UDC

中华人民共和国国家标准

P

GB 50007—2002

建筑地基基础设计规范

Code for design of building foundation

2002—2—20 发布　　2002—04—01 实施

中华人民共和国建设部

国家质量监督检验检疫总局　　联合发布

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

中华人民共和国国家标准

建 筑 地 基 基 础 设 计 规 范

Code for design of building foundation

GB 50007-2002

主编部门:中 华 人 民 共 和 国 建 设 部
批准部门:中 华 人 民 共 和 国 建 设 部
施行日期:2 0 0 2 年 4 月 1 日

中 国 建 筑 资 讯 网
2002 北 京

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

关于发布国家标准《建筑地基基础设计规范》的通知

建标[2002]46号

根据我部《关于印发<一九九七年工程建设标准制订、修订计划>的通知》(建标[1997]108号)的要求，由建设部会同有关部门共同修订的《建筑地基基础设计规范》，经有关部门会审，批准为国家标准，编号为GB50007—2002，自2002年4月1日起施行。其中，3.0.2、3.0.4、5.1.3、5.3.1、5.3.4、5.3.10、6.1.1、6.3.1、6.4.1、7.2.7、7.2.8、8.2.7、8.4.5、8.4.7、8.4.9、8.4.13、8.5.9、8.5.10、8.5.18、8.5.19、9.1.3、9.1.6、9.2.8、10.1.1、10.1.6、10.1.8、10.2.9为强制性条文，必须严格执行。原《建筑地基基础设计规范》GBJ7—89于2002年12月31日废止。

本规范由建设部负责管理和对强制性条文的解释，中国建筑科学研究院负责具体技术内容的解释，建设部标准定额研究所组织中国建筑工业出版社出版发行。

中华人民共和国建设部

2002年2月20日

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

前　言

本规范是根据建设部建标[1997]108 号文的要求，由中国建筑科学研究院会同有关的设计、勘察、施工、研究和教学单位对《建筑地基基础设计规范》GBJ7—89 进行修订而成。

修订过程中，开展了专题研究，调查总结了近年来国内地基基础工程的工程实践经验，采纳了该领域新的科研成果，并以各种方式在全国范围内广泛征求了有关设计、勘察、施工、科研、教学单位的意见，经反复讨论、修改和试设计，最后经审查定稿。

本次修订后共有 10 章 22 个附录。主要修订内容是:明确了地基基础设计中承载力极限状态和正常使用极限状态的使用范围和计算方法；强调按变形控制设计的原则，满足建筑物使用功能的要求；细化岩石分类和地基土的冻胀分类；增加有限压缩层地基变形和回弹变形计算方法；增加岩石边坡支护设计方法；增加复合地基设计方法；增加高层建筑筏形基础设计方法；增加桩基础沉降计算方法；增加基坑工程设计方法；增加地基基础检测与监测内容。取消了壳体基础设计的规定。

本规范将来可能需要进行局部修订，有关局部修订的信息和条文内容将刊登在《工程建设标准化》杂志上。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

本规范的具体解释由中国建筑科学研究院地基基础研究所负责。在执行过程中，请各单位结合工程实践，认真总结经验，并将意见和建议寄交北京市北三环东路 30 号中国建筑科学研究院国家标准《建筑地基基础设计规范》管理组(邮编:100013，E—mail:tyjcabr@sina.com.cn)。

本规范的主编单位:中国建筑科学研究院

参编单位:北京市勘察设计研究院，建设部综合勘察设计研究院，北京市建筑设计研究院，建设部建筑设计院，上海建筑设计研究院，广西建筑综合设计研究院，云南省设计院，辽宁省建筑设计研究院，中南建筑设计院，湖北省建筑科学研究院，福建省建筑科学研究院，陕西省建筑科学研究院，甘肃省建筑科学研究院，广州市建筑科学研究院，四川省建筑科学研究院，黑龙江省寒地建研院，天津大学，同济大学，浙江大学，重庆建筑大学，太原理工大学，广东省基础工程公司。

主要起草人:黄熙龄滕延京王铁宏(以下按姓氏笔画排列)

王公山　王惠昌　白晓红　汪国烈　吴学敏　杨敏

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

周光孔　周经文　林立岩　罗宇生　陈如桂　钟亮　顾晓鲁
顾宝和　侯光瑜　袁炳麟　袁内镇　唐杰康　黄求顺　龚一鸣
裴捷　潘凯云　潘秋元

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

目　　次

前　　言 4
目　　次 6
1　总　　则 9
2　术语和符号 10
　2.1　术　　语 10
　2.2　主 要 符 号 11
3　基 本 规 定 13
4　地基岩土的分类及工程特性指标 17
　4.1　岩 土 的 分 类 17
　4.2　工程特性指标 19
5　地 基 计 算 21
　5.1　基础埋置深度 21
　5.2　承 载 力 计 算 23
　5.3　变 形 计 算 27
　5.4　稳 定 性 计 算 31
6　山 区 地 基 33
　6.1　一 般 规 定 33
　6.2　土岩组合地基 33
　6.3　压实填土地基 34
　6.4　滑 坡 防 治 36
　6.5　岩溶与土洞 38
　6.6　土质边坡与重力式挡墙 39
　6.7　岩石边坡与岩石锚杆挡墙 43
7　软 弱 地 基 47
　7.1　一 般 规 定 47
　7.2　利用与处理 47
　7.3　建 筑 措 施 48
　7.4　结 构 措 施 49
　7.5　大面积地面荷载 50

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

8 基　础 52
8.1 无筋扩展基础 52
8.2 扩 展 基 础 53
8.3 柱下条形基础 60
8.4 高层建筑筏形基础 61
8.5 桩 基 础 68
8.6 岩石锚杆基础 79
9 基 坑 工 程 81
9.1 一 般 规 定 81
9.2 设 计 计 算 82
9.3 地下连续墙与逆作法 84
10 检 验 与 监 测 86
10.1 检　验 86
10.2 监　测 87
附录 A 岩石坚硬程度及岩体完整程度的划分 89
附录 B 碎石土野外鉴别 90
附录 C 浅层平板载荷试验要点 91
附录 D 深层平板载荷试验要点 92
附录 E 抗剪强度指标 c、φ 标准值 93
附录 F 中国季节性冻土标准冻深线图 94
附录 G 地基土的冻胀性分类及建筑基底允许残留冻土层最大厚度 95
附录 H 岩基载荷试验要点 98
附录 J 岩石单轴抗压强度试验要点 99
附录 K 附加应力系数 α、平均附加应力系数 $\bar{a}$ 100
附录 L 挡土墙主动土压力系数 k_a 113
附录 M 岩石锚杆抗拔试验要点 118
附录 N 大面积地面荷载作用下地基附加沉降量计算 119
附录 P 冲切临界截面周长及极惯性矩计算公式 121
附录 Q 单桩竖向静载荷试验要点 123
附录 R 桩基础最终沉降量计算 125
附录 S 阶梯形承台及锥形承台斜截面受剪的截面宽度 130
附录 T 桩式、墙式悬臂支护结构计算要点 132

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 U　桩式、墙式锚撑支护结构计算要点 133
附录 V　基坑底抗隆起稳定性验算 134
附录 W　基坑底抗渗流稳定性验算 135
附录 X　土层锚杆试验要点 136
用词和用语说明 138

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

1 总　　则

1.0.1 为了在地基基础设计中贯彻执行国家的技术经济政策，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量、保护环境，制定本规范。

1.0.2 地基基础设计，必须坚持因地制宜、就地取材、保护环境和节约资源的原则；根据岩土工程勘察资料，综合考虑结构类型、材料情况与施工条件等因素，精心设计。

1.0.3 本规范适用于工业与民用建筑(包括构筑物)的地基基础设计。对于湿陷性黄土、多年冻土、膨胀土以及在地震和机械振动荷载作用下的地基基础设计，尚应符合现行有关标准、规范的规定。

1.0.4 采用本规范设计时，荷载取值应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定；基础的计算尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《砌体结构设计规范》GB 50003 的规定。当基础处于侵蚀性环境或受温度影响时，尚应符合国家现行的有关强制性规范的规定，采取相应的防护措施。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 地基 subgrade，foundation soils

为支承基础的土体或岩体。

2.1.2 基础 foundation

将结构所承受的各种作用传递到地基上的结构组成部分。

2.1.3 地基承载力特征值 characteristic value of subgrade bearing capac1ty

指由载荷试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值，其最大值为比例界限值。

2.1.4 重力密度(重度)gravity density，unit weight

单位体积岩土所承受的重力，为岩土的密度与重力加速度的乘积。

2.1.5 岩体结构面 rock discontinuity structural plane

岩体内开裂的和易开裂的面。如层面、节理、断层、片理等。又称不连续构造面。

2.1.6 标准冻深 standard frost penetration

在地面平坦、裸露、城市之外的空旷场地中不少于 10 年的实测最大冻深的平均值。

2.1.7 地基变形允许值 allowable subsoil deformation

为保证建筑物正常使用而确定的变形控制值。

2.1.8 土岩组合地基 soil-rock composite subgrade

在建筑地基(或被沉降缝分隔区段的建筑地基)的主要受力层范围内，有下卧基岩表面坡度较大的地基；或石芽密布并有出露的地基；或大块孤石或个别石芽出露的地基。

2.1.9 地基处理 ground treatment

指为提高地基土的承载力，改善其变形性质或渗透性质而采取的人工方法。

2.1.10 复合地基 composite subgrade，composite foundation

部分土体被增强或被置换，而形成的由地基土和增强体共同承担荷载的人工地基。

2.1.11 扩展基础 spread foundation

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

将上部结构传来的荷载，通过向侧边扩展成一定底面积，使作用在基底的压应力等于或小于地基土的允许承载力，而基础内部的应力应同时满足材料本身的强度要求，这种起到压力扩散作用的基础称为扩展基础。

2.1.12 无筋扩展基础 non-reinforced spread foundation

由砖、毛石、混凝土或毛石混凝土、灰土和三合土等材料组成的，且不需配置钢筋的墙下条形基础或柱下独立基础。

2.1.13 桩基础 pile foundation

由设置于岩土中的桩和联接于桩顶端的承台组成的基础。

2.1.14 支挡结构 retaining structure

使岩土边坡保持稳定、控制位移而建造的结构物。

2.2 主 要 符 号

A—基础底面面积；

a—压缩系数；

b—基础底面宽度(最小边长)；或力矩作用方向的基础底面边长；

c—粘聚力；

d—基础埋置深度，桩身直径；

E_a—主动土压力；

E_s—土的压缩模量；

e—孔隙比；

F—基础顶面竖向力；

f_a—修正后的地基承载力特征值；

f_{ak}—地基承载力特征值；

f_{rk}—岩石饱和单轴抗压强度标准值；

G—恒载；

H_0—基础高度；

H_f—自基础底面算起的建筑物高度；

H_g—自室外地面算起的建筑物高度；

L—房屋长度或沉降缝分隔的单元长度；

l—基础底面长度；

M—作用于基础底面的力矩或截面的弯矩；

p—基础底面处平均压力；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

p_0—基础底面处平均附加压力；

Q_k—相应于荷载效应标准组合时，桩基中单桩所受竖向力；

q_{pa}—桩端土的承载力特征值；

q_{sa}—桩周土的摩擦力特征值；

R_a—单桩竖向承载力特征值；

s—沉降量；

u—周边长度；

ω—土的含水量；

ω_L—液限；

ω_p—塑限；

z_0—标准冻深；

z_n—地基沉降计算深度；

$\bar{\alpha}$—平均附加应力系数；

β—边坡对水平面的坡角；

γ—土的重力密度，简称土的重度；

δ—填土与挡土墙墙背的摩擦角；

δ_r—填土与稳定岩石坡面间的摩擦角；

θ—地基的压力扩散角；

μ—土与挡土墙基底间的摩擦系数；

ν—泊松比；

φ—内摩擦角；

η_b—基础宽度的承载力修正系数；

η_d—基础埋深的承载力修正系数；

φ_s—沉降计算经验系数。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

3 基 本 规 定

3.0.1 根据地基复杂程度、建筑物规模和功能特征以及由于地基问题可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度，将地基基础设计分为三个设计等级，设计时应根据具体情况，按表 3.0.1 选用。

表 3.0.1　　地基基础设计等级

设计等级	建筑和地基类型
甲级	重要的工业与民用建筑物 30 层以上的高层建筑 体型复杂，层数相差超过 10 层的高低层连成一体建筑物 大面积的多层地下建筑物(如地下车库、商场、运动场等) 对地基变形有特殊要求的建筑物 复杂地质条件下的坡上建筑物(包括高边坡) 对原有工程影响较大的新建建筑物 场地和地基条件复杂的一般建筑物 位于复杂地质条件及软土地区的二层及二层以上地下室的基坑工程
乙级	除甲级、丙级以外的工业与民用建筑物
丙级	场地和地基条件简单、荷载分布均匀的七层及七层以下民用建筑及一般工业建筑物；次要的轻型建筑物

3.0.2　根据建筑物地基基础设计等级及长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度，地基基础设计应符合下列规定：

1　所有建筑物的地基计算均应满足承载力计算的有关规定；

2　设计等级为甲级、乙级的建筑物，均应按地基变形设计；

3　表 3.0.2 所列范围内设计等级为丙级的建筑物可不作变形验算，如有下列情况之一时，仍应作变形验算：

1)地基承载力特征值小于 130kPa，且体型复杂的建筑；

2)在基础上及其附近有地面堆载或相邻基础荷载差异较大，可能引起地基产生过大的不均匀沉降时；

3)软弱地基上的建筑物存在偏心荷载时；

4)相邻建筑距离过近，可能发生倾斜时；别地基内有厚度较大或厚薄不均的填土，其自重固结未完成时。

4　对经常受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构和挡土墙等，以及建造在斜坡上或边坡附近的建筑物和构筑物，尚应验算其稳定性；

5　基坑工程应进行稳定性验算；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

6 当地下水埋藏较浅，建筑地下室或地下构筑物存在上浮问题时，尚应进行抗浮验算。

表 3.0.2　　可不作地基变形计算设计等级为丙级的建筑物范围

地基主要受力层情况	地基承载力特征值 f_{ak}(kPa)			60≤f_{ak}＜80	80≤f_{ak}＜100	100≤f_{ak}＜130	130≤f_{ak}＜160	160≤f_{ak}＜200	200≤f_{ak}＜300
	各土层坡度（%）			≤5	≤5	≤10	≤10	≤10	≤10
建筑类型	砌体承重结构、框架结构(层数)			≤5	≤5	≤5	≤6	≤6	≤7
	单层排架结构(6m柱距)	单跨	吊车额定起重量(t)	5～10	10～15	15～20	20～30	30～50	50～100
			厂房跨度(m)	≤12	≤18	≤24	≤30	≤30	≤30
		多跨	吊车额定起重量(t)	3～5	5～10	10～15	15～20	20～30	30～75
			厂房跨度(m)	≤12	≤18	≤24	≤30	≤30	≤30
	烟囱		高度(m)	≤30	≤40	≤50	≤75		≤100
	水塔		高度(m)	≤15	≤20	≤30	≤30		≤30
			容积(m^3)	≤50	50～100	100～200	200～300	300～500	500～1000

注：1　地基主要受力层系指条形基础底面下深度为 3b(b 为基础底面宽度)，独立基础下为 1.5*b*，且厚度均不小于 5m 的范围(二层以下一般的民用建筑除外)；

2　地基主要受力层中如有承载力特征值小于 130kPa 的土层时，表中砌体承重结构的设计，应符合本规范第七章的有关要求；

3　表中砌体承重结构和框架结构均指民用建筑，对于工业建筑可按厂房高度、荷载情况折合成与其相当的民用建筑层数；

4　表中吊车额定起重量、烟囱高度和水塔容积的数值系指最大值。

3.0.3　地基基础设计前应进行岩土工程勘察，并应符合下列规定:

1　岩土工程勘察报告应提供下列资料:

1)有无影响建筑场地稳定性的不良地质条件及其危害程度；

2)建筑物范围内的地层结构及其均匀性，以及各岩土层的物理力学性质；

3)地下水埋藏情况、类型和水位变化幅度及规律，以及对建筑材料的腐蚀性；

4)在抗震设防区应划分场地土类型和场地类别，并对饱和砂土及粉土进行液化判别；

5)对可供采用的地基基础设计方案进行论证分析，提出经济合理的设计方案建

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

议；提供与设计要求相对应的地基承载力及变形计算参数，并对设计与施工应注意的问题提出建议；

6)当工程需要时，尚应提供:

(1)深基坑开挖的边坡稳定计算和支护设计所需的岩土技术参数，论证其对周围已有建筑物和地下设施的影响:

(2)基坑施工降水的有关技术参数及施工降水方法的建议；

(3)提供用于计算地下水浮力的设计水位。

2 地基评价宜采用钻探取样、室内土工试验、触探、并结合其它原位测试方法进行。设计等级为甲级的建筑物应提供载荷试验指标、抗剪强度指标、变形参数指标和触探资料；设计等级为乙级的建筑物应提供抗剪强度指标、变形参数指标和触探资料；设计等级为丙级的建筑物应提供触探及必要的钻探和土工试验资料。

3 建筑物地基均应进行施工验槽。如地基条件与原勘察报告不符时，应进行施工勘察。

3.0.4 地基基础设计时，所采用的荷载效应最不利组合与相应的抗力限值应按下列规定:

1 按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或承台底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合。相应的抗力应采用地基承载力特征值或单桩承载力特征值。

2 计算地基变形时，传至基础底面上的荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，不应计入风荷载和地震作用。相应的限值应为地基变形允许值。

3 计算挡土墙土压力、地基或斜坡稳定及滑坡推力时，荷载效应应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合，但其分项系数均为 1.0。

4 在确定基础或桩台高度、支挡结构截面、计算基础或支挡结构内力、确定配筋和验算材料强度时，上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力，应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合，采用相应的分项系数。当需要验算基础裂缝宽度时，应按正常使用极限状态荷载效应标准组合。

5 基础设计安全等级、结构设计使用年限、结构重要性系数应按有关规范的规定采用，但结构重要性系数 γ_0 不应小于 1.0。

3.0.5 正常使用极限状态下，荷载效应的标准组合值 S_k 应用下式表示:

$$S_k = S_{Gk} + S_{Qlk} + \varphi_{c2} S_{Q2K} + \cdots\cdots + \varphi_{cn} S_{Qnk} \qquad (3.0.5\text{-}1)$$

式中 S_{GK}—按永久荷载标准值 G_k 计算的荷载效应值；

S_{Qik}—按可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值；

φ_{ci}—可变荷载 $\boldsymbol{Q}_i$ 的组合值系数，按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定取值。

荷载效应的准永久组合值 $\boldsymbol{S}_k$ 应用下式表示:

$$S_k = S_{Gk} + \varphi_{q1} S_{Q1k} + \varphi_{q2} S_{Q2k} + \cdots\cdots + \varphi_{qn} S_{Qnk} \qquad (3.0.5\text{-}2)$$

式中 φ_{qi}—准永久值系数，按现行《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取值。

承载能力极限状态下，由可变荷载效应控制的基本组合设计值 S，应用下式表达:

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \gamma_{Q2} \varphi_{C2} S_{Q2k} + \cdots\cdots + \gamma_{Qn} \varphi_{cn} S_{Qnk} \qquad (3.0.5\text{-}3)$$

式中 γ_G—永久荷载的分项系数，按现行《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取值;

γ_{Qi}—第 i 个可变荷载的分项系数，按现行《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取值。

对由永久荷载效应控制的基本组合，也可采用简化规则，荷载效应基本组合的设计值 S 按下式确定:

$$S = 1.35 S_k \leqslant R \qquad (3.0.5\text{-}4)$$

式中 $\boldsymbol{R}$—结构构件抗力的设计值，按有关建筑结构设计规范的规定确定;

$\boldsymbol{S}_k$—荷载效应的标准组合值。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

4 地基岩土的分类及工程特性指标

4.1 岩 土 的 分 类

4.1.1 作为建筑地基的岩土，可分为岩石、碎石土、砂土、粉土、粘性土和人工填土。

4.1.2 岩石应为颗粒间牢固联结，呈整体或具有节理裂隙的岩体。作为建筑物地基，除应确定岩石的地质名称外，尚应按 4.1.3～4.1.4 条划分其坚硬程度和完整程度。

4.1.3 岩石的坚硬程度应根据岩块的饱和单轴抗压强度 f_{rk} 按表 4.1.3 分为坚硬岩、较硬岩、较软岩、软岩和极软岩。当缺乏饱和单轴抗压强度资料或不能进行该项试验时，可在现场通过观察定性划分，划分标准可按本规范附录 A.0.1 执行。岩石的风化程度可分为未风化、微风化、中风化、强风化和全风化。

表 4.1.3　　岩石坚硬程度的划分

坚硬程度类别	坚硬岩	较硬岩	较软岩	软岩	极软岩
饱和单轴抗压强度标准值 f_{rk}(MPa)	$f_{rk}>60$	$60\geqslant f_{rk}>30$	$30\geqslant f_{rk}>15$	$15\geqslant f_{rk}>5$	$f_{rk}\leqslant 5$

4.1.4 岩体完整程度应按表 4.1.4 划分为完整、较完整、较破碎、破碎和极破碎。当缺乏试验数据时可按本规范附录 A.0.2 执行。

表 4.1.4　　岩体完整程度划分

完整程度等级	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
完整性指数	＞0.75	0.75～0.55	0.55～0.35	0.35～0.15	＜0.15

注：完整性指数为岩体纵波波速与岩块纵波波速之比的平方。选定岩体、岩块测定波速时应有代表性。

4.1.5 碎石土为粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重 50%的土。碎石土可按表 4.1.5 分为漂石、块石、卵石、碎石、圆砾和角砾。

表 4.1.5　　碎石土的分类

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 的颗粒含量超过全重 50%
卵石 碎石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 20mm 的颗粒含量超过全重 50%
圆砾 角砾	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重 50%

注：分类时应根据粒组含量栏从上到下以最先符合者确定。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

4.1.6 碎石土的密实度，可按表 4.1.6 分为松散、稍密、中密、密实。

表 4.1.6　　碎石土的密实度

重型圆锥动力触探锤击数 $N_{63.5}$	密实度	重型圆锥动力触探锤击数 $N_{63.5}$	密实度
$N_{63.5}\leqslant 5$	松散	$10<N_{63.5}\leqslant 20$	中密
$5<N_{63.5}\leqslant 10$	稍密	$N_{63.5}>20$	密实

注：1.本表适用于平均粒径小于等于 50mm 且最大粒径不超过 10mm 的卵石、碎石、圆砾、角砾。对于平均粒径大于 50mm 或最大粒径大于 100mm 的碎石土，可按本规范附录 B 鉴别其密实度；

2.表内 $N_{63.5}$ 为经综合修正后的平均值。

4.1.7 砂土为粒径大于 2mm 的颗粒含量不超过全重 50%、粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 50%的土。砂土可按表 4.1.7 分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂。

表 4.1.7　　砂土的分类

土的名称	粒组含量
砾砂	粒径大于 2mm 的颗粒含量占全重 25%～50%
粗砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒含量超过全重 50%
中砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒含量超过全重 50%
细砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过全重 85%
粉砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过全重 50%

注：分类时应根据粒组含量栏从上到下以最先符合者确定。

4.1.8 砂土的密实度，可按表 4.1.8 分为松散、稍密、中密、密实。

表 4.1.8　　砂土的密实度

标准贯入试验锤击数 N	密实度
$N\leqslant 10$	松　散
$10<N\leqslant 15$	稍　密
$15<N\leqslant 30$	中　密
$N>30$	密　实

注：当用静力触探探头阻力判定砂土的密实度时，可根据当地经验确定。

4.1.9 粘性土为塑性指数 I_p 大于 10 的土，可按表 4.1.9 分为粘土、粉质粘土。

表 4.1.9　　粘性土的分类

塑性指数 I_p	土的名称
$I_p>17$	粘　土
$10<I_p\leqslant 17$	粉质粘土

注：塑性指数由相应于 76g 圆锥体沉入土样中深度为 10mm 时测定的液限计算而得。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

4.1.10 粘性土的状态，可按表 4.1.10 分为坚硬、硬塑、可塑、软塑、流塑。

表 4.1.10　　粘性土的状态

液性指数 I_L	状态	液性指数 I_L	状态
$I_L \leqslant 0$	坚硬	$0.75 < I_L \leqslant 1$	软塑
$0 < I_L \leqslant 0.25$	硬塑	$I_L > 1$	流塑
$0.25 < I_L \leqslant 0.75$	可塑		

注：当用静力触探探头阻力或标准贯入试验锤击数判定粘性土的状态时，可根据当地经验确定。

4.1.11 粉土为介于砂土与粘性土之间，塑性指数 $I_p \leqslant 10$ 且粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50%的土。

4.1.12 淤泥为在静水或缓慢的流水环境中沉积，并经生物化学作用形成，其天然含水量大于液限、天然孔隙比大于或等于 1.5 的粘性土。当天然含水量大于液限而天然孔隙比小于 1.5 但大于或等于 1.0 的粘性土或粉土为淤泥质土。

4.1.13 红粘土为碳酸盐岩系的岩石经红土化作用形成的高塑性粘土。其液限一般大于 50。红粘土经再搬运后仍保留其基本特征，其液限大于 45 的土为次生红粘土。

4.1.14 人工填土根据其组成和成因，可分为素填土、压实填土、杂填土、冲填土。

素填土为由碎石土、砂土、粉土、粘性土等组成的填土。经过压实或夯实的素填土为压实填土。杂填土为含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土。冲填土为由水力冲填泥砂形成的填土。

4.1.15 膨胀土为土中粘粒成分主要由亲水性矿物组成，同时具有显著的吸水膨胀和失水收缩特性，其自由膨胀率大于或等于 40%的粘性土。

4.1.16 湿陷性土为浸水后产生附加沉降，其湿陷系数大于或等于 0.015 的土。

4.2　工程特性指标

4.2.1 土的工程特性指标应包括强度指标、压缩性指标以及静力触探探头阻力，标准贯入试验锤击数、载荷试验承载力等其他特性指标。

4.2.2 地基土工程特性指标的代表值应分别为标准值、平均值及特征值。抗剪强度指标应取标准值，压缩性指标应取平均值，载荷试验承载力应取特征值。

4.2.3 载荷试验包括浅层平板载荷试验和深层平板载荷试验。浅层平板载荷试验适用于浅层地基，深层平板载荷试验适用于深层地基。两种载荷试验的试验要求应分别符合本规范附录 C、D 的规定。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

4.2.4 土的抗剪强度指标，可采用原状土室内剪切试验、无侧限抗压强度试验、现场剪切试验、十字板剪切试验等方法测定。当采用室内剪切试验确定时，应选择三轴压缩试验中的不固结不排水试验。经过预压固结的地基可采用固结不排水试验。每层土的试验数量不得少于六组。室内试验抗剪强度指标 c_k、φ_k，可按本规范附录E确定。

在验算坡体的稳定性时，对于已有剪切破裂面或其它软弱结构面的抗剪强度，应进行野外大型剪切试验。

4.2.5 土的压缩性指标可采用原状土室内压缩试验、原位浅层或深层平板载荷试验、旁压试验确定。

当采用室内压缩试验确定压缩模量时，试验所施加的最大压力应超过土自重压力与预计的附加压力之和，试验成果用e～P曲线表示。当考虑土的应力历史进行沉降计算时，应进行高压固结试验，确定先期固结压力、压缩指数，试验成果用e～lgp曲线表示。为确定回弹指数，应在估计的先期固结压力之后进行一次卸荷，再继续加荷至预定的最后一级压力。

地基土的压缩性可按 p_1 为100kPa，p_2 为200kPa时相对应的压缩系数值 $a_{1\text{-}2}$ 划分为低、中、高压缩性，并应按以下规定进行评价:

1 当 $a_{1\text{-}2}<0.1\text{MPa}^{-1}$ 时，为低压缩性土；

2 当 $0.1\text{MPa}^{-1}\leqslant a_{1\text{-}2}<0.5\text{MPa}^{-1}$ 时，为中压缩性土；

3 当 $a_{1\text{-}2}\geqslant 0.5\text{MPa}^{-1}$ 时，为高压缩性土。

当考虑深基坑开挖卸荷和再加荷时，应进行回弹再压缩试验，其压力的施加应与实际的加卸荷状况一致。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

5 地 基 计 算

5.1 基础埋置深度

5.1.1 基础的埋置深度，应按下列条件确定:

1 建筑物的用途，有无地下室、设备基础和地下设施，基础的型式和构造;

2 作用在地基上的荷载大小和性质;

3 工程地质和水文地质条件;

4 相邻建筑物的基础埋深;

5 地基土冻胀和融陷的影响。

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

5.1.3 **高层建筑筏形和箱形基础的埋置深度应满足地基承载力、变形和稳定性要求。**在抗震设防区，除岩石地基外，天然地基上的箱形和筏形基础其埋置深度不宜小于建筑物高度的 1/15；桩箱或桩筏基础的埋置深度(不计桩长)不宜小于建筑物高度的 1/18～1/20。**位于岩石地基上的高层建筑，其基础埋深应满足抗滑要求。**

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

当基础埋置在易风化的岩层上，施工时应在基坑开挖后立即铺筑垫层。

5.1.5 当存在相邻建筑物时，新建建筑物的基础埋深不宜大于原有建筑基础。当埋深大于原有建筑基础时，两基础间应保持一定净距，其数值应根据原有建筑荷载大小、基础形式和土质情况确定。当上述要求不能满足时，应采取分段施工，设临时加固支撑，打板桩，地下连续墙等施工措施，或加固原有建筑物地基。

5.1.6 确定基础埋深应考虑地基的冻胀性。地基的冻胀性类别应根据冻土层的平均冻胀率 η 的大小，按本规范附录 G.0.1 查取。

5.1.7 季节性冻土地基的设计冻深 z_d 应按下式计算:

$$z_d = z_o \bullet \varphi_{zs} \bullet \varphi_{zw} \bullet \varphi_{ze} \qquad (5.1.7)$$

式中 z_d—设计冻深。若当地有多年实测资料时，也可:$z_d=h'-\Delta z$，h' 和 Δz 分别为实测冻土层厚度和地表冻胀量;

z_0—标准冻深。系采用在地表平坦、裸露、城市之外的空旷场地中不少于 10 年实测最大冻深的平均值。当无实测资料时，按本规范附录 F 采用;

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

φ_{zs}—土的类别对冻深的影响系数，按表 5.1.7-1；

φ_{zw}—土的冻胀性对冻深的影响系数，按表 5.1.7-2；

φ_{ze}—环境对冻深的影响系数，按表 5.1.7-3。

表 5.1.7-1　　土的类别对冻深的影响系数

土的类别	影陶系数φ_{zs}	土的类别	影响系数φ_{zs}
粘性土	1.00	中、粗、砾砂	1.30
细砂、粉砂、粉土	1.20	碎石土	1.40

表 5.1.7-2　　土的冻胀性对冻深的影响系数

冻胀性	影响系数φ_{zw}	冻胀性	影响系数φ_{zw}
不冻胀	1.00	强冻胀	0.85
弱冻胀	0.95	特强冻胀	0.80
冻胀	0.90		

表 5.1.7-3　　环境对冻深的影响系数

周围环境	影响系数φ_{ze}	周围环境	影响系数φ_{ze}
村、镇、旷野	1.00	城市市区	0.90
城市近郊	0.95		

注：环境影响系数一项，当城市市区人口为 20～50 万时，按城市近郊取值；当城市市区人口大于 50 万小于或等于 100 万时，按城市市区取值；当城市市区人口超过 100 万时，按城市市区取值，5km 以内的郊区应扫城市近郊取值。

5.1.8　当建筑基础底面之下允许有一定厚度的冻土层，可用下式计算基础的最小埋深:

$$d_{\min} = z_d - h_{maX} \qquad (5.1.8)$$

式中　h_{max}—基础底面下允许残留冻土层的最大厚度，按本规范附录 G.0.2 查取。

当有充分依据时，基底下允许残留冻土层厚度也可根据当地经验确定。

5.1.9　在冻胀、强冻胀、特强冻胀地基上，应采用下列防冻害措施:

1　对在地下水位以上的基础，基础侧面应回填非冻胀性的中砂或粗砂，其厚度不应小于 10cm。对在地下水位以下的基础，可采用桩基础、自锚式基础(冻土层下有扩大板或扩底短桩)或采取其他有效措施。

2　宜选择地势高、地下水位低、地表排水良好的建筑场地。对低洼场地，宜在建筑四周向外一倍冻深距离范围内，使室外地坪至少高出自然地面 300～500mm。

3　防止雨水、地表水、生产废水、生活污水浸入建筑地基，应设置排水设施。在山区应设截水沟或在建筑物下设置暗沟，以排走地表水和潜水流。

4　在强冻胀性和特强冻胀性地基上，其基础结构应设置钢筋混凝土圈梁和基础梁，并控制上部建筑的长高比，增强房屋的整体刚度。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

5 当独立基础联系梁下或桩基础承台下有冻土时，应在梁或承台下留有相当于该土层冻胀量的空隙，以防止因土的冻胀将梁或承台拱裂。

6 外门斗、室外台阶和散水坡等部位宜与主体结构断开，散水坡分段不宜超过1.5m，坡度不宜小于3%，其下宜填入非冻胀性材料。

7 对跨年度施工的建筑，入冬前应对地基采取相应的防护措施；按采暖设计的建筑物，当冬季不能正常采暖，也应对地基采取保温措施。

5.2 承 载 力 计 算

5.2.1 基础底面的压力，应符合下式要求:

当轴心荷载作用时

$$p_k \leqslant f_a \tag{5.2.1-1}$$

式中 P_k—相应于荷载效应标准组合时，基础底面处的平均压力值；

f_a—修正后的地基承载力特征值。

当偏心荷载作用时，除符合式(5.2.1-1)要求外，尚应符合下式要求:

$$p_{k\max} \leqslant 1.2 f_a \tag{5.2.1-2}$$

式中 P_{kmax}—相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最大压力值。

5.2.2 基础底面的压力，可按下列公式确定:

1 当轴心荷载作用时

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \tag{5.2.2-1}$$

式中 F_k—相应于荷载效应标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值；

G_k—基础自重和基础上的土重；

A—基础底面面积。

2 当偏心荷载作用时

$$p_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \tag{5.2.2-2}$$

$$p_{k\min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \tag{5.2.2-3}$$

式中 M_k—相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值；

W—基础底面的抵抗矩；

P_{kmin}—相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘的最小压力值。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

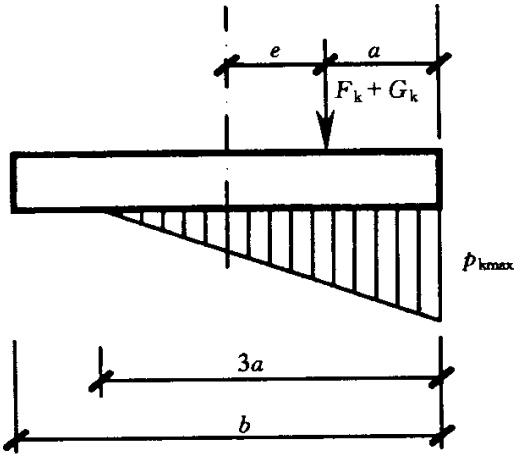


图 5.2.2　偏心荷载（$e>b/6$）下基底压力计算示意

***b*—力矩作用方向基础底面边长**

当偏心距 e>b/6 时(图 5.2.2)，P_{kmax} 应按下式计算:

$$p_{k\max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \qquad (5.2.2\text{-}4)$$

式中　***l*—**垂直于力矩作用方向的基础底面边长；

***a*—**合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离。

5.2.3　地基承载力特征值可由载荷试验或其它原位测试、公式计算、并结合工程实践经验等方法综合确定。

5.2.4　当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.5m 时，从载荷试验或其它原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值，尚应按下式修正:

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_m (d-0.5) \qquad (5.2.4)$$

式中　　f_a—修正后的地基承载力特征值；

f_{ak}—地基承载力特征值，按本规范第 5.2.3 条的原则确定；

η_b、η_d—基础宽度和埋深的地基承载力修正系数，按基底下土的类别查表 5.2.4 取值；

γ—基础底面以下土的重度，地下水位以下取浮重度；

***b*—**基础底面宽度(m)，当基宽小于 3m 按 3m 取值，大于 6m 按 6m 取值；

γ_m—基础底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取浮重度；

***d*—**基础埋置深度(m)，一般自室外地面标高算起。在填方整平地区，可自填土地面标高算起，但填土在上部结构施工后完成时，应从天然地面标高算起。对于地下室，如采用箱形基础或筏基时，基础埋置深度自室外地面标高算起；当采用独立基础或条形基础时，应从室内地面标高算起。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.2.4　　承载力修正系数

土的类别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土		0	1.0
人工填土 e 或 I_L 大于等于 0.85 的粘性土		0	1.0
红粘土	含水比 a_w＞0.8	0	1.2
	含水比 a_w≤0.8	0.15	1.4
大面积压实填土	压实系数大于 0.95、粘粒含量 ρ_c≥10％的粉土	0	1.5
	最大干密度大于 2.1t / m^3 的级配砂石	0	2.0
粉土	粘粒含量 ρ_c≥10％的粉土	0.3	1.5
	粘粒含量 ρ_c＜10％的粉土	0.5	2.0
e 及 I_L 均小于 0.85 的粘性土		0.3	1.6
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　强风化和全风化的岩石，可参照所风化成的相应土类取值，其他状态下的岩石不修正；

2　地基承载力特征值按本规范附录 D 深层平板载荷试验确定时 η_d 取 0。

5.2.5　当偏心距 e 小于或等于 0.033 倍基础底面宽度时，根据土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值可按下式计算，并应满足变形要求:

$$f_a = M_b \gamma b + M_d \gamma_m d + M_c c_k \qquad (5.2.5)$$

式中　　f_a—由土的抗剪强度指标确定的地基承载力特征值；

M_b、M_d、M_c—承载力系数，按表 5.2.5 确定；

b—基础底面宽度，大于 6m 时按 6m 取值，对于砂土小于 3m 时按 3m 取值；

c_k—基底下一倍短边宽深度内土的粘聚力标准值。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.2.5　　承载力系数 Mb、Md、Mc

土的内摩擦角标准值φ k(°)	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	1.39	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	0.80	3.87	6.45
26	1.10	4.37	6.90
28	1.40	4.93	7.40
30	1.90	5.59	7.95
32	2.60	6.35	8.55
34	3.40	7.21	9.22
36	4.20	8.25	9.97
38	5.00	9.44	10.80
40	5.80	10.84	11.73

注：φ k—基底下一倍短边宽深度内土的内摩擦角标准值。

5.2.6　岩石地基承载力特征值，可按本规范附录 H 岩基载荷试验方法确定。对完整、较完整和较破碎的岩石地基承载力特征值，可根据室内饱和单轴抗压强度按下式计算:

$$f_a = \varphi_r \bullet f_{rk} \qquad (5.2.6)$$

式中　f_a—岩石地基承载力特征值(kPa)；

f_{rk}—岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa)，可按本规范附录 J 确定；

φ r—折减系数。根据岩体完整程度以及结构面的间距、宽度、产状和组合，由地区经验确定。无经验时，对完整岩体可取 0.5；对较完整岩体可取 0.2～0.5；对较破碎岩体可取 0.1～0.2。

注: 1　上述折减系数值未考虑施工因素及建筑物使用后风化作用的继续；

2　对于粘土质岩，在确保施工期及使用期不致遭水浸泡时，也可采用天然湿度的试样，不进行饱和处理。

对破碎、极破碎的岩石地基承载力特征值，可根据地区经验取值，无地区经验

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

时，可根据平板载荷试验确定。

5.2.7 当地基受力层范围内有软弱下卧层时，应按下式验算:

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_{az} \qquad (5.2.7\text{-}1)$$

式中 P_z—相应于荷载效应标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值；

p_{cz}—软弱下卧层顶面处土的自重压力值；

f_{az}—软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值。

对条形基础和矩形基础，式(5.2.7-1)中的 p_z 值可按下列公式简化计算:

条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{(b + 2z\tan\theta)} \qquad (5.2.7\text{-}2)$$

矩形基础

$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z\tan\theta)(l + 2\tan\theta)} \qquad (5.2.7\text{-}3)$$

式中 b—矩形基础或条形基础底边的宽度；

l—矩形基础底边的长度；

p_c—基础底面处土的自重压力值；

z—基础底面至软弱下卧层顶面的距离。

θ—地基压力扩散线与垂直线的夹角，可按表 5.2.7 采用。

表 5.2.7　　地基压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
3	6°	23°
5	10。	25°
10	20°	30°

注: 1 E_{s1} 为上层土压缩模量；E_{s2} 为下层土压缩模量；

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

5.2.8 对于沉降已经稳定的建筑或经过预压的地基，可适当提高地基承载力。

5.3 变 形 计 算

5.3.1 建筑物的地基变形计算值，不应大于地基变形允许值。

5.3.2 地基变形特征可分为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜。

5.3.3 在计算地基变形时，应符合下列规定:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

1 由于建筑地基不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形，对于砌体承重结构应由局部倾斜值控制；对于框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制；对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制；必要时尚应控制平均沉降量。

2 在必要情况下，需要分别预估建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值，以便预留建筑物有关部分之间的净空，选择连接方法和施工顺序。一般多层建筑物在施工期间完成的沉降量，对于砂土可认为其最终沉降量已完成 80%以上，对于其它低压缩性土可认为已完成最终沉降量的 50%～80%，对于中压缩性土可认为已完成 20%～50%，对于高压缩性土可认为已完成 5%～20%。

5.3.4 建筑物的地基变形允许值，按表 5.3.4 规定采用。对表中未包括的建筑物，其地基变形允许值应根据上部结构对地基变形的适应能力和使用上的要求确定。

表 5.3.4 建筑物的地基变形允许值

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 (2) 砌体墙填充的边排柱 (3) 当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构		0.002l 0.0007l 0.005l	0.003l 0.001l 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 横向		0.004 0.003	
多层和高层建筑的整体倾斜	$H_g \leqslant 24$	0.004	
	$24 < H_g \leqslant 60$	0.003	
	$60 < H_g \leqslant 100$	0.0025	
	$H_g > 100$	0.002	
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量(mm)		200	
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leqslant 20$	0.008	
	$20 < H_g \leqslant 50$	0.006	
	$50 < H_g \leqslant 100$	0.005	
	$100 < H_g \leqslant 150$	0.004	
	$150 < H_g \leqslant 200$	0.003	
	$200 < H_g \leqslant 250$	0.002	
高耸结构基础的沉降量(mm)	$H_g \leqslant 100$	400	
	$100 < H_g \leqslant 200$	300	
	$200 < H_g \leqslant 250$	200	

注：1 本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值；

2 有括号者仅适用于中压缩性土；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

3 l **为相邻基的中心距离（mm）；** H_g **为自室外地面起算的建筑物高度（m）；**

4 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值；

5 局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6～10 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

5.3.5 计算地基变形时，地基内的应力分布，可采用各向同性均质线性变形体理论。其最终变形量可按下式计算:

$$s=\varphi_s s'=\varphi_s\sum_{i=1}^{n}\frac{p_o}{E_{si}}(z_i\bar{a}_i-z_{i-1}-\bar{a}_{i-1}) \qquad (5.3.5)$$

式中 s—地基最终变形量(mm)；

s'—按分层总和法计算出的地基变形量；

φ_s—沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，无地区经验时可采用表 5.3.5 的数值。

n—地基变形计算深度范围内所划分的土层数(图 5.3.5)；

p_0—对应于荷载效应准永久组合时的基础底面处的附加压力(kPa)；

E_{si}—基础底面下第 i 层土的压缩模量(MPa)，应取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算；

z_i、z_{i-1}—基础底面至第 i 层土、第 i-1 层土底面的距离(m)；

$\bar{a}_i$、$\bar{a}_{i-1}$—基础底面计算点至第 i 层土、第 i-1 层土底面范围内平均附加应力系数，可按本规范附录 K 采用。

表 5.3.5 沉降计算经验系数 φ_s

$\bar{E}_s$(MPa) / 基底附加压力	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
$P_o \leqslant f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_o \leqslant 0.75 f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注：$\bar{E}_s$ 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值，应按下式计算：

$$\bar{E}_s=\frac{\sum A_i}{\sum\frac{A_i}{E_{si}}}$$

式中 A_i—第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

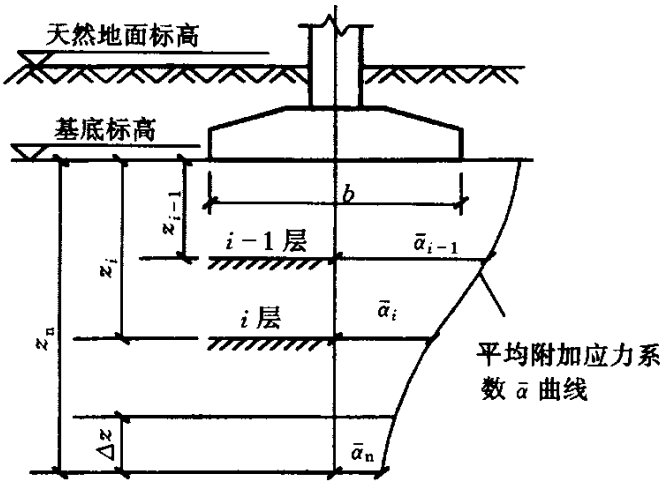


图 5.3.5　基础沉降计算的分层示意

5.3.6　地基变形计算深度 z_n(图 5.3.5)，应符合下式要求:

$$\Delta s'_n \leqslant 0.025\sum_{i=1}^{n}\Delta s'_i \qquad (5.3.6)$$

式中　$\Delta s'_i$—在计算深度范围内，第 i 层土的计算变形值；

$\Delta s'_n$—在由计算深度向上取厚度为△z 的土层计算变形值，△z 见图 5.3.5 并按表 5.3.6 确定。

如确定的计算深度下部仍有较软土层时，应继续计算。

表 5.3.6　　△z

b(m)	$B\leqslant 2$	$2<b\leqslant 4$	$4<b\leqslant 8$	$8<b$
$\triangle z$(m)	0.3	0.6	0.8	1.0

5.3.7　当无相邻荷载影响，基础宽度在 1～30m 范围内时，基础中点的地基变形计算深度也可按下列简化公式计算:

$$z_n = b(2.5 - 0.4\ln b) \qquad (5.3.7)$$

式中　***b***—基础宽度(m)。

在计算深度范围内存在基岩时，z_n 可取至基岩表面；当存在较厚的坚硬粘性土层，其孔隙比小于 0.5、压缩模量大于 50MPa，或存在较厚的密实砂卵石层，其压缩模量大于 80MPa 时，z_n 可取至该层土表面。

5.3.8　计算地基变形时，应考虑相邻荷载的影响，其值可按应力叠加原理，采用角点法计算。

5.3.9　当建筑物地下室基础埋置较深时，需要考虑开挖基坑地基土的回弹，该部分回弹变形量可按下式计算:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$s_c = \varphi_c \sum_{i=1}^{n} \frac{p_c}{E_{ci}} (z_i \bar{a}_i - z_{i-1} \bar{a}_{i-1}) \qquad (5.3.9)$$

式中 s_c—地基的回弹变形量；

φ_c—考虑回弹影响的沉降计算经验系数，φc 取 1.0；

p_c—基坑底面以上土的自重压力(kPa)，地下水位以下应扣除浮力；

E_{ci}—土的回弹模量，按《土工试验方法标准》GB/T50123——1999 确定。

5.3.10 在同一整体大面积基础上建有多栋高层和低层建筑，应该按照上部结构、基础与地基的共同作用进行变形计算。

5.4 稳 定 性 计 算

5.4.1 地基稳定性可采用圆弧滑动面法进行验算。最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩应符合下式要求:

$$M_R / M_S \geqslant 1.2 \qquad (5.4.1)$$

式中 M_s—滑动力矩；

M_R—抗滑力矩。

5.4.2 位于稳定土坡坡顶上的建筑，当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于 3m 时，其基础底面外边缘线至坡顶的水平距离(图 5.4.2)应符合下式要求，但不得小于 2.5m:

条形基础

$$a \geqslant 3.5b - \frac{d}{\tan\beta} \qquad (5.4.2\text{-}1)$$

矩形基础

$$a \geqslant 2.5b - \frac{d}{\tan\beta} \qquad (5.4.2\text{-}2)$$

式中 a—基础底面外边缘线至坡顶的水平距离；

b—垂直于坡顶边缘线的基础底面边长；

d—基础埋置深度；

β—边坡坡角。

当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足式(5.4.21)、(5.4.2-2)的要求时，可根据基底平均压力按公式(5.4.1)确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

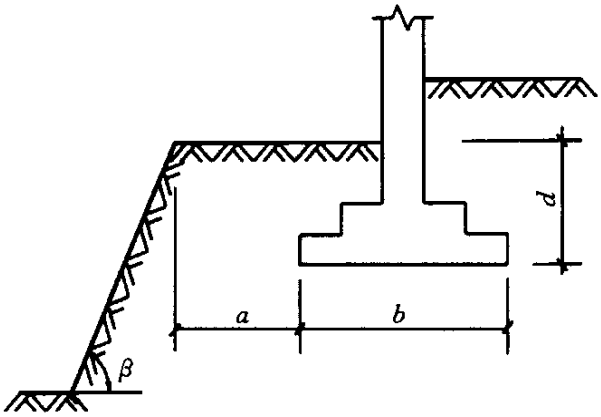


图 5.4.2　基础底面外边缘线至坡顶的水平距离示意

当边坡坡角大于 45°、坡高大于 8m 时，尚应按式(5.4.1)验算坡体稳定性。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

6 山 区 地 基

6.1 一 般 规 定

6.1.1 山区(包括丘陵地带)地基的设计，应考虑下列因素:

1 建设场区内，在自然条件下，有无滑坡现象，有无断层破碎带;

2 施工过程中，因挖方、填方、堆载和卸载等对山坡稳定性的影响;

3 建筑地基的不均匀性;

4 岩溶、土洞的发育程度;

5 出现崩塌、泥石流等不良地质现象的可能性;

6 地面水、地下水对建筑地基和建设场区的影响。

6.1.2 在山区建设时应对场区作出必要的工程地质和水文地质评价。对建筑物有潜在威胁或直接危害的大滑坡、泥石流、崩塌以及岩溶、土洞强烈发育地段，不宜选作建设场地。当因特殊需要必须使用这类场地时，应采取可靠的整治措施。

6.1.3 山区建设工程的总体规划，应根据使用要求、地形地质条件合理布置。主体建筑宜设置在较好的地基上，使地基条件与上部结构的要求相适应。

6.1.4 山区建设中，应充分利用和保护天然排水系统和山地植被。当必须改变排水系统时，应在易于导流或拦截的部位将水引出场外。在受山洪影响的地段，应采取相应的排洪措施。

6.2 土岩组合地基

6.2.1 建筑地基(或被沉降缝分隔区段的建筑地基)的主要受力层范围内，如遇下列情况之一者，属于土岩组合地基:

1 下卧基岩表面坡度较大的地基;

2 石芽密布并有出露的地基;

3 大块孤石或个别石芽出露的地基。

6.2.2 对于石芽密布并有出露的地基，当石芽间距小于 2m，其间为硬塑或坚硬状态的红粘土时，对于房屋为六层和六层以下的砌体承重结构、三层和三层以下的框架结构或具有 15t 和 15t 以下吊车的单层排架结构，其基底压力小于 200KPa，可不作地基处理。

如不能满足上述要求时，可利用经检验稳定性可靠的石芽作支墩式基础，也可在石芽出露部位作褥垫。当石芽间有较厚的软弱土层时，可用碎石、土夹石等进行

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

置换。

6.2.3 对于大块孤石或个别石芽出露的地基，当土层的承载力特征值大于 150KPa、房屋为单层排架结构或一、二层砌体承重结构时，宜在基础与岩石接触的部位采用褥垫进行处理。对于多层砌体承重结构，应根据土质情况，结合本规范第 6.2.5 条、第 6.2.6 条的规定综合处理。

6.2.4 褥垫可采用炉渣、中砂、粗砂、土夹石等材料，其厚度宜取 300～500mm，夯填度应根据试验确定。当无资料时，可参照下列数值进行设计:

中砂、粗砂 0.87±0.05；

土夹石(其中碎石含量为 20%～30%) 0.70±0.05。

注:夯填度为褥垫夯实后的厚度与虚铺厚度的比值。

6.2.5 当建筑物对地基变形要求较高或地质条件比较复杂不宜按本规范第 6.2.2 条、第 6.2.3 条有关规定进行地基处理时，可适当调整建筑平面位置，也可采用桩基或梁、拱跨越等处理措施。

6.2.6 在地基压缩性相差较大的部位，宜结合建筑平面形状、荷载条件设置沉降缝。沉降缝宽度宜取 30～50mm，在特殊情况下可适当加宽。

6.3 压实填土地基

6.3.1 压实填土包括分层压实和分层夯实的填土。当利用压实填土作为建筑工程的地基持力层时，在平整场地前，应根据结构类型、填料性能和现场条件等，对拟压实的填土提出质量要求。未经检验查明以及不符合质量要求的压实填土，均不得作为建筑工程的地基持力层。

6.3.2 压实填土的填料，应符合下列规定:

1 级配良好的砂土或碎石土；

2 性能稳定的工业废料；

3 以砾石、卵石或块石作填料时，分层夯实时其最大粒径不宜大于 400mm；分层压实时其最大粒径不宜大于 200mm；

4 以粉质粘土、粉土作填料时，其含水量宜为最优含水量，可采用击实试验确定；

5 挖高填低或开山填沟的土料和石料，应符合设计要求；

6 不得使用淤泥、耕土、冻土、膨胀性土以及有机质含量大于 5%的土。

6.3.3 压实填土的施工，应符合下列规定:

1 铺填料前，应清除或处理场地内填土层底面以下的耕土和软弱土层；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2 分层填料的厚度、分层压实的遍数，应根据所选用的压实设备，并通过试验确定。

3 在雨季、冬季进行压实填土施工时，应采取防雨、防冻措施，防止填料(粉质粘土、粉土)受雨水淋湿或冻结，并应采取措施防止出现“橡皮”土；

4 压实填土的施工缝各层应错开搭接，在施工缝的搭接处，应适当增加压实遍数；

5 压实填土施工结束后，宜及时进行基础施工。

6.3.4 压实填土的质量以压实系数 λ_c 控制，并应根据结构类型和压实填土所在部位按表 6.3.4 的数值确定。

表 6.3.4　　压实填土的质量控制

结构类型	填土部位	压实系数 λ_c	控制含水量(%)
砌体承重结构和框架结构	在地基主要受力层范围内	≥0.97	$w_{op}\pm2$
	在地基主要受力层范围以下	≥0.95	
排架结构	在地基主要受力层范围内	≥0.96	
	在地基主要受力层范围以下	≥0.94	

注：1　压实系数 λ_c 为压实填土的控制干密度 ρ_d 与最大干密度 ρ_{dmax} 的比值，w_{op} 为最优含水量；

2　地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填土，压实系数不应小于 0.94。

6.3.5 压实填土的最大干密度和最优含水量，宜采用击实试验确定，当无试验资料时，最大干密度可按下式计算:

$$\rho_{d\max}=\eta\frac{\rho_w d_s}{1+0.01\omega_{op}d_s} \qquad (6.3.5)$$

式中　ρ_{dmax}— 分层压实填土的最大干密度；

η—经验系数，粉质粘土取 0.96，粉土取 0.97；

ρ_w—水的密度；

d_s—土粒相对密度(比重)；

ω_{op}—填料的最优含水量。

当填料为碎石或卵石时，其最大干密度可取 2.0～2.2t/m^3。

6.3.6 压实填土的边坡允许值，应根据其厚度、填料性质等因素，按表 6.3.6 的数值确定。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 6.3.6　　压实填土的边坡允许值

填料类别	压实系数 λc	边坡允许值(高宽比)			
		填土厚度 H(m)			
		H≤5	5＜H≤10	10＜H≤15	15＜H≤20
碎石、卵石	0.94～0.97	1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
砂夹石(其中碎石、卵石占全重 30%～50%)		1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
土夹石(其中碎石、卵石占全重 30%～50%)		1:1.25	1:1.50	1:1.75	1:2.00
粉质粘土、粘粒含量 ρ_c≥10%的粉土		1:1.50	1:1.75	1:2.00	1:2.25

注：当压实填土厚度大于 20m 时，可设计成台阶进行压实填土的施工。

6.3.7　设置在斜坡上的压实填土，应验算其稳定性。当天然地面坡度大于 0.20 时，应采取防止压实填土可能沿坡面滑动的措施，并应避免雨水沿斜坡排泄。

6.3.8　当压实填土阻碍原地表水畅通排泄时，应根据地形修筑雨水截水沟，或设置其它排水设施。设置在压实填土区的上、下水管道，应采取防渗、防漏措施。

6.3.9　压实填土地基承载力特征值，应根据现场原位测试(静载荷试验、静力触探等)结果确定。其下卧层顶面的承载力特征值应满足本规范 5.2.7 条的要求。

6.4　滑　坡　防　治

6.4.1　在建设场区内，由于施工或其他因素的影响有可能形成滑坡的地段，必须采取可靠的预防措施，防止产生滑坡。对具有发展趋势并威胁建筑物安全使用的滑坡，应及早整治，防止滑坡继续发展。

6.4.2　必须根据工程地质、水文地质条件以及施工影响等因素，认真分析滑坡可能发生或发展的主要原因，可采取下列防治滑坡的处理措施:

1　排水:应设置排水沟以防止地面水浸入滑坡地段，必要时尚应采取防渗措施。在地下水影响较大的情况下，应根据地质条件，设置地下排水工程;

2　支挡:根据滑坡推力的大小、方向及作用点，可选用重力式抗滑挡墙、阻滑桩及其他抗滑结构。抗滑挡墙的基底及阻滑桩的桩端应埋置于滑动面以下的稳定土(岩)层中。必要时，应验算墙顶以上的土(岩)体从墙顶滑出的可能性;

3　卸载:在保证卸载区上方及两侧岩土稳定的情况下，可在滑体主动区卸载，但不得在滑体被动区卸载;

4　反压:在滑体的阻滑区段增加竖向荷载以提高滑体的阻滑安全系数。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

6.4.3 滑坡推力应按下列规定进行计算:

1 当滑体有多层滑动面(带)时，应取推力最大的滑动面(带)确定滑坡推力；

2 选择平行于滑动方向的几个具有代表性的断面进行计算。计算断面一般不得少于 2 个，其中应有一个是滑动主轴断面。根据不同断面的推力设计相应的抗滑结构；

3 当滑动面为折线形时，滑坡推力可按下式计算(图 6.4.3):

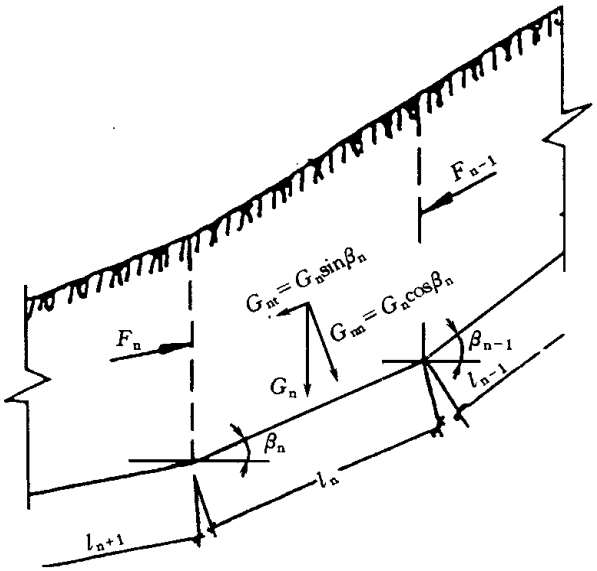


图 6.4.3 滑坡推力计算示意

$$F_n = F_{n-1}\varphi + \gamma_t G_{nt} - G_{nn}\tan\varphi_n - c_n l_n \qquad (6.4.3\text{-}1)$$

$$\varphi = \cos(\beta_{n-1} - \beta_n) - \sin(\beta_{n-1} - \beta_n)\tan\varphi_n \qquad (6.4.3\text{-}1)$$

式中 F_n、F_{n-1}—第 n 块、第 n- 1 块滑体的剩余下滑力；

φ—传递系数；

γ_t—滑坡推力安全系数；

G_{nt}、G_{nn}—第 n 块滑体自重沿滑动面、垂直滑动面的分力；

φ_n —第 n 块滑体沿滑动面土的内摩擦角标准值；

c_n—第 n 块滑体沿滑动面土的粘聚力标准值；

l_n—第 n 块滑体沿滑动面的长度；

4 滑坡推力作用点，可取在滑体厚度的二分之一处；

5 滑坡推力安全系数，应根据滑坡现状及其对工程的影响等因素确定，对地基基础设计等级为甲级的建筑物宜取 1.25，设计等级为乙级的建筑物宜取 1.15，设计等级为丙级的建筑物宜取 1.05；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

6 根据土(岩)的性质和当地经验，可采用试验和滑坡反算相结合的方法，合理地确定滑动面上的抗剪强度。

6.5 岩溶与土洞

6.5.1 在碳酸盐类岩石地区，当有溶洞、溶蚀裂隙、土洞等现象存在时，应考虑其对地基稳定性的影响。

6.5.2 在岩溶地区，当基础底面以下的土层厚度大于三倍独立基础底宽，或大于六倍条形基础底宽，且在使用期间不具备形成土洞的条件时，可不考虑岩溶对地基稳定性的影响，并可按本规范第五章有关规定进行地基计算。

6.5.3 基础位于微风化硬质岩石表面时，对于宽度小于 1m 的竖向溶蚀裂隙和落水洞近旁地段，可不考虑其对地基稳定性的影响。当在岩体中存在倾斜软弱结构面时，应按本规范公式(5.4.1)进行地基稳定性验算。

6.5.4 当溶洞顶板与基础底面之间的土层厚度小于本规范第 6.5.2 条规定的要求时，应根据洞体大小、顶板形状、岩体结构及强度、洞内充填情况以及岩溶水活动等因素进行洞体稳定性分析。当地质条件符合下列情况之一时，可不考虑溶洞对地基稳定性的影响，但必须按本章第二节设计。

1 溶洞被密实的沉积物填满，其承载力超过 150KPa，且无被水冲蚀的可能性；

2 洞体较小，基础尺寸大于洞的平面尺寸，并有足够的支承长度；

3 微风化的硬质岩石中，洞体顶板厚度接近或大于洞跨。

6.5.5 对岩溶水通道堵塞或涌水，有可能造成场地暂时性淹没的地段，或经工程地质评价属于不稳定的岩溶地基，未经处理不宜作建筑地基。

6.5.6 对地基稳定性有影响的岩溶洞隙，应根据其位置、大小、埋深、围岩稳定性和水文地质条件综合分析，因地制宜采取下列处理措施:

1 对洞口较小的洞隙，宜采用镶补、嵌塞与跨盖等方法处理；

2 对洞口较大的洞隙，宜采用梁、板和拱等结构跨越。跨越结构应有可靠的支承面。梁式结构在岩石上的支承长度应大于梁高 1.5 倍，也可采用浆砌块石等堵塞措施；

3 对于围岩不稳定、风化裂隙破碎的岩体，可采用灌浆加固和清爆填塞等措施；

4 对规模较大的洞隙，可采用洞底支撑或调整柱距等方法处理。

6.5.7 有地下水强烈地活动于岩土交界面的岩溶地区，应考虑由地下水作用所形成的土洞对建筑地基的影响，预估地下水位在使用期间变化的可能性。总图布置前，勘察单位应提出场地土洞发育程度的分区资料。施工时，应沿基槽认真查明基础下

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

土洞的分布位置。

6.5.8 在地下水位高于基岩表面的岩溶地区，应考虑由人工降低地下水引起土洞或地表塌陷的可能性。塌陷区的范围及方向可根据水文地质条件和抽水试验的观测结果综合分析确定。在塌陷范围内不允许采用天然地基。在已有建筑物附近抽水时，应考虑降水的影响。

