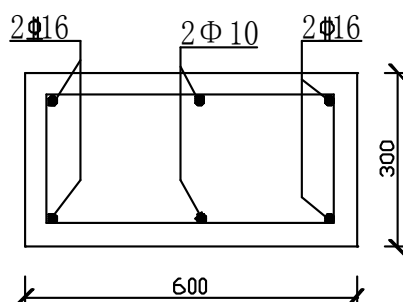
$$M_1 = N e - M' = 780 \times 10^3 \times 648.72 - 31.7544 \times 10^6 = 204.9472 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\alpha_s = M_1 / a_1 f_c b h_0^2 = \frac{344.9472 \times 10^6}{14.3 \times 300 \times 560^2} = 0.256 < \alpha_{s, \max} = 0.3838$$

$$\therefore \gamma_s = 0.8493 \quad A_{s1} = M_1 / f_y \gamma_s h_0 = 2015 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = A_{s1} + \frac{f_y' A_s'}{f_y} = 2015 + \frac{360 \times 402 - 780 \times 10^3}{360} = 250 \text{ mm}^2 < \rho_{\min} b h = 360 \text{ mm}^2$$

选用 $2\Phi 16$ $A_s = 402 \text{ mm}^2$ 截面配筋图如下:



4-5 已知矩形截面柱 $b=600\text{mm}$, $h=400\text{mm}$ 。计算长度 $L_0=4.5\text{m}$, 受压区已配有 $2\Phi 25$ 的钢筋, 柱上作用轴向力设计值 $N=468\text{KN}$, 弯矩设计值 $M=234\text{KN}\cdot\text{m}$, 混凝土强度等级为 C30, 钢筋采用 HRB400 级钢筋。设计配筋数量。

『解』

$$\text{查表得: } f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2 \quad f_y' = 360 \text{ N/mm}^2 \quad f_y = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{取 } \alpha_s = \alpha_s' = 40 \text{ mm} \quad h_0 = h - a_s = 360 \text{ mm}$$

$$\therefore e_0 = M / N = 500 \text{ mm} \quad e_a = 20 \text{ mm} \quad \therefore e_i = e_a + e_0 = 520 \text{ mm}$$

$$\therefore 15 > l_0 / h = 7.5 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\xi_1 = 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 14.3 \times 400 \times 600 / 468 \times 10^3 = 3.67 > 1 \quad \text{取 } \xi_1 = 1$$

$$\text{取 } \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} (l_0 / h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 520 / 360} (7.5)^2 \times 1 = 1.043$$

$$\therefore \eta e_i = 1.043 \times 520 = 542.36 > 0.3 h_0 = 0.3 \times 360 = 108 \text{ mm} \quad \text{属于大偏心受压}$$

$$e = \eta e_i + h / 2 - a_s' = 542.36 + 200 - 40 = 702.36 \text{ mm}$$

$$\therefore M' = f_y' A_s' (h_0 - a_s') = 360 \times 1964 \times 320 = 367.6608 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_1 = N e - M' = 468 \times 10^3 \times 702.36 - 367.6608 \times 10^6 = 7.84368 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\alpha_s = M_1 / a_1 f_c b h_0^2 = \frac{7843680}{14.3 \times 400 \times 560^2} = 0.004 < \alpha_{s, \max} = 0.3838$$

$$\therefore \gamma_s = 0.998 \quad A_{s1} = M_1 / f_y \gamma_s h_0 = 7843680 / 360 \times 0.998 \times 560 = 39 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = A_{s1} + \frac{f_y A'_s}{f_y} = 2015 + \frac{360 \times 402 - 780 \times 10^3}{360} = 250 \text{ mm}^2 > \rho_{\min} b h^2$$

选用 3 Φ 18 $A_s = 763 \text{ mm}^2$ 截面配筋图如下

4-6 已知条件同题 7-1, 设计对称配筋的钢筋数量。

【解】

$$\text{查表得: } f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2 \quad f'_y = 300 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{取 } \alpha_s = \alpha'_s = 40 \text{ mm} \quad h_0 = h - a_s = 360 \text{ mm}$$

$$\therefore e_0 = M / N = 0.5 \text{ m} \quad e_a = 20 \text{ mm} \quad \therefore e_i = e_a + e_0 = 520 \text{ mm}$$

$$\therefore l_0 / h = 7.5 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\xi_1 = 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 9.6 \times 300 \times 400 / 300 \times 10^3 = 1.92 > 1 \quad \text{取 } \xi_1 = 1$$

$$\text{取 } \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} (l_0 / h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 520 / 360} (7.5)^2 \times 1 = 1.03$$

$$\therefore \eta e_i = 1.03 \times 520 = 535.6 > 0.3 h_0 = 0.3 \times 360 \quad \text{属于大偏心受压}$$

$$e = \eta e_i + h_0 / 2 - a_s = 535.6 + 180 - 40 = 675.6 \text{ mm}$$

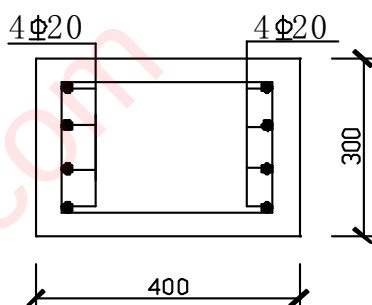
$$\text{由 } x = N / a_1 f_c b = 300 \times 10^3 / 9.6 \times 300 = 104.17 \text{ mm}$$

$$\therefore 2\alpha_s < x < \xi_b h_0 = 0.55 \times 360 = 180 \text{ mm}$$

$$\therefore A'_s = A_s = \frac{Ne - a_1 f_c b x (h_0 - x / 2)}{f'_y (h_0 - d'_s)} = \frac{300 \times 10^3 \times 675.6 - 9.6 \times 300 \times 104.17 \times (360 - 52.085)}{300 \times 320}$$

$$\Rightarrow A_s = A'_s = 1058.9 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 240 \text{ mm}^2$$

$$\text{选用 4 } \Phi 20 \quad A_s = A'_s = 1256 \text{ mm}^2$$



4-7 已知条件同题 7-3, 设计对称配筋的钢筋数量。

【解】

$$\text{查表得: } f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2 \quad f_y' = 300 \text{ N/mm}^2 \quad f_y = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{取 } \alpha_s = \alpha_s' = 40 \text{ mm} \quad h_0 = h - a_s = 260 \text{ mm}$$

$$e_0 = M / N = 30 \text{ mm} \quad e_a = 20 \text{ mm} \quad \therefore e_i = e_a + e_0 = 50 \text{ mm}$$

$$15 > l_0 / h = 10 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\xi_1 = 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 14.3 \times 300 \times 600 / 260 \times 10^3 = 4.95 > 1 \quad \text{取 } \xi_1 = 1$$

$$\text{取 } \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} (l_0 / h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 50 / 260} (10)^2 \times 1 = 1.8$$

$$\therefore \eta e_i = 1.8 \times 50 = 90 < 0.3 h_0 = 0.3 \times 260 = 78 \text{ mm} \quad \text{属于小偏心受压}$$

