

ICS 93.010

CCS P10

DB21

辽宁省地方标准

DB21/T XXXX—2025

建筑地基基础技术标准

Technical standard for building foundation

2025-xx-xx 发布

2025-xx-xx 实施

辽宁省住房和城乡建设厅
辽宁省市场监督管理局

联合发布

前 言

根据辽宁省市场监督管理局关于印发《2022 年度辽宁省工程建设地方标准立项计划的通知》（辽住建[2022]20 号）的要求，由辽宁省建筑设计研究院有限责任公司负责对辽宁省地方标准《建筑地基基础技术规范》DB21/T 907—2015 进行修订。辽宁省建筑设计研究院有限责任公司会同相关勘察、设计、科研、施工图审查、质量监督和施工单位完成修订工作。

修订过程中，在广泛调查研究的基础上总结了省内外地基基础工程发展的最新进展，对近年来的研究成果及出现的新技术、新工艺等进行了梳理，将合适的部分纳入修订后的条文中。对在 DB21/T 907-2015 版实施过程中发现的不合适的条文进行了调整，并与相关的现行国家、行业标准进行了协调。

本标准主要技术内容是：1.总则；2.术语和符号；3.基本规定；4.岩土工程勘察；5.地基计算；6.山区地基；7.边坡工程；8.软弱地基；9.浅基础；10.桩基础；11.基坑工程；12.检测与监测以及有关附录。

本标准修订的主要技术内容是：

1. 增加基坑工程和边坡工程的安全等级；
2. 修改了劲芯复合桩、抗浮设防水位术语解释；
3. 调整勘察工作量布置原则；
4. 增加抗浮稳定评价及抗浮设防水位建议值的确定原则；
5. 增加体型简单的多层建筑的总沉降量允许值；
6. 将原第六章山区地基拆分为山区地基和边坡工程两章，并增加了挡土墙变形计算内容；
7. 增加了抗浮设计内容；
8. 调整了岩石桩端阻力特征值确定方法；
9. 基坑工程中增加了环境影响分析的相关工作内容；
10. 增加地基基础竣工验收检验、检测要求；局部调整了监测工作要求。

本标准由辽宁省住房和城乡建设厅负责管理，辽宁省建筑设计研究院有限责任公司负责具体技术内容解释。本标准在执行过程中如有意见或建议，请寄送至辽宁省建筑设计研究院有限责任公司《建筑地基基础技术标准》管理组（地址：沈阳市和平南大街 84 号，邮编 110005，Email: 29291602@qq.com）。请注意，本标准的某些内容可能直接或间接涉及专利，本标准的发布机构不承担识别这些专利的责任。

本标准主编单位：辽宁省建筑设计研究院有限责任公司

本标准参编单位：中国建筑东北设计研究院有限公司

中冶沈勘工程技术有限公司

辽宁省建筑设计研究院岩土工程有限责任公司

辽宁有色勘察研究院有限责任公司

中建东设岩土工程有限公司
 沈阳市勘察测绘研究院有限公司
 沈阳市建设工程施工图设计审查咨询中心
 沈阳建材地质工程勘察院有限公司
 大连市勘察测绘研究院集团有限公司
 东北大学
 沈阳建筑大学
 辽宁地矿集团能源地质有限责任公司
 辽宁省建设科学研究院有限责任公司
 上海原构设计咨询有限公司沈阳分公司
 沈阳帝铂建筑工程有限公司
 沈阳华昌岩土工程有限公司
 东北岩土工程勘察有限公司
 辽宁正源岩土工程有限公司
 锦州新大陆岩土工程有限公司
 建华建材（辽宁）有限公司
 华润置地（沈阳）有限公司

本标准主要起草人：	李庆钢	张海东	孙 强	刘 旭	舒昭然	罗锐跃
	王述红	张维正	孙晓东	刘 伟	梁 峰	苏艳军
	刘大金	王笑二	王 旭	由世歧	吉兆腾	刘 琦
	孙 鑫	孙 康	孙国庆	朱 榆	陈 晨	邵筱梅
	吴文超	张广超	张恒兵	张立峰	张晓波	姜 闯
	姚文生	赵兴言	高 源	晏晓彤	曹瑞钠	程 全
	曾 升	褚晓川	解 磊	戴武奎		
本标准主要审查人：	化建新	王常明	邱韶光	杨 庆	于永彬	王希友
	尹 钢					

目 录

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	主要符号	3
3	基本规定	7
4	岩土工程勘察	10
4.1	一般规定	10
4.2	岩土分类	10
4.3	勘察工作量	155
4.4	室内试验与原位测试	17
4.5	地下水	18
4.6	工程特性指标	19
4.7	岩土工程分析评价和勘察报告	21
5	地基计算	27
5.1	基础埋置深度	27
5.2	承载力计算	27
5.3	变形计算	33
5.4	稳定性计算	37
6	山区地基	39
6.1	一般规定	39
6.2	山区不均匀地基	39
6.3	压实填土地基	41
6.4	采空区地基	42
6.5	岩溶与土洞	44
7	边坡工程	46
7.1	一般规定	46
7.2	边坡稳定计算	47
7.3	重力式挡土墙	50
7.4	悬臂式、扶壁式挡土墙	54
7.5	锚杆挡墙	55
7.6	岩质边坡锚喷	60
7.7	加筋土挡墙	61
7.8	边坡工程排水	64
8	软弱地基	65
8.1	一般规定	65

8.2	利用与处理	65
8.3	建筑措施	71
8.4	结构措施	71
8.5	施工措施	72
8.6	大面积地面荷载	72
9	浅基础	74
9.1	一般规定	74
9.2	无筋扩展基础	75
9.3	扩展基础	76
9.4	柱下条形基础	86
9.5	筏形基础	87
9.6	抗浮设计	96
10	桩基础	98
10.1	一般规定	98
10.2	桩和桩基构造	99
10.3	桩基承载力计算	103
10.4	桩基础沉降计算	107
10.5	桩基承台设计	108
11	基坑工程	116
11.1	一般规定	116
11.2	土压力计算	117
11.3	桩墙式支护结构	122
11.4	双排桩	129
11.5	土钉墙	131
11.6	重力式水泥土墙	134
11.7	地下水控制	135
11.8	环境影响分析	138
12	检验与监测	139
12.1	一般规定	139
12.2	施工验收检验	139
12.3	建筑物沉降观测	142
12.4	基坑工程监测	143
12.5	边坡工程监测	146
12.6	环境影响监测	147
附录 A	地基静载荷试验	148
附录 B	标准贯入试验、重型动力触探锤击数修正	150
附录 C	承载力特征值、内摩擦角及变形模量经验值	151

附录 D 附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$	156
附录 E 大面积地面荷载作用下地基附加沉降量计算	167
附录 F 阶梯形承台及锥形承台斜截面受剪的截面宽度	168
附录 G 冲切临界截面周长及极惯性矩计算公式	170
附录 H 桩侧阻力、桩端阻力承载力特征值	173
附录 J 稳定性验算	177
附录 K 地下水位降深计算	189
附录 L 基坑涌水量计算	192
用词和用语说明	195
引用标准名录	196
附：条文说明	197

Contents

1	General Provisions.....	1
2	Terms and Symbols.....	2
2.1	Terms.....	2
2.2	Symbols.....	3
3	Basic Requirements.....	7
4	Geotechnical Investigation.....	10
4.1	General Requirements.....	10
4.2	Classification of Rock and Soil.....	10
4.3	Workload of Geotechnical Investigation.....	15
4.4	Indoor and In-situ tests.....	17
4.5	Groundwater.....	18
4.6	Engineering Property Indexes.....	19
4.7	Geotechnical Analysis and Investigation Report.....	21
5	Foundation Design Calculation.....	27
5.1	Embedded Depth of Foundation.....	27
5.2	Bearing Capacity Calculation.....	27
5.3	Deformation Calculation.....	33
5.4	Stability Calculation.....	37
6	Foundation in Mountain Area.....	39
6.1	General Requirements.....	39
6.2	Non-uniform Ground.....	39
6.3	Foundation on Compacted Fill.....	41
6.4	Foundation on Goaf.....	42
6.5	Karst and Sinkhole.....	44
7	Slope Engineering.....	46
7.1	General Requirements.....	46
7.2	Calculation of Slope Stability.....	47
7.3	Gravity Retaining Wall.....	50
7.4	Cantilever Retaining Wall and Counterfort Retaining Wall.....	55
7.5	Retaining Wall with Anchor.....	56
7.6	Rock Slope Retaining by Anchor-shotcrete Retaining.....	60
7.7	Reinforced Soil Wall.....	61
7.8	Drainage of Slope Engineering.....	64
8	Soft Ground.....	65
8.1	General Requirements.....	65

8.2	Usage and Treatment.....	65
8.3	Architectural Measurement.....	70
8.4	Structural Measurement.....	71
8.5	Construction Measurement.....	72
8.6	Massive Ground Surcharge.....	72
9	Shallow Foundation.....	74
9.1	General Requirements.....	74
9.2	Unreinforced Spread Footing.....	74
9.3	Spread Footing.....	76
9.4	Strip Footing under Column.....	86
9.5	Raft Foundation.....	87
9.6	Anti-uplift design.....	96
10	Pile Foundation.....	98
10.1	General Requirements.....	98
10.2	Pile and Pile Foundation Constitution.....	989
10.3	Bearing Capacity Calculation for Pile Foundation.....	103
10.4	Settlement Calculation for Pile Foundation.....	107
10.5	Design of Pile Caps.....	108
11	Excavation Engineering.....	116
11.1	General Requirements.....	116
11.2	Calculation of Earth Pressure.....	117
11.3	Pile and Wall Retaining Structure.....	122
11.4	Double-Row-Pile Wall.....	129
11.5	Soil Nailing Wall.....	131
11.6	Gravity Cement-Soil Wall.....	134
11.7	Groundwater Control.....	135
11.8	Environmental Impact Assessment.....	138
12	Inspection and Monitoring.....	139
12.1	General Requirements.....	139
12.2	Construction acceptance inspection.....	139
12.3	Settlement Measurement of Building.....	142
12.4	Monitoring of excavation engineering.....	143
12.5	Monitoring of slope engineering.....	146
12.6	Environmental impact Monitoring.....	147
Appendix A	Field Characterization of Rock and Soil.....	148
Appendix B	Amendment of Standard Penetration Test and Heavy Dynamic Penetration Test..	150
Appendix C	Bearing Capacity Eigenvalue、Internal Friction Angle and Empirical Modulus	

	of Deformation.....	151
Appendix D	Stress Influence Coefficient and Average Stress Influence Coefficient	156
Appendix E	Calculation of Subsequent Foundation Settlement under Massive Ground Surcharge.....	167
Appendix F	Anti-shearing Sectional Width of Step and Cone-shape Pile Cap.....	168
Appendix G	Perimeter of Critical Section for Shearing and Polar Moment of Inertia Calculation.....	170
Appendix H	Eigenvalue of Side and End Resistance for Pile.....	173
Appendix J	Stability Evaluation.....	177
Appendix K	Calculation of Groundwater Drawdown.....	189
Appendix L	Simplified Calculation for Water Discharge in Excavation Pit.....	192
	Explanation of Wording in This Standard.....	195
	List of Quoted Standards.....	196
	Addition: Explanation of Provisions.....	197

1 总则

1.0.1 为了在地基基础工程中贯彻和执行国家及辽宁省的技术经济政策，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量、保护环境，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于辽宁省范围内工业与民用建（构）筑物的地基基础工程。

1.0.3 地基基础设计前应进行岩土工程勘察，应在充分搜集和利用已有资料和建筑经验的基础上，结合工程特点、任务要求和地质条件，合理勘察，综合分析，提供资料完整、评价正确的勘察报告。

1.0.4 地基基础的设计和施工，应根据岩土工程勘察资料、结构类型、施工条件、工期造价及使用要求，因地制宜，精心设计，满足变形控制设计要求，强化施工质量控制与管理，确保建筑物的安全和正常使用。

1.0.5 建筑地基基础工程除应符合本标准的规定外，尚应符合现行国家及行业有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 地基 foundation soils

支承基础的土体、岩体及加固体的总称。

2.1.2 复合地基 composite ground

部分土体被增强或被置换，形成由天然地基土和竖向增强体共同承担荷载的人工地基。

2.1.3 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。

2.1.4 扩展基础 spread foundation

为扩散上部结构传来的荷载，使作用在基底的压应力满足地基承载力的设计要求，且基础内部的应力满足材料强度的设计要求，通过向侧边扩展成一定底面积的基础。

2.1.5 无筋扩展基础 non-reinforced spread foundation

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

2.1.6 桩基础 pile foundation

设置于岩土中与基础承台（柱）直接连接的深基础。

2.1.7 短墩基础 short none-reinforced concrete pier

就地挖掘成孔，原孔浇筑毛石混凝土或混凝土，形成的墩身不配筋的大直径圆形或椭圆形基础，其入土深度一般 3.0m~4.0m，墩身直径不小于 0.8m，端部可以带扩大头。

2.1.8 劲芯复合桩 stiffness core composite pile

先形成水泥土柔性桩后置入刚性桩，形成具有刚柔互补增强作用的桩。

2.1.9 地基变形允许值 allowable subsoil deformation

为保证建筑物、构筑物、市政设施正常使用而确定的变形控制值。

2.1.10 地基承载力特征值 characteristic value of subsoil bearing capacity

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。

2.1.11 单桩竖向极限承载力 ultimate vertical bearing capacity of a single pile

单桩在竖向荷载作用下到达破坏状态前或出现不适于继续承载的变形时所对应的最大荷载，它取决于土对桩的支承阻力和桩身承载力。

2.1.12 岩土工程勘察 geotechnical investigation

根据建设工程的要求，查明、分析、评价建设场地的地质、环境特征和岩土条件，编制勘察文件的活动。

2.1.13 标准冻深 standard frost penetration

在地面平坦、袒露、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。

2.1.14 基坑工程 excavation engineering

采用支护、地下水控制及环境保护等措施，形成由地面向下开挖的地下空间，保证地下

结构施工及其周边环境安全的工程。

2.1.15 边坡工程 slope engineering

采用放坡、支挡、加固及防护等措施，加固自然边坡或开挖、填筑形成的人工边坡，保证边坡稳定及周边环境安全的工程。

2.1.16 锚杆（索） anchor bar（rope）

将拉力传至稳定岩土层的构件。当采用钢绞线或高强钢丝束作杆体材料时，也可称为锚索。

2.1.17 土钉 soil nail

土钉是指同时用来加固和锚固现场原位土体的细长杆件，通常采取在岩土介质中钻孔、置入变形钢筋（即带肋钢筋）并沿孔全长注浆的方法做成。

2.1.18 抗浮设防水位 fortification water table against uplift

在建筑结构设计工作年限内，满足一定设防标准要求的地下结构底板底面上可能受到的最大浮力按静态折算的地下水水位。

2.2 主要符号

2.2.1 作用和作用效应

F_k ——相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值；

E_a ——主动土压力；

E_0 ——静止土压力；

E_p ——被动土压力；

G ——岩土体自重；挡土墙每延米自重；

G_k ——基础自重和基础上的土重；

H_{tk} ——锚杆水平拉力标准值；

M_k ——相应于作用的标准组合时，作用于基础底面的力矩值；

N_{ak} ——锚杆轴向拉力标准值；

p_k ——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值；

p_0 ——基础底面处的平均附加压力；

Q_k ——相应于作用的标准组合时，轴心竖向力作用下桩基中单桩所受竖向力；

q ——地表均布荷载；

u ——孔隙水压力；

V ——剪力；

2.2.2 材料性能和抗力性能

a ——压缩系数;

c ——岩体、土体的黏聚力;

E_s ——土的压缩模量;

E_0 ——土的变形模量;

e ——孔隙比;

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

q_{pa} ——桩端土的承载力特征值;

q_{sa} ——桩侧土的承载力特征值;

R_a ——单桩承载力特征值;

ω ——土的含水量;

I_L ——液性指数;

I_p ——塑性指数;

γ ——岩体、土体的重度;

δ ——填土与挡土墙墙背的摩擦角;

μ ——土与挡土墙基底间的摩擦系数;

ν ——泊松比;

φ ——内摩擦角。

2.2.3 几何参数

A ——基础底面面积; 滑动面面积;

A_c ——锚固体截面面积;

A_s ——锚杆钢筋或预应力钢绞线截面面积;

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;

d ——基础埋置深度, 桩身直径;

D ——大直径灌注桩基础扩底直径 (m);
 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;
 h ——边坡高度; 基坑深度; 挡墙高度;
 L ——房屋长度或沉降缝分隔的单元长度;
 l_a ——锚杆锚固段长度;
 s ——沉降量;
 s_a ——大直径灌注桩基础最终沉降量;
 Y ——挡土墙顶水平位移;
 f ——挠度;
 u ——周边长度;
 z_n ——地基沉降计算深度;
 α ——锚杆倾角; 墙背与水平面的夹角;
 α_0 ——挡墙底面倾角;
 β ——填土表面与水平面的夹角; 地表斜坡面与水平面的夹角;
 θ ——地基压力扩散角; 边坡的破裂角; 缓倾的外倾软弱结构面的倾角。

2.2.4 计算系数

$\bar{\alpha}$ ——平均附加应力系数;
 K_0 ——静止土压力系数;
 K_a ——主动土压力系数;
 K_p ——被动土压力系数;
 K_v ——基准基床系数;
 N ——标准贯入试验锤击数;
 $N_{63.5}$ ——重型动力触探锤击数;
 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;

γ_0 ——重要性系数；

ψ_s ——沉降计算经验系数；

α_w ——综合水平地震影响系数；

λ_c ——压实系数；

ψ_r ——岩石地基承载力计算时折减系数；

ψ_{si} ——后注浆桩侧阻或复合土层增强系数；

ψ_p ——桩端阻力修正系数。

3 基本规定

3.0.1 地基基础设计等级应按《建筑地基基础设计规范》GB50007 有关规定执行，基坑工程及边坡工程设计安全等级应根据支护（挡）结构破坏可能产生后果（危及人的生命、造成经济损失、对社会或环境产生影响等）的严重性确定，应按表 3.0.1 划分：

表 3.0.1 基坑工程及边坡工程设计安全等级

安全等级	破坏后果
一级	很严重
二级	严重
三级	不严重

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 设计等级为丙级的建筑物有下列情况之一时应作变形验算：

- 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) 相邻建筑距离近，可能发生倾斜时；
- 5) 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 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。

3.0.3 基坑及边坡工程应保证支护（挡）结构、周边建（构）筑物、道路、桥梁、市政管线、城市轨道交通等市政设施的安全和正常使用，基坑工程尚应保证主体地下结构的施工空间和安全。

3.0.4 抗震设防区，地基基础设计尚应符合下列要求：

- 1 同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上；
- 2 同一结构单元不宜部分采用天然地基部分采用桩基；当采用不同基础类型或基础埋深显著不同时，应根据地震时两部分地基基础的沉降差异，在基础、上部结构的相关部位采取相应措施；

- 3 地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时，应采取相应处理措施；
- 4 坡地挡土墙与主体结构侧墙宜分开设置，当无法分开时，主体结构分析和设计时应

考虑土的水平侧压力的作用，并进行抗震稳定性验算；

5 边坡附近的建筑基础应进行抗震稳定性设计，并采取措施避免地震时地基基础破坏。

3.0.5 地基基础设计时，所采用的作用效应与相应的抗力限值应符合下列规定：

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作用效应应按正常使用极限状态下作用的标准组合；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，传至基础底面上的作用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、地基或滑坡稳定以及基础抗浮稳定时，作用效应应按承载能力极限状态作用下的基本组合，但其分项系数均为 1.0；

4 在确定基础或桩基承台高度、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，上部结构传来的作用效应和相应的基底反力、挡土墙土压力、地下水浮力以及滑坡推力，应按承载能力极限状态下作用的基本组合，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下作用的标准组合。

3.0.6 地基基础设计时，作用组合的效应设计值应符合下列规定：

1 正常使用极限状态下，标准组合的效应设计值 S_k 应用下式表示：

$$S_k = S_{Gk} + S_{Q1k} + \psi_{c2} S_{Q2k} + \cdots + \psi_{cn} S_{Qnk} \quad (3.0.6-1)$$

式中： S_{Gk} ——永久作用标准值 G_k 的效应；

S_{Qik} ——第 i 个可变作用标准值 Q_{ik} 的效应；

ψ_{ci} ——第 i 个可变作用 Q_i 的组合值系数，按现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001 的规定取值。

2 准永久组合的效应设计值 S_k 应用下式确定：

$$S_k = S_{Gk} + \psi_{q1} S_{Q1k} + \psi_{q2} S_{Q2k} + \cdots + \psi_{qn} S_{Qnk} \quad (3.0.6-2)$$

式中： ψ_{qi} ——第 i 个可变作用的准永久值系数，按现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001 的规定取值。

3 承载能力极限状态下，由可变作用控制的基本组合的效应设计值 S_d ，应用下式表达：

$$S_d = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \gamma_{Q2} \psi_{c2} S_{Q2k} + \cdots + \gamma_{Qn} \psi_{cn} S_{Qnk} \quad (3.0.6-3)$$

式中： γ_G ——永久作用的分项系数，按现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001 的规定取值；

γ_{Qi} ——第 i 个可变作用的分项系数，按现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001 的规定取值。

4 对由永久作用控制的基本组合，也可采用简化规则，基本组合的效应设计值 S_d 可按

下式确定：

$$S_d=1.40S_k \quad (3.0.6-4)$$

式中： S_k ——标准组合的作用效应设计值。

3.0.7 在地基基础设计工作年限内，地基基础工程材料、构件和岩土性能应满足安全性、适用性和耐久性的要求，地基基础的设计工作年限应符合下列规定：

- 1 地基与基础的设计工作年限不应低于上部结构的设计工作年限；
- 2 基坑工程设计应规定工作年限，且设计工作年限不应小于 1 年；
- 3 边坡工程的设计工作年限，不应小于被保护的建（构）筑物、道路、桥梁、管线等市政设施的设计工作年限。

3.0.8 地基基础施工应采用经质量检验合格的材料、构件和设备，应编制施工组织设计或专项施工方案，并进行工程施工质量控制，当涉及施工安全、周边环境安全，以及可能对人身财产安全造成危害时，应对工程主体或被保护对象进行工程监测。工程监测应确保数据的完整性、真实性和可靠性。

3.0.9 地基基础工程施工质量控制及验收，应符合下列规定：

- 1 对施工中使用的材料、构件和设备应进行检验，材料、构件以及试块、试件等应见证取样并有检验报告；
- 2 各施工工序应进行质量自检，施工工序之间应进行交接质量检验；
- 3 质量验收应在自检合格的基础上进行，隐蔽工程在隐蔽前应进行验收，并形成检查或验收文件。

3.0.10 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时，也应对地基采取保温措施。越冬基坑应采取相应措施以减少冻融带来的不利影响。

4 岩土工程勘察

4.1 一般规定

4.1.1 岩土工程勘察宜分阶段进行，可行性研究勘察应满足选择场址方案的要求；初步勘察应满足初步设计的要求；详细勘察应满足施工图设计的要求，当建筑物平面布置已经确定且已知工程地质条件比较充分时，可直接进行详细勘察；场地条件复杂或有特殊要求的工程，宜进行施工勘察。

4.1.2 岩土工程勘察应在搜集、分析已有资料和现场踏勘的基础上，根据勘察目的、任务委托书和现行相应技术标准的要求，针对拟建工程特点和场地工程地质条件编制勘察纲要。勘察纲要应包括下列内容：

- 1 工程概况；
- 2 拟建场地环境、工程地质条件、附近参考地质资料等；
- 3 勘察目的、任务要求及需要解决的主要技术问题；
- 4 各项工作执行的技术标准；
- 5 勘探点数量、位置、深度、取样及试验、原位测试等勘察工作布置；
- 6 拟采取的质量控制、安全保证和环境保护措施；
- 7 勘探完成后的勘探孔回填及现场处理；
- 8 拟投入的仪器设备、人员安排、勘察进度计划等；
- 9 勘察安全、技术交底及验槽等后期服务；
- 10 拟建工程勘探点平面布置图。

4.1.3 勘探手段宜针对地层和场地条件采用钻探、触探、工程物探、槽探或井探等单独或相结合的形式，勘探工艺、钻进方法和孔径应满足原位测试和取样质量等级的要求。对主要地层为软弱黏性土、松散粉、细砂的场地宜以静力触探作为主要勘探手段。

4.1.4 岩土工程评价应在综合分析现场勘探、土工试验、原位测试、工程物探等资料的基础上，结合工程特点、工程经验进行，应评价场地稳定性和工程建设的适宜性，以及地质条件可能造成的工程风险，提出防治措施及地基基础建议，提供设计所需的岩土参数。

4.1.5 工程勘察应保护地下文物、矿藏和已有地下设施，并注重环境保护；针对地下管线、地下构筑物、地下文物及架空电力管线等不利条件，应制定专项勘探实施方案。

4.1.6 勘察单位应参与施工验槽，检验开挖揭露的地质条件与工程勘察报告的一致性。如有异常情况，应提出处理措施或修改设计的建议，必要时可进行施工勘察或地基静载荷试验，地基静载荷试验应符合本标准附录 A 的规定。

4.2 岩土分类

4.2.1 地基基础工程中涉及的岩土体，可分为岩石、碎石土、砂土、粉土、黏性土、特殊性岩土及人工填土。

4.2.2 岩石应鉴定其地质名称并按表 4.2.2 鉴定风化程度。

表 4.2.2 岩石风化程度划分

风化程度	野外特征	波速比 K_v	风化系数 K_f
未风化	岩质新鲜，偶尔见风化裂隙，锤击声清脆	0.9~1.0	0.9~1.0
微风化	结构基本未变，仅节理面有渲染或略有变色、有少量风化裂隙，需爆破开挖	0.8~0.9	0.8~0.9
中等风化	结构部分破坏，沿节理面有次生矿物，风化裂隙发育，岩体被切割成岩块，风镐难挖，岩芯钻方可钻进	0.6~0.8	0.4~0.8
强风化	结构大部分破坏，除石英颗粒外，矿物成分显著变化，风化裂隙发育，岩体破碎，风镐可挖，干钻不易钻进，锤击哑声	0.4~0.6	<0.4
全风化	结构基本破坏，但尚可辨认，有残余结构强度，除石英颗粒外，其余矿物大部分风化，可用镐挖，干钻可钻进	0.2~0.4	—
残积土	组织结构全部破坏，已风化成土状，锹镐易挖掘，干钻易钻进，具可塑性	<0.2	—

注：1 波速比为风化岩石与新鲜岩石压缩波速度之比；

2 风化系数为风化岩石与新鲜岩石饱和单轴抗压强度之比；

3 花岗岩类岩石，可采用标准贯入击数划分， $N \geq 50$ 为强风化； $50 > N \geq 30$ 为全风化；

4 泥岩和半成岩，可不进行风化程度划分。

4.2.3 岩石的坚硬程度应根据岩块的饱和单轴抗压强度标准值 f_{rk} 按表 4.2.3 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数据时，也可采用实测的岩石点荷载试验强度按式（4.2.3）进行换算。

$$f_{rk} = 22.82 I_{s(50)}^{0.75} \quad (4.2.3)$$

式中： $I_{s(50)}$ ——经尺寸修正后的岩石点荷载强度（MPa）。

表 4.2.3 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)	$f_{rk} > 60$	$60 \geq f_{rk} > 30$	$30 \geq f_{rk} > 15$	$15 \geq f_{rk} > 5$	$f_{rk} \leq 5$

注：采用点荷载试验时，每组试验岩块（芯）数量不宜少于 10 块。

4.2.4 岩体完整程度应按表 4.2.4 划分为完整、较完整、较破碎、破碎和极破碎。

表 4.2.4 岩体完整程度的划分

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	$0.75\sim 0.55$	$0.55\sim 0.35$	$0.35\sim 0.15$	<0.15

注：完整性指数为岩体压缩波速度与岩块压缩波速度之比的平方。选定岩体、岩块测定波速时应具有代表性。

4.2.5 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 4.2.5 分为漂石、块石、卵石、碎石、圆砾和角砾。

表 4.2.5 碎石土的分类

土的名称	颗粒形状	颗粒级配
漂石 块石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 200mm 的颗粒质量超过总质量 50%
卵石 碎石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 20mm 的颗粒质量超过总质量 50%
圆砾 角砾	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 2mm 的颗粒质量超过总质量 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。

4.2.6 碎石土的密实度，可按表 4.2.6 分为松散、稍密、中密、密实。

表 4.2.6 碎石土的密实度

密实度	松散	稍密	中密	密实
重型动力触探击数 $N_{63.5}$	$N_{63.5} \leq 5$	$5 < N_{63.5} \leq 10$	$10 < N_{63.5} \leq 20$	$N_{63.5} > 20$
瑞利波波速 v_r	$v_r \leq 200$	$200 < v_r \leq 260$	$260 < v_r \leq 360$	$v_r > 360$

注：1 本表适用于平均粒径不大于 50mm 且最大粒径不大于 100mm 的碎石土；

2 $N_{63.5}$ 为按本标准附录 B 修正后的平均值；

3 瑞利波速度与剪切波速度的关系为 $v_r = 0.935 v_s$ ；

4 当两种方法判别存在差异时，应以动力触探试验优先。

4.2.7 砂土为粒径大于 2mm 的颗粒含量不超过全重的 50%、粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 50% 的土。砂土可按表 4.2.7 分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂。

表 4.2.7 砂土的分类

土的名称	颗粒级配
砾砂	粒径大于 2mm 的颗粒质量占总质量 25%~50%
粗砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒质量超过总质量 50%
中砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒质量超过总质量 50%
细砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒质量超过总质量 85%
粉砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒质量超过总质量 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。

4.2.8 砂土的密实度，可按表 4.2.8 分为松散、稍密、中密、密实、很密。

表 4.2.8 砂土的密实度

密实度	松散	稍密	中密	密实	很密
标准贯入 击数 N	$N' \leq 10$	$10 < N' \leq 15$	$15 < N' \leq 30$	$30 < N' \leq 50$	$N' > 50$
动力触探 击数 $N_{63.5}$	$N_{63.5} \leq 4.0$	$4.0 < N_{63.5} \leq 6.0$	$6.0 < N_{63.5} \leq 9.0$	$9.0 < N_{63.5} \leq 12.0$	$N_{63.5} > 12.0$

注： N' 为实测值的平均值， $N_{63.5}$ 为按本标准附录 B 修正后的平均值。当两种方法判别存在差异时，应以标准贯入试验优先。

4.2.9 黏性土为塑性指数 I_p 大于 10 的土，可按表 4.2.9 分为黏土、粉质黏土。

表 4.2.9 黏性土的分类

塑性指数 I_p	土的名称
$I_p > 17$	黏土
$10 < I_p \leq 17$	粉质黏土

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

4.2.10 黏性土的状态，可按表 4.2.10 分为坚硬、硬塑、硬可塑、软可塑、软塑、流塑。

表 4.2.10 黏性土的状态

液性指数 I_L	状态	液性指数 I_L	状态
$I_L \leq 0$	坚硬	$0.5 < I_L \leq 0.75$	软可塑
$0 < I_L \leq 0.25$	硬塑	$0.75 < I_L \leq 1$	软塑
$0.25 < I_L \leq 0.5$	硬可塑	$I_L > 1$	流塑

4.2.11 粉土为介于砂土与黏性土之间、塑性指数 $I_p \leq 10$ 且粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50% 的土。粉土的密实程度可按表 4.2.11-1 分为密实、中密、稍密。粉土的湿度应按表 4.2.11-2 分为稍湿、湿、很湿。

4.2.11-1 粉土密实度分类

孔隙比 e	密实度
$e < 0.75$	密实
$0.75 \leq e \leq 0.9$	中密
$e > 0.9$	稍密

表 4.2.11-2 粉土湿度分类

含水量 ω (%)	湿度
$\omega < 20$	稍湿
$20 \leq \omega \leq 30$	湿
$\omega > 30$	很湿

4.2.12 在静水环境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 的黏性土为淤泥，当其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 的黏性土或粉土为淤泥质土。

4.2.13 含有大量未分解的腐殖质，有机质含量大于或等于 60% 的土为泥炭，有机质含量小于 60% 但大于或等于 10% 的土为泥炭质土，有机质含量小于 10% 但大于或等于 5% 的土为有机质土。

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

4.2.15 膨胀土为土中黏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% 的黏性土。

4.2.16 湿陷性土为在一定压力下浸水后产生附加沉降，其湿陷系数大于或等于 0.015 的土。

4.2.17 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、黏性土等组成的填土。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。

4.2.18 由细粒土和粗粒土混杂且缺乏中间粒径的土为混合土。当碎石土中粒径小于 0.075mm 的细粒土质量超过总质量的 25% 时，应定名为粗粒混合土；当粉土或黏性土中粒径大于 2mm 的粗粒土质量超过总质量的 25% 时，应定名为细粒混合土。

4.3 勘察工作量

4.3.1 初步勘察勘探点、线间距可取 50m~100m，一般性勘探孔深度不宜小于 15m，控制性勘探孔深度不宜小于 30m，当需要判定场地土覆盖层厚度时，勘探孔深度应满足现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB 50011 的要求；控制性勘探点宜占勘探点总数的 1/5~1/3，且每个地貌单元均应有控制性勘探点。

4.3.2 初步勘察采取土试样和进行原位测试应符合下列要求：

- 1 采取土试样和进行原位测试的勘探点应结合地貌单元、地层结构和土的工程性质布置，其数量不宜少于勘探点总数的 1/2；
- 2 每一主要土层均应采取土试样或进行原位测试，其数量不宜少于 6 件（组）；取样或测试间距不宜大于 3m；
- 3 对大面积同一地质单元，测试土层剪切波速的勘探点数量不宜少于 2 个；
- 4 应采取水、土试样进行腐蚀性评价。

4.3.3 详细勘察勘探点、线间距控制应满足场地均匀性评价及地基变形计算的需要，一般应符合以下规定：

- 1 对于一般工业与民用建筑，勘探点、线间距宜为 15m~40m；
- 2 对于线状工程（道路、渠、路堤、管廊、管线、隧道、挡土墙等），勘探点间距宜为 25m~75m；
- 3 对于基坑工程及边坡工程勘探点、线间距宜为 20m~40m；
- 4 拟建场地范围内的主要受力层或有影响的下卧层起伏较大时（坡度大于 10%），应加密勘探点。

4.3.4 详细勘察勘探点布置应符合下列规定：

- 1 勘探点宜按建筑物周边和角点布置，对于线状工程，应沿走向折线布置，并且控制性勘探点不应少于勘探点总数的 1/3；
- 2 单栋高层建筑勘探点的数量不应少于 5 个，控制性勘探点的数量不应少于勘探点总数的 2/3，且不少于 3 个；对密集的高层建筑群，控制性勘探点可适当减少，但每栋建筑物至少应有 2 个控制性勘探点；
- 3 对于特殊结构（如筒仓、烟囱、设备基础等），每个基础宜布置 2~6 个勘探点；
- 4 基坑工程沿周边布置勘探点数量不应小于 4 个；在锚杆（索）影响区域应布置勘探点；
- 5 边坡治理工程应在垂直边坡走向或平行主滑方向布置勘探线；每条勘探线布置勘探点不应少于 3 个；

6 抗震设防区，单幢超过 10 层的高层建筑或高度超过 24m 的多层建筑测试土层剪切波速的勘探点不宜少于 2 个；对小区中处于同一地质单元内的密集建筑群，测试剪切波速的勘探点数量可适当减少，但每幢高层建筑和大跨度空间结构的勘探点数量均不得少于 1 个；

7 为判别场地液化布置的勘探点不应少于 3 个；

8 复杂地质条件下荷载较大的单柱单桩建筑或桥梁宜逐桩或逐墩勘察。

4.3.5 详细勘察的勘探孔深度自基础底面算起，应符合下列规定：

1 天然地基和处理地基控制性勘探孔深度应当能穿透地基的主要受力层，且应满足承载力、变形计算和稳定性分析评价的要求；一般性勘探孔深度应满足承载力评价的要求，可取控制性勘探孔深度的 0.75 倍~0.9 倍；

2 对于第四纪地层中的桩基础，控制性勘探孔深度应满足下卧层验算要求；一般性勘探孔深度应不小于预计桩端平面以下 $3d$ （ d 为设计桩径），且不应小于 3m，对于大直径桩，不应小于 5m；

3 对于嵌岩桩，控制性勘探孔深度应进入预计桩端平面以下岩层不小于 $3d \sim 5d$ ，且不应小于 5m；一般性勘探孔深度应进入预计桩端平面以下岩层不小于 $1d \sim 3d$ ，且不应小于 3m，且应穿过溶洞、破碎带到达稳定岩层；

4 当需进行抗浮设计时，勘探孔深度应满足抗浮设计要求；需要进行液化判别时，应满足液化判别深度；

5 边坡工程勘探孔深度应超过最下层潜在滑动面，进入稳定层不小于 2m~5m（控制性勘探孔取上限），并应满足抗滑设计要求。

4.3.6 简单均匀场地条件下多层建筑控制性勘探孔深度也可按下式估算：

$$d_c = 4 + \alpha n \quad (4.3.6)$$

式中： d_c ——自基础底面算起的控制性勘探孔深度（m）；

α ——与地基土类别、密度或状态有关的经验系数，对坚硬、密实地基土取 0.8，对硬塑、可塑、中密地基土取 1.0，对稍密、松散、软塑地基土取 1.2；

n ——住宅建筑层数，其他的一般建筑物可按高度、荷载换算成相当的层数。

4.3.7 一般高层建筑的筏形基础勘探孔深度也可按下式估算：如在此计算深度内遇岩石或厚层碎石土等稳定地层时，勘探孔深度可根据情况适当减小。

$$d_c = H + \alpha b \quad (4.3.7)$$

式中： H ——筏基埋深（m）；

α ——与地基土有关的经验系数，可按表 4.3.7 采用；

b ——基础宽度（m）。

表 4.3.7 经验系数 α

土的名称	碎石土	砂土	粉土	一般黏性土	软土
控制性勘探孔	0.7	0.7~0.9	0.9~1.2	1.0~1.5	2.0
一般性勘探孔	0.5	0.5~0.6	0.6~0.7	0.7~0.9	1.0

4.3.8 详细勘察采取土试样和进行原位测试应满足岩土工程评价要求，并符合下列规定：

1 采取土试样和进行原位测试的勘探孔的数量，应根据地层结构、地基土的均匀性和工程特点确定，且不应少于勘探孔总数的 1/2；

2 每个场地每一主要土层采取的原状土试样或原位测试数据不应少于 6 件（组），当采用连续记录的静力触探或动力触探为主要勘探手段时，每个场地应不少于 3 个勘探孔；

3 同一勘探孔内取样或测试竖向间距不应大于 2.0m，在地基主要受力层内，对厚度大于 0.5m 的夹层或透镜体应采取土试样或进行原位测试；

4 混凝土结构位于地下水位以上时，应取土试样做土的腐蚀性测试，土试样应在混凝土结构所在的深度范围内采取，每个场地每层土不应少于 2 件。

4.4 室内试验与原位测试

4.4.1 室内土工试验和原位测试项目应根据工程特点、岩土特性和工程分析需要确定，试验条件应符合工程实际受力状况。同一试验项目有多种试验方法时，试验报告中应注明试验方法。

4.4.2 各类工程均应按表 4.4.2 测定土的物理力学性质指标，当工程需要时，应根据需要增加试验项目。特殊性岩土的试验项目应符合相关标准要求。

表 4.4.2 室内土工试验项目表

分类	试验项目
岩石	单轴抗压强度试验或点荷载强度试验
砂土 碎石土	颗粒级配、天然含水量、天然密度、不均匀系数、曲率系数
粉土 黏性土	液限、塑限、比重、天然含水量、天然重度、饱和度、压缩模量、压缩系数、内摩擦角、黏聚力、有机质含量、粉土黏粒含量
水、土对混凝土 的腐蚀性	pH 值、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 、 Cl^{-} 、 SO_4^{2-} 、 HCO_3^{-} 、 CO_3^{2-} 、侵蚀性 CO_2 、游离 CO_2 、 NH_4^{+} 、 OH^{-} 、总矿化度

注：1、岩石单轴抗压强度试验应注明破坏形式；

2、强度试验、固结试验应使用质量等级为 I 级的土试样；

3、对于黑色、灰色或有异味的土应进行有机质含量试验；

4、对无法取得原状样的砂类土、碎石类土，可只进行颗粒级配试验并计算不均匀系数和曲率系数。

4.4.3 原位测试应根据工程需要、地区经验和测试方法的适用性等因素按表 4.4.3 选用。

表 4.4.3 常见原位测试方法一览表

原位测试方法	适用条件	确定指标
浅层平板载荷试验	地下水位以上地基土	地基承载力、变形模量、基床系数、桩端承载力
深层平板载荷试验	地下水位以上深层地基土	
螺旋板载荷试验	深层地基土或地下水位以下地基土	
岩基载荷试验	完整、较完整和较破碎的岩石地基	
静力触探	黏性土、粉土、砂土	地基承载力、单桩承载力、孔隙水压力、可确定地层软硬变化情况
动力触探	黏性土、粉土、砂土、碎石土、极软岩、软岩	地基承载力、变形模量、桩侧阻、桩端阻、内摩擦角、可确定地层软硬变化情况
标准贯入试验	黏性土、粉土、砂土、极软岩、软岩	地基承载力、变形模量、桩侧阻、桩端阻、可用于饱和粉土和砂土液化评价及花岗岩类岩石风化程度划分
十字板剪切试验	饱和软土	不排水抗剪强度、灵敏度
旁压试验	黏性土、粉土、碎石土、极软岩、软岩	地基承载力、变形模量、自钻式旁压试验可测求原位水平应力
扁铲侧胀试验	软土、黏性土、粉土、黄土、松散~中密砂土	静止侧压力系数、水平基床系数
现场剪切试验	所有地基土	强度参数
波速测速	所有地基土	确定覆盖层厚度、等效剪切波速、场地卓越周期、岩体完整性评价、瑞利波可确定地基承载力

4.4.4 原位测试仪器设备应定期检验与标定，操作程序应符合相关标准的要求。原位测试成果分析时，应考虑仪器设备、地层条件、试验条件、试验方法等对试验数据的影响，确保测试成果的真实性和可靠度。

4.5 地下水

4.5.1 工程勘察时应查明地下水的分布特征、地下水的类型、历史最高水位、地下水位及其变化幅度、地下水腐蚀性，明确地下水的补给、排泄、赋存条件。

4.5.2 地下水的量测应符合下列规定：

1 遇地下水时应量测水位；

2 对工程有影响的多层含水层的水位量测，应采取止水措施，将被测含水层与其他含水层隔开。

4.5.3 稳定水位应在初见水位后经一定的稳定时间后量测；对于砂土、碎石土稳定时间不少于 2.0 小时，对黏性土、粉土不小于 12.0 小时；当需绘制地下水等水位线时，应根据地下水的埋藏条件及含水层，统一量测地下水位。

4.5.4 当场地水文地质条件复杂，且对地基评价、基础抗浮和施工中地下水控制有重大影响时，应进行专门的水文地质勘察。

4.5.5 专门水文地质勘察应符合下列要求：

1 查明含水层和隔水层的埋藏条件，地下水类型、流向、水位及其变化，当场地有多层对工程有影响的地下水时，应查明互相间的补给关系；

2 查明场地地质条件对地下水赋存和渗流状态的影响，必要时应设置观测孔，或在不同深度处埋设孔隙水压力计量测压力水头随深度的变化；

3 通过现场试验，测定各个地层渗透系数等水文地质参数；

4 对周边的地表水体与场地地下水的水力联系、周边地表水体的水位概况及影响等进行勘查。

4.5.6 地下水水试样的采取应符合下列规定：

1 每层地下水取样数量不应少于 2 组；

2 水试样应能代表天然条件下的水质情况，严防杂物混入；

3 水试样的采集数量宜不少于 1.5L，其中 0.5L 加大理石粉 2g~3g，以测定侵蚀 CO_2 含量；

4 水试样应及时试验，清洁水放置时间不宜超过 72 小时，稍受污染的水不宜超过 48 小时，受污染的水不宜超过 12 小时。

4.6 工程特性指标

4.6.1 地基土工程特性指标的代表值可采用标准值、平均值及特征值。用以评价土的性状的各种物理性指标应取平均值，强度指标应取标准值，压缩性指标应取平均值，地基承载力应取特征值。

4.6.2 工程特性指标的统计应符合下列要求：

1 岩土的物理力学指标，应按场地的工程地质单元和层位分别统计；

2 应按下列公式计算平均值、标准差和变异系数：

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n} \quad (4.6.2-1)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} \quad (4.6.2-2)$$

$$\delta = \sigma / \mu \quad (4.6.2-3)$$

式中： μ ——岩土参数平均值；

σ ——标准差；

δ ——变异系数。

3 分析数据的分布情况并说明数据的取舍标准。

4.6.3 工程特性指标的标准值 G_s 可按下列方法确定：

$$G_s = \gamma_s \mu \quad (4.6.3-1)$$

$$\gamma_s = 1 \pm \left\{ \frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right\} \delta \quad (4.6.3-2)$$

式中： γ_s ——统计修正系数。式中正负号按不利组合考虑，如抗剪强度指标应取负值。

4.6.4 地基承载力特征值可由原位静载荷试验或其他原位测试结合土的物理力学指标综合确定，地基基础设计等级为甲级的，应提供原位静载荷试验资料，采用载荷试验确定地基承载力应符合本标准附录 A 的规定；当采用其他原位测试成果或土的物理力学指标确定地基承载力特征值时，可按本标准附录 C 选用，选用时应结合工程经验综合确定。

4.6.5 土的抗剪强度参数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、十字板剪切试验及其他原位测试等方法测定。选择试验方法时，应考虑土体实际受力情况及排水条件，并应符合下列规定：

1 对细颗粒土，宜采用三轴剪切试验测定抗剪强度参数，当有可靠经验时，也可采用直接剪切试验测定抗剪强度参数；

2 对淤泥及淤泥质土，宜进行现场十字板剪切试验取得抗剪强度参数；当取样进行室内试验时，应对土试样在有效自重应力下进行预固结；

3 对砂土、碎石土可根据动力触探击数标准值或静力触探锥尖阻力标准值按本标准附录 C 确定；

4 在验算坡体稳定性时，对已有的剪切破裂面或其他软弱结构面宜采用野外大型剪切试验确定抗剪强度指标。

4.6.6 土的压缩性指标可采用原状土室内压缩试验及原位测试确定。并应符合下列规定：

1 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的自重压力与预计的附加应力之和且不小于 400kPa，试验成果用 $e-p$ 曲线表示；

2 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 $e-\lg p$ 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；

3 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，其压力的施加水平应

与实际的加卸荷状况一致；

4 采用动力触探或静力触探试验成果确定砂土、碎石土变形模量时可按本标准附录 C 选用。

4.7 岩土工程分析评价和勘察报告

4.7.1 岩土工程分析评价应在工程地质测绘、勘探、测试和搜集已有资料基础上，结合工程特点和要求进行。

4.7.2 天然地基评价应包括下列基本内容：

- 1 采用天然地基的可行性；
- 2 提出天然地基持力层的建议；
- 3 提供各岩土层特性指标及使用条件，评价地基土压缩性、均匀性，预测地基变形特征，评价持力层及以上水土的腐蚀性；
- 4 存在软弱下卧层时的地基应强调进行软弱下卧层验算；
- 5 明确施工验槽或施工勘察的必要性。

4.7.3 对工程影响较大的填土应分析其填料性能和物质组成、调查堆积时间和方式，评价其均匀性、压缩性、湿陷性，腐蚀性，当填土底面天然坡度大于 20%尚应评价其稳定性；当填土作为持力层时，应提供变形参数与地基承载力，位于填土中的基坑或边坡，应提供岩土设计参数并评价其冻胀性；对于煤矸石场地，应评价其高温或燃烧情况对地基的影响并提出处理建议；对于人填筑的膨胀性岩土应评价其膨胀性。

4.7.4 地基土压缩性可按 p_1 为 100kPa， p_2 为 200 kPa 时相对应的压缩系数值 a_{1-2} 划分为低、中、高压缩性，并应符合以下规定：

- 1 $a_{1-2} < 0.1 \text{MPa}^{-1}$ 时，为低压缩性土；
- 2 $0.1 \text{MPa}^{-1} \leq a_{1-2} < 0.5 \text{MPa}^{-1}$ 时，为中压缩性土；
- 3 $a_{1-2} \geq 0.5 \text{MPa}^{-1}$ 时，为高压压缩性土。

4.7.5 地基土冻胀性分类应符合表 4.7.5 的规定。基坑或边坡工程应评价坑深内或坡高范围内各土层的冻胀性。

表 4.7.5 地基土冻胀性分类

土的名称	冻前天然含水 ω (%)	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	$\omega \leq 12$	> 1.0	$\eta \leq 1$	I	不冻胀
		≤ 1.0	$1 < \eta \leq 3.5$	II	弱冻胀

0.075mm 颗粒含量 大于 15%), 细砂(粒 径小于 0.075mm 颗 粒含量大于 10%)	$12 < \omega \leq 18$	> 1.0			
		≤ 1.0	$3.5 < \eta \leq 6$	III	冻胀
	$\omega > 18$	> 0.5			
		≤ 0.5	$6 < \eta \leq 12$	IV	强冻胀
粉砂	$\omega \leq 14$	> 1.0	$\eta \leq 1$	I	不冻胀
		≤ 1.0	$1 < \eta \leq 3.5$	II	弱冻胀
	$14 < \omega \leq 19$	> 1.0			
		≤ 1.0	$3.5 < \eta \leq 6$	III	冻胀
	$19 < \omega \leq 23$	> 1.0			
		≤ 1.0	$6 < \eta \leq 12$	IV	强冻胀
	$\omega > 23$	不考虑	$\eta > 12$	V	特强冻胀
粉土	$\omega \leq 19$	> 1.5	$\eta \leq 1$	I	不冻胀
		≤ 1.5	$1 < \eta \leq 3.5$	II	弱冻胀
	$19 < \omega \leq 22$	> 1.5			
		≤ 1.5	$3.5 < \eta \leq 6$	III	冻胀
	$22 < \omega \leq 26$	> 1.5			
		≤ 1.5	$6 < \eta \leq 12$	IV	强冻胀
	$26 < \omega \leq 30$	> 1.5			
		≤ 1.5	$\eta > 12$	V	特强冻胀
	$\omega > 30$	不考虑			
黏性土	$\omega \leq \omega_p + 2$	> 2.0	$\eta \leq 1$	I	不冻胀
		≤ 2.0	$1 < \eta \leq 3.5$	II	弱冻胀
	$\omega_p + 2 < \omega \leq \omega_p + 5$	> 2.0			
		≤ 2.0	$3.5 < \eta \leq 6$	III	冻胀
	$\omega_p + 5 < \omega \leq \omega_p + 9$	> 2.0			
		≤ 2.0	$6 < \eta \leq 12$	IV	强冻胀
	$\omega_p + 9 < \omega \leq \omega_p + 15$	> 2.0			
		≤ 2.0	$\eta > 12$	V	特强冻胀
	$\omega > \omega_p + 15$	不考虑			

注: 1 盐渍化冻土不在表列;

2 塑性指数大于 22 时, 冻胀性降低一级;

3 粒径小于 0.005mm 的颗粒含量大于 60%时, 为不冻胀土;

4 碎石土当充填物大于全部质量的 40%时, 其冻胀性按充填物的类别确定;

5 碎(卵)石、砾、粗、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。

4.7.6 岩溶发育程度评价应符合按表 4.7.6 规定。

表 4.7.6 岩溶发育程度

等 级	岩溶场地条件
岩溶强发育	地表有较多岩溶塌陷、漏斗、洼地、泉眼 溶沟、溶槽、石芽密布，相邻钻孔间存在临空面且基岩面高差大于 5m 地下有暗河、伏流 钻孔见洞隙率大于 30%或线岩溶率大于 20% 溶槽或串珠状竖向溶洞发育深度达 20m 以上
岩溶中等发育	介于强发育和微发育之间
岩溶微发育	地表无岩溶塌陷、漏斗 溶沟、溶槽较发育 相邻钻孔间存在临空面且基岩相对高差小于 2m 钻孔见洞隙率小于 10%或线岩溶率小于 5%

注：钻孔见洞隙率=（见洞钻孔数量/钻孔总数）×100%；线岩溶率=（钻孔所遇岩溶洞隙长度/钻孔穿过可溶岩的长度）×100%。

4.7.7 地下水影响评价应包括下列内容：

- 1 分析评价地下水对建筑材料的腐蚀性；
- 2 分析水文地质条件变化对地基性状和周边环境的影响；如地面沉降、软化、崩解、湿陷、胀缩和渗流稳定等问题；
- 3 对地下水控制方案提出建议，提供地下水控制设计所需水文地质参数，一般工程岩土渗透系数经验值可按表 4.7.7 选用。
- 4 应结合具体工程条件和水文地质条件的现状和可能发生的改变，进行抗浮稳定评价。

表 4.7.7 岩土渗透系数经验值

岩土名称	渗透系数 K (m/d)	岩土名称	渗透系数 K (m/d)
黏土	<0.005	中砂	10~20
粉质黏土	0.005~0.1	粗砂	20~50
粉土	0.1~0.5	砾砂	30~75
黄土	0.25~10	圆砾	50~100
膨胀土	0.002~0.095	卵石	100~500
粉砂	1~5	弱裂隙岩石	20~60
细砂	5~10	多裂隙岩石	>60

4.7.8 抗浮稳定评价及抗浮设防水位建议值宜根据下列情况结合工程经验确定：

- 1 应根据拟建工程设计条件、场地水文地质条件及环境特征，提出抗浮设防水位建议值，并进行地下工程施工期及使用期的抗浮稳定的风险评估，提出预防建议；
- 2 对于潜水、承压水可根据勘察时实测的地下水位，结合季节变幅和历史最高水位确定，抗浮设防水位建议值不应低于场地历史最高水位；
- 3 对于上层滞水可根据其赋存、排泄、补给条件结合场地地形地貌、地下工程与地下水位相对位置、肥槽回填材料等因素确定抗浮设防水位建议值；
- 4 位于弱透水地基的地下工程，当判断工程施工期和使用期可能形成“水盆效应”或局部地下水位壅高时，应提出设计和施工应注意的事项及可能存在的风险。此时抗浮设防水位建议值不宜低于设计室外地坪；
- 5 当低洼地带城市建筑因排水不畅引起地表积水时，此时抗浮设防水位建议值不宜低于预估的积水最高水位。
- 6 对于重要工程、水文地质条件复杂的场地、临近地表水体（湖、河等）的拟建工程或对抗浮设防水位建议值有异议时，应进行专项咨询论证。

4.7.9 桩基础评价应包括以下基本内容：

- 1 提供桩基设计及施工所需的岩土参数，桩身范围内水土腐蚀性评价；
- 2 提供可选的桩基类型和施工方法，建议桩端持力层；
- 3 对存在欠固结土及有大面积堆载、回填土、自重湿陷性黄土的项目，分析桩侧产生负摩擦的可能性及其影响；
- 4 评价成桩可能遇到的风险以及桩基施工对环境影响，提出设计、施工应注意的问题；
- 5 提出桩基础检测建议。

4.7.10 地基处理评价应包括以下内容：

- 1 地基处理的必要性、处理方法的适宜性；
- 2 提出地基处理方法、范围建议，提供地基处理设计和施工所需的岩土参数；
- 3 提出地基处理设计施工可能遇到的风险以及对环境的影响；
- 4 提出应注意的问题和检测建议。

4.7.11 边坡工程评价应包括下列内容：

- 1 确定岩质边坡类型，判断边坡破坏形式及对坡下建筑物的影响；
- 2 分析边坡和建在坡顶、坡上建筑物的稳定性，论证孔隙水压力变化对边坡应力状态的影响；
- 3 建议边坡防治或支挡方案；
- 4 提供边坡加固或支挡设计所需的岩土参数及水文地质参数；
- 5 提出边坡工程的环境保护、监测建议。

4.7.12 地下工程和基坑工程评价应包括下列内容：

- 1 提供地下工程和基坑工程设计、施工所需的岩土参数；
- 2 提出地下工程和基坑工程开挖与支护方法的建议；
- 3 采用暗挖、盾构等工法的隧道工程应划分围岩等级、评价地基及围岩的稳定性；

4 当基坑开挖需进行地下水控制时，应提供地下水控制所需水文地质参数及防治措施建议；

5 评价地质条件可能造成的工程风险；

6 提出施工阶段的环境保护和监测建议。

4.7.13 地震效应评价应符合下列规定：

1 提供场地抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计地震分组；

2 根据工程场址所处地段的地质环境等情况，应对地段抗震性能做出有利、一般、不利或危险的评价；

3 应对工程场地的类别进行评价与划分；

4 应对工程场地的地震稳定性能，如液化、震陷、横向扩展、崩塌和滑坡等进行评价，并应给出相应的工程防治措施建议方案；

5 对条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石和强风化岩石的陡坡、河岸和边坡边缘等不利地段，尚应提供相对高差、坡角、场址距突出地形边缘的距离等参数；

6 对于存在活动断裂的不利地段，应查明工程场地覆盖层厚度以及距主断裂距离；

7 对需要采用时程分析法补充计算的工程，尚应提供土层剖面、场地覆盖层厚度以及其他有关动力参数。

4.7.14 岩土工程勘察报告应根据任务要求、勘察阶段、工程特点和地质条件等具体情况编写，详细勘察应包括下列内容：

1 拟建工程概况；

2 勘察目的、任务要求和依据的技术标准；

3 勘察方法和勘察工作量；

4 场地地形、地貌、地层、地质结构、岩土性质及其均匀性；

5 场地各岩土层的物理力学性质指标，提供涉及所需岩土参数；

6 地下水埋藏情况、类型、水位及其变化，需要地下水控制时提供相关水文地质参数；

7 土和水的腐蚀性；

8 可能影响工程稳定的不良地质作用的描述和对工程危害程度评价；

9 场地地震效应评价；

10 场地稳定性和适宜性评价；

11 地基基础分析评价；

12 结论与建议

13 相关图表。

4.7.15 勘察报告应附下列图表：

1 建筑物与勘探点平面位置图；

2 工程地质剖面图；

3 原位测试成果图表；

4 室内试验成果图表；

5 其他相关的图表；

4.7.16 勘察报告可根据需要附下列附件：

- 1 任务委托书；
- 2 工程物探报告；
- 3 专门水文地质勘察报告；
- 4 专门性试验或专题研究报告；
- 5 重要的会议纪要或函电；
- 6 收集利用的有关资料；
- 7 工程影像资料。

4.7.17 勘探、取样和原位测试、室内试验的原始记录、影像资料和勘察纲要、勘察报告均应归档保存，并应可追溯。

5 地基计算

5.1 基础埋置深度

5.1.1 在满足地基承载力、变形和稳定性要求的前提下，基础的埋置深度，应综合考虑以下多种因素确定：

- 1 建筑物的用途类型及荷载大小性质；
- 2 工程地质和水文地质条件；
- 3 相邻建筑物的基础埋深；
- 4 场地标准冻结深度；

5 岩石地基基础埋置深度不应小于 0.5m，位于岩石地基上的高层建筑，其基础埋深尚应满足整体稳定性、抗滑稳定性、抗倾覆稳定性的要求。

5.1.2 除岩石地基外，天然地基或复合地基上高层建筑的箱型和筏形基础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（由室外地坪至承台底，不计桩长）不宜小于建筑物高度的 1/18。

5.1.3 当存在相邻建筑物时，新建建筑物的基础埋深应通过相邻基础相互影响分析确定，当相互之间产生不利影响时，应采取必要技术措施，确保地基基础的安全稳定。

5.1.4 当基础持力层以上土层为冻胀、强冻胀和特强冻胀土时，应采取下列防冻害措施：

- 1 基础侧表面应回填不冻胀的中、粗砂，其厚度不应小于 200mm；对地下水位以下的基础，也可将独立基础或条形基础做成正梯形的斜面基础；
- 2 对低洼场地，建筑的室外地坪标高高出自然地面不应少于 500mm，其范围不宜小于建筑四周向外各一倍标准冻深距离的范围；
- 3 应做好排水设施，施工和使用期间防止水浸入建筑地基。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；
- 4 独立基础连系梁下或桩基础承台下应换填砂或炉渣等非冻胀性材料；
- 5 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。

5.2 承载力计算

5.2.1 基础底面的压力，应符合下式要求：

- 1 当轴心竖向力作用时

$$p_k \leq f_a \quad (5.2.1-1)$$

式中： p_k ——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值（kPa）；

f_a ——修正后的地基承载力特征值（kPa）。

- 2 当偏心竖向力作用时，除符合式（5.2.1-1）外，尚应符合下式要求：

$$p_{k\max} \leq 1.2f_a \quad (5.2.1-2)$$

式中： $p_{k\max}$ ——相应于作用的标准组合时，基础底面边缘的最大压力值（kPa）。

5.2.2 基础底面的压力，可按下列公式确定：

1 当轴心竖向力作用时

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \quad (5.2.2-1)$$

式中： F_k ——相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值（kN）；

G_k ——基础自重和基础上的土重；

A ——基础底面面积（m²）。

2 当偏心竖向力作用时

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

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

式中： M_k ——相应于作用的标准组合时，作用于基础底面的力矩值（kN·m）；

W ——基础底面的抵抗矩（m³）；

$p_{k\min}$ ——相应于作用的标准组合时，基础底面边缘的最小压力值（kPa）。

3 当基础底面形状为矩形且偏心距 $e > b/6$ 时（图 5.2.2）， $p_{k\max}$ 应按下式计算：

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

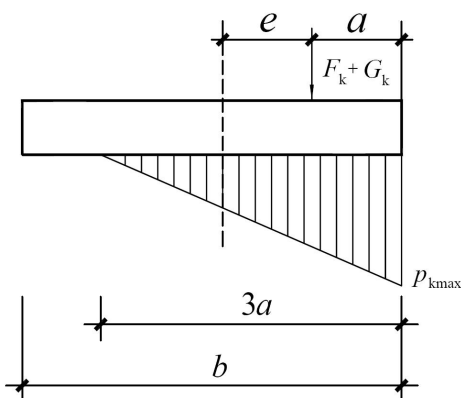


图 5.2.2 偏心荷载（ $e > b/6$ ）下基底压力计算示意

式中： l ——垂直于力矩作用方向的基础底面边长（m）；

a ——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离（m）；

b ——力矩作用方向基础底面边长（m）。

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

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5) \quad (5.2.3)$$

f_a ——修正后的地基承载力特征值（kPa）；

f_{ak} ——地基承载力特征值（kPa）；

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 5.2.3 取值；

γ ——基础底面以下土的重度（kN/m³），地下水位以下取有效重度；

b ——基础底面宽度（m），当基础底面宽度小于 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（kN/m³），地下水位以下的土层取有效重度；

d ——计算基础埋置深度（m），可按本标准 5.2.4 条确定。

表 5.2.3 承载力修正系数 η_b 、 η_d

土的类别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土 复合地基 除大面积压实填土外的人工地基 e 或 I_L 大于等于 0.85 的黏性土		0	1.0
红黏土	含水比 $a_w > 0.8$	0	1.2
	含水比 $a_w \leq 0.8$	0.15	1.4
大面积压实填土	压实系数大于 0.95、黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	0	1.5
	最大干密度大于 2100kg/m ³ 的砂石垫层	0	2.0
粉土	黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土	0.3	1.5
	黏粒含量 $\rho_c < 10\%$ 的粉土	0.5	2.0
e 及 I_L 均小于 0.85 的黏性土		0.3	1.6
粉砂、细砂	松散、稍密状态	0.0	1.0
	中密及密实状态	2.0	3.0
中砂、粗砂、砂砾和碎石土		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 地基承载力特征值采用深层平板载荷试验、螺旋板载荷试验确定时 η_d 取 0；
 3 含水比是指土的天然含水量与液限的比值；

4 大面积压实填土是指填土范围大于两倍基础宽度的填土。

5.2.4 计算基础埋置深度应符合下列规定：

1 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；

2 对于地下室，当采用相互间没有底板连接的独立基础或条形基础时，应从室内地面标高算起，但对于外墙下的条形基础或矩形基础可取室内外地面标高的平均值；独立基础或条形基础之间设置了钢筋混凝土板时，可将钢筋混凝土板所能抵抗的反力，再加上板自重，按基础的超载考虑并将其折算为等效埋深，但最大计算埋置深度不应超过基坑开挖前基础的实际埋深；

3 当采用筏形基础时，应从室外地面标高算起，当为超补偿基础时，应按建筑物重量的等效土层厚度计算基础等效埋置深度；

4 对于主裙楼一体的结构，计算主楼基础的埋深时，可将裙楼基础底面以上范围内的荷载，作为基础两侧的超载考虑并将其折算成等效埋深，但最大计算埋置深度不应超过基础的实际埋深。

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。

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

式中： f_a ——由土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值（kPa）；

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（m），大于 6m 时按 6m 取值，对于砂土小于 3m 时按 3m 取值；

φ_k 、 c_k ——基底下一倍基础短边宽的深度内土的内摩擦角标准值（°）、黏聚力标准值（kPa）。当此范围内存在多层土时，应取最低值。

表 5.2.5 承载力系数

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	10.08
40	5.80	10.84	11.73

5.2.6 对于完整、较完整、较破碎的岩石地基承载力特征值可按岩石地基载荷试验确定；对破碎、极破碎的岩石地基承载力特征值，可根据平板载荷试验确定。对完整、较完整和较破碎的岩石地基承载力特征值，也可根据室内饱和单轴抗压强度按下式进行计算：

$$f_a = \psi_r \cdot f_{rk} \quad (5.2.6)$$

式中： f_a ——岩石地基承载力特征值（kPa）；

ψ_r ——折减系数。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；此值未考虑施工因素及建筑物使用后风化作用的继续；

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值（kPa）。对于黏土质岩，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。

5.2.7 当地基主要受力层范围内有软弱下卧层时，软弱下卧层顶面地基承载力特征值应按下列式验算：

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (5.2.7-1)$$

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（kPa）；

p_{cz} ——软弱下卧层顶面处土的自重压力值（kPa）；

f_{az} ——软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值（kPa），也可按螺旋板载荷试验实测取得。

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

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

矩形基础

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

式中： b ——矩形基础或条形基础底边的宽度（m）；
 l ——矩形基础底边的长度（m）；
 p_c ——基础底面处土的自重压力值（kPa）；
 z ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离（m）；
 θ ——地基压力扩散角与垂直线的夹角（°），可按表 5.2.7 采用，介于表中界限值之间的数值可内插计算。

表 5.2.7 地基压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
1	(4°)	(12°)
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；括号内数值仅供内插使用。

5.2.8 验算天然地基地震作用下的竖向承载力时，按地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下列各式要求：

$$p \leq f_{aE} \quad (5.2.8-1)$$

$$p_{\max} \leq 1.2f_{aE} \quad (5.2.8-2)$$

式中： p ——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力（kPa）；
 $p_{\max}$ ——地震作用效应标准组合的基础边缘最大压力（kPa）。

5.2.9 地基抗震承载力特征值应按下列各式计算：

$$f_{aE} = \xi_a f_a \quad (5.2.9)$$

式中： f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力特征值（kPa）；
 ξ_a ——地基抗震承载力调整系数，应按表 5.2.9 采用。

表 5.2.9 地基抗震承载力调整系数

岩石的名称和性状	ξ_a
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{ak} \geq 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.5

中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细砂、粉砂， $150\text{kPa} \leq f_{\text{ak}} < 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土、坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂， $100\text{kPa} \leq f_{\text{ak}} < 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，可塑黄土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

注：复合地基按复合地基承载力特征值大小相应取值。

5.2.10 下列建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算：

- 1 抗震设防烈度为 6 度时的乙、丙、丁类建筑（不规则建筑及建造于 IV 类场地上较高的高层建筑除外）；
- 2 地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层的下列建筑：
 - 1) 一般的单层厂房和单层空旷房屋；
 - 2) 砌体结构；
 - 3) 不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架和框架—抗震墙房屋；
 - 4) 基础荷载与 3) 项相当的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙房屋。

5.3 变形计算

5.3.1 有变形控制要求的建筑物，应进行地基变形计算，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 地基变形的计算应符合下列规定：

1 砌体承重结构应由局部倾斜值控制地基允许变形；框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制地基允许变形；多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制地基允许变形。必要时尚应控制地基平均沉降量；

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、碎石土可认为已完成其最终沉降量的 80% 以上，对于其他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%。

5.3.3 建筑物的地基变形允许值应按表 5.3.3 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 5.3.3 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
砌体承重结构的局部倾斜	0.002	0.003

