

混凝土结构设计的基本原则

本章介绍混凝土结构设计时应遵循的基本原则,主要包括作用在结构上的荷载大小如何确定;所用结构材料强度如何取值;结构应具有的功能;结构安全可靠的标准;概率极限状态实用设计表达式等。

3.1 结构极限状态设计方法

3.1.1 结构的功能要求

1. 结构的安全等级

建筑物的重要程度是根据其用途决定的。例如,设计一个大型体育馆和设计一个普通仓库是有差异的,因为大型体育馆一旦发生破坏,造成的生命财产损失要比普通仓库大得多,所以对它们安全度的要求应该不同,进行建筑结构设计时应按不同的安全等级进行设计。建筑结构设计时,应根据结构破坏可能产生的后果,如危及人的生命、造成经济损失、产生社会影响等的严重性,采用不同的安全等级。建筑结构安全等级的划分应符合表 3-1 的要求。对人员比较集中、使用频繁的影剧院、体育馆等,安全等级宜按一级设计。对特殊的建筑物,其设计安全等级可视具体情况确定。还有,建筑物中梁、柱等各类构件的安全等级一般应与整个建筑物的安全等级相同,对部分特殊构件可根据其重要程度作适当调整。

表 3-1 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

注:(1)对特殊的建筑物,其安全等级应根据具体情况另行确定;

(2)地基基础设计安全等级及按抗震要求设计时建筑结构的安全等级,尚应符合国家现行有关规范的规定。

2. 结构的设计使用年限与设计基准期

计算结构可靠度所依据的年限称为结构的设计使用年限。结构的设计使用年限,是指设计规定的结构或结构构件不需进行大修即可按其预定目的使用的时期。设计使用年限按《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)确定,就总体而言,桥梁应比房屋的设计使用年限长,大坝的设计使用年限更长。结构的设计使用年限应按表 3-2 采用。

表 3-2 设计使用年限分类

类别	设计使用年限/年	示 例
1	5	临时性结构
2	25	易于替换的结构构件
3	50	普通房屋和构筑物
4	100	纪念性建筑和特别重要的建筑物

设计基准期是为确定可变作用代表值与时间有关的材料性能而选用的时间参数。

设计使用年限与设计基准期既有联系又有不同。设计基准期可根据结构设计使用年限的要求适当选定。结构的设计使用年限虽与其使用寿命有联系,但不等同。超过设计使用年限的结构并不是不能使用,而是指它的可靠度降低了。

3. 建筑结构的性能

根据《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001),结构在规定的设计使用年限内应满足下列功能要求:

- (1) 在正常施工和正常使用时,能承受可能出现的各种作用;
- (2) 在正常使用时具有良好的工作性能;
- (3) 在正常维护下有足够的耐久性能;
- (4) 在设计规定的偶然事件发生时及发生后,仍能保持必需的整体稳定性。

上述(1)、(4)两项属于结构的安全性,结构应能承受正常施工和正常使用时可能出现的各种荷载和变形,在偶然事件(如地震、爆炸等)发生时和发生后保持必需的整体稳定性,不致发生倒塌。纽约世界贸易中心双子大厦遭恐怖分子劫持飞机撞击,产生爆炸、燃烧而最终导致整体倒塌,是一个非常典型的偶然事例。第(2)项关系到结构的适用性,如不产生影响的过大变形或振幅,不发生足以让使用者不安的过宽裂缝等。第(3)项为结构的耐久性,如结构在正常维护条件下在设计规定的年限内混凝土不发生严重风化、腐蚀、脱落,钢筋不发生锈蚀等。安全性、适用性和耐久性总称为结构的可靠性。

3.1.2 结构功能的极限状态

整个结构或结构的一部分超过某一特定状态就不能满足设计指定的某一功能要求,这个特定状态称为该功能的极限状态,如构件即将开裂、倾覆、滑移、压屈、失稳等。也就是说,能完成预定的各项功能时,结构处于有效状态,反之,则处于失效状态。有效状态和失效状态的分界,称为极限状态,是结构开始失效的标志。极限状态可分为两类。

1. 承载能力极限状态

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及裂缝宽度,称为承载能力极限状态。例如,当结构或构件由于材料强度不够而破坏,或因疲劳而破坏,或因漂浮而破坏,或产生过度的变形而不能继续承载,结构或结构构件丧失稳定(如压屈),或结构在偶然作用下连续倒塌或大范围破坏等;结构转变为机动体系时,结构或构件就超过了承载能力极限状态。超过承载能力极限状态后,结构或构件就不能满足安全性的要求。

