

## 第9章 钢筋混凝土构件的变形、裂缝及混凝土结构的耐久性

根据钢筋混凝土结构物的某些工作条件以及使用要求,在钢筋混凝土结构设计中,除需要进行承载能力极限状态计算外,还应进行正常使用极限状态(即裂缝与变形)的验算,同时还应满足在正常使用下的耐久性的要求。

对结构构件进行变形验算和控制的目的是出于对结构的功能、非结构构件的损坏和外观的要求。结构构件产生过大的变形会损害甚至使构件完全丧失所应负担的使用功能,如吊车梁变形过大将使吊车轨道歪斜而影响吊车的正常运行;构件过度变形会引起非结构构件的破坏,如建筑物中脆性隔墙(如石膏板、灰砂砖等)的开裂和损坏很多是由于支承它的构件变形过大所致;构件出现明显下垂的挠度会使房屋的使用者产生不安全感。

随着高强度混凝土及高强钢筋(丝)的应用,构件截面尺寸进一步减少,对控制钢筋混凝土结构变形的必要性增大。我国《规范》规定受弯构件的最大挠度按荷载效应标准组合并考虑长期作用的影响计算,其计算值不应超过(附表)规定的允许值,确定受弯构件的允许挠度值时,应考虑结构的要求对结构构件和非结构构件的影响以及人们感觉可接受程度等方面的问题。

对于普通钢筋混凝土构件不出现裂缝是不经济的,一般的工业与民用的建筑结构允许构件带裂缝工作。裂缝出现对结构构件的承载力影响不显著,但会影响有些结构的使用功能,如游泳池,裂缝的存在会直接影响其使用功能,因此要控制裂缝的出现;裂缝过宽会影响建筑的外观,引起房屋使用者不安全感,裂缝最大宽度应有一定限值;垂直裂缝的出现虽然对钢筋的锈蚀无显著影响,但影响了裂缝截面混凝土的碳化时间,进而影响了结构构件的耐久性。

产生裂缝的因素很多,有荷载作用、施工养护不善、温度变化、基础不均匀沉降以及钢筋锈蚀等。例如,在大块体混凝土凝结、硬化过程中所产生的水化热将导致混凝土体内部温度升高,当块体内外温差很大而形成较大的温度应力时,就会产生裂缝。当结构物外层混凝土干缩变形受到约束,也可能产生裂缝。本章中所讨论的内容主要指由于荷载所产生裂缝的控制问题。在使用阶段,钢筋混凝土构件往往是带裂缝工作的,特别是随着高强度钢筋的使用,钢筋的工作应力有较大的提高,裂缝宽度也随之按某种关系增大,对裂缝控制问题更应给予重视。

我国《规范》将配筋混凝土结构构件裂缝控制等级划分为三级。

一级——严格要求不出现裂缝的构件,按荷载效应的标准组合进行计算时,构件受拉边缘混凝土不应产生拉应力。

二级——一般要求不出现裂缝的构件,按荷载效应的标准组合计算时,构件受拉边缘混凝土拉应力不应大于混凝土轴心抗拉强度标准值;按荷载效应准永久组合计算时,构件受拉边缘混凝土不宜产生拉应力,当有可靠经验时可适当放松。

三级——允许出现裂缝的构件,按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算时,构件的最大裂缝宽度不超过其最大裂缝宽度限值。

考虑到正常使用极限状态设计属于校核验算性质,其相应目标可靠指标 $[\beta]$ 值可以相对承载力极限状态的 $[\beta]$ 小些,所以采用荷载效应及结构抗力标准值进行计算,同时考虑荷载的长期作用影响。

混凝土构件的截面延性是反映截面在破坏阶段的变形能力,是抗震性能的一个重要指标,要求混凝土构件的截面应具有一定的延性。

混凝土结构在外界环境和各种因素的作用影响下,存在承载力逐渐削弱和衰减的过程,经历一定年代后,甚至不能满足设计应有的功能而“失效”。在混凝土结构设计使用年限内,需要对混凝土结构根据使用环境类别进行耐久性的设计。

## 9.1 钢筋混凝土受弯构件的挠度验算

### 9.1.1 截面受弯刚度的概念及我国《规范》给出的定义

由材料力学可知，弹性均质材料梁的挠曲线的微分方程为  $\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{1}{r} = -\frac{M}{EI}$ ，解此方程可得计算梁的最大挠度的一般计算公式为

$$f = s \frac{Ml_0^2}{EI} \text{ 或 } f = s\phi_0^2 \quad (9-1)$$

式中： $f$ ——梁的跨中最大挠度；

$s$ ——与荷载形式、支承条件有关的系数，例如计算承受均布荷载简支梁的跨中挠度时， $s=5/48$ ；

$M$ ——跨中最大弯矩；

$l_0$ ——梁的计算跨度；

$r$ ——截面曲率半径；

$EI$ ——梁的截面弯曲刚度；

$\phi$ ——截面曲率。

由  $EI = M/\phi$  可以得到，截面的弯曲刚度的物理意义是使截面产生单位转角所需施加的弯矩，它体现了截面抵抗弯曲变形的能力。

当截面尺寸与材料给定后， $EI$  为一常数，则挠度  $f$  与弯矩  $M$  或截面曲率  $\phi$  与弯矩  $M$  成线性正比例关系，如图 9-1 中虚线  $OA$  所示。上述的力学概念对于钢筋混凝土受弯构件仍然适用，但钢筋混凝土是由两种材料组成的非均质的弹性材料，钢筋混凝土受弯构件的截面弯曲刚度在受弯过程中是变化的。

从理论上讲，钢筋混凝土受弯截面的弯曲刚度应取  $M-\phi$  曲线上相应点的切线的斜率。由于混凝土截面经历了复杂的裂缝开展、弹塑性变化过程，这样计算弯曲刚度的难度很大，同时也不实用。混凝土结构设计中，我国《规范》采用简化方法得到截面弯曲刚度。

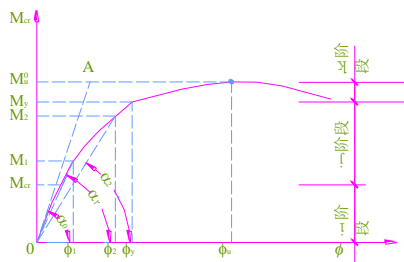


图 9-1 适筋梁  $M-\phi$  关系曲线

对要求不出现裂缝的构件。在裂缝出现之前  $M-\phi$  曲线视为直线关系并与虚线  $OA$  比较接近，截面弯曲刚度可以看为是常数，近似取为  $0.85E_cI_0$ ， $I_0$  为换算截面惯性矩。

对要求允许出现的裂缝构件。钢筋混凝土受弯构件在正常使用阶段，正截面承担的弯矩约为其最大受弯承载力试验值  $M_u^0$  的 50%~70%。在按正常使用极限状态验算构件变形时，定义在  $M-\phi$  曲线上  $0.5M_u^0 \sim 0.7M_u^0$  区段内，任一点与坐标原点  $O$  连线的割线斜率为截面弯曲刚度，记为  $B$ 。  $B = \tan \alpha = M/\phi$ ， $M = 0.5M_u \sim 0.7M_u$ ，截面弯曲刚度  $B$  随弯矩的增大而减小。

### 9.1.2 纵向受拉钢筋应变不均匀系数

钢筋混凝土构件的变形计算可以归结为受拉区存在有裂缝情况下的截面刚度计算问题，为此需要了解裂缝开展过程对构件的应变和应力的影响。

### 1 钢筋及混凝土的应变分布特征

简支钢筋混凝土试验梁承受两个对称的集中荷载,在两个集中荷载之间形成了弯矩相等的纯弯段。梁纯弯段在出现裂缝以后各个截面应变与裂缝的分布情况如图 9-2 所示。

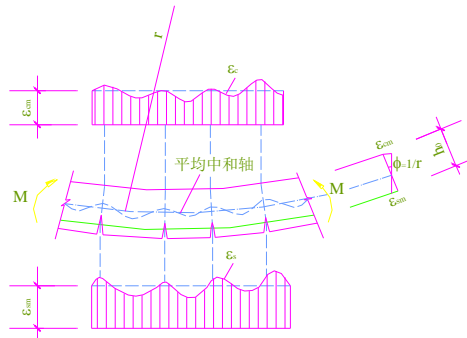


图 9-2 梁纯弯段内各截面应变及裂缝的分布

混凝土开裂以前,受压区边缘混凝土应变及受拉钢筋应变在纯弯段内沿梁长几乎平均分布。

当荷载增加,由于混凝土材料的非均质性,在抗拉能力最薄弱截面上首先出现第一批裂缝(一条或几条)。随  $M$  的增大,受拉区混凝土裂缝将陆续出现,直到裂缝间距趋于稳定以后,裂缝在纯弯段内近乎等距离分布。

裂缝稳定以后,钢筋应变沿梁长是非均匀分布的,呈波浪形变化,钢筋应变的峰值在开裂截面处,在裂缝中间处应变较小。

随  $M$  的增大,开裂截面钢筋的应力继续增大,由于裂缝处钢筋与混凝土之间的粘结力逐渐遭到破坏,使裂缝间的钢筋平均应变  $\epsilon_{sm}$  与开裂截面钢筋应变  $\epsilon_s$  的差值减小,混凝土参与受拉的程度减小。 $M$  越大,钢筋  $\epsilon_{sm}$  越接近于开裂截面钢筋  $\epsilon_s$ 。

受压区边缘混凝土的应变  $\epsilon_c$  分布也是非均匀分布的,开裂截面应变较大,裂缝之间应变较小,但其波动幅度比钢筋应变的波动的幅度小的多。峰值应变与平均应变  $\epsilon_{cm}$  差别不大。

由于裂缝的影响,混凝土截面中和轴在纯弯段内呈波浪形变化。裂缝截面处中和轴高度最小,在钢筋屈服之前,对于平均中和轴来说沿截面高度可以认为平均截面的平均应变  $\epsilon_{sm}$ 、 $\epsilon_{cm}$  符合平截面假设。

#### 2 纵向受拉钢筋应变不均匀系数 $\psi$ 的表达式

纵向受拉钢筋应变不均匀系数是反映了裂缝间受拉混凝土对纵向受拉钢筋应变的影响程度,  $\psi$  小,影响程度大,即在正常使用阶段受拉区混凝土参加工作的程度大。纵向受拉钢筋应变不均匀系数  $\psi$  可用受拉钢筋平均应变与裂缝截面受拉钢筋应变的比值来表示,即

$$\psi = \frac{\epsilon_{sm}}{\epsilon_s} \quad (9-2)$$

式中  $\psi$  ——纵向受拉钢筋应变不均匀系数;

$\epsilon_{sm}$  ——纵向受拉钢筋重心处的平均拉应变;

$\epsilon_s$  ——按荷载效应标准组合计算的钢筋混凝土构件裂缝截面处,纵向受拉钢筋重心处的拉应变。

$\psi$  值与混凝土强度、配筋率、钢筋与混凝土的粘结强度、构件的截面尺寸及裂缝截面钢筋应力诸因素有关。图 9-3 给出了梁内裂缝截面处钢筋应变  $\epsilon_s$ 、钢筋平均应变  $\epsilon_{sm}$  及自由钢筋的应变与裂缝截面钢筋应力  $\sigma_{sk}$  间相互关系。由图可知  $\epsilon_{sm} < \epsilon_s$ , 说明受拉混凝土是参加工作的。随着荷载增大,  $\sigma_{sk}$  值不断提高,  $\epsilon_{sm}$  与  $\epsilon_s$  之间的差值减小,  $\psi$  值逐渐增大,这表示混凝土承受拉力的程度减小,各截面中钢筋应力渐趋均匀,说明裂缝间受拉混凝土逐渐退出工作。临近破坏时,  $\psi$  值趋近于 1.0。

