

2003

全国民用建筑工程设计技术措施 结 构

第 3 章 建筑场地、地基与基础

筑 龙 网

建设部工程质量安全监督与行业发展司

中 国 建 筑 标 准 设 计 研 究 所

目 录

目 录	2
3.1 一般规定	3
3.2 岩土工程勘察及建筑场地	5
3.3 房屋基础选型	8
3.4 天然地基的设计	9
3.5 地基处理	13
3.6 特殊岩土地基的设计及一般规定	36
3.7 防治建筑物受到地基变形危害的措施	44
3.8 天然地基上皇础的设计与构造	48
3.9 地下室结构设计	62
3.10 桩基础设计	63
3.11 挖孔桩基础设计	73
3.12 一股承台和承台梁的设计与构造	81
3.13 建筑皇坑支护结构设计构造	86

3 建筑场地、地基与基础

3.1 一般规定

3.1.1 建筑场地选择应根据工程需要进行场地地形地貌、工程地质、水文地质和地震活动等的勘察，选址应选择场地稳定、地质条件较好的地段。

3.1.2 场地抗震设防区，不应在危险地段（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震错位的部位）建筑甲、乙、丙类建筑。

宜避开不利地段（软弱土、液化土、条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩性的陡坡、河岸和边坡的边缘、古河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘洪沟谷及半挖半填的地基等）。如无法避开时，应采取相应有效措施，以防止由于地基失稳而建筑遭到破坏或过量沉降或造成倾斜。

宜选择对抗震有利的地段（稳定基岩、坚硬土、开阔、平坦、密实均匀的中硬土等）。

甲、乙、丙、丁四个抗震设防类别建筑的划分见《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001。对各行业分类划分应符合《建筑抗震设防分类标准》GB 50223 的规定。

3.1.3 必须清楚了解场地自然条件，地形地貌是否影响风、雪荷载的取值，如山口峡谷等。场地应避开河道冲刷地段，如弯道急流等。

3.1.4 必须查明场地的地下情况，如古河、古井、古湖、古墓，以及有无地下管线等，必须采取措施进行处理。

3.1.5 场地有原有建筑与新建筑相邻时，要查明原建筑基础型式、埋深等，据此对设计基础和施工，采取经济合理的相容措施。

3.1.6 地基基础设计前的岩土工程勘察报告内容，应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002（简称《地基规范》）第 3.0.3 条的规定。各设计阶段（初设、施工图）的勘测报告（初勘、详勘）深度应符合《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001 第 4 章的规定。

3.1.7 岩土工程勘察报告还要提出因抗浮计算的抗浮水位，以便采取压重或抗拔桩等措施，防水设防水位和冰冻线深度。

3.1.8 设计单位应向勘察单位提供总平面图、各栋建筑的结构选型、基础型式、埋深和荷重情况。在抗震设防区还应按《建筑抗震设计规范》第 4.1.9 条的要求勘察，需做时程分析法补充计算的建筑尚应根据设计要求提供土层剖面、场地覆盖层厚度和有关的动力参数。

3.1.9 特殊的工程地质如湿陷性黄土、冻土区、膨胀土、溶洞区、地下采空区等应按国家规范、地方规程或当地政府的规定等进行设计。

3.1.10 水、土对建筑材料和构件的腐蚀防护分强、中、弱三个等级及对地基、基础和桩的防护措施可按现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046—95 第 4 章设计。

3.1.11 钢筋混凝土地下室基础结构防水分四级，各级防水的选用范围和防水设防要求可按《地下工程防水技术规范》GB 50108—2001 第 3 章设计，地下构件防水构造细节按第 4、5 章设计，其中防水混凝土的抗渗等级见规范第 4.1.3 条，如表 3.1.11-1：

表 3.1.11-1 防水混凝土抗渗等级

工程埋置深度 (m)	设计抗渗等级	工程埋置深度 (m)	设计抗渗等级
<10	S6	20~30	S10
10~20	S8	30~40	S12

防水混凝土抗渗等级也可按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 表 12.1.9 执行，如下表（表 3.1.11-2）

