

# 第 1 章 绪 论

## 1.1 基础工程设计特点

基础工程 (Foundation Engineering) 泛指包括地基及基础在内的所有下部结构工程, 是工程体系中最为重要的部分。其研究内容为岩土地层中建筑工程的技术问题, 即下部结构物与岩土相互作用共同承担上部结构物所产生的各种变形与稳定问题。

### 1.1.1 设计要求

由于基础结构一般构建于岩土地层中, 所以基础工程的设计与分析不可避免地要考虑岩土和结构物的共同作用, 也正是由于这种特殊的环境介质, 使得基础结构的设计理论和计算方法与上部结构有较大的不同, 涉及更多的复杂因素。大量工程实践表明, 基础工程设计在土木建筑工程中有着非常重要的作用, 基础的稳定性直接关系到建 (构) 筑物的安危和正常使用。因此, 要求基础工程的设计质量得到最可靠的保证。

对于任何工程, 基础结构的设计和计算都应在下述方面有足够的安全度:

- (1) 地基不产生剪切破坏和失稳;
- (2) 地基特征变形量不超过允许值;
- (3) 基础结构满足承载力、刚度和耐久性要求, 并满足使用需求。

对于承担重大荷载的高层建筑基础、桥梁基础、水利工程基础等, 在设计中除满足上述要求外, 还应综合考虑下述因素:

#### (1) 竖向荷载和水平荷载的同时作用

这一类基础不仅承受大而集中的竖向荷载, 而且风荷载和地震作用引起的倾覆力矩、水压力产生的水平作用力也对基础的安全有显著影响, 因此要求基础和地基能提供更高的竖向与水平承载力。

#### (2) 上部结构和地基基础的共同作用

一般来说, 上部结构都与基础和地基同处于一个完整体系中, 地基基础的工作性状对上部结构稳定性有明显影响, 上部结构刚度对地基基础承载性能也有一定的贡献。

#### (3) 对地基非均匀沉降的敏感性

承担重大荷载和较大水平荷载的基础由于对非均匀沉降比较敏感, 因此由其产生的重心偏移可能会对建筑物产生明显危害。故在基础设计时, 应保证沉降和倾斜在允许的范围内。

#### (4) 环境效应

为了满足建筑使用功能和稳定性要求, 基础工程的设置一般都有一定的埋深, 且越是高、重、大的建筑, 基础埋深越大。因此, 这一类基础工程施工的环境效应问题是一个非常突出的问题, 经济合理的基坑支护结构和各种严密的防护措施是基础工程设计中应特别

予以重视的问题。

### 1.1.2 设计原则

各类基础的具体设计原则将在本书各相应章节分别介绍，本节仅阐述在基础工程设计中必须考虑的总体原则。

#### 1. 一般规定

##### (1) 基础的选型

选型应根据上部结构情况、工程地质和施工条件等因素综合考虑确定，并注意使上部结构重心与基础形心尽量重合，以防止建筑物倾斜。

##### (2) 基础的埋深

基础的埋置深度必须满足地基变形和稳定的要求，以减少建筑物的整体倾斜，防止建筑物的倾覆及滑移。

在满足地基稳定和变形要求的前提下，基础宜浅埋，当上层地基的承载力大于下层土时，宜利用上层土作持力层。除岩石地基外，基础埋深不宜小于 0.5m。

在抗震设防区，天然土地基上的箱形和筏形基础，埋深应不小于建筑高度的 1/15；采用桩基时当桩与箱底板或筏板连接符合要求时，桩箱或桩筏基础的埋深（不计桩长）不宜小于建筑物高度的 1/20 ~ 1/18。抗震设防烈度为 6 度或非抗震设计的建筑，基础埋深可适当减小。

位于岩石地基上的高层建筑，其基础埋深应满足抗滑要求。

基础宜埋置在地下水位以上，当必须埋在地下水位以下时，应采取措施使地基土在施工时不受扰动。

当存在相邻建筑物时，新建建筑物的基础埋深不宜大于原有建筑基础。如果必须大于，应注意在两基础间保持一定净距，净距大小由上部荷载、基础形式和土质情况确定。当这些要求不能满足时，可考虑采取分段施工、设临时加固结构或加固原有建筑物地基的措施，保证土体的稳定。

##### (3) 主建筑与裙房

主建筑物与裙房之间，经计算基础后期沉降差在允许范围内并采取了有关措施时，基础可以不分开，但应通过计算确定基础及上部结构由于差异沉降引起的内力，进行配筋。为减小主楼部分与裙房的差异沉降量，在施工时应采用施工后浇带断开，待主楼部分主体结构完成时再连接成整体。如采用桩基，可根据沉降情况，在高层部分主体结构未全部完成时连接成整体。

主建筑与裙房设沉降缝分开时，如两者的基础埋置深度相同或高差较小，则应采取措施保证高层部分基础的侧向约束。

#### 2. 安全性、经济性、合理性

在基础工程设计中，无论是哪类基础，设计的总原则都要求安全性、经济性和合理性三方面兼顾，设计时必须同时满足。

安全性要求包括两个方面，一是基础与地基土相互之间的作用是稳定的；二是基础自身的结构强度是足够的。前者要求基础和地基在设计荷载作用下具有足够的承载力，同时不产生过量的变形和不均匀变形，后者要求基础结构内力必须在材料强度容许范

围内。

基础设计的经济性是要求在设计中要通过运用先进技术和手段，充分把握基础特性，通过多方案的比较，寻求最佳设计方案，使设计的基础造价最低。

基础设计的合理性是指基础的持力层选择、几何尺寸等布置合理，在设计上能充分发挥基础承载能力和减少基础内力，在施工中确实可行。另外，设计中按准确的内力计算结果确定基础材料强度等级和配筋率时，无论是整体还是局部，都要求设计结果既满足构造要求，又不过量配置材料；同时，不影响建筑物的使用功能。

建筑物整体是一个其各部分有着内在联系的共同作用系统，设计时必须综合考虑上部结构的特征和荷载、地基土的物理力学性质、基础的选型布置和材料特性、施工方法及其环境影响、工程的可靠度和造价等多种因素。这些因素既各具特点，又密切联系，构成了一个复杂、多层次的设计系统。因而，基础工程设计必须运用系统分析的理念，以安全、经济、合理作为设计目标，以规范规定的设计原则和使用、施工、环境等要求作为约束条件，将土工设计原理和土与结构物作用机理作为优化模型的理论基础，运用优化技术和工程经验对期望目标进行寻优，以使系统的各组成部分充分协调，保证整个工程设计的预定功能和目标的实现。