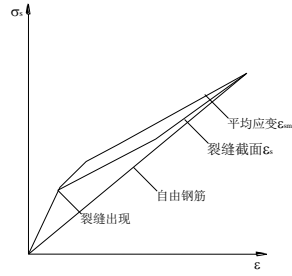


图 9-3 梁内裂缝截面处，钢筋的应力-应变图

根据国内几批矩形、T 形、倒 T 形以及偏心受压柱的试验资料进行分析得出

$$\psi = 1.1 \left( 1 - \frac{0.8M_c}{M_k} \right) \quad (9-3)$$

式中： $M_c$ ——混凝土截面的抗裂弯矩，考虑混凝土收缩影响乘以 0.8 的降低系数；

$M_k$ ——按荷载标准效应标准组合计算的弯矩值。

1.1 是与钢筋和混凝土间粘结强度有关系数。

$M_k$  可按图 9-4 的情形进行计算：

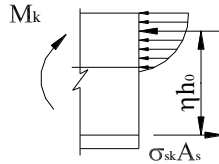


图 9-4 开裂截面受力简图

$$M_k = A_s \sigma_{sk} \eta h_0 \quad (9-4)$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{\eta A_s h_0} \quad (9-5)$$

$$\eta = 1 - \frac{0.4 \sqrt{\alpha_E \rho}}{1 + 2\gamma'_f} \quad (9-6)$$

式中： $\sigma_{sk}$ ——按荷载标准效应组合计算的钢筋混凝土构件裂缝截面处，纵向受拉钢筋的应力；

$\eta$ ——裂缝截面处内力臂系数，与配筋率及截面形状有关，可以通过试验确定，对常用的混凝土强度等级及配筋率，可以近似取  $\eta$  为 0.87。

$\gamma'_f$ ——受压翼缘截面面积与腹板有效面积的比值， $\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}$ ；其中  $b'_f$ 、 $h'_f$  为受压

翼缘的宽度和高度，当  $h'_f > 0.2h_0$  时，取  $h'_f = 0.2h_0$ ；

$\alpha_E$ ——钢筋与混凝土的弹性模量比；

$\rho$ ——纵向受拉钢筋的配筋率。

$M_c$  可按图 9-5 的情形进行计算

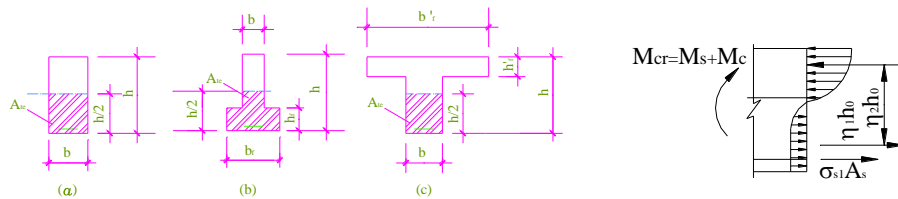


图 9-5 有效受拉混凝土面积及抗裂弯矩计算图

$$M_c = [0.5bh + (b_f - b)h_f] \eta_2 h f_{tk} = A_e \eta_2 h f_{tk} \quad (9-7)$$

$$A_e = [0.5bh + (b_f - b)h_f] \quad (9-8)$$

式中：  $f_{tk}$  ——混凝土的轴心抗拉强度标准值；

$\eta_c$  ——内力臂系数

$A_e$  ——有效受拉混凝土截面面积。

受拉区的混凝土和钢筋之间是相互制约和影响的。但参与作用的混凝土，只包括在钢筋周围一定距离范围内受拉区的混凝土的有效面积，而对那些离钢筋较远的受拉区混凝土则认为与钢筋相互间基本上不起影响作用。

将公式 (9-4) 和 (9-7) 代入公式 (9-3) 中，取  $\eta_2/\eta=0.67$ ， $h/h_0=1.1$ ，可得  $\psi$  的计算公式为：

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}}{\rho_e \sigma_{sk}} \quad (9-9)$$

$$\rho_e = \frac{A_s}{A_e} \quad (9-10)$$

式中：  $\rho_e$  ——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋的配筋率；在最大裂缝宽度计算中，当  $\rho_e < 0.01$  时，取  $\rho_e = 0.01$ 。

当  $\psi < 0.2$  时，取  $\psi = 0.2$ ；当  $\psi > 1$  时，取  $\psi = 1$ ；对直接承受重复荷载的构件，取  $\psi = 1$ 。

### 9.1.3 截面弯曲刚度的计算公式

1 荷载效应的标准组合作用下受弯构件的短期刚度  $B_s$  的计算

为建立均质弹性体梁的变形计算公式，应用了以下三个关系：应力与应变成线性关系的虎克定律—物理关系；平截面假定—几何关系；静力平衡关系。钢筋混凝土构件中钢筋屈服前变形的计算方法，以上述三个关系为基础，并在物理关系上，考虑  $\sigma-\varepsilon$  的非线性关系，在几何关系上考虑某些截面上开裂的影响。

(1) 截面的平均曲率

由图 9-2 有

$$\phi = \frac{1}{r_{cm}} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}}{h_0} \quad (9-11)$$

式中：  $r_{cm}$  ——与平均中和轴相应的平均曲率半径。

$\varepsilon_{cm}$  ——受压边缘混凝土的平均压应变。

截面弯曲刚度

$$B_s = \frac{M_k}{\phi} = \frac{M_k h_0}{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}} \quad (9-12)$$

(2) 受拉区钢筋的平均应变  $\varepsilon_{sm}$  及受压区混凝土边缘平均应变  $\varepsilon_{cm}$  的计算

设压区边缘混凝土应变不均匀系数为  $\psi_c$ ，考虑混凝土的塑性变形。

$$\varepsilon_{sm} = \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} = \psi \frac{M_k}{A_s \eta h_0 E_s} \quad (9-13)$$

$$\varepsilon_{cm} = \psi_c \varepsilon_c = \psi_c \frac{\sigma_{ck}}{\nu E_c} \quad (9-14)$$

式中：  $E_s$ 、 $E_c$  ——纵向受拉钢筋、混凝土的弹性模量；

$\varepsilon_c$  ——按荷载效应标准组合计算的钢筋混凝土构件裂缝截面处，受压区边缘混凝土的压应变；

$\sigma_{ck}$  ——按荷载标准效应组合计算的钢筋混凝土构件裂缝截面处，受压区边缘混凝土的压应力；

$\nu$  ——混凝土的弹性特征值。

在裂缝截面上，受压区混凝土应力图形为曲线形（边缘应力为  $\sigma_{ck}$ ），可简化为矩形图形

进行计算如图 9-6。其折算高度为  $\xi h_0$ ，应力丰满系数为  $\omega$ 。对 T 形截面，混凝土的计算受压区的面积为  $(b'_f - b)h'_f + b\xi h_0$ ，而受压区合力为  $\omega\sigma_{ck}(\gamma'_f + \xi)bh_0$ ，其中  $\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}$ 。

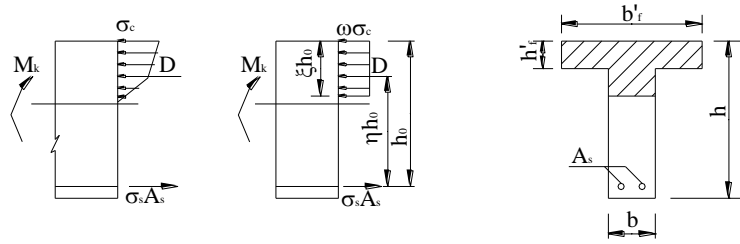


图 9-6 裂缝截面处的计算应力图形

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{\omega(\gamma'_f + \xi)bh_0\eta h_0} \quad (9-15)$$

则混凝土压区边缘的平均应变为

$$\varepsilon_{cm} = \psi_c \frac{M_k}{\omega(\gamma'_f + \xi)bh_0\eta h_0 \nu E_c}$$

令  $\zeta = \omega\nu(\gamma'_f + \xi)\eta/\psi_c$

$$\text{则} \quad \varepsilon_{cm} = \frac{M_k}{\zeta bh_0^2 E_c} \quad (9-16)$$

式中  $\zeta$  ——受压区边缘混凝土平均应变综合系数。

(3) 短期刚度  $B_s$  的一般表达式

将公式 (9-13)、(9-16) 代入公式 (9-12) 并简化后，可得出在荷载标准组合作用下钢筋混凝土受弯构件短期刚度计算公式的基本形式为

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{\frac{\psi}{\eta} + \frac{\alpha_E \rho}{\zeta}} \quad (9-17)$$

式中  $\alpha_E$  ——钢筋与混凝土的弹性模量比；

$\rho$  ——纵向受拉钢筋配筋率， $\rho = A_s / bh_0$ 。

根据试验资料回归分析  $\frac{\alpha_E \rho}{\zeta}$  可按式计算

$$\frac{\alpha_E \rho}{\zeta} = 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma'_f} \quad (9-18)$$

这样，可得《规范》中规定的在荷载标准组合作用下受弯构件短期刚度的计算公式为

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma'_f}} \quad (9-19)$$

## 2 考虑荷载长期作用影响时受弯构件刚度 $B$ 的计算

计算荷载长期作用对梁挠度影响的方法有多种，第一类方法为用不同方式及在不同程度上考虑混凝土徐变及收缩的影响以计算长期刚度，或者直接计算由于荷载长期作用而产生的挠度增长和由收缩而引起的翘曲，第二类方法是根据试验结果确定的挠度增大系数来计算长期刚度。我国《规范》采用第二类方法。考虑荷载长期作用影响时受弯构件刚度  $B$  的计算公式。目前因缺乏部分荷载长期作用对挠度影响的资料，《规范》对接荷载标准组成并考虑长期作用影响的矩形和工字形截面受弯构件的刚度按下式计算

$$B = \frac{M_k}{M_q(\theta-1) + M_k} B_s \quad (9-20)$$

式中  $M_q$  ——按荷载的准永久组合计算的弯矩值；

$\theta$  ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数。

该式实质上是考虑荷载长期作用部分使刚度降低的因素后，对短期刚度  $B_s$  的修正。

对  $\theta$  的取值可根据纵向受压钢筋配筋率  $\rho'$  ( $\rho' = A'_s / bh_0$ ) 与纵向受拉钢筋配筋率  $\rho$  ( $\rho = A_s / bh_0$ ) 值的关系确定，对钢筋混凝土受弯构件，根据按下列规定取用：

$\rho' = 0$  时， $\theta = 2.0$

$\rho' = \rho$  时， $\theta = 1.6$

当为中间值时，按直线内插法确定。

对翼缘在受拉区的倒 T 形截面， $\theta$  值应增加 20%。但应注意，按这种  $\theta$  算得的长期挠度如大于相应矩形截面（不考虑受拉翼缘作用时）的长期挠度时，应按矩形截面的计算结果取值。

对于 T 形梁，在有的试验中，看不出  $\theta$  减小的现象，但在个别梁的试验中则出现  $\theta$  试验值有随受压翼缘的加强系数  $\gamma_f'$  的加大而减小的趋势，但减小的不多，由于试件数量小，为简单及安全起见， $\theta$  值仍然按矩形截面取用。

