

# 第

# 1

## 篇 混凝土结构

- 项目 1 混凝土结构的基础知识
- 项目 2 混凝土及砌体结构的设计方法
- 项目 3 钢筋混凝土受弯构件
- 项目 4 钢筋混凝土受扭构件
- 项目 5 钢筋混凝土受压构件
- 项目 6 钢筋混凝土受拉构件
- 项目 7 预应力混凝土结构构件

钢筋混凝土结构是指在混凝土结构中配置受力的普通钢筋、钢筋网或钢筋骨架而形成的结构，该结构被广泛用于建筑、桥梁、隧道、矿井及水利、海港等工程。预应力混凝土结构是指配置受力的预应力筋通过张拉或其他方法建立预加应力的混凝土结构，该结构主要用于对抗裂和刚度要求较高的大跨结构，如桥梁、水利、海洋及港口工程等。钢筋混凝土结构和预应力混凝土结构是工程中应用最为广泛的混凝土结构。



# 项目 1 混凝土结构的基础知识

## 工作任务 1.1 钢筋混凝土的工作原理与结构特点

### 学习目标

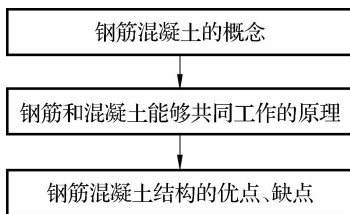
- (1) 认知钢筋混凝土的结构组成。
- (2) 掌握钢筋与混凝土共同工作的原理。
- (3) 了解钢筋混凝土结构的优缺点。

### 学习描述

本任务的目的是认知混凝土的基本特点，主要掌握钢筋混凝土的概念、钢筋与混凝土共同工作的原理及钢筋混凝土结构的优缺点。任务完成的标准是能够正确叙述钢筋和混凝土共同工作的原理及钢筋混凝土结构的优缺点。

### 学习引导

本工作任务应按照如下流程进行学习：



钢筋混凝土是由两种力学性能不同的材料（钢筋和混凝土）结合而成的、共同发挥作用的一种建筑材料。钢筋的抗拉强度和抗压强度都很高，破坏时表现出良好的变形能力。混凝土的抗压强度很高而抗拉强度很低，受拉破坏前无预兆，具有明显的脆性性质。将这两种材料进行有机组合，充分发挥各自的长处，可以创造出多种形式的复合材料，满足各种不同的受力要求，取得较好的综合经济效益。

### 1.1.1 钢筋与混凝土共同工作的原理

钢筋与混凝土共同工作的原理如下：

- (1) 混凝土干缩硬化后能产生较大的黏结力（握裹力），由于黏结力的存在使两者可靠地结合为一个整体，在荷载的作用下共同工作、协调变形。



(2) 钢筋的温度线膨胀系数与混凝土的温度线膨胀系数较为接近(钢筋为 $1.2 \times 10^{-5}$ , 混凝土为 $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.5 \times 10^{-5}$ )。当温度变化时,这两种材料不会产生较大的相对变形,即不会产生较大的内应力。

(3) 钢筋被混凝土包裹,免遭锈蚀,使钢筋混凝土结构具有较好的耐久性。水泥水化作用后发生碱性反应,在钢筋表面生成一种水泥石质薄膜,可以阻止有害介质的侵蚀。

### 1.1.2 钢筋混凝土结构的特点

#### 1. 钢筋混凝土结构的优点

钢筋混凝土结构具有以下优点:

(1) 耐久性好。与钢结构相比,钢筋混凝土结构具有较好的耐久性,不需要经常地保养与维护。因为在钢筋混凝土结构中混凝土的强度会随时间的增长而略有提高。对于在有侵蚀介质存在的环境中工作的钢筋混凝土结构,可根据侵蚀的性质合理地选用不同品种的水泥,以达到提高耐久性的目的。一般火山灰水泥和矿渣水泥的抗硫酸盐侵蚀的能力很强,可在有硫酸盐腐蚀的环境中使用。另外,矿渣水泥的抗碱腐蚀能力也很强,可在碱腐蚀的环境中使用。

(2) 耐火性好。相对于钢结构和木结构而言,钢筋混凝土结构具有较好的耐火性。在钢筋混凝土结构中,由于钢筋被包裹在混凝土的里面,因此发生火灾时钢筋不至于很快达到流塑状态而使结构整体破坏。

(3) 整体性、刚性好。相对于砌体结构而言,钢筋混凝土结构具有较好的整体性,适用于抗震、抗爆结构。另外,钢筋混凝土结构的刚性较好,受力后变形小。

(4) 取材容易。混凝土所用的砂、石一般可就地取材,还可利用工业材料制成人造集料,用于混凝土中。

(5) 可模性好。根据结构方面的要求,可将钢筋混凝土结构浇筑成设计所要求的形式。

#### 2. 钢筋混凝土结构的缺点

钢筋混凝土结构除了具有以上优点外,还存在以下缺点:

(1) 结构自重大。钢筋混凝土结构的自重大,截面尺寸也较大,当达到一定跨径时,承受荷载的能力会显著降低。

(2) 抗裂性能差。混凝土的抗拉强度很低,在使用阶段构件一般是带裂缝工作的,因此构件的刚度和耐久性都会给钢筋混凝土结构带来不利影响。

(3) 浇筑混凝土时需要大量的模板。

(4) 在户外浇筑混凝土时受季节及天气条件的限制,在冬季及雨季进行混凝土施工时必须对混凝土浇筑、振捣和养生等工艺采取相应的措施,以确保施工质量。

(5) 新旧混凝土不易形成整体。钢筋混凝土结构一旦被破坏,修补和加固都比较困难。



### 学习评价

通过以上任务的学习,回答下列问题:

(1) 钢筋和混凝土两种力学性质不同的材料能结合在一起共同工作的原理是什么?

- (2) 钢筋混凝土结构的优点有哪些?
- (3) 钢筋混凝土结构的缺点有哪些?

## 工作任务 1.2 混凝土结构的物理力学性能

### 学习目标

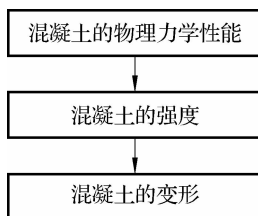
- (1) 掌握立方体抗压强度、混凝土轴心抗压强度及混凝土轴心抗拉强度等的规定。
- (2) 会查混凝土的强度标准值与设计值表。
- (3) 掌握混凝土变形的种类及每种变形产生的原因、特点。

### 学习描述

本任务的目的是掌握混凝土结构的物理力学性能, 主要掌握有关立方体抗压强度、混凝土轴心抗压强度及混凝土轴心抗拉强度等的规定, 混凝土强度表的使用, 一次短期加载作用下的变形, 长期加载作用下的变形, 重复加载作用下的变形, 混凝土收缩的作用原理。任务完成的标准是掌握混凝土的物理力学指标及性能, 并能熟练叙述。

### 学习引导

本工作任务应按照如下流程进行学习:



混凝土的强度是混凝土的重要力学性能指标, 是设计混凝土结构的重要依据, 它直接影响到混凝土结构的安全性和耐久性。在设计施工中常用的混凝土强度可分为立方体抗压强度、混凝土轴心抗压强度及混凝土轴心抗拉强度等。

在实际工程中, 单向受力的构件是极少见的, 一般均处于复合应力状态。对于复合应力作用下的混凝土的强度应引起足够的重视。研究复合应力作用下的混凝土的强度必须以单向应力作用下的强度为基础, 由于复合应力作用下混凝土的强度试验需要复杂的设备, 理论分析也比较困难, 还处于研究阶段, 因此, 单向受力状态下混凝土的强度指标就显得非常重要, 因为它是结构构件分析及建立强度理论公式的重要依据。

另外, 普通混凝土是由水泥、砂、石用水拌和硬化后形成的人工石材, 是多相复合材料。混凝土中的砂、石、水泥胶体组成了弹性骨架, 主要承受外力, 并使混凝土具有弹性变形的特点。水泥胶体中的凝胶、孔隙和界面初始的微裂缝等在外力作用下会使混凝土产生塑性变形。而混凝土中的孔隙、界面微裂缝等缺陷又往往是混凝土受力破坏的原因。由于水泥胶体的硬化过程需要多年才能完成, 因此混凝土的强度和变形也会随时间而逐渐



增长。

混凝土的变形通常分为两类：一类是荷载作用下的受力变形，包括一次短期加载作用下的变形、长期加载作用下的变形和重复加载作用下的变形；另一类是体积变形，包括收缩、膨胀和温度变形。

### 1.2.1 混凝土的强度

#### 1. 立方体抗压强度

##### 1) 概念

由于混凝土的强度不仅与水泥强度等级、水灰比关系密切，而且受到集料的性质、混凝土的级配、混凝土成型方法、硬化时的环境条件及混凝土的龄期等不同程度的影响，同时，试件的大小和形状、试验方法、加载速率也影响着混凝土强度的试验结果，因此，各国对各种单向受力状态下的混凝土强度都规定了标准试验方法。我国采用边长为 150 mm 的立方体作为混凝土抗压强度的标准尺寸试件，并以立方体抗压强度作为混凝土各种力学指标的代表值。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 规定以边长为 150 mm 的立方体，在  $20\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 3\text{ }^{\circ}\text{C}$  的温度和相对湿度在 90% 以上的潮湿空气中养护 28 d，依照标准试验方法测得的具有 95% 保证率的抗压强度（以  $\text{N}/\text{mm}^2$  计，即 MPa）作为混凝土的强度等级，并用符号  $f_{\text{cu},k}$  表示。立方体抗压强度是在实验室条件下取得的抗压强度。

##### 2) 强度等级的划分及有关规定

混凝土强度等级应按立方体抗压强度标准值确定。混凝土强度等级划分为 C15、C20、C25、C30、C35、C40、C45、C50、C55、C60、C65、C70、C75 和 C80，共 14 个等级。例如，C30 表示立方体抗压强度标准值为  $30\text{ N}/\text{mm}^2$ 。其中，C50 以下为普通混凝土，C50~C80 为高强度混凝土。钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C20；当采用 HRB335 级钢筋配筋时，混凝土强度等级不应低于 C20，当采用 HRB400 和 RRB400 级钢筋配筋时，混凝土强度等级不应低于 C25。预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于 C40，且不应低于 C30。当采用钢绞线、钢丝、热处理钢筋作为预应力筋时，混凝土强度等级不得低于 C40。

##### 3) 试验方法对立方体抗压强度的影响

试件在试验机上受压时，纵向压缩，横向膨胀，由于混凝土与压力机垫板在弹性模量及横向变形上存在差异，使得压力机垫板的横向变形明显小于混凝土的横向变形。当试件承压接触面上不涂润滑剂时，混凝土的横向变形由于受到摩擦力的约束而形成套箍作用，如图 1-1 (a) 所示。在套箍的作用下，试件与垫板接触面的局部混凝土处于三向受压应力状态，试件破坏时将形成两个对顶的角锥形破坏面，如图 1-1 (b) 所示，表明试件是被压坏的。若在试件承压面上涂一些润滑剂，则试件与压力机垫板间的摩擦力将大大减小，由于横向变形使混凝土产生横向拉力，因此试件将沿着力的作用方向平行地产生几条裂缝而破坏，如图 1-1 (c) 所示。此时，测得的抗压极限强度较低。《混凝土结构试验方法标准》(GB/T 50152—2012) 规定的标准试验方法是不涂润滑剂的。

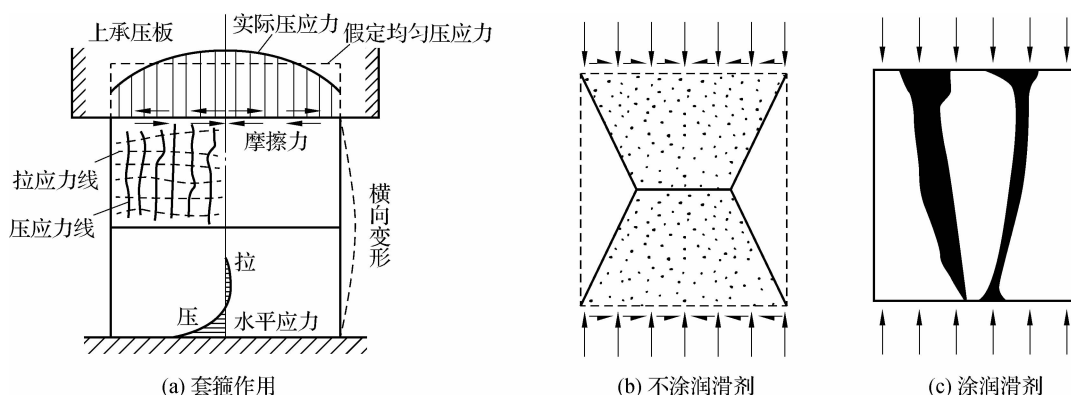


图 1-1 混凝土立方体的破坏情况

#### 4) 加载速度对立方体抗压强度的影响

加载速度越快，测得的立方体抗压强度越高。通常规定的加载速度如下：

- (1) 当混凝土强度等级低于 C30 时，取每秒钟  $0.3 \sim 0.5 \text{ N/mm}^2$ 。
- (2) 当混凝土强度等级高于或等于 C30 时，取每秒钟  $0.5 \sim 0.8 \text{ N/mm}^2$ 。
- (3) 当混凝土强度等级高于 C60 时，取每秒钟  $0.8 \text{ N/mm}^2$ 。

#### 5) 龄期对立方体抗压强度的影响

混凝土的立方体抗压强度随着成型后混凝土的龄期逐渐增大，开始时增长速度较快，后来逐渐变慢，强度的增长过程往往要延续几年，在潮湿环境中时间会更长。

#### 6) 尺寸效应

立方体尺寸越小则试验测出的抗压强度就越高，对此现象有多种不同的原因分析和理论解释。一种观点认为是材料自身的原因，认为与试件内部缺陷（裂纹）的分布，粗、细粒径的大小和分布，材料内摩擦角的不同和分布，试件表面与内部硬化程度有差异等因素有关。另一种观点认为是试验方法的原因，认为与试块受压面与试验机之间的摩擦力分布（四周较大，中央较小）、试验机垫板的刚度有关。过去我国曾长期采用边长为 200 mm 的立方体作为标准试件，在试验研究中则采用边长为 100 mm 的立方体试件。用这两种尺寸试件测得的强度与用边长为 150 mm 立方体标准试件测得的强度有一定的差异，这归结于尺寸效应的影响。所以，非标准试件强度应乘以一个换算系数换算成标准试件强度。根据《混凝土结构试验方法标准》（GB/T 50152—2012）的规定，现测定立方体强度时所采用的立方体试件的边长为 150 mm。若采用边长为 200 mm 或 100 mm 的立方体试块，则其换算系数分别取 1.05 或 0.95。

## 2. 混凝土轴心抗压强度

由于实际的结构和构件往往不是立方体，而是棱柱体，因此用棱柱体试件比用立方体试件更能很好地反映混凝土的实际抗压能力。试验证明，轴心抗压钢筋混凝土短柱中的混凝土抗压强度基本上和棱柱体的抗压强度相同，因此，可以用棱柱体测得的抗压强度作为轴心抗压强度，又称为棱柱体抗压强度。《混凝土结构试验方法标准》（GB/T 50152—2012）规定以  $150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$  的棱柱体试件试验测得的具有 95% 保证率的抗压强度作为混凝土轴心抗压强度标准值，用符号  $f_{ck}$  表示。混凝土轴心抗压强度设计值用



符号  $f_c$  表示。棱柱体试件与立方体试件的制作条件相同，即试件的上下表面都不涂润滑剂。实测的棱柱体试件的抗压强度都比立方体的抗压强度值低，并且棱柱体试件的高宽比越大，强度越小。混凝土轴心抗压强度随着混凝土强度等级的提高而增大，总的趋势是混凝土轴心抗压强度与混凝土强度成正比。

### 3. 混凝土轴心抗拉强度

混凝土轴心抗拉强度是混凝土的基本力学指标之一，可用其间接地衡量混凝土的冲切强度等其他力学性能。混凝土轴心抗拉强度只有立方体抗压强度的  $1/18 \sim 1/8$ ，混凝土强度等级越高，这个比值越小。混凝土的轴心抗拉强度取决于水泥石的强度和水泥石与集料的黏结强度。采用表面粗糙的集料及较好的养护条件可以提高混凝土的轴心抗拉强度。

在进行混凝土结构强度计算时，认为受拉区混凝土开裂后退出工作，拉力全部由钢筋来承受，此时研究混凝土的抗拉强度没有实际意义。但是对于不允许出现裂缝的结构，就应该考虑混凝土的抗拉能力，并以混凝土的轴心抗拉极限强度作为混凝土抗裂强度的重要指标。

轴心抗拉强度标准值  $f_{tk}$  可采用图 1-2 所示的试验方法来测定。试件是尺寸为  $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$  的柱体，两端埋有伸出长度为  $150 \text{ mm}$  的变形钢筋（钢筋直径  $d=16 \text{ mm}$ ），钢筋位于试件轴线上。试验机夹紧两端伸出的钢筋，对试件施加拉力，破坏时裂缝产生在试件的中部，单位时间的平均破坏应力为轴心抗拉强度。由于混凝土内部的不均匀性，加之安装试件的偏差等原因，用这种方法很难准确地测定混凝土轴心抗拉强度，因此，国内外也常用图 1-3 所示的圆柱体或立方体的劈裂试验来间接测定混凝土的轴心抗拉强度标准值。混凝土轴心抗拉强度设计值用符号  $f_t$  表示。

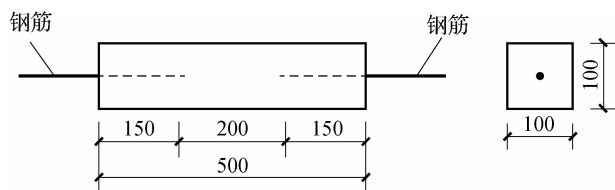


图 1-2 混凝土直接受拉试验

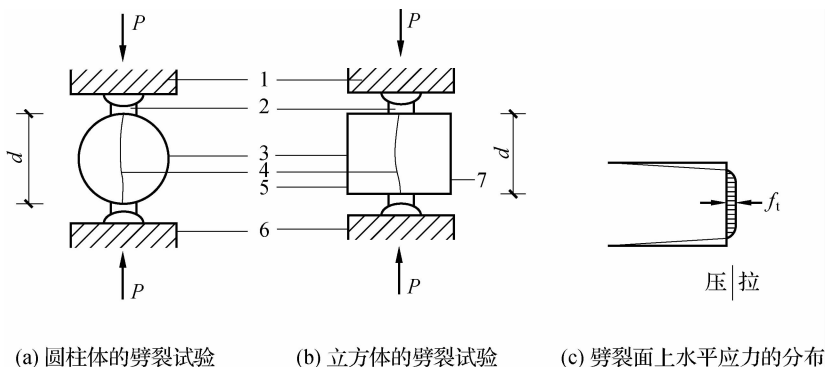


图 1-3 混凝土的劈裂试验及其应力分布

1—压力机的上压板；2—弧形垫条及垫层各一条；3—试件；4—试件破裂线；  
5—浇模顶面；6—压力机的下压板；7—浇模底面



在立方体或圆柱体上加垫条，在垫条上施加一条压力线荷载，这样在试件中间垂直截面上除加力点附近很小的范围外，均有均匀分布的水平拉应力存在。当拉应力达到混凝土的抗拉强度时，试件被劈成两半。根据弹性理论，劈裂抗拉强度  $f_{t,s}$  可按式 (1-1) 计算。

$$f_{t,s} = \frac{2P}{\pi dl} \quad (1-1)$$

式中， $P$  为破坏荷载； $d$  为圆柱体的直径或立方体的边长； $l$  为试件的长度。

试验结果表明，混凝土的劈裂强度除与试件尺寸等因素有关外，还与垫条的宽度和材料特性有关。加大垫条的宽度可使实测劈裂强度提高，一般认为垫条的宽度应不小于立方体试件边长或圆柱体试件直径的  $1/10$ 。国内外的大多数试验资料表明混凝土的劈裂抗拉强度略高于轴心抗拉强度，考虑到国内外对比资料的具体条件不完全相同，且目前我国尚未建立混凝土劈裂试验的统一标准，因此，通常认为混凝土的轴心抗拉强度与劈裂抗拉强度基本相同。

#### 4. 混凝土强度设计值和标准值

取用混凝土强度设计值和标准值时查表 1-1。

表 1-1 混凝土强度设计值和标准值

单位：N/mm<sup>2</sup>

| 强度值种类 |          | 混凝土强度等级 |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-------|----------|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|       |          | C15     | C20  | C25  | C30  | C35  | C40  | C45  | C50  | C55  | C60  | C65  | C70  | C75  | C80  |
| 设计值   | $f_c$    | 7.2     | 9.6  | 11.9 | 14.3 | 16.7 | 19.1 | 21.1 | 23.1 | 25.3 | 27.5 | 29.7 | 31.8 | 33.8 | 35.9 |
|       | $f_t$    | 0.91    | 1.10 | 1.27 | 1.43 | 1.57 | 1.71 | 1.80 | 1.89 | 1.96 | 2.04 | 2.09 | 2.14 | 2.18 | 2.22 |
| 标准值   | $f_{ck}$ | 10.0    | 13.4 | 16.7 | 20.1 | 23.4 | 26.8 | 29.6 | 32.4 | 35.5 | 38.5 | 41.5 | 44.5 | 47.4 | 50.2 |
|       | $f_{tk}$ | 1.27    | 1.54 | 1.78 | 2.01 | 2.20 | 2.39 | 2.51 | 2.64 | 2.74 | 2.85 | 2.93 | 2.99 | 3.05 | 3.11 |

注 1：计算现浇钢筋混凝土轴心受压及偏心受压构件时，如截面的长边或直径小于 300 mm，则表中混凝土的强度设计值应乘以系数 0.8；当构件质量（如混凝土成型、截面和轴线尺寸等）确有保证时，可不受此限制。

注 2：离心混凝土的强度设计值应按专门标准取用。

#### 5. 混凝土在复合应力作用下的强度

混凝土结构和构件通常受到轴力、弯矩、剪力和扭矩的不同组合作用，如框架梁、柱既受到柱的轴向力作用，又受到弯矩和剪力的作用。节点区混凝土的受力状态一般更为复杂，所以分析混凝土在复合应力作用下的强度很有必要，它对认识混凝土的强度理论具有重要的意义。

##### 1) 双向应力状态下混凝土的强度

如图 1-4 所示，在两个相互垂直的平面上作用着法向应力  $\sigma_1$  和  $\sigma_2$ ，在第三个平面上应力为零的双向应力状态下，混凝土的强度变化特点如下：

(1) 双向受拉状态。第 I 象限为双向受拉区， $\sigma_1$  和  $\sigma_2$  相互影响不大，即不同应力比值  $\sigma_1/\sigma_2$  下的双向受拉强度均接近于单向受拉强度。

(2) 双向受压状态。第 III 象限为双向受压区，大体上是一个方向的强度随另一个方向压力的增加而增加。这是由于一个方向的压应力对另一个方向压应力引起的横向变形起到了一定的约束作用，限制了试件内部混凝土微裂缝的扩展，使混凝土的抗压强度得到提高。当  $\sigma_1/\sigma_2 \approx 2$  或 0.5 时，混凝土双向受压强度比单向受压强度提高 25% 左右。当  $\sigma_1/\sigma_2 = 1$  时，



混凝土双向受压强度比单向受压强度提高 16% 左右。

(3) 拉-压应力状态。第 II、IV 象限为拉-压应力状态，此时混凝土的强度均低于单向拉伸或压缩时的强度。这是由于试件在一个平面上受拉，在另一个平面上受压，其相互作用的结果助长了试件的横向变形，加速了混凝土内部微裂缝的发展，降低了混凝土的强度。

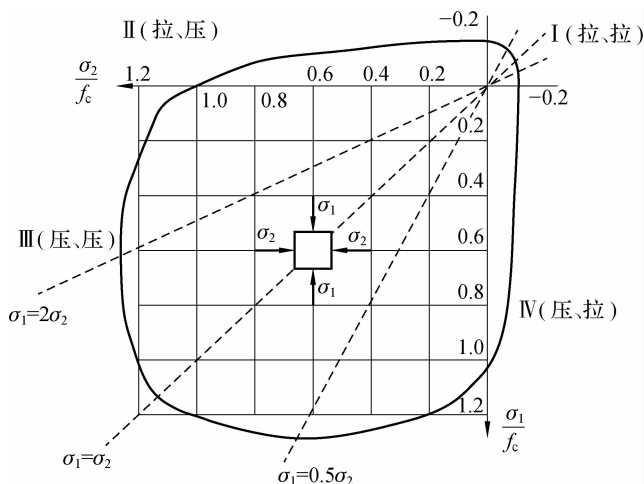


图 1-4 双向应力状态下混凝土的强度变化曲线

### 2) 三向受压状态下混凝土的强度

混凝土在三向受压的状态下，由于受到侧向压力的约束作用，最大主压应力轴的抗压强度有较大幅度的增长，其变化规律随两个侧向压应力 ( $\sigma_2$ 、 $\sigma_3$ ) 比值的大小而不同。混凝土在三向受压时，其最大主压应力方向的抗压强度的大小取决于侧向压应力的约束程度，随着侧向压应力的增大，微裂缝的发展受到了极大的限制，从而大大提高了混凝土的纵向抗压强度，并使混凝土的变形性能接近理想的弹塑性体。例如，采用钢管混凝土柱、螺旋箍筋柱等能有效约束混凝土的侧向变形，使混凝土的抗压强度、延性（耐受变形的能力）得到相应的提高。常规的三向受压试验是在圆柱体周围加液压、在两侧向等压的情况下进行的。由试验得到的经验公式为

$$f_{cc} = f_{c1} + K\sigma_r \quad (1-2)$$

式中， $f_{cc}$  为三向受压时的混凝土轴心抗压强度； $f_{c1}$  为无侧向压力约束试件的轴心抗压强度； $K$  为侧向压应力系数，当侧向压应力较低时， $K$  值较大，由试验资料得出  $K = 4.5 \sim 7.0$ ； $\sigma_r$  为侧向约束压应力。

## 1.2.2 混凝土的变形

### 1. 一次短期加载作用下混凝土的变形

对混凝土进行短期单向施加压力所获得的应力-应变关系曲线即为混凝土单轴受压的应力-应变关系曲线 ( $\sigma-\epsilon$  曲线)，如图 1-5 所示，它能反映混凝土受力全过程的重要力学特征和基本力学性能，是研究混凝土结构强度理论的必要依据，也是对混凝土进行非线性分

析的重要基础。一次短期加载作用下混凝土的变形一般用棱柱体试件来测试。

一次短期加载是指荷载从零开始单调增加至试件破坏，也称单调加载。从图 1-5 中可以看出全曲线包括上升段和下降段两部分，以 C 点为分界点，每部分由三小段组成。

图中各关键点的含义分别是：A 为比例极限点，B 为临界点，C 为峰值点，D 为拐点，E 为收敛点，F 为曲线末梢。

各小段的含义为：OA 段 ( $\sigma \leq 0.3f_c$ ) 接近直线，应力较小，应变不大，混凝土的变形为弹性变形，原始裂缝影响很小；AB 段 [ $\sigma = (0.3 \sim 0.8)f_c$ ] 为微曲线段，混凝土应变的增长比应力稍快，混凝土处于裂缝稳定扩展阶段，其中，B 点的应力是确定混凝土长期荷载作用下抗压强度的依据；BC 段 [ $\sigma = (0.8 \sim 1.0)f_c$ ] 的应变增长明显比应力增长快，混凝土处于裂缝快速不稳定发展阶段，其中，C 点的应力最大，即为混凝土的极限抗压强度，与之对应的应变 ( $\epsilon_0 \approx 0.002$ ) 为峰值应变；CD 段混凝土应力快速下降，应变仍在增长，混凝土中的裂缝迅速发展且贯通，出现了主裂缝，内部结构破坏严重；DE 段混凝土应力下降变慢，应变较快增长，混凝土的内部结构处于磨合和调整阶段，主裂缝的宽度进一步增大，最后只依赖集料间的咬合力和摩擦力来承受荷载；EF 段为收敛段，此时试件中主裂缝的宽度快速增加而完全破坏了混凝土的内部结构，这时贯通的主裂缝已很宽，对无侧向约束的混凝土，收敛段 EF 已失去结构意义。

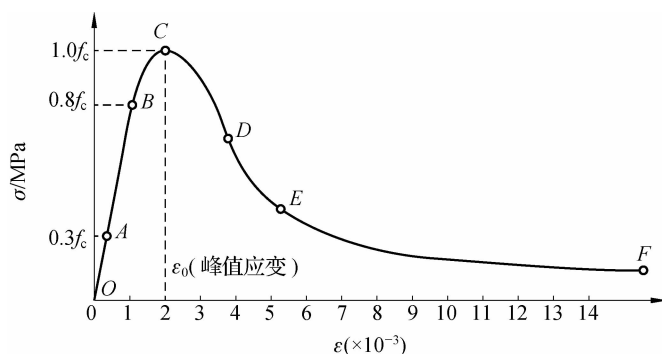


图 1-5 混凝土单轴受压的应力-应变关系曲线

由不同强度等级的混凝土  $\sigma$ - $\epsilon$  关系曲线（见图 1-6）的比较可知：

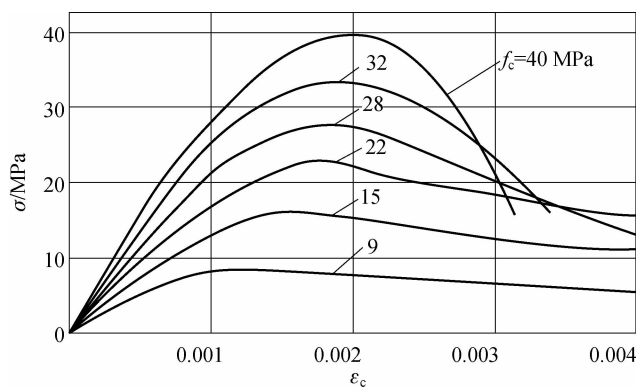


图 1-6 不同强度等级的混凝土的  $\sigma$ - $\epsilon$  关系曲线



- (1) 混凝土强度等级高，其峰值应变  $\epsilon_{c0}$  增加不多。
- (2) 上升段曲线相似。
- (3) 下降段区别较大。强度等级低的混凝土，下降段平缓，应力下降慢；强度等级高的混凝土，下降段较陡，应力下降很快。等级高的混凝土受压时的延性不如等级低的混凝土。

## 2. 长期加载作用下混凝土的变形

混凝土构件或材料在不变荷载或应力的长期作用下，其变形或应变随时间而不断增长的现象称为混凝土的徐变。徐变主要由两个原因引起：一是混凝土具有黏性流动性质的水泥凝胶体，在荷载长期作用下产生黏性流动；二是混凝土中的微裂缝在荷载的长期作用下不断发展。当使用在混凝土构件或材料上的应力较小时，徐变主要由凝胶体引起；反之，则主要由微裂缝引起。

图 1-7 所示为  $100\text{ mm} \times 100\text{ mm} \times 400\text{ mm}$  的棱柱体试件在相对湿度为 65%、温度为  $20\text{ }^\circ\text{C}$ 、承受  $\sigma=0.5f_c$  压应力并保持不变情况下的应变-时间关系曲线。

由图 1-7 可知，24 个月的徐变变形  $\epsilon_{cc}$  为加荷时立即产生的瞬时弹性变形  $\epsilon_{ci}$  的 2~4 倍，前期徐变变形增长很快，6 个月可达到最终徐变变形的 70%~80%，以后徐变变形增长逐渐变慢，徐变的特性主要与时间有关，通常表现为前期增长较快，后期逐渐减慢，经过 2~3 年后趋于稳定。由 B 点卸载后，应变会恢复一部分，其中，立即恢复的一部分称为混凝土瞬时恢复弹性应变  $\epsilon_{chr}$ ；经过一段时间（约为 20 d）后才恢复的那部分被称为弹性后效  $\epsilon_{chr}$ ，其值约为徐变变形的 1/12；最后剩下的不可恢复的应变称为残余应变  $\epsilon_{cp}$ 。

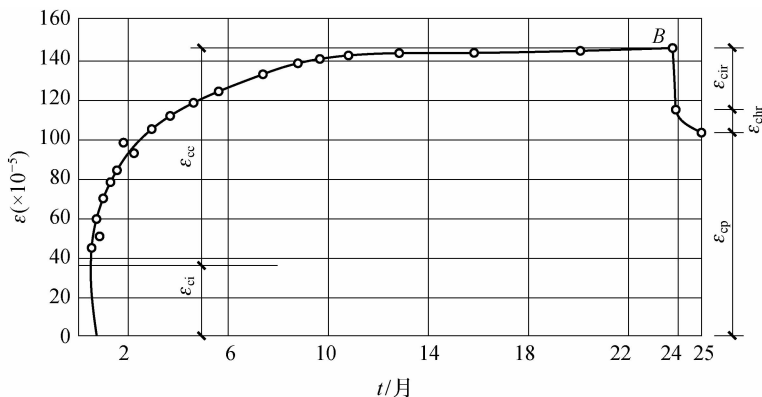


图 1-7 混凝土在荷载长期作用下的应变-时间关系曲线

徐变具有两面性：一方面，引起混凝土结构变形增大，导致预应力混凝土发生预应力损失，严重时还会引起结构破坏；另一方面，徐变的发生对结构内力的重分布有利，可以减小各种外界因素对超静定结构的不利影响，降低附加应力。

影响混凝土徐变的因素是多方面的，概括起来有内在因素、环境因素和应力因素。

就内在因素而言，水泥含量少、水灰比小、集料弹性模量大、集料含量多，则徐变小。

就环境因素而言，养护及使用条件下的温（湿）度对徐变会产生影响。养护时，若温度高、湿度大、水泥水化作用充分，则徐变就小，采用蒸汽养护可使徐变减小 20%~

35%。构件受荷后所处环境的温度越高、湿度越低，则徐变越大。例如，环境温度为 70℃ 的试件受荷一年后的徐变要比环境温度为 20℃ 的试件大一倍以上。因此，高温干燥环境将使徐变显著增大，并且构件的体表比越大，徐变越小。

应力因素主要反映在加荷时的应力水平。当  $\sigma \leq 0.5f_c$  时，徐变与应力成正比，这种情况称为线性徐变。当  $\sigma = (0.5 \sim 0.8)f_c$  时，徐变变形与应力不成正比，徐变变形比应力增长要快，称为非线性徐变。在非线性徐变范围内，当加载应力过高时，徐变变形急剧增加不再收敛，呈非稳定徐变状态，可能造成混凝土的破坏。当  $\sigma > 0.8f_c$  时，徐变的发展是非收敛的，最终将导致混凝土破坏。所以，混凝土构件在使用期间应当避免经常处于不变的高应力状态。显然应力水平越高，徐变越大；持荷时间越长，徐变也越大。一般来讲，在同等应力水平下，高强度混凝土的徐变量要比普通混凝土的小很多，但若使高强混凝土承受较高的应力，则高强度混凝土与普通混凝土最终的总变形量将较为接近。

### 3. 重复加载作用下混凝土的变形

混凝土在荷载重复作用下引起的破坏称为疲劳破坏。疲劳破坏现象大量存在于工程结构中，如钢筋混凝土吊车梁受到重复荷载的作用，钢筋混凝土桥梁受到车辆振动的影响及港口海岸的混凝土结构受到波浪冲击而损伤等。疲劳破坏的特征是裂缝小而变形大。

混凝土在荷载重复作用下的应力-应变曲线如图 1-8 所示。

(1) 当  $\sigma_1$  (或  $\sigma_2$ )  $< 0.5f_c$  时。对混凝土棱柱体试件，当一次加载应力  $\sigma_1$  或  $\sigma_2$  小于混凝土的疲劳强度  $f_{cf}$  (混凝土的疲劳强度用疲劳试验测定。能使棱柱体试件承受 200 万次反复荷载而发生破坏的应力值称为混凝土的疲劳强度，一般取  $f_{cf} \approx 0.5f_c$ ) 时，其加载卸载应力-应变曲线 OAB 形成了一个环状，如图 1-8 (a) 所示。再经过一段时间应变恢复到  $B'$  点。而在多次加载、卸载的作用下，应力-应变环会越来越密合，经过多次重复，这条曲线就密合成一条直线，如图 1-8 (b) 所示。

(2) 当  $\sigma_3 > 0.5f_c$  时。开始时，混凝土应力-应变曲线凸向应力轴，在重复荷载作用下逐渐变成直线，再经过多次重复加卸载后，其应力-应变曲线由凸向应力轴而逐渐凸向应变轴，以致加卸载不能形成封闭环，这标志着混凝土内部微裂缝的发展加剧，结构趋近破坏。随着重复荷载次数的增加，应力-应变曲线的倾角不断减小，至荷载重复到一定次数时，混凝土试件会因严重开裂或变形过大而导致破坏。

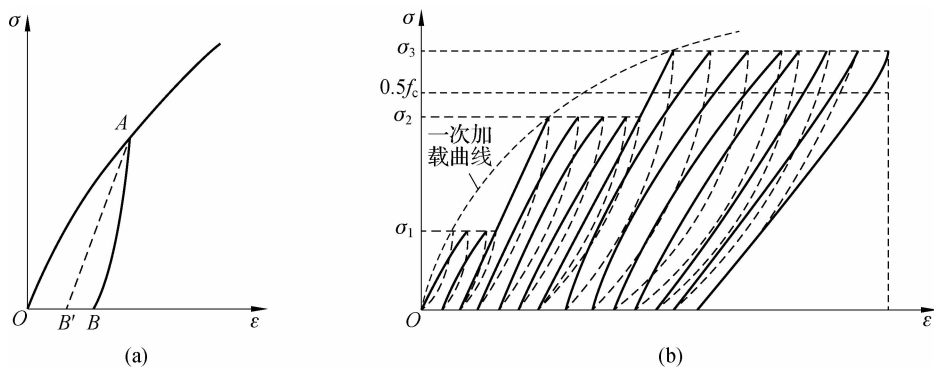


图 1-8 混凝土在荷载重复作用下的应力-应变曲线



#### 4. 混凝土的变形模量

混凝土的变形模量被广泛用于计算混凝土结构的内力、构件截面的应力和变形及预应力混凝土构件截面应力的分析之中。与弹性材料相比，混凝土的应力-应变关系呈现非线性性质，即在不同的应力状态下，应力与应变的比值是一个变数。混凝土的变形模量有以下三种表示方法：

1) 原点模量  $E_c$

原点模量也称弹性模量，在混凝土轴心受压的应力-应变曲线上过原点  $O$  作该曲线的切线，其斜率即为混凝土的原点切线模量，通常称为混凝土的弹性模量  $E_c$ ，如图 1-9 所示，即

$$E_c = \left. \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right|_{\sigma=0} = \tan \alpha_0 \quad (1-3)$$

式中， $\alpha_0$  为过原点所作的应力-应变曲线的切线与应变轴间的夹角。

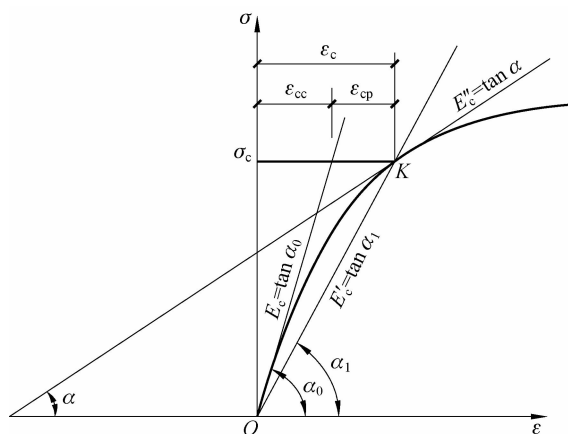


图 1-9 混凝土变形模量的表示方法

在实际工作中应用最多的还是原点弹性模量。按照原点弹性模量的定义，直接从应力-应变曲线的原点  $O$  作切线找出的  $\alpha_0$  角是很不精确的，目前各国对弹性模量的试验方法尚没有统一的标准。我国的通常做法是对棱柱体试件先加荷至  $\sigma=0.5f_c$ ，然后卸载至零，再重复加载、卸载 5~10 次，当应力应变逐渐趋于稳定并基本上接近于直线时，该直线的斜率即为混凝土弹性模量的取值。混凝土强度越高，其弹性模量越大，其取值见表 1-2。