由

$$\xi = \frac{N - a_1 f_c b h_0 \xi_b}{\frac{N e - 0.43 a_1 f_c b h_0^2}{(\beta_1 - \xi_b)(h_0 - a_s')} + a_1 f_c b h_0} + \xi_b$$

$$\Rightarrow \xi = \frac{2600 \times 10^3 - 0.518 \times 14.3 \times 300 \times 260}{\frac{2600 \times 10^3 \times 330 - 0.43 \times 14.3 \times 300 \times 260^2}{(0.8 - 0.518) \times 520} + 14.3 \times 400 \times 260} + 0.518 = 1.183$$

$$A_s = A_s' = N e - a_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5 \xi) / f_y' (h_0 - a_s') = 1097.6 \text{ mm}^2 > 0.02 b h$$

$$\text{选用 } 4\Phi 20 \quad A_s = 1256 \text{ mm}^2$$

抗压承载力验算:

$$\rho' = A_s' / b h_0 = 1256 / 300 \times 260 = 0.75\% < 3\%$$

$$\therefore N_u = 0.9\phi(f_c A + f_y' A_s') = 0.9 \times 0.98 \times (14.3 \times 400 \times 600 + 360 \times 1256) = 2.67 \times 10^3 \text{ kN} > 260 \text{ kN}$$

所以平面外承载力满足要求。

4-8 已知矩形截面偏心受压构件, $b=300\text{mm}$, $h=500\text{mm}$, $a_s = a_s' = 35\text{mm}$, $l_0 = 4.0\text{m}$, 采用对称配筋 $A_s = A_s' = 804\text{mm}^2 (4\Phi 16)$, 混凝土强度等级为 C30, 纵筋采用 HRB400 级钢筋。设轴向力沿长边方向的偏心距 $e_0 = 120\text{mm}$, 求此柱的受压承载力设计值。

『解』

$$\text{查表得: } f_c = 14.3\text{N/mm}^2 \quad f_y' = 360\text{N/mm}^2$$

$$\text{取 } \alpha_s = \alpha_s' = 35\text{mm} \quad h_0 = h - a_s = 465\text{mm}$$

$$\text{取 } e_a = 20\text{mm} \quad \therefore e_i = e_a + e_0 = 120 + 20 = 140\text{mm} > 0.3h_0 = 139.5$$

按大偏心受压计算

$$15 > l_0 / h = 8 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\text{取 } \xi_1 = 1, \quad \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_i / h_0} (l_0 / h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 140 / 465} (8)^2 \times 1 = 1.152$$

$$e = \eta e_i + h_0 / 2 - a_s = 376.28\text{mm}$$

$$\text{由 } N = \alpha_1 f_c b x + f_y' A_s' - f_y A_s = 14.3 \times 300 x \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$Ne = \alpha_1 f_c b x (h_0 - x/2) + f_y' A_s' (h_0 - a_s')$$

$$\Rightarrow N \times 376.28 = 14.3 \times 300 \times (465 - x/2) + 360 \times 804 \times 430 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{由 (1) (2) 解得: } N = 1550.883\text{kN} \quad x = 315.22\text{mm}$$

所以此柱的受压承载力设计值为 1550.883kN

9-9 已知矩形截面偏心受压构件 $b \times h = 400\text{mm} \times 600\text{mm}$, $L_0 = 6.0\text{m}$, 截面配筋: $A_s' = 1256\text{mm}^2 (4\Phi 20)$, $A_s = 1964\text{mm}^2 (4\Phi 25)$ 。混凝土强度等级为 C30, 纵筋为 HRB400 级钢筋。 $a_s = a_s' = 40\text{mm}$, 轴向力沿长边方向偏心距 $e_0 = 100\text{mm}$ 。求该受压构件的受压承载力设计值 N 。

『解』

$$\text{查表得: } f_c = 14.3\text{N/mm}^2 \quad f_y' = 360\text{N/mm}^2$$

$$\text{取 } \alpha_s = \alpha_s' = 40\text{mm} \quad h_0 = h - a_s = 560\text{mm}$$

$$\text{取 } e_a = 20\text{mm} \quad \therefore e_i = e_a + e_0 = 100 + 20 = 120\text{mm} < 0.3h_0 = 168\text{mm}$$

按小偏心受压计算

$$15 > l_0 / h = 10 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\xi_1 = 0.2 + 2.7 e_i / h_0 = 0.779, \quad \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} (l_0 / h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 140 / 465} (10)^2 \times 1 \times 0.779 = 1.26$$

$$e = \eta e_i + h_0 / 2 - a_s = 411.2 \text{ mm}$$

$$\text{由 } N = a_1 f_c b x + f_y' A_s' - \sigma_s A_s \quad (1)$$

$$Ne = a_1 f_c b x (h_0 - x / 2) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (2)$$

$$\text{由 (1) (2) 解得: } x_1 = 112 \text{ mm (舍去)} \quad x_2 = 358.4 \text{ mm}$$

$$N = 2470.306 \text{ kN} < a_1 f_c b h = 14.3 \times 400 \times 600 = 3432 \text{ kN}$$