当建筑物所处的环境很干燥时， $\theta$  应酌情增加 15-20%。

#### 9.1.4 影响截面受弯刚度的主要因素

##### 1 影响短期刚度 $B_s$ 的因素

通过试验梁  $M-\phi$  的曲线、短期刚度  $B_s$  计算表达式建立过程的分析，影响短期刚度  $B_s$  的外在因素主要是截面上的弯矩大小，内在主要因素是截面有效高度  $h_0$ 、混凝土强度等级、截面受拉钢筋的配筋率  $\rho$  以及截面的形式。

通过  $M-\phi$  曲线我们看到，随着截面上弯矩的增加，在受拉区混凝土开裂以后，截面曲率增长的幅度很大，说明截面的弯曲刚度在下降，这主要是由于受拉区混凝土开裂引起截面的有效工作截面减小以及混凝土塑性发展造成的。

通过短期刚度  $B_s$  计算表达式的参量进一步逐一分析。我们可以得到，当混凝土强度、钢筋种类以及受拉钢筋截面确定时，矩形截面受弯构件的  $B_s$  与梁截面宽度  $b$  成正比例、与梁截面有效高度  $h_0$  的三次方成正比例，增加截面有效高度  $h_0$  是提高刚度的最为有效的措施。当钢筋种类、截面尺寸给定、在常用配筋率  $\rho = 1\% \sim 2\%$  的情况下，提高混凝土强度等级对构件的  $B_s$  提高作用不大，但对低配筋率  $\rho = 0.5\%$  左右时，提高混凝土强度等级则构件的  $B_s$  有所增大。当有受拉翼缘或受压翼缘时，都会使构件的  $B_s$  有所增长。

##### 2 影响长期刚度 $B$ 的因素

在荷载长期作用下，受拉区混凝土将发生徐变，使受压区混凝土的应力松弛，以及受拉区混凝土与钢筋间的滑移使受拉区混凝土不断地退出工作，因而钢筋的平均应变随时间而增大，此外，由于纵向受拉钢筋周围混凝土的收缩受到钢筋的抑制，当受压区纵向钢筋用量较小时，受压区混凝土可较自由地产生收缩变形，这些因素均将导致梁长期刚度的降低。

试验表明，在加载初期，梁的挠度增长较快，随后，在荷载长期作用下，其增长趋势逐渐减缓，后期挠度虽然继续增长，但增值不大。国内的试验表明，受压钢筋对荷载短期作用下的短期刚度影响较小，但对荷载长期作用下受压区混凝土的徐变以及梁的长期刚度下降起着抑制的作用。抑制程度与受压钢筋和受拉钢筋的相对数量的增大而增大，但到一定的程度抑制作用不在加强。

### 9.1.5 最小刚度原则与挠度验算

在求得钢筋混凝土构件的短期刚度  $B_s$  或长期刚度  $B$  后, 挠度值可按一般材料力学公式计算, 需将上述算得的刚度值代替材料力学公式中的弹性刚度即可。

由于沿构件长度方向的配筋量及弯矩均为变值, 因此, 沿构件长度方向的刚度也是变化的。例如, 在承受对称集中荷载作用的简支梁, 除纯弯区段外, 在剪跨段各截面上的弯矩是不相等的, 越靠近支座弯矩越小。靠近支座的截面弯曲刚度要比纯弯段内的大, 但在剪跨段内存在剪切变形, 甚至可能出现少量斜裂缝, 会使梁的挠度增大。为了简化计算, 对等截面构件, 可假定同号弯矩的每一区段内各截面的刚度是相等的, 并按该区段内最大弯矩处的刚度(最小刚度)来计算, 这就是最小刚度计算原则, 例如, 对于均布荷载作用下的单跨简支梁的跨中挠度, 即按跨中截面最大弯矩  $M_{\max}$  处的刚度  $B$  ( $B = B_{\min}$ ) 计算而得

$$f = \frac{5}{48} \frac{M_{\max} l_0^2}{B_{\min}} \quad (9-21)$$

又如对承受均布荷载的单跨外伸梁如图 9-7, AE 段按 D 截面的弯曲刚度取用; EF 段按 C 截面的弯曲刚度取用。

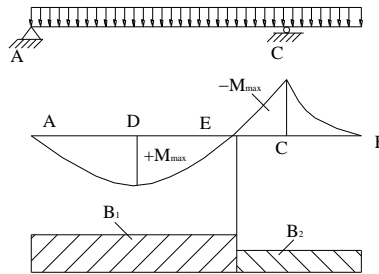


图 9-7 均布荷载作用下的单跨外伸梁的弯矩图及刚度取值

[例题 9-1] 已知矩形截面简支梁的截面尺寸  $b \times h = 200 \times 500 \text{mm}$ , 计算跨度  $l_0 = 6 \text{m}$ , 承受均布荷载, 跨中按荷载效应标准组合计算的弯矩  $M_k = 110 \text{kN} \cdot \text{m}$ , 其中按荷载效应准永久组合计算的弯矩值占一半, 即  $M_q = 55 \text{kN} \cdot \text{m}$ 。混凝土强度等级为 C20, 在受拉区配置 HRB335 级钢筋, 共  $2\phi 20 + 2\phi 16$  ( $A_s = 1030 \text{mm}^2$ ), 梁的允许挠度为  $l_0/200$ 。试验算挠度是否符合要求。

解:  $f_k = 1.54 \text{N/mm}^2$ ,  $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ,  $E_c = 2.55 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ ,  $\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} = 7.84$

$$h_0 = 600 - 35 = 465 \text{mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1013}{200 \times 465} = 0.0111$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{1013}{0.5 \times 200 \times 500} = 0.0206$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87A_s h_0} = \frac{110 \times 10^6}{0.87 \times 1030 \times 465} = 264 \text{N/mm}^2$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_k}{\rho_{te}\sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.54}{0.0206 \times 264} = 0.916$$



$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f'}} = \frac{2 \times 10^5 \times 1030 \times 465^2}{1.15 \times 0.916 + 0.2 + 6 \times 7.84 \times 0.0111} = 2.51 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

又  $\rho' = 0$  时,  $\theta = 2.0$

$$B = \frac{M_k}{M_q(\theta - 1) + M_k} B_s = \frac{110 \times 10^6}{55 \times 10^6(2 - 1) + 110 \times 10^6} \times 2.51 \times 10^{13} = 1.67 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$f_l = \frac{5}{48} \frac{M_k l_0^2}{B} = \frac{5}{48} \times \frac{110 \times 10^6 \times 6000^2}{1.67 \times 10^{13}} = 24.7 \text{ mm}$$

$$\frac{f_l}{l_0} = \frac{24.7}{6000} = \frac{1}{243} < \frac{1}{200} \quad \text{满足要求。}$$

[例题 9-2]: 钢筋混凝土空心楼板截面尺寸为  $120 \times 860 \text{ mm}$  (如图 9-8), 计算跨度  $l_0 = 3.04 \text{ m}$ , 板承受自重, 抹面重量及楼面均布活荷载, 跨中按荷载效应标准组合计算的弯矩值  $M_k = 53488 \text{ N} \cdot \text{m}$ , 按荷载效应准永久组合计算的弯矩值  $M_q = 33430 \text{ N} \cdot \text{m}$ 。混凝土强度等级为 C20, 配置 HRB235 级钢筋  $9\phi 8$  ( $A_s = 452 \text{ mm}^2$ ), 混凝土配置板允许挠度为  $l_0/200$ , 试验算该板的挠度。

解 将圆孔按等面积、同形心轴位置和对形心轴惯性矩不变的原则折算成矩形孔, 如图 9-8, 即

$$\frac{\pi d^2}{4} = b_1 h_1, \quad \frac{\pi d^4}{64} = \frac{b_1 h_1^3}{12}$$

可以求得  $b_1 = 0.91d = 0.91 \times 76 = 69.16 \text{ mm}$ ,  $h_1 = 0.87d = 66 \text{ mm}$ 。折算后的工字形截面尺寸如图 9-8 所示

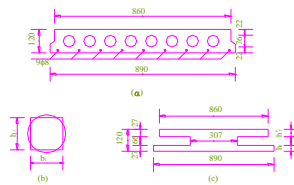


图 9-8 工字形截面尺寸

$$h_0 = 120 - 15 = 105 \text{ mm}$$

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^5}{2.55 \times 10^4} = 7.84$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{452}{307 \times 105} = 0.014$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh + (b_f - b)h_f} = \frac{452}{0.5 \times 307 \times 120 + (890 - 307) \times 27} = 0.0132$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87A_s h_0} = \frac{5348800}{0.87 \times 452 \times 105} = 130 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_k}{\rho_{te}\sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.54}{0.0132 \times 130} = 0.517$$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(860 - 307) \times 27}{307 \times 105} = 0.461$$

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma'_f}}$$

$$= \frac{2 \times 10^5 \times 452 \times 105^2}{1.15 \times 0.517 + 0.2 + \frac{6 \times 7.84 \times 0.014}{1 + 3.5 \times 0.461}}$$

$$= 9.52 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$B = \frac{M_k}{M_q(\theta - 1) + M_k} B_s$$

$$= \frac{53488}{33430 \times (2 - 1) + 53488} \times 9.52 \times 10^{11}$$

$$= 5.86 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$f_l = \frac{5}{48} \frac{M_k l_0^2}{B} = \frac{5}{48} \times \frac{5348800 \times 3040^2}{5.86 \times 10^{11}}$$

$$= 8.8 \text{ mm}$$

$$\frac{f_l}{l_0} = \frac{8.8}{3040} = \frac{1}{345} < \frac{1}{200} \quad \text{满足要求。}$$

## 9.2 钢筋混凝土构件裂缝宽度验算

### 9.2.1 垂直裂缝的出现、分布与开展

钢筋混凝土受弯构件的纯弯段内,在混凝土未开裂之前,受拉区钢筋与混凝土共同受力。沿构件长度方向,钢筋应力与混凝土应力各自大致保持相等。

随着荷载的增加,当混凝土的拉应力达到其抗拉强度时,由于混凝土的塑性发展,并没有立刻出现裂缝;当混凝土的拉应变接近其极限拉应变值的时候,则处于即将出新裂缝的状态,如图 9-9(a)。这时在构件最薄弱的截面上将出现第一条(第一批)裂缝,如图 9-9(b)。裂缝出现以后,裂缝截面上开裂的混凝土脱离工作,原来由混凝土承担的拉力转由钢筋承担,因此,裂缝截面处钢筋的应变与应力突然增高。配筋率低,钢筋的应力增量相对较大。混凝土一旦开裂,裂缝两边原来紧张受拉的混凝土立即回缩,裂缝一出现就有一定的宽度。在纯弯段内的裂缝主要是由弯曲内力引起的,拉区应力单元体的主拉应力方向垂直正截面的,所以在纯弯段拉区产生的裂缝是垂直杆轴的裂缝。