2. 正常使用极限状态

结构或结构构件达到正常使用的某项限值或产生影响耐久性能的局部损坏,这种状态

称为正常使用极限状态。例如,当结构或结构构件出现影响正常使用或外观的变形、过宽裂缝、局部损坏和振动时,可认为结构或构件超过了正常使用极限状态。超过了正常使用极限状态,结构或构件就不能保证适用性和耐久性的功能要求。

结构或构件按承载能力极限状态进行计算后,还应该按正常使用极限状态进行验算。

为了提高使用质量,正常使用极限状态中对跨度较大的楼板及业主要求时,增加了舒适度要求,需控制楼盖竖向自振频率达到舒适度设计要求。

结构的极限状态可以用极限状态函数来表达。承载能力极限状态函数可表示为

$$Z = R - S \quad (3-1)$$

根据概率统计理论, S 、 R 都是随机变量,则 $Z=R-S$ 也是随机变量。根据 S 、 R 的取值不同, Z 值可能出现三种情况:当 $Z=R-S>0$ 时,结构处于可靠状态;当 $Z=R-S=0$ 时,结构达到极限状态;当 $Z=R-S<0$ 时,结构处于失效(破坏)状态。 $Z=R-S=0$ 成立时,结构处于极限状态的分界线,超过这一界线,结构就不能满足设计规定的某一功能要求。

3.1.3 结构上的作用及结构抗力

结构上的作用是指能使结构产生内力、应力、位移、应变、裂缝等效应的各种原因的总称,分直接作用和间接作用两种。荷载是直接作用,混凝土的收缩、温度变化、基础的差异沉降、地震等引起结构外加变形或约束的原因称为间接作用。间接作用不仅与外界因素有关,还与结构本身的特性有关。例如,地震对结构物的作用,不仅与地震加速度有关,还与结构自身的动力特性有关。

按作用时间的长短和性质,荷载可分为以下三类。

(1) 永久荷载。永久荷载指在结构设计使用期间,其值不随时间而变化,或其变化与平均值相比可以忽略不计,或其变化是单调的并能趋于限值的荷载,如结构的自重、土压力、预应力等。永久荷载又称为恒荷载。

(2) 可变荷载。可变荷载指在结构设计使用期内其值随时间而变化,其变化与平均值相比不可忽略的荷载,如楼面活荷载、屋面活荷载和积灰荷载、吊车荷载、风荷载、雪荷载等。可变荷载又称为活荷载。

(3) 偶然荷载。偶然荷载指在结构设计使用期内不一定出现,一旦出现,其值很大且持续时间很短的荷载,如爆炸力、撞击力等。

《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)规定,对不同荷载应采用不同的代表值。对永久荷载应采用标准值作为代表值。对可变荷载应根据设计要求采用标准值、组合值、频遇值或准永久值作为代表值。对偶然荷载应按建筑结构使用的特点确定其代表值。

作用效应是指作用引起的结构或结构构件的内力、变形和裂缝等,当为直接作用(即荷载)时,其效应也称为荷载效应,通常用 S 表示。结构抗力是指结构或结构构件承受作用效应的能力,如结构构件的承载力、刚度和抗裂度等,用 R 表示。它主要与结构构件的材料性能(强度、变形模量)、几何参数(构件尺寸等)和计算模式的精确性(抗力计算所采用的基本假设和计算公式不够精确)等有关。

3.2 荷载和材料强度的取值

结构物所承受的荷载不是定值,而是在一定范围内变动的;结构所用材料的实际强度也在一定范围内波动。因此,结构设计时所取用的荷载值和强度值应采用概率统计方法来确定。

3.2.1 荷载标准值的确定

1. 荷载的统计特性

我国对建筑结构的各种恒载、民用房屋(包括办公楼、住宅、商店等)楼面活荷载、风荷载和雪荷载等进行了大量的调查和实测工作。用概率统计方法对所取得的资料处理后,得到这些荷载的概率分布和统计参数。