所以此柱的受压承载力设计值为 2470.306 kN

9-10 已知矩形截面偏心受压构件 $b \times h = 400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$, $L_0 = 6.0 \text{ m}$, 在截面上作用一偏心力 $N = 75 \text{ kN}$, 其偏心距分别为 $e_0 = 20 \text{ mm}, 40 \text{ mm}, 60 \text{ mm}, 80 \text{ mm}, 120 \text{ mm}, 150 \text{ mm}, 180 \text{ mm}, 200 \text{ mm}$ 。试分别求设计以上 8 种情况下截面的配筋数量。采用对称配筋 ($A_s = A_s'$), 混凝土强度等级为 C30, 纵筋采用 HRB400 级钢筋。并绘出用钢量随偏心距变化的关系图。

『解』

$$\text{查表得: } f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2 \quad f_y = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{取 } a_s = a_s' = 40 \text{ mm} \quad h_0 = h - a_s = 560 \text{ mm}$$

$$\text{取 } e_a = 20 \text{ mm} \quad \therefore e_i = e_a + e_0 = 20 + 20 = 40 \text{ mm}$$

同理可得 $e_0 = 40 \text{ mm}, 60 \text{ mm}, 80 \text{ mm}, 120 \text{ mm}, 150 \text{ mm}, 180 \text{ mm}, 200 \text{ mm}$ 时

$e_i = 60 \text{ mm}, 80 \text{ mm}, 100 \text{ mm}, 140 \text{ mm}, 170 \text{ mm}, 200 \text{ mm}, 220 \text{ mm}$ 并分别取为

$$e_1, e_2, e_3, e_4, e_5, e_6, e_7, e_8$$

$$15 > l_0 / h = 10 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\xi_1 = 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 14.3 \times 240000 / 75 \times 10^3 = 22.88 > 1, \quad \text{取 } \xi_1 = 1.0, \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} (l_0 / h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 40 / 465} (10)^2 \times 1 = 2$$

$$\text{同理可得: } \eta_2 = 1.667, \eta_3 = 1.5, \eta_4 = 1.4, \eta_5 = 1.286, \eta_6 = 1.236, \eta_7 = 1.2, \eta_8 = 1.182$$

$\eta_1 e_i = 2 \times 40 = 80 < 0.3bh_0 = 168\text{mm}$ 同理可求得前 4 组 $\eta e_i < 0.3bh_0$ 后 4 组的 $\eta e_i > 0.3bh_0$

同理可得:

$$e_2 = 360.02\text{mm}, e_3 = 380\text{mm}, e_4 = 400\text{mm}, e_5 = 440.04\text{mm}, e_6 = 470.12\text{mm}, e_7 = 500\text{mm}, e_8 = 520\text{mm}$$

由于是对称配筋计算 N_b

$$N_b = a_1 f_c b h_0 \xi_b = 14.3 \times 400 \times 0.518 \times 560 = 1659.2\text{kN} > N = 75\text{kN} \quad \text{属于大偏心受压.}$$

$$x = N / a_1 f_c b = 75 \times 10^3 / 14.3 \times 400 \times 1.0 = 13.11 < 2a_s = 80\text{mm} \quad \text{取 } x = 80\text{mm}$$

$$A_{s1} = A_{s1}' = \frac{Ne}{f_y(h_0 - a_s')} = \frac{75 \times 10^3 \times 280}{360 \times 520} = 73\text{mm}^2 < \rho_{\min} bh = 480\text{mm}^2$$

同 理 可 得 :

$$A_{s2} = A_{s2}' = 64\text{mm}^2 \quad A_{s3} = A_{s3}' = 57\text{mm}^2 \quad A_{s4} = A_{s4}' = 49\text{mm}^2 \quad A_{s5} = A_{s5}' = 33\text{mm}^2$$

$$A_{s6} = A_{s6}' = 11\text{mm}^2 \quad A_{s7} = A_{s7}' = 4\text{mm}^2 \quad A_{s8} = A_{s8}' = 1\text{mm}^2 \quad \text{都 小 于}$$

$$\rho_{\min} bh = 480\text{mm}^2$$

$$\text{选用 } 3\Phi_{16} \quad A_s' = A_s = 603\text{mm}^2$$

9-11 知工字形截面柱尺寸如图 7-36 所示, 计算长度 $L_0 = 6.0\text{m}$, 轴向力设计值 $N = 650\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 226.2\text{kN}\cdot\text{m}$, 混凝土强度等级为 C25, 钢筋采用 HRB335 级钢筋。设计对称配筋的数量。

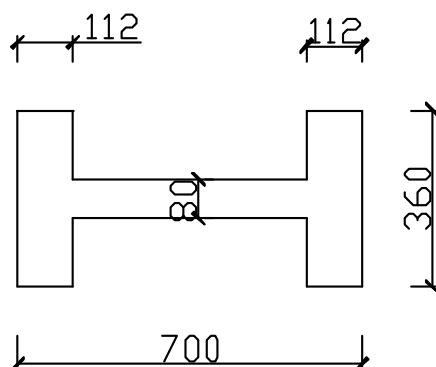


图 7-36

『解』

$$\text{查表得: } f_c = 1.9\text{N/mm}^2 \quad f_y' = 360\text{N/mm}^2$$

$$\text{取 } \alpha_s = \alpha_s' = 40\text{mm} \quad h_0 = h - a_s = 360\text{mm}$$

$$\therefore e_a = 20\text{mm} \text{ 或 } e_a = h/30 = 23.3\text{mm} \quad \text{取} \quad e_a = 23.3\text{mm}$$

$$\therefore e_i = e_a + e_0 = 348 + 23.3 = 371.3\text{mm}$$

$$\therefore 15 > l_0/h = 10 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\xi_1 = 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 11.9 \times 118720 / 650 \times 10^3 = 1.09 > 1, \quad \text{取} \quad \xi_1 = 1.0, \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} (l_0 / h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 371.3 / 660} (8.57)^2 \times 1 = 1.093$$

$$e = \eta e_i + h_0 / 2 - a_s = 715.8\text{mm}$$

$$\begin{aligned} a_1 f_c b_f' h_f' &= 11.9 \times 360 \times 112 = 479.808 \text{ kN} < N = 650 \text{ kN} < a_1 f_c \left[\xi_b b h_0 + (b_f' - b) h_f' \right] \\ &= 1.0 \times 11.9 \times [0.55 \times 80 \times 660 + 280 \times 112] = 718.76 \text{ kN} \end{aligned}$$