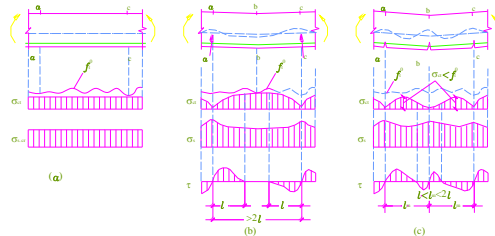


图 9-9 裂缝的出现、分布和开展

随着裂缝截面钢筋应力的增大,裂缝两侧钢筋与混凝土之间产生粘结应力,钢筋将阻止混凝土的回缩,是混凝土不能回缩到完全放松的无应力状态。这种粘结应力将钢筋的应力向混凝土传递,使混凝土参与工作。随着离裂缝截面的距离增加,钢筋应力逐渐减小,混凝土拉应力增加。当达到一定距离  $l_{cr,min}$  后,粘结应力消失,钢筋与周围的混凝土间又具有相同的应变。随着荷载的增加,此截面处的混凝土拉应力达到抗拉极限强度时,即将出现新的(第二条或第二批)裂缝,如图 9-9(c)。

新的裂缝出现以后，该截面裂开的混凝土又退出工作、拉应力为零，钢筋的应力突增。沿构件长度方向，钢筋与混凝土应力随着离开裂缝面的距离而变化，距离越远，混凝土应力越大，钢筋应力越小，中和轴的位置也沿纵向呈波浪形变化。

试验表明，由于混凝土质量的不均匀性，裂缝间距也疏密不等，存在着效大的离散性，在同一纯弯区段内，最大裂缝间距可为平均裂缝间距的 1.3~2.0 倍，但在原有裂缝两侧 的范围内，或当已有裂缝间距小于  $2l_{cr,min}$  时，其间不可能出现新的裂缝。因为这时通过累计粘结力传递混凝土拉力不足以使混凝土开裂。一般在荷载超过抗裂荷载的 50% 以上时，裂缝间距渐趋稳定。再增加荷载，裂缝宽度不断增大，并继续延伸，构件中不出现新的裂缝，当钢筋应力接近屈服时，粘应力几乎完全消失，裂缝间混凝土基本退出工作，钢筋应力渐趋相等。

可见，裂缝的开展是由于混凝土的回缩，钢筋的伸长，导致混凝土与钢筋之间不断产生相对的滑移的结果。我国《规范》定义的裂缝开展宽度是指受拉钢筋重心水平处构件侧面混凝土的裂缝宽度。试验表明，沿裂缝的深度方向，裂缝的宽度是不相等的，构件表面处裂缝的宽度比钢筋表面处的裂缝宽度大。

由于影响裂缝宽度的因素很多，如混凝土的徐变和拉应力的松弛，使裂缝变宽；混凝土的收缩也会使裂缝加宽。由于材料的不均匀性以及截面尺寸的偏差等因素的影响，裂缝的出现具有某种程度的偶然性，因而裂缝的分布和宽度也是不均匀的。对荷载裂缝的机理，不少学者具有不同的观点。第一类是粘结滑移理论，认为裂缝间距是由通过粘结力从钢筋传递到混凝土上所决定的，裂缝宽度是构件开裂后钢筋和混凝土之间的相对滑移造成的。第二类是无滑移理论，它假定在使用阶段范围内，裂缝开展后，钢筋与其周围混凝土之间粘结强度并未破坏，相对滑动很小可忽略不计，裂缝宽度主要是钢筋周围混凝土受力时变形不均匀造成的。第三类是将前两种裂缝理论相结合而建立的综合理论。我国《规范》是以粘结滑移理论为依托，结合无滑移理论，采用先确定平均裂缝间距和平均裂缝宽度，然后乘以根据试验统计求得“扩大系数”的方法来确定最大裂缝宽度。

### 9.2.2 平均裂缝间距

裂缝的分布规律与钢筋和混凝土之间的粘结应力有着密切的关系。如图 9-10 所示，取  $ab$  段的钢筋为脱离体， $a$  截面处为第一条裂缝截面； $b$  截面为即将出现第二条裂缝截面。设

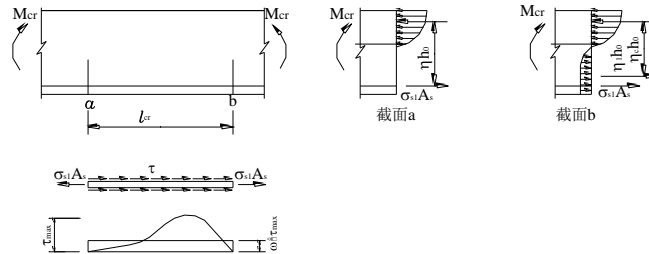


图 9-10 受弯构件即将出现第二条裂缝时钢筋、混凝土及其粘结应力平均裂缝间距为  $l_{cr}$ ，按内力平衡条件，有

$$\sigma_{s1}A_s - \sigma_{s2}A_s = \omega' \tau_{max} u l_{cr} \quad (9-22)$$

式中  $\tau_{max}$  ——钢筋与混凝土之间粘结应力的最大值；

$\omega'$  ——钢筋与混凝土之间粘结应力图形丰满系数；

$u$  ——受拉钢筋截面周长总和。

截面  $a$ 、 $b$  承担的弯矩均为  $M_{cr}$ 。截面  $a$  上，钢筋的应力为  $\sigma_{s1} = \frac{M_{cr}}{A_s \eta_1 h_0}$ 。截面  $b$  上的  $M_{cr}$  由两部分组成，一部分是由混凝土承担的  $M_c$ ，另一部分是由钢筋承担的  $M_s$ ，即  $M_{cr} = M_c + M_s$ 。

钢筋的应力为  $\sigma_{s2} = \frac{M_s}{A_s \eta_1 h_0} = \frac{M_{cr} - M_c}{A_s \eta_1 h_0}$ 。

忽略截面  $a$ 、 $b$  上的钢筋所承担内力内力臂的差异，取  $\eta \approx \eta_1$ ，将  $\sigma_{s1}$ 、 $\sigma_{s2}$  代入公式 (9-22) 整理得

$$\frac{M_c}{\eta h_0} = \omega' \tau_{max} u l_{cr}$$

$$\text{即 } l_{cr} = \frac{M_c}{\omega' \tau_{\max} u \eta h_0} \quad (9-23)$$

$M_c$  按公式 (9-7) 计算, 则

$$M_c l_{cr} = \frac{\eta_2 h}{4 \eta h_0} \cdot \frac{f_{tk}}{\omega' \tau_{\max}} \cdot \frac{d}{\rho_e} \quad (9-24)$$

式中  $d$ ——受拉钢筋直径。

受拉区混凝土和钢筋之间是相互制约和影响的, 参与作用的混凝土只包括钢筋周围一定距离范围内受拉区混凝土的有效面积, 对于离钢筋较远的受拉区混凝土对钢筋基本不起影响作用。受拉混凝土有效面积越大, 所需传递粘结力的长度就越长, 裂缝间距就越大。试验表明, 混凝土和钢筋之间的粘结强度大约与混凝土的抗拉强度成正比, 将  $\frac{\omega' \tau_{\max}}{f_{tk}}$  取为常数。同

时  $\frac{\eta_2 h}{\eta h_0}$  也可近似取为常数、考虑钢筋表面粗糙情况对粘结力的影响, 可得

$$l_{cr} = k_1 \frac{d}{v \rho_e} \quad (9-25)$$

式中  $k_1$ ——经验系数 (常数);

$v$ ——纵向受拉钢筋相对粘结特征系数。

公式 (9-25) 表明,  $l_{cr}$  与  $d/\rho_e$  成正比, 这与试验结果不能很好地符合, 当  $\rho_e$  很大时, 实际的裂缝间距并不是趋近于零。因此, 需要对公式 (9-25) 进一步的修正。

由于混凝土和钢筋的粘结, 钢筋对受拉张紧的混凝土的回缩有约束作用, 随着混凝土保护层厚度的增大, 外表混凝土较靠近钢筋内芯混凝土受到的约束作用小, 所以当出现第一条裂缝后, 只有离该裂缝较远处的外表混凝土才有可能达到混凝土抗拉强度, 在此处才会出现第二条裂缝。试验证明, 混凝土的保护层厚度从 30mm 降到 15mm 时, 平均裂缝间距减小 30%。在确定平均裂缝间距时, 适当考虑混凝土保护层厚度的影响, 对公式 (9-25) 的修正是必要的、合理的。

可在公式 (9-25) 中引入  $k_2 c$  以考虑混凝土保护层厚度的影响。平均裂缝间距  $l_{cr}$  可按下式计算

$$l_{cr} = k_2 c + k_1 \frac{d}{v \rho_e} \quad (9-26)$$

式中  $c$ ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离 (mm): 当  $c < 20$  时, 取  $c = 20$ ; 当  $c > 65$  时, 取  $c = 65$ ;

$k_2$ ——经验系数 (常数)。

根据试验资料的分析并参考以往的工程经验, 取  $k_1 = 0.08$ ,  $k_2 = 1.9$ 。将公式 (9-25) 中的  $\frac{d}{v}$  值以纵向受拉钢筋的等效直径  $d_{eq}$  代入, 则有  $l_{cr}$  的计算公式为

$$l_{cr} = 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_e} \quad (9-27)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \quad (9-28)$$

式中  $d_{eq}$ ——受拉区纵向钢筋的等效直径 (mm);

$n_i$ ——受拉区第  $i$  种纵向钢筋的根数;

$d_i$ ——受拉区第  $i$  种纵向钢筋的公称直径 (mm);

$v_i$ ——受拉区第  $i$  种纵向钢筋的相对粘结特征系数, 对带肋钢筋, 取  $v_i = 1.0$ ; 对光面圆钢筋, 取  $v_i = 0.7$ 。

公式 (9-27) 包含了粘结滑移理论中重要的变量  $d_{eq}/\rho_e$  以及无滑移理论中的重要变量  $c$  的影响, 实质上是把两种理论结合在一起的综合理论计算的裂缝间距的公式。

粘结应力传递长度短, 则裂缝分布密些。裂缝间距与粘结强度及钢筋表面面积大小有关, 粘结强度高, 裂缝间距小; 钢筋面积相同, 使用小直径钢筋时, 裂缝间距小。裂缝间距也与配筋率有关, 低配筋率情况下裂缝间距较长。

### 9.2.3 平均裂缝宽度

#### 1 受弯构件平均裂缝宽度

裂缝宽度的离散性比裂缝间距更大，平均裂缝宽度的计算必须以平均裂缝间距为基础。平均裂缝宽度等于两条相邻裂缝之间（计算取平均裂缝间距  $l_{cr}$ ）钢筋的平均伸长与相同水平处受拉混凝土平均伸长的差值，见图 9-11，即

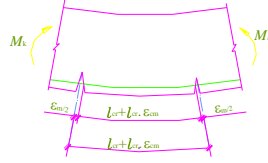


图 9-11 受弯构件开裂后的裂缝宽度

$$\omega_m = \epsilon_{sm} l_{cr} - \epsilon_{cm} l_{cr} = \epsilon_{sm} l_{cr} \left(1 - \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_{sm}}\right) \quad (9-29)$$

式中  $\omega_m$  ——平均裂缝宽度；

$\epsilon_{sm}$  ——纵向受拉钢筋的平均拉应变；

$\epsilon_{cm}$  ——与纵向受拉钢筋相同水平处受拉混凝土的平均应变。

令  $\alpha_c = 1 - \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_{sm}}$ ，又  $\epsilon_{sm} = \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s}$ ，则平均裂缝宽度为

$$\omega_m = \alpha_c \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr} \quad (9-30)$$

$\alpha_c$  为考虑裂缝间混凝土自身伸长对裂缝宽度的影响系数。其值与配筋率、截面形状及混凝土保护层厚度有关，但其变化幅度较小。通过对试验资料分析，对受弯、轴心受拉、偏心受力构件，取  $\alpha_c = 0.85$ 。

