

# 导 论

## 1.1 工程结构的相关概念

土木工程的结构设计领域涉及的概念很多。对于同一概念,不但国内外的既有文献中存在着不同的理解,而且专业所指与大众所言也有程度上的差异。为了准确地理解工程结构设计及其涉及的内容,本书根据《工程结构设计基本术语标准》(GB/T 50083—2014)和《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)等现行规范,并参考现代汉语词典(第6版)及其他文献,对与工程结构设计有关的概念进行了说明。

### 1. 工程与工程结构

在现代社会中,工程可以泛指由若干人为达到某种目的,在一段较长时间内进行协作活动的过程,如南水北调工程、教育工程、扶贫工程等。然而,工程的有些意义多是在其本意上的拓展。工程的本意是指土木建筑或其他生产、制造部门用比较大而复杂的设备来进行的工作,如土木工程、机械工程、化学工程、水利工程等,其成果多指实体产品。总体来讲,工程可定义为人们经营的一项活动及其产品。

土木工程是建筑工程的一部分,是人们为了满足生产、生活和学习等活动的需要,利用工程材料及技术手段而营造的空间场所,即土木类的活动与产品。

土木工程的英文是 civil engineering,可直译为民用工程,多指建筑物、构筑物及其建造活动。随着社会的发展,土木工程的活动范围越来越广,满足不同使用功能要求的对象也越来越多,如住宅、公共建筑、厂房、道路、桥梁、堤坝等。在这些建(构)筑物中,由某些工程材料筑成并能承受外在影响而起骨架作用的构架,称为土木工程结构,也可简称为工程结构。

工程结构是土木工程建设主要研究的对象之一。工程实体要满足人们预期的可靠性要求,熟练掌握与运用工程结构的理论知识与设计技术是十分重要的。

### 2. 建筑与建筑结构

“建筑”一词的含义较广。《工程结构设计基本术语标准》(GB/T 50083—2014)对“建筑”的定义是:建筑物,即人类建造活动的一切成果,如房屋建筑、桥梁、码头、水坝等。房屋建筑以外的其他建筑物有时也称构筑物。《现代汉语词典》(第6版)对“建筑”的解释是:建筑物,即人工建造的供人们进行生产、生活等活动的房屋或场所,如住宅、厂房、车站等。有

些文献认为建筑是建筑物与构筑物的统称,建筑物是人工建造的供人们进行活动的房屋或场所,构筑物是服务于人们活动的土木工程设施,如水塔、烟囱、纪念碑、电视塔等。总体来看,建筑是土木工程的一部分,其名词含义通常是指房屋建筑物与构筑物。建筑可以根据不同的标准进行分类,如按照使用功能的不同可以分为民用建筑、工业建筑和农业建筑等。

在建筑中起骨架作用的构架也就是建筑物或构筑物的结构,即建筑结构。建筑结构是建筑物赖以存在的物质基础,为建筑的持久作用和美观服务,并为人的生命及财产提供安全保障。

### 3. 结构构件、结构单元和结构体系

本书以房屋建筑物为例,解释结构构件、结构单元和结构体系的内涵及其关系。

房屋建筑物是由诸多构件组成的有机集合体,包括结构构件和非结构构件。对于结构构件,不同文献上的解释存在差异,或认为是组成建筑物某一结构的单元,或认为是在物理上可以区分出的部件,等等。本书界定为:结构构件是组成建筑物某一结构的基本部件,如梁、板、柱、墙、杆、拱、壳、索、膜等;结构单元是由两个及两个以上基本部件组成的集合,如板-梁结构单元、梁-柱结构单元等。结构体系既可以解释为由诸多结构构件有机组合而成的传力系统,也可以解释为由多个结构构件与结构单元有机组合而成的传力系统。图 1-1 所示的钢筋混凝土框架结构的基本结构构件有楼板、框架梁、框架柱和柱下独立基础;若楼板与框架梁整体现浇,则构成板-梁结构单元。

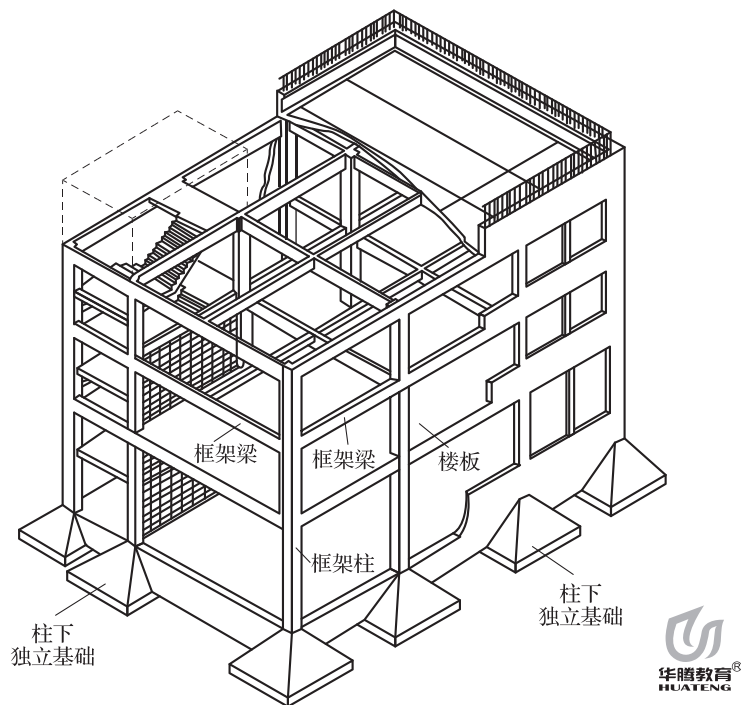


图 1-1 钢筋混凝土框架结构的基本结构构件

实际工程中,建筑结构的复杂程度不一,结构体系也有繁简之别。一个结构构件或一个结构单元可以构成一个结构体系。一般情况下,房屋建筑物的结构体系包括多个结构构件或多个结构单元。

根据结构构件或结构单元的主导作用,房屋建筑物的结构体系可划分为三部分,即水平分体系、竖向分体系和基础分体系。

#### 1) 水平分体系

水平分体系主要是指楼盖单元。按照所在部位的不同,楼盖分为屋盖和楼层,前者也称顶层盖板;后者是多、高层建筑物的上下分隔板,又称楼板层。楼盖单元的主要类型有楼面板单元、楼面板与楼面梁组成的板-梁单元等。楼盖单元主要承受楼盖构件及其构造层的自重恒载、楼盖的活荷载等。

#### 2) 竖向分体系

竖向分体系是指竖向结构体系,其一般由墙、柱等构件构成。竖向分体系既承受竖向荷载产生的内力效应,又承受水平作用(如风荷载、地震作用等)产生的内力效应,其将水平分体系和自身的受力传至基础。

常见的竖向分体系主要有砌体承重墙体系、排架体系、框架体系、剪力墙体系、框架-剪力墙体系和筒体体系。

#### 3) 基础分体系

基础分体系是指由承受竖向力与水平力的结构构件所构成的承重体系,其将上部结构的荷载传给相应的持力层,即地基。基础分体系根据埋置深度一般分为浅基础和深基础。浅基础的埋深比较浅,一般为 1~6 m(不包括 6 m)。常见的浅基础有无筋扩展基础、扩展基础(钢筋混凝土条形基础和钢筋混凝土柱下独立基础)等。深基础的埋深较深,一般大于或等于 6 m。常见的深基础有桩基础、筏形基础和箱形基础等。

### 4. 结构概念设计

目前,工程结构设计规范对结构概念设计尚无明确的定义。有些专家在相关文献中参照抗震概念设计的定义,只是对结构概念设计的基本内容做了说明,亦然没有给出明确的定义。在工程结构设计中,结构概念设计工作是存在的,结构设计人员应严格遵循结构设计规范的要求,将其作为数值计算的定性说明。只有在结构抗震设计时,抗震概念设计才凸显出其地位和重要程度。

从整体角度看,结构概念设计包括一般结构概念设计和抗震概念设计。一般结构概念设计既可以理解为各种结构体系进行设计的一般要求,也可以理解为针对单层、多层建筑结构进行设计的基本要求,目前的结构设计规范和具体结构设计中多指后者,抗震概念设计主要针对高层建筑结构设计的特殊要求。

基于上述解释,为了理解和运用的方便,本书给出结构概念设计的一个定义:为使建筑物设计方案具有功能优、造型美、技术先进、经济合理和施工便利等特点,根据工程理论、试验研究结果和工程经验等形成的基本设计原则与设计思想,对建筑结构进行总体布置,并确定其细部构造的过程。结构概念设计应包括的主要内容有以下几个:

- (1) 结构的平面、竖向布置及形态分析。
- (2) 结构体系的选择及材料的应用。
- (3) 结构数值分析方法的确定,包括结构的非弹性性能和弹塑性性能。
- (4) 建筑场地、基础结构及其相关设计影响因素的选择与分析。
- (5) 非结构构件的设计。
- (6) 整体结构的稳定性及抗倒塌能力的设计与控制。

(7)其他有关保证结构可靠性要求的细部构造措施的确立。

总之,随着建筑物规模的扩大、建筑结构复杂程度的加剧及对结构抗震性能要求的不断提高,结构概念设计的重要性越来越突出。并且,结构概念设计与结构数值计算是不能截然分开的,两者互相影响、互相协调、互相整合。

### 5. 结构的设计使用年限

结构的设计使用年限是指在正常设计、正常施工、正常使用与维护下,结构或结构构件不需要进行大修即可实现预定目标的使用时间。这里所说的“正常”是指在结构设计预定条件内的外在作用下发生,否则均为“非正常”,非正常现象的发生是不受结构设计使用年限限制的。

正常情况下,各类工程结构的设计使用年限是不统一的,如桥梁结构的设计使用年限就比房屋结构的设计使用年限长。《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)将建筑结构的设计使用年限分为四个类别,其具体规定见表 1-1。

表 1-1 建筑结构的设计使用年限分类

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结构

需要注意的是,结构的设计使用年限与结构的使用年限是不完全相同的。例如,当结构的使用年限超过结构的设计使用年限(如 50 年)时,一般情况下,其失效概率将会逐年增大,但结构尚未报废,经过适当维修后,仍可能正常使用,不过其继续使用的年限必须经鉴定后确定。

### 6. 结构设计规范

工程设计规范是国家、行业部门及地方政府颁布的对工程设计工作要求的基本规则,是具有约束性的法规性条文。工程设计规范一般包括总体目标的技术描述、功能的技术描述、技术指标的技术描述及限制条件的技术描述等。

结构设计规范是工程设计规范的主要组成部分,是关于结构设计技术和构造要求的技术规定与标准。其为工程结构设计、校核、审批等工作提供了标准和依据。

目前,现行的结构设计规范很多。本书所涉及的现行结构设计规范主要有《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)、《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)、《砌体结构设计规范》(GB 50003—2011)、《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)、《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)、《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)、《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)和《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)。

## 1.2 工程结构的类别

工程结构的分类方法很多。按照结构受力与构造特点,工程结构可分为混合结构、排架

结构、框架结构、剪力墙结构和其他形式结构；按照结构受力分析与空间构成，工程结构可分为平面结构和空间结构；按照结构所用的材料，工程结构可分为混凝土结构、砌体结构、钢结构和木结构；等等。

本书主要介绍混凝土结构、砌体结构和钢结构。

### 1.2.1 混凝土结构

混凝土结构是指以混凝土和钢材为基本材料制成的结构形式。混凝土结构可分为素混凝土结构、钢筋混凝土结构、劲性混凝土结构、预应力混凝土结构和钢管混凝土结构等（见图 1-2）。混凝土结构具有刚度大、可模性好、整体性好、耐久性好、耐火性好等优点，但也存在自重大、抗裂性能差、施工复杂、隔热与隔声性能较差等缺点。

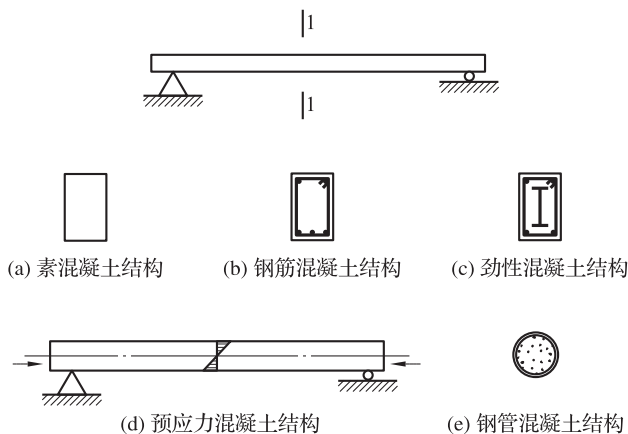


图 1-2 混凝土结构的基本类型

目前，混凝土结构已经是多种结构中使用最为普遍的一种结构形式。随着工程实践、理论研究、新材料与新工艺的较快发展，混凝土结构在其所用材料和配筋方式上有了许多新进展，也形成了一些新的混凝土结构形式，如高性能混凝土结构、纤维增强混凝土结构和钢-混凝土组合结构等。

#### 1. 高性能混凝土结构

高性能混凝土具有高强度、高耐久性、高流动性及高抗渗透性等特点，是混凝土材料发展的重要方向。高性能混凝土的出现适应了现代工程结构向大跨、重载、高耸的方向发展，并且满足了承受恶劣环境条件的需要。国际上，美国已研制出了 C200 级混凝土，罗马尼亚已研制出了 C170 级混凝土，预计未来可达到 C400 级。

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)中将混凝土强度等级大于 C50 的混凝土划为高强度混凝土。在高层建筑中，C50~C60 级混凝土已普遍使用，个别工程甚至用到 C80 级混凝土。

由于高性能混凝土在受压时表现出较小的塑性和更大的脆性，因而应当注意其在结构构件的计算方法及构造措施上与普通强度混凝土的差别，以及在某些结构应用上的限制。例如，有抗震设防要求的混凝土结构，其混凝土强度等级不宜超过 C60（当抗震设防烈度为 9 度时）和 C70（当抗震设防烈度为 8 度时）。

对于高性能混凝土，采用很低的水灰比，同时掺入粉煤灰、矿渣、沸石灰和硅粉等混合

料,可以改善和提高混凝土的性能。例如,在混凝土中加入高效减水剂可有效降低水灰比,掺入粉煤灰、矿渣和沸石灰则能有效改善混凝土拌合料的工作性能,提高混凝土硬化后的力学性能和耐久性;加入适量硅粉对提高混凝土的强度最为有效,并使混凝土具有耐磨和耐冲刷的特性。

## 2. 纤维增强混凝土结构

纤维增强混凝土是指在普通混凝土中掺入适量的纤维材料而形成的改良混凝土。目前,纤维材料主要有钢纤维、耐碱玻璃纤维、合成纤维和植物纤维。

纤维增强混凝土结构可以提高结构构件的抗拉强度、抗剪强度和抗折强度,以及抗裂、抗冲击、抗疲劳、抗震和抗爆等性能,因而被广泛应用于刚性防水屋面、地下防水、地下人防和结构加固等工程。

## 3. 钢-混凝土组合结构

钢-混凝土组合结构是指用型钢或钢板焊(或冷压)成钢截面,再将其埋置于混凝土中,使混凝土与型钢共同受力而形成的结构。目前,国内外常用的钢-混凝土组合结构主要有钢管混凝土结构、型钢混凝土结构、外包钢混凝土结构、压型钢板与混凝土组合楼板、钢与混凝土组合梁五大类。

钢-混凝土组合结构除具有钢筋混凝土结构的优点外,还具有抗震性能好、施工方便、能充分发挥材料的性能等优点,因此得到了广泛应用。例如,框架、框架-剪力墙、剪力墙、框架-核心筒等结构体系中的梁、柱、墙均可采用钢-混凝土组合结构。

### 1.2.2 砌体结构

砌体结构是一种古老的工程结构形式,它是以砖、石和砌块为块体,用砂浆砌筑而成的,以墙、柱作为建筑物主要受力构件的结构,也称为砖石结构。根据块体材料的不同,砌体结构可分为砖砌体结构、砌块砌体结构和石砌体结构。砌体结构取材方便,具有良好的保温、隔热、隔声等性能,造价低且施工简单,但强度较低,整体性较差。为了提高砌体的抗压、抗剪和抗弯能力,可以在砌体中配置一定量的钢筋或钢筋混凝土,因而砌体结构又有无筋砌体结构和配筋砌体结构之分。目前,工程中的砌体结构多是指由混凝土构件和砂浆砌筑而成的,由墙、柱构件组合而成的砖混结构。

当前,砌体结构的发展主要表现在以下几个方面:

#### 1. 开发新材料

研究轻质、高强、低能耗的砖(砌)块;积极开发和研究节能环保的新型材料,如蒸压灰砂废渣制品;利用页岩生产多孔砖和废渣轻型混凝土墙板;等等。

#### 2. 机具的合理使用

砌体施工中,机具(如铺砂浆器、小直径振捣棒、小型灌孔混凝土浇筑泵、小型钢筋焊机、灌孔混凝土检测仪等)的合理使用对保证配筋砌块结构的质量起到十分重要的作用。

#### 3. 砌体结构破坏机理和受力性能的研究

从砌体结构的理论方面对砌体结构的破坏机理和受力性能做进一步研究。通过数学和力学模式,建立完善、精确的砌体结构理论;用适合于砌体结构特点的模型和手段,研究砌体

结构的本构关系和基本工作原理,研究砌体结构的各种力学行为,研究结构整体工作性能及砌体结构的评估、修复和加固等。

### 1.2.3 钢结构

钢结构主要是指用钢板、热轧型钢冷加工成形的薄壁型钢和钢管等构件经焊接、铆接或螺栓连接组合而成的,以钢索为主材建造的结构。从建筑结构的力学模型角度看,钢结构可以分为大跨度屋盖结构、多高层钢结构建筑、单层厂房的横向平面框架结构及门式刚架四种常见的结构体系。

钢结构的优点是材质均匀,物理力学性能可靠,塑性与韧性好,强度高,质量轻,密封性好,制作加工方便,工业化程度高,工期短,抗震性能好。通过对国内外历次地震案例的比较分析,发现钢结构的损坏最轻,因此,钢结构已被公认为抗震设防地区,尤其是强震区的最佳结构形式。

钢结构也存在很明显的缺点。首先,钢结构的耐火性较差,当钢材的表面温度在  $150\text{ }^{\circ}\text{C}$  以内时,其强度变化不大,但当钢材的表面温度达到  $600\text{ }^{\circ}\text{C}$  时,其强度几乎降至零。裸露的钢结构在火灾温度下,15 min 后会完全丧失承载能力。其次,钢结构的耐腐蚀性差,易锈蚀,在潮湿、有腐蚀性气体的环境中,钢材的腐蚀速度会快速上升,缩短结构的工程寿命。另外,钢结构在低温条件下可能发生脆性断裂。

由于钢结构具有高强度、高性能、绿色环保的优点及良好的抗震性能,因而目前在建筑方面的应用范围迅速扩展,主要表现在大跨度建筑的屋盖结构、工业厂房的承重骨架和吊车梁、轻型房屋钢结构、塔桅结构、容器和管道等壳体结构、高层和超高层建筑等方面。

## 1.3 工程结构设计的原则与方法

建筑物的产生与发展大致可分为三个阶段,即决策阶段、实施阶段和使用阶段(运营阶段)。在统一活动过程中,虽然每个阶段所涉及的工作内容各有侧重,但彼此应协调配合。

其中,实施阶段的主要任务是建筑物的设计与施工。建筑物的设计主要包括设计前准备和施工图设计两部分。对小型、技术简单的建筑物,施工图设计可细分为方案设计和施工图设计两个阶段;对一些重大工程项目,施工图设计可细分为方案设计、初步设计、技术设计和施工图设计四个阶段。总体来讲,实施阶段设计过程的最终结果是施工图及设计文件,其内容主要包括建筑施工图、结构施工图和设备安装施工图(如给排水设备安装施工图、采暖通风设备安装施工图、建筑电气设备安装施工图、燃气设备安装施工图等)。

### 1.3.1 结构的可靠性

可靠性、经济性和美观性是建筑物所应体现出的基本功能。确保建筑物的可靠性既是结构设计的基本任务,也是保证其他功能赖以存在的前提。

结构的可靠性是指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,其主要包括安全性、适用性和耐久性三个方面。这里所说的规定的时间是指结构的设计使用年限。

### 1. 安全性

安全性是指建筑结构应能承受在正常设计、正常施工和正常使用过程中可能出现的各种作用(如荷载、外加变形、温度、收缩等),以及在偶然事件(如地震、爆炸等)发生时或发生后仍能保持必要的整体稳定性,不致发生倒塌的工作性能。

### 2. 适用性

适用性是指建筑结构在正常使用过程中,结构及其构件所应具有满足预定使用要求的良好工作性能。由于外在作用的随机性、结构及其构件自身抗力的变化、施工和使用过程中的人为性或非人为性等因素的影响,结构及其构件会产生一定程度的变形、裂缝或振动。这些现象是正常的、不可避免的,它们不会影响建筑结构的正常使用。

### 3. 耐久性

耐久性是指建筑结构在正常使用和正常维护的条件下,在结构及其构件具有足够的安全性和适用性能力的条件下,保持建筑物的各项功能直至达到设计使用年限的工作性能。如工程使用材料的锈蚀、腐蚀和风化,构件保护层过薄及出现过宽裂缝等,都是影响结构及其构件耐久性的因素,由于它们大多很难被定量计算,因而通常会采取相应的构造和预防措施加以保障。

## 1.3.2 工程结构设计的原则

结构设计是结构工程师工作的基本内容。在进行结构设计时,一般应遵循工程设计的基本原则,依据建筑物的重要性等级,保证结构体系和结构基本构件能在预定的时间内及规定的条件下,完成预定的功能。工程结构设计的原则主要包括结构体系设计原则、结构体系中结构缝的设计原则、结构构件的连接与构造原则三个方面。

### 1. 结构体系设计原则

- (1)结构的平面布置和立面布置宜简单、规则、均匀、连续,高宽比和长宽比应适当。
- (2)根据建筑物的使用功能来布置结构体系,合理确定结构构件的形式。
- (3)结构的传力途径应简捷、明确,关键部位宜有多条传力途径,垂直构件宜竖向对齐。
- (4)宜采用超静定结构,并增加重要构件的冗余约束。
- (5)结构的刚度和承载力宜均匀、连续。
- (6)为避免连续倒塌,必要时可设置结构缝,将结构分割为若干独立的单元。
- (7)结构设计应有利于减小偶然作用效应的影响范围,避免结构发生与偶然作用不相匹配的大范围破坏或连续倒塌。
- (8)减少环境条件对建筑结构耐久性的影响。
- (9)符合节省材料、降低能耗和保护环境的要求。