表 1-2 混凝土的弹性模量

单位： $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$

| 强度等级  | C15  | C20  | C25 | C30  | C35  | C40  | C45  | C50  | C55  | C60  | C65  | C70  | C75  | C80  |
|-------|------|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $E_c$ | 2.20 | 2.55 | 2.8 | 3.00 | 3.15 | 3.25 | 3.35 | 3.45 | 3.55 | 3.60 | 3.65 | 3.70 | 3.75 | 3.80 |

按照上述做法测得不同等级的混凝土的弹性模量，经统计分析后得到的经验公式为

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.74}{f_{cu,k}}} \quad (1-4)$$

试验表明,混凝土的受拉弹性模量与受压弹性模量大体相等,其比值为 0.820~0.995,计算中受拉弹性模量和受压弹性模量可取同一个值。

### 2) 割线模量 $E'_c$

如图 1-9 所示,混凝土的应力-应变曲线上任意一点与原点  $O$  的连线的割线斜率即为混凝土的割线模量  $E'_c$ 。

$$E'_c = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} = \tan \alpha_1 \quad (1-5)$$

式中,  $\sigma_c$ 、 $\epsilon_c$  分别为  $K$  点位置所对应的应力和应变;  $\alpha_1$  为应力-应变曲线上某点和原点的连线与应变轴间的夹角。

由上述可知,混凝土的割线模量是一个随应力不同而异的变数。在相同的应变条件下,混凝土强度越高,割线模量越大。

### 3) 切线模量 $E''_c$

如图 1-9 所示,在混凝土的应力-应变曲线上任意取一点(如  $K$  点),并作该点的切线,则其斜率即为混凝土的切线模量  $E''_c$ 。

$$E''_c = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = \tan \alpha \quad (1-6)$$

式中,  $\alpha$  为应力-应变曲线上某点的切线与应变轴间的夹角。

混凝土的切线模量也是一个变数,并随应力的增大而减小。对不同强度等级的混凝土,在应变相同的条件下,其强度越高,切线模量越大。

### 4) 剪切模量

混凝土的剪切模量可近似按弹性理论计算,即

$$G = \frac{E_c}{2(1+\gamma)} \quad (1-7)$$

式中,  $\gamma$  为混凝土的泊松比。

一般结构的混凝土泊松比变化不大,且与混凝土的强度等级无明显关系,取  $\gamma=1/6$ ,则  $G=0.43E_c$ 。

## 5. 体积变形

混凝土凝结硬化时,在空气中体积收缩,在水中体积膨胀。通常,混凝土的收缩值比膨胀值大很多,且膨胀常起到有利作用,因此在计算中不予考虑。混凝土的收缩值随着时间而增大,蒸汽养护下的混凝土的收缩值要小于常温养护下的混凝土的收缩值。

收缩是混凝土在不受外力情况下体积变化产生的变形,是由混凝土在凝结硬化过程中的化学反应产生的“凝缩”和混凝土自由水分的蒸发产生的“干缩”两部分所引起的。结硬初期,混凝土的收缩变形发展很快,两周可完成全部收缩的 25%,一个月可完成 50%,三个月后增长缓慢,两年后趋于稳定。最终混凝土的收缩值为  $2 \times 10^{-4} \sim 6 \times 10^{-4}$ 。

当混凝土收缩受到外部(支座)或内部(钢筋)的约束时,将使混凝土中产生拉应力,甚至引起混凝土开裂。混凝土收缩会使预应力混凝土构件产生预应力损失。某些对跨度比较敏感的超静定结构(如拱结构等)收缩也会引起不利的内力。

影响混凝土收缩的主要因素有如下几个:



- (1) 水泥的用量：水泥越多，混凝土收缩越大；水灰比越大，混凝土收缩也越大。
- (2) 集料的性质：集料的弹性模量越大，混凝土收缩越小。
- (3) 养护条件：在结硬过程中周围的温度、湿度越大，混凝土收缩越小。
- (4) 混凝土的制作方法：混凝土越密实，收缩越小。
- (5) 使用环境：当环境的温度较高或湿度较大时，混凝土收缩较小。
- (6) 构件的体积与表面积的比值：当两者比值较大时，混凝土收缩较小。



### 学习评价

通过以上任务的学习，回答下列问题：

- (1) 名词解释：混凝土立方体抗压强度、混凝土轴心抗压强度、混凝土轴心抗拉强度、徐变、混凝土收缩、疲劳破坏。
- (2) 影响混凝土立方体抗压强度的主要因素有哪些？
- (3) 如何用劈裂试验测定混凝土的轴心抗拉强度？
- (4) 混凝土单轴受压的应力-应变曲线有何特点？
- (5) 混凝土的变形模量有哪几种表示方法？

## 工作任务 1.3 钢筋的物理力学性能



### 学习目标

- (1) 掌握钢筋常用的种类和表达方法。
- (2) 会查钢筋的强度标准值与设计值表。
- (3) 掌握钢筋的强度和变形指标及要求。
- (4) 了解钢筋的接头、弯钩和弯折的加工要求。
- (5) 了解混凝土结构对钢筋性能的要求。



### 学习描述

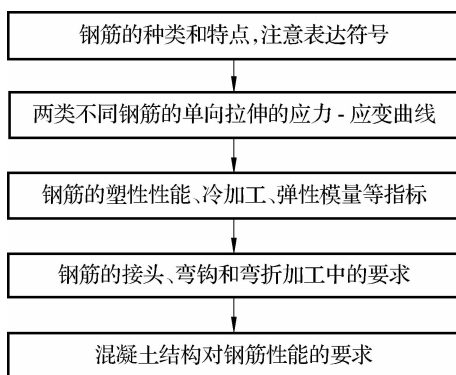
本任务的目的是掌握钢筋的物理力学性能。通过学习，在读图时能根据图中的钢筋表达方法说出图中钢筋的种类、强度与变形特点；会根据要求查钢筋的强度标准值与设计值表；知道如何进行钢筋的冷加工。任务完成的标准是熟练掌握钢筋的种类和物理力学指标及性能。



### 学习引导

本工作任务按照如下流程进行学习：





钢筋混凝土结构和预应力混凝土结构中所用钢筋的物理力学性能主要是指其在短期、长期和重复荷载作用下的强度及弹塑性变形性能。钢筋的弹塑性变形性能一般用伸长率和冷弯性能来表示。

### 1.3.1 钢筋的种类

在钢筋混凝土结构中，我国目前通用的普通钢筋按化学成分的不同分为碳素结构钢和普通低合金钢两类。碳素结构钢以 Fe 为主，加少量 C、Mn 等。按含碳量的多少，碳素结构钢又分为低碳钢（含碳量不大于 0.25%）、中碳钢（含碳量大于 0.25%~0.6%）和高碳钢（含碳量大于 0.6%~1.4%）。含 C 量越高，碳素结构钢的强度越高，但塑性和可焊性会降低。普通低合金钢除含有碳素结构钢已有的成分外，还加入了少量（一般不超过 3%）的合金元素（如 Si、Mn、Ti、V 和 Cr 等），从而可以有效地提高钢材的强度和改善钢材的性能。另外，为了节省 V、Ti 等合金资源，冶金行业还开发了新型细晶粒带肋钢筋。

按生产工艺和强度的不同，钢筋可分为热轧钢筋、中（高）强钢丝、螺纹钢、钢绞线、冷加工钢筋等。用于钢筋混凝土结构的钢筋主要有热轧钢筋、碳素钢丝、精轧螺纹钢和钢绞线。

#### 1. 热轧钢筋

热轧钢筋是由低碳钢、普通低合金钢在高温状态下轧制而成的。热轧钢筋按外形分为热轧光圆钢筋和带肋钢筋，如图 1-10 所示。热轧钢筋又分为普通热轧钢筋和细晶粒热轧钢筋。普通热轧钢筋的牌号由 HRB 和屈服强度特征值构成，有 HRB335、HRB400、HRB500，其中，H、R、B 分别为热轧（hotrolling）、带肋（ribbed）、钢筋（bars）三个英文单词的首字母；细晶粒热轧钢筋的牌号由 HRBF 和屈服强度特征值构成，有 HRBF335、HRBF400、HRBF500，其中，F 为“细”的英文单词 fine 的首字母。

热轧光圆钢筋（HPB300）是一种低碳钢。其强度较低，外形光圆，公称直径为 6~22 mm，它与混凝土的黏结强度较低，但塑性与可焊性较好，主要用作板的受力钢筋、箍筋及构造钢筋。

HRB335、HRB400、HRB500 级钢筋属于低合金钢。为了增加钢筋与混凝土之间的黏结力，而将钢筋表面轧制成等高肋（人字纹、螺纹）、月牙肋。低合金钢的公称直径为 6~50 mm，是我国钢筋混凝土结构构件所用钢筋中最主要的品种。HRB400、HRB500 级钢筋主要用于大中型钢筋混凝土结构和高强混凝土结构构件，是我国钢筋混凝土结构构件



受力钢筋用材的最主要品种。

细晶粒热轧钢筋是在热轧过程中通过控轧和控冷工艺形成的细晶粒钢筋。

### 2. 碳素钢丝

碳素钢丝又称高强钢丝，一般是将热轧  $\phi 8$  高碳钢盘条加热到  $850\sim 950\text{ }^{\circ}\text{C}$ ，并在  $500\sim 600\text{ }^{\circ}\text{C}$  的铅浴中淬火，使其具有较高的塑性，再经酸洗、镀铜、拉拔、矫直、回火、卷盘等工艺生产而得。

(1) 消除应力钢丝（光面钢丝）。消除应力钢丝是将钢筋拉拔后，矫直，经中温回火消除应力并稳定化处理的光面钢丝。

(2) 螺旋肋钢丝和刻痕钢丝如图 1-10 所示。螺旋肋钢丝是以普通低碳钢或低合金钢热轧的圆盘条为母材，经冷轧减径后，在其表面冷轧成两面或三面有月牙肋的钢筋。刻痕钢丝是在光面钢丝的表面进行机械刻痕处理，以增加钢丝与混凝土的黏结力。我国生产的刻痕钢丝的直径可分为  $\phi 4$ 、 $\phi 5$ 、 $\phi 6$ 、 $\phi 7$ 、 $\phi 8$ 、 $\phi 9$  六个级别。

### 3. 精轧螺纹钢筋

精轧螺纹钢筋是在整根钢筋上轧有外螺纹的大直径、高强度、高尺寸精度的直条钢筋。它具有连接、锚固简便，黏着力强，张拉锚固安全可靠，施工方便等优点，而且节约钢筋，减小构件的面积和重量。精轧螺纹钢筋以屈服强度划分级别，其代号为 PSB 加上规定的屈服强度最小值。

### 4. 钢绞线

钢绞线是一般由多根钢丝组成钢丝束或若干根高强钢丝捻制在一起，经过低温回火处理，清除内应力后而制成，有三股和七股两种钢绞线形式。其中采用最多的是七股钢绞线，如图 1-10 所示。

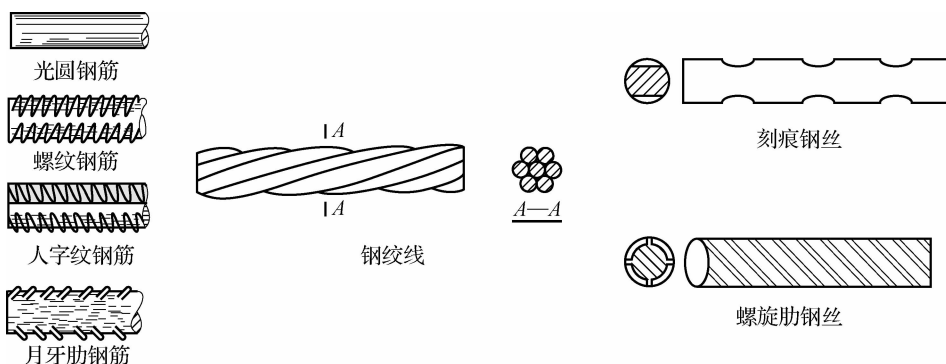


图 1-10 钢筋的种类

## 1.3.2 钢筋的强度和变形

钢筋的强度和变形性能可以由钢筋单向拉伸的应力-应变曲线来分析说明。钢筋的应力-应变曲线可以分为两类：一类是有明显流幅的，即有明显屈服点和屈服台阶的；另一类是没有明显流幅的，即没有明显屈服点和屈服台阶的。热轧钢筋属于有明显流幅的钢筋，其强度相对较低，但变形性能较好；热处理钢筋、钢丝和钢绞线等属于无明显屈服点

的钢筋，其强度较高，但变形性能较差。

### 1. 钢筋的应力-应变曲线

#### 1) 有明显屈服点的钢筋的强度和变形

有明显屈服点的钢筋（软钢）单向拉伸的应力-应变曲线如图 1-11 (a) 所示。该曲线由四个阶段组成，即弹性阶段、屈服阶段、强化阶段和颈缩阶段。在  $a$  点以前的阶段称为弹性阶段， $a$  点称为比例极限点。在  $a$  点以前，钢筋的应力随应变成比例增长，即钢筋的应力应变关系为线性关系；过了  $a$  点后，应变增长的速度大于应力增长的速度，当应力增长较小的幅度后达到  $b$  点，钢筋开始屈服。随后应力稍有降低达到  $c$  点，此后钢筋进入流幅阶段或屈服台阶阶段，曲线接近水平线，此时应力不再增加而应变持续增加。 $b$  点和  $c$  点分别称为上屈服点和下屈服点。上屈服点不稳定，受加载速度、截面形式和表面光洁度等因素的影响；下屈服点一般比较稳定，所以一般以下屈服点对应的应力作为有明显流幅钢筋的屈服强度。过了  $d$  点后为强化阶段，应力又继续上升，说明钢筋的抗拉能力又有所提高。曲线上升到最高点  $e$  时的应力称为钢筋的极限强度。过了  $e$  点后为颈缩阶段，试件薄弱处的截面将会突然显著缩小，发生局部颈缩，变形迅速增加，应力随之下落，达到  $f$  点时试件被拉断。

在钢筋混凝土构件计算中，一般取钢筋的屈服强度作为强度计算指标。尽管热轧低碳钢和低合金钢都属于有明显流幅的钢筋，但不同强度等级的钢筋的屈服台阶的长度是不同的，强度越高，屈服台阶的长度越短，塑性越差。

#### 2) 无明显屈服点的钢筋的典型应力-应变曲线

如图 1-11 (b) 所示，无明显屈服点的钢筋（硬钢）没有明显的屈服平台，在应力达到比例极限  $a$  点（约为极限强度的 0.65 倍）之前，应力应变关系呈直线变化，钢筋具有明显的弹性质，过了  $a$  点之后，钢筋表现出越来越明显的塑性质，应力应变持续增加，到达  $b$  点后，同样出现钢筋的颈缩现象，应力-应变曲线为下降段，至  $c$  点钢筋被拉断。硬钢的强度很高，但伸长率较低，塑性性能较弱。设计上取相应于残余应变为 0.2% 的应力为硬钢的名义屈服强度，也就是假定屈服点，用  $\sigma_{0.2}$  表示。

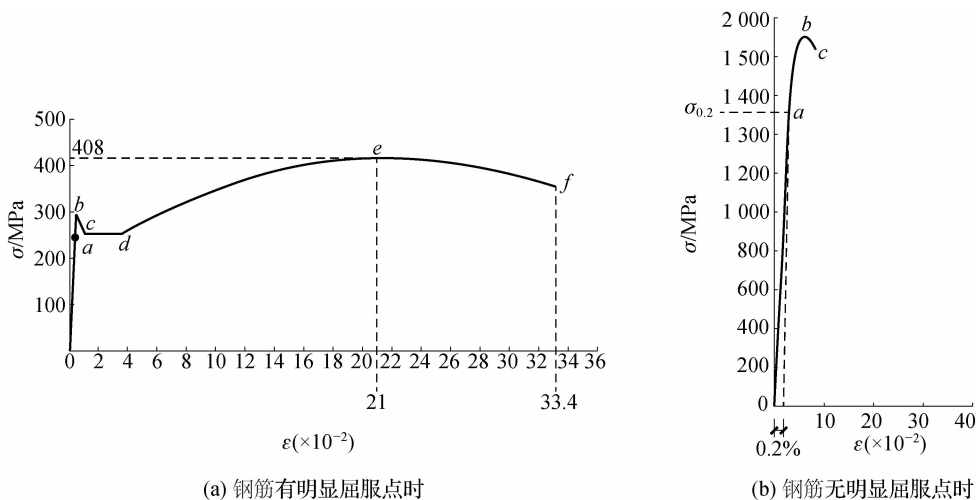


图 1-11 钢筋的应力-应变曲线



## 2. 钢筋的塑性性能

反映钢筋塑性性能的基本指标是钢筋的伸长率和冷弯性能。钢筋试件被拉断后的伸长值与原长的比值称为伸长率，按  $\delta = \frac{l_2 - l_1}{l_1} \times 100\%$  ( $l_1$  为钢筋的原长， $l_2$  为钢筋被拉断后的总长) 进行计算。钢筋试件上标距为  $10d$  或  $5d$  ( $d$  为钢筋试件的直径) 范围内的极限伸长率记为  $\delta_{10}$  或  $\delta_5$ 。伸长率越大，钢筋的塑性性能越好，破坏时有明显的拉断预兆；伸长率越大，钢筋的弯曲性能越好，构件破坏时不致发生脆断。因此，在选择钢筋的品种时应考虑强度和塑性两方面的要求。

冷弯是指将直径为  $d$  的钢筋围绕某个规定直径  $D$  (规定  $D$  为  $d$ 、 $2d$ 、 $3d$ 、 $4d$ 、 $5d$ ) 的辊轴弯曲成一定的角度 ( $90^\circ$  或  $180^\circ$ )，弯曲后钢筋无裂纹、鳞落或断裂现象。弯芯的直径越小，弯转角越大，说明钢筋的塑性越好。

## 3. 钢筋的冷加工

为了节约钢材，在常温下对有明显屈服点的钢筋 (软钢) 进行机械冷加工，可以使钢材的内部组织结构发生变化，从而提高钢材的强度。机械冷加工可分为冷拔和冷拉，通过冷拔或冷拉的冷加工方法可以提高热轧钢筋的强度。

冷拔钢筋是指将钢筋 (盘条) 用强力拔过比它本身直径还小的硬质合金拔丝模而得到的钢筋，这时钢筋同时受到纵向拉力和横向压力的作用。钢筋经多次冷拔后，截面变小，长度变长，强度、硬度都比原来提高很多，但塑性降低。

冷拉钢筋是先将钢筋在常温下拉伸超过屈服强度达到强化阶段，然后卸载并经过一定时间的时效硬化而得到的钢筋。如图 1-12 所示，将钢筋拉伸达到  $K$  点时卸载，若立即再次拉伸钢筋，则其应力-应变曲线将沿  $O'KDE$  变化，钢筋的强度没有变化，但塑性降低；若经过一段时间后再拉伸，则钢筋的应力-应变曲线将沿  $O'K'D'E'$  变化，屈服台阶有所恢复，钢筋的强度明显提高，塑性降低，即冷拉后经过一段时间，钢筋的屈服点比原来的屈服点有所提高，这种现象称为时效硬化。钢筋强度提高的程度与冷拉前钢筋的强度有关，冷拉前钢筋的强度越大，钢筋强度提高的幅度越小。所以，为了保证冷拉钢筋具有一定的塑性，应合理地选择张拉控制应力和冷拉率 (张拉控制应力点所对应的伸长率称为冷拉率)。工程上若只控制应变，称为单控；若同时控制张拉应力和应变，则称为双控。一般情况下应尽量采用双控。时效硬化的完成与温度和时间有关，在常温下需要 20 h 左右才能完成，在  $100^\circ\text{C}$  的温度下需要 2 h 才能完成，在  $250^\circ\text{C}$  的温度下仅需要 0.5 h 就可以完成。当温度超过  $250^\circ\text{C}$  时，钢筋会随温度的提高而软化。

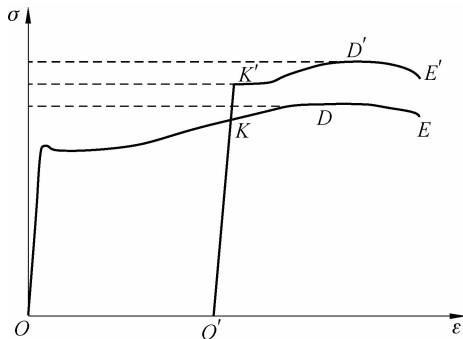


图 1-12 钢筋的冷拉应力-应变曲线

如图 1-13 所示,  $\phi^b$  表示冷加工的冷拔钢筋, 其下角标表示冷拔的直径。钢筋经拉拔后, 原有的明显屈服点消失, 无屈服平台。冷拔既可以提高钢筋的抗拉强度, 又可以提高钢筋的抗压强度, 而冷拉只能提高钢筋的抗拉强度。

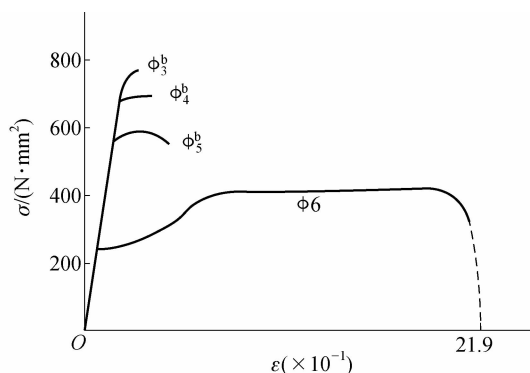


图 1-13 钢筋的冷拔应力-应变曲线

#### 4. 钢筋的强度标准值和设计值

为了使钢筋强度标准值与钢筋的检验标准统一, 对有明显流幅的热轧钢筋, 钢筋的抗拉强度标准值采用国家标准中规定的屈服强度标准值  $f_{yk}$  (废品限值, 其保证率不小于 95%); 对于无明显流幅的钢筋, 根据国家标准中规定的极限抗拉强度确定钢筋的抗拉强度标准值, 其保证率也不低于 95%。

普通钢筋的强度标准值和设计值见表 1-3。

表 1-3 普通钢筋的强度标准值和设计值

单位:  $\text{N}/\text{mm}^2$

| 牌 号                         | 符 号                            | 屈服强度标准值 $f_{yk}$ | 抗拉强度设计值 $f_y$ | 抗压强度设计值 $f'_y$ |
|-----------------------------|--------------------------------|------------------|---------------|----------------|
| HPB300                      | $\phi$                         | 300              | 270           | 270            |
| HRB335<br>HRBF335           | $\phi$<br>$\phi^F$             | 335              | 300           | 300            |
| HRB400<br>HRBF400<br>RRB400 | $\phi$<br>$\phi^F$<br>$\phi^R$ | 400              | 360           | 360            |
| HRB500<br>HRBF500           | $\phi$<br>$\phi^F$             | 500              | 435           | 410            |

#### 5. 钢筋的弹性模量

钢筋的弹性模量  $E_s$  是一项稳定的材料常数, 即使是强度等级相差很大的钢筋, 弹性模量也很接近, 并且强度高的钢筋的弹性模量反而小。钢筋的弹性模量见表 1-4。



表 1-4 钢筋的弹性模量

单位: N/mm<sup>2</sup>

| 牌号或种类  | 弹性模量 $E_s$         |
|--|--------------------|
| HPB300   | $2.10 \times 10^5$ |
| HRB335、HRB400、HRB500<br>HRBF335、HRBF400、HRBF500<br>RRB400<br>预应力螺纹钢筋 | $2.00 \times 10^5$ |
| 消除应力钢丝、中强度预应力钢丝  | $2.05 \times 10^5$ |
| 钢绞线  | $1.95 \times 10^5$ |

### 1.3.3 钢筋的接头、弯钩和弯折

#### 1. 钢筋的接头

一般为了运输方便,除小直径(直径不大于 10 mm)的钢筋按盘圆供应外,其他直径的钢筋的长度多为 10~12 m,所以在施工时要把钢筋接长到设计长度。钢筋的连接可分为三类:焊接接头、绑扎接头及机械连接接头。钢筋的接头宜优先考虑焊接接头和机械连接接头,只有当没有焊接条件或施工有困难时才采用绑扎接头。直径不大于 25 mm 的螺纹钢和光圆钢筋可采用铁丝绑扎接头,但对于轴心受拉和小偏心受拉构件中的主筋均应焊接,不得采用绑扎接头。

##### 1) 焊接接头

钢筋焊接接头的方式很多,有闪光接触对焊、电弧焊、电渣压力焊、气压焊等。工程中应用最多的焊接接头方式是闪光接触对焊和电弧焊。

(1) 闪光接触对焊。钢筋的纵向焊接应采用闪光接触对焊,即将两根钢筋安放成对接形式,利用电阻热使接触点的金属熔化,产生强烈飞溅,形成闪光,迅速完成焊接的一种压焊方法,如图 1-14 (a) 所示。

为了保证对焊接头的质量,被焊接钢筋的焊接端应裁切平整,端部的断面应与钢筋轴线垂直,两个焊接断面应彼此平行,焊接时被挤出接头外的熔渣应予除去。

(2) 电弧焊。将一根导线接在被焊钢筋上,将另一根导线接在夹有焊条的焊钳上,合上开关,将接触焊件接通电源后立即将焊条提起 2~3 cm,产生电弧,电弧温度高达 4 000 °C,将焊条和钢筋熔化并汇合成一条焊缝,焊接结束。电弧焊有搭接焊和帮条焊,如图 1-14 (b)、(c) 所示。当钢筋接头采用搭接焊时,应将两根钢筋搭接的端部预先折向一侧,使两根接合钢筋的轴线一致。当钢筋接头采用帮条焊时,应用短钢筋或短角钢等作为帮条,将两根钢筋对接拼焊,帮条应采用与主筋同级别的钢筋,其总截面面积不应小于被焊钢筋的截面积。双面焊缝的长度  $L$  不应小于  $5d$ ,单面焊缝的长度  $L$  不应小于  $10d$ 。

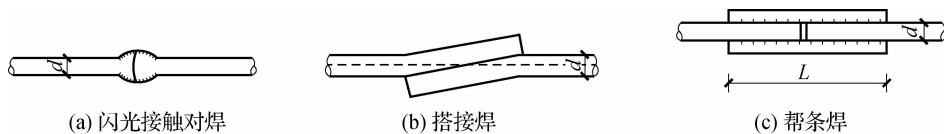


图 1-14 钢筋焊接接头的方式

当焊接受力钢筋的接头时，设置在同一构件内的焊接接头应相互错开，在任意一个焊接接头中心至长度为钢筋直径的 35 倍，且不小于 500 mm 的区段范围内，同一根钢筋不得有两个接头；绑扎接头连接区段的长度为 1.3 倍的搭接长度，在该区段内有搭接接头的受力钢筋的截面面积占全部受力钢筋截面面积的百分率应不超过 50%，接头长度区段内受力钢筋接头面积的最大百分率见表 1-5。

表 1-5 接头长度区段内受力钢筋接头面积的最大百分率

| 接头形式    | 接头面积的最大百分率/% |     |
|---------|--------------|-----|
|         | 受拉区          | 受压区 |
| 主钢筋绑扎接头 | 25           | 50  |
| 主钢筋焊接接头 | 50           | 不限制 |

注 1：装配式构件连接处的受力钢筋焊接接头可不受此表限制。

注 2：绑扎接头中钢筋的横向净间距  $s_n$  不应小于钢筋直径且不应小于 25 mm。

注 3：环氧树脂涂层钢筋绑扎搭接长度，对受拉钢筋应至少为涂层钢筋锚固长度的 1.5 倍且不小于 375 mm，对受压钢筋为无涂层钢筋锚固长度的 1.0 倍且不小于 250 mm。

## 2) 绑扎接头

绑扎接头是将两根钢筋搭接一定长度并用铁丝绑扎，通过钢筋与混凝土的黏结力传递内力。绑扎钢筋的直径不宜大于 28 mm，轴心受压和偏心受压构件中的受压钢筋的直径不宜大于 32 mm。轴心受拉和小偏心受拉构件不得采用绑扎接头。

受拉钢筋绑扎接头的搭接长度应符合表 1-6 的规定，受压钢筋绑扎接头的搭接长度应取受拉钢筋绑扎接头搭接长度的 0.7 倍。

表 1-6 受拉钢筋绑扎接头的搭接长度

| 钢筋类型         | 混凝土强度等级 |     |        |
|--------------|---------|-----|--------|
|              | C20     | C25 | 高于 C25 |
| HPB300       | 35d     | 30d | 25d    |
| HRB335       | 45d     | 40d | 35d    |
| HRB400、KL400 | 55d     | 50d | 45d    |

注 1：当带肋钢筋直径  $d \leq 25$  mm 时，其受拉钢筋的搭接长度应按表中数值减少 5d 采用；当带肋钢筋直径  $d > 25$  mm 时，其受拉钢筋的搭接长度应按表中数值增加 5d 采用。

注 2：当混凝土在凝固过程中受力钢筋易受扰动时，其搭接长度宜适当增加。

注 3：在任何情况下，纵向受拉钢筋的搭接长度不应小于 300 mm，受压钢筋的搭接长度不应小于 200 mm。

注 4：当混凝土强度等级低于 C20 时，HPB300、HRB335 钢筋的搭接长度应按表中 C20 的数值相应增加 10d。

注 5：对有抗震要求的受力钢筋的搭接长度，当抗震烈度为七度及以上时应增加 5d。

注 6：两根不同直径的钢筋的搭接长度以较细的钢筋直径计算。

注 7：在受拉区域内，光圆钢筋接头的末端应做弯钩，变形钢筋的末端可不作弯钩。

注 8：搭接长度范围内的箍筋应加密。当搭接钢筋为受拉时，其箍筋间距不应大于  $5d_{\min}$ ，且不应大于 100 mm；当搭接钢筋为受压时，其箍筋间距不应大于  $10d_{\min}$ ，且不应大于 200 mm ( $d_{\min}$  为受力钢筋中的最小直径)。

## 3) 机械连接接头

机械连接接头是通过连接件的机械咬合作用或钢筋端面的承压作用，将一根钢筋中的力传递至另一根钢筋的连接方法。机械连接接头具有接头性能可靠，质量稳定，不受气候



影响，连接速度快，安全且不需要较大功率的电源，以及可焊与不可焊钢筋均能可靠连接等优点。

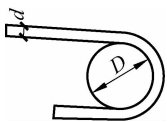
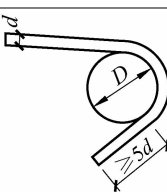
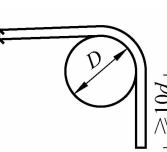
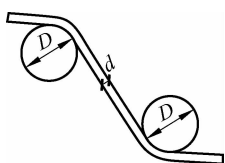
(1) 挤压套筒接头。挤压套筒接头是通过挤压力使连接用钢套发生塑性变形而与带肋钢筋紧密咬合形成的接头。挤压套筒接头适用于直径为 16~40 mm 的 HRB335、HRB400 带肋钢筋的径向挤压连接。两根相连接钢筋的直径相差不应大于 5 mm。当混凝土结构中挤压接头部位的温度低于 -20 °C 时，宜进行专门的试验。

(2) 镦粗直螺纹接头。镦粗直螺纹接头是将钢筋的连接端先行镦粗，再加工成圆柱螺纹，并用连接套连接的钢筋接头。镦粗直螺纹接头适用于直径为 18~40 mm 的 HRB335、HRB400 钢筋的连接。

## 2. 钢筋的弯钩和弯折

为了防止承受拉力的光圆钢筋在混凝土内滑动，须把钢筋两端做成半圆形弯钩。受压的光圆钢筋可以不设弯钩；带肋的钢筋握裹力好，可以不设半圆形弯钩，改用直角形弯钩。受力主钢筋末端弯钩的要求见表 1-7。

表 1-7 受力主钢筋末端弯钩的要求

| 弯曲部位 | 弯曲角度 | 形状图   | 钢筋种类  | 公称直径 $d$<br>/mm | 弯曲直径 $D$    | 平直部分的长度    |
|------|------|---|---|-----------------|-------------|------------|
| 末端弯钩 | 180° |   | HPB300  | 6~22            | $\geq 2.5d$ | $\geq 3d$  |
|      | 135° |  | HRB335  | 28~40           | $\geq 4d$   | $\geq 5d$  |
|      |      |   | HRB400  | 28~40           | $\geq 5d$   |            |
|      | 90°  |  | HRB335  | 28~40           | $\geq 4d$   | $\geq 10d$ |
|      |      |   | HRB400  | 28~40           | $\geq 5d$   |            |
|      | 中间弯钩 | $\leq 90^\circ$   |  | 各类              |             | $\geq 20d$ |

注：当对环氧树脂涂层钢筋进行弯曲加工时，对于直径  $d \leq 20$  mm 的钢筋，其弯曲直径不应小于  $4d$ ；对于直径  $d > 20$  mm 的钢筋，其弯曲直径不应小于  $6d$ 。

用 HPB300 钢筋制作的箍筋，其末端应做弯钩，弯钩的弯曲直径应大于受力主钢筋的直径，且不小于箍筋直径的 2.5 倍。弯钩平直部分的长度，对一般结构不宜小于箍筋直径



的 5 倍；对有抗震要求的结构，不应小于箍筋直径的 10 倍。弯钩的形式，如设计无要求时，可按图 1-15 (a) 和图 1-15 (b) 所示进行加工；对有抗震要求的结构，应按图 1-15 (c) 所示进行加工。

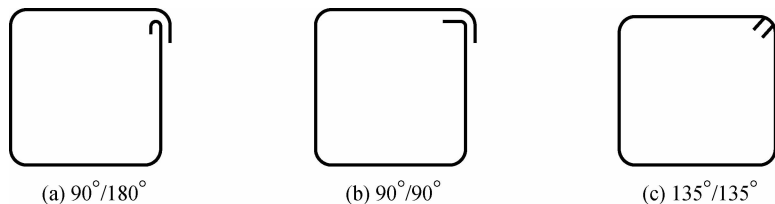


图 1-15 箍筋的弯钩形式

### 1.3.4 混凝土结构对钢筋性能的要求

用于混凝土结构中的钢筋一般应满足下列要求：

#### 1) 具有适当的屈强比

屈服强度与抗拉强度的比值称为屈强比，它可以代表结构的强度储备，比值小则结构的强度后备大，但若比值太小则钢筋强度的有效利用率会太低，所以要选择适当的屈强比。

#### 2) 足够的塑性

在混凝土结构中，要求钢筋断裂时有足够的变形，这样，结构在破坏之前就能发出预警信号，保证安全。另外，在施工时，钢筋要经受各种加工，所以钢筋要满足冷弯试验的要求。屈服强度、抗拉强度、伸长率、冷弯性能是钢筋的强度和变形的四项主要指标。

#### 3) 良好的可焊性

要求钢筋具备良好的焊接性能，保证焊接强度，焊接后钢筋不产生裂纹及过大的变形。

#### 4) 抗低温性能

在寒冷地区要求钢筋具备抗低温性能，以防钢筋因低温冷脆而破坏。

#### 5) 与混凝土有良好的黏结力

黏结力是钢筋与混凝土得以共同工作的基础，在钢筋表面刻痕或制成各种纹形都有助于或大大提高黏结力。

混凝土结构对钢筋性能的要求，概括地说，即要求强度高、塑性及焊接性能好。此外，还要求钢筋和混凝土有良好的黏结性能。



### 学习评价

通过以上任务的学习，回答下列问题：

- (1) 软钢的拉伸应力-应变关系曲线有何特点？
- (2) 软钢的拉伸应力-应变关系曲线由哪四个阶段组成？
- (3) 名称解释：名义屈服强度、时效硬化、冷拉钢筋、单控、双控。
- (4) 钢筋的塑性性能的基本指标有哪些？



- (5) 机械冷加工的方法有哪些?
- (6) 钢筋的接头有哪几类?

