

1 总 则

1.0.1 为了在地基勘察和地基基础设计中贯彻执行国家技术经济政策，做到技术先进、安全适用、经济合理、确保质量、保护环境、提高效益，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于北京地区建筑物（含构筑物）的地基勘察和地基基础设计。

1.0.3 各项工程建设在设计和施工之前，必须按基本建设程序进行地基勘察。工作中应广泛搜集、分析、利用已有资料和建筑经验，针对工程特点、任务要求和岩土工程条件，切实做到精心勘察，提出完整可靠、评价正确的勘察报告。勘察工作应包括参与地基基础方案实施的过程。

1.0.4 地基基础设计应坚持因地制宜、就地取材、保护环境、节约资源和提高效益的原则。设计时应依据勘察成果，结合结构特点、使用要求，综合考虑施工条件、材料情况、场地环境和工程造价等因素，切实做到精心设计，以保证建筑物和构筑物的安全和正常使用。

1.0.5 本规范中未列入的内容，应符合国家现行的有关标准、规范的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 地基 subgrade, foundation soils

支承基础的土体或岩体。

2.1.2 基础 foundation, footing

将结构所承受的各种作用传递到地基上的结构组成部分。

2.1.3 地基勘察 geotechnical investigation of foundation

施工图设计阶段所需的岩土工程勘察（即详细勘察），其目的是解决地基基础方案有关实际问题。

2.1.4 地基承载力标准值 standard value of subgrade bearing capacity

在测试、试验的基础上，对应荷载效应为标准组合并按照变形控制的地基设计原则所确定的地基承载力值。

2.1.5 抗浮设防水位 groundwater level for prevention of up-floating

抗浮评价计算所需要的、保证抗浮设防安全和经济合理的场地地下水设计水位。

2.1.6 新近沉积土 recently deposited soil

第四纪全新世（ Q_4 ）中、晚期形成的土，一般呈欠压密状态、强度低、常含有人类文化活动产物（如砖瓦片、木炭渣、陶瓷片等物）和较多的有机质与螺壳、蚌壳等。

2.1.7 勘探点 exploratory point

进行钻探（钻探成孔）和挖掘探槽、探井，以及进行原位测试、现场试验的点位。

2.1.8 控制性勘探孔 control borehole

为查明地基岩土物理力学性质而布置的钻孔，钻孔深度应满足软弱下卧层验算和地基变形计算的要求，并在钻孔内进行取土、原位测试或其他试验。

2.1.9 一般性勘探孔 detective borehole

为查明地基岩土层的空间分布而布置的钻孔，钻孔深度应满足查明软弱下卧层分布和地基变形深度范围主要地基岩土层分布规律的要求，通常只进行地层鉴别，必要时可在钻孔内进行取土、原位测试或其他试验。

2.1.10 协同作用分析 interaction analysis

根据静力平衡和变形协调条件，采用经过验证的地基土本构模型和基础与上部结构模型，建立和求解反映整个系统相互作用的方程，用以计算变形和内力。

2.1.11 地基变形允许值 allowable settlement

为保证建筑物正常使用而确定的地基变形控制值。

2.1.12 扩展基础 spread footing

将上部结构传来的荷载，通过向侧边扩展起到压力扩散作用的墙、柱下条形基础或柱下

独立基础。

2.1.13 无筋扩展基础 non-reinforced spread footing

由砖、毛石、混凝土或毛石混凝土、灰土等材料组成的，基础边线在基础刚性扩散角之内，不需配置钢筋的墙、柱下条形基础或柱下独立基础。

2.1.14 配筋扩展基础 reinforced spread footing

由混凝土材料组成的，基础边线在基础刚性扩散角之外且需要配置钢筋的墙、柱下条形基础或柱下独立基础。

2.1.15 沉降后浇带 post-cast strip for settlement controlling

为了减少基础之间的差异沉降对基础及上部结构的影响而设置的施工后期进行混凝土浇筑的施工预留带。

2.1.16 土岩混合地基 soil-rock combined subgrade

在主要受力层范围内，由土和岩石组成的地基。

2.1.17 现场检验 in-situ inspection

在现场采用一定手段，对勘察成果或设计、施工措施的效果进行核查。

2.1.18 现场监测 in-situ monitoring

在现场对岩土性状和地下水的变化、岩土体和结构物的应力、位移进行系统监视和观测。

2.2 符 号

A —— 基础底面（或压板）面积；

A_p —— 桩端面积；

a —— 压缩系数；

b —— 基础底面宽度；

b_0 —— 基础顶面的砌体宽度或柱脚宽度；

C_c —— 压缩指数；

C_N —— 有效覆盖压力校正系数；

c —— 粘聚力；

c_u —— 十字板剪切强度；

D_r —— 砂土的相对密实度；

D_p —— 地基变形计算深度

d —— ①基础埋置深度；

②桩身直径;

d_{ext} —— 外墙基础埋置深度;

d_{int} —— 内墙基础埋置深度;

E_a —— 主动土压力;

E_{rs} —— 回弹再压缩模量;

E_s —— 压缩模量;

$\overline{E_s}$ —— 压缩模量当量值;

e —— 孔隙比;

F —— 上部结构传至基础顶面的竖向力;

F_s —— ①抗滑稳定安全系数;

②抗倾覆稳定安全系数;

f_a —— 深宽修正后的地基承载力标准值;

f_{aE} —— 调整后的地基抗震承载力;

f_{ka} —— 地基承载力标准值;

f_{rk} —— 岩石饱和单轴抗压强度标准值;

f_u —— 地基承载力极限值;

G_k —— ①基础自重与基础上的土重之和;

②桩基础承台自重及承台上的土重之和;

H —— 作用于基础底面的水平推力;

H_g —— 自室外地面算起的建筑物高度;

H_0 —— 基础高度;

h_0 —— 有效高度;

I_L —— 液性指数;

I_{LE} —— 液化指数;

- I_p —— 塑性指数;
- K_a —— 主动土压力系数;
- $k_{0.08}$ —— 压板面积为 50cm×50cm 的载荷试验, 当沉降量为 1cm 时的附加压力 (简称下沉 1cm 时的附加压力);
- k_b —— 实际基础沉降量为 1cm 时的附加压力;
- M —— 作用于基础底面的力矩;
- M_c —— 倾覆力矩;
- M_R —— 抗滑力矩;
- M_s —— 滑动力矩;
- M_{xk} —— 相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台底面通过桩群重心的 x 轴的力矩;
- M_{yk} —— 相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台底面通过桩群重心的 y 轴的力矩;
- m —— 面积置换率;
- N —— 标准贯入试验锤击数;
- N' —— 标准贯入试验锤击数校正值;
- N_{10} —— 轻型圆锥动力触探试验锤击数;
- $N_{63.5}$ —— 重型圆锥动力触探试验锤击数;
- $N'_{63.5}$ —— 重型圆锥动力触探试验锤击数修正值;
- N_{cr} —— 液化判别标准贯入试验锤击数临界值;
- N_0 —— 液化判别标准贯入试验锤击数基准值;
- p_k —— 相应于荷载效应标准组合时, 基础底面处的平均压力值;
- p_0 —— ①相应于荷载准永久组合时, 基础底面处的附加压力;
②标准宽度基础的附加压力;
- p_{0j} —— 对应于荷载效应准永久组合时, 桩端平面处的附加压力;
- p_{cr} —— 平板载荷试验 $\lg p - \lg s$ 曲线的折点压力;

- p_j —— 相应于荷载效应基本组合时，基础底面地基土单位面积净反力设计值（不含基础自重及其上土重）；
- p_z —— 土的自重压力；
- p_{cz} —— 软弱下卧层顶面处土重压力；
- p_{kmax} —— 相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘处最大压力值；
- p_s —— 比贯入阻力；
- q_p —— 桩端阻力标准值；
- q_s —— 桩侧阻力标准值；
- R_H —— 单桩水平承载力标准值；
- R_V —— 单桩竖向承载力标准值；
- S_r —— 土的饱和度；
- s —— 地基最终沉降量；
- s' —— 施工期间（主体结构完工阶段）平均沉降量；
- s_c —— ①按分层总和法计算的地基沉降量；
②按分层总和法计算的桩基沉降量；
- s_{max} —— 长期最大沉降量；
- u_p —— 桩身横截面周长；
- v_p —— 压缩（纵波）波速；
- v_s —— 剪切（横波）波速；
- v_{se} —— 等效剪切波速；
- W_u —— 土中有机质含量；
- w —— 土的天然含水量；
- w_L —— 液限；
- w_p —— 塑限；

- α —— ①地基附加应力系数；
②地震影响系数；
- $\bar{\alpha}$ —— 地基平均附加应力系数；
- β —— ①地基不均匀系数界限值；
②桩间土承载力折减系数；
- β_s —— 后注浆侧阻力增强系数；
- β_p —— 后注浆端阻力增强系数；
- γ —— 土的重力密度（重度）；
- δ —— 变异系数；
- η —— 桩端阻修正系数；
- η_b —— 基础宽度的承载力修正系数；
- η_d —— 基础深度的承载力修正系数；
- λ_c —— 压实系数；
- λ_t —— 时间下沉系数；
- ν —— 泊松比；
- ρ —— 土的密度；
- $\bar{\sigma}_3$ —— 基础底面以下平均初始有效侧向应力；
- σ'_v —— 有效覆盖压力；
- τ_e —— 粘性土和粉土的等效抗剪强度；
- ϕ —— 内摩擦角；
- ψ_{ps} —— 桩基沉降计算经验系数；
- ψ_p —— 大直径桩端阻尺寸效应系数；
- ψ_s, ψ_z —— 沉降计算经验系数；
- ψ_{si} —— 大直径桩侧阻尺寸效应系数；

3 基本规定

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

表 3.0.1 地基基础设计等级

设计等级	建筑和地基类型
一 级	重要的工业与民用建筑物 30 层以上或超过 100m 的高层建筑物 体型复杂，软弱地基或严重不均匀地基上的建筑物，建筑层数相差悬殊的高低层连成一体且高低层间可能产生较大沉降差的建筑物 对地基变形有特殊要求的建筑物 复杂地质条件下的坡上建筑物 地基发生较大变形时可能造成较大破坏或损失的建筑物 对周围原有工程影响较大的新建建筑物 10 层以上一柱一桩的建筑物
二 级	除一级、三级以外的工业与民用建筑物
三 级	场地地基条件简单、荷载分布均匀的多层民用建筑及一般工业建筑物 使用上非重要的轻型建筑物

3.0.2 对于面积较小、层数很少的非重要附属建筑，当场区周边已有详细勘察资料，且场地地质条件比较简单时，可由勘察单位根据邻近地区资料写出报告，作为设计依据，但勘察单位应进行相应基坑、基槽的现场检验。

3.0.3 所有建筑的地基均应进行地基承载力验算；地基基础设计等级为一级的建筑物或荷载条件复杂及对地基变形有较高要求的其他建筑，应进行地基变形验算；当地下水位较高，建筑存在上浮可能时，应进行抗浮验算；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。

3.0.4 按地基承载力确定基础底面积和埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础底面或承台底面的荷载效应应采用荷载效应标准组合，相应的抗力应采用地基承载力标准值或单桩承载力标准值。

3.0.5 验算地基变形及桩基变形时，传至基础底面或承台底面的荷载效应应采用正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，相应限值应为地基变形允许值。

3.0.6 计算挡土墙土压力、地基或斜坡稳定及滑坡推力时，应采用荷载效应的基本组合，但其分项系数和组合系数均为 1.0。

3.0.7 计算基础构件的承载力时，应采用荷载效应的基本组合，并采用相应的分项系数。其中，永久荷载效应控制的基本组合可取荷载效应标准组合值乘以 1.30 的系数。

3.0.8 地基基础的勘察设计，应注意岩土的不均匀性，注意测定参数与原型性状之间的差异，

以及岩土随时间、环境和施工而发生的变化。岩土的主要物理力学参数，应按工程地质单元逐层统计其平均值、标准差和变异系数，统计方法应按本规范第 6 章执行。

3.0.9 结构设计使用年限、结构重要性系数应按有关规范的规定采用。除次要建筑或临时性建筑外，结构重要性系数不应小于 1.0。

3.0.10 遇下列情况之一时，应进行建筑物沉降长期观测，必要时尚应进行岩土体位移观测，并以观测数据检验设计和控制安全施工：

- 1 一级建筑物及可能产生较大差异沉降的建筑物；
- 2 可能受深基础开挖影响的邻近工程；
- 3 重要的边坡工程和建在斜坡上的建筑物；
- 4 因加层、接建、堆载、施工降水等原因，可能产生较大附加沉降的建筑物；
- 5 采用处于开发、研究阶段的地基基础新技术、新工艺的工程。

3.0.11 对于尚缺乏实践经验的地基基础设计方案，设计前应进行现场试验。

3.0.12 工程需要时，应在专项工作的基础上，根据建筑基础埋置深度、场地岩土工程条件、地下水位变化历史和对建筑使用期间地下水位变化幅度的预测提供抗浮设计水位的建议。抗浮水位对结构安全和工程造价有重大影响时，宜提出进行专门的勘察工作的建议。

4 地基岩土的分类和定名

4.0.1 作为建筑地基的岩土可分为岩石、天然土和人工填土。

4.0.2 岩石可按下列因素分类和分级：

1 按成因分为沉积岩、岩浆岩和变质岩。

2 按岩石的饱和单轴抗压强度标准值 f_{rk} 根据表 4.0.2-1 可分为坚硬岩、较硬岩、较软岩、软岩和极软岩。现场工作中可按附录 A 表 A.0.1 的规定进行定性划分。

表4.0.2-1 岩石坚硬程度的划分

坚硬程度	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)	>60	$60 \geq f_{rk} > 30$	$30 \geq f_{rk} > 15$	$15 \geq f_{rk} > 5$	≤ 5
注：1 当无法取得饱和单轴抗压强度数据时，可用点荷载试验强度换算，换算方法按国家标准《工程岩体分级标准》(GB50218) 执行； 2 当岩体完整程度为极破碎时，可不进行坚硬程度分类。					

3 按岩石的风化程度分为未风化岩石、微风化岩石、中等风化岩石、强风化岩石和全风化岩石；岩石的风化程度分类见表4.0.2-2。

表4.0.2-2 岩石按风化程度分类

风化程度	野外特征	风化程度参数指标	
		波速比 K_v	风化系数 K_f
未风化	岩质新鲜，偶见风化痕迹	0.9~1.0	0.9~1.0
微风化	结构和构造基本未变，仅节理面有铁锰质渲染或矿物略有变色，有少量风化裂隙	0.8~0.9	0.8~0.9
中等风化	1 组织结构部分破坏，矿物成分基本未变，沿节理面出现次生矿物，风化裂隙发育； 2 岩体被节理、裂隙分割成块状（200~500mm），硬质岩锤击声脆，且不易击碎；软质岩锤击易碎； 3 用镐难挖掘，用岩芯钻方可钻进	0.6~0.8	0.4~0.8
强风化	1 组织结构已大部分破坏，矿物成分已显著变化； 2 岩体被节理、裂隙分割成碎石状（20~200mm），碎石用手可以折断； 3 用镐可以挖掘，用干钻不易钻进	0.4~0.6	<0.4
全风化	1 结构已基本破坏，但尚可辨认； 2 岩石已风化成坚硬或密实土状，可用镐挖，干钻可钻进； 3 须机械普遍刨松方能铲挖满载	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 K_v 为风化岩石与新鲜岩石压缩波速之比；2 风化系数 K_f 为风化岩石与新鲜岩石饱和单轴抗压强度之比；3 岩石风化程度，除按表列野外特征和定量指标划分外，也可根据经验划分；4 花岗岩类岩石，可采用实测标准贯入试验击数划分， $N \geq 50$ 为强风化； $50 > N \geq 30$ 为全风化； $N < 30$ 为残积土；5 泥岩和半成岩，可不进行风化程度划分。			

4 按软化系数分为不软化岩石和软化岩石。当软化系数等于或小于 0.75 时，应定为软化岩石；当软化系数大于 0.75 时，应定为不软化岩石。

4.0.3 岩体的完整程度根据完整性指数可按表 4.0.3 进行分类；结构类型可按本规范附录 A 表 A.0.2 进行分类；岩石质量指标（RQD）可按附录 A 中表 A.0.3 进行分类。

表 4.0.3 岩体完整程度分类

完整程度	完 整	较完整	较破碎	破 碎	极破碎
完整性指数	>0.75	0.75~0.55	0.55~0.35	0.35~0.15	<0.15
注：完整性指数为岩体压缩波速度与岩块压缩波速度之比的平方。选定岩体和岩块测定波速时，应注意其代表性。					

4.0.4 岩体基本质量等级可根据岩石的坚硬程度和岩体的完整程度按表 4.0.4 进行分类。

表 4.0.4 岩体基本质量等级分类

完整程度 坚硬程度	完 整	较完整	较破碎	破 碎	极破碎
坚硬岩	I	II	III	IV	V
较硬岩	II	III	IV	IV	V
较软岩	III	IV	IV	V	V
软 岩	IV	IV	V	V	V
极软岩	V	V	V	V	V

4.0.5 岩石的描述应包括地质年代、地质名称、风化程度、颜色、主要矿物、结构、构造和岩石质量指标（RQD）。对沉积岩应着重描述沉积物的颗粒大小、形状、胶结物成分和胶结程度；对岩浆岩和变质岩应着重描述矿物结晶大小和结晶程度。岩体的描述应包括结构面、结构体、岩层厚度和结构类型。描述要求应符合《岩土工程勘察规范》（GB 50021）的规定。

4.0.6 天然土按下列因素分类定名：

- 1 按沉积年代分为：一般沉积土和新近沉积土
 - 1) 一般沉积土 第四纪全新世（Q₄）早期及其以前形成的土。
 - 2) 新近沉积土 第四纪全新世（Q₄）中、晚期形成的土，一般呈欠压密状态、强度低、常含有人类文化活动产物（如砖瓦片、木炭渣、陶瓷片等物）和较多的有机质、螺壳、蚌壳等。
- 2 按地质成因分为洪积土、冲积土、淤积土、残积土、坡积土、冰积土、风积土等。
- 3 按土中的有机质含量根据表 4.0.6-1 分为无机土、有机质土、泥炭质土和泥炭。

表 4.0.6-1 土按有机质含量分类

分类名称	有机质含量 W_u	现场鉴别特征
无机土	$W_u < 5\%$	
有机质土	$5\% \leq W_u \leq 10\%$	深灰色,有光泽,味臭,除腐殖质外尚含少量未完全分解的动植物体,浸水后水面出现气泡,干燥后体积收缩
泥炭质土	$10\% < W_u \leq 60\%$	深灰或黑色,有腥臭味,能看到未完全分解的植物结构,浸水体胀,易崩解,有植物残渣浮于水中,干缩现象明显

泥炭	$W_u > 60\%$	除有泥炭质土特征外,结构松散,土质很轻,暗无光泽,干缩现象极为明显
注:有机质含量 W_u 按 550℃ 时的灼失量试验确定。		

4 按颗粒级配或塑性指数分为碎石土、砂土、粉土和粘性土。

1) 碎石土 粒径大于 2mm 颗粒的质量超过总质量 50% 的土,并按表 4.0.6-2 进一步分类。

表 4.0.6-2 碎石土的分类

土的名称	颗粒形状	粒组含量
漂石	圆形及亚圆形为主	粒径大于 200mm 颗粒的质量超过总质量 50%
块石	棱角形为主	
卵石	圆形及亚圆形为主	粒径大于 20mm 颗粒的质量超过总质量 50%
碎石	棱角形为主	
圆砾	圆形及亚圆形为主	粒径大于 2mm 颗粒的质量超过总质量 50%
角砾	棱角形为主	
注：分类时应根据粒组含量由大到小，以最先符合者确定。		

2) 砂土 粒径大于 2mm 颗粒的质量不超过总质量 50%、粒径大于 0.075mm 颗粒的质量超过总质量 50% 的土,并按表 4.0.6-3 进一步分类。

表 4.0.6-3 砂土的分类

土的名称	粒组含量
砾砂	粒径大于 2mm 颗粒占总质量的 25%~50%
粗砂	粒径大于 0.5mm 颗粒超过总质量的 50%
中砂	粒径大于 0.25mm 颗粒超过总质量的 50%
细砂	粒径大于 0.075mm 颗粒超过总质量的 85%
粉砂	粒径大于 0.075mm 颗粒超过总质量的 50%
注:分类时应根据粒组含量由大到小,以最先符合者确定。	

3) 粉土 粒径大于 0.075mm 颗粒的质量不超过总质量 50%,且塑性指数 I_p 小于或等于 10 的土,并按表 4.0.6-4 进一步分类。

表 4.0.6-4 粉土的分类

土的名称	塑性指数 I_p
砂质粉土	$3 < I_p \leq 7$
粘质粉土	$7 < I_p \leq 10$
注:塑性指数由相应于 76g 圆锥体沉入土样中深度为 10mm 时测定的液限计算而得。	

4) 粘性土 塑性指数 I_p 大于 10 的土,并按表 4.0.6-5 进一步分类;

表 4.0.6-5 粘性土分类

土的名称	塑性指数 I_p
粉质粘土	$10 < I_p \leq 14$

重粉质粘土	$14 < I_p \leq 17$
粘土	$I_p > 17$
注：塑性指数由相应于 76g 圆锥体沉入土样中深度为 10mm 时测定的液限计算而得。	

5 土按其特殊性质分为湿陷性土、膨胀土、软土（包括淤泥和淤泥质土）、混合土和污染土。

1) 湿陷性土 室内压缩试验在 200kPa 压力下附加湿陷量与土样原高度之比等于或大于 0.015 的土或野外浸水载荷试验在 200kPa 压力下附加湿陷量与承压板宽度之比等于或大于 0.023 的土。

2) 膨胀土 含有大量的亲水粘土矿物成分，在环境湿度变化的条件下产生较大胀缩变形，变形受约束时产生较大应力的土。

3) 软土 在静水或缓慢的流水环境中沉积，经生物化学作用形成的土。粉土或粘性土的孔隙比大 ($e \geq 1$)，天然含水量高 ($w > w_L$)、土的压缩性高 ($E_s < 4\text{MPa}$)、强度低 ($c_u < 30\text{kPa}$)。当天然孔隙比大于或等于 1.5 时称为淤泥，天然孔隙比小于 1.5 而大于或等于 1.0 时称为淤泥质土。

4) 混合土 由细粒土和粗粒土混杂且缺乏中间粒径的土。混合土主要由粘粒、粉粒、砾粒和漂砾粒组成，成因主要为洪积、坡积，冰水沉积和残积。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；当粉土或粘性土中粒径大于 2mm 的粗粒土质量超过总质量的 25% 时，应定名为细粒混合土。

5) 污染土 由于致污物质侵入改变了物理力学性状的土。污染土的定名，可在原分类名称前冠以“污染”两字。致污物质主要有酸、碱、煤焦油等。

4.0.7 人工填土是由人类活动堆填而成，一般均匀性差、强度低、压缩性高，常具湿陷性，据其组成成分又可分为：素填土、杂填土和炉灰。

1 素填土 由一种或数种岩土材料组成，常含有少量砖瓦片及其他人为产物。工程定名时前面冠以主要成分，如碎石素填土、粉土素填土、粉质粘土素填土、粘质粉土素填土、粘土素填土等。

2 杂填土 含有大量建筑垃圾，工业废料或生活垃圾等杂物的填土。以建筑垃圾为主要成分时称为房渣土。以生活垃圾为主要成分时称为生活垃圾土。

3 炉灰 煤及煤土混合物经过燃烧而成的无机物质，又可分为：炉灰和变质炉灰。

1) 炉灰 无凝聚性，一般堆积年代不久，颜色为褐红色或黑灰色。

2) 变质炉灰 堆积年代较久的炉灰经风化变质而成，稍具粘性，手捻呈粉末、变软。

4.0.8 土的密实度和饱和度可按下列规定划分。

1 碎石土的密实度可根据重型圆锥动力触探锤击数按表4.0.8-1确定。表中的 $N'_{63.5}$ 是实测重型圆锥动力触探击数 $N_{63.5}$ 按附录B中B.0.2条的规定进行修正后得到的击数。密实度的定性描述可按附录B表B.0.1的规定进行鉴别。

表4.0.8-1 碎石土密实度按 $N'_{63.5}$ 分类

重型圆锥动力触探锤击数 $N'_{63.5}$	密实度	重型圆锥动力触探锤击数 $N'_{63.5}$	密实度
$N'_{63.5} \leq 5$	松 散	$10 < N'_{63.5} \leq 20$	中 密
$5 < N'_{63.5} \leq 10$	稍 密	$N'_{63.5} > 20$	密 实
注：本表适用于平均粒径等于或小于 50mm，且最大粒径小于 100mm 的碎石土。			

2 砂土的密实度应根据标准贯入试验锤击数实测值 N 划分为密实、中密、稍密和松散，并应符合表4.0.8-2的规定。

表4.0.8-2 砂土的密实度分类

标准贯入锤击数 N	密 实 度	标准贯入锤击数 N	密 实 度
$N \leq 10$	松 散	$15 < N \leq 30$	中 密
$10 < N \leq 15$	稍 密	$N > 30$	密 实

3 粉土的密实度应根据孔隙比 e 划分为密实、中密和稍密；其湿度应根据含水量 w 划分为稍湿、湿、很湿。密实度和湿度的划分应分别符合表4.0.8-3和表4.0.8-4的规定。

表4.0.8-3 粉土的密实度分类

孔隙比 e	密 实 度
$e < 0.75$	密 实
$0.75 \leq e \leq 0.90$	中 密
$e > 0.9$	稍 密
注：当有经验时，也可用原位测试或其他方法划分粉土的密实度。	

表4.0.8-4 粉土的湿度分类

含 水 量 w (%)	湿 度
$w < 20$	稍 湿
$20 \leq w \leq 30$	湿
$w > 30$	很 湿

4 粘性土的湿度分类应符合表 4.0.8-5 的规定。

表4.0.8-5 粘性土的湿度分类

饱和度 S_r	湿 度
$S_r \leq 0.5$	稍 湿
$0.5 < S_r \leq 0.8$	湿
$S_r > 0.8$	很 湿

5 粘性土的状态分类应符合表 4.0.8-6 的规定。

表 4.0.8-6 粘性土的状态分类

液性指数 I_L	状态
$I_L \leq 0$	坚硬
$0 < I_L \leq 0.25$	硬塑
$0.25 < I_L \leq 0.75$	可塑
$0.75 < I_L \leq 1.0$	软塑
$I_L > 1.0$	流塑

6 土的压缩性分类应符合表 4.0.8-7 的规定：

表 4.0.8-7 土的压缩性分类

压缩模量 E_s	压缩性
$E_s \leq 4$	高压压缩性
$4 < E_s \leq 7.5$	中高压压缩性
$7.5 < E_s \leq 11$	中压缩性
$11 < E_s \leq 15$	中低压压缩性
$E_s > 15$	低压压缩性
注：进行压缩性评价时压缩模量 E_s 取土重压力至土重压力与附加压力之和的压力段计算，单位为 MPa。	

5 地 下 水

5.1 一 般 规 定

5.1.1 岩土工程勘察应根据场地特点和工程要求，通过搜集资料和勘察工作，查明下列水文地质条件，提出相应的工程建议：

- 1 地下水的类型和赋存状态；
- 2 主要含水层的分布和岩性特征；
- 3 区域性气候资料，如年降水量、蒸发量及其变化规律和对地下水的影响；
- 4 地下水的补给排泄条件、地表水与地下水的补排关系及其对地下水位的影响；
- 5 勘察时的地下水位、近 3~5 年最高地下水位，并宜提出历年最高地下水位、水位变化趋势和主要影响因素；
- 6 当场区存在对工程有影响的多层地下水时，应分别查明每层地下水的类型、水位和年变化规律，以及地下水分布特征对地基评价和基础施工可能造成的影响；
- 7 当地下水可能对基坑开挖造成影响时，应对地下水控制措施提出建议；
- 8 当地下水位可能高于基础埋深时，应提出建筑设防水位建议；当可能存在基础抗浮问题时，应提出与建筑抗浮有关的建议；
- 9 查明场区是否存在对地下水和地表水的污染源及其可能的污染程度，提出相应工程措施的建议。

5.1.2 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的控制有重大影响时，宜进行专门的水文地质勘察。

5.1.3 专门的水文地质勘察除应按照 5.1.1 条执行外，尚应符合下列要求：

- 1 查明含水层和隔水层的埋藏条件，地下水类型、流向、水位、水质及其变化幅度，当场地存在对工程有影响的多层地下水时，应分层量测地下水位，并查明互相之间的补给关系；
- 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，测定地层渗透系数等水文地质参数；
- 4 进行定量分析计算，提出场区建筑抗渗设防水位、建筑抗浮设防水位和地下室外墙水压力分布的建议值；
- 5 进行建筑抗浮问题分析时，应分析场区地下水位的动态和影响动态的各种因素，并

预测各因素对场区未来地下水位变化的影响；

6 提出基坑开挖施工中地下水控制方案的建议。应注意最大程度地减少抽取地下水资源，避免地下水污染。

5.1.4 对缺乏地下水位长期监测资料的地区，在高层建筑或重大工程的初步勘察时，宜设置长期观测孔，对有关层位的地下水进行长期观测。

5.2 地下水位的量测与水样的采取

5.2.1 地下水位的量测应符合下列规定：

- 1 遇地下水时应量测水位；**
- 2 稳定水位应在初见水位后经一定的稳定时间后量测；**
- 3 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。**

5.2.2 初见水位和稳定水位可在钻孔、探井或测压管内量测，稳定水位距初见水位量测的时间间隔按地层的渗透性确定，对砂土和碎石土不得少于 0.5h，对粉土和粘性土不得少于 8h，并宜在勘察结束后统一量测稳定水位。量测读数至厘米，精度不得低于 $\pm 2\text{cm}$ 。

5.2.3 在有地下水位长期观测资料的地区进行岩土工程勘察时，应根据多年观测成果提供地下水位动态规律。当无地下水位长期观测资料时，应设立地下水位观测孔，取得的水位动态资料。

5.2.4 历年最高地下水位和近 3~5 年最高地下水位应根据地下水位长期观测资料提供。当缺少长期观测资料时，可根据实地调查的水井水位等资料分析确定。

5.2.5 孔隙水压力的测定应符合下列规定：

- 1 测试点应根据地质条件和分析需要布置；**
- 2 测压计的安装和埋设应符合有关安装技术规定；**
- 3 测定方法可按本规范附录 C 表 C.0.2 确定；**
- 4 测试数据应及时分析整理，出现异常时应分析原因，并采取相应措施。**

5.2.6 水试样的采取和试验应符合下列规定：

- 1 水试样应能代表天然条件下的水质情况；**
- 2 水试样的采取和试验项目应符合《岩土工程勘察规范》（GB50021）的规定；**
- 3 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。**

5.3 水文地质参数的测定

5.3.1 水文地质参数的测试方法应符合本规范附录 C.0.1 的规定。

5.3.2 需要时应对影响基础设计、施工的各含水层进行水文地质试验；水文地质试验数量可根据场区大小和地质复杂程度确定。

5.3.3 量测地下水流向可用几何法，量测点不应少于呈三角形分布的 3 个点。测点间距按岩土渗透性、水力梯度和地形坡度确定。应同时量测各孔（井）水位，确定地下水的流向。

地下水流速的测定可采用指示剂法或水力梯度法。

5.3.4 抽水试验应符合下列规定：

- 1 抽水试验方法可按表 5.3.4 选用；
- 2 抽水试验宜三次降深，最大降深应接近工程设计所需的地下水位降深的标高；
- 3 水位量测应采用同一方法和仪器，读数对抽水孔为厘米，对观测孔为毫米；
- 4 当涌水量与时间关系曲线和动水位与时间的关系曲线在一定范围内波动，而没有持续上升和下降时，可认为已经稳定；
- 5 抽水结束后应量测恢复水位。

表 5.3.4 抽水试验方法和应用范围

试验方法	应用范围
钻孔或探井简易抽水	粗略估算弱透水层的渗透系数
不带观测孔抽水	初步测定含水层的渗透性参数
带观测孔抽水	较准确测定含水层的各种参数

5.3.5 渗水试验和注水试验可在试坑或钻孔中进行。粘性土宜采用试坑双环法；对砂土和粉土可采用试坑单环法；对试验深度较大时可采用钻孔法。

5.3.6 压水试验应根据工程要求，结合工程地质测绘和钻探资料，确定试验孔位，按岩层的渗透特性划分试验段，按需要确定试验的起始压力、最大压力和压力级数。应及时绘制压力与压入水量的关系曲线，计算试验段的透水率，确定 $p-Q$ 曲线的类型。

5.3.7 水文地质参数计算应根据不同试验方法选择正确的计算公式。

5.4 地下水作用评价

5.4.1 地基勘察应评价地下水的作用和影响，并提出预防措施的建议。

5.4.2 地下水力学作用的评价应包括下列内容：

- 1 考虑地下水对建筑物的上浮作用时，应按设计水位计算浮力。有渗流时，地下水的

水头和作用宜通过渗流计算进行分析评价。对节理不发育的岩体有经验或实测数据时，浮力可根据经验或实测数据确定。

2 验算边坡稳定时，应考虑地下水对边坡稳定的不利影响。

3 在地下水位下降的影响范围内，应考虑地面沉降及其对工程的影响；当地下水位上升时，应考虑可能引起的承载力降低和附加的浮托力；必要时应提出预防措施。

4 验算支挡结构物的稳定时，应评价静水压力及渗透力对支挡结构物的作用。

5 对基坑工程和边坡工程，应根据其具体条件评价地下水产生流土、管涌和突涌的可能性。

6 在地下水位下开挖基坑时，应根据岩土渗透性、地下水补给条件，分析评价降水或隔水措施对基坑稳定和临近工程的影响。

5.4.3 地下水物理、化学作用的评价应包括下列内容：

1 对地下水位以下的工程结构，应评价地下水对混凝土、金属材料的腐蚀性，评价方法按《岩土工程勘察规范》（GB50021）执行。

2 对软质岩石、强风化岩石、残积土、湿陷性土和膨胀岩土，应评价地下水的聚集和散失对岩土体产生的软化、崩解、湿陷、胀缩和潜蚀等有害作用。

5.5 地下水的控制评价

5.5.1 地基勘察应评价地下水对基坑工程及其周边环境的影响，并根据基坑深度、基坑支护方法、含水层岩性和地层组合关系、地下水资源和环境要求，建议适宜的地下水控制方法。

5.5.2 地下水控制方法应优先选择对地下水资源影响小的帷幕截水、自渗降水、回灌等方法。

5.5.3 采用帷幕截水方法时，应评价截水帷幕的深度和可能存在的风险。

5.5.4 采用自渗降水方法时，应评价上层水导入下层水对下层水水环境的影响，并按评价结果考虑方法的取舍。

5.5.5 采用回灌方法时，应评价同层回灌或异层回灌的可能性。采用同层回灌时，回灌井与抽水井的距离可根据含水层的渗透性计算确定，一般不少于 6m。对于渗透性高的土，井距宜适当增加。采用异层回灌时，应评价不同含水层水质混合后对地下水环境的影响。

5.5.6 当限于现场条件和工程要求，需要采用抽降方式控制地下水位时，应进行详细分析，必要时采取有效措施，确保不致因降水引起的沉降对临近建筑和地下设施造成危害。

5.5.7 对地下水采取施工降水措施时，应符合下列规定：

1 施工时地下水位应保持在基坑底面以下 0.5~1.5m；

2 降水过程中应采取有效措施，防止土颗粒的流失；

- 3 防止深层承压水引起的流土、管涌和突涌，必要时降低基坑下的承压水头；
- 4 评价抽水造成的地下水资源损失量，必要时提出地下水的综合控制方案和建议。

6 地基勘察

6.1 一般规定

6.1.1 建筑地基勘察是指建筑总平面确定后的施工图设计阶段勘察（即详细勘察）。可行性研究勘察和初步勘察应符合《岩土工程勘察规范》（GB50021）的规定。

6.1.2 建筑地基勘察前应详细了解设计意图,全面搜集和研究建筑场地及其邻近地段已有的勘察报告和工程经验。并取得下列资料:

1 比例尺不小于 1:2000 的现状地形图及拟建建筑物平面位置图。

2 拟建场地的红线资料、建筑物坐标、高度、层数、有无地下室、结构类型可能采用的基础类型、尺寸、埋置深度、荷载条件、建筑物±0.00 设计标高,以及对地基基础设计、施工的特殊要求等。

3 拟建场地的历史沿革以及地下管线、电缆、地下构筑物等的分布情况和水准基点的位置、高程、坐标等。

4 搜集拟建场地的工程地质、水文地质和地震背景资料。

6.1.3 建筑地基勘察应符合下列要求:

1 查明不良地质作用及其分布范围、发展趋势、危害程度,提出治理方案建议;

2 查明建筑场地地层的结构、成因年代、各岩土层的物理力学性质,并对地基的均匀性和承载力作出评价。

3 对于第 3.0.3 条规定的需要进行变形验算的建筑,应提供计算参数,预测建筑物的变形特征。

4 满足第 5.1.1 条规定的对地下水的勘察要求。

5 提出经济合理、技术可靠的地基基础方案建议,分析评价设计、施工、运营中应注意的问题。

6 对场地地震效应进行评价。

7 岩石地基的勘察应查明岩石的地质年代、名称、风化程度及其空间分布特征,岩体结构面类型、性质、组合特征和发育程度,评价岩体基本质量等级,如存在断裂构造时,应评价断裂构造对工程的影响。

8 当工程需要时尚应解决下列问题:

1) 提供深基坑开挖的边坡稳定计算参数和支护方案的建议,论证基坑开挖对周围已有建筑和地下设施的影响;

2) 提供基坑施工中地下水控制方案的建议,论证基坑施工降水对周围环境的影响。

3) 山区地基的边坡,当进行开挖时,提供边坡开挖的坡角。

6.1.4 建筑场地按地形地貌、地层结构和地下水位等因素的变化情况和复杂程度分为三类:

1 简单场地 地形平坦,地基岩土均匀良好,成因单一,地下水位较低,对工程无明显影响,无特殊性岩土;

2 中等复杂场地 地形基本平坦,地基岩土比较软弱且不均匀,地下水位较高,对建筑物有一定影响,局部分布有特殊性岩土;

3 复杂场地 地形高差很大,地基岩土成因复杂,土质软弱且显著不均匀,地下水位高,对工程有重大影响,分布有特殊性岩土。

6.2 勘探工作布置

6.2.1 勘探点间距和数量应根据建筑物特点和场地岩土工程条件综合确定,并符合下列规定:

1 勘探点间距宜按建筑场地的复杂程度确定:

简单场地 30~50m;

中等复杂场地 15~30m;

复杂场地 10~15m。

2 勘探点宜沿主要承重的墙、柱轴线、核心筒布置。在荷载和建筑体型突变部位宜适当布置勘探点。

3 控制性勘探点的数量应按地基岩土的复杂程度确定,宜占勘探点总数的 1/3~1/2,每幢重要的建筑物不应少于 2 个。

4 对高重心的独立构筑物,如烟囷、水塔等,勘探点不宜少于 3 个,其中控制性勘探点不宜少于 2 个。

5 单幢高层建筑的勘探点不应少于 4 个,且至少有 2 个控制性勘探点,统建小区中的密集高层建筑群应保证每幢高层建筑至少有 1 个控制性勘探点。在地层变化复杂和埋藏有古河道的地区,勘探点应适当加密。

6 同一建筑物范围内的主要地基持力层或有影响的下卧层起伏变化较大时,应补点查清其起伏变化情况,达到相邻勘探点的层顶高差不大于 1m 或补点至间距 10m。

7 桩基础方案的勘探点间距，端承型桩宜为 12~24m，相邻勘探点持力层层顶高差，对预制端承桩宜控制为不大于 1m 或补点至间距 10m，对端承型灌注桩宜控制为 1~2m；摩擦型桩勘探点间距宜为 20~35m。当地质条件复杂、影响成桩或设计有特殊要求时，勘探点应当加密。

8 对复杂地基或荷载较大的一柱一桩工程，宜每柱布置勘探点。

6.2.2 勘探孔深度应根据建筑物的特性、基础类型和地基岩土性质确定，并应满足下列要求：

1 控制性勘探孔的深度应超过地基变形计算深度。地基变形计算深度，对中、低压缩性土层取附加压力等于上覆土层有效自重压力 20% 的深度；对高压缩性土层取附加压力等于上覆土层有效自重压力 10% 的深度。

2 一般性勘探孔深度应能控制地基主要受力层。在基础底面宽度不大于 5m 时，勘探孔深度对条形基础不应小于基础底面宽度的 3 倍，对独立基础不应小于 1.5 倍，且不应小于 5m；对地基基础设计等级为三级的建筑，在该范围内遇有稳定分布的中、低压缩性土层时，勘探孔深度可酌情减浅。高层建筑的一般性勘探孔深度应达到基底以下高层部分基础宽度的 0.5~1.0 倍，并进入稳定分布的地层，当稳定分布的地层为坚硬地层时可适当减浅。有经验的地区，一般性勘探孔深度可适当减小。