### 2. 结构体系中结构缝的设计原则

- (1)根据结构体系的受力特点、尺度、形状和使用功能,合理确定结构缝的位置和构造形式。
- (2)结构缝的构造应满足相应功能(伸缩、沉降、防震等),并宜减少结构缝的数量。
- (3)可根据需要在施工阶段设置临时性的缝,如收缩缝、沉降缝、施工缝和引导缝等。



(4)采取有效措施减少结构缝对使用功能带来的不利影响。

### 3. 结构构件的连接与构造原则

(1)连接处的承载力应不小于被连接构件的承载力。

(2)当混凝土结构与其他材料构件连接时,应采用适当的连接方式。

(3)考虑构件变形对连接节点及相邻结构或构件造成的影响。

## 1.3.3 工程结构设计的基本方法

### 1. 现代结构设计方法的演变

自 19 世纪初期以来,建筑物的结构设计方法经历了容许应力法、破损阶段设计法和半经验半概率的极限状态设计法三个发展阶段。

#### 1)容许应力法

容许应力法是于 1826 年提出的一种传统工程结构设计方法。该方法假设材料为均匀弹性体,通过分析结构受到的外界作用,计算出危险截面上的应力分布值,使关键点上的工作应力值不超过材料的容许应力。其容许应力值是通过将材料强度除以大于 1 的安全系数得到的。这种方法的主要依据是结构分析理论和材料、构件的试验成果及荷载测试,安全方面则取决于安全系数的取值。

容许应力法的表达形式简单,计算方便,易于掌握,因此沿用了 100 多年。容许应力法的缺点是由于单一安全系数是一个笼统的经验系数,因而给定的容许应力不能保证各种结构均具有比较一致的安全水平,而且也未考虑荷载增大的不同比率或具有异号荷载效应情况对结构安全的影响。例如,在应力分布不均匀的情况下,采用容许应力法对受弯构件、受扭构件或静不定结构进行内力分析,较为保守。

#### 2)破损阶段设计法

破损阶段设计法是于 20 世纪初提出的并实际应用于工程设计的一种设计方法。该法以构件的极限承载力为依据,要求荷载的数值乘以一个大于 1 的安全系数后不超过构件的极限承载力。若结构满足这些条件,则认为是绝对安全的;反之,则认为是绝对不安全的。

这种方法考虑了材料的塑性变形性能,可以充分发挥材料的潜力,比较符合实际情况。这种方法的缺点是:安全系数是由经验确定的不变的数值,且只考虑了构件的承载力,没有考虑其在正常使用情况下的变形和裂缝。

#### 3)半经验半概率的极限状态设计法

自 20 世纪 40 年代美国学者提出结构失效概率的概念后,20 世纪 50 到 60 年代,半经验半概率的极限状态设计法逐步进入工程设计领域。该法规定了三种极限状态(承载能力、变形、裂缝),并分别进行了计算或验算。根据荷载、材料和工作条件等不同情况,采用不同的安全系数来表达。这种结构设计法提出了结构极限状态的概念,既考虑了构件的承载力问题,又考虑了其在正常使用情况下的变形和裂缝问题;同时,在确定荷载和材料强度的取值时引入了数理统计的方法,并与工程经验相结合,以确定一些设计用的数值。

但是,该法对于保证率、相关系数等仍凭工程经验确定。在这方面,其与容许应力法和破损阶段设计法一样,均属于定值法的范畴。

## 2. 基于概率理论的极限状态设计法

20世纪80年代,在半经验半概率的极限状态设计法的基础上,国际上提出了基于概率理论的极限状态设计法。该法以概率论和结构可靠度理论为基础,综合考虑了影响结构安全的各种因素,通过概率统计方法和可靠度指标将各种影响因素转化为多个分项安全系数,并以极限状态为结构的设计状态,用概率论处理结构的可靠性问题。这种方法更加全面地考虑了影响结构安全的各种因素的客观变化与差异,使得设计参数更加合理,结构的安全性和经济性得到了更好的协调统一。

基于概率理论的极限状态设计法较半经验半概率的极限状态设计法又向前发展了一步,两者虽然在设计表达式的形式上及运算过程中存在一定程度的相似性,但本质上有一定的区别。基于概率理论的极限状态设计法,运用概率的方法给出结构可靠度的计算,已不再属于定值法的范畴,而是属于概率法的范畴。

目前,我国现行的建筑结构设计规范运用了基于概率理论的极限状态设计法,遵循了《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)的基本设计原则,并规定了采用该法进行结构设计时需要解决的几个问题。

(1)确定结构构件的计算简图。选择适宜的结构形式,合理进行结构平面布置;通过合理的简化,确定结构的计算单元和计算简图,包括构件截面尺寸的选择、计算跨度的确定、荷载的取值,不同的荷载有不同的计算简图。

(2)选择结构材料及相应的强度等级。

(3)采用力学方法进行荷载效应的分析计算,利用荷载效应组合公式进行荷载效应组合设计值的计算。

(4)根据荷载效应组合设计值确定构件抗力;根据相应的公式进行抗力计算,如确定构件配筋等。

## 1.4 与工程结构相关的几个问题

工程结构设计的内容非常广泛。本书主要介绍工程结构的设计原理、常见房屋建筑结构荷载的计算方法,以及钢筋混凝土结构、钢结构、砌体结构的设计方法及有关构造要求。这些都是进行工程结构设计的基础性内容。

为了更好地认知和把握工程结构设计的基本理论知识及实践技能,从整体上提升工程结构设计的理论水平和实践能力,学习本课程时需要注意以下几个问题:

### 1. 熟知与结构设计相关的专业理论知识,强化综合性

工程结构设计是一项综合性较强的工作,其知识的学习和运用与其他专业知识(如工程数学、工程力学、工程图学、工程测量、工程材料、工程施工、建筑学、工程机械与设备等)的关联性较大。因此,只有很好地理解、掌握并正确应用相关的专业理论知识,才能更好地理解和应用工程结构设计的基本原理与方法,圆满出色地完成工程项目的设计任务。

### 2. 正确运用工程结构设计规范及规程

工程结构设计规范及规程既是结构设计的基本依据,也是结构设计最低要求的技术标准。随着科学技术的发展及研究的深入,随着新结构、新材料、新工艺和新技术的出现,对工

程结构设计规范及规程也在不断地进行修订、补充和完善。基于结构方案、材料选择、配筋构造和施工方案等方面的具体要求,正确应用现行工程结构设计规范及规程是保证结构的可靠性和经济合理的基础。

### 3. 理论联系实际,注重工程设计经验的累积

工程结构设计的理论较为枯燥,但实践性很强。一方面,要熟练运用工程结构设计的理论知识,就应深入施工现场,不断积累工程经验,达到理论设计与施工可行性的统一。另一方面,要做到工程设计具体问题具体分析。一般情况下,结构设计常常会受到各种因素的制约,即使是同样的构件承受同样的荷载,也会设计出不同的结构形式、结构截面和截面配筋等。因此,需要综合考虑安全、实用、经济和美观等诸多因素,选择出较优的结构设计方案。

### 4. 关注结构设计技术和手段的发展动态,掌握其表达方法及设计软件

随着现代建筑工程规模的扩大,工程结构的复杂程度也越来越大。为了达到交流的标准化、减少设计工程量、提高工作效率,熟练掌握与正确运用结构设计的工程语言及专业计算机技术显得越来越重要。

当前,我国和世界其他国家建设项目的交流与合作日益频繁,彼此间的顺畅沟通对准确实施结构设计方案的重要性越来越明显,因此,熟练掌握专业外语也是工程结构设计人员应高度重视的问题。

## 思考练习题

- 1-1 什么是工程结构?从结构受力分析角度看,工程结构大致可分为哪几类?
- 1-2 工程结构设计的原则是什么?
- 1-3 简述混凝土结构、砌体结构和钢结构的优缺点。
- 1-4 试述工程结构设计方法的发展与演变。
- 1-5 简述工程结构设计规范及规程与工程结构设计的关系。
- 1-6 概念解释:结构构件、结构体系、结构的设计使用年限、结构的使用年限。

## 结构作用与荷载计算

工程结构设计是基于结构的外在作用、选用材料和构件布置,以及结构设计的基本原理,通过对结构外在作用的认知和把握,构建出保证实现工程安全性能的结构或结构构件。

### 2.1 结构作用与荷载的概念

结构作用是指施加在结构上的集中力或分布力及引起结构外加变形或约束变形的原因。《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)中将施加在结构上的集中力或分布力称为直接作用,如各种土木工程结构的自重、土压力、房屋建筑中楼面上的人和家具等的重量;将引起结构外加变形或约束变形的原因称为间接作用,如地基变形、混凝土收缩徐变、焊接变形、温度作用和地震作用等。前者均是以外加力的形式直接施加在结构上的,与结构本身的性质无关;后者不是以外加力的形式直接施加在结构上的,它们的大小与结构本身的性质有关。

从产生的效果角度看,直接作用和间接作用都能使结构或构件产生结构效应,如应力、位移、应变等。在结构设计中,为了便于使用和交流,通常将结构作用统称为广义上的荷载。

本书所说的荷载是指施加在结构上的直接作用。

### 2.2 荷载的分类

对于某个特定的工程结构,作用于其上的荷载类型较多。在进行结构设计时,首先要分析工程结构在使用过程中可能会出现哪些荷载,它们产生的背景和特点是什么,哪些在时间和空间上是独立的,哪些可能是相互关联或不能独立存在的;然后将它们按不同的标准进行分类;最后进行定量计算。

通常情况下,结构上的荷载可以按照时间的变异、空间位置的变异、结构的反应特点、荷载作用的方向和荷载的实际分布情况等标准进行分类。

#### 1. 按时间的变异分类

(1)永久荷载。永久荷载是指在结构设计使用年限内,其量值不随时间的变化而变化,或其变化幅度与平均值相比可以忽略不计的荷载(简称恒载),如结构构件及配件的自重、土

压力、预应力等。

(2)可变荷载。可变荷载是指在结构设计使用年限内,其量值随时间的变化而变化,且其变化幅度与平均值相比不能忽略的荷载(简称活载),如楼面活荷载、屋面活荷载、积灰荷载、吊车荷载、风荷载和雪荷载等。

(3)偶然荷载。偶然荷载是指在结构设计使用年限内不一定出现,而一旦出现其量值就很大且持续时间很短的荷载,如爆炸力、撞击力等。

## 2. 按空间位置的变异分类

(1)固定荷载。固定荷载是指在结构空间位置上固定分布的荷载,如结构的自重、固定设备的自重等。

(2)自由荷载。自由荷载是指在结构空间位置上的一定范围内可以任意分布的荷载,如起重机荷载、人群荷载等。

## 3. 按结构的反应特点分类

(1)静态荷载。静态荷载是指使结构或结构构件不产生加速度,或其加速度可以忽略不计的荷载(简称静载),如住宅与办公楼的楼面活荷载和结构构件的自重等。

(2)动态荷载。动态荷载是指使结构或结构构件产生不可忽略的加速度的荷载(简称动载),如吊车荷载、设备振动荷载、起重机荷载、作用在高耸结构上的风荷载等。

## 4. 按荷载作用的方向分类

(1)竖向荷载。竖向荷载一般是指由重力作用引起的荷载,如结构构件的自重、屋面活荷载、屋面积灰荷载和屋面雪荷载等;此外,还有地震产生的竖向作用。

(2)水平荷载。水平荷载是指由风作用产生的荷载,以及斜柱等产生的水平方向荷载,也称为侧向荷载、横向荷载;此外,还有地震产生的水平作用。

(3)冲击荷载。冲击荷载一般是指一种侧向荷载,如运行中的电梯对电梯井壁产生的侧向作用、高层建筑中楼梯间的墙体在火灾时受到的侧压力等。

## 5. 按荷载的实际分布情况分类

(1)分布荷载。一般情况下,分布荷载总是与建筑结构有一定的接触面积,当接触面积较大,并按一定几何关系分布时,称为面荷载,如均匀分布面荷载、三角形分布面荷载等。其中,对可以将面荷载视为集中在一条线上分布的分布荷载,称为线荷载,如均匀分布线荷载(简称均布线荷载)、三角形分布线荷载等。

(2)集中荷载。集中荷载是指荷载分布面积不大,可以将其近似认为集中于一点的荷载。

## 2.3 荷载标准值的计算及规定

荷载标准值是指结构在设计基准期内可能出现的最大荷载值。所谓设计基准期,就是指为确定可变荷载代表值而选用的时间参数,它与结构设计年限不是一个概念。我国建筑结构的荷载设计基准期为50年。

在结构设计使用年限内,荷载是个随机变量。若有足够的荷载统计资料,则应做出其最大值的概率分布,通过在设计基准期内对统一规定的概率分布的分位值百分数进行分析,就

可以比较准确地获得具有某种保证率的荷载最大值。然而,在结构设计使用期间,仍有可能出现量值大于标准值的荷载,只是出现的概率比较小。为了解决这个问题,通常会根据历史记载、现场观测和试验等,并结合工程经验进行综合的分析和判断,在不同的历史时期加以调整和确定。

《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012),以下简称《荷载规范》,给出了各种荷载的标准值计算方法及其基本数据。

### 2.3.1 永久荷载标准值的计算及规定

永久荷载包括结构构件、围护构件、面层及装饰、固定设备、长期储物的自重,土压力、水压力,以及其他需要按永久荷载考虑的荷载。

#### 1. 结构自重的标准值

结构自重是指结构构件(梁、板、柱、墙、支撑等)和非结构构件(抹灰、饰面材料、填充墙、吊顶等)由于地球引力所产生的重力。通常情况下,只要知道结构构件的尺寸及所使用的材料,就可以按结构构件的设计尺寸和材料单位体积的自重计算确定结构自重的标准值  $G_k$ 。在建筑工程中,组成结构的各种构件可能采用多种材料,若要计算结构自重的标准值,可先将结构划分为若干基本构件,计算出每个基本构件的重量,然后进行叠加即可。其计算公式为

$$G_k = \sum_{i=1}^n \gamma_i V_i \quad (2-1)$$

式中, $n$  为组成结构的基本构件数; $\gamma_i$  为第  $i$  个基本构件的单位自重,对于一般材料的单位自重可取其平均值,对于自重变异较大的材料,自重的标准值应根据对结构的不利或有利状态,分别取上限值或下限值,常用材料单位体积的自重可按《荷载规范》附录 A 的规定采用; $V_i$  为第  $i$  个基本构件的体积。

例如,某矩形截面钢筋混凝土梁的计算跨度  $l_0 = 2$  m,截面尺寸  $b \times h = 200$  mm  $\times$  500 mm,钢筋混凝土的自重取  $25$  kN/m<sup>3</sup>,则该梁沿跨度方向的自重标准值  $G_k = 0.2 \times 0.5 \times 25 = 2.5$  kN/m。

为了应用方便,有时工程上也把建筑物看成一个整体,将结构每层的自重转化为平均楼面荷载,进行近似估算。对于钢结构建筑,平均楼面荷载为  $2.48 \sim 3.96$  kN/m<sup>2</sup>;对于钢筋混凝土结构建筑,平均楼面荷载为  $4.95 \sim 7.43$  kN/m<sup>2</sup>;对于预应力混凝土结构建筑,平均楼面荷载可取为普通钢筋混凝土结构建筑自重的  $70\% \sim 80\%$ 。

需要指出的是,一般情况下,固定隔墙的自重可按永久荷载考虑;但对位置可灵活布置的隔墙,其自重应按可变荷载考虑。

#### 2. 土的自重应力

土的自重是指作用在建筑基础上的那一部分荷载。根据土力学的基本原理,当计算土中自重应力时,若地面下的土质均匀,土层的天然重度为  $\gamma$ ,在天然地面下任意深度  $h$  处水平面上的竖直自重应力为  $\sigma$ ,则作用于任意一个单位面积上的土柱体的自重应力可按  $\gamma h$  计算。通常情况下,地基土是由不同重度的土层组成的,若天然地面下深度  $h$  范围内各层土的高度自上而下依次为  $h_1, h_2, \dots, h_i, \dots, h_n$  (见图 2-1),则可得土层深度  $h$  处的竖直有效自重应

力为

$$\sigma = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \cdots + \gamma_i h_i + \cdots + \gamma_n h_n = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (2-2)$$

式中,  $n$  为天然地面到深度  $h$  处的土层数;  $h_i$  为第  $i$  层土的厚度;  $\gamma_i$  为第  $i$  层土的天然重度, 若土层位于地下水位以下, 由于受水的浮力作用, 则应取土的有效重度  $\gamma'_i$ , 其大小一般取  $\gamma'_i = \gamma_i - 10$ 。

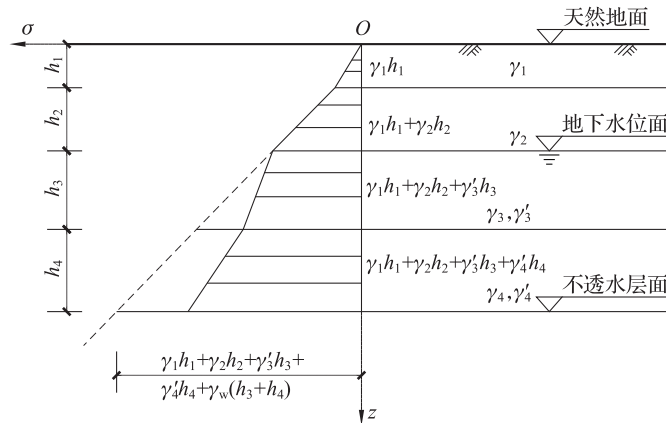


图 2-1 分层土中竖向自重应力沿深度的分布

### 2.3.2 楼面和屋面活荷载标准值的计算及规定

楼面和屋面活荷载,是指在结构设计基准期内其量值随时间而变化、位置可移动的、施加于楼面和屋面的非自然荷载,如人群、家具、用品、设备等。

#### 1. 民用建筑楼面活荷载

民用建筑楼面活荷载,是人们在其中生活或工作时所产生的荷载,其大小和位置具有任意性。为了工程设计方便,一般将楼面活荷载简化为楼面均布活荷载。一方面,均布活荷载的量值与建筑物的功能有关,如公共建筑(如商店、展览馆、车站、电影院等)的均布活荷载值一般比住宅、办公楼的均布活荷载值大;另一方面,楼面均布活荷载是取楼面总活荷载在楼面总面积上的平均值,若设计时考虑的楼面面积越大,则实际平摊后的楼面活荷载越小。

对此,《荷载规范》给出以下规定:

(1)在计算结构构件的楼面荷载效应时,对于一般的使用构件即在规定的从属面积范围之内,楼面活荷载的标准值可以按照表 2-1 对应的类别取值。所谓从属面积,就是考虑梁、柱等构件均布荷载折减所采用的计算构件负荷的楼面面积,它可以根据楼板的剪力零线划分。在实际应用中也可以适当简化,如楼面梁的从属面积可按照梁两侧各延伸 1/2 梁间距范围内的实际面积确定。

表 2-1 民用建筑楼面均布活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 ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$ )	组合值 系数 $\psi_c$	频遇值 系数 $\psi_f$	准永久值 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)	客车	4.0	0.7	0.7	0.6
			消防车	35.0	0.7	0.5	0.0
		(2)双向板楼盖(板跨不小于 6 m×6 m)和无梁楼盖(柱网不小于 6 m×6 m)	客车	2.5	0.7	0.7	0.6
			消防车	20.0	0.7	0.5	0.0
9	厨房	(1)餐厅		4.0	0.7	0.7	0.7
		(2)其他		2.0	0.7	0.6	0.5
10	浴室、卫生间、盥洗室		2.5	0.7	0.6	0.5	
11	走廊、门厅	(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)教学楼及其他可能出现人员密集的情况		3.5	0.7	0.5	0.3



续表

项次	类别		标准值 ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$ )	组合值 系数 $\psi_c$	频遇值 系数 $\psi_f$	准永久值 系数 $\psi_q$
12	楼梯	(1)多层住宅	2.0	0.7	0.5	0.4
		(2)其他	3.5	0.7	0.5	0.3
13	阳台	(1)可能出现人员密集的情况	3.5	0.7	0.6	0.5
		(2)其他	2.5	0.7	0.6	0.5

注1:本表所给各项活荷载适用于一般使用条件,当使用荷载较大、情况特殊或有专门要求时,应按实际情况采用。

注2:第6项书库活荷载,当书架高度大于2m时,尚应按每米书架高度不小于2.5kN/m<sup>2</sup>确定。

注3:第8项中的客车活荷载仅适用于停放载人少于9人的客车;消防车活荷载适用于满载总重为300kN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8项消防车活荷载,当双向板楼盖板跨介于3m×3m~6m×6m之间时,应按跨度线性插值确定。

注5:第12项楼梯活荷载,对预制楼梯踏步平板,尚应按1.5kN集中荷载验算。

注6: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)作为楼面活荷载的附加值(kN/m<sup>2</sup>)计入,且附加值不应小于1.0kN/m<sup>2</sup>。

(2)若引起效应的楼面活荷载面积超过一定从属面积值,则应对楼面均布活荷载进行折减。在设计楼面梁、墙、柱及基础时,表2-1中楼面活荷载标准值的折减系数取值不应小于下列规定:

①设计楼面梁时。

- a. 第1(1)项,当楼面梁从属面积超过25m<sup>2</sup>时,应取0.9。
- b. 第1(2)~7项,当楼面梁从属面积超过50m<sup>2</sup>时,应取0.9。
- c. 第8项,对单向板楼盖的次梁和槽形板的纵肋应取0.8,对单向板楼盖的主梁应取0.6,对双向板楼盖的梁应取0.8。
- d. 第9~13项应采用与所属房屋类别相同的折减系数。

②设计墙、柱和基础时。

- a. 第1(1)项应按表2-2规定采用。
- b. 第1(2)~7项应采用与其楼面梁相同的折减系数。
- c. 第8项的客车,对单向板楼盖应取0.5,对双向板楼盖和无梁楼盖应取0.8。
- d. 第9~13项应采用与所属房屋类别相同的折减系数。