1) 永久荷载 G

建筑结构中的屋面、楼面、墙体、梁柱等构件以及找平层、保温层、防水层等的自重重力,桥梁结构中的梁、板、桥墩、耐磨面层、人行道和路缘石等的自重重力,以及土压力、预应力等,都是永久荷载,通常称为恒荷载,其值不随时间变化或变化很小。永久荷载计算是根据构件体积和材料重度确定的。由于构件尺寸在施工制作中的允许误差以及材料组成或施工工艺对材料重度的影响,构件的实际自重重力是在一定范围内波动的。经过试验实测和数理统计分析后,认为永久荷载这一随机变量符合正态分布。

2) 可变荷载 Q

建筑结构的楼面活荷载、屋面活荷载和积灰荷载、吊车荷载,桥梁结构的车辆荷载,以及风荷载和雪荷载等属于可变荷载,其数值随时间而变化。在结构使用期间,可变荷载的最大值无法精确估计。

民用房屋楼面活荷载一般分为持久性活荷载和临时性活荷载两种。在设计基准期内,持久性活荷载是经常出现的,如家具等产生的荷载,其数量和分布随着房屋的用途、家具的布置方式而变化,并且是时间的函数;临时性活荷载是短暂出现的,如人员临时聚会的荷载等,它随着人员的数量和分布而异,也是时间的函数。同样,风荷载和雪荷载均是时间的函数。因此,可变荷载随时间的变异可统一用随机过程来描述。对可变荷载随机过程的样本函数进行处理后,可得到可变荷载在任意时点的概率分布和在设计基准期内最大值的概率分布。根据对全国范围内实测资料的统计分析,民用房屋楼面活荷载在上述两种情况下的概率分布以及风荷载和雪荷载的概率分布均可认为是极值 I 型分布。

2. 荷载标准值

荷载标准值是建筑结构按极限状态设计时采用的荷载基本代表值。荷载标准值可由设计基准期最大荷载概率分布的某一分位值确定,若为正态分布,则如图 3-1 中的 P_k 。荷载标准值为理论上可能出现的具有一定保证率的偏大荷载值。例如,若取荷载标准值为

$$P_k = \mu_p + 1.645\sigma_p \quad (3-2)$$

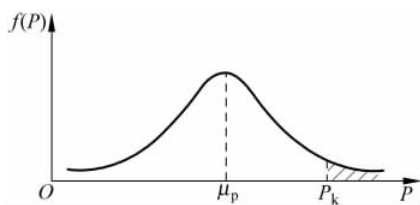


图 3-1 荷载标准值的概率含义

则 P_k 具有 95% 的保证率,亦即在设计基准期内超过此标准值的荷载出现的概率为 5%。式(3-1)中的 μ_p 是荷载平均值, σ_p 是荷载标准差。

目前,由于对很多可变荷载未能取得充分的资料,难以给出符合实际的概率分布,若统一按 95% 的保证率调整荷载标准值,会使结构与过去相比在经济指标方面引起较大的波动。因此,我国现行《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)规定的荷载标准值,除了对个别不合理处作了适当调整外,大部分仍沿用或参照传统习用的数值。

1) 永久荷载标准值 G_k

永久荷载(恒荷载)标准值 G_k 可按结构设计规定的尺寸和《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)规定的材料重度(或单位面积的自重)平均值确定,一般相当于永久荷载概率分布的平均值。对于自重变异性较大的材料,尤其是制作屋面的轻质材料,在设计中应根据荷载对结构不利或有利,分别取其自重的上限值或下限值。

2) 可变荷载标准值 Q_k

《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)规定,办公楼、住宅楼面均布活荷载标准值 Q_k 均为 2.0kN/m^2 。根据统计资料,这个标准值对于办公楼相当于设计基准期最大活荷载概率分布的平均值增加 3.16 倍标准差,对于住宅则相当于设计基准期最大荷载概率分布的平均值增加 2.38 倍的标准差。可见,对于办公楼和住宅,楼面活荷载标准值的保证率均大于 95%,但住宅结构构件的可靠度低于办公楼。

风荷载标准值是由建筑物所在地的基本风压乘以风压高度变化系数、风载体型系数和风振系数确定的。其中,基本风压是以当地比较空旷平坦地面上离地 10m 高处统计所得的 50 年一遇 10min 平均最大风速 v_0 (m/s) 为标准,按 $v_0^2/1600$ 确定的。