6.5.9 由地表水形成的土洞或塌陷地段，应采取地表截流、防渗或堵漏等措施。应根据土洞埋深，分别选用挖填、灌砂等方法进行处理。

由地下水形成的塌陷及浅埋土洞，应清除软土，抛填块石作反滤层，面层用粘土夯填；深埋土洞宜用砂、砾石或细石混凝土灌填。在上述处理的同时，尚应采用梁、板或拱跨越。对重要的建筑物，可采用桩基处理。

6.6 土质边坡与重力式挡墙

6.6.1 边坡设计应符合下列原则:

1 边坡设计应保护和整治边坡环境，边坡水系应因势利导，设置排水设施。对于稳定的边坡，应采取保护及营造植被的防护措施。

2 建筑物的布局应依山就势，防止大挖大填。场地平整时，应采取确保周边建筑物安全的施工顺序和工作方法。由于平整场地而出现的新边坡，应及时进行支挡或构造防护。

3 边坡工程的设计前，应进行详细的工程地质勘察，并应对边坡的稳定性作出准确的评价；对周围环境的危害性作出预测；对岩石边坡的结构面调查清楚，指出主要结构面的所在位置；提供边坡设计所需要的各项参数。

4 边坡的支挡结构应进行排水设计。对于可以向坡外排水的支挡结构，应在支挡结构上设置排水孔。排水孔应沿着横竖两个方向设置，其间距宜取 2～3m，排水孔外斜坡度宜为 5%，孔眼尺寸不宜小于 100mm。支挡结构后面应做好滤水层，必要时应作排水暗沟。支挡结构后面有山坡时，应在坡脚处设置截水沟。对于不能向坡外排水的边坡，应在支挡结构后面设置排水暗沟。

5 支挡结构后面的填土，应选择透水性强的填料。当采用粘性土作填料时，宜掺入适量的碎石。在季节性冻土地区，应选择炉渣、碎石、粗砂等非冻胀性填料。

6.6.2 在山坡整体稳定的条件下，土质边坡的开挖应符合下列规定:

1 边坡的坡度允许值，应根据当地经验，参照同类土层的稳定坡度确定。当土质良好且均匀、无不良地质现象、地下水不丰富时，可按表 6.6.2 确定。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 6.6.2　　土质边坡坡度允许值

土的类别	密实度或状态	坡度允许值(高宽比)	
		坡高在 5m 以内	坡高为 5～10m
碎石土	密实	1:0.35～1:0.50	1:0.50～1:0.75
	中密	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00
	稍密	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.25
粘性土	坚硬	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.25
	硬塑	1:1.00～1:1.25	1:1.25～1:1.50

注：1　表中碎石土的充填物为坚硬或硬塑状态的粘性土；

2　对于砂土或充填物为砂土的碎石土，其边坡坡度允许值均按自然休止角确定。

2　土质边坡开挖时，应采取排水措施，边坡的顶部应设置截水沟。在任何情况下不允许在坡脚及坡面上积水。

3　边坡开挖时，应由上往下开挖，依次进行。弃土应分散处理，不得将弃土堆置在坡顶及坡面上。当必须在坡顶或坡面上设置弃土转运站时，应进行坡体稳定性验算，严格控制堆栈的土方量。

4　边坡开挖后，应立即对边坡进行防护处理。

6.6.3　边坡支挡结构土压力计算应符合下列规定:

1　计算支挡结构的土压力时，可按主动土压力计算；

2　边坡工程主动土压力应按下式进行计算:

$$E_a = \varphi_c \frac{1}{2} r h^2 k_a \qquad (6.6.3\text{-}1)$$

式中　E_a—主动土压力；

φ_c—主动土压力增大系数，土坡高度小于 5m 时宜取 1.0；高度为 5～8m 时宜取 1.1；高度大于 8m 时宜取 1.2；

γ—填土的重度；

h—挡土结构的高度；

k_a—主动土压力系数，按本规范附录 L 确定。

当填土为无粘性土时，主动土压力系数可按库伦土压力理论确定。当支挡结构满足朗肯条件时，主动土压力系数可按朗肯土压力理论确定。粘性土或粉土的主动土压力也可采用楔体试算法图解求得。

3　当支挡结构后缘有较陡峻的稳定岩石坡面，岩坡的坡角 $\theta > (45° + \varphi/2)$时(图 6.6.3)，应按有限范围填土计算土压力，取岩石坡面为破裂面。根据稳定岩石坡面与填土间的摩擦角按下式计算主动土压力系数:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$k_a=\frac{\sin(\alpha+\theta)\sin(\alpha+\beta)\sin(\theta-\delta_r)}{\sin^2\alpha\sin(\theta-\beta)\sin(\alpha-\delta+\theta-\delta_r)} \qquad (6.6.3\text{-}2)$$

式中 θ—稳定岩石坡面的倾角；

δ_r—稳定岩石坡面与填土间的摩擦角，根据试验确定。

当无试验资料时，可取 $\delta_r=0.33\varphi_k$，φ_k 为填土的内摩擦角标准值。

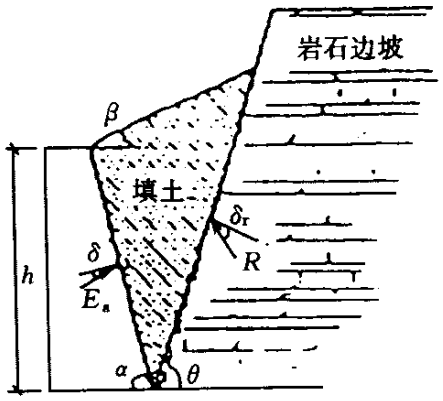


图 6.6.3 有限填土土压力计算示意

6.6.4 重力式挡土墙构造应符合下列要求:

1 重力式挡土墙适用于高度小于 6m、地层稳定、开挖土石方时不会危及相邻建筑物安全的地段。

2 重力式挡土墙可在基底设置逆坡。对于土质地基，基底逆坡坡度不宜大于 1:10；对于岩质地基，基底逆坡坡度不宜大于 1:5。

3 块石挡土墙的墙顶宽度不宜小于 400mm；混凝土挡土墙的墙顶宽度不宜小于 200mm。

4 重力式挡墙的基础埋置深度，应根据地基承载力、水流冲刷、岩石裂隙发育及风化程度等因素进行确定。在特强冻胀、强冻胀地区应考虑冻胀的影响。在土质地基中，基础埋置深度不宜小于 0.5m；在软质岩地基中，基础埋置深度不宜小于 0.3m。

5 重力式挡土墙应每间隔 10～20m 设置一道伸缩缝。当地基有变化时宜加设沉降缝。在挡土结构的拐角处，应采取加强的构造措施。

6.6.5 挡土墙的稳定性验算应符合下列要求(图 6.6.5-1):

1 抗滑移稳定性应按下式验算:

$$\frac{G_n+E_{an})\mu}{E_{at}-G_t}\geqslant 1.3 \qquad (6.6.5\text{-}1)$$

$$G_n=G\cos\alpha_0$$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$G_t = G\sin\alpha_0$$

$$E_{at} = E_a \sin(\alpha - \alpha_0 - \delta)$$

$$E_{an} = E_a \cos(\alpha - \alpha_0 - \delta)$$

式中 ***G***—挡土墙每延米自重；

a_0—挡土墙基底的倾角；

α—挡土墙墙背的倾角；

δ—土对挡土墙墙背的摩擦角，可按表 6.6.5-1 选用；

μ—土对挡土墙基底的摩擦系数，由试验确定，也可按表 6.6.5-2 选用。

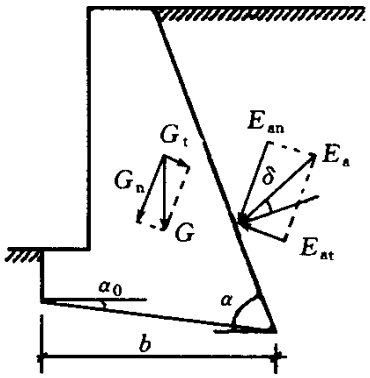


图 6.6.5-1 挡土墙抗滑稳定验算示意

表 6.6.5-1 土对挡土墙墙背的摩擦角 δ

挡土墙情况	摩擦角 δ
墙背平滑，排水不良	$(0\sim0.33)\varphi_k$
墙背粗糙，排水良好	$(0.33\sim0.50)\varphi_k$
墙背很粗糙，排水良好	$(0.50\sim0.67)\varphi_k$
墙背与填土间不可能滑动	$(0.67\sim1.00)\varphi_k$

注：φ_k 为墙背填土的内摩擦角标准值。

表 6.6.5-2 土对挡土墙基底的摩擦系数 μ

土的类别		摩擦系数 μ
粘性土	可塑	0.25～0.30
	硬塑	0.30～0.35
	坚硬	0.35～0.45
粉土		0.30～0.40
中砂、粗砂、砾砂		0.40～0.50
碎石土		0.40～0.60
软质岩		0.40～0.60
表面粗糙的硬质岩		0.65～0.75

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

注：1　对易风化的软质岩和塑性指数 I_p 大于 22 的粘性土，基底摩擦系数应通过试验确定。

2　对碎石土，可根据其密实程度、填充物状况、风化程度等确定。

2　抗倾覆稳定性应按下式验算(图 6.6.5-2):

$$\frac{G_{x0}+E_{az}x_f}{E_{ax}z_f}\geqslant 1.6 \qquad (6.6.5\text{-}2)$$

$$E_{ax}=E_a\sin(\alpha-\delta)$$

$$E_{az}=E_a\cos(\alpha-\delta)$$

$$x_f=b-z\cot\alpha$$

$$z_f=z-b\tan\alpha_0$$

式中　z—土压力作用点离墙踵的高度；

x_0—挡土墙重心离墙趾的水平距离；

b—基底的水平投影宽度。

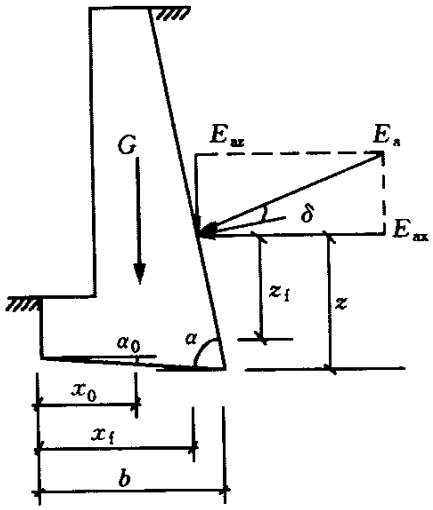


图 6.6.5-2　挡土墙抗倾覆稳定验算示意

3　整体滑动稳定性验算:可采用圆弧滑动面法。

4　地基承载力验算，除应符合本规范第 5.2 节的规定外，基底合力的偏心距不应大于 0.25 倍基础的宽度。

6.7　岩石边坡与岩石锚杆挡墙

6.7.1　在岩石边坡整体稳定的条件下，岩石边坡的开挖坡度允许值，应根据当地经

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

验按工程类比的原则，参照本地区已有稳定边坡的坡度值加以确定。

6.7.2 当整体稳定的软质岩边坡高度小于 12m，硬质岩边坡高度小于 15m 时，边坡开挖时可进行构造处理(图 6.7.2-1，图 6.7.2-2)。

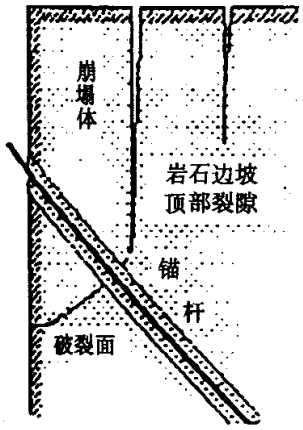


图 6.7.2-1 边坡顶部支护

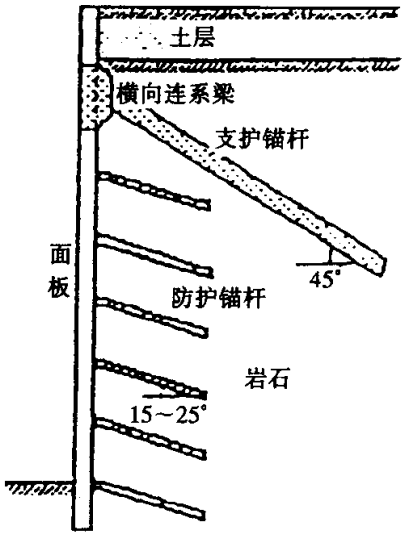


图 6.7.2-2 整体稳定边坡支护

6.7.3 对单结构面外倾边坡作用在支挡结构上的横推力，可根据楔体平衡法进行计算，并应考虑结构面填充物的性质及其浸水后的变化。具有两组或多组结构面的交线倾向于临空面的边坡，可采用棱形体分割法计算棱体的下滑力。

6.7.4 岩石锚杆挡土结构设计，应符合下列规定:(图 6.7.4)

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

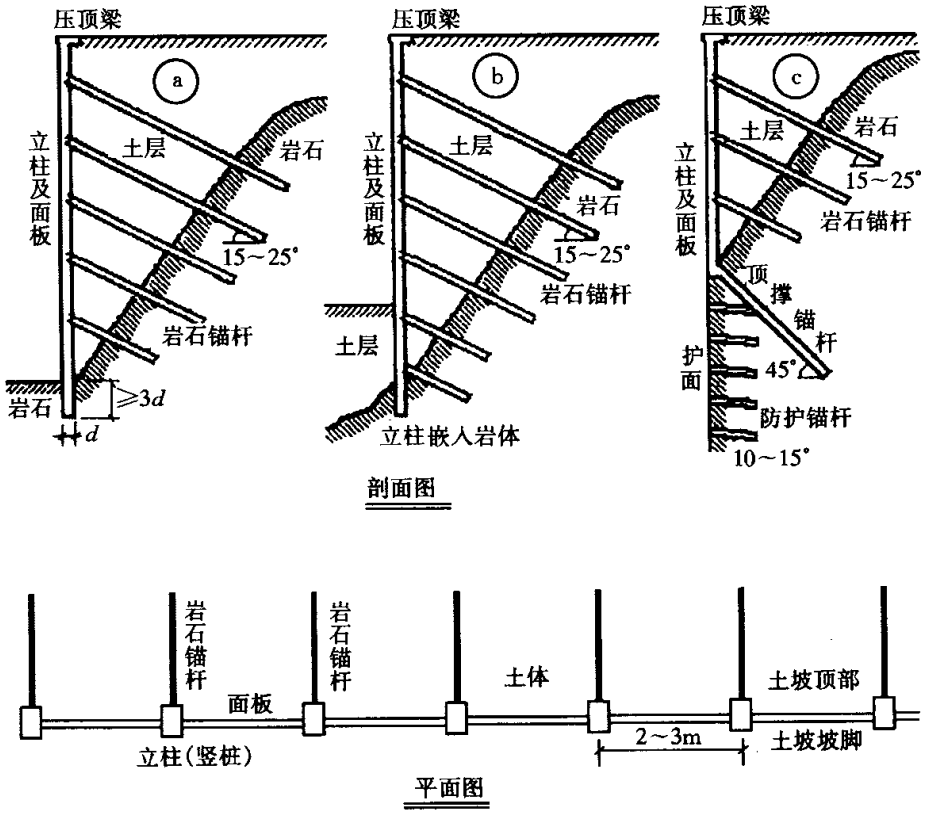


图 6.7.4　锚杆体系支挡结构

1　岩石锚杆挡土结构的荷载，宜采用主动土压力乘以 1.1～1.2 的增大系数。

2　挡板计算时，其荷载的取值可考虑支承挡板的两立柱间土体的卸荷拱作用。

3　立柱端部应嵌入稳定岩层内，并应根据端部的实际情况假定为固定支承或铰支承，当立柱插入岩层中的深度大于 3 倍立柱长边时，可按固定支承计算。

4　岩石锚杆应与立柱牢固连接，并应验算连接处立柱的抗剪切强度。

6.7.5　岩石锚杆应符合下列构造要求:

1　岩石锚杆由锚固段和非锚固段组成。锚固段应嵌入稳定的基岩中，嵌入基岩深度应大于 40 倍锚杆主筋的直径，且不得小于 3 倍锚杆的直径，混凝土强度等级不应低于 C25、水泥砂浆强度不应低于 25MPa。非锚固段的主筋必须进行防护处理，可采用混凝土或水泥砂浆包裹。

2　作支护用的岩石锚杆，锚杆直径不宜小于 100mm；作防护用的锚杆，其直径可小于 100mm，但不应小于 50mm。

3　岩石锚杆的间距，不应小于锚杆直径的 6 倍。

4　岩石锚杆与水平面的夹角宜为 15°～25°。

6.7.6　岩石锚杆锚固段的抗拔承载力，应按照本规范附录 M 的试验方法经现场原位试验确定。对于永久性锚杆的初步设计或对于临时性锚杆的施工阶段设计，可按下

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

式计算:

$$R_t = \xi f u_r h_r \qquad (6.7.6)$$

式中 R_t—锚杆抗拔承载力特征值；

u_r—锚杆的周长；

h_r—锚杆锚固段嵌入岩层中的有效锚固长度，按地区经验确定；

f—水泥砂浆和混凝土与岩石间的粘结强度特征值，由试验确定，当缺乏试验资料时，可按表 6.7.6 取用；

ξ—经验系数，对于永久性锚杆取 0.8，对于临时性锚杆取 1.0。

表 6.7.6　　砂浆与岩石间的粘结强度特征值(MPa)

岩石坚硬程度	软岩	较软岩	硬质岩
粘结强度	＜0.2	0.2～0.4	0.4～0.6

注:水泥砂浆强度为 30MPa，混凝土强度等级 C30。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

7 软 弱 地 基

7.1 一 般 规 定

7.1.1 软弱地基系指主要由淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其他高压缩性土层构成的地基。在建筑地基的局部范围内有高压缩性土层时，应按局部软弱土层考虑。

7.1.2 勘察时，应查明软弱土层的均匀性、组成、分布范围和土质情况。冲填土尚应了解排水固结条件。杂填土应查明堆积历史，明确自重下稳定性、湿陷性等基本因素。

7.1.3 设计时，应考虑上部结构和地基的共同作用。对建筑体型、荷载情况、结构类型和地质条件进行综合分析，确定合理的建筑措施、结构措施和地基处理方法。

7.1.4 施工时，应注意对淤泥和淤泥质土基槽底面的保护，减少扰动。荷载差异较大的建筑物，宜先建重、高部分，后建轻、低部分。

7.1.5 活荷载较大的构筑物或构筑物群(如料仓、油罐等)，使用初期应根据沉降情况控制加载速率，掌握加载间隔时间，或调整活荷载分布，避免过大倾斜。

7.2 利用与处理

7.2.1 利用软弱土层作为持力层时，可按下列规定:

1 淤泥和淤泥质土，宜利用其上覆较好土层作为持力层，当上覆土层较薄，应采取避免施工时对淤泥和淤泥质土扰动的措施；

2 冲填土、建筑垃圾和性能稳定的工业废料，当均匀性和密实度较好时，均可利用作为持力层；

3 对于有机质含量较多的生活垃圾和对基础有侵蚀性的工业废料等杂填土，未经处理不宜作为持力层。

7.2.2 局部软弱土层以及暗塘、暗沟等，可采用基础梁、换土、桩基或其他方法处理。

7.2.3 当地基承载力或变形不能满足设计要求时，地基处理可选用机械压(夯)实、堆载预压、塑料排水带或砂井真空预压、换填垫层或复合地基等方法。处理后的地基承载力应通过试验确定。

7.2.4 机械压实包括重锤夯实、强夯、振动压实等方法，可用于处理由建筑垃圾或工业废料组成的杂填土地基，处理有效深度应通过试验确定。

7.2.5 堆载预压可用于处理较厚淤泥和淤泥质土地基。预压荷载宜大于设计荷载，

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

预压时间应根据建筑物的要求以及地基固结情况决定，并应考虑堆载大小和速率对堆载效果和周围建筑物的影响。

采用塑料排水带或砂井进行堆载预压和真空预压时，应在塑料排水带或砂井顶部作排水砂垫层。

7.2.6 换填垫层可用于软弱地基的浅层处理。垫层材料可采用中砂、粗砂、砾砂，角(圆)砾、碎(卵)石、矿渣、灰土、粘性土以及其它性能稳定、无侵蚀性的材料。

7.2.7 复合地基设计应满足建筑物承载力和变形要求。对于地基土为欠固结土、膨胀土、湿陷性黄土、可液化土等特殊土时，设计时要综合考虑土体的特殊性质，选用适当的增强体和施工工艺。

7.2.8 复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定，或采用增强体的载荷试验结果和其周边土的承载力特征值结合经验确定。

7.2.9 增强体顶部应设褥垫层。褥垫层可采用中砂、粗砂、砾砂、碎石、卵石等散体材料。碎石、卵石宜掺入 20%～30%的砂。

7.3 建 筑 措 施

7.3.1 在满足使用和其他要求的前提下，建筑体型应力求简单。当建筑体型比较复杂时，宜根据其平面形状和高度差异情况，在适当部位用沉降缝将其划分成若干个刚度较好的单元；当高度差异或荷载差异较大时，可将两者隔开一定距离，当拉开距离后的两单元必须连接时，应采用能自由沉降的连接构造。

7.3.2 建筑物的下列部位，宜设置沉降缝:

1 建筑平面的转折部位；

2 高度差异或荷载差异处；

3 长高比过大的砌体承重结构或钢筋混凝土框架结构的适当部位；

4 地基土的压缩性有显著差异处；

5 建筑结构或基础类型不同处；

6 分期建造房屋的交界处。

沉降缝应有足够的宽度，缝宽可按表 7.3.2 选用。

表 7.3.2 房屋沉降缝的宽度

房屋层数	沉降缝宽度(mm)
二～三	50～80
四～五	80～120
五层以上	不小于 120

7.3.3 相邻建筑物基础间的净距，可按表 7.3.3 选用。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 7.3.3　　相邻建筑物基础间的净距(m)

被影响建筑的长高比 影响建筑的预估平均沉降量 s(mm)	$2.0 \leqslant \frac{L}{H_f} < 3.0$	$3.0 \leqslant \frac{L}{H_f} < 5.0$
70～150	2～3	3～6
160～250	3～6	6～9
260～400	6～9	9～12
＞400	9～12	≥12

注: 1　表中 L 为建筑物长度或沉降缝分隔的单元长度(m)；H_f 为自基础底面标高算起的建筑物高度(m)；

2　当被影响建筑的长高为 $1.5 < L/H_f < 2.0$ 时，其间净距可适当缩小。

7.3.4　相邻高耸结构或对倾斜要求严格的构筑物的外墙间隔距离，应根据倾斜允许值计算确定。

7.3.5　建筑物各组成部分的标高，应根据可能产生的不均匀沉降采取下列相应措施:

1　室内地坪和地下设施的标高，应根据预估沉降量予以提高。建筑物各部分(或设备之间)有联系时，可将沉降较大者标高提高；

2　建筑物与设备之间，应留有净空。当建筑物有管道穿过时，应预留孔洞，或采用柔性的管道接头等。

7.4　结　构　措　施

7.4.1　为减少建筑物沉降和不均匀沉降，可采用下列措施:

1　选用轻型结构，减轻墙体自重，采用架空地板代替室内填土；

2　设置地下室或半地下室，采用覆土少、自重轻的基础型式；

3　调整各部分的荷载分布、基础宽度或埋置深度；

4　对不均匀沉降要求严格的建筑物，可选用较小的基底压力。

7.4.2　对于建筑体型复杂、荷载差异较大的框架结构，可采用箱基、桩基、筏基等加强基础整体刚度，减少不均匀沉降。

7.4.3　对于砌体承重结构的房屋，宜采用下列措施增强整体刚度和强度:

1　对于三层和三层以上的房屋，其长高比L/H_f宜小于或等于2.5；当房屋的长高比为$2.5 < L/H_f \leqslant 3.0$时，宜做到纵墙不转折或少转折，并应控制其内横墙间距或增强基础刚度和强度。当房屋的预估最大沉降量小于或等于120mm时，其长高比可不受限制；

2　墙体内宜设置钢筋混凝土圈梁或钢筋砖圈梁；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

3 在墙体上开洞时，宜在开洞部位配筋或采用构造柱及圈梁加强。

7.4.4 圈梁应按下列要求设置:

1 在多层房屋的基础和顶层处宜各设置一道，其他各层可隔层设置，必要时也可层层设置。单层工业厂房、仓库，可结合基础梁、连系梁、过梁等酌情设置。

2 圈梁应设置在外墙、内纵墙和主要内横墙上，并宜在平面内连成封闭系统。

7.5 大面积地面荷载

7.5.1 在建筑范围内具有地面荷载的单层工业厂房、露天车间和单层仓库的设计，应考虑由于地面荷载所产生的地基不均匀变形及其对上部结构的不利影响。当有条件时，宜利用堆载预压过的建筑场地。

注:地面荷载系指生产堆料、工业设备等地面堆载和天然地面上的大面积填土荷载。

7.5.2 地面堆载应均衡，并应根据使用要求、堆载特点、结构类型和地质条件确定允许堆载量和范围，堆载量不应超过地基承载力特征值。

堆载不宜压在基础上。大面积的填土，宜在基础施工前三个月完成。

7.5.3 厂房和仓库的结构设计，可适当提高柱、墙的抗弯能力，增强房屋的刚度。对于中、小型仓库，宜采用静定结构。

7.5.4 对于在使用过程中允许调整吊车轨道的单层钢筋混凝土工业厂房和露天车间的天然地基设计，除应遵守本规范第五章有关规定外，尚应符合下式要求:

$$s'_g \leqslant [\,s'_g\,] \qquad (7.5.4)$$

式中 s'_g—由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加沉降量计算值，可按本规范附录 N 计算;

$[s'_g]$—由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加沉降允许值，可按表 7.5.4 采用。

表 7.5.4　　地基附加沉降量允许值$[s'_g]$(mm)

b \ a	6	10	20	30	40	50	60	70
1	40	45	50	55	55			
2	45	50	55	60	60			
3	50	55	60	65	70	75		
4	55	60	65	70	75	80	85	90
5	65	70	75	80	85	90	95	100

注: 表中 *a* 为地面荷载的纵向长度(m); *b* 为车间跨度方向基础底面边长(m)。

7.5.5 按本规范第 7.5.4 条设计时，应考虑在使用过程中垫高或移动吊车轨道和吊车

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

梁的可能性。应增大吊车顶面与屋架下弦间的净空和吊车边缘与上柱边缘间的净距，当地基土平均压缩模量 E_s 为 3MPa 左右，地面平均荷载大于 25KPa 时，净空宜大于 300mm，净距宜大于 200mm。并应按吊车轨道可能移动的幅度，加宽钢筋混凝土吊车梁腹部及配置抗扭钢筋。

7.5.6 具有地面荷载的建筑地基遇到下列情况之一时，宜采用桩基:

1 不符合本规范第 7.5.4 条要求；

2 车间内设有起重量 30t 以上、工作级别大于 A5 的吊车；

3 基底下软弱土层较薄，采用桩基较经济者。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

8 基　　础

8.1 无筋扩展基础

8.1.1 无筋扩展基础系指由砖、毛石、混凝土或毛石混凝土、灰土和三合土等材料组成的墙下条形基础或柱下独立基础。无筋扩展基础适用于多层民用建筑和轻型厂房。

8.1.2 基础高度，应符合下式要求(图 8.1.2)

$$H_0 \geqslant \frac{b - b_0}{2\tan\alpha} \tag{8.1.2}$$

式中　b—基础底面宽度；

b_0—基础顶面的墙体宽度或柱脚宽度；

H_0—基础高度；

b_2—基础台阶宽度；

tan_a—基础台阶宽高比 b_2:H_0，其允许值可按表 8.1.2 选用。

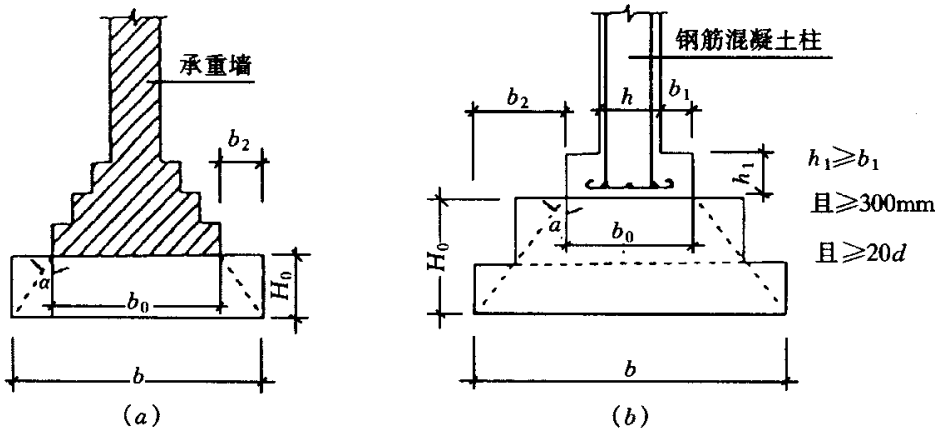


图 8.1.2　无筋扩展基础构造示意

d——柱中纵向钢筋直径

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 8.1.2　　无筋扩展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		
		$p_k \leqslant 100$	$100 < p_k \leqslant 200$	$200 < p_k \leqslant 300$
混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.00	1:1.25
毛石混凝土基础	C15 混凝土	1:1.00	1:1.25	1:1.50
砖基础	砖不低于 MU10、砂浆不低于 M5	1:1.50	1:1.50	1:1.50
毛石基础	砂浆不低于 M5	1:1.25	1:1.50	—
灰土基础	体积比为 3:7 或 2:8 的灰土，其最小于密度: 粉土 1.55t/m^3 粉质粘土 1.50t/m^3 粘土 1.45t/m^3	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)，每层约虚铺 220mm，夯至 150mm	1:1.50	1:2.00	—

注：1　p_k 为荷载效应标准组合时基础底面处的平均压力值(kPa)；

2　阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度，不宜大于 200mm；

3　当基础由不同材料叠合组成时，应对接触部分作抗压验算；

4　基础底面处的平均压力值超过 300kPa 的混凝土基础，尚应进行抗剪验算。

8.1.3　采用无筋扩展基础的钢筋混凝土柱，其柱脚高度 h_1 不得小于 b_1(图 8.1.2)，并不应小于 300mm 且不小于 20d(d 为柱中的纵向受力钢筋的最大直径)。当柱纵向钢筋在柱脚内的竖向锚固长度不满足锚固要求时，可沿水平方向弯折，弯折后的水平锚固长度不应小于 10d 也不应大于 20d。

8.2　扩　展　基　础

8.2.1　扩展基础系指柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。

8.2.2　扩展基础的构造，应符合下列要求:

1　锥形基础的边缘高度，不宜小于 200mm；阶梯形基础的每阶高度，宜为 300～500mm；

2　垫层的厚度不宜小于 70mm；垫层混凝土强度等级应为 C10；

3　扩展基础底板受力钢筋的最小直径不宜小于 10mm；间距不宜大于 200mm，也不宜小于 100mm。墙下钢筋混凝土条形基础纵向分布钢筋的直径不小于 8mm；间距不大于 300mm；每延米分布钢筋的面积应不小于受力钢筋面积的 1/10。当有垫层时钢筋保护层的厚度不小于 40mm；无垫层时不小于 70mm；

4　混凝土强度等级不应低于 C20；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

5 当柱下钢筋混凝土独立基础的边长和墙下钢筋混凝土条形基础的宽度大于或等于 2.5m 时，底板受力钢筋的长度可取边长或宽度的 0.9 倍，并宜交错布置(图 8.2.2a)；

6 钢筋混凝土条形基础底板在 T 形及十字形交接处，底板横向受力钢筋仅沿一个主要受力方向通长布置，另一方向的横向受力钢筋可布置到主要受力方向底板宽度 1/4 处(图 8.2.2b)。在拐角处底板横向受力钢筋应沿两个方向布置(图 8.2.2c)。

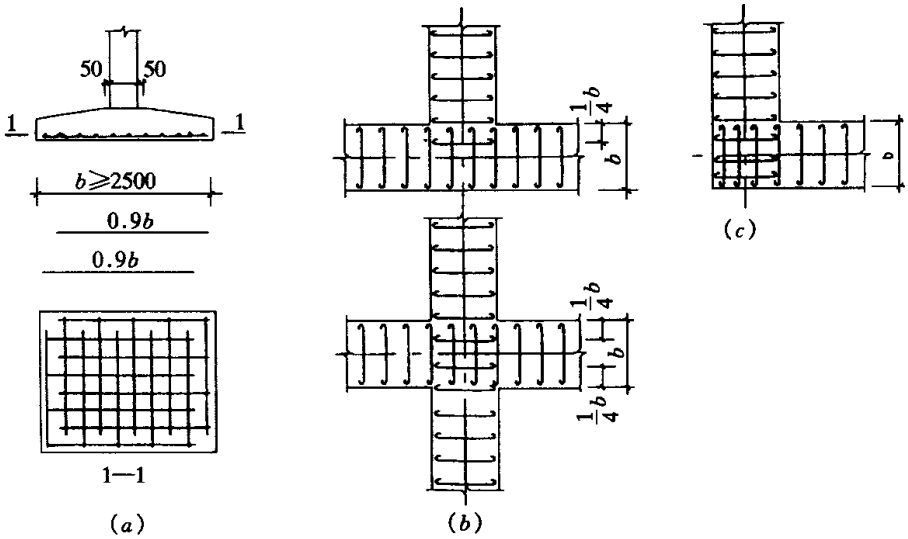


图 8.2.2 扩展基础底板受力钢筋布置示意

8.2.3 钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢筋在基础内的锚固长度 l_a 应根据钢筋在基础内的最小保护层厚度按现行《混凝土结构设计规范》有关规定确定:

有抗震设防要求时，纵向受力钢筋的最小锚固长度 l_{aE} 应按下式计算:

一、二级抗震等级

$$l_{aE}=1.15l_a \qquad (8.2.3\text{-}1)$$

三级抗震等级

$$l_{aE}=1.15l_a \qquad (8.2.3\text{-}2)$$

四级抗震等级

$$l_{aE}=l_a \qquad (8.2.3\text{-}3)$$

式中 l_a—纵向受拉钢筋的锚固长度。

8.2.4 现浇柱的基础，其插筋的数量、直径以及钢筋种类应与柱内纵向受力钢筋相同。插筋的锚固长度应满足第 8.2.3 条的要求，插筋与柱的纵向受力钢筋的连接方法，应符合现行《混凝土结构设计规范》的规定。插筋的下端宜作成直钩放在基础底板钢筋网上。当符合下列条件之一时，可仅将四角的插筋伸至底板钢筋网上，其余插

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

筋锚固在基础顶面下 l_a 或 l_{aE}(有抗震设防要求时)处(图 8.2.4)。

1 柱为轴心受压或小偏心受压，基础高度大于等于 1200mm；

2 柱为大偏心受压，基础高度大于等于 1400mm。

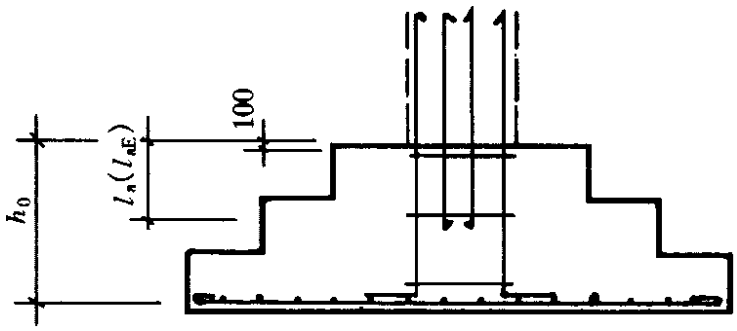


图 8.2.4 现浇柱的基础中插筋构造示意

8.2.5 预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接，应符合下列要求(图 8.2.5):

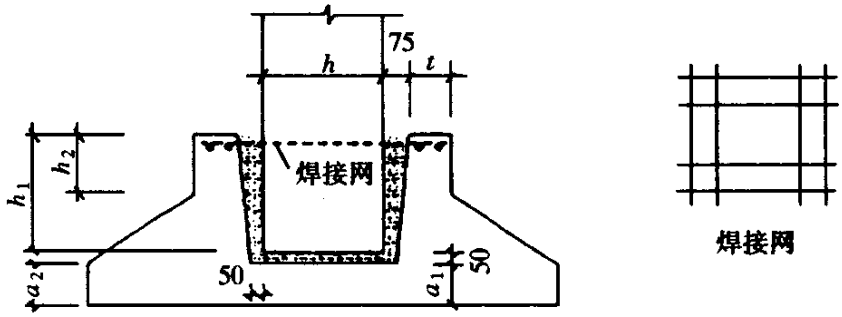


图 8.2.5 预制钢筋混凝土柱独立基础示意

注：$a_2 \geqslant a_1$

1 柱的插入深度，可按表 8.2.5-1 选用，并应满足第 8.2.3 条钢筋锚固长度的要求及吊装时柱的稳定性。

表 8.2.5-1 柱的插入深度 h_1(mm)

矩形或工字形柱				双肢柱
$h<500$	$500\leqslant h<800$	$800\leqslant h\leqslant 1000$	$h>1000$	
$h\sim 1.2h$	H	$0.9h$ 且$\geqslant 800$	$0.8h$ 且$\geqslant 1000$	$(1/3\sim 2/3)h_a$ $(1.5\sim 1.8)h_b$

注：1 h 为柱截面长边尺寸；h_a 为双肢柱全截面长边尺寸；h_b 为双肢柱全截面短边尺寸；

2 柱轴心受压或小偏心受压时，h_1 可适当减小，偏心距大于 $2h$ 时，h_1 应适当加大。

2 基础的杯底厚度和杯壁厚度，可按表 8.2.5-2 选用。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 8.2.5-2　　基础的杯底厚度和杯壁厚度

柱截面长边尺寸 h(mm)	杯底厚度 a_1(mm)	杯壁厚度 t(mm)
h＜500	≥150	150～20)
500≤h＜800	≥200	≥200
800≤h＜1000	≥200	≥300
1000≤h＜1500	≥250	≥350
1500≤h＜2000	≥300	≥400

注: 1　双肢柱的杯底厚度值，可适当加大；

2　当有基础梁时，基础梁下的杯壁厚度，应满足其支承宽度的要求；

3　柱子插入杯口部分的表面应凿毛，柱子与杯口之间的空隙，应用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土充填密实，当达到材料设计强度的 70%以上时，方能进行上部吊装。

3　当柱为轴心受压或小偏心受压且 t/h_2≥0.65 时，或大偏心受压且 t/h_2≥0.75 时，杯壁可不配筋；当柱为轴心受压或小偏心受压且 0.5≤t/h_2<0.65 时，杯壁可按表 8.2.5-3 构造配筋；其他情况下，应按计算配筋。

表 8.2.5-3　　杯壁构造配筋

柱截面长边尺寸(mm)	h＜1000	1000≤h＜1500	1500≤h≤2000
钢筋直径(mm)	8～l0	10～12	12～16

注：表中钢筋置于杯口顶部，每边两根(图 8.2.5)。

8.2.6　预制钢筋混凝土柱(包括双肢柱)与高杯口基础的连接(图 8.2.6-1)，应符合本规范第 8.2.5 条插入深度的规定。杯壁厚度符合表 8.2.6 的规定且符合下列条件时，杯壁和短柱配筋，可按图 8.2.6-2 的构造要求进行设计。

1　起重机起重量小于或等于 75t，轨顶标高小于或等于 14m，基本风压小于 0.5kPa 的工业厂房，且基础短柱的高度不大于 5m;

2　起重机起重量大于 75t，基本风压大于 0.5kPa，且符合下列表达式:

$$E_2 I_2 \Big/ E_1 I_1 \geq 10 \qquad (8.2.6\text{-}1)$$

式中　E_1—预制钢筋混凝土柱的弹性模量;

I_1—预制钢筋混凝土柱对其截面短轴的惯性矩;

E_2—短柱的钢筋混凝土弹性模量;

I_2—短柱对其截面短轴的惯性矩。

3　当基础短柱的高度大于 5m，并符合下列表达式:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$\Delta_2 / \Delta_1 \leqslant 1.1 \qquad (8.2.6\text{-}2)$$

式中 Δ_1—单位水平力作用在以高杯口基础顶面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移；

Δ_2—单位水平力作用在以短柱底面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移。

4 高杯口基础短柱的纵向钢筋，除满足计算要求外，在非地震区及抗震设防烈度低于 9 度地区，且满足本条之 1、2、3 款的要求时，短柱四角纵向钢筋的直径不宜小于 20mm，并延伸至基础底板的钢筋网上。短柱长边的纵向钢筋，当长边尺寸小于或等于 1000mm 时，其钢筋直径不应小于 12mm，间距不应大于 300nmm；当长边尺寸大于 1000mm 时，其钢筋直径不应小于 16mm，间距不应大于 300mm，且每隔一米左右伸下一根并作 150mm 的直钩支承在基础底部的钢筋网上，其余钢筋锚固至基础底板顶面下 l_a 处(图 8.2.6-2)。短柱短边每隔 300nmm 应配置直径不小于 12mm 的纵向钢筋，且每边的配筋率不少于 0.05%短柱的截面面积。短柱中的箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 300mm；当抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 150mm。

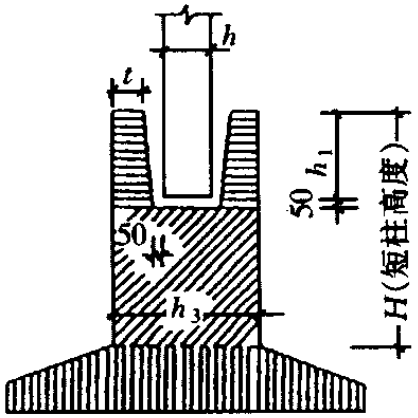


图 8.2.6-1 高杯口基础

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

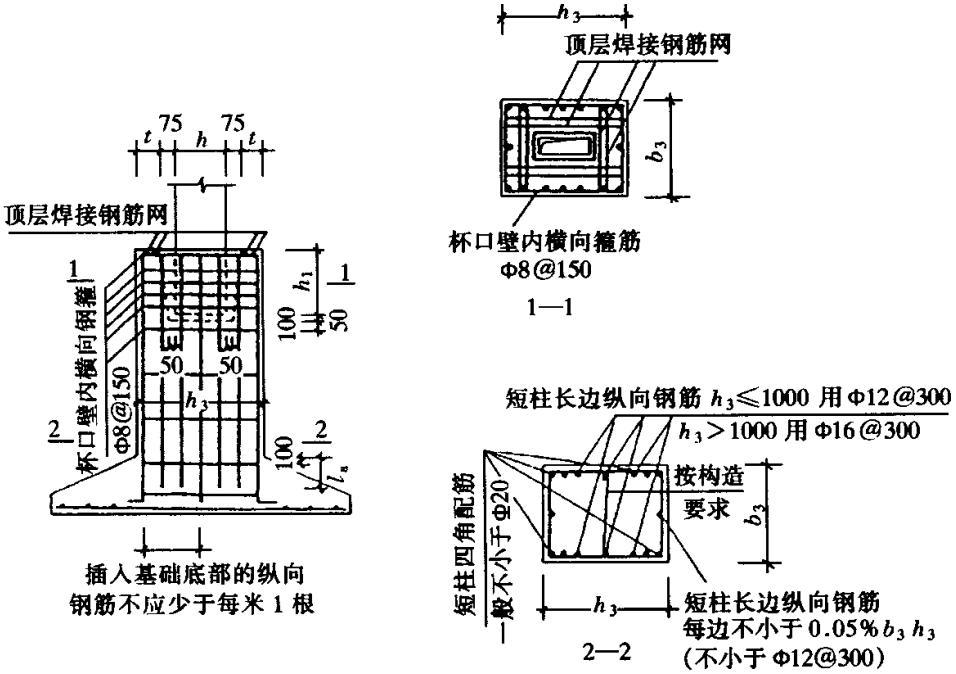


图 8.2.6-2　高杯口基础构造配筋示意

表 8.2.6　　高杯口基础的杯壁厚度 *t*

h(mm)	*t*(mm)	*h*(mm)	*t*(mm)
600＜*h*≤800	≥250	1000＜*h*≤1400	≥350
800＜*h*≤1000	≥300	1400＜*h*≤1600	≥400

8.2.7　扩展基础的计算，应符合下列要求:

1　基础底面积，应按本规范第五章有关规定确定。在墙下条形基础相交处，不应重复计入基础面积；

2　对矩形截面柱的矩形基础，应验算柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力；

受冲切承载力应按下列公式验算:

$$F_l \leqslant 0.7\beta_{hp} f_t a_m h_0 \qquad (8.2.7\text{-}1)$$

$$a_m = (a_t + a_b)/2 \qquad (8.2.7\text{-}2)$$

$$F_l = p_j A_l \qquad (8.2.7\text{-}3)$$

式中　β_{hp}—受冲切承载力截面高度影响系数，当 *h* 不大于 800nmm 时，β_{hp}取 1.0；当 *h* 大于等于 2000mm 时，β_{hp}取 0.9，其间按线性内插法取用；

f_t—混凝土轴心抗拉强度设计值；

h_0—基础冲切破坏锥体的有效高度；

a_m—冲切破坏锥体最不利一侧计算长度；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

a_t—冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长，当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽；

a_b—冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长，当冲切破坏锥体的底面落在基础底面以内(图 8.2.7-1*a*、*b*)，计算柱与基础交接处的受冲切承载力时，取柱宽加两倍基础有效高度；当计算基础变阶处的受冲切承载力时，取上阶宽加两倍该处的基础有效高度。当冲切破坏锥体的底面在 l 方向落在基础底面以外，即 $a+2h_0 \geqslant l$ 时(图 8.2.7-1c)，$a_b=l$；

p_j—扣除基础自重及其上土重后相应于荷载效应基本组合时的地基土单位面积净反力，对偏心受压基础可取基础边缘处最大地基土单位面积净反力；

A_l—冲切验算时取用的部分基底面积(图 8.2.7-1a、b 中的阴影面积 ABCDEF，或图 8.2.7- 1C 中的阴影面积 ABCD)；

F_l—应于荷载效应基本组合时作用在 A_l 上的地基土净反力设计值。

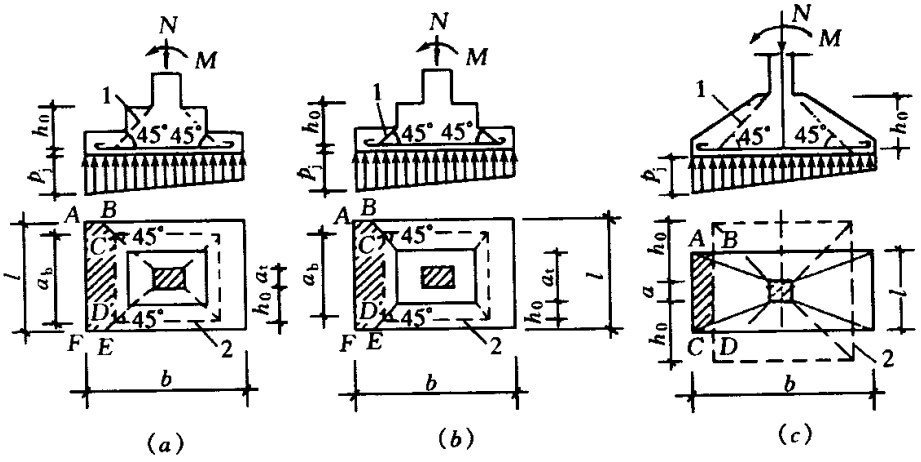


图 8.2.7-1　计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

(*a*) 柱与基础交接处；(*b*) 基础变阶处

1—冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面；2—冲切破坏锥体的底面线

3　基础底板的配筋，应按抗弯计算确定；

在轴心荷载或单向偏心荷载作用下底板受弯可按下列简化方法计算:

1) 对于矩形基础，当台阶的宽高比小于或等于 2.5 和偏心距小于或等于 1/6 基础宽度时，任意截面的弯矩可按下列公式计算(图 8.2.7-2):

$$M_I = \frac{1}{12}a_1^2\left[(2l+a')(p_{\max}+p-\frac{2G}{A})+(p_{\max}-p)l\right] \qquad (8.2.7\text{-}4)$$

$$M_{II} = \frac{1}{48}(l-a')^2(2b+b')(p_{\max}+p_{\min}-\frac{2G}{A}) \qquad (8.2.7\text{-}5)$$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

式中 M_{I}、M_{II}—任意截面 I-I、Ⅱ-Ⅱ处相应于荷载效应基本组合时的弯矩设计值；

a_1—任意截面Ⅰ-Ⅰ至基底边缘最大反力处的距离；

l、b—基础底面的边长；

p_{amx}、p_{min}—相应于荷载效应基本组合时的基础底面边缘最大和最小地基反力设计值；

p—相应于荷载效应基本组合时在任意截面 I-I 处基础底面地基反力设计值；

G—考虑荷载分项系数的基础自重及其上的上自重；当组合值由永久荷载控制时，$G=1.35G_k$，G_k 为基础及其上土的标准自重。

2) 对于墙下条形基础任意截面的弯矩(图 8.2.7-3)，可取 $l=a'$ =1m 按式(8.2.7-4)进行计算，其最大弯矩截面的位置，应符合下列规定:

当墙体材料为混凝土时，取 $a_1=b_1$；

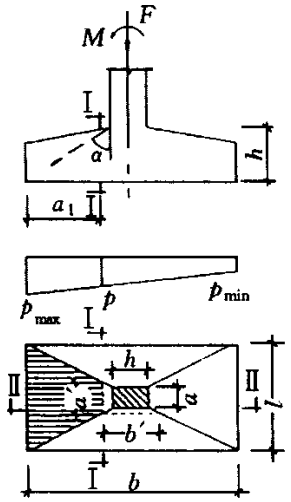


图 8.2.7-2 矩形基础底板的计算示意

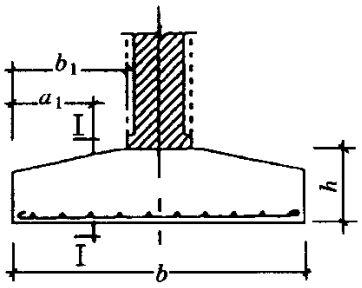


图 8.2.7-3 墙下条形基础的计算示意

如为砖墙且放脚不大于 1/4 砖长时，取 $a_1=b_1$+1/4 砖长；

4 当扩展基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，尚应验算柱下扩展基础顶面的局部受压承载力。

8.3 柱下条形基础

8.3.1 柱下条形基础的构造，除满足本规范第 8.2.2 条要求外，尚应符合下列规定:

1 柱下条形基础梁的高度宜为柱距的 1/4～1/8。翼板厚度不应小于 200mm。当翼板厚度大于 250mm 时，宜采用变厚度翼板，其坡度宜小于或等于 1:3；

2 条形基础的端部宜向外伸出，其长度宜为第一跨距的 0.25 倍；

3 现浇柱与条形基础梁的交接处，其平面尺寸不应小于图 8.3.1 的规定；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

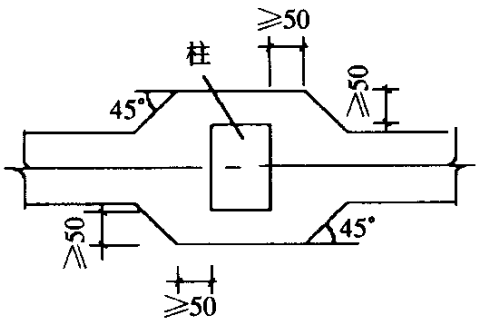


图 8.3.1　现浇柱与条形基础梁交接处平面尺寸

4　条形基础梁顶部和底部的纵向受力钢筋除满足计算要求外，顶部钢筋按计算配筋全部贯通，底部通长钢筋不应少于底部受力钢筋截面总面积的 1/3；

5　柱下条形基础的混凝土强度等级，不应低于 C20。

8.3.2　柱下条形基础的计算，除应符合本规范 8.2.7 条第一款的要求外，尚应符合下列规定:

1　在比较均匀的地基上，上部结构刚度较好，荷载分布较均匀，且条形基础梁的高度不小于 1/6 柱距时，地基反力可按直线分布，条形基础梁的内力可按连续梁计算，此时边跨跨中弯矩及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数；

2　当不满足本条第一款的要求时，宜按弹性地基梁计算；

3　对交叉条形基础，交点上的柱荷载，可按交叉梁的刚度或变形协调的要求，进行分配。其内力可按本条上述规定，分别进行计算；

4　验算柱边缘处基础梁的受剪承载力；

5　当存在扭矩时，尚应作抗扭计算；

6　当条形基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，尚应验算柱下条形基础梁顶面的局部受压承载力。

8.4　高层建筑筏形基础

8.4.1　筏形基础分为梁板式和平板式两种类型，其选型应根据工程地质、上部结构体系、柱距、荷载大小以及施工条件等因素确定。

8.4.2　筏形基础的平面尺寸，应根据地基土的承载力、上部结构的布置及荷载分布等因素按本规范第五章有关规定确定。对单幢建筑物，在地基土比较均匀的条件下，基底平面形心宜与结构竖向永久荷载重心重合。当不能重合时，在荷载效应准永久组合下，偏心距 e 宜符合下式要求:

$$e \leqslant 0.1W/A \qquad (8.4.2)$$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

式中　***W***—与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩；

A—基础底面积。

8.4.3　筏形基础的混凝土强度等级不应低于 C30。当有地下室时应采用防水混凝土，防水混凝土的抗渗等级应根据地下水的最大水头与防渗混凝土厚度的比值，按现行《地下工程防水技术规范》选用，但不应小于 0.6MPa。必要时宜设架空排水层。

8.4.4　采用筏形基础的地下室，地下室钢筋混凝土外墙厚度不应小于 250mm，内墙厚度不应小于 200mm。墙的截面设计除满足承载力要求外，尚应考虑变形、抗裂及防渗等要求。墙体内应设置双面钢筋，竖向和水平钢筋的直径不应小于 12mm，间距不应大于 300mm。

8.4.5　梁板式筏基底板除计算正截面受弯承载力外，其厚度尚应满足受冲切承载力、受剪切承载力的要求。对 12 层以上建筑的梁板式筏基，其底板厚度与最大双向板格的短边净跨之比不应小于 1/14，且板厚不应小于 400mm。

底板受冲切承载力按下式计算:

$$F_l \leqslant 0.7\beta_{hp} f_t u_m h_0 \qquad (8.4.5\text{-}1)$$

式中　F_l—作用在图 8.4.5-1 中阴影部分面积上的地基土平均净反力设计值；

u_m—距基础梁边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长(图 8.4.5-1)。

当底板区格为矩形双向板时，底板受冲切所需的厚度 h_0 按下式计算:

$$h_0 = \frac{(l_{n1}+l_{n2}) - \sqrt{(l_{n1}+l_{n2})^2 - \dfrac{4pl_{n1}l_{n2}}{p+0.7\beta_{hp}f_t}}}{4} \qquad (8.4.5\text{-}2)$$

式中　l_{n1}、l_{n2}—计算板格的短边和长边的净长度；

p—相应于荷载效应基本组合的地基土平均净反力设计值。

底板斜截面受剪承载力应符合下式要求:

$$V_s \leqslant 0.7\beta_{hs} f_t (l_{n2} - 2h_0) h_0 \qquad (8.4.5\text{-}3)$$

$$\beta_{hs} = (800/h_0)^{1/4} \qquad (8.4.5\text{-}4)$$

式中　V_s—距梁边缘 h_0 处，作用在图 8.4.5-2 中阴影部分面积上的地基土平均净反力设计值；

β_{hs}—受剪切承载力截面高度影响系数，当按公式(8.4.5-4)计算时，板的有效高度 h_0 小于 800mm 时，h_0 取 800mm；h_0 大于 2000nmm 时，h_0 取 2000nmm。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

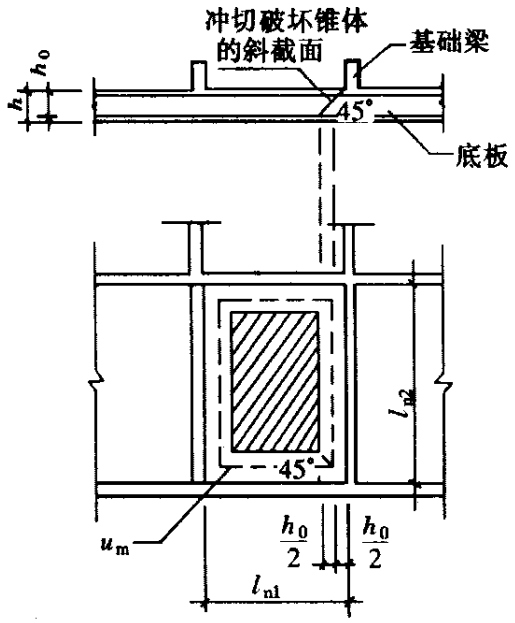


图 8.4.5-1 底板冲切计算示意

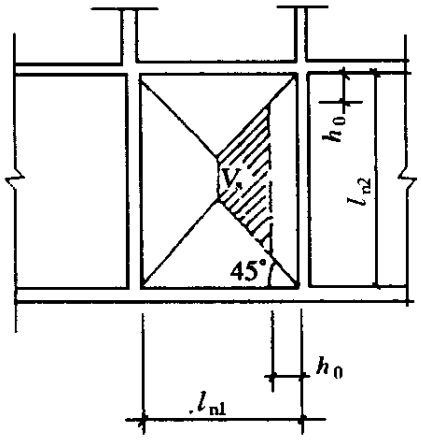


图 8.4.5-2 底板剪切计算示意

8.4.6 地下室底层柱、剪力墙与梁板式筏基的基础梁连接的构造应符合下列要求:

1 柱、墙的边缘至基础梁边缘的距离不应小于 50mm(图 8.4.6):

2 当交叉基础梁的宽度小于柱截面的边长时，交叉基础梁连接处应设置八字角，柱角与八字角之间的净距不宜小于 50mm(图 8.4.6a)；

3 单向基础梁与柱的连接，可按图 8.4.6b，c 采用；

4 基础梁与剪力墙的连接，可按图 8.4.6d 采用。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

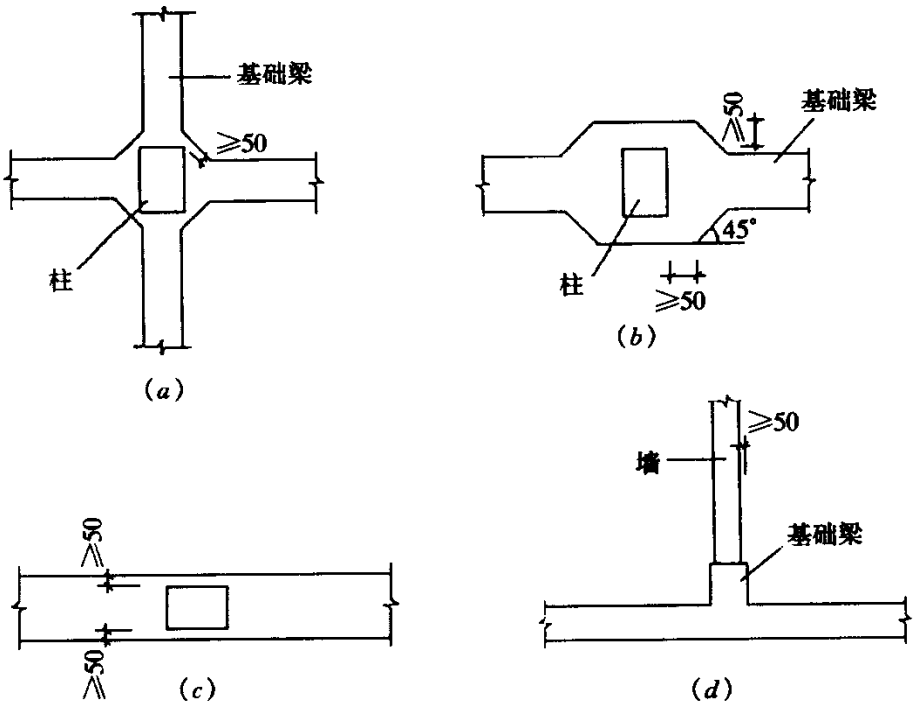


图 8.4.6　地下室底层柱或剪力墙与基础梁连接的构造要求

8.4.7　平板式筏基的板厚应满足受冲切承载力的要求。计算时应考虑作用在冲切临界面重心上的不平衡弯矩产生的附加剪力。距柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的最大剪应力 τ_{max} 应按公式(8.4.7-1)、(8.4.7-2)、(8.4.7-3)计算(图 8.4.7)。板的最小厚度不应小于400mm。

$$\tau_{max} = F_l / u_m h_0 + a_s M_{unb} c_{AB} / I_s \qquad (8.4.7\text{-}1)$$

$$\tau_{max} \leqslant 0.7(0.4 + 1.2/\beta_s)\beta_{hp} f_t \qquad (8.4.7\text{-}2)$$

$$a_s = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3\sqrt{(c_1/c_2)}}} \qquad (8.4.7\text{-}3)$$

式中　F_l—相应于荷载效应基本组合时的集中力设计值，对内柱取轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的地基反力设计值；对边柱和角柱，取轴力设计值减去筏板冲切临界截面范围内的地基反力设计值；地基反力值应扣除底板自重；

u_m—距柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长，按本规范附录 P 计算；

h_0—筏板的有效高度；

M_{unb}—作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩设计值；

c_{AB}—沿弯矩作用方向，冲切临界截面重心至冲切临界截面最大剪应力点的距

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

离，按附录 P 计算；

I_S—冲切临界截面对其重心的极惯性矩，按本规范附录 P 计算；

β_s—柱截面长边与短边的比值，当 β_s<2 时，β_s 取 2，当 β_s>4 时，β_s 取 4；

c_1—与弯矩作用方向一致的冲切临界截面的边长，按本规范附录 P 计算；

c_2—垂直于 c_1 的冲切临界截面的边长，按本规范附录 P 计算；

α_s—不平衡弯矩通过冲切临界截面上的偏心剪力来传递的分配系数。

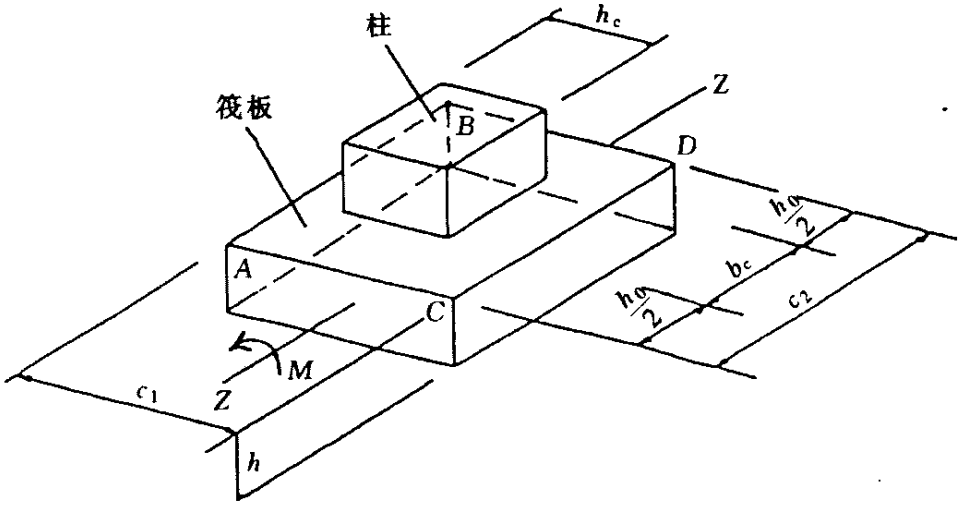


图 8.4.7　内柱冲切临界截面

当柱荷载较大，等厚度筏板的受冲切承载力不能满足要求时，可在筏板上面增设柱墩或在筏板下局部增加板厚或采用抗冲切箍筋来提高受冲切承载能力。

8.4.8　平板式筏基内筒下的板厚应满足受冲切承载力的要求，其受冲切承载力按下式计算:

$$F_l / u_m h_0 \leqslant 0.7\beta_{hp} f_t / \eta \qquad (8.4.8)$$

式中　F_l—相应于荷载效应基本组合时的内筒所承受的轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的地基反力设计值。地基反力值应扣除板的自重；

u_m—距内筒外表面 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长(图 8.4.8)；

h_0—距内筒外表面 $h_0/2$ 处筏板的截面有效高度；

η—内筒冲切临界截面周长影响系数，取 1.25。

当需要考虑内筒根部弯矩的影响时，距内筒外表面 $h_0/2$ 处冲切临界截面的最大剪应力可按公式(8.4.7-1)计算，此时 $\tau_{max} \leqslant 0.7\beta_{hp} f_t / \eta$。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