应注意的是,在确定楼面均布活荷载时,应当考虑建筑物长期使用过程中改变用途的可能性,应该取其大值。

表2-2 活荷载按楼层的折减系数

墙、柱、基础计算截面以上的层数	1	2~3	4~5	6~8	9~20	>20
计算截面以上各楼层活荷载总和的折减系数	1.00(0.90)	0.85	0.70	0.65	0.60	0.55

注:当楼面梁的从属面积超过25m<sup>2</sup>时,应采用括号内的系数。

## 2. 工业建筑楼面活荷载

工业建筑楼面在生产使用或安装检修时,由设备、管道、运输工具及可能拆移的隔墙产生的局部荷载,均应按实际情况采用等效均布活荷载代替。对设备位置固定的情况,可直接按固定位置进行结构计算,但应考虑因设备安装和维修过程中的位置变化可能出现的最不利效应。工业建筑楼面堆放原料或成品较多、较重的区域,应按实际情况考虑;一般的堆放情况可按均布活荷载或等效均布活荷载考虑。

楼面等效均布活荷载包括计算次梁、主梁和基础时的楼面活荷载,可分别按《荷载规范》附录 C 的规定确定;对于一般金工车间、仪器仪表生产车间、半导体器件车间、棉纺织车间、轮胎准备车间与粮食加工车间,当缺乏资料时,可按《荷载规范》附录 D 的规定采用。

另外,工业建筑楼面(包括工作平台)上无设备区域的操作荷载,包括操作人员、一般工具、零星原料和成品的自重,可按均布活荷载  $2.0 \text{ kN/m}^2$  考虑。在设备所占区域内可不考虑操作荷载和堆料荷载。生产车间的楼梯活荷载,可按实际情况采用,但不宜小于  $3.5 \text{ kN/m}^2$ 。生产车间的参观走廊活荷载,可采用  $3.5 \text{ kN/m}^2$ 。

## 3. 屋面活荷载

屋面活荷载的大小和位置也具有任意性,在工程设计时,一般可将其简化为均布活荷载。各种不同使用状态的屋面活荷载可按照表 2-3 取值。

表 2-3 屋面均布活荷载标准值及其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数

项次	类别	标准值/( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$ )	组合值系数 $\psi_c$	频遇值系数 $\psi_f$	准永久值系数 $\psi_q$
1	不上人的屋面	0.5	0.7	0.5	0.0
2	上人的屋面	2.0	0.7	0.5	0.4
3	屋顶花园	3.0	0.7	0.6	0.5
4	屋顶运动场地	3.0	0.7	0.6	0.4

注 1:不上人的屋面,当施工或维修荷载较大时,应按实际情况采用;对不同类型的结构应按有关设计规范的规定采用,但不得低于  $0.3 \text{ kN/m}^2$ 。

注 2:当上人的屋面兼作其他用途时,应按相应楼面活荷载采用。

注 3:对于因屋面排水不畅、堵塞等引起的积水荷载,应采取构造措施加以防止;必要时,应按积水的可能深度确定屋面活荷载。

注 4:屋顶花园活荷载不应包括花圃土石等材料自重。

注 5:不上人的屋面活荷载,可不与雪荷载和风荷载同时组合。

## 4. 施工和检修荷载及栏杆荷载

结构设计中,应考虑到施工和检修时的荷载值,该值应取在构件最不利位置处可能出现的最大值。

(1)施工和检修荷载应按下列规定采用。

①设计屋面板、檩条、钢筋混凝土挑檐、悬挑雨篷和预制小梁时,施工或检修集中荷载标准值不应小于  $1.0 \text{ kN}$ ,并应在最不利位置处进行验算。

②对于轻型构件或较宽的构件,应按实际情况验算,或应加垫板、支撑等临时设施。

③计算挑檐、悬挑雨篷的承载力时,应沿板宽每隔  $1.0 \text{ m}$  取一个集中荷载;在验算挑檐、

悬挑雨篷的倾覆时,应沿板宽每隔 2.5~3.0 m 取一个集中荷载。

(2) 楼梯、看台、阳台和上人屋面等的栏杆活荷载标准值,不应小于下列规定。

① 住宅、宿舍、办公楼、旅馆、医院、托儿所、幼儿园,栏杆顶部的水平荷载应取 1.0 kN/m。

② 学校、食堂、剧场、电影院、车站、礼堂、展览馆或体育场,栏杆顶部的水平荷载应取 1.0 kN/m,竖向荷载应取 1.2 kN/m,水平荷载与竖向荷载应分别考虑。

(3) 施工荷载、检修荷载及栏杆荷载的组合值系数应取 0.7,频遇值系数应取 0.5,永久值系数应取 0。

### 2.3.3 雪荷载标准值的计算及规定

雪荷载是房屋屋面所承受的主要荷载之一。在寒冷及其他有雪地区,因雪荷载导致屋面以致整个结构破坏的事故时有发生,尤其是大跨度结构和轻型屋盖结构,对雪荷载更为敏感。因此,在有雪地区的结构设计中必须考虑雪荷载。

#### 1. 雪荷载的计算方法

雪荷载的标准值  $s_k$  是指作用在屋面水平投影的单位面积上的雪荷载,用当地基本雪压  $s_0$  与屋面积雪分布系数  $\mu_r$  的乘积来表示。

$$s_k = \mu_r s_0 \quad (2-3)$$

##### 1) 雪压与基本雪压

雪压是指单位面积地面上积雪的自重,是积雪深度与积雪重度的乘积。为了便于比较不同地区的雪压,《荷载规范》规定了雪压测试的标准条件,即以当地一般空旷平坦地面上 50 年内统计所得的最大积雪自重,并将在标准条件下测得的雪压称为基本雪压。

基本雪压  $s_0$  的计算表达式为

$$s_0 = \gamma_s d \quad (2-4)$$

式中,  $\gamma_s$  为积雪重度;  $d$  为积雪深度。

积雪重度随积雪厚度、积雪时间等因素的变化而有较大的差异,对雪压值的影响也较大,如新鲜下落的积雪密度较小,为 50~100 kg/m<sup>3</sup>。当积雪达到一定厚度时,积存在下层的雪由于受到上层雪的压缩而密度增加,越靠近地面,积雪密度越大;雪深越大,其下层的密度也越大。为了工程设计应用方便,一般将积雪重度定为常量,即以某地区的气象记录资料统计分析后所得的重度平均值或某分位值作为该地区的积雪重度。

##### 2) 屋面基本雪压的确定

《荷载规范》中的基本雪压是针对地面上的积雪荷载定义的。屋面的雪荷载由于受多种因素的影响,往往与地面雪荷载不同,一般情况下小于地面雪荷载。造成屋面积雪和地面积雪不同的主要原因是风的影响、屋面形式、屋面散热等,具体表现在雪的漂积、滑移、融化及结冰等方面。针对这些问题,在结构设计过程中往往采用  $\mu_r$  进行折减,  $\mu_r$  的取值按《荷载规范》中表 7.2.1 的规定采用。

#### 2. 雪荷载取值的相关规定

(1) 一般建筑物的基本雪压是以 50 年重现期的雪压确定的;对雪荷载敏感的结构,应采取 100 年重现期的雪压。

(2) 山区的雪荷载应通过实际调查后确定。当无实测资料时,可按当地邻近空旷平坦地

面的雪荷载值乘以系数 1.2 采用。

(3)设计建筑结构及屋面的承重构件时,屋面板和檩条应按积雪不均匀分布的最不利情况采用,屋架和拱壳应分别按全跨积雪的均匀分布、不均匀分布及半跨积雪的均匀分布按最不利情况采用,框架和柱可按全跨积雪的均匀分布情况采用。

### 2.3.4 吊车荷载标准值的计算及规定

工业厂房中,因工艺上的要求常设有桥式吊车,其由桥架(大车)和吊钩(小车)组成。按照吊车的荷载状态,一般将吊车分为轻、中、重和超重 4 级工作制。工作中,大车沿厂房纵向在吊车梁上行驶,小车沿厂房横向在桥架上行驶。吊车行驶到某一位置时,作用在厂房横向排架结构上的荷载有吊车竖向荷载和横向水平荷载,作用在纵向排架结构上的荷载为吊车纵向水平荷载。

#### 1. 吊车荷载的计算方法

##### 1) 吊车竖向荷载 $D_{\max}$ 、 $D_{\min}$

吊车竖向荷载是指吊车在满载运行时,可能作用在厂房横向排架柱上的最大压力。吊车荷载的位置是变动的,当吊车沿厂房纵向运行时,吊车梁传给柱的竖向压力随吊车位置的不同而变化。当小车吊起额定最大起重量开到大车一端的极限位置时,这一端的每个大车的轮压称为吊车的最大轮压  $P_{\max}$ ,同时另一端的大车的轮压称为吊车的最小轮压  $P_{\min}$ ,如图 2-2 所示。最大轮压与最小轮压的关系为

$$P_{\max} = 0.5(G + g + Q) - P_{\min} \quad (2-5)$$

式中, $G$  为吊车桥架(大车)的总重; $g$  为小车的重量; $Q$  为吊车的额定最大起重量。

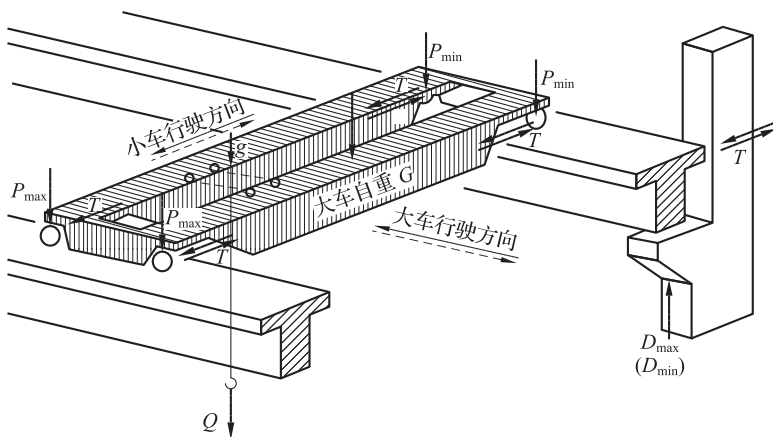


图 2-2 桥式吊车

作用在排架柱上的  $D_{\max}$ 、 $D_{\min}$  的计算简图如图 2-3 所示。吊车竖向荷载  $D_{\max}$ 、 $D_{\min}$  的设计值可按式(2-6)和式(2-7)计算。

$$D_{\max} = \gamma_Q D_{k,\max} = \gamma_Q [P_{1\max}(y_1 + y_2) + P_{2\max}(y_3 + y_4)] \quad (2-6)$$

$$D_{\min} = \gamma_Q D_{k,\min} = \gamma_Q [P_{1\min}(y_1 + y_2) + P_{2\min}(y_3 + y_4)] \quad (2-7)$$

式中, $D_{k,\max}$ 、 $D_{k,\min}$  分别为吊车竖向荷载的最大标准值和最小标准值; $P_{1\max}$ 、 $P_{2\max}$  为两台起重量不同的吊车最大轮压的标准值,且  $P_{1\max} > P_{2\max}$ ;  $P_{1\min}$ 、 $P_{2\min}$  为两台起重量不同的吊车最小

轮压的标准值,且  $P_{1\min} > P_{2\min}$ ;  $y_1, y_2, y_3, y_4$  分别为与吊车轮子相对应的支座反力影响线上的竖向坐标值;  $\gamma_Q$  为可变荷载分项系数,其取值可按第3章的表3-1执行。

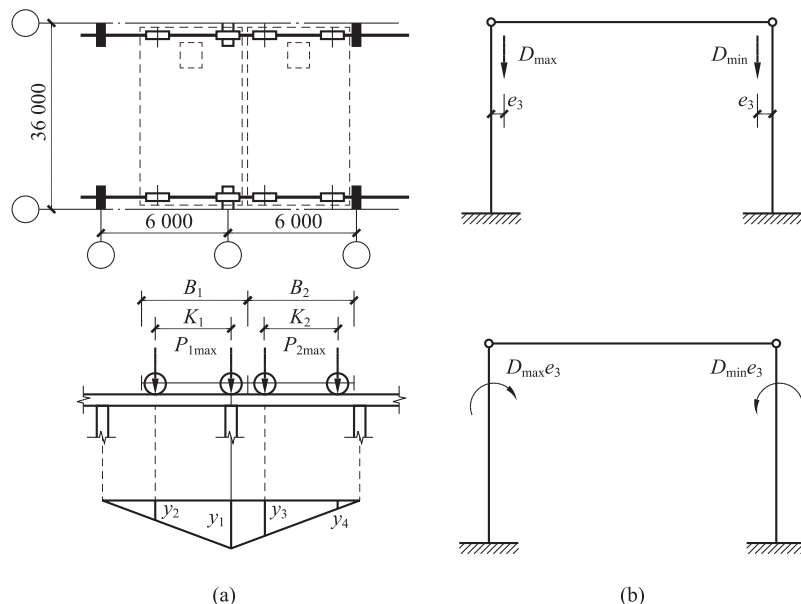


图 2-3 吊车竖向荷载的计算简图

$B_1, B_2$ —轨道中心至端部的距离;  $K_1, K_2$ —吊车轮距;  $e_3$ —吊车竖向荷载的偏心距

### 2) 吊车横向水平荷载 $T_{\max}$

当吊着重物的小车在运行中突然刹车时,由于重物与小车的惯性将产生一个横向水平制动力,该力通过吊车两侧的轮子及轨道传给两侧的吊车梁,并最终传给两侧的柱,如图2-4(a)所示。吊车横向水平制动力应按两侧柱的刚度大小进行分配。为简化计算,《荷载规范》允许将吊车横向水平制动力近似地平均分配给两侧柱。当四轮吊车满载运行时,每个轮子产生的横向水平制动力标准值可按式(2-8)计算。

$$T_k = \frac{\alpha}{4} (G + g) \quad (2-8)$$

式中,  $\alpha$  为横向制动力系数。

横向水平制动力标准值  $T_k$  确定后,可用类似于求吊车竖向荷载的方法来确定最终作用于排架柱上的吊车水平荷载设计值  $T_{\max}$ ,即

$$T_{\max} = \gamma_Q T_{k, \max} = \gamma_Q [T_{1\max} (y_1 + y_2) + T_{2\max} (y_3 + y_4)] \quad (2-9)$$

考虑到小车沿左右方向均有可能刹车,如图2-4(b)所示,  $T_{\max}$  的方向既可能向左,也可能向右。由于横向水平制动力  $T_{\max}$  通过连接件传递给柱子[见图2-4(c)],因而可近似地认为它作用于吊车梁顶面标高处。

### 3) 吊车纵向水平荷载 $T_0$

当大车沿厂房纵向起动或突然刹车时,吊车自重与所吊重物的惯性将引起吊车纵向制动力,并由吊车一侧的制动轮传至轨道,最后通过吊车梁传给纵向柱列或柱间支撑(见图2-5)。每台吊车纵向水平荷载  $T_0$  为

$$T_0 = \gamma_Q m T = \gamma_Q m \frac{n P_{\max}}{10} \quad (2-10)$$

式中,  $m$  为起重量相同的吊车台数, 当  $m > 2$  时, 取  $m = 2$ ;  $n$  为吊车每侧的制动轮数。

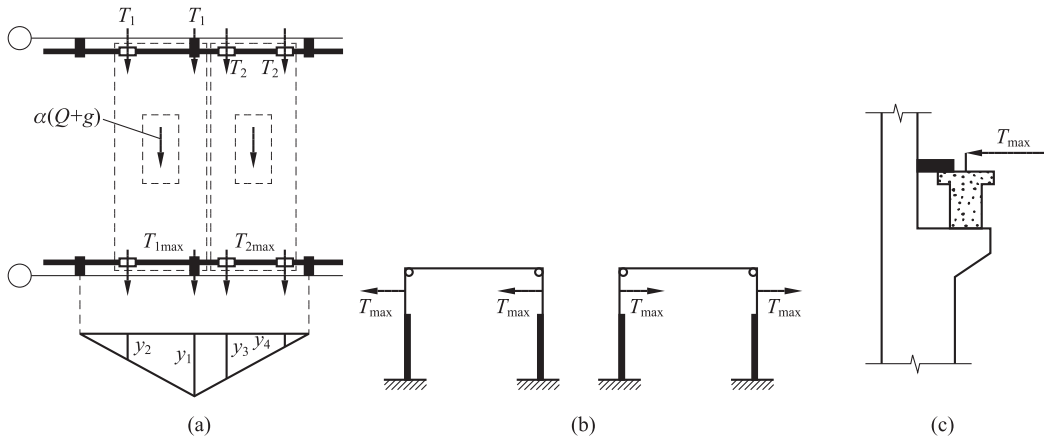


图 2-4 吊车横向水平荷载的计算简图

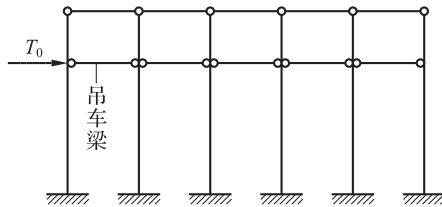


图 2-5 吊车纵向水平荷载

## 2. 《荷载规范》的相关规定

(1) 吊车竖向荷载标准值应采用吊车最大轮压或最小轮压。

(2) 吊车纵向水平荷载和横向水平荷载, 应按下列规定采用:

① 吊车纵向水平荷载标准值, 应按作用在一边轨道上所有刹车轮的最大轮压之和的 10% 采用; 该项荷载的作用点位于刹车轮与轨道的接触点, 其方向与轨道方向一致。

② 吊车横向水平荷载标准值, 应取横行小车重量与额定起重量之和的下列百分数, 并应乘以重力加速度:

a. 软钩吊车: 当额定起重量不大于 10 t 时, 应取 12%; 当额定起重量为 16~50 t 时, 应取 10%; 当额定起重量不小于 75 t 时, 应取 8%。

b. 硬钩吊车: 应取 20%。

③ 吊车横向水平荷载应等分于桥架的两端, 分别由轨道上的车轮平均传至轨道, 其方向与轨道垂直, 并考虑正反两个方向的刹车情况。应当注意的是, 悬挂吊车的水平荷载应由支撑系统承受, 当设计该支撑系统时, 还应考虑风荷载与悬挂吊车水平荷载的组合; 对手动吊车及电动葫芦可不考虑水平荷载。

(3) 计算排架时, 若考虑多台吊车竖向荷载, 则对单层吊车的单跨厂房的每个排架, 参与组合的吊车台数不宜多于 2 台; 对单层吊车的多跨厂房的每个排架, 不宜多于 4 台; 对双层吊车的单跨厂房宜按上层吊车和下层吊车分别不多于 2 台进行组合; 对双层吊车的多跨厂房宜按上层吊车和下层吊车分别不多于 4 台进行组合, 且当下层吊车满载时, 上层吊车应按空载计算, 当上层吊车满载时, 下层吊车不应计入。考虑多台吊车水平荷载时, 对单跨或多跨厂房的

每个排架,参与组合的吊车台数不应多于2台。当情况特殊时,应按实际情况考虑。

(4)计算排架时,多台吊车的竖向荷载和水平荷载的标准值,应乘以表2-4中规定的折减系数。

表 2-4 多台吊车的荷载折减系数

参与组合的吊车台数	吊车工作级别	
	A1~A5	A6~A8
2	0.90	0.95
3	0.85	0.90
4	0.80	0.85

(5)当计算吊车梁及其连接的承载力时,吊车竖向荷载应乘以动力系数。对悬挂吊车(包括电动葫芦)及工作级别A1~A5的软钩吊车,动力系数可取1.05;对工作级别为A6~A8的软钩吊车、硬钩吊车与其他特种吊车,动力系数可取为1.1。

(6)吊车荷载的组合值系数、频遇值系数及准永久值系数可采用表2-5中的数值。在厂房排架设计时,在荷载准永久组合中可不考虑吊车荷载;但在吊车梁按正常使用极限状态设计时,宜采用吊车荷载的准永久值。

表 2-5 吊车荷载的组合值系数、频遇值系数及准永久值系数

吊车及工作级别		组合值系数 $\psi_c$	频遇值系数 $\psi_f$	准永久值系数 $\psi_q$
软钩吊车	A1~A3	0.70	0.60	0.50
	A4、A5	0.70	0.70	0.60
	A6、A7	0.70	0.70	0.70
硬钩吊车及工作级别A8的软钩吊车		0.95	0.95	0.95

### 2.3.5 风荷载标准值的计算及规定

风荷载标准值是指建筑物某一高度处,垂直于其表面的单位面积上的风荷载。风荷载标准值是当地基本风压和当地风压高度变化系数、结构的风荷载体型系数及相应高度处的风振系数的乘积。

当计算主要受力结构的风荷载时,应按式(2-11)计算。

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (2-11)$$

式中, $w_k$ 为风荷载标准值; $\beta_z$ 为高度 $z$ 处的风振系数; $\mu_s$ 为风荷载体型系数; $\mu_z$ 为风压高度变化系数; $w_0$ 为基本风压。

当计算围护结构的风荷载时,应按式(2-12)计算。

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{st} \mu_z w_0 \quad (2-12)$$

式中, $\beta_{gz}$ 为高度 $z$ 处的阵风系数; $\mu_{st}$ 为风荷载局部体型系数。

#### 1. 基本风压 $w_0$

空气的流动形成了风。风在流动的过程中,其实际风速是不断变化的,如图2-6所示。为了较为准确地描述风的速度,采用平均风速和瞬时风速两个概念。平均风速,是指在地面

以上 10 m 高度处, 10 min 内测得的水平风速平均值(见图 2-6); 瞬时风速, 是指在数秒到 10 s 内的平均风速。通常所说的风速是平均风速。

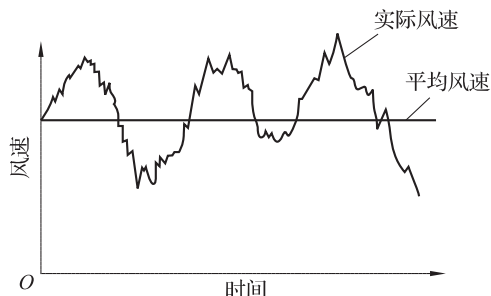


图 2-6 平均风速和瞬时风速

为了描述风的大小(也称风力), 根据风对地面(海面)的影响程度, 将风力划分为 18 个等级。不同的风力等级, 其对应的风速大小不同, 对建筑物影响的作用力差异也很大。在确定风力对建筑物作用力的具体大小时, 引入了风压的概念。如图 2-7 所示, 当风遇到建筑物时, 被迫从建筑物的侧面或顶部通过, 在建筑物的表面(立面、山墙、屋顶)产生压力或吸力, 也就是风压。当风经过较宽建筑物的立面时, 风速减慢甚至还会形成涡流(指尺度在几米范围内, 在几分钟内的空气旋涡)。在工程设计过程中, 常用基本风压来表示某地区风压的大小。