### 工作任务 1.4 钢筋与混凝土的相互作用——黏结力



#### 学习目标

- (1) 了解黏结力的组成部分, 各类钢筋黏结力的主要构成部分。
- (2) 了解利用拔出试验测定黏结力的过程。
- (3) 了解影响黏结强度的因素。
- (4) 了解纵向受拉钢筋基本锚固长度的计算方法。



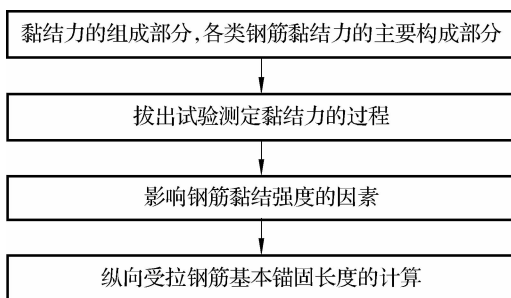
#### 学习描述

本任务的目的是掌握钢筋与混凝土的相互作用——黏结力的相关知识。任务完成的标准是通过学习了解黏结力的影响因素、各类钢筋黏结力的主要构成部分; 可以利用拔出试验测定黏结力并且利用黏结强度公式计算黏结强度; 通过了解影响黏结强度的因素知道如何增强结构的黏结力; 在了解纵向受拉钢筋基本锚固长度的计算原理后, 会进行受拉钢筋锚固长度的计算。



#### 学习引导

本工作任务按照如下流程进行学习:



混凝土凝结硬化并达到一定强度后, 混凝土和钢筋之间就建立了足够的黏结强度, 能够承受由于钢筋和混凝土的相对变形在两者界面上所产生的相互作用力, 即钢筋与混凝土接触面上的剪应力, 又称为黏结力  $\tau$ 。因此, 钢筋与混凝土之间的黏结力是保证两者共同工作, 阻止钢筋在混凝土中滑移所必不可少的基本条件。

黏结力的主要组成部分如下:

- (1) 混凝土收缩将钢筋紧紧握裹而产生的摩擦力。
- (2) 混凝土颗粒与钢筋表面产生的化学黏合力。
- (3) 由于钢筋表面凹凸不平而与混凝土之间产生的机械咬合力。

各种黏结力在不同的情况 (钢筋的截面形式、受力阶段和构件部位) 下将发挥各自的

作用。光圆钢筋的黏结力主要来自与混凝土材料的胶结力和摩阻力，而变形钢筋的黏结力主要来自机械咬合作用。机械咬合力可提供很大的黏结力，但若布置不当，则会产生较大的滑移、裂缝和局部混凝土破碎的现象。光圆钢筋和变形钢筋的黏结力的差别可以用钉入木料中的普通钉和螺丝钉的差别来理解。

### 1.4.1 黏结力的测定

黏结力的测定一般采用拔出试验的方法，如图 1-16 所示。

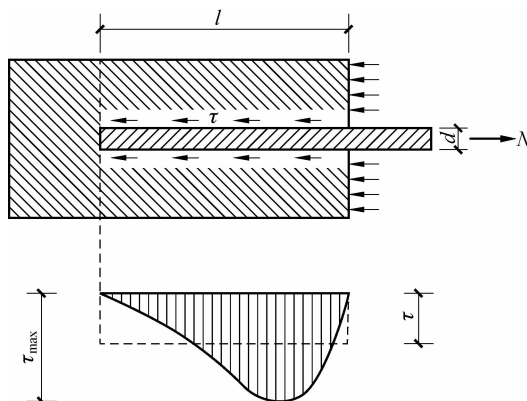


图 1-16 拔出试验图示

黏结强度  $f_{\tau}$  可由式 (1-8) 计算。

$$f_{\tau} = \frac{N}{\pi dl} \quad (1-8)$$

式中， $N$  为钢筋受到的拉力； $d$  为钢筋的直径； $l$  为钢筋的埋置长度。

根据拔出试验可知：

- (1) 黏结力按曲线分布，最大黏结力在离开端部的某一位置出现，且随拔出力的大小而变化。
- (2) 钢筋的埋置长度越长，拔出力越大，但若埋入过长，则尾部的黏结力很小，甚至为零。
- (3) 黏结强度随混凝土强度等级的提高而增大。
- (4) 变形钢筋的黏结强度比光圆钢筋的大，但若在光圆钢筋末端做弯钩，则其拔出力将会大大提高。

### 1.4.2 影响黏结强度的因素

影响黏结强度的主要因素有混凝土强度、保护层厚度、钢筋净间距、横向配筋、横向压应力及浇筑混凝土时钢筋的位置等。

- (1) 混凝土强度。光圆钢筋和变形钢筋的黏结强度随混凝土强度等级的提高而提高。
- (2) 保护层厚度。若钢筋外围的混凝土保护层太薄，则会造成外围混凝土的黏结强度因混凝土产生径向劈裂而降低。增大保护层厚度，保持一定的钢筋间距，可以提高外围混凝土的抗劈裂能力，有利于黏结强度的充分发挥。



(3) 钢筋净间距。当混凝土构件截面上有多根钢筋并列在一排时, 钢筋净间距对黏结强度有重要影响。当钢筋净间距过小时, 外围混凝土将发生水平劈裂, 形成贯穿整个梁宽的劈裂裂缝, 造成整个混凝土保护层剥落, 黏结强度显著降低。并列在一排的钢筋的根数越多, 净间距越小, 黏结强度降低的就越多。

(4) 横向配筋。横向钢筋(如梁中的箍筋)可以限制混凝土内部裂缝的发展, 提高黏结强度。横向钢筋还可以限制到达构件表面的裂缝宽度, 从而提高黏结强度。在较大直径钢筋的锚固区段和搭接长度范围内均应设置一定数量的横向钢筋, 如将梁的箍筋加密等, 对控制劈裂裂缝, 提高黏结强度是很有效的。

(5) 横向压应力。在直接支承的支座处(如梁的简支端), 钢筋的锚固区受到来自支座的横向压应力, 横向压应力约束了混凝土的横向变形, 使钢筋与混凝土间抵抗滑动的摩阻力增大, 从而提高了黏结强度。

(6) 浇筑混凝土时钢筋的位置。浇筑混凝土时, 若深度过大(超过 300 mm), 则钢筋底面的混凝土会出现沉淀收缩和离析泌水, 逸出气泡, 使混凝土与水平放置的钢筋之间产生强度较低的疏松空隙层, 从而削弱钢筋与混凝土的黏结作用。

另外, 钢筋表面的形状对黏结强度也有影响, 当其他条件相同时, 光圆钢筋的黏结强度约比带肋的变形钢筋的黏结强度低 20%。

### 1.4.3 纵向受拉钢筋的基本锚固长度

钢筋的锚固是指在混凝土中设置埋置段(锚固长度)或采取机械措施将钢筋所受的力传递给混凝土, 使钢筋锚固于混凝土内而不致滑出。《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》(JGJ 95—2011)规定以纵向受拉钢筋的锚固长度  $l_a$  作为钢筋的基本锚固长度。

$$l_a = \alpha \frac{f_{yk}}{f_t} d \quad (1-9)$$

式中,  $\alpha$  为锚固钢筋的外形系数, 按表 1-8 取用;  $f_{yk}$  为钢筋的屈服强度标准值;  $f_t$  为混凝土轴心抗拉强度设计值, 当混凝土强度等级高于 C40 时, 按 C40 取值;  $d$  为钢筋的公称直径。

表 1-8 锚固钢筋的外形系数  $\alpha$

| 钢筋类型          | 光圆钢筋 | 带肋钢筋 | 刻痕钢筋 | 螺旋肋钢筋 | 三股钢绞线 | 七股钢绞线 |
|---------------|------|------|------|-------|-------|-------|
| 外形系数 $\alpha$ | 0.16 | 0.14 | 0.19 | 0.13  | 0.16  | 0.17  |



### 学习评价

通过以上任务的学习, 回答下列问题:

- (1) 黏结力如何测定?
- (2) 影响混凝土黏结强度的因素有哪些?

# 项目 2 混凝土及砌体结构的设计方法

## 工作任务 2.1 结构上的作用

### 学习目标

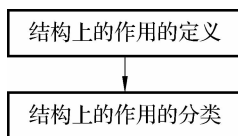
- (1) 认知结构上的作用的定义。
- (2) 认知结构上的作用的分类。

### 学习描述

本任务的目的是认知结构上的作用。任务完成的标准是掌握作用的定义和分类。

### 学习引导

本工作任务按照如下流程进行学习：



在进行设计时，应该了解结构上的作用的定义及分类。

### 2.1.1 结构上的作用的定义

结构上的作用是指直接施加在结构上的一组集中力（或分布力），或引起结构外加变形或约束变形的原因。前者称为直接作用（荷载），如结构自重，楼面上的人群、物品、设备的重力，风和雪的荷载等；后者称为间接作用，它不是以外力形式施加于结构的，其所产生的效应与结构本身的特性、结构所处的环境有关，如温度变化、地基变形、混凝土收缩徐变、地震等。

在进行结构设计时，针对不同的设计要求所采用的各种作用规定值称为作用代表值。设计的要求不同，采用的代表值也不同。作用代表值一般可分为荷载标准值、可变荷载组合值、可变荷载准永久值和可变荷载频遇值。作用的荷载标准值是作用的基本代表值，其他代表值一般可在荷载标准值的基础上计入不同的系数后得到。

#### 1. 荷载标准值

荷载标准值是指结构在使用期间，在正常情况下可能出现的具有一定保证率的最大荷载值。荷载标准值的取值一般按数理统计的方法确定。



## 2. 可变荷载的组合值

当结构同时承受两种或两种以上可变荷载时,由于各种可变荷载同时达到其最大值的可能性极小,因此除主导荷载(产生荷载效应最大的荷载)仍以其标准值为代表值外,其他伴随荷载的代表值应小于其标准值,此代表值称为可变荷载的组合值。可变荷载的组合值可写为

$$Q_C = \psi_C Q_K \quad (2-1)$$

式中,  $Q_C$  为可变荷载的组合值;  $\psi_C$  为可变荷载的组合值系数;  $Q_K$  为可变荷载的标准值。

## 3. 可变荷载的准永久值

经常作用于结构上的可变荷载称为可变荷载的准永久值。

当验算结构构件的变形和裂缝时,要考虑荷载长期作用的影响。此时,可变荷载因不可能以最大荷载值(标准值)长期作用于结构构件上,所以应取经常作用于结构上的那部分荷载,它类似永久荷载的作用,故称为准永久值。可变荷载的准永久值可写为

$$Q_Q = \psi_Q Q_K \quad (2-2)$$

式中,  $Q_Q$  为可变荷载的准永久值;  $\psi_Q$  为可变荷载的准永久值系数。

## 4. 可变荷载的频遇值

作用于结构上时而出现、持续时间较短的较大可变荷载值,称为可变荷载的频遇值。由于频遇值是在较短持续时间内可能达到的较大可变荷载值,而不是规定使用期限内的最大可变荷载值,因此,可变荷载的频遇值小于可变荷载的标准值,即

$$Q_f = \psi_f Q_K \quad (2-3)$$

式中,  $Q_f$  为可变荷载的频遇值;  $\psi_f$  为可变荷载的频遇值系数。

## 2.1.2 结构上的作用的分类

为了便于设计时应用,将作用于桥涵及其他结构物上的各种作用按其作用时间和出现的频率分为永久作用、可变作用和偶然作用。

### 1. 永久作用

永久作用是指在结构使用期间,其量值不随时间而变化,或其变化值与平均值比较可忽略不计的作用。永久作用包括结构重力、预应力、土压力等。永久作用也称永久荷载。

永久作用应采用标准值作为代表值。永久荷载的标准值可按结构构件的设计尺寸与材料或结构构件单位体积的自重计算确定。

### 2. 可变作用

可变作用是指在结构使用期间,其量值随时间变化,或其变化值与平均值比较不可忽略的作用,如楼面可变荷载、风荷载、雪荷载等。可变作用也称可变荷载。

可变作用应根据不同的极限状态分别采用不同的代表值。在进行承载能力极限状态设计及按弹性阶段计算结构强度时,应采用标准值作为可变作用的代表值。在正常使用极限状态下,当按短期效应(频遇)组合设计时,应采用频遇值作为可变作用的代表值;当按长期效应(准永久)组合设计时,应采用准永久值作为可变作用的代表值。

### 3. 偶然作用

偶然作用是指在结构使用期间出现的概率很小,一旦出现,其值很大且持续时间很短的作用。偶然作用包括地震作用、爆炸力、撞击力等。偶然作用采用标准值作为代表值。

## 学习评价

通过以上任务的学习，回答下列问题：

- (1) 名词解释：作用、永久作用、可变作用、偶然作用。
- (2) 作用代表值包括哪几种？
- (3) 作用按其作用时间和出现的频率如何进行分类？

## 工作任务 2.2 极限状态法

### 学习目标

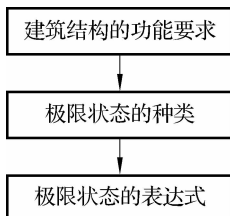
- (1) 认知建筑结构的有关要求。
- (2) 掌握极限状态的种类。
- (3) 掌握两类极限状态的表达式。

### 学习描述

本任务的目的是认知建筑结构的有关要求，掌握极限状态的种类及两类极限状态的表达式。完成任务的标准是能够利用极限状态的原理进行承载能力极限状态的作用效应组合和正常使用极限状态的作用效应组合的计算。

### 学习引导

本工作任务按照如下流程进行学习：



在进行设计时，应该了解建筑结构的有关要求，了解极限状态法包括承载能力极限状态法和正常使用极限状态法两类。在学习两类极限状态法的表达式时，主要学习承载能力极限状态的作用效应组合和正常使用极限状态的作用效应组合的组合内容，并掌握组合的计算方法。

### 2.2.1 建筑结构的有关要求

建筑结构在规定的时间内，在正常条件下必须满足以下各项功能要求：

- (1) 安全性。建筑结构应能承受在正常施工和正常使用时可能出现的各种作用，在偶然事件发生时及发生后仍能保持必需的整体稳定性。
- (2) 适用性。建筑结构在正常使用时应具有良好的工作性能。
- (3) 耐久性。建筑结构在正常维护下应具有足够的耐久性。



结构设计的目的就是用较少的材料和费用获得安全、适用和耐久的结构，即结构在满足使用条件的前提下既安全又经济。

## 2.2.2 极限状态的种类

当整个结构或结构的一部分超过某一特定状态时，就不能满足设计规定的某一功能的要求，此特定状态称为该功能的极限状态。极限状态可分为以下两类：

### 1. 承载能力极限状态

承载能力极限状态对应于结构或结构构件达到最大承载能力或不适于继续承载的变形。

当结构或结构构件出现下列状态之一时，即认为其超过了承载能力极限状态：

- (1) 整个构件或结构的一部分作为刚体失去平衡（如倾覆等）。
- (2) 结构构件或连接部位因材料强度不够而破坏（包括疲劳破坏）或因过度的塑性变形而不适于继续承载。

(3) 结构转变为机动体系。

(4) 结构或结构构件丧失稳定（如压屈等）。

承载能力极限状态主要考虑结构的安全性功能。当结构或结构构件超过承载能力极限状态时，就说明其已经超过了最大限度的承载能力，不能再继续使用。

### 2. 正常使用极限状态

正常使用极限状态对应于结构或结构构件达到正常使用或耐久性能的某项规定限值。

当结构或结构构件出现下列状态之一时，即认为超过了正常使用极限状态：

- (1) 影响正常使用或外观的变形。
- (2) 影响正常使用或耐久性能的局部损坏（包括裂缝）。
- (3) 影响正常使用的振动。
- (4) 影响正常的其他特定状态。

正常使用极限状态主要是考虑结构的适用性功能性和耐久性功能。例如，吊车梁变形过大会影响行驶；屋面构件变形过大会造成粉刷层脱落和屋顶积水；构件裂缝宽度超过容许值会使钢筋锈蚀，影响耐久性等。这些均属于超过正常使用极限状态的情况。

## 2.2.3 两类极限状态的表达式

结构上几种作用分别产生的效应的随机叠加称为作用效应组合。设计时应考虑整个结构上可能同时出现的作用，按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行作用效应组合，并取其最不利作用效应组合。

最不利作用效应组合是指所有可能的作用效应组合中对结构或结构构件产生的总效应最不利的一组作用效应组合。

### 1. 承载能力极限状态的作用效应组合表达式

按承载能力极限状态设计时，结构构件自身的承载力及稳定性验算应采用作用效应基本组合和偶然组合。作用的设计值为作用的标准值乘以相应的分项系数。作用效应是指结构对所受作用的反应，如由作用所产生的结构或构件的轴向力、弯矩、剪力等。

#### 1) 基本组合

对于基本组合，采用永久荷载设计值的效应与可变荷载设计值的效应相组合，应按下



列极限状态设计表达式中的最不利值确定。

(1) 由可变荷载效应控制的组合, 其表达式为

$$\gamma_0 S_d = \gamma_0 (\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qi,k}) \leq R(\gamma_R, f_k, a_k, \dots) \quad (2-4)$$

(2) 由永久荷载效应控制的组合, 其表达式为

$$\gamma_0 S_d = \gamma_0 (\gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qi,k}) \leq R(\gamma_R, f_k, a_k, \dots) \quad (2-5)$$

式中,  $\gamma_0$  为结构重要性系数, 根据设计安全等级采用, 对应于设计安全等级一级、二级、三级分别不应小于 1.1、1.0、0.9, 建筑结构的安全等级见表 2-1;  $S_d$  为荷载组合的效应设计值, 分别表示设计轴力  $N$ 、设计弯矩  $M$ 、设计剪力  $V$  等;  $\gamma_G$  为永久荷载的分项系数, 应按表 2-2 的规定采用;  $S_{Gk}$  为永久荷载标准值效应;  $S_{Q1k}$ 、 $S_{Qi,k}$  分别为第 1 个和第  $i$  个可变荷载的标准值的效应, 其中,  $S_{Q1k}$  为各可变荷载标准值中起控制作用的效应, 当无法明显判断时, 轮次以各可变荷载取用, 选其中最不利的荷载效应组合;  $\gamma_{Q1}$ 、 $\gamma_{Qi}$  分别为第 1 个和第  $i$  个可变作用效应的分项系数, 取值参见表 2-2;  $\psi_{ci}$  为第  $i$  个可变荷载的组合系数, 取值见表 2-3;  $R$  为结构构件的抗力函数;  $\gamma_R$  为结构构件抗力分项系数;  $f_k$  为材料性能的标准值;  $a_k$  为几何参数的标准值。

对于一般排架、框架结构, 可采用简化的表达式, 即

$$\gamma_0 S_d = \gamma_0 (\gamma_G S_{Gk} + \psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} S_{Qi,k}) \leq R(\gamma_R, f_k, a_k, \dots) \quad (2-6)$$

式中,  $\psi$  为荷载组合系数, 一般情况下可取 0.9, 当只有一个可变荷载时取 1; 其他参数含义同前。

表 2-1 建筑结构的安全等级

| 安全等级 | 破坏后果 | 建筑物类型  |
|------|------|--------|
| 一级   | 很严重  | 重要的建筑物 |
| 二级   | 严重   | 一般的建筑物 |
| 三级   | 不严重  | 次要的建筑物 |

表 2-2 荷载的分项系数

| 荷载类别 | 荷载特征                                       | $\gamma_G$ 、 $\gamma_Q$ |
|------|--|-------------------------|
| 永久荷载 | 当其效应对结构不利时                                 |                         |
|      | (1) 对由可变荷载效应控制的组合                          | 1.20                    |
|      | (2) 对由永久荷载效应控制的组合                          | 1.35                    |
|      | 当其效应对结构有利时                                 |                         |
|      | (1) 一般情况                                   | 1.0                     |
|      | (2) 对结构的倾覆、滑移或漂浮验算                         | 0.9                     |
| 可变荷载 | (1) 一般情况                                   | 1.4                     |
|      | (2) 对标准值大于 4 kN/m <sup>2</sup> 的工业房屋楼面可变荷载 | 1.3                     |



表 2-3 民用建筑楼面均布可变荷载标准值及其组合值、频遇值和准永久值系数

| 项次    | 类 别  | 标准值<br>/(kN·m <sup>-2</sup> ) | 组合值<br>系数 $\psi_c$ | 频遇值<br>系数 $\psi_f$ | 准永久值<br>系数 $\psi_q$ |
|-------|--|-------------------------------|--------------------|--------------------|---------------------|
| 1     | (1) 住宅、宿舍、旅馆、办公楼、医院病房、托儿所、幼儿园                | 2.0                           | 0.7                | 0.5                | 0.4                 |
|       | (2) 试验室、阅览室、会议室、医院门诊室                        | 2.0                           | 0.7                | 0.6                | 0.5                 |
| 2     | 教室、食堂、餐厅、一般资料档案室                             | 2.5                           | 0.7                | 0.6                | 0.5                 |
| 3     | (1) 礼堂、剧场、影院、有固定座位的看台                        | 3.0                           | 0.7                | 0.5                | 0.3                 |
|       | (2) 公共洗衣房                                    | 3.0                           | 0.7                | 0.6                | 0.5                 |
| 4     | (1) 商店、展览厅、车站、港口、机场大厅及其旅客等候室                 | 3.5                           | 0.7                | 0.6                | 0.5                 |
|       | (2) 无固定座位的看台                                 | 3.5                           | 0.7                | 0.5                | 0.3                 |
| 5     | (1) 健身房、演出舞台                                 | 4.0                           | 0.7                | 0.6                | 0.5                 |
|       | (2) 运动场、舞厅                                   | 4.0                           | 0.7                | 0.6                | 0.3                 |
| 6     | (1) 书库、档案库、储藏室                               | 5.0                           | 0.9                | 0.9                | 0.8                 |
|       | (2) 密集柜书库                                    | 12.0                          | 0.9                | 0.9                | 0.8                 |
| 7     | 通风机房、电梯机房                                    | 7.0                           | 0.9                | 0.9                | 0.8                 |
| 8     | 汽车通道及客车停车库                                   |                               |                    |                    |                     |
|       | (1) 单向板楼盖 (板跨不小于 2 m) 和双向板楼盖 (板跨不小于 3 m×3 m) |                               |                    |                    |                     |
|       | ① 客车   | 4.0                           | 0.7                | 0.7                | 0.6                 |
|       | ② 消防车  | 35.0                          | 0.7                | 0.5                | 0.0                 |
|       | (2) 双向板楼盖和无梁楼盖 (柱网尺寸不小于 6 m×6 m)             |                               |                    |                    |                     |
|       | ① 客车   | 2.5                           | 0.7                | 0.7                | 0.6                 |
| ② 消防车 | 20.0   | 0.7                           | 0.5                | 0.0                |                     |
| 9     | 厨房   |                               |                    |                    |                     |
|       | (1) 其他                                       | 2.0                           | 0.7                | 0.6                | 0.5                 |
|       | (2) 餐厅                                       | 4.0                           | 0.7                | 0.7                | 0.7                 |
| 10    | 浴室、卫生间、盥洗室                                   |                               |                    |                    |                     |
|       | (1) 第 1 项中的民用建筑                              | 2.0                           | 0.7                | 0.5                | 0.4                 |
|       | (2) 其他民用建筑                                   | 2.5                           | 0.7                | 0.6                | 0.5                 |
| 11    | 走廊、门厅、楼梯                                     |                               |                    |                    |                     |
|       | (1) 宿舍、旅馆、医院病房、托儿所、幼儿园、住宅                    | 2.0                           | 0.7                | 0.5                | 0.4                 |
|       | (2) 办公楼、餐厅、医院门诊部                             | 2.5                           | 0.7                | 0.6                | 0.5                 |
|       | (3) 消防疏散楼梯, 其他民用建筑                           | 3.5                           | 0.7                | 0.5                | 0.3                 |

续表

| 项次 | 类别              | 标准值<br>/(kN·m <sup>-2</sup> ) | 组合值<br>系数 $\psi_c$ | 频遇值<br>系数 $\psi_f$ | 准永久值<br>系数 $\psi_q$ |
|----|-----------------|-------------------------------|--------------------|--------------------|---------------------|
| 12 | 阳台              |                               |                    |                    |                     |
|    | (1) 一般情况        | 2.5                           | 0.7                | 0.6                | 0.5                 |
|    | (2) 可能出现人员密集的情况 | 3.5                           | 0.7                | 0.6                | 0.5                 |

注1: 本表所给各项可变荷载适用于一般使用条件, 当使用荷载较大或情况特殊时, 应按实际情况采用。

注2: 第6项中的书库可变荷载, 当书架高度大于2m时, 书库可变荷载应按每米书架高度不小于2.5 kN/m<sup>2</sup>确定。

注3: 第8项中的客车可变荷载仅适用于停放载人少于9人的客车, 消防车可变荷载适用于满载总重为300 kN的大型车辆; 当不符合本表的要求时, 应将车轮的局部荷载按结构效应的等效原则换算为等效均布荷载。

注4: 第11项中的楼梯可变荷载, 对预制楼梯踏步平板, 还应按1.5 kN集中荷载验算。

注5: 本表各项荷载不包括隔墙自重和二次装修荷载。对固定隔墙的自重应按永久荷载考虑, 当隔墙位置可灵活自由布置时, 非固定隔墙的自重应取不小于1/3的每延米长墙重(kN/m)作为楼面可变荷载的附加值(kN/m<sup>2</sup>)计入, 且附加值不应小于1.0 kN/m<sup>2</sup>。

## 2) 偶然组合

偶然组合为永久作用标准值效应与可变作用某种代表值效应和一种偶然作用标准值效应相组合, 目前尚难给出统一的设计表达式。偶然作用的效应分项系数取1.0。与偶然作用同时出现的可变作用可根据观测资料和工程经验取用适当的代表值。

## 2. 正常使用极限状态的作用效应组合表达式

按正常使用极限状态设计时, 应根据不同的设计要求采用作用短期效应组合和作用长期效应组合。

### 1) 标准组合

组合时, 永久荷载采用荷载标准值效应, 对参加组合的其他可变荷载, 除效应值最大的主导荷载采用荷载标准值效应外, 其余可变荷载均采用组合值效应, 其表达式为

$$S_d = S_{Gk} + S_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Q_{ik}} \leq C \quad (2-7)$$

式中,  $C$ 为结构或结构构件达到正常使用要求的规定限值, 如变形、裂缝和应力等的限值, 应按各有关建筑结构设计规范的规定采用; 其他参数含义同前。

### 2) 频遇组合

组合时, 永久荷载采用荷载标准值效应, 对参加组合的其他可变荷载, 除效应值最大的主导荷载采用频遇值效应外, 其余可变荷载均采用准永久值效应, 其表达式写成作用短期效应组合, 即

$$S_d = S_{Gk} + \psi_{f1} S_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \psi_{qi} S_{Q_{ik}} \leq C \quad (2-8)$$

式中,  $\psi_{f1}$ 为第1个可变作用效应的频遇值系数, 取值参见表2-3;  $\psi_{qi}$ 为第*i*个可变作用的准永久值, 取值参见表2-3; 其他参数含义同前。

### 3) 准永久组合

组合时, 永久荷载采用荷载标准值效应, 可变荷载采用准永久值效应, 其表达式为

$$S_d = S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \psi_{ci} S_{Q_{ik}} \leq C \quad (2-9)$$



**【例 2-1】** 已知某办公楼钢筋混凝土简支梁桥的计算跨度  $l_0=6\text{ m}$ ，永久荷载的标准值  $G_k=14\text{ kN/m}$ ，楼面使用可变荷载传给该梁的荷载标准值  $Q_k=8\text{ kN/m}$ ，求：

(1) 按承载能力计算时，梁跨中截面弯矩的组合设计值。

(2) 按正常使用计算时，梁跨中截面荷载效应的标准组合弯矩值和准永久组合弯矩值。

**【解】** (1) 永久荷载的分项系数  $\gamma_G=1.2$ ；梁上只有一个可变荷载，故活载分项系数  $\gamma_{Q_1}=1.4$ ，组合系数  $\psi_c=1.0$ 。

$$\begin{aligned} M &= \gamma_G M_{Gk} + \gamma_{Q_1} M_{Q_1k} \\ &= 1.2 \times \frac{1}{8} G_k l_0^2 + 1.4 \times \frac{1}{8} Q_k l_0^2 \\ &= \frac{1}{8} \times (1.2 \times 14\text{ kN/m} + 1.4 \times 8\text{ kN/m}) \times (6\text{ m})^2 \\ &= 126\text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(2) 荷载效应的标准组合弯矩  $M_k$ 。

$$\begin{aligned} M_k &= M_{Gk} + M_{Q_1k} \\ &= \frac{1}{8} G_k l_0^2 + \frac{1}{8} Q_k l_0^2 \\ &= \frac{1}{8} \times (14\text{ kN/m} + 8\text{ kN/m}) \times (6\text{ m})^2 \\ &= 99\text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 荷载效应的准永久组合弯矩  $M_q$ 。由表 2-3 查得，办公楼的可变荷载准永久值系数  $\psi_q=0.4$ 。

$$\begin{aligned} M_q &= M_{Gk} + \psi_q M_{Q_1k} \\ &= \frac{1}{8} G_k l_0^2 + 0.4 \times \frac{1}{8} Q_k l_0^2 \\ &= \frac{1}{8} \times (14\text{ kN/m} + 0.4 \times 8\text{ kN/m}) \times (6\text{ m})^2 \\ &= 77.4\text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$



### 学习评价

通过以上任务的学习，回答下列问题：

已知某钢筋混凝土简支梁桥的计算跨度为  $3\text{ m}$ ，永久荷载的标准值为  $10\text{ kN/m}$ ，楼面使用可变荷载传给该梁的荷载标准值为  $6\text{ kN/m}$ ，求：

(1) 按承载能力计算时，梁跨中截面弯矩的组合设计值。

(2) 按正常使用计算时，梁跨中截面荷载效应的标准组合弯矩值和准永久组合弯矩值。

# 项目 3 钢筋混凝土受弯构件

## 工作任务 3.1 受弯构件正截面承载力计算

### 学习目标

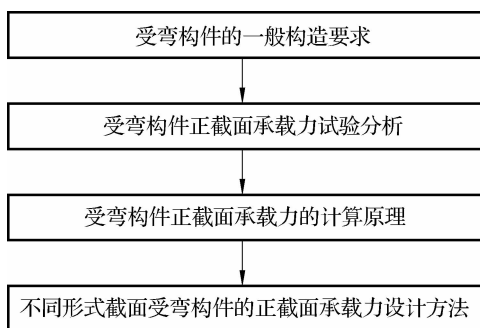
- (1) 认知受弯构件的一般构造要求。
- (2) 了解受弯构件正截面承载力试验分析的原理、方法和结论。
- (3) 了解受弯构件正截面承载力的计算原理。
- (4) 掌握不同形式截面受弯构件的正截面承载力的设计方法。

### 学习描述

本任务的目的是认知受弯构件的构造要求，了解正截面受力状态的分类和计算原理，完成受弯构件的正截面承载力的设计。完成任务的标准是能够根据受弯构件正截面承载力设计和复核的公式计算不同形式截面受弯构件的钢筋及混凝土的合理用量，并根据受弯构件的构造要求绘制合理的配筋图。

### 学习引导

本工作任务按照如下流程进行学习：



受弯构件是组成工程结构的基本构件，在工程中的应用非常广泛。在设计受弯构件时，正截面设计的目的是确定截面尺寸和主钢筋的数量。控制正截面的设计内力主要是弯矩，配置主钢筋的目的是抵抗弯矩的作用。不同形式截面受弯构件的设计原理虽然相似，但因为构件尺寸和形式的不同，其在构造和设计公式上略有差异，应灵活掌握。

### 3.1.1 受弯构件的一般构造要求

在建筑工程中，常见到的楼盖和屋盖梁、板及楼梯、门窗过梁，工业厂房中的屋面大



梁、吊车梁、连系梁等构件都是以承受弯矩和剪力为主的构件，称为受弯构件。建筑结构中常见的梁的截面形状有矩形、T形、工字形、十字形、花篮形、倒T形，如图 3-1 所示。常见的板的截面形状有矩形、空心形、槽形，如图 3-2 所示。

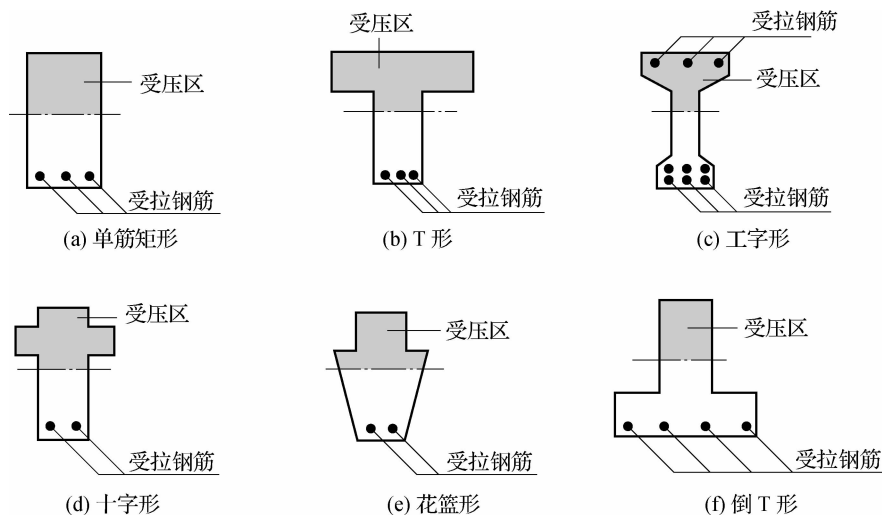


图 3-1 常见的梁的截面形状

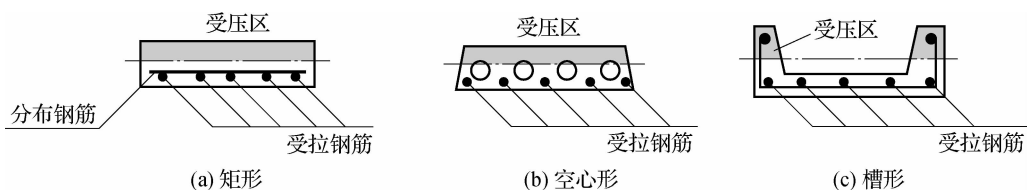


图 3-2 常见的板的截面形状

### 1. 梁的一般构造要求

#### 1) 梁的尺寸

确定截面尺寸的原则是：从刚度要求出发，根据设计经验，一般先按高跨比  $h/l_0$  来估计截面高度  $h$ ，再根据高度和高宽比确定截面宽度  $b$ 。梁的截面尺寸应满足承载力、刚度和抗裂要求，如果梁的截面高度从刚度要求出发，根据设计经验，梁的截面最小高度可按表 3-1 选用。梁的截面宽度  $b$  一般根据梁的截面高度  $h$  确定。矩形截面的高宽比  $h/b=2\sim 3$ ，T形截面的高宽比  $h/b=2.5\sim 4.0$ 。

表 3-1 梁的截面最小高度

| 项次 | 构件种类  |    | 简支       | 两端连续     | 悬臂      |
|----|-------|----|----------|----------|---------|
| 1  | 整体肋形梁 | 次梁 | $l_0/15$ | $l_0/20$ | $l_0/8$ |
|    |       | 主梁 | $l_0/12$ | $l_0/15$ | $l_0/6$ |
| 2  | 独立梁   |    | $l_0/12$ | $l_0/15$ | $l_0/6$ |

注 1:  $l_0$  指梁的计算跨度。

注 2: 当梁的计算跨度  $l_0 > 9$  m 时，表中数值应乘以系数 1.2。

梁的截面尺寸除应满足承载力、刚度和抗裂要求外，为了达到设计统一和便于施工，对于现浇钢筋混凝土构件，一般按统一模板尺寸采用。

(1) 梁的常用高度一般为 250 mm, 300 mm, …, 800 mm, 每级级差为 50 mm; 800 mm 以上每级级差为 100 mm。

(2) 梁的常用宽度一般为 100 mm、120 mm、150 mm、180 mm、200 mm、220 mm、250 mm 和 300 mm, 300 mm 以上每级级差为 50 mm。

## 2) 梁中的钢筋构造

梁中通常配有纵向受力钢筋、弯起钢筋、箍筋和架立钢筋等，如图 3-3 所示。

(1) 纵向受力钢筋。纵向受力钢筋用来承担梁中产生的拉力或压力，其数量通过计算获得。选择纵向受力钢筋的材料种类和强度等级的原则是：宜采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500 钢筋，也可采用 HRB335、HRBF335、HPB300、RRB400 钢筋。梁中常用的主钢筋直径为 10~32 mm，根数不得少于两根。当受力钢筋采用不同直径时，直径应相差不少于 2 mm。为了保证浇筑混凝土时混凝土与钢筋的黏结，增强混凝土的密实性，纵向受力钢筋应满足图 3-4 所示的净距要求。

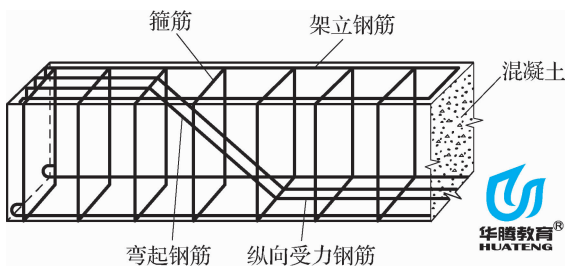


图 3-3 钢筋混凝土梁中钢筋的种类

为了保证浇筑混凝土时混凝土与钢筋的黏结，增强混凝土的密实性，纵向受力钢筋应满足图 3-4 所示的净距要求。

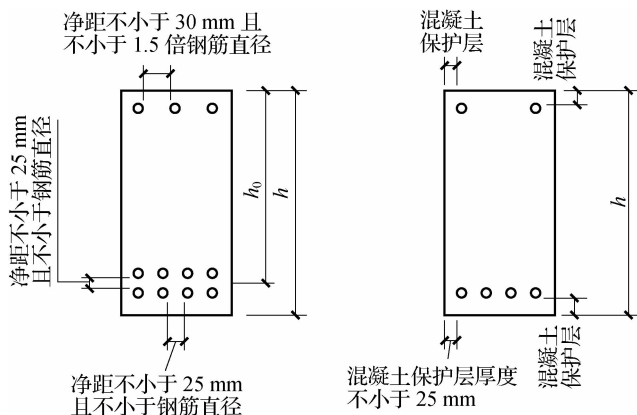


图 3-4 纵向受力钢筋的净距要求

(2) 弯起钢筋。弯起钢筋是由纵向受拉钢筋形成的，纵向受拉钢筋在跨中承受正弯矩的拉力，在靠近支座的弯起段承受剪力。其弯起角度，当梁高  $h \leq 800$  mm 时，采用  $45^\circ$ ；当梁高  $h > 800$  mm 时，采用  $60^\circ$ 。

(3) 箍筋。箍筋用来承受梁的剪力，固定纵向受力钢筋，并与其他钢筋一起形成钢筋骨架。

(4) 架立钢筋。架立钢筋设置在梁受压区的角部，与纵向受力钢筋平行。其作用是固定主要受力钢筋的位置，与纵向受力钢筋连成骨架，并承受因温度变化及混凝土收缩而产生的拉应力，防止产生裂缝。架立钢筋的直径一般为 10~14 mm。简支梁的架立钢筋一般



应伸至梁端，当考虑其受力时，架立钢筋的两端在支座内应有足够的锚固长度。

## 2. 板的一般构造要求

### 1) 板的尺寸

板的厚度应满足承载力、刚度和抗裂的要求。从刚度条件出发，现浇板的厚度不应小于表 3-2 规定的数值，且不小于表 3-3 中板最小厚度的规定。

表 3-2 板厚与计算跨径的比值

| 项次 | 板的支承情况 | 板的种类     |          |          |
|----|--------|----------|----------|----------|
|    |        | 单向板      | 双向板      | 悬臂板      |
| 1  | 简支     | $l_0/35$ | $l_0/45$ |          |
| 2  | 连续     | $l_0/40$ | $l_0/50$ | $l_0/12$ |

表 3-3 现浇钢筋混凝土板的最小厚度

单位：mm

| 板的类别 |                | 最小厚度 |
|------|----------------|------|
| 单向板  | 屋面板            | 60   |
|      | 民用建筑楼板         | 60   |
|      | 工业建筑楼板         | 70   |
|      | 行车道下的楼板        | 80   |
| 双向板  |                | 80   |
| 密肋楼盖 | 面板             | 50   |
|      | 肋高             | 250  |
| 悬臂板  | 悬臂长度不大于 500 mm | 60   |
|      | 悬臂长度为 1 200 mm | 100  |
| 无梁楼板 |                | 150  |

### 2) 板内的钢筋构造

板中通常配有纵向受力钢筋和分布钢筋，如图 3-5 所示。

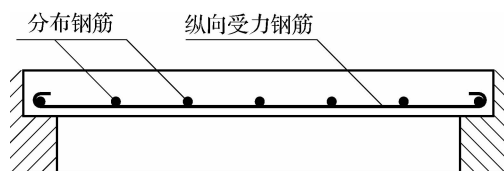


图 3-5 板内的钢筋构造

(1) 纵向受力钢筋。板中的纵向受力钢筋主要用来承受弯矩在板内的拉力，设置在板的受拉一侧，板常采用 HPB300 和 HRB335 钢筋，钢筋直径通常采用 6 mm、8 mm、10 mm 和 12 mm。为了便于施工，所选用钢筋直径的种类越少越好。

为了使板内钢筋能够正常地分担内力和便于浇筑混凝土，钢筋间距既不宜太大，也不宜太小。采用绑扎施工方法，当板厚  $h \leq 150$  mm 时，受力钢筋的间距不宜大于 200 mm；当  $h > 150$  mm 时，受力钢筋的间距不宜大于  $1.5h$  且不宜大于 250 mm。同时板中受力钢



筋的间距不宜小于 70 mm。

(2) 分布钢筋。分布钢筋布置时与受力钢筋垂直，两者的交点用细铁丝绑扎或焊接，分布钢筋的作用是将板面上的荷载更均匀地传递给受力钢筋，同时在施工中固定受力钢筋的位置，并可以抵抗温度、收缩应力。分布钢筋的截面面积不应小于受力钢筋截面面积的 15%，且配筋率不宜小于 0.15%；分布钢筋的间距不宜大于 250 mm，直径不宜小于 6 mm。对于集中荷载较大的情况，分布钢筋的配筋面积应适当增加，且间距不宜大于 200 mm。

### 3. 混凝土保护层的厚度

纵向受力钢筋的外表面到截面边缘的垂直距离称为混凝土保护层的厚度，如图 3-4 所示。混凝土保护层有三个作用：保护钢筋不被锈蚀；在火灾情况下，使钢筋的温度上升缓慢；使纵向钢筋与混凝土有较好的黏结。混凝土保护层的最小厚度与钢筋直径、构件种类、环境类别和混凝土强度等级等因素有关，可以按照表 3-4 确定，且不小于受力钢筋的直径。混凝土结构的环境类别见表 3-5。

表 3-4 纵向受力钢筋混凝土保护层的最小厚度  $c$

单位：mm

| 环境类别 | 板、墙、壳 |         |      | 梁    |         |      | 柱    |         |      |
|------|-------|---------|------|------|---------|------|------|---------|------|
|      | ≤C20  | C25~C45 | ≥C50 | ≤C20 | C25~C45 | ≥C50 | ≤C20 | C25~C45 | ≥C50 |
| 一    | 20    | 15      | 15   | 30   | 25      | 25   | 30   | 30      | 30   |
| 二    | a     | 20      | 15   |      | 30      | 30   |      | 30      | 30   |
|      | b     | 25      | 20   |      | 35      | 30   |      | 35      | 30   |
| 三    |       | 30      | 25   |      | 40      | 35   |      | 40      | 35   |