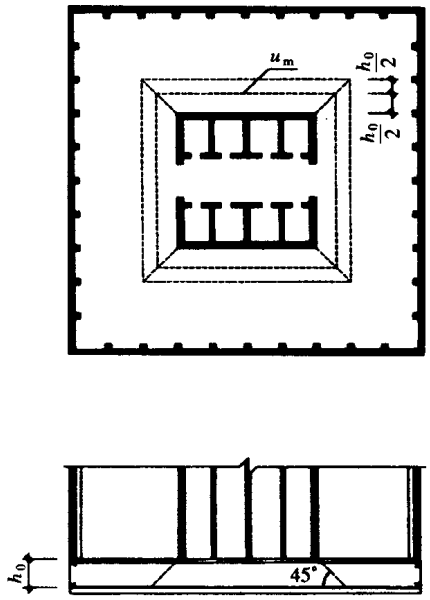


图 8.4.8　筏板受内筒冲切的临界截面位置

8.4.9　平板式筏板除满足受冲切承载力外，尚应验算距内筒边缘或柱边缘 h_0 处筏板的受剪承载力。

受剪承载力应按下式验算:

$$V_s \leqslant 0.7\beta_{hs} f_t b_w h_0 \qquad (8.4.9)$$

式中　V_s—荷载效应基本组合下，地基土净反力平均值产生的距内筒或柱边缘 h_0 处筏板单位宽度的剪力设计值；

b_w—筏板计算截面单位宽度；

h_0—距内筒或柱边缘 h_0 处筏板的截面有效高度。

当筏板变厚度时，尚应验算变厚度处筏板的受剪承载力。

当筏板的厚度大于 2000mm 时，宜在板厚中间部位设置直径不小于 12mm、间距不大于 300mm 的双向钢筋网。

8.4.10　当地基土比较均匀、上部结构刚度较好、梁板式筏基梁的高跨比或平板式筏基板的厚跨比不小于 1/6，且相邻柱荷载及柱间距的变化不超过 20%时，筏形基础可仅考虑局部弯曲作用。筏形基础的内力，可按基底反力直线分布进行计算，计算时基底反力应扣除底板自重及其上填土的自重。当不满足上述要求时，筏基内力应按弹性地基梁板方法进行分析计算。

有抗震设防要求时，对无地下室且抗震等级为一、二级的框架结构，基础梁除满足抗震构造要求外，计算时尚应将柱根组合的弯矩设计值分别乘以 1.5 和 1.25 的增大系数。

8.4.11　按基底反力直线分布计算的梁板式筏基，其基础梁的内力可按连续梁分析，

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

边跨跨中弯矩以及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。梁板式筏基的底板和基础梁的配筋除满足计算要求外，纵横方向的底部钢筋尚应有 1/2～1/3 贯通全跨，且其配筋率不应小于 0.15%，顶部钢筋按计算配筋全部连通。

8.4.12 按基底反力直线分布计算的平板式筏基，可按柱下板带和跨中板带分别进行内力分析。柱下板带中，柱宽及其两侧各 0.5 倍板厚且不大于 1/4 板跨的有效宽度范围内，其钢筋配置量不应小于柱下板带钢筋数量的一半，且应能承受部分不平衡弯矩 $\alpha_m M_{unbo} M_{unb}$ 为作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩，α_m 按下式计算:

$$a_m = 1 - a_s \qquad (8.4.12)$$

式中 α_m—不平衡弯矩通过弯曲来传递的分配系数；

α_s—按公式(8.4.7-3)计算。

平板式筏基柱下板带和跨中板带的底部钢筋应有 1/2～1/3 贯通全跨，且配筋率不应小于 0.15%；顶部钢筋应按计算配筋全部连通。

对有抗震设防要求的无地下室或单层地下室平板式筏基，计算柱下板带截面受弯承载力时，柱内力应按地震作用不利组合计算。

8.4.13 梁板式筏基的基础梁除满足正截面受弯及斜截面受剪承载力外，尚应按现行《混凝土结构设计规范》GB50010 有关规定验算底层柱下基础梁顶面的局部受压承载力。

8.4.14 筏板与地下室外墙的接缝、地下室外墙沿高度处的水平接缝应严格按施工缝要求施工，必要时可设通长止水带。

8.4.15 高层建筑筏形基础与裙房基础之间的构造应符合下列要求:

1 当高层建筑与相连的裙房之间设置沉降缝时，高层建筑的基础埋深应大于裙房基础的埋深至少 2m。当不满足要求时必须采取有效措施。沉降缝地面以下处应用粗砂填实(图 8.4.15)；

2 当高层建筑与相连的裙房之间不设置沉降缝时，宜在裙房一侧设置后浇带，后浇带的位置宜设在距主楼边柱的第二跨内。后浇带混凝土宜根据实测沉降值并计算后期沉降差能满足设计要求后方可进行浇注；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

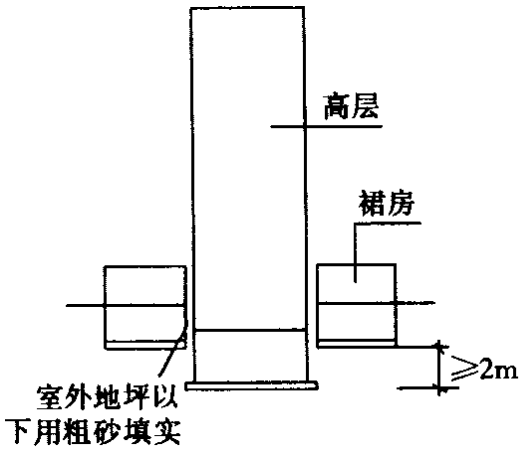


图 8.4.15　高层建筑与裙房间的沉降缝处理

3　当高层建筑与相连的裙房之间不允许设置沉降缝和后浇带时，应进行地基变形验算，验算时需考虑地基与结构变形的相互影响并采取相应的有效措施。

8.4.16　筏形基础地下室施工完毕后，应及时进行基坑回填工作。回填基坑时，应先清除基坑中的杂物，并应在相对的两侧或四周同时回填并分层夯实。

8.5　桩　基　础

8.5.1　本节包括混凝土预制桩和混凝土灌注桩低桩承台基础。

按桩的性状和竖向受力情况可分为摩擦型桩和端承型桩。摩擦型桩的桩顶竖向荷载主要由桩侧阻力承受；端承型桩的桩顶竖向荷载主要由桩端阻力承受。

8.5.2　桩和桩基的构造，应符合下列要求:

1　摩擦型桩的中心距不宜小于桩身直径的 3 倍；扩底灌注桩的中心距不宜小于扩底直径的 1.5 倍，当扩底直径大于 2m 时，桩端净距不宜小于 1m。在确定桩距时尚应考虑施工工艺中挤土等效应对邻近桩的影响。

2　扩底灌注桩的扩底直径，不应大于桩身直径的 3 倍。

3　桩底进入持力层的深度，根据地质条件、荷载及施工工艺确定，宜为桩身直径的 1～3 倍。在确定桩底进入持力层深度时，尚应考虑特殊土、岩溶以及震陷液化等影响。嵌岩灌注桩周边嵌入完整和较完整的未风化、微风化、中风化硬质岩体的最小深度，不宜小于 0.5m。

4　布置桩位时宜使桩基承载力合力点与竖向永久荷载合力作用点重合。

5　预制桩的混凝土强度等级不应低于 C30 灌注桩不应低于 C20；预应力桩不应低于 C40。

6　桩的主筋应经计算确定。打入式预制桩的最小配筋率不宜小于 0.8%；静压预

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

制桩的最小配筋率不宜小于 0.6%；灌注桩最小配筋率不宜小于 0.2%～0.65%(小直径桩取大值)。

7 配筋长度:

1) 受水平荷载和弯矩较大的桩，配筋长度应通过计算确定。

2) 桩基承台下存在淤泥、淤泥质土或液化土层时，配筋长度应穿过淤泥、淤泥质土层或液化土层。

3) 坡地岸边的桩、8 度及 8 度以上地震区的桩、抗拔桩、嵌岩端承桩应通长配筋。

4) 桩径大于 600mm 的钻孔灌注桩，构造钢筋的长度不宜小于桩长的 2/3。

8 桩顶嵌入承台内的长度不宜小于 50mm。主筋伸入承台内的锚固长度不宜小于钢筋直径(I 级钢)的 30 倍和钢筋直径(II级钢和III级钢)的 35 倍。对于大直径灌注桩，当采用一柱一桩时，可设置承台或将桩和柱直接连接。桩和柱的连接可按本规范第 8.2.6 条高杯口基础的要求选择截面尺寸和配筋，柱纵筋插入桩身的长度应满足锚固长度的要求。

9 在承台及地下室周围的回填中，应满足填土密实性的要求。

8.5.3 群桩中单桩桩顶竖向力应按下列公式计算:

1 轴心竖向力作用下

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} \qquad (8.5.3\text{-}1)$$

偏心竖向力作用下

$$Q_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \qquad (8.5.3\text{-}2)$$

2 水平力作用下

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \qquad (8.5.3\text{-}3)$$

式中 F_k—相应于荷载效应标准组合时，作用于桩基承台顶面的竖向力；

G_k—桩基承台自重及承台上土自重标准值；

Q_k—相应于荷载效应标准组合轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力；

n—桩基中的桩数；

Q_{ik}—相应于荷载效应标准组合偏心竖向力作用下第 i 根桩的竖向力；

M_{xk}、M_{yk}—相应于荷载效应标准组合作用于承台底面通过桩群形心的 x、y 轴的

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

力矩；

x_i、y_i—桩 i 至桩群形心的 y、x 轴线的距离；

H_k—相应于荷载效应标准组合时，作用于承台底面的水平力；

H_{ik}—相应于荷载效应标准组合时，作用于任一单桩的水平力。

8.5.4 单桩承载力计算应符合下列表达式:

1 轴心竖向力作用下

$$Q_k \leqslant R_a \tag{8.5.4-1}$$

偏心竖向力作用下，除满足公式(8.5.4-1)外，尚应满足下列要求:

$$Q_{ik\max} \leqslant 1.2R_a \tag{8.5.4-2}$$

式中 R_a—单桩竖向承载力特征值。

2 水平荷载作用下

$$H_{ik} \leqslant R_{Ha} \tag{8.5.4-3}$$

式中 R_{Ha}—单桩水平承载力特征值。

8.5.5 单桩竖向承载力特征值的确定应符合下列规定:

1 单桩竖向承载力特征值应通过单桩竖向静载荷试验确定。在同一条件下的试桩数量，不宜少于总桩数的 1%，且不应少于 3 根。单桩的静载荷试验，应按本规范附录 Q 进行。

当桩端持力层为密实砂卵石或其他承载力类似的土层时，对单桩承载力很高的大直径端承型桩，可采用深层平板载荷试验确定桩端土的承载力特征值，试验方法应按本规范附录 D。

2 地基基础设计等级为丙级的建筑物，可采用静力触探及标贯试验参数确定 R_a 值。

3 初步设计时单桩竖向承载力特征值可按下式估算:

$$R_a = q_{pa}A_p + u_p\sum q_{sia}l_i \tag{8.5.5-1}$$

式中 R_a—单桩竖向承载力特征值；

q_{pa}，q_{sia}—桩端端阻力、桩侧阻力特征值，由当地静载荷试验结果统计分析算得；

A_p—桩底端横截面面积；

u_p—桩身周边长度；

l_i—第 i 层岩土的厚度。

当桩端嵌入完整及较完整的硬质岩中时，可按下式估算单桩竖向承载力特征值:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$R_a = q_{pa} A_p \qquad (8.5.5\text{-}2)$$

式中 q_{pa}—桩端岩石承载力特征值。

4 嵌岩灌注桩桩端以下三倍桩径范围内应无软弱夹层、断裂破碎带和洞穴分布；并应在桩底应力扩散范围内无岩体临空面。桩端岩石承载力特征值，当桩端无沉渣时，应根据岩石饱和单轴抗压强度标准值按本规范 5.2.6 条确定，或按本规范附录 H 用岩基载荷试验确定。

8.5.6 单桩水平承载力特征值取决于桩的材料强度、截面刚度、入土深度、土质条件、桩顶水平位移允许值和桩顶嵌固情况等因素，应通过现场水平载荷试验确定。必要时可进行带承台桩的载荷试验，试验宜采用慢速维持荷载法。

8.5.7 当作用于桩基上的外力主要为水平力时，应根据使用要求对桩顶变位的限制，对桩基的水平承载力进行验算。当外力作用面的桩距较大时，桩基的水平承载力可视为各单桩的水平承载力的总和。当承台侧面的土未经扰动或回填密实时，应计算土抗力的作用。当水平推力较大时，宜设置斜桩。

8.5.8 当桩基承受拔力时，应对桩基进行抗拔验算及桩身抗裂验算。

8.5.9 桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求。计算中应按桩的类型和成桩工艺的不同将混凝土的轴心抗压强度设计值乘以工作条件系数 φ_c，桩身强度应符合下式要求:

桩轴心受压时 $$Q \leqslant A_p f_c \varphi_c \qquad (8.5.9)$$

式中 f_c—混凝土轴心抗压强度设计值；按现行《混凝土结构设计规范》取值；

Q—相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值；

A_p—桩身横截面积；

φ_c—工作条件系数，预制桩取 0.75，灌注桩取 0.6～0.7(水下灌注桩或长桩时用低值)。

8.5.10 对以下建筑物的桩基应进行沉降验算:

1 地基基础设计等级为甲级的建筑物桩基；

2 体型复杂、荷载不均匀或桩端以下存在软弱土层的设计等级为乙级的建筑物桩基；

3 摩擦型桩基。

嵌岩桩、设计等级为丙级的建筑物桩基、对沉降无特殊要求的条形基础下不超过两排桩的桩基、吊车工作级别 A5 及 A5 以下的单层工业厂房桩基(桩端下为密实土层)，可不进行沉降验算。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

当有可靠地区经验时，对地质条件不复杂、荷载均匀、对沉降无特殊要求的端承型桩基也可不进行沉降验算。

桩基础的沉降不得超过建筑物的沉降允许值，并应符合本规范表 5.3.4 的规定。

8.5.11 计算桩基础沉降时，最终沉降量宜按单向压缩分层总和法计算。地基内的应力分布宜采用各向同性均质线性变形体理论，按下列方法计算:

1 实体深基础(桩距不大于 6d)；

2 其他方法，包括明德林应力公式方法。

计算应按本规范附录 R 进行。

8.5.12 应按有关规范的规定考虑特殊土对桩基的影响。应考虑岩溶等场地的特殊性，并在桩基设计中采取有效措施。抗震设防区的桩基按现行《建筑抗震设计规范》GB50011 有关规定执行。

软土地区的桩基应考虑桩周土自重固结、蠕变、大面积堆载及施工中挤土对桩基的影响；在深厚软土中不宜采用大片密集有挤土效应的桩基。

位于坡地岸边的桩基应进行桩基稳定性验算。

对于预制桩，尚应进行运输、吊装和锤击等过程中的强度和抗裂验算。

8.5.13 以控制沉降为目的设置桩基时，应结合地区经验，并满足下列要求:

1 桩身强度应按桩顶荷载设计值验算；

2 桩、土荷载分配应按上部结构与地基共同作用分析确定；

3 桩端进入较好的土层，桩端平面处土层应满足下卧层承载力设计要求；

4 桩距可采用 4d～6d(d 为桩身直径)。

8.5.14 桩基设计时，应结合地区经验考虑桩、土、承台的共同工作。

8.5.15 桩基承台的构造，除满足抗冲切、抗剪切、抗弯承载力和上部结构的要求外，尚应符合下列要求:

1 承台的宽度不应小于 500mm。边桩中心至承台边缘的距离不宜小于桩的直径或边长，且桩的外边缘至承台边缘的距离不小于 150mm。对于条形承台梁，桩的外边缘至承台梁边缘的距离不小于 75mm；

2 承台的最小厚度不应小于 300mm；

3 承台的配筋，对于矩形承台其钢筋应按双向均匀通长布置(图 8.5.15a)，钢筋直径不宜小于 10mm，间距不宜大于 200mm；对于三桩承台，钢筋应按三向板带均匀布置，且最里面的三根钢筋围成的三角形应在柱截面范围内(图 8.5.15b)。承台梁的主筋除满足计算要求外，尚应符合现行《混凝土结构设计规范》GB50010 关于最小配筋率的规定，主筋直径不宜小于 12mm，架立筋不宜小于 10mm，箍筋直径不宜

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

小于 6mm(图 8.5.15c)；

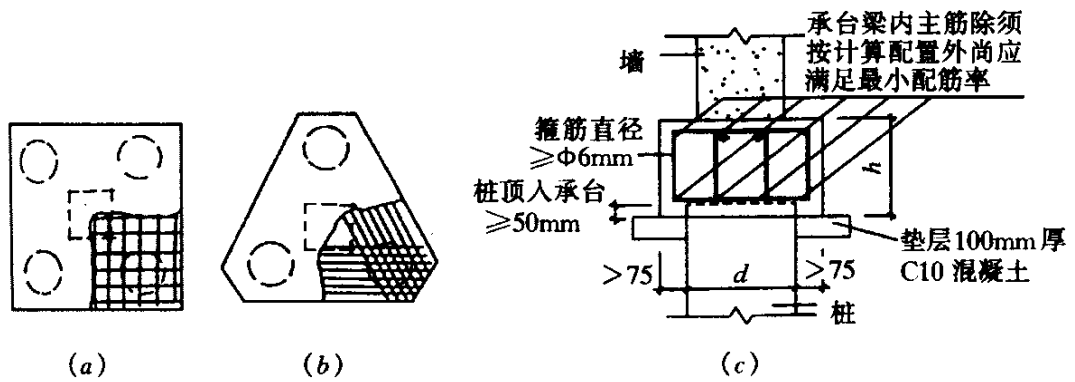


图 8.5.15　承台配筋示意

（a）矩形承台配筋；（b）三桩承台配筋

4　承台混凝土强度等级不应低于 C20，纵向钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 70mm，当有混凝土垫层时，不应小于 40mm。

8.5.16　柱下桩基承台的弯矩可按以下简化计算方法确定:

1　多桩矩形承台计算截面取在柱边和承台高度变化处(杯口外侧或台阶边缘，图 8.5.16a):

$$M_x = \sum N_i y_i \qquad (8.5.16\text{-}1)$$

$$M_y = \sum N_i x_i \qquad (8.5.16\text{-}2)$$

式中　M_x、M_y—分别为垂直 y 轴和 x 轴方向计算截面处的弯矩设计值；

x_i、y_i—垂直 y 轴和 x 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离；

N_i—扣除承台和其上填土自重后相应于荷载效应基本组合时的第 i 桩竖向力设计值。

2　三桩承台

1) 等边三桩承台(图 8.5.16b):

$$M = \frac{N_{\max}}{3}\left(s - \frac{\sqrt{3}}{4}c\right) \qquad (8.5.16\text{-}3)$$

式中　M—由承台形心至承台边缘距离范围内板带的弯矩设计值；

N_{max}—扣除承台和其上填土自重后的三桩中相应于荷载效应基本组合时的最大单桩竖向力设计值；

s—桩距；

c—方柱边长，圆柱时 c=0.866d(d 为圆柱直径)。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2) 等腰三桩承台(图 8.5.16c):

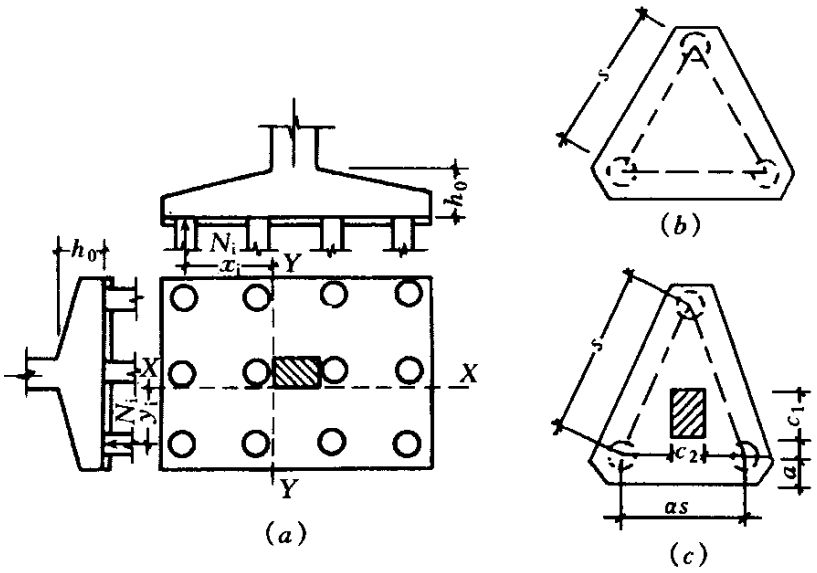


图 8.5.16　承台弯矩计算示意

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3}\left(s - \frac{0.75}{\sqrt{4-a^2}}c_1\right) \qquad (8.5.16\text{-}4)$$

$$M_2 = \frac{N_{\max}}{3}\left(as - \frac{0.75}{\sqrt{4-a^2}}c_2\right) \qquad (8.5.16\text{-}5)$$

式中　M_1、M_2—分别为由承台形心到承台两腰和底边的距离范围内板带的弯矩设计值；

s—长向桩距；

a—短向桩距与长向桩距之比，当 α 小于 0.5 时，应按变截面的二桩承台设计；

c_1、c_2—分别为垂直于、平行于承台底边的柱截面边长。

8.5.17　柱下桩基础独立承台受冲切承载力的计算，应符合下列规定:

1　柱对承台的冲切，可按下列公式计算(图 8.5.17-1):

$$F_l \leqslant 2\left[\beta_{ox}(b_c + a_{oy}) + \beta_{oy}(h_c + a_{ox})\right]\beta_{hp} f_t h_0 \qquad (8.5.17\text{-}1)$$

$$F_l = F - \sum N_i \qquad (8.5.17\text{-}2)$$

$$\beta_{ox} = 0.84/(\lambda_{ox} + 0.2) \qquad (8.5.17\text{-}3)$$

$$\beta_{oy} = 0.84/(\lambda_{oy} + 0.2) \qquad (8.5.17\text{-}4)$$

式中　F_l—扣除承台及其上填土自重，作用在冲切破坏锥体上相应于荷载效应

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

基本组合的冲切力设计值，冲切破坏锥体应采用自柱边或承台变阶处至相应桩顶边缘连线构成的锥体，锥体与承台底面的夹角不小于 45°(图 8.5.17-1)；

h_0—冲切破坏锥体的有效高度；

β_{hp}—受冲切承载力截面高度影响系数，其值按本规范第 8.2.7 条的规定取用。

β_{ox}、β_{oy}—冲切系数；

λ_{ox}、λ_{oy}—冲跨比，$\lambda_{ox}=a_{ox}/h_0$、$\lambda_{oy}=a_{oy}/h_0$，a_{ox}、a_{oy} 为柱边或变阶处至桩边的水平距离；当 $a_{ox}(a_{oy})<0.2h_0$ 时，$a_{ox}(a_{oy})=0.2h_0$；当 $a_{ox}(a_{oy})>h_0$ 时，$a_{ox}(a_{oy})=h_0$；

F—柱根部轴力设计值；

ΣN_i—冲切破坏锥体范围内各桩的净反力设计值之和。

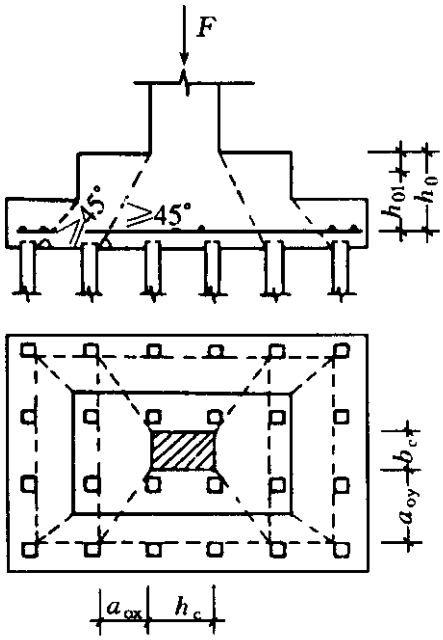


图 8.5.17-1　柱对承台冲切计算示意

对中低压缩性土上的承台，当承台与地基土之间没有脱空现象时，可根据地区经验适当减小柱下桩基础独立承台受冲切计算的承台厚度。

2　角桩对承台的冲切，可按下列公式计算:

1) 多桩矩形承台受角桩冲切的承载力应按下式计算(图 8.5.17-2):

$$N_l \leqslant \left[\beta_{1x}\left(c_2+\frac{a_{1y}}{2}\right)+\beta_{1y}\left(c_1+\frac{a_{1x}}{2}\right)\right]\beta_{hp} f_t h_0 \qquad (8.5.17\text{-}5)$$

$$\beta_{1x}=\left(\frac{0.56}{\lambda_{1x}+0.2}\right) \qquad (8.5.17\text{-}6)$$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$\beta_{1y}=(\frac{0.56}{\lambda_{1y}+0.2}) \qquad (8.5.17\text{-}7)$$

式中 N_l—扣除承台和其上填土自重后的角桩桩顶相应于荷载效应基本组合时的竖向力设计值；

β_{1x}、β_{1y}—角桩冲切系数；

λ_{1x}、λ_{1y}—角桩冲跨比，其值满足 0.2～1.0，$\lambda_{1x}=a_{1x}/h_0$，$\lambda_{1y}=a_{1y}/h_0$；

c_1、c_2—从角桩内边缘至承台外边缘的距离；

a_{1x}、a_{1y}—从承台底角桩内边缘引 45° 冲切线与承台顶面或承台变阶处相交点至角桩内边缘的水平距离；

h_0—承台外边缘的有效高度。

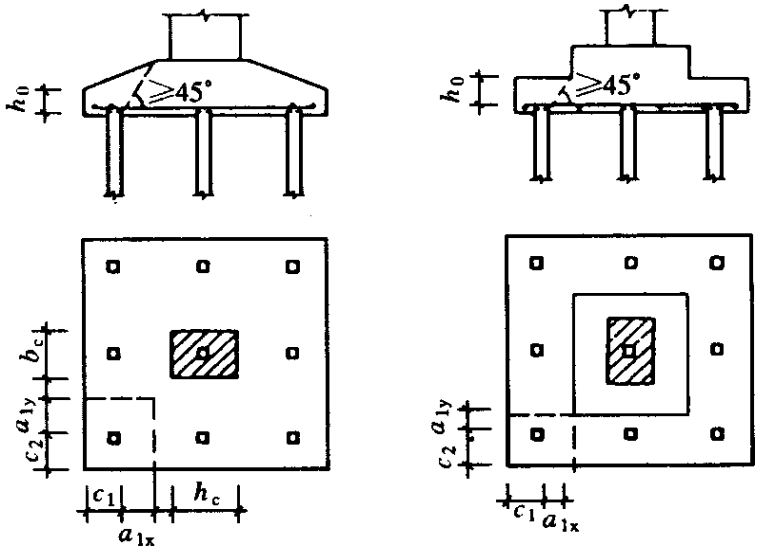


图 8.5.17-2 矩形承台角桩冲切计算示意

2) 三桩三角形承台受角桩冲切的承载力可按下列公式计算(图 8.5.17-3):

底部角桩

$$N_l \leqslant \beta_{11}(2c_1+a_{11})\tan\frac{\theta_1}{2}\beta_{hp}f_t h_0 \qquad (8.5.17\text{-}8)$$

$$\beta_{11}=(\frac{0.56}{\lambda_{11}+0.2}) \qquad (8.5.17\text{-}9)$$

顶部角桩

$$N_l \leqslant \beta_{12}(2c_2+a_{12})\tan\frac{\theta_2}{2}\beta_{hp}f_t h_0 \qquad (8.5.17\text{-}10)$$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$\beta_{12}=(\frac{0.56}{\lambda_{12}+0.2}) \qquad (8.5.17\text{-}11)$$

式中 λ_{11}、λ_{12}一角桩冲跨比，$\lambda_{11}=\frac{a_{11}}{h_0}$，$\lambda_{12}=\frac{a_{12}}{h_0}$；

a_{11}、a_{12}—从承台底角桩内边缘向相邻承台边引 45°冲切线与承台顶面相交点至角桩内边缘的水平距离；当柱位于该 45°线以内时则取柱边与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线。

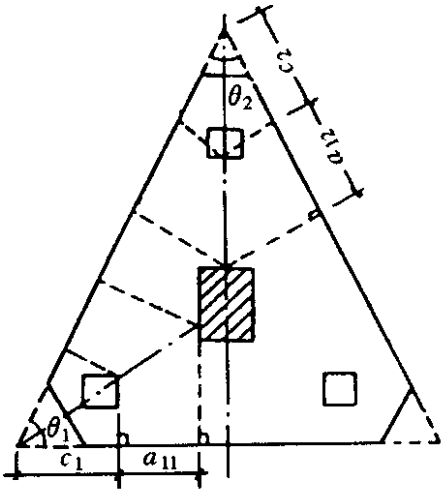


图 8.5.17-3 三角形承台
角桩冲切计算示意

对圆柱及圆桩，计算时可将圆形截面换算成正方形截面。

8.5.18 柱下桩基独立承台应分别对柱边和桩边、变阶处和桩边联线形成的斜截面进行受剪计算(图 8.5.18)。当柱边外有多排桩形成多个剪切斜截面时，尚应对每个斜截面进行验算。斜截面受剪承载力可按下列公式计算:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

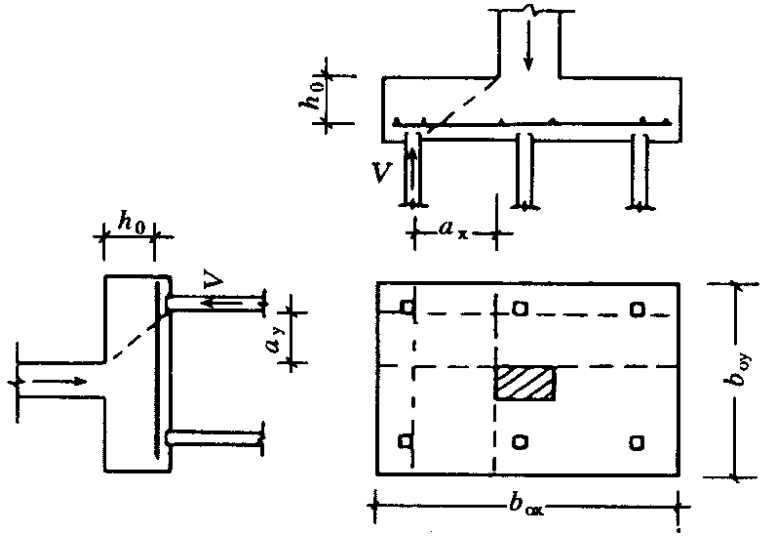


图 8.5.18　承台斜截面受剪计算示意

$$V \leqslant \beta_{hs} \beta f_t b_0 h_0 \qquad (8.5.18\text{-}1)$$

$$\beta = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} \qquad (8.5.18\text{-}2)$$

式中　***V***—扣除承台及其上填土自重后相应于荷载效应基本组合时斜截面的最大剪力设计值；

$\boldsymbol{b_0}$—承台计算截面处的计算宽度。阶梯形承台变阶处的计算宽度、锥形承台的计算宽度应按本规范附录 S 确定；

$\boldsymbol{h_0}$—计算宽度处的承台有效高度；

β—剪切系数；

β_{hs}—受剪切承载力截面高度影响系数，按公式(8.4.5-4)计算；

λ—计算截面的剪跨比，$\lambda_x = \frac{a_x}{h_0}$，$\lambda_y = \frac{a_y}{h_0}$。$a_x$、$a_y$ 为柱边或承台变阶处至 x、y 方向计算一排桩的桩边的水平距离，当 $\lambda < 0.3$ 时，取 $\lambda = 0.3$；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$。

8.5.19　当承台的混凝土强度等级低于柱或桩的混凝土强度等级时，尚应验算柱下或桩上承台的局部受压承载力。

8.5.20　承台之间的连接应符合下列要求:

1　单桩承台，宜在两个互相垂直的方向上设置联系梁；

2　两桩承台，宜在其短向设置联系梁；

3　有抗震要求的柱下独立承台，宜在两个主轴方向设置联系梁；

4　联系梁顶面宜与承台位于同一标高。联系梁的宽度不应小于 250mm，梁的高

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

度可取承台中心距的 1/10～1/15；

5 联系梁的主筋应按计算要求确定。联系梁内上下纵向钢筋直径不应小于 12mm 且不应少于 2 根，并应按受拉要求锚入承台。

8.6 岩石锚杆基础

8.6.1 岩石锚杆基础适用于直接建在基岩上的柱基，以及承受拉力或水平力较大的建筑物基础。锚杆基础应与基岩连成整体，并应符合下列要求:

1 锚杆孔直径，宜取锚杆直径的 3 倍，但不应小于一倍锚杆直径加 50mm。锚杆基础的构造要求，可按图 8.6.1 采用；

2 锚杆插入上部结构的长度，应符合钢筋的锚固长度要求；

3 锚杆宜采用热轧带肋钢筋，水泥砂浆强度不宜低于 30MPa，细石混凝土强度不宜低于 C30。灌浆前，应将锚杆孔清理干净。

8.6.2 锚杆基础中单根锚杆所承受的拔力，应按下列公式验算:

$$N_{ti}=\frac{F_k+G_k}{n}-\frac{M_{xk}y_i}{\sum y_i^2}-\frac{M_{yk}x_i}{\sum x_i^2} \qquad (8.6.2\text{-}1)$$

$$N_{t\max}\leqslant R_t \qquad (8.6.2\text{-}2)$$

式中 $\boldsymbol{F_k}$—相应于荷载效应标准组合作用在基础顶面上的竖向力；

$\boldsymbol{G_k}$—基础自重及其上的土自重；

$\boldsymbol{M_{xk}}$、$\boldsymbol{M_{yk}}$—按荷载效应标准组合计算作用在基础底面形心的力矩值；

$\boldsymbol{x_i}$、$\boldsymbol{y_i}$—第 i 根锚桩至基础底面形心的 y、x 轴线的距离；

$\boldsymbol{N_{ti}}$—按荷载效应标准组合下，第 i 根锚杆所承受的拔力值；

$\boldsymbol{R_t}$—单根锚杆抗拔承载力特征值。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

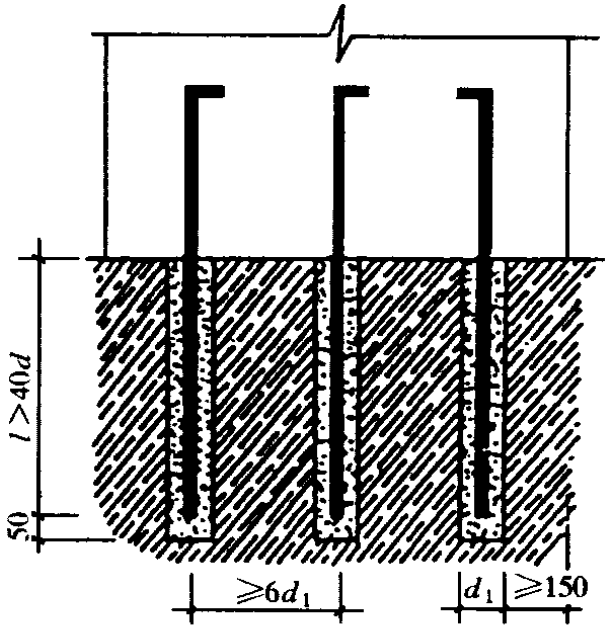


图 8.6.1　锚杆基础

d_1——锚杆孔直径；l——锚杆的有效锚固长度；d——锚杆直径

8.6.3　对设计等级为甲级的建筑物，单根锚杆抗拔承载力特征值 R_t 应通过现场试验确定；对于其他建筑物可按下式计算:

$$R_t \leqslant 0.8\pi d_1 lf \qquad (8.6.3)$$

式中　***f***—砂浆与岩石间的粘结强度特征值(MPa)，可按表 6.7.6 选用。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

9 基 坑 工 程

9.1 一 般 规 定

9.1.1 本章适用于各类岩、土质场地建(构)筑物有地下室或地下结构的基坑开挖与支护。包括:桩式、墙式支护结构、岩或土锚杆结构及采用逆作法施工的基坑支护。

9.1.2 基坑支护应保证岩土开挖、地下结构施工的安全，并使周围环境不受损害。

9.1.3 基坑开挖与支护设计应包括下列内容:

1 支护体系的方案技术经济比较和选型;

2 支护结构的强度、稳定和变形计算;

3 基坑内外土体的稳定性验算;

4 基坑降水或止水帷幕设计以及围护墙的抗渗设计;

5 基坑开挖与地下水变化引起的基坑内外土体的变形及其对基础桩、邻近建筑物和周边环境的影响;

6 基坑开挖施工方法的可行性及基坑施工过程中的监测要求。

9.1.4 基坑开挖与支护设计应具备下列资料:

1 岩土工程勘察报告;

2 建筑总平面图、地下管线图、地下结构的平面图和剖面图;

3 邻近建筑物和地下设施的类型、分布情况和结构质量的检测评价。

9.1.5 支护结构的荷载效应应包括下列各项:

1 土压力;

2 静水压力、渗流压力、承压水压力;

3 基坑开挖影响范围以内建(构)筑物荷载、地面超载、施工荷载及邻近场地施工的作用影响;

4 温度变化(包括冻胀)对支护结构产生的影响;

5 临水支护结构尚应考虑波浪作用和水流退落时的渗透力;

6 作为永久结构使用时尚应按有关规范考虑相关荷载作用。

9.1.6 土方开挖完成后应立即对基坑进行封闭，防止水浸和暴露，并应及时进行地下结构施工。基坑土方开挖应严格按设计要求进行，不得超挖。基坑周边超载，不得超过设计荷载限制条件。

9.1.7 基坑工程的勘察范围在基坑水平方向应达到基坑开挖深度的 1～2 倍。当开挖

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

边界点外无法布置勘察点时，应通过调查取得相关资料。勘察深度应按基坑的复杂程度及工程地质、水文地质条件确定，宜为基坑深度的 2～3 倍。当在此深度内遇到厚层坚硬粘性土、碎石土及岩层时，可根据岩土类别及支护要求适当减少勘察深度。

9.1.8 饱和粘性土应采用在土的有效自重压力下预固结的不固结不排水三轴试验确定抗剪强度指标，并宜采用薄壁取土器取样。

9.1.9 勘察时应查明各含水层的类型、埋藏条件、补给条件及水力联系，且给出各含水层的渗透系数、水位变化，并对流砂、流土、管涌等现象可能产生的影响进行评价。

9.1.10 作用于支护结构的土压力和水压力，对砂性土宜按水土分算的原则计算；对粘性土宜按水土合算的原则计算；也可按地区经验确定。

9.1.11 主动土压力、被动土压力可采用库仑或朗肯土压力理论计算。当对支护结构水平位移有严格限制时，应采用静止土压力计算。

9.1.12 当按变形控制原则设计支护结构时，作用在支护结构的计算土压力可按支护结构与土体的相互作用原理确定，也可按地区经验确定。

9.1.13 当地下水有渗流作用时，地下水的作用应通过渗流计算确定。

9.2 设 计 计 算

9.2.1 基坑开挖与支护计算时，应根据场地的实际土层分布、地下水条件、环境控制条件，按基坑开挖施工过程的实际工况设计。

支护结构构件截面设计时，荷载效应组合的设计值应按本规范公式(3.0.5-4)的原则确定。

9.2.2 基坑开挖与支护应进行稳定性验算。基坑稳定安全系数取值，当有地区工程经验时应以地区经验为准。各项稳定验算要求如下:

桩式、墙式支护结构的抗倾覆稳定和抗水平推移稳定，可按本规范附录 T 和附录 U 验算；整体抗滑稳定可按本规范第 5.4.1 条验算；坑底抗隆起稳定可按本规范附录 V 验算；坑底抗渗稳定可按本规范附录 W 验算。

9.2.3 桩式、墙式支护结构可根据静力平衡条件初步选定墙体的入土深度，在进行整体稳定性和墙体变形验算后综合确定墙体的入土深度。当坑底为饱和土时，应进行坑底抗隆起验算，有渗流时尚应进行抗渗流稳定的验算。

9.2.4 悬臂支护结构，宜按静力平衡法进行计算分析并应符合本规范附录 T 的规定；带支撑或锚杆支护结构，宜按侧向弹性地基反力法进行计算分析并应符合本规范附录 U 的规定，同时应考虑支撑或锚定点的位移、支撑刚度及施工工况等的影响。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

9.2.5 因支护结构变形、岩土开挖及地下水条件引起的基坑内外土体变形应按以下条件控制:

1 不得影响地下结构尺寸、形状和正常施工;

2 不得影响既有桩基的正常使用;

3 对周边已有建(构)筑物引起的沉降不得超过本规范有关章节规定的要求;

4 不得影响周边管线的正常使用。

9.2.6 基坑开挖与支护应根据工程需要、周边环境及水文地质条件，可采用降低地下水位、隔离地下水、坑内明排或组合方法等对地下水进行控制，设计时尚应考虑由于降水、排水引起的地层变形的影响，当采用明排水时应作反滤层。停止降水时应采取保证结构物不上浮的措施。

9.2.7 预应力土层锚杆的设计应符合下列规定:

1 土层锚杆锚固段不宜设置在未经处理的软弱土层、不稳定土层和不良地质地段。

2 锚杆锚固体上排和下排间距不宜小于 2.5m；水平方向间距不宜小于 1.5m。锚杆锚固段上覆土层厚度不宜小于 4.0m；锚杆的倾角宜为 15°～35°。

3 锚杆杆体材料宜选用钢绞线或热轧带肋钢筋，当锚杆抗拔极限承载力小于 500kN 时，可采用 II 级或III级钢筋。

4 锚杆预应力筋的截面面积按下式确定:

$$A \geqslant 1.35 \frac{N_t}{r_p \bullet f_{pt}} \qquad (9.2.7)$$

式中 N_t 一荷载效应标准组合下，单根锚杆所承受的拉力值;

r_p—张拉应力控制系数，对热处理钢筋宜取 0.65，对钢绞线宜取 0.75;

f_{pt}—钢筋、钢绞线强度设计值。

5 锚杆锚固段在最危险滑动面以外的有效计算长度应满足稳定计算要求，且自由段长度不得少于 5m。

6 锚杆轴向拉力特征值应按本规范附录 X 土层锚杆试验确定。

7 锚杆应在锚固体和外锚头强度达到 15.0MPa 以上后逐根进行张拉锁定，张拉荷载宜为设计轴向拉力的 1.05～1.1 倍，并应在稳定 5～10min 后，退至锁定荷载锁定。锚杆锁定拉力可取锚杆最大轴向拉力值的 0.7～0.85 倍。

9.2.8 支护结构的内支撑必须采用稳定的结构体系和连接构造，其刚度应满足变形计算要求。对排桩式支护结构应设置帽梁和腰梁。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

9.2.9 支护结构的内支撑系统，根据其布置形式，可视作平面杆件，按与支护桩、墙节点处的变形协调条件，计算其内力与变形。

9.2.10 支护结构的构造应符合下列要求:

1 现浇钢筋混凝土支护结构的混凝土强度等级不得低于 C20。

2 桩、墙式支护结构的顶部应设置圈梁，其宽度应大于桩、墙的厚度。桩、墙顶嵌入圈梁的深度不宜小于 50mm；桩、墙内竖向钢筋锚入圈梁内的长度宜按受拉锚固要求确定。

3 支撑和腰梁的纵向钢筋直径不宜小于 16mm；箍筋直径不应小于 8mm。

9.3 地下连续墙与逆作法

9.3.1 地下连续墙作为基坑支护结构适用于各种复杂施工环境和多种地质条件。

9.3.2 地下连续墙的墙厚应根据计算、并结合成槽机械的规格确定，但不宜小于 600mm。地下连续墙单元墙段(槽段)的长度、形状，应根据整体平面布置、受力特性、槽壁稳定性、环境条件和施工要求等因素综合确定。当地下水位变动频繁或槽壁孔可能发生坍塌时，应进行成槽试验及槽壁的稳定性验算。

9.3.3 地下连续墙的构造应符合以下要求:

1 墙体混凝土的强度等级不应低于 C20。

2 受力钢筋应采用Ⅱ级钢筋，直径不宜小于 20mm。构造钢筋可采用Ⅰ级或Ⅱ级钢筋，直径不宜小于 14mm。竖向钢筋的净距不宜小于 75mm。构造钢筋的间距不应大于 300mm。单元槽段的钢筋笼宜装配成一个整体；必须分段时，宜采用焊接或机械连接，应在结构内力较小处布置接头位置，接头应相互错开。

3 钢筋的保护层厚度，对临时性支护结构不宜小于 50mm，对永久性支护结构不宜小于 70mm。

4 竖向受力钢筋应有一半以上通长配置。

5 当地下连续墙与主体结构连接时，预埋在墙内的受力钢筋、连接螺栓或连接钢板，均应满足受力计算要求。锚固长度满足现行《混凝土结构设计规范》GB50010 要求。预埋钢筋应采用Ⅰ级钢筋，直径不宜大于 20mm。

6 地下连续墙顶部应设置钢筋混凝土圈梁，梁宽不宜小于墙厚尺寸；梁高不宜小于 500mm；总配筋率不应小于 0.4%。墙的竖向主筋应锚入梁内。

7 地下连续墙墙体混凝土的抗渗等级不得小于 0.6MPa。二层以上地下室不宜小于 0.8MPa。当墙段之间的接缝不设止水带时，应选用锁口圆弧型、槽型或 V 型等可靠的防渗止水接头，接头面应严格清刷，不得存有夹泥或沉渣。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

9.3.4 地下室逆作法施工时结构设计应符合下列规定:

1 逆作法施工时，基坑支护结构宜采用地下连续墙。此支护结构可作为地下主体结构的一部分。

2 当楼盖、梁和板整体浇筑作为水平支撑体系时，应符合承载力、刚度及抗裂要求。在出土口处先施工板下梁系形成水平支撑体时，应按平面框架方法计算内力和变形，其肋梁应按偏心受压杆件验算构件的承载力和稳定性。

肋梁应留出插筋以与混凝土墙体的竖筋连接。当采用梁、板分次浇筑施工时，肋梁上应留出箍筋以便与后浇的混凝土楼板结合形成整体。

3 竖向支撑宜采用钢结构构件(型钢、钢管柱或格构柱)。梁柱节点的设计应满足梁板钢筋及后浇混凝土的施工要求。

4 地下连续墙与地下结构梁、板的连接，应通过墙体的预埋构件满足主体结构的受力要求；与底板应采用整体连接；接头钢筋应采用焊接或机械连接。宜在墙内侧设置钢筋混凝土内衬墙，满足地下室使用要求。

5 地下主体结构的梁、板当施工期间有超载时(如走车、堆土等)，应考虑其影响。在兼作施工平台和栈桥时，其构件的强度和刚度应按正常使用和施工两种工况分别进行验算。立柱和立柱桩的荷载应包括施工平台或栈桥所受的施工荷载。

6 竖向立柱的沉降，应满足主体结构的受力和变形要求。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

10 检 验 与 监 测

10.1 检　　验

10.1.1　基槽(坑)开挖后，应进行基槽检验。基槽检验可用触探或其他方法，当发现与勘察报告和设计文件不一致、或遇到异常情况时，应结合地质条件提出处理意见。

10.1.2　在压实填土的过程中，应分层取样检验土的干密度和含水量。每 50～100m^2 面积内应有一个检验点，根据检验结果求得的压实系数，不得低于表 6.3.4 的规定，对碎石土干密度不得低于 2.0t/m^3。

10.1.3　复合地基除应进行静载荷试验外，尚应进行竖向增强体及周边土的质量检验。

10.1.4　对预制打入桩、静力压桩，应提供经确认的施工过程有关参数。施工完成后尚应进行桩顶标高、桩位偏差等检验。

10.1.5　对混凝土灌注桩，应提供经确认的施工过程有关参数，包括原材料的力学性能检验报告、试件留置数量及制作养护方法、混凝土抗压强度试验报告、钢筋笼制作质量检查报告。施工完成后尚应进行桩顶标高、桩位偏差等检验。

10.1.6　人工挖孔桩终孔时，应进行桩端持力层检验。单柱单桩的大直径嵌岩桩，应视岩性检验桩底下 3d 或 5m 深度范围内有无空洞、破碎带、软弱夹层等不良地质条件。

10.1.7　施工完成后的工程桩应进行桩身质量检验。直径大于 800mm 的混凝土嵌岩桩应采用钻孔抽芯法或声波透射法检测，检测桩数不得少于总桩数的 10%，且每根柱下承台的抽检桩数不得少于 1 根。直径小于和等于 800mm 的桩及直径大于 800mm 的非嵌岩桩，可根据桩径和桩长的大小，结合桩的类型和实际需要采用钻孔抽芯法或声波透射法或可靠的动测法进行检测，检测桩数不得少于总桩数的 10%。

10.1.8　施工完成后的工程桩应进行竖向承载力检验。竖向承载力检验的方法和数量可根据地基基础设计等级和现场条件，结合当地可靠的经验和技术确定。复杂地质条件下的工程桩竖向承载力的检验宜采用静载荷试验，检验桩数不得少于同条件下总桩数的 1%，且不得少于 3 根。大直径嵌岩桩的承载力可根据终孔时桩端持力层岩性报告结合桩身质量检验报告核验。

10.1.9　对地下连续墙，应提交经确认的有关成墙记录和报告。地下连续墙完成后尚应进行质量检验，检验方法可采用钻孔抽芯或声波透射法，检验槽段数不得小于同

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

条件下总槽段数 20%。

10.1.10 抗浮锚杆完成后应进行抗拔力检验，检验数量不得少于锚杆总数的 3%，且不得少于 6 根。

10.2 监　　测

10.2.1 大面积填方、填海等地基处理工程，应对地面沉降进行长期监测，施工过程中还应对土体变形、孔隙水压力等进行监测。

10.2.2 施工过程中需要降水而周边环境要求监控时，应对地下水位变化和降水对周边环境的影响进行监测。

10.2.3 预应力锚杆施工完成后应对锁定的预应力进行监测，监测锚杆数量不得少于总数的 10%，且不得少于 6 根。

10.2.4 基坑开挖应根据设计要求进行监测，实施动态设计和信息化施工。

10.2.5 基坑开挖监测内容包括支护结构的内力和变形，地下水位变化及周边建(构)筑物、地下管线等市政设施的沉降和位移等。监测内容可按照表 10.2.5 选择。

10.2.6 基坑开挖对邻近建(构)筑物的变形监控应考虑基坑开挖造成的附加沉降与原有沉降的叠加。

10.2.7 边坡工程施工过程中，应严格记录气象条件、挖方、填方、堆载等情况。爆破开挖时，应监控爆破对周边环境的影响。

表 10.2.5　　基坑监测项目选择表

监测项目 / 地基基础设计等级	支护结构水平位移	监控范围内建(构)筑物沉降与地下管线变形	土方分层开挖标高	地下水位	锚杆拉力	支撑轴力或变形	立柱变形	桩墙内力	基坑底隆起	土体侧向变形	孔隙水压力	土压力
甲级	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√	△	△
乙级	√	√	√	√	√	△	△	△	△	△	△	△

注：1　地基基础设计等级根据表 3.0.1 确定。

2　√为必测项目，△为宜测项目。

土石方工程完成后，尚应对边坡的水平位移和竖向位移进行监测，直到变形稳定为止，且不得少于三年。

10.2.8 对挤土桩，当周边环境保护要求严格，布桩较密时，应对打桩过程中造成的土体隆起和位移，邻桩桩顶标高及桩位、孔隙水压力等进行监测。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

10.2.9 下列建筑物应在施工期间及使用期间进行变形观测：

1 地基基础设计等级为甲级的建筑物；

2 复合地基或软弱地基上的设计等级为乙级的建筑物；

3 加层、扩建建筑物；

4 受邻近深基坑开挖施工影响或受场地地下水等环境因素变化影响的建筑物；

5 需要积累建筑经验或进行设计反分析的工程。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 A　岩石坚硬程度及岩体完整程度的划分

A.0.1　岩石坚硬程度根据现场观察进行定性划分应符合表 A.0.1 的规定。

表 A.0.1　　岩石坚硬程度的定性划分

名称		定性鉴定	代表性岩石
硬质岩	坚硬岩	锤击声清脆，有回弹，震手，难击碎； 基本无吸水反应	未风化～微风化的花岗岩、闪长岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、片麻岩、石英岩、硅质砾岩、石英砂岩、硅质石灰岩等
	较硬岩	锤击声较清脆，有轻微回弹，稍震手，较难击碎； 有轻微吸水反应	1.微风化的坚硬岩； 2.未风化～微风化的大理岩、板岩、石灰岩、钙质砂岩等
软质岩	较软岩	锤击声不清脆，无回弹，较易击碎； 指甲可刻出印痕	1.中风化的坚硬岩和较硬岩； 2.未风化～微风化的凝灰岩、千枚岩、砂质泥岩、泥灰岩等
	软岩	锤击声哑，无回弹，有凹痕，易击碎； 浸水后，可捏成团	1.强风化的坚硬岩和较硬岩； 2.中风化的较软岩； 3.未风化～微风化的泥质砂岩、泥岩等
极软岩		锤击声哑，无回弹，有较深凹痕，手可捏碎； 浸水后，可捏成团	1.风化的软岩 2.全风化的各种岩石 3.各种半成岩

A.0.2　岩体的完整程度的划分宜按表 A.0.2 的规定。

表 A.0.2　　岩体完整程度的划分

名称	结构面组数	控制性结构面平均间距(m)	代表性结构类型
完整	1～2	＞1.0	整状结构
较完整	2～3	0.4～1.0	块状结构
较破碎	＞3	0.2～0.4	镶嵌状结构
破碎	＞3	＜0.2	碎裂状结构
极破碎	无序	—	散体状结构

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 B　碎石土野外鉴别

表 B.0.1　　碎石土密实度野外鉴别方法

密实度	骨架颗粒含量和排列	可挖性	可钻性
密实	骨架颗粒含量大于总重的 70%，呈交错排列，连续接触	锹镐挖掘困难，用撬棍方能松动，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	骨架颗粒含量等于总重的 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	骨架颗粒含量等于总重的 55%～60%，排列混乱，大部分不接触	锹可以挖掘，井壁易坍塌，从井壁取出大颗粒后，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
松散	骨架颗粒含量小于总重的 55%，排列十分混乱，绝大部分不接触	锹易挖掘，井壁极易坍塌	钻进很容易，冲击钻探时，钻杆无跳动，孔壁极易坍塌

注：1　骨架颗粒系指与本规范表 4.1.5 相对应粒径的颗粒；

2　碎石土的密实度应按表列各项要求综合确定。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 C　浅层平板载荷试验要点

C.0.1　地基土浅层平板载荷试验可适用于确定浅部地基土层的承压板下应力主要影响范围内的承载力。承压板面积不应小于 0.25m^2，对于软土不应小于 0.5m^2。

C.0.2　试验基坑宽度不应小于承压板宽度或直径的三倍。应保持试验土层的原状结构和天然湿度。宜在拟试压表面用粗砂或中砂层找平，其厚度不超过 20mm。

C.0.3　加荷分级不应少于 8 级。最大加载量不应小于设计要求的两倍。

C.0.4　每级加载后，按间隔 10、10、10、15、15min，以后为每隔半小时测读一次沉降量，当在连续两小时内，每小时的沉降量小于 0.1mm 时，则认为已趋稳定，可加下一级荷载。

C.0.5　当出现下列情况之一时，即可终止加载:

1　承压板周围的土明显地侧向挤出；

2　沉降 s 急骤增大，荷载～沉降(p～s)曲线出现陡降段；

3　在某一级荷载下，24 小时内沉降速率不能达到稳定；

4　沉降量与承压板宽度或直径之比大于或等于 0.06。

当满足前三种情况之一时，其对应的前一级荷载定为极限荷载。

C.0.6　承载力特征值的确定应符合下列规定:

1　当 p～s 曲线上有比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值；

2　当极限荷载小于对应比例界限的荷载值的 2 倍时，取极限荷载值的一半；

3　当不能按上述二款要求确定时，当压板面积为 0.25～0.50m^2，可取 s/b=0.01～0.015 所对应的荷载，但其值不应大于最大加载量的一半。

C.0.7　同一土层参加统计的试验点不应少于三点，当试验实测值的极差不超过其平均值的 30%时，取此平均值作为该土层的地基承载力特征值 f_{ak}。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 D　深层平板载荷试验要点

D.0.1　深层平板载荷试验可适用于确定深部地基土层及大直径桩桩端土层在承压板下应力主要影响范围内的承载力。

D.0.2　深层平板载荷试验的承压板采用直径为 0.8m 的刚性板，紧靠承压板周围外侧的土层高度应不少于 80cm。

D.0.3　加荷等级可按预估极限承载力的 1/10～1/15 分级施加。

D.0.4　每级加荷后，第一个小时内按间隔 10、10、10、15、15min，以后为每隔半小时测读一次沉降。当在连续两小时内，每小时的沉降量小于 0.1mm 时，则认为已趋稳定，可加下一级荷载。

D.0.5　当出现下列情况之一时，可终止加载:

1　沉降 s 急骤增大，荷载～沉降(p～s)曲线上有可判定极限承载力的陡降段，且沉降量超过 0.04d(d 为承压板直径)；

2　在某级荷载下，24 小时内沉降速率不能达到稳定；

3　本级沉降量大于前一级沉降量的 5 倍；

4　当持力层土层坚硬，沉降量很小时，最大加载量不小于设计要求的 2 倍。

D.0.6　承载力特征值的确定应符合下列规定:

1　当 p～s 曲线上有比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值；

2　满足前三条终止加载条件之一时，其对应的前一级荷载定为极限荷载，当该值小于对应比例界限的荷载值的 2 倍时，取极限荷载值的一半；

3　不能按上述二款要求确定时，可取 s/d=0.01～0.015 所对应的荷载值，但其值不应大于最大加载量的一半。

D.0.7　同一土层参加统计的试验点不应少于三点，当试验实测值的极差不超过平均值的 30%时，取此平均值作为该土层的地基承载力特征值 f_{ak}。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 E　抗剪强度指标 c、φ标准值

E.0.1　内摩擦角标准值φ_k、粘聚力标准值c_k，可按下列规定计算:

1　根据室内 n 组三轴压缩试验的结果，按下列公式计算某一土性指标的变异系数、试验平均值和标准差:

$$\delta = \sigma / \mu \tag{E.0.1-1}$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^{n} \mu_i}{n} \tag{E.0.1-2}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \mu_i^{\,2} - n\mu^2}{n-1}} \tag{E.0.1-3}$$

式中 δ—变异系数;

μ—试验平均值;

σ—标准差。

2　按下列公式计算内摩擦角和粘聚力的统计修正系数φ_φ、φ_c:

$$\varphi_\varphi = 1 - (\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2})\delta_\varphi \tag{E.0.1-4}$$

$$\varphi_C = 1 - (\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2})\delta_C \tag{E.0.1-5}$$

式中　φ_φ—内摩擦角的统计修正系数;

φ_c—粘聚力的统计修正系数;

δ_φ—内摩擦角的变异系数;

δ_c—粘聚力的变异系数。

3

$$\varphi_k = \varphi_\varphi \varphi_m \tag{E.0.1-6}$$

$$c_k = \varphi_c c_m \tag{E.0.1-7}$$

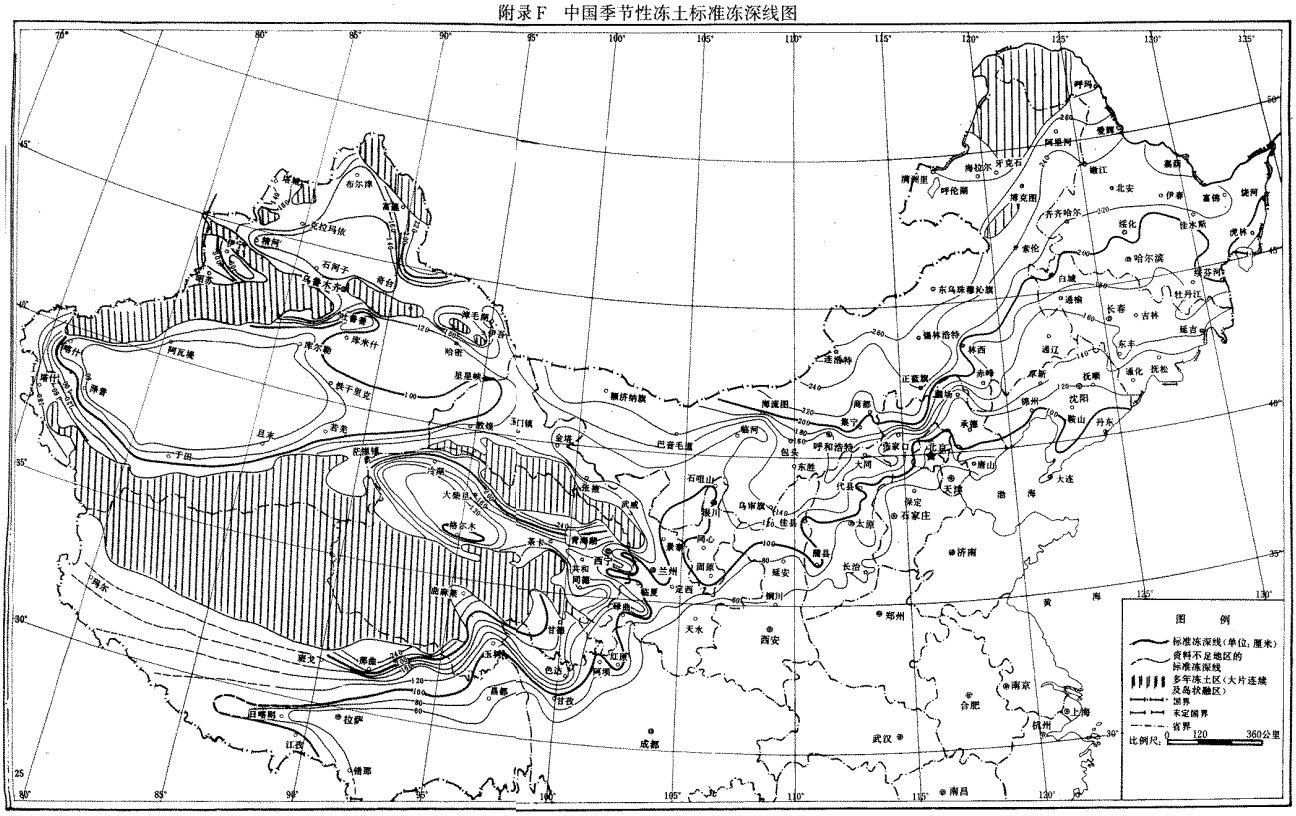
式中　φ_m—内摩擦角的试验平均值;

c_m—粘聚力的试验平均值。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 F　中国季节性冻土标准冻深线图

附录F　中国季节性冻土标准冻深线图



筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 G　地基土的冻胀性分类及建筑基底允许残留冻土层最大厚度

