地基基础设计与施工丛书

高大钊 主编

高大钊 徐 超 熊启东 编著

天然地基上的浅基础

71.1

机械工业出版社

ISBN 7-111-07500-5/TU·65

封面设计/电脑制作 姚毅

地基基础设计与施工丛书

- 天然地基上的浅基础
- 桩基础的设计方法与施工技术
- 地基加固新技术
- 深基坑工程
- 地基基础测试新技术

ISBN 7-111-07500-5

9 787111 075004 >

定价：22.00元

TU471.1
G24

地基基础设计与施工丛书

高大钊　主编

天然地基上的浅基础

高大钊　徐超　熊启东　编著

A0914023

机 械 工 业 出 版 社

本书是一本集浅基础勘察、设计与施工于一体的技术专著，介绍了基础设计对工程勘察的技术要求、岩土工程勘察技术和勘察成果的利用，阐述地基设计的基本原理和基础设计方法及其最新进展，讨论了浅基础施工技术的现状与发展，既有理论的分析又有工程经验的总结。内容包括地基土的工程性质、地基土的分类、建筑工程勘察、地基承载力设计、建筑物沉降计算与控制、浅基础设计以及浅基础施工等共八章。本书可供从事建筑工程、岩土工程勘察、设计、施工与监理工作的技术人员参考，可作为技术干部继续教育和岗位培训的教材以及土木工程专业师生教学参考书，还可作为全国注册岩土工程师考试参考书。

图书在版编目（CIP）数据

天然地基上的浅基础/高大钊等编著．—北京：机械工业出版社，1999.10
（地基基础设计与施工丛书/高大钊主编）
ISBN 7-111-07500-5

Ⅰ．天… Ⅱ．高… Ⅲ．浅基础-地基处理 Ⅳ．TU471.1
中国版本图书馆 CIP 数据核字（1999）第 43582 号

机械工业出版社（北京市百万庄大街 22 号 邮政编码 100037）
责任编辑：劳瑞芬 刘彩英
封面设计：姚 毅 责任印制：何全君
北京机工印刷厂印刷·新华书店北京发行所发行
1999 年 9 月第 1 版第 1 次印刷
787mm×1092mm1/16·13 印张·301 千字
0 001— 4 000 册
定价：22.00 元
凡购本书，如有缺页、倒页、脱页、由本社发行部调换
本社购书热线电话（010）68993821、68326677-2527

前　言

在地基基础设计时，最经济的方案是天然地基上的浅基础，这是因为既充分利用了天然地基的承载能力，而且工程量又最少。当然，采用天然地基上的浅基础是有条件的，首先要有比较好的持力层，有足够的承载能力使地基保持稳定，满足地基承载力设计的要求；而建筑物的沉降不致造成结构构件开裂，又能同时满足建筑物的使用要求；当建筑物层数不太多，基础底面压力不大，地质条件又相对比较好的时候，应当尽量采用天然地基上的浅基础，以节省工程造价。

地基基础设计分为地基设计和基础设计两部分，地基设计包括地基承载力计算和地基沉降验算，通过承载力计算以确定基础埋置深度和基础底面尺寸，用沉降验算以控制建筑物的沉降不超过规范规定的允许值。承载力计算和沉降验算所用的地基土工程性质指标和地基土层的层位条件由工程勘察报告提供，荷载由上部结构设计计算的结果确定。基础设计的内容包括基础的选型、构造设计、基础内力计算和钢筋混凝土的配筋。无论是地基设计或基础设计都要考虑场地的工程地质和水文地质条件，同时还要考虑上部结构的特点、建筑物使用上的要求和施工条件等因素。

天然地基是指未经人工处理的天然土层直接作为地基以承受基础传来的上部结构荷载，而浅基础一般是指埋置深度比较浅的基础，但是并没有明确的深度界限。如果从力学分析角度考虑，应当用相对深度来表示，即以埋深与基础宽度的比值来表示，浅基础不考虑基础两侧超载土的抗剪强度。但一般是从施工方法来考虑，浅基础可以用比较简便的、常规的施工方法来修建，而深基础一般都要用比较特殊的施工方法和专门的机械设备来修筑。如果天然地基的承载力或计算沉降不能满足规范的要求，则有两种可供选择的方案：一种是改变基础方案，采用深基础或桩基础将荷载传给深部较好的土层；另一种是采用地基处理的方法加固地基土，而基础仍采用浅基础。关于桩基础和地基处理的设计与施工问题将在丛书的《桩基础的设计方法与施工技术的新进展》和《地基加固新技术》这两本书中作专门的讨论。本书介绍的地基和基础设计的方法不仅适用于天然地基上浅基础的设计与施工，其方法也同样适用于地基处理以后的地基承载力的计算和沉降的验算，只是不用天然地基的承载力和变形指标，而是采用地基处理以后的地基承载力以及有关的土层变形指标；至于浅基础结构设计以及施工方法，则完全与本书介绍的方法相同。

根据浅基础设计与施工所涉及的技术问题，本书将从七个方面加以系统的阐述。

在第 1 章里首先介绍描述土的物理、力学性质指标的基本概念和试验方法，包括土的粒度成分、三相比例指标、状态指标、密实度指标、渗透性指标、压缩性指标和抗剪强度指标等。这些定量的指标可以用于评价土的工程性状，据以考虑基础方案和施工方案；或用以进行各种土力学课题的计算，完成地基设计。这是为了掌握地基基础设计方法所必需的最基本的知识，也是整个丛书全部内容的基础。

在掌握了土的一系列特征指标的基础上，就可以对土进行分类和定名。确定场地地基土的类别与名称是勘察工作的主要内容之一，也是地基设计的主要依据。关于土分类方法的研究在最近 20 年来有了很大的发展，形成了我国的土分类体系，但还存在一些有待进一

步改进的地方，在第 2 章里将系统地介绍土的分类的发展历史，土分类的基本原理，各种土的分类方法以及国内外的土分类体系。

在地基基础设计施工之前，必须进行工程勘察，通过工程勘察可以了解场地的工程水文地质条件，得到地基土的各种物理力学指标，判别场地的适宜性以及在设计和施工中可能出现的问题。没有这些信息，便不可能进行地基基础的设计工作，更谈不上施工。因此，第 3 章作为承上启下的环节，安排了建筑工程勘察的内容。在这套丛书中讨论工程勘察的目的是为了使设计、施工人员了解必要的工程勘察要求、方法和程序，以便使勘察、设计和施工各方面的更好配合，使设计人员在委托勘察时，对勘察工作能提出更为确切的要求，能更好地运用勘察报告所提供的资料做好设计和施工的工作。

第 4 和第 5 两章是地基设计的主要内容，即地基承载力计算和地基变形验算的方法及其基本理论。介绍了地基设计方法发展过程中的三种设计原则，以便读者对于目前正在变革中的设计规范的发展有所了解；关于地基承载力，讨论了地基破坏的不同模式，介绍了测定地基承载力的试验方法，以及界限荷载和极限荷载两种不同性质的承载力理论计算方法，分别给出了基于不同假定的计算公式，可用于容许承载力设计或极限状态设计，还介绍了双层地基的地基承载力的计算方法；关于沉降验算，分别介绍了弹性理论方法，分层总和法和应力面积法等几种实用的方法，以及与沉降计算配套的土中应力的计算方法；在沉降验算与控制这一章里，还着重讨论了如何减少不均匀沉降的技术措施，通过一些实例阐明影响建筑物产生不均匀沉降以及造成建筑物开裂的主要因素，从而提出防止不均匀沉降的若干建筑措施和结构措施；通过如意大利比萨斜塔和我国苏州虎丘塔等各种类型的工程实录，分析了建筑物不均匀沉降所造成的危害，以及在建筑物产生了病害以后如何选择有针对性的治理方案。

第 6 章是浅基础设计的原理与方法，介绍各种类型的浅基础（独立基础、条形基础、十字交叉条形基础、筏板基础和箱形基础）的结构构造特点及其适用条件，从各种类型浅基础传递建筑物荷载的性能出发，分别给出了不同的构造要求、实用的内力计算方法和控制配筋的设计表达式。

第 7 章介绍浅基础的施工，从基坑开挖、放坡与支挡、坑内排水、人工降低地下水、钢筋混凝土基础的制作和基础施工安全技术等方面分别介绍了施工技术要求、设备的选择、质量控制等内容。至于深基坑的支护与开挖则是一个比较专门的问题，近十多年来我国有了很大发展，已形成一个专门的技术领域，因此放在丛书的另一本书《深基坑工程》中去讨论。在本书中只限于一般的基坑，其深度较浅，或在周围比较空旷的场地施工，可以放坡或仅作一般的支挡，不需要设置特殊的支护结构。

本书是丛书中的第一本，本书叙述的内容是地基基础设计施工技术中最基本的部分，也是最常用的技术。整套丛书是一个完整的体系，其它的四本书都可以看成是这本书的发展和延续，书中许多基本原理对理解其它几本书的内容也都有一定的帮助。作者希望通过这本书向读者展示有关浅基础设计与施工领域的完整的技术体系，从勘察到设计到施工，从理论到参数到计算，无论是从事勘察还是设计还是施工的技术人员，除了懂得自己这部分工作之外，还能多懂一点相关领域的技术，这对于提高自身工作的水平和质量，无疑是有所帮助的。作者根据这一思路完成本书的撰稿，谨以这本书献给读者，愿与读者一起共同探讨，请读者对于本书中的错误之处不吝指正。

编　者

第 1 章　地基土的工程性质

1.1　土的组成

自然界的土是由岩石经风化、搬运、堆积而成的，风化成土的岩石称为母岩，母岩成分、风化性质、搬运过程和堆积的环境是决定土的组成的主要因素，而土的组成又是决定地基土工程性质的物质基础。土是由固体颗粒、水和气体三部分组成的，通常称为土的三相组成，三相物质的质量和体积的比例不同，土的性质也就不同。因此，首要的问题是要了解土是由什么物质组成的。

1.1.1　土的固相

土的固相物质包括无机矿物颗粒和有机质，它们组成了土的骨架。土中的矿物成分可以分为原生矿物和次生矿物两大类。

原生矿物是指岩浆在冷凝过程中形成的矿物，如石英、长石、云母等。

次生矿物是由原生矿物经过风化作用后形成的新矿物，如三氧化二铝、三氧化铁、次生二氧化硅、粘土矿物以及碳酸盐等。次生矿物按其在水中的溶解程度可分为易溶的、难溶的和不溶的，次生矿物的水溶性对土的性质有极其重要的影响。粘土矿物的主要代表性矿物为高岭石、伊利石和蒙脱石，由于其亲水性不同，当其含量不同时土就显示出不同的工程性质。

在以物理风化为主的过程中，岩石破碎而并不改变其成分，岩石中的原生矿物得以保存下来；但在化学风化的过程中，易风化的矿物如长石、云母等就分解成为次生的粘土矿物，石英等难风化的矿物得以保存下来。粘土矿物是很细小的扁平颗粒，表面具有极强的和水相互作用的能力。颗粒愈细，表面积愈大，这种亲水的能力就愈强，对土的工程性质的影响也就愈大。

风化过程中，在微生物作用下，土中产生复杂的腐殖质矿物，此外还会有动植物残体等有机物，如泥炭等。有机颗粒紧紧地吸附在矿物颗粒的表面形成了颗粒间的连接，但是这种连接的稳定性较差。

从外表上看到的土的颜色，在很大程度上反映了土的固相的不同成分和不同含量。红色、黄色和棕色一般表示土中含有较多的三氧化二铁，并说明氧化程度较高。黑色表示土中含有较多的有机质或锰的化合物；灰蓝色和灰绿色的土一般含有亚铁化合物，是在缺氧条件下形成的；白色或灰白色则表示土中有机质较少，主要含石英或含高岭土等粘土矿物。当然，湿度会影响土的颜色的深浅，风干的土颜色比较浅，但是一般描述的是土在潮湿状态的颜色。

1.1.2 土的液相

土的液相是指土孔隙中存在的水。通常认为水是中性的，在零度时冻结，但实际上土中水是成分十分复杂的电解质水溶液，它和亲水性的矿物颗粒表面有着复杂的物理化学作用。按照水与土相互作用程度的强弱，可将土中水分为结合水和自由水两大类。

结合水是指土颗粒表面水膜中的水，受到表面引力的控制而不服从静水力学规律，冰点低于零度。结合水又可分为强结合水和弱结合水。强结合水在最靠近土颗粒表面处，水分子和水化离子排列得非常紧密，以致其密度大于 $1g/cm^3$，并有过冷现象，即温度降到冻结点以下不发生冻结的现象。在距土粒表面较远的地方，由于引力降低，水分子的排列不如强结合水紧密，水分子可能在渗附压力差作用下从较厚水膜或浓度较低处缓慢地迁移到较薄的水膜或浓度较高处，亦即可从一个土粒迁移到另一个土粒，这种运动与重力无关，这层不能传递静水压力的水称为弱结合水。

自由水包括毛细水和重力水。毛细水不仅受到重力的作用，还受到表面张力的支配，能沿着土的细孔隙从潜水面上升到一定的高度。这种毛细上升现象是公路路基冻胀翻浆及建筑物的返潮的主要原因。重力水在重力或压力差作用下能在土中渗流，对于土颗粒和结构物都有浮力作用，当水头差较大时，在渗流出露处发生渗透破坏。在土力学计算中应当考虑这种渗流及浮力的作用力，在工程施工时充分注意水的影响。

1.1.3 土的气相

土的气相是指充填在土的孔隙中的气体，包括与大气连通和不连通的两类。

与大气连通的气体对土的工程性质没有多大的影响，它的成分与空气相似，当土受到外力作用时，这种气体很快从孔隙中挤出；但是密闭的气体对土的工程性质有很大的影响。密闭气体的成分可能是空气、水汽或天然气。在压力作用下这种气体可被压缩或溶解于水中，而当压力减小时，气泡会恢复原状或重新游离出来。含气体的土称为非饱和土，非饱和土的工程性质比较复杂，非饱和土力学已成为土力学的一个新分支。在一般土力学中通常研究饱和土的物理力学性质及其计算，常忽略气体的影响。

1.2 土的粒度成分

天然土是由大小不同的颗粒组成的，土粒的大小称为粒度，土颗粒的大小相差悬殊，从大于几十厘米的漂石到小于几微米的胶粒。由于土粒的形状往往是不规则的，很难直接测量土粒的大小，只能用间接的方法来定量土粒的大小及各种颗粒的相对含量。常用的方法有两种，对粒径大于 0.075mm 的土粒常用筛分析的方法，而对小于 0.075mm 的土粒则用沉降分析的方法。工程上常用不同粒径颗粒的相对含量来描述土的颗粒组成情况，这种指标称为粒度成分。

1.2.1 土的粒组划分

天然土的粒径一般是连续变化的，为了描述的方便，工程上常把大小相近的土粒合并为组，称为粒组。粒组间的分界线是人为划定的，划分时应使粒组界限与粒组性质的变化相适应，并按一定的比例递减关系划分粒组的界限值。

对粒组的划分，各个国家，甚至一个国家的各个部门有不同的规定。我国习惯采用的粒组划分标准见表 1-1。

表 1-1 我国习惯采用的粒组划分标准

粒组名称	粒组范围 / mm
漂石（块石）粒组	>200
卵石（碎石）粒组	20～200
砾石粒组	2～20
砂粒粒组	0.075～2
粉粒粒组	0.005～0.075
粘粒粒组	<0.005

过去的粒组划分标准中，砂粒与粉粒的划分界限是 0.05mm，这一粒径需要用沉降分析方法测定，试验不太方便。从 70 年代末到 80 年代末这 10 年中，我国的粒组划分标准出现了一些变化。《建筑地基基础设计规范》（GBJ 7—89）和《岩土工程勘察规范》（GB 50021—94）在修订和编制过程中经过充分论证，将砂粒粒组与粉粒粒组之间的界限从 0.05mm 改为 0.075mm。这一粒径和欧美国家的 200 号筛是一致的，便于与国际上的交流，同时我国也已生产筛孔直径为 0.075mm 的筛，可以用筛分法测定，比沉降分析方法方便。《土的工程分类标准》（GBJ 145—90）在砂粒粒组与粉粒粒组的界限上取与上述规范相同的标准，但将卵石粒组与砾石粒组界限改为 60mm，其粒组划分标准见表 1-2，但这一修改并没有得到国内建筑工程界广泛的认同。

表 1-2 粒组划分（GBJ 145—90）

粒组统称	粒组名称	粒组范围 / mm
巨粒	漂石（块石）粒组	>200
	卵石（碎石）粒组	200～60
粗粒	砾粒 粗砾	60～20
	细砾	20～2
	砂粒	2～0.075
细粒	粉粒	0.075～0.005
	粘粒	<0.005

1.2.2 粒度成分及其表示方法

土的粒度成分是指土中各种不同粒组的相对含量（以干土质量的百分比表示），用以描

述土中不同粒径土粒含量的分布，常用的表示方法有表格法、累计曲线法和三角坐标法。

1.2.2.1 表格法

表格法是以列表形式直接表达各粒组的相对含量的方法。它用于粒度成分的分类是十分方便的，例如表 1-3 给出了 3 种土样的粒度成分，根据第二章的方法可以进行土的分类和定名。

表 1-3 粒度成分分析结果（质量分数）（%）

粒组 /mm	土样 A	土样 B	土样 C
10~5	—	25.0	—
5~2	3.1	20.0	—
2~1	6.0	12.3	—
1~0.5	16.4	8.0	—
0.5~0.25	41.5	6.2	—
0.25~0.10	26.0	4.9	8.0
0.10~0.075	9.0	4.6	14.4
0.075~0.01	—	8.1	37.6
0.01~0.005	—	4.2	11.1
0.005~0.001	—	5.2	18.9
<0.001	—	1.5	10.0

1.2.2.2 累计曲线法

累计曲线法是一种图示的方法，通常用半对数纸绘制，横坐标（按对数比例尺）表示某一粒径，纵坐标表示小于某一粒径的土粒的质量分数。表 1-3 中的三种土的粒度成分累计曲线示于图 1-1，三种土的粒度成分不同，累计曲线的形态不同。为了定量地描述累计曲线，需要引入能反映曲线特征的指标。

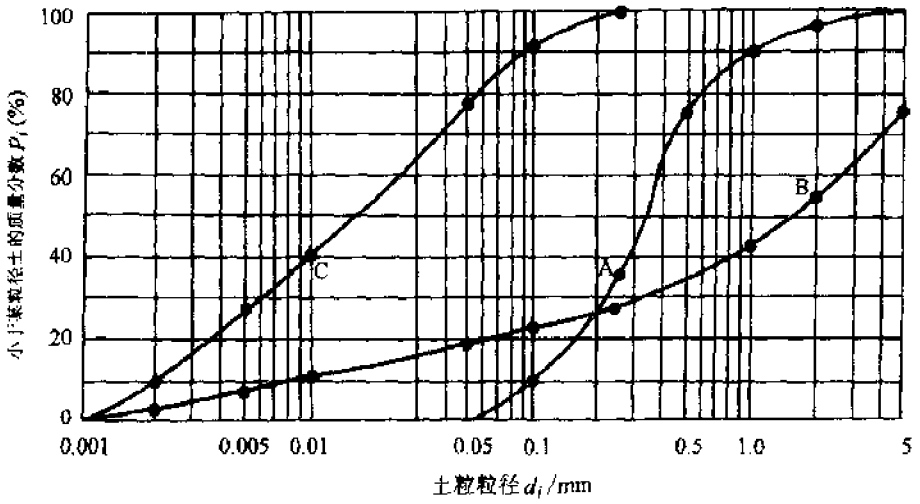

图 1-1 土的粒度成分累计曲线

在累计曲线上，可确定两个描述土的级配的指标不均匀系数和曲率系数：

不均匀系数

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \tag{1-1}$$

曲率系数

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} d_{10}} \tag{1-2}$$

式中 d_{10}、d_{30}、d_{60}——分别相当于累计质量分数为10%、30%和60%的粒径，d_{10}称为有效粒径；d_{60}称为限制粒径。

不均匀系数 C_u 反映大小不同粒组的分布情况，C_u 越大，表示粒组分布范围比较广，土的级配良好。但如 C_u 过大，表示可能缺失中间粒径，属不连续级配，故需同时用曲率系数来评价。曲率系数则是描述累计曲线整体形状的指标。

1.2.2.3 三角坐标法

三角坐标法也是一种图示法，它利用等边三角形内任意一点至三个边的垂直距离的总和恒等于三角形之高的原理，以表示组成土的三个粒组的相对含量。三角坐标法只适用于划分为三个粒组的情况。例如当把粘性土划分为砂土、粉土和粘土粒组时，就可以用三角坐标图来表示。

上述三种方法各有其特点和适用条件。表格法能很清楚地用数量说明土样的各粒组含量，但对于大量土样之间的比较就显得过于冗长，且无直观概念，使用比较困难。

累计曲线法能用一条曲线表示一种土的粒度成分，而且可以在一张图上同时表示多种土的粒度成分，能直观地比较其级配状况。

三角坐标法能用一点表示一种土的粒度成分，在一张图上能同时表示许多种土的粒度成分，便于进行土料的级配设计；还可以用于表示土按粒度成分的分类方法，不同的区域粒度成分不同，土的类别也不相同。

在工程上可根据使用的要求选用适合的表示方法，也可以在不同的场合选用不同的方法。

1.2.3 粒度成分分析方法

粒度成分的分析方法分为筛分法和沉降分析法，粗粒土应采用筛分法，而细粒土则必须用沉降分析法。

1.2.3.1 筛分法

筛分法是用一套不同孔径的标准筛把各种粒组分离出来，这和建筑材料的粒径级配筛分试验是一样的。但很细的粒组却无法用筛分法分离出来，这是因为很细的土粒互相连结在一起的缘故。按我国原有的标准，最小孔径的筛是 0.1mm，但是新的筛孔标准已改为0.075mm，这相当于美国 ASTM 标准的 200 号筛（即在 1 平方英寸面积上有 200 个孔）。这是在国际上比较通用的标准，因此我国采用了这一标准，已按新的标准生产了孔径为 0.075mm

的筛。在采用最小孔径的筛作筛分试验时应当采用水筛的方法，用水冲方法把联结在一起的细颗粒分开，才能正确地测定细颗粒的含量。

1.2.3.2 沉降分析法

根据土粒在悬液中沉降的速度与粒径的平方成正比的关系来确定各粒组相对含量的方法称为沉降分析法。

设有一个球形颗粒在无限大的、不可压缩的粘滞性液体中，在重力作用下产生的稳定的沉降速度可用司笃克斯（Stokes）公式计算

$$v=\frac{2}{g}r^2\frac{\rho_s-\rho_w}{\eta} \tag{1-3}$$

式中 v——球形颗粒在液体中的稳定沉降速度（cm/s）；

g——重力加速度（cm/s^2）；

r——球形颗粒的半径（cm）；

ρ_s、ρ_w——分别为颗粒及液体的密度（g/cm^3）；

η——液体粘滞度（P_a）。

实际上，土粒并不是球形颗粒，因此用上述公式计算的并不是实际土粒的尺寸，而是与实际土粒有相同沉降速度的理想球体直径，称为水力直径。

在进行粒度成分分析时，把一定质量的干土制成一定体积的悬液，搅拌均匀后静置时，悬液中不同粒径的颗粒都以相应的速度下沉，由于粗颗粒沉得快，细颗粒沉得慢，在不同深度处悬液的密度不相同。经过时间 t_i，在深度 L_i 处，最大的粒径为 d_i，则三者的关系式为

$$d_i=\sqrt{\frac{18\eta L_i}{(\rho_s-\rho_w)\,t_i}} \tag{1-4}$$

这个公式表明，粒径为 d_i 的土粒经历时间 t_i 正好从悬液表面沉到深度 L_i 处。由于假定土粒在悬液中匀速下沉，因此在深度 L_i 范围内已经没有大于 d_i 的土粒了，或者说大于 d_i 的颗粒已经沉到 L_i 深度以下。在深度 L_i 附近一个小范围内等于及小于 d_i 的土粒分布浓度与开始时均匀悬液中等于及小于 d_i 的土粒分布密度一样。这个密度可表示为

$$\gamma_i=\frac{1}{1000}\left[g_{si}+\left(1000-\frac{g_{si}}{\rho_s}\right)\rho_w\right] \tag{1-5}$$

只要能够测得深度 L_i 处的悬液密度 γ_i，便可按上式求得土样中等于及小于 d_i 的土粒质量 g_{si}，并可按下式计算土样中等于及小于 d_i 的土粒质量占土总质量的百分比

$$p_i=\frac{g_{si}}{g_s}\times 100\% \tag{1-6}$$

用沉降分析法测定土的粒度成分可用两种方法，比重计法和移液管法。比重计是用于测定液体密度的一种仪器，对于不均匀的液体，从比重计读出的密度只表示浮泡形心处的

液体密度。在粒度成分分析时，比重计读数既表示浮泡形心处的悬液浓度，又表示从悬液表面到浮泡形心处的沉降距离，因此可以同时求得粒径和百分含量（质量分数），只要把悬液搅拌均匀后隔不同时间测读比重计的读数，就能求得一系列的粒径和相应的累计百分含量。移液管法是用一种特定的装置在一定深度处吸出一定量的悬液，用烘干的方法求出其密度，就可以计算出粒径和累计百分含量。

1.3 土的三相比例指标

土的三相物质在体积和质量上的比例关系称为三相比例指标。三相比例指标反映了土的干燥与潮湿、疏松与紧密，是评价土的工程性质的最基本的物理性质指标，也是工程地质勘察报告中不可缺少的基本内容。

为了推导土的三相比例指标，通常把在土体中实际上是处于分散状态的三相物质理想化地分别集中在一起，构成如图 1-2 所示的三相图。在图中，右边注明各相的体积，左边注明各相的质量或重力。土样的体积 V 为土中空气的体积 V_a、水的体积 V_w 和土粒的体积 V_s 之和；土样的质量 g 为土中空气的质量 g_a、水的质量 g_w 和土粒的质量 g_s 之和；通常认为空气的质量可以忽略，则土样的质量就仅为水和土粒质量之和。

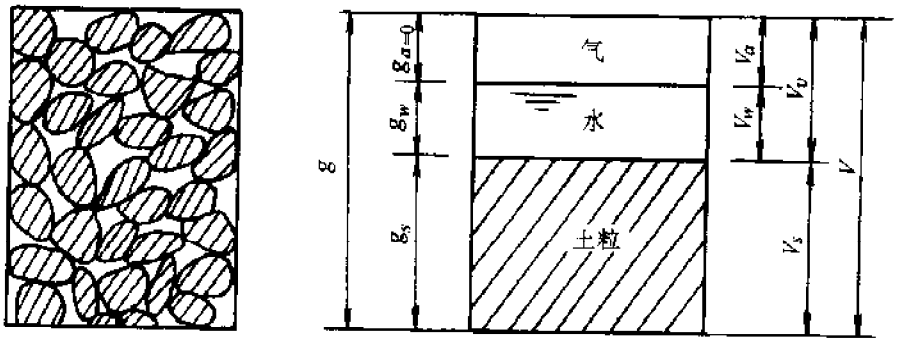

图 1-2　土的三相图

三相比例指标可分为两种，一种是试验指标；另一种是换算指标。

1.3.1 试验指标

通过试验测定的指标有土的密度、土粒密度和含水量。

1. 土的密度　单位体积土的质量，如令土的体积为 V，质量为 g，则土的密度 ρ 可由下式表示

$$\rho = \frac{g}{V} \tag{1-7}$$

式中　ρ——土的密度（g/cm³）；

g——土的质量（g）；

V——土的体积（cm³）。

土的密度常用环刀法测定，一般土的密度为 1.60～2.20g/cm³。当用国际单位制计算重力 W 时，由土的质量产生的单位体积的重力称为重力密度γ，简称为重度；重力等于质量乘以重力加速度，则重度由密度乘以重力加速度求得，其单位是（kN/m³），但在工程上为简化计算常用其密度乘以 10。

$$\gamma = 10\rho \tag{1-8}$$

对天然土求得的密度称为天然密度，相应的重度称为天然重度，以区别于其它条件下的指标，如下面将要讲到的干密度和干重度、饱和密度和饱和重度等。

2. 土粒密度 ρ_s 干土粒的质量 g_s 与其体积 V_s 之比，由下式表示：

$$\rho_s = \frac{g_s}{V_s} \tag{1-9}$$

式中 ρ_s——土粒密度（g/cm³）；

g_s——土粒质量（g）；

V_s——土粒体积（cm³）。

其值可由试验求得。土粒密度主要取决于土的矿物成分，不同土类的土粒密度变化幅度不大，在有经验的地区可按经验值选用。一般土的土粒密度值见表 1-4。

表 1-4 土粒密度的一般数值

土 名	砂 土	砂质粉土	粘质粉土	粉质粘土	粘 土
土粒密度 /g·cm⁻³	2.65～2.69	2.70	2.71	2.72～2.73	2.74～2.76

3. 土的含水量 w 土中水的质量 g_w 与固体质量 g_s 之比，由下式表示

$$w = \frac{g_w}{g_s} \times 100\% \tag{1-10}$$

式中 g_w——土中水的质量（g）；

g_s——土中固相质量（g）。

含水量通常以质量百分数表示。含水量常用烘干法测定，是描述土的干湿程度的重要指标，土的天然含水量变化范围很大，从干砂的含水量接近于零到蒙脱土的含水量可达百分之几百。

1.3.2 换算指标

除了上述三个试验指标之外，还有六个可以计算求得的指标，称为**换算指标**，包括土的干密度（干重度）、饱和密度（饱和重度）、浮重度、孔隙比、孔隙率和饱和度。

1. 干密度 ρ_d 土的固相质量 g_s 与土的总体积 V 之比，可由下式表示

$$\rho_d = \frac{g_s}{V} \tag{1-11}$$

式中 ρ_d——干密度（g/cm³）；

V——土的总体积（cm³）。

土的干密度越大，土越密实，强度就越高，水稳定性也好。干密度常用作填土密实度的施工控制指标。

2．土的饱和密度 当土的孔隙中全部为水所充满时的密度，即水的质量 g_w（g）与固相质量 g_s 之和与土的总体积 V 之比，由下式表示

$$\rho_{sat}=\frac{g_w+g_s}{V} \tag{1-12}$$

式中 ρ_{sat}——土的饱和密度（g/cm³）；

g_w——水的质量（g）；

V——土的总体积（cm³）。

当用干密度或饱和密度计算重力时，也应乘以 10 变换为干重度或饱和重度。

3．有效重度 扣除浮力以后的固相重力与土的总体积之比。当土浸没在水中时，土的固相受到水的浮力作用，土体的重力也应扣除浮力。计算地下水位以下土层的自重应力时应当用有效重度（也称为浮重度），有效重度 γ' 由下式表示

$$\gamma'=\frac{10g_s-V_s\gamma_w}{V}=\gamma_{sat}-\gamma_w \tag{1-13}$$

式中 γ_w——水的重度，纯水在 4℃时的重度等于 9.81kN/m³，在工程上化整为 10kN/m³；

γ_{sat}——土的饱和重度（kN/m³）。

4．土的孔隙比 孔隙的体积 V_v 与固相体积 V_s 之比，以小数计，由下式表示

$$e=\frac{V_v}{V_s} \tag{1-14}$$

式中 e——孔隙比；

V_v——孔隙体积（cm³）；

V_s——土的固相体积（cm³）。

孔隙比是用途十分广泛的指标，用来评价土的紧密程度，或从孔隙比的变化推算土的压密程度，在土力学的计算中经常用到这个指标。

5．土的孔隙率 n 孔隙的体积 V_v 与土的总体积 V 之比，由下式表示

$$n=\frac{V_v}{V} \tag{1-15}$$

6．土的饱和度 S_r 孔隙中水的体积 V_w 与孔隙体积 V_v 之比，由下式表示

$$S_r=\frac{V_w}{V_v} \tag{1-16}$$

式中 V_w——孔隙中水的体积（cm³）。

1.3.3 三相比例指标的换算

土的三相比例指标之间可以互相换算，根据上述三个试验指标，可以用换算公式求得全部计算指标，也可以用某几个指标换算其它的指标。这种换算关系见表 1-5。

表 1-5　三相指标的换算关系

换算指标	用试验指标计算的公式	用其它指标计算的公式
孔隙比	$e=\dfrac{\gamma_s(1+w)}{\gamma}-1$	$e=\dfrac{\gamma_s}{\gamma_d}-1$
		$e=\dfrac{w\gamma_s}{S_r\gamma_w}$
饱和重度	$\gamma_{sat}=\dfrac{\gamma(\gamma_s-\gamma_w)}{\gamma_s(1+w)}+\gamma_w$	$\gamma_{sat}=\dfrac{\gamma_s+e\gamma_w}{1+e}$
		$\gamma_{sat}=\gamma'+\gamma_w$
饱和度	$S_r=\dfrac{\gamma\gamma_s w}{\gamma_w[\gamma_s(1+w)-\gamma]}$	$S_r=\dfrac{w\gamma_s}{e\gamma_w}$
干重度	$\gamma_d=\dfrac{\gamma}{1+w}$	$\gamma_d=\dfrac{\gamma_s}{1+e}$
孔隙率	$n=1-\dfrac{\gamma}{\gamma_s(1+w)}$	$n=\dfrac{e}{1+e}$
有效重度		$\gamma'=\gamma_{sat}-\gamma_w$

例　如已知土的试验指标为重度γ =17kN/m^3、土粒重度γ_s =27.2kN/m^3 和含水量 w=10%（质量分数），求孔隙比 e、饱和度 S_r和干重度 γ_d 。

此题可以有二种解法：第一种方法直接用表 1-5 中的换算公式计算；第二种方法利用试验指标按定义分别求出三相物质的重力和体积，然后按定义计算。

第一种方法

$$e=\frac{\gamma_s(1+w)}{\gamma}-1=\frac{27.2\times(1+0.10)}{17}-1=0.76$$

$$S_r=\frac{w\gamma_s}{e\gamma_w}=\frac{0.10\times27.2}{0.76\times10}=0.36$$

$$\gamma_d=\frac{\gamma}{1+w}=\frac{17}{1+0.1}=15.5\ \text{kN/m}^3$$

第二种方法

设土的体积等于 1，则土的重力 $W=\gamma V$=17kN

已知土粒的重力 W_s与水的重力 W_w之和等于土的重力 W，即 $W=W_s+W_w$

水的重力 W_w与土粒的重力 W_s之比等于含水量 w，则 $W_w=w\times W_s$

解联立方程即可得土粒的重力 W_s=15.5kN 和水的重力 W_w=1.5kN。

土粒体积 V_s可由土粒的重度γ_s和土粒的重力 W_s求得，其值为 0.57m^3，孔隙的体积 V_v为 0.43m^3，水的体积 V_w由水的重度γ_w和水的重力 W_w求得，其值为 0.15m^3。求得三相物质的重力和体积以后就可根据定义计算孔隙比 e、饱和度 S_r和干重度 γ_d 的数值

$$e=\frac{V_v}{V_s}=0.75$$

$$S_r=\frac{V_w}{V_v}=0.35$$

$$\gamma_d=\frac{W_s}{V}=15.5\ \text{kN/m}^3$$

从上述二种方法计算的结果看出，在尾数上有一个单位的误差，这是第二种方法计算误差积累的缘故，在工程实际应用上一般都用第一种方法计算。这里介绍第二种方法的目的是为了使读者通过例题熟悉三相指标的定义。

例 如已知饱和粘土的含水量[⊖] 为36%，求其孔隙比。

此题只给出一个试验指标，但同时给出“饱和”和“粘土”二个可以利用的条件，饱和土的饱和度为1，粘土的土粒密度可以从表1-4查得为2.74～2.76g/cm³，如以中间值计算则得

$$e=\frac{w\gamma_s}{S_r\gamma_w}=\frac{0.36\times27.5}{1\times10}=0.99$$

如果土的密度取下限值2.74，则求得土的孔隙比为0.986；如取上限值2.76，则求得土的孔隙比为0.994。这对于取小数点后二位的精度，孔隙比均为0.99，可见表1-4中土的密度值的幅度变化对于三相指标的计算影响不大。此例的目的是为了使读者学习如何查用土的密度的经验值以及掌握饱和土的物理特性，对饱和土来说，孔隙比与含水量呈线性关系，软土的含水量一般均超过36%。大量实测数据的统计也证明了这一点。

1.4 砂土的密实度

砂土的密实度对其工程性质具有重要的影响。密实的砂土具有较高的强度和较低的压缩性，是良好的建筑物地基；松散的砂土，尤其是饱和的松散砂土，不仅强度低，且水稳定性很差，容易产生流砂、液化等工程事故。

土的孔隙比一般可以用来描述土的密实程度，但砂土的密实程度并不单独取决于孔隙比，而在很大程度上取决于土的级配情况。粒径级配不同的砂土即使具有相同的孔隙比，但由于颗粒大小不同，颗粒排列不同，所处的密实状态也会不同。为了同时考虑孔隙比和级配的影响，引入砂土相对密度的概念。

当砂土处于最密实状态时，其孔隙比称为最小孔隙比；而砂土处于最疏松状态时的孔隙比则称为最大孔隙比。试验标准规定了一定的方法测定砂土的最小孔隙比和最大孔隙比，然后可按下式计算砂土的相对密度

$$D_r=\frac{e_{\max}-e}{e_{\max}-e_{\min}} \tag{1-17}$$

⊖ 含水量一般为质量分数，后同。——编者注

种奇特的性质，称为塑性。所谓塑性就是指可以塑成任何形状而不发生裂缝，并在外力解除以后能保持已有的形状而不恢复原状的性质。粘土的可塑性是一个十分重要的性质，对于陶瓷工业、农业和土木工程都有重要的意义。当含水量继续减少时，则发现土的可塑性逐渐消失，从可塑状态变为半固体状态。如果同时测定含水量减少过程中的体积变化，则可发现土的体积随着含水量的减少而减小，但当含水量很小的时候，土的体积却不再随含水量的减少而减小了，这种状态称为固体状态。从一种状态变到另一种状态的分界点称为分界含水量，流动状态与可塑状态间的分界含水量称为液限 w_L；可塑状态与半固体状态间的分界含水量称为塑限 w_p；半固体状态与固体状态间的分界含水量称为缩限 w_s。

塑限 w_p 和液限 w_L 在国际上称为阿太堡（Atterberg）界限，来源于农业土壤学，后来被应用于土木工程，成为粘性土的重要指标。

塑限 w_p 是用搓条法测定的。把塑性状态的土在毛玻璃板上用手搓条，在缓慢的、单方向的搓动过程中土膏内的水分渐渐蒸发，如搓到土条的直径为 3mm 左右时断裂为若干段，则此时的含水量即为塑限 w_p；

液限 w_L 可用两种方法测定。我国采用平衡锥式液限仪测定，平衡锥重为 76g，锥角为 30°。试验时使平衡锥在自重作用下沉入土膏，当达到规定的深度时的含水量即为液限 w_L。沉入深度按试验标准有两种规定，一种为 10mm；另一种为 17mm。前一种标准是我国惯用的标准，《建筑地基基础设计规范》（GBJ 7—89）和《岩土工程勘察规范》（BS 50021—89）采用这一标准；《土的工程分类标准》（GBJ 145—90）则采用后一种标准。这三本规范都是国家标准，但规范之间的不统一给使用规范带来了困难。

1.5.2 粘性土的塑性指数和液性指数

可塑性是粘性土区别于砂土的重要特征。可塑性的大小用土处在塑性状态的含水量变化范围来衡量，从液限到塑限含水量的变化范围愈大，土的可塑性愈好。这个范围称为塑性指数 I_p

$$I_p=w_L-w_p \tag{1-18}$$

塑性指数习惯上用不带%的数值表示。

Atterberg 界限是细粒土颗粒与土中水相互物理化学作用的结果。土中粘粒含量越多，土的可塑性就越大，液限、塑限和塑性指数都相应增大，这是由于粘粒部分含有较多的粘土矿物颗粒和有机质的缘故。

如以塑性指数为纵坐标，小于 0.002mm 的胶粒含量为横坐标绘制散点图，如图 1-3 所示。从图可见不同的散点群均散布在直线附近，直线的斜率称为活动性指数 a_c。按活

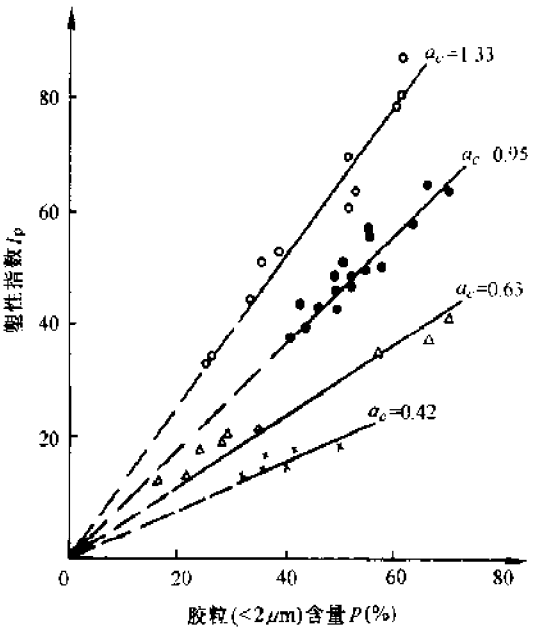

图 1-3 土的活动性指数

动性指数的大小，可以划分为低活动性粘土（a_c<0.75），中等活动性粘土（a_c=0.75～1.25）和高活动性粘土（a_c>1.25）。当粘粒部分为不同矿物成分时，其活动性指数是不同的。根据 Skempton 的报道，石英的活动性指数为零，方解石仅为 0.18，云母为 0.23，高岭石为 0.33～0.46，伊利石为 0.90，钙蒙脱石为 1.5，钠蒙脱石为 7.2。从这些资料可知，土的高塑性的机理在于土的粘粒部分中含有能与水发生物理化学作用的高亲水性的粘土矿物。

土的天然含水量是反映土中水量多少的指标，在一定程度上说明土的软硬与干湿状况。但仅有含水量的绝对数值却不能说明土处在什么状态。如果有几个含水量相同的土样，但它们的塑限、液限不同，那么这些土样所处的状态可能不同。例如，土样的含水量为 32%，则对于液限为 30%的土是处于流动状态，而对液限为 35%的土来说则是处于可塑状态。因此，需要提出一个能表示天然含水量与界限含水量相对关系的指标——液性指数来描述土的状态

$$I_L=\frac{w-w_p}{w_L-w_p} \tag{1-19}$$

可塑状态的土的液性指数在 0 到 1 之间，液性指数越大，表示土越软；液性指数大于 1 的土处于流动状态；小于 0 的土则处于固体状态或半固体状态。

液性指数固然可以反映土所处的状态，但必须指出，液限和塑限都是用重塑土膏测定的，没有反映土的原状结构的影响。保持原状结构的土即使天然含水量大于液限，但仍有一定的强度，并不呈流动的性质，可称为潜流状态。这就是说，虽然原状土并不流动，但一旦天然结构被破坏时，强度立即丧失而出现流动的性质。

《岩土工程勘察规范》（GB 50021—94）规定粘性土的状态应根据液性指数 I_L 分为坚硬、硬塑、可塑、软塑和流塑，并应符合表 1-8 的规定。

表 1-8　按液性指数 I_L 值确定粘性土状态

I_L 值	状　态
$I_L\leq 0$	坚　硬
$0<I_L\leq 0.25$	硬　塑
$0.25<I_L\leq 0.75$	可　塑
$0.75<I_L\leq 1$	软　塑
$I_L>1$	流　塑

1.6　粘性土的物理化学性质

1.6.1　粘土颗粒的矿物成分、形状和比表面

粘性土的性质与粗颗粒土很不相同，主要是由于矿物成分不同，从而粒度成分也不相同。粘性土的矿物成分主要是次生矿物，包括粘土矿物和可溶性盐类。粘土颗粒则主要由

粘土矿物组成，代表性的粘土矿物是高岭石、蒙脱石和伊利石，粘土矿物的成分与含量不同形成了土的不同的工程性质。

高岭石是在酸性条件下形成的粘土矿物，具有不活动的双层晶格构造，呈六角形鳞片状。高岭石是比较稳定的粘土矿物，亲水性较弱，浸水时膨胀量不大，表面吸附能力也较低。主要含高岭石的粘性土具有较好的工程性质。

蒙脱石是在碱性条件下形成的粘土矿物，具有很大活动性的三层晶格构造，呈鳞片状，无一定轮廓。蒙脱石具有很强的亲水性和可塑性，吸水时强烈膨胀。当土中含有较多的蒙脱石时，会呈现不良的工程性质，过大的粘着性和可塑性，强烈的干缩与湿胀，水稳定性很差。

伊利石也是三层晶格构造，其性质介于蒙脱石与高岭石之间，是一种过渡性的矿物。

上述三种粘土矿物的主要特性见表 1-9。

表 1-9　三种主要粘土矿物的特性

	硅铝率 K	比表面 / $m^2 \cdot g^{-1}$	离子交换量 / $me10^{-2} \cdot g^{-1}$	等电 pH 值	液限 w_L	塑性指数 I_P	活动性指数 a_c	压缩指数 C_c	内摩擦角 φ_d
高岭石	2	10～20	3～15	5	50	20	0.2	0.2	20～30
伊利石	2-3	65～100	10～40		100～120	50～65	0.6	0.6～1	20～25
蒙脱石	>4	700～840	80～150	<2	150～700	100～650	1～6	1～3	12～20

在表 1-9 中给出了三种粘土矿物的物理化学性质指标和力学性质指标，其中压缩指数和内摩擦角是土的变形和强度指标，将在第 4 章和第 5 章中讨论。硅铝率是反映粘土矿物中二氧化硅和三氧化二铝、三氧化二铁含量之比，根据矿物的硅铝率可以粗略地判别粘土矿物的类型。比表面是非常重要的指标，比表面愈大，亲水性愈强烈。比表面是单位质量的粘土矿物颗粒的总表面积，土粒愈细，比表面愈大。例如，一个边长为 1mm 的立方体的表面积是 $6mm^2$，假如把它分割边长为 0.1mm 的小立方体，则其总表面积为 $60mm^2$，如分割边长为 0.0001mm 的立方体，则其表面积高达 $6\times10^4 mm^2$。当然土粒并不是立方体，但扁平粘土颗粒的比表面比立方体的比表面还要大。粘土矿物，特别是蒙脱石具有如此大的比表面，使粘性土呈现胶体分散系的特征，具有一系列的胶体性质。

1.6.2　粘性土的胶体性质

1.6.2.1　粘土颗粒的带电性

著名的列依斯（Reuss）实验证明粘土颗粒是带电的。把两根带有电极的玻璃管插在潮湿的粘土块内，在玻璃管内撒一些干净的砂，再加水，接通直流电源经一段时间以后，发现下列现象：

1）在阳极的玻璃管中，水自下而上地混浊起来，水面逐渐下降；

2）在阴极的玻璃管中，水仍然十分清澈，但水位在逐渐升高。

实验说明粘土颗粒是带负电的，阴极管中水的混浊表明粘土颗粒向阳极移动，这种现

象称为电泳；而水分向阴极移动的现象称为电渗。电泳和电渗统称为粘性土的电动现象。

粘土颗粒带电的原因通常认为由于次生二氧化硅的水化解离作用、粘土颗粒边缘的破键作用以及晶格内部的同晶替代作用综合作用的结果。

1.6.2.2 土中水的水化离子

水分子虽然电荷是中和的，但因其正、负电荷的分布不对称，形成具有正极和负极的极性分子。极性水分子的负极和土中水溶液的阳离子结合构成水化离子。阳离子带着水分子一起向阴极移动，形成电渗现象。

1.6.2.3 双电层和结合水膜

当土粒表面与水溶液相互作用达到平衡时，在土粒周围形成一定的电场。电场的强度随距离而衰减，衰减的快慢取决于土粒表面的静电引力和布朗运动扩散力相互作用的结果。在最靠近土粒表面的地方，静电引力最强，将极性水分子和水化离子紧紧地吸附在土粒表面，形成吸附层，吸附层中的强结合水因处于强大表面引力的作用下而失去一般水的特征；在土粒表面处，阳离子的浓度最大，随着离土粒表面距离的加大，阳离子的浓度逐渐降低，直至达到孔隙中水溶液的正常浓度为止，这个范围称为扩散层。扩散层中的离子电荷与土粒表面电荷相反，因此亦称为反离子层，土粒表面的负电荷和反离子层合起来称为双电层。在土粒表面上的电位称为热力电位，在吸附层外界面上的电位称为电动电位，在直流电作用下，土粒带着吸附层一起向阳极移动，电动性质取决于电动电位的大小。土的矿物成分不同，是热力电位不同的主要原因；但在一定的热力电位条件下，即矿物成分一定的条件下，溶液中离子成分以及离子浓度的不同使电动电位发生变化，从而改变了土的胶体性质。可见土的胶体性质既取决于土的矿物成分，也取决于环境条件。

1.6.2.4 胶溶和凝聚

胶溶和凝聚是十分重要的胶体性质，对粘性土的工程性质有很大的影响。胶溶和凝聚是土粒间引力和斥力相互作用的结果。两个带负电荷的土粒之间同时存在着范德华（VanderWaols）力和静电力，范德华力是土粒之间相互吸引的力，静电力是带同性电荷的土粒之间相互排斥的力，当土粒之间的距离减小的时候，这二种力都增大，但范德华力增大得比较快；静电力的变化受外界因素的影响比较大，例如当溶液的离子成分与浓度变化时，电动电位以及斥力都会发生相应的变化，而范德华力对这些因素的变化却不太敏感。

引力和斥力同时存在，当互相平衡以后的净作用力为斥力时土粒互相排斥，处于胶溶状态，形成的结构称为平行结构；若净作用力为引力，则土粒互相吸引，产生凝聚，形成絮状结构。当介质的 pH 值改变时，或者改变了离子成分和浓度时，都会改变胶体的状态，从胶溶向凝聚变化，或者发生相反的变化。例如增大离子浓度可以使土由原来的分散状态转变为凝聚状态；按照凝聚能力的大小可以把土中可能存在的阳离子排成下列顺序：

$$Al^{+3}>Fe^{+3}>H^{+1}>Ca^{+2}>Mg^{+2}>K^{+1}>Na^{+1}$$

可以看出，除了氢离子是例外，一般是离子价数愈高，凝聚能力愈强。一种离子能把其它离子驱出反离子层而自己进入反离子层的现象称为离子交换，凝聚能力强的离子，交换能力也愈强，因此上述顺序也是离子交换能力从强到弱的顺序。土的离子交换量是指 pH=7 时每 100g 干土可置换的阳离子毫当量数，以毫当量/100g 表示。表 1-9 给出了三种典型粘土矿物的离子交换量。

1.6.3 粘性土胶体性质对工程性质的影响

1.6.3.1 土在形成过程中的胶体物理化学现象

土的结构和构造、土的物理力学性质都与土在形成过程中的胶体物理化学作用有关，而这种作用是土的成分、环境介质相互影响的结果。例如当江河夹带着泥沙进入大海的时候，由于介质中 pH 值改变，产生凝聚反应，悬浮在水中的细土粒互相靠拢，形成絮状物下沉，在河口沉积成具有絮状结构的淤泥或淤泥质土。在盐渍化过程中，由于水分蒸发，盐分聚集，钠离子浓度急剧增大，形成盐渍土。盐渍土不仅危害农业，而且也是工程性质非常差的土。

1.6.3.2 对粘性土可塑性的影响

可塑性是粘性土区别于砂土的重要特征，亦是粘性土分类的依据。粘土颗粒表面上的物理化学作用越强烈、扩散层的厚度越厚，土的可塑性也越大。因此影响土的表面物理化学作用的因素，如矿物成分、土粒的大小、水溶液的成分与浓度等都对土的可塑性有影响。图 1-3 所示的活动性指数综合反映了土的矿物成分对土的粒度成分及可塑性的影响。

1.6.3.3 对土的触变性的影响

胶体的凝聚和胶溶过程可逆反复的交替现象称为触变性。粘性土亦有触变性，泥浆或上膏的凝聚和胶溶过程在温度和湿度不变的条件下亦几乎是完全可逆的，但具有原状结构的粘性土则不完全相同。在土的形成过程中生成的原状结构强度在受到扰动时被破坏，在静置一定时间以后强度能部分恢复，但不会完全恢复到原来的强度，这种触变性是不完全可逆的。因此必须在钻探取土、施工开挖过程中注意保护土的结构不受扰动，一旦破坏了土的原状结构，强度降低，且不可能恢复到天然强度。

1.6.3.4 粘性土的胀缩性

粘性土的胀缩性是指粘性土吸水膨胀，失水收缩这种在含水量变化时体积变化的性质，胀缩性的大小取决于粘土矿物的成分与含量，也取决于溶液离子的成分与浓度。高岭石的饱和吸水率只有干土质量的 90%左右，钙蒙脱石的吸水率约为干土质量的 300%，而钠蒙脱石的吸水率为干土质量的 700%左右。可见，粘性土的胀缩性与矿物成分及离子成分密切有关。对膨胀和收缩的量危及工程安全的土，必须注意判别和处理。

1.6.4 在工程实践中的应用

对粘性土物理化学性质的研究，既是土的基本性质和基本理论问题，又具有明确的工程应用的目的，在工程勘察、设计和施工中得到广泛的运用。

1.6.4.1 触变性质的利用

在沉井下沉、顶管顶进过程中，为了减小施工时的阻力，在井、管壁和土体之间注入用含蒙脱石为主的膨润土制备的触变泥浆，施工时在动力作用下泥浆呈胶溶状态，阻力很小；但施工结束以后由于强度的触变恢复，使沉井或顶管与土之间的摩擦阻力又能得到恢

复，保证了结构的稳定性。

1.6.4.2 离子交换性质的利用

在公路工程中，利用土的离子交换规律。在土中采用掺加高价电解质的方法稳定土，以改善粘性土的工程性质。例如，用石灰稳定土就是利用石灰中的钙离子去置换土中的低价钠离子，产生凝聚以提高土的水稳定性。

在土工试验中，为了制备可供粒度成分分析用的悬液，常在悬液中加一些氨水或偏磷酸钠等分散剂，使土粒周围的扩散层增厚以破坏粒团结构，并保持悬液的胶溶状态。

1.6.4.3 电渗、电泳规律的利用

利用土的电渗规律，通过施加直流电场将粘土里的水分集中到阴极管附近，然后排除以降低粘土层中地下水位的方法称为电渗降水。同时用作阳极的铁棒或铝棒在电场作用下产生电解，提高了溶液中高价的铁离子或铝离子浓度以置换低价离子，产生凝聚以达到提高强度的目的，这种加固土的方法称为电动铁（铝）化法。

如在阴极管中注入水玻璃，在阳极管中注入氯化钙溶液，在电场作用下带负电荷的硅酸（水玻璃水解后的产物）离子渗向阳极，带正电荷的钙离子渗向阴极，两种离子在土中相遇，生成新的硅酸盐填充土的孔隙并把土粒胶结起来，同时钙离子也能置换土中的低价离子，也使粘性土得到加固，这种方法称为电动硅化法。

1.6.4.4 路基冻胀的机理分析

北方路基的冻胀和翻浆是道路工程的严重病害，冻胀的原因是因为冻结时土中水分向冻结区迁移和集聚的结果。由于结合水的过冷现象，即使地温在零度以下，结合水仍然处于液体状态，成为水分向冰晶体补充的通道；冰晶体附近的结合水膜因失水而使离子浓度增大，与未冻结区的结合水膜中原来的离子浓度构成浓度差，浓度差形成的渗附压力驱使水化离子从离子浓度低处向高处渗流，源源不断地从未冻结区向冻结区补充水分。只要地下水位比较高且从地下水面至冻结区之间存在毛细通道，便具备了冻胀的地质条件，负温持续的时间愈长，冻胀就愈严重。对冻胀机理的正确分析为预防冻胀病害提供了理论依据和有针对性的处理方法。

1.7 土的渗透性

在地基基础的勘察、设计和施工过程中，应充分考虑地下水的影响与作用。水在土的孔隙中流动，由于土的孔隙大小和形状非常不规则，因而是十分复杂的现象，在研究土的渗透性时作了一些简化的假定，通过试验提出了土的渗透性的一些基本规律。在工程应用中应十分重视试验的结果，由于土的渗透性的各向异性，需要作两个方向的渗透试验；为了反映整个土层的渗透性，应进行现场的渗透试验。

1.7.1 土的层流渗透定律

达西（Darcy）于 1852～1855 年在竖直圆管中装砂进行砂土渗透性的试验研究，研究证

1.7.2.1 土的粒度成分及矿物成分的影响

从各种理论研究的结果来看，渗透系数与土的某一特征粒径的平方成正比：

$$K = Cd_{10}^2 \tag{1-23}$$

式中，K 以 cm/s 计，d_{10} 以 cm 计。对于均匀砂，海森（Hazen）通过试验得出的常数 C 为 100。但别的研究结果并不相同。上式只从概念上说明与粒径的关系，而不能用于计算。

矿物成分对渗透性的影响主要是指粘土矿物，例如一般粘土的渗透系数小于 10^{-5} 而单价离子饱和的蒙脱土的渗透系数可小于 10^{-10}。

土的颗粒越粗、越浑圆、越均匀时，渗透系数就大；砂土中含有较多的粉土或粘土颗粒时，其渗透系数就大大降低。土中含有亲水性的粘土矿物或有机质时，就大大降低其渗透系数。

1.7.2.2 土的密度的影响

密度对渗透系数的影响是明显的，一些研究成果得出，对于砂土渗透系数与 $e^3/(1+e)$ 成线性关系；对于粘性土则与 $e^5/(1+e)$ 成线性关系，说明渗透系数与孔隙比呈高度的非线性关系，随着孔隙比的增大，渗透系数急剧地增大。

1.7.2.3 土中气泡的影响

土中封闭的气泡即使含量很少，也会对渗透系数有很大的影响。它可以使土的渗透性随时间而变化，使速度与梯度的关系偏离达西定律。气泡可以堵塞孔隙通道，降低渗透系数。

1.7.3 动水力及渗透变形

水在土中渗流时，受到土颗粒的阻力作用，阻力的作用方向与水流方向相反。根据作用力与反作用力相等的原理，水流也必然有一个相等的力作用在土颗粒上，单位体积中土颗粒受到水流作用的力，称为动水力 G_D，动水力是体积力，可由下式计算

$$G_D = \gamma_w I \tag{1-24}$$

式中 G_D——动水力（kN/m^3）；

I——水头梯度。

在动水力作用下土颗粒会发生渗透变形，产生潜蚀、流砂、管涌和突涌等工程问题。

1.8 土的压缩性

地基在承受建筑物传来的荷载以后，会产生压缩变形，引起建筑物的沉降，过大的沉降使建筑物遭受损害。轻则粉刷开裂、影响美观和使用，重则产生结构性损坏，危及安全。因此，在设计地基基础时必须估计可能产生的沉降量是否为建筑物所容许，这就需要研究土的压缩特性，包括土在应力作用下的变形规律、土的压缩性指标、压缩的时间过程等。

1.8.1 土的压缩系数和压缩模量

土的压缩系数和压缩模量是土体在侧向不能膨胀的条件下的压缩性指标，它们是通过室内压缩试验测定的。压缩系数用于评价土的压缩性，压缩模量用于计算地基的沉降，这些指标广泛地应用于地基基础设计中，是最常用的土工指标。

1.8.1.1 压缩试验

室内压缩试验又称固结试验，土样是用环刀切取的，土样直径 6.18cm，高度 2cm。土样上下都安放透水石，使土样压缩时孔隙水可以从上下两面排除。试验时用砝码及杠杆加荷，通过钢球及加压活塞在土样上施加压力。用测微量表量测土样的压缩变形。

加荷前土样的原始孔隙比 e_0 可以通过实测的天然密度、土粒密度和含水量来计算：

$$e_0 = \frac{\gamma_s(1+w_0)}{\gamma} - 1 \tag{1-25}$$

式中 w_0——原始含水量（%）。

在压缩试验中，压力是分级施加的。在每级压力作用下，如按 10min、20min、60min、120min、23h、24h 的时间测读压缩变形，则可以观测到压缩变形随时间逐渐增长的现象。试验标准规定必须在压缩变形稳定以后才能施加下一级压力，稳定标准规定为每级压力下压缩 24h。快速固结试验的最后一级压力的稳定标准为每小时不大于 0.005mm。加压等级一般为 12.5kPa、25.0kPa、50.0kPa、100kPa、200kPa、400kPa、800kPa、1600kPa、3200kPa。第一级压力的大小视土的软硬程度分别采用 12.5kPa、25.0kPa 或 50.0kPa；最后一级压力应比上覆土层的自重压力大 100~200kPa。如需测定压缩变形的速率，加压后按 6s、15s、1min、2min15s、4min、6min15s、9min、12min15s、16min、20min15s、25min、30min15s、36min、42min15s、49min、64min、100min、200min、400min、23h 时间间隔读数直至 24h 为止。

设土样的原始高度为 h_0，原始孔隙比为 e_0，施加压力 p_1 后测得稳定压缩变形量为 s_1，则压缩后相应的孔隙比 e_1 可由下式计算：

$$e_1 = e_0 - \frac{s_1(1+e_0)}{h_0} \tag{1-26}$$

式中 e_1——原始孔隙比；

s_1——施加压力测得的稳定压缩变形量（mm）；

h_0——土样原始高度（mm）。

在每个压力作用下可测得相应的压缩变形量和相应的孔隙比。若以压力 p 为横坐标，以孔隙比 e 为纵坐标，可以画出 $e-p$ 曲线，称为压缩曲线，见图 1-5。

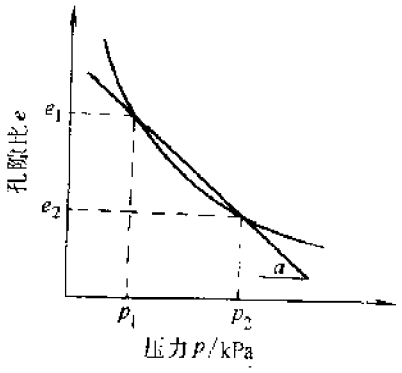

图 1-5 压缩曲线

1.8.1.2 压缩系数

压缩曲线反映了土的压缩特征，曲线平缓表示土的压缩性较低，而压缩性较高的土的压缩曲线就比较陡。但如用压缩曲线来比较各种土的压缩性不太方便，因此需要提出一个特征指标来比较。曲线的斜率是比较直观的、可供比较的指标，但由于 $e-p$

关系是非线性的，不同压力段的斜率是不同的，必须规定统一的压力段才能相互比较。用规定了压力段的曲线斜率来描述压缩曲线特征的指标称为压缩系数，其计算式如下

$$a = 1000\frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \tag{1-27}$$

式中 p_1——压力段的起始压力（kPa）；

p_2——压力段的终止压力（kPa）；

e_1——对应于起始压力的孔隙比；

e_2——对应于终止压力的孔隙比；

a——压缩系数（MPa^{-1}）。

如起始压力取为 100kPa，终止压力取为 200kPa，则此压缩系数写作 $a_{1\text{-}2}$，单位为 MPa^{-1}，根据 $a_{1\text{-}2}$ 的大小可将土分为三种类型：

1）当 $a_{1\text{-}2}<0.1$ 时，为低压缩性土；

2）当 $a_{1\text{-}2}<0.5$ 时，为中压缩性土；

3）当 $a_{1\text{-}2}>0.5$ 时，为高压缩性土。

1.8.1.3 压缩模量

研究材料的变形特性时，将应力增量与应变增量之比定义为模量。对于弹性材料的试件，在侧向自由膨胀的条件下进行压缩试验时，应力增量与应变增量之比称为弹性模量。在上的压缩时，土样是在侧向不能膨胀的条件下被压缩，竖向应力增量 $\Delta\sigma$ 与竖向应变增量 $\Delta\varepsilon$ 之比称为压缩模量，用 E_s 表示：

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \tag{1-28}$$

如已选取了压力段，则可用压缩系数来计算压缩模量

$$E_s = \frac{(1+e_1)}{a} \tag{1-29}$$

式中 e_1——应力段起始压力的相应孔隙比。

对于压缩系数为 $a_{1\text{-}2}$ 的对应压缩模量用 $E_{1\text{-}2}$ 表示，压缩模量的单位为 MPa。

压缩模量是土力学特有的一个指标，它与一般材料的弹性模量在概念上是不同的。应注意以下几点：

1）压缩模量的试验条件是侧向不能自由膨胀，因此在土样的侧面是作用着应力，侧面并不是自由面。

2）压缩应变的大部分是由于孔隙体积的变化，卸荷以后可恢复的变形很小。

3）压缩模量随起始应力值及应力增量的大小而变化，在应力与应变关系中没有直线段，也没有屈服点。

1.8.2 土的压密状态

1.8.2.1 压缩指数

将高压固结试验的结果用 e - lg p 曲线表示，如图 1-6 所示。从图可见，用半对数表示

的压缩曲线由两条直线和一条过渡曲线组成，当压力超过某一数值以后直线段的斜率用 C_c 表示，称为压缩指数，其计算式如下

$$C_c = \frac{(e_1 - e_2)}{\lg(p_2 - p_1)} \tag{1-30}$$

1.8.2.2 回弹指数

在压缩试验中，如在某压力下卸荷，则土样发生回弹变形；当卸荷至零或某一较小的压力后再加荷时，土样再次压缩，形成一条滞回曲线，其平均斜率称为回弹指数 C_e，计算式如下

$$C_e = \frac{(e_1 - e_2)}{\lg(p_2 - p_1)} \tag{1-31}$$

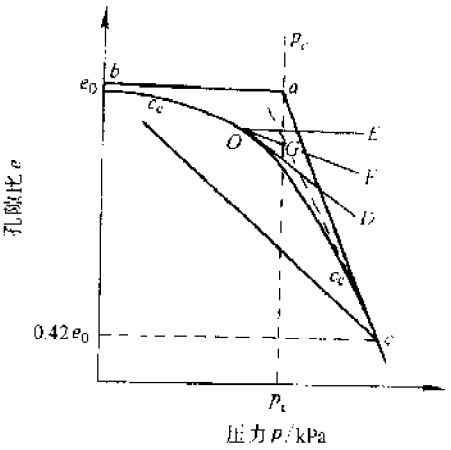

图 1-6 用半对数表示的压缩曲线

1.8.2.3 前期固结压力

土层在历史上承受过的最大固结压力称为前期固结压力。由于土的结构性，土具有记忆能力，可以在试验中重现这个历史上曾经承受过的最大固结压力。如果土的结构被破坏，则就无法测得前期固结压力。

前期固结压力通常可以在 e - lg$p$ 曲线上用作图法确定。方法如下：

1）在 e - lg$p$ 曲线转弯处选取曲率半径最小的点 O，自 O 点作切线 OD 及水平线 OE，然后作 EOD 角的平分线 OF。

2）延长曲线后段的直线段交 OF 于 G 点，此点所对应的压力值即为前期固结压力 p_c。

1.8.2.4 土的压密状态

前期固结压力可以用来判断天然土的压密状态。天然土层可能处在超压密状态、正常压密状态和欠压密状态三种不同的压密状态：

1）超压密状态是指土的前期固结压力 p_c 大于当前的上覆压力 p_0 的情况。超压密状态表明，土层在历史上曾受到过比当前的上覆压力大得多的固结压力的作用，形成了相应的结构。只要土的结构不被破坏，这种历史上的固结压力可以用试验的方法加以测定。造成超过当前上覆压力的原因一般认为是在地质历史上曾经有过冰川或土层的作用，后来由于地质条件的变化，如地面上升、河流冲刷或冰川融化等原因使上覆压力减小。