## 1.2 基础结构的常用类型

根据地基的支承条件和结构特点，基础结构的类型主要有以下几种：

- (1) 直接由天然地基支承的浅基础，如：条形基础、交叉条形基础、筏形基础、箱形基础；
- (2) 由地基较深土层支承的深基础，如桩基础、沉井基础、地下连续墙基础；
- (3) 由桩基和各类浅基础组成的复合基础，如：桩-箱基础、桩-筏基础等。

### 1.2.1 交叉条形基础

交叉条形基础由柱网下纵横两向钢筋混凝土条形基础组成，如图 1-1 所示。

交叉条形基础的采用一般应符合下列条件：

- (1) 上部结构传来的荷载不是太大、柱网较为均匀、柱距较小且各柱荷载差异较小；
- (2) 地基土质均匀、地基土承载力较高且压缩性较小；
- (3) 建筑物无地下室要求。

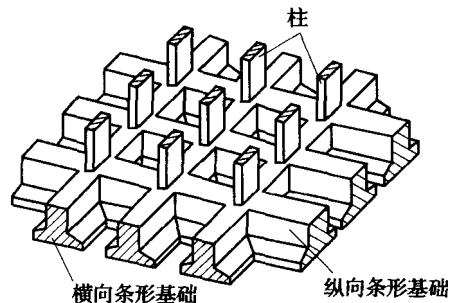


图 1-1 交叉条形基础

### 1.2.2 筏形基础

若上部结构传来的荷载较大，上述交叉条形基础不能够提供足够的承载面积时，可将条形基础的底面积扩大为整板基础，简称筏形基础。

筏形基础可以是一块等厚的钢筋混凝土平板，称为平板式筏基（图 1-2a）；当柱荷载较大时，也可以局部加大柱下面的基础板厚度，形成梁板式筏基，使其能承受相应的剪力

和负弯矩（图 1-2b）；或设计成墩板式筏基（图 1-2c）；如果柱距太大或柱荷载差将产生较大的弯曲应力时，则可沿柱轴线采用加厚的基础板肋带，形成格形梁板式筏基（图 1-2d 所示的刚性结构），或使基础板与地下室墙组成刚架。

一般在下列情况下可考虑采用筏形基础：

- (1) 软土地基上采用交叉条形基础不能满足建筑物的容许变形和地基承载力要求时；
- (2) 当建筑物的柱距较小，而柱荷载很大，必须将基础连成一体后才能满足地基承载力要求时；
- (3) 在风荷载或地震作用下，欲使基础有足够的刚度和稳定性时。

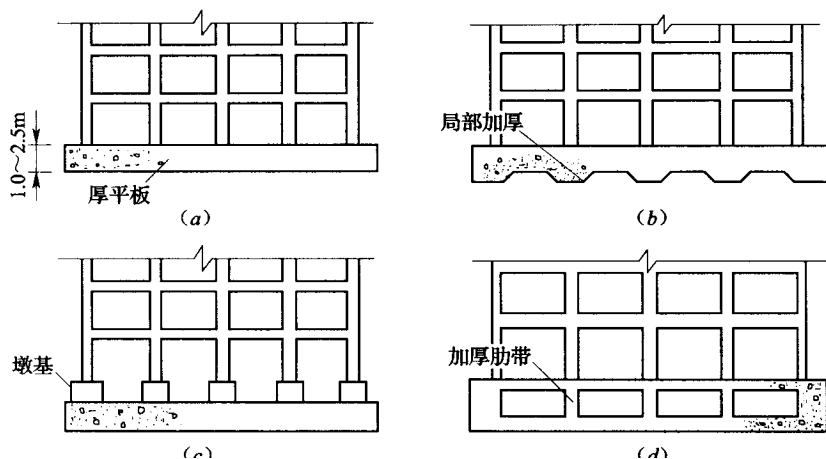


图 1-2 筏形基础的一般形式

(a) 平板式筏基；(b) 梁板式筏基；(c) 墩板式筏基；(d) 格形梁板式筏基

### 1.2.3 箱形基础

当上部结构荷载较大、底层墙柱间距过大、地基承载力相对较低、采用筏形基础不能满足要求时，可考虑采用箱形基础。箱形基础是由钢筋混凝土底板、顶板和纵横交错的隔墙组成的一个空间的整体结构（图 1-3）。这种基础本身具有很大的刚度和整体性，能够抵抗并协调由于软弱地基在大荷载作用下产生的不均匀变形，并能加大基底面积，使上部荷载均匀地传递到地基土层中去，减少建筑物的不均匀沉降，基础本身还可以被利用作为地下室。

箱形基础具有下述特性：

- (1) 基础本身刚度很大，计算中可将上部结构视为嵌固于基础；
- (2) 基础的形式能够增强结构和周围土体的协同工作，因而可增加建筑物的整体稳定性；
- (3) 基础的埋深一般较大，使之既有利于提高地基承载力，又由于基础体积所占空间部分挖去的土方重量能够部分或全部抵消基础重量，减小基底附加

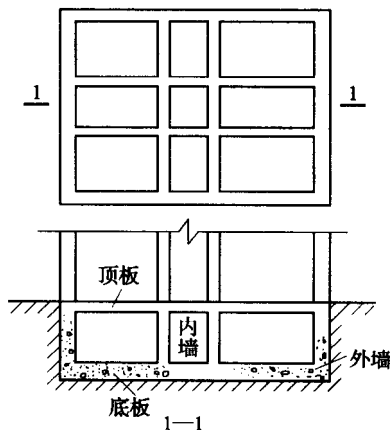


图 1-3 箱形基础

压力，因而是一种理想的补偿基础；

(4) 基础较好的整体性使其具有较好的抗震性能。

#### 1.2.4 桩基础

桩基础是目前各类建筑最常用的基础形式，具有承载能力大，能抵御复杂荷载以及能良好地适应各种地质条件的优点，尤其对于软弱地基，桩基础是最理想的基础形式之一。

根据结构形式的特点，桩基础又被分为下述几种。

##### 1. 桩 - 柱基础

桩 - 柱基础即柱下独立桩基础，可以是单根桩，亦可以由几根桩联合组成。为了加强基础结构的整体性，特别是为了提高抵御水平荷载的能力，通常在各个桩 - 柱基础之间设置拉梁相互连接，或将地下室底板适当加强。