G.0.1　地基土的冻胀性分类，可按表 G.0.1 分为不冻胀、弱冻胀、冻胀、强冻胀和特强冻胀。

G.0.2　基础底面下允许残留冻土层厚度 h_{max}(m)，可按表 G.0.2 查取。

表 G.0.1　　地基土的冻胀性分类

土的名称	冻前天然含水量 w(%)	冻结期间地下水位距冻结面的最小距离 h_w(m)	平均冻胀率 η(%)	冻胀等级	冻胀类别
碎(卵)石，砾、粗、中砂(粒径小于 0.075mm 颗粒含量大于 15%)，细砂(粒径小于 0.075mm 颗粒含量大于 10%)	w≤12	>1.0	η≤1	Ⅰ	不冻胀
		≤1.0	1< η≤3.5	Ⅱ	弱冻胀
	12< w≤18	>1.0			
		≤1.0	3.5< η≤6	Ⅲ	冻胀
	w>18	>0.5			
		≤0.5	6< η≤12	Ⅳ	强冻胀
粉砂	w≤14	>1.0	η≤1	Ⅰ	不冻胀
		≤1.0	1< η≤3.5	Ⅱ	弱冻胀
	14< w≤19	>1.0			
		≤1.0	3.5< η≤6	Ⅲ	冻胀
	19< w≤23	>1.0			
		≤1.0	6< η≤12	Ⅳ	强冻胀
	w>23	不考虑	η>12	Ⅴ	特强冻胀
粉土	w≤19	>1.5	η≤1	Ⅰ	不冻胀
		≤1.5	1< η≤3.5	Ⅱ	弱冻胀

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

续表

土的名称	冻前天然含水量 w(%)	冻结期间地下水位距冻结面的最小距离 h_w(m)	平均冻胀率 η(%)	冻胀等级	冻胀类别
粉土	19＜w≤22	＞1.5	1＜η≤3.5	Ⅱ	弱冻胀
		≤1.5	3.5＜η≤6	Ⅲ	冻胀
	22＜w≤26	＞1.5			
		≤1.5	6＜η≤12	Ⅳ	强冻胀
	26＜w≤30	＞1.5			
		≤1.5	η≤12	Ⅴ	特强冻胀
	w＞30	不考虑			
粘性土	w≤w_p+2	＞2.0	η≤1	Ⅰ	不冻胀
		≤2.0	1＜η≤3.5	Ⅱ	弱冻胀
	w_p+2＜w≤w_p+5	＞2.0			
		≤2.0	3.5＜η≤6	Ⅲ	冻胀
	w_p+5＜w≤w_p+9	＞2.0			
		≤2.0	6＜η≤12	Ⅳ	强冻胀
	w_p+9＜w≤w_p+15	＞2.0			
		≤2.0	η＞12	Ⅴ	特强冻胀
	w＞w_p+15	不考虑			

注：1 w_p—塑限含水量(%)；

w—在冻土层内冻前天然含水量的平均值；

2 盐渍化冻土不在表列；

3 塑性指数大于 22 时，冻胀性降低一级；

4 粒径小于 0.005mm 的颗粒含量大于 60%时，为不冻胀土；

5 碎石类土当充填物大于全部质量的 40%时，其冻胀性按充填物土的类别判断；

6 碎石土、砾砂、粗砂、中砂(粒径小于 0.075mm 颗粒含量不大于 15%)、细砂（粒径小于 0.075mm 颗粒含量不大于 10%）均按不冻胀考虑。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 G.0.2　　建筑基底下允许残留冻土层厚度 hmax(m)

冻胀性	基础形式	采暖情况 \ 基底平均压力(kPa)	90	110	130	150	170	190	210
弱冻胀土	方形基础	采暖	—	0.94	0.99	1.04	1.11	1.15	1.20
		不采暖	—	0.78	0.84	0.91	0.97	1.04	1.10
	条形基础	采暖	—	＞2.50	＞2.50	＞2.50	＞2.50	＞2.50	＞2.50
		不采暖	—	2.20	2.50	＞2.50	＞2.50	＞2.50	＞2.50
冻胀土	方形基础	采暖	—	0.64	0.70	0.75	0.81	0.86	—
		不采暖	—	0.55	0.60	0.65	0.69	0.74	—
	条形基础	采暖	—	1.55	1.79	2.03	2.26	2.50	—
		不采暖	—	1.15	1.35	1.55	1.75	1.95	—
强冻胀土	方形基础	采暖	—	0.42	0.47	0.51	0.56	—	—
		不采暖	—	0.36	0.40	0.43	0.47	—	—
	条形基础	采暖	—	0.74	0.88	1.00	1.13	—	—
		不采暖	—	0.56	0.66	0.75	0.84	—	—
特强冻胀土	方形基础	采暖	0.30	0.34	0.38	0.41	—	—	—
		不采暖	0.24	0.27	0.31	0.34	—	—	—
	条形基础	采暖	0.43	0.52	0.61	0.70	—	—	—
		不采暖	0.33	0.40	0.47	0.53	—	—	—

注：1　本表只计算法向冻胀力，如果基侧存在切向冻胀力，应采取防切向力措施。

2　本表不适用于宽度小于 0.6m 的基础，矩形基础可取短边尺寸按方形基础计算。

3　表中数据不适用于淤泥、淤泥质土和欠固结土。

4　表中基底平均压力数值为永久荷载标准值乘以 0.9，可以内插。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 H　岩基载荷试验要点

H.0.1　本附录适用于确定完整、较完整、较破碎岩基作为天然地基或桩基础持力层时的承载力。

H.0.2　采用圆形刚性承压板，直径为 300mm。当岩石埋藏深度较大时，可采用钢筋混凝土桩，但桩周需采取措施以消除桩身与土之间的摩擦力。

H.0.3　测量系统的初始稳定读数观测:加压前，每隔 10min 读数一次，连续三次读数不变可开始试验。

H.0.4　加载方式:单循环加载，荷载逐级递增直到破坏，然后分级卸载。

H.0.5　荷载分级:第一级加载值为预估设计荷载的 1/5，以后每级为 1/10。

H.0.6　沉降量测读:加载后立即读数，以后每 10min 读数一次。

H.0.7　稳定标准:连续三次读数之差均不大于 0.01mm。

H.0.8　终止加载条件:当出现下述现象之一时，即可终止加载:

1　沉降量读数不断变化，在 24 小时内，沉降速率有增大的趋势;

2　压力加不上或勉强加上而不能保持稳定。

注:若限于加载能力，荷载也应增加到不少于设计要求的两倍。

H.0.9　卸载观测:每级卸载为加载时的两倍，如为奇数，第一级可为三倍。每级卸载后，隔 10min 测读一次，测读三次后可卸下一级荷载。全部卸载后，当测读到半小时回弹量小于 0.01mm 时，即认为稳定。

H.0.10　岩石地基承载力的确定

1　对应于 p～s 曲线上起始直线段的终点为比例界限。符合终止加载条件的前一级荷载为极限荷载。将极限荷载除以 3 的安全系数，所得值与对应于比例界限的荷载相比较，取小值;

2　每个场地载荷试验的数量不应少于 3 个，取最小值作为岩石地基承载力特征值。

3　岩石地基承载力不进行深宽修正。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 J　岩石单轴抗压强度试验要点

J.0.1　试料可用钻孔的岩心或坑、槽探中采取的岩块。

J.0.2　岩样尺寸一般为 φ50mm×100mm，数量不应少于六个，进行饱和处理。

J.0.3　在压力机上以每秒 500～800kPa 的加载速度加载，直到试样破坏为止，记下最大加载，做好试验前后的试样描述。

J.0.4　根据参加统计的一组试样的试验值计算其平均值、标准差、变异系数，取岩石饱和单轴抗压强度的标准值为:

$$f_{rk} = \varphi \bullet f_{rk} \qquad \text{（J.0.4-1）}$$

$$\varphi = 1 - (\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2})\delta \qquad \text{（J.0.4-2）}$$

式中　f_{rm}—岩石饱和单轴抗压强度平均值；

f_{rk}—岩石饱和单轴抗压强度标准值；

φ—统计修正系数；

n—试样个数；

δ—变异系数。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 K　附加应力系数 α、平均附加应力系数 $\bar{a}$

K.0.1　矩形面积上均布荷载作用下角点的附加应力系数 a、平均附加应力系数 $\bar{a}$(表 K.0.1)。

表 K.0.1-1　　矩形面积上均布荷载作用下角点附加应力系数 α

z/b	L/b											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形
0.0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.25C	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	0.249	0.249
0.4	0.240	0.242	0.243	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
0.6	0.223	0.228	0.230	0.232	0.232	0.233	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234
0.8	0.200	0.207	0.212	0.215	0.216	0.218	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
1.0	0.175	0.185	0.191	0.195	0.198	0.200	0.203	0.204	0.204	0.204	0.205	0.205
1.2	0.152	0.163	0.171	0.176	0.179	0.182	0.187	0.188	0.189	0.189	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	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	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	0.148	0.148
2.0	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.136	0.137	0.137	0.137
2.2	0.073	0.083	0.092	0.098	0.104	0.108	0.121	0.125	0.126	0.127	0.128	0.128
2.4	0.064	0.073	0.081	0.088	0.093	0.098	0.111	0.116	0.118	0.118	0.119	0.119
2.6	0.057	0.065	0.072	0.079	0.084	0.089	0.102	0.107	0.110	0.111	0.112	0.112
2.8	0.050	0.058	0.065	0.071	0.076	0.080	0.094	0.100	0.102	0.104	0.105	0.105
3.0	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.096	0.097	0.099	0.099
3.2	0.040	0.047	0.053	0.058	0.063	0.067	0.081	0.087	0.090	0.092	0.093	0.094
3.4	0.036	0.042	0.048	0.053	0.057	0.061	0.075	0.081	0.085	0.086	0.088	0.089
3.6	0.033	0.038	0.043	0.048	0.052	0.056	0.069	0.076	0.080	0.082	0.084	0.084
3.8	0.030	0.035	0.040	0.044	0.048	0.052	0.005	0.072	0.075	0.077	0.080	0.080

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

续表

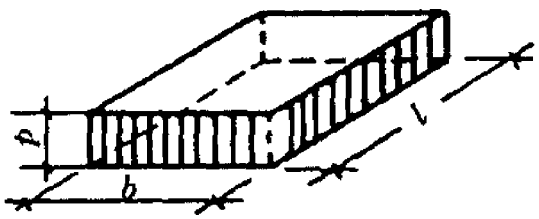
z/b	l/b											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.048	0.060	0.067	0.071	0.073	0.076	0.076
4.2	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.044	0.056	0.063	0.067	0.070	0.072	0.073
4.4	0.023	0.027	0.031	0.034	0.038	0.041	0.053	0.060	0.064	0.066	0.069	0.070
4.6	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.038	0.049	0.056	0.061	0.063	0.066	0.067
4.8	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.035	0.046	0.053	0.058	0.060	0.064	0.064
5.0	0.018	0.021	0.024	0.027	0.030	0.033	0.043	0.050	0.055	0.057	0.06	0.062
6.0	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022	0.024	0.033	0.039	0.043	0.046	0.051	0.052
7.0	0.009	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.025	0.031	0.035	0.038	0.043	0.045
8.0	0.007	0.009	0.010	0.011	0.013	0.014	0.020	0.025	0.028	0.031	0.037	0.039
9.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.024	0.026	0.032	0.035
10.0	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.028	0.032
12.0	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.006	0.009	0.012	0.014	0.017	0.022	0.026
14.0	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.007	0.009	0.011	0.013	0.018	0.023
16.0	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.010	0.014	0.020
18.0	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.012	0.018
20.0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.004	0.005	0.006	0.007	0.010	0.016
25.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.007	0.013
30.0	0.00	0.001	0.001	0.001	0.00	0.001	0.002	0.002	0.003	0.002	0.005	0.011
35.0	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.004	0.009
40.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.008

注：　l—基础长度(m)；b—基础宽度(m)；z—计算点离基础底面垂直距离(m)。

K.0.2　矩形面积上三角形分布荷载作用下的附加应力系数 a、平均附加应力系数$\bar{a}$(表 K.0.2)。

K.0.3　圆形面积上均布荷载作用下中点的附加应力系数 a、平均附加应力系数$\bar{a}$ (表 K.0.3)。

K.0.4　圆形面积上三角形分布荷载作用下边点的附加应力系数 a、平均附加应力系数$\bar{a}$ (表 K.0.4)。



筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 k.0.1-2　　矩形面积上均布荷载作用下角点的平均附加应力系数$\bar{\alpha}$

z/b \ l/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2496	0.2497	0.2497	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498
0.4	0.2474	0.2479	0.2481	0.2483	0.2483	0.2484	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485
0.6	0.2423	0.2437	0.2444	0.2448	0.2451	0.2452	0.2454	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2456
0.8	0.2346	0.2372	0.2387	0.2395	0.2400	0.2403	0.2407	0.2408	0.2409	0.2409	0.2410	0.2410	0.2410
1.0	0.2252	0.2291	0.2313	0.2326	0.2335	0.2340	0.2346	0.2349	0.2351	0.2352	0.2352	0.2353	0.2353
1.2	0.2149	0.2199	0.2229	0.2248	0.2260	0.2268	0.2278	0.2282	0.2285	0.2286	0.2287	0.2288	0.2289
1.4	0.2043	0.2102	0.2140	0.2164	0.2180	0.2191	0.2204	0.2211	0.2215	0.2217	0.2218	0.2220	0.2221
1.6	0.1939	0.2006	0.2049	0.2079	0.2099	0.2113	0.2130	0.2138	0.2143	0.2146	0.2148	0.2150	0.2152
1.8	0.1840	0.1912	0.1960	0.1994	0.2018	0.2034	0.2055	0.2066	0.2073	0.2077	0.2079	0.2082	0.2084
2.0	0.1746	0.1822	0.1875	0.1912	0.1938	0.1958	0.1982	0.1996	0.2004	0.2009	0.2012	0.2015	0.2018
2.2	0.1659	0.1737	0.1793	0.1833	0.1862	0.1883	0.1911	0.1927	0.1937	0.1943	0.1947	0.1952	0.1955
2.4	0.1578	0.1657	0.1715	0.1757	0.1789	0.1812	0.1843	0.1862	0.1873	0.1880	0.1885	0.1890	0.1895
2.6	0.1503	0.1583	0.1642	0.1686	0.1719	0.1745	0.1779	0.1799	0.1812	0.1820	0.1825	0.1832	0.1838
2.8	0.1433	0.1514	0.1574	0.1619	0.1654	0.1680	0.1717	0.1739	0.1753	0.1763	0.1769	0.1777	0.1784
3.0	0.1369	0.1449	0.1510	0.1556	0.1592	0.1619	0.1658	0.1682	0.1698	0.1708	0.1715	0.1725	0.1733
3.2	0.1310	0.1390	0.1450	0.1497	0.1533	0.1562	0.1602	0.1628	0.1645	0.1657	0.1664	0.1675	0.1685
3.4	0.1256	0.1334	0.1394	0.1441	0.1478	0.1508	0.1550	0.1577	0.1595	0.1607	0.1616	0.1628	0.1639
3.6	0.1205	0.1282	0.1342	0.1389	0.1427	0.1456	0.1500	0.1528	0.1548	0.1561	0.1570	0.1583	0.1595
3.8	0.1158	0.1234	0.1293	0.1340	0.1378	0.1408	0.1452	0.1482	0.1502	0.1516	0.1526	0.1541	0.1554

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

续表

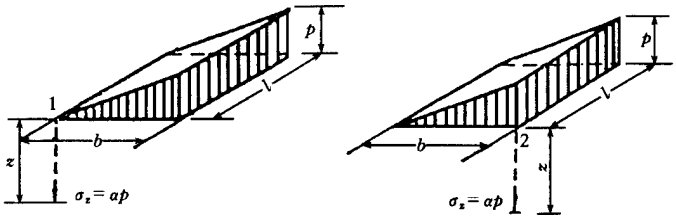
z / b \ l/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
4.0	0.1114	0.1189	0.1248	0.1294	0.1332	0.1362	0.1408	0.1438	0.1459	0.1474	0.1485	0.1500	0.1516
4.2	0.1073	0.1147	0.1205	0.1251	0.1289	0.1319	0.1365	0.1396	0.1418	0.1434	0.1445	0.1462	0.1479
4.4	0.1035	0.1107	0.1164	0.1210	0.1248	0.1279	0.1325	0.1357	0.1379	0.1396	0.1407	0.1425	0.1444
4.6	0.1000	0.1070	0.1127	0.1172	0.1209	0.1240	0.1287	0.1319	0.1342	0.1359	0.1371	0.1390	0.1410
4.8	0.0967	0.1036	0.1091	0.1136	0.1173	0.1204	0.1250	0.1283	0.1307	0.1324	0.1337	0.1357	0.1379
5.0	0.0935	0.1003	0.1057	0.1102	0.1139	0.1169	0.1216	0.1249	0.1273	0.1291	0.1304	0.1325	0.1348
5.2	0.0906	0.0972	0.1026	0.1070	0.1106	0.1136	0.1183	0.1217	0.1241	0.1259	0.1273	0.1295	0.1320
5.4	0.0878	0.0943	0.0996	0.1039	0.1075	0.1105	0.1152	0.1186	0.1211	0.1229	0.1243	0.1265	0.1292
5.6	0.0852	0.0916	0.0968	0.1010	0.1046	0.1076	0.1122	0.1156	0.1181	0.1200	0.1215	0.1238	0.1266
5.8	0.0828	0.0890	0.0941	0.0983	0.1018	0.1047	0.1094	0.1128	0.1153	0.1172	0.1187	0.1211	0.1240
6.0	0.0805	0.0866	0.0916	0.0957	0.0991	0.1021	0.1067	0.1101	0.1126	0.1146	0.1161	0.1185	0.1216
6.2	0.0783	0.0842	0.0891	0.0932	0.0966	0.0995	0.1041	0.1075	0.1101	0.1120	0.1136	0.1161	0.1193
6.4	0.0762	0.0820	0.0869	0.0909	0.0942	0.0971	0.1016	0.1050	0.1076	0.1096	0.1111	0.1137	0.i171
6.6	0.0742	0.0799	0.0847	0.0886	0.0919	0.0948	0.0993	0.1027	0.1053	0.1073	0.1088	0.1114	0.1149
6.8	0.0723	0.0779	0.0826	0.0865	0.0898	0.0926	0.0970	0.l004	0.1030	0.1050	0.1066	0.1092	0.1129
7.0	0.0705	0.0761	0.0806	0.0844	0.0877	0.0904	0.0949	0.0982	0.1008	0.1028	0.1044	0.1071	0.1109
7.2	0.0688	0.0742	0.0787	0.0825	0.0857	0.0884	0.0928	0.0962	0.0987	0.1008	0.1023	0.1051	0.1090
7.4	0.0672	0.0725	0.0769	0.0806	0.0838	0.0865	0.0908	0.0942	0.0967	0.0988	0.1004	0.1031	0.1071
7.6	0.0656	0.0709	0.0752	0.0789	0.0820	0.0846	0.0889	0.0922	0.0948	0.0968	0.0984	0.1012	0.1054
7.8	0.0642	0.0693	0.0736	0.0771	0.0802	0.0828	0.0871	0.0904	0.0929	0.0950	0.0966	0.0994	0.1036

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

续表

l/b / z/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
8.0	0.0627	0.0678	0.0720	0.0755	0.0785	0.0811	0.0853	0.0886	0.0912	0.0932	0.0948	0.0976	0.1020
8.2	0.0614	0.0663	0.0705	0.0739	0.0769	0.0795	0.0837	0.0869	0.0894	0.0914	0.0931	0.0959	0.1004
8.4	0.0601	0.0649	0.0690	0.0724	0.0754	0.0779	0.0820	0.0852	0.0878	0.0893	0.0914	0.0943	0.0938
8.6	0.0588	0.0636	0.0676	0.0710	0.0739	0.0764	0.0805	0.0836	0.0862	0.0882	0.0898	0.0927	0.0973
8.8	0.0576	0.0623	0.0663	0.0696	0.0724	0.0749	0.0790	0.0821	0.0846	0.0866	0.0882	0.0912	0.0959
9.2	0.0554	0.0599	0.0637	0.0670	0.0697	0.0721	0.0761	0.0792	0.0817	0.0837	0.0853	0.0882	0.0931
9.6	0.0533	0.0577	0.0614	0.0645	0.0672	0.0696	0.0734	0.0765	0.0789	0.0809	0.0825	0.0855	0.0905
10.0	0.0514	0.0556	0.0592	0.0622	0.0649	0.0672	0.0710	0.0739	0.0763	0.0783	0.0799	0.0829	0.0880
10.4	0.0496	0.0537	0.0572	0.0601	0.0627	0.0649	0.0686	0.0716	0.0739	0.0759	0.0775	0.0804	0.0857
10.8	0.0479	0.0519	0.0553	0.0581	0.0606	0.0628	0.0664	0.0693	0.0717	0.0736	0.0751	0.0781	0.0834
11.2	0.0463	0.0502	0.0535	0.0563	0.0587	0.0609	0.0644	0.0672	0.0695	0.0714	0.0730	0.0759	0.0813
11.6	0.0448	0.0486	0.0518	0.0545	0.0569	0.0590	0.0625	0.0652	0.0675	0.0694	0.0709	0.0738	0.0793
12.0	0.0435	0.0471	0.0502	0.0529	0.0552	0.0573	0.0606	0.0634	0.0656	0.0674	0.0690	0.0719	0.0774
12.8	0.0409	0.0444	0.0474	0.0499	0.0521	0.0541	0.0573	0.0599	0.0621	0.0639	0.0654	0.0682	0.0739
13.6	0.0387	0.0420	0.0448	0.0472	0.0493	0.0512	0.0543	0.0568	0.0589	0.0607	0.0621	0.0649	0.0707
14.4	0.0367	0.0398	0.0425	0.0448	0.0468	0.0486	0.0516	0.0540	0.0561	0.0577	0.0592	0.0619	0.0677
15.2	0.0349	0.0379	0.0404	0.0426	0.0446	0.0463	0.0492	0.0515	0.0535	0.0551	0.0565	0.0592	0.0650
16.0	0.0332	0.0361	0.0385	0.0407	0.0425	0.0442	0.0469	0.0492	0.0511	0.0527	0.0540	0.0567	0.0625
18.0	0.0297	0.0323	0.0345	0.0364	0.0381	0.0396	0.0422	0.0442	0.0460	0.0475	0.0487	0.0512	0.0570
20.0	0.0269	0.0292	0.0312	0.0330	0.0345	0.0359	0.0383.	0.0402	0.04.8	0.0432	0.444	0.0468	0.0524

矩形面积上三角形分布荷载作用下的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$



筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 K.0.2

L/b / 点 / 系数 / z/b	0.2				0.4				0.6				L/b / 点 / 系数 / z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$	a	$\bar{a}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0223	0.0112	0.1821	0.2161	0.0280	0.0140	0.2115	0.2308	0.0296	0.0148	0.2165	0.2333	0.2
0.4	0.0269	0.0179	0.1094	0.1810	0.0420	0.0245	0.1604	0.2084	0.0487	0.0270	0.1781	0.2153	0.4
0.6	0.0259	0.0207	0.0700	0.1505	0.0448	0.0308	0.1165	0.1851	0.0560	0.0355	0.1405	0.1966	0.6
0.8	0.0232	0.0217	0.0480	0.1277	0.0421	0.0340	0.0853	0.1640	0.0553	0.0405	0.1093	0.1787	0.8
1.0	0.0201	0.0217	0.0346	0.1104	0.0375	0.0351	0.0638	0.1461	0.0508	0.0430	0.0852	0.1624	1.0
1.2	0.0171	0.0212	0.0260	0.0970	0.0324	0.0351	0.0491	0.1312	0.0450	0.0439	0.0673	0.1480	1.2
1.4	0.0145	0.0204	0.0202	0.0865	0.0278	0.0344	0.0386	0.1187	0.0392	0.0436	0.0540	0.1356	1.4
1.6	0.0123	0.0195	0.0160	0.0779	0.0238	0.0333	0.0310	0.1082	0.0339	0.0427	0.0440	0.1247	1.6
1.8	0.0105	0.0186	0.0130	0.0709	0.0204	0.0321	0.0254	0.0993	0.0294	0.0415	0.0363	0.1153	1.8
2.0	0.0090	0.0178	0.0108	0.0650	0.0176	0.0308	0.0211	0.0917	0.0255	0.0401	0.0304	0.1071	2.0
2.5	0.0063	0.0157	0.0072	0.0538	0.0125	0.0276	0.0140	0.0769	0.0183	0.0365	0.0205	0.0908	2.5
3.0	0.0046	0.0140	0.0051	0.0458	0.0092	0.0248	0.0100	0.0661	0.0135	0.0330	0.0148	0.0786	3.0
5.0	0.0018	0.0097	0.0019	0.0289	0.0036	0.0175	0.0038	0.0424	0.0054	0.0236	0.0056	0.0476	5.0
7.0	0.0009	0.0073	0.0010	0.0211	0.0019	0.0133	0.0019	0.0311	0.0028	0.0180	0.0029	0.0352	7.0
10.0	0.0005	0.0053	0.0004	0.0150	0.0009	0.0097	0.0010	0.0222	0.0014	0.0133	0.0014	0.0253	10.0

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

续表

L/b / 点 / 系数 / z/b	0.8				1.0				1.2				L/b / 点 / 系数 / z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	A	$\bar{a}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0301	0.0151	0.2178	0.2339	0.0304	0.0152	0.2182	0.2341	0.0305	0.0153	0.2184	0.2342	0.2
0.4	0.0517	0.0280	0.1844	0.2175	0.0531	0.0285	0.1870	0.2184	0.0539	0.0288	0.1881	0.2187	0.4
0.6	0.0621	0.0376	0.1520	0.2011	0.0654	0.0388	0.1575	0.2030	0.0673	0.0394	0.1602	0.2039	0.6
0.8	0.0637	0.0440	0.1232	0.1852	0.0688	0.0459	0.1311	0.1883	0.0720	0.0470	0.1355	0.1899	0.8
1.0	0.0602	0.0476	0.0996	0.1704	0.0666	0.0502	0.1086	0.1746	0.0708	0.0518	0.1143	0.1769	1.0
1.2	0.0546	0.0492	0.0807	0.1571	0.0615	0.0525	0.0901	0.1621	0.0664	0.0546	0.0962	0.1649	1.2
1.4	0.0483	0.0495	0.0661	0.1451	0.0554	0.0534	0.0751	0.1507	0.0606	0.0559	0.0817	0.1541	1.4
1.6	0.0424	0.0490	0.0547	0.1345	0.0492	0.0533	0.0628	0.1405	0.0545	0.0561	0.0696	0.1443	1.6
1.8	0.0371	0.0480	0.0457	0.1252	0.0435	0.0525	0.0534	0.1313	0.0487	0.0556	0.0596	0.1354	1.8
2.0	0.0324	0.0467	0.0387	0.1169	0.0384	0.0513	0.0456	0.1232	0.0434	0.0547	0.0513	0.1274	2.0
2.5	0.0236	0.0429	0.0265	0.1000	0.0284	0.0478	0.0318	0.1063	0.0326	0.0513	0.0365	0.1107	2.5
3.0	0.0176	0.0392	0.0192	0.0871	0.0214	0.0439	0.0233	0.0931	0.0249	0.476	0.0270	0.0976	3.0
5.0	0.0071	0.0285	0.0074	0.0576	0.0088	0.0324	0.0091	0.0624	0.0104	0.0356	0.0108	0.0661	5.0
7.0	0.0038	0.0219	0.0038	0.0427	0.0047	0.0251	0.0047	0.0465	0.0056	0.0277	0.0056	0.0496	7.0
10.00	0.0019	0.0162	0.0019	0.0308	0.0023	0.0186	0.0024	0.0336	0.0028	0.0207	0.0028	0.0359	10.0

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

续表

l/b / 点 / 系数 / z/b	1.4				1.6				1.8				L/b / 点 / 系数 / z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0305	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.2
0.4	0.0543	0.0289	0.1886	0.2189	0.0545	0.0290	0.1889	0.2190	0.0546	0.0290	0.1891	0.2190	0.4
0.6	0.0684	0.0397	0.1616	0.2043	0.0690	0.0399	0.1625	0.2046	0.0694	0.0400	0.1630	0.2047	0.6
0.8	0.0739	0.0476	0.1381	0.1907	0.0751	0.0480	0.1396	0.1912	0.0759	0.0482	0.1405	0.1915	0.8
1.0	0.0735	0.0528	0.1176	0.1781	0.0753	0.0534	0.1202	0.1789	0.0766	0.0538	0.1215	0.1794	1.0
1.2	0.0698	0.0560	0.1007	0.1666	0.0721	0.0568	0.1037	0.1678	0.0738	0.0574	0.1055	0.1684	1.2
1.4	0.0644	0.0575	0.0864	0.1562	0.0672	0.0586	0.0897	0.1576	0.0692	0.0594	0.0921	0.1585	1.4
1.6	0.0586	0.0580	0.0743	0.1467	0.0616	0.0594	0.0780	0.1484	0.0639	0.0603	0.0806	0.1494	1.6
1.8	0.0528	0.0578	0.0644	0.1381	0.0560	0.0593	0.0681	0.1400	0.0585	0.0604	0.0709	0.1413	1.8
2.0	0.0474	0.0570	0.0560	0.1303	0.0507	0.0587	0.0596	0.1324	0.0533	0.0599	0.0625	0.1338	2.0
2.5	0.0362	0.0540	0.0405	0.1139	0.0393	0.0560	0.0440	0.1163	0.0419	0.0575	0.0469	0.1180	2.5
3.0	0.0280	0.0503	0.0303	0.1008	0.0307	0.0525	0.0333	0.1033	0.0331	0.0541	0.0359	0.1052	3.0
5.0	0.0120	0.0382	0.0123	0.0690	0.0135	0.0403	0.0139	0.0714	0.0148	0.0421	0.0154	0.0734	5.0
7.0	0.0064	0.0299	0.0066	0.0520	0.0073	0.0318	0.0074	0.0541	0.0081	0.0333	0.0083	0.0558	7.0
10.0	0.0033	0.0224	0.0032	0.0379	0.0037	0.0239	0.0037	0.0395	0.0041	0.0252	0.0042	0.0409	10.0

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

续表

l/b / 点 / 系数 / z/b	2.0				3.0				4.0				l/b / 点 / 系数 / z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.2
0.4	0.0547	0.0290	0.1892	0.2191	0.0548	0.0290	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.4
0.6	0.0696	0.0401	0.1633	0.2048	0.0701	0.0402	0.1638	0.2050	0.0702	0.0402	0.1639	0.2050	0.6
0.8	0.0764	0.0483	0.1412	0.1917	0.0773	0.0486	0.1423	0.1920	0.0776	0.0487	0.1424	0.1920	0.8
1.0	0.0774	0.0540	0.1225	0.1797	0.0790	0.0545	0.1244	0.1803	0.0794	0.0546	0.1248	0.1803	1.0
1.2	0.0749	0.0577	0.1069	0.1689	0.0774	0.0584	0.1096	0.1697	0.0779	0.0586	0.1103	0.1699	1.2
1.4	0.0707	0.0599	0.0937	0.1591	0.0739	0.0609	0.0973	0.1603	0.0748	0.0612	0.0982	0.1605	1.4
1.6	0.0656	0.0609	0.0826	0.1502	0.0697	0.0623	0.0870	0.1517	0.0708	0.0626	0.0882	0.1521	1.6
1.8	0.0604	0.0611	0.0730	0.1422	0.0652	0.0628	0.0782	0.1441	0.0666	0.0633	0.0797	0.1445	1.8
2.0	0.0553	0.0608	0.0649	0.1348	1.0607	0.0629	0.0707	0.1371	0.0624	0.0634	0.0726	0.1377	2.0
2.5	0.0440	0.0586	0.0491	0.1193	0.0504	0.0614	0.0559	0.1223	0.0529	0.0623	0.0585	0.1233	2.5
3.0	0.0352	0.0554	0.0380	0.1067	0.0419	0.0589	0.0451	0.1104	0.0449	0.0600	0.0482	0.1116	3.0
5.0	0.0161	0.0435	0.0167	0.0749	0.0214	0.0480	0.0221	0.0797	0.0248	0.0500	0.0256	0.0817	5.0
7.0	0.0089	0.0347	0.0091	0.0572	0.0124	0.0391	0.0126	0.0619	0.0152	0.0414	0.0154	0.0642	7.0
10.0	0.0046	0.0263	0.0046	0.0403	0.0066	0.0302	0.0066	0.0462	0.0084	0.0325	0.0083	0.0485	10.0

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

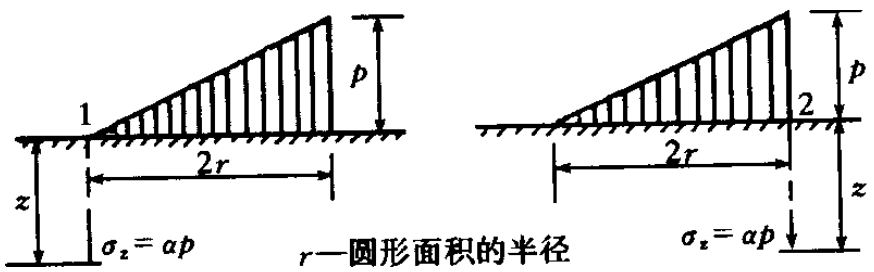
续表

l/b / 点 / 系数 / z/b	6.0				8.0				10.0				l/b / 点 / 系数 / z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.2
0.4	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.4
0.6	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.6
0.8	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.8
1.0	0.0795	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	1.0
1.2	0.0782	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	1.2
1.4	0.0752	0.0613	0.0986	0.1606	0.0752	0.0613	0.0987	0.1606	0.0753	0.0613	0.0987	0.1606	1.4
1.6	0.0714	0.0628	0.0887	0.1523	0.0715	0.0628	0.0888	0.1523	0.0715	0.0628	0.0889	0.1523	1.6
1.8	0.0673	0.0635	0.0805	0.1447	0.0675	0.0635	0.0806	0.1448	0.0675	0.0635	0.0808	0.1448	1.8
2.0	0.0634	0.0637	0.0734	0.1380	0.0636	0.0638	0.0736	0.1380	0.0636	0.0638	0.0738	0.1380	2.0
2.5	0.0543	0.0627	0.0601	0.1237	0.0547	0.0628	0.0604	0.1238	0.0548	0.0628	0.0605	0.1239	2.5
3.0	0.0469	0.0607	0.0504	0.1123	0.0474	0.0609	0.0509	0.1124	0.0476	0.0609	0.0511	0.1125	3.0
5.0	0.0283	0.0515	0.0290	0.0833	0.0296	0.0519	0.0303	0.0837	0.0301	0.0521	0.0309	0.0839	5.0
7.0	0.0186	0.0435	0.0190	0.0663	0.0204	0.0442	0.0207	0.0671	0.0212	0.0445	0.0216	0.0674	7.0
10.0	0.0111	0.0349	0.0111	0.0509	0.0128	0.0359	0.0130	0.0520	0.0139	0.0364	0.0141	0.0526	10.0

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 K.0.3　　圆形面积上均布荷载作用下中点的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{a}$

z/r	圆形		z/r	圆形	
	α	$\bar{a}$		α	$\bar{a}$
0.0	1.000	1.000	2.6	0.187	0.560
0.1	0.999	1.000	2.7	0.175	0.546
0.2	0.992	0.998	2.8	0.165	0.532
0.3	0.976	0.993	2.9	0.155	0.519
0.4	0.949	0.986	3.0	0.146	0.507
0.5	0.911	0.974	3.1	0.138	0.495
0.6	0.864	0.960	3.2	0.130	0.484
0.7	0.811	0.942	3.3	0.124	0.473
0.8	0.756	0.923	3.4	0.117	0.463
0.9	0.701	0.901	3.5	0.111	0.453
1.0	0.647	0.878	3.6	0.106	0.443
1.1	0.595	0.855	3.7	0.101	0.434
1.2	0.547	0.831	3.8	0.096	0.425
1.3	0.502	0.808	3.9	0.091	0.417
1.4	0.461	0.784	4.0	0.087	0.409
1.5	0.424	0.762	4.1	0.083	0.401
1.6	0.390	0.739	4.2	0.079	0.393
1.7	0.360	0.718	4.3	0.076	0.386
1.8	0.332	0.697	4.4	0.073	0.379
1.9	0.307	0.677	4.5	0.070	0.372
2.0	0.285	0.658	4.6	0.067	0.365
2.1	0.264	0.640	4.7	0.064	0.359
2.2	0.245	0.623	4.8	0.062	0.353
2.3	0.229	0.606	4.9	0.059	0.347
2.4	0.210	0.590	5.0	0.057	0.341
2.5	0.200	0.574			



r—圆形面积的半径

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 K.0.4　　圆形面积上三角形分布荷载作用下边点的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{a}$

点 / 系数 / z/r	1		2	
	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$
0.0	0.000	0.000	0.500	0.500
0.1	0.016	0.008	0.465	0.483
0.2	0.031	0.016	0.433	0.466
0.3	0.044	0.023	0.403	0.450
0.4	0.054	0.030	0.376	0.435
0.5	0.063	0.035	0.349	0.420
0.6	0.071	0.041	0.324	0.406
0.7	0.078	0.045	0.300	0.393
0.8	0.083	0.050	0.279	0.380
0.9	0.088	0.054	0.258	0.368
1.0	0.091	0.057	0.238	0.356
1.1	0.092	0.061	0.221	0.344
1.2	0.093	0.063	0.205	0.333
1.3	0.092	0.065	0.190	0.323
1.4	0.091	0.067	0.177	0.313
1.5	0.089	0.069	0.165	0.303
1.6	0.087	0.070	0.154	0.294
1.7	0.085	0.071	0.144	0.286
1.8	0.083	0.072	0.134	0.278
1.9	0.080	0.072	0.126	0.270
2.0	0.078	0.073	0.117	0.263
2.1	0.075	0.073	0.110	0.255
2.2	0.072	0.073	0.104	0.249
2.3	0.070	0.073	0.097	0.242
2.4	0.067	0.073	0.091	0.236
2.5	0.064	0.072	0.086	0.230
2.6	0.062	0.072	0.081	0.225
2.7	0.059	0.071	0.078	0.219
2.8	0.057	0.071	0.074	0.214
2.9	0.055	0.070	0.070	0.209
3.0	0.052	0.070	0.067	0.204
3.1	0.050	0.069	0.064	0.200

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

续表

点 / 系数 / z/r	1		2	
	α	$\bar{a}$	α	$\bar{a}$
3.2	0.048	0.069	0.061	0.196
3.3	0.046	0.068	0.059	0.192
3.4	0.045	0.067	0.055	0.188
3.5	0.043	0.067	0.053	0.184
3.6	0.041	0.066	0.051	0.180
3.7	0.040	0.065	0.048	0.177
3.8	0.038	0.065	0.046	0.173
3.9	0.037	0.064	0.043	0.170
4.0	0.036	0.063	0.041	0.167
4.2	0.033	0.062	0.038	0.161
4.4	0.031	0.061	0.034	0.155
4.6	0.029	0.059	0.031	0.150
4.8	0.027	0.058	0.029	0.145
5.0	0.025	0.057	0.027	0.140

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 L　挡土墙主动土压力系数 k_a

L.0.1　挡土墙在土压力作用下，其主动压力系数应按下列公式计算:

$$k_a=\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin^2\alpha\sin^2(\alpha+\beta-\varphi-\delta)}\{k_q[\sin(\alpha+\beta)\sin(\alpha-\delta)+\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)]+2\eta\sin\alpha\cos\varphi co(\alpha+\beta-\varphi-\delta)-2[(k_q\sin(\alpha+\beta)\sin(\varphi-\beta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi)(k_q\sin(\alpha-\delta)\sin(\varphi+\delta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi)]^{1/2}\} \quad \text{(L.0.1-1)}$$

$$k_q=1+\frac{2q}{rh}\frac{\sin\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)} \quad \text{(L.0.1-2)}$$

$$\eta=\frac{2c}{rh} \quad \text{(L.0.1-3)}$$

式中　***q***—地表均布荷载(以单位水平投影面上的荷载强度计)。

L.0.2　对于高度小于或等于 5m 的挡土墙，当排水条件符合本规范第 6.6.1 条，填土符合下列质量要求时，其主动土压力系数可按附图 L.0.2 查得。当地下水丰富时，应考虑水压力的作用。

图中土类填土质量应满足下列要求:

1　Ⅰ类碎石土，密实度应为中密，干密度应大于或等于 2.0t/m^3;

2　Ⅱ类砂土，包括砾砂、粗砂、中砂，其密实度应为中密，干密度应大于或等于 1.65t/m^3;

3　Ⅲ类粘土夹块石，干密度应大于或等于 1.90t/m^3;

4　Ⅳ类粉质粘土，干密度应大于或等于 1.65t/m^3;

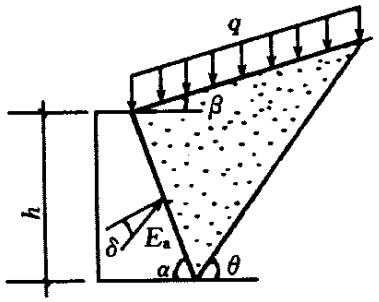
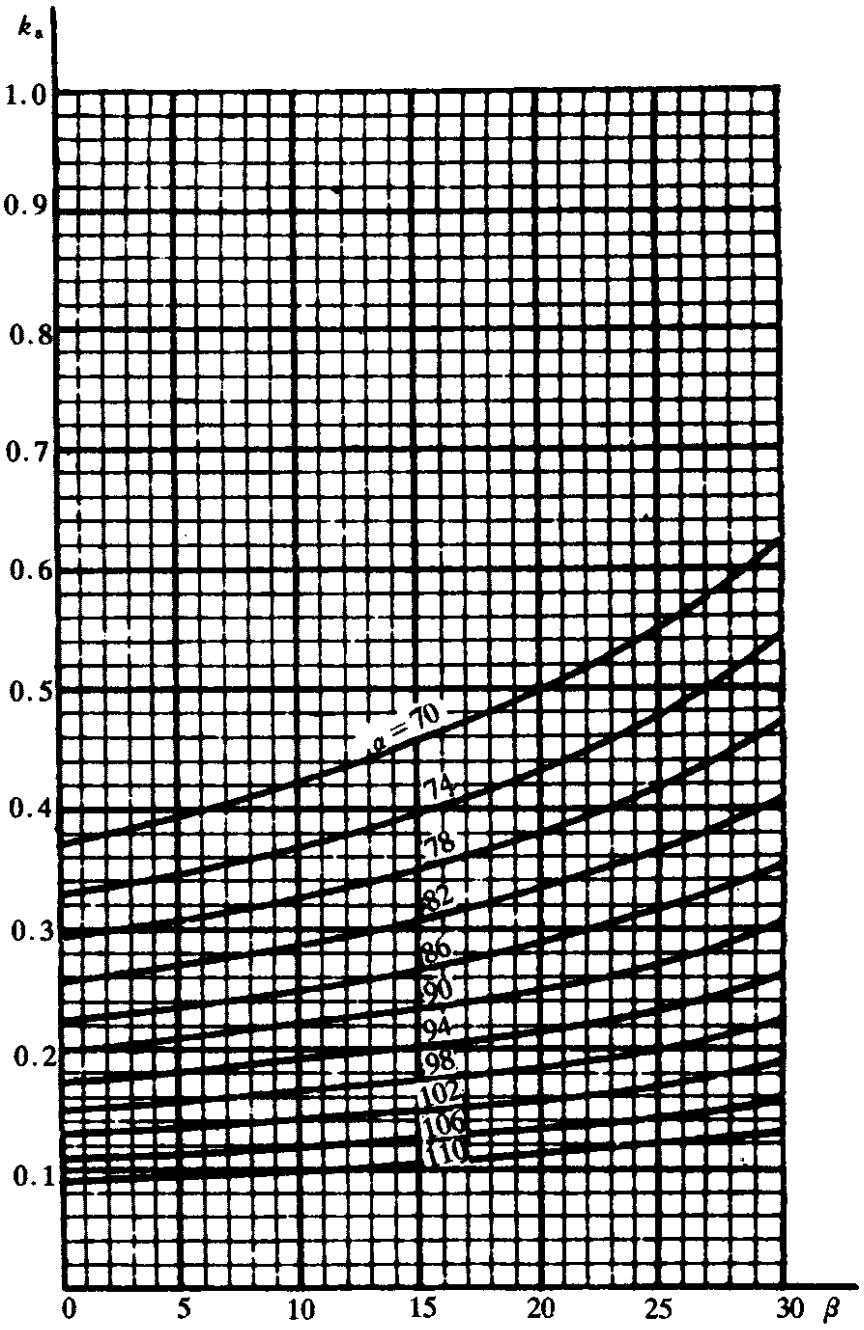


图 L.0.1　计算简图

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

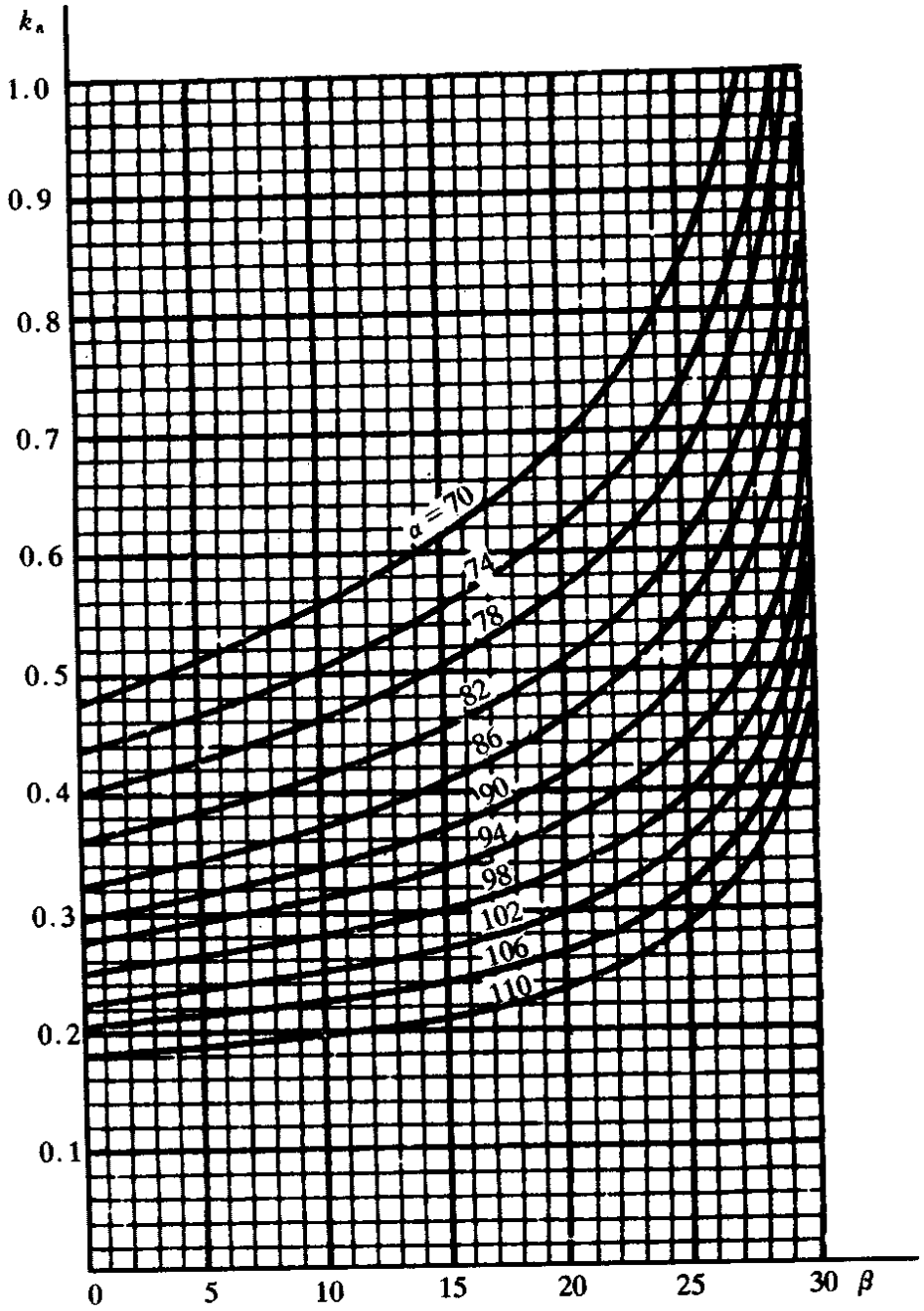


（a）

图 L.0.2　挡土墙主动土压力系数 k_a（一）

（a）Ⅰ类土土压力系数$\left(\delta=\frac{1}{2}\varphi,\ q=0\right)$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

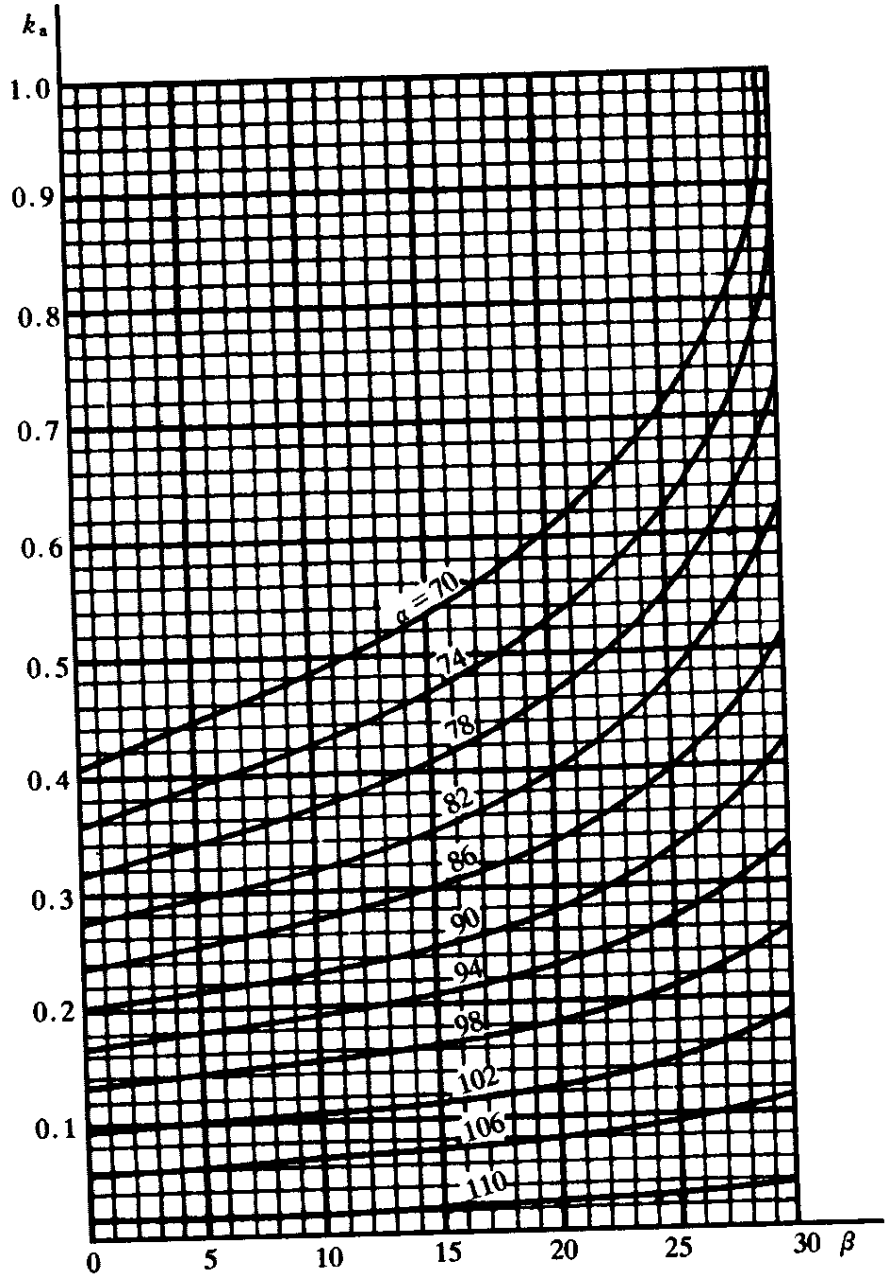


(*b*)

图 L.0.2　挡土墙主动土压力系数 k_a（二）

（*b*）Ⅱ类土土压力系数$\left(\delta=\frac{1}{2}\varphi,\ q=0\right)$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

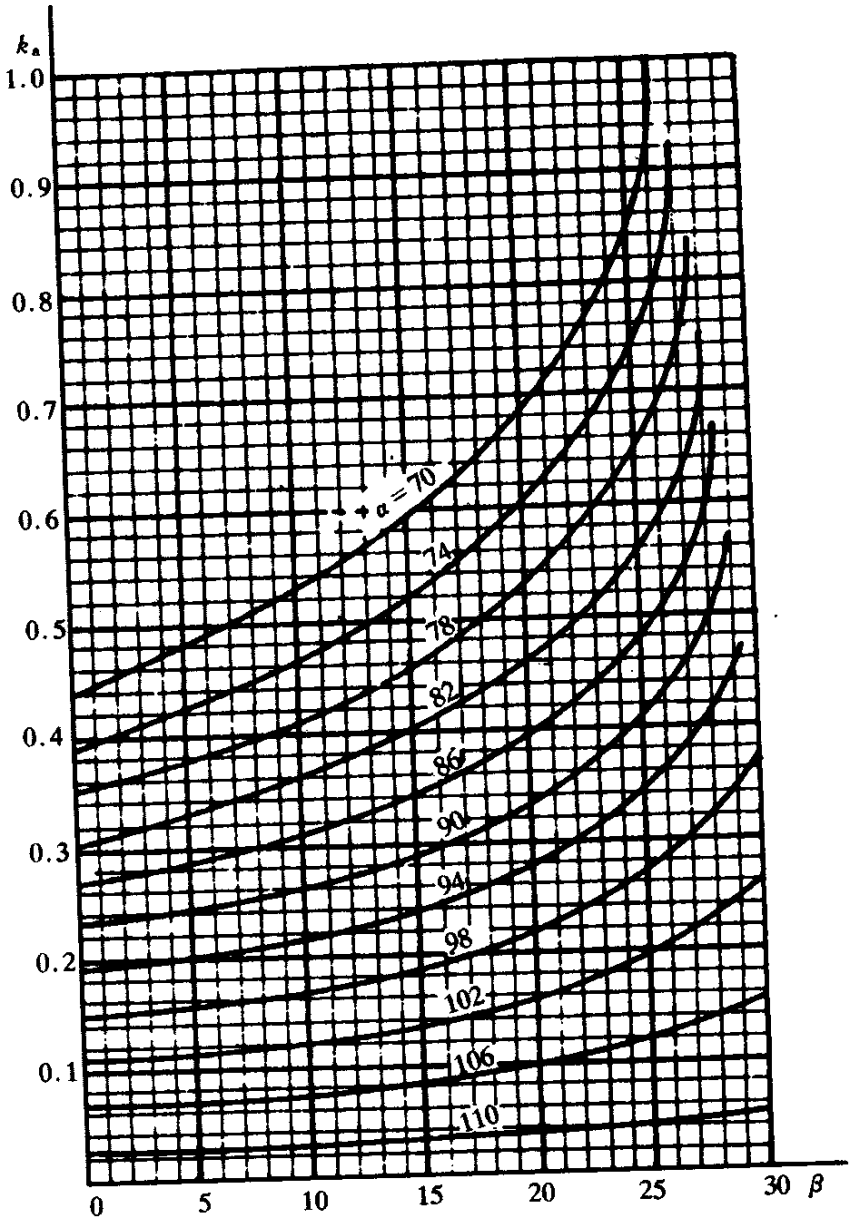


(c)

图 L.0.2 挡土墙主动土压力系数 k_a（三）

(c) Ⅲ类土土压力系数 $\left(\delta=\frac{1}{2}\varphi,\ q=0,\ H=5\text{m}\right)$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @



(*d*)

图 L.0.2　挡土墙主动土压力系数 k_a（四）

(*d*) Ⅳ类土土压力系数$\left(\delta=\frac{1}{2}\varphi,\ q=0,\ H=5\text{m}\right)$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 M　岩石锚杆抗拔试验要点

M.0.1　在同一场地同一岩层中的锚杆，试验数不得少于总锚杆的 5%，且不应少于 6 根。

M.0.2　试验采用分级加载，荷载分级不得少于 8 级。试验的最大加载量不应少于锚杆设计荷载的 2 倍。

M.0.3　每级荷载施加完毕后，应立即测读位移量。以后每间隔 5min 测读一次。连续 4 次测读出的锚杆拔升值均小于 0.01mm 时，认为在该级荷载下的位移已达到稳定状态，可继续施加下一级上拔荷载。

M.0.4　当出现下列情况之一时，即可终止锚杆的上拔试验:

1　锚杆拔升量持续增长，且在 1 小时时间范围内未出现稳定的迹象；

2　新增加的上拔力无法施加，或者施加后无法使上拔力保持稳定；

3　锚杆的钢筋已被拔断，或者锚杆锚筋被拔出。

M.0.5　符合上述终止条件的前一级拔升荷载，即为该锚杆的极限抗拔力。

M.0.6　参加统计的试验锚杆，当满足其极差不超过平均值的 30%时，可取其平均值为锚杆极限承载力。极差超过平均值的 30%时，宜增加试验量并分析离差过大的原因，结合工程情况确定极限承载力。

将锚杆极限承载力除以安全系数 2 为锚杆抗拔承载力特征值 R_t。

M.0.7　锚杆钻孔时，应利用钻孔取出的岩芯加工成标准试件，在天然湿度条件下进行岩石单轴抗压试验，每根试验锚杆的试样数，不得少于 3 个。

M.0.8　试验结束后，必须对锚杆试验现场的破坏情况进行详尽的描述和拍摄照片。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 N　大面积地面荷载作用下地基附加沉降量计算

N.0.1　由地面荷载引起柱基内侧边缘中点的地基附加沉降计算值可按分层总和法计算，其计算深度按本规范公式(5.3.6)确定。

N.0.2　参与计算的地面荷载包括地面堆载和基础完工后的新填土，地面荷载应按均布荷载考虑，其计算范围:横向取 5 倍基础宽度，纵向为实际堆载长度。其作用面在基底平面处。

N.0.3　当荷载范围横向宽度超过 5 倍基础宽度时，按 5 倍基础宽度计算。小于 5 倍基础宽度或荷载不均匀时，应换算成宽度为 5 倍基础宽度的等效均布地面荷载计算。

N.0.4　换算时，将柱基两侧地面荷载按每段为 0.5 倍基础宽度分成 10 个区段(图 N.0.4)，然后按下式计算等效均布地面荷载:

$$q_{eq}=0.8\left[\sum_{i=0}^{10}\beta_i q_i-\sum_{i=0}^{10}\beta_i p_i\right] \qquad \text{(N.0.4)}$$

式中　q_{eq}—等效均布地面荷载;

β_i—第 i 区段的地面荷载换算系数，按表 N.0.4 查取;

q_i—柱内侧第 i 区段内的平均地面荷载;

p_i—柱外侧第 i 区段内的平均地面荷载。

当等效均布地面荷载为正值时，说明柱基将发生内倾；为负值时，将发生外倾。

表 N.0.4　　地面荷载换算系数 β_i

区段	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\frac{a}{5b}\geqslant 1$	0.30	0.29	0.22	0.15	0.10	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01
$\frac{a}{5b}<1$	0.52	0.40	0.30	0.13	0.08	0.05	0.02	0.01	0.01	—	—

注：a、b 见本规范表 7.5.4。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

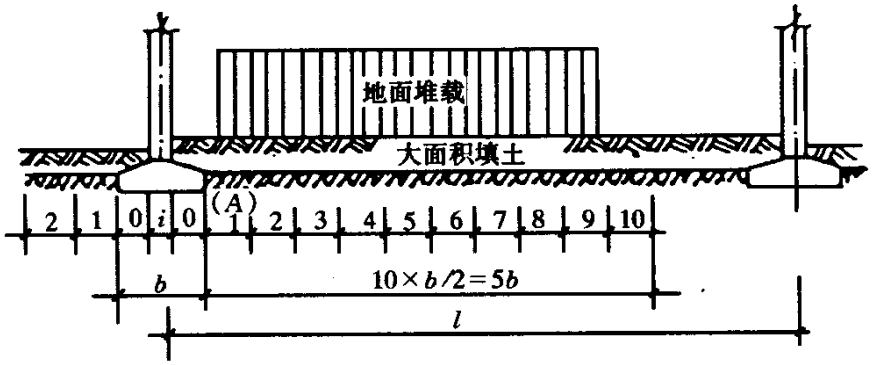


图 N.0.4　地面荷载区段划分

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 P　冲切临界截面周长及极惯性矩计算公式

P.0.1　冲切临界截面的周长 u_m 以及冲切临界截面对其重心的极惯性矩 I_s，应根据柱所处的位置分别进行计算。内柱应按下列公式计算(图 P.0.1):

$$u_m = 2c_1 + 2c_2 \tag{P.0.1-1}$$

$$I_s = c_1 h_0^{\,3}/6 + c_1^{\,3} h_0/6 + c_2 h_0 c_1^{\,2}/2 \tag{P.0.1-2}$$

$$c_1 = h_c + h_0 \tag{P.0.1-3}$$

$$c_2 = b_c + h_0 \tag{P.0.1-4}$$

$$c_{AB} = c_1/2 \tag{P.0.1-5}$$

式中　h_c—与弯矩作用方向一致的柱截面的边长；

b_c—垂直于 h_c 的柱截面边长。

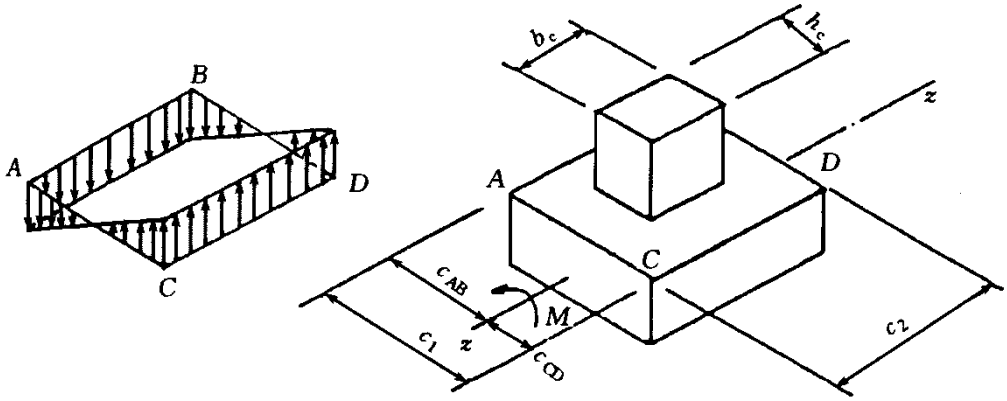


图 P.0.1　内柱冲切临界截面

P.0.2　边柱应按下列公式计算(图 P.0.2):

$$u_m = 2c_1 + c_2 \tag{P.0.2-1}$$

$$I_s = c_1 h_0^{\,3}/6 + c_1^{\,3} h_0/6 + 2h_0 c_1 (c_1/2 - \bar{x})^2 + c_2 h_0 \bar{x}^2 \tag{P.0.2-2}$$

$$c_1 = h_c + h_0/2 \tag{P.0.2-3}$$

$$c_2 = b_c + h_0 \tag{P.0.2-4}$$

$$c_{AB} = c_1 - \bar{x} \tag{P.0.2-5}$$

$$\bar{x} = c_1^{\,2}/2c_1 + c_2 \tag{P.0.2-6}$$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