3 对仅有地下室的建筑或高层建筑的裙房，勘探孔深度应满足基坑支护的需要，如考虑采用抗浮桩或锚杆时，勘探孔深度应满足抗浮桩或锚杆抗拔承载力评价的要求。

4 采用天然地基方案，在上述规定深度范围内遇基岩或厚层碎石土等稳定地层时，勘探孔深度可根据实际情况进行调整。

5 当有大面积地面堆载或软弱下卧层时，应适当加深控制性勘探孔的深度。

6 当需要进行地基整体稳定性验算时，控制性勘探孔的深度应满足验算要求。

7 桩基础的一般性勘探孔深度应达到预计桩端以下 $3\sim 5d$ (d 为桩径)，且不应小于桩端下 3m，对大直径桩不应小于桩端下 5m。控制性勘探孔的深度，应满足弱下卧层验算的要求；对需要验算沉降的桩基，勘探孔深度应超过地基变形计算深度。当钻至预计深度遇软弱层时，勘探孔深度应予加深；在预计深度内遇稳定坚实岩土时，勘探孔深度可适当减浅。

8 对嵌岩桩，勘探孔深度应达到预计嵌岩面以下 $(3\sim 5)d$ ，并穿过破碎带、节理裂隙密集带，到达稳定地层。

9 对可能有多种桩长方案时，应根据长桩方案确定勘探孔深度。

6.2.3 复合地基的勘探点间距可按第 6.2.1 条确定,并满足第 11 章的规定。复合地基勘探孔深度,对多层建筑,应满足承载力和软弱下卧层评价的要求;对高层建筑或高低层荷载差异大、对复合地基变形要求严格的建筑,勘探孔深度应满足地基变形计算的要求。

6.2.4 地基基础设计等级为一级的建筑物和二级的建筑物应取原状土样,每一主要土层的原状土样数量或原位测试数据不应少于 6 个,当地基土层不均匀时,应增加原状土取土数量或原位测试工作。对地基持力层和软弱下卧层,取样间距宜为 1m;对厚度大于 0.5m 的夹层或透镜体,应采集试样,对密实或硬塑的下卧层取样间距可适当加大;对岩石地基中不同风化程度的岩石试验数据不少于 6 件(组)。

6.3 室内试验和原位测试

6.3.1 室内岩、土试验项目及应根据工程特点、岩土性状和工程分析计算需要确定。其具体试验方法应符合国家标准《土工试验方法标准》(GB/T50123)和国家标准《工程岩体试验方法标准》(GB/T50266)的规定。

6.3.2 室内土工试验应满足下列要求:

1 对粘性土、粉土的原状土样均应进行密度、比重、含水量、液塑限和压缩—固结试验等常规试验。

2 对砂土的原状土样应进行密度、含水量和颗粒级配试验;当无法取得砂土原状土样时,可只进行颗粒级配试验。

3 为判别饱和砂土、粉土液化的可能性,应进行颗粒分析试验。

4 为计算地基承载力,进行边坡稳定性分析和深基坑支护结构设计,应视需要进行三轴剪切试验或直剪试验。

5 当设计需要地基土的动力特性时,应进行土的动力试验。

6 对膨胀土、湿陷性土等特殊岩土试验,应按国家有关规范执行。

6.3.3 压缩—固结试验应符合下列规定:

1 试验所施加的最大压力值应超过土有效自重压力与预计的附加压力之和,压缩系数或压缩模量的计算应取土的有效自重压力至土的有效自重压力与预计的附加压力之和的压力段,按式(6.3.3-1)和式(6.3.3-2)进行计算:

$$a = 1000 \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (6.3.3-1)$$

$$E_s = \frac{1+e_1}{a} \quad (6.3.3-2)$$

式中 a —— 土的压缩系数 (MPa^{-1});

E_s —— 土的压缩模量 (MPa);

p_1 —— 土的有效自重压力 (kPa);

p_2 —— 土的有效自重压力与附加压力之和 (kPa);

e_1 —— 对应于 p_1 时的孔隙比;

e_2 —— 对应于 p_2 时的孔隙比。

2 当需要考虑基坑开挖卸荷对地基变形的影响时, 应进行卸荷回弹再压缩试验。

3 当考虑应力历史对沉降计算的影响时, 固结试验应提供地基土的先期固结压力、压缩指数和回弹指数。

6.3.4 剪切试验应符合下列规定:

1 地基基础设计等级为一级的建筑物和通过或依据土的抗剪强度指标计算粉土、粘性土进行承载力时, 应采用等向固结不排水三轴试验。

2 剪切试验方法和要求, 应根据计算需要和建筑物施工速率以及土层排水条件等确定, 宜符合地基或边坡实际受力状况。对渗透性较差、施工进度较快、排水条件差的土层, 宜采用不固结不排水剪 (直剪采用快剪), 对施工进度较慢, 排水条件好的土层, 宜用固结不排水剪 (直剪采用固结快剪)。也可根据土层的受力状况, 采用不固结不排水、固结不排水三轴试验。

6.3.5 室内岩石试验应符合下列规定:

1 根据工程需要进行岩矿鉴定和岩石的物理性质试验, 物理性质试验包括颗粒密度和块体密度试验、吸水率和饱和吸水率等试验。必要时尚应进行耐崩解试验、膨胀试验和冻融试验。

2 岩石单轴抗压强度试验应分别测定干燥和饱和状态下的强度, 提供单轴极限抗压强度值和软化系数。必要时可用单轴压缩变形试验测定岩石的弹性模量和泊松比。

3 岩石的抗剪强度参数可用三轴压缩试验或直剪试验测定。

4 当需评价岩体完整性和风化程度时, 应进行岩块的声波测试。

6.3.6 根据工程需要采用适宜的原位测试手段进行勘察, 原位测试应符合下列规定:

1 轻型圆锥动力触探试验 主要用于评价浅埋天然地基土的均匀性和承载力，每一主要土层的测试数据不应少于 6 个。

2 标准贯入试验 主要用于评价砂土的承载力、密实度、单桩承载力，判别饱和砂土和粉土的液化。每一主要土层的测试数据不应少于 6 个。

3 静力触探试验 主要用于评价粘性土、粉土和粉、细砂的承载力、单桩承载力和地层土质软硬变化情况。一般每一单独建筑物不宜少于 2 个测试点。

4 波速测试 主要用于判定碎石土的密实度，划分建筑场地类别和评价土的动力性质。每一建筑场地波速测试孔不应少于 2 个。用单孔法测量时，测点间距宜取 1~2m，且宜与地层的分界线一致。用跨孔法测试时，测试孔间距在土层中宜取 2~5m，在岩层中根据岩石的风化程度宜取 8~15m，测点间距宜取 1~2m。

5 重型圆锥动力触探试验 主要用于评价砂土和碎石土的密实度，每一土层的测试数据不应少于 6 个。

6 旁压试验 可测定岩土在水平方向的强度和变形特性以及应力—应变关系，用于建筑物地基的综合评价。每一主要土层的测试数据不应少于 6 个。

7 平板载荷试验 在复杂场地内用其他手段难以确定地基土承载力标准值或设计需要验证地基土的承载力时，可采用平板载荷试验。同一土层试验点不应少于 3 处。

8 点荷载试验 主要用于预估岩石的单轴饱和抗压强度，每组点荷载试验岩块（芯）数量不宜少于 15 块；

9 岩体的声波测试 在钻孔或平洞等位置采用岩体声波测试仪，测定声波在岩体中的传播时间，计算声波在岩体中的传播速度，主要用于评价岩体的完整程度和岩体基本质量等级，每一建筑场地岩体的声波测试孔不宜少于 2 个。

对各种原位测试设备的规格，应符合现行国家标准的规定。

6.4 勘察报告

6.4.1 在取得勘探、测试、室内试验等资料的基础上，结合建筑物特点和设计要求编写勘察报告。报告应解决第 6.1.3 条中的问题。

6.4.2 岩土测试指标的统计应满足下列要求：

- 1 测试指标应按不同工程地质单元，认真筛选，剔除明显不合理的数据后，分层统计；
- 2 每层岩土的测试项目均应统计其平均值、最大值、最小值和指标个数；

3 主要岩土层的关键性测试指标，包括孔隙比、压缩模量、粘聚力、内摩擦角、轻型圆锥动力触探锤击数、标准贯入试验锤击数等应按下式计算变异系数：

$$\delta = \frac{\sigma_f}{f_m} \quad (6.4.2)$$

式中 δ —— 岩土参数的变异系数；

σ_f —— 岩土参数的标准差；

f_m —— 岩土参数的平均值。

4 岩土变异系数应满足表 6.4.2 的规定。当变异系数超过表 6.4.2 的规定时，应分析原因，重新统计。

表 6.4.2 变异系数

指 标	变异系数 δ	备注
压缩模量 E_s	0.35	-
孔隙比 e	0.10	-
内摩擦角 ϕ	0.25	-
粘聚力 c	0.30	不排水
轻型圆锥动力触探锤击数 N_{10}	0.35	-
标准贯入试验锤击数 N	0.30	-
注：人工填土可不计算变异系数。		

6.4.3 勘察报告应根据任务要求、工程性质和地质条件等编写，并应包括下列内容：

- 1 拟建场地位置及建筑物概况；
- 2 勘察的目的、任务要求和依据的规范、标准；
- 3 勘察方法和工作量；
- 4 地形、地貌、地质构造；
- 5 地层岩性及其分布特征；
- 6 地下水埋藏情况、类型、水位及其变化；
- 7 勘察场地所在区域的抗震设防烈度、设计基本地震加速度、设计地震分组，划分场地类别、岩土地震稳定性和地基土液化评价；
- 8 场地稳定性及不良地质作用评价；
- 9 岩土参数的统计、分析和选用；
- 10 土、水对建筑材料的腐蚀性评价；

11 建议的地基基础方案（包括论证分析）及设计、施工所需的计算参数；

12 工程需要时，根据建筑物的特点、场地岩土工程条件、地下水位变化历史和建筑物使用期间地下水位变化幅度的预测，提供抗浮设防水位的建议。

13 对施工、检验和监测的建议；

14 勘察报告应附下列图表（图例按照附录 D 执行）：

- 1) 具有拟建建筑物平面尺寸以及与已建建筑物相对关系的勘探点平面配置图；
- 2) 工程地质剖面图；
- 3) 岩土物理力学性质综合统计表；
- 4) 室内试验成果图表；
- 5) 原位测试成果图表；
- 6) 必要时，应附工程地质柱状图以及其他必要的分析性图表；
- 7) 任务需要时，应附专门岩土工程问题的论证分析报告。

7 天然地基的评价与计算

7.1 一般规定

7.1.1 地基基础设计应保证在上部荷载作用下不发生地基强度破坏、失稳，同时使建筑物的地基变形计算值不超过地基变形允许值。

7.1.2 天然地基的勘察与评价应包括下列工作：

- 1 根据地基与建筑条件，提出合理的地基承载力。必要时进行地基变形和稳定性评价；
- 2 当地基的不均匀性和荷载的差异较大时，应分析地基基础与上部结构刚度之间的适应程度，并提出适宜的地基基础方案与相关问题的建议；
- 3 考虑基础设计、施工和使用期间可能发生的问题，提出处理措施的建议；
- 4 评价场地和地基土的地震工程特性，包括场地地段划分、场地类别、土的液化、场地的地震稳定性；
- 5 对地下室的防水和建筑物的抗浮进行评价。

7.1.3 凡属下列情况之一者，应计算地基变形：

- 1 地基基础设计等级为一级的建筑物；
- 2 经判定为不均匀地基时；
- 3 在既有建筑基础侧旁接建新基础或在既有建筑上加建新楼层时；相邻建筑距离过近，或基础周边有大面积回填或堆载时。

7.1.4 在同一整体基础底盘上建有高层、低层、大面积纯地下建筑的建筑物，宜按照上部结构、基础与地基的协同作用条件进行变形计算。

7.1.5 位于斜坡、坡顶边缘、已填塞或掩埋的旧河道及深坑边缘地带的拟建建筑物，以及经常受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构和挡土墙等，应验算地基整体稳定性。

7.2 基础的埋置深度

7.2.1 在满足地基承载力、变形和稳定性的条件下，基础应尽量浅埋。除岩石地基外，基础埋深不宜小于 0.50m。确定基础埋深应考虑地基的冻胀性。地基的设计冻深应按国家标准《建筑地基基础设计规范》（GB 50007）的计算方法确定，其中标准冻结深度应按附录 E“北京地区标准冻结深度分区图”确定。

7.2.2 高层建筑筏形和箱形基础的埋置深度应满足地基承载力、变形和稳定性要求。

7.2.3 确定高层建筑的基础埋置深度时，应考虑建筑物的高度、体型、地基土质、抗震设防烈度等因素，并满足抗倾覆的要求。除岩石地基外，天然地基或复合地基上的高层建筑基础的埋置深度可取建筑物高度的 1/18~1/15，桩基础承台的埋置深度（不计桩长）可取建筑物

高度的 1/20。当采取有效措施时，在满足地基承载力、稳定性要求的前提下，建筑物基础埋深可适当减小，但天然地基（岩石地基除外）或复合地基上的高层建筑基础埋深不应小于 3m。

7.2.4 当存在相邻建筑物时，新建建筑物的基础埋深不宜大于原有建筑物的基础埋置深度。当基础埋深大于原有建筑物的基础埋深时，两基础间应保持一定净距，其数值应根据原有建筑荷载大小、基础形式和土质情况确定。如上述条件不能满足时，应针对工程要求和岩土条件，采取有效措施，保证相邻原有建筑物的安全和正常使用。

7.3 承载力计算

7.3.1 基础底面的压力应符合下列要求：

轴心荷载作用下，

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \leq f_a \quad (7.3.1-1)$$

式中 p_k —— 相应于荷载效应标准组合时，基础底面处的平均压力值；
 F_k —— 相应于荷载效应标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值；
 G_k —— 基础自重与基础上的土重之和；
 A —— 基础底面面积；
 f_a —— 深宽修正后的地基承载力标准值。

偏心荷载作用下，除应符合式（7.3.1-1）要求外，尚应符合下式要求：

$$p_{k\max} \leq 1.2f_a \quad (7.3.1-2)$$

$$p_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \quad (7.3.1-3)$$

式中 $p_{k\max}$ —— 相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘处最大压力值；
 M_k —— 相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值；
 W —— 基础底面的抵抗矩。

偏心距 $e > b/6$ 时（图 7.3.1）， $p_{k\max}$ 应按下列式计算：

$$p_{k\max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3la} \quad (7.3.1-4)$$

式中 l —— 垂直于力矩作用方向的基础底面边长；
 a —— 合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离。

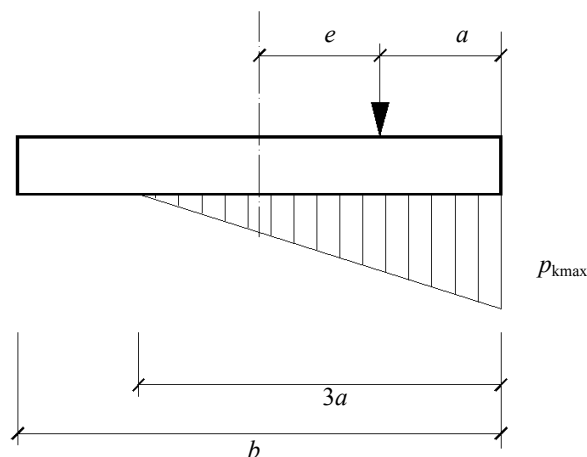


图 7.3.1 偏心荷载 ($e > b/6$) 下基底压力计算示意

b —力距作用方向基础底面边长

7.3.2 地基承载力的评价与计算应针对工程性质、地基土质和持力土层分布条件, 选用适当的方法, 结合工程实践经验进行综合考虑, 并应符合下列要求:

1 在北京平原地区或其他有建筑经验的地区, 对于岩土分布基本均匀且荷载分布无显著不均匀的一般多层建筑物, 天然地基土的承载力标准值 f_a 可采用查表加深宽修正的方法确定。

2 当地基持力层为砂土和碎石土时, 天然地基土的承载力标准值 f_a 可采用查表加深宽修正的方法确定。

3 地基持力层为比贯入阻力 p_s 小于 1MPa 或压缩模量 E_s 小于 4MPa 的一般第四纪沉积粘性土及粉土, 或者比贯入阻力 p_s 小于 0.4MPa 或压缩模量 E_s 小于 2MPa 的新近沉积粘性土及粉土时, 宜按 7.3.9 条、7.3.10 条的规定计算地基承载力。

4 对人工填土或缺乏建筑经验的地区, 应以载荷试验结果为主, 并结合其他试验、测试方法得到的数据综合确定地基承载力。

5 高层建筑箱形或筏形基础的地基承载力标准值, 可参照查表结果, 并充分考虑地基持力层组合条件, 结合承载力公式计算分析、旁压试验或其他原位测试方法综合确定。

6 当地基持力层范围由多层土组成时, 应根据土层的特性、分布的位置和厚度, 经查表和计算综合确定地基承载力。基底下存在软弱地层时, 应进行软弱下卧层的地基承载力验算。

7 当高层建筑周边的附属建筑基础处于超补偿状态, 且与高层建筑不能形成刚性整体结构时, 应考虑由此造成高层建筑地基侧向上覆压力永久性降低及其对地基承载力的影响。

7.3.3 确定天然地基承载力所采用的方法应符合下列规定:

1 根据室内试验、原位测试和载荷试验结果, 查表确定地基承载力标准值 f_{ka} 可按 7.3.4 条执行, 并按 7.3.7 条的规定, 经过深宽修正求得深宽修正后的地基承载力标准值 f_a 。采用本方法时, 软弱下卧层的验算按 7.3.12 条规定的方法进行。

2 平板载荷试验应按附录 F 执行。

3 根据土的抗剪强度指标用公式计算地基承载力极限值，确定地基承载力标准值可按 7.3.9 条～7.3.11 条执行。

4 采用旁压试验（PMT）成果验算岩性均一土层的竖向地基承载力标准值时，可按 7.3.6 条规定的方法执行，并按 7.3.7 条的规定，经过深宽修正求得深宽修正后的地基承载力标准值 f_a 。

5 岩石地基承载力的确定方法可按 7.3.13 条执行。

7.3.4 采用查表方法时，地基土的承载力标准值 f_{ka} 可按表 7.3.4-1～表 7.3.4-6 确定，其基础标准埋深为 1.0m，标准宽度为 1.0m（一般第四纪沉积土）和 1.5m（新近沉积土和人工填土）。

表 7.3.4-1 一般第四纪粘性土及粉土地基承载力标准值 f_{ka}

压缩模量 E_s (MPa)	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
轻型圆锥动力触探锤击数 N_{10}	10	17	22	29	39	50	60	70	80	90	100
比贯入阻力 p_s (MPa)	1.0	1.3	2.0	3.1	4.6	6.2	7.7	9.2	11.0	12.5	14.0
下沉 1cm 时的附加压力 $k_{0.08}$ (kPa)	162	200	237	275	312	350	387	425	462	499	536
承载力标准值 f_{ka} (kPa)	120	160	190	210	230	250	270	290	310	330	350
注：1 对饱和软粘土，不宜单一采用轻型圆锥动力触探锤击数 N_{10} 确定地基承载力标准值 f_{ka} ，应和其他原位测试方法（如静力触探、旁压试验）综合确定； 2 粉土指粘质粉土和塑性指数大于或等于 5 的砂质粉土。塑性指数小于 5 的砂质粉土按粉砂考虑； 3 p_s 为单桥静力触探比贯入阻力标准值； 4 $k_{0.08}$ 系压板面积为 50cm×50cm 的平板载荷试验，当沉降量为 1cm 时的附加压力（简称“下沉 1cm 时的附加压力”），单位为 kPa。											

表 7.3.4-2 新近沉积粘性土及粉土地基承载力标准值 f_{ka}

压缩模量 E_s (MPa)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
轻型圆锥动力触探锤击数 N_{10}	6	8	10	12	14	16	18	20	23	25
比贯入阻力 p_s (MPa)	0.4	0.6	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1	2.5	2.9	3.3
下沉 1cm 时的附加压力 $k_{0.08}$ (kPa)	57	71	85	98	112	125	139	153	166	180
承载力标准值 f_{ka} (kPa)	50	80	100	110	120	130	150	160	180	190
注：同表 7.3.4-1 之注 1、2、3、4。										

表 7.3.4-3 一般第四纪粉砂、细砂地基承载力标准值 f_{ka}

标准贯入试验锤击数校正 N'	15	20	25	30	35	40
比贯入阻力 p_s (MPa)	12	15	18	21	24	27.5
下沉 1cm 时的附加压力 $k_{0.08}$ (kPa)	378	471	565	658	752	845
承载力标准值 f_{ka} (kPa)	180	230	280	330	380	420
注： N' 系按第 7.3.5 条考虑有效覆盖压力后的校正值。						

表 7.3.4-4 新近沉积粉砂、细砂地基承载力标准值 f_{ka}

标准贯入试验锤击数校正 N'	4	6	9	11	14
------------------	---	---	---	----	----

比贯入阻力 p_s (MPa)	3.3	4.6	6.5	7.7	10
轻型圆锥动力触探锤击数 N_{10}	22	32	48	59	75
下沉 1cm 时的附加压力 $k_{0.08}$ (kPa)	128	177	249	295	370
承载力标准值 f_{ka} (kPa)	90	110	140	160	180
注：同表 7.3.4-1 之注 3、4。					

表 7.3.4-5 卵石、圆砾地基承载力标准 f_{ka}

剪切波速 v_s (m/s)		250~300	300~400	400~500
密 实 度		稍 密	中 密	密 实
承载力标准值 f_{ka} (kPa)	卵 石	300~400	400~600	600~800
	圆 砾	200~300	300~400	400~600
注：本表适用于一般第四纪及新近沉积卵石和圆砾。				

表 7.3.4-6 素填土和变质炉灰地基承载力标准值 f_{ka}

压缩模量 E_s (MPa)		1.5	3.0	5.0	7.0	9.0	11.0
比贯入阻力 p_s (MPa)		0.5	0.9	1.4	2.0	2.6	3.1
轻型圆锥动力触探锤击数 N_{10}		5	9	14	20	26	31
下沉 1cm 时的附加压力 $k_{0.08}$ (kPa)		74	94	122	149	177	205
承载力标准值 f_{ka} (kPa)	素填土	60~80	75~100	90~120	105~135	120~155	135~170
	变质炉灰	50~70	65~85	80~100	85~120	95~135	105~150
注：本表适用于自重固结完成后饱和度为 0.60~0.90 的均匀素填土和变质炉灰，饱和度高的取低值。							

7.3.5 当有效覆盖压力 σ'_v 大于 25kPa 时，标准贯入试验锤击数校正系数 N' 宜按下式计算：

$$N' = C_N \cdot N \quad (7.3.5-1)$$

$$C_N = \frac{1}{[\eta_N(\sigma'_v - 25)/1000 + 1]^2} \quad (7.3.5-2)$$

式中 N —— 实测标准贯入试验锤击数；
 C_N —— 有效覆盖压力校正系数；
 σ'_v —— 标准贯入深度处有效覆盖压力 (kPa)；
 η_N —— 与密实度有关的系数，按表 7.3.5 取值。

表 7.3.5 有效覆盖压力校正系数 η_N

N	30	15	5
η_N	0.45	0.80	3.80
注：可根据标准贯入试验锤击数进行插值。			

7.3.6 采用旁压试验 (PMT) 成果验算岩性均一的一般第四纪粘性土、粉土和细砂、粉砂

的竖向地基承载力标准值可按以下方法进行，并结合其他承载力计算方法综合分析评价。

1 采用旁压临塑压力确定地基承载力标准值可按式计算：

$$f_{ka} = \lambda(p_f - p_i) \quad (7.3.6-1)$$

式中 f_{ka} —— 地基承载力标准值 (kPa)；
 p_i —— 旁压试验的初始压力 (kPa)；
 p_f —— 旁压试验的临塑压力 (kPa)；
 λ —— 临塑压力修正系数，取 0.7~1.0。

2 旁压试验求出的地基承载力极限值 f_u 可按式 (7.3.6-2) 计算，并按式 (7.3.6-3) 计算确定地基承载力标准值。

$$f_u = p_L - p_i \quad (7.3.6-2)$$

$$f_{ka} = f_u / K \quad (7.3.6-3)$$

式中 p_L —— 旁压试验极限压力 (kPa)；
 K —— 安全系数，对于一般第四纪粘性土、粉土，不应小于 2；对于一般第四纪粉砂、细砂，不应小于 4。

7.3.7 深宽修正后的地基承载力标准值 f_a 可按式计算：

$$f_a = f_{ka} + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 1.5) \quad (7.3.7)$$

式中 f_{ka} —— 地基承载力标准值 (kPa)；
 η_b 、 η_d —— 基础宽度及深度的承载力修正系数，按表 7.3.7 采用，当有充分依据时，也可按照实际情况及已有建筑经验另行确定；
 γ_0 、 γ —— 基础底面以上和以下土的平均重度，地下水位以下为浮重度 (kN/m³)；
 b —— 基础底面宽度 (m)，小于 3m 时按 3m 考虑，大于 6m 时按 6m 考虑；
 d —— 基础埋置深度 (m)，小于 1.5m 时按 1.5m 考虑。

表 7.3.7 地基承载力修正系数

土类及岩性		η_b	η_d
一般第四纪沉积土	中、粗砂、砾砂与碎石土	3.0	4.5
	粉砂、细砂	2.0	2.8~3.2*
	砂质粉土	0.8~1.0*	2.5
	粘质粉土	0.8	2.2
	粉质粘土	0.5	1.6
	重粉质粘土、粘土	0.3	1.5
新近沉积土及人工填土	粉砂、细砂	0.3	1.5
	粘性土、松砂、人工填土	0	1.0

注：*土的内摩擦角高的取大值。

7.3.8 进行深宽修正时，基础埋深 d 值的确定应符合下列规定：

1 一般基础（包括箱形和筏形基础）自室外地面标高算起。挖方整平时应自挖方整平地面标高算起。填方整平应自填方后的地面标高算起，但填方在上部结构施工后完成时，应从天然地面标高算起。

2 对于具有条形基础或独立基础的地下室，基础埋置深度应按图 7.3.8 所示分别按下式取值：

外墙基础埋置深度取值 d_{ext} (m)

$$d_{\text{ext}} = \frac{d_1 + d_2}{2} \quad (7.3.8-1)$$

室内墙、柱基础埋置深度取值 d_{int} (m)

$$\text{一般第四纪沉积土 } d_{\text{int}} = \frac{3d_1 + d_2}{4} \quad (7.3.8-2)$$

$$\text{新近沉积土及人工填土 } d_{\text{int}} = d_1 \quad (7.3.8-3)$$

式中 d_1 —— 基础室内埋置深度 (m)；

d_2 —— 基础室外埋置深度 (m)；

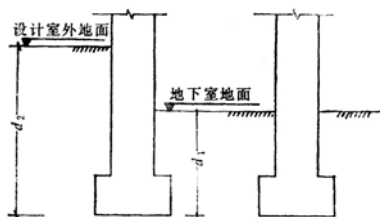


图 7.3.8 d_1 及 d_2 示意图

3 在确定高层建筑箱形或筏形基础埋深时，应考虑高层建筑外围裙房或纯地下室对高层建筑基础侧限的削弱影响，宜根据外围裙房或纯地下室基础宽度与主楼基础宽度之比，将裙房或纯地下室的平均荷载折算为土层厚度作为基础埋深。

7.3.9 对于一般沉积土和新近沉积土中的粘性土和粉土地基承载力标准值 f_a 可按下式计算，并应满足地基变形控制要求。

$$f_a = f_u / K \quad (7.3.9-1)$$

式中 f_u —— 地基承载力极限值 (kPa)，按式 (7.3.9-2) 计算；

K —— 安全系数，应不小于 2。

$$f_u = 5.14\tau_c\xi_c + \gamma_0 d \quad (7.3.9-2)$$

式中 τ_c —— 粘性土和粉土的等效抗剪强度 (kPa)，按 7.3.10 条的规定计算；

ξ_c —— 基础形状系数，其中，

条形基础： $\xi_c = 1$ ；

圆形和方形基础： $\xi_c = 1.195$ ；

矩形基础: $\xi_c=1+0.195\frac{b}{l}$, 式中, b 、 l 分别为基础的宽度与长度;

γ_0 —— 基础底面以上土的平均重度, 地下水位以下为浮重度 (kN/m^3);

7.3.10 粘性土和粉土的等效抗剪强度 τ_e 应按下式计算:

$$\tau_e = c \cdot \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + \bar{\sigma}_3 \frac{\tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) - 1}{2} \quad (7.3.10)$$

式中 c 、 ϕ —— 原状土三轴试验等向固结不排水强度指标 (kPa 、度);

$\bar{\sigma}_3$ —— 基础底面以下平均初始有效侧向应力 (kPa)。

7.3.11 当缺乏粘性土和粉土的三轴试验成果时, 对于基础埋深小于 5m、采用条形基础或独立基础的一般多层建筑物, 等效抗剪强度 τ_e 值也可按表 7.3.11-1 和表 7.3.11-2 确定。

表 7.3.11-1 一般第四纪粘性土及粉土测试指标与等效抗剪强度 τ_e 值

比贯入阻力 p_s (MPa)	1.3	2.0	3.1	4.6	6.2	7.7	9.2	11.0	12.5	14.0
轻型圆锥动力触探试验锤击数 N_{10}	17	22	29	39	50	60	70	80	90	100
等效抗剪强度 τ_e (kPa)	75	87	95	103	110	120	126	134	142	150

表 7.3.11-2 新近沉积粘性土及粉土测试指标与等效抗剪强度 τ_e 值

比贯入阻力 p_s (MPa)	0.4	0.6	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1	2.5	2.9	3.3
轻型圆锥动力触探试验锤击数 N_{10}	6	8	10	12	14	16	18	20	23	25
压缩模量 E_s (MPa)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
等效抗剪强度指标 τ_e (kPa)	17	28	38	43	49	55	60	67	74	82

7.3.12 当地基压缩层范围内有软弱下卧层时, 应按下式进行验算:

$$p_{0z} + p_{cz} \leq f_a \quad (7.3.12)$$

式中 p_{0z} —— 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_a —— 软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力标准值 (kPa)。

7.3.13 岩石地基承载力标准值的确定应符合下列规定:

1 当岩体基本质量等级为 IV 级或 V 级, 地基基础设计等级为一级的工程时, 岩石地基承载力标准值, 宜通过静载荷试验并结合岩体质量特征综合确定, 岩石地基静载荷试验方法应按附录 G 的规定执行, 其他情况可根据岩石饱和单轴抗压强度结合工程实践经验综合确定。

2 对完整、较完整和较破碎的岩石地基承载力标准值, 可根据岩石饱和单轴抗压强度标准值按下式计算:

$$f_a = \psi_r \cdot f_{rk} \quad (7.3.13-1)$$

式中 f_a —— 岩石地基承载力标准值，不再进行深宽修正（kPa）；
 f_{rk} —— 岩石饱和单轴抗压强度标准值（kPa）；
 ψ_r —— 折减系数，根据岩体完整程度及结构面的间距、宽度、产状和组合，由经验确定。无经验时，对完整岩体可取 0.5；对较完整岩体可取 0.2～0.5；对较破碎岩体可取 0.1～0.2。

注： 1. 上述折减系数未考虑施工因素及建筑使用后风化作用的继续；
 2. 对于粘土岩，在确保施工期及使用期不致遭水浸泡时，也可采用天然湿度试样，不进行饱和处理。

3 破碎、极破碎的岩石地基承载力标准值可根据经验取值，无经验时可根据静载荷试验确定。

7.4 变 形 计 算

7.4.1 建筑物的地基变形可分为沉降量、沉降差、倾斜和局部倾斜。

7.4.2 建筑物的地基变形计算值不应大于地基变形允许值。

7.4.3 建筑物的地基变形允许值应根据上部结构、基础类型、对地基变形的适应能力及使用要求确定。对于荷载分布无显著不均匀的一般多层建筑物，当基础置于相同成因年代、基本均匀的土层上时，地基变形允许值用建筑物长期最大沉降量 $s_{\max}$ 表示，并应符合表 7.4.3 的要求。

表 7.4.3 多层建筑物地基变形允许值

结构类型	基础类型	地基土类别	长期最大沉降量 $s_{\max}$ （mm）
框架结构、 排架结构、 砌体承重结构	独立基础、 条形基础	一般第四纪砂质粉土及粉、细砂，新近沉积砂质粉土及粉、细砂	30
		一般第四纪粘性土及粘质粉土	50
		均匀的一般第四纪粘性土及粘质粉土，中密的新近沉积粘性土及粘质粉土	80
		均匀的新近沉积软粘性土	120
注：对于地基土类别为一般第四纪砂质粉土及粉、细砂，新近沉积砂质粉土及粉、细砂，并且上部结构类型为钢筋混凝土结构的多层建筑物，当分析确认或有工程经验时， $s_{\max}$ 可以适当放宽。			

7.4.4 对于荷载分布无显著不均匀的高层建筑箱形基础或筏形基础，当基础宽度大于 10m、基础埋深大于 5m，置于相同成因年代、基本均匀的土层时，地基变形允许值应符合表 7.4.4 的要求。

表 7.4.4 高层建筑地基变形允许值

结构类型	基础类型	变形特征	建筑物高宽比 $\frac{H_g}{b}$ 或地基土类别	变形允许值
框架、框剪、框筒、	箱形基础、筏形基础	倾 斜	$\frac{H_g}{b} \leq 3$	0.0020
			$3 < \frac{H_g}{b} \leq 5$	0.0015

剪力墙	长期最大沉降量 $s_{\max}$ (mm)	一般第四纪粘性土与粉土	160
		一般第四纪粘性土、粉土与砂、卵石互层	100
		一般第四纪砂、卵石	60
注： 倾斜指基础宽度方向两端点的沉降差与基础宽度之比。			

7.4.5 北京市平原区多层及高层建筑主体结构完工时的沉降量占最终沉降量的比值，即时间下沉系数 λ_t ，可分别按表 7.4.5-1 及式 (7.4.5) 估算。

表 7.4.5-1 多层建筑时间下沉系数 λ_t

土 类	人工填土		新近沉积土		一般第四纪沉积土	
	素填土	变质炉灰	粘性土及粉土	粉、细砂	粘性土及粉土	粉、细砂
时间下沉系数 λ_t	0.55	0.40	0.40 ~ 0.55	0.85	0.55 ~ 0.70	0.85

高层建筑的时间下沉系数按下式计算：

$$\lambda_t = a \cdot p_0^{-0.3} \quad (7.4.5)$$

式中 a —— 与 $SGR_{0.5b}$ 有关的常数，按表 7.4.5-2 取值；
 p_0 —— 相应于荷载效应准永久组合时，基础底面处的附加压力值 (kPa)。

表 7.4.5-2 高层建筑时间下沉系数的计算常数 a

$SGR_{0.5b}$	0	0.3	0.5	0.8	1
a	2.0	2.1	2.2	2.7	3.2
注： $SGR_{0.5b}$ 系指在基础底面以下相当于 0.5 倍基础底面宽度深度范围内的砂、卵石层总厚度与 0.5 倍基础底面宽度之比，此范围内其余土层为一般第四纪粘性土及粉土层。					

7.4.6 符合下列情况之一者，应判别为不均匀地基。经判定属于不均匀的地基，应进行沉降、差异沉降、倾斜等地基变形特征的验算和分析，并应采取相应的结构和地基处理措施。

1 基础底面不同部位的地基变形计算深度内的土层属于不同工程地质单元或属于不同成因年代；

2 地基变形计算深度内的土层虽属于同一工程地质单元或相同成因年代，但基础底面下不同部位的地基土压缩性和土层厚度差异较大，当地基不均匀性系数 β 大于表 7.4.6 中规定的界限值时，可按不均匀地基考虑。

表 7.4.6 地基不均匀系数界限值

同一建筑场地压缩模量当量值 $\overline{E_s}$ 的平均值 (MPa)	≤ 4	7.5	15	> 20
地基不均匀系数界限值	1.3	1.5	1.8	2.5

压缩模量当量值 $\overline{E_s}$ 按下式计算：

$$\overline{E_s} = \frac{\sum A_i}{\sum (A_i / E_{si})} \quad (7.4.6-1)$$

式中 A_i —— 第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值；
 E_{si} —— 第 i 层土的压缩模量，按实际应力段取值。

地基不均匀系数 β 按下式计算：

$$\beta = \frac{\bar{E}_{s\max}}{\bar{E}_{s\min}} \quad (7.4.6-2)$$

式中 $\bar{E}_{s\max}$ —— 同一建筑基础平面范围内的某一钻孔所代表的地基变形计算深度范围内压缩模量当量值的最大值；
 $\bar{E}_{s\min}$ —— 同一建筑基础平面范围内的某一钻孔所代表的地基变形计算深度范围内压缩模量当量值的最小值。

7.4.7 计算建筑物地基变形时，地基内的应力分布可采用各向同性均质线性变形体理论，按下式计算最终沉降量：

$$s = \psi_s \cdot s_c = \psi_s \cdot \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (7.4.7)$$

式中 s —— 地基最终沉降量 (mm)；
 s_c —— 按分层总和法计算的地基沉降量 (mm)；
 ψ_s —— 沉降计算经验系数，根据建筑物的类别、基础类型、基础埋置深度、基础宽度及地基土质情况，分别按表 7.4.7-1 或表 7.4.7-2 采用；
 n —— 地基计算深度范围内划分的土层数，地基变形的计算深度，对于中、低压缩性土取附加压力等于自重压力 20% 的深度；对于高压压缩性土取附加压力等于自重压力 10% 的深度；
 p_0 —— 相应于荷载效应准永久组合的基础底面处的附加压力值 (kPa)；
 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)；
 $\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ —— 基础底面计算点到第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内的平均附加应力系数，按附录 H 采用；
 E_{si} —— 基础底面下第 i 层土的压模模量 (MPa)，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所对应的压缩模量。

表 7.4.7-1 多层建筑沉降计算经验系数 ψ_s 值

压缩模量的当量值 $\bar{E}_s$ (MPa)	5	10	15	20	25
沉降计算经验系数 ψ_s	1.5	1.0	0.7	0.5	0.3
注：1 本表适用于基础宽度小于或等于 10m，基础埋置深度小于或等于 5m 的多层建筑条形基础和独立基础； 2 $\bar{E}_s$ 为地基变形计算深度以内土层压缩模量的当量值，计算中 E_s 可按实际应力段取值。					

表 7.4.7-2 高层建筑沉降计算经验系数 ψ_s 值

$\bar{E}_s$ (MPa) \ p_0 (kPa)	10	20	30	40	50	60	70
80	0.70	0.80	0.80	0.90	0.95	1.00	1.00
120	0.60	0.70	0.75	0.80	0.90	0.90	1.00
160	0.50	0.60	0.65	0.70	0.80	0.85	0.90

200	0.45	0.50	0.60	0.65	0.70	0.80	0.85
240	0.40	0.40	0.50	0.55	0.60	0.70	0.80
280	0.30	0.35	0.40	0.50	0.60	0.60	0.70
300	0.30	0.30	0.35	0.40	0.50	0.55	0.60

注：1 本表适用于基础宽度大于 10m，基础埋深大于 5m 的高层建筑箱形或筏形基础；
2 表中数值可以内插；
3 $\bar{E}_s$ 为地基变形计算深度范围内地基土层压缩模量的当量值， E_s 按实际应力段取值。

7.4.8 当高层建筑的基础埋置较深，考虑地基土回弹再压缩和正常固结压缩的实际加载变形过程，按下式计算最终沉降量：

$$s = \psi_z \cdot s_c = \psi_z \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{p_z}{E_{rsi}} + \frac{p_0}{E_{si}} \right) (z_i \cdot \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \cdot \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (7.4.8-1)$$

式中 ψ_z —— 沉降计算经验系数；根据建筑物的类别、基础类型、基础埋置深度、基础宽度及地基土质情况，按表 7.4.8-1 采用；
 p_z —— 基础底面处土的有效自重压力，相当于基坑开挖的卸荷量（kPa）；
 E_{rsi} —— 基础底面以下第 i 层土的回弹再压缩模量，按实际应力段取值（MPa）。

表 7.4.8-1 沉降计算经验系数 ψ_z 值

$\bar{E}_s$ (MPa) p_0/p	10	20	30	40	50	60
0.20	0.45	0.55	0.60	0.70	0.80	0.90
0.40	0.40	0.50	0.60	0.70	0.75	0.85
0.60	0.40	0.50	0.55	0.65	0.70	0.80

注：1 本表适用于基础宽度大于 10m，基础埋深大于 5m 的高层建筑箱形或筏形基础；
2 表中数值可以内插；
3 $\bar{E}_s$ 为地基变形计算深度范围内地基土层压缩模量当量值， E_s 按实际应力段取值；
4 p 为相应于荷载效应准永久组合的基础底面的平均压力值。

采用本方法计算沉降时，地基变形计算深度由下式确定：

$$D_p = (z_m + \xi \cdot b) \cdot \beta_s \quad (7.4.8-2)$$

式中 D_p —— 地基变形计算深度（m）；
 z_m 、 ξ —— 分别为与基础长宽比有关的经验值和折减系数，按照表 7.4.8-2 确定；
 β_s —— 调整系数，按表 7.4.8-3 确定。