表 3.1.11-2 防水混凝土抗渗等级

最大水头 H 与防水混凝土厚度 h 的比值	设计抗渗等级 (Mpa)
$H/h < 10$	0.6
$10 \leq H/h < 15$	0.8
$15 \leq H/h < 25$	1.2
$25 \leq H/h < 35$	1.6
≥ 35	2.0

3.1.12 在山区或丘陵地区建设，为减少土方和地基处理，房屋纵向宜沿等高线布置，房屋建在半填半挖或不同土层上时，应采取有效措施。避免把挡土墙作为墙基。

3.1.13 地基需要人工处理时，应选取有效经济方法遵照国家规范、规程和地方规定进行，当采用新技术、新工法时，应由地方管理部门组织专家科学论证并经试验试压后进行。

3.1.14 基础工程根据工程地质勘察报告进行设计，其要求见本措施第 3.1.6 条，设计时发现勘察资料不足时，应进行补勘。

3.1.15 在施工基槽开挖到设计深度时，应会同勘察、监理、建设、施工和设计各方共同验槽是否符合工程勘察报告中的土层情况，并进行打钎、触探等工作，做出验槽记录存档。

3.1.16 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甲、乙、丙三个设计等级（见《地基规范》第 3.0.1

条)。根据基础设计等级和长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度,《地基规范》第 3.0.2 条对地基基础设计作了规定,所有建筑物的地基计算,均应满足承载力计算和甲级、乙级建筑物尚应满足地基变形设计等规定。

3.1.17 地基基础设计所采用的荷载效应最不利组合与相应的抗力限值,应按《地基规范》第 3.0.4 条进行设计。

3.1.18 地基的承载力计算和地基变形设计都按正常使用极限状态荷载效应的标准组合(荷载标准值)。基础构件设计时按承载能力极限状态下荷载效应基本组合,采用相应的分项系数(荷载的设计值)。

3.1.19 对由永久荷载效应控制的基本组合可采用简化规则,荷载效应基本组合的设计值 S 按下式确定,见《地基规范》式(3.0.5-4):

$$S = 1.35S_k \leq R \quad (3.1.19)$$

式中 R ——结构构件抗力设计值;

S_k ——荷载效应的标准组合值。

3.1.20 当多栋高楼和大片裙房地下无缝分开,建在一整体大面积基础上时,应按照上部结构、基础和地基共同作用进行变形计算(《地基规范》第 5.3.10 条)。并应由有资质的单位进行计算。

3.2 岩土工程勘察及建筑场地

3.2.1 勘察报告的基本要求

1 设计单位应按《地基规范》第 3.0.1 条要求,将建筑物地基基础按要求定出地基基础等级(甲、乙、丙),再按该等级提出勘察要求,并对勘察单位提供设计资料,见该规范第 3.1.8 条。

2 勘察单位依设计所提资料按《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001 规定进行初勘和详勘工作。做出完整的勘察报告,包括勘察内容、图表、场地稳定性和适宜性评价、地基基础型式和施工建议等。

3 勘察报告必须是经过审查合格(盖审查章)的勘察报告,提供给设计人员。

3.2.2 对勘察报告的检查

1 是否满足《地基规范》第 3.0.3 条内容要求,在抗震设防区还要满足《建筑抗震设计规范》GB50021—2001 第 4.1.9 条要求。

2 勘探点的布置和深度是否满足地基基础的设计要求，如不够时则应补勘。

3 对地基基础的建议进行研究，并可进一步探讨。

3.2.3 建筑场地的安全性评估

1 地质灾害的危险性评估，一般由勘察单位提出，见《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001 第 5 章。

地质灾害包括岩溶、土洞、塌陷、滑坡、崩塌、泥石流、地面沉降、地裂缝、活动断裂、斜坡变形等，对建筑场地的安全性可能造成严重威胁。国土资源部发布了《关于建筑用地地质灾害危险性评估的通知》（国土资发（1999）392 号文）、《建筑用地灾害危险性评估技术要求》。《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001 不良地质作用和地质灾害的勘察（见第 5 章）专列一章，查明各种不良地质情况，以便需要时采取措施。