桩 - 柱基础是框架结构或含有部分框架结构（如框剪结构、框筒结构等）的一种造价较低的基础形式，但有较严格的适用条件，特别是单桩柱基一般只适用于端承桩。

##### 2. 桩 - 梁基础

桩 - 梁基础系指框架柱荷载通过基础梁（或承台梁）传递给桩的桩基础。沿柱网轴网布置一排或多排桩，桩顶用刚度很大的基础梁相连接，以便将柱网荷载较均匀地分配给每根桩。这种结构形式比仅靠拉梁相连的桩 - 柱基础具有较高的整体刚度和稳定性，在一定程度上具有调整不均匀沉降的能力。

一般来说，桩 - 梁基础主要适用于端承桩的情况。

##### 3. 桩 - 墙基础

桩 - 墙基础系指剪力墙或实腹筒壁下的单排桩或多排桩基础。剪力墙可看作特殊的深梁，以其巨大的刚度把荷载较均匀地传给各支承桩，无需再设置基础梁。但由于桩径尺寸一般大于剪力墙厚度和筒壁厚度，故为了保证桩与墙体或筒体很好地共同工作，通常在桩顶做一条形承台，其尺寸按构造要求确定。

##### 4. 桩 - 筏基础

当受地质条件或施工条件限制，单桩的承载力不高，而不得不满堂布桩或局部满堂布桩才足以支承建筑荷载时，常通过整块钢筋混凝土板把柱、墙（筒）集中荷载分配给桩。根据浅基础的分类习惯，通常将此板称为筏，而将这一类基础称为桩 - 筏基础。筏可做成梁板式或平板式。

从设计角度看，应注意鉴别某种形似桩 - 筏而实为桩 - 墙的基础形式。如有时将柱下或墙下端承桩顶承台之间的拉梁省去，而代之以整块现浇板，这种板实际上并不传递竖向荷载，仅能传递水平荷载，起着增强建筑物基础横向整体稳定性的作用。其设计计算不同于桩 - 筏基础。

##### 5. 桩 - 箱基础

桩 - 箱基础是通过具有底板、顶板、外墙和若干纵横内隔墙构成的空箱结构将上部结构分配给桩。由于其刚度很大，具有调整各桩受力和沉降的良好性能，因此在软弱地基上建造高层建筑时较多采用这种基础形式。

有些带地下室的基础看上去像是桩 - 箱基础，实际上却是桩 - 筏基础。主要区别在于这类基础没有按箱基要求设置纵、横贯通的内隔墙，因此其整体刚度比箱基小得多。

上述几种基础形式是目前各类建筑所采用的典型基础形式。事实上，随着土木工程的发展和施工技术的进步，基础形式也得到了很大的发展，变得更加灵活多样。目前在设计中已不仅仅只是采用上述某种单一的基础形式，而是综合多种基础的特点，形成优化基础形式，以取得更好的技术效果和使用效果。

## 1.3 基础工程设计方法的演进和前瞻

随着土木工程的迅速发展，相应的基础工程设计研究也取得了显著的成果，一些与上部结构设计发展水平不相适应的传统观念正在逐渐被新的设计思维所代替，特别是对一些先进的设计概念、设计方法的实用研究，使得安全、经济、合理三者之间的有机统一正在逐步由抽象、定性转为具有实际内涵的定量设计目标。

### 1.3.1 静力平衡方法和共同作用设计方法

如同地基基础学科中的许多问题一样，在共同作用设计这一研究领域也是工程实践先于理论研究。早在 20 世纪 30 年代，上海地区就在高层建筑桩基础设计中采用了最简单的桩土荷载分配设计方法，即对于基础底面有效面积范围内的土层，按  $80\text{kN/m}^2$  的承载力来分担部分建筑物荷载，余下的荷载才由桩承担。这种设计方法虽然在机理方面缺乏必要研究和描述，但在理论上是较先进的，而且在实践上也易于操作，基于此方法设计的建筑物也是成功的。事实证明，按这种方法设计的许多建筑并没有发生过量沉降和其他的基础质量方面的问题。

随后，根据设计中对上部结构、基础、地基接触点处理方式的考虑，基础工程的设计理念和研究过程在国内大致经历了如下三个阶段的发展过程：

- (1) 只满足接触点静力平衡的设计方法；
- (2) 在满足静力平衡基础上同时考虑地基与基础接触点变形协调的设计方法；
- (3) 在满足静力平衡基础上同时考虑上部结构与基础接触点、地基与基础接触点变形协调的设计方法。

上述第一阶段的方法是首先将上部结构的刚度视为无穷大，从而将基础与上部结构连接的节点看作是不动铰支点，然后在基础底部接触压力为直线分布的假定下计算基础内力。显然，这样计算的结果只满足了总荷载与总反力的静力平衡条件，未考虑各接触点上位移连续的条件，因而与基础的实际工作状态是不相符的，会造成各支座反力的分配和地基反力的分布与实际情况存在差异，并可能导致计算内力和变形与实际有较大的偏离。

这一阶段的设计方法不仅未能将上述桩土荷载分配设计法在理论上予以发展和完善，而且在设计理念上是倒退的，即完全采用结构力学的方法将整个平衡体系分割成三个独立的部分：上部结构、基础和地基，然后每个部分单独求解。从计算结果看，这类方法在总体上是偏于保守的，其代表性方法有倒梁法、倒楼盖法等，统称为不考虑共同作用性状的设计方法。

第二阶段的方法是先将基础的刚度视为无限大，求出上部结构在基础顶面处的墙柱脚固端反力，然后再把该反力作用于基础，在同时考虑基础与地基静力平衡和变形协

调的条件下计算基础内力，分析时忽略上部结构的存在。这是一种不完全的共同作用方法，由此发展起来的是弹塑性地基上的梁和板理论，其代表方法有弹性地基梁法、弹性板法等。

一般认为，这是一个力求克服上述方法的缺陷而又受到计算条件限制的发展阶段，相应的方法被统称为仅考虑地基与基础共同作用的设计方法。

第三阶段的方法即共同作用分析方法，是真正同时考虑上部结构与地基基础共同作用的设计方法。该方法是从 20 世纪 80 年代开始，依赖着结构分析的有限元法、特别是子结构分析技术的进展而逐步得以发展。其主要特点是将上部结构、基础和地基三者看成是一个彼此协调的整体，根据其整体共同作用原理，使之在接触点处不仅满足静力平衡条件，而且满足变形协调条件。