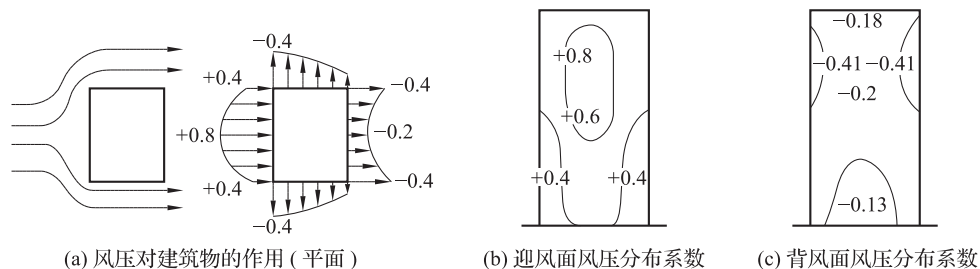


图 2-7 风压分布

《荷载规范》中给出的基本风压值  $w_0$  是用各地区空旷地面上离地 10 m 高、统计 50 年重现期的 10 min 平均最大风速  $v_0$  (m/s) 计算得到的, 计算公式为  $w_0 = v_0^2 / 1600$ 。全国各城市的基本风压值应按《荷载规范》附录 E 中表 E.5 重现期为 50 年的值采用。

## 2. 风荷载体型系数

风荷载体型系数是指风作用在建筑物表面一定面积范围内所引起的实际压力(或吸力)与基本风压的比值, 它反映了建筑物表面在稳定风压作用下的静态压力分布规律。影响该分布规律的主要因素是建筑物的体型和尺寸。试验研究表明: 作用在建筑物表面的风力是一个很复杂的问题(见图 2-8)。一般情况下, 当风作用在建筑物的墙面、屋面上时, 迎风面会产生压力, 侧面及背风面会产生吸力, 并且各表面上的风力分布是不均匀的。

为了设计计算方便, 《荷载规范》规定: 当风产生压力时, 其风荷载体型系数为正(+); 当风产生吸力时, 其风荷载体型系数为负(-); 当房屋的同一部位的风荷载体型系数不同时, 可取该部位风荷载体型系数的平均值作为该处的风荷载体型系数。例如, 图 2-9 中迎风面外墙的风荷载体型系数取 +0.8。各种体型房屋的风荷载体型系数可按照《荷载规范》中表 8.3.1 的规定采用。



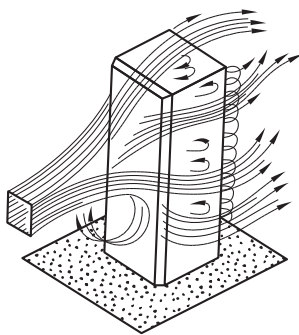


图 2-8 气流在建筑物表面的流动

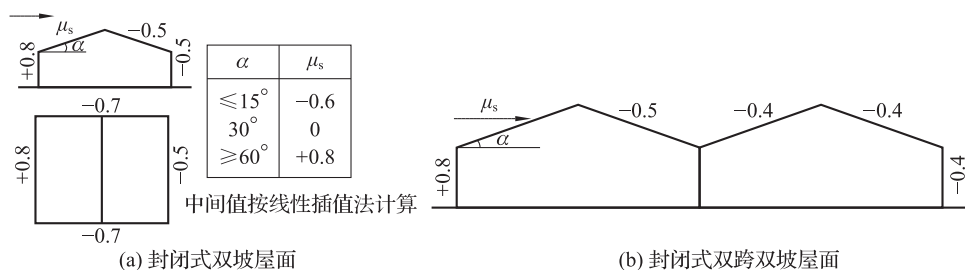


图 2-9 部分建筑物的风荷载体型系数

《荷载规范》还规定：

(1) 对于重要且体型复杂的房屋和构筑物，应由风洞试验确定风荷载体型系数。

(2) 当多个建筑物，特别是群集的高层建筑，相互间距较近时，宜考虑风力相互干扰的群体效应；一般可将单独建筑物的体型系数  $\mu_s$  乘以相互干扰系数（国内试验研究资料表明，当建筑物距离上游建筑物小于 3.5 倍的房屋宽度或 0.7 倍的房屋高度时，其影响最大；当距离扩大一倍时，影响将降到最小；当两个建筑物的轴心连线与风向交角为  $30^\circ \sim 45^\circ$  时，影响最大；当相邻建筑物超过两个时，其影响大小与两个建筑物的情况接近，对两侧建筑物的影响比中间的要大）。相互干扰系数可按下列规定确定：

① 对矩形平面高层建筑，当单个施扰建筑与受扰建筑的高度相近时，根据施扰建筑的位置，对顺风向风荷载可在 1.00~1.10 范围内选取，对横风向风荷载可在 1.00~1.20 范围内选取。

② 其他情况可比照类似条件的风洞试验资料确定，必要时宜通过风洞试验确定。

(3) 当计算围护构件及其连接的风荷载时，可按下列规定采用局部体型系数  $\mu_{s1}$ ：

① 封闭式矩形平面房屋的墙面及屋面可按《荷载规范》中表 8.3.3 的规定采用。

② 檐口、雨篷、遮阳板、边棱处的装饰条等突出构件，取 -2.0。

③ 其他房屋和构筑物可按《荷载规范》中第 8.3.1 条规定的体型系数的 1.25 倍取值。

(4) 当计算非直接承受风荷载的围护构件风荷载时，局部体型系数  $\mu_{s1}$  可按构件的从属面积折减，折减系数按下列规定采用：

① 当从属面积不大于  $1 \text{ m}^2$  时，折减系数取 1.0。

② 当从属面积大于或等于  $25 \text{ m}^2$  时，对墙面折减系数取 0.8，对局部体型系数绝对值大于 1.0 的屋面区域折减系数取 0.6，对其他屋面区域折减系数取 1.0。

③当从属面积大于  $1 \text{ m}^2$  小于  $25 \text{ m}^2$  时,墙面和绝对值大于 1.0 的屋面局部体型系数可采用对数插值,即按式(2-13)计算。

$$\mu_{s1}(A) = \mu_{s1}(1) + [\mu_{s1}(25) - \mu_{s1}(1)] \log A / 1.4 \quad (2-13)$$

式中,  $A$  为从属面积。

(5)计算围护构件风荷载时,建筑物内部压力的局部体型系数  $\mu_{s1}$  可按下列规定采用:

①封闭式建筑物,按其外表面风压的正负情况取  $-0.2$  或  $0.2$ 。

②仅一面墙有主导洞口的建筑物,当开洞率大于  $0.02$  且小于或等于  $0.10$  时,取  $0.4\mu_{s1}$ ; 当开洞率大于  $0.10$  且小于或等于  $0.30$  时,取  $0.6\mu_{s1}$ ; 当开洞率大于  $0.30$  时,取  $0.8\mu_{s1}$ 。

③其他情况,应按开放式建筑物的  $\mu_{s1}$  取值。

### 3. 风压高度变化系数 $\mu_z$

风压高度变化系数是指  $z$  高度处的风压与基本风压  $w_0$  的比值,它是反映风压随不同场地、地貌和高度变化规律的系数。如前所述,某地的基本风压  $w_0$  既可以根据当地的实测风速资料计算得到,也可以直接根据《荷载规范》给出的该地的基本风压或全国分布图确定。但是该风压是离地面  $10 \text{ m}$  高度处(标准高度)的风压值;对于非标准高度处风压值的取值,则需要确定风压高度变化系数。

试验研究表明,风压随高度的变化而变化,离地面越近,风压越小。若设离地面  $10 \text{ m}$  高度处的风压高度变化系数为 1,则离地面  $10 \text{ m}$  以上高度处的风压高度变化系数大于 1,离地面  $10 \text{ m}$  以下高度处的风压高度变化系数小于 1。导致这种变化规律的因素主要是地面粗糙度,即地面的房屋、树木等情况。地面粗糙度大的上空,平均风速小,反之则大。

《荷载规范》把地面粗糙度分为 A、B、C、D 四类,即 A 类(近海海面和海岛、海岸、湖岸及沙漠地区)、B 类(田野、乡村、丛林、丘陵及房屋比较稀疏的乡镇)、C 类(有密集建筑群的城市市区)、D 类(有密集建筑群且房屋较高的城市市区)。对于平坦或稍有起伏的地形,风压高度变化系数  $\mu_z$  应根据地面粗糙度类别按表 2-6 确定。

表 2-6 风压高度变化系数  $\mu_z$

离地面或海平面 高度/m	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.09	1.00	0.65	0.51
10	1.28	1.00	0.65	0.51
15	1.42	1.13	0.65	0.51
20	1.52	1.23	0.74	0.51
30	1.67	1.39	0.88	0.51
40	1.79	1.52	1.00	0.60
50	1.89	1.62	1.10	0.69
60	1.97	1.71	1.20	0.77
70	2.05	1.79	1.28	0.84
80	2.12	1.87	1.36	0.91
90	2.18	1.93	1.43	0.98

续表

离地面或海平面 高度/m	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
100	2.23	2.00	1.50	1.04
150	2.46	2.25	1.79	1.33
200	2.64	2.46	2.03	1.58
250	2.78	2.63	2.24	1.81
300	2.91	2.77	2.43	2.02
350	2.91	2.91	2.60	2.22
400	2.91	2.91	2.76	2.40
450	2.91	2.91	2.91	2.58
500	2.91	2.91	2.91	2.74
≥550	2.91	2.91	2.91	2.91

注1:对于山区的建筑物,风压高度变化系数除可按平坦地面的粗糙度类别由本表确定外,还应考虑地形条件的修正。

注2:对于远海海面和海岛的建筑物或构筑物,风压高度变化系数除可按A类由本表确定外,还应考虑表2-7中给出的修正系数 $\eta$ 。

表 2-7 远离海面和海岛的修正系数  $\eta$

距海岸距离/m	$\eta$
<40	1.0
40~60	1.0~1.1
60~100	1.1~1.2

一般情况下,作用在建筑物上的风荷载沿高度( $H$ )呈阶梯形分布( $q_{k20}$ ),如图2-10(a)所示。在结构分析中,通常按基底弯矩相等的原则,把阶梯形分布的风荷载换算成等效均布荷载( $P_0$ ),如图2-10(b)所示;在进行结构方案设计,估算风荷载对结构受力的影响时,可近似地将风荷载简化为沿高度呈三角形分布的线荷载( $q_k$ ),如图2-10(c)所示。

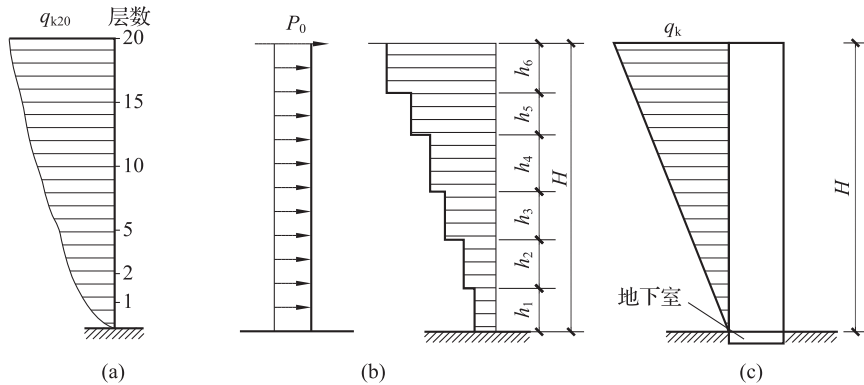


图 2-10 沿高度分布的风荷载

#### 4. 高度 $z$ 处的风振系数

风振系数是反映风速中高频脉动部分对建筑结构不利影响的风压动力系数。基上所述,风对建筑物的作用是不规则的,风压随风速、风向的紊乱而不停地改变。通常将风作用的平均值看成平均风压,实际风压是围绕平均值上下波动的。根据风的这一特点,一般把顺风向的风效应分解为平均风(稳定风)和脉动风来分析。平均风相对稳定,其周期较长,远大于一般结构的自振周期,虽然平均风本质上也是脉动的,但其对结构的动力影响很小,可将其等效为静力侧向荷载,忽略其对结构的动力影响,基本风压表示的就是平均风。但是,脉动风的周期较短,可能与某些工程结构的自振周期较接近,容易引起结构顺风向振动(风振),对结构产生不利影响。

实测资料表明,在脉动风的影响下,结构的刚度越小,即结构基本自振周期越长,波动风压对结构的影响越大;波动风压产生的动力效应主要与建筑物的高度、高宽比和跨度等有关。对于高度大于 30 m 且高宽比大于 1.5 的房屋,以及基本自振周期  $T_1$  大于 0.25 s 的各种高耸结构,应该考虑风压脉动对结构产生顺风向风振的影响。对于风敏感的或跨度大于 36 m 的柔性屋盖结构,应该考虑风压脉动对结构产生风振的影响。《荷载规范》规定,高耸结构和高层建筑在高度  $z$  处的风振系数  $\beta_z$  可按式(2-14)计算。

$$\beta_z = 1 + 5I_{10}B_z \sqrt{1+R^2} \quad (2-14)$$

式中,  $I_{10}$  为 10 m 高度名义湍流强度,对应 A、B、C 和 D 类地面粗糙度,可分别取 0.12、0.14、0.23 和 0.39;  $B_z$  为脉动风荷载的背景分量因子,可按《荷载规范》第 8.4.5 条的规定取值;  $R$  为脉动风荷载的共振分量因子,可按《荷载规范》第 8.4.4 条的规定取值。

#### 5. 高度 $z$ 处的阵风系数 $\beta_{gz}$

阵风系数是指在计算直接承受风压的幕墙构件(包括门窗)风荷载时所采用的基本风压调整系数。实测资料表明,玻璃幕墙等结构或构件的变形能力很差,其自振周期与脉动风周期相差很大,脉动引起的振动影响很小,可不考虑风振,但是由于风压的脉动,瞬时风压比平均风压高出很多,因而应考虑乘以风压脉动的阵风系数。

计算围护结构的  $\beta_{gz}$  值时,不再区分玻璃幕墙和其他构件,统一按式(2-15)计算。

$$\beta_{gz} = 1 + 5I_{10} \left( \frac{z}{10} \right)^{-\alpha} \quad (2-15)$$

式中,  $\alpha$  为地面粗糙度指数。

## 2.4 荷载代表值

如前所述,永久荷载、活荷载等都是随机变量,其值大小具有不同程度的变异性,不仅随地而异,而且随时而异,其值具有明显的随机性,只是永久荷载的变异性较小,活荷载的变异性较大而已。在结构设计中,如果直接引用反映荷载变异性的各种统计参数,通过复杂的概率运算进行具体设计,将会给设计带来许多困难。为了方便结构设计,通常对各种荷载规定了具体的采用量值。例如,混凝土的自重为 25 kN/m<sup>3</sup>,住宅建筑的活荷载为 2 kN/m<sup>2</sup>,等等,这些确定的荷载值被称为荷载代表值。

《荷载规范》规定:荷载代表值是指设计中用以验算结构构件处于极限状态所采用的荷

载量值。荷载代表值包括标准值、组合值、频遇值和准永久值。不同类别的荷载应采用不同的代表值,如永久荷载仅采用标准值作为代表值,可变荷载根据设计要求可分别采用标准值、频遇值、准永久值或组合值作为代表值。对于偶然荷载的代表值,目前国内还没有比较成熟的确定方法,一般是由各专业部门根据历史记载、现场观测、试验等,并结合工程经验综合分析、判断和确定的。

### 1. 标准值

标准值是指荷载的基本代表值。永久荷载的标准值常用  $G_k$  或  $g_k$  表示,下标  $k$  代表标准值;活荷载的标准值常用  $Q_k$  或  $q_k$  表示,下标  $k$  代表标准值。它们的具体计算方法见 2.3 节。

### 2. 组合值

组合值是指可变荷载使组合后的荷载效应在设计基准期内的超越概率,能与该荷载单独出现时的相应概率趋于一致的荷载值;或使组合后的结构具有统一规定的可靠指标的荷载值。

当结构承担两种或两种以上的可变荷载时,各可变荷载同时达到其标准值的可能性极小,此时除其中产生最大效应的荷载(主导荷载)仍取其标准值外,其他伴随的可变荷载均采用小于其标准值的值作为荷载代表值。这种经调整后的代表值称为可变荷载组合值,其值可由其组合值系数  $\psi_c$  与相应的可变荷载标准值的乘积来确定,即  $\psi_c Q_k$  或  $\psi_c q_k$ 。

### 3. 频遇值

频遇值是指可变荷载在设计基准期内超越的总时间为规定的较小比率或超越频率为规定频率的荷载值。这主要是针对结构上偶尔出现的较大荷载而言的,其值可由频遇值系数  $\psi_f$  与相应的可变荷载标准值的乘积来确定,即  $\psi_f Q_k$  或  $\psi_f q_k$ 。

### 4. 准永久值

准永久值是指可变荷载在设计基准期内,其超越的总时间约为设计基准期一半的荷载值。该可变荷载在规定的期限内,总持续时间较长,对结构的影响类似于永久荷载。可变荷载的准永久值可由准永久值系数  $\psi_q$  与相应的可变荷载标准值的乘积来确定,即  $\psi_q Q_k$  或  $\psi_q q_k$ 。

### 5. 《荷载规范》对荷载代表值的规定

对于标准值、组合值、频遇值和准永久值及其系数,《荷载规范》给出如下规定:

- (1)对永久荷载应采用标准值作为代表值。
- (2)房屋建筑楼面、屋面活荷载的代表值系数,可分别按表 2-1 和表 2-3 取值;工业建筑楼面活荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数除按《荷载规范》附录 D 中给出的值采用以外,还应按实际情况采用;但在任何情况下,组合值系数和频遇值系数不应小于 0.7,准永久值系数不应小于 0.6。
- (3)吊车荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可按表 2-5 取用。
- (4)雪荷载的组合值系数可取 0.7,频遇值系数可取 0.6,准永久值系数应按雪荷载分区 I、II、III 的不同,分别取 0.5、0.2 和 0;雪荷载的分区可按《荷载规范》附录 E.5 或附图 E.6.2 的规定采用。
- (5)风荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可分别取 0.6、0.4 和 0。

## 2.5 荷载组合

荷载组合是指建筑结构采用极限状态设计方法设计时,为保证结构的可靠性而对同时出现的各种荷载设计值的规定。建筑结构设计的基本目的是在工程结构的可靠与经济、适用与美观之间,选择一种最佳的、合理的平衡,使建筑结构能满足预定的各项功能的要求,即保证结构的可靠性;另外,作用在结构上的荷载具有随机性,如果将所有荷载的代表值同时考虑,势必造成材料浪费,使工程造价过高,这与实际情况不符,如果仅仅考虑部分荷载代表值,很可能导致结构不安全,无法保证结构的可靠性。因此,在结构设计中,必须考虑荷载的取值方式及不同荷载的组合情况。例如,不上人屋面均布活荷载可不与雪荷载、风荷载同时组合,积灰荷载应与雪荷载或不上人屋面均布活荷载两者中的较大值同时考虑,等等。

《荷载规范》中规定了五种基本荷载组合形式,即基本组合、偶然组合、标准组合、频遇组合和准永久组合。

(1)基本组合:承载能力极限状态计算时永久荷载和可变荷载的组合。

(2)偶然组合:承载能力极限状态计算时永久荷载、可变荷载和一个偶然荷载的组合,以及偶然事件发生后受损结构整体稳固性验算时永久荷载与可变荷载的组合。

(3)标准组合:正常使用极限状态计算时,采用标准值或组合值为荷载代表值的组合。

(4)频遇组合:正常使用极限状态计算时,对可变荷载采用频遇值或准永久值为荷载代表值的组合。

(5)准永久组合:正常使用极限状态计算时,对可变荷载采用准永久值为荷载代表值的组合。

关于承载能力极限状态和正常使用极限状态的含义、各种荷载组合形式的数学表达式及其具体运算方法,将在第3章中阐述。

## 2.6 温度作用

温度作用是指结构或构件中由于温度变化所引起的作用,其属于可变荷载的间接作用范围。导致温度变化的因素很多,如气温变化、太阳辐射及使用热源等。

### 1. 温度分布的组成

研究表明,在结构或构件任意截面上的温度分布,一般认为可由三个分量叠加而成。

(1)均匀分布的温度分量  $\Delta T_u$ ,如图 2-11(a)所示。

(2)沿截面线性变化的温度分量(梯度温差) $\Delta T_{My}$ 、 $\Delta T_{Mz}$ [见图 2-11(b)、(c)],一般采用截面边缘的温度差表示。

(3)非线性变化的温度分量  $\Delta T_E$ ,如图 2-11(d)所示。

其中,均匀分布的温度分量的作用对结构的影响最大。

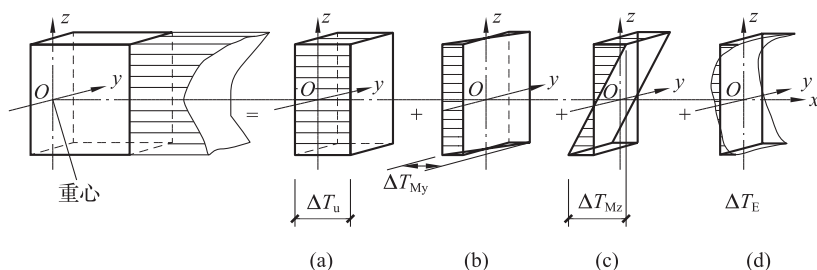


图 2-11 结构构件任意截面上的温度分布

## 2. 《荷载规范》对均匀温度作用的规定

目前,均匀温度作用是设计时最常考虑的,其取值及结构分析方法也是较为成熟的。因此,《荷载规范》仅对均匀温度作用做出了规定,其他情况在设计时可参考有关文献或根据设计经验酌情处理。

(1)温度作用应考虑多种因素,作用在结构或构件上的温度作用应采用其温度的变化来表示。

(2)在确定均匀温度作用的标准值时,对结构最大温升的工况,均匀温度作用标准值按式(2-16)计算;对于结构最大温降的工况,均匀温度作用标准值按式(2-17)计算。

$$\Delta T_k = T_{s,\max} - T_{0,\min} \quad (2-16)$$

式中, $\Delta T_k$ 为均匀温度作用标准值( $^{\circ}\text{C}$ ); $T_{s,\max}$ 为结构最高平均温度( $^{\circ}\text{C}$ ); $T_{0,\min}$ 为结构最低初始平均温度( $^{\circ}\text{C}$ )。

$$\Delta T_k = T_{s,\min} - T_{0,\max} \quad (2-17)$$

式中, $T_{s,\min}$ 为结构最低平均温度( $^{\circ}\text{C}$ ); $T_{0,\max}$ 为结构最高初始平均温度( $^{\circ}\text{C}$ )。

(3)计算结构或构件的温度作用效应时,应采用材料的线膨胀系数 $\alpha_T$ 。常用材料的线膨胀系数 $\alpha_T$ 可按表 2-8 采用。

表 2-8 常用材料的线膨胀系数  $\alpha_T$ 

材 料	线膨胀系数 $\alpha_T / (\times 10^{-6} \cdot ^{\circ}\text{C}^{-1})$
轻骨料混凝土	7
普通混凝土	10
砌体	6~10
钢、锻铁、铸铁	12
不锈钢	16
铝、铝合金	24

(4)温度作用的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可分别取 0.6、0.5 与 0.4。

(5)基本气温可采用按《荷载规范》附录 E 规定的方法确定的 50 年重现期的月平均最高气温  $T_{\max}$  和月平均最低气温  $T_{\min}$ 。全国各城市的基本气温值可按《荷载规范》附录 E 中表 E.5 采用。当城市或建设地点的基本气温值在《荷载规范》附录 E 中没有给出时,基本气温可根据当地气象台站记录的气温资料,按附录 E 规定的方法通过统计分析确定。当地没有气温资料时,可根据附近地区规定的基本气温,通过气象和地形条件的对比分析确定;也

可比照《荷载规范》附录 E 中图 E. 6. 4 和图 E. 6. 5 近似确定。

对气温变化较敏感的结构(如金属结构等),宜考虑极端气温的影响,基本气温  $T_{\max}$  和  $T_{\min}$  可根据当地气候条件适当增加或降低。

## 思考练习题

- 2-1 简要说明结构上的作用与荷载的联系和区别。
- 2-2 简要说明建筑结构上荷载的主要分类标准及其内容。
- 2-3 计算楼面活荷载时,为什么当荷载影响面积较大时需要进行折减?
- 2-4 计算吊车荷载时,如何考虑多辆吊车并行时吊车对排柱的影响?
- 2-5 影响风压的因素有哪些? 什么是风荷载体型系数? 如何计算建筑物的风荷载体型系数?
- 2-6 什么是基本雪压? 如何确定雪压的标准值?
- 2-7 什么是荷载代表值? 活荷载的代表值有哪些?
- 2-8 说明可变荷载的组合值与荷载组合的联系和区别。
- 2-9 如何理解温度作用对建筑结构的影响?