工业与民用建筑相邻柱基的沉降差	框架结构	$0.002l$	$0.003l$
	砌体墙填充的边排柱	$0.0007l$	$0.001l$
	当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	$0.005l$	$0.005l$
单层排架结构（柱距为 6m）柱基的沉降量（mm）		（120）	200
桥式吊车轨面的倾斜（按不调整轨道考虑）	纵向	0.004	
	横向	0.003	
多层和高层建筑的整体倾斜	$H_g \leq 24$	0.004	
	$24 < H_g \leq 60$	0.003	
	$60 < H_g \leq 100$	0.0025	
	$H_g > 100$	0.002	
体型简单的多层建筑基础的最大沉降量（mm）		120	
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	$H_g \leq 20$	0.008	
	$20 < H_g \leq 50$	0.006	
	$50 < H_g \leq 100$	0.005	
	$100 < H_g \leq 150$	0.004	
	$150 < H_g \leq 200$	0.003	
	$200 < H_g \leq 250$	0.002	
高耸结构的沉降量（mm）	$H_g \leq 100$	400	
	$100 < H_g \leq 200$	300	
	$200 < H_g \leq 250$	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；
3 l 为相邻柱基的中心距离（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 6m~10m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

5.3.4 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

变形量可按下式进行计算：

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \tag{5.3.4}$$

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（mm）；
 ψ_s ——沉降计算经验系数，天然地基可采用表 5.3.4-1 的数值，对复合地基采用表 5.3.4-2 的数值；
 n ——地基变形计算深度范围内所划分的土层数（图 5.3.4）；
 p_0 ——相应于作用的准永久组合时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，对于砂土和碎石土可取变形模量作为近似值；对于复合地基，应按本标准第 5.3.5 条计算；
 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）；
 $\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ ——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，可按本标准附录 D 采用。

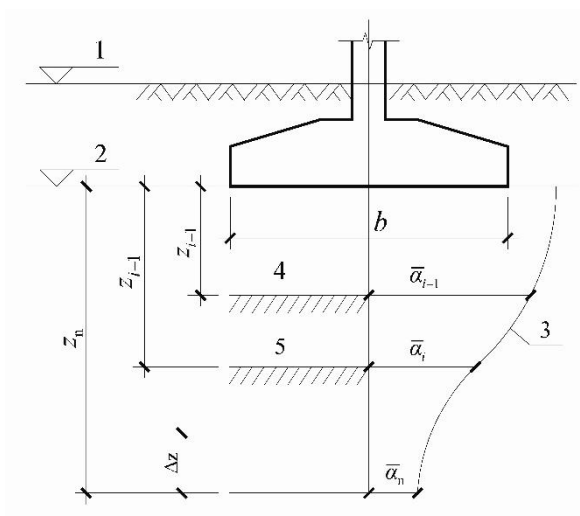


图 5.3.4 基础沉降计算示意图

1—天然地面标高；2—基底标高；3—平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ 曲线；4— $i-1$ 层；5— i 层

表 5.3.4-1 沉降计算经验系数 ψ_s

$\bar{E}_s$ (MPa)	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0	30.0	50.0
基底附加压力							
$p_0 \geq f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2	0.16	0.14

$p_0 \leq 0.75 f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2	0.16	0.14
------------------------	-----	-----	-----	-----	-----	------	------

表 5.3.4-2 复合地基沉降计算经验系数 ψ_s

$\bar{E}_s$ (MPa)	4.0	7.0	15.0	20.0	35.0
ψ_s	1.0	0.7	0.4	0.25	0.2

5.3.5 对于复合地基，复合土层的分层与天然地基相同，各复合土层的压缩模量等于该层天然地基压缩模量的 ζ 倍， ζ 值可按下式计算：

$$\zeta = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \quad (5.3.5)$$

式中： f_{spk} ——复合地基承载力特征值 (kPa)；

f_{ak} ——基础底面下天然地基承载力特征值 (kPa)。

5.3.6 变形计算深度范围内压缩模量的当量值 ($\bar{E}_s$) 应按下列式计算：

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \quad (5.3.6)$$

式中： A_i ——计算深度范围内第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值；

E_{si} ——计算深度范围内第 i 层土压缩模量 (MPa)。

5.3.7 地基变形计算深度 z_n (图 5.3.4) 应符合下列式要求：

$$\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i \quad (5.3.7)$$

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

$\Delta s'_n$ ——由计算深度向上取厚度为 Δz 的土层计算变形值 (mm)， Δz 按表 5.3.7 确定 (图 5.3.4)。

表 5.3.7 Δz

b (m)	≤ 2	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$b > 8$
Δz (m)	0.3	0.6	0.8	1.0

5.3.8 当无相邻荷载影响，基础宽度在 1m~30m 范围内时，基础中点的地基变形计算深度也可按简化公式 (5.3.8) 计算，在计算深度范围内存在基岩时， z_n 可取至基岩表面；或存

在较厚的密实砂土、碎石土，其变形模量大于 80MPa 时， z_n 可取至该层土表面。

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \quad (5.3.8)$$

式中： b ——基础宽度（m），对于直径为 D 的圆形基础，取 $b = 0.9D$ 。

5.3.9 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。

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

5.3.11 上部结构、基础与地基的共同作用分析应符合下列规定：

- 1 共同作用分析的地基反力及变形结果及其分布规律应同时符合理论及工程实践经验；
- 2 当采用线弹性模型分析计算时，地基模型可采用有限压缩层模型，地基反力分析应采用迭代计算；
- 3 共同作用分析也可采用非线性弹性地基模型进行分析计算；
- 4 共同作用分析应按回弹再压缩变形段及压缩变形段分别确定计算参数。

5.4 稳定性计算

5.4.1 对受水平荷载作用的工程结构或位于斜坡上的工程结构，应进行地基稳定性验算。

5.4.2 第四纪地层的地基稳定性可采用圆弧滑动法按本标准附录 J 第 J.1 节有关规定进行验算。长期荷载作用下的地基稳定性计算时可采用有效应力强度指标。

5.4.3 位于稳定土坡坡顶的建筑，应符合下列规定：

- 1 对于条形基础和矩形基础，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应符合下式要求，且不得小于 2.5m（图 5.4.3）。

$$\text{条形基础} \quad a \geq 3.5b - \frac{d}{\tan\beta} \quad (5.4.3-1)$$

$$\text{矩形基础} \quad a \geq 2.5b - \frac{d}{\tan\beta} \quad (5.4.3-2)$$

式中： a ——基础底面外边缘线至坡顶的水平距离（m）；

b ——垂直于坡顶边缘线的基础底面边长（m）；

d ——基础埋置深度（m）；

β ——边坡坡角（°）。

- 2 当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足式（5.4.3-1）、（5.4.3-2）的要求时，可根据基底平均压力，在满足地基整体稳定前提下确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深；

- 3 当边坡坡角大于 45°、坡高大于 8m 时，尚应按本标准第 5.4.2 条验算坡体稳定性。

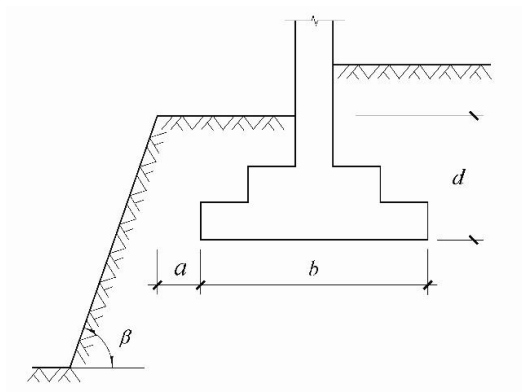


图 5.4.3 基础底面外边缘线至坡顶的水平距离示意图

5.4.4 抗震设防区，按本标准第 5.4.3 条计算基础外边缘线至坡顶水平距离时，坡角 β 应加上地震角，地震角可按表 5.4.4 采用。

表 5.4.4 地震角

类别	7 度		8 度		9 度
	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.3 g	0.4 g
水上	1.5°	2.3°	3°	4.5°	6°
水下	2.5°	3.8°	5°	7.5°	10°

5.4.5 建筑物基础存在浮力作用时应进行整体和局部抗浮稳定性验算，并应符合下列规定：

- 1 对于简单的浮力作用情况，基础抗浮稳定性应符合下式要求：

$$\frac{W_k}{N_{w,k}} \geq K_w \quad (5.4.5)$$

式中： W_k ——建筑物自重及压重标准值之和（kN）；

$N_{w,k}$ ——浮力作用标准值（kN）；

K_w ——抗浮稳定安全系数，一般情况下可取 1.05。

- 2 当不满足本条第 1 款要求时，可采用增加压重、排水减压或设置抗浮构件等措施。在整体满足抗浮稳定性要求而局部不满足时，也可采用增加结构刚度的措施。

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，应对下列设计条件分析认定：

- 1 建设场区内，在自然条件下，有无滑坡现象，有无影响场地稳定性的断层、破碎带；
- 2 在建筑场地周围，有无不稳定的边坡；
- 3 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；
- 4 地基内岩层厚度及空间分布情况、基岩面的起伏情况、有无影响地基稳定性的临空面；
- 5 地基的不均匀性；
- 6 岩溶、土洞的发育程度，有无采空区；
- 7 出现危岩崩塌、泥石流等不良地质现象的可能性；
- 8 地表水、地下水对建筑地基和建设场区的影响。

6.1.2 山区建设中，应充分利用和保护天然排水系统和山地植被。当地表径流条件改变时，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，应采取相应的防洪减灾措施。

6.2 山区不均匀地基

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，属于山区不均匀地基：

- 1 下卧基岩面起伏变化较大，上覆土层厚度变化大的地基；
- 2 分布有大块孤石或漂石的地基；
- 3 土、岩混合地基或有石牙密布并有出露的地基；
- 4 挖填组合地基。

6.2.2 对主要压缩层范围内下卧基岩面为单向倾斜、岩面坡度大于 10%、基底下的土层厚度大于 1.5m 时，应按下列规定进行设计：

- 1 当结构类型和地质条件符合表 6.2.2-1 的要求时，可不做地基变形验算。
- 2 不满足上述条件时，应考虑刚性下卧层的影响，按下式计算地基的变形：

$$s_{gz} = \beta_{gz} s \quad (6.2.2)$$

式中： s_{gz} ——具刚性下卧层时，地基土的变形计算值（mm）；

β_{gz} ——刚性下卧层对上覆土层的变形增大系数，按表 6.2.2-2 采用；

s ——变形计算深度相当于实际土层厚度按本标准 5.3.4 条计算确定的地基最终变形计算值（mm）。

- 3 在岩土界面上存在软弱层（如泥化带）时，应验算地基的整体稳定性。

表 6.2.2-1 下卧基岩表面允许坡度值

上覆土层的地基承载力特征值 f_{ak} (kPa)	下卧基岩表面容许坡度 (%)		
	四层和四层以下的砌体承重结构，三层和三层以下的框架结构	具有 150kN 和 150kN 以下吊车的一般单层排架结构	
		带墙的边柱和山墙	无墙的中柱
≥ 150	$\leq 15\%$	$\leq 15\%$	$\leq 30\%$
≥ 200	$\leq 25\%$	$\leq 30\%$	$\leq 50\%$
≥ 300	$\leq 40\%$	$\leq 50\%$	$\leq 70\%$

表 6.2.2-2 具有刚性下卧层时地基变形增大系数 β_{gz}

h/b	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
β_{gz}	1.26	1.17	1.12	1.09	1.00

注： h —基底下的土层厚度； b —基础底面宽度。

6.2.3 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黏土时，对于房屋为六层及六层以下的砌体承重结构、三层及三层以下的框架结构或具有 150kN 及 150kN 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做褥垫。当石芽间有较厚的软弱土层时，可用碎石、土夹石等进行置换并分层夯实。

6.2.4 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，结合本标准第 6.2.6 条、第 6.2.7 条的规定综合处理。

6.2.5 褥垫层可采用矿渣、中砂、粗砂、土夹石等材料，其厚度宜取 300mm~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：

褥垫层材料	褥垫层夯填度
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：夯填度为褥垫层夯实后的厚度与虚铺厚度的比值。

6.2.6 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标准第 6.2.3 条、第 6.2.4 条有关规定进行地基处理时，可调整建筑平面位置，采用墩式基础、桩基或采用梁、拱跨越等处理措施。

6.2.7 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 30mm~50mm，在特殊情况下可适当加宽。

6.3 压实填土地基

6.3.1 未经处理的或不符合质量要求的压实填土，不应作为建筑工程的地基持力层。

6.3.2 当利用未经填方设计处理形成的填土作为建筑物地基时，应查明填料成分与来源，填土的分布、厚度、均匀性、密实度与压缩性以及填土的堆积年限等情况，根据建筑物的重要性、上部结构类型、荷载性质与大小、现场条件等因素，选择合适的地基处理方法，并提出填土地基处理的质量要求与检验方法。

6.3.3 拟压实的填土地基应根据建筑物对地基的具体要求，进行填方设计。填方设计的内容包括填料的性质、压实机械的选择、密实度要求、质量检测和验收方法等。对重大的填方工程，必须在填方设计前选择典型的场区进行现场试验，取得填方设计参数后，进行填方工程的设计与施工。

6.3.4 填方工程设计前应具备详细的场地地形地貌及工程地质勘察资料。位于塘、沟、积水洼地等地区的填土地基，应查明地下水的补给与排泄条件、底层软弱土体的清除情况、自重固结程度等。

6.3.5 压实填土的填料，应符合下列规定：

- 1 不均匀系数不小于 5，曲率系数为 1~3 的砂土或碎石土；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 100mm；
- 2 性能稳定的矿渣、煤渣等工业废料；
- 3 以粉质黏土、粉土作填料时，其含水量宜为最优含水量；
- 4 挖高填低或开山填沟的土料和石料，应符合设计要求；
- 5 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。

6.3.6 压实填土的质量用压实系数 λ_c 控制，并应根据结构类型和压实填土所在部位按表 6.3.6 的数值确定。

表 6.3.6 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	$\omega_{op} \pm 2$
	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 为压实填土的实际干密度 (ρ_d) 与最大干密度 (ρ_{dmax}) 的比值， ω_{op} 为最优含水量；

黏性土、粉土可采用环刀法测定，砂土、碎石土可采用灌水法、灌砂法等方法测定。

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。

6.3.7 压实填土的最大干密度和最优含水量，应采用击实试验确定，击实试验的操作应符合现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123 的有关规定。当填料为碎石、卵石、或岩石碎屑等填料，其最大干密度可取 $2100\text{kg/m}^3 \sim 2200\text{kg/m}^3$ 。对于黏性土或粉土填料，当无试

验资料时，最大干密度可按式计算：

$$\rho_{\text{dmax}} = \eta \frac{\rho_w d_s}{1 + 0.01 w_{\text{op}} d_s} \quad (6.3.7)$$

式中： ρ_{dmax} ——分层压实填土的最大干密度（ kg/m^3 ）；

η ——经验系数，粉质黏土取 0.96，粉土取 0.97；

ρ_w ——水的密度（ kg/m^3 ）；

d_s ——土粒的相对密度（比重）；

w_{op} ——填料的最优含水量（%）。

6.3.8 压实填土的施工质量检测及竣工检验，应符合本标准 12.2 节有关规定。其下卧层顶面的承载力特征值应满足本标准 5.2.7 条的要求。

6.3.9 压实填土施工应分层进行，分层厚度、施工方法、压实速度、压实遍数应满足设计要求，并应在下层施工质量合格后铺填上层土。

6.3.10 当垫层底部存在古井、古墓、洞穴、旧基础、暗塘、淤泥时，应予以处理，经检验合格后，方可铺筑垫层。

6.3.11 当垫层底地基土的自然坡度超过 20% 时，坑底土层应挖成阶梯或斜坡搭接，并按先深后浅的顺序进行垫层施工，搭接处应夯压密实。

6.3.12 位于斜坡上的填土，应验算其稳定性。当天然地面坡度大于 20% 时，应采取防止填土可能沿坡面滑动的措施，并应避免雨水沿斜坡排泄。

6.3.13 填土地基在进行压实施工时，应采取地面排水措施，当压实填土阻碍原地表水排泄时，应根据地形修筑雨水截水沟，或设置其他排水设施，将水引出场外。设置在压实填土区的上、下水管道，应采取防渗、防漏措施，必要时应在填土土坡的坡脚处设置反滤层。

6.3.14 压实填土地基施工期应进行监测，必要时还应监测其工后沉降；压实填土地基上的建筑物应进行变形监测，直至变形达到稳定为止。

6.4 采空区地基

6.4.1 采空区宜根据开采情况、变形大小和地表移动盆地特征，划分为不应建筑场地和相对稳定场地，并应符合下列规定：

1 下列地段不应作为建筑场地：

- 1) 在可能出现非连续变形的地段或地表裂缝地段；
- 2) 地表移动活跃地段；
- 3) 特厚煤层（矿层）和倾角大于 55° 的厚煤层（矿层）露天地段；
- 4) 由于地表移动和变形引起边坡失稳和山崖崩塌的地段；
- 5) 地下水位埋深小于建筑物可能下沉量与基础埋深之和的地段；
- 6) 地表倾斜大于 10.0mm/m，地表曲率大于 $0.6 \times 10^{-3}/\text{m}$ 或地表水平变形大于 6.0mm/m 的地段。

2 下列地段作为建筑场地时应评价其适宜性：

- 1) 采深采厚比小于 30 的地段；

- 2) 采深小, 上覆岩层坚硬并采用非正规开采方法的地段;
- 3) 地表倾斜不大于 10.0mm/m, 地表曲率不大于 $0.6 \times 10^{-3}/\text{m}$ 或地表水平变形不大于 6.0mm/m 的地段。

6.4.2 在采空区建筑设计应符合以下原则:

- 1 选择地表变形小、变形均匀的中间区, 避开地表变形较大及可能产生裂缝、塌陷坑、台阶下沉等的边缘区;
- 2 地基土层应均匀一致, 地基承载力不宜过高, 对承载力高的坚硬岩石、密实砂土应在基础底面下铺设 300mm~500mm 稍密砂土, 当地基承载力差异较大时应设变形缝使之成为各自独立的单体;
- 3 条件允许时, 建筑物的长轴宜平行于地表下沉等值线, 平面形状应力求简单, 以矩形为宜;
- 4 建筑物承重墙体纵横方向宜对称布置, 内墙穿通, 尽量减少横墙间距, 宜采用条形基础;
- 5 建筑物相邻变形缝间建筑段的长高比宜小于 2, 相邻变形缝间建筑段长度不宜超过 36m, 变形缝应与建筑物的纵向中心线垂直, 并竖向贯通;
- 6 砌体结构建筑物应设置钢筋混凝土基础、层间、檐口圈梁和立柱, 其位置、数量、尺寸和配筋量应根据地表变形值的大小确定, 墙体转角、丁字和十字连接处应沿高度增设拉结钢筋, 门窗洞口上下应增设拉结钢筋, 不允许采用砖拱过梁;
- 7 一般不设地下室, 需要设置时, 应放在整个建筑物或独立单元体下面;
- 8 在地表非连续变形区内, 尚应采取在框架与柱子之间设置斜拉杆、基础设置滑动层等措施; 在地表压缩变形区内, 宜挖变形补偿沟;
- 9 楼板和屋面不应采用易产生横向推力的砖拱或混凝土拱形结构。

6.4.3 当建筑物型体复杂、长度较大或各部位荷载相差较大时, 在地表水平变形呈现压缩变形的地区, 沉降缝宽度应按式 (6.4.3) 计算。

$$\Delta_q = (\varepsilon + H \times K) (L_1 + L_2) / 2 \quad (6.4.3-1)$$

$$\Delta_j = \varepsilon (L_1 + L_2) / 2$$

(6.4.3-2) 式中: Δ_q 、 Δ_j ——墙体和基础处的沉降缝宽度 (mm);

ε ——预计的地表沉陷量 (mm/m);

H ——建筑物单元体的高度 (m);

K ——预计的地表曲率变形值 ($10^{-3}/\text{m}$);

L_1 、 L_2 ——沉降缝两侧单元体的长度 (m)。

6.4.4 采空区地表塌陷的治理应考虑其塌陷情况、冒落情况、充水情况及开采时间、开采方式、顶板管理方法、采空区地质条件等因素, 可采用明挖回填、水砂充填、支撑加固、钻孔注浆等方法进行治理, 同时对治理措施的有效性应进行评价并加强监测。

6.5 岩溶与土洞

6.5.1 在可溶性岩石地区，当存在岩溶（溶洞、溶蚀裂隙等）、土洞等现象时，应考虑其对地基稳定的影响，建筑物主体宜避开岩溶强发育的地段。

6.5.2 存在下列情况之一且未经处理不应作为建筑物地基：

- 1 浅层溶洞成群分布，洞径大且不稳定的地段；
- 2 溶沟（槽）、溶蚀（裂隙、漏斗）、石芽等埋藏浅、强发育，其中充填物为软弱土体的地段；
- 3 溶洞、土洞以及塌陷等岩溶强发育的地段；
- 4 岩溶水排泄不畅，有可能造成场地淹没的地段。

6.5.3 当地基属下列条件之一时，对地基基础设计等级为丙级且荷载较小的建筑物可不考虑岩溶的影响：

1 基础底面以下土层厚度大于独立基础宽度的 3 倍或条形基础宽度的 6 倍，且在使用期间不具备形成土洞或其他地面变形的条件；

2 基础底面与洞体顶板间的岩土层厚度虽小于上述规定，但符合下列条件之一时，可不考虑溶洞对地基稳定的影响：

1) 溶洞、溶隙或岩溶漏斗被密实的沉积物填满，其承载力特征值大于 150kPa，且无被水蚀的可能；

2) 洞体为完整、较完整的坚硬岩、较硬岩，顶板岩石厚度大于或等于洞跨，经验算顶板稳定；

3) 洞体较小，基础底面大于洞的平面尺寸，并有足够的支撑长度，不存在伴生土洞形成条件；

4) 竖向洞隙、落水洞的面积小于上部基础底面积的 25%，基底岩石面积满足上部荷载要求时。

6.5.4 当不符合本标准第 6.5.3 条时，可根据洞体情况进行稳定分析；基础附近有临空面时，应验算向临空面倾覆和沿岩体结构面滑动稳定性。

6.5.5 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、嵌塞和跨盖等方法处理；

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的 1.5 倍；也可采用浆砌块石等堵塞措施以及洞底支撑或调整柱距等方法处理；

3 基底有不超过 25%基底面积的溶洞（隙）且充填物难以挖除时，宜在洞隙部位设置钢筋混凝土底板，底板宽度应大于洞隙，并采取措施保证底板不向洞隙方向滑动；也可在洞隙部位设置钻孔桩进行穿越处理；

4 对于围岩不稳定、风化裂隙破碎的岩体，且基础或桩端附近有临空面时，应采用灌浆加固和清爆填塞等措施；

5 对于荷载不大的低层和多层建筑，围岩稳定，如溶洞位于条形基础末端，跨越工程量大，可按悬臂梁设计基础，若溶洞位于单独基础重心一侧，可按偏心荷载设计基础。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。

6.5.6 土洞的分析处理应符合下列要求：

1 由地表水形成的土洞或塌陷，应首先采取地表截流、防渗或堵塞等措施，然后再根据土洞埋深，分别选择挖填、灌砂、注浆等方法进行处理。

2 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，面层用黏土夯填；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。

3 对重要的建筑物，宜采用桩基础穿越土洞影响范围。

7 边坡工程

7.1 一般规定

7.1.1 边坡工程设计应包括下列内容：

- 1 支挡结构体系上的作用和作用组合确定；
- 2 支挡结构体系的稳定性验算；
- 3 支挡结构体系的承载力、变形和稳定性计算；
- 4 边坡工程排水与坡面防护设计；
- 5 边坡工程施工及验收检验要求；
- 6 边坡工程监测与维护要求。

7.1.2 边坡工程在施工期和使用期应进行监测与定期维护。主要受力构件及排水系统应满足耐久性的要求。位于边坡塌滑区域的建（构）筑物在施工与使用期间，应对坡顶位移、地表裂缝、建（构）筑物沉降变形进行监测。永久性边坡工程竣工后的监测时间不应少于 2 年。

7.1.3 下列边坡工程设计及施工应进行专门论证：

- 1 边坡高度大于 30m 的岩质边坡及边坡高度大于 15m 的土质边坡；
- 2 土、岩混合及地质环境条件复杂的安全等级为一级的边坡；
- 3 已发生过崩塌、滑坡的边坡；
- 4 周边已有永久性建（构）筑物与市政工程需要保护的边坡；
- 5 外倾结构面并有软弱夹层的边坡；
- 6 膨胀土边坡；
- 7 采用新结构、新技术的边坡。

7.1.4 抗震设防烈度 6 度的地区，边坡工程支护结构可不进行地震作用计算，但应采取抗震构造措施；抗震设防烈度 6 度以上地区，边坡工程支护结构应进行地震作用计算；临时性边坡可不作抗震计算。

7.1.5 边坡设计应兼顾边坡环境保护的需求，并结合植被生态恢复与绿化景观需要，选择坡面防护构造。

7.1.6 支挡结构与防护结构混凝土强度等级应根据所处场地环境类别、结构承载力、变形与裂缝控制、耐久性等综合确定，且不应低于 C25。

7.1.7 腐蚀环境中的永久性锚杆应采用 I 级防腐保护构造设计；非腐蚀环境中的永久性锚杆及腐蚀环境中的临时性锚杆应采用 II 级防腐保护构造；非腐蚀环境中的临时性锚杆应采用 III 级防腐保护构造。

7.1.8 挡土墙后的填土应优先选择透水性强的粗粒填料。当采用黏性土作为填料时，宜掺入适量碎石，并控制最优含水量。不应采用淤泥、淤泥质土、膨胀性黏土、冻胀性土等软弱或含有有机废料的土体作为填料。填土的压实系数不应小于 0.94。

7.2 边坡稳定计算

7.2.1 山区建设场地的边坡，根据边坡岩土体的类型可分为岩质边坡、土质边坡和土岩组合边坡。在难以治理的滑坡、危岩、泥石流及断层破碎带等不良地质条件区，不应修建建筑边坡。

7.2.2 在建设场区内，对可能因施工或其他因素诱发滑坡、崩塌等地质灾害的区域，应采取预防措施。对具有发展趋势并威胁建（构）筑物、地下管线、道路等市政设施安全使用的滑坡和崩塌，应采取处置措施消除隐患。

7.2.3 下列建筑边坡应进行稳定性评价：

- 1 选作建筑场地的自然边坡；
- 2 由于开挖或填筑形成的边坡；
- 3 施工期出现新的不利因素的边坡；
- 4 运行期条件发生变化的边坡。

7.2.4 边坡稳定性计算方法根据边坡类型和可能的破坏形式，可按下列原则确定：

- 1 土质边坡和完整程度为破碎、极破碎的岩质边坡，宜采用圆弧滑动法计算；
- 2 对可能产生平面滑动的边坡宜采用平面滑动法；
- 3 对可能产生折线滑动的边坡宜采用折线滑动法计算；
- 4 对存在多组结构面的岩质边坡，应验算受多组结构面控制的楔形岩体局部稳定性（滑动或者崩塌）；可配合赤平投影法和实体比列投影法分析；
- 5 当边坡破坏机理复杂时，宜结合数值分析法进行分析；
- 6 对土岩组合边坡，应分别验算土体和岩体的稳定性及边坡沿土岩结合面的稳定性。

7.2.5 采用圆弧滑动法计算时应按本标准附录 J 第 J.1 节规定计算。计算时，一般黏性土可采用三轴固结不排水剪或直剪固结快剪强度指标，对饱和软黏土宜采用三轴不固结不排水剪、直剪快剪或十字板剪切试验强度指标，对粉土、砂土、碎石土宜采用有效应力强度指标。

7.2.6 采用平面滑动法时，边坡稳定安全系数可按式计算（图 7.2.6）：

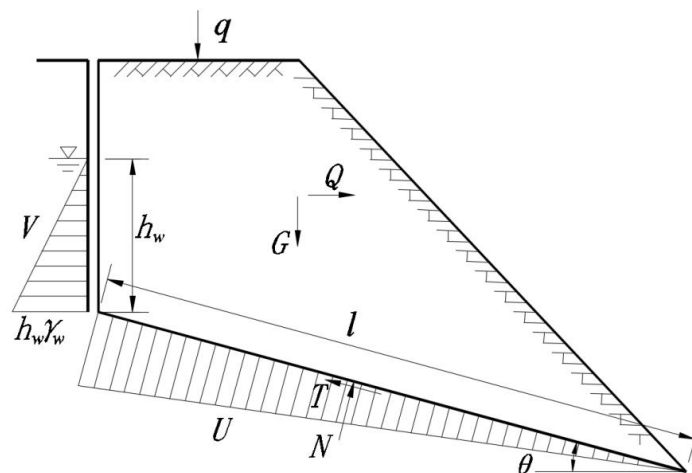


图 7.2.6 平面滑动边坡计算简图

$$K_s = \frac{[(G+q)\cos\theta - Q\sin\theta - V\sin\theta - U]\tan\varphi + cl}{(G+q)\sin\theta + Q\cos\theta + V\cos\theta} \quad (7.2.6-1)$$

$$V = \frac{1}{2}\gamma_w h_w^2 \quad (7.2.6-2)$$

$$U = \frac{1}{2}\gamma_w h_w l \quad (7.2.6-3)$$

式中： K_s ——边坡稳定安全系数；

G ——滑体单位宽度自重 (kN/m)；

q ——滑体单位宽度竖向附加荷载 (kN/m)；方向指向下方时取正值，指向上方时取负值；

Q ——滑体单位宽度水平地震荷载 (kN/m)；方向指向坡外， $Q = G\alpha_w$ ；

α_w ——综合水平地震影响系数，按本标准附录表 J.1.2 确定；

U ——滑体单位宽度总水压力 (kN/m)；

V ——后缘陡倾裂隙面上的单位宽度总水压力 (kN/m)；

θ ——结构面的倾角 (°)；

φ ——结构面的内摩擦角 (°)；

c ——结构面的黏聚力 (kPa)；

l ——滑面长度 (m)；

h_w ——后缘陡倾裂隙充水高度 (m)，根据裂隙情况及汇水条件确定；

γ_w ——水的重度，取 10kN/m^3 。

7.2.7 采用折线滑动法时，滑坡推力可按式计算 (图 7.2.7)：

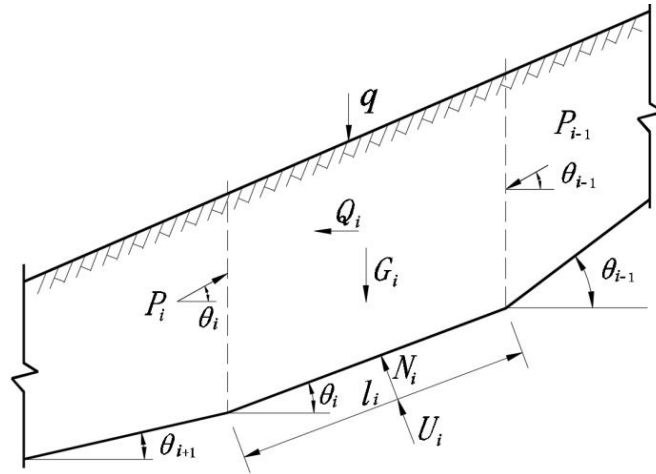


图 7.2.7 折线形滑面边坡传递系数法计算简图

$$P_n = 0 \quad (7.2.7-1)$$

$$P_i = P_{i-1}\psi_{i-1} + T_i - R_i / K_s \quad (7.2.7-2)$$

$$\psi_{i-1} = \cos(\theta_{i-1} - \theta_i) - \sin(\theta_{i-1} - \theta_i) \tan \varphi_i / K_s \quad (7.2.7-3)$$

$$T_i = (G_i + q) \sin \theta_i + Q_i \cos \theta_i \quad (7.2.7-4)$$

$$R_i = c_i l_{i+1} [(G_i + q) \cos \theta_i - Q_i \sin \theta_i - U_i] \tan \varphi_i \quad (7.2.7-5)$$

式中： P_n ——第 n 条块单位宽度剩余下滑力 (kN/m)，其作用点取滑体厚度的 1/2 处；

P_i ——第 i 计算条块与第 $i+1$ 计算条块单位宽度剩余下滑力 (kN/m)；当 $P_i < 0$

($i < n$) 时取 $P_i = 0$ ；

T_i ——第 i 计算条块单位宽度重力及其他外力引起的下滑力 (kN/m)；

R_i ——第 i 计算条块单位宽度重力及其他外力引起的抗滑力 (kN/m)；

ψ_{i-1} ——第 $i-1$ 计算条块对第 i 计算条块的传递系数。

7.2.8 当计算的边坡稳定安全系数小于表 7.2.8 规定的数值或按表 7.2.8 的数值计算的滑坡推力大于零时，应对边坡进行治理或采取支挡措施。

表 7.2.8 边坡稳定安全系数

边坡工程安全等级		一级	二级	三级
计算工况				
永久边坡	一般工况	1.35	1.30	1.25
	地震工况	1.15	1.10	1.05
临时边坡		1.25	1.20	1.15

注：1 表中地震工况的安全系数仅适用于塌滑区内无重要建构筑物的边坡；

2 对地质条件很复杂或破坏后果极严重的边坡工程，其稳定安全系数应适当提高。

7.2.9 边坡土质均匀良好、地下水贫乏、无不良地质现象，人工边坡坡率可按表 7.2.9-1 确定；无外倾结构面的岩质边坡坡率可按表 7.2.9-2 确定。

表 7.2.9-1 土质边坡坡率允许值

边坡土体类别	状态	坡率允许值（高宽比）	
		坡高小于 5m	坡高 5m~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
黏性土	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

	硬可塑	1: 1.25~1: 1.50	1: 1.50~1: 1.75
--	-----	-----------------	-----------------

注: 1 表中碎石土的充填物为坚硬或硬塑状态的黏性土;

2 对于砂土或充填物为砂土的碎石土, 其边坡坡率允许值应按自然休止角确定。

表 7.2.9-2 岩质边坡坡率允许值

边坡岩体类型	风化程度	坡率允许值 (高宽比)		
		坡高小于 8m	坡高 8m~15m	坡高 15m~25m
I 类	微风化	1: 0.0~1: 0.1	1: 0.1~1: 0.15	1: 0.15~1: 0.25
	中等风化	1: 0.1~1: 0.15	1: 0.15~1: 0.25	1: 0.25~1: 0.35
II 类	微风化	1: 0.1~1: 0.15	1: 0.15~1: 0.25	1: 0.25~1: 0.35
	中等风化	1: 0.15~1: 0.25	1: 0.25~1: 0.35	1: 0.35~1: 0.50
III 类	微风化	1: 0.25~1: 0.35	1: 0.35~1: 0.50	
	中等风化	1: 0.35~1: 0.50	1: 0.50~1: 0.75	
IV 类	中等风化	1: 0.50~1: 0.75	1: 0.75~1: 1.0	
	强风化	1: 0.75~1: 1.0		

注: 1、表中边坡岩体类型按现行《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 划分;

2、全风化的岩质边坡应根据风化物的性质按土质边坡确定允许坡率值。

7.3 重力式挡土墙

7.3.1 重力式挡土墙应根据使用要求、地形地质条件和施工条件等因素综合确定采用直立、仰斜、俯斜或衡重等型式。

7.3.2 作用于挡土墙的侧向岩土压力可采用库伦理论或朗肯土压力理论计算。当需要严格控制支挡结构的水平位移时, 宜采用静止土压力计算; 侧向总岩土压力可采用岩土总压力公式直接计算或按岩土压力公式求和计算, 侧向岩土压力分布应根据挡土墙类型确定。

7.3.3 静止土压力可按式 (7.3.3) 计算:

$$e_{0ki} = \left(\sum \gamma_i h_i + q \right) K_{0i} \quad (7.3.3)$$

式中: e_{0ki} ——计算点处的静止土压力 (kN/m^2);

γ_i ——计算点以上第 i 层土的重度 (kN/m^3);

h_i ——计算点以上第 i 层土的厚度 (m);

q ——坡顶附加均布荷载 (kN/m^2);

K_{0i} ——计算点处的静止土压力系数, 宜由试验确定。当无试验资料时, 对砂土可取 0.34~0.45, 对黏性土可取 0.5~0.7。

7.3.4 对于土质边坡的挡土墙, 根据平面滑裂面假定 (图 7.3.4), 主动土压力合力可按式 (7.3.4-1) 计算:

$$E_a = \frac{1}{2} \psi_a \gamma H^2 K_a \quad (7.3.4-1)$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin^2(\alpha + \beta - \varphi - \delta)} \left\{ K_q [\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha - \delta) + \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)] + 2\eta \sin \alpha \cos \varphi \cos(\alpha + \beta - \varphi - \delta) - 2\sqrt{K_q \sin(\alpha + \beta) \sin(\varphi - \beta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi} \times \sqrt{K_q \sin(\alpha - \delta) \sin(\varphi + \delta) + \eta \sin \alpha \cos \varphi} \right\} \quad (7.3.4-2)$$

$$K_q = 1 + \frac{2q \sin \alpha \cos \beta}{\gamma H \sin(\alpha + \beta)} \quad (7.3.4-3)$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma H} \quad (7.3.4-4)$$

式中： E_a ——主动土压力合力 (kN/m)；

K_a ——主动土压力系数；

ψ_a ——主动土压力增大系数，挡土墙高度小于 5m 时宜取 1.0，高度 5m~8m 时宜取

1.1，高度大于 8m 时宜取 1.2；

H ——挡土墙高度 (m)；

γ ——填土重度 (kN/m³)；

c ——土的黏聚力 (kPa)；

φ ——土的内摩擦角 (°)；

q ——地表均布荷载 (kN/m²)；

δ ——土对挡土墙墙背的摩擦角 (°)；可按表 7.3.4 选用；

β ——填土表面与水平面的夹角 (°)；

α ——墙背与水平面的夹角 (°)；

θ ——滑裂面与水平面的夹角 (°)。

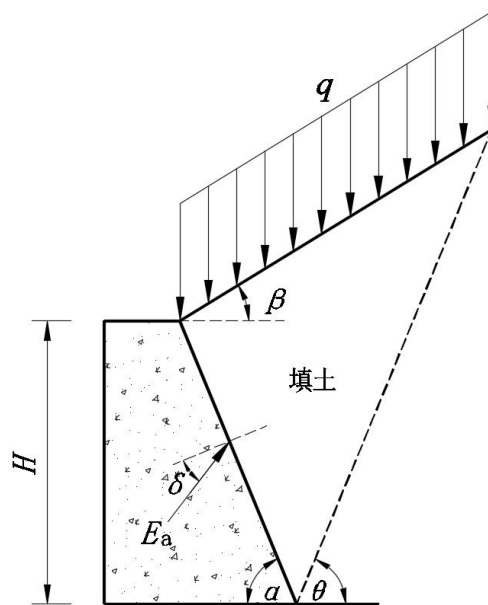


图 7.3.4 土压力计算

表 7.3.4 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	$(0 \sim 0.33) \varphi$
墙背粗糙, 排水良好	$(0.33 \sim 0.50) \varphi$
墙背很粗糙, 排水良好	$(0.50 \sim 0.67) \varphi$
墙背与填土间不可能滑动	$(0.67 \sim 1.00) \varphi$

7.3.5 当墙背直立光滑、填体表面水平时, 主动土压力强度和被动土压力强度也可按朗肯土压力公式计算。

7.3.6 当挡土墙后土体破裂面以内有较陡的稳定岩石坡面时, 应视为有限范围填土情况计算主动土压力 (图 7.3.6)。主动土压力合力可按下列公式计算:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (7.3.6-1)$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha + \theta) \sin(\theta - \delta_r)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta + \theta - \delta_r) \sin(\theta - \beta)} \quad (7.3.6-2)$$

式中: θ ——稳定岩石坡面的倾角 ($^\circ$);

δ_r ——稳定且无软弱层的岩石坡面与填土间的摩擦角 ($^\circ$), 宜根据试验确定。当无试验资料时, 可取 $\delta_r = 0.33 \varphi$, φ 为填土的内摩擦角。

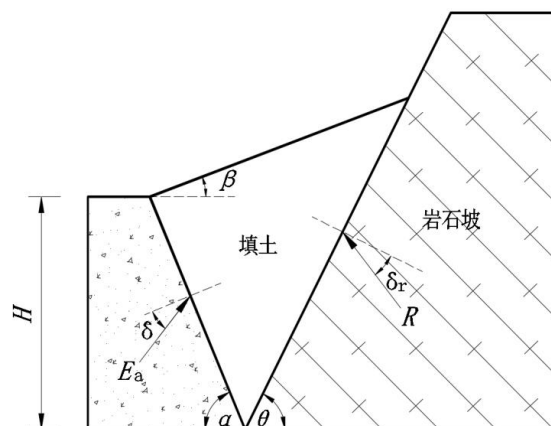


图 7.3.6 有限范围填土土压力计算

7.3.7 对于岩质边坡, 当无外倾结构面时, 应以岩体等效内摩擦角按侧向土压力方法计算侧向岩石压力。等效内摩擦角按表 7.3.7 选用。破裂角按 $(\beta + \varphi_e)/2$ 确定。 β 为边坡倾角。

表 7.3.7 边坡岩体等效内摩擦角标准值

边坡岩体类型	I	II	III	IV
等效内摩擦角 φ_e	$\varphi_e > 72^\circ$	$72^\circ \geq \varphi_e > 62^\circ$	$62^\circ \geq \varphi_e > 52^\circ$	$52^\circ \geq \varphi_e > 42^\circ$

注: 1 表中数据适用于高度为不大于 30m 的边坡, 当高度大于 30m 时, 应做专门论证;

- 2 边坡高度较大时宜取较小值，高度较小时宜取较大值；当边坡岩体变化较大时，应按同等高度段分别取值；
- 3 表中数据已考虑时间效应，对于Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ类岩质临时边坡可取表中上限值，Ⅰ类岩质临时边坡可在72°的基础上根据岩体完整程度的差异乘以不同的增大系数；
- 4 表中数值适用于完整、较完整的岩体；破碎、较破碎的岩体可在表中数值的基础上适当折减。

7.3.8 对于沿外倾结构面滑动的岩质边坡，其主动岩石压力合力可按式计算：

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (7.3.8-1)$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta + \theta - \varphi_s) \sin(\theta - \beta)} \times [K_q \sin(\alpha + \theta) \sin(\theta - \varphi_s) - \eta \sin \alpha \cos \varphi_s] \quad (7.3.8-2)$$

$$\eta = \frac{2c_s}{\gamma H} \quad (7.3.8-3)$$

式中： θ ——外倾结构面倾角（°）；

c_s ——边坡外倾结构面黏聚力（kPa）；

φ_s ——边坡外倾结构面内摩擦角（°）；

K_q ——系数，按公式（7.3.4-3）计算；

δ ——岩石与挡土墙背的摩擦角（°），取（0.33~0.50） φ_s ，当有多组外倾结构面时，应计算每组结构面的主动岩石压力并取其大值。

7.3.9 考虑地震作用时，地震土压力计算应符合现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB50191的规定。

7.3.10 重力式挡土墙设计计算应符合下列规定：

- 1 整体稳定性可采用圆弧滑动法按本标准附录J第J.1节进行验算。
- 2 抗倾覆验算按本标准附录J第J.2.5条执行；
- 3 抗滑移验算按本标准附录J第J.5.2条执行；
- 4 挡土墙基础埋深及地基承载力计算，除应符合本标准5.2节的规定外，挡土墙基底压力的合力对基底中心的偏心距不应大于挡土墙底宽的0.25倍；
- 5 墙身结构强度计算应符合现行有关标准规定。

7.3.11 重力式挡土墙的侧向位移量可参照类似工程经验估算，亦可采用有限元分析计算或按式（7.3.11）计算刚性挡土墙的墙顶位移量（图7.3.11）。

$$Y_0 = \frac{(s_1 - s_2)}{b'} H \quad (7.3.11)$$

式中： Y_0 ——墙顶水平位移（mm），其计算值不宜超过2.5%H；

H ——由挡土墙基底至挡土墙顶的高度（m）；

b' ——挡土墙基础底面边缘的最小压力值到墙趾的距离（m），当 $e \leq b/6$ 时， $b' = b$ ；
当 $e > b/6$ 时， $b' = 3a$ ；

s_1 ——挡土墙基础底面边缘的最大压力值对应的沉降量 (mm)，采用本标准第 5.3.4 条计算；

s_2 ——挡土墙基础底面边缘的最小压力值对应的沉降量 (mm)，采用本标准第 5.3.4 条计算。

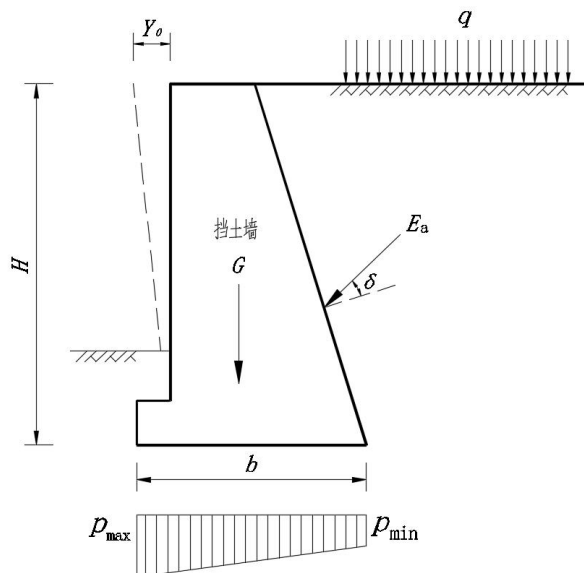


图 7.3.11 重力式挡土墙位移计算示意

7.3.12 重力式挡土墙的构造设计应符合下列规定：

- 1 衡重力式挡土墙墙高不宜大于 12.0m，其他形式挡土墙墙高不宜大于 8.0m；
- 2 重力式挡土墙可在基底设置凸榫或逆坡以提高挡土墙抗滑稳定性。对于土质地基，基底逆坡坡度不宜大于 1: 10；对于岩石地基，基底逆坡坡度不宜大于 1: 5；
- 3 重力式挡土墙的墙体可采用块石、条石或混凝土，块石、条石的强度等级不应低于 MU30，砂浆强度等级不应低于 M10，素混凝土强度等级不应低于 C25；
- 4 块石、条石挡墙墙顶宽度不宜小于 400mm，素混凝土挡墙墙顶宽度不宜小于 200mm；
- 5 挡土墙基底纵坡坡度不宜大于 5%，当大于 5%时，应在纵向将基础做成台阶状。台阶高度不宜大于 0.5m；
- 6 重力式挡土墙纵向伸缩缝间距宜为 10m~20m，在地基性状显著变化或挡土墙高度剧烈变化处应设沉降缝；且沉降缝与伸缩缝宜合并设置。伸缩缝、沉降缝宽宜为 20mm~30mm，缝中应填塞沥青麻筋或其他有弹性的防水材料，填塞深度不应小于 150mm。在挡土墙拐角处，应采取加强的构造措施；

7.4 悬臂式、扶壁式挡土墙

7.4.1 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙适用于填方边坡。悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙结构应采用现浇钢筋混凝土结构。

7.4.2 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙的侧向主动土压力可用墙踵下缘与墙顶内缘的连线作

为假想墙背按库伦理论计算，当验算出现第二破裂面时，宜按第二破裂面法进行计算，第二破裂面上的摩擦角应取填土的内摩擦角，侧向主动土压力也可用通过墙踵的竖向面作为假想墙背按朗肯理论计算。

7.4.3 悬臂式和扶壁式设计计算要求同本标准第 7.3.10 条。

7.4.4 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙的内力可根据构件边界约束条件进行简化计算，悬臂式挡土墙的立板按固定在底板的悬臂板计算，前趾板和后踵板按固定在立板的悬臂板计算；扶壁式挡土墙的立板和墙踵板按三边固定、一边自由的连续板计算，前趾板按固定在立板的悬臂板计算，扶壁按固定在底板的倒 T 形悬臂梁计算，其中立板为 T 形梁翼板，扶壁为 T 形梁的腹板。

7.4.5 悬臂式和扶壁式挡土墙的立板应进行裂缝宽度验算，裂缝宽度不应大于 0.2mm。

7.4.6 悬臂式和扶壁式挡土墙墙顶的侧向位移量可按式计算：

$$Y = Y_0 + f \quad (7.4.6)$$

式中：Y——墙顶水平位移（mm），其计算值不宜超过 4%H；

Y_0 ——地基不均匀沉降引起的墙顶水平位移（mm），可参照类似工程经验估算，亦

可采用数值分析计算或按式（7.3.11）计算刚性挡土墙的墙顶位移量进行计算；

f ——水平土压力作用下挡土墙立板在墙顶所产生的挠度（mm），按照结构力学方法根据现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算，且挠度计算值应满足挠度限值的要求。

7.4.7 钢筋混凝土悬臂式和扶壁式挡土墙的构造设计应符合下列规定：

1 悬臂式挡土墙墙高不宜大于 4.0m；

2 挡土墙的立板可采用变截面设计，立板顶端厚度不宜小于 300mm，底板厚度不应小于 200mm；

3 挡土墙的前趾板在立板外的伸出长度宜为 0.5m~1.0m。立板与底板的交界处宜设腋角，腋角高度不宜小于板厚；

4 立板在扶壁处的外伸长度，宜根据外伸悬臂梁固端弯矩与中间跨固端弯矩相等的原则确定，可取两扶壁净距的 0.35 倍左右；

5 挡土墙的混凝土强度等级不宜低于 C30，受力钢筋的直径不应小于 12mm，间距不应大于 250mm，宜采用 HRB400 钢筋，混凝土保护层厚度不应小于 40mm；

6 挡土墙纵向伸缩缝间距宜为 20m~25m，挡土墙在伸缩缝处应全部断开，扶壁式挡土墙在伸缩缝两边应设双扶壁，立板沿扶壁的伸出长度不应大于 1.0m。在地基性状变化和挡土墙高度突变处应设沉降缝，沉降缝宜与伸缩缝合并考虑。

7.4.8 当挡土墙稳定性受滑移控制时，宜在墙下设凸榫；当挡土墙稳定性受倾覆控制且墙下地基土性质较好时，可设置抗倾覆锚杆。

7.4.9 墙前、墙后填料及回填质量应符合本标准第 7.1.8 条的要求。

7.5 锚杆挡墙

7.5.1 锚杆挡墙可分为板肋式、格构式和排桩式，采用锚杆挡墙支护时，应考虑下列因素：

- 1 有外倾结构面的岩质边坡、施工期间开挖不能保证稳定的边坡以及坡顶附近有建（构）筑物需要保护的边坡宜采用排桩式锚杆挡墙；
- 2 施工期间稳定较好的边坡宜采用板肋式或格构式锚杆挡墙；
- 3 高度较大的土质边坡、挡墙变形有控制要求的边坡，宜采用预应力锚杆挡墙；
- 4 采用锚杆挡墙时，其锚固段不应设置在未经处理的有机土、液限大于 50% 的土、相对密度小于 0.30 的松散砂土或碎石土以及新近填土中；
- 5 高度较大的新填方边坡不宜采用锚杆挡墙。

7.5.2 锚杆挡墙侧向岩土压力分布，应考虑锚杆层数、挡土墙位移、支挡结构刚度和施工方法等因素确定，对填方式锚杆挡墙或单排锚杆的土层锚杆挡墙的侧压力可近似按库伦理论简化为三角形分布；对岩质边坡以及坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土类边坡，当采用逆作法施工的、柔性结构的多层锚杆挡墙时，侧压力分布可近似按图 7.5.2 确定，图中 e_{hk} 按下式计算：

$$\text{对岩质边坡: } e_{hk} = \frac{E_{hk}}{0.9H} \quad (7.5.2-1)$$

$$\text{对土质边坡: } e_{hk} = \frac{E_{hk}}{0.875H} \quad (7.5.2-2)$$

式中： e_{hk} ——侧向岩土压力水平分布力（kN/m²）；

E_{hk} ——侧向岩土压力合力水平分力（kN/m），按本标准第 7.3 节有关规定计算；

H ——挡墙高度（m）。

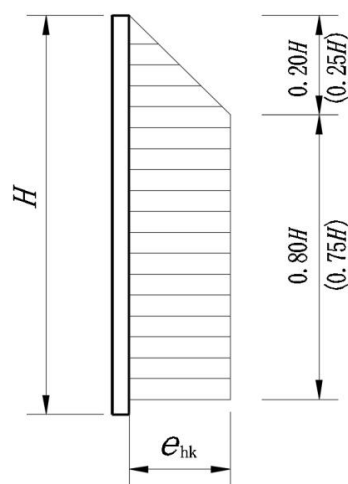


图 7.5.2 锚杆挡墙侧压力分布图（扩号内数值适用于土质边坡）

7.5.3 对板肋式和排桩式锚杆挡墙，立柱荷载应取立柱受荷范围内的最不利荷载组合值。锚杆支点力及竖向支护结构的内力和变形应按弹性支点法计算。

7.5.4 当锚固点变形较小时，钢筋混凝土格构式锚杆挡墙可简化为支撑在锚固点上的井字梁进行内力计算；当锚固点变形较大时，应考虑变形对格构式挡墙内力的影响。

7.5.5 根据挡板与立柱联结构造的不同，挡板可简化为支撑在立柱上的水平连续板、简支板或双铰拱板；设计荷载可取板所处位置的岩土压力值。岩质边坡挡墙或坚硬、硬塑状黏土和密实、中密砂土等且排水良好的挖方土质边坡挡墙，可根据当地工程经验考虑支撑挡板的两立柱间土体的卸荷拱效应。

7.5.6 锚杆设计应符合下式要求:

1 锚杆的轴向拉力标准值应符合下式要求:

$$\frac{R_k}{N_{ak}} \geq K_b \quad (7.5.6-1)$$

式中: R_k ——锚杆极限抗拔承载力标准值 (kN);

N_{ak} ——锚杆轴向拉力标准值 (kN); 作为抗浮构件时, 亦称抗拔承载力特征值;

K_b ——安全系数 (kN); 安全等级为一级、二级、三级的永久性边坡工程, K_b 分别不小于 2.2、2.0、1.8;

2 锚杆的轴向拉力标准值和轴向拉力设计值应按下式计算:

$$N_{ak} = \frac{H_{tk}}{\cos \alpha} \quad (7.5.6-2)$$

$$N_a = \gamma_0 \gamma_F N_{ak} \quad (7.5.6-3)$$

式中: H_{tk} ——锚杆所受水平拉力标准值 (kN), 由挡土结构弹性支点法分析确定;

α ——锚杆倾角 ($^\circ$);

N_a ——锚杆所受轴向拉力设计值;

γ_F ——荷载分项系数, 永久性锚杆取 1.35, 临时性锚杆取 1.25;

γ_0 ——重要性系数, 安全等级为一级取 1.1, 二、三级取 1.0。

3 锚杆 (索) 钢筋截面面积应满足式 (7.5.6-4) 的要求:

$$A_s \geq \frac{N_a}{\xi f_y (f_{py})} \quad (7.5.6-4)$$

式中: A_s ——锚杆钢筋或预应力锚索截面面积 (m^2);

f_y 、 f_{py} ——普通钢筋或预应力钢绞线抗拉强度设计值 (kPa);

ξ ——锚筋抗拉工作条件系数, 永久性锚杆取 0.72, 临时性锚杆取 1.0。

7.5.7 下列情况下锚杆极限抗拔承载力标准值应根据锚杆的基本试验确定, 锚杆试验应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 的规定:

- 1 采用新工艺、新材料或新技术的锚杆;
- 2 无锚固工程经验的岩土层内的锚杆;
- 3 安全等级为一级的边坡工程。

安全等级为二、三级时, 也可按下式估算, 但应进行锚杆验收试验:

$$R_k = \pi d \sum q_{sk,i} l_i \quad (7.5.7)$$

式中: R_k ——锚杆极限抗拔承载力标准值 (kN);

$q_{sk,i}$ ——第 i 层岩土层锚固段范围内岩土体与锚固体极限黏结强度标准值 (kPa), 可按表 7.5.7-1 和表 7.5.7-2 取值;

d ——锚杆锚固体直径 (m);

l_i ——锚杆锚固段在第 i 层岩土层中的长度 (m), 锚固段长度为锚杆在理论直线滑动面以外的长度。

表 7.5.7-1 岩石与锚固体极限黏结强度标准值

岩石类别	q_{sk} (kPa)
极软岩	270~360
软 岩	360~760
较软岩	760~1200
较硬岩	1200~1800
坚硬岩	1800~2600

- 注: 1 表中数据适用于注浆强度等级为 M30;
 2 岩体结构面发育时, 取表中下限值;
 3 表中数据仅适用于初步设计, 施工时应通过试验检验。

表 7.5.7-2 土体与锚固体极限黏结强度标准值

土的名称	土的状态或密实度	q_{sk} (kPa)	
		一次常压注浆	二次压力注浆
填土		16~30	30~45
淤泥、淤泥质土		10~20	20~30
黏性土	$I_L > 1$	18~30	25~45
	$0.75 < I_L \leq 1$	30~40	25~60
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	40~53	60~70
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	53~65	70~85
	$0 < I_L \leq 0.25$	65~73	85~100
	$I_L \leq 0$	73~90	100~130
粉土	$e > 0.90$	22~44	40~60
	$0.75 \leq e \leq 0.90$	44~64	60~90
	$e < 0.75$	64~100	80~130
粉细砂	稍密	22~42	40~70
	中密	42~63	75~110
	密实	63~85	90~130
中砂	稍密	54~74	70~100
	中密	74~90	100~130
	密实	90~120	130~170
粗砂	稍密	80~130	100~140
	中密	130~170	170~220

	密实	170~220	220~250
砾砂	中密、密实	190~260	240~290
风化岩	全风化	80~100	120~150
	强风化	150~200	200~260

注： 1 采用泥浆护壁成孔工艺时，应按表取低值后再根据具体情况适当折减；
2 采用套管护壁成孔工艺时，可取表中的高值；
3 采用扩孔工艺时，可在表中数值基础上适当提高；
4 采用击入式钢管土钉时，取表中低值；
5 当砂土中的细粒含量超过总质量的 30% 时，按表取值后应乘以 0.75 的系数；
6 对有机质含量为 5%~10% 的有机质土，应按表取值后适当折减；
7 当锚杆锚固段长度大于 16m 时，应对表中数值适当折减。

7.5.8 对于土质类边坡，锚杆挡墙整体稳定性验算采用圆弧滑动法，按本标准附录 J 第 J.1 节有关规定执行。

7.5.9 锚杆挡墙构造设计应符合下列规定：

- 1 锚杆挡墙支护结构立柱的间距宜采用 2m~3m，锚杆上下排垂直间距宜不小于 2m；当锚杆间距小于上述规定或锚固段岩土层稳定性较差时，锚杆宜采用长短相间的方式布置；
- 2 预应力锚杆自由段长度不应小于 5m，且应超过潜在滑动面 1.5m。第一排锚杆锚固体上覆土层的厚度不宜小于 4m，上覆岩层的厚度不宜小于 2m；第一锚固点位置可设于坡顶下 1.5m~2.0m 处；锚杆的倾角宜采用 10°~35°；土层锚杆锚固段长度不应小于 4m，岩层锚杆锚固段长度不应小于 3m 且不宜大于 8m；
- 3 锚杆布置应尽量与边坡走向垂直，并应与结构面呈较大倾角相交；立柱位于土层时宜在立柱底部附近设置锚杆；
- 4 立柱、挡板和格构梁的混凝土强度等级不应小于 C30；
- 5 立柱的截面尺寸除应满足强度、刚度和抗裂要求外，还应满足挡板（或拱板）的支座宽度、锚杆钻孔和锚固等要求。肋柱截面宽度不宜小于 300mm，截面高度不宜小于 400mm；钻孔桩直径不宜小于 500mm，人工挖孔桩直径不应小于 800mm；
- 6 立柱基础应置于稳定的地层内，可采用独立基础、条形基础或桩基础等形式；
- 7 对永久性边坡，现浇挡板和拱板厚度不宜小于 200mm；
- 8 锚杆挡墙立柱宜对称配筋；当第一锚固点以上悬臂部分内力较大或柱顶设单锚时，可根据立柱的内力包络图采用不对称配筋作法；
- 9 格构梁截面尺寸应按强度、刚度和抗裂要求计算确定，且格构梁截面宽度和截面高度均不宜小于 300mm；
- 10 锚杆挡墙现浇混凝土构件的伸缩缝间距宜为 20m~25m；
- 11 锚杆挡墙立柱的顶部宜设置钢筋混凝土压顶梁，宜在适当高度处设置连系梁。

7.5.10 永久性锚杆的防腐蚀处理应符合下列规定：

- 1 非预应力锚杆的自由段位于岩土层中时，可采用除锈、刷沥青船底漆、沥青玻纤布缠裹二层进行防腐蚀处理；
- 2 对采用钢绞线、精轧螺纹钢制作的预应力锚杆（索），其自由段可按本条 1 款进行防腐蚀处理后装入套管中；自由段套管两端 100mm~200mm 长度范围内用黄油充填，外绕扎工程胶布固定；
- 3 对位于无腐蚀性岩土层内的锚固段，水泥（砂）浆保护层厚度应不小于 25mm；对

位于腐蚀性岩土层内的锚固段，应采取特殊防腐蚀处理，且水泥（砂）浆保护层厚度不应小于 50mm；

4 经过防腐蚀处理后，非预应力锚杆的自由段外端应埋入钢筋混凝土构件内 50mm 以上；对预应力锚杆，其锚头的锚具经除锈、涂防腐漆三度后应采用钢筋网罩、现浇混凝土封闭，且混凝土强度等级不应低于 C30，厚度不应小于 100mm，混凝土保护层厚度不应小于 50mm。

7.6 岩质边坡锚喷

7.6.1 岩质边坡锚喷支护应符合下列规定：

1 对于属于 I、II 类的岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷支护；对于属于 III 类的岩质边坡应采用钢筋混凝土锚喷支护，且边坡高度不宜大于 15m；

2 对于具有膨胀性的岩质边坡或具有严重腐蚀性的岩土边坡不应采用锚喷支护；对于有深层外倾滑动面的岩质边坡或坡体渗水明显的岩质边坡不宜采用锚喷支护；

3 岩质边坡用系统锚杆支护后，对局部不稳定块体尚应采用锚杆加强支护。

7.6.2 岩质边坡锚喷支护时，设计计算应符合下列规定：

1 岩石侧压力分布及计算应按本标准 7.5.2 条执行；

2 系统锚杆所受水平力拉力标准值可按下列式计算：

$$H_{tk} = e_{hk} s_{xj} s_{yj} \quad (7.6.2)$$

式中： H_{tk} ——锚杆所受水平力标准值（kN）；

e_{hk} ——侧向岩土压力水平分力标准值（kN/m²）；

s_{xj} 、 s_{yj} ——锚杆的水平、垂直间距（m）。

3 锚杆计算应符合本标准第 7.5.6 条、第 7.5.7 规定。

7.6.3 岩质边坡锚喷整体稳定性验算可采用折线滑动法或直线滑动法，系统锚杆参与验算，局部不稳定加固锚杆不参与验算。

7.6.4 岩石喷锚支护构造设计应符合下列规定：

1 岩面护层可采用喷射混凝土层、现浇混凝土板或格构梁等型式。混凝土护层设计强度等级不应低于 C25；

2 锚杆布置宜采用菱形排列，也可采用行列式排列，应采用全长黏结型锚杆；

3 锚杆间距宜为 1.25m~3.00m，对 I、II 类岩质边坡间距不得大于 3m，对 III 类岩质边坡不得大于 2m；

4 喷射混凝土面层厚度不宜小于 150mm，宜采用双层配筋，钢筋的保护层厚度不应小于 25mm；

5 永久边坡的现浇板厚度宜为 200mm，应采用双层配筋，钢筋直径宜为 8mm~14mm，钢筋间距宜为 200mm~300mm。面层与锚杆应有可靠连接；

6 面层沿边坡纵向每 20m~25m 的长度分段设置竖向伸缩缝，伸缩缝处水平钢筋应断开。

7.7 加筋土挡墙

7.7.1 加筋土挡墙墙背土压力可按朗肯土压力理论计算。加筋土挡土墙整体稳定验算、抗滑移和抗倾覆稳定验算可将加筋体视为重力式挡土墙按本标准第 7.3.10 条规定执行。

7.7.2 筋材抗拉强度验算，应符合下列规定：

- 1 每层筋材均应进行验算。第 i 层筋材单位墙长所承受的水平拉力 T_i 可按下列式计算：

$$T_i = (\sigma_{zi} + \sum \sigma_{k,zi}) K_i s_y / A_r \quad (7.7.2-1)$$

式中： σ_{zi} —— zi 深度处的土的自重压力 (kPa)；

$\sum \sigma_{k,zi}$ —— zi 深度处附加荷载引起的垂直附加应力 (kPa)；

K_i —— 主动土压力系数；

A_r —— 筋材面积覆盖率。 $A_r = 1/s_x$ ；对于筋材满铺的情况取 1.0；

s_x 、 s_y —— 筋带的水平间距、垂直间距 (m)。

- 2 土压力系数计算应符合下列规定 (图 7.7.2)：

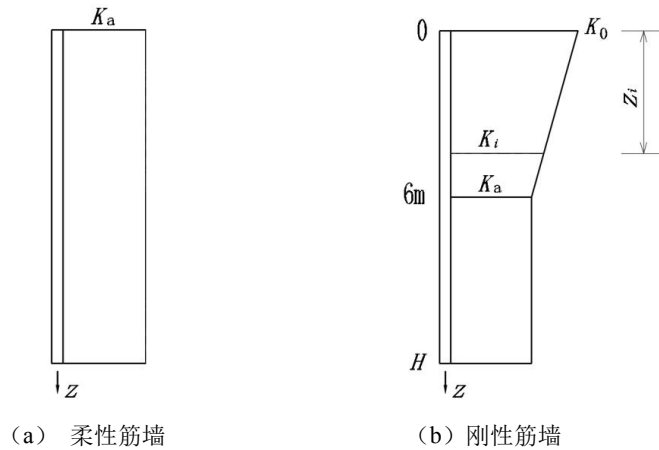


图 7.7.2 土压力分布示意图

对于柔性筋 (图 7.7.2a) $K_i = K_a$ (7.7.2-2)

对于刚性筋材 (图 7.7.2b)： $K_i = K_0 - [(K_0 - K_a)z_i]/6$ $0 < z \leq 6m$

$$K_i = K_a \quad z > 6m \quad (7.7.2-3)$$

式中： K_0 —— 静止土压力系数；

K_a ——

朗肯主动土压力系数。

- 3 T_i 应不大于筋材拉力设计值 T_a 。 T_a 值取单根筋材延伸率为 1.5%~2%时的抗拉力，且不大于极限抗拉强度的 1/4~1/5。

7.7.3 筋材抗拔稳定性验算应符合下列规定：

1 筋材抗拔承载力 T_{pi} 应根据填土破裂面以外筋材有效长度 L_{ei} （图 7.7.3）与周围土体产生的摩擦力按下式确定：

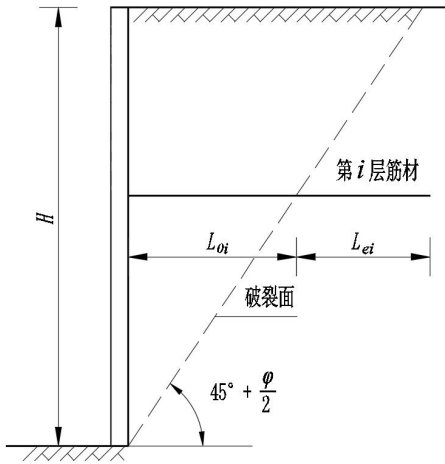


图 7.7.3 有效长度计算示意图

$$T_{pi} = 2\sigma_{zi} b L_{ei} f \tag{7.7.3-1}$$

式中： b ——筋材宽度（m）；
 L_{ei} ——筋材有效长度（m）；按破裂面以外的筋材长度确定；且最小长度不应小于 2.0m；
 f ——筋材与填料的摩擦系数，由试验确定。无试验资料时，可参照表 7.7.3 采用。

表 7.7.3 筋材与填料的摩擦系数

填料种类	黏性土	砂土	碎石土
摩擦系数	0.25~0.40	0.35~0.45	0.40~0.50

注：有肋钢带的系数可提高 0.1；墙高大于 12m 时，取低值。

2 筋材抗拔稳定性应符合下式要求：

$$T_{pi} / T_i \geq 1.5 \tag{7.7.3-2}$$

7.7.4 确定筋材长度时，第 i 层筋材长度 L_i 应按下式计算：

$$L_i = L_{0i} + L_{ei} + L_{wi} \tag{7.7.4}$$

式中： L_{0i} ——第 i 层筋材滑动面以内的长度（m）；
 L_{wi} ——第 i 层筋材端部包裹长度或与墙面连接所需长度（m），可能一端包裹，也可能两端包裹。