共同作用分析方法伴随数值分析方法的发展而取得了长足的发展，目前较多地用于分析桩-筏（箱）基础，研究重点集中在共同作用机理、总体刚度矩阵的形成、地基模型及参数等方面。

大量理论研究成果和实测资料表明，上部结构与地基基础的共同作用机理可通过三者刚度比例变化所造成的影响来表示，根据这一作用机理，建立包含上部结构、基础和地基三者刚度的整体刚度矩阵，然后通过求解表示节点位移和荷载关系的平衡方程得到所需要的结果就是共同作用设计方法的核心。该方法分析上部结构时考虑了地基基础刚度的作用，分析基础结构时也考虑了上部结构刚度的贡献和地基刚度的影响，因而从理论上解答了工程实践中提出的问题，能够比较准确地描述上部结构和基础的内力和变形，真实地反映系统实际工作状态。但该方法所求解的对象是一高维超静定问题，必须借助于计算机和先进的计算技术。

### .3.2 定值设计方法和概率设计方法

基础工程设计所针对的状态可分为允许状态、极限状态和概率极限状态，相应的评价指标有整体安全系数、分项安全系数和可靠指标等。目前在基础工程领域大多是按允许状态设计，部分采纳极限状态设计的概念，这两种评价方法所对应的设计方法都可归类于定值设计方法，即以工程容许的工作状态作为设计依据，以安全系数为评价标准的设计方法。

与定值法不同的概率设计方法（Method of Probability Design）是在极限状态设计法的基础上、以系统的失效概率或可靠指标来度量系统的安全程度，并建立系统安全程度与极限状态方程之间的数学关系的一种以概率理论为基础的极限状态设计法，也称可靠性设计法。该法所针对的是概率极限状态（Probability Limit States），评价标准采用可靠指标。

由于概率极限状态设计法安全度评价标准的基础是概率计算方法，所以与定值设计法相比，它的先进性主要在于承认和考虑了所设计对象的种种不确定性，包括基础工程所涉及岩土性质的不确定性、分析模型的不确定性、荷载分布的不确定性等，并将这些不确定性定量反映在工程安全水准的评价指标之中。事实上，这些不确定性正是基础工程设计的重要特征。所以，按照概率极限状态设计基础工程应该是一种更科学的方法。虽然由于基础工程问题的特殊性和这一设计方法本身的复杂性，使得概率极限状态设计方法目前还基

本停留在理论研究阶段。但可以预见，将来该方法一定会与现有的设计方法形成互补，从而将基础工程设计提高到一个相应的水平。

### 1.3.3 设计内涵的拓展

随着上部结构的复杂化，基础工程设计也面临越来越多的难点问题，其中一个突出的问题就是深基坑开挖与支护问题，建筑物基础的传统概念已被构成地下空间的广义基础所代替，很多基础工程必然包括基础结构和基坑工程两大密切相关的部分。随着深基坑工程规模的不断扩大，基坑支护结构的造价也在增加。目前深基坑支护结构设计只是作为临时性结构与基础工程分离设计，并没有考虑建筑物建成后，依然埋在地下的支护结构对提高建筑物稳定性及其地基承载力的贡献。

有学者通过对采用筏形基础的上部结构 - 基础 - 土 - 支护结构共同工作研究发现，实际存在于地下的支护结构对地基基础是有一定影响的<sup>[1]</sup>。

#### 1. 可以提高地基承载力

计算表明，对于筏形基础而言，不考虑支护结构参与作用时，地基中的应力比最大值发生在筏形基础两端，此时筏形基础两端端部外侧和内侧土的位移差较大，土单元易于破坏。考虑支护结构参与作用后，由于支护结构对基础下地基土向两侧的变形形成遮拦，不仅使地基中的应力水平（即实际剪应力与破坏剪应力的比值）降低，而且使筏形基础两端端部外侧土的位移受到限制，支护结构之间的土体单元受到挤压，从而在一定程度上限制了地基变形和建筑物的沉降，提高了地基承载力，即支护结构可以形成“遮拦效应”（Barrier effect）。

另外，不考虑支护结构参与作用，上部结构荷载通过基础传给地基，而考虑支护结构的存在时（特别是支护结构与筏形基础连接时），支护结构可和基础共同承担上部结构荷载，使得受荷土层范围扩大，即支护结构可以产生“分荷效应”（Share Load）。

#### 2. 可以调整筏板沉降和内力

计算结果表明，考虑支护结构的作用后，当筏形基础与支护结构不连接时，筏形基础的沉降值和内力均有所减少，筏形基础边缘弯矩和内部弯矩也有所减小；当筏形基础与支护结构连接时，筏形基础的沉降降低，但内力有所增加，同时筏形边缘弯矩和内部弯矩均有所增加。所以，支护结构与筏形基础连接时，一方面可使支护结构分担一定荷载，另一方面由于筏基边缘的集中反力增加，会使筏基的整体弯矩和剪力增大。

#### 3. 可以减少建筑物埋深

计算表明，在相同埋深下，考虑支护结构的作用可以使整个结构体系抗水平荷载的能力有一定加强，建筑物底层柱脚转角和顶点水平位移均将明显减少。所以，支护结构能够有效提高建筑物的稳定性，增强其抗倾覆和抗滑移能力。因此，在确定建筑物基础埋深时，考虑支护结构的协同作用，可适当减小埋深。

所以，目前在进行建筑物基础和上部结构设计时不考虑实际存在的支护结构的作用并不是合理的设计方法。如果适当考虑支护结构的作用，将增强上部结构 - 基础 - 地基的协同工作能力，可以在一定程度上降低工程造价，使设计更加经济、合理。

### 1.3.4 理论与实际应用的距离

近几十年来，基础工程设计方法的研究积累了大量的研究成果，但并非所有的研究成果都能很好地应用于实际。在现阶段，由于基础设计不合理所导致的工程事故仍然时有发生。理论与实际应用的距离主要体现在下述几方面：

#### 1. 理论研究成果在许多方面不能满足基础设计的需要

根据国内外研究动态和国内的应用需要，我国在基础工程特性方面进行了全方位的理论研究，积累了相当丰富的研究成果。但是，与基础工程设计的实用需求相比，在基础特性的一些关键性问题上还缺乏足够的认识，研究成果还不能满足实用设计的需要。如桩筏（箱）基础中桩和基础底板的荷载分担问题、群桩效应的定量考虑问题、水平荷载下地基反力特性问题等，现有的研究结果尚未达到完全实用，有些问题也还未达到共识。而在岩土体的变异特征、桩-土-台共同作用特性的量化考虑等方面，目前的研究还缺乏足够的深度。