2）正常压密状态是指土的前期固结压力 p_c 等于当前上覆压力 p_0 的情况，亦即在上覆压力的作用下固结已经完成，只要不增加外荷载，在自重应力作用下土层不会发生沉降。

3）欠压密状态是指前期固结压力 p_c 小于当前上覆压力 p_0 的情况，亦即在上覆压力的作用下固结还没有完成的情况，即使没有外荷载作用，欠压密状态的土层仅在其自重压力作用下也会发生沉降。

上述三种压密状态可以用一个统一的超固结比指标（OCR）来判断，超固结比为前期固结压力与上覆压力之比

$$OCR = \frac{p_c}{p_0} \tag{1-32}$$

当超固结比 OCR 大于 1 为超压密状态；等于 1 为正常压密状态；小于 1 为欠压密状态。

1.8.3 土的变形模量

土的变形模量是用现场载荷试验测定的，是直线变形体在假定条件下考虑三向应力时按广义虎克定律的土的变形指标，由于土的变形中包含了不可恢复的变形，与理想弹性体的变形性质不同，所以称为变形模量。

1.8.3.1 现场载荷试验

现场载荷试验包括平板载荷试验和螺旋板载荷试验，各适用于不同的情况。平板载荷试验适用于地表浅层地基土，一般用于测定浅基础持力层的工程特性；而螺旋板载荷试验可适用于地下水位以下的土层。

平板载荷试验是在一定面积的刚性承压板上逐级加荷，测定天然埋藏条件下地基土的变形，根据荷载 p 和变形 s 曲线的特征可以求得一系列的指标，包括临塑荷载（又称拐点压力）、极限荷载、变形模量、基床反力系数等。平板载荷试验的承压板面积一般为 2500～5000cm^2，过小面积的承压板使试验结果的代表性差，而面积太大则试验费用过高。

螺旋板载荷试验是将一螺旋形的承压板旋入地面以下预定的试验深度，通过传力杆对螺旋形承压板施加荷载，同时测定承压板的位移以求得土的荷载～变形曲线。

1.8.3.2 载荷试验的荷载－变形（p－s）曲线

典型的平板载荷试验 p－s 曲线如图 1-7 所示，可分为三个阶段：

1）直线变形阶段　当荷载小于临塑压力时，荷载与变形呈直线关系；

2）剪切阶段　当荷载超过临塑压力后，荷载与变形不再保持直线关系，变形对荷载的斜率逐渐增大；

3）破坏阶段　当荷载超过极限压力后，变形急剧增加导致土体破坏。

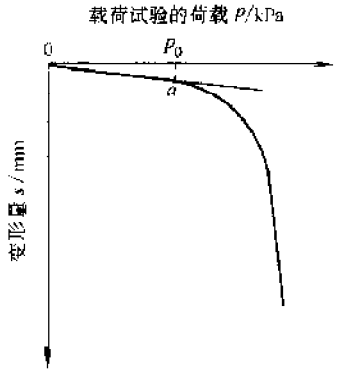

图 1-7　载荷试验的荷载－变形曲线

临塑压力 p_0 和极限压力 p_u 是土的两个重要特征指标，建筑物地基的工作压力一般不容许超过临塑压力很多，因此直线变形阶段的特征代表了土体在地基工作压力作用下的压缩特性，可用以求得土的变形模量。

螺旋板载荷试验的荷载－变形（p－s）曲线和平板载荷试验的结果有所不同，主要反映在初始阶段，在临塑压力以前还有一个初始压力，它是直线变形阶段的起点。初始压力反映了上覆土层压力的影响。

1.8.3.3 土的变形模量

根据均质各向同性弹性半空间理论，刚性压板作用在半空间表面时，介质的变形模量为

$$E_0=I_0 I_1 K(1-\mu^2) \tag{1-33}$$

式中 E_0——变形模量（MPa）；

I_0——承压板影响系数；

对于圆形刚性承压板，I_0=0.785；

对于方形刚性承压板，I_0=0.886；

I_1——承压板埋深的修正系数；

当 $z<d$ $$I_1=1-0.27\frac{z}{d}$$

当 $z>d$ $$I_1=0.5+0.23\frac{z}{d}$$

K——$p-s$ 关系直线段的斜率，$K=\frac{p}{s}$；

d——承压板直径或边长（m）；

μ——土的泊松比，卵石、碎石为 0.27，砂土、粉土为 0.3，粉质粘土为 0.35，粘土为 0.42，不排水条件下的饱和粘性土为 0.5。

1.8.3.4 变形指标间的关系

压缩模量和变形模量都是土的压缩性指标，但由于试验时的受力条件不同，它们的物理意义也不相同，因此对同样的土所得的结果不同。虽然可以在理论方面推导出两者之间的关系，但实际资料表明两者的关系和理论关系不同。

1. 侧压力系数和泊松比 压缩试验时，土样在环刀中承受竖向压力，由于刚性的环刀限制了土样的侧向变形，环刀作用于土样侧向的压力。在侧向不能自由膨胀的条件下，侧向应力和竖向压力之比称为侧压力系数 K_0

$$K_0=\frac{\sigma_x}{\sigma_z} \tag{1-34}$$

式中 σ_x——侧向应力（kPa）；

σ_z——竖向应力（kPa）。

载荷试验时，单元土体的侧向并没有受到刚性的限制，在半无限体表面分布荷载作用下，单元体的应力应变符合广义虎克定律

$$\varepsilon_x=\frac{1}{E_0}\left[\sigma_x-\mu(\sigma_z+\sigma_y)\right] \tag{1-35}$$

$$\varepsilon_y=\frac{1}{E_0}\left[\sigma_y-\mu(\sigma_z+\sigma_x)\right] \tag{1-36}$$

式中 ε_x——土样在 x 轴方向产生的侧向应变；

ε_y——土样在 y 轴方向产生的侧向应变。

根据广义虎克定律，在假定侧向应变都为零的条件下，可以导得侧压力系数和泊松比的关系

$$K_0=\frac{\mu}{1-\mu} \tag{1-37}$$

$$\mu = \frac{K_0}{1 + K_0} \tag{1-38}$$

对于理想的刚体，没有侧向变形，故侧压力系数和泊松比均为零；对于液体，侧压力系数 K_0=1，故泊松比 μ=0.5。应变材料总是介于这两种极端情况之间，故侧压力系数 K_0<1，泊松比 μ<0.5。但土与其它材料不同，土的侧压力系数值还和土的应力历史有关，如超压密土的侧压力系数就可能大于 1。

土的侧压力系数可以在三轴仪中测得，也可以在侧压力系数仪中测定。求得侧压力系数后就可以用上式求得泊松比。在缺乏试验资料时也可用下列经验数据和经验公式来估计：

砂土 μ=0.20～0.25；粘性土 μ=0.25～0.42；

砂土 K_0=1-sinφ'；粘性土 K_0=0.95-sinφ'；

超压密土 K_0=（1-sinφ'）（OCR）$^{0.5}$。

式中 φ'——土的有效内摩擦角（°）；

OCR——土的超固结比。

2. 变形指标间的理论关系 由广义虎克定律可知，在三向应力作用下的竖向应变为

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_0}\left[\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)\right] \tag{1-39}$$

已知压缩试验时，$\sigma_z = p$，$\sigma_x = \sigma_y = K_0\gamma = \dfrac{\mu}{1-\mu}p$

代入上式得

$$\varepsilon_z = \frac{p}{E_0}\left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right)$$

由压缩模量的定义可知，压缩模量为竖向应力和竖向应变之比

$$E_s = \frac{p}{\varepsilon_z} = \frac{E_0}{\left(1 - \dfrac{2\mu^2}{1-\mu}\right)} = \frac{E_0}{\beta} \tag{1-40}$$

由此可得

$$\beta = \frac{E_0}{E_s} = \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right) \tag{1-41}$$

已知泊松比 μ 小于 0.5，故 β 必小于 1，也就是从理论上说变形模量必然小于压缩模量。这是因为变形模量是在侧向无约束条件下竖向应力与竖向应变之比，即使竖向应力相同，其竖向应变必然大于压缩试验时的竖向应变的缘故。但是，实际资料却并不完全符合理论的关系，根据我国在 70 年代统计的数据，对多数土来说，变形模量大于压缩模量。

3. 变形指标间的实际关系 表 1-11 给出了变形模量与压缩模量之间的经验关系，从表列数据可以看出，变形模量与压缩模量之间的理论关系和经验关系有很大的差别。产生差别的原因在于土的结构性，结构性越强的土，差别越大。老粘性土和红粘土的结构性很强，

其平均值都大于 2；新近沉积粘性土和塑性指数小于 10 的粉土的结构性较弱，其平均值在 1 左右；而冲填土因年代最近，几乎无结构性，其比值小于 1，与理论关系最为符合，这说明在几乎无结构性影响的条件下，压缩模量确实大于变形模量，与理论推导的结果一致。为什么结构性越强的土，压缩模量反而越小于变形模量呢？这是因为在钻探取土的过程中扰动了土的结构，在试验切土时又进一步扰动土的结构，致使室内压缩试验的结果不能反映原状土的压缩特性。

表 1-11　变形模量与压缩模量的经验关系（E_0/E_s）

土的种类	平均值	一般变化范围	统计数据数量
老粘性土	2.11	1.45～2.80	13
红粘土	2.36	1.04～4.87	29
一般粘性土 $I_p>10$	1.35	0.60～2.80	84
$I_p<10$	0.98	0.54～2.68	21
新近沉积粘性土	0.93	0.35～1.94	25
淤泥及淤泥质土	1.90	1.05～2.97	25
冲填土	0.67	0.57～0.76	3

1.9　土的抗剪强度

土的抗剪强度是指土体抵抗剪切破坏的能力。在土力学中，采用摩尔—库仑强度准则，用内摩擦角和内聚力两个指标描述土的抗剪强度规律。在室内试验中，可以用直剪试验或三轴试验来测定土的抗剪强度指标。对粗粒土应当用大尺寸的仪器或现场大型直剪试验测定。土的抗剪强度指标和土的原始状态、应力路径、应力历史、排水条件等因素有关，考虑不同因素影响时，应采用不同的试验方法。

1.9.1　直剪试验和库仑定律

1.9.1.1　直剪试验

直剪试验是直接剪切试验的简称，所用的仪器称为直剪仪，其构造如图 1-8 所示。图中的剪切盒分为上、下两个，上盒固定，下盒可以在平面上滑动，上下盒之间留缝隙。通过传压板对土样施加竖向压力，对下盒施加水平力，移动下盒使土样受剪直至破坏。土样面积为 30cm^2，高度为 2.0cm。竖向荷载除以土样面积为竖向压力，水平力除以土样面积为剪切应力。试验时，一般用 3～4 个物理状态相同的土样分别在不同的竖向

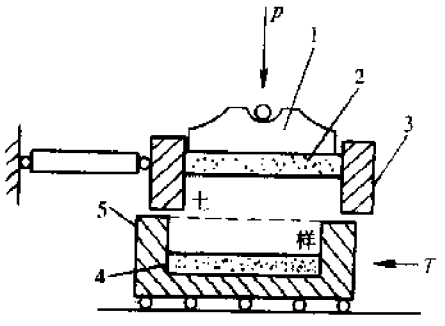

图 1-8　直剪仪

1—传压板　2、4—透水石　3—上盒　5—下盒

压力作用下剪切至破坏，剪切时可同时测定剪切应力和剪切位移。

根据试验数据可以绘制不同竖向压力下的剪应力与剪切位移曲线，如图 1-9a 所示。选取剪切应力与剪切位移曲线上的峰值或稳定值作为抗剪强度值，如无明显峰值和稳定值时则取剪切位移为 4mm 处的对应剪应力作为抗剪强度值。

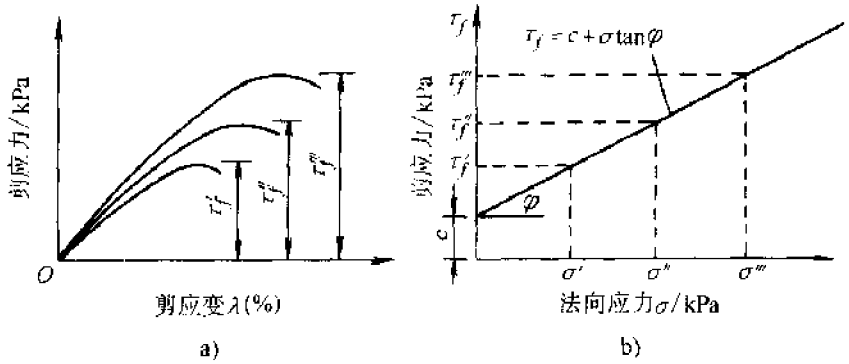

图 1-9　直剪试验结果

a）应力应变曲线　b）抗剪强度线

1.9.1.2　库仑定律

取不同的竖向压力及其对应的抗剪强度值绘制抗剪强度与竖向压力（即法向应力）关系图，如图 1-9b 所示。从图可见，在一般应力水平，抗剪强度与法向应力成线性关系，这条直线称为库仑—摩尔强度包线，可以用斜率和截距两个参数来描述抗剪强度的规律

$$\tau_f = c + p\tan\varphi \tag{1-42}$$

式中　c ——土的内聚力（kPa）；

φ ——土的内摩擦角，即强度包线与横坐标轴的夹角（°）；

$\tan\varphi$ ——强度包线的斜率。

上式是描述土的抗剪强度规律的数学表达式，是由库仑在 18 世纪 70 年代提出的，称为库仑定律。两个多世纪以来，土的抗剪强度问题的研究已取得了很大的进展，但这个最基本的关系式仍广泛应用于工程实践和理论研究。按照库仑定律，对于一定的土，一定的条件，抗剪强度指标 c 和 φ 是常数，它们不随法向应力而变化。试验资料表明，当法向应力很大时，抗剪强度和法向应力之间不再保持直线关系，强度包线变为曲线，不再符合库仑定律。但在一般工程的应力水平，库仑定律还是适用的。

1.9.1.3　直剪试验的三种试验方法

根据直剪试验的固结排水条件可以分为三种试验方法：

1．快剪试验　在土样上下两面安置不透水的铜板或塑料膜，并在施加竖向压力后立即施加水平剪力进行剪切，而且剪切的速率也很快，一般只有 3～5min。采取这些措施的目的是为了控制土样在试验时不固结排水，以便测定天然状态的强度指标。快剪试验得到的指标用 c_q、φ_q 表示。由于直剪仪固有的缺点，尽管采取了上述措施，土样和环刀之间仍有渗水通道，不能保证土样处于完全不排水的状态，特别是对透水性比较大的土影响更大。

2．固结快剪试验　在土样上下两面安置透水石，在施加竖向压力以后给以充分时间使土样固结排水。固结排水终了后再施加水平剪力，快速地将土样剪坏。这种试验方法模拟

在法向应力作用下固结完成但在剪应力作用下不排水的工况，同样由于仪器的缺陷不能保证同样在剪切时处于完全不排水的状态，对于透水性比较大的土样将会得到过大的抗剪强度值。固结快剪试验得到的指标用 c_{cq}、φ_{cq} 表示。

3．慢剪试验 施加竖向压力后土样固结排水的要求与固结快剪试验相同，在固结终了后以相当慢的速度施加水平剪力，剪切速率控制在小于 0.02mm/min，以使土样在剪切过程中有充分时间排水和产生体积变形，得到的指标可以模拟完全排水工况的强度变化规律。慢剪试验指标用 c_s、φ_s。

1.9.1.4 直剪试验的适用条件

直剪试验是一种比较简便的试验，在我国工程单位广泛使用。但是由于直剪仪固有的下列缺点，使有些土的试验结果不能反映工程的实际情况，所得的抗剪强度指标过大，无法应用：

1．直剪仪不能有效地控制排水 直剪仪中的土样无法封闭，无论土样承受法向应力或剪应力，无论剪切速度多快，孔隙水总会沿着土样和环刀之间的缝隙流失，无法测定不排水条件下的强度，使快剪试验的结果特别离散，而且内摩擦角往往偏大，用于工程是偏于危险的；在固结快剪试验中，剪切时的排水使内摩擦角偏大，曾有文献报道，对于塑性指数小于 11 的土，固结快剪试验的内摩擦角与慢剪试验的内摩擦角很接近，一般只比慢剪试验的内摩擦角小 1～2（°），但在塑性指数为 11～18 的土中，两者的数值相差很大，一般为 10（°）左右。这是由于低塑性土的渗透系数比较大，在固结快剪试验中孔隙水消散很快，剪切时土的固结状态已接近于慢剪试验，因此两者的结果相近。由此可见，直剪试验不适用于低塑性土。

2．直剪仪上下盒之间的缝隙 为了避免上下盒之间的摩擦，在上下盒之间留有一定的缝隙。对软土作快剪试验时，由于竖向荷载对土样的挤压作用，软土侧面挤入缝隙中，既破坏了土的结构，又影响了试验的结果。试验砂土时，细小的砂粒嵌进上下盒之间的缝隙中使摩擦阻力增大，试验结果失真。可见直剪仪也不适用于砂土和软土。

3．直剪试验时土样的剪切面是人为规定的 由于剪切总是发生在上下盒之间，剪切面人为规定为水平方向，这与实际工程中发生在土体内的剪切面方向是不一致的。实际工程中，剪切总是沿着最薄弱的方向发展，而水平方向往往并不是最薄弱的。特别在夹薄层粉砂的粘性土层中，如果硬性规定的剪切面正好在粉砂薄层中，就会得到过大的抗剪强度值。

4．剪切面积随剪切位移的增加而减小且土样应力条件非常复杂 这一缺点限制了直剪仪在研究方面的应用，但在工程实用方面引起的误差是可以容许的。

由于直剪仪的上述缺点，无论在工程实用或科学研究方面的使用都受到很大的限制，在国外已逐渐被其它仪器所取代。在我国的勘察设计规范中也都明确规定限制直剪仪的应用，如《建筑地基基础设计规范》规定直剪试验只适用于二级及三级建筑物的可塑状粘性土和饱和度不大于 0.5 的粉土。

1.9.2 三轴试验

三轴试验的土样是在轴对称应力条件下剪切的，圆柱形土样侧面作用着小主应力 σ_3，

顶面和底面作用着大主应力 σ_1，大、小主应力可以根据试验要求控制其大小和变化。土样包在不透水的橡皮膜中，在土样的底面和顶面都设置了可以控制的排水管道，通过开关可以改变土样的排水条件，并可通过管道量测土样顶部或内部的孔隙水压力。因此，三轴试验可以克服直剪试验的固有缺点，不仅可作为工程试验之用，也在科学研究中广泛应用，是目前最常用的土工试验仪器。

1.9.2.1 三轴试验原理

三轴试验是建立在轴对称极限平衡理论基础上的一种土工试验，与直剪试验相比，应力条件明确，分析原理严密，可以模拟各种排水条件和应力条件。

如果在土体内某一点的一个平面上有

$$\tau = \tau_f \tag{1-43}$$

则认为该点已达到极限平衡状态，这一破坏准则是以剪应力作为判断土的破坏的标准。但上式中的剪应力并不是该点的最大剪应力，土的强度破坏取决于滑动面上的剪应力与法向应力之比，亦即取决于强度破坏时的极限应力状态。

摩尔在 1990 年提出了根据材料强度破坏时极限应力状态的多个应力圆，求得与这些应力圆相切的包络曲线的方法。虽然这条强度包络线近似于抛物线或双曲线，但在应力不大的情况下仍用库仑的直线表达式以简化计算。

根据图 1-10 中的几何关系，强度包络线的直线表达式为

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\sin\varphi + c\cos\varphi \tag{1-44}$$

式中 σ_1、σ_2、σ_3——分别为大、中、小主应力（kPa）；

φ——土的内摩擦角（°）；

c——土的粘聚力（kPa）。

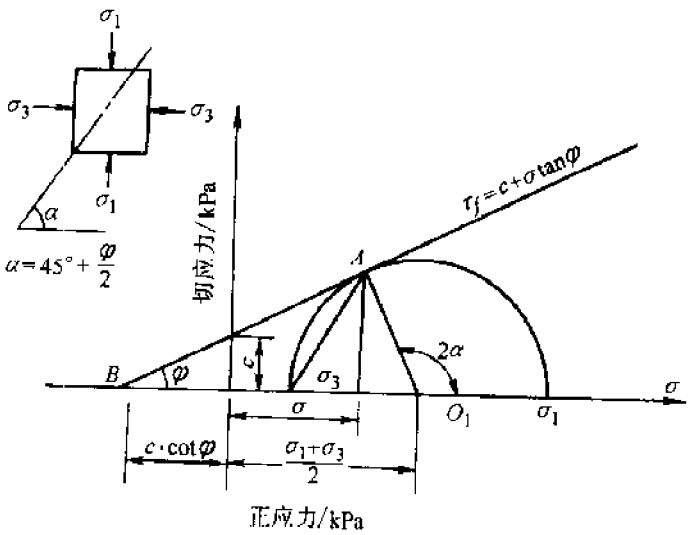

图 1-10 莫尔强度包线

通过三角函数间的变换可以得到土中某一点处于极限平衡状态时主应力之间的关系式

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{1-45}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{1-46}$$

上式是判断土体是否达到极限平衡状态的的关系，而不是任何应力条件下的恒等式。这一表达式是土的强度理论的基本关系式，在土压力和地基承载力问题的分析中很有用处。根据土的强度理论，可以得出如下几点结论：

1）土中某点达到剪切破坏状态的应力条件必须是法向应力和剪应力的某种组合符合库仑破坏准则，而不是最大剪应力τ_{max}达到了抗剪强度τ_f的条件，亦即发生在最大剪应力的作用面上，而是在与大主应力作用面成某一夹角的平面上；

2）土中某点达到剪切破坏状态时，剪切破坏面与大主应力面的夹角为在摩尔圆上，强度包线和摩尔圆的切点与大主应力轴的相角为2α；在三轴试验中，施加在土样上的大主应力是竖向的，大主应力面则是水平的，此土样的剪切破坏面与水平面的夹角即为α；

3）根据土的极限平衡条件，在已测得抗剪强度指标c、φ的条件下，已知大、中主应力的任何一个，即可求得另一个；也可利用这一关系在土体求出已发生剪切破坏面的位置。在三轴试验时，一般在小主应力为一定的条件下加大大主应力使土样破坏，然后，用剪切破坏时的大、小主应力即可绘制破坏应力圆。在不同的小主应力作用下加大大主应力使土样剪切破坏，可得大小不同的破坏应力圆，作破坏应力圆的公切线即得强度包线。强度包线的截距和倾角即为土的粘聚力和内摩擦角。

1.9.2.2 三轴剪力仪的特点

三轴剪力仪的构造示意图如图 1-11，由主机、稳压系统和量测系统三个部分组成。主机包括压力室、周围压力系统和轴向加压设备。圆柱形的土样用橡皮膜包裹密封后置于压力室内，由周围压力系统通过压力水对土样施加周围压力σ_3，由轴向加压设备通过量力环、活塞杆对土样施加轴向的偏应力（σ_1-σ_3），在忽略土样帽与土样之间摩擦力的条件下，周围压力即为小主应力，偏应力与周围压力之和即为大主应力。

稳压系统包括压力源、调压筒和压力表等，用以调节和保持周围压力的稳定，以保证使用结果的准确性。对于剪切时不排水的试验，采用量测稳压系统中补充给压力室的水量来测定土样的体积变形，此时稳压系统同时具有量测的作用，但对压力水去除气泡的要求很高。

量测系统用以量测从土样中排出孔隙水的体积，测定孔隙水压力的变化以及对土样施加应力的大小。

三轴试验时，常用 3～4 个土样，在不同的周围压力作用下剪切。对一个土样在小主应力一定时，增大偏应力，直至土样破坏，用小主应力σ_3和破坏时的大主应力σ_{1f}即可画得一个破坏应力圆。对不同的土样改变小主应力的大小即可以得到相应的破坏应力圆，画若干个破坏应力圆的公切线就可得到强度包线，强度包线的倾角即为土的内摩擦角φ，强度包线

与纵坐标轴的截距即为粘聚力 c。

三轴剪力仪的控制系统可以分别控制土样在周围压力和偏应力作用时的排水条件，可以克服直剪仪无法控制排水条件的缺点，能够测定在不同固结排水条件下的抗剪强度指标。

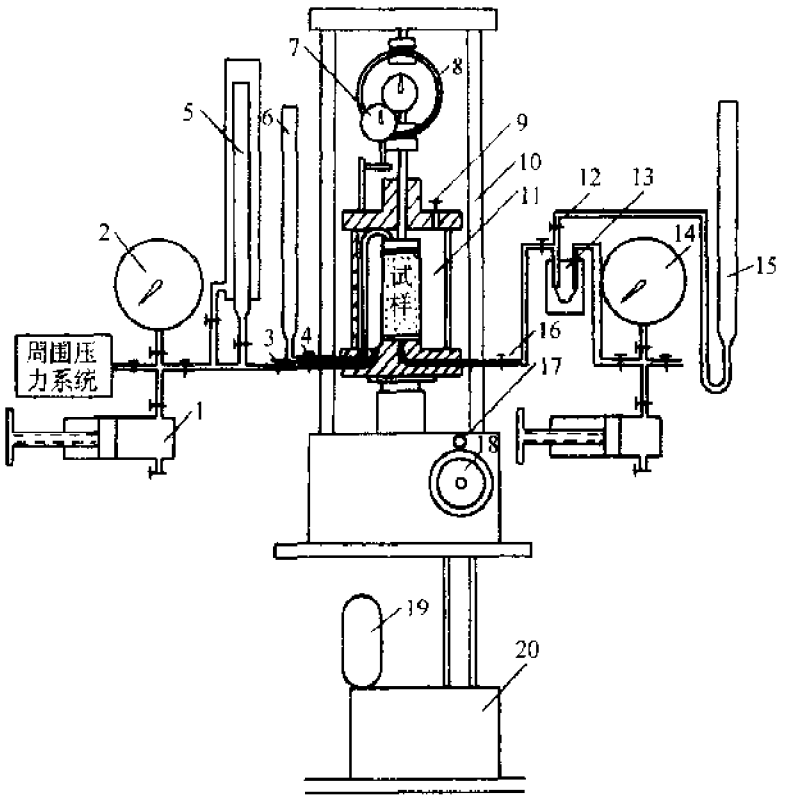

图 1-11　三轴剪力仪

1—调压筒　2—测周围压力的压力表　3—周围压力阀　4—排水阀　5—体变管　6—排水管　7—变形量表　8—量力环　9—排气孔　10—轴向加压设备　11—压力室　12—量管阀　13—零位指示器　14—孔隙压力表　15—量管　16—孔隙压力阀　17—离合器　18—手轮　19—电动机　20—变速箱

1.9.2.3　三轴试验方法

根据土样在周围压力及偏应力条件下是否排水固结的要求，可以分为三种不同的试验方法：

1. 不固结不排水试验（UU 试验）　在施加周围压力时关闭排水阀门，此时土样内的孔隙水压力等于周围压力，随后也在关闭排水阀门的条件下施加偏应力，不容许土样中的孔隙水排出，直至土样剪切破坏，测定的抗剪强度指标用 c_u、φ_u 表示。

2. 固结不排水试验（CU 试验）　试验时先对土样施加周围压力并打开排水阀门，在土样排水过程中可以观察到土样高度逐步减小和土样体积的减小，如果同时量测孔隙水压力则可观察到孔隙水压力逐步消散。在土样充分排水固结以后关闭排水阀门，然后施加偏应力直至破坏，由于已经关闭了排水阀门，在剪切过程中不可能发生排水。如果在剪切过程中打开孔隙水压力阀同时测定土样内的孔隙水压力，则可得到孔隙水压力与切应变的关系曲线。固结不排水试验得出的抗剪强度指标用 c_{cu}、φ_{cu} 表示。

3. 固结排水试验（CD 试验） 在施加周围压力和偏应力的全过程中，土样始终处在排水状态，剪切速率应使孔隙水压力始终处于消散为零的状态，因此排水阀门和孔隙水压力阀门始终是打开的。所测定的抗剪强度指标用 c_d、φ_d 表示。

1.9.2.4 三轴试验结果的资料整理

有 4 个土样分别在周围压力为 50kPa、100kPa、150kPa 和 200kPa 作用下作固结不排水试验，测得剪切破坏时的偏应力如表 1-12 所示。根据已知的周围压力和偏应力，所计算最大主应力以及破坏时莫尔圆的圆心位置坐标和半径也列于表内。

表 1-12 三轴试验结果/kPa

编号 / 应力值	1	2	3	4
周围压力σ_3	50	100	150	200
剪切破坏时的偏应力（$\sigma_1-\sigma_3$）	130	220	310	382
剪切破坏时的大主应力σ_1	180	320	460	582
莫尔圆圆心坐标 $\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}$	115	210	305	391
摩尔圆的半径 $\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}$	65	110	155	191

将上表的数据画一组莫尔应力圆，如图 1-12 所示，作各圆的公切线即强度包线，量得强度包线的截距和倾角即为粘聚力 c =17kPa 和内摩擦角 φ=26°。

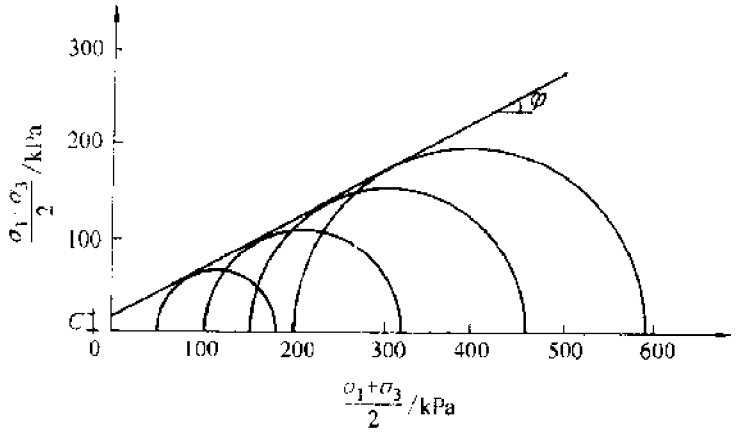

图 1-12 三轴试验资料分析

从理论上说，强度包线应公切于试验求得的莫尔应力圆，但由于土样的不均匀性及试验误差等原因，作公切线不是很容易，常需要作经验处理以求得合理的公切线和抗剪强度指标。强度包线有时会出现非线性的趋势，在应力水平比较高的条件下强度包线呈非线性特征是可能的，但有时并非是土的特性的反映，而是试验方法不当引起的，如果第一个应力圆的周围压力小于土的先期固结压力，则此应力圆处于超压密状态，与其它的应力圆不同，就会使强度包线出现反常现象，这是不容许的。

在这个例子中，试验时并没有量测孔隙水压力，表中的数据都是在总应力条件下求得的，抗剪强度指标称为总应力指标，这种试验方法称为总应力法。总应力指标用于只考虑总应力的计算，此时所有的应力可以只以总应力表示，方法比较简单，但不能考虑土体中孔隙水压力和有效应力转换的影响，总应力指标随试验条件而异，不同的排水条件、不同的试验方法可以得到不同的试验指标。

在三轴试验施加偏应力的同时量测孔隙水压力，就可以求得土的有效强度指标 c'、φ'。根据土的有效应力原理，土的力学性质与有效应力的关系存在着唯一性，土的抗剪强度与有效应力的关系亦同样存在着唯一性，上述有效强度指标就是描述这种唯一性关系的参数，其值与总应力的大小无关，也和排水条件无关。用有效应力法表示的库仑定律如下式所示

$$\tau_f = c' + (\sigma - u)\tan\varphi' \tag{1-48}$$

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan\varphi' \tag{1-49}$$

式中 σ ——总应力（kPa）；

σ' ——有效应力（kPa）；

u ——孔隙水压力（kPa）；

c' ——有效粘聚力（kPa）；

φ' ——有效内摩擦角（°）。

在已知总应力大主应力和小主应力的条件下，可以根据有效应力原理求得用有效应力表示的应力圆圆心坐标和半径如下式所示

$$\frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_1 - u_f + \sigma_3 - u_f}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_f \tag{1-50}$$

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_1 - u_f - \sigma_3 + u_f}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \tag{1-51}$$

式中 u_f——土样破坏时的孔隙水压力（kPa）；

σ_1'、σ_3' ——分别为有效最大、最小主应力（kPa）。

从推导结果可知，有效应力圆的半径与总应力圆的半径完全一样，有效应力圆的圆心位于总应力圆左侧，由总应力圆圆心坐标减去孔隙水压力即得有效应力圆圆心坐标。

表 1-13 三轴试验（测孔隙水压力）资料（kPa）

土样编号	1	2	3	土样编号	1	2	3
σ_3	50	100	150	u_f	23	40	67
$(\sigma_1-\sigma_3)_f$	92	120	164	$\sigma_3'=\sigma_3-u_f$	27	60	83
σ_1	142	220	314	$\sigma_1'=\sigma_1-u_f$	119	180	247
$\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}$	96	160	232	$\frac{\sigma_1'+\sigma_3'}{2}$	73	120	165
$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}$	46	60	82	$\frac{\sigma_1'-\sigma_3'}{2}$	46	60	82

表 1-13 给出了量测孔隙水压力的三轴试验数据，分别绘制的总应力强度包线和有效应

力强度包线见图 1-13，从图可以分别求得总应力强度指标和有效应力强度指标见表 1-14。

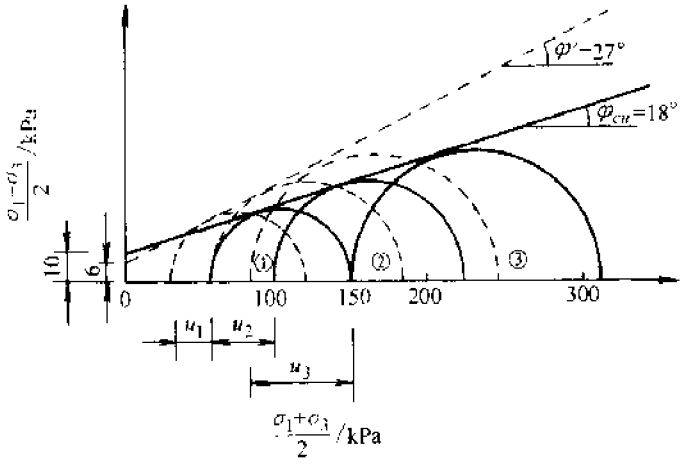

图 1-13　有效应力圆和总应力圆

注　①、②、③分别为 3 个施加不同周围压力的土试样

表 1-14　三轴试验资料分析结果

	粘聚力/kPa	内摩擦角（°）
总应力强度指标	$c_{cu}=10$	$\varphi_{cu}=18$
有效应力强度指标	$c'=6$	$\varphi'=27$

1.9.2.5　K_0固结的不固结不排水试验

从试验原理来说，三轴不固结不排水试验的结果所模拟的是土的天然强度，即土体的天然状态没有任何改变条件下的强度。但由于取土扰动和卸荷膨胀的影响，试验时土样的状态实际上与天然埋藏条件下的状态已经有很大的不同，试验的结果并没有反映土的天然强度。

在钻探取土时，由于土的结构受到不同程度的扰动，使测定的强度低于原状土的强度，扰动程度愈大，强度愈低。从图 1-14 所示的应力－应变曲线可以看出，保持原状结构的土样具有明显的峰值，且与峰值对应的破坏应变比较小，超过峰值以后强度急剧降低，呈加工软化的特征；无明显峰值的曲线表明土的结构已遭到破坏，达到极限强度时的破坏应变比较大。为了尽量减少取土扰动的影响，可以采用薄壁取土器取土，薄壁取土器的壁厚只有 1.25～2mm，与壁厚为 5～6mm 的常用取土器相比，薄壁取土器取土扰动少，是软粘土理想的取土器。两种取土器取土试验的结果见图 1-15。图中的散点集中在两个区域内，用薄壁取土器取土试验的强度高、破坏应变小；而厚壁取土器取土试验的结果则相反，强度低、破坏应变大。两种取土器取土的无侧限抗压强度对比见表 1-15，从表所示资料可以看出，减少取土扰动可以提高测定的不排水强度值。

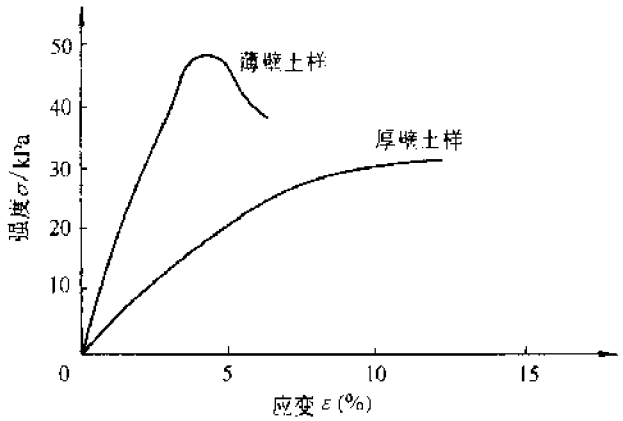

图 1-14　结构扰动对应力－应变曲线的影响

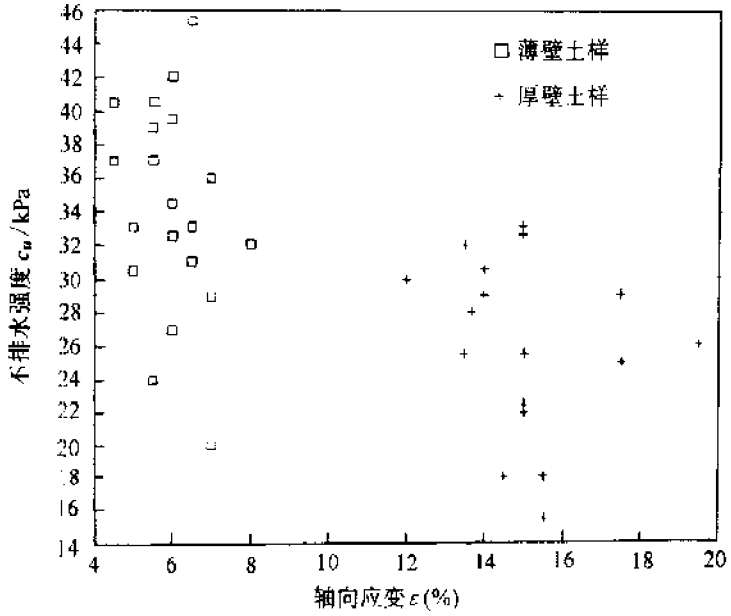

图 1-15　不排水强度与破坏应变的散点图

表 1-15　不同取土器对无侧限抗压强度试验的影响

地区	无侧限抗压强度/kPa										
取土器	上海	上海	上海	上海	上海	天津	天津	连云港	广州	广州	深圳
厚壁	59.5	55.8	39.6	35.8	36.7	25.6	33.0	8.0	46.0	24.0	8.8
薄壁	95.5	85.5	54.0	51.9	60.0	38.6	53.4	13.0	76.0	36.0	13.0
Δ（%）	61	53	36	45	63	51	62	62	65	50	48

注：Δ为厚壁取土器的强度与薄壁取土器强度之比。

除了取土扰动因素外，还有卸荷膨胀的影响因素也会使试验结果偏离实际情况。对于位于某一深度的土样来说，取土是一个卸荷膨胀的过程，卸荷膨胀改变了土的物理状态，孔隙比增大，强度降低；研究资料表明，如卸荷产生的轴向应变小于 1%，对强度并没有太

多的影响；超过 1%以后则会破坏土的结构，当伸长率为 5.8%时，强度降低了 20%。土样埋藏愈深，卸荷膨胀对强度的影响愈大。

可采取土样预处理的方法来消除卸荷膨胀对强度的影响，具体的方法是在三轴仪中将土样在 K_0 条件下排水固结，使其有效应力恢复到原生应力状态，孔隙比也恢复到天然状态，然后在原生有效应力的条件下测定其不排水强度，这种试验称为 K_0UU 试验，测定的强度比较接近于原生应力状态应当强度。

K_0UU 试验的土样预处理是在竖向应力等于土的竖向自重应力，水平向应力等于 K_0 乘以竖向自重应力的应力条件下排水固结，这种排水固结称为 K_0 固结。由于软土的结构强度非常小，在实施 K_0 固结时可能会使土样破坏。为了避免发生土样破坏，可以采用 K_0 等向固结来代替 K_0 固结。K_0 等向固结的固结压力是各向相等的，其值由下式求得：

$$\sigma_3 = \frac{1+2K_0}{3}\sigma_1 \tag{1-52}$$

曾对上海软土进行对比试验，土样为淤泥质粘土，塑性指数为 18.5，天然含水量 35.4%，试验结果见表 1-16。对比试验结果表明，由于 K_0UU 试验的应力状态符合土层的实际情况，其强度比 UU 试验的强度大得多。

表 1-16　软土抗剪强度试验对比

指　标	试　验		
	CU	UU	K_0UU
内摩擦角（°）	14	0	1.5
粘聚力 / kPa	30	22	53

第 2 章　土的工程分类

2.1　概述

土的工程分类是地基基础勘察与设计的前提，一个正确的设计必须建立在对土的正确评价的基础上，而土的工程分类正是评价土的基本内容。因此土的工程分类是岩土工程界普遍关心的问题之一，也是勘察、设计规范的首要内容，在 20 世纪 80～90 年代制订的批规范发展和丰富了岩土的分类系统，我国的岩土分类学研究达到了一个新的水平。

20 世纪初期，瑞典土壤学家 A. Atterberg 提出了土的粒组划分方法和土的液限、塑限的测定方法，为近代土分类系统的形成奠定了基础。到 40 年代末，50 年代初，土的工程分类已逐步成熟，形成了不同的分类体系。岩石工程分类系统的形成比土的分类要晚一些，随着岩石力学作为一门学科形成以后，岩石的工程分类才从单纯地质学方法分类发展为与工程目的紧密结合的分类体系。

从为工程服务的目的来说，岩土的分类系统是把不同的岩土分别安排到各个具有相近性质的组合中去，其目的是为了人们有可能根据同类土已知的性质去评价其性质，或为工程师提供一个可供采用的描述与评价土的方法。由于各类工程的特点不同，分类依据的侧重面也就不同，因而形成了服务于不同工程类型的分类体系。读者可能已经发现，对同样的土如果用不同的规范分类，定出的土名可能会有差别。在使用规范时必须注意这个问题。

分类只能提供一些最基本的信息，指导工程师选择合适的勘察方法与试验方法，明确评价的重点，建议必要的施工措施，但分类不能代替试验和评价。在进行分类研究的时候，要遵循同类土的工程性质最大程度相似和异类土的工程性质显著差异的原则来选择分类指标与确定分类界限。离开了对工程性质变化规律的研究这一前提，就不可能得出正确的工程分类结果。

2.2　岩石分类

在基岩地区，可将岩石作为建筑物的地基，直接将基础置于具有足够强度的岩石地基上。将岩石作为地基分类就不同于将岩石作为边坡或洞室围岩的分类，因而分类的结果也就完全不同。岩石分类的基本要素是成因、强度、风化程度和软化系数，同时对岩体结构分类时整体性是另一个重要的因素。

2.2.1　成因分类

对岩石的性质具有最重要影响的因素是矿物成分及其组合。成因不同岩石，其矿物成

分和矿物的组合是不同的，因而岩石按成因分类是岩石最基本的分类。岩石按成因可分为岩浆岩、沉积岩和变质岩三类。

2.2.1.1 岩浆岩

岩浆岩是岩浆在向地表上升过程中，由于热量散失逐渐冷凝而成的。在地表以下冷凝的称为侵入岩，喷出地面以后冷凝的称为喷出岩。侵入岩按生成部位可分为深成岩和浅成岩。深成岩的代表性岩石为花岗岩、正长岩、闪长岩、辉长岩、橄榄岩和辉岩等。浅成岩的代表性岩石为花岗斑岩、正长斑岩、玢岩和辉绿岩。喷出岩的代表性岩石为流纹岩、粗面岩、安山岩和玄武岩等。岩石生成的部位愈深，矿物颗粒就愈粗，喷出岩的矿物颗粒最细。从岩石的颜色来判断，浅色的含 Si、Al 为主，是酸性或中性；而深色的主要含 Fe、Mg，是基性或超基性。

2.2.1.2 沉积岩

沉积岩是由岩石经风化、破碎后，在水流、风或冰川作用下搬运、堆积、再经胶结、压密等成岩作用而成的岩石。沉积岩的主要特征是具有层理性，反映了在不同的地质年代里，在不同的地质条件下，堆积了不同的物质。沉积岩的矿物成分除了未风化的原生矿物外，还有大量的次生矿物，如粘土矿物、碳酸盐类和硫酸盐类。按照成岩作用的性质，沉积岩的成因可分为碎屑沉积、化学沉积和生物沉积三类。根据胶结物质的性质可分为硅质的、泥质的和灰质的。硅质的代表性岩石如石英岩、砂岩、砾岩、燧石和硅藻土等。泥质的如泥岩、页岩和油页岩等。灰质的如石灰岩、白云岩、泥灰岩、石灰角砾岩等。

2.2.1.3 变质岩

变质岩是岩浆岩或变质岩在地质条件发生剧烈变化时，在高温、高压或其它因素的作用下，经过变质作用后形成的岩石。所谓变质作用是指原来母岩的矿物重新结晶或变成新矿物的过程，岩石的结构和构造也发生了变化，但一般仍保存着原生岩石的性质。大多数变质岩具有片麻状、片状或片理，在断口上可发现变质的矿物。代表性的岩石如片麻岩、云母片岩、千枚岩、大理岩、板岩和石英岩等。

2.2.2 按岩石强度分类

岩石按强度分类时，主要按新鲜岩块的饱水单轴无侧限抗压强度来划分，有的规范还规定按点荷载强度来划分。按强度将岩石划分为硬质岩和软质岩两类，每类再划分为两个亚类，划分的强度依据及代表性岩石见表 2-1。

表 2-1 岩石按强度分类

类别	亚类	强度/kPa	代表性岩石
硬质岩石	极硬岩石	$>10\times10^4$	花岗岩、闪长岩、玄武岩、石灰岩、石英岩、大理岩等
	次硬岩石	$(3\sim6)\times10^4$	
软质岩石	次软岩石	$5\times10^3\sim3\times10^4$	粘土岩、页岩、千枚岩、绿泥石片岩、云母片岩等
	极软岩石	$<5\times10^3$	

2.2.3 按岩石风化程度分类

岩石风化以后，结构和矿物成分都发生变化，强度降低、工程性质变坏，直接影响岩石地基的承载性能。但岩石按强度分类的依据是新鲜岩块饱和单轴抗压强度，只给出未经风化的岩石的信息，是不全面的，不能反映自然界经历了不同程度风化作用后的岩石性质，因此必须评价岩石的风化程度，按风化程度进行岩石的进一步分类。

岩石的风化进程是渐变的，各种岩石的风化速度是不同的，风化后的形态也是不同的，这给风化程度的评价，特别是定量评价带来很大的困难。因此，大多采用工程地质学的定性评价方法，将岩石划分为五个等级，风化特征的描述见表 2-2。

上述工程地质定性评价岩石风化程度的方法依赖于人的经验，不同人员之间的可比性较差，主观性比较大，因此研究和发展定量的分析评价方法是十分必要的。《岩土工程勘察规范》（GB 50021—94）给出了有压缩波速度、波速比和风化系数等指标来划分风化程度的建议，见表 2-3。当然，定量指标还是非常初步的，不能脱离野外特征的描述，单凭定量指标来划分岩石的风化程度是不够的。

表 2-2 岩石风化程度划分

等级名称	风化特征
未风化	组织结构未变
微风化	组织结构基本未变，沿节理面有铁锰结核，矿物质基本未变，无疏松物质
弱风化	组织结构部分破坏，裂隙面风化较重，矿物质已有变质，沿节理面出现矿物风化，坚硬块体夹有松散物质
强风化	组织结构已大部分破坏，矿物成分已显著变化，长石、云母已风化成次生矿物，颜色变化，疏松物质与坚硬物质混杂
全风化	组织结构已全部破坏，矿物成分除石英外大部分已风化成土状，基本不含坚硬物质

表 2-3 岩石风化程度分类定量指标的建议

岩石类别	风化程度	压缩波速度 v_p/ms^{-1}	波速比 K_v	风化系数 K_f
硬质岩石	未风化	>5000	0.9~1.0	0.9~1.0
	微风化	4000~5000	0.8~0.9	0.8~0.9
	中等风化	2000~4000	0.6~0.8	0.4~0.8
	强风化	1000~2000	0.4~0.8	<0.4
	全风化	500~1000	0.2~0.4	
	残积土	<500	<0.2	
软质岩石	未风化	>4000	0.9~1.0	0.9~1.0
	微风化	3000~4000	0.8~0.9	0.8~0.9
	中等风化	1500~3000	0.5~0.9	0.3~0.8
	强风化	700~1500	0.3~0.5	<0.3
	全风化	300~700	0.1~0.3	
	残积土	<300	<0.1	

对岩石按风化程度的划分中，关于全风化和残积土是否要加以划分的问题存在着不同的意见，认为区分全风化和残积土无论在定名标准或实际鉴别时都有一定的困难，以不划分为好。但在自然界确实存在已全部风化但仍可辨认组织结构尚存的形态，并有微弱结构强度的全风化岩石，无论从学术上或工程实践来看，将全风化岩石划分出来是有意义的。全风化岩石在保持原生条件前提下，一般说其土程性质和残积土相近，但在开挖暴露之后，特别在泡水以后，全风化岩石的工程性质迅速变坏。尤其是全风化的软质岩石，出露以后迅速崩解软化，甚至比残积土的性质还要坏。而残积土由于经历了漫长地质历史年代的淋溶作用，易溶物质已经被水流带走，残留的物质具有较强的水稳定性，比全风化岩石具有更强的抗水能力。因此区分全风化岩石和残积土有助于考虑开挖后弱化所引起的工程问题。当无法避免在全风化岩石中开挖时，要采取工程措施，尽量缩短开挖后的曝露时间，或在开挖后迅速做好垫层或表面保护性处理。

2.2.4 岩石按软化系数分类

软化系数 K 是饱和状态与风干状态的岩石单轴极限抗压强度之比，这是反映水对岩石强度影响程度的指标。软化系数越小，表示饱水以后强度降低得越多。软化系数大于 0.75 的岩石称为不软化岩石，软化系数小于等于 0.75 的岩石称为软化岩石。

2.2.5 按岩体结构分类

岩石是天然形成的具有一定结构构造的由一种或多种矿物组成的集合体；岩体是指包括各种结构面的原位岩体的综合体。岩石是组成岩体的个体，而结构面是岩体区别于岩石的特征，评价岩体离不开对岩石和结构面两方面的描述。岩体完整性划分的标准见表 2-4。

表 2-4 岩体完整性划分

等级名称	结构类型	完整性系数 K_v
完　整	整体状或巨厚层状结构	>0.75
较完整	块状或厚层状结构	0.75～0.55
较破碎	中、薄层状或镶嵌碎裂结构	0.55～0.35
破　碎	裂隙块状结构或碎裂结构	0.35～0.15
松　散	散体结构	<0.15

岩体完整性系数系指岩体声波速度与岩石声波速度平方之比，当岩体完整时，这个系数接近于 1。另一个描述岩体完整性的定量指标称为岩石质量指标 RQD，RQD 系指当采用 N 型（75mm）两层管金钢石钻头采取的大于 10cm 的岩芯段长度总和与岩芯总长度之比，可以用下式表示

$$RQD=\frac{\sum l}{L} \tag{2-1}$$

式中　$\sum l$——大于 10cm 岩芯段长度（cm）；

L——岩芯总长度（cm）。

按 RQD 的岩体分类表见 2-5。

表 2-5　岩体按岩石质量指标（RQD）分类

岩体分类	很　好	好　的	中　等	坏　的	极　坏
RQD（%）	90	75~90	50~75	25~50	25

2.3　土的分类

岩石风化、破碎以后就形成碎粒状的土，其粒径从大于 200mm 的漂石到肉眼无法辨别的胶粒，相差 5 个数量级，从大块碎石类土到颗粒非常细的粘土都称为土，工程上常用粒度成分来描述土中各种不同大小颗粒的组成特征。自然界的不同类土具有不同的性质，例如砂土是松散状的，而粘土在干燥状态时却是很坚硬的固体，显然土的颗粒大小是影响土的工程性质的最重要的因素，因此土的粒度成分就成为土的分类的重要指标。

在岩石风化的过程中，矿物的成分发生了变化，形成了许多新的矿物，如粘土矿物和各种氧化物，它们的性质不同于原始的矿物，其颗粒非常细，表面具有很强烈的活性，能与土中水发生物理化学作用，对土的工程性质具有极其重要的影响。这种性质不仅与土的颗粒大小有关，还和土的矿物成分有关。石粉的颗粒大小可能与粘土的颗粒相近，但其性质却与粘土完全不同，石粉加水调成的混合物不具有任何可塑性。这是因为石粉的矿物成分主要是原生矿物的缘故。因此可见，对于颗粒比较细的土来说，只用粒度成分来描述是不够的，需要在土的分类时引进可塑性指标。在第一章里已经讨论过土的可塑性指标有液限、塑限和塑性指数，这些指标都可以用来划分土类，通常采用塑性指数进行土的分类，也有采用塑性指数和液限两个指标共同进行分类的，这些将在以后作更详细的介绍。

由此可见，对土的分类需要区别不同的情况，采用不同的分类指标。对于粗粒土，用粒度成分分类；对细粒土用塑性指数或塑性图的方法进行分类。

2.3.1　碎石土的分类

按照国家标准《岩土工程勘察规范》（GB 50021—94）和《建筑地基基础设计规范》（GBJ 7—89）的规定，碎石土定义为‘粒径大于 2mm 的颗粒含量超过总质量的 50%的土’。碎石土还可再划分为三个亚类六种土，其划分标准及土的名称见表 2-6。

在上述碎石土的分类标准中，粒径指标是按 2 的十进位确定，颗粒含量是以超过总质量的 50%为标准。这意味着大于某一粒径的颗粒在土体中已经占主要地位，能够发挥骨架的作用，因此就定以相应的土名。

国标《土的分类标准》（GBJ 145—90）的定名原则和上述规范不同，规定的粒组划分标准见第一章表 1-2，其粒组界限并不严格按 2 的十进位确定，定名时也不按照大于某一粒径的颗粒含量超过总质量的 50%来确定，而是以某一粒组的颗粒含量是否超过 50%来确定。这两种方法之间存在很大的差异，读者可以进一步地分析比较。在表 1-2 中划分为巨粒、粗

粒和细粒二种，这本标准进一步规定巨粒组质量超过总质量的 50%的土称为巨粒土，粗粒组质量超过总质量的 50%的土称为粗粒土，在粗粒土中砾粒组的质量超过总质量的 50%的土称为砾类土。巨粒土和砾类土的进一步划分见表 2-7 和表 2-8。

表 2-6 碎石土的分类（GBJ 7—89）

土的名称	颗粒形状	粒组含量
漂石 块石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 200mm 的颗粒含量超过总质量的 50%
卵石 碎石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 20mm 的颗粒含量超过总质量的 50%
圆砾 角砾	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 2mm 的颗粒含量超过总质量的 50%

注：分类时应根据粒组含量由大到小以最先符合者确定。

从表 2-7 和表 2-8 可以看出，这种分类方法比较注重土中细粒的含量和级配情况，按级配定名为级配良好与级配不良两个亚类，并进一步按细粒含量的多少给以不同的土名。在定名时，比较注重两种粒组之间的相对比例，而不按某一粒组的质量是否超过总质量的 50%来定名。这种差异实际上反映了土分类目的不同，用作地基土的分类，比较重视形成骨架的粒组；而用作材料土的分类就比较重视压实的性能，着重于级配和细粒土的含量。

表 2-7 巨粒土和含巨粒的土分类（GBJ 145—90）

土类	粒组含量		土代号	土名称
巨粒土	巨粒含量 100%～50%	漂石粒＞50%	B	漂石
		漂石粒≤50%	Cb	卵石
混合 巨粒土	巨粒含量 <75%，＞50%	漂石粒＞50%	BSI	混合土漂石
		漂石粒≤50%	CbSI	混合土卵石
巨粒 混合土	巨粒含量 50%～15%	漂石＞卵石	SIB	漂石混合土
		漂石≤卵石	SICb	卵石混合土

表 2-8 砾类土的分类（GBJ 145—90）

土类	粒组含量		土代号	土名称
砾	细粒含量 <5%	级配：$C_u \geq 5$，$C_c=1\sim3$	GW	级配良好砾
		级配：不同时满足上述要求	GP	级配不良砾
含细粒土砾	细粒含量 5%～15%		GF	含细粒土砾
细粒土质砾	细粒含量 ＞15%，≤50%	细粒为粘土	GC	粘土质砾
		细粒为粉土	GM	粉土质砾

2.3.2 砂土的分类

按照《岩土工程勘察规范》和《建筑地基基础设计规范》的规定，砂土应为粒径大于 2mm 的颗粒质量不超过总质量的 50%、且粒径大于 0.075mm 的颗粒质量超过总质量 50%的土。砂土还可再区分为砾砂、粗砂、中砂、细纱和粉砂五个亚类，其分类标准见表 2-9。

表 2-9 砂土的分类（GBJ 7—89）

土的名称	粒组含量
砾 砂	粒径大于 2mm 的颗粒含量占总质量的 25～50%
粗 砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒含量超过总质量的 50%
中 砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒含量超过总质量的 50%
细 纱	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过总质量的 85%
粉 砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过总质量的 50%

注：分类时应根据粒组含量由大到小以最先符合者确定。

与碎石土类似，《土的分类标准》的规定也与上述规范的分类方法不同，砂类土应根据细粒含量及类别、粗粒组的级配，按表 2-10 分类。

表 2-10 砂类土的分类（GBJ 145—90）

土类	粒组含量		土代号	土名称
砂	细粒含量 <5%	级配 $C_u \geq 5$，$C_c=1\sim3$	SW	级配良好砂
		级配不同时满足上述要求	SP	级配不良砂
含细粒土砂	细粒含量 5%～15%		SF	含细粒土砂
细粒土质砂	细粒含量 >15%，≤50%	细粒为粘土	SC	粘土质砂
		细粒为粉土	SM	粉土质砂

2.3.3 关于粗粒土分类的讨论

在我国，对粗粒土的分类存在两种不同的分类体系，《土的分类标准》的分类方法和《岩土工程勘察规范》、《建筑地基基础设计规范》这两本国家标准相比较，其差别主要表现在下列几个方面：

1）粒组划分的标准并不完全一致。在《土的分类标准》中，将 60mm 作为一个非常重要的粒组划分界限，大于 60mm 的粒组称为“巨粒”，这在其它两本国家标准中都是没有的，在美国 ASTM 和欧洲各国的标准中，也没有这个界限和粒组的名称。不同国家的粒组划分标准见表 2-11。

2）作为定名依据的主要粒组在土颗粒中的比例不同。比较表 2-7 和表 2-8 以及比较表 2-9 和表 2-10 可以发现，《建筑地基基础设计规范》和《岩土工程勘察规范》的分类体系中，定名为某个土类的依据是大于某一相应粒径的土粒质量超过某一百分比。例如漂石是粒径大于 200mm 的颗粒含量超过总质量的 50%的土，中砂是粒径大于 0.25mm 的颗粒含量超过总

质量的 50%的土。大于这一相应粒径的土颗粒当质量超过一定比例以后能够形成骨架，土的性质主要由这一粒径控制。而《土的分类标准》却主要根据某一粒组的质量超过总质量的 50%（比这一粒组更粗的粒组质量对定名不起作用）或超过另一粒组的质量来定名。例如砾粒组的质量超过总质量的 50%的土称为砾类土，此时不管巨粒组的质量多少；又如在巨粒混合土中，卵石粒组多于漂石粒组就定名为卵石混合土，而不管其它粒组的含量多少。由此可见，这两种分类体系的分类哲学思想是不同的，分类依据的角度不同，因而分类的方法差别很大，同一土样用不同的分类方法得出的土名可能完全不同。

3）对于级配和细粒土的影响考虑不同。在《建筑地基基础设计规范》和《岩土工程勘察规范》中，没有反映级配和细粒土对分类的影响；而在《土的分类标准》中则需要进一步根据级配的良好与否以及含何种细粒土（粉土或粘土）来划分亚类。例如对砂类土按照细粒含量的多少划分为砂、含细粒土砂和细粒土质砂三类，砂又需按级配情况分为级配良好砂与级配不良砂两类，细粒土质砂还再分为粘土质砂与粉土质砂两类；在砾类土中也需同样进一步作相似的划分为亚类。

4）从实际工程应用来看，这两种分类方法各适用于不同的工程条件。对于将粗粒土用作填筑材料，级配好坏直接影响土工构筑物的密实度，而且填筑材料的级配可以人为地改善，巨粒土可以去除不用，这些特点都反映在分类的考虑之中；而用作地基的工程一般不可能大范围地改变地基土的级配，也无法人为地去除某种粒径的土，主要考虑天然状态下构成土的骨架的粒径及其对地基土的强度和变形的影响；有些需要评价天然状态土层工程性质的领域，如工程地质、水文地质，也主要着眼于天然状态的特征，在砂土中，砾砂、粗砂、中砂和粉细砂的渗透性和水稳定性有很大差别，工程评价时就需要加以区别。由此可见，分类系统的差别是在技术发展的过程中形成的，每一种分类方法的存在有其自然的合理性，人为地推广或禁止某种分类方法都是不符合自然规律的。

表 2-11　各国粒组划分标准

粒径 /mm / 国家	0.002	0.02	0.06	0.2	2.0	20	60	200	600
瑞　典	粘　粒	粉　粒	砂　粒		砾　石		卵　石		漂　石
丹　麦	粘　粒	粉　粒	砂　粒		砾　石		卵　石		漂　石
芬　兰	粘　粒	粉　粒	砂　粒		砾　石		卵　石		漂　石
挪　威	粘　粒	粉　粒	砂　粒		砾　石		卵　石		漂　石
法　国	粘　粒	粉　粒	砂　粒		砾　石		卵　石		漂　石
英　国	粘　粒	粉　粒	砂　粒		砾　石		卵　石		漂　石
德　国	粘　粒	粉　粒	砂　粒		砾　石		63 卵石		漂　石
前苏联	粘　粒	0.005 粉粒		0.05 砂粒	砾　石		卵　石		漂　石
美国 ASTM	粘　粒	0.005 粉粒		0.075 砂粒	4.75 砾石		75		卵　石
中国 GBJ 7—89　①	粘　粒	0.005 粉粒		0.075 砂粒	砾　石		卵　石		漂　石
中国 GB 50021—94　②	粘　粒	0.005 粉粒		0.075 砂粒	砾　石		卵　石		漂　石
中国 GBJ 145—90　③	粘　粒	0.005 粉粒		0.075 砂粒	砾　石		60 卵石		漂　石

①《建筑地基基础设计规范》。

②《岩土工程勘察规范》。

③《土的分类标准》。

由于上述三个方面的主要差别，在实际应用中就会出现同一种土可得到不同的土名，同一土名在不同标准中的含义会有较大的差别。表 2-12 给出 6 种土样的粒度成分，分别按照《土的分类标准》和《岩土工程勘察规范》的分类方法进行定名的结果。

表 2-12 土的粒度成分资料

粒径范围 /mm	A		B		C		D		E		F	
	粒组	累计	粒组	累计	粒组	累计	粒组	累计	粒组	累计	粒组	累计
>200	5	5	4	4	12		8		10		17	
60~200	9	14	7	11	8	20	12	20	9	19	15	32
20~60	10	24	11	22	15	35	15	35	8	27	20	52
2~20	12	36	14	36	25	60	25	60	21	48	30	82
0.075~2	20	56	20	56	35	95	35	95	49	97	18	100
<0.075	44		44		5		5		3		0	
按《土的分类标准》定名	细粒土		粗粒土		漂石混合土		卵石混合土		漂石混合土		漂石混合土	
按《岩土工程勘察规范》定名	砾砂		砾砂		砾石		砾石		砾砂		卵石	

注：累计含量为大于粒径范围下限值的百分含量。

上表给出了 6 种土样，其中 A 组和 B 组的粒度成分非常相似，只是巨粒粒组含量相差 3%，由于巨粒含量都小于 15%，按照《土的分类标准》的规定，“试样中巨粒组质量少于总质量的 15%的土，可扣除巨粒，按粗粒土或细粒土的相应规定分类定名”。在扣除巨粒组以后，A 组的粗粒组含量为 42%，细粒组含量为 44%，如以扣除巨粒以后的余量为 100%，A 组应定名为细粒土；B 组的粗粒组含量为 45%，细粒组含量虽仍为 44%，但因相对含量小于粗粒土，故 B 组应定名为粗粒土；C 组和 D 组的粒度成分仅在巨粒组有差别，其余相同，根据《土的分类标准》的规定应划分为巨粒混合土，并以漂石粒组和卵石粒组的多少来定名，A 组的漂石粒组含量超过卵石粒组故定名为漂石混合土，而 B 组正好相反，故定名为卵石混合土；E 组和 F 组的粒度成分相差十分悬殊，但按《土的分类标准》的规定都属于巨粒混合土，而且由于漂石粒组含量都大于卵石粒组，故都应定名为漂石混合土。纵观表 2-12 的定名，可以得到这样的概念，巨粒粒组的影响实在太大，C 组和 D 组的粒度成分相差不大而定为二类土，E 组和 F 组的粒度成分相差如此之大却定名完全相同。如采用《岩土工程勘察规范》的分类方法就能得到比较合理的定名，土的名称和粒度成分的趋势是吻合的，反映了土中起骨架作用的粒组组成特点。

2.3.4 细粒土的分类

细粒土是指粒径大于 0.075mm 的颗粒不超过全部质量的 50%的土，包括粉土和粘土两大类。对细粒土的分类也存在着两个分类体系，我国长期习惯采用的分类方法是按塑性指数分类，另一个是以美国 ASTM 的统一分类法为借鉴的塑性图分类法。国家标准《岩土工程勘察规范》（GB 500021—94）和《建筑地基基础设计规范》（GBJ 7—89）都是采用塑性

指数分类法；而《土的分类标准》（GBJ 145—90）却采用塑性图分类法。

2.3.4.1 塑性指数分类法

塑性指数是反映土的粒度成分和矿物成分的综合性指标，组成土的颗粒越细，次生矿物的含量越多，土的塑性指数就越高。塑性指数越高的土，其粘聚力越高，内摩擦角就越低，其它的工程性质也随之而变化，是一个比较敏感的指标，因此在土力学中将塑性指数作为土的特征指标。

我国在 50 年代，参照使用前苏联的规范，塑性指数是用 76g 平衡锥法测定的，分类的划分界限是塑性指数大于等于 1 的土总称为粘性土，其中塑性指数大于等于 17 的定名为粘土，塑性指数小于 17 并大于等于 7 的土定名为亚粘土，塑性指数小于 7 并大于等于 1 的土定名为亚砂土。在我国的工程实践中发现上述分类方法对低塑性土不完全适用，主要问题是：

1）将塑性指数等于 1 作为粘性土和砂土的分类界限实际上无法执行。这是因为，当土中含有较多的粉粒和砂粒时，塑性指数很低，试验时很难按照试验标准操作，无法搓成规定直径的土条，因此得不到正确的试验结果。从全国 20 个省、市搜集的 26300 个土试验资料中，塑性指数为 1 的数据少于 0.1‰，而塑性指数小于 3 的数据仅为 2‰，这并不说明这种土的数量少，而是得不到如此低的塑性指数试验结果。当时许多地区和单位已将这个界限改为 3～5，将塑性指数小于这个界限的土按砂土处理；