表 7.4.8-2 z_m 值和 ξ 系数表

l/b	1	2	3	4	5
z_m	11.6	12.4	12.5	12.7	13.2
ξ	0.42	0.49	0.53	0.60	0.62

注： l/b 为基础的长宽比。

表 7.4.8-3 β_s 系数表

$SGR_{0.5b}$	1.0	0.7	0.5	0.38	0
β_s	0.30	0.50	0.60	0.75	1.0

7.4.9 对于一般多层建筑物、浅埋条形及独立基础、受均布荷载、无相邻荷载影响条件下的均一压缩层的沉降量也可按压力变形的非线性关系，按下式计算：

1 主体结构完工阶段平均沉降量

$$s' = \left(\frac{p_{cr}}{k_b} \right)^{1/\mu_0} \cdot \left(\frac{p_0}{p_{cr}} \right)^{1/\mu_1} \cdot s_1 \quad (7.4.9-1)$$

当 $k_b < p_{cr}$, $p_0 < p_{cr}$ 时 μ_1 取 μ_0 值；

当 $k_b > p_{cr}$, $p_0 > p_{cr}$ 时 μ_0 取 μ_1 值。

式中 s' —— 主体结构完工阶段平均沉降量 (cm)；
 p_{cr} 、 μ_0 、 μ_1 —— 平板载荷试验 $\lg p - \lg s$ 曲线的折点压力、折点前和折点后的曲线斜率，根据载荷试验成果确定或按表 7.4.9 采用； p_{cr} 单位为 kPa， μ_0 、 μ_1 无量纲；
 p_0 —— 标准宽度基础底面的附加压力 (kPa)；
 p 、 s —— 载荷试验的附加压力 (kPa) 及对应的附加沉降量 (cm)；
 s_1 —— 单位下沉量，等于 1cm；
 k_b —— 实际基础沉降量为 1cm 时的附加压力 (kPa)

$$k_b = k_{0.08} - m\Delta \quad (7.4.9-2)$$

式中 $k_{0.08}$ —— 压板面积为 50cm×50cm 的载荷试验沉降量为 1cm 时的附加压力 (kPa)；
 m —— 周剪斜率 (kPa·cm)，按表 7.4.9 采用；
 Δ —— 压板与实际基础周面比之差 (cm⁻¹)

2 长期平均沉降量

$$s_L = \frac{s'}{\lambda_t} \quad (7.4.9-3)$$

式中 s_L —— 长期平均沉降量 (cm)；
 λ_t —— 时间下沉系数，按表 7.4.5-1 采用。

3 长期最大沉降量

$$s_{max} = s_L \cdot \beta' \quad (7.4.9-4)$$

式中 s_{max} —— 长期最大沉降量 (cm)；

β' —— 地基均质系数，即长期最大沉降量 $s_{\max}$ 与长期平均沉降量 s_L 之比，一般取 1.5~2.0。

表 7.4.9 北京市平原地区地基非线性压力-变形指标

土类及压力变形指标			下沉 1cm 时的附加压力 $k_{0.08}$ (kPa)																
			25	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
一般第四纪沉积土	粘性土及粉土	p_{cr} (kPa)	-	-	-	-	-	131	140	148	165	182	199	216	233	250	-	-	-
		μ_0	-	-	-	-	-	0.78	0.80	0.82	0.86	0.90	0.93	0.97	1.01	1.05	-	-	-
		μ_1	-	-	-	-	-	0.43	0.45	0.47	0.51	0.55	0.59	0.62	0.66	0.70	-	-	-
		m (kPa•cm)	-	-	-	-	-	1098	1383	1669	2239	2810	3380	3951	4521	5092	-	-	-
	粉砂、细砂	p_{cr} (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-	193	207	220	234	247	261	288	315	341
		μ_0	-	-	-	-	-	-	-	-	0.99	1.02	1.06	1.09	1.12	1.16	1.22	1.29	1.36
		μ_1	-	-	-	-	-	-	-	-	0.58	0.61	0.65	0.68	0.72	0.75	0.82	0.89	0.96
		m (kPa•cm)	-	-	-	-	-	-	-	-	2239	2810	3380	3951	4521	5092	6233	7374	8515
新近沉积土	粘性土及粉土	p_{cr} (kPa)	75	80	85	91	96	102	108	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		μ_0	0.60	0.67	0.75	0.82	0.90	0.97	1.05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		μ_1	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		m (kPa•cm)	183	390	596	802	1008	1215	1421	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	粉砂、细砂	p_{cr} (kPa)	-	-	-	98	107	116	125	134	152	170	188	-	-	-	-	-	-
		μ_0	-	-	-	0.72	0.73	0.75	0.76	0.79	0.82	0.86	0.89	-	-	-	-	-	-
		μ_1	-	-	-	0.45	0.47	0.50	0.52	0.55	0.59	0.64	0.69	-	-	-	-	-	-
		m (kPa•cm)	-	-	-	902	1008	1215	1421	1627	2039	2452	2864	-	-	-	-	-	-
人工填土	素填土及变质炉灰	p_{cr} (kPa)	-	73	82	91	100	110	119	128	-	-	-	-	-	-	-	-	
		μ_0	-	0.53	0.59	0.66	0.72	0.78	0.85	0.91	-	-	-	-	-	-	-	-	
		μ_1	-	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	-	-	-	-	-	-	-	-	
		m (kPa•cm)	-	271	512	771	1020	1270	1519	1769	-	-	-	-	-	-	-	-	

7.4.10 当缺少粉砂、细砂和塑性指数 I_p 小于 5 的砂质粉土的压缩模量数据时，对一般第四纪沉积土可根据标准贯入试验锤击数 N 和深度 z 按式（7.4.10）取值；对新近沉积土可按表 7.4.10-2 取值。

$$E_s = 0.712z + 0.25N + \eta_s \quad (7.4.10)$$

式中 E_s —— 土的压缩模量（MPa）；
 η_s —— 与土类有关的系数，按表 7.4.10-1 取值。

表 7.4.10-1 一般第四纪沉积土压缩模量换算系数 η_s

土的类别	砂质粉土	粉砂	细砂
η_s	11.5	14.0	18.1
注：表中砂质粉土的塑性指数 I_p 小于 5。			

表 7.4.10-2 新近沉积土的压缩模量 E_s 统计值

标准贯入试验锤击数 N	5	8	10	12	15	20	25
压缩模量 E_s (MPa)	6.5	10.0	12.5	14.5	17.5	21.5	25.0
注：1 表中 E_s 值适用于新近沉积粉、细砂和塑性指数 I_p 小于 5 的砂质粉土； 2 表中数值可以内插。							

7.4.11 砂充填的卵石土压缩模量可按下式估算：

$$E_s = \frac{(1+e_1)p_0}{C_c \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_v + p_0}{\sigma'_v}\right)} \times 10^{-3} \quad (7.4.11)$$

式中 E_s —— 土的压缩模量（MPa）；
 e_1 —— 有效覆盖压力为零时的孔隙比，取 0.4~0.5；
 C_c —— 压缩指数，取 0.01~0.02；
 σ'_v —— 有效覆盖压力（kPa）。

7.5 稳定性验算

7.5.1 位于斜坡上的建筑物或当地基有可能整体滑动时，应进行稳定性验算，并满足下式要求：

$$\frac{M_R}{M_s} \geq F_s \quad (7.5.1)$$

式中 M_R —— 抗滑力矩（kN·m）；
 M_s —— 滑动力矩（kN·m）；
 F_s —— 抗滑稳定安全系数，当滑动面为圆弧形时， F_s 取 1.2；当滑动面为平面时， F_s 取 1.3。

当不能确定最危险滑动面时，地基稳定性的验算方法，宜采用极限平衡理论的圆弧滑动

条分法。

7.5.2 对承受较大水平推力的建筑物或构筑物，其水平抗滑稳定性可按地基抗水平滑动稳定性的公式验算，并应满足下式要求：

$$\frac{E}{H} \geq F_s \quad (7.5.2)$$

式中 E —— 水平抗滑力 (kN)；
 H —— 作用于基础底面的水平推力 (kN)；
 F_s —— 水平抗滑稳定安全系数，取 1.2~1.3。

7.5.3 对承受较大水平推力的建筑物及构筑物，当有倾覆可能时，尚应进行抗倾覆稳定性验算，并应满足下式要求：

$$\frac{M_{rc}}{M_c} \geq F_s \quad (7.5.3)$$

式中 M_{rc} —— 抗倾覆力矩 (kN·m)，
 挡土墙： $M_{rc} = W \cdot b + E_z \cdot a$ ，
 建筑物： $M_{rc} = W \cdot b$ ；
 M_c —— 倾覆力矩 (kN·m)；
 F_s —— 抗倾覆稳定安全系数，取 1.5。

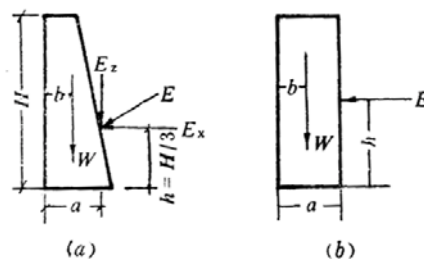


图 7.5.3 抗倾覆验算示意图

(a) 挡土墙 (b) 建筑物

7.5.4 位于稳定土坡坡顶上的建筑物，当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于 3m 时，其基础底面外边缘线至坡顶的水平距离（图 7.5.4）应满足式 (7.5.4-1)、式 (7.5.4-2) 的要求，并不得小于 2.5m；

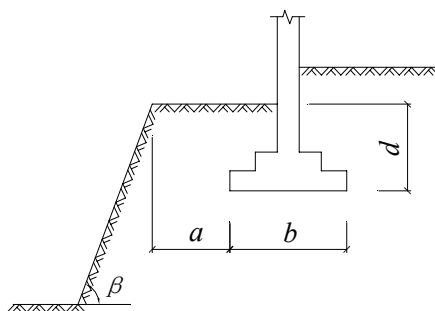


图 7.5.4 基础底面外边缘线至坡顶的水平距离示意

条形基础

$$a \geq 3.5b - \frac{d}{\tan \beta} \quad (7.5.4-1)$$

矩形基础

$$a \geq 2.5b - \frac{d}{\tan \beta} \quad (7.5.4-2)$$

式中 a —— 基础底面外边缘线至坡顶的水平距离；
 b —— 垂直于坡顶边缘线的基础底面边长；
 d —— 基础埋置深度；
 β —— 边坡坡角。

当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足式（7.5.4-1）、式（7.5.4-2）的要求时，可根据基底平均压力按式（7.5.1）确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深。

当边坡坡角大于 45° 、坡高大于 8m 时，尚应按式（7.5.1）验算坡体稳定性。

7.6 城区人工填土的利用

7.6.1 城区人工填土中可利用作为建筑物地基的有变质炉灰及素填土。当土层密实度及厚度基本均匀，且压缩模量 E_s 大于或等于 1.5MPa，或比贯入阻力 p_s 大于或等于 0.5MPa、或轻型圆锥动力触探锤击数 N_{10} 大于或等于 5 时，可作为不超过 6 层的砌体结构或混合结构及不超过 3 层的规则框架结构建筑物的天然地基。

7.6.2 当利用城区人工填土作为建筑物地基时，地基勘察应满足下列要求：

1 拟建建筑物基础范围内，勘探点间距不宜大于 15m，每幢建筑物不应少于 4 个勘探点。勘探孔深度应满足第 6.2.2 条的要求，并应进入天然土层面下不少于 1m，控制性勘探点不应少于勘探点总数的 1/2。

2 测试手段宜用轻型圆锥动力触探、静力触探，必要时可采取原状土样进行包括湿陷性试验在内的物理力学性质试验，当需提高承载力时应进行平板载荷试验，工程本身需要且建筑物及场地条件有研究价值时，应进行沉降观测。

3 勘察报告应对建筑物在施工和使用过程中可能发生的问题进行说明，并提出相应措施的建议，对地基可能进行的局部处理提出方案性建议。

7.6.3 利用人工填土作为建筑物地基时，设计上宜采取下列措施：

1 建筑物形状宜规则，避免过长的建筑物，长高比不宜超过 2。过长者及平面不规则者宜设沉降缝，将建筑物分成较短和平面规则的几个部分。

2 为避免人工填土地基浸水湿陷，应做好地面排水，适当加大建筑散水的宽度，采取防止上、下水管道漏水的构造措施。

3 框架结构当采用独立基础时应在两个方向设置基础拉梁。

4 多层砌体结构应加强基础及上部结构刚度。基础应设置圈梁，五、六层的砌体结构宜采用筏板基础。

7.6.4 人工填土地基在施工验槽时，一般应采取下列措施：

1 人工填土地基应特别加强验槽工作，轻型圆锥动力触探深度不宜小于 2m，间距不宜大于 1.5m；遇有土层复杂，岩性、密实度、标高变化过大时，应在补充勘探后，再作妥善处理。

2 一般情况下应对槽底夯实，根据需要控制密实度，用蛙式夯夯拍两至三遍。当槽底土质较干时，应先洒水后夯拍。饱和时不宜夯拍，应在槽底铺放大粒径卵石，并挤入槽底土内。

3 遇有局部堆积年代不久的炉灰（常呈褐红色），或碎砖、瓦片集中的填土应予以挖除。挖除范围较浅较小者，可用 1:9 灰土分步回填夯实。范围较深较大者可将基础加深，但应注意避免加深后的基础落在天然土上造成沉降不均。

7.6.5 压实填土地基应按本规范第 11.2 节的规定执行。

8 天然地基基础

8.1 一般规定

8.1.1 基础设计应对地质和水文条件、建筑高度、结构体系和使用功能、荷载大小及分布情况、抗震设防标准、施工和材料供应及相邻建筑物的基础情况等因素综合考虑，选择经济合理的基础形式，以保证本建筑物及周围建筑物不致产生过量沉降或倾斜，并能满足建筑物的正常使用。

8.1.2 基础设计应注意了解邻近建筑物的基础情况、地下构筑物及各项设施的位置、标高等，使所设计的基础在施工和使用期间不致发生问题。

8.1.3 基础结构宜按以下原则选型：

1 多层砌体结构宜采用无筋扩展条形基础；如基础宽度大于等于 2.5m 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) 无地下室且地基承载力较高，可选用柱下钢筋混凝土独立基础，也可根据具体情况采用双柱、多柱联合基础或柱下钢筋混凝土条形基础；

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，则宜采用筏形基础，筏形基础可选用有梁式或无梁式。

3 剪力墙结构宜符合下列要求：

1) 建筑物无地下室，或虽有地下室但无防水要求，如地基条件较好，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 款的有关要求；

2) 如框架柱采用独立基础，剪力墙部分宜采用条形基础；当无地下室或虽有地下室，但结构的嵌固端在基础处时，剪力墙传给地基基础的地震作用可乘以折减系数 0.8。

5 当基础埋置深度大于等于 3m 时，宜设置地下室。

6 高层建筑的基础，如需要设计成满堂基础，宜选用筏形（有梁或无梁）基础。

8.1.4 地下室周围应采用素土或灰土均匀分层夯实回填，压实系数不小于 0.93，或采取其他

措施保证地震作用下土对基础的约束作用。

8.1.5 地下室外墙及防水板荷载可按以下原则取值：

1 验算地下室外墙承载力时，如勘察报告已提供地下室外墙水压分布时，应按勘察报告计算。当验算范围内仅有一层地下水时，水压力取静水压力并按直线分布计算。计算土压力时，地下水位以下土的重度取浮重度。

2 当采用独立基础或条形基础加防水板的做法时，应验算防水板的承载力，其荷载可按抗浮水位计算。

8.1.6 地下室外墙承载能力极限状态计算时，按静止土压力计算，土、水压力作用分项系数均取 1.3；有护坡桩时，土压力（不含水压力）可以乘以 0.66 折减系数。

8.1.7 基础底面以上长期作用的竖向荷载合力作用点宜与基础底面形心重合。

8.1.8 基础构件的混凝土强度等级：无筋扩展条形基础不应低于 C15；其他基础不应低于 C25；基础垫层可取 C10，厚度不宜小于 100mm。如果基础构件采用防水混凝土时，其抗渗等级不应低于 S6。

8.1.9 如基础混凝土内掺入一定数量的粉煤灰，可考虑粉煤灰对混凝土后期强度的作用，混凝土设计强度的龄期宜为 60 天或 90 天。

8.1.10 钢筋的混凝土保护层厚度：对基础底部与土接触一侧钢筋，有垫层时不小于 40mm，无垫层时不小于 70mm；对地下墙体与土接触一侧钢筋，无建筑防水做法时不小于 40mm，有建筑防水做法时不小于 25mm，且不小于钢筋直径。

8.1.11 基础构件可按以下原则配置钢筋：

- 1 基础构件受力钢筋（包括箍筋）应优先选用 HRB400、HRB335 级钢筋。
- 2 独立基础及条形基础底板受力钢筋间距宜为 100~200mm；直径不宜小于 10mm。
- 3 筏板基础底板受力钢筋间距不应太小，可取 200~300mm，不宜小于 150mm；直径不宜小于 12mm。

4 基础底板分布钢筋可采用 HPB235 级钢筋，直径不应小于 8mm；其面积不应小于受力钢筋的 15%。

8.1.12 当计算墙下或柱下条形基础的基础宽度时，不应重复计算条形基础相交处的基础面积，可按附录 I 的方法计算基础宽度。

8.1.13 当地下室外墙外侧设有建筑防水层时，外墙最大裂缝宽度的限值可取 0.4mm。

8.1.14 柱下条形基础和筏形基础可不考虑抗震构造。

8.2 无筋扩展基础

8.2.1 无筋扩展基础的材料可采用砖、毛石、混凝土或毛石混凝土、灰土等。

8.2.2 墙下无筋扩展条形基础宜优先采用 3: 7 灰土；其厚度不应小于 300mm；当地下水位较高或冬季施工时，可用 C15 素混凝土基础。

8.2.3 基础高度应符合下式要求（图 8.2.3）：

$$H_0 \geq \frac{b - b_0}{2 \tan \alpha} \quad (8.2.3)$$

式中 b —— 基础底面宽度；
 b_0 —— 基础顶面的砌体宽度或柱脚宽度；
 H_0 —— 基础高度；
 $\tan \alpha$ —— 基础台阶宽高比 $b_2 : H_0$ ，其允许值可按表 8.2.3 选用。

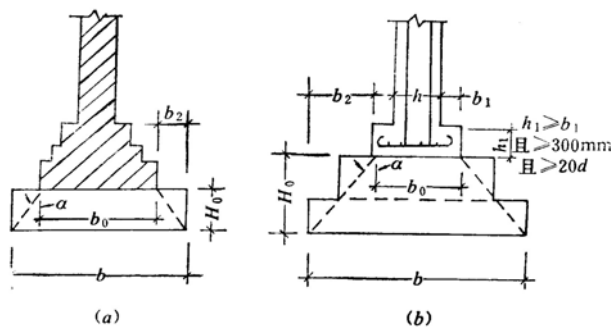


图 8.2.3 无筋扩展基础构造示意图

表 8.2.3 无筋扩展基础台阶宽高比的允许值

基础材料	质量要求	$p_k \leq 100$	$100 \leq p_k \leq 200$	$200 \leq p_k \leq 300$
混凝土基础	C15 混凝土	1: 1.00	1: 1.00	1: 1.25
毛石混凝土基础	C15 混凝土	1: 1.00	1: 1.25	1: 1.50
砖基础	砖不低于 MU10 砂浆不低于 M5	1: 1.50	1: 1.50	1: 1.50
毛石基础	砂浆不低于 M5	1: 1.25	1: 1.50	—
灰土基础	体积比为 3: 7 的灰土，其最小干密度为： 粉土 1550kg/m ³ 粉质粘土 1500kg/m ³ 粘土 1450kg/m ³	1: 1.25	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 阶梯形毛石基础每阶伸出宽度不宜大于 200mm；
3 当基础由不同材料叠合组成时，应对接触部分作抗压验算；
4 对于混凝土基础，当 $p_k > 300 \text{ kPa}$ 时，尚应进行抗剪验算。

8.2.4 当地基主要受力层范围内存在软弱土层或不均匀土层时，墙下条形基础宜增设基础圈

梁以加强基础刚度。

8.3 配筋扩展基础

8.3.1 当基础高度不满足式 (8.2.3) 时, 应采用混凝土配筋扩展基础。配筋扩展基础包括: 柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。

8.3.2 柱下钢筋混凝土独立基础应按以下原则计算:

1 基础底面积应根据基础传给地基的荷载及地基土的承载力按 7.3.1 条确定。

2 应根据不同情况, 分别验算柱与基础交接处以及基础变阶处的基础受冲切承载力和受剪切承载力, 由此确定基础不同部位的高度。

3 基础底板的配筋应按抗弯计算确定。

8.3.3 独立基础的受冲切和剪切承载力应符合以下要求:

1 独立基础受冲切承载力应按下列方法验算:

$$F_l \leq 0.7 \beta_{hp} f_t a_m h_0 \quad (8.3.3-1)$$

$$F_l = p_j A_l \quad (8.3.3-2)$$

式中 β_{hp} —— 受冲切承载力截面高度影响系数, 当 $h \leq 800\text{mm}$ 时, $\beta_{hp} = 1.0$; 当 $h \geq 2000\text{mm}$ 时, $\beta_{hp} = 0.9$, 其间按线性内插法求出;

f_t —— 混凝土轴心抗拉强度设计值;

h_0 —— 基础冲切破坏锥体的有效高度;

a_m —— 冲切破坏锥体最不利一侧计算长度, $a_m = (a_t + a_b)/2$;

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

a_b —— 冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长, 当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 (图 8.3.3-1a); 当计算基础变阶处的冲切承载力时, 取上阶宽加两倍该处的基础有效高度 (图 8.3.3-1b);

p_j —— 相应于荷载效应基本组合时基础底面地基土单位面积净反力设计值 (不含基础自重及其上土重); 当偏心荷载作用时可取基础底面边缘处地基土单位面积最大净反力设计值;

A_l —— 冲切验算时取用的部分基底面积 (图 8.3.3-1a、b 中的阴影面积)

ABCDEF);

F_l —— 冲切荷载设计值, 即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。

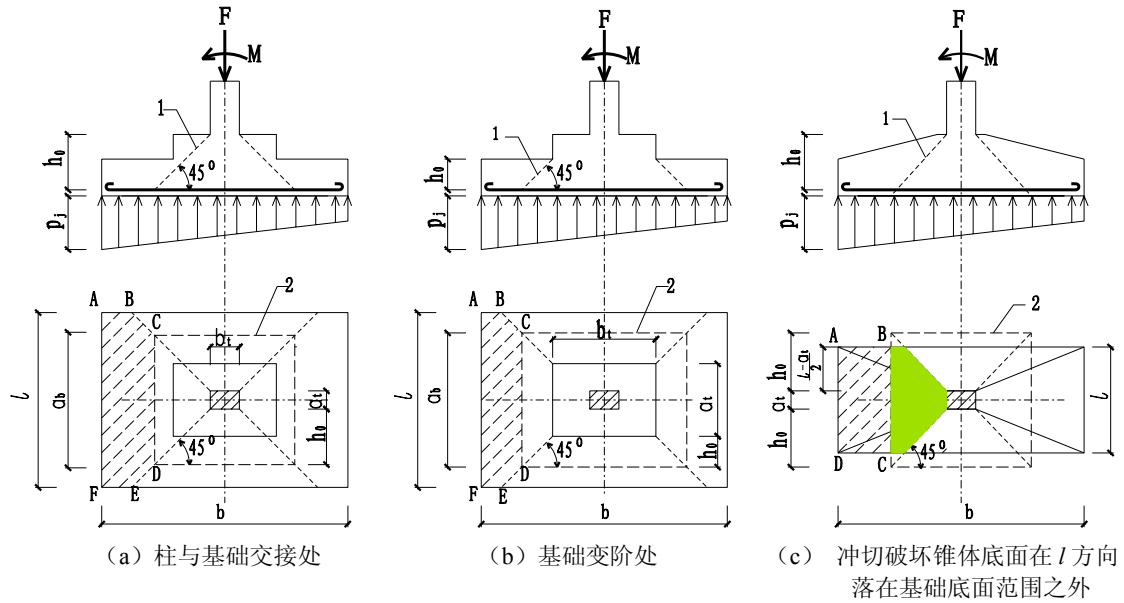


图 8.3.3-1 基础受冲切承载力计算截面位置

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;

2 独立基础受剪切承载力应按下列方法验算:

$$F_v \leq 0.7 \beta_{hs} f_t S_v \quad (8.3.3-3)$$

$$F_v = p_j A_v \quad (8.3.3-4)$$

$$\beta_{hs} = (800/h_0)^{\frac{1}{4}} \quad (8.3.3-5)$$

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

h_0 —— 基础剪切破坏截面的有效高度;

S_v —— 剪切验算时取用的基础抗剪切截面面积, 取验算截面处基础的垂直截面面积;

A_v —— 剪切验算时取用的部分基底面积 (图 8.3.3-2a、b、c 中的阴影面积 ABCD);

F_v —— 相应于荷载效应基本组合时作用在 A_v 上的地基土净反力设计值。

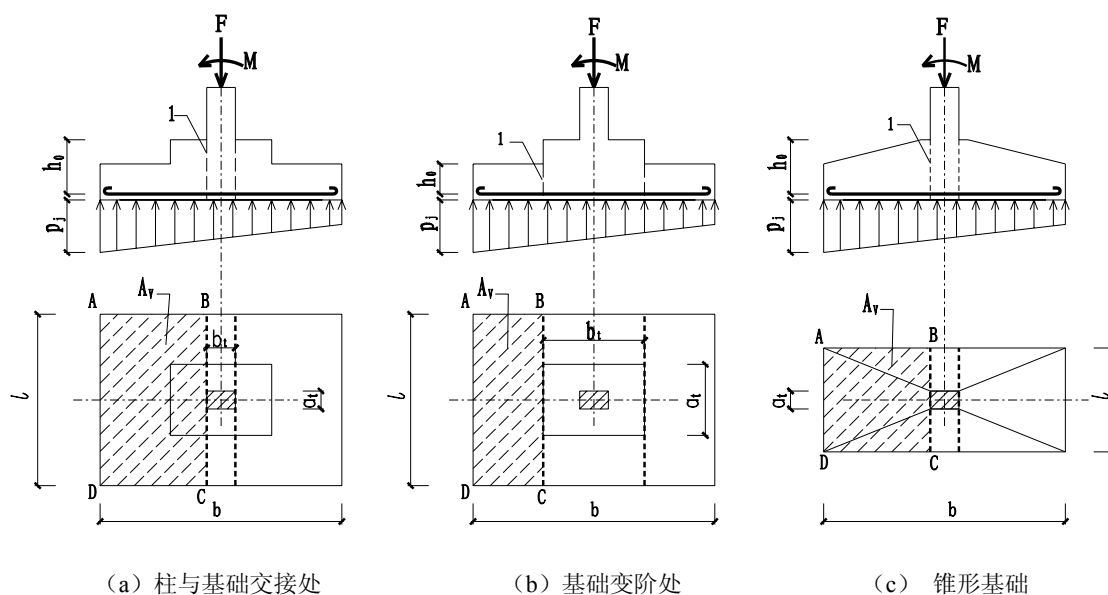


图 8.3.3-2 计算阶形基础的受剪切承载力截面位置

1-剪切验算截面

3 当冲切破坏锥体底面在 l 方向落在基础底面范围之外时 (图 8.3.3-1c), 可仅验算基础受剪切承载力。

8.3.4 独立基础底板的配筋, 应按抗弯计算确定;

对于矩形独立基础, 当台阶的宽高比小于或等于 2.5 和偏心距小于或等于 $1/6$ 基础宽度时, 在轴心或单向偏心荷载作用下底板受弯可按下列简化方法计算:

任意截面的弯矩可按下列公式计算 (图 8.3.4):

$$M_I = \frac{1}{6} b_1^2 \left[p_{j\max} (2l + a') - \frac{b_1}{b} (l + a') (p_{j\max} - p_{j0}) \right] \quad (8.3.4-1)$$

$$M_{II} = \frac{1}{24} p_{j0} (l - a')^2 (2b + b') \quad (8.3.4-2)$$

当计算柱边截面弯矩时可按下列公式计算:

$$M_{I\max} = \frac{1}{48} (b - b_c)^2 \left[2p_{j\max} (2l + a_c) - \frac{b - b_c}{b} (l + a_c) (p_{j\max} - p_{j0}) \right] \quad (8.3.4-3)$$

$$M_{II\max} = \frac{1}{24} p_{j0} (l - a_c)^2 (2b + b_c) \quad (8.3.4-4)$$

式中 M_I 、 M_{II} —— 任意截面 I、II 处的弯矩设计值;

$M_{I\max}$ 、 $M_{II\max}$ —— 柱边截面 I、II 处的弯矩设计值;

b_1 —— 任意截面 I 至基础底边缘最大反力处距离;

l 、 b —— 基础底面边长;

$p_{j\max}$ 、 p_{j0} —— 基础底面地基土单位面积最大和平均净反力设计值（不包括土和基础自重）；
 a_c 、 b_c —— 矩形柱截面边长。

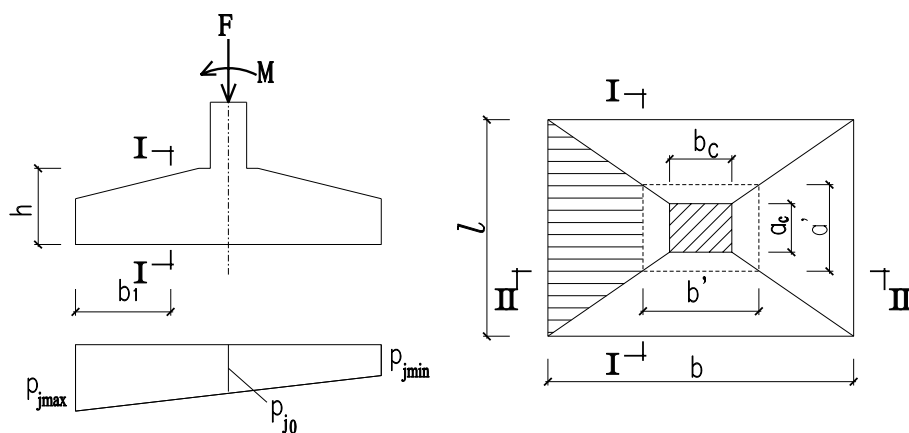


图 8.3.4 矩形独立基础底板弯矩计算简图

8.3.5 独立基础的构造宜满足以下要求：

1 属于下列情况之一的独立基础宜设置基础双向拉梁：

- 1) 抗震等级为一级的框架结构，IV类场地抗震等级为二级的框架结构；
- 2) 柱承受的重力荷载相差较大；
- 3) 地基土主要受力层范围内存在严重不均匀土层、软弱土层或可液化土层；
- 4) 基础埋置较深；
- 5) 基础底面标高相差较大。

2 独立基础拉梁宜按下列原则进行设计：

1) 当不考虑拉梁承受柱底弯矩时，可取其所拉结的两根柱子的轴力中较大者的 1/10，作为拉梁轴心受拉的拉力，进行承载能力验算。拉梁配筋应上下相同，总量不少于 $4\Phi 14$ ，箍筋不少于 $\Phi 6 @200$ 。拉梁高度宜取本款第 4) 项中的较小值（承托较重隔墙者除外），其截面构造应符合《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。此时柱底弯矩传至基础，柱基础按偏心受压考虑。

2) 当用拉梁平衡柱底弯矩时，柱下独立基础可按中心受压考虑。拉梁正弯矩钢筋全部拉通，负弯矩钢筋宜有 1/2 拉通。拉梁的高度宜取本款第 4) 项中的较大值。此时，拉梁的构造应满足抗震要求。

3) 如拉梁承托隔墙或其他竖向荷载，则应将竖向荷载所产生的拉梁内力与上述两种计算方法之一所得内力组合计算。

4) 拉梁截面宽度 $\geq \frac{1}{20}L \sim \frac{1}{35}L$, 高度 $\geq \frac{1}{12}L \sim \frac{1}{20}L$, L 为两根柱子中心的距离。

3 独立基础宜符合下列要求:

- 1) 阶梯形基础的每阶高度宜为 300~500mm; 锥形基础边缘高度不宜小于 200mm, 坡度不宜大于 1: 3 (垂直: 水平), 尤其应注意矩形基础短边的坡度。
- 2) 当基础边长大于或等于 2.5m 时, 钢筋长度可取 0.9 倍的基础边长, 并交错放置。
- 3) 当基础受力钢筋实际配筋量比计算所需多三分之一以上, 且满足第 8.1.11 条第 2 款的配筋构造要求时, 可不受《混凝土结构设计规范》GB50010 最小配筋率的限制。

4 钢筋混凝土柱的纵向受力钢筋在基础内的锚固长度 l_a 和有抗震要求时锚固长度 l_{aE} 应按《混凝土结构设计规范》(GB50010) 的有关规定确定, l_a 和 l_{aE} 可乘以修正系数 0.8, 此时钢筋锚固范围内无需配置箍筋。

8.3.6 当基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时, 应按《混凝土结构设计规范》(GB50010) 有关内容验算柱下基础顶面的局部受压承载力。

8.3.7 预制柱独立基础应满足下列要求:

- 1 预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接, 应符合图 8.3.7-1 的要求。
柱的插入深度可按表 8.3.7-1 选用, 并应满足钢筋锚固长度和吊装时柱的稳定性的要求。

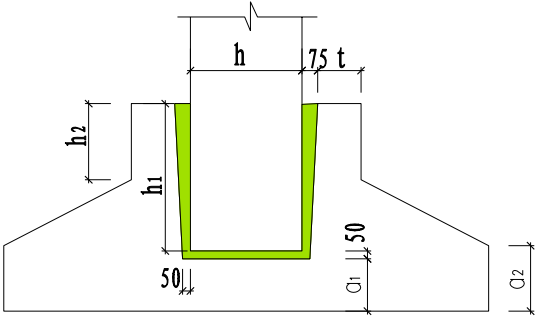


图 8.3.7-1 预制钢筋混凝土柱独立基础示意图

注: $a_2 \geq a_1$

表 8.3.7-1 柱的插入深度 h_1 (mm)

矩形或工字形柱				双肢柱
$h < 500$	$500 \leq h < 800$	$800 \leq h \leq 1000$	$h > 1000$	
$(1.0 \sim 1.2) h$	h	$0.9 h$ 且 ≥ 800	$0.8 h$ 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。				

2 基础的杯底厚度和杯壁厚度可按表 8.3.7-2 选用。

表 8.3.7-2 基础的杯底厚度和杯壁厚度

柱截面长边边长 h (mm)	杯底厚度 a_1 (mm)	杯壁厚度 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，基础梁下的杯壁厚度应满足其支承宽度的要求；
3 柱子插入杯口部分的表面应凿毛，柱子与杯口之间的空隙应用比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土充填密实，当达到材料设计强度的 70%以上时，方能进行上部结构吊装。

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，杯壁可不配筋；当柱为轴心受压或小偏心受压且 $0.5 \leq t/h_2 < 0.65$ 时，杯壁可按表 8.3.7-3 构造配筋，做法如图 8.3.7-2；其他情况应按计算配筋。

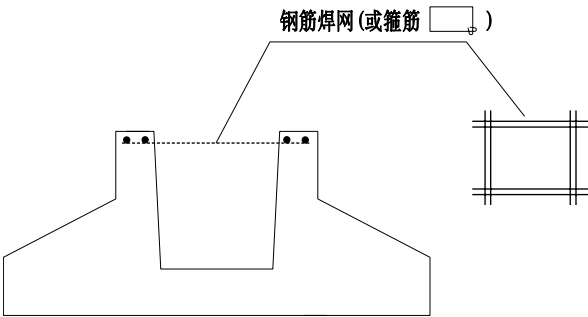


图 8.3.7-2 杯壁内配筋示意图

表 8.3.7-3 杯壁构造配筋

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 8.3.7-2）。

4 双杯口基础，当两杯口间隔墙厚度小于 400mm 时，宜在隔墙内按图 8.3.7-3 配筋。

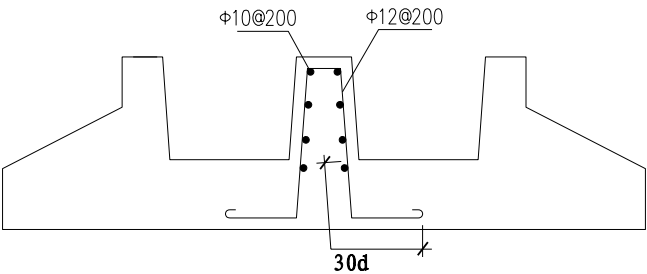


图 8.3.7-3 双杯口基础隔墙内配筋示意图

5 预制钢筋混凝土柱（包括双肢柱）与高杯口基础的连接（图 8.3.7-4），应符合本条第 1 款插入深度的要求。当符合下列条件且杯壁厚度符合表 8.3.7-4 的规定时，杯壁和短柱配筋，可按图 8.3.7-5 的构造要求进行设计。

1) 起重机起重重量小于或等于 750kN，轨顶标高小于或等于 14m，基本风压小于或等于 0.5kPa 的工业厂房，且短柱高度不大于 5m；

2) 起重机起重重量大于 750kN，基本风压大于 0.5kPa，且符合下式：

$$E_2 I_2 / E_1 I_1 \geq 10 \quad (8.3.7-1)$$

式中 E_1 —— 预制钢筋混凝土柱的弹性模量；
 I_1 —— 预制钢筋混凝土柱对其截面短轴的惯性矩；
 E_2 —— 短柱混凝土的弹性模量；
 I_2 —— 短柱对其截面短轴的惯性矩。

3) 当基础短柱高度大于 5m，且符合下式：

$$\Delta_2 / \Delta_1 \leq 1.1 \quad (8.3.7-2)$$

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

Δ_2 — 单位水平力作用在以短柱底面为固定端的柱顶时，柱顶的水平位移。

4) 高杯口基础短柱的纵向钢筋，应满足计算要求。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，其直径不应小于 12mm，间距不应大于 300mm；当长边尺寸大于 1000mm 时，其直径不应小于 16mm，间距不应大于 300mm，且每隔 1000mm 左右伸下一根并做 150mm 的直钩支撑在基础底部钢筋网上，其余钢筋锚固至基础底板顶面下 l_a 处（图 8.3.7-5）。短柱短边的纵向钢筋，直径不应小于 12mm，间距不应大于 300mm，且每边的配筋不少于短柱截面面积的 0.05%。短柱中的箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 300mm；当抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 150mm。