属于大偏心受压

$$\text{由} \quad N = a_1 f_c \left[b x + (b_f' - b) h_f' \right] + f_y' A_s' - f_y A_s \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{aligned} N e &= a_1 f_c \left[b x (h_0 - x/2) + (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0.5 h_f') \right] + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \\ &\quad \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

$$f_y = f_y', A_s = A_s' \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{由 (1) (2) (3) 解得:} \quad x = 290.77 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = 523 \text{ mm}^2 > \rho_{\min} b h = 112 \text{ mm}^2$$

$$\text{选用 } 3 \Phi 16 \quad A_s = A_s' = 603 \text{ mm}^2 \quad \text{截面配筋图如下:}$$

12-12 知工字形截面柱尺寸如图 7-37, 所示, 计算长度 $l_0 = 6.0\text{m}$ 轴向力设计值 $N = 910\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 114.9\text{kN}\cdot\text{m}$, 混凝土强度等级为 C25, 钢筋采用 HRB335 级钢筋。设计对称配筋的数量。

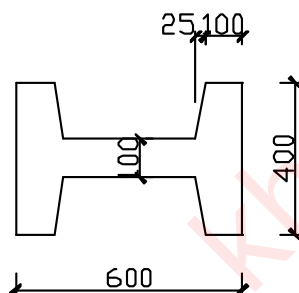
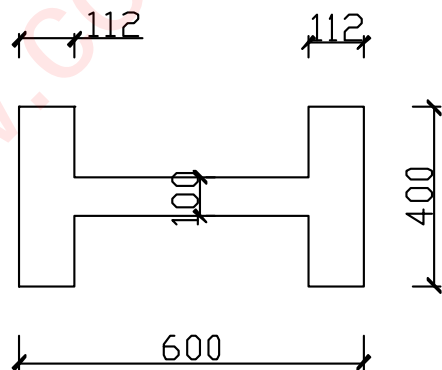


图 7-37

『解』

查表得: $f_c=11.9\text{N/mm}^2$ $f_y'=300\text{N/mm}^2$ $f_y=300\text{N/mm}^2$

上图可简化如下图:



$$\text{取 } \alpha_s = \alpha_s' = 40\text{mm} \quad h_0 = h - a_s = 360\text{mm}$$

$$\therefore e_0 = M/N = 126.3\text{mm} \quad e_a = 20\text{mm} \quad \therefore e_i = e_a + e_0 = 146.3\text{mm}$$

$$\therefore 15 > l_0/h = 12.67 > 5 \quad \therefore \text{要考虑 } \eta$$

$$\xi_1 = 0.5 f_c A / N = 0.5 \times 11.9 \times 127200 / 910 \times 10^3 = 0.83 \quad \text{取 } \xi_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} (l_0 / h)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times 146.3 / 360} (12.67)^2 \times 1 \times 0.83 = 1.439$$

$$\therefore e = \eta e_i + h/2 - a_s = 1.493 \times 146.3 + 300 - 40 = 470.53\text{mm}$$

$$a_1 f_c [\xi_b b h_0 + (b_f' - b) h_f'] = 11.9 \times (0.55 \times 100 \times 360 + 300 \times 112) = 766.36\text{kN} < N = 910\text{kN}$$

属于小偏心受压

$$\xi = \frac{N - a_1 f_c b h_0 \xi_b}{\frac{N e - 0.43 a_1 f_c b h_0^2}{(\beta_1 - \xi_b)(h_0 - a_s')} + a_1 f_c b h_0} + \xi_b$$

由 $\Rightarrow \xi = 0.672$

$$\therefore x = 0.672 \times 360 = 241.92\text{mm} < h - h_f = 288\text{mm}$$

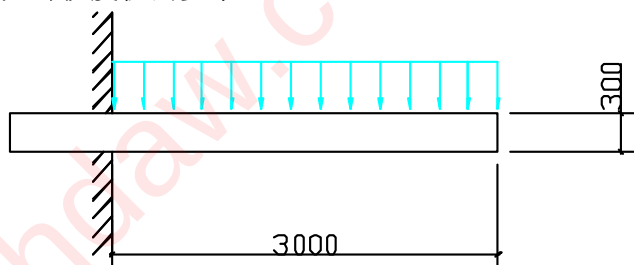
$$\therefore S_c = b x (h_0 - 0.5 x) + (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0.5 h_f') = 30927482.88\text{mm}^2$$

按对称配筋计算: $A_s = A_s' \quad f_y = f_y'$

$$A_s = A_s' = \frac{N e - a_1 f_c S_c}{f_y' (h_0 - a_s')} = \frac{910 \times 10^3 \times 470.53 - 11.9 \times 30927482.88}{300 \times 320} = 386\text{mm}^2 > 0$$

选用 3 Φ 14 $A_s = A_s' = 461\text{mm}^2$

8—1 某一门入口悬挑板 $l_0=3\text{ m}$, 板的厚度 $h=300\text{ mm}$, 配置的 $\Phi 16@200$ 的 HRB335 钢筋, 如图 8—12 所示。混凝土为 C30 级, 板上均布荷载标准值; 永久荷载 $g_k=8\text{ kN/m}^2$; 可变荷载 $q_k=0.5\text{ kN/m}^2$ (准永久值系数为 1.0)。试验算板的最大挠度是否满足《规范》允许挠度值的要求?



$$h_0 = h - a_s = 300 - 20 = 280\text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1005}{1000 \times 280} = 0.0036$$

$$M_K = \frac{1}{2} l_0^2 (g_k + q_k) = 38.25\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_K}{0.87 h_0 A_s} = 156.2\text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.01}{0.01 \times 156.2} = 0.264$$

$$\text{解: } f_{tk} = 2.01\text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 200 \times 10^3\text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 30 \times 10^3\text{ N/mm}^2$$

$$a_E = \frac{E_s}{E_c} = 6.67$$

$$A_s = 1005\text{ mm}^2$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{bh_0} = 0.0067 < 0.01 \quad \text{所以} \quad \rho_{te} = 0.01$$

$$M_q = \frac{1}{2} l_0^2 (g_k + \psi_q q_k) = 38.25\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + 6a_E \rho} = 2.527 \times 10^{13}\text{ N/mm}^2$$

$$B = \frac{M_K}{(\theta - 1)M_q + M_K} = 0.5 \times 2.527 \times 10^{13}\text{ N/mm}^2 = 1.264 \times 10^{13}\text{ N/mm}^2$$

$$a_f = \frac{M_K l^2}{4B} = 38.25 \times 10^6 \times 9 \times 10^6 \div (4 \times 1.264 \times 10^{13}) = 6.81\text{ mm} < \frac{2l_0}{200} = 30\text{ mm}$$