2）将塑性指数 7 作为亚粘土和亚砂土的分类界限很不严格。在塑性指数为 7 左右的土，同样存在很难按使用标准操作的困难，试验结果带有较大的人为因素和地区性的经验，同一种土在不同地区可能会得到很不相同的试验结果，定名也就不同；

3）一些对比试验资料表明，按粒度成分分类可以定名为粉砂的土，按一些地区的经验处理方法可以得到塑性指数为 7 左右的试验结果。说明对于低塑性土，塑性指数的试验可靠性很差，用以进行土的分类就有可能发生误判；

4）亚砂土是粘性土的一个亚类，但从定名规则来看却显然是砂土的一个亚类，定名逻辑的混乱不利于使用，也无法正确地翻译成国际上通用的英语名词，不利于国际交流。

从 1970 年编制我国第一本地基基础设计规范《工业与民用建筑地基基础设计规范》（TJ 7—74）时开始，到 1998 年颁布《建筑地基基础设计规范》（GBJ 7—89），经历了近 20 年的时间，完成了塑性指数分类法的完善与修改工作，提出了分类界限与定名的建议，这一建议已列入两本国家标准《建筑地基基础设计规范》和《岩土工程勘察规范》，并为许多地方规范所采用，成为反映我国工程经验和地质条件特点的土的工程分类法。这一分类法基本内容为：

1）在砂土和粘性土之间划分出一个过渡性的土类，定名为粉土；

2）粉土与砂土的分类界限采用粒度成分指标，将粒径大于 0.075mm 的颗粒占全部质量 50%作为界限，超过 50%的土属于粗粒土，少于 50%的土属于细粒土，细粒土包括粉土和粘性土两大类；

3）粘性土分为粉质粘土和粘土两个亚类，粉土和粉质粘土的分类界限为塑性指数等于 10，粉质粘土和粘土的分类界限为塑性指数等于 17。

这一分类方法具有下列优点：

1）按土的不同特点采用不同的分类指标，能反映其变化规律；

2）划分出过渡性的土类，定名为粉土，有利于积累粉土的工程经验；

3）分类方法简单，有利于与以往工程经验衔接。

2.3.4.2 塑性图分类法

《土的分类标准》（GBJ 145—90）规定细粒土应根据塑性图分类。塑性图的横坐标为土的液限 w_L，纵坐标为塑性指数 I_p。在编制这本标准的初期，只规定用一种塑性图，见图2-1，其液限是采用 76g 平衡锥、沉入深度为 17mm 对应的含水量，认为这样测定的液限与美国 ASTM 标准的碟式仪测定的液限是等效的。在图 2-1 的塑性图中，A 线的方程为

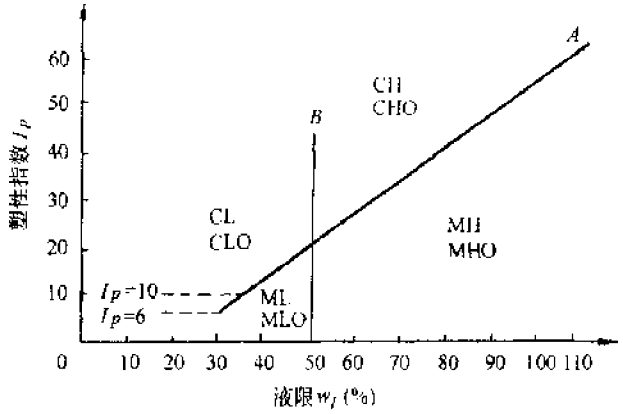

图 2-1 塑性图

$$I_p = 0.73\ (w_L - 20) \tag{2-2}$$

B 线的方程为

$$w_L = 50\% \tag{2-3}$$

式中 w_L——液限（%）。

后来为了与现行的标准协调，又提出了第二种塑性图，见图 2-2，其液限与用塑性指数分类的液限一样，即采用 76g 平衡锥、沉入深度为 10mm 对应的含水量为液限。在图 2-2 的塑性图中，A 线的方程为

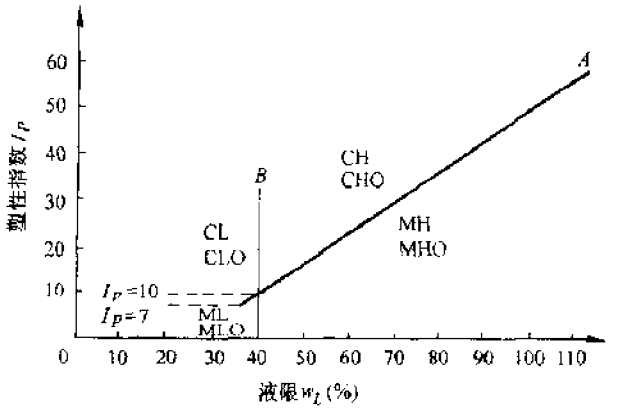

图 2-2 塑性图

$$I_p = 0.63（w_L - 20）\tag{2-4}$$

B 线的方程为

$$w_L = 40\%\tag{2-5}$$

当采用图 2-1 所示的塑性图确定细粒土的类别时，应按表 2-13 分类。

表 2-13　细粒土的分类

土的塑性指标在塑性图中的位置		土代号	土名称
塑性指数 I_p	液限 w_L（%）		
$I_p \geqslant 0.73（w_L - 20）$	$w_L \geqslant 50$	CH	高液限粘土
和 $I_p \geqslant 10$	$w_L < 50$	CL	低液限粘土
$I_p < 0.73（w_L - 20）$	$w_L \geqslant 50$	MH	高液限粉土
和 $I_p < 10$	$w_L < 50$	ML	低液限粉土

当采用图 2-2 所示的塑性图确定细粒土的类别时，应按表 2-14 分类。

表 2-14　细粒土的分类

土的塑性指标在塑性图中的位置		土代号	土名称
塑性指数 I_p	液限 w_L（%）		
$I_p \geqslant 0.63（w_L - 20）$	$w_L \geqslant 40$	CH	高液限粘土
和 $I_p \geqslant 10$	$w_L < 40$	CL	低液限粘土
$I_p < 0.63（w_L - 20）$	$w_L \geqslant 40$	MH	高液限粉土
和 $I_p < 10$	$w_L < 40$	ML	低液限粉土

在图 2-2 和表 2-14 中给出的分类方法中，其液限的试验标准仍采用我国习惯使用的试验方法，即平衡锥的质量为 76g，沉入深度为 10mm。在《土的分类标准》中列入这一方法目的是为了在建筑工程界推广塑性图分类法，但经过 8 年的实践，事实证明难以推广应用。

表 2-15　细粒土的分类

土的塑性指标在塑性图中的位置		土代号	土名称
塑性指数 I_p	液限 w_L（%）		
$I_p \geqslant 0.73（w_L - 20）$	$w_L < 40$	CLY	低液限粘土（黄土）
	$w_L > 50$	CHE	高液限粘土（膨胀土）
$I_p < 0.73（w_L - 20）$	$w_L > 55$	MHR	高液限粉土（红粘土）

在《土的分类标准》中还给出了特殊土的塑性图，规定当取液限仪锥尖入土深度为 17mm 对应的含水量为液限确定特殊土的类别时，应按表 2-15 和图 2-3 对黄土、膨胀土和红粘土作初步判别。这一标准还规定当取液限仪锥尖入土深度为 10mm 对应的含水量为液限确定

特殊土的类别时，应按表 2-16 图 2-4 对黄土、膨胀土和红粘土作初步判别。但正如这本标准所规定的那样，“黄土、膨胀土和红粘土等特殊土的最终分类定名尚应遵照相应的专门规范，本标准仅规定在塑性图中的基本位置和相应的学名。”

表 2-16 细粒土的分类

土的塑性指标在塑性图中的位置		土代号	土名称
塑性指数 I_p	液限 w_L（%）		
$I_p \geq 0.63(w_L-20)$	$w_L<35$	CLY	低液限粘土（黄土）
	$w_L>40$	CHE	高液限粘土（膨胀土）
$I_p<0.63(w_L-20)$	$w_L>45$	MHR	高液限粉土（红粘土）

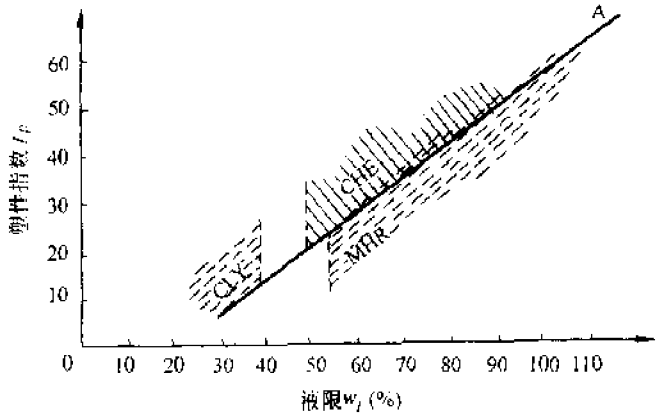

图 2-3 特殊土塑性图

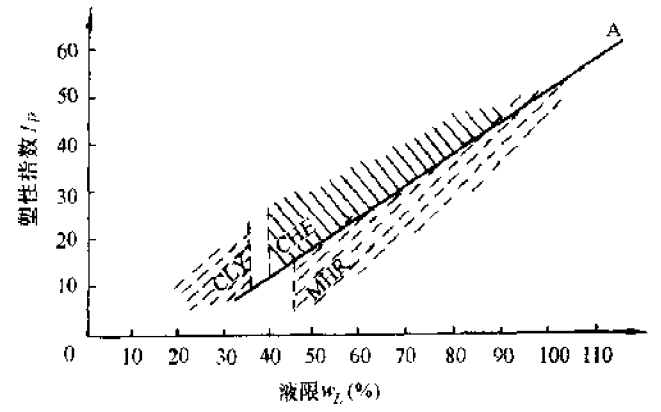

图 2-4 特殊土塑性图

2.3.4.3 关于细粒土分类方法的讨论

目前，我国现行国家标准中并存着两种土的分类系统，塑性指数分类法和塑性图分类法，同一种土分别用两种分类方法可能得到不同的土名，同一个土名在这两个分类系统中的含义是不同的。例如在塑性指数分类法中，粘土是塑性指数大于 17 的土，但在塑性图分类方法中，塑性指数大于 17 的不一定称为粘土，塑性指数小于 17 的也有可能定名为粘土，主要取决于在塑性图上的位置。

无论是塑性指数分类法或塑性图分类法都需要应用土的液限和塑限指标，这两个指标的试验方法不同，分类的结果也就有很大的差别。在塑性图分类标准中，采用了两种液限的试验方法，其差别主要在于平衡锥的沉入深度不同，一种是《岩土工程勘察规范》采用的沉入深度为 10mm 的标准，这一标准与我国习惯使用的方法是一致的，其优点是便于将积累的工程经验延续下来，并不致引起使用上的混乱；而另一种则是《土工试验方法标准》采用的沉入深度为 17mm 的标准，其理由是当沉入深度为 10mm 时土的极限抗剪强度值比美国 Casagrande 碟式仪液限时的强度值高，不符合国际上通用的标准，因而采用将沉入深度加大到 17mm 的方法来降低土的极限抗剪强度值，使之与 Casagrande 碟式仪的标准等效。

与此同时，《土工试验方法标准》还将塑限的搓条法改为也用平衡锥沉入的方法，将沉入深度为 2mm 时的含水量定义为塑限。这一变化固然使试验结果，特别是液限的数值与欧美国家的试验结果比较接近，但同时引起了使用方面的困难，许多工程判断的经验和标准再也无法使用了。例如规范规定的判别淤泥质土的标准是液性指数大于 1，判别淤泥的标准是液性指数大于 1.5，这是长期工程经验积累的结果。由于这里所指的液限是沉入深度为 10mm 的液限，在改为沉入深度 17mm 以后也就不可能仍是这两个标准，于是，液性指数小于 1 的土却定名为淤泥质土，究竟取多大的数值作为划分的界限缺乏标准。在积累新的工程经验以前，这种状况可能会造成某种程度的混乱，这是编制规范工作不允许出现的结果。在分类问题上的混乱还表现在采用不同试验标准与美国 ASTM 同一个试验标准等效，在我国除了《土工试验方法标准》（GBJ 123—88）之外，还有《公路土工试验规程》（JTJ 050—85）也采用与美国 ASTM 等效方法确定的液限试验标准，其差别见表 2-17。为了与国际上通用的液限试验标准相协调，改变了与我国习惯沿用的试验方法完全不同的液限试验标准，但是却得出了两种不同的试验标准，所测得的液限也会完全不同，这就更进一步使我国的土分类体系难以统一，形成了三足鼎立的局面。

表 2-17　不同的液限试验标准

试验标准	圆锥质量/g	沉入深度/mm
《土工试验方法标准》（GBJ 123—88）	76	17
《公路土工试验规程》（JTJ 050—85）	100	20

下面讨论有关等效问题，上述两个标准制定过程中对比试验的结果都标明锥式液限仪和碟式液限仪试验结果之间存在着等效的关系。但下面给出的资料说明，由于这两种试验仪器的原理有着根本的区别，从本质上说并不等效，仅从统计角度看，只是在一定的范围内存在着相关性。碟式仪的原理是不同含水量的土样在振动作用下的性状有差异，按照一定的标准设备条件和标准试验方法测定的液限反映了土样在一定振动条件下的强度值对应的含水量；而锥式仪测定的是在静力条件下圆锥沉入土样一定深度时的含水量，与之对应的强度也可以求得。根据研究报道，平衡锥的质量为 76g，沉入深度为 10mm 的试验标准时土样的不排水强度高于碟式液限仪试验标准对应的不排水强度，两者相差约 4 倍，如以不排水强度 1.7kPa 为条件可以得出沉入深度 17mm 代替 10mm 标准的等效结论。如以平衡锥的质量为 76g，沉入深度为 17mm 的试验标准求得的液限 w_{L17} 为纵坐标，碟式液限仪试验结

果 w_{Lc} 为横坐标画出其回归线

$$w_{L17}=0.89w_{Lc}+6.17 \tag{2-6}$$

式中 w_{L17}——沉入深度为 17mm 的锥式仪液限（%）；

w_{Lc}——碟式仪测定的液限（%）。

发现此回归线与 45° 线相交，如图 2-5 所示。从图可以看出，对高液限土，碟式仪液限 w_{Lc} 高于锥式仪液限 w_{L17}；而低液限土则相反，碟式仪液限 w_{Lc} 高于锥式仪液限 w_{L17}。出现这种交叉现象的原因在于这两种液限测定仪器的原理不同，其结果不能互相比较。碟式仪测定时低液限的土在振动作用下能发生液化现象，在较高含水量时就达到了试验的标准，其液限 w_{Lc} 高于锥式仪液限 w_{L17}；土的液限愈高，愈加不会液化，此时虽可比性比较强，但碟式仪测定的结果 w_{Lc} 却低于锥式仪液限 w_{L17}，说明也是不等效的；仅在液限从 40%至 70%的范围内，回归线与 45° 线的误差比较小，才可以认为是等效的。由此可见，等效是有条件的，只适用于中等塑性的土类；对低塑性土和高塑性土，这两种方法并不等效。如果用由两种液限得到的塑性指数 I_p 来画回归线，则可发现回归线与 45° 线的交点在塑性指数 I_p 为 10 的附近，说明塑性指数 I_P=10 是一个分界点，塑性指数 I_p 低于 10 的土，不适用等效的结论。两种适用标准得到了塑性指数 I_p=10 这个相同的分界点，这也就是表 2-13 和 2-14 中都采用塑性指数 I_p=10 作为界线的道理。

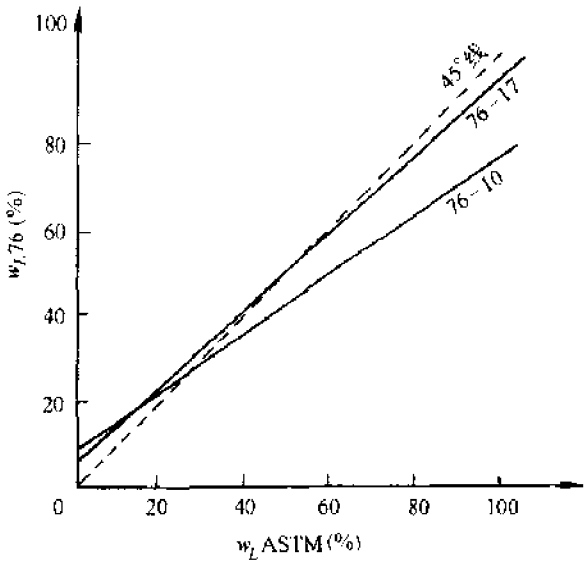

图 2-5 回归方程的交叉现象

资料引自周鸿逵“关于液限标准的几个问题”，岩土工程学报 1992 年第 6 期

毫无疑问，Casagrande 塑性图分类法在反映土的物理化学性质上比单一的塑性指数分类法肯定要全面和合理，作为土质分类反映了粘性土的一些基本的性质。但根据全国 4 万多个粘性土的试验数据的分析，我国各种代表性土类在塑性图上的位置见图 2-6（图中数字表示不同的土类），从图可见我国常见粘性土大多数位于 A 线以上，A 线以下的土只占 5.4%，由于 94.6%的数据位于 A 线以上，表明 A 线对于这些土类没有分类的作用，采用塑性图的结果只是将按塑性指数分类变为按液限分类。在工程分类的应用上要考虑工程目的的需要

和分类方法的简单易行，便于工程技术人员掌握使用，塑性图分类从形式上看将土划分为 6 类，比按塑性指数分类划分为 3 类土更全面，但实际上在 A 线以下土类很少，这就失去了工程实践的意义。

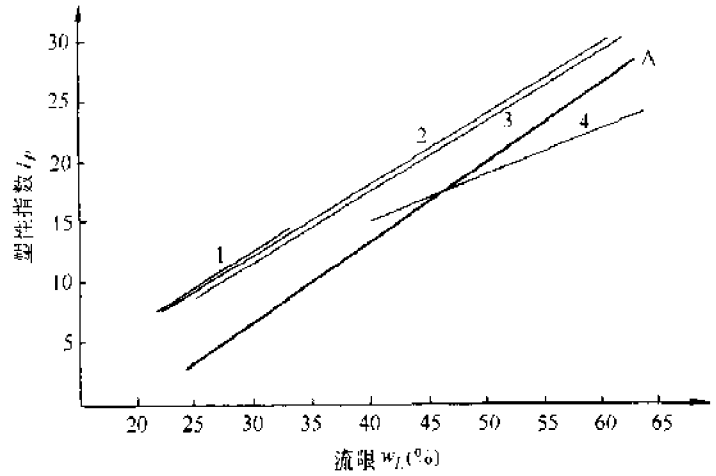

图 2-6　我国主要土类在塑性图上的位置

（资料引自唐大雄“关于塑性图的探讨”，岩土工程学报，1981 年第 2 期）

2.4　土的简易鉴别和描述

在野外工作条件下，常常需要用最简单的方法对土的粒度成分和工程特性作出鉴别与描述。这种来自第一手的资料是非常重要的，有助于人们比较真实地了解土的特征，借以判断室内试验成果的可靠性。

简易鉴别采用目测和手感的方法进行判别，需要依靠技术人员积累的经验和遵循一些基本的原则。

2.4.1　碎石土密实度野外鉴别（表 2-18）

表 2-18　碎石土密实度野外鉴别

密实度	骨架颗粒含量和排列	可挖性	可钻性
密实	骨架颗粒含量大于全重的 70%，呈交错排列，连续接触	锹镐挖掘困难，用镐撬方能松动，井壁一般较稳定	钻进极困难，冲击钻探时钻杆、吊锤跳动剧烈，孔壁较稳定
中密	骨架颗粒含量等于全重的 60%~70%，呈交错排列，大部分接触	锹镐可挖掘，井壁有掉块现象，从井壁取出大颗粒处，能保持颗粒凹面形状	钻进较困难，冲击钻探时钻杆、吊锤跳动不剧烈，孔壁有坍塌现象
稍密	骨架颗粒含量小于全重的 60%，排列混乱，大部分不接触	锹镐可以挖掘，井壁易坍塌，从井壁取出大颗粒处，砂土立即坍落	钻进较容易，冲击钻探时钻杆稍有跳动，孔壁易坍塌

2.4.2 砂土的野外鉴别（表 2-19）

表 2-19 砂土的野外鉴别

鉴别特征	砾砂	粗砂	中砂	细砂	粉砂
观察颗粒粗细	约有 1/4 以上颗粒比荞麦或高粱粒（2mm）大	约有一半以上颗粒比小米粒（0.5mm）大	约有一半以上颗粒与砂糖或白菜籽（>0.25mm）近似	大部分颗粒与粗玉米粉（>0.1mm）近似	大部分颗粒与玉米粉（≤0.1mm）近似
干燥时的状态	颗粒完全分散	颗粒完全分散，个别胶结	颗粒基本分散，部分胶结，胶结部分一碰即散	颗粒大部分分散，少量胶结，胶结部分稍加碰撞即散	颗粒少部分分散，大部分胶结，稍挤压即分散
湿润时用手拍后的状态	表面无变化	表面无变化	表面偶有水印	表面有水印（翻浆）	表面有显著翻浆现象
粘着程度	无粘着感	无粘着感	无粘着感	偶有轻微粘着感	有轻微粘着感

2.4.3 粘性土和粉土的野外鉴别（表 2-20）

表 2-20 粘性土和粉土的野外鉴别

鉴别方法	粘土	粉质粘土	粉土
湿润时用刀切	切面非常光滑，刀刃有粘腻的阻力	稍有光滑面，切面规则	无光滑面，切面粗糙
用手捻摸时的感觉	湿土用手捻摸有滑腻感，当水分较大时极易粘手，感觉不到有颗粒的存在	仔细捻摸感觉到有少量细颗粒，稍有滑腻感，有粘滞感	感觉有细颗粒存在或感觉粗糙，有轻微粘滞感或无粘滞感
粘着程度	湿土极易粘着物体（包括金属和玻璃），干燥后不易剥去，用水反复洗才能去掉	能粘着物体，干燥后较易剥掉	一般不粘着物体，干燥后一碰就掉
湿土搓条情况	能搓成小于 0.5mm 的土条（长度不短于手掌），手持一端不致断裂	能搓成 0.5～2mm 的土条	能搓成 2～3mm 的土条
干强度	坚硬，类似陶瓷碎片，用锤击方可打碎，不易击成粉末	用锤易击碎，用手难捏碎	用手很易捏碎
摇震反应	反应缓慢或无反应	渗水和吸水中等	将软塑至流动的小土块捏成土球，放在手掌上反复摇晃并击手掌，土中自由水渗出，球面呈现光泽，用手指捏土球，水又被吸入，光泽消失

2.5 特殊性土的分类

土的性质与其成土环境有着十分密切的关系，由于我国幅员辽阔，地质条件、地形地貌条件和气候条件都十分复杂，特殊条件的组合构成了各种特殊的成土环境，在我国形成了许多具有各种特殊工程性质的特殊性土，其种类之齐全，工程性质的典型性，在世界上

都是少有的，我国对特殊性土的研究水平在国际上是很高的，为特殊性土地区的建设作出了积极的贡献，也丰富了土力学基础工程的宝库。

特殊性土具有区域性的特征，所以也有称为区域性土，在特殊性土地区进行工程建设，必须重视分析研究其工程性质，发挥其有利的特性，防止其对工程的危害性，以提高工程的安全度及降低工程的造价，充分利用土地资源。

2.5.1 我国特殊性土的类型及其分布

在我国分布着对工程建设有明显影响的特殊性土有软土、黄土、红土、膨胀土、冻土和盐渍土等六大类，它们的分布及成土环境见表 2-21。

表 2-21 我国主要特殊性土类

编号	土类名称	主要分布区域	成土环境	主要工程特征
1	软土	以东南沿海地区为主，在内陆湖沼地区也有零星分布	在静水或缓慢流水环境中沉积或者在江河入海处电解质变化后沉积	低强度、高压缩性，孔隙比大于 1.0，天然含水量大于液限
2	黄土	西北、华北内陆地区，如青海、甘肃、宁夏、陕西、山西、河南等	干旱、半干旱气候条件，蒸发量大，年降雨量小于 500mm，由风搬运、沉积而成	大孔隙，遇水产生湿陷变形
3	红土	云南、四川、贵州、广西、湖南及湖北西部等地	处于北纬 33° 以南的碳酸盐系岩石，在温暖湿润气候条件下，经风化后残坡积形成	大孔隙，高饱和度，无湿陷性，高强度，低压缩性，具明显不均匀性和结构性裂隙发育
4	膨胀土	云南、贵州、广西、四川、安徽、河南等地	温暖湿润，雨量充沛，年降雨量 700mm~1700mm，具备良好的化学风化条件	吸水膨胀，失水收缩
5	盐渍土	新疆、青海、甘肃、宁夏、内蒙古等内陆地区及滨海部分地区	年降雨量小于 100mm，蒸发量大于 3000mm 的荒漠、半荒漠地区，及受海水浸渍或地下水排泄不畅的滨海低洼地区	盐胀性、溶陷性和腐蚀性
6	冻土	青藏高原、大兴安岭以及一些高山顶部的寒冷地区	地温常年在摄氏零度以下	冻胀性和融陷性

2.5.2 软土

软土的定义是建国以后在工程地质界和土力学界逐步形成的。它主要从形成的地质过程以及存在的物理指标两个方面加以规定的，并以物理指标为主。经几十年的工程实践证明，分类的指标基本上是适用的。在有些规范的定义中加上了力学指标的界限值，但在实用上不方便，而且也会产生不能全部满足分类指标如何划分的问题。

《软土工程地质勘察规范》（JGJ 83—91）规定软土的判别应符合下列要求：

1）外观以灰色为主的细粒土；

2）天然含水量大于或等于液限；

3）天然孔隙比大于或等于 1.0。

软土按其成因条件，可分为沿海软土、内陆软土和山区软土三类。

沿海软土主要位于各河流入海处，分布面积甚广，一般土层比较厚，呈层状结构。软土的地质成因与地形、地貌关系密切，成因类型极为复杂，如上海、广州等地为三角洲相沉积；温州、宁波为滨海相沉积；闽江口平原为溺谷相沉积。内陆和山区软土则以湖、塘相沉积为代表，分布面积较小，层理不明显；山区软土土层厚薄不均，有时孔隙比可高达 8～10。

软土按物理状态可以分为淤泥和淤泥质土两大类：

1．淤泥 天然含水量大于液限，天然孔隙比大于或等于 1.5 的土定名为淤泥；

2．淤泥质土 天然含水量大于液限，天然孔隙比小于 1.5，但大于 1.0 的土定名为淤泥质土。淤泥质土按其塑性指数可以分为淤泥质粘土和淤泥质粉质粘土两类。

在湖泊、沼泽、洼地等生长喜水植物的地带，沉积的软土富含有机质，根据有机质的含量可以将软土划分为泥炭和泥炭质土：

1）泥炭质土 有机质含量小于等于 60%，但大于 10%的土称为泥炭质土。泥炭质土呈深灰色或黑色，有腥臭味，能看到未完全分解的植物残体，浸水体积膨胀，易崩解，干缩明显；

2）泥炭 有机质含量 $Q>60\%$称为泥炭。泥炭除有泥炭质土的特征外，结构松散，土质极轻，暗无光泽，干缩现象极其明显。

2.5.3 黄土的分类

黄土是一种区域性土，分布于我国的西北、华北地区。黄土是在干旱气候条件下风积形成的，土粒由易溶的碳酸盐胶结，具有大孔隙，在干燥条件下能保持直立的陡坡，形成独特的黄土高原风貌；但遇水能产生湿陷，对建筑物带来危害，又称为湿陷性土，故黄土主要按湿陷性分类。

1．黄土按沉积年代分类 黄土因沉积的年代不同，其工程性质有很大的差异，黄土形成的年代越久远，大孔结构退化，湿陷性减弱甚至不具有湿陷性，土质越密实，强度高而压缩性低。黄土按沉积年代划分见表 2-22。

表 2-22 黄土按沉积年代划分

年代		地层名称			基本特性
全新世	近期	—	新黄土	新近堆积	有湿陷性，常具有高压缩性
	早期	—		一般湿陷性黄土	有湿陷性
晚更新世		马兰黄土			
中更新世		离石黄土	老黄土	—	一般无湿陷性
早更新世		午城黄土		—	

2．黄土按湿陷性分类 用室内压缩试验在一定的压力下测定其湿陷系数δ_s，按湿陷系数将黄土划分为湿陷性黄土和非湿陷性黄土两类：

1）$\delta_s\geq0.015$ 称为湿陷性黄土；

2）$\delta_s<0.015$ 称为非湿陷性黄土。

湿陷系数由下式计算：

$$\delta_s = \frac{h_p - h'_p}{h_0} \tag{2-7}$$

式中 h_p——保持天然的湿度和结构的土样，加压至一定压力时，下沉稳定后的高度（cm）；

h'_p——上述加压稳定后的土样，在浸水作用下，下沉稳定后的高度（cm）；

h_0——土样的原始高度（cm）。

测定湿陷系数的压力，应自基础底面算起，10m 以内的土层应用 200kPa，10m 以下至非湿陷性土层顶面，应用其上覆土的饱和自重压力，当大于 300kPa 时，仍应用 300kPa。

3. 黄土按自重湿陷量分类 建筑场地黄土地基的湿陷类型，应按实测自重湿陷量 Δ'_{zs} 或按室内压缩试验累计的计算自重湿陷量 Δ_{zs} 按如下标准判定：

1）当实测或计算的自重湿陷量小于或等于 7cm 时，应定为非湿陷性黄土场地；

2）当实测或计算的自重湿陷量大于 7cm 时，应定为湿陷性黄土场地。

实测自重湿陷量应根据现场试坑浸水试验确定；

计算自重湿陷量应按下式计算：

$$\Delta_{zs} = \beta_0 \sum_{i=1}^{n} \delta_{zsi} h_i \tag{2-8}$$

式中 δ_{zsi}——第 i 层土在上覆土的饱和自重压力下的自重湿陷系数，按式（2-7）计算；

h_i——第 i 层土的厚度（cm）；

β_0——因土质、地区而异的修正系数，对陇西地区可取为 1.5，对陇东、陕北地区可取为 1.2，对关中地区可取为 0.7，对其他地区可取 0.5。

计算自重湿陷量 Δ_{zs} 的累计，应自天然地面算起，至其下全部湿陷性黄土的底面为止，其中自重湿陷系数小于 0.015 的土层不应计入。

4. 湿陷性黄土地基的湿陷等级划分 湿陷性黄土地基的湿陷等级，应根据基底下各土层累计的总湿陷量 Δ_z 和计算自重湿陷量 Δ_{zs} 的大小等因素按表 2-23 判定。

表 2-23 湿陷性黄土地基的湿陷等级

湿陷类型	非自重湿陷场地	自重湿陷场地	
计算自重湿陷量 Δ_{zs}（cm）	$\Delta_{zs} \leqslant 7$	$7 < \Delta_{zs} \leqslant 35$	$\Delta_{zs} > 35$
$\Delta_z \leqslant 30$（cm）	I（轻微）	II（中等）	—
$30 < \Delta_z \leqslant 60$（cm）	II（中等）	II或III	III（严重）
$\Delta_z > 60$（cm）	—	III（严重）	IV（很严重）

2.5.4 红粘土的分类

红粘土是碳酸盐系岩石经红土化作用形成的。碳酸盐系岩石在化学风化发育的湿热气候环境中，由于含有 CO_2 的水的长期淋蚀作用，土中微量的碱金属以及碱土金属被溶出流失，硅酸盐和硅铝酸盐分解，铁铝元素相对富集，完成了红粘土的成土过程。红粘土中粘粒含量可达 58%～76%，粘土矿物以高岭石和伊利石为主，化学成分中 Fe_2O_3 和 Al_2O_3 的含

量很高，其和可达42%。由于富含铁盐，红粘土的颜色以棕红色为主。

红粘土可按土体结构、湿度状态和地基的均匀性进行分类。

1. 按土体结构分类 初始状态的红粘土为整体致密状，但当土体中形成了网状裂隙后，土体就成为由不同方向、不同宽度、不同长度的裂隙面所切割的土块所组成。裂隙的发展对红粘土的工程性质有很大的影响，根据土体中裂隙的特征以及天然状态与扰动状态土样的无侧限抗压强度之比 S_t 作为分类的依据，将红粘土划分为三类，见表2-24。

表2-24 红粘土按结构分类

土体结构	外观特征	S_t
致密状的	偶见裂隙<1条/m	>1.2
巨块状的	较多裂隙1~5条/m	0.8~1.2
碎块状的	富裂隙>5条/m	<0.8

2. 红粘土按均匀性分类 红粘土地基的不均匀性对建筑物的变形有很大的影响，特别在岩溶发育区内，表面红粘土层以下的溶沟、溶槽、石笋、石牙的起伏变化难以捉摸，在勘察时需要提出地基的均匀程度。根据临界深度 Z 范围内地基的组成，可以分为两类：

1）I类：全部为红粘土组成；

2）II类：由红粘土与下伏岩层所组成。

临界深度按下式确定：

单独基础 $$Z=0.003P_1+1.5\ (\mathrm{m}) \tag{2-9}$$

条形基础 $$Z=0.05P_2-4.5\ (\mathrm{m}) \tag{2-10}$$

式中 P_1——单独基础的总荷载，其值为500~3000kN；

P_2——条形基础每延米荷载，其值为100~150kN/m。

3. 红粘土按湿度状态分类 红粘土的状态指标除常用的液性指数 I_L 外，还可以使用含水比 $a_w=w/w_L$ 来划分，这一指标与红粘土的力学性质指标有着密切的关系。按液性指数和含水比可以将红粘土划分为如表2-25所示的五类。

表2-25 红粘土按湿度状态分类标准

状态描述 \ 状态指标	$a_w=w/w_L$	I_L
坚硬	≤0.55	≤0
硬塑	0.55~0.70	0~0.33
可塑	0.70~0.85	0.33~0.67
软塑	0.85~1.0	0.67~1.0
流塑	>1.0	>1.0

2.5.5 膨胀土的分类

膨胀土是在温湿气候条件下经强烈的化学风化作用形成的粘性土，在我国分布范围十分广泛，主要分布在云南、广西、湖北、四川、安徽、山东等地。膨胀土的主要工程特性

为胀缩性、崩解性、多裂隙性和超固结性，对工程危害性最大的是胀缩性，膨胀土的分类依据主要是胀缩性指标。

1. 膨胀土判别标准 首先要区分膨胀土与非膨胀土，判别膨胀土的标准见表 2-26，凡其中一个指标符合标准就可以划分为膨胀土。

表 2-26 膨胀土的判别标准

编号	指标名称	计算公式	临界值	
			国外	国内
1	膨胀性指标 K_e	$K_e=\frac{e_L-e}{1+e}$	>0.4	0.2 或 0.4
2	压实指标 K_d	$K_d=\frac{e_L-e}{e_L-e_p}$	≥1.0	≥0.5 或 0.8
3	活动性指数 K_A	$K_A=\frac{I_p}{A}$	>1.25	≥0.6 或 ≥1.0
4	吸水指标 K_w	$K_w=\frac{w_L-w_{sat}}{w_{sat}}$	>0.4	≥0.4 或 ≥1.0
5	自由线膨胀率 δ_e	$\delta_e=\frac{h_t-h_0}{h_0}\times100\%$	>0.5%	>1.0%
6	缩限 w_s		<12%	<12%
7	缩性指数 I_s	$I_s=w_L-w_s$	>20	
8	线收缩率 δ_{sr}	$\delta_{sr}=\frac{h_s-h_0}{h_0}\times100\%$	>5.0%	
9	有荷膨胀率 δ_{ep}	$\delta_{ep}=\frac{h_p-h_0}{h_0}\times100\%$	>1.0%	
10	体缩率 δ_v	$\delta_v=\frac{V_0-V_s}{V_0}\times100\%$		
11	自由膨胀率 δ_{ef}	$\delta_{ef}=\frac{V_{we}-V_0}{V_0}\times100\%$		≥40%

表内的公式中 e_L——液限时的孔隙比；

e_p——塑限时的孔隙比；

I_p——塑限指数；

A——小于 0.002mm 粒径的颗粒含量（%）；

w_L、w_p、w_s——液限、塑限、缩限；

w_{sat}——土样饱和时的含水量（%）；

h_0——土样原始高度（cm）；

h_t、h_p——土样在无荷载和有荷载条件下膨胀稳定后的高度（cm）；

h_s——土样烘干后的高度（cm）；

V_{we}、V_s——土样浸水膨胀和烘干收缩后的体积（cm^3）。

2. 按膨胀潜势分类 表 2-26 中的自由膨胀率的试验条件与工程条件不同，自由膨胀率

的大小只能反映土中膨胀性矿物成分所产生的潜在膨胀势能即膨胀潜势的大小，而实际发生的膨胀还要受到许多实际条件的限制。按膨胀潜势的分类标准见表 2-27。

表 2-27 膨胀土按膨胀潜势分类

自由膨胀率（%）	膨胀潜势
$40 \leqslant \delta_{ef} < 65$	弱
$65 \leqslant \delta_{ef} < 90$	中
$\delta_{ef} > 90$	强

3. 膨胀土地基的膨胀等级 根据在一定条件下计算得到的膨胀量，可以将膨胀土地基划分为三级，见表 2-28，膨胀量由下式计算

$$S_c = \psi_c \sum_{i=1}^{n} \delta_{epi} h_i \tag{2-11}$$

式中 ψ_c——经验系数，无经验时取 0.6；

δ_{epi}——第 i 层土在自重和附加应力作用下的膨胀率（%）；

h_i——第 i 层土的厚度（mm）；

n——计算深度范围（大气影响深度）内的土层数。

用式（2-11）计算时，假定建筑物为两层，基础底面压力小于 50kPa，结构类型为砖混结构或木结构，基础埋置深度为 1.0m，地形平坦，坡度＜5°，地基土含水量仅考虑自然气候影响下可能达到的最大范围。

表 2-28 膨胀等级划分

计算膨胀量 S_c/mm	膨胀等级
$15 \leqslant S_c < 35$	I
$35 \leqslant S_c < 70$	II
$S_c > 70$	III

2.5.6 盐渍土的分类

1. 按含盐成分分类 盐渍土中主要含盐成分为氯盐、硫酸盐和碳酸盐，以 100g 土中阴离子含量（以毫克当量计）的比值作为分类指标，见表 2-29。

表 2-29 盐渍土按含盐成分分类

盐渍土名称	Cl^-/SO_4^{2-}	$(CO_3^{2-}+HCO_3^-)/(Cl^-+SO_4^{2-})$
氯盐渍土	>2.5	—
亚氯盐渍土	2.5～1.5	—
亚硫酸盐渍土	1.5～1.0	—
硫酸盐渍土	<1.0	—
碳酸（氢）盐渍土	—	>0.33

2. 按盐的溶解度分类 根据土中含盐的溶解性（在 20℃时的溶解百分比）可分为易溶盐渍土、中溶盐渍土、难溶盐渍土三类，见表 2-30。

表 2-30 盐渍土按溶解度分类

盐渍土名称	含盐成分	溶解度（%）$t=20℃$
易溶盐渍土	氯化钙（NaCl），氯化钾（KCl）氯化钙（$CaCl_2$）硫酸钠（Na_2SO_4）硫酸镁（$MgSO_4$）碳酸钠（Na_2CO_3）碳酸氢钠（$NaHCO_3$）	9.6～42.7
中溶盐渍土	石膏（$CaSO_4 \cdot 2H_2O$）无水石膏（$CaSO_4$）	0.2
难溶盐渍土	碳酸钙（$CaCO_3$）碳酸镁（$MgCO_3$）	0.0014

3. 按含盐量分类 按土中可溶盐的含量分类是国内外最常用的分类方法，我国的分类标准见表 2-31 和 2-32。

表 2-31 公路规范按含盐量分类法

盐渍土名称	含盐量 C（%）	
	氯盐、亚氯盐	碳酸盐、亚硫酸盐
弱盐渍土	0.5～1.0	—
中盐渍土	1.0～5.0	0.5～2.0
强盐渍土	5.0～8.0	2.0～5.0
超盐渍土	>8.0	>5.0

注：引自《公路路基设计规范》（JTJ 013—86）。

表 2-32 铁路规范按含盐量分类

盐渍土名称	含盐量 C（%）		
	氯盐、亚氯盐	碳酸盐、亚硫酸盐	碳酸盐
弱盐渍土	0.5～1.0	—	—
中盐渍土	1.0～5.0	0.5～2.5	0.5～1.0
强盐渍土	5.0～8.0	2.5～5.0	1.0～2.0
超盐渍土	>8.0	>5.0	>2.0

注：引自《铁路路基设计规范》（TBJ 1—85）。

第 3 章　建筑工程勘察

3.1　概述

工程勘察是工程建设中非常重要的一个阶段，是确定建设项目场地的地质条件、自然环境是否适宜于进行工程建设所必需的前期工作，为单体建筑设计和施工提供所需的工程地质水文地质资料，也为全过程建设提供各种技术服务，如地基基础方案论证、工程监测等。工程勘察工作要由具备相应资格的勘察单位来承担，并按一定的程序和要求进行工作，工程勘察可按工作要求划分为可行性研究勘察、初步勘察和详细勘察三个阶段。每个阶段的勘察工作可以分为踏勘、野外工作、室内试验和资料整理和编写报告等步骤。工程勘察报告集中反映了工程勘察的成果，是设计与施工的重要依据，勘察的质量对工程建设质量有决定性的作用。本章目的是使结构工程师了解工程勘察的工作，以便与勘察工程师更好的配合，在勘察阶段能提出合适的技术要求，在设计阶段能充分利用勘察报告。在勘察工作中需要用到的许多土力学基础工程原理已分散在本书的各章中介绍，本章不再重复。

3.2　工程勘察分级

在岩土工程国际标准和欧洲地基基础规范中，都提出了岩土工程分级的规定，不同等级的岩土工程的勘察要求是不相同的。第一类是小型而且比较简单的结构物，通过经验与定性的勘察工作就可以满足基本要求，不必进行大量的勘察工作；第二类是可以使用常规的设计与施工程序，需要定量与常规的工程勘察资料来满足设计与施工的要求，但不需要进行特殊的试验研究；第三类是很大的或特殊的结构物，具有异常危险的或特别复杂的地基和荷载条件下的结构物，除了按第二类常规的勘察工作之外，还需进行有特殊要求的勘察工作。

对工程勘察分级的思想是十分可取的，因为工程建设的规模和复杂程度相差很大，对勘察工作的要求也应加以区别，对于特殊的工程自然应当提出特殊的要求，进行特殊项目的勘察，但如用之于一般的工程那当然是浪费了，规范应当对不同性质的工程项目规定不同的勘察要求，在保证满足设计与施工要求的基础上尽可能地节省工作量。这是一种区别对待、分级处理的思想，在编制我国国家标准《岩土工程勘察规范》时吸收了国际上的这一做法，根据我国的工程实践经验提出了岩土工程勘察分级的规定。

《岩土工程勘察规范》（GB 50021—94）规定，岩土工程勘察等级应根据工程安全等级、场地等级和地基等级综合分析确定，下面分别讨论这三个方面的规定，以及综合确定岩土工程勘察等级的方法。

3.2.1 工程安全等级

按照《建筑结构设计统一标准》（GBJ 68—84）的规定划分，工程安全等级的划分标准见表 3-1。

表 3-1 工程安全等级

安全等级	破坏后果	工程类型
一级	很严重	重要工程
二级	严重	一般工程
三级	不严重	次要工程

3.2.2 场地等级

场地等级按照场地的复杂程度划分。复杂程度包括对建筑物抗震的影响、不良地质现象是否发育、地质环境的被破坏程度和地形地貌的复杂性等因素，可按表 3-2 确定。

表 3-2 场地等级

因素 \ 等级	一级	二级	三级
建筑抗震	危险的地段	不利的地段	设防烈度小于等于 6 度，对建筑抗震有利
不良地质现象①	强烈发育	一般发育	不发育
地质环境②	强烈破坏	一般破坏	未受破坏
地形地貌	复杂	较复杂	简单

① 不良地质现象是指泥石流、崩解、滑坡、土洞、塌陷、岸边冲刷、地下强烈潜蚀等极不稳定的场地。

② 地质环境是指地下采空、地面沉降、地裂缝、化学污染和水位上升等，包括人为原因和自然原因引起的。

3.2.3 地基等级

地基等级应根据地基土或结构物周围的介质特征按表 3-3 确定。

表 3-3 地基等级

因素 \ 等级	一级	二级	三级
岩土种类	岩土种类多，性质变化大，地下水对工程影响大，需特征处理	岩土种类较多，性质变化较大，地下水对工程有不利影响	岩土种类单一，性质变化不大，地下水对工程无影响
特殊岩土	多年冻土、湿陷、膨胀、盐渍、污染严重的特征岩土	除上述岩土之外的特殊岩土	无特殊性岩土

3.2.4 工程勘察等级的综合划分

根据工程安全等级、场地等级和地基等级的分项判定，再按表 3-4 对岩土工程勘察等级加以综合划分。

表 3-4 工程勘察等级划分

勘察等级	确定勘察等级的条件		
	工程安全等级	场地等级	地基等级
一级	一级	任意	任意
	二级	一级	任意
		任意	一级
二级	二级	二级	二级或三级
		三级	二级
	三级	一级	任意
		任意	一级
		二级	二级
三级	二级	三级	三级
	三级	二级	三级
		三级	二级或三级

3.3 工程勘察要求

工程勘察应当在了解工程情况和设计意图的基础上进行，为了勘察的成果能够满足设计和施工的要求，在实施勘察野外工作以前需要编写勘察纲要。纲要反映了工程勘察的基本要求，勘察工作的主要内容和工作方法，勘察报告的提纲等内容。

3.3.1 工程勘察的依据

业主向工程勘察单位委托勘察任务时必须具备下列文件：

1）项目批准书；

2）规划红线图；

3）地形图；

4）由设计单位提出的勘察任务书。

根据上述文件，工程勘察技术人员需要了解拟建建筑物的性质、层数、结构类型、荷载特点、变形要求以及初步考虑的基础形式，同时还需了解拟建场地的地形、地物、地貌特征，通过现场踏勘进一步了解场地实际情况，查看水准基点，核对委托的图样文件，考

虑进场的条件、水电的供应和员工的生活安排。必要时还需向设计人员进一步了解情况、协调勘察工作的要求和进度，或根据现场踏勘的情况对勘察的要求和内容的变更，向设计人员提出勘察人员的建议。

3.3.2 不同勘察阶段的主要工作内容

一般情况下，勘察工作的主要内容应符合下列要求：

1）查明场地与地基的稳定性、地层的类别、厚度和坡度、持力层和下卧层的工程特性、应力历史和地下水条件等；

2）提供满足设计、施工所需的岩土技术参数；

3）确定地基承载力，预测地基沉降及其均匀性；

4）提出地基和基础设计方案建议。

上述要求在不同的勘察阶段有不同的具体内容：

3.3.2.1 可行性研究勘察阶段

在可行性研究勘察阶段，勘察的主要目的是对拟建场地的稳定性和适宜性作出评价。确定建筑场地时，应尽量避开下列地区或地段：

1）不良地质现象非常发育而且对场的地稳定性已有直接危害，或者目前虽无危害但存在潜在的威胁；

2）地基土的性质严重不良的，例如泥沼地、以生活垃圾为主的杂填土、危岩地段等；

3）对建筑物抗震极为不利的，如位于活动断裂带地段；

4）洪水或地下水对建筑物有严重不良影响的；

5）地下有未开采的有价值矿藏或未稳定的地下采空区。

为了达到上述要求，在可行性研究开采阶段应进行下列工作：

1）搜集区域地质、地形地貌、地震、矿产和附近地区的工程地质资料及当地的建筑经验；

2）在搜集和分析已有资料的基础上，通过踏勘，了解场地的地层、构造、岩石和土的性质、不良地质现象及地下水等工程地质资料；

3）对工程地质条件复杂，已有资料不能符合要求，但其它方面条件较好且倾向于选取的场地，应根据具体情况进行工程地质测绘及必要的勘探工作。

3.3.2.2 初步勘察阶段

初步勘察阶段应进行下列工作：

1）搜集可行性研究阶段的工程勘察报告，取得建筑区域房屋内的地形图资料以及有关工程的性质和规模的文件；

2）初步查明地层、构造、岩土物理力学性质、地下水埋藏条件及冻结深度；

3）查明场地不良地质现象的成因、分布、对场地稳定性的影响及其发展趋势；

4）对抗震设防烈度大于或等于7度的场地，应判定场地和地基的地震效应。

初步勘察在搜集分析已有资料的基础上，根据需要进行工程地质测绘、调查以及勘探、测试和物探工作。在初步勘察阶段还需要进行下列水文地质工作：

1）调查地下水类型、补给和排泄条件，实测地下水位，并初步取得其变化幅度，必要时应设长期观测孔；

2）当需绘制地下水等水位线图时，应统一观测地下水位；

3）当地下水有可能浸没或浸湿基础时，应估计其埋藏特征采取有代表性的水试样进行腐蚀性分析，其取样地点不宜少于2处。

3.3.2.3 详细勘察阶段

详细勘察阶段有称技术勘察，它的工作内容比其它两个阶段都要多，工作深度要深。详细勘察阶段的结果应根据不同建筑物或建筑群提出详细的勘察资料和岩土的技术参数；对建筑物地基作出工程评价，并对基础设计、地基处理、不良地质现象的防治提出论证和建议。详细勘察阶段的工作内容如下：

1）取得有坐标及地形的建筑物总平面布置图，各建筑物的地面整平标高，建筑物的性质、规模、结构特点，可能采用的基础类型、尺寸、预计埋置深度，对地基设计的特殊要求等；

2）查明不良地质现象的成因、类型、分布范围、发展趋势及危害程度，并提出评价与整治所需的岩土参数和整治方案建议；

3）查明建筑物基地范围内各层岩土的类别、厚度、坡度、结构特性、工程特性，计算和评价地基的稳定性和地基承载力；

4）对需进行沉降计算的建筑物，提供地基变形计算参数，预测建筑物的沉降、沉降差或整体倾斜；

5）对抗震设防烈度大于或等于6度的场地，应按抗震要求划分场地土类型和场地类别；抗震设防烈度大于或等于7度的场地，尚应分析预测地震效应，判定饱和砂土或饱和粉土的地震液化，计算液化指数；

6）查明地下水的埋藏条件。当有基坑降水设计时尚应查明水位饱和幅度与规律，提供地层的渗透性参数；

7）判定环境水和土对建筑材料的腐蚀性；

8）判定地基土及地下水在建筑物施工和使用期间可能产生的变化及其对工程的影响，提出防治措施及建议；

9）对深基坑开挖尚应提供稳定性计算及支护设计所需岩土参数，论证和评价基坑开挖对邻近工程的影响；

10）提供柱基设计所需的岩土参数，提供单桩承载力的建议值，提出桩的类型、长度和施工方法等建议。

3.3.3 勘探点的布置要求

3.3.3.1 初步勘察阶段

初步勘察应在搜集分析已有资料的基础上，根据需要进行工程地质测绘或调查，以及勘探、测试和物探工作。布置勘探点、勘探线和勘探网时，应符合下列要求：

1）勘探线应垂直地貌单元边界线、地质构造线及地层界线；

2）按勘探线布置勘探点，并在每个地貌单元及其交接部位加密勘探点，在微地貌或地层变化较大的地段亦应加密勘探点；

3）在地形平坦地区，可按方格网布置勘探点。

3.3.3.2 详细勘察阶段

详细勘察应按工程勘察等级依照下列规定确定勘探点的布置：

1）对安全等级为一级、二级建筑物，宜按主要柱列线或居住区的周边线布置勘探点；对三级建筑物可按建筑物或建筑群的范围布置勘探点；

2）对重大设备基础应单独布置勘探点；对重大的动力机器基础，勘探点不宜少于 3 个；

3）在复杂地质条件或特殊岩土地区宜布置适量的探井；

4）对高耸构筑物应专门布置必要数量的勘探点。

初勘和详勘的勘探点间距可按表 3-5 的规定确定。

表 3-5 勘探点间距

工程勘察等级	初步勘察		详细勘察
	线距 / m	点距 / m	点距 / m
一级	50～100	30～50	15～35
二级	75～150	40～100	25～45
三级	150～300	75～200	40～60

对于高层建筑详细勘察勘探点的布置还有进一步的要求，要点如下：

1）勘探点应沿建筑物周边布置，在角点和中心点都应有勘探点；

勘探点的布置要满足纵、横方向对地层结构和均匀性评价的要求，其间距一般可取 15～35m；

2）高层建筑群可共用勘探点或按网格布点；

3）特殊体形的建筑物应按其体形变化布置勘探点；

单幢高层建筑的勘探点不应少于 4 个，其中控制性勘探点不宜少于 3 个。

3.3.4 勘探孔的深度

3.3.4.1 初步勘察阶段

初步勘察时，勘探孔的深度可按表 3-6 的规定布置，其中，控制性勘探孔占勘探孔总数的 1/5～1/3，且每个地貌单元或每幢重要建筑物均应有控制性勘探孔。当遇到下列特殊情况时要适当增、减勘探孔深度：

1）场地地形起伏较大时要根据预计的整平地面标高调整钻孔深度；

2）在预定深度内遇到基岩时，除控制性勘探孔应钻入基岩适当深度外，其它勘探孔在确认达到基岩后即可终孔；

3）预计基础埋置深度以下有厚度超过 3～5m、且分布均匀的坚实土层（如碎石土、老堆积土等）时，控制性勘探孔应达到规定深度外，其它勘探孔深度可适当减小；

4）当预定深度内有软弱地层时，勘探孔深度应适当加大。

表 3-6　初勘勘探孔深度

勘察等级 / 类别	一般性勘探孔 / m	控制性勘探孔 / m
一级	≥15	≥30
二级	8~15	15~30
三级	≤8	≤15

3.3.4.2　详细勘察阶段

详细勘察阶段的勘探孔深度应自基础底面算起，孔深应按下列要求确定：

1）勘探孔的深度应能控制地基主要受力层。当基础宽度不大于 5m 时，条形基础的勘探孔深度应为基础宽度的 3 倍；单独基础应为 1.5 倍，但均不应小于 5m；

2）大型设备基础勘探孔深度不宜小于基础宽度的 2~3 倍；

3）对需要进行变形验算的地基，控制性勘探孔的深度应超过考虑相邻影响的地基沉降计算深度；控制性勘探孔深度可按表 3-7 确定；

4）当有大面积地面堆载或有软弱下卧层时，应适当加深勘探孔的深度。

表 3-7　详勘控制性勘探孔深度

基础宽度 b/m	控制性勘探孔深度 / m		
	软　土	一般粘性土、粉土及砂土	老堆积土、密实砂土及碎石土
$b\leqslant 5$	$3.5b$	$3.0b$~$3.5b$	$3.0b$
$5<b\leqslant 10$	$2.5b$~$3.5b$	$2.0b$~$3.0b$	$1.5b$~$3.0b$
$10<b\leqslant 20$	$2.0b$~$2.5b$	$1.5b$~$2.0b$	$1.0b$~$1.5b$
$20<b\leqslant 40$	$1.5b$~$2.0b$	$1.2b$~$1.5b$	$0.8b$~$1.0b$
$b>40$	$1.3b$~$1.5b$	$1.0b$~$1.2b$	$0.6b$~$0.8b$

对于高层建筑，勘探孔的深度还要满足下列要求：

1）当采用箱形基础或筏板基础时，控制性勘探孔的深度应大于压缩层的下限；一般性勘探孔应能控制主要受力层，亦可按下式计算：

$$Z = d + \alpha b \tag{3-1}$$

式中　Z——勘探孔深度（m）；

d——箱形基础或片筏基础的埋置深度（m）；

b——基础底面的宽度（m），对圆形或环形基础按最大直径考虑；

α——与压缩层深度有关的经验系数，可按表 3-8 选用。

表 3-8　经验系数α值

土类 / 孔类	碎石土	砂　土	粉　土	粘性土	软　土
控制孔	0.5~0.7	0.7~0.9	0.9~1.2	1.0~1.5	2.0
一般孔	0.3~0.4	0.4~0.5	0.5~0.7	0.6~0.9	1.0

注：当土的堆积年代较久、较密实或在地下水位以上时α取小值；反之取大值。

2）当采用桩基础或墩基础时，控制孔的数量应为勘探孔总数的 1/3～1/2，其深度应达到压缩层计算深度或在桩端下取基础宽度的 1.0～1.5 倍。当在这个深度范围内遇到坚硬岩土时可以终孔。一般性勘探孔应进入持力层 3～5m。大口径桩或墩，其勘探孔深度应达到桩端下桩径的 3 倍。

3.3.5 取样和测试工作量

3.3.5.1 初步勘察

在初步勘察阶段，当需要取土或进行原位测试时，取土试样和进行原位测试的勘探孔或勘探井在平面上均匀分布，其数量可占勘探孔总数的 1/4～1/2。取土试样或原位测试的数量和竖向间距按地层特点和土的均匀程度确定。每层土均应采取土样或进行原位测试，其数量不得少于 6 个。

3.3.5.2 详细勘察

在详细勘察阶段，布置取土试样和原位测试时，应符合下列要求：

1）取土试样和原位测试的勘探孔或勘探井数量按地基土均匀性和设计要求确定，并取勘探孔总数的 1/2～1/3，对安全等级为一级的建筑物每幢不得少于 3 个；

2）取土试样和原位测试点的竖向间距：在地基主要受力层内取 1～2m，对每个场地或每幢安全等级为一级的建筑物，每一主要土层的原状土样不应少于 6 个；同一土层的孔内原位测试数据不应少于 6 个；

3）在地基主要持力层内，对厚度大于 50cm 的夹层或透镜体应采取土试样或作孔内原位测试；

4）当土质不均或结构松散难以采取土样时，可采用原位测试。

详细勘察阶段的技术成果要经受基坑开挖时验槽的检验，如果勘察报告的数据有出入，应按下列要求进行验槽处理：

1）对安全等级为一级、二级的建筑物，应进行施工验槽；

2）基槽开挖以后，岩土探井或勘察资料不符时，应进行施工勘察；

3）在地基处理及深基坑开挖施工中，应进行检验和监测工作；

4）地基中溶洞或土洞较发育时，应查明并提出处理建议；

5）施工中如发现有边坡失稳的危险时，应查明原因，进行监测并提出处理建议。

3.4 勘察工作纲要

勘察工作纲要是勘察工作的指导性文件，在承接勘察任务的时候应根据招标文件的要求编制工程勘察标书，标书是勘察工作的承包商对业主的约定，一旦中标，勘察承包商就具有实施标书所规定内容的义务，标书的内容就变为勘察单位内部工作的依据，成为编写勘察纲要的主要依据。

编制勘察纲要前，应具备下列资料：

1）建设项目的标准文件，有场地规划红线的地图等；

2）拟建场地的地形图及建筑物总平面布置图，必要时尚需要地下管线图；

3）勘察任务委托书，建设、设计单位对勘察工作的技术要求；

4）邻近场地的工程勘察资料和地区经验。

勘察纲要应做到内容完整、可行、合理、切合实际和满足工程要求，勘察纲要一般应包括下列内容：

1）建设项目概况，主要明确勘察工作的对象—拟建建筑物的性质、用途、结构特征、基础的可能型式以及场地的主要特点，使勘察工作有明确的针对性；

2）对已有工程勘察资料的分析，通过搜集与分析已有资料，可以对拟建场地的工程地质条件有一个比较全面的了解，这有助于正确地选择合适的勘探手段和试验方法，也可以从中了解勘察技术的难度和需要进一步解决的技术问题；

3）勘察的目的和要求，从建设项目的要求和拟建场地的特点就不难明确这次勘察任务的目的和需要达到的技术要求；

4）勘察方案，包括拟采取的勘探手段，钻孔及原位测试孔的数量、深度与平面布置，取样的数量、技术要求以及试验项目的安排；

5）质量及安全保证的措施；

6）勘察计划进度、设备机具及人员的配备；

7）提交勘察报告的主要章节目录安排；

8）经费预算。

对于I级勘察工程必须编写详细的勘察纲要，并应附有钻探及测试项目施工任务书，必要时还要编写土工试验纲要。对于II级和III级勘察工程可根据情况采用表格式的勘察纲要，但内容必须齐全，确定的工作量要说明依据，并附有钻探任务书。

在实施工程期间，由于地层与预计的情况有较大变化时，或设计方案变化等原因，需要变更勘察方案时，应编写勘察纲要的补充说明，并按质量管理程序审批。

勘察纲要的编写

勘察纲要又称为勘察方案，在需要招标的工程中，勘察方案的主要内容实际上已包含在递交给业主的标书中。根据招、投标的规定，勘察单位的标书应按招标文件的要求编制，其主要内容包括：

1）标书的最后说明书，主要叙述勘察方案编制依据、原则、执行的规范、规程、规定和标准，及利用已有的资料。重点说明本工程勘察目的和所要解决的工程技术问题，以及为之而采用的勘探测试手段、方法（现场的和室内的）。根据存在的工程技术问题提出与建设、设计、施工单位的配合服务事项等；

2）拟定的勘探孔平面布置图和其它有关图件；

3）勘探工作量包括野外勘探、测试（如钻探和原位测试）的数量、孔深、测试点（次）的数量，室内试验项目及按土层分配的数量；

4）拟定勘察报告书的主要章节，各章节的基本内容和提交的主要图表；

5）勘察方案实施投入的技术力量、机具测试设备，施工组织措施，进度计划安排。对非标准的特殊试验、测试方法，应明确施工技术措施或测试方案设计；

6）工程勘察费预算依据及预算明细表；

7）提出需要建设单位提供的配合条件；

其它应说明的内容和需附的图件资料。

3.5 工程地质测绘与调查

工程地质测绘与调查的范围应包括拟建场地及其附近地区，工作内容包括搜集、研究已有的地质资料并进行现场踏勘、调查和必要的测绘，通过调查，查明下列几个方面的工程地质和环境地质条件，为勘察工作量的布置、为对拟建场地的分析评价提供依据：

1）查明地形、地貌特征，地貌单元形成过程及其与地层、构造、不良地质现象的关系，划分地貌单元；

2）查明岩土的性质、成因、年代、厚度和分布。对岩层应查明风化程度，对土层应区分新近堆积土、特殊土的分布及其工程地质条件；在城市应注意调查冲填土、素填土、杂填土等的分布、回填年代和回填方法以及物质来源等；注意调查已被填没的河、塘、滩地等的分布位置、深度、所填物质及填没的年代；还要注意井、墓穴、地下工程、地下管线等的分布位置、深度、范围、结构类型、构筑年代和材料等；

3）查明岩层的产状及构造类型，软弱结构面的产状及其性质，包括断层的位置、类型、产状、断距、破碎带的宽度及充填胶结情况，岩、土层接触面及软弱夹层的特性等，第四纪构造活动的形迹、特点与地震活动的关系；

4）查明地下水的类型、补给来源、排泄条件，井、泉的位置、含水层的岩性特征、埋藏深度、水位变化、污染情况及其与地表水系的关系等；

5）搜集气象、水文、植被、土的最大冻结深度等资料；调查最高洪水位及其发生时间、淹没范围等；

6）查明岩溶、土洞、滑坡、泥石流、崩塌、冲沟、断裂、地震灾害和岸边冲刷等不良地质现象的形成、分布、形态、规模、发育程度及其对工程建设的不良影响；

7）调查人类工程活动对场地稳定性的影响，包括人工洞穴、地下采空、大填大挖、抽水排水以及水库诱发地震等；

8）类似工程和相邻工程的建筑经验和建筑物沉降观测资料，改建、加层建筑物地基基础、沉降观测等资料。

3.6 现场勘探与测试

为了查明拟建场地地基土分布条件和特性、地下管线和地下障碍物，在现场工作中应采用如钻探取土、原位测试、地球物理勘探等各种手段，进行现场勘探与测试以提供分析、评价的第一性资料。勘探与取样方法的选择应符合勘察目的和岩土的特性。方法选择不当，不能保证钻孔和土样的质量，将影响试验的结果，不能正确评价岩土的工程性质，最终降低整个勘察工作的质量。

3.6.1 钻探方法

钻探是最主要、最基本的一种勘探手段，通过钻探取上，可以直观地观察土的结构构造、颗粒组成、颜色、湿度和包含物等。我国目前采用的主要钻探方法有回转钻探、冲击钻探、振动钻探和充洗钻探四种，各适用于不同的土质条件和取样要求。勘探时根据钻进地层的不同以及勘察工作对土样的要求，按表 3-9 选择钻探方法。

表 3-9 钻探方法的适用范围

钻探方法		钻进地层					采取不扰动试样作试验	采取扰动试样直观鉴别
		粘性土	粉土	砂土	碎石土	岩石		
回转	螺旋钻探	①	②	②	③	③	①	①
	无岩芯钻探	①	①	①	②	①	③	③
	岩芯钻探	①	①	①	②	①	①	①
冲击	冲击钻探	③	②	①	①	③	③	③
	锤击钻探	①	①	①	②	③	①	①
振动钻探		①	①	①	②	③	②	①
冲洗钻探		②	①	①	③	③	③	③

注：①适用。②部分适用。③不适用。

钻探的钻进方式有回转、冲击、振动和冲洗四种：

1. 回转钻进 通过钻杆将旋转力矩传递至孔底的钻头，同时施加一定的轴向压力实现钻进。回转的动力源可以是人力或机械，轴向压力则用钻杆的加压系统施加；钻头有螺旋类的，如麻花钻头、勺形钻头、提土器等；环形钻头类（岩芯钻进），如合金钻头、钢粒钻头和金刚石钻头等；无岩芯孔底全面钻进，如鱼尾钻头、三翼钻头和牙轮钻头等。

2. 冲击钻进 利用钻具自重冲击破碎孔底岩土实现钻进。破碎后的岩屑由循环液冲出地面，也可采用带活门的抽出地面。冲击钻头有“一”字形、“十”字形等多种，可通过钻杆或钢丝绳操纵。

3. 振动钻进 通过钻杆将振动器激发的振动波传递至孔底管状钻头周围的土中，使土的抗剪阻力急剧降低，同时在一定的轴向压力作用下使钻头贯入土中，这种方法钻进效率高，但对土的扰动很大。

4. 冲洗钻进 通过高压射水破坏孔底土层实现钻进。土体破碎后由高压水流冲出地面。这是一种简单快速，成本低廉的钻进方法，但对土层鉴别带来困难。

钻探机械种类繁多，选用时应着重以下性能要求：

1）能按照指定的钻进方式钻进；

2）能按照技术标准采取土样，进行原位测试；

3）具有较好的机动性或解体性。

为土层中钻探选择钻进方式时，应优先采用回转钻进方式。对粘性土可采用提土器，即带有中心活阀的螺旋钻头，但应将回次进尺控制在 1.0m 以内，以保证分层的准确。也可用岩芯管钻进，单层岩芯管无泵反循环钻进和双重岩芯管（或三重岩芯管）取上器，将取

样与钻进结合，可适用于从粘土到砂土的所有土类，可实现百分之百的连续取芯，回次进尺视所有岩芯管的长度而定。对碎石类土，应着重考虑钻进的有效性。具体方法可选用冲击、振动、回转等。对有些特殊性土，需根据土的特性选择钻进方法，如湿陷性黄土，天然结构十分脆弱，应选用螺旋钻头或专用薄壁钻头锤击钻进。对于残积土和风化岩，因土质软硬交替，结构易受扰动，宜采用双层单动岩芯管钻进。在饱和软土及砂卵石层中钻进时，为防止孔壁坍塌或缩径，需采用有效的护壁措施，一般用套管护壁和泥浆护壁两种方法。