注：钢筋混凝土基础宜设置混凝土垫层，基础中纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 40 mm，当无垫层时不应小于 70 mm。

表 3-5 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                         |

## 3.1.2 受弯构件正截面承载力的试验分析

### 1. 适筋梁正截面受弯

#### 1) 适筋梁正截面受弯承载力的试验

纵向受拉钢筋配筋率适当的正截面称为适筋截面，具有适筋截面的梁称为适筋梁。如



图 3-6 所示，一根简支的矩形截面适筋试验梁（跨度为  $l_0$ ），在其跨度的三分点处施加两个相等的集中荷载  $P$ ，荷载逐级施加，由零开始直至梁弯曲破坏。于是，在跨度中部构成了纯弯区段（不计梁自重的影响）。由于纯弯区段内的正截面上都承受相同的弯矩，使得两个相邻的正截面间产生相对转动。

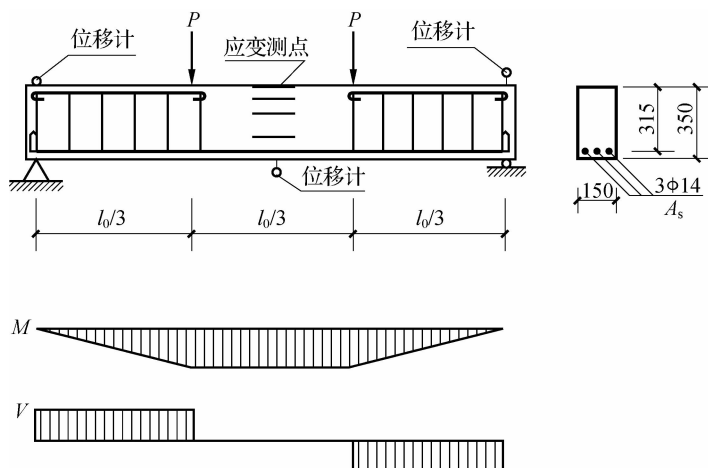


图 3-6 适筋梁正截面受弯承载力的试验

试验梁的跨中挠度用三只百分表（位移计）量测，一只放在跨度中点，另两只各放在支座处，消除支座竖向位移对挠度的影响。

在纯弯区段内，沿梁截面高度用应变仪量测梁纵向纤维的应变值。各量测点的变形值除以量测长度就得到该处单位长度上的平均应变值。试验表明，沿梁截面高度各测点平均应变的连线基本上是直线。

### 2) 适筋梁正截面受弯的三个受力阶段

图 3-7 所示为试验梁的  $M/M_u-f$  试验曲线，纵坐标  $M/M_u$  表示梁所受弯矩与梁承载力的比值，横坐标  $f$  表示在弯矩  $M$  作用下的挠度。从图中可以看出，试验梁从开始加载直至破坏的全过程中，其正截面受弯的工作性能是在变化的，分为 I、II、III 三个受力阶段。

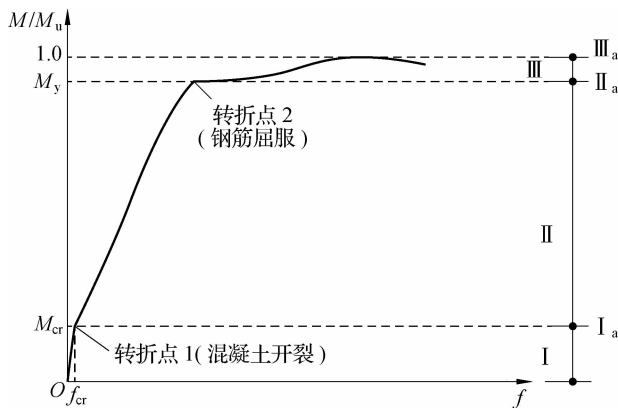


图 3-7 试验梁的  $M/M_u-f$  试验曲线

在该曲线上，这三个受力阶段可以由两个明显的转折点来划分：一个是受拉区混凝土开裂的点（转折点1），另一个是对应于纵向受拉钢筋开始屈服的点（转折点2）。

（1）第Ⅰ阶段：混凝土开裂前的未裂阶段。其主要受力特点是：

①在第Ⅰ阶段的前期，由于弯矩  $M_1$  较小，截面上的应力和应变也很小，混凝土和钢筋都处于弹性工作阶段。受压区和受拉区混凝土的应力图形按直线变化，如图 3-8（a）所示。

②在第Ⅰ阶段的后期，受压混凝土还处于弹性工作状态，压应力图形仍是直线，但是由于混凝土的抗拉能力比抗压能力差得多，所以受拉区混凝土逐渐出现塑性变形，应力增长比应变慢，拉应力图形逐渐偏离直线而呈曲线。当受拉区混凝土即将开裂时，这一阶段称为第Ⅰ阶段末，用  $I_a$  表示，这时的弯矩称为开裂弯矩  $M_{cr}$ 。在  $I_a$  阶段，受拉区混凝土的拉应力曲线图形已很丰满，大致与轴心受拉时的应力-应变曲线图形相似，即接近于矩形，最大拉应力已达到混凝土抗拉强度的试验值，且受拉区边缘混凝土的拉应变已接近其极限值  $\epsilon_{tu}$ ，如图 3-8（b）所示。

第Ⅰ阶段  $M/M_u-f$  曲线接近于直线。受拉区混凝土没有开裂；受压区混凝土的压应力图形是直线，受拉区混凝土的拉应力图形在第Ⅰ阶段前期是直线，后期是曲线； $M/M_u$  与  $f$  基本上是直线关系，因为没有构件开裂，整个截面都受力，故有时称第Ⅰ阶段为整截面工作阶段。考虑到这时  $M/M_u-f$  曲线大致为直线，因此有时也近似地称第Ⅰ阶段为弹性阶段。

（2）第Ⅱ阶段：混凝土开裂后至钢筋屈服前的裂缝阶段。该阶段的主要受力特点是带裂缝工作，具体有以下四点：

①当弯矩增大（ $M_2 > M_1$ ），超过  $I_a$  阶段，受拉区边缘混凝土的拉应变达到极限值时，在纯弯区段最薄弱的截面处将出现第一条（批）大致垂直于梁轴线的裂缝，此裂缝称为垂直裂缝。构件一旦开裂，裂缝处的混凝土退出工作，把原来由它承担的那部分拉力转给纵向受拉钢筋。所以在构件开裂的瞬间，纵向受拉钢筋的应力突然增大，截面曲率和挠度也突然增大，如图 3-7 所示的曲线上出现转折点 1。

②开裂以后，随着弯矩的增大还会出现一些新的垂直裂缝。这时，不仅裂缝增多、裂缝宽度也随之加大，裂缝还将向上延伸，致使大部分受拉区的混凝土退出工作，拉力主要由纵向受拉钢筋承担。同时，受压区混凝土也逐渐出现塑性变形，应力的增长比应变慢，压应力图形呈曲线，如图 3-8（c）所示。

③当弯矩达到  $M_y$  时，纵向受拉钢筋即将屈服，这一阶段称为第Ⅱ阶段末，用  $II_a$  表示。这时，受压区混凝土的塑性变形已很明显，压应力图形为曲线，最大压应力在受压区边缘，如图 3-8（d）所示。

④裂缝大大降低了梁的截面弯曲刚度，因此第Ⅱ阶段的斜率比第Ⅰ阶段的斜率小得多。

总之，第Ⅱ阶段是裂缝发生、开展的阶段。在裂缝截面处，受拉区的大部分混凝土退出工作，拉力由纵向受拉钢筋承担，但钢筋没有屈服；受压区混凝土已有塑性变形，但不充分，压应力图形为只有上升段的曲线，最大压应力在受压区边缘；弯矩与截面曲率是曲线关系，截面曲率与挠度的增长加快。



(3) 第Ⅲ阶段：钢筋开始屈服至截面破坏的破坏阶段。其主要受力特点是破坏开始于受拉区纵向受拉钢筋屈服，最终因受压区混凝土被压碎而使截面破坏，该阶段的主要受力特点具体有以下四点：

①纵向受拉钢筋开始屈服后，受压区混凝土的应力图形是曲线，且比第Ⅱ阶段要丰满一些，最大压应力仍在受压区边缘，如图 3-8 (e) 所示。

②纵向受拉钢筋屈服以后，弯矩还能少许增加，这是因为纵向受拉钢筋的拉力值虽然保持不变，但中和轴上升了，受压区高度减小，使得受压区混凝土压应力的合力与拉力间的内力矩臂增大。所以正截面所能承受的受弯承载力试验值比钢筋开始屈服时的弯矩略大一些。

③当弯矩增大至  $M_u$  时，(图 3-7 中的纵坐标数值 1.0) 受压区边缘的应变达到混凝土的极限压应变试验值  $\epsilon_{cu}$ ，受压区混凝土被压碎，截面破坏，这时裂缝宽度很大，梁的挠度也很大，这就是第Ⅲ阶段末，用Ⅲ<sub>a</sub> 表示。这时截面承担的弯矩比  $M_u$  小一些。需要注意的是，在第Ⅲ阶段，受压区混凝土压应力图形基本上符合单轴向受压时的应力-应变关系，即上升段与下降段的压应力峰值不在受压区边缘，而是在离截面边缘不远的内侧，如图 3-7 (f) 所示。

④纵向受拉钢筋一旦屈服，梁的挠度就会骤增，裂缝迅速开展。

总之，第Ⅲ阶段是截面的破坏阶段，破坏开始于纵向受拉钢筋屈服，终于受压区混凝土被压碎。纵向受拉钢筋屈服，拉力保持常值，裂缝截面处，受拉区绝大部分混凝土已退出工作，受压区混凝土压应力曲线图形比较丰满；弯矩还略有增加；当受压边缘压应变达到极限压应变时，混凝土被压碎，截面破坏； $M/M_u-f$  为接近水平的曲线。

适筋梁的三个受力阶段是计算受弯构件的依据。第Ⅰ阶段是受弯构件正截面抗裂验算的依据，第Ⅱ阶段是裂缝宽度与变形验算的依据，第Ⅲ阶段是正截面受弯承载力计算的依据。

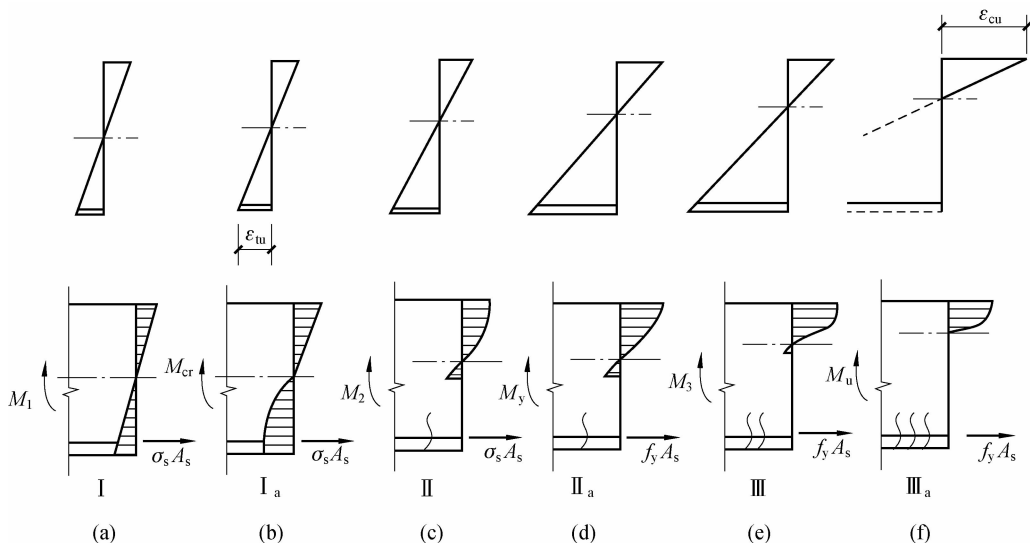


图 3-8 梁在各受力阶段的应力-应变示意图

此外, 还需要注意以下几点:

(1) 在同一根适筋梁上, 由于各正截面所处条件的不同, 如承受的弯矩值不同, 当受力最不利的正截面处于第Ⅲ阶段时, 其他正截面可能处于第Ⅱ阶段或第Ⅰ阶段。正截面受弯承载力计算是针对受力最不利的截面(如等截面简支梁的跨中截面)进行的。

(2) 正常使用中的受弯构件, 它的正截面大多处于第Ⅱ阶段, 在受拉区是有裂缝的。因此, 混凝土受弯构件通常是带裂缝工作的。

(3) 正截面受弯破坏说明适筋梁不能再继续承载, 梁已破坏, 这时裂缝宽度已很大, 挠度也很大, 但一般情况下梁没有弯断。

## 2. 钢筋混凝土受弯构件正截面的破坏形态

纵向受拉钢筋的截面面积  $A_s$  与正截面的有效面积的比值用百分数来计量, 称为纵向受拉钢筋的配筋百分率  $\rho$ , 简称配筋率, 即

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} \quad (3-1)$$

式中,  $A_s$  为纵向受力钢筋的截面面积;  $b$  为截面的宽度;  $h_0$  为截面的有效高度,  $h_0 = h - a_s$ ,  $a_s$  是指受拉区边缘到受拉钢筋合力作用点的距离。

纵向受拉钢筋的配筋百分率在一定程度上标志了正截面上纵向受拉钢筋与混凝土之间面积的比率, 它是对梁的受力性能有很大影响的一个重要指标。由于配筋率的不同, 钢筋混凝土受弯构件将产生不同的破坏情况。以梁为例, 根据其截面的破坏特征可以分为适筋破坏、超筋破坏和少筋破坏。

### 1) 适筋破坏

当截面的配筋率适中时, 可能发生适筋破坏。构件的受拉区混凝土开裂以后, 裂缝截面处的拉力由钢筋承受, 纯弯曲段出现多条裂缝。随着荷载的继续增加, 受拉钢筋达到屈服, 受压区混凝土被压碎, 如图 3-9 (a) 所示。这类构件中的受拉钢筋和受压混凝土的性能都能够得到较充分的发挥, 构件在破坏前有较大的变形和较宽的裂缝宽度等明显预兆, 在钢筋屈服以后, 构件会发生显著的塑性变形, 属于延性破坏。实际设计中必须将受弯构件设计成适筋构件。

### 2) 超筋破坏

当截面的配筋率过高时, 可能发生超筋破坏。受弯构件的受拉区混凝土开裂以后, 随着荷载的增加, 受拉钢筋的应力和受压区混凝土的应力不断增加, 但由于钢筋用量过多, 裂缝的发展会受到钢筋的遏制, 裂缝特征发展不明显, 而且一直到受压区混凝土被压碎、构件发生正截面破坏时, 受拉钢筋仍未出现屈服, 如图 3-9 (b) 所示。构件破坏前没有明显的预兆, 属于脆性破坏。这种构件的钢筋不能充分发挥作用, 很不经济, 工程上不允许采用, 并以最大配筋率加以限制。

### 3) 少筋破坏

当截面的配筋率很低时, 可能发生少筋破坏。当构件的受拉区钢筋太少时, 随着荷载的增加, 受拉区的边缘会出现裂缝, 裂缝截面处的力全部由钢筋承受。由于钢筋用量很少, 其因应力突然增大以至屈服, 甚至被拉断, 裂缝随之发展, 致使整个构件发生折断型破坏, 如图 3-9 (c) 所示。少筋破坏的特点是受压区小, 混凝土的抗压能力不能充分发挥, 破坏前无明显征兆, 破坏是突然的, 属于脆性破坏。这种构件的钢筋在工程中不得采



用，并以最小配筋率加以限制。

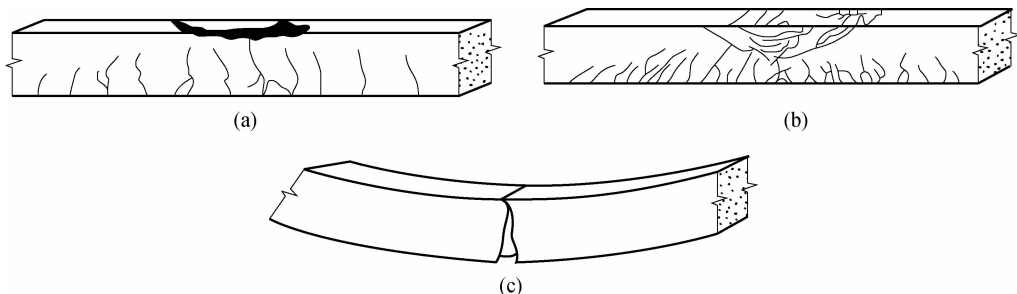


图 3-9 梁的三种破坏形式

### 3.1.3 受弯构件正截面承载力的计算原理

#### 1. 基本假定

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 规定，正截面承载力应按照四个基本假定进行计算。这四个基本假定不仅适用于受弯构件，也适用于受拉、受压等其他受力构件正截面承载力的计算。这四个基本假定是：

- (1) 平面假定，即构件正截面弯曲变形以后仍保持一个平面。
- (2) 不考虑截面受拉区混凝土的抗拉强度，即认为拉力完全由钢筋承担。
- (3) 混凝土受压的应力-应变关系不考虑其下降段，简化成图 3-10 所示的曲线。
- (4) 纵向钢筋的应力等于钢筋应变与其弹性模量的乘积，但其绝对值不得大于相应的强度设计值。纵向受拉钢筋的极限拉应变取为 0.01。

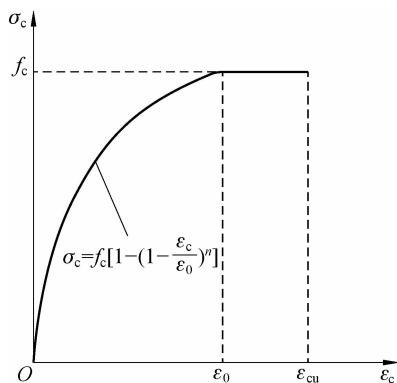


图 3-10 简化后的混凝土应力-应变曲线

#### 2) 受压区混凝土的等效力图

受弯构件正截面承载力是以钢筋梁第Ⅲ阶段的应力状态及图形为计算依据的。为了简化计算，《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 在试验的基础上，以等效矩形应力图形代换受压区混凝土应力图形，如图 3-11 所示。其代换原则有以下两点：

- (1) 保持原来受压区混凝土的合力  $C$  的大小不变。

(2) 保持原来受压区混凝土的合力  $C$  的作用点不变。

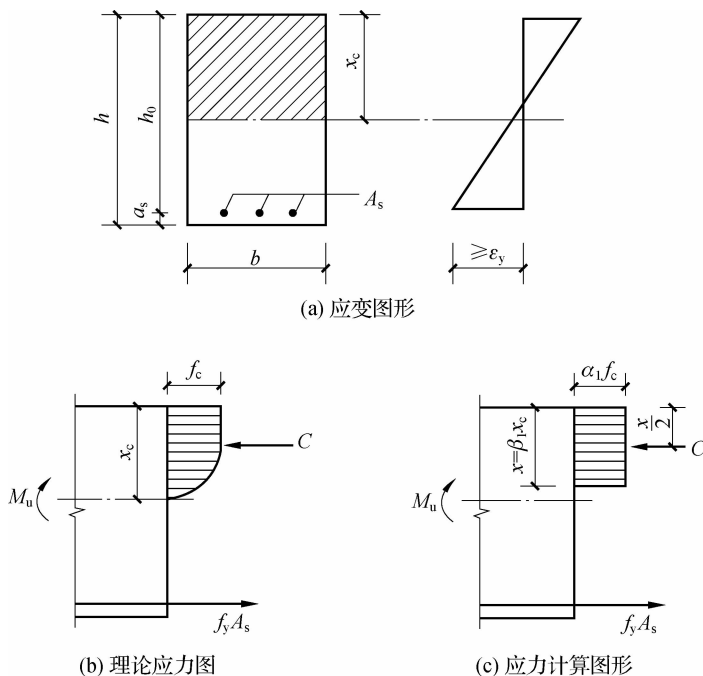


图 3-11 受压区混凝土的应力计算图形

等效矩形应力图形的混凝土受压区高度  $x = \beta_1 x_c$  ( $x_c$  为实际受压区高度), 等效矩形应力图形的应力值为  $\alpha_1 f_c$ , 受压混凝土的简化应力图形系数取值见表 3-6。

表 3-6 受压混凝土的简化应力图形系数

| 混凝土强度等级      | ≤C50 | C55  | C60  | C65  | C70  | C75  | C80  |
|--------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\beta_1$ 值  | 0.8  | 0.79 | 0.78 | 0.77 | 0.76 | 0.75 | 0.74 |
| $\alpha_1$ 值 | 1.0  | 0.99 | 0.98 | 0.97 | 0.96 | 0.95 | 0.94 |

### 3) 界限相对受压区高度

受弯构件等效矩形应力图形的混凝土受压区高度  $x$  与截面有效高度  $h_0$  之比称为相对受压区高度  $\xi$ 。而相对界限受压区高度  $\xi_b$  是指在适筋梁的界限破坏时等效受压区高度  $x_{cb}$  与截面有效高度之比。界限破坏的特征是在特定配筋率为  $\rho_b$  时, 受拉钢筋达到屈服强度的同时受压区混凝土边缘达到极限压应变  $\epsilon_{cu}$ 。

如图 3-12 所示, 当  $\xi > \xi_b$  时, 破坏时钢筋的拉应变  $\epsilon_s < \epsilon_y$  ( $\epsilon_y$  为钢筋屈服时的应变值), 受拉钢筋不屈服, 表明发生的破坏是超筋破坏; 当  $\xi \leq \xi_b$  时, 破坏时钢筋的拉应变  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ ,

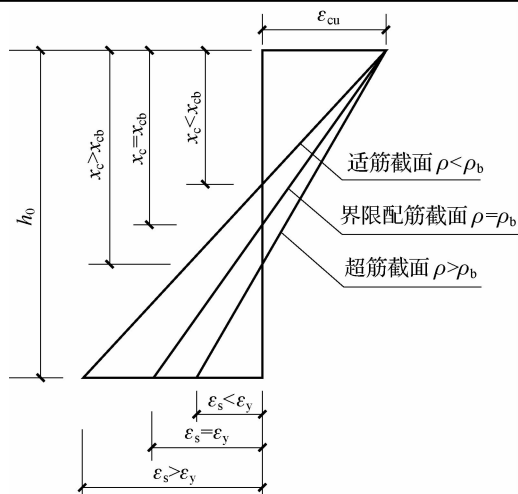


图 3-12 受压区高度与梁破坏形态的关系



受拉钢筋已经达到屈服，表明发生的破坏是适筋破坏。

因此，一般通过  $\xi_b$  来判别适筋梁与超筋梁。 $\xi_b$  的取值见表 3-7。

表 3-7 相对界限受压区高度  $\xi_b$  的取值

| 钢筋级别                      | 屈服强度<br>$f_{yk}/(\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$ | $\xi_b$ |       |       |       |       |       |       |
|---------------------------|--|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                           |  | ≤C50    | C55   | C60   | C65   | C70   | C75   | C80   |
| HPB300                    | 270  | 0.576   | 0.566 | 0.556 | 0.547 | 0.537 | 0.528 | 0.518 |
| HRB335、HRBF335            | 300  | 0.550   | 0.540 | 0.531 | 0.521 | 0.512 | 0.502 | 0.493 |
| HRB400、HRBF400、<br>RRB400 | 360  | 0.520   | 0.510 | 0.499 | 0.490 | 0.481 | 0.472 | 0.463 |
| HRB500、HRBF500            | 435  | 0.482   | 0.473 | 0.464 | 0.455 | 0.447 | 0.438 | 0.429 |

#### 4) 最小配筋率

为了保证受弯构件不发生少筋破坏，必须控制截面的配筋率，使其不小于最小配筋率  $\rho_{\min}$ 。最小配筋率是适筋梁与少筋梁的界限。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 中关于最小配筋率的规定见表 3-8。

表 3-8 钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的最小配筋率  $\rho_{\min}$  单位：%

| 受力类型                      |        | 最小配筋率                    |      |
|---------------------------|--------|--------------------------|------|
| 受压构件                      | 全部纵向钢筋 | 强度等级为 500 MPa            | 0.50 |
|                           |        | 强度等级为 400 MPa            | 0.55 |
|                           |        | 强度等级为 300 MPa、335 MPa    | 0.60 |
|                           | 一侧纵向钢筋 | 0.20                     |      |
| 受弯构件、偏心受拉构件、轴心受拉构件一侧的受拉钢筋 |        | 0.20 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值 |      |

### 3.1.4 不同形式截面受弯构件的正截面承载力计算

#### 1. 单筋矩形截面受弯构件

##### 1) 基本公式及适用条件

(1) 基本公式。单筋矩形截面受弯构件的正截面受弯承载力计算简图如图 3-13 所示。

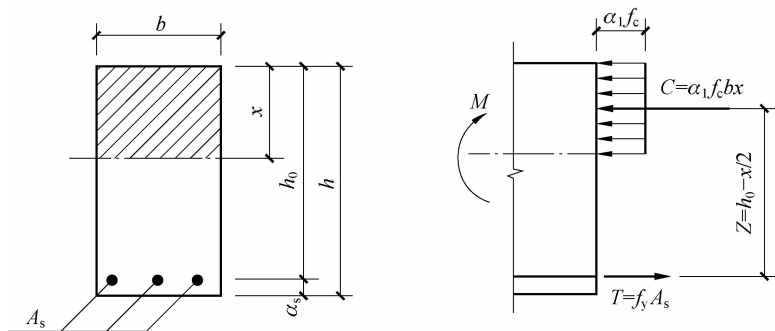


图 3-13 单筋矩形截面受弯构件的正截面承载力计算简图



根据力的平衡条件, 可得

$$\sum X = 0 \quad \alpha_1 f_c b x = f_y A_s \quad (3-2)$$

根据力矩的平衡条件, 取混凝土合力  $C$  的作用点为矩心, 可得

$$\sum M_C = 0 \quad M \leq M_u = f_y A_s \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-3)$$

根据力矩的平衡条件, 取受拉钢筋合力  $T$  的作用点为矩心, 可得

$$\sum M_T = 0 \quad M \leq M_u = \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-4)$$

式中,  $\alpha_1$  为受压混凝土简化图形系数, 取值查表 3-6;  $M$  为弯矩的设计值;  $M_u$  为构件的正截面受弯承载力设计值;  $b$  为矩形截面的宽度;  $x$  为混凝土受压区的高度;  $f_c$  为混凝土轴心抗压强度设计值;  $f_y$  为钢筋抗拉强度设计值;  $A_s$  为受拉钢筋的截面面积;  $h_0$  为截面的有效高度。

(2) 适用条件。

① 为了防止超筋破坏, 保证构件破坏时纵向受拉钢筋首先屈服, 应满足以下条件:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_b \quad (3-5)$$

或

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (3-6)$$

或

$$\rho \leq \rho_{\max} = \xi_b \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} \quad (3-7)$$

由此可知, 单筋矩形截面梁的最大受弯承载力  $M_{u,\max}$  只取决于截面尺寸和材料种类, 与钢筋的数量无关, 即

$$M_{u,\max} = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b) \quad (3-8)$$

② 为了防止少筋破坏, 应满足

$$A_s \geq \rho_{\min} b h \quad (3-9)$$

2) 基本公式的应用

受弯构件正截面承载力计算包括截面设计和截面复核两类问题, 这两类问题的计算方法有所不同。

(1) 截面设计。设计截面时, 先用结构力学的方法算出弯矩设计值  $M$ , 再选择材料的强度等级、截面尺寸等, 最后通过计算确定配筋。通常会遇到以下两种情况:

① 已知截面的设计弯矩为  $M$ 、截面尺寸为  $b \times h$ 、混凝土强度等级及钢筋级别, 求所需受拉钢筋的截面面积  $A_s$ 。

设计步骤如下:

a. 根据环境类别和混凝土强度等级, 由表 3-4 查得混凝土保护层的最小厚度  $c$ , 再假定  $a_s$ , 得截面有效高度  $h_0 = h - a_s$ 。

b. 由式 (3-4) 求得  $x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}}$ 。

c. 验算, 要求满足适用条件  $\xi = x/h_0 \leq \xi_b$ 。若  $\xi > \xi_b$ , 则要加大截面尺寸, 或提高混凝土强度等级, 或改用双筋矩形截面重新计算。



d. 由式 (3-2) 和  $\xi=x/h_0$  解得

$$A_s = \xi \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} b h_0 \quad (3-10)$$

e. 验算, 要求满足适用条件  $A_s \geq \rho_{\min} b h$ 。若不满足, 则按  $A_s = \rho_{\min} b h$  来配置。

②已知截面设计弯矩为  $M$ 、混凝土强度等级和钢筋级别, 求构件截面尺寸  $b \times h$  和受拉钢筋的截面面积  $A_s$ 。

设计步骤如下:

a. 因为式 (3-2)、式 (3-3) 和式 (3-4) 中  $b$ 、 $h$ 、 $A_s$  和  $x$  均为未知, 所以有多组解答, 故可采用试算法。计算时先假定配筋率  $\rho$  和梁宽  $b$ 。配筋率  $\rho$  通常在经济配筋率范围内选取。根据我国的设计经验, 板的经济配筋率为  $0.3\% \sim 1.5\%$ , 单筋矩形截面的经济配筋率为  $0.6\% \sim 1.5\%$ 。梁宽  $b$  按照前述的构造要求确定。

b. 由式 (3-2) 得

$$\xi = \rho \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \quad (3-11)$$

c. 由式 (3-4) 得

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_1 f_c b \xi (1 - 0.5 \xi)}} \quad (3-12)$$

d. 验算  $h = h_0 + a_s$ , 尺寸取模数化, 检查是否满足构造要求,  $h/b$  是否合适。如不符合要求, 则须进行调整, 直到符合要求为止。

e. 按照截面尺寸  $b$  和  $h$  已知时的情形①的步骤进行计算。

(2) 截面复核。已知截面的设计弯矩为  $M$ 、截面尺寸为  $b \times h$ 、受拉钢筋的截面面积为  $A_s$ 、混凝土强度等级及钢筋级别, 验算正截面的承载力  $M_u$  是否足够。

复核步骤如下:

①由  $\rho = A_s / b h_0$ , 计算  $\xi = \rho f_y / \alpha_1 f_c$ 。

②检查是否满足使用条件  $\xi \leq \xi_b$ 。若  $\xi > \xi_b$ , 则按  $\xi = \xi_b$  计算。

③检查是否满足使用条件  $A_s \geq \rho_{\min} b h$ 。若不满足, 则按  $A_s = \rho_{\min} b h$  配筋或修改截面重新设计。

④求  $M_u$ 。

由式 (3-4) 和  $\xi = x/h_0$  得

$$M_u = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - \frac{\xi}{2}) \quad (3-13)$$

由式 (3-3) 和  $\xi = x/h_0$  得

$$M_u = f_y A_s h_0 (1 - \frac{\xi}{2}) \quad (3-14)$$

当  $M_u \geq M$  时, 认为截面受弯承载力满足要求, 梁安全; 否则, 认为承载力不合格, 不安全。但若  $M_u$  大于  $M$  过多, 则认为该截面设计不经济。

3) 查表计算法

按式 (3-2)、式 (3-3) 和式 (3-4) 计算时, 需联立解二次方程组, 为了简化计算, 方便应用, 可将计算公式制成表格使用。

根据式 (3-13) 和式 (3-14), 取  $\alpha_s = \xi(1 - \xi/2)$  及  $\gamma_s = 1 - \xi/2$ , 则

$$M_u = \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2 \quad (3-15)$$

$$M_u = f_y A_s h_0 \gamma_s \quad (3-16)$$

式中， $\alpha_s$  为截面抵抗距系数； $\gamma_s$  为内力臂系数，代表力臂  $Z$  与  $h_0$  的比值 ( $Z/h_0$ )。

由于  $\xi$  与  $\alpha_s$ 、 $\gamma_s$  之间存在一一对应的关系，因此可以将不同的  $\alpha_s$  所对应的  $\xi$  和  $\gamma_s$  计算出来，列成表格（见表 3-9）。

表 3-9 矩形和 T 形截面受弯构件正截面承载力计算系数

| $\xi$ | $\gamma_s$ | $\alpha_s$ | $\xi$ | $\gamma_s$ | $\alpha_s$ |
|-------|------------|------------|-------|------------|------------|
| 0.01  | 0.995      | 0.010      | 0.32  | 0.840      | 0.296      |
| 0.02  | 0.990      | 0.020      | 0.33  | 0.835      | 0.276      |
| 0.03  | 0.985      | 0.030      | 0.34  | 0.830      | 0.282      |
| 0.04  | 0.980      | 0.039      | 0.35  | 0.825      | 0.289      |
| 0.05  | 0.975      | 0.049      | 0.36  | 0.820      | 0.295      |
| 0.06  | 0.970      | 0.058      | 0.37  | 0.815      | 0.302      |
| 0.07  | 0.965      | 0.068      | 0.38  | 0.810      | 0.308      |
| 0.08  | 0.960      | 0.077      | 0.39  | 0.805      | 0.314      |
| 0.09  | 0.955      | 0.086      | 0.40  | 0.800      | 0.320      |
| 0.10  | 0.950      | 0.095      | 0.41  | 0.795      | 0.326      |
| 0.11  | 0.945      | 0.104      | 0.42  | 0.790      | 0.332      |
| 0.12  | 0.940      | 0.113      | 0.43  | 0.785      | 0.338      |
| 0.13  | 0.935      | 0.122      | 0.44  | 0.780      | 0.343      |
| 0.14  | 0.930      | 0.130      | 0.45  | 0.775      | 0.349      |
| 0.15  | 0.925      | 0.139      | 0.46  | 0.770      | 0.354      |
| 0.16  | 0.920      | 0.147      | 0.47  | 0.765      | 0.360      |
| 0.17  | 0.915      | 0.156      | 0.48  | 0.760      | 0.365      |
| 0.18  | 0.910      | 0.164      | 0.49  | 0.755      | 0.370      |
| 0.19  | 0.901      | 0.172      | 0.50  | 0.750      | 0.375      |
| 0.20  | 0.900      | 0.180      | 0.51  | 0.745      | 0.380      |
| 0.21  | 0.895      | 0.188      | 0.518 | 0.741      | 0.384      |
| 0.22  | 0.890      | 0.196      | 0.52  | 0.740      | 0.385      |
| 0.23  | 0.885      | 0.204      | 0.53  | 0.735      | 0.390      |
| 0.24  | 0.880      | 0.211      | 0.54  | 0.730      | 0.394      |
| 0.25  | 0.875      | 0.219      | 0.55  | 0.725      | 0.399      |
| 0.26  | 0.870      | 0.226      | 0.56  | 0.720      | 0.403      |
| 0.27  | 0.865      | 0.234      | 0.57  | 0.715      | 0.408      |
| 0.28  | 0.860      | 0.241      | 0.58  | 0.710      | 0.412      |
| 0.29  | 0.855      | 0.248      | 0.59  | 0.705      | 0.416      |
| 0.30  | 0.850      | 0.255      | 0.60  | 0.700      | 0.420      |
| 0.31  | 0.845      | 0.262      | 0.614 | 0.693      | 0.426      |



由  $\xi_b$  可计算出相应的单筋矩形截面受弯构件的截面抵抗矩系数最大值  $\alpha_{sb}$  (见表 3-10)。验算适用条件时可选择使用  $\alpha_s \leq \alpha_{sb}$ 。

表 3-10 钢筋混凝土受弯构件的截面抵抗矩系数最大值  $\alpha_{sb}$ 

| 钢筋级别                | 屈服强度 $f_{yk}$<br>/(N·mm <sup>-2</sup> ) | $\alpha_{sb}$ |       |       |       |       |       |       |
|---------------------|---|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                     |   | ≤C50          | C55   | C60   | C65   | C70   | C75   | C80   |
| HPB300              | 270                                     | 0.410         | 0.406 | 0.402 | 0.397 | 0.393 | 0.388 | 0.384 |
| HRB335、HRBF335      | 300                                     | 0.399         | 0.395 | 0.390 | 0.386 | 0.381 | 0.376 | 0.371 |
| HRB400、RBF400、RB400 | 360                                     | 0.385         | 0.379 | 0.375 | 0.370 | 0.365 | 0.361 | 0.356 |
| HRB500、RBF500       | 435                                     | 0.366         | 0.361 | 0.357 | 0.352 | 0.347 | 0.342 | 0.337 |

当查表不方便或需要插值时，可直接按式 (3-17) 和式 (3-18) 计算。

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \quad (3-17)$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}}{2} \quad (3-18)$$

**【例 3-1】** 已知某现浇钢筋混凝土板 (见图 3-14)，安全等级为二级，处于一类环境，承受均布荷载设计值  $p = 8.50 \text{ kN/m}^2$  (含板自重)，选用 C25 混凝土和 HRB335 级钢筋。试配置该板的受拉钢筋。

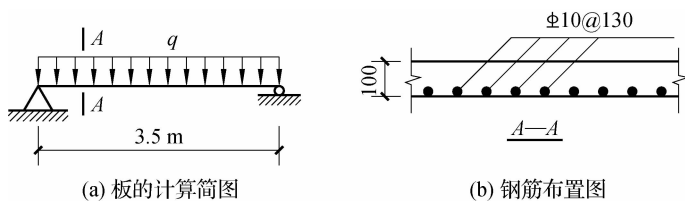


图 3-14 【例 3-1】计算图示

**【解】** 本类题属于截面设计类无尺寸的情况。

(1) 设计参数。查表 1-1 得 C25 混凝土的  $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ ， $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$ ；查表 1-3 得 HRB335 级钢筋的  $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ ；查表 3-6 得  $\alpha_1 = 1.0$ ；查表 3-7 得  $\xi_b = 0.550$ ；查表 3-10 得  $\alpha_{sb} = 0.399$ 。安全等级为二级， $\gamma_0 = 1.0$ 。

(2) 内力计算。板的计算简图如图 3-14 (a) 所示，板的计算跨度  $l_0 = 3.5 \text{ m}$ ，取 1 m 宽板带为计算单元， $b = 1000 \text{ mm}$ 。

板上均布线荷载为

$$q = 1 \text{ m} \times 8.50 \text{ kN/m}^2 = 8.50 \text{ kN/m}$$

则跨中最大弯矩值为

$$M = \frac{1}{8} \gamma_0 q l_0^2 = \frac{1}{8} \times 1.0 \times 8.50 \text{ kN/m} \times (3.5 \text{ m})^2 = 13.016 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

根据常用配筋率，初步确定板的配筋率  $\rho = 0.6\%$ ，则板的厚度相应地为

$$h_0 = 1.05 \sqrt{\frac{M}{\rho f_y b}} = 1.05 \times \sqrt{\frac{13.016 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{0.6\% \times 300 \text{ N/mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}} = 89.3 \text{ mm}$$

取  $h=100$  mm, 查表 3-4 可知, 一类环境,  $c=15$  mm, 取  $a_s=20$  mm 计算,  $h_0=h-a_s=100$  mm $-20$  mm $=80$  mm。

(3) 计算钢筋截面面积。

①利用基本公式直接计算。

由式 (3-4) 可得

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}} = 80 \text{ mm} - \sqrt{(80 \text{ mm})^2 - \frac{2 \times 13.016 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}}$$

$$= 15.1 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 0.550 \times 80 \text{ mm} = 44.0 \text{ mm}$$

由式 (3-2) 可得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 1000 \text{ mm} \times 15.1 \text{ mm}}{300 \text{ N/mm}^2} = 599 \text{ mm}^2$$

$$> \rho_{\min} b h_0 = 0.20\% \times 1000 \text{ mm} \times 80 \text{ mm} = 160.0 \text{ mm}^2$$