地质灾害危险性评估区的范围，不能局限于建设用地之内，应根据该场地及其附近地质灾害的具体条件，结合工程要求确定，以能确切查明地质灾害的发生发展条件和满足评估需要为准。既包括自然地质灾害，也包括人为地质灾害，特别要注意对人类活动诱发或加剧地质灾害的评估。

评估工作应当由有资质的单位承担，在选址阶段进行。评估报告的内容一般包括：

1) 前言：包括任务由来，拟建工程概况、征地地点和范围、项目类型和平面布置图，评估目的和依据，评估投入的工作量，评估级别。

2) 地质环境条件：包括气象水文、地形地貌、地层岩性、地质构造、水文地质、工程地质特征、人为活动影响等。

3) 地质灾害危险性的现状评估（地质灾害类型和特征）：通过地面现状调查，查阅历史记载及科技文献，评估地质灾害的类型规模、分布、稳定状态、危害对象，进行危险性评估，对影响危险性的主要因素进行比较和分析。

4) 地质灾害危险性的预测评估：是指对工程建设可能诱发地质灾害的危险性评估，针对性强，预测工程建设对地质环境可能产生的影响，例如，兴修水库引发的岸边再造，削坡引起的滑坡复活，大面积高填方引发的不均匀沉降或斜坡失稳，抽汲地下水引发的地面沉降或塌陷等。

5) 地质灾害危险性的综合评价和防护措施：包括评估区范围的危险性分区，场地使用的适宜性评价，防治措施建议等。

6) 结论和建议：包括评估级别、地质环境的复杂程度、现状评估结论、预测评估结论、综合评估结论、工程避让或防治方案、对工程勘察的建议、对长期观测的建议等。

评估报告的图件根据具体条件而定，但一般应有：评估区地质灾害分布图、评估区地质灾害危险性分区。

2 地震安全性评估，一般由当地地震部门提出。

《地震安全性评价管理条例》已由国务院公布，自 2002 年 1 月 1 日起施行。该《条例》规定，下列工程必须进行地震安全性评价：

- 1) 国家重大建设工程；
- 2) 地震破坏可能引发水灾，火灾、爆炸、剧毒、强腐蚀物质大量泄露或其他严重次生灾害的工程；
- 3) 地震破坏可能引发放射性污染的核电站和核设施工程；
- 4) 省、自治区、直辖市认为有重大价值或重大影响的其他建设工程。

该《条例》规定，地震安全性评价报告应包括下列内容：

- 1) 工程概况和地震安全性评价的技术要求；
- 2) 地震活动环境评价；
- 3) 地震地质构造评价；
- 4) 设防烈度或设计地震动参数；
- 5) 地震地质灾害评价；
- 6) 其他有关地质资料。

地震安全性评价必须由有资质的单位承担，评价报告必须报送国务院地震工作主管部门或省、自治区、直辖市管理地震工作的部门审定。

工程建设场地的地震安全性评价工作，一般按下列步骤进行：

- 1) 了解区域地质构造背景、区域地震地质背景，搜集历史地震文献和地震记录，研究近场区的地震地质构造和地震活动特点，地震动的衰减特征。
- 2) 在此基础上，进行场地的地震危险性概率分析，包括确定潜在震源及其类型，确定地震活动性参数，确定地震动衰减关系，进行地震危险性计算。
- 3) 调查场区的工程地质条件和水文地质条件，确定岩土动力性质参数，确定计算时输入的基底地震波，计算地面运动，给出场地的地震动参数和地震设防烈度。
- 4) 当工程地质条件复杂时，可划分成若干亚区，或划分成若干网格，分别研究，综合分区。
- 5) 在有可能发生液化、震陷、滑坡、地面断裂等灾害的地段，应进行专门研究，勾划出可能出现这些灾害的区段，并对其严重程度做出评价。

3.3 房屋基础选型

3.3.1 房屋基础选型应根据工程地质和水文地质条件、建筑体型与功能要求、荷载大小和分布情况、相邻建筑基础情况、施工条件和材料供应以及地区抗震烈度等综合考虑,选择经济合理的基础型式。