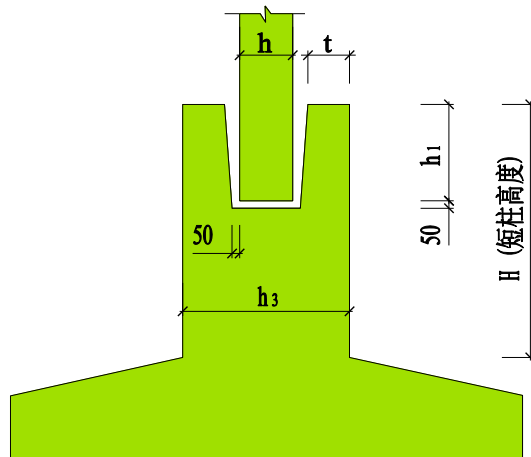


图 8.3.7-4 高杯口基础几何尺寸

表 8.3.7-4 高杯口基础的杯壁厚度 t

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

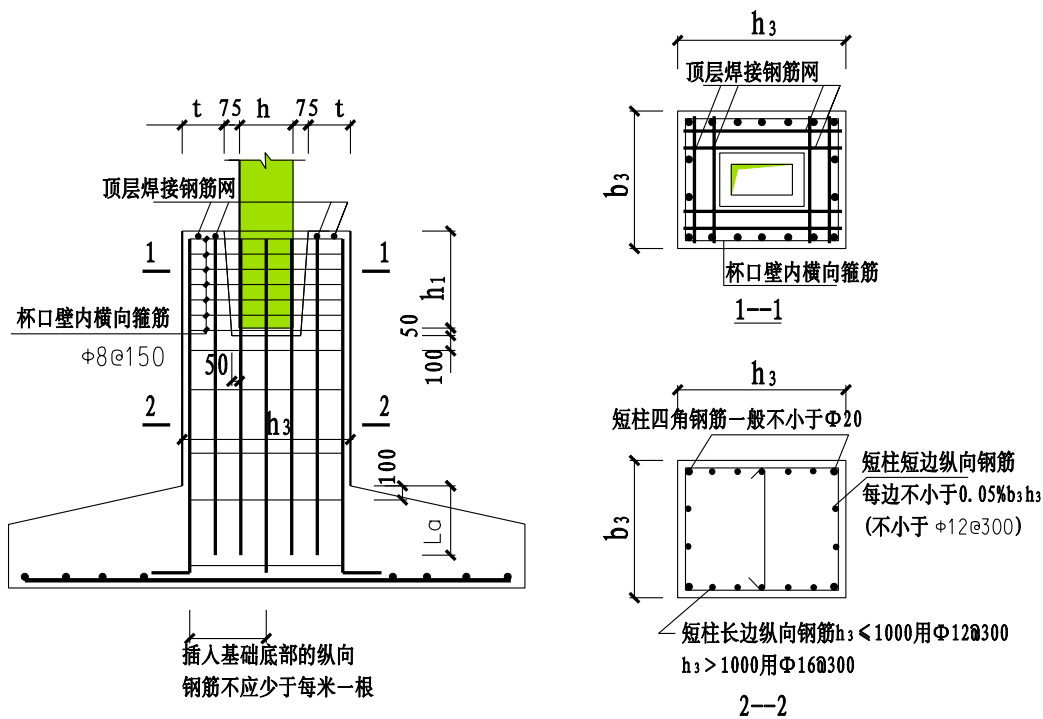


图 8.3.7-5 高杯口基础构造配筋示意

8.3.8 轴心荷载作用下的墙下钢筋混凝土条形基础可按以下原则进行设计：

1 墙下条形基础的宽度 b ，应根据上部结构传给基础顶面的线荷载标准值 N_k 和深宽修正后的地基承载力标准值 f_a 按下式确定：

$$b \geq \frac{N_k}{f_a - \gamma d} \quad (8.3.8-1)$$

式中 γ —基础底面以上土和基础的加权平均重度，地下水位以下取浮重度。

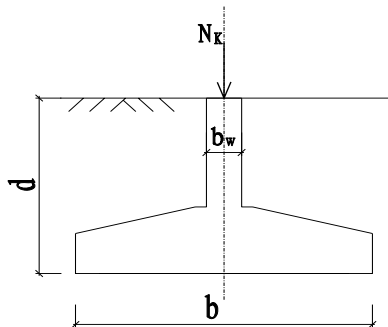


图 8.3.8-1 上部结构传至基础的线荷载的作用位置

墙下条形基础面积相交处，应扣除其重叠面积，可按附录 I 的方法计算基础宽度。

2 混凝土墙与基础相交处及基础变截面处，应取基础单位长度按下列公式验算受剪承载力：

$$V_{\max} \leq 0.7 \beta_{hs} f_t h_0 \quad (8.3.8-2)$$

$$V_{\max} = \frac{1}{2} p_j (b - b_w) \quad (8.3.8-3)$$

式中 b_w —— 基础顶面处墙厚或基础变阶处的水平宽度。

3 墙下条形基础任意截面的配筋应按抗弯计算确定。当砖墙放脚符合表 8.2.3 的规定时，砖墙下条形基础最大弯矩可取基础单位长度按下式计算（图 8.3.8-2）：

$$M_{\max} = \frac{1}{8} p_j (b - b_w + \frac{1}{2} c)^2 \quad (8.3.8-4)$$

式中 c — 砖的长度。

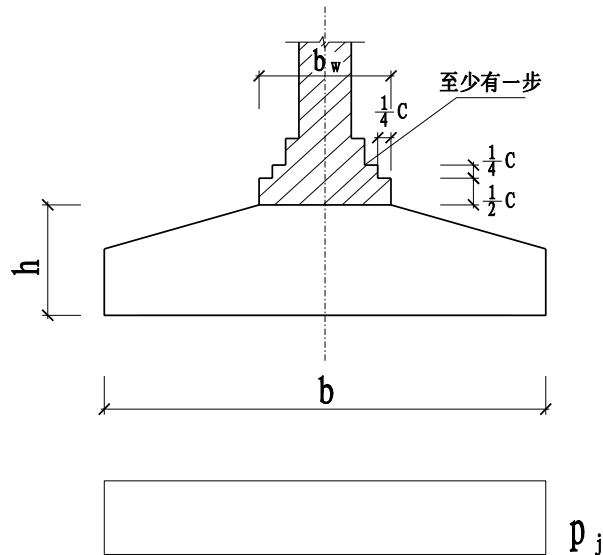


图 8.3.8-2 砖墙下条形基础的计算

4 墙下条形基础底板厚度不宜小于 200mm，边缘厚度不宜小于 150mm。底板下应设置 100mm 厚的混凝土垫层。

5 钢筋混凝土条形基础在 T 字和十字交接处，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基础宽度的 1/4 处（图 8.3.8-3a、b）。钢筋混凝土条形基础在拐角处，钢筋应沿两个方向通长布置（图 8.3.8-3c）。

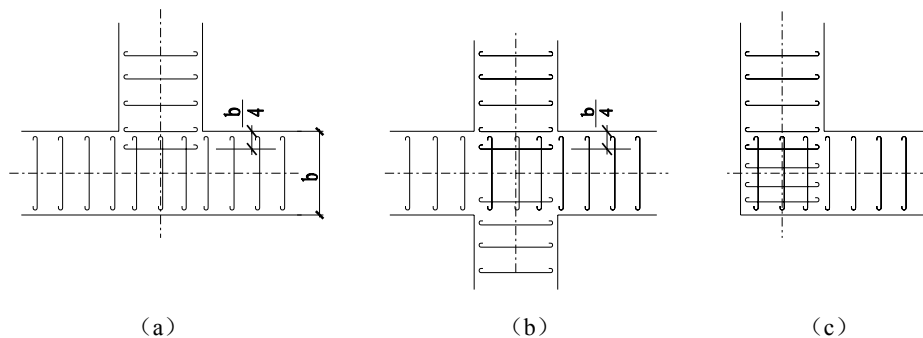


图 8.3.8-3 条形基础纵横交叉处钢筋设置示意图

6 墙下钢筋混凝土条形基础的宽度大于或等于 2.5m 时，横向受力钢筋长度宜取 0.9 倍的基础宽度，并交错放置。

8.4 柱下联合基础

8.4.1 本节柱下联合基础系指同时支承两个柱的钢筋混凝土基础。

8.4.2 以下两种情况应采用柱下联合基础：

- 1 上部结构柱距较小，如做成独立基础，基础将重叠时（图 8.4.2a）；
- 2 柱靠近已建建筑物，如做成偏心独立基础可能产生过大倾斜时（图 8.2.4b）。

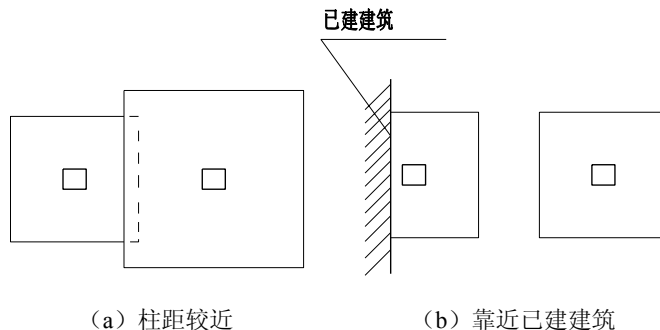
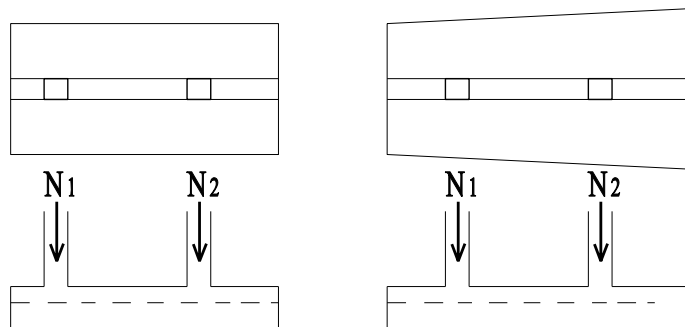


图 8.4.2

8.4.3 柱下联合基础设计时，应通过调整基础底面尺寸，使基础底面形心尽量与长期作用的上部竖向荷载合力中心重合，以减小基底的不均匀反力。

8.4.4 柱下联合基础可采用以下几种形式：



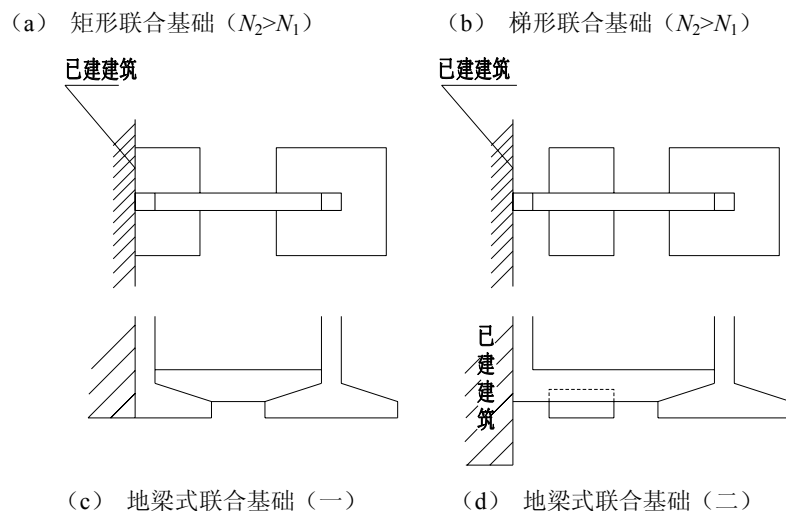


图 8.4.4 双柱联合基础的形式

图 8.4.4a、b 是常用的连续联合基础的形式。当柱靠近已建建筑且柱距较大时，可采用图 8.4.4c 的形式；如靠近已建建筑处持力层土质不好，则可采用图 8.4.4d 的形式。

8.4.5 联合基础两柱之间应设置地梁（图 8.4.5-1），并应验算地梁受弯和受剪承载力，地梁截面应满足：

$$V \leq 0.25 f_c b_b h_{b0} \quad (8.4.5-1)$$

式中 b_b —地梁宽度；

h_{b0} —地梁截面有效高度。

如两柱的中心距离 $L \leq 2.5\text{m}$ ，也可设置暗地梁（图 8.4.5-2）。此时应注意核算底板受弯、受剪和受冲切承载力以及暗地梁的承载力。

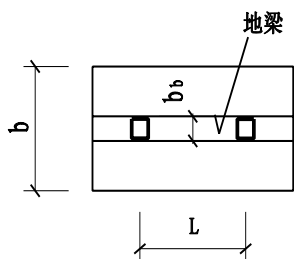


图 8.4.5-1 双柱联合基础的地梁

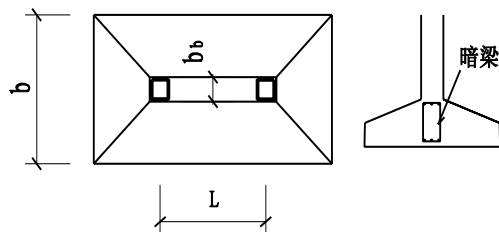


图 8.4.5-2 双柱联合基础的暗地梁

8.4.6 地梁式联合基础可按力学方法计算基底反力及构件内力；在计算挑梁处的地基反力时，应考虑由于弯矩作用使该处反力增加的影响。

8.5 柱下条形基础

8.5.1 柱下条形基础是指支承三个或三个以上柱的钢筋混凝土条形基础。

8.5.2 柱下条形基础应符合以下构造要求：

- 1 柱下条形基础横截面宜为倒 T 形。基础梁高度根据基底反力可取柱距的 $1/4 \sim 1/8$ 。翼板厚度不宜小于 200mm。当翼板厚度为 200~250mm 时，宜用等厚度；当翼板厚度大于 250mm 时，宜用变厚度翼板，其顶面坡度不宜大于 1:3（垂直：水平），翼板边缘厚度不宜小于 150mm。
- 2 基础底板钢筋配置方法同墙下钢筋混凝土条形基础。
- 3 柱下条形基础梁顶部和底部纵向受力钢筋除满足计算要求外，顶部跨中钢筋宜在支座连接，底部支座钢筋应有 $1/3$ 在跨中连通，并应有 2~4 根通长钢筋。
- 4 当基础梁腹板高度（不包括底板厚度）大于 450mm 时，在梁的两侧（在底板厚度范围以外），沿高度每 200~300mm 应各设一根直径 12~16mm 的构造钢筋。
- 5 柱与基础梁交接处的构造要求如图 8.5.2，应注意不能因柱截面较大而使梁的宽度过宽。

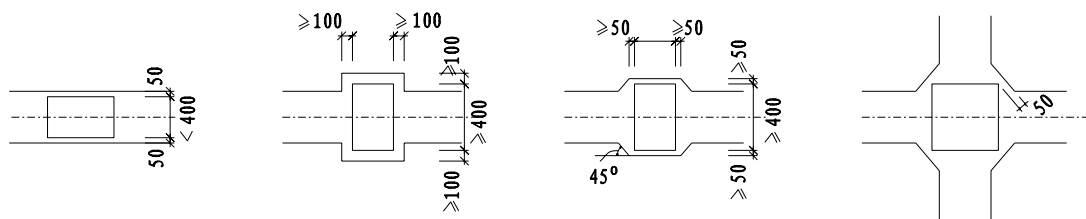


图 8.5.2 现浇柱与条形基础梁交接处平面尺寸

8.5.3 柱下条形基础的计算，除应符合本规范 8.3.8 条第 1、2 款的要求外，尚应符合以下规定：

- 1 上部结构刚度较好，地基压缩层范围内无软弱土层、可液化土层或严重不均匀土层，柱下条形基础的基础梁高度不小于跨度的 $1/6$ 或基础梁的线刚度大于柱线刚度的 3 倍，同时各柱柱距相差不大且荷载比较均匀时，基底反力可按直线分布考虑，基础梁的内力可按倒置的连续梁计算。此时应注意：
 - 1) 基础梁两端，在可能情况下宜有悬臂伸出，其长度可取第一跨跨长的 $1/4$ ；
 - 2) 基础梁两端边跨跨中及第一支座的弯矩值应乘以 1.2 的放大系数；
 - 3) 对基础梁，计算弯矩和剪力时可采用净跨。
- 2 当柱下条形基础不满足本条第 1 款时，宜按弹性地基梁或其他有效方法计算。
- 3 对双向交叉条形基础，交点上的柱荷载，应按交叉梁的刚度比例或变形协调的原则沿两个方向进行分配，其截面及内力计算可按两个方向分别计算。
- 4 基础梁除应验算受弯承载力外，应验算柱边缘处基础梁的受剪承载力；当存在扭矩

时，尚应考虑扭矩影响。

5 当基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，应按《混凝土结构设计规范》（GB50010）有关内容验算柱下基础梁顶面的局部受压承载力。

6 当基础梁、板各截面受力钢筋实际配筋量比计算所需多三分之一以上时，可不考虑《混凝土结构设计规范》（GB50010）有关受力钢筋最小配筋率要求。

8.6 筏形基础

8.6.1 筏形基础是指柱下或墙下（包括剪力墙结构下）连续的平板式或梁板式的钢筋混凝土整体基础（图 8.6.1）。

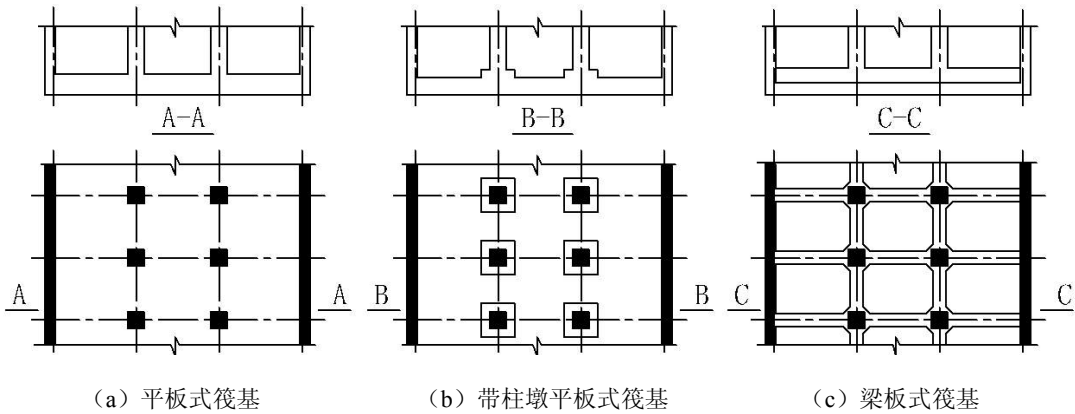


图 8.6.1 筏形基础类型

8.6.2 筏形基础结构尺寸应符合下列构造要求：

1 梁板式筏形基础板厚，可参照表 8.6.2 确定板厚，但当底板的承载力和刚度满足要求时，厚度也可小于表中规定，但不应小于 200mm；当有防水要求时，不应小于 250mm；且板厚与净跨之比不宜小于 1/20。

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 倍板厚中较大者。

表 8.6.2 筏形基础底板厚度参考值

基础底面平均反力 (kN/m ²)	底板厚度
150~200	$(\frac{1}{14} \sim \frac{1}{10})L_0$
200~300	$(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{8})L_0$
300~400	$(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{6})L_0$

400~500	$(\frac{1}{7} \sim \frac{1}{5})L_0$
注： L_0 为底板计算板块短向净跨尺寸。	

8.6.3 当上部结构柱网和荷载较均匀，地基压缩层范围内无软弱土层、可液化土层或严重不均匀土层，且筏形基础的基础梁的线刚度不小于柱线刚度的 3 倍或梁高不小于跨度的 1 / 6 时，筏形基础内力分析可按倒楼盖方法进行计算，计算时基底反力可视为直线分布。当不符合上述要求时，应进行更深入的分析。

筏形基础按倒楼盖方法进行设计时，梁板式筏形基础的底板和基础梁配筋以及平板式筏形基础的柱下板带和跨中板带配筋，除满足计算要求外，底部支座钢筋应有 1/3~1/4 在跨中连通，顶部跨中钢筋宜在支座连接。对梁板式筏形基础中的基础梁和板，计算弯矩和剪力时可采用净跨。

8.6.4 梁板式筏形基础的底板，对单向板应进行受剪承载力验算，受剪验算截面采用墙或梁边截面；对双向板应进行受冲切承载力验算。

8.6.5 梁板式筏形基础底板可按塑性理论计算弯矩。

8.6.6 梁板式筏形基础的基础梁除应验算其受剪和受弯承载力外，当基础梁的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，尚应按《混凝土结构设计规范》（GB50010）的规定验算底层柱下基础梁顶面的局部受压承载力。

8.6.7 平板式筏形基础的筏板应进行柱下受冲切承载力验算。

8.6.8 当平板式筏形基础的筏板受冲切承载力不能满足要求时，可通过在柱下增设柱墩或在筏板内配置抗冲切钢筋等方式来提高受冲切承载能力。

8.6.9 对上部为框架—核心筒结构的平板式筏形基础，核心筒下筏板受冲切承载力应按下式计算（图8.6.9）：

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t u_m h_0 / \eta \quad (8.6.9)$$

式中 F_l —— 荷载效应基本组合下，核心筒所承受的轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体范围内的实际地基土反力设计值，基底反力值应扣除板的自重；

β_{hp} —— 受冲切承载力截面高度影响系数，取值同 8.3.3 条；

f_t —— 混凝土轴心抗拉强度设计值；

u_m —— 距核心筒外表面 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长；

h_0 —— 距核心筒外表面 $h_0/2$ 处筏板的截面有效高度；

η —— 核心筒冲切临界截面周长影响系数，取 1.25。

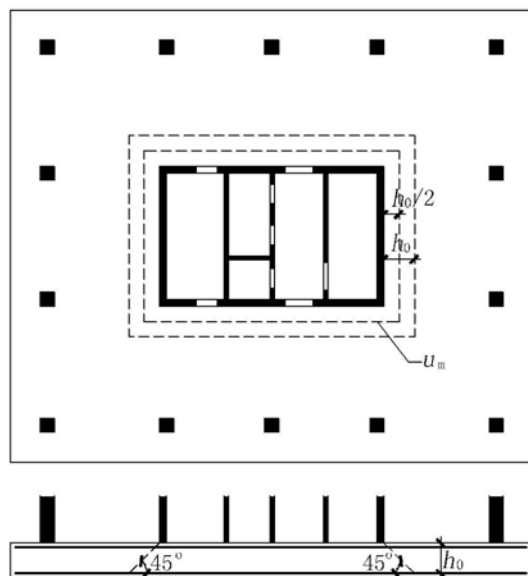


图8.6.9 筏板受核心筒冲切的临界截面位置

8.6.10 对上部为框架—核心筒结构的平板式筏形基础，当核心筒长宽比较大时，尚应按下式验算距核心筒长边边缘 h_0 处筏板的受剪承载力：

$$V_s \leq 0.7\beta_{hs}f_t b h_0 \quad (8.6.10)$$

式中 V_s —— 荷载效应基本组合下，筏板受剪承载力验算单元的计算宽度范围内，地基土净反力产生的距核心筒边缘 h_0 处的总剪力设计值；

β_{hs} —— 受剪承载力截面高度影响系数，取值同 8.3.3 条；

b —— 筏板受剪承载力验算单元的计算宽度；

h_0 —— 距核心筒边缘 h_0 处筏板的截面有效高度。

8.6.11 对梁板式筏形基础，当梁的宽度小于柱截面的边长时，柱下交叉基础梁连接处应设置八字角，柱角与八字角边之间的净距不宜小于50mm。

8.6.12 当基础梁、板各截面受力钢筋实际配筋量比计算所需多三分之一以上时，可不考虑《混凝土结构设计规范》GB50010 有关受力钢筋最小配筋率要求。

8.6.13 筏板受力钢筋直径不宜小于 12mm；基础梁箍筋直径不宜小于 10mm。

8.6.14 平板式筏形基础应按柱下板带和跨中板带分别进行配筋；柱下板带中，在柱宽及其两侧各0.5倍板厚且不大于1/4板跨的有效宽度范围内，其钢筋配置量不宜小于柱下板带钢筋的一半。

8.6.15 当筏形基础长度超过 40m 时，宜预留贯通的后浇带。后浇带间距为 30~40m，宽度可取 800~1000mm。后浇带的位置，上部为框架时，宜设在柱距中部 1/3 跨度范围内；上

部为剪力墙时，宜设在跨中洞口处。后浇带内混凝土宜在两侧混凝土浇灌完毕 2 个月后再行浇灌，其强度等级应提高一级，并宜采用无收缩或微膨胀混凝土。

8.7 高层与裙房之间不设沉降缝的措施

8.7.1 高层建筑与多层裙房之间，根据地基条件，也可不设置沉降缝，但应采取措施以减少高层建筑的沉降，同时使裙房的沉降量不致过小，以减少两者的沉降差，并应考虑高层与裙房之间沉降差可能引起的不利影响。

1 减少高层建筑沉降的措施有：

- 1) 地基持力层应选择压缩性较低的一般第四纪中密及中密以上的砂土或砂卵石土，其厚度不宜小于 4m，并且无软弱下卧层。
- 2) 适当扩大高层部分基础底面面积，以减少基础底面的基底反力。
- 3) 当地基持力层为压缩性较高的土层时，高层建筑下可采用复合地基等地基处理方法或桩基础，以减少高层部分的沉降量，裙房可采用天然地基。

2 使裙房沉降量不致过小的措施有：

- 1) 裙房基础应尽可能减小基础底面面积，不宜采用筏形基础，以柱下独立基础或条形基础为宜。有防水要求时可采用另加防水板的方法，此时防水板下宜铺设一定厚度的易压缩材料。
- 2) 裙房宜采用较高的地基承载力。有整体防水板时，对于内、外墙基础，调整地基承载力所采用的计算埋置深度 d 均可按下式计算：

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2} \quad (8.7.1)$$

式中 d_1 —— 自地下室室内地面起算的基础埋置深度， d_1 不小于 1.0m；

d_2 —— 自室外设计地面起算的基础埋置深度。

应注意使高层建筑基础底面附加压力与裙房基础底面附加压力相差不致过大。

- 3) 裙房基础埋置深度，可小于高层建筑的埋置深度，以使裙房地基持力层的压缩性大于高层地基持力层的压缩性（如高层地基持力层为较好的砂土，裙房地基持力层为一般粘性土）。

8.7.2 施工期间高层建筑与相连的裙房之间，如设置沉降后浇带，应自基础至裙房屋顶每层设置。沉降后浇带的位置应根据高层周边地基反力分布情况设在紧邻主楼的裙房第二跨或第一跨内。沉降后浇带范围内与高层相连部分的裙房宜采用筏形基础，基础梁高度和基础板厚

度宜根据受力情况确定，其内力分析应考虑后浇带浇灌前后地基反力分布情况。沉降后浇带的浇灌时间可通过沉降分析或沉降观测确定。

8.7.3 后浇带两侧的构件应妥善支撑，并应防止由于设置后浇带可能引起的各部分结构承载能力不足和失稳。

8.7.4 如高层建筑与裙房基础的埋置深度相同或差别较小时，为加强高层建筑的侧向约束，不宜在高低层之间设置沉降缝（如图 8.7.4a）。

如高层与裙房之间必须设缝，则高层建筑的基础埋置深度宜大于裙房埋置深度不少于 2m（图 8.7.4b），并应注意处理好缝的构造（如室外地面以下缝内用粗砂灌满填实）。

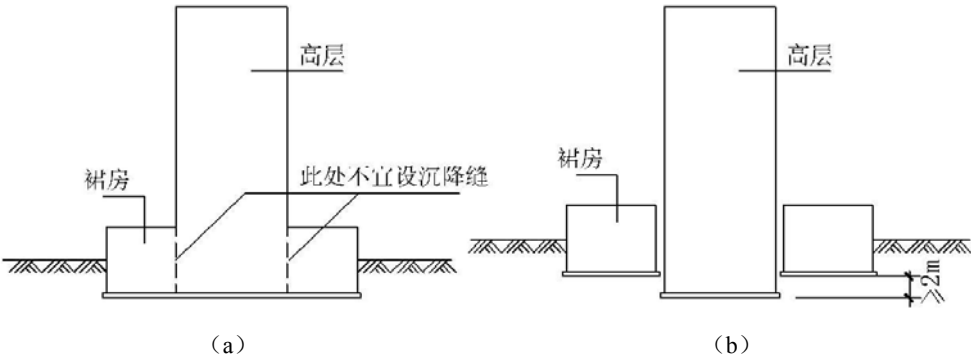


图 8.7.4 高层与裙房之间构造要求

8.8 抗浮设计

8.8.1 当基础埋置在分布稳定且连续的含水层土中时（图 8.8.1a、b），基础底板受水浮力作用，其水头高度为 h 。当基础埋置在隔水层土中，若隔水层土质在建筑使用期内可始终保持非饱和状态，且下层承压水不可能冲破隔水层，肥槽回填采用不透水材料时（图 8.8.1 c），基础底板不受上层水的浮力作用；若隔水层为饱和土，基础应考虑浮力作用，但应考虑渗流作用的影响，对水浮力进行折减。

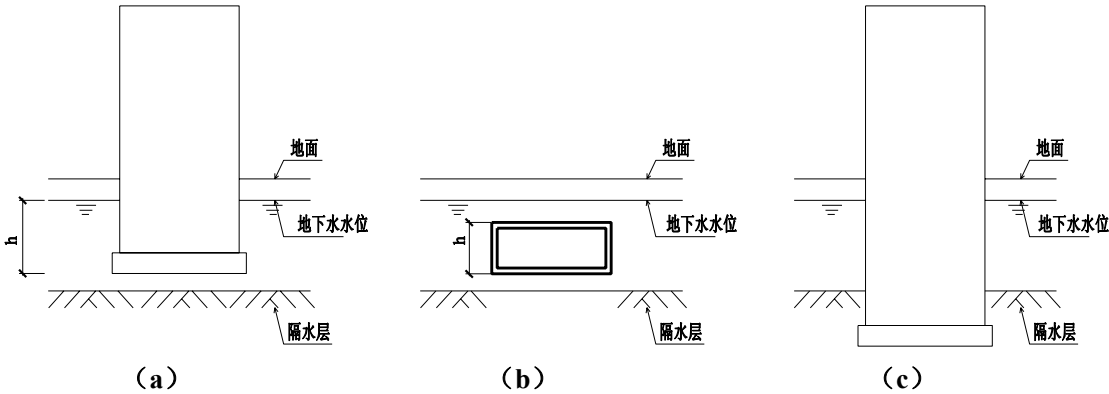


图 8.8.1 基础在土中埋置情况

8.8.2 当建筑物基础位于地下含水层中时，应按下式进行抗浮验算：

$$N_{wk} \leq \gamma_G G_k \quad (8.8.2-1)$$

当不满足式 (8.8.2-1) 时，应按下式设计抗浮构件：

$$T_k \geq N_{wk} - \gamma_G G_k \quad (8.8.2-2)$$

式中 N_{wk} —— 地下水浮力标准值；

G_k —— 建筑物自重及压重之和；

γ_G —— 永久荷载的影响系数，取 0.9~1.0；

T_k —— 抗拔构件提供的抗拔承载力标准值。

8.8.3 抗浮可采用以下几种措施：

- 1 增加结构自重，在基础底板上加压重材料，或增加基础底板挑边，利用挑板上的土提供有效的压重；
- 2 采用抗拔构件（抗拔桩、抗拔锚杆等），提供有效的抗浮力；
- 3 采用有效、可靠的降低水位的措施。

8.8.4 抗拔桩应根据本规范第 9 章的相关内容设计。

8.8.5 抗拔锚杆可按下列原则进行设计：

1 锚杆设计使用年限不应低于所服务建筑物或构筑物的设计使用年限，其防腐保护等级及构造应达到相应的要求。锚杆的防腐蚀措施按《岩土锚杆（索）技术规程》CECS22 执行。

2 锚杆设计应确保被锚固结构在各阶段荷载作用下局部抗冲切、抗裂的安全，且不应产生影响被锚固结构正常工作的有害变形。

3 采用抗浮锚杆的岩土工程勘察除应查明地层的工程地质与水文地质条件，还应包括下列内容：

- 1) 岩土的重力密度，抗剪强度等物理力学指标；
- 2) 地下水分布状况；
- 3) 锚固地层的地质构造与整体稳定性；
- 4) 地层的可钻性、可注浆性、对施工方法的适应性等；
- 5) 地层和地下水的腐蚀性。

4 锚杆的锚固段不应设置在下列地层中：

- 1) 有机质土；

2) 液限 $W_L > 50\%$ 的粘性土土层;

3) 相对密实度 $Dr < 0.3$ 的砂土层。

5 锚杆的间距与长度应根据锚杆所锚定的基础及其周边土层整体稳定性验算确定。锚杆的间距宜大于 1.5m; 当锚杆间距较小时, 应考虑群锚效应, 对锚固力进行相应的折减。

6 锚杆的钻孔直径宜为 90~200mm, 钻孔内的锚杆杆体面积不超过钻孔面积的 15%, 注浆体保护层厚度不应小于 20mm。

7 锚杆杆体材料可采用 HRB335 级和 HRB400 级钢筋、钢绞线及精轧螺纹钢; 锚杆锚固段固结体可采用水泥浆、砂浆、细石混凝土等。

8 锚杆的防腐方法应根据锚杆的设计使用年限及所处地层有无腐蚀性确定, 腐蚀环境中的锚杆应采用 I 级双层防腐保护构造。

9 锚杆的极限抗拔承载力宜通过现场试验确定, 同一条件下试验锚杆数量不少于 3 根。

10 锚固段与岩土体的抗拔粘结安全系数以及锚杆杆体与锚固段注浆体之间的抗拔粘结安全系数均不应低于 2.0; 锚杆杆体截面设计时, 抗拉材料的强度分项系数 γ_s , 钢筋时取 1.6, 钢绞线时取 1.8, 此时水浮力应取设计值。

11 锚杆杆体截面面积和锚固段长度计算可按《岩土锚杆(索)技术规程》CECS22 中的规定进行。

12 对地层及被锚固结构位移控制要求较高的工程, 预应力锚杆的锁定拉力值宜为锚杆拉力设计值。对地层及被锚固结构位移控制要求较低的工程, 预应力锚杆的锁定拉力值宜为锚杆拉力设计值的 0.75~0.90 倍。

9 桩 基 础

9.1 一 般 规 定

9.1.1 本章适用于钢筋混凝土预制桩、钻孔灌注桩、干作业挖孔桩。

9.1.2 桩基础类型的选择应根据建筑物结构类型、工程地质及水文地质条件、施工条件及场地环境等因素综合考虑。

9.1.3 桩基础应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计计算。

9.1.4 桩端持力层可按下列条件选择：

- 1 具有适当埋深的一般第四纪砂土和碎石土为较理想的桩端持力层，其厚度宜大于 3m；
- 2 具有适当埋深的低压缩性粉土可作为一般预制桩及灌注桩的桩端持力层，但其厚度应大于 3m。当无软弱下卧层时，也可作为大直径桩的持力层；
- 3 对于大面积的新近沉积砂土，当密实度达到中密以上，厚度大于 3m 时也可作为桩端持力层；
- 4 基岩可作为桩端持力层。对于软岩、极软岩和风化基岩需经详细勘察和试验，以确定其顶面起伏变化状况、风化程度及力学性质。

9.1.5 桩端进入持力层的深度应根据竖向承载力的需要、岩土条件、施工设备等因素综合确定，并应符合下列规定：

- 1 以密实的粉土、砂土及碎石土作为桩端持力层时，预制桩桩端进入持力层的深度不宜小于 0.3m。
- 2 机械成孔灌注桩桩端全断面进入密实的粉土、砂土层的深度不宜小于 0.5m；进入碎石土层的深度应控制在 0.3~0.5m，且不小于 0.5d。
- 3 嵌岩桩的嵌入深度应综合荷载、上覆土层、基岩、桩径、桩长等因素确定；对于平整、完整的坚硬岩和较坚硬岩，嵌岩深度不宜小于 0.2d，且不小于 0.20m。对于倾斜的完整和较完整岩，桩端应全截面嵌入基岩，最小嵌岩深度为 0.4d，且不小于 0.5m。
- 4 干作业挖孔大直径桩桩端底部（不包括锅底深度）进入持力层深度，砂土或碎石土不应小于 0.5m，基岩不宜小于 0.2m。

9.1.6 按沉降控制原则进行桩基础设计时，宜考虑承台、桩与土的协同作用。

9.2 桩基承载力计算

9.2.1 单桩竖向承载力应按下列规定确定：

1 地基基础设计等级为一级的建筑物单桩竖向承载力标准值应通过现场静载荷试验确定，在同一条件下的试桩数量宜取总桩数的 1%，且不应少于 3 根。单桩竖向静载荷试验应按附录 L 执行。

2 地基基础设计等级为二、三级的建筑物可根据原位测试和经验关系估算单桩竖向承载力标准值。当需要提高单桩竖向承载力、采用新的施工机械或桩型，以及缺乏工程经验的地区，则宜进行单桩竖向静载荷试验。

9.2.2 根据土的物理指标与承载力之间的经验关系，确定桩径小于 800mm 的单桩竖向承载力标准值时，可按下列式估算：

$$R_v = u_p \cdot \sum_{i=1}^n q_{si} \cdot l_i + q_p A_p \quad (9.2.2)$$

式中 R_v —— 单桩竖向承载力标准值 (kN)；

u_p —— 桩身横截面周长 (m)；

n —— 桩长范围内所划分的土层数；

q_{si} —— 桩侧第 i 层土的侧阻力标准值 (kPa)；

l_i —— 桩穿越第 i 层土的厚度 (m)；

q_p —— 桩端阻力标准值 (kPa)；

A_p —— 桩端面积 (m²)。

q_p 与 q_{si} 可根据土的名称、状态和测试指标按表 9.2.2-1、表 9.2.2-2、表 9.2.2-3 选用。

表 9.2.2-1 桩侧阻力标准值 q_{si} (kPa)

土的名称	土的状态		预制桩	水下钻孔桩	干作业钻孔桩
人工填土	完成自重固结		11~15	10~25	10~25
粘性土	流塑	$I_L > 1$	12~20	11~19	11~19
	软塑	$0.75 < I_L \leq 1.00$	20~28	19~27	19~27
	可塑	$0.50 < I_L \leq 0.75$	28~35	27~34	27~34
		$0.25 < I_L \leq 0.50$	35~43	34~42	34~42
	硬塑	$0 < I_L \leq 0.25$	43~49	42~48	42~48
粉土	稍密	$e > 0.90$	13~23	12~21	12~21
	中密	$0.75 < e \leq 0.90$	23~33	21~31	21~31
	密实	$e \leq 0.75$	33~44	31~41	31~41
粉细砂	稍密	$10 < N \leq 15$	12~24	11~23	11~23

	中 密 密 实	$15<N\leq30$ $N>30$	24~33 33~44	23~32 32~43	23~32 32~43
中 砂	中 密 密 实	$15<N\leq30$ $N>30$	27~37 37~48	26~36 36~47	26~36 36~47
粗 砂	中 密 密 实	$15<N\leq30$ $N>30$	37~48 48~58	37~47 47~58	37~47 47~58
砾 砂	稍 密 中密、密实	$5<N_{63.5}\leq15$ $N_{63.5}>15$	30~50 58~69	25~40 58~65	28~45 58~65
圆砾、角砾	中密、密实	$N_{63.5}>10$	80~100	68~75	68~75
碎石、卵石	中密、密实	$N_{63.5}>10$	100~150	70~85	75~85
全风化软质岩		$30<N\leq50$	50~60	40~50	40~50
全风化硬质岩		$30<N\leq50$	70~80	60~70	60~80
强风化软质岩		$N_{63.5}>10$	80~120	70~110	70~120
强风化硬质岩		$N_{63.5}>10$	110~150	80~130	80~140
注：1 对于尚未完成自重固结的填土和以生活垃圾为主的杂填土，不计算其侧阻力； 2 对于预制桩，应根据桩长，将 q_{si} 乘以下表修正系数：					
桩长（m）	≤ 5	10	20	≥ 30	
修正系数	0.8	1.0	1.1	1.2	

表 9.2.2-2 桩端阻力标准值 q_p (kPa)

土的名称	桩 型 土的状态		预制桩入土深度（m）				水下钻孔桩入土深度（m）				干作业钻孔桩入土深度（m）		
			$h\leq 9$	$9<h\leq 16$	$16<h\leq 30$	$h>30$	5	10	15	$h>30$	5	10	15
粘 性 土	可 塑	$0.50<I_L\leq 0.75$	475~850	750~1150	950~1400	1150~1800	175~225	225~300	300~375	375~400	250~350	400~550	500~800
		$0.25<I_L\leq 0.50$	750~1150	1150~1650	1350~1800	1800~2200	400~450	450~500	500~600	600~700	425~550	750~850	850~950
	硬 塑	$0<I_L\leq 0.25$	1250~1900	1900~2750	2750~3000	3000~3400	550~600	600~700	700~800	800~900	800~900	1100~1200	1300~1400
粉 土	中 密	$0.75<e\leq 0.9$	475~850	700~1050	950~1350	1250~1700	150~250	250~325	325~375	375~425	400~600	600~700	700~800
	密 实	$e\leq 0.75$	750~1300	1050~1500	1350~1800	1800~2200	325~450	375~475	450~550	550~600	600~850	700~950	800~1000
粉 砂	稍 密	$10<N\leq 15$	500~800	750~1150	950~1350	1050~1500	175~250	225~300	300~350	325~375	250~475	650~800	750~850
	中密、密实	$N>15$	700~1100	1050~1500	1500~2250	1900~2250	350~400	400~450	450~550	550~600	450~500	850~950	950~1100
细 砂	中密、密实	$N>15$	1250~2000	1800~2500	2200~3000	2650~3750	500~600	600~700	650~750	700~950	600~800	1000~1200	1200~1350
中 砂			2000~3000	2750~3750	3250~4000	3750~5000	650~800	800~850	850~1100	1000~1100	900~1200	1400~1900	1800~2200
粗 砂			2850~4000	3700~4500	4200~5500	4750~6000	1000~1100	1150~1200	1200~1300	1350~1450	1450~1800	2000~2300	2300~2600
砾 砂	中密、密实	$N_{63.5}>15$	3500~5000		5000~6000		700~1000		1000~1600		1750~2500		
角砾、圆砾		$N_{63.5}>10$	4000~6000		5500~7000		900~1100		1100~1800		2000~2750		
碎石、卵石		$N_{63.5}>10$	4500~6500		6000~8000		1000~1500		1500~2000		2250~3250		
全风化软质岩		$30<N\leq 50$	2000~4000				500~800				600~1000		
全风化硬质岩		$30<N\leq 50$	2500~4500				600~1000				700~1200		
强风化软质岩		$N_{63.5}>10$	3000~5000				700~1100				800~1300		
强风化硬质岩		$N_{63.5}>10$	4000~6500				900~1400				1000~1500		
注： 1 砂土和碎石类土中桩的端阻力取值，要综合考虑土的密实度，桩端进入持力层的深度比 h_b/d ，土愈密实， h_b/d 愈大，取值愈高； 2 预制桩的岩石端阻力指桩端进入全风化、强风化软质岩和全风化、强风化硬质岩一定深度条件下端阻力。													

表 9.2.2-3 用比贯入阻力 p_s 值评价预制桩桩端阻力标准值 q_p 与桩侧阻力标准值 q_{si}

土的名称	p_s (MPa)	q_{si} (kPa)	q_p (kPa)
粘性土	0.5~1.0	15~20	—
	1.0~1.5	20~25	—
	1.5~2.0	25~30	—
	2.0~3.0	30~35	—
粉土	1.0~3.0	20~35	1000~1500
	3.0~6.0	35~45	1500~2000
砂土	5.0~15.0	20~30	1800~2200
	15.0~25.0	30~40	2200~3200
	25.0~30.0	40~45	3200~4200