#### 2. 一些依赖于先进设计理念的数值分析方法研究成果实用化程度较低

基础工程设计方法在总体上还停留在经典结构力学和弹性力学方法的水平，其特征是在整体静力平衡的条件下，按照某种简单的分布假设分配荷载和反力，受力计算时不考虑结构和地基土的变形影响，变形计算时不考虑结构刚度的作用等。考虑变形协调的共同作用分析方法或者仅用于一些较简单的基础形式，或者将复杂基础的静力平衡设计结果按其理念进行适当修正。

随着电子计算机的快速发展和计算手段的日益先进，以离散化原则为基础的数值计算方法在基础工程分析中得到了广泛应用，这一类方法或者离散控制方程，或者离散计算对象，其先进性在于可将复杂问题分解为许多较小的等价单元体，使原本不可能获得解析解的问题能够获得近似的数值解答。由于基础工程特性的复杂性，使得应用于具体工程的数值计算方法不仅较繁，而且涉及一些不能很好解决的数学力学问题，如土体的本构模型和模型参数、非线性迭代、不同介质的接触面处理等，因此，基于先进计算理念的基础工程数值分析方法的研究及其软件开发目前主要由一些高校和研究院所进行，所开发的软件也大多用于研究生培养和科研计算，在各种因素的限制下，这类软件实用化的程度比较低。

#### 3. 现行规范未能在较高理论水平取得突破

设计规范是建立在研究水平、实测成果和工程经验基础上的设计法规性文件，现行规范中的有些规定虽试图反映和代表基础工程设计的先进水平，但由于对一些问题的研究尚不够成熟和实践积累的实测成果太少，因而往往只是在概念上规定了一种先进的设计方法，而在具体实施中仍采用传统的方法，或一些过渡性的权宜处理。

此外，在现行设计中，新老规定的不一致、上部结构与下部结构规范的不协调，也在一定程度上造成了基础工程设计的不合理。如在建筑工程结构设计由传统安全系数法向概率极限状态设计法转轨时期，一些新的设计规程和规范相继问世，许多上部结构规范在设计计算和荷载取值中已采用了概率极限状态设计法，而基础设计除个别规范引入了相应的概念外，其他的规范仍然沿用传统定值设计方法，造成了目前存在的老规范之间、不同结构部分之间设计规范在设计原则和参数取值上的差异。

#### 4. 设计中的人为经验在某种程度上制约了理论研究成果的应用

基础工程设计是一门强烈依赖实践、依赖经验的学科，但并不等于排斥理论基础和先进的计算手段。目前在这一领域存在着过分看重经验的倾向。如一些技术人员完全依赖设计手册和标准图集，以及已建相近工程的设计数据，通过人为增大设计荷载或加大安全系数来弥补设计中对诸因数的考虑不周。而在一些基础设计中的重大技术问题评审鉴定时，有时也不对问题进行认真细致的理论分析和计算校核，仅凭经验给出一些原则性的意见和评价。这种倾向在客观上制约了先进设计方法的开发和应用。

## 第 2 章 基础工程设计新方法简介

### 2.1 概率极限状态设计方法

自 1984 年《建筑结构设计统一标准》(GBJ 68—84) 颁布以来, 概率极限状态设计的研究工作在结构工程的各个领域得到了广泛开展, 相应的设计规范也陆续问世。而基础工程由于工作性状和所涉及的岩土材料的错综复杂的变异性质, 其研究进展明显落后于上部结构。

#### 2.1.1 基本概念

##### 1. 安全系数与失效概率

工程的安全性和安全评价方法是所有工程设计中的首要问题。对于建筑物来说, 上部结构工程设计从 20 世纪 70 年代开始采用极限状态设计法, 即以系统各种功能要求的极限状态为依据, 以分项安全系数为评价标准的设计方法。下部基础工程至今大多仍然继续采用传统的工作应力设计法, 即以系统允许的工作状态作为设计依据, 以总安全系数为评价标准的设计方法。这两种方法虽然在设计状态上存在不同, 但作为安全性评价的尺度, 均是采用安全系数, 所对应的方法即为定值设计法。

在定值设计方法中, 安全系数  $K$  是必须很好把握的一个关键问题, 特别是现阶段, 随着建筑规模的复杂化和大型化, 使得安全系数的微小变化都可能对工程的安全和建造费用产生极大的影响。而与其他结构工程相比, 地基基础工程设计中有更多的不确定性和变异性, 因此需要更大的安全储备来防范可能发生的偏差。所以, 一般来说, 基础工程的安全系数比结构工程要大。

安全系数可以用来作为描述工程安全的准则, 但它的大小本身并不能对工程的安全性给出定量的意义。比如安全系数  $K=2$  并不意味着 2 倍的安全。也就是说, 安全系数虽是欲以数值表示安全度的指标, 但并不等同于安全度。基础工程的安全程度与地基土性密切相关, 而地基土组成复杂, 空间分布极度不均, 场地土性指标具有较大的随机性、离散性和变异性。从概率角度看, 有限数量的地基勘测指标是不可能准确代表场地土性的, 因而, 由此确定的承载力具有较大的随机性, 安全系数的最大缺陷便是不能很好地反映这种随机性。

假设系统的荷载效应  $S$  和抗力效应  $R$  均服从正态分布, 当以概率密度函数为纵坐标时, 可作出如图 2-1 所示的分布图, 图中  $\bar{S}$  表示荷载均值,  $\bar{R}$  表示抗力均值。由图可见, 定

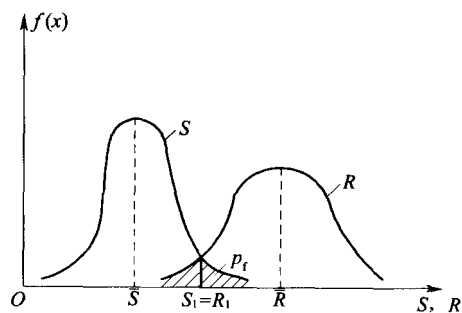


图 2-1 失效概率示意

值设计法中的安全系数  $K$  实际为  $K = R/\bar{S}$ 。所以，当  $K > 1$  时，其破坏的可能性仍然是存在的，因为均值并不能概括随机变量每一点的情况。另外，对于不同的工程，即使具有相同的安全系数，所代表的安全度也可能是不一样的。