式中　$\bar{x}$—冲切临界截面中心位置。

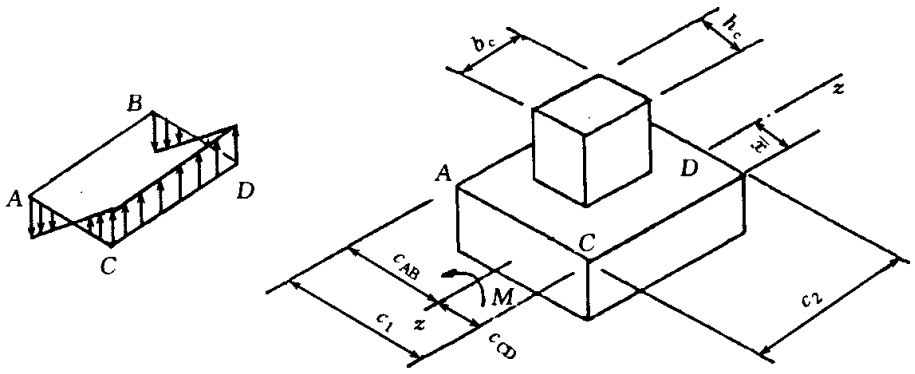


图 P.0.2　边柱冲切临界截面

P.0.3　角柱应按下列公式计算(图 P.0.3):

$$u_m = c_1 + c_2 \tag{P.0.3-1}$$

$$I_s = c_1 h_0^{\,3}/12 + c_1^{\,3} h_0/12 + h_0 c_1 (c_1/2 - \bar{x})^2 + c_2 h_0 \bar{x}^2 \tag{P.0.3-2}$$

$$c_1 = h_c + h_0/2 \tag{P.0.3-3}$$

$$c_2 = b_c + h_0/2 \tag{P.0.3-4}$$

$$c_{AB} = c_1 - \bar{x} \tag{P.0.3-5}$$

$$\bar{x} = c_1^{\,2}/2c_1 + 2c_2 \tag{P.0.3-6}$$

式中　$\bar{x}$—冲切临界截面中心位置。

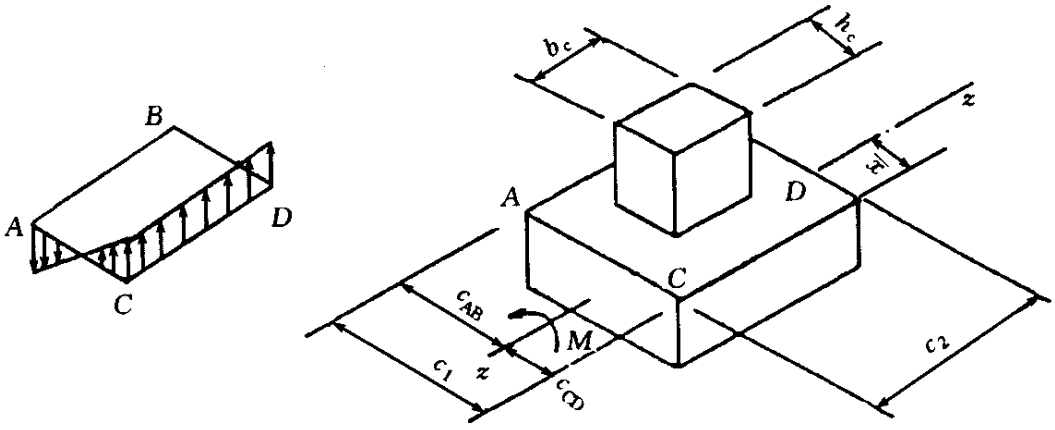


图 P.0.3　角柱冲切临界截面

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 Q　单桩竖向静载荷试验要点

Q.0.1　单桩竖向静载荷试验的加载方式，应按慢速维持荷载法。

Q.0.2　加载反力装置宜采用锚桩，当采用堆载时应遵守以下规定。

1　堆载加于地基的压应力不宜超过地基承载力特征值。

2　堆载的限值可根据其对试桩和对基准桩的影响确定。

3　堆载量大时，宜利用桩(可利用工程桩)作为堆载的支点。

4　试验反力装置的最大抗拔或承重能力应满足试验加载的要求。

Q.0.3　试桩、锚桩(压重平台支座)和基准桩之间的中心距离应符合表 Q.0.3 的规定。

表 Q.0.3　　试桩、锡桩和基准桩之间的中心距离

反力系统	试桩与锚桩(或压重平台支座墩边)	试桩与基准桩	基准桩与锚桩(或压重平台支座墩边)
锚桩横梁反力装置 压重平台反力装置	≥4*d* 且 ＞2.0m	≥4*d* 且 ＞2.0m	≥4*d* 且 ＞2.0m

注：*d*—试桩或锚桩的设计直径，取其较大者(如试桩或锚桩为扩底桩时，试桩与锚桩的中心距离尚不应小于 2 倍扩大端直径)。

Q.0.4　开始试验的时间:预制桩在砂土中入土 7 天后；粘性土不得少于 15 天；对于饱和软粘土不得少于 25 天。灌注桩应在桩身混凝土达到设计强度后，才能进行。

Q.0.5　加荷分级不应小于 8 级，每级加载量宜为预估极限荷载的 1/8～1/10。

Q.0.6　测读桩沉降量的间隔时间:每级加载后，每第 5、10、15min 时各测读一次，以后每隔 15min 读一次，累计一小时后每隔半小时读一次。

Q.0.7　在每级荷载作用下，桩的沉降量连续两次在每小时内小于 0.1mm 时可视为稳定。

Q.0.8　符合下列条件之一时可终止加载:

1　当荷载～沉降(Q～s)曲线上有可判定极限承载力的陡降段，且桩顶总沉降量超过 40mm;

2　$\dfrac{\Delta s_n+1}{\Delta s_n}\geqslant 2$，且经 24 小时尚未达到稳定;

3　25m 以上的非嵌岩桩，Q～s 曲线呈缓变型时，桩顶总沉降量大于 60～80mm;

4　在特殊条件下，可根据具体要求加载至桩顶总沉降量大于 100mm。

注:1　Δs_n—第 *n* 级荷载的沉降增量；Δs_n+1—第 n+1 级荷载的沉降增量；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2　桩底支承在坚硬岩(土)层上，桩的沉降量很小时，最大加载量不应小于设计荷载的两倍。

Q.0.9　卸载观测:每级卸载值为加载值的两倍。卸载后隔 15min 测读一次，读两次后，隔半小时再读一次，即可卸下一级荷载。全部卸载后，隔 3～4 小时再测读一次。

Q.0.10　单桩竖向极限承载力应按下列方法确定:

1　作荷载～沉降(Q～s)曲线和其他辅助分析所需的曲线。

2　当陡降段明显时，取相应于陡降段起点的荷载值。

3　当出现本附录 Q.0.8 第二款的情况，取前一级荷载值。

4　Q～s 曲线呈缓变型时，取桩顶总沉降量 s=40mm 所对应的荷载值，当桩长大于 40m 时，宜考虑桩身的弹性压缩。

5　按上述方法判断有困难时，可结合其他辅助分析方法综合判定。对桩基沉降有特殊要求者，应根据具体情况选取。

6　参加统计的试桩，当满足其极差不超过平均值的 30%时，可取其平均值为单桩竖向极限承载力。极差超过平均值的 30%时，宜增加试桩数量并分析离差过大的原因，结合工程具体情况确定极限承载力。

注:对桩数为 3 根及 3 根以下的柱下桩台，取最小值。

7　将单桩竖向极限承载力除以安全系数 2，为单桩竖向承载力特征值 R_a。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 R　桩基础最终沉降量计算

R.0.1　桩基础最终沉降量的计算采用单向压缩分层总和法:

$$s=\varphi_p\sum_{j=1}^{m}\sum_{i=1}^{n_j}\frac{\sigma_{j,i}\Delta h_{j,i}}{Es_{j,i}} \qquad (R.0.1)$$

式中　s—桩基最终计算沉降量(mm);

m—桩端平面以下压缩层范围内土层总数;

$E_{sj,i}$—桩端平面下第 j 层土第 i 个分层在自重应力至自重应力加附加应力作用段的压缩模量(MPa);

n_j—桩端平面下第 j 层土的计算分层数;

$\Delta h_{j,i}$—桩端平面下第 j 层土的第 i 个分层厚度(m);

$\sigma_{j,i}$—桩端平面下第 j 层土第 i 个分层的竖向附加应力(kPa)可分别按本附录 R.0.2 或 R.0.4 的规定计算。

ϕ_p—桩基沉降计算经验系数，各地区应根据当地的工程实测资料统计对比确定。

R.0.2　采用实体深基础计算桩基础最终沉降量时，采用单向压缩分层总和法按本规范第 5.3.5 条至第 5.3.8 条有关的公式计算。

R.0.3　本规范(5.3.5)公式中附加压力计算，应为桩底平面处的附加压力。实体基础的支承面积可按图 R.0.3 采用。

实体深基础桩基沉降计算经验系数 Φ_p 应根据地区桩基础沉降观测资料及经验统计确定。在不具备条件时，Φ_p 值可按表 R.0.3 选用。

表 R.0.3　　实体深基础计算桩基沉降经验系数 φ_p

$\overline{E_s}$ (MPa)	$\overline{E_s}$ <15	15≤$\overline{E_s}$ <30	30≤$\overline{E_s}$ <40
φ_p	0.5	0.4	0.3

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

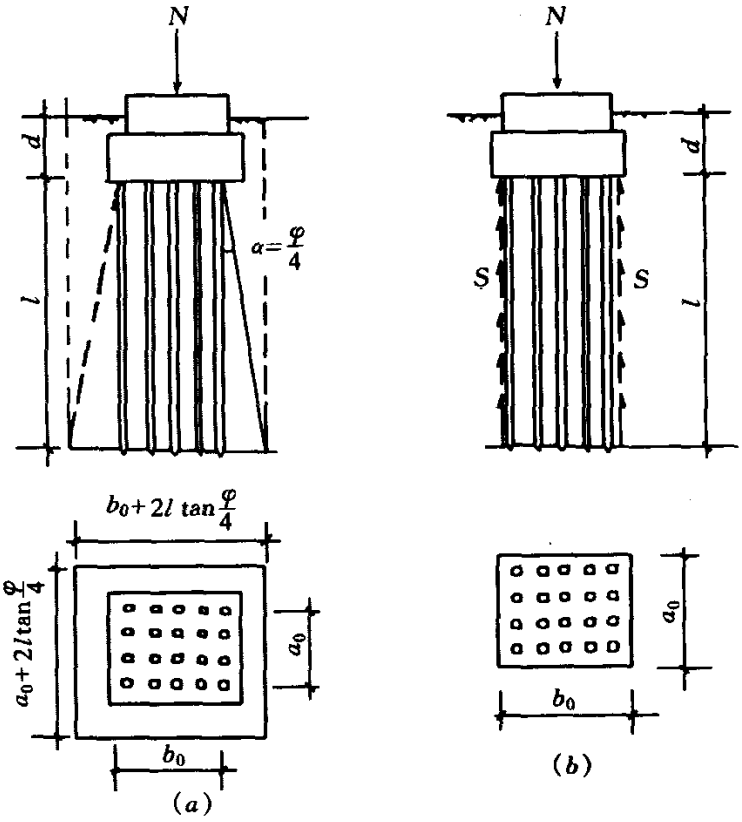


图 R.0.3　实体深基础的底面积

R.0.4　采用明德林应力公式计算地基中的某点的竖向附加应力值时，可将各根桩在该点所产生的附加应力，逐根叠加按下式计算。

$$\sigma_{j,i}=\sum_{k=1}^{n}(\sigma_{zp,k}+\sigma_{zs,k}) \qquad \text{（R.0.4-1）}$$

Q 为单桩在竖向荷载的准永久组合作用下的附加荷载，由桩端阻力 Q_p 和桩侧摩阻力 Q_s 共同承担，且:$Q_p=aQ$，a 是桩端阻力比。桩的端阻力假定为集中力，桩侧摩阻力可假定为沿桩身均匀分布和沿桩身线性增长分布两种形式组成，其值分别为 βQ 和(1-α-β)Q，如图 R.0.4 所示。

第 *k* 根桩的端阻力在深度 *z* 处产生的应力:

$$\sigma_{zp,k}=\frac{\alpha Q}{l^2}I_{p,k} \qquad \text{（R.0.4-2）}$$

第 k 根桩的侧摩阻力在深度 z 处产生的应力:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

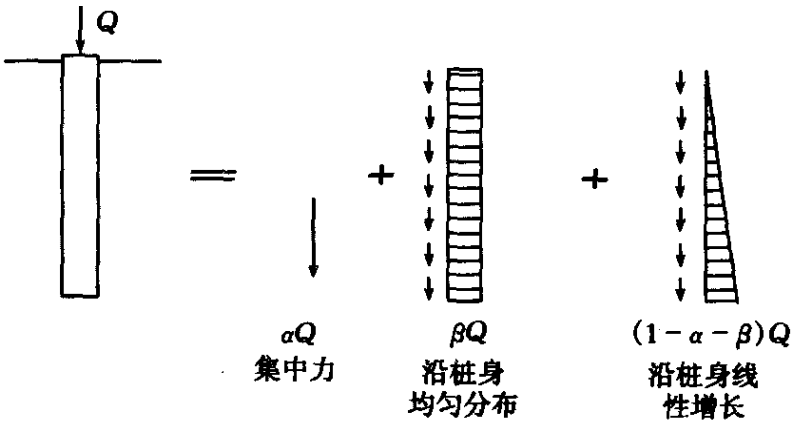


图 R.0.4　单桩荷载分担

$$\sigma_{zs,k}=\frac{Q}{l^2}\left[\beta I_{sl,k}+(1-\alpha-\beta)I_{s2,k}\right] \qquad \text{（R.0.4-3）}$$

对于一般摩擦型桩可假定桩侧摩阻力全部是沿桩身线性增长的(即 β=0)，则(R.0.4-3)式可简化为:

$$\sigma_{zs,k}=\frac{Q}{l^2}(1-\alpha)I_{s2,k} \qquad \text{（R.0.4-4）}$$

式中　　l—为桩长(m);

I_p，I_{s1}，I_{s2}—应力影响系数，可用对明德林应力公式进行积分的方式推导得出。

对于桩顶的集中力:

$$I_p=\frac{1}{8\pi(1-v)}\left\{\frac{(1-2v)(m-1)}{A^3}-\frac{(1-2v)(m-1)}{B^3}+\frac{3(m-1)^3}{A^5}\right.$$
$$+\frac{3(3-4v)m(m+1)^2-3(m+1)(5m-1)}{B^5}$$
$$\left.+\frac{30m(m+1)^3}{B^7}\right\} \qquad \text{（R.0.4-5）}$$

对于桩侧摩阻力沿桩身均匀分布的情况:

$$I_{sl}=\frac{1}{8\pi(1-v)}\left\{\frac{2(2-v)}{A}-\frac{2(2-v)+2(1-2v)(m^2/n^2+m/n^2)}{B}\right.$$
$$+\frac{(1-2v)2(m/n)^2}{F}-\frac{n^2}{A^3}-\frac{4m^2-4(1+v)(m/n)^2m^2}{F^3}$$
$$\left.-\frac{4m(1+v)(m+1)(m/n+1/n)^2-(4m^2+n^2)}{B^3}\right.$$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$+\frac{6m^2(m^4-n^4)/n^2}{F^5}-\frac{6m\left[mn^2-(m+1)^5/n^2\right]}{B^5}\Bigg\} \qquad \text{（R.0.4-6）}$$

对于桩侧摩阻力沿桩身线性增长的情况:

$$I_{s2}=\frac{1}{4\pi(1-v)}\Bigg\{\frac{2(2-v)}{A}$$

$$-\frac{2(2-v)(4m+1)-2(1-2v)(1+m)m^2/n^2}{B}$$

$$-\frac{2(1-2v)m^3/n^2-8(2-v)m}{F}-\frac{mn^2+(m-1)^3}{A^3}$$

$$-\frac{4vn^2m+4m^3-15n^2m-2(5+2v)(m/n)^2(m+1)^3+(m+1)^3}{B^3}$$

$$-\frac{2(7-2v)mn^2-6m^3+2(5+2v)(m/n)^2m^3}{F^3}$$

$$-\frac{6mn^2(n^2-m^2)+12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5}$$

$$+\frac{12(m/n)^2m^5+6mn^2(n^2-m^2)}{F^5}$$

$$+2(2-v)1n\left(\frac{A+m-1}{F+m}\times\frac{B+m+1}{F+m}\right)\Bigg\} \qquad \text{（R.0.4-7）}$$

式中 $A^2=n^2+(m-1)^2$；$B^2=n^2+(m+1)^2$；

$F^2=n^2+m^2$；$n=r/l$；$m=z/l$

v—地基土的泊松比；

r—计算点离桩身轴线的水平距离；

z—计算应力点离承台底面的竖向距离。

将公式(R.0.4-1)～(R.0.4-4)代入公式(R.0.1)，得到单向压缩分层总和法沉降计算公式:

$$s=\varphi_p\frac{Q}{l^2}\sum_{j=1}^{m}\sum_{i=1}^{n_j}\frac{\Delta h_{j,i}}{E_{sj,i}}\sum_{k=1}^{n}\left[aI_{p,k}+(1-\alpha)I_{s2,k}\right] \qquad \text{（R.0.4-8）}$$

R.0.5 采用明德林应力公式计算桩基础最终沉降量时，竖向荷载准永久组合作用下附加荷载的桩端阻力比 α 和桩基沉降计算经验系数 φ_p 应根据当地工程的实测资料统

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

计确定。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 S　阶梯形承台及锥形承台斜截面受剪的截面宽度

S.0.1　对于阶梯形承台应分别在变阶处(A_1—A_1，B_1—B_1)及柱边处(A_2—A_2，B_2—B_2)进行斜截面受剪计算(图 S.0.1)。

计算变阶处截面 A_1—A_1、B_1—B_1 的斜截面受剪承载力时，其截面有效高度均为 h_{01}，截面计算宽度分别为 b_{y1} 和 b_{x1}。

计算柱边截面 A_2—A_2 和 B_2—B_2 处的斜截面受剪承载力时，其截面有效高度均为 $h_{01}+h_{02}$，截面计算宽度按下式计算:

对 A_2—A_2

$$b_{yo}=\frac{b_{y1}\bullet h_{01}+b_{y2}\bullet h_{02}}{h_{01}+h_{02}} \qquad \text{(S.0.1-1)}$$

对 B_2—B_2

$$b_{xo}=\frac{b_{x1}\bullet h_{01}+b_{x2}\bullet h_{02}}{h_{01}+h_{02}} \qquad \text{(S.0.1-2)}$$

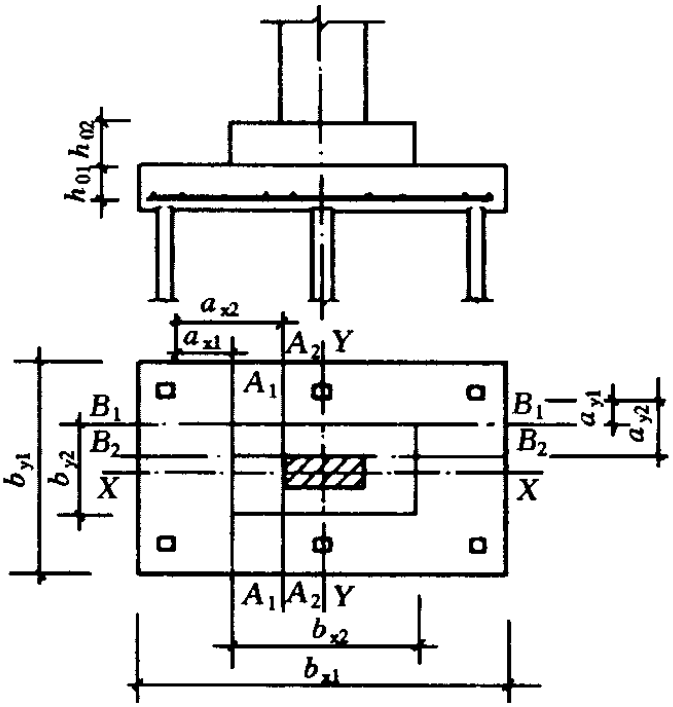


图 S.0.1　阶梯形承台斜截面受剪计算示意

S.0.2　对于锥形承台应对 A—A 及 B—B 两个截面进行受剪承载力计算(图 S.0.2)，截面有效高度均为 h_0，截面的计算宽度按下式计算:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

对 A—A

$$b_{y0}=\left[1-0.5\frac{h_1}{h_0}\left[1-\frac{b_{y2}}{b_{y1}}\right]\right]b_{y1} \qquad \text{（S.0.2-1）}$$

对 B—B

$$b_{x0}=\left[1-0.5\frac{h_1}{h_0}\left[1-\frac{b_{x2}}{b_{x1}}\right]\right]b_{x1} \qquad \text{（S.0.2-2）}$$

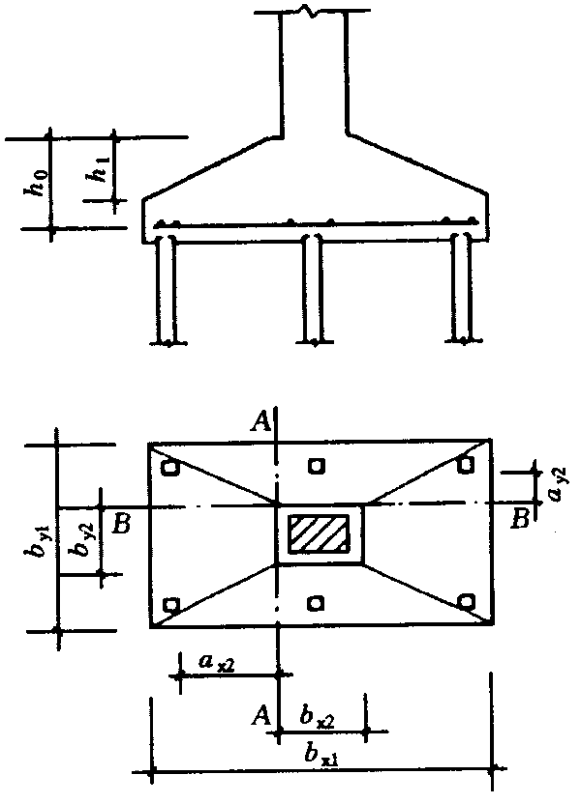


图 S.0.2　锥形承台受剪计算示意

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 T　桩式、墙式悬臂支护结构计算要点

T.0.1　桩式、墙式悬臂支护结构抗整体倾覆稳定性应满足以下条件(图 T.0.1):

$$\frac{M_p}{M_a}=\frac{E_p b_p}{E_a b_a}\geqslant 1.3 \qquad \text{(T.0.1)}$$

式中　E_p、b_q—分别为被动侧土压力的合力及合力对支护结构底端的力臂;

E_a、b_a—分别为主动侧土压力的合力及合力对支护结构底端的力臂。

此外，尚应验算抗水平推移稳定性。

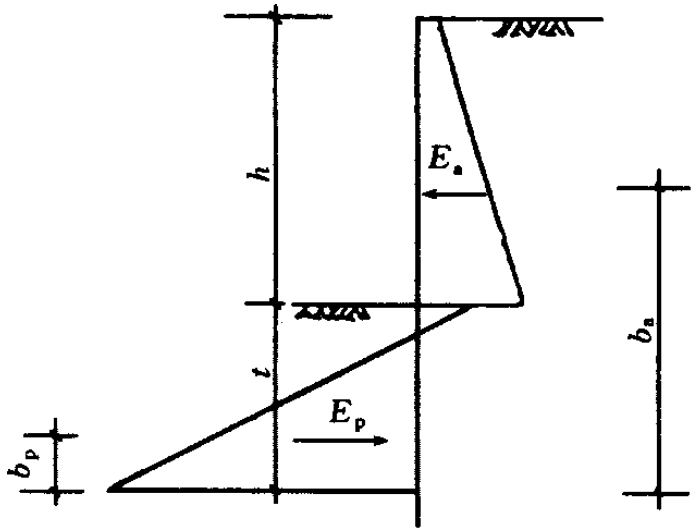


图 T.0.1　悬臂式结构计算简图

T.0.2　桩式、墙式悬臂支护结构的最大弯矩位置在基坑面以下，可根据剪力为零的条件确定。

T.0.3　本附录方法不适用于当支护桩(墙)下端为淤泥土的情况。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 U　桩式、墙式锚撑支护结构计算要点

U.0.1　桩式、墙式锚撑支护结构抗整体倾覆稳定性应满足以下条件(图 U.0.1):

$$\frac{E_{pk}b_k + \sum T_i a_i}{E_{ak} \bullet a_k} \geqslant 1.3 \qquad \text{(U.0.1)}$$

此外，尚应验算抗水平推移稳定性。

U.0.2　锚撑式支护结构的计算尚应符合以下规定:

1　应逐层计算基坑开挖过程中每层支撑设置前支护结构的内力，达到最终挖土深度后，应验算支护结构抗倾覆的稳定性；当基坑回填过程需要拆除或替换支撑时，尚应计算相应状态下支护结构的稳定性及内力。

2　应根据支护结构嵌固段端点的支承条件合理选定计算方

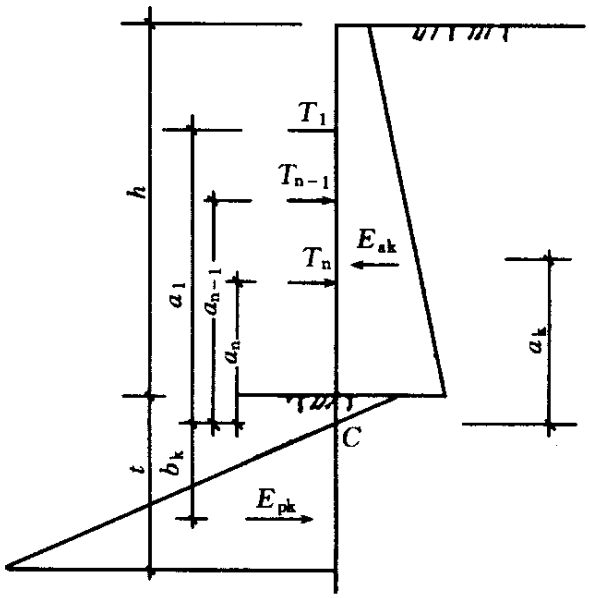


图 U.0.1　桩式、墙式锚撑支护结构计算

法，可按等值梁法、静力平衡法或弹性抗力法计算内力。

3　假定支撑为不动支点，且下层支撑设置后，上层支撑的支撑力保持不变。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 V　基坑底抗隆起稳定性验算

V.0.1　当基坑底为软土时，应验算坑底土抗隆起稳定性。支护桩、墙端以下土体向上涌起，可按下式验算(图 V.0.1):

$$\frac{N_c \bullet \tau_o + \gamma \bullet t}{\gamma (h+t) + q} \geqslant 1.6 \qquad \text{（V.0.1）}$$

式中　N_c—承载力系数，条形基础时取 N_c=5.14；

τ_o—抗剪强度，由十字板试验或三轴不固结不排水试验确定(kPa)；

γ—土的重度(kN/m^3)；

t—支护结构入土深度(m)；

h—基坑开挖深度(m)；

q—地面荷载(kPa)。

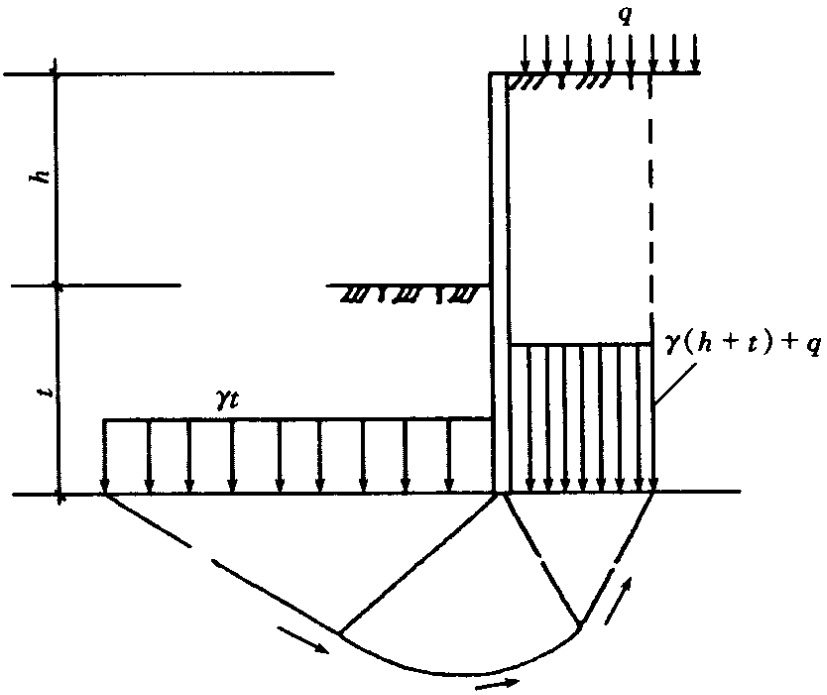


图 V.0.1　基坑底抗隆起稳定性验算示意

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 W　基坑底抗渗流稳定性验算

W.0.1　当上部为不透水层，坑底下某深度处有承压水层时，基坑底抗渗流稳定性可按下式验算(图 W.0.1)。

$$\frac{\gamma_m(t+\Delta t)}{P_w} \geqslant 1.1 \qquad \text{(W.0.1)}$$

式中　γ_m—透水层以上土的饱和重度(kN/m^3)；

$t+\Delta t$—透水层顶面距基坑底面的深度(m)；

P_w—含水层水压力(kPa)。

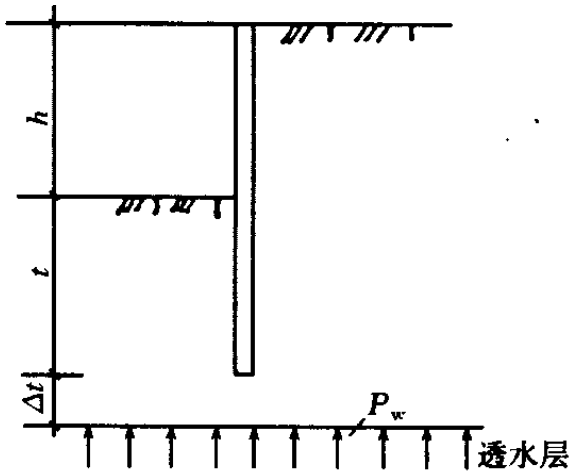


图 W.0.1　基坑底抗渗流稳定验算示意

W.0.2　当基坑内外存在水头差时，粉土和砂土应进行抗渗稳定性验算，渗透的水力梯度不应超过临界水力梯度。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 X　土层锚杆试验要点

X.0.1　试验锚杆不应少于 3 根，用作试验的锚杆参数、材料及施工工艺应与工程锚杆相同；

X.0.2　最大试验荷载 Q_{max} 所产生的应力不应超过钢丝、钢绞线、钢筋强度标准值的 0.8 倍；

X.0.3　粘性土层锚杆试验加载等级与测读锚头位移应遵守下列规定:

1　采用循环加载，初始荷载宜取 $A \cdot f_{ptk}$ 的 0.1 倍，每级加载增量宜取 $A \cdot f_{ptk}$ 的 1/10～1/15；

2　砂土、粘性土层锚杆加载等级与观测时间应符合表 X.0.3 的规定；

表 X.0.3　砂土、粘性土层锚杆试验加载等级与锚头位移测读时间

每次循环累计加载量 ($A \cdot f_{ptk}$%) / 测读时间间隔 (min) / 循环加载次数	加载段				卸载段		
	5	5	5	10	5	5	5
初始荷载	—	—	—	10	—	—	—
第一循环	10	—	—	30	—	—	10
第二循环	10	20	30	40	30	20	10
第三循环	10	30	40	50	40	30	10
第四循环	10	30	50	60	50	30	10
第五循环	10	30	50	70	50	30	10
第六循环	10	30	60	80	60	30	10

3　在每级加载观测时间内，测读锚头位移不应少于 3 次；

4　在每级加载观测时间内，当锚头位移增量不大于 0.1mm 时，可施加下一级荷载；不满足时应在锚头位移增量 2 小时以内小于 2mm 时，再施加下一级荷载。

X.0.4　锚杆试验所得的总弹性位移应超过自由段长度理论弹性伸长量的 80%，且应小于自由段长度与 1/2 锚固段长度之和的理论弹性伸长量。

X.0.5　锚杆试验终止条件应符合下列规定:

1　后一级荷载产生的锚头位移增量达到或超过前一级荷载产生位移增量的 2 倍；

2　某级荷载下锚头总位移不收敛；

3　锚头总位移超过设计允许位移值。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

X.0.6 试验报告应绘制锚杆荷载——位移(Q—s)曲线；锚杆荷载——弹性位移(Q—s_e)曲线；锚杆荷载——塑性位移(Q—s_p)曲线。

X.0.7 锚杆的极限承载力应取终止试验荷载的前一级荷载的 95%。

参加统计的试验锚杆，当满足其极差不超过平均值的 30%时，可取其平均值为锚杆极限承载力。极差超过平均值的 30%时，宜增加试验量并分析离差过大的原因，结合工程具体情况确定极限承载力。

X.0.8 将锚杆极限承载力除以安全系数 2，即为锚杆抗拔承载力特征值 R_t。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

用词和用语说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词，说明如下:

(1)表示很严格，非这样做不可的用词:

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

(2)表示严格，在正常情况下均应这样做的用词:

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

(3)表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词:

正面词采用“宜”或“可”；反面词采用“不宜”。

2 条文中指定应按其他有关标准、规范执行时，写法为“应符合……的规定”。非必须按所指定的标准、规范或其他规定执行时，写法为“可参照……”。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

UDC

中华人民共和国国家标准

P

GB 50007—2002

建筑地基基础设计规范

Code for design of building foundation

2002—2—20 发布　　2002—04—01 实施

中华人民共和国建设部

国家质量监督检验检疫总局

联合发布

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

中华人民共和国国家标准

建筑地基基础设计规范

GB 50007—2002

主编部门:中华人民共和国建设部

批准部门:中华人民共和国建设部

施行日期:2002 年 4 月 1 日

条文说明

中国建筑资讯网

2002 北京

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

目　　次

1　总　　则 5
2　术语和符号 6
3　基本规定 7
4　地基岩土的分类及工程特性指标 9
　4.1　岩土的分类 9
　4.2　工程特性指标 11
5　地基计算 13
　5.1　基础埋置深度 13
　5.2　承载力计算 26
　5.3　变形计算 32
6　山区地基 39
　6.3　压实填土地基 39
　6.6　土质边坡与重力式挡墙 41
　6.7　岩石边坡与岩石锚杆挡墙 43
7　软弱地基 47
　7.2　利用与处理 47
　7.5　大面积地面荷载 47
8　基　　础 55
　8.1　无筋扩展基础 55
　8.2　扩展基础 55
　8.3　柱下条形基础 57
　8.4　高层建筑筏形基础 58
　8.5　桩 基 础 66
9　基坑工程 76
　9.1　一般规定 76
　9.2　设计计算 78
　9.3　地下连续墙与逆作法 84
10　检验与监测 85
　10.1　检　　验 85

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

10.2 监　　测 87
附录 G　基底下允许冻土层最大厚度 h_{max} 的计算 89

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @ @

1 总　　则

1.0.1　《建筑结构设计统一标准》对结构设计应满足的功能要求作了如下规定:一、能承受在正常施工和正常使用时可能出现的各种作用；二、在正常使用时具有良好的工作性能；三、在正常维护下具有足够的耐久性能；四、在偶然事件发生时及发生后，仍能保持必需的整体稳定。按此规定根据地基工作状态地基设计时应当考虑:

1　在长期荷载作用下，地基变形不致造成承重结构的损坏；

2　在最不利荷载作用下，地基不出现失稳现象。

因此，地基基础设计应注意区分上述两种功能要求。在满足第一功能要求时，地基承载力的选取以不使地基中出现长期塑性变形为原则，同时还要考虑在此条件下各类建筑可能出现的变形特征及变形量。由于地基土的变形具有长期的时间效应，与钢、混凝土、砖石等材料相比，它属于大变形材料。从已有的大量地基事故分析，绝大多数事故皆由地基变形过大且不均匀所造成。故在规范中明确规定了按变形设计的原则、方法；对于一部分地基基础设计等级为丙级的建筑物当按地基承载力设计基础面积及埋深后，其变形亦同时可满足要求时才不进行变形计算。

1.0.2　由于地基土的性质复杂。在同一地基内土的力学指标离散性一般较大，加上暗塘、古河道、山前洪积、溶岩等许多不良地质条件，必需强调因地制宜原则。本规范对总的设计原则、计算均作出了通用规定，也给出了许多参数。各地区可根据土的特性、地质情况作具体补充。此外，设计人员必须根据具体工程的地质条件，采用优化设计方法，以提高设计质量。

1.0.4　地基基础设计中，作用在基础上的各类荷载及其组合方法按现行《建筑结构荷载规范》执行。在地下水位以下时应扣去水的浮力。否则，将使计算结果偏差很大而造成重大失误。在计算土压力、滑坡推力、稳定性时尤应注意。

本规范只给出各类基础基底反力、力矩、挡墙所受的土压力等。至于基础断面大小及配筋量尚应满足抗弯、冲切、剪切、抗压等要求，设计时应根据所选基础材料按照有关规范规定执行。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2.1.3 由于土为大变形材料，当荷载增加时，随着地基变形的相应增长，地基承载力也在逐渐加大，很难界定出一个真正的“极限值”；另一方面，建筑物的使用有一个功能要求，常常是地基承载力还有潜力可挖，而变形已达到或超过按正常使用的限值。因之，地基设计是采用正常使用极限状态这一原则，所选定的地基承载力是在地基土的压力变形曲线线性变形段内相应于不超过比例界限点的地基压力值，即允许承载力。

根据国外有关文献，相应于我国规范中“标准值”的含义可以有特征值、公称值、名义值、标定值四种，在国际标准《结构可靠性总原则》ISO2394 中相应的术语直译为“特征值”(characteristic value)，该值的确定可以是统计得出，也可以是传统经验值或某一物理量限定的值。

本次修订采用“特征值”一词，用以表示正常使用极限状态计算时采用的地基承载力和单桩承载力的值，其涵义即为在发挥正常使用功能时所允许采用的抗力设计值，以避免过去一律提“标准值”时所带来的混淆。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

3　基本规定

3.0.1　建筑地基基础设计等级是按照地基基础设计的复杂性和技术难度确定的，划分时考虑了建筑物的性质、规模、高度和体型；对地基变形的要求；场地和地基条件的复杂程度；以及由于地基问题对建筑物的安全和正常使用可能造成影响的严重程度等因素。

地基基础设计等级采用三级划分，如表 3.0.1。现对该表作如下重点说明:

在地基基础设计等级为甲级的建筑物中，30 层以上的高层建筑，不论其体型复杂与否均列入甲级，这是考虑到其高度和重量对地基承载力和变形均有较高要求，采用天然地基往往不能满足设计需要，而须考虑桩基或进行地基处理；体型复杂、层数相差超过 10 层的高低层连成一体的建筑物是指在平面上和立面上高度变化较大、体型变化复杂，且建于同一整体基础上的高层宾馆、办公楼、商业建筑等建筑物。由于上部荷载大小相差悬殊、结构刚度和构造变化复杂，很易出现地基不均匀变形，为使地基变形不超过建筑物的允许值，地基基础设计的复杂程度和技术难度均较大，有时需要采用多种地基和基础类型或考虑采用地基与基础和上部结构共同作用的变形分析计算来解决不均匀沉降对基础和上部结构的影响问题；大面积的多层地下建筑物存在深基坑开挖的降水、支护和对邻近建筑物可能造成严重不良影响等问题，增加了地基基础设计的复杂性，有些地面以上没有荷载或荷载很小的大面积多层地下建筑物，如地下车库、商场、运动场等还存在抗地下水浮力设计等问题；复杂地质条件下的坡上建筑物是指坡体岩土的种类、性质、产状和地下水条件变化复杂等对坡体稳定性不利的情况，此时应作坡体稳定性分析，必要时应采取整治措施；对原有工程有较大影响的新建建筑物是指在原有建筑物旁和在地铁、地下隧道、重要地下管道上或旁边新建的建筑物，当新建建筑物对原有工程影响较大时，为保证原有工程的安全和正常使用，增加了地基基础设计的复杂性和难度；场地和地基条件复杂的建筑物是指不良地质现象强烈发育的场地，如泥石流、崩塌、滑坡、岩溶土洞塌陷等，或地质环境恶劣的场地，如地下采空区、地面沉降区、地裂缝地区等，复杂地基是指地基岩土种类和性质变化很大、有古河道或暗浜分布、地基为特殊性岩土，如膨胀土、湿陷性土等、以及地下水对工程影响很大需特殊处理等情况，上述情况均增加了地基基础设计的复杂程度和技术难度。对在复杂地质条件和软土地区开挖较深的基坑工程，由于基坑支护、开挖和地下水控制等技术复杂、难度较大，也列入甲级。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 3.0.1 所列的设计等级为丙级的建筑物是指建筑场地稳定，地基岩土均匀良好、荷载分布均匀的七层及七层以下的民用建筑和一般工业建筑物以及次要的轻型建筑物。

由于情况复杂，设计时应根据建筑物和地基的具体情况参照上述说明确定地基基础的设计等级。

3.0.2 本条规定了地基设计的原则

1 各类建筑物的地基计算均应满足承载力计算的要求。

2 设计等级为甲、乙级的建筑物均应按地基变形设计，这是由于因地基变形造成上部结构的破坏和裂缝的事例很多，因此控制地基变形成为地基设计的主要原则，在满足承载力计算的前提下，应按控制地基变形的正常使用极限状态设计。

3 本次修订增加了对地下水埋藏较浅，而地下室或地下构筑物存在上浮问题时，应进行抗浮验算的规定。

3.0.3 本条规定了对地基勘察的要求

1 在地基基础设计前必须进行岩土工程勘察。

2 对岩土工程勘察报告的内容作出规定。

3 对不同地基基础设计等级建筑物的地基勘察方法，测试内容提出了不同要求。

4 强调应进行施工验槽，如发现问题应进行补充勘察，以保证工程质量。

3.0.4 地基基础设计时，所采用的荷载效应最不利组合和相应的抗力限值应按下列规定:

当按地基承载力计算和地基变形计算以确定基础底面积和埋深时应采用正常使用极限状态，相应的荷载效应组合为标准组合和准永久组合。

在计算挡土墙土压力、地基和斜坡的稳定及滑坡推力时，采用承载能力极限状态荷载效应基本组合，荷载效应组合设计值 S 中荷载分项系数均为 1.0。

在根据材料性质确定基础或桩台的高度、支挡结构截面，计算基础或支挡结构内力、确定配筋和验算材料强度时，应按承载能力极限状态考虑，采用荷载效应基本组合。此时，S 中包含相应的荷载分项系数。

3.0.5 荷载效应组合的设计值应按现行《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定执行。规范编制组对基础构件设计的分项系数进行了大量试算工作，对高层建筑筏板基础 5 人次 8 项工程、高耸构筑物 1 人次 2 项工程、烟囱 2 人次 8 项工程，支挡结构 5 人次 20 项工程的试算结果统计，对由永久荷载控制的荷载效应基本组合确定设计值时，综合荷载分项系数应取 1.35。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

4 地基岩土的分类及工程特性指标

4.1 岩土的分类

4.1.2～4.1.4 岩石的工程性质极为多样，差别很大，进行工程分类十分必要。89规范首先进行坚固性分类，再进行风化分类。按坚固性分为“硬质岩”和“软质岩”，列举了代表性岩石名称，以新鲜岩块的饱和单轴抗压强度30MPa为分界标准。问题在于，新鲜的未风化的岩块在现场很难取得，难以执行。另外，只分“硬质”和“软质”，也显得粗了些，而对工程最重要的是软岩和极软岩。

岩石的分类可以分为地质分类和工程分类。地质分类主要根据其地质成因，矿物成份、结构构造和风化程度，可以用地质名称加风化程度表达，如强风化花岗岩、微风化砂岩等。这对于工程的勘察设计确是十分必要的。工程分类主要根据岩体的工程性状，使工程师建立起明确的工程特性概念。地质分类是一种基本分类，工程分类应在地质分类的基础上进行，目的是为了较好地概括其工程性质，便于进行工程评价。

为此，本次修订除了规定应确定地质名称和风化程度外，增加了“岩块的坚硬程度”和“岩体的完整程度”的划分，并分别提出了定性和定量的划分标准和方法，对于可以取样试验的岩石，应尽量采用定量的方法，对于难以取样的破碎和极破碎岩石，可用附录A的定性方法，可操作性较强。岩石的坚硬程度直接和地基的强度和变形性质有关，其重要性是无疑的。岩体的完整程度反映了它的裂隙性，而裂隙性是岩体十分重要的特性，破碎岩石的强度和稳定性较完整岩石大大削弱，尤其对边坡和基坑工程更为突出。

本次修订将岩石的坚硬程度和岩体的完整程度各分五级。划分出极软岩十分重要，因为这类岩石常有特殊的工程性质，例如某些泥岩具有很高的膨胀性；泥质砂岩、全风化花岗岩等有很强的软化性(饱和单轴抗压强度可等于零)；有的第三纪砂岩遇水崩解，有流砂性质。划分出极破碎岩体也很重要，有时开挖时很硬，暴露后逐渐崩解。片岩各向异性特别显著，作为边坡极易失稳。

破碎岩石测岩块的纵波波速有时会有困难，不易准确测定，此时，岩块的纵波波速可用现场测定岩性相同但岩体完整的纵波波速代替。

4.1.6 碎石土难以取样试验，89规范用野外鉴别方法划分密实度。本次修订以重型动力触探锤击数 $N_{63.5}$ 为主划分其密实度，更为客观和可靠，同时保留野外鉴别法，

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

列入附录 B。

重型圆锥动力触探在我国已有近五十年的应用经验，各地积累了大量资料。铁道部第二勘测设计院通过筛选，采用了 59 组对比数据，包括卵石、碎石、圆砾、角砾，分布在四川、广西、辽宁、甘肃等地，数据经修正(表 4.1.6-1)，统计分析了 $N_{63.5}$ 与地基承载力关系(表 4.1.6-2)。

表 4.1.6-1　　修正系数

$N_{63.5}$ / l (m)	5	10	15	20	25	30	35	40	≥50
≤2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
4	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.8	0.87	0.86	0.84
6	0.93	0.90	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.78	0.75
8	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73	0.71	0.67
10	0.88	0.83	0.79	0.75	0.72	0.69	0.67	0.64	0.61
12	0.85	0.79	0.75	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.55
14	0.82	0.76	0.71	0.66	0.62	0.58	0.56	0.53	0.50
16	0.79	0.73	0.67	0.62	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45
18	0.77	0.70	0.63	0.57	0.53	0.49	0.46	0.43	0.40
20	0.75	0.67	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41	0.39	0.36

注：l 为杆长。

表 4.1.6-2　　$N_{63.5}$ 与承载力的关系

$N_{63.5}$	3	4	5	6	8	10	12	14	16
σ_0(kPa)	140	170	200	240	320	400	480	540	600
$N_{63.5}$	18	20	22	24	26	28	30	35	40
σ_0(kPa)	660	720	780	830	870	900	930	970	1000

注：1. 适用的深度范围为 1～20m；

2. 表内的 $N_{63.5}$ 为经修正后的平均击数。

表 4.1.6-1 的修正，实际上是对杆长、上覆土自重压力、侧摩阻力的综合修正。

过去积累的资料基本上是 $N_{63.5}$ 与地基承载力的关系，极少与密实度有关系。考虑到碎石土的承载力主要与密实度有关，故本次修订利用了表 4.1.6-2 的数据，参考其他资料，制定了本条按 $N_{63.5}$ 划分碎石土密实度的标准。

4.1.8　关于标准贯入试验锤击数 N 值的修正问题，虽然国内外已有不少研究成果，但意见很不一致。在我国，一直用经过修正后的 N 值确定地基承载力，用不修正的 N 值判别液化。国外和我国某些地方规范，则采用有效上覆自重压力修正。因此，勘察报告首先提供未经修正的实测值，这是基本数据。然后，在应用时根据当地积累资料统计分析时的具体情况，确定是否修正和如何修正。用 N 值确定砂土密实度，

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

确定这个标准时并未经过修正，故表 4.1.8 中的 N 值为未经过修正的数值。

4.1.11 粉土的性质介于砂土和粘性土之间。砂粒含量较多的粉土，地震时可能产生液化，类似于砂土的性质。粘粒含量较多(>10%)的粉土不会液化，性质近似于粘性土。而西北一带的黄土，颗粒成分以粉粒为主，砂粒和粘粒含量都很低。因此，将粉土细分为亚类，是符合工程需要的。但目前，由于经验积累的不同和认识上的差别，尚难确定一个能被普遍接受的划分亚类标准，故本条未作划分亚类的明确规定。

4.1.13 红粘土是红土的一个亚类。红土化作用是在炎热湿润气候条件下的一种特定的化学风化成土作用。它较为确切地反映了红粘土形成的历程与环境背景。

区域地质资料表明:碳酸盐类岩石与非碳酸盐类岩石常呈互层产出，即使在碳酸盐类岩石成片分布的地区，也常见非碳酸盐类岩石夹杂其中。故将成土母岩扩大到“碳酸盐岩系出露区的岩石”。

在岩溶洼地、谷地、准平原及丘陵斜坡地带，当受片状及间歇性水流冲蚀，红粘土的土粒被带到低洼处堆积成新的土层，其颜色较未搬运者为浅，常含粗颗粒，但总体上仍保持红粘土的基本特征，而明显有别于一般的粘性土。这类土在鄂西、湘西、广西、粤北等山地丘陵区分布，还远较红粘土广泛。为了利于对这类土的认识和研究，将它划定为次生红粘土。

4.1.15～4.1.16 本次修订增加了膨胀土和湿陷性土的定义。

4.2 工程特性指标

4.2.1 静力触探、动力触探、标准贯入试验等原位测试，用于确定地基承载力，在我国已有丰富经验，可以应用，故列入本条，并强调了必须有地区经验，即当地的对比资料。同时还应注意，当地基基础设计等级为甲级和乙级时，应结合室内试验成果综合分析，不宜单独应用。

74 规范建立了土的物理力学性指标与地基承载力关系，89 规范仍保留了地基承载力表，列入附录，并在使用上加以适当限制。承载力表使用方便是其主要优点，但也存在一些问题。承载力表是用大量的试验数据，通过统计分析得到的。我国幅员广大，土质条件各异，用几张表格很难概括全国的规律。用查表法确定承载力，在大多数地区可能基本适合或偏保守，但也不排除个别地区可能不安全。此外，随着设计水平的提高和对工程质量要求的趋于严格，变形控制已是地基设计的重要原则，本规范作为国标，如仍沿用承载力表，显然已不适应当前的要求，故本次修订决定取消有关承载力表的条文和附录，勘察单位应根据试验和地区经验确定地基承载力等设计参数。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

4.2.2 工程特性指标的代表值，对于地基计算至关重要。本条明确规定了代表值的选取原则。标准值取其概率分布的 0.05 分位数；地基承载力特征值是指由载荷试验地基土压力变形关系线性变形段内不超过比例界限点的地基压力值，实际即为地基承载力的允许值。

4.2.3 载荷试验是确定岩土承载力的主要方法，89 规范列入了浅层平板载荷试验。考虑到浅层平板载荷试验不能解决深层土的问题，故本次修订增加了深层载荷试验的规定。这种方法已积累了一定经验，为了统一操作，将其试验要点列入了本规范的附录 D。

4.2.4 采用三轴剪切试验测定土的抗剪强度，是国际上常规的方法。优点是受力条件明确，可以控制排水条件，既可用于总应力法，也可用于有效应力法；缺点是对取样和试验操作要求较高，土质不均时试验成果不理想。相比之下，直剪试验虽然简便，但受力条件复杂，无法控制排水，故本次修订推荐三轴试验。鉴于多数工程施工速度快，较接近于不固结不排水剪条件，故本规范推荐 *UU* 试验。而且，用 *UU* 试验成果计算，一般比较安全。但预压固结的地基，应采用固结不排水剪。进行 *UU* 试验时，宜在土的有效自重压力下预固结，更符合实际。

室内试验确定土的抗剪强度指标影响因素很多，包括土的分层合理性、土样均匀性、操作水平等，某些情况下使试验结果的变异系数较大，这时应分析原因，增加试验组数，合理取值。

4.2.5 土的压缩性指标是建筑物沉降计算的依据。为了与沉降计算的受力条件一致，本次修订时强调了施加的最大压力应超过土的有效自重压力与预计的附加压力之和，并取与实际工程相同的压力段计算变形参数。

考虑土的应力历史进行沉降计算的方法，注意了欠压密土在土的自重压力下的继续压密和超压密土的卸载回弹再压缩，比较符合实际情况，是国际上常用的方法。本次修订时增加了通过高压固结试验测定有关参数的规定。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

5 地基计算

5.1 基础埋置深度

5.1.3 除岩石地基外，位于天然土质地基上的高层建筑筏形或箱形基础应有适当的埋置深度，以保证筏形和箱形基础的抗倾覆和抗滑移稳定性。

本条给出的抗震设防区内的高层建筑筏形和箱形基础埋深不宜小于建筑物高度的 1/15，是基于工程实践和科研成果。北京市勘察设计研究院张在明等在分析北京八度抗震设防区内高层建筑地基整体稳定性与基础埋深的关系时，以二幢分别为 15 层和 25 层的建筑，考虑了地震作用和地基的种种不利因素，用圆弧滑动面法进行分析，其结论是:从地基稳定的角度考虑，当 25 层建筑物的基础埋深为 1.8m 时，其稳定安全系数为 1.44，如埋深为 3.8m(1/17.8)时，则安全系数达到 1.64。对位于岩石地基上的高层建筑筏形和箱形基础，其埋置深度应根据抗滑移的要求来确定。

5.1.6 地基土的冻胀性分类

土的冻胀性分类基本上与 GBJ7-89 中的一致，仅对下列几个内容进行了修改。

1 增加了特强冻胀土一档。因原分类表中当冻胀率 η 大于 6%时为强冻胀，在实际的冻胀性地基土中 η 不小于 20%的并不少见，由不冻胀到强冻胀划分的很密，而强冻胀之后再不细分，显得太粗，有些在冻胀的过程中出现的力学指标如土的冻胀应力，切向冻胀力等，变化范围太大。因此，本规范作相应改动，增加了 η 大于 12%特强冻胀土一档。

2 在粗颗粒土中的细粒土含量(填充土)，超过某一定的数值时如 40%，其冻胀性可按所填充之物的冻胀性考虑。

当高塑性粘土如塑性指数 I_p 不小于 22 时，土的渗透性下降，影响其冻胀性的大小，所以考虑冻胀性下降一级。当土层中的粘粒(粒径小于 0.005mm)含量大于 60%，可看成为不透水的土，此时的地基土为不冻胀土。

3 近十几年内国内某些单位对季节冻土层地下水补给高度的研究做了很多工作，见表 5.1-1、表 5.1-2、表 5.1-3、表 5.1-4。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.1-1　　土壤毛管水上升高度与冻深、冻胀的比较*

项目 / 土壤类别	毛管水上升高度 (mm)	冻深速率变化点距地下水位的高度 (mm)	明显冻胀层距地下水位的高度 (mm)
重壤土	1500～2000	1300	1200
轻壤土	1000～1500	1000	1000
细　砂	＜500	—	400

＊ 王希尧　不同地下水埋深和不同土壤条件下冻结和冻胀试验研究《冰川冻土》1980.3。

表 5.1-2　　无冻胀层距离潜水位的高度*

土壤类别	重壤	轻壤	细砂	粗砂
无冻胀层距离潜水位的高度(mm)	1600	1200	600	400

＊ 王希尧　浅潜水对冻胀及其层次分布的影响《冰川冻土》1982.2。

表 5.1-3　　地下水位对冻胀影响程度*

土　类	地下水距冻结线的距离 z(m)				
亚粘土	z＞2.5	2.0＜z＜2.5	1.5＜z＜2.0	1.2＜z＜1.5	z＜1.2
亚砂土	z＞2.0	1.5＜z＜2.0	1.0＜z＜1.5	0.5＜z＜1.0	Z＜0.5
砂性土	z＞1.0	0.7＜z＜1.0	0.5＜z＜0.7	z＜0.5	—
粗　砂	z＞1.0	0.5＜z＜1.0	z＜0.5	—	—
冻胀类别	不冻胀	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特强冻胀

＊ 童长江等　切向冻胀力的设计值　科学院冰川所　大庆油田设计院 1986.7

表 5.1-4　　冻胀分类地下水界线值*

地下水位(m) 土层名 / 冻胀分类		不冻胀	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特强冻胀
粘性土	计算值	1.87	1.21	0.93	0.45	＜0.45
	推荐值	＞2.00	＞1.5	＞1.0	＞0.5	＜0.5
细　砂	计算值	0.87	0.54	0.33	0.06	＜0.06
	推荐值	＞1.0	＞0.6	＞0.4	＞0.1	＜0.1

＊　戴惠民　王兴隆　季冻区公路桥涵地基土冻胀与基础埋深的研究
黑龙江省交通科学研究所 1989.5

根据上述研究成果，以及专题研究“粘性土地基冻胀性判别的可靠性”，将季节冻土的冻胀性分类表中冻结期间地下水位距冻结面的最小距离 h_0 作了部分调整，其中粉砂列由 1.5m 改为 1.0m；粉土列由 2.0m 改为 1.5m；粘性土列中当 ω 大于 ω_p+9 后，改成大于 ω_p+15 为特强冻胀土。

4　冻结深度与冻层厚度两个概念容易混淆，对不冻胀土二者相同，但对冻胀土，尤其强冻胀以上的土，二者相差颇大。计算冻层厚度时，自然地面是随冻胀量的加

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

大而逐渐上抬的，设计基础埋深时所需的冻深值是自冻前原自然地面算起的，它等于冻层厚度减去冻胀量，特此强调引起注意。

5.1.7 冻深影响系数中的φ_{zs}、φ_{zw}及φ_{ze}

影响冻深的因素很多，最主要的是气温，除此之外尚有季节冻结层附近的地质(岩性)条件，水分状况以及环境特征等等。在上述诸因素中，除山区外，只有气温属地理性指标，其他一些因素，在平面分布上都是彼此独立的，带有随机性，各自的变化无规律，有些地方的变化还是相当大的，它们属局部性指标，局部性指标用小比例尺的全国分布图来表示，不合适。例如哈尔滨郊区有一个高陡坡，水平距离不过十余米，坡上土的含水量小，地下水位低，冻深约 1.9m，而坡下地下水位高，土的含水量大，属特强冻胀土，历年冻深不超过 1.5m。这种情况在冻深图中是无法表示清楚的，也不可能表示清楚。

附录 G《中国季节性冻土标准冻深线图》应该理解为在标准条件下取得的，该标准条件即为标准冻深的定义:地下水位与冻结锋面之间的距离大于 2m，非冻胀粘性土，地表平坦、裸露，城市之外的空旷场地中，多年实测(不少于十年)最大冻深的平均值。冻深的影响系数有土质系数，湿度系数，环境系数和地形系数等。

土质对冻深的影响是众所周知的，因岩性不同其热物理参数也不同，粗颗粒土的导热系数比细颗粒土的大。因此，当其他条件一致时，粗颗粒土比细颗粒土的冻深大，砂类土的冻深比粘性土的大。我国对这方面问题的实测数据不多、不系统，苏联 74 年和 83 年设计规范《房屋及建筑物地基》中有明确规定，本规范采纳了他们的数据。

土的含水量和地下水位对冻深也有明显的影响，我国东北地区做了不少工作，这里将土中水分与地下水位都用土的冻胀性表示(见本规范附录 G 中土的冻胀性分类表)，水分(湿度)对冻深的影响系数见表 5.1-5。因土中水在相变时要放出大量的潜热，所以含水量越多，地下水位越高(冻结时向上迁移)，参与相交的水量就越多，放出的潜热也就越多，由于冻胀土冻结的过程也是放热的过程，放热在某种程度上减缓了冻深的发展速度，因此冻深相对变浅。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.1-5　　水分对冻深的影响系数(含水量、地下水位)

资料出处	不冻胀	弱冻胀	冻　胀	强冻胀	特强冻胀
黑龙江低温所(闫家岗站)	1.00	1.00	0.90	0.85	0.80
黑龙江低温所(龙凤站)	1.00	0.90	0.80	0.80	0.77
大庆油田设计院(让胡路站)	1.00	0.95	0.90	0.85	0.75
黑龙江交通所(庆安站)	1.00	0.95	0.90	0.85	0.75
推　荐　值	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80

注：土的含水量与地下水位深度都含在土的冻胀性中，参见土的冻胀性分类表。

坡度和坡向对冻深也有一定的影响，因坡向不同，接收日照的时间有长有短，得到的辐射热有多有少，向阳坡的冻深最小，背阴坡的冻深最大。坡度的大小也有很大关系，同是向阳坡，坡度大者阳光光线的入射角相对较小，单位面积上的光照强度变大，接受的辐射热量就多，前苏联《普通冻土学》中给出了坡向对融化深度的影响系数。但是有关这方面的定量实测资料很少，坡度界限不好确定，因此本规范暂不考虑。

城市的气温高于郊外，这种现象在气象学中称为城市的“热岛效应”。城市里的辐射受热状况改变了(深色的沥青屋顶及路面吸收大量阳光)，高耸的建筑物吸收更多的阳光，各种建筑材料的热容量和传热量大于松土。据计算，城市接受的太阳辐射量比郊外高出 10%～30%，城市建筑物和路面传送热量的速度比郊外湿润的砂质土快 3 倍，工业设施排烟、放气、交通车辆排放尾气，人为活动等都放出很多热量，加之建筑群集中，风小对流差等，使周围气温升高。

目前无论国际还是国内对城市气候的研究越来越重视，该项研究已列入国家基金资助课题，对北京、上海、沈阳等十个城市进行了重点研究，已取得一批阶段成果。根据国家气象局气象科学研究院气候所和中国科学院、国家计委北京地理研究所气候室的专家提供的数据，经过整理列于表 5.1-6 中。“热岛效应”是一个比较复杂的问题，和城市人口数量，人口密度，年平均气温、风速、阴雨天气等诸多因素有关。根据观测资料与专家意见，作如下规定:20～50 万人口的城市(市区)，只按近郊考虑 0.95 的影响系数，50～100 万人口的城市，只按市区考虑 0.90 的系数，大于 100 万的，除考虑市区外，还可扩大考虑 5km 范围内的近郊区。此处所说的城市(市区)是指市民居住集中的市区，不包括郊区和市属县、镇。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.1-6　　“热岛效应”对冻深的影响

城　市	北　京	兰　州	沈　阳	乌鲁木齐
市区冻深 / 远郊冻深	52%	80%	85%	93%
规范推荐值	市区 0.90	近郊 0.95	村镇 1.00	

关于冻深的取值，尽量应用当地的实测资料，要注意个别年份挖探一个、两个数据不能算实测数据，多年实测资料(不少于十年)的平均值才为实测数据(个体不能代表均值)。

5.1.8　按双层地基计算模型对基底下允许冻土层最大厚度 h_{max} 的计算:

残留冻土层的确定只是根据自然场地的冻胀变形规律，没有考虑基础荷重的作用与土中应力对冻胀的影响，或者说地基土的冻胀变形与其上有无建筑物无关，与其上的荷载大小无关。例如，单层的平房与十几层高的住宅楼在按残留冻土层进行基础埋深的设计时，将得出相同的残留冻土层厚度，具有同一埋深，这显然是不够合理的。

本规范所采用的方法是以弹性层状空间半无限体力学的理论为基础的，在一般情况下(非冻结季节)地基土是单层的均质介质，而在季节冻土冻结期间则变成了含有冻土和未冻土两层的非均质介质，即双层地基，在融化过程中又变成了融土—冻土—未冻土的三层地基。

地基土在冻结之前由附加荷载引起的附加应力的分布是属于均质(单层)的，当冻深发展到浅基础底面以下，由于已冻土的力学特征参数与未冻土的差别较大而变成了两层。如果地基土是非冻胀性的，虽然地基已变成两层，但地基中原有的附加应力分布则仍保持着固有的单层的形式，若地基属于冻胀性土时，随着冻胀力的产生和不断增大，地基中的附加应力则进行着一系列变化，即重分配，冻胀力发展增大的过程，也是附加应力重分配的过程。

凡是基础埋置在冻深范围之内的建(构)筑物，其荷载都是较小的(因如果荷载较大，埋深浅了则不能满足变形和稳定的要求)，一般都应用均质直线变形体的弹性理论计算土中应力，土冻结之后的力学指标大大提高了，可以用双层空间半无限直线变形体理论来分析地基中的应力。