7.7.5 加筋土挡墙的构造设计应符合下列规定：

- 1 加筋土挡墙的墙面宜采用带企口的预制钢筋混凝土、混凝土砌块，其强度等级不宜低于 C25，单块面板的面积不宜大于 1.0m^2 ，厚度不宜小于 150mm；
- 2 筋带与面板连接的部位应坚固可靠且与筋带有相同的耐腐蚀性能；
- 3 加筋土墙面的平面线形可采用直线、折线和曲线。相邻墙面间的内夹角不宜小于 70° ；
- 4 加筋体的墙面若不是砌筑在浆砌石、混凝土构件上或地基为基岩时，均应设置宽度不小于 0.40m，厚度不小于 0.20m 的混凝土基础；
- 5 对可能危害加筋土工程的地表水和地下水，应采取适当的排水或防水措施。设计水位以下宜做成石砌或混凝土实体墙。季节性冰冻地区的加筋体应采取防冻胀措施；
- 6 斜坡上的加筋体应设宽度不小于 1m 的护脚，加筋体面板基础埋置深度从护脚顶面算起；
- 7 非浸水加筋土挡土墙，当基础埋深小于 1.25m 时，宜在墙面地表处设置宽度为 1.0m，厚度大于 0.25m 的混凝土预制块或浆砌片石防护层，其表面宜做成向外倾斜 3%~5% 的排水横坡；
- 8 加筋土挡土墙的基底不宜设置纵坡，可做成水平或结合地形做成台阶形；
- 9 多级加筋土挡土墙的平台顶部应设不小于 2% 的排水横坡，并用厚度不小于 0.15m 的 C15 混凝土板防护；当采用细粒填料时，上级墙的面板基础下应设置宽度不小于 1.0m，厚度不小于 0.50m 的砂砾或灰土垫层；
- 10 在满足抗拔稳定的前提下，筋材铺设长度不宜小于挡墙高度的 0.7 倍，有效长度不应短于 2.5m，当墙顶有超载时，筋材长度不应短于墙高的 0.8 倍；
- 11 填土材料宜选用透水性好的砂土、碎石土，采用黏性土填料时，应进行专门的现场试验，且填土的压实系数不应小于 0.94。填料的虚铺厚度、压实方式、压实能量宜通过现场试验确定，虚铺厚度不宜大于 0.5m；
- 12 土工织物包裹式加筋土挡墙，每层填料顶面土工织物的包裹长度不宜小于底层铺设长度的一半，每层包裹沿纵向每隔 2.0m 宜选用高强尼龙绳绑扎包裹层，土工织物纵向搭接长度不宜小于 500mm。

7.7.6 加筋土挡墙施工应符合下列规定：

- 1 加筋土挡墙施工时，应做好排水工作，严禁积水浸泡基底；
- 2 墙面板在吊装、运输、存放及安装过程中应有可靠的防止面板断裂、企口损坏措施；
- 3 施工过程中，应随铺设随填筑，尽量减少拉筋在阳光下直接暴晒时间；
- 4 填料应分层填筑、碾压，填料的碾压顺序应从筋带中部压向筋带尾部，再由中部压向面板，压实机械与面板距离不应小于 2m，在此范围内应采用小型夯机夯实或人工夯实。严禁施工机械在未覆盖筋材上行走。

7.8 边坡工程排水

7.8.1 边坡工程排水包括排水、截水和防渗等措施，各项措施应统一筹划，并形成相辅相成的排水防渗体系。

7.8.2 截、排水沟设计应符合下列规定：

- 1 坡顶截水沟宜结合地形进行布设，应布设在潜在滑塌区后缘之外；
- 2 坡底应设置排水沟，截水沟或坡体附近低洼处的水宜引向排水沟，排水沟的水应有效引入市政排水系统；
- 3 截、排水沟的断面尺寸应根据水文水力计算确定，也可根据设计流量按表 7.8.2 选择，沟底纵坡不宜小于 0.3%。

表 7.8.2 截、排水沟断面

排水量 (m³/h)	沟宽 (mm)	沟深 (mm)
50 以下	300	250
50~100	350	350
100~200	400	400

4 截、排水沟需进行防渗处理，砌筑砂浆强度等级不应低于 M10，块石、片石强度等级不应低于 MU30，现浇混凝土或预制混凝土强度等级不应低于 C25。沟底应铺设 200mm 厚防冻胀垫层；

5 当截、排水沟出水口处的坡面坡度大于 10%、水头高度大于 1.0m 时，可设置跌水和急流槽将水流引出坡体或引入排水系统。

7.8.3 对于地下水埋藏浅或无固定含水层的边坡宜采用渗流沟、仰斜式排水管、排水洞等措施排除坡体内的地下水。地下排水设施的设计应满足边坡稳定性要求。

7.8.4 仰斜式排水孔和泄水孔的设计应符合下列规定：

- 1 仰斜式排水孔的仰角不宜小于 6°，长度应伸至地下水富集部位或潜在滑动面；
- 2 仰斜式排水孔和泄水孔排出的水应引入排水沟，其最下一排出水口应高于排水沟设计水位顶面不小于 200mm；
- 3 仰斜式泄水孔和泄水孔直径不宜小于 100mm，间距宜为 2m~3m，并宜按梅花形布置，在地下水较丰富或有大股水流流出处，应加密加粗布置；
- 4 泄水孔进水侧应设置反滤层或反滤包，反滤层厚度不宜小于 500mm，反滤层底部应设置隔水层。

8 软弱地基

8.1 一般规定

8.1.1 当地基压缩层主要由淤泥、淤泥质土、人工填土、松散砂土或其他高压缩性土层构成时应按软弱地基进行设计。在建筑地基的局部范围内有高压压缩性土层时，应按局部软弱土层处理。

8.1.2 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、室内地坪的使用要求、地质条件及周围环境进行综合分析，确定合理的建筑措施、结构措施、基础型式、地基处理方法。

8.1.3 处理后的地基应进行地基承载力和变形评价、处理范围和有效加固深度内地基均匀性评价。复合地基应进行增强体强度及桩身完整性和单桩竖向承载力检验以及单桩或多桩复合地基载荷试验，施工工艺对桩间土承载力有影响时尚应进行桩间土承载力检验。

8.1.4 建于软弱地基上的活荷载较大的构筑物或构筑物群（如料仓，油罐等）以及底层为仓库的厂房等建筑物，使用初期应根据沉降监测情况控制加载速率，掌握加载间隔时间，或调整活荷载分布，避免过大倾斜。

8.1.5 高层建筑的独立基础不宜采用复合地基。

8.2 利用与处理

8.2.1 利用软弱土层作为持力层时，应符合下列规定：

1 淤泥和淤泥质土，当存在上覆较好土层且满足软弱下卧层承载力及变形验算要求时，可利用其上覆较好土层作为持力层；

2 冲填土、较均匀的建筑垃圾和山皮石，以及性能稳定的工业废料，当已完成自重固结、均匀性和密实度较好时，可作为轻型建筑物地基的持力层。

8.2.2 局部软弱土层、暗塘、暗沟、透镜体等，可采用换填、旋喷桩、注浆、桩基、基础梁跨越等方法处理。

8.2.3 浅埋软弱土层或局部不均匀地基的处理以及减少地基沉降的处理，可采用换填垫层法，并应符合下列要求：

1 垫层材料宜就地取材，可用砂、碎石、粉质黏土、灰土、高炉矿渣等稳定性材料；填料中不得含有有机垃圾、污染废料、冻土、湿陷性土或膨胀性土；

2 软土地基亦可在垫层内增设高强度、低徐变、耐久性较好的土工合成材料形成加筋土垫层；

3 垫层的承载力和变形模量宜通过静载荷试验确定，对于地基基础设计等级为丙级的建筑物在初步设计时，可按表 8.2.3 选用。

4 垫层厚度应通过下卧层的承载力及地基变形验算确定，下卧层承载力验算时应符合本标准 5.2.7 条有关规定。垫层厚度一般不宜小于 0.5m，也不宜大于 3.0m，用做减少地基

沉降的措施时，垫层厚度不宜小于 1.5m；垫层底宽度应满足基础底面应力扩散的要求，垫层顶宽应沿基础边外延 0.3m；

5 换填垫层处理地基的变形由垫层自身和下卧层变形组成，变形计算应符合本标准 5.3 节有关规定。

表 8.2.3 压实垫层的承载力特征值、压缩模量

换填材料	承载力特征值 f_{ak} (kPa)	压缩模量 E_s (MPa)	换填材料	承载力特征值 f_{ak} (kPa)	压缩模量 E_s (MPa)
卵石、圆砾	300~450	30~50	灰土	200~250	7~15
砂夹石	250~400	20~30	粉煤灰	120~150	8~20
中、粗、砾砂	200~300	15~25	矿渣	200~300	25~40

注：1 砂夹石是指卵石、碎石含量占全重 30%~50%的人工混合土；

2 此表适用于垫层的压实系数不小于 0.95 时；

3 原状矿渣垫层取低值，分级矿渣垫层取高值。

8.2.4 预压法适用于淤泥质土、淤泥、冲填土、素填土等软弱地基。预压荷载宜大于设计荷载，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边环境的影响。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做排水砂垫层。

8.2.5 强夯法适用于处理大面积的松散砂土、低饱和度的粉土和黏性土、湿陷性土、素填土、杂填土地基；强夯置换法适用于高饱和度的粉土与软塑~流塑状态的黏性土地基且对变形控制要求不高的工程。

8.2.6 强夯法设计应符合下列规定：

1 强夯法有效加固深度应根据现场试夯或地区经验确定，在缺少试验资料或经验时，可按表 8.2.6 进行预估。

2 夯点间距及布置方式、点夯遍数、最后两遍满夯的间歇时间和加固范围应满足下列要求：

1) 点夯的夯击数按夯沉量控制，最后两击夯沉量不宜大于下列数值：单击夯击能小于 4000 kN·m 时为 50mm；夯击能为 4000 kN·m~6000 kN·m 时为 100mm；夯击能为 6000 kN·m~8000 kN·m 时为 150mm；夯击能为 8000 kN·m~12000 kN·m 时为 200mm；大于 12000 kN·m 时为 250mm；

2) 两遍满夯之间的间歇时间可根据地基土的渗透性确定，对于渗透性较差的黏性土地基，间歇时间宜为 14 天~21 天，对于渗透性好的地基可连续夯击；

3) 夯击点的平面布置可采用等边三角形、等腰三角形或正方形，第一遍点夯间距可取夯锤直径的 2.5 倍~3.5 倍，第二遍点夯位于第一遍夯击点之间，以后各遍点夯间距逐步减小；满夯时，锤印搭接；

4) 加固范围应大于建筑物基础范围，每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的 1/2~2/3，且不应小于 3m；对可液化地基，基础边缘外的处理宽度不应小于 5m；对

湿陷性黄土地基，应符合现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 的有关规定；

表 8.2.6 强夯的有效加固深度（m）

单击夯击能（kN·m）	碎石土、砂土等粗颗粒土	粉土、粉质黏土、湿陷性黄土等细颗粒土
1000	4.0~5.0	3.0~4.0
2000	5.0~6.0	4.0~5.0
3000	6.0~7.0	5.0~6.0
4000	7.0~8.0	6.0~7.0
5000	8.0~8.5	7.0~7.5
6000	8.5~9.0	7.5~8.0
8000	9.0~9.5	8.0~8.5
10000	9.5~10.0	8.5~9.0
12000	10.0~11.0	9.0~10.0
14000	11.0~13.0	10.0~12.0
16000	13.0~13.5	12.0~12.5
18000	13.5~14.0	12.5~13.0

8.2.7 强夯置换法设计应符合下列规定：

- 1 设计前必须通过现场试验确定其适用性和处理效果；
- 2 置换墩材料应采用质地坚硬、性能稳定、无腐蚀和无污染的粗颗粒材料，且粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过 30%；
- 3 置换墩的深度应由土质条件决定，除厚层饱和粉土外，应穿透软土层，到达较硬土层上，深度不宜超过 10m；
- 4 墩间距应根据荷载大小和原土的承载力选定，当满堂布置时，宜取夯锤直径的 2 倍~3 倍，对独立基础或条形基础可取夯锤直径的 1.5 倍~2.0 倍。墩的计算直径可取夯锤直径 1.1 倍~1.2 倍；
- 5 置换墩的平面布置及置换处理范围应符合本标准 8.2.6 条第 2 款规定；
- 6 墩顶铺设厚度不小于 500mm 的压实垫层，垫层材料可与墩体相同，粒径不宜大于 100mm；

8.2.8 碎（砂）石桩法适用于松散砂土、粉土、黏性土和填土地基，也可用于液化地基的处理，碎（砂）石桩法施工可采用振冲法或沉管法。

对不排水抗剪强度不小于 20kPa 的饱和黏性土和饱和黄土地基，应在施工前通过现场试验确定振冲法的适用性，不加填料振冲加密适用于处理黏粒含量不大于 10% 的粉细砂、中

砂、粗砂地基。

8.2.9 碎（砂）石桩法复合地基设计应符合下列规定：

1 碎（砂）石桩的复合地基承载力特征值宜通过现场复合地基载荷试验确定，初步设计时，也可按下式进行估算：

$$f_{\text{spk}} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{\text{sk}} \quad (8.2.9-1)$$

式中： f_{spk} ——复合地基承载力特征值（kPa）；

f_{sk} ——基础底面下桩间土天然地基承载力特征值（kPa）；

R_a ——单桩竖向承载力特征值（kN）；

A_p ——桩的截面积（m²）；

m ——桩土面积置换率， $m = \frac{d^2}{d_e^2}$ ；

d ——桩直径（m）；

d_e ——等效圆直径（m）；等边三角型布置时， $d_e = 1.05s$ ；正方形布置时，

$d_e = 1.13s$ ；矩形布置时， $d_e = 1.13\sqrt{s_1s_2}$ ， s 、 s_1 、 s_2 分别为桩间距、纵向桩间距和横向桩间距；

β ——桩间土承载力发挥系数，取 1.0。

2 对于粉土和砂土地基，碎（砂）石桩桩距应根据要求达到的密实度和孔隙比确定，并不宜大于桩径的 4.5 倍，可取 1.3m~3.0m；对于黏性土地基应根据要求达到的承载力由置换率确定，且不宜大于桩径的 3 倍；

3 对于主要以变形控制的工程，应以相对硬层埋深或按建筑地基变形允许值确定桩长，对于消除液化的地基，桩长应按要求的液化处理深度确定，桩长不宜小于 4m；

4 地基处理范围宜在基础外缘扩大 1 排~2 排桩；当要求消除地基液化时，在基础外缘扩大宽度不应小于基底下可液化土层厚度的 1/2，且不应小于 5m。

8.2.10 水泥土搅拌法适用于处理正常固结的淤泥与淤泥质土、粉土、黏性土、素填土、老填土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基。

水泥土搅拌法用于处理泥炭土、有机质土、PH 值小于 4 的酸性土、塑性指数大于 25 的黏土，或在腐蚀性环境中以及无工程经验的地区使用时，必须通过现场和室内试验确定其适用性。

8.2.11 水泥搅拌桩复合地基设计应符合下列规定：

1 复合地基承载力特征值宜通过现场单桩或多桩复合地基载荷试验确定，初步设计时也可按本标准公式（8.2.9-1）估算，当桩端土承载力大于桩周土承载力平均值时，公式中桩间土承载力发挥系数 β 可取 0.1~0.4，差值大时，取低值，当桩端土承载力小于或等于桩周土承载力平均值时， β 可取 0.5~0.9，差值大时取高值；

2 单桩竖向承载力特征值应通过现场载荷试验确定，初步设计时可按下列两式估算，并取其中较小值：

$$R_a = 0.25 f_{cu} A_p \quad (8.2.11-1)$$

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + \alpha q_p A_p \quad (8.2.11-2)$$

式中： f_{cu} ——与桩身混凝土配比相同的室内加固土试块（边长为 70.7mm 的立方体）在标准养护条件下 90d 龄期的立方体抗压强度平均值（kPa）；

n ——桩长范围内所划分的土层数；

l_i ——桩周第 i 层土厚度（m）；

q_{si} ——桩周第 i 层土摩阻力特征值（kPa），可按本标准附录 H 选用；

q_p ——桩端土天然地基承载力特征值（kPa）；

α ——桩端土的承载力发挥系数，取 0.4~0.6，承载力高时取低值。

3 竖向承载搅拌桩可只在基础平面范围内布置；独立基础下布桩数量不宜小于 4 根；

4 固化剂宜选用强度等级为 32.5 级以上的水泥，水泥掺入比不宜小于 15%，水灰比宜为 0.5~0.6。

8.2.12 旋喷桩法适用于处理淤泥、淤泥质土、流塑~可塑状态黏性土、粉土、松散砂土、碎石土、黄土、素填土等地基，也可采用旋喷桩仅对软弱夹层进行加固处理，但对于水下砂土、碎石土或有机质含量较高的土层时，应根据现场试验结果确定其适宜性和加固效果。

8.2.13 旋喷桩复合地基设计应符合下列规定：

1 复合地基承载力特征值宜通过现场复合地基载荷试验确定，初步设计时，也可按本标准公式（8.2.9-1）估算，公式中桩间土承载力发挥系数 β 可取 0.1~0.5，天然地基承载力较低时取低值；

2 单桩竖向承载力特征值可按本标准第 8.2.11 条第 2 款估算，其中 f_{cu} 为 28d 龄期的混凝土立方体试块抗压强度平均值，桩端土承载力发挥系数 α 可取 1.0；

3 旋喷桩平面布置可根据上部结构和基础特点确定，独立基础下的桩数一般不宜少于 4 根；

4 旋喷桩加固体强度及桩径应通过现场试验确定；

5 注浆用水泥应采用强度等级为 32.5 级以上水泥，可根据需要加入适量外加剂，外加剂用量应通过试验确定，水泥浆液水灰比宜取 1.0。每延米水泥用量不宜小于 150kg。

8.2.14 刚性桩法泛指采用 CFG 桩、素混凝土桩、预制管（方）桩等桩身强度较高的桩作为增强体的地基加固方法。刚性桩法适用于处理黏性土、粉土、砂土和填土等地基；刚性桩可与散体材料桩或柔性桩组合形成多桩型复合地基。

8.2.15 刚性桩复合地基设计应符合下列规定：

1 复合地基承载力特征值宜通过现场单桩或多桩复合地基载荷试验确定，初步设计时也可按本标准公式（8.2.9-1）估算，公式中桩间土承载力发挥系数 β 可取 0.75~0.95，天然地基承载力较高时取大值；

2 单桩竖向承载力特征值宜通过现场载荷试验确定，无试验资料时可按本标准 8.2.11 条第 2 款估算，公式中 f_{cu} 取桩身混凝土标准养护 28d 立方体抗压强度平均值，桩端土承载

力发挥系数 α 可取 1.0, q_p 为桩端端阻力特征值, 可按本标准附录 H 选用;

3 刚性桩可只在基础范围内布置, 桩径宜取 300mm~600mm; 独立基础下布桩数量不宜少于 3 根;

4 当桩长范围内有淤泥、淤泥质土、承压含水层、易液化土层或地下水位强烈变化的场地宜采用预制桩作为增强体。

8.2.16 注浆法适用于砂土、粉土、黏性土和一般填土层, 也可用于防渗堵漏、局部或既有建筑物地基加固和控制地层沉降等。对于地下水流速过大的工程应慎重应用。注浆法必须通过现场试验确定注浆参数。

8.2.17 注浆法设计应符合下列规定:

1 对软弱土处理, 可选用以水泥为主剂的浆液, 也可选用水泥和水玻璃的混合浆液, 在有地下水流动的情况下, 不应采用单液水泥浆液;

2 注浆孔间距可取 1.0m~2.0m, 并应能使被加固土体在平面和深度范围内连成一个整体; 注浆点上覆土层厚度应大于 2m;

3 注浆量应通过现场试验确定, 初步设计时也可通过浆液注入率计算确定, 在黏性土地基中, 浆液注入率宜为 15%~20%;

4 对劈裂注浆的注浆压力, 在砂土中, 宜选 0.2MPa ~0.5MPa; 在黏性土中, 宜选 0.2MPa ~0.3MPa。对压密注浆, 当采用水泥砂浆时, 塌落度宜为 25mm~75mm, 注浆压力为 1MPa~7MPa, 塌落度较小时, 注浆压力可取上限值。当采用水泥-水玻璃双液快凝浆液时, 注浆压力应小于 1MPa 。

8.2.18 处理地基施工前, 应通过现场试验确定地基处理方法的适用性和处理效果; 当处理地基施工采用振动或挤土方法施工时, 应采取措施控制振动和侧向挤压对邻近建(构)筑物和周边环境产生有害影响。

8.2.19 复合地基褥垫层的设置应符合下列规定:

1 刚性桩复合地基褥垫层应采用级配砂石, 最大粒径不大于 30mm, 厚度宜取增强体直径的二分之一, 夯填度不应大于 0.9;

2 对散体材料桩复合地基, 垫层可采用增强体材料, 厚度宜为 300mm~500mm, 夯填度不应大于 0.85;

3 对水泥土桩复合地基可不设褥垫层。

8.3 建筑措施

8.3.1 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。

8.3.2 沉降缝的设置应符合下列规定:

1 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较大, 能产生地基较大不均匀变形处;
 - 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。
- 2 沉降缝应有足够的宽度, 沉降缝宽度可按表 8.3.2 选用。

表 8.3.2 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

8.3.3 相邻建筑物基础间的净距, 可按表 8.3.3 选用。

表 8.3.3 相邻建筑物基础间的净距 (m)

被影响建筑的长高比 影响建筑的平均 沉降量 S (mm)	$2.0 \leq \frac{L}{H_f} < 3.0$	
	$3.0 \leq \frac{L}{H_f} < 5.0$	
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比为 $1.5 < L/H_f \leq 2.0$ 时, 表中距离可适当缩小;
- 3 当采取维护措施, 确保基础间无相互影响时, 可不受此表限制。

8.3.4 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。

8.3.5 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。

8.4 结构措施

8.4.1 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、自重轻的基础形式;
- 3 同一结构单元宜采用同一类型基础;同一结构单元的基础宜设置在同一标高和性质一致的土层上;

- 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。

8.4.2 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。

8.4.3 对于砌体承重结构的房屋,宜采用下列措施增加整体刚度和承载力:

- 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 $2.5 < L/H_f \leq 3.0$ 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承载力。当 $L/H_f > 3.0$ 时宜在房屋适当部位设置沉降缝。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 宜采用钢筋混凝土条形基础,墙体内宜设置钢筋混凝土圈梁或钢筋砖圈梁;

- 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。

8.4.4 圈梁应按下列要求设置:

- 1 砌体结构房屋应层层设置圈梁,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。

8.4.5 多层框架及框架剪力墙结构房屋,当地基主要受力层范围内有软弱黏性土,液化土层,严重不均匀土层以及相邻柱基荷载差异较大时,独立基础之间应设拉梁。拉梁设计应符合本标准 9.1.5 条规定。

8.5 施工措施

8.5.1 基底以上 300mm 的土体应采用人工清理,避免机械开挖对地基的扰动。

8.5.2 禁止长时间在地基局部集中堆放大量建筑材料。

8.5.3 机械开挖时,不得损坏复合地基加强体,若发生桩头破损或断桩,应采用补强措施。

8.5.4 对于挤密桩复合地基,随着挤密桩的陆续完成,尽快清除保护层及松散土体,尽早浇筑混凝土垫层及上部基础,避免桩顶长时间暴露产生鼓胀而降低桩间土的挤密效果。

8.5.5 禁止在复合地基上铺路运送建筑材料,必要时可采取铺设专用通道,加高路基,降低对地基土的扰动强度。

8.5.6 对荷载差异较大建筑物,宜先建荷载大的部分,后建荷载小的部分。同一建筑物各部分的施工加荷应基本均衡,必要时应控制加荷速度,由于施工加荷引起建筑物最大沉降量不得大于 2.0mm/d。

8.6 大面积地面荷载

8.6.1 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。

8.6.2 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。

8.6.3 地面堆载荷载应满足地基承载力、变形、稳定性要求，并应考虑对周边环境的影响。当堆载量超过地基承载力特征值时应进行专项设计。

8.6.4 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。

8.6.5 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，除应遵守本标准第 5 章有关规定外，尚应符合下式要求：

$$s_g \leq [s_g] \quad (8.6.5)$$

式中： s_g ——由于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，可按本标准附录 E 计算；

$[s_g]$ ——由于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 8.6.5 采用。

表 8.6.5 地基附加沉降量允许值 $[s_g]$ (mm)

$\begin{matrix} a \\ b \end{matrix}$	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	60	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)。

8.6.6 按本标准第 8.6.4 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。

8.6.7 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 不符合本标准第 8.6.5 条要求；
- 2 车间内设有起重量 300kN 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。

9 浅基础

9.1 一般规定

9.1.1 基础设计应综合考虑上部结构的类型、地基土质状况、地下水位情况、地基承载力以及变形特征、现场施工条件等因素，选择经济合理的基础形式。

9.1.2 基础设计时，应了解邻近建筑物的基础状况、地下构筑物及各项地下设施的位置、标高等，使所设计的基础在施工及建筑物使用时不致对其产生不利影响。

9.1.3 基础设计时，需考虑护坡与降水作法的可行性及对建筑地下室和基础范围的影响。停止施工降水时必须满足抗浮的要求。

9.1.4 基础型式宜按以下原则选取：

1 多层砌体结构宜采用无筋扩展条形基础；如基础宽度大于 2.0m 时，宜采用配筋扩展条形基础。

2 框架结构宜符合以下要求：

1) 无地下室且承载力较高，可选用柱下独立基础，也可根据具体情况采用双柱、多柱联合基础或柱下条形基础；

2) 有地下室且有防水要求时，如地基承载力较高，可采用柱下独立基础加防水板的做法；

3) 地基承载力较低时，宜选用筏形基础。

4) 当基础埋置较浅，地基主要受力层范围内不存在软弱土层、液化土层和很不均匀土层时，可不设置基础拉梁。

3 剪力墙结构宜符合下列要求

1) 建筑物无地下室，或有地下室但无防水要求时，如地基承载力较高，宜选用墙下条形基础；

2) 有防水要求时，可选用条形基础加防水板或筏形基础；

4 框架-剪力墙结构宜符合下列要求

1) 框架部分可参照本条第 2 款的要求；

2) 框架柱采用独立基础时，剪力墙部分宜采用条形基础。

5 高层建筑的基础，如需设计成满堂基础时，宜选用筏形基础。

9.1.5 独立基础拉梁进行承载力计算时，可选取所拉结的柱子中，较大轴力值的 1/10 作为拉梁的轴心受拉力；如拉梁上有竖向荷载作用，应将竖向荷载所产生的拉梁内力与上述内力组合计算承载力。拉梁的宽度不宜小于 250mm，高度可取基础中心距的 1/20~1/12，且不应小于 400mm。拉梁内上下纵向钢筋的直径不应小于 14mm 且不应少于 2 根，并应接受拉要求锚入基础。

9.1.6 混凝土基础应进行受冲切承载力、受剪切承载力、受弯承载力和局部受压承载力计算。

9.1.7 基础用混凝土、钢筋及其锚固连接，基础构造、抗浮结构及构件等应满足其所处场地环境类别中的耐久性要求。

9.1.8 基槽回填可参照本标准第 11.1.7 条规定执行。

9.2 无筋扩展基础

9.2.1 无筋扩展基础适用于多层民用建筑和轻钢厂房。

9.2.2 当墙下条形基础下地基的主要受力层范围内存在软弱土层和不均匀土层时，应在基础顶面增设基础圈梁。

9.2.3 基础高度（图 9.2.3）应满足下式要求：

$$H_0 \geq \frac{b - b_0}{2 \tan \alpha} \quad (9.2.3)$$

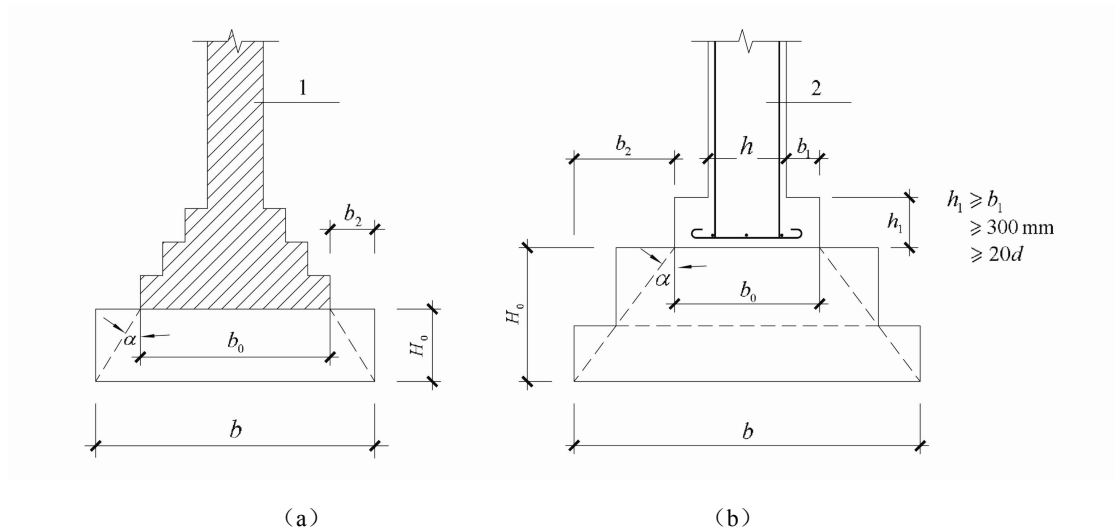


图 9.2.3 无筋扩展基础构造示意

d —柱中纵向钢筋直径；

1—承重墙；2—钢筋混凝土柱

式中： b ——基础底面宽度（m）；

b_0 ——基础顶面的墙体宽度或柱脚宽度（m）；

H_0 ——基础高度（m）；

b_2 ——基础台阶宽度（m）；

$\tan \alpha$ ——基础台阶宽高比 b_2 / H_0 ；其允许值可按表 9.2.3 选用。

表 9.2.3 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		
		$p_k \leq 100$	$100 \leq p_k \leq 200$	$200 \leq p_k \leq 300$
混凝土基础	C20 混凝土	1: 1.00	1: 1.00	1: 1.25
毛石混凝土基础	C20 混凝土	1: 1.00	1: 1.25	1: 1.50
毛石基础	毛石不低于 MU30、水泥砂浆不低于	1: 1.25	1: 1.50	—

	M10			
混凝土砌块基础	砌块不低于 MU15, 水泥砂浆不低于 M10	1: 1.50	1: 1.50	1: 1.50

- 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 毛石混凝土基础的毛石掺量不得大于 25%, 直径不大于 150mm;
- 4 当基础由不同材料叠合组成时, 应对接触部分作抗压验算;
- 5 混凝土基础单侧扩展范围内基础底面处的平均压力值超过 300kPa 时, 尚应进行抗剪验算;
- 6 当采用混凝土砌块砌体时, 应采用实心砌块或填芯砌块。

9.2.4 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 9.2.3), 且不应小于 300mm 或 $20d$ (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 $20d$ 。

9.3 扩展基础

9.3.1 扩展基础应根据场地的工程地质情况、柱距、荷载条件、施工条件等因素进行选用。

9.3.2 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, 且两个方向的坡度不宜大于 1: 3; 阶梯形基础的每阶高度, 宜为 300mm~500mm;
- 2 墙下钢筋混凝土条形基础底板厚度不宜小于 200mm, 当底板厚度为 200mm~250mm 时, 宜用等厚度底板; 当底板厚度大于 250mm 时, 宜用变厚度底板, 其坡度不宜大于 1: 3 (垂直: 水平);
- 3 垫层的厚度不宜小于 70mm; 垫层混凝土强度等级不宜低 C15; 扩展基础混凝土强度等级不应低于 C25;
- 4 扩展基础底板受力钢筋的最小配筋率不应小于 0.15% (计算最小配筋率时, 对阶形或锥形基础截面, 可将其截面按本标准附录 F 的规定折算成矩形截面), 钢筋最小直径不应小于 10mm, 间距不应大于 200mm, 也不应小于 100mm; 墙下钢筋混凝土条形基础纵向分布钢筋的直径不应小于 8mm; 间距不应大于 300mm; 每延米分布钢筋的面积应不小于受力钢筋面积的 15%。当有垫层时钢筋的保护层的厚度不应小于 40mm; 无垫层时不应小于 70mm;
- 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 9.3.2-1);
- 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, 在拐角处底板横向受力钢筋应沿两个方向布置 (图 9.3.2-2)。

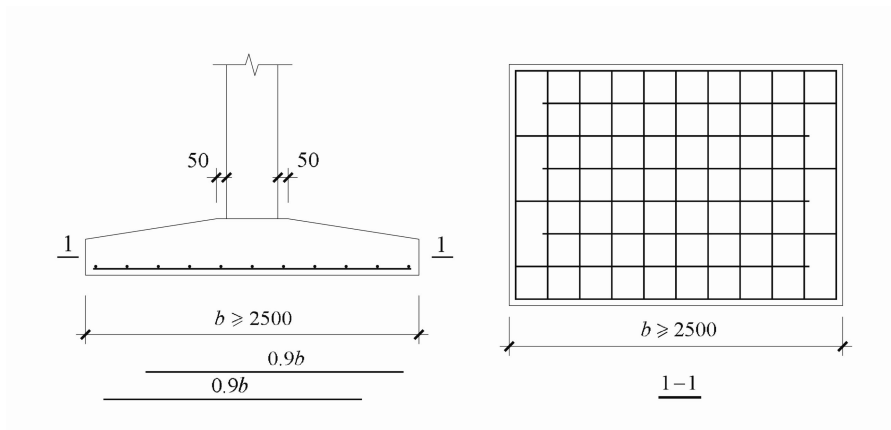


图 9.3.2-1 柱下独立基础底板受力钢筋布置

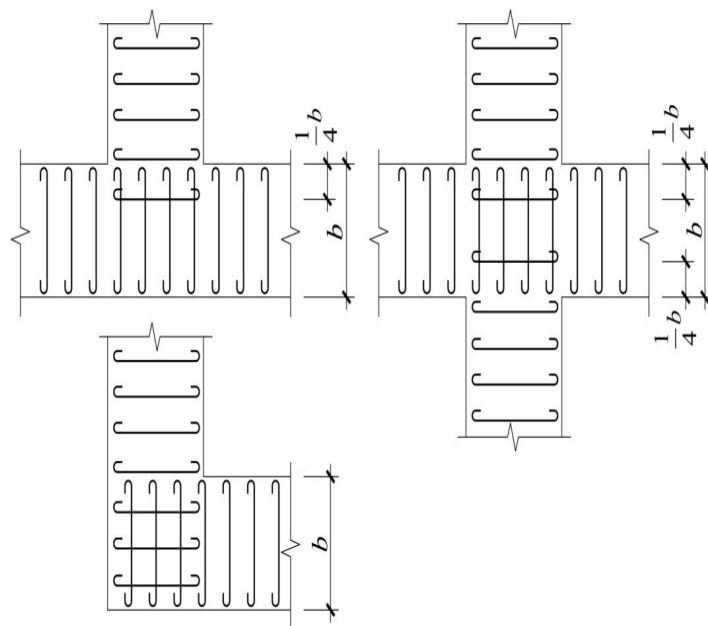


图 9.3.2-2 墙下条形基础纵横交叉底板受力钢筋布置

9.3.3 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 (有抗震设防要求时 l_{aE}) 应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。当钢筋的保护层厚度大于 5 倍钢筋直径时, 锚固长度可乘以修正系数 0.7。当基础高度小于 l_a (l_{aE}) 时, 纵向受力钢筋的锚固总长度除符合上述要求外, 其最小直锚段的长度不应小于 $20d$, 弯折段的长度不应小于 150mm。

9.3.4 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 9.3.3 条的要求, 插筋与柱的纵向受力钢筋的连接方法, 应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。插筋的下端宜做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, 其余插筋锚固在基础顶面下 l_a 或 l_{aE} 处 (图 9.3.4)。

- 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。

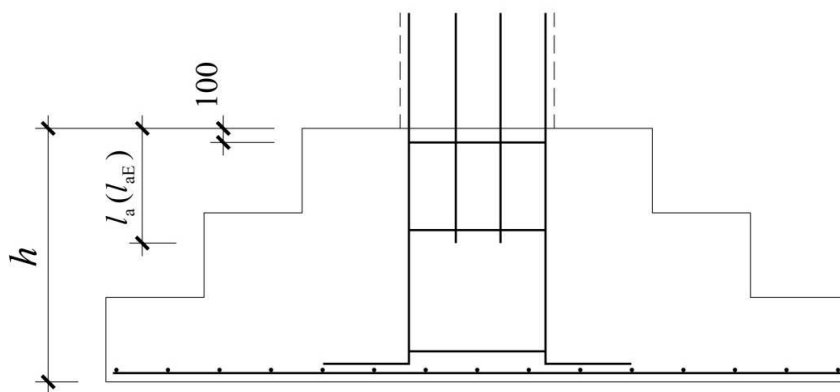


图 9.3.4 现浇柱的基础中插筋构造示意

9.3.5 预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接，应符合下列规定（图 9.3.5）。

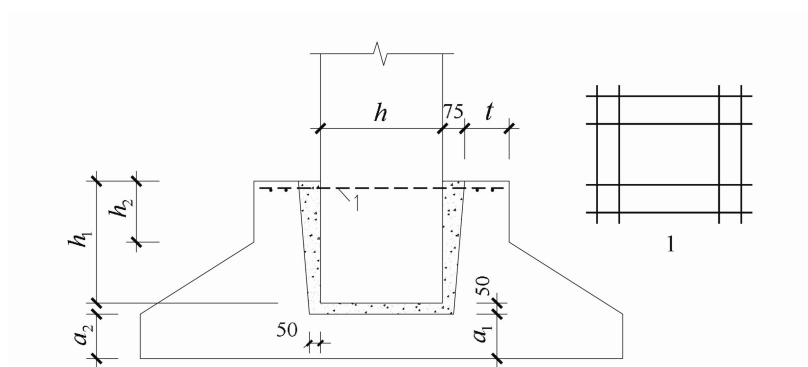


图 9.3.5 预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接示意

注： $a_2 \geq a_1$ ；1—焊接网

- 1 柱的插入深度，可按表 9.3.5-1 选用，并应满足钢筋锚固长度和吊装时柱的稳定性要求。
- 2 基础的杯底厚度和杯壁厚度，可按表 9.3.5-2 选用；

表 9.3.5-1 柱的插入深度 h_1 (mm)

矩形或工字形柱				双肢柱
$h < 500$	$500 \leq h < 800$	$800 \leq h \leq 1000$	$h > 1000$	
$h \sim 1.2h$	h	$0.9h$ 且 ≥ 800	$0.8h$ 且 ≥ 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 为双肢柱整个截面长边尺寸； h_b 为双肢柱整个截面短边尺寸；

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。

表 9.3.5-2 基础的杯底厚度和杯壁厚度

柱截面长边尺寸	杯底厚度	杯壁厚度
h (mm)	a_1 (mm)	t (mm)
$h < 500$	≥ 150	150~200
$500 \leq h < 800$	≥ 200	≥ 200
$800 \leq h < 1000$	≥ 200	≥ 300
$1000 \leq h < 1500$	≥ 250	≥ 350
$1500 \leq h < 2000$	≥ 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 当柱为轴心或小偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.65$ 时, 或大偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.75$ 时, 杯口顶部可不配筋; 当柱为轴心或小偏心受压且 $0.50 \leq t/h_2 < 0.65$ 时, 杯口顶部可按表 9.3.5-3 构造配筋, 其他情况下, 应按计算配筋。

表 9.3.5-3 杯口顶部构造配筋

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

注: 表中钢筋置于杯口顶部, 每边两根 (图 9.3.5)。

9.3.6 预制钢筋混凝土柱 (包括双肢柱) 与高杯口基础的连接 (图 9.3.6-1), 除应符合本标准第 9.3.5 条插入深度的规定外, 尚应符合下列规定:

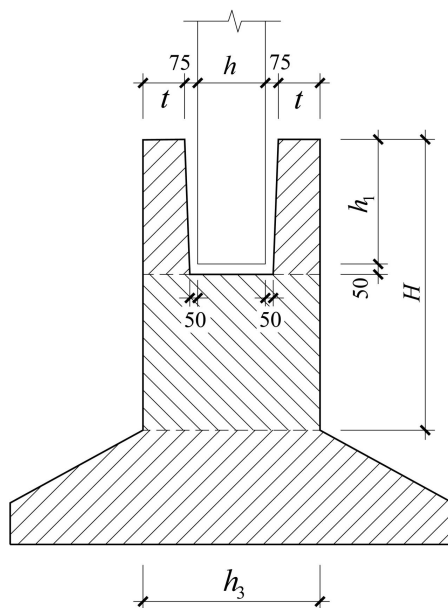


图 9.3.6-1 高杯口基础

H —短柱高度

1 起重机起重量小于或等于 750kN，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 750kN，基本风压大于 0.5kPa，应符合下式的规定：

$$E_2 J_2 / E_1 J_1 \geq 10 \quad (9.3.6-1)$$

式中： E_1 ——预制钢筋混凝土柱的弹性模量（kPa）；

J_1 ——预制钢筋混凝土柱对其截面短轴的惯性矩（ m^4 ）；

E_2 ——短柱的钢筋混凝土弹性模量（kPa）；

J_2 ——短柱对其截面短轴的惯性矩（ m^4 ）。

3 当基础短柱的高度大于 5m，并符合下列表达式：

$$\Delta_2 / \Delta_1 \geq 1.1 \quad (9.3.6-2)$$

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（m）；

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（m）。

4 杯壁厚度应符合表 9.3.6 的规定。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 6~8 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 300mm；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 1 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 9.3.6-2）。短柱短边每隔 300mm 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。短柱中杯口壁内横向箍筋不应小于 $\phi 8@150$ ，其他部位不应小于 $\phi 8@300$ ；当抗震设防烈度为 8 度时，箍筋不应小于 $\phi 8@150$ 。

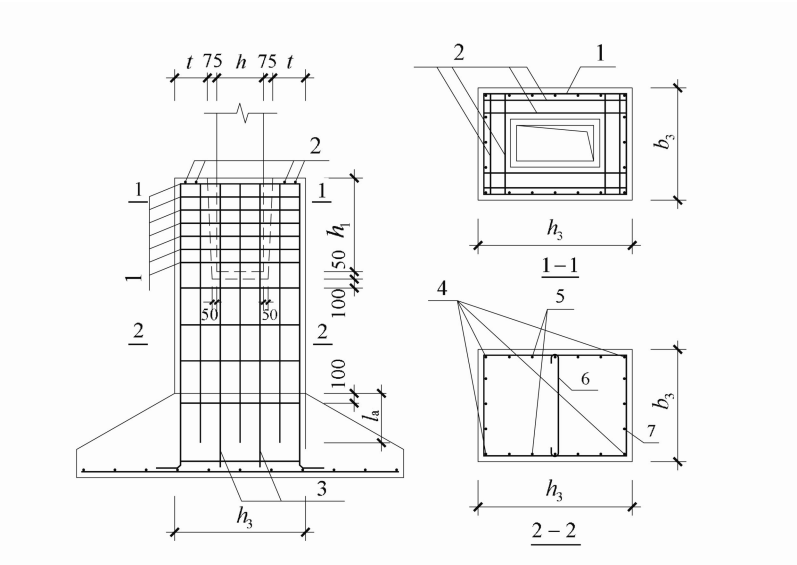


图 9.3.6-2 高杯口基础构造配筋
 1—杯口壁内横向箍筋；2—顶层焊接钢筋网；3—插入基础底部的纵向钢筋不应少于每米 1 根；4—短柱四角钢筋；5—短柱长边纵向钢筋；6—按构造要求；7—短柱短边纵向钢筋

表 9.3.6 高杯口基础的杯壁厚度 t

h (mm)	t (mm)
$600 < h \leq 800$	≥ 250
$800 < h \leq 1000$	≥ 300
$1000 < h \leq 1400$	≥ 350
$1400 < h \leq 1600$	≥ 400

9.3.7 扩展基础的计算应符合下列规定：

- 1 对柱下独立基础，当冲切破坏锥体落在基础底面以内时，应验算柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力；
- 2 对基础底面短边尺寸小于或等于柱宽加两倍基础有效高度的柱下独立基础，以及墙下条形基础，应验算柱（墙）与基础交接处的基础受剪切承载力；
- 3 基础底板的配筋，应按抗弯计算确定；
- 4 当基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，应验算柱下基础的局部受压承载力。

9.3.8 柱下独立基础的受冲切承载力应按下列公式验算：

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 \tag{9.3.8-1}$$

$$a_m = (a_t + a_b)/2 \tag{9.3.8-2}$$

$$F_l = p_j A_l \quad (9.3.8-3)$$

式中： β_{hp} ——受冲切承载力截面高度影响系数，当 h 不大于 800mm 时，取 1.0；当 h 大于 2000mm 时，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 (kPa)；

h_0 ——基础冲切破坏锥体的有效高度 (m)；

a_m ——冲切破坏锥体最不利一侧计算长度 (m)；

a_t ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长 (m)，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 (m)，当冲切破坏锥体的底面落在基础底面以内 (图 9.3.8a、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；

p_j ——扣除基础自重及其上土重后相应荷载效应基本组合时的地基土单位面积净反力 (kPa)，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 (m²) (图 9.3.8a、b 中的阴影面积 ABCDEF)；

F_l ——相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 (kN)。

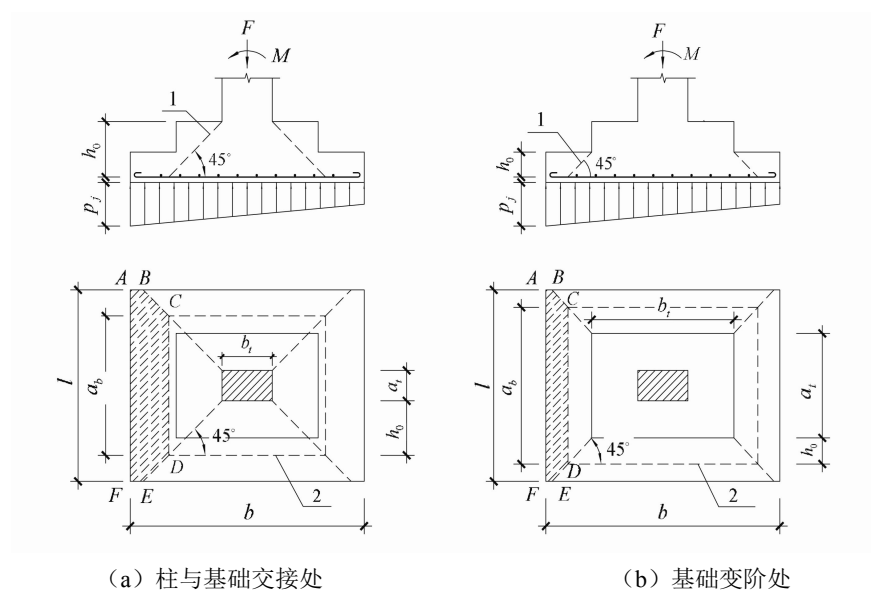


图 9.3.8 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

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

9.3.9 对于柱下独立基础，基础底面短边尺寸不宜小于或等于柱宽加两倍基础有效高度。当基础底面短边尺寸小于或等于柱宽加两倍基础有效高度时，应按公式 (9.3.9-1、9.3.9-2) 验算柱与基础交接处及基础变阶处截面受剪承载力，当按受剪承载力计算的基础高度较大时，

也可配置抗剪钢筋, 抗剪钢筋的计算应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定, 配置抗剪钢筋后的基础高度应满足宽高比小于或等于 2.5 的要求。

$$V_s \leq 0.7\beta_{hs}f_t A_0 \quad (9.3.9-1)$$

$$\beta_{hs} = (800/h_0)^{1/4} \quad (9.3.9-2)$$

式中: V_s ——相应于作用的基本组合时, 柱与基础交接处的剪力设计值 (kN), 图 9.3.9 中的阴影面积乘以基底平均净反力;

β_{hs} ——受剪切承载力截面高度影响系数, 当 $h_0 \leq 800\text{mm}$ 时, 取 $h_0=800\text{mm}$; 当 $h_0 > 2000\text{mm}$ 时, 取 $h_0=2000\text{mm}$;

A_0 ——验算截面处基础的有效截面面积 (m^2)。当验算截面为阶形或锥形时, 可将其截面折算成矩形截面。截面的折算宽度和截面的有效高度按本标准附录 F 计算。

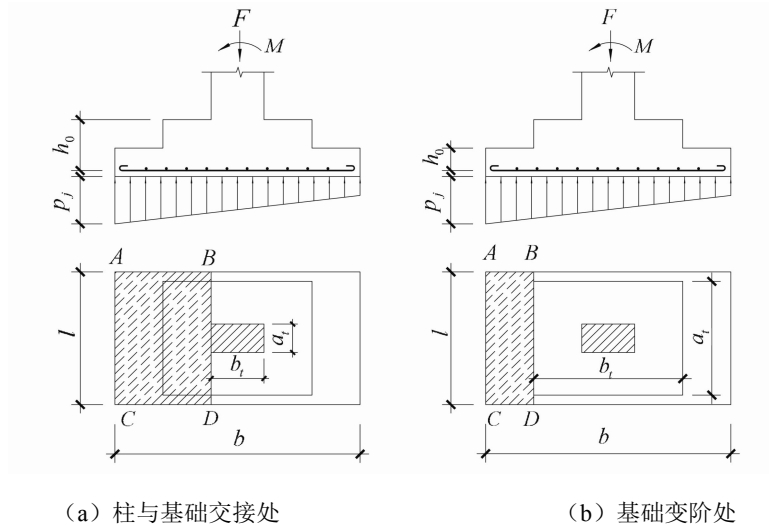


图 9.3.9 验算阶形基础受剪切承载力示意

9.3.10 墙下条形基础底板应按本标准公式 (9.3.9-1) 验算墙与基础底板交接处截面受剪承载力, 其中 A_0 为验算截面处基础底板的单位长度垂直截面有效面积, V_s 为墙与基础交接处由基底平均净反力产生的单位长度剪力设计值。

9.3.11 在轴心荷载或单向偏心荷载作用下, 当台阶的宽高比小于或等于 2.5 且偏心距小于或等于 1/6 基础宽度时, 柱下矩形独立基础任意截面的底板弯矩可按下列简化方法进行计算 (图 9.3.11):

$$M_I = \frac{1}{12} a_1^2 \left[(2l + a') \left(p_{\max} + p - \frac{2G}{A} \right) + (p_{\max} - p) l \right] \quad (9.3.11-1)$$

$$M_{II} = \frac{1}{48} (l - a')^2 (2b + b') (p_{\max} + p_{\min} - \frac{2G}{A}) \quad (9.3.11-2)$$

式中： M_I 、 M_{II} ——相应于荷载效应基本组合时，任意截面 I-I、II-II 处的弯矩设计值（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

a_I ——任意截面 I-I 至基底边缘最大反力处的距离（ m ）；

l 、 b ——基础底面的边长（ m ）；

$p_{\max}$ 、 $p_{\min}$ ——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（ kPa ）；

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（ kPa ）；

G ——考虑作用分项系数的基础自重及其上的土自重（ kN ）；

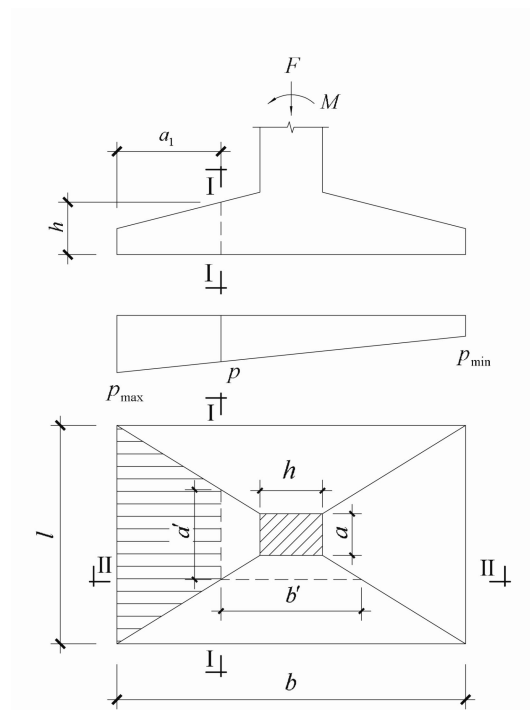


图 9.3.11 矩形基础底板的计算示意

9.3.12 当柱下独立基础底面长短边之比 ω 在大于或等于 2、小于或等于 3 的范围时，基础底板短向钢筋应按下述方法布置：将短向全部钢筋面积乘 λ 以后求得的钢筋，均匀分布在与柱中心线重合的宽度等于基础短边的中间带宽范围内（图 9.3.12），其余的短向钢筋则均匀分布在中间带宽的两侧。长向配筋应均匀分布在基础全宽范围内。 λ 按下式计算：

$$\lambda = 1 - \frac{\omega}{6} \quad (9.3.12)$$

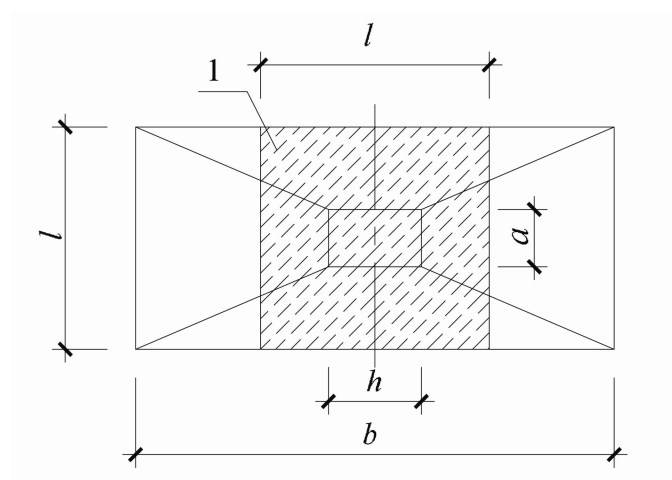


图 9.3.12 基础底板短向钢筋布置示意图

1— λ 倍短向全部钢筋面积均匀配置在阴影范围内

9.3.13 墙下条形基础（图 9.3.13）的受弯计算和配筋应符合下列规定：

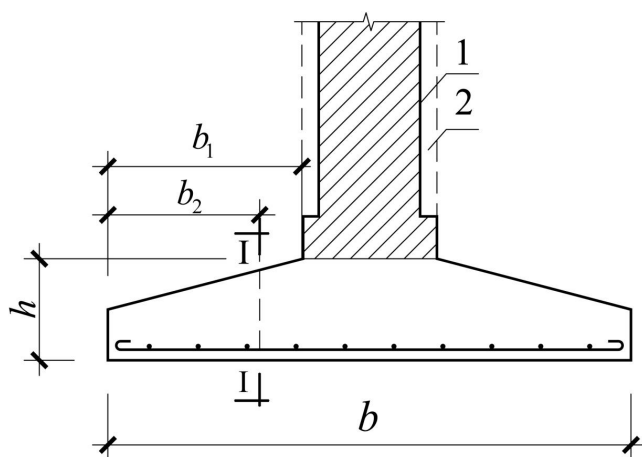


图 9.3.13 墙下条形基础的计算示意图

1—砖墙；2—混凝土墙

1 任意截面每延米宽度的弯矩，可按下列式进行计算。

$$M_1 = \frac{1}{6} a_1^2 (2p_{\max} + p - \frac{3G}{A}) \quad (9.3.13)$$

2 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 $a_1 = b_1$ ；

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

如为毛石砌体时，取 $a_1 = b_1 + 0.08$ ；

9.3.14 根据截面弯矩，按现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关规定计算扩展基础底板的配筋。

9.4 柱下条形基础

9.4.1 柱下条形基础的构造，除符合本标准第 9.3.1 条的要求外，尚应符合下列规定：

- 1 柱下条形基础梁的高度宜为柱距的 $1/4 \sim 1/8$ ；翼板的厚度同 9.3.2 条第 2 款的规定；
- 2 条形基础的端部应向外伸出，其长度宜为第一跨距 0.25 倍 $\sim$ 0.3 倍；
- 3 现浇柱与条形基础梁的交接处，基础梁的平面尺寸应大于柱的平面尺寸，且柱的边缘至基础梁边缘的距离不得小于 50mm（图 9.4.1）；

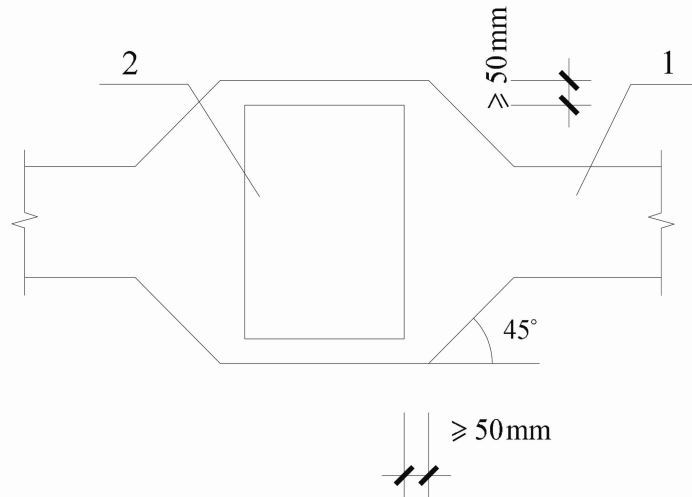


图 9.4.1 现浇柱与条形基础梁交接处平面尺寸

1-基础梁；2-柱

4 基础梁顶面和底面纵向受力钢筋除应满足计算要求外，配筋率不应小于 0.20%，直径不宜小于 16mm，顶部钢筋全部贯通，底部通长钢筋不应少于底部受力钢筋截面总面积的 $1/3$ ；当基础梁腹板高度 h_w （不包括翼板厚度）不小于 450mm 时，在梁的两侧沿高度配置纵向构造钢筋，每侧纵向构造钢筋宜为 $\phi 12 \sim \phi 16@200\text{mm}$ ；梁箍筋应采用封闭式，其直径不宜小于 10mm；箍筋间距除按计算确定外，尚不应大于 $15d$ （ d 为纵向受力钢筋直径），也不宜大于 300mm。当基础梁的高度不小于跨度的 $1/6$ 且梁的线刚度大于柱子线刚度 3 倍时，基础梁的构造配筋无需满足抗震要求；

5 柱下条形基础的翼板配筋构造要求同墙下条形基础；

6 柱下条形基础的混凝土强度等级，不应低于 C25。

9.4.2 柱下条形基础的计算，除应符合本标准 9.3.7 条的要求外，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，且基础梁的高度不小于 $1/6$ 柱距时，地基反力可按直线分布，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；但梁的计算跨度应考虑支座宽度进行折减；

2 当不满足本条第 1 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，可按静力平衡条件及变形协调条件，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，应验算柱下条形基础梁顶面的局部受压承载力。

9.5 筏形基础

9.5.1 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、使用要求以及施工条件等因素确定。一般情况下，平板筏形基础使用于柱网数均匀且尺寸、荷载不大的结构；梁板式筏形基础则使用于柱网不太均匀且尺寸、荷载比较大的结构；框架-核心筒结构和筒中筒结构宜采用平板式筏形基础。

9.5.2 筏形基础的平面尺寸，应根据工程地质条件、上部结构的布置、地下结构底层平面以及荷载分布等因素按本标准第 5 章有关规定确定。对单幢建筑物，在地基土比较均匀条件下，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，在作用的准永久组合下，偏心距 e 宜符合下式要求：

$$e \leq 0.1W / A \quad (9.5.2)$$

式中： W — 与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩（ m^3 ）；

A — 基础底面的面积（ m^2 ）。

9.5.3 高宽比大于 4 的建筑，基础底面不宜出现零应力区；高宽比不大于 4 的建筑，基础底面与地基之间零应力区面积不应超过基础底面面积的 15%。计算时，质量偏心较大的裙楼与主楼可分开考虑。

9.5.4 防水混凝土结构底板的混凝土垫层厚度不应小于 100mm，软土地基不应小于 150mm，垫层混凝土强度等级不应小于 C15；筏形基础的混凝土强度等级不应低于 C30，且不宜高于 C40。当有可靠配制经验并掺入对混凝土后期强度起增长作用的粉煤灰等掺合料时，设计可利用混凝土 60 天的后期强度。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符合《建筑与市政工程防水通用规范》GB 55030 的规定。必要时可设置架空排水层。

9.5.5 采用筏形基础的地下室，钢筋混凝土外墙厚度不应小于 250mm，内墙厚度不宜小于 200mm。墙截面设计除满足承载力要求外，尚应考虑变形、抗裂及外墙防渗等要求。墙体内应设置双面钢筋，水平钢筋的直径不应小于 12mm，竖向钢筋的直径不应小于 10mm，间距不应大于 200mm。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。

9.5.6 平板式筏基的板厚应满足受冲切承载力和受剪承载力的要求，且不应小于 400mm。

9.5.7 平板式筏基柱下冲切验算应符合下列规定：

1 平板式筏基柱下冲切验算时应考虑作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩产生的附加剪力。对基础边柱和角柱冲切验算时，其冲切力应分别乘以 1.1 和 1.2 的增大系数。距

柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的最大剪力应力 $\tau_{\max}$ 应按公式 (9.5.7-1)、式 (9.5.7-2) 进行计算 (图 9.5.7)。

$$\tau_{\max} = F_l / u_m h_0 + \alpha_s M_{\text{unb}} c_{AB} / I_s \quad (9.5.7-1)$$

$$\tau_{\max} \leq 0.7(0.4 + 1.2/\beta_s) \beta_{\text{hp}} f_t \quad (9.5.7-2)$$

$$\alpha_s = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{(c_1/c_2)}} \quad (9.5.7-3)$$

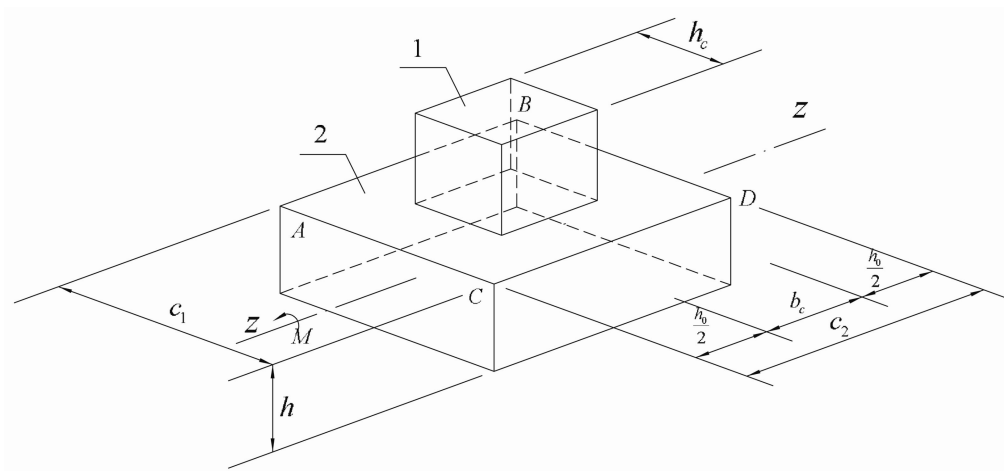


图 9.5.7 内柱冲切临界界面示意图

1—柱；2—筏板

式中： F_l ——相应于作用的基本组合时的冲切力 (kN)，对内柱取轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的基底净反力设计值；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基底净反力设计值；

u_m ——距柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的最小周长 (m)，按本标准附录 G 计算；

h_0 ——筏板的有效高度 (m)；

M_{unb} ——作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩设计值 (kN·m)；

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离 (m)，按本标准附录 G 计算；

I_s ——冲切临界截面对其重心的极惯性矩 (m⁴)，按本标准附录 G 计算；

β_s ——柱截面长边与短边的比值，当 $\beta_s < 2$ 时， β_s 取 2，当 $\beta_s > 4$ 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 (m)，按本标准附录 G 计算；

c_2 ——垂直于 c_1 的冲切临界截面的边长 (m)，按本标准附录 G 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。

2 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钢筋等措施满足受冲切承载能力要求。

9.5.8 平板式筏基内筒下的板厚应满足受冲切承载力的要求，并应符合下列规定：

1 受冲切承载力应按下式进行计算：

$$F_l / u_m h_0 \leq 0.7 \beta_{hp} f_t / \eta \quad (9.5.8)$$

式中： F_l ——相应于作用基本组合时，内筒所承受的轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的基底净反力设计值（kN）；

u_m ——距内筒外表面 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长（m）（图 9.5.8）；

h_0 ——距内筒外表面 $h_0/2$ 处筏板的截面有效高度（m）；

η ——内筒冲切临界截面周长影响系数，取 1.25。

2 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（9.5.7-1）计算，此时 $\tau_{\max} \leq 0.7 \beta_{hp} f_t / \eta$ 。

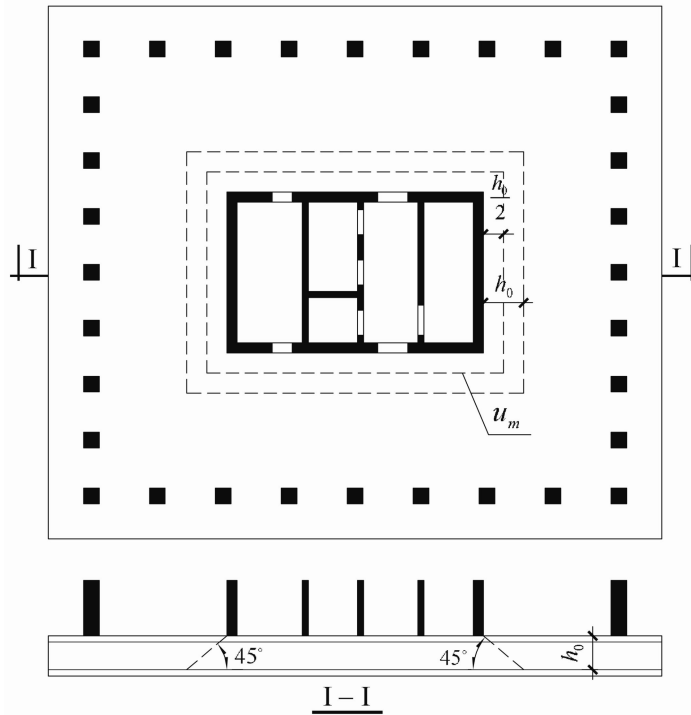


图 9.5.8 筏板受内筒冲切的临界截面位置

9.5.9 平板式筏基应验算内筒、柱边缘以及筏板变厚度部位的受剪承载力。受剪承载力验算时作用效应应取距离内筒、柱边缘以及变厚度部位 h_0 截面的剪力设计值。

9.5.10 平板式筏基受剪承载力应按下列公式验算：

$$V_s \leq 0.7 \beta_{hs} f_t b_w h_0 \quad (9.5.10)$$

式中： V_s ——相应于作用的基本组合时，基底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（kN）；

b_w ——筏板计算截面单位宽度（m）；

h_0 ——距内筒或柱边缘 h_0 处筏板的截面有效高度（m）。

9.5.11 梁板式筏基底板应计算正截面受弯承载力，其厚度尚应满足受冲切承载力、受剪承载力的要求。梁板式筏基梁的高跨比不宜小于 1/6；筏基梁的配筋构造应符合本标准 9.4.1 条第 4 款的规定。

1 梁板式筏形基础的板厚，板厚与最大双向板格的短边净跨之比尚不应小于 1/14，且不应小于 250mm；有抗浮要求时，不应小于 350mm。

2 对于基础梁无法外伸的悬臂筏板，伸出长度不宜过大，高层建筑不宜大于 2m 与 1.5 倍板厚中的较大值。

9.5.12 梁板式筏基底板受冲切、受剪切承载力计算应符合下列规定：

1 梁板式筏基底板受冲切承载力应按下式进行计算：

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t u_m h_0 \quad (9.5.12-1)$$

式中： F_l ——作用的基本组合时，图 9.5.12-1 中阴影部分面积上的基底平均净反力设计值（kN）；

u_m ——距基础梁边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长（m）（图 9.5.9-1）。

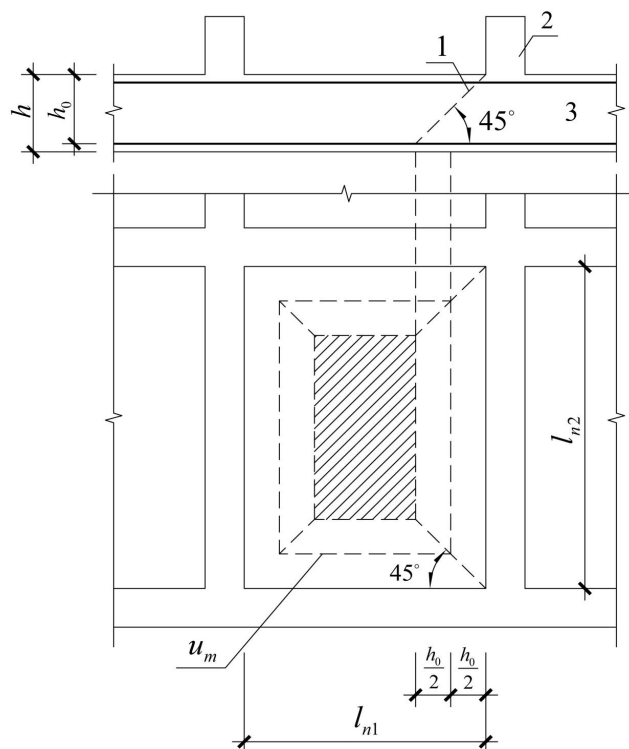


图 9.5.12-1 底板的冲切计算示意图

1—冲切破坏锥体的斜截面；2—梁；3—底板

2 当底板区格为矩形双向板时，底板受冲切所需的厚度 h_0 按式 (9.5.12-2) 计算。

$$h_0 = \frac{(l_{n1} + l_{n2}) - \sqrt{(l_{n1} + l_{n2})^2 - \frac{4p_n l_{n1} l_{n2}}{p_n + 0.7\beta_{hp} f_t}}}{4} \quad (9.5.12-2)$$