雪荷载标准值是由建筑物所在地的基本雪压乘以屋面积雪分布系数确定的。而基本雪压则是以当地一般空旷平坦地面上统计所得 50 年一遇最大雪压确定。

在结构设计中,各类可变荷载标准值及各种材料重度(或单位面积的自重)可由《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)查取。

3) 可变荷载的频遇值和准永久值

荷载标准值是在设计基准期内最大荷载的意义上确定的,它没有反映荷载作为随机过程而具有随时间变异的特性。当结构按正常使用极限状态的要求进行设计时,例如要求控制房屋的变形、裂缝以及局部损坏时,就应根据不同的要求来选择荷载的代表值。

可变荷载有四种代表值,即标准值、组合值、频遇值和准永久值。其中,标准值为基本代表值,其他三种代表值可由标准值乘以相应的小于 1.0 的系数得到。下面说明频遇值和准永久值的概念。

在可变荷载 Q 的随机过程中,荷载超过某水平荷载 Q_x 的表示方式,可用超过 Q_x 的总持续时间 $T_x \left(T_x = \sum t_i \right)$ 与设计基准期 T 的比率 $\mu_x \left(\mu_x = \frac{T_x}{T} \right)$ 来表示,如图 3-2 所示。

可变荷载的频遇值是指在设计基准期内,其超越的总时间为规定的较小比率(μ_x 不大于 0.1)或超越频率为规定频率的荷载值。它相当于在结构上时而出现的较大荷载值,但总小于荷载标准值。

可变荷载的准永久值是指在设计基准期内,其超越的总时间约为设计基准期一半(即 $\mu_x \approx 0.5$)的荷载值,即在设计基准期内经常作用的荷载值(接近于永久荷载)。

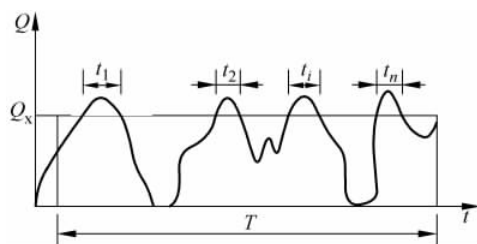


图 3-2 可变荷载的一个样本

3.2.2 材料强度标准值的确定

1. 材料强度的变异性及统计特性

材料强度的变异性,主要是指材质以及工艺、加载、尺寸等因素引起的材料强度的不确定性。例如,按同一标准生产的钢材或混凝土,各批之间的强度常有变化,即使是同一炉钢轧成的钢筋或同一次搅拌而得的混凝土试件,按照统一方法在同一试验机上进行试验,所测得的强度也不完全相同。统计资料表明,钢筋强度的概率分布符合正态分布,如图 3-3 所示。

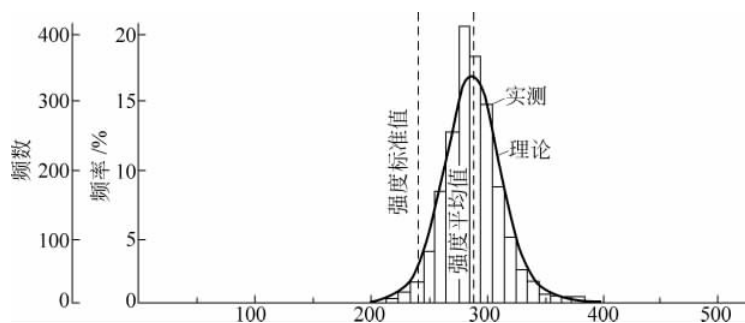


图 3-3 钢材屈服强度统计资料

统计资料表明,混凝土强度分布也基本符合正态分布,如图 3-4 所示。

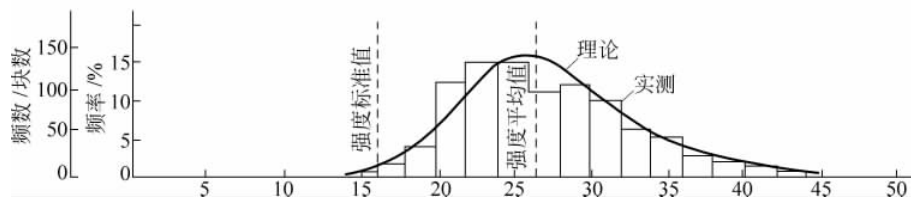


图 3-4 混凝土试块强度统计资料

根据全国各地的调查统计结果,热轧带肋钢筋强度的变异系数 δ_s 如表 3-3 所示;混凝土立方体抗压强度的变异系数 $\delta_{f_{cu}}$ 如表 3-4 所示。