季节冻结层在冬季，土的负温度沿深度的分布，当冻层厚度不超过最大冻深的 3/4 时，即负气温在翌年入春回升之前可看成直线关系。根据黑龙江省寒地建筑科学研究院在哈尔滨和大庆两地冻土站(冻深在两米左右地区)实测的竖向平均温度梯度，可近似地用 0.1℃/cm 表示，地下各点负温度的绝对值可用下式计算:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$T=0.1(h-z)\ (℃) \qquad (5.1\text{-}1)$$

式中 h—自基础底面算起至冻结界面的冻层厚度(cm);

z—自基础底面算起冻土层中某点的竖向坐标(cm)。

冻土的变形模量(或近似称弹性模量)与土的种类、含水程度、荷载大小、加载速率以及土的负温度等都有密切关系，其变形模量与土温的关系委托中国科学院兰州冰川冻土研究所做的试验，经过整理简化后其结果为:

$$E=E_0+KT^a=[10+44T^{0.733}]\times10^3\ (\text{kPa}) \qquad (5.1\text{-}2)$$

将(5.1-1)式代入，得

$$E=[10+238(h-z)^{0.733}]\times10^3\ (\text{kPa}) \qquad (5.1\text{-}3)$$

式中 E_0—冻土在 0℃时的变形模量(kPa)。

双层地基的计算简图如图 5.1-1 所示，编制有限元的计算程序，用数值计算来近似解出双层地基交接面(冻结界面)上基础中心轴下垂直应力系数。根据湖南省计算技术研究所、中国科学院哈尔滨工程力学研究所的双层地基的解析计算结果，根据实际地基两层的刚度比、基础面积、形状、土层高度等参数求出了条形、方形和圆形图表的结果。

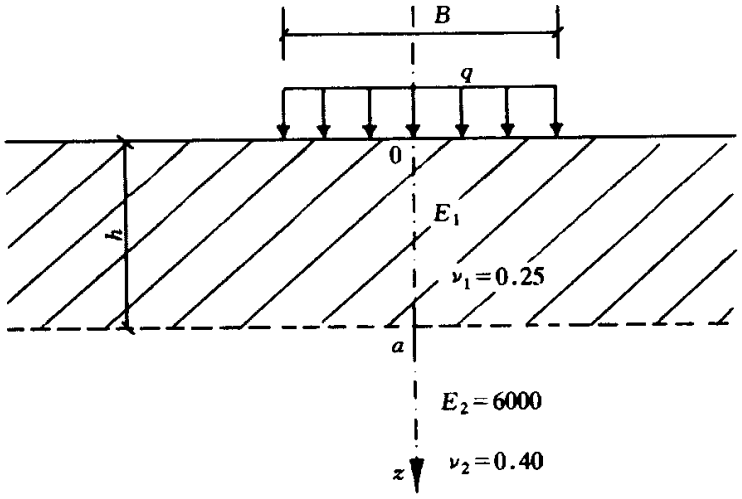


图 5.1-1 双层地基计算简图

$$E_1=[10+238(h-z)^{0.733}]\times10^3$$

根据一定的基础形式(条形、圆形或矩形)，一定的基础尺寸(基础宽度、直径或边长的数值)和一定的基底之下的冻层厚度，即可查出冻结界面上基础中心点下的应力系数值。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

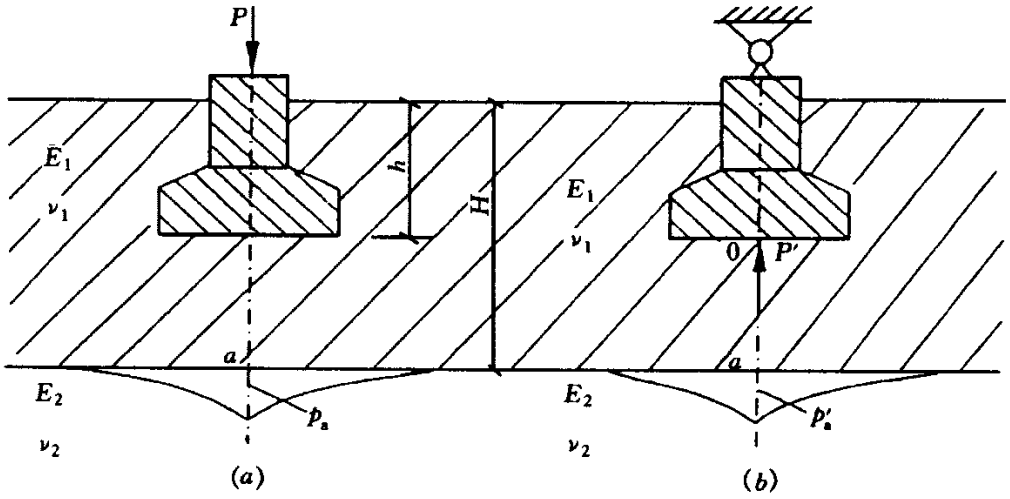


图 5.1-2　地基土的冻胀应力示意

***a*）由附加荷载作用在冻土地基上；*b*）由冻胀应力作用在基础上**

土的冻胀应力是这样得到的，如图 5.1-2 所示，图 5.1—2*a* 为一基础放置在冻土层内，设计冻深为 H，基础埋深为 h，冻土层的变形模量、泊松比为 E_1、ν_1，下卧不冻土层的为 E_2、ν_2 均为已知，图 5.1—2b 所示的地基与基础，其所有情况与图 5.1—2*a* 完全相同，二者所不同之处在于图 5.1—2*a* 为作用力 P 施加在基础上，地基内 a 点产生应力 p_a，图 5.1—2*b* 为基础固定不动，由于冻土层膨胀对基础产生一力 P'，引起地基内 a 点的应力为 p'_a，在界面上的冻胀应力按约束程度的不同有一定的分布规律。如果 $P'=P$ 时，则 $p'_a=p_a$，由于地基基础所组成的受力系统与大小完全相同，则地基和基础的应力状态也完全一致。换句话说，由 P 引起的在冻结界面上附加应力的大小和分布完全相同于产生冻胀力 P' (=P)时在冻结界面上冻胀应力的分布和大小，所以求冻胀应力的过程与求附加应力的过程是相同的。也可将附加应力看成冻胀应力的反作用力。

黑龙江省寒地建筑科学研究院于哈尔滨市郊的闫家岗冻土站中，在四个不同冻胀性的场地上进行了法向冻胀力的观测，正方形基础尺寸 A=0.5m^2，冻层厚度为 1.5～1.8m，基础埋深为零，四个场地的冻胀率 η 分别为 η_1=23.5%，η_2=16.4%，η_3=8.3%，η_4=2.5%。

由于在试验冻胀力的过程中基础有 20～30mm 的上抬量，法向冻胀力有一定的松弛，因此，在测得力值的基础上再增加 50%。形成“土的冻胀应力曲线”素材的情况是，冻胀率 η=20%，最大冻深 H=1.5m，基础面积 A=0.5m^2，则冻胀力达到 1000kN，相当 2000kPa，这样大的冻胀力用在工程上有一定的可靠性。

根据基础底面之下的冻层厚度 h 与基础尺寸，查双层地基的应力系数图表，就可容易地求出在该时刻冻胀应力 σ_{fh} 的大小。将不同冻胀率条件下和不同深度处得出

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

的冻胀应力画在一张图上便获得土的冻胀应力曲线。在求基础埋深的过程中，传到基础上的荷载只计算上部结构的自重，临时性的活荷载不能计入，如剧院、电影院的观众厅，在有演出节目时座无虚席，但散场以后空无一人，当夜间基土冻胀时活荷载根本就不存在。另如学校的教室，在严冬放寒假，正值冻胀严重的时令，学生却都回家去，也是空的了，等等。因此，在计算平衡冻胀力的附加荷载时，只计算实际存在的(墙体扣除门窗洞)结构自重，尚应乘以一个小于 1 的荷载系数(如 0.9)，考虑偶然最不利的情况。

基础底面处的接触附加压力可以算出，冻层厚度发展到任一深度处的应力系数可以查到，基底附加压力乘以应力系数即为该截面上的附加应力。然后寻求小于或等于附加应力的冻胀应力，这种截面所在的深度减去应力系数所对应的冻层厚度即为所求的基础的最小埋深，在这一深度上由于向下的附加应力已经把向上的冻胀应力给平衡了，即压住了，肯定不会出现冻胀变形，所以是安全的。

5.1.9 防切向冻胀力的措施

降低或消除切向冻胀力的措施很多，诸如:基侧保温法、基侧换土法、改良水土条件法、人工盐渍化法、使土颗粒聚集或分散法、憎水处理法以及基础锚固法等等。这些方法中有的不太经济，有的不能耐久，有的施工不便，还有的会遗留副作用。寻求效果显著、施工简便、造价低廉的防切向冻胀力的措施仍是必要的。本文提出了大家早已知晓，并经过试验确认有效的两个切向冻胀力的防治措施。

1 基侧填砂

用基侧填砂来减小或消除切向冻胀力，许多文献都有简单提及，但是填砂的适用范围、填砂的最小厚度等都没详述，也未曾见有关直接论述的研究报导。对此，我们进行了专题研究。

众所周知，无粘性粗颗粒土(砂类土)的抗剪强度 τ_f 为

$$\tau_f = \sigma \tan\varphi \qquad (5.1\text{-}4)$$

式中 τ_f—砂类土的抗剪强度(kPa)；

σ—作用于剪切面上的法向压力(kPa)；

φ—土的内摩擦角(°)。

砂土的抗剪强度数值与剪切面上的法向压力呈线性关系，当土的内摩擦角一定时，法向压力越大抗剪强度越高，法向压力越小，抗剪强度越低，当法向压力为零时，其抗剪强度接近于零。地基土在冻结膨胀时所产生的冻胀力通过土与基础冻结在一起的剪切面传递切向冻胀力，砂类土的持水能力很小，当砂土处在地下水位之上时，不但为非饱和土而且含水量很小，其力学性能接近于非冻结的干砂，称松散

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

冻土，所以砂土与土和砂土与基础侧表面冻结在一起的冻结强度就是砂类土的抗剪强度。剪切面上的抗剪强度越高，可传递较大的切向冻胀力，抗剪强度较小时只能产生有限的力值，当抗剪强度为零时，则切向冻胀力也就不存在了。

基础施工完成后回填基坑时在基侧外表(采暖建筑)或两侧(非采暖建筑)填入厚度不小于 10cm 的中、粗砂，在这种情况下砂土所受到的压力为静止土压力，p_0 为作用在基侧填砂表面下任意深度 z 处的静止土压力强度，按下式计算:

$$p_0=k_0\,\gamma z \qquad (5.1\text{-}5)$$

式中 k_0—侧压力系数；

γ—砂土的重力密度(kN/m^3)；

z—自地表算起破土的深度(m)。

由公式可见，静止土压力强度沿深度呈三角形分布，上部(因此处的冻胀量最大)，由于侧压力不大其抗剪强度低而很小，在下部土的冻胀量较小，因其侧压力偏大抗剪强度反而较高。

冻胀性地基土在开始冻结时就产生冻胀，冻胀的结果不单向上膨胀，沿水平方向照样也膨胀，膨胀的结果产生水平冻胀力，反应在基侧回填砂层上为正压力，使其抗剪强度具有某一较高的数值，当气温下降到一定程度，如－5℃之后，冻胀性较强的粉质粘土已越过剧烈相变区，土中的未冻水含量已很少，随着时间的推移，土温的继续下降，原先已经冻胀了的地基土开始收缩，收缩的结果减少了水平冻胀压力数值，气温再度降低，地温也相应下降，地基土继续冷缩，这样随着冬季的降温连续过程，地基土收缩的演变是由压力减小到零，再由零发展到拉力，当拉应力超过抗拉强度极限时便出现裂缝。基侧填砂层的抗剪强度由大变小，由小到零，地基土的水平压力为零时，其抗剪强度就不存在了。后来发展到开裂，切向冻胀力就更不能产生了。

在冬季细心观察，很容易发现大地的寒冻裂缝及在基础外侧墙边有裂缝存在，一般都较深和较宽，尤其采暖房屋的条形基础外侧更明显。

在闫家岗冻土站进行了毛石条形基础基侧填砂的试验观测，场地的地下水位距冻结线 1～2m，毛石条形基础的埋深为 1.5m，当地最大冻深为 1.35m，地基土冻胀率为 15%左右的特强冻胀土，基础宽 50cm，其长为 1.5m(见图 5.1-3)，基础四周回填了中、粗砂，其中一个基础砂层的厚度为 20cm，另一个砂层的厚度为 10cm，基础上部用红砖干砌 1.4m 高，代替少许的结构自重。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

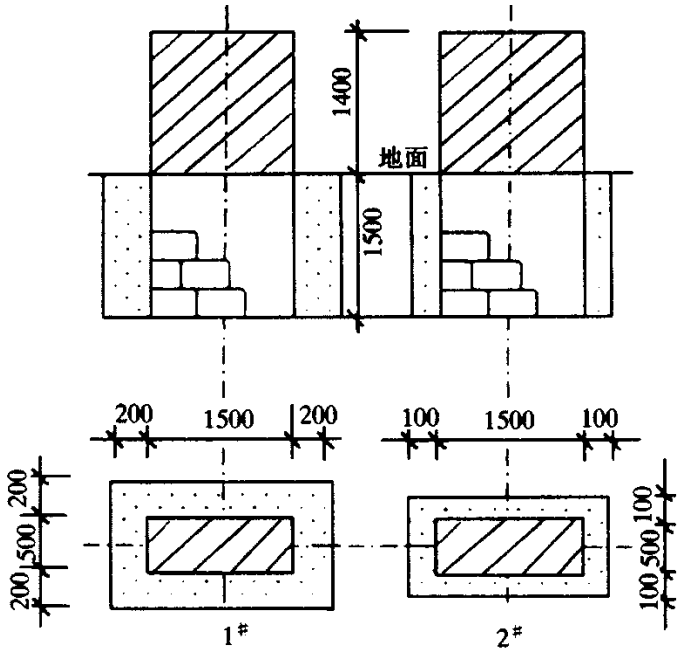


图 5.1-3　毛石条形基础试验简图

本试验连续观测了三年，1994—1995 年度的试验结果见图 5.1-4、图 5.1-5，由此可见，尽管基侧回填砂层仅有 10cm，毛石基础表面还很粗糙，又处在特强冻胀土中，就这样仍没有冻胀量出现。

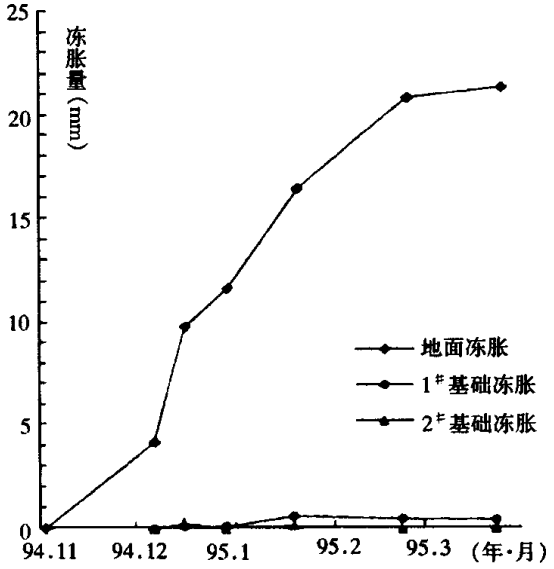


图 5.1-4　冻胀量观测曲线

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

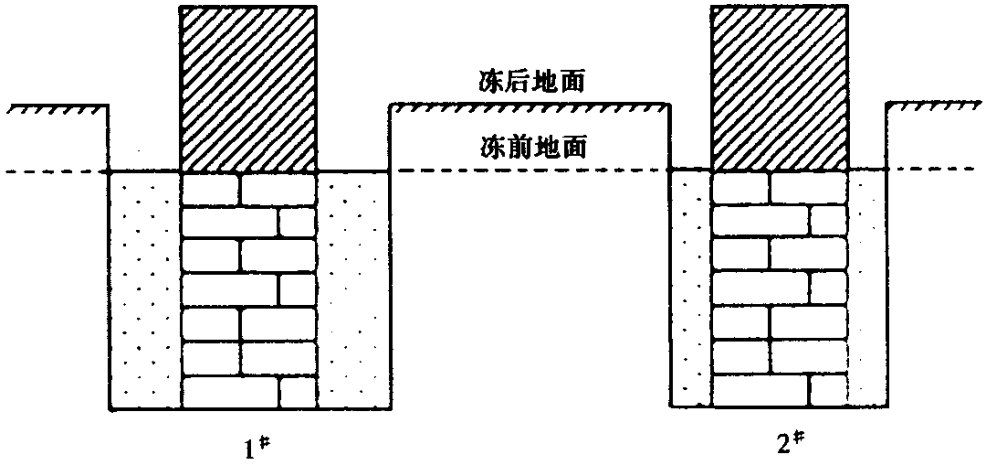


图 5.1-5　地基土冻胀后的情况

用基侧填砂来防止切向冻胀力是一个既简便又经济的好办法，但它仅适用于地下水位之上，如果所填之砂达到饱和或含泥量过多，在冻结时与土与基础坚固地冻结在一起有较高的冻结强度就会失效。施工时必须保证不小于 10cm 的厚度，才安全可靠。

2　斜面基础

关于其截面为上小下大斜面基础防切向冻胀力的问题早有简单地报导，但都认为它是锚固基础的一种，即用下部基础断面中的扩大部分来阻止切向冻胀力将基础抬起，类似于带扩大板的自锚式基础。国际冻土力学著名学者俄罗斯的 B・O・奥尔洛夫教授等人认为基础斜边的倾角 β 仅有 2～3° 即可解决问题。这种作用对将基础埋设在冻层之内的浅基础毫无意义，因它没有伸入冻层之下起锚固作用的部分。再者，没有配置受拉钢筋的一般基础，也无法承受由切向冻胀力作用所产生的上拔力。

我们在各种不同冻胀率、包括 15%左右的特强冻胀土的场地上进行了多种倾斜角多年度的观测试验。从试验结果上看土与基础作用的相互关系中，所表现出的并不像上述提及“对切向冻胀力起阻止的自锚作用”。现分析斜面的受力情况。取一单位长度截面为正梯形的钢筋混疑土条形基础埋置在冻胀性土的地基中，斜面基础的底角为 a，将冻层内的地基土分成 n 层，每层的高度为 Δh，并认为冻胀只在温度为零度的冻结界面一次完成，当温度继续降低不再膨胀反而出现冷缩。

在冬初当第一层土冻结时，土产生冻胀，并同时出现两个方向膨胀:沿水平方向膨胀基础受一水平作用力 H_1；垂直向上膨胀基础受一作用力 V_1。V_1 可分解成两个分力，即沿基础斜边的 τ_{12} 和沿基础斜边法线方向的 N_{12}，τ_{12} 即是由于土有向上膨胀趋势对基础施加的切向冻胀力，N_{12} 是由于土有向上膨胀的趋势对基础斜边法线方向作用的拉应力。水平冻胀力 H_1 也可分解成两个分力，其一是 τ_{11}，其二是 N_{11}，τ_{11}

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

是由于水平冻胀力的作用施加在基础斜边上的切向冻胀力，N_{11} 则是由于水平冻胀力作用施加在基础斜边上的正压力(见图 5.1-6 受力分布图)。此时，第一层土作用于基侧的切向冻胀力为 $\tau_1=\tau_{11}+\tau_{12}$。正压力 $N_1=N_{11}-N_{12}$。由于 N_{12} 为正拉力，它的存在将降低基侧受到的正压力数值。当冻结界面发展到第二层土时，除第一层的原受力不变之外又叠加了第二层土冻胀时对第一层的作用，由于第二层土冻胀时受到第一层的约束，使第一层土对基侧的切向冻胀力增加至 $\tau_1=\tau_{11}+\tau_{12}+\tau_{22}$，而且当冻结第二层土时第一层土所处位置的土温又有所降低，土在产生水平冻胀后出现冷缩，令冻土层的冷缩拉力为 Nc，此时正压力为 $N_1=N_{11}-N_{12}-N_c$。当冻层发展到第三层土时，第一、二层重又出现一次上述现象。

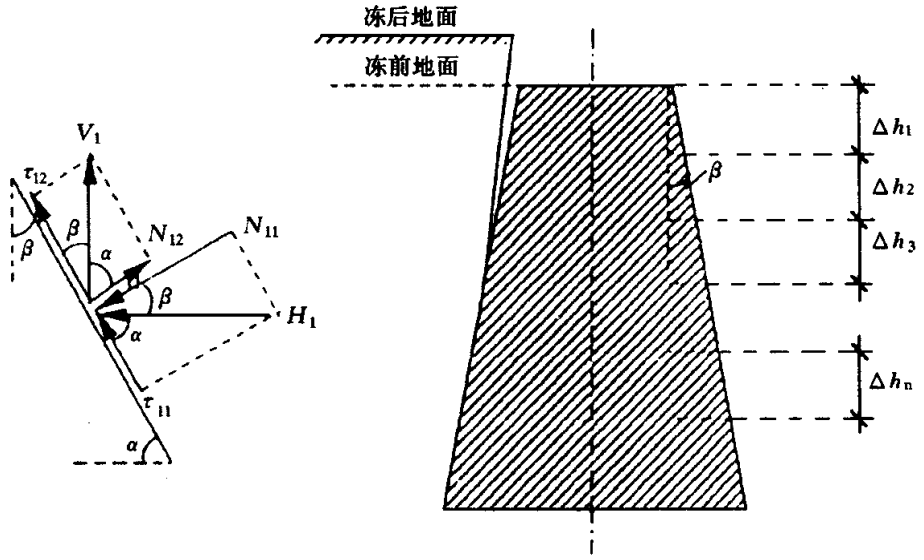


图 5.1-6　斜面基础基侧受力分布图

由以上分析可以看出，某层的切向冻胀力随冻深的发展而逐步增加，而该层位置基础斜面上受到的冻胀压应力随冻深的发展数值逐渐变小，当冻深发展到第 n 层，第一层的切向冻胀力超过基侧与土的冻结强度时，基础便与冻土产生相对位移，切向冻胀力不再增加而下滑，出现卸载现象。N_1 由一开始冻结产生较大的压应力，随着冻深向下发展、土温的降低、下层土的冻胀等作用，拉应力分量在不断地增长，当达到一定程度，N_1 由压力变成拉力，所以当达到抗拉强度极限时，基侧与土将开裂，由于冻土的受拉呈脆性破坏，一旦开裂很快沿基侧向下延伸扩展，这一开裂，使基础与基侧土之间产生空隙，切向冻胀力也就不复存在了。

应该说明的是，在冻胀土层范围之内的基础扩大部分根本起不到锚固作用，因在上层冻胀时基础下部所出现的锚固力，等冻深发展到该层时，随着该层的冻胀而消失了，只有处在下部未冻土中基础的扩大部分才起锚固作用，但我们所说的浅埋基础根本不存在这一伸入未冻土层中的部分。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

在闫家岗冻土站不同冻胀性土的场地上进行了多组方锥形(截头锥)桩基础的多年观测，观测结果表明，当β角大于等于 9° 时，基础即是稳定的，见图 5.1-7。基础稳定的原因不是由于切向冻胀力被下部扩大部分给锚住，而是由于在倾斜表面上出现拉力分量与冷缩分量叠加之后的开裂，切向冻胀力退出工作所造成的，见图 5.1-8 的试验结果。

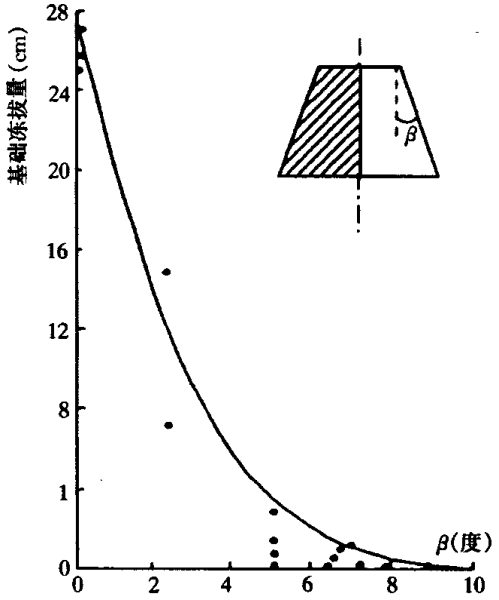


图 5.1-7　斜面基础的抗冻拔试验

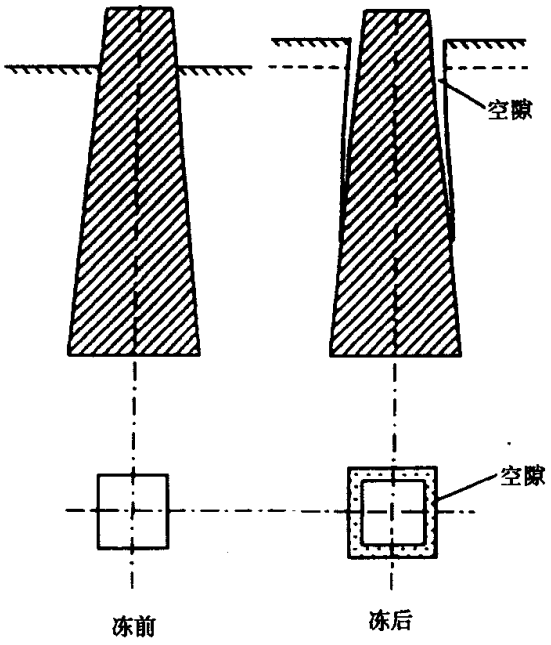


图 5.1-8　斜面基础的防冻胀试验

用斜面基础防切向冻胀力具有如下特点:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

1 在冻胀作用下基础受力明确，技术可靠。当其倾斜角 β 大于等于 9° 时，将不会出现因切向冻胀力作用而导致的冻害事故发生；

2 不但可以在地下水位之上，也可在地下水位之下应用；

3 耐久性好，在反复冻融作用下防冻胀效果不变；

4 不用任何防冻胀材料就可解决切向冻胀问题。

该种基础施工时较常规基础相比稍有麻烦，当基础侧面较粗糙时，可用水泥砂浆将基础侧面抹平。

5.2 承载力计算

5.2.4 本次修订在表 5.2.4 中，增加了质量控制严格的大面积压实填土地基，采用深度修正后的地基承载力特征值设计时，对于压实系数大于 0.95、粘粒含量 $\rho_c \geqslant 10\%$ 的粉土 η_d 取 1.5；对于最大干密度大于 2.1t/m^3 的级配砂石 η_d 取 2.0；其他人工填土地基 η_d 取 1.0。

目前建筑工程大量存在着主裙楼一体的结构，对于主体结构地基承载力的深度修正，宜将基础底面以上范围内的荷载，按基础两侧的超载考虑，当超载宽度大于基础宽度两倍时，可将超载折算成土层厚度作为基础埋深，基础两侧超载不等时，取小值。

5.2.5 根据土的抗剪强度指标确定地基承载力的计算公式，条件原为均布压力。当受到较大的水平荷载而使合力的偏心距过大时，地基反力分布将很不均匀，根据规范要求 $p_{kmax} \leqslant 1.2f_a$ 的条件，将计算公式增加一个限制条件为:当偏心距 $e \leqslant 0.033b$ 时，可用该式计算。相应式中的抗剪强度指标 c、φ，要求采用附录 E 求出的标准值。

5.2.6 岩石地基的承载力一般较土高得多。本条规定:“用岩基载荷试验方法确定”。但对完整、较完整和较破碎的岩体可以取样试验时，可以根据饱和单轴抗压强度标准值，乘以折减系数确定地基承载力特征值。

关键问题是如何确定折减系数。岩石饱和单轴抗压强度与地基承载力之间的不同在于:第一，抗压强度试验时，岩石试件处于无侧限的单轴受力状态；而地基承载力则处于有围压的三轴应力状态。如果地基是完整的，则后者远远高于前者。第二，岩块强度与岩体强度是不同的，原因在于岩体中存在或多或少，或宽或窄，或显或隐的裂隙，这些裂隙不同程度地降低了地基的承载力。显然，越完整，折减越少；越破碎，折减越多。由于情况复杂，折减系数的取值原则上由地区经验确定，无经验时，按岩体的完整程度，给出了一个范围值。经试算和与已有的经验对比，条文给出的折减系数是安全的。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

至于“破碎”和“极破碎”的岩石地基，因无法取样试验，故不能用该法确定地基承载力特征值。

岩样试验中，尺寸效应是一个不可忽视的因素。本规范规定试件尺寸为 ϕ50×100mm。

5.2.7 74 版规范中规定了矩形基础和条形基础下的地基压力扩散角(压力扩散线与垂直线的夹角)，一般取 22°，当土层为密实的碎石土，密实的砾砂、粗砂、中砂以及老粘土时，取 30°。当基础底面至软弱下卧层顶面以上的土层厚度小于或等于 1/4 基础宽度时，可按 0°计算。

双层土的压力扩散作用有理论解，但缺乏试验证明，在 1972 年开始编制地基规范时主要根据理论解及仅有的一个由四川省科研所提供的现场载荷试验。为慎重起见，提出了上述的应用条件。在修订规范 89 版时，由天津市建研所进行了大批室内模型试验及三组野外试验，得到一批数据。由于试验局限在基宽与硬层厚度相同的条件，对于大家希望解决的较薄硬土层的扩散作用只有借诸理论公式探求其合理应用范围了。以下就修改补充部分中两方面进行说明。

(一)硬层土厚度 z 等于基宽 b 时，硬层的压力扩散角试验。

天津建研所的试验共 16 组，其中野外载荷试验两组，室内模型试验 14 组，试验中进行了软层顶面处的压力测量。

试验所选用的材料，室内为粉质粘土、淤泥质粘土，用人工制备。野外用煤球灰及石屑。双层土的刚度指标用 $a=E_{s1}/E_{s2}$ 控制，分别取 a=2、4、5、6 等。模型基宽为 360 及 200mm 两种，现场压板宽度为 1410mm。

现场试验下卧层为煤球灰，变形模量为 2.2MPa，极限荷载 60kPa，按 s=0.015b ≈21.1mm 时所对应的压力仅仅为 40kPa。(图 5.2-1，曲线 1)。上层硬土为振密煤球灰及振密石屑，其变形模量为 10.4 及 12.7MPa，这两组试验 a=5、6，从图 5.2-1 曲线中可明显看到:当 $z=b$ 时，a=5、6 的硬层有明显的压力扩散作用，曲线 2 所反映的承载力为曲线 1 的 3.5 倍，曲线 3 所反映的承载力为曲线 1 的 4.25 倍。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

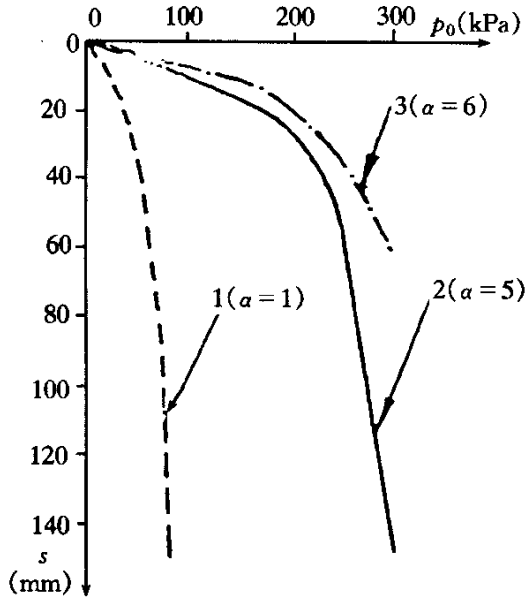


图 5.2-1　现场载荷试验 p-s 曲线

1—原有煤球灰地基；2—振密煤球灰地基；
3—振密土石屑地基

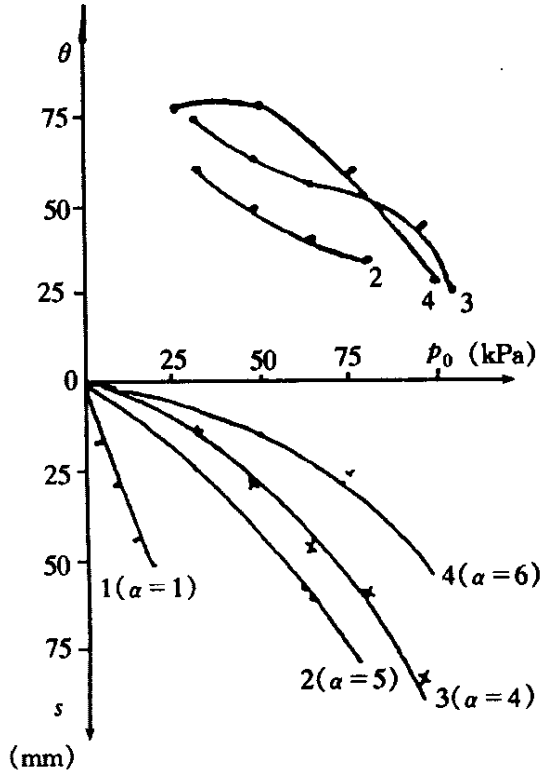


图 5.2-2　室内模型试验 p-s 曲线 p-θ 曲线

注：$\alpha=2.4$ 时，下层土模量为 4.0MPa

$\alpha=6$ 时，下层土模量为 2.9MPa

室内模型试验:硬层为标准砂，e=0.66，E_s=11.6～14.8MPa；下卧软层分别选用流

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

塑状粉质粘土，变形模量在 4MPa 左右；淤泥质土、变形模量为 2.5MPa 左右。从载荷试验曲线上很难找到这两类土的比例界线值，如图 5.2-2，曲线 1 流塑状粉质粘土 s=50mm 时的强度仅 20kPa。作为双层地基，当 a=2，s=50mm 时的强度为 56kPa(曲线 2)，a=4 时为 70kPa(曲线 3)，a=6 时为 96kPa(曲线 4)。虽然按同一下沉量来确定强度是欠妥的，但可反映垫层的扩散作用，说明 θ 值愈大，压力扩散的效果愈显著。

关于硬层压力扩散角的确定一般有两种方法，一种是取承载力比值倒算 θ 角，另一种是采用实测压力比值，天津建研所采用后一种方法，取软层顶三个压力实测平均值作为扩散到软层上的压力值，然后按扩散角公式求 θ 值。

从图 5.2-2 中 θ—p_0 曲线上按实测压力求出的 θ 角随荷载增加迅速降低，到硬土层出现开裂后降到最低值。(图 5.2-2)。

根据平面模型实测压力计算的 θ 值分别为:a=4 时，θ= 24.67°；a=5 时，θ=26.98°；a=6 时，θ=27.31° 均小于 30°。而直观的破裂角却为 30°(图 5.2—3)。

现场载荷试验实测压力值见表 5.2—1。

表 5.2-1　　现场实测压力

载荷板下压力 p_0(kPa)		60	80	100	140	160	180	220	240	260	300
软弱下卧层面上平均压力 p_z(kPa)	2 (α =5)	27.3		31.2			33.2	50.5		87.9	130.3
	3 (α =6)		24			26.7			33.5		704

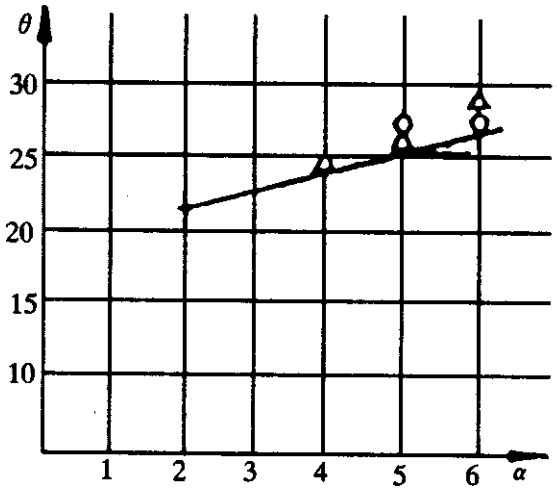


图 5.2-3　双层地基试验 α-θ 曲线

Δ—室内试验；○—现场试验

按表 5.2—1 实测压力作图 5.2—4，可以看出，当荷载增加到 a 点后，传到软土顶界面上的压力急骤增加，即压力扩散角迅速降低，到 b 点时，a=5 时为 28.6°，a=6

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

时为 28°，如果按 a 点所对应的压力分别为 180kPa、240kPa，其对应的扩散角为 30.34°及 36.85°，换言之，在 p—s 曲线中比例界限范围内的 θ 角比破坏时略高。

为讨论这个问题，在缺乏试验论证的条件下，只能借助已有理论解进行分析。

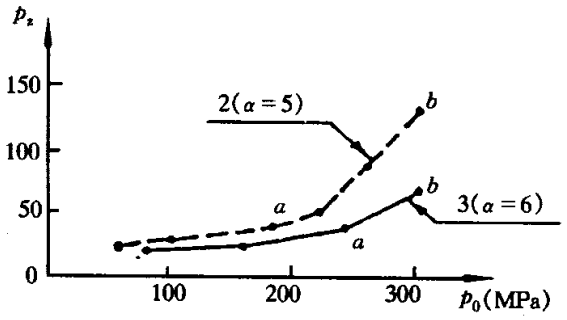


图 5.2-4　载荷板压力 p_0 与界面压力 p_z 关系

根据叶戈罗夫的平面问题解答条形均布荷载下双层地基中点应力 p_z 的应力系数 k_z 如表 5.2—2。

表 5.2-2　　条形基础中点地基应力系数

z/b	$v=1.0$	$v=5.0$	$v=10.0$	$v=15.0$
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00
0.25	1.02	0.95	0.87	0.82
0.50	0.90	0.69	0.58	0.52
1.00	0.60	0.41	0.33	0.29

表中
$$v=\frac{E_{s1}}{E_{s2}}\bullet\frac{1-\mu_2^2}{1-\mu_1^2}$$

$\boldsymbol{E}_{s1}$—硬土层土的变形模量；

$\boldsymbol{E}_{s2}$—下卧软土层的变形模量。

换算为 a 时，v=5.0　大约相当 a=4

v=10.0　大约相当 a=7－8

v=15.0　大约相当 a=12

将应力系数换算为压力扩散角可建表如下:

表 5.2-3　　压力扩散角 θ

Z/b	$v=1.0$, $a=1$	$v=5.0$, $a\approx4$	$v=10.0$, $a\approx7-8$	$v=15.0$, $a\approx12$
0.00	—	—	—	—
0.25	0	5.94°	16.63°	23.7°
0.50	3.18°	24.0°	35.0°	42.0°
1.00	18.43°	35.73°	45.43°	50.75°

从计算结果分析；该值与图 5.2—2 所示试验值不同，当压力小时，试验值大于

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

理论值，随着压力增加，试验值逐渐减小。到接近破坏时，试验值趋近于 25°，比理论值小 50%左右，出现上述现象的原因可能是理论值只考虑土直线变形段的应力扩散，当压板下出现塑性区即载荷试验出现拐点后，土的应力应变关系已呈非线性性质，当下卧层土较差时，硬层挠曲变形不断增加，直到出现开裂。这时压力扩散角取决于上层土的刚性角逐渐达到某一定值。从地基承载力的角度出发，采用破坏时的扩散角验算下卧层的承载力比较安全可靠，并与实测土的破裂角度相当。因此，在采用理论值计算时，θ 大于 30° 的均以 30° 为限，θ 小于 30° 的则以理论计算值为基础；求出 z=0.25b 时的扩散角，如图 5.2—5。

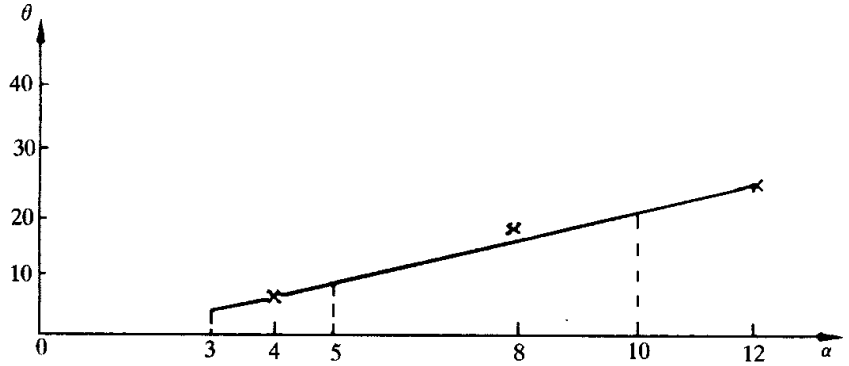


图 5.2-5　$z=0.25b$ 时 α-θ 曲线（计算值）

从表 5.2—3 可以看到 z=0.5b 时，扩散角计算值均大于 z=b 时图 5.2—3 所给出的试验值。同时，z=0.5b 时的扩散角不宜大于 z=b 时所得试验值。故 z=0.5b 时的扩散角仍按 z=b 时考虑，而大于 0.5b 时扩散角亦不再增加。从试验所示的破裂面的出现以及任一材料都有一个强度限值考虑，将扩散角限制在一定范围内还是合理的。总上所述，建议条形基础下硬土层地基的扩散角如表 5.2—4。

表 5.2-4　　条形基础压力扩散角

E_{s1} / E_{s2}	$z=0.25b$	$z=0.5b$
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

关于方形基础的扩散角与条形基础扩散角，可按均质土中的压力扩散系数换算如下表。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.2-5　　扩散角对照

z / b	压力扩散系数		压力扩散角	
	方　形	条　形	方　形	条　形
0.2	0.960	0.977	2.95°	3.36°
0.4	0.800	0.881	8.39°	9.58°
0.6	0.606	0.755	13.33°	15.13°
1.0	0.334	0.550	20.00°	22.24°

从上表可以看出，在相等的均布压力作用下，压力扩散系数差别很大，但在 *z/b* 在 1.0 以内时，方形基础与条形基础的扩散角相差不到 2°，该值与建表误差相比已无实际意义。故建议采用相同值。

5.3　变形计算

5.3.4　对表 5.3.4 中高度在 100m 以上高耸结构物(主要为高烟囱)基础的倾斜允许值和高层建筑物基础倾斜允许值，分别说明如下:

A.高耸构筑物部份:(增加 *H*>100m 时的允许变形值)

1　国内外规范、文献中烟囱高度 *H*>100m 时的允许变形值的有关规定:

1)我国烟囱设计规范(1982 年)见表 5.3—1。

表 5.3-1　　基础允许倾斜值

烟囱高度 *H*(m)	基础允许倾斜值
100＜*H*≤150	≤0.004
150＜*H*≤200	≤0.003
200＜*H*	≤0.002

上述规定的基础允许倾斜值，主要为根据烟囱筒身的附加弯矩不致过大。

2)前苏联地基规范 СНиП2.02.01—83(1985 年)见表 5.3—2。

表 5.3-2　　地基允许倾斜值和沉降值

烟囱高度 *H*(m)	地基允许倾斜值	地基平均沉降量(mm)
100＜*H*＜200	1 / 2*H*	300
200＜*H*＜300	1 / 2*H*	200
300＜*H*	1 / 2*H*	100

3)基础分析与设计〔美〕J.E.BOWLES(1977 年)

烟囱、水塔的圆环基础的允许倾斜值为 0.004

4)结构的允许沉降[美]M.I.ESRIG(1973 年)

高大的刚性建筑物明显可见的倾斜为 0.004

2　确定高烟囱基础允许倾斜值的依据:

1)影响高烟囱基础倾斜的因素

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

1.风力

2.日照

3.地基土不均匀及相邻建筑物的影响

4.由施工误差造成的烟囱筒身基础的偏心

上述诸因素中风、日照的最大值仅为短时间作用，而地基不均匀与施工误差的偏心则为长期作用，相对地讲后者更为重要。根据 1977 年电力系统高烟囱设计问题讨论会议纪要，从已建成的高烟囱看，烟囱筒身中心垂直偏差，当采用激光对中找直后，顶端施工偏差值均小于 $H/1000$，说明施工偏差是很小的。因此，地基土不均匀及相邻建筑物的影响是高烟囱基础产生不均匀沉降(即倾斜)的重要因素。

确定高烟囱基础的允许倾斜值，必须考虑基础倾斜对烟囱筒身强度和地基土附加压力的影响。

2)基础倾斜产生的筒身二阶弯矩在烟囱筒身总附加弯矩中的比率

我国烟囱设计规范中的烟囱筒身由风荷载、基础倾斜和日照所产生的自重附加弯矩公式为:

$$M_1 = \frac{Gh}{2}\left[\left(H-\frac{2}{3}h\right)\left(\frac{1}{\rho_w}+\frac{a_{hz}\Delta_t}{2\gamma_0}\right)+m_\theta\right] \qquad (5.3.4\text{-}1)$$

式中 G—由筒身顶部算起 $h/3$ 处的烟囱每米高的折算自重；

h—计算截面至筒顶高度；

H—筒身总高度；

$\frac{1}{\rho_w}$—筒身代表截面处由风荷载及附加弯矩产生的曲率；

a_{hz}—混凝土总变形系数；

Δ_t—筒身日照温差，可按 20℃采用；

m_θ—基础倾斜值；

γ_0—由筒身顶部算起 $0.6H$ 处的筒壁平均半径。

从上式可看出:当筒身曲率 $\frac{1}{\rho_w}$ 较小时附加弯矩中基础倾斜部分才起较大作用，为了研究基础倾斜在筒身附加弯矩中的比率，有必要分析风、日照、地基倾斜对上式的影响。在 m_θ 为定值时，由基础倾斜引起的附加弯矩与总附加弯矩的比值为

$$m_\theta \Big/ \left[\left(H-\frac{2}{3}h\right)\left(\frac{1}{\rho_w}+\frac{a_{hz}\Delta_t}{2\gamma_0}\right)+m_\theta\right] \qquad (5.3.4\text{-}2)$$

很显然，基倾附加弯矩所占比率在强度阶段与使用阶段是不同的，后者较前者

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

大些。

现以高度为 180m、顶部内径为 6m、风荷载为 50kgf/m^2 的烟囱为例:

在标高 25m 处求得的各项弯矩值为

总风弯矩　　M_w=13908.5t－m

总附加弯矩　　M_f=4394.3t－m

其中　风荷附加　　M_{fw}=3180.4

　　日照附加　　M_r=395.5

　　地倾附加　　M_{fj}=818.4(m_0=0.003)

可见当基础倾斜 0.003 时，由基础倾斜引起的附加弯矩仅占总弯矩(M_w+M_f)值的 4.6%，同样当基础倾斜 0.006 时，为 10%，综上所述可以认为在一般情况下，筒身达到明显可见的倾斜(0.004)时，地基倾斜在高烟囱附加弯矩计算中是次要的。

但高烟囱在风、地震、温度、烟气侵蚀等诸多因素作用下工作，筒身又为环形薄壁截面，有关刚度、应力计算的因素复杂、并考虑到对邻接部分免受损害，参考了国内外规范、文献后认为，随着烟囱高度的增加，适当地递减烟囱基础允许倾斜值是合适的，因此，在修订 TJ7—74 地基基础设计规范表 21 时，对高度 h>100m 高耸构筑物基础的允许倾斜值可采用我国烟囱设计规范的有关数据。

B.高层建筑部分

这部分主要参考我国高层建筑箱基设计规程 JGI6 有关规定及编制说明中有关资料定出允许变形值。

1　我国箱基规定横向整体倾斜的计算值 a，在非地震区宜符合 $a \leqslant \frac{b}{100H}$，式中，$b$ 为箱形基础宽度(m)；H 为建筑物高度。在箱基编制说明中提到在地震区 a 值宜用 $\frac{b}{150H} \sim \frac{b}{200H}$。

2　对刚性的高层房屋的允许倾斜值主要取决于人类感觉的敏感程度，倾斜值达到明显可见的程度大致为 1/250，结构损坏则大致在倾斜值达到 1/150 时开始。

5.3.5

1　压缩模量的取值，在考虑到地基变形的非线性性质，一律采用固定压力段下的 E_s 值必然会引起沉降计算的误差，因此采用实际压力下的 E_s 值，即

$$E_s = \frac{1+e_0}{a}$$

式中　e_0—土自重压力下的孔隙比；

　　a—从土自重压力至土的自重压力与附加压力之和压力段的压缩系数。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2 地基压缩层范围内压缩模量 E_s 的加权平均值

提出按分层变形进行 E_s 的加权平均方法

$$设:\frac{\Sigma A_i}{\overline{E}_s}=\frac{A_1}{E_{s1}}+\frac{A_2}{E_{s2}}+\frac{A_3}{E_{S3}}+\mathrm{L}\ \mathrm{L}\ =\Sigma\frac{A_i}{E_{si}}$$

$$则:\overline{E}_s=\frac{\Sigma A_i}{\Sigma\dfrac{A_i}{E_{si}}}$$

式中 $\overline{E}_s$—压缩层内加权平均的 E_s 值；

E_{si}—压缩层内某一层土的 E_s 值；

A_i—压缩层内某一层土的附加应力面积。

显然，应用上式进行计算能够充分体现各分层土的 E_s 值在整个沉降计算中的作用，使在沉降计算中 E_s 完全等效于分层的 E_s。

3 根据 132 栋建筑物的资料进行沉降计算并与资料值进行对比得出沉降计算经验系数 φ_s 与平均 E_s 之间的关系，在编制规范表 5.3.5 时，考虑了在实际工作中有时设计压力小于地基承载力的情况，将基底压力小于 $0.75f_{ak}$ 时另列一栏，在表 5.3.5 的数值方面采用了一个平均压缩模量值可对应给出一个 φ_s 值，并允许采用内插方法，避免了采用压缩模量区间取一个 φ_s 值，在区间分界处因 φ_s 取值不同而引起的误差。

5.3.6 对于存在相邻影响情况下的地基变形计算深度，这次修订时仍以相对变形作为控制标准(以下简称为变形比法)。

在 TJ7—74 规范之前，我国一直沿用前苏联 Н и Ty127—55 规范，以地基附加应力对自重应力之比为 0.2 或 0.1 作为控制计算深度的标准(以下简称应力比法)，该法沿用成习，并有相当经验。但它没有考虑到土层的构造与性质，过于强调荷载对压缩层深度的影响而对基础大小这一更为重要的因素重视不足。自 TJ7—74 规范试行以来，变形比法的规定，纠正了上述的毛病，取得了不少经验，但也存在一些问题。有的文献指出，变形比法规定向上取计算层厚为 1m 的计算变形值，对于不同的基础宽度，其计算精度不等。从与实测资料的对比分析中，可以看出，用变形比法计算独立基础、条形基础时，其值偏大。但对于 b=10～50m 的大基础，其值却与实测值相近。为使变形比法在计算小基础时，其计算 z_n 值也不至过于偏大，经过多次统计，反复试算，提出采用 $0.3(1+\ln b)$m 代替向上取计算层厚为 1m 的规定，取得较为满意的结果(以下简称为修正变形比法)。表 5.3.6 就是根据 $0.3(1+\ln b)$m 的关系。以更粗的分格给出的向上计算层厚 Δz 值。

5.3.7 本条列入了当无相邻荷载影响时确定基础中点的变形计算深度简化公式

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

(5.3.7)，该公式系根据具有分层深标的 19 个载荷试验(面积 0.5～13.5m^2)和 31 个工程实测资料统计分析而得。分析结果表明。对于一定的基础宽度，地基压缩层的深度不一定随着荷载 p 的增加而增加。对于基础形状(如矩形基础、圆形基础)与地基土类别(如软土、非软土)对压缩层深度的影响亦无显著的规律，而基础大小和压缩层深度之间却有明显的有规律性的关系。

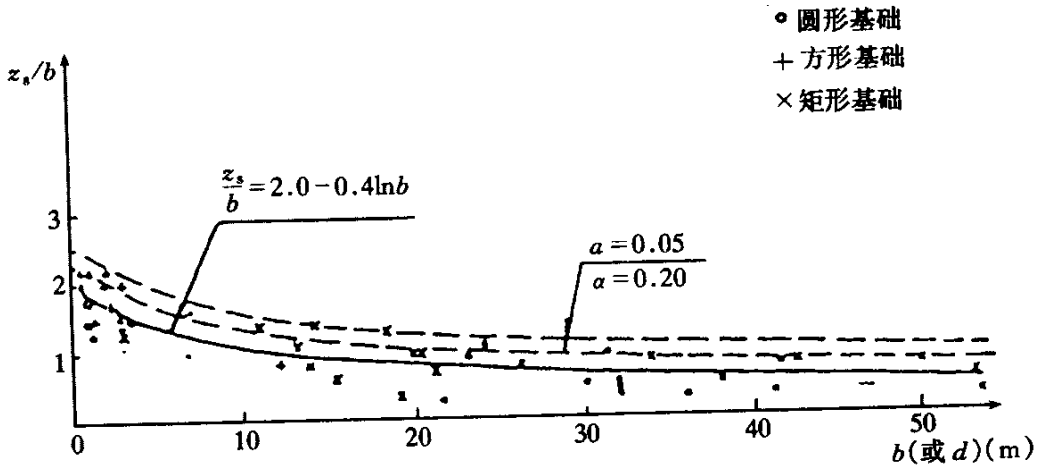


图 5.3.7　$z_s/b\sim b$ 实测点和回归线

图 5.3.7 为以实测压缩层深度 z_s 与基础宽度 b 之比为纵坐标，而以 b 为横坐标的实测点与回归线图。实线方程 $z_s/b=2.0-0.4\ln b$ 为根据实测点求得的结果。为使曲线具有更高的保证率，方程式右边引入随机项 $t_a\,\phi_0 S$，取置信度 1－a=95%时，该随机项偏于安全地取 0.5，故公式变为:

$$z_s=b（2.5-0.4\ln b）$$

图 5.3.7 的实线之上有两条虚线。上层虚线为 a=0.05，具有置信度为 95%的方程，即式(5.3.7)。下层虚线为 a=0.2，具有置信度为 80%的方程。为安全起见只推荐前者。

此外，从图 5.3.7 中可以看到绝大多数实测点分布在 z_s/b=2 的线以下。即使最高的个别点，也只位于 z_s/b=2.2 之处。国内外一些资料亦认为压缩层深度以取 2 倍 b 或稍高一点为宜。

在计算深度范围内存在基岩或存在相对硬层时，按第 5.3.5 条的原则计算地基变形时，由于下卧硬层存在，地基应力分布明显不同于 Boussinesq 应力分布。为了减少计算工作量，此次条文修订增加对于计算深度范围内存在基岩和相对硬层时的简化计算原则。

在计算深度范围内存在基岩或存在相对硬层时，地基土层中最大压应力的分布可采用 K.E.叶戈罗夫带式基础下的结果(表 5.34)。对于矩形基础，长短边边长之比大于等于 2 时，可参考该结果。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.3-4　　带式基础下非压缩性地基上面土层中的最大压应力系数

z/h	非压缩性土层的埋深		
	$h=b$	$h=2b$	$h=5b$
1.0	1.000	1.00	1.00
0.8	1.009	0.99	0.82
0.6	1.020	0.92	0.57
0.4	1.024	0.84	0.44
0.2	1.023	0.78	0.37
0	1.022	0.76	0.36

注：表中 h 为非压缩性地基上面土层的厚度，　b 为带式荷载的半宽，z 为纵坐标。

5.3.9　应该指出高层建筑由于基础埋置较深，地基回弹再压缩变形往往在总沉降中占重要地位，甚至某些高层建筑设置 3～4 层(甚至更多层)地下室时，总荷载有可能等于或小于该深度土的自重压力，这时高层建筑地基沉降变形将由地基回弹变形决定。公式(5.3.9)中，E_{ci} 应按《土工试验方法标准》GB/T50123—1999 进行试验确定，计算时应按回弹曲线上相应的压力段计算。沉降计算经验系数 φ_c 应按地区经验采用，根据工程实测资料统计 φ_c 小于或接近 1.0。

地基回弹变形计算算例:

某工程采用箱形基础，基础平面尺寸 64.8×12.8m^2，基础埋深 5.7m，基础底面以下各土层分别在自重压力下作回弹试验，测得回弹模量如表 5.3-5。

表 5.3-5　　土的回弹模量

土　层	层　厚 (m)	回弹模量(MPa)			
		$E_{0-0.25}$	$E_{0.25-0.5}$	$E_{0.5-1.0}$	$E_{1.0-2.0}$
③粉土	1.8	28.7	30.2	49.1	570
④粉质粘土	5.1	12.8	14.1	22.3	280
⑤卵石	6.7	100（无试验资料，估算值）			

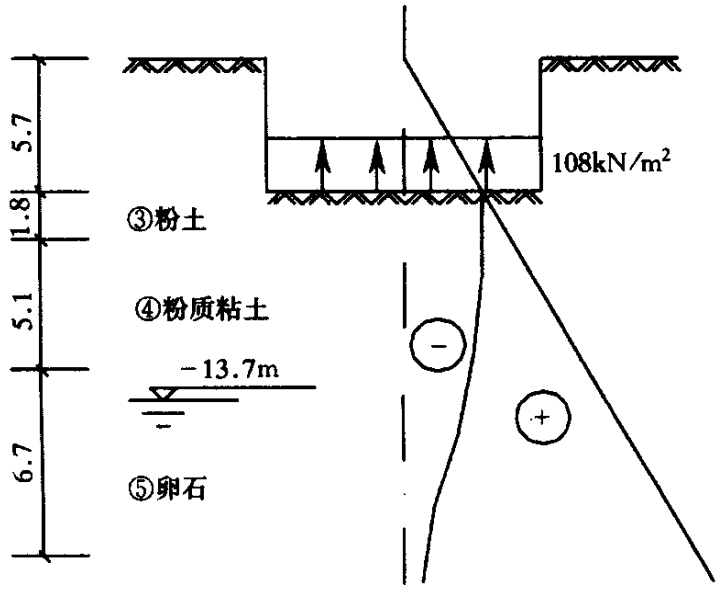
基底附加应力 108kN/m^2，计算基础中点最大回弹量。

回弹计算结果见表 5.3-6。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 5.3-6　　回弹量计算表

z_i	$\overline{a_i}$	$z_i\overline{a_i} - z_{i-1}\overline{a_{i-1}}$	p_z+p_{cz}(kPa)	E_{ci}(MPa)	$p_c(z_i\overline{a_i} - z_{i-1}\overline{a_{i-1}}) / E_{ci}$
0	1.000	0	0	—	—
1.8	0.996	1.7928	41	28.7	6.75mm
4.9	0.964	2.9308	115	22.3	14.17mm
5.9	0.950	0.8814	139	280	0.34mm
6.9	0.925	0.7775	161	280	0.3mm
合计：					21.56mm



从计算过程及土的回弹试验曲线特征可知，地基土回弹的初期，回弹量较小，回弹模量很大，所以地基土的回弹变形土层计算深度是有限的。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

6　山区地基

6.3　压实填土地基

6.3.1　本节将分层压实和分层夯实的填土，统称为压实填土。压实填土地基包括压实填土及其下部天然土层两部分，压实填土地基的变形也包括压实填土及其下部天然土层的变形。

压实填土自身的变形与其厚度、干密度等因素有关。在干密度相同的情况下，压实填土厚度小的，其变形也小；反之，其变形则大。而下部天然土层的变形，则与其土的性质有关。

为节约用地，少占或不占良田，在平原、山区和丘陵地带的建设中，广泛利用压实填土作为建筑或其它工程的地基持力层。

压实填土需通过设计，按设计意图进行分层压实，对其填料性质和施工质量有严格控制，填土的厚度及力学性质较均匀，其承载力和变形需满足地基设计要求。不允许对未经检验查明的以及不符合要求的压实填土作为建筑工程的地基持力层。

6.3.2　利用当地的土、石或性能稳定的工业废料作为压实填土的填料，既经济，又省工、省时，符合因地制宜、就地取材和多快好省的建设原则。

采用粘性土和粘粒含量$\rho_c \geq 10\%$的粉土作填料时，填料的含水量至关重要。在一定的压实功下，填料在最优含水量时，干密度可达最大值，压实效果最好。填料的含水量太大，容易压成“橡皮土”，应将其适当晾干后再分层夯实；填料的含水量太小，土颗粒之间的阻力大，则不易压实。当填料含水量小于 12%时，应将其适当增湿。压实填土施工前，应在现场选取有代表性的填料进行击实试验，测定其最优含水量，用以指导施工。

粗颗粒的砂、石等材料具透水性，而湿陷性黄土和膨胀性土遇水反应敏感，前者引起湿陷，后者引起膨胀，二者对建筑物都会产生有害变形。为此，在湿陷性黄土场地和膨胀性土场地进行压实填土的施工，不得使用粗颗粒的透水性材料作填料。

6.3.3　本条对压实填土的施工规定较明确，在压实填土施工中应认真执行。

压实填土层底面下卧层的土质，对压实填土地基的变形有直接影响，为消除隐患，铺填料前，首先应查明并清除场地内填土层底面以下的耕土和软弱土层。压实设备选定后，应在现场通过试验确定分层填料的虚铺厚度和分层压实的遍数，取得必要的施工参数后，再进行压实填土的施工，以确保压实填土的施工质量。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

压实填土的施工缝各层应错开搭接，不宜在相同部位留施工缝。在施工缝处应适当增加压实遍数。此外，还应避免在工程的主要部位或主要承重部位留施工缝。

压实填土施工结束后，当不能及时施工基础和主体工程时，可采取必要的保护措施，防止压实填土表层直接日晒或受雨水泡软。

6.3.4 本条将基础底面以上和基础底面以下的压实填土及其施工顺序统一进行规定，设计、施工将有章可循，并有利于保证压实填土的施工质量，以往对基础底面以上的压实填土质量控制不严，监测不力，存在隐患较多，如地坪大量下沉和开裂，设备及设备基础严重倾斜，影响正常使用，这种状况显然不能再继续下去。基础底面标高以上的压实填土直接位于散水和室内地坪的垫层以下，且是各种地沟、管沟或设备基础的地基持力层，除对其承载力和变形有一定要求外，并要使上部压实填土渗透性小，水稳性好，具弱透水性或不透水性，以减小或防止压实填土的渗漏。在表 6.3.4 中增加说明，地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填土，压实系数不应小于 0.94。

压实填土的施工，在有条件的场地或工程，应首先考虑采用一次施工，即将基础底面以下和以上的压实填土一次施工完毕后，再开挖基坑及基槽。对无条件一次施工的场地或工程，当基础超出土 0.00 标高后，也宜将基础底面以上的压实填土施工完毕，并应按本条规定控制其施工质量，力求避免在主体工程完工后，再施工基础底面以上的压实填土。

以细颗粒粘性土作填料的压实填土，一般采用环刀取样检验其质量，而以粗颗粒砂石作填料的压实填土，不能按照检验细颗粒土的方法采用环刀取样，而应按现行《土工试验方法标准》GB/T50123—1999 的有关规定，在现场采用灌水法或灌砂法测定其密度。

土的最大干密度试验有室内试验和现场试验两种，室内试验应严格按照现行《土工试验方法标准》GB/T50123—1999 的有关规定，轻型和重型击实设备应严格限定其使用范围。当室内试验结果不能正确评价现场土料的最大干密度时，应在现场对土料作不同击实功下的压实试验(根据土料性质取不同含水量)，采用灌水法和灌砂法测定其密度，并按其最大干密度作为控制最大干密度。

6.3.5 有些中小型工程或偏远地区，由于缺乏击实试验设备，或由于工期及其他原因，确无条件进行击实试验，在这种情况下，允许按本条 6.3.5 公式计算压实填土的最大干密度，计算结果与击实试验数值不一定完全一致，但可与当地经验作比较。

6.3.6 边坡设计应控制坡高和坡比，而边坡的坡比与其高度密切相关，如土性指标相同，边坡愈高，坡比愈小，坡体的滑动势就愈大。为了提高其稳定性，通常将坡

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

比放缓，但坡比太缓，压实的土方量则大，不一定经济合理。因此，坡比不宜太缓，也不宜太陡，坡比和坡高应有一合适的关系。

本条表 6.3.6 的规定吸收了铁路、公路等部门的有关(包括边坡开挖)资料和经验，是比较成熟的。

压实填土由于填料性质及其厚度不同，它们的边坡允许值亦有所不同。以碎石等为填料的压实填土，在抗剪强度和变形方面要好于以粘性土为填料的压实填土，前者，颗粒表面粗糙，阻力较大，变形稳定快，且不易产生滑移，边坡允许值相对较小；后者，阻力较小，变形稳定慢，边坡允许值相对较大。