## 工程结构设计的基本原理

工程结构设计的主要任务是保证建筑结构的可靠性,而完成该任务的数值分析方法有好多种,包括容许应力法、破损阶段设计法和极限状态设计法。目前,对于建筑工程结构而言,大都采用基于概率理论的极限状态设计法。这就需要明晰三个基本问题,即结构抗力的判断、结构外在作用效应大小的确定及保证结构可靠性能概率度的取舍。

本章主要讲述工程结构的功能函数、极限状态方程及其实用表达式,并对工程结构的耐久性设计和结构抗震设计进行说明。

### 3.1 作用效应与结构抗力

#### 3.1.1 作用效应

作用效应是对各种作用(如荷载、温度变化、地震等)下结构或结构构件内产生的内力(如轴力、剪力、弯矩、扭矩等)、变形(挠度、转角等)和裂缝的总称,可用  $S$  表示。当作用为荷载时所引起的作用效应称为荷载效应。

一般情况下,荷载与荷载效应近似成线性关系,见式(3-1)。

$$S=CQ \quad (3-1)$$

式中, $S$  为荷载效应; $C$  为荷载效应系数; $Q$  为某种荷载。

对于某种荷载  $Q$ ,根据结构设计的目的和要求,可以取标准值,也可以取设计值。当  $Q$  取标准值时,其值可以按照第 2 章讲述的方法确定;当  $Q$  取设计值时,其值应为荷载标准值乘以荷载分项系数。荷载分项系数有永久荷载分项系数  $\gamma_G$  与可变荷载分项系数  $\gamma_Q$  之分,不同类型的荷载分项系数取值见表 3-1。

荷载效应系数  $C$  需要根据力学的基本原理和知识加以确定。例如,某一承受均布荷载  $Q$  作用的简支梁的计算跨度为  $l_0$ ,则跨中弯矩为  $M=\frac{1}{8}Ql_0^2$ ,此处, $M$  是荷载效应, $Q$  是荷载, $\frac{1}{8}l_0^2$  就是荷载效应系数  $C$ 。

表 3-1 不同类型的荷载分项系数取值

荷载类别	荷载特征	荷载分项系数 $\gamma_G$ 或 $\gamma_Q$
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 (2)对由永久荷载效应控制的组合	1.2 1.35
	当其效应对结构有利时 (1)一般情况 (2)对结构的倾覆、滑移或漂浮验算	1.0 0.9
可变荷载	(1)对标准值大于 $4 \text{ kN/m}^2$ 的工业房屋楼面结构的活荷载	1.3
	(2)其他情况	1.4

值得注意的是,这里所讲的  $S$  是指在结构设计年限内某一状态的荷载效应值。结构上的荷载是随机变量,荷载效应也是随机变量。除此之外,影响荷载效应的主要不确定因素还有结构内力计算假定与实际受力情况之间的差异等。基于结构的可靠性和经济性功能考虑,为使结构设计的荷载效应理论值与实际值基本吻合,《荷载规范》给出了一个设计使用年限的调整系数  $\gamma_L$ ,其具体取值见表 3-2。

 表 3-2 楼面和屋面活荷载考虑设计使用年限的调整系数  $\gamma_L$ 

结构设计使用年限/年	5	50	100
$\gamma_L$	0.9	1.0	1.1

注 1:当设计使用年限不为表中数值时,调整系数  $\gamma_L$  可按线性内插法确定。

注 2:对于荷载标准值可控制的活荷载,设计使用年限调整系数  $\gamma_L$  取 1.0。

对雪荷载和风荷载,应取重现期为设计使用年限,按照《荷载规范》第 E.3.3 条的规定确定基本雪压和基本风压,或按有关规范的规定采用。

### 3.1.2 结构抗力

结构抗力是指结构或结构构件承受作用效应的能力,如结构的承载力、刚度和抗裂度等,用  $R$  表示。同荷载或荷载效应一样,结构抗力也具有不确定性,是一个随机变量,影响其大小的不确定因素主要是材料强度的变异性、施工制造过程中引起的偏差等。

结构抗力可以近似表达为材料性能、截面几何特征及计算模式等的函数,见式(3-2)。

$$R=R(f,\alpha) \quad (3-2)$$

式中, $f$  为所采用的结构材料的强度指标; $\alpha$  为结构尺寸的几何参数。

建筑结构中常用的结构材料主要是钢材、混凝土等。从结构设计角度看,合理确定并选取这些材料的性能指标值,对保证结构抗力至关重要。这些材料的性能指标值主要涉及材料的强度标准值、强度设计值、弹性模量和变形模量等。

《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)中规定,这些材料的强度标准值通常取具有 95% 保证率的下限分位值,也就是材料强度的代表值;材料的强度设计值可以由强度标准值除以材料分项系数得到。通常情况下,混凝土材料分项系数  $\gamma_c$  取 1.4,HPB300、

HRB335、HRB400 级钢筋材料分项系数  $\gamma_s$  取 1.10, HRB500 级钢筋材料分项系数  $\gamma_s$  取 1.15, 预应力钢筋材料分项系数  $\gamma_s$  取 1.2。

混凝土、钢筋的有关性能指标取值参见表 3-3、表 3-4 和表 3-5。

表 3-3 混凝土强度标准值、设计值及弹性模量 单位: N/mm<sup>2</sup>

强度及弹性模量		混凝土强度等级													
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
强度 标准值	轴心抗压 $f_{ck}$	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
	轴心抗拉 $f_{tk}$	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
强度 设计值	轴心抗压 $f_c$	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
	轴心抗拉 $f_t$	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
弹性模量 $E_c/(\times 10^4)$		2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

表 3-4 普通钢筋强度标准值、设计值及弹性模量 单位: N/mm<sup>2</sup>

牌号	符号	公称直径 $d/\text{mm}$	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 $f'_y$	弹性模量 $E_s/(\times 10^5)$
HPB300	$\Phi$	6~22	300	270	270	2.10
HRB335	$\Phi$	6~50	335	300	300	2.00
HRB400	$\Phi$		400	360	360	
RRB400	$\Phi^R$		500	435	435	
HRB500	$\Phi$					

表 3-5 预应力钢筋强度标准值、设计值及弹性模量 单位: N/mm<sup>2</sup>

种 类	极限强度标准值 $f_{ptk}$	抗拉强度设计值 $f_{py}$	抗压强度设计值 $f'_{py}$	弹性模量 $E_c/(\times 10^5)$
中强度预应力 钢丝	800	510	410	2.05
	970	650		
	1 270	810		
消除应力钢丝	1 470	1 040	410	2.05
	1 570	1 110		
	1 860	1 320		

续表

种 类	极限强度标准值 $f_{ptk}$	抗拉强度设计值 $f_{py}$	抗压强度设计值 $f'_{py}$	弹性模量 $E_c/(\times 10^5)$
钢绞线	1 570	1 110	390	1.95
	1 720	1 220		
	1 860	1 320		
	1 960	1 390		
预应力 螺纹钢筋	980	650	410	2.0
	1 080	770		
	1 230	900		

## 3.2 结构的功能函数及其极限状态

结构设计的主要任务是保证结构及其构件满足安全性、适用性和耐久性的要求,即结构的可靠性要求。实现这种要求需要解决两个方面的问题,一是所设计的结构能否在规定的时间内、规定的条件下完成预定功能,二是如何界定结构完成预定功能的能力大小。

### 3.2.1 结构的功能函数

结构的可靠性是指结构在规定的前提下完成预定功能的能力。从数值分析角度看,假定影响这种能力的变量有  $X_1, X_2, \dots, X_n$ ,用来描述结构或结构构件完成该预定功能的状态函数为  $Z$ ,则该功能函数可表示为

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3-3)$$

对于房屋建筑,这种能力主要取决于结构上的作用效应  $S$  和结构抗力  $R$ ,则式(3-3)可以用结构抗力和荷载效应表达出来,即

$$Z = R - S \quad (3-4)$$

根据  $Z$  值的大小不同,可以描述出结构在某一工作状态下的三种可能性:当  $Z > 0$  时,结构可靠;当  $Z < 0$  时,结构失效;当  $Z = 0$  时,结构处于极限状态。

显然,若所设计的结构要在规定的时间内和规定的条件下完成预定功能,则必须使功能函数  $Z \geq 0$ 。

### 3.2.2 结构的可靠度

结构的可靠度是对结构可靠性的度量,即结构在规定前提下完成预定功能的概率,一般用可靠指标  $\beta$  表示。

结构作用效应及结构抗力都是随机变量或随机过程,具有不确定性,但又有一定的内部规律。描述、分析处理这种随机变量的基本理论和方法是概率论与数理统计,这也是现行规范中采用的方法。

有关分析研究表明,结构作用效应及结构抗力的实际分布情况很复杂,基于式(3-4)所

绘出的分布曲线类型不一。为了简便起见,假定结构功能函数的概率分布曲线服从正态分布,或经过处理后可以用于运算的正态分布,如图 3-1 所示。图中反弯点为保证率达到 95.44% 的标准差  $\sigma_z$  所对应的值点。

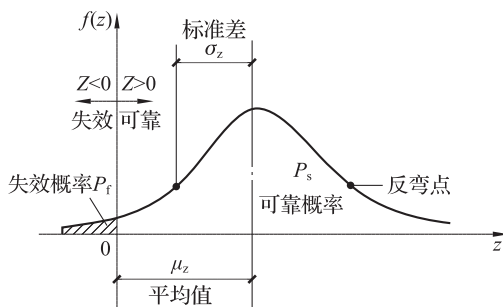


图 3-1 功能函数的正态分布曲线

从图 3-1 中可以看出,纵坐标轴左侧的分布曲线和两个坐标轴围成的面积(阴影部分)为结构的失效概率  $P_f$ ,纵坐标轴右侧的分布曲线和两个坐标轴围成的面积为结构的可靠概率  $P_s$ 。由概率论可知,失效概率与可靠概率之间存在互补关系,即  $P_f + P_s = 1$ ,因此,结构的可靠性既可以用  $P_s$  来衡量,也可以用  $P_f$  来衡量。

一般情况下,结构的失效为小概率事件,用  $P_f$  衡量结构的可靠性更为直观,但是计算  $P_f$  比较烦琐,《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)中引入一个可靠指标  $\beta$  来代替  $P_f$ 。

可靠指标  $\beta$  是结构功能函数  $Z$  的平均值  $\mu_z$  与其标准差  $\sigma_z$  的比值,即

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_s}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}} \quad (3-5)$$

式中, $\mu_s$ 、 $\sigma_s$  分别为结构构件作用效应的平均值和标准差; $\mu_R$ 、 $\sigma_R$  分别为结构构件抗力的平均值和标准差。

从图 3-1 中还可以看出, $\beta$  与  $P_f$  的对应关系(见表 3-6): $\beta$  值越大, $P_f$  值越小;反之, $P_f$  越大。

表 3-6 可靠指标  $\beta$  与失效概率  $P_f$  值的关系

$\beta$	2.7	3.2	3.7	4.2
$P_f$	$3.5 \times 10^{-3}$	$6.9 \times 10^{-4}$	$1.1 \times 10^{-4}$	$1.3 \times 10^{-5}$

### 3.2.3 目标可靠指标及结构的安全等级

结构在工作状态下,失效概率  $P_f = 0$  或  $P_s = 1$  是不存在的。为了使所设计的结构既安全可靠,又经济合理,应该尽量采取降低失效概率的方法,使其小到可以认为该结构是安全可靠的。这种最低失效概率所对应的可靠指标  $\beta$  就是目标可靠指标  $[\beta]$ 。

《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)中给出了不同情况下的目标可靠指标  $[\beta]$  值,见表 3-7。

表 3-7 不同情况下的目标可靠指标 $[\beta]$ 

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

由于建筑物的使用功能及其重要性程度的差异,在结构设计中对不同建筑物的可靠性要求程度也不一。根据建筑结构破坏后的严重程度,《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)将建筑结构划分为三个安全等级。对于不同安全等级的结构,所要求的可靠指标 $\beta$ 不同,安全等级越高, $\beta$ 值取得越大,失效概率越小。建筑结构的安全等级划分及设计使用年限应符合表 3-8 的要求。

表 3-8 建筑结构的安全等级划分及设计使用年限

安全等级	破坏后果	建筑物类型	设计使用年限
一级	很严重	重要的房屋	100 年及以上
二级	严重	一般的房屋	50 年
三级	不严重	次要的房屋	5 年及以下

需要说明的是,表 3-8 中所对应的安全等级是针对整个结构体系来说的。通常情况下,对同一结构体系中的各类结构构件,其安全等级宜与整个结构体系的安全等级相同;也允许对结构中的部分结构构件的安全等级进行调整,但不得低于三级。

### 3.2.4 结构的两种极限状态

由式(3-4)可知,当 $Z=0$ 时,结构处于极限状态,即结构处于可靠与失效的临界状态。根据建筑物使用功能的要求,其结构极限状态可分为两大类,即承载能力极限状态和正常使用极限状态。

#### 1. 承载能力极限状态

承载能力极限状态是指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。《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)规定,当结构或结构构件出现下列状态之一时,应认为超过了承载能力极限状态:

- (1)整个结构或结构的一部分作为刚体失去平衡(如倾覆等)。
- (2)结构构件或连接因超过材料强度而破坏(包括疲劳破坏),或因过度变形而不适于继续承载。
- (3)结构或结构构件丧失稳定(如压屈等)。
- (4)结构转变为机动体系。
- (5)地基丧失承载能力而破坏(如失稳等)。

#### 2. 正常使用极限状态

正常使用极限状态是指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时的状态。《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)规定,当结构或结构构件出现下

列状态之一时,应认为超过了正常使用极限状态:

- (1)影响正常使用或外观的变形。
- (2)影响正常使用或耐久性的局部损坏(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。

一般情况下,工程结构设计时,均将承载能力极限状态放在首位,在结构或结构构件满足承载能力极限状态要求后,才按正常使用极限状态进行验算。

### 3.3 极限状态方程及其实用表达式

#### 3.3.1 极限状态方程

基于概率理论的极限状态设计方法是现代结构设计的基本方法。由式(3-4)可以得到工程结构设计的极限状态方程,即

$$Z=R-S=0 \quad (3-6)$$

该极限状态方程可以用来描述结构或结构构件在可靠与失效之间的临界工作状态。基于数理统计与概率论的基本理论和知识,在荷载的概率分布、统计参数及材料性能、尺寸的统计参数确定以后,根据规定的目标可靠指标,即可按照结构可靠度的概率分析方法进行结构及其结构构件的设计。

#### 3.3.2 极限状态方程的实用表达式

利用极限状态方程进行结构设计,对于一般性的结构构件来说工作量很大,计算过程过于烦琐。考虑到实际应用简便和广大工程设计人员的习惯,《荷载规范》没有推荐直接根据可靠指标来进行结构设计,而是采用了工程设计人员熟悉的结构构件实用表达式。这种实用表达式是以荷载代表值、材料性能标准值、几何参数标准值及各种分项系数来表达的。

##### 1. 承载能力的极限状态

###### 1) 设计表达式

对任何结构构件均应进行承载力设计,以确保其安全性。承载能力极限状态设计表达式为

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3-7)$$

式中, $\gamma_0$ 为结构重要性系数,其值应按结构构件的安全等级和设计使用年限,并考虑工程经验确定,对安全等级为一级的结构构件,不应小于1.1,对安全等级为二级的结构构件,不应小于1.0,对安全等级为三级的结构构件,不应小于0.9; $S_d$ 为荷载组合的效应设计值; $R_d$ 为结构构件抗力的设计值,应按各有关建筑结构设计规范的规定确定。

###### 2) 荷载效应组合

当在承载力的极限状态下计算结构构件上的荷载效应时,应按照荷载效应的基本组合进行设计,必要时还应考虑荷载效应的偶然组合。

(1)荷载效应的基本组合。一般情况下,对于作用于结构构件上的基本组合效应设计值 $S_d$ ,应从式(3-8)和式(3-9)中取用最不利的值确定。

①由可变荷载控制的效应设计值,应按式(3-8)进行计算。

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} S_{G_j,k} + \gamma_{Q_1} \gamma_{L_1} S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{c_i} S_{Q_i,k} \quad (3-8)$$

式中,  $\gamma_{G_j}$  为第  $j$  个永久荷载的分项系数,可按表 3-1 取值;  $\gamma_{Q_i}$  为第  $i$  个可变荷载的分项系数,其中  $\gamma_{Q_1}$  为主导可变荷载  $Q_1$  的分项系数,可按表 3-1 取值;  $\gamma_{L_i}$  为第  $i$  个可变荷载考虑设计使用年限的调整系数,其中  $\gamma_{L_1}$  为主导可变荷载  $Q_1$  考虑设计使用年限的调整系数,可按表 3-2 取值;  $S_{G_j,k}$  为按第  $j$  个永久荷载标准值  $Q_{j,k}$  计算的荷载效应值;  $S_{Q_i,k}$  为按第  $i$  个可变荷载标准值  $Q_{i,k}$  计算的荷载效应值,其中  $S_{Q_1,k}$  为诸可变荷载效应中起控制作用者,可按表 2-1~表 2-3 取值;  $\psi_{c_i}$  为第  $i$  个可变荷载  $Q_i$  的组合值系数,可按表 2-1~表 2-3 取值;  $m$  为参与组合的永久荷载数;  $n$  为参与组合的可变荷载数。

②由永久荷载控制的效应设计值,应按式(3-9)进行计算。

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} S_{G_j,k} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{c_i} S_{Q_i,k} \quad (3-9)$$

对于一般排架、框架结构,为了简化计算,可以将式(3-8)简化为式(3-10),其荷载效应的基本组合应取式(3-9)和式(3-10)的最不利值。

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} S_{G_j,k} + \psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} S_{Q_i,k} \quad (3-10)$$

式中,  $\psi$  为荷载组合系数,一般可取 0.90,当只有一个可变荷载时,取 1.0。

**注意:**由式(3-8)计算所得的效应设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况;当对  $S_{Q_i,k}$  无法明显判断时,应轮流以各可变荷载效应作为  $S_{Q_i,k}$ ,并选取其中最不利的荷载组合的效应设计值。

另外,在应用式(3-9)时,出于简化目的,对于可变荷载,也可仅考虑与结构自重方向一致的竖向荷载,忽略影响不大的水平荷载。

(2)荷载效应的偶然组合。偶然作用的情况复杂,种类较多。考虑到偶然作用及其产生的效应,《荷载规范》中给出了相应的规定及荷载效应偶然组合的基本公式。

①用于承载能力极限状态计算的效应设计值,应按式(3-11)进行计算。

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + S_{A_d} + \psi_{r_1} S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{q_i} S_{Q_i,k} \quad (3-11)$$

式中,  $S_{A_d}$  为按偶然荷载标准值  $A_d$  计算的荷载效应值;  $\psi_{r_1}$  为第 1 个可变荷载的频遇值系数,可按表 2-1~表 2-3 取值;  $\psi_{q_i}$  为第  $i$  个可变荷载的准永久值系数,可按表 2-1~表 2-3 取值。

②用于偶然事件发生后受损结构整体稳固性验算的效应设计值,应按式(3-12)进行计算。

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + \psi_{r_1} S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{q_i} S_{Q_i,k} \quad (3-12)$$

对于式(3-11)和式(3-12),《荷载规范》的规定为:

- 组合中的设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况。
- 偶然荷载不再考虑荷载分项系数,直接采用规定的标准值为设计值。
- 不考虑两种或两种以上偶然荷载的组合。
- 与偶然荷载同时出现的其他荷载应采用适当的代表值。
- 不同情况下的荷载效应的的设计值公式应按有关规范或规程的要求确定,如考虑地震



作用,可以按《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)的规定确定。

## 2. 正常使用极限状态

### 1) 设计表达式

正常使用极限状态下的设计,主要是验算结构构件的变形、抗裂度或裂缝宽度。其设计表达式为

$$S_d \leq C \quad (3-13)$$

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、振幅、加速度和应力等的限值,应按各有关建筑结构设计规范的规定采用。

结构处于正常使用极限状态下,结构构件达到的危害程度不如承载力不足时引起的结构破坏时大,对其可靠度的要求可适当降低,因此,按正常使用极限状态设计时,荷载效应组合值不需要乘以荷载分项系数,也不必考虑结构的重要性系数。

### 2) 荷载效应组合

在正常使用极限状态下,荷载组合的效应设计值  $S_d$  应根据不同的设计目的,分别按荷载效应的标准组合、频遇组合和准永久组合进行计算。

(1) 荷载标准组合的效应设计值  $S_d$  为

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + S_{Q_1,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{c_i} S_{Q_i,k} \quad (3-14)$$

(2) 荷载频遇组合的效应设计值  $S_d$  应按式(3-12)进行计算。

(3) 荷载准永久组合的效应设计值  $S_d$  为

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{G_j,k} + \sum_{i=1}^n \psi_{q_i} S_{Q_i,k} \quad (3-15)$$

式(3-14)和式(3-15)组合中的设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况。

**【案例 3-1】** 某混合结构教学办公楼,其标准层平面如图 3-2(a)所示。整体现浇钢筋混凝土楼盖,板厚为 100 mm,梁截面尺寸  $b \times h = 250 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$  [见图 3-2(b)],板面上铺 20 mm 厚水泥砂浆面层,梁底吊天花板(自重为  $0.45 \text{ kN/m}^2$ ),楼面梁两端简支,计算跨度  $l_0 = 8 \text{ m}$ ,建筑安全等级为二级。

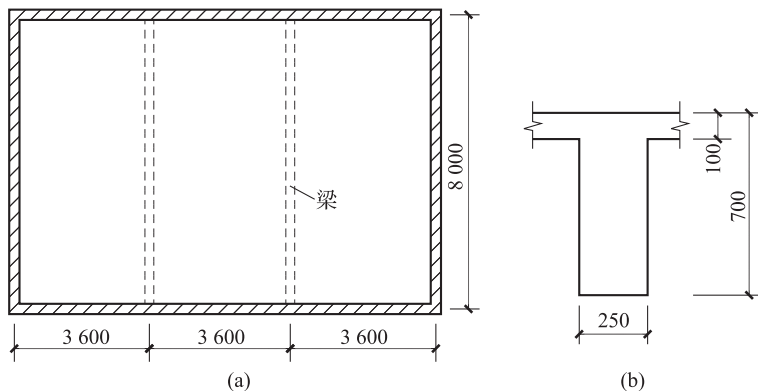


图 3-2 案例 3-1 用图

试求:

(1) 按承载力极限状态计算时的梁跨中截面弯矩组合设计值。

(2)按正常使用极限状态验算梁的变形和裂缝宽度时,梁跨中截面荷载效应的标准组合、频遇组合和准永久组合的弯矩值。

**案例分析:**钢筋混凝土的自重为  $25 \text{ kN/m}^3$ ,水泥砂浆的自重为  $20 \text{ kN/m}^3$ ,天花板的自重为  $0.45 \text{ kN/m}^2$ 。

(1)梁构件恒荷载标准值计算。

钢筋混凝土板恒荷载标准值为

$$G_{1k} = 25 \times 0.1 \times 3.6 = 9 (\text{kN/m})$$

砂浆面层和天花板恒荷载标准值为

$$G_{2k} = 20 \times 0.02 \times 3.6 + 0.45 \times 3.6 = 3.06 (\text{kN/m})$$

梁自重恒荷载标准值为

$$G_{3k} = 0.25 \times 0.6 \times 25 = 3.75 (\text{kN/m})$$

梁构件恒荷载标准值合计为

$$G_k = \sum_{i=1}^3 G_{ik} = G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} = 9 + 3.06 + 3.75 = 15.81 (\text{kN/m})$$

(2)梁构件活荷载标准值计算。

由表 2-1 可知,办公楼楼面活荷载标准值为  $2.0 \text{ kN/m}^2$ ,梁的从属面积  $A = 3.6 \times 8 = 28.8 \text{ m}^2$ ,取楼面活荷载的折减系数为 0.90。则

$$Q_k = 2.0 \times 3.6 \times 0.90 = 6.48 (\text{kN/m})$$

梁的计算简图如图 3-3 所示。

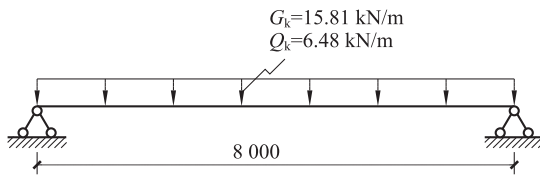


图 3-3 梁的计算简图

(3)梁构件在承载力极限状态下的弯矩组合设计值  $M$ 。

①由可变荷载效应控制的组合。永久荷载分项系数取 1.2,结构重要性系数取 1.0(安全等级为二级),梁上只有一种可变荷载,可变荷载分项系数可取 1.4。由式(3-8)可得

$$\begin{aligned} M_1 &= \gamma_0 \left( \sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} M_{G_j,k} + \gamma_{Q_1} \gamma_{L_1} M_{Q_1,k} \right) \\ &= 1.0 \times \left( 1.2 \times \frac{1}{8} \times 15.81 \times 8^2 + 1.4 \times \frac{1}{8} \times 6.48 \times 8^2 \right) \\ &= 224.35 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

②由永久荷载效应控制的组合。永久荷载分项系数取 1.35,可变荷载分项系数取 1.4,考虑结构使用年限,可变荷载调整系数取 1.0,组合值系数为 0.7(从表 2-1 中查取),由式(3-9)可得

$$\begin{aligned} M_2 &= \sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} M_{G_j,k} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \gamma_{L_i} \psi_{c_i} M_{Q_i,k} \\ &= 1.35 \times \frac{1}{8} \times 15.81 \times 8^2 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times \frac{1}{8} \times 6.48 \times 8^2 \\ &= 221.55 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

基于最不利组合原则,梁跨中弯矩组合设计值应由可变荷载效应控制的组合①确定,即

$$M=M_1=224.35(\text{kN}\cdot\text{m})$$

(4)梁构件在正常使用极限状态下的验算。

①标准组合弯矩值。由于只有一种活荷载,由式(3-14)可得

$$\begin{aligned} M &= \sum_{j=1}^m M_{G_j,k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} M_{Q_i,k} \\ &= \frac{1}{8} \times 15.81 \times 8^2 + 0.7 \times \frac{1}{8} \times 6.48 \times 8^2 \\ &= 162.77(\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

②频遇组合弯矩值。从表 2-1 中查取  $\psi_{f1}=0.5$ ,由式(3-12)可得

$$\begin{aligned} M &= \sum_{j=1}^m M_{G_j,k} + \psi_{f1} M_{Q_1,k} \\ &= \frac{1}{8} \times 15.81 \times 8^2 + 0.5 \times \frac{1}{8} \times 6.48 \times 8^2 \\ &= 152.4(\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

③准永久组合弯矩值。从表 2-1 中查取  $\psi_{q1}=0.4$ ,由式(3-15)可得

$$\begin{aligned} M &= \sum_{j=1}^m M_{G_j,k} + \sum_{i=1}^n \psi_{qi} M_{Q_i,k} \\ &= \frac{1}{8} \times 15.81 \times 8^2 + 0.4 \times \frac{1}{8} \times 6.48 \times 8^2 \\ &= 147.22(\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

## 3.4 工程结构的耐久性设计

### 3.4.1 结构耐久性的设计方法

工程结构的耐久性设计是结构设计的基本内容之一,是保证结构可靠性的基本要求。《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)及相关规范指出,结构耐久性是指结构在规定的工作环境中,在预定时期内,其材料性能的恶化不会导致结构出现不可接受的失效概率的能力。从结构设计角度看,耐久性设计合格的标准是在结构设计使用年限内,在正常维护而不需要进行维修加固的条件下,保证结构的安全性和适用性及正常使用。

参照并依据结构安全性、适用性的设计原理和方法,结构的耐久性设计也可以从概念设计、数值分析和构造措施三方面进行。从数值分析角度看,假定影响结构耐久性的变量有  $Y_1, Y_2, \dots, Y_n$ ,用来描述结构或结构构件完成该预定功能的状态函数为  $Z'$ ,则该功能函数可表示为

$$Z' = g(Y_1, Y_2, \dots, Y_n) \quad (3-16)$$

对于房屋建筑,假定结构构件的耐久性抗力为  $R'$ ,影响结构耐久性下降或不足的作用为  $S'$ ,则式(3-16)可以改写为

$$Z' = R' - S' \quad (3-17)$$

显然,根据式(3-17)中  $Z'$  值的不同,可以确定结构的耐久性设计是否能够满足结构可靠性功能的要求,即当  $Z' \geq 0$  时,结构满足要求;当  $Z' < 0$  时,结构不满足要求。

工程实践与试验研究表明,影响结构耐久性的因素很多,其规律的不确定性很大,确定  $S'$  的数学模型十分困难,而且  $S'$  与  $R'$  两参数之间互为耦合,关联性很大。国内外在这方面的研究还不够深入,难以达到进行定量计算的目的。目前,结构的耐久性设计只能采用经验性的定性方法解决,也就是针对不同材料的结构,从材料、结构所处环境和设计使用年限等方面提出满足耐久性规定的宏观控制对策。

### 3.4.2 混凝土结构的耐久性设计

#### 1. 影响混凝土结构耐久性的主要因素

影响混凝土结构耐久性的因素很多,主要有内部和外部两个方面。内部因素主要有混凝土的强度、密实性、水泥用量、水灰比、氯离子及碱含量、外加剂用量、保护层厚度等;外部因素主要指环境条件,包括温度、湿度、 $\text{CO}_2$  的含量和侵蚀性介质等。此外,设计不周、施工质量差或使用中维修不当等也会影响混凝土结构的耐久性。混凝土结构构件耐久性下降问题的出现,通常是内、外部因素综合作用的结果。

#### 2. 混凝土结构耐久性设计的基本原则

(1)结构构件在规定的的设计使用年限内,在正常维护条件下,必须保持适合于安全性、适用性的使用条件,满足既定功能的要求。

(2)在规定的的设计使用年限内,在自然环境与人为环境的化学作用及物理作用下,结构构件应不出现无法接受的承载力减小、使用功能降低及不能接受的外观破损问题。对于所出现的问题,可以通过正常的维护手段来解决,而不需要付出较高的代价。

(3)根据结构的使用环境类别和设计使用年限进行耐久性设计。对临时性混凝土结构和大体积混凝土的内部可以不考虑耐久性设计。

#### 3. 混凝土结构耐久性设计的基本内容

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)规定,混凝土结构应根据设计使用年限和环境类别进行耐久性设计。耐久性设计包括五个方面的内容,即确定结构所处的环境类别,提出对混凝土材料的耐久性基本要求,确定构件中钢筋的混凝土保护层厚度,提出不同环境条件下的耐久性技术措施,以及提出结构使用阶段的检测与维护要求。

##### 1) 确定结构所处的环境类别

混凝土结构的耐久性与其使用环境密切相关。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)把混凝土结构的使用环境分为五大类,以此作为耐久性设计的主要依据,其具体内容见表 3-9。

表 3-9 混凝土结构的环境类别

环境类别	条 件
—	室内干燥环境; 无侵蚀性静水浸没环境

续表

环境类别	条 件
二 a	室内潮湿环境； 非严寒和非寒冷地区的露天环境； 非严寒和非寒冷地区与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境； 严寒和寒冷地区的冰冻线以下与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
二 b	干湿交替环境； 水位频繁变动环境； 严寒和寒冷地区的露天环境； 严寒和寒冷地区冰冻线以上与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
三 a	严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境； 受除冰盐影响环境； 海风环境
三 b	盐渍土环境； 受除冰盐作用环境； 海岸环境
四	海水环境
五	受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境

2) 提出对混凝土材料的耐久性基本要求

设计使用年限为 50 年的混凝土结构,其混凝土材料应符合表 3-10 的规定。

表 3-10 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	最大氯离子含量/%	最大碱含量/(kg·m <sup>-3</sup> )
一	0.60	C20	0.30	不限制
二 a	0.55	C25	0.20	3.0
二 b	0.50(0.55)	C30(C25)	0.15	
三 a	0.45(0.50)	C35(C30)	0.15	
三 b	0.40	C40	0.10	

注 1:氯离子含量系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按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: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:当使用非碱活性骨料时,对混凝土中的碱含量可不作限制。

3) 确定构件中钢筋的混凝土保护层厚度

混凝土保护层厚度是指构件最外缘钢筋(包括箍筋、构造筋、分布筋等)到构件外表面的

一段距离,其是保证钢筋与混凝土共同工作,满足对受力钢筋的有效锚固,以保证耐久性的要求为依据的。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)对构件中钢筋的混凝土保护层厚度做出如下规定:

(1)构件中普通钢筋及预应力筋的混凝土保护层厚度应满足下列要求:

①构件中受力钢筋的保护层厚度不应小于钢筋的公称直径。

②设计使用年限为 50 年的混凝土结构,最外层钢筋的保护层厚度应符合表 3-11 的规定;设计使用年限为 100 年的混凝土结构,最外层钢筋的保护层厚度不应小于表 3-11 中数值的 1.4 倍。

表 3-11 混凝土保护层的最小厚度

单位:mm

环境类别	板、墙、壳	梁、柱、杆
一	15	20
二 a	20	25
二 b	25	35
三 a	30	40
三 b	40	50

注 1:混凝土强度等级不大于 C25 时,表中保护层厚度数值应增加 5 mm。

注 2:钢筋混凝土基础宜设置混凝土垫层,基础中钢筋的混凝土保护层厚度应从垫层顶面算起,且不应小于 40 mm。

(2)当有充分依据并采取下列措施时,可适当减小混凝土保护层的厚度。

①构件表面有可靠的防护层。

②采用工厂化生产的预制构件。

③在混凝土中掺加阻锈剂或采取阴极保护处理等防锈措施。

④当对地下室墙体采取可靠的建筑防水做法或防护措施时,与土层接触一侧钢筋的保护层厚度可适当减小,但不应小于 25 mm。

(3)当梁、柱、墙中纵向受力钢筋的保护层厚度大于 50 mm 时,宜对保护层采取有效的构造措施。当在保护层内配置防裂、防剥落的钢筋网片时,网片钢筋的保护层厚度不应小 25 mm。

4)提出不同环境条件下的耐久性技术措施

为保证混凝土结构的耐久性,根据使用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在设计使用年限内未经技术鉴定或设计许可,不能改变结构的用途和使用环境。

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。

③宜根据环境类别,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对于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。用于一、二和三类环境中设计使用年限为 50 年的混凝土结构,其混凝土材料的耐久性宜符合表 3-10 的要求。

①设计使用年限为 100 年且处于一类环境中的混凝土结构,应符合下列规定:

a. 钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C30,预应力混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C40。

b. 混凝土中的最大氯离子含量为 0.06%。

c. 宜使用非碱活性骨料,当使用碱活性骨料时,混凝土中最大碱含量为 3.0 kg/m<sup>3</sup>。

d. 混凝土保护层厚度应符合表 3-11 的要求;当采取有效的表面防护措施时,混凝土保护层厚度可适当减小。

②对于设计使用年限为 100 年且处于二、三类环境中的混凝土结构,应采取专门的有效措施。

(3)施工要求。混凝土的耐久性主要取决于它的密实性,除应满足上述对混凝土材料的要求外,还应重视混凝土的施工质量,控制商品混凝土的各个环节,加强对混凝土的养护,防止过大受荷,等等。

5)提出结构使用阶段的检测与维护要求

混凝土在设计使用年限内应符合下列规定:

(1)建立定期检测、维修制度。

(2)设计中可更换的混凝土构件应按规定更换。

(3)构件表面的防护层应按规定维修或更换。

(4)当结构出现可见的耐久性缺陷时,应及时进行处理。

### 3.4.3 砌体结构的耐久性设计

砌体结构的耐久性包括两个方面的内容,一是对配筋砌体结构构件钢筋的保护,二是对砌体材料的保护。《砌体结构设计规范》(GB 50003—2011)中有关耐久性的内容主要是根据工程经验并参照国内外有关规范新增补的,其规定砌体结构的耐久性应根据环境类别和设计使用年限进行设计。

#### 1. 砌体结构环境类别的划分

砌体结构环境类别主要是根据国际标准《配筋砌体结构设计规范》(ISO 9652—3)与英国标准 BS5628 来划分的。其分类方法与我国现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)中的相关规定很接近,具体内容见表 3-12。

表 3-12 砌体结构的环境类别

环境类别	条 件
1	正常居住及办公建筑的内部干燥环境
2	潮湿的室内环境或室外环境,包括与无侵蚀性土和水接触的环境
3	严寒和使用化冰盐的潮湿环境(室内或室外)
4	与海水直接接触的环境,或处于滨海地区的盐饱和的气体环境
5	有化学侵蚀的气体、液体或固体形式的环境,包括有侵蚀性土壤的环境

## 2. 材料耐久性的设计

(1) 当设计使用年限为 50 年时, 砌体中钢筋的耐久性选择应符合表 3-13 的规定。

表 3-13 砌体中钢筋的耐久性选择

环境类别	钢筋种类和最低保护要求	
	位于砂浆中的钢筋	位于灌孔混凝土中的钢筋
1	普通钢筋	普通钢筋
2	重镀锌或有等效保护的钢筋	当采用混凝土灌孔时, 可为普通钢筋; 当采用砂浆灌孔时应为重镀锌或有等效保护的钢筋
3	不锈钢或有等效保护的钢筋	重镀锌或有等效保护的钢筋
4 或 5	不锈钢或有等效保护的钢筋	不锈钢或有等效保护的钢筋

注 1: 对夹心墙的外叶墙, 应采用重镀锌或有等效保护的钢筋。

注 2: 表中的钢筋即为国家现行标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 和《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规范》(JGJ 95—2011) 等标准规定的普通钢筋或非预应力钢筋。

(2) 当设计使用年限为 50 年时, 砌体材料的耐久性应符合下列规定:

① 地面以下或防潮层以下的砌体、潮湿房间的墙或环境类别 2 的砌体, 所用材料的最低强度等级应符合表 3-14 的规定。

表 3-14 地面以下或防潮层以下的砌体、潮湿房间的墙所用材料的最低强度等级

潮湿程度	烧结普通砖	混凝土普通砖、 蒸压普通砖	混凝土砌块	石 材	水泥砂浆
稍潮湿的	MU15	MU20	MU7.5	MU30	M5
很潮湿的	MU20	MU20	MU10	MU30	M7.5
含水饱和的	MU20	MU25	MU15	MU40	M10

注 1: 在冻胀地区, 地面以下或防潮层以下的砌体, 不宜采用多孔砖, 如采用时, 其孔洞应用不低于 M10 的水泥砂浆预先灌实。当采用混凝土空心砌块时, 其孔洞应采用强度等级不低于 Cb20 的混凝土预先灌实。

注 2: 对安全等级为一级或设计使用年限大于 50 年的房屋, 表中材料强度等级应至少提高一级。

② 处于环境类别 3~5 等有侵蚀性介质的砌体材料应符合下列规定:

- a. 不应采用蒸压灰砂普通砖、蒸压粉煤灰普通砖。
- b. 应采用实心砖, 砖的强度等级不应低于 MU20, 水泥砂浆的强度等级不应低于 M10。
- c. 混凝土砌块的强度等级不应低于 MU15, 灌孔混凝土的强度等级不应低于 Cb30, 砂浆的强度等级不应低于 Mb10。
- d. 应根据环境条件对砌体材料的抗冻指标、耐酸碱性能提出要求, 或符合有关规范的规定。

## 3. 砌体中钢筋保护层厚度的确定

当设计使用年限为 50 年时, 砌体中钢筋的保护层厚度, 应符合下列规定:

(1) 配筋砌体中钢筋的最小混凝土保护层厚度应符合表 3-15 的规定。



表 3-15 配筋砌体中钢筋的最小混凝土保护层厚度

环境类别	混凝土强度等级			
	C20	C25	C30	C35
	最低水泥含量/(kg·m <sup>-3</sup> )			
	260	280	300	320
1	20	20	20	20
2	—	25	25	25
3	—	40	40	30
4	—	—	40	40
5	—	—	—	40

注 1:材料中最大氯离子含量和最大碱含量应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)的规定。

注 2:当采用防渗砌体块体和防渗砂浆时,可以考虑部分砌体(含抹灰层)的厚度作为保护层,但对环境类别 1、2、3,其混凝土保护层的厚度相应不应小于 10 mm、15 mm 和 20 mm。

注 3:钢筋砂浆面层的组合砌体构件的钢筋保护层厚度宜比表 3-15 规定的混凝土保护层厚度数值增加 5~10 mm。

注 4:对安全等级为一级或设计使用年限为 50 年以上的砌体结构,钢筋保护层的厚度应至少增加 10 mm。

(2)灰缝中钢筋外露砂浆保护层的厚度不应小于 15 mm。

(3)所有钢筋端部均应有与对应钢筋的环境类别条件相同的保护层厚度。

(4)对填实的夹心墙或特别的墙体构造,钢筋的最小保护层厚度应符合下列规定:

①用于环境类别 1 时,应取 20 mm 厚砂浆或灌孔混凝土与钢筋直径较大者。

②用于环境类别 2 时,应取 20 mm 厚灌孔混凝土与钢筋直径较大者。

③采用重镀锌钢筋时,应取 20 mm 厚砂浆或灌孔混凝土与钢筋直径较大者。

④采用不锈钢筋时,应取钢筋的直径。

当设计使用年限为 50 年时,夹心墙的钢筋连接件或钢筋网片、连接钢板、锚固螺栓或钢筋,应采用重镀锌或等效的防护涂层,镀锌层的厚度不应小于 290 g/m<sup>2</sup>;当采用环氯涂层时,灰缝钢筋涂层厚度不应小于 290 μm,其余部件涂层厚度不应小于 450 μm。