而失效概率 (Probability of Failure) 是以概率表示系统安全程度的一种定量尺度，一般以  $p_f$  表示，其定义是图 2-1 中的阴影部分面积，表明工程在使用年限内发生  $R < S$  的概率，即工程不能完成预定功能的概率。失效概率不仅可以准确表明工程的安全度，而且可以成为比较所有工程系统或结构安全程度的统一尺度。如以安全系数  $K = 1.25$  设计的土坝的失效概率  $p_f = 0.01$ ，而以  $K = 2.5$  设计的抗滑桩的失效概率也为  $0.01$ ，虽然两者安全系数不同，但  $p_f$  相同，所以可以判断两者具有相同的安全度。

## 2. 极限状态

对于一个所设计的工程系统，其完成各项预定功能的概率是由极限状态来衡量的。即系统整体或部分在超过某状态时，系统就不能满足设计规定的功能要求。这种状态被称之为极限状态。

所以，极限状态是区分某一具体基础工程工作状态的标志，可由极限状态方程来描述：

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (2-1)$$

式中， $Z$  为功能函数； $x_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ) 为影响工程安全程度的各随机因数，如荷载、材料性能、结构形式、几何尺寸、岩土特性、计算模式的准确性等，通常被称之为基本变量。

基础工程的极限状态分为破坏极限状态和正常使用极限状态。破坏极限状态的一般定义为：

- (1) 在岩土体中形成了某种破坏机制；
- (2) 在结构中形成了某种破坏机制，或由于岩土体的变形，导致结构发生严重破坏。

正常使用极限状态的一般定义为岩土体中的变形导致结构功能的丧失。

当把所有的荷载效应和抗力效应综合成两个基本变量时，式 (2-1) 所示的极限状态方程可写为：

$$Z = g(R, S) = R - S = 0$$

显然：当  $Z > 0$  时，系统处于可靠状态；

当  $Z < 0$  时，系统处于失效状态。

## 3. 可靠度与可靠指标

系统的可靠度表示系统在规定的时间内、规定的条件下完成预定功能的概率，以  $p_s$  表示。可靠度与失效概率之间存在下述关系：

$$p_f = 1 - p_s \quad (2-2)$$

计算  $p_f$  (或  $p_s$ ) 一般在数学处理上比较复杂，对于工程问题有时难于求得所需要的解，因而现有的国内外标准都采用可靠指标  $\beta$  (Reliability Index) 来替代用失效概率评价工程的安全程度。

可靠指标  $\beta$  的定义由 Cornell (1969) 提出：

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \quad (2-3)$$

式中， $\mu_z$  为功能函数  $Z$  的平均值； $\sigma_z$  为功能函数  $Z$  的标准差。

Hasofer 和 Lind (1974) 后来对  $\beta$  赋予了几何含义<sup>[2]</sup>：标准正态空间中坐标原点到失效点的最短距离（图 2-2）。

可靠指标  $\beta$  与失效概率  $p_f$  有相对应的物理意义（图 2-3），并有如下式所示的数值上的对应关系：

$$p_f = \phi(-\beta) \quad (2-4)$$

式中， $\phi(\cdot)$  为标准正态分布函数。

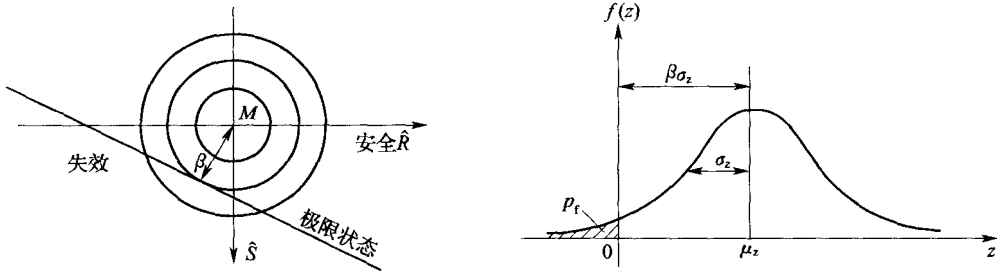


图 2-2  $\beta$  的几何含义示意图 图 2-3 失效概率与可靠度关系

按式 (2-3) 确定  $\beta$  后，即可由表 2-1<sup>[3,4]</sup> 求出相应的  $p_f$ 。

$\beta$  与  $p_f$  的相应关系

表 2-1

$\beta$	$p_f$	$\beta$	$p_f$
1.0	$1.59 \times 10^{-1}$	3.0	$1.35 \times 10^{-3}$
1.5	$6.68 \times 10^{-2}$	3.5	$2.33 \times 10^{-4}$
2.0	$2.28 \times 10^{-2}$	4.0	$3.17 \times 10^{-5}$
2.5	$6.21 \times 10^{-3}$	4.5	$3.40 \times 10^{-6}$

由  $\beta$  的定义式 (2-3) 可知， $\beta$  不仅与均值有关，还与系统不确定性的度量  $\sigma_z$  有关。在基于概率理论的极限状态设计中， $\beta$  作为系统安全程度的一种度量可与定值设计法中的安全系数  $K$  并论，并具有  $K$  所不具备的、能定量反映系统失效概率的功能。

#### 4. 概率极限状态设计

概率极限状态设计的主要内容包括下述三方面<sup>[5,6]</sup>：

##### (1) 计算所设计对象的失效概率（或可靠指标）

以一纯摩擦桩单桩承载力设计为例：设提供单桩承载力的土支承力是桩侧壁摩阻力  $q_s$ ，而  $q_s$  在同一土层中是随深度  $z$  离散的。定值设计法是从  $q_s$  的离散值中根据经验确定一值（如平均值）作为设计用值，而概率极限状态设计则是通过概率方法确定离散值的分布模型和统计特征，并将单桩所承受的荷载也做同样处理，然后按可靠度分析方法确定其失效概率。

##### (2) 确定失效概率与传统安全系数的对应关系

由于基础工程的特点和研究难度，概率极限状态设计在该领域的应用积累是非常不够的，目前惯用的仍然是定值设计方法。所以，需要寻求一种联系桥梁，使失效概率与定值设计法的安全系数存在一一对应的关系，以使得这种新的设计方法能够借用和依赖定值设计法的分析模式和长期积累的经验。