注：静力触探试验探头规格为锥底面积 10cm^2 、锥角 60° 、侧壁长度 7cm 、贯入速度 $0.8\sim 1.4\text{m/min}$ 。

当采用式 (9.2.2) 估算预制桩单桩竖向承载力标准值时，施工要求可按附录 M、N、O 执行。

9.2.3 根据施工的最终贯入度确定预制桩单桩竖向承载力标准值时，可按表 9.2.3 采用。

表 9.2.3 最终贯入度 e (cm/锤) 与单桩承载力标准值 (kN)

最终贯入度 桩规格及打桩机械	0.2~0.25	0.25~0.3	0.3~0.5	0.5~0.7	0.7~1.0	1.0~1.5	1.5~2.0	2.0~3.0	3.0~4.0	4.0~5.0
25cm×25cm 预制方桩 1.8t 杆式柴油打桩机	500~480	480~460	460~450	450~420	420~400	400~370	370~350	350~300	300~50	250~200
30cm×30cm 预制方桩 2.5t 筒式柴油打桩机	800~750	750~700	700~650	650~600	600~550	550~500	500~450	450~400	400~350	350~300
Φ40cm 离心管桩 2.5t 筒式柴油打桩机	1200~1000	1000~800	800~750	750~700	700~630	630~550	—	—	—	—

注：1 本表适用于桩长 6~12m；

2 当有地下水时，宜采用表中低值；

3 所列贯入度是指表中所列打桩机，当锤落距 1.5m 时的最终贯入度。当 $e=3\sim 5\text{cm/l}$ 锤时，锤落距可控制在 1.1~1.3m。

9.2.4 根据土的物理指标与承载力之间的经验关系，确定大直径桩 ($d\geq 800\text{mm}$) 单桩竖向承载力标准值时，可按下列式估算：

$$R_v = u_p \sum \psi_{si} q_{si} l_i + \psi_p q_p A_p \quad (9.2.4)$$

式中 q_{si} —— 桩径为 800mm 的桩侧第 i 层土的侧阻力标准值 (kPa)，无经验时按表 9.2.2-1 取值；

q_p —— 桩径为 800mm 的桩端阻力标准值 (kPa)，无经验时按表 9.2.2-2 取值；

ψ_{si} 、 ψ_p —— 大直径桩侧阻、端阻尺寸效应系数，按表 9.2.4 取值。

表 9.2.4 大直径灌注桩侧阻尺寸效应系数 ψ_{si} 、端阻尺寸效应系数 ψ_p

土的名称	粘性土、粉土	砂土、碎石类土
ψ_{si}	$(0.8/d)^{1/5}$	$(0.8/d)^{1/3}$
ψ_p	$(0.8/D)^{1/4}$	$(0.8/D)^{1/3}$

注：表中 D 为桩端直径。

9.2.5 干作业挖孔大直径 ($d\geq 800\text{mm}$) 灌注桩的单桩竖向承载力标准值可按下列式估算：

$$R_v = \lambda_s \pi d l_0 q_s + \eta A_p q_p \quad (9.2.5)$$

式中 d —— 桩身直径 (m)，当采用外侧倒齿形混凝土护壁时按护壁内径计算；当采用外侧无齿形混凝土护壁时按护壁外径计算，护壁形式见图 9.4.2 -2；

l_0 —— 桩身入土长度 (m)，当桩端有扩大头时仅计算直桩部分的长度；

A_p —— 桩端面积 (m²)，无扩大头时，按护壁内径计算；

q_s —— 平均桩侧阻力标准值 (kPa)，按表 9.2.5-1 确定，若桩侧有人工杂填土、淤泥、新近沉积土以及可液化土层时，则不计算上述土层的桩侧阻力。当桩端扩大且桩长小于 6.00m 时，不考虑桩侧阻力；

λ_s —— 桩侧阻力修正系数，按表 9.2.5-2 确定；

q_p —— 桩端阻力标准值 (kPa)，根据建筑物结构与持力层土质情况按表 9.2.5-3 确定；

η —— 桩端阻力修正系数，按表 9.2.5-4 确定。

表 9.2.5-1 干作业挖孔大直径灌注桩平均桩侧阻力标准值 q_s (kPa)

桩 周 护 壁 情 况	外侧倒齿形护壁	外侧无齿形护壁
平均桩侧阻力标准值 q_s	38	24

表 9.2.5-2 干作业挖孔大直径灌注桩桩侧阻力修正系数 λ_s

桩身周围砂土总厚度 (m)	0	0.25	0.50	1.00	1.50	2.00
桩侧阻力修正系数 λ_s	1.00	1.11	1.22	1.44	1.66	1.89
注：当砂土总厚度大于 2.00m 时，按 2.00m 取值，中间值用插入法确定。						

表 9.2.5-3 干作业挖孔大直径灌注桩桩端阻力标准值 q_p (kPa)

适用条件	粉 土		砂 土			卵 石 (中密~密实)
	$p_s=7\sim11$	$p_s\geq11$	N 值			
	$E_s=15\sim20$	$E_s\geq20$	20~30	30~50	50~70	
对沉降敏感或地基土质不均的建筑物	350~450	450~600	800~1000	1000~1250	1250~1500	2000~2700
地基土质较为均匀的一般建筑物	400~550	550~750	1000~1250	1250~1500	1500~1700	2400~3500
注： 1 本表适用于一般第四纪沉积土，不适用于新近沉积土； 2 桩端无虚土； 3 表中 p_s 和 E_s 的单位均为 MPa。						

表 9.2.5-4 干作业挖孔大直径灌注桩桩端阻力修正系数 η

土的名称 \ 桩端直径 D (m)	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
粉 土	1.00	0.91	0.85	0.79	0.73	0.69	0.67	0.65
砂 土	1.00	0.89	0.81	0.73	0.66	0.61	0.58	0.56
卵 石	1.00	0.85	0.74	0.64	0.53	0.47	0.43	0.40
注：中间值可按插入法确定。								

在确定单桩竖向承载力时，若桩端持力层下有软弱下卧层，需对单桩竖向承载力进行

适当折减。当建筑场区有大面积新填土或地面堆载以及人工降低地下水位时，需考虑由此而造成桩侧负摩阻力对单桩竖向承载力的影响。

9.2.6 嵌岩灌注桩桩端岩石承载力标准值应根据岩石强度及施工条件确定。桩底无虚土时，可由岩石载荷试验或岩石饱和单轴抗压强度试验确定。

9.2.7 后注浆钻孔灌注桩的单桩承载力标准值，应通过静载试验确定。泥浆护壁后注浆钻孔灌注桩的单桩承载力标准值可按式估算：

$$R_v = u_p \sum \psi_{sj} q_{sj} l_j + u_p \sum \beta_{si} \psi_{si} q_{si} l_{gi} + \beta_p \psi_p q_p A_p \quad (9.2.7)$$

- 式中 l_j —— 后注浆非竖向增强段第 j 层土厚度 (m)；
- l_{gi} —— 后注浆竖向增强段内第 i 层土厚度 (m)：当仅为桩端后注浆时，竖向增强段为桩端以上 12m；当桩端、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 之和，重叠部分扣除；
- q_{sj} 、 q_{si} 、 q_p —— 分别为后注浆非竖向增强段第 j 层土侧阻力标准值、竖向增强段第 i 层土侧阻力标准值和端阻力标准值 (kPa)；按表 9.2.2-1、表 9.2.2-2 确定；
- β_{si} 、 β_p —— 分别为后注浆侧阻力增强系数和端阻力增强系数，按表 9.2.7 取值；
- ψ_{si} 、 ψ_p —— 大直径桩侧阻、端阻尺寸效应系数，当桩径 d 小于 800mm 时， $\psi_{si} = \psi_p = 1$ ，当桩径 d 大于等于 800mm 时，按表 9.2.4 取值。

表 9.2.7 后注浆侧阻力增强系数 β_{si} 、端阻力增强系数 β_p

土层名称	粘性土、粉土	粉砂、细砂	中砂	粗砂、砾砂	砾石、卵石
β_{si}	1.4 ~ 1.8	1.6 ~ 2.0	1.7 ~ 2.1	1.9 ~ 2.5	2.2 ~ 3.0
β_p	1.8 ~ 2.5	2.0 ~ 2.8	2.2 ~ 3.0	2.4 ~ 3.5	2.6 ~ 3.6

9.2.8 当桩端平面以下受力层范围内存在软弱下卧层时，应按下式验算软弱下卧层的承载力：

$$\sigma_z + \gamma_m h + \gamma_i (l + t) \leq f_a \quad (9.2.8-1)$$

$$\sigma_z = \frac{(F_k + G_k) - \gamma_m h \cdot A - 2(A_0 + B_0) \sum q_{si} l_i}{(A_0 + 2t \cdot \tan \theta)(B_0 + 2t \cdot \tan \theta)} \quad (9.2.8-2)$$

- 式中 σ_z —— 作用于软弱下卧层顶面的附加应力 (kPa)，见图 9.2.8；
- F_k —— 荷载效应标准组合下，作用于承台顶面的竖向力 (kN)；
- G_k —— 桩基处承台自重及和承台上的土重标准值 (kN)；
- γ_m —— 承台底面以上各土层重度（地下水以下取浮重度）按土层厚度计算的加权平均值 (kN/m³)；
- γ_i —— 承台底面至软弱下卧层顶面之间各土层重度（地下水以下取浮重度）

按土层厚度计算的加权平均值 (kN/m^3);

A —— 承台底面面积 (m^2);

h —— 承台埋深 (m);

l —— 桩长(m);

t —— 坚硬持力层厚度 (m);

f_a —— 软弱下卧层经深度修正的地基承载力标准值 (kPa);

A_0 、 B_0 —— 桩群外缘矩形面积的长、短边长 (m), 见图 9.2.8;

θ —— 桩端硬持力层压力扩散角度, 按表 9.2.8 取值,

q_s —— 桩侧第 i 层土的侧阻力标准值 (kPa)。

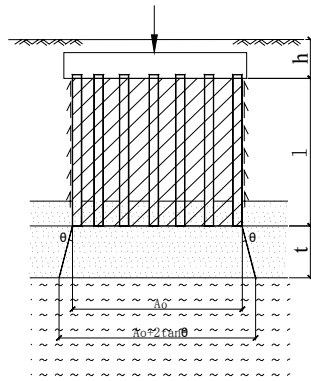


图 9.2.8 软弱下卧层承载力验算

表 9.2.8 桩端硬持力层压力扩散角 θ

E_{S1}/E_{S2}	$t=0.25 B_0$	$t \geq 0.50 B_0$
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°
注: 1 E_{S1} 、 E_{S2} 为硬持力层、软下卧层的压缩模量; 2 当 $t < 0.25 B_0$ 时, 取 $\theta = 0$ 。介于 $0.25 B_0$ 和 $0.5 B_0$ 之间, 可内插取值。		

9.2.9 承受拔力的桩基, 应按下列公式同时验算群桩基础及其单桩竖向抗拔承载力:

$$N_k \leq T_{gk} + G_{gp} \tag{9.2.9-1}$$

$$N_k \leq T_{uk} + G_p \tag{9.2.9-2}$$

式中 N_k —— 按荷载效应标准组合计算的单桩上拔力 (kN);

T_{gk} —— 群桩呈整体破坏时单桩竖向抗拔承载力标准值 (kN), 按 9.2.10 条确定;

T_{uk} —— 单桩竖向抗拔承载力标准值 (kN), 按 9.2.10 条确定;

G_{gp} —— 群桩基础所包围体积的桩土总重除以总桩数 (kN), 地下水位以下取浮重度;

G_p —— 单桩自重 (kN), 地下水位以下取浮重度, 对于扩底桩应按表 9.2.10 确定桩、土柱体周长, 计算桩土重。

9.2.10 群桩基础及其单桩竖向抗拔承载力标准值应按下列规定确定:

1 对于地基基础设计等级为一级的建筑桩基, 单桩竖向抗拔承载力标准值应通过现场单桩竖向抗拔静载荷试验确定。单桩竖向抗拔静载荷试验可按《建筑基桩检测技术规范》(JGJ106) 进行。

2 对于地基基础设计等级为二、三级的建筑桩基, 无当地经验时, 单桩或群桩呈非整体破坏时, 单桩竖向抗拔承载力标准值可按下列公式计算:

$$T_{uk} = \sum \lambda_i q_{si} u_i l_i \quad (9.2.10-1)$$

式中 T_{uk} —— 单桩的抗拔承载力标准值 (kN);
 u_i —— 破坏表面桩身周长 (m), 对于等直径桩 $u_i = \pi d$; 对于扩底桩按表 9.2.10 取值;
 λ_i —— 抗拔系数, 对于粘性土、粉土及砂土, 取 $\lambda_i = 0.70 \sim 0.80$, 桩长 l 与桩径 d 之比小于 20 时, λ_i 取小值。

表 9.2.10 扩底桩破坏表面周长 u_i

自桩底起算的长度 l_i	$\leq (4 \sim 8) d$	$> (4 \sim 8) d$
u_i	πD	πd
注: 1 l_i 对于软土取低值、砾石取高值; l_i 取值按内摩擦角增大而增加; 2 D 为桩端扩底直径。		

3 群桩呈整体破坏时, 单桩竖向抗拔承载力标准值可按下列公式计算:

$$T_{gk} = \frac{l}{n} u_l \sum \lambda_i q_{si} l_i \quad (9.2.10-2)$$

式中 u_l —— 桩群外围周长 (m)。

9.2.11 单桩水平承载力标准值取决于桩的材料强度、截面刚度、入土深度、土质条件、桩顶水平位移允许值和桩顶嵌固情况等因素, 宜通过现场水平载荷试验确定, 必要时可进行带承台桩的载荷试验。试验宜采用慢速维持荷载法, 试验方法及承载力取值按《建筑基桩检测规范》(JGJ106) 执行。

9.3 桩基础沉降计算

9.3.1 地基基础设计等级为一级的建筑物和体形复杂、荷载分布不均或桩端以下存在软弱土层的地基基础设计等级为二级的建筑物应进行桩基沉降验算。

9.3.2 桩基计算最终沉降量应满足正常使用极限状态的要求，且不得大于建筑物地基变形允许值。

9.3.3 当桩的中心距小于或等于 6 倍桩径时，可将桩基础承台、桩群与桩间土视为实体深基础，按式（9.3.3）计算最终沉降量。实体深基础底面位于桩端平面，承台底附加压力以 $\phi/4$ 向下扩散至桩端平面，实体深基础的底面面积按图 9.3.3 计算。 ϕ 为桩长范围土层内摩擦角标准值按土层厚度的加权平均值。

$$s = \psi_{ps} s_c = \psi_{ps} \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \tag{9.3.3}$$

- 式中 s —— 桩基最终沉降量（mm）；
- s_c —— 按分层总和法计算的桩基沉降量（mm）；
- ψ_{ps} —— 桩基沉降计算经验系数，应根据类似工程条件下沉降观测资料及经验确定。无经验时，可按表 9.3.3 取值。
- p_0 —— 相应于荷载效应准永久组合时桩端平面处的附加压力值（kPa）；
- E_{si} —— 桩端底面以下第 i 层土的压缩模量（MPa），采用土的自重压力至自重压力与附加压力之和的压力段所对应的压缩模量；
- n —— 桩基沉降计算深度范围内所划分的土层数；
- $z_i、z_{i-1}$ —— 桩端平面至第 i 层、第 $i-1$ 层底面的距离（m）；
- $\bar{\alpha}_i、\bar{\alpha}_{i-1}$ —— 桩端平面计算点至第 i 层、第 $i-1$ 层底面范围内平均附加应力系数，按本规范附录 H 采用。

表9.3.3 桩基沉降计算经验系数 ψ_{ps}

$\bar{E}_s$	20	30	40	50
ψ_{ps}	0.50	0.60	0.70	0.80
注：1 $\bar{E}_s$ 为压缩模量当量值，按式（7.4.6-1）计算，计算深度按 9.3.4 条取值。 2 当 $\bar{E}_s < 20$ 时， ψ_{ps} 取 0.50，当 $\bar{E}_s > 50$ ， ψ_{ps} 取 0.80，其他按线性插值。				

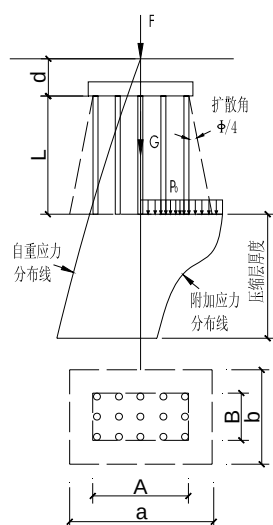


图 9.3.3 实体深基础的底面面积

9.3.4 桩基沉降的计算深度，自桩端平面算至土层附加压力等于自重应力 25% 处。附加压力计算应考虑相邻基础的影响。

9.4 桩基础的设计

9.4.1 桩位布置应符合下列要求：

1 桩的中心距宜大于或等于 $3d$ (d 为桩的边长或直径)；对于挤土桩群桩，桩中心距宜为 $3.5d \sim 4.0d$ ；对于排数少于 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 $2.5d$ ；对扩底灌注桩应大于或等于 $1.5D$ (D —扩大端直径)，两个扩大端之间的净距应大于 500mm。

2 桩位布置时，宜使桩群竖向承载力合力作用点与其承受的永久荷载合力作用点相重合，并使桩群受水平力和力矩较大方向有较大抗弯截面模量。

3 墙下条形承台下桩可采用沿墙单排布置或双排交错布置。对空旷、高大的建筑物，不宜采用单排布置。

4 柱下桩基础，当承受中心荷载时，桩的布置可用行列式或梅花式，桩距为等距离；当承受偏心荷载时，可采取不等距布桩，但应验算偏心荷载产生的影响。柱下桩基础的桩数不宜少于三根（大直径桩除外），但当柱荷载较小、桩身周围无软弱土层、施工质量有可靠保证时，柱下桩基础也可采用两根桩或一根桩，此时桩基础承台间必须设置拉梁。

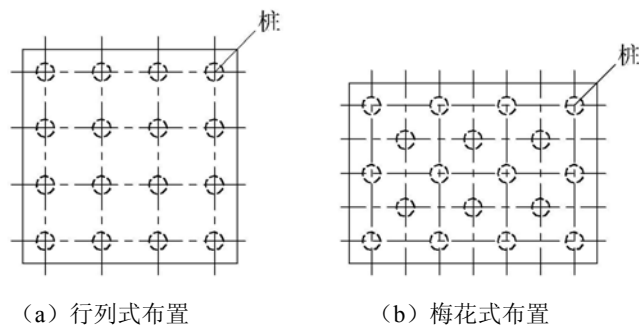


图 9.4.1 桩布置示意图

5 建筑物四角、墙体转角处、纵横墙相交处及沉降缝的两边均宜设桩；砌体结构的底层门洞下不宜设桩；底层混凝土墙洞口下设桩时应验算洞下地梁承载力。

6 直径不小于 800mm 的大直径桩，当柱荷载较小时，可采用一柱一桩；在结构设置伸缩缝或防震缝处，当柱距小于 2m 时也可两柱合用一桩；当柱荷载较大，或持力层承载能力较低时，也可在柱下布置两根以上桩；对承重墙或剪力墙下的布桩应根据荷载大小和桩的承载力等综合比较分析，优先采用单排桩方案。

7 考虑地震作用时的桩数，不应比不考虑地震作用时的桩数增加过多，以免差异沉降过大。

8 对于框架—核心筒结构，宜在核心筒下布置较多的桩，以减小核心筒与外框架柱的沉降差。

9.4.2 桩和桩基础的构造应符合下列要求：

1 桩身长度应根据上部荷载及地质条件确定，端承型桩不宜小于 4m（桩侧围土质为新填土时，桩长应适当加长），摩擦型桩不宜小于 6m。

2 桩的纵筋应按计算确定。预制桩的最小配筋率不宜小于 0.6%；灌注桩的最小配筋率不宜小于 0.4%。承受水平荷载的桩和抗拔桩，纵筋不宜小于 8 ϕ 12；对于抗压桩，纵筋不应小于 6~8 ϕ 12；纵筋净距不应小于 60mm。

3 桩纵筋配筋长度应根据桩受力情况确定。

1) 端承型桩、抗拔桩和位于坡地岸边的桩宜沿桩身通长配筋。

2) 摩擦型桩配筋长度不宜小于 2/3 桩长；单桩承载力较高的端承型桩宜沿全桩长配置纵筋，并可根据受力情况沿深度分段改变纵筋总面积；对承受负摩阻力的桩，在因负摩阻力使桩身受拉的桩长度范围内应配置通长钢筋，并且通长钢筋伸过桩身受拉区的长度应不小于受拉锚固长度。

3) 大直径灌注桩桩身纵筋宜通长配置。当桩长大于 10m 时，可在距桩顶 1/2~2/3 桩

长处截断一半纵筋。

4) 当桩受水平荷载(包括地震)作用时,配筋长度尚不应小于 $4/\alpha$ (α 为桩的水平变形系数,见《建筑桩基技术规范》(JGJ94),且穿过可液化土层和软弱土层进入稳定土层的深度不应小于 $4/\alpha$ 。

4 桩箍筋应满足下列要求:

1) 圆桩箍筋宜采用 $\phi 6 \sim 10 @ 200 \sim 300 \text{mm}$ 的螺旋式箍筋。当考虑箍筋受力作用时,桩的箍筋应按计算确定。

2) 桩顶 $1000 \sim 1500 \text{mm}$ 范围内箍筋间距应加密,间距不应大于 100mm 。桩受水平荷载较大或承受水平地震作用时,桩顶 $(5 \sim 10)d$ (d 为软土层取大值) 范围内箍筋应适当加密。桩身上部处于液化土层时,液化土层范围内的箍筋应加密。计算桩身受压承载力时考虑纵筋受压作用的桩身范围内,箍筋应加密。

3) 当钢筋笼长度超过 4m 时,每隔 $1500 \sim 2000 \text{mm}$ 左右应设一道 $\phi 12 \sim 18$ 焊接加劲箍筋。

5 混凝土强度等级,预制桩不应低于 C30,灌注桩不应低于 C25。纵筋的混凝土保护层厚度,不应小于 35mm ;水下灌注混凝土时,不得小于 50mm ;大直径灌注桩有混凝土护壁时,不应小于 35mm 。

6 大直径灌注桩扩大端的形状与尺寸应符合下列要求(图 9.4.2-1):

1) 扩大端直径与桩身直径比 D/d 应根据承载力要求及扩大端部侧面和桩端持力层土质确定,最大不应超过 3.0;

2) 扩出部分的宽高比(图 9.4.2-1)宜满足下式要求:

$$a/h \leq 1/2 \quad (9.4.2)$$

式中 a —— 扩大端扩出部分的水平尺寸;

h —— 扩大端扩出部分的垂直尺寸。

3) 扩大端底部宜挖成锅底形。

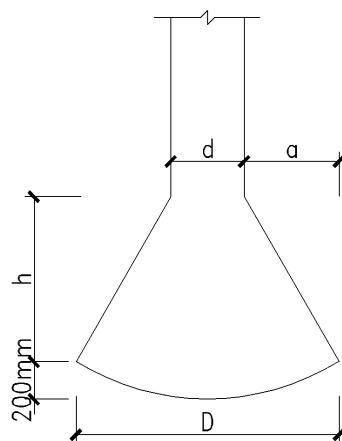


图 9.4.2-1 大直径灌注桩扩大端形状尺寸示意图

7 当采用人工挖孔方法施工时，应设置混凝土护壁如图 9.4.2-2。护壁厚度不小于 100mm，混凝土强度等级不宜低于 C15，必要时可在护壁内沿竖向和环向配置不小于 $\phi 6@200\text{mm}$ 的钢筋。

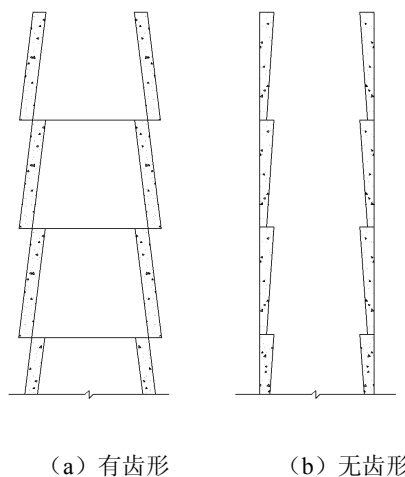


图 9.4.2-2 人工挖孔大直径灌注桩护壁构造

8 桩与承台的连结宜作成刚性连结。桩顶嵌入承台内的长度不宜小于 50mm，大直径桩不宜小于 70mm。桩的非预应力纵筋伸入承台内的长度不宜小于 35 倍纵筋直径；抗拔桩非预应力纵筋宜满足受拉锚固长度；桩的预应力纵筋的锚固长度应按《混凝土结构设计规范》GB50010 确定。

9.4.3 桩基础设计，应根据具体情况进行下列计算：

- 1 应根据桩基础的受力特征验算单桩和群桩的竖向承载力，必要时验算单桩水平承载力。
- 2 桩基础设计时应考虑地震作用。

3 当桩端平面以下存在软弱下卧层时, 应进行软弱下卧层承载力验算。

4 当由于桩身穿过较厚的未完成自重固结的人工填土或桩侧存在软弱土层以及地面大面积堆载、降低地下水等原因, 桩侧土层产生的沉降超过桩的沉降时, 应考虑负摩阻力对桩承载力及沉降的影响。

5 对于抗浮等有抗拔要求的桩基础, 应验算单桩和群桩的抗拔承载力。

6 上部建筑体型复杂、荷载分布不均匀或桩端以下存在软弱土层的桩筏、桩箱基础宜进行上部结构、承台、桩、土的共同作用分析。

7 除嵌岩桩和支承于其他坚硬持力层的桩基础以外, 第 3.0.3 条所规定的需要进行地基变形计算的建筑物及桩端以下存在软弱土层的地基基础设计等级为二级的建筑物应进行沉降验算。

8 对受水平力作用的建筑物和构筑物的桩基础, 应注意其水平位移的不利影响。

9 应对桩身承载力进行验算。对于桩身露出地面, 或桩身位于可液化土层或地基土不排水抗剪强度小于 10kPa 的软弱土层中长径比大于 50 的细长桩, 尚应进行桩身压屈验算。

10 对使用上需限制裂缝宽度的桩应进行裂缝宽度验算; 对使用条件要求混凝土不得出现裂缝的桩应进行抗裂度验算。

11 应进行桩承台的承载力验算。

9.4.4 当桩径、桩长相同时, 在外力作用下桩基础中单桩的桩顶作用效应应按下列公式计算; 当桩径、桩长不同时, 应考虑其对单桩的桩顶作用效应的影响。

1 竖向力作用下

轴心竖向力

$$N_k = \frac{F_k + G_k}{n} \quad (9.4.4-1)$$

偏心竖向力

$$N_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_j^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_j^2} \quad (9.4.4-2)$$

2 水平力作用下

$$H_k = \frac{V_k}{n} \quad (9.4.4-3)$$

式中 F_k —— 相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台顶面的竖向力;
 G_k —— 桩基础承台自重与承台上的土重之和, 对地下水位以下部分应扣除水的浮力;

- N_k —— 相应于荷载效应标准组合时，作用于单桩桩顶的竖向力；
 N_{ik} —— 相应于荷载效应标准组合时，作用于第 i 根桩桩顶的竖向力；
 M_{xk} 、 M_{yk} —— 相应于荷载效应标准组合时，作用于承台底面通过桩群重心的 X 、 Y 轴的力矩；
 x_i 、 x_j 、 y_i 、 y_j —— 第 i 、 j 根桩至通过桩群重心的 Y 、 X 轴线的距离；
 V_k —— 相应于荷载效应标准组合时，作用于承台底面的水平力；
 H_k —— 相应于荷载效应标准组合时，作用于单桩桩顶的水平力；
 n —— 桩数。

对承受水平力作用较大且带有地下室的建筑物桩基础，计算其单桩桩顶水平作用效应时，可按《建筑桩基技术规范》JGJ94 考虑地下室侧墙、承台、桩群和土的共同作用。

9.4.5 验算单桩竖向承载力时，符合下列条件之一且桩数不少于 4 根的以摩擦为主的桩基础，宜考虑承台效应。

- 1 当桩按照上部荷载分布情况和减小沉降差异原则进行布置时；
- 2 当上部结构刚度较好，且承台下无可液化土、湿陷性土、高灵敏度软土、欠固结土及新填土时；
- 3 对于差异沉降适应性较强的排架结构和柔性构筑物。

9.4.6 单桩竖向承载力应按下列公式验算：

1 荷载效应标准组合

轴心竖向力作用下

$$\text{不考虑承台效应时} \quad N_k \leq R_v \quad (9.4.6-1)$$

$$\text{考虑承台效应时} \quad N_k \leq R_v + \eta_c f_{ka} A_c \quad (9.4.6-2)$$

偏心竖向力作用下，除满足上列公式外，尚应满足下列公式：

$$\text{不考虑承台效应时} \quad N_{k \max} \leq 1.2 R_v \quad (9.4.6-3)$$

$$\text{考虑承台效应时} \quad N_{k \max} \leq 1.2 (R_v + \eta_c f_{ka} A_c) \quad (9.4.6-4)$$

式中 $N_{k \max}$ —— 偏心竖向力作用下，最大的单桩桩顶竖向力标准值；

R_v —— 单桩竖向承载力标准值；

η_c —— 承台效应系数，非挤土桩基按表 9.4.6 取值；

f_{ka} —— 承台下 1/2 承台宽度且不超过 5m 深度范围内各层地基土地基承载力按厚度加权平均值；

A_c —— 单桩所对应的承台底净面积； $A_c = \frac{A}{n} - A_p$ ， A_p 为桩截面面积， A 为承台计算域面积。

对于柱下独立桩基， A 为全承台面积；对桩筏基础， A 为柱、墙周围筏板各 1/2 跨距所围成的面积，当一侧为悬臂时， A 为柱、墙筏板的 1/2 跨距和悬臂边 2.5 倍筏板厚度与悬臂长度的较小值所围成的面积；桩集中布置墙下的桩筏基础，取墙两边各 1/2 跨围成的面积，按条基计算 η_c 。

2 地震作用效应组合

轴心竖向力作用下

$$\text{不考虑承台效应时} \quad N_k \leq 1.25 R_V \quad (9.4.6-5)$$

$$\text{考虑承台效应时} \quad N_k \leq 1.25 R_V + \zeta_a \eta_c f_{ka} A_c \quad (9.4.6-6)$$

偏心竖向力作用下，除满足上列公式外，尚应满足下列公式

$$\text{不考虑承台效应时} \quad N_{k \max} \leq 1.5 R_V \quad (9.4.6-7)$$

$$\text{考虑承台效应时} \quad N_{k \max} \leq 1.2 (1.25 R_V + \zeta_a \eta_c f_{ka} A_c) \quad (9.4.6-8)$$

式中 ζ_a —— 地基土抗震承载力调整系数，按表 12.4.2 取值。

表 9.4.6 承台效应系数 η_c

$\begin{matrix} S_a/d \\ B_c/l \end{matrix}$	3	4	5	6	>6
<0.4	0.12~0.14	0.18~0.21	0.25~0.29	0.32~0.38	0.50~0.80
0.4~0.8	0.14~0.16	0.21~0.24	0.29~0.33	0.38~0.44	
>0.8	0.16~0.18	0.24~0.26	0.33~0.37	0.44~0.50	
单排桩条基	0.20~0.30	0.30~0.40	0.40~0.50	0.50~0.60	

注： 1 表中 S_a/d 为桩中心距与桩径之比； B_c/l 为承台宽度与有效桩长之比。

2 当桩为非正方形排列时， $S_a = \sqrt{\frac{A}{n}}$ ， A 为承台计算域面积， n 为总桩数。

3 对于桩布置于墙、基础梁下的筏形承台， η_c 可按单排桩条基取值。

4 对于单排桩条基，当承台宽度小于 $1.5d$ 时， η_c 按非条形承台取值。

5 当承台底为可液化土、湿陷性土、高灵敏度软土、欠固结土、新填土时，沉桩引起超孔隙水压力和土体隆起时，不考虑承台效应，取 $\eta_c=0$ 。

6 对于采用后注浆灌注桩的承台， η_c 宜取低值。

7 对于饱和粘性土中的挤土桩基、软土地基上的桩基承台， η_c 宜取低值的 0.8 倍。

9.4.7 单桩水平承载力应按下列公式验算：

1 荷载效应标准组合

$$H_k \leq R_H \quad (9.4.7-1)$$

式中 R_H ——单桩基础或群桩基础中单桩的水平承载力标准值。

2 地震作用效应组合

$$H_k \leq 1.25 R_H \quad (9.4.7-2)$$

9.4.8 单桩的水平承载力标准值 R_H 按下列要求确定：

1 对于水平荷载较大的地基基础设计等级为一级的建筑物或对水平位移有特殊要求的建筑物，其单桩水平承载力标准值 R_H 应由单桩水平静载荷试验确定；其余建筑物可根据《建筑桩基技术规范》JGJ94 确定。

2 除承台刚度较大的小直径桩、力矩较大的群桩和水平力垂直于纵向轴线的单排桩以外的群桩基础，确定单桩水平承载力标准值 R_H 时，尚应按《建筑桩基技术规范》JGJ94 考虑承台、桩群、土相互作用产生的群桩效应。

9.4.9 进行钢筋混凝土桩桩身强度验算时，轴心受压桩正截面承载力应满足下列公式要求：

1 当在桩顶 $(5 \sim 10)d$ (d 为软土层取大值) 范围内配置间距不大于 100mm 的螺旋式箍筋，且符合 9.4.2 条规定的配筋构造要求时

$$N \leq \psi_c f_c A_p + 0.9 f_y' A_s' \quad (9.4.9-1)$$

2 当桩身配筋不符合第 1 款构造规定时

$$N \leq \psi_c f_c A_p \quad (9.4.9-2)$$

式中 N —— 桩顶轴向压力设计值；
 ψ_c —— 单桩成桩工艺系数，按第 9.4.10 条规定取值；
 f_c —— 混凝土抗压强度设计值；
 f_y' —— 纵筋抗压强度设计值；
 A_p —— 钢筋混凝土桩的毛截面面积；
 A_s' —— 桩纵筋截面面积。

9.4.10 单桩成桩工艺系数 ψ_c 应按以下规定取值：

混凝土预制桩 $\psi_c = 0.85$ ；

干作业非挤土灌注桩 $\psi_c = 0.9$ ；

人工挖孔桩混凝土护壁（振实）， $\psi_c = 0.40$ ；

泥浆护壁和套管护壁非挤土灌注桩、部分挤土灌注桩、挤土灌注桩 $\psi_c=0.7\sim0.8$;

软土地区挤土灌注桩 $\psi_c=0.6$ 。

9.4.11 验算钢筋混凝土轴心受压桩桩身正截面承载力需考虑压屈影响时,按《建筑桩基技术规范》JGJ94 确定桩身计算长度和稳定系数;验算偏心受压桩桩身正截面承载力时,应考虑桩身在弯矩作用平面内的挠曲对轴向力偏心矩的影响,按《混凝土结构设计规范》GB50010 计算偏心矩增大系数。

9.4.12 进行钢筋混凝土桩桩身强度验算时,钢筋混凝土轴心抗拔桩正截面承载力应满足下式要求:

$$N \leq f_y A_s + f_{py} A_{py} \quad (9.4.12)$$

式中 N —— 桩顶轴向拉力设计值;
 f_y —— 非预应力纵筋抗拉强度设计值;
 f_{py} —— 预应力纵筋抗拉强度设计值;
 A_s —— 非预应力纵筋截面面积;
 A_{py} —— 预应力纵筋截面面积。

9.4.13 当进行桩身截面的抗震验算时,应根据《建筑抗震设计规范》GB50011 考虑桩身承载力的抗震调整系数。

9.4.14 钢筋混凝土桩桩身混凝土裂缝控制和验算应符合下列要求:

1 对于受长期或经常出现水平力或拔力的桩,应验算桩身的裂缝宽度,其最大裂缝宽度不得超过 0.25mm。

2 对于处于腐蚀介质环境中不允许桩身开裂以及施加预应力的桩,应验算其抗裂度。

9.4.15 桩基础承台或承台梁、拉梁底部埋置深度不应小于北京地区冻结深度。当拉梁埋置深度不能满足上述要求时,可在拉梁下垫 100~150mm 的松散土或松砂。

承台和地下室周围应采用素土或灰土均匀分层夯实回填,压实系数不小于 0.93,或采取其他措施保证地震作用下土对基础的约束作用。

9.4.16 桩基础承台的构造,除应满足上部结构和计算需要外,还应符合下列规定:

1 多桩承台厚度不应小于 300mm;当为锥形承台时,承台边缘厚度也不宜小于 300mm。承台宽度不宜小于 500mm,且承台边缘至边桩中心的距离不宜小于桩直径或边长。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。

柱下单桩基础,承台厚度不宜小于 300mm,承台宽度不宜小于 500mm,且承台边缘至

桩外边缘的距离不宜小于 150mm。

2 承台的钢筋配置除满足计算要求外，尚应符合下列规定：

1) 柱下独立桩基承台受力钢筋应通长配置（图 9.4.16），且不宜小于 $\Phi 10@200\text{mm}$ 。三桩承台受力钢筋宜按三向板带均布配置，三向板带最内侧的三根钢筋围成的三角形应在柱截面范围内；对承受偏心荷载的等腰三角形承台亦可按 T 形配置；不少于 80% 的板带计算所需受力钢筋宜配置在等于桩径的板宽度范围内。对于矩形承台宜按双向均布配置受力钢筋。

2) 条形承台梁的纵筋应符合第 8.5 节要求，且直径不宜小于 12mm；架立钢筋直径不宜小于 10mm，箍筋直径不宜小于 8mm。

3) 桩筏基础的底板、基础梁等配筋构造要求，参见第 8.6 节筏形基础有关规定。

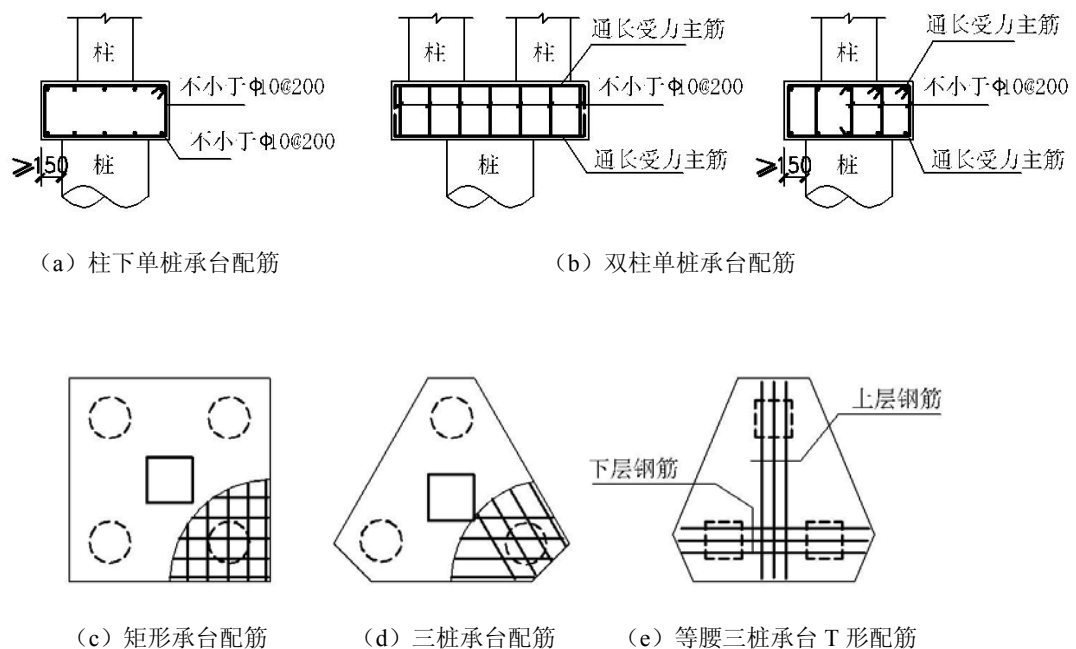


图 9.4.16 承台配筋示意

3 承台混凝土强度等级不宜低于 C25。基础垫层混凝土强度等级可用 C10，厚度不宜小于 100mm。与土接触一侧的钢筋保护层厚度，有垫层时不宜小于 40mm；无垫层时不宜小于 70mm。

9.4.17 柱下独立桩基础承台的弯矩计算应符合下列规定：

1 多桩矩形承台计算截面取在柱边和承台高度变化处（图 9.4.17a）。

$$M_x = \sum N_i y_i \quad (9.4.17-1)$$

$$M_y = \sum N_i x_i \quad (9.4.17-2)$$

式中 M_x 、 M_y —— 垂直 Y 轴和 X 轴方向计算截面处的弯矩设计值；

N_i —— 扣除承台和其上土重后相应于荷载效应基本组合时的第 i 根桩竖向反力设计值；

x_i 、 y_i —— 沿 X 轴和 Y 轴方向自桩中心线至相应计算截面的距离。

2 三桩承台

1) 等边三桩承台 (图 9.4.17b)