这样，在荷载效应标准组合作用下平均裂缝宽度的计算公式为

$$\omega_m = 0.85 \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr} \quad (9-31)$$

这里按式 (9-5) 计算裂缝截面处的按荷载效应标准组合下纵向受拉钢筋应力  $\sigma_{sk}$ ，钢筋应力不均匀系数按式 (9-9) 计算。

#### 2 轴心受拉构件的平均裂缝宽度

轴心受拉构件的裂缝机理与受弯构件基本相同。根据试验资料，平均裂缝间距公式为

$$l_{cr} = 1.1(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_e}) \quad (9-32)$$

平均裂缝宽度计算公式按 (9-30)  $\omega_m = 0.85 \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr}$  计算，其中荷载效应标准组合计算的混凝土构件裂缝截面处纵向受拉钢筋应力  $\sigma_{sk}$  为

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k}{A_s} \quad (9-33)$$

式中  $\rho_e$  ——纵向受拉钢筋配筋率。 $\rho_e = A_s / A_e$ ； $A_s$  是全部纵向受拉钢筋的截面面积， $A_e$  是构件截面面积。当  $\rho_e < 0.01$  时，取  $\rho_e = 0.01$ 。

$N_k$  ——按荷载效应标准组合计算的轴向力值；

钢筋应力不均匀系数  $\psi$  采用式 (9-9) 计算。

#### 3 偏心受力构件的平均裂缝宽度

偏心受力构件平均裂缝间距的计算公式和平均裂缝宽度计算公式分别按受弯构件的  $l_{cr} = 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_e}$ 、 $\omega_m = 0.85 \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr}$  计算，钢筋应力不均匀系数  $\psi$  按式 (9-9) 计算。但偏心受力构件在标准轴向压（拉）力作用下裂缝截面的钢筋应力需分别按下列公式计算。

(1) 对偏心受压构件

裂缝截面的应力图如图 9-12 所示。

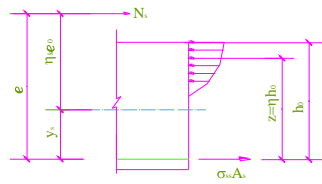


图 9-12 偏心受压构件受力简图

对受压区合力点取矩，得

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k(e-z)}{zA_s} \quad (9-34)$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s \quad (9-35)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000e_0/h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (9-36)$$

式中  $N_k$ ——按荷载效应标准组合计算的轴向力值；

$e$ ——轴向压力  $N_k$  作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离；

$y_s$ ——截面重心至纵向受拉钢筋合力点的距离；

$\eta_s$ ——使用阶段的轴向压力偏心距增大系数，当  $\frac{l_0}{h} \leq 14$  时，取  $\eta_s = 1.0$ ；

$e_0$ ——轴向压力  $N_k$  作用点至截面重心的距离；

$z$ ——纵向受拉钢筋合力点至受压区合力点之间的距离， $z = \eta h_0 \leq 0.87$ ， $\eta$  是内力臂系数。

对于偏心受压构件， $\eta$  的计算较麻烦，根据电算分析结果，适当考虑受压区混凝土的塑性影响，为简便起见，近似取为

$$\eta = 0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \quad (9-37)$$

和受弯构件一样  $\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}$ ，如果  $h'_f > 0.2h_0$ ，按  $h'_f = 0.2h_0$  计算。

(2) 对偏心受拉构件  
裂缝截面的应力图如图 9-13 所示。

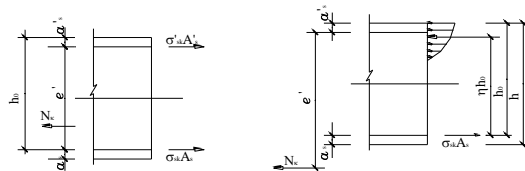


图 9-13 偏心受拉构件裂缝截面处应力图形

按荷载效应标准组合计算的轴向力拉力  $N_k$ ，无论其作用在纵向钢筋  $A_s$  及  $A'_s$  之间、还是作用在纵向钢筋  $A_s$  及  $A'_s$  之外时，认为都存在有受压区，受压区合力点近似位于受压钢筋合力点处。轴向力拉力  $N_k$  对受压区合力点取矩，可得

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k e'}{A_s(h_0 - a'_s)} \quad (9-38)$$

式中  $e'$ ——轴向拉力作用点至受压区或受拉较小边纵向钢筋合力点的距离， $e' = e_0 + y_c - a'_s$ ； $y_c$  是截面重心至受压或较小受拉边缘的距离。

#### 9.2.4 最大裂缝宽度及其验算

最大裂缝宽度由平均裂缝宽度乘以“扩大系数”得到。“扩大系数”主要考虑以下两种情况：一是考虑在荷载标准组合下裂缝的不均匀性；二是考虑在荷载长期作用下的混凝土进一步收缩、受拉混凝土的应力松弛以及混凝土和钢筋之间的滑移徐变等因素，裂缝间受拉混凝土不断退出工作，使裂缝宽度加大。最大裂缝宽度的计算按下式计算

$$\omega_{\max} = \tau \tau_l \omega_m \quad (9-39)$$

式中  $\tau$  —— 裂缝宽度不均匀扩大系数；  
 $\tau_l$  —— 荷载长期作用的对裂缝的影响系数。

$\tau$  值可根据试验，按统计方法求得。根据我国的短期荷载作用下的试验，得出受弯、偏压构件的  $\tau$  计算值为 1.66，轴心受拉、偏心受拉构件的  $\tau$  计算值为 1.9，根据试验观测结果， $\tau_l$  的平均值可取 1.66，同时考虑荷载的组合系数 0.9 则取  $\tau_l$  的计算值为 1.5。

我国《规范》规定在矩形、T 形、倒 T 形和工字形截面的钢筋混凝土受拉、受弯和偏心受压构件中，按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响下的最大裂缝宽度 (mm) 可按下式计算

$$\omega_{\max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_e} \right) \quad (9-40)$$

式中  $\alpha_{cr}$  —— 构件受力特征系数。对钢筋混凝土构件，轴心受拉构件， $\alpha_{cr} = 2.7$ ；偏心受拉构件， $\alpha_{cr} = 2.4$ ；受弯和偏心受压构件， $\alpha_{cr} = 2.1$ ；

直接承受吊车的受弯构件主要承受短期荷载，卸载后裂缝可部分闭合。同时吊车满载的可能性也不大，最大裂缝宽度是按  $\psi = 1.0$  计算的。《规范》规定，对承受吊车荷载但不需要作疲劳验算的受弯构件，可将计算求得的最大裂缝宽度乘以系数 0.85。

构件在正常使用状态下，裂缝宽度应满足

$$\omega_{\max} \leq \omega_{\lim} \quad (9-41)$$

式中  $\omega_{\lim}$  —— 《规范》规定的允许最大裂缝宽度。

对于  $e_0/h_0 \leq 0.55$  的小偏心受压构件，可不验算裂缝宽度。

由裂缝宽度的计算公式可知，影响荷载裂缝宽度的主要因素是钢筋应力，裂缝宽度与钢筋应力近似成线性关系。钢筋的直径，外形，混凝土保护层厚度以及配筋率等也是比较重要的影响因素，混凝土强度对裂缝宽度并无显著影响。

由于钢筋应力是影响裂缝宽度的主要因素，为了控制裂缝，在普通钢筋混凝土结构中，不宜采用高强度钢筋。带肋钢筋的粘结强度较光面钢筋大得多，故采用带肋钢筋是减少裂缝宽度的一种有力措施。采而细而密的钢筋，因表面积大而使粘结力增大，可使裂缝间距及裂缝宽度减小，只要不给施工造成较大困难，应尽可能选用较细直径的钢筋，这种方法是行之有效而且最为方便的。但对于带肋钢筋而言，因粘结强度很高，钢筋直径  $d$  已不再影响裂缝宽度的重要因素了。

混凝土保护层越厚，裂缝宽度越大，但混凝土碳化区扩展到钢筋表面所需的时间就越长，从防止钢筋锈蚀的角度出发，混凝土保护层宜适当加厚。

解决荷载裂缝问题的最有效办法是采用预应力混凝土结构，它能使结构不发生荷载裂缝或减少裂缝宽度。

[例 9-3] 已知矩形截面简支梁的截面尺寸  $b \times h = 200 \times 500 \text{mm}$ ，计算跨度  $l_0 = 6 \text{m}$ ，承受均布荷载，跨中按荷载效应标准组合计算的弯矩  $M_k = 110 \text{KN} \cdot \text{m}$ 。混凝土强度等级为 C20，在受拉区配置 HRB335 级钢筋，共  $2\phi 20 + 2\phi 16$  ( $A_s = 1030 \text{mm}^2$ )，混凝土保护层厚度  $c = 25 \text{mm}$ ，梁的允许出现的最大裂缝宽度为限值是  $\omega_{\lim} = 0.3 \text{mm}$ 。试验算最大裂缝宽度是否符合要求。

解  $f_k = 1.54 \text{N/mm}^2$ ， $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ， $h_0 = 500 - 35 = 465 \text{mm}$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87 A_s h_0} = \frac{110 \times 10^6}{0.87 \times 1030 \times 465} = 264 \text{N/mm}^2$$

$$\rho_e = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{1013}{0.5 \times 200 \times 500} = 0.0206$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_k}{\rho_e \sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.54}{0.0206 \times 264} = 0.916$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} = \frac{2 \times 20^2 + 2 \times 16^2}{2 \times 1 \times 20 + 2 \times 1 \times 16} = 18.2 \text{mm}$$

$$\begin{aligned}\omega_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_w} \right) \\ &= 2.1 \times 0.916 \times \frac{264}{2.0 \times 10^5} \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{18.2}{0.0206} \right) \\ &= 0.28 \text{mm} < 0.3 \text{mm}\end{aligned}$$

满足要求。

[例 9-4] 矩形截面轴心受拉构件，截面尺寸为  $b \times h = 160 \times 400 \text{mm}$ ，按荷载效应标准组合计算的轴向拉力  $N_k = 150 \text{KN}$ ，混凝土强度等级为 C25，在受拉区配置 HRB335 级钢筋，共  $2\phi 20 + 2\phi 16$  ( $A_s = 1030 \text{mm}^2$ )，钢筋布置在截面的四角。混凝土保护层厚度  $c = 25 \text{mm}$ ，允许出现的最大裂缝宽度为限值是  $\omega_{im} = 0.2 \text{mm}$ 。试验算最大裂缝宽度是否符合要求。

$$\begin{aligned}\text{解 } f_{tk} &= 1.78 \text{N/mm}^2 \\ \sigma_{sk} &= \frac{N_k}{A_s} = \frac{150000}{1030} = 145 \text{N/mm}^2 \\ \rho_w &= \frac{A_s}{A_e} = \frac{1030}{160 \times 400} = 0.016 \\ \psi &= 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_w \sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.78}{0.016 \times 145} = 0.601 \\ d_{eq} &= \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} = \frac{2 \times 20^2 + 2 \times 16^2}{2 \times 1 \times 20 + 2 \times 1 \times 16} = 18.2 \text{mm} \\ \omega_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_w} \right) \\ &= 2.7 \times 0.601 \times \frac{145}{2.0 \times 10^5} \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{18.2}{0.016} \right) \\ &= 0.16 \text{mm} < 0.2 \text{mm}\end{aligned}$$