满足适用条件。

②查表法计算。

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{13.016 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 1000 \text{ mm} \times (80 \text{ mm})^2}$$

$$= 0.171 < \alpha_{sb} = 0.399$$

查表 3-9 内插可得  $\gamma_s=0.906$ , 于是有

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{13.016 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{300 \text{ N/mm}^2 \times 0.906 \times 80 \text{ mm}}$$

$$= 598.6 \text{ mm}^2 > \rho_{\min} b h_0 = 160.0 \text{ mm}^2$$

满足适用条件。

(4) 选配钢筋及绘配筋图。查表 3-11, 选用  $\Phi 10@130$  钢筋 ( $A_s=604 \text{ mm}^2$ ), 配筋如图 3-14 (b) 所示。

表 3-11 钢筋混凝土板每米宽的钢筋面积

单位:  $\text{mm}^2$

| 钢筋间距<br>/mm | 钢筋直径/mm |       |       |       |       |       |       |         |         |         |         |         |
|-------------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|---------|---------|---------|---------|
|             | 3       | 4     | 5     | 6     | 6/8   | 8     | 8/10  | 10      | 10/12   | 12      | 12/14   | 14      |
| 70          | 101.0   | 180.0 | 280.0 | 404.0 | 561.0 | 719.0 | 920.0 | 1 121.0 | 1 369.0 | 1 616.0 | 1 907.0 | 2 199.0 |
| 75          | 94.2    | 168.0 | 262.0 | 377.0 | 524.0 | 671.0 | 859.0 | 1 047.0 | 1 277.0 | 1 508.0 | 1 780.0 | 2 052.0 |
| 80          | 88.4    | 157.0 | 245.0 | 354.0 | 491.0 | 629.0 | 805.0 | 981.0   | 1 198.0 | 1 414.0 | 1 669.0 | 1 924.0 |
| 85          | 83.2    | 148.0 | 231.0 | 333.0 | 462.0 | 592.0 | 758.0 | 924.0   | 1 127.0 | 1 331.0 | 1 571.0 | 1 811.0 |
| 90          | 78.5    | 140.0 | 218.0 | 314.0 | 437.0 | 559.0 | 716.0 | 872.0   | 1 064.0 | 1 257.0 | 1 483.0 | 1 710.0 |
| 95          | 74.5    | 132.0 | 207.0 | 298.0 | 414.0 | 529.0 | 678.0 | 826.0   | 1 008.0 | 1 190.0 | 1 405.0 | 1 620.0 |
| 100         | 70.6    | 126.0 | 196.0 | 283.0 | 393.0 | 503.0 | 644.0 | 785.0   | 958.0   | 1 131.0 | 1 335.0 | 1 539.0 |
| 110         | 64.2    | 114.0 | 178.0 | 257.0 | 357.0 | 457.0 | 585.0 | 714.0   | 871.0   | 1 028.0 | 1 214.0 | 1 399.0 |
| 120         | 58.9    | 105.0 | 163.0 | 236.0 | 327.0 | 419.0 | 537.0 | 654.0   | 798.0   | 942.0   | 1 113.0 | 1 283.0 |
| 125         | 56.5    | 101.0 | 157.0 | 226.0 | 314.0 | 402.0 | 515.0 | 628.0   | 766.0   | 905.0   | 1 068.0 | 1 231.0 |
| 130         | 54.4    | 96.6  | 151.0 | 218.0 | 302.0 | 387.0 | 495.0 | 604.0   | 737.0   | 870.0   | 1 027.0 | 1 184.0 |
| 140         | 50.5    | 89.8  | 140.0 | 202.0 | 281.0 | 359.0 | 460.0 | 561.0   | 684.0   | 808.0   | 954.0   | 1 099.0 |



续表

| 钢筋间距<br>/mm | 钢筋直径/mm |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |         |
|-------------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|
|             | 3       | 4     | 5     | 6     | 6/8   | 8     | 8/10  | 10    | 10/12 | 12    | 12/14 | 14      |
| 150         | 47.1    | 83.8  | 131.0 | 189.0 | 262.0 | 335.0 | 429.0 | 523.0 | 639.0 | 754.0 | 890.0 | 1 026.0 |
| 160         | 44.1    | 78.5  | 123.0 | 177.0 | 246.0 | 314.0 | 403.0 | 491.0 | 599.0 | 707.0 | 834.0 | 962.0   |
| 170         | 41.5    | 73.96 | 115.0 | 166.0 | 231.0 | 296.0 | 379.0 | 462.0 | 564.0 | 665.0 | 785.0 | 905.0   |
| 180         | 39.2    | 69.8  | 109.0 | 157.0 | 218.0 | 279.0 | 358.0 | 436.0 | 532.0 | 628.0 | 742.0 | 855.0   |
| 190         | 37.2    | 66.1  | 103.0 | 149.0 | 207.0 | 265.0 | 339.0 | 413.0 | 504.0 | 595.0 | 703.0 | 810.0   |
| 200         | 35.3    | 62.8  | 98.2  | 141.0 | 196.0 | 251.0 | 322.0 | 393.0 | 479.0 | 505.0 | 668.0 | 770.0   |
| 220         | 32.1    | 57.1  | 89.2  | 129.0 | 179.0 | 229.0 | 293.0 | 357.0 | 436.0 | 514.0 | 607.0 | 700.0   |
| 240         | 29.4    | 52.4  | 81.8  | 118.0 | 164.0 | 210.0 | 268.0 | 327.0 | 399.0 | 471.0 | 556.0 | 641.0   |
| 250         | 28.3    | 50.3  | 78.5  | 113.0 | 157.0 | 201.0 | 258.0 | 314.0 | 383.0 | 452.0 | 534.0 | 616.0   |
| 260         | 27.2    | 48.3  | 75.5  | 109.0 | 151.0 | 193.0 | 248.0 | 302.0 | 369.0 | 435.0 | 513.0 | 592.0   |
| 280         | 25.2    | 44.9  | 70.1  | 101.0 | 140.0 | 180.0 | 230.0 | 280.0 | 342.0 | 404.0 | 477.0 | 550.0   |
| 300         | 23.6    | 41.9  | 65.5  | 94.2  | 131.0 | 168.0 | 215.0 | 262.0 | 319.0 | 377.0 | 445.0 | 513.0   |
| 320         | 22.1    | 39.3  | 61.4  | 88.4  | 123.0 | 157.0 | 201.0 | 245.0 | 299.0 | 353.0 | 417.0 | 481.0   |

**【例 3-2】** 如图 3-15 所示, 已知某矩形截面钢筋混凝土简支梁的安全等级为二级, 处于一类环境, 计算跨度  $l_0=7.0$  m, 截面尺寸  $b \times h=250$  mm  $\times$  550 mm, 承受板传来的永久荷载及梁的自重标准值  $g_k=19.5$  kN/m, 板传来的楼面可变荷载标准值  $q_k=8.1$  kN/m。选用 C25 混凝土和 HRB335 级钢筋, 试求该梁所需纵向钢筋的面积并画出截面配筋图。

**【解】** 本例题属于截面设计类。

(1) 设计参数。查表 1-1 得 C25 混凝土的  $f_c=11.9$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_t=1.27$  N/mm<sup>2</sup>; 查表 1-3 得 HRB335 级钢筋的  $f_y=300$  N/mm<sup>2</sup>; 查表 3-6 可知  $\alpha_1=1.0$ ; 查表 3-7 得  $\xi_b=0.550$ ; 查表 3-10 得  $\alpha_{sb}=0.399$ 。由安全等级为二级, 得  $\gamma_0=1.0$ 。

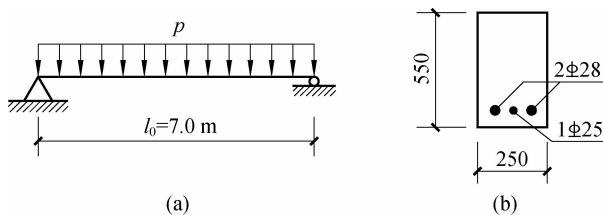


图 3-15 【例 3-2】计算图示

查表 3-4 可知, 一类环境,  $c=20$  mm, 假定钢筋单排布置, 假设  $a_s=35$  mm, 则  $h_0=h-a_s=550$  mm  $-35$  mm  $=515$  mm。

查表 3-8 得,  $\rho_{\min}=0.20\% > 0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.27 \text{ N/mm}^2}{300 \text{ N/mm}^2} = 0.191\%$ 。

(2) 内力计算。梁的计算简图如图 3-15 (a) 所示。荷载分项系数  $\gamma_G=1.2$ ,  $\gamma_Q=1.4$ , 则梁上均布荷载设计值为

$p = \gamma_G g_k + \gamma_Q q_k = 1.2 \times 19.5 \text{ kN/m} + 1.4 \times 8.1 \text{ kN/m} = 34.74 \text{ kN/m}$   
跨中最大弯矩设计值为

$$M = \frac{1}{8} \gamma_0 p l_0^2 = \frac{1}{8} \times 1.0 \times 34.74 \text{ kN/m} \times (7.0 \text{ m})^2 = 212.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 计算钢筋截面面积。用查表法计算钢筋截面面积为

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{212.78 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 250 \text{ mm} \times (515 \text{ mm})^2} \\ = 0.270 < \alpha_{sb} = 0.399$$

相应地查表 3-9 内插, 可得  $\gamma_s = 0.839$ , 则

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{212.78 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{300 \text{ N/mm}^2 \times 0.839 \times 515 \text{ mm}} = 1641 \text{ mm}^2 > \rho_{\min} b h_0 \\ = 0.20\% \times 250 \text{ mm} \times 515 \text{ mm} = 258 \text{ mm}^2$$

满足适用条件。

(4) 选配钢筋及绘配筋图。查表 3-12 选用  $2\Phi 28 + 1\Phi 25$  ( $A_s = 1723 \text{ mm}^2$ ), 截面配筋简图如图 3-15 (b) 所示。

表 3-12 钢筋的直径计算截面面积及理论质量

| 直径<br>$d/\text{mm}$ | 不同根数钢筋的计算截面面积/ $\text{mm}^2$ |      |      |      |      |      |      |       |      | 单根钢筋理论质量<br>$/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-1})$ |
|---------------------|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-------|------|--|
|                     | 1                            | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8     | 9    |  |
| 2.5                 | 4.9                          | 9.8  | 14.7 | 19.6 | 24.5 | 29.1 | 34.3 | 39.2  | 44.1 | 0.039  |
| 3                   | 7.1                          | 14.1 | 21.2 | 28.3 | 35.3 | 42.1 | 49.5 | 56.5  | 63.6 | 0.055  |
| 4                   | 12.6                         | 25.1 | 37.7 | 50.2 | 62.8 | 75.1 | 87.9 | 100.5 | 113  | 0.099  |
| 5                   | 19.9                         | 39   | 59   | 79   | 98.1 | 118  | 138  | 157   | 177  | 0.154  |
| 6                   | 28.3                         | 57   | 85   | 113  | 142  | 170  | 198  | 226   | 255  | 0.222  |
| 7                   | 38.5                         | 77   | 115  | 154  | 192  | 231  | 269  | 308   | 346  | 0.302  |
| 8                   | 50.3                         | 101  | 151  | 201  | 252  | 302  | 352  | 402   | 453  | 0.395  |
| 9                   | 63.5                         | 127  | 191  | 254  | 318  | 382  | 445  | 509   | 572  | 0.499  |
| 10                  | 78.5                         | 157  | 236  | 314  | 393  | 471  | 550  | 628   | 707  | 0.617  |
| 11                  | 95.0                         | 190  | 285  | 380  | 475  | 570  | 665  | 760   | 855  | 0.750  |
| 12                  | 113.1                        | 226  | 339  | 452  | 565  | 678  | 791  | 904   | 1017 | 0.888  |
| 13                  | 132.7                        | 265  | 398  | 531  | 664  | 796  | 929  | 1062  | 1195 | 1.040  |
| 14                  | 153.9                        | 308  | 461  | 615  | 769  | 928  | 1077 | 1230  | 1387 | 1.208  |
| 15                  | 176.7                        | 353  | 530  | 707  | 884  | 1050 | 1237 | 1414  | 1512 | 1.390  |
| 16                  | 201.1                        | 402  | 603  | 804  | 1005 | 1206 | 1407 | 1608  | 1809 | 1.578  |
| 17                  | 227.0                        | 454  | 681  | 908  | 1135 | 1305 | 1589 | 1816  | 2043 | 1.780  |
| 18                  | 254.5                        | 509  | 763  | 1017 | 1272 | 1526 | 1780 | 2036  | 2200 | 1.998  |
| 19                  | 283.5                        | 567  | 851  | 1134 | 1418 | 1701 | 1985 | 2268  | 2552 | 2.230  |
| 20                  | 314.2                        | 628  | 941  | 1256 | 1570 | 1881 | 2200 | 2513  | 2827 | 2.466  |
| 21                  | 346.4                        | 693  | 1039 | 1385 | 1732 | 2078 | 2461 | 2804  | 3121 | 2.984  |



续表

| 直径<br>$d/\text{mm}$ | 不同根数钢筋的计算截面面积/ $\text{mm}^2$ |       |       |       |       |       |       |        |        | 单根钢筋理论质量<br>$/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-1})$ |
|---------------------|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--|
|                     | 1                            | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8      | 9      |  |
| 22                  | 380.1                        | 760   | 1 140 | 1 520 | 1 900 | 2 281 | 2 661 | 3 041  | 3 421  | 2.984  |
| 23                  | 415.5                        | 831   | 1 246 | 1 662 | 2 077 | 2 498 | 2 908 | 3 324  | 3 739  | 3.260  |
| 24                  | 452.4                        | 904   | 1 366 | 1 808 | 2 262 | 2 714 | 3 167 | 3 619  | 4 071  | 3.551  |
| 25                  | 490.9                        | 982   | 1 473 | 1 964 | 2 454 | 2 945 | 3 436 | 3 927  | 4 418  | 3.85   |
| 26                  | 530.9                        | 1 062 | 1 593 | 2 124 | 2 655 | 3 186 | 3 714 | 4 247  | 4 778  | 4.17   |
| 27                  | 572.6                        | 1 144 | 1 716 | 2 291 | 2 865 | 3 435 | 4 008 | 4 580  | 5 153  | 4.497  |
| 28                  | 615.3                        | 1 232 | 1 847 | 2 463 | 3 079 | 3 695 | 4 310 | 4 926  | 5 542  | 4.83   |
| 30                  | 706.9                        | 1 413 | 2 121 | 2 827 | 3 534 | 4 241 | 4 948 | 5 655  | 6 362  | 5.55   |
| 32                  | 804.3                        | 1 609 | 2 418 | 3 217 | 4 021 | 4 826 | 5 630 | 6 434  | 7 238  | 6.31   |
| 34                  | 907.9                        | 1 816 | 2 724 | 3 632 | 4 540 | 5 448 | 6 355 | 7 263  | 8 171  | 7.13   |
| 35                  | 962.0                        | 1 924 | 2 886 | 3 818 | 4 810 | 5 772 | 6 734 | 7 696  | 8 658  | 7.50   |
| 36                  | 1 017.9                      | 2 036 | 3 054 | 4 072 | 5 080 | 6 107 | 7 125 | 8 143  | 9 161  | 7.99   |
| 40                  | 1 256.1                      | 2 513 | 3 770 | 5 027 | 6 283 | 7 540 | 8 796 | 10 053 | 11 310 | 9.87   |

**【例 3-3】** 已知某矩形钢筋混凝土梁的安全等级为二级，处于一类环境，截面尺寸  $b \times h = 200 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$ ，选用 C30 混凝土和 HRB400 级钢筋，截面配筋为  $4 \Phi 16$ ，纵向钢筋混凝土保护层的厚度为 25 mm，该梁承受的最大弯矩设计值  $M = 105 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，复核该截面是否安全。

**【解】** 本例题属于截面复核类。

(1) 设计参数。查表 1-1 得 C30 混凝土的  $f_c = 16.7 \text{ N/mm}^2$ ， $f_t = 1.57 \text{ N/mm}^2$ ；查表 1-3 得 HRB400 级钢筋的  $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$ ；查表 3-6 可知  $\alpha_1 = 1.0$ ；查表 3-7 得  $\xi_b = 0.520$ 。

已知  $c = 25 \text{ mm}$ ，则  $a_s = 25 \text{ mm} + 16 \text{ mm} \div 2 = 33 \text{ mm}$ ，取  $h_0 = h - a_s = 450 \text{ mm} - 33 \text{ mm} = 417 \text{ mm}$ 。

查表 3-3 得  $\rho_{\min} = 0.20\% > 0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.57 \text{ N/mm}^2}{360 \text{ N/mm}^2} = 0.196\%$ 。

钢筋净间距  $s_n = \frac{200 \text{ mm} - 2 \times 25 \text{ mm} - 4 \times 16 \text{ mm}}{3} = 28.7 \text{ mm} > d = 16 \text{ mm}$ ，且  $s_n >$

25 mm，符合要求。

(2) 公式使用条件判断。

①判定是否少筋。由于

$$A_s = 804 \text{ mm}^2 > \rho_{\min} b h_0 = 0.20\% \times 200 \text{ mm} \times 417 \text{ mm} = 166.8 \text{ mm}^2$$

因此，截面不会产生少筋破坏。

②计算受压区高度，判断是否超筋。

由式 (3-2) 可得



$$x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} = \frac{360 \text{ N/mm}^2 \times 804 \text{ mm}^2}{1.0 \times 16.7 \text{ N/mm}^2 \times 200 \text{ mm}} = 86.7 \text{ mm} < \xi_b h_0$$

$$= 0.520 \times 417 \text{ mm} = 216.8 \text{ mm}$$

因此，截面不会产生超筋破坏。

(3) 计算截面所能承受的最大弯矩并复核截面。

$$M_{u,\max} = \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$= 1.0 \times 16.7 \text{ N/mm}^2 \times 200 \text{ mm} \times 86.7 \text{ mm} \times \left( 417 \text{ mm} - \frac{86.7 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$= 108.20 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 105 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

因此，该截面安全。

## 2. 双筋矩形截面受弯构件

### 1) 双筋矩形截面梁的应用范围

双筋矩形截面受弯构件是指在截面的受拉区和受压区都配有纵向受力钢筋的矩形截面梁。双筋矩形截面梁一般在下列情况下适用：

(1) 弯矩很大，按单筋矩形截面计算所得的  $\xi > \xi_b$ ，而梁的截面尺寸和混凝土的强度等级受到限制，不能提高时。

(2) 梁在不同荷载组合下（如地震）承受异号弯矩作用时。

(3) 在抗震设计中为提高截面的延性或由于构造原因，要求梁必须配置一定比例的纵向钢筋时。

### 2) 基本公式及适用条件

(1) 基本公式。双筋矩形截面受弯构件的正截面承载力计算简图如图 3-16 所示。

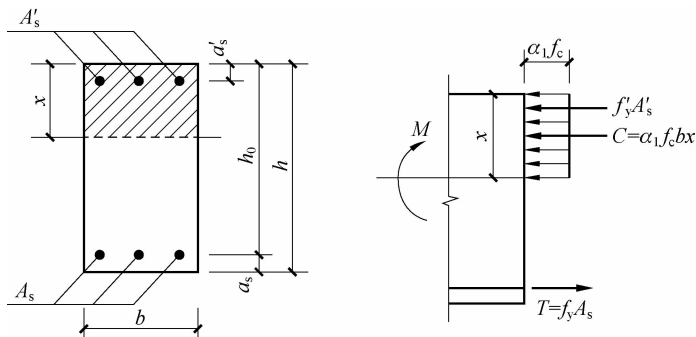


图 3-16 双筋矩形截面受弯构件的正截面承载力计算简图

根据力的平衡条件可得

$$\sum X = 0 \quad \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s = f_y A_s \quad (3-19)$$

式中， $A'_s$  为受压钢筋的截面面积。

根据力矩的平衡条件，取受拉区钢筋合力的作用点为矩心，可得

$$\sum M_T = 0 \quad (3-20)$$

(2) 适用条件。应用式 (3-19) 和式 (3-20) 时，必须满足下列条件：



①为了防止超筋破坏, 保证构件破坏时纵向受拉钢筋首先屈服, 应满足  $\xi \leq \xi_b$ , 或  $x \leq \xi_b h_0$ , 或  $\rho \leq \rho_{\max}$ 。

②为了保证受压钢筋在构件破坏时达到屈服强度, 应满足  $x/2 \geq a'_s$ 。

当条件②不满足时, 可近似地取  $x/2 = a'_s$ , 并对受压钢筋的合力作用点取距, 则正截面承载力可直接根据式 (3-21) 确定。

$$M_u = f_y A_s (h_0 - a'_s) \quad (3-21)$$

值得注意的是, 按式 (3-21) 求得的  $A_s$  应与按单筋矩形截面计算的  $A_s$  相比, 取两者中的较小值配筋。

### 3) 基本公式的应用

双筋矩形截面受弯构件的正截面承载力计算也包括截面设计和截面复核两类问题。

#### (1) 截面设计。

情况一: 已知截面的弯矩设计值为  $M$ 、构件的截面尺寸为  $b \times h$ 、混凝土强度等级和钢筋级别, 求受拉钢筋的截面面积  $A_s$  和受压钢筋的截面面积  $A'_s$ 。

①判断是否需要双筋设计。利用式 (3-8) 或  $M_{u, \max} = \alpha_{sb} \alpha_1 f_c b h_0^2$  求解单筋截面最大承载力, 若  $M > M_{u, \max}$ , 采用双筋截面; 反之, 则采用单筋截面。

②求解  $A_s$ 、 $A'_s$  和  $x$  三个未知量。因为只有式 (3-19) 和式 (3-20) 两个基本计算公式, 所以需补充一个条件才能求解。在截面尺寸和材料强度确定的情况下, 引入  $(A_s + A'_s)$  最小为优化解。一般情况下, 取  $x = \xi_b h_0$ 。

③由式 (3-20) 和  $x = \xi_b h_0$  得

$$A'_s = \frac{M - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (3-22)$$

若  $A'_s \leq 0$ , 则说明不需要配置受压钢筋, 应按单筋截面方案计算。若  $A'_s > 0$ , 则说明需要配置受压钢筋, 应按双筋截面方案计算。

由式 (3-19) 和  $x = \xi_b h_0$  得

$$A_s = \frac{\xi_b \alpha_1 f_c b h_0 + f'_y A'_s}{f_y} \quad (3-23)$$

情况二: 已知截面的弯矩设计值为  $M$ , 截面尺寸为  $b \times h$ , 混凝土强度等级和钢筋级别, 受压钢筋的截面面积为  $A'_s$ , 求构件受拉钢筋的截面面积  $A_s$ 。

因为只有  $A_s$  和  $x$  两个未知数, 所以利用式 (3-19) 和式 (3-20) 即可直接求解。如图 3-17 所示, 双筋矩形截面梁可分解成两部分, 相应地  $M_u$  也分解成两部分, 即

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (3-24)$$

其中

$$M_{u2} = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (3-25)$$

$$A_{s2} = A'_s \frac{f'_y}{f_y} \quad (3-26)$$

$$M_{u1} = M - M_{u2} = \alpha_1 f_c b x (h_0 - \frac{x}{2}) \quad (3-27)$$

由此可以计算出  $x$ , 则

$$A_{s1} = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} \quad (3-28)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3-29)$$

在  $A_{s1}$  的计算中, 应注意验算适用条件是否满足。若  $\xi > \xi_b$ , 则说明给定的  $A'_s$  不足, 应按情况一重新计算  $A_s$  和  $A'_s$ ; 若求得的  $x/2 < a'_s$ , 则应按式 (3-21) 计算受拉钢筋的截面面积  $A_s$ 。

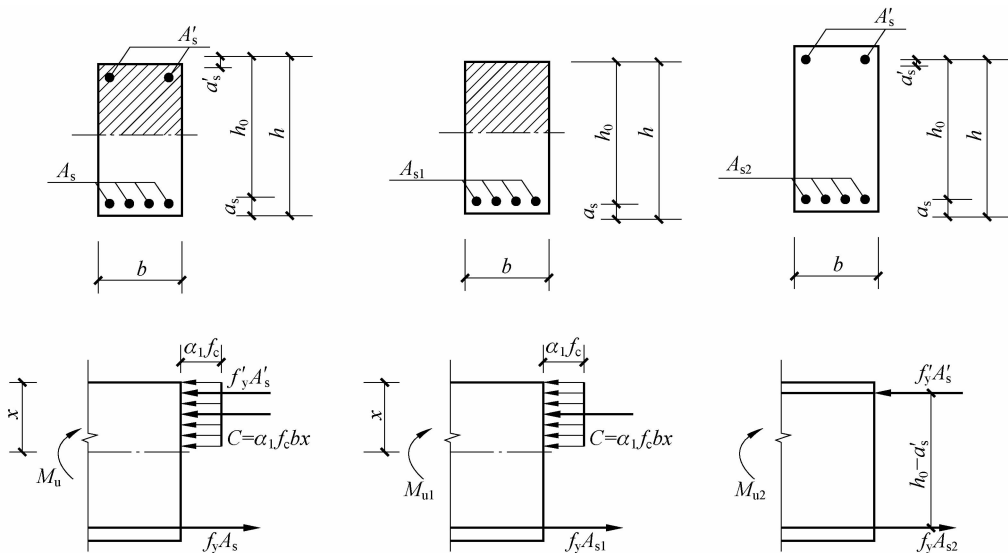


图 3-17  $A'_s$  已知的双筋矩形截面受弯构件正截面计算图示

(2) 截面复核。已知截面弯矩的设计值为  $M$ , 截面尺寸为  $b \times h$ , 混凝土强度等级和钢筋级别, 受压钢筋的截面面积  $A_s$  和受拉钢筋的截面面积  $A'_s$ , 复核正截面受弯承载力  $M_u$  是否足够。

复核步骤: 由式 (3-19) 确定  $x$ , 若  $x$  满足适用条件, 则代入式 (3-20) 确定受弯承载力  $M_u$ ; 若  $x/2 < a'_s$ , 则按式 (3-21) 确定  $M_u$ ; 若  $x > \xi_b h_0$ , 则取  $\xi = \xi_b$ , 代入式 (3-20) 确定  $M_u$ ; 将截面受弯承载力  $M_u$  与截面弯矩设计值  $M$  进行比较, 若  $M_u \geq M$ , 则说明截面承载力足够, 构件安全; 反之说明截面承载力不够, 构件不安全, 需要重新设计, 直至满足要求。

**【例 3-4】** 某双筋截面的主梁的截面尺寸  $b \times h = 220 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ , 处于一类环境, 选用 C25 混凝土和 HRB335 级钢筋, 承受弯矩设计值  $M = 275 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试计算所需配置的纵向受力钢筋。

**【解】** 本例题属于截面设计类。

(1) 设计参数。查表 1-1 得 C25 混凝土的  $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$ ; 查表 1-3 得 HRB335 级钢筋的  $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ ; 查表 3-6 可知  $\alpha_1 = 1.0$ ; 查表 3-7 得  $\xi_b = 0.550$ ; 查表 3-10 得  $\alpha_{sb} = 0.399$ 。查表 3-4 可知, 一类环境,  $c = 25 \text{ mm}$ 。

因为弯矩比较大, 所以可假定受拉钢筋双排布置, 取  $a_s = 60 \text{ mm}$ , 故  $h_0 = h - a_s = 500 \text{ mm} - 60 \text{ mm} = 440 \text{ mm}$ 。假定受压钢筋单排布置, 则取  $a'_s = 35 \text{ mm}$ 。

(2) 判断是否需要采用双筋截面。因为单筋截面所能承受的最大弯矩值  $M_{u,\max} = \alpha_{sb} \alpha_1 f_c b h_0^2 = 0.399 \times 1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 220 \text{ mm} \times (440 \text{ mm})^2 = 202.23 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} =$



202.23 kN·m < M = 275 kN·m, 故需要采用双筋截面。

(3) 计算钢筋的截面面积。

①求受压钢筋的截面面积  $A'_s$ 。由式 (3-22) 可得

$$A'_s = A_{s2} = \frac{M - M_{u, \max}}{f'_y (h_0 - a'_s)} = \frac{(275 \text{ kN} \cdot \text{m} - 202.23 \text{ kN} \cdot \text{m}) \times 10^6}{300 \text{ N/mm}^2 \times (440 \text{ mm} - 35 \text{ mm})} = 599 \text{ mm}^2$$

②求受拉钢筋的截面面积  $A_s$ 。由式 (3-28) 和  $x = \xi_b h_0$  可得

$$A_{s1} = \xi_b \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} b h_0 = 0.550 \times \frac{1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 220 \text{ mm} \times 440 \text{ mm}}{300 \text{ N/mm}^2} = 2112 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2112 \text{ mm}^2 + 599 \text{ mm}^2 = 2711 \text{ mm}^2$$

满足适用条件。

(4) 选配钢筋及绘制配筋简图。受拉钢筋选用  $4\Phi 22 + 4\Phi 20$  ( $A_s = 2776 \text{ mm}^2$ ), 受压钢筋选用  $2\Phi 20$  ( $A'_s = 628 \text{ mm}^2$ ), 配筋简图如图 3-18 所示。

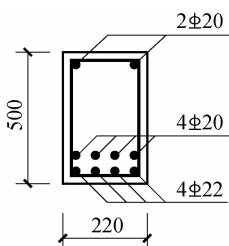


图 3-18 【例 3-4】  
配筋简图

**【例 3-5】** 梁的基本情况与【例 3-4】相同, 由于构造等原因, 在受压区已经配有受压钢筋  $2\Phi 20$  ( $A'_s = 628 \text{ mm}^2$ ), 试求所需受拉钢筋的截面面积。

**【解】** 本例题属于截面设计类。

(1) 设计参数。查表 1-1 得 C25 混凝土的  $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$ ; 查表 1-3 得 HRB335 级钢筋的  $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ ; 查表 3-6 可知  $\alpha_1 = 1.0$ ; 查表 3-7 得  $\xi_b = 0.550$ ; 查表 3-10 得  $\alpha_{sb} = 0.399$ 。查表 3-4 可知, 一类环境,  $c = 25 \text{ mm}$ 。

因为弯矩比较大, 所以可假定受拉钢筋双排布置,  $a_s = 60 \text{ mm}$ ,  $h_0 = h - a_s = 500 \text{ mm} - 60 \text{ mm} = 440 \text{ mm}$ ; 若受压钢筋单排布置, 则  $a'_s = 35 \text{ mm}$ 。

(2) 分解弯矩。由式 (3-25) 得

$$\begin{aligned} M_{u2} &= f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 300 \text{ N/mm}^2 \times 628 \text{ mm}^2 \times (440 \text{ mm} - 35 \text{ mm}) \\ &= 76.30 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 76.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

由式 (3-27) 得

$$M_{u1} = M - M_{u2} = 275 \text{ kN} \cdot \text{m} - 76.3 \text{ kN} \cdot \text{m} = 198.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 计算受拉钢筋的截面面积  $A_s$ 。

由式 (3-27) 得

$$\begin{aligned} \alpha_s &= \frac{M_{u1}}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{198.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 220 \text{ mm} \times (440 \text{ mm})^2} \\ &= 0.392 < \alpha_{sb} = 0.399 \end{aligned}$$

根据表 3-9 计算得  $\xi = 0.535$ ,  $\gamma_s = 0.733$ , 则

$$x = \xi h_0 = 0.535 \times 440 \text{ mm} = 235.4 \text{ mm} > 2a'_s = 80 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{u1}}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{198.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{300 \text{ N/mm}^2 \times 0.733 \times 440 \text{ mm}} = 2053.6 \text{ mm}^2$$

由式 (3-26) 得

$$A_{s2} = \frac{f'_y}{f_y} A'_s = \frac{300 \text{ N/mm}^2}{300 \text{ N/mm}^2} \times 628 \text{ mm}^2 = 628 \text{ mm}^2$$

则

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2\,053.6 \text{ mm}^2 + 628 \text{ mm}^2 = 2\,681.6 \text{ mm}^2$$

**【例 3-6】** 某矩形钢筋混凝土梁的截面尺寸  $b \times h = 200 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$ ，处于一类环境，选用 C25 混凝土和 HRB335 级钢筋，受拉钢筋选用  $6 \Phi 22$  ( $A_s = 2\,281 \text{ mm}^2$ )，受压钢筋选用  $2 \Phi 20$  ( $A'_s = 628 \text{ mm}^2$ )，截面配筋如图 3-19 所示。假设该梁承受的最大弯矩设计值  $M = 200 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，复核梁截面是否安全。

**【解】** 本例题属于截面设计类。

(1) 设计参数。查表 1-1 得 C25 混凝土的  $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ ， $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$ ；查表 1-3 得 HRB335 级钢筋的  $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ ；查表 3-6 可知  $\alpha_1 = 1.0$ ；查表 3-7 得  $\xi_b = 0.550$ ；查表 3-10 得  $\alpha_{sb} = 0.399$ 。查表 3-4 可知，一类环境， $c = 25 \text{ mm}$ ，则

$$a_s = 25 \text{ mm} + 22 \text{ mm} + 25 \text{ mm} \div 2 = 60 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 450 \text{ mm} - 60 \text{ mm} = 390 \text{ mm}$$

取  $a'_s = 25 \text{ mm} + 20 \text{ mm} \div 2 = 35 \text{ mm}$ 。

(2) 利用  $\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s = f_y A_s$  计算  $x$ 。

$$x = \frac{f_y A_s - f'_y A'_s}{\alpha_1 f_c b} = \frac{300 \text{ N/mm}^2 \times 2\,281 \text{ mm}^2 - 300 \text{ N/mm}^2 \times 628 \text{ mm}^2}{1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 200 \text{ mm}}$$

$$= 208.4 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 0.550 \times 390 \text{ mm} = 214.5 \text{ mm}$$

满足适用条件，不是超筋梁。

(3) 计算极限承载力，复核截面是否安全。

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

$$= 1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 200 \text{ mm} \times 208.4 \text{ mm} \times \left( 390 \text{ mm} - \frac{208.4 \text{ mm}}{2} \right) +$$

$$300 \text{ N/mm}^2 \times 628 \text{ mm}^2 \times (390 \text{ mm} - 35 \text{ mm})$$

$$= 208.64 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

该截面安全。

### 3. T 形截面受弯构件

由矩形截面受弯构件的受力分析可知，计算正截面承载力时可不考虑混凝土的抗拉强度。因此，设计时可将一部受拉区的混凝土去掉，留下能够布置受拉钢筋的混凝土即可，由此就形成了 T 形截面。如图 3-20 所示，伸出部分称为翼缘 ( $(b'_f - b) \times h'_f$ )，中间部分称为梁肋 ( $b \times h$ )。与原矩形截面相比，T 形截面的极限承载能力不但不受影响，而且还能节省混凝土，减轻构件自重，产生一定的经济效益。

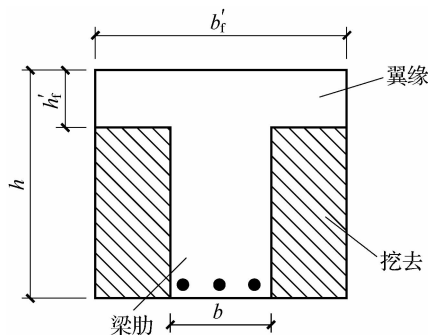


图 3-20 T 形截面

T 形截面受弯构件广泛应用于工程实际中，如屋面、吊车梁，现浇肋梁楼盖的梁与楼板浇筑在一起形成 T 形梁，槽型板、双 T 屋面板、薄腹屋面



梁、预制空心板、工字形梁等。I形截面如图 3-21 (a) 所示,翼缘在梁的受拉区的截面称为倒 T形截面,如图 3-21 (b) 所示。计算倒 T形截面受弯承载力时,应按宽度为  $b$  的矩形截面计算。例如,现浇肋梁楼盖连续梁的支座附近的截面就是倒 T形截面,该处承受负弯矩,使截面下部受压(见图 3-22 中 1—1 剖面),翼缘(上部)受拉,按矩形截面计算;而跨中(见图 3-22 中 2—2 剖面)则按 T形截面计算。

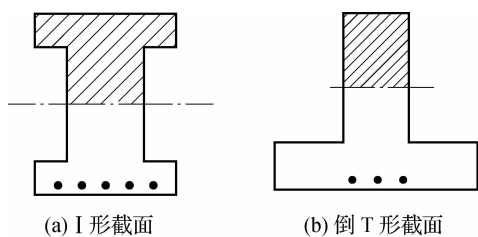


图 3-21 I形截面与倒 T形截面

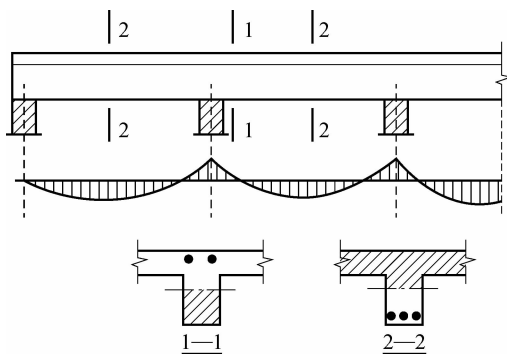


图 3-22 连续梁 T形截面与矩形截面的划分

### 1) 翼缘的计算宽度

试验研究与理论分析证明,翼缘的压应力分布不均匀,离梁肋越远应力越小,为简化计算,在设计 T形截面梁时规定翼缘限制在一定范围内,并假定混凝土的压应力在某个宽度范围内均匀分布,这个宽度称为翼缘的计算宽度  $b'_f$ 。

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 规定了 T形截面及倒 L形截面受弯构件翼缘计算宽度  $b'_f$  的取值,考虑到  $b'_f$  与翼缘厚度  $h'_f$ 、梁的跨度  $l_0$  和受力状况等因素有关,应按表 3-13 中规定各项的最小值采用。

表 3-13 T形截面和倒 L形截面受弯构件翼缘的计算宽度  $b'_f$ 

| 情 况 |                  | T形截面                       |            | 倒 L形截面    |
|-----|------------------|----------------------------|------------|-----------|
|     |                  | 肋形梁(板)                     | 独立梁        | 肋形梁(板)    |
| 1   | 按计算跨度 $l_0$ 考虑   | $l_0/3$                    | $l_0/3$    | $l_0/6$   |
| 2   | 按梁(肋)净距 $s_n$ 考虑 | $b+s_n$                    |            | $b+s_n/2$ |
| 3   | 按翼缘高度 $h'_f$ 考虑  | $h'_f/h_0 \geq 0.1$        | $b+12h'_f$ |           |
|     |                  | $0.1 > h'_f/h_0 \geq 0.05$ | $b+12h'_f$ | $b+6h'_f$ |
|     |                  | $h'_f/h_0 < 0.05$          | $b+12h'_f$ | $b$       |
|     |                  |                            |            | $b+5h'_f$ |

注 1: 表中  $b$  为梁的腹板宽度。

注 2: 若肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时,则可不遵守表列第 3 种情况的规定。

注 3: 对有加腋的 T形截面和倒 L形截面,当受压区加腋的高度  $h_n \geq h'_f$  且加腋的宽度  $b_n \leq 3h'_f$  时,则其翼缘计算宽度可按表列第 3 种情况规定分别增加  $2b_n$  (T形截面) 和  $b_n$  (倒 L形截面)。