所以 板符合挠度要求。

8—2 计算习题 8—1 中悬挑板的最大裂缝宽度。

解:

由上题解得: $\rho_{te} = 0.01$

$$d_{eq} = 16\text{ mm}$$

$$\omega_{\max} = 2.1\psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} (1.9 \times c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}})$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_K}{0.87 h_0 A_s} = 156.2\text{ N/mm}^2$$

$$= \frac{2.1 \times 0.264 \times \frac{156.2}{210 \times 10^3} \times (1.9 \times 15 + 0.08 \times \frac{16}{0.01})}{0.065 \text{ mm} < \omega_{\min} = 0.3 \text{ mm}}$$

所以结构的裂缝符合要求。

8—3 某桁架下弦为偏心受拉构件，截面为矩形， $b \times h = 200 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ ，混凝土强度等级用 C30，钢筋用 HRB335 级， $a_s = a'_s = 35 \text{ mm}$ ；按正截面承载力计算靠近轴向力一侧配钢筋 $3 \Phi 18$ ($A_s = 763 \text{ mm}^2$)；已知按荷载标准组合计算的轴向力 $N_k = 180 \text{ kN}$ ，弯矩 $M_k = 18 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ；最大裂缝宽度限值 $w_{\lim} = 0.3 \text{ mm}$ 。试验算其裂缝宽度是否满足要求？

解： $f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 30 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$

$$a_E = \frac{E_s}{E_c} = 6.67 \quad A_s = 763 \text{ mm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{763}{200 \times 275} = 0.0139$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{763}{0.5 \times 200 \times 300} = 0.0254$$

$$N_k = 180 \text{ kN} \quad e_0 = \frac{M}{N} = 100 \text{ mm} < \frac{h}{2} - a_s = 125 \text{ mm} \quad e' = e_0 + \frac{h}{2} - a_s = 100 + 125 = 225 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sk} = \frac{Ne'}{A_s(h_0 - a'_s)} = 212.3 \text{ N/mm}^2 \quad \psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.01}{0.0254 \times 212.3} = 0.858$$

$$\omega_{\max} = 2.4 \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} (1.9 \times c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}}) = \frac{2.4 \times 0.858 \times \frac{212.3}{200 \times 10^3} \times (1.9 \times 16 + 0.08 \times \frac{18}{0.254})}{0.181 < \omega_{\min} = 0.3 \text{ mm}}$$

所以结构的裂缝符合要求。

8—4 受均布荷载作用的矩形截面简支梁，混凝土为 C25 级，采用 HRB335

级钢筋， $h = 1.075 h_0$ ，允许挠度值为 $l_0/200$ 。设可变荷载标准值 Q_k 与永久荷载标准值 G_k 的比值等于 2.0，可变荷载准永久值系数为 0.4，可变荷载与永久荷载的分项系数分别为 1.4 及 1.2。试画出此梁不需作挠度验算的最大跨高比 l/h 与配筋率 ρ 的关系曲线。

解： $M_K = \frac{1}{8} l_0^2 (g_k + q_k) = 0.375 l_0^2 G_k$

$$M_q = \frac{1}{8} l_0^2 (g_k + \psi_q q_k) = 0.225 l_0^2 G_k$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} \quad \rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh}$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_K}{0.87 h_0 A_s} = \frac{0.375 G_k l_0^2}{0.87 h_0 A_s} = 0.326 \frac{G_k l_0^2}{h_0 A_s}$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{0.5 \times 0.326 \frac{G_k l_0^2}{h_0 A_s}}$$

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + 6a_E \rho} = \frac{200 \times 10^3 A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + 6a_E \rho} < \frac{l_0}{200}$$

$$200 \times 200 \times 10^3 \times A_s h_0^2 < 1.15 (1.1 - 3.71 \frac{f_{tk} b h^2}{G_K l_0^2} + 0.2 + 42.84 \rho) l_0$$

8—5 设 $C=25$ mm, 其他条件同习题 8—4, 最大裂缝宽度验算 $w_{lim} = 0.3$ mm。试画出不需作裂缝宽度验算的钢筋直径 d 与配筋率 ρ 的关系曲线。

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{0.5 \times 0.326 \frac{G_K l_0^2}{h_0 A_s}}$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_K}{0.87 h_0 A_s} = 0.326 \frac{G_K l_0^2}{h_0 A_s}$$

$$w_{max} = 2.1 \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} (1.9 \times c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}})$$

$$= 2.1 (1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{0.5 \times 0.326 \frac{G_K l_0^2}{h_0 A_s}}) \times 0.326 \frac{G_K l_0^2}{h_0 A_s} \div E_s (1.9 \times c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}})$$

$$w_{max} < 0.3$$

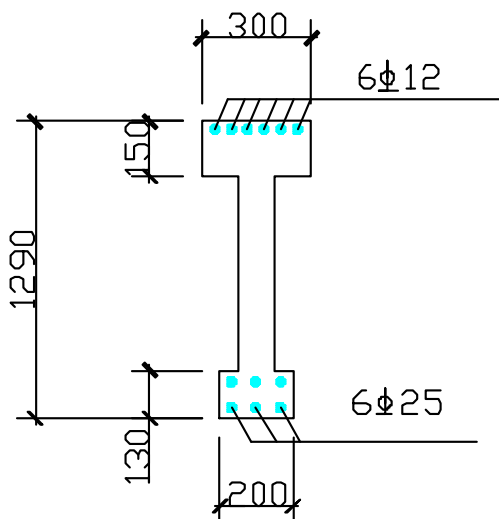
8—6 已知工字形截面系弯构件, 截面尺寸如图 8—13 所示。混凝土强度等级 C30, 钢筋 HRB335 级, A_s 钢筋为 $6\Phi 25$, A_s' 为 $6\Phi 12$, $c=25$ mm, $M_K=620$ kN·m, $M_q=550$ kN·m, 跨度 $l_0=11.7$ m, 构件 $a_{f,lim}=l/300$ 。求构件的挠度。(取 $a_s=65$ mm, $a_s'=35$ mm)