式中： l_{n1} 、 l_{n2} ——计算板格的短边和长边的净长度 (m)；

p_n ——相应于作用的基本组合时的基底平均净反力设计值 (kPa)。

3 梁板式筏基双向底板斜截面受剪承载力应按下式进行计算：

$$V_s \leq 0.7 \beta_{hs} f_t (l_{n2} - 2h_0) h_0 \quad (9.5.12-3)$$

式中： V_s ——距梁边缘 h_0 处，作用在图 9.5.12-2 中阴影部分面积上的基底平均净反力产生的剪力设计值 (kN)。

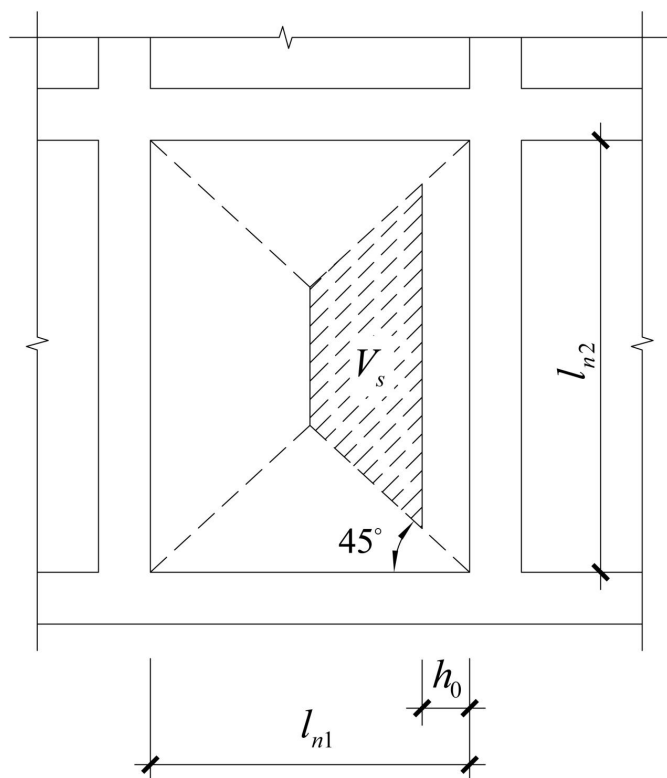


图 9.5.12-2 底板剪切计算示意图

4 当底板板格为单向板时，其斜截面受剪承载力应按本标准第 9.3.10 条验算。

9.5.13 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规定：

1 柱、墙的边缘至基础梁边缘的距离不应小于 50mm (图 9.5.13)；

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 9.5.13 a)；

3 单向基础梁与柱的连接，可按图 9.5.13b、c 采用；

4 基础梁与剪力墙的连接，可按图 9.5.13d 采用。

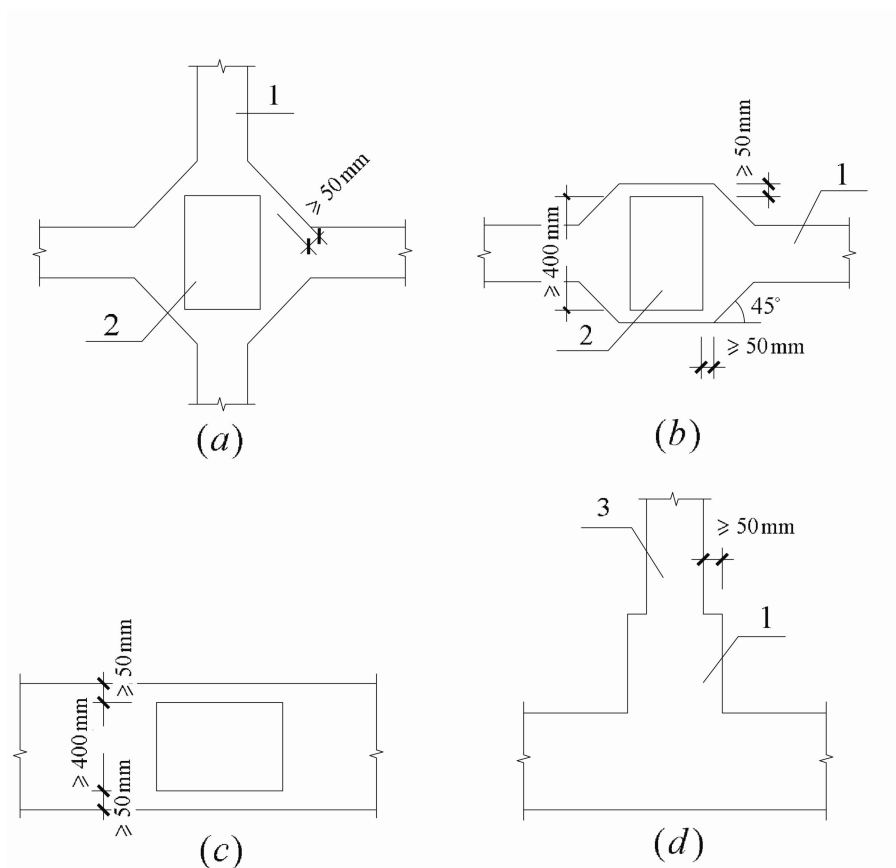


图 9.5.13 地下室底层柱或剪力墙与梁板式筏基的基础梁连接的构造要求

1—基础梁；2—柱；3—墙

9.5.14 当地基土比较均匀、地基压缩层范围内无软弱土层或可液化土层、上部结构刚度较好，柱网和荷载较均匀、相邻柱荷载及柱间距的变化不超过 20%，且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 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，筏基内力可按弹性地基梁板方法进行分析计算。计算分析时宜考虑上部结构、基础与地基土的共同作用，应根据土层情况和地区经验选用地基模型和参数。

9.5.15 按基底反力直线分别计算的梁板式筏基，其基础梁的内力可按连续梁分析，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不少于 1/3 贯通全跨，顶部钢筋按计算配筋全部连通，底板上下贯通钢筋的配筋率不应小于 0.15%。

9.5.16 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 $\alpha_m M_{und}$ ， M_{unb} 为作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩， α_m 应按式 (9.5.16) 进行计算。平板式筏基柱

下板带和跨中板带的底部支座钢筋应有不少于 1/3 贯通全跨，顶部钢筋应按计算配筋全部连通，上下贯通钢筋的配筋率不应小于 0.15%。

$$\alpha_m = 1 - \alpha_s \quad (9.5.16)$$

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（9.5.7-3）计算。

9.5.17 梁板式筏基基础梁和平板式筏基的顶面与结构柱、剪力墙交界处应进行局部受压承载力计算，对抗震设防烈度为 9 度的高层建筑，柱、剪力墙轴力应计入竖向地震作用。

9.5.18 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。

9.5.19 带裙房高层建筑筏形基础的沉降缝和后浇带设置应符合下列规定：

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。地面以下沉降缝的缝隙应用粗砂填实（图 9.5.19a）。

2 当高层建筑与相连的裙房之间不设置沉降缝时，宜在裙房一侧设置用于控制沉降差的后浇带。当高层建筑基础面积满足地基承载力和变形要求时，后浇带宜设在与高层建筑相邻裙房的第一跨内高层建筑基础边。当需要满足高层建筑地基承载力、降低高层建筑沉降量，减小高层建筑与裙房间的沉降差而增大高层建筑基础面积时，后浇带可设在距主楼边柱的第二跨内，此时尚应满足下列条件：

- 1) 地基土质应较均匀；
- 2) 裙房结构刚度较好且基础以上的地下室和裙房结构层数不应少于两层；
- 3) 后浇带一侧与主楼连接的裙房基础底板厚度应与高层建筑的基础底板厚度相同（图 9.5.19b）。

根据沉降实测值和计算值确定的后期沉降差满足设计要求后，后浇带混凝土方可进行浇筑。

3 当高层建筑与相连的裙房之间不设沉降缝和后浇带时，高层建筑及与其紧邻一跨裙房的筏板应采用相同厚度，裙房筏板的厚度宜从第二跨裙房开始逐渐变化，应同时满足主、裙楼基础整体性和基础板的变形要求；应进行地基变形和基础内力的验算，验算时应分析地基与结构间变形的相互影响，并采取有效措施防止产生有不利影响的差异沉降。

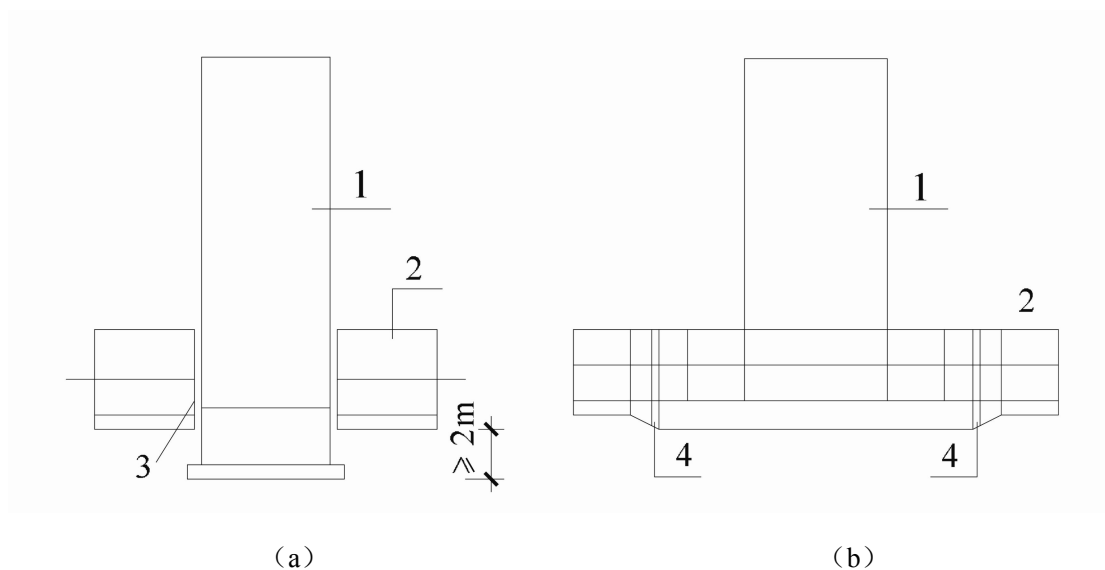
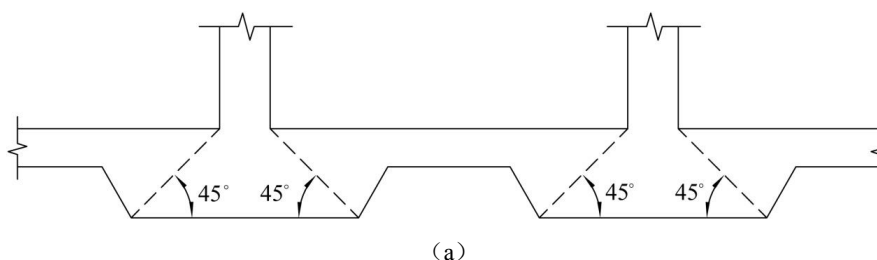


图 9.5.19 高层建筑与裙房间的沉降缝、后浇带处理示意

1—高层建筑；2—裙房及地下室；3—室外地坪以下用粗砂填实；4—后浇带

9.5.20 在同一大面积整体地下室上有多幢高层和低层建筑时，地下室和基础不宜设置永久结构缝，可采用设置后浇带、采用补偿收缩混凝土等措施，并宜进行考虑施工阶段的温度应力和混凝土收缩应力影响，根据应力分析结果，进行不同阶段的作用效应组合，选取控制应力进行截面配筋。

9.5.21 在同一大面积整体筏形基础上有多幢高层和低层建筑时，筏基的结构计算应考虑上部结构、基础与地基土的共同作用。筏基可采用弹性地基梁板的理论进行整体计算；也可按各建筑物的有效影响区域将筏基划分为若干单元分别进行计算，计算时应考虑各单元的相互影响和交界处的变形协调条件，各建筑物的筏板厚度应各自满足冲切及剪切要求。低层建筑地下室底板可采用独立基础加防水底板作法（图 9.5.21），当独立基础满足刚性基础的设计条件时，可考虑全部荷载由刚性角范围内的刚性基础承担；当底板与基础有可靠连接，且板厚不小于 300mm，亦不大于柱帽高度的 1/3 时，柱帽之间的筏板可按全部荷载的 20%进行设计。



1) 地下室仅在主体结构范围内的单层或多层箱形基础地下室,地下一层结构顶板可作为上部结构的嵌固端;

2) 地下室外墙位于主体结构范围之外,主体结构为单层或多层箱形基础,相关范围地下一层的结构侧向刚度大于或等于与其相连的上部结构底层楼层侧向刚度的 1.5 倍时,地下一层结构顶板可作为上部结构的嵌固端。

2 上部结构为框架、框架—剪力墙、或框架—核心筒结构时,上部结构的嵌固部位应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

9.5.25 当基础顶面作为上部结构的嵌固端,计算基础截面组合内力设计值时,应考虑地震作用组合及相应的增大系数。

9.5.26 地下室的抗震等级、构件的截面设计以及抗震构造措施应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

9.5.27 筏形基础、桩筏基础的混凝土强度等级不应低于 C30;筏形基础、桩筏基础底板上下贯通钢筋的配筋率不应小于 0.15%;筏形基础、桩筏基础设置混凝土垫层时,其纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度应从筏板底面算起,且不应小于 40mm;当未设置混凝土垫层时,其纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 70mm。筏形基础、桩筏基础防水混凝土应满足抗渗要求。

9.6 抗浮设计

9.6.1 抗浮设防水位应根据地形地貌、勘察资料、设计条件、场地竖向设计标高及工程经验综合分析后,按施工期和使用期分别确定。必要时通过专项咨询论证确定。

9.6.2 地下结构底板底面上的水浮力应取下列水头压力的组合值:

- 1 抗浮设防水位高程与地下结构底板底面高程水位差产生的静水压力;
- 2 地下结构底板下承压水头产生的水头压力;
- 3 稳定渗流产生的水头压力;

9.6.3 复杂地形、地质条件下的地下工程,宜通过渗流分析计算水浮力;

9.6.4 抗浮工程设计内容应包括抗浮稳定性验算、抗浮措施选择、抗浮构件计算或验算、耐久性设计和构造设计,以及抗浮构件性能试验、施工及质量验收标准和监测与维护等要求。

9.6.5 抗浮结构及构件应按下列两类极限状态进行设计:

1 达到最大承载能力、锚固系统失效、整体及局部失稳破坏、发生不适于继续承载变形的承载能力极限状态;

2 达到正常使用所规定的变形限值,或达到耐久性要求某项限值的正常使用状态。

9.6.6 抗浮结构及构件设计应进行以下计算和验算:

- 1 抗浮构件的受拉承载力、抗拔承载力及筋材受拉承载力计算;
- 2 抗浮结构及构件的整体稳定性验算;
- 3 有变形、裂缝控制要求的地下结构底板和抗浮构件的变形、裂缝验算;
- 4 地下结构底板的受冲切、受弯、受剪及局部受压承载力验算;

5 抗浮构件受压工况的受压承载力验算。

9.6.7 采用锚杆、抗浮桩做抗浮构件时，其抗拔承载力特征值除符合各自的规定外，尚应满足结构底板变形限值条件。

9.6.8 抗浮方案应根据抗浮稳定状态、施工条件等因素进行技术经济比较后确定，可采取抗浮、降压、排水、隔水或联合抗浮等方法。

10 桩基础

10.1 一般规定

10.1.1 本标准桩基础包括打入式、压入式、植入式及钻、挖孔式设置的受压桩、抗拔桩和水平受荷桩。按桩径大小又可分为小直径桩($d \leq 250\text{mm}$)，中等直径桩($250\text{mm} < d < 800\text{mm}$)和大直径桩($d \geq 800\text{mm}$)。

10.1.2 桩的选型及桩的置入方式应根据对环境的影响及当地工程经验确定，一般应符合下列原则：

- 1 当挤土效应对周边环境产生较大影响时或坡地、岸边的桩基，不宜采用挤土桩；
- 2 地下水丰富、软弱土层、流砂等不良地质条件的区域或存在地下有毒气体的场地，不应采用人工挖孔桩；
- 3 饱和黏性土层不应作为夯扩桩持力层；
- 4 城市人群密集区或对噪音、震动有严格限制的区域不应采用锤击或震动方式置桩；
- 5 桩身范围内存在流塑、软塑状态的黏性土、松散状态的饱和粉、细砂或桩长范围内存在承压水的场地，当采用灌注桩时，应进行成桩工艺试验；
- 6 较硬岩、坚硬岩不宜作为锤击式管桩的持力层；
- 7 同一结构单元，不宜选择压缩性差异较大的土层作为桩端持力层，不宜采用部分摩擦型桩和部分端承型桩；

10.1.3 桩基应根据具体条件分别进行下列承载力计算和稳定性验算：

- 1 应根据桩基的使用功能和受力特征分别进行桩基的竖向承载力计算和水平承载力计算；
- 2 应对桩身和承台结构承载力进行计算，对于桩侧土不排水抗剪强度小于 10kPa 且长径比大于 50 的桩，应进行桩身压屈验算；对于混凝土预制桩，应按吊装、运输和锤击作用进行桩身承载力验算；对于钢管桩，应进行局部压屈验算；
- 3 当桩端平面以下存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层验算；
- 4 对位于坡地、岸边的桩基，应进行整体稳定性验算；
- 5 对于抗拔桩、抗浮桩，应进行基桩和群桩的抗拔承载力计算；
- 6 对于抗震设防区的桩基，应按《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定进行抗震承载力验算。

10.1.4 桩基所用材料、桩段之间的连接，桩基构造等应满足其所处场地环境类别中的耐久性要求。

10.1.5 工程桩应进行承载力与桩身质量检验。

10.1.6 山区及特殊性岩土地区的桩基设计应符合下列规定：

- 1 由于欠固结软土自重固结、湿陷性土湿陷、场地大面积堆载、降低地下水位等原因，引起桩周土的沉降大于桩的沉降时，应考虑桩侧负摩擦力对桩基承载力和沉降的影响；
- 2 季节性冻土和膨胀土地基中的桩基，桩端进入冻深线或膨胀土大气影响急剧层以下深度应满足抗拔稳定性要求，且不小于 2.0m；
- 3 岩溶地区桩基，应分析桩端应力扩散范围内溶洞或临空面的不利影响；
- 4 山区复杂地质条件的场地，宜选择同一坚硬程度的岩石作为桩端持力层，应分析桩端基岩面起伏较大的情况下对桩基稳定的影响；
- 5 湿陷性黄土场地的桩基，桩端应穿透湿陷性黄土层或采取消除土层湿陷性对桩基影响的处理措施；
- 6 饱和软土地基中采用挤土桩或部分挤土桩时，应采取减少挤土效应的处理措施；
- 7 软土地基中可采用劲芯桩提高单桩承载力；

10.2 桩和桩基构造

10.2.1 桩和基桩的构造，应符合下列规定：

1 灌注桩的混凝土强度等级不应低于 C25，水下灌注桩的混凝土强度等级尚应比设计强度等级提高一个等级；预制桩的混凝土强度等级不应低于 C30；预应力混凝土桩的混凝土强度等级不应低于 C60。在腐蚀环境中的桩，桩身混凝土强度等级应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

2 桩的主筋配置应经计算确定。普通钢筋应采用 HRB400 级钢筋。灌注桩的最小配筋率不宜小于 0.2%~0.65%（小直径桩取高值，大直径桩取低值，后插钢筋笼的钢筋直径宜大于 16mm）；打入式预制桩不宜小于 0.8%（锤击沉桩）、0.6%（静压沉桩）；预应力桩不宜小于 0.5%。桩顶以下 3 倍~5 倍桩身直径范围内，箍筋宜适当加强加密。灌注桩钢筋笼长度超过 4m 时，应每隔 2m 设一道直径不小于 12mm 的加劲箍筋焊接。

3 桩身长度应根据上部荷载及地质条件确定，端承型桩不应小于 3m，摩擦型桩不应小于 6m。桩端全断面进入持力层的深度，对于黏性土、粉土不宜小于 2d，砂土不宜小于 1.5d，碎石土、强风化岩不宜小于 1d。当存在软弱下卧层时，桩端持力层厚度应大于 0.25 倍桩基承台宽度，且不宜小于 4d。当桩端持力层上方有软塑状土层时，应保证桩端距软弱土层底面的距离不小于 $2\sqrt{d}$ 。

4 对于有液化土层的场地，桩端进入液化层深度以下稳定土层中的长度应按计算确定，且对中密以上碎石土、砂土、坚硬黏性土和密实粉土不应小于 1.0m，对其他非岩石土不宜小于 1.5m。

5 灌注桩的配筋长度：

- 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、欠固结土层或液化土层时，配筋长度穿过该层进入稳定土层的长度（不包括桩尖部分）不应小于 0.5m；

3) 抗拔桩、端承桩、坡地岸边的桩、8 度以上（含 8 度）及 7 度 IV 类场地地震区的桩应通长配筋；

4) 摩擦型钻孔灌注桩构造配筋长度不宜小于 2/3 桩长；

6 桩顶嵌入承台内的长度不应小于 50mm；对大直径桩不宜小于 100mm。主筋伸入承台内的锚固长度不应小于钢筋直径的 35 倍。采用一柱一桩时，柱纵筋插入桩身的长度应满足锚固长度的要求。对于抗拔桩，桩顶纵向主筋的锚固长度应满足锚固长度的要求。

7 桩基础纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度：灌注桩不应小于 50mm（腐蚀环境中不应小于 55mm）；后插钢筋笼的压灌桩不应小于 70mm；预制桩不应小于 35mm；预应力混凝土桩不应小于 30mm；且应符合《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046 的有关规定。

8 管桩顶部的填芯混凝土应采用微膨胀混凝土，强度等级不应低于 C30，灌注高度不应小于 1.5m 和 3d 的较大值；当用填芯混凝土中的钢筋作为抗拔桩的受力钢筋时，填芯混凝土的高度应通过计算确定。

10.2.2 大直径人工挖孔扩底灌注桩（图 10.2.2）应符合下列规定：

1 桩身直径应不小于 800mm，扩底端直径与桩身直径之比不宜超过 1.5；

2 桩身和扩底部分均应做钢筋混凝土护壁，护壁厚度不应小于 100mm，混凝土强度等级不宜低于 C15，上下节护壁应配置不小于 $\phi 8@300$ 的竖向连接钢筋，护壁混凝土的强度等级可与桩身相同。扩底护壁应按不小于 2.5:1 的高宽比，每 300mm~500mm 为一步做上下竖筋销连的混凝土护壁；

3 宜一柱一桩布置，当两柱相邻很近时，也可以两柱一桩。

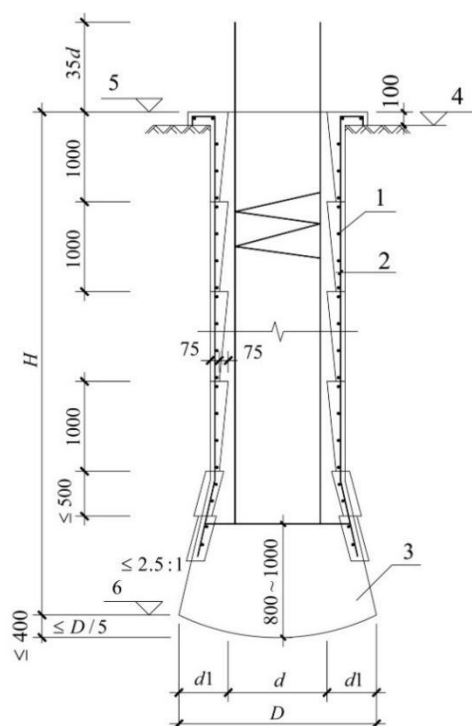


图 10.2.2 挖孔桩基础示意图

1- $\phi 8@300$ 环筋；2- $\phi 8@300$ 纵筋；3-先浇此处混凝土后下钢筋笼；

4-地面标高；5-桩顶标高；6-桩底标高

10.2.3 墩基础适用于多层砌体结构建筑，也可用于多层钢筋混凝土框架结构房屋中。墩基础构造（图 10.2.3）应符合下列规定：

1 墩基础的基本形式为圆柱形或椭圆柱形，墩底可扩大，呈锅底形或平底形，其基本尺寸宜满足： $d \geq 800\text{mm}$ ； $H = 3.0\text{ m} \sim 4.0\text{m}$ ； $h/a \geq 2.5$ ； $c \leq 300\text{mm}$ ；

2 墩基础中心距可为 2.5 倍~4.5 倍墩身直径；

3 墩基础采用强度等级不小于 C25 的毛石混凝土或混凝土，护壁构造与人工挖孔桩的护壁构造相同。墩顶预埋筋 $4\phi 10$ 与扁宽地梁拉接。有构造柱处，应将构造柱纵筋插入墩中不小于 35 倍钢筋直径。墩顶伸入地梁最小长度为 50mm。墩身可不配钢筋，当房屋高宽比较大且水平力较大时，或多层框架结构房屋采用墩基础时，墩身可配 0.2% 竖筋，配筋构造与人工挖孔灌注桩相同。

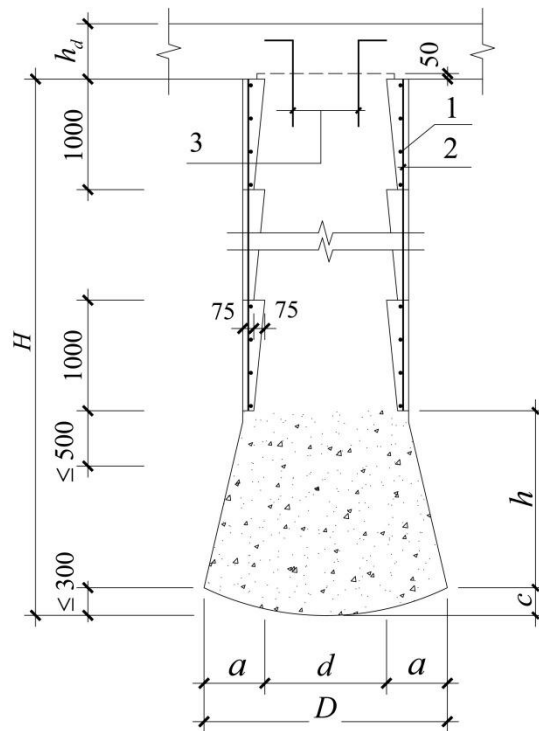


图 10.2.3 短墩基础示意图

1- $\phi 8@300$ 环筋；2- $\phi 8@300$ 纵筋；3-不小于 $4\phi 10$

10.2.4 桩位布置宜使桩基承载力合力点与竖向永久荷载合力作用点重合。桩的中心距宜大于或等于 $3d$ （ d 为桩径或边长），对于挤土桩群桩，桩的中心距宜为 $3.5d \sim 4.0d$ ，对排数少于 3 排且桩数少于 9 根的非挤土灌注桩，桩的中心距宜大于或等于 $2.5d$ ，对挤土夯扩桩群桩，桩的中心距宜为 $4.0d \sim 4.5d$ ，对扩底灌注桩，两扩大端之间的净距应大于 500mm。当施工中采取减小挤土效应的可靠措施时，桩中心距可适当减小。

10.2.5 桩基承台的构造，除满足受冲切、受剪切、受弯承载力和上部结构的要求外，尚应符合下列要求：

1 柱下独立承台的最小宽度不应小于 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应小于 150mm。大直径桩承台平面尺寸可比桩外径大出 150mm。柱下单排桩条形承台梁，承台边缘至桩外边缘的距离不宜小于 150mm。对于墙下条形承台梁，桩的外边缘至承台梁边缘的距离不应小于 75mm，承台的最小厚度不应小于 300mm。

2 承台的配筋构造应符合下列规定：

1) 对矩形承台，其钢筋应按双向均匀通长布置（图 10.2.5a），钢筋直径不应小于 12mm，间距不宜大于 200mm；

2) 对三桩承台，钢筋应按三向板带均匀通长布置，且最里面的三根钢筋围成的三角形应在柱截面范围内（图 10.2.5b）；

3) 对柱下独立两桩承台，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中的受弯构件进行计算，并满足构造要求；

4) 对条形承台梁，主筋直径不应小于 12mm，架立钢筋不宜小于 10mm，箍筋直径不宜小于 6mm（图 10.2.5c）；

5) 柱下独立桩基承台的最小配筋率不应小于 0.15%。条形承台梁的主筋除满足计算要求外，尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于最小配筋率的规定；

6) 钢筋锚固长度自边桩内侧（当为圆桩时，应将其直径乘以 0.886 等效为方桩）算起，锚固长度不应小于 35 倍钢筋直径，当不满足时应将钢筋向上弯折，此时钢筋水平段的长度不应小于 25 倍钢筋直径，弯折段的长度不应小于 10 倍钢筋直径。

3 承台混凝土强度等级不应低于 C25，承台底面钢筋的混凝土保护层厚度当无混凝土垫层时不应小于 70mm，当有混凝土垫层时不应小于 50mm；且不应小于桩头嵌入承台内的长度。

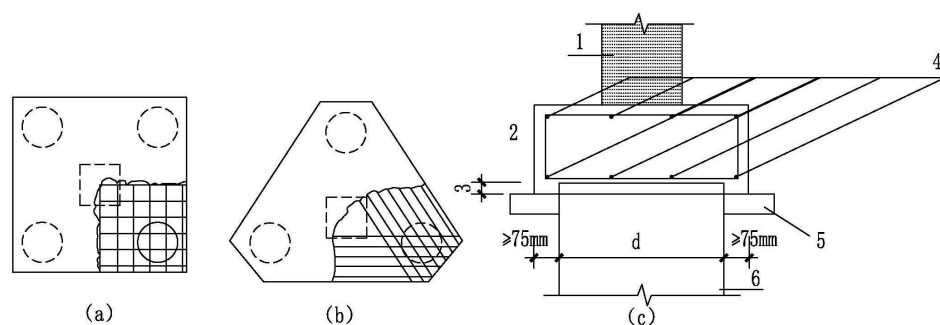


图 10.2.5 承台配筋示意

1-墙；2-箍筋直径 $\geq 6\text{mm}$ ；3-桩顶入承台 $\geq 50\text{mm}$ ；4-承台梁内主筋除须按计算配筋外尚应满足最小配筋率；
5-垫层 100mm 厚 C15 混凝土；6-桩

10.2.6 承台之间的连接应符合下列要求：

1 单桩承台，应在两个互相垂直的方向上设置连系梁；

2 柱下单排桩承台，应在排桩轴线垂直方向设置连系梁；

- 3 有抗震要求的柱下独立承台，宜在两个主轴方向设置连系梁；
 - 4 连系梁顶面宜与承台位于同一标高。连系梁的宽度不应小于 250mm，梁的高度可取承台中心距的 1/10~1/15，且不应小于 400mm；
 - 5 连系梁的计算和构造应符合本标准 9.1.5 条的规定。
- 10.2.7** 承受竖向荷载为主的低桩承台桩基，当地面下无液化土层，且桩承台周围无淤泥、淤泥质土和地基承载力特征值不大于 100kPa 的填土时，本标准第 5.2.10 条所列建筑可不进行桩基抗震承载力验算。

10.3 桩基承载力计算

10.3.1 单桩及群桩中单桩桩顶作用效应应按下列公式计算：

1 轴心竖向力作用下：

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} \quad (10.3.1-1)$$

2 偏心竖向力作用下：

$$Q_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \quad (10.3.1-2)$$

3 水平力作用下：

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \quad (10.3.1-3)$$

式中： F_k ——相应于作用的标准组合时，作用于桩基承台顶面的竖向力（kN）；
 G_k ——桩基承台自重及承台上土自重（kN）；
 Q_k ——相应于作用的标准组合时，轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力（kN）；
 n ——桩基中的桩数；
 M_{xk} 、 M_{yk} ——相应于作用的标准组合时，作用于承台底面通过桩群形心 x、y 轴的力矩（kN·m）；
 x_i 、 y_i ——桩 i 至桩群形心的 y、x 轴线的距离（m）；
 H_k ——相应于作用的标准组合时，作用于承台底面的水平力（kN）；
 H_{ik} ——相应于作用的标准组合时，作用于任一单桩的水平力（kN）；

10.3.2 单桩承载力计算应符合下列要求：

1 荷载效应标准组合轴心竖向力作用下：

$$Q_k \leq R_a \quad (10.3.2-1)$$

2 偏心竖向力作用下，除满足上式外，尚应满足下列要求：

$$Q_{ikmax} \leq 1.2 R_a \quad (10.3.2-2)$$

3 地震作用和荷载作用标准组合轴心竖向力作用下：

$$Q_{Ek} \leq 1.25 R_a \quad (10.3.2-3)$$

4 地震作用和荷载作用标准组合偏心竖向力作用下，除满足上式外，尚应满足下列要求：

$$Q_{Ekmax} \leq 1.5 R_a \quad (10.3.2-4)$$

5 荷载效应标准组合水平荷载作用下：

$$H_{ik} \leq R_{Ha} \quad (10.3.2-5)$$

6 地震作用组合水平荷载作用下：

$$H_{ik} \leq 1.25 R_{Ha} \quad (10.3.2-6)$$

式中： R_a ——单桩竖向承载力特征值（kN）；

Q_{ikmax} ——相应于作用的标准组合时，桩顶最大竖向力（kN）；

Q_{Ek} ——相应于地震作用和荷载作用标准组合时，基桩或复合基桩的平均竖向力（kN）；

Q_{Ekmax} ——相应于地震作用和荷载作用标准组合时，基桩或复合基桩的最大竖向力（kN）；

R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值（kN）。

10.3.3 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静载试验确定竖向承载力，试桩工况与实际基桩使用工况应相符，试验应采用慢速维持荷载法；对于大直径桩也可采用同条件下较小直径桩的单桩静载荷试验结合桩身应力实测推导竖向承载力特征值，但试桩直径与工程桩直径之比不应小于 0.5。干作业的大直径桩也可采用桩端深层载荷试验结果按式（10.3.3）计算竖向承载力特征值；

2 初步设计时，单桩竖向承载力特征值可根据原位测试成果及土工试验指标结合工程经验按下式估算。对于劲芯复合桩，初步设计可参照现行辽宁省地方标准《预应力混凝土管桩基础技术规程》DB21/T1565 有关规定执行。

$$R_a = u_p \sum q_{sa} l_i + u_p \sum \psi_s q_{sa} l_{g,j} + \psi_p q_{pa} A_p \quad (10.3.3)$$

式中： A_p ——桩端横截面面积（m²）；

q_{pa} ——桩端阻力特征值（kPa），按本标准附录 H.0.2 选用；

q_{sa} ——桩侧阻力特征值（kPa），按本标准附录 H.0.1 选用；当桩有扩大端时，扩底高度及桩身变截面以上 1 倍桩径范围内，侧阻力不计；

u_p ——计算段桩身周边长度（m），当人工挖孔桩护壁的强度等级不小于 C20 时，桩身周长可按护壁外径计算；

l_i ——第 i 层天然土层厚度（m）；

$l_{g,j}$ ——第 j 层后注浆竖向增强段土层厚度（m），单一桩端后注浆时，竖向增强段

为桩端以上 12m（泥浆护壁成孔）或 6m（干作业成孔）；桩端、桩侧同时后注浆时，竖向增强段为桩端以上与桩侧注浆断面以上 12m（泥浆护壁成桩）或 6m（干作业成孔）之和，重叠部位扣除；

ψ_s ——后注浆桩桩侧阻增强系数；按本标准第 10.3.4 条规定执行；

ψ_p ——桩端阻力修正系数，按本标准第 10.3.5 条规定执行。

10.3.4 后压浆桩桩侧阻增强系数应按表 10.3.4 选用。

表 10.3.4 桩侧阻增强系数 ψ_s

淤泥、淤泥质土	黏性土、粉土	粉、细砂	中、粗、砾砂	碎石土
1.2~1.3	1.4~1.8	1.6~2.0	2.30~2.70	2.50~2.90

注：注浆压力宜为 1.2MPa ~4.0MPa，低压取低值，高压取高值。

10.3.5 桩端阻力应根据桩长、桩端直径及是否采取处理措施等相应进行修正，修正系数确定应符合下列规定：

1 桩端为土层的桩，当桩的入土深度大于等于 3m 时，桩端阻力修正系数按下式计算：

$$\psi_p = 0.28 \ln H + 0.37 \quad (10.3.5-1)$$

式中：H——桩入土深度（m），对于桩筏基础，桩长应加上筏板基础埋深；

2 对桩端后注浆桩， ψ_p 可按表 10.3.5 取值。

表 10.3.5 桩端阻力修正系数 ψ_p

黏性土	粉土	粉、细砂	中、粗、砾砂	碎石土	全、强风化岩
1.3~1.5	1.3~1.5	1.6~2.3	2.2~2.8	2.4~3.0	2.0~2.4

3 当桩端直径 D 大于 0.8m 时，对于粉土、黏性土 $\psi_p = (0.8/D)^{0.25}$ ，对于砂土、碎石土 $\psi_p = (1.0/D)^{0.2}$ ；

4 当大直径桩的桩中心距小于 3 倍桩身直径时，桩端阻力修正系数按下式计算：

$$\psi_p = (2.5 + 0.5a) / 4 \quad (10.3.5-2)$$

式中：a——相邻桩的中心距与相邻桩桩身直径平均值之比。

5 对于大直径开口钢管桩，可按下列公式计算：

$$\text{当 } h_b / d < 5 \text{ 时, } \psi_p = 0.16 h_b / d \quad (10.3.5-3)$$

$$\text{当 } h_b / d \geq 5 \text{ 时, } \psi_p = 0.8 \quad (10.3.5-4)$$

式中： h_b ——桩端进入持力层的深度（m）；

d ——钢管桩直径（m）。

10.3.6 当桩端全断面嵌入完整和较完整的未风化、微风化、中风化岩体的深度大于 0.5m 时，可按嵌岩桩设计，其单桩竖向承载力特征值按下式计算：

$$R_a = u_p \sum q_{sia} l_i + 0.5 \xi_r f_{rk} A_p \quad (10.3.6)$$

式中： f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值（kPa），黏土岩取天然湿度单轴抗压强度标准值（kPa）；

ξ_r ——桩嵌岩段侧阻和端阻综合系数，与嵌岩深径比 h_r/d 、岩石软硬程度和成桩工艺有关，按表 10.3.6 采用。

表 10.3.6 桩嵌岩段侧阻和端阻综合系数 ξ_r

嵌岩深径比 h_r/d	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
软岩、较软岩	0.80	0.95	1.18	1.35	1.48	1.57	1.63	1.66	1.70
较硬岩、坚硬岩	0.65	0.81	0.90	1.00	1.04				

注： 1 表中数值适用于泥浆护壁成桩，对于干作业成桩（清底干净）和后注浆桩， ξ_r 应取表列数值的 1.2 倍；

2 h_r 为桩身嵌岩深度，当岩面倾斜时，以坡下方嵌岩深度为准，当 h_r/d 为非表列数值时， ξ_r 可以内插取值；

10.3.7 单桩水平承载力的确定应符合下列规定：

- 1 承受水平力较大的单桩水平承载力特征值应通过水平静载荷试验确定；
- 2 当作用于桩基上的外力主要为水平力或高层建筑承台下为软弱土层、液化土层时，应根据使用要求对桩顶变位的限制，按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 计算单桩水平承载力特征值。多桩承台内单桩水平承载力尚应考虑群桩效应。

10.3.8 单桩抗拔承载力的确定应符合下列规定：

- 1 基桩抗拔极限承载力应通过单桩竖向抗拔静载荷试验确定；
- 2 抗拔桩尚应根据桩身裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值进行桩身受拉承载力验算。
- 3 对于预制桩承受拔力时，应进行接头焊缝或者其他接头形式的强度和耐久性验算。

10.3.9 钢筋混凝土轴心受压桩正截面受压承载力应符合下列规定：

- 1 当桩顶以下 $5d$ （软土层中 $10d$ ）范围的桩身螺旋式箍筋间距不大于 100mm，且构造配筋符合要求时：

$$N \leq \psi_c f_c A_{ps} + 0.9 f_y' A_s' \quad (10.3.9-1)$$

- 2 当桩身配筋不符合上述 1 款规定时：

$$N \leq \psi_c f_c A_{ps} \quad (10.3.9-2)$$

式中： N ——荷载效应基本组合下的桩顶轴向压力设计值（kN）；

ψ_c ——基桩成桩工艺系数，对非预应力预制桩取 0.75，预应力预制桩取 0.70~0.85，干作业非挤土灌注桩取 0.90，泥浆护壁和套管护壁非挤土桩、部分挤土和挤土灌注桩取 0.7~0.8，软土地区挤土灌注桩取 0.6；

f_c ——混凝土抗压强度设计值 (kPa);

f'_c ——纵向主筋抗压强度设计值 (kPa);

A_{ps} ——桩身截面面积 (m²);

A'_s ——纵向主筋截面面积 (m²);

10.3.10 钢筋混凝土轴心抗拔桩的正截面受拉承载力计算,受水平荷载和地震作用的桩身抗弯承载力和受剪承载力计算应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的有关规定。

10.3.11 预应力混凝土管桩的轴心受压、受拉正截面承载力,受水平荷载和地震作用的桩身抗弯承载力和受剪承载力计算应符合现行辽宁省地方标准《预应力混凝土管桩基础技术规程》DB 21/T 1565 的有关规定。

10.4 桩基础沉降计算

10.4.1 桩基沉降计算应符合下列规定:

1 对以下建筑物的桩基应进行沉降计算:

- 1) 地基基础设计等级为甲级的建筑物桩基;
- 2) 结构体型复杂、荷载不均匀或桩端平面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。

2 桩基沉降不得超过本标准表 5.3.3 规定的地基变形允许值;

3 桩基沉降计算宜采用考虑桩径影响的明德林 Mindlin 解计算确定。

10.4.2 当桩端持力层无软弱下卧层,且桩端入土深度等于或大于 6m 的大直径灌注桩基础最终沉降量 s_a 可按式 (10.4.2) 估算:

$$s_a = \eta_i P_a D / N_{63.5} (\text{或} N) \quad (10.4.2)$$

式中: P_a ——桩端底面处平均压应力 (kPa);

D ——扩底直径 (m);

η_i ——与计算参数有关的压缩变形综合调整系数,按表 10.4.2 取值;

$N_{63.5}$ ——桩端以下 1 D 深度范围内重型动力触探锤击数平均值,适用于砂土、碎石土;

N ——标准贯入试验锤击数平均值,适用于粉土、黏性土。

表 10.4.2 桩端土压缩变形综合调整系数

桩端土	极软岩、软岩	砂土、碎石土	粉土、黏性土
调整系数 η_i	0.088	0.083	0.093

10.4.3 对于一柱一桩的框架结构，若两个相邻挖孔桩桩底的土质条件相同时，只要满足式（10.4.3）即认为该相邻桩的设计符合沉降差要求。

$$(Q_1 / D_1 - Q_2 / D_2) \leq 16LN_{63.5} \quad (10.4.3)$$

式中： D_1 ——相邻桩中较大的扩大端直径（m）；

D_2 ——相邻桩中较小的扩大端直径（m）；

Q_1 ——桩径为 D_1 的桩桩端土所受的竖向力（kN）；

Q_2 ——桩径为 D_2 的桩桩端土所受的竖向力（kN）；

L ——相邻桩的中心距离（m）。

10.4.4 以减少差异沉降和承台内力为目标的变刚度调平设计，宜结合具体条件按下列规定实施：

1 对于主裙楼连体建筑，当高层建筑采用桩基时，裙房（含纯地下室）的地基或桩基刚度宜相对弱化，可采用天然地基、复合地基、疏桩或短桩基础；

2 对于框架-核心筒结构高层建筑桩基，应强化核心筒区域桩基刚度（如适当增加桩长、桩径、桩数、采用后注浆等措施），相对弱化核心筒外围桩基刚度（采用复合桩基，视地层条件减少桩长）；

3 对于框架-核心筒结构高层建筑天然地基承载力满足要求的情况下，宜于核心筒区域局部设置增强刚度、减少沉降的摩擦型桩；

4 对于大体量筒仓、储罐的摩擦型桩基，宜按内强外弱原则布桩；

5 对上述按变刚度调平设计的桩基，宜进行上部结构—承台—桩—土共同工作分析。

10.5 桩基承台设计

10.5.1 柱下桩基础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 10.5.1a）：

$$M_x = \sum N_i y_i \quad (10.5.1-1)$$

$$M_y = \sum N_i x_i \quad (10.5.1-2)$$

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（kN·m）；

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（m）；

N_i ——扣除承台和其上填土自重后相应于作用的基本组合时的第 i 桩竖向力设计值（kN）。

2 三桩承台

1) 等边三桩承台（图 10.5.1b）

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{\sqrt{3}}{4} c \right) \quad (10.5.1-3)$$

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（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）；

$N_{\max}$ ——扣除承台和其上填土自重后的三桩中相应于作用的基本组合时的最大单桩竖向力设计值（ kN ）；

s ——桩距（ m ）；

c ——方柱边长（ m ），圆柱时 $c = 0.886d$ （ d 为圆柱直径）。

2) 等腰三桩承台（图 10.5.1c）

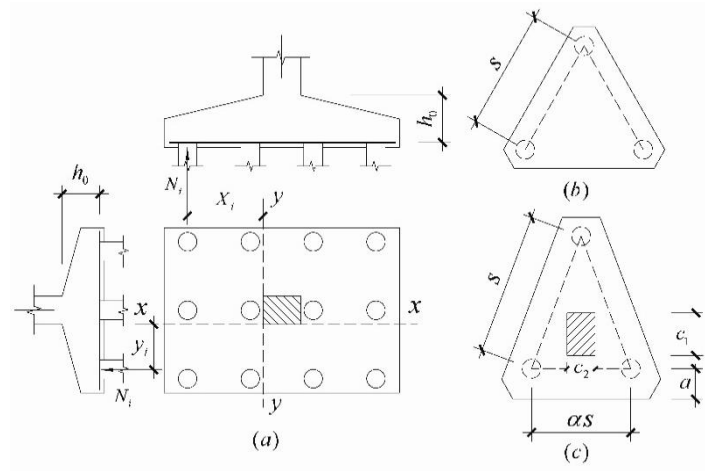


图 10.5.1 承台弯矩计算

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left(s - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} c_1 \right) \quad (10.5.1-4)$$

$$M_2 = \frac{N_{\max}}{3} \left(\alpha s - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} c_2 \right) \quad (10.5.1-5)$$

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（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）；

s ——长向桩距（ m ）；

α ——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（ m ）。

10.5.2 箱形承台和筏形承台的弯矩可按下列规定计算：

1 箱形承台和筏形承台的弯矩宜考虑地基土层性质、基桩分布、承台和上部结构类型 and 刚度，按地基—桩—承台—上部结构共同作用原理分析计算；

2 对于箱形承台，当桩端持力层为基岩、密实的碎石类土、砂土且深厚均匀时；或当上部结构为剪力墙；或当上部结构为框架-核心筒结构且按变刚度调平原则布桩时，箱形承台底板可仅按局部弯矩作用进行计算；

3 对于筏形承台，当桩端持力层深厚坚硬、上部结构刚度较好，且柱荷载和柱间距的变化不超过 20% 时；或当上部结构为框架-核心筒结构且按变刚度调平原则布桩时，可仅按

局部弯矩作用进行计算。

10.5.3 柱下条形承台梁的弯矩可按下列规定计算：

- 1 可按弹性地基梁（地基计算模型应根据地基土层特性选取）进行分析计算；
- 2 当桩端持力层深厚坚硬且桩柱轴线不重合时，可视桩为不动铰支座，按连续梁计算。

10.5.4 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 10.5.4-1）：

$$F_l \leq 2[\alpha_{ox}(b_c + a_{oy}) + \alpha_{oy}(h_c + a_{ox})]\beta_{hp}f_t h_0 \quad (10.5.4-1)$$

$$F_l = F - \sum N_i \quad (10.5.4-2)$$

$$\alpha_{ox} = 0.84/(\lambda_{ox} + 0.2) \quad (10.5.4-3)$$

$$\alpha_{oy} = 0.84/(\lambda_{oy} + 0.2) \quad (10.5.4-4)$$

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作用的基本组合时的冲切力设计值（kN），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 10.5.4-1）；

h_0 ——冲切破坏锥体的有效高度（m）；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值（kPa）；

β_{hp} ——受冲切承载力截面高度影响系数，其值按本标准第 9.3.8 条的规定取用。

α_{ox} 、 α_{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 $a_{ox}(a_{oy}) < 0.25h_0$ 时， $a_{ox}(a_{oy}) = 0.25h_0$ ；当 $a_{ox}(a_{oy}) > h_0$ 时， $a_{ox}(a_{oy}) = h_0$ ；

F ——柱根部轴力设计值（kN）；

$\sum N_i$ ——冲切破坏锥体范围内各桩的净反力设计值之和（kN）。

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。

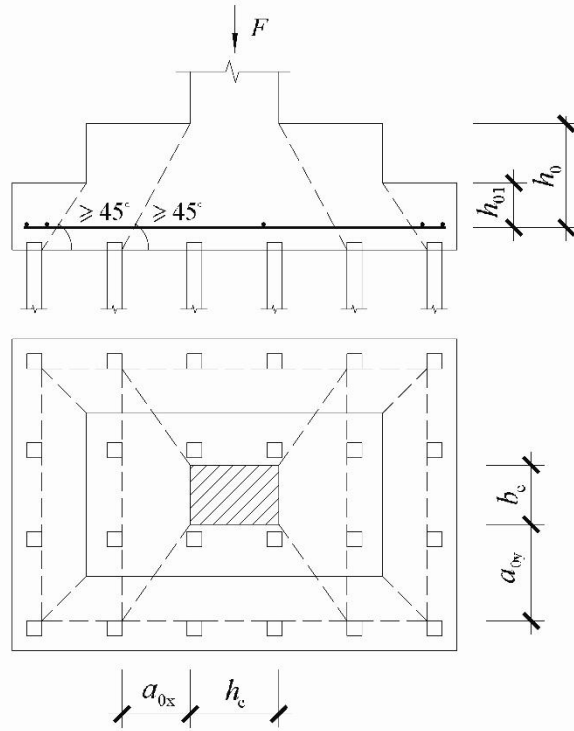


图 10.5.4-1 柱对承台冲切

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列公式计算（图 10.5.4-2）：

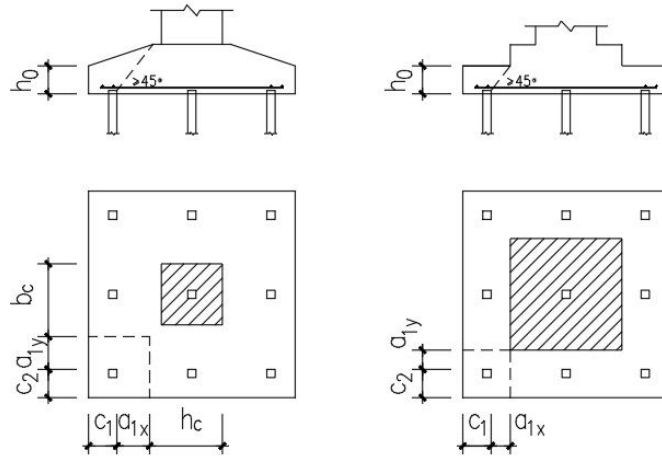


图 10.5.4-2 矩形承台角桩冲切验算

$$N_l \leq \left[\alpha_{1x} \left(c_2 + \frac{a_{1y}}{2} \right) + \alpha_{1y} \left(c_1 + \frac{a_{1x}}{2} \right) \right] \beta_{hp} f_t h_0 \quad (10.5.4-5)$$

$$\alpha_{1x} = 0.56 / (\lambda_{1x} + 0.2) \quad (10.5.4-6)$$

$$\alpha_{1y} = 0.56/(\lambda_{1y} + 0.2) \quad (10.5.4-7)$$

式中： N_l ——扣除承台和其上填土自重后的角桩桩顶相应于作用的基本组合时的竖向力设计值（kN）；

α_{1x} 、 α_{1y} ——角桩冲切系数；

λ_{1x} 、 λ_{1y} ——角桩冲跨比，其值满足 $0.25 \sim 1.0$ ， $\lambda_{1x} = a_{1x}/h_0$ ， $\lambda_{1y} = a_{1y}/h_0$ ；

c_1 、 c_2 ——从角桩内边缘至承台外边缘的距离（m）；

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（m）；

h_0 ——承台外边缘的有效高度（m）。

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 10.5.4-3）。对圆柱及圆柱，计算时可将圆形截面换算成正方形截面。

底部角桩

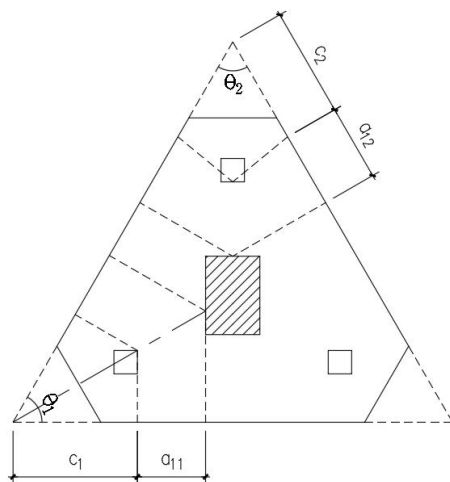


图 10.5.4-3 三角形承台角桩冲切验算

$$N_l \leq \alpha_{11} (2c_1 + a_{11}) \tan \frac{\theta_1}{2} \beta_{hp} f_t h_0 \quad (10.5.4-8)$$

$$\alpha_{11} = 0.56/(\lambda_{11} + 0.2) \quad (10.5.4-9)$$

顶部角桩

$$N_l \leq \alpha_{12} (2c_2 + a_{12}) \tan \frac{\theta_2}{2} \beta_{hp} f_t h_0 \quad (10.5.4-10)$$

$$\alpha_{12} = 0.56/(\lambda_{12} + 0.2) \quad (10.5.4-11)$$

式中： λ_{11} 、 λ_{12} ——角桩冲跨比，其值满足 $0.25 \sim 1.0$ ， $\lambda_{11} = a_{11}/h_0$ 、 $\lambda_{12} = a_{12}/h_0$ ；

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 (m); 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。

3 对于箱形、筏形承台, 可按下列公式计算承台受内部基桩的冲切承载力:

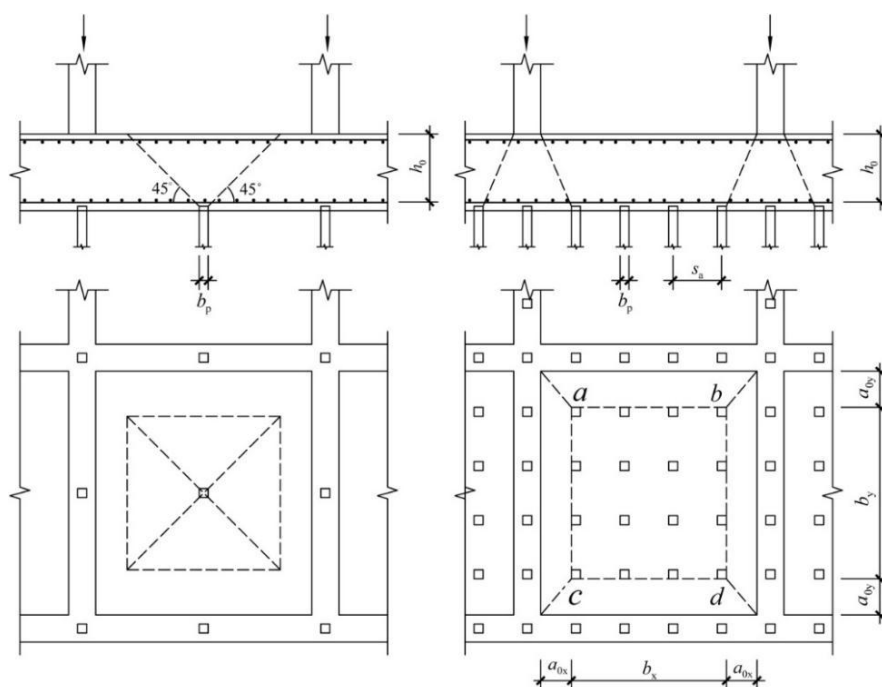
1) 应按下式计算受基桩的冲切承载力, 如图 10.5.4-4 (a) 所示:

$$N_l \leq 2.8(b_p + h_0)\beta_{hp}f_t h_0 \quad (10.5.4-12)$$

2) 应按下式计算受桩群的冲切承载力, 如图 10.5.4-4 (b) 所示:

$$\sum N_{li} \leq 2[\alpha_{ox}(b_y + a_{oy}) + \alpha_{oy}(b_x + a_{ox})]\beta_{hp}f_t h_0 \quad (10.5.4-13)$$

式中: N_l 、 $\sum N_{li}$ ——扣除承台和其上填土自重后, 在荷载效应的基本组合下, 基桩的净反力设计值、冲切锥体内各基桩的反力设计值之和 (kN)。



(a) 受基桩的冲切; (b) 受桩群的冲切

图 10.5.4-4 基桩对筏形承台的冲切和墙对筏形承台的冲切计算示意

10.5.5 柱下桩基础独立承台, 应分别对柱边、变阶处和桩边连线形成的贯通承台的斜截面的受剪承载力进行验算。当承台悬挑边有多排基桩形成多个斜截面时, 应对每个斜截面的受剪承载力进行验算。柱下桩基独立承台斜截面受剪承载力可按下列公式计算 (图 10.5.5):

$$V \leq \beta_{hs}\beta f_t b_0 h_0 \quad (10.5.5-1)$$

$$\beta = 1.75/(\lambda + 1.0) \quad (10.5.5-2)$$

式中: V ——扣除承台及其上填土自重后相应于作用的基本组合时的斜截面的最大剪力设计值 (kN);

b_0 ——承台计算截面处的计算宽度 (m)。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标准附录 F 确定；

h_0 ——计算宽度处的承台有效高度 (m)；

β ——剪切系数；

β_{hs} ——受剪切承载力截面高度影响系数，按公式 (8.3.10-2) 计算；

λ ——计算截面的剪跨比； $\lambda_x = a_x / h_0$ ， $\lambda_y = a_y / h_0$ ； 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 $\lambda < 0.25$ 时，取 $\lambda = 0.25$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$ 。

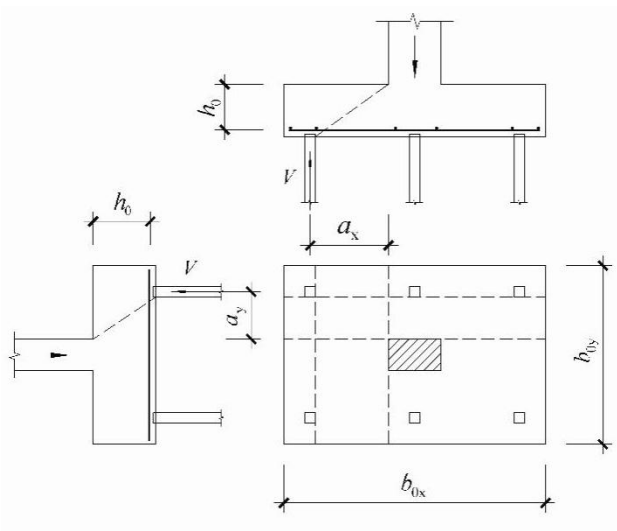


图 10.5.5 承台斜截面受剪计算

10.5.6 梁板式筏形承台梁、砌体墙下条形承台梁及柱下条形承台梁的受剪承载力可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算。

10.5.7 对于柱下桩基，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，应验算柱下或桩上承台的局部受压承载力。

10.5.8 大直径桩的承台及连系梁的设计应符合下列要求：

1 安全等级为一级的大直径桩基础工程宜设承台，安全等级为二级、三级的桩顶设连系梁时可不设承台，但要处理好柱、桩和连系梁之间的节点构造。

2 当桩身的水平抗力不足时，可采取加大承台的方法以利用桩帽（承台）侧土的水平抗力（图 10.5.8-1）。这时承台四周土层必须分层夯实。承台侧土的抗力可按下式计算：

$$H_s = 0.5m(B+1)h^2 X_0 \quad (10.5.8)$$

式中： B ——承台抗力面的宽度 (m)；

h ——承台高 (m)；

X_0 ——允许水平位移值（一般取 0.006m）；

m ——地基土水平抗力系数的比例系数 (kN/m⁴)。

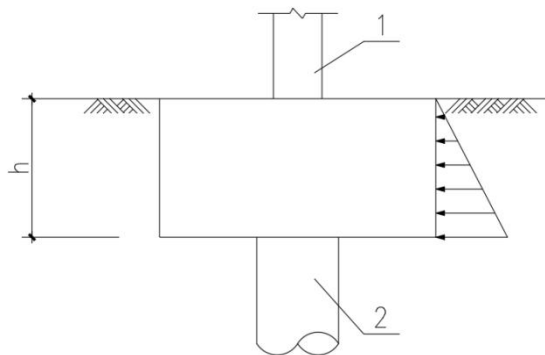


图 10.5.8-1 桩帽（承台）侧土水平抗力示意

1—柱；2—桩

3 柱下单桩宜在桩顶两个互相垂直的方向上设置连系梁。对于单层工业厂房的柱下桩基，因无法沿厂房横向设连系梁，宜设置承台板，利用伸出的承台板下土的反力来抵抗柱端弯矩（图 10.5.8-2），但桩周土层必须是夯实的，承台板下土必须与承台紧密接触，能产生承台效应。否则可在承台板下做小短墩以平衡弯矩。在验算桩的竖向承载力时不考虑承台效应和短墩作用。

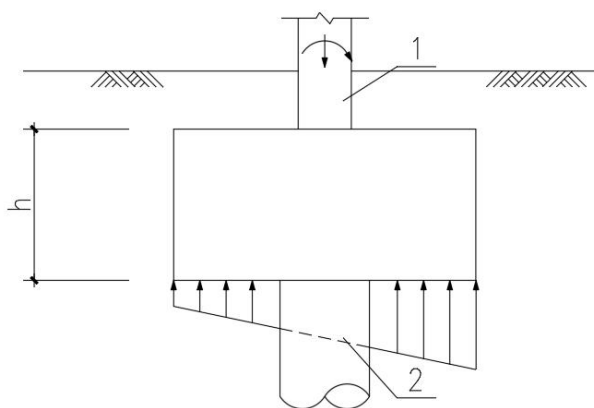


图 10.5.8-2 承台板下的土反力抵抗桩端弯矩示意

1—柱；2—桩

4 连系梁与地下室底板整体浇筑时，或以暗梁形式埋设于底板中时，连系梁可不按拉力计算配筋，仅按构造配筋。

10.5.9 砌体墙下采用大直径灌注桩或短墩基础时，应设置通长的承台梁。承台梁以桩为支座按多跨连续梁计算。当砌体墙层数等于或小于 4 层时，其荷重按实际荷重计算；当砌体墙层数大于 4 层，且墙上没有洞口时，墙传给承台梁的荷载按承台梁上承受的全部荷载的 70% 折合为沿承台梁的均布荷载计算；当墙上每跨有一个门洞口，且洞宽不大于 1.20m，洞高不大于 2m，或外墙上每跨有一个窗洞口，且窗台高不小于 0.90m 时，砖墙传给承台梁荷载，按承台梁上承受的全部荷载的 80% 折合为沿承台梁的均布荷载计算，在计算时可不考虑梁上洞口位置的影响，但在洞口及两侧各 500mm 范围内加密箍筋。

11 基坑工程

11.1 一般规定

11.1.1 基坑工程设计应包括下列内容：

- 1 支护结构体系上的作用和作用组合确定；
- 2 基坑支护体系的稳定性验算；
- 3 支护结构的承载力、稳定和变形计算；
- 4 地下水控制设计；
- 5 对周边环境影响的控制设计；
- 6 基坑土方开挖与回填要求；
- 7 支护结构施工要求；
- 8 基坑工程监测与维护要求；
- 9 基坑工程施工验收检验要求。

11.1.2 安全等级为一级、二级的基坑工程，应对支护结构变形及基坑周边土体的变形进行计算，并应进行对周边环境影响的分析评估。

11.1.3 安全等级为一级、二级的基坑工程，在基坑开挖过程中与支护结构使用期内，必须进行支护结构的水平位移监测和基坑开挖影响范围内建（构）筑物、地面的沉降监测。

11.1.4 越冬基坑宜采取如下防治措施：

- 1 在坑壁及地面采取覆盖保温措施、设置竖向泄压孔、水平向排水减胀管；
- 2 采用锚索时，宜适当增加锚索刚度；
- 3 增加缀板加强腰梁刚度，有条件时优先采用混凝土腰梁。
- 4 改良坑壁土体冻胀性能；。
- 5 桩间采用内置钢筋网的喷射混凝土面层，钢筋网应与桩体连接固定。

11.1.5 基坑支护结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计，承载能力极限状态设计应包括下列内容：

- 1 根据基坑支护形式及其受力特点进行的基坑稳定性验算；
- 2 基坑支护结构的受压、受弯、受剪、受扭承载力计算；
- 3 当有锚杆或支撑时，应对其进行承载力计算和稳定性计算。

11.1.6 基坑回填施工应符合下列规定：

1 基坑回填前应排除积水、清除杂物、虚土和建筑垃圾；回填时结构强度不应低于设计强度的 70%；

2 回填材料可采用素土、灰土、预拌水泥土或素混凝土，严禁采用冻土、有机质土、大块碎石作为回填材料；

- 3 对抗浮有要求的基坑，宜采用弱透水性材料回填或采取隔水防渗措施；
- 4 基础底板下降水井应采用混凝土回填，其他部位降水井应采用素土回填；
- 5 回填土应采取压实措施，压实系数不小于 0.94。

11.1.7 超期服役的基坑应定期检测评估安全状态，重新使用前应进行安全性鉴定。

11.2 土压力计算

11.2.1 作用在支护结构上的土压力应按下列规定确定：

1 作用在支护结构上的主、被动土压力强度标准值可采用朗肯理论按下式计算（图 11.2.1-1）：

$$e_{ak} = (\sum \gamma_i h_i + \Delta q) K_{ai} - 2c_i \sqrt{K_{ai}} + u_a \quad (11.2.1-1)$$

$$e_{pk} = (\sum \gamma_i h_i + \Delta q) K_{pi} + 2c_i \sqrt{K_{pi}} + u_p \quad (11.2.1-2)$$

式中： e_{ak} ——计算点处主动土压力强度（kPa）；当 $e_{ak} < 0$ 时，应取 $e_{ak} = 0$ ；

e_{pk} ——计算点处被动土压力强度（kPa）；

K_{ai} ——主动土压力系数， $K_{ai} = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2})$ ；

K_{pi} ——被动土压力系数， $K_{pi} = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_i}{2})$ ；

γ_i ——第 i 层土天然重度（kN/m³），水位以下取有效重度；

h_i ——第 i 层土厚度（m）；

c_i 、 φ_i ——计算点处土的黏聚力（kPa），对于水位以上土层宜取固结不排水强度指标，水位以下土层宜取有效应力强度指标；

Δq ——计算点处附加竖向应力（kPa）。可按本标准第 11.2.3 条～11.2.6 条确定；

u_a 、 u_p ——分别为主动侧、被动侧计算点处的静水压力（kPa），当挡土结构前后存在渗流时，应考虑渗流压力的影响。

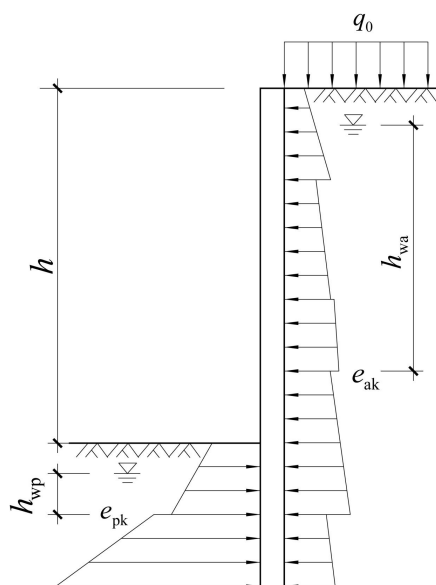


图 11.2.1-1 土压力计算

2 在支护结构土压力的影响范围内，存在相邻建筑物地下墙体等稳定的刚性界面，且

刚性界面距支护结构净距 b 小于 $h \times \tan(45^\circ - \varphi/2)$ 时, 可按下列方法计算作用在支护结构任一点有限宽度土体水平荷载 (图11.2.1-2):

1) 当计算深度 $z \leq b / \tan(45^\circ - \varphi/2)$ 或 $z \geq b / \tan(45^\circ - \varphi/2) + d_n$ 时, 按本条第1款规定计算;