表 3-3 热轧带肋钢筋强度的变异系数 δ_s

强度等级	HRB335		HRB400		HRB500	
δ_s	屈服强度	抗拉强度	屈服强度	抗拉强度	屈服强度	抗拉强度
	0.050	0.034	0.045	0.036	0.039	0.036

表 3-4 混凝土立方体抗压强度的变异系数 $\delta_{f_{cu}}$

强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60~C80
$\delta_{f_{cu}}$	0.21	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.12	0.11	0.11	0.10

2. 材料强度标准值

钢筋和混凝土的强度标准值是混凝土结构按极限状态设计时采用的材料强度基本代表值。材料强度标准应根据符合规定质量的材料强度概率分布的某一分位值确定,如图 3-5 所示。由于钢筋和混凝土强度均服从正态分布,故它们的强度标准值 f_k 可统一表示为

$$f_k = \mu_f - \alpha \sigma_f \quad (3-3)$$

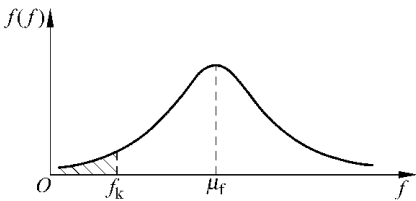


图 3-5 材料强度标准值的概率含义

式中 α ——与材料实际强度 f 低于材料强度标准值 f_k 的概率有关的保证率系数;

μ_f ——材料强度平均值;

σ_f ——材料强度标准差。

由此可见,材料强度标准值是材料强度概率分布中具有一定保证率的偏低的材料强度值。

1) 混凝土的强度标准值

混凝土强度标准值为具有 95% 保证率的强度值,亦即式 (3-3) 中的保证率系数 $\alpha = 1.645$,各种单轴受力下的标准值计算采用式 (3-3)。

不同强度等级的混凝土强度标准值见附录表 A-2。

2) 钢筋的强度标准值

钢筋的强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。具体取值见附录表 A-5。

3.2.3 材料强度设计值

1. 混凝土强度设计值

为了保证结构的安全性和满足可靠度要求,在承载能力极限状态设计计算中,应采用混凝土强度的设计值。混凝土强度设计值等于混凝土强度标准值除以混凝土材料分项系数 γ_c ,并取 $\gamma_c = 1.4$,计算结果进行适当调整,按附录表 A-1 取值。

2. 钢筋强度设计值

为保证结构的安全性和满足可靠度要求,在承载能力极限状态设计计算时,对钢筋强度取用一个比标准值小的强度值,即钢筋强度设计值,两者的关系如下。

钢筋的强度设计值由强度标准值除以材料强度分项系数求得,普通钢筋材料分项系数 γ_s 取值如下:对于 HPB300、HRB335、HRB400、HRBF400、RRB400,取 $\gamma_s = 1.1$;对于

HRB500、HRBF500,取 $\gamma_s=1.15$ 。预应力钢筋的材料分项系数 $\gamma_s=1.2$ 。根据计算结果进行适当调整并取整数,普通钢筋强度设计值 f_y 按附录表A-6取值,预应力钢筋的强度设计值见附录表A-8。

3.3 结构可靠度、可靠指标和目标可靠指标

结构的安全性、适用性和耐久性总称为结构的可靠性,也就是结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能的能力。而结构的可靠度则是结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能的概率,结构可靠度是结构可靠性的概率度量。规定时间是指结构的设计使用年限,所有的统计分析均以该时间区间为准。规定条件是指正常设计、正常施工、正常使用和维护的条件,不包括人为过失的影响,人为过失应通过其他措施予以避免。