钻探时应遵照有关操作规程和安全规则，防止事故发生。钻探口径及钻具规格应符合国家标准的规定。成孔口径应满足取样、测试以及钻进工艺的要求。

钻进深度、岩土分层深度的测量误差范围为±0.05m，对非连续取芯钻进的回次进尺，螺旋钻应在 1m 以内；一般钻探应在 2m 以内。

钻探时要做好记录工作，钻孔的记录和编录应符合下列要求：

1）野外记录应由经过专业训练的人员承担，记录应真实及时，按钻进回次逐段填写，严禁事后追记；

2）钻探现场描述可采用肉眼鉴别、手触等方法，有条件或勘察工作有明确要求时，可采用标准化、定量化的方法；

3）钻探成果可用钻孔野外柱状图表示。岩土芯样可根据工程要求一定期限或长期保存，亦可拍摄岩、土芯彩照纳入勘察成果资料。

钻探成果包括钻探野外记录，编录、野外钻孔柱状图、岩土芯样等。钻探野外记录是钻探过程的文字记载，是岩土工程勘察最基本的原始资料，应包括岩土描述和钻进过程记录两个方面的记录。

3.6.2 岩土取样

取样时要非常重视土样的质量。在钻探、取土过程中，土的结构非常容易被扰动，用结构已经扰动了的土样作试验，必然得到错误的结论，将会造成工程事故或浪费建设资金。对土样的质量提出标准化的要求是非常重要的，《岩土工程勘察规范》（GB 50021—94）给出了土样质量等级划分的标准，按不同试验对土样扰动程度的要求提出了土样质量等级级别，划分标准见表 3-10。

表 3-10 土样质量等级划分

级 别	扰动程度	试 验 内 容
I	不 扰 动	土类定名、含水量、密度、强度试验、固结试验
II	轻微扰动	土类定名、含水量、密度
III	显著扰动	土类定名、含水量
IV	完全扰动	土类定名

注：1. 不扰动是指原位应力状态虽已改变，但土的结构、密度、含水量变化很小，能满足室内试验各项要求。

2. 如无条件采取I级土样，在工程技术要求允许的情况下，可以II级土样代用，但应对土样受扰动的程度作抽样鉴定，判断用于试验的适宜性，并结合地区经验使用试验成果。

不同的取样工具适用于不同的土类，取土时为了取得合格的土样，应当根据对土样质量等级的要求和土的类别，选择合适的取样工具和取样方法。表 3-11 给出了可供选用的各种取样工具。

表 3-11　取样工具和方法的选择

质量等级	取样工具或方法		适用土类										
			粘性土					粉土	砂土				碎石土
			流塑	软塑	可塑	硬塑	坚硬		粉砂	细砂	中砂	粗砂	
I	薄壁取土器	固定活塞	①	①	②	③	③	②	②	③	③	③	③
		水压固定活塞	①	①	②	③	③	②	②	③	③	③	③
		自由活塞	③	②	①	③	③	②	②	③	③	③	③
		敞口	②	②	②	③	③	②	②	③	③	③	③
	回转取土器	单动三重管	③	②	①	①	②	①	①	①	③	③	③
		双动三重管	③	③	③	②	①	③	③	③	①	①	②
	探井（槽）中刻取块状土样		①	①	①	①	①	①	①	①	①	①	①
II	薄壁取土器	水压固定活塞	①	①	②	③	③	②	②	③	③	③	③
		自由活塞	②	①	①	③	③	②	②	③	③	③	③
		敞口	①	①	①	③	③	②	②	③	③	③	③
	回转取土器	单动三重管	③	②	①	①	②	①	①	①	③	③	③
		双动三重管	③	③	③	②	①	③	③	③	①	①	②
	厚壁敞口取土器		②	①	①	①	①	②	②	②	②	②	③
III	厚壁敞口取土器		①	①	①	①	①	①	①	①	①	②	③
	标准贯入器		①	①	①	①	①	①	①	①	①	①	③
	螺纹钻头		①	①	①	①	①	②	③	③	③	③	③
	岩芯钻头		①	①	①	①	①	①	②	②	②	②	②
IV	标准贯入器		①	①	①	①	①	①	①	①	①	①	③
	螺纹钻头		①	①	①	①	①	②	③	③	③	③	③
	岩芯钻头		①	①	①	①	①	①	①	①	①	①	①

注：①表示很适用。②表示部分适用。③表示不适用。

3.6.3　原位测试

原位测试是在岩土的原位条件下测定岩土性质指标的方法。这里所指的原位条件包括物理条件和应力条件，可以避免钻探取样时对土样结构的扰动和改变土的应力状态，因此可以更好地反映岩土的客观情况，测试结果比较符合实际。原位测试在最近几十年间得到了很大的发展与推广应用，成为一种主要的勘探手段。

原位测试有两种类型，一种是直接测定土的设计参数，如十字板剪力试验和旁压试验；多数的原位测试都是非直接测定设计参数的，亦即所测定的指标不能直接应用于工程计算，需要通过经验关系换算设计参数。例如应用非常广泛的标准贯入试验和静力触探试验所测定的标准贯入试验击数或比贯入阻力都不是设计参数，需要换算为土的抗剪强度指标或压缩性指标后才能进行土力学的各种运算。因而其可靠程度归根到底仍取决于室内试验结果的精度。完全用原位测试代替钻探取样是不合适也不可能的，这两种方法各有其优点和缺点，应当恰当地发挥其各自的长处，互相补充。例如在层面的划分上，静力触探试验有其不可替代的优点，从连续贯入曲线上可以清晰地看到层次的变化，可以选择桩端持力层，而钻探或标准贯入试验都难以提供非常正确的分层依据，有时甚至会漏掉比较薄的土层。

各种不同的原位测试方法也都有其适用范围，在一定的条件下可以发挥其作用，但如使用不当，不仅不能取得应有的效果，也可能适得其反，因此需要了解各种原位测试方法的特点及其适用范围。

1．平板载荷试验 平板载荷试验是在一定面积的刚性压板上逐级加载，测定压板的沉降，根据荷载～沉降（p～s）曲线的特点可以求得地基土的下列设计参数：

1）临塑荷载：取 p～s 曲线第 1 个拐点对应的荷载；当拐点不明显时可取相对沉降 s/b=0.01～0.02 处对应的荷载，对砂土和硬粘性土取 0.01，对可塑性粘性土取 0.02，（b 为压板的宽度）；

2）极限荷载：取 p～s 曲线第 2 个拐点对应的荷载；当拐点不明显时可取相对沉降 s/b=0.06 处对应的荷载；

3）变形模量：计算方法见第一章式（1-33）。

平板载荷试验的适用范围如下：

1）平板载荷试验压板的面积一般为 2500～5000cm^2，对于含碎石的土，压板的宽度应为最大碎石直径的 10～20 倍。

2）平板载荷试验一般应在基础底面标高的平面上进行，因此必须开挖试坑。但为了满足理论分析的前提，要求试验荷载作用在半无限体的表面，为此试坑的宽度应等于或大于压板宽度的 3 倍。

3）平板载荷试验只适用于地下水位以上浅层的各种土类，当基础埋置深度比较深的情况或试验标高在地下水位以下时试验便无法进行。

4）平板载荷试验的结果只反映了压板下 2～3 倍压板宽度范围内地基土的工程性质，不能测定更深部位的土层性质；如在 2～3 倍压板宽度范围内有 2 层土，则测定的是双层土的综合性状。

2．螺旋板载荷试验 螺旋板载荷试验是将一螺旋形压板旋入地面以下预定的试验深度，通过传力杆对螺旋形压板施加荷载，并观测压板的位移，可以在不同深度处的原位应力状态下进行载荷试验，可以求得深层土的设计参数。与平板载荷试验相似，可以根据荷载～位移曲线的特征确定土的临塑荷载、极限荷载和变形模量，但因试验条件不同，分析的公式和方法有所差异。具体方法可参考《岩土工程手册》。

3．静力触探试验 静力触探试验是将锥形探头按一定速率匀速压入土中，连续量测其贯入阻力以测定土的工程性质的一种原位测试方法。常用的静力触探探头分单桥探头和双

桥探头，其主要规格见表 3-12。

表 3-12 单桥探头和双桥探头的规格

锥头截面积 A/cm²	探头直径 d/mm	锥角α (°)	单桥探头	双桥探头	
			侧壁长度 L/mm	摩擦筒侧面积 F/cm²	摩擦筒长度 L/mm
10	35.7	60	57	200	179
15	43.7		70	300	219
20	50.4		81	300	189

单桥探头测定的贯入阻力包括探头锥尖阻力和探头侧面摩擦阻力两部分，称为比贯入阻力，用 p_s 表示；双桥探头能将锥尖阻力和摩擦筒侧面摩擦阻力分开测定，锥尖阻力用 q_c 表示，摩擦筒侧面摩擦力用 f_s 表示。无论是单桥探头或双桥探头，所测定的都是反映土的综合抵抗贯入能力的指标。可以想象，土愈密实或含水量愈小，抵抗贯入的阻力愈大，因此贯入阻力是一个综合反映土的工程性质指标。但是，贯入是一种刺入的破坏作用，其机理与地基土在荷载作用下强度变形特性是不同的，贯入阻力不能作为设计参数进入土力学的任何公式计算。因此，它可以应用于定性判别的场合，如根据相对软硬程度划分层面；当需要采用静力触探试验求得土的设计参数时，必须借助于经验对比，通过比较试验取得贯入阻力和土的强度变形指标的对比数据组，然后进行回归统计以求得经验公式。在取得贯入阻力的统计数据以后，就可以利用经验公式估计土的强度变形指标。需要应用静力触探试验资料预估单桩承载力时，也要将贯入阻力和单桩载荷试验的结果进行对比，求得经验系数后才能估计单桩的桩侧摩阻力和桩端阻力，进而计算单桩承载力。

静力触探试验适用于除了含有碎石的土以外的各种土类，试验比较简单，不扰动土的原状结构，而且可以取得深层土的资料，根据上海的经验，静力触探试验已经可以打到 100 多米的深度，得到完整的地质剖面图。因此静力触探试验在工程勘察中得到了广泛的应用，其主要用途如下：

1）划分土层；

2）查明土层在水平和竖直方向的均匀性；

3）评价地基土的工程性状，通过经验对比提供土的设计参数；

4）确定桩基持力层，预估沉桩可能性和单桩承载力；

5）检验填土的密度及地基加固的效果。

设计人员要善于利用静力触探试验的资料进行土层的判别和土的性状的估计，并用以判断其它勘探测试方法的可靠性。

4. 孔压静力触探 孔压静力触探试验是一种新发展起来的试验，它将量测孔隙水压力的传感元件与标准的静力触探组合在一起，使能在测定贯入阻力的同时量测孔隙水压力；当停止贯入时，还可以测定超孔隙水压力的消散。由于贯入时产生的超孔隙水压力是土类、强度变形特性、以及排水性能的函数，利用孔压静力触探可以大大提高判别土类和划分土层的能力，并能分析土的渗透和固结特性。

5. 圆锥动力触探试验 圆锥动力触探是利用一定的锤击动能，将一定规格的圆锥探头打入土中，根据打入时的阻抗大小判别土层的变化，对土层进行分层，估计土层的物理力

学性质指标。

6．标准贯入试验 标准贯入试验是动力触探的一种，它利用一定的锤击功能（锤重63.5kg，落距 76cm），将一定规格的对开管式的贯入器（对开管外径 51mm，内径 35mm，长度大于 457mm，下端接长度为 76mm、刃角 18°～20°，刃口端部厚 1.6mm 的管靴，上端接钻杆）打入钻孔孔底的土中，根据打入土中的贯入阻抗，判别土层的变化和土的工程性质。

布置原位测试时应根据建筑物类型、岩土条件、设计对参数的要求、地区经验和测试方法的适用条件等因素选用，表 3-13 和表 3-14 可供选用时参考。

表 3-13 原位测试适用条件

适用范围 / 测试方法	适用土类							用途	
	岩石	碎石土	砂土	粉土	粘性土	填土	软土	鉴别土类	剖面分层
平板载荷试验	①	①	①	①	①	①	①		
螺旋板载荷试验			①	①	①		②		
静力触探			②	①	①	②	①	②	①
孔压静力触探			②	①	①	②	①	①	①
圆锥动力触探		①	①	②	②	②	②		②
标准贯入试验			①	②	②			①	②
十字板试验					①		①		
预钻式旁压试验	②	②	②	②	①	①			
自钻式旁压试验			②	①	①		①	②	②
现场直剪试验	①	①			②				
现场三轴试验	①	①			②				
岩体应力测试	①								
波速试验	②	②	②	②	②	②	②		

① 表示很适用。

② 表示适用。

表 3-14 原位测试测定的参数

适用范围 / 测试方法	测定的参数								
	强度参数	模量	渗透系数	固结特征	孔隙压力	侧压系数	超固结比	承载力	判别液化
平板载荷试验	②	①					②	①	
螺旋板载荷试验	②	①		②			②	①	
静力触探	①	②						②	①
孔压静力触探	①	②	②	②	①		②	②	①
圆锥动力触探	②	②						②	

（续）

适用范围 / 测试方法	测定的参数								
	强度参数	模量	渗透系数	固结特征	孔隙压力	侧压系数	超固结比	承载力	判别液化
标准贯入试验	②	②						②	①
十字板试验	①								
预钻式旁压试验	②	①						①	
自钻式旁压试验	②	①		①	①	①	②	①	②
现场直剪试验	①								
现场三轴试验	①								
岩体应力测试						②			
波速试验		②							

① 表示很适用。

② 表示适用。

3.7 室内土工试验

室内土工试验的目的在于为建筑物的基础设计和施工提供符合实际情况的各类土性指标。这里所指的实际情况包括地质条件、工程条件和施工的条件，例如对于粗粒土应当布置筛分试验，液限和塑限试验只适用于粘性土，当建筑物荷载比较大而又取土比较深的时候就应布置高压固结试验，施工速度比较快使土中水来不及排除时应采用不排水试验等等。由此可见，试验项目及其方法的选择应有明确的目的性和针对性，不同的试验项目各有其适用条件和范围，表 3-15 和表 3-16 可供选用时参考。

表 3-15 室内土工试验适用土类

试验项目	砂土	粉土	粘性土
颗粒分析（筛分法）	①	①	
颗粒分析（沉降法）		②	①
液、塑限		②	①
土粒密度	①	①	①
天然含水量	①	①	①
重度（环刀法）	②	①	①
最大、最小孔隙比	①		
有机质含量			①
常水头渗透试验	①	①	
变水头渗透试验			①
直剪试验		②	①

① 适用。

② 不太适用。

表 3-16 工程对试验的特殊要求

试验项目	深层取土	加荷快、排水条件差	卸载条件
固结试验	高压固结试验		回弹试验
直剪试验	第一级荷载大于前期固结压力	快剪试验	
三轴试验	高压三轴试验	不固结不排水试验	应力路径试验

布置室内土工试验时，尚应考虑下列要求：

1）当采用压缩模量计算沉降时，最大的试验压力值必须大于预计土的有效自重压力与附加压力之和。计算压缩系数和压缩模量应选取从土的有效自重压力值至土的有效自重压力于附加压力两者之和的压力段；如需考虑深基坑开挖卸载和再加载对沉降的影响时，应进行回弹再压缩试验；

2）计算沉降时如需要考虑应力历史的影响，最大的试验压力应满足绘制完整的 e-lg$p$ 曲线和确定先期固结压力 p_c、回弹指数 C_s 和压缩指数 C_c 等参数的需要，一般应加载到 32kPa；先期固结压力可按卡氏图解法确定；回弹起始压力应超过预计的先期固结压力；

3）当地基内有高压缩性土层且需预测建筑物沉降与时间的关系时，应分别按预定的应力状态确定其固结系数 C_v；

4）剪切试验的数量不宜少于 6 组；每组试验的第一个试样上施加的压力不应小于土层的先期固结压力或有效自重压力；对于一级建筑物的工程，应当采用三轴剪切试验；对于其它类型的建筑物，如为可塑状态粘性土或饱和度不大于 0.5 的粉土时，才容许采用直接剪切试验；

5）当需要验算深基坑边坡稳定性，或需要进行深基坑支护设计时，应区别土的类别、支护结构的类型和基坑排水条件选择试验方法。

3.8 工程勘察成果报告

工程勘察经过野外勘探、取样和测试，并经室内土工试验取得全部的资料后进入成果分析和整理阶段，最终提出勘察报告。勘察报告应全面、正确地反映与基础设计有关的场地地基土的埋藏条件及其性状，应密切结合工程的需要进行有关问题的分析评价，提出切实可行的方案与建议。

3.8.1 勘察报告的基本内容

勘察报告的内容根据任务要求、勘察的阶段、工程特点等具体情况确定，通常应包括下列内容：

1）勘察的目的、要求与任务；

2）拟建工程基本情况；

3）勘察方法与勘察工作量；

4）场地地形、地貌、地层、地质构造、岩土性质、地下水、不良地质现象的描述与评

价；

5）场地稳定性与适宜性的评价；

6）岩土参数的分析与选用；

7）岩土利用、整治、改造的方案；

8）工程施工及使用期间可能发生的岩土工程问题的预测及监控、预防措施的建议；

9）勘察报告应附的图件：

① 勘探孔平面布置图；

② 钻孔柱状图；

③ 工程地质剖面图；

④ 原位测试成果图表；

⑤ 室内试验成果图表；

⑥ 土层的物理、力学性质综合参数表。

3.8.2 图件编制的要求

编制图件所用的原始资料必须经过校核无误，提交的图件应协调统一，各种图件的编制应符合下列要求：

1）钻探平面图应以上方为正北方方向，各勘探孔必须以其特定的符号标志在平面图中，勘探孔的剖面线以及剖面线号必须在图中绘出并标明图例符号，并应标明比例尺，报告中所涉及的以及勘探孔附近的地形地物必须标出；

2）钻孔柱状图垂直向比例宜采用 1:200 或 1:500；在钻孔柱状图中应分别标出钻孔的孔口标高、地下水位深度、观测日期等内容；同时还应反映出土层的名称、颜色、成分、厚度、状态、层面标高以及土的物理力学指标；

3）工程地质剖面图应能反映出土层沿剖面线方向的深度变化情况；剖面图中的地面线应能反映出实际的地面情况，如有跨河流的剖面线，则应反映河床断面的情况；剖面图中应按地层次序绘出各土层的图例；剖面图的竖向和水平向的比例尺可以不同，应分别标出；

4）土层的物理力学性质参数表应标明各土层的埋藏标高，给出土的物理力学性质指标的数据范围、平均值、变异系数及统计组数等；

5）室内试验成果图，包括压缩曲线、抗剪强度包线等都必须用符合精度要求的适当比例尺绘制，试验数据点用特定的符号标出；原位测试成果图，包括静力触探试验、标准贯入试验、十字板试验等除绘制测定值沿深度变化曲线外，尚应标出土层的分层土名和层面标高、测试孔口标高，并在纵、横坐标注明相应的尺度和单位。

3.8.3 工程勘察报告的利用

工程勘察报告是工程勘察阶段工作的成果，是基本建设的重要技术文件，为后续工作提供有关工程场地的工程地质条件的资料，可供城市规划、工程选址可行性研究、工程设计和施工阶段时作为确定方案、进行设计计算、采取技术措施的依据，充分利用工程勘察报告所提供的信息，了解工程场地的工程地质、水文地质特点，获得岩土工程性质的各种

技术参数，对场地利用的适宜性和可能产生的问题作出分析判断，这样才能做好规划、建筑设计、结构设计、施工组织设计和信息化施工的管理工作。

在城市规划、小区规划、总图布置等工作中，应当十分重视工程勘察报告的作用，充分利用工程勘察报告提供的信息，将地质条件作为构思方案是考虑问题的重要因素，作为评价工程项目适宜性的重要依据之一。固然，功能分区、工艺要求和各单体在平面上的相互关系是规划的主要依据，但在一定的条件下，如不重视考虑地质条件，将会造成不可弥补的遗憾。这样的例子是很多的，例如，在过去“三线建设”中，不讲科学，盲目选点，有的将工程场地选在滑坡体上，有的建厂以后无水源可供应，教训非常深刻。有些城市或小区，只要将平面布置稍加调整，将建筑物尽可能布置在地质条件比较好的地段（例如挖方地段，软弱层比较薄的地段），将地质条件最差的地段（例如高填方地段，软土深厚的地段）作为公园、绿化用地，就可节省大量投资；如果不注意这个问题，可能出现建筑物下面打了很多桩，而良好的建筑用地上却建造了公园。高明的房地产开发商在买地以前先做勘察，或先收集地质资料，不买地质条件差的土地，在基础工程上可以节省许多造价。

在工程设计和施工阶段，通过工程勘察报告，工程师可以了解场地的工程地质条件，获取需要的技术参数，据此选择合适的基础方案、进行地基基础的设计计算、选择施工工艺和编制基础施工组织计划。设计工程师和结构工程师可以从勘察报告中了解到关于场地的地质、地形、地貌的特点，不良环境地质现象，可以判断建筑物的施工和使用阶段可能出现的问题，从而在设计和施工中采取措施加以防范；在采用各种技术参数时，也要结合土的类别和土层的结构构造，分析试验指标的可靠性，有的参数需要结合实际条件进行经验修正；工程勘察报告中的各种建议是勘察工程师根据勘察委托书中的技术条件和场地地质条件提出的，要予以充分重视；但在设计阶段，许多技术条件更为明确，应比勘察阶段更加具体，结构工程师要重新进行必要的计算和分析，不能不加分析地照搬勘察报告中有关基础方案和技术措施的结论。在施工开挖基坑时，结构工程师和工程负责人要到现场验槽，与勘察工程师一起核对勘察报告中关于土层的划分与描述是否与实际一致，如发现有差别，应共同研究处理的办法，根据验槽结论或补充勘察的结论，对设计图样作必要的修改，签发修改通知书。

第 4 章　地基承载力设计

4.1　概述

地基设计包括地基承载力设计和变形验算两个部分。根据上部结构荷载传到基础底面处的平均压力小于或等于地基承载力的要求来确定基础的埋置深度和平面尺寸，以保证地基土不丧失稳定性，这是承载力设计的主要目的，在此前提下还要控制建筑物的沉降在容许范围以内，使结构不致因过大的沉降或不均匀沉降而开裂，并使建筑物和管道等设施得以正常地工作。一个完美的设计应很好地处理好这两方面的关系，既安全可靠又节省工程造价。但是应当强调指出，强度和变形是两个不同的控制标准，任何安全等级的建筑物都必须进行承载力的设计计算，都必须满足地基的强度和稳定性的要求；在满足地基的强度和稳定性的前提下，还必须满足变形要求。但并不是所有的建筑物都必须进行沉降验算，根据工程经验，对某些特定的建筑物，强度起着控制性作用，只要强度条件满足，变形条件也能同时得到满足，因此就不必进行沉降验算。例如《建筑地基基础设计规范》给出了可不进行沉降验算的建筑物范围，符合规范规定的建筑物就可以不验算沉降，但这并不是说对容许沉降值没有要求，而是根据经验可以有把握地认为，建筑物可能产生的沉降将会比规范的容许值要小，因此不必进行验算。对于不符合规范规定可不进行沉降验算范围的建筑物，应进行沉降验算，这种验算是在强度条件已经满足的前提下的变形复核。不能认为沉降满足了要求，强度自然一定满足要求。

地基设计的内容将分两章介绍，本章讨论地基承载力问题，即按满足地基强度和稳定性的要求进行地基设计的方法；第五章着重讨论沉降的验算与控制，包括沉降计算方法和沉降控制方法。

4.2　设计原则

为了满足地基强度和稳定性的要求，设计时必须控制基础底面的压力不得大于某一界限值，按照不同的设计思想，可以从不同的角度设置控制安全准则的界限值。

地基承载力设计可以按三种不同的原则进行，即容许承载力设计原则、总安全系数设计原则和概率极限状态设计原则。不同的设计原则遵循各自的安全准则，按不同的规则和不同的公式进行设计。

4.2.1　容许承载力设计原则

容许承载力设计原则是我国最常用的方法，亦已积累了丰富的工程经验。我国现行的

国家标准《建筑地基基础设计规范》（GBJ 7—89）是一本采用容许承载力设计原则的最典型的设计规范，还有一大批地方规范也和这本国家标准一样，采用容许承载力设计原则设计地基。

设基础底面的平均压力为 p，地基容许承载力为 p_a，则设计表达式如下

$$p \leqslant p_a \tag{4-1}$$

式中 p——基础底面的平均压力（kPa）；

p_a——地基容许承载力（kPa）。

基础底面的平均压力是由上部结构的荷载通过结构体系传递到基础底面的，上部结构的荷载由恒载和可变荷载组成，恒载是指由结构物自重构成的，可变荷载包括作用在楼面上的人、家具、设备和货物等，此外还有如风、地震等偶然荷载，设计时将各种荷载按不同的方式进行组合，在荷载规范中作出了明确的规定。按容许承载力设计原则设计时，荷载的组合取基本组合，但不区分总荷载中可变荷载的比例占多少，只按总荷载计算。

按照我国的设计习惯，容许承载力一词实际上包括了两种概念。一种仅指取用的承载力满足强度与稳定性的要求，在荷载作用下地基土尚处于弹性状态或仅局部出现了塑性，取用的承载力值距极限荷载有足够的安全度；另一种概念是指不仅满足上述强度和稳定性的要求，同时也必须满足建筑物容许变形的要求，即同时满足强度和变形的要求。前一种概念完全限于地基承载能力的取值问题，是对强度和稳定性的一种控制标准，是相对于极限承载力而言的；后一种概念是对地基设计的控制标准，地基设计必须同时满足强度和变形两个要求，缺一不可。显然，这两个概念说的并不是同一个范畴的问题，但由于都使用了“容许承载力”这一术语，容易混淆概念。在本里所说的“容许承载力”都是指地基的强度和稳定性问题而言的。

地基容许承载力可以由载荷试验求得，也可以用理论公式计算。根据载荷试验结果求容许承载力时，可以根据土层特点和设计需要采用不同的取值标准；用理论公式时也可根据需要采用临塑荷载公式或临界荷载公式进行计算。在《建筑地基基础设计规范》中还给出了一系列的地基承载力表，根据勘察报告中对土层的描述、土工试验指标或原位测试的结果，可以从规范附表中查得各种土的地基承载力，这种承载力也是属于地基容许承载力的范畴。

4.2.2 总安全系数设计原则

在讨论容许承载力概念时，已经说到了安全度的问题。容许承载力已经隐含着保证安全度的安全系数，但在设计表达式中并不出现安全系数。如果将安全系数作为控制设计的标准，在设计表达式中出现极限承载力的设计方法，称为安全系数设计原则，为了和后面的分项安全系数相区别，通常称为总安全系数设计原则，其设计表达式为

$$p \leqslant \frac{p_u}{K} \tag{4-2}$$

式中 p_u——地基极限承载力（kPa）；

K——安全系数。

与确定地基容许承载力相似，地基极限承载力也可以由载荷试验求得或用理论公式计

算。我国有些规范采用极限荷载公式，但积累的工程经验不太多；国外普遍采用极限荷载公式，其安全系数一般取 3。

4.2.3 概率极限状态设计原则

国际标准化组织（ISO）对土木工程领域的设计采用了以概率理论为基础的极限状态设计方法，我国为了与国际接轨，从 80 年代初颁布了《建筑结构设计统一标准》（GBJ 68—84），在建筑工程领域内开始使用概率极限状态设计原则，80 年代中、后期颁布的一批建筑工程方面的设计规范都按这一原则进行修编，例如《混凝土结构设计规范》（GBJ 10—89）、《建筑结构荷载规范》（GBJ 9—87）、《建筑抗震设计规范》（GBJ 11—89）等。

关于地基承载力的符号系统，土力学的传统用法与现行规范的用法并不完全一样，为了读者阅读的方便，本书采用两套符号系统并用的方法，并在适当的地方加以说明，在公式下面都采取重复说明的方法。在式（4-1）和（4-2）中，地基容许承载力用 p_a 表示，地基极限承载力用 p_u 表示，在结合规范讨论的时候，地基承载力的符号将采用 f 表示。

4.3 由载荷试验确定地基承载力

为了了解地基土在受荷以后剪切破坏的过程以及承载的性状，可以通过现场载荷试验来研究。载荷试验实际上是一种基础的模拟试验，模拟基础作用于地基的是一块刚性的载荷板，载荷板的尺寸一般为 0.25～1.0m^2，在载荷板上逐级施加荷载，同时测定在各级荷载作用下载荷板的沉降量及周围土体的位移情况，加荷直至地基土破坏失稳为止。

4.3.1 地基破坏模式

由试验得到的压力 p 和所对应的稳定沉降量 s 的关系曲线如图 4-1 所示。从 $p-s$ 曲线的特征可以了解地基破坏的机理，曲线 a 在开始阶段呈直线关系，但当荷载增大到某个极限值以后沉降急剧增大，呈现脆性破坏的特征；曲线 b 在开始阶段也呈直线关系，在到达某个极限以后虽然随着荷载增大，沉降增长较快，但不出现急剧增长的特征；曲线 c 在整个沉降发展的过程中不出现明显的拐弯点，沉降对压力的变化率也没有明显的变化。这三种曲线代表了三种不同的地基破坏特征。

太沙基根据试验研究提出了两种典型的地基破坏模式，即整体剪切破坏及局部剪切破坏。图 4-2a 给出了整体破坏的特征，当基础上荷载较小时，基础下形成一个三角形压密区Ⅰ，随着荷载增大，压密区向两侧挤压，土中产生塑性区，从基础边缘逐步扩大为图中的Ⅱ、Ⅲ塑性区，直到最后形成连续的滑动面并延伸到地面，土从基础两侧挤出并隆起，基础的沉降急剧增大，整个地基失稳破坏。整体剪切破坏通常发生在浅埋基础下的密砂或硬粘土等坚硬地基中。

局部剪切破坏的特征是随着荷载的增加，地基中也产生压密区Ⅰ及塑性区Ⅱ，但塑性区的发展限制在地基中的某一范围以内，地基内的滑动面并不延伸到地面，仅在基础两侧地

面微微隆起没有出现明显的裂缝。其 $p-s$ 曲线如图4-1中曲线 b 那样有一个转折点，但不象整体剪切破坏那么明显，压力超过转折点以后的沉降也没有整体剪切破坏那样急剧增加。局部剪切破坏通常发生在中等密实砂土中。

魏锡克提出了上述两种地基破坏模式以外的第三种破坏模式，称为刺入剪切破坏，这种破坏模式通常发生在松砂或软土地基中。其破坏特征是随着荷载 p_u 的增加，基础下面的土层产生压缩变形，基础下沉并在基础两侧产生竖向的剪切变形，使基础刺入土中，但侧向变形比较小，基础附近的地面没有明显的隆起现象，如图 4-2c 所示。刺入剪切破坏的 $p-s$ 曲线如图 4-1 中曲线 c，曲线上没有明显的特征点，没有比例界限，也没有极限荷载。

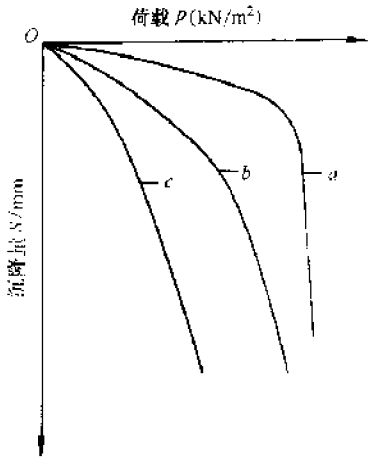

图 4-1　载荷试验的 $p-s$ 曲线

a —整体剪切破坏　b —局部剪切破坏

c —刺入剪切破坏

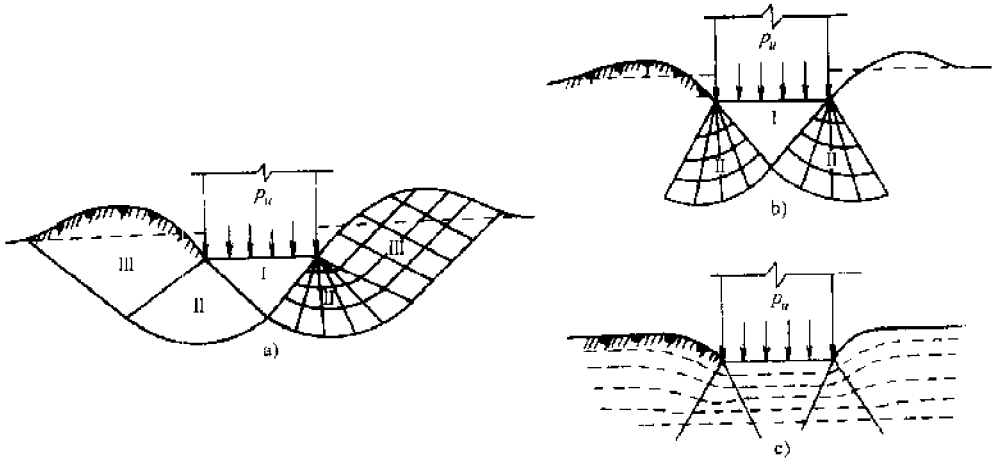

图 4-2　地基破坏模式

a）整体剪切破坏　b）局部剪切破坏　c）刺入剪切破坏

注：p_u 为极限荷载。

格尔谢万诺夫根据载荷试验结果提出了地基破坏过程三阶段的模式，如图 4-3 所示。

1. 压密阶段　压密阶段又称直线变形阶段，相当于图示 $p-s$ 曲线上的 oa 段，$p-s$ 曲线接近于直线，土中各点的剪应力小于土的抗剪强度，土体处于弹性状态。载荷板的沉降主要是由于土体的压密引起的，直线阶段终点的对应荷载称为比例界限或临塑压力，亦可称为拐点压力。地基的压密变形状态见图 4-3b。

2. 剪切阶段　剪切阶段相当于 $p-s$ 曲线上的 ab 段，在这一阶段 $p-s$ 曲线不再保持线性关系，沉降的增长率 $\Delta s/\Delta p$ 随荷载的增大而增加。其变形特征表示土体中已局部发生剪切变形，产生塑性区。塑性区首先从基础边缘处出现，随着荷载的继续增加，地基中的塑性区范围逐步扩大如图 4-3c 所示，直至达到土中形成连续的滑动面，从载荷板两侧挤出而破坏。可见，剪切阶段也就是地基中塑性区的发生与发展的阶段。剪切阶段终点的对应荷

载称为极限荷载。

3. 破坏阶段 破坏阶段相当于 $p-s$ 曲线上的 bc 段。当荷载超过极限荷载后，载荷板急剧下沉，即使不增加荷载，沉降也不能稳定，$p-s$ 曲线直线下降。由于地基中塑性区不断发展，最后在土体中形成连续滑动面，土从载荷板四周挤出，地基土失稳而破坏，见图4-3d。

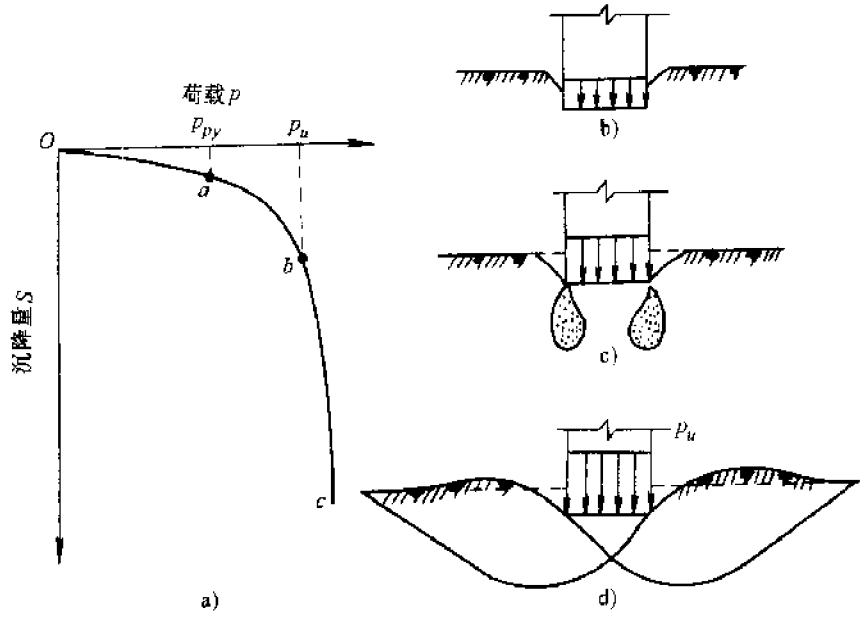

图 4-3 地基破坏过程的三个阶段

a）$p-s$ 曲线 b）压密阶段 c）剪切阶段 d）破坏阶段

4.3.2 根据载荷试验的结果确定承载力的方法

4.3.2.1 极限承载力确定方法

在载荷试验加荷过程中，土体经历了直线变形阶段、塑性区逐步发展阶段以及破坏阶段，当出现破坏时，沉降急剧增大，土体向侧向挤出，沉降速率不能稳定。因此规范规定在某一级荷载作用下，如果出现下列情况之一时就认为已经达到了破坏，则此荷载的前一级荷载即为极限承载力：

1）承压板周围的土明显地侧向挤出，地面出现裂缝或隆起等迹象；

2）沉降急剧增大，荷载-沉降曲线出现陡降段，即斜率明显增加；

3）24h 内沉降不能达到每小时沉降量小于 0.1mm 的稳定标准。

4.3.2.2 容许承载力确定方法

根据载荷试验结果确定的容许承载力只满足地基强度和稳定性的要求，即当基底压力小于容许承载力时，地基的强度和稳定性是得到保证的，但不能保证建筑物的沉降一定能满足要求，这是因为影响建筑物变形的因素很多，例如相邻建筑物的影响、深层软弱土层的影响、建筑物体型的影响等等，这些影响在载荷试验时不可能得到模拟。因此即使采用

下面将要讲到的按相对变形确定的容许承载力也不能确切地反映变形控制的要求，不能简单地将按相对变形确定的容许承载力说成是同时满足了强度和变形两个方面的要求，也不能将容许承载力一词只解释为同时满足强度和变形要求的承载能力。从强度的方面也存在容许承载力的概念，而且也是承载力设计的主要内容；满足建筑物变形的要求仅仅是变形控制的内容，不能将变形的概念覆盖或者替代了强度的概念。

分析载荷试验的 $p-s$ 曲线，可以有三种确定地基容许承载力的方法：

1）由极限承载力除以安全系数就可以得到容许承载力；

2）取 $p-s$ 曲线上的第一屈服点，即拐点压力作为容许承载力；

3）对于拐点压力不明显的试验结果，可以采用按相对变形来确定容许承载力，对软塑或可塑的粘性土取相对沉降 $s/b=0.02$ 的对应压力为容许承载力；对砂土或坚硬粘性土则取 $s/b=0.01\sim0.015$ 的对应压力为容许承载力。

4.3.2.3 容许承载力的深宽修正

虽然载荷试验通常在基础底面标高上进行，但为了满足理论分析的半无限体表面的边界条件，规范规定试坑的坑底宽度至少为压板宽度的三倍，这就可以忽略试坑四周超载对试验结果的影响。因此从载荷试验求得的地基承载力并不包括基础底面以上超载的作用，从下面的理论分析可以看出基础埋置深度对地基承载力有很大的影响，也就是说将试验结果用于实际工程是偏小的。另一方面，载荷试验的压板宽度小于实际基础的宽度，由于基础宽度对地基承载力也有一定的影响，因此必须考虑压板宽度较小带来的影响。

在工程上通常采用经验修正的方法来考虑实际基础的埋置深度和基础宽度对地基承载力的有利作用。《建筑地基基础设计规范》建议采取下面的公式进行修正

$$f = f_k + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_0 (d-0.5) \tag{4-3}$$

式中 f——深宽修正以后的地基容许承载力（kPa）；

f_k——深宽修正以前的地基容许承载力（kPa）；

η_b、η_d——基础宽度和埋置深度的地基承载力修正系数，按持力层土类查表 4-1；

γ——持力层土的重度（kN/m^3），地下水位以下取浮重度；

γ_0——基础底面以上土的加权平均重度（kN/m^3），地下水位以下取浮重度；

b——基础底面宽度，当基础宽度小于 3m 按 3m 考虑，大于 6m 按 6m 考虑；

d——基础的埋置深度，一般自室外地面标高算起，特殊情况将在下面分别讨论。

从表 4-1 可以看出，持力层土的工程性质愈好，修正系数愈大。对于软弱土层不考虑宽度的修正，宽度修正系数为 0，而深度修正系数为 1 或接近于 1，表明加大基础宽度和埋置深度对提高地基承载力都没有太大的作用。

关于容许承载力的深宽修正，讨论如下几个问题：

1）关于修正后地基承载力的性质　在《建筑地基基础设计规范》中，将容许承载力的深宽修正作为承载力的设计值计算的公式，即承载力的标准值经深宽修正后成为承载力的设计值。这里混淆了两个不同的概念，承载力的深宽修正是根据土力学的基本原理经过经验处理提出的一种实用性计算方法，是属于力学范畴的公式；而承载力的设计值与标准值的关系则是属于不同设计准则之间的换算关系，是不同的设计表方法，不涉及力学的概念。

根据概率极限状态设计原则，抗力的设计值小于其标准值，但经深宽修正以后的值肯定大于修正以前的值，即抗力的设计值大于其标准值。之所以出现这种情况是由于 80 年代当时的历史条件，并非是技术方面原因。读者在使用深宽修正公式时务请作为地基承载力的使用条件修正方法来理解，而不要与概率极限状态设计方法联系起来。

表 4-1 承载力的深宽修正系数

土的类别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土	f_k<50kPa	0	1.0
	f_k≥50kPa	0	1.1
人工填土 孔隙比 e 或液性指数 I_L 大于或等于 0.85 的粘性土 e≥0.85 或 Sr>0.5 的粉土		0	1.1
红粘土	含水比 α_w>0.8	0	1.2
	含水比 α_w≤0.8	0.15	1.4
e 及 I_L 均小于 0.85 的粘性土		0.3	1.8
e<0.85 及 Sr≤0.5 的粉土		0.5	2.2
粉砂、细砂（不包括很湿与饱和时的稍密状态）		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

注：1. 强风化的岩石，可参照所风化成的相应土类取值。

2. Sr 为土的饱和度，Sr≤0.5，稍湿；0.5<Sr≤0.8，很湿；Sr>0.8，饱和。

2）关于宽度的限制　深宽修正公式使用时对基础宽度作了限制，基础宽度小于 3m 按 3m 考虑就是对于基础宽度小于 3m 时承载力不折减，直接采用载荷试验的结果；基础宽度大于 6m 按 6m 考虑是为了防止承载力提高过大，特别是对于宽度修正系数很大的土类。

3）关于埋置深度的算法　对于基础的埋置深度 d，在一般情况下从室外地面标高算起。但有几种特殊条件应当加以注意，防止出现承载力值偏高的情况。在填方整平地区，如果先填方整平再施工，可以从填土地面标高算起，但如填土在上部结构施工以后完成时，应从天然地面标高算起；对于地下室，如采用整体式的箱形基础或筏板基础，基础埋置深度可以从室外地面标高算起，如果不是整体式的基础，如墙下条形基础或柱下独立基础，则应从室内地面标高算起。

4.3.3 其它试验方法确定地基承载力

上述载荷试验只能用来测定浅层土的承载力，如果需要测定的土层位于地下水位以下或位于比较深的地方，就不能采用一般的载荷试验的方法。螺旋压板载荷试验和旁压试验可以适用于地下水位以下的土层和埋藏很深的土层，是比较理想的测定地基承载力的方法。

4.3.3.1 旁压试验

旁压试验是将圆柱形的旁压器竖直地放入土中，在旁压器中施加压力水使之侧向扩张

对周围土体施加侧向压力，测量压力和径向变形的关系就可得到水平方向上的应力应变关系。旁压仪分为预钻式旁压仪、自钻式旁压仪和压入式旁压仪三种，各适用于不同的条件。预钻式旁压仪是预先钻孔再放入旁压器，土的原始应力状态已经改变，不适用于不易成孔或要缩孔的土层；自钻式旁压仪是利用自身的钻头钻入土中，旁压器随着钻头一起进入土中，周围土体基本保持原位应力状态，但操作技术要求复杂，不适用含碎石的土；压入式旁压仪用的是圆锥形的旁压器，在静力作用下压入土中，操作比自钻式旁压仪简单，适用于一般粘性土、粉土和软土。

旁压试验的结果为压力与体积曲线，如图 4-4 所示。典型的旁压曲线可分为三段：

Ⅰ段　初步阶段；

Ⅱ段　似弹性阶段，压力与体积变化量大致呈直线关系；

Ⅲ段　塑性阶段，随着压力增大，体积变化量迅速增加。

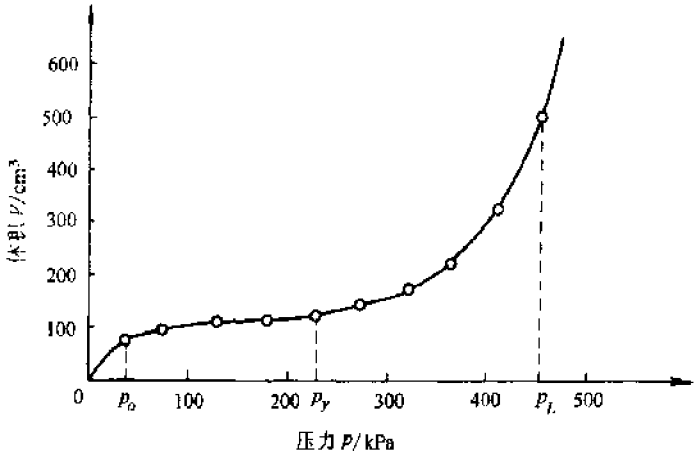

图 4-4　典型的旁压曲线

初步阶段与似弹性阶段的界限压力相当于初始水平应力 p_0，似弹性阶段与塑性阶段的界限压力相当于临塑压力 p_y，塑性阶段的末尾渐近线的压力相当于极限压力 p_L。

利用旁压试验的成果可以确定地基土的容许承载力，方法如下：

1）临塑压力减去初始压力相当于深宽修正以前的容许承载力

$$f_k = p_y - p_0 \tag{4-4}$$

2）以临塑压力作为深宽修正以后的容许承载力

$$f = p_y \tag{4-5}$$

3）极限压力减去初始压力再除以安全系数

$$f_k = \frac{p_L - p_0}{K} \tag{4-6}$$

4）极限压力直接除以安全系数

$$f = \frac{p_L}{K} \tag{4-7}$$

在理论上，式（4-3）和（4-5）是相当的，但由于 p_0 是直接测定的，而规范规定的深宽

修正系数是经验性的，两者不可能得到一样的结果；式（4-6）的问题是将 p_0 也除了安全系数，得到了偏于保守的结果。

4.3.3.2 螺旋压板载荷试验

螺旋压板载荷试验是将一螺旋形的承压板，旋入地面以下预定的试验深度，通过传力杆对螺旋形承压板施加荷载，并观测承压板的位移，以测定土层的荷载-变形-时间关系，从而获得土的变形模量、承载力等设计参数。

在螺旋压板载荷试验的荷载-变形曲线上，也有类似于旁压试验曲线的三个阶段和三个界限压力，第一个界限值 p_0 相当于土层的前期固结压力，第二个界限值相当于临塑压力，可用于确定地基容许承载力，第三个界限值相当于极限压力，可用于确定地基极限承载力。在确定地基承载力时如果不减去 p_0，其结果就不必进行深宽修正。

4.4 理论公式确定地基容许承载力

当基础底面平均压力达到容许承载力时，地基中没有出现塑性区或刚刚出现了塑性区，亦即地基土的大部分还处在弹性状态，这就保证了地基土不会产生稳定性的丧失。根据这一安全准则，可以用相应的理论公式或经验修正后的公式进行计算。

4.4.1 临界荷载公式

计算临界荷载的理论公式是根据在条形均布荷载作用下，地基中塑性区边界线的表达式推导而来的。如图 4-5 所示作用于地基表面宽度为 b 的条形均布荷载 p，地面以下深度为 z 处地基中任意点 M 以极坐标表示的最大主应力和最小主应力可由式（4-8）求得

$$\sigma_1 = \frac{p}{\pi}(2\alpha + \sin 2\alpha)$$
$$\sigma_3 = \frac{p}{\pi}(2\alpha - \sin 2\alpha) \tag{4-8}$$

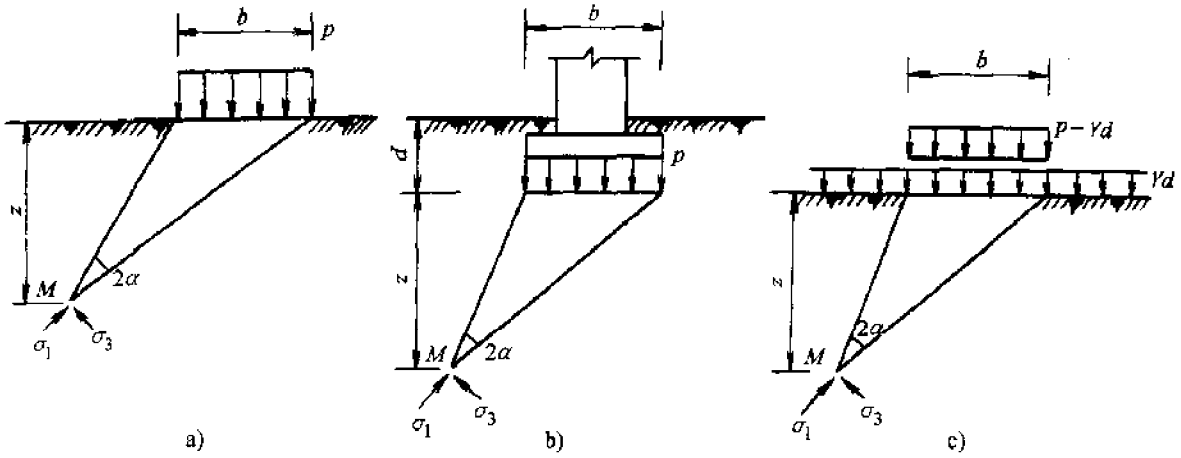

图 4-5 条形均布荷载作用下地基中的塑性区

若考虑土体重力的影响，则 M 点由土体重力产生的竖向应力$\sigma_z=\gamma z$，水平向应力为$\sigma_x=K_0\gamma z$。如假定土的侧压力系数 $K_0=1$，则土的重力所产生的压应力如同静水压力一样，在各个方向是相等的，均为γz。若条形基础的埋置深度为 d，则考虑土体重力影响后地基内 M 点的主应力为

$$\sigma_1=\frac{p-\gamma d}{\pi}(2\alpha+\sin 2\alpha)+\gamma(d+z)$$
$$\sigma_3=\frac{p-\gamma d}{\pi}(2\alpha-\sin 2\alpha)-\gamma(d+z) \tag{4-9}$$

若 M 点为处于塑性区边界线上的点，则该点必然处于极限平衡状态，其主应力间满足下述条件

$$\sin\varphi=\frac{\frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_3)}{\frac{1}{2}(\sigma_1+\sigma_3)+c\tan\varphi} \tag{4-10}$$

将上式代入式（4-9）整理以后即得用 M 点的坐标（α，z）表示的塑性区边界线的表达式

$$z=\frac{p-\gamma D}{\gamma\pi}\left(\frac{\sin 2\alpha}{\sin\varphi}-2\alpha\right)-\frac{c\cot g\varphi}{\gamma}-D \tag{4-11}$$

将式（4-11）对α求导数，并令导数等于零，解得

$$4\alpha=\pi-2\varphi$$

代入式（4-11），即得地基中塑性区开展最大深度的表达式

$$z_{max}=\frac{p-\gamma d}{\gamma\pi}\left[c\cot\varphi-\left(\frac{\pi}{2}-\varphi\right)\right]-\frac{c\cot\varphi}{\gamma}-d \tag{4-12}$$

如令 $z_{max}=0$，即在地基中不容许有塑性区开展，此时的荷载称为临塑荷载 p_0；如容许在地基中出现有限范围的塑性区，若控制塑性区开展的深度为荷载宽度的 1/4 时，相应的荷载称为临界荷载。

$$p_{1/4}=M_b\gamma_b b+M_d\gamma_0 d+M_c c \tag{4-13}$$

式中 $p_{1/4}$——临界荷载（kPa）；

M_b、M_d、M_c——承载力系数，是土的内摩擦角的函数，由表 4-2 查得；

b——基础底面宽度（m）；

d——基础埋置深度（m）；

c——土的粘聚力（kPa）；

γ_b——地基持力层的重度（kN/m^3）；

γ_0——基础底面以上土层的加权平均重度（kN/m^3）。

表 4-2 临界荷载承载力系数

土的内摩擦角φ（°）	M_b	M_d	M_c
0	0	1.00	3.14
2	0.03	1.12	3.32
4	0.06	1.25	3.51
6	0.10	1.30	3.71
8	0.14	1.55	3.93
10	0.18	1.73	4.17
12	0.23	1.94	4.42
14	0.29	2.17	4.69
16	0.36	2.43	5.00
18	0.43	2.72	5.31
20	0.51	3.06	5.66
22	0.61	3.44	6.04
24	0.72	3.87	6.45
26	0.84	4.37	6.90
28	0.98	4.93	7.40
30	1.15	5.59	7.95
32	1.34	6.35	8.55
34	1.55	7.21	9.22
36	1.81	8.25	9.97
38	2.11	9.44	10.80
40	2.46	10.84	11.73

4.4.2 经验修正

表 4-3 给出了临界荷载承载力系数的理论公式的计算结果，但在工程应用中人们发现，对于砂土的承载力计算值偏低，为了将 $p_{1/4}$ 公式用于计算砂土地基承载力，需要进行经验修正。修正的依据是在砂土地基上的载荷试验资料，由于砂土的粘聚力为零，式（4-13）中的第三项为零；同时由于载荷试验时没有侧向超载，式（4-13）中的第二项也为零。因此利用载荷试验资料来修正的承载力系数只有 M_b，根据 22 个砂土载荷试验数据求得的承载力系数 M_b 与内摩擦角φ 的关系曲线见图 4-6。

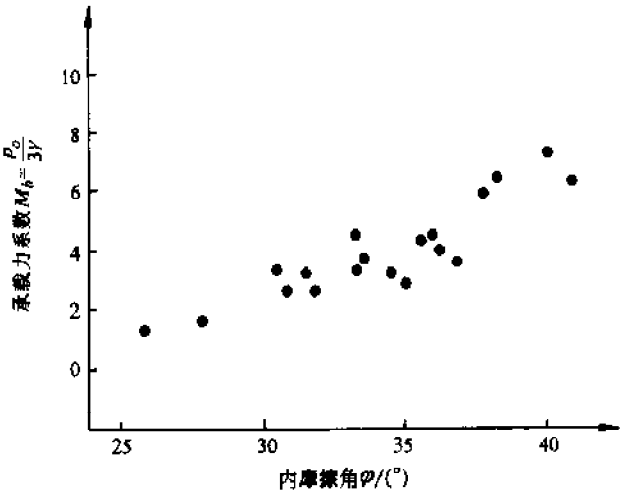

图 4-6 砂土承载力系数与内摩擦角的关系

根据图 4-6 的统计关系，得到了大于 24° 的承载力系数的修正值，见表 4-3。

表 4-3 承载力系数的修正值

φ（°）	24	26	28	30	32	34	36	38	40
修正前	0.72	0.84	0.98	1.15	1.34	1.55	1.81	2.11	2.46
修正后	0.80	1.10	1.40	1.90	2.60	3.40	4.20	5.00	5.80

表 4-3 所示的承载力系数经修正以后，承载力计算公式由国家标准《建筑地基基础设计规范》推荐作为计算地基承载力的理论公式。

4.5 经验方法确定地基容许承载力

载荷试验和理论公式是确定地基容许承载力的基本方法，但由于载荷试验比较费时费钱，理论公式计算对土工指标的试验要求比较高，对于一般建筑物来说不很经济，因此人们寻找简便的方法来确定用于一般建筑物的地基容许承载力，用经验的方法是一种既经济又方便的途径。

4.5.1 间接原位测试的方法

上述旁压试验和螺旋压板载荷试验都是直接测定地基承载力的原位测试方法，其它的原位测试方法如静力触探试验和标准贯入试验都不可能直接测定地基承载力，但可以采用与载荷试验结果对比分析的方法建立经验关系，间接地确定地基承载力，这种方法广泛地应用于实际工程。

4.5.1.1 建立经验关系的方法

为了建立可供工程实用的经验关系，需要进行对比试验，选择有代表性的土层同时进行载荷试验和原位测试，分别求得地基承载力和原位测试指标，积累一定数量的数据组，就可用回归统计的方法建立回归方程。

设地基承载力为因变量 y，原位测试指标为自变量 x，则回归方程为 $y=f(x)$。在理论上回归方程的数学表达式可以是任意非线性的函数，但为了工程应用的方便，在满足统计精度的前提下，尽可能采用线性关系。如不能采用线性方程时，则采用最简单的函数式，例如幂函数或指数函数等。这些函数很容易变换为线性函数

$$y=A+Bx \tag{4-14}$$

式中 A——回归常数，即直线的截距；

B——回归系数，即直线的斜率。

4.5.1.2 经验公式的使用

代表性的经验公式见表 4-4，表中 p_s 为静力触探试验的比贯入阻力，N 为标准贯入试验击数。

经验公式都是根据一定地区或特定土类的试验资料统计得到的，它都有一定的适用范

围，使用经验公式时必须充分注意；在没有工程经验的地区或土类，选用经验公式时需要通过一定数量的试验加以检验。

表 4-4 所列的公式大多经过实际工程的应用，有的已经为国家标准或地方标准推荐使用，但在超出地区范围时仍需慎用，不同土类的经验公式绝对不能套用。

表 4-4 确定地基土容许承载力的经验公式

经验公式/ kPa	适用范围 / MPa	适用地区和土类	公式来源
$0.083p_s+54.6$	0.3～3	淤泥质土、一般粘性土	武汉联合试验组
$5.25\sqrt{p_s}-103$	1～10	中、粗砂	
$0.02p_s+59.5$	1～15	粉、细砂	
$5.8\sqrt{p_s}-46$	0.35～5	10 一般粘性土	《静力触探技术规定》（TBJ18—87）
$0.89p_s^{0.63}+14.4$	≤24	10 一般粘性土	
$0.112p_s+5$	<0.9	软土	
$1.482p_s^{0.60}$	0.5～6	10 新近沉积土	
$0.999p_s^{0.63}$	0.5～10	10 新近沉积土	
$0.075p_s+42$		上海褐黄色表土层	同济大学等
$0.070p_s+37$		上海淤泥质粘性土	
$0.075p_s+38$		上海灰色粘性土	
$0.055p_s+45$		上海粉土	
$150\lg p_s-355$	0.3～3.6	粉质粘土	河南省设计院
$0.05p_s+73$	1.5～6	一般粘性土	建设部综勘院
$0.01p_s+150$	2.2～16	粘质粉土	轻工部第二设计院
$72+9.5N^{1.2}$		粉土	铁道部第三设计院
$222N^{0.3}-212$		粉、细砂	
$850N^{0.1}-803$		中、粗砂	
$20.2N+80$	3～18	一般粘性土	武汉市设计院等

注：计算时静力触探比贯入阻力 p_s 以 kPa 代入，计算结果亦为 kPa。

4.5.2 规范推荐的地基承载力表

在有些设计规范或勘察规范中常给出了一些土类的地基承载力表，使用时可以根据勘察成果从表中查得所需的承载力值。但应注意这些承载力表的局限性，规范推荐的地基承载力表一般是根据现场载荷试验资料统计得到的，有些表则是根据工程经验归纳的。即使是依据试验资料得到的地基承载力表，亦仅仅是某些地区的经验，用之于全国各地不一定都能很好地符合实际情况。因此，要进行试验复核、工程检验工作，以积累使用规范地基承载力表的经验。

4.5.2.1 承载力表的类型

按照查表时的依据可以分为三种类型的地基承载力表：

1）依据勘察报告中对土的类别、状态、密度等的描述，从承载力表查得地基承载力，

如表 4-5 和 4-6 所示的岩石地基承载力表和碎石土地基承载力表；

2）依据勘察报告中土的物理力学指标从承载力表查得土的地基承载力值，这种承载力表一般用一个指标，如表 4-7 和 4-8；也有用两个指标的，如表 4-9 和表 4-10；

3）依据勘察报告中土的原位测试结果从承载力表查得地基承载力值，如表 4-11 和 4-12 所示。

表 4-5　岩石承载力标准值（kPa）

岩石类别 \ 风化程度	强风化	中等风化	微风化
硬质岩石	500～1000	1500～2500	≥4000
软质岩石	200～500	700～1200	1500～2000

表 4-6　碎石土承载力标准值（kPa）

土的名称 \ 密实度	稍　密	中　密	密　实
卵　石	300～600	500～800	800～1000
碎　石	250～400	400～700	700～900
圆　砾	200～300	300～500	500～700
角　砾	200～250	250～400	400～600

表 4-7　沿海地区淤泥和淤泥质土承载力基本值

天然含水量（%）	36	40	45	50	55	65	75
$f_0$①/kPa	100	90	80	70	60	50	40

① 粉土承载力基本值。

表 4-8　素填土承载力基本值

压缩模量 E_s/MPa	7	5	4	3	2
f_0/kPa	160	135	115	85	65

注：压缩模量 E_s 从 100kPa 至 200kPa 压力段取值。

表 4-9　粉土承载力基本值 f_0（kPa）

孔隙比 e \ 含水量 w（%）	10	15	20	25	30	35	40
0.5	410	390	365				
0.6	310	300	280	270			
0.7	250	240	225	215	205		
0.8	200	190	180	170	165		
0.9	160	150	145	140	130	125	
1.0	130	125	120	115	110	105	100

注：1. 加底线的数值仅供内插用。

2. 折算系数ξ为 0。

3. 在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段，新近沉积的粉土，其工程性质一般较差，应根据当地实践经验取值。

表 4-10　粘性土承载力基本值 f_0（kPa）

孔隙比 e \ 液性指数 I_L	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
0.5	475	430	390	360		
0.6	400	360	325	295	265	
0.7	325	295	265	240	210	170
0.8	275	240	220	200	170	135
0.9	230	210	190	170	135	105
1.0	200	180	160	135	115	
1.1		160	135	115	105	

注：1. 加底线的数值仅供内插用。

2. 折算系数ξ为 0.1。

3. 在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段，新近沉积的粘性土，其工程性质一般较差，第四纪晚更新世（Q_3）及其以前沉积的老粘性土，其工程性质通常较好，这些土均应根据当地实践经验取值。

表 4-11　砂土承载力标准值 f_k（kPa）

土　类 \ N	10	15	30	50
中、粗砂	180	250	340	500
粉、细砂	140	180	250	340

表 4-12　粘性土承载力标准值（kPa）

N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_k	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

4.5.2.2　地基承载力表的使用

地基承载力表是工程经验的总结，是在大量试验数据分析的基础上得到的，符合一般规律，对于工程实践，特别是大量的中、小型工程的勘察和设计发挥了重要的作用。但是，如果不正确地使用地基承载力表，可能会造成浪费或工程隐患，因此在使用承载力表时必须注意以下几个问题：

1）上述三种承载力表都是建立在载荷试验资料的基础上，因此从承载力表查得的承载力都必须进行基础埋置深度和宽度的修正；

2）第一种类型的地基承载力表是根据勘察报告对土的定性评价来查表的，承载力表给出的是一定的范围值，使用时要根据对土的类型和工程性质特点在表值范围内选择一个合适的承载力值。这种类型的承载力表给出的是标准值，可以直接代入式（4-3）进行深宽修正；

3）第三种类型的地基承载力表是根据勘察报告给出的标准贯入击数来查表的，承载力表给出的标准值，也可以直接代入式（4-3）进行深宽修正。由于承载力表给出的是承载力的标准值，所以应当用标准贯入击数 N 的标准值 N_k 查表。

$$N_k = N_m\left(1 - t_\alpha \frac{\delta_N}{\sqrt{n}}\right) \tag{4-15}$$

式中 N_m——标准贯入击数的平均值；

t_α——学生氏函数的分位值，α 为置信概率；

δ_N——标准贯入击数的子样变异系数；

n——标准贯入击数的数据数量。

4）第二种类型的承载力表是根据勘察报告给出的物理力学指标的平均值来查表的，所得到的也是承载力的平均趋势，考虑到查表指标在回归方程中的传递，应对查表结果进行必要的修正才成为标准值，因此将查表结果称为基本值 f_0。

用经验公式预估设计参数的误差有两部分来源，一部分与回归方程的置信带有关，部分则与代入指标的变异性有关。对式（4-14）所示的线性回归方程，考虑误差传递影响的估计结果为

$$\bar{Y}_0 = \left(A + B\bar{X}_0 \pm t_\alpha \psi \hat{\sigma}\right)\eta \tag{4-16}$$

式中 ψ——回归方程影响系数，$\psi = \left[\frac{1}{n} + \frac{(\bar{X}_0 - \bar{X})^2}{SS_X}\right]^{1/2}$

$\bar{X}$——回归统计时的变量均值；

η——代入指标影响系数，$\eta = 1 \pm \frac{t_\alpha}{\sqrt{n_0}} K\delta_{X_0}$

$$K = \frac{B\bar{X}_0}{A + B\bar{X}_0}$$

$\hat{\sigma}$——回归方程的剩余标准差；

$\bar{Y}_0$——考虑误差传递影响的计算值；

$\bar{X}_0$——以平均值代入回归方程的指标；

n——建立回归方程的数据组的组数；

n_0——代入指标的数据数量；

SS_X——回归统计时的变量统计值。

考虑上述误差的传递，并进行一定的简化，可以将基本值 f_0 乘以回归修正系数 ψ_f 得到承载力的标准值 f_k，回归修正系数 ψ_f 由下式给出

$$\Psi_f = 1 - \left(\frac{2.884}{\sqrt{n_0}} + \frac{7.918}{n_0^2}\right)\delta \tag{4-17}$$

式中 δ——变异系数，当查表用两个指标时，变异系数应按下式计算：

$$\delta = \delta_1 + \xi\delta_2 \tag{4-18}$$

式中 δ_1——第一指标的变异系数；

δ_2——第二指标的变异系数；

ξ——第二指标的折算系数，由相应的承载力表规定。

4.6 地基极限承载力计算公式

地基极限承载力除了可以从载荷试验求得外，还可以用半理论半经验公式计算，这些公式都是在刚塑体极限平衡理论基础上解得的。下面介绍常用的几个极限承载力公式。

4.6.1 普朗特尔地基极限承载力公式

1. 普朗特尔基本解 1920 年、普朗德尔（L.Prandtl）根据塑性平衡理论，研究了坚硬物体压入较软的、均匀的、各向同性材料的过程，导出了如式（4-20）所示的极限压力表达式。人们把他的解应用于解决地基承载力的课题上，进一步作了各种不同形式的修正，以便在工程实践中加以利用。