### 3.5 工程结构抗震设计

地震是一种自然现象。地球内部在运动过程中始终存在巨大的能量,地岩层在巨大的能量作用下,会不停地连续变动,不断地发生褶皱、断裂和错动,使岩层处于复杂的地应力作用之下。地壳运动使地壳某些部位的地应力不断加强,当弹性应力的积聚超过岩石的强度极限时,岩层就会发生突然断裂和猛烈错动,释放出巨大的能量,其中大部分能量以波的形式传到地面,引起地面振动,形成地震。

由地球构造的相对运动所引起的地震称为构造地震。除此之外,火山爆发、水库蓄水和溶洞塌陷都可能导致地面发生不同程度的振动,但相对而言,构造地震发生次数多,震源较浅,活动频繁,延续时间长,影响范围大,对人类造成的损失最严重,是抗震研究的主要对象。

处于地表面上的建筑物,在地震发生过程中,会出现不同程度的破坏。一般情况下,直接破坏现象较为严重,如结构丧失整体性、结构或结构构件强度破坏、地基失效、房屋倒塌等。因此,在抗震设防地区,需要对建筑工程进行抗震设计。

当前,抗震设计的内容主要包括三个方面,即抗震概念设计、抗震计算和抗震构造措施,

这三个方面的因素对抗震设计是相辅相成、不可分割的,忽略任何一方面都会造成抗震设计的失败。

### 3.5.1 地震设计的主要概念

#### 1. 地震震级

地震震级是表示地震强度大小及释放出能量多少的一种度量。其数值是通过地震仪记录到的地震波图确定的。每一次地震只有一个震级,震级越高,释放的能量也越多。一般情况下,2级以下的地震,人们感觉不到,称为微震;2~5级的地震,人体有所感觉,称为有感地震;5级以上的地震,会引起地面工程结构的破坏,称为破坏性地震;7~8级的地震,称为强烈地震或大地震;8级以上的地震称为特大地震。世界上已经记录到的最大地震震级为9.0级(2011年3月1日发生在日本)。目前,各国与各地区的地震分级标准不尽相同,我国使用的震级标准是国际上通用的震级标准,即里氏震级。

#### 2. 地震烈度

地震烈度是指地震对地表及其上建筑物影响的平均强弱程度。其大小是综合人的感觉、家具与器物的振动情况,以及房屋和构筑物的遭受破坏程度等各方面,从宏观上对地震影响做出的定量描述。目前,我国与世界上绝大多数国家一样都采用12等级的烈度划分表。

监测资料与理论研究表明,同一个地震,不同地区的地震烈度大小是不一样的。距离震源越近,破坏就越大,烈度就越高;距离震源越远,破坏就越小,烈度就越低;即使在同一地区,有时也会因局部场地的地形和地质条件等影响,出现局部烈度较低或较高的地震异常区。

地震震级与震中烈度的对应关系见表3-16。

表 3-16 地震震级与震中烈度的对应关系

地震震级	2	3	4	5	6	7	8	>8
震中烈度	1~2	3	4~5	6~7	7~8	9~10	11	12

#### 3. 抗震设防烈度

抗震设防烈度是指按国家批准权限审定的,作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。一般情况下,抗震设防烈度可采用《中国地震动参数区划图》(GB 18306—2015)上所标示的地震基本烈度。对于进行过抗震设防区划工作并经主管部门批准的城市,可按批准的抗震设防区划确定抗震设防烈度(或设计地震参数)。

抗震设防烈度和设计基本地震加速度值的对应关系见表3-17。

表 3-17 抗震设防烈度和设计基本地震加速度值的对应关系

抗震设防烈度	6	7	8	9
设计基本地震加速度	0.05g	0.10(0.15)g	0.20(0.30)g	0.40g

注1:  $g$  为重力加速度。

注2: 对于设计基本地震加速度为0.15g和0.30g地区内的建筑,应分别按抗震设防烈度为7度和8度的要求进行抗震设计。

#### 4. 设计地震分组

理论分析和震害表明,不同的地震对某一地区不同动力特性的结构破坏作用是不同的。为了区分同一烈度下不同震级和震中距的地震对不同动力特性的建筑物的破坏作用,《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)以设计地震分组来体现震级和震中距的影响,将建筑工程的设计地震分为三组。在该规范的附录 A 中列出了我国抗震设防区各县级及县级以上城市抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计地震分组,可供设计时取用。

#### 5. 建筑场地

场地是指工程群体所在地具有相似的反应谱特征,其范围相当于厂区、居民小区和自然村的区域。震害表明,不同场地上的建筑物的震害差异较大,土质越软,覆盖层越厚,建筑物的震害越严重,反之越轻。

在工程结构抗震设计中,为了反映场地的影响,《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)主要依据场地土的刚性(坚硬程度或密实程度)及其覆盖层厚度,把场地分为 I、II、III、IV 类。其中, I 类场地对抗震最为有利, IV 类场地对抗震最不利。建筑场地的类别以土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度来划分,由工程地质勘查部门提供。

### 3.5.2 地震设计的基本要求

#### 1. 抗震设防标准

抗震设防标准是衡量抗震设防要求的尺度,由抗震设防烈度和建筑使用功能的重要性确定。

##### 1) 抗震设防类别

按照建筑物使用功能的重要性、地震灾害后果等条件,《建筑工程抗震设防分类标准》(GB 50223—2008)将建筑工程分为四个抗震设防类别,即特殊设防类(简称甲类)、重点设防类(简称乙类)、标准设防类(简称丙类)和适度设防类(简称丁类)。

(1)特殊设防类。特殊设防类指使用上有特殊设施,涉及国家公共安全的重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害等特别重大灾害后果,需要进行特殊设防的建筑,如三级医院中承担特别重要医疗任务的门诊、住院用房。

(2)重点设防类。重点设防类指地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关建筑,以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果,需要提高设防标准的建筑,如特大型的体育场、电影院、剧场、图书馆、博物馆、展览馆等,幼儿园、小学、中学的教学用房。

(3)标准设防类。标准设防类指大量的除甲、乙、丁类以外按标准要求进行设防的建筑,如居住建筑。

(4)适度设防类。适度设防类指使用上人员稀少且震损不致产生次生灾害,允许在一定条件下适度降低要求的建筑,如一般储存物品的单层仓库。

##### 2) 抗震设防标准应符合的规定

(1)甲类建筑,应按高于本地区抗震设防烈度提高一度的要求加强其抗震措施,其值应按批准的地震安全性评价结果确定。抗震措施:当抗震设防烈度为 6~8 度时,应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求;当为 9 度时,应符合比 9 度抗震设防更高的要求。

(2)乙类建筑,应符合本地区抗震设防烈度的要求。抗震措施:一般情况下,当抗震设防烈度为 6~8 度时,应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求;当为 9 度时,应符合比 9 度抗震

设防更高的要求。地基基础的抗震措施应符合有关规定。对较小的乙类建筑,当其结构改用抗震性能较好的结构类型时,应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震措施。

(3)丙类建筑,应按本地区抗震设防烈度确定其地震措施和抗震作用。

(4)丁类建筑,允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低其抗震措施,但抗震设防烈度为6度时不应降低。一般情况下,地震作用仍应符合本地区抗震设防烈度的要求。

总体来讲,6度及6~9度抗震设防地区的各类建筑,必须进行抗震设计及隔震、消能减震设计;超过9度地区的建筑和行业有特殊要求的工业建筑,其抗震设计应依据有关专门规定执行。

## 2. 抗震设防目标——三水准抗震目标

建筑结构的抗震设防目标是对建筑结构应具有抗震安全性要求,即结构物遭遇不同水准的地震影响时,结构构件、使用功能、设备的损坏程度及人身安全的总要求。

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)将抗震设防目标划分为三水准,即小震不坏、中震可修、大震不倒。

(1)第一水准要求——小震不坏。当建筑遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时,一般应不受损坏或不需修理仍可继续使用。

(2)第二水准要求——中震可修。当建筑遭受相当于本地区抗震设防烈度的地震影响时,可能有一定的损坏,经一般修理仍可继续使用。

(3)第三水准要求——大震不倒。当建筑遭受高于本地区抗震设防烈度预估的罕遇地震影响时,不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。

我国对小震、中震、大震也规定了具体的概率水准。当分析年限取50年时,小震烈度(多遇地震烈度)所对应的被超越概率为63.2%,中震烈度(基本烈度或抗震设防烈度)所对应的被超越概率一般为10%,大震烈度(罕遇地震烈度)所对应的被超越概率为2%~3%。通过统计分析可知,基本烈度比多遇地震烈度约高1.55度,比罕遇地震烈度约低1度。

尽管如此,建筑在实际使用期间,当一般小震发生时,要求做到结构不受损坏,这在技术和经济上是可以做到的;但若要求结构遭受大震时不受损坏,则在经济上是不合理的。

## 3. 抗震设计的两阶段法

为了实现三水准的设防目标,目前在具体做法上可以采用简化的两阶段设计方法。

第一阶段为结构设计阶段,包括承载力和使用状态下的变形验算。此时,结构为弹性体系,取第一水准的地震动参数,计算结构的作用效应和其他荷载效应的基本组合,验算结构构件的承载能力,以及在小震作用下验算结构的弹性变形。

第二阶段为弹塑性变形验算。在大震作用下,对有特殊要求的建筑、地震时易倒塌的结构及有明显薄弱层的不规则结构,除进行第一阶段设计外,还要进行薄弱部位的弹塑性层间变形验算,并采取相应的抗震构造措施。

第一阶段的设计重在保证第一水准抗震设防目标的要求,第二阶段的设计重在保证第三水准的抗震设防要求,至于如何保证第二水准的损坏可修的要求,目前普遍的共识是通过概念设计和抗震构造措施来实现。

### 3.5.3 结构抗震概念设计

结构抗震概念设计是结构概念设计的一部分,其主要包括三部分内容,即建筑结构的规

则性设计、建筑结构体系的合理选择及抗侧力结构构件的延性设计。

### 1. 场地选择及地基基础设计要求

大量的震害表明,建筑场地的地质条件和地形地貌特点与建筑物震害的影响程度有很大的关联性。因此,在进行建筑抗震概念设计时,要注意建筑场地的选择,根据工程需要、区域场地特征及区域地震活动情况,合理选择对建筑抗震有利的地段,对不利的地段应尽量避免,当无法避开时要采取有效措施。选择建筑场地时,应按《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)的规定划分对建筑抗震有利、一般、不利和危险的地段,具体内容见表 3-18。

表 3-18 有利、一般、不利和危险地段的划分

地段类别	地质、地形、地貌
有利地段	稳定基岩,坚硬土,开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等
一般地段	不属于有利、不利和危险的地段
不利地段	软弱土,液化土,条状突出的山嘴,高耸孤立的丘,陡坡,陡坎,河岸和边坡的边缘,平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层(含古河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基),高含水量的可塑黄土,地表存在结构性裂缝等
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表错位的部位

地基与基础设计应符合下列要求:

- (1)同一结构单元不宜设置在性质截然不同的地基土层上。
- (2)同一结构单元不宜部分采用天然地基而另外部分采用桩基。
- (3)当地基有软弱土、可液化土、新近填土或严重不均匀土层时,应加强基础的整体性和刚性。
- (4)根据具体情况,选择对抗震有利的基础类型,在抗震验算时应尽量考虑结构、基础和地基的相互作用影响,使之能反映地基基础在不同阶段的工作状态。

### 2. 选择有利于抗震的平面和立面布置

震害统计分析表明,简单、对称的建筑在地震中表现出较好的抗震性能。建筑的立面和竖向剖面宜规则,结构的侧向刚度宜均匀变化,竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小,避免抗震侧力结构的侧向刚度及承载力发生突变。

为此,在进行建筑设计时应符合抗震概念设计的要求,不应采用严重不规则的设计方案。表 3-19、表 3-20 和图 3-4 给出了几种常见不规则的主要类型和典型的不规则结构。

表 3-19 平面不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
扭转不规则	在规定的水平力作用下,楼层的最大弹性水平位移(层间位移),大于该楼层两端弹性水平位移(或层间位移)平均值的 1.2 倍
凸凹不规则	平面凹进的尺寸大于相应投影方向总尺寸的 30%
楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化,例如,有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%,或开洞面积大于该层楼面面积的 30%,或较大的楼层错层

表 3-20 竖向不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%；除顶层或出屋面小建筑外，局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件(柱、抗震墙、抗震支撑)的内力由水平转换构件(梁、桁架等)向下传递
楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%

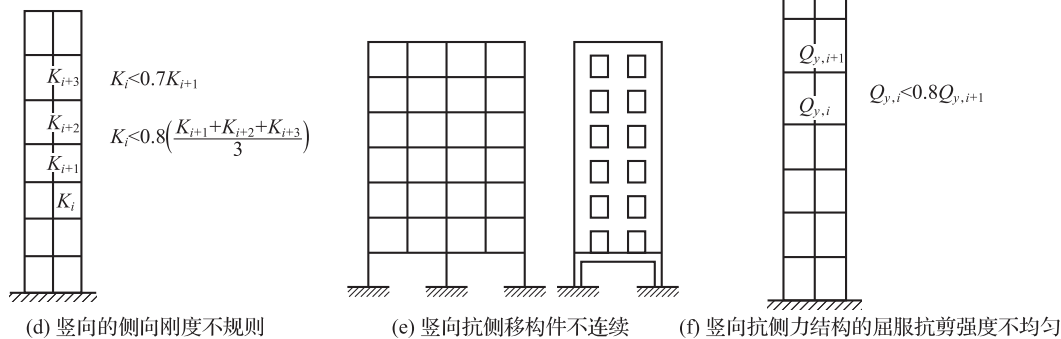
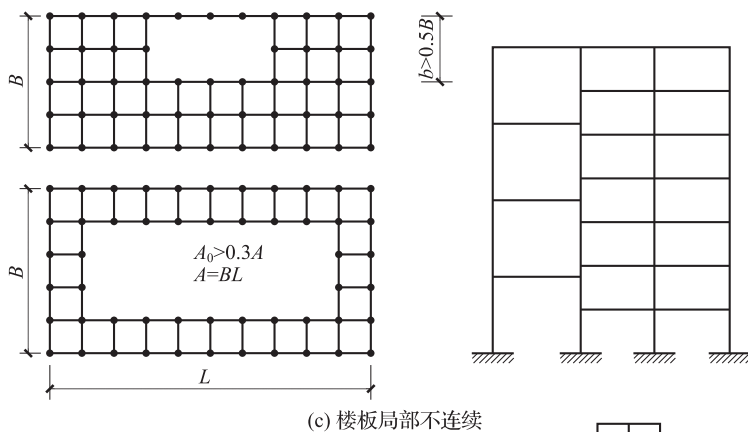
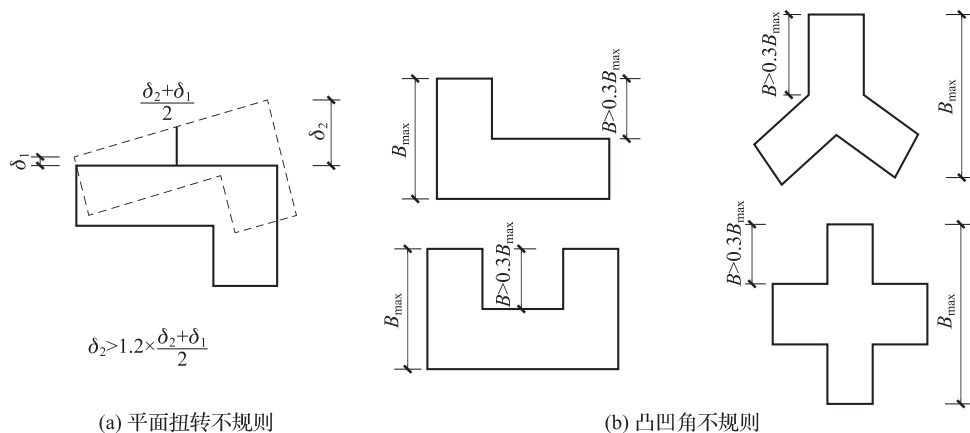


图 3-4 典型的不规则结构

$K_i$ —第  $i$  层的侧向刚度； $Q_{y,i}$ —第  $i$  层的屈服抗剪强度

对于体型复杂、平立面特别不规则的建筑结构,可按实际需要在适当部位设置防震缝,形成多个较规则的抗侧力结构单元。防震缝应根据抗震设防烈度、结构材料种类、结构类型、结构单元的高度和高差情况,留出足够的宽度,其两侧的上部结构应完全分开。

### 3. 选择合理的抗震结构体系

抗震结构体系应根据建筑抗震设防类别、设防烈度、建筑高度、场地条件、地基与基础、结构材料和施工等因素,经过技术、经济和使用条件综合比较确定。

因此,在选择抗震结构体系时,应考虑以下主要要求:

(1)结构体系应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径。受力明确、传力合理、传力路线不间断、抗震分析与实际表现相符合。

(2)应避免因部分结构或结构构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。例如,若柱子的数量较少或承载能力较弱,当部分柱子退出工作后,整个结构系统将丧失对竖向荷载的承载能力。因此,在抗震设计时,使结构具有必要的赘余度和内力重分配的功能是十分重要的。

(3)结构体系应具备必要的承载能力、良好的变形能力和消耗地震能量的能力。足够的承载力和变形能力是需要同时满足的。若结构仅有较大的变形能力而缺少较高的抗侧向力的能力,则在不大的地震作用下就会产生较大的变形,导致非结构构件的破坏或结构本身的失稳;若仅有较高的承载能力而缺少较大的变形能力,则结构很容易因脆性破坏而倒塌。只有必要的承载能力与良好的变形能力相结合,结构在地震作用下才具有较好的耗能能力。

(4)宜具有合理的刚度和强度分布,避免因局部削弱或突变而形成薄弱部位,产生过大的应力集中或塑性变形集中;对可能出现的薄弱部位,应采取措施提高抗震能力。

(5)宜有多道抗震防线,应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。

(6)结构在两个主轴方向的动力特性宜相近。

### 4. 抗侧力结构和构件的延性设计

结构的变形能力取决于组成结构的构件及其连接的延性水平。保证主体结构构件之间的可靠连接,充分发挥各个构件的承载能力和变形能力,是保证整个结构具有良好抗震能力的重要措施。

通常情况下,抗震结构构件之间的连接应符合以下要求:

(1)构件节点的破坏,不应先于其连接的构件。

(2)预埋件的锚固破坏,不应先于连接件。

(3)装配式结构构件的连接,应能保证结构的整体性。例如,屋面板与屋架、梁、墙之间的连接,梁与柱之间的连接,等等。

(4)预应力混凝土构件的预应力钢筋宜在节点核芯区以外锚固。

支撑系统的不完善,往往导致屋盖系统倒塌,致使厂房发生灾难性震害。因此,厂房的各种抗震支撑系统应能保证地震时结构的稳定性。

### 5. 非结构构件的抗震设计

非结构构件包括建筑非结构构件(如女儿墙、围护墙、内隔墙、雨篷、高门脸、吊顶、装饰贴面等)和建筑附属机电设备,自身及其与结构主体连接时,应进行抗震设计。

(1)附着于楼、屋面结构上的非结构构件,以及楼梯间的非承重墙体,应与主体结构有可靠的连接或锚固,避免地震时倒塌伤人或砸坏重要设备。

(2)框架结构的围护墙和隔墙,应估计其对结构抗震的不利影响,避免不合理设置而导致主体结构的破坏。

(3)幕墙、装饰贴面与主体结构应有可靠连接,避免地震时脱落伤人。

(4)安装在建筑上的附属机械、电气设备系统的支座和连接,应符合地震时使用功能的要求,且不应导致相关部件的损坏。

### 3.5.4 地震作用计算

地震作用是指由地震动引起的结构动态作用,包括地震加速度、速度和动位移的作用。按照《工程结构设计基本术语标准》(GB/T 50083—2014)的规定,地震作用属于间接作用,通常也称为地震等效荷载。

地震作用主要是从水平地震作用和竖向地震作用两方面考虑的。对一般建筑结构而言,竖向地震作用的影响不明显,主要是水平地震作用,只有对于抗震设防烈度为 8、9 度时的大跨度、长悬臂结构及 9 度时的高层建筑,才需要计算竖向地震作用。

#### 1. 地震作用的计算简图

地震作用的大小与结构质量有关,在计算地震作用时经常采用集中质量法的结构计算简图,就是把结构简化为一个有限数目质点的悬臂杆,假定各楼层的质量集中在楼盖标高处,墙体质量按上下层各半集中在该层楼盖处,各楼层质量被抽象为若干个参与振动的质点,这样,简化后的结构计算简图便是一个单质点体系或多质点体系,如图 3-5 所示。

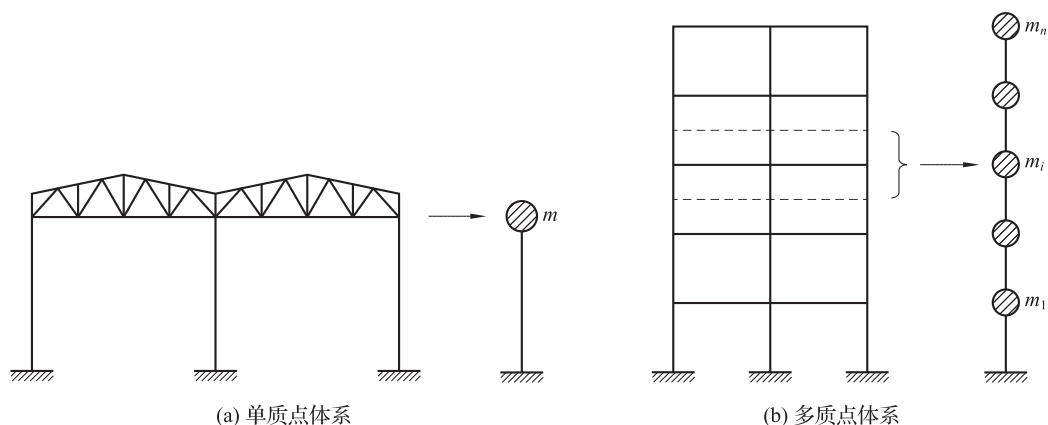


图 3-5 抗震结构计算简图

#### 2. 地震作用的主要计算方法

由于地震作用的复杂性和地震作用发生强度的不确定性,以及结构和体型的差异等,地震作用的计算方法是不同的。目前,常用的地震作用的计算方法主要有振型分解反应谱法、底部剪力法和时程分析法。前两种方法是结构计算的基本方法,而时程分析法则作为结构抗震设计的补充计算方法。