2) 当计算点深度 $b / \tan(45^\circ - \varphi/2) < z < b / \tan(45^\circ - \varphi/2) + d_n$ 时:

$$e_{ak} = (2 - n_b) n_b \sum \gamma_i h_i K_{ai} - 2c_i n_b \sqrt{K_{ai}} + u_a \quad (11.2.1-3)$$

式中: h ——基坑深度 (m);

z ——计算点深度 (m);

d_n ——稳定墙体埋深 (m);

n_b ——计算系数, $n_b = b / (h \tan(45^\circ - \varphi/2))$ 。

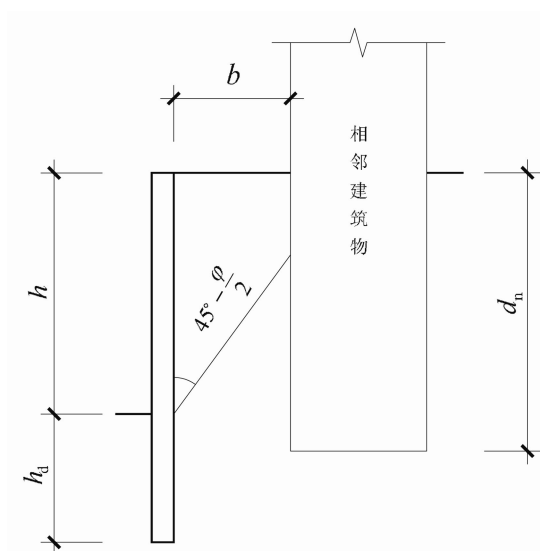


图11.2.1-2 有限范围土体的土压力计算简图

3 需要严格限制支护结构的水平位移时, 支护结构外侧的土压力宜按本标准第 7.3.3 条规定计算静止土压力;

4 有可靠经验时, 可采用支护结构与土相互作用的方法计算土压力。

11.2.2 对成层土, 土压力计算时的各土层计算厚度应符合下列规定:

1 当土层厚度较均匀、层面坡度较平缓时, 宜取邻近勘探孔的各土层厚度, 或同一计算剖面内各土层厚度的平均值;

2 当同一计算剖面内各勘探孔的土层厚度分布不均时, 应取最不利勘探孔的各土层厚度;

3 对复杂地层且距勘探孔较远时, 应通过综合分析土层变化趋势后确定土层的计算厚度;

4 当相邻土层的土性接近, 且对土压力的影响可以忽略不计或有利时, 可归并为同一计算土层。

11.2.3 均布附加荷载作用下的土中附加竖向应力应按式计算 (图 11.2.3):

$$\Delta q = q_0 \quad (11.2.3)$$

式中： q_0 ——均布附加荷载（kPa）；

Δq ——支护结构外侧附加荷载作用下计算点的土中附加竖向应力（kPa）。

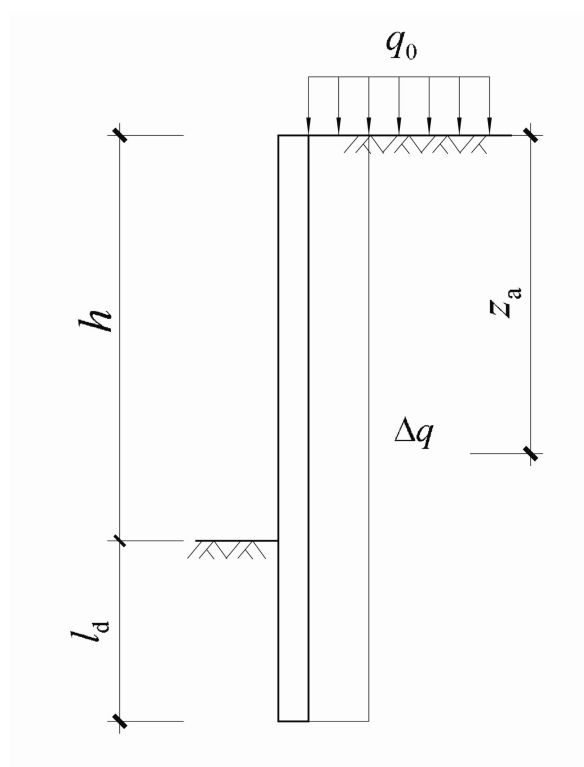


图 11.2.3 均布竖向附加荷载作用下的土中附加竖向应力计算

11.2.4 局部附加荷载作用下的土中附加竖向应力可按下列规定计算：

1 对于条形基础下的附加荷载（图 11.2.4a）：

当 $d + a / \tan \theta \leq z_a \leq d + (3a + b) / \tan \theta$ 时

$$\Delta q = \frac{p_0 b}{b + 2a} \quad (11.2.4-1)$$

式中： p_0 ——基础底面附加压力（kPa）；

d ——基础埋置深度（m）；

b ——基础宽度（m）；

a ——支护结构外边缘至基础的水平距离（m）；

θ ——附加荷载的扩散角，宜取 $\theta = 45^\circ$ ；

z_a ——支护结构顶面至土中附加竖向应力计算点的竖向距离。当 $z_a < d + a / \tan \theta$

或 $z_a > d + (3a + b) / \tan \theta$ 时，取 $\Delta q = 0$ 。

2 对于矩形基础下的附加荷载（图 11.2.4a）：

当 $d + a / \tan \theta \leq z_a \leq d + (3a + b) / \tan \theta$ 时

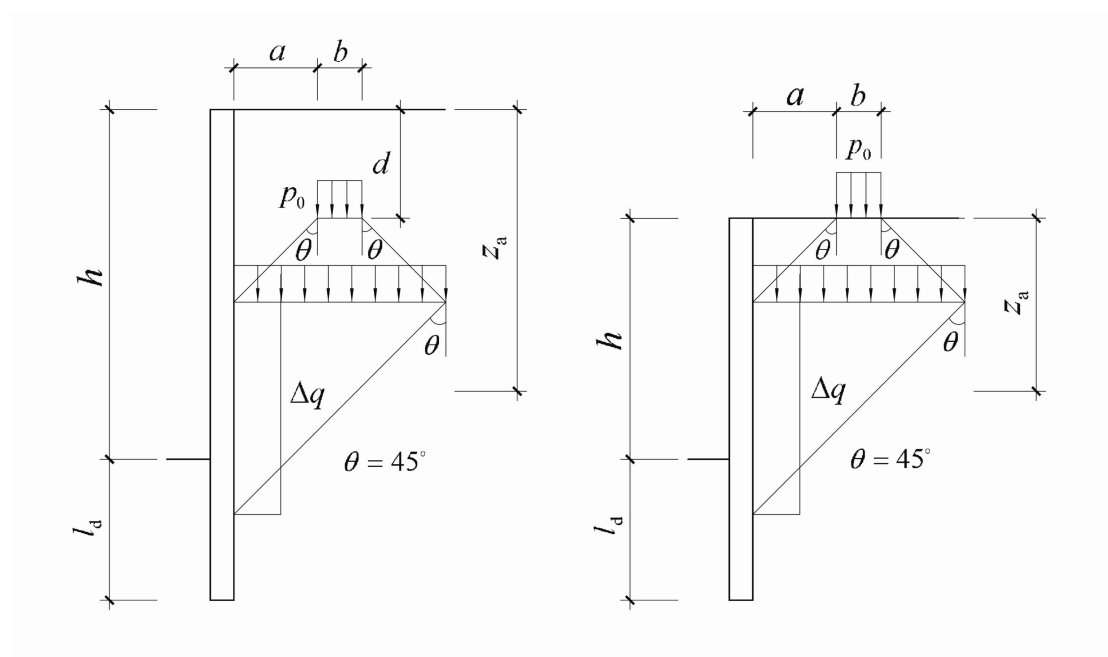
$$\Delta q = \frac{p_0 b l}{(b + 2a)(l + 2a)} \quad (11.2.4-2)$$

式中： b ——与基坑边垂直方向上的基础尺寸（m）；

l ——与基坑边平行方向上的基础尺寸（m）。当 $z_a < d + a/\tan\theta$ 或 $z_a >$

$d + (3a + b)/\tan\theta$ 时，取 $\Delta q = 0$

3 对作用在地面的条形、矩形附加荷载，按本条第 1、2 款计算土中附加竖向应力 Δq 时，应取 $d = 0$ （图 11.2.4b）。



(a)

(b)

图 11.2.4 局部附加荷载作用下的土中附加竖向应力计算

(a) 条形或矩形基础；(b) 作用在地面的条形或矩形附加荷载

11.2.5 当支护结构的挡土构件顶部低于地面，其上方采用放坡或土钉墙时，挡土构件顶面以上土层对挡土构件的作用宜按库伦土压力理论计算，也可将其视作附加荷载并按下列公式计算土中附加竖向应力（图 11.2.5）：

1 当 $a/\tan\theta \leq z_a \leq (a + b_1)/\tan\theta$ 时

$$\Delta q = \frac{\gamma_m h_1}{b_1} (z_a - a) + \frac{E_{ak1} (a + b_1 - z_a)}{K_{am} b_1^2} \quad (11.2.5-1)$$

$$E_{ak1} = \frac{1}{2} \gamma_m h_1^2 K_{am} - 2c_m h_1 \sqrt{K_{am}} + \frac{2c_m^2}{\gamma_m} \quad (11.2.5-2)$$

2 当 $z_a > (a + b_1)/\tan\theta$ 时

$$\Delta q = \gamma_m h_1 \quad (11.2.5-3)$$

3 当 $z_a < a$ 时

$$\Delta q = 0 \quad (11.2.5-4)$$

式中: z_a ——支护结构顶面至土中附加竖向应力计算点的竖向距离 (m);

a ——支护结构外边缘至放坡坡脚的水平距离 (m);

b_1 ——放坡坡面的水平尺寸 (m);

h_1 ——地面至支护结构顶面的竖向距离 (m);

γ_m ——支护结构顶面以上土的重度 (kN/m^3); 对多层土取各层土按厚度加权的平均值;

c_m ——支护结构顶面以上土的黏聚力 (kPa);

K_{am} ——支护结构顶面以上土的主动土压力系数; 对多层土取各层土按厚度加权的平均值;

E_{ak1} ——支护结构顶面以上土层所产生的主动土压力 (kN/m)。

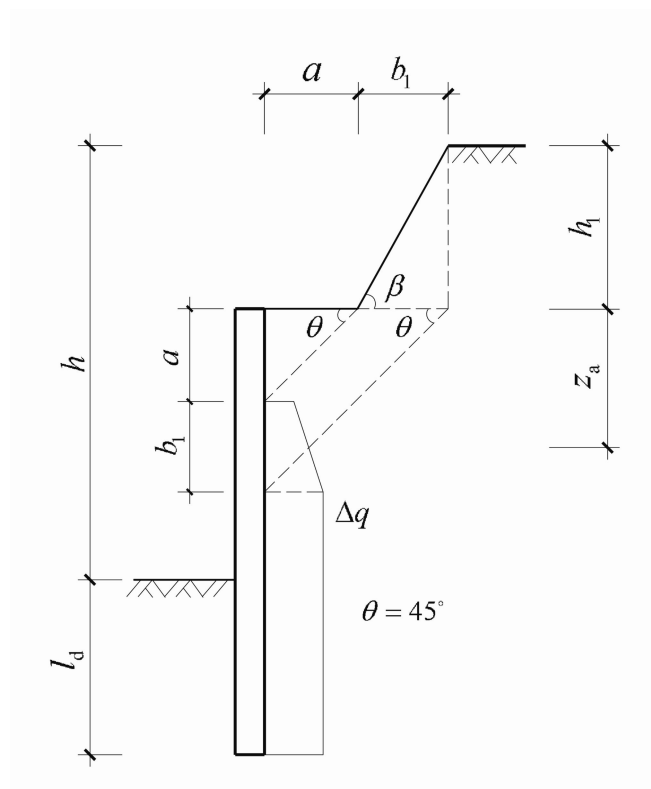


图 11.2.5 挡土构件顶部以上放坡时土中附加竖向应力计算

11.2.6 当支护结构顶部滑裂面范围内有重车通行时, 均布汽车荷载可按式计算:

$$q_0 = \frac{Q}{b_0 L} \quad (11.2.6)$$

式中： L ——车辆在支护结构纵向的分布长度（m）；

b_0 ——车辆在支护结构横向的分布宽度（m）；

Q ——最大载重量（kN）。

11.2.7 考虑冻胀力作用时，只计水平冻胀力，不考虑切向冻胀力，荷载组合时水平冻胀力和土压力不应同时组合，同一土层取水平冻胀力和主动土压力（静止土压力或其他形式的土压力）中的大值作为计算荷载。

11.3 桩墙式支护结构

11.3.1 桩墙式支护结构应采用下列分析方法：

1 锚拉式支挡结构，可将整个结构分解为挡土结构和锚拉结构（锚杆及腰梁、冠梁）分别进行分析；挡土结构宜采用平面杆系结构弹性支点法进行分析；作用在锚拉结构上的荷载应取挡土结构分析时得出的支点力；

2 支撑式支挡结构，可将整个结构分解为挡土结构和内支撑结构分别进行分析；挡土结构宜采用平面杆系结构弹性支点法进行分析；内支撑结构可按平面结构进行分析，挡土结构传至内支撑的荷载应取挡土结构分析时得出的支点力；对挡土结构和内支撑结构分别进行分析时，应考虑其相互之间的变形协调；

3 悬臂式支挡结构、单支点支挡结构，也可按等值梁法进行结构分析；

4 当有可靠经验时，可采用空间结构分析方法对支挡式结构进行整体分析或采用数值分析方法对支挡式结构与土相互作用进行整体分析。

11.3.2 采用平面杆系结构弹性支点法时，宜采用图 11.3.2 所示的结构分析模型。且应符合下列规定：

1 主动土压力强度可按本标准第 11.2.1 条确定；

2 土反力可按规范第 11.3.3 条确定；

3 挡土结构采用排桩时，土反力计算宽度可按本标准第 11.3.7 条确定；

4 挡土结构采用地下连续墙时，作用在单幅地下连续墙上的主动土压力计算宽度和土反力计算宽度应取包括接头的单幅墙宽度；

5 锚杆和内支撑对挡土墙的约束作用应按弹性支座考虑，并按本标准第 11.3.8 条确定。

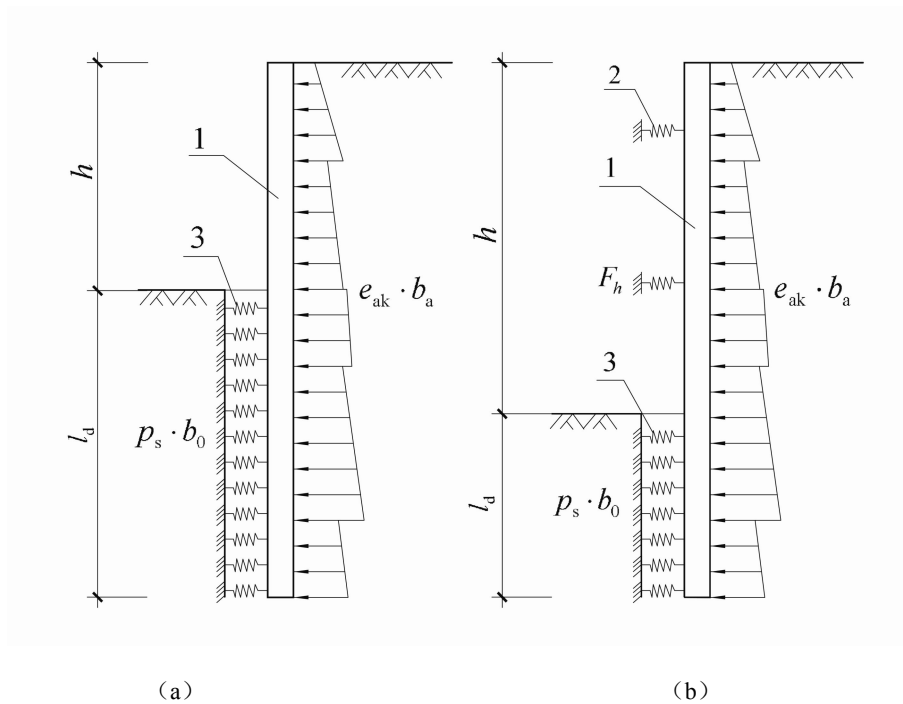


图 11.3.2 弹性支点法计算

(a) 悬臂式支挡结构；(b) 锚拉式支挡结构或支撑式支挡结构

1—挡土构件；2—由锚杆或支撑简化而成的弹性支座；3—计算土反力的弹性支座

11.3.3 作用在挡土构件上的分布土反力应符合下列规定：

1 分布土反力可按下列公式计算：

$$p_s = k_s v + p_{s0} \quad (11.3.3-1)$$

2 挡土构件嵌固段上的基坑内侧分布土反力应符合下列条件，当不符合时，应增加挡土构件的嵌固长度或取 $P_s = E_{pk}$ 时的分布土反力。

$$P_{sk} \leq E_{pk} \quad (11.3.3-2)$$

式中： p_s ——分布土反力 (kPa)；

k_s ——土的水平反力系数 (kN/m^3)；

v ——挡土构件在分布土反力计算点的水平位移值 (m)；

p_{s0} ——初始分布土反力强度 (kPa)；

P_{sk} ——作用在挡土构件嵌固段上的基坑内侧土反力合力 (kN)，通过按公式 (11.3.3-1) 计算的分布土反力 p_s 得出；

E_{pk} ——作用在挡土构件嵌固段上的被动土压力合力 (kN)。

11.3.4 初始分布土反力可按下列公式计算：

$$p_{s0} = \sigma_{pk} K_{ai} + u_p \quad (11.3.4)$$

式中： σ_{pk} ——支护结构内侧计算点，由土的自重产生的竖向总应力（kPa），水位以上按天然重度计算，水位以下按有效重度计算；

K_{ai} ——主动土压力系数；

u_p ——基坑内侧计算点的静水压力（kPa）。

11.3.5 挡土构件内侧嵌固段上土的水平反力系数可按下列公式计算：

$$k_s = m(z - h) \quad (11.3.5)$$

式中： m ——土的水平反力系数的比例系数（kN/m⁴）；

z ——计算点距地面的深度（m）；

h ——计算工况下的基坑开挖深度（m）。

11.3.6 土的水平反力系数的比例系数宜按桩的水平载荷试验确定，缺少试验资料时，可按下列经验公式计算：

$$m = \frac{0.2\varphi^2 - \varphi + c}{v_b} \quad (11.3.6)$$

式中： c 、 φ ——分别为土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；对软土取不固结不排水强度指标，对一般黏性土取固结不排水强度指标，对砂土、碎石土取有效应力强度指标；

v_b ——挡土构件在坑底处的水平位移量（mm），当此处的水平位移不大于 10mm 时，可取 $v_b = 10\text{mm}$ 。

11.3.7 排桩的土反力计算宽度应按下列规定计算（图 11.3.7）：

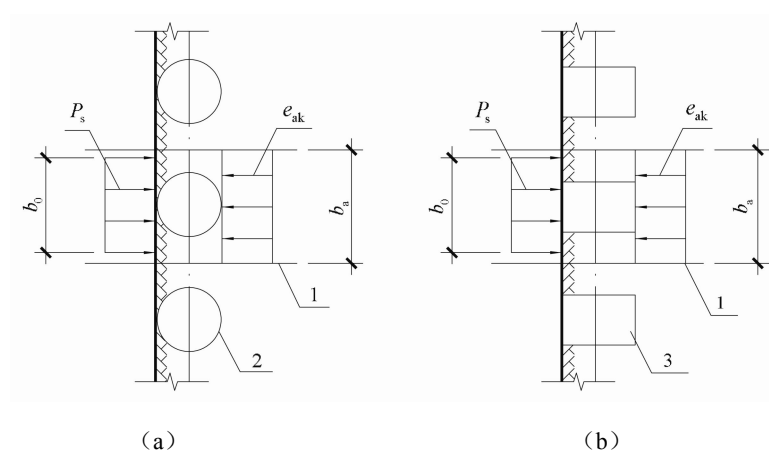


图 11.3.7 排桩计算宽度

(a) 圆形截面排桩计算宽度；(b) 矩形或工字型截面排桩计算宽度

1—排桩对称中心线；2—圆形桩；3—矩形桩或工字型桩

对于圆形桩

$$b_0 = 0.9(1.5d + 0.5) \quad (d \leq 1\text{m}) \quad (11.3.7-1)$$

$$b_0 = 0.9(d+1) \quad (d > 1\text{m}) \quad (11.3.7-2)$$

对于矩形桩或工字形桩

$$b_0 = 1.5b + 0.5 \quad (d \leq 1\text{m}) \quad (11.3.7-3)$$

$$b_0 = b + 1 \quad (d > 1\text{m}) \quad (11.3.7-4)$$

式中： b_0 ——单桩土反力计算宽度 (m)；当按上式计算的 b_0 大于排桩间距时，取 b_0 等于排桩间距；

d ——桩的直径 (m)；

b ——矩形桩或工字形桩的宽度 (m)。

11.3.8 锚杆和内支撑对挡土构件的作用力应按下列式确定：

$$F_h = k_R (v_R - v_{R0}) + P_h \quad (11.3.8)$$

式中： F_h ——挡土构件计算宽度内的弹性支点水平反力 (kN)；

k_R ——计算宽度内弹性支点刚度系数 (kN/m)；

v_R ——挡土构件在支点处的水平位移值 (m)；

v_{R0} ——设置支点时，支点的初始水平位移值 (m)；

P_h ——挡土构件计算宽度内的法向预加力 (kN)；对不预加轴向压力的支撑取 $P_h = 0$ 。

11.3.9 法向预加力的确定应符合下列规定：

1 采用锚杆或竖向斜撑时

$$P_h = Pb_a \cos \alpha / s \quad (11.3.9-1)$$

2 采用水平对撑时

$$P_h = Pb_a / s \quad (11.3.9-2)$$

式中： P ——锚杆的预加轴向拉力值或支撑的预加轴向压力值 (kN)；采用锚杆时宜取

$P = 0.75N_{ak} \sim 0.9N_{ak}$ ，采用支撑时，宜取 $P = 0.5N_{ak} \sim 0.8N_{ak}$ ；

α ——锚杆倾角或支撑仰角 (°)；

s ——锚杆或支撑的水平间距 (m)；

b_a ——挡土结构计算宽度 (m)，对单根支护桩，取排桩间距，对单幅地下连续墙，取包括接头的单幅墙宽度；

N_{ak} ——锚杆的轴向拉力标准值或支撑轴向压力标准值 (kN)。

11.3.10 锚杆极限抗拔承载力应符合本标准公式 (7.5.6-1) 的要求，对于安全等级为一、二、三级的基坑工程，其安全系数 K_b 分别不小于 1.8、1.6、1.4；锚杆轴向拉力标准值应按下列式计算：

$$N_{ak} = \frac{F_h s}{b_a \cos \alpha} \quad (11.3.10)$$

11.3.11 锚拉式支挡结构的弹性支点刚度系数宜通过锚杆抗拔试验确定，对拉伸型钢绞线锚杆或普通钢筋锚杆，在缺少试验时，弹性支点刚度系数也可按下列公式计算：

$$k_R = \frac{3E_s E_c A_p A b_a}{(3E_c A l_f + E_s A_p l_a) s} \quad (11.3.11-1)$$

$$E_c = \frac{E_s A_p + E_m (A - A_p)}{A} \quad (11.3.11-2)$$

式中： E_s ——锚杆杆体的弹性模量（kPa）；

E_c ——锚杆的复合弹性模量（kPa）；

A_p ——锚杆杆体的截面面积（m²）；

A ——锚杆固结体的截面面积（m²）；

l_f ——锚杆的自由段长度（m）；

l_a ——锚杆的锚固段长度（m）；

E_m ——锚杆锚固体的弹性模量（kPa）。

当锚杆腰梁或冠梁的挠度不可忽略不计，尚应考虑其挠度对弹性支点刚度系数的影响。

11.3.12 支撑式支挡结构的弹性支点刚度系数宜通过对内支撑结构整体进行线弹性结构分析得出的支点力与水平位移的关系确定。对水平对撑，当支撑腰梁或冠梁的挠度可忽略不计，计算宽度内弹性支点刚度系数可按下列公式计算：

$$k_R = \frac{\alpha_R E A b_a}{\lambda l_0 s} \quad (11.3.12)$$

式中： λ ——支撑不动点调整系数：支撑两对边基坑的土性、深度、周边荷载等条件相近，且分层对称开挖时，取 $\lambda = 0.5$ ；支撑两对边基坑的土性、深度、周边荷载等条件或开挖时间有差异时，对土压力较大或先开挖的一侧，取 $\lambda = 0.5 \sim 1.0$ ，且差异大时取大值，反之取小值；对土压力较小或后开挖的一侧，取 $(1 - \lambda)$ ；当基坑一侧取 $\lambda = 1$ 时，基坑另一侧应按固定支座考虑；对竖向斜撑构件，取 $\lambda = 1$ ；
 α_R ——支撑松弛系数，对混凝土支撑和预加轴向压力的钢支撑，取 $\alpha_R = 1.0$ ，对不预加支撑轴向压力的钢支撑，取 $\alpha_R = 0.8 \sim 1.0$ ；

E ——支撑材料的弹性模量（kPa）；

A ——支撑的截面面积（m²）；

l_0 ——受压支撑构件的长度（m）；

s ——支撑水平间距（m）。

11.3.13 锚杆的非锚固段长度应按下列公式确定，且不应小于 5.0m（图 11.3.13）：

$$l_f \geq \frac{(a_1 + a_2 - d \tan \alpha) \sin(45^\circ - \varphi_m / 2)}{\sin(45^\circ + \varphi_m / 2 + \alpha)} + \frac{d}{\cos \alpha} + 1.5 \quad (11.3.13)$$

式中： l_f ——锚杆非锚固段长度（m）；
 a_1 ——锚杆的锚头中点至基坑底面的距离（m）；
 a_2 ——基坑底面至挡土构件嵌固段上基坑外侧主动土压力强度与基坑内侧被动土压力强度等值点 O 的距离（m）；对多层土地层，当存在多个等值点时应按其中最深处的等值点计算；
 d ——挡土构件的水平尺寸（m）；
 φ_m —— O 点以上各土层按厚度加权的等效内摩擦角（°）；
 α ——锚杆倾角（°）。

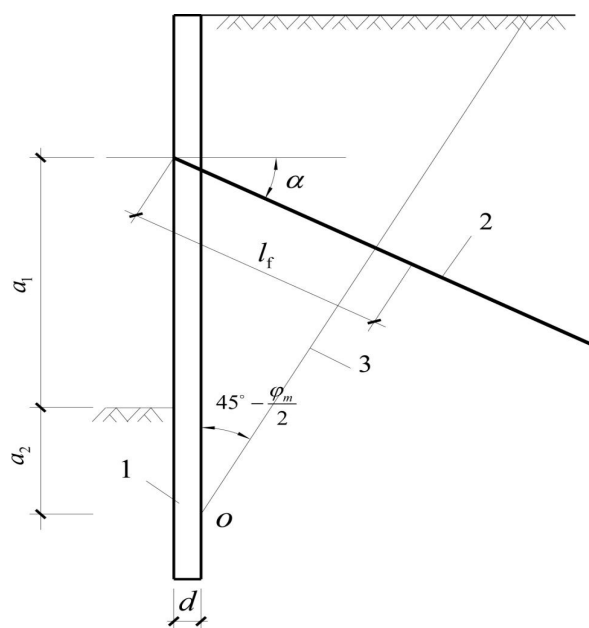


图 11.3.13 理论直线滑动面

1—挡土构件；2—锚杆；3—理论直线滑动面

11.3.14 桩墙式支护结构应按本标准附录 J 进行整体稳定性验算、抗倾覆稳定性验算、抗隆起稳定性验算及地下水渗流稳定性验算。挡土构件的嵌固深度除满足稳定性验算要求外，对悬臂式结构尚不宜小于 $0.8h$ ；对单支点支挡结构，尚不宜小于 $0.3h$ ；对多支点支挡结构，尚不宜小于 $0.2h$ 。

11.3.15 当锚杆锚固体的强度达到 15Mpa 或设计强度的 75% 后，方可进行锚杆的张拉锁定。锁定前应进行锚杆预张拉，对于安全等级为一级、二级、三级的基坑，预张拉力与轴向拉力标准值的比例分别为 1.4、1.3、1.2。锚杆锁定值宜取锚杆轴向拉力标准值的 0.75 倍~0.9 倍，锁定时的锚杆拉力可取锁定值的 1.1 倍~1.15 倍。

11.3.16 锚杆的布置应符合下列规定：

- 1 锚杆的水平间距不宜小于 1.5m；多层锚杆，其竖向间距不宜小于 2.0m；当锚杆的间距小于 1.5m 时，应根据群锚效应对锚杆抗拔承载力进行折减或改变相邻锚杆的倾角；
- 2 锚杆锚固段的上覆土层厚度不宜小于 4.0m；
- 3 锚杆倾角宜取 $15^\circ \sim 25^\circ$ ，且不应大于 45° ，不应小于 10° ；锚杆的锚固段宜设置在黏

结强度较高的土层内；

4 当锚杆穿过的地层上方存在天然地基的建筑物或地下构筑物时，宜避开易塌孔、变形的地层。

11.3.17 排桩采用混凝土灌注桩时应符合下列构造要求：

1 对悬臂式排桩，支护桩的桩径宜不小于 600mm；对锚拉式排桩或支撑式排桩，支护桩的桩径宜不小于 400mm；排桩的中心距不宜大于桩直径的 2.0 倍；

2 桩身混凝土强度等级不宜低于 C25；桩间土应采取喷射混凝土防护措施；

3 支护桩的纵向受力钢筋宜选用 HRB400 级钢筋，单桩的纵向受力钢筋不宜少于 8 根，混凝土保护层厚度不应小于 35mm，采用水下灌注时，不应小于 50mm；

4 采用素混凝土桩与钢筋混凝土桩间隔布置的钻孔咬合桩形式时，支护桩的桩径可取 800mm~1500mm，相邻桩咬合长度不宜小于 200mm。素混凝土桩应采用塑性混凝土或强度等级不低于 C15 的超缓凝混凝土，其初凝时间宜控制在 40h~70h 之间，塌落度宜取 12mm~14mm。

11.3.18 排桩采用钢管、钢板桩时应满足下列构造要求：

1 钢管桩直径不宜小于 159mm，壁厚不宜小于 6mm，桩长不宜大于 12m；

2 钢管桩桩顶应采用直径不小于 14mm 的钢筋双向盘结或采用型钢焊接；

3 钢板桩宜选择带止口（锁扣）的 U 型钢板桩。最小厚度不宜小于 12mm。

11.3.19 排桩采用高强预应力管桩时应满足下列构造要求：

1 管桩直径不宜小于 400mm，壁厚不宜小于 100mm；

2 管桩应采用单节桩，桩内灌芯长度应至基坑底面以下不小于 1m；

3 桩身弯矩设计值应不大于桩身开裂弯矩。

11.3.20 混凝土灌注桩或预应力管桩顶部应设置钢筋混凝土冠梁，冠梁宽度不宜小于桩径，高度不宜小于桩径的 0.6 倍，冠梁用作支撑或锚杆的传力构件或按空间结构设计时，尚应按受力构件进行截面设计。

11.3.21 内支撑的结构设计应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定，内支撑布置应符合下列规定：

1 内支撑的布置应满足主体结构的施工要求，宜避开地下主体结构的墙、柱、楼板的位置；

2 相邻支撑的水平间距应满足土方开挖的施工要求；采用机械挖土时，应满足挖土机械作业的空间要求，且不宜小于 4m；

3 基坑形状有阳角时，阳角处的支撑应在两边同时设置；

4 当采用环形支撑时，环梁宜采用圆形、椭圆形等封闭曲线形式。并按使环梁弯矩、剪力最小的原则布置辐射支撑；环形支撑宜采用与腰梁或冠梁相切的布置形式；

5 水平支撑与挡土构件之间应设置连接腰梁，当支撑设置在挡土构件顶部时，水平支撑应与冠梁连接；在腰梁或冠梁上支撑点的间距，对钢腰梁不宜大于 4m，对混凝土梁不宜大于 9m；

6 当需要采取较大水平间距的支撑时，宜根据支撑冠梁、腰梁的受力和承载力要求，

在支撑端部两侧设置八字斜撑杆与冠梁、腰梁连接，八字斜撑杆宜在主撑两侧对称布置，且斜撑杆的长度不宜大于 9m，斜撑杆与冠梁、腰梁之间的夹角宜取 $45^{\circ} \sim 60^{\circ}$ ；

7 当设置支撑立柱时，临时立柱应避开主体结构的梁、柱及承重墙，对纵横双向交叉的支撑结构，立柱宜设置在支撑的交汇点处；对用作主体结构柱的立柱，立柱在基坑支护阶段的负荷不得超过主体结构的设计要求，立柱与支撑端部及立柱之间的间距应根据支撑构件的稳定要求和竖向荷载的大小确定，且对混凝土支撑不宜大于 15m，对钢支撑不宜大于 20m；

8 当采用竖向斜撑时，应设置斜撑基础，且应考虑与主体结构底板施工的关系；

9 采用多层水平支撑时，各层水平支撑宜布置在同一竖向平面内，层间净高及支撑至坑底的净高不宜小于 3m。

11.3.22 混凝土支撑的构造应符合下列规定：

1 混凝土强度等级不应低于 C 25；

2 支撑构件的截面高度不宜小于其竖向平面内计算长度的 1/20；腰梁的截面高度（水平尺寸）不宜小于其水平向计算跨度的 1/10，截面宽度（竖向尺寸）不应小于支撑的截面高度；

3 支撑构件的纵向钢筋直径不宜小于 16mm，沿截面周边的间距不宜大于 200mm，箍筋的直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 250mm。

11.3.23 钢支撑的构造应符合下列规定：

1 钢支撑构件可采用钢管、型钢及其组合截面；

2 钢支撑受压杆件的长细比不应大于 150，受拉杆件长细比不应大于 200；

3 钢支撑连接宜采用螺栓连接，必要时可采用焊接连接；

4 当水平支撑与腰梁斜交时，腰梁上应设置牛腿或采用其他能够承受剪力的连接措施；

5 采用竖向斜撑时，腰梁和支撑基础上应设置牛腿或采用其他能够承受剪力的连接措施；腰梁与挡土构件之间应采用能够承受剪力的连接措施。

11.3.24 立柱的构造应符合下列规定：

1 立柱可采用钢格构、钢管、型钢或钢管混凝土等型式；

2 当采用灌注桩作为立柱基础时，钢立柱锚入桩内的长度不宜小于立柱边长或直径的 4 倍；

3 立柱长细比不宜大于 25；

4 立柱与水平支撑的连接可采用铰接；

5 立柱穿过主体结构底板的部位，应有有效地止水措施。

11.3.25 支撑结构的施工与拆除顺序，应与支护结构的设计工况相一致，必须遵循先撑后挖的原则。

11.4 双排桩

11.4.1 双排桩可采用图 11.4.1 所示的平面刚架结构模型进行计算。

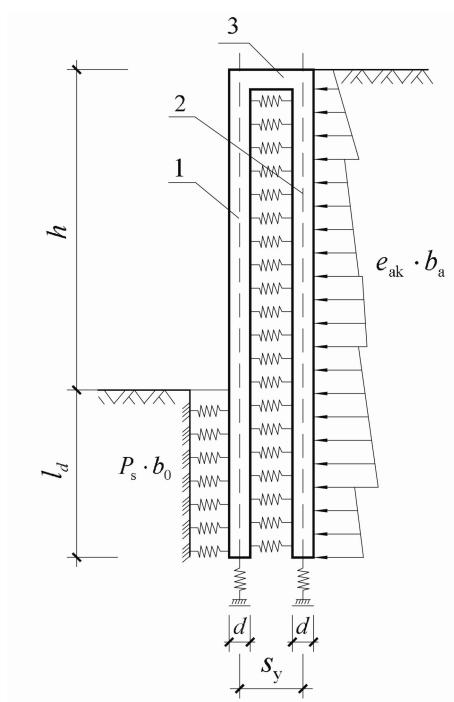


图 11.4.1 双排桩计算

1—前排桩；2—后排桩；3—刚架梁

11.4.2 采用图 11.4.1 的结构模型时，作用在后排桩上的主动土压力应按本规程第 11.2.1 条的规定计算，前排桩嵌固段上的土反力应按本规程第 11.3.4 条确定，作用在单根后排桩上的主动土压力计算宽度应取排桩间距，土反力计算宽度应按本规程第 11.3.8 条确定。前、后排桩间土对桩侧的压力可按下式计算：

$$p_c = k_c \Delta v + p_{c0} \quad (11.4.2)$$

式中： p_c ——前、后排桩间土对桩侧的压力（kPa）；可按作用在前、后排桩上的压力相等原则考虑；

k_c ——桩间土的水平刚度系数（kN/m³）；

Δv ——前、后排桩水平位移的差值（m）：当其相对位移减小时为正值；当其相对位移增加时取 $\Delta v = 0$ ；

p_{c0} ——前、后排桩间土对桩侧的初始压力（kPa），按本规程 11.4.4 条计算。

11.4.3 桩间土的水平刚度系数可按下式计算：

$$k_c = \frac{E_s}{s_y - d} \quad (11.4.3)$$

式中： E_s ——计算深度处，前、后排桩间土的压缩模量（kPa）；当为成层土时，应按计算点的深度分别取相应土层的压缩模量；

s_y ——双排桩的排距（m）；

d ——桩的直径（m）。

11.4.4 前、后排桩间土对桩侧的初始压力可按下列公式计算：

$$p_{c0} = (2\alpha - \alpha^2)p_{ak} \quad (11.4.4-1)$$

$$\alpha = \frac{s_y - d}{h \tan(45^\circ - \varphi_m / 2)} \quad (11.4.4-2)$$

式中： p_{ak} ——支护结构外侧，第 i 层土中计算点的主动土压力强度标准值（kPa），按本规程第 11.2.1 条规定计算；

h ——基坑深度（m）；

φ_m ——基坑底面以上各土层按厚度加权的等效内摩擦角（°）；

α ——计算系数，当计算的 α 大于 1 时，取 $\alpha=1$ 。

11.4.5 双排桩的嵌固深度应按附录第 J.2.3 条计算确定，且对淤泥质土，不宜小于 $1.0h$ ；对于淤泥，不宜小于 $1.2h$ ；对一般黏性土、砂土，不宜小于 $0.6h$ 。前排桩端宜置于桩端阻力较高的土层。采用泥浆护壁灌注桩时，施工时的孔底沉渣厚度不应大于 50mm，或应采用桩底后注浆加固沉渣。

11.4.6 双排桩排距宜取 $2d \sim 5d$ 。刚架梁的宽度不应小于 d ，高度不宜小于 $0.8d$ 。

11.4.7 双排桩应按偏心受压、偏心受拉构件进行支护桩的截面承载力计算，刚架梁应根据其跨高比按普通受弯构件或深受弯构件进行截面承载力计算。双排桩结构的截面承载力和构造应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

11.4.8 前、后排桩与刚架梁节点处，桩的受拉钢筋与刚架梁受拉钢筋的搭接长度不应小于受拉钢筋锚固长度的 1.5 倍，其节点构造尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对框架顶层端节点的有关规定。

11.5 土钉墙

11.5.1 单根土钉的抗拔承载力应符合下式规定：

$$\frac{R_{n,j}}{N_{n,j}} \geq K_n \quad (11.5.1)$$

式中： K_n ——土钉抗拔安全系数；安全等级为二级、三级的土钉墙， K_n 分别不应小于 1.6、1.4；

$N_{n,j}$ ——第 j 层土钉的轴向拉力标准值（kN）；

$R_{n,j}$ ——第 j 层土钉的极限抗拔承载力标准值（kN）。

11.5.2 单根土钉的轴向拉力标准值可按下列公式计算：

$$N_{n,j} = \frac{1}{\cos \alpha_j} \zeta \eta_j e_{ak,j} s_{xj} s_{zj} \quad (11.5.2)$$

式中： α_j ——第 j 层土钉的倾角（°）；

ζ ——坡面倾斜时的主动土压力折减系数；

η_j ——第 j 层土钉轴向拉力调整系数；
 $e_{ak,j}$ ——第 j 层土钉处的主动土压力强度标准值 (kPa)；
 s_{xj} ——土钉的水平间距 (m)；
 s_{zj} ——土钉的垂直间距 (m)。

11.5.3 坡面倾斜时的主动土压力折减系数可按式计算：

$$\zeta = \tan \frac{\beta - \varphi_m}{2} \left(\frac{1}{\tan \frac{\beta + \varphi_m}{2}} - \frac{1}{\tan \beta} \right) \left/ \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_m}{2} \right) \right. \quad (11.5.3)$$

式中： β ——土钉墙坡面与水平面的夹角 ($^\circ$)；
 φ_m ——基坑底面以上各土层按土层厚度加权平均的等效内摩擦角 ($^\circ$)。

11.5.4 土钉轴向拉力调整系数 (η_j) 可按下列公式计算：

$$\eta_j = \eta_a - (\eta_a - \eta_b) \frac{z_j}{h} \quad (11.5.4-1)$$

$$\eta_a = \frac{\sum_{j=1}^n (h - \eta_b z_j) \Delta E_{aj}}{\sum_{j=1}^n (h - z_j) \Delta E_{aj}} \quad (11.5.4-2)$$

式中： z_j ——第 j 层土钉至基坑顶面的垂直距离 (m)；
 h ——基坑深度 (m)；
 ΔE_{aj} ——作用在以 s_{xj} 、 s_{zj} 为边长的面积内的主动土压力标准值 (kN)；
 η_a ——计算系数；
 η_b ——经验系数，可取 0.6~1.0；
 n ——土钉层数。

11.5.5 单根土钉的极限抗拔承载力宜通过抗拔试验确定，无试验资料时，也可按下式计算确定：

$$R_{n,j} = \pi d_j \sum q_{sia} l_i \quad (11.5.5)$$

式中： d_j ——第 j 层土钉的锚固体直径 (m)；对成孔注浆土钉，按成孔直径计算，对打入钢管土钉，按钢管直径计算；
 q_{sia} ——第 j 层土钉在第 i 层土的极限黏结强度标准值 (kPa)；应由土钉抗拔试验确定，无试验数据时，可根据表 7.5.7-2 并结合工程经验取值；
 l_i ——第 j 层土钉在滑动面外第 i 土层中的长度 (m) (图 11.5.5)；直线滑动面与水平面的夹角取 $\frac{\beta + \varphi_m}{2}$ 。

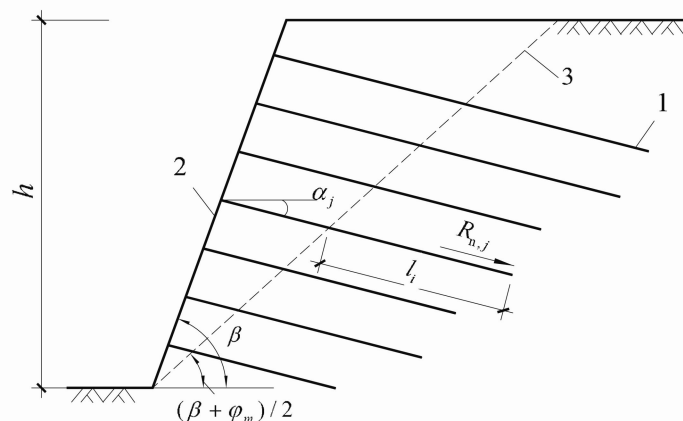


图 11.5.5 土钉抗拔承载力计算

1—土钉；2—喷射混凝土面层；3—滑动面

11.5.6 土钉杆体的受拉承载力应符合下列规定：

$$\gamma_0 \gamma_F N_k \leq f_y A_s \quad (11.5.6)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，对安全等级为二级、三级的支护结构，分别不应小于 1.0、0.9；

γ_F ——作用基本组合的综合分项系数，不应小于 1.25；

f_y ——土钉杆体的抗拉强度设计值（kPa）；

A_s ——土钉杆体的截面面积（ m^2 ）。

11.5.7 土钉墙应按附录第 J.1.1 条对基坑开挖的各工况进行整体滑动稳定性验算，当基坑底面下有软土层时，应按附录第 J.3.3 条进行抗隆起稳定性验算。

10.5.8 土钉墙支护结构的构造要求应符合下列规定：

1 土钉墙、预应力锚杆复合土钉墙的坡度不宜大于 1: 0.2；微型桩、水泥土桩复合土钉墙，应采用微型桩、水泥土桩与土钉墙面层贴合的垂直墙面；

2 土钉的长度应通过稳定分析和抗拔力计算确定，间距宜为 1.0m~2.0m，倾角宜为 $5^\circ \sim 20^\circ$ ；

3 土钉钢筋宜选用 HRB400、HRB500 钢筋，钢筋直径宜为 16mm~32mm，钻孔直径宜为 70mm~120mm；

4 土钉与面层应采取设置承压板或加强钢筋等连接措施，承压板或加强钢筋应与土钉螺栓连接或焊接；

5 土钉孔注浆材料可采用水泥浆或水泥砂浆，其强度不宜低于 20MPa；

6 喷射混凝土面层钢筋直径宜为 6mm~10mm，间距宜为 150mm~300mm；喷射混凝土强度等级不宜低于 C20、面层厚度宜取 80mm~100mm；

7 喷射混凝土面层应在坡顶向外延伸 1.0m~1.5m，并应在坡顶、坡底做好截、排水措施；

8 坡面泄水孔间距宜为 2.0m~2.5m，宜采用 $\phi 100\text{PVC}$ 管，并做好反滤。

11.6 重力式水泥土墙

11.6.1 重力式水泥土墙应按附录第 J.1.1 条进行整体滑动稳定性验算, 按附录第 J.2.4 条进行抗倾覆验算, 按附录第 J.3.1 条进行抗隆起稳定性验算, 按附录第 J.5.1 进行抗滑移稳定性验算, 当地下水高于坑底时, 尚应按附录第 J.4 节进行地下水渗流稳定性验算。

11.6.2 重力式水泥土墙墙体的正截面应力应符合下列规定:

1 当边缘应力为拉应力时:

$$\frac{6M_i}{B^2} - \gamma_{cs} z \leq 0.15 f_{cs} \quad (11.6.2-1)$$

2 压应力:

$$\gamma_0 \gamma_F \gamma_{cs} z + \frac{6M_i}{B^2} \leq f_{cs} \quad (11.6.2-2)$$

3 剪应力:

$$\frac{E_{aki} - \mu G_i - E_{pki}}{B} \leq \frac{1}{6} f_{cs} \quad (11.6.2-3)$$

式中: M_i ——水泥土墙验算截面的弯矩设计值 (kN·m);

B ——验算截面处水泥土墙的宽度 (m);

γ_{cs} ——水泥土墙的重度 (kN/m³);

z ——验算截面至水泥土墙顶的垂直距离 (m);

f_{cs} ——水泥土开挖龄期时的轴心抗压强度设计值 (kPa), 应根据现场试验或工程经验确定;

E_{aki} 、 E_{pki} ——验算截面以上的主动土压力标准值、被动土压力标准值 (kN);

G_i ——验算截面以上的墙体自重 (kN/m);

μ ——墙体材料的抗剪断系数, 取 0.4~0.5。

11.6.3 重力式水泥土墙的正截面应力验算时, 计算截面应包括以下部位:

1 基坑底面以下主动、被动土压力强度相等处;

2 基坑底面处;

3 水泥土墙的截面突变处。

11.6.4 水泥土墙宜采用水泥土搅拌桩相互搭接形成的格栅状结构形式, 也可采用水泥土搅拌桩相互搭接成实体的结构形式。搅拌桩的施工工艺宜采用喷浆搅拌法。

11.6.5 重力式水泥土墙的嵌固深度, 对淤泥质土, 不宜小于 $1.2h$, 对淤泥, 不宜小于 $1.3h$; 重力式水泥土墙的宽度 (B), 对淤泥质土, 不宜小于 $0.7h$, 对淤泥, 不宜小于 $0.8h$ 。

11.6.6 重力式水泥土墙采用格栅形式时, 水泥土格栅的面积置换率, 对淤泥质土, 不宜小于 0.7; 对淤泥, 不宜小于 0.8; 对一般黏性土、砂土, 不宜小于 0.6。格栅内侧的长宽比不宜大于 2。每个格栅的土体面积应符合下式要求:

$$A \leq \delta \frac{cu}{\gamma_m} \quad (11.6.6)$$

式中： A ——格栅内土体的截面面积 (m^2)；

δ ——计算系数；对黏性土，取 $\delta = 0.5$ ；对砂土、粉土，取 $\delta = 0.7$ ；

c ——格栅内土的黏聚力 (kPa)；

u ——计算周长 (m)，按图 11.6.6 计算；

γ_m ——格栅内土的天然重度 (kN/m^3)；对成层土，取水泥土墙深度范围内各层土按厚度加权的平均天然重度。

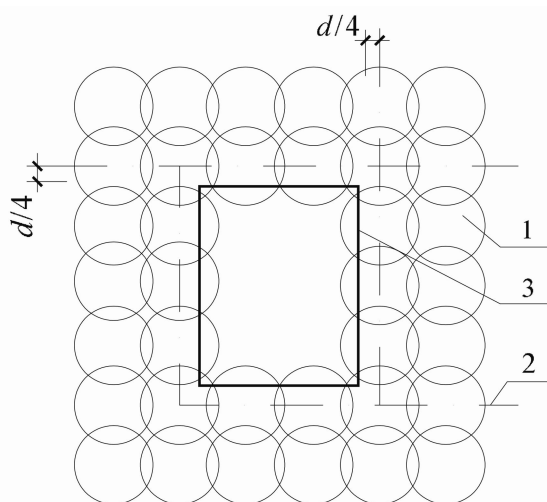


图 11.6.6 格栅式水泥土墙

1—水泥土桩；2—水泥土桩中心线；3—计算周长

11.6.7 水泥土搅拌桩的搭接宽度不宜小于 150mm。当采用空腹封闭式格栅状布置，相邻搅拌桩的搭接应不小于 200mm。水泥土墙顶面应设置混凝土连接面板，面板厚度不宜小于 150mm，混凝土强度等级不宜低于 C15。

11.6.8 水泥土墙体 28d 无侧限抗压强度不宜小于 0.8MPa。当需要增强墙身的抗拉性能时，可在水泥土桩内插入杆筋。杆筋可采用钢筋、钢管或毛竹。杆筋的插入深度宜大于基坑深度，杆筋顶部应锚入面板内。

11.6.9 水泥宜采用 P.O 42.5 级普通硅酸盐水泥，双轴水泥土搅拌桩水泥掺量宜取 13%~15%，三轴水泥土搅拌桩水泥掺量宜取 20%~22%。

11.7 地下水控制

11.7.1 地下水控制设计应满足基坑坑底抗突涌、坑底和侧壁抗渗流稳定性验算的要求及基坑周边建（构）筑物，地下管线、道路、城市轨道交通等市政设施沉降控制的要求。当降水可能对基坑周边造成危害或对环境造成长期不利影响时，应采用截水、回灌等方法控制地下水。地下水回灌应采用同层回灌，当采用非同层地下水回灌时，回灌水源的水质不应低于回

灌目标含水层的水质。

11.7.2 集水明排可采用明沟排水或盲沟排水，排水沟和集水井的布置不应影响地下结构施工且排水沟边缘离开坡脚不宜小于 0.3m，沿排水沟每隔 15m~20m 宜设一个集水井，排水沟坡度不宜小于 0.5%。

11.7.3 基坑截水应根据地质条件、场地条件选择水泥搅拌桩帷幕、高压旋喷（摆喷）桩帷幕、自锁式钢板桩、咬合式排桩等。对于透水性强的砂土、碎石土层，采用旋喷桩止水帷幕时，应通过同条件的现场试验确定其适宜性。

11.7.4 当坑底以下存在连续分布、埋深较浅的隔水层时，应采用落底式帷幕隔断基坑内外水力联系。落底式帷幕进入下卧隔水层的深度应满足下式要求，且不宜小于 1.5m：

$$l \geq 0.2\Delta h_w - 0.5b \quad (11.7.4)$$

式中： l ——帷幕进入隔水层的深度（m）；

Δh_w ——基坑内外的水头差值（m）；

b ——帷幕的厚度（m）。

11.7.5 当坑底以下含水层厚度大而需采用悬挂式帷幕时，帷幕进入透水层的深度应满足附录 J.4 节抗渗透稳定性要求，并应对帷幕外地下水位下降引起的基坑周边建筑物、地下管线、地下构筑物沉降进行分析。

11.7.6 降水可根据场地工程和水文地质条件合理选用管井、轻型井点、疏干井、引渗井等方法。管井宜在基坑外缘采用封闭式布置，当降水面积或降深较大时，也可在基坑内设置降水井或引渗井。

11.7.7 地下水位降深应符合下式规定：

$$s_0 \geq s_d \quad (11.7.7)$$

式中： s_0 ——基坑地下水位降深（m）；潜水完整井、承压水完整井水位降深按附录 K 确定。

s_d ——基坑地下水位的设计降深（m）。

11.7.8 影响半径宜通过试验确定。缺少试验资料时，可按下列公式计算并结合当地经验取值：

1 潜水含水层

$$R = 2s_w \sqrt{kH} \quad (11.7.8-1)$$

2 承压含水层

$$R = 10s_w \sqrt{k} \quad (11.7.8-2)$$

式中： R ——影响半径（m）；

s_w ——井水位降深（m）；当井水位降深小于 10m 时，取 $s_w = 10\text{m}$ ；

k ——含水层的渗透系数（m/d）；宜按现场抽水试验确定，也可根据室内渗透试验结果结合经验确定；

H ——潜水含水层厚度 (m)。

11.7.9 降水井的设计单井流量可按下式计算：

$$q = 1.1 \frac{Q}{n} \quad (11.7.9)$$

式中： Q ——基坑降水的总涌水量 (m^3/d)，可按本标准附录 L 中相应条件的公式计算；

n ——降水井数量。

11.7.10 降水井的单井出水能力应大于按本标准公式 (11.7.9) 计算的设计单井流量，当单井出水能力小于设计单井流量时，应增加井的数量、井的直径或深度。各类井的单井出水能力可按下列规定取值：

1 真空井点出水能力可取 $36 \text{ m}^3/\text{d} \sim 60 \text{ m}^3/\text{d}$ ；

2 管井的单井出水能力可按下式计算：

$$q_0 = 120\pi r_s l \sqrt[3]{k} \quad (11.7.10)$$

式中： q_0 ——单井出水能力 (m^3/d)；

r_s ——过滤器半径 (m)；

l ——过滤器进水部分长度 (m)；

11.7.11 管井的构造应符合下列要求：

1 管井滤水管可采用无砂混凝土管、钢筋笼、钢管或铸铁管，外径不宜小于 200mm；内径宜大于水泵外径 50mm；

2 井管与孔壁之间填充的滤料宜选用磨圆度好的硬质岩石成分的圆砾，不宜采用棱角形石渣料、风化料或其他黏土质岩石成分的砾石，滤料规格宜取 4mm~20mm，不均匀系数小于 2；

3 沉砂管长度不宜小于 3m；

11.7.12 真空井点的构造应符合下列规定：

1 井间距宜取 0.8m~2.0m，每套轻型井点总管长度不宜超过 60m。当井口至设计降水水位的深度大于 6m 时，应采用分级井点降水，分级井点上下级的高差宜取 4m~5m；

2 井管宜采用金属管，井点管直径宜取 38mm~110mm，过滤器可采用同规格的金属管，长度宜取 1.1m~1.7m，管上渗水孔直径宜取 12mm~18mm，梅花形布置。滤网宜采用 30~80 目金属网或尼龙网；

3 成孔直径不宜大于 300mm，孔壁与井管间的滤料宜采用中粗砂，滤料应填至距地面 1m 处，其上用黏土封孔。

11.7.13 降水引起的地层沉降量可按分层总和法计算，当降深范围内的土层为中密状态以上的砂土、碎石土时，一般工程可不计算因降水引起的地层沉降。

11.7.14 当降水会引起地表附加沉降且危及周边环境安全时，应采取回灌措施，回灌应符合下列规定：

1 回灌方法可采用管井、砂井、砂沟等型式；

2 回灌井应布置在降水井外侧，回灌井与降水井距离不宜小于 6m；回灌井的间距应根据回灌水量的要求和降水井的间距确定；

3 回灌井深度宜进入稳定水面以下 1m，回灌井过滤器应位于渗透性强的土层中，其长度不应小于降水井过滤器长度；

4 回灌水量应根据水位观测孔中水位变化进行控制和调节，回灌后的地下水位不应超过降水前的水位；

5 采用回灌砂井时，砂井的灌砂量应大于井孔体积的 95%，填料宜采用含泥量不大于 3%、不均匀系数为 3~5 的纯净中粗砂；

6 回灌水宜利用降水井抽出的水，不得采用已污染的水进行回灌。

11.8 环境影响分析

11.8.1 基坑工程的设计除应满足稳定性和承载力要求外，尚应满足基坑周围环境对变形的控制要求。应根据基坑周围环境的状况及环境保护要求进行变形控制设计，并采取相应的保护措施。

11.8.2 环境影响的分析评价应包括以下内容：

1 支护结构变形和地表沉降是否影响建筑物、道路及地下管线的安全和正常使用；

2 基坑回弹是否满足地下轨道交通安全运行要求以及因基坑回弹引起的逆作结构的差异变形是否小于其允许变形限值；

3 基坑降水引起的地层变形是否影响建筑物、道路及地下管线的安全和正常使用；

4 支护体系施工及拆除产生的振动、扰动是否影响建筑物、道路及地下管线的安全和正常使用。

11.8.3 环境影响分析可采用数值分析法或工程类比法。

11.8.4 当采用数值方法分析基坑开挖对周围环境的影响时，宜考虑如下因素：

1 可采用平面有限元方法进行分析，当基坑的空间效应明显时宜采用三维有限元方法进行分析；

2 宜建立包括土层分层情况、支护结构、分层开挖工况及周围建（构）筑物在内的有限元模型，采用合理的计算域及符合实际情况的边界条件，对基坑开挖进行全过程模拟；

3 应选择合适的土体本构模型及其计算参数；合理地模拟结构与土体的相互作用；

4 在模拟基坑的开挖过程时，宜先模拟基坑周围既有建（构）筑物对初始地应力场的影响。

12 检验与监测

12.1 一般规定

12.1.1 地基基础工程应结合工程特点实施必要的检测、检验与监测工作。检测、检验与监测的具体内容和技术要求应纳入工程设计文件和施工组织设计文件中。

12.1.2 为设计提供依据的检测应在施工图设计前进行，且试验应加载至极限状态或破坏状态。必要时，可对基底反力、地基应力或桩身内力等进行同步测试。

12.1.3 检测、检验与监测的方法、手段及使用的仪器设备应满足量测精度和工程评价的要求。

12.1.4 检测、检验与监测应确保数据的完整性、真实性和可靠性。成果报告应真实全面、结论可靠。成果报告应纳入工程竣工档案。

12.2 施工验收检验

12.2.1 基槽（坑）开挖至坑底设计标高后，应进行基槽（坑）检验。当发现地层条件与勘察报告和设计文件不一致、或遇到异常情况时，结合实际地基条件提出处理意见。天然地基验收检验不得采用单一测试方法进行评价。

12.2.2 处理地基工程施工验收主控项目的检验项目、检验方法及检验数量，应符合表 12.2.2 规定，验收一般项目应符合现行《建筑地基基础工程施工质量验收标准》GB 50202 的有关规定。

表 12.2.2 处理地基检验主控项目表

处理地基形式	检验项目	检验方法	检验数量
换填垫层	承载力、变形模量	静载荷试验	每 300m ² 不应少于 1 点，超过 3000 m ² 部分每 500m ² 不应少于 1 点，且单位工程不应少于 3 点
	均匀性	标准贯入试验、动力触探试验、静力触探试验	平面上检验点的间距不应大于 4m
	压实系数	环刀法、灌砂法、灌水法	条形基础每 10m~20m 不应少于 1 个检测点；独立柱基、单个基础不应少于 1 个检测点。其他基础每 50m ² ~100m ² 不应少于 1 个检测点
预压地基	承载力	静载荷试验	每 300m ² 不应少于 1 点，超过 3000 m ² 部分每 500m ² 不应少于 1 点，且单位工程不应少于 3 点
	处理后地基土强度、变形指标	十字板剪切、静力触探试验，室内土工试验	每个处理分区不少于 6 点

压实填土	承载力、变形模量	静载荷试验	每 300m ² 不应少于 1 点，超过 3000 m ² 部分每 500m ² 不应少于 1 点，且单位工程不应少于 3 点
	均匀性	标准贯入试验、动力触探试验等	单位工程每 400m ² 不应少于 1 点，且不应少于 3 点
	压实系数	环刀法、灌砂法、灌水法	单位工程每 500m ² 不应少于 1 点，且不应少于 3 点
强夯处理地基	承载力	静载荷试验	每 300m ² 不应少于 1 点，超过 3000 m ² 部分每 500m ² 不应少于 1 点，且单位工程不应少于 3 点
	均匀性	标准贯入试验、动力触探试验、静力触探试验	单位工程每 400m ² 不应少于 1 点，且不应少于 3 点
强夯置换地基	承载力	单墩或单墩复合地基静载荷试验	不应少于墩点总数的 1%，且不应少于 3 点；饱和粉土地基，当处理后形成 2.0m 以上厚度的硬层时，其承载力可通过现场单墩复合地基静载荷试验确定
	置换墩着底情况、承载力与密度随深度变化情况	超重型或重型动力触探试验	检验数量不应少于墩点总数的 3%，且不应少于 3 点
砂、碎石桩	承载力	复合地基静载荷试验	每个单位工程不应少于总桩数的 1%，且不应少于 3 点
	桩身密实度	重型动力触探	不应小于总桩数的 2%
搅拌桩	承载力	复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验	每个单位工程分别不应少于总桩数的 0.5%，且分别不应少于 3 根
	桩身强度	抽芯法	宜取总桩数的 0.5%，且不宜少于 6 根
旋喷桩	承载力	复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验	每个单位工程分别不应少于总桩数的 0.5%，且分别不应少于 3 根
	桩身强度	抽芯法	宜取总桩数的 2%，且不宜少于 6 根
刚性桩	承载力	复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验	每个单位工程分别不应少于总桩数的 0.5%，且分别不应少于 3 根
	桩身完整性	低应变法	每个单位工程不应少于总桩数的 30%，且不应少于 10 根，且每个承台柱下不少于 1 根
注浆加固地基	承载力	静载荷试验	每 300m ² 不应少于 1 点，超过 3000 m ² 部分每 500m ² 不应少于 1 点，且单位工程不应少于 3 点

	处理后地基土强度、变形指标	标准贯入试验、静力触探试验，室内土工试验	每个处理分区不少于 6 点
--	---------------	----------------------	---------------

注：复杂场地或重要建筑地基应增加检测数量。

12.2.3 桩基工程施工验收检验，应符合下列规定：

- 1 施工完成后的工程桩应进行竖向承载力检验，承受水平力较大的桩应进行水平承载力检验，抗拔桩应进行抗拔承载力检验；
- 2 灌注桩应对孔深、桩径、桩位偏差、桩身完整性进行检验，嵌岩桩应对桩端的岩性进行检验，灌注桩混凝土强度检验的试件应在施工现场随机留取；
- 3 混凝土预制桩应对桩位偏差、桩身完整性进行检验；
- 4 钢桩应对桩位偏差、断面尺寸、桩长和矢高进行检验；
- 5 人工挖孔桩终孔时，应进行桩端持力层检验；
- 6 单柱单桩的大直径嵌岩桩，应视岩性检验孔底下 3 倍桩身直径或 5m 深度范围内有无溶洞、破碎带或软弱夹层等不良地质条件。

12.2.4 竣工验收的工程桩静载荷试验的最大加载量不应小于设计承载力特征值的 2.0 倍。当抗拔桩抗拔承载力受抗裂条件控制时，可按设计要求确定最大加载值。静压桩竣工验收试验不应采用压桩机做反力系统。

12.2.5 桩身完整性检验宜采用一种以上的检验方法进行。中等直径桩或单节预制桩的桩身完整性宜采用低应变法检测，多节预制桩的桩身完整性宜采用低应变法和高应变法相结合的方式检测，预应力混凝土空心桩的桩身完整性检测也可采用孔内摄像等方法检测，大直径桩宜采用声波透射法或钻芯法检测。

12.2.6 地下连续墙的检验可采用钻孔抽芯法或声波透射法，非承重地下连续墙检验槽段不得少于同条件下总槽段的 10%；对承重地下连续墙检验槽段不得少于同条件下总槽段的 20%。

12.2.7 抗浮锚杆验收检验应符合下列规定：

- 1 应进行灌浆锚杆长度及注浆密实度无损检测，抽样率不宜少于锚杆总数的 10%且每批不少于 20 根；
- 2 应随机抽取不小于总数的 10%进行超张拉检验，张拉力不应小于设计值的 1.2 倍；
- 3 锁定值检验数量不应少于锚杆总数 5%，且不得少于 5 根。

12.2.8 基础工程施工验收检验，应符合下列规定：

- 1 扩展基础应对轴线位置，钢筋、模板、混凝土强度进行检验；
- 2 筏形基础应对轴线位置，钢筋、模板与支架、后浇带和施工缝、混凝土强度进行检验；
- 3 扩展基础、筏形基础的混凝土强度检验的试件应在施工现场随机留取。

12.2.9 既有建筑地基基础加固工程，应对新、旧基础结构连接构件进行检验；纠倾加固和移位加固施工，应对顶升梁或托换梁的施工质量进行检验；托换加固施工，应对托换结构以

及连接构造进行检验。

12.2.10 基坑工程施工验收检验，应符合下列规定：

- 1 水泥土支护结构应对水泥土强度和深度进行检验；
- 2 排桩支护结构、地下连续墙应对混凝土强度、桩身（墙体）完整性和深度进行检验，嵌岩支护结构应对桩端的岩性进行检验；
- 3 混凝土内支撑应对混凝土强度和截面尺寸进行检验，钢支撑应对截面尺寸和预加力进行检验；
- 4 土钉、锚杆应进行抗拔承载力检验，检测数量不应小于锚杆或土钉总数的 5%，且同一土层检测数量不应少于 3 个；
- 5 基坑降水应对降水深度进行检验，基坑回灌应对回灌量和回灌水位进行检验；
- 6 基坑开挖应对坑底标高进行检验；
- 7 基坑回填时，应对回填施工质量进行检验。

12.2.11 边坡工程施工验收检验，应符合下列规定：

- 1 采用挡土墙时，应对挡土墙埋置深度、墙身材料强度、墙后回填土分层压实系数进行检验；
- 2 抗滑桩、排桩式锚杆挡墙的桩基，应进行成桩质量和桩身强度检验；
- 3 锚杆应进行抗拔承载力检验，检测数量为每种类型锚杆总数的 5%，自由段位于 I、II、III 类岩体内时可取总数的 1.5% 且不少于 5 根；
- 4 喷射混凝土强度及厚度检验应每 100 m² 抽检一组，芯样直径为 100mm 时，每组不少于 3 个点。

12.3 建筑物沉降观测

12.3.1 下列建筑与市政工程应在施工期间及使用期间进行沉降变形观测，直至沉降达到稳定标准为止：

- 1 对地基变形或桩基沉降有控制要求的；
- 2 软弱地基上的；
- 3 处理地基上的；
- 4 采用新型基础形式或新型结构的；
- 5 地基或桩基施工可能引起地面沉降或隆起变形、周边建（构）筑物和地下管线变形、地下水位变化及土体位移的；
- 6 采用新型基础或新型结构的建筑物；
- 7 地基基础加固的既有建筑；
- 8 非嵌岩桩和非深厚坚硬持力层的桩基；
- 9 结构体型复杂、荷载分布不均匀或桩端平面下存在软弱土层的桩基。

12.3.2 基准点应设置在变形区域以外、位置稳定、易于长期保存的地方，基准点数不应少于 3 个。当基准点与所测建筑距离较远致使变形测量作业不方便时，宜设置工作基点，每期

变形测量作业开始时，应先将工作基点与基准点进行联测，再利用工作基点对监测点进行观测。

12.3.3 观测点的布设应根据建筑物的体型、结构类型、设计要求、工程地质条件和沉降规律等因素确定，并且应便于观测且不易遭到损坏。观测点一般设在下列各处：

- 1 建筑的四角、核心筒四角、大转角处及沿外墙每 10m~20m 处或每隔 2 根~3 根柱基上；
- 2 高低层建筑、新旧建筑、不同地基或基础类型交接处的两侧；
- 3 建筑裂缝、后浇带和沉降缝两侧、基础埋深相差悬殊处；
- 4 对于宽度大于等于 15m 或小于 15m 而地质复杂以及膨胀土地区的建筑，应在承重内隔墙中部设点，并在室内地面中心及四周设点；
- 5 邻近堆置重物处、受振动有显著影响的部位及基础下的暗浜（沟）处；
- 6 对于电视塔、烟囱、水塔、油罐、炼油塔、高炉等高耸构筑物，应设在沿周边与基础轴线相交的对称位置上，点数不少于 4 个。