注 4: 当独立梁受压区的翼缘板在荷载作用下经验算沿纵肋方向可能产生裂缝时,其计算宽度应取腹板宽度  $b$ 。

### 2) 判别条件及计算公式

(1) T形截面的两种类型及判别条件。T形截面受弯构件根据中和轴是否在翼缘内可

分为以下两种类型：

①第一类 T 形截面。中和轴在翼缘内，即  $x \leq h'_f$ 。

②第二类 T 形截面。中和轴在梁肋内，即  $x > h'_f$ 。

要判断中和轴是否在翼缘内，首先应对中和轴在翼缘与梁肋交界处 ( $x = h'_f$ ) 的界限情况进行分析，如图 3-23 所示。

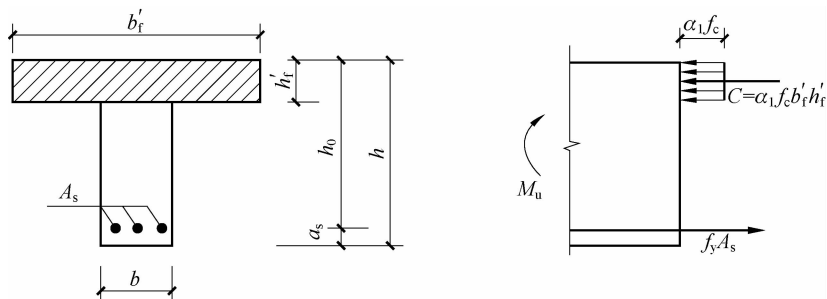


图 3-23  $x = h'_f$  时的 T 形截面

根据力的平衡条件

$$\sum X = 0 \quad \alpha_1 f_c b'_f h'_f = f_y A_s \quad (3-30)$$

根据力矩平衡条件

$$\sum M_{A_s} = 0 \quad M_u = \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-31)$$

对于第一类 T 形截面， $x \leq h'_f$ ，则

$$f_y A_s \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f \quad (3-32)$$

$$M \leq M_u = \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-33)$$

对于第二类 T 形截面， $x > h'_f$ ，则

$$f_y A_s > \alpha_1 f_c b'_f h'_f \quad (3-34)$$

$$M > M_u = \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-35)$$

以上即为 T 形截面受弯构件类型的判别条件。但应注意不同的设计阶段采用以下不同的判别条件：

①在进行截面设计时， $A_s$  未知，采用式 (3-33) 和式 (3-35) 进行判别。

②在进行截面复核时， $A_s$  已知，采用式 (3-32) 和式 (3-34) 进行判别。

(2) 第一类 T 形截面承载力的计算公式。第一类 T 形截面 (见图 3-24) 的承载力与梁宽为  $b'_f$  的矩形截面的承载力完全相同，可利用式 (3-2)、式 (3-4) 将  $b$  换成  $b'_f$ ，得其计算公式为

$$\alpha_1 f_c b'_f x = f_y A_s \quad (3-36)$$

$$M \leq M_u = \alpha_1 f_c b'_f x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-37)$$

式 (3-36) 和式 (3-37) 的适用条件是  $x \leq \xi_b h_0$ ， $A_s \geq \rho_{\min} b h$ 。

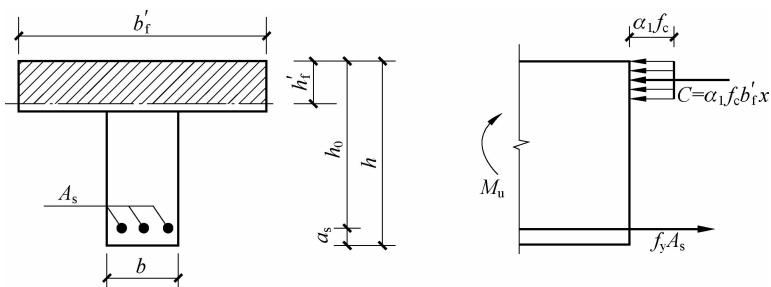


图 3-24 第一类 T 形截面

对于 I 形截面和倒 T 形截面，应满足  $A_s \geq \rho_{\min} [bh + (b_f - b)h_f]$ ，其中， $b_f$ 、 $h_f$  分别为按 T 形截面计算承载力的 I 形截面、倒 T 形截面的受拉翼缘宽度和高度。

(3) 第二类 T 形截面承载力的计算公式。第二类 T 形截面的中和轴在梁肋中，可将该截面分为伸出翼缘和矩形梁肋两部分，如图 3-25 所示。其计算公式根据平衡条件为

$$\alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f + \alpha_1 f_c b x = f_y A_s \quad (3-38)$$

$$M \leq M_u = \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f (h_0 - \frac{h'_f}{2}) + \alpha_1 f_c b x (h_0 - \frac{x}{2}) \quad (3-39)$$

式 (3-38) 和式 (3-39) 的适用条件是  $x \leq \xi_b h_0$ ， $A_s \geq \rho_{\min} [bh + (b_f - b)h_f]$ 。该条件一般都可满足，不必验算。

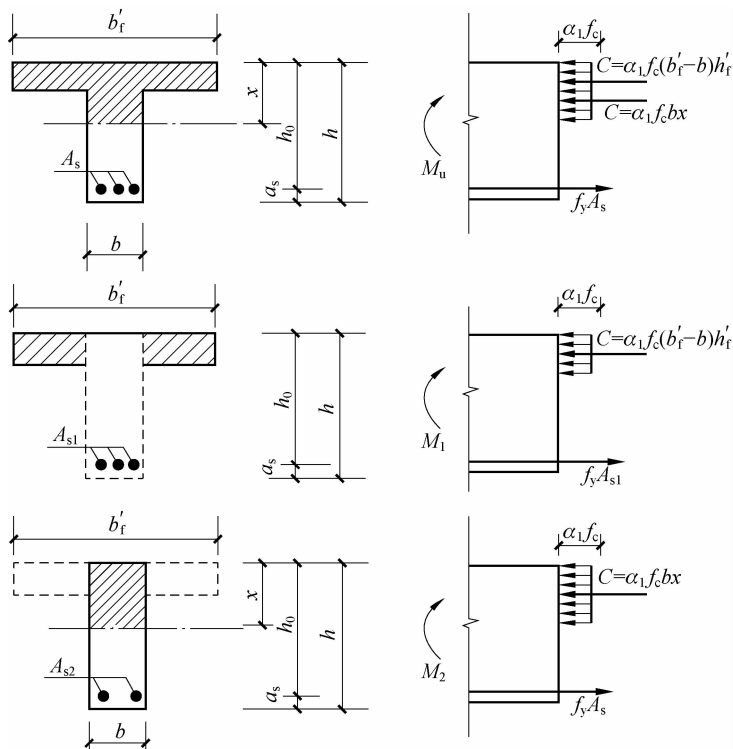


图 3-25 第二类 T 形截面



## 3) 计算方法

(1) 截面设计。已知截面弯矩设计值  $M$ 、截面尺寸、混凝土强度等级和钢筋级别, 求受拉钢筋的截面面积  $A_s$ 。

设计步骤如下:

首先判别截面类型, 然后按相应的公式计算, 最后验算适用条件。当满足式 (3-33) 时, 为第一类 T 形截面, 按梁宽为  $b'_f$  的单筋矩形截面计算。当满足式 (3-35) 时, 为第二类 T 形截面, 根据式 (3-38) 和式 (3-39) 计算。

若将翼缘伸出部分视作双筋矩形截面中的受压钢筋, 则可以看作第二类 T 形截面与双筋矩形截面相似 (见图 3-25), 因此也可按双筋矩形截面的计算方法分析, 即

$$M_u = M_1 + M_2 \quad (3-40)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3-41)$$

对于第一部分, 有

$$f_y A_{s1} = \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \quad (3-42)$$

$$M_1 = \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-43)$$

则

$$A_{s1} = \frac{\alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{f_y} \quad (3-44)$$

对于第二部分, 有

$$M_2 = M_u - M_1 = \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) = \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2 = \gamma_s h_0 f_y A_{s2} \quad (3-45)$$

与梁宽为  $b$  的单筋矩形截面一样, 根据式 (3-45) 确定  $\alpha_s$ , 查表 3-9 得相应的  $\gamma_s$ , 则

$$A_{s2} = \frac{M_u - M_1}{\gamma_s h_0 f_y} \quad (3-46)$$

验算适用条件是  $x \leq \xi_b h_0$ 。

(2) 截面复核。已知截面弯矩设计值  $M$ 、截面尺寸、受拉钢筋的截面面积  $A_s$ 、混凝土强度等级及钢筋级别, 求正截面受弯承载力  $M_u$  是否足够。

复核步骤如下:

首先判别截面类型, 然后根据类型的不同选择相应的公式计算, 最后验算适用条件。当满足式 (3-32) 时, 为第一类 T 形截面, 按  $hb'_f$  的单筋矩形截面受弯构件复核方法进行; 当满足式 (3-34) 时, 为第二类 T 形截面, 有

$$x = \frac{f_y A_s - \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{\alpha_1 f_c b} \quad (3-47)$$

验算适用条件是: 若  $x \leq \xi_b h_0$ , 则将  $x$  代入式 (3-39), 即得  $M_u$ ; 若  $x > \xi_b h_0$ , 则令  $x = \xi_b h_0$  计算。若  $M_u \geq M$ , 则说明承载力足够, 截面安全。

**【例 3-7】** 已知某单筋 T 形截面的弯矩设计值  $M = 90 \text{ kN} \cdot \text{m}$ , 截面尺寸  $b = 200 \text{ mm}$ ,  $h = 450 \text{ mm}$ ,  $b'_f = 2000 \text{ mm}$ ,  $h'_f = 70 \text{ mm}$ , 混凝土强度等级 C20 和钢筋级别 HRB335, 环境类别为一类, 求受拉钢筋的截面面积  $A_s$ , 并画出截面配筋图。

**【解】** 本例题属于截面设计类。

(1) 设计参数。查表 1-1 得 C20 混凝土的  $f_c = 9.60 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t = 1.10 \text{ N/mm}^2$ ; 查



表 1-3 得 HRB335 级钢筋的  $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ ; 查表 3-6 可知  $\alpha_1 = 1.0$ ; 查表 3-7 得  $\xi_b = 0.550$ ; 查表 3-10 得  $\alpha_{sb} = 0.399$ 。查表 3-4 可知, 一类环境,  $c = 25 \text{ mm}$ 。取  $a_s = 35 \text{ mm}$ , 则  $h_0 = h - a_s = 450 \text{ mm} - 35 \text{ mm} = 415 \text{ mm}$ 。

$$\text{最小配筋率 } \rho_{\min} = 0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.10 \text{ N/mm}^2}{300 \text{ N/mm}^2} = 0.165\% < 0.20\%, \text{ 取 } 0.20\%。$$

(2) 计算钢筋的截面面积。

①判别截面类型。当  $x = h'_f$  时,

$$\begin{aligned} \alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - \frac{h'_f}{2}) &= 1.0 \times 9.60 \text{ N/mm}^2 \times 2000 \text{ mm} \times 70 \text{ mm} \times (415 \text{ mm} - \frac{70 \text{ mm}}{2}) \\ &= 510.72 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{mm} = 510.72 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 90 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

因此, 截面属于第一类 T 形截面类型, 可以按矩形截面  $hb'_f = 450 \text{ mm} \times 2000 \text{ mm}$  计算。

②求受拉钢筋的截面面积  $A_s$ 。

$$\begin{aligned} \alpha_s &= \frac{M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} = \frac{90 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{1.0 \times 9.60 \text{ N/mm}^2 \times 2000 \text{ mm} \times (415 \text{ mm})^2} \\ &= 0.027 < \alpha_{sb} = 0.399 \end{aligned}$$

查表 3-9 得  $\gamma_s = 0.986$ , 则

$$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{90 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{300 \text{ N/mm}^2 \times 0.986 \times 415 \text{ mm}} = 733 \text{ mm}^2$$

$$> \rho_{\min} bh = 0.20\% \times 200 \text{ mm} \times 450 \text{ mm} = 180 \text{ mm}^2$$

符合适用条件。

(3) 选配钢筋及绘制配筋图。受拉钢筋选用  $3\Phi 18$

( $A_s = 763 \text{ mm}^2$ ), 配筋简图如图 3-26 所示。

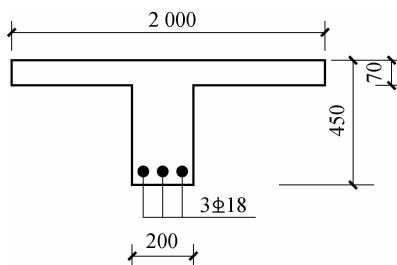


图 3-26 【例 3-7】配筋简图

**【例 3-8】** 已知某单筋 T 形截面 (见图 3-27) 的弯矩设计值  $M = 300 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 、截面尺寸  $b = 200 \text{ mm}$ 、 $h = 500 \text{ mm}$ 、 $b'_f = 400 \text{ mm}$ 、 $h'_f = 100 \text{ mm}$ , 混凝土强度等级 C30 和钢筋级别 HRB400, 环境类别为一类, 求受拉钢筋的截面面积  $A_s$ , 并画出配筋图。

**【解】** 本例题属于截面设计类。

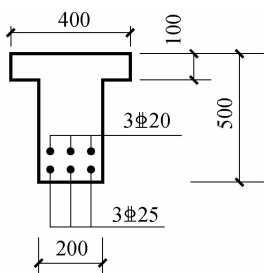


图 3-27 【例 3-8】

计算图示

(1) 设计参数。查表 1-1 得 C30 混凝土的  $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$ ; 查表 1-3 得 HRB400 级钢筋的  $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$ ; 查表 3-6 可知  $\alpha_1 = 1.0$ ; 查表 3-7 得  $\xi_b = 0.520$ ; 查表 3-10 得  $\alpha_{sb} = 0.385$ 。查表 3-4 可知, 一类环境,  $c = 25 \text{ mm}$ 。取  $a_s = 60 \text{ mm}$ , 则  $h_0 = h - a_s = 500 \text{ mm} - 60 \text{ mm} = 440 \text{ mm}$ 。

$$\text{最小配筋率 } \rho_{\min} = 0.20 > 0.45 \frac{f_t}{f_y} = 0.45 \times \frac{1.43 \text{ N/mm}^2}{360 \text{ N/mm}^2} = 0.179\%。$$

(2) 计算钢筋的截面面积。

①判别截面类型。当  $x = h'_f$  时,

$$\begin{aligned} \alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - \frac{h'_f}{2}) &= 1.0 \times 14.3 \text{ N/mm}^2 \times 400 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times (440 \text{ mm} - \frac{100 \text{ mm}}{2}) \\ &= 223.08 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 223.08 \text{ kN} \cdot \text{m} < M = 300 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

故该截面属于第二类 T 形截面类型。

②求  $M_1$  及  $A_{s1}$ 。

$$\begin{aligned} M_1 &= \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \\ &= 1.0 \times 14.3 \text{ N/mm}^2 \times (400 \text{ mm} - 200 \text{ mm}) \times 100 \text{ mm} \times \left( 440 \text{ mm} - \frac{100 \text{ mm}}{2} \right) \\ &= 111.54 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 111.54 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ A_{s1} &= \frac{\alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{f_y} \\ &= \frac{1.0 \times 14.3 \text{ N/mm}^2 \times (400 \text{ mm} - 200 \text{ mm}) \times 100 \text{ mm}}{360 \text{ N/mm}^2} = 794 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③求  $M_2$  及  $A_{s2}$ 。

$$\begin{aligned} M_2 &= M_u - M_1 = 300 \text{ kN} \cdot \text{m} - 111.54 \text{ kN} \cdot \text{m} = 188.46 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \alpha_s &= \frac{M_2}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{188.46 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \text{ N/mm}^2 \times 200 \text{ mm} \times (440 \text{ mm})^2} \\ &= 0.340 < \alpha_{sb} = 0.385 \end{aligned}$$

查表 3-9 得  $\gamma_s = 0.783$ ，则

$$A_{s2} = \frac{M_2}{\gamma_s h_0 f_y} = \frac{188.46 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{0.783 \times 440 \text{ mm} \times 360 \text{ N/mm}^2} = 1\,520 \text{ mm}^2$$

④求  $A_s$ 。

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 794 \text{ mm}^2 + 1\,520 \text{ mm}^2 = 2\,314 \text{ mm}^2$$

(3) 选配钢筋及绘制配筋图。受拉钢筋选用  $3\Phi 25 + 3\Phi 20$  ( $A_s = 2\,414 \text{ mm}^2$ )，配筋简图如图 3-27 所示。

**【例 3-9】** 已知某单筋 T 形截面梁的截面尺寸和配筋如图 3-28 所示，选用 HRB335 级钢筋，C25 混凝土，截面所受的弯矩设计值  $M = 400 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，试复核截面是否安全。

**【解】** 本例题属于截面复核题。

(1) 设计参数。查表 1-1 得 C25 混凝土的  $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ ， $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$ ；查表 1-3 得 HRB335 级钢筋的  $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ ；查表 3-6 可知  $\alpha_1 = 1.0$ ；查表 3-7 得  $\xi_b = 0.550$ ；查表 3-10 得  $\alpha_{sb} = 0.399$ 。查表 3-4 可知，一类环境， $c = 25 \text{ mm}$ 。取  $a_s = 65 \text{ mm}$ ，则  $h_0 = h - a_s = 600 \text{ mm} - 65 \text{ mm} = 535 \text{ mm}$ 。查表 3-12 得  $A_s = 3\,041 \text{ mm}^2$ 。

(2) 判别截面类型。

$$\begin{aligned} f_y A_s &= 300 \text{ N/mm}^2 \times 3\,041 \text{ mm}^2 = 912.3 \times 10^3 \text{ N} > \alpha_1 f_c b'_f h'_f \\ &= 1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 500 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} = 595 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

故该截面为第二类 T 形截面梁。

(3) 求  $M_1$  及  $A_{s1}$ 。

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \frac{\alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{f_y} \\ &= \frac{1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times (500 \text{ mm} - 250 \text{ mm}) \times 100 \text{ mm}}{300 \text{ N/mm}^2} = 992 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

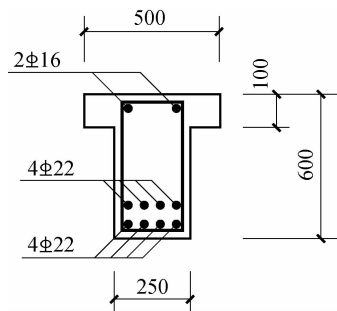


图 3-28 【例 3-9】计算图示



$$\begin{aligned}
 M_1 &= \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \\
 &= 1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times (500 \text{ mm} - 250 \text{ mm}) \times 100 \text{ mm} \times \left( 535 \text{ mm} - \frac{100 \text{ mm}}{2} \right) \\
 &= 144.3 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 144.3 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

(5) 求  $M_2$  及  $A_{s2}$ 。

$$x = \frac{f_y A_{s2}}{\alpha_1 f_c b} = \frac{300 \text{ N/mm}^2 \times 2\,049 \text{ mm}^2}{1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 250 \text{ mm}} = 206.62 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 294.3 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_2 &= \alpha_1 f_c b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) \\
 &= 1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 250 \text{ mm} \times 206.62 \text{ mm} \times \left( 535 \text{ mm} - \frac{206.62 \text{ mm}}{2} \right) \\
 &= 265.36 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 265.36 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

则该截面所能承受的最大弯矩为

$$\begin{aligned}
 M_{u,\max} &= M_1 + M_2 = 144.3 \text{ kN} \cdot \text{m} + 265.36 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 &= 409.66 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 400 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

故承载力合格，截面安全。



### 学习评价

通过以上任务的学习，回答下列问题：

- (1) 如何确定梁的尺寸？
- (2) 如何确定板的尺寸？
- (3) 梁中通常配有哪几类钢筋？它们的作用分别是什么？
- (4) 板中通常配有哪几类钢筋？它们的作用分别是什么？
- (5) 简述混凝土保护层厚度的概念及确定方法。
- (6) 简述适筋梁正截面受弯的三个受力阶段。
- (7) 简述钢筋混凝土受弯构件正截面的破坏形态。
- (8) 简述受弯构件正截面承载力计算的基本假定。
- (9) 简述单筋矩形截面承载力的设计过程。
- (10) 简述双筋矩形截面承载力的设计过程。
- (11) 简述 T 形截面的承载力设计过程。

## 工作任务 3.2 受弯构件斜截面承载力计算



### 学习目标

- (1) 认知受弯构件斜截面的受力特点和破坏形态。
- (2) 了解受弯构件斜截面受剪承载力的影响因素。
- (3) 掌握受弯构件斜截面受剪承载力的计算原理。

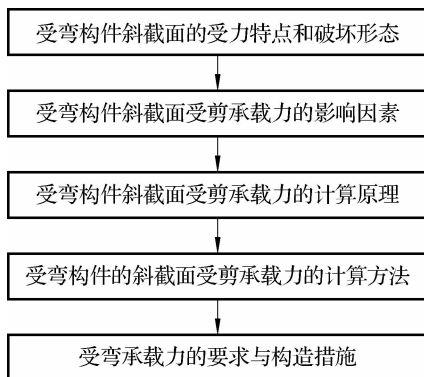
- (4) 掌握受弯构件斜截面受剪承载力的计算方法。  
 (5) 掌握受弯承载力的要求与构造措施。

### 学习描述

本任务的目的是掌握斜截面承载力的计算方法。首先对受力梁的受力特点、破坏形态和影响因素进行分析,然后根据已经给定的控制剪力,按照受弯构件斜截面受剪承载力计算原理计算并配置钢筋,最后复核设计是否符合受弯承载力与构造的要求。完成任务的标准是能够根据正截面承载力的设计结果,计算斜截面钢筋的布置,校核全梁的承载力,并能结合受弯构件的斜截面构造要求绘制合理的配筋图。

### 学习引导

本工作任务按照如下流程进行学习:



在设计受弯构件时,既要进行正截面设计又要进行斜截面设计,当正截面设计完毕后即可进行斜截面设计。斜截面设计的控制内力是剪力,设计的承载筋是弯起钢筋和箍筋,方案也可以选择两类,即只设置箍筋或者箍筋和弯起钢筋都要设置。受弯构件的斜截面设计原理稍难理解,应注意结合实例,灵活掌握。

### 3.2.1 受弯构件斜截面的破坏形态

为了防止梁沿斜截面破坏,就需要在梁内设置足够的抗剪钢筋。抗剪钢筋通常由与梁轴线垂直的箍筋和与主拉应力方向平行的斜筋共同组成。斜筋常利用具有多余正截面承载力的纵向钢筋弯起而成,所以又称为弯起钢筋。箍筋与弯起钢筋统称腹筋。在受弯构件中,一般由纵向钢筋(受力筋和构造筋)和腹筋构成图 3-29 所示的钢筋骨架。不配置箍筋与弯起钢筋的梁称为无腹筋梁。

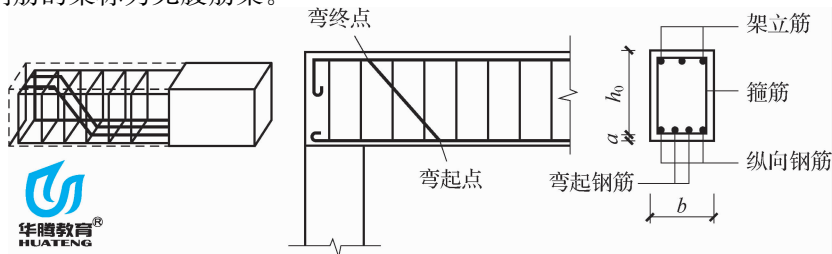


图 3-29 有腹筋梁的钢筋骨架



### 1. 剪跨比

梁的某一个截面的剪跨比 $\lambda$ 等于该截面的弯矩值 $M$ 与截面的剪力值 $V$ 和有效高度 $h_0$ 的乘积之比,即

$$\lambda = \frac{M}{Vh_0} \quad (3-48)$$

对于图 3-29 所示的梁,有两个集中荷载作用截面的剪跨比为

$$\lambda = \frac{M}{Vh_0} = \frac{Pa}{Ph_0} = \frac{a}{h_0} \quad (3-49)$$

式中, $P$ 为所加荷载值; $a$ 为剪跨,即支点至加载点的距离。

剪跨比 $\lambda$ 反映了截面上正应力和剪应力的相对比值,对梁的斜截面的受剪破坏形态和斜截面承载力有着极为重要的影响。

### 2. 无腹筋梁的斜截面的受剪破坏形态

根据试验研究,无腹筋梁主要有斜拉破坏、剪压破坏和斜压破坏三种形态。

#### 1) 斜拉破坏

当剪跨比 $\lambda$ 较大( $\lambda > 3$ )时,无腹筋梁常发生斜拉破坏,如图 3-30(a)所示。这种破坏现象是斜裂缝一旦出现就会很快形成一条主要裂缝,并迅速向受压边缘发展,直至将整个截面裂通,使构件劈裂为两部分而破坏。斜拉破坏的特点是整个破坏过程急速而突然,破坏荷载比斜裂缝形成时的荷载增加不多。斜拉破坏的原因是余留截面上混凝土剪应力的增长使余留截面上的主拉应力超过了混凝土的抗拉强度。

#### 2) 剪压破坏

当剪跨比 $\lambda$ 适中( $1 \leq \lambda \leq 3$ )时,无腹筋梁常发生剪压破坏,如图 3-30(b)所示。这种破坏现象是当荷载增加到一定程度时,多条斜裂缝中的一条形成主要斜裂缝,该主要斜裂缝向斜上方伸展,使受压区的高度逐渐减小,直至斜裂缝顶端的混凝土在剪应力和压应力的共同作用下被压碎而破坏。剪压破坏的特点是其破坏过程比斜拉破坏缓慢,破坏时的荷载明显高于斜裂缝出现时的荷载。剪压破坏的原因是余留截面上混凝土的主压应力超过了混凝土在压应力和剪应力共同作用下的抗压强度。

#### 3) 斜压破坏

当剪跨比 $\lambda$ 较小( $\lambda < 1$ )时,无腹筋梁常发生斜压破坏,如图 3-30(c)所示。当集中荷载 $P$ 距支座较近时,斜裂缝由支座向集中荷载处发展,支座反力与荷载间的混凝土形成一个斜向受压短柱,随着荷载的增加,当主压应力超过了混凝土的抗压强度时,短柱被压碎而破坏。它的特点是斜截面细而密,破坏时的荷载也明显高于斜裂缝出现时的荷载。斜压破坏的原因是主压应力超过了斜向受压短柱混凝土的抗压强度。

上述三种主要破坏形态,就斜截面承载力而言,斜拉破坏最低,剪压破坏较高,斜压破坏最高。但就破坏性质而言,由于它们达到破坏荷载时的跨中挠度都不大,因而均属于脆性破坏,其中斜拉破坏的脆性最突出。

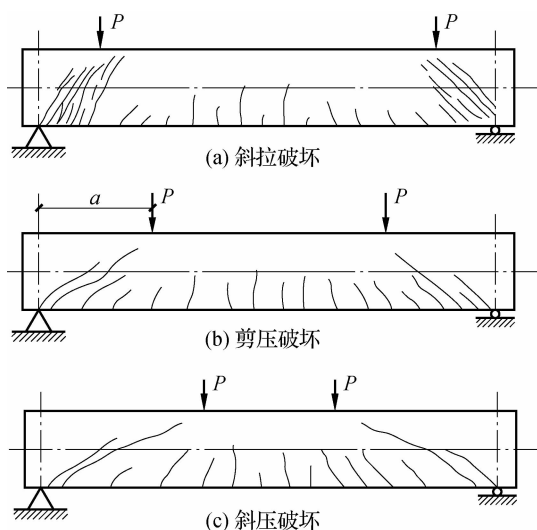


图 3-30 无腹筋梁的受剪破坏形态

### 3. 有腹筋梁的斜截面的受剪破坏形态

有腹筋梁的斜截面的受剪破坏与无腹筋梁相似，也可归纳为斜压破坏、剪压破坏和斜拉破坏三种主要破坏形态。

(1) 斜压破坏。当腹筋数量配置很多，斜裂缝间的混凝土因主压应力过大而发生斜向受压破坏时，腹筋应力达不到屈服，腹筋强度得不到充分利用。

(2) 剪压破坏。当腹筋数量配置适当，且  $1 \leq \lambda \leq 3$  时，在斜裂缝出现后，由于腹筋的存在而限制了斜裂缝的开展，使荷载仍有较大的增长，直至腹筋屈服不能再控制斜裂缝的开展，而使斜裂缝顶端混凝土的余留截面发生剪压破坏。

(3) 斜拉破坏。当腹筋数量配置得很少，且  $\lambda > 3$  时，斜裂缝一旦开裂，腹筋的应力很快就会达到屈服，腹筋不能起到限制斜裂缝开展的作用，从而产生斜拉破坏。

在上述三种破坏形态中，斜拉破坏发生得最突然，斜压破坏时箍筋未能充分发挥作用，故这两种破坏形态在结构设计中均应避免。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 规定：通过采用截面限制条件来防止斜压破坏，通过控制箍筋的最小配筋率来防止斜拉破坏，通过受剪承载力计算配置箍筋及弯起钢筋来防止剪压破坏。

## 3.2.2 受弯构件斜截面受剪承载力的影响因素

三种斜截面破坏形态和构件斜截面受剪承载力有着密切的关系。因此，凡影响破坏形态的因素也将影响梁的斜截面受剪承载力。受弯构件斜截面受剪承载力的主要影响因素有剪跨比、混凝土强度、纵筋配筋率、箍筋配筋率、弯起钢筋的配置、截面的尺寸和形状等。

### 1. 剪跨比

随着剪跨比  $\lambda$  的增大，梁的斜截面的受剪承载力明显降低，依次发生斜压破坏、剪压破坏和斜拉破坏。当  $\lambda > 3$  时，剪跨比对斜截面的受剪承载力无显著影响。

### 2. 混凝土强度

试验证明，斜截面的受剪承载力轴心随混凝土抗拉强度  $f_t$  的增大而提高。



### 3. 纵筋配筋率

增加纵筋配筋率  $\rho$  可抑制斜裂缝的开展, 增强裂缝间的集料咬合力, 增大剪压区高度, 提高混凝土的抗剪能力, 增强纵筋的销栓作用。因此, 随着  $\rho$  的增大, 梁的斜截面的受剪承载力有所提高。但只有当  $\rho > 1.5\%$  时, 纵向钢筋对梁的抗剪承载力的影响才比较明显, 而实际工程中的构件的配筋率  $\rho$  基本都不大于  $1.5\%$ , 故《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 给出的计算公式没有考虑纵筋配筋率  $\rho$  的影响。

### 4. 箍筋配筋率

箍筋用量用箍筋配筋率  $\rho_{sv}$  表示, 它反映了梁沿纵向单位水平截面含有的箍筋的截面面积。

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} = \frac{nA_{sv1}}{bs} \quad (3-50)$$

式中,  $A_{sv}$  为同一截面内的箍筋截面面积;  $n$  为同一截面内箍筋的肢数;  $A_{sv1}$  为单肢箍筋的截面面积;  $b$  为矩形截面的宽度、T形或I形截面的腹板宽度;  $s$  为沿梁轴线方向箍筋的间距。

在进行斜截面受剪承载力设计时, 以剪压破坏特征为基础建立计算公式, 通过配置一定的腹筋来防止斜拉破坏, 采用截面限制条件的方法来防止斜压破坏。

### 5. 弯起钢筋的配置

弯起钢筋因与斜裂缝相交而承受拉力, 可以承担部分剪力, 但受力不均匀, 因此在配置腹筋时, 应优先选用箍筋。

### 6. 截面的尺寸和形状

T形梁的翼缘大小对受剪承载力有影响。适当增加翼缘宽度, 可以提高截面的受剪承载力。对于无腹筋梁, 当翼缘宽度为肋宽的两倍时, 截面的受剪承载力可提高  $20\%$ , 再增加翼缘的宽度, 截面受剪承载力基本不再提高; 对于有腹筋梁, 截面尺寸对受剪承载力的影响较小, 适当增加翼缘板宽度, 截面的受剪承载力仅可提高  $5\%$  左右, 但翼缘宽度过大, 增大作用就会趋于平缓。

## 3.2.3 受弯构件斜截面受剪承载力的计算原理

### 1. 斜截面受剪承载力计算的基本假设

斜截面受剪承载力的计算是以剪压破坏形态为依据建立的。采用理论与试验相结合的方法, 主要考虑力的平衡条件, 同时引入一些试验参数。其计算模型如图 3-31 所示。

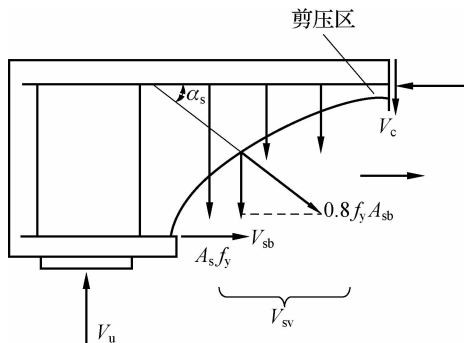


图 3-31 斜截面受剪承载力的计算模型



基本假设如下:

(1) 发生剪压破坏时,斜截面受剪承载力由三部分组成,即

$$V_u = V_c + V_{sv} + V_{sb} \quad (3-51)$$

式中,  $V_u$  为梁所能承受的总剪力设计值;  $V_c$  为混凝土剪压区所承受的剪力设计值;  $V_{sv}$  为箍筋所承受的剪力设计值;  $V_{sb}$  为弯起钢筋所承受的剪力设计值。

对有腹筋梁,单独给出  $V_{sv}$  和  $V_c$  的值是比较困难的,故令箍筋和混凝土共同承受的剪力设计值为

$$V_{cs} = V_c + V_{sv} \quad (3-52)$$

$$V_u = V_{cs} + V_{sb} \quad (3-53)$$

(2) 发生剪压破坏时,与斜裂缝相交的箍筋和弯起钢筋的拉应力都达到其屈服强度,但要考虑拉应力可能不均匀,特别是靠近剪压区的箍筋有可能达不到其屈服强度。

(3) 对于斜裂缝处的集料咬合力和纵筋的销栓力,考虑其有不能发挥作用的可能性,计算时忽略不计。

(4) 截面尺寸的影响主要是对无腹筋梁,故在计算不配箍筋和弯起钢筋的厚板时才予以考虑。

(5) 剪跨比是影响斜截面受剪承载力的重要因素之一,为了计算方便,仅在计算受集中荷载为主的梁时才考虑其影响。

## 2. 仅配置箍筋梁的斜截面承载力的计算公式

1) 仅配置箍筋梁的斜截面受剪承载力  $V_{cs}$  的计算公式

(1) 均布荷载下矩形、T形和I形截面的一般受弯构件(包括连续梁和约束梁)。根据试验分析,梁的斜截面受剪承载力随箍筋数量的增加而提高。当其他条件不变时,  $V_{cs}/f_t b h_0$  和  $\rho_{sv} f_{yv}/f_c$  基本上呈线性关系。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)给出了  $V_{cs}$  的计算公式为

$$V_{cs} = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (3-54)$$

式中,  $f_t$  为混凝土轴心抗拉强度设计值;  $b$  为矩形截面的宽度或T形、I形截面的腹板宽度;  $h_0$  为截面有效高度;  $f_{yv}$  为箍筋抗拉强度设计值,可按表1-3中  $f_y$  的数值采用;其他参数含义同前。

式(3-54)中等号右边的两项即分别为式(3-52)中的  $V_c$  和  $V_{sv}$ 。

(2) 对于承受以集中荷载为主的独立梁(包括作用有多种荷载,且集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值的75%以上的情况)按式(3-55)计算。

$$V_u = V_{cs} = \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (3-55)$$

式中,  $\lambda$  为计算截面的剪跨比,即  $\lambda = a/h_0$ ,  $a$  为集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离,当  $\lambda < 1.5$  时,取  $\lambda = 1.5$ ,当  $\lambda > 3$  时,取  $\lambda = 3$ ;其他参数含义同前。

2) 同时配箍筋和弯起钢筋的梁的斜截面受剪承载力  $V_u$  的计算公式

对既配箍筋又配弯起钢筋的梁,与斜裂缝相交的弯起钢筋的抗剪能力为  $T_{sb} \sin \alpha_s$ 。若在同一弯起平面内弯起钢筋的截面面积为  $A_{sb}$ ,并考虑到靠近剪压区的弯起钢筋的应力可能达不到抗拉强度设计值,于是



$$V_{sb} = T_{sb} \sin \alpha_s = 0.8 f_y A_{sb} \sin \alpha_s \quad (3-56)$$

式中,  $A_{sb}$  为同一弯起平面内弯起钢筋的截面面积;  $\alpha_s$  为斜截面上弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角, 一般为  $45^\circ$ , 当梁的截面高度超过 800 mm 时, 通常为  $60^\circ$ ; 0.8 为应力不均匀系数, 考虑到弯起钢筋与斜裂缝相交时, 在接近受压区处钢筋强度在受剪破坏时达不到屈服强度。

由此得出, 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件当同时配有箍筋和弯起钢筋时的斜截面受剪承载力计算公式为

$$V_u = V_{cs} + V_{sb} = V_{cs} + 0.8 f_y A_{sb} \sin \alpha_s \quad (3-57)$$

### 3) 斜截面受剪承载力设计表达式

在设计中为保证斜截面受剪承载力, 应满足以下条件:

(1) 仅配箍筋的梁,

$$V \leq V_{cs} \quad (3-58)$$

(2) 同时配箍筋和弯起钢筋的梁,

$$V \leq V_{cs} + V_{sb} \quad (3-59)$$

式中,  $V$  为构件斜截面上的最大剪力设计值。

### 3. 斜截面受剪承载力计算公式的适用条件

#### 1) 防止斜压破坏的条件

最小截面尺寸 (上限值) 是防止斜压破坏的条件。当构件截面尺寸较小而荷载又过大时, 可能在支座上方产生过大的主压应力, 使端部发生斜压破坏。具有这种破坏形态的构件的斜截面受剪承载力基本上取决于混凝土的抗压强度及构件的截面尺寸, 而腹筋的数量影响甚微。所以腹筋的受剪承载力就受到构件斜压破坏的限制。为了防止发生斜压破坏和避免构件在使用阶段过早地出现斜裂缝及斜裂缝开展过大, 构件截面尺寸或混凝土强度等级应符合下列要求:

(1) 当  $h_w/b \leq 4$  (一般梁) 时,

$$V \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \quad (3-60)$$

(2) 当  $h_w/b \geq 6$  (薄腹梁) 时,

$$V \leq 0.2 \beta_c f_c b h_0 \quad (3-61)$$

式中,  $V$  为构件斜截面上的最大剪力设计值;  $\beta_c$  为混凝土强度影响系数, 当混凝土强度等级不超过 C50 时, 取  $\beta_c = 1.0$ , 当混凝土强度等级为 C80 时, 取  $\beta_c = 0.8$ , 其间按线性内插法确定;  $f_c$  为混凝土轴心抗压强度设计值;  $b$  为矩形截面的宽度、T 形或 I 形截面的腹板宽度;  $h_0$  为截面的有效高度;  $h_w$  为截面的腹板高度, 矩形截面取有效高度  $h_0$ , T 形截面取有效高度减去翼缘高度 ( $h_0 - h'_f$ ), I 形截面取腹板净高 ( $h - h'_f - h_f$ )。

(3) 当  $4 < h_w/b < 6$  时, 按线性内插法确定。

#### 2) 防止斜拉破坏的条件

最小配箍率和箍筋最大间距 (下限值) 是防止斜拉破坏的条件。

(1) 配箍率的要求。箍筋配置过少, 一旦斜裂缝出现, 由于箍筋的抗剪作用不足以替代斜裂缝发生前混凝土原有的作用, 箍筋很可能达到屈服甚至被拉断, 就会发生突然性的斜拉破坏。为了防止发生斜拉破坏, 《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 规定了箍筋配箍率的最小配筋率为

$$\rho_{sv} \geq \rho_{sv, \min} = 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (3-62)$$

式中,  $\rho_{sv}$  为箍筋的配筋率,  $\rho_{sv, \min}$  为箍筋的最小配筋率,  $f_t$  为混凝土轴心抗拉强度设计值,  $f_{yv}$  为箍筋抗拉强度设计值。

(2) 箍筋间距的要求。如箍筋间距过大, 有可能在两根箍筋之间出现不与箍筋相交的斜裂缝, 这时箍筋便无法发挥作用。同时, 箍筋分布的疏密对斜裂缝的开展宽度也有影响, 采用较密的箍筋对抑制斜裂缝的宽度有利。为此, 有必要对箍筋的最大间距  $s_{\max}$  加以限制 (见表 3-14)。