解:

$$E_s = 200 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 30 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2 \quad A_s = 2945 \text{ mm}^2$$



$$A_s' = 678 \text{ mm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bh_0} = 0.024$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bh_0} = 0.0055$$

$$A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f = 0.5 \times 100 \times 1290 + (200 - 100) \times 130 = 77500$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{bh_0} = 0.038$$

$$M_K = 620 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q = 550 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_K}{0.87 h_0 A_s} = 193.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.01}{0.038 \times 193.5} = 0.924$$

$$0.2h_0 = 0.2 \times 0.225 = 0.045 > 0.03$$

$$\gamma_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(300 - 100) \times 150}{100 \times 1295} = 0.245$$

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + 6a_E \rho} = 5.142 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

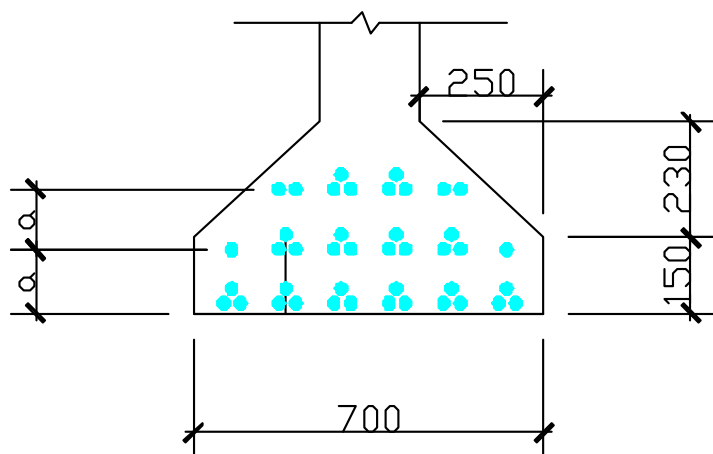
$$\theta = 2.0 - 0.4\rho' / \rho = 2.0 - 0.4 \times 0.0055 / 0.024 = 1.91$$

$$B = \frac{M_K}{(\theta - 1)M_q + M_K} = \frac{620}{550 \times 0.91 + 620} \times 5.142 \times 10^4 = 2.845 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$a_f = \frac{5M_K l_0^2}{48B} = \frac{5 \times 620 \times 10^6 \times 11.7 \times 10^6}{48 \times 2.845 \times 10^4} = 31.07 \text{ mm} < 39 \text{ mm}$$

所以板符合挠度要求。

8—7 已知工字形截面受弯构件，为一简支梁，梁的受拉钢筋为 HRB335 级， $42\Phi 25$ ，钢筋布置如图 8—14 所示，裂缝处受拉钢筋重心的应力为 $\sigma_{sk} = 150.0 \text{ MPa}$ 。混凝土强度等级



C30, $M_q / M_k = 0.65$, $a_s = 115 \text{ mm}$, $\rho = 1\%$, 试计算裂缝宽度。

$$\text{解: } E_s = 210 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 30 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 20618 \text{ mm}^2$$

$$A_{te} = (150 + \frac{230}{2}) \times 250 \times 2 + 700 \times 200$$

$$= 272500 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} = 0.0757 \quad \rho =$$

$$c = a_s - \frac{d}{2} = 102 \text{ mm}$$

$$\nu = 1.0 \quad d_{eq} = 25 \text{ mm} \quad \sigma_{sk} = 120 \text{ MPa}$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.01}{0.0757 \times 150} = 0.985$$

$$\omega_{max} = 2.1\psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} (1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}})$$

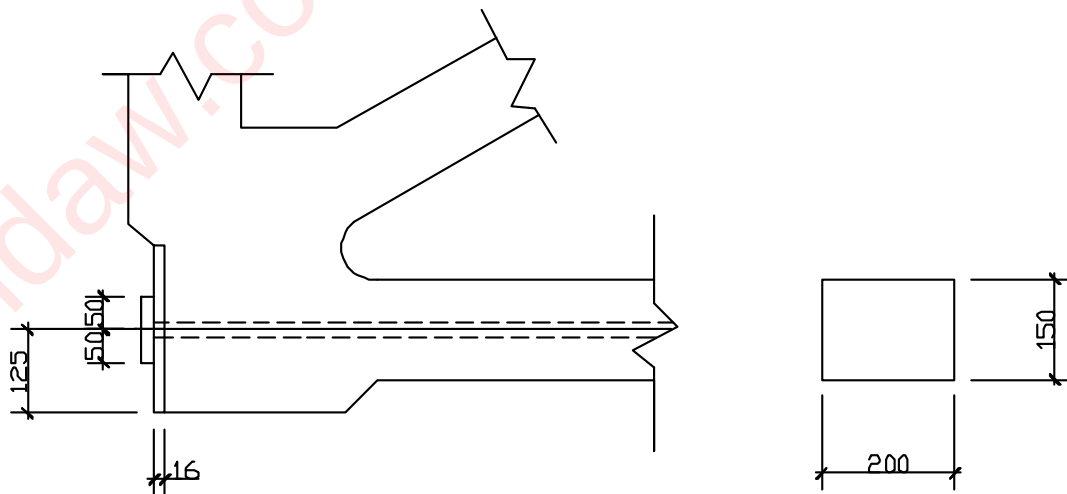
$$= \frac{2.1 \times 0.985 \times 150}{210 \times 10^3} \times (1.9 \times 102 + 0.08 \times \frac{25}{0.0757})$$

$$= 0.325 \text{ mm} > 0.3 \text{ mm}$$

9—1 18m 跨度预应力混凝土屋架下弦，截面尺寸为 $150 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ ，后张法施工，一端张拉并超张拉；孔道直径 50 mm ，充气橡皮管抽芯成型；JM12 锚具；桁架端部构造见图 9—44；预应力钢筋钢绞线 $d = 12.0 (7\Phi 4)$ ，非预应力钢筋为 $4\Phi 12$ 的 HRB335 级热轧钢筋；混凝土 C40；裂缝控制等级为二级；永久荷载标准值产生的轴向拉力 $N_{Gk} = 280 \text{ kN}$ ，可变荷