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left(S_a - \frac{\sqrt{3}}{4} c \right) \quad (9.4.17-3)$$

式中 M —— 由承台形心到承台边缘距离范围内板带的弯矩设计值；

$N_{\max}$ —— 扣除承台和其上土重后相应于荷载效应基本组合时的三桩中最大单桩竖向反力设计值；

S_a —— 桩中心距；

c —— 方柱边长，圆柱时 $c=0.866d$ (d 为圆柱直径)。

2) 等腰三桩承台 (图 9.4.17c)

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left(S_a - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} c_1 \right) \quad (9.4.17-4)$$

$$M_2 = \frac{N_{\max}}{3} \left(\alpha S_a - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} c_2 \right) \quad (9.4.17-5)$$

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

S_a —— 长向桩中心距；

α —— 短向桩中心距与长向桩中心距之比，当 α 小于 0.5 时，应按变截面的两桩承台设计；

c_1 、 c_2 —— 分别为垂直于、平行于承台底边的柱截面边长。

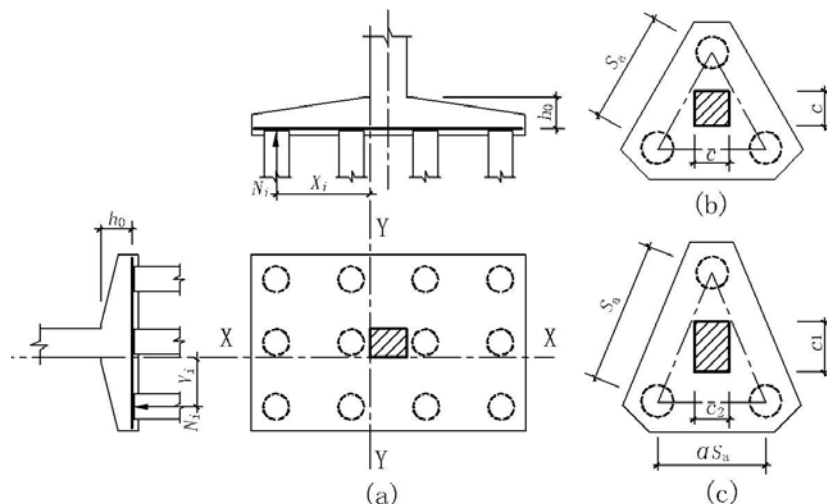


图 9.4.17 承台弯矩计算示意图

9.4.18 计算桩基础承台时，应考虑诸多因素产生的施工误差（例如在软土层中成桩后，桩实际位置偏差较大）对承台内力的影响。对单排桩条形承台梁，宜考虑因垂直于梁方向的桩位偏差、承台梁上墙体偏心或柱底弯矩引起的扭矩。

9.4.19 柱下独立承台和平板式筏形承台，应验算受柱的冲切承载力。桩距较大的承台应验算受单桩的冲切承载力；柱下独立承台和筏形承台角部外挑底板，尚应验算受角桩的冲切承载力。

9.4.20 对于梁板式筏形承台的双向底板，应进行受冲切验算，冲切破坏锥体应由自梁、墙边至距梁、墙边 h_0 或至桩顶边缘连线所构成斜面（斜面与承台底面的夹角不小于 45° ）组成。对于长宽比较大的柱下独立承台和梁板式筏形承台的单向板板块以及筏形承台布桩的悬挑板，应进行承台受剪承载力验算，剪切临界截面应为梁或墙、柱边缘处。

9.4.21 当桩筏基础符合下列条件，可仅考虑局部弯矩作用进行计算。

1 上部结构刚度较好，体型较规则，荷载分布较均匀且桩按上部荷载分布情况和减小沉降差异原则布置；

2 桩基础承载力较高、沉降较小且桩端以下不存在软弱土层；

3 梁板式筏形承台的基础梁的线刚度不小于柱线刚度的 3 倍或梁高不小于跨度的 $1/6$ 。

9.4.22 对上部为框架—结构的平板式筏形承台，应验算承台受核心筒的冲切承载力，冲切破坏锥体应由自核心筒墙边至距核心筒墙边 h_0 或至桩顶边缘连线所构成斜面（斜面与承台底面的夹角不小于 45° ）组成。当核心筒长宽比较大时，尚应验算核心筒长边边缘处筏板的受剪承载力。

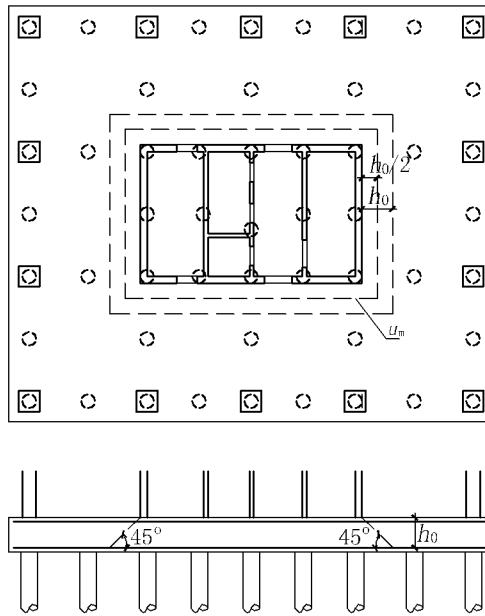


图 9.4.22 平板式筏形承台受核心筒冲切的临界截面位置

9.4.23 对于柱下承台，当承台混凝土强度等级低于柱的强度等级时，应按《混凝土结构设计规范》（GB50010）验算承台顶面的局部受压承载力。

9.4.24 柱下独立承台间的拉梁设置应符合下列要求：

- 1 在柱下独立承台间，宜沿两个主轴方向均布置拉梁。
- 2 承台拉梁的截面和配筋除按计算确定外，拉梁的高度可取不小于相邻承台净距的 $1/12$ ，宽度不小于 200mm；利用承墙梁兼作拉梁时，宽度不小于 300mm；拉梁上下纵筋各不宜小于 $2\Phi 12$ ，且应按受拉钢筋锚固要求锚入承台。
- 3 当承台拉梁仅为构造要求设置时，可取所连接柱子最大轴力的 10%，按轴心受拉进行截面设计。

10 山区地基

10.1 一般规定

10.1.1 山区建筑地基的勘察、设计，应查明下列问题：

- 1 建筑场地及其附近有无断层、滑坡、危岩、崩塌、泥石流等不良地质作用和挖、填方等工程活动；**
- 2 地下有无可开采的矿藏和浅层采空区存在；**
- 3 受洪水威胁的可能性；**
- 4 建筑场地有无岩溶、洞穴及岩面溶蚀现象；**
- 5 建筑地基的类型及其不均匀性。**

10.1.2 山区建筑应采用工程地质测绘、物探、钻探、井探、槽探等多种手段进行详细勘察，对场地的工程地质和水文地质条件进行充分论证并对场地的稳定性和建筑适宜性作出评价。

10.1.3 建筑场地应避开较大的滑坡、崩塌地段，断层破碎带，有开采可能的矿产埋藏地段、浅层采空区地段，岩溶严重发育地段和受洪水、泥石流威胁的地段。当必须利用这类地段建筑时，应采取可靠的整治措施。

10.1.4 山区建筑应充分利用天然地形排除洪水、疏导泥石流，建筑物的布置应避开沟口并作好排洪工作。

10.1.5 山区建筑应充分利用地形、地质条件，合理布置建筑物，避免大挖大填、破坏山坡稳定，并将主要建筑物布置在场地稳定、地形较平坦、地基土质较好的地段。

10.2 山区不均匀地基

10.2.1 建筑地基的变形计算深度范围内为下列地基类型时属山区不均匀地基：

- 1 土岩混合地基；**
- 2 漂石地基；**
- 3 基岩面起伏变化大，上覆土层厚度变化大的地基；**
- 4 风化岩和残、坡积土混合地基；**
- 5 崩塌堆积物地基或崩塌体与土混合地基。**

10.2.2 山区不均匀地基的勘察任务主要有：

1 对土岩混合地基应查明土、岩分布范围，土层厚度，特别是土、岩接触界面，基岩面起伏变化状况和坡度。

2 对漂石地基应根据地貌单元的形成过程，判明漂石层的成因及其分布；查明漂石地层的颗粒组成，均匀性及其在水平和垂直方向上的变化规律；查明漂石颗粒间的接触关系、充填情况、充填物性质和漂石间夹层、透镜体的分布规律。

3 对风化岩和残、坡积土混合地基应查明母岩地质年代和岩性，残、坡积土层的厚度变化，土层的性质及均匀性和连续性，残积土中残留的风化岩块的分布和岩脉的穿插关系；查明花岗岩是否存在球状风化、囊状风化和槽状风化；查明坡积土层的颗粒级配、夹层，特别是大孤石的分布情况；查明残坡积土层下部地形低洼处软土的分布及其性质。

10.2.3 山区不均匀地基的勘察工作应符合下列要求：

1 勘探点间距宜取本规范第 6 章规定中的小值，在地貌单元边缘和垂直等高线的地质剖面上，勘探点应适当加密，勘探孔深度按表 10.2.3 确定，但应鉴定岩石是否为孤石，如场地复杂，地层变化大时，应增加钻孔深度。桩基础的钻孔深度可参照本规范 6.2.2 条中的有关规定执行。

表 10.2.3 勘探孔深度

地基基础设计等级	勘探孔深度
一 级	一般性勘探孔进入基础底面下 6~10m，控制性勘探孔进入中等风化岩石不少于 5.0m
二 级	一般性勘探孔进入基础底面下 4~8m，控制性勘探孔进入中等风化岩石不少于 3.0m
三 级	一般性勘探孔进入基础底面下 3~6m，控制性勘探孔进入强风化岩石不少于 3.0m
注：表中的钻孔深度尚应满足评价建筑物地基稳定性的需要。	

2 对土岩混合地基的勘察，应根据需要布置一定数量的物探、井探、槽探工作。

3 漂石地基、风化岩和残、坡积土混合地基的勘察，勘探点中应有一定数量的探井，观察残、坡积土的颗粒级配。必要时应采取大体积土试样，进行颗粒分析和物理力学性质的试验。

4 山区地基的承载力，可参照平原地区（本规范第 7 章）的有关规定，并考虑山区地基特征综合确定，残、坡积土地基的承载力宜采用重型圆锥动力触探试验、载荷试验等原位测试方法确定。

5 当下伏基岩面有一定坡度时，建筑地基除应满足地基的强度和变形要求外，尚应评价土层沿基岩面或其他软弱面滑动的可能性，及其承受建筑物荷载后地基的稳定性。

6 对不良地质作用的勘察，应执行有关规范的规定。

10.2.4 山区不均匀地基的设计，建筑物宜选用简洁的平面形状，应根据地基的不均匀程度适当加强建筑物的整体刚度和结构强度，在地基压缩性相差较大的部位，宜结合建筑物的平面形状和荷载条件设置沉降缝，也可采用桩基础减少地基的不均匀变形。

10.3 采空区地基

10.3.1 采空区建筑地基的勘察设计，应查明采空区上覆岩层的性质、厚度、稳定性，研究地表移动和变形的规律，采取有效的建筑措施和结构措施，以避免或减少地表变形对建筑物的影响。

10.3.2 采空区的勘察应加强搜集资料和调查访问工作。应查明下列内容：

- 1 矿层的深度、厚度、层数、埋藏特性和矿层上覆地层的岩性、构造；
- 2 矿层开采的深度、厚度、时间、方法，顶板管理方式和采空区塌落、填充情况、密实程度以及采空区的采深采厚比；
- 3 地表陷坑、台阶，裂缝的位置、形状、大小、深度、延伸方向及其与采空区、地质构造、开采边界、工作面推进方向的关系，预测发展趋势；
- 4 重复开采、井下排水或附近抽水对采空区地基的影响；
- 5 地表变形规律和地表移动的有关参数；
- 6 评价采空区诱发其他地质灾害的可能性。

10.3.3 采空区的勘察应采用物探与钻探相结合的方法。勘探点应根据建筑物的周边线或柱列线并结合物探异常点布置。勘探点间距宜按复杂场地的小值考虑。

10.3.4 在满足使用和其他要求的情况下，建筑物的体型应力求简单、对称、等高。当建筑物体型复杂、长度较大或各部位的荷载相差较大时，应设置沉降缝将建筑物划分成若干个独立的单元。

10.3.5 砌体承重结构建筑，宜采用钢筋混凝土条形基础或筏形基础。基础宜浅埋，并宜设置在同一标高处。

10.3.6 建筑物的承重墙应沿建筑物纵横方向对称布置。横墙间隔宜小于建筑物的宽度。

10.4 边坡和挡土结构

10.4.1 边坡工程勘察应满足下列要求：

1 岩质边坡应进行工程地质测绘，查明岩层的性质、产状、风化程度；查明各种结构面（尤其是软弱结构面）的性质、发育程度、产状、充填情况、空间组合关系及其与边坡坡面的关系。

2 土、岩双层结构边坡，应查明土的性质、状态、厚度和下伏基岩的性质、产状、基岩面的形态、坡度和起伏变化情况。

3 查明地面水、边坡中的地下水的类型和活动规律。

4 建议边坡的最佳坡形和坡角。

5 提出边坡稳定性计算的有关参数。分析边坡稳定性，应注意下列因素及其组合形式对边坡稳定的影响：

1) 静水压力和渗透力；

2) 地震作用；

3) 坡上和坡顶荷载的作用。

10.4.2 边坡勘察应在工程地质测绘的基础上进行。勘探线应垂直边坡走向布置，勘探点间距根据地质条件确定。每条勘探线不应少于 3 个勘探点，在坡顶、坡腰和坡脚处均应有勘探点。遇有软弱夹层或不利结构面时尚应适当加密。为查明软弱面的位置、性状，应布置一定数量的探井。对主要岩土层均应采取试样，必要时可连续取样，保证每层土试样不少于 6 个，岩石试样不少于 9 个。

10.4.3 在山坡稳定的情况下，边坡开挖应符合下列规定：

1 边坡容许坡度值可参照表 10.4.3-1、表 10.4.3-2 选用。但当坡高超过表列范围或岩层结构面倾向与边坡开挖面方向一致或地下水比较发育时，其坡度值应进行专门分析评价和设计。

2 开挖边坡时，宜从上到下依次开挖，保护边坡的平衡、稳定，分散处理弃土，如必须在坡顶或坡腰大量弃土时，应进行坡体稳定性验算。

3 对于土质边坡或易风化、易软化的岩质边坡，开挖后应做好排水和对坡脚、坡面的保护工作，以防冲蚀和风化剥落。

表 10.4.3-1 岩石边坡坡度容许值（高宽比）

边坡岩体类型	风 化 程 度	边坡高度（m）		
		<8	8~15	15~25
I 类	微风化	直立~1:0.10	1:0.1~1:0.15	1:0.15~1:0.25
	中等风化	1:0.10~1:0.15	1:0.15~1:0.25	1:0.25~1:0.35
II 类	微风化	1:0.10~1:0.15	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	1:0.75~1:1.00	—
	强风化	1:0.75~1:1.00	—	—

注：边坡岩体类型按《建筑边坡工程技术规范》(GB50330)确定。

表 10.4.3-2 土质边坡坡度容许值（高宽比）

土 的 名 称	密实度或 状 态	边坡高度 (m)	
		<5	5~10
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
粉 土		1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50
粘 性 土	坚 硬	1:0.75~1:1.00	1:1.00~1:1.25
	硬 塑	1:1.00~1:1.25	1:1.25~1:1.50

10.4.4 设置挡土墙可根据地基条件和受力情况选用重力式挡墙、锚桩挡墙、抗滑桩或其他型式的挡土结构。

10.4.5 挡土结构均应设置良好的排水系统，以排泄墙后的地下水。泄水孔的间距宜为 2~3m，泄水孔的坡度宜为 5%。挡土墙后应设置反滤层，墙前应设置排水沟，墙顶地面宜设置防水层。当墙后为山坡时，尚应在坡脚设置截水沟。

10.4.6 挡土结构每隔 10~20m 应设置伸缩缝，当地基变形有差异时应设置沉降缝。

10.4.7 挡土结构的主动土压力可按图 10.4.7 和式（10.4.7-1）计算。

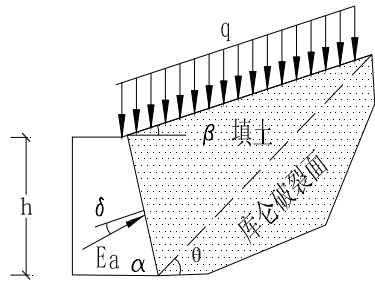


图 10.4.7 土压力计算简图

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad (10.4.7-1)$$

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

(10.4.7-2)

$$K_q = 1 + \frac{2q \sin \alpha \cos \beta}{\gamma h \sin(\alpha + \beta)} \quad (10.4.7-3)$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma h} \quad (10.4.7-4)$$

式中 h —— 挡土高度；
 q —— 地表均布可变荷载；
 K_a —— 主动土压力系数；
 ϕ —— 内摩擦角；
 δ —— 土对挡土墙墙背的摩擦角，按表 10.4.7 采用。

表 10.4.7 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	(0~0.33) ϕ
墙背粗糙，排水良好	(0.33~0.50) ϕ
墙背很粗糙，排水良好	(0.50~0.67) ϕ
墙背与填土间不可能滑动	(0.67~1.00) ϕ

10.4.8 当挡土墙后有较陡的稳定岩石坡面时，应按有限范围填土计算土压力。有限范围填土土压力系数可按图 10.4.8 和式 (10.4.8) 计算。

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha - \delta + \theta - \delta_r) \sin(\theta - \beta)} \left[\frac{\sin(\alpha + \theta) \sin(\theta - \delta_r)}{\sin^2 \alpha} - \eta \frac{\cos \delta_r}{\sin \alpha} \right] \quad (10.4.8)$$

式中 θ —— 稳定岩石坡面的倾角；
 δ_r —— 稳定岩石坡面与填土间的摩擦角，根据试验确定。当无试验资料时粘性土和粉土可取 0.33ϕ ；砂土和碎石土可取 0.50ϕ 。

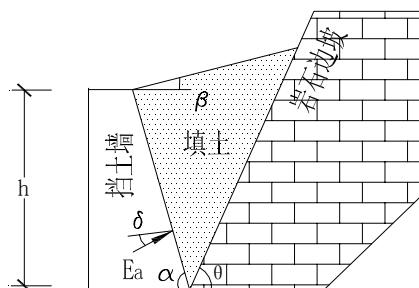


图 10.4.8 有限范围填土压力计算简图

11 地基处理

11.1 一般规定

11.1.1 当采用天然地基不能满足地基稳定、变形和承载力的要求时，可通过地基处理达到上述要求。

11.1.2 北京地区宜优先选用常用的地基处理方法，包括换填垫层法、强夯法、夯实水泥土桩法、水泥粉煤灰碎石桩法和挤密桩法。

11.1.3 地基处理设计和施工前应完成岩土工程勘察工作，获得符合施工图设计深度的设计文件。在选择地基处理方案时应依据岩土工程勘察资料、上部结构及基础设计资料，确定地基处理的目的、处理范围和处理后要求达到的技术经济指标等。

11.1.4 在确定地基处理方案时，应根据场地地质条件、工程的结构类型和使用要求、施工条件和工期、环境影响、预估处理效果和造价等进行综合比较。必要时也可采用两种地基处理方法联合使用或同时采取加强上部结构整体性和刚度的综合处理措施。当两种地基处理方法联合使用时，不应发生效应互相减弱的现象。

11.1.5 必要时，宜按建筑物地基基础设计条件和场地复杂程度进行现场试验或试验性施工，以检验设计参数和处理效果。

11.1.6 地基处理后地基承载力标准值应通过现场试验最终确定。

11.1.7 当按地基承载力确定基础底面尺寸及埋深而需要对本规范确定的地基承载力标准值进行修正时，应符合下列规定：

- 1 基础宽度的地基承载力修正系数应取 0；
- 2 基础埋深的地基承载力修正系数应取 1.0。

11.1.8 经处理后的地基，当在受力层范围内仍存在软弱下卧层时，尚应验算下卧层的地基承载力。

11.1.9 对于本规范规定需要进行地基变形验算的建筑物或构筑物，地基处理设计时应进行变形验算，并在地基处理后进行沉降观测，直至沉降达到基本稳定为止；对于受较大水平荷载或位于斜坡上的建筑物或构筑物，应验算地基处理后的稳定性。

11.1.10 本章所列各种地基处理方法的设计和施工要求应满足《建筑地基处理技术规范》（JGJ79）的规定，质量检验应满足本规范第 13 章和《建筑地基处理技术规范》（JGJ79）、《建筑地基基础工程施工质量验收规范》（GB50202）的要求。

11.1.11 本章未详尽规定或未列出的内容，应按《建筑地基处理技术规范》（JGJ79）的要求进行。

11.2 换填垫层法

11.2.1 换填垫层法适用于处理浅层软弱地基及不均匀地基。

11.2.2 采用换填垫层法时，岩土工程详细勘察和施工验槽时应重点查明：

1 场地内的地层结构、成因年代，各岩土层的物理力学性质和均匀性、地基承载力，地下水分布情况。换填地层底面坡度大于 10%时，应根据具体工程条件适当加密勘探点。必要时对换填土土源进行勘察。

2 针对需要换填土层的平面范围和深度，对换填垫层设计和施工开挖过程中的边坡放坡、降水等方面的岩土工程问题进行评价。

3 当施工验槽时发现古井、坟坑、防空掩体、旧房基及其他地下埋设物，或发现勘察报告不能满足地基处理的设计和施工要求时，应进一步查明需进行地基处理的范围和其他相关问题。

11.2.3 换填垫层法设计应满足下列要求：

1 换填垫层设计应确定垫层厚度、底面和顶面平面尺寸、垫层材料及其压实标准以及换填垫层施工质量的检测方法和数量等。

2 垫层的承载力宜通过现场载荷试验确定，并应进行下卧层承载力的验算。对地基基础设计等级为二、三级的建筑物，当无载荷试验资料且垫层的压实标准满足表 11.2.3-1 的要求时，可参照表 11.2.3-2 确定垫层的承载力。

表 11.2.3-1 垫层的压实标准

换填材料	干密度 (t/m ³)	压实系数
粘土	1.55~1.60	0.90~0.96
重粉质粘土	1.60~1.65	
粉质粘土	1.65~1.70	0.94~0.97
粘质粉土	1.70~1.75	
砂质粉土	1.70~1.75	
砂土	1.70~1.80	
碎石土	2.20~2.30	

表 11.2.3-2 垫层的承载力

换填材料	承载力标准值 f_{ka} (kPa)
------	-----------------------

碎石、卵石	200~300
砂夹石（其中碎石、卵石占全重的 30%~50%）	200~250
土夹石（其中碎石、卵石占全重的 30%~50%）	150~200
中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾	150~200
粉质粘土	130~180
灰土	200~250
注：干密度小时取低值。	

3 有关垫层的模量应根据试验或经验确定。垫层的压实标准可按表 11.2.3-1 选用：

4 对于基槽检验时发现的古井、坟坑、古河道等局部不均匀地基，在采用换填垫层法进行处理时，应同时满足第 13.2 节的要求。

5 对于工程量较大的换填垫层处理工程，应按所选用的施工机械、换填材料及场地条件进行现场试验，以确定施工参数和压实效果。

11.3 强 夯 法

11.3.1 强夯法适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、新近沉积的非淤泥质土、素填土和杂填土等地基。强夯法处理深厚地基时可采取分层强夯的方法。

11.3.2 采用强夯法时，岩土工程详细勘察应重点查明：

1 场地内的地层结构、成因年代，各岩土层的物理力学性质和均匀性、地基承载力，地下水分布情况。对杂填土和素填土应查明回填时间、回填物和均匀程度等。

2 场地周围工程环境、强夯影响范围内建筑物现状、地下管线或地下构筑物状况，并评价强夯施工的可行性。必要时，提出设置监测点和采取隔振或防振措施的建议。

11.3.3 强夯法设计应满足下列要求：

1 进行强夯设计前，应在施工现场的代表性地段上选取一个或几个试验区，进行试夯或试验性施工。通过现场试验确定强夯参数和处理效果。

2 强夯设计应确定单击夯击能、夯点的夯击次数、夯击遍数、每遍之间的间隔时间、夯点间距和平面布置、最后一遍满夯的夯击能及强夯地基检测的方法和数量等。

3 对施工过程中可能出现的问题应提出处理的建议或要求。

11.4 夯实水泥土桩法

11.4.1 夯实水泥土桩法成孔方式可采用人工成孔或机械成孔，机械成孔可以挤土或非挤土；夯实方式可采用人工或机械，机械方式可以是夹杆式或卷扬落锤式。

11.4.2 夯实水泥土桩法适用于处理地下水位以上的粉土、粘性土、素填土、炉灰以及新近沉积土地基，处理深度不宜超过 10m。

11.4.3 采用夯实水泥土桩法时，岩土工程详细勘察应重点查明：

1 场地内的地层结构、成因年代，各岩土层的物理力学性质和均匀性、地基承载力及有机质含量，地下水分布情况。

2 基础下有无相对硬层及其埋深，地层成孔后的自立性条件。

3 评价场地浅层土或其他土料用作夯实水泥土桩土料的可行性。

11.4.4 夯实水泥土桩设计应满足下列要求：

1 夯实水泥土桩的设计应确定桩的平面布置、桩长、桩径、桩体材料配比及其夯实后的干密度、桩体土料的要求以及夯实水泥土桩复合地基承载力的检测方法和检测点数量，必要时应确定施工工艺。

2 夯实水泥土桩桩体材料的配合比应通过试验确定，配比试验应选择现场采用的土料和选定的水泥，有经验的情况下可按照同类工程经验确定。土料中有机质含量不得超过 5%，不得含有冻土或膨胀土，使用时应过 10~20mm 的筛，混合料含水量应满足土料的最优含水量，其允许偏差不得大于 $\pm 2\%$ 。土料与水泥应采用机械拌合均匀。

3 夯实水泥土桩复合地基承载力应按现场复合地基载荷试验结果确定。初步设计时也可按公式（11.5.4-1）估算。

4 在桩顶应铺设 100~300mm 厚的褥垫层，垫层材料可采用中砂、粗砂等。

11.5 水泥粉煤灰碎石桩法

11.5.1 水泥粉煤灰碎石桩（CFG 桩）法的施工工艺可以采用钻孔灌注成桩、长螺旋钻孔管内泵压灌注成桩和振动沉管灌注成桩。

11.5.2 水泥粉煤灰碎石桩法适用于处理粘性土、粉土、砂土、炉灰和已完成自重固结的素填土等地基。对淤泥质土应按工程经验或通过现场试验确定其适用性。

11.5.3 采用水泥粉煤灰碎石桩法时，岩土工程详细勘察应满足下列要求并重点查明：

1 场地内的地层结构、成因年代，各岩土层的物理力学性质及均匀性、地基承载力，地下水分布情况。

2 勘探点间距宜为 20~30m，桩端持力层为坚硬土层时宜 12~24m。遇到土层的性质和状态在水平方向变化较大，或存在可能影响成桩的地层时，应适当加密勘探点。

3 控制性勘探孔深度应满足地基变形计算要求，一般性勘探孔应达到桩端平面以下

3~5m。

4 对于勘察深度范围内的每一主要地层，均应取样进行室内试验或进行原位测试，提供设计所需参数。取样和进行原位测试的数量应满足第 6 章的规定。

11.5.4 水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计应满足下列要求：

1 水泥粉煤灰碎石桩复合地基处理的深度，应根据地层情况、工程要求和设备等因素确定。当相对硬层的埋藏深度不大时，桩长应达到相对硬层；当相对硬层的埋藏深度较大时，应按建筑物地基变形允许值确定桩长。

2 水泥粉煤灰碎石桩可只在基础范围内布置。桩径宜取 300~600mm；桩距应根据设计要求的复合地基承载力、土性、施工工艺等确定，宜取 3~5 倍桩径。

3 桩顶和基础间应设置褥垫层，褥垫层厚度宜取 150~300mm，当桩径大或桩距大时褥垫层厚度宜取高值。褥垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石或碎石等，最大粒径不宜大于 30mm。

4 水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力标准值应按现场复合地基载荷试验结果确定。初步设计时也可按下式估算：

$$f_{spa} = m \frac{R_v}{A_p} + \beta(1-m)f_{sa} \quad (11.5.4-1)$$

式中 f_{spa} —— 复合地基承载力标准值 (kPa)；
 m —— 桩土面积置换率 (%)；
 R_v —— 单桩竖向承载力标准值 (kN)；
 A_p —— 桩身横截面面积 (m²)；
 β —— 桩间土承载力折减系数，宜按经验取值，可取 0.75~0.95，天然地基承载力较高时宜取大值，天然地基承载力较低时宜取小值。
 f_{sa} —— 处理后桩间土承载力标准值 (kPa)，可按经验取值，缺少经验时，可取天然地基承载力标准值。

5 单桩竖向承载力标准值 R_v 应按下列规定确定：

1) 当采用单桩载荷试验结果时，应将单桩竖向极限承载力除以安全系数 2；

2) 当无单桩载荷试验资料时，可按下式估算：

$$R_v = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p A_p \quad (11.5.4-2)$$

式中 u_p —— 桩身横截面周长 (m)；

n —— 桩长范围内所划分的土层数；

q_{si} 、 q_p —— 桩侧第 i 层土的侧阻力标准值 (kPa)、桩端阻力标准值 (kPa)，
可按本规范第 9 章的有关规定取值；

l_i —— 桩穿越第 i 层土的厚度 (m)

6 桩体试块抗压强度平均值应满足下式要求：

$$f_{cu} \geq 3 \frac{R_v}{A_p} \quad (11.5.4-3)$$

式中 f_{cu} —— 桩体混凝土试块 (边长 150mm 立方体) 标准养护 28d 立方体抗压强度平均值 (kPa)；

11.6 挤密桩法

11.6.1 挤密桩法的施工工艺可以采用钻孔夯扩挤密、柱锤冲扩挤密、振冲挤密等。

11.6.2 钻孔夯扩挤密桩法适用于处理地下水位以上的粘性土、粉土、炉灰和素填土等地基，处理深度可达 10m，宜通过调整桩体材料满足不同的复合地基承载力需要，所选择的桩体材料不得污染环境且有机质含量不得大于 5%。

柱锤冲扩挤密桩法适用于处理粘性土、粉土、杂填土、素填土和炉灰等地基，对地下水位以下的饱和松软土层，应通过现场试验确定其适用性，地基处理深度不宜超过 6m，复合地基承载力标准值不宜超过 160kPa。

振冲挤密桩法适用于处理砂土、粉土、粉质粘土、素填土和杂填土等地基。

11.6.3 采用挤密桩复合地基时，岩土工程详细勘察应满足下列要求并重点查明：

- 1 场地内的地层结构、成因年代，各岩土层的物理力学性质及均匀性、地基承载力，地下水分布情况。
- 2 勘探点间距宜为 20~30m。遇到土层的性质和状态在水平方向变化较大，或存在可能影响成桩的地层时，应适当加密勘探点。
- 3 控制性勘探孔深度应满足地基变形计算要求，一般性勘探孔应达到桩端平面以下 3~5m。
- 4 对于勘察深度范围内的每一地层，均应取样进行室内试验或进行原位测试，提供设计所需参数。取样和进行原位测试的数量应满足第 6 章的规定。

11.6.4 挤密桩复合地基设计应满足下列要求：

- 1 挤密桩复合地基处理的深度，应根据地层情况、工程要求、施工工艺和设备等因素

确定。对于钻孔夯扩挤密桩和柱锤冲扩挤密桩，当桩体材料为刚性或半刚性的材料且相对硬层的埋藏深度不大时，桩长应达到相对硬层；当相对硬层的埋藏深度较大时，应按建筑物地基变形允许值确定桩长。对于处理液化砂层的振冲挤密桩，其处理深度应达到液化土层的底部。

2 挤密桩法地基处理范围一般应大于基础范围，在基础外缘扩大 1~2 排桩，扩出宽度不宜小于基底下处理土层厚度的 1/2；对于桩体采用刚性或半刚性材料的挤密桩，可只在基础范围内布置。桩径宜取 450~800mm。桩距应根据设计要求的复合地基承载力、土性、施工工艺等确定，宜取 2~3 倍桩径。

3 桩顶和基础间应设置褥垫层，褥垫层厚度对于振冲挤密桩宜取 300~500mm，钻孔夯扩挤密桩和柱锤冲扩挤密桩宜取 200~300mm，当桩径大或桩距大时褥垫层厚度宜取高值。褥垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石或碎石等，最大粒径不宜大于 30mm。

4 钻孔夯扩挤密桩桩体材料可采用房渣土、碎砖三合土、级配砂石、灰土、水泥土及干硬性混凝土；柱锤冲扩挤密桩桩体材料可采用房渣土、碎砖三合土、级配砂石、灰土、水泥土；振冲挤密桩桩体材料可采用含泥量不大于 5%的碎石、卵石或其他性能稳定的硬质材料。

5 对于挤密桩桩体材料的填料量、振冲留振时间、夯击锤数等参数，应根据现场试验结果、综合考虑设计桩径、土层条件等因素确定。

6 挤密桩复合地基承载力标准值应按现场复合地基载荷试验结果确定。初步设计时，当桩体材料为刚性或半刚性材料时可按式 (11.5.4-1) 估算，其中 R_v 为挤密桩桩体承载力标准值，可按照式 (11.5.4-2) 计算； m 为桩土面积置换率； β 为桩间土承载力折减系数，宜按经验取值，刚性桩可取 0.75~0.95，半刚性桩可取 0.9~1.0； f_{sa} 为挤密后桩间土承载力标准值，宜按经验取值，如无经验时，可取天然地基承载力标准值。当桩体材料为散体材料时可按式 (11.6.4) 估算：

$$f_{spa} = [1 + m(n - 1)]f_{sa} \quad (11.6.4)$$

式中 n —— 桩土应力比，无实测资料时，可取 2~4，处理前土的强度低取大值，反之取小值；

f_{sa} —— 挤密后桩间土承载力标准值 (kPa)。

12 场地、地基抗震评价与抗震设计

12.1 一般规定

12.1.1 在北京地区进行场地和地基地震效应评价的岩土工程勘察，应根据《中国地震动参数区划图》（GB 18306）和《建筑抗震设计规范》（GB50011），提出勘察场地的抗震设防烈度、设计基本地震加速度、设计特征周期，并对场地的地震破坏效应进行评价。

12.1.2 地基基础抗震设计应根据建筑类型、结构特点、场地与地基条件，选择适宜的基础类型和构造措施，增强结构整体抗震性能，减少上部结构的地震反应，有效地将作用于基础结构的作用力传递给地基，并保证结构与地基基础的整体稳定性。

12.1.3 在抗震评价和抗震设计中的地震动参数，应根据《中国地震动参数区划图》（GB18306）和《建筑抗震设计规范》（GB50011）规定的原则综合确定。《建筑抗震设计规范》（GB50011）附录 A 中未标明城镇的基本地震加速度可参照本规范附录 P 采用，相应的地震动分组可按第一组考虑。

12.1.4 建筑应根据其使用功能的重要性分为甲类、乙类、丙类、丁类四个抗震设防类别。设防标准按《建筑抗震设计规范》（GB 50011）的有关规定执行。

12.2 场地与地基的勘察试验要求

12.2.1 地震场地地基勘察的范围与内容应根据场地与地基复杂程度确定，为场地和地基抗震稳定性的综合评价提供依据。

12.2.2 判别饱和砂土和饱和粉土在地震中的液化影响，勘察中应提供地质年代、粉土的粘粒含量、上覆非液化土层厚度、地下水位等基础数据。其测试方法和要求应满足有关标准。

12.2.3 土层剪切波速的测量，应符合下列要求：

1 在场地初步勘察阶段，对大面积的同一地质单元，测量土层剪切波速的钻孔数量一般不宜少于控制性勘探孔数量的 $1/5 \sim 1/3$ ，且不宜少于 2 个。

2 在场地勘察阶段，对单幢建筑，测量土层剪切波速的钻孔数量不应少于 2 个，数据变化较大时，可适量增加；对小区中处于同一地质单元的密集高层建筑群，每栋高层不宜少于 1 个，土层分布比较均匀时可以适当减少。

3 对建筑抗震设防类别为丁类建筑及层数不超过 10 层且高度不超过 30m 的丙类建筑，当无实测剪切波速时，可根据岩土名称和性状，按表 12.2.3 估计各土层的剪切波速。

表 12.2.3 土的类型划分和剪切波速范围

土的类型	岩土名称和性状	土层剪切波速范围 (m/s)
坚硬土或岩石	稳定岩石，密实的碎石土	$V_s > 500$
中硬土	中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂， $f_{ka} > 200$ 的粘性土和粉土	$500 \geq V_s > 250$
中软土	稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂， $f_{ka} \leq 200$ 的粘性土和粉土， $f_{ka} > 130$ 的填土	$250 \geq V_s > 140$
软弱土	淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的粘性土和粉土， $f_{ka} \leq 130$ 的填土	$V_s \leq 140$

注： f_{ka} 为地基承载力标准值 (kPa)； V_s 为岩土剪切波速。

12.2.4 建筑场地覆盖层厚度的确定，应符合下列要求：

- 1 一般情况下，应按地面至剪切波速大于 500m/s（且其下卧各土层波速均不小于 500 m/s）的土层顶面的距离确定。
- 2 当地面 5m 以下存在剪切波速大于相邻上层土剪切波速 2.5 倍的土层，且其下卧岩石的剪切波速均不小于 400m/s 时，可按地面至该土层顶面的距离确定。
- 3 剪切波速大于 500m/s 的孤石、透镜体，应视同周围土层。
- 4 对于有相邻建筑物的勘察资料并有可靠依据时，可以适当借鉴。

12.2.5 对于需要进行场地地震反应分析的工程，其取得分析资料钻孔的深度和波速测试深度都应达到基岩或剪切波速大于等于 500m/s 的深度。对基岩面以上各土层应进行现场剪切波速测试和室内土动力试验，提供土的剪切波速、初始剪切模量、剪切模量比与剪应变关系曲线及阻尼比与剪应变关系曲线。

12.3 场地与地基的抗震评价

12.3.1 场地、地基抗震评价，应根据实际需要划分对建筑有利、不利和危险的地段，提供建筑的场地类别和岩土地震稳定性（如滑坡、崩塌、液化和震陷特性等）评价。

12.3.2 建筑场地可按表 12.3.2 划分对建筑抗震有利、不利和危险的地段。

表 12.3.2 有利、不利和危险地段划分

地段类别	地质、地形、地貌
有利地段	稳定基岩，坚硬土，开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等
不利地段	软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，非岩质的陡坡，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基）等
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位

12.3.3 建筑的场地类别，应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度按表 12.3.3 划分为四类。当有可靠的剪切波速和覆盖层厚度数据且其值处于下表所列场地类别的分界线附近时，应允许按插值方法确定地震作用计算所用的设计特征周期。

表 12.3.3 各类建筑场地的覆盖层厚度（m）

场地类别 等效剪切波速（m/s）	I	II	III	IV
$v_{se} > 500$	0			
$500 \geq v_{se} > 250$	<5	≥ 5		
$250 \geq v_{se} > 140$	<3	3~50	>50	
$v_{se} \leq 140$	<3	3~15	>15~80	>80

12.3.4 土层的等效剪切波速，应按下列公式计算：

$$v_{se} = d_0 / t \quad (12.3.4-1)$$

$$t = \sum_{i=1}^n (d_i / v_{si}) \quad (12.3.4-2)$$

式中 v_{se} —— 土层等效剪切波速（m/s）；
 d_0 —— 计算深度（m），取覆盖层厚度和 20m 二者的较小值；
 t —— 剪切波在地面至计算深度之间的传播时间；
 d_i —— 计算深度范围内第 i 土层的厚度（m）；
 v_{si} —— 计算深度范围内第 i 土层的剪切波速（m/s）；
 n —— 计算深度范围内土层的分层数。

12.3.5 场地内存在发震断裂时，应对断裂的工程影响进行分析，对符合下列规定之一的情况，可忽略发震断裂错动对地面建筑的影响：

- 1 抗震设防烈度小于 8 度；
- 2 非全新世活动断裂；
- 3 抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，前第四纪基岩隐伏断裂的土层覆盖厚度分别大于 60m 和 90m。

12.3.6 当需要在条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石的陡坡、河岸和边坡边缘等不利地段建造丙类及丙类以上建筑时，除保证其在地震作用下的稳定性外，尚应估计不利地段对设计地震动参数可能产生的放大作用，其地震影响系数最大值应乘以增大系数。其值可根据不利地段的具体情况确定，但不宜大于 1.6。

12.3.7 对于特别不规则的建筑、甲类建筑和超限高层建筑，需要采用时程分析法进行抗震设计时，宜进行场地地震反应分析，提供相应场地的设计地震动参数。一般情况下宜满足以下要求：