结构的可靠度用可靠概率 p_s 描述的。可靠概率 $p_s=1-p_f$, p_f 为失效概率。这里,用荷载效应与结构抗力之间的关系来说明失效概率 p_f 的计算方法。设构件的荷载效应 S 、抗力 R ,都是服从正态分布的随机变量且二者为线性关系。 S 、 R 的平均值分别为 μ_S 、 μ_R ,标准差分别为 σ_S 、 σ_R ,荷载效应为 S 和抗力为 R 的概率密度曲线如图3-6所示。按照结构设计的要求,显然应该 $\mu_R > \mu_S$ 。从概率密度曲线可以看出,在多数情况下构件的抗力 R 大于荷载效应 S 。但是,由于离散性,在 S 、 R 的概率密度曲线的重叠区(阴影部分),仍有可能出现构件的抗力 R 小于荷载效应 S 的情况。重叠区的大小与 μ_R 、 μ_S 以及 σ_S 、 σ_R 有关。 μ_R 比 μ_S 大得越多(μ_R 远离 μ_S),或者 σ_R 和 σ_S 越小(曲线高而窄),都会使重叠的范围减少。所以,重叠区的大小反映了抗力 R 和荷载效应 S 之间的概率关系,即结构的失效概率。重叠的范围越小,结构的失效概率越低。从结构安全的角度可知,提高结构构件的抗力(例如提高承载能力),减小抗力 R 和荷载效应 S 的离散程度(例如减小不定因素的影响),可以提高结构构件的可靠程度。所以,加大平均值之差 $\mu_R - \mu_S$,减小标准差 σ_R 和 σ_S ,可以使失效概率降低。

同前,令 $Z=R-S$,功能函数 Z 也应该是服从正态分布的随机变量。图3-7表示 Z 的概率密度分布曲线。结构的失效概率 p_f 可直接通过 $Z < 0$ 的概率来表达:

$$p_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^0 f(Z) dZ = \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\sigma_Z \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{Z - \mu_Z}{\sigma_Z}\right)^2\right] dZ \quad (3-4)$$

用失效概率度量结构可靠性具有明确的物理意义,能较好地反映问题的实质。但 p_f 的计算比较复杂,因而国际标准和我国标准目前都采用可靠指标 β 来度量结构的可靠性。

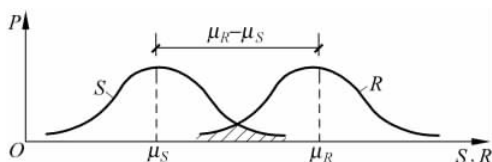


图 3-6 S 、 R 的概率密度分布曲线

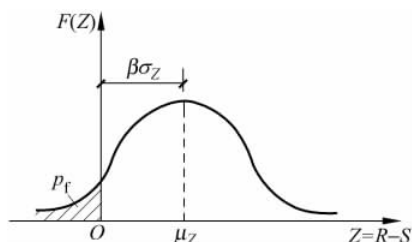


图 3-7 可靠指标与失效概率关系示意图

由图 3-7 可得

$$\mu_Z = \beta \sigma_Z \quad (3-5)$$

则

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3-6)$$

可以看出 β 越大,则失效概率越小。所以, β 和失效概率一样可作为衡量结构可靠度的一个指标,称为可靠指标。 β 与失效概率 p_f 之间有一一对应关系。现将部分特殊值的关系列于表 3-5。由式(3-6)可知,在随机变量 R 、 S 服从正态分布时,只要知道 μ_R 、 μ_S 、 σ_S 、 σ_R 就可以求出可靠指标 β 。

表 3-5 目标可靠指标 $[\beta]$ 与失效概率 p_f 的对应关系

$[\beta]$	p_f	$[\beta]$	p_f	$[\beta]$	p_f
1.0	1.59×10^{-1}	2.7	3.47×10^{-3}	3.7	1.08×10^{-5}
1.5	6.68×10^{-2}	3.0	1.35×10^{-3}	4.0	3.17×10^{-5}
2.0	2.28×10^{-2}	3.2	6.87×10^{-4}	4.2	1.33×10^{-6}
2.5	6.21×10^{-3}	3.5	2.33×10^{-4}	4.5	3.40×10^{-6}

另一方面,结构按承载能力极限状态设计时,要保证其完成预定功能的概率不低于某一允许的水平,应对不同情况下的目标可靠指标 β 值作出规定。结构构件的破坏类型分为延性破坏和脆性破坏两类。延性破坏有明显的预兆,可及时采取补救措施,所以目标可靠指标可定得稍低些。脆性破坏常常是突发性破坏,破坏前没有明显的预兆,所以目标可靠指标就应该定得高一些。《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)根据结构的安全等级和破坏类型,在对有代表性的构件进行可靠度分析的基础上,规定了结构构件承载能力极限状态的可靠指标不应小于表 3-6 的规定。结构构件正常使用极限状态的目标可靠指标,根据其作用效应的可逆程度宜取 0~1.5。例如,梁在某一荷载作用后,其挠度超过了规定的限值,卸去该荷载后,若梁的挠度小于规范的限值,则为可逆极限状态,否则为不可逆极限状态。对于可逆的正常使用极限状态,其目标可靠指标取为 0;对于不可逆的正常使用极限状态,其目标可靠指标取为 1.5。当可逆程度介于可逆与不可逆之间时,取 0~1.5 的值。