##### (3) 进行优化决策研究

对图 2-1 所示荷载效应和抗力效应的分布情况，若通过某些措施提高抗力  $R$ ，则  $R$  分布图形将向右移，使得图中阴影减小，即使失效概率减小。理论上当  $R$  分布图形右移至某一确定位置时，失效概率可减小至零，但同时造价也将达到某一极大值，所以这可能并不是最佳方案。优化决策就是从多设计方案中依据可靠性、经济性总体最优的原则选择最佳方案。

上述思路可通过示意图 2-4 进一步说明。

设某一具体基础工程的投资为  $I_c$ ，破坏后的失效损失费用为  $I_f$ ，则期望的总费用  $I_T$  可以用下式表示：

$$I_T = I_c + I_f p_f \quad (2-5)$$

三者关系如图 2-4。

由图可见，随着失效概率  $p_f$  的减少，失效损失费用也将降低，但投资将相应增加，使得总费用也相应增加。所以，按照概率极限状态进行设计时，需根据所确定的设计准则加以选择，如以  $I_T$  最小作为

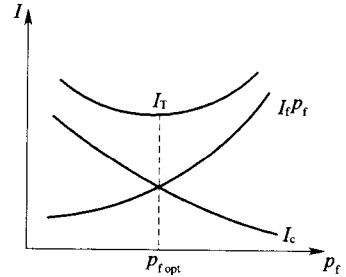


图 2-4 失效概率与费用关系示意

设计目标，则对应于  $I_{Tmin}$  的失效概率  $p_{fopt}$  即为所选定的目标失效概率，相应的设计方案即为该目标下的最优方案。当设计目标不同时，所选择的最优设计方案亦可能是不同的。

### 2.1.2 基础工程设计中的概率特征

基础工程设计中的概率特征主要来自于地基土的天然不确定性、现场与实验室测定的岩土性质的不确定性、荷载大小和分布的不确定性、以及计算模式的不确定性等，这些不确定可能是显式的，也可能是隐式的，将其统称为客观不确定性。

#### 1. 地基土的不确定性及其随机场模型

在上述种种不确定性中，地基土的不确定性是最大的不确定性<sup>[7]</sup>。

地基土的不确定性主要由三方面因素产生：第一为土的性质空间可变性；第二为勘探取样方法与试验方法的误差；第三为试验数量不足和勘探数量不足而导致的对土性认识不足。

由上述三方面因素产生的岩土材料特性的变异性远远大于一般人工材料的变异性，其变异系数可达 0.3 ~ 0.5 以上<sup>[8]</sup>。因而，基础工程概率极限状态设计的准确性在很大程度上依赖于岩土特性参数的统计分析精度，也是目前研究的难点所在。

地基土的不确定性可用随机场理论描述<sup>[9]</sup>。即对于某一土层剖面而言，深度  $z$  处的土性  $x(z)$  可表示为：

$$x(z) = m(z) + \varepsilon(z) \quad (2-6)$$

式中， $m(z)$  为土性的均值，其值为常数或深度  $z$  的确定性函数； $\varepsilon(z)$  为随机分量，其空间均值为零。

$x(z)$  在  $[z, z + \Delta z]$  区间的概率特性可表示为：

$$\text{空间均值} \quad \mu(\Delta z) = \frac{1}{\Delta z} \int_z^{z+\Delta z} m(\tau) d\tau = \mu \quad (2-7)$$

$$\text{空间均值方差} \quad \text{Var} \{x(z)\} = \text{Var} \{m(z)\} + \text{Var} \{\varepsilon(z)\} = \text{Var} \{\varepsilon(z)\} \quad (2-8)$$

由于  $\varepsilon(z)$  的空间均值为零，故可将其看作为“统计上均匀”的随机变量，将其空间均值方差表示为  $\sigma(\Delta z)$ ，则  $\sigma(\Delta z)$  为：

$$\sigma^2(\Delta z) = \sigma^2 \frac{2}{\Delta z} \int_0^{\Delta z} \left(1 - \frac{\tau}{\Delta z}\right) \rho(\tau) d\tau = \sigma^2 \Gamma^2(\Delta z) \quad (2-9)$$

上述式中， $\mu$ 、 $\sigma$  分别为根据随机变量理论计算的土层中各取样点的均值和方差，即所谓“点”的均值和方差； $\rho(\tau)$  为  $x(z)$  的自相关函数， $\Gamma^2(\Delta z)$  为方差衰减函数 ( $0 < \Gamma^2(\Delta z) \leq 1$ )，按下式确定：

$$\Gamma^2(\Delta z) = \frac{2}{\Delta z} \int_0^{\Delta z} \left(1 - \frac{\tau}{\Delta z}\right) \rho(\tau) d\tau \quad (2-10)$$

式 (2-9) 表明了“点”的方差与空间均值方差的关系，显然，后者小于前者。若相关函数满足  $\tau \rightarrow \infty$  时， $\rho(\tau) \rightarrow 0$  (平稳随机过程)，则式 (2-10) 可简化为：

$$\Gamma^2(\Delta z) = \frac{2}{\Delta z} \int_0^{\Delta z} \rho(\tau) d\tau (\Delta z \text{ 足够大时}) \quad (2-11)$$

$$\text{记: } \tau_0 = 2 \int_0^{\infty} \rho(\tau) d\tau$$

$$\text{则有: } \Gamma^2(\Delta z) = \frac{\tau_0}{\Delta z} \quad (2-12)$$

式中， $\tau_0$  为自相关距离，是任意两个互不相关数据的最小距离。因此， $\tau_0$  可看作  $\Delta z$  范围内的一个特征长度，根据此长度，可得到  $\Delta z$  内不相关测点的当量数 (对于正态分布，也就是独立的试样个数)  $n_e$ ：

$$n_e = \frac{\Delta z}{\tau_0} \quad (2-13)$$

上述为一维各向同性齐次随机场模型，考虑到土层的水平相关距离一般比垂直相关距离大得多的事实，一维随机场模型可近似满足水平范围较小的基础工程问题。

均值、方差、自相关距离构成了描述土性随机场的三个基本参数，其中，自相关距离  $\tau_0$  是一很重要的参数，研究表明，由于按  $\tau_0$  及  $\Delta z$  确定的方差衰减系数  $\Gamma^2(\Delta z)$  使得空间均值方差  $\sigma_{\Delta z}$  小于“点”的方差  $\sigma$ ，从而使求得的可靠指标  $\beta$  将比按随机变量法求得的大，这不仅更符合工程实际情况，而且使得  $\beta$  与安全系数  $K$  有较好的对应性，同时与上部结构的目标可靠指标也比较协调。