12.3.4 观测的周期和观测时间应符合下列规定：

- 1 普通建筑可在基础完工后或地下室砌完后开始观测，大型、高层建筑可在基础浇筑时开始观测；
- 2 观测次数与间隔时间应视地基与加载情况而定，一般情况下，民用建筑可每施工完 1 层~3 层（包括地下室）观测一次，工业建筑按不同荷载阶段分次观测。建筑物竣工后应进行使用阶段观测，观测次数应根据地基沉降是否达到稳定阶段而定，当最后 100d 的沉降速率小于 0.01mm/d~0.04mm/d 时可认为已进入稳定阶段，具体取值宜根据地基土的压缩性确定；
- 3 当出现基础附近地面堆载突然增减、沉降发生突变、裂隙发生等情况时应及时增加观测次数。

12.3.5 沉降观测成果内容应包含地基条件、基础设计条件、施工加载情况、观测数据图表、简要分析等。

12.4 基坑工程监测

12.4.1 基坑工程施工前，应根据基坑支护结构的安全等级、周边环境条件、支护类型及施工场地等制定监测方案。

12.4.2 基坑工程施工前应对基坑周围建（构）筑物和有关设施的使用、现状和裂缝开展情况进行调查，作为施工前档案资料。

12.4.3 根据工程安全等级、地质条件、周边环境、支护结构类型和变形控制要求，土质基坑工程监测项目应根据表 12.4.3-1 进行选择，岩质基坑工程监测项目应根据表 12.4.3-2 进行选择。

表 12.4.3-1 土质基坑工程监测项目

监 测 项 目		工程安全等级		
		一级	二级	三级
支护结构顶部水平位移		应测	应测	宜测
支护结构顶部竖向位移		应测	应测	可测
桩（墙）或土体深层水平位移		应测	宜测	可测
立柱竖向位移		应测	应测	可测
围护墙内力		宜测	可测	可测
支撑轴力		应测	应测	宜测
立柱内力		可测	可测	可测
锚杆（索）轴力		应测	宜测	可测
坑底隆起		可测	可测	可测
围护墙侧向土压力		可测	可测	可测
地下水位		应测	应测	宜测
土体分层竖向位移		可测	可测	可测
周边地表及道路竖向位移		应测	应测	宜测
周边建筑	竖向位移	应测	应测	宜测
	倾斜	应测	宜测	可测
	水平位移	宜测	可测	可测
周边建筑裂缝、地表裂缝		应测	应测	宜测
周边管线	竖向位移	应测	应测	宜测
	水平位移	可测	可测	可测

表 12.4.3-2 岩质基坑工程监测项目

监 测 项 目		工程安全等级		
		一级	二级	三级
坑顶水平位移		应测	应测	宜测
坑顶竖向位移		应测	宜测	可测
锚杆（索）轴力		应测	宜测	可测
地下水、渗水与降雨关系		宜测	可测	可测
周边地表及道路竖向位移		应测	宜测	可测
周边建筑	竖向位移	应测	宜测	可测
	倾斜	宜测	可测	可测
	水平位移	宜测	可测	可测
周边建筑裂缝、地表裂缝		应测	宜测	可测
周边管线	竖向位移	应测	宜测	可测
	水平位移	宜测	可测	可测

12.4.4 土岩组合基坑工程应根据基坑设计安全等级、岩土性状、土岩分布、土岩结合面及

地下水状况、支护形式、周边环境变形控制要求，按照本标准表 12.4.3-1、表 12.4.3-2 选择监测项目；围护桩嵌岩处岩体的水平向位移宜进行监测。

12.4.5 监测点的布置应符合下列要求：

1 监测点的布置应能反映监测对象的实际状态及其变化趋势，监测点应布置在监测对象受力及变形关键点和特征点上，并应满足对监测对象的监控要求。监测点的布置不应妨碍监测对象的正常工作，并且便于监测、易于保护。

2 支护结构位移监测点应布置在冠梁或压顶梁上，点的水平间距不宜大于 20m，每边不宜少于 3 个，水平和竖向位移监测点宜为共同点；

3 深层水平位移监测点宜布置在每侧基坑中部、阳角及有代表性的部位，水平间距宜为 20m~50m，每侧监测点数目不应少于 1 个；

4 锚杆（土钉）内力监测点宜布置在锚头附近，每层锚杆监测点数量应为该层锚杆总数的 1%~3%，并不应少于 3 根。各层监测点宜布置在同一竖向平面内；

5 支撑内力监测点宜布置在内力较大的轴心受压支撑上，每层支撑监测点不应少于 3 个，各层支撑的监测点应布置在同一竖向平面内；

6 立柱竖向位移监测点宜布置在基坑中部、多根支撑交汇处、地质条件复杂的立柱上，监测点不应少于立柱总数的 5%，逆作法施工的基坑不应少于 10%，且均不应少于 3 根；

7 坑底隆起（回弹）监测点宜按横向或纵向剖面布置，剖面宜选择在基坑中央或其他能反映变形特征的部位，剖面数不应少于 2 个。同一剖面上的监测点间距宜为 10m~30m，数量不应少于 3 个；

8 基坑内外地下水位监测点宜布置在基坑转角处、邻近被保护对象周边、相邻降水井中间部位等，监测间距宜为 20m~50m，当有止水帷幕时，宜布置在止水帷幕外侧约 2m 处；

9 地面沉降监测点宜按垂直于基坑边的剖面布置，监测剖面宜设在坑边中部，每个剖面上的监测点数量不宜少于 5 个。

10 周边建筑物监测点布置应符合下列要求：

1) 竖向位移监测点布置应符合本标准 12.3.3 条规定；

2) 水平位移监测点宜布置在建筑的外墙墙角、外墙中间部位的墙上或柱上、裂缝两侧以及其他有代表性的部位，监测点间距视情况而定，一侧墙体的监测点不宜少于 3 点；

3) 倾斜监测点宜布置在建筑角点、变形缝两侧的承重柱或墙上，监测点应沿主体顶部、底部上下对应布设。

11 管线监测点宜布置在管线的节点、转角点和变形曲率较大的部位，监测点平面间距宜为 15m~25m，并宜延伸至基坑边缘以外 1 倍~3 倍基坑开挖深度范围内的管线。

12.4.6 监测预警值应满足基坑支护结构、周边环境的变形和安全控制要求。监测预警值应由基坑工程设计方确定。

12.4.7 监测频率应保证及时准确的反映监测对象的动态变化，并应根据监测段的重要程度、变形控制指标量值及变化情况、自然条件的变化以及现场具体情况相应调整。监测时间应从围护结构施工开始，直至基坑回填结束。

12.4.8 监测资料应及时反馈有关各方，当监测数据达到报警值时，应及时签发报警通知。

12.5 边坡工程监测

12.5.1 边坡工程可根据工程安全等级、地质条件、周边环境、支护结构类型和变形控制要求按表 12.5.1 选择监测项目。

表 12.5.1 边坡工程监测项目

监测项目		监测部位	工程安全等级		
			一级	二级	三级
变形监测	支护体系变形	支护结构顶部或预估支护结构变形最大处	应测	应测	宜测
	地表变形、裂缝	支护结构背后 $1.0H$ （岩质） $\sim 1.5H$ （土质）范围内	应测	应测	宜测
	岩土体深层变形	边坡内部	应测	宜测	可测
	坡顶建（构）筑物变形	边坡坡顶建筑物基础、墙面和整体倾斜	应测	应测	可测
应力监测	支挡结构应力	结构应力最大处	应测	宜测	可测
	锚杆（索）应力	外锚头或锚杆筋体	应测	宜测	可测
	岩土体内部应力	边坡内部	应测	宜测	可测
其他监测	地下水位	边坡内部	应测	宜测	可测
	孔隙水压力	边坡内部	应测	宜测	可测
	地下水、渗水与降雨关系	出水点	应测	可测	可测
	巡视检查	—	应测	应测	应测

注： H —边坡高度（m）。

12.5.2 监测点的布置应符合下列规定：

- 1 坡顶位移观测，应在每一典型边坡段的支护结构顶面设置不少于 3 个监测点的监测网，观测位移量、移动速度和移动方向；
- 2 预应力锚杆（索）应力监测的数量不应少于总数的 5%；非预应力锚杆（索）不宜少于总数的 3%。

12.5.3 边坡工程施工过程中及监测期间遇到下列情况时应及时报警，并采取相应的应急措施：

- 1 岩质边坡顶部有水平位移迹象或支护结构受力裂缝有发展；土质边坡支护结构顶部最大水平位移已大于边坡高度的 $1/500$ 或 20mm ，以及其水平位移速度已连续 3d 大于 2mm/d ；
- 2 坡顶临近建筑物累计沉降、不均匀沉降或整体倾斜已大于本标准表 5.3.3 规定地基变形允许值的 80%，或建筑物的整体倾斜度变化速度已连续 3d 大于 0.00008 ；
- 3 坡顶临近建筑物出现新裂缝、原有裂缝有新发展；

- 4 支护结构中受力构件出现应力骤增、压屈、断裂、松弛或破坏迹象；
- 5 边坡底部或周围岩土体已出现可能导致边坡剪切破坏迹象或其他可能影响安全的征兆；
- 6 根据当地工程经验判断已出现其他必须报警的情况。

12.6 环境影响监测

12.6.1 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，直至沉降达到稳定标准。施工过程中还应对土体位移、孔隙水压力等进行监测。

12.6.2 当强夯、大面积挤土桩、非开挖铺管等施工产生挤土效应时，应对孔隙水压力、地表、道路、地下管线和建（构）筑物、桩顶标高及桩位偏移等进行监测。

12.6.3 当地基基础施工、地下空间工程施工或降水施工可能对地下管线、周边建筑、城市既有轨道交通线路或隧道结构产生不利影响时，应对保护对象进行监测。

12.6.4 垃圾填埋工程应进行地下水水质、渗沥液液位、垃圾坝体位移、垃圾堆体变形等进行监测。

12.6.5 采空区应根据采空区性质、地层条件及环境要求，对采空区地表及周边环境进行监测。采空区地表监测包括水平位移和竖向位移监测。

12.6.6 当强夯或爆破作业对周边环境产生振动影响时，应进行振动影响的监测。

12.6.7 既有建筑地基基础加固工程，纠倾加固、移位加固、托换加固施工过程中应设置现场监测系统，监测纠倾变位、移位变位和结构的变形。

12.6.8 既有建筑地基基础加固施工时，应对影响范围内的周边建筑物、地下管线等市政设施的沉降和位移进行监测。

附录 A 地基静载荷试验

A.0.1 地基土静载荷试验技术要求应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 的规定。且应采用慢速维持荷载法。

A.0.2 静载荷试验应布置在有代表性的地点，每栋建筑物不应少于 3 点，当场地内岩土体不均时，应适当增加试验点数。

A.0.3 岩石地基应采用圆形刚性承压板，直径为 0.3m；天然土质地基承压板面积不应小于 0.25 m²，对于软土不应小于 0.5 m²；人工地基应按需检验土层的厚度确定，且不应小于 1.0 m²，对于夯实地基，不宜小于 2.0 m²；单桩复合地基应按一根桩承担的处理面积确定，多桩复合地基按实际桩数所承担的处理面积确定。

A.0.4 试验主要影响深度宜取压板直径的 2.0 倍，当地基评价深度超过影响深度时，应调整压板尺寸或试验深度。当试验土层厚度小于影响深度，试验结果应考虑下卧层的影响。

A.0.5 当符合下列条件之一时，可终止试验：

- 1 承压板周边的土出现明显侧向挤出，周边岩土出现明显隆起或径向裂隙持续发展；
- 2 本级荷载的沉降量大于前级沉降量的 5 倍，荷载与沉降曲线出现明显陡降；
- 3 在某级荷载下 24h 沉降速率不能达到相对稳定标准；
- 4 总沉降量与压板宽度（或直径）之比大于等于 0.06。

A.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 对于土基当极限荷载小于比例界限的荷载值的 2 倍时，取极限荷载值的一半；对于岩石取极限荷载值的三分之一值和比例界限荷载值两者的小值；极限荷载值为符合终止试验条件的前一级荷载值；
- 3 当不能按上述两款要求确定时，可取 $s/b=0.01\sim0.015$ 所对应的荷载值，但其值不应大于最大加载量的一半；
- 4 取各点试验实测值的平均值作为该土层的地基承载力特征值。当实测值的极差超过平均值的 30%，应分析差异原因，增加检测点数，结合工程经验按本标准式（4.6.3-1）确定试验岩土层的特征值。

A.0.7 浅层平板载荷试验变形模量可按式（A.0.7-1）计算，深层平板载荷试验和螺旋板载荷试验可按式（A.0.7-2）计算。

$$E_0 = I_0(1 - \mu^2) \frac{pd}{s} \quad (\text{A.0.7-1})$$

$$E_0 = \omega \frac{pd}{s} \quad (\text{A.0.7-2})$$

式中： E_0 ——地基土变形模量（MPa）；

I_0 ——刚性承压板形状系数，圆形取 0.785；方形取 0.886；

μ ——土的泊松比（碎石土取 0.27，砂土取 0.30，粉土取 0.35，粉质黏土取 0.38，黏土取 0.42）；

d ——承压板直径或边长 (m);
 p ——比例界限压力 (kPa), 当 $p-s$ 曲线无直线段时, 取极限荷载的一半;
 s ——与 p 对应的沉降 (mm);
 ω ——与试验深度和土类有关的系数, 可按表 A.0.7 选用;

表 A.0.7 计算系数 ω

土类 d/z	碎石土	砂土	粉土	粉质黏土	黏土
0.30	0.477	0.489	0.491	0.515	0.524
0.25	0.469	0.480	0.482	0.506	0.514
0.20	0.460	0.471	0.474	0.497	0.505
0.15	0.444	0.454	0.457	0.479	0.487
0.10	0.435	0.446	0.448	0.470	0.478
0.05	0.427	0.437	0.439	0.461	0.468
0.01	0.418	0.429	0.431	0.452	0.459

注: d/z 为承压板直径和承压板底面深度之比。

A.0.8 地基竖向实测基床系数按式 (A.0.8-1) 计算, 并按式 (A.0.8-2) 修正为基准基床系数:

$$K_{vi} = p/s \quad (\text{A.0.8-1})$$

$$K_v = K_{vi} \sqrt{\frac{A_i}{0.09}} \quad (\text{A.0.8-2})$$

式中: K_{vi} ——实测基床系数 (kN/m³);
 K_v ——基准基床系数;
 A_i ——实际使用承压板面积 (m²);

附录 B 标准贯入试验、重型动力触探试验锤击数修正

B.0.1 当采用标准贯入试验、重型圆锥动力触探试验时，当杆长大于 3m 时，锤击数应按下式修正：

$$N_{63.5}(N) = \alpha N'_{63.5}(N') \tag{B.0.1}$$

式中： $N_{63.5}$ ——修正后的动力触探击数；

N ——修正后的标准贯入试验；

α ——修正系数。按表 B.0.1 取值；

$N'_{63.5}$ ——实测动力触探锤击数；

N' ——实测标准贯入试验锤击数。

表 B.0.1 修正系数

杆长 (m)	≤3	6	9	12	15	18	21	24	30	40	50	80
α	1	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70	0.67	0.62	0.56	0.52	0.38

B.0.2 重型动力触探试验每次最小触探深度不宜小于 0.5m，实测击数的统计应剔除锥尖虚土、大颗粒及超前滞后等因素产生的异常值，且应符合下列规定：

1 采用冲击钻探时，当实测击数小于等于 10 击，应剔除前 30cm 的击数；当实测击数大于 10 击时，应剔除前 20cm 的击数；

2 采用泥浆护壁回转钻进时，当实测击数小于等于 10 击时，应剔除前 20cm 的击数；当实测击数大于 10 击时，应剔除前 10cm 的击数。

B.0.3 标准贯入试验采用回转钻进，并保持孔内水位略高于地下水位。当孔壁不稳定时，可采用泥浆护壁，钻至试验标高以上 15cm 处，清除孔底残土后再进行试验。

附录 C 承载力特征值、内摩擦角及变形模量经验值

C.0.1 根据室内物理性指标标准值确定粉土、黏性土地基承载力特征值时，应符合表 C.0.1-1～表 C.0.1-3 的规定。

表 C.0.1-1 粉土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

孔隙比 e	含水量 w (%)					
	10	15	20	25	30	35
0.5	380	360	(335)			
0.6	280	270	250	(240)		
0.7	220	210	195	185	(175)	
0.8	170	160	150	140	(135)	
0.9	140	130	120	110	100	(95)
1.0	110	100	95	90	85	80

注：有括号者仅供内插用。

表 C.0.1-2 黏性土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

孔隙比 e	液性指数 I_L					
	0	0.25	0.5	0.75	1.0	1.20
0.5	425	400	360	(330)		
0.6	350	330	295	265	(235)	
0.7	275	265	235	210	180	140
0.8	225	210	190	170	140	105
0.9	180	170	160	140	105	75
1.0	150	140	130	105	85	45
1.1		130	105	85	75	

注：有括号者仅供内插用。

表 C.0.1-3 淤泥和淤泥质土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

天然含水量 w (%)	35	40	45	50	55	65	75
f_{ak}	75	70	65	55	50	40	30

C.0.2 根据修正后标准贯入、动力触探锤击数的标准值及静力触探锥尖阻力标准值确定地基承载力特征值时，应符合表 C.0.2-1～表 C.0.2-5 的规定；采用轻便触探预测地基承载力特征值宜符合表 C.0.2-6 的规定。

表 C.0.2-1 重型动力触探击数 $N_{63.5}$ 确定碎石土、砂土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

$N_{63.5}$	碎石土	中、粗、砾砂	粉、细砂
3	190	120	100
4	250	160	140
5	300	200	175
6	350	240	205
8	450	320	250
10	550	400	290
12	600	480	320
16	700	640	365
20	850	800	400
25	900	850	—
30	1000	900	—

注：1 本表适用于冲、洪积成因的碎石土、砂土。对碎石土， d_{60} 不大于 30mm，不均匀系数不大于 120；对中、粗砂，不均匀系数不大于 6；对砾砂，不均匀系数不大于 20；
2 沈阳城区砾砂承载力特征值可参照碎石土取值。

表 C.0.2-2 标准贯入试验击数 N 确定中粗砂及粉、细砂承载力特征值 f_{ak} (kPa)

N	5	10	15	20	25	30	35	40	45
中、粗砂	120	180	250	280	310	340	380	420	460
粉、细砂	90	140	180	200	230	250	270	290	310

表 C.0.2-3 标准贯入度试验击数 N 确定黏性土、粉土承载力特征值 f_{ak} (kPa)

N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_{ak}	90	110	150	180	210	240	270	300	330	360	390

表 C.0.2-4 静力触探锥尖阻力 q_c 确定承载力特征值 (kPa)

q_c	淤泥质土	黏性土	饱和粉土	粉、细砂	中、粗砂
0.3	60	75	70		
0.5	75	95	75		
0.7	80	115	80	100	
0.9	85	125	85	105	
1.1	90	135	90	110	130
1.3	95	145	95	115	140
1.5	—	155	110	120	150
2.0	—	160	130	125	160
3.0	—	170	170	135	200
4.0	—	—	—	145	240
5.0	—	—	—	160	260
6.0	—	—	—	180	280
12.0	—	—	—	240	340

表 C.0.2-5 静力触探锥尖阻力 q_c 确定砂土摩擦角和变形模量

静力触探锥尖阻力 q_c (MPa)	摩擦角 (°)	变形模量 (MPa)
0.0~2.5	29~32	<10
2.5~5.0	32~35	10~20
5.0~10.0	35~37	20~30
10.0~20.0	37~40	30~60
>20.0	40~42	60~90

表 C.0.2-6 轻型触探击数 N_{10} 预测地基承载力特征值 f_{ak} (kPa)

N_{10}	10	15	20	25	30	35	40	45	50	60	80
黏性土、粉土	80	120	150	180	200	210	220	230	240	—	—
中、粗、砾砂	100	130	170	200	240	280	310	350	390	480	600
素填土	70	85	100	110	120	130	140	—	—	—	—

注：表中素填土仅指由黏性土和粉土组成的且堆积年龄超过 5 年素填土。

C.0.3 利用煤矸石做建筑地基时，其承载力特征值和变形指标可按表 C.0.3—1 及表 C.0.3—2 确定：

表 C.0.3-1 经杆长修正后的动力触探击数 $N_{63.5}$ 确定煤矸石承载力特征值和变形模量

$N_{63.5}$	3	5	7	9	11	13	15	20
f_{ak} (kPa)	130	150	180	200	240	280	320	430
E_0 (Mpa)	9.7	11.4	13.3	15.5	18.0	20.9	24.2	32.3

注：1 本表适用于填埋 10 年以上的煤矸石；
2 煤矸石中可燃部位应完成消火、封闭处理。

表 C.0.3-2 瑞利波速 V_r 确定煤矸石承载力特征值和变形模量

V_r (m/s)	承载力特征值 f_{ak} (kPa)	变形模量 E_0 (MPa)
150	160	12.0
170	200	15.0
190	250	19.0
210	280	21.0

C.0.4 根据瑞利波速确定碎石土及砾砂的地基承载力特征值和变形模量应符合表 C.0.4 的规定。

表 C.0.4 瑞利波速 V_r 确定碎石土及砾砂的地基承载力特征值 f_{ak} (kPa)、变形模量 E_0 (MPa)

V_r (m/s)		220	240	280	300	320	360	400	450
碎石土	f_{ak}	310	380	530	600	680	770	850	920
	E_0	22.5	26.5	35.0	42.0	50.0	58.0	63.5	80.0
砾砂	f_{ak}	270	330	480	560	650	720	800	870
	E_0	20.0	24.5	34.8	40.0	45.0	50.7	56.0	74.4

C.0.5 根据修正后动力触探锤击数的平均值确定碎石土、砂土变形模量以及根据修正后动力触探锤击数的标准值确定碎石土、砂土内摩擦角时，应符合表 C.0.5 的规定。

表 C.0.5 重型动力触探击数确定碎石土、砂土的变形模量 E_0 (MPa)、内摩擦角 φ

N _{63.5} 击数	碎石土		砾、粗、中砂		粉、细砂	
	E_0 (MPa)	φ	E_0 (MPa)	φ	E_0 (MPa)	φ
2	14.3	32.0	8.5	30.0	5.4	21.0
4	19.7	33.5	13.7	32.0	9.6	23.0
6	25.2	35.0	19.0	34.0	13.8	25.0
8	30.7	36.0	24.3	35.4	18.0	27.0
10	36.2	37.0	29.6	36.5	22.1	29.0
12	41.6	38.0	34.8	37.4	26.3	30.4
14	47.1	39.0	40.1	38.2	30.5	31.0
16	52.6	40.0	45.4	38.8	34.6	32.0
18	58.1	41.0	50.7	39.5	38.8	33.0
20	63.5	42.0	56.0	40.0	43.0	34.0
25	69.0	45.0	61.2	42.5	—	—
≥30	90.0	48.0	80.0	45.0	—	—

- 注：1 本表适用于冲、洪积成因的碎石土、砂土。对碎石土， d_{60} 不大于 30mm，不均匀系不大于 120；对中、粗砂，不均匀系数不大于 6；对砾砂，不均匀系数不大于 20；
- 2 碎石、角砾的变形模量，可按击数相同的卵石、圆砾的变形模量适当下调；
- 3 当考虑地下水影响，对地下水位以下土层内摩擦角一般应降低 $1^\circ \sim 3^\circ$ （细粒土取最大值，粗粒土取小值）。

附录 D 附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

D.0.1 矩形面积上均布荷载作用下角点的附加应力系数 α （表 D.0.1-1）、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ （表 D.0.1-2）。

表 D.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	0.250	0.250	0.250
0.2	0.249	0.240	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	0.055	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	0.053	0.063	0.067	0.081	0.087	0.090	0.092	0.093	0.094
3.4	0.036	0.042	0.043	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	0.065	0.072	0.075	0.077	0.080	0.080
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.048	0.006	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	0.061	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	0.005	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.021	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	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	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）。

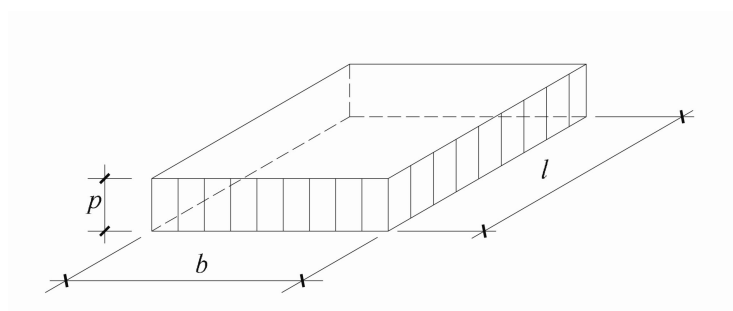


表 D.0.1-2 矩形面积上均布荷载作用下角点的平均附加应力系数 α

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
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	0.2489	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	0.2432	0.2437	0.2444	0.2448	0.2451	0.2452	0.2454	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455
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	0.2284	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
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	0.1171
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	0.0726	0.0970	0.1004	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
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	0.0937	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	0.0988
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	0.721	0.0761	0.0792	0.0817	0.0837	0.0853	0.0882	0.0931
9.6	0.0533	0.0577	0.0614	0.645	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	0.672	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	0.649	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	0.628	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	0.0739	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	0.0418	0.0432	0.0444	0.0468	0.0524

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

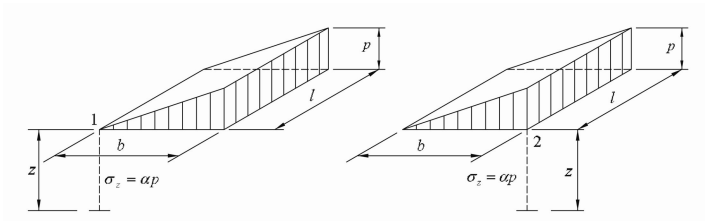


表 D.0.2 矩形面积上三角形分布荷载作用下的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

l/b	0.2				0.4				0.6			
计算点	1		2		1		2		1		2	
z/b	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
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
0.2	0.0223	0.0112	0.1821	0.2161	0.0280	0.0140	0.2115	0.2308	0.0296	0.0148	0.2165	0.2333
0.4	0.0269	0.0179	0.1094	0.1810	0.0420	0.0245	0.1604	0.2084	0.0487	0.0270	0.1781	0.2153
0.6	0.0259	0.0207	0.0700	0.1505	0.0448	0.0308	0.1165	0.1851	0.0560	0.0355	0.1405	0.1966
0.8	0.0232	0.0217	0.0480	0.1277	0.0421	0.0340	0.0853	0.1640	0.0553	0.0405	0.1093	0.1787
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
1.2	0.0171	0.0212	0.0260	0.0970	0.0324	0.0351	0.0491	0.1312	0.0450	0.0439	0.0673	0.1480
1.4	0.0145	0.0204	0.0202	0.0865	0.0278	0.0344	0.0386	0.1187	0.0392	0.0436	0.0540	0.1356
1.6	0.0123	0.0195	0.0160	0.0779	0.0238	0.0333	0.0310	0.1082	0.0339	0.0427	0.0440	0.1247
1.8	0.0105	0.0186	0.0130	0.0709	0.0204	0.0321	0.0254	0.0993	0.0294	0.0415	0.0363	0.1153
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
2.5	0.0063	0.0157	0.0072	0.0538	0.0125	0.0276	0.0140	0.0769	0.0183	0.0365	0.0205	0.0903

3.0	0.0046	0.0140	0.0015	0.0458	0.0092	0.0248	0.0100	0.0661	0.0135	0.0330	0.0148	0.0786
5.0	0.0018	0.0097	0.0019	0.0289	0.0036	0.0175	0.0038	0.0424	0.0054	0.0236	0.0056	0.476
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
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
l/b	0.8				1.0				1.2			
计算点	1		2		1		2		1		2	
z/b	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
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
0.2	0.0301	0.0151	0.2178	0.2339	0.0304	0.0152	0.2182	0.2341	0.0305	0.0153	0.2184	0.2342
0.4	0.0517	0.0280	0.1844	0.2175	0.0531	0.0285	0.1870	0.2184	0.0539	0.0288	0.1881	0.2187
0.6	0.0621	0.0376	0.1520	0.2011	0.0654	0.0388	0.1575	0.2030	0.0673	0.0394	0.1602	0.2039
0.8	0.0637	0.0440	0.1232	0.1852	0.0688	0.0459	0.1311	0.1883	0.0720	0.0470	0.1355	0.1899
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
1.2	0.0546	0.0492	0.0807	0.1571	0.0615	0.0525	0.0901	0.1621	0.0664	0.0546	0.0962	0.1649
1.4	0.0483	0.0495	0.0661	0.1451	0.0554	0.0534	0.0751	0.1507	0.0606	0.0559	0.0817	0.1541
1.6	0.0424	0.0490	0.0547	0.1345	0.0492	0.0533	0.0628	0.1405	0.0545	0.0561	0.0696	0.1443
1.8	0.0371	0.0480	0.0457	0.1252	0.0435	0.0525	0.0534	0.1313	0.0487	0.0556	0.0596	0.1354
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
2.5	0.0236	0.0429	0.0265	0.1000	0.0284	0.0478	0.0318	0.1063	0.0326	0.0513	0.0365	0.1107
3.0	0.0176	0.0392	0.0192	0.0871	0.0214	0.0439	0.0233	0.0931	0.0249	0.0476	0.0270	0.0976
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
7.0	0.0038	0.0291	0.0038	0.0427	0.0047	0.0251	0.0047	0.0465	0.0056	0.0277	0.0065	0.0496
10.0	0.0019	0.0162	0.0019	0.0308	0.0023	0.0186	0.0024	0.0336	0.0028	0.0207	0.0028	0.0359
l/b	1.4				1.6				1.8			
计算点	1		2		1		2		1		2	
z/b	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
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
0.2	0.0305	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343

0.4	0.0543	0.0289	0.1886	0.2189	0.0545	0.0290	0.1889	0.2190	0.0546	0.0290	0.1891	0.2190
0.6	0.0684	0.0397	0.1616	0.2043	0.0690	0.0399	0.1625	0.2046	0.0694	0.0400	0.1630	0.2047
0.8	0.0739	0.0476	0.1381	0.1907	0.0751	0.0480	0.1396	0.1912	0.0759	0.0482	0.1405	0.1915
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
1.2	0.0689	0.0560	0.1007	0.1666	0.0721	0.0568	0.1037	0.1678	0.0738	0.0574	0.1055	0.1684
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
1.6	0.0586	0.580	0.0743	0.1467	0.0616	0.0594	0.0780	0.1484	0.0639	0.0603	0.0806	0.1494
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
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
2.5	0.0362	0.0540	0.0405	0.1139	0.0393	0.0560	0.0440	0.1163	0.0419	0.0575	0.0469	0.1180
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
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
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
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
l/b	2.0				3.0				4.0			
计算点	1		2		1		2		1		2	
z/b	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
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
0.2	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343
0.4	0.0547	0.0290	0.1892	0.2191	0.0548	0.0290	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192
0.6	0.0696	0.0401	0.1633	0.2048	0.0701	0.0402	0.1638	0.2050	0.0702	0.0402	0.1639	0.2050
0.8	0.0764	0.0483	0.1412	0.1917	0.0773	0.0486	0.1423	0.1920	0.0776	0.0487	0.1424	0.1920
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
1.2	0.0749	0.0577	0.1069	0.1689	0.0774	0.0584	0.1096	0.1697	0.0779	0.0586	0.1103	0.1699
1.4	0.0707	0.0599	0.0937	0.1591	0.0739	0.0609	0.0973	0.1603	0.0748	0.0612	0.0982	0.1605
1.6	0.0656	0.0609	0.0826	0.1502	0.0697	0.0623	0.0870	0.1517	0.0708	0.0626	0.0882	0.1521
1.8	0.0604	0.0611	0.0730	0.1422	0.0652	0.0628	0.0782	0.1441	0.0666	0.0633	0.0797	0.1445
2.0	0.0553	0.0608	0.0649	0.1348	0.0607	0.0629	0.0707	0.1371	0.0624	0.0634	0.0726	0.1377
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

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
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
7.0	0.0089	0.0347	0.0091	0.0572	0.0124	0.0389	0.0126	0.0619	0.0152	0.0414	0.0154	0.0642
10.0	0.0064	0.0263	0.0046	0.0403	0.0066	0.0302	0.0066	0.0462	0.0084	0.0325	0.0083	0.0485
l/b	6.0				8.0				10.0			
计算点	1		2		1		2		1		2	
z/b	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
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
0.2	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343
0.4	0.0549	0.0291	0.1984	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192
0.6	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0403	0.1640	0.2050	0.0702	0.0403	0.1640	0.2050
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
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
1.2	0.0782	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700
1.4	0.0752	0.0613	0.0986	0.1606	0.0752	0.0613	0.0987	0.1606	0.0753	0.0613	0.0987	0.1606
1.6	0.0714	0.0628	0.0887	0.1523	0.0715	0.0628	0.0888	0.1523	0.0715	0.0628	0.0889	0.1523
1.8	0.0673	0.0635	0.0805	0.1417	0.0675	0.0635	0.0806	0.1448	0.0675	0.0635	0.0808	0.1448
2.0	0.0634	0.0637	0.0743	0.1380	0.0638	0.0638	0.0736	0.1380	0.0636	0.0638	0.0738	0.1380
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
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
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
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
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

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

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

z/r	圆形		z/r	圆形	
	α	$\bar{\alpha}$		α	$\bar{\alpha}$
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	0.108	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			

D.0.4 圆形面积上三角形分布荷载作用下的附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ （表D.0.4）。

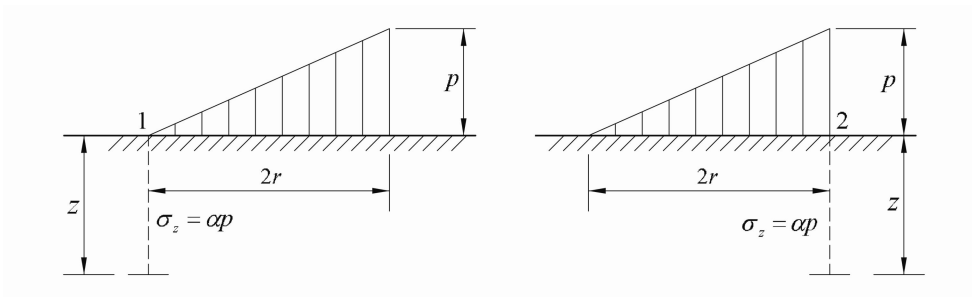


表 D.0.4 圆形面积上三角形分布荷载作用下边点的附加应力系数 α 、平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/r	1		2	
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
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	0.079	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
3.2	0.048	0.069	0.064	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

附录 E 大面积地面荷载作用下地基附加沉降量计算

- E.0.1** 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分层总和法计算，其计算深度按本标准公式（5.3.7）确定。
- E.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。
- E.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。
- E.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 E.0.4），然后按下式计算等效均布地面荷载：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。

$$q_{eq} = 0.8 \left[\sum_{i=0}^{10} \beta_i q_i - \sum_{i=0}^{10} \beta_i p_i \right] \tag{E.0.4}$$

式中： q_{eq} ——等效均布地面荷载（kPa）；
 β_i ——第 i 区段的地面荷载换算系数，按表 E.0.4 查取；
 q_i ——柱内侧第 i 区段内的平均地面荷载（kPa）；
 p_i ——柱外侧第 i 区段内的平均地面荷载（kPa）。

表 E.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
$\frac{a}{5b} \geq 1$	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 见本标准表 8.6.5

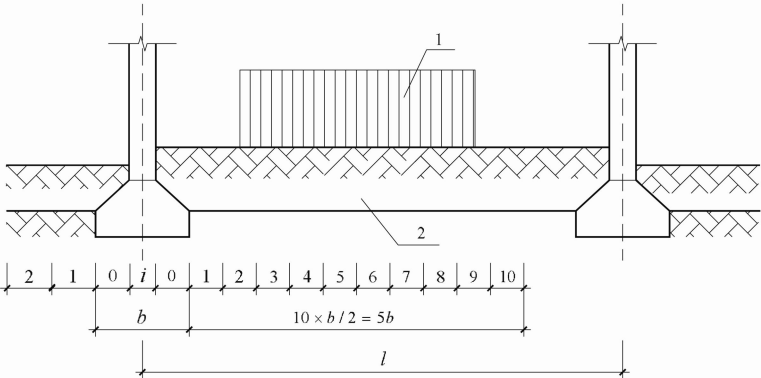


图 E.0.4 地面荷载区段划分

1-地面堆载；2-大面积填土

附录 F 阶梯形承台及锥形承台斜截面受剪的截面宽度

F.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 F.0.1), 并应符合下列规定:

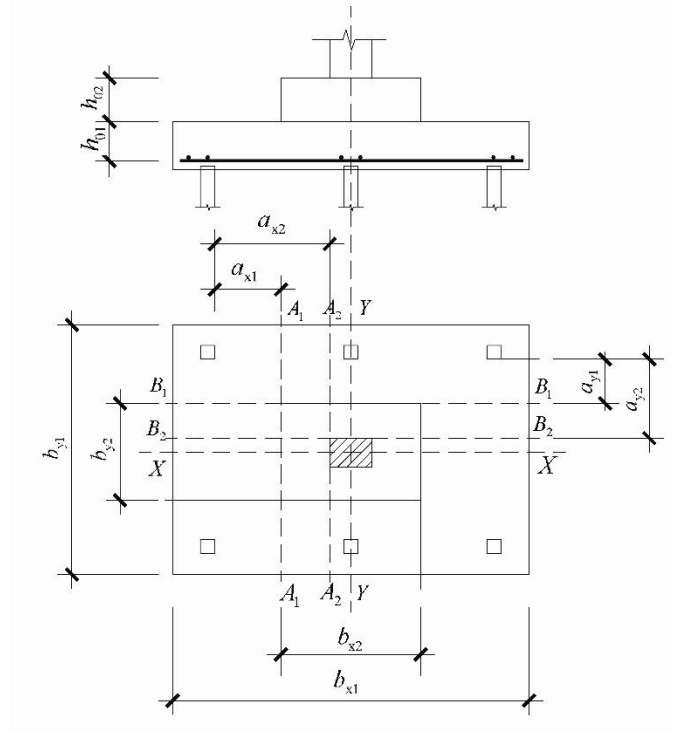


图 F.0.1

- 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} ;
- 2 计算柱边截面 $A_2 - A_2$, $B_2 - B_2$ 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进行计算:

$$\text{对 } A_2 - A_2 \quad b_{y0} = \frac{b_{y1}h_{01} + b_{y2}h_{02}}{h_{01} + h_{02}} \quad (\text{F.0.1-1})$$

$$\text{对 } B_2 - B_2 \quad b_{x0} = \frac{b_{x1}h_{01} + b_{x2}h_{02}}{h_{01} + h_{02}} \quad (\text{F.0.1-2})$$

F.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 F.0.2), 截面有效高度均为 h_0 , 截面的计算宽度按下式计算:

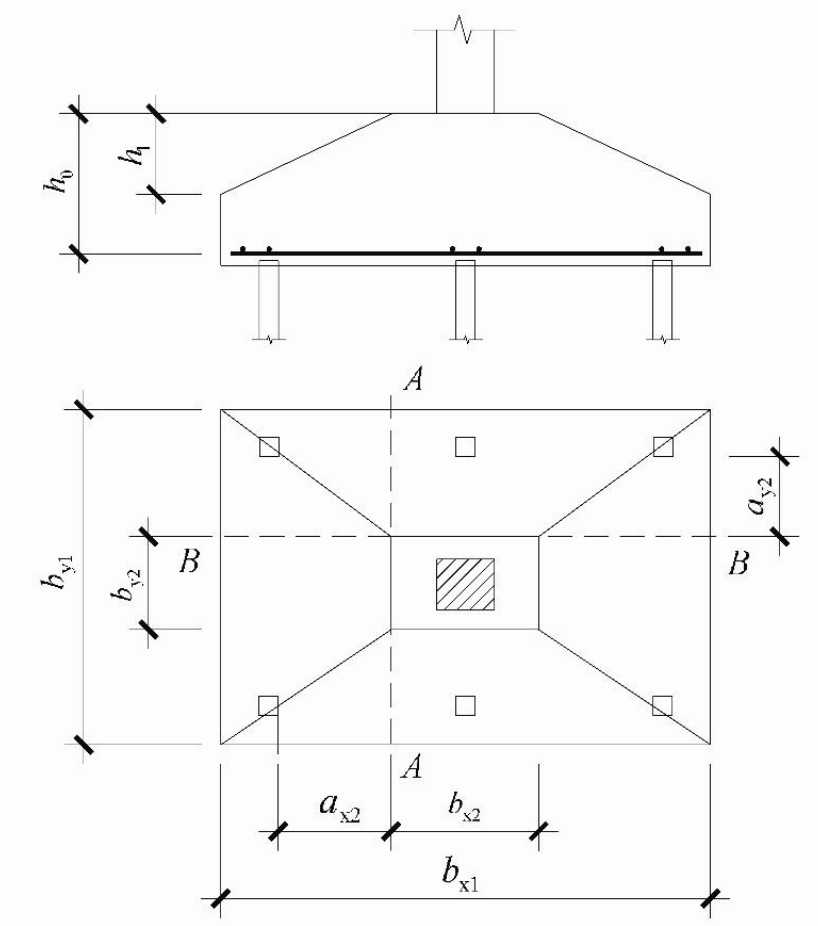


图 F.0.2

$$\text{对 } A-A \quad b_{y0} = \left[1 - 0.5 \frac{h_1}{h_0} \left(1 - \frac{b_{y2}}{b_{y1}} \right) \right] b_{y1} \quad (\text{F.0.2-1})$$

$$\text{对 } B-B \quad b_{x0} = \left[1 - 0.5 \frac{h_1}{h_0} \left(1 - \frac{b_{x2}}{b_{x1}} \right) \right] b_{x1} \quad (\text{F.0.2-2})$$

附录 G 冲切临界截面周长及极惯性矩计算公式

G.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 ，应根据柱所处的部位分别按下列公式进行计算：

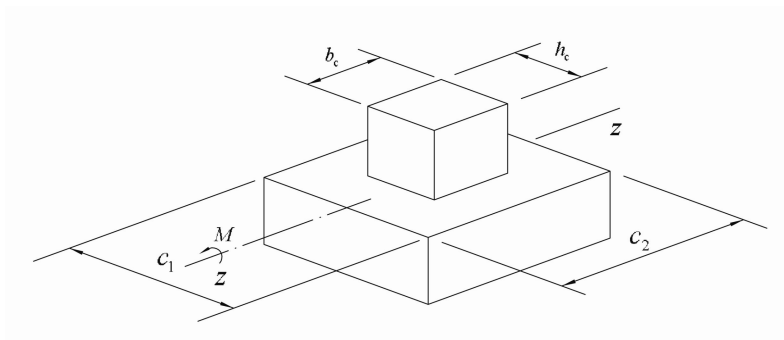


图 G.0.1-1

1 对于内柱，应按下列公式进行计算：

$$u_m = 2c_1 + 2c_2 \quad (\text{G.0.1-1})$$

$$I_s = \frac{c_1 h_0^3}{6} + \frac{c_1^3 h_0}{6} + \frac{c_2 h_0 c_1^2}{2} \quad (\text{G.0.1-2})$$

$$c_1 = h_c + h_0 \quad (\text{G.0.1-3})$$

$$c_2 = b_c + h_0 \quad (\text{G.0.1-4})$$

$$c_{AB} = \frac{c_1}{2} \quad (\text{G.0.1-5})$$

式中： h_c ——与弯矩作用方向一致的柱截面的边长（m）；

b_c ——垂直于 h_c 的柱截面边长（m）。

2 对于边柱，应按式(G.0.1-6)～式(G.0.1-11)进行计算。公式(G.0.1-6)～式(G.0.1-11)适用于柱外侧齐筏板边缘的边柱。对外伸式筏板，边柱柱下筏板冲切临界截面的计算模式应根据边柱外侧筏板的悬挑长度和柱子的边长确定。当边柱外侧的悬挑长度小于或等于 $(h_0 + 0.5b_c)$ 时，冲切临界截面可计算至垂直于自由边的板端，计算 c_1 及 I_s 值时应计及边柱外侧的悬挑长度；当边柱外侧筏板的悬挑长度大于 $(h_0 + 0.5b_c)$ 时，边柱柱下筏板的冲切临界截面的计算模式同内柱。

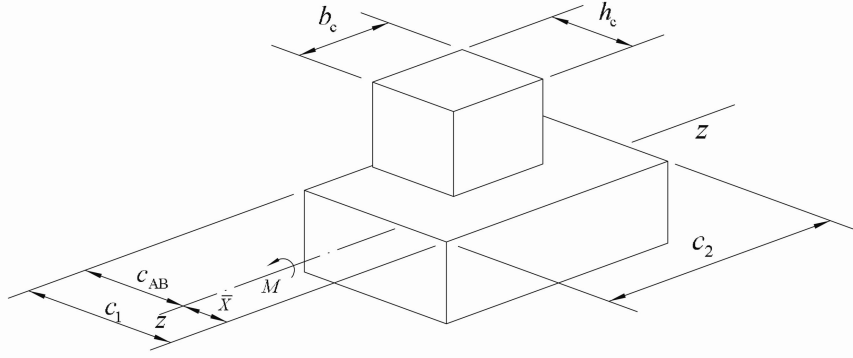


图 G.0.1-2

$$u_m = 2c_1 + 2c_2 \quad (\text{G.0.1-6})$$

$$I_s = \frac{c_1 h_0^3}{6} + \frac{c_1^3 h_0}{6} + 2h_0 c_1 \left(\frac{c_1}{2} - \bar{X} \right)^2 + c_2 h_0 \bar{X}^2 \quad (\text{G.0.1-7})$$

$$c_1 = h_c + \frac{h_0}{2} \quad (\text{G.0.1-8})$$

$$c_2 = b_c + h_0 \quad (\text{G.0.1-9})$$

$$c_{AB} = c_1 - \bar{X} \quad (\text{G.0.1-10})$$

$$\bar{X} = \frac{c_1^2}{2c_1 + c_2} \quad (\text{G.0.1-11})$$

式中：\$\bar{X}\$——冲切临界截面重心位置（m）。

3 对于角柱，应按式（G.0.1-12）～式（G.0.1-17）进行计算。公式（G.0.1-12）～式（G.0.1-17）适用于柱两相邻外侧齐筏板边缘的角柱。对外伸式筏板，角柱柱下筏板冲切临界截面的计算模式应根据角柱外侧筏板的悬挑长度和柱子的边长确定。当角柱两相邻外侧筏板的悬挑长度分别小于或等于\$(h_0 + 0.5b_c)\$和\$(h_0 + 0.5h_c)\$时，冲切临界截面可计算至垂直于自由边的板端，计算\$c_1\$、\$c_2\$及\$I_s\$值应计及角柱外侧筏板的悬挑长度；当角柱两相邻外侧筏板的悬挑长度大于\$(h_0 + 0.5b_c)\$和\$(h_0 + 0.5h_c)\$时，角柱柱下筏板冲切临界截面的计算模式同内柱。

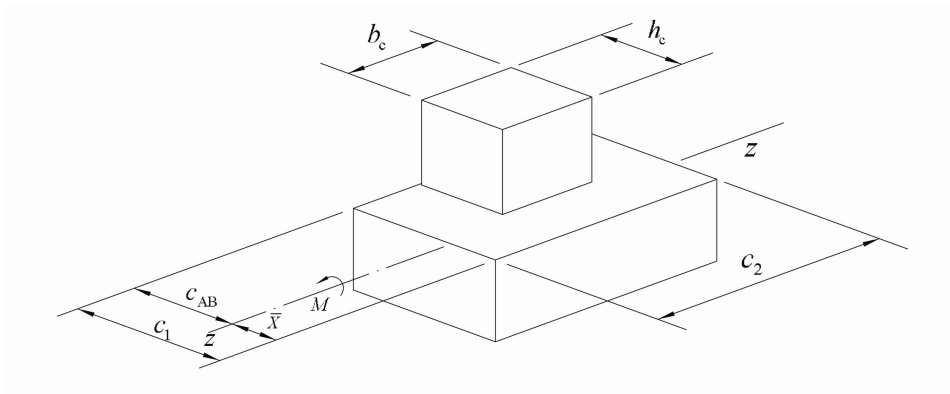


图 G.0.1-3

$$u_m = 2c_1 + 2c_2 \quad (\text{G.0.1-12})$$

$$I_s = \frac{c_1 h_0^3}{12} + \frac{c_1^3 h_0}{12} + c_1 h_0 \left(\frac{c_1}{2} - \bar{X} \right)^2 + c_2 h_0 \bar{X}^2 \quad (\text{G.0.1-13})$$

$$c_1 = h_c + \frac{h_0}{2} \quad (\text{G.0.1-14})$$

$$c_2 = b_c + \frac{h_0}{2} \quad (\text{G.0.1-15})$$

$$c_{AB} = c_1 - \bar{X} \quad (\text{G.0.1-16})$$

$$\bar{X} = \frac{c_1^2}{2c_1 + 2c_2} \quad (\text{G.0.1-17})$$

附录 H 桩侧阻力、桩端阻力承载力特征值

H.0.1 各类土根据工程特性指标确定桩侧阻力特征值可按表 H.0.1 采用。

表 H.0.1 桩侧阻力特征值 q_{sa} (kPa)

土的名称	特性指标	挤土桩	泥浆护壁桩	干作业桩
填土 (已完成自重固结)	$N_{63.5} \leq 5$	8~12	5~10	6~12
	$5 < N_{63.5} \leq 8$	12~16	10~13	12~16
水泥土	水泥掺入比 15%~20%	宜取室内相同配比水泥土试块在标准条件下 90 天龄期的立方体 (边长 70.7mm) 无侧限抗压强度 (0.04~0.08) 倍		
淤泥		7~10	6~9	6~9
淤泥质土	$w \geq 35\%$	10~14	7~10	8~12
黏性土	$I_L > 1$ 或 $N \leq 2$	10~18	7~13	9~14
	$0.75 < I_L \leq 1$ 或 $2 < N \leq 4$	18~26	13~18	14~22
	$0.50 < I_L \leq 0.75$ 或 $4 < N \leq 8$	26~33	18~23	22~28
	$0.25 < I_L \leq 0.50$ 或 $8 < N \leq 15$	33~38	23~27	28~33
	$0 < I_L \leq 0.25$ 或 $15 < N \leq 30$	38~40	27~29	33~35
	$I_L \leq 0$ 或 $N > 30$	40~45	29~32	35~38
粉土	$e > 0.9$ 或 $N \leq 12$	13~23	12~21	11~21
	$0.75 \leq e \leq 0.9$ 或 $12 < N \leq 18$	23~33	21~31	21~31
	$e < 0.75$ 或 $N > 18$	33~44	31~41	31~41
粉砂 细砂	$N_{63.5} \leq 4$ 或 $N < 10$	10~16	7~12	9~14
	$4 < N_{63.5} \leq 6$ 或 $10 < N \leq 15$	16~20	12~15	14~17
	$6 < N_{63.5} \leq 9$ 或 $15 < N \leq 30$	20~25	15~18	17~22

	$9 < N_{63.5} \leq 12$ 或 $30 < N \leq 50$	25~30	18~21	22~26
	$12 < N_{63.5} \leq 20$ 或 $N > 50$	30~45	21~32	26~38
中砂 粗砂 砾砂	$4 < N_{63.5} \leq 6$ 或 $10 < N \leq 15$	20~27	14~19	17~23
	$6 < N_{63.5} \leq 9$ 或 $15 < N \leq 30$	27~33	19~24	23~28
	$9 < N_{63.5} \leq 12$ 或 $30 < N \leq 50$	33~37	24~28	28~32
	$12 < N_{63.5} \leq 20$ 或 $N > 50$	37~60	28~42	32~51
	$20 < N_{63.5} \leq 30$	60~80	42~56	51~65

续表 H.0.1

土的名称	特性指标	挤土桩	泥浆护壁桩	干作业桩
碎石土 强风化 岩	$4 < N_{63.5} \leq 6$	25~35	18~25	18~25
	$6 < N_{63.5} \leq 9$	35~50	25~35	25~43
	$9 < N_{63.5} \leq 12$	50~65	35~45	43~55
	$12 < N_{63.5} \leq 20$	65~90	45~60	55~75
	$20 < N_{63.5} \leq 30$	90~125	60~85	75~105

注：1 沈阳城区砾砂可按碎石土取值；

2 采用套管护壁成桩的，按干作业桩取值；劲芯复合桩外芯按挤土桩取值；水泥搅拌桩、旋喷桩按泥浆护壁桩取值。

H.0.2 各类土根据工程特性指标确定桩端阻力特征值可按表 H.0.2-1 采用，夯扩桩的端阻力特征值可按表 H.0.2-2 采用。

表 H.0.2-1 桩端阻力特征值 q_{pa} (kPa)

桩端土名	特性指标	预制桩	压灌桩	泥浆护壁钻(冲、挖)孔桩	人工挖孔桩
黏性土	$0.50 < I_L \leq 0.75$ 或 $4 < N \leq 8$	600~1200	—	300~400	—
	$0.25 < I_L \leq 0.50$ 或 $8 < N \leq 15$	1200~1600	400~650	400~600	250~500
	$0 < I_L \leq 0.25$ 或 $15 < N \leq 30$	1600~2100	650~1100	600~800	500~900
粉土	$0.75 \leq e < 0.9$	690~1050	420~720	320~400	400~600
	$e < 0.75$	1050~2000	720~1100	400~900	600~850
粉砂	$15 < N \leq 30$	2480~2760	650~900	450~500	1020~1300
细砂	$N > 30$	2890~3080	1400~1600	600~750	1300~1500
中砂 粗砂 砾砂	$9 < N_{63.5} \leq 12$	3700~4200	1800~2300	800~1000	1280~1920
	$12 < N_{63.5} \leq 16$	4200~4600	2300~2900	1000~1800	1920~2560
	$16 < N_{63.5} \leq 20$	4600~5000	2900~3400	1800~2000	2560~3200
	$N_{63.5} > 25$	5200	4000	2400	4000
碎石土	$9 < N_{63.5} \leq 12$	4200~4600	2200~2900	1100~1600	1340~2010
	$12 < N_{63.5} \leq 16$	4600~5200	2900~3800	1600~2200	2010~2680
	$16 < N_{63.5} \leq 20$	5200~5500	3800~4000	2200~2800	2680~3360
	$N_{63.5} > 25$	6000	5000	3100	4000
混合土	粗颗粒混合土不大于相应砂土、碎石土取值的 80%。细颗粒混合土按黏性土取值。				
岩石	1 全、强风化岩石按风化成的相应土类取值； 2 按本标准 5.2.6 条确定岩石地基承载力特征值取值，取值时应考虑施工因素及建筑物使用后风化作用的继续。				

注：1 泥浆护壁钻孔桩桩端虚土厚度不大于 50mm；

2 对于粉砂、细砂地层，标贯击数与动力触探锤击数可按式 $N_{63.5} = 5.86 \ln N - 8.42$ 换算。

表 H.0.2-2 夯扩桩桩端阻力特征值 q_{pa} (kPa)

最后三击贯入度 (cm)	粉土	粉、细砂	中、粗、砾砂
10	1950	2250	3850
15	1350	1600	2350
20	1050	1200	1650
25	850	1000	1250
30	750	850	1000

注：最后三击贯入度是指锤重为 3.5 吨，落距为 6.0m 条件下的贯入量。

附录 J 稳定性验算

J.1 整体稳定性验算

J.1.1 整体稳定性验算可采用圆弧滑动条分法，根据下式确定安全系数：

$$\frac{M_R}{M_s} = \frac{\sum R_i}{\sum T_i} \geq K_s \quad (\text{J.1.1})$$

式中： M_s ——最危险滑动面上的滑动力矩（kN·m）；

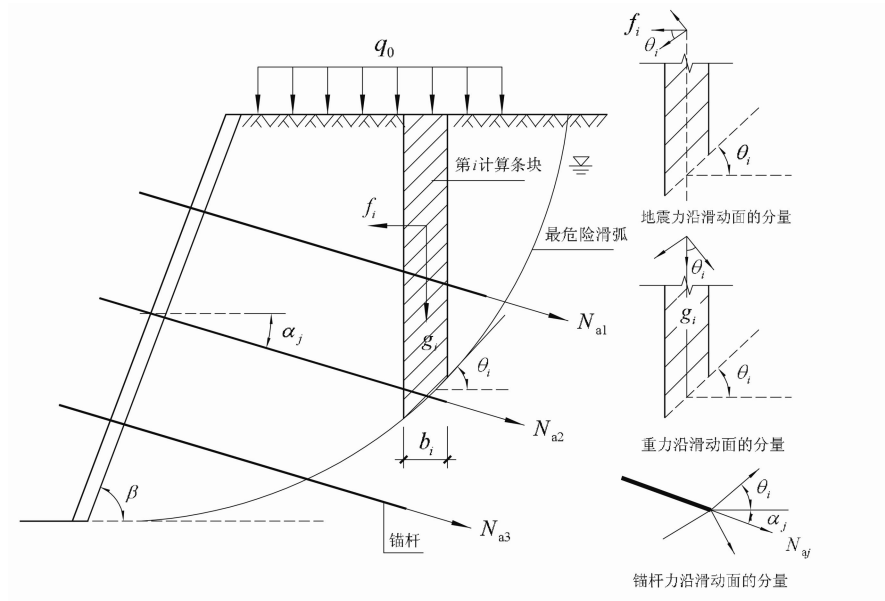
M_R ——最危险滑动面上的抗滑力矩（kN·m）；

R_i ——第 i 计算条块沿滑动面的抗滑力（kN）；

T_i ——第 i 计算条块沿滑动面的下滑力（kN）；

K_s ——稳定安全系数；抗滑力矩与滑动力矩之比最小值，宜通过搜索不同圆心及半径的所有潜在滑动圆弧确定。

J.1.2 第 i 计算条块的抗滑力与滑动力可按式计算（图 J.1.2）：



J.1.2 整体稳定验算示意图

$$R_i = c_i l_i + [(q_i b_i + g_i) \cos \theta_i - u_i l_i - f_i \sin \theta_i] \tan \phi_i + \{N_{aj} [\cos(\alpha_j + \theta_i) + 0.5 \sin(\alpha_j + \theta_i) \tan \phi_i]\} / s \quad (\text{J.1.2-1})$$

$$T_i = [(q_i b_i + g_i) \sin \theta_i + f_i \cos \theta_i] \quad (\text{J.1.2-2})$$

式中： l_i ——第 i 计算条块对应的滑弧长度（m），取 $l_i = b_i / \cos \theta_i$ ；

b_i ——第*i*计算条块的宽度（m）；
 q_i ——第*i*计算条块处顶面的超载标准值（kPa）；
 g_i ——第*i*计算条块的岩土体自重（kN），按天然重度计算；
 u_i ——第*i*计算条块滑弧面上静水压力（kPa）；
 f_i ——作用于第*i*计算条块的水平地震作用标准值（kN）， $f_i = g_i \alpha_w$ ，方向指向坡外， α_w 为综合水平地震影响系数，由所在地区地震基本烈度按表 J.1.2 确定；
 c_i φ_i ——第*i*计算条块处滑动面处的黏聚力标准值（kPa）、内摩擦角标准值（°）；按本标准第 4.6.5 条规定取值；
 N_{aj} ——第*j*层锚杆或土钉在圆弧滑裂面外极限抗拉力（kN）；
 θ_i ——第*i*土条滑动面中心处的切线与水平面的夹角（°）；
 α_j ——第*j*层锚杆或土钉与水平面的夹角（°）；
 s ——锚杆或土钉的水平间距（m）。

表 J.1.2 综合水平地震影响系数

地震基本烈度	7 度		8 度		9 度
地震峰值加速度	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
综合水平地震影响系数 α_w	0.025	0.0375	0.050	0.075	0.10

J.1.3 对 7 度及 7 度以上地区的永久性边坡及边坡支挡结构，应考虑地震作用。对临时性的基坑支护结构可不考虑地震作用。

J.1.4 地基整体稳定性验算时，其安全系数不应小于 1.2；抗震设防区，应考虑水平地震的作用。

J.1.5 安全等级为一级、二级、三级的锚拉式、悬臂式和双排桩支护结构，整体稳定性验算时，其安全系数分别不应小于 1.35、1.3、1.25。

J.1.6 安全等级为二级、三级的土钉墙支护结构，整体稳定性验算时，其安全系数分别不应小于 1.3、1.25。

J.1.7 重力式水泥土墙支护结构整体稳定性验算时，其安全系数分别不应小于 1.3；计算最危险滑动面以上土条重度时，水泥土墙部分采用墙体实际重度。

J.2 抗倾覆稳定性验算

J.2.1 悬臂式支挡结构抗倾覆稳定按下式验算（图 J.2.1）：

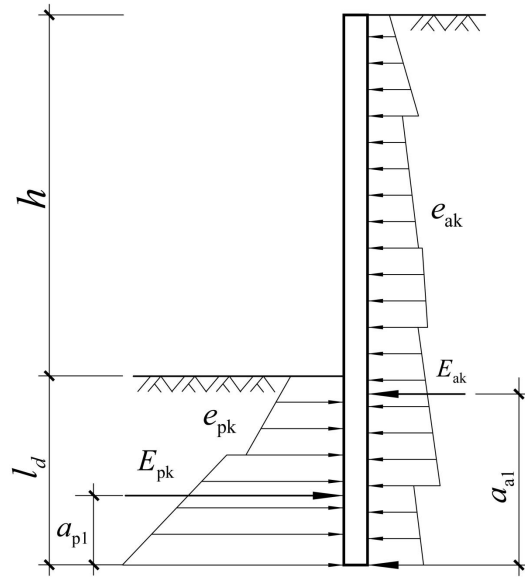


图 J.2.1

$$\frac{E_{pk} a_{pl}}{E_{ak} a_{al}} \geq K_s \quad (\text{J.2.1})$$

式中： K_s ——抗倾覆稳定安全系数；安全等级为一级、二级、三级时，应分别不小于 1.25、1.2、1.15；

E_{ak} 、 E_{pk} ——分别为基坑外侧主动土压力合力、基坑内侧被动土压力合力（kN）；

a_{al} 、 a_{pl} ——分别为基坑外侧主动土压力合力、基坑内侧被动土压力合力作用点至挡土构件底端的距离（m）。

J.2.2 单支点的支挡式结构抗倾覆稳定按下式验算（图 J.2.2）：

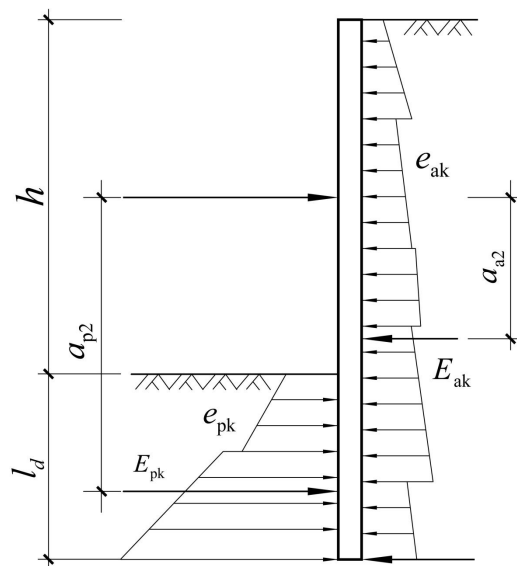


图 J.2.2

$$\frac{E_{pk} a_{p2}}{E_{ak} a_{a2}} \geq K_s \quad (\text{J.2.2})$$

式中： a_{a2} 、 a_{p2} ——基坑外侧主动土压力合力、基坑内侧被动土压力合力作用点至支点的距离（m）。

J.2.3 双排桩抗倾覆稳定按下式验算（图 J.2.3）：

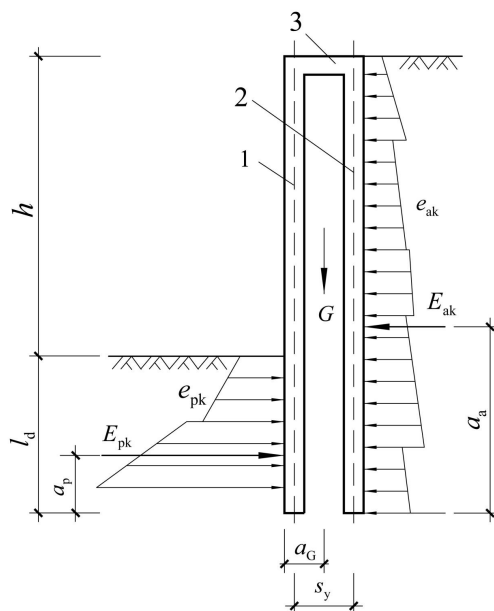


图 J.2.3 双排桩抗倾覆稳定验算

1-前排桩；2-后排桩；3-刚架梁

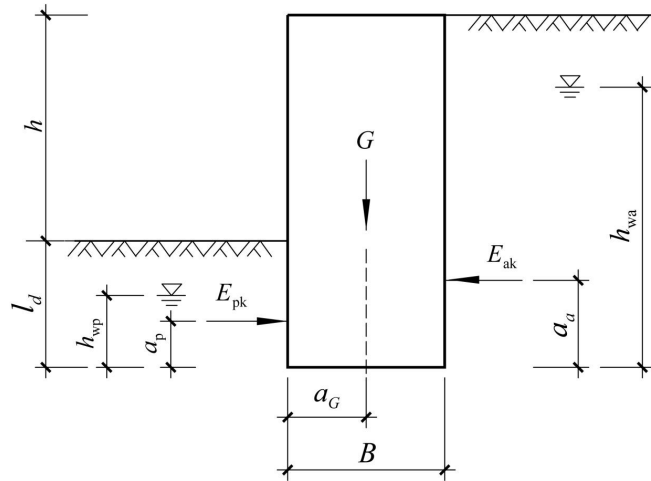
$$\frac{E_{pk} a_p + G a_G}{E_{ak} a_a} \geq K_s \quad (\text{J.2.3})$$

式中： E_{ak} 、 E_{pk} ——分别为基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力（kN）；
 a_a 、 a_p ——分别为基坑外侧主动土压力、基坑内侧被动土压力合力作用点至双排桩底端的距离（m）；
 G ——双排桩、刚架梁和桩间土的自重之和（kN）；
 a_G ——双排桩、刚架梁和桩间土的重心至前排桩边缘的水平距离（m）。

J.2.4 重力式水泥土墙的抗倾覆稳定性应符合下式规定（图 J.2.4）：

$$\frac{E_{pk}a_p + (G - u_m B)a_G}{E_{ak}a_a} \geq K_s \quad (\text{J.2.4})$$

式中： K_s ——抗倾覆稳定安全系数，其值不应小于1.3；
 a_a ——水泥土墙外侧主动土压力合力作用点至墙趾的竖向距离（m）；
 a_p ——水泥土墙内侧被动土压力合力作用点至墙趾的竖向距离（m）；
 a_G ——水泥土墙自重与墙底水压力合力作用点至墙趾的水平距离（m）。
 G ——水泥土墙的自重（kN）；
 u_m ——水泥土墙底面上的水压力（kPa）；墙底位于含水层时，可取
 $u_m = \gamma_w(h_{wa} + h_{wp})/2$ ，墙底位于地下水位以上时，取 $u_m = 0$ ；
 B ——水泥土墙的底面宽度（m）；



J.2.4 抗倾覆稳定性验算

J.2.5 重力式挡土墙的抗倾覆稳定验算应按下式进行验算（图 J.2.5）：

$$\frac{Gx_0 + E_a \cos(\alpha - \delta)(B - z \cot \alpha)}{E_a \sin(\alpha - \delta)(z - B \tan \alpha_0)} \geq K_s \quad (\text{J.2.5})$$

式中： K_s ——抗倾覆稳定安全系数，其值不应小于 1.6；

E_a ——主动土压力 (kN);
 α_0 ——挡土墙基底的倾角 ($^\circ$);
 α ——挡土墙墙背的倾角 ($^\circ$);
 δ ——土对挡土墙墙背的摩擦角 ($^\circ$);
 z ——主动土压力作用点至墙踵的高度 (m);
 x_0 ——挡土墙重心至墙趾的水平距离 (m);
 B ——挡土墙墙底的水平投影宽度 (m)。

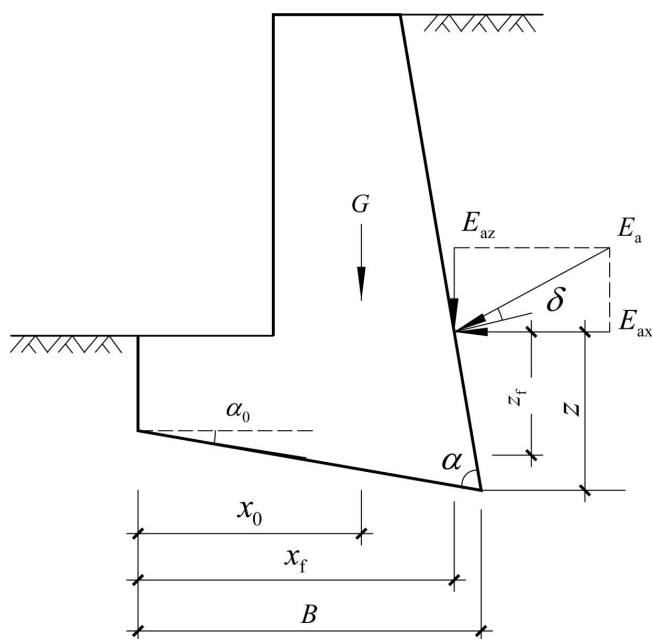


图 J.2.5

J.3 抗隆起稳定验算

J.3.1 重力式水泥土墙、锚拉式支护结构和支撑式支护结构，其嵌固深度应满足坑底隆起稳定性要求，抗隆起稳定性可按下列公式验算（图 J.3.1-1、J.3.1-2）：

$$\frac{\gamma_{m2}DN_q + cN_c}{\gamma_{m1}(h + D) + q_0} \geq K_s \quad (\text{J.3.1-1})$$