表 3-6 结构构件承载能力极限状态的目标可靠指标

破坏类型	安全等级		
	一级	二级	三级
延性破坏	3.7	3.2	2.7
脆性破坏	4.2	3.7	3.2

3.4 极限状态实用设计表达式

用可靠指标 β 进行设计,不仅需用大量的统计数据,且计算可靠指标 β 比较复杂,所以直接采用可靠指标进行设计不方便,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)采用荷载标准值、材料强度标准值及分项系数的设计表达式进行设计,习惯上称为实用设计表达式。

3.4.1 承载力极限状态设计表达式

1. 一般表达式

令 S_k 为荷载效应的标准值(下标 k 意指标准值), $\gamma_s (\geq 1)$ 为荷载分项系数, 二者乘积为荷载效应的设计值:

$$S = \gamma_s S_k \quad (3-7)$$

同样, 令 R_k 为结构抗力标准值, γ_{Rd} 为抗力分项系数, 二者之商为抗力的设计值:

$$R = \frac{R_k}{\gamma_{Rd}} = R(f_c, f_s, \alpha_k, \dots) \quad (3-8)$$

式中 f_c, f_s ——混凝土、钢筋的强度设计值。

γ_{Rd} ——结构构件的抗力模型不定性系数。静力设计取 1.0, 对不确定性较大的结构构件根据具体情况取大于 1.0 的数值; 抗震设计应用承载力抗震调整系数 γ_{RE} 代替 γ_{Rd} 。

α_k ——几何参数的标准值, 当几何参数的变异性对结构性能有明显的不利影响时, 可另增减一个附加值。

为了充分考虑材料的离散性和施工中不可避免的偏差带来的不利影响, 再将材料强度标准值除以一个大于 1 的系数, 即得材料强度设计值, 相应的系数称为材料的分项系数, 即

$$f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad f_s = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (3-9)$$

确定钢筋和混凝土材料分项系数时, 对于具有统计资料的材料, 按设计可靠指标 $[\beta]$ 通过可靠度分析确定。确定钢筋和混凝土材料分项系数时, 先通过对钢筋混凝土轴心受拉构件进行可靠度分析(此时构件承载力仅与钢筋有关, 属于延性破坏, 取 $[\beta]=3.2$), 求得钢筋的材料分项系数 γ_s , 通过对钢筋混凝土轴心受压构件进行可靠度分析(此时属于脆性破坏, 取 $[\beta]=3.7$), 求出混凝土的材料分项系数 γ_c 。根据这一原则确定的混凝土材料分项系数 $\gamma_c=1.4$; 热轧钢筋的材料分项系数 $\gamma_s=1.1(1.15)$; 预应力钢筋(包括钢绞线、中强刚度预应力钢丝、消除应力钢丝和预应力螺纹钢筋热处理钢筋) $\gamma_s=1.2$ 。

此外, 考虑到结构安全等级的差异, 其目标可靠指标应作相应的提高或降低, 故引入结构重要性系数 γ_0 。由

$$\gamma_0 S \leq R \quad (3-10)$$

式中, γ_0 为结构构件重要性系数, 与安全等级对应, 对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件不应小于 1.1; 对安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件不应小于 1.0; 对安全等级为三级或设计使用年限为 5 年及以下的结构构件不应小于 0.9; 在抗震设计中, 不考虑结构构件的重要性系数。

式(3-10)是极限状态设计的基本表达式。

2. 荷载效应组合设计值 S

结构设计时, 应根据所考虑的设计状况, 选用不同的组合: 持久和短暂状况设计, 应采用基本组合; 对偶然设计状况, 应采用偶然组合; 对考虑地震作用的状况, 应采用考虑地震作用的组合。

对于基本组合, 荷载效应组合的设计值 S 应从以下组合值中取最不利值确定。