1 场地地震反应分析模型一般情况下可采用一维分析模型。当场地复杂时可考虑多维的影响。

2 输入地震动参数应符合下列规定：

1) 一般情况至少选择二组实际强震记录和一组人工模拟的基岩地震动加速度时程。

2) 应充分利用北京地区的基岩强震记录或选取有一定概率水平的相关基岩地震反应谱作为输入地震动基岩反应谱；

3) 在合成场地的基岩地震动时程曲线时，其反应谱的周期控制点数不得少于 50 个，控制点谱的相对误差应小于 5%。

3 场地地震动参数应包括场地地表与工程建设所要求深度的地震动峰值、场地地震反应谱和地震动时程；并应对一组（至少三个）输入时程分析结果进行综合评定。

12.3.8 饱和的砂土或粉土，当符合下列条件之一时，可初步判别为不液化或可不考虑液化影响：

1 地质年代为第四纪晚更新世（ Q_3 ）及其以前、抗震设防烈度为 7、8 度时，可判为不液化。

2 粉土的粘粒（粒径小于 0.005mm 的颗粒）含量百分率，抗震设防烈度为 7 度 8 度和 9 度分别不小于 10、13、和 16 时，可判为不液化土。

注：用于液化判别的粘粒含量系采用六偏磷酸钠作分散剂测定，采用其他方法时应按有关规定换算。

3 天然地基的建筑，当上覆非液化土层厚度和地下水位深度符合下列条件之一时，可不考虑液化影响：

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \quad (12.3.8-1)$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \quad (12.3.8-2)$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \quad (12.3.8-3)$$

式中 d_w —— 地下水位深度（m），宜按设计基准期内年平均最高水位采用，也可按近期年内最高水位采用；

d_u —— 上覆盖非液化土层厚度（m），计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除；

- d_b —— 基础埋置深度 (m), 不超过 2m 时应采用 2m;
- d_0 —— 液化土特征深度 (m), 可按表 12.3.8 采用。

表 12.3.8 液化土特征深度 (m)

饱和土类别 \ 抗震设防烈度	7 度	8 度	9 度
粉 土	6	7	8
砂 土	7	8	9

12.3.9 当初步判别认为需进一步进行液化判别时, 应采用标准贯入试验判别法判别地面下 15m 深度范围内的液化; 当采用桩基或埋深大于 5m 的深基础时, 尚应判别 15~20m 范围内土的液化。当饱和土标准贯入锤击数 (未经杆长修正) 小于液化判别标准贯入锤击数临界值时, 应判为液化土。当有成熟经验时, 尚可采用其他判别方法。

在地面下 15m 深度范围内, 液化判别标准贯入锤击数临界值可按下式计算:

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(d_s - d_w)]\sqrt{3/\rho_c} \quad (d_s \leq 15) \quad (12.3.9-1)$$

在地面下 15~20m 范围内, 液化判别标准贯入锤击数临界值可按下式计算:

$$N_{cr} = N_0[2.4 - 0.1d_w]\sqrt{3/\rho_c} \quad (15 \leq d_s \leq 20) \quad (12.3.9-2)$$

式中 N_{cr} ——液化判别标准贯入试验锤击数临界值;

N_0 ——液化判别标准贯入试验锤击数基准值, 应按表 12.3.9 采用;

d_s ——饱和土标准贯入点深度 (m);

ρ_c ——粘粒含量百分率, 当小于 3 或为砂土时, 应采用 3。

表 12.3.9 标准贯入锤击数基准值

地震动加速度	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
第一组	6	8	10	13	16

12.3.10 对存在液化土层的地基, 应探明各液化土层的深度和厚度, 按式 (12.3.10) 计算每个钻孔的液化指数, 并按表 12.3.10 综合划分地基的液化等级:

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}}\right) d_i W_i \quad (12.3.10)$$

式中 I_{LE} —— 液化指数;

n —— 在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数;

N_i 、 N_{cri} —— 分别为 i 点标准贯入锤击数的实测值和临界值, 当实测值大于临界值时应取临界值;

d_i —— i 点所代表的土层厚度 (m), 可采用与该标准贯入试验点相邻的

上、下两标准贯入试验点深度差的一半，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

W_i —— i 土层单位土层厚度的层位影响权函数值 (m^{-1})。若判别深度为 15m，当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10，等于 15m 时应采用零值，5~15m 时应按线性内插法取值；若判别深度为 20m，当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10，等于 20m 时应采用零值，5~20m 时应按线性内插法取值。

表 12.3.10 液化等级

液化等级	轻微	中等	严重
判别深度为 15m 时的液化指数	$0 < I_{LE} \leq 5$	$5 < I_{LE} \leq 15$	$I_{LE} > 15$
判别深度为 20m 时的液化指数	$0 < I_{LE} \leq 6$	$6 < I_{LE} \leq 18$	$I_{LE} > 18$

12.4 地基基础的抗震设计

12.4.1 下列建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算：

- 1 砌体房屋。
- 2 地基主要受力层范围内不存在软弱粘性土层的下列建筑：
 - 1) 一般的单层厂房和单层空旷房屋；
 - 2) 不超过 8 层且高度在 25 m 以下的一般民用框架房屋；
 - 3) 基础荷载与 2) 项相当的多层框架厂房。
- 3 《建筑抗震设计规范》(GB50011) 规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。

注：软弱粘性土层指抗震设防烈度为 7 度、8 度和 9 度时，地基承载力标准值分别小于 80、100 和 120 kPa 的土层。

12.4.2 地基抗震承载力应按下列公式计算：

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \quad (12.4.2)$$

式中 f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力；

ζ_a ——地基抗震承载力调整系数，应按表 12.4.2 采用；

f_a ——深宽修正后的地基承载力标准值，应按本规范第 7.3 节中的有关规定采用。

表 12.4.2 地基土抗震承载力调整系数

岩土名称和性状	ζ_a
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{ka} \geq 300$ 的粘性土和粉土	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、粉砂， $150 \leq f_{ka} < 300$ 的粘性土和粉土	1.3
稍密的细、粉砂； $100 \leq f_{ka} < 150$ 的粘性土和粉土	1.1

淤泥、淤泥质土，松散的砂，杂填土、新近沉积土	1.0
注： f_{ka} 为地基承载力标准值（kPa）。	

12.4.3 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：

$$p \leq f_{aE} \quad (12.4.3-1)$$

$$p_{\max} \leq 1.2 f_{aE} \quad (12.4.3-2)$$

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

高宽比大于 4 的高层建筑，在地震作用下基础底面不宜出现零应力；其他建筑，基础底面与地基土之间零应力区面积不应超过基础底面面积的 15%。

12.4.4 承受竖向荷载为主的低承台桩基，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标准值不大于 100kPa 的填土和新近沉积土时，下列建筑可不进行桩基抗震承载力验算：

- 1 本章第 12.4.1 条之 1、3 款规定的建筑；
- 2 7 度和 8 度时的下列建筑：
 - 1) 一般的单层厂房和单层空旷房屋；
 - 2) 不超过 8 层且高度在 25m 以下的一般民用框架房屋；
 - 3) 基础荷载与 2) 项相当的多层框架厂房。

12.4.5 非液化土中低承台桩基的抗震验算可根据本规范 9.4.6~9.4.8 条执行，且应符合下列规定：

- 1 单桩的竖向和水平抗震承载力的标准值，可均比非抗震设计时提高 25%。
- 2 当承台周围的回填土夯实至干密度不小于本规范第 11 章对填土的要求时，可由承台正面填土与桩共同承担水平地震作用；但不应计入承台底面与地基土间的摩擦力。

12.4.6 存在液化土层的低承台桩基抗震验算，应符合下列规定：

- 1 对一般浅基础，不宜计入承台周围土的抗力或刚性地坪对水平地震作用的分担作用。
- 2 当桩承台底面上、下分别有厚度不小于 1.5m、1.0m 的非液化土层或非软弱土层时可按下列二种情况进行桩的抗震验算，并按不利情况设计：
 - 1) 桩承受全部地震作用，桩承载力可比非抗震设计时提高 25%，液化土的桩侧摩阻力及桩水平抗力均应乘以表 12.4.6 的折减系数。

表 12.4.6 土层液化影响折减系数

实际标准贯入锤击数/临界标准贯入锤击数	深度 d_s (m)	折减系数
≤ 0.6	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	1/3
$> 0.6 \sim 0.8$	$d_s \leq 10$	1/3
	$10 < d_s \leq 20$	2/3
$> 0.8 \sim 1.0$	$d_s \leq 10$	2/3
	$10 < d_s \leq 20$	1

- 2) 地震作用按水平地震影响系数最大值的 10% 采用，桩承载力仍可比非抗震设计时提高 25%，但应扣除液化土层的全部桩侧阻力及桩承台下 2m 深度范围内非液化土的桩侧阻力。

12.5 抗震措施

12.5.1 非全新活动断裂可不采取避让措施，但当基础埋深较浅且破碎带发育时，可按不均匀地基处理。对场地内存在发震断裂且不符合 12.3.5 条规定的情况，应避开主断裂带。其避让距离不宜小于表 12.5.1 对发震断裂最小避让距离的规定。

表 12.5.1 发震断裂的最小避让距离 (m)

抗震设防烈度	建筑抗震设防类别			
	甲	乙	丙	丁
8	专门研究	300 m	200 m	—
9	专门研究	500 m	300 m	—

12.5.2 存在饱和砂土和饱和粉土的地基，应根据建筑的抗震设防类别、地基的液化等级，结合具体情况采取相应的措施。当液化土层较平坦且均匀时，宜按表 12.5.2 选用地基抗液化措施；尚可计入上部结构重力荷载对液化危害的影响，根据液化震陷量的估计适当调整抗液化措施。不宜将未经处理的液化土层作为天然地基持力层。

表 12.5.2 抗液化措施

建筑抗震 设防类别	地基的液化等级		
	轻微	中等	严重
乙类	部分消除液化沉陷，或 对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷，或部分消除 液化沉陷且对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷
丙类	基础和上部结构处理， 亦可不采取措施	基础和上部结构处理，或更高要 求的措施	全部消除液化沉陷，或部分消除液 化沉陷且对基础和上部结构处理
丁类	可不采取措施	可不采取措施	对基础和上部结构采取适当加强措 施

12.5.3 全部消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

- 1 采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩端部分），应按计算确定，且对碎石土，砾、粗、中砂，坚硬粘性土和密实粉土尚不应小于 0.5m，对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m。
- 2 采用深基础时，基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m。
- 3 采用加密法（如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等）加固时，应处理至液化深度下界；振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不应小于 12.3.9 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。
- 4 用非液化土替换全部液化土层。
- 5 采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于基础宽度的 1/5。

12.5.4 部分消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

- 1 处理深度应使处理后的地基液化指数减少，当判别深度为 15m 时，其值不宜大于 4，当判别深度为 20m 时，其值不宜大于 5；对独立基础和条形基础，尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值。
- 2 采用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于 12.3.9 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。
- 3 基础边缘以外的处理宽度，应符合 12.5.3 条 5 款的要求。

12.5.5 减轻液化影响的基础和上部结构处理，可综合采用下列各项措施：

- 1 合适的基础埋置深度。
- 2 调整基础底面积，减少基础偏心。
- 3 加强基础的整体性和刚度，如采用箱基、筏基或钢筋混凝土交叉条形基础，加设基础圈梁等。
- 4 减轻荷载，增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。
- 5 管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。

12.5.6 液化等级为中等液化和严重液化的故河道、现代河滨，当有液化侧向扩展或流滑可能时，在距常时水线约 100m 以内不宜修建永久性建筑，否则应进行抗滑动验算、采取防土体滑动措施或结构抗裂措施。

12.5.7 液化土中桩的配筋范围，应自桩顶至液化深度以下符合全部消除液化沉陷所要求的深度，其纵向钢筋应与桩顶部相同，箍筋应加密。

12.5.8 处于液化土中的桩基承台周围，宜用非液化土填筑夯实，若用砂土或粉土则应使土层的标准贯入锤击数不小于 12.3.9 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

12.5.9 在有液化侧向扩展的地段，距常时水线 100m 范围内的桩基除应满足本节中的其他规定外，尚应考虑土流动时的侧向作用力，且承受侧向推力的面积应按边桩外缘间的宽度计算。

12.5.10 抗震设防的天然地基基础设计宜采取下列措施：

- 1 砌体结构设置基础圈梁，但当层数不超过 3 层，且地基无软弱土层、无严重不均匀土层、无可液化土层时也可不设置；
- 2 框架结构采用独立基础时，宜按本规范第 8 章“天然地基基础”的规定设置基础拉梁。

13 现场检验与监测

13.1 一般规定

13.1.1 现场检验应包括下列内容：

- 1 根据施工揭露的岩土工程条件检验勘察成果，对勘察成果作必要的补充和修正；
- 2 通过现场试验，校核岩土工程的设计参数；
- 3 通过试钻或试打判定成桩施工工艺的可行性、适宜性，核定施工控制指标；
- 4 对选定的地基处理方法，进行相应的现场试验或实验性施工，以检验设计参数和处理效果；
- 5 对施工中出现的岩土工程问题提出处理意见；
- 6 对地基基础工程施工进行质量控制和技术检验。

13.1.2 现场监测应包括下列内容：

- 1 对岩土体的应力和位移进行监测；
- 2 对成桩施工过程进行监测；
- 3 对基坑工程的基底、边坡、支挡结构、周边环境进行变形监测；
- 4 对基础结构、支护结构的内力进行监测；
- 5 对拟建建筑物和构筑物，相邻的已有建筑物、构筑物和地下设施以及相关周边环境进行变形观测；
- 6 对施工引起的工程地质与水文地质条件的变化进行监测；

13.1.3 勘察、设计文件中，应根据工程的具体情况和实际需要，明确检验与监测的要求和内容。

13.1.4 应合理确定现场检验与监测的时间和周期，使检验和监测数据能及时、有效地指导设计和施工。

13.1.5 应及时向有关方面反馈现场检验和监测的信息及出现的问题，对出现的问题提出处理建议。当监测数据接近危及工程和环境安全的临界值时，必须及时通报，加密监测。

13.2 基坑与基槽的检验与边坡监测

13.2.1 基坑与基槽（以下简称基坑）开挖后，应对开挖揭露的地基条件进行检验，当发现与勘察报告和设计文件不一致、或遇到异常情况时，应结合实际情况提出处理意见。

13.2.2 基坑开挖后，应检验下列内容：

- 1 核对基坑的位置、平面尺寸、坑底标高，是否符合勘察、设计文件；
- 2 核对基坑的岩土体和地下水情况，是否与勘察报告一致；
- 3 检查是否有洞穴、古墓、古井、暗沟、防空掩体及地下埋设物，并查清其位置、深度、性状；
- 4 检查基坑底土质是否受到施工的扰动，及扰动的范围和深度；
- 5 冬、雨期施工时应注意检查基坑底的防护措施，检查基坑底土质是否受冻、浸泡和冲刷、干裂等，并查明影响的范围和深度。
- 6 对地基土，可采用轻型圆锥动力触探进行检验。轻型圆锥动力触探的规格及操作应符合《岩土工程勘察规范》（GB 50021）的规定；
- 7 地基检验还应满足《建筑地基基础工程施工质量验收规范》（GB 50202）的规定；

13.2.3 采用桩基础或进行地基处理的工程，在基坑开挖后，应先检验地基的土质情况是否与勘察报告、设计文件一致，然后再进行桩基础、地基处理的施工。

13.2.4 根据基坑检验结果，提出对勘察成果的修正意见，对设计和施工处理提出建议。

13.2.5 当现场检验结果与勘察报告有较大出入时，应进行补充勘察。

13.2.6 有关基坑检验方法及处理的具体规定见附录 Q。

13.2.7 基坑开挖时应对边坡进行必要的监测。对于基坑的边坡及基坑边缘以外 1~2 倍开挖深度范围内需要保护的建（构）筑物、地下管线等周围环境，均应作为监测对象。基坑工程监测项目和要求应符合《建筑基坑支护技术规程》（JGJ 120）的规定。

13.2.8 建筑边坡工程应对工程质量进行检验，检验的内容和要求应符合《建筑边坡工程技术规范》（GB 50330）的规定。

13.2.9 建筑边坡工程监测项目应考虑其安全等级、支护结构变形控制要求、地质和支护结构特点，监测要求应由设计提出。监测项目及有关规定应符合《建筑边坡工程技术规范》（GB 50330）的规定。

13.3 桩基础检验与监测

13.3.1 应对桩基础的设计参数（承载力）、施工工艺、控制指标、岩土条件、桩的数量和位置、垂直度、材质、桩身质量等进行符合性检验。

13.3.2 桩基础施工前，应进行试打或试钻，其数量在每个场地不得少于 2 根。通过试打或

试钻，检验岩土条件与勘察结果的符合性，确定沉桩或成孔的可能性，确定施工机械、施工工艺的适用性以及质量控制指标。对有经验的工程场地，试打或试钻可结合工程桩的施工进行。

13.3.3 预制桩施工时，宜控制桩端持力层与最终贯入度同时满足设计要求。每根桩均应有完整的贯入度记录、桩位图、桩的编号、截面尺寸、长度、入土深度、桩位偏差、施工机械和成桩日期等。桩端持力层情况与设计文件出入较大或贯入度不能满足要求时，应根据实际情况进行处理。

13.3.4 钻孔灌注桩施工应检验下列内容：

- 1 桩数、桩位偏差、成孔过程中有否缩径和塌孔、桩顶标高、成孔垂直度、孔底沉渣、孔底土扰动厚度以及持力层情况是否符合设计文件要求；
- 2 钢筋规格与钢筋笼制作是否符合设计要求；
- 3 混凝土原材料的力学性能检验报告，混凝土的配合比、坍落度、制作方法等是否符合要求，是否按规定留置试件，试件试验结果是否符合设计文件要求；
- 4 灌注混凝土时，孔内混凝土灌注高度与导管管口位置控制是否适当，混凝土灌入量是否符合设计文件要求。

13.3.5 对大直径人工挖孔桩，终孔时检查人应下入孔内对开挖尺寸、桩端土扰动情况、桩端持力层的岩土条件等进行检验。

13.3.6 施工完成后的工程桩应进行承载力和桩身完整性检验。采用现场静载荷试验确定单桩竖向承载力时，在同一条件下的试桩数量不宜少于总桩数的 1%，且不应少于 3 根，工程总桩数在 50 根以内时不应少于 2 根。检验要求应符合《建筑基桩检测技术规范》（JGJ106）的规定。

13.3.7 应根据工程的要求，对沉桩过程中土体侧移和隆起、相邻桩的上浮与偏位、孔隙水压力、桩身应力以及沉桩对相邻建筑与环境设施的影响等进行监测。必要时应监测震动、噪音等对周边环境的影响。

13.3.8 抗浮桩（锚杆）完成后应进行抗拔力检验，抗浮桩的检验数量不得少于桩总数的 1%，且不得少于 3 根；抗浮锚杆的检验数量不得少于锚杆总数的 3%，且不得少于 6 根。抗浮桩应进行桩身完整性检验，检验要求应符合《建筑基桩检测技术规范》（JGJ106）的规定。

13.4 地基处理效果检验

13.4.1 压实填土地基的施工过程中，应分层检验压实填土的施工质量，并在每层的压实系数符合设计要求后铺填上层土。

13.4.2 采用静载荷试验检验压实填土地基承载力时，每个单体工程不宜少于 3 点，对于大型工程则应按单体工程的数量和施工的面积确定检验点数。

13.4.3 对于强夯处理后的地基应采用静载荷试验检验，并结合原位测试和室内土工试验结果检验承载力。

13.4.4 强夯处理后的地基承载力检验点的数量，应根据场地复杂程度和地基基础设计等级确定。对于简单场地上的一般建筑物，载荷试验检验点不应少于 3 点；对于复杂场地或地基基础设计等级为一级的地基应增加检验点数。

13.4.5 复合地基应对竖向增强体的施工质量进行检验，采用挤密工艺的复合地基尚应对施工完成后的桩间土进行检验。复合地基施工质量的检验项目、方法、数量应按《建筑地基处理技术规范》（JGJ97）有关规定执行。

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

13.4.7 对于采用强夯、挤密工艺处理的地基，可采用综合物探方法检测地基的加固深度、和处理效果。

13.4.8 地基处理效果检验的项目、方法、数量应按《建筑地基处理技术规范》（JGJ97）和《建筑地基基础工程施工质量验收规范》（GB 50202）有关规定执行。

13.5 建筑物沉降观测

13.5.1 建筑物沉降观测应从浇注基础开始，在施工期间和使用期进行连续、长期观测。对于符合第 3.0.10 条所列情况下的建筑物均应进行沉降观测。

13.5.2 沉降观测的水准基点，每一测区不应少于 3 个；对于小测区，当确认点位稳定可靠时可少于 3 个，但连同工作基点不得少于 3 个。水准基点的埋设及其他变形观测点的设置应符合《建筑变形测量规程》（JGJ/T 8）的规定。

13.5.3 沉降观测点的位置、数量和观测频次，应综合考虑岩土工程条件、沉降特征、便于观测和不易遭到损坏等确定，并主要考虑下列因素：

- 1 建筑物的体型、结构形式、基础类型、结构刚度和荷载分布；

2 地基土质条件及其水平方向的变化;

3 可能发生差异沉降位置的两侧。

13.5.4 建筑变形测量等级分为特级、一级、二级、三级。应在建筑物沉降观测前,根据建筑物的重要性、使用要求、环境的影响及预估沉降量等因素,按《建筑变形测量规程》(JGJ/T 8)确定等级及精度要求。

13.5.5 沉降观测可用精密水准或静力水准的方法进行。观测的仪器、方法、次数、限差等应符合《建筑变形测量规程》(JGJ/T 8)的规定。

13.5.6 沉降观测应从完成基础底板施工时开始,一般至沉降基本稳定(1mm / 100d)终止。

13.5.7 初始沉降观测点应埋设在基础底板上,随施工逐层向上引测至地面以上。引测点在基础底板上的投影位置宜与初始沉降观测点重合。

13.5.8 工程需要时,可根据设计文件提出的要求,进行土体深层沉降观测、基坑回弹量测。

13.6 地下水监测

13.6.1 下列情况应进行地下水监测:

1 地下水位变化可能影响岩土工程性质或岩土稳定时;

2 地下水位变化对建筑物抗浮或地下室外墙水压力有较大影响时;

3 地下水位变化对拟建工程的施工产生较大影响时;

4 施工排水对临近工程设施和周边环境有较大影响时;

5 由于施工或环境条件改变造成的孔隙水压力、地下水压力变化,且对工程设计或施工有较大影响时。

13.6.2 地下水监测方案应根据监测目的、水文地质条件、场地条件、工程需要确定。

13.6.3 地下水位的观测应设置专门的观测孔,当工程受多层地下水影响时应分层进行观测。

13.6.4 水位观测孔的布置应根据水文地质条件和工程需要进行。观测孔的深度应满足监测目的的需要。观测孔的数量,对于平原地区的潜水和层间水,应根据场地条件和工程需要确定,且每个场地不宜少于3个;对于上层滞水和裂隙水,应按具体情况加密,且观测孔间距不宜大于30m。孔隙水压力、地下水压力监测应根据工程需要确定,并可采用孔隙水压力计、测压计进行。

13.6.6 地下水监测时间应满足下列要求：

- 1 系统动态观测的时间不应少于 1 个水文年，每周观测 1 次，雨季应加密；
- 2 为工程需要进行的地下水位监测，其开始时间、终止条件、观测周期等，应根据工程需要确定；
- 3 孔隙水压力的监测应在孔隙水压力降至安全值后方可停止监测；
- 4 对受地下水浮托力作用的工程，地下水压力监测应进行至工程荷载大于浮托力时方可停止监测。

13.6.7 监测数据应逐次整理，绘成图表，并及时分析原因提出处理意见。

附录 A 岩土分类

A.0.1 岩石坚硬程度按表A.0.1的规定进行定性划分。

表A.0.1 岩石坚硬程度的定性划分

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

A.0.2 岩体根据结构类型按表 A.0.2 的规定进行分类。

表 A.0.2 岩体按结构类型分类

岩体结构类型	岩体地质类别	结构面发育情况	岩土工程特征
整体状结构	均质、巨块状岩浆岩、变质岩、巨厚层沉积岩、正变质岩	以原生构造节理为主，多呈团合型裂隙，结构面间距大于 1.5m，一般不超过 2~3 组	整体性强度高，在变形特征上可视为均质弹性各向同性体
块状结构	厚层状沉积岩、正变质岩、块状岩浆岩、变质岩	具少量贯穿性节理裂隙，裂隙结构面间距 0.7~1.5m，一般 2~3 组	整体强度高，变形特征接近弹性各向同性体
层状结构	多韵律的薄层及中厚层状沉积岩、正变质岩	层理、片理、页理、节理，但以风化裂隙为主，常有层间错动	岩体接近均一的各向异性体，其变形及强度特征受层面和岩层组合控制，可视为弹性体
碎裂状结构	构造影响严重的破碎岩层	断层、断层破碎带、片理、层理、裂隙，结构面距 0.25~1.5m，一般 3 组以上	整体强度低、呈弹塑性介质
散体状结构	构造影响剧烈或风化的断层破碎带、接触带	构造及风化裂隙密集，结构面组合错综复杂并多填充粘性土	完整性基本破坏，岩体属性接近松散体介质

A.0.3 根据岩石质量指标（RQD），按表 A.0.3 的规定进行分类。

表 A.0.3 岩体按岩石质量指标（RQD）分类

岩体分类	岩石质量指标（RQD）（%）
好	>90
较好	75~90
较差	50~75
差	25~50
极差	<25
注：RQD 指钻探时用直径 75mm 二重管金刚石钻头获取的大于 10cm 岩芯段长度与该回次进尺之比。	

附录 B 土的密实度

B.0.1 碎石土的密实度可按表 B.0.1 进行鉴别。

表 B.0.1 碎石土密实度野外鉴别

密实度	骨架颗粒的质量和排列	可挖性	可钻性
密实	骨架颗粒的质量大于总质量的 70%，呈交错排列，连续接触，孔隙为中、粗、砾砂等填充	锹镐挖掘困难用撬棍方能松动，井壁较稳定	钻进极困难，冲击钻探时钻杆、吊锤跳动剧烈，孔壁较稳定
中密	骨架颗粒的质量等于总质量的 60%~70%，呈交错排列，大部分接触，孔隙为砂土或密实坚硬的粘性土、粉土填充	锹镐可挖掘，井壁有掉块现象，从井壁取出大颗粒后能保持颗粒凹面形状	钻进较困难，冲击钻探时钻杆、吊锤跳动不剧烈，孔壁有坍塌现象
松散	骨架颗粒的质量小于总质量的 60%，排列较乱大部分不接触，孔隙为中密的砂土或可塑的粘性土填充	锹可以挖掘，井壁易坍塌，从井壁取出大颗粒后，立即塌落	钻进较容易、冲击钻探时，钻杆稍有跳动，孔壁易坍塌
注：碎石土的密实度，应按表列各项特征综合确定。			

B.0.2 当采用重型圆锥动力触探确定碎石土密实度时，实测锤击数 $N_{63.5}$ 应按下式修正：

$$N'_{63.5} = \alpha_1 \times N_{63.5}$$

式中 $N'_{63.5}$ —— 修正后的重型圆锥动力触探试验锤击数；

α_1 —— 修正系数，按表 B.0.2 取值；

$N_{63.5}$ —— 实测重型圆锥动力触探试验锤击数。

表 B.0.2 重型圆锥动力触探锤击数修正系数

$N_{63.5}$ L (m)	5	10	15	20	25	30	35	40	≥50
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
4	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87	0.86	0.84
6	0.93	0.90	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.78	0.75
8	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73	0.71	0.67
10	0.88	0.83	0.79	0.75	0.72	0.69	0.67	0.64	0.61
12	0.85	0.79	0.75	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.55
14	0.82	0.76	0.71	0.66	0.62	0.58	0.56	0.53	0.50
16	0.79	0.73	0.67	0.62	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45
18	0.77	0.70	0.63	0.57	0.53	0.49	0.46	0.43	0.40
20	0.75	0.67	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41	0.39	0.36
注：表中 L 为杆长。									

附录 C 水文地质参数测定方法

C.0.1 水文地质参数可用表 C.0.1 的方法测定。

表 C.0.1 水文地质参数测定方法

参 数	测 定 方 法
水位	钻孔、探井或测压管观测
渗透系数	抽水试验、注水试验、压水试验、室内渗透试验
给水度、释水系数	单孔抽水试验、非稳定流抽水试验、地下水位长期观测、室内试验
越流系数、越流因数	多孔抽水试验（稳定流或非稳定流）
单位吸水率	注水试验、压水试验
毛细水上升高度	试坑观测、室内试验
注：除水位外，当对数据精度要求不高时，可采用经验数值。	

C.0.2 孔隙水压力可按表 C.0.2 的方法测定。

表 C.0.2 孔隙水压力测定方法和适用条件

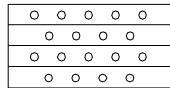
仪器类型		适用条件	测定方法
测 压 计 式	立管式测压计	渗透系数大于 10^{-4} cm/s 的均匀孔隙含水层	将带有过滤器的测压管打入土层，直接在管内测量
	水压计测压计	渗透系数低的土层，量测由潮汐涨落、挖方引起的压力变化	用装在孔壁的小型测压计探头，地下水压力通过塑料管传导至水银压力计测定
	电测式测压计（电阻应变式、振弦应变式）	各种土层	孔压通过透水石传导至膜片，引起挠度变化，诱发电阻片（或钢弦）变化，用接收仪测定
	气动测压计	各种土层	利用两根排气管使压力为常数，传来的孔压在透水元件中的水压阀产生压差测定
孔压静力触探仪		各种土层	在探头上装有多孔透水过滤器、压力传感器，在贯入过程中测定
注：电测式测压计一般用于砂土和粉土，在粘土层中，采用小的膜片，避免负的孔压。			

附录 D 图 例

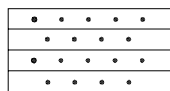
D.0.1 常用岩石图例



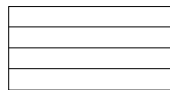
角砾岩



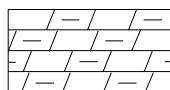
砾岩



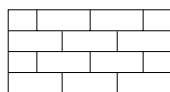
砂岩



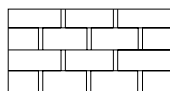
页岩



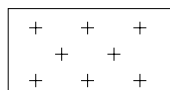
泥灰岩



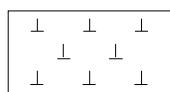
石灰岩



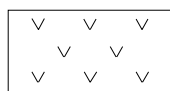
白云岩



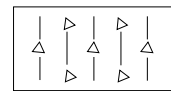
花岗岩



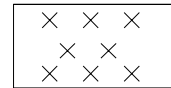
闪长岩



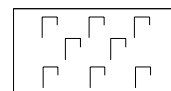
安山岩



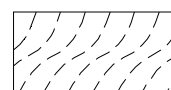
火山角砾岩



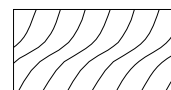
辉绿岩



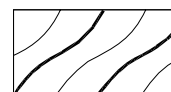
玄武岩



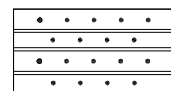
千枚岩



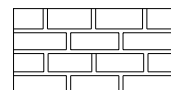
片岩



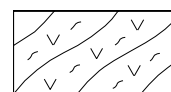
板岩



石英岩



大理岩

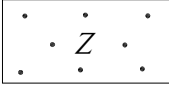
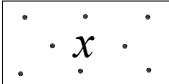
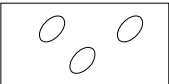
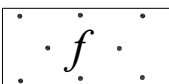
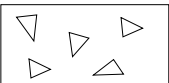
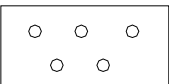
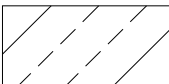
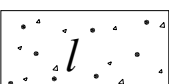
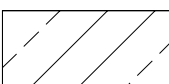
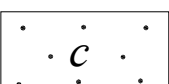


片麻岩

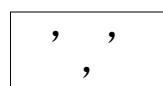


粘土岩

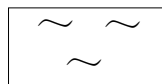
D.0.2 松散土层图例

	漂石		中砂
	块石		细砂
	卵石		粉砂
	碎石		砂质粉土
	圆砾		粘质粉土
	角砾		粉质粘土
	砾砂		重粉质粘土
	粗砂		粘土

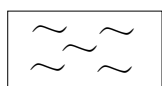
D.0.3 其他



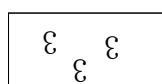
新近沉积土
(与岩性图例叠加)



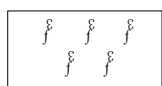
淤泥质土
(与岩性图例叠加)



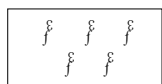
淤泥



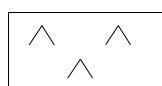
有机质土
(与岩性图例叠加)



泥炭质土
(与岩性图例叠加)



泥炭



素填土
(与岩性图例叠加)



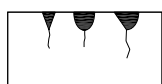
杂填土



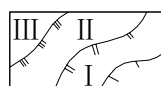
炉灰



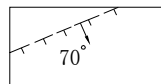
变质炉灰



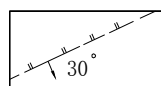
耕土



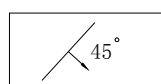
一、二、三级阶地



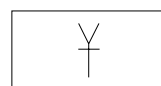
正断层的产状(齿侧为下落部分, 虚线为推断部分)



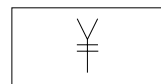
逆断层的产状(齿侧为下落部分, 虚线为推断部分)



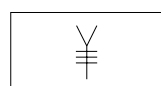
层理产状



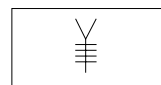
微风化



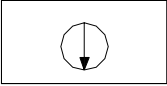
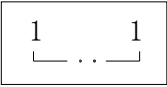
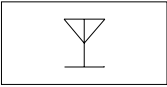
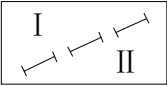
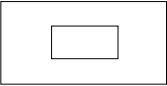
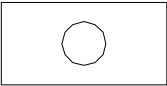
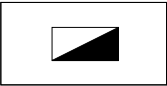
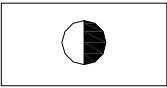
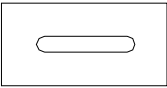
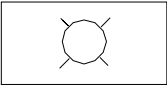
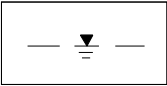
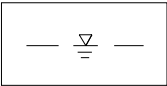
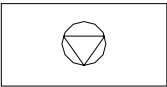
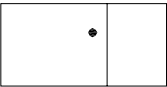
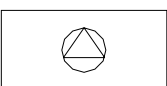
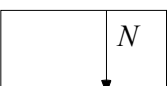
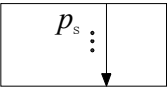
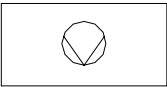
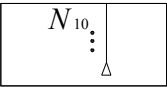
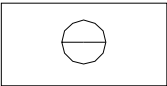
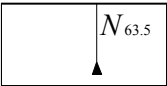
中等风化



强风化



全风化

勘探孔号 孔口标高 水位深度 水位标高			压桩试验点
	地质剖面线及编号		载荷试验点
	工程地质分区线及编号		探井
	勘探孔		取原状土探井
	取原状土孔		探槽
	取水试样钻孔		稳定水位
	标准贯入试验孔		初见水位
	静力触探试验孔		取土试验位置
	轻型圆锥动力触探试验孔		标准贯入试验锤击数
	重型圆锥动力触探试验孔		比贯入阻力值
	波速试验孔		轻型圆锥动力触探试验锤击数
	旁压试验孔		重型圆锥动力触探试验锤击数
	利用已有资料钻孔		

附录 E 北京地区标准冻结深度分区图

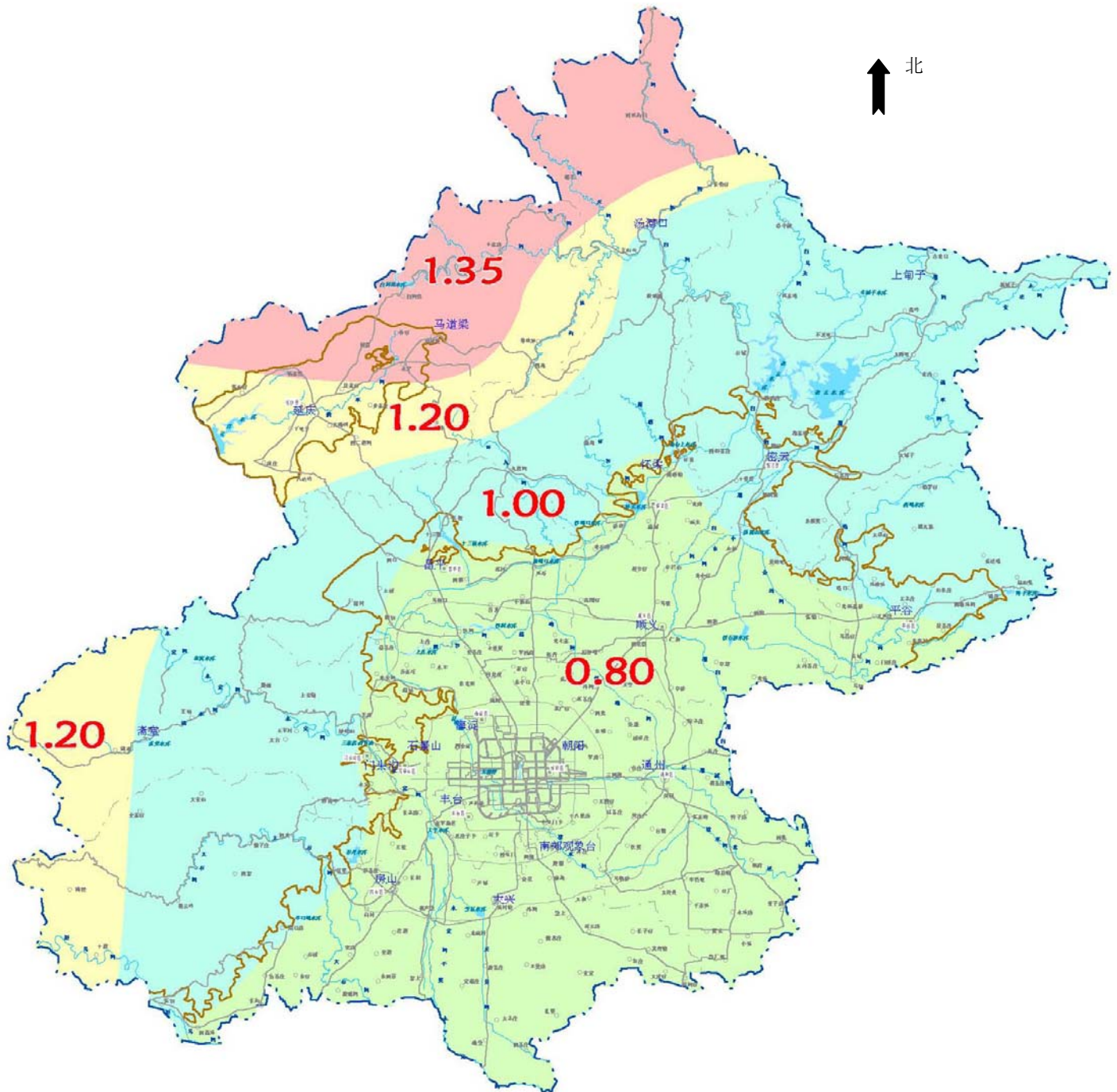


图 E 北京地区标准冻结深度分区图

附录 F 平板载荷试验方法

F.0.1 平板载荷试验可适用于确定浅部地基土层的承压板下应力主要影响范围内的承载力。

承压板面积不应小于 0.25m^2 ，对于软土不应小于 0.5m^2 。

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

F.0.3 加荷分级不应少于 8 级。最大加载量不应小于设计要求的两倍。

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

F.0.5 当出现下列情况之一时，即可终止加载：

- 1 承压板周围的土明显地侧向挤出；
- 2 沉降 s 急骤增大，荷载～沉降（ $p\sim s$ ）曲线出现陡降段；
- 3 在某一级荷载下，24 小时内沉降速率未达到稳定；
- 4 沉降量与承压板宽度或直径之比大于或等于 0.06。

当满足前三种情况之一时，其对应的前一级荷载定为极限荷载。

F.0.6 承载力标准值的确定应符合下列规定：

- 1 当 $p\sim s$ 曲线上有比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值；
- 2 当极限荷载小于对应比例界限值的 2 倍时，取极限荷载值的一半；
- 3 当不能按上述二款要求确定时，当压板面积为 $0.25\sim 0.5\text{m}^2$ ，可取 $s/b=0.01\sim 0.015$ 所对应的荷载，但其值不应大于加载量的一半。