假定条形基础置于地基表面（d=0），地基土无重量（γ=0），且基础底面光滑无摩擦力时，如果基础下形成连续的塑性区而处于极限平衡状态时，根据塑性力学得到的地基滑动面性状如图 4-7 所示。地基的极限平衡区可分为 3 个区：在基底下的Ⅰ区，因为假定基底无摩擦力，故基底平面是最大主应力面，基底竖向压力是大主应力，对称面上的水平向压力是小主应力（即朗金主动土压力），两组滑动面与基础底面间成（45° + φ/2）角，也就是说Ⅰ区是朗金主动状态区；随着基础下沉，Ⅰ区土楔向两侧挤压，因此Ⅲ区因水平向应力成为大主应力（即朗金被动土压力）而为朗金被动状态区，滑动面也是由两组平面组成，由于地基表面为最小主应力平面，故滑动面与地基表面成（45° - φ/2）角；Ⅰ区与Ⅲ区的中间是过渡区Ⅱ，第Ⅱ区的滑动面一组是辐射线，另一组是对数螺旋曲线，如图 4-7 中的 CD 及 CE，其方程式为

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi} \tag{4-19}$$

式中 r——是从起点 o 到任意 m 的距离（图 4-8）；

r_0——沿任一所选择的轴线 on 的距离；

θ——on 与 om 之间的夹角；任一点 m 的半径与该点的法线成 φ 角。

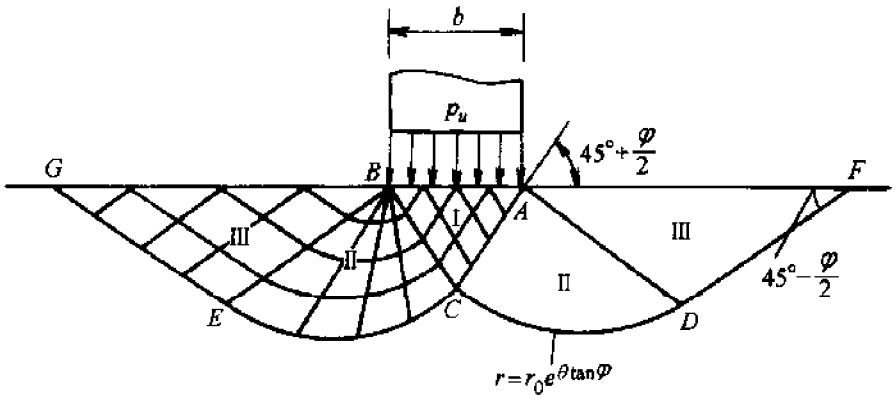

图 4-7 普朗特尔公式的滑动面形状

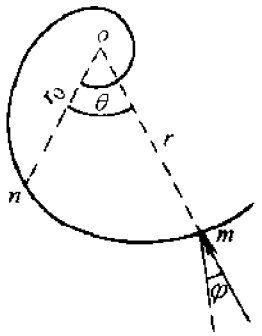

图 4-8　对数螺旋线

对以上情况，普朗特尔得出极限荷载的理论公式

$$p_u = c\left[e^{\pi\tan\varphi}\cdot\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)-1\right]\cdot c\tan\varphi = c\cdot N_c \tag{4-20}$$

式中　N_c——承载力系数，$N_c=\left[e^{\pi\tan\varphi}\cdot\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)-1\right]\cdot\cot\varphi$，是土内摩擦角 φ 的函数，可从表 4-13 查得。

2. 雷斯诺对普朗特尔公式的补充　一般基础均有一定的埋置深度 d，若埋置深度较浅时，为简化起见，可忽略基础底面以上两侧土的抗剪强度，而将这部分土作为分布在基础两侧的均布荷载 $q=\gamma d$ 作用在 AF 面上，见图 4-9。这部分超载限制了塑性区的滑动隆起，使地基极限承载力得到了提高，雷斯诺(H. Reissner，1924)在普朗特尔公式假定的基础上，导得了由超载 q 产生的极限荷载公式

$$p_u = qe^{\pi\tan\varphi}\cdot\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)=q\cdot N_q \tag{4-21}$$

式中　N_q——承载力系数，$N_q=e^{\pi\tan\varphi}\cdot\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$，是土内摩擦角 φ 的函数，可从表 4-13 查得。

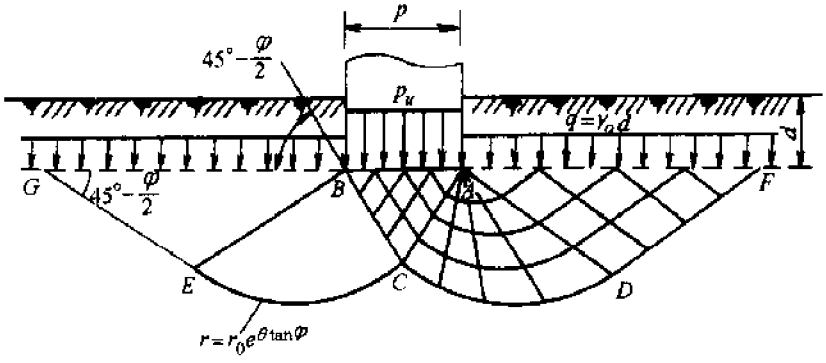

图 4-9　基础有埋置深度时的雷斯诺解

将式（4-20）及（4-21）合并，得到不考虑土的体积力时，埋置深度为 d 的条形基础的极限荷载公式

$$p_u = q \cdot N_q + c \cdot N_c \tag{4-22}$$

承载力系数 N_q、N_c 可按土的内摩擦角 φ 值由表 4-13 查得。

表 4-13　普朗特尔公式的承载力系数表（适用于式 4-20~4-23）

φ（°）	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
N_r	0	0.62	1.75	3.82	7.71	15.2	30.1	62.0	135.5	322.7
N_q	1.00	1.57	2.47	3.94	6.40	10.7	18.4	33.3	64.2	134.9
N_c	5.14	6.49	8.35	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	133.9

从式（4-22）可看出，当基础放置在砂土地基($c=0$）表面上（$d=0$）时，地基的承载力将等于零，这显然是不合理的。这种不符合实际现象的出现，主要是假设地基土无重度（$\gamma=0$），不考虑体积力所造成的。

若考虑土的重力时，普朗特尔导得的滑动面Ⅱ区中的 CD、CE（见图 4-7、9）就不再是对数螺旋曲线了，其滑动面形状很复杂，目前尚无法按极限平衡理论求得其解析解。为了弥补这一缺陷，许多学者对普朗特尔一雷斯诺公式作了进一步的近似修正。

3．泰勒对普朗特尔公式的补充　泰勒（D.W.Taylor，1948）提出，若考虑土体重时，假定其滑动面与普朗特尔公式相同，那么图 4-9 中的滑动土体 $ABGECDF$ 的重力，将使滑动面 $GECDF$ 上土的抗剪强度增加。泰勒假定其增加值可用一个换算粘聚力 $c' = \gamma t\tan\varphi$ 来表示，其中 γ、φ 为土的重度及内摩擦角，t 为滑动土体的换算高度，假定 $t = \frac{b}{2}\cdot\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$，这样用（$c+c'$）代替式（4-22）中的 c，即得考虑滑动土体重力时普朗特尔极限荷载计算公式：

$$\begin{aligned} P_u &= qN_q + (c+c')\cdot N_c = qN_q + c'N_c + cN_c \\ &= qN_q + cN_c + \gamma\frac{b}{2}\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\left[e^{\pi\tan\varphi}\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)-1\right] \\ &= \frac{1}{2}\gamma bN_\gamma + qN_q + cN_c \end{aligned} \tag{4-23}$$

式中　N_r——承载力系数，$N_r = \tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\left[e^{\pi\tan\varphi}\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)-1\right] = (N_q-1)\cdot\tan\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)$，

可按 φ 值由表 4-13 查得。

4.6.2　斯凯普顿地基极限承载力公式

对于饱和软粘土地基土（$\varphi=0$），连续滑动面Ⅱ区的对数螺旋线蜕变成圆弧（$r = r_0e^{\theta\tan\varphi} = r_0$），其连续滑动面如图 4-10 所示，其中 CD 及 CE 为圆周弧长。取 $OCDI$ 为隔离体，OA 面上作用着需求的极限荷载 p_u，OC 面上受到的为主动土压力

$$p_a = p_u \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = p_u - 2c$$

DI 面上受到的为被动土压力

$$p_p = q \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = q + 2c$$

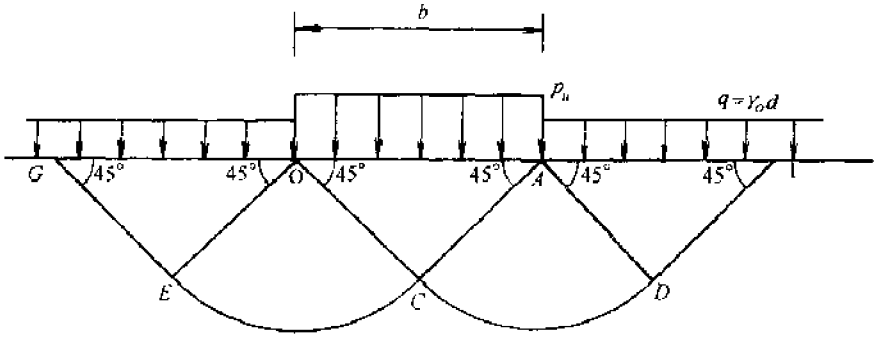

图 4-10　斯凯普顿公式的滑动面形状

在上述计算主动、被动土压力时，没有计及地基土体重力（$\gamma \neq 0$）的影响，因为 $\varphi=0$ 时，主动、被动土压力系数均为 1，土体重力在 *OC*、*DI* 面上产生的主动、被动土压力大小、作用点相同、方向相反，对地基的稳定性没有影响。

CD 面上还有粘聚力 *c*，各力对 *A* 点取力矩，则

$$p_a \frac{\overline{OC}^2}{2} + p_u \frac{\overline{OA}^2}{2} = c\overset{\frown}{CD}\overline{AC} + p_p \frac{DI^2}{2} + q\frac{1}{2}\overline{AI}^2$$

或

$$(p_u - 2c)\frac{1}{2} \times \frac{b^2}{4} + p_u \frac{1}{2} \times \frac{b^2}{4} = c\frac{\sqrt{2}}{4}\pi b \frac{\sqrt{2}}{2} b + 2c\frac{1}{2} \times \frac{b^2}{4} + q \cdot \frac{1}{2} \times \frac{b^2}{4} + \frac{1}{8} q b^2$$

所以

$$p_u = (\pi + 2)c = 5.14c + q = 5.14c + \gamma_0 d \tag{4-24}$$

以上是饱和软粘土地基在条形荷载作用下的极限承载力公式。它是普朗特尔－雷斯诺极限荷载公式在 $\varphi=0$ 时的特例。

对于矩形基础，参考前人的研究成果，斯凯普顿（A.W.Skempton）给出的地基极限承载力公式为：

$$p_u = 5c\left(1 + \frac{b}{5l}\right)\left(1 + \frac{d}{5b}\right) + \gamma_0 d \tag{4-25}$$

式中　*c*——地基土粘聚力（kPa），取基底以下 0.707*b* 深度范围内的平均值；考虑饱和粘性土和粉土在不排水条件下的短期承载力时，粘聚力应采用土的不排水抗剪强度 c_u；

b、*l*——分别为基础的宽度和长度（m）；

γ_0——基础埋置深度 *d* 范围内土的重度（kN/m³）。

工程实践证明，用斯凯普顿公式计算的软土地基承载力与实际情况是比较接近的，安全系

数 K 可取 1.1～1.3。

4.6.3 太沙基地基极限承载力公式

太沙基（K.Terzaghi，1943）提出了条形浅基础的极限荷载公式。太沙基从实用考虑认为，当基础的长宽比 $l/b \geqslant 5$ 及基础的埋置深度 $d \leqslant b$ 时，就可视为是条形浅基础。基底以上的土体看作是作用在基础两侧底面上的均布荷载 $q=\gamma d$。

太沙基假定基础底面是粗糙的，地基滑动面的形状如图 4-11 所示，也可以分成 3 个区：Ⅰ区—在基底底面下的土楔 ABC，由于基底是粗糙的，具有很大的摩擦力，因此 AB 面不会发生剪切位移，也不再是大主应力面，Ⅰ区内土体不是处于朗金主动状态，而是处于弹性压密状态，它与基础底面一起移动，并假定滑动面 AC（或 BC）与水平面成 φ 角。Ⅱ区假定与普朗特尔公式一样，滑动面一组是通过 A、B 点的辐射线，另一组是对数螺旋曲线 CD、CE。前面已指出，如果考虑土的重度时，滑动面就不会是对数螺旋曲线，目前尚不能求得两组滑动面的解析解，太沙基忽略了土的重度对滑动面的影响，是一种近似解。由于滑动面 AC 与 CD 间的夹角应该等于（$\pi/2+\varphi$），所以对数螺旋曲线在 C 点切线是竖直的。Ⅲ区—是朗金被动状态区，滑动面 AD 及 DF 与水平面成 $\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$ 角。

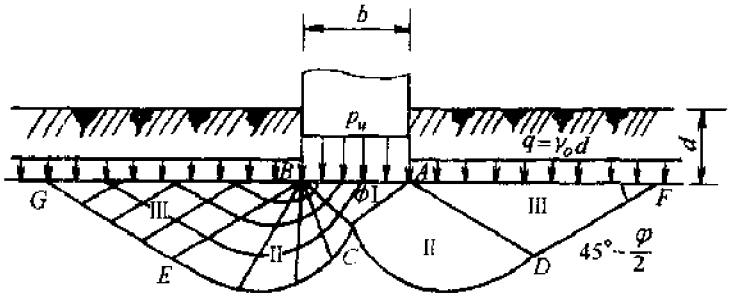

图 4-11　太沙基公式滑动面形状

若作用在基底的极限荷载为 p_u 时，假设此时发生整体剪切破坏，那么基底下的弹性压密区（Ⅰ区）ABC 将贯入土中，向两侧挤压土体 $ACDF$ 及 $BCEG$ 达到被动破坏。因此，在 AC 及 BC 面上将作用被动力 p_p，p_p 与作用面的法线方向成 δ 角，已知摩擦角 $\delta=\varphi$，故 p_p 是竖直向的，见图 4-12。取脱离体 ABC，考虑单位长度基础，根据平衡条件

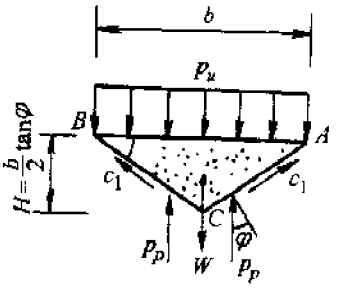

图 4-12　土楔 ABC 受力示意图

$$p_u b = 2c_1 \sin\varphi + 2p_p - W \qquad (4\text{-}26)$$

式中　c_1——AC 及 BC 面上土粘聚力的合力，$c_1 = c\overline{AC} = \dfrac{cb}{2\cos\varphi}$；

W——土楔体 ABC 的重力，$W = \dfrac{1}{2}\gamma H b = \dfrac{1}{4}\gamma b^2 \tan\varphi$。

由此，公式（4-26）可写成

$$p_u = c \cdot \tan\varphi + \frac{2p_p}{b} - \frac{1}{4}\gamma\, b \tan\varphi \tag{4-27}$$

被动力 p_p 是由土的重度γ、粘聚力 c 及超载 q 三种因素引起的总值，要精确地求得它是很困难的。太沙基从实际工程要求的精度出发作了适当简化，认为浅基础的地基极限承载力可近似地假设为分别由以下三种情况近似结果的总和：（1）土是无质量、有粘聚力和内摩擦角，没有超载，即γ=0，c≠0，φ≠0，q=0；（2）土是无质量、无粘聚力，有内摩擦角、有超载，即γ=0，c=0，φ≠0，q≠0；（3）土是有质量的，没有粘聚力，但有内摩擦角，没有超载，即γ≠0，c=0，φ≠0，q=0。最后从式（4-27）可得太沙基的极限承载力公式

$$p_u = \frac{1}{2}\gamma\, bN_\gamma + qN_q + cN_c \tag{4-28}$$

式中 N_γ、N_q、N_c 为承载力系数，它们都是无量纲系数，仅与土的内摩擦角φ 有关，可由表 4-14 查得。

表 4-14　太沙基公式承载力系数表

φ（°）	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
$N\gamma$	0	0.51	1.20	1.80	4.0	11.0	21.8	45.4	125	326
Nq	1.0	1.64	2.69	4.45	7.42	12.7	22.5	41.4	81.3	173.3
Nc	5.71	7.32	9.58	12.9	17.6	25.1	37.2	57.7	95.7	172.2

式（4-28）只适用于条形基础，对于圆形或方形基础，太沙基提出了半经验的极限荷载公式

圆形基础

$$p_u = 0.6\gamma\, RN_\gamma + qN_q + 1.2cN_c \tag{4-29}$$

式中　R——圆形基础的半径（m），其余符号意义同前。

方形基础

$$p_u = 0.4\gamma\, bN_\gamma + qN_q + 1.2cN_c \tag{4-30}$$

式（4-28～4-30）只适用于地基土是整体剪切破坏情况，即地基土较密实，其 $p-S$ 曲线有明显的转折点，破坏前沉降不大等情况。对于松软土质，地基破坏是局部剪切破坏，沉降较大，其极限荷载较小。太沙基建议在这种情况下采用较小的$\bar{\varphi}$、$\bar{c}$值代入上式公式计算极限承载力。即令

$$\tan\bar{\varphi} = \frac{2}{3}\tan\varphi \qquad \bar{c} = \frac{2}{3}c \tag{4-31}$$

根据$\bar{\varphi}$值从表 4-14 中查承载力系数，并用$\bar{c}$代入公式计算。

用太沙基极限承载力公式计算地基承载力时，其安全系数应取为 3。

4.6.4 考虑其它因素影响时的极限承载力计算公式

前面所介绍的普朗特尔－雷斯诺及太沙基等的极限承载力公式，都只适用于中心竖向荷载作用时的条形基础，同时不考虑基底以上土的抗剪强度的作用。因此，若基础上作用的荷载是倾斜的或有偏心，基底的形状是矩形或圆形，基础的埋置深度较深，计算时需要考虑基底以上土的抗剪强度影响，或土中有地下水时，就不能直接应用前述极限荷载公式。针对这类情况，以下介绍两种计算方法。

1. 汉森地基承载力公式 汉森（B.Hanson，1961，1970）提出的在中心倾斜荷载作用下，不同基础形状及不同埋置深度时的极限承载力计算公式如下

$$p_u = \frac{1}{2}\gamma N_\gamma i_\gamma s_\gamma d_\gamma + qN_q i_q s_q d_q + cN_c i_c s_c d_c \qquad (4\text{-}32)$$

式中 N_γ、N_q、N_c——承载力系数。N_q、N_c值与普朗特尔-雷斯诺公式相同，见式（4-20）及（4-21），或由表 4-13 查得；N_γ值汉森建议按 $N_\gamma=1.8(N_q-1)\tan\varphi$ 计算；

i_γ、i_q、i_c——荷载倾斜系数，其表达式见表 4-15；

s_γ、s_q、s_c——基础形状系数，其表达式见表 4-16；

d_γ、d_q、d_c——深度系数，其表达式见表 4-17。

其余符号意义同前。

表 4-15 荷载倾斜系数表

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{N + Ac\cdot\cot\varphi}\right)^5 > 0$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{N + Ac\cdot\cot\varphi}\right)^5 > 0$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1} \qquad (\text{当}\varphi>0)$$

$$i_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{Ac}} \qquad (\text{当}\varphi=0)$$

式中 N、H——作用在基础底面的竖向荷载及水平荷载；

A——基础底面面积，$A=b\times l$（偏心荷载时为有效面积 $A=b'l'$）

表 4-16 基础形状系数

矩 形 基 础	方 形 或 圆 形 基 础
$s_\gamma = 1 - 0.4i_\gamma\frac{b}{l}$ $s_q = 1 + 0.4i_q\frac{b}{l}\sin\varphi$ $s_c = 1 + 0.2i_c\frac{b}{l}$	$s_\gamma = 1 - 0.4i_\gamma$ $s_q = 1 + i_q\sin\varphi$ $s_c = 1 + 0.2i_c$

一种是考虑软弱下卧层对整个地基承载力的影响，验算双层地基承载力。前一种是比较实用的方法，后一种考虑的问题比较全面，但用于工程设计，尚需进行研究工作，对某些参数的取法进行规定。

4.7.1 软弱下卧层强度的验算

现行的有些设计规范采用验算软弱下卧层强度的方法。这种方法将基底压力扩散到软弱下卧层的顶面，然后验算在软弱下卧层顶面处的应力是否小于软弱下卧层的承载力。如果不满足这一要求，则必须扩大基础底面积以降低基底压力的数值。这种验算方法的关键是如何计算下卧层顶面的应力以及如何确定下卧层的地基承载力。

《建筑地基基础设计规范》规定，当地基受力层范围内有软弱下卧层时，应按下式验算

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_z \tag{4-33}$$

式中 p_z——软弱下卧层顶面处的附加压力设计值（kPa）；

p_{cz}——软弱下卧层顶面处土的自重压力标准值（kPa）；

f_z——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力设计值（kPa）。

上式中的附加压力可以用均质半无限体的应力计算方法，即根据持力层厚度与基础宽度之比用第五章中的应力系数进行计算。对于双层体系，考虑到持力层的刚度大于软弱下卧层的刚度，刚度较大的持力层对应力的分布具有扩散作用，则软弱下卧层顶面处的应力必然小于用均质土理论方法求得的应力。如采用双层体系的应力分布理论解，计算比较复杂，因此，规范规定当持力层与软弱下卧层的压缩模量之比大于或等于 3 时，采用扩散角的简化方法计算软弱下卧层顶面处的附加压力，即假定相同的总荷载分布在扩大后的面积上，从而减小了压力强度。经持力层扩散以后，软弱下卧层顶面处的附加应力可用如下公式计算

对于条形基础

$$p_z = \frac{b(p - p_c)}{b + 2z\tan\theta} \tag{4-34}$$

对于条形基础

$$p_z = \frac{lb(p - p_c)}{(b + 2z\tan\theta)(l + 2z\tan\theta)} \tag{4-35}$$

式中 b——矩形基础和条形基础底边的宽度（m）；

l——矩形基础底边的长度（m）；

p_c——基础底面处土的自重压力标准值（kPa）；

z——基础底面至软弱下卧层顶面的距离（m）；

θ——地基压力扩散线与垂直线的夹角，可按表 4-18 采用。

式（4-33）中的软弱下卧层的承载力 f_z 是经过深度修正的，即用软弱下卧层顶面的实际埋藏深度进行修正；如果用承载力公式计算，则计算深度也应采用软弱下卧层顶面的埋藏

深度，计算时的宽度仍采用基础的宽度。

表 4-18　地基压力扩散角（°）

$\frac{E_{s1}}{E_{s2}}$	z/b	
	0.25	0.50
3	6	23
5	10	25
10	20	30

注：1. E_{s1}为持力层压缩模量；E_{s2}为软弱下卧层压缩模量。

2. $z<0.25b$ 时一般取$\theta=0°$，必要时，宜由试验确定；$z>0.50$ 时θ值不变。

4.7.2　软弱下卧层对地基承载力的影响

考虑到软弱下卧层强度低于持力层，双层地基的整体承载力必然低于持力层的承载力，可从不同的角度来考虑软弱下卧层的影响，得到不同的计算双层地基极限承载力的公式。

4.7.2.1　汉森的加权平均法

当各土层的强度相差不太大时，汉森建议采用按土层厚度加权平均的方法计算整个地基的抗剪强度指标。若基础宽度为 b，则在滑动面最大切割深度 z_{max} 范围内的各土层指标均需参与加权平均计算。然后，用加权平均的抗剪强度指标计算地基极限承载力，持力层越薄，软弱下卧层所占的比重越大，加权平均抗剪强度指标下降越多，则整个地基的承载力越低。根据汉森的建议，滑动面最大切割深度 z_{max} 可由下式计算

$$z_{max}=\lambda b \tag{4-36}$$

式中　b——基础宽度（m）；

λ——系数，根据持力层的内摩擦角，由表 4-19 中查得。

表 4-19　λ 值表

$\tan\alpha$ \ $\bar{\varphi}$（°）	≤20	21～35	36～45
≤0.2	0.60	1.20	2.00
0.21～0.30	0.40	0.90	1.60
0.31～0.40	0.20	0.60	1.20

表 4-19 所给的λ值对软土来说是偏小的，从图 4-7 可见，作为极限情况，当内摩擦角为零时，基础底面以下的主动区的端点距基底的距离是基础宽度的一半，当内摩擦角为 20° 时，λ 值已为 0.71，而过渡区曲线的最低点比主动区的端点则要低得多。

4.7.2.2　$\varphi=0$ 的层状粘土地基

基础埋置在$\varphi=0$ 的两层软粘土上，持力层的不排水抗剪强度 c_1 大于下卧层的不排水抗剪强度 c_2，则考虑下卧层影响后的层状地基的极限承载力可由下式计算

$$q_u = c_1 N_m + q \tag{4-37}$$

式中 c_1——持力层土的不排水抗剪强度指标（kPa）；

q——基础两侧土的超载（kPa）；

N_m——考虑层状土影响的修正承载力系数，与两层土的不排水抗剪强度指标的比值 $k_c=c_2/c_1$ 有关，由下式求得

$$N_m = \frac{1}{\beta} + k_c N_c s_c \tag{4-38}$$

式中 β——冲剪指数，$\beta = \dfrac{bl}{2z(b+l)}$；

b——基础宽度（m）；

l——基础长度（m）；

z——持力层厚度（m）；

N_c、s_c——分别为承载力系数和形状系数。

4.7.2.3 持力层冲剪破坏模式

当持力层比较薄，而基础又较宽，考虑持力层可能发生冲剪破坏时，层状地基的极限承载力由下式计算

$$q_u = q_b + \frac{2(c_a z + p_p \sin\delta)}{b} - \gamma_1 z \tag{4-39}$$

式中 q_b——下卧层土的极限承载力（kPa）；

c_a——冲剪面上的附着力（kPa）；

p_p——冲剪面上的被动土压力（kN/m）；

δ——被动土压力作用线与水平面的倾角（°）；

γ_1——持力层土的重度（kN/m^3）。

第 5 章　建筑物变形验算与控制

5.1　概述

地基土在建筑物荷载的作用下产生竖向和水平向的变形，过大的变形不仅影响建筑物的正常使用，而且还会造成建筑物结构的损坏，危及建筑物的安全，影响工程质量，是一种工程病害。在市场经济条件下，多数建筑物已成为商品，工程的质量即商品质量，是消费者非常关心的问题，由建筑物过大变形所引发的纠纷在经济合同纠纷中已占很大的比重，引起了各方面的关注。因此，在地基基础设计时，变形验算与控制是一项重要的内容。不同类型的建筑物地基，其变形特征是不同的，它主要取决于荷载的特征和地基土条件。一般的居住建筑，荷载主要是竖向的；码头、挡土墙一类的荷载则有很大的水平分量；如果场地是水平的，而荷载又主要是竖向的，地基土主要产生竖向的变形；对于建造在斜坡上的建筑物或水平荷载比较大的建筑物，除了竖向变形还应当考虑水平向变形。在这一章里主要讨论竖向变形，即沉降的验算与控制。

由于影响建筑物变形的因素非常复杂，设计时只能控制最基本的条件，使产生过大沉降的可能性减少到一定的程度。但是，仍无法从根本上控制过大变形的发生，有的建筑物在建筑物竣工以后，甚至在施工过程中，就出现了过大的变形，发生整体倾斜，构件开裂等工程事故。因此，对现有建筑物过大变形的鉴定、变形的纠正以及受损建筑物的加固与治理已成为正在发展的技术领域。在本章里将介绍一些过大变形建筑物鉴定、纠偏、加固与治理的工程实例。

5.2　建筑物变形的特征

地基的竖向变形和建筑物的结构共同作用的结果表现为不同的变形特征，可分为四种主要的类型：沉降量、沉降差、倾斜和局部倾斜。不同的建筑物产生的变形特征不同，对建筑物的作用不同，控制的要求也不相同。有些变形特征容易在设计时事先估计，但有些变形特征不容易事先估计，因此变形控制的难易程度也不相同。

5.2.1　沉降量

沉降一词是指竖向的变形，地基的竖向变形称为地基沉降，地基连同建筑物一起下沉则称为建筑物沉降，沉降又是一个泛指的词，包括各种形态的竖向变形。第一类称为沉降量，又称为绝对沉降，以区别于后面的其它类型的沉降。沉降量是指一个建筑物或一个基

础下各点比较均匀的沉降，它通常发生在建筑物的荷载比较均匀而地基土亦比较均匀的时候。例如建筑物各部位的高度和荷载的分布都相差不大，地基土土层的厚度和力学指标在平面上亦相差不大，这时候可以用建筑物基础中点的沉降来代表。均匀的沉降不会引起建筑物结构的次应力，不会损坏建筑物构件，但是沉降过大会带来一系列使用上的问题。例如下水道倒坡、煤气管破裂、建筑物周围积水、相邻建筑物连接部位开裂等。沉降量的计算值通常只按基础中点的应力增量及土的压缩性指标计算，当荷载和土层非常不均匀时应分别计算各特征点的沉降值，然后再取平均值。

5.2.2 沉降差

沉降差是指相邻两个柱基或两个建筑构件之间沉降的差值。两个柱基或建筑物分别单独计算沉降量，然后相减，也可以是一个水平向构件（如梁）两端沉降的差值。沉降差对建筑物的结构，特别是超静定结构的安全有严重的威胁，同时也会引起使用上的问题，例如行车梁的倾斜使行车产生滑轨事故。但沉降差对建筑物的安全和使用的危害不仅在于沉降差绝对数量的大小，而与两点之间的距离有关，因而通常采用沉降量的差值与两点之间的距离的比值来表示沉降差。在两个计算点的荷载有明显差别或土层性质有明显差别时，可以分别计算两个基础的沉降，然后相减求得沉降量的差值；有时两个基础的荷载或土层性质并没有明显的差别，就无法在设计时预先估计沉降差，但由于各种因素的影响，最终可能会出现沉降差。

5.2.3 倾斜

倾斜是指整个建筑物或基础的中心线偏离铅垂线的程度。倾斜主要用以控制高层建筑或高耸构筑物的整体变形，也可用于单独基础两侧沉降不相同时的变形分析。倾斜的指标是用基础两侧的沉降量差值与基础宽度的比值表示，当倾斜主要是由荷载偏心或土层不均匀所引起时，基础两侧的沉降量差值可以计算；但当荷载偏心不明显或土层比较均匀时，很难用计算的方法在事先求得。倾斜对建筑物的危害在于重心偏离以后使结构产生的次应力，而且倾斜进一步加剧了偏心的发展，形成恶性循环，危及结构的安全；倾斜对建筑物的正常使用也会造成不良的后果，电梯井倾斜后影响电梯的运行，当倾斜能被人们的肉眼发觉时就会造成心理恐慌和影响城市景观。

5.2.4 局部倾斜

局部倾斜主要用于描述砌体承重结构纵墙在 6～10m 范围内不均匀沉降所造成的建筑物变形状况。砌体承重结构的纵墙常因应力叠加、相邻影响或土层局部不均匀而开裂。为了定量分析这种变形的大小与纵墙开裂的关系，定义了局部倾斜这一特征量。局部倾斜为沿纵墙方向 6～10m 范围内基础两点的沉降差值与其距离的比值。

5.3 建筑物地基变形的允许值

根据对建筑物实测沉降资料的分析和建筑物使用状态调查，可以总结出各种变形特征的控制界限值。《建筑地基基础设计规范》（GBJ 7—89）给出了如表 5-1 所示的建筑物地基变形容许值。

表 5-1 建筑物地基变形允许值

变形特征		地基土类别	
		中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜		0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差			
（1）框架结构		0.002l	0.003l
（2）砖石墙填充的边排柱		0.0007l	0.001l
（3）当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构		0.005l	0.005l
单层排架结构（柱距为 6m）柱基的沉降量/mm		120	200
桥式吊车轨面的倾斜（按不调整轨道考虑）			
纵向		0.004	
横向		0.003	
多层和高层建筑基础的倾斜	$Hg\leqslant 24$	0.004	
	$24<Hg\leqslant 60$	0.003	
	$60<Hg\leqslant 100$	0.002	
	$Hg>100$	0.0015	
高耸结构基础的倾斜	$Hg\leqslant 20$	0.008	
	$20<Hg\leqslant 50$	0.006	
	$60<Hg\leqslant 100$	0.005	
	$100<Hg\leqslant 150$	0.004	
	$150<Hg\leqslant 200$	0.003	
	$200<Hg\leqslant 250$	0.002	
高耸结构基础的沉降量 / mm	$Hg\leqslant 100$	（200）	400
	$100<Hg\leqslant 200$		300
	$200<Hg\leqslant 250$		200

注：l 为相邻柱基的中心距离（m）；Hg 为自室外地坪起算建筑物高度（m）。

表 5-1 给出的容许变形值是在大量沉降观测资料与建筑物使用情况调查结果分析的基础上得到的。图 5-1 是设有吊车的单层排架结构相邻柱基最大沉降差与使用情况的统计图，共调查了 15 座单层排架结构厂房，柱基最大沉降量在 27.2～42.4cm 之间，相邻柱基最大沉降差与柱距的比值纵向在 0.0005～0.0125 之间，横向在 0.00027～0.0095 之间。从图可以看出，凡是纵向最大沉降差大于 0.003 的厂房大多数出现吊车滑轨的事故，横向最大沉降差大于

0.004 的厂房大多数出现小车滑轨的事故，以 0.003 和 0.004 分别为横向和纵向沉降差的容许值是既安全又是经济的。图 5-2 是高压缩性土地区多层框架结构最大沉降差的统计，在高压缩性土地区共搜集了 31 幢多层框架结构的建筑物的沉降观测资料，其中开裂的建筑物 17 幢，未开裂的 14 幢，从图可以看出当最大沉降差大于 0.003 时，大多数建筑物已出现开裂，小于 0.003 时，大多数建筑物是完好的。以 0.003 作为允许变形值可以保证足够的安全并且是经济的，从资料来看，当沉降差小于 0.003 时还有个别的建筑物已开裂，如要保证 100% 不开裂，需将容许变形值定为 0.0025，但在经济上要多花代价。

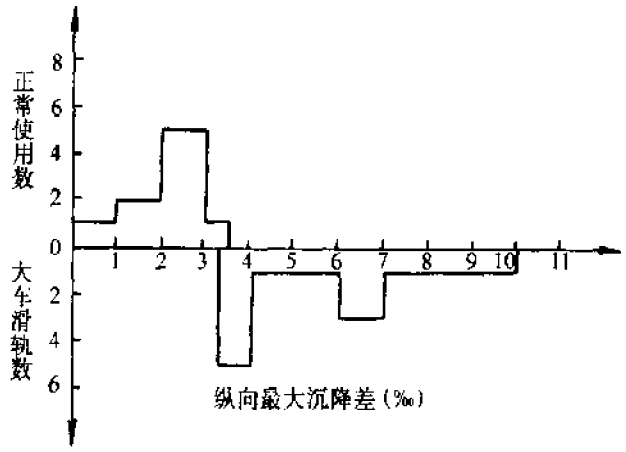

图 5-1　单层排架结构相邻柱基最大沉降差统计图

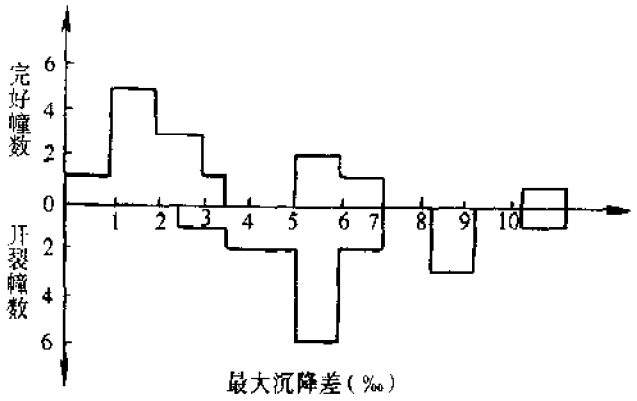

图 5-2　多层框架最大沉降差统计图

表 5-1 中的容许变形值是在沉降观测和事故调查资料分析、总结的基础上，考虑技术上安全可靠和造价上的经济合理，综合平衡各方面的因素制定的。这些数值反映了客观的规律性，与人们的工程经验相吻合。影响容许变形值的主要因素为建筑物的结构特点、地基土的变形特征以及建筑物的使用要求。例如，在工业与民用建筑相邻柱基的沉降差一栏中，当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构（静定结构）的容许变形值最大；框架结构是超静定结构，基础产生的不均匀沉降能引起结构的次应力，因此其容许变形值小于静定结构；对于有砖石墙填充的边排柱，很小的不均匀变形就可能使墙体开裂，故其容许变形值仅为框架结构的 1/3。又如高压缩性土对不均匀沉降的敏感性就比中、低压缩性土要差，容

许变形值比中、低压缩性土大，这是因为高压缩性土的固结时间比较长，不均匀沉降发展速度比较慢，上部结构混凝土或砖墙砌体由于徐变的作用，能适应发展比较慢的不均匀变形，故容许变形值比较大。

表 5-1 给出了一般建筑物的地基变形容许值，对于有特殊要求的工业建筑物尚无统一的规定，有关工业部门根据工业建筑物使用要求的特点，制定了相应的规定。

根据最近 10 年来对软土地区 60 座大型油罐的现场实测资料的分析研究，参考了有关的国外文献资料，提出了油罐整体倾斜、罐周差异沉降和罐基拱度的经验公式，给出了表 5-2 所示的建议值。

表 5-2 油罐地基容许倾斜建议值

变形特征			地基土类别	容许相对倾斜（沿任意直径方向沉降差 Δs）	实测变形值		
					最大沉降/cm		相对倾斜
					罐中心	罐周	
油罐的差异沉降	平面倾斜	浮顶	高压缩性粘性土	$(0.004\sim0.006)D$	125	85	$(0.002\sim0.008)D$
		拱顶		$(0.008\sim0.010)D$	190	170	$(0.002\sim0.013)D$
	非平面倾斜	浮顶	高压缩性粘性土	$(0.22\times10^{-2})L$			$(0.15\times10^{-2})L$
		拱顶		$(0.40\times10^{-2})L$			$(0.22\times10^{-2})L$
	底板蝶形沉降		高压缩性粘性土	$(0.011\sim0.010)D$			$(2.15\times10^{-2})L$

注：D 为油罐直径（m）；L 为罐周测点间距（m）。

5.4 建筑物地基变形计算

5.4.1 概述

从上述地基变形特征的分析可以看出，各种变形特征都是由沉降量计算求得的。因此沉降计算是变形计算的主要内容。建筑物的沉降是由荷载引起的，建筑物的自重和使用荷载通过板、梁和墙柱传至基础底面形成分布压力，分布压力在地基土内部产生附加应力传至一定的深度范围，受到附加应力作用的范围内的土体产生压缩变形，在地基土表面形成沉降使基础下沉。基础的面积愈大，基础底面的分布压力愈大，附加应力扩散的范围也愈大，最终形成的沉降也就愈大。沉降的大小还和地基土的性质有关，地基土的压缩性愈大，沉降愈大，在我国东南沿海一带有深厚的软土，压缩性很高，建筑物的沉降很大，容易造成工程事故。土是由三相物质组成的，土中水的存在使土的变形性质十分复杂，在附加应力的作用下，土体发生压缩的同时必须排除相应的土中水，因此压缩的速度取决于土的渗透速度，如果土的渗透系数很低，则需要很长的时间才能完成。在软土地区，建筑物基础的沉降通常要经历 10 余年甚至更长的时间。由规范建议的公式计算的沉降实际上是最终的沉降量。如果需要还可以计算沉降发展的过程，亦即计算加载以后不同时间的沉降量，这

时就需要应用土的固结理论。

5.4.2 土中应力的计算

5.4.2.1 土的自重应力计算

由土体自身的重力作用产生的应力称为土的自重应力σ_c，自重应力与计算点的深度成正比，亦与土的重度成正比，设土体中M点距地面的距离为z，土体的重度为γ，则M点的竖向自重应力σ_{cz}由下式计算

$$\sigma_{cz}=\gamma z \tag{5-1}$$

水平向自重应力由下式计算

$$\sigma_{cx}=\sigma_{cy}=K_0\sigma_{cz}=K_0\gamma z \tag{5-2}$$

式中 K_0——土的静止侧压力系数。

5.4.2.2 基础底面压力的分布

基础底面压力分布问题涉及到基础与地基土两种不同物体间的接触压力问题。在弹性理论中称为接触课题，是一个比较复杂的问题，在实际工程应用时作了一些简化，使计算比较简单。

对于建筑物的一般基础，通常假定是绝对刚性的，也就是基础底面始终保持平面。在刚性基础底面实际压力不是线性分布的，这已为许多实测所证实，但为了计算方便，亦假定为线性分布。采用这种简化方法计算，也就是按照材料力学公式计算。基础底面的总压力p由下式求得

当轴心荷载作用时

$$p=\frac{N+G}{A} \tag{5-3}$$

当偏心荷载作用时

$$\begin{aligned} p_{\max}&=\frac{N+G}{A}+\frac{M}{W}\\ p_{\min}&=\frac{N+G}{A}-\frac{M}{W} \end{aligned} \tag{5-4}$$

式中 N——上部结构传至基础顶面的竖向力（kN）；

G——基础自重和基础上的土重（kN）；

A——基础底面面积（m^2）；

M——作用于基础底面的力矩（kN-m）；

W——基础底面的抵抗矩（m^3）；

p_{max}——基础底面边缘的最大压力（kPa）；

p_{min}——基础底面边缘的最小压力（kPa）。

当偏心距$e>b/6$时，p_{max}应按下式计算

$$p_{\max}=\frac{2(N+G)}{3la} \tag{5-5}$$

式中 l——垂直于力矩作用方向的基础底面边长（m）；

a——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离（m）。

式（5-1）至（5-3）所计算的基础底面压力分布图形分别见图 5-3～图 5-5。

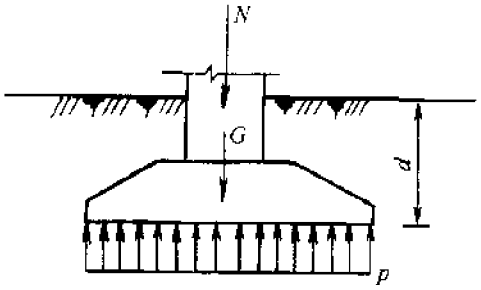

图 5-3 轴心荷载作用时的基础底面压力分布

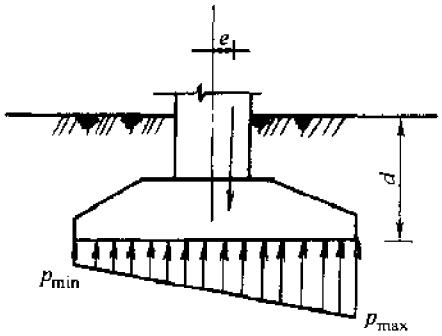

图 5-4 偏心荷载作用时的基础底面压力分布

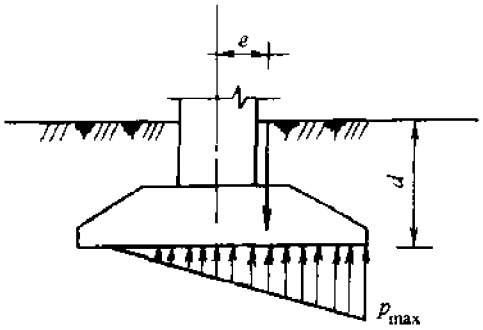

图 5-5 当 $e>b/6$ 时的基础底面压力分布

5.4.2.3 基础底面的附加压力

基础一般埋置于地面以下一定的深度，基础底面距室外地坪的距离称为埋置深度 d。在基础底面标高处的自重应力由下式计算

$$\sigma_{cz}=\gamma d \tag{5-6}$$

对于一般正常压密的土层，认为在自重压力作用下的压缩已经完成，因此在建筑物作用下产生的沉降并不是由式（5-3）～（5-5）所计算的基础底面总压力产生的，而是由总压力减去自重压力以后的附加压力产生的，附加应力由下式计算

$$p_0 = p - \gamma d \tag{5-7}$$

5.4.2.4 集中荷载作用下的应力分布

在均匀的、各向同性的、半无限的直线变形体表面作用着一个竖向的集中力 Q（图 5-6），求解半无限体内任意点的应力及位移，这称为布西奈斯克课题。

法向应力

$$\sigma_z = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5} \tag{5-8}$$

$$\sigma_x=\frac{3Q}{2\pi}\left\{\frac{zx^2}{R^5}+\frac{1-2\mu}{3}\left[\frac{R^2-Rz-z^2}{R^3(R+z)}-\frac{x^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2}\right]\right\} \tag{5-9}$$

$$\sigma_y=\frac{3Q}{2\pi}\left\{\frac{zy^2}{R^5}+\frac{1-2\mu}{3}\left[\frac{R^2-Rz-z^2}{R^3(R+z)}-\frac{y^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2}\right]\right\} \tag{5-10}$$

剪应力

$$\tau_{xy}=\tau_{yx}=\frac{3Q}{2\pi}\left[\frac{xyz}{R^5}-\frac{1-2\mu}{3}\frac{xy(2R+z)}{R^5(R+z)^2}\right] \tag{5-11}$$

$$\tau_{yz}=\tau_{zy}=-\frac{3Q}{2\pi}\frac{yz^2}{R^5} \tag{5-12}$$

$$\tau_{zx}=\tau_{xz}=-\frac{3Q}{2\pi}\frac{xz^2}{R^5} \tag{5-13}$$

式中 μ——土的侧膨胀系数。

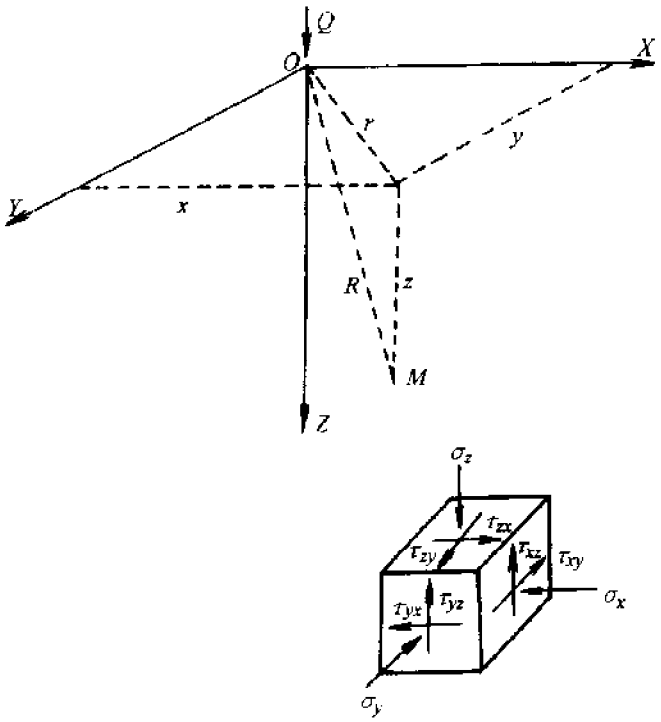

图 5-6 布西奈斯克课题

根据图 5-6 所示的几何关系，可将式（5-8）写成如下形式

$$\sigma_z=\frac{3Qz^3}{2\pi R^5}=\frac{3Q}{2\pi z^2}\frac{1}{\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}=\alpha\frac{Q}{z^2} \tag{5-14}$$

式中 α——应力系数，它是（r/z）的函数，可从表 5-3 查得。

表 5-3　集中力作用下应力系数α值

r/z	α	r/z	α	r/z	α	r/z	α	r/z	α
0.00	0.4775	0.50	0.2733	1.00	0.0844	1.50	0.0251	2.00	0.0085
0.05	0.4745	0.55	0.2466	1.05	0.0744	1.55	0.0224	2.20	0.0085
0.10	0.4657	0.60	0.2214	1.10	0.0658	1.60	0.0200	2.40	0.0040
0.15	0.4516	0.65	0.1798	1.15	0.0581	1.65	0.0179	2.60	0.0029
0.20	0.4329	0.70	0.1762	1.20	0.0513	1.70	0.0160	2.80	0.0021
0.25	0.4103	0.75	0.1565	1.25	0.0454	1.75	0.0144	3.00	0.0015
0.30	0.3849	0.80	0.1386	1.30	0.0402	1.80	0.0129	3.50	0.0007
0.35	0.3577	0.85	0.1226	1.35	0.0357	1.85	0.0116	4.00	0.0004
0.40	0.3294	0.90	0.1083	1.40	0.0317	1.90	0.0105	4.50	0.0002
0.45	0.3011	0.95	0.0956	1.45	0.0282	1.95	0.0095	5.00	0.0001

5.4.2.5　分布荷载作用下土中应力计算

实际的荷载通过基础分布在一定面积的地基上，如基础面积是有规则的，基础底面的附加压力的分布也是有规律的，就可以采用积分的方法求解土中应力值。为了实用的方便，对于常用的基础形状已经给出了积分的结果，读者可以十分方便地计算地基中任意点的应力。

1．圆形面积上作用均布荷载时土中竖向正应力σ_z的计算　设圆形面积的半径为 R，土中应力计算点 M 的位置见图 5-7，M 点的深度为 z，距 Z 轴的水平距离为 r，则竖向正应力可由下式计算

$$\sigma_z=\alpha_c p \tag{5-15}$$

式中　p——荷载的分布强度（kPa）；

α_c——应力系数，是 r/R 及 z/R 的函数，其值由表 5-4 查得。

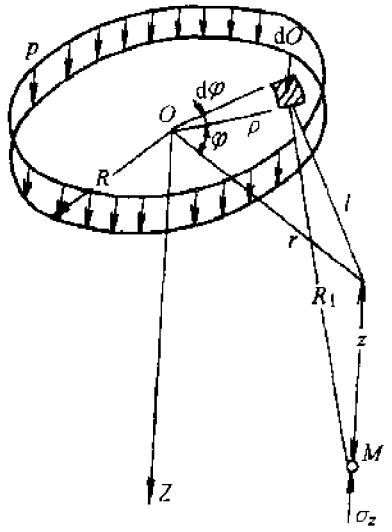

图 5-7　圆形面积均布荷载作用下竖向应力σ_z的计算

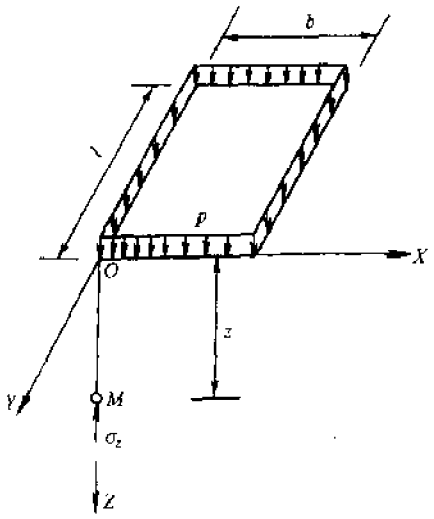

图 5-8　矩形面积均布荷载作用时角点下竖向应力σ_z的计算

表 5-5　矩形面积均布荷载作用时角点下竖向应力系数α_c

深宽比	矩形面积长宽比 $n=l/b$									
$m=z/b$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	≥10
0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249
0.4	0.240	0.242	0.243	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
0.6	0.223	0.228	0.230	0.232	0.232	0.233	0.234	0.234	0.234	0.234
0.8	0.200	0.208	0.212	0.215	0.217	0.218	0.220	0.220	0.220	0.220
1.0	0.175	0.185	0.191	0.196	0.198	0.200	0.203	0.204	0.204	0.205
1.2	0.152	0.163	0.171	0.176	0.179	0.182	0.187	0.188	0.189	0.189
1.4	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.174	0.174
1.6	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.159	0.160	0.160
1.8	0.097	0.108	0.117	0.124	0.129	0.133	0.143	0.146	0.147	0.148
2.0	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.136	0.137
2.5	0.060	0.069	0.077	0.083	0.089	0.093	0.106	0.111	0.114	0.115
3.0	0.045	0.058	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.096	0.099
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.048	0.060	0.067	0.071	0.076
5.0	0.018	0.021	0.024	0.027	0.030	0.033	0.044	0.050	0.055	0.061
7.0	0.010	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.025	0.031	0.035	0.043
9.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.024	0.032
10.0	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.017	0.020	0.028

3. 角点法　在矩形面积上作用着均布荷载时，土体中任意一点的竖向应力可以采用角点法进行计算。角点法是一种应力叠加的方法，最简单的例子是计算图 5-9 所示的矩形基础中点 O 以下的应力分布，基础的宽度为 B，长度为 L，应力计算点 M 的位置在基础中点 O

以下深度为 z 处。通过中点可以作两条基础边的平行线，将基础划分为 4 个面积相等的小矩形，中点的竖向应力σ_z为每个小矩形面积角点应力σ_{zi}的 4 倍，每个小矩形面积的角点应力σ_{zi}按式（5-16）计算，查表 5-5 小矩形面积的长度 $l=L/2$，宽度 $b=B/2$，则长宽比 $n=l/b=L/B$，深宽比 $m=z/b=2z/B$。

如果计算点 M 的投影 A 点不在基础的中点（见图 5-10），则可以通过 A 点将基础划分为面积不相等的 4 个小矩形面积，分别用式（5-16）计算每个小矩形面积的角点应力σ_{zi}，然后相加即得该点的应力σ_z。

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{4} \sigma_{zi} \tag{5-17}$$

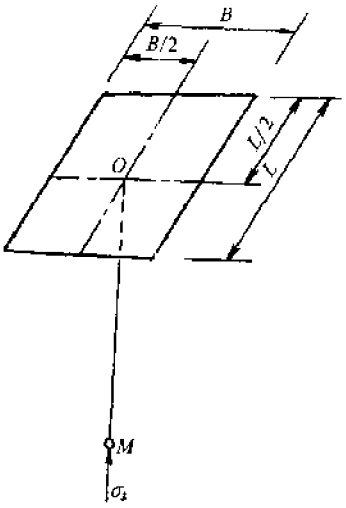

图 5-9　角点法计算基础中点应力

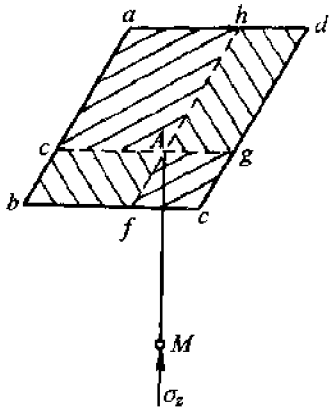

图 5-10　角点法计算基础范围以内任意点的应力

如果计算点 M 的投影 A 点位于基础范围以外，如图 5-11 所示，可以通过 4 个虚拟荷载面积的加减来叠加，这 4 个虚拟荷载面积的角点都应该通过 A 点，这样都可以用式（5-16）的角点法计算每一个虚拟荷载面积的角点应力。由面积 abcd 上的荷载引起的应力$\sigma_{z\,(abcd)}$由下式求得

$$\sigma_{z\,(abcd)} = \sigma_{zi\,(Aeah)} - \sigma_{zi\,(Aebg)} - \sigma_{zi\,(Afdh)} + \sigma_{zi\,(Afcg)} \tag{5-18}$$

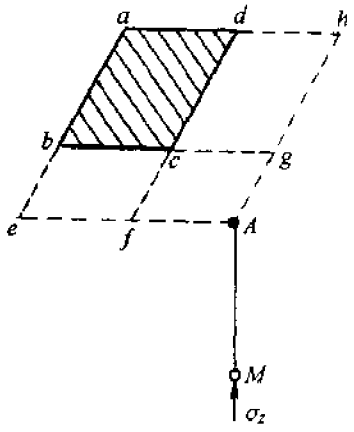

图 5-11　角点法计算基础范围以外任意点的应力

4．矩形面积上三角形分布荷载作用下的应力计算

在偏心荷载作用下，基础底面反力的分布是梯形或三角形，梯形分布可以分解为均布和三角形分布两部分分别计算以后叠加。前面已经讨论过均布荷载作用下应力计算的角点法，下面介绍三角形分布荷载作用下应力计算的角点法。

计算简图如图 5-12 所示，设矩形面积的宽度为 b，长度为 l，在宽度方向荷载呈三角形分布，计算应力点在荷载为零的角点以下深度为 z 处，则竖向应力σ_z由下式计算

$$\sigma_z = \alpha_t p \tag{5-19}$$

式中 p——荷载分布的最大强度（kPa）；

α_t——竖向应力系数，是 l/b，z/b 的函数，由表 5-6 查得。

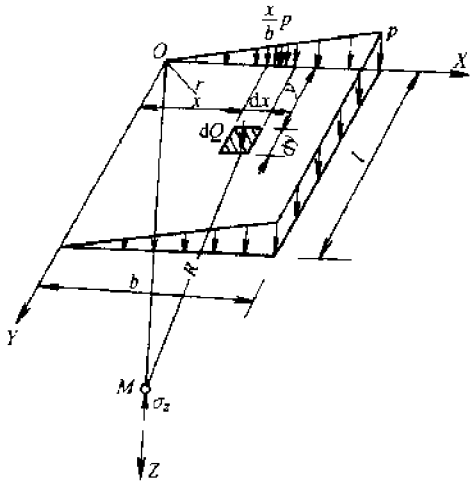

图 5-12 矩形面积上三角形分布荷载作用下，角点下的竖向应力计算

表 5-6 矩形面积上三角形分布荷载作用下，压力为零的角点以下的竖向应力系数α_t值

l/b z/b	0.2	0.6	1.0	1.4	1.8	3.0	8.0	10.0
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2	0.0233	0.0296	0.0304	0.0305	0.0306	0.0306	0.0306	0.0306
0.4	0.0269	0.0487	0.0531	0.0543	0.0546	0.0548	0.0549	0.0549
0.6	0.0259	0.0560	0.0654	0.0684	0.0694	0.0701	0.0702	0.0702
0.8	0.0232	0.0553	0.0688	0.0739	0.0759	0.0773	0.0776	0.0776
1.0	0.0201	0.0508	0.0666	0.0735	0.0766	0.0790	0.0796	0.0796
1.2	0.0171	0.0450	0.0615	0.0698	0.0738	0.0774	0.0783	0.0783
1.4	0.0145	0.0392	0.0554	0.0644	0.0692	0.0739	0.0752	0.0753
1.6	0.0123	0.0339	0.0492	0.0586	0.0639	0.0697	0.0715	0.0715
1.8	0.0105	0.0294	0.0453	0.0528	0.0585	0.0652	0.0675	0.0675
2.0	0.0090	0.0255	0.0384	0.0474	0.0533	0.0607	0.0636	0.0636
2.5	0.0063	0.0183	0.0284	0.0362	0.0419	0.0514	0.0547	0.0548
3.0	0.0046	0.0135	0.0214	0.0280	0.0331	0.0419	0.0474	0.0476
5.0	0.0018	0.0054	0.0088	0.0120	0.0148	0.0214	0.0296	0.0301
7.0	0.0009	0.0028	0.0047	0.0064	0.0081	0.0124	0.0204	0.0212
10.0	0.0005	0.0014	0.0024	0.0033	0.0041	0.0066	0.0128	0.0139

5.4.3 沉降计算

5.4.3.1 沉降的组成

地基最终的沉降量从机理上来分析，是由三个部分组成的（图 5-13），即

$$s = s_d + s_c + s_s \tag{5-20}$$

式中 s_d——瞬时沉降（初始沉降、不排水沉降）（mm）；

s_c——固结沉降（主固结沉降）（mm）；

s_s——次固结沉降（次压缩沉降、徐变沉降）（mm）。

下面分别介绍这三种沉降产生的主要机理及常用的计算方法。

1．瞬时沉降 瞬时沉降是在施加荷载后瞬时发生的，对于饱和的粘性土来说，在加荷的瞬间，孔隙水来不及排出，沉降是在没有体积变形的条件下产生的，这种变形实质上是通过剪应变引起的侧向挤出，是形状的变形。因此这种瞬时沉降的计算应考虑侧向变形。但是分层总和法等实用的沉降计算方法所应用的单向压缩试验（如薄压缩层地基上大面积均匀堆载）指标中没有反映侧向变形，所以计算结果中没有包括瞬时沉降这一分量。

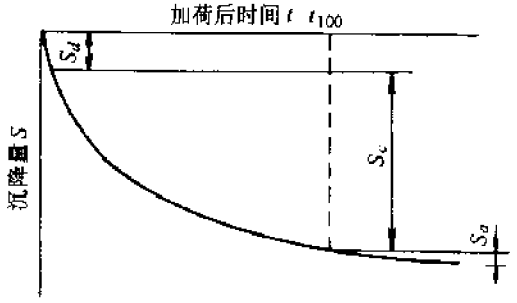

图 5-13 粘性土地基沉降的三个组成部分

大比例尺的室内试验及现场实测表明，可以用弹性理论公式来分析计算瞬时沉降，对于饱和的粘性土在适当的应力增量情况下，弹性模量可近似地假定为常数，即

$$s_d = \frac{p_0 b(1-\nu^2)}{E}\omega \tag{5-21}$$

式中 E、ν——为弹性模量及泊松比，由于这一变形阶段体积变形为零，可取 ν=0.5；

ω——沉降影响系数，由表 5-7 查用。

2．固结沉降 固结沉降是在荷载作用下，孔隙水被逐渐挤出，孔隙体积逐渐减小，从而土体压密产生体积变形而引起的沉降，是粘性土地基沉降最主要的组成部分。

在实用中可采用后面将要介绍的分层总和法等方法计算固结沉降，只是这些方法基于侧限假定，即按一维问题来考虑，虽与实际的二、三维应力状态不符，但由于确定二、三维应力状态下的压缩性指标比较复杂和困难，所以在工程实用上就难以严格按二、三维应力状态考虑。

3．次固结沉降 次固结沉降是指超静孔隙水压力消散为零，在有效应力基本上不变的情况下，随时间继续发生的沉降量，一般认为这是在恒定应力状态下，土中的结合水以粘滞流动的形态缓慢移动，造成水膜厚度相应地发生变化，使土骨架产生徐变的结果。

许多室内试验和现场量测的结果都表明，在主固结完成之后发生的次固结的大小与时间的关系在半对数坐标图上接近于一条直线，如图 5-14 所示。这样次固结引起的孔隙比变化可表示为

$$\Delta e = C_\alpha \lg \frac{t}{t_1} \tag{5-22}$$

式中 C_α——半对数坐标中直线的斜率，称为次固结系数；

t_1——相当于主固结达到100%的时间，根据次固结与主固结曲线切线交点得；

t——需要计算次固结的时间。

这样，地基次固结沉降的计算公式即为

$$s_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{1+e_{0i}} C_{\alpha i} \lg \frac{t}{t_1} \tag{5-23}$$

式中 H_i——第 i 层土的原度（mm）；

e_{0i}——第 i 层的原始孔隙比。

事实上这三种沉降并不能截然分开，而是交错发生的，只是某个阶段以一种沉降变形为主而已。不同的土，三个组成部分的相对大小及时间是不同的。例如，干净的粗砂地基沉降可认为是在荷载施加后瞬间发生的（包括瞬时沉降和固结沉降，此时已很难分开），次固结沉降不明显。对于饱和软粘土，实测的瞬时沉降可占最终沉降量的 30～40%，次固结沉降量同固结沉降量相比往往是不重要的。但对于含有有机质的软粘土，就不能不予考虑次固结沉降。

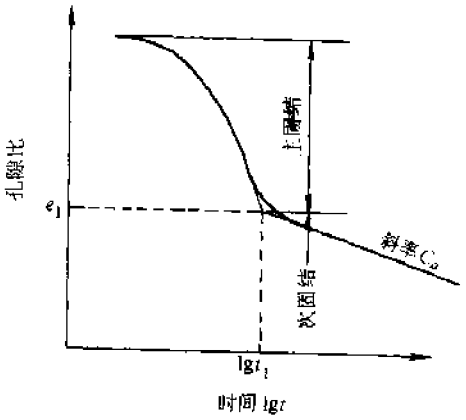

图 5-14 孔隙比与时间半对数的关系曲线

5.4.3.2 用弹性理论位移解计算

用弹性理论方法计算地基沉降是基于布西奈斯克课题的位移解，假定地基是均质的、各向同性的、线弹性的半无限体。

1. 点荷载作用下地表沉降 半无限体表面作用有一竖向集中力 Q 时，地表沉降 s 由下式计算

$$s = \frac{Q(1-\nu^2)}{\pi E\sqrt{x^2+y^2}} = \frac{Q(1-\nu^2)}{\pi E r} \tag{5-24}$$

式中 s——竖向集中力 Q 作用下地表任意点沉降（mm）；

r——集中力 Q 作用点与地表沉降计算点的距离，即 $\sqrt{x^2+y^2}$；

E——弹性模量（估算粘性土瞬时沉降，一般用 E 表示）或变形模量（MPa）；（估算最终沉降，用 E_0 表示）；

ν——泊松比。

理论的点荷载在实际上是不存在的，荷载总是作用在一定面积上的局部荷载。只是当沉降计算点离开荷载作用范围的距离与荷载作用面的尺寸相比是很大时，可以用一集中力 Q 代替局部荷载，利用式（5-24）进行近似计算。

2. 绝对柔性基础沉降 由于绝对柔性基础的抗弯刚度很小，传至基底地基的荷载与

作用与基础上的荷载分布基本一致，因此当图 5-16 基础 A 上作用有分布荷载 p_0（ξ，η）时，基础任一点 M（x，y）的沉降 s（x，y）利用式（5-24）通过在荷载分布面积 A 上积分得：

$$s(x,y)=\frac{1-\nu^2}{\pi E}\iint_A \frac{p_0(\xi,\eta)d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2+(y-\eta)^2}} \tag{5-25}$$

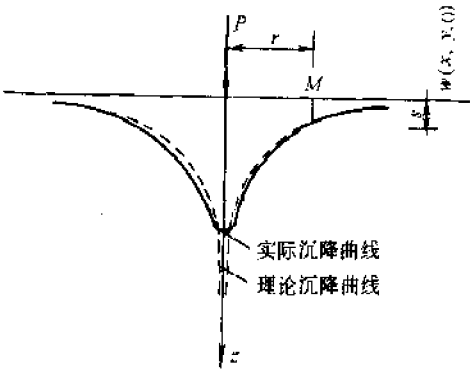

图 5-15　集中荷载作用下的地表沉降

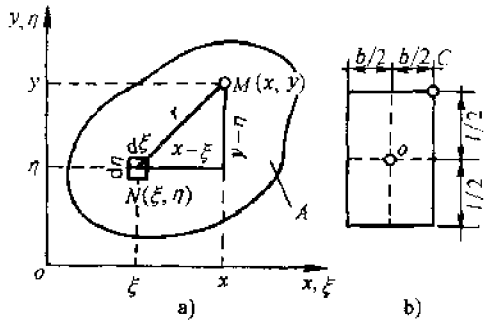

图 5-16　局部柔性荷载作用下的地表沉降

a）任意荷载面积　b）矩形面积

当 p_0（ξ，η）为矩形面积上的均布荷载时，由式（5-21），角点的沉降 s_c 为

$$s_c=\frac{(1-\nu^2)b}{\pi E}\left[m\ln\frac{1+\sqrt{m^2+1}}{m}+\ln(m+\sqrt{m^2+1})\right]p_0=\delta_c p_0=\frac{(1-\nu^2)}{E}\omega_c b p_0 \tag{5-26}$$

式中　m——$m=l/b$，即矩形面积的长宽比；

p_0——为基底附加压力；

δ_c——$\delta_c=\dfrac{(1-\nu^2)b}{\pi E}\left[m\ln\dfrac{1+\sqrt{m^2+1}}{m}+\ln(m+\sqrt{m^2+1})\right]$，称为角点沉降系数，即单位矩形均布荷载在角点引起的沉降；