6.3.7 在斜坡上进行压实填土，应考虑压实填土沿斜坡滑动的可能，并应根据天然地面的实际坡度验算其稳定性。当天然地面坡度大于 0.20 时，填料前，宜将斜坡的坡面挖成高、低不平或挖成若干台阶，使压实填土与斜坡坡面紧密接触，形成整体，防止压实填土向下滑动。此外，还应将斜坡顶面以上的雨水有组织地引向远处，防止雨水流向压实的填土内。

6.3.8 在建设期间，压实填土场地阻碍原地表水的畅通排泄往往很难避免，但遇到此种情况时，应根据当地地形及时修筑雨水截水沟，疏通排水系统，使雨水顺利排走。

设置在压实填土场地的上、下水管道，由于材料及施工等原因，管道渗漏的可能性很大，为了防止影响邻近建筑或其他工程，设计、施工应采取必要的防渗漏措施。

6.3.9 压实填土的承载力是设计的重要参数，也是检验压实填土质量的主要指标之一。在现场采用静载荷试验或其他原位测试，其结果较准确，可信度高。

当采用载荷试验检验压实填土的承载力时，应考虑压板尺寸与压实填土厚度的关系。压实填土厚度大，压板尺寸也要相应增大，或采取分层检验。否则，检测结果只能反映上层或某一深度范围内压实填土的承载力。

6.6 土质边坡与重力式挡墙

6.6.1 边坡设计的一般原则

1 边坡工程与环境之间有着密切的关系，边坡处理不当，将破坏环境，毁坏生态平衡，治理边坡必须强调环境保护。

2 在山区进行建设，切忌大挖大填，某些建设项目，不顾环境因素，大搞人造平原，最后出现大规模滑坡，大量投资毁于一旦，还酿成生态环境的破坏。应提倡依山就势。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

3 工程地质勘察工作，是不可缺少的基本建设程序。边坡工程的影响面较广，处理不当就可酿成地质灾害，工程地质勘察尤为重要。勘察工作不能局限于红线范围，必须扩大勘察面，一般在坡顶的勘察范围，应达到坡高的 1～2 倍，才能获取较完整的地质资料。对于高大边坡，应进行专题研究，提出可行性方案经论证后方可实施。

4 边坡支挡结构的排水设计，是支挡结构设计很重要的一环，许多支挡结构的失效，都与排水不善有关。根据重庆市的统计，倒塌的支挡结构，由于排水不善造成的事故占 80%以上。

6.6.3 边坡支挡结构上的土压力计算

1 土压力的计算，目前国际上仍采用楔体试算法。根据大量的试算与实际观测结果的对比，对于高大挡土结构来说，采用古典土压力理论计算的结果偏小，土压力的分布也有较大的偏差。对于高大挡土墙，通常也不允许出现达到极限状态时的位移值，因此在土压力计算式中计入增大系数。

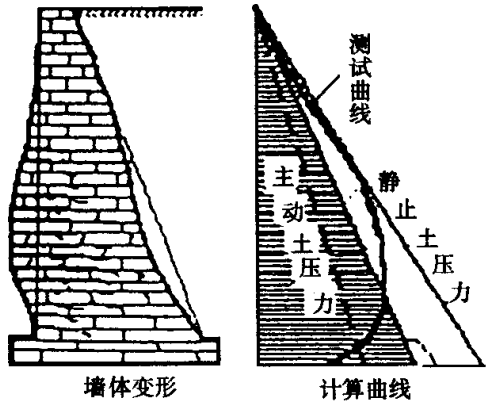


图 6.6.3 墙体变形与土压力

2 土压力计算公式是在土体达到极限平衡状态的条件下推导出来的，当边坡支挡结构不能达到极限状态时，土压力设计值应取主动土压力与静止土压力的某一中间值。

3 在山区建设中，经常遇到 60～80° 陡峻的岩石自然边坡，其倾角远陡于库仑破坏面的倾角，这时如果仍然采用古典土压力理论计算土压力，将会出现较大的偏差。当岩石自然边坡的倾角大于 45°$+\varphi/2$ 时，应按楔体试算法计算土压力值。

6.6.4～6.6.5 重力式挡土结构，是过去用得较多的一种挡土结构型式。在山区地盘比较狭窄，重力式挡土结构的基础宽度较大，影响土地的开发利用，对于高大挡土墙，往往也是不经济的。石料是主要的地方材料，经多个工程测算，对于高度 6m 以上的挡土墙，采用桩锚体系挡土结构，其造价、稳定性、安全性、土地利用率等等

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

方面，都较重力式挡土结构为好。所以规范规定“重力式挡土墙宜用于高度小于 6m、地层稳定、开挖土石方时不会危及相邻建筑物安全的地段”。

对于重力式挡土墙的稳定性验算，许多设计者反映，重力式挡土墙的稳定性验算，主要由抗滑稳定性控制，而现实工程中倾覆稳定破坏的可能性又大于滑动破坏。说明过去抗倾覆稳定性安全系数偏低，这次稍有调整，由原来的 1.5 调整成 1.6。

6.7 岩石边坡与岩石锚杆挡墙

6.7.2 整体稳定边坡，原始地应力释放后回弹较快，在现场很难测量到横向推力。但在高切削的岩石边坡上，很容易发现边坡顶部的拉伸裂隙，其深度约为边坡高度的 0.2～0.3 倍，离开边坡顶部边缘一定距离后便很快消失，说明边坡顶部确实有拉应力存在。这一点从二维光弹试验中也得到了证明。从光弹试验中也证明了边坡的坡脚，存在着压应力与剪切应力，对岩石边坡来说，岩石本身具有较高的抗压与抗剪切强度，所以岩石边坡的破坏，都是从顶部垮塌开始的。因此对于整体结构边坡的支护，应注意加强顶部的支护结构。

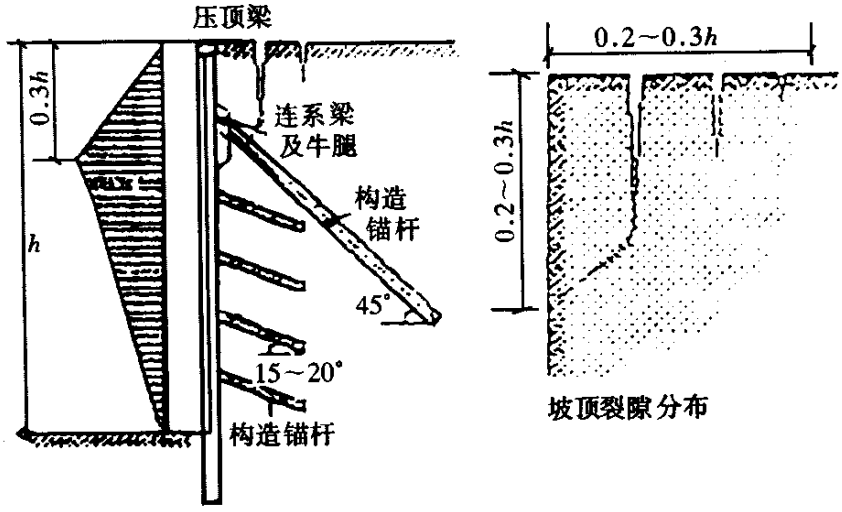


图 6.7.2 整体稳定边坡顶部裂隙

边坡的顶部裂隙比较发育，必须采用强有力的锚杆进行支护，在顶部(0.2～0.3)h 高度处，至少布置一排结构锚杆，锚杆的横向间距不应大于 3m，长度不应小于 6m。结构锚杆直径不宜小于 130mm，钢筋不宜小于 3 ϕ22。其余部分为防止风化剥落，可采用锚杆进行构造防护。防护锚杆的孔径宜采用 50～100mm，锚杆长度宜采用 2～4m，锚杆的间距宜采用 1.5～2.0m。

6.7.3 单结构面外倾边坡的横推力较大，主要原因是结构面的抗剪强度一般较低。在工程实践中，单结构面外倾边坡的横推力，通常采用楔形体平面课题进行计算。

对于具有两组或多组结构面形成的下滑棱柱体，其下滑力通常采用棱形体分割

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

法进行计算。现举例如下:

1 已知:新开挖的岩石边坡的坡角为 80°。边坡上存在着两组结构面(如图所示):结构面 1 走向 *AC*，与边坡顶部边缘线 *CD* 的夹角为 75°，其倾角 β_1=70°；其结构面 2 走向 *AD*，与边坡顶部边缘线 *DC* 的夹角为 40°，其倾角 β_2=43°。即两结构面走向线的夹角 *a* 为 65°。*AE* 点的距离为 3m。经试验两个结构面上的内摩擦角均为 φ=15.6°，其粘聚力近于 0。岩石的重度为 24kN/m^3。

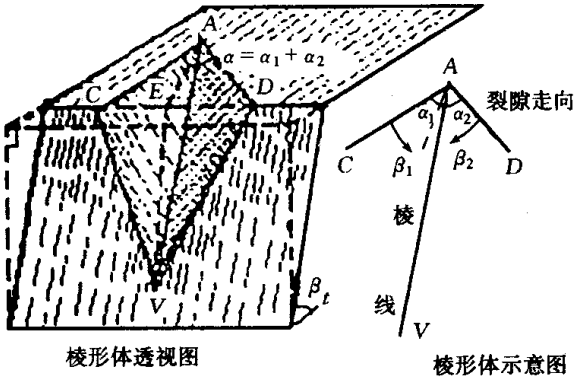


图 6.7.3 具有两组结构面的下滑棱柱体示意

2 棱线 *AV* 与两结构面走向线间的平面夹角 a_1 及 a_2。可采用下列计算式进行计算:

$$\cot\alpha_1 = \frac{\tan\beta_1}{\sin\alpha\tan\beta_2} + \cot\alpha$$

$$\cot\alpha_2 = \frac{\tan\beta_2}{\sin\alpha\tan\beta_1} + \cot\alpha$$

从而通过计算得出 α_1=15°； α_2=50°。

3 进而计算出棱线 AV 的倾角，即沿着棱线方向上结构面的视倾角 β'。

$\tan\beta' = \tan\beta_1 \sin\alpha_1$

计算得: β'=35.5°

4 用 AVE 平面将下滑棱柱体分割成两个块体。计算获得两个滑块的重力为:

W_1=31kN； W_2=139kN

棱柱体总重为 $W=W_1+W_2$=170kN。

5 对两个块体的重力分解成垂直与平行于结构面的分力:

$N_1=W_1\cos\beta_1$=10.6kN

$T_1=W_1\sin\beta_1$=29.1kN

$N_2=W_2\cos\beta_2$=101.7kN

$T_2=W_2\sin\beta_2$=94.8kN

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号: GB 50007-2002 @

6 再将平行于结构面的下滑力分解成垂直与平行于棱线的分力:

$\tan\theta_1=\tan(90-\alpha_1)\cos\beta_1=1.28$ $\theta_1=52°$

$\tan\theta_2=\tan(90-\alpha_1)\cos\beta_2=0.61$ $\theta_2=32°$

$T_{s1}=T_1\cos\theta_1=18\text{kN}$

$T_{s2}=T_2\cos\theta_2=80\text{kN}$

7 棱柱体总的下滑力:$T_s=T_{s1}+T_{s2}=98\text{kN}$

两结构面上的摩阻力:

$F_t=(N_1+N_2)\tan\varphi=(10.6+101.7)\tan15.6°=31\text{kN}$

作用在支挡结构上推力:$T=T_s-F_t=67\text{kN}$

6.7.4 岩石锚杆挡土结构，是一种新型挡土结构体系，对支挡高大土质边坡很有成效。岩石锚杆挡土结构的位移很小，支挡的土体不可能达到极限状态，当按主动土压力理论计算土压力时，必须乘以一个增大系数。

岩石锚杆挡土结构是通过立柱或竖桩将土压力传递给锚杆，再由锚杆将土压力传递给稳定的岩体，达到支挡的目的。立柱间的挡板是一种维护结构，其作用是挡住两立柱间的土体，使其不掉下来。因存在着卸荷拱作用，两立柱间的土体作用在挡土板的土压力是不大的，有些支挡结构没有设置挡板也能安全支挡边坡。

岩石锚杆挡土结构的立柱必须嵌入稳定的岩体中，一般的嵌入深度为立柱断面尺寸的 3 倍。当所支挡的主体位于高度较大的陡崖边坡的顶部时，可有两种处理办法:

1 将立柱延伸到坡脚，为了增强立柱的稳定性，可在陡崖的适当部位增设一定数量的锚杆。

2 将立柱在具有一定承载能力的陡崖顶部截断，在立柱底部增设锚杆，以承受立柱底部的横推力及部分竖向力。

6.7.5 本条为锚杆的构造要求，现说明如下:

1 锚杆宜优先采用表面轧有肋纹的钢筋作主筋，是因为在建筑工程中所用的锚杆大多不使用机械锚头，在很多情况下主筋也不允许设置弯钩，为增加主筋与混凝土的握裹力作出的规定。

2 通过大量的试验研究表明，岩石锚杆在 15～20 倍锚杆直径以深的地带已没有锚固力分布，只有锚杆顶部周围的岩体出现破坏后，锚固力才会向深部延伸。当岩石锚杆的嵌岩深度小于 3 倍锚杆直径时，其抗拔力较低，不能采用本规范式(6.7.6)进行抗拔承载力计算。

3 锚杆的施工质量对锚杆抗拔力的影响很大，在施工中必须将钻孔清洗干净，

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

孔壁不允许有泥膜存在。锚杆的施工还应满足有关施工验收规范的规定。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @ @

7 软弱地基

7.2 利用与处理

7.2.7～7.2.9 近年来，采用复合地基处理技术加固地基技术日益成熟，各地区取得了许多成功的经验，为国家节省了大量资金，本次规范修订增加了复合地基的设计原则，并规定建筑地基中采用复合地基技术，目前仅指由地基土和竖向增强体组成，共同承担荷载的人工地基。复合地基设计的基本原则:

1 复合地基设计应满足建筑物承载力和变形要求；

2 复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定，有经验时可采用竖向增强体和其周边土的载荷试验确定；

必须指出，由于复合地基竖向增强体种类多，复合地基设计承载力表达式不能完全统一，必须按地区经验由现场试验结果确定；

3 复合地基变形量不得超过本规范表 **5.3.4** 规定的建筑物地基变形允许值；

4 增强体顶部应设褥垫层，以使增强体与地基土共同发挥承载作用。

7.5 大面积地面荷载

7.5.4 在计算依据(基础由于地面荷载引起的倾斜值≤0.008)和计算方法与原规范相同的基础上，做了复算见表 7.5.4-1。

表中:$[q_{eq}]$—地面的均布荷载允许值；

$[s'_q]$—中间柱基内侧边缘中点的地基附加沉降允许值；

β_0—压在基础上的地面堆载(不考虑基础外的地面堆载影响)对基础内倾值的影响系数；

β'_0—和压在基础上的地面堆载纵向方向一致的压在地基上的地面堆载对基础内倾值的影响系数；

l—车间跨度；

b—车间跨度方向基础底面边长；

d—基础埋深；

a—地面堆载的纵向长度；

z_n—从室内地坪面起算的地基变形计算深度；

$\overline{E}_S$—地基变形计算深度内按应力面积法求得土的平均压缩模量；

$\overline{a}_{Az}$、$\overline{a}_{Bz}$—柱基内、外侧边缘中点自室内地坪面起算至 zn 处的平均附加应力系数；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$\bar{a}_{Ad}$、$\bar{a}_{Bd}$—柱基内、外侧边缘中点自室内地坪面起算至基底处的平均附加应力系数；

tan θ^0—纵向方向和压在基础上的地面堆载一致的压在地基上的地面堆载引起基础的内倾值；

tan θ—地面堆载范围与基础内侧边缘线重合时，均布地面堆载引起的基础内倾值。

β_1，…… β_{10}—分别表示地面堆载离柱基内侧边缘的不同位置和堆载的纵向长度对基础内倾值的影响系数。

表 7.5.4-1 中:

$$[q_{eq}]=\frac{0.008b\bar{E}_S}{z_n(\bar{a}_{Az}-\bar{a}_{Bz})-d(\bar{a}_{Ad}-\bar{a}_{Bd})}$$

$$[S'_s]=\frac{0.008bz_n\bar{a}_{Az}}{z_n(\bar{a}_{Az}-\bar{a}_{Bz})-d(\bar{a}_{Ad}-\bar{a}_{Bd})}$$

$$\beta_0=\frac{0.33b}{z_n(\bar{a}_{Az}-\bar{a}_{Bz})-d(\bar{a}_{Ad}-\bar{a}_{Bd})}$$

$$\beta'_0=\frac{\tan\theta^0}{\tan\theta}$$

大面积地面荷载作用下地基附加沉降的计算举例

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 7.5.4－1　均布荷载允许值[q_{eq}]地基沉陷允许值[s'_g]和系数β的计算总表

l (m)	d (m)	b (m)	a (m)	z_n	$\overline{\overline{a}}_{Az}$	$\overline{a}_{Bz}$	$\overline{a}_{Ad}$	$\overline{a}_{Bd}$	[q_{eq}] (kPa)	[s'_g] (m)	β_0	β_0					
												1	2	3	4	5	6
12	2	1	6	13.0	0.282	0.163	0.488	0.088	0.0107 $\overline{E_s}$	0.0393	0.44						
			11	16.5	0.324	0.216	0.485	0.082	0.0082 $\overline{E_s}$	0.0438	0.34						
			22	21.0	0.358	0.264	0.498	0.095	0.0068 $\overline{E_s}$	0.0513	0.28						
			33	23.0	0.366	0.276	0.499	0.096	0.0063 $\overline{E_s}$	0.0528	0.26						
			44	24.0	0.378	0.284	0.499	0.096	0.0055 $\overline{E_s}$	0.0476	0.23						
12	2	2	6	13.0	0.279	0.108	0.488	0.024	0.0123 $\overline{E_s}$	0.0448	0.51	0.27	0.24	0.17	0.10	0.08	0.05
			10	15.0	0.324	0.150	0.499	0.031	0.0096 $\overline{E_s}$	0.0446	0.39						
			20	20.0	0.349	0.198	0.499	0.029	0.0077 $\overline{E_s}$	0.0540	0.32	0.21	0.20	0.15	0.12	0.09	0.07
			30	22.0	0.363	0.222	0.49	0.029	0.0074 $\overline{E_s}$	0.0590	0.31	0.31		0.31		0.18	
			40	22.5	0.373	0.231	0.499	0.029	0.0071 $\overline{E_s}$	1.0596	0.29						
18	2	3	6	13.5	0.282	0.082	0.488	0.010	0.0138 $\overline{E_s}$	0.0526	0.57	0.64		0.24		0.08	
			12	18.0	0.333	0.134	0.498	0.010	0.0092 $\overline{E_s}$	0.0551	0.38	0.38	0.23	0.15	0.10	0.06	0.05
			15	9.5	0.349	0.153	0.498	0.011	0.0084 $\overline{E_s}$	0.0574	0.35	0.31	0.22	0.15	0.10	0.08	0.05

@ 筑 网 ww sinoa .com 《建 地基 计规 资 编号: 50 0 2002 @

			30	24.0	0.388	0.205	0.499	0.012	0.0071 $\overline{E_s}$	0.0659	0.29	0.27	0.21	0.14	0.11	0.08	0.06
			45	27.0	0.396	0.228	0.499	0.011	0.0067 $\overline{E_s}$	0.0723	0.28	0.42		0.28		0.15	
			60	28.5	0.399	0.237	0.499	0.012	0.0066 $\overline{E_s}$	0.0737	0.27						

@筑网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

续表

l (m)	d (m)	b (m)	a (m)	z_n	$\overline{\overline{\alpha}}_{Az}$	$\overline{\alpha}_{Bz}$	$\overline{\alpha}_{Ad}$	$\overline{\alpha}_{Bd}$	$[q_{eq}]$ (kPa)	$[s'_g]$ (m)	β_0	β_0					
												1	2	3	4	5	6
24	2	4	6	14.0	0.277	0.059	0.488	0.002	$0.0154\overline{E_s}$	0.0596	0.63	0.40	0.34	0.12	0.06	0.04	0.02
			12	19.0	0.332	0.110	0.497	0.005	$0.0099\overline{E_s}$	0.0625	0.41	0.40	0.25	0.13	0.08	0.06	0.03
			20	23.0	0.370	0.154	0.499	0.006	$0.0080\overline{E_s}$	0.0683	0.33	0.35	0.23	0.14	0.09	0.07	0.04
			40	28.0	0.408	0.206	0.499	0.006	$0.0068\overline{E_s}$	0.0780	0.28						
			60	32.0	0.413	0.229	0.499	0.006	$0.0066\overline{E_s}$	0.0866	0.27	0.27	0.21	0.15	0.10	0.08	0.06
			80	34.0	0.415	0.236	0.499	0.006	$0.0063\overline{E_s}$	0.0884	0.26						
30	2	5	6	14.0	0.279	0.046	0.488	0.002	$0.0175\overline{E_s}$	0.0681	0.72	0.57	0.24	0.10	0.05	0.03	0.01
			12	20.0	0.327	0.091	0.498	0.001	$0.0107\overline{E_s}$	0.0702	0.44	0.47	0.24	0.12	0.07	0.04	0.02
			25	26.0	0.384	0.151	0.499	0.003	$0.0079\overline{E_s}$	0.0785	0.32	0.61		0.23		0.29	
			50	32.5	0.419	0.204	1.499	0.003	$0.0067\overline{E_s}$	0.0910	0.28						
			75	35.0	0.430	0.226	0.499	0.003	$0.0065\overline{E_s}$	0.0978	0.27	0.60	0.21	0.15	0.09	0.08	0.05
			100	37.5	0.430	0.234	0.499	0.003	$0.0063\overline{E_s}$	0.1012	0.26	0.31	0.21	0.13	0.10	0.07	0.06

单层工业厂房，跨度 l=24m，柱基底面边长 b=3.5m，基础埋深 1.7m，地基土的压缩模量 E_s=4MPa，堆载纵向长度 a=60m，厂房填土在基础完工后填筑，地面荷载大小和范围如图 7.5.4 所示，求由于地面荷载作用下柱基内侧边缘中点(A)的地基附加沉降值，并验算是否满足天然地基设计要求。

@筑龙网 www.sieec.com《建筑地基基础设计规范》资料编号：GB 50007-2002@

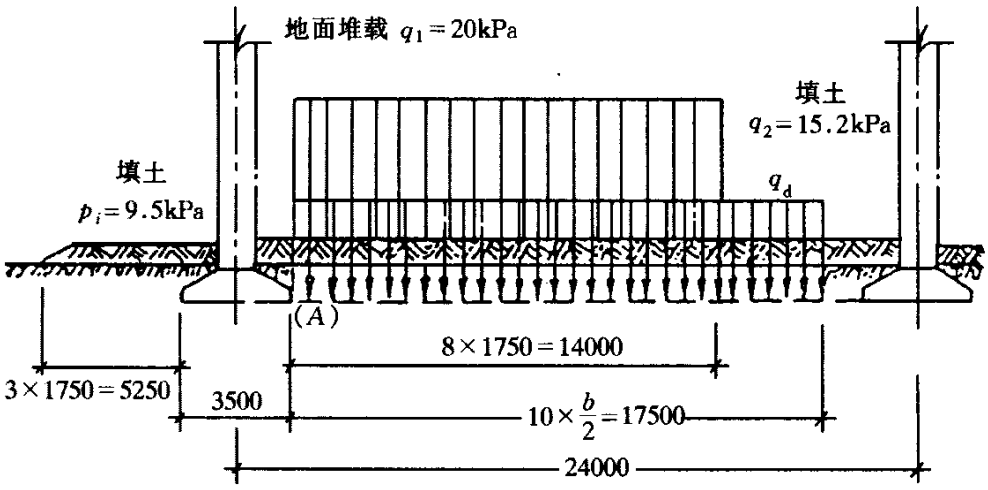


图 7.5.4　地面荷载计算示意

一、等效均布地面荷载 q_{eq}

计算步骤如表 7.5.4-2 所示。

二、柱基内侧边缘中点(A)的地基附加沉降值 s'_g

计算时取 a'=30m，b'=17.5m。计算步骤如表 7.5.4-3 所示。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 7.5.4-2

区　　段		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\beta_i(\frac{a}{5b}=\frac{6000}{1750}>1)$		0.30	0.29	0.22	0.15	0.10	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01
q_i(kPa)	堆载	0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	0	0
	填土	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2	15.2
	合计	15.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	15.2	15.2
p_i(kPa)填土		9.5	9.5	9.5	4.8							
$\beta_i q_i-\beta_i p_i$(kPa)		1.7	7.5	5.7	4.6	3.5	2.8	2.1	1.4	1.1	0.3	0.2
$q_{eq}=0.8\sum_{i=10}^{10}(\beta_i q_i-\beta_i p_i)=0.8\times$30.9=24.7kPa												

表 7.5.4-3

z_i (m)	$\frac{a'}{b'}$	$\frac{z_i}{b'}$	$\overline{a_i}$	$z_i\overline{a_i}$ (m)	$z_i\overline{a_i}-z_{i-1}\overline{a_{i-1}}$	E_{si} (Mpa)	$\Delta s'_{gi}=\frac{q_{lg}}{E_{si}}\times(z_i\overline{a_i}-z_{i-1}\overline{a_{i-1}})(mm)$	$s'_g=\sum_{i=1}^{n}\Delta s'_{gi}$ (mm)	$\frac{\Delta s'_{gi}}{\sum_{i=1}^{n}\Delta s'_{gi}}$
0	$\frac{30.00}{17.50}$ = 1.71	0							
28.80		$\frac{28.80}{17.50}$ = 1.65	2×0.2069 =0.4138	11.92		4.0	73.6	73.6	
30.00		$\frac{30.00}{17.50}$ = 1.71	2×0.2044 =0.4088	12.26	0.34	4.0	2.1	75.7	0.028＞0.025
29.80		$\frac{29.80}{17.50}$ = 1.70	2×0.2049 =0.4098	12.21		4.0	75.4		
31.00		$\frac{31.00}{17.50}$ = 1.77	2×0.2020 =0.4040	12.52	0.34	4.0	1.9	77.3	0.0246＜0.025

注：根据地面荷载宽度b'＝17.5m，查表 5.2.6，由地基变形计算深度 z 处向上取计算层厚度为 1.2m。

从上表中得知地基变形计算深度 z_n 为 31m，所以由地面荷载引起柱基内侧边缘中点(A)的地基附加沉降值 s'_g＝77.3mm。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

按 a=60m，b=3.5m。查表 7.5.4 得地基附加沉降允许值[s'_g]=80mm，故满足天然地基设计的要求。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

8 基　　础

8.1 无筋扩展基础

8.1.2 表 8.1.2 中提供的无筋扩展混凝土基础台阶宽高比的允许值，是根据材料力学、现行混凝土结构设计规范确定的。当基础底面的平均压力值超过 300kPa 时，按下式验算墙(柱)边缘或变阶处的受剪承载力:

$$V_s \leqslant 0.366 f_t A$$

式中　V_s—相应于荷载效应基本组合时的地基土平均净反力产生的沿墙(柱)边缘或变阶处单位长度的剪力设计值；

A—沿墙(柱)边缘或变阶处混凝土基础单位长度面积。

8.2 扩展基础

8.2.6 自《建筑地基基础设计规范》GBJ7—89 颁布后，国内高杯口基础杯壁厚度以及杯壁和短柱部分的配筋要求基本上照此执行，情况良好。本次修编时除保留原有的要求外，增加了抗震设防烈度为 8° 和 9° 时，对短柱部分的横向箍筋的要求其配置量不宜小于 ϕ8@150。

制定高杯口基础的构造依据是:

1 杯壁厚度 t

多数设计在计算有短柱基础的厂房排架时，一般都不考虑短柱的影响，将排架柱视作固定在基础杯口顶面的二阶柱(图 8.2.6—1*b*)。这种简化计算所得的弯矩 m 较考虑有短柱存在按三阶柱(图 8.2.6—1*c*)计算所得的弯矩小。

原机械工业部设计院对起重机起重量小于或等于 75t，轨顶标高在 14m 以下的一般工业厂房作了大量分析工作，分析结果表明:短柱刚度愈小即 $\frac{\Delta_2}{\Delta_1}$ 的比值愈大(图 8.2.6—1*a*)，则弯矩误差 $\frac{\Delta m}{m}$%，即 $\frac{m'-m}{m}$%愈大。图 8.2.6-2 为二阶柱和三阶柱的弯矩误差关系，从图中可以看到，当 $\frac{\Delta_2}{\Delta_1}$=1.11 时，$\frac{\Delta m}{m}$=8%，构件尚属安全使用范围之内。在相同的短柱高度和相同的柱截面条件下，短柱的刚度与杯壁的厚度 t 有关，GBJ7—89 规范就是据此规定杯壁的厚度。通过十多年实践，按构造配筋的限制条件可适当放宽，本规范参照《机械工厂结构设计规范》GBJ8—97 增加了 8.2.6 之 2、3 限制条件。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

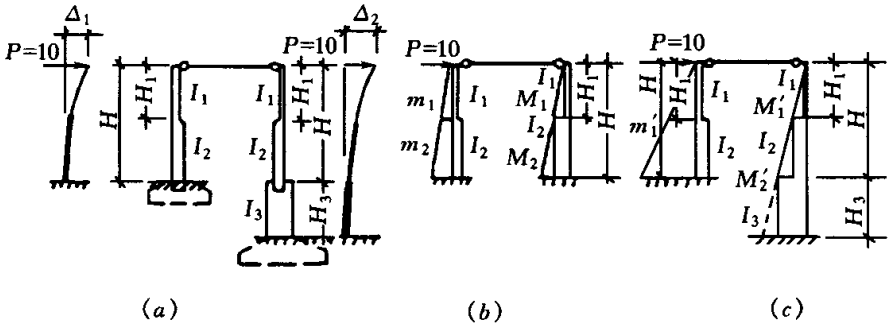


图 8.2.6-1　带短柱基础厂房的计算示意

（*a*）厂房图形；（*b*）简化计算；（*c*）精确计算

对符合本规范条文要求，且满足表 8.2.6 杯壁厚度最小要求的设计，可不考虑高杯口基础短柱部分对排架的影响，否则应按三阶柱进行分析。

2　杯壁配筋

杯壁配筋的构造要求是基于横向(顶层钢筋网和横向箍筋)和纵向钢筋共同工作的计算方法，并通过试验验证。大量试算工作表明，除较小柱截面的杯口外，均能保证必需的安全度。顶层钢筋网由于抗弯力臂大，设计时应充分利用其抗弯承载力以减少杯壁其他的钢筋用量。横向箍筋 ϕ8@150 的抗弯承载力随柱的插入杯口深度 h_1 而异，但当柱截面高度 h 大于 1000mm，h_1=0.8h 时，抗弯能力有限，因此设计时横向箍筋不宜大于 ϕ8@150。纵向钢筋构造要求为 ϕ12～ ϕ16，且其设置量又与 h 成正比，h 愈大则其抗弯承载力愈大，当 h≥1000mm 时，其抗弯承载力已达到甚至超过顶层钢筋网的抗弯承载力。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

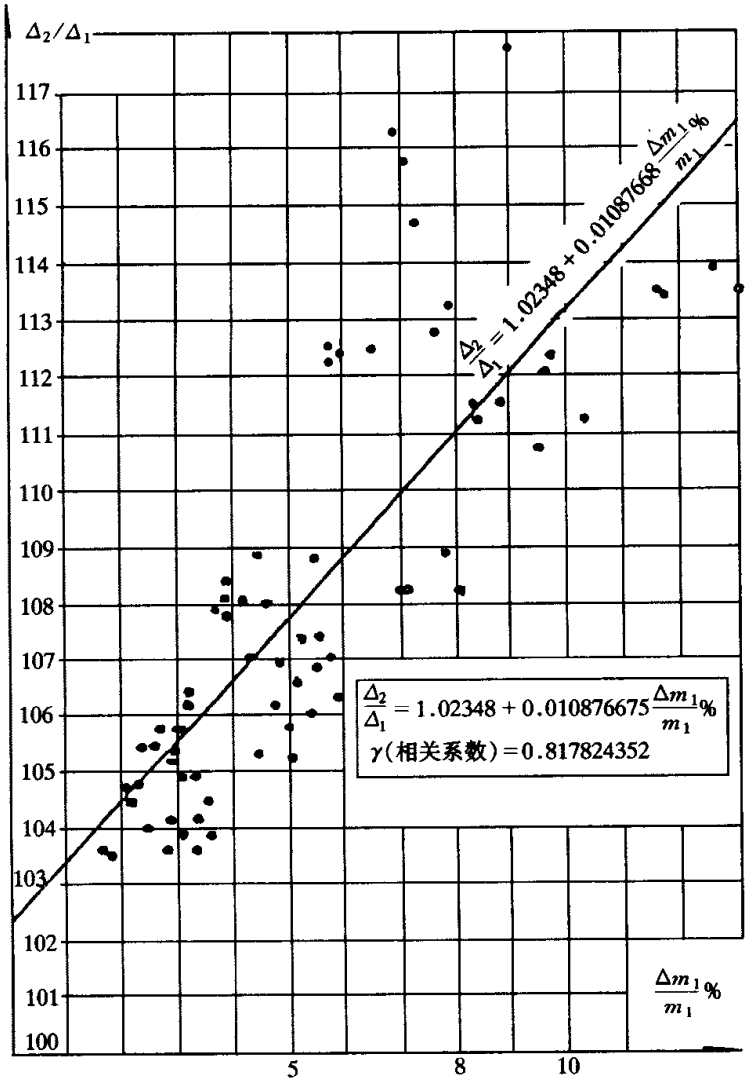


图 8.2.6-2　一般工业厂房$\frac{\Delta_2}{\Delta_1}$与$\frac{\Delta m}{m}$%（上柱）关系

8.2.7　阶梯形独立柱基及锥形独立柱基其斜截面受剪的折算宽度，可按照本规范附录 S 确定。

8.3　柱下条形基础

8.3.1、8.3.2　基础梁的截面高度应根据地基反力、柱荷载的大小等因素确定。大量工程实践表明，柱下条形基础梁的截面高度一般为柱距的 1/4～1/8。原上海工业建筑设计院对五十项工程的统计，条形基础梁的高跨比在 1/4～1/6 之间的占工程数的 88%。在选择基础梁截面时，距柱边缘处基础梁的受剪截面和斜截面受剪承载力尚应满足现行《混凝土结构设计规范》的要求。

对柱下条形基础梁的内力计算方法，本规范划分了按连续梁计算内力的适用条件。在比较均匀的地基上，上部结构刚度较好，荷载分布较均匀，且条形基础梁的截面高度大于或等于 1/6 柱距时，地基反力可按直线分布考虑。其中规定基础梁高度

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

大于或等于 1/6 的柱距的条件是根据柱距 l 与文克勒地基模型中的弹性特征系数 λ 的乘积 $\lambda l \leqslant 1.75$ 作了分析，当高跨比大于或等于 1/6 时，对一般柱距及中等压缩性的地基都可考虑地基反力为直线分布。当不满足上述条件时，宜按弹性地基梁法计算内力，分析时采用的地基模型应结合地区经验进行选择。

8.4 高层建筑筏形基础

8.4.2 对单幢建筑物，在均匀地基的条件下，基础底面的压力和基础的整体倾斜主要取决于荷载效应准永久组合下产生的偏心距大小。对基底平面为矩形的筏基，在偏心荷载作用下，基础抗倾覆稳定系数 K_F 可用下式表示:

$$K_F = \frac{y}{e} = \frac{\gamma B}{e} = \frac{\gamma}{e/B}$$

式中 ***B***—与组合荷载竖向合力偏心方向平行的基础边长；

e—作用在基底平面的组合荷载全部竖向合力对基底面积形心的偏心距；

y—基底平面形心至最大受压边缘的距离， γ 为 y 与 B 的比值。

从式中可以看出 e/B 直接影响着抗倾覆稳定系数 K_F，K_F 随着 e/B 的增大而降低，因此容易引起较大的倾斜。表 8.4.2 三个典型工程的实测证实了在地基条件相同时，e/B 越大，则倾斜越大。

表 8.4.2　　e / B 值与整体倾斜的关系

地基条件	工程名称	横向偏心距 e (m)	基底宽度 B(m)	e/B	实测倾斜(‰)
上海软土地基	胸科医院	0.164	17.9	1 / 109	2.1(有相邻影响)
上海软土地基	某研究所	0.154	14.8	1/96	2.7
北京硬土地基	中医医院	0.297	12.6	1 / 42	1.716(唐山地震北京烈度为6度,未发现明显变化)

高层建筑由于楼身质心高，荷载重，当筏形基础开始产生倾斜后，建筑物总重对基础底面形心将产生新的倾覆力矩增量，而倾覆力矩的增量又产生新的倾斜增量，倾斜可能随时间而增长，直至地基变形稳定为止。因此，为避免基础产生倾斜，应尽量使结构竖向荷载合力作用点与基础平面形心重合，当偏心难以避免时，则应规定竖向合力偏心距的限值。本规范根据实测资料并参考交通部《公路桥涵设计规范》对桥墩合力偏心距的限制，规定了在荷载效应准永久组合时，$e \leqslant 0.1W/A$。从实测结果来看，这个限制对硬土地区稍严格，当有可靠依据时可适当放松。

8.4.5 通过对已建工程的分析，并鉴于梁板式筏基基础梁下实测土反力存在的集中效应、底板与地基土之间的摩擦力作用以及实际工程中底板的跨厚比一般都在 14～6 之间变动等有利因素，本规范明确了取距梁边缘 h_0 作为验算底板受剪的部位。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

8.4.7 N.W.Hanson 和 J.M.Hanson 在他们的“混凝土板柱之间剪力和弯矩的传递”试验报告中指出:板与柱之间的不平衡弯矩传递，一部分不平衡弯矩是通过临界截面周边的弯曲应力 T 和 C 来传递，而一部分不平衡弯矩则通过临界截面上的偏心剪力对临界截面重心产生的弯矩来传递的，如图 8.4.7-1 所示。因此，在验算距柱边 $h_0/2$ 处的冲切临界截面剪应力时，除需考虑竖向荷载产生的剪应力外，尚应考虑作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩所产生的附加剪应力。本规范公式(8.4.7-1)右侧第一项是根据现行《混凝土结构设计规范》GB50010 在集中力作用下的冲切承载力计算公式换算而得，右侧第二项是引自美国 ACI318 规范中有关的计算规定。

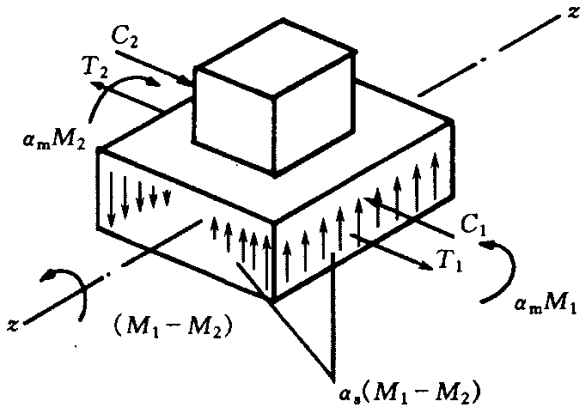


图 8.4.7-1 板与柱不平衡弯矩传递示意

关于公式(8.4.7-1)中集中力取值的问题，国内外大量试验结果表明，内柱的冲切破坏呈完整的锥体状，我国工程实践中一直沿用柱所承受的轴向力设计值减去冲切破坏锥体范围内相应的地基反力作为集中力；对边柱和角柱，由于我国在这方面试验积累的成果不多，本规范参考了国外经验，取柱轴力设计值减去冲切临界截面范围内相应的地基反力作为集中力设计值。

公式(8.4.7-1)中的 M_{unb} 是指作用在柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面重心上的弯矩，对边柱它包括由柱根处轴力设计值 N 和该处筏板冲切临界截面范围内相应的地基反力 P 对临界截面重心产生的弯矩。由于本条款中筏板和上部结构是分别计算的，因此计算 M 值时尚应包括柱子根部的弯矩 M_c，如图 8.4.7-2 所示，M 的表达式为:

$$M_{unb}=Ne_N-Pe_P\pm M_c$$

对于内柱，由于对称关系，柱截面形心与冲切临界截面重心重合，$e_N=e_p=0$，因此冲切临界截面重心上的弯矩，取柱根弯矩。

我国钢筋混凝土受冲切承载力公式具有计算简单的优点，但存在考虑因素不全面的问题。国外试验表明，当柱截面的长边与短边的比值 β_s 大于 2 时，沿冲切临界截面的长边的受剪承载力约为柱短边受剪承载力的一半或更低。本规范的公式

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

(8.4.7-2)是在我国现行混凝土结构设计规范受冲切承载力公式的基础上，参考了美国ACI318规范中受冲切承载力公式中有关规定，引进了柱截面长、短边比值的影响，适用于包括扁柱和单片剪力墙在内的平板式筏基。图8.4.7-3给出了以ACI318计算结果为参照物的在不同β_s条件下筏板有效高度比较表。当$\beta_s \leqslant 2$时，由于我国受冲切承载力取值偏低，按本规范算得的筏板有效高度略大于美国ACI318规范相关公式的结果；当$2 < \beta_s \leqslant 4$时，基本上保持在现行《混凝土结构设计规范》可靠指标基础上，成比例与ACI318规范计算结果同步；$\beta_s > 4$时则略大于美国ACI318规范的计算结果。

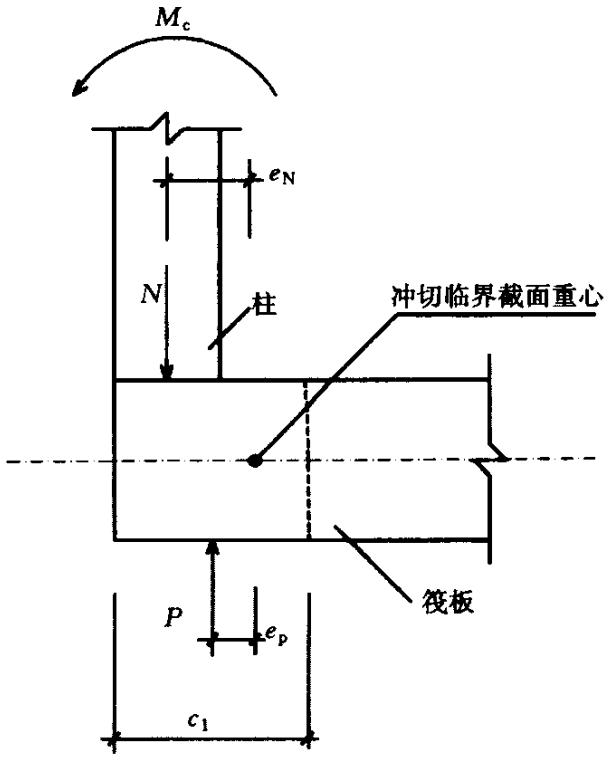


图 8.4.7-2　边柱 M_{unb}计算示意

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

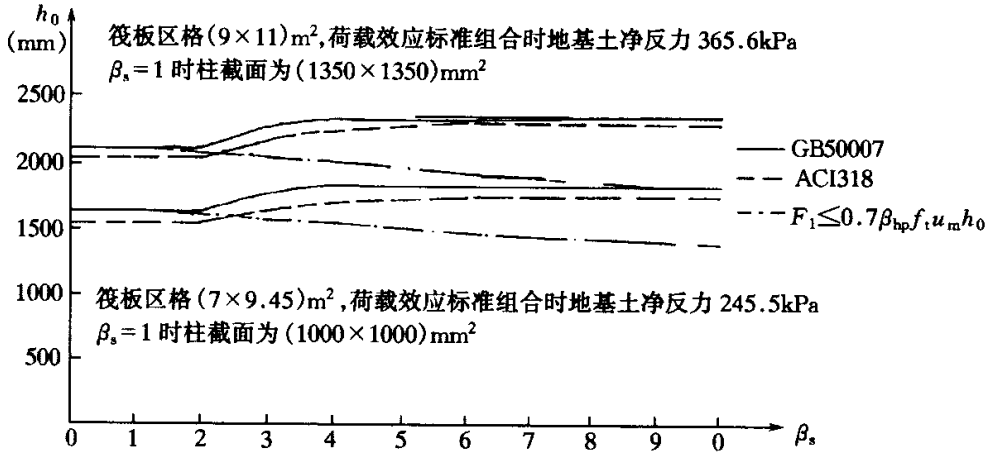


图 8.4.7-3　不同 β_s 条件下筏板有效高度的比较

对有抗震设防要求的平板式筏基，尚应验算地震作用组合的临界截面的最大剪应力 $\tau_{E,max}$，此时公式(8.4.7-1)和(8.4.7-2)应改写为:

$$\tau_{E,\max} = \frac{V_{sE}}{A_s} + a_s \frac{M_E}{I_S} c_{AB}$$

$$\tau_{E,\max} \leqslant \frac{0.7}{\gamma_{RE}} \left(0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \right) \beta_{hp} f_t$$

式中　$\mathbf{V_{sE}}$—考虑地震作用组合后的集中反力设计值;

$\mathbf{M_E}$—考虑地震作用组合后的冲切临界截面重心上的弯矩;

$\mathbf{A_s}$—距柱边 h0/2 处的冲切临界截面的筏板有效面积;

γ_{RE}—抗震调整系数，取 0.85。

8.4.8　Venderbilt 在他的“连续板的抗剪强度”试验报告中指出:混凝土抗冲切承载力随比值 u_m/h_0 的增加而降低。为此，美国 ACI318 规范 1989 版对受冲切承载力公式增加了新的条款。由于使用功能上的要求，内筒占有相当大的面积，因而距内筒外表面 $h_0/2$ 处的冲切临界截面周长是很大的，在 h_0 保持不变的条件下，内筒下筏板的受冲切承载力实际上是降低了，因此需要适当提高内筒下筏板的厚度。本规范给出的内筒下筏板冲切截面周长影响系数 η，是通过实际工程中不同尺寸的内筒，经分析并和美国 ACI318 规范对比后确定的(详表 8.4.8)。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

表 8.4.8　　内筒下筏板厚度比较

筒尺寸(m×m	筏板混凝土强度等级	荷载标准组合的内筒轴力(kN)	荷载标准组合的基底净反力(kN/m²)	规范名称	筏板有效高度(m)	
					不考虑冲切临界截面周长影响	考虑冲切临界截面周长影响
11.3×13.0	C30	128051	383.4	GB50007	1.22	1.39*
				ACI318	1.18	1.44
12.6×27.2	C40	424565	453.1	GB50007	2.41	2.72*
				ACI318	2.36	2.71
24×24	C40	718848	480	GB50007	3.2	3.58*
				ACI318	3.07	3.55
24×24	C40	442980	300	GB50007	2.39	2.57*
				ACI318	2.12	2.67
24×24	C40	336960	225	GB50007	1.95	2.28*
				ACI318	1.67	2.21

注：1.荷载分项系数平均值：GB50007 取 1.35，ACI318 取 1.45；

2. *：考虑冲切临界截面周长影响系数 1.25。

8.4.9　本规范明确了取距内柱和内筒边缘 h_0 处作为验算筏板受剪的部位，如图 8.4.9-1 所示；角柱下验算筏板受剪的部位取距柱角 h_0 处，如图 8.4.9-2 所示。公式(8.4.9)中的 V_s 即作用在图 8.4.9-1 或图 8.4.9-2 中阴影面积上的地基净反力平均设计值除以验算截面处板格中至中的长度(内柱)、或距角柱角点 h_0 处 45° 斜线的长度(角柱)。国内筏板试验报告表明:筏板的裂缝首先出现在板的角部，设计中当采用简化计算方法时，需适当考虑角点附近土反力的集中效应。图 8.4.9-3 给出了筏板模型试验中裂缝发展的过程。设计中当角柱下筏板受剪承载力不满足规范要求时，也可采用适当加大底层角柱横截面或局部增加筏板角隅板厚等有效措施，以期降低受剪截面处的剪力。

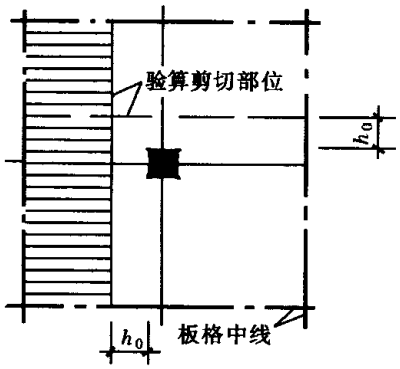


图 8.4.9-1　内柱（筒）下筏板验算剪切部位示意

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

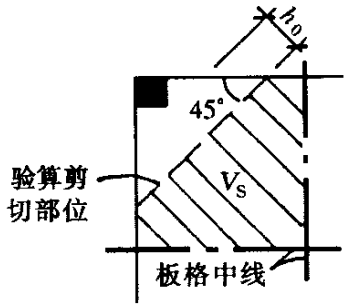


图 8.4.9-2 角柱（筒）下筏板验算剪切部位示意

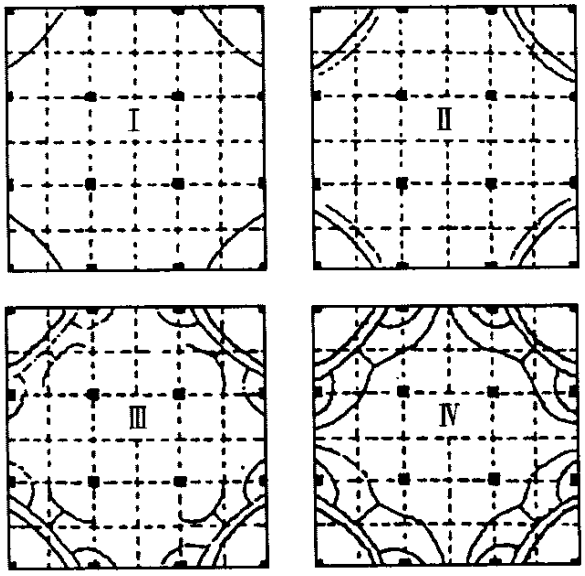


图 8.4.9-3 筏板模型试验裂缝发展过程

8.4.10 我国高层建筑箱形基础的工程实测资料表明，由于上部结构参与工作，箱形基础的纵向相对挠曲值都很小，第四纪土地区一般都小于万分之一，软土地区一般都小于万分之三。因此，一般情况下计算时不考虑整体弯曲的作用，整体弯曲的影响通过构造措施予以保证。对于高层建筑筏形基础，黄熙龄和郭天强在他们的框架柱——筏基础模型试验报告中指出，在均匀地基上，上部结构刚度较好，荷载分布较均匀，筏板厚度满足冲切承载力要求，且筏板的厚跨比不小于 1/6 时，可不考虑筏板的整体弯曲，只按局部弯曲计算，地基反力可按直线分布。试验是在粉质粘土和碎石土两种不同类型的土层上进行的，筏基平面尺寸为 3220mm×2220mm，厚度为 150mm(图 8.4.10-1)，其上为三榀单层框架(图 8.4.10-2)。试验结果表明，土质无论是粉质粘土还是碎石土，沉降都相当均匀(图 8.4.10-3)，筏板的整体挠曲约为万分之三，整体挠曲相似于箱型基础。基础内力的分布规律，按整体分析法(考虑上部结构作用)与倒梁法是一致的，且倒梁板法计算出来的弯矩值还略大于整体分析法。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

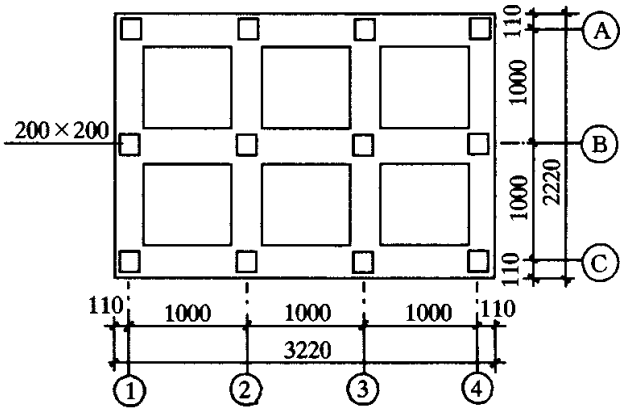


图 8.4.10-1　模型试验加载梁平面图

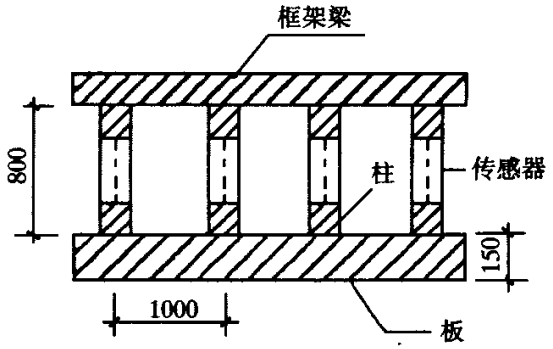


图 8.4.10-2　模型试验（B）轴线剖面图

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

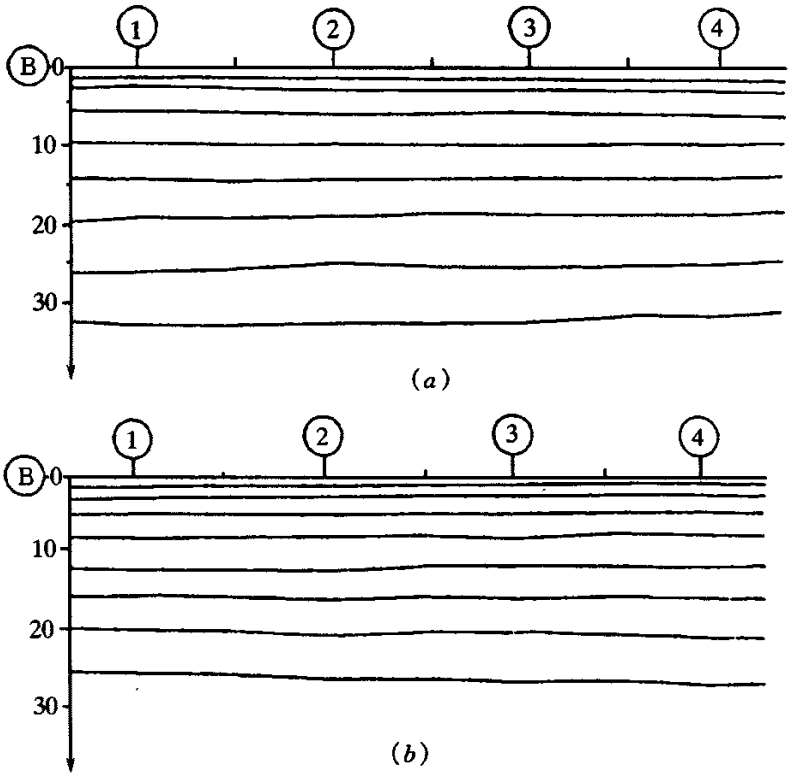


图 8.4.10-3*a*　(B) 轴线沉降曲线

(*a*) 粉质粘土；(*b*) 碎石土

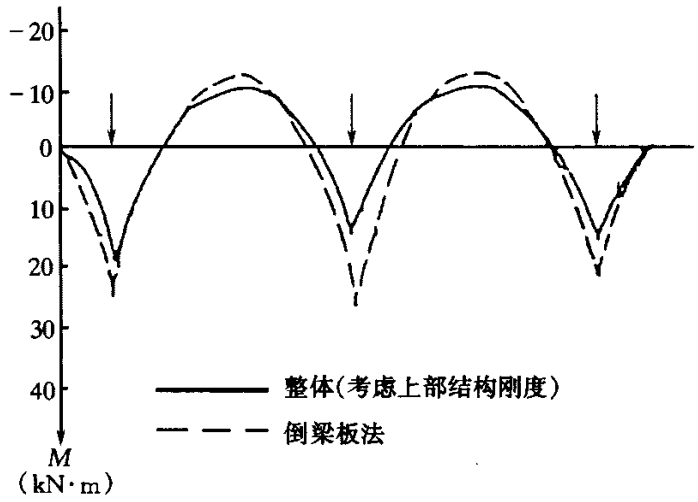


图 8.4.10-3*b*　整体分析法与倒梁板法弯矩计算结果比较

8.4.12　工程实践表明，在柱宽及其两侧一定范围的有效宽度内，其钢筋配置量不应小于柱下板带配筋量的一半，且应能承受板与柱之间一部分不平衡弯矩 $a_m M_{unb}$，以保证板柱之间的弯矩传递，并使筏板在地震作用过程中处于弹性状态，保证柱根处能实现预期的塑性铰。条款中有效宽度的范围，是根据筏板较厚的特点，以小于 1/4 板跨为原则而提出来的。有效宽度范围如图 8.4.12 所示。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

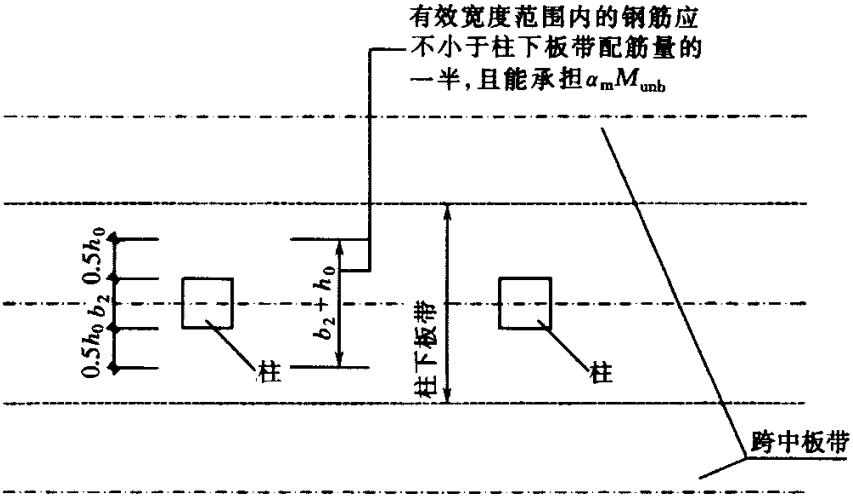


图 8.4.12　两侧有效宽度范围的示意

对筏板的整体弯曲影响，本条款通过构造措施予以保证，要求柱下板带和跨中板带的底部钢筋应有 1/2～1/3 贯通全跨，顶部钢筋按实际配筋全部连通，配筋率不应小于 0.15%。

8.5　桩　基　础

8.5.1　按竖向荷载下单桩的受力性状，将桩分为摩擦型和端承型两大类。

摩擦型桩可分为摩擦桩和端承摩擦桩，桩端阻力很小时，称为摩擦桩。同理，端承型桩也可分为端承桩和摩擦端承桩，桩侧阻力很小时，称为端承桩。

8.5.2　本条所规定的桩和桩基的构造，考虑到各种不同的情况综合制定，补充并完善了 89 规范的内容。

1　为减少摩擦型桩侧阻的叠加效应，仍规定取最小桩距为 $3d$；扩底灌注桩包括夯扩桩、机械和人工扩底灌注桩等，为保证其侧阻的发挥也作了相应的规定。

施工工艺对桩距的要求十分重要，由于成桩中的挤土效应以及拔管(钻)时带动桩周土，往往造成邻近桩的断裂或缩颈，在饱和软土和结构性强的土中尤为突出，因此，在决定桩距时，对挤土桩应特别重视。

2　扩底灌注桩扩底直径不宜大于三倍桩身直径，系考虑到扩底施工的难易和安全，同时需要保持桩间土的稳定，有利于桩基受力。

3　桩端进入持力层的最小深度，主要是考虑了在各类持力层中成桩的可能性和难易程度，并尽量提高桩端阻力。

桩端进入破碎岩石或软质岩的桩，按一般桩来计算桩端进入持力层的深度。桩端进入完整和较完整的未风化、微风化、中风化硬质岩石时，入岩施工困难，同时硬质岩已提供足够的端阻力。规范条文中，提出桩周边嵌岩最小深度为 0.5m，以确

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

保桩端与岩体面接触。

4 桩端位于倾斜地层的桩基，受到滑移土体的水平力作用，为此桩应采用通长配筋，并应通过计算确定配筋量。

承台下存在淤泥、淤泥质土或液化土层时，为提高桩基稳定性，同时考虑到施工中避免挤土等影响而产生断桩，配筋长度应穿过上述土层。

大直径桩往往桩长很大，特别是钻孔桩，下部成孔质量有时出现问题，设置部分通长钢筋，可以验证下部孔径及孔深。

灌注桩构造配筋的最小配筋率使大直径桩的配筋不致过多，同时保证了 ϕ 377mm 的桩主筋配置不少于 6 根 ϕ12 钢筋(配筋率 0.65%)。

8.5.3～8.5.4 群桩中单桩桩顶竖向力采用了正常使用极限状态标准组合下的竖向力，承台及承台上土自重采用标准值。其意义在于以荷载标准组合值确定桩数，与天然地基确定基础尺寸的原则相一致。同时避免了设计值、标准值相混淆的可能性，便于应用。

8.5.5 为保证桩基设计的可靠性，规定除设计等级为丙级的建筑物外，单桩竖向承载力特征值应采用竖向静载荷试验确定。

设计等级为丙级的建筑物可根据静力触探或标准贯入试验方法确定单桩竖向承载力特征值。用静力触探或标贯方法确定单桩承载力已有不少地区和单位进行过研究和总结，取得了许多宝贵经验。其他原位测试方法确定单桩竖向承载力的经验不足，规范未推荐。

确定单桩竖向承载力时，应重视类似工程、邻近工程的经验。

试桩前的初步设计，规范推荐了过去通用的估算公式(8.5.5-1)，式中侧阻、端阻采用特征值，规范特别注明侧阻、端阻特征值应由当地静载荷试验结果统计分析求得，减少全国采用同一表格所带来的误差。

嵌入完整和较完整的未风化、微风化、中风化硬质岩石的嵌岩桩，规范给出了单桩竖向承载力特征值的估算式(8.5.5-2)，只计端阻。简化计算的意义在于硬质岩强度超过桩身混凝土强度，设计以桩身强度控制，不必要再计入侧阻、嵌岩阻力等不定因素。当然，嵌岩桩并不是不存在侧阻和嵌岩阻力，有时侧阻和嵌岩阻力占有很大的比例。对于嵌入破碎岩和软质岩石中的桩，单桩承载力特征值则按 8.5.5-1 式进行估算。

为确保大直径嵌岩桩的设计可靠性，必须确定桩底一定深度内岩体性状。此外，在桩底应力扩散范围内可能埋藏有相对软弱的夹层，甚至存在洞隙，应引起足够注意。岩层表面往往起伏不平，有隐伏沟槽存在，特别在碳酸盐类岩石地区，岩面石

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

芽、溶槽密布，此时桩端可能落于岩面隆起或斜面处，有导致滑移的可能，因此，规范规定在桩底端应力扩散范围内应无岩体临空面存在，并确保基底岩体的稳定性。实践证明，作为基础施工图设计依据的详细勘察阶段的工作精度，满足不了这类桩设计施工的要求，因此，当基础方案选定之后，还应根据桩位及要求进行专门性的桩基勘察，以便针对各个桩的持力层选择入岩深度、确定承载力，并为施工处理等提供可靠依据。

8.5.6 单桩水平承载力与诸多因素相关，单桩水平承载力特征值应由单桩水平载荷试验确定。

规范特别写入了带承台桩的水平载荷试验。桩基抵抗水平力很大程度上依赖于承台底阻力和承台侧面抗力，带承台桩基的水平载荷试验能反映桩基在水平力作用下的实际工作状况。

带承台桩基水平载荷试验采用慢速维持荷载法，用以确定长期荷载下的桩基水平承载力和地基土水平反力系数。加载分级及每级荷载稳定标准可按单桩竖向静载荷试验的办法。当加载至桩身破坏或位移超过 30～40mm(软土取大值)时停止加载。卸载按 2 倍加载等级逐级卸载，每 30min 卸一级载，并于每次卸载前测读位移。