3.3.2 砌体结构优先采用刚性条形基础,如灰土条形基础、C15 素混凝土条形基础、毛石混凝土条形基础和四合土条形基础等,当基础宽度大于 2.5m 时,可采用钢筋混凝土扩展基础即柔性基础。

3.3.3 多层内框架结构,如地基土较差时,中柱宜选用柱下钢筋混凝土条形基础,中柱宜用钢筋混凝土柱。

3.3.4 框架结构、无地下室、地基较好、荷载较小可采用单独柱基,在抗震设防区可按《建筑抗震设计规范》第 6.1.11 条设柱基拉梁。

无地下室、地基较差、荷载较大为增强整体性,减少不均匀沉降,可采用十字交叉梁条形基础。

如采用上述基础不能满足地基基础强度和变形要求,又不宜采用桩基或人工地基时,可采用筏板基础(有梁或无梁)。

3.3.5 框架结构、有地下室、上部结构对不均匀沉降要求严、防水要求高、柱网较均匀,可采用箱形基础;柱网不均匀时,可采用筏板基础。

有地下室,无防水要求,柱网、荷载较均匀、地基较好,可采用独立柱基,抗震设防区加柱基拉梁。或采用钢筋混凝土交叉条形基础或筏板基础。

筏板基础上的柱荷载不大、柱网较小且均匀,可采用板式筏形基础。当柱荷载不同、柱距较大时,宜采用梁板式筏基。

无论采用何种基础都要处理好基础底板与地下室外墙的连结节点。

3.3.6 框剪结构无地下室、地基较好、荷载较均匀,可选用单独柱基,墙下条基,抗震设防地区柱基下设拉梁并与墙下条基连结在一起。

无地下室,地基较差,荷载较大,柱下可选用交叉条形基础并与墙下条基连结在一起,以加强整体性,如还不能满足地基承载力或变形要求,可采用筏板基础。

3.3.7 框剪结构有地下室,可参照框架结构基础选型见本措施第 3.3.5 条。

3.3.8 剪力墙结构无地下室或有地下室,无防水要求,地基较好,宜选用交叉条形基础。当有防水要求时,可选用筏板基础或箱形基础。

3.3.9 高层建筑一般都设有地下室,可采用筏板基础;如地下室设置有均匀的钢筋混凝土隔墙时,采用箱形基础。

3.3.10 当地基较差,为满足地基强度和沉降要求,可采用桩基或人工处理地基。

3.3.11 多栋高楼与裙房在地基较好(如卵石层等)、沉降差较小、基础底标高相等时基础可不分缝(沉降缝)。当地基一般,通过计算或采取措施(如高层设混凝土桩等)控制高层和裙房间的沉降差,则高层和裙房基础也可不设缝,建在同一筏基上。施工时可设后浇带以调整高层与裙房的初期沉降差。

3.3.12 当高层与裙房或地下车库基础为整块筏板钢筋混凝土基础时,在高层基础附近的裙房或地下车库基础内设后浇带,以调整地基的初期不均匀沉降和混凝土初期收缩。

因减少混凝土施工时收缩而设的后浇带见本措施第 8.5 节。

因调整地基初期不均匀沉降而设的后浇带,带宽 800~1000mm。后浇带自基础开始在各层相同位置直到裙房屋顶板全部设后浇带,包括内外墙体。施工时后浇带两边梁板必须支撑好,直到后浇带封闭并混凝土达到设计强度后拆除。后浇带内的混凝土等级采用比原构件提高一级的微膨胀混凝土。如沉降观测记录在高层封顶时,沉降曲线平缓可在高层封顶一个月后封闭后浇带。沉降曲线不缓和则宜延长封闭后浇带时间。

基础后浇带封闭前要求施工时覆盖,以免杂物垃圾掉落难于清理。并提出清除杂物垃圾的措施,如后浇带处垫层局部降低等。有必要时后浇带中设置适量加强钢筋,如梁面、底钢筋相同等措施。

3.4 天然地基的设计

3.4.1 地基承载力的设计应符合下列规定:

1 按承载力极限状态确定基础底面积时,上部结构传至基础底面的荷载,应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合,土体自重按实际的重力密度计算,其分项系数取为 1.0。相应的抗力应采用地基承载力的特征值。