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

附录 G 岩石地基静载荷试验方法

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

G.0.2 岩基载荷试验应采用圆形刚性承压板，直径为 300mm。当岩石埋藏深度较大时，可采用钢筋混凝土桩，但桩侧应采取措施消除桩身与土之间的摩擦力。

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

G.0.4 加载方式：应采取单循环加载方式，荷载应逐级递增直到破坏，然后分级卸荷。

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

G.0.6 沉降量测读：加载后应立即读数，以后每隔 10min 应读数一次。

G.0.7 稳定标准：连续三次读数之差均不大于 0.01mm 时，可加下一级荷载。

G.0.8 终止加载条件：当出现下述现象之一时，即可终止加载：

- 1 承压板周边的岩体出现明显侧向挤出，周边岩体出现明显隆起或径向裂缝持续发展；
- 2 沉降量读数不断变化，在 24h 内，沉降速率有明显增大的趋势；
- 3 压力加不上或勉强加上而不能保持稳定。

符合终止加载条件的前一级荷载应视为极限荷载，该极限荷载即为地基承载力极限值。

G.0.9 卸载观测：每级卸载应为加载时的两倍，如为奇数，第一级可为三倍。每级卸载后，每隔 10min 应测读一次，测读三次后可卸下一级荷载。全部卸载后，当测读到 30min 回弹量小于 0.01mm 时，即认为稳定。

G.0.10 岩石地基承载力的确定

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

2 每个场地载荷试验的数量不应少于 3 个。当试验实测值的极差不超过其平均值的 30% 时，应取此平均值作为岩石地基承载力的标准值。

3 岩石地基承载力不进行深宽修正。

附录 H 矩形面积上均布荷载作用下中心点的地基附加应力系数 (α) 与平均附加应力系数 ($\bar{\alpha}$) 表

l/b	1.0		1.2		1.4		1.6		1.8		2.0		2.4		2.8		3.2		3.6		4.0		5.0		≥ 10 (带形)	
z/b	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.1	0.994	0.997	0.996	0.998	0.996	0.998	0.996	0.998	0.996	0.998	0.996	0.998	0.997	0.998	0.997	0.998	0.997	0.998	0.997	0.998	0.997	0.998	0.997	0.998	0.997	0.998
0.2	0.960	0.987	0.968	0.990	0.972	0.991	0.974	0.992	0.975	0.992	0.976	0.992	0.976	0.993	0.977	0.993	0.977	0.993	0.977	0.993	0.977	0.993	0.977	0.993	0.977	0.993
0.3	0.892	0.967	0.910	0.973	0.920	0.976	0.926	0.978	0.930	0.979	0.932	0.979	0.934	0.980	0.935	0.980	0.936	0.981	0.936	0.981	0.936	0.981	0.937	0.981	0.937	0.980
0.4	0.800	0.936	0.830	0.947	0.848	0.953	0.859	0.956	0.866	0.968	0.870	0.960	0.875	0.961	0.878	0.962	0.879	0.962	0.880	0.963	0.880	0.963	0.881	0.963	0.881	0.962
0.5	0.701	0.900	0.740	0.915	0.764	0.924	0.782	0.929	0.792	0.933	0.800	0.933	0.808	0.937	0.812	0.939	0.815	0.940	0.817	0.940	0.817	0.940	0.818	0.940	0.818	0.940
0.6	0.606	0.860	0.650	0.878	0.682	0.890	0.703	0.898	0.717	0.903	0.727	0.906	0.740	0.910	0.746	0.912	0.749	0.913	0.751	0.914	0.753	0.914	0.754	0.914	0.755	0.915
0.7	0.523	0.816	0.569	0.840	0.603	0.855	0.628	0.865	0.645	0.871	0.658	0.876	0.674	0.881	0.682	0.884	0.687	0.885	0.690	0.887	0.692	0.887	0.694	0.887	0.696	0.887
0.8	0.449	0.775	0.496	0.801	0.532	0.819	0.558	0.831	0.578	0.839	0.593	0.844	0.612	0.850	0.623	0.855	0.630	0.857	0.634	0.858	0.636	0.859	0.639	0.860	0.642	0.860
0.9	0.388	0.735	0.433	0.746	0.469	0.783	0.496	0.797	0.518	0.806	0.534	0.813	0.556	0.821	0.569	0.824	0.577	0.829	0.582	0.831	0.585	0.831	0.590	0.832	0.593	0.833
1.0	0.336	0.699	0.379	0.728	0.414	0.749	0.441	0.764	0.463	0.775	0.481	0.783	0.505	0.792	0.520	0.798	0.530	0.801	0.536	0.804	0.540	0.804	0.545	0.806	0.550	0.808
1.1	0.293	0.662	0.333	0.694	0.367	0.717	0.394	0.733	0.416	0.744	0.434	0.753	0.460	0.764	0.476	0.771	0.487	0.775	0.494	0.777	0.499	0.779	0.506	0.780	0.511	0.782
1.2	0.257	0.632	0.294	0.663	0.325	0.686	0.352	0.703	0.374	0.715	0.392	0.725	0.419	0.737	0.437	0.744	0.449	0.749	0.457	0.752	0.462	0.754	0.470	0.756	0.477	0.757
1.3	0.226	0.602	0.260	0.633	0.290	0.657	0.315	0.674	0.337	0.688	0.355	0.698	0.382	0.711	0.401	0.719	0.414	0.725	0.423	0.728	0.429	0.730	0.438	0.733	0.446	0.736
1.4	0.201	0.572	0.232	0.605	0.260	0.629	0.284	0.648	0.304	0.661	0.322	0.672	0.350	0.687	0.369	0.696	0.383	0.701	0.393	0.705	0.400	0.708	0.410	0.711	0.419	0.713
1.5	0.179	0.548	0.208	0.588	0.233	0.604	0.256	0.622	0.267	0.637	0.293	0.648	0.320	0.664	0.340	0.673	0.355	0.678	0.365	0.683	0.372	0.686	0.384	0.690	0.395	0.692
1.6	0.166	0.523	0.187	0.556	0.210	0.580	0.232	0.599	0.251	0.613	0.267	0.625	0.294	0.641	0.314	0.651	0.329	0.658	0.340	0.662	0.348	0.666	0.360	0.670	0.373	0.673
1.7	0.144	0.503	0.168	0.533	0.191	0.557	0.211	0.577	0.228	0.591	0.244	0.603	0.271	0.620	0.291	0.631	0.306	0.638	0.317	0.643	0.326	0.646	0.339	0.651	0.353	0.655
1.8	0.130	0.482	0.153	0.513	0.173	0.536	0.192	0.556	0.209	0.571	0.224	0.583	0.250	0.600	0.270	0.611	0.285	0.619	0.296	0.624	0.305	0.628	0.320	0.633	0.335	0.639
1.9	0.118	0.463	0.139	0.493	0.158	0.517	0.176	0.536	0.192	0.551	0.206	0.563	0.231	0.581	0.250	0.593	0.266	0.600	0.278	0.606	0.287	0.611	0.301	0.616	0.318	0.622
2.0	0.108	0.446	0.127	0.475	0.145	0.498	0.161	0.518	0.176	0.533	0.190	0.545	0.214	0.563	0.235	0.576	0.248	0.584	0.260	0.590	0.270	0.594	0.285	0.600	0.303	0.606
2.1	0.099	0.429	0.116	0.459	0.133	0.481	0.148	0.500	0.163	0.515	0.176	0.528	0.198	0.546	0.217	0.559	0.232	0.567	0.244	0.573	0.254	0.578	0.270	0.584	0.290	0.593
2.2	0.091	0.414	0.107	0.443	0.122	0.465	0.137	0.484	0.150	0.499	0.163	0.511	0.185	0.530	0.203	0.543	0.218	0.552	0.230	0.558	0.239	0.563	0.256	0.570	0.277	0.579
2.3	0.084	0.400	0.099	0.427	0.113	0.450	0.127	0.469	0.139	0.484	0.151	0.496	0.172	0.515	0.190	0.528	0.204	0.537	0.216	0.544	0.226	0.548	0.242	0.556	0.265	0.565

l/b	1.0		1.2		1.4		1.6		1.8		2.0		2.4		2.8		3.2		3.6		4.0		5.0		≥ 10 (带形)	
z/b	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
2.4	0.077	0.387	0.092	0.414	0.105	0.436	0.118	0.464	0.130	0.469	0.141	0.481	0.161	0.500	0.178	0.513	0.192	0.523	0.204	0.529	0.213	0.535	0.230	0.543	0.254	0.553
2.5	0.072	0.375	0.085	0.401	0.097	0.422	0.110	0.441	0.121	0.455	0.131	0.468	0.150	0.486	0.167	0.500	0.180	0.509	0.192	0.516	0.202	0.522	0.219	0.530	0.244	0.540
2.6	0.068	0.363	0.080	0.390	0.092	0.410	0.103	0.429	0.114	0.442	0.124	0.455	0.142	0.473	0.158	0.488	0.172	0.497	0.183	0.504	0.193	0.510	0.210	0.518	0.236	0.528
2.7	0.064	0.352	0.075	0.379	0.086	0.399	0.097	0.417	0.107	0.430	0.117	0.442	0.134	0.461	0.149	0.476	0.162	0.485	0.174	0.493	0.183	0.499	0.200	0.507	0.227	0.517
2.8	0.059	0.342	0.070	0.368	0.081	0.388	0.091	0.405	0.100	0.418	0.110	0.434	0.126	0.449	0.141	0.464	0.154	0.474	0.164	0.481	0.174	0.487	0.191	0.496	0.219	0.509
2.9	0.055	0.331	0.065	0.357	0.075	0.377	0.085	0.394	0.094	0.407	0.102	0.419	0.118	0.438	0.132	0.452	0.145	0.462	0.155	0.470	0.164	0.476	0.181	0.485	0.210	0.497
3.0	0.051	0.323	0.060	0.346	0.070	0.366	0.078	0.383	0.087	0.397	0.095	0.409	0.110	0.427	0.124	0.441	0.136	0.451	0.146	0.459	0.155	0.465	0.172	0.474	0.202	0.488
3.1	0.048	0.313	0.057	0.337	0.066	0.357	0.075	0.374	0.083	0.387	0.091	0.398	0.105	0.417	0.118	0.431	0.130	0.441	0.140	0.449	0.148	0.455	0.165	0.465	0.196	0.478
3.2	0.046	0.305	0.054	0.329	0.063	0.348	0.071	0.365	0.079	0.378	0.086	0.389	0.100	0.407	0.112	0.421	0.124	0.432	0.133	0.440	0.142	0.446	0.158	0.456	0.190	0.470
3.3	0.043	0.297	0.051	0.320	0.059	0.339	0.067	0.356	0.074	0.369	0.081	0.379	0.095	0.397	0.106	0.412	0.117	0.422	0.127	0.430	0.135	0.436	0.152	0.447	0.183	0.461
3.4	0.041	0.290	0.048	0.312	0.056	0.330	0.063	0.347	0.070	0.360	0.077	0.371	0.089	0.388	0.100	0.402	0.111	0.413	0.120	0.421	0.129	0.427	0.143	0.438	0.177	0.452
3.5	0.038	0.282	0.045	0.304	0.052	0.322	0.059	0.338	0.066	0.351	0.072	0.362	0.084	0.380	0.095	0.393	0.105	0.404	0.114	0.412	0.122	0.418	0.138	0.429	0.171	0.444
3.6	0.036	0.276	0.043	0.297	0.050	0.315	0.056	0.330	0.063	0.343	0.069	0.354	0.080	0.372	0.090	0.385	0.101	0.396	0.109	0.404	0.117	0.410	0.133	0.421	0.166	0.436
3.7	0.034	0.269	0.041	0.292	0.047	0.308	0.054	0.323	0.060	0.335	0.066	0.346	0.077	0.364	0.087	0.377	0.097	0.388	0.105	0.396	0.112	0.402	0.128	0.413	0.161	0.430
3.8	0.033	0.262	0.039	0.284	0.045	0.301	0.051	0.316	0.057	0.328	0.062	0.339	0.073	0.356	0.083	0.370	0.092	0.380	0.100	0.388	0.108	0.394	0.123	0.406	0.157	0.423
3.9	0.031	0.257	0.037	0.277	0.043	0.294	0.048	0.309	0.054	0.321	0.059	0.332	0.070	0.349	0.079	0.362	0.088	0.372	0.096	0.380	0.103	0.386	0.118	0.398	0.152	0.415
4.0	0.029	0.251	0.035	0.271	0.040	0.288	0.046	0.302	0.051	0.314	0.056	0.325	0.066	0.342	0.075	0.355	0.084	0.365	0.091	0.373	0.098	0.379	0.113	0.391	0.147	0.409
4.1	0.028	0.246	0.033	0.265	0.039	0.282	0.044	0.296	0.049	0.308	0.054	0.318	0.063	0.335	0.072	0.348	0.081	0.358	0.088	0.366	0.095	0.372	0.109	0.384	0.143	0.402
4.2	0.027	0.241	0.032	0.260	0.037	0.276	0.042	0.290	0.047	0.302	0.052	0.312	0.061	0.328	0.069	0.342	0.078	0.352	0.084	0.360	0.091	0.366	0.105	0.378	0.139	0.396
4.3	0.025	0.236	0.030	0.255	0.035	0.270	0.040	0.284	0.045	0.296	0.049	0.306	0.058	0.322	0.067	0.335	0.074	0.345	0.081	0.353	0.088	0.359	0.102	0.371	0.136	0.390
4.4	0.024	0.231	0.029	0.250	0.034	0.265	0.038	0.278	0.043	0.290	0.047	0.300	0.055	0.316	0.064	0.329	0.071	0.339	0.077	0.347	0.084	0.353	0.098	0.365	0.132	0.384
4.5	0.023	0.226	0.028	0.245	0.032	0.260	0.036	0.273	0.041	0.285	0.045	0.294	0.053	0.310	0.061	0.323	0.068	0.333	0.074	0.341	0.081	0.347	0.094	0.359	0.128	0.378
4.6	0.022	0.222	0.027	0.240	0.031	0.255	0.035	0.268	0.039	0.280	0.043	0.289	0.051	0.305	0.058	0.317	0.066	0.327	0.072	0.335	0.078	0.341	0.091	0.353	0.125	0.373
4.7	0.021	0.218	0.026	0.236	0.030	0.250	0.034	0.263	0.038	0.275	0.042	0.284	0.049	0.299	0.055	0.312	0.063	0.322	0.069	0.330	0.075	0.336	0.088	0.347	0.122	0.367
4.8	0.021	0.214	0.024	0.231	0.028	0.245	0.032	0.258	0.036	0.270	0.040	0.279	0.047	0.294	0.054	0.306	0.061	0.316	0.067	0.324	0.073	0.330	0.085	0.342	0.118	0.362
4.9	0.020	0.210	0.023	0.227	0.027	0.241	0.031	0.253	0.035	0.265	0.038	0.274	0.045	0.289	0.052	0.301	0.058	0.311	0.064	0.319	0.070	0.325	0.082	0.337	0.115	0.357
5.0	0.019	0.206	0.022	0.223	0.026	0.237	0.030	0.246	0.033	0.260	0.037	0.269	0.044	0.284	0.050	0.296	0.056	0.305	0.062	0.314	0.067	0.320	0.079	0.332	0.112	0.352

l/b	1.0		1.2		1.4		1.6		1.8		2.0		2.4		2.8		3.2		3.6		4.0		5.0		≥ 10 (带形)	
z/b	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
5.2	0.018	0.198	0.021	0.215	0.024	0.229	0.028	0.240	0.031	0.251	0.034	0.260	0.040	0.274	0.046	0.286	0.052	0.296	0.057	0.304	0.062	0.310	0.074	0.322	0.106	0.343
5.4	0.017	0.192	0.019	0.208	0.022	0.221	0.026	0.232	0.029	0.242	0.032	0.251	0.038	0.265	0.043	0.277	0.048	0.287	0.054	0.294	0.059	0.300	0.070	0.312	0.101	0.334
5.6	0.015	0.185	0.018	0.201	0.021	0.214	0.024	0.225	0.027	0.235	0.030	0.244	0.035	0.258	0.041	0.269	0.046	0.278	0.050	0.286	0.056	0.292	0.066	0.304	0.096	0.325
5.8	0.014	0.179	0.017	0.194	0.020	0.207	0.022	0.218	0.025	0.228	0.028	0.236	0.033	0.250	0.038	0.261	0.043	0.270	0.048	0.278	0.052	0.284	0.062	0.295	0.092	0.317
6.0	0.013	0.174	0.016	0.188	0.018	0.201	0.021	0.212	0.023	0.221	0.026	0.229	0.031	0.242	0.035	0.254	0.040	0.262	0.044	0.270	0.049	0.276	0.058	0.288	0.088	0.310
6.4	0.012	0.164	0.014	0.178	0.016	0.190	0.018	0.200	0.021	0.208	0.023	0.216	0.027	0.229	0.031	0.240	0.035	0.248	0.039	0.256	0.043	0.262	0.052	0.275	0.080	0.296
6.8	0.010	0.155	0.012	0.168	0.014	0.179	0.016	0.189	0.018	0.197	0.020	0.205	0.024	0.217	0.028	0.227	0.032	0.234	0.035	0.243	0.038	0.248	0.047	0.260	0.073	0.283
7.2	0.009	0.147	0.011	0.159	0.013	0.170	0.014	0.179	0.016	0.187	0.018	0.194	0.022	0.206	0.025	0.216	0.028	0.224	0.031	0.231	0.034	0.237	0.042	0.248	0.067	0.271
7.6	0.008	0.140	0.010	0.152	0.012	0.162	0.013	0.170	0.015	0.178	0.016	0.185	0.019	0.197	0.023	0.206	0.026	0.214	0.028	0.220	0.031	0.226	0.038	0.237	0.062	0.260
8.0	0.007	0.133	0.009	0.144	0.010	0.154	0.012	0.163	0.013	0.170	0.015	0.177	0.018	0.188	0.021	0.197	0.023	0.204	0.026	0.211	0.028	0.216	0.034	0.227	0.057	0.250
9.0	0.006	0.119	0.007	0.129	0.008	0.138	0.010	0.146	0.011	0.152	0.012	0.158	0.014	0.169	0.016	0.177	0.018	0.184	0.020	0.190	0.023	0.195	0.028	0.205	0.048	0.228
10.0	0.005	0.108	0.006	0.117	0.007	0.125	0.008	0.132	0.009	0.138	0.010	0.144	0.011	0.153	0.013	0.161	0.015	0.167	0.016	0.173	0.018	0.178	0.023	0.187	0.040	0.210

注: 1 柔性基础中心以下自基础底面算起、如求矩形角点下的附加应力系数或平均附加应力面积系数时, 按 $z/2b$ 查表所得数值 1/4, 即为相应的附加应力系数及平均附加应力系数。
2 表中符号: l 为基础长度 (m), b 为基础底面宽度 (m), z 为计算点离基础底面垂直距离 (m)。

附录I 条形基础宽度的直接算法

条形基础应考虑交叉处的影响。本附录提供一种条形基础宽度计算方法，是既可用于手算也可做为编制计算程序的一种准确方法。

求条形基础宽度，其步骤如下：

- (1) 求深宽修正后地基承载力标准值 f_a ；
- (2) 确定各道墙的计算长度 L_i 及墙上线荷载 N_{ki} ；
- (3) 由式 (I-1) 求出比例系数 K_i ；
- (4) 求出 $\sum_{i=1}^n K_i L_i$ 及 $\sum_{i=1}^n \sum_j K_i K_j$ ；
- (5) 将 f_a 、 γ 、 d 、 $\sum_{i=1}^n K_i L_i$ 及 $\sum_{i=1}^n \sum_j K_i K_j$ 代入式 (I-2) 求出 B_1 ；
- (6) 由式 (I-3) 求出各道墙下条形基础的宽度；
- (7) 条形基础宽度可按附表I-1的格式完成。

$$\left. \begin{array}{cc} \frac{N_{k1}}{N_{k1}} = K_1 & \\ & \vdots \\ & \vdots \\ & \frac{N_{ki}}{N_{k1}} = K_i \\ & \vdots \\ & \vdots \\ & \frac{N_{kn}}{N_{k1}} = K_n \end{array} \right\} \quad (\text{I-1})$$

$$B_1 = \frac{\sum_{i=1}^n K_i L_i - \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n K_i L_i\right)^2 - \frac{N_{k1} \sum_{i=1}^n K_i L_i \times \sum_{i=1}^n \sum_j K_i K_j}{f_a - \gamma d}}}{0.5 \sum_{i=1}^n \sum_j K_i K_j} \quad (\text{I-2})$$

$$B_i = B_1 \times K_i \quad (\text{I-3})$$

式中： N_{ki} —相应于荷载效应标准组合时，第*i*道墙在室内地面处竖向线荷载；

L_i —第*i*道墙的墙长，即计算墙段两端交叉点之间的距离；

B_i —第*i*道墙下基础的宽度；

n —墙段的道数之和;

j —与第 i 道墙两端相交的墙号(不含转角情况), 不重复计入;

d —基础埋深;

γ —基础及基础以上土的平均重度。

例题: 平面图详下图, 基本数据为: $N_1=200\text{kN/m}$, $f_a=160\text{kN/m}^2$, $\gamma=18\text{kN/m}^3$, $d=2.0\text{m}$ 。计算结果见表I-1。

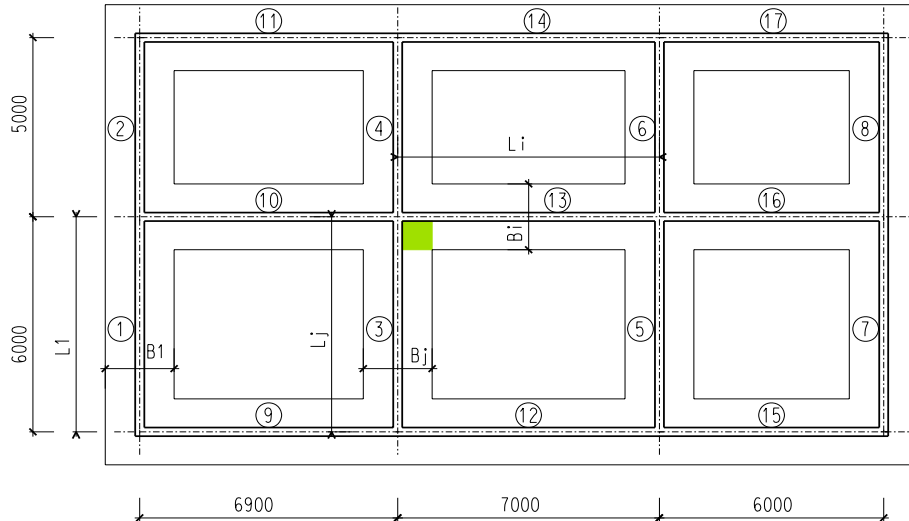


图 I-1

附表I-1

墙编号	N_{ki} kN/m	L_i m	K_i	$K_i L_i$	相交墙的编号	$K_i K_j$	B_i
①	200	6	1	6	⑩	1.4	1.81
②	180	5	0.9	4.5	⑩	1.26	1.63
③	260	6	1.3	7.8	⑨	1.43	2.35
					⑩	1.82	
					⑫	1.495	
					⑬	1.885	
④	240	5	1.2	6	⑩	1.68	2.17
					⑪	1.2	
					⑬	1.74	
					⑭	1.26	
⑤	240	6	1.2	7.2	⑫	1.38	2.17
					⑬	1.74	
					⑮	1.08	
					⑯	1.26	

⑥	220	5	1.1	5.5	(13)	1.595	2.00
					(14)	1.155	
					(16)	1.155	
					(17)	1.485	
⑦	180	6	0.9	5.4			1.63
					(16)	0.945	
⑧	160	5	0.8	4.0	(16)	0.84	1.45
⑨	220	6.9	1.1	7.59			2.00
⑩	280	6.9	1.4	9.66			2.53
(11)	200	6.9	1.0	6.9			1.81
(12)	230	7.0	1.15	8.05			2.12
(13)	290	7.0	1.45	10.15			2.68
(14)	210	7.0	1.05	7.35			1.94
(15)	180	6	0.9	5.4			1.66
(16)	210	6	1.05	6.3			1.94
(17)	270	6	1.35	8.1			2.49
Σ				115.9		27.885	

$$B_1 = \frac{115.9 - \sqrt{115.9^2 - \frac{200 \times 27.885 \times 115.9}{124}}}{0.5 \times 27.885} = 1.810$$

附录J 独立基础底面积的确定方法

独立基础底板面积应根据柱、基础梁、板等传给地基的荷载及地基土的承载力按式 7.3.1-1、2、3 确定，基础底面宜取为正方形。当仅有轴心荷载作用及虽有弯矩作用但偏心距 e_0 小于弯矩作用方向基础长度 b 的 $1/30$ 时，基础底面积可按式计算：

$$A \geq \frac{F_k}{f_a - \gamma d} \quad (\text{J-1})$$

当有偏心荷载作用且偏心距 $b/30 \leq e \leq b/6$ 时，基础底面边长尺寸可按式计算：

$$b \geq \frac{F_k + \sqrt{F_k^2 + 24lM_k(1.2f_a - \gamma d)}}{2l(1.2f_a - \gamma d)} \quad , \quad b \geq l \quad (\text{J-2})$$

式中 $l = \sqrt{A}$ ， A 为按式附 J-1 确定的基底面积；

当 $l \neq \sqrt{A}$ 时式 (J-2) 仍使用，此时应注意满足式 (J-1)；

F_k —相应于荷载效应标准组合时，上部结构传至基础顶面的竖向力值（不含土及基础自重）；

e_0 —相应于基底总反力时，弯矩对基底形心的偏心距（ $e_0 = \frac{M_k}{F_k + G_k}$ ）；

M_k —相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值；

G_k —土及基础自重；

其余符号定义详见第 7 章。

附录K 独立基础高度的确定方法

1 当 $l > a_t + 2h_0$ 时, 即冲切破坏锥体底面落在基础底面范围之内 (见图 8.3.3-1 (a)、(b)), 由冲切控制的基础有效高度 h_0 可采用下式计算:

$$h_0 \geq \frac{a_t}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2l(b-b_t)-(l-a_t)^2}{(0.7\beta_{hp} \frac{f_t}{p_j} + 1)a_t^2}} \right) \quad (\text{K-1})$$

基础高度可取 $h = h_0 + 50$, 式中符号定义详见第 8 章。

式 (K-1) 推导过程如下:

受冲切承载力可按下列公式验算:

$$F_l \leq 0.7\beta_{hp}f_t a_m h_0 \quad (\text{K-2})$$

$$a_m = (a_t + a_b)/2 \quad a_b = a_t + 2h_0 \quad (\text{K-3})$$

$$F_l = p_j A_l \quad (\text{K-4})$$

$$F_l = p_j \left[\left(\frac{b}{2} - \frac{b_t}{2} - h_0 \right) \cdot l - \left(\frac{l}{2} - \frac{a_t}{2} - h_0 \right)^2 \right] \quad (\text{K-5})$$

由式 K-2 及式 K-5 求出:

$$h_0^2 + a_t h_0 - \frac{1}{4} \cdot \frac{2l(b-b_t)-(l-a_t)^2}{0.7\beta_{hp} \frac{f_t}{p_j} + 1} = 0$$

$$\text{故} \quad h_0 \geq \frac{a_t}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2l(b-b_t)-(l-a_t)^2}{(0.7\beta_{hp} \frac{f_t}{p_j} + 1)a_t^2}} \right)$$

$$\text{式中} \quad p_j \text{ 可取 } p_{j\max} = \frac{F}{l \times b} + \frac{6 \times M}{l \times b^2}$$

2 锥形独立基础由剪切控制基础高度时, 基础有效高度 h_0 应满足式 (8.3.8-3) 和式 (8.3.3-4)。

$$\text{其中} \quad s_v = lh_1 + \frac{1}{2}(l+a_t)(h_0-h_1) \quad (\text{K-6})$$

$$A_v = l \left(\frac{b}{2} - \frac{b_t}{2} \right) \quad (\text{K-7})$$

式中 h_1 —— 为锥形基础边缘的高度。

附录L 单桩竖向静载荷试验要点

L.0.1 试桩附近应有完整的地层资料和测试数据，并应有详细的试桩施工记录和说明，以满足试桩分析的需要。

L.0.2 单桩竖向静载荷试验的加载方式，应采用慢速维持荷载法。

L.0.3 当最大加载量大于 2000 kN 时，加载反力装置宜采用锚桩。

L.0.4 从成桩到开始试验的间歇时间：预制桩在粘性土中不应少于 15d；在砂土中不应少于 7d。灌注桩应在桩身混凝土达到设计强度后，才能进行。

L.0.5 试验最大加载量按下列原则取值：

1 为设计提供依据的试验桩，应加载至破坏；当桩的承载力以桩身强度控制时，可按设计要求的加载量进行。

2 对工程桩抽样检测时，加载量不应小于设计要求的单桩承载力标准值的 2.0 倍。

L.0.6 试验加卸载方式应按下列要求进行：

1 加载应分级进行，采用逐级加载，每级加载量宜为最大加载量或预估极限承载力的 1/8~1/12；

2 卸载应分级进行，一般每级卸载量取加载量的 2 倍，进行逐级等量卸载；

3 需要时，试验的加载、卸载亦可采取多循环方式。

L.0.7 试验步骤应符合下列规定：

1 测读桩沉降量的间隔时间：每级加载后第一小时内按 5、10、15、30、60min 测读试桩沉降量，以后每隔 60min 测读一次。

2 试桩沉降稳定标准：在每一级荷载作用下，桩的沉降量连续两次在每小时内小于 0.1mm。

3 当连续两次达到稳定标准，且下一级荷载持续时间不少于上一级荷载持续时间，方可加下一级荷载。

4 卸载时按 15、30、60min 测读三次。卸载至零时，应测读稳定的残余沉降量，一般为 2h 左右。

L.0.8 当出现下列情况之一时，即可终止加载：

1 当载荷沉降曲线上有可判定极限承载力的陡降段，且桩顶总沉降量超过 40mm；

2 当载荷沉降曲线呈缓变型时，桩顶总沉降大于 60—80mm；

3 24h 达不到上述稳定标准即可终止试验；

4 已达到设计要求的最大加载量。

L.0.9 单桩竖向抗压极限承载力可按下列方法综合确定：

1 根据沉降随荷载变化的特征确定：对于陡降型 $p-s$ 曲线，取其发生明显陡降的起始点对应的荷载值；

2 根据沉降随时间变化的特征确定：取 $s-lgt$ 曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载值；

3 根据沉降量确定：对于缓变型 $p-s$ 曲线，可取 $s=40\text{mm}$ 对应的荷载值；对于大直径桩可取 $s=0.03\sim 0.06D$ （ D 为桩端直径）对应的荷载值。

4 当上述曲线判断有困难时，亦可辅以其他方法判断。

L.0.10 单桩竖向抗压极限承载力统计值的确定应符合下列规定：

1 参加统计的试桩结果，当满足极差不超过平均值的 30% 时，取其平均值为单桩竖向抗压极限承载力。

2 当极差超过平均值的 30% 时，应分析极差过大的原因，结合工程具体情况综合确定，必要时增加试桩数量。

3 对桩数为 3 根或少于 3 根的柱下承台，或工程桩抽检数量少于 3 根时，应取低值。

L.0.11 单桩竖向承载力标准值的确定：将单桩竖向抗压极限承载力除以安全系数 2，即得单桩竖向承载力标准值 R_v 。

附录M 桩基础施工机械选择及质量要求参照表

表 M 桩基础施工机械选择及质量要求参照表

桩基础类型	桩断面尺寸	施工机械	施工质量要求
预 制 桩	250mm×250mm	锤的质量 1.8t 导杆式打桩	1 桩身质量应符合有关规范要求； 2 桩端进入持力层后还应满足设计要求的最终贯入度
		锤的质量 1.2t 筒式打桩机	
	300mm×300mm	锤的质量 1.8t 筒式打桩机	
		锤的质量 2.5t 筒式打桩机	
	Φ400mm	锤的质量 2.5t 筒式打桩机	

附录N 预制桩桩端持力层比贯入阻力 p_s 与最终贯入度的关系表

表 N 预制桩桩端持力层比贯入阻力 p_s 与最终贯入度关系表

最终贯入度 e (cm/锤)	比贯入阻力 p_s (MPa)	>25.0	24.0~20.0	19.0~16.0	15.0~11.0	10.0~7.0	6.0~4.0	4.0~2.0
桩断面尺寸及施工条件								
250mm×250mm, 导杆式打桩机, 锤的质量 1.8t, 落距 1.5m;		≤0.2	0.25~0.33	0.5~0.7	0.7~1.0	1.0~1.5	2.0~3.0	3.0~4.0
300mm×300mm 筒式打桩机, 锤的质量 2.5t, 落距 1.5m;		0.2~0.25	0.3~0.5	0.7~1.0	1.0~1.5	2.0~2.5	3.0~4.0	4.0~5.0
Φ400mm 预应力空心管桩, 筒式打桩 机, 锤的质量 2.5t, 落距 1.5m		0.2~0.25	0.3~0.5	0.7~1.0	~	~	~	~
注: 比贯入阻力 p_s 为拟建场区内桩端持力层的平均值。								

附录 O 预制桩桩端持力层标准贯入试验锤

击数 N 与最终贯入度关系表

表 O 预制桩桩端持力层标准贯入试验锤击数 N 与最终贯入度关系表

最终贯入度 e (cm/锤)	标准贯入 N	>45	40~35	30~25	20~25	10~5	新近沉 积卵石	第四纪 卵石
桩断面尺寸及施工条件								
250mm×250mm, 导杆式打桩机, 锤的质量 1.8t, 落距 1.5m		<0.2	0.25~0.42	0.6~0.8	1.4~2.0	3.0~4.0	0.5~0.7	0.2~0.3
300mm×300mm, 筒式打桩机, 锤的质量 2.5t, 落距 1.5m		<0.25	0.45~0.60	0.9~1.3	2.0~3.0	4.0~5.0	0.5~1.0	0.3~0.5
Φ400mm 预应力空心管桩, 筒式打桩 机, 锤的质量 2.5t, 落距 1.5m		<0.25	0.35~0.50	~	~	~	~	~
注: 标准贯入试验锤击数 N 为场区内桩端持力层的平均值。								

附录 P 北京地区加速度峰值分区示意图

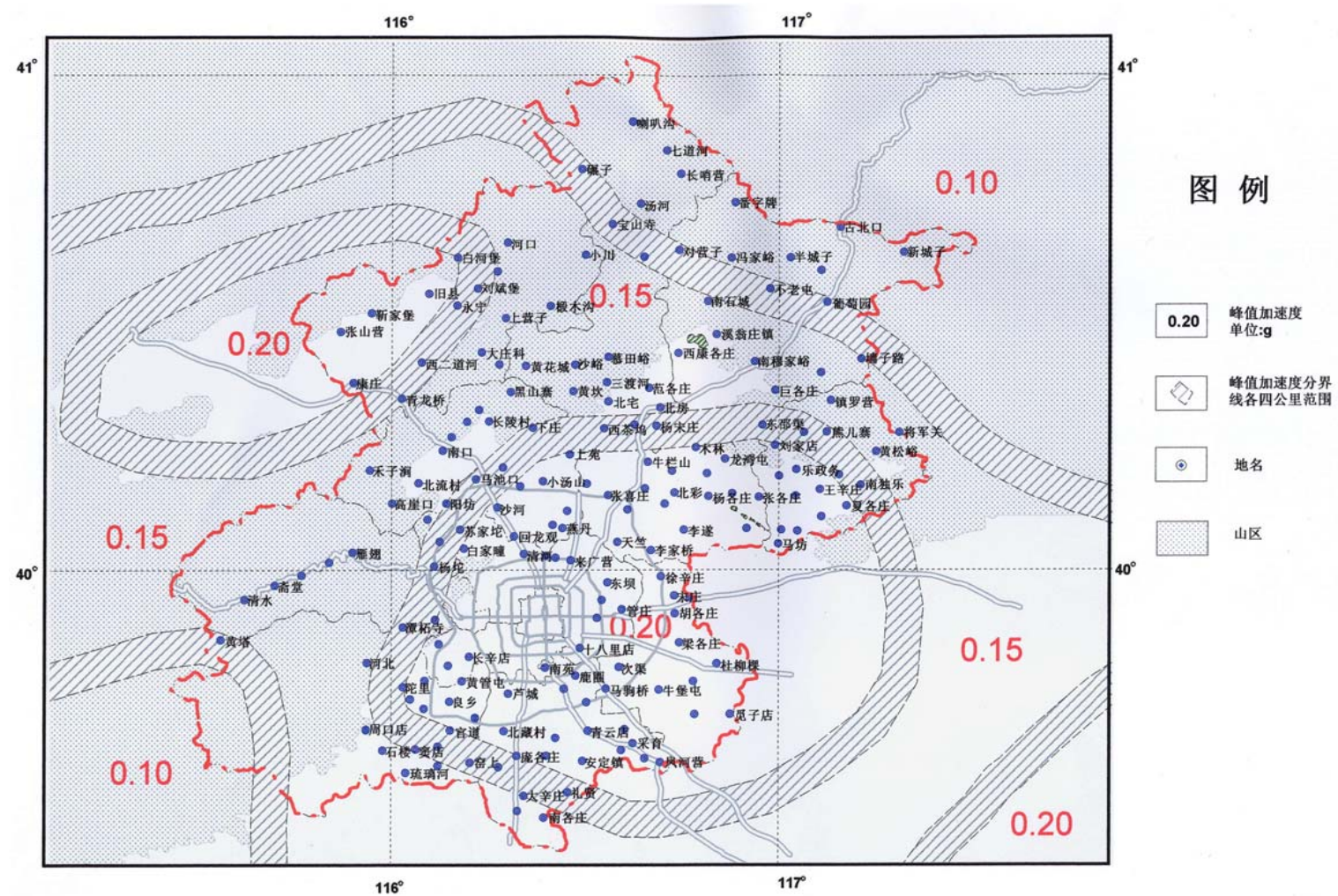


图 P 北京地区加度峰值分区示意图

附录 Q 基坑与基槽的检验与处理方法

Q.0.1 基坑的土质检验，应采用以下方法进行：

1 基坑开挖后，对新鲜的未扰动的岩土直接观察，并与勘察报告核对，注意基坑内是否有填土、坑穴、古墓、古井等分布，是否有因施工不当而使土质扰动、因排水不及时而使土质软化、因保护不当而使土体冰冻等现象；

2 在进行直接观察时，可用袖珍贯入仪作为辅助手段；

3 应在基坑底普遍用轻型圆锥动力触探进行检验：

1) 地基持力土层的强度和均匀性；

2) 是否有浅部埋藏的软弱下卧层；

3) 是否有浅部埋藏直接观察难以发现的坑穴、古墓、古井等。

4 基坑底部以下有承压水层，轻型圆锥动力触探可能造成冒水涌砂时，不宜进行轻型圆锥动力触探；持力层为砾石或卵石时，一般不需用轻型圆锥动力触探检验。

Q.0.2 在观察基坑内是否有填土、坑穴、古墓、古井时，除了采用观察土的结构、构造、含有物等常规勘察的鉴别手段，还应注意以下情况：

1 局部岩土的颜色与周围土质颜色不同或有深浅变化；

2 局部含水量与其他部位有差异；

3 坑内是否有条带状、圆形等异常带。

Q.0.3 基坑开挖后，为防止地基土的松动或软化，应采取下列保护措施：

1 严防基坑积水；

2 用机械开挖时，应在设计基坑底标高以上保留 300~500mm 厚的保护层，保护层用人工开挖清除，严禁局部超挖后用虚土回填；

3 地基土为干砂时，在基础施工前应适当洒水夯实；

4 很湿及饱和的粘性土不宜拍打，不宜将砖石等材料直接抛入基坑，如地基土因践踏、积水而软化，应将软化和扰动部分清除；

5 当气温低于摄氏 0 度以下时，应对地基土采取保温措施，严防地基土受冻。

Q.0.4 基坑内有坑穴、古墓、古井或局部分布填土等松软土时，应予妥善处理，处理方法一般为：

1 清除填土等松软土，用与持力层土质相近的材料回填夯实，砂土地基用砂石回填，坚硬粘性土地基用 3:7 灰土回填，可塑粘性土地基用 2:8 或 1:9 灰土回填；

2 基坑底有小于 500mm 厚的薄层软土时，如因水位高不易清除，可铺夯大卵石，将软土挤密；

3 基坑内松软土所占面积较大（长度超过 5m）时，如不致发生不均匀沉降，可将基础局部加深，并做 1:2 的台阶，与两端基础连接。

4 独立基础下的基坑，如松软土所占的面积大于基坑面积的 1/3，宜将柱基础整个加深，但与相邻柱基础底面的标高差，不宜大于两柱净距的 1/2；

5 局部换土有困难时，可用短桩基础处理，并适当加强基础和上部结构的刚度。

6 当基坑内的坑穴、古墓、古井较深，难以把填土清到底并逐步放台处理时，可在主要压缩层深度范围内采用换土处理、下部软土抛石挤密后，结构采用过梁跨过。

Q.0.5 基坑内有房基、压实路面等局部硬土时，宜全部挖除，如厚度很大，全部挖除有困难时，一般情况下可挖除 0.6m，做软垫层，使地基沉降均匀。

Q.0.6 基坑内原有的上下水管道，宜予拆除，妥善处理，防止因漏水而浸湿地基。

本规范用词和用语说明

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”。

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标准、规范或有关规定执行时，写法为“应按……执行”或“应符合……的规定（要求）”；非必须按所指定的标准、规范或其他有关规定执行时，写法为“可参照……”。