ω_c——$\omega_c=\dfrac{1}{\pi}\left[m\ln\dfrac{1+\sqrt{m^2+1}}{m}+\ln(m+\sqrt{m^2+1})\right]$，称为角点沉降影响系数，是长宽比的函数，可由表 5-7 查得。

由于是绝对柔性荷载，故可利用式（5-26）用角点法得到矩形柔性基础上均布荷载作用下地基任意点沉降。如基础中点的沉降 s_o 为：

$$s_o=4\cdot\frac{1-\nu^2}{E}\omega_c\cdot\frac{b}{2}\cdot p_0=\frac{1-\nu^2}{E}\omega_0 b p_0 \tag{5-27}$$

式中　ω_0——称为中点沉降影响系数，是长宽比的函数，可由表 5-7 查得，对应某一长宽比，$\omega_0=2\,\omega_c$。

另外还可以得到矩形绝对柔性基础上均布荷载作用下基底面积 A 范围内各点沉降的平均值，即基础平均沉降 s_m

$$s_m = \frac{\iint_A s(x,y)dxdy}{A} = \frac{1-\nu^2}{E}\omega_m b p_0 \tag{5-28}$$

式中 ω_m——平均沉降影响系数，是长宽比的函数，可由表 5-7 查得，对应某一长宽比，$\omega_c < \omega_m < \omega_o$；

当 p_0（ξ，η）为圆形面积上的均布荷载时，可得到与上面几个公式相似的圆形面积圆心点、周边点及基底平均沉降，沉降影响系数也可由表 5-7 查得。

表 5-7 沉降影响系数 ω 值

		圆形	正方形		矩形（l/b）									
		——	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	100.0
柔性基础	ω_c	0.64	0.56	0.68	0.77	0.89	0.98	1.05	1.12	1.17	2.21	1.25	1.27	2.00
	ω_o	1.00	1.12	1.36	1.53	1.78	1.96	2.10	2.23	2.33	2.42	2.49	2.53	4.00
	ω_m	0.85	0.95	1.15	1.30	1.53	1.70	1.83	1.96	2.04	2.12	2.19	2.25	3.69
刚性基础	ω_r	0.79	0.88	1.08	1.22	1.44	1.61	1.72					2.12	3.40

3．绝对刚性基础沉降 绝对刚性基础的抗弯刚度为无穷大，受弯矩作用不会发生挠曲变形，因此基础受力后，原来为平面的基底仍保持为平面，计算沉降时，上部传至基础的荷载可用合力来表示。

（1）中心荷载作用下，地基各点的沉降相等。根据这个条件，可以从理论上得到圆形基础和矩形基础的沉降值：

对于圆形基础，基础沉降为

$$s = \frac{1-\nu^2}{E}\frac{\pi}{2}d\ p_0 = \frac{1-\nu^2}{E}\omega_r d\ p_0 \tag{5-29}$$

式中 d——圆形基础直径；

ω_r——刚性基础的沉降影响系数，是关于长宽比的函数，近似地可由表 5-7 查得；

p_0——$p_0 = p/A$，p 为中心荷载合力，A 为基底面积。

对于矩形基础，数学上可以用无穷级数来表示基础沉降，同样沉降可写成

$$s = \frac{1-\omega^2}{E}\omega_r b p_0 \tag{5-30}$$

（2）偏心荷载作用下，基础要产生沉降和倾斜。沉降后基底为一倾斜平面，基底倾斜可由弹性理论公式求得

对于圆形基础

$$\tan\theta = \frac{1-\nu^2}{E}\cdot\frac{6Pe}{d^3} \tag{5-31}$$

对于矩形基础

$$\tan\theta = \frac{1-\nu^2}{E}\cdot 8K\frac{Pe}{b^3} \tag{5-32}$$

式中 b——偏心方向的边长（m）；

P——传至刚性基础上的合力大小（kN）；

e——合力的偏心距（m）；

K——系数，按 l/b 可由图 5-17 查得。

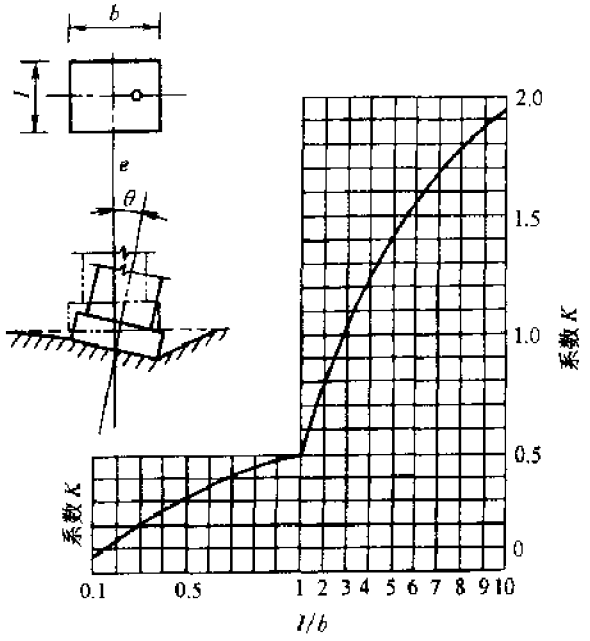

图 5-17 绝对刚性矩形基础倾斜计算系数 K 值

5.4.3.3 分层总和法计算沉降

分层总和法计算沉降是用布西奈斯克课题的应力解计算土中附加应力，然后根据分层土非线性的孔隙比～法向应力曲线的物理模型分别计算后叠加（图 5-18）。

1. 基本假定

1）一般取基底中心点下地基附加应力来计算各分层土的竖向压缩量，认为基础的平均沉降量 s 为各分层土竖向压缩量 s_i 之和，即

$$s=\sum_{i=1}^{n}s_i \tag{5-33}$$

式中 n——为沉降计算深度范围内的分层数。

当需要计算基础其它点的沉降时，可以应用前面介绍的角点法计算该点下的地基附加应力，然后计算分层沉降以后再用式（5-33）叠加。

2）计算 s_i 时，假设地基土只在竖向发生压缩变形，没有侧向变形，因此可以用室内侧限压缩试验得到的成果进行计算。

2. 计算步骤

1）地基土分层。成层土的层面（不同土层的压缩性及重度不同）及地下水面（水面上下土的有效重度不同）是当然的分层界面，分层厚度一般不宜大于 $0.4b$（b 为基底宽度。附加应力沿深度的变化是非线性的，土的 $e-p$ 曲线也是非线性的，因此分层厚度太大将产生较大的误差）。

2）计算各分层界面处土自重应力。土自重应力应从天然地面起算，地下水位以下一般应取有效重度。

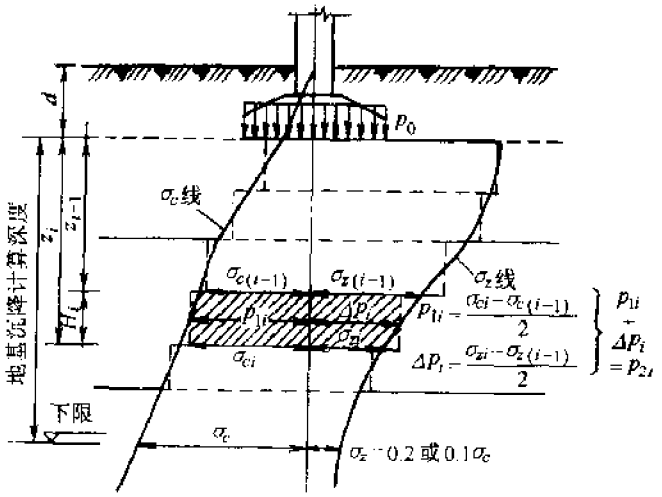

图 5-18　分层总和法计算地基最终沉降量

3）计算各分层界面处基底中心下竖向附加应力，按 5.4.2 介绍的方法计算。

4）确定地基沉降计算的压缩层厚度，由于附加应力随深度递减，自重应力随深度递增，因此，到了一定深度之后，附加应力与自重应力相比很小，引起的压缩变形就可忽略不计，将这个深度范围内土层的总厚度称为压缩层厚度，有的规范将压缩层的下限称为沉降计算深度。一般取地基附加应力等于自重应力的 20%（$\sigma_z=0.2\sigma_c$）深度处作为沉降计算深度的限值；若为高压缩性土，则应取地基附加应力等于自重应力的 10%（$\sigma_z=0.1\sigma_c$）深度处作为沉降计算深度的限值。

5）计算各分层土的压缩量 s_i。根据基本假定 2），可利用室内压缩试验成果进行计算：

$$s_i=\varepsilon_i H_i=\frac{\Delta e_i}{1+e_{1i}}H_i=\frac{e_{1i}-e_{2i}}{1+e_{1i}}H_i=\frac{a_i(p_{2i}-p_{1i})}{1+e_{1i}}H_i=\frac{\Delta p_i}{E_{si}}H_i \tag{5-34}$$

根据已知条件，具体可选用式（5-34）中一个表达式进行计算。

式中　ε_i——第 i 分层土的平均压缩应变；

H_i——第 i 分层土的厚度（m）；

e_{1i}——对应于第 i 分层土上下层面自重应力值的平均值 $p_{1i}=\dfrac{\sigma_{c(i-1)}+\sigma_{ci}}{2}$ 从土的压缩曲线上得到的孔隙比；

e_{2i}——对应于第 i 分层土自重应力平均值 p_{1i} 与上下层面附加应力值的平均值 $\Delta p_i=\dfrac{\sigma_{z(i-1)}+\sigma_{zi}}{2}$ 之和 $p_{2i}=p_{1i}+\Delta p_i$ 从土的压缩曲线上得到的孔隙比；

a_i——第 i 分层对应于 $p_{1i}\sim p_{2i}$ 段的压缩系数（MPa^{-1}）；

E_{si}——第 i 分层对应于 $p_{1i}\sim p_{2i}$ 段的压缩模量（MPa）。

6）按式（5-33）叠加计算基础的平均沉降量。

3. 简单讨论

1）分层总和法假设地基土在侧向不能变形，而只在竖向发生压缩，这种假设在当压

缩土层厚度同基底荷载分布面积相比很薄时才比较接近。如当不可压缩岩层上压缩土层厚度 H 不大于基底宽度之半（即 $b/2$）时，由于基底摩擦阻力及岩层层面阻力对可压缩土层的限制作用，土层压缩只出现很少的侧向变形。

2）假定地基土侧向不能变形引起的计算结果偏小，取基底中心点下的地基中的附加应力来计算基础的平均沉降导致计算结果偏大，因此在一定程度上得到了相互弥补。

3）当需考虑相邻荷载对基础沉降影响时，通过将相邻荷载在基底中心下各分层深度处引起的附加应力叠加到基础本身引起的附加应力中去来进行计算。

4）当基坑开挖面积较大、较深以及暴露时间较长时，由于地基土有足够的回弹量，因此基础荷载施加之后，不仅附加压力要产生沉降，初始阶段基底地基土恢复到原自重应力状态也会发生再压缩沉降。简化处理时，一般用 $p-\alpha\sigma_c$ 来计算地基中附加应力，α 为考虑基坑回弹和再压缩影响的系数，$0\leqslant\alpha\leqslant1$，对小基坑，由于再压缩量小，$\alpha$ 取 1，对宽达 10m 以上的大基坑 α 一般取 0。

5.4.3.4 应力面积法计算沉降

应力面积法是在分层总和法原理的基础上发展的一种计算方法，由于它是用积分的方法求得应力面积和平均应力系数，计算时可以不受分层厚度的限制，而且是精确解，给计算带来很大的方便，这里介绍的是《建筑地基基础设计规范》推荐的公式与配套方法。

1. 计算公式

1）基本计算公式的推导　如图 5-19 所示，若基底以下 z_{i-1} - z_i 深度范围第 i 土层的侧限压缩模量为 E_{si}（可取该层中点处相应于自重应力至自重应力加附加应力段的 E_s 值），则在基础附加压力作用下第 i 分层的压缩量 $\Delta s_i'$ 为

$$\Delta s_i'=\int_{z_{i-1}}^{z_i}\varepsilon_z dz=\int_{z_{i-1}}^{z_i}\frac{\sigma_z}{E_{si}}dz=\frac{1}{E_{si}}\int_{z_{i-1}}^{z_i}\sigma_z dz=\frac{1}{E_{si}}\left(\int_0^{z_i}\sigma_z dz-\int_0^{z_{i-1}}\sigma_z dz\right)\qquad(5\text{-}35)$$

式中 $\int_0^{z_i}\sigma_z dz$——为基底中心点以下 0～z_i 深度范围附加应力面积，用 A_i 来表示；

$\int_0^{z_{i-1}}\sigma_z dz$——为基底中心点以下 0～$z_{i-1}$ 深度范围附加应力面积，用 A_{i-1} 来表示。

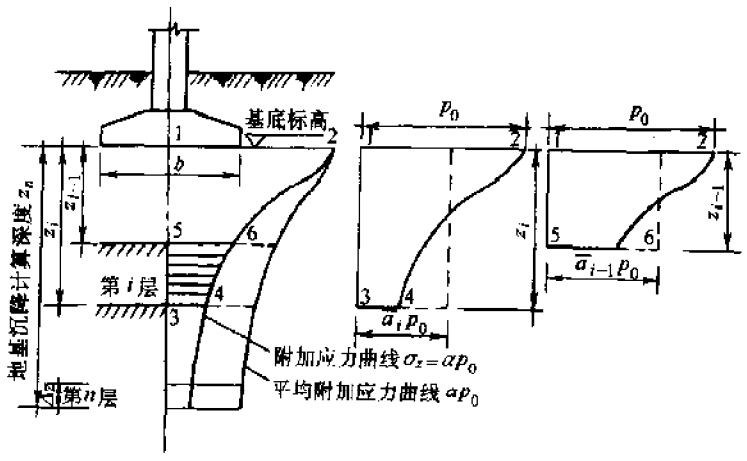

图 5-19　应力面积法计算地基沉降

则 $\Delta A_i = A_i - A_{i-1}$ 为基底中心以下 z_{i-1}~z_i 深度范围附加应力面积。则式（5-35）可表示为

$$\Delta s_i' = \frac{\Delta A_i}{E_{si}} = \frac{A_i - A_{i-1}}{E_{si}} \tag{5-36}$$

为了便于计算，将附加应力面积 A_i 及 A_{i-1} 分别改写为

$$A_i = (\bar{\alpha}_i p_0) z_i$$
$$A_{i-1} = (\bar{\alpha}_{i-1} p_0) z_{i-1} \tag{5-37}$$

则式（5-36）可表示成

$$\Delta s_i' = \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \tag{5-38}$$

这样，基础平均沉降量又可表示为

$$s' = \sum_{i=1}^{n} \Delta s_i' = \sum_{i=1}^{n} \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \tag{5-39}$$

式中 n——沉降计算深度范围划分的土层数；

p_0——基底附加压力（kPa）；

$\bar{\alpha}_i$、$\bar{\alpha}_{i-1}$——平均竖向附加应力系数；

$\bar{\alpha}_i p_0$、$\bar{\alpha}_{i-1} p_0$——分别将基底中心以下地基中 z_i、z_{i-1} 深度范围附加应力，按等面积化为相同深度范围内矩形分布时分布应力的大小。

表 5-8 给出了在矩形面积上均布荷载作用下角点下平均竖向附加应力系数 $\bar{\alpha}$ 值。有关矩形面积上三角形分布荷载作用下角点下平均竖向附加应力系数 $\bar{\alpha}$ 值这里从略。

表 5-8 均布的矩形荷载角点下的平均竖向附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/b \ l/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.6	4.0	5.0	>10.0
0.0	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500	.2500
0.2	.2496	.2497	.2497	.2498	.2498	.2498	.2498	.2498	.2498	.2498	.2498	.2498	.2498	.2498	.2498	.2498
0.4	.2474	.2479	.2481	.2483	.2483	.2484	.2484	.2484	.2485	.2485	.2485	.2485	.2485	.2485	.2485	.2485
0.6	.2423	.2437	.2444	.2448	.2451	.2452	.2453	.2454	.2454	.2455	.2455	.2455	.2455	.2455	.2455	.2456
0.8	.2346	.2372	.2387	.2395	.2400	.2403	.2405	.2407	.2407	.2408	.2409	.2409	.2409	.2410	.2410	.2410
1.0	.2252	.2291	.2313	.2326	.2335	.2340	.2344	.2346	.2348	.2349	.2350	.2351	.2352	.2352	.2353	.2353
1.2	.2149	.2199	.2229	.2248	.2260	.2268	.2274	.2278	.2280	.2282	.2284	.2285	.2286	.2287	.2288	.2289
1.4	.2043	.2102	.2140	.2164	.2180	.2191	.2199	.2204	.2208	.2211	.2213	.2215	.2217	.2218	.2220	.2221
1.6	.1939	.2006	.2049	.2079	.2099	.2113	.2123	.2130	.2135	.2138	.2141	.2143	.2146	.2148	.2150	.2152
1.8	.1840	.1912	.1960	.1994	.2018	.2034	.2046	.2055	.2061	.2066	.2070	.2073	.2077	.2079	.2082	.2084
2.0	.1746	.1822	.1875	.1912	.1938	.1958	.1972	.1982	.1990	.1996	.2000	.2004	.2009	.2012	.2016	.2018
2.2	.1659	.1737	.1793	.1833	.1862	.1883	.1899	.1911	.1920	.1927	.1933	.1937	.1943	.1947	.1952	.1955
2.4	.1578	.1657	.1715	.1757	.1789	.1812	.1830	.1843	.1854	.1862	.1868	.1873	.1880	.1885	.1890	.1895
2.6	.1503	.1583	.1642	.1686	.1719	.1745	.1764	.1779	.1790	.1799	.1806	.1812	.1820	.1825	.1832	.1838
2.8	.1433	.1514	.1574	.1619	.1654	.1680	.1701	.1717	.1729	.1739	.1747	.1753	.1763	.1769	.1777	.1784

（续）

l/b z/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.6	4.0	5.0	>10.0
3.0	.1369	.1449	.1510	.1556	.1592	.1619	.1641	.1658	.1672	.1682	.1691	.1698	.1708	.1715	.1725	.1733
3.2	.1310	.1390	.1450	.1497	.1533	.1562	.1584	.1602	.1617	.1628	.1638	.1645	.1657	.1664	.1675	.1685
3.4	.1256	.1334	.1394	.1441	.1478	.1508	.1531	.1550	.1565	.1577	.1587	.1595	.1607	.1616	.1628	.1639
3.6	.1205	.1282	.1342	.1389	.1427	.1456	.1480	.1500	.1515	.1528	.1539	.1548	.1561	.1570	.1583	.1595
3.8	.1158	.1234	.1293	.1340	.1378	.1408	.1432	.1452	.1469	.1482	.1493	.1502	.1516	.1526	.1541	.1554
4.0	.1114	.1189	.1248	.1294	.1332	.1362	.1387	.1408	.1424	.1438	.1450	.1459	.1474	.1485	.1500	.1516
4.2	.1073	.1147	.1205	.1251	.1289	.1319	.1344	.1365	.1382	.1396	.1408	.1418	.1434	.1445	.1462	.1479
4.4	.1035	.1107	.1164	.1210	.1248	.1279	.1304	.1325	.1342	.1357	.1369	.1379	.1396	.1407	.1425	.1444
4.6	.1000	.1070	.1127	.1172	.1209	.1240	.1265	.1287	.1304	.1319	.1332	.1342	.1359	.1371	.1390	.1410
4.8	.0967	.1036	.1091	.1136	.1173	.1204	.1229	.1250	.1268	.1283	.1296	.1307	.1324	.1337	.1357	.1379
5.0	.0935	.1003	.1057	.1102	.1139	.1169	.1194	.1216	.1234	.1249	.1262	.1273	.1291	.1304	.1325	.1348
5.2	.0906	.0972	.1026	.1070	.1106	.1136	.1162	.1183	.1201	.1217	.1230	.1241	.1259	.1273	.1295	.1320
5.4	.0878	.0943	.0996	.1039	.1075	.1105	.1130	.1152	.1170	.1186	.1199	.1211	.1229	.1243	.1265	.1292
5.6	.0852	.0916	.0968	.1010	.1046	.1076	.1101	.1122	.1140	.1156	.1170	.1181	.1200	.1215	.1238	.1266
5.8	.0828	.0890	.0941	.0983	.1018	.1047	.1072	.1094	.1112	.1128	.1141	.1153	.1172	.1187	.1211	.1240
6.0	.0805	.0866	.0916	.0957	.0991	.1021	.1046	.1067	.1085	.1101	.1115	.1126	.1146	.1161	.1185	.1216
6.2	.0783	.0842	.0891	.0932	.0966	.0995	.1020	.1041	.1059	.1075	.1089	.1101	.1120	.1136	.1161	.1193
6.4	.0762	.0820	.0869	.0909	.0942	.0971	.0995	.1016	.1035	.1050	.1064	.1076	.1096	.1111	.1137	.1171
6.6	.0742	.0799	.0847	.0886	.0919	.0948	.0972	.0993	.1011	.1027	.1041	.1053	.1073	.1088	.1114	.1149
6.8	.0723	.0780	.0826	.0865	.0898	.0926	.0950	.0970	.0988	.1004	.1018	.1030	.1050	.1066	.1092	.1129
7.0	.0705	.0761	.0806	.0844	.0877	.0904	.0928	.0949	.0967	.0982	.0996	.1008	.1028	.1044	.1071	.1109
7.2	.0688	.0742	.0787	.0825	.0857	.0884	.0908	.0928	.0946	.0962	.0975	.0987	.1008	.1023	.1051	.1090
7.4	.0672	.0725	.0769	.0806	.0838	.0865	.0888	.0908	.0926	.0942	.0955	.0967	.0988	.1004	.1031	.1071
7.6	.0656	.0709	.0752	.0789	.0820	.0846	.0869	.0889	.0907	.0922	.0936	.0948	.0968	.0984	.1012	.1054
7.8	.0642	.0693	.0736	.0771	.0802	.0828	.0851	.0871	.0888	.0904	.0917	.0929	.0950	.0966	.0994	.1036
8.0	.0627	.0678	.0720	.0755	.0785	.0811	.0834	.0853	.0871	.0886	.0900	.0912	.0932	.0948	.0976	.1020
8.2	.0614	.0663	.0705	.0739	.0769	.0795	.0817	.0837	.0854	.0869	.0882	.0894	.0914	.0931	.0959	.1004
8.4	.0601	.0649	.0690	.0724	.0754	.0779	.0801	.0820	.0837	.0852	.0866	.0878	.0898	.0914	.0943	.0988
8.6	.0588	.0636	.0676	.0710	.0739	.0764	.0786	.0805	.0822	.0836	.0850	.0862	.0882	.0898	.0927	.0973.
8.8	.0576	.0623	.0663	.0696	.0724	.0749	.0771	.0790	.0806	.0821	.0834	.0846	.0866	.0882	.0912	.0959
9.0	.0565	.0611	.0650	.0683	.0711	.0735	.0756	.0775	.0792	.0806	.0819	.0831	.0851	.0867	.0897	.0944
10.0	.0514	.0556	.0592	.0622	.0649	.0672	.0692	.0710	.0725	.0739	.0752	.0763	.0783	.0799	.0829	.0880
11.0	.0471	.0510	.0544	.0572	.0597	.0618	.0637	.0654	.0669	.0683	.0695	.0706	.0725	.0740	.0770	.0824
12.0	.0435	.0471	.0502	.0529	.0552	.0573	.0590	.0606	.0621	.0634	.0645	.0656	.0674	.0690	.0719	.0774
13.0	.0403	.0438	.0467	.0492	.0514	.0533	.0550	.0565	.0579	.0591	.0602	.0613	.0630	.0645	.0674	.0731

注：l、b——矩形的长边与短边（m）；z——从荷载作用面起算的深度（m）。

2）沉降计算深度 z_n 的确定　《建筑地基基础设计规范》用符号 z_n 表示沉降计算深度，

并规定 z_n 应符合下列要求

$$\Delta s'_n \leqslant 0.025\sum_{i=1}^{n}\Delta s'_i \tag{5-40}$$

式中 $\Delta s'_n$——自试算深度往上 Δz 厚度范围的压缩量（包括考虑相邻荷载的影响），Δz 的取值按表 5-9 确定。

表 5-9 Δz 值

b/m	b≤2	2<b≤4	4<b≤8	8<b≤15	15<b≤30	b>30
Δz/m	0.3	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5

如确定的沉降计算深度下部仍有较软弱土层时，应继续往下进行计算，直至满足式（5-40）为止。

当无相邻荷载影响，基础宽度在 1～50m 范围内时，地基沉降计算深度也可按下列简化公式计算

$$z_n = b\ (2.5\text{-}0.4\ln b) \tag{5-41}$$

式中 b——基础宽度（m）。

在计算深度范围内存在基岩时，z_n 取至基岩表面。

3. 沉降计算经验系数 ψ_s 由于沉降计算时作了一些简化假定，计算沉降与实测沉降并不完全一致。为了使计算结果更好地符合实际，采用乘以经验系数的办法来加以修正，修正系数是通过大量实测沉降和计算结果统计分析得到的。因此《建筑地基基础实际规范》规定，按上述公式计算得到的沉降 s' 尚应乘以一个沉降计算经验系数 ψ_s，以提高计算准确度。ψ_s 定义为根据地基沉降观测资料推算的最终沉降量 s_∞ 与由式（5-39）计算得到的 s' 之比，一般根据地区沉降观测资料及经验确定，也可按表 5-9 查取。

综上所述，规范推荐的地基最终沉降计算公式为

$$s_\infty = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^{n} \frac{p_0}{E_{si}}\left(z_i\bar{\alpha}_i - z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}\right) \tag{5-42}$$

表 5-9 沉降计算经验系数 ψ_s

$\bar{E}_s$ / MPa 基底附加压力	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
$p_0 \geqslant f_k$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leqslant 0.75 f_k$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

查表用的 $\bar{E}_s$ 为沉降计算深度范围内各分层压缩模量的当量值，可按下式计算

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \tag{5-43}$$

式中 A_i——第 i 层土附加应力面积，$A_i = p_0\left(z_i\bar{\alpha}_i - z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}\right)$；

f_k——地基承载力标准值，表列数值可内插。

2．与分层总和法的比较 同分层总和法相比，规范采用的应力面积法主要有以下三个特点：

1）由于附加应力沿深度的分布是非线性的，因此分层总和法中分层厚度太大，用分层上下层面附加应力的平均值来作为该分层平均附加应力将产生较大的误差；而应力面积法由于采用了精确积分求得“应力面积”，除以厚度得到平均附加应力系数，计算时的分层厚度不影响计算精度，因而可以按地基土的天然层面划分，使得计算工作得以简化。

2）地基沉降计算深度 z_n 的确定方法采用变形比的方法，较分层总和法的应力比方法更为合理，但确定的方法比较复杂。

3）提出了沉降计算经验系数 ψ_s，由于 ψ_s 是从大量的工程实际沉降观测资料中，经数理统计分析得出的，它综合反映了许多因素的影响，如侧限条件的假设；计算附加应力时对地基土均质的假设与地基土层实际成层的不一致对附加应力分布的影响；不同压缩性的地基土沉降计算值与实测值的差异不同等等。因此，应力面积法采取经验系数修正以后，使计算值更加接近实际。

应力面积法也是基于同分层总和法一样的基本假设，但由于它具有以上的特点，因此实质上它是一种简化并经修正的分层总和法。

5.5 减少建筑物沉降及降低其危害性的措施

在设计时，不仅需要验算与控制建筑物的沉降比超过规范规定的容许值，更需要从建筑方案和结构设计上采取工程措施，以防止产生过大的沉降与不均匀沉降，降低沉降与不均匀沉降对工程的影响，防患于未然。特别在软土地区或其它特殊性土地区，在采用天然地基设计方案时，应当着重研究如何减少地基变形，并同时增强建筑物抵抗不均匀变形的能力，以适应软弱地基高压缩性和低承载力的特点或其它特殊性土的变形特点。下面分建筑措施和结构措施两个方面进行讨论，这些措施是在总结软土地区大量事故教训与工程经验的基础上得出的，并已在工程实践中广泛应用，获得了非常好的效果。这些措施已经列入了有关的规范。

5.5.1 建筑措施

为了增强建筑物抵抗不均匀变形的能力，首先可以从建筑方案着手，采取如下的一些建筑措施：

1．建筑物的体形力求简单 建筑物的体形主要指平面性状和立面高差。从建筑学的角度看，建筑物的体形不宜过于简单单调，应力求高低错落有致，平面形态多样。但从建筑物的力学性状和地基的变形特征来看，体形复杂的建筑物的整体刚度差；在平面转角处，以及建筑物高低变化的部位，基底反力相差大，从而沉降差也大，在这些部位最容易产生裂缝。平面形状简单的等高度建筑物，当具有足够的刚度和强度时，能减少和调整地基的不均匀沉降。有时虽然沉降量很大，也不致引起开裂或损坏。

平面性状复杂的建筑物，在纵、横单元相交处，基础密集，地基中应力重叠，因此该处的沉降往往大于其它部位，建筑物各部分沉降的差异造成建筑物的挠曲、倾斜、开裂等。各种平面性状建筑物的裂缝特征如下：

1）“工”字形建筑物，两翼单元产生正向挠曲，裂缝对称于中部，呈正八字形裂缝；中间单元则产生反向挠曲，裂缝都在两端，呈倒八字形裂缝（图 5-20）；

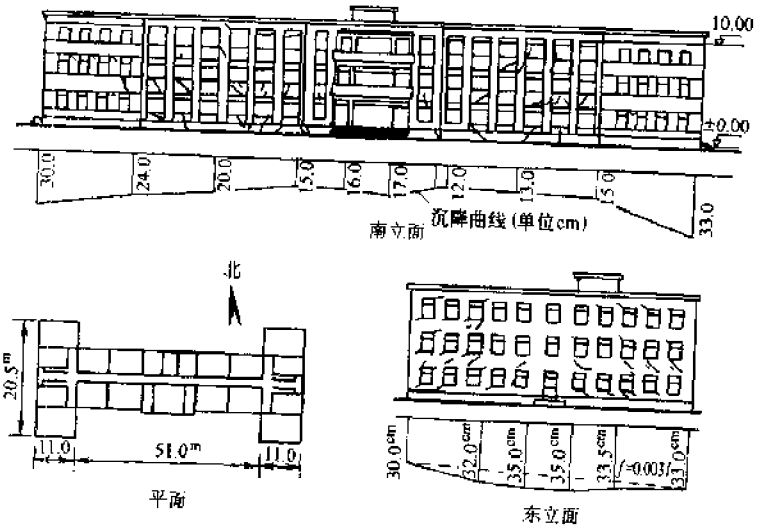

图 5-20 “工”字形建筑物的裂缝形态

2）“L”形建筑物，拐角处沉降最大，两翼墙身产生斜向拐角处的裂缝（图 5-21）；

3）“山”字形建筑物，裂缝产生在纵、横单元交叉处两侧的墙身上（图 5-22）。

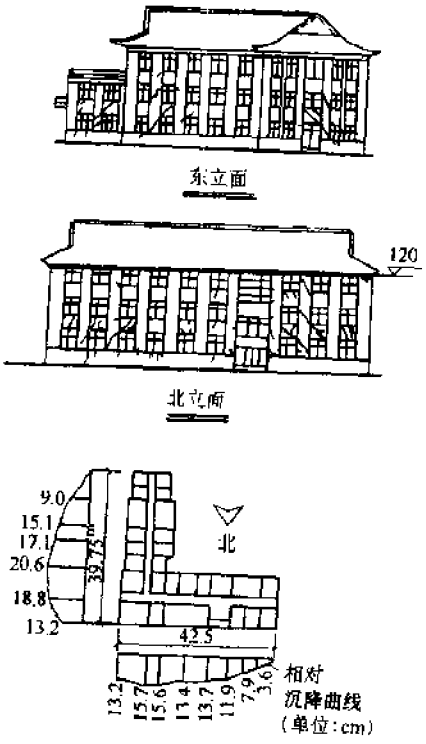

图 5-21 “L”形建筑物的裂缝形态

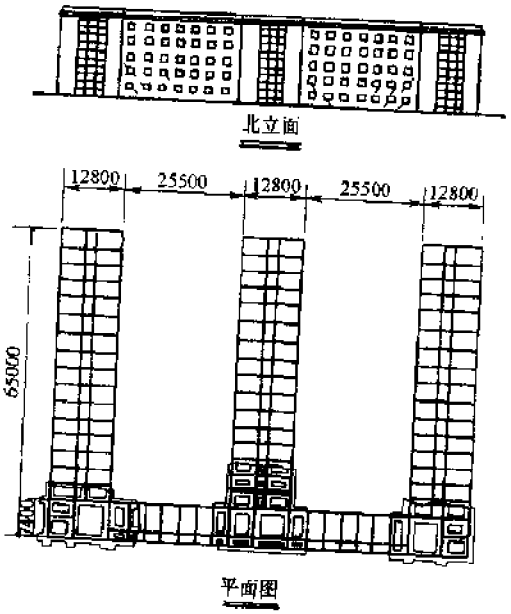

图 5-22 “山”字形建筑物的裂缝形态

具有高度差异（或荷载差异）的建筑物，在高、低（或轻、重）相邻处，将产生较大的沉降，会使低的（或轻的）部分产生裂缝或损坏。一般可能有两种情况：

1）高、低单元连成一个整体，未设置沉降缝。由于高的部分沉降大，低的部分沉降小，在建筑物内产生附加应力，当附加应力超过砌体强度时，使低的部分开裂；

2）高、低单元之间设置了沉降缝，结构上已将两部分分开。但由于沉降缝宽度不足，或缝内被杂物填塞，当低的部分向高的部分倾斜时，两者内倾相互挤压，使低的部分墙体开裂，高的部分也给顶坏。

无论何种情况，低的单元墙身的裂缝斜向高的单元，典型的情况见图 5-23。

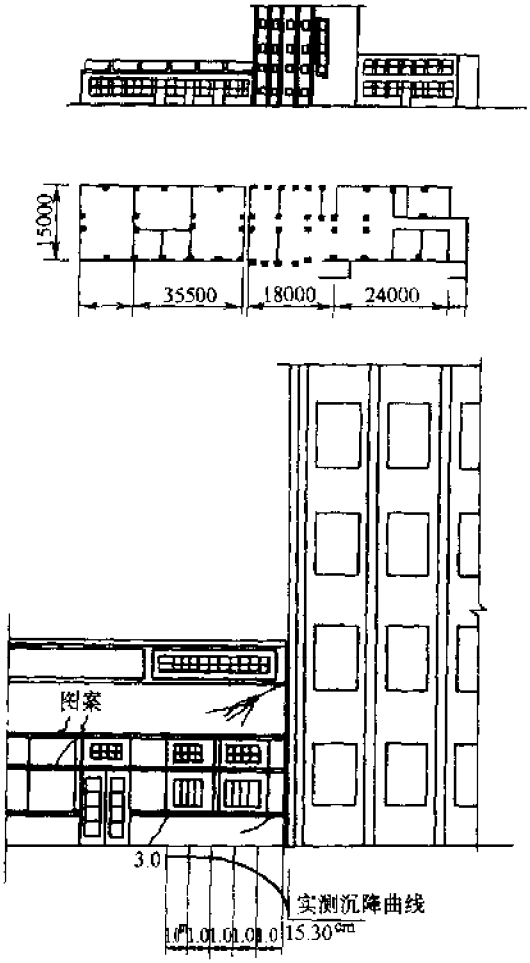

图 5-23　由建筑物高低差造成的裂缝

2．控制建筑物的长高比　建筑物的长高比是决定砖石承重结构建筑物刚度的主要因素。一般认为控制建筑物的长高比着眼于加强建筑物的刚度，因而是一种结构措施。其实，确定建筑物的长高比是建筑方案阶段的任务，实际上是一种建筑措施。长高比小的建筑物，具有较大的调整不均匀沉降的能力，即使建筑物的沉降很大，也不会产生过大的挠曲，结构不会开裂。长高比大的建筑物，调整不均匀沉降的能力差，因而产生的挠曲就大，容易出现裂缝。根据对 72 栋砖墙承重结构建筑物的调查，最大沉降量和建筑物长高比的关系见图 5-24。从图示资料可以得到下列结论：

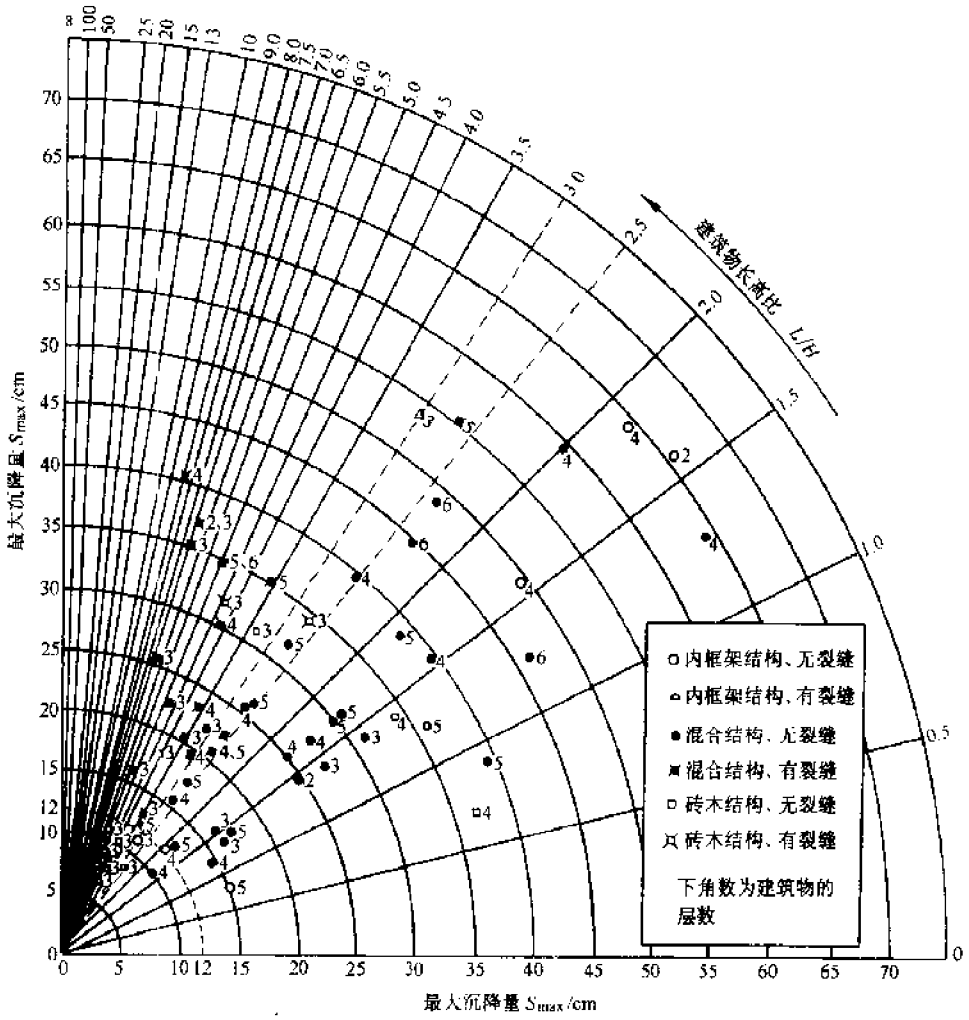

图 5-24　建筑物的长高比、最大沉降量与裂缝的关系

1）建筑物的长高比小于 2.5 的建筑物，不论沉降量多大，均不开裂；

2）最大沉降量小于 12cm 的建筑物，不管长高比多大，也均不出现裂缝；

3）建筑物的长高比大于 3，且最大沉降量大于 12cm 时，建筑物极易出现裂缝；

4）建筑物的长高比在 2.5～3.0 之间，多数建筑物不出现裂缝，出现裂缝的可能性与影响刚度的其它因素有关。

3．设置沉降缝　在建筑物的某些特定部位设置沉降缝，是减少不均匀沉降对建筑物损害的有效方法之一。沉降缝的作用在于将建筑物分成若干个长高比较小、整体刚度较好、自成沉降体系的单元，这些单元具有调整地基不均匀沉降的能力。为了发挥沉降缝的作用，在设置沉降缝时，应注意如下问题：

1）沉降缝应设置在合适的部位，例如地基土性质有明显变化的交界处；建筑物各部分采用不同的基础类型或不同的处理方法，在这些单元的交界处；在建筑物平面转折处或建筑物的高度变化处；建筑物结构类型不同的单元交界处；过长的建筑物划分为长高比较小的单元交界处；建筑物设置地下室的单元与其它单元的交界处。

2）沉降缝要有足够的宽度，以容许建筑物单元之间具有足够的相对变形的空间。如沉

降缝的宽度不够，相邻的建筑单元之间可能会发生挤压而破坏。一般建筑物沉降缝宽度为 5～8cm（2～3 层）；8～12cm（4～5 层）；及不小于 12cm（5 层以上）。

3）沉降缝的构造要满足使用的要求。沉降缝的构造示意见图 5-25。缝内不宜填塞材料，以免建筑物互倾挤压损坏。在沉降缝的外侧处可布置落水管遮盖，在屋面的沉降缝顶部，也应布置遮盖，以防缝内落下杂物。

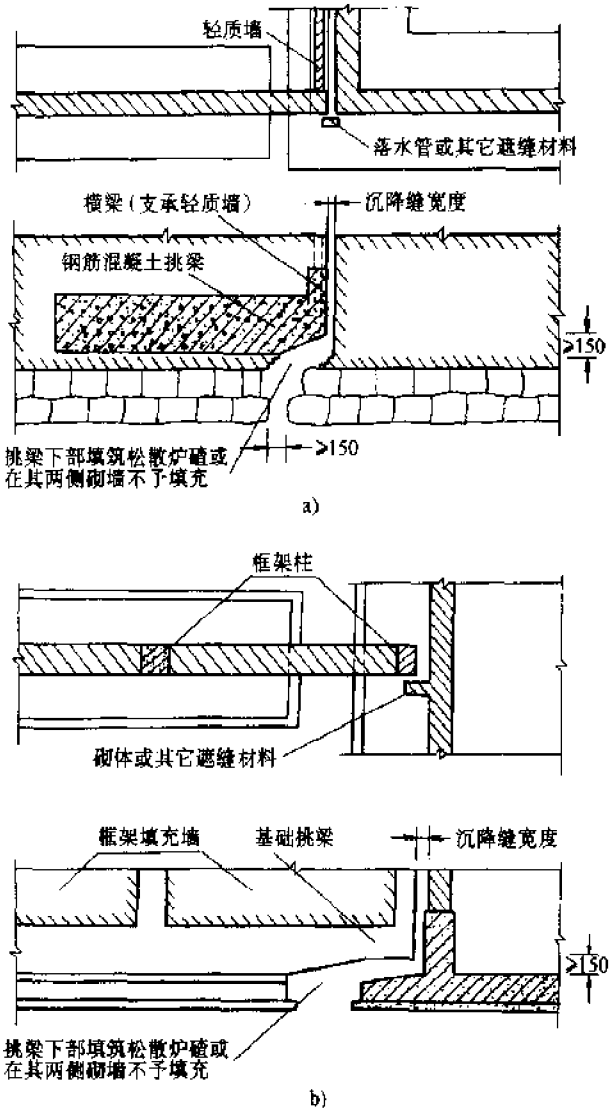

图 5-25　沉降缝构造

a）砖石承重结构条形基础沉降缝构造　b）框架结构基础沉降缝构造

4. 处理好相邻建筑物的关系　在软土地区，由于建筑物之间距离过近，造成相邻建筑物的倾斜或损坏的例子很多。相邻建筑物相互影响造成的建筑物损害特征主要有两种类型：

1）以裂缝为主要特征　发生在高低建筑物相邻时，由于高的建筑物沉降大，低的建筑物受其影响而出现反向挠曲裂缝，裂缝由低斜向高的建筑物，见图 5-26；如不同结构类型的建筑物相邻时，沉降影响来自沉降大、结构刚度好的建筑物，而受损害的建筑物则是沉降小、结构刚度差的建筑物，见图 5-27。

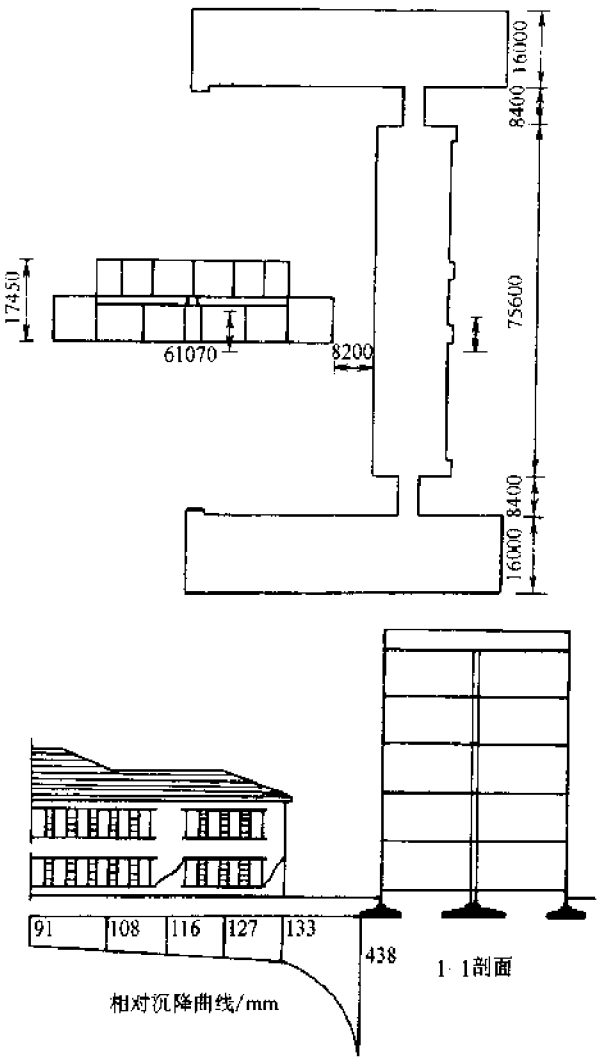

图 5-26　不同高度的建筑物开裂情况

2）以倾斜为主要特征　发生在刚度较好的高耸结构物或高层建筑之间，其形态又可分为单倾和对倾。如相邻建筑物属于同类型、同荷载，例如筒仓、立窑、油罐、储气柜等相邻建造时，常引起相对倾斜，影响使用；如高耸结构物与其它建筑物相邻而距离过近时，常易发生高耸结构物的单向倾斜。

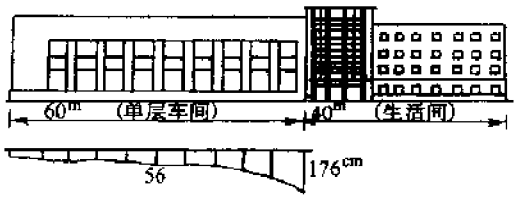

图 5-27　不同刚度的建筑物开裂情况

根据 55 例工程的调查，当影响建筑物的平均沉降量小于 7cm，可不考虑对相邻建筑物的影响；当被影响的建筑物具有较好的刚度，其长高比小于 1.5 时亦可不考虑相邻建筑物对其的影响，但必须在两建筑物之间设置沉降缝。

对于“影响建筑物”的沉降大于 7cm，而“被影响建筑物”的长高比大于 2 时，为了避免相邻影响，应使相邻建筑物的间隔距离大于表 5-10 所示的距离。

表 5-10　相邻建筑物的间隔距离（m）

影响建筑物的预估平均沉降量/cm	被影响建筑物的长高比 L/B		
	2.0～3.0	3.0～5.0	>5.0
7～15	2～3	3～6	6～9
16～25	3～6	6～9	9～12
26～40	6～9	9～12	12～15
>40	9～12	12～15	15～20

5. 控制建筑物标高　地基变形会引起建筑物各组成部分标高的变化，影响建筑物的正常使用。为了减少和防止建筑物沉降对使用的影响，可针对不同的情况，采取相应的措施：

1）根据预估的沉降量提高室内地坪和地下设施的标高；

2）建筑物各个单元之间或与设备基础之间有联系时，可将沉降较大部位的标高提高；

3）建筑物与设备之间的净空应根据预估沉降量适当加大；

4）建筑物的墙体有管道通过时，应留足够尺寸的孔洞，或管道采用柔性接头，以适应可能发生的过大沉降。

5.5.2　结构措施

除了上述建筑措施外，还可以从结构上采取各种技术措施以增强建筑物的刚度、减少建筑物的沉降及其对工程的危害。

1）合理布置荷载　建筑物的荷载越大，沉降量越大，相应的不均匀沉降也越大，减少荷载可以有效地减少地基沉降量；两个单元之间的荷载差别越大，沉降差也越大。因此，减少建筑物的荷载，或减少建筑物单元之间的荷载差，都能减少沉降和不均匀沉降。在总荷载中，上部结构和基础的自重占很大的比例，民用建筑约为 60%～75%；工业建筑为 40%～50%。可见为了减少沉降量，应尽量减少结构自重，如采用预应力钢筋混凝土结构、轻钢结构等；对于砖石承重的结构，墙身约占结构自重的 55%～65%，故宜选用轻质墙体材料。由于室内地坪标高大于室外地坪标高，如采用回填土提高室内地坪标高，则填土的自重会引起很大的沉降，采用架空钢筋混凝土板的方法，可以有效地减少沉降。但如在厨房间下采用了架空地板，架空部分形成了一个储藏泄漏煤气的空间，当煤气量达到一定数量时，可能引发爆炸事故。扬州曾经发生过的一起重大的爆炸事件就是由这个原因引起的。因此后来规定厨房下的室内地坪不能架空。基础的自重，特别是实体深基础的自重，占荷载的很大比例，如采用自重轻、复土少的基础类型，如空心基础、沉井式基础，都可有效地减少基础自重。设置地下室或半地下室，通过卸除土重，以减轻建筑物基底压力或调整建筑物各部分的荷载差异，达到减少沉降或不均匀沉降的目的。

2）设置圈梁　圈梁是增强建筑物的刚度和强度的一种结构措施，能提高砖石砌体的抗剪、抗拉强度，在一定程度上可以防止或减少裂缝的出现，即使产生了裂缝，也能阻止裂缝的发展，这已被许多工程实践所证实。圈梁可以是采用钢筋混凝土材料制成，也可以在砖砌体中设置钢筋，构成钢筋砖圈梁。四层及四层以上的建筑物，除基础和顶层必须各设

置一道圈梁外，在其它各层可隔层设置，需要时也可层层设置。除了外墙和内纵墙必须设置圈梁外，当建筑物过长时，在主要的内横墙上亦应适当设置圈梁。所有圈梁均应在平面内联成封闭系统。圈梁也可以设置在窗顶过梁处，圈梁和过梁合二而一，以降低造价。

3）合理布置纵横墙　砖石承重结构建筑物的墙体，是建筑物挠曲时的主要受力构件，具有调整地基不均匀变形的能力。纵墙的中断、转折、高度的改变等都会使纵向刚度局部削弱，这些部位的砖墙最易受到损害而开裂。建筑物纵墙之间的不均匀沉降，主要是通过横墙来调整的，横墙间距越小，建筑物的整体刚度越大，调整不均匀沉降的能力也就越大。

4）适当加强基础的刚度和强度　基础的刚度是建筑物整体刚度的一个重要组成部分，在建筑物产生正向挠曲时，受拉区在建筑物的下部，加强了基础就能提高建筑物的整体抗弯能力。在选择基础方案时，应当考虑建筑物的整体刚度，十字交叉条形基础、筏板基础和箱形基础都具有较大的刚度，能适应与调整地基的不均匀变形，使建筑物减少产生裂缝的可能性。

5）加强墙身削弱部位　承重砖墙由于开设了窗洞和门洞，削弱了墙体的刚度，过大的孔洞面积造成墙身断面的减小，因此一般在窗洞处最易出现裂缝。为了加强削弱部位，可在窗台墙上配置少量钢筋。

5.6　建筑物变形的危害及其防治

前面介绍了设计时对建筑物变形的事先预测与控制，事先预测与控制的有效性取决于对地质条件及建筑物荷载估计的正确程度。通过设计时的计算与分析，将计算沉降控制在容许变形值的范围以内，在多数情况下可以避免建筑物变形的危害。但是，由于地质条件的复杂性，也由于许多当时无法正确估计的情况出现，或者由于设计和施工的错误，在建筑物建成以后，或者甚至在施工过程中，建筑物就发生了很大的变形，产生了各种危及建筑物安全和正常使用的病害，轻则需要修复、加固，重则报废推倒。不仅经济上受到损失，有时还会造成安全事故。特别在市场经济的条件下，建筑物作为一种商品，消费者对住宅的质量问题更为重视，一旦发生质量事故，就会引起合同纠纷，甚至诉诸法庭。因此，对建筑物病害的诊断与治理已成为建筑工程学科中正在发展的一个重要领域，对于大量建筑物的安全使用与修复具有非常实用的价值。

5.6.1　建筑物沉降观测

为了及时发现建筑物变形并防止有害变形的扩大，对于重要的、新型的、体形复杂的建筑物，或使用上对不均匀沉降有严格限制的建筑物，在施工过程中，以及使用过程中需要进行沉降观测。根据沉降观测的资料，可以预估最终沉降量，判断不均匀沉降的发展趋势，以便控制施工速度或采取相应的加固处理措施。

1．沉降观测点的布置　应根据建筑物的平面形状，结构特点和工程地质条件综合考虑布置观测点，一般设置在建筑物四周的角点、转角处、纵横墙的中点、沉降缝和新老建筑物连接处的两侧，或地质条件有明显变化的地方。观测点的间距一般为 8～12m。

2. 沉降观测的技术要求 沉降观测采用精密水准仪测量，观测的精度为 0.01mm。沉降观测应从浇捣基础后立即开始，民用建筑每增高一层观测一次，工业建筑应在不同荷载阶段分别进行观测，竣工后逐渐拉开观测时间间隔，直至沉降稳定为止。稳定标准为半年的沉降量不超过 2mm。

3. 沉降观测资料的整理 沉降观测的测量数据，应在每次观测后立即进行整理，计算观测点高程的变化和每个观测点在观测间隔时间内的沉降增量以及累计沉降量。同时应绘制各种图件，包括每个观测点的沉降～时间变化过程曲线（图 5-28）、建筑物沉降展开图（图 5-29）和建筑物的倾斜及沉降差的时间过程曲线。根据这些图件可以分析判断建筑物的变形状况及其变化发展趋势。

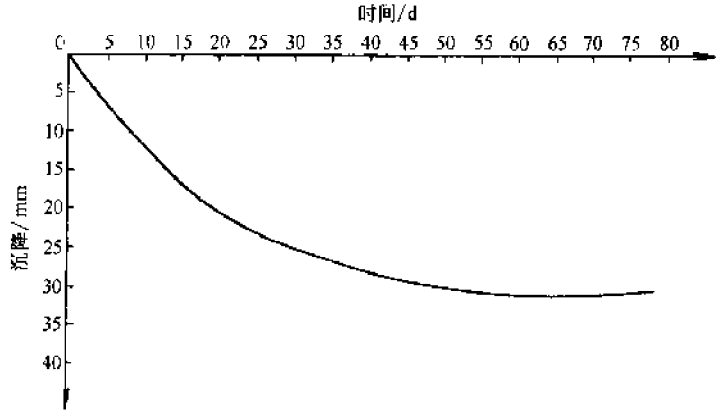

图 5-28 沉降－时间变化过程曲线

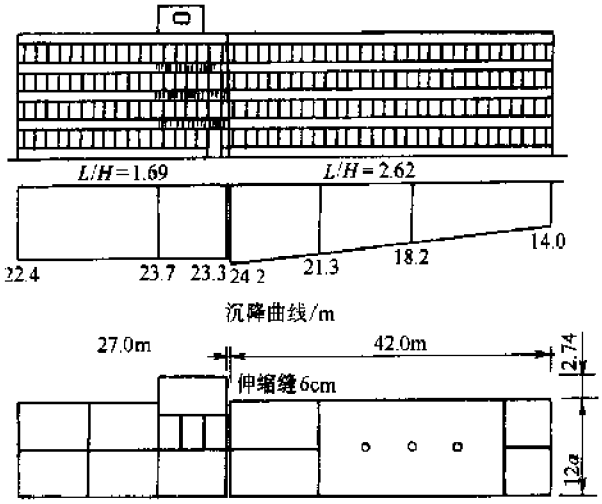

图 5-29 建筑物沉降展开图

5.6.2 建筑物变形危害

由于建筑物地基的沉降与不均匀沉降，使建筑物产生各种变形，如果变形量比较大，则可能危及建筑物的安全和正常使用，造成的危害有以下几方面的：

1. 建筑物倾斜 建筑物的倾斜是常见的一种工程病害，它常发生于高层建筑或高耸结

构物，也可发生在筏板基础上的多层建筑，过大的倾斜能造成下列后果：

1）建筑物重心偏移，使结构产生附加的次应力，降低结构的安全度；如果重心偏移过大，就有可能形成整体失稳；

2）影响建筑物的使用，如电梯井倾斜后减少了电梯与井筒壁之间的间隙，影响电梯的升降运行；建筑线条倾侧，无法正确安装门窗等；

3）高层建筑如产生肉眼可见的倾斜将严重影响城市景观；

4）过大的倾斜常是地基破坏的前兆，如不及时治理，会导致灾难性的后果。

为了防止建筑物倾斜，必须研究建筑物产生倾斜的原因并采取必要的技术措施。造成建筑物倾斜的原因主要有：

1）建筑物荷载分布不对称，荷载重心严重偏离建筑物形心，造成基础底面压力分布不均匀；

2）建筑物地基土层的厚薄不均匀，（包括持力层、软弱层面倾斜或基岩面的起伏）硬层厚的一侧沉降小，另一侧沉降大；

3）建筑物地基土软硬不均，使地基沉降不均匀；

4）施工或使用不当，如填土、堆载不均匀，邻近地段开挖基坑或降低地下水位，或相邻建筑物距离过近等；

5）地基稳定安全度不足，地基中出现过大的塑性区。

倾斜是高层建筑和高耸结构物最容易产生的变形，俗语说‘十塔九斜’充分反映了我国古代修建高塔极易倾斜的客观事实，意大利比萨斜塔和我国苏州虎丘塔就是两个最著名的例子。

意大利比萨斜塔是建筑物倾斜的典型。比萨斜塔始建于 1173 年，经历三个阶段，于 1370 年竣工。第一阶段建至 1178 年，当塔高为 29m 时，发现塔已倾斜，由于不明原因而停工；施工中断 94 年后，于 1272 年复工，至 1278 年建完第七层，高 48m，再次停工；中断 82 年后，于 1360 年复工至 1370 年建成高度为 55m 的八层石塔。基础直径 19.35m，全塔总荷重 145MN，塔身传递到地基的平均压力约 500kPa。目前塔北侧沉降量 900mm，南侧沉降量 2700mm，塔身向南倾斜约 5.5°，相当于我国虎丘塔倾斜的 2.3 倍；塔顶离开垂线的距离已达 5.27m，倾斜度为 93‰，超过规范规定的倾斜允许值的 18 倍。虽然由于比萨斜塔的塔身材料是优质大理石条石，施工精细，连接牢固，尚未发现塔身裂缝。但严重倾斜引起的偏心使倾覆弯矩过大，比萨斜塔处于极其危险的状态。为了安全，比萨斜塔于 1990 年 1 月 14 日被封闭，等待加固处理。比萨斜塔产生严重倾斜的原因十分复杂，在国际上引起了广泛的关注；加固处理的难度也极大，既要保持塔身的倾斜，又要避免扰动地基以保证塔的安全，很难得到把握性很大的加固方案。

我国苏州虎丘塔建成于 959 年至 961 年之间，塔高 47.5m，共七层。塔的平面呈八角形，塔身由砖砌成，砖缝均由黄泥填充，由于经历了一千余年的风雨侵蚀，砖砌体已风化严重。在塔身的第一、二层结构砌体多处发现竖向裂缝和横向裂缝。塔顶位移在 1957 年为 1.7m，发展至 1978 年已达 2.3m。根据测量资料，塔中心线是一条抛物线，说明在建塔的过程中就已产生了倾斜，边建边纠偏，使塔的中心线不是一条直线。在 80 年代初，对虎丘塔地基采用了排桩式地下连续墙、钻孔注浆和树根桩加固处理。施工结束以后，沉降和不均匀沉降

都得到了有效的控制。

近代建筑采用控制建筑物沉降的设计技术，对于基础底面过大的建筑物采用桩基，能有效地防止建筑物的过大倾斜。但是，由于设计、施工等因素，虽在设计时采取了各种措施，但在建筑物建成以后发现倾斜的例子还是时有发生。下面分析几个工程实例：

（1）某地一栋 18 层的高层建筑住宅楼在结构封顶，装修尚未结束时，发现建筑物的倾斜已达 5%，其顶端向外侧的水平位移已经达到 2884mm，而且仍在继续发展之中，为了防止建筑物突然整体倒塌，紧急决定实施整体定向爆破拆除。工程事故规模之大，危害之严重，损失之巨大，在我国建筑史上都是少有的，造成这一工程事故的原因值得人们深思，在技术上也可以从中得到许多教训。这栋住宅楼平面形状为十字形，基础面积约 800m^2，地上 18 层，地下 1 层，地下室底板埋置深度原为 5m，总高度 56.6m，建筑面积 1.46 万 m^2。上部结构为钢筋混凝土剪力墙体系，基础采用桩基，桩型为夯扩桩，设计桩径为ϕ 800mm，设计单桩承载力标准值为 1000kN，施工桩长为 16～20m，桩穿过厚度 13m 左右的淤泥，其含水量为 58%，孔隙比为 1.63；桩端持力层为粉细砂，桩端进入粉细砂层的深度约 0.8m。

从建筑物变形的发展过程中可以看出，这栋楼采用了桩基的高层建筑的倾斜是由于群桩失稳引起的，变形呈发散和不稳定态，并不是桩端持力层或下卧层的压缩引起的。

在该建筑物结构封顶及完成室外装饰工程后，突然发现建筑物向东北方向明显倾斜，其顶端水平位移达 470mm，沉降观测资料说明建筑物基础已产生了不均匀沉降，东北角的沉降量为 54～55mm，而西南角的沉降仅 5mm，对角方向的倾斜为 12‰。为了制止不均匀沉降的发展，采取了应急的抢救措施，对东北角采取挖土卸载，并进行注浆加固；对西南角采取加载 5000kN 的措施，这些措施的目的是希望建筑物向西南方向反倾。但是事与愿违，建筑物在发现明显倾斜后的第 18 天突然转向西北方向倾斜，至第 22 天，建筑物顶端的水平位移已达 2884mm，整个建筑物重心已偏移了 1442mm。此时判断采用纠偏方法已经无能为力，决定采取定向爆破拆除的应急措施，在第二天就立即实施了爆破，从发现明显倾斜到爆破仅隔三个星期。

事后检查发现，在施工过程中抽样动测检查表明，有 20%的桩为III类桩，即桩身存在严重缺陷，同时还发现在 336 根桩中有 172 根桩的桩位偏差超过规范规定的允许偏差，其中最大偏位达到 1700mm。发现了这些严重问题后因各种原因而未采取有效的补救措施继续施工，为后来的事故留下隐患。过半数的桩严重偏位的原因之一是桩周存在 10m 以上的深厚湖相淤泥，二是基坑开挖中未按要求分层开挖，挖土面高差过大，引起土体的深层滑动，使桩发生侧向位移，造成桩的轴线偏离铅垂线，在竖直荷载作用下产生附加弯矩，推动桩继续偏位；在施工过程中改变了设计方案，将地下室底板标高提高 2m，将已经施工的 190 根桩采取接长的办法，这对于已经偏位的桩更是雪上加霜，群桩实际上已成为不稳定的机动体系，在偏心荷载作用下便发生随遇的摆动。在发现初始倾斜以后，又采取了挖土、堆载等措施，加速了群桩机动体系的失稳过程。

（2）软土地区某一住宅小区，共有十栋七层住宅楼，其中四栋为点式，六栋为条式。结构封顶半年后，在装修时无法校正地坪的水平才发现各建筑物均已出现不同程度的倾斜，条式建筑物的倾斜比较严重，实测倾斜值为 3‰～7‰，且最大沉降点仍以 0.5mm/d 左右的平均沉降速率发展。倾斜的方向各楼并不一致，有的向南倾，但有的却向北倾，场地并无

明显的不均匀地质现象。建筑物采用筏板基础，基础埋置深度 2m，地基土的工程性质见表 5-11。

表 5-11 场地地基土工程性质

序号	土层名称	厚度 /m	含水量 (%)	孔隙比	压缩模量 /MPa	内摩擦角 (°)	内聚力 /kPa	地基承载力 /kPa
1-b	耕土	0.60						
1-c	填土	1.40~2.0						
2	粉质粘土	2.5	34.6	1.01	6.5	13.0	14.8	90
3-a	淤泥质粘土	7.3	48.6	1.41	1.8	6.5	10.0	50
3-b	淤泥质粉质粘土	5.4	43.1	1.28	3.0	8.5	10.0	60
4	粉质粘土	4.0	32.4	0.98	4.5	14.5	10.6	80
5	砂质粉土		32.1	0.95	10.0	20.0	5.6	150

从表列资料可以看出，在持力层第 2 层土以下，即为淤泥质粘土的软弱下卧层，此层的含水量接近 50%，容许承载力只有 50kPa，压缩模量为 1.8MPa，其厚度大于 7m。在筏板基础底面以下只有 1.6m 厚度的持力层，而筏板基础的宽度却有 16.6m，则持力层厚度与基础宽度之比小于 0.10，说明基底压力传至软弱层顶面处的应力接近于基底压力，应由软弱下卧层控制设计。根据土的抗剪强度指标，用汉森公式求得的软弱下卧层的极限承载力为 100kPa，如基底压力为 10×7=70kPa，则软弱下卧层的安全系数只有 1.43，塑性区的开展深度已达 6.50m，为基础宽度的 40%左右。说明不均匀沉降过大的主要原因是地基承载力的安全度严重不足，基底压力过大，在地基中已产生相当范围的塑性区，土体发生了较大的侧向变形所致。

（3）某配煤房系大型钢筋混凝土结构物，高 31m，基底面积 46.50m×10.70m。配煤房由建造在钢筋混凝土筏板基础上的五个直径为 8m 的储煤斗组成，基础的埋置深度为 1.5m。结构物自重 38MN，储煤总重 21.5MN，基底平均压力 120kPa。持力层为厚度仅 1.5m 的褐黄色粉质粘土，其下即为淤泥质粘土，孔隙比 1.53，含水量 54.2%，三轴不固结不排水强度指标内摩擦角$\varphi=1°$，内聚力 $c=20$kPa。

配煤房在施工期间沉降很小，略向南倾。使用时在五天内将五个储煤斗全部加满，加煤总量为 2150 t，即在五天内加荷 21.5MN。当加到 830 t 时，结构物突然急剧下沉，随即出现明显的倾斜和下列严重的现象：