表 3-14 梁中箍筋的最大间距  $s_{\max}$ 

单位: mm

| 梁高 $h$             | $V > 0.7 f_t b h_0$ | $V \leq 0.7 f_t b h_0$ |
|--------------------|---------------------|------------------------|
| $150 < h \leq 300$ | 150                 | 200                    |
| $300 < h \leq 500$ | 200                 | 300                    |
| $500 < h \leq 800$ | 250                 | 350                    |
| $h > 800$          | 300                 | 400                    |

### 3.2.4 受弯构件斜截面受剪承载力的计算方法

#### 1. 计算截面的选择

进行斜截面受剪承载力计算时, 计算截面应选取截面设计值最大的斜截面或者受剪承载力比较薄弱的斜截面。计算截面应按下列规定选取:

- (1) 从支座边缘开始的斜截面, 如图 3-32 (a)、(b) 所示的截面 1—1。
- (2) 从弯起钢筋弯起点处开始的斜截面, 如图 3-32 (a) 所示的截面 2—2、3—3。
- (3) 箍筋截面面积或间距改变处的斜截面, 如图 3-32 (b) 所示的截面 4—4。
- (4) 截面尺寸改变处的斜截面。

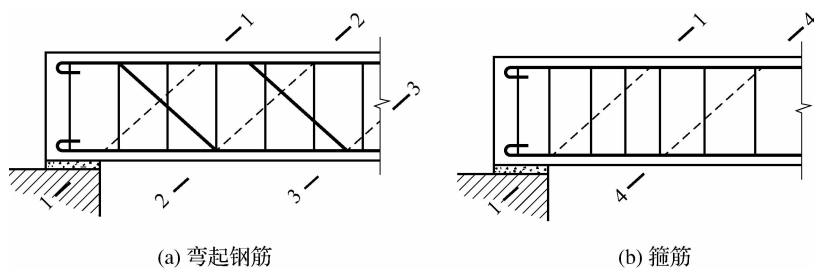


图 3-32 斜截面受剪承载力计算截面的位置

#### 2. 计算步骤

受弯构件斜截面受剪承载力计算也包括截面设计和截面复核两类问题。

##### 1) 截面设计

已知截面剪力设计值为  $V$ , 截面尺寸为  $b \times h$ , 材料强度设计值为  $f_t$ 、 $f_y$ 、 $f_{yv}$ , 要求确定腹筋的数量。计算步骤如下:



(1) 检查梁的截面尺寸是否满足截面限制条件的要求, 如不满足, 可以加大截面尺寸或提高混凝土强度等级, 直至满足。

(2) 检查  $V \leq 0.7f_tbh_0$  或  $V \leq \frac{1.75}{\lambda+1}f_tbh_0$ , 如果满足, 说明按计算不需要配置箍筋及弯起钢筋, 可按 3.2.5 节的构造要求配置箍筋; 如果不满足, 进入第 (3) 步。

(3) 当  $V > 0.7f_tbh_0$  或  $V > \frac{1.75}{\lambda+1}f_tbh_0$  时, 需按计算配置腹筋, 这时有以下两种设计方法:

① 只配置箍筋不配置弯起钢筋 ( $A_{sb}=0$ ), 这是应优先考虑的。

对于一般受弯构件, 由式 (3-54) 得

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{nA_{sv1}}{s} \geq \frac{V_{cs} - 0.7f_tbh_0}{1.25f_{yv}h_0} \quad (3-63)$$

对于以集中荷载为主的独立梁, 由式 (3-55) 得

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{nA_{sv1}}{s} \geq \frac{V_{cs} - \frac{1.75}{\lambda+1}f_tbh_0}{f_{yv}h_0} \quad (3-64)$$

通常可先初步选定箍筋直径和箍筋肢数  $n$ , 由式 (3-50) 求出箍筋间距  $s$ 。

箍筋间距  $s$  确定以后, 应按式 (3-62) 验算最小配筋率, 保证  $\rho_{sv} \geq \rho_{sv,\min}$ ; 同时, 箍筋间距  $s$  还应满足表 3-14 的构造要求。

② 既配置箍筋又配置弯起钢筋。当剪力较大时, 如果仅用箍筋和混凝土抵抗剪力, 可能会使箍筋的直径很大, 间距很小, 给施工造成不便, 也不经济, 此时可考虑配置弯起钢筋。通常先假定箍筋的直径、肢数和间距, 由式 (3-54) 或式 (3-55) 计算出  $V_{cs}$ , 因为  $V_{sb} \geq V - V_{cs}$ , 代入式 (3-56) 或式 (3-57) 有

$$A_{sb} \geq \frac{V - V_{cs}}{0.8f_y \sin \alpha_s}$$

另外, 也可先确定弯起钢筋, 由式 (3-56) 计算出  $V_{sb}$ , 再计算出  $V_c$ , 因为  $V_{sv} \geq V - V_{sb} - V_c$ , 进一步由式 (3-54) 或式 (3-55) 求出箍筋用量。注意这时箍筋的配置数量也必须满足最小配箍率的条件  $\rho_{sv} \geq \rho_{sv,\min}$ , 且箍筋间距  $s$  也应满足表 3-14 的构造要求。这种先定弯起钢筋再求箍筋的方法一般是不提倡的, 因为试验表明, 箍筋对保证斜截面受剪承载力及减小斜裂缝宽度等方面所起到的作用比弯起钢筋要好。

## 2) 截面复核

已知截面剪力设计值为  $V$ , 截面尺寸为  $b \times h$ , 材料强度设计值为  $f_c$ 、 $f_{yv}$ 、 $f_y$ , 配筋量为  $n$ 、 $A_{sv1}$ 、 $s$ , 弯起钢筋的截面面积为  $A_{sb}$  (当配有弯起钢筋时), 要求复核斜截面受剪承载力是否满足要求。

这类问题的实质是求  $V_u$ , 复核是否满足  $V \leq V_u$  的要求。具体步骤如下:

(1) 检查是否满足截面限制条件, 若不满足, 则应修改原始条件, 如加大截面尺寸或提高混凝土强度等级, 直至满足。

(2) 当  $V \leq 0.7f_tbh_0$  或  $V \leq \frac{1.75}{\lambda+1.0}f_tbh_0$  时, 检查箍筋直径、间距是否满足构造和表 3-14 的要求, 若不满足, 则应修改原始条件使之满足。反之, 检查是否满足  $\rho_{sv} \geq \rho_{sv,\min}$ , 若不满足, 则应修改原始条件使之满足, 转入第 (3) 步。

(3) 把各种数据代入式(3-55)或式(3-57),计算出 $V_u$ 。当 $V \leq V_u$ 时,斜截面受剪承载力满足要求;否则,不满足要求。

**【例 3-10】** 已知某独立矩形截面简支梁的截面尺寸 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ ,  $h_0 = 465 \text{ mm}$ , 承受由均布荷载产生的剪力设计值 $V = 180 \text{ kN}$ , 混凝土强度等级为C25,  $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$ , 不配置弯起钢筋, 箍筋采用 $\Phi 8$ ,  $f_{yv} = 270 \text{ N/mm}^2$ , 双肢, 单肢箍筋的截面面积为 $50.3 \text{ mm}^2$ 。求箍筋间距 $s$ 。

**【解】** (1) 验算截面限制条件。因为 $h_0/b = 465 \text{ mm} \div 200 \text{ mm} = 2.33 < 4$ , 故按 $V/\beta_c f_c b h_0 \leq 0.25$ 验算。因混凝土强度等级C25 < C50, 故 $\beta_c = 1.0$ 。

$$\frac{V}{\beta_c f_c b h_0} = \frac{180 \text{ kN} \times 10^3}{1.0 \times 11.9 \text{ N/mm}^2 \times 200 \text{ mm} \times 465 \text{ mm}} = 0.163 < 0.25$$

截面符合要求。

(2) 确定箍筋间距的计算值。

$$\begin{aligned} V_c &= 0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.27 \text{ N/mm}^2 \times 200 \text{ mm} \times 465 \text{ mm} \\ &= 82.68 \text{ kN} < V = 180 \text{ kN} \end{aligned}$$

所以,腹筋不应按构造要求而应按计算配置,箍筋承担的剪力为

$$V_{sv} = V - V_c = 180 \text{ kN} - 82.68 \text{ kN} = 97.32 \text{ kN}$$

$$V_{sv} = 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 = 97.32 \text{ kN}$$

$$A_{sv} = n A_{sv1} = 2 \times 50.3 \text{ mm}^2 = 100.6 \text{ mm}^2$$

则

$$s = \frac{1.25 f_{yv} A_{sv} h_0}{V_{sv}} = \frac{1.25 \times 270 \text{ N/mm}^2 \times 100.6 \text{ mm}^2 \times 465 \text{ mm}}{97.32 \text{ kN} \times 10^3} = 162.2 \text{ mm}$$

(3) 按构造要求的箍筋间距。

① 箍筋最大间距。因为 $V > 0.7 f_t b h_0$ ,  $h = 500 \text{ mm}$ , 由表 3-14 可得 $s_{\max} = 200 \text{ mm}$ 。

② 按最小配筋率确定箍筋间距。因为 $V > 0.7 f_t b h_0$ , 故要求 $\rho_{sv} \geq \rho_{sv, \min} = 0.24 f_t / f_{yv}$ 。

即

$$s \leq \frac{f_{yv} A_{sv}}{0.24 b f_t} = \frac{270 \text{ N/mm} \times 100.6 \text{ mm}^2}{0.24 \times 200 \text{ mm} \times 1.27 \text{ N/mm}} = 446 \text{ mm}$$

(4) 选取箍筋间距 $s$ 。由上述三个 $s$ 值( $s = 162.2 \text{ mm}$ 、 $s_{\max} = 200 \text{ mm}$ 和 $s \leq 446 \text{ mm}$ )可知,应选取双肢箍筋 $\Phi 8 @ 162.2$ , 实际采用箍筋 $\Phi 8 @ 160$ 。

**【例 3-11】** 已知条件同【例 3-10】, 但剪力设计值中由集中荷载产生的支座截面剪力设计值 $V_1 = 150 \text{ kN}$ , 由均布荷载产生的支座截面剪力设计值 $V_2 = 30 \text{ kN}$ , 剪跨比 $\lambda = 3$ 。求箍筋间距 $s$ 。

**【解】** (1) 验算截面限制条件(同【例 3-10】)。

(2) 确定箍筋间距的计算值。因为 $V = V_1 + V_2 = 150 \text{ kN} + 30 \text{ kN} = 180 \text{ kN}$ ,  $V_1/V = 150 \text{ kN} \div 180 \text{ kN} = 83.33\% > 75\%$ , 故应用式(3-55)计算。因为 $\lambda = 3$ , 故直接取 $\lambda = 3$ 计算, 即

$$\begin{aligned} \frac{1.75}{\lambda+1} f_t b h_0 &= \frac{1.75}{3+1} \times 1.27 \text{ N/mm}^2 \times 200 \text{ mm} \times 465 \text{ mm} \\ &= 51.67 \text{ kN} < V = 180 \text{ kN} \end{aligned}$$



因此,应按计算确定箍筋间距为

$$s = \frac{f_{yv} n A_{sv1} h_0}{V - \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0} = \frac{270 \text{ N/mm}^2 \times 2 \times 50.3 \text{ mm}^2 \times 465 \text{ mm}}{(180 \text{ kN} - 51.67 \text{ kN}) \times 10^3} = 98 \text{ mm}$$

(3) 按构造要求确定箍筋间距(同【例 3-10】)。 $s_{\max} = 200 \text{ mm}$ ,  $s \leq 446 \text{ mm}$ 。

(4) 选定箍筋间距。由上述三个  $s$  值 ( $s = 98 \text{ mm}$ ,  $s_{\max} = 200 \text{ mm}$  和  $s \leq 446 \text{ mm}$ ) 可知,计算得到的  $s$  值最小,为施工方便取为  $95 \text{ mm}$ 。故采用双肢箍筋  $\Phi 8@95$ 。

**【例 3-12】** 已知某 T 形截面简支梁的  $b'_f = 450 \text{ mm}$ ,  $b = 300 \text{ mm}$ ,  $h'_f = 120 \text{ mm}$ ,  $h = 550 \text{ mm}$ ,  $h_0 = 465 \text{ mm}$ ; 承受剪力设计值  $V = 370 \text{ kN}$ , 其中由集中荷载产生的支座截面剪力设计值占 75% 以下, 剪跨比  $\lambda = 3$ , 混凝土强度等级为 C30,  $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$ 。求腹筋的截面面积。

**【解】** (1) 验算截面限制条件。因为  $h_w/b = (h_0 - h'_f)/b = \frac{465 \text{ mm} - 120 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} = 1.15 < 4$ , 故截面限制条件为  $V \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0$ 。因混凝土强度等级小于 C50, 故  $\beta_c = 1.0$ 。即

$$\frac{V}{\beta_c f_c b h_0} = \frac{370 \text{ kN} \times 10^3}{1.0 \times 14.3 \text{ N/mm}^2 \times 300 \text{ mm} \times 465 \text{ mm}} = 0.185 < 0.25$$

符合截面限制条件。

(2) 设箍筋为  $\Phi 8@90$ , 双肢, 求  $V_{cs}$ 。

$$\begin{aligned} V_{cs} &= V_c + V_{sv} = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{n A_{sv1}}{s} h_0 \\ &= 0.7 \times 1.43 \text{ N/mm}^2 \times 300 \text{ mm} \times 465 \text{ mm} + 1.25 \times 270 \text{ N/mm}^2 \times \frac{2 \times 50.3 \text{ mm}^2}{90 \text{ mm}} \times 465 \text{ mm} \\ &= 315.06 \text{ kN} \end{aligned}$$

(3) 求弯起钢筋的截面面积  $A_{sb}$ 。采用 HRB335 级钢筋, 弯起角  $\alpha_s = 45^\circ$ , 则

$$A_{sb} = \frac{V - V_{cs}}{0.8 f_y \sin \alpha_s} = \frac{(370 \text{ kN} - 315.06 \text{ kN}) \times 10^3}{0.8 \times 300 \text{ N/mm}^2 \times 0.707} = 324 \text{ mm}^2$$

选用弯起钢筋  $3\Phi 12$ ,  $A_{sb} = 339 \text{ mm}^2$ 。

### 3.2.5 受弯承载力的要求与构造措施

受弯构件斜截面除可能发生受剪破坏外,还可能发生弯曲破坏。当纵向受拉钢筋既不弯起也不截断时,斜截面的受弯承载力是有保证的。但是,如果主钢筋中的一部分钢筋在某截面处弯起,就有可能使得该斜截面的受弯承载力小于外荷载,引起斜截面受弯破坏。可见,为了保证斜截面的受弯承载力,就必须对受拉纵向钢筋的弯起、截断、锚固和箍筋等提出必要的构造措施。

#### 1. 满足正截面受弯承载力的要求

##### 1) 抵抗弯矩图

$M_u$  是梁的正截面受弯承载力设计值,即截面的抵抗弯矩,它与构件的截面尺寸、材料强度、纵向受拉钢筋的数量和布置等因素有关。当这些因素确定以后,各个正截面的受弯承载力设计值即可按式(3-65)求得。

$$M_u = A_s f_y \left( h_0 - \frac{A_s f_y}{2 \alpha_1 f_c b} \right) \quad (3-65)$$

把各个正截面的  $M_u$  值连接起来就构成  $M_u$  图, 该图称为抵抗弯矩图或材料图。抵抗弯矩图表示的是构件每一个正截面的受弯承载力设计值的大小。

#### 2) 设计弯矩图

$M$  是按结构力学方法计算得到的正截面弯矩设计值。全梁的  $M$  值连线是一条二次抛物线, 该线称为设计弯矩图 ( $M$  图), 它表示由荷载产生的每一个正截面弯矩设计值的大小。

#### 3) 纵向受拉钢筋沿梁长不变时 $M_u$ 图的绘制

下面以图 3-33 所示的单筋矩形截面简支梁为例, 对  $M_u$  图的绘制进行说明。纵向受拉钢筋沿梁长不变, 既不弯起也不截断, 任意一个正截面的受弯承载力  $M_u$  值的大小都相同, 所以  $M_u$  图是一条水平直线  $cd$ 。抵抗弯矩图包住设计弯矩图, 使每一个正截面都满足  $M \geq M_u$  的要求。从图 3-33 可知, 当纵向受拉钢筋沿梁通长配置时, 除跨度中部外,  $M_u$  比  $M$  大得多, 临近支座处正截面的受弯承载力富余很多。为了节约钢材, 可以将一部分纵向受拉钢筋在正截面受弯不需要它的部位弯起。

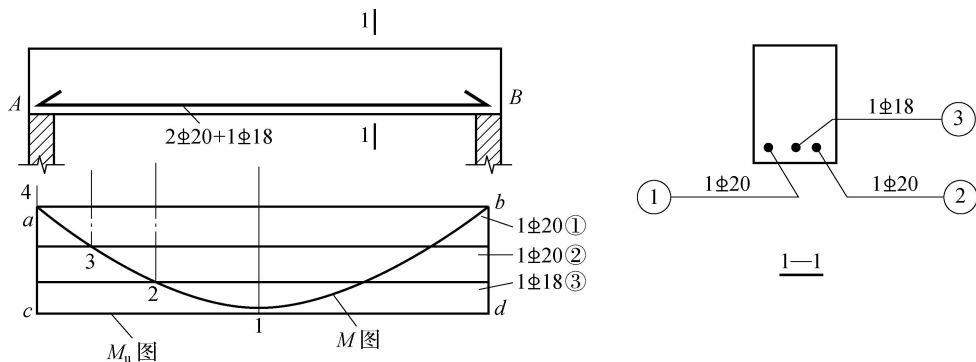


图 3-33 单筋矩形截面简支梁抵抗弯矩图

#### 4) 纵向受拉钢筋弯起时 $M_u$ 图的绘制

设任一根纵向受拉钢筋的截面面积为  $A_{s_i}$ , 它所承担的抵抗弯矩  $M_{w_i}$  可近似按  $A_{s_i}$  与钢筋总截面面积  $A_s$  之比确定, 即

$$M_{w_i} = \frac{A_{s_i}}{A_s} M_u \quad (3-66)$$

对于图 3-33 所示的梁, 由于梁底部的纵向受拉钢筋是不能被截断的, 而且进入支座的数量也不能少于两根, 因此能弯起的钢筋只有③号筋  $1\Phi 18$ 。绘制  $M_u$  图时应注意, 必须把它画在  $M_u$  图的外侧。

由图 3-33 可知, ③号筋在截面 1 处被充分利用, ②号筋在截面 2 处被充分利用, ①号钢筋在截面 3 处被充分利用。因而可以把截面 1、2、3 分别称为③、②、①号钢筋的充分利用截面。由图 3-33 还可知, 过了截面 2 以后, 就不需要③号钢筋了; 过了截面 3 以后, 也不需要②号钢筋了, 所以, 可以把截面 2、3、4 分别称为③、②、①号钢筋的不需要截面。

如果将③号钢筋在临近支座处弯起, 弯起点  $e$ 、 $f$  必须在截面 2 的外面, 可近似认为当弯起钢筋在与梁截面高度的中心线相交时, 它不再提供受弯承载力, 故该处的  $M_u$  图如



图 3-34 所示。图中的  $e$ 、 $f$  点分别垂直对应于弯起点  $E$ 、 $F$ ， $g$ 、 $h$  点分别垂直对应于弯起钢筋与梁高度中心线的交点  $G$ 、 $H$ 。因为弯起钢筋的正截面受弯内力臂逐渐减小，所以反映在  $M_u$  图上的  $eg$  和  $fh$  也呈斜线，承担的正截面受弯承载力相应减少。这里的  $g$ 、 $h$  点都不能落在  $M$  图以内，也即  $M_u$  图应能完全包住  $M$  图。

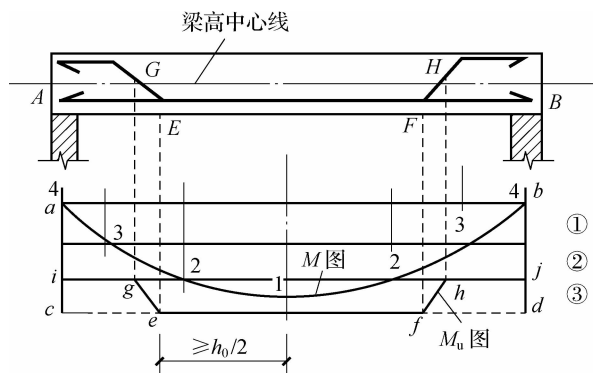


图 3-34 配弯起钢筋简支梁的抵抗弯矩图

## 2. 满足斜截面受弯承载力的要求

上面讲的钢筋的弯起方法只是从正截面受弯承载力出发的，是不全面的。纵向受拉钢筋的弯起位置还应保证斜截面的受弯承载力。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)规定：在混凝土梁的受拉区内，钢筋弯起点的位置应设在按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面之前，且弯起钢筋与梁中心线的交点应位于不需要该钢筋的理论截面之外；同时，弯起点与该钢筋的充分利用截面之间的距离不应小于  $h_0/2$ 。因此，在设计梁的截面时，对底部纵筋的弯起要满足以下三个要求：

(1) 满足斜截面受剪承载力的要求。从支座起前一排弯起钢筋的弯起点至后一排弯起钢筋的弯终点的间距不应大于表 3-14 中  $V > 0.7f_t b h_0$  时的箍筋最大间距；弯终点处还应留有一定的锚固长度。这样就可以保证每根弯起钢筋都能与斜裂缝相交，保证斜截面的受剪承载力。

(2) 满足正截面受弯承载力的要求。必须使梁的抵抗弯矩图不小于相应的荷载计算弯矩图。

(3) 满足斜截面受弯承载力的要求。纵筋弯起点与该钢筋的充分利用点之间的距离不应小于  $h_0/2$ ；同时，弯起钢筋与梁纵轴中心线的交点应位于按计算不需要该钢筋的截面之外。

## 3. 纵筋的截断与锚固

### 1) 纵筋的截断

梁的正、负纵向钢筋都是根据跨中或支座处最大的弯矩值按正截面受弯承载力的计算配置的。通常，正弯矩区段内的纵向钢筋都是采用弯向支座（用来抗剪或抵抗负弯矩）的方式来减少其多余的数量，而不采用截断，因为梁的正弯矩图形的范围比较大，受拉区几乎覆盖整个跨度，故钢筋不宜在受拉区截断。对于在支座附近的负弯矩区段内的纵筋，则往往采用截断的方式来减少纵筋的数量，但不宜在受拉区截断。



从理论上讲, 某一根纵筋在其不需要点(理论截断点)处截断似乎无可非议, 但事实上, 当在理论截断点处截断钢筋时, 可能在切断处产生斜裂缝, 斜裂缝末端的弯矩就是斜截面承担的弯矩, 而该弯矩值比理论截断点处正截面的弯矩值要大。所以, 为了保证斜截面的受弯承载力, 必须在理论截断点以外处截断钢筋。

另外, 对于处在有斜裂缝的弯矩区段内的纵向钢筋, 还有黏结锚固的问题。试验表明, 当在支座负弯矩区出现斜裂缝后, 斜截面上的纵筋的应力必然增大, 钢筋的零应力点会从反弯点向截断点移动, 这种移动称为拉应力的平移(或称拉应力错位)。随着钢筋应力的继续增大, 钢筋的销栓剪切作用会将混凝土保护层撕裂, 在梁上出现一系列针脚状斜向黏结裂缝。若纵筋的黏结锚固长度不够, 则这些黏结裂缝将会连通, 形成纵向水平劈裂裂缝, 梁顶面也会出现纵向裂缝, 最终造成构件的黏结破坏。所以, 还必须从钢筋强度充分利用的截面往外延伸后再截断钢筋。

当必须截断梁支座截面负弯矩纵向受拉钢筋时, 应符合以下规定:

(1) 当  $V \leq 0.7f_t b h_0$  时, 应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于  $20d$  处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出长度不应小于  $1.2l_a$ 。

(2) 当  $V > 0.7f_t b h_0$  时, 应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于  $h_0$  且不小于  $20d$  处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于  $1.2l_a$  与  $h_0$  之和。

(3) 若按上述规定确定的截断点仍位于负弯矩对应的受拉区内, 则应伸延至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于  $1.3h_0$  且不小于  $20d$  处截断, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于  $1.2l_a$  与  $1.7h_0$  之和。

在钢筋混凝土悬臂梁中, 应有不少于两根上部钢筋伸至悬臂梁外端, 并向下弯折不小于  $12d$ ; 其余钢筋不应在梁的上部截断, 而应按规定的弯起点位置向下弯折, 并按规定在梁的下边锚固, 弯终点处的锚固长度在受压区不应小于  $10d$ , 在受拉区不应小于  $20d$ 。

## 2) 纵筋的锚固

简支梁在支座处出现斜裂缝以后, 纵向钢筋应力将增加, 这时梁的抗弯能力还取决于纵向钢筋在支座处的锚固。若锚固长度不足, 则钢筋与混凝土之间的相对滑动将导致斜裂缝的宽度显著增大, 从而造成支座处的黏结锚固破坏, 这种情况容易发生在靠近支座处有较大集中荷载时。

当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时, 混凝土结构中纵向受拉钢筋的锚固长度应按式(1-9)计算。

简支梁和连续梁简支端的下部纵向受力钢筋应伸入支座一定的锚固长度。考虑到支座处同时存在横向压应力的有利作用, 支座处的锚固长度可比基本锚固长度略小。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)规定, 钢筋混凝土简支梁和连续梁简支端的下部纵向受拉钢筋从支座边缘算起伸入支座内的锚固长度  $l_{as}$  应符合以下条件:

(1) 当  $V \leq 0.7f_t b h_0$  时,  $l_{as} \geq 5d$ 。

(2) 当  $V > 0.7f_t b h_0$  时, 对带肋钢筋  $l_{as} \geq 12d$ , 对光圆钢筋  $l_{as} \geq 15d$ 。其中,  $d$  为钢筋的最大直径。

若  $l_{as}$  不能符合上述规定, 则应采取有效的附加锚固措施来加强纵向钢筋的端部, 如加焊横向钢筋、锚固钢板或将钢筋端部焊接在梁端的预埋件上等。



若在焊接骨架中采用光圆钢筋作为纵向受力钢筋，则钢筋末端可不作弯钩，但应在钢筋的锚固长度范围内加焊横向钢筋。当  $V \leq 0.7f_tbh_0$  时，至少加焊一根横向钢筋；当  $V > 0.7f_tbh_0$  时，至少加焊两根横向钢筋。横向钢筋的直径不应小于纵向受力钢筋直径的一半；同时，加焊在最外边的横向钢筋应靠近纵向钢筋的末端。

混凝土强度等级小于或等于 C25 的简支梁和连续梁的简支端，若在距离支座  $1.5h$  的范围内作用有集中荷载（包括作用有多种荷载，而其中集中荷载对支座截面所产生的剪力占剪力值 75% 以上的情况），且  $V > 0.7f_tbh_0$  时，对热轧带肋钢筋宜采用附加锚固措施，使  $l_{as} \geq 15d$ 。

支承在砌体结构上的钢筋混凝土独立梁，在纵向受拉钢筋的锚固长度范围内应配置不少于两根箍筋，其直径不宜小于纵向受拉钢筋最大直径的 0.25 倍，间距不宜大于纵向受拉钢筋最小直径的 10 倍；当采取机械锚固措施时，箍筋间距还不宜大于纵向受拉钢筋最小直径的 5 倍。

梁简支端支座截面上部应配负弯矩钢筋，其数量不小于下部纵向受拉钢筋的 1/4 且不少于两根。

### 4. 梁、板内钢筋的其他构造要求

#### 1) 纵向受力钢筋

##### (1) 锚固。

①纵向受拉钢筋的锚固长度，在任何情况下，都不得小于按式 (1-9) 计算的锚固长度的 0.7 倍及 250 mm。

②简支板和连续板中，下部纵向受力钢筋在支座上的锚固长度  $l_{as}$  不应小于  $5d$ 。当连续板内温度、收缩应力较大时，伸入支座的锚固长度宜适当增加。

③连续梁的中间支座通常上部受拉、下部受压。上部的纵向受拉钢筋应贯穿支座。下部的纵向钢筋在斜裂缝出现和黏结裂缝发生时，也有可能承受拉力，所以也应保证有一定的锚固长度，一般按以下情况分别处理：

a. 当设计中不利用支座下部纵向钢筋的强度时，其伸入的锚固长度可按简支梁支座中  $V > 0.7f_tbh_0$  的规定取用。

b. 当设计中充分利用支座下部纵向钢筋的受拉强度时，其伸入的锚固长度不应小于锚固长度  $l_a$ 。

c. 当设计中充分利用支座下部纵向钢筋的抗压强度时，其深入的锚固长度不应小于  $0.7l_a$ 。这是考虑在实际结构中，压力主要靠混凝土传递，钢筋作用较小，对锚固长度的要求不高。

(2) 搭接。由于结构中实际配置的钢筋长度与供货长度不一致，因此会产生钢筋的连接问题。钢筋的连接需要满足承载力、刚度、延性等基本要求，以便实现结构对钢筋的整体传力。钢筋的连接形式有绑扎搭接、机械连接和焊接，连接时应遵循如下基本设计原则：

①接头应尽量设置在受力较小处，以降低接头对钢筋传力的影响。

②在同一钢筋上宜少设连接接头，以避免过多地削弱钢筋的传力性能。

③同一构件相邻纵向受力钢筋的绑扎搭接接头宜相互错开，限制同一连接区段内接头钢筋面积率（用需要接长钢筋的截面积除以该截面全部受力钢筋面积得到的百分比），以

避免因变形、裂缝集中于接头区域而影响传力效果。

④在钢筋连接区域内应采取必要的构造措施，如适当增加混凝土保护层的厚度或调整钢筋间距，保证连接区域的配箍，以确保对被连接钢筋的约束，避免连接区域的混凝土发生纵向劈裂。

钢筋的绑扎搭接利用了钢筋与混凝土之间的黏结锚固作用，因为比较可靠且施工简便，所以被广泛应用。但是，由于直径较粗的受力钢筋在绑扎搭接时容易产生过宽的裂缝，因此，当受拉钢筋的直径大于 28 mm、受压钢筋的直径大于 32 mm 时，不宜采用绑扎搭接。对于轴心受拉及小偏心受拉构件的纵向钢筋，因构件截面较小且钢筋拉应力相对较大，为防止因连接失效而引起结构破坏等严重后果，也不得采用绑扎搭接。对于承受疲劳荷载的构件，为避免其因纵向受拉钢筋接头区域的混凝土疲劳破坏而引起连接失效，也不得采用绑扎搭接接头。

钢筋绑扎搭接接头连接区段的长度为 1.3 倍的搭接长度  $l_l$ 。凡搭接接头中点位于该连接区段长度内的搭接接头均属于同一连接区段，如图 3-35 所示。同一连接区段内纵向钢筋搭接接头面积百分率为该区段内搭接接头的纵向受力钢筋截面面积与全部纵向受力钢筋截面面积的比值。

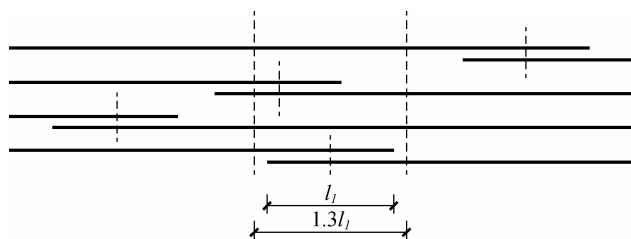


图 3-35 同一连接区段内纵向受拉钢筋的绑扎搭接接头

位于同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率，对于梁、板和墙类构件，不宜大于 25%；对于柱类构件，不宜大于 50%。当工程中确有必要增大受拉钢筋搭接接头面积百分率时，对于梁类构件，不应大于 50%；对于板、墙、柱及预制构件的拼接处，可根据实际情况放宽。

纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度应根据位于同一连接区段内的钢筋搭接接头面积百分率按式 (3-67) 计算，且不应小于 300 mm。

$$l_l = \zeta_l l_a \quad (3-67)$$

式中， $l_l$  为纵向受拉钢筋的搭接长度； $\zeta_l$  为纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按表 3-15 取值； $l_a$  为纵向受拉钢筋的锚固长度。

表 3-15 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数

| 纵向受拉钢筋搭接接头面积百分率/%  | ≤25 | 50  | 100 |
|--------------------|-----|-----|-----|
| 搭接长度修正系数 $\zeta_l$ | 1.2 | 1.4 | 1.6 |

当构件中的纵向受压钢筋采用搭接连接时，其受压搭接长度不应小于  $0.7l_l$ ，且不应小于 200 mm。



## 2) 弯起钢筋

弯起钢筋的末端（弯终点以外）也应留有一定的锚固长度：在受拉区不应小于  $20d$ ，如图 3-36 (a) 所示；在受压区不应小于  $10d$ ，如图 3-36 (b) 所示。

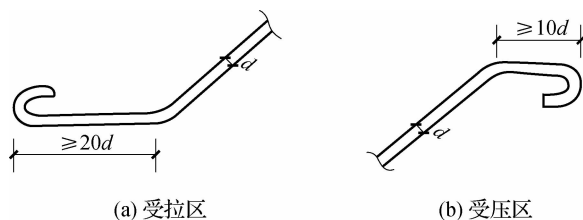


图 3-36 弯起钢筋的端部锚固

对于光面弯起钢筋，在末端应设置弯钩，如图 3-36 所示。位于梁底层的钢筋不能弯起。

弯起钢筋除利用纵向筋弯起外，还可单独设置，称为鸭筋，如图 3-37 (a) 所示。由于弯筋的作用是将斜裂缝之间的混凝土斜压力传递到受压区混凝土中，以加强混凝土块体之间的共同工作，形成一个拱形桁架，因此不允许设置浮筋，如图 3-37 (b) 所示。

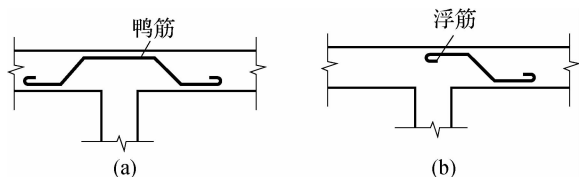


图 3-37 鸭筋和浮筋

## 3) 箍筋

(1) 箍筋的直径。对箍筋的最小直径有如下规定：

①当梁高大于 800 mm 时，直径不宜小于 8 mm。

②当梁高小于或等于 800 mm 时，直径不宜小于 6 mm。

③当梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时，箍筋直径还不应小于  $d/4$  ( $d$  为纵向受压钢筋的最大直径)。

(2) 箍筋的设置。对于计算不需要箍筋的梁：当梁高大于 300 mm 时，仍然沿梁全长设置箍筋；当梁高为 150~300 mm 时，可仅在构件端部各 1/4 跨度范围内设置箍筋，但当构件中部 1/2 跨度范围内有集中荷载时，则应沿梁全长设置箍筋；当梁的高度在 150 mm 以下时，可不设置箍筋。

(3) 箍筋的间距。箍筋的间距除按计算要求确定外，其最大的间距还应满足表 3-14 的规定。当  $V > 0.7f_t b h_0$  时，箍筋的配筋率还不应小于  $0.24f_t/f_{yv}$ 。

箍筋的间距在绑扎骨架中不应大于  $15d$  ( $d$  为纵向受压钢筋的最小直径)，同时不应大于 400 mm。这是为了使箍筋的设置与受压钢筋协调，以防止受压钢筋被压曲。因此，当梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时，箍筋还必须做成封闭式。当一层内的纵向受压钢筋多于 3 根时，还应设置复合箍筋（如四肢箍），但当梁宽不大于 400 mm，且纵向钢筋一层多于 5 根且直径大于 18 mm 时，箍筋的间距必须小于或等于  $10d$ 。

当梁中绑扎骨架内纵向钢筋为非焊接搭接时，在搭接长度内，箍筋直径不宜小于搭接钢筋直径的0.25倍，箍筋的间距应符合以下规定：

①纵向钢筋受拉时，箍筋间距不应大于 $5d$ ，且不应大于100 mm。

②纵向钢筋受压时，箍筋间距不应大于 $10d$ ，且不应大于200 mm。其中， $d$ 为搭接钢筋中的较小直径。

③当受压钢筋的直径大于25 mm时，应在搭接接头两端面外100 mm范围内各设置两根箍筋。

4) 架立钢筋

梁内架立钢筋的直径，当梁的跨度小于4 m时，不宜小于8 mm；当梁的跨度为4~6 m时，不宜小于10 mm；当梁的跨度大于6 m时，不宜小于12 mm。

5) 纵向构造钢筋

纵向构造钢筋又称腰筋。当梁的腹板高度 $h_w \geq 450$  mm时，在梁的两个侧面应沿高度方向配置纵向构造钢筋，每侧纵向构造钢筋（不包括梁上部、下部受力钢筋及架力钢筋）的截面面积不应小于腹板截面面积 $bh_w$ 的0.1%，且间距不宜大于200 mm。

对钢筋混凝土薄腹梁或需做疲劳验算的钢筋混凝土，应在下部1/2梁高的腹板内沿两侧配置直径为8~12 mm、间距为100~150 mm的纵向构造钢筋，并应按下密上疏的方式布置；在上部1/2梁高的腹板内，纵向构造钢筋按上述普通梁放置。



### 学习评价

通过以上任务的学习，回答下列问题：

- (1) 简述剪跨比的概念。
- (2) 简述有腹筋梁的斜截面的受剪破坏形态。
- (3) 简述受弯构件斜截面受剪承载力的影响因素。
- (4) 仅配置箍筋时斜截面受剪承载力如何计算？
- (5) 同时配箍筋和弯起钢筋时斜截面受剪承载力如何计算？

## 工作任务 3.3 受弯构件正常使用极限状态验算



### 学习目标

- (1) 掌握受弯构件的抗裂性验算。
- (2) 掌握钢筋混凝土构件的裂缝宽度验算。
- (3) 掌握钢筋混凝土构件的变形验算。
- (4) 掌握混凝土结构的耐久性设计。



### 学习描述

本任务的目的是掌握受弯构件的抗裂性验算、钢筋混凝土结构的裂缝宽度验算、钢筋混凝土构件的变形验算和混凝土结构的耐久性设计。完成任务的标准是能够根据正常使用

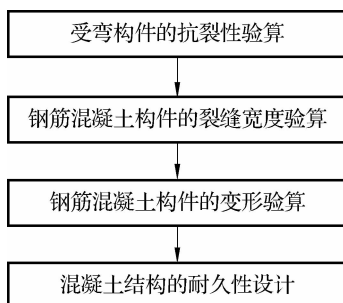


极限状态法的要求，在钢筋配置完毕后，验算抗裂性、裂缝宽度、挠度及进行耐久性设计，保证构件在承载能力合格的基础上，能够正常使用。



### 学习引导

本工作任务按照如下流程进行学习：



在设计受弯构件时，除了进行承载能力极限状态的设计（正截面和斜截面设计）外，还需要进行正常使用极限状态的验算，即本任务中要求的抗裂性、裂缝宽度、变形验算和耐久性验算。两种极限状态都要设计合理才能保证构件的功能合格。注意，验算时用到的内力组合与之前的承载力计算有很大区别，不要混淆。

## 3.3.1 受弯构件的抗裂性验算

### 1. 受弯构件抗裂极限状态分析

受弯构件的正截面在即将开裂的瞬间，其应力状态处于第Ⅰ阶段末，此时受拉区边缘的拉应变达到混凝土的极限拉应变  $\epsilon_{tu}$ ，受拉区的应力分布呈曲线形，具有明显的塑性特征，最大拉应力达到混凝土的抗拉强度  $f_t$ 。而受压区混凝土仍接近于弹性工作状态，其应力分布图为三角形。

为方便起见，设计中常采用等效变换的方法，利用换算截面进行计算。此时受拉区边缘应力由  $f_t$  折算成  $\gamma_m f_t$ ， $\gamma_m$  为截面抵抗矩的塑性影响系数。