## 2. 计算模型的不确定性

计算模型的不确定性主要是指设计中所采用的基本假设和计算公式不精确等引起的变异性。以桩基础设计为例：目前，基桩承载力的确定方法主要采用由原位测试成果拟合的经验公式 (静力触探、标贯等) 和规范推荐的经验公式，这些方法中尚无一种被认为是确定承载力的精确方法。因此，桩基承载力计算模型的不确定性就是通过按一定计算模式计算的承载力与实测承载力的比值确定。

如现行规范中给出根据土的物理力学指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩竖向极限承载力标准值的公式为<sup>[10]</sup>：

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum_{i=1}^n q_{sik} L_i + q_{pk} A_p \quad (2-14)$$

式中,  $q_{sik}$  为桩侧第  $i$  层土的极限侧阻力标准值;  $q_{pk}$  为桩端极限端阻力标准值;  $u$  为桩身周长;  $L_i$  为桩穿越第  $i$  层土的厚度;  $A_p$  为桩端面积

设描述承载力计算模式不确定性的随机变量为  $\eta$ , 则式 (2-14) 可以表示为:

$$Q_{uk} = \eta \left( u \sum_{i=1}^n q_{sik} L_i + q_{pk} A_p \right) \quad (2-15)$$

对比上述两式可知,  $\eta$  即为按现行规范确定基桩承载力的不确定性的定量描述, 其值反映在现行规范水平下设计的不确定性对承载力的影响。根据我国应用时间最长、用桩量最大的 190 根混凝土预制桩的统计结果, 可得随机变量  $\eta$  的均值  $\mu_\eta = 1.007$ , 变异系数  $\delta_\eta = 0.3084^{[11]}$ 。

另有学者通过对土坡稳定的可靠度分析指出, 采用瑞典圆弧法计算模式所产生的不确定值约为 0.1 左右, 而由于土体变异性所引起的不确定性为 0.35 左右<sup>[7]</sup>。这一研究成果表明, 在土坡稳定分析中计算模式的不确定性远小于地基土的天然不确定性。

### 3. 荷载的不确定性

基础工程设计中的荷载主要包括上部结构传递的荷载、岩土体自身重量产生的荷载、以及由于土与结构物之间共同作用所产生的荷载。其中上部结构传递的荷载的概率特征由于对各类工程有其共性, 因而已有较多研究, 现行规范也对此做了相应规定。而岩土体自身重量产生的荷载的概率特征的实质与岩土体的物理力学性质的变异性密切相关, 因此也属于岩土性质不确定性的研究范畴, 目前的研究成果还远不够成熟。至于土与结构物共同作用所产生的荷载的概率特征目前研究得更少。

#### 2.1.3 基础工程设计中可靠指标的计算方法

采用概率极限状态设计法时, 一般是根据各基本变量的统计特征和给定的目标可靠指标, 按照可靠度分析方法进行工程设计。所以, 确定可靠指标是概率设计方法中的重要内容。目前在基础工程设计中使用较多的分析方法有二阶矩法和蒙特卡罗法。

##### 1. 二阶矩法

二阶矩法 (Second Moment Method) 的发展大致经历了均值二阶矩、改进二阶矩和任意分布随机变量二阶矩法等几个阶段。

均值二阶矩最早由 Mayer (1926) 提出, 但直到 40 年后 Cornell (1969) 等人发表了他们的研究成果后, 这一方法才开始被重视。Cornell 等所提出的方法为: 将极限状态函数在均值点处展开, 以得到线性失效边界的局部近似。

设影响某工程可靠度的  $n$  个随机变量为  $x_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ), 对应的功能函数为  $Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 。

把功能函数在均值点  $x_{0i}$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) 用泰勒级数展开, 得:

$$Z = g(x_{01}, x_{02}, \dots, x_{0n}) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_{0i}) \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x_{0i}} + \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - x_{0i})^2}{2} \left. \frac{\partial^2 g}{\partial x_i^2} \right|_{x_{0i}} + \dots \quad (2-16)$$

为了获得线性方程, 近似地取一次项, 得:

$$Z \approx g(x_{01}, x_{02}, \dots, x_{0n}) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_{0i}) \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x_{0i}} \quad (2-17)$$

均值二阶矩法的缺点在于失效边界近似位置与功能函数的表达式的写法有关，之后 Hasofer 和 Lind (1974) 发展了这一方法，提出了改进的一次二阶矩法 (Advanced First-Order Second Moment)。

改进一次二阶矩法将线性近似点  $x_{0i}$  确定在失效边界上，以得到一个不变的可靠指标，这个点后来被称为最大失效概率点，即设计验算点，以符号  $x^*$  表示。

由式 (2-17)，可得线性化的极限状态方程为：

$$Z \approx g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x^*} = 0$$

$Z$  的均值为：

$$\mu_Z = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (\mu_{x_i} - x_i^*) \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x^*}$$

因为设计验算点就在失效边界上，所以上式中

$$g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$$

则  $\mu_Z$  为：

$$\mu_Z = \sum_{i=1}^n (\mu_{x_i} - x_i^*) \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x^*} \quad (2-18)$$

当基本变量相互独立时， $Z$  的方差为：

$$\sigma_Z^2 = \sum_{i=1}^n \left( \sigma_{x_i} \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x^*} \right)^2$$

引进系数  $\alpha_i$ ，将上式写成：

$$\sigma_Z^2 = \sum_{i=1}^n (\alpha_i \sigma_Z) \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x^*} \sigma_{x_i} = \sigma_Z \sum_{i=1}^n \alpha_i \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x^*} \sigma_{x_i}$$

由此得：

$$\sigma_Z = \sum_{i=1}^n \alpha_i \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x^*} \sigma_{x_i} \quad (2-19)$$

式中， $\alpha_i$  被称为敏感系数，用来度量基本变量  $x_i$  对方差  $\sigma_Z$  的贡献，可表示为下列比值：

$$\alpha_i = \frac{\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x^*} \sigma_{x_i}}{\sigma_Z} \quad (2-20)$$

根据可靠指标  $\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$  的定义，将式 (2-18) 和式 (2-19) 代入此定义式，可得：

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\sum_{i=1}^n (\mu_{x_i} - x_i^*) \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x^*}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x^*} \sigma_{x_i}} \quad (2-21)$$

整理上式，有：

$$\sum_{i=1}^n \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x^*} [(\mu_{x_i} - x_i^*) - \alpha_i \beta \sigma_{x_i}] = 0$$

由此确定满足该方程的设计验算点  $x_i$  值可由下式确定：