满足要求。

[例 9-5] 矩形截面偏心受压柱的截面尺寸为  $b \times h = 400 \times 600 \text{mm}$ ，按荷载效应标准组合计算的轴向拉力值  $N_k = 370 \text{KN}$ 、弯矩  $M_k = 170 \text{kN} \cdot \text{m}$ ，混凝土强度等级为 C30，配置 HRB335 级钢筋， $4\phi 20$  ( $A_s = A'_s = 1256 \text{mm}^2$ )，混凝土保护层厚度  $c = 35 \text{mm}$ ，柱子的计算长度  $l_0 = 4.2 \text{m}$ 。允许出现的最大裂缝宽度为限值是  $\omega_{im} = 0.2 \text{mm}$ 。试验算最大裂缝宽度是否符合要求。

$$\begin{aligned}\text{解 } f_{tk} &= 2.01 \text{N/mm}^2, \quad h_0 = 600 - 45 = 555 \text{mm} \\ \frac{l_0}{h} &= \frac{4200}{600} = 7 < 14 \quad \text{取 } \eta_s = 1.0 \\ e_0 &= \frac{M_k}{N_k} = \frac{170 \times 10^6}{370 \times 10^3} = 459 \text{mm} \\ e &= \eta_s e_0 + y_s = 1 \times 459 + \frac{600}{2} - 45 = 714 \text{mm} \\ z &= \eta h_0 = \left[ 0.87 - 0.12 \left( \frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \\ &= \left[ 0.87 - 0.12 \left( \frac{555}{714} \right)^2 \right] \times 555 \\ &= 0.797 \times 555 = 442 \text{mm} \\ \sigma_{sk} &= \frac{N_k (e - z)}{z A_s} \\ &= \frac{370000 \times (714 - 442)}{442 \times 1256} \\ &= 181 \text{N/mm}^2 \\ \rho_w &= \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{1256}{0.5 \times 400 \times 500} = 0.0105 \\ \psi &= 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_w \sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 2.01}{0.0105 \times 181} = 0.413\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\omega_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{ed}}{\rho_w} \right) \\ &= 2.1 \times 0.413 \times \frac{181}{2.0 \times 10^5} \left( 1.9 \times 35 + 0.08 \times \frac{20}{0.0105} \right) \\ &= 0.17 \text{mm} < 0.2 \text{mm}\end{aligned}$$

满足要求。

[例 9-6] 矩形截面偏心受拉构件的截面尺寸为  $b \times h = 160 \times 200 \text{mm}$ ，按荷载效应标准组合计算的轴向拉力值  $N_k = 130 \text{KN}$ ，偏心距  $e_0 = 35 \text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C25，配置 HRB335 级钢筋，共  $4\phi 16$  ( $A_s = A'_s = 402 \text{mm}^2$ )，混凝土保护层厚度  $c = 25 \text{mm}$ 。允许出现的最大裂缝宽度为限值  $\omega_m = 0.3 \text{mm}$ 。试验算最大裂缝宽度是否符合要求。

解  $f_{tk} = 1.78 \text{N/mm}^2$ ， $h_0 = 200 - 35 = 165 \text{mm}$

$$e' = e_0 + y_c - a'_s = 35 + \frac{200}{2} - 35 = 100 \text{mm}$$

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k e'}{A_s (h_0 - a'_s)} = \frac{130000 \times 100}{402 \times (165 - 35)} = 249 \text{N/mm}^2$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{402}{0.5 \times 160 \times 200} = 0.0251$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_w \sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.78}{0.0251 \times 249} = 0.915$$

$$\begin{aligned}\omega_{\max} &= \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left( 1.9c + 0.08 \frac{d_{ed}}{\rho_w} \right) \\ &= 2.4 \times 0.915 \times \frac{249}{2.0 \times 10^5} \left( 1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{16}{0.0251} \right) \\ &= 0.27 \text{mm} < 0.3 \text{mm}\end{aligned}$$

满足要求。

## 9.3 钢筋混凝土构件的截面延性

### 9.3.1 延性的概念

在设计钢筋混凝土结构构件时，不仅要满足承载力、刚度及稳定性的要求，而且应具有一定的延性。

结构、构件或截面的延性是指进入屈服阶段，达到最大承载力及以后，在承载力没有显著下降的情况下承受变形的能力。是反映它们耐受后期变形的能力。“后期”指的是从钢筋开始屈服进入破坏阶段直到最大承载力（或下降到最大承载力的 85%）时的整个过程。构件或结构的破坏可以归结为两种情况，一是脆性破坏；二是延性破坏，两种破坏的典型力—变形曲线如图 9-14 所示。

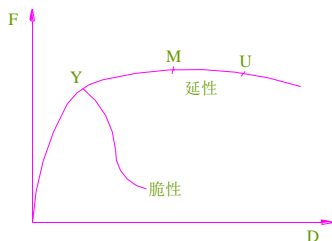


图 9-14 两类破坏的典型力—变形曲线

从图上可以看出，延性较大，说明延性好，当达到最大承载力后，发生较大的后期变形才破坏，破坏时有一定的安全感。反之，延性差，达到承载力后，容易产生突然的脆性破坏，破坏时缺乏明显的预兆。

设计时，要求结构构件具有一定的延性，其目的在于：

- (1) 破坏前有明显的预兆，破坏过程缓慢，因而可采用偏小的计算可靠度，相对经济；
- (2) 对出现非预计荷载，如偶然超载、温度升高、基础沉降引起附加内力、荷载反向等情

况下，有较强的承受和抗衡力；

(3) 有利于实现超静定结构的内力充分重分布，节约钢材；

(4) 承受动力作用（如震动、地震、爆炸等）情况下，减小惯性力，吸收更大的动能，减轻破坏程度，有利于修复。

### 9.3.2 受弯构件的截面曲率延性系数

为了度量和比较结构或构件的延性，一般用延性系数来表达。延性系数  $\beta_d$  的表达式为

$$\beta_d = \frac{D_u}{D_y} \quad (9-42)$$

式中  $D_u$  —— 构件或结构保持承载力情况下的极限变形；

$D_y$  —— 构件或结构初始屈服变形。

可见，延性系数  $\beta_d$  反映了构件或结构截面在破坏阶段的变形能力。

构件或结构存在多种力—变形曲线。对受弯构件梁而言，其力—变形曲线可为荷载—跨中挠度曲线；荷载—支座转角曲线；截面弯矩—曲率曲线等，相对应的  $\beta_d$  可为梁构件的挠度延性系数；构件转角延性系数；梁构件的截面曲率延性系数。

受弯构件的截面曲率延性系数  $\beta_\phi$  表示为

$$\beta_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (9-43)$$

式中  $\phi_u$  —— 截面最大承载力时的截面曲率；

$\phi_y$  —— 截面上内纵向受拉钢筋开始屈服时的截面曲率。

图 9-15 给出适筋梁截面受拉钢筋开始屈服和截面最大承载力时的截面应力及应变

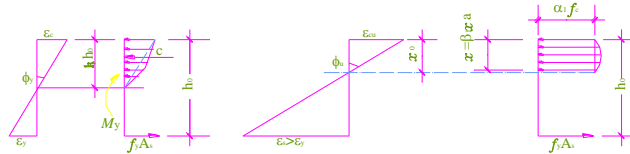


图 9-15 适筋梁截面受拉钢筋开始屈服和截面最大承载力时的截面应力及应变图。采用平截面假定，截面曲率可为

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{(1-k)h_0} \quad (9-44)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} \quad (9-45)$$

截面曲率延性系数

$$\beta_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y} \cdot \frac{(1-k)h_0}{x_u} \quad (9-46)$$

式中  $\varepsilon_{cu}$  —— 受压区边缘混凝土极限压应变；

$\varepsilon_y$  —— 钢筋开始屈服时的钢筋应变， $\varepsilon_y = f_y/E_s$ ；

$k$  —— 钢筋开始屈服时的截面受压区混凝土相对高度；

$x_u$  —— 达到截面最大承载力时混凝土受压区高度。

计算  $k$  可以采用简化的方法，将图 9-16 (a) 中的混凝土压应力分布简化成直线分布，如虚线所示。根据平衡条件有

对于单筋截面梁

$$f_y A_s = \frac{1}{2} \varepsilon_c E_c \cdot k h_0 \cdot b \quad (9-47)$$

式中  $E_c$  —— 混凝土的弹性模量；

$b$  —— 截面的宽度。

又，将  $f_y = \varepsilon_y E_s$ ； $\varepsilon_y = \phi_y (1-k)h_0$ ； $\varepsilon_c = \phi_y k h_0$  关系式代入式 9-47，同时考虑  $\alpha_E = \frac{E_s}{E_c}$ ； $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$ ，

整理得到关于  $k$  的一元二次方程，解方程得

$$k = \sqrt{(\rho\alpha_E)^2 + 2\rho\alpha_E} - \rho\alpha_E \quad (9-48)$$

式中  $\rho$  ——受拉钢筋的配筋率；  
 $\alpha_E$  ——钢筋与混凝土的弹性模量之比。

同理可以得到双筋截面梁

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 \alpha_E^2 + 2(\rho + \rho' a'_s / h_0) \alpha_E} - (\rho + \rho') \alpha_E \quad (9-49)$$

式中  $\rho'$  ——受压钢筋的配筋率， $\rho' = \frac{A'_s}{bh_0}$ 。

达到截面最大承载力时的混凝土受压区高度  $x_u$ ，可用承载力计算中采用的混凝土受压区高度  $x$  来表示，见下式

$$x_u = \frac{x}{\beta_1} = \frac{(\rho - \rho') f_y h_0}{\beta_1 \alpha_1 f_c} \quad (9-50)$$

将式 (9-50) 代入 (9-45) 得

$$\phi_u = \frac{\beta_1 \alpha_1 \varepsilon_{cu} f_c}{(\rho - \rho') f_y h_0} \quad (9-51)$$

将 (9-49) 和 (9-51) 代入 (9-46) 可得截面曲率延性系数

$$\beta_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{1 - \sqrt{(\rho - \rho')^2 \alpha_E^2 + 2(\rho + \rho' a'_s / h_0) \alpha_E} + (\rho + \rho') \alpha_E}{(\rho - \rho')} \cdot \frac{\alpha_1 \beta_1 \varepsilon_{cu} E_s f_c}{f_y^2} \quad (9-52)$$

影响受弯构件的截面曲率延性系数的主要因素是纵向钢筋配筋率、钢筋的屈服强度、混凝土强度和混凝土的极限压应变等。

(1) 纵向受拉钢筋配筋率  $\rho$  增大，延性系数减小。如图 9-16 由于高配筋率时  $k$  和  $x_u$  均增大，致使  $\phi_y$  增大、 $\phi_u$  减小。

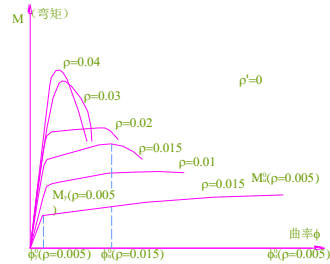


图 9-16 不同配筋率的矩形截面  $M-\phi$  关系曲线

(2) 纵向受压钢筋配筋率  $\rho'$  增大，延性系数可增大。在这时  $k$  和  $x_u$  均减小，致使  $\phi_y$  减小，由于受压区混凝土的塑性发展，使受压钢筋与受压区的混凝土进行内力重分布，同时受压区混凝土自身进行的内力重分布深度发展，使  $\phi_u$  增大。