2 非抗震设计时,基础底面压力的计算应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 的规定。

对于无抗震设防要求的高层建筑箱形和筏形基础,基础底面不应出现拉应力。

3 抗震设计的基础底面压力,应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 的要求,但高宽比大于 4 的高层建筑,地震作用下基础底面不宜出现拉应力;其他建筑,且基础底面与地基土之间零压力区面积不应超出基础底面面积的 15%。

4 对于沉降已经稳定的建筑或经过预压的地基，可适当提高其承载力。

5 当地基受力层范围内有软弱下卧层时，应按下式验算地基承载力：

$$P_z + P_{cz} \leq f_{az} \quad (3.4.1-1)$$

式中 P_z ——相应于荷载效应标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值；

P_{cz} ——软弱下卧层顶面处土的自重压力值；

f_{az} ——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值。

6 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 25m 以下的一般民用框架房屋；

③基础荷载和②项相当的多层框架厂房。

7 软弱下卧层顶面处的附加压力值 P_z 可按下列规定简化计算：

条形基础：

$$P_z = b(p_k - p_c) / (b + 2z \tan \theta) \quad (3.4.1-2)$$

矩形基础：

$$P_z = lb(p_k - p_c) / (b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta) \quad (3.4.1-3)$$

式中 b ——矩形基础和条形基础底边的宽度；

l ——矩形基础底边的长度

p_c ：——基础底面处土的自重压力值；

z ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离；

θ ——压力扩散线与垂直线的夹角，可按表 3.4.1 采用。

表 3.4.1 地基压力扩散角 θ

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

注: 1 E_{s1} 为上层土的压缩模量, E_{s2} 为下层土的压缩模量。

2 $z/b \leq 0.25$ 时, 一般取 θ 等于 0° , 必要时, 宜由试验确定; $z/b > 0.50$ 时 θ 值不变。

3 E_{s1}/E_{s2} 当 < 3 时, 宜按地区规定和工程经验确定地基压力扩散角。

8 设计等级为甲级建筑物应在施工及使用期间进行沉降观察(必要时, 尚应进行开挖后地基土的回弹观测), 其实测资料应作为建筑物地基基础工程质量检查的依据之一, 沉降观测的方法和要求, 要符合国家行业标准《建筑变形测量规程》JGJ/T 8—7 的规定, 设计应根据建筑物的使用要求, 建筑体型, 结构类型。工程地质条件等因素, 布置水准基点和观测点。这些点应便于观测且不易遭到破坏。

对重大或有科研价值的高层建筑, 除进行沉降观测外, 宜根据需要进行地基回弹、基底反力及基础内力等测试工作。

3.4.2 计算地基变形时, 传至基础底面的荷载效应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合, 不应计入风荷载和地震作用。建筑物的地基变形(含沉降量、沉降差、倾斜, 局部倾斜)计算值, 不应大于《建筑地基基础设计规范》第 5.3.4 条规定的地基变形允许值。设计等级为甲级。乙级和除《建筑地基基础设计规范》规定的可不进行变形验算的丙级建筑外, 均应进行变形验算。

1 计算地基变形时, 应符合下列规定:

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

2) 地面有大面积堆载或基础周围有局部堆载, 沉降计算应计入地面沉降引起的附加沉降, 特别是软土地基。

3) 分期建设的建筑物, 应分别预估相邻建筑物在施工期间和使用期间的地基变形, 防止产生同步有害的差异沉降。

4) 计算多层砌体承重结构的沉降时, 应考虑相邻荷载的影响。计算时可采用角点法。当基础面积系数(基础底面积总和与房屋基础外包面积之比)大于 0.5 时, 可按基础外包面积计算基底附加压力和相应沉降, 不再考虑相邻荷载的影响。

5) 当高层建筑的基础不规则时, 可采用分块集中方法计算基底压力, 分块大小应由计算精度确定, 并按刚性基础的变形协调原则调整。条件许可时, 亦可采用计算机方法计算沉降量。

6) 当建筑物设有地下室且埋深较深时, 变形计