### 2. 计算公式

对于钢筋混凝土截面，混凝土的截面面积为  $A_c$ ，受拉钢筋的截面面积为  $A_s$ ，受压钢筋的截面面积为  $A'_s$ 。计算时要统一为一种材料（混凝土）。钢筋经过换算，转换为混凝土的面积  $\alpha_E A_s$  和  $\alpha_E A'_s$ ， $\alpha_E$  就是钢筋与混凝土的弹性模量的比值 ( $E_s/E_c$ )，这样就可以把构件视作截面面积为  $A_0 = A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s$  的匀质弹性体，引用材料力学的公式，可得出受弯构件正截面抗裂弯矩的计算公式为

$$M_{cr} = \gamma_m f_t W_0 \quad (3-68)$$

将式 (3-68) 中的  $f_t$  用  $\alpha_{ct} f_{tk}$  代替，得到受弯构件正截面抗裂验算公式为

$$M_k \leq \alpha_{ct} \gamma_m f_{tk} W_0 \quad (3-69)$$

式中， $\alpha_{ct}$  为混凝土拉应力限制系数（对水工混凝土结构构件，荷载标准组合时， $\alpha_{ct} = 0.85$ ，荷载准永久组合时， $\alpha_{ct} = 0.70$ ）； $M_k$  为由荷载标准组合或永久组合计算的弯矩值； $W_0$  为换算截面面积  $A_0$  对受拉边缘的弹性抵抗矩， $W_0 = I_0 / (h - y_0)$ ， $I_0$  为换算截面对其

重心轴的惯性矩,  $y_0$  为换算截面重心轴至受压边缘的距离;  $\gamma_m$  为截面抵抗矩的塑性影响系数, 其基本值见表 3-16, 设计时可直接采用。

表 3-16 截面抵抗矩的塑性影响系数基本值

| 项次         | 1    | 2              | 3                                |                                | 4                                |                                | 5                |
|------------|------|----------------|----------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|------------------|
| 截面形状       | 矩形截面 | 翼缘位于受压区的 T 形截面 | 对称 I 形或箱形截面                      |                                | 翼缘位于受拉区的倒 T 形截面                  |                                | 圆形和环形截面          |
|            |      |                | $b_f/b \leq 2$ ,<br>$h_f/h$ 为任意值 | $b_f/b > 2$ ,<br>$h_f/h < 0.2$ | $b_f/b \leq 2$ ,<br>$h_f/h$ 为任意值 | $b_f/b > 2$ ,<br>$h_f/h < 0.2$ |                  |
| $\gamma_m$ | 1.55 | 1.5            | 1.45                             | 1.35                           | 1.5                              | 1.4                            | 1.6-0.24 $r_1/r$ |

注 1: 对  $b'_f > b_f$  的 I 形截面, 可按项次 2 与项次 3 之间的数值采用; 对  $b'_f < b_f$  的 I 形截面, 可按项次 3 与项次 4 之间的数值采用。

注 2: 对于箱形截面,  $b$  是指各肋宽度的总和。

注 3:  $r_1$  为环形截面的内环半径, 对圆形截面取  $r_1 = 0$ ;  $r$  为圆形截面的半径或环形截面的外环半径。

进行抗裂验算时, 应首先计算出换算截面的特征值。下面给出双筋 I 形截面 (见图 3-38) 的具体公式。对于矩形截面及 T 形截面或倒 T 形截面, 只需在 I 形截面的基础上去掉无关的项即可。

换算截面面积为

$$A_0 = bh + (b'_f - b)h_f + (b'_f - b)h'_f + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s \quad (3-70)$$

换算截面重心轴至受压边缘的距离  $y_0$  为

$$y_0 = \frac{\frac{bh^2}{2} + (b'_f - b)\frac{h_f^2}{2} + (b_f - b)h_f(h - \frac{h_f}{2}) + \alpha_E A_s h_0 + \alpha_E A'_s a'_s}{bh + (b - b)h_f + (b - b)h'_f + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s} \quad (3-71)$$

换算截面对其重心轴的惯性矩  $I_0$  为

$$I_0 = \frac{b'_f y_0^3}{3} - \frac{(b'_f - b)(y_0 - h'_f)^3}{3} + \frac{b'_f (h - y_0)^3}{3} - \frac{(b_f - b)(h - y_0 - h_f)^3}{3} + \alpha_E A_s (h_0 - y_0)^2 + \alpha_E A'_s (y_0 - a'_s)^2 \quad (3-72)$$

单筋矩形截面的  $y_0$  及  $I_0$  也可按近似公式 (3-73) 和式 (3-74) 计算。

$$y_0 = (0.5 + 0.425\rho\alpha_E)h \quad (3-73)$$

$$I_0 = (0.0833 + 0.19\rho\alpha_E)bh^3 \quad (3-74)$$

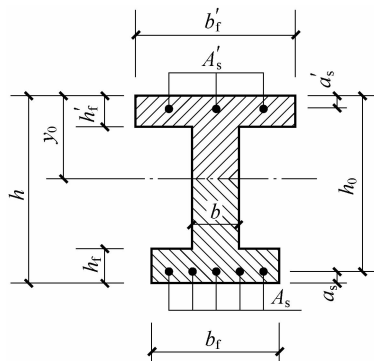


图 3-38 双筋 I 形截面



**【例 3-13】** 某矩形截面梁  $b=250$  mm,  $h=500$  mm, 跨中截面弯矩标准值  $M_k=185$  kN·m, 采用 C20 混凝土和 HRB335 级钢筋。根据承载力计算, 已配置钢筋  $4\Phi 20$  ( $A_s=1\ 256$  mm<sup>2</sup>)。取混凝土拉应力限制系数  $\alpha_{ct}=0.85$ , 试验算该矩形截面梁是否抗裂。

**【解】** 查表 1-4、表 1-1 和表 1-2 得 HRB335 级钢筋的  $E_s=2.00\times 10^5$  N/mm<sup>2</sup>, C20 混凝土的  $f_{tk}=1.54$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_c=2.55\times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>。则

$$\alpha_E = E_s/E_c = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \div 2.55 \times 10^4 \text{ N/mm}^2 = 7.84$$

查表 3-16 得矩形截面的  $\gamma_m=1.55$ 。

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

$$A_0 = bh + \alpha_E A_s = 250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} + 7.84 \times 1\ 256 \text{ mm}^2 = 134\ 847 \text{ mm}^2$$

$$y_0 = \frac{\frac{bh^2}{2} + \alpha_E A_s h_0}{bh + \alpha_E A_s}$$

$$= \frac{\frac{250 \text{ mm} \times (500 \text{ mm})^2}{2} + 7.84 \times 1\ 256 \text{ mm}^2 \times 465 \text{ mm}}{134\ 847 \text{ mm}^2} = 266 \text{ mm}$$

$$I_0 = \frac{by_0^3}{3} + \frac{b(h-y_0)^3}{3} + \alpha_E A_s (h_0 - y_0)^2$$

$$= \frac{250 \text{ mm} \times (266 \text{ mm})^3}{3} + \frac{250 \text{ mm} \times (500 \text{ mm} - 266 \text{ mm})^3}{3} +$$

$$7.84 \times 1\ 256 \text{ mm}^2 \times (465 \text{ mm} - 266 \text{ mm})^2 = 3.03 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$W_0 = \frac{I_0}{h - y_0} = \frac{3.03 \times 10^9 \text{ mm}^4}{500 \text{ mm} - 266 \text{ mm}} = 12.95 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

取  $\alpha_{ct}=0.85$ , 则

$$M_{cr} = \alpha_{ct} f_{tk} W_0 = 0.85 \times 1.54 \text{ N/mm}^2 \times 12.95 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$= 16.95 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 16.95 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_k = 185 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

所以, 该截面不满足抗裂要求。

### 3.3.2 钢筋混凝土构件的裂缝宽度验算

#### 1. 裂缝的种类

##### 1) 荷载引起的裂缝

在弯矩、轴向拉力、偏心拉(压)力等荷载效应的作用下, 钢筋混凝土结构的混凝土拉应变常常是大于混凝土极限拉伸值的。因此, 构件在使用时实际上是带裂缝工作的, 这种裂缝属于正常裂缝。

##### 2) 非荷载因素引起的裂缝

非荷载因素引起的裂缝一般是指由温度变化、混凝土收缩、基础不均匀沉降、混凝土塑性塌落、钢筋锈蚀等因素引起的裂缝。此类裂缝属于非正常裂缝, 对其应采取相应的构造措施, 尽量减小或避免其产生和发展。

#### 2. 影响裂缝宽度的主要因素

影响裂缝宽度的主要因素如下:

(1) 纵向钢筋的应力。裂缝宽度与钢筋应力近似呈线性关系。



(2) 纵向钢筋的直径。当构件内受拉钢筋的截面相同时, 采用细而密的钢筋则会增大钢筋的表面积, 从而使黏结力增大, 裂缝宽度变小。

(3) 纵向钢筋的表面形状。带肋钢筋的黏结强度较光圆钢筋大得多, 故可减小裂缝宽度。

(4) 纵向钢筋的配筋率。构件受拉区混凝土截面的纵向钢筋配筋率越大, 裂缝宽度越小。

(5) 混凝土保护层的厚度。混凝土保护层越厚, 裂缝宽度越大。

### 3. 平均裂缝间距与平均裂缝宽度的计算

裂缝的分布并不完全均匀, 对裂缝间距和裂缝宽度而言, 钢筋的作用仅仅影响到它周围的有限区域, 裂缝出现后只是钢筋周围有限范围内的混凝土受到钢筋的约束, 而距离钢筋较远的混凝土受钢筋的约束影响会小得多。

#### 1) 平均裂缝间距的计算

试验分析表明, 平均裂缝间距  $l_{cr}$  主要与下面三个因素有关:

(1) 由有效受拉混凝土截面面积  $A_{te}$  计算得到的纵向钢筋配筋率 (有效配筋率)。若混凝土受拉区面积相对较大, 则混凝土的收缩力就大, 于是就需要一个较长的距离以积累更多的黏结力来阻止混凝土的回缩。因此, 平均裂缝间距就比较大。

(2) 混凝土保护层的厚度。当混凝土保护层的厚度较大时, 平均裂缝间距较大。

(3) 钢筋与混凝土之间的黏结性。钢筋与混凝土之间的黏结性越好, 平均裂缝间距越小, 在同样情况下, 变形钢筋的平均裂缝间距比光圆钢筋的平均裂缝间距小。

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 推荐受弯构件的平均裂缝间距的计算公式为

$$l_{cr} = 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \quad (3-75)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \quad (3-76)$$

式中,  $c$  为最外层纵向受力钢筋外边缘至受拉区底边的距离, 当  $c < 20$  mm 时, 取  $c = 20$  mm, 当  $c > 65$  mm 时, 取  $c = 65$  mm;  $\rho_{te}$  为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,  $\rho_{te} = A_s / A_{te}$ , 当  $\rho_{te} < 0.01$  时, 取  $\rho_{te} = 0.01$ ,  $A_{te}$  为有效受拉混凝土截面面积, 可按下列规定取用: 对轴心受拉构件取构件截面面积, 对受弯、偏心受压和偏心受拉构件, 取腹板截面面积的一半与受拉翼缘截面面积之和, 即  $A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f$ , 此处,  $h_f$ 、 $b_f$  分别为受拉翼缘的宽度和高度,  $A_s$  为纵向受拉钢筋的截面面积;  $d_{eq}$  为纵向受拉钢筋的等效直径;  $n_i$  为第  $i$  种纵向受拉钢筋的根数;  $d_i$  为第  $i$  种纵向受拉钢筋的直径;  $v_i$  为第  $i$  种纵向受拉钢筋的相对黏结特性系数, 对带肋钢筋,  $v_i$  取 1.0, 对光圆钢筋,  $v_i$  取 0.7。

#### 2) 平均裂缝宽度的计算

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 定义的裂缝宽度是指受拉钢筋重心水平处构件侧表面的混凝土裂缝宽度。试验表明, 沿裂缝深度的裂缝宽度是不相等的, 钢筋表面处的裂缝宽度只有构件混凝土表面裂缝宽度的  $1/5 \sim 1/3$ 。同时, 裂缝宽度的离散性较大, 平均裂缝宽度才具有确定性。



对裂缝宽度的形成有两种理论：一种是滑移理论，认为在裂缝与钢筋相交处，钢筋与混凝土之间发生局部黏结破坏，裂缝的开展是由于钢筋与混凝土之间不再保持变形协调、出现相对滑移而形成的，裂缝开展的宽度为一个裂缝间距内钢筋伸长之差；另一种是无滑移理论，认为当裂缝宽度在通常允许的范围时，钢筋表面相对于混凝土不产生滑动，钢筋表面的裂缝宽度为0，而随着裂缝逐渐接近构件表面，裂缝宽度增大，到表面时最大，这里，裂缝开展的宽度为与钢筋到所计算点的距离成正比。

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)将以上两种理论相结合，既考虑混凝土保护层厚度的影响，又考虑相对滑移的影响。平均裂缝宽度 $\omega_m$ 等于平均裂缝间距内钢筋和混凝土的平均伸长量之差(见图3-39)，即

$$\omega_m = \epsilon_{sm} l_{cr} - \epsilon_{ctm} l_{cr} = \epsilon_{sm} \left(1 - \frac{\epsilon_{ctm}}{\epsilon_{sm}}\right) l_{cr} \quad (3-77)$$

令 $\alpha_c = 1 - \epsilon_{ctm} / \epsilon_{sm}$ 。试验表明，可取 $1 - \epsilon_{ctm} / \epsilon_{sm} = 0.85$ ，令 $\psi = \epsilon_{sm} / \epsilon_s$ 。式中， $\epsilon_{sm}$ 、 $\epsilon_{ctm}$ 分别为裂缝间距内钢筋及混凝土的平均拉应变； $\psi$ 为裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数，可按公式 $\psi = 1.1 - 0.65 f_{tk} / \rho_{te} \sigma_{sk}$ 计算，当 $\psi < 0.2$ 时，取 $\psi = 0.2$ ，当 $\psi > 1.0$ 时，取 $\psi = 1.0$ ，对直接承受重复荷载的构件取 $\psi = 1.0$ ， $\sigma_{sk}$ 为按荷载效应的标准组合计算的纵向受拉钢筋的应力，对受弯构件 $\sigma_{sk} = M_k / 0.87 h_0 A_s$ ，则

$$\omega_m = \epsilon_{sm} \alpha_c l_{cr} = \psi \epsilon_s \alpha_c l_{cr} = \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \alpha_c l_{cr} = 0.85 \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr} \quad (3-78)$$

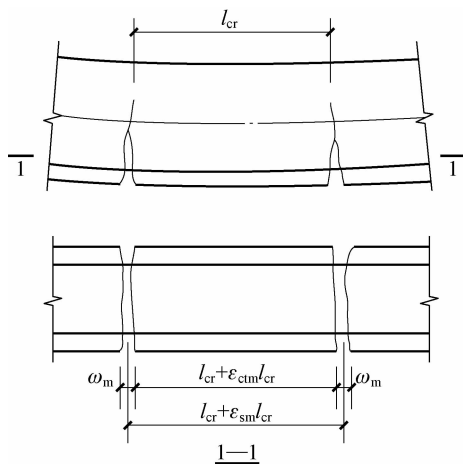


图 3-39 平均裂缝宽度计算图示

#### 4. 最大裂缝宽度的计算

##### 1) 最大裂缝宽度的影响因素

试验数据分析表明，影响裂缝宽度的主要因素有以下几项：

- (1) 受拉钢筋应力 $\sigma_s$ 。当钢筋的应力值较大时，裂缝的宽度也较大。
- (2) 钢筋直径 $d$ 。当其他条件相同时，裂缝的宽度随 $d$ 的增大而增大。
- (3) 配筋率 $\rho$ 。裂缝的宽度随 $\rho$ 值的增大有所减小。
- (4) 混凝土保护层的厚度 $c$ 。当其他条件相同时，混凝土保护层的厚度越大，裂缝的宽度也越大，因而增大保护层的厚度对表面裂缝宽度的控制是不利的。

(5) 钢筋的表面形状。当其他条件相同时,配置带肋钢筋时的裂缝宽度比配置光圆钢筋时的裂缝宽度小。

(6) 荷载作用性质。荷载长期作用下的裂缝宽度较大,反复荷载作用下的裂缝宽度有所增大。

研究还表明混凝土强度等级对裂缝宽度的影响不大。

## 2) 最大裂缝宽度的验算

对于使用上要求限制裂缝宽度的钢筋混凝土构件,按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度应满足下列要求:

$$\omega_{\max} \leq \omega_{\lim}$$

$$\omega_{\max} = \alpha_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_{\text{sk}}}{E_s} l_{\text{cr}} = \alpha_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_{\text{sk}}}{E_s} (1.9c + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}}) \quad (3-79)$$

式中,  $\omega_{\max}$  为最大裂缝宽度;  $\alpha_{\text{cr}}$  为构件受力特征系数,对钢筋混凝土受弯构件,  $\alpha_{\text{cr}}$  取 2.1;  $\omega_{\lim}$  为最大裂缝宽度限值,由表 3-17 查得。

表 3-17 结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值

单位: mm

| 环境类别    | 钢筋混凝土结构 |                 | 预应力混凝土结构 |                 |
|---------|---------|-----------------|----------|-----------------|
|         | 裂缝控制等级  | $\omega_{\lim}$ | 裂缝控制等级   | $\omega_{\lim}$ |
| —       | 三级      | 0.30 (0.40)     | 三级       | 0.20            |
| 二 a     |         | 0.20            |          | —               |
| 二 b     |         |                 | 二级       | —               |
| 三 a、三 b |         |                 | 一级       | —               |

注 1: 表中的规定适用于采用热轧钢筋的钢筋混凝土构件和采用预应力钢丝、钢绞线及热处理钢筋的预应力混凝土构件;当采用其他类别的钢丝或钢筋时,其裂缝控制要求可按专门标准确定。

注 2: 对处于年平均相对湿度小于 60% 地区一类环境下的受弯构件,其最大裂缝宽度限值可采用括号内的数值。

注 3: 在一类环境下,对钢筋混凝土屋架、托架及需作疲劳验算的吊车梁,其最大裂缝宽度限值应取为 0.20 mm;对钢筋混凝土屋面梁和托梁,其最大裂缝宽度限值应取为 0.30 mm。

注 4: 在一类环境下,对预应力混凝土屋架、托架及双向板体系,应按二级裂缝控制等级进行验算;在一类和二 a 类环境下,对需做疲劳验算的预应力混凝土吊车梁应按裂缝控制等级不低于二级的构件进行验算。

注 5: 表中规定的预应力混凝土构件的裂缝控制等级和最大裂缝宽度限值仅适用于正截面的验算,预应力混凝土构件的斜截面裂缝控制验算应符合规范要求。

注 6: 对于烟囱、筒仓和处于液体压力下的结构,其裂缝控制要求应符合专门标准的有关规定。

注 7: 对于处于四、五类环境下的结构构件,其裂缝控制要求应符合专门标准的有关规定。

注 8: 表中的最大裂缝宽度限值为用于验算荷载作用引起的最大裂缝宽度。

对于直接承受重复荷载作用的吊车梁,卸载后裂缝可部分闭合,同时由于吊车满载的概率很小,吊车最大荷载作用时间很短暂,可将计算所得的最大裂缝宽度乘以系数 0.85。若  $\omega_{\max}$  超过允许值,则应采取相应措施,如适当减少钢筋直径,使钢筋在混凝土中均匀分布;采用与混凝土胶结较好的变形钢筋;适当增加配筋量(不够经济合理),以降低使用阶段的钢筋应力。这些方法都能一定程度地减小正常使用条件下的裂缝宽度。但对限制裂缝宽度而言,最根本的方法还是采用预应力混凝土结构。

**【例 3-14】** 某矩形截面梁处于二 a 类环境,  $b \times h = 250 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$ , 采用 C50 混凝土,配置 HRB335 级纵向受拉钢筋  $4\Phi 20$  ( $A_s = 1\,256 \text{ mm}^2$ ),按荷载准永久组合计算的弯



矩  $M_k = 115 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试验算梁的裂缝宽度是否满足控制要求。

【解】查表 1-1 得 C50 混凝土  $f_{tk} = 2.64 \text{ N/mm}^2$ ；查表 1-3 得 HRB335 级钢筋  $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ；查表 3-4 可知，二 a 类环境， $c = 25 \text{ mm}$ ，则  $a_s = 25 \text{ mm} + 20 \text{ mm} \div 2 = 35 \text{ mm}$ ， $h_0 = h - a_s = 550 \text{ mm} - 35 \text{ mm} = 515 \text{ mm}$ 。

荷载处钢筋的应力值为

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87h_0A_s} = \frac{115 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{0.87 \times 515 \text{ mm} \times 1256 \text{ mm}^2} = 204.35 \text{ N/mm}^2$$

有效配筋率为

$$\rho_{te} = A_s/A_{te} = \frac{1256 \text{ mm}^2}{0.5 \times 250 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}} = 0.0183 > 0.01$$

钢筋应变不均匀系数为

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_{sk}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{2.64 \text{ N/mm}^2}{0.0183 \times 204.35 \text{ N/mm}^2} = 0.706$$

则

$$\begin{aligned} \omega_{\max} &= \alpha_{cr}\psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} (1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}}) \\ &= 2.1 \times 0.706 \times \frac{204.35 \text{ N/mm}^2}{2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2} \times (1.9 \times 25 \text{ mm} + 0.08 \times \frac{20 \text{ mm}}{0.0183}) \\ &= 0.20 \text{ mm} \leq \omega_{\lim} = 0.20 \text{ mm} \end{aligned}$$

所以，梁的裂缝宽度满足要求。

### 3.3.3 钢筋混凝土构件的变形验算

#### 1. 一般要求

对建筑结构中的屋盖、楼盖及楼梯等受弯构件，为保证使用上及视觉上的要求，需要对其挠度进行控制。对于吊车梁或门机轨道梁等构件，若变形过大会妨碍吊车或门机的正常行驶，因此也需要对其进行变形控制验算。

钢筋混凝土受弯构件的变形计算是指对其挠度进行验算，按荷载标准组合并考虑长期作用影响计算的挠度最大值  $f$  应满足

$$f \leq [f] \quad (3-80)$$

式中， $[f]$  为受弯构件的挠度限值，由表 3-18 查得。

表 3-18 受弯构件的挠度限值

| 构件类型       |   | 挠度限值                    |
|------------|---|-------------------------|
| 吊车梁        | 手动吊车  | $l_0/500$               |
|            | 电动吊车  | $l_0/600$               |
| 屋盖、楼盖及楼梯构件 | 当 $l_0 < 7 \text{ m}$ 时                     | $l_0/200$ ( $l_0/250$ ) |
|            | 当 $7 \text{ m} \leq l_0 \leq 9 \text{ m}$ 时 | $l_0/250$ ( $l_0/300$ ) |
|            | 当 $l_0 > 9 \text{ m}$ 时                     | $l_0/300$ ( $l_0/400$ ) |

## 2. 受弯构件短期刚度的计算

计算钢筋混凝土受弯构件挠度的关键是确定截面的抗弯刚度。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)规定:在荷载标准组合作用下,钢筋混凝土受弯构件的截面抗弯刚度简称短期刚度,用 $B_s$ 表示;在确定抗弯刚度后,钢筋混凝土受弯构件的挠度验算可直接应用材料力学的挠度公式计算。

(1) 短期刚度的计算公式。

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\phi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma'_i}} \quad (3-81)$$

式中, $\gamma'_i$ 为受压翼缘的加强系数, $\gamma'_i = (b'_i - b)h'_i / bh_0$ ;其他参数含义同前。

(2) 短期刚度的影响因素。

- ① 当其他条件相同时, $M_k$ 越大, $B_s$ 越小。
- ② 配筋率增大, $B_s$ 略有增大。
- ③ 当有受拉翼缘或受压翼缘时, $B_s$ 有所增大。
- ④ 在常用配筋率下,混凝土强度等级对 $B_s$ 的影响不大。
- ⑤ 增加截面有效高度对提高 $B_s$ 的作用最显著。

可见,提高截面刚度最有效的措施是增加截面高度;增加受拉或受压翼缘可使刚度有所增加;当设计上构件截面尺寸不能加大时,可考虑增加纵向受拉钢筋的截面面积或提高混凝土强度等级来提高截面刚度,但其作用不明显;对某些构件还可以充分利用纵向受压钢筋对长期刚度的有利影响,在构件受压区配置一定数量的受压钢筋来提高截面刚度。

## 3. 受弯构件长期刚度的计算

在荷载标准组合并考虑长期作用影响下的截面抗弯刚度简称长期刚度,用 $B$ 表示。

(1) 荷载长期作用下刚度降低的原因。钢筋混凝土受弯构件在长期荷载的持续作用下,由于受压区混凝土的徐变、受拉混凝土的应力松弛及受拉钢筋和混凝土之间的滑移徐变,导致挠度随时间不断缓慢增长,刚度下降。此外,受拉和受压混凝土的收缩不一致,使梁发生翘曲,也导致曲率增大,刚度降低。总之,凡是影响混凝土徐变和收缩的因素都将导致刚度降低,挠度增大,这一过程往往会持续数年之久。

(2) 长期刚度的计算公式。

$$B = \frac{M_k}{M_k + (\theta - 1)M_q} B_s \quad (3-82)$$

$$\theta = 2.0 - 0.4 \frac{\rho'}{\rho} \geq 1.6 \quad (3-83)$$

式中, $M_k$ 为按荷载效应的标准组合计算的弯矩,取计算区段内的最大弯矩值; $M_q$ 为按荷载效应的准永久组合计算的弯矩,取计算区段内的最大弯矩值; $\theta$ 为考虑荷载长期作用对挠度增加的影响系数; $\rho'$ 为纵向受压钢筋的配筋率, $\rho' = A'_s / bh_0$ ; $\rho$ 为纵向受拉钢筋的配筋率, $\rho = A_s / bh_0$ 。

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)规定:对翼缘位于受拉区的倒T形截面的构件, $\theta$ 应增加20%。



## 4. 受弯构件挠度的验算

(1) 最小刚度原则。钢筋混凝土受弯构件一般处于受弯构件第Ⅱ阶段的工作状态，受弯构件沿长度方向上的弯矩是变化的，构件各截面的刚度也是变化的。为了简化计算，在等截面构件中，可假定各同号弯矩区段内的刚度相等，并取该区段内最大弯矩处的刚度，这就是最小刚度原则。

按最小刚度原则确定截面最小刚度后，即可进行受弯构件的挠度计算。

(2) 挠度计算。混凝土受弯构件的挠度计算一般可用材料力学的公式进行，弯曲刚度采用  $B$ ，可得受弯构件的挠度公式为

$$f = \alpha \frac{M_k l_0^2}{B} \leq [f_{\text{lim}}] \quad (3-84)$$

式中， $f$  为梁中最大挠度； $\alpha$  为与荷载形式有关的系数； $M_k$  为按荷载效应的标准组合计算的弯矩，取计算区段内的最大弯矩值； $l_0$  为梁的计算跨度； $B$  为截面的弯曲刚度。

**【例 3-15】** 某钢筋混凝土简支矩形截面梁的  $b \times h = 200 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$ ，计算跨度  $l_0 = 6.4 \text{ m}$ ，采用 C25 混凝土，配有  $4\Phi 18$  ( $A_s = 1\,017 \text{ mm}^2$ ) HRB335 级纵向受力钢筋，承受永久荷载标准值  $G_k = 6 \text{ kN/m}$ ，均布可变荷载标准值  $Q_k = 8 \text{ kN/m}$ ，可变荷载的准永久系数  $\psi_q = 0.5$ 。如果该构件的挠度限值为  $l_0/200$ ，试验算该梁的跨中最大变形是否满足要求。

**【解】** (1) 相关参数。查表 1-1 得 C25 混凝土的  $f_{\text{tk}} = 1.78 \text{ N/mm}^2$ ，查表 1-2 得  $E_c = 2.80 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 。查表 1-4 得  $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 。取  $a_s = 35 \text{ mm}$ ，则  $h_0 = h - a_s = 450 \text{ mm} - 35 \text{ mm} = 415 \text{ mm}$ 。

(2) 计算弯矩。

标准组合下的弯矩值为

$$M_k = \frac{1}{8} (G_k + Q_k) l_0^2 = \frac{1}{8} \times (6 \text{ kN/m} + 8 \text{ kN/m}) \times (6.4 \text{ m})^2 = 71.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

准永久组合下的弯矩值为

$$M_q = \frac{1}{8} (G_k + \psi_q Q_k) l_0^2 = \frac{1}{8} \times (6 \text{ kN/m} + 0.5 \times 8 \text{ kN/m}) \times (6.4 \text{ m})^2 = 51.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 计算短期刚度  $B_s$ 。

$$\alpha_E = E_s / E_c = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \div 2.80 \times 10^4 \text{ N/mm}^2 = 7.14$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1\,017 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm} \times 415 \text{ mm}} = 0.012\,3$$

$$A_{\text{te}} = 0.5bh = 0.5 \times 200 \text{ mm} \times 450 \text{ mm} = 45\,000 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{te}} = A_s / A_{\text{te}} = \frac{1\,017 \text{ mm}^2}{45\,000 \text{ mm}^2} = 0.022\,6 > 0.01$$

$$\rho' = 0, \theta = 2.0$$

$$\sigma_{\text{sk}} = \frac{M_k}{0.87h_0 A_s} = \frac{71.68 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{0.87 \times 415 \text{ mm} \times 1\,017 \text{ mm}^2} = 195.21 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_{\text{sk}}} = 1.1 - 0.65 \times \frac{1.78 \text{ N/mm}^2}{0.022\,6 \times 195.21 \text{ N/mm}^2} = 0.838$$

$$\begin{aligned}
 B_s &= \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f}} \\
 &= \frac{2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \times 1\,017 \text{ mm}^2 \times (415 \text{ mm})^2}{1.15 \times 0.838 + 0.2 + \frac{6 \times 7.14 \times 0.0123}{1 + 3.5 \times 0}} \\
 &= 2.07 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

(4) 计算长期刚度  $B$ 。取  $\rho' = 0, \theta = 2.0$ 。

$$\begin{aligned}
 B &= \frac{M_k}{M_k + (\theta - 1)M_q} B_s \\
 &= \frac{71.68 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6}{71.68 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6 + (2.0 - 1) \times 51.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 10^6} \times 2.07 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \\
 &= 1.21 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

(5) 挠度计算。

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{5}{384} \times \frac{(G_k + Q_k)l_0^4}{B} = \frac{5}{384} \times \frac{(6 \text{ kN/m} + 8 \text{ kN/m}) \times (6.4 \text{ m})^4 \times 10^{12}}{1.21 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2} \\
 &= 25.28 \text{ mm} < \frac{l_0}{200} = 32 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

该梁跨中挠度满足要求。

### 3.3.4 混凝土结构的耐久性设计

#### 1. 混凝土结构的耐久性

混凝土结构的耐久性是指在规定的設計使用年限内，在正常维护下，必须保持适合于使用、满足既定功能的要求。混凝土结构的设计使用年限主要根据建筑物的重要程度确定，在我国可按照《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)确定，一般可分为50年和100年。

实际上，大量的混凝土结构达不到预定的服役年限而提前失效，特别是沿海及近海地区的混凝土结构，由于海洋环境对混凝土的腐蚀，导致钢筋锈蚀而使结构发生早期损坏，丧失了结构的耐久性能。这其中既有结构设计抗力不足的原因，也有使用荷载的不利变化引起的，但更多的是耐久性不足导致的。

混凝土结构的耐久性设计主要是根据结构的环境类别和设计使用年限进行的，同时还要考虑对混凝土材料的基本要求。在我国，采用满足耐久性规定的方法进行耐久性设计。

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)中要求混凝土结构的耐久性设计应包括下列内容：

- (1) 确定结构的环境类别及作用等级（简称环境等级）。
- (2) 提出材料的耐久性质量要求。
- (3) 确定构件中钢筋的混凝土保护层厚度。
- (4) 在不利的环境条件下应采取的防护措施。
- (5) 为满足耐久性要求而采取的相应的施工措施。
- (6) 提出结构使用阶段的维护与检测要求。



### 2. 影响混凝土结构耐久性的因素

影响混凝土结构耐久性的因素很多，主要有内在因素和外部环境因素两个方面，具体可概括为环境因素、材料因素、设计因素和施工因素四个方面。

#### 1) 环境因素

恶劣的环境是导致混凝土结构耐久性降低的主要原因之一。环境对结构耐久性的影响主要表现在以下两个方面：

(1) 环境的物理作用造成了混凝土的开裂和剥落。例如，我国北方寒冷地区的混凝土结构长期处于冻融交替循环之中，其毛细管中的水结成冰时体积增大产生静水压力，导致结构产生局部开裂，严重时，会造成表层混凝土的大面积脱落，影响结构的正常使用。

(2) 环境的化学作用使混凝土分解和钢筋锈蚀。例如，盐类直接侵蚀混凝土，与材料中的某些成分发生化学反应，生成结晶膨胀物或易溶于水的物质，导致结构开裂或溶蚀；某些可溶性阴离子，特别是氯离子通过保护层渗透到钢筋周围，当其含量达到一定程度时，会使钢筋发生电化学腐蚀；酸性气体或液体侵蚀混凝土结构，破坏了混凝土的高碱性环境，当环境中的pH值降到9以下时，钝化膜就遭到破坏，一旦外界条件具备，钢筋就很容易发生锈蚀。

#### 2) 材料因素

原材料品质对混凝土结构耐久性的影响至关重要。例如，原材料控制不严，会导致某些组分之间发生化学反应，特别是碱集料反应，对结构耐久性十分不利。

碱集料反应是指混凝土中某些活性矿物集料与混凝土空隙中的碱性溶液之间发生的化学反应。其产生的碱-硅酸盐凝胶吸水膨胀后体积可增大3~4倍，从而导致混凝土开裂、剥落、钢筋外露锈蚀，直至构件失效。

我国有大量的基础建设集中在盐湖、盐碱地和沿海地区，这些地区的原材料中氯离子含量超标，容易导致钢筋锈蚀。国内外的工程试验都表明，海水、海风、海雾中的氯离子和不合理地使用海砂是影响混凝土结构耐久性的主要原因之一。

#### 3) 设计因素

影响结构耐久性的设计因素主要包括结构的设计形式、结构的保护层厚度、混凝土的设计水胶比及混凝土的强度等。

结构的设计形式遵循的原则是：尽可能地减少水的上升通道或避免更多的部位暴露在潮湿环境中；结构细部应有良好的排水系统，以避免长期受水浸泡或有水流淌；应减少各种接缝以免水的侵入和聚集；结构的表面形状应尽可能地简单、平滑，角隅可做成斜面或采用修圆等。

在保护层的设计上，保护层越厚，介质侵入钢筋表面的时间就越长，钢筋锈蚀的程度就越轻，结构就越耐久。

混凝土的设计水胶比是控制结构耐久性的重要因素。一般来说，采用低水胶比配制出来的混凝土，不泌水，抗渗性、抗冻性、抗裂性能良好，对提高结构的耐久性非常有利。

混凝土的强度是衡量结构整体性能的重要指标。强度较高的混凝土一般具有密实性好，抗渗透性、耐磨性、耐腐蚀和抗冻性高等优点，使结构能承受正常使用期间的各种荷载作用和环境作用，具有较好的耐久性。



## 4) 施工因素

施工过程是确保混凝土结构耐久性的重要环节，正确合理地拌制、浇筑、振捣、养护混凝土对混凝土结构的耐久性十分有利。首先，严格控制拌制过程可以使集料之间的结合更加紧密，因为集料间的黏结作用是耐久性得以改善的有力保障；其次，合适的浇筑设备和振捣程序能保证混凝土高度密实而不离析，这一点对混凝土的保护层尤为重要；最后，适当的养护工艺可以降低混凝土的渗透性并使水泥充分水化，增加其耐久性。

以上具体分析了几种影响混凝土结构耐久性的主要因素。在实际工程中，导致混凝土结构耐久性下降的原因是多方面的，它们之间相互作用、相互影响，最终导致结构破坏。因此，在对结构耐久性进行评估时，必须综合考虑这些因素的影响，这样建立起来的模型才更具有实际意义。

## 3. 《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 规定的耐久性设计

为保证混凝土结构的耐久性，应根据环境类别和设计使用年限，针对影响耐久性的主要因素，从设计、材料和施工方面提出技术措施，并采取有效的构造措施。

## (1) 结构设计技术措施。

①当改变结构的使用环境或用途时，须经技术鉴定及设计许可。

②对于结构中使用环境较差的构件，宜设计成可更换或易更换的构件，且应按规定定期更换。

③根据环境类别，宜规定维护措施及检查年限，对重要的结构，宜在与使用环境类别相同的适当位置设置供耐久性检查的专用构件。

④对暴露在侵蚀性环境中的结构构件，其受力钢筋可采用环氧涂层带肋钢筋，预应力钢筋应有防护措施。在此情况下宜采用高强度等级的混凝土。

(2) 对混凝土材料的要求。对处于一类、二类和三类环境中、设计使用年限为 50 年的结构混凝土，应控制最大水胶比、最低强度等级、最大碱含量及最大氯离子含量，应符合表 3-19 的规定。

表 3-19 结构混凝土材料的耐久性基本要求

| 环境等级 | 最大水胶比       | 最低强度等级    | 最大碱含量/( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ) | 最大氯离子含量/% |
|------|-------------|-----------|---|-----------|
| 一    | 0.60        | C20       | 不限制                                       | 0.30      |
| 二 a  | 0.55        | C25       | 3.0                                       | 0.20      |
| 二 b  | 0.50 (0.55) | C30 (C25) | 3.0                                       | 0.15      |
| 三 a  | 0.45 (0.50) | C35 (C30) | 3.0                                       | 0.15      |
| 三 b  | 0.40        | C40       | 3.0                                       | 0.10      |

注 1: 氯离子含量是指其占胶凝材料总量的百分比。

注 2: 预应力构件混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%，其最低混凝土强度等级宜比表中的规定提高两个等级。

注 3: 素混凝土构件的水胶比及最低强度等级的要求可适当放松。

注 4: 当有可靠工程经验时，二类环境中的最低混凝土强度等级可降低一个等级。

注 5: 处于严寒和寒冷地区二 b、三 a 类环境中的混凝土应使用引气剂，并可采用括号中的有关参数。

注 6: 当使用非碱活性集料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

(3) 一类环境中，设计使用年限为 100 年的结构混凝土应符合下列规定：



①钢筋混凝土结构的最低混凝土强度等级为 C30，预应力混凝土结构的最低强度等级为 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。当使用碱活性集料时，混凝土中的最大碱含量为  $3.0 \text{ kg/m}^3$ 。

④混凝土保护层的厚度应按最小保护层规定增加 40%。当采取有效的表面防护措施时，混凝土保护层的厚度可适当减少。

(4) 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的有效措施。

(5) 严寒及寒冷地区的潮湿环境中，结构混凝土应满足抗冻要求，混凝土抗冻等级应符合有关标准的要求。

(6) 对有抗渗要求的混凝土结构，混凝土的抗渗等级应符合有关标准的要求。

(7) 三类环境中的结构构件，其受力钢筋宜采用环氧树脂涂层带肋钢筋；对预应力筋、锚具及连接器，应采取专门的防护措施。

(8) 四类和五类环境中的混凝土结构，其耐久性要求应符合有关标准的规定。

(9) 对临时性混凝土结构，可不考虑混凝土的耐久性要求。



### 学习评价

通过以上任务的学习，回答下列问题：

- (1) 简述受弯构件的抗裂验算的要求。
- (2) 裂缝的种类有哪些？
- (3) 简述影响裂缝宽度的主要因素。
- (4) 如何计算最大裂缝宽度？
- (5) 简述钢筋混凝土受弯构件的变形计算原理。
- (6) 影响混凝土结构耐久性的因素有哪些？