载标准值产生的轴向拉力 $N_{Qk}=110\text{kN}$, 可变荷载的准永久值系数 $\psi_q=0.8$; 混凝土达到 100% 设计强度的张拉预应力钢筋。

要求进行屋架下弦的使用阶段承载力计算, 裂缝控制验算以及施工阶段验算。由确定纵向预应力钢筋数量、以及预应力钢筋控制应力等。



$$\text{解: } f_{ck}=29.6 \quad A_s=452 \text{ mm}^2 \quad a_{Es}=\frac{E_s'}{E_c}=6.154$$

$$a_E=\frac{E_s}{E_c}=6 \quad \sigma_{con}=0.75f_{ptk}=1395\text{MPa}$$

荷载计算:

当活荷载起控制作用时:

$$N=\gamma_{Gi}N_{ck}+\gamma_{Qi}N_{qk}=1.2\times 280+1.4\times 110=490\text{kN}$$

当恒载起控制作用时 :

$$N=\gamma_{Gi}N_{ck}+\gamma_{Qi}\psi_{ci}N_{qk}=1.35\times 280+1.4\times 110\times 0.7=486\text{ kN}$$

所以选取 $N=490\text{kN}$

施工阶段验算:

$$\sigma_{cc}=\frac{A_p\sigma_{con}}{A_n}\leq 0.8f_{ck}' \quad A_n\approx A=30000\text{mm}^2$$

$$A_p\leq \frac{0.8f_{ck}'A_n}{\sigma_{con}}=509 \text{ mm}^2$$

$$\text{正截面承载力验算: } N\leq f_{py}A_p+f_yA_s$$

$$A_p\geq \frac{N-f_yA_s}{f_{py}}=\frac{490\times 10^3-300\times 452}{1860}=191 \text{ mm}^2$$

$$\text{可取 4 束钢绞线 } A_p=4\times 98.7=394.8 \text{ mm}^2$$

$$A_c=A-A_p-A_s=30000-452-394.8=29153.2 \text{ mm}^2$$

$$A_n=A_c+A_s a_{Es}=29153.2+452\times 6.154=31935 \text{ mm}^2$$

$$A_0=A_n+A_p a_E=319.35+3984.8\times =34304 \text{ mm}^2 \text{ 预应力损失计算}$$

JM12 锚具:

$$a=3 \quad \sigma_{\text{II}}=\frac{\alpha}{l}E_p=32.5 \text{ N/mm}^2 \quad k=0.015 \quad x=18\text{m} \quad \theta=0 \quad \mu=0.55$$

$$\sigma_{l2} = \sigma_{con}(\mu\theta + kx) = 37.665 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{l1} = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 70 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{l4} = 0.035\sigma_{con}$$

第一批预应力损失结束预应力钢筋合力

$$N_{pl} = A_p(\sigma_{con} - \sigma_d) = 394.9 \times (1395 - 70) = 523110 \text{ N}$$

$$\sigma_{PC1} = N_{pl} / A_n = 523110 / 31935 = 16.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{PC1}}{f_{cu}} = 16.4/40 = 0.328 < 0.5$$

满足要求

$$\sigma_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma_{PC1}}{f_{cu}}}{1 + 15\rho} = \frac{35 + 280 \times 0.328}{1 + 15 \times 0.025} = 92.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{l1} = \sigma_{l4} + \sigma_{l5} = 48.8 + 92.2 = 131 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l1} = 70 + 131 = 201 \text{ N/mm}^2 > 80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{PCII} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_l) A_p - \sigma_{l5} A_s}{A_n} = \frac{(1395 - 201) \times 394.8 - 32.1 \times 452}{31935} = 14.3 \text{ N/mm}^2$$

裂缝控制验算:

$$\sigma_{ck} = \frac{N_K}{A_0} = \frac{N_{GK} + N_{QK}}{A_0} = \frac{390 \times 10^3}{34304} = 11.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cq} = \frac{N_q}{A_0} = \frac{N_{GK} + N_{QK}\psi_q}{A_0} = 10.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ck} - \sigma_{PCII} = -3.52 < f_{tk}$$

$$\sigma_{cq} - \sigma_{PCII} < 0$$

满足要求

$$A_p = 398.4 \text{ mm}^2$$

端部钢筋计算:

$$d = 100 + 2 \times 16 = 132 \text{ mm}$$

$$A_l = \pi R^2 = 13685 \text{ mm}^2 \quad A_{ln} = A_l - \pi R^2 = 11721 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 150 \times 200 = 30000 \text{ mm}^2 \quad \beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} = 1.48$$

$$\beta_c = 1 \quad F_l = 1.2\sigma_{con}A_p = 1.2 \times 1395 \times 398.4 = 666.9 \text{ kN}$$

$$F_l \leq 0.9(\beta_c\beta_l f_c + 2\alpha\rho_v\beta_{cor}f_{ln})A_{ln}$$

$$\rho_v \geq \frac{F_l - 0.9\beta_c\beta_l f_c A_{ln}}{2\alpha\rho_v\beta_{cor}f_{ln}A_{ln}} = 0.057$$

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} S} \quad \text{取 } S = 30 \text{ mm} \quad A_{cor} = 120 \times 170 = 20400 \text{ mm}^2$$

$$\text{若 } n_1 = 5 \quad n_2 = 6$$

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} S} = \frac{5 \times A_{s1} \times 120 + 6 \times A_{s2} \times 150}{A_{cor} \times 30}$$