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})e^{\pi \tan \phi} \quad (\text{J.3.1-2})$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi \quad (\text{J.3.1-3})$$

式中： K_s ——抗隆起安全系数；安全等级为一级、二级、三级时，应分别不小于 1.8、1.6、1.4；

γ_{m1} 、 γ_{m2} ——基坑外侧、内侧挡土构件底面以上土的重度 (kN/m^3)；对地下水位以

下的土取有效重度；对多层土取各层土按厚度加权的平均重度；

D ——基坑底面至挡土构件底面的土层厚度（m）；

h ——基坑深度（m）；

q_0 ——地面均布荷载（kPa）；

N_c 、 N_q ——承载力系数；

c 、 φ ——挡土构件底面以下土的黏聚力标准值（kPa）、内摩擦角标准值（°）。按本标准第 4.6.5 条规定取值。

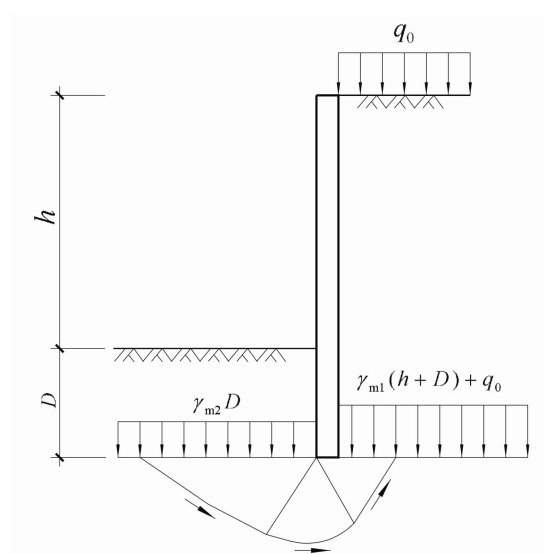


图 J.3.1-1 挡土构件底端平面下土的抗隆起稳定性验算

当挡土构件底面以下有软弱下卧层时，挡土构件底面土的抗隆起稳定性验算的部位尚应包括软弱下卧层，公式(J.3.1-1)中的 γ_{m1} 、 γ_{m2} 应取软弱下卧层顶面以上土的重度(图 J.3.1-2)， D 应取基坑底面至软弱下卧层顶面的土层厚度。

悬臂式支挡结构可不进行抗隆起稳定性验算。

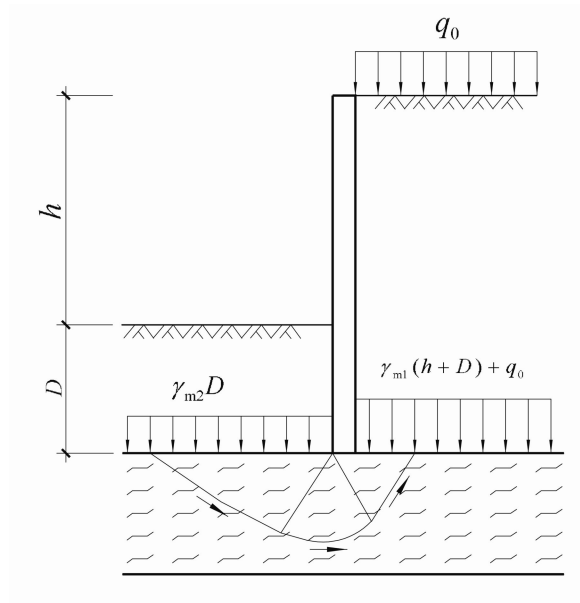


图 J.3.1-2 软弱下卧层的抗隆起稳定性验算

J.3.2 基坑底面下有软土层的土钉墙结构抗隆起稳定性验算可采用下列公式（图 J.3.2）：

$$\frac{\gamma_{m2}DN_q + cN_c}{(q_1b_1 + q_2b_2)/(b_1 + b_2)} \geq K_s \quad (\text{J.3.2-1})$$

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})e^{\pi \tan \phi} \quad (\text{J.3.2-2})$$

$$N_c = (N_q - 1)/\tan \phi \quad (\text{J.3.2-3})$$

$$q_1 = 0.5\gamma_{m1}h + \gamma_{m2}D \quad (\text{J.3.2-4})$$

$$q_2 = \gamma_{m1}h + \gamma_{m2}D + q_0 \quad (\text{J.3.2-5})$$

式中： K_s ——抗隆起安全系数；安全等级为二级、三级时，应分别不小于 1.6、1.4；

q_0 ——地面均布荷载（kPa）；

γ_{m1} ——基坑底面以上土的重度（kN/m³）；地下水位以上取天然重度，地下水位以下取有效重度。对多层土取各层土按厚度加权的平均重度；

h ——基坑深度（m）；

γ_{m2} ——基坑底面至抗隆起计算平面之间土层的重度（kN/m³）；地下水位以上取天然重度，地下水位以下取有效重度。对多层土取各层土按厚度加权的平均重度；

D ——基坑底面至抗隆起计算平面之间土层的厚度（m）；当抗隆起计算平面为基坑底平面时，取 D 等于 0；

N_c 、 N_q ——承载力系数；

c 、 ϕ ——抗隆起计算平面以下土的黏聚力（kPa）、内摩擦角（°）；按本标准第 4.6.5

条规定取值。

b_1 ——土钉墙坡面的宽度 (m)；当土钉墙坡面垂直时取 b_1 等于 0；

b_2 ——地面均布荷载的计算宽度 (m)，可取 b_2 等于 h 。

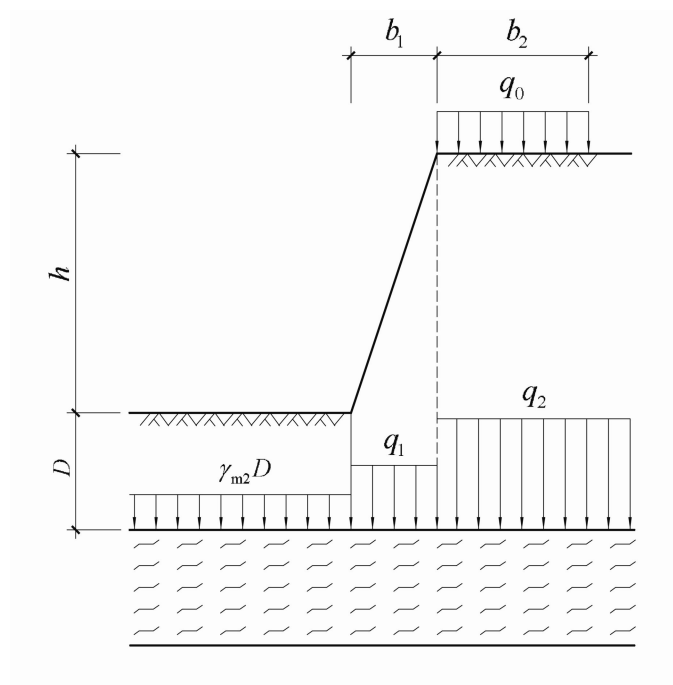


图 J.3.2 基坑底面下有软土层的土钉墙抗隆起稳定性验算

J.4 渗流稳定性验算

J.4.1 坑底以下有水头高于坑底的承压水含水层，且未用截水帷幕隔断其基坑内外的水力联系时，承压水作用下的坑底突涌稳定性应符合下式规定（图 J.4.1）：

$$\frac{D\gamma}{(\Delta h + D)\gamma_w} \geq K_s \quad (\text{J.4.1})$$

式中： K_s ——突涌稳定性安全系数； K_s 不应小于 1.1；

D ——承压含水层顶面至坑底的土层厚度 (m)；

γ ——承压含水层顶面至坑底土层的天然重度 (kN/m^3)；对成层土，取按土层厚度加权的平均天然重度；

Δh ——承压水头至坑底的距离 (m)；

γ_w ——水的重度 (kN/m^3)。

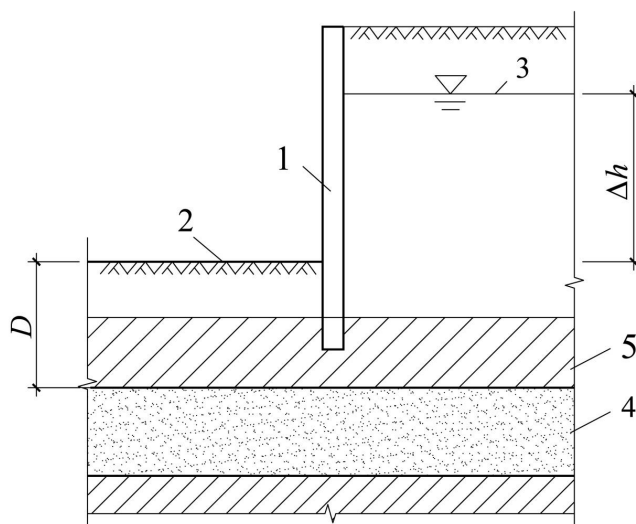


图 J.4.1 坑底土体的突涌稳定性验算

1—截水帷幕；2—基底；3—承压水测管水位；4—承压水含水层；5—隔水层

J.4.2 悬挂式截水帷幕底端位于碎石土、砂土或粉土含水层时，对均质含水层，地下水渗流的流土稳定性应符合下式规定（图 J.4.2）：

$$\frac{(2D + 0.8D_1)\gamma'}{\Delta h\gamma_w} \geq K_s \quad (\text{J.4.2})$$

式中： K_s ——流土稳定性安全系数；安全等级为一级、二级、三级时，应分别不小于 1.6、1.5、1.4；

D ——截水帷幕底面至坑底的土层厚度（m）；

D_1 ——潜水水面或承压水含水层顶面至基坑底面的土层厚度（m）；

γ' ——土的浮重度（ kN/m^3 ）；

对渗透系数不同的非均质含水层，宜采用数值方法进行渗流稳定性分析。

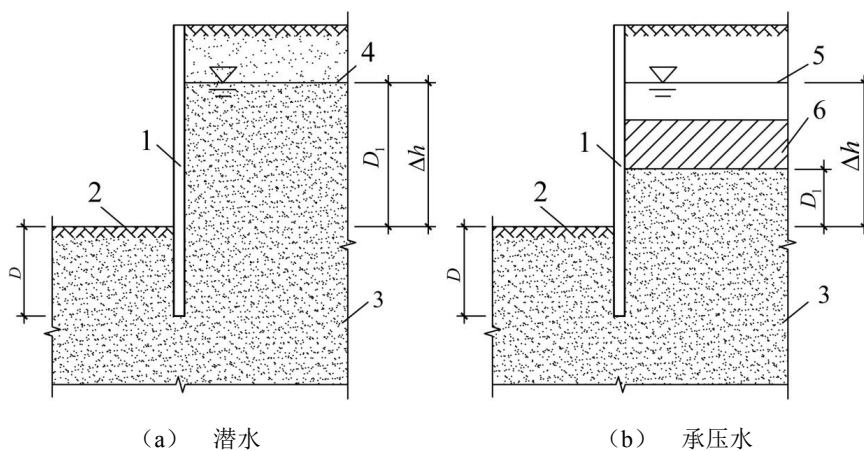


图 J.4.2 采用悬挂式帷幕截水时的流土稳定性验算

1—截水帷幕；2—基坑底面；3—含水层；4—潜水水位；
5—承压水测管水位；6—承压含水层顶面

J.4.3 坑底以下为级配不连续的不均匀砂土、碎石土含水层时,应进行土的管涌可能性判别。

J.5 抗滑移稳定验算

J.5.1 重力式水泥土墙的抗滑移稳定性应符合下式规定 (图 J.5.1):

$$\frac{E_{pk} + (G - u_m B) \tan \varphi + cB}{E_{ak}} \geq K_s \quad (\text{J.5.1})$$

式中: K_s ——抗滑移稳定安全系数, 其值不应小于1.2;

E_{ak} 、 E_{pk} ——作用在水泥土墙上的主动土压力、被动土压力 (kN);

G ——水泥土墙的自重 (kN);

u_m ——水泥土墙底面上的水压力 (kPa); 水泥土墙底面在地下水位以下时, 可取

$u_m = \gamma_w (h_{wa} + h_{wp}) / 2$, 在地下水位以上时, 取 $u_m = 0$, 此处, h_{wa} 为基坑外侧水泥土墙底处的水头高度 (m), h_{wp} 为基坑内侧水泥土墙底处的水头高度 (m);

c 、 φ ——水泥土墙底面下土层的黏聚力 (kPa)、内摩擦角 ($^\circ$) 应采用三轴固结不排水或固结快剪强度指标;

B ——水泥土墙的底面宽度 (m)。

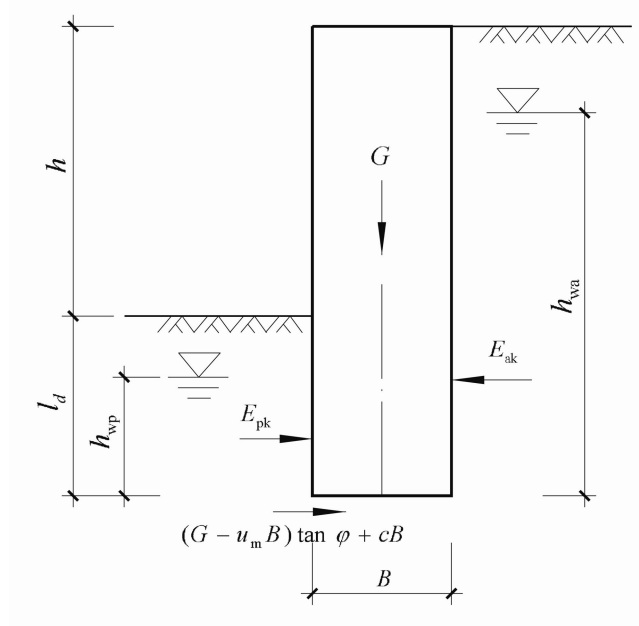


图 J.5.1 抗滑移稳定性验算

J.5.2 重力式挡土墙、加筋土挡墙抗滑移稳定验算应符合下式规定 (图 J.5.2):

$$\frac{[E_a \cos(\alpha - \alpha_0 - \delta) + G \cos \alpha_0] \mu}{E_a \sin(\alpha - \alpha_0 - \delta) - G \sin \alpha_0} \geq K_s \quad (\text{J.5.2})$$

式中： K_s ——抗滑移稳定安全系数，应不小于 1.3；
 G ——挡土墙沿长度方向每延长米自重（kN）；
 E_a ——主动土压力（kN）；
 α_0 ——挡土墙墙底倾角（°）；
 α ——挡土墙背倾角（°）；
 δ ——土对挡土墙墙背的摩擦角（°），可按本标准表 7.3.4 选用；
 μ ——挡土墙基底岩土体对墙底的摩擦系数，由试验确定。当无资料时可参考表 J.5.2 选用。

表 J.5.2 挡墙基底岩土体对墙底的摩擦系数

岩土体类别		摩擦系数 μ
黏性土	可塑	0.25~0.30
	硬塑	0.30~0.35
	坚硬	0.35~0.45
粉土		0.30~0.40
砂土		0.40~0.50
碎石土		0.40~0.60
软质岩石		0.40~0.60
表面粗糙的硬质岩石		0.65~0.75

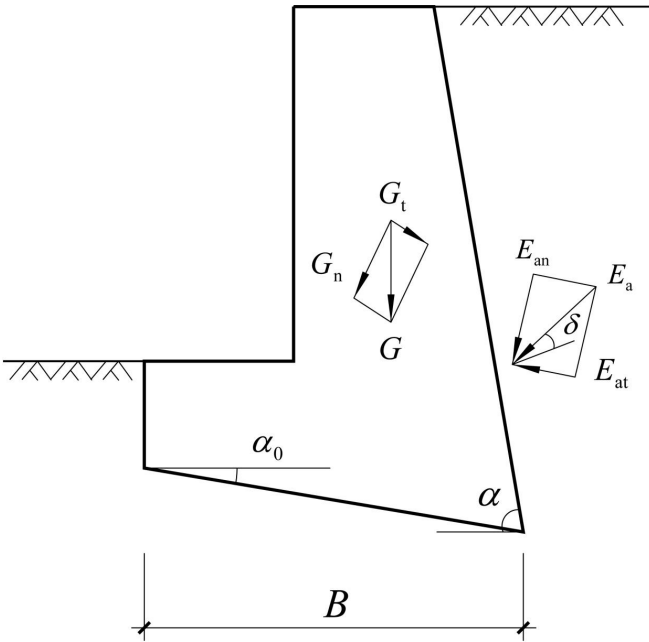


图 J.5.2 抗滑移稳定性验算

附录 K 地下水位降深计算

K.0.1 当含水层为粉土、砂土或碎石土时，潜水完整井的地下水位降深可按式计算（图 K.0.1-1、图 K.0.1-2）：

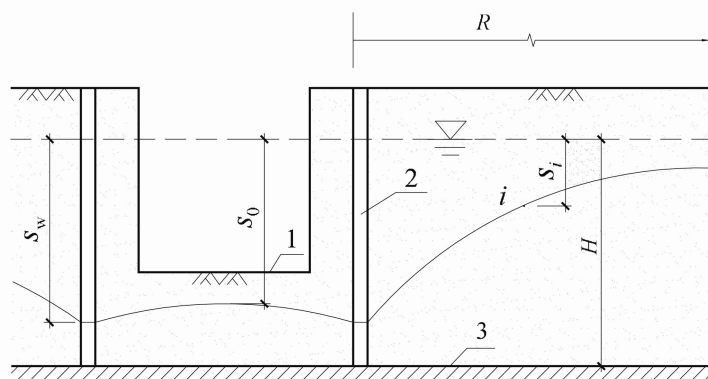


图 K.0.1-1 均质含水层潜水完整井地下水位降深计算

1—基坑面；2—降水井；3—潜水含水层底板

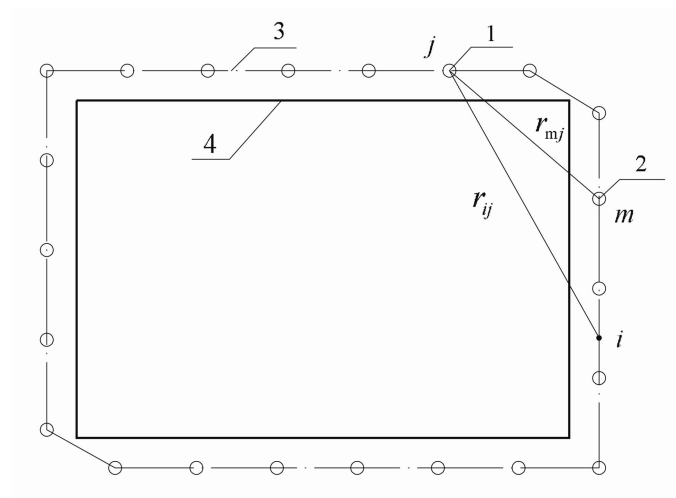


图 K.0.1-2 计算点与降水井的关系

1—第 \$j\$ 口井；2—第 \$m\$ 口井；3—降水井所围面积的边线；4—基坑边线

$$s_i = H - \sqrt{H^2 - \sum_{j=1}^n \frac{q_j}{\pi k} \ln \frac{R}{r_{ij}}} \quad (\text{K.0.1})$$

式中：\$s_i\$——基坑内任一点地下水位降深（m）；基坑内各点中最小的地下水位降深可取各相邻降水井连线上地下水位降深最小值；

\$H\$——潜水含水层厚度（m）；

\$q_j\$——按干扰井群计算的第 \$j\$ 口降水井的单井流量（m³/d）；

k ——含水层的渗透系数 (m/d);
 R ——影响半径 (m), 按本标准 11.7.8 条的规定执行;
 r_{ij} ——第 j 口降水井中心至地下水位降深计算点的距离 (m);
 n ——降水井数量。

K.0.2 对潜水完整井, 按干扰井群计算的第 j 口降水井的单井流量可通过求解下列 n 维线性方程组计算:

$$s_{w,m} = H - \sqrt{H^2 - \sum_{j=1}^n \frac{q_j}{\pi k} \ln \frac{R}{r_{jm}}} \quad (m = 1, \dots, n) \quad (\text{K.0.2})$$

式中: $s_{w,m}$ ——第 m 口井的井水位设计降深 (m);

r_{jm} ——第 j 口井中心至第 m 口井中心的距离 (m); 当 $j = m$ 时, 应取降水井半径 r_w ;
 当 $r_{jm} > R$ 时, 应取 $r_{jm} = R$ 。

K.0.3 当含水层为粉土、砂土或碎石土, 各降水井所围平面形状近似圆形或正方形且各降水井的间距、降深相同时, 潜水完整井的地下水位降深也可按下列公式计算:

$$s_i = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \sum_{j=1}^n \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{(2j-1)\pi}{2n}}} \quad (\text{K.0.3-1})$$

$$q = \frac{\pi k (2H - s_w) s_w}{\ln \frac{R}{r_w} + \sum_{j=1}^n \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{j\pi}{n}}} \quad (\text{K.0.3-2})$$

式中: q ——按干扰井群计算的降水井单井流量 (m^3/d);

r_0 ——井群的等效半径 (m); 等效半径应按各降水井所围多边形与等效圆的周长相等确定, 取 $r_0 = u/(2\pi)$; 当 $r_0 > R/(2 \sin((2j-1)\pi/2n))$ 时, 公式 (K.0.3-1) 中应取 $r_0 = R/(2 \sin((2j-1)\pi/2n))$; 当 $r_0 > R/(2 \sin(j\pi/n))$ 时, 公式 (K.0.3-2) 中应取 $r_0 = R/(2 \sin(j\pi/n))$;

j ——第 j 口降水井;

s_w ——井水位的设计降深 (m);

r_w ——降水井半径 (m);

u ——各降水井所围多边形的周长 (m)。

K.0.4 当含水层为粉土、砂土或碎石土时, 承压完整井的地下水位降深可按下式计算 (图 K.0.4):

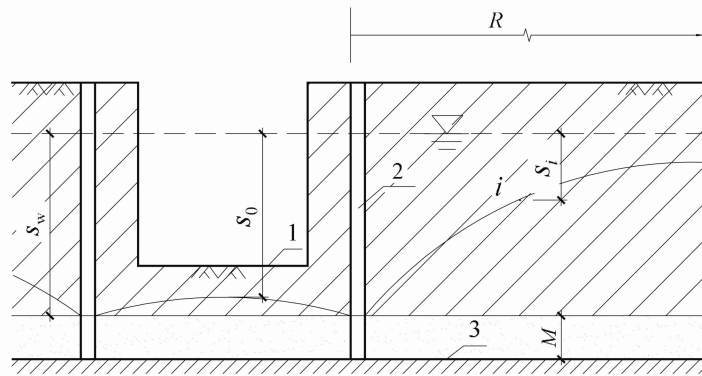


图 K.0.4 均质含水层承压水完整井地下水位降深计算

1—基坑面；2—降水井；3—承压含水层底板

$$s_i = \sum_{j=1}^n \frac{q_j}{2\pi Mk} \ln \frac{R}{r_{ij}} \quad (\text{K.0.4})$$

式中： M ——承压含水层厚度（m）。

K.0.5 对承压完整井，按干扰井群计算的第 j 口降水井的单井流量可通过求解下列 n 维线性方程组计算：

$$s_{w,m} = \sum_{j=1}^n \frac{q_j}{2\pi Mk} \ln \frac{R}{r_{jm}} \quad (m = 1, \dots, n) \quad (\text{K.0.5})$$

K.0.6 当含水层为粉土、砂土或碎石土，各降水井所围平面形状近似圆形或正方形且各降水井的间距、降深相同时，承压完整井的地下水位降深也可按下列公式计算：

$$s_i = \frac{q}{2\pi Mk} \sum_{j=1}^n \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{(2j-1)\pi}{2n}} \quad (\text{K.0.6-1})$$

$$q = \frac{2\pi Mks_w}{\ln \frac{R}{r_w} + \sum_{j=1}^{n-1} \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{j\pi}{n}}} \quad (\text{K.0.6-2})$$

式中： r_0 ——井群的等效半径（m）；等效半径应按各降水井所围多边形与等效圆的周长相等确定，取 $r_0 = u/(2\pi)$ ；当 $r_0 > R/(2 \sin((2j-1)\pi/2n))$ 时，公式（K.0.3-1）中应取 $r_0 = R/(2 \sin((2j-1)\pi/2n))$ ；当 $r_0 > R/(2 \sin(j\pi/n))$ 时，公式（K.0.3-2）中应取 $r_0 = R/(2 \sin(j\pi/n))$ ；

附录 L 基坑涌水量计算

L.0.1 群井按大井简化时,均质含水层潜水完整井的基坑总涌水量可按式计算(图 L.0.1):

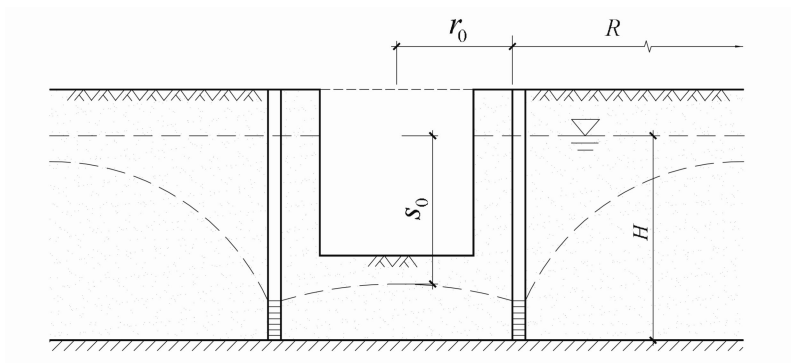


图 L.0.1 按均质含水层潜水完整井简化的基坑涌水量计算

$$Q = \pi k \frac{(2H - s_d)s_d}{\ln(1 + \frac{R}{r_0})} \quad (\text{L.0.1})$$

式中: Q ——基坑总涌水量 (m^3/d);

k ——渗透系数 (m/d);

H ——潜水含水层厚度 (m);

s_d ——基坑地下水位设计降深 (m);

R ——降水井影响半径 (m);

r_0 ——基坑等效半径 (m); 按 $r_0 = \sqrt{A/\pi}$ 计算;

A ——基坑面积 (m^2)。

L.0.2 群井按大井简化时,均质含水层潜水非完整井的基坑降水总涌水量可按下列公式计算(图 L.0.2):

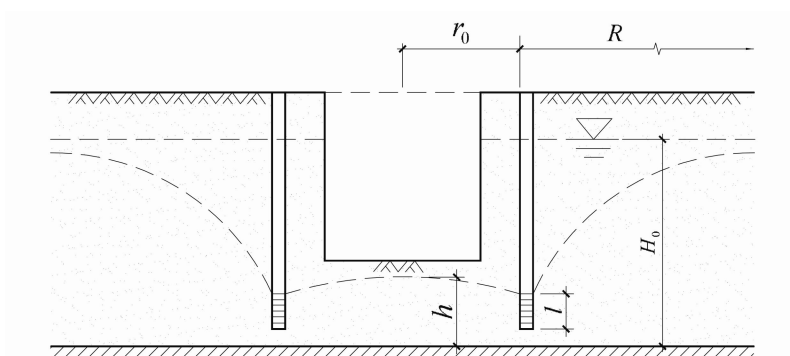


图 L.0.2 按均质含水层潜水非完整井简化的基坑涌水量计算

$$Q = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln(1 + \frac{R}{r_0}) + \frac{h_m - l}{l} \ln(1 + 0.2 \frac{h_m}{r_0})} \quad (\text{L.0.2-1})$$

$$h_m = \frac{H + h}{2} \quad (\text{L.0.2-2})$$

式中： h ——降水后基坑内的水位高度（m）；

l ——过滤器进水部分的长度（m）。

L.0.3 群井按大井简化时，均质含水层承压水完整井的总涌水量可按下式计算（图 L.0.3）：

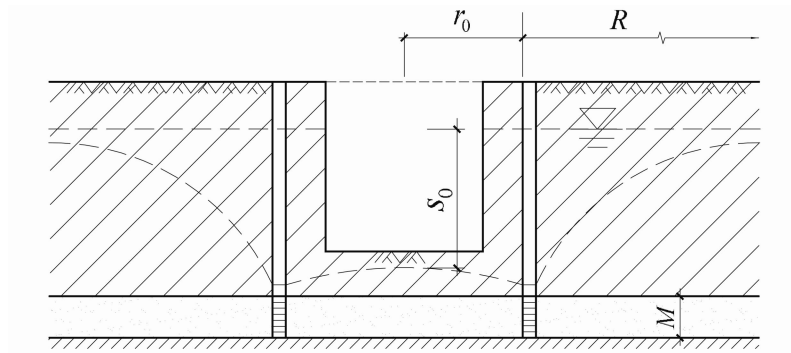


图 L.0.3 按均质含水层承压水完整井简化的基坑涌水量计算

$$Q = 2\pi k \frac{Ms_d}{\ln(1 + \frac{R}{r_0})} \quad (\text{L.0.3})$$

式中： M ——承压水含水层厚度（m）。

L.0.4 群井按大井简化时，均质含水层承压水非完整井的基坑降水总涌水量可按下式计算（图 L.0.4）：

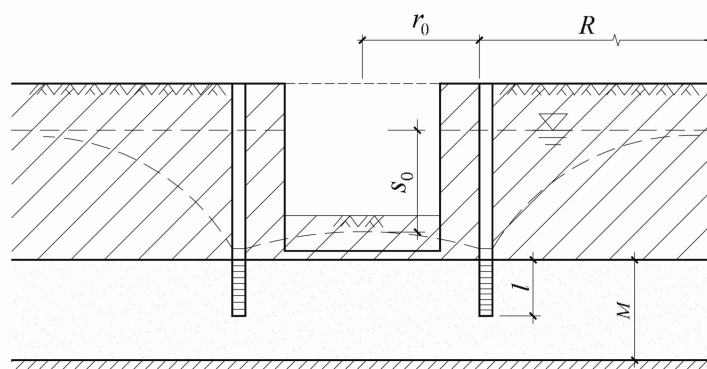


图 L.0.4 按均质含水层承压水非完整井简化的基坑涌水量计算

$$Q = 2\pi k \frac{Ms_d}{\ln(1 + \frac{R}{r_0}) + \frac{M-l}{l} \ln(1 + 0.2 \frac{M}{r_0})} \quad (\text{L.0.4})$$

L.0.5 群井按大井简化时，均质含水层承压水—潜水完整井的基坑降水涌水量可按下式计算（图 L.0.5）：

$$Q = \pi k \frac{(2H_0 - M)M - h^2}{\ln(1 + \frac{R}{r_0})} \quad (\text{L.0.5})$$

式中： H_0 ——承压水含水层的初始水头（m）。

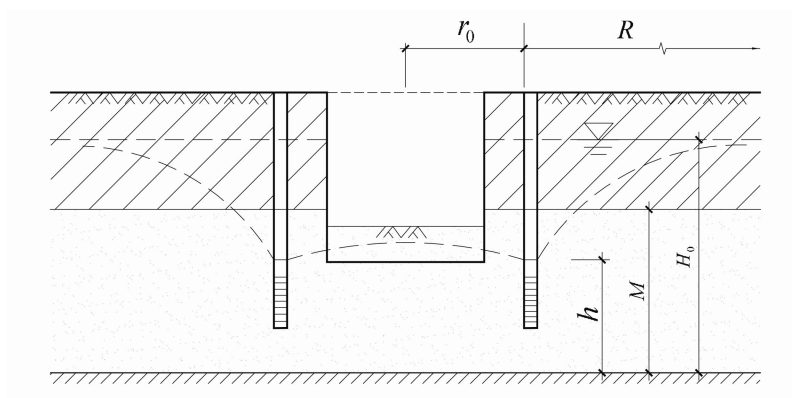


图 L.0.5 按均质含水层承压—潜水非完整井简化的基坑涌水量计算

用词和用语说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待，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”；反面词采用“不宜”。

(4) 表示有选择。在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

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”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《建筑地基基础设计规范》GB 50007
- 2 《混凝土结构设计标准》GB/T 50010
- 3 《建筑抗震设计标准》GB/T 50011
- 4 《岩土工程勘察规范》GB 50021
- 5 《建筑地基基础工程施工质量验收标准》GB 50202
- 6 《土工合成材料应用技术规范》GB/T 50290
- 7 《建筑边坡工程技术规范》GB 50330
- 8 《建筑基坑工程监测技术规范》GB 50497
- 9 《岩溶地区建筑地基基础技术标准》GB/T 51238
- 10 《工程结构通用规范》GB 55001
- 11 《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002
- 12 《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003
- 13 《工程勘察通用规范》GB 55017
- 14 《工程测量通用规范》GB 55018
- 15 《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021
- 16 《建筑与市政工程施工质量控制通用规范》GB 55032
- 17 《市政工程勘察规范》CJJ 56
- 18 《高层建筑筏形与箱型基础技术规范》JGJ 6
- 19 《高层建筑岩土工程勘察标准》JGJ/T 72
- 20 《建筑地基处理技术规范》JGJ 79
- 21 《建筑桩基技术规范》JGJ 94
- 22 《建筑基桩检测技术规范》JGJ 106
- 23 《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120
- 24 《建筑工程抗浮技术标准》JGJ 476

辽宁省地方标准

建筑地基基础技术标准
DB21/T XXXX-2025

条文说明

目 录

1	总则	200
2	术语和符号	201
2.1	术语	2011
3	基本规定	202
4	岩土工程勘察	203
4.1	一般规定	203
4.2	岩土分类	203
4.3	勘察工作量	205
4.4	室内试验与原位测试	206
4.5	地下水	206
4.6	工程特性指标	207
4.7	岩土工程分析评价和勘察报告	207
5	地基计算	20909
5.1	基础埋置深度	209
5.2	承载力计算	209
5.3	变形计算	209
5.4	稳定性计算	210
6	山区地基	211
6.1	一般规定	211
6.2	不均匀地基	211
6.3	填土地基	211
6.4	采空区地基	212
6.5	岩溶与土洞	212
7	边坡	214
7.1	一般规定	214
7.2	边坡稳定计算	214
7.3	重力式挡土墙	214
7.4	悬臂式、扶壁式挡土墙	216
7.5	锚杆挡墙	217
7.6	岩石喷锚	218
7.7	加筋土挡墙	218
7.8	边坡工程排水	219
8	软弱地基	220
8.1	一般规定	220

8.2	利用与处理	220
8.3	建筑措施	221
9	浅基础	222
9.1	一般规定	222
9.2	无筋扩展基础	222
9.3	扩展基础	222
9.4	柱下条形基础	223
9.5	筏形基础	224
9.6	抗浮设计	227
10	桩基础	229
10.1	一般规定	229
10.2	桩和桩基构造	229
10.3	桩基承载力计算	230
10.4	桩基沉降计算	230
10.5	桩基承台设计	231
11	基坑工程	233
11.1	一般规定	233
11.2	土压力计算	234
11.3	桩墙支护结构	234
11.4	双排桩	235
11.5	土钉墙	235
11.6	重力式水泥土墙	236
11.7	地下水控制	236
11.8	环境影响分析	237
12	检验与监测	238
12.1	一般规定	238
12.2	施工验收检验	238
12.3	建筑物沉降观测	238
12.4	基坑工程监测	239
12.6	环境影响监测	239

1 总则

1.0.1~1.0.2 本次修订的目的是在严格遵守现行国家标准《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003 的前提下,针对辽宁省地方特点和实践经验对原规范的部分内容进行修订,更好地贯彻和执行国家及辽宁省的技术经济政策。规范除了涵盖建筑地基基础外,尚包含地基处理、基坑、边坡等岩土工程技术内容。市政工程等的地基基础可参考本标准。

1.0.3 辽宁省幅员辽阔,全省陆地面积 14.8 万平方千米,属于温带大陆季风性气候。辽宁省地势从东北向西南倾斜,东西两侧山地丘陵对峙,中部是长方形辽河平原。辽宁省境内第四纪沉积物分布广泛,形成年代不一,成因类型复杂,岩性岩相多变,厚度可观。就地质作用而言,辽东、辽西地区剥蚀作用占主导地位,中部辽河平原沉积作用占主导地位。本条提出了岩土工程勘察工作的原则性要求,由于地质条件的复杂性及工程要求的多样性,勘察工作必须做到真实可靠、综合分析、有的放矢。

1.0.4 规范规定了设计原则,列出了计算方法并给出了计算参数,但设计人员必须结合工程具体情况因地制宜,精心设计。特别是岩土工程设计,要掌握基本原理,明晰前提条件,充分认识到岩土体的不确定性、地方经验的重要性及定量分析与定性分析的关联性。地基基础属于隐蔽工程,出现问题后不易修复或修复难度较大,其施工质量直接关系或影响到整个建筑工程的质量,因此,加强地基基础工程施工过程中的质量控制尤为重要。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1~2.1.2 地基的分类通常分为天然地基和人工地基：天然地基——承担基础荷载的岩土体是由各种地质作用天然形成的；人工地基——承担基础荷载的岩土体经人为处理，或全部被置换，或增设加强体改善原有性能，人工地基包括复合地基；复合地基关键在于“复合”二字，强调加强体与桩间土的相互共同作用。

2.1.10 地基承载力特征值是由勘察单位确定的，是岩土工程师在勘察、测试及综合分析的基础上得出的，本标准确定承载力特征值给出两种方法：一是静载荷试验方法，该法是最直接的验收和检验方法，采用此法应注意试验影响深度及试验条件；二是查表法，该法简单易行，是基于各地静载荷试验资料和工程经验而建立的；使用时应注意各地的差异性，不宜盲目机械采用。

2.1.17 土钉依靠与土体之间的界面黏结力或摩擦力，在土体发生变形的条件下被动受力，并主要承受拉力作用；在用于严格控制变形的工程中时，可视情况施加预应力，土体中土钉的预应力值不宜超过其极限抗拔承载力的 30%。在用做临时性工程的场合，土钉也可用钢管、角钢等作为钉体，采用直接击入的方法置入岩土体中。

2.1.18 近年来随着地下空间工程的不断深入，地下结构在地下水作用下的抗浮稳定分析显得越来越重要，而抗浮稳定分析中，重要内容之一就是确定抗浮设防水位，抗浮设防水位的确定应结合场地条件、工程条件及工程地质条件综合分析确定，设防地下水位的确定要满足工程结构的稳定性、安全性、科学性和经济合理性。

3 基本规定

3.0.2~3.0.3 本条引自现行国家标准《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003，该条明确了地基基础、基坑工程及边坡工程的功能要求。

3.0.4 地基基础抗震设计基本目标是提高地基基础的整体稳定性，由于地震作用的复杂性，很难用一种模式准确计算地震作用，所以地基基础的抗震概念设计尤为重要，针对目前常见的地下大空间工程、地上多塔楼超长整体基础、地铁车站、地下商业街等工程尤其应该重视地基基础抗震概念设计以提高其整体稳定性。

本条所述软弱黏性土指在抗震设防烈度为 7 度、8 度和 9 度时，地基承载力特征值分别小于 80kPa、100kPa 和 120kPa 的土层。

3.0.5 本条引自现行国家标准《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003，本条规定了地基基础设计时应采用的作用组合条件和相应的抗力限值。

3.0.6 作用组合的效应设计值应按现行国家标准《工程结构通用规范》GB 50001 的规定执行，对由永久作用控制的基本组合采用简化算法确定效应设计值时，作用的综合分项系数可取 1.40。

3.0.8 本条是对地基基础工程选用的材料、构件和设备，以及地基基础施工质量控制、质量检验和质量验收提出的基本要求，同时强调工程监测的必要性。工程监测是确保工程安全的重要环节，可以核验设计采用的功能设想的有效性，也是反演分析的先决条件，工程监测还可积累经验，促进技术进步。

3.0.10 我省属于季节性冻土地区，工程实践中经常发生冬季地基冻胀的事故，这是由于对地基冻胀的危害性认识不足导致的。本条强调对冬季未采暖的基础或越冬基坑应采取保温措施，防止冻胀事故的发生。特别应注意地下工程，尽管地下室顶面已经封闭，但由于坡道、楼梯井部位冷空气的侵入，很容易导致地基冻胀。

4 岩土工程勘察

4.1 一般规定

4.1.3 勘探手段除了应与地层和场地条件相适应外，还应满足取样测试的要求，例如为液化判别所进行标准贯入试验的钻孔严禁采用冲击钻探法，软土取样必须采用压入法，进行旁压试验时，钻孔直径应与旁压器直径相适应等。触探法是获取连续地层参数的有效手段，动力触探在我省应用很普遍，对判别砂土、碎石土地层的松散程度直观可靠，静力触探在我国南方使用非常普遍，而且已积累丰富的地方经验，其试验指标可用于评价土的各种工程特性，且可推算桩的承载力。在主要地层为黏性土、松散粉细砂层的场地，用静力触探进行力学分层，评价工程力学性质，有其他原位测试不可比拟的优势，应大力推广应用。

4.2 岩土分类

4.2.2~4.2.3 作为地基的岩石的分类有两种，一是按地质分类，二是按工程分类。地质分类主要根据其地质成因、矿物成分、结构构造和风化程度来划分，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；工程分类主要根据岩体的工程性状进行划分，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，目的是为了较好地把握其工程性质，便于工程评价。

岩石风化程度分为五级，与国际通用标准和习惯一致，但由于风化作用由表及里、由浅入深，是逐渐过渡的，所以并没有明确的界限，且由于岩性、构造等因素，有时同一场地风化带的厚度差异非常大，有时不一定能划分出五个完整的等级（一般花岗岩的风化带比较完整，而石灰岩、泥岩等常常不存在完整的风化分带），此种情况下往往会给持力层的选择带来很大困惑，为此应着重于其工程性质的评判，避免纠结于“中风化”、“强风化”等术语上。

4.2.6 尽管在现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021 中已明确给出了动力触探探杆修正系数，但已无法满足工程实践需求，因为无论是标准贯入试验还是重型动力触探实际使用深度已远远超过 20m，甚至达 100m 以上，对于超过限定深度的动探击数或标贯击数如何修正目前尚没有统一规定，有的单位的做法是杆长超过 20m（标准贯入是 21m）时，如 30m 或 50m 时，修正系数都取 20m 时的值，显然这不能真实反映深层地基土的性状，此外，关于杆长的修正尚有如下疑问：

1 原《工业与民用建筑工程地质勘察规范》TJ21-77 重型动力触探试验触探杆长度校正系数表中，触探杆长度最大值为 16m，实测击数最大值 20 击；原《岩土工程勘察规范》GB 50021-2001 没有提供杆长修正系数，仅在条文中提到“应用试验成果时是否修正或如何修正，应根据建立统计关系时的具体情况确定”；而现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021-2001（2009 年版）重型圆锥动力触探锤击数修正系数表中，触探杆长度最大值为 20m，实测击数最大值可以不小于 50 击，这期间的变化有何因由？

2 重型动力触探与标准贯入试验的锤重、落距、钻杆直径等部件都是相同的，差别之

处仅在于锥形探头和管状贯入器，从试验原理上讲，耗损在探杆上能量应该是相同的，但何以两种试验的杆长修正系数有差异？

3 关于标贯击数的修正尚有上覆压力修正、地下水修正等其他方法，哪种方法更可靠或更合理？

由此可见，关于杆长修正的问题远未解决，为此，本标准在广泛收集资料和电测动力触探试验的基础上，将重型动力触探击数及标准贯入试验击数都采用相同的杆长修正法并考虑地下水的影响，如附录 B 表 B.0.1。制定该表时，我们主要参考标准贯入杆长修正资料，并使该修正系数与 16m 范围内击数为 5 击的重型动力触探修正系数相当。该表的制表方程为：

$$\alpha = 0.0001L^2 - 0.0157L + 1.0001。$$

4.2.8 采用标准贯入击数判定砂土密实度的方法最早是由 Terzaghi 和 Peck 在 1948 年提出的，其划分标准如表 1 所示。现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 及《岩土工程勘察规范》GB 50021 划分标准如表 2，可以看出两个标准基本格局是一致的，本标准采用的划分标准同现行行业标准《港口工程地质勘察规范》JTJ 240 一致。即结合了上述两个划分标准。由于最早的划分标准提出时，还没有提出杆长或上覆压力修正的方法，所以规定标准贯入击数采用实测值。本条还给出了按经杆长修正后的重型动力触探击数评价砂土密实度的标准，这是根据沈阳地区多年的经验得出的，使用时，当两种方法判别的密实度有差异时，应优先采用标准贯入试验判别标准。

表 1 Terzaghi 和 Peck 建议的标准

标准贯入击数	<4	4~10	10~30	30~50	>50
密实度	很松	松散	中密	密实	很密

表 2 现行国家规范建议的标准

标准贯入击数	<10	10~15	15~30	>30
密实度	松散	稍密	中密	密实

4.2.10 将黏性土的可塑状态细分为软可塑和硬可塑是为了更准确的评价其工程性质，也便于使其与相关标准中的等级划分相匹配，如现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 在确定桩侧阻、桩端阻极限承载力标准值时，也是按此等级划分的。

4.2.11 本条引用《岩土工程勘察规范》GB 50021，研究表明，无论是否处于饱和状态，影响粉土力学性质的敏感指标是孔隙比，此外，含水量对粉土压缩模量的影响在 20%左右出现一个明显的转折点。含水量大于 30%时，液性指数普遍大于 1.0。现行行业标准《港口工程地基规范》JTJ 250 根据黏粒含量将粉土划分为黏质粉土（黏粒含量大于等于 10%，小于 15%）和砂质粉土（黏粒含量大于等于 3%，小于 10%），黏质粉土其性质更接近于黏性土，砂质粉土其性质更接近于砂土。现行地方标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501 按塑性指数划分砂质粉土和黏质粉土，当 $3 < I_p \leq 7$ 为砂质粉土，当 $7 < I_p \leq 10$ 为黏质粉土，根据全省部分地区粉土试验资料统计，尚未发现规律性的认识，暂不予细分。

4.2.13 关于有机土和有机质土的界定不同规范是不一致的，表 3 是三个国家规范的界定标准。本条参照现行国家标准《土的工程分类标准》GB/T 50145 并考虑习惯的表达方式而制定。

表 3 不同规范有机质含量限值

分类名称 规范名称	无机质土	有机质土	泥炭质土	泥炭
	有机质含量 W_u (%)			
岩土工程勘察规范 (GB50021)	$W_u < 5$	$5 \leq W_u \leq 10$	$10 < W_u \leq 60$	$W_u > 60$
建筑地基基础设计规范 (GB50007)			$10 \leq W_u \leq 60$	$W_u > 60$
土的工程分类标准 (GB/T50145)	$W_u < 5$	$5 \leq W_u < 10$	$W_u \geq 10$ 为有机土	

4.2.16 湿陷性土不单纯指的是黄土，在干旱和半干旱地区，特别是在山前洪、坡积扇中常遇到湿陷性碎石土、湿陷性砂土等，对这类土的勘察应注意要评价其湿陷性。

4.2.17~4.2.18 人工填土和混合土均属于特殊性岩土，在我省比较常见。由于其物质组成独特因而工程特性变化较大，因此常常有技术人员对其如何定名及分析评价感到无所适从，建议对此类土应根据其性质特点丰富土工试验和测试手段。

4.3 勘察工作量

4.3.1~4.3.5 对于勘探点、线的间距控制和勘探孔深度宜根据建构筑物特点、场地复杂程度、地基复杂程度，结合对场地地质条件的经验来制定，但不应低于现行《工程勘察通用规范》GB55017 的要求。对于缺少经验的场地，如果勘探过程中发现地质条件复杂或拟建场地范围内的主要受力层或有影响的下卧层起伏较大时，或勘察纲要中布置的勘探点不足以查明地层的分布和特点，工程师应根据勘探过程中揭露的场地地质情况及时调整勘探点布置及深度。

基坑勘察勘探孔深度应从地表算起，当建筑物的详勘与基坑工程勘察相结合时，勘探孔深度取二者之间最大值。勘察的平面范围宜超出开挖边界外 2~3 倍的开挖深度，如受条件限制无法做到，至少应在锚杆（索）影响区域布置勘探点。

4.3.7 特别要注意筏板基础与带构造底板或防水底板的独立基础的区别，因为这是两种截然不同的基础形式，相应的勘探孔深度也是不同的，即使是高层建筑主楼与裙楼为同一整体基础，当设有后浇带时，勘探孔深度也应根据附加应力的大小分别考虑。

4.3.8 每一主要土层的原状土样或原位测试数据不应少于 6 件（组）是统计意义上的要求，是指经过剔除异常数据后可供统计的数据要不少于 6 个，取样或测试数量越多，土的性状反映得越全面；对于成片建筑小区，宜按地貌单元、拟建建筑物荷载分布情况、功能分区、规划分区划分数个场地，保证每个场地每一主要土层不少于 6 个的要求。对于连续贯入的静力

触探或动力触探，宜以单孔同一土层的测试平均值作为参与统计的一个子样数据。

取样或测试点间距不应大于 2m，当土层性质不均匀或地层变化较大时，应增加取土试样或原位测试数量。

4.4 室内试验与原位测试

4.4.2 表 4.4.2 中所列的试验项目是最基本的项目，一般工程均应进行。粉土的试验要求测黏粒含量，除了液化判别需要，在计算修正后的承载力特征值，确定深宽修正系数时也需要。

4.4.3 表 4.4.3 所列原位测试方法的选取应与场地地质条件相适应，在使用时应知晓各自的使用条件或原理，例如，平板载荷试验影响深度约为一般不超过 2 倍的承压板直径或边长，所以试验承压板下 2 倍直径深度范围内应为均质土。如果在此深度有分层，那么试验结果应是两层土综合影响的结果；岩基载荷试验仅适用于完整、较完整、较破碎的岩石地基，对于破碎和极破碎的就不适用，而应用平板载荷试验。标准贯入试验不适用于软塑～流塑状态的软土等。

4.4.4 各种原位测试所得的试验数据，造成变异性较大的因素较为复杂，一般由于操作人员和仪器设备造成的误差可以通过培训、规范操作予以避免，而土层的不均匀性带来的变异性难掌握，例如静力触探和动力触探，在软硬地层分界部位有超前和滞后效应等，对此应充分注意。总之，所有的测试成果与计算参数之间并没有成熟的理论关系，只有统计关系，所以经验是否充分成了正确使用原位测试的关键。解决工程问题要注重概念分析，否则难以做出准确的判断。

4.5 地下水

4.5.1 在岩土工程勘察中，对地下水的分析与评价是主要工作内容之一，除了查明地下水的类型、埋深、进行水质化学分析外，由于地下水是变动的，尚应收集区域水文资料，给出地下水位变化幅度。

4.5.2 本条为强制性条文，引自现行国家标准《工程勘察通用规范》GB 55017。

4.5.3 稳定水位是指钻探时的水位经过一定时间恢复到天然状态后的水位，恢复时间与地层的渗透性有关，本条规定了至少需要的时间，采用泥浆护壁钻进的，应避免孔内泥浆对水位量测的影响，地下水位宜在勘察结束后统一量测。

4.5.4 高层建筑及大规模地下空间工程由于基础埋深大，往往涉及地下水控制问题，这些问题主要包括基坑降水、基础抗浮、降水引起的地表沉降、渗流破坏等等，对地下水的勘察评价将对工程安全与造价产生极大影响，所以本条强调应进行专门水文地质勘察。

4.6 工程特性指标

4.6.1 岩土的工程特性指标是指通过标准试验,经统计分析获得的用于地基评价计算的代表值,包括强度指标、压缩性指标、静力触探探头阻力、标准贯入试验锤击数、载荷试验承载力特征值及其他测试指标等。

特性指标与计算参数是不同的,例如基础设计中采用的修正后的地基承载力特征值不能称为工程特性指标,因为它不仅与土的性质有关,还与基础埋深、宽度、上部荷载及结构刚度等许多因素有关,然而用载荷试验方法确定的地基承载力特征值却可以称为工程特性指标,因为它是在标准的试验条件下按规定的方法获得的,与工程结构无关。

4.6.3 岩土参数的标准值是岩土工程设计的基本代表值,《工程结构可靠度设计统一技术标准》GB 50153 规定:“岩土性能的标准值宜根据原位测试和室内试验的结果按有关标准的规定确定。当有条件时岩土性能的标准值可按其概率分布的某个分位值确定”。本条计算统计修正系数公式引自《岩土工程勘察规范》GB 50021。其是取置信概率为 95% (即分位值为 0.05) 按区间估计理论通过拟合得出的。

4.6.5 本条规定了一般情况下,如何确定抗剪强度指标,特殊情况下,应根据土体的实际剪切状态确定试验控制条件。在地基基础工程中,由于加荷过程相对较短,可以认为由于外荷载引起的饱和黏性土中的超孔隙水压力来不及消散,即土体处于不排水条件下的受剪状态,况且,天然土体都具有一定程度的固结,所以选用固结不排水剪强度指标比较符合地基土的实际受力状况。考虑到我省实际条件,当无条件采用三轴试验时,也可采用直剪试验中的固结快剪确定抗剪强度指标。

4.6.6 附录 C 中表 C.0.6-1 是根据近 70 组深层地基载荷试验资料经统计分析确定的,其中:碎石土建表方程: $E_0 = 2.73N_{63.5} + 8.82$; 砾、粗、中砂建表方程: $E_0 = 2.63N_{63.5} + 3.23$; 粉、细砂建表方程: $E_0 = 2.08N_{63.5} + 1.32$ 。由于砂土、碎石土的载荷试验 $p-s$ 曲线大多表现为平缓的圆滑曲线,试验很难做到极限状态,所以计算的变形模量大多按相对沉降即 $s/b = 0.01$ 时对应的压力确定的。表 C.0.6-1 的数值随动探击数越高,提高幅度越大,这说明土的密实程度越高,其抵抗变形能力越强。

4.7 岩土工程分析评价和勘察报告

4.7.2 本条引自现行国家标准《工程勘察通用规范》GB 55017,并增加了水土腐蚀性等相关内容。

4.7.3 随着城市的更新改造,人工填土的分布及厚度呈加大趋势,人工填土的利用与改良已是地基基础工程中不可避免的问题,这就需要勘察工作查明其特性,为地基基础设计和施工提供合理依据。

4.7.6 由于岩溶发育具有严重的不均匀性,为区别对待不同岩溶发育程度场地上的地基基础设计,将岩溶场地划分为岩溶强发育、中等发育和微发育三个等级,用以指导勘察、设计、施工。

4.7.7 地下水对地基基础的影响可以粗略概括以下三个方面:

- 1 地下水位的升降会引起地基性状及周边环境的改变；
- 2 地下水位的升降会带来地下结构、支挡结构、边坡等稳定问题；
- 3 位于地下水位以下的工程结构会存在腐蚀性问题。

这些问题除了腐蚀性问题可以在勘察阶段予以解答，其他两个问题是很难在勘察阶段解决的，但勘察报告的分析评价中应针对有关问题提出建议。

4.7.8 抗浮设防水位的确定是一项复杂的技术性工作，因为抗浮设防水位是确保地下结构抗浮稳定的水位，是人为设定的，而合理设定抗浮设防水位，需要充分的掌握在工程建造和有效使用期间内区域水文地质条件、场地地形地貌条件、气候条件、施工条件等因素的可能变化情况，对勘察工作而言，全面了解和掌握这些因素可能变化的情况几乎是不可能的，所以针对抗浮问题，只能给出抗浮设防水位建议值，合理解决抗浮问题应该在地基基础设计阶段。

上层滞水是指当包气带存在局部隔水层时，在隔水层上积聚的具有自由水面的重力水，其特点是水位不均一旦受外界因素变化较大，当地下结构位于上层滞水的含水层或未来可能出现上层滞水的土层时，应考虑抗浮问题，抗浮设防水位建议值应结合具体工程条件以及上层滞水的排泄补给条件综合确定。勘察人再无法确定后期场地防排水条件的情况下，可按不利组合条件工况，提出抗浮设防水位建议值，由结构设计人员酌情采用。

5 地基计算

5.1 基础埋置深度

5.1.1 我省属于中厚季节性冻土地区（冻深在 1m~2m 之间），按现行国家标准《地基基础设计规范》GB 50007 规定“季节性冻土地区基础埋置深度宜大于场地冻结深度”，据此规定推测省内城市的设计冻结深度与相应地区的标准冻深相差不大，为方便使用，本条规定基础埋深宜大于标准冻结深度。对于岩石地基，规定基础埋深不宜小于 0.5m，是出于长期稳定和耐久性的考虑，基础具有一定的埋深后可限制基础的摆动，可减少上部结构的地震反应及动植物的不利影响。

5.1.3 城市繁华地区，建（构）筑物相毗邻的情况不可避免，而相邻建（构）筑物的基础由于距离较近、基础间存在高差等因素，可能对建（构）筑物产生不利影响，具体需要根据工程的实际情况来确定。当考虑这些不利影响时，地基基础设计须采用地基基础加固、托换、支挡等必要的技术措施。

5.1.4 用斜面基础防切向冻胀力具有如下特点：

- 1 在冻胀作用下，基础受力明显，技术可靠，当斜面倾角大于等于 9° 时，将不会出现切向冻胀力作用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。

5.2 承载力计算

5.2.3 本次修订增加了很湿与饱和时稍密状态粉、细砂的深度修正系数。基础底面以上土的重量是极限承载力理论公式计算中的组成部分。所以应该考虑很湿与饱和时稍密状态粉、细砂的深度修正。

5.2.5 采用本条公式计算承载力特征值时应特别注意黏性土地基，因为承载力与基础宽度成正比增加这一概念不是绝对的，黏性土地基载荷试验结果表明，压板面积越大，地基承载力越低，且当地基达到塑性变形阶段后，会快速达到极限状态。其原因在于压板面积越大，应力扩散越深，沉降也越大，所以，明确采用公式（5.2.5）计算承载力特征值时要满足变形要求。

5.3 变形计算

5.3.1 地基变形特征可分为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜等四种。建筑物作为地基土变形的受体，不同类型的建筑物对变形的敏感程度和承受能力是不同的，所以对其控制的变形特征也不同。

5.3.3 本条引自现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007，并在此基础上增加了体型简单的多层建筑的总沉降量允许值。

5.3.4 为了便于应用,本条将复合地基沉降计算经验系数也纳入其中。原则上采用分层总和法计算沉降时应使用压缩模量,但考虑砂土、碎石土无法像黏性土一样取样试验,所以计算砂土、碎石土沉降时采用了变形模量是一种经验做法。

行业标准《高层建筑筏形与箱形基础技术规范》JGJ 6-2011 对采用土的压缩模量和土的变形模量计算基础的最终沉降量给出不同的计算公式。若按土的压缩模量计算基础的最终沉降,则使用式(5.3.4)进行计算;若按土的变形模量计算基础的最终沉降,根据 JGJ 6-2011 第 5.4.3 条规定:“当采用土的变形模量计算筏形与箱形基础的最终沉降量 s 时,应按下式计算:

$$s = p_k b \eta \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{E_{0i}}$$

辽宁省建筑设计研究院通过两个实际工程,分别采用上述两个公式计算基础的最终沉降量,并对计算结果进行对比:沈阳新世界商业中心:地上 35 层,高 140m,地下埋深 16m,框架-剪力墙结构,地基持力层中密圆砾层,沉降观测地基最大沉降量为 27.2mm,按公式(5.3.4)和上式计算的沉降量最大值分别为 20.3mm 和 97.9mm;辽宁烟草大厦:地上 22 层,高 97m,地下埋深 12m,框架-核心筒结构,地基持力层为中密砾砂层,沉降观测地基最大沉降量为 16.6mm,按公式(5.3.4)和按上式计算的沉降量最大值分别为 28.1mm 和 91.7mm。按公式(5.3.4)计算地基沉降量与沉降观测结果基本一致。总结多年沉降相关数据发现,沈阳市内砂类土地基的沉降量与建筑物楼层数的关系为每层 0.6mm~0.8mm 沉降量。对于砂土地基可用土变形模量替代式(5.3.4)中的压缩模量。

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,按照上部结构、基础与地基共同作用进行变形计算比较复杂,计算参数的选取对计算结果的准确性影响很大,应以类似工程的沉降观测资料对计算结果进行校核,基床系数取值原则详见 9.5.14 条文说明。工程上常用的方法是每栋楼单独计算地基变形,并考虑相邻楼的影响。如果相邻楼的计算差异沉降不大于柱跨度的 0.1%,可增强配筋抵抗基础变形产生的弯矩,否则可采取设置沉降后浇带等措施,减少因差异沉降产生的内力。

5.4 稳定性计算

5.4.2 总应力法和有效应力法是圆弧滑动法计算整体稳定性的两种方法。总应力法通常用来计算短期稳定问题,例如基坑工程;有效应力法用来计算长期稳定问题,例如地基长期稳定、永久边坡工程等。本标准为了节省篇幅将圆弧滑动法计算整体稳定归结为一个通用表达式,计算采用水土分算,抗剪强度指标对黏性土采用总应力指标,对砂土、碎石土采用有效应力强度指标。同时将地震作用、锚杆作用、土钉作用一并纳入计算表达式中,使用此公式时,应根据具体工程情况予以取舍。

5.4.4 本条根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 3.3.5 条调整而来。

5.4.5 浮力作用值应按静水压力计算,即使在黏性土地基或岩石地基的情况下也不宜折减,因为地下水浮力是永久荷载,不宜因黏性土或岩石的渗透性差而减小。

6 山区地基

6.1 一般规定

6.1.1 本条引自现行国家规范《建筑地基基础设计规范》GB 50007。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,避免大填大挖。主体建筑宜设置在较好的地基上,应重视地质灾害的防治和工程建设对地质灾害的诱发作用。受滑坡、泥石流、崩塌、活动断裂带等地质灾害威胁的地段不应选作建筑场地,处于不稳定斜坡地段的场地未经整治不得进行建设。

在山区进行建设,必须在确保建筑物周边环境的安全稳定的前提下进行,且不会受到重大的不可预防的地质灾害的威胁。但山区地形起伏较大,进行建设必须平整场地,挖、填甚至爆破施工,此外工程建设势必会改变地面水、地下水的径流、排泄条件,这些因素都可能诱发滑坡的产生,从而给工程带来安全隐患或不必要的损失,所以重视灾害防治,合理有序建设,妥善处理工程活动与环境保护之间的矛盾,是山区建设的首要条件。

关于环境地质条件和场地稳定性的评价一般应在选址或初步设计阶段由勘察单位或环境地质灾害防治的专业单位作出结论,而不能要求结构设计人员去作判断。但是结构设计人员应对这方面的问题给以充分重视,没有可靠的关于场地稳定性、安全性的评价结论就不应轻易着手地基基础设计。

6.2 不均匀地基

6.2.2 当地基受力范围内存在刚性下卧层时,会在上覆土体中出现应力集中现象,从而引起土层变形增大。本条考虑刚性下卧层计算地基变形的一种简便方法,即先按一般土质地基计算变形,然后按本条所列的变形增大系数进行修正。

6.2.5 矿渣、煤渣等工业废料用作褥垫层或压实填土层材料时,应保证其无腐蚀性和放射性危害,不含重金属污染等有害物质。

6.3 压实填土地基

6.3.1 随着近几年城市建设的高速发展,为了更好的开发利用和节约土地资源,很多废弃取土坑、沟、塘等都回填后作为建设用地,此外在新城区的建设过程中,也形成了大量挖高填低或填海造陆的填土场地,无论素填土、杂填土或冲填土都具有不均匀、软弱、松散的特点,当利用其作为建筑物地基时,首先应进行详细的工程地质勘察工作,查明其工程特性。严禁将未经检验查明的、不符合设计要求的及含生活垃圾或有机废料的填土作为建筑工程的地基持力层。

6.3.5 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。利用工业废料时其安全性要求见条文说明 6.2.5。

利用碎石、块石及爆破开采的岩石碎屑作填料时,为保证夯压密实,应限制其最大粒径,

当采用强夯方法进行处理时,其最大粒径可根据夯实能量和当地经验适当加大。采用黏性土和黏粒含量不小于 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。填料的含水量太大时,应将其适当晾干处理,含水量过小时,则应将其适当增湿。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。

6.3.6 填土地基的压实系数,是填土地基施工质量的重要控制指标,应按建筑物的结构类型、填土部位及对变形的要求确定。压实填土的最大干密度的测定,对于以岩石碎屑为主的粗粒土填料目前还存在一些不足,实验室击实试验值偏低而现场小坑灌砂法所得值偏高,导致压实系数偏高较多,应根据地区经验或现场试验确定。

6.4 采空区地基

6.4.1 当地下矿层开采以后,矿层以上的覆盖岩层和地表因失去平衡而发生移动和变形,以致发展成凹形沉陷区,该移动和变形可具体分为两个移动、三个变形。即垂直移动和水平移动,三个变形是地表倾斜、地表弯曲(曲率)和地表水平变形。地表变形从空间和时间上又可分为连续变形和非连续变形。非连续变形对地面建筑的危害要比连续变形大的多;地表移动活跃的地段对地表建筑物危害最大,是一个危险变形期;地表倾斜大于 10mm/m,地表曲率大于 $0.6 \times 10^{-3}/m$ 或地表水平变形大于 6mm/m 的地段;对砖石结构建筑物已造成严重破坏甚至倒塌,对工业建筑物,此值已超过容许变形值,有的已超过极限变形值,因此本条作了相应规定。

6.4.2 本条根据《建筑物、水体、铁路及主要井巷 煤柱留设与压煤开采规程》有关内容制定,辽宁采煤沉陷区在阜新、辽阳、抚顺、本溪、北票、南票、调兵山、沈阳等地不同程度地存在,据初步统计,截止 2004 年底全省现有采煤沉陷区总面积达 378 平方公里。弃而不用无疑是资源的浪费,在总结经验的基础上,科学合理地利用是符合国家技术经济政策的。

6.4.3 采空区建筑物的体型力求简单、对称,平面形状以矩形或方形为宜,各部分高度应相同。当建筑物体型比较复杂、长度过长、各部分刚度或荷载相差较大时,必须用沉降缝将建筑物划分为若干体型简单、长度较短、结构刚度和荷载均匀的独立单元。建筑物各单元的合理长度,主要取决于水平变形值和曲率值。沉降缝是设计采空区建筑物的基本建筑措施,是保护采空区建筑物免受破坏的有效方法。

6.4.4 本条为修订增加内容,强调了应对采空区地表塌陷的治理措施进行有效性评价和监测。

6.5 岩溶与土洞

6.5.4 对于顶板岩层较完整,强度较高且已知洞的长、短径和裂隙切割情况。可按结构力学方法进行稳定分析,即将顶板假定为悬臂梁、简支梁或固定梁。计算时梁上所受总荷重包括顶板自重、板上上覆土重及顶板上的附加荷载。

6.5.5 岩溶地基的地基与基础方案的选择应针对具体条件区别对待。大多数岩溶场地的岩溶都需要加以适当处理方能进行地基基础设计。而地基基础方案经济合理与否,除考虑地基自

然状况外，还应考虑地基处理方案的选择。

一般情况下，岩溶洞隙侧壁由于受溶蚀风化的影响，此部分岩体强度和完整程度较内部围岩要低，为保证建筑物的安全，要求跨越岩溶洞隙的梁式结构在稳定岩石上的支承长度应大于梁高 1.5 倍。当按悬臂梁设计基础时，应对悬臂梁不同受力工况进行验算。

当采用洞底支撑（穿越）方法处理时，桩的设计应考虑下列因素，并根据不同条件选择：

1 桩底以下 3 倍～5 倍桩径或不小于 5m 深度范围内无影响地基稳定性的洞隙存在，岩体稳定性良好，桩端嵌入中等风化～微风化岩体不宜小于 0.5m，并低于应力扩散范围内的不稳定洞隙底板，或经验算桩端埋置深度已可保证桩不向临空面滑移。

2 地下水易于抽排、成孔条件良好，宜设计人工挖孔桩。

3 地下水水量较大，抽排将对环境及相邻建筑物产生不良影响，或成孔条件不好，宜设计钻孔桩或冲孔桩。

桩身穿越溶洞顶板的岩体，由于岩溶发育的复杂性和不均匀性，顶板情况一般难以查明，通常情况下不计算顶板岩体的侧阻力。

7 边坡工程

7.1 一般规定

7.1.1~7.1.3 引自现行国家标准《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003。

7.1.5 本条主要强调边坡设计应与周边环境相协调，做到因地制宜、保护生态。

7.2 边坡稳定计算

7.2.3 山区建设场地边坡一般都属于永久性边坡，频繁的改造、续建、后建等工程势必改变既有边坡的稳定运行条件，打破原有的平衡状态，由此造成的工程事故不少，所以山区工程建设既要保证新边坡的稳定，又要对既有受影响边坡进行稳定性评价。边坡稳定性评价应包括：