## 1) 振型分解反应谱法

振型分解反应谱法是根据地震反应谱理论,以结构的各阶振型为广义坐标,分别求出对应的结构地震反应,然后将结构的各阶振型反应相结合,以确定结构地震内力及变形的方  
法。此方法在计算过程中较好地考虑了结构的动力特性,并根据结构的振型曲线确定地震  
作用分布,计算精度较高,可用于计算机结构设计中。

## 2) 底部剪力法

底部剪力法是根据地震反应谱理论,按照地震引起的工程结构底部总剪力和等效单质  
点体系的水平地震作用相等,以及地震作用沿结构高度分布接近于倒三角形来确定地震作  
用分布,并求出相应地震内力与变形的方  
法。此法比较简单,便于手算分析,但计算精度  
较差。

## 3) 时程分析法

时程分析法是将地震加速度记录或人工地震波输入结构体系运动微分方程并积分求  
解,得到整个历程时间内结构地震内力与变形的方  
法。

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)中给出了上述三种方法的基本适用范围:

(1) 高度不超过 40 m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构,以及  
近似于单质点体系的结构,可采用底部剪力法等简化方法。

(2) 除第(1)条外的建筑结构,宜采用振型分解反应谱法。

(3) 特别不规则的建筑、甲类建筑和表 3-21 所列高度范围内的高层建筑,应采用时程分  
析法进行多遇地震下的补充计算;当取三组加速度时程曲线输入时,计算结果宜取时程法的  
包络值和振型分解反应谱法的较大值;当取七组及七组以上的时程曲线时,计算结果可取时  
程法的平均值和振型分解反应谱法的较大值。

(4) 其他情况应根据规范要求进行分析。

表 3-21 采用时程分析法的房屋高度范围

烈度、场地类型	房屋高度范围/m
8 度 I、II 类场地和 7 度	>100
8 度 III、IV 类场地	>80
9 度	>60

## 3. 重力荷载代表值计算

基于抗震结构计算简图,在计算各个质点的质量时,应将结构和构件自重标准值及地震  
发生时可能作用于结构上的竖向可变荷载组合值(如楼面活荷载等)进行组合,所得结果称  
为重力荷载代表值  $G$ ,具体计算公式为

$$G = G_k + \sum_{i=1}^n \psi_{Qi} Q_{ik} \quad (3-18)$$

式中, $G_k$  为结构和构件的自重标准值; $Q_{ik}$  为第  $i$  个可变荷载的标准值; $\psi_{Qi}$  为第  $i$  个可变荷载  
的组合值系数,其大小可按表 3-22 中的值采用; $n$  为可变荷载的类别。

表 3-22 可变荷载的组合值系数  $\psi_{Qi}$

可变荷载种类		组合值系数
雪荷载		0.5
屋面积灰荷载		0.5
屋面活荷载		不计入
按实际情况计算的楼面活荷载		1.0
按等效均布荷载计算的楼面活荷载	藏书库、档案库	0.8
	其他民用建筑	0.5
起重机悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不计入

注：硬钩吊车的吊重较大时，组合值系数应按实际情况采用。

#### 4. 单质点体系水平地震作用的计算

对于单质点结构体系，若不考虑地基产生扭转及忽略质点的竖向位移，则在地震持续过程中，质点的运动在空间中可以分解为一个竖直方向和两个水平方向的分量，在竖向平面内只有一个水平位移分量，即一个自由度。

如图 3-6 所示，基于结构动力学原理及其基本知识，建立单质点体系在水平方向上地震作用的运动方程。由于结构体系的阻尼作用，自由振动很快衰减，最终起决定作用的是强迫振动。因此，在计算单质点地震位移反应时，可以将自由振动位移忽略不计而仅考虑强迫振动，这样可以得到在水平地震作用下的计算公式为

$$F_{EK} = G\beta k = \alpha G \quad (3-19)$$

式中， $F_{EK}$  为水平地震作用标准值； $G$  为重力荷载代表值； $\beta$  为动力系数，是表示质点加速度的最大值与地面运动最大加速度的比值，一般情况下大于 1； $k$  为地震系数，是表示地面运动加速度的最大值与重力加速度的比值； $\alpha$  为地震影响系数，该系数与地震烈度、场地类别、设计地震分组、结构自振周期及阻尼比等因素有关，其值可根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 给出的地震影响系数  $\alpha$  曲线(抗震设计反应谱，见图 3-7)采用。

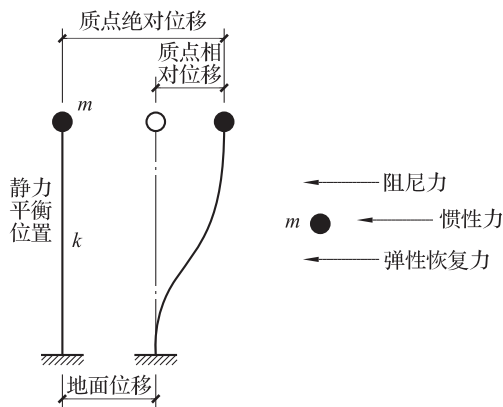


图 3-6 水平地震作用下的位移变形和受力

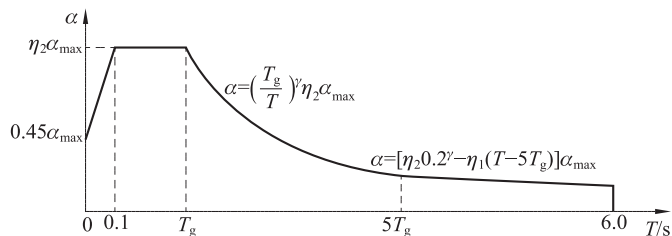


图 3-7 地震影响系数  $\alpha$  曲线

$\alpha$ —地震影响系数； $\alpha_{\max}$ —地震影响系数最大值； $\eta_1$ —直线下降段的下降斜率调整系数；  
 $\gamma$ —曲线下降段的衰减指数； $T_g$ —特征周期； $\eta_2$ —阻尼调整系数； $T$ —结构自振周期

建筑结构的水平地震影响系数最大值应按表 3-23 采用,特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表 3-24 采用,计算罕遇地震作用时,特征周期应增加 0.05 s。

表 3-23 水平地震影响系数最大值

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.04	0.08(0.12)	0.16(0.24)	0.32
罕遇地震	0.28	0.50(0.72)	0.90(1.20)	1.40

注:括号中数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

表 3-24 结构特征周期

单位:s

设计地震分组	场地类别				
	I <sub>0</sub>	I <sub>1</sub>	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

对于阻尼调整系数和形状参数的取值,应按照以下规定执行:

(1)除有专门规定外,建筑结构的阻尼比应取 0.05,地震影响系数曲线的阻尼调整系数应按 1.0 采用,形状参数应符合下列规定:

- ①直线上升段,周期小于 0.1 s 的区段。
- ②水平段,自 0.1 s 至特征周期区段,应取最大值  $\alpha_{\max}$ 。
- ③曲线下降段,自特征周期至 5 倍特征周期区段,衰减指数应取 0.9。
- ④直线下降段,自 5 倍特征周期至 6.0 s 区段,下降斜率调整系数应取 0.02。

需要注意的是,对于钢筋混凝土结构、砌体结构,其阻尼比取 0.05;但对于钢结构,在多遇地震作用下,若不超过 12 层,则其阻尼比应采用 0.035,若超过 12 层,则其阻尼比应采用 0.02。

(2)当建筑结构的阻尼比按有关规定不等于 0.05 时,地震影响系数曲线的阻尼调整系数和形状参数应符合下列规定:

- ①曲线下降段的衰减指数应按式(3-20)确定。

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \quad (3-20)$$

式中,  $\zeta$  为阻尼比。

② 直线下降段的下降斜率调整系数应按式(3-21)确定。

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{0.05 - \zeta}{4 + 32\zeta} \quad (3-21)$$

式中, 当  $\eta_1 < 0$  时, 取  $\eta_1 = 0$ 。

③ 阻尼调整系数应按式(3-22)确定。

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \quad (3-22)$$

式中, 当  $\eta_2 < 0.55$  时, 取  $\eta_2 = 0.55$ 。

**【案例 3-2】** 已知某单层钢筋混凝土框架结构, 其结构阻尼比为 0.05, 集中在屋盖处的重力荷载代表值为 1 600 kN。其中, 框架水平刚度  $k = 1.5 \times 10^7$  N/m, 框架结构位于 III 类场地, 设计地震分组为第二组, 抗震设防烈度为 8 度。试计算多遇地震影响下的水平地震作用标准值。

**案例分析:** 基于题目所给的条件, 首先求出结构自振周期  $T$ , 即

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_k}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{G}{kg}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{1\,600 \times 10^3}{1.5 \times 10^7 \times 9.80}} = 0.655(\text{s})$$

其次, 确定地震影响系数  $\alpha$ , 该结构为 8 度抗震设防, 当基本地震加速度取 0.2g 时, 查表 3-23 得多遇地震下的  $\alpha_{\max} = 0.16$ ; III 类场地、地震分组为第二组, 查表 3-24 得  $T_g = 0.55$  s。因为  $T_g < T < 5T_g$ , 根据图 3-7 可得

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{0.55}{0.655}\right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.16 = 0.137$$

最后, 可以计算出多遇地震影响下的水平地震作用标准值  $F_{EK}$ , 即

$$F_{EK} = \alpha G = 0.137 \times 1\,600 = 219.2(\text{kN})$$

### 5. 多质点体系水平地震作用的计算

在实际的建筑物抗震设计中, 除了少数结构可以简化为单质点体系外, 大多数的多层与高层建筑物都应简化为多质点体系来分析。对于多质点体系水平地震作用的计算, 可以采用振型分解反应谱法、底部剪力法等。这里仅介绍手算常常采用的底部剪力法。

底部剪力法是对振型分解反应谱法的简化, 其一般只考虑基本振型或前两个振型, 忽略了高振型对结构上部的影响, 但当结构的基本自振周期大于  $1.4T_g$  时, 用底部剪力法计算所得结果比用振型分解反应谱法的计算值偏小, 为此, 应在结构顶部附加一水平地震作用来修正。

如图 3-8 所示, 对于多质点的建筑物, 在采用底部剪力法进行水平地震作用的计算时, 其基本计算公式为

$$F_{EK} = \alpha_1 G_{eq} \quad (3-23)$$

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{EK} (1 - \delta_n) \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (3-24)$$

$$\Delta F_n = \delta_n F_{EK} \quad (3-25)$$

式中,  $F_{EK}$  为结构总水平地震作用标准值;  $\alpha_1$  为相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数数值, 应按照确定地震影响系数  $\alpha$  的方法计取, 多层砌体房屋、底部框架砌体房屋, 宜取水平

地震影响系数最大值;  $G_{eq}$  为结构等效总重力荷载, 单质点应取重力荷载代表值, 多质点可取总重力荷载代表值的 85%;  $F_i$  为质点  $i$  的水平地震作用标准值;  $G_i$ 、 $G_j$  分别为集中于质点  $i$ 、 $j$  的重力荷载代表值, 应按式(3-18)确定;  $H_i$ 、 $H_j$  分别为质点  $i$ 、 $j$  的计算高度;  $\delta_n$  为顶部附加地震作用系数, 多层钢筋混凝土和钢结构房屋可按表 3-25 采用, 其他房屋可采用 0.0;  $\Delta F_n$  为顶部附加水平地震作用。

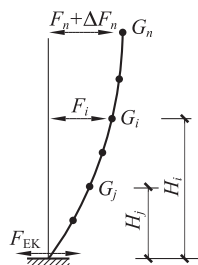


图 3-8 多质点体系结构水平地震作用计算简图

表 3-25 顶部附加地震作用系数

$T_g/s$	$T_1 > 1.4 T_g$	$T_1 \leq 1.4 T_g$
$T_g \leq 0.35$	$0.08 T_1 + 0.07$	0.0
$0.35 < T_g \leq 0.55$	$0.08 T_1 + 0.01$	
$T_g > 0.55$	$0.08 T_1 - 0.02$	

注:  $T_1$  为结构基本自振周期。

值得注意的是, 采用底部剪力法计算水平地震作用时, 突出屋面的屋顶间、女儿墙和烟囱等, 由于该部分结构的质量和刚度突然变小, 产生鞭梢效应, 其地震作用效应宜乘以增大系数 3。此增大部分不应往下传递, 但与该突出部分相连的构件应予计入。

### 3.5.5 结构抗震验算

建筑结构的抗震极限状态设计包括多遇地震下结构构件抗震承载力计算、多遇地震下结构抗震变形验算及罕遇地震下结构抗震变形验算。

#### 1. 一般原则

各类建筑结构的抗震作用, 应符合下列规定:

(1) 一般情况下, 应至少在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用, 各方向的水平地震作用应由该方向的抗侧力构件承担。

(2) 有斜交抗侧力构件的结构, 当相交角度大于  $15^\circ$  时, 应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

(3) 质量和刚度分布明显不对称的结构, 应计入双向水平地震作用下的扭转影响; 其他情况, 应允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

(4) 8、9 度时的大跨度和长悬臂结构及 9 度时的高层建筑, 应计算竖向地震作用。

#### 2. 多遇地震下构件截面抗震承载力计算

根据抗震可靠度理论, 在多遇地震影响下, 建筑构件截面抗震承载力极限状态计算应采

用基本组合设计值  $S_E$ , 其作用效应的基本组合及抗震承载力设计表达式为

$$S_E = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (3-26)$$

$$S_E \leq R / \gamma_{RE} \quad (3-27)$$

式中,  $S_E$  为结构构件内力组合的设计值, 包括组合的弯矩、轴向力与剪力设计值等;  $\gamma_G$  为重力荷载分项系数, 一般情况应采用 1.2, 当重力荷载效应对构件承载能力有利时, 不应大于 1.0;  $\gamma_{Eh}$ 、 $\gamma_{Ev}$  分别为水平、竖向地震作用分项系数, 应按表 3-26 采用;  $\gamma_w$  为风荷载分项系数, 应采用 1.4;  $S_{GE}$  为重力荷载代表值的效应, 可按式(3-18)计算, 但有吊车时, 还应包括悬吊物重力标准值的效应;  $S_{Ehk}$ 、 $S_{Evk}$  分别为水平和竖向地震作用标准值的效应, 尚应乘以相应的增大系数或调整系数;  $S_{wk}$  为风荷载标准值的效应;  $\psi_w$  为风荷载组合值系数, 一般结构取 0.0, 风荷载起控制作用的建筑应采用 0.2;  $R$  为结构构件承载力设计值;  $\gamma_{RE}$  为承载力抗震调整系数, 除另有规定外, 应按表 3-27 采用。

表 3-26 地震作用分项系数

地震作用	$\gamma_{Eh}$	$\gamma_{Ev}$
仅计算水平地震作用	1.3	0.0
仅计算竖向地震作用	0.0	1.3
同时计算水平与竖向地震作用(水平地震为主)	1.3	0.5
同时计算水平与竖向地震作用(竖向地震为主)	0.5	1.3

表 3-27 承载力抗震调整系数

材料	结构构件	受力状态	$\gamma_{RE}$
钢	柱、梁、支撑、节点板件、螺栓、焊缝	强度	0.75
	柱、支撑	稳定	0.80
砌体	两端均有构造柱、芯柱的抗震墙	受剪	0.9
	其他抗震墙	受剪	1.0
混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

### 3. 多遇地震作用下结构的弹性变形极限状态验算

在多遇地震作用下, 为了避免非结构构件(包括围护墙、隔墙、内外装修、附属机电设备等)出现破坏, 应对表 3-28 中所列的各类结构进行抗震变形验算, 使其楼层内最大的弹性层间位移小于规定的限值。其表达式为

$$\Delta u_e \leq [\theta_c] h \quad (3-28)$$

式中,  $\Delta u_e$  为多遇地震作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移; 计算时, 除以弯曲变形为主的高层建筑外, 可不扣除结构整体弯曲变形; 应计入扭转变形, 各作用分项系数均应

采用 1.0; 钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度;  $[\theta_e]$  为弹性层间位移角限值, 宜按表 3-28 采用;  $h$  为计算楼层层高。

表 3-28 弹性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1 000
钢筋混凝土框支层	1/1 000
多、高层钢结构	1/250

#### 4. 罕遇地震作用下结构的弹塑性变形极限状态验算

##### 1) 验算范围

在罕遇地震作用下, 主体结构已经允许进入弹塑性状态。为了防止其由于弹塑性变形过多而造成严重破坏或倒塌。《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 规定, 除砌体结构外, 钢筋混凝土结构、钢结构及隔震消能设计结构, 均应进行罕遇地震作用下的变形验算。基于建筑物的重要程度, 罕遇地震作用下的变形验算可分为严格要求的、稍有选择的和不做验算的三种情况。

##### (1) 严格要求验算的结构。

①钢筋混凝土结构: 包括 7~9 度时楼层屈服强度系数小于 0.5 的框架结构, 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时的高大的单层排架厂房的横向排架, 甲类建筑和 9 度时的乙类建筑。

②高度大于 150 m 的各类高层钢结构、甲类和乙类 9 度时的钢结构建筑。

③所有采用隔震和消能减震设计的结构。

##### (2) 可根据情况验算的结构。

①钢筋混凝土结构: 包括底部框架砌体房屋、板柱-抗震墙结构、竖向不规则且较高的高层建筑、乙类 8 度和乙类 7 度Ⅲ、Ⅳ类场地的建筑。

②高度不大于 150 m 的各类钢结构、乙类 8 度和乙类 7 度Ⅲ、Ⅳ类场地的钢结构建筑。

##### (3) 可不进行弹塑性变形验算的结构。

①丙类规则结构或高度较低的抗震墙结构和框架-抗震墙钢筋混凝土结构。

②丙类多层框架钢结构、多层框架-支撑钢结构。

##### 2) 验算公式

罕遇地震下的变形计算, 属于偶然作用下的承载能力极限状态验算。为此, 荷载效应的组合值应采用罕遇地震与其他荷载效应的偶然组合, 且各作用代表值的效应不乘分项系数。其极限状态设计表达式为

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (3-29)$$

式中,  $\Delta u_p$  为罕遇地震作用组合下的弹塑性层间位移;  $[\theta_p]$  为弹塑性层间位移角限值, 可按表 3-29 采用, 对钢筋混凝土框架结构, 当轴压比小于 0.40 时, 可提高 10%, 当柱子全高的箍筋构造比最小配箍特征值大 30% 时, 可提高 20%, 但累计不超过 25%;  $h$  为薄弱层楼层高度或单层厂房上柱高度。

表 3-29 弹塑性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_p]$
单层钢筋混凝土柱排架	1/30
钢筋混凝土框架	1/50
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙	1/100
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/100
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/120
多、高层钢结构	1/50

### 思考练习题

- 3-1 什么是结构上的作用？荷载属于哪种作用？作用效应和荷载效应有什么区别？
- 3-2 什么是结构抗力？影响结构抗力的主要因素有哪些？
- 3-3 荷载按随时间的变异分为几类？荷载有哪些代表值？在结构设计中，如何应用荷载代表值？
- 3-4 什么是材料强度标准值和材料强度设计值？从概率意义来看，它们是如何取值的？
- 3-5 什么是结构的预定功能？什么是结构的可靠度？可靠度如何度量和表达？
- 3-6 什么是结构的极限状态？极限状态分为哪几类？各有什么标志和限值？
- 3-7 什么是失效概率？什么是可靠指标？两者有何联系？
- 3-8 什么是概率极限状态设计法？其主要特点是什么？
- 3-9 说明承载能力极限状态设计表达式中各符号的意义，并分析该表达式是如何保证结构可靠度的。
- 3-10 对正常使用极限状态，如何根据不同的设计要求确定荷载效应组合值？
- 3-11 什么是地震震级？什么是地震设防烈度？两者有何联系？
- 3-12 什么是结构抗震概念设计？其与结构设计有什么关系？
- 3-13 图 3-9 所示为钢筋混凝土雨篷板，板厚  $h = 120 \text{ mm}$ ，板面抹 20 mm 厚的水泥砂浆，板底抹 10 mm 厚的石灰砂浆。板上活荷载的标准值为  $500 \text{ N/m}^2$ 。设计使用年限为 50 年，环境类别为一类。试求：

- (1) 按承载力极限状态计算时的截面弯矩与剪力组合设计值。
- (2) 按正常使用极限状态验算时截面的荷载效应标准组合、频遇组合和准永久组合的弯矩值。

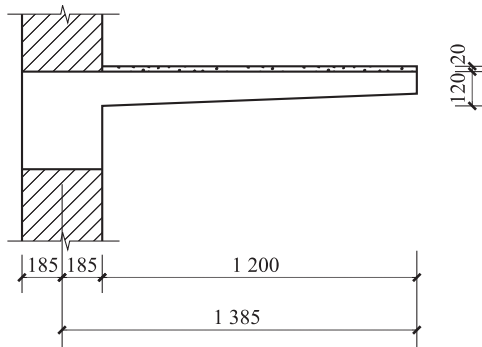


图 3-9 习题 3-13 附图



3-14 某钢筋混凝土简支梁如图 3-10 所示,其计算跨度  $l_0 = 4.0 \text{ m}$ ,承受集中活荷载标准值  $Q_k = 6.0 \text{ kN}$ ,均布活荷载标准值  $q_k = 4.0 \text{ kN/m}$ ,均布恒荷载标准值  $g_k = 8.0 \text{ kN/m}$ ,结构的安全等级为二级,试求:

- (1) 承载力极限状态设计时的跨中最大弯矩设计值。
- (2) 荷载效应的标准组合值和准永久组合值。

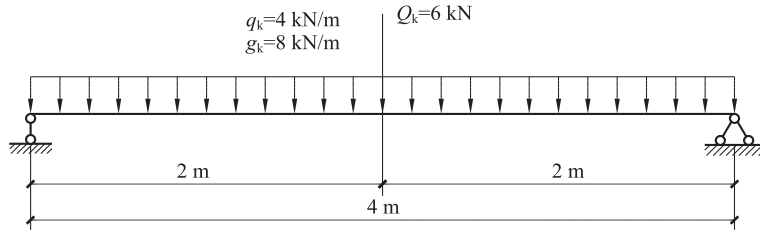


图 3-10 习题 3-14 附图