(3) 混凝土极限压应变  $\varepsilon_{cu}$  增大，延性系数提高。试验表明，采用密置箍筋可以加强对受压混凝土的约束，使混凝土的极限压应变值增大，提高延性系数。

(4) 混凝土强度等级提高，适当减低钢筋屈服强度，也可以提高延性系数。

影响截面曲率延性系数的综合因素实质上是混凝土的极限压应变  $\varepsilon_{cu}$  和钢筋屈服时受压区高度  $kh_0$ 。在实际应用中，采用双筋截面梁。往往在受压区配置受压钢筋的提高延性系数效果要好于箍筋加密的效果；双筋截面梁的曲率延性系数比单筋 T 形截面梁大，这是因为 T 形截面梁的翼缘延性不好。

在结构设计中采用的手段通常有：

- (1) 限制纵向受拉钢筋的配筋率，一般不大于 2.5%；
- (2) 限制纵向受压钢筋和受拉钢筋的最小比例，根据抗震设计要求，一般保持  $A'_s/A_s$  在 0.25~0.5；
- (3) 受压区高度  $x \leq (0.25 \sim 0.35)h_0$ ；
- (4) 在弯矩较大的区段内适当加密箍筋，来提高混凝土的极限压应变。

增强结构的延性，在一定程度上意味着增加了结构的使用年限，这在结构抗震设计中，显得更为重要。

### 9.3.3 偏心受压构件截面曲率延性的分析

影响偏心受压构件截面曲率延性系数的综合因素与受弯构件相同，但偏心受压构件存在轴向压力，会使截面受压区的高度增大，截面曲率延性系数降低很大。

试验研究表明，轴压比  $n = N/f_c A$  是影响偏心受压构件截面曲率延性系数的主要因素之一。在相同混凝土极限压应变值的情况下，轴压比越大，截面受压区高度越大，截面曲率延性系数越小。为了防止出现小偏心受压破坏形态，保证偏心受压构件截面具有一定的延性，应限制轴压比，《规范》规定，考虑地震作用组合的框架柱，根据不同的抗震等级，轴压比限值为  $0.7 \sim 0.9$ 。

偏心受压构件配箍率的大小，对截面曲率延性系数的影响较大。图 9-17 为一组配箍率不同的混凝土棱柱体应力-应变曲线。在图中，配箍率以含箍特征值  $\lambda_s = \rho_s f_y / f_c$  表示，可见  $\lambda_s$  对于  $f_c$  的提高作用不是十分明显，但对破坏阶段的应变影响较大。当  $\lambda_s$  较高时，下降段平缓，混凝土极限压应变值增大，使截面曲率延性系数提高。

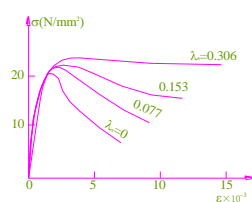


图 9-17 配箍率对棱柱体试件  $\sigma-\varepsilon$  曲线的影响

试验还表明，如采用密置的封闭箍筋或在矩形、方形箍内附加其它形式的箍筋（如螺旋形、井字形等）构成复合箍筋，都能有效地提高受压区混凝土的极限压应变值，增大截面曲率延性系数。

在实际工程中，常采用一些抗震构造措施以保证地震区的框架柱等具有一定的延性。这些措施中最主要的是综合考虑不同抗震等级对结构构件延性的要求。确定轴压比限值，规定加密箍筋的要求及区段等。

## 9.4 混凝土结构的耐久性

### 9.4.1 耐久性的概念与主要影响因素

#### 1 混凝土结构的耐久性

混凝土结构应满足安全性、适用性和耐久性的要求。混凝土结构的耐久性是指在设计使用年限内，结构和结构构件在正常维护条件下应能保持其使用功能，而不需要进行大修加固。设计使用年限按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068确定，设计使用年限对临时性结构是5年；易于替换的结构构件为25年；普通房屋和构筑物为50年；纪念性建筑和特别重要的建筑结构为100年及以上。若建设单位提出更高要求，也可按建设单位的要求确定。

混凝土结构耐久性可以归结为混凝土材料和钢筋材料的耐久性。材料的耐久性是指它暴露在使用环境下，抵抗各种物理和化学作用的能力。混凝土表面暴露在大气中，特别是在恶劣的环境中时，长期到有害物质的侵蚀，以及外界温、湿度等不良气候环境往复循环的影响，使混凝土随使用时间的增长而质量劣化，钢筋发生锈蚀等，致使结构物承载能力降低。

混凝土结构的耐久性问题表现为，混凝土损伤（裂缝、破碎、酥裂、磨损、溶蚀等）；钢筋的锈蚀、疲劳等；以及钢筋与混凝土之间粘结锚固作用的削弱三方面。从短期效应看，影响结构的外观及使用功能，从长远看降低了结构的可靠度。因此，建筑物在承载能力设计同时，应根据其所处环境，重要性程度和设计使用年限的不同，进行必要耐久性设计，这是保证结构安全，延长使用年限的重要条件。

#### 2 影响材料耐久性的因素

钢筋混凝土结构长期暴露在使用环境中，使材料的耐久性降低，其影响因素较多。内部因素主要有混凝土的强度、密实性、水泥用量、氯离子及碱含量、外加剂用量、混凝土保护层厚度；外部因素主要是环境条件，包括温度、CO<sub>2</sub>的含量、侵蚀性介质等。出现耐久性能

下降的问题，往往是内、外部因素综合作用的结果。此外，设计不周、施工质量差或在使用中维修不当等也会影响混凝土的耐久性能。综合内外因素有以下几个具体方面。

#### (1) 材料的质量

钢筋混凝土材料的耐久性，主要取决于混凝土材料的耐久性，试验研究表明，混凝土所取用水灰比的大小是影响混凝土质量的主要因素，当混凝土浇筑成型后，由于未参加水化反应的多余水分的蒸发，容易在集料和水泥浆体界面处或水泥浆体内产生微裂缝，水灰比愈大，微裂缝增加也愈多，在混凝土内所形成的毛细孔率、孔径和畅通程度也大大增加，因此，对材料的耐久性影响愈大，试验表明，当水灰比不大于0.55时，其影响明显减少。

混凝土的水泥用量过少和强度等级过低，则材料的孔隙率增加，密实性差，对材料的耐久性影响也大。

#### (2) 混凝土的碳化。

#### (3) 钢筋的锈蚀。

#### (4) 碱—集料反应

碱—集料反应就是指混凝土中所含有的碱( $\text{Na}_2\text{O}+\text{K}_2\text{O}$ )与其活性集料之间发生化学反应，引起混凝土膨胀、开裂、表面渗出白色浆液。严重时会造成结构的破坏。

混凝土中的碱是从水泥和外加剂中来的。水泥中的碱主要由于其原料粘土和含有钾、钠的燃料煤而引入的。研究表明，水泥的碱含量在(0.6~1.0)%范围或碱含量低于0.6%时的低碱水泥，不会引起碱—集料反应破坏。外加剂中如最常用的萘系高效减水剂，其中含有 $\text{Na}_2\text{SO}_4$ 成份，当高效减水剂掺量高时，会发生碱—集料反应，当高效减水剂掺量为水泥用量的1%时，折合成碱含量为0.045%，一般不会发生碱—集料反应。

活性集料普遍认为有两种：一种是含有活性氧化硅的矿物集料，如硅质石灰岩等；一种是碳酸盐集料中的活性矿物岩，如白云质石灰岩等。

混凝土孔隙中的碱溶液与集料中活性物质反应，生成的碱—硅酸盐凝胶吸水而体积膨胀，体积可增大3~4倍；生成的碱—碳酸盐体积不能膨胀，但活性碳酸盐晶体中包着粘土，当晶体破坏后粘土吸取水分体积膨胀。

混凝土结构碱—集料反应引起的开裂和破坏，必须同时具备以下三个条件：混凝土含碱量超标；集料是碱活性的；混凝土暴露在潮湿环境中。缺少其中任何一个，其破坏可能性减弱。因此，对潮湿环境下的重要结构及部位，时应采用了一定的措施。如集料是碱活性的，则应尽量选用低碱水泥，在混凝土拌和时，适当掺加较好的掺合料或引气剂和降低水灰比等措施都有利的。

#### (5) 混凝土的抗渗性及抗冻性

混凝土的抗渗性，是指混凝土在潮湿环境下抵抗干湿交替作用的能力。由于混凝土拌合料的离析泌水，在集料和水泥浆体界面富集的水分蒸发，容易产生贯通的微裂缝而形成较大的渗透性，并随着水的含量的增加而增大，对混凝土的耐久性有较大的影响。粗集料粒径不宜太大、太粗，细集料表面应保持清洁；尽量减少水灰比；在混凝土拌合料中掺加适量掺合料，以增加密实度；掺加适量引气剂，减小毛细孔道的贯通性；使用合适的外加剂，如防水剂，减水剂，膨胀剂以及憎水剂等；加强养护，避免施工时产生干湿交替的作用。

混凝土的抗冻性，是指混凝土在寒热变迁环境下，抵抗冻融交替作用的能力。混凝土的冻结破坏，主要由于其孔隙内饱和状态的水冻结成冰后，体积膨胀（膨胀率9%）而产生的。混凝土大孔隙中的水温度降低到 $-1.0\sim-1.5^\circ\text{C}$ 时即开始冻结，而细孔隙中的水为结合水，一般最低可达到 $-12^\circ\text{C}$ 才冻结，同时冰的蒸汽压小于水的蒸汽压，周围未冻结的水向大孔隙方向转移，并随之而冻结，增加了冻结破坏力。混凝土在压力的作用下，经过多次冻融循环，所形成的微裂缝逐渐积累并不断扩大，导致冻结的破坏。粗集料应选择质量密实、粒径较小的材料，粗、细集料表面应保持清洁，严格控制含泥量；应采用硅酸盐水泥和普通硅酸盐水泥；控制水灰比；适量掺入减水剂、防冻剂、引气剂等措施，提高混凝土的抗冻性

### 9.4.2 混凝土的碳化

混凝土的碳化是指大气中的 $\text{CO}_2$ 不断向混凝土孔隙中渗透，并与孔隙中碱性物质 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液发生中和反应，生成碳酸钙( $\text{CaCO}_3$ )使混凝土孔隙内碱度(pH值)降低的现象。二氧化硫( $\text{SO}_2$ )、硫化氢( $\text{H}_2\text{S}$ )也能与混凝土中的碱性物质发生类似的反应，使碱度下降。碳化对混凝土本身是无害的，使混凝土变得坚硬，但对钢筋是不利的。

混凝土孔隙中存在碱性溶液，钢筋在这种碱性介质条件下，生成一层厚度很薄的氧化膜 $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ，氧化膜牢固吸附在钢筋表面，氧化膜是稳定的，它保护钢筋不锈蚀。然而由于混凝土的碳化，使钢筋表面的介质转变为呈弱酸性状态，氧化膜遭到破坏。钢筋表面在混凝土孔隙中的水和氧共同作用下发生化学反应，生成氧化物 $\text{Fe}(\text{OH})_3$ （铁锈），这种氧化物生成后体积增大（最大可达5倍），使其周围混凝土产生拉应力直到引起混凝土的开裂和破坏；同时会加剧混凝土的收缩，导致混凝土开裂。