根据试验数据绘制荷载位移 H_0-X_0 曲线及荷载位移梯度 $H_0-(\Delta X_0/\Delta H_0)$曲线，取 $H_0-(\Delta X_0/\Delta H_0)$曲线的第一拐点为临界荷载，取第二拐点或 H_0-X_0 曲线的陡降起点为极限荷载。若桩身设有应力测读装置，还可根据最大弯矩点变化特征综合判定临界荷载和极限荷载。

对于重要工程，可模拟承台顶竖向荷载的实际状况进行试验。

水平荷载作用下桩基内各单桩的抗力分配与桩数、桩距、桩身刚度、土质性状、承台形式等诸多因素有关。

水平力作用下的群桩效应的研究工作不深入，条文规定了水平力作用面的桩距较大时，桩基的水平承载力可视为各单桩水平承载力的总和，实际上在低桩承台的前提下应注重采取措施充分发挥承台底面及侧面土的抗力作用，加强承台间的连系等等。当承台周围填土质量有保证时，应考虑土的抗力作用按弹性抗力法进行计算。

用斜桩来抵抗水平力是一项有效的措施，在桥梁桩基中采用较多。但在一般工业与民用建筑中则很少采用，究其原因是依靠承台埋深大多可以解决水平力的问题。

8.5.9 近年来随着高层建筑的发展，对桩承载力的要求很高，各种超长桩应用较多，为保证建筑物安全，确保桩身混凝土强度至关重要。

上海市地基基础设计规范中对桩身混凝土强度折减作了如下规定:

1 灌注桩 φ=0.60，施工质量有充分把握时也不得超过 0.68。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2 预制桩 φ=0.60～0.75。

3 预应力桩 $Q \leqslant (0.60 \sim 0.75) f_c A_p - 0.34 A_p \sigma_{pc}$

σ_{Pc}—为桩身截面混凝土有效预加应力。

以上规定中均未考虑结构重要性系数。

考虑到全国的状况，本次修订增加了桩的承载力尚应满足桩身混凝土强度的要求。

8.5.10 为了贯彻以变形控制设计的原则，规范条文规定了需要进行沉降验算的建筑物桩基，补充了 89 规范中的空缺。对于地基基础设计等级为丙级的建筑物、群桩效应不明显的建筑物桩基，可根据单桩静载荷试验的变形及当地工程经验估算建筑物的沉降量。

8.5.11 软土中摩擦桩的桩基础沉降计算是一个非常复杂的问题。纵观许多描述桩基实际沉降和沉降发展过程的文献可以知道，土体中桩基沉降实质是由桩身压缩、桩端刺入变形和桩端平面以下土层受群桩荷载共同作用产生的整体压缩变形等多个主要分量组成，并且是需要经历数年、甚至更长时间才能完成的过程。即使忽略土中桩身弹性压缩量，由于桩端刺入变形与桩土体之间相互作用、土体组成的多相性质、土骨架的非线性应力应变性质和蠕变性质有关，在目前认识水平条件下，土中摩擦桩桩基沉降不是简单的弹性理论所能描述的问题，这说明为什么完全依据理论的各种桩基沉降计算方法，在实际工程的应用中往往都与实测结果存在较大的出入，即使经过修正，两者也只能在某一特定范围内比较接近。正因为如此，本规范推荐的桩基最终沉降量的计算方法，并不是一种纯理论的方法，其实质是一种经验拟合的方法。根据 Geddes 按弹性理论中 Mindlin 应力公式积分后得出的单桩荷载在半无限体中产生的应力解出发，用简单叠加法原则求得群桩荷载在地基中产生的应力，然后再按分层总和法原理计算沉降，并乘以经验系数，从而使计算结果更接近于工程实际，与实体基础的方法相比，该法能方便地考虑桩基中桩数、桩间距、不规则布桩及不同桩长等因素对沉降计算的影响。

从经验拟合这一观点出发，本次规范在这一条款中的修订工作主要是收集大量实际工程资料进行统计分析。修订组共收集了上海地区 93 幢建筑的完整实测资料和工程计算资料，在随后的资料复查整理中，因各种原因共放弃了其中 24 幢建筑物的资料，实际用于分析的建筑物共 69 幢。在统计分析的过程中逐步确定了各项计算规定，最后确定了桩基最终沉降量计算的经验修正系数 φ_p。为了得到确定的统计结果，作了一系列经验性的规定。

1 统计分析中的计算规定及说明:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

1)统计时是将各幢建筑物中心点计算沉降值或最大计算沉降值与实测各点的平均沉降值进行比较。计算得到的最大沉降值，不是代表建筑物在某处实际发生的最大沉降值，而是估算的建筑物最终平均沉降值。从这一规定可知，不提倡用这一方法计算建筑物的不均匀沉降。因为缺少实测倾斜值与计算值的对比统计资料，也因为这种算法不考虑上部结构的刚度，可能严重歪曲了实际的不均匀沉降。若计算点任意选取，可能得到互相矛盾的结果。

2)公式中所用的压缩模量 Es 为计算深度处土在自重应力至自重应力加附加应力作用下的压缩模量。一般采用勘察报告中提供的由室内土工压缩试验得到的数值。压缩模量的取值对于沉降计算有很大的影响，但由于目前对于原位试验本身及其试验结果与室内试验得出的 Es 之间的规律尚未有较明确的统一认识，本次修编时仍采用室内压缩试验得出的压缩模量。待今后进一步积累经验，再行修订。

3)在采用分层总和法计算沉降时，考虑到桩端处的应力集中，土体的计算分层厚度在桩端以下一定范围内应适当加密。实际工程计算时，一般区域计算层厚度取 1m，加密区域计算层厚度取 0.1m，已能保证足够的精度。

8.5.13 八十年代上海市开始采用为控制沉降而设置桩基的方法，取得显著的社会经济效益。目前天津、湖北、福建等省市也相继应用了上述方法。开发这种方法是考虑桩、土、承台共同工作时，基础的承载力可以满足要求，而下卧层变形过大，此时采用摩擦型桩旨在减少沉降，以满足建筑物的使用要求。以控制沉降为目的设置桩基是指直接用沉降量指标来确定用桩的数量。能否实行这种设计方法，必须要有当地的经验，特别是符合当地工程实践的桩基沉降计算方法。直接用沉降量确定用桩数量后，还必须满足本条所规定的使用条件和构造措施。上述方法的基本原则有三点:

一、设计用桩数量可以根据沉降控制条件，即允许沉降量计算确定；

二、基础总安全度不能降低，应按桩、土和承台共同作用的实际状态来验算。桩土共同工作是一个复杂的过程，随着沉降的发展，桩、土的荷载分担不断变化，作为一种最不利状态的控制，桩顶荷载可能接近或等于单桩极限承载力。为了保证桩基的安全度，规定按承载力特征值计算的桩群承载力与土承载力之和应大于等于荷载效应标准组合作用于桩基承台顶面的竖向力与承台及其上土自重之和；

三、为保证桩、土和承台共同工作，应采用摩擦型桩，使桩基产生可以容许的沉降，承台底不致脱空，在桩基沉降过程中充分发挥桩端持力层的抗力。同时桩端还要置于相对较好的土层中，防止沉降过大，达不到预期控制沉降的目的。为保证承台底不脱空，当承台底土为欠固结土或承载力利用价值不大的软土时，尚应对其

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

进行处理。

8.5.16 桩基承台的弯矩计算

1 承台试件破坏过程的描述

中国石化总公司洛阳设计院和郑州工学院曾就桩台受弯问题进行专题研究。试验中发现，凡属抗弯破坏的试件均呈梁式破坏的特点。四桩承台试件采用均布方式配筋，试验时初始裂缝首先在承台两个对应边的一边或两边中部或中部附近产生，之后在两个方向交替发展，并逐渐演变成各种复杂的裂缝而向承台中部合拢，最后形成各种不同的破坏模式。三桩承台试件是采用梁式配筋，承台中部因无配筋而抗裂性能较差，初始裂缝多由承台中部开始向外发展，最后形成各种不同的破坏模式。可以得出，不论是三桩试件还是四桩试件，它们在开裂破坏的过程中，总是在两个方向上互相交替承担上部主要荷载，而不是平均承担，也即是交替起着梁的作用。

2 推荐的抗弯计算公式

通过对众多破坏模式的理论分析，选取图 8.5.16 所示的四种典型模式作为公式推导的依据。

(1)图 8.5.16(*a*)四桩承台破坏模式系屈服线将承台分成很规则的若干块几何块体。设块体为刚性的，变形略去不计，最大弯矩产生于屈服线处，该弯矩全部由钢筋来承担，不考虑混凝土的拉力作用，则利用极限平衡方法并按悬臂梁计算。

$$M_X = \Sigma(N_i y_i)$$

$$M_y = \Sigma(N_i x_i)$$

(2)图 8.5.16(*b*)是等边三桩承台具有代表性的破坏模式，可利用钢筋混凝土板的屈服线理论，按机动法的基本原理来推导公式得:

$$M = \frac{N_{\max}}{3}\left(s - \frac{\sqrt{3}}{2}c\right) \qquad (a)$$

由图 8.5.16(*c*)的等边三桩承台最不利破坏模式，可得另一个公式即:

$$M = \frac{N_{\max}}{3}s \qquad (b)$$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

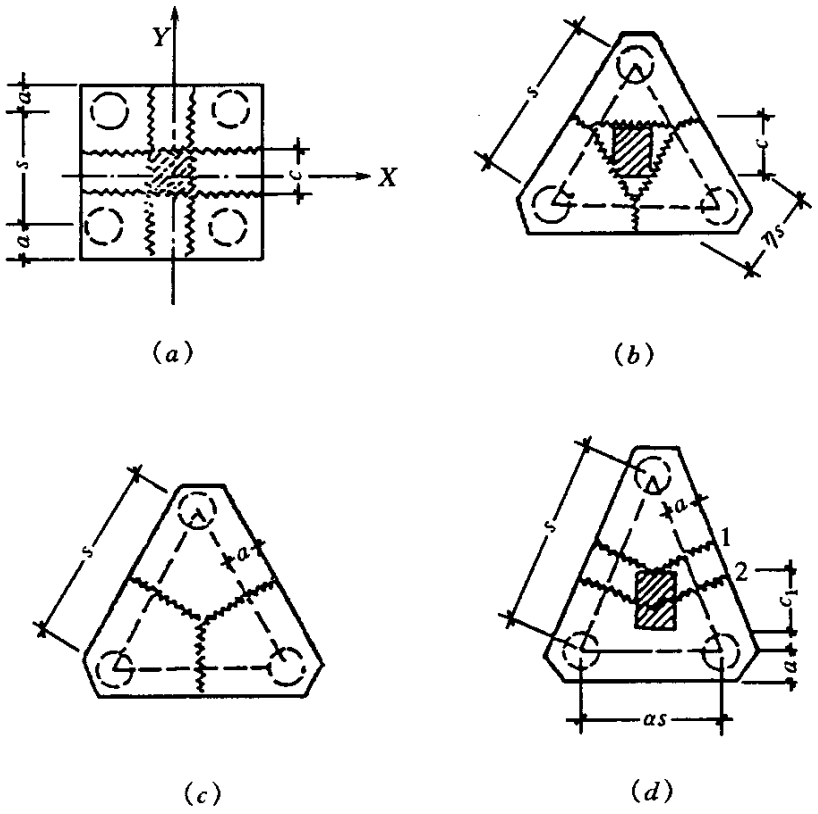


图 8.5.16　承台破坏模式

（a）四桩承台；（b）等边三桩承台（一）

（c）等边三桩承台（二）；（d）等腰三桩承台

式(a)考虑屈服线产生在柱边，过于理想化；式(b)未考虑柱子的约束作用，是偏于安全的。根据试件破坏的多数情况，采用(a)(b)二式的平均值为规范的推荐公式(8.5.16-3)

$$M=\frac{N_{\max}}{3}\left(s-\frac{\sqrt{3}}{4}c\right)$$

(3)由图 8.5.16(d)，等腰三桩承台典型的屈服线基本上都垂直于等腰三桩承台的两个腰，当试件在长跨产生开裂破坏后，才在短跨内产生裂缝。因之根据试件的破坏形态并考虑梁的约束影响作用，按梁的理论给出计算公式。

在长跨，当屈服线通过柱中心时:

$$M_1=\frac{N_{\max}}{3}s \qquad (a')$$

当屈服线通过柱边缝时:

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3}\left(s - \frac{1.5}{\sqrt{4-a^2}}c_1\right) \qquad (b'\ )$$

式(a')未考虑柱子的约束影响，偏于安全；而式(b')考虑屈服线通过往边缘处，又不够安全，今采用两式的平均值作为推荐公式(8.5.16-4)

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3}\left(s - \frac{0.75}{\sqrt{4-a^2}}c_1\right)$$

上述所有三桩承台计算的 M 值均指由柱截面形心到相应承台边的板带宽度范围内的弯矩，因而可按此相应宽度采用三向配筋。

8.5.17 柱对承台的冲切计算方法，本规范在编制时曾考虑了以下两种计算方法:方法一为冲切临界截面取柱边 $0.5h_0$ 处，当冲切临界截面与桩相交时，冲切力扣除相交那部分单桩承载力，采用这种计算方法的国家有美国、新西兰，我国九十年代前一些设计单位亦多采用此法；方法二为冲切锥体取柱边或承台变阶处至相应桩顶内边缘连线所构成的锥体并考虑了冲跨比的影响，原苏联及我国《建筑桩基技术规范》均采用这种方法。计算结果表明，这两种方法求得的柱对承台冲切所需的有效高度是十分接近的，相差约 5%左右。考虑到方法一在计算过程中需要扣除冲切临界截面与柱相交那部分面积的单桩承载力，为避免计算上繁琐，本规范推荐采用方法二。

本规范公式(8.5.17-1)中的冲切系数是按 λ=1 时与我国现行《混凝土结构设计规范》的受冲切承载力公式相衔接，即冲切破坏锥体与承台底面的夹角为 45° 时冲切系数 α=0.7 提出来的。

本规范公式(8.5.17-5)中的角桩冲切系数公式是在我国 JGJ94—94 规范基础上，参照我国现行《混凝土结构设计规范》的受冲切承载力公式，修正后提出来的。修正后的角桩冲切系数，当 λ 在 0.3～0.4 之间时已非常接近原苏联资料数据，当 λ>0.4 后则逐渐小于原苏联资料。但统计数据表明，承台角桩的冲跨比一般都在 0.3～0.6 之间变动，因此在该范围内角桩的冲切承载力已接近原苏联资料数据。

图 8.5.17-1 及图 8.5.17-2 分别给出了一典型的九桩承台内柱对承台冲切、角桩对承台冲切所需的承台有效高度比较表，其中桩径为 800mm，柱距为 2400mm，方柱尺寸为 1550mm，承台宽度为 6400mm。计算时荷载分项系数平均值:GB50007 及 JGJ94—94 取 1.35，ACI318 取 1.45，混凝土设计强度按 GB50010。不言而喻，由于本规范的冲切系数大于《建筑桩基技术规范》的冲切系数，因而按本规范算得的承台有效高度略有降低，但与 ACI318 规范相比较略偏于安全。但是，美国钢筋混凝土学会 CRSI 手册认为由角桩荷载引起的承台角隅 45° 剪切破坏较之角桩冲切破坏更为不

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

利，因此尚需验算距柱边 h0 承台角隅 45° 处的抗剪强度。

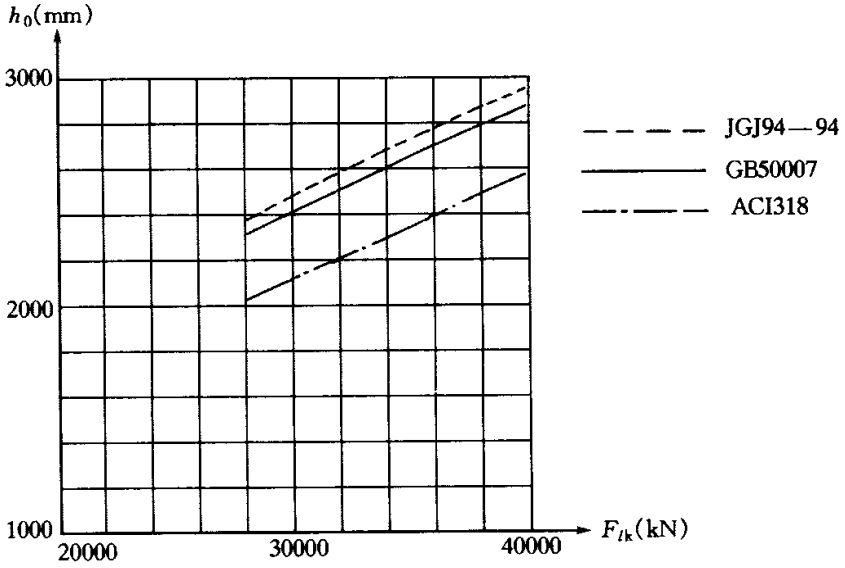


图 8.5.17-1　内柱对承台冲切时承台有效高度比较

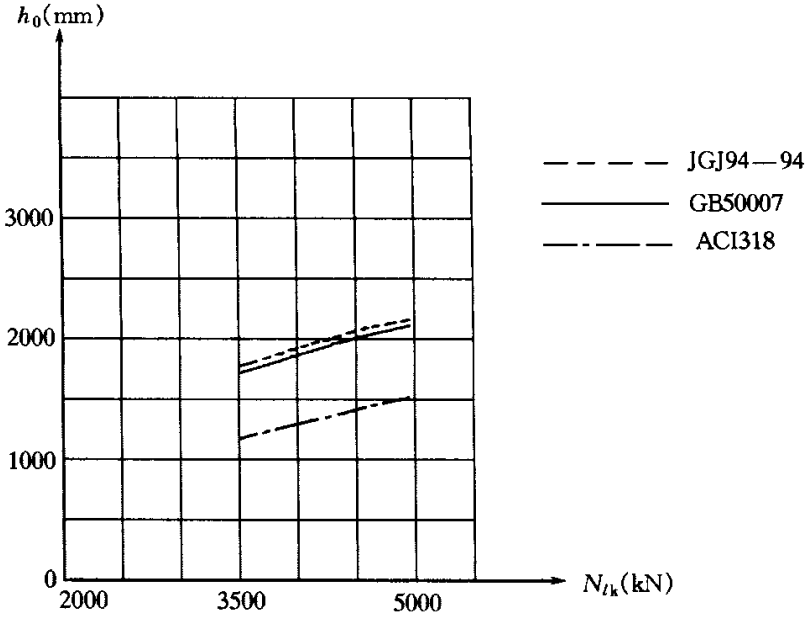


图 8.5.17-2　角桩对承台冲切时承台有效高度比较

8.5.18　桩基承台的抗剪计算，在小剪跨比的条件下具有深梁的特征。关于深梁的抗剪问题，近年来我国已发表了一系列有关的抗剪强度试验报告以及抗剪承载力计算文章，尽管文章中给出的抗剪承载力的表达式不尽相同，但结果具有很好的一致性。本规范提出的剪切系数是通过分析和比较后确定的，它已能涵盖深梁、浅梁不同条件的受剪承载力。图 8.5.18 给出了一典型的九桩承台的柱边剪切所需的承台有效高度比较表，按本规范求得的柱边剪切所需的承台有效高度与美国 ACI318 规范求得的

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

结果是相当接近的。

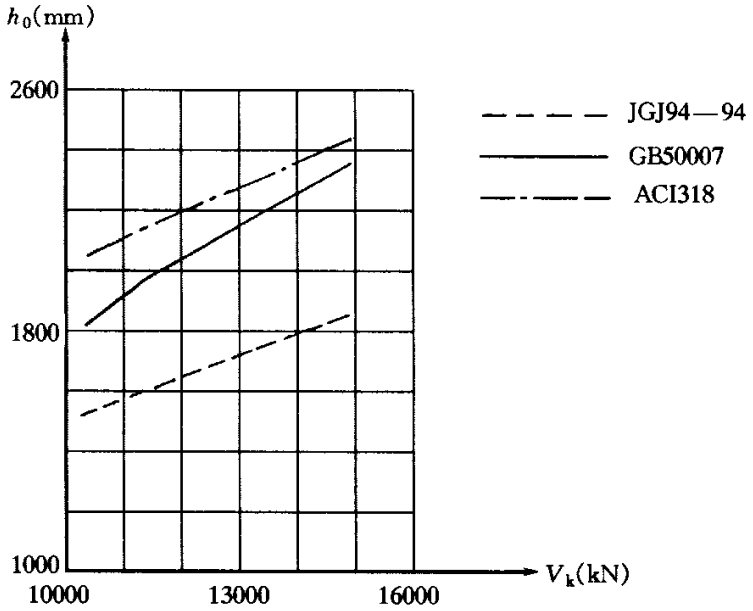


图 8.5.18　柱边剪切承台有效高度比较

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

9 基坑工程

9.1 一般规定

9.1.1～9.1.2 基坑支护结构是对地下工程安全施工起决定性作用的结构物，深基坑一般要经历较长施工周期，因此不能简单地将基坑支护结构作为临时性结构而不适当地降低结构的安全度。

9.1.3 基坑支护结构设计应从稳定、强度和变形等三个方面满足设计要求:

1 稳定:指基坑周围土体的稳定性，即不发生土体的滑动破坏，因渗流造成流砂、流土、管涌以及支护结构、支撑体系的失稳。

2 强度:支护结构，包括支撑体系或锚杆结构的强度应满足构件强度设计的要求。

3 变形:因基坑开挖造成的地层移动及地下水位变化引起的地面变形，不得超过基坑周围建筑物、地下设施的允许变形值，不得影响基坑工程基桩的安全或地下结构的施工。

基坑工程施工过程中的监测应包括对支护结构的监测和对周边环境的监测。随基坑开挖，通过对支护结构桩、墙及其支撑系统的内力、变形的测试，掌握其工作性能和状态。通过对影响区域内的建筑物、地下管线的变形监测，了解基坑降水和开挖过程中对其影响的程度，作出在施工过程中基坑安全性的评价。

9.1.4 为基坑工程设计而提供的建筑总平面图，应标明用地的红线范围。

9.1.6 基坑开挖是大面积的卸荷过程，易引起基坑周边土体应力场变化及地面沉降。降雨或施工用水渗入土体会降低土体的强度和增加侧压力，粘性土随着基坑暴露时间延长，坑底土强度逐渐降低，从而降低支护体系的安全度。基底暴露后应及时铺筑混凝土垫层，这对保护坑底土不受施工扰动、延缓应力松弛具有重要的作用，特别是在雨季施工中作用更为明显。

基坑周边荷载，会增加墙后土压力，增加滑动力矩，降低支护体系的安全度。施工过程中，不得随意在基坑周围堆土，形成超过设计要求的地面超载。

9.1.7 深基坑内拟建建筑物的详细勘察，大多数是沿建筑物外轮廓布置勘探工作，往往使基坑工程的设计和施工依据的地质资料不足。本条要求勘察及勘探范围应超出建筑物轮廓线，一般取基坑周围相当基坑深度的 2 倍，当有特殊情况时，尚需扩大范围。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

勘探点的深度一般不应小于基坑深度的 2 倍。在软土中的基坑开挖，勘探点的深度即使相当于基坑深度的 2 倍也往往不够，这时，可结合地基详勘的深孔资料一并考虑，在必要时也可补充布置深孔。

9.1.8 基坑工程设计时，土性指标、计算方法、安全度是统一考虑的，故土的抗剪强度指标应慎重选取，这一点必须加以强调。三轴试验受力明确，又可控制排水条件，因此，在基坑工程中确定土的强度指标时规定应采用三轴剪切试验方法。为减少取土时对土样的扰动，应采用薄壁取土器取样。由于基坑用机械开挖，速度较快，支护结构上的土压力形成很快，为与其相适应，采用不排水剪是合理的。

剪切前的固结条件，应根据土的渗透性而定。对饱和软粘土，由于灵敏度高，取土易扰动，为使结果不致过低，按现行《岩土工程勘察规范》GB50021，可在自重压力下进行固结后再进行不排水剪。

9.1.9 含水层的水文地质、工程地质参数包括渗透系数、影响半径及压缩模量、孔隙比等，其水文地质参数值宜采用抽水试验确定。基坑地下水的控制设计事先需仔细调查邻近地下管线的渗漏情况及地表水源的补给情况。

9.1.10 处于地下水位以下的水压力和土压力，按有效应力原理分析时，水压力与土压力是分开计算的。这种方法概念比较明确。但是在实际使用中有时还存在一些困难，特别是粘性土在实际工程中孔隙水压力往往难以确定。因此，在许多情况下，往往采用总应力法计算土压力，即将水压力和土压力合算，各地对此都积累有一定的工程实践经验。然而，在这种方法中亦存在一些问题，如低估了水压力的作用，对这些复杂性必须有足够的认识。

通常，由于粘性土渗透性弱，地下水对土颗粒不易形成浮力，故宜采用饱和重度，用总应力强度指标水土合算，其计算结果中已包括了水压力的作用。但当支护结构与周围土层之间能形成水头时，仍应单独考虑水压力的作用。对地下水位以下的粉土、砂土、碎石土，由于其渗透性强，地下水对土颗粒可形成浮力，故应采用水土分算。水压力可按静水压力计算。

9.1.11 自然状态下的土体内水平向有效应力，可认为与静止土压力相等。土体侧向变形会改变其水平应力状态。最终的水平应力，随着变形的大小和方向可呈现出两种极限状态(主动极限平衡状态和被动极限平衡状态)，支护结构处于主动极限平衡状态时，受主动土压力作用，是侧向土压力的最小值。

库仑土压理论和朗肯土压理论是工程中常用的两种经典土压理论，无论用库仑或朗肯理论计算土压力，由于其理论的假设与实际工作情况有一定的出入，只能看作是近似的方法，与实测数据有一定差异。一些试验结果证明，库仑土压力理论在

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

计算主动土压力时，与实际较为接近。在计算被动土压力时，其计算结果与实际相比，往往偏大。

静止土压力系数 k_0 值随土体密实度、固结程度的增加而增加，当土层处于超压密状态时，k_0 值的增大尤为显著。静止土压力系数 k0 宜通过试验测定。当无试验条件时，对正常固结土也可按表 9.1.11 估算。

表 9.1.11　　静止土压力系数 k_0

土类	坚硬土	硬—可塑粘性土 粉质粘土、砂土	可—软塑粘性土	软塑粘性土	流塑粘性土
k_0	0.2～0.4	0.4～0.5	0.5～0.6	0.6～0.75	0.75～0.8

对于不允许位移的支护结构，在设计中要按静止土压力作为侧向土压力。

9.1.12　作用在支护结构上的土压力及其分布规律取决于支护体的刚度及横向位移条件。

刚性支护结构的土压力分布可由经典的库仑和朗肯土压理论计算得到，实测结果表明，只要支护结构的顶部的位移不小于其底部的位移，土压力沿垂直方向分布可按三角形计算。但是，如果支护结构底部位移大于顶部位移，土压力将沿高度呈曲线分布，此时，土压力的合力较上述典型条件要大 10%～15%，在设计中应予注意。

柔性支护结构的位移及土压力分布情况比较复杂，设计时应根据具体情况分析，选择适当的土压力值，有条件时土压力值应采用现场实测、反演分析等方法总结地区经验，使设计更加符合实际情况。

9.2　设计计算

9.2.2　深基坑的稳定问题直接与支护结构体系的变形、稳定以及基坑的工程地质、水文地质条件有关。基坑失稳的形态和原因是多种多样的，由于设计上的过错、漏项或施工不慎，均可造成基坑失稳。

基坑失稳可分为两种主要的形态:

1　因基坑土体的强度不足、地下水渗流作用而造成基坑失稳，包括基坑内外侧土体整体滑动失稳；基坑底土因承载力不足而隆起；地层因承压水作用，管涌、渗漏等等。

本条明确桩式、墙式支护结构应进行抗倾覆和抗水平推移稳定验算，并在附录 T 和附录 U 中明确了计算方法，但抗力分项系数的取值很复杂。经几组对比资料分析，对于悬臂式支护结构，当 φ=23°～33°，c=5～15kPa 时，嵌入深度系数 γ_D=1.2，抗倾覆稳定安全系数 γ_M=1.8～1.2，抗水平推移稳定安全系数 $\gamma_H \geq 1.5$；而对于内撑或锚杆式支护结构，相同的土层条件，嵌入深度系数 γ_D=1.2，γ_M 仅相当于 1.07 左

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

右，γ_H相当于 1.23～1.5。基于此分析，本规范未简单采用 γ_D作为稳定安全系数，而在附录 T、U 中主要提出了抗倾覆稳定性要求，当 $\gamma_M \geqslant 1.3$ 时，对应的抗水平推移安全系数 γ_H均在 1.4～1.5 以上。

基坑底抗隆起稳定性(坑底涌土)验算，实质上是软土地基承载力不足，故用φ=0的承载力公式进行验算。

对于一般的粘性土，参照 Prandtl 和 Terzaghi 的地基承载力公式，并将桩墙底面的平面作为极限承载力的基准面，承载力安全系数的验算公式如下:

$$K_S = \frac{\gamma D N_q + c N_c}{\gamma (H + D) + q} \qquad (9.2.2)$$

式中 γ—土的重度(kN/m^3)；

c—土的粘聚力(kN/m^2)；

q—地面荷载(kN/m^2)；

N_c、N_q—地基承载力系数。

$$\left.\begin{aligned} N_q &= \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \bullet e^{\pi \tan\varphi} \\ N_c &= (N_q - 1) \bullet \frac{1}{\tan\varphi} \end{aligned}\right\}$$

采用 Prandtl 公式时，N_c、N_q按上式计算，此时要求 $K_s \geqslant 1.1$～1.2。

采用 Terzaghi 公式时，N_c、N_q按下式计算此时要求 $K_s \geqslant 1.15$～1.25。

$$\left.\begin{aligned} N_q &= \frac{e^{\left(\frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)} \\ N_c &= (N_q - 1) \bullet \frac{1}{\tan\varphi} \end{aligned}\right\}$$

式中 φ—土的内摩擦角。

基坑的渗流稳定性可以分两种情况，一种是坑底面以下有透水层时，若抗渗流稳定安全系数不满足要求时应采取降水(降压)措施。

另一种情况是当支护桩以下一定范围内无透水层时，以基坑底面处坑内外水头差 h' 作为计算压力差，但由于水头差至支护桩底已损失 50%，故支护桩底面处的水压力为 $\gamma_w\left(\frac{1}{2}h' + t\right)$，此值必须小于上覆土重一定数值作为安全储备。

2 因支护结构(包括桩、墙、支撑系统等)的强度、刚度或稳定性不足引起支护

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

结构系统破坏而造成基坑倒坍、破坏。

9.2.3 为了基坑的安全施工和坑底周围土体的稳定，支护结构必须有一定的插入坑底以下土中的深度(又称嵌入深度)，这个深度直接关系到基坑工程的稳定性，且较大程度地影响工程的造价。

支护结构的嵌入深度，目前常采用极限平衡法计算确定。根据支护结构可能出现的位移条件，在桩墙的相应部位分别取主动土压力或被动土压力，形成静力极限平衡的计算简图。当入土深度较大时，桩、墙下端可能出现反弯点，反弯点下的力系考虑反弯点下桩墙段在土中出现的反向位移的情况。

对于悬臂式支护桩，桩前后土压力分布如图 9.2.3 所示。

基坑底土压力由式 9.2.3-1 确定。

$$p_a^h = \gamma h k_a - 2c\sqrt{k_a} \tag{9.2.3-1}$$

p=0 的零点深度 D 由式 9.2.3-2 求得。

$$D = \frac{\gamma h k_a - 2c(\sqrt{k_p} + \sqrt{k_a})}{\gamma(k_p - k_a)} \tag{9.2.3-2}$$

$h+z_1$ 深度处土压力和 $h+t$ 处的土压力可按式 9.2.3-3 求得。

$$\left.\begin{aligned} p_p^{z_1} - p_a^{z_1+h} &= \gamma z_1 k_p + 2c\sqrt{k_p} - [\gamma(z_1+h)k_a - 2c\sqrt{k_a}] \\ p_p^{h+t} - p_a^{t} &= \gamma(h+t)k_p + 2c\sqrt{k_p} - (\gamma t k_a - 2c\sqrt{k_a}) \end{aligned}\right\} \tag{9.2.3-3}$$

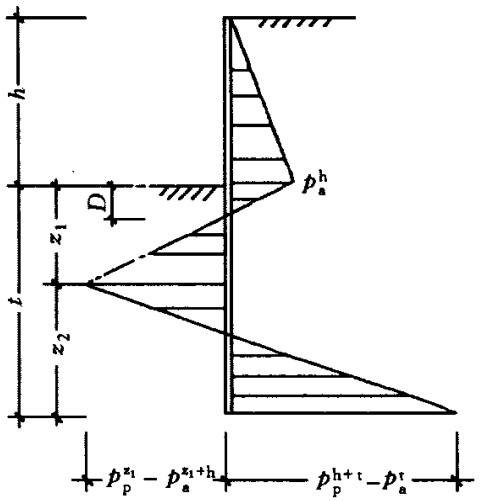


图 9.2.3 桩前后土压力分布

未知数 z_1(或 z_2)和 t 可用使任一点力矩之和等于零和水平力之和等于零两组方程式 9.2.3-4 求解。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

$$\left.\begin{aligned} z_2 &= \sqrt{\frac{\gamma k_a (h+t)^3 - \gamma k_p t^3}{\gamma (k_p + k_a)(h+2t)}} \\ \gamma k_a (h+t)^2 &- \gamma k_p t^2 + \gamma z_2 (k_p - k_a)(h+2t) = 0 \end{aligned}\right\} \qquad (9.2.3\text{-}4)$$

式中　h、t—分别为坑深和桩墙插入坑底面以下土中深度(m)；

k_a、k_p—分别为主动与被动土压力系数。土压力系数计算采用不固结不排水三轴剪切指标；

z_1、z_2—如图 9.2.3 所示。

t、z_2 可用试算法求得。计算得到的 t 值需乘以 1.1 的安全系数作为设计入土深度。

9.2.4　关于侧向弹性地基反力法，工程界亦有人称之为“弹性抗力法”、“地基反力法”、“土抗力法”、“竖向弹性地基梁的基床系数法”等。该法由受水平力作用的单桩的解析推演而来。通常侧向弹性地基梁计算，基床系数采用 m 法的假定，按杆系有限元方法求得支护桩的内力和变形。

由于侧向弹性地基抗力法能较好地反映基坑开挖和回筑过程各种工况和复杂情况对支护结构受力的影响，如:施工过程中基坑开挖、支撑设置、失效或拆除、荷载变化、预加压力、墙体刚度改变、与主体结构板、墙的结合方式、内撑式挡土结构基坑两侧非对称荷载等的影响；结构与地层的相互作用及开挖过程中土体刚度变化的影响；支护结构的空间效应及支护结构与支撑系统的共同作用；反映施工过程及施工完成后的使用阶段墙体受力变化的连续性。因此对于地层软弱、环境保护要求高的基坑、多支点支护结构或空间效应明显的支护结构，宜采用侧向弹性地基反力法。侧向弹性地基反力法的计算精度主要取决于一些基本计算参数的取值是否符合实际，如基床系数、墙背和墙前土压力的分布、支撑的刚度等。各地可通过地区经验加以完善；还需注意在淤泥质地层中，由于难以反映土体的流变特性，计算墙体水平位移可能偏小，应通过工程实践予以调整。

9.2.5　基坑问题过去往往作为地下室施工的一种临时性措施，支护结构设计一般由施工单位考虑，以不倒塌作为满足施工要求为目的。随着建设的发展，尤其在建筑群中间，周边又有复杂的管网分布，基坑设计的稳定性仅是必要条件，很多场合主要控制条件是变形，基坑的变形计算比较复杂，且不够成熟。本规范尚不能推荐一种满意的方法。尤其对超压密土经验更少。本条作为一般性要求提出，以期引起工程技术人员特别是设计人员的高度重视。

基坑工程设计时，应根据环境要求确定基坑位移的控制要求。如当基坑周边无永久性建筑或公用设施时，保证稳定即可满足要求。但为了保证基坑的安全，稳定

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

仍需有一个允许的临界位移值。通过监测控制施工，以确保安全。

基坑的最大水平位移值，与基坑开挖深度、地质条件及支护结构类型等有关，在基坑支护结构体系的设计满足正常的承载能力极限状态(承载能力和结构变形)要求时，支护结构水平位移最大值与基坑底土层的抗隆起稳定安全系数有一定的统计关系，图 9.2.5 为对上海的部分基坑工程的统计关系曲线。图中 δ_h 为最大水平位移，h 为基坑深度，K_s 为抗隆起稳定安全系数。

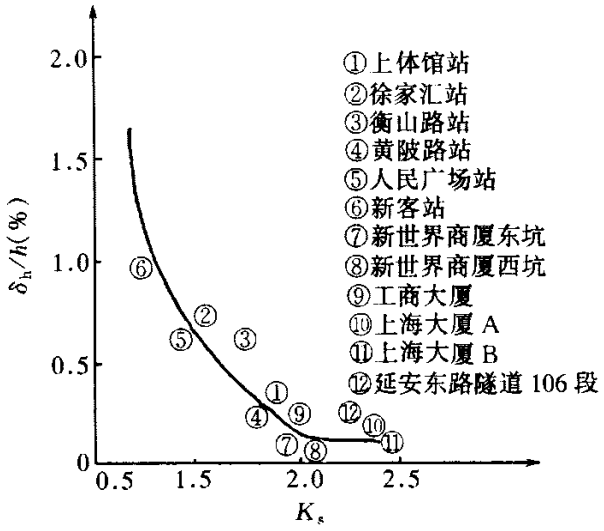


图 9.2.5　上海基坑工程 $\delta_h/h \sim K_s$ 统计关系曲线

9.2.6　本条适用于建筑基坑工程施工过程中对地下水的控制。

集水明排是在基坑内设置排水沟和集水井，用抽水设备将基坑中水从集水井排出，达到疏干基坑内积水的目的。井点降水是对基坑内的地下水或基坑底板以下的承压水进行疏干或减压。隔水是用地下连续墙及喷射注浆(旋喷)、深层搅拌或注浆形成具有一定强度和抗渗性能的截水墙或底板，阻止地下水流入基坑的方法，包括竖向隔水(悬持式和落底式)及水平封底隔水。

为了保障周围建筑物、地下管线等的安全及正常使用，需综合考虑降排水对支护结构变形产生的影响。有时，为有效控制降低地下水位引起的沉陷，需考虑采用隔渗措施，常用的有:1)采用地下连续墙、连续排列的排桩墙挡水:2)采用分离式排桩墙，在桩间设旋喷、深层搅拌等与桩共同形成隔水帷幕或在桩后单独设隔渗墙；3)其他情况可考虑采用高压喷射注浆等方法形成封底隔渗。

基坑降水设计原则:

1)降水井点宜尽量布置在基坑外，如需要在基坑内设井点，应仔细研究地下水及地层资料，采用砂(砾)渗井或短期使用的抽水井。含水层渗透系数较小，下部有渗透性较好的地层时，宜考虑抽水井、渗井综合作用；

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

2)基坑支护结构采用分离排列的桩式结构，不设隔水帷幕时，降水井点应主要布置在基坑外，达到控制地下水进入基坑及降低承压水头的目的；基坑内可视基坑规模、地下水及地层情况，布置一定数量的自渗井和抽水井；

3)基坑四周设竖向隔水帷幕(包括地下连续墙)，隔水帷幂插入隔水层时，井点应设置在基坑内；隔水帷幕未进入隔水层时，降水井点宜设置在基坑外，如为降低降水对周围建筑物的影响，井点也可设置在基坑内；

4)基坑设全封闭隔水帷幕，一般不需设井点降低地下水位，为正常开挖基坑，可在基坑内布设井点抽除坑内积水。

基坑隔水是基坑围护的一部分，设计时是两者统一考虑的，必要时，应预先进行试验。

9.2.7 考虑锚杆群锚效应规定了锚杆上下、水平锚固体的最小距离。这里指的是锚固体间距而不是锚杆布置时的间距，当锚杆布置时的间距较小时，可考虑调整锚杆角度等方法确保锚固体的最小间距。

保证锚杆自由段长度是为了施加预应力并防止预应力过大损失的需要。锚杆锚固段长度 L_a 应由基本试验确定。

9.2.8 柱列式或板墙式支护结构，墙体厚度通常较小，必须靠支撑结构才能建立起整体刚度。此外挡土结构所受的外力作用也不同于其他结构，除了场地的岩土工程性质外，还受到环境条件、施工方法、时空效应等诸多因素的影响。支撑结构的设计必须适应上述的特殊情况采用稳定的结构体系，连接构造必须确保传力和变形协调的可靠性。通常采用多次超静定结构形式，即使局部构件失效也不致影响整个支撑结构的稳定。

平面支撑体系可以直接支撑两端围护墙上所受到的部分侧压力，且构造简单，受力明确，适用范围较广。但当构件长度较大时，应考虑弹性压缩对基坑位移的影响。此外，当基坑两侧的水平作用力相差悬殊时，支护结构计算模型的边界条件应与支护结构的实际位移条件相符合。

当必须利用支撑构件兼作施工平台或栈桥时，除应满足本章有关规定外，尚应满足作业平台(或栈桥)结构的强度和变形要求。

在目前条件下，国内大多数基坑支护结构的内力和变形都采用平面杆系模型进行计算。在这种情况下，通常把支撑结构视为平面框架，即将支撑结构从支护结构中截离出来，在截高处加上相应的支护结构内力，以及作用在支撑上的其他荷载，用平面杆系模型进行分析。

支撑构件截面的抗压、抗弯及抗剪等承载力设计应根据所选择的构件材料，按

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

相应的结构设计规范执行，采用相应的荷载分项系数。

9.3 地下连续墙与逆作法

9.3.2 地下连续墙的常用厚度为 600～800mm，已建工程中最大厚度为 1200mm。墙厚除应满足设计要求外，还需结合成槽机械的规格来确定，一般为偶数值。

9.3.3 地下连续墙的防渗主要依靠墙体的自防渗。所以对墙体混凝土的抗渗等级有个基本要求。地下连续墙防渗的薄弱环节是墙段间的接头部位。当墙段之间接缝处不设止水带时，所选用的防渗止水接头必须严格按施工规程操作，并需达到防渗止水的目的。

9.3.4 地下室逆作法施工，是利用地下室的楼盖结构(梁、板、柱)和外墙结构，作为基坑围护结构在坑内的水平支撑体系和围护体系，由上而下进行地下室结构的施工，与此同时，可进行上部结构的施工。

根据工程的实际情况，也可选择部分逆作法，即由上而下进行逆作法施工地下室的每层楼盖梁，形成水平框格式支撑，地下室封底后再向上逐层浇注楼板，或从零层楼板(或是一层楼板)开始，由上而下逆作法施工负一层至负二层地下室结构，形成可靠的水平支撑，然后挖完地下室土方，封底后再向上逐层施工其他各层未施工的楼板。

逆作法施工时，基坑分层开挖的深度是按地下室主体结构施工的需要确定的。此时，地下室主体结构的设计计算工况应与相应的施工工况相一致。在地下室逆作法施工时，地下室的楼盖结构(梁、板、柱)和外墙结构除应按正常使用工况进行设计外，还应按各阶段的施工工况进行验算。

地下室逆作法施工时，必须在地下室的各层楼板上，在同一垂直断面位置处，预留供出土用的出土口。为了不因出土口的预留而破坏水平支撑体系的整体性，可在该位置先施工板下的梁系，以此梁系作为水平支撑体系的一部分。

地下室逆作法施工所带来的一个问题，便是梁柱节点设计的复杂性。梁柱节点是整个结构体系的一个关键部位。梁板柱钢筋的连接和后浇混凝土的浇筑，关系到在节点处力的传递是否可靠。所以，对梁柱节点的设计必须考虑到满足梁板钢筋及后浇混凝土的施工要求。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

10 检验与监测

10.1 检　　验

10.1.1 本条主要适用于以天然土层为地基持力层的浅基础，基槽检验工作应包括下列内容:

1 应做好验槽准备工作，熟悉勘察报告，了解拟建建筑物的类型和特点，研究基础设计图纸及环境监测资料。当遇有下列情况时，应列为验槽的重点:

1)当持力土层的顶板标高有较大的起伏变化时；

2)基础范围内存在两种以上不同成因类型的地层时；

3)基础范围内存在局部异常土质或坑穴、古井、老地基或古迹遗址时；

4)基础范围内遇有断层破碎带、软弱岩脉以及湮废河、湖、沟、坑等不良地质条件时；

5)在雨季或冬季等不良气候条件下施工，基底土质可能受到影响时。

2 验槽应首先核对基槽的施工位置。平面尺寸和槽底标高的允许误差，可视具体的工程情况和基础类型确定。

验槽方法宜使用袖珍贯入仪等简便易行的方法为主，必要时可在槽底普遍进行轻便钎探，当持力层下埋藏有下卧砂层而承压水头高于基底时，则不宜进行钎探，以免造成涌砂。当施工揭露的岩土条件与勘察报告有较大差别或者验槽人员认为必要时，可有针对性地进行补充勘察工作。

3 基槽检验报告是岩土工程的重要技术档案，应做到资料齐全，及时归档。

10.1.2 在压(或夯)实填土的过程中，取样检验分层土的厚度视施工机械而定，一般情况下宜按 20～50cm 分层进行检验。

10.1.3 本条适用于对淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其他高压缩性土层构成的地基进行处理的检验。

复合地基的强度及变形模量应通过原位试验方法检验确定，但由于试验的压板面积有限，考虑到大面积荷载的长期作用结果与小面积短时荷载作用的试验结果有一定的差异，故需要再对竖向增强体及地基土的质量进行检验。对挤密碎石桩应用动力触探法检测桩身和桩间土的密实度。对水泥土搅拌桩、低强度素混凝土桩、石灰粉煤灰桩，应对桩身的连续性和材料进行检验。

10.1.4 预制打入桩、静力压桩应提供经确认的桩顶标高、桩底标高、桩端进入持力

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

层的深度等。其中预制桩还应提供打桩的最后三阵锤击贯入度、总锤击数等，静力压桩还应提供最大压力值等。

当预制打入桩、静力压桩的入土深度与勘察资料不符或对桩端下卧层有怀疑时，可采用补勘方法，检查自桩端以上 1m 起至下卧层 5*d* 范围内的标准贯入击数和岩土特征。

10.1.5 混凝土灌注桩提供经确认的参数应包括桩端进入持力层的深度，对锤击沉管灌注桩，应提供最后三阵锤击贯入度、总锤击数等。对钻(冲)孔桩，应提供孔底虚土或沉渣情况等。当锤击沉管灌注桩、冲(钻)孔灌注桩的入土(岩)深度与勘察资料不符或对桩端下卧层有怀疑时，可采用补勘方法，检查自桩端以上 1m 起至下卧层 5*d* 范围内的岩土特征。

10.1.6 人工挖孔桩应逐孔进行终孔验收，终孔验收的重点是持力层的岩土特征。对单柱单桩的大直径嵌岩桩，承载能力主要取决于嵌岩段岩性特征和下卧层的持力性状，终孔时，应用超前钻逐孔对孔底下 3*d* 或 5m 深度范围内持力层进行检验，查明是否存在溶洞、破碎带和软夹层等，并提供岩芯抗压强度试验报告。

10.1.7 桩基工程事故，有相当部分是因桩身存在严重的质量问题而造成的。桩基施工完成后，合理地选取工程桩进行完整性检测，评定工程桩质量是十分重要的。抽检方式必须随机、有代表性。常用桩基完整性检测方法有钻孔抽芯法、声波透射法、高应变动力检测法、低应变动力检测法等。其中低应变方法方便灵活，检测速度快，适宜用于预制桩、小直径灌注桩的检测。一般情况下低应变方法能可靠地检测到桩顶下第一个浅部缺陷的界面，但由于激振能量小，当桩身存在多个缺陷或桩周土阻力很大或桩长较大时，难以检测到桩底反射波和深部缺陷的反射波信号，影响检测结果准确度。改进方法是加大激振能量，相对地采用高应变检测方法的效果要好，但对大直径桩，特别是嵌岩桩，高、低应变均难以取得较好的检测效果。钻孔抽芯法通过钻取混凝土芯样和桩底持力层岩芯，既可直观地判别桩身混凝土的连续性，持力层岩土特征及沉渣情况，又可通过芯样试压，了解相应混凝土和岩样的强度，是大直径桩的重要检测方法。不足之处是一孔之见，存在片面性，且检测费用大，效率低。声波透射法通过预埋管逐个剖面检测桩身质量，既能可靠地发现桩身缺陷，又能合理地评定缺陷的位置、大小和形态，不足之处是需要预埋管，检测时缺乏随机性，且只能有效检测桩身质量。实际工作中，将声波透射法与钻孔抽芯法有机地结合起来进行大直径桩质量检测是科学、合理的，且是切实有效的检测手段。

直径大于 800mm 的嵌岩桩，其承载力一般设计得较高，桩身质量是控制承载力的主要因素之一，应采用可靠的钻孔抽芯或声波透射法(或两者组合)进行检测。每个

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

柱下承台的桩抽检数不得少于一根的规定，涵括了单柱单桩的嵌岩桩必须100%检测。直径大于800mm非嵌岩桩检测数量不少于总桩数的10%。小直径桩其抽检数量宜为20%。对预制桩，当接桩质量可靠时，抽检率可比灌注桩稍低。

10.1.8 工程桩竖向承载力检验可根据建筑物的重要程度确定抽检数量及检验方法。对地基基础设计等级为甲、乙级的工程，宜采用慢速静荷载加载法进行承载力检验。

当嵌岩桩的设计承载力很高，受试验条件和试验能力限制时，可根据终孔时桩端持力层岩性报告结合桩身质量检验报告核验单桩承载力。

10.1.9 对地下连续墙，应提交经确认的成墙记录，主要包括槽底岩性、入岩深度、槽底标高、槽宽、垂直度、清渣、钢筋笼制作和安装质量、混凝土灌注质量记录及预留试块强度检验报告等。由于高低应变检测数学模型与连续墙不符，对地下连续墙的检测，应采用钻孔抽芯或声波透射法。对承重连续墙，检验槽段不宜少于同条件下总槽段数的20%。

10.2 监　　测

10.2.2 人工挖孔桩降水、基坑开挖降水等都对环境有一定的影响，为了确保周边环境的安全和正常使用，施工降水过程中应对地下水位变化、周边地形、建筑物的变形、沉降、倾斜、裂缝和水平位移等情况进行监测。

10.2.3 预应力锚杆施加的预应力实际值因锁定工艺不同和基坑及周边条件变化而发生改变，需要监测。

10.2.4 由于设计、施工不当造成的基坑事故时有发生，人们认识到基坑工程的监测是实现信息化施工、避免事故发生的有效措施，又是完善、发展设计理论、设计方法和提高施工水平的重要手段。

10.2.5 监测项目选择应根据基坑支护形式、地质条件、工程规模、施工工况与季节及环境保护的要求等因素综合而定。

10.2.6 监测值的变化和周边建(构)筑物、管网允许的最大沉降变形是确定监控报警标准的主要因素，其中周边建(构)筑物原有的沉降与基坑开挖造成的附加沉降叠加后，不能超过允许的最大沉降变形值。

10.2.7 爆破对周边环境的影响程度与炸药量、引爆方式、地质条件、离爆破点距离等有关，实际影响程度需对测点的振动速度和频率进行监测确定。

10.2.8 挤土桩施工过程中造成的土体隆起等挤土效应，不但影响周边环境，也会造成邻桩的抬起，严重影响成桩质量和单桩承载力，应实施监控。

10.2.9 本条所指的建筑物沉降观测包括从施工开始，整个施工期内和使用期间对建

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

筑物进行的沉降观测。并以实测资料作为建筑物地基基础工程质量检查的依据之一，建筑物施工期的观测日期和次数，应根据施工进度确定，建筑物竣工后的第一年内，每隔 2～3 月观测一次，以后适当延长至 4～6 月，直至达到沉降变形稳定标准为止。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @

附录 G　基底下允许冻土层最大厚度 h_{max} 的计算

1　已知条件

1)土的冻胀性 η(%)(可由实测取得，也可从本规范附表查取)；

2)基础类型；

3)基础底面尺寸 a、b(m)；

4)基础底面接触压力 p(kPa)；

5)采暖与否。

2　计算:

A.求非采暖建筑基础下冻土层的最大厚度 h_{max}(m)

1)查附图 1，求出最大冻深处的冻胀应力 σ_{fh}(kPa)；

2)计算 p_0=0.90×p

3)计算应力系数 $a_d=\dfrac{\sigma_{fh}}{p_0}$；

4)根据基础类型、查附图－2 或附图－3 用 a 或 b 和 a_d 找出 h 即 h_{max}。

B.求采暖建筑基础下冻土层的最大厚度 h_{max}(按阳墙角，取 φ_t=0.85、φ_h=0.75)

1)试选 h_{max}:

a.计算 $a_d=\dfrac{\psi_t+1}{2}\bullet\psi_h\bullet\dfrac{\sigma_{fh}}{p}$；

b.由 a_d、a 或 b 查附图 2 或附图—3，得 h_0；

c.参考 b 中之 h，假设 h 值。

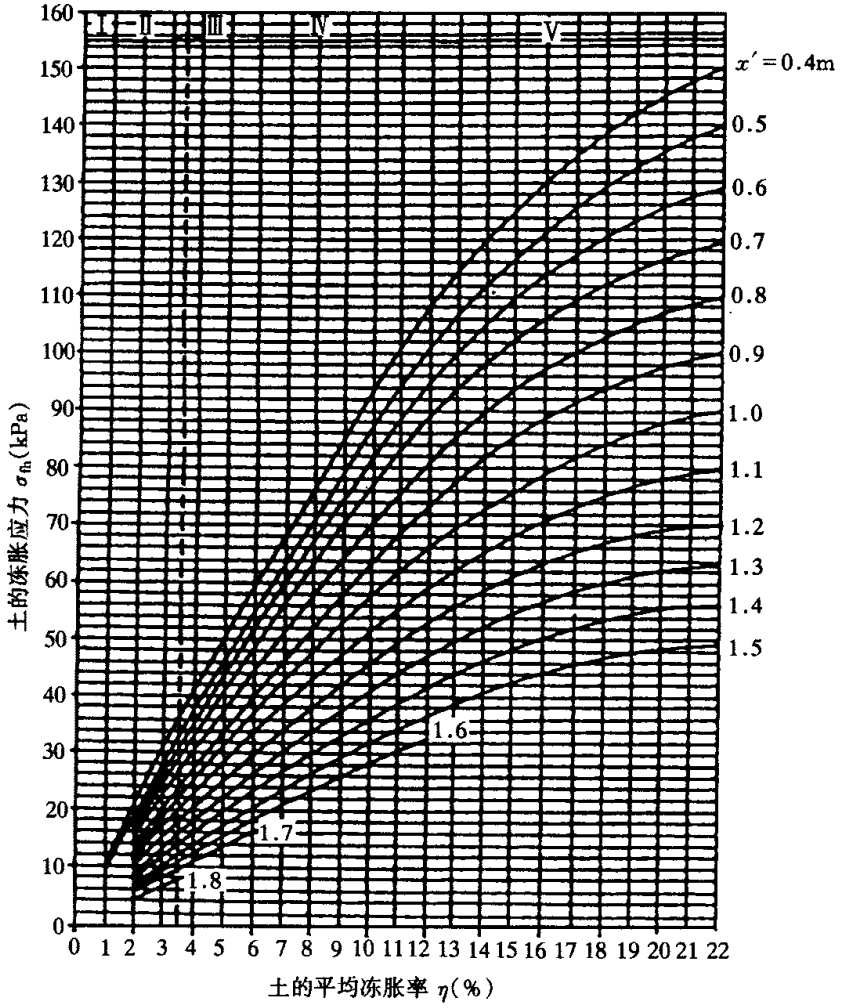
2)由 a 或 b 及 h 查附图—2 或附图—3，找出 a_d。

3)计算裸露场地建筑基础的冻胀力 $p_e=\dfrac{\sigma_{fh}}{a_d}$。

4)计算采暖对冻胀力的影响系数 φ_v:

$$\psi_v=\frac{\dfrac{\psi_t+1}{2}\bullet z_d-d_{\min}}{z_d-d_{\min}}$$

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @



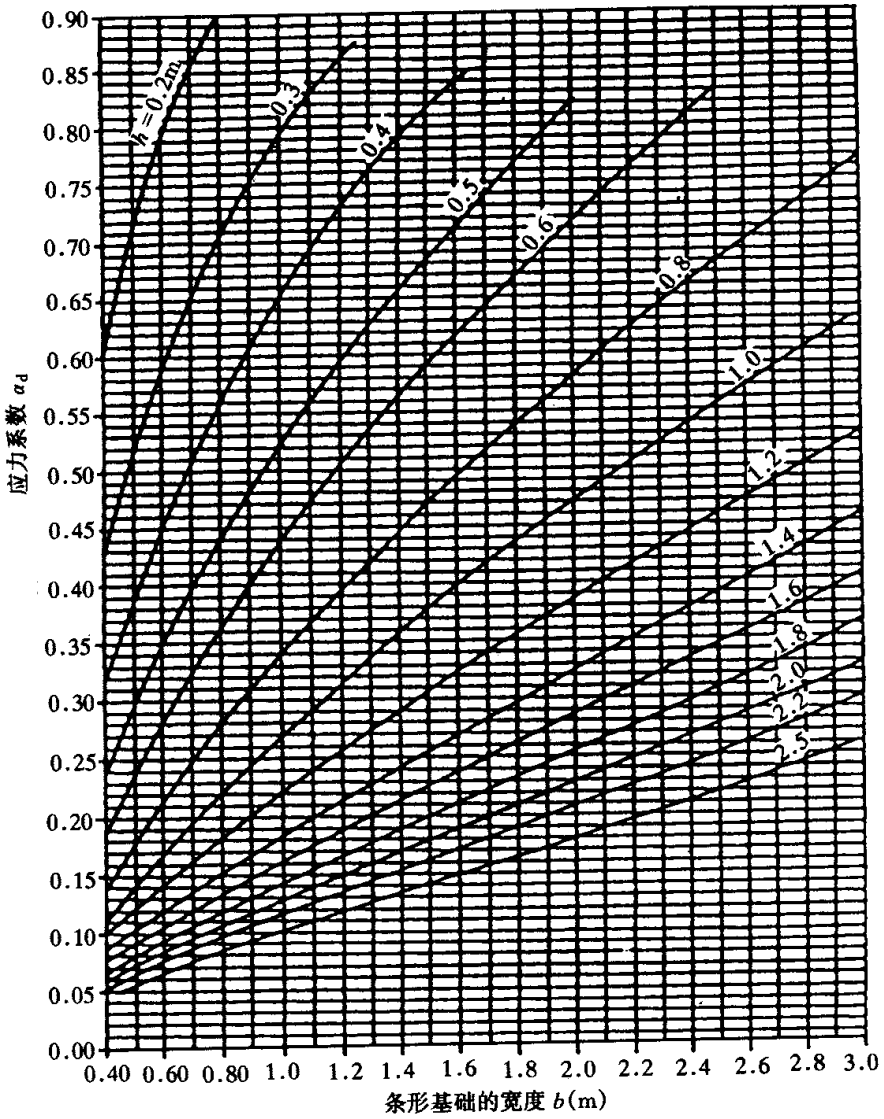
附图-1　土的平均冻胀率与冻胀应力关系曲线

注：①平均冻胀率 η 为最大地面冻胀量与设计冻深之比；

②z^t 为获此曲线的试验场地从自然地面算起至任意计算断面处的冻结深度，当计算出现最大冻深时的允许冻土层最大厚度时，$z^t - z_d$；

③该曲线是适用于 $z_0=1890$mm，冻深 z_d 为 1800mm 的弱冻胀土；冻深 z_d 为 1700mm 的冻胀土；冻深 z_d 为 1600mm 的强冻胀土；冻深 z_d 为 1500mm 的特强冻胀土。在用到其他冻深的地方，应将所要计算断面的深度 z_c 乘以试验场地设计冻深与所要计算的场地的设计冻深的比值，然后按图查取。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @



附图 2　条形基础双层地基应力系数曲线

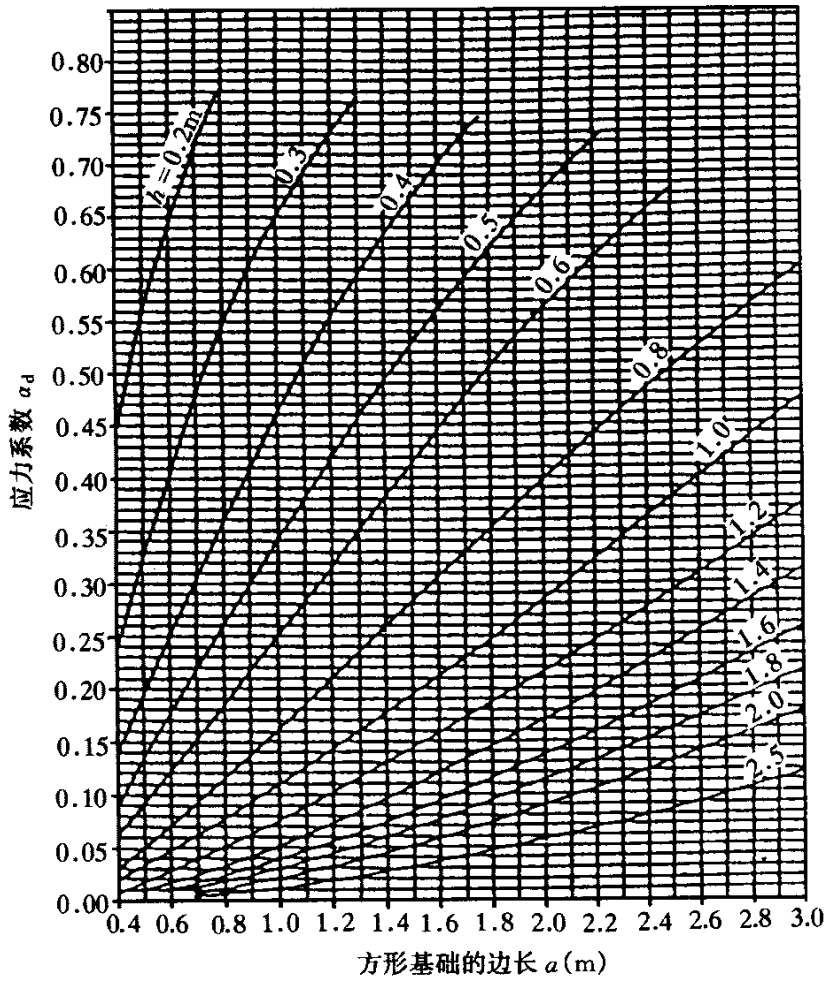
注：h——自基础底面到冻结界面的冻层厚度（cm）

5)采暖房屋下基础的冻胀力 $p_h=\varphi_v \cdot \varphi_h \cdot p_e$

6)当 $p_0 \geqslant p_h$ 时 h_{max} 可用，否则，重复计算 2)～6)，直到满意为止。

C.求采暖建筑基础下允许冻土层的最大厚度 h_{max}(按阳墙角，取 $\varphi_t=1.00$，$\varphi_h=0.75$)

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @



附图 3　方形基础双层地基应力系数曲线

注：h——自基础底面到冻结界面的冻层厚度（cm）

1)查出 σ_{fh}；

2)计算 p_0=0.9p；

3)求出 $p_c=\frac{p_0}{\psi_h}=\frac{p_0}{0.75}$；

4)计算应力系数 $a_d=\frac{\sigma_{fh}}{p_e}$；

5)由 a_d 查附图 2、附图 3，找出 h 即 h_{max}。

说明:考虑到二层以上楼房的室内外高差较大，所以附录 G 之 h_{max} 表中一律取采暖对冻深的影响系数 φt 为 1.00。

筑龙网 www.sinoaec.com 《建筑地基基础设计规范》 资料编号：GB 50007-2002 @