- 1 稳定状态的定性判断；
- 2 稳定性计算；
- 3 稳定性综合评价；
- 4 稳定性发展趋势分析。

7.2.7 传递系数法计算滑坡推力早在上个世纪 70 年代已在我国普遍采用，并经整理后纳入国家标准，一直以来，用传递系数法计算稳定系数大多采用“显式解”，即将安全系数乘在荷载上，最近的研究表明：“隐式解——对每一段块的抗剪强度和传递系数中的 $\tan \varphi$ 都除以安全系数”，力学概念清楚，与国际上通常采用摩根斯坦-普赖斯法进行比较该法有很高的精度，而且计算简单，为我国工程师比较熟悉，所以本条采用传递系数隐式解法计算滑坡推力。实际工程中，也可采用国际上通用的摩根斯坦-普赖斯法进行计算。

7.3 重力式挡土墙

7.3.1 重力式挡土墙根据墙背的形状可分为俯斜式、仰斜式、直立式、衡重式以及其他型式挡土墙，墙型的选择对挡土墙的安全以及经济影响较大。在同等条件下，挡土墙中的主动土压力以仰斜式最小，直立式居中，俯斜式最大。一般情况下，对于岩质边坡或挖方形成的土质边坡宜采用仰斜式，高度较大的土质边坡宜采用衡重式。对于地下水位较高且地基较软弱的场地或强震区，不适宜采用重力式挡土墙。

7.3.2 一般认为库伦公式计算主动土压力比较接近实际，但计算被动土压力误差较大，朗肯公式计算主动土压力偏于保守，但计算被动土压力反而偏小。

7.3.3 静止土压力系数可以用 K_0 试验测试，测定 K_0 的仪器有静止侧压力系数测定仪或三轴仪，无试验资料时，可用经验法确定，一般说来，在实际工程应用时，对正常固结的黏性土或砂土，颗粒越粗或土越密实， K_0 取本条推荐的低值，反之取高值。但对超固结土，有时存在土的水平应力大于竖直应力，会出现 K_0 大于 1 的情况，使用时应注意超固结土的情况。

7.3.4 由于库伦理论假定墙后填土为均匀各向同性的无黏性土，使用起来具有一定的局限性，公式（7.3.4-1~7.3.4-4）是在库伦土压力理论基本假定的基础上，再增加一个假定，即假定库伦破裂面上有黏聚力存在，但该破裂面仍然保持直面，根据增加的这一假定，仍根据楔体的平衡条件推导改进得出的。

7.3.7 目前确定岩质边坡破裂角的方法目前有两种。方法一：现行国家规范《建筑边坡工程技术规范》GB 50330规定的方法，该方法规定：对无外倾结构面的岩质边坡破裂角取 $45^\circ + \phi_e / 2$ ；方法二：《工程地质手册》（第三版）规定的方法，该方法规定：经过边坡脚可引出无数条与水平线成 θ_i 角的可能破裂的直线，具有最小安全系数的面称为临界面，

此面与水平线所成的角 $\theta = \frac{\beta + \phi_e}{2}$ 。对同一岩质边，用方法一确定的破裂角为定值，不随坡角的变化而变化，用方法二法确定的破裂角，其值随坡角的增大而增大。用两种方法确定的破裂角只有在直立边坡条件下才相等。根据研究资料，用方法二确定的破裂角与数值计算结果比较相符，更接近边坡变形破坏时的破裂角，在安全性方面更可靠。

7.3.9 地震作用时的土压力计算，应考虑地震角的影响，地震角的大小与地震设计烈度有关，并采用库伦理论公式计算。挡土墙作为构筑物，地震土压力可参考现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB50191 的有关规定进行计算。

7.3.11 重力式挡土墙估算墙顶位移量主要是根据刚体转动计算而来的。取单位长度的挡土墙，如图 1 所示，当 $e \leq b/6$ 时， $b' = b$ ，计算基底最大应力点 1 处的沉降量 s_1 及基底最小应力点 2 处的沉降量 s_2 。当 $e > b/6$ 时， $b' = 3a$ ，计算基底最大应力点 1 处的地基沉降量 s_1 ，由于最小基底应力为 0，故不需计算最小基底应力点 2 处的地基沉降量。由 s_1 、 s_2 ，通过公式 7.3.11 即可求出挡土墙顶部的水平位移。

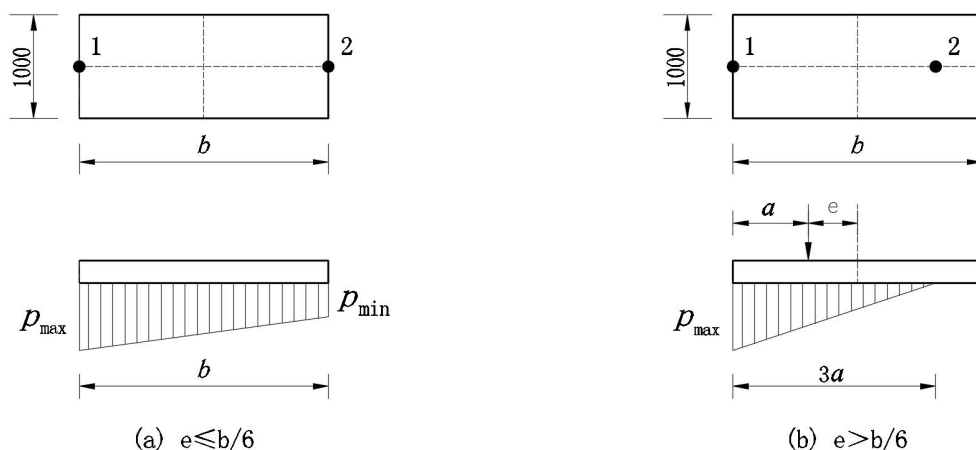


图 1 重力式挡土墙沉降计算示意

7.3.12 重力式挡土墙的高度不宜大于 8m，主要考虑时施工便利和经济性；大于 8m 时，应进行技术经济比较后确定。

设置凸榫是利用榫前所产生的被动土压力以增强抗滑稳定性，凸榫高度应根据抗滑稳定

的要求确定，凸榫的宽度按凸榫截面强度的要求确定。

为了防止和减少由于地基的不均匀沉降、温度变化和混凝土干缩等因素引起的变形或裂缝，挡土墙的分段长度不宜太长。根据调查，采用素混凝土、砌石或混凝土砌块建造的挡土墙，以及在松软土地基上的钢筋混凝土墙，墙体产生竖向裂缝的几率大大增加，其分段长度还应再小一些。

根据《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定：环境等级为二 b 时，对混凝土耐久性的基本要求是最低强度等级为 C30（严寒和寒冷地区二 b 类环境中的混凝土使用引气剂，混凝土的强度等级最低为 C25）；《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003 规定：边坡工程的支挡结构与防护结构混凝土强度等级应根据所处场地环境类别、结构承载力、变形与裂缝控制、耐久性等综合确定，且不应低于 C25。故本次修订将混凝土的强度等级调整为不应低于 C25；同时，对砌筑砂浆的强度等级做出要求。

挡土墙墙趾覆土的回填材料如采用透水材料，可能会造成土质地基长期泡水软化，冬季地基冻胀。本标准要求重视墙趾回填的材料及压实质量，一是可以避免上述现象的发生，二是可以增加挡土墙的抗滑移和抗倾覆能力的安全储备。

7.4 悬臂式、扶壁式挡土墙

7.4.1 扶壁式挡土墙一般可以分为墙前扶壁式挡土墙和墙后扶壁式挡土墙。墙前扶壁式挡土墙主要用于既有挡土墙的加固工程；墙后扶壁式挡土墙主要用于填方支挡工程。两种扶壁式挡土墙的受力模式不同，本标准所涉及到的扶壁式挡土墙主要是针对新建填方挡土墙，即墙后扶壁式挡土墙。

7.4.2 悬臂式或扶壁式挡土墙的侧压力计算有两种方法，一种是将墙踵下缘与墙顶内缘的连线作为假想墙背，按库伦理论计算，一种是将通过墙踵的竖向面作为假想墙背，按朗肯理论计算，国家建筑标准图集 17J008《挡土墙（重力式、衡重式、悬臂式）》采用第一种方法，现行行业规范《水工挡土墙设计规范》SL 379 采用第二种方法。根据国内外模型试验及现场测试的资料，按库伦理论采用第二破裂面法计算侧向土压力较符合工程实际。具体设计时可根据工程实际情况进行分析比较，取其中不利状态的侧向压力作为设计控制值。

7.4.6 当考虑荷载长期作用影响时，悬臂式挡土墙立板挠度 f 可按下式计算：

$$f = f_1 + f_2 = \frac{1}{5} \times \frac{M_{q1} l_0^2}{B} + \frac{1}{4} \times \frac{\Psi_q M_{q2} l_0^2}{B}$$

其中： f ——土压力作用下挡土墙结构在墙顶所产生的挠度（m）；

f_1 ——挡土墙后侧土重产生的水平土压力作用在挡土墙上引起的结构挠度（m）；

f_2 ——挡土墙后侧均布荷载产生的水平土压力作用在挡土墙上引起的结构挠度（m）；

M_{q1} ——挡土墙后侧土重产生的水平土压力作用在立板根部的弯矩标准值（kN·m）；

M_{q2} ——挡土墙后侧均布荷载产生的水平土压力作用在立板根部的弯矩标准值

(kN·m);

Ψ_q ——准永久值系数;

B ——受弯构件考虑荷载长期作用影响的刚度 (kN·m²);

根据试算:对于立板高度为 4.0m、立板厚度为 0.40m 的钢筋混凝土悬臂式挡土墙,当采用 C30 混凝土,填土等效内摩擦角 $\varphi=30^\circ$, $\gamma=20\text{kN/m}^3$, $q=15\text{kPa}$, 准永久值系数取 0.7 的情况,挠度计算值 f 约为 8.5mm;对于立板高度为 4.0m、立板厚度为 0.40m 的钢筋混凝土悬臂式挡土墙,当填土等效内摩擦角 $\varphi=25^\circ$, $\gamma=20\text{kN/m}^3$, $q=20\text{kPa}$, 准永久值系数取 0.7 的情况,挠度计算值 f 约为 13.8mm。对于上述立板高度为 4.0m 的悬臂式挡土墙,根据现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求,挠度限值为 $2l_0/250=32\text{mm}$ 。

因此,对于墙后填土压实质量一般(或较差),高度较高、立板刚度较小及墙顶布置较大地面荷载的挡土墙,挡土墙墙顶的位移计算时尚应考虑荷载作用下立板结构挠度。挠度计算时,还应满足现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 中对挠度限值的要求。

对于扶壁式挡土墙,由于立板为双向受弯构件,挠度计算较为复杂,建议采用结构分析软件计算立板在墙顶处的挠度。

7.4.7 扶壁式挡土墙是靠底板以上填土重量维持稳定的,与悬臂式挡土墙在结构上的区别是,除了墙面板和底板外,每隔一段距离还有由底板向墙顶方向倾斜的扶壁,这种结构的受力状态大大优于悬臂式挡土墙,由于挡土墙墙后填土面一般都与墙顶平齐,因此扶壁式挡土墙的扶壁高度大都略低于墙顶;扶壁间距宜在 3m~5m,间距太小不仅不经济,而且不利于施工碾压;间距太大,墙体和扶壁的强度要求高,根据工程实践经验,墙体高度宜大于 1.5 倍扶壁间距较为经济。

根据《水工建筑物抗冰冻设计规范》GB/T 50662 规定:严寒地区的薄壁式挡土墙顶宽不宜小于 0.3m;结合辽宁省的地区经验,本次规范修订后要求悬臂式挡土墙的立板顶端厚度不宜小于 300mm。

7.5 锚杆挡墙

7.5.1 锚杆挡墙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土体,达到支挡的目的。各类锚杆挡墙的方案特点和适用性如下:

- 1 钢筋混凝土装配板肋式锚杆挡墙适用于填方地段;
- 2 现浇钢筋混凝土板肋式锚杆挡墙适用于挖方地段,当土方开挖后边坡稳定性较差时应采用逆作法施工;
- 3 排桩式锚杆挡墙适用于边坡稳定性很差、坡肩有建(构)筑物等附加荷载地段的边坡,排桩施工完成后,用逆作法施工锚杆及钢筋混凝土挡板或拱板;
- 4 钢筋混凝土格构式锚杆挡墙:墙面垂直型适用于稳定性、整体性较好的 I、II 类岩石边坡,在坡面上现浇网格状的格构梁,在竖向肋和水平梁的节点上加设锚杆;墙面后仰型可用于各类岩石边坡和稳定性较好的土质边坡;
- 5 钢筋混凝土预应力锚杆挡墙适用于需严格控制变形的挡土墙。锚杆的预应力也可增

大滑动面或破裂面上的静摩擦力并产生抗力，更有利于坡体稳定。

另外，应结合岩体等级、产状，砂土密实状态，土中有机质含量等条件综合确定锚杆挡墙的合理形式。

7.5.2 本条根据现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 第 8.2.3~8.2.5 条确定，理论分析和实测结果表明，影响侧向岩土压力分布的因素复杂，很难用一种模式界定，通常情况下采用库伦三角形分布是没问题的，但对于对岩质边坡以及坚硬、硬塑状黏性土和密实、中密砂土类边坡，当采用逆作法施工的、柔性结构的多层锚杆挡墙，由于锚杆对变形的限制作用及岩石和硬土的竖向拱作用，使边坡侧向压力向锚固点传递，因而造成矩形应力分布图。

7.5.3 根据现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 规定：立柱内力计算有五种方法可以选择：静力平衡法、等值梁法、连续梁法（刚性支座）、连续梁法（弹性支座）、弹性支点法。由于弹性支点法考虑了支挡结构与其后土体的协调变形，比较符合实际情况，因此本标准推荐此法。静力平衡法或等值梁法假定开挖下部边坡时，上部已施工的锚杆内力保持不变，并且锚杆处为不动点，这样的假设条件并不能反映挡墙的实际受力特点，因为锚杆受力后将产生变形，且支护结构刚度较小，属于柔性结构。但对于较坚硬的土质边坡或岩质边坡，当锚固点位移较小或立柱嵌固深度较大时，采用静力平衡法或等值梁法计算结果能保证工程安全，且计算较为简单。故对于单支点锚杆挡墙，也可采用静力平衡法或等值梁法。

7.5.7 表 7.5.2 中数据适用于干作业成孔或套管护壁成孔的土钉，对于击入式管式土钉由于浆液并不充分包裹管体，且管周受扰动的土体来不及恢复，使得其摩擦力不能充分发挥。所以应取低值。

7.6 岩石喷锚

7.6.1 岩石喷锚支护对 I、II、III 类岩质边坡具有良好的效果且费用低廉，但喷层外观不佳，且耐久性不强，设计选用时应注意其适用性。

7.6.3 喷锚支护中锚杆有系统加固锚杆和局部加强锚杆两种，系统锚杆用以维护边坡整体稳定，采用按直线滑裂面的极限平衡法计算；加强锚杆用以维持不稳定岩块，采用块体平衡法计算。

7.7 加筋土挡墙

7.7.2 土压力一般均针对单位长度的墙体计算。故筋材满铺时即采用计算的土压力，即式（7.7.2-1）中的 $A_t=1$ 。如果筋材采用土工带，则筋材承受的是水平间距 s_x 范围内的拉力，则式（7.7.2-1）中的 $A_t=1/s_x$ 。

进行筋材验算时，对于刚性筋材，由于墙体内土体位移受到较大限制，应力分布改变，由土压力引起的筋材拉力相应变化。根据实测，此时的压力分布如图 7.7.2（b）所示。筋材所受拉力应按该图确定。

7.7.3 加筋土挡墙与传统重力式挡墙在概念和构造上是不同的。重力式挡墙依靠自身重量抵抗墙后侧土压力，加筋土挡墙则是通过埋入土中的拉筋将土体分成主动区和稳定区两部分，

两区的分界线与水平线的夹角为 $(45^{\circ} + \varphi/2)$ ，通过摩擦作用将主动区的侧压力传给稳定区的土体，防止土体发生滑裂，从而保证土体稳定。

对于筋材满铺时。式（7.7.3-1）中的 b 应为单位墙长，即 $b=1$ ；对于筋带式墙， b 应为实际提供摩阻力的筋带宽度。

7.8 边坡工程排水

7.8.1~7.8.4 不同于基坑工程对地下水的控制采取降水、排水、隔水等措施，边坡建设和滑坡治理工程实践表明，排水对于提高边坡的稳定性具有十分重要的作用，既是一种提高边坡稳定性的技术措施，也是提高滑坡治理效果的有效工程方案，由于边坡的稳定与安全水的关系密切，为加强和指导边坡工程排水设计，本次修订增加了边坡工程排水内容，明确了边坡排水所包含的措施及设计、施工需要注意的事项，同时提出了排水结构的构造性的要求。

8 软弱地基

8.1 一般规定

8.1.3 本条引自现行国家标准《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003 第 4.1.3 条。由于地基处理属于岩土工程范畴,所以作为基础设计单位结构工程师应针对具体工程提出地基处理设计要求,例如处理部位、复合地基承载力特征值、沉降限值等,其余的工作无论是地基处理设计、施工或是检测都应该由岩土工程师来主持完成。

8.2 利用与处理

8.2.2 对持力层为良好的砂土、碎石土层,而下卧较薄软弱黏性土夹层的地基的处理,有的采取 CFG 复合地基处理,并按软弱夹层的承载力进行复合地基设计,尽管采用此法处理达到了预期的效果,但有时也会人为造成地基不均匀,且造成巨大浪费,类似情况,采用旋喷桩仅加固软弱夹层,充分利用上覆良好土层的处理方法,已成功应用于工程实践,其优点是仅针对软弱部位进行加固处理,便于实施、造价低且处理工作量小,不足之处是不能直观进行加固效果检验,对此,已有单位采用取芯样检验并辅以加固前后瑞利波波速对比进行评价,这应该是一个很好的方向,应该多积累经验。采用旋喷桩直接加固有一定埋深的软弱夹层时,也可按控制变形模量相等的原则进行复合地基设计。

8.2.3 软弱土层中垫层的设计本质上同软弱下卧层验算是一致的,下卧层顶面附加应力的计算可以采用双层地基理论,也可采用均质连续各向同性半无限直线变形体的弹性理论计算,还有一种简化方法—应力扩散角法。现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 即是采用应力扩散角法,其扩散角是根据双层地基理论计算结果与试验结果综合分析确定。现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 也是采用应力扩散角法,但扩散角仅考虑垫层材料和垫层厚度与基础宽度之比(z/b)的影响,忽略了下卧层的影响,相比而言,前一种扩散角法更具有理论根据和符合工程实际。

换填垫层用作减少地基变形的措施在我省已有成功实例,大石桥市 16 层财政大厦、16 层立德大厦、8 层国税大厦都因在筏板基础下作了 1.5m~2.0m 厚的砂石垫层从而明显地减少了沉降量。

当用砂垫层作为减少地基沉降的措施,应严格控制施工质量,砂垫层的厚度不宜小于 1.5m,变形模量不宜小于 35MPa。

8.2.5 对于采用山皮土、风化岩或混有大块石的黏性土、粉土做填料的强夯地基,因受雨水冲刷或地下水渗流,填土遇水软化、崩解或细颗粒被流水带走以及颗粒级配不合理等因素影响,产生工后房屋建筑开裂的现象时有发生,这往往是因夯击能较小,填料性质不均、有效加固深度不够以及排水措施不善引起的。对此,在强夯地基设计时,应特别引起重视。

8.2.12 在透水性良好的砂土、碎石土层中施工旋喷桩存在不成桩现象,这或许是高压气或

浆液造成地下水剧烈流动，致使水泥颗粒弥散，所以应进行试验性施工。旋喷桩直径的确定是一个复杂的问题，尤其是深部的直径，无法用准确的方法确定。因此。除了浅层可以用开挖的方法验证外，只能用半经验的方法加以判断、确定。根据国内外的施工经验，初步设计时。其设计直径可参考表 4 选用。

表 4 旋喷桩的设计直径（m）

土质 \ 方法		单管法	双管法	三管法
黏性土	$0 < N < 5$	0.5~0.8	0.8~1.2	1.2~1.8
	$6 < N < 10$	0.4~0.7	0.7~1.1	1.0~1.6
砂土	$0 < N < 10$	0.6~1.0	1.0~1.4	1.5~2.0
	$11 < N < 20$	0.5~0.9	0.9~1.3	1.2~1.8
	$21 < N < 30$	0.4~0.8	0.8~1.2	0.9~1.5

8.2.17 按浆液在土中的流动方式，可将注浆分为三类：渗透注浆、劈裂注浆及压密注浆，其注浆压力依次逐渐增大，实际注浆过程中，这三种方式都会同时发生，只是以何种形式为主的差异。由于注浆参数很难用理论公式来解决，所以必须通过现场试验来确定。浆液注入率为孔隙的充填率。

8.2.19 褥垫层设置的主要目的是调整桩土应力分配，试验表明对刚性桩，由于桩土刚度差别较大，为避免桩过分的应力集中，降低了桩间土的发挥效率，设置褥垫层是十分必要的；对于水泥土桩，提高桩土应力比能保证增强体承载能力的有效发挥，且在荷载作用下桩身可压缩性大，所以没必要设置褥垫层；对于散体材料桩，设置褥垫层主要目的是应力扩散和约束桩身的侧向变形。

8.3 建筑措施

8.3.2 建筑物的沉降缝宽度，分上部建筑和基础之间两种，上部建筑的沉降缝一般与抗震缝合用，其宽度按国家抗震规范的有关规定，基础之间的沉降缝宽度可以减小，但要保证建筑物在沉降过程中两边的基础不发生接触现象。

8.3.3 实际工程中常采用打板桩、加固原有地基基础等方法解决相邻建筑的问题，即确保了原有建筑安全，又实现了建设要求。所以表 8.3.3 仅针对不采取维护措施的情况而言。

9 浅基础

9.1 一般规定

9.1.4 本条文规定了浅基础的选型原则，设计时可参考使用。

9.1.5 独立基础之间设置拉梁的作用是增强基础的整体性。对于一级框架和Ⅳ类场地的二级框架，各柱基础底面在重力荷载代表值作用下的压应力差别较大，各柱基础埋置深度差别较大，地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层、严重不均匀土层时，宜沿两个主轴方向按本条的构造要求设置基础拉梁。

如果基础埋置较深，基础顶面作为嵌固端时底层柱的计算高度较大，可在室外标高处设置框架梁，将框架梁与基础顶面之间作为一层考虑。如果满足下列条件，设置在室外标高处的框架梁顶部可作为上部结构的嵌固端：

- 1 框架梁下框架柱的剪切刚度不小于上层框架柱剪切刚度的 2 倍；
- 2 框架梁下框架柱截面每侧纵向钢筋不应小于地上一层柱对应纵向钢筋的 1.1 倍，且框架梁下框架柱上端和节点左右梁的实配的抗震受弯承载力之和应大于地上一层柱下端实配的抗震受弯承载力的 1.3 倍；
- 3 框架梁的构造满足抗震要求；
- 4 室内地面应设置刚性面层，地面以下的回填土压实系数不小于 0.94。

9.2 无筋扩展基础

9.2.3 表 9.2.3 中提供的无筋扩展混凝土基础台阶高宽比的允许值，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，验算墙（柱）边缘或变阶处的受剪承载力的公式为 $V_s \leq 0.366 f_t A$ ，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（kN）； A 为沿墙（柱）边缘或变阶处混凝土基础单位长度面积（m²）。

另外，按现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 规定，地面以下砌体材料从耐久性角度应满足最低强度等级要求，因此，相应提高了对毛石、混凝土砌块及水泥砂浆的质量要求。

9.3 扩展基础

9.3.2 扩展基础混凝土强度等级的规定考虑两个因素，一是混凝土的耐久性。辽宁地处寒冷和严寒地区，按《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定，基础所处环境类别一般为二类，有二 a、二 b 类两种。对二 a 类环境类别混凝土强度等级最低应为 C25；对二 b 类环境类别混凝土强度等级最低应为 C30；二是辽宁的地区经验，几十年以来尚未发现扩展基础因耐久

性问题而发生破坏现象。综合各种因素，规定扩展基础的混凝土强度等级不应低于 C25。

关于扩展基础底板的最小配筋率，参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对卧置于地基上的混凝土板受拉钢筋的最小配筋率规定。考虑到扩展基础的高度一般是由冲切或剪切承载力控制，基础板相对较厚，如果用其计算最小配筋量可能导致底板用钢量不必要的增加，因此本标准提出对阶梯形及锥形扩展基础，可将其截面折算成矩形，并按折算截面计算基础底板的最小配筋量。

9.3.3 按《混凝土结构设计规范》GB 50010 第 9.3.2 条的规定，锚固钢筋的保护层厚度为 $5d$ 时，锚固长度的修正系数可取为 0.7。扩展基础的截面尺寸较大，一般钢筋的保护层厚度大于 $5d$ ，按本条的规定，可节省钢筋用量。

9.3.7 本条引自现行国家规范《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003。

9.4 柱下条形基础

9.4.1 基础梁高度可根据梁反力参考表 5 选用：

表 5 基础梁高度表

梁底反力标准值 (kPa)	基础梁高 / 柱中心距
$150 \leq P_k \leq 250$	1/6 ~ 1/8
$250 \leq P_k \leq 400$	1/4 ~ 1/6

《混凝土结构设计规范》GB 50010 中规定，当梁的腹板高度 $h_w \geq 450\text{mm}$ 时，在梁的两个侧面应沿高度配置纵向构造钢筋，每侧纵向构造钢筋面积不应小于腹板截面面积 bh_w 的 0.1%。此规定适用于常规的结构构件，其作用是防止混凝土收缩产生两侧面裂缝。对于截面较大的基础梁，梁侧面的配筋可按本条规定执行。

一般情况下柱下条形基础基础梁的刚度远大于其上的柱子刚度，当基础梁的高度不小于跨度的 1/6 且线刚度大于柱子线刚度 3 倍时，认为地震作用下的塑性铰只可能出现在柱子根部，因此，基础梁的配筋构造无需满足抗震要求。但当基础梁与柱子刚度相差不大时，则基础梁的配筋构造仍需满足抗震要求。

9.4.2 在比较均匀的地基上，上部结构刚度较好，荷载分布均匀，且基础梁的高度大于 1/6 柱距时，地基反力可按直线分布考虑，条形基础梁的内力可按连续梁计算（即倒梁法），这是以往国内和辽宁各设计单位常用方法。同时考虑到实际地基反力与计算误差，在两端边跨跨中和第一内支座适当增加弯矩是必要的。但值得注意的是，当地基很不均匀，各柱荷载相差很大，梁高受限制而刚度过小时，宜按弹性地基梁计算。

当按连续梁计算时，梁的计算跨度可考虑支座宽度和梁高进行折减。如图 2。计算基础梁弯矩时采用折算后计算跨度 S_c ，且不宜小于 $0.8S$ ，计算剪力时采用 $S-b$ 。

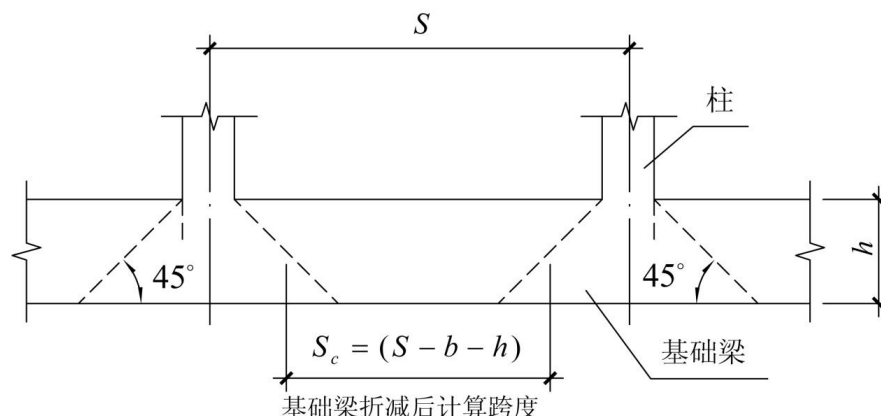


图2 梁计算跨度折减示意

9.5 筏形基础

9.5.2 对低压缩性地基的基础，可适当放宽偏心距的限制，按公式（9.5.2）计算时裙房与主楼可分开考虑。

9.5.6 本条引自现行国家规范《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003，对于单层或多层建筑采用筏板基础时，满足冲切及受弯承载力要求时，板厚可取 350mm，高层建筑筏板基础厚度不应小于 400mm。

9.5.11 本条引自现行国家规范《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003，当采用梁板式筏形基础筏板基础厚度应满足承载力和刚度的要求。

9.5.14 对于框架结构、框架-剪力墙结构、剪力墙结构的筏形基础内力计算，当符合本条规定条件时，采用倒楼盖法是简便可靠的，也是各设计单位常用的方法。但对于框架-核心筒结构及其条件与本规定相差悬殊的结构，采用筏板基础时一般采用弹性地基梁板法进行筏板基础的内力和变形分析。

采用弹性地基梁板法分析的关键参数是地基基床系数。资料中给出的基床系数均为范围值，其值范围很广。《高层建筑筏形与箱型基础技术规范》（JGJ 6-2011）附录 A 给出了地基土基床系数的试验确定方法。辽宁省建筑研究院根据三个高层建筑（沈阳裕景中心 5 号楼：地上 60 层，高 200m，地下埋深 23m，框架-剪力墙结构；沈阳新世界商业中心：地上 35 层，高 140m，地下埋深 16m，框架-剪力墙结构；辽宁烟草大厦：地上 22 层，高 97m，地下埋深 12m，框架-核心筒结构）工程的静载荷试验资料和沉降观测资料，采用弹性地基梁板法对筏板基础的变形和内力进行了分析研究，对于中密～密实状态砂土的地基基床系数取值得出如下结论：

1 根据《高层建筑筏形与箱型基础技术规范》（JGJ 6-2011）中附录 A 基床系数载荷试验得到的基床系数离散性较大，且数值偏大，基床系数平均值为 55000kN/m³。如以 0.5m² 板进行试验，得到的基床系数平均值为 29800kN/m³，也比实际沉降观测拟合的值大。建议以工程中常用的 0.5m² 板的载荷试验得到基床系数，再乘以 0.7 的系数得到的值作为弹性地基梁板法计算时取用的地基基床系数值。

2 对于结构刚度分布比较均匀的框架结构、框架—剪力墙结构、剪力墙结构，沉降计

算时可取统一的 K_v 值进行计算, 对于沈阳地区、基础持力层为中密~密实的圆砾或粗砂的高层建筑, 基床系数值 K_v 可取为 20000 kN/m^3 左右, 范围为 $18000 \text{ kN/m}^3 \sim 22000 \text{ kN/m}^3$ 。

3 对于框架-核心筒结构, 地基的变形呈锅底状, 筏板范围内取统一的 K_v 值不能真实反映地基的变形形状, 核心筒范围内地基基床系数可取为 K_v 平均值的 0.8 倍, 核心筒周边取为 K_v 平均值的 1.5 倍。

4 随着基床系数数值的增大, 筏板内的弯矩会变小。传统的倒楼盖算法, 由于忽略了基础的整体弯曲, 计算弯矩偏小, 对于刚度分布比较均匀的框架结构、框架-剪力墙结构、剪力墙结构筏板基础, 可按 9.5.15 条的规定乘以弯矩增大系数, 仍可采用倒楼盖法进行筏板内力计算。

5 对于刚度分布不均的结构及框架-核心筒结构, 应采用合适地基基床系数进行筏板内力和变形计算。

9.5.19 中国建筑科学研究院地基所黄熙龄等对塔群一体大底盘平板式筏型基础进行室内模型系列试验以及实际工程的原位沉降观测。得出以下结论:

1 厚筏基础(厚跨比不小于 1/6)具备扩散主楼荷载的作用, 扩散范围与相邻裙房地下室的层数、间距以及筏板的厚度有关, 影响范围不超过三跨。

2 多塔楼作用下大底盘厚筏基础的变形特征为: 各塔楼独立作用下产生的变形效应通过以各个塔楼下面一定范围内的区域为沉降中心, 各自沿径向向外围衰减。

3 多塔楼作用下大底盘厚筏基础的基底反力的分布规律为: 各塔楼荷载产生的基底反力以其塔楼下某一区域为中心, 通过各自塔楼周围的裙房基础沿径向向外扩散, 并随着距离的增大而逐渐衰减。

4 大比例室内模型系列试验和工程实测结果表明, 当高层建筑与相连的裙房之间不设沉降缝和后浇带时, 高层建筑的荷载通过裙房基础向周围扩散并逐渐减小, 因此与高层建筑紧邻的裙房基础下的地基反力相对较大, 该范围内的裙房基础板厚度突然减小过多时, 可能出现基础板的截面因承载力不够而发生破坏或因变形过大出现裂缝。因此本条提出高层建筑及与其紧邻一跨的裙房筏板应采取相同的厚度, 裙房筏板的厚度宜从第二跨裙房开始逐渐变化。

5 室内模型试验结果表明, 平面呈 L 形的高层建筑下的大面积整体筏型基础, 筏板在满足厚跨比不小于 1/6 的条件下, 裂缝发生在与高层建筑相邻的裙房第一跨和第二跨交接处的柱旁。试验结果还表明, 高层建筑连同紧邻一跨的裙房其变形相当均匀, 呈现出接近刚性板的变形特征。因此, 当需要设置后浇带时, 后浇带宜设在与高层建筑相邻裙房的第二跨内。

9.5.20 同一大面积整体地下室上有多栋建筑时, 可以在地下室内设置伸缩缝将结构分成不超长的结构单元, 结构设计相对简单, 不需考虑混凝土收缩裂缝问题, 但为保证地下室作为上部结构嵌固端的侧限约束, 一般在缝的两侧设置混凝土墙, 墙间填充粗砂等措施, 对建筑的使用功能造成很大影响, 伸缩缝部位节点构造复杂, 往往成为漏水点。近几年的设计方法是采取技术措施, 在地下室内不设永久结构缝, 具体做法详见辽宁省地方标准《地下混凝土

结构防裂技术规程》DB21/T 1745。对于地下室长度超过 DB21/T 1745 中适用最大长度规定时，对地下室结构应进行混凝土收缩和温度作用分析。

辽宁省建筑设计研究院从 2009 年至今，已进行多个超长地下结构的混凝土收缩和温度作用分析，在结构构件中增加抵抗温度应力的普通钢筋或预应力钢筋，同时采取相应的构造措施，已有多个建成的工程实例，效果良好。典型工程为沈阳裕景中心地下室，该地下室近似为等边三角形，每边长度为 370m，地下 4 层，地下室上坐落 8 栋 33 层~70 层的高层建筑。

混凝土收缩和温度作用分析的流程如下：

- 1 与建设单位明确施工工期，确定混凝土收缩当量温差和环境温差；
- 2 建立分析模型，梁、柱用梁单元模拟，板、墙用壳元或板元；模型中应根据基础类型的不同考虑约束条件，桩基础可用桩的水平刚度，筏板基础可用地基土基床系数作为弹性支座输入模型中，进行温差作用分析；
- 3 提取构件的温差应力，并根据应力值得到需要抵抗温度应力的钢筋面积；
- 4 作用效应组合，温差应力最大值一般发生在施工阶段的某一时刻，应与当时的恒、活荷载组合，不考虑风荷载和地震作用，得到总的构件配筋后，再与考虑地震和风荷载作用计算的构件配筋比较，取大值作为构件的配筋。

9.5.21 同一大面积整体筏形基础上有多栋建筑时，目前常用的设计方法是在每栋楼的周边设置沉降后浇带，待沉降基本稳定后再将筏板基础浇筑成整体，每栋楼下的筏板基础可以单独计算，这种设计方法简单、实用。如果因工期等原因无法在筏板中设置沉降后浇带，各楼之间的变形协调引起筏板基础的内力，筏板基础的计算必须考虑上部结构、基础与地基土的共同作用，进行整体计算。整体计算一般采用弹性地基梁板法，地基模型参数的选取应符合 **9.5.14** 条的要求。由于整体计算比较复杂，建议用单独计算的结果进行复核，对计算结果应进行判断后再用于设计。

对于带地下室的多层建筑或纯地下室建筑，地下室底板采用独立柱基础加防水底板作法，是辽宁省的特色。当满足本条规定的条件时，独立柱基础之间的防水底板可按全部荷载的 20% 进行设计，经多年的工程实践证明是安全可靠的。一般砂土、碎石土地基容易满足本条规定的条件，如果不满足本条规定的条件，独立柱基础加防水板可偏于安全地按基底反力直线分布进行变厚度筏板基础设计。辽宁省建筑设计研究院对碎石土、砂土、粉质黏土及软土地基上的带地下室的多层建筑和纯地下室建筑分别进行了考虑地基刚度的地下室底板有限元分析，分析结果表明，即使在粉质黏土和软土地基上，防水板分担的地基反力也小于均布反力，可根据有限元分析结果配置防水板钢筋。

9.5.22 本条对筏板基础的刚度提出要求。对于框架-核心筒结构超高层建筑的筏板基础，本条的规定不容易满足，宜采取基础调平设计。主楼与相邻的裙房柱的差异沉降不应大于跨度的 0.1%，比框架结构相邻柱基的允许沉降差 0.2% 要求的严，主要是从控制裂缝角度考虑。筏板基础设计时应满足这些规定。

9.5.24 现行《建筑抗震设计规范》GB 50011、《建筑地基基础设计规范》GB 50007 及《高层建筑筏形与箱形基础技术规范》JGJ 6 对地下室顶板作为上部结构嵌固端时，嵌固端上、下层的刚度比值的规定不一致。

《建筑抗震设计规范》规定：“结构地上一层的侧向刚度，不宜大于相关范围地下一层侧向刚度的 0.5 倍”。“相关范围”一般可从地上结构（主梁、有裙房时含裙房）周边外延不大于 20m。

《建筑地基基础设计规范》规定：“采用筏形基础带地下室的高层和低层建筑、地下室四周外墙与土层紧密接触且土层为非松散填土、松散粉细砂土、软塑流塑黏性土，上部结构为框架、框剪或框架—核心筒结构，当地下一层结构顶板作为上部结构嵌固部位时，应符合：地下一层的结构侧向刚度大于或等于与其相连的上部结构底层楼层侧向刚度的 1.5 倍；当地下室内、外墙与主体结构墙体之间的距离符合表 9.4.25 的要求时（7 度设防时不大于 30m），该范围内的地下室内、外墙可计入地下一层的结构侧向刚度。”

《高层建筑筏形与箱形基础技术规范》规定：“当地下室的四周外墙与土层紧密接触时，上部结构的嵌固部位按下列规定执行：

1 上部结构为剪力墙结构，地下室为单层或多层箱形基础地下室，地下一层结构顶板可作为上部结构的嵌固部位。

2 上部结构为框架、框架—剪力墙或框架—核心筒结构，地下室为单层箱形基础，箱形基础的顶板可作为上部结构的嵌固部位。”

当采用筏形基础带地下室时，规定与《建筑地基基础设计规范》基本一致。

综合上述各标准的规定，考虑到箱形基础是一种基础形式，本身具有足够的空间刚度，对剪力墙结构采用箱形基础时，对嵌固端上、下层刚度比的限值适当放松。另外，剪力墙结构的地下室将部分剪力墙洞口填实后，很容易满足《高层建筑筏形与箱形基础技术规范》中规定的箱形基础的构造要求。对于其他结构形式嵌固端上、下层刚度比限值应满足《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

上述三部标准没有明确计算刚度比时侧向刚度的算法，现行《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 明确规定计算刚度比时采用等效剪切刚度。对于嵌固层上、下层刚度比算法：对于高层建筑采用等效剪切刚度比；对于多层建筑可采用等效剪切刚度比，也可采用楼层地震剪力标准值除以在地震剪力标准值作用下的层间位移的算法。

9.5.25 对于有地下室的结构，尽可能将地下室的顶板作为上部结构的嵌固端，如果不满足地下室作为嵌固端的条件，以基础顶面作为上部结构的嵌固端，基础设计应满足本条的规定。

9.5.27 本条引自现行国家规范《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003。

9.6 抗浮设计

9.6.1 抗浮设防水位是设计确定的用于工程抗浮设计分析的参数，由于地下水的浮力作用复杂多样且与场地条件、工程条件及工程地质条件紧密相关，因此，应全面、详尽的收集资料

后，对场地可能遭遇的最高地下水位进行准确预测，以满足抗浮工程的设计和施工需要。必要时，应通过专项咨询论证来确定。

9.6.7 采用抗拔桩、抗浮锚杆作为抗浮措施时，由于抗拔力的产生会伴随位移发生，而过大的位移对基础或底板是不允许的，所以抗拔承载力的取值应满足结构位移控制要求。

10 桩基础

10.1 一般规定

10.1.2 桩型的选择除了受地层条件、荷载大小、环境影响等因素影响外，更应尊重当地的工程经验。

在不适合的地层选择不合适的桩型往往会产生叠加的不良后果，例如在饱和的软土地层采用大片密集的挤土灌注桩，挤土效应不但对环境产生不利影响，也会导致断桩、桩头上浮、桩身倾斜等不利后果。此外，桩长范围内存在软塑~流塑状态的软弱土层或松散状态的饱和粉细砂土层时，采用挤土灌注桩会造成断桩、缩颈等现象，采用螺旋钻孔压灌桩也会出现缩颈、扩孔、窜孔甚至桩头下沉等现象，类似的工程事故很多，值得借鉴。

饱和黏性土在冲击荷载作用下来不及排水，没有体积应变，不会产生压密增强效果，且在循环冲击荷载作用下，土的天然结构已完全破坏，强度会大大降低，以此作为桩端持力层会得到适得其反的效果，大量的工程实践证明，以黏性土作为夯扩桩持力层的工程单桩承载力很难有可靠的保证。

10.1.6 本条把山区及特殊性岩土地区的桩基设计原则进行了描述。

岩溶地区及山区复杂场地桩基，当上覆土层的稳定性有保证，且桩端持力层承载力及厚度满足要求，可利用上覆土层作为桩端持力层。当必须采用岩石作为桩端持力层时，嵌岩灌注桩桩端以下 3 倍桩径且不小于 5m 范围内应无软弱夹层、断层破碎带和洞穴分布，桩底应力扩散范围内应无岩体临空面。实践证明，岩溶地区及山区复杂场地的详细勘察的工作精度很难满足以岩石做桩端持力层桩基施工的要求，因此进行施工勘察是很必要的，以便确定各个桩的持力层及施工桩长。并为施工处理提供可靠依据。

10.2 桩和桩基构造

10.2.1 根据我省的气候条件，绝大多数桩所处的环境属于二 a 或二 b 类，所以为满足耐久性的规定，桩身混凝土强度等级不应低于 C25；通过近几年的推广应用，预应力管桩在我省得到迅猛发展，且由于 PHC 桩的各方面性能明显优于 PC 桩，建议实践工程中设计应优先选用 PHC 桩。

结合我省桩基础的使用经验和墩基础的应用特点，规定了端承型桩及摩擦型桩的最小桩长，桩端进入持力层的最小深度主要是要保证端阻力的有效发挥，其次是考虑成桩的可能性和施工难易程度，在确定桩端进入持力层深度时，尚应考虑持力层的均匀稳定、距离软弱土层的距离及特殊性土等因素。当桩端持力层的厚度小于 0.25 倍的承台宽度时，软弱下卧层承载力对桩端阻力起控制作用。

端承嵌岩桩由于岩石强度较高，单桩承载力往往受桩身强度控制，为了满足钢筋混凝土的轴心受压承载力要求，钢筋笼应通长配置。

桩主筋的混凝土保护层厚度与现行《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003 保持一

致。螺旋钻孔压灌桩的施工工艺是：螺旋钻进排土—泵送流态混凝土—压入（振入）钢筋笼。为防止后压入钢筋笼可能导致偏斜，所以加大保护层厚度为 70mm。

预应力管桩的灌芯混凝土，对于受压桩其主要作用是改善桩顶受力状态，有利于桩与承台的连接，对于抗拔桩，还必须起到将抗拔力均匀传到桩身的作用，填芯混凝土的灌注深度和质量直接影响抗拔力的传递，设计时应慎重处理。

10.2.3 墩式基础可作为多层砌体结构承重墙基础，其建造方法与人工挖孔桩相同，受力特征也与桩相同，故纳入到本章，墩基础与扁宽地梁及墩间未扰动土体组合形成复合基础，共同承担承重墙荷载。对于浅层有良好持力层的场地很适合，可以避免象条形基础一样破土开槽，做到省工省时。

10.2.4 限制桩的中心距主要是为了有效发挥桩的承载力和减少挤土效应。群桩试验表明，对于非挤土桩，桩距 $3d \sim 4d$ 时，侧阻和端阻的群桩效应系数接近或略大于 1。根据小孔扩张理论，打桩引起的塑性区半径对于淤泥质黏土约为 $3.5d \sim 5.5d$ ，对淤泥质粉质黏土约为 $2.25d \sim 3d$ ，如果群桩基础的桩距太小，桩间土有可能全部进入塑性状态，土的强度因扰动反而降低，影响侧阻力的发挥。

减少挤土效应的措施很多，例如预钻孔、设置应力释放孔、增设排水措施、合理安排施工流程等。根据经验。预钻孔的孔径控制在桩径的三分之二，深度为原桩长的三分之二幅度范围内比较适宜。

10.2.5 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应小于 150mm。主要是为满足嵌固及斜截面承载力（抗冲切、抗剪切）的要求，墙下条形承台梁，桩的外边缘至承台梁边缘的距离可减少至 75mm。主要是考虑墙下条形承台梁与柱下单排桩条形承台梁受力状态不同。墙下条形承台梁与其上部的墙体共同工作可增强承台梁的整体刚度，受力状况较好。

承台的最小厚度规定不小于 300mm，高层建筑平板式和梁板式筏形承台的最小厚度不应小于 400mm，是为满足承台基本刚度、桩与承台的连接等构造需要。

柱下两桩承台、条形承台的受力状态与梁一致，其受力钢筋的最小配筋率应满足《钢筋混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定，即不小于 0.2%。

10.3 桩基承载力计算

10.3.3 对于桩端置于中风化、微风化岩石的情况，本次修订将端阻力特征值的取值按本标准 5.2.6 条规定执行。

劲芯复合桩的柔性桩直径宜大于刚性桩直径 300mm~500mm，根据柔性桩与刚性桩相对长度，可分为短芯复合桩、等芯复合桩、长芯复合桩。

10.4 桩基沉降计算

10.4.1 现行《建筑桩基技术规范》JGJ 94 给出桩中心距不大于 6 倍桩径的群桩基础，单桩、单排桩、疏桩基础的桩基沉降计算公式。JGJ 94 给出的公式考虑了桩数、承台长宽比、桩的

距径比、长径比等因素对基础沉降的影响，更能反映桩基的实际变形情况。

辽宁省建筑设计研究院对铁岭星悦南岸 12 层高层住宅某柱下独立桩基础进行了沉降对比分析。承台底荷载准永久组合值为 9000kN，承台尺寸为 4.0m×4.0m，承台下为 9 根直径 400mmAB 型预应力混凝土管桩，桩长 10m，桩端持力层为深厚密实砾砂层，持力层以上为黏土层。分别采用《建筑地基基础设计规范》GB 50007 附录 R 给出的实体深基础计算方法、采用明德林公式方法、JGJ 94 给出的等效作用分层综合法，进行该独立桩基础的沉降计算，计算值分别为 29.53mm、21.26mm、14.22mm。根据当地的经验，该独立桩基的沉降约在 10mm~14mm 之间。JGJ 94 给出的等效作用分层综合法沉降计算值比较合理，桩基础沉降计算时应首选该方法。由于实体深基础计算方法比较简单，对于以端承型桩为主的基础也可采用该方法估算沉降量。

10.4.2 干作业大直径灌注桩桩端土最终沉降量的计算方法是根据省内 402 组静载试桩的扩底直径、桩端阻力特征值、单桩竖向承载力特征值对应的单桩压缩变形值与对比试验的重型动探击数或标准贯入击数等资料，经回归统计取得的，如表 6。各回归方程式经相关检验，均属相关密切、高度显著型，可以使用。

表 6 大直径灌注桩桩端土单桩压缩变形量 s_a 计算表

桩端土	$q_{pa} - N_{63.5}$ （或 N ）回归方程	s_a 简化经验方程	频数	相关系数
极软岩	$q_{pa} = 49.11N_{63.5} - 79.44$	$s_a = 0.088q_{pa}D / N_{63.5}$	14	0.9810
砂土、碎石土	$q_{pa} = 100.15 + 140.58N_{63.5}$	$s_a = 0.083q_{pa}D / N_{63.5}$	238	0.8320
粉土、黏性土	$q_{pa} = 61.19N - 296.77$	$s_a = 0.093q_{pa}D / N_{63.5}$	22	0.9016

10.1.6 变刚度调平设计的核心内涵是通过调整地基或基桩的竖向支撑刚度分布，使支撑刚度与荷载强度相匹配，从而达到减小沉降差，降低基础或承台内力和上部结构次应力的目的。对于不满足筏板基础的整体挠度值不大于 0.05%要求的框架-核心筒结构，可采取变刚度调平设计。在主裙楼连体建筑设置沉降后浇带或者分期施工时，宜考虑基础连接时沉降已经发生绝大部分对变刚度调平设计的影响。

10.4.3 对于框架结构一柱一桩工程，采用式 10.4.3 可控制工程相邻桩的沉降差在允许范围内，满足设计对差异沉降的要求。

10.5 桩基承台设计

10.5.1 本条对柱下独立桩基承台的正截面弯矩设计值的取值计算方法系依据承台的破坏试验资料作出的规定。详细说明见现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 中第 8.5.18

条的说明。

10.5.2 对箱形承台或筏形承台的弯矩宜按地基—桩—承台—上部结构共同工作的原理分析计算。这是考虑到结构的实际受力状态具有共同作用的特性,因而分析计算应反映这一特性。

对箱形承台或筏形承台,当桩端持力层为基岩、密实的碎石土、砂土且深厚均匀时;上部结构刚度较好,且柱荷载及柱间距变化不超过 20%时;或上部结构为剪力墙、或上部结构为框架—核心筒结构且按变刚度调平原则布桩时,由于基础各部分的沉降变形较均匀,桩顶反力分布较均匀,整体弯矩较小,因而可仅考虑局部弯矩作用进行计算、忽略基础的整体弯矩,但需在配筋构造上采取措施承受实际上存在的一定数量的整体弯矩。

10.5.4 柱对承台的计算方法,通常有两种计算方法:方法一为冲切临界截面取柱边 $0.5h$ 处,当冲切临界截面与柱相交时,冲切力扣除相交那部分单桩承载力;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椎体并考虑了冲垮比的影响。计算结果表明,这两种方法求得的柱对承台的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,为了避免计算上的繁琐,本标准推荐采用方法二。

本标准公式(10.5.4-1)冲切系数是按 $\lambda=1$ 时与我国现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 的受冲切承载力公式相衔接,即冲切破坏椎体与承台底面夹角为 45° 时冲切系数 $\alpha=0.7$ 提出的。

10.5.5 桩基础承台抗剪计算,在小剪跨比的条件下具有深梁的特性。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,但结果具有良好的一致性。本标准提出的剪切系数是通过分析和比较后确定的。它涵盖深梁、普通梁不同条件的受剪承载力。

10.5.7 承台混凝土强度等级低于柱或桩的混凝土强度等级时,应按现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定验算柱下或桩顶承台的局部受压承载力,避免承台发生局部受压破坏。

10.5.8 桩帽(承台)是桩基与上部结构连接的传力构造措施,可利用它来抵抗水平力,当桩本身的水平抗力不足时,可利用桩帽侧土的抗力来增强。

桩帽(承台)可抵抗柱端传来的弯矩,对于无法设置连系梁的柱下单桩(如工业厂房柱列的横向),可以采用伸出较大的桩帽(承台板),使桩帽下面土层产生附加反力以抵抗柱端弯矩。

10.5.9 承台梁上的荷载可按上部总荷载的 60%化作均布荷载计算,这是根据组合墙结构的研究成果而定的。组合墙结构课题组针对转换梁(相当于承台梁)的受荷情况进行静载试压,在水平地震作用下墙体开裂后荷载分布试验和非线性有限元分析均表明,转换梁(承台梁)上砌体即使有一般门洞,仍可按上部总荷载的 50%化作均布荷载作用在该梁上。为了安全起见,本标准取总荷载的 70%(无洞口)和 80%(有洞口)化作均布荷载进行设计。

11 基坑工程

11.1 一般规定

11.1.1~11.1.3 引自《建筑与市政地基基础通用规范》。基坑工程设计文件应根据基坑周边环境要求并经支护结构设计计算后,规定支护结构的水平位移限值和周边建(构)筑物、道路、地面的沉降限值。

11.1.4 冻胀力对支护结构的影响是客观存在的,冻胀或融沉经常会使基坑变形大幅度增加,引起基坑侧壁的破坏,引发周边建筑物及管线开裂变形,甚至导致基坑垮塌事故发生。冻胀力的大小除与墙后土的冻胀性有关外,还与墙体对冻胀的约束程度有关。如果墙体可以自由变形,即土体冻结过程可以自由膨胀,自然不会有水平冻胀力产生。但对支护结构而言,限制土体位移是首要目的,所以控制变形与防治冻胀是矛盾的。根据原位观测资料,冻胀过程与桩顶的变形关系大体可分为四个阶段:1 在寒季初,随着气温的降低,墙背土体温度下降,土体产生收缩,土压力减小,此时冻胀力尚未出现,桩顶变形可能维持不变,也可能产生负变形;2 随着温度的继续降低,冻胀力产生,并且随冻深增加,冻胀力增大。当冻深达季节融化层厚度时,冻胀力达到最大,此时桩顶产生向前的正变位,且变形增加趋势明显,变化速率增大;3 在此后的稳定冻结状态下,冻胀力和变形也基本维持在相对稳定状态,4 暖季来临,冻土层逐渐增温融化,冻胀力逐渐减小,直至消失。随着融化深度的加大,土压力逐渐增长,至暖季后期达最大值。此时,桩顶变形可能由于土压力的增大继续产生正变形,也可能由于锚杆预应力的影响,产生变形回缩。

尽管现行行业标准《冻土地区建筑地基基础设计规范》(JGJ 118)、《水工建筑物抗冰冻设计规范》(SL211)中对挡土墙后水平冻胀力的大小和分布给出了明确规定,但应用于基坑挡土结构上,还不具备成熟经验,这是因为:

1 冻胀分为原位冻胀和分凝冻胀,原位冻胀为土中孔隙水结冰,体积增大约为 9%;分凝冻胀为外界水补给并在土中迁移到某个位置形成冰夹层,分凝冻胀体积增量可达土的总体积的 10%~20%或更大,由此可见,分凝冻胀是冻害的主要原因,而是否产生分凝冻胀与场地环境条件是有绝对关系的,例如管网水的跑冒滴漏,都有可能是产生分凝冻胀的诱因。对此异常情况,设计上是无法把握的;

2 尽管冻胀力与基坑周边堆载都是可变荷载,但冻胀力在荷载组合中并不与土压力叠加,这是因为墙后土体产生水平冻胀力作用时,对后部未冻土体将产生反力,这种反力起平衡土压力的作用,所以不能如附加荷载一样计算其对支护结构的作用;

3 根据现行国家标准《冻土地区建筑地基基础设计规范》JGJ 118,对特强冻胀的粉砂、粉土及黏性土层,水平冻胀力标准值不小于 200kPa,折算成均质土层厚度约为 15m~30m,按此值设计挡土结构势必花费很高的造价,从经济角度讲不合理。基于上述观点,解决冻胀问题主要应以预防为主。文中列出的措施在我省基坑实施过程中被证明是行之有效的,减胀措施可根据具体工程情况采取一种或多种。

11.1.6 基坑回填材料及质量要求是基坑设计必须包含的内容,基坑回填或肥槽回填关乎地

基基础的安全稳定，首先保证地下室外墙与周围土层的紧密接触有利于抗震，其次合理选择回填材料及严格的质量控制应能有效防止抗浮事故的发生。近年来很多抗浮事故的发生都是由于肥槽回填原因造成的。

11.2 土压力计算

11.2.1 本标准对地下水位以下的土体采用水土分算方法计算水土压力，其理由为：

1 水土分算，概念清晰，符合土力学基本原理，避免采用水土合算时土的饱和重度取值不当的不足；

2 相比于水土合算，水土分算对于细颗粒土得出的作用偏大，对工程而言偏于安全；
由于已有稳定的构筑物的存在使滑动土体不再是经典土压力理论中描述的三角形滑体，而成为梯形，因此不能够采用经典的朗肯或库伦土压力理论计算有限土体产生的主动土压力，应采用有限土体土压力的计算方法进行计算。本条第二款引自北京市地方标准《建筑基坑支护技术规程》DB 11/489-2007。

11.2.5 基坑上部采用放坡或土钉墙，下部采用桩锚的组合支护形式在实践中经常采用，该型式不但对工程后续的地下管网施工带来便利，还可以节省造价，公式 11.2.5-1 中的第一项是放坡部分三角形分布的自重压力引起的竖向附加应力，第二项是放坡部分的土压力引起竖向附加应力。

11.2.6 式（11.2.6）是按车辆所占面积平摊计算的，各级汽车的主要技术指标可参见表 7。

表 7 各级汽车主要技术指标

汽车总重力（kN）	100	150	200	300	550
中、后轴重力（kN）	70	100	130	2×120	2×120+2×140
后轮着地宽度及长度（m）	0.5×0.2	0.5×0.2	0.6×0.2	0.6×0.2	0.6×0.2
轴距（m）	4.0	4.0	4.0	4.0+1.4	3+1.4+7+1.4
轮距（m）	1.8				
外形尺寸（m）	7×2.5	7×2.5	7×2.5	8×2.5	15×2.5
车身范围的平均重（kN/m²）	5.72	8.57	11.43	15.00	14.67

11.3 桩墙支护结构

11.3.1 现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120，在桩墙结构内力计算方面摒弃了静力平衡法和等值梁法，全面推荐采用弹性支点法。我省多年的基坑工程实践证明，对于悬臂式支护结构和单支点支护结构采用等值梁法也是安全的，故本条规定对于悬臂式、单支点支护结构也可按等值梁法计算结构内力。

弹性支点法实质上是从水平受荷桩的计算方法演变而来的，其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，如土的强度指标、地基土水平抗力比列系数、土压力的

分布、支撑刚度系数等。

用弹性支点法计算支护结构内力和变形通常采用杆系有限元法，首先将围护结构进行理想化，将单位宽度的挡土墙作为竖向放置的弹性地基梁，支撑或锚杆简化为弹性支座，基坑内开挖面以下的土体采用弹簧模拟，外荷载为支护结构外侧的主动土压力和水压力，然后把挡土结构沿竖向划分若干个单元，并相互连接于有限个节点上，承受节点等效荷载，根据节点的变位协调条件和平衡条件建立矩阵方程，以此求解节点的位移和内力。

11.3.14 支挡结构嵌固深度是影响支护体系稳定与否的关键因素。对于悬臂式支挡结构、双排桩及重力式水泥土墙，嵌固深度是按挡土构件底部转动的整体极限平衡确定，对单支点结构，嵌固深度是按绕支点转动的整体极限平衡确定的，无论是绕构件底部转动的力矩平衡还是绕支点转动的力矩平衡，都是嵌固段土的抗力对转动点的抵抗力距起稳定性控制作用。控制的是挡土构件的抗倾覆稳定性；对于多支点支挡结构，因支护结构的平衡性和结构强度已通过结构分析解决，只要支点具有足够的刚度，且土体整体稳定能满足要求，结构不需要嵌固深度亦可平衡，所以，对于多支点支护结构，嵌固深度应满足按圆弧滑动法验算整体稳定的要求。嵌固深度除了满足抗倾覆和整体稳定要求外，还应满足抗隆起稳定要求，由于锚杆和支撑只能对支护结构提供水平方向的平衡力，对隆起破坏不起作用，对特定基坑深度和土性，只能通过增加挡土构件嵌固深度来提高抗隆起稳定性；嵌固深度还与抗渗流稳定有关，增加嵌固深度，加大了渗流距离，降低了水力坡降，从而提高抗渗流稳定性。

11.3.17 桩间土防护是确保支护结构满足正常使用条件的重要措施，对工程地质和水文地质条件复杂基坑工程，桩间土防护宜采用内置钢筋网或钢丝网的喷射混凝土面层，且喷射混凝土面层的厚度不宜小于 50mm，混凝土强度等级不宜低于 C20，面层内配置的钢筋网应与桩体牢固锚固。

11.4 双排桩

11.4.1 双排桩支护结构在我省在工程实践中早有应用，且使用效果良好。与单排悬臂桩相比，双排桩为刚架结构，其抗侧向位移的刚度远大于单排桩，消耗相同材料的条件下，双排桩刚架结构的桩顶位移明显小于单排悬臂桩。本条计算模型采用土的侧限约束假定，认为桩间土对前后排桩的土反力与桩间土的压缩变形有关，将桩间土看作水平单向压缩体，按土的压缩模量确定水平刚度系数。

11.4.4 计算系数是按后排桩基坑侧滑动土体重量占整个滑动土体重量的比列关系确定。

11.4.6 双排桩的排距、钢架梁高度是双排桩设计的重要参数。排距过小受力不合理，排距过大刚架效果减弱，排距合理的范围为 $2d \sim 5d$ 。双排桩顶部水平位移随刚架梁高度的增大而减小，但当梁高大于 $1d$ 时，桩顶水平位移不再随梁高的增加而变化，因此规定刚架梁高不宜小于 $0.8d$ 。

11.5 土钉墙

11.5.3~11.5.4 由于土钉墙土压力计算采用朗肯理论，实际土钉墙面不满足墙面竖直光滑的

假定，所以应根据坡面倾斜情况对土压力进行折减，折减系数是墙背倾斜时主动土压力与墙背垂直时朗肯主动土压力之比，墙背倾斜时主动土压力是在假定滑移面为平面且倾角为 $(\theta + \varphi_m)/2$ 、非黏性土、滑动土楔产生主动土压力为水平的条件下推导的；此外由于假定土压力沿墙面为线性分布，如此计算底层土钉受拉力最大，从而导致底层土钉最长的不合理现象，所以应对土钉轴向拉力进行调整。调整系数与基坑深度呈线性关系且调整前后所有土钉承担的总主动土压力保持不变。上述无论折减系数还是调整系数都具有经验属性。应用时尚需结合实际工程情况做进一步的研究和试验。

11.5.7 土钉墙是分层开挖、分层设置锚杆及面层形成的，每一开挖状况都可能是不利工况，所以需要每一开挖工况进行整体滑动稳定性验算。

11.5.8 土钉墙是由原位土、钉、面层墙组成，土钉是主要受力构件，尽管面层是次要受力构件，但不可或缺，面层的作用是：一 承受作用到面层上的土压力，防止坡面局部坍塌，并将压力传给土钉；二 限制土体侧向膨胀变形；三 通过与土钉的紧密连接及相互作用，增强了土钉的整体性，使全部土钉共同发挥作用，在一定程度上均衡了土钉受力；四 防止雨水、地表水刷坡及渗透，是土钉墙防水系统的重要组成部分。

11.6 重力式水泥土墙

11.6.8 水泥土标准养护龄期为 90d，基坑工程不可能等到 90d 养护期后再开挖，故设计时以 28d 的无侧限抗压强度为标准。一些资料试验表明。一般情况下，水泥土强度随龄期的增长规律为：7d 的强度可达标准强度的 30%~50%，30d 可达标准强度 60%~75%，90d 的强度为 180d 强度的 80%左右。180d 以后水泥土强度仍在增长。水泥强度等级也影响水泥土强度，一般水泥强度等级提高一个等级，水泥土的标准强度可提高 20%~30%。

11.7 地下水控制

11.7.3 基坑截水型式应根据工程地质条件、水文地质条件、施工条件等通过技术经济分析确定，对于透水性强的砂土、碎石土层，由于高压浆液会改变地下水的平衡状态，致使浆液在动水条件下扩散流失，可能无法形成有效的帷幕体。此种情况在实际工程中发生过，所以，应引起重视。

11.7.6 各种降水方法的使用条件参见表 8。

表 8 各种降水方法的使用条件

方法	土类	渗透系数（m/d）	降水深度（m）
管井	粉土、砂土、碎石土	0.1~200	不限
真空井点	黏性土、粉土、砂土	0.005~20.0	单级井点<6 多级井点<20
喷射井点	黏性土、粉土、砂土	0.005~20.0	<20
疏干井	当采用隔水帷幕隔断基坑内外水力联系时，可使用疏干井，降低基坑内水位，疏干井有效		

	抽水面积可取 300m ² ~400m ²
引渗井	对开挖深度内的地表水、上层滞水可采用引渗井将其自行下渗至坑底部良好透水层，引渗井间距一般为 3.0m~6.0m

11.8 环境影响分析

11.8.1 辽宁地区的基坑规模越来越大，开挖深度越来越深，且市区建筑物密集、管线繁多、地铁车站密布、地铁区间隧道纵横交错，对这种复杂城市环境条件下的基坑工程，除了需关注基坑本身的安全以外，尚需重点关注其实施对周边已有建（构）筑物及管线的影响。因此，基坑设计除了需要考虑基坑的稳定性和承载力外，基坑的变形也是需要着重考虑的控制条件，这就使得基坑工程的设计从强度控制转向变形控制。

11.8.3~11.8.4 基坑与周围环境是一个相互作用的系统，连续介质有限元方法是模拟基坑开挖的有效方法，它能综合考虑实际施工中的复杂因素，例如：土的性质及分层情况、支撑系统分布及其性质、土层开挖、支护结构的施工过程以及周边建（构）筑物的影响等。随着有限元技术、计算机软硬件和土体本构关系的发展，有限元法在基坑工程中的应用取得了长足的进步，从而为邻近建（构）筑物的基坑工程设计提供了重要的分析手段，因此本次修订增加了有限元分析方法。

12 检验与监测

12.1 一般规定

12.1.1 检验与监测是保障工程和周边环境安全稳定不可或缺的关键环节，由于地基基础工程的复杂多样性，检验与监测工作应有针对性，切实把握工程中的关键环节和关键部位。为了保证检验与监测工作的公正严谨性、科学合理性，应由具有相应资质的独立的第三方完成。

12.2 施工验收检验

12.2.2 本条所列地基处理形式为辽宁地区常用类型，未列出的地基类型的检验项目详见现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 及行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79、《建筑地基检测技术规范》JGJ 340 等。

12.2.3 本条引自现行国家标准《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003。本条是对桩基工程施工验收检验的强制要求。

人工挖孔桩作为一种基础形式在无地下水及良好持力层浅埋的条件下非常适用，由于工程上多采用单柱单桩的形式，所以单桩承载力都很大，由此带来的问题是挖孔桩承载力检测的费时费力，沈阳地区由于积累了大量的桩端为砂土、碎石土的挖孔桩静载试验资料，并经过分析得出了一些规律性的认识，实践中，对设计等级为丙级的挖孔桩，大多根据桩端持力层轻型触探检验结果结合桩身质量检验报告核验单桩承载力，考虑到全省各地条件的差异，且对于单柱单桩的工程，任一单桩发生质量事故都会导致整个工程出现事故，故一般情况下，挖孔桩的承载力检测都应通过单桩静载荷进行。沈阳地区，在依据充分的前提下，安全等级为三级的挖孔桩也可根据轻型动力触探击数参考表 9 确定桩端阻力特征值。

表 9 人工挖孔桩桩端持力层端阻力特征值（kPa）

轻型触探击数 N_{10}							
击数	20	25	30	35	40	45	55
黏性土、粉土	160	195	230	265	300	335	400
击数	50	70	90	110	130	150	170
砂土	1300	1900	2500	3100	3650	4250	4800
碎石土	1200	1600	2000	2450	2900	3350	3800

注：黏性土适用范围为： $I_L \leq 0.5$ ；粉土适用范围为： $0.5 \leq e < 0.75$

12.3 建筑物沉降观测

12.3.1 本条所指的建筑物沉降观测包括从施工开始、整个施工期间和使用期间对建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，建筑物竣工后第一年内，可每隔 2~3 个月观测一次，以后适当延长至 4~6 个月，直至达到沉降变形稳定标准为止。

12.4 基坑工程监测

12.4.6 监测报警值是监测期间对基坑工程正常、异常和危险三种状态进行判别的重要依据，因此基坑工程监测必须确定监测报警值。监测报警值应由基坑工程设计方根据基坑工程设计计算结果、周边环境中被保护对象的控制要求等确定。如基坑支护结构作为地下主体结构的一部分，地下结构设计要求也应予以考虑，为此本条明确规定监测报警值应由基坑工程设计方确定。

12.6 环境影响监测

12.6.2 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，监测结果反映土体隆起和位移、邻桩桩顶标高及桩位偏差超过设计要求时，应提出处理意见。