影响混凝土碳化的因素很多，归结为外部环境因素和材料本身的性质。

#### （1）材料自身的影响

混凝土胶结料中所含的能与 $\text{CO}_2$ 反应的CaO总量越高，碳化速度越慢；混凝土强度等级愈高，内部结构愈密实，孔隙率愈低，孔径也愈小，碳化速度越慢。施工中水灰比愈大、混凝土孔隙率越大，孔隙中游离水增多，使碳化速度加快；混凝土振捣不密实，出现蜂窝、裂纹等缺陷，使碳化速度加快。

#### （2）外部环境的影响

当混凝土经常处于饱和水状态下， $\text{CO}_2$ 气体在孔隙中没有通道，碳化不易进行，若混凝土处于干燥条件下， $\text{CO}_2$ 虽能经毛细孔道进入混凝土，但缺少足够的液相进行碳化反应，一般在相对湿度70%~85%时最容易碳化。温度交替变化有利于 $\text{CO}_2$ 的扩散，可加速混凝土的碳化。

研究分析表明，混凝土的碳化深度 $a_c$ （mm）与暴露在大气中结构表面碳化时间 $t$ （年）的 $\sqrt{t}$ 大致成正比。混凝土的保护层厚度越大，碳化至钢筋表面的时间越长，混凝土表面设有覆盖层，可以提高抗碳化的能力。

解决混凝土碳化的问题，实质就是解决混凝土的密实度的问题，具体措施有

- （1）设计合理的混凝土配合比，限制水泥的最低用量，合理采用掺合料；
- （2）保证混凝土保护层的最小厚度；
- （3）施工时保证混凝土的施工质量，以提高混凝土的密实性；
- （4）使用覆盖面层（水泥砂浆或涂料等）。

### 9.4.3 钢筋的锈蚀

在自然状态下的钢筋的表面从空气中吸收溶有 $\text{CO}_2$ 、 $\text{O}_2$ 、或 $\text{SO}_2$ 的水分，形成一种电解质的水膜时，会在钢筋的表面层的晶体界面或组成钢筋的成分之间构成无数微电池。阴极与阳极反应，形成电化学腐蚀，生成的 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ 在空气中进一步氧化成 $\text{Fe}(\text{OH})_3$ （铁锈）。铁锈是疏松、多孔、非共格结构，极易透气和渗水。

混凝土中钢筋的锈蚀是一个相当长的过程。混凝土对钢筋具有保护作用，同时钢筋表面有层稳定的氧化膜，若氧化膜不遭到破坏，则钢筋不会锈蚀。

钢筋混凝土结构构件在正常使用的过程，一般都是带裂缝工作的，在个别裂缝处，氧化膜遭到破坏后，在此处的钢筋就会锈蚀；进而向着钢筋的环向、纵向发展。这个情况将不断进行下去，严重时，导致沿钢筋长度的混凝土出现纵向裂缝。根据钢筋的锈蚀机理，一旦锈蚀开始，与横向裂缝及裂缝的宽度没有多大关系。

当混凝土不密实或保护层过薄时，容易使钢筋在顺筋方向发生锈蚀引起体积膨胀而导致产生顺筋纵向裂缝，并使锈蚀进一步恶性发展，甚至造成混凝土保护层的剥落，截面承载力下降，结构构件失效。

由于混凝土的碳化，破坏了钢筋表面的氧化膜，致使钢筋锈蚀。

当钢筋表面的混凝土孔隙溶液中氯离子浓度超过某一定值时，也能破坏钢筋表面氧化膜，使钢筋锈蚀。混凝土中氯离子的来源于混凝土所用的拌和水和外加剂中，此外不良环境中氯离子逐渐扩散和渗透进入了混凝土的内部。

防止钢筋锈蚀的主要措施有

- （1）降低水灰比，增加水泥用量，加强混凝土的密实性。要有足够的混凝土保护层厚度。严格控制氯离子的含量
- （2）使用覆盖层，防止 $\text{CO}_2$ 、 $\text{O}_2$ 和 $\text{Cl}^-$ 的渗入。



#### 9.4.4 耐久性设计

由于影响混凝土结构耐久性的因素及规律研究尚欠深入，难以达到进行定量设计的程度。《规范》采用了宏观控制的方法，以概念设计为主。根据环境类别和设计使用年限对结构混凝土提出了相应的限制和要求，以保证结构的耐久性。基本上能保证在结构规定的设计使用年限内应有的使用性能和安全储备。对临时性混凝土结构，可不考虑混凝土的耐久性的要求。

《规范》对混凝土耐久性要求的具体规定

##### 1 使用环境的分类

混凝土结构的耐久性应根据表9-1的环境类别和设计使用年限进行设计。

表9-1 混凝土结构的环境类别

环境类别		条件
一		室内正常环境
二	a	室内潮湿环境；非严寒和非寒冷地区的露天环境、与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
	b	严寒和寒冷地区的露天环境、与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
三		使用除冰盐的环境；严寒和寒冷地区冬季水位变动的环境；滨海室外环境
四		海水环境
五		受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境

注：严寒和寒冷地区的划分应符合国家现行标准《民用建筑热工设计规程》JGJ24的规定

2 当处于一类，二类和三类环境中时，设计使用年限为50年的结构混凝土耐久性，应符合表9-2的规定

表9-2 结构混凝土耐久性的基本要求

环境类别	最大水灰比	最小水泥用量 (kg/m <sup>3</sup> )	最低混凝土强度等级	最大氯离子含量 (%)	最大碱含量 (kg/m <sup>3</sup> )
一	0.65	225	C20	1.0	不限制
二	a	0.60	C25	0.3	3.0
	b	0.55	C30	0.2	3.0
三	0.50	300	C30	0.1	3.0

注：1 氯离子含量按水泥重量的百分率计算；

2 预应力混凝土构件中的氯离子含量不超过0.06%；

3 当混凝土中加入活性掺合料或能提高耐久性的外加剂时，可适当减低水泥用量；

4 当有可靠的工程经验时处于一类和二类环境中的混凝土强度等级可以降低一级；

5 当使用非碱性活性骨料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

3 设计使用年限为100年的结构混凝土耐久性符合下列规定，

(1) 当处于一类环境时

1) 钢筋混凝土结构的最低混凝土强度等级为 C30，预应力混凝土结构最低混凝土强度等级为 C40。

2) 混凝土中的最大氯离子含量为0.06%。

3) 宜使用非碱活性集料；当使用碱活性集料后，混凝土中的最大碱含量为3.0kg/m<sup>3</sup>。

4) 混凝土保护层厚度应按附表(1.16)的规定增加40%；当采取有效的表面防护措施时，混凝土保护层厚度可适当减少；

5) 在使用过程中应定期维护。

(2) 当处于二类，三类环境中，设计使用年限为100年的混凝土结构，应采取专门有效措施。

## 思考题

- 1 为什么要进行钢筋混凝土结构构件的变形、裂缝宽度验算以及耐久性的设计？
- 2 我国《规范》关于配筋混凝土结构的裂缝控制、变形控制是如何规定的？
- 3 什么叫构件截面弯曲刚度？如何建立受弯构件弯曲刚度计算公式？
- 4 在受弯构件挠度计算中，什么是“最小刚度原则”？
- 5 混凝土产生裂缝的因素有哪些？
- 6 在外荷载作用下，纯弯构件截面上的应力、应变是怎样变化？裂缝的开展情况怎样？
- 7 如何计算混凝土构件的最大裂缝宽度？
- 8 怎样理解受拉钢筋的配筋率对受弯构件的挠度、裂缝宽度的影响？
- 9 什么是钢筋混凝土结构的延性？如何确定延性系数？研究延性有何实际意义？
- 10 怎样理解混凝土结构的耐久性？如何理解混凝土的碳化？研究混凝土结构耐久性有何意义？
- 11 《规范》为什么要规定最小混凝土保护层厚度？

## 习题

- 1 某矩形截面简支梁，截面尺寸为  $b \times h = 250 \times 500 \text{mm}$ ，计算跨度  $l_0 = 6.0 \text{m}$ 。承受均布荷载，恒荷载  $g_k = 8 \text{kN/m}$ 、活荷载  $q_k = 10 \text{kN/m}$ ，活荷载的准永久值系数  $\psi_q = 0.5$ 。混凝土强度等级为 C20，在受拉区配置 HRB335 级钢筋  $2\phi 20 + 2\phi 16$ 。混凝土保护层厚度为  $c = 25 \text{mm}$ ，梁的允许挠度为  $l_0/200$ 、允许的最大裂缝宽度的限值  $\omega_{\text{lim}} = 0.3 \text{mm}$ 。验算梁的挠度和最大裂缝宽度。
- 2 某工字形截面简支梁，截面尺寸为  $b \times h = 80 \times 1200 \text{mm}$ 、 $b'_f \times h'_f = b_f \times h_f = 200 \times 150 \text{mm}$ ，计算跨度为  $l_0 = 9.0 \text{m}$ 。承受均布荷载，跨中按荷载效应标准组合计算的弯矩  $M_k = 490 \text{kN} \cdot \text{m}$ ，按照荷载效应准永久组合计算的弯矩值  $M_q = 400 \text{kN} \cdot \text{m}$ 。混凝土强度等级为 C30，在受拉区配置 HRB335 级钢筋  $6\phi 20$ ，在受压区配置 HRB335 级钢筋  $6\phi 14$ ，混凝土保护层厚度为  $c = 30 \text{mm}$ ，梁的允许挠度为  $l_0/300$ 、允许的最大裂缝宽度的限值  $\omega_{\text{lim}} = 0.3 \text{mm}$ 。验算梁的挠度和最大裂缝宽度。
- 3 矩形截面轴心受拉构件，截面尺寸  $b \times h = 200 \times 160 \text{mm}$ ，配置 HRB400 级钢筋  $4\phi 16$ ，混凝土强度等级为 C25，混凝土保护层  $c = 30 \text{mm}$ ，按荷载效应标准组合计算的轴向拉力  $N_k = 150 \text{kN}$ ，允许的最大裂缝宽度的限值  $\omega_{\text{lim}} = 0.2 \text{mm}$ ，验算最大裂缝宽度是否满足要求。若不满足，应采取什么措施使满足要求。
- 4 矩形截面偏心受拉构件的截面尺寸为  $b \times h = 160 \times 200 \text{mm}$ ，按荷载效应标准组合计算的轴向



拉力值  $N_k = 135\text{KN}$ ，偏心距  $e_0 = 30\text{mm}$  混凝土强度等级为 C25，配置 HRB335 级钢筋，共  $4\phi 16$  ( $A_s = A'_s = 402\text{mm}^2$ )，混凝土保护层厚度  $c = 25\text{mm}$ 。允许出现的最大裂缝宽度为限值是  $w_{lm} = 0.3\text{mm}$ 。试验算最大裂缝宽度是否符合要求。

5 矩形截面偏心受压柱的截面尺寸为  $b \times h = 400 \times 700\text{mm}$ ，按荷载效应标准组合计算的轴向拉力值  $N_k = 580\text{KN}$ 、弯矩  $M_k = 300\text{kN}\cdot\text{m}$ ，混凝土强度等级为 C30，配置 HRB335 级钢筋， $4\phi 22$  ( $A_s = A'_s = 1520\text{mm}^2$ )，混凝土保护层厚度  $c = 30\text{mm}$ ，柱子的计算长度  $l_0 = 4.5\text{m}$ 。允许出现的最大裂缝宽度为限值是  $w_{lm} = 0.3\text{mm}$ 。试验算最大裂缝宽度是否符合要求。