1）沉降速率达到 27mm/d（北侧）至 45.3mm/d（南侧），下降至 0.52mm/d 后即保持等速沉降 18 个月，直至处理时为止；

2）在 15 天内倾斜迅速增加到 10%，最后达到 25%；

3）平均沉降量在 30 个月内达到 647mm，在侧向加荷纠偏的时，沉降量又增加了 846mm。

在配煤房倾斜严重发展的情况下，采用了侧向加荷反压的纠偏措施，即在结构物北边 5m 范围内，加铁块 3000t，倾斜才开始好转，见图 5-30。

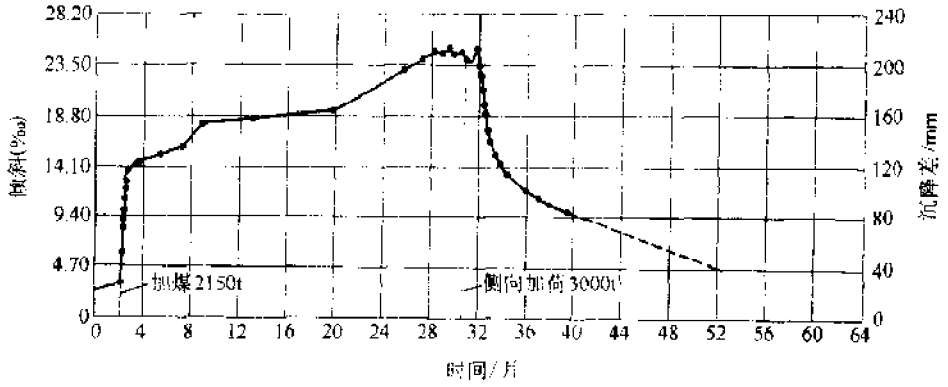

图 5-30　配煤房南北沉降差、倾斜的发展

根据数据求得地基极限承载力为 135kPa，在结构物自重全部施加时，安全系数为 1.77；加煤 830t 时，安全系数为 1.46；当将 2150 t 煤全部加上时，安全系数已降低至 1.13。从安全度的分析可以看出，配煤房严重倾斜的原因是活荷载施加过快，地基中塑性区急剧开展，土发生大量的侧向挤出，安全系数严重不足所致。

采用侧向加荷反压的纠偏措施虽然制止了倾斜的发展，将结构物纠正到比较小的倾斜状态，但从加荷反压后结构物又沉降了 846mm 这一现象来看，在安全系数不足的情况下采用加荷纠偏的措施是十分危险的，对控制地基变形的发展和地基的稳定都是不利的。

2．建筑物结构性开裂　对于多层的砌体承重结构和框架结构，如果基础采用条形基础或单独基础，由于框架相邻柱基沉降差过大，在框架结构中产生过大的次应力，引起梁、柱的开裂；由于条形基础刚度较弱，差异沉降过大，引起墙体开裂。这种工程病害在软土地区是常见病、多发病，对工程的危害很大。引起建筑物开裂的原因很多，需要进行分析、诊断，查清产生裂缝的主要原因，才能对症下药，采取有效的工程措施，消除原因，制止裂缝的发展，保护建筑物的安全。

（1）某报社胶印机车间因邻近建筑物基础施工降水而酿成险情　胶印机车间的南北两个主轴采用了不同类型的桩和不同的桩长，南轴线的柱子与 12 层的报社大楼共用一个基础，桩长 33m，桩端进入基岩，为端承桩；北轴线采用长度仅为 15m 的摩擦桩，车间内部操作平台的柱基采用天然地基上的条形基础和独立基础，胶印机的基础也直接放在天然地基上，未作任何处理。胶印机车间于 1986 年建成使用，于 1991 年 10 月发现建筑物开裂，南侧与主楼连接处产生最大缝宽为 2～3mm 的裂缝；东山墙门洞处出现斜裂缝，缝宽 8～10mm，最大缝宽 12～15mm；北侧墙体出现较多的发丝缝。车间内部圆柱上部出现水平环状缝，缝宽 1～2mm，屋面板变形，工字梁与屋面板连接焊缝拉脱，梁侧面混凝土保护层拉裂掉块；东山墙边柱下沉 40～50mm，变化最快时以 1～2mm/d 的速率发展，胶印机基础倾斜，无法校正水平，致使胶印机不能正常工作。

出现上述事故的原因有以下几个方面：

1）设计方案不妥　设计经验告诉我们，同一建筑物在不设沉降缝的情况下，不能采用两种不同的基础；两栋不同高度、不同荷载或不同类型的建筑物的柱子不能放在一个基础上。这个建筑物的设计恰恰犯了这两个毛病，使胶印机车间本身的沉降差就很大，根据计

算，南北柱列之间的沉降差就在 50mm 以上，已超过了规范允许的 3‰。同时，这种结构抵抗不均匀沉降的能力很差，一旦产生较大的不均匀沉降，结构马上开裂；进口胶印机对基础的不均匀沉降要求非常高，但机器基础采用天然地基，显然与设备的技术要求不符；

2）使用不当　车间北沿的柱基摩擦桩支承的软土中，内柱也埋置在软土中，沉降和沉降差本来就比较大，再加车间北侧为运送新闻纸的通道，每天均有载重卡车来往，车间内侧又堆放大量纸品，堆载过大也是引起过大沉降差的原因；

3）施工降水的影响　位于胶印机车间北面的某大厦基础工程桩施工时，在未作基坑围护的情况下，进行人工挖孔灌注桩的施工。由于地下水位很高，挖孔时需进行降水．但全面开挖挖孔灌注桩就形成了群井降水的局面，使降水深度一般为 10～25m，最大达 30m 左右，降水漏斗见图 5-31。地下水位下降使周围地基土排水固结，迫使胶印机车间中的摩擦桩和浅基础下沉。施工降水是使本来就十分脆弱的结构无法承受如此大的不均匀沉降．这是引起胶印机车间结构性开裂的直接原因。

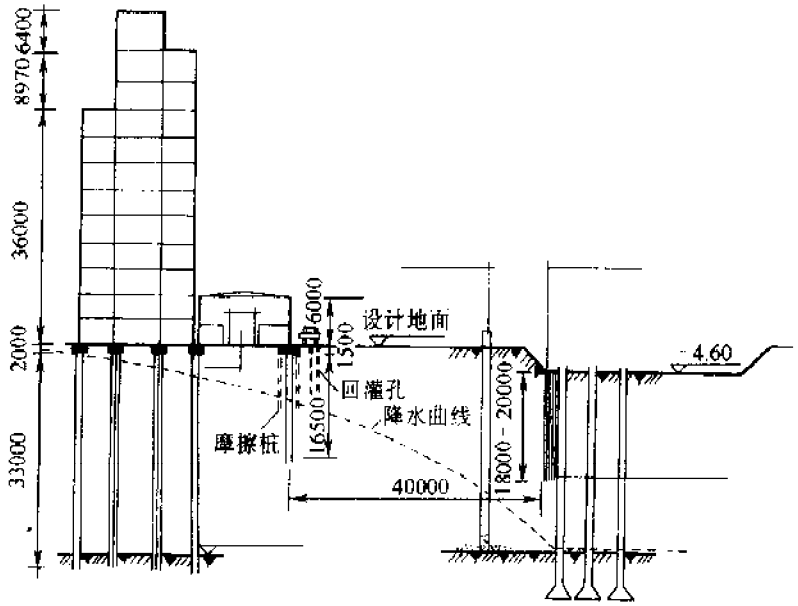

图 5-31　胶印机车间与相邻基坑剖面图

（2）某市郊大批民房开裂　从 80 年代后期开始，在该市郊区丘陵地区发现大批民房开裂，在近一万间的民房中按裂缝宽度划分的破坏情况见表 5-12。调查发现，民房开裂具有下列特征：

表 5-12　民房开裂损坏统计表

裂缝宽度/ mm	<10	10～50	50～100	>100	倒塌
百分比（%）	15	44	31	9.1	0.9

1）民房开裂成片发生，在不同地质单元、不同水文地质条件地区均有发现；

2）山墙和内横墙以倒八字裂缝为主，延伸至外纵墙处竖直上升，外纵墙与山墙及内横墙脱开，外纵墙外倾；

3）外纵墙以直缝为主，多数与门、窗洞相交，从下至上发展延伸；

4）室内地坪裂缝与纵墙平行居多，延伸与横墙的倒八字缝连通，地坪呈中高，四周低，裂缝具有双向板开裂的特征；

5）裂缝具有上宽下窄的特征；

6）当地农民口诉裂缝在大雨后有变窄、弥合的趋向；

7）斜裂缝大多指向朝阳面，或指向室外有树、有水沟的方向。

从取土试验的结果，给出了如表 5-13 所示的数据，判别民房开裂地区存在着胀缩等级为Ⅰ～Ⅱ级的胀缩土，收缩变形大于膨胀变形，以收缩为主。

表 5-13　土的总胀缩量与蒙脱石含量

取土地点	王庄	肖桥	金寺	吴林
总胀缩量/mm	68.8	34.2	64.3	31.5
蒙脱石含量（%）	43～59	41～56	36～54	39～50
收缩系数	0.31	0.22	0.25	0.14
自由膨胀率（%）	53.2	45.5	56.4	35.5

当地 35 年气象资料说明，这一地区属于常年干旱类型，如令年蒸发量与年降雨量之比为 K，则 K 值的统计数据见表 5-14。此外，从月降雨量和月蒸发量的关系能进一步看出干旱情况的变化，在 60、70 年代，月降雨量大于月蒸发量的月份每年都有 2～3 个月；但从 1981 年至 1992 年这 12 年中，月降雨量大于月蒸发量的月份就少得多，其中 2 个月的才 2 年，1 个月的 6 年，其余 4 年，每个月的蒸发量都大于月降雨量；从 1986 年 7 月到 1987 年 7 月，连续 36 个月蒸发量都大于降雨量，连续 36 个月的严重干旱，地基土不断蒸发失水，导致土体产生干缩变形。

表 5-14　年蒸发量与年降雨量之比的统计

K 值	<1	1～2	2～3	3～4	>4
年数	2	19	12	1	1

从民房开裂的特征也可以看出，建筑物两端的沉降大于中部，地坪中高外低，建筑物开裂主要是地基土的收缩变形形成的；同时，建筑物发生开裂的时间也与出现长期干旱环境条件的年份是完全一致的。

（3）某厂车间开裂　车间位于软土地区，软土深厚。加工车间为单层框架结构，柱距 8m，层高大于 6m，柱下独立基础平面尺寸 3m×3m，墙下为钢筋混凝土条形基础，宽度 1.2m，埋置深度 1.4m，采用天然地基。车间东西两侧纵墙上开上下两道窗口，下面一道窗顶设置联系梁，梁与柱子刚性连接。

当车间的磨石子地坪磨光施工时，车间东侧外正在施工附属设施，距车间仅 5m 左右，挖深 6m，未作任何支护的开挖。由于磨石子排水外流的冲刷作用，开挖的边坡加剧了坍塌，掏空了柱基础下的部分土层，致使车间产生沉降，车间东墙面出现裂缝。在东墙面第 7 轴线至第 11 轴线之间的外墙面上分布有 15 条裂缝，在内墙面上也有 10 条裂缝，开裂情况比外墙轻。裂缝长度一般 400～900mm，少数裂缝的长度超过 1000mm。在第九轴线至第十轴线之间的连续梁顶部与砖砌体间出现了贯通整个窗台的水平裂缝，宽度为 4mm 左右，为裂

缝中之最。在此连续梁的南端的梁身上，有一条 45 度的斜裂缝，长度约 900mm，宽度为 1.5mm 左右，裂缝的形态与位置见图 5-32。

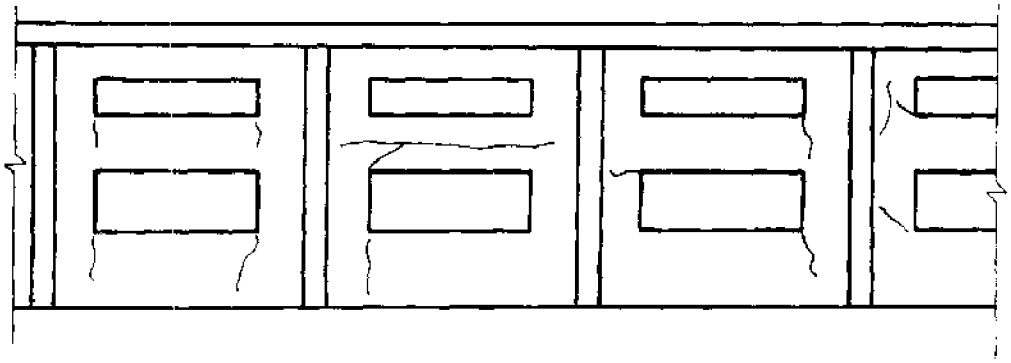

图 5-32　车间裂缝分布图

5.6.3　建筑物变形危害的治理

对于已经建成的建筑物，如果沉降或不均匀沉降过大，或者已经出现了结构性的损坏，或者影响建筑物的正常使用，则需要采取工程措施，进行必要的修复与治理，以保证建筑物的安全和恢复使用功能。根据建筑物的变形状态和原设计要求，有针对性的采取各种方法，将倾斜的建筑物纠偏扶正，对软弱的地基进行加固处理，将基础进行托换，或对开裂的构件补强加固等。

进行修复治理设计以前，应做详细的调查研究，收集下列资料：

1）工程勘察报告；

2）建筑物设计图纸，特别是上部结构和基础结构图；

3）竣工资料，包括各种施工记录和检测资料；

4）建筑物沉降观测资料；

5）使用情况的记录和建筑调查资料。

在收集资料的基础上，应对建筑物变形特征、结构的特点和施工的状态进行仔细的分析研究，查明产生事故的技术原因，估计事故的预后发展，并据此作出治理的设计方案。并在治理过程中，进行必要的沉降观测和倾斜观测，同时还应观测建筑物裂缝的活动情况，以检验治理方法的有效性，控制工程的进度，估计建筑物性状的预后情况。

5.6.3.1　建筑物纠偏

建筑物倾斜如超过规范规定的容许值，则应进行纠偏扶正。纠偏的目的是减少不均匀沉降，用各种方法使沉降偏小的一侧增加沉降，或使过大沉降的一侧缓和下来。

1. 按土中应力的变化　可将纠偏的方法分为：

1）加载、卸载法　在沉降小的一侧施加荷载，增加土体中的应力，迫使增加沉降来调节不均匀沉降；如果在沉降大的一侧有条件可以卸除一部分荷载，也可将荷载卸除以减少基底压力，避免沉降的继续发展；

2）解除应力法　在沉降小的一侧解除基础底面以下部分土体的应力，使应力向其它部分转移，达到在不增加总荷载的条件下，迫使增加沉降来调节不均匀沉降的目的；

树根桩和静压锚杆桩托换以外，还可以采用基础加宽托换的方法，如图 5-33 所示的将原有基础进行加宽的几种不同方法。有时还可以改变基础的型式，将条形基础改为筏板基础，将筏板基础改为箱形基础。例如某电厂锅炉钢架基础原为筏板基础，倾斜已超过规范要求，并已严重影响锅炉的正常运行和安全，加固的方案是卸除筏板基础上的填土 700t，卸土先从沉降大的一侧开始，逐步进行，卸载后将筏板基础改为架空的箱形基础，既恢复了标高又加强了基础的刚度。

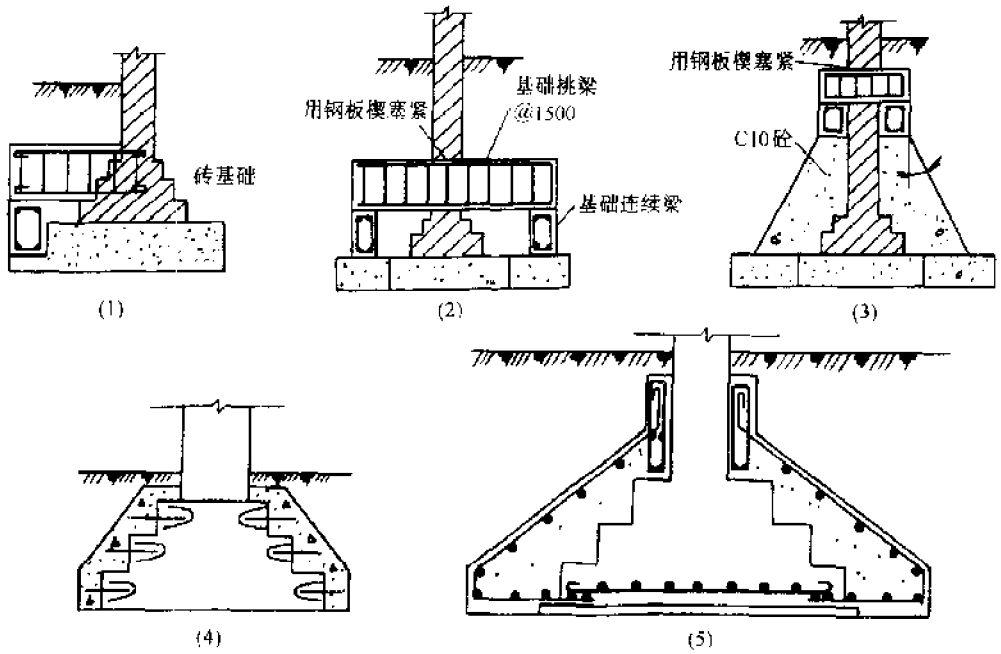

图 5-33　基础加宽托换

5.6.3.3　建筑物的加固与修复

建筑物产生结构性裂缝的原因很多，首先应当查清产生裂缝的原因，采取消除这些原因的措施。如主要原因在于地基沉降，则建筑物的加固与修复应在地基的沉降稳定以后进行，如果地基的变形仍在继续，产生结构性裂缝的原因没有消除，加固不可能取得好的效果。至于结构的加固则应当与其它方面的因素综合考虑，根据构件的性质、裂缝的宽度和部位确定加固修复的方案。

开裂构件的加固方法有外包钢加固法，预应力加固法和外部粘钢加固法等，这些方法的目的在于加强构件的承载能力并使裂缝有一定程度的弥合。

裂缝的修补一般采用环氧树脂灌浆法，以恢复结构的整体性和使用功能。对裂缝宽度大于 1mm 的裂缝，用环氧树脂灌注就不经济，宜采用微膨胀水泥浆修补。

第6章　浅基础设计

6.1　浅基础的类型及适用条件

浅基础是相对深基础而言的，浅基础和深基础的差别主要在设计原则及施工方法上。浅基础设计按通常方法验算地基承载力和地基沉降时，不考虑基础底面以上土的抗剪强度对地基承载力的作用，也不考虑基础侧面与土之间的摩擦阻力，浅基础可以用通常的施工方法建造，施工条件和工艺都比较简单；深基础包括桩、墩和沉井等，设计方法与浅基础完全不同，需要考虑侧壁的摩擦阻力对基础稳定性的有利作用，确定深基础地基的承载力的方法也和浅基础的地基承载力不同，深基础的施工都要采用特殊的方法，施工条件比较困难，施工的机具也比较复杂。深基础和浅基础的区分很难用一个固定的埋置深度来确定，通常认为基础的埋置深度大于基础宽度时可以作为深基础考虑，但也不是绝对的。

浅基础根据它的形状和大小可以分为独立基础、条形基础（包括十字交叉条形基础）、筏板基础、箱形基础和壳体基础等。根据所使用材料的性能可分为刚性基础和柔性基础。

刚性基础通常由砖、石、素混凝土、三合土和灰土等材料建造的基础。由于这些材料的抗拉强度比抗压强度低得多，设计时不考虑它们的抗拉强度，控制基础的外伸宽度和基础高度的比值（称为刚性基础台阶宽高比）小于一定的数值以内，如图 6-1 所示。刚性基础台阶宽高比的允许值见表 6-1。如基础的外伸宽度超出规定的范围，基础会产生拉裂破坏，由于基础的相对高度比较高，几乎不会产生弯曲变形，所以称为刚性基础。当建筑物荷载比较大而地基又比较软弱时，刚性基础所需要的基础宽度就很宽，相应的埋置深度非常深，这就很不合理，此时需改成柔性基础。

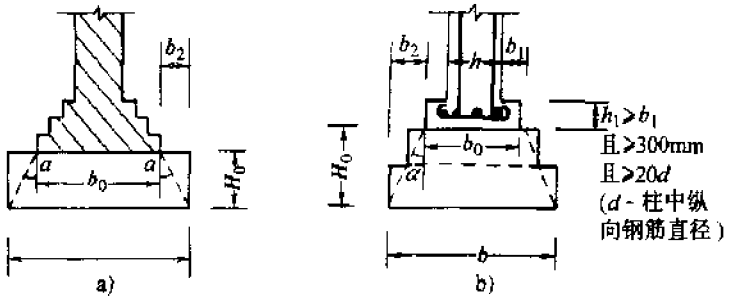

图 6-1　刚性基础构造图

a）墙下刚性基础　b）柱下刚性基础

柔性基础是由钢筋混凝土建造的，具有比较好的抗剪能力和抗弯能力，可以用扩大基础底面积的方法来满足地基承载力的要求，而不必增加基础的埋置深度，因此可以适用于荷载比较大，而埋置深度又不容许过深的情况。

表 6-1　刚性基础台阶宽高比的允许值

基础材料	质量要求		台阶宽高比的允许值		
			$p \leqslant 100$ / kPa	$100 < p \leqslant 200$ / kPa	$200 < p \leqslant 300$ / kPa
混凝土基础	C10 混凝土		1∶1.00	1∶1.00	1∶1.00
	C7.5 混凝土		1∶1.00	1∶1.25	1∶1.50
毛石混凝土基础	C7.5～C10 混凝土		1∶1.00	1∶1.25	1∶1.50
砖基础	砖不低于 MU7.5	M5 砂浆	1∶1.50	1∶1.50	1∶1.50
		M2.5 砂浆	1∶1.50	1∶1.50	
毛石基础	M2.5～M5 砂浆		1∶1.25	1∶1.50	
	M1 砂浆		1∶1.50		
灰土基础	体积比为 3∶7 或 2∶8 的灰土，其最小干密度： 粉土 1.55t / m³ 粉质粘土 1.50t / m³ 粘土 1.45t / m³		1∶1.25	1∶1.50	
三合土基础	体积比 1∶2∶4～1∶3∶6（石灰：砂：骨料）每层虚铺 220mm，夯至 150mm		1∶1.50	1∶2.00	

1．钢筋混凝土独立基础　钢筋混凝土独立基础主要用于柱下，也用于一般的高耸构筑物，如水塔、烟囱等。其构造形式通常有现浇台阶形基础、现浇锥形基础和预制柱的杯口基础，见图 6-2。杯口基础可分为单肢和双肢的杯口基础，分别适用于单肢柱和双肢柱的情况；低杯口基础和高杯口基础；轴心受压柱下基础的底面形状为正方形；而偏心受压柱下基础的底面形状为矩形。

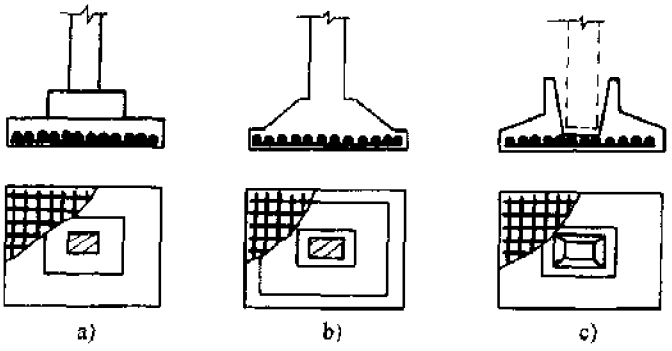

图 6-2　钢筋混凝土独立基础

a）台阶形基础　b）锥形基础　c）杯口基础

2．钢筋混凝土条形基础　钢筋混凝土条形基础分为墙下钢筋混凝土条形基础和柱下钢筋混凝土条形基础，柱下钢筋混凝土条形基础又可分为单向条形基础和十字交叉条形基础，其构造分别见图 6-3 和 6-4。

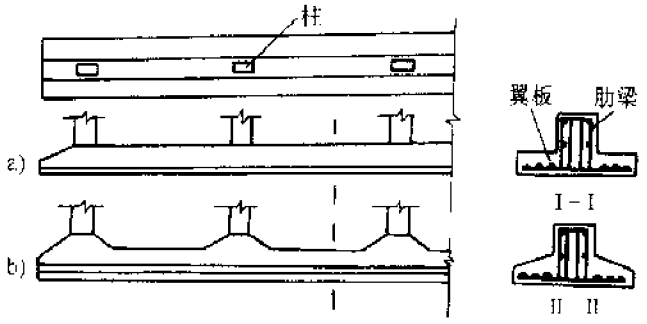

图 6-3　单向条形基础

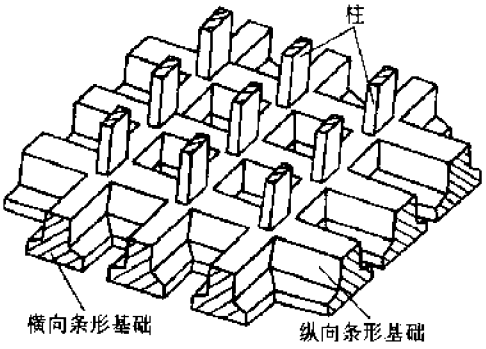

图 6-4　十字交叉条形基础

墙下钢筋混凝土条形基础的横截面根据受力条件可分为不带肋和带肋两种，构造见图 6-5。墙下钢筋混凝土条形基础计算时按平面应变问题考虑，其设计原则基本上与柱下钢筋混凝土独立基础相同。

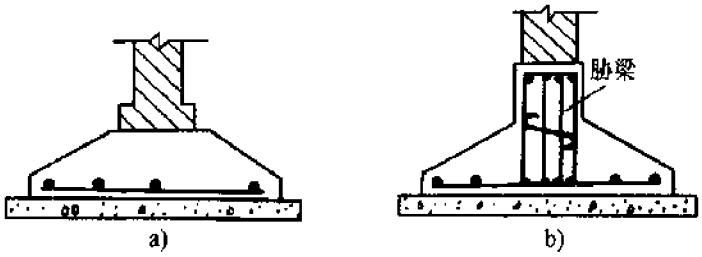

图 6-5　墙下条形基础

a）不带肋　b）带肋

当地基承载力较低，采用柱下钢筋混凝土独立基础的底面积不足以承受上部结构的荷载时，可将几个柱子的基础连成一条构成单向的柱下条形基础；条形基础必须有足够的刚度将柱子的荷载均匀地分布到扩展的条形基础底面积上，并且调整可能产生的不均匀沉降。当单向的条形基础底面积仍不足以承受上部结构荷载时，可以在纵、横两个方向将柱基础连成十字交叉条形基础。

3. 筏板基础　当采用墙下条形基础或柱下十字基础条形基础仍不能提供足够的基础底面积来承受上部结构的荷载时，可采用钢筋混凝土满堂整板基础，称为筏板基础。筏板基础比十字交叉条形基础具有更大的整体刚度，有利于调整地基的不均匀沉降，能适应上部

结构荷载分布的变化。结合使用要求，筏板基础特别适用于采用地下室的建筑物以及大型的储液结构物（如水池、油库等）。

筏板基础分为平板式和梁板式两种类型。平板式筏板基础是一块等厚度的钢筋混凝土平板图，见 6-6a，筏板的厚度与建筑物的高度及受力条件有关，通常不小于 200mm；对于高层建筑，通常根据建筑物的层数按每层 50mm 确定筏板的厚度。如柱荷载比较大，为了防止筏板被冲剪破坏，可按图 6-6b 局部加厚柱下的筏板或设置墩基础；当柱距较大、柱荷载相差也较大时，板内会产生比较大的弯矩，应在板上沿柱轴线纵横向布置基础梁，形成梁板式筏板基础，见图 6-6c、d。梁板式筏板基础能承受更大的弯矩，其刚度主要由基础梁构成，板的厚度就可以比平板式基础小得多。筏板基础的适用范围十分广泛，在多层住宅和高层建筑中都可以采用。

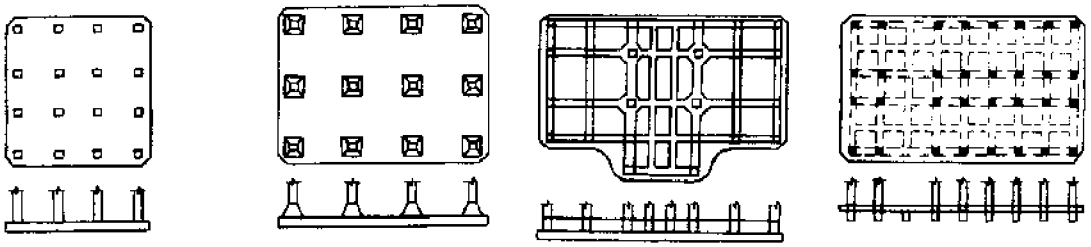

图 6-6　筏板基础

a)、b）平板式　c)、d）梁板式

4. 箱形基础　箱形基础由钢筋混凝土底板、顶板和纵、横向的内、外墙所组成，具有比筏板基础大得多的抗弯刚度，可视作绝对刚性，沉降非常均匀，其相对弯曲通常小于 0.33‰。箱形基础的一般构造如图 6-7a 所示，有时为了加大底板的刚度，也可采用如图 6-7b 所示的“套箱式”的箱形基础。为了避免箱形基础出现过大的整体横向倾斜，应尽量减少荷载的偏心，可采用箱基悬挑或箱基底板悬挑使其有效地减少荷载的偏心。

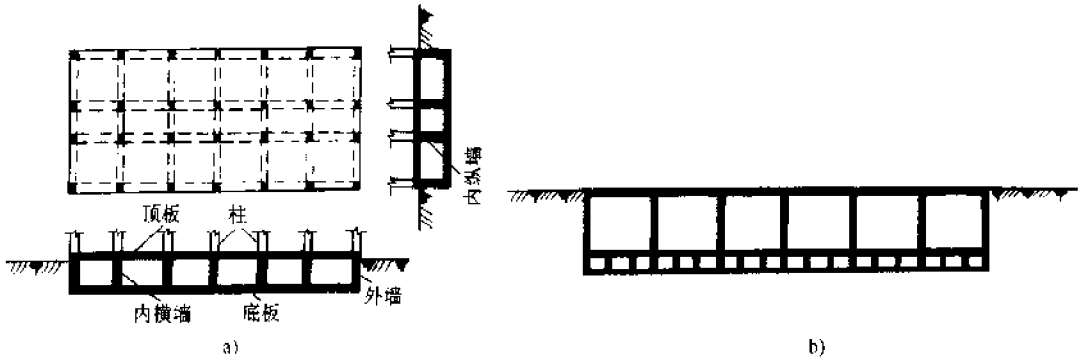

图 6-7　箱形基础

a）常规式箱形基础　b）“套箱式”箱形基础

当地基承载力比较低而上部结构荷载又比较大时，箱形基础可以作为一种方案。由于箱形基础有许多内隔墙，使地下室的空间比较小，对使用有一定的影响。箱形基础的埋置深度比较深，基础空腹，挖去的土比箱形基础的自重大得多，并卸除了基底处原有地基的自重压力，从而大大地减小了作用于基础底面的附加应力，减小了建筑物的沉降，这种基

础称为“补偿式基础”。

箱形基础的材料消耗量大，施工要求比较高，还会遇到深基坑开挖带来的困难，采用箱形基础时要考虑到这些不利的因素，作技术经济的综合比较后才能确定。

6.2 浅基础设计步骤

6.2.1 基础方案的比较与选择

基础设计的第一步是通过方案比较，选择适合于工程实际条件的基础类型。基础是传递上部结构荷载给地基、扩散应力、保持上部结构处于良好工作状态的重要结构，起承上启下的作用。在地质条件比较差的地区，工程成败的关键在于基础工程，基础的造价可能达到总造价的 20%~30%，因此基础设计与施工是工程建设的重要阶段，必须慎重对待。而基础方案的选择则又是有关全局的一步，方案不合理，就无法实现预定的目标。选择基础方案时需要综合考虑上部结构的特点、地基土的工程地质和水文地质条件以及施工的难易程度等因素，经过比较、优化以达到技术先进、经济合理的目的。

下面分别从不同角度探讨各种基础方案的适应性。

1. 从满足地基承载力要求考虑 基础的第一功能是传递荷载、扩散应力，因而必须满足地基强度和稳定性的要求。根据上部结构荷载的大小和地基土的承载能力强弱选择基础类型，尽可能选择简单的基础型式，柱下应首选独立基础，墙下应首选条形基础。当独立基础不能满足承载力要求时宜扩展为条形基础；当单向条形基础底面积不够时可以采用十字交叉条形基础；在条形基础不能满足承载力要求的才采用造价比较高的筏板基础。在这逐步扩大基础底面积的过程中，意味着造价和施工难度不断提高，不到必要时不要采用更复杂的基础类型。采用筏板基础或箱形基础不仅因为基础底面积大，可以减少基底压力，而且由于挖去土的重量大于基础的自重，可以减少作用于基础的荷载，这种基础称为“补偿式基础”，是一举两得的方案。当然，加大埋置深度也能提高地基承载力，但是在层状土地基上，加大埋置深度的作用是十分有限的，有时加大埋置深度使基础底面更接近于下卧软弱层，使承载力反而降低。

2. 从满足建筑物变形要求考虑 建筑物、基础和地基是一个整体，地基的变形引起建筑物的沉降，不同类型的基础，调整不均匀沉降的能力是不同的。当建筑物荷载比较大，而地基土又相对比较软弱时，需要考虑基础对不均匀沉降的调整能力，采用刚度更大的基础。如上部结构为框架结构，地基比较软弱，则柱子之间的距离过大不均匀沉降将会产生结构的次应力，容易造成结构的开裂；此时，柱网下的独立基础就不宜采用，而应考虑采用可以调整不均匀沉降的十字交叉条形基础或筏板基础。由于十字交叉条形基础和筏板基础的底面积比较大，减少了基底压力，使不均匀沉降也能有所减少。虽然筏板基础具有比条形基础更大的刚度，具有更大的调整不均匀沉降的能力，但由于筏板基础的宽度大，应力转播的范围比条形基础更深，如果深层的土层比较软弱，可能会使沉降量增大，从而产生建筑物的整体倾斜，在软土地区已经发现了不少这类事故的例子。

3. 从建筑物的使用要求考虑 在选择基础方案时，有时建筑物的使用要求决定了基础的类型。例如，当建筑物需要地下室时，筏板基础或箱形基础是最适宜的方案，基础板就可作为地下室的底板，箱形基础的顶板和底板也就是地下室的顶板和底板，在这种情况下必然优先采用这类基础类型。

6.2.2 基础埋置深度的确定

基础埋置深度是指基础底面在室外地坪以下的深度。在满足地基稳定和变形要求的前提下，基础应尽量浅埋，确定基础的埋置深度时要综合考虑下列条件：

1. 建筑物的功能和使用要求 根据建筑设计的要求，确定最小的必要埋置深度。如需要设置地下室，则基础的埋置深度受地下室空间高度的控制，一般就比较深；又如大型设备的基础需要一定的空间布置管线，也要求比较深；地下设施的基础埋置深度也决定于设施的空间要求；

2. 基础的类型和构造 不同类型的基础，其构造特点不同，对埋置深度就会提出不同的要求。如箱形基础本身有相当的高度，埋置深度就不会很小；无埋式筏板基础则要求很小的埋置深度；刚性基础由于刚性角的限制，其埋置深度必然大于扩展式基础；

3. 工程地质和水文地质条件 在满足使用要求的前提下，要根据地质条件确定基础底面的标高，考虑施工的可能性和基础工程的经济性，选择合适的地基持力层。有时候为了适应地质条件的特点，可能需要修改基础方案，重新选择埋置深度；

4. 相邻建筑物的基础埋置深度 如果新建的建筑物与已有的相邻建筑物距离过近而基坑开挖的深度又深于相邻建筑物的基础埋置深度，则开挖基坑会对相邻建筑物产生不利的影响。解决的办法是减少基础埋置深度，或者增大建筑物之间的距离，如不可能采取上述措施，则必须在基坑开挖时采取可靠的支护措施；

5. 防止地基土冻胀和融陷的不利影响 在寒冷地区，一定深度范围内的土会产生冻结，由于土在冻结时体积膨胀，产生冻胀现象。如基础埋置在冻结深度范围内，则在冬天因冻胀而上抬；到了春天，冻土溶化以后强度降低，产生融陷现象，基础下陷。为了防止产生上述不利的影响，必须将基础埋置在冻结深度以下；

6. 基础应避免受到不利环境的侵蚀 在陆地的建筑物基础，不能暴露在大气中，必须有一定的覆盖土层以保护基础免受损失；在水下的基础还要考虑水流冲刷的影响，将基础埋置在冲刷深度以下。

6.2.3 确定基础平面尺寸，验算地基承载力

确定浅基础的平面尺寸时必须满足地基承载力的要求。在建筑物荷载一定的条件下，基础平面尺寸越大，基底平均压力越小；有时为了满足地基承载力的要求，采用加大基础面积的方法，但加大基础面积后又使造价增大。因此有必要确定最小面积，既满足技术要求而又最经济。验算地基承载力时需要应用第四章中确定地基承载力的各种方法。

验算地基承载力，确定基础平面尺寸的设计方法有容许承载力法、安全系数法和分项系数法三种。

1. 容许承载力法 认为只要基底平均压力小于地基容许承载力，建筑物地基的稳定性就得到了保证。容许承载力是指在基础工作压力作用下，地基中没有出现剪切破坏区，或者剪切破坏区限制在足够小的范围内的最大的承载力。其值可以用界限荷载公式计算，也可以用载荷试验方法求得，还可以从有关规范推荐的地基承载力表中查得；容许承载力法采用的荷载是标准值。

2. 安全系数法 如基础底面的平均压力小于极限承载力除以大于 1 的安全系数，地基的稳定性也同样得到了保证。极限承载力可用第四章中的极限承载力公式计算，也可以通过载荷试验求得。安全系数法是极限状态设计方法的一种。验算地基处于极限状态时的平衡条件，只要选择合适的安全系数，满足极限状态平衡条件也就意味着地基对于抵抗剪切破坏具有足够的安全度。安全系数法采用的荷载也是标准值。

3. 分项系数法 这也是极限状态设计方法的一种，验算的极限状态平衡条件是在失效概率为最大的验算点，即荷载的设计值小于地基极限承载力的设计值。认为只要满足了这一平衡条件，就能使地基失效概率小于人们可以接受的目标失效概率，或者说是可靠度指标大于目标可靠度指标，因此也称为概率极限状态设计方法。荷载的设计值等于荷载的标准值乘以大于 1 的荷载分项系数；地基极限承载力的设计值由土的抗剪强度指标的设计值代入地基极限承载力公式求得，抗剪强度指标的设计值由其标准值除以相应的分项系数求得。分项系数取决于可靠度的控制要求和参数的变异性，动荷载的变异性大于静荷载，因此动荷载的分项系数大于静荷载的分项系数；如土的抗剪强度指标的变异性越大，其分项系数也越大。

6.2.4 沉降验算

建筑物地基基础设计必须同时满足强度和变形两方面的要求，即地基既是稳定的，地基的变形也是为建筑物所允许的。在有些情况下，当强度条件满足时，变形条件也必然满足；但有的时候强度条件虽然满足，变形条件却不一定能够满足，必须进行沉降验算以判断是否满足了变形条件。如果沉降过大，不能满足建筑物的要求，则必须改变基础尺寸，降低基底压力，或者减少荷载，或者加固地基。

沉降的计算采用第五章所介绍的方法。

6.2.5 基础的构造与设计计算

不同类型的基础，在荷载作用下的工作性状不同，其构造要求和设计计算的内容也不相同。构造和设计计算的内容包括外形尺寸的一般要求，钢筋的截面、数量及布置。钢筋包括受力钢筋和构造钢筋，都必须满足基础的强度、变形和耐久性的要求。

6.3 刚性基础设计

刚性基础适用于六层和六层以下（三合土基础不宜超过四层）的房屋建筑和砖墙承重

的厂房。设计时先根据地基承载力确定基础的底面尺寸，同时为了保证基础不发生弯曲破坏，需要通过构造措施来满足基础的强度要求，控制基础的外伸宽度与基础高度的比值在允许范围以内，刚性基础的构造见图 6-1，其底面积应符合式（6-1）的要求

$$b \leqslant b_0 + 2H_0 \tan\alpha \tag{6-1}$$

式中 b——基础底面积宽度（m）；

b_0——基础顶面的砌体宽度（m）；

H_0——基础高度（m）；

$\tan\alpha$——基础台阶宽高比的允许值，可按表 6-1 选用（α为基础材料的刚性角）。

阶梯形的毛石基础，每阶伸出的宽度不宜大于 200mm；当基础由不同材料叠合组成时，应对接触部分作抗压验算；对于混凝土基础，当基础底面处的平均压力超过 300kPa 时，尚应按式（6-2）进行抗剪验算

$$V \leqslant 0.07 f_c A \tag{6-2}$$

式中 V——剪力设计值（kPa）；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值（kPa）；

A——台阶高度变化处的剪切断面（m）。

设计时如选用的材料不能满足允许宽高比的要求，应改用刚性角比较大的材料做基础，如仍不能满足，则需改用钢筋混凝土基础。

6.4 钢筋混凝土独立基础设计

钢筋混凝土独立基础一般是正方形的，设计时只要确定一个方向的边长，验算一个方向的材料强度；对于矩形基础，根据受力条件确定长宽比和基础底面积，二个方向的尺寸就可以确定，并应按其不利条件验算长边方向的抗弯能力。

6.4.1 柱下钢筋混凝土独立基础的一般构造

1）阶梯形基础每个台阶的高度一般为 300～500mm，锥形基础的边缘高度一般不小于 200mm；

2）基础混凝土等级不宜低于 C15；

3）基础受力钢筋的最小直径不宜小于ϕ8mm，间距不宜大于 200mm；

4）基础下需铺设低标号（C5～C10）混凝土垫层，厚度一般为 100mm。

6.4.2 确定基础底面积

如已知地基承载力 f，埋置深度 d 也已确定，根据上部结构传至基础顶面的荷载 F，可以按式（6-3）确定独立基础的底面积（A）

$$A \geqslant \frac{F+\gamma_G d}{f} \tag{6-3}$$

式中 F——每延米基础所承受的上部结构荷载（kN）；

d——基础的埋置深度（m）；

f——地基承载力（kPa）；

γ_G——基础自重和基础台阶上土的自重的平均重度（kN/m^3）。

在用式（6-3）计算时，需要反复试算，因为确定地基承载力时要已知基础宽度，只能先假定基础宽度，如果求得的宽度大于假定的宽度，则用求得的宽度计算地基承载力，再计算基础宽度，直至得到符合要求的结果为止。

6.4.3 钢筋混凝土独立基础的抗冲切验算

柱下基础为局部受压，如基础高度不够会发生冲切破坏，在沿柱边或基础台阶变截面处发生近似于 45° 方向的斜拉裂缝，形成冲切角锥体（图 6-8），故必须进行抗冲切验算。由于在冲切角锥体以外的地基净反力（即不计基础自重的反力）引起的冲切荷载 Q_c 应小于基础发生冲切的破坏面上的抗冲切强度 $[Q]$：

$$Q_c \leqslant [Q] \tag{6-4}$$

对于图 6-9 所示的锥形基础：

$$Q_c = p_g\left[lb-(a_0+2h_0)(b_0+2h_0)\right] \tag{6-5}$$

$$[Q]=0.6f_t b_p h_0 \tag{6-6}$$

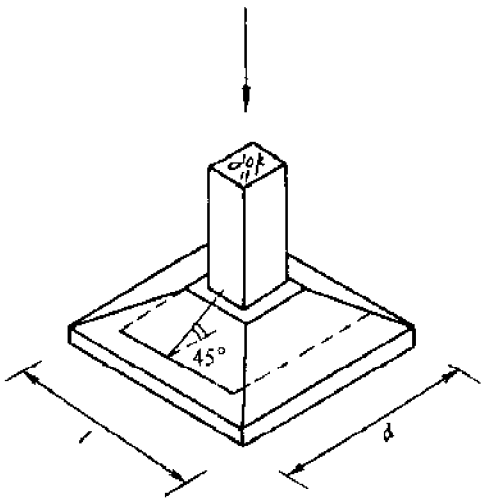

图 6-8 独立基础冲切破坏锥体

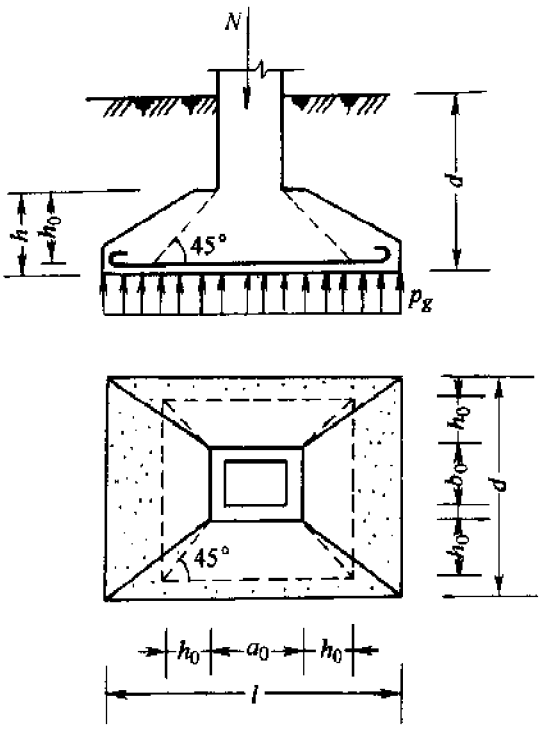

图 6-9 锥体基础冲切破坏

式中 p_g——地基净反力，不计基础自重及基础台阶上的土重（kPa）；

h_0——基础的有效高度（m）；

f_t——混凝土的抗拉强度设计值（kPa）；

b_p——角锥体破坏面的上边周长与下边周长之平均值（m），按下式计算

$$b_p = 2\left[\frac{a_0 + (a_0 + 2h_0)}{2} + \frac{b_0 + (b_0 + 2h_0)}{2}\right] = 2(a_0 + b_0 + 2h_0) \tag{6-7}$$

根据式（6-4）和（6-6）可得柱下独立基础的有效高度（h_0）

$$h_0 \geqslant \frac{Q_c}{0.6 f_t b_p} \tag{6-8}$$

计算得到有效高度 h_0 以后，则基础的高度 h 为：

$$h = h_0 + \varepsilon \tag{6-9}$$

式中 ε——基础基底保护层厚度，当基底有垫层时为 0.035m，无垫层时为 0.070m。

对于图 6-10 所示的阶梯形基础，除按上述公式验算冲切破坏外，还应验算变阶处的高度 h_{01}，计算方法同前。

若柱下独立基础偏心受荷时，地基反力筏板不均匀，此时只需对柱的短边一侧最大净反力处进行冲切验算，其结果偏于安全，计算公式与式（6-8）相同，但冲切荷载为

$$Q_c = p_{g\max} A \tag{6-10}$$

式中 A——在图 6-11 中考虑冲切荷载时取用的阴影部分面积（m^2）。

设计时，阴影部分面积 A 的计算分为两种情况：

1）当 $b > (b_0 + 2h_0)$ 时，冲切角锥体的底面积落在底面积范围以内，见图 6-11a，阴影部分面积 A 由下式计算

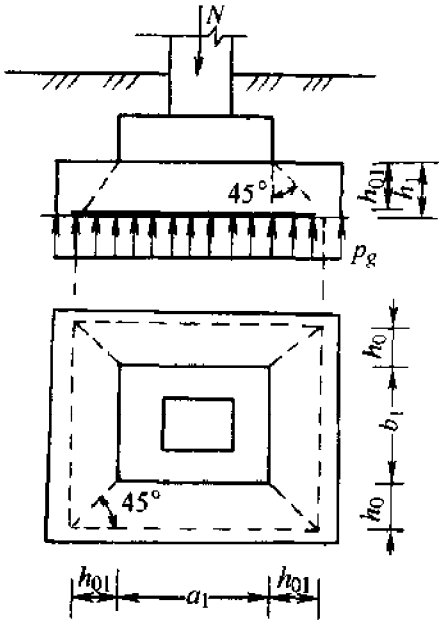

图 6-10 台阶形基础冲切破坏

$$A = \left(\frac{l}{2} - \frac{a_0}{2} - h_0\right) b - \left(\frac{b}{2} - \frac{b_0}{2} - h_0\right)^2 \tag{6-11}$$

式中 l——矩形基础的长度（m）；

a_0——矩形基础的冲切破坏锥体斜截面长边的上边长度（m）；

b——矩形基础的宽度（m）；

b_0——矩形基础的冲切破坏锥体斜截面短边的上边长度（m）。

此时为柱边破坏的棱锥体斜截面的上边与下边长度之平均值，即

$$b_p = \frac{b_0 + (b_0 + 2h_0)}{2} = b_0 + h_0 \tag{6-12}$$

2）当 $b \leqslant (b_0+2h_0)$ 时，冲切角锥体的底面积部分落在基底面积以外，见图 6-11b，则阴影部分的面积 A 由下式计算

$$A=\left(\frac{l}{2}-\frac{a_0}{2}-h_0\right)b \tag{6-13}$$

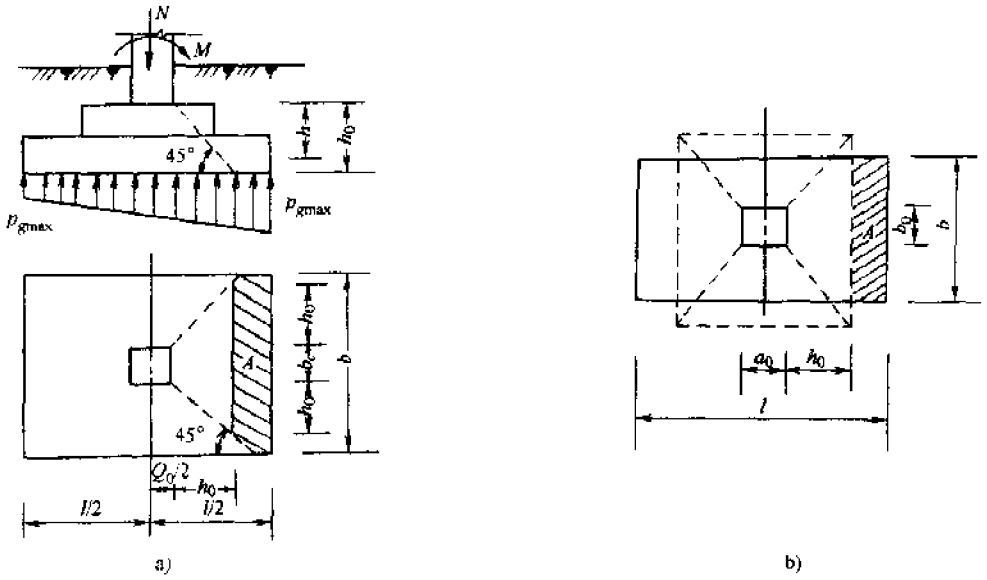

图 6-11　偏心受压冲切计算图式

a）$b>(b_0+2h_0)$　b）$b \leqslant (b_0+2h_0)$

6.4.4　柱下钢筋混凝土独立基础的抗弯验算

柱下钢筋混凝土独立基础在地基反力（应为扣除自重的净反力）作用下，在纵横两个方向都要产生弯矩，如弯曲应力超过钢筋混凝土的抗弯强度，就会导致基础的受弯破坏。因此必须计算两个方向的弯矩，在两个方向配置钢筋，计算时，将基础板看成是固定在柱子边的倒置悬臂板，最大弯矩作用面在柱边缘处。

对于轴心受压基础，图 6-12 给出了基础弯矩计算图，将基础按对角线划分为四块梯形面积，作用于柱边截面I-I的弯矩 M_1等于作用在面积 1234 上的反力合力 P_g 对I-I截面的力矩，其值为 $P_{g1}e_1$，P_{g1}值为

$$P_{g1}=\frac{1}{4}(b+b_0)(l-a_0)p_g$$

e_1 为面积形心 A 到柱边距离：

$$e_1=\frac{1}{3}\left(\frac{2b+b_0}{b+b_0}\right)\left(\frac{l-a_0}{2}\right)=\frac{1}{6}(l-a_0)\left(\frac{2b+b_0}{b+b_0}\right) \tag{6-14}$$

$$M_1=P_{g1}e_1=\frac{p_g}{24}(l-a_0)^2(2b+b_0) \tag{6-15}$$

作用于另一个方向截面II-II上的弯矩也按相同原理由式（6-16）求得

$$M_{\mathrm{II}} = P_{g\mathrm{II}} e_2 = \frac{p_g}{24}(b - b_0)^2(2l + a_0) \tag{6-16}$$

对于偏心受荷的基础，当偏心距小于或等于 1/6 基础长度时，地基反力为梯形分布，见图 6-13。两个方向的弯矩可分别按下式计算

$$\begin{aligned} M_{\mathrm{I}} &= \frac{(p_{g\max} + p_{g1})}{48}(l - a_0)^2(2b + b_0) \\ M_{\mathrm{II}} &= \frac{(p_{g\max} + p_{g\min})}{48}(b - b_0)^2(2l + a_0) \end{aligned} \tag{6-17}$$

式中 p_{g1}——截面I-I处地基净反力（kPa）。

求得弯矩以后，可用下式计算截面的钢筋面积

$$A_g = \frac{M}{0.9 h_0 f_y} \tag{6-18}$$

式中 f_y——钢筋的抗拉强度设计值（kPa）。

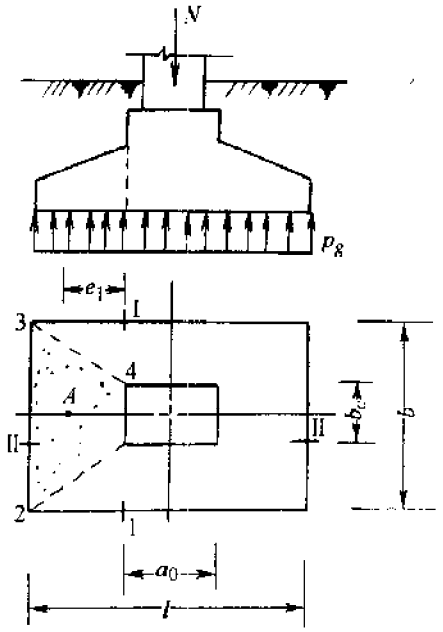

图 6-12 基础弯矩计算图

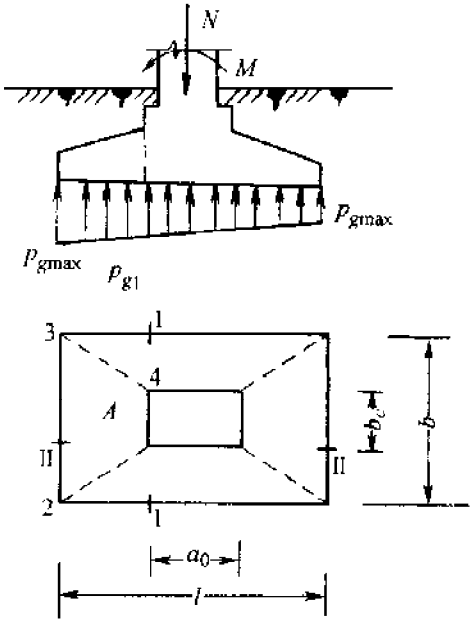

图 6-13 偏心受压基础弯矩计算图

6.5 墙下条形基础和柱下条形基础设计

墙下条形基础和柱下条形基础虽然都是条形基础，形状相同但受力条件不同，因而设计计算方法不同。墙下条形基础所受的荷载是由墙传来的，每个截面都是相同的，故属于平面应变问题，只要在长度方向取 1m 基础验算就能代表整个基础的承载情况，犹如独立基础一样；而柱下条形基础的荷载是由柱子传给基础梁，荷载仅分布在局部面积上，然后通过有相当刚度的基础梁传给地基，地基反力作用于基础梁。因此柱下条形基础可看作是一根作用有若干集中荷载并置于地基上的梁，按 T 形截面的梁进行设计。

6.5.1 基础宽度的确定

假定地基反力均匀分布于条形基础的底面，根据满足地基承载力验算要求的原则，与式（6-3）相似，基础宽度 b 可由下式计算

$$b \geqslant \frac{N}{f-\gamma_G d} \tag{6-19}$$

式中 γ_G——基础及台阶上土的平均重度（kN/m³）。

6.5.2 基础构造要求

1. 墙下条形基础 在基础纵向要设置分布钢筋，分布钢筋的直径一般为ϕ6～8mm，间距 250～300mm，置于受力钢筋的上面。为增强抵抗不均匀沉降的能力，沿纵向可加设肋梁，并按构造配筋。

2. 柱下条形基础 柱下条形基础截面一般为倒 T 形，挑出部分的底板称为翼板，基础梁的部分称为肋梁。翼板的厚度一般不小于 200mm，当大于 250mm 时宜做成坡度小于或等于 1∶3 的变厚度板，肋梁的高度一般为 1/8～1/4 柱距。

在基础平面布置允许的条件下，可以将基础四周的底板挑出悬臂，其目的为了调整基础底面形心的位置减少端部的地基反力，挑出的悬臂长度宜小于第一跨跨距的 1/4～1/3。

基础肋梁按内力计算的结果设置纵向受力钢筋，通常双层配置。在梁底的纵向受拉主筋通常配置 2～4 根，且其面积不应少于纵向钢筋总面积的 1/3，弯起钢筋及箍筋按弯矩图及剪力图配置。当肋梁高度大于 700mm 时，在梁的两侧沿高度每隔 300～400mm 应各设置一根不小于ϕ10mm 的构造钢筋。

基础混凝土的等级一般为 C20，素混凝土垫层一般用 C7.5 级，厚度不小于 75mm。

6.5.3 地基反力计算

1. 墙下条形基础 墙下条形基础作为平面应变问题处理，沿长度方向取 1m 计算，横向的地基反力用材料力学方法，按线性分布计算。在轴心荷载作用下，反力是均匀分布的；在偏心荷载作用下，反力呈梯形分布。

2. 柱下条形基础 柱下条形基础当其上部结构刚度较好，柱荷载分布比较均匀，内柱的沉降比较接近，梁的高度大于 1/6 柱距，且支承在比较均匀的地基上时，地基反力在纵向也可按直线分布考虑；计算基础内力时，在条形基础两端的边跨适当增加 15%～20%的地基反力，以考虑上部结构和地基基础共同作用引起端部地基反力的增加。

当不满足上述条件时，需要按弹性地基梁法计算地基反力和梁的内力。

6.5.4 基础结构内力计算

1. 墙下条形基础 墙下条形基础的受力条件是平面应变，即破坏只发生在宽度方向，常常由于底板产生斜裂缝而破坏，因此按抗剪强度验算底板的厚度，由式（6-20）确定：

$$h_0 \geqslant \frac{Q_{max}}{0.25 f_c} \tag{6-20}$$

式中 f_c——混凝土轴心抗压强度设计值（kPa）；

Q_{max}——作用于基础每延米上的最大剪力（kN/m）。

当为混凝土墙时，$Q_{max}=p_g a_1$ （6-21）

当为砖墙时 $Q_{max}=p_g（a_1+0.06）$ （6-22）

式中 p_g——计算截面处以外平均地基净反力（kPa）；

a_1——钢筋混凝土底板伸出长度（m），混凝土墙从墙边算起，砖墙从襟边处算起。

基础配筋所需的钢筋面积由下式计算

$$A_g = \frac{M_{max}}{0.9 h_0 f_y} \tag{6-23}$$

式中 f_y——钢筋抗拉强度设计值（kPa）；

M_{max}——计算截面所受到的最大弯矩（kN·m）。

最大弯矩根据墙身材料分别由公式（6-24）和（6-25）计算

墙身材料为混凝土时

$$M_{max} = \frac{1}{2} p_g a_1^2 \tag{6-24}$$

墙身材料为砖砌体时

$$M_{max} = \frac{1}{2} p_g (a_1 + 0.06)^2 \tag{6-25}$$

上述方法求得的钢筋面积是基础纵向按每延米计的横向受力钢筋的最小配筋面积，沿基础宽度方向设置，间距应小于或等于200mm，但不宜小于100mm，一般不配弯起钢筋。

2. 柱下条形基础 在条形基础的设计中，除按抗冲切和抗剪强度验算以求得基础高度外，还要按翼板抗弯求得底板横向配筋，并需计算基础纵向受力以配置纵向受力钢筋，因此必须计算基础纵向弯矩的分布。柱下条形基础纵向弯矩计算的简化方法有静定分析法和倒梁法。

静定分析法

当柱荷载比较均匀，柱距相差不大，基础与地基比较相对高度较大时可以忽略柱子的不均匀沉降，满足静力平衡条件下梁的内力计算。地基反力以线性分布作用于梁底，用材料力学的截面法求解梁的内力。此法不考虑地基基础与上部结构的共同作用，因而在荷载和直线分布的反力作用下产生整体弯曲，所求得的基础最不利截面上的弯矩绝对值往往偏大。这种方法适用于柔性的上部结构，且基础的刚度比较大的情况。

倒梁法

倒梁法是将柱下条形基础看作以柱脚为固定铰支座的倒置连续梁，以线性分布的基底净反力作为荷载，用弯矩分配法或查表法求解倒置连续梁的内力。由于倒梁法在假定中忽略了基础梁的挠度和各柱脚的竖向位移差，且假定基底净反力为线性分布，故应用倒梁法时应限制相邻柱荷载差不超过20%，柱间距不宜过大，并应尽量等间距。若地基比较均匀，

基础或上部结构较大，条形基础的高度大于 1/6 柱距，则倒梁法计算的内力比较接近实际。

倒梁法的计算步骤：

1）根据初步选定的柱下条形基础尺寸和荷载，求得计算简图；

2）按线性分布计算基底净反力；

3）用弯矩分配法或查表法计算弯矩、剪力和支座反力；

4）调整不平衡力；

5）继续用弯矩分配法或查表法计算内力和支座反力，重复步骤 4）直至不平衡力在计算容许精度范围（一般不超过荷载的 20%）以内；

6）将逐次计算结果叠加，得到内力最终计算值。

由于倒梁法采用了简化的假定，第一次计算的支座反力 R_i 并不等于柱子传来的荷载 P_i，因此应通过逐次调整消除不平衡力。各柱脚的不平衡力为

$$\Delta P_i = P_i - R_i \tag{6-26}$$

把各支座的不平衡力均匀分布在相邻两跨的各 1/3 跨度范围内，

对边跨支座

$$\Delta p_i = \frac{\Delta K_i}{\left(l_0 + \frac{l_1}{3}\right)} \tag{6-27}$$

对中间支座

$$\Delta p_i = \frac{\Delta P_i}{\left(\frac{l_{i-1}}{3} + \frac{l_i}{3}\right)} \tag{6-28}$$

式中 Δp_i——不平衡均匀力（kN/m）；

l_0——边跨长度（m）；

l_{i-1}、l_i——i 支座左、右跨长度（m）。

3. 十字交叉条形基础 柱下十字交叉条形基础是由柱网下纵横两个方向的条形基础组成的空间结构，在每一个交叉点处承受柱网传来的集中荷载和力矩，计算比较复杂。一般工程设计时通常采用简化的计算方法，将柱荷载分配到纵横两个方向的条形基础上去，然后分别按条形基础计算内力。因此十字交叉条形基础的计算主要是解决结点荷载的分配问题，一般按刚度分配或变形协调的原则处理。

十字交叉条形基础的简化计算必须满足下面两个条件

（1）静力平衡条件

$$P_i = P_{ix} + P_{iy} \tag{6-29}$$

P_i——任一结点 i 上的集中荷载（kN）；

P_{ix}、P_{iy}——分别为结点 i 处分配在 x 和 y 方向交叉上的集中荷载（kN）。

（2）变形协调条件

按等级与交叉共同作用的概念，纵横基础梁在结点处的竖向位移和转角应相同，且应

与该处地基的变形相协调。简化方法假定交叉点处纵梁和横梁之间为铰接，假定一个方向的条形基础产生转角时，不引起另一个方向条形基础的内力，结点上两个方向的力矩分别由对应的纵梁和横梁承担。因此只要满足结点处的竖向位移 w_i 的协调条件即可，即

$$w_{ix} = w_{iy} = s \tag{6-30}$$

当十字交叉结点间距较大，纵横两个方向的间距相等且较大荷载差别又不太悬殊时，可不考虑相邻荷载的相互影响，使结点荷载的分配计算大大简化。可以把地基看作弹簧模型（文克勒地基模型），并可以进一步近似假定 w_x、w_y 分别由 P_x、P_y 引起，而与梁上其它荷载无关。于是根据式（6-30）可得

$$P_x \overline{w_x} = P_y \overline{w_y} \tag{6-31}$$

式中 $\overline{w_x}$ 和 $\overline{w_y}$ 分别是单位力 P_x=1 和 P_y=1 引起纵梁和横梁在交叉点处的竖向位移。由式（6-29）和（6-31）联立可解得

$$\begin{aligned} P_x &= \frac{\overline{w_y}}{\overline{w_x} + \overline{w_y}} P \\ P_y &= \frac{\overline{w_x}}{\overline{w_x} + \overline{w_y}} P \end{aligned} \tag{6-32}$$

将十字交叉条形基础各假定的荷载按上述方法分配到纵横两个方向的梁上以后，就可按单向条形基础进行内力计算。但必须注意，若分配荷载时采用了文克勒地基模型，则按单向条形基础计算内力时也宜采用文克勒地基模型。

实际上，十字交叉条形基础的两组梁在结点处是刚性连接的，结点处任一方向的弯曲都会使另一方向的梁产生扭转。上述简化方法没有考虑这种扭转作用，在设计时要考虑扭转作用的存在，适当配置抗扭的钢筋。

6.6 筏板基础

6.6.1 筏板基础构造要求

墙下筏板基础多为平板式筏基，而柱下筏板基础则常采用梁板式，为了减少基坑开挖的深度，可以采用暗梁，即板在梁的上边。

若采用不埋式筏板基础，四周必须布置边梁，底板四角应设置放射状的附加钢筋。

筏板配筋时，跨中钢筋应按实际配筋率全部通过；支座钢筋在纵横方向尚应分别有0.15%、0.10%的配筋率连通。底板受力钢筋的最小直径不宜小于 8mm。当有垫层时，钢筋保护层的厚度不宜小于 35mm。混凝土强度等级可采用 C20，对于地下水位以下的地下室筏板基础，尚应考虑混凝土的防渗等级。

1/10。其中，纵墙配置量不得小于墙体总配置量的 3/5。

箱形基础的墙体厚度应根据实际受力情况确定，外墙不应小于 250mm，内墙不应小于 200mm。

在箱形基础的顶板和底板配筋时，应综合考虑承受整体弯曲和局部弯曲的钢筋配置部位，以充分发挥钢筋截面的作用。考虑到整体弯曲的影响，钢筋配置量除符合计算要求外，纵横方向的支座钢筋尚应有 0.15%、0.1%配筋率连通配置，跨中钢筋按实际配筋率全部连通。

箱形基础的墙体均要进行受力验算，墙体一般采用双面配筋，横、竖向的钢筋不宜小于ϕ10@200。除上部结构为剪力墙外，内、外墙的墙顶处宜配置两根不小于ϕ20 的钢筋。

箱形基础墙体洞口四周应设置加强钢筋，每边加强钢筋的面积不应小于洞口宽度内被切断钢筋面积的一半，且不小于 2ϕ16。

箱形基础的混凝土强度等级不应低于 C20，如有防渗要求，其外围结构的混凝土防渗等级不应低于 S6。

当箱形基础长度超过 40m 时，应设置贯通后浇施工缝，缝宽不宜小于 800mm，在施工缝处，钢筋必须贯通。顶板浇完后至少相隔两周用比设计标号提高一级的混凝土将施工缝补齐，并加强养护。

6.7.2 箱形基础内力计算

箱形基础是高层建筑经常采用的基础型式，箱形基础作为一个箱形空格结构承受上部结构传来的荷载和不均匀地基反力引起的整体弯曲，同时其顶板和底板分别受到顶板荷载和地基反力引起的局部弯曲。分析箱形基础整体弯曲时，箱形基础自重按均布荷载处理；计算底板弯曲时反力应扣除底板自重。