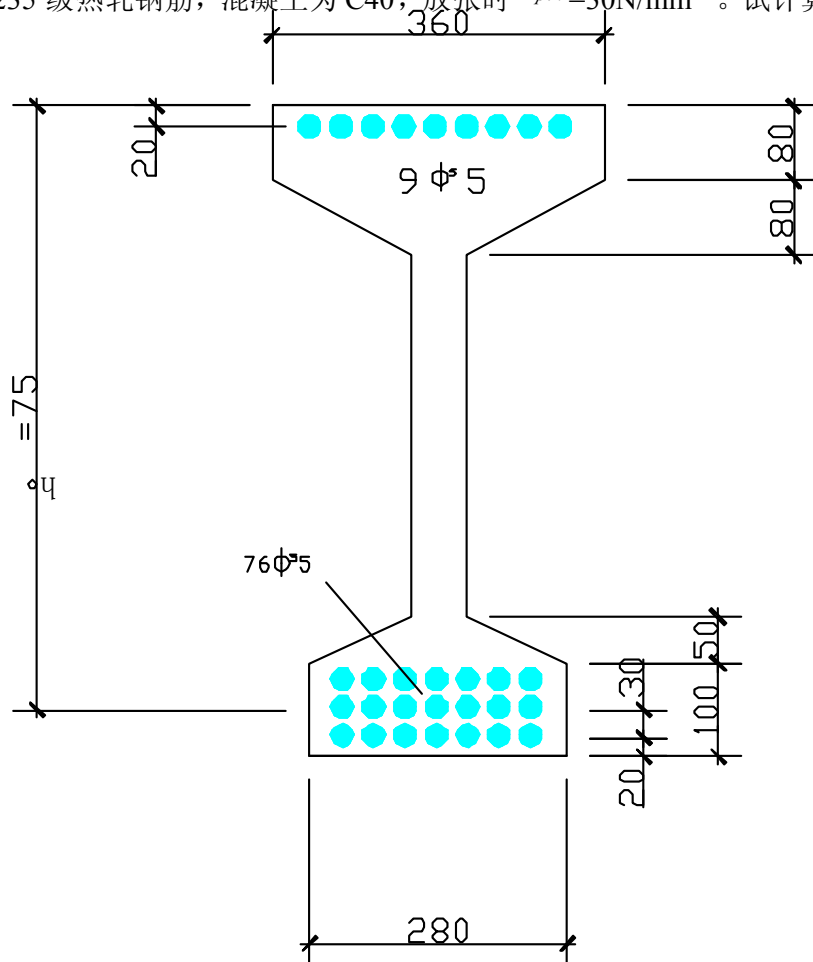
$$\text{若取 } A_{s1} = A_{s2}$$

$$\text{解得 } A_{s1} = A_{s2} \geq 23.3 \text{ mm}^2 \quad \text{取 } \Phi 6 \quad A_s = 28.3 \text{ mm}^2$$

所以钢筋网为 $5\Phi 6 \times 6\Phi 6$

$$\sigma_{con} = 1395 \text{ N/mm}^2$$

9—2 12 m 预应力混凝土工字形截面梁, 截面尺寸如图 9—45 所示。采用先张法台座生产, 不考虑锚具变形损失, 蒸汽养护, 温差 $\Delta t = 20^\circ \text{C}$, 采用 $\Phi^s 5$ 超张拉。设钢筋松弛损失在放张前已完成 50%, 预应力钢筋采用, 张拉控制应力 $\sigma_{con} = \sigma'_{con} = 0.75 f_{ptk}$, 箍筋用 HPB235 级热轧钢筋, 混凝土为 C40, 放张时 $f_{ptk} = 30 \text{ N/mm}^2$ 。试计算梁的各项预应力损失。



$$f_{ck} = 26.8 \quad A_p = 1492 \text{ mm}^2 \quad A'_p = 177 \text{ mm}^2 \quad h_f = 80 + \frac{80}{2} = 120 \text{ mm}$$

$$a_E = \frac{E_s}{E_c} = 6.72 \quad \sigma_{con} = 0.75 f_{ptk} = 1122 \text{ MPa} \quad \alpha = 1 \times 10^{-5}$$

$$A_s = 0 \text{ mm}^2$$

第一批应力损失: $\sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4}$

1、由于不考虑锚具变形: $\sigma_{l1} = 0 \text{ N/mm}^2$

2、对于先张法: $\sigma_{l2}=0 \text{ N/mm}^2$

3、温差引起的预应力损失: $\varepsilon = \alpha \Delta t = 1 \times 10^{-5} \times 20 = 2 \times 10^{-4}$

$$\sigma_{l3} = E_s \varepsilon = 41 \text{ N/mm}^2$$

4、 $\sigma_{l4}' = 0.035 \sigma_{con} = 39.3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{l4} = 0.5 \sigma_{l4}' = 19.6 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{l1} = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4} = 60.6 \text{ N/mm}^2$$

$$A = bh + h_f(b_f - b) + h'_f(b'_f - b) = 60 \times 800 + 125 \times (280 - 60) + 120(360 - 60) = 11150 \text{ mm}^2$$

$$A_c = A - A_p - A_s = 109831 \text{ mm}^2$$

$$A_n = A_c + A_s a_{Es} = 109831 \text{ mm}^2$$

$$A_0 = A_n + A_p a_E = 122716 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{(A_p + A_s)}{A_0} = 0.012 \quad \rho' = \frac{(A'_p + A_s)}{A_0} = 0.0014$$

$$\sigma_{PC1} = A_p(\sigma_{con} - \sigma_d) / A_n = 12.9 \text{ N/mm}^2 \quad \frac{\sigma_{PC1}}{f_{cu}} = 0.323 < 0.5$$

$$\sigma_{l5} = \frac{45 + 280 \frac{\sigma_{PC1}}{f_{cu}}}{1 + 15\rho} = \frac{45 + 280 \times \frac{12.9}{40}}{1 + 15 \times 0.012} = 114.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{PC1}' = A_p(\sigma_{con} - \sigma_d) / A_n = 1.53 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{l5}' = \frac{45 + 280 \times \frac{1.53}{40}}{1 + 15 \times 0.0014} = 51.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{l11} = \sigma_{l5} = 114.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{l11}' = \sigma_{l5}' = 51.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l11} = 175.2 \text{ N/mm}^2 > 100 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_l' = \sigma_{l1}' + \sigma_{l11}' = 112.2 \text{ N/mm}^2 > 100 \text{ N/mm}^2$$