分析箱形基础内力时，应根据上部结构整体刚度的大小选择不同的计算方法，通常采用材料力学的截面法计算箱形基础的内力，对于不同的上部结构应作不同的考虑：

（1）上部结构为现浇剪力墙体系时，箱形基础的顶板和底板都按局部弯曲计算，顶板按实际荷载，底板按均布地基反力计算；由于剪力墙体系的刚度很大，因此不计算整体弯曲。

（2）上部结构为框架体系时，箱形基础的内力应同时考虑整体弯曲和局部弯曲。基底反力不再保持均匀分布，根据实测资料的统计，得出了基底反力系数的经验数值，可供计算选用。计算得到的局部弯曲所产生的弯矩值应乘以 0.8 的折减系数；计算整体弯曲所产生的弯矩时，应考虑上部结构与箱形基础的共同作用。

（3）上部结构为框架—剪力墙体系时，一般只按局部弯曲计算内力，配置的钢筋足以承受整体弯曲引起的内力。

采用基底反力系数的经验值时，将基础底面划分为 40 个区格，每个区格的反力为平均反力乘以该区格的反力系数，平均反力为上部结构竖向荷载加箱形基础自重除以箱形基础的底面积，箱形基础的长度和宽度均应包括底板悬挑部分。一般第四级粘性土及软土地区的基底反力系数见表 6-2。

表 6-2　基底反力系数表

表 6-2-1　一般粘性土 L/B=3～4

	在箱形基础长度方向划分 8 个等分							
在箱形基础宽度方向划分 5 个等分	1.282	1.043	0.987	0.976	0.976	0.987	1.043	1.282
	1.143	0.930	0.881	0.870	0.870	0.881	0.930	1.143
	1.129	0.919	0.869	0.859	0.859	0.869	0.919	1.129
	1.143	0.930	0.881	0.870	0.870	0.881	0.930	1.143
	1.282	1.043	0.987	0.976	0.976	0.987	1.043	1.282

表 6-2-2　一般粘性土 L/B=4～6

	在箱形基础长度方向划分 8 个等分							
在箱形基础宽度方向划分 5 个等分	1.229	1.042	1.014	1.003	1.003	1.014	1.042	1.229
	1.096	0.929	0.904	0.895	0.895	0.904	0.929	1.096
	1.082	0.918	0.893	0.884	0.884	0.893	0.918	1.082
	1.096	0.929	0.904	0.895	0.895	0.904	0.929	1.096
	1.229	1.042	1.014	1.003	1.003	1.014	1.042	1.229

表 6-2-3　一般粘性土 L/B=6～8

	在箱形基础长度方向划分 8 个等分							
在箱形基础宽度方向划分 5 个等分	1.215	1.053	1.013	1.008	1.008	1.013	1.053	1.215
	1.083	0.939	0.903	0.899	0.899	0.903	0.939	1.083
	1.070	0.927	0.892	0.888	0.888	0.892	0.927	1.070
	1.083	0.939	0.903	0.899	0.899	0.903	0.939	1.083
	1.215	1.053	1.013	1.008	1.008	1.013	1.053	1.215

表 6-2-4　软土地区

	在箱形基础长度方向划分 8 个等分							
在箱形基础宽度方向划分 5 个等分	0.906	0.966	0.814	0.738	0.738	0.814	0.966	0.906
	1.124	1.197	1.009	0.914	0.914	1.009	1.197	1.124
	1.235	1.314	1.109	1.006	1.006	1.109	1.314	1.235
	1.124	1.197	1.009	0.914	0.914	1.009	1.197	1.124
	0.906	0.966	0.814	0.738	0.738	0.814	0.966	0.906

表 6-2 的反力系数适用于上部结构与荷载比较匀称的框架结构、地基土比较均匀、底板悬挑部分不宜超过 0.8m、不考虑相邻建筑物的影响，以及满足上述构造要求的单栋建筑物的箱形基础。当纵横方向的荷载不很匀称时，应分别将不匀称荷载对纵横方向对称轴产生的力矩所引起的基底不均匀反力和由上表计算的基底反力进行叠加。力矩所引起的基底不均匀反力按直线分布计算。

箱形基础承受的整体弯矩 M_g 可近似按下式计算

$$M_g = M\frac{E_g I_g}{E_g I_g + E_B I_B} \tag{6-34}$$

式中 M——按材料力学截面法与其它方法确定的弯矩（kN·m）；

$E_g I_g$——箱形基础的刚度，其中 E_g 为箱形基础混凝土弹性模量，I_g 为按工字形截面计算的惯性矩，工字形截面的上、下翼缘宽度分别为箱形基础的顶板和底板的全宽，腹板厚度为在弯矩方向上的墙体厚度的总和；

$E_B I_B$——上部结构的总折算刚度，可按下式计算：

$$E_B I_B = \sum_{i=1}^{n}\left[E_b I_{bi}\left(1+\frac{K_{ui}+K_{li}}{2K_{bi}+K_{ui}+K_{li}}m^2\right)\right]+E_w I_w \tag{6-35}$$

E_B——梁、柱的混凝土弹性模量（kPa）；

I_B——第 i 层梁的截面惯性矩（m^4）；

K_{ui}、K_{li}、K_{bi}——第 i 层上柱、下柱和梁的线刚度，（m^3）其值分别为 $\frac{I_{ui}}{h_{ui}}$，$\frac{I_{li}}{h_{li}}$ 和 $\frac{I_{bi}}{l}$，

I_{ui}、I_{li}、I_{bi}——第 i 层上柱、下柱和梁的截面惯性矩（m^4）；

h_{ui}，h_{li}——第 i 层上柱、下柱的高度（m）；

L、l——上部结构弯曲方向的总长度和柱距（m）；

E_w，I_w——在弯曲方向与箱形基础连接的连续钢筋混凝土墙的弹性模量（kPa）和截面惯性矩（m^4），$I_w=\frac{bh^3}{12}$；

b，h——墙的厚度和高度（m）；

m——弯曲方向的节间数；

n——建筑物层数。

式（6-35）适用于等柱距的框架结构，对于柱距差异不超过 20%的框架结构也可以适用，此时取 $l=\frac{L}{m}$。

6.7.3 箱形基础结构的强度验算

箱形基础的顶板和底板的厚度，除根据荷载和跨度大小按正截面抗弯强度验算确定外，其斜截面抗剪强度尚应符合下式要求

$$KQ_s \leqslant 0.07R_a bh_0 \tag{6-36}$$

式中 Q_s——板所承受的剪力减去刚性角范围内的荷载（kN），刚性角为 45°（见图 6-14）；

K——安全系数，取 1.25；

R_a——混凝土轴心抗压强度（kPa）；

b——计算所取的板宽（m）；

h_0——板的有效高度（m）。

箱形基础底板的冲切强度按下式计算

$$KQ_0 \leqslant 0.75R_l S h_0 \tag{6-37}$$

式中 Q_0——基底反力乘以图 6-15 中阴影部分的面积（kN）；

K——安全系数，取 2.2；

R_l——混凝土抗拉强度（kPa）；

S——距荷载边 $h_0/2$ 处的周长（m）。

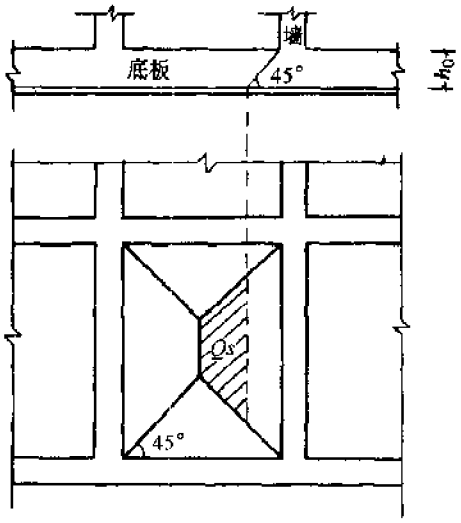

图 6-14 Q_s 计算方法的示意

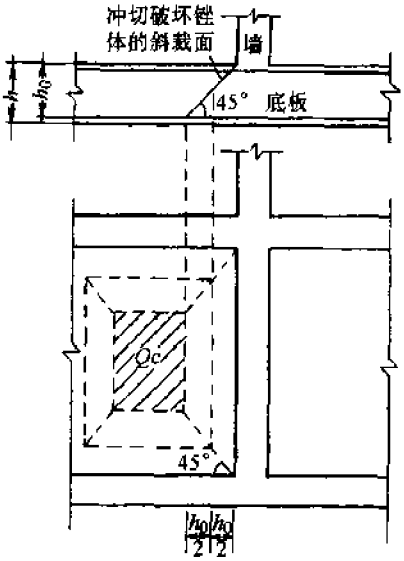

图 6-15 计算底板冲切强度的截面位置

箱形基础的内、外墙，除与剪力墙连接者外，其墙身截面均应按式（6-38）进行验算。对于承受水平荷载的内外墙，尚应进行受弯计算

$$KQ \leqslant 0.3R_a A \tag{6-38}$$

式中 K——安全系数，取 1.55；

Q——墙身竖直截面剪力（kN）；

R_a——混凝土轴心抗压强度（kPa）；

A——墙身竖向有效截面积（m^2）。

为了满足使用的要求，箱形基础的内墙上需要开设门洞。但门洞将削弱墙的刚度，因此需有一定的控制，门洞应设置在柱间居中部位，洞边至柱中心的距离不宜小于 1.2m。开口系数 γ 宜小于 0.4，其系数为开口面积与墙面积的比值的开方，墙面积为柱距乘箱形基础全高。

洞口上、下过梁的截面，应分别符合式（6-39）和（6-40）的要求，进行斜截面抗剪强度验算

$$KQ_1 \leqslant 0.3R_a A_1 \tag{6-39}$$

$$KQ_2 \leqslant 0.3R_a A_2 \tag{6-40}$$

式中 $Q_1=\mu Q+\frac{q_1 l}{2}$；

$Q_2=(1-\mu)Q+\frac{q_2 l}{2}$；

Q——洞口中点处的剪力（kN）；

q_1、q_2——作用在上、下过梁上均布荷载（kPa）；

l——洞口的净宽（m）；

μ——剪力分配系数，按下式计算

$$\mu=\frac{1}{2}\left(\frac{h_1}{h_1+h_2}+\frac{{h_1}^3}{{h_1}^3+{h_2}^3}\right)$$

h_1，h_2——上、下过梁截面高度（m）；

A_1，A_2——上、下过梁的计算截面积（m^2）；

K——安全系数，取 1.55；

R_a——混凝土抗压强度设计值（kPa）。

计算洞口上、下过梁的纵向钢筋时，应同时考虑整体弯曲和局部弯曲的作用。过梁截面的上、下钢筋均按下列公式求得的弯矩配置

上过梁

$$M_1=\mu Q\frac{l}{2}+\frac{q_1 l^2}{12} \tag{6-41}$$

下过梁

$$M_2=(1-\mu)Q\frac{l}{2}+\frac{q_2 l^2}{12} \tag{6-42}$$

式中符号意义同式（6-39）和式（6-40）。

利保存。放坡的基坑还应放出边坡宽度。灰线、标高和轴线应进行复核无误后方可进行挖土施工。

5）在施工前应做好施工的临时设施，如供电、供水、道路、排水、生活设施等均需在施工以前设置完毕。

2. 土方开挖 土方开挖时应注意下列几点：

1）对于大型的基坑，宜采用机械开挖。当基坑深度在 5m 以内时，宜用反铲挖土机在停机面一次开挖，但对于软土地区的基坑，一次 5m 挖深形成过大的高差，会严重扰动坑底软土，应分层开挖；基坑深度在 5m 以上时，应分层开挖或开沟道用正铲挖土机下入基坑分层开挖；或设置栈桥，用抓斗挖土机在栈桥上开挖，基坑内配以小型推土机集土。对于面积很大，深度很深的设备基础基坑或高层建筑地下室深基坑，可采用多层、多施工面同时开挖的方法，土方用翻斗汽车运出。

2）土方施工机械应根据工程规模、地质条件、施工现场条件选用，主要机械的特性及适用范围，见表 7-1。

表 7-1 一般常用土方机械的特性及适用范围

名 称	机械特性	作业特点	适用范围	辅助机械
推土机	操作灵活，运转方便，需工作面小，可挖土运土，行驶速度快	推平；运距 80m 以内的堆土；开挖浅基坑；回填、压实；助铲；牵引	找平表面，平整场地；短距离移挖作填，回填压实；开挖适当不大于 1.5 m 的基坑	土方挖运出需配备装土、运土设备；推挖三～四类土需用松土机预松土
铲运机	操作简单灵活，不受堆形限制，不需特设道路，能独立完成铲土、运土、卸土及压实等作业，行驶速度快，生产效率高	大面积整平；开挖大型基坑；运距 80m 以内的挖运土；填筑路基、堤坝；回填压实土方	大面积场地整平压实；运距 100～800m 的挖运土方	开挖坚土时需用推土机助铲；开挖四类土需用松土机预松土
正铲挖掘机	装车轻便灵活，回转移位方便，能挖掘坚硬土层，易控制开挖尺寸，工作效率高	开挖停机面以上土方；挖方高度 1.5m 以上；装车外运	大型场地整平土方；大型管沟和基槽；独立基坑；边坡开挖	土方外运应配备自卸汽车；工作面应有推土机配合平土，集中土方
反铲挖掘机	操作灵活，挖土、卸土均在地面作业，不用开运输道	开挖停机面以下土方；挖土适当随装置面定；可装车和甩土	管沟和基辅；独立基坑；边坡开挖	土方外运应配备自卸汽车；工作面应有推土机配合
拉铲挖掘机	可挖深坑，挖掘半径及卸载半径大，操纵灵活性较差	开挖停机面以下土方；可装车和甩土；开挖面误差较大	管沟、基坑、槽；大量外借土方；填筑路基、堤坝；挖掘河床；不排水挖土	土方外运应配备自卸汽车；配备推土机创造工作条件
抓铲挖掘机	钢绳牵拉，灵活性较差，工效不高，不能挖掘坚硬土	开挖直井及沉井土方；装车和甩土；能水下挖土	深基坑、基槽；水中挖土；桥基、桩孔挖土；散装材料装车	土方外运应配备自卸汽车
装载机	操纵灵活，回转移位方便，可装卸土方和散料，行驶速度快，可进行松软表层土的剥离和整平	开挖停机面运输的土方；轮胎式只能装松散土方，履带式可装普通土方；需装车运走	外运多余土方；履带式改换挖斗时可用于开挖	土方外运应配备自卸汽车；工作面需经常用推土机平整，并推松土方

3）人工开挖时，一般采取分层、分段均衡地向下开挖，对于比较深的基坑每开挖 1m 左右应检查边线和边坡的位置，发现偏差随时纠正。

4）为了防止超挖和保持边坡的正确坡度，机械开挖至接近坑底设计标高或接近边坡时应当预留 30～50cm 厚的土层，用人工开挖和修坡；对深入基岩面以下的基坑，应用边线控制爆破方法将基岩爆松以后再开挖。应注意不得爆松基坑底面及边坡面。

5）如果开挖的基坑底面深于邻近建筑物的基础底面标高，应使开挖与已有基础保持一定的距离，以免施工影响邻近建筑物基础的稳定，如高差为 h，距基础边缘的距离为 l，则高差与距离之比应小于 1，如不能满足要求，应采取工程措施，例如设置挡墙或支撑以保持原有基础的稳定。

6）挖土时应注意基坑底部是否存在古墓、洞穴、古河道、防空洞等人为的或天然的不良地质现象，开挖后应进行验槽，如发现与勘察报告不符的问题，应及时反映并采取措施处理。

7）弃土应及时外运，如需临时堆土或留作回填土，堆土的坡脚距坑边的距离应按开挖深度、边坡坡度和土的性质分别确定。一般对于干燥密实土不小于 3m，松软土不小于 5m。

8）基坑开挖完成时，应对坑底进行抄平、修整，如发现局部超挖，可用素土、灰土或碎石回填夯实。为防止地基土扰动，基坑开挖后应立即进行下一道工序的施工，尽量减少基坑暴露的时间。如不能立即进行下一道工序时，应预留 15～30cm 厚的覆盖土层，待基础施工时再挖去。

3. 验槽 基坑开挖以后的检验工作称为验槽。验槽应由勘察、设计、施工人员共同进行。验槽分为表面检验、钎探检验。验槽发现的问题应及时会商处理解决的办法进行局部处理。

1）表面检验是根据开挖暴露的土层情况进行检验的一种验槽方法。检查槽壁出露土层的层位与走向，判断是否已经开挖到设计规定的土层；检查槽底的土层是否已经挖至老土，是否需要继续挖深或进行处理；检查整个槽底的土质是否均匀一致，包括颜色、密实程度；检查是否有湿度异常或有橡皮土的迹象；出现上述任何一种情况都需要进行处理。

2）钎探检验是用钢钎检验坑槽底面以下土层情况的方法。钢钎用 22～25mm 的钢筋制成，钎尖呈 60° 尖锥状，长度 1.8～2.0m。大锤用 3.6～4.5kg 铁锤。打锤时，举高离钎顶 50～70cm，将钢钎竖直打入土中，并记录每打入土中 30cm 的锤击数。

4. 异常情况的处理 在验槽过程中发现的各种异常情况均需进行处理，分别介绍如下：

1）松软土的处理 松软土指古河道和天然软土等软弱土层。当发现松软土在基坑中的范围不大时，可将松软土全部挖除，使坑底见天然土为止，然后用与坑底天然土压缩性相近的土料或灰土分层回填夯实；当松软土范围较大，且超过基坑边线时，可将基坑适当加宽，用砂土或砂石回填；如松软土范围很大且长度超过 5m 时，可将松软土挖除以后将基础局部落深，做 1∶2 的踏步与两端连接，每步不超过 50cm，长度不小于 100cm；

2）局部软硬、高差的处理 如基础下发现局部基岩、旧墙基、大块石等时，应尽可能挖除，或将坚硬物凿去 30～50cm，以土砂混合物回填夯实形成褥垫，用以减少软硬不均引起的不均匀沉降；如基础部分落在基岩上，部分落在软弱土层上，可采取两种措施处理，一种是在软弱土层处作混凝土支墩或墙落到基岩上，或灌注桩支承于基岩；另一种是在基岩处作褥垫以调整软硬交界部位的相对变形，避免应力集中出现裂缝；如基础位高差较大的倾斜基岩，部分基础搁在基岩上，部分基础悬空，处理的办法是在较低部分的基岩上作

混凝土或砌块石支墩或支承墙，中间部分用素土分层夯实回填；如悬空高度不高，也可在基岩上用低标号混凝土或毛石混凝土填允，将较高处的基岩凿平，使两者处于同一标高；

3）空穴处理　空穴是指古井、古墓、废防空洞、废弃井等，如空穴在基础附近，可用砂土或碎石土分层填充夯实，至离地面 1.5m 处拆除井圈、墓墙、防空洞壁等坚硬构件，然后用素土或灰土回填夯实；如空穴在基础下，则在离地面 2.0m 处就需要拆除坚硬构件；如空穴比较小，也可以采用钢筋混凝土梁或板跨越；

4）流砂处理　基坑开挖深于地下水位 0.5m 以下并在坑内抽水时，坑底土成流动状态随地下水涌起，越挖越多，无法挖深的现象称为流砂。流砂是在水头梯度超过上的浮重度的条件下产生的一种工程现象。出现这种现象时应立即停止开挖，采取减小水头梯度的措施，如坑外降水、坑内水下挖土或采用板桩止水等；

5）橡皮土的处理　橡皮土是在基坑开挖过程中因挖土方法不当，扰动了饱和土的结构而出现的一种工程现象。出现橡皮土时不能继续夯拍，可铺填碎石或碎砖将土挤紧，或将扰动的土挖除填以砂土或碎石夯实。

5．地面排水　基坑开挖要注意防止基坑被水浸泡，基坑边坡被水流冲刷，边坡软化、坍塌等事故发生。开挖时应在基坑四周或流水的上游设置排水沟、散水沟、截水土堤等防止地面水流入坑内，并尽量利用场地的自然排水系统将地面水及时排走。

6．基坑开挖的安全措施

1）挖土应由上而下，逐层进行，严禁先挖坡脚或逆坡挖土；保持挖土工人的操作间距不小于 2.5m，机具之间的间距应大于 10m。

2）挖土不能在危岩或孤石的下面操作，也不能贴近未加固的危险建筑物挖土。

3）应严格按设计要求放坡，挖土时应注意边坡的变形情况，发现有开裂或部分坍塌的险情时，应及时进行加固。

4）挖土机械应离边坡一定的安全距离，以防坍方造成翻机事故。

5）上下基坑要有阶梯或斜坡道，并采取防滑措施；基坑四周应设置安全栏杆。

6）人工吊运土方时，应检查起吊工具和绳索是否牢靠。吊斗下面不得站人。

7）用手推车运土，应先平整好道路，卸土回填不得放手让车自动翻转。用翻斗汽车运土，运输道路的坡道和转弯半径应符合有关安全规定。

7.2.2　基坑边坡

在场地条件允许时，一般优先采用不设置支撑的基坑，对于土质非常好的情况可考虑采用竖直开挖的方法；当没有条件竖直开挖时，采用放坡办法，也可不设置竖直支撑；当周围条件不允许放坡时，则设置支撑。

1．竖直开挖坑壁的条件　粘性土由于具有内聚力，可以保持一定高度的竖直坑壁，其高度可按下式计算

$$h_{\max}=\frac{2c}{K\gamma\tan\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)}-\frac{q}{\gamma} \tag{7-1}$$

式中　K——安全系数，一般用 1.25；

γ——坑壁土的重度（kN/m³）；

φ——坑壁土的内摩擦角（°）；

q——坑顶护道上的均布荷载（kPa）；

c——坑壁土的内聚力（kPa）。

从式（7-1）可以看出，竖直坑壁的最大高度主要取决于坑壁土的内聚力，其值由试验确定，当无试验资料时，可以从表 7-2 选用。

表 7-2　坑壁土的内聚力参考值（kPa）

土质条件	粘　土	粉质粘土	粉　土
软　的	5～10	2～8	2
中　等	20	10～15	5～10
硬　的	40～60	20～40	15

当土质比较坚硬，且地下水位低于基坑底面时，开挖竖直坑壁而不需支撑的最大深度见表 7-3。

表 7-3　基坑作成竖直坑壁不加支撑的最大深度

土　的　类　别	深度/m
密实、中密的砂土和碎石土（填充物为砂土）	1.00
硬塑、可塑的粉质粘土和饱和度小于 80%的粉土	1.25
硬塑、可塑的粘土和填充粘性土的碎石土	1.50
坚硬粘土	2.00

2. 基坑边坡的坡度　当地质条件良好、土质均匀且地下水位低于基坑底面标高时，开挖深度在 5m 以内，不加支撑的边坡最陡坡度应符合表 7-4 的规定。

表 7-4　深度 5m 以内的基坑边坡的最陡坡度

土　的　类　别	边　坡　坡　度　（高度：宽度）		
	坡顶无荷载	坡顶有静载	坡顶有动载
中密的砂土	1∶1.00	1∶1.25	1∶1.50
中密的碎石土（填充物为砂土）	1∶0.75	1∶1.00	1∶1.25
饱和度小于 80%的粉土	1∶0.67	1∶0.76	1∶1.00
中密的碎石土（填充物为粘性土）	1∶0.50	1∶0.67	1∶0.75
硬塑的粉质粘土、粘土	1∶0.33	1∶0.50	1∶0.67
老黄土	1∶0.10	1∶0.25	1∶0.33
软土（经井点降水后）	1∶1.00	—	—

注：静载指堆土或材料等，动载指挖土机械或运输汽车等。静载或动载距基坑边缘的距离应大于 0.8m，堆土或材料的堆放高度不宜超过 1.5m。

3．坑壁支护 在建筑物密集地区，不允许按要求放坡，或由于土质原因，深基坑放坡的土方量过大时，则可采用设置坑壁支护的方法施工。根据支撑的材料可以分为钢（木）支撑、钢（木）板桩、钢筋混凝土护坡桩和地下连续墙。

钢（木）支撑有横撑式、斜撑式和锚定式三种，一般用于基槽或较浅基坑的支撑，横撑式支撑适用于基槽或宽度不大且相等的基坑，根据土质的好坏，可设置间断的或连续的水平挡板或竖直挡板；斜撑式可用于较大的基坑，坑内有空间可设置竖直撑位，如坑内无空间设置斜撑，则可采用坑外设置锚桩和拉锚索将支撑拉紧。

钢板桩、钢筋混凝土护坡桩和地下连续墙适用于比较深的基坑，深基坑的支护设计和施工将在本丛书的另一本书中专门讨论。

7.3 坑内排水

7.3.1 坑内排水的一般规定

浅基坑或排水量不大的基坑可在基坑底做成一定的坡度，并按需要在基坑边设置排水沟，在四角或每隔 30～40m 设置一个直径为 70～80cm 的集水井。排水沟和集水井应在基础轮廓线以外，排水沟边缘离坡脚不宜小于 0.3m，排水沟的底宽不宜小于 0.3m，排水沟底的坡度为 0.1%～0.5%，排水沟底应比挖土面低 30～50cm，集水井底应比排水沟低 0.5～1.0m 或深于抽水泵进水阀的高度以上。井壁用木、竹、混凝土管等简易加固。渗入基坑的地下水经排水沟汇集于集水井内，由水泵排出坑外。排水沟和集水井随基坑的挖深而加深，保持基坑干燥。

如土层的渗透性比较大，应将排水管的排水口放远一些，以免回到坑内。

当基坑深度比较深，地下水位比较高，而在上部存在渗透性强的土层时，为了防止上层地下水冲刷边坡，可设置 2～3 层明沟分层排除上部土层中的地下水。

7.3.2 涌水量的计算

渗入坑内的水量与土的种类、渗透系数、地下水位、开挖深度、基坑面积等因素有关，可通过抽水试验或按下列方法估计。

1．基坑边无河床时按下式计算

$$Q=\frac{1.36KH^2}{\lg(R+r_0)-\lg r_0} \tag{7-2}$$

式中 Q——基坑总涌水量（$m^3 \cdot d^{-1}$）；

K——渗透系数（$m \cdot d^{-1}$）；

H——稳定水位至设计基坑底的深度（m），当基底以下为深厚透水层时，H 值可适当增加 3～4m，以保安全；

R——影响半径，其值见表 7-5；

r_0——引用基坑半径（m），根据基坑形状由下式计算

表 7-5　渗透系数和影响半径的经验值

土　类	渗透系数 K/md^{-1}	影响半径 R/m
裂隙多的岩层	>60	>500
碎石、卵石、无细粒混杂，均匀的中、粗砂	>60	200～600
稍有裂隙的岩层	20～60	150～250
混有大量细粒的碎石、卵石	20～60	100～200
不均匀的中、粗砂及细砂	5～20	80～150

矩形基坑时

$$r_0 = u_1 \frac{L+B}{4}$$

基坑形状不规则时

$$r_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$$

L、B——分别为基坑的长度与宽度（m）；

F——基坑面积（m^2）；

u_1——折算系数值由表 7-6 查得。

表 7-6　u_1 值

B/L	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4～0.6	0.6～0.8	0.8～1.0
u_1	1.0	1.0	1.12	1.14	1.16	1.18	1.18

2. 基坑邻近河流时的涌水量计算

$$Q = \frac{1.36KH^2}{\lg\frac{2D}{r_0}} \tag{7-3}$$

式中　D——基坑距河边线的距离，其余符号意义同公式（7-2）。

3. 当含水层为均质土层，基坑具有不漏水的板桩支护时可用下式计算

$$Q = KHuq \tag{7-4}$$

式中　K——渗透系数（$m^3 \cdot h^{-1}$）；

u——板桩围堰周长（m）；

q——单位渗流量，即每延米基坑周长，在单位水头梯度作用下，当渗透系数为 1 时的渗流量，其值由图 7-1 查得。

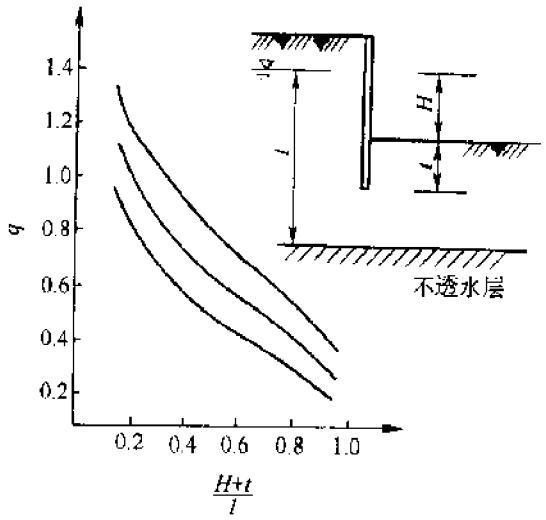

图 7-1　单位渗流量曲线图

7.3.3　水泵的选用

水泵的总排水量 V 一般采用基坑总涌水量的 1.5～2.0 倍。当涌水量 Q 小于 20m³/h 时，可用膜式、潜水电泵或手摇水泵；涌水量为 20～60m³/h 时可用膜式、离心式或潜水电泵；涌水量大于 60m³/h 时用离心式水泵。膜式水泵还可排除泥浆。

常用水泵的性能见表 7-7～7-13。

表 7-7　BA 型离心水泵主要性能

水泵型号	流量 /m³·h⁻¹	扬程 /m	吸程 /m	电动机功率 /kW	外形尺寸/mm（长×宽×高）	重量 /kg
1-1/2BA-6	11.0	17.4	6.7	1.5	370×226×240	30
2BA-6	20.0	38.0	7.2	4.0	524×337×295	35
2BA-9	20.0	18.5	6.8	2.2	534×319×270	36
3BA-6	60.0	50.0	5.6	17.0	712×368×410	116
3BA-9	45.0	32.6	5.0	7.5	623×450×310	60
3BA-13	45.0	18.8	5.5	4.0	554×344×275	41
4BA-6	115.0	81.0	5.5	55.0	730×430×440	138
4BA-8	109.0	47.6	3.8	30.0	722×402×425	116
4BA-12	90.0	34.6	5.8	17.0	725×387×400	108
4BA-18	90.0	20.0	5.0	10.0	631×365×310	65
4BA-25	79.0	14.8	5.0	5.5	571×301×295	44
6BA-8	170.0	32.5	5.9	30.0	759×528×480	166
6BA-12	160.0	20.1	7.9	17.0	747×490×450	146
6BA-18	162，0	12.5	5.5	10.0	748×470×420	134
8BA-12	280.0	29.1	5.6	40.0	809×584×490	191
8BA-18	285.0	18.0	5.5	22.0	786×550×480	180
8BA-25	270.0	12.7	5.0	17.0	779×512×480	143

表 7-8　B 型离心水泵性能

水泵型号	流量/ $m^3 \cdot h^{-1}$	扬程/ m	吸程/ m	电机功率/ kW	重量/ kg
1-1/2B17	6~14	20.3~14	6.6~6.0	1.5	17
2B31	10~30	34.5~24	8.2~5.7	4.0	37
2B19	11~26	21~16	8.0~6.0	2.2	19
3B19	32.4~52.2	21.5~15.6	6.25~5.0	4.0	23
3B33	30~55	36.5~28.8	6.7~3.0	7.5	40
3B57	30~70	62~44.5	7.7~4.7	17	70
4B15	54~99	17.6~10	5	5.5	27
4B20	65~110	22.6~17.1	5	10	51.6
4B35	65~120	37.7~28.0	6.7~3.3	17	48
4B54	70~120	59~43	5~3.5	30	78
4B91	65~135	98~72.5	7.1~4.0	55	89
6B13	126~187	14.3~9.6	5.9~5.0	10	88
6B20	110~200	22.7~17.1	8.5~7.0	17	104
6B33	110~200	36.5~29.2	6.6~5.2	30	117
8B13	216~324	14.5~11	5.5~4.5	17	111
8B18	220~360	20~14	6.2~5.0	22	—
8B29	220~340	32~25.4	6.5~4.7	40	139

表 7-9　DA 型、D 型多级分段式离心泵性能

水泵型号	流量/ $m^3 \cdot h^{-1}$	扬程/ m	吸程/ m	电动机功率/ kW	重量/ kg
3DA-8×7	25.2~39.6	87.5~66.5	7.5	17	386
3DA-8×8	25.2~39.6	100.0~76.0	7.5	17	430
3DA-8×9	25.2~39.6	112.5~85.5	7.5	22	474
4DA-8×5	36.0~72.0	86.0~71.0	7.0	30	437
4DA-8×6	36.0~72.0	103.0~85.2	7.0	30	498
4DA-8×7	36.0~72.0	120.4~994	7.0	40	556
4DA-8×8	36.0~72.0	137.6~113.6	7.0	40	614
6DA-8×3	144.0~180.0	84.0~70.5	6.0	55	600
100D-24×2	36.0~720	53.0~40.0	7.5~6.5	13	
100D-24×3	36.0~720	80.0~60.0	7.5~6.5	22	
100D-24×4	36.0~720	106.0~80.0	7.5~6.5	30	
100D-24×5	36.0~720	132.0~100.0	7.5~6.5	40	
100D-24×6	36.0~720	159.0~120.0	7.5~6.5	40	
100D-24×7	36.0~720	185.0~140.0	7.5~6.5	55	
100D-24×8	36.0~720	212.0~160.0	7.5~6.5	55	

表 7-10　Sh 型单级双吸离心水泵性能

水泵型号	流量/ $m^3 \cdot h^{-1}$	扬程/ m	吸程/ m	电动机功率/ kW	重量/ kg
6Sh-6	126～198	84～70	5	55	150
6Sh-9	130～220	52～35	5	40	145
8Sh-6	180～288	100～82.5	4.5	100	309
8Sh-9	216～351	69～50	5.3～3	75	265
8Sh-13	216～342	48～35	5～1.8	55	219
10Sh-6	360～612	71～56	6	135	598
10Sh-9	360～612	42.5～32.5	6	75	428
10Sh-13	360～576	27～19	6	55	420

表 7-11　泥浆泵主要性能

泥浆泵型号	流量 / $m^3 \cdot h^{-1}$	扬程 / m	电动机功率 / kW	泵口径		外形尺寸/ mm（长×宽×高）	重量 / kg
				入口	出口		
3PN	103	21	22	125	75	760×590×520	450
3PNL	108	21	22	160	90	1270×510×1630	300
4PN	100	50	75	75	150	1490×840×1085	1000
2-1/2NWL	25～45	5.8～3.6	1.5	70	60	1427	61.5
3NWL	55～95	9.8～7.9	3	90	70	1677	83
BW600/30	600（L/min）	300	38	102	64	2106×1051×1360	1450
BW200/30	200（L/min）	399	13	75	45	1790×695×865	578
BW200/40	200（L/min）	400	18	89	38	1670×890×1600	680

表 7-12　潜水泵主要性能

潜水泵型号	流量 / $m^3 \cdot h^{-1}$	扬程 / m	电动机功率 / kW	转速 / $r \cdot min^{-1}$	电流 / A	电压 / V	重量 / kg
QY-3.5	100	3.5	2.2	2800	6.5	380	
QY-7	65	7	2.2	2800	6.5	380	
QY-15	25	15	2.2	2800	6.5	380	
QY-25	15	25	2.2	2800	6.5	380	
JQB-1-1/2-6	10～22.5	28～20	2.2	2800	5.7	380	85
JQB-2-10	15～32.5	21～12	2.2	2800	5.7	380	
JQB-4-31	50～90	8.2～4.7	2.2	2800	5.7	380	
JQB-5-69	80～120	5.1～3.1	2.2	2800	5.7	380	45
7.5JQB8-97	288	4.5	7.5	—	—	380	
1.5JQB2-10	18	14	1.5	—	—	380	43
2Z6	15	25	4.0	—	—	380	
JTS-2-10	25	15	2.2	2900	5.4	—	

表 7-13　污水泵主要性能

污水泵型号	流量 / $m^3 \cdot h^{-1}$	扬程 / m	吸程 / m	电动机功率 / kW	转速 / $r \cdot min^{-1}$	重量 / kg
2-1/2PW	43～108	48～39	7～4.5	22	2940	65
2-1/2PW	43～108	34～29	6～5	13	2920	65
2-1/2PW	36～72	11～9	7.5～7	4	1440	65
2-1/2PW	5.6	8.7	5.5	4	1450	65
4PW	108～180	27～24	7.8～7	30	1460	125
4PW	72～120	12～10	7～5.5	7.5	960	125

7.4　人工降低地下水位

当地下水位比较高，基坑开挖深度又比较深的时候，采用上述坑内排水的方法通常会遇到许多困难，甚至无法施工，此时必须采取人工降低地下水位的方法将基坑内的水位降低到基坑底面以下，以便在无水干燥的条件下开挖。

人工降低地下水位常用井点降水的方法。井点降水是在基坑四周或需要降水的一侧将带有滤水管的井点或管井沉入到深于基坑底面标高以下一定的深度，以总管连接抽水设备，使地下水位降低到基坑底面以下 0.5～1.0m。

井点降水可以在坑内降水，也可以在坑外降水，这两种方法分别适用于不同的情况。对放坡的基坑而言，坑外降水可以增加边坡的稳定性；但坑内降水由于水流方向与边坡一致，对边坡稳定不利；对于设置板桩支护的基坑，坑外降水的影响范围大，降水将引起相邻建筑物的不均匀沉降，影响环境，应尽可能采取坑内降水的方法；由于设置了板桩止水措施，坑内的涌水量也大为减少，有利于降低工程费用。

根据降水的设备特点，井点降水一般分为轻型井点、电渗井点、管井井点和深井井点。各类井点的适用范围见表 7-14。

表 7-14　各类井点的适用范围

项　次	井 点 类 别	土层渗透系数 / $m \cdot d^{-1}$	井点降水深度 / m
1	单层轻型井点	0.1～50	3～6
2	多层轻型井点	0.1～50	6～12 取决于井点层数
3	喷射井点	0.1～2.0	8～20
4	电渗井点	<0.1	取决于选用的井点
5	管井井点	20～200	3～5
6	深井井点	10～150	>15

7.4.1 轻型井点

轻型井点按抽水机组类型分为干式真空泵井点、射流泵井点和隔膜泵井点三种，其配用功率、井点根数和集水总管长度见表 7-15。

表 7-15 轻型井点选用参数

轻型井点类别	配用功率/ kW	井点根数	总管长度/ m
干式真空泵井点	18.5～22	80～100	96～120
射流泵井点	7.5	30～50	40～60
隔膜泵井点	3	50	60

1. 轻型井点系统的主要设备 轻型井点系统由井点管、连接管、集水总管和抽水设备等组成。

1）井点管是用直径为 38～55mm 的钢管做成，管的下端配有滤管和管尖。滤管的长度一般为 0.9～1.7m，管壁上按梅花形钻有直径为 12～18mm 的小孔，管壁外包两层滤网，内层为网眼 30～50 孔/cm 的黄铜丝布、生丝布或尼龙丝布组成的细滤网，外层为用网眼 3～10 孔/cm 的铁丝布、尼龙丝布或棕皮组成的粗滤网。为了避免淤塞滤孔，在滤网与钢管之间用螺旋状的铁丝隔开，滤网外再围一层 8 号粗铁丝的保护层。滤管下端放一个锥形的铸铁头。井点管的上端用弯管与总管连接。

2）连接管用塑料透明管、胶皮管或钢管制成，直径为 38～55mm。每个连接管均应安装阀门，以便检修井点。

3）集水总管一般用直径为 75～100mm 的钢管分节连接，每节长 4m，一般每隔 0.8～1.6m 设一个连接井点管的接头。

4）真空泵轻型井点的抽水设备通常由真空泵、离心泵和气水分离器组成一套抽水机组。轻型井点的设备性能见表 7-16。

表 7-16 真空泵轻型井点设备技术性能

设　备	数　量	性　能
离心式水泵	2 台	B 型或 BA 型，排水量 20m³/h，抽吸真空高度 7m，吸口直径 50mm，电动机功率 2.8kW，转速 1450r/min
往复式真空泵	1 台	V5 型（V8 型）或 V6 型，生产率 4.4m3/min，真空度 100kPa，电动机功率 5.5kW，转速 1450r/min
机组规格	1 套	井点管 100 根，集水总管直径 75～100mm，每节长 4m，每套 29 节，总管上接管间距 0.8m，接头弯管 100 根，冲管 1 根，机组外形尺寸 2600mm×1300mm×1600mm，机组重 1500kg

5）射流泵轻型井点的抽水设备由离心泵、射流器和循环水箱组成，其技术性能见表 7-17。

2. 井点布置 井点的布置随基坑的平面形状、土质条件、地下水位、降水的技术要求等因素而异。如基坑的宽度不超过 6m，降水的深度小于 5m 时，可在地下水流向的上游布

置单排井点；如基坑比较宽或土的渗透系数比较大，则应布置双排井点，一般布置在基坑的两侧；如基坑很大，则应采用环状布置方案；在挖土运输设备出入的地方，井点可以不封闭。

表 7-17　射流泵技术性能

项　目	型　号			
	QJD-45	QJD-60	QJD-90	JS-45
抽吸深度/m	9.6	9.6	9.6	10.26
排水量/$m^3 \cdot h^{-1}$	45	60	90	45
工作水压力/Mpa	>0.25	>0.25	>0.25	>0.25
电动机功率/kW	7.5	7.5	7.5	7.5
外形尺寸/mm（长×宽×高）	1500×1010×850	2227×600×850	1900×1680×1030	1450×960×760

井点管距坑壁不应小于 1.0～1.5m，间距一般为 0.8～1.6m，为充分利用泵的抽吸能力，集水总管的标高宜尽量接近地下水位线，同时将集水总管布置成沿抽水水流方向有 0.25%～0.5%的仰坡，水泵轴心与集水总管齐平。

井点管的入土深度应根据降水要求及水文地质条件确定，必须将滤管埋入储水层内，并应在基坑底面以下至少深 0.9～1.2m，可按图 7-2 所示计算井点管的埋置深度。

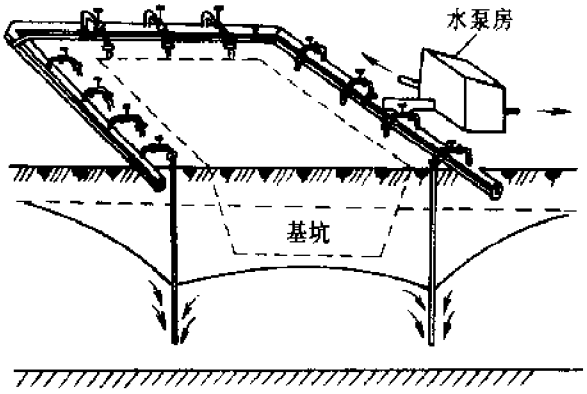

图 7-2　轻型井点布置示意图

$$H \geqslant H_1 + \Delta h + iL + l \qquad (7\text{-}5)$$

式中　H——井点管埋置深度（m）；

H_1——井点管埋设面至基坑底面的距离（m）；

Δh——降水后的地下水位至基坑底面的安全距离（m），一般为 0.5～1.0m；

L——井点管中心至基坑中心的水平距离（m）；

i——降水曲线坡度，根据实测资料，对环状井点可取 1∶10，对单排线状井点可取 1∶4；

l——滤管长度（m）。

计算所得的井点管埋置深度还应再加滤管长度的一半作为实际使用深度。

由于真空泵的真空度损失，一般抽吸地下水 6m 为宜，当一级轻型井点不能满足降水深度要求时，可采用明沟排水与轻型井点结合的方法，将集水总管安装在原有地下水位以下以增加降水深度；或采用二级轻型井点排水，即先挖除第一级井点排干的土，然后再在坑内布置第二级井点，如图 7-3 所示。

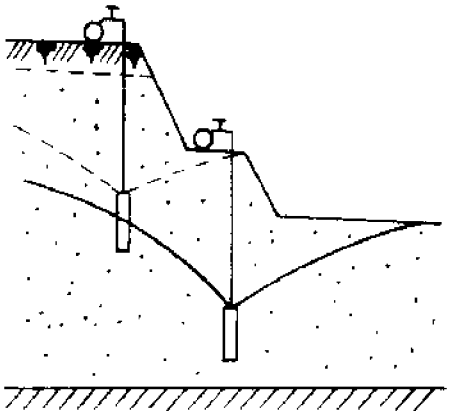

图 7-3　二级轻型井点降水示意图

3. 井点管埋设　根据设备条件和土质条件选用以下方法埋设井点：

1）*射水法*　利用井点管端部的球阀装置，沉管时球阀开放，水向下冲射，冲刷土层，井点管随之下沉，直至设计标高，抽水时球阀自动关闭。射水压力一般为 0.4～0.6MPa，（在砂土中为 0.4～0.5MPa，粘性土中为 0.5～0.6MPa），当为粗粒砂时，应为 0.9～1.0MPa。冲孔直径应不小于 300mm，冲孔深度应比滤管底深 0.5m 左右，以利沉泥，井点管与孔壁间及时用洁净粗砂灌实。灌砂时管内水位应同时上升，否则可注水于管内，水如很快下降，则认为埋管合格。良好的砂井是保证井点质量的关键。

2）*冲孔或钻孔法*　用直径 50～70mm 的冲水管或套管式高压水冲枪冲孔，或用机械、人工钻孔后再埋设井点管。孔径一般为 300～400mm，深度比滤管深 0.5～1.0m。冲孔的水压力一般为 0.6～1.2MPa。灌砂的要求与射水法相同。

3）*套管法*　用直径 150～200mm 的套管，借助水冲法或振动水冲法下沉至设计深度后，先在孔底填一层砂砾，然后将井点管居中插入，在套管与井点管之间分层填入粗砂，并逐步拔出套管。

所有井点管在地面以下 0.5～1.0m 的深度范围内应当用粘土填实以防止漏气。井点埋设完毕，接通总管与抽水设备进行试抽水，检查是否漏水、漏气，出水是否正常，有无淤塞等现象，如有异常情况，应检查、修理好以后方可使用。

4. 井点的使用　在使用井点管降水的过程中，应保证连续不断地抽水。因为一旦停止抽水，如地下水回灌，将会造成事故，故必须准备两路电源。正常出水规律应当是“先大后小”，“先混后清”。如不出水，或水一直浑浊，或出现清后又混等情况，应立即检查纠正。真空度是判断井点系统工作是否良好的标志，应经常观察，一般应不低于 55.3～66.7kPa。如真空度不够，通常是由于管路漏气，应及时修理。井点管淤塞可以通过简便方法进行检查，如听管内水流声，手扶管壁检查是否振动，夏冬时期可手摸管子冷热、潮干等。如井点淤塞过多，严重影响降水效果时，应逐个用高压水反冲洗井点管或拔出重新埋设。

在坑外降水过程中，应注意降水对相邻建筑物的影响。由于地下水位降低以后，土层的有效应力增大，产生附加的沉降，这种不均匀的沉降使建筑物产生倾斜、开裂等事故。应对邻近建筑物进行沉降观测，如发现不均匀沉降过大，可立即采取必要的工程技术措施，如回灌、纠偏等。

5. 轻型井点降水计算 轻型井点降水计算包括涌水量计算、确定井点管数量和间距、选择抽水设备等。

1）涌水量计算 井点系统涌水量是按水井理论计算的，井底达到不透水层的井称为完整井，井底达不到不透水层的称为非完整井；地下水有压力的称为承压井，无压力的称为潜水井。下面介绍潜水井的计算方法：

潜水完整井环形系统的涌水量计算

$$Q = 1.366K\frac{(2H - s)s}{\lg R - \lg x_0} \tag{7-6}$$

式中 Q——井点系统总涌水量（m3/d）；

K——渗透系数（m/d）；

H——含水层厚度（m）；

R——抽水影响半径（m）；

s——水位降低值（m）；

x_0——基坑假想半径（m）。

对潜水非完整井，仍可用式（7-6）计算，但上式中的含水层厚度 H 应换成有效带深度 H_0，H_0 系经验值，由表 7-18 查得。

表 7-18 H_0 经验值

$\frac{s'}{s'+l}$	H_0/m
0.2	1.3 $(s'+l)$
0.3	1.5 $(s'+l)$
0.4	1.7 $(s'+l)$
0.5	1.85 $(s'+l)$

注：l 为滤管长度（m）；s' 为原地下水位至滤管上边缘的间距（m）。

对矩形基坑，当其长度与宽度之比不大于 5 时，可将不规则平面形状换算为一个假想的半径为圆的井，其假想半径按下式进行计算

$$x_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}} \tag{7-7}$$

式中 F——基坑的平面面积（m^2）；

π——圆周率。

抽水影响半径 R 是指降水后所形成的稳定的降落曲线的影响半径，可按下式计算

$$R = 1.95s\sqrt{HK} \tag{7-8}$$

2）确定井点管数量与间距　求得涌水量以后，即可确定井点管所需的根数

$$n=1.1\frac{Q}{q} \tag{7-9}$$

式中　q——单根井点管出水量 m^3/d，由下式求得

$$q=65\pi dl\sqrt[3]{K}$$

d——滤管直径（m）；

l——滤管长度（m）；

K——渗透系数（m/d）。

如已知总管长度，根据求得的井点管数量即可确定井点管的间距，此间距应大于 15 倍的管径，以免井点管太密会影响抽水效果，并应符合总管接头的标准间距（0.8、1.2、1.6m）以便于安装。

井点管数量与间距确定以后，可根据下式校核是否满足降水要求

$$h=\sqrt{H^2-\frac{Q}{1.366K}\left[\lg R-\frac{1}{n}\lg(x_1x_2\cdots\cdots x_n)\right]} \tag{7-10}$$

式中　h——滤管外壁处或坑底任意点的动水位高度（m），对完整井算至井底，对非完整井算至有效带深度；

x_1、x_2……x_n——所核算的滤管外壁或坑底任意点至各井点的水平距离（m）。

7.4.2　喷射井点

喷射井点的降水深度可达 8～20m。当基坑开挖深度比较深，降水深度大于 6m 时，采用轻型井点便不能满足要求，如采用二级或多级轻型井点则需要增加机具设备，增加开挖土方量，对工期和造价都是不利的。此时适宜于采用喷射井点，在渗透系数为 3～50m/d 的砂土中最为有效，在渗透系数为 0.1～3m/d 的粉砂、淤泥质土中也有显著效果。

1. 喷射井点设备　根据其工作时使用液体或气体的不同，分为喷水井点和喷气井点两种。喷射井点管由内管和外管两部分组成，内管下端装有喷射器，并与滤管相接。喷射器由喷嘴、混合管、扩散管组成。喷射井点工作时，用高压水泵将 0.7～0.8MPa 的高压水经过总管进入各井点管，在井点管中由内、外管之间的环形间隙自下而上进入喷嘴；由于喷嘴处截面突然缩小，高压水的流速突然增大，以高速进入混合管，在混合管内压力突然降低，形成瞬时真空；在真空吸力作用下，地下水经滤管进入混合管，与高压水混合后进入扩散管；由于扩散管的截面顺着水流逐渐扩大，水的流速减小，水的压力相应逐渐增高，强迫地下水沿着井管上升到循环水箱。其中一部分水重新由高压水泵压入井点管作为工作水，其余用低压水排走。如此循环作业，将地下水不断地从井点管中抽走，使地下水位不断下降，达到设计要求。

为了防止突然停电时的倒流现象，在滤管的芯管下端设置一个逆止球阀，水只能单向自下而上地抽走，而工作水不能自上而下地进入土层。

高压水泵一般采用流量为 50～80m^3/h 的多级高压水泵，每套能带动 20～30 根井点管。

2．喷射井点的布置 喷射井点的布置与轻型井点基本相同。喷射井点管的间距一般为2～3m，冲孔直径为400～600mm，孔深应比滤管底深1m以上。

3．喷射井点计算 喷射井点的涌水量、井点管根数及间距的计算均与轻型井点相同。水泵工作水需用压力按下式计算

$$P=\frac{P_0}{\alpha} \tag{7-11}$$

式中 P——水泵工作压力（m）；

P_0——扬水高度（m），即水箱至井管底部的总高度；

α——扬水高度与喷嘴前面工作水头之比。

混合管直径一般取14mm，喷嘴直径一般取6.5mm。

7.4.3 电渗井点

在饱和粘土中，特别在淤泥和淤泥质粘土中，由于土的渗透性差，其渗透系数一般小于0.1m/d，采用重力或真空作用的一般井点效果很差，此时宜采用电渗井点法降水。

由于土颗粒的带电性和土中水的极性，粘土具有电渗和电泳特性。在电场作用下，带正电的水化离子从阳极向阴极转移的现象称为电渗；带负电的粘土颗粒从阴极向阳极转移的现象称为电泳。利用粘土的这一特性，可将井点管作为阴极，布置在基坑的外围，采用套管冲枪成孔埋设；以钢管（直径50～70mm）或钢筋（直径25mm以上）作阳极，埋设在井点管的内侧。阳极的埋设应垂直，外露在地面约20～40cm，其入土深度应比井点管深50cm，以保证水位能降低到所要求的深度。阳极和阴极的间距一般为0.8～1.0m（采用轻型井点时）或1.2～1.5m（采用喷射井点时），井成平行交错排列。埋设时应严禁阴极与阳极相碰，阳极和阴极的数量宜相等，必要时阳极可多于阴极。采用直流发电机（通常采用9.6～55kW直流电焊机代替）与阴极和阳极连接成通路。

电渗井点工作时，在电压比降作用下，土中孔隙水向阴极方向集中，产生电渗效应，在电渗和真空双重作用下，强制粘土中的水在井点管附近聚集，由井点管快速排出，达到降水的目的。通电时，电压不宜大于65V，土中的电流密度宜为0.5～1.0A/m^2。

避免电流从土层表面通过，应将地面的导电物处理干净，有条件时在阴极和阳极之间的地面涂以一层沥青绝缘。为了消除电解质作用产生的气体附在电极附近，使土体电阻增大，应采用间歇停电的方法。即通电一昼夜后，停电2～3h再通电。

直流电焊机的功率由下式计算

$$P=\frac{UJF}{1000} \tag{7-12}$$

式中 P——电焊机功率（kW）；

U——电渗电压，一般为45～65V；

J——电流密度，宜为0.5～1.0A/m^2；

F——电渗面积（m^2），$F=H\times L$；

H——导电深度（m）；

L——井点周长（m）。

7.4.4 管井井点

管井井点适用于土的渗透系数大、地下水丰富的土层。管井井点系统的主要设备由滤水井管、吸水管和水泵组成。滤水井管的井管用直径 200mm 以上的钢管或其它竹、木、混凝土、塑料等材料制成。过滤部分可用钢筋焊接成骨架，外缠镀锌铁丝，井包孔眼为 1～2mm 的滤网，长 2～3m。吸水管可用直径 50～100mm 的胶皮管或钢管，其底部装有逆止阀，吸水管插入滤水井管中，沉入抽水时的最低水位以下，其长度应大于抽水机抽吸高度。水泵采用离心式水泵，一般每个井管装置一台。如水泵排水量远大于单井涌水量，也可设置集水总管，公用一台水泵。

7.4.5 深井井点

深井井点适用于涌水量大、降水较深的土层中。深井井点系统的设备包括井管和水泵，井管用钢管、塑料管或混凝土管制成，管径一般为 300mm，井管内径一般应大于水泵外径 50mm。井管下部过滤部分带孔，外面包裹两层 10 孔/cm^2 镀锌铁丝及 41 孔/cm^2 镀锌铁丝或尼龙网。水泵用型号 QY-25 型或 QJ50-52 型油浸式潜水电泵或深井泵。深井井点系统总涌水量也可按无压完整井环形井点系统公式计算。一般沿工程周围，每隔 15～30m 设一个深井井点。

深井的成孔方法可根据土质条件和孔深要求，采用冲击钻孔、回转钻孔、潜水电钻钻孔或水冲法成孔，孔径应比井管直径大 300mm 以上，钻孔深度根据抽水期间可能沉积的高度适当加深。

7.5 钢筋混凝土基础的制作

在开挖基坑完成以后，应立即进行基础的制作工作，包括浇筑垫层、绑扎钢筋、架设模板、浇捣混凝土与养护等。在地基上浇筑混凝土以前，对地基开挖面应按设计标高和轴线进行校正，清除淤泥和杂物，注意排除基坑内的水，按设计要求浇筑素混凝土垫层。浇筑垫层以后，进行钢筋绑扎和立模工作，按设计图样进行检查、校正和验收。办理隐蔽工程的验收手续以后，才能进行混凝土的浇筑。

7.5.1 柱基础浇筑

1）台阶式基础施工时，可按台阶分层一次浇捣完毕，不允许留设施工缝。每层混凝土要一次卸足，顺序是先角边，后中间，务使砂浆充满模板。

2）杯口基础浇筑时，为保证杯口底部混凝土标高的正确性，先将杯口底部混凝土振实并等待一些时间再振捣杯口模周围的混凝土，振动时间尽可能缩短；同时应注意杯口模板的位置，应在两侧对称浇筑，以免将杯口模挤向一侧或用于混凝土泛起而使杯口芯模抬高。

3）锥式基础浇捣时，应注意斜坡部位的混凝土浇捣质量，振捣完毕后用人工将斜坡拍

平，以符合设计要求。

4）对高杯口基础，由于这一台阶较高且设置钢筋较多，可采用后装杯口模的方法，当混凝土浇筑至接近杯口底部时，再安装杯口模板。

5）浇筑柱下独立基础时，要特别注意连接钢筋的位置，防止移位和倾斜，发现偏差时应立即纠正。

7.5.2 条形基础浇筑

1）浇筑前，根据混凝土顶面的标高，在两侧模板上弹出标高线；如采用原槽土模时，应在基槽两侧土壁上交错打入长 10cm 左右的竹扦，竹扦面与基础顶面标高齐平，竹扦之间的间距约 3m 左右。

2）应分层分段连续浇筑混凝土，不留施工缝，各段、各层之间互相衔接，每段浇筑长度控制在 2～3m 之间，做到逐段逐层呈阶梯形向前推进。

7.5.3 大体积混凝土浇筑

1. 大体积混凝土基础的整体性要求 要求连续浇筑，不能中断，不能留有施工缝。在施工工艺上应该做到分层浇筑，分层捣实，同时必须保证上、下层混凝土在初凝前之前结合好。在特殊需用时，可以设置基础的后浇带。后浇带是在大体积基础混凝土浇捣时预留的后浇施工缝，将大体积混凝土基础分成两块或若干块浇筑，到允许连接的时候，再在后浇带中浇筑补偿收缩混凝土，使分块浇筑的基础连成一个整体。

2. 大体积混凝土基础的浇筑方案 分为全面分层、分段分层和斜面分层三种，根据基础整体性要求、基础的大小、钢筋排列的疏密、混凝土的供应等情况选用：

1）全面分层浇筑是在基础整个范围内一次分层浇筑，其技术要求是在第一层全面浇筑完毕回来浇第二层时，第一层浇的混凝土还未初凝，如此逐层进行，直至全部浇筑完。这种方案适用于基础的平面尺寸比较小，施工时从短边开始，沿长边方向推进比较好；如浇筑一层的时间过长，也可采用从中间向两端或从两端向中间同时推进的方法，可以缩短浇筑一层的时间；

2）分端分层浇筑方案适用于厚度不太大，而面积或长度比较大的基础，混凝土从底部开始浇筑，进行一定距离以后回来浇筑第二层，如此依次浇筑以上各分层，不断向前推进；

3）斜面分层浇筑适用于基础的长度超过厚度的三倍，振捣工作从浇筑层的下端开始，逐渐上移，以保证混凝土的浇筑质量。

3. 浇筑大体积混凝土的防裂措施 由于混凝土凝结过程中水泥散发出大量的水化热，使混凝土的内部的温度远高于外部的温度，过大的温差易使混凝土产生裂缝。因此必须根据具体情况，选用下列技术措施：

1）选用水化热较低的水泥，如矿渣水泥，火山灰水泥或粉煤灰水泥，掺加缓凝剂或缓凝型减水剂；

2）选择适宜的砂石级配，尽量减少水泥用量以降低水化热；

3）尽量降低每立方米混凝土的用水量；

4）降低混凝土入模温度，夏季可采用低温水或冰水拌制混凝土；

5）必要时应采用人工导热法，在混凝土中埋设冷却水管，用循环水降低混凝土的温度；

6）用矿渣水泥或其它泌水性较大的水泥拌制的混凝土，在浇捣完毕以后应及时排除泌水，需要时尚应进行二次振捣。

4. 节省混凝土的措施 在大块混凝土基础中，有时配筋很稀疏，为了节省混凝土的用量，可在混凝土中适当掺块石，但应遵守下列规定：

1）应选用无裂缝、无夹层和未锻烧过的石块，其抗压极限强度不应小于 30N/mm^2。不宜使用条形、片状的石料。填充前应用水冲洗干净；

2）石块的直径宜在 15～30cm 之间；

3）填入石块应大面向下，间距应使插入式振动器能在其中振捣为宜，一般不小于 10cm；

4）为了使每一个石块都能被混凝土所包裹，填充第一层石块之前应先浇筑 10～15cm 的混凝土，石块离模板的距离不应小于 15cm，不能和钢筋接触，最上层的石块表面上必须有不小于 10cm 厚度的混凝土覆盖层；

5）在分区浇筑的水平接缝处，应使石块有一半的体积露出在外面，以保证区段之间有较好的连接。

7.6 基础施工技术安全

7.6.1 基坑开挖技术安全

1）基坑开挖时，应根据设计的基坑边坡开挖，分层下挖到设计标高，严禁采用局部开挖深坑，从层底向四周掏土的方法施工；

2）用小板车出土时，应搭好出土走道。基坑较深时，应搭上、下跳板或梯子，其宽度、坡度及强度应符合有关规定；

3）用卷扬机牵引小车上坡时，宜用小钢丝绳牵引，在小车的正前方和后方都不应站人；

4）处在土石松动坡脚下的基坑，应做好安全防护措施；

5）在粉砂、细砂层中开挖基坑时，应进行基底涌砂验算，并采取相应的防护措施；

6）基坑开挖需要爆破时，必须按国家现行的爆破安全规程办理；

7）用吊车出土时，应设有信号指挥。土斗上应栓溜绳，装土或卸土后应将斗门关好。吊机扒杆和土斗下严禁站人；

8）机具、材料、弃土等堆放在基坑爆破周边安全距离以外；

9）在严寒地区采用冻结法开挖基坑时，必须根据地质、水文、气象等实际情况，制定施工安全技术措施，表面冷冻层严禁破坏；

10）基坑顶面边坡以外的四周，应开挖排水沟，并经常保持畅通；

11）基坑底部用集水井或井点法排水时，应保持基坑不被浸泡；

12）采用挡板支撑护壁时，应根据土质情况逐段支撑，并经常检查确认安全后，方可继续开挖。如基坑较深，四周应挂软梯。在开挖过程中，应经常检查，如发现支护变形等

异常情况，应立即撤离人员，待加固并确认安全后，方可继续开挖；

13）拆除支护应根据土质情况，自上而下分段进行，边拆边回填夯实。

7.6.2 基础施工技术安全

1）砌筑圬工基础时，应搭脚手平台和运料走道，严禁从平台或边坡上往下抛滚石料；

2）加工石料时，施工人员应戴护目镜、手套、安全帽等，大锤柄应连接牢固，施工人员站立处应有一定距离，以防锤头飞落伤人；

3）砌筑采用人工抬石料就位时，应捆绑牢靠，动作一致，缓慢下放。砌块应用橇棍拨移，不得将脚伸入拼砌面；

4）采用小吊机送石料至砌筑面时，小吊机机座应固定牢靠。石料吊送到砌筑面时，施工人员应避让；

5）基础的模板、钢筋安装前，应搭脚手架平台、栏杆及上、下扶梯；

6）人工搬运、绑扎钢筋时，应互相配合，同步操作。钢筋不得直接向下抛，钢筋起吊时，应捆绑牢靠，钢筋绑扎时应用力一致，协同操作；

7）在基坑内电焊时，宜安排在人少时进行，并做好防护和通风工作；氧割电焊时，应有灭火设备；

8）在已安装的钢筋上不得行走，必须架设交通跳板；

9）模板就位后，应立即用撑木等固定位置，以防倾倒伤人。当采用吊机吊模板就位时，模板底部应用橇棒拨移，不得徒手操作。每节模板立好后，应上好连接器和上、下两道箍筋，打好内撑，方可暂停作业，以保持稳定；

10）在竖立模板的过程中，上模板工作人员的安全带必须栓于牢固地点。穿拉杆时，应内外呼应；

11）整体模板吊装前，应将模板连接牢固，内撑、拉杆和箍筋都要上紧，吊点正确牢固。起吊时，应栓好溜绳并听从信号指挥，不得超载；

12）混凝土灌筑平台上的减速漏斗，应以吊具固定在平台方木或钢构件上，不得用扒钉或铁丝栓挂。减少漏斗外边的缝隙，应用木板封闭。漏斗、串筒及吊环均应牢固可靠。悬挂的串筒，应有保险钢丝绳；

13）在脚手平台上运送混凝土时，其走道应满铺木板，并安装栏杆；

14）使用吊斗灌筑混凝土时，应先通知基坑作业人员避让，并不得依靠栏杆推动吊斗，严禁吊斗碰撞模板和脚手架；

15）使用混凝土震捣器时，必须检查下列内容：震捣器的外壳、接地装置及胶皮线情况；电线的端部与震捣器的连接情况；震捣器的搬移地点以及在间断工作时电源开关关闭等情况；

16）拆除模板之前，必须设立禁区；

17）拆除模板之时，应按规定的程序进行，先栓牢吊具挂钩，再拆除模板。模板、材料、工具不得往下扔。用人工拉绳拆除模板时，拉绳应有足够的长度。施工人员与拆下的模板之间，应有一定的距离。

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81

参 考 文 献

1 陈仲颐，叶书麟主编. 基础工程学. 北京：中国建筑工业出版社，1990

2 洪毓康主编. 土质学及土力学. 北京：人民交通出版社，1990

3 华南理工大学等四校编. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1991

4 钱家欢，殷宗泽主编. 土工原理与计算. 北京：中国水利水电出版社，1996

5 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京中国水利水电出版社，1983

6 高大钊主编. 软土地基的理论与实践. 北京：中国建筑工业出版社，上海：同济大学出版社，1992

7 宰金珉，宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

8 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994

9 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范（GBJ 7—89）. 北京：中国建筑工业出版社. 1989

10 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范（GB 50021—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1994

11 中华人民共和国国家标准. 土的分类标准（GBJ 145—90）. 北京：中国建筑工业出版社，1990

12 中华人民共和国行业标准. 高层建筑箱形基础设计与施工规程（JGJ 6—80）. 北京：中国建筑工业出版社，1980

13 高大钊主编. 岩土工程标准规范实施手册. 北京：中国建筑工业出版社，1997

14 姚永华，彭志安. 对武汉某住宅楼重大工程质量事故的认识与思考. 中国建筑学会工程勘察学术委员会. 第四届全国岩土工程实录交流会：岩土工程实录集. 北京：兵器工业出版社，1997. 696～704

15 陈德文. 南京某报社胶印机车间基础托换加固. 唐念慈，韩选江主编. 建筑物增层改造基础托换技术应用. 南京：南京大学出版社，1992

16 陈希哲著. 地基事故与预防. 北京：清华大学出版社，1994

17 周鸿逵. 关于液限标准的几个问题. 岩土工程学报，1992（6）. 74～80

18 唐大雄. 关于塑性图的探讨. 岩土工程学报，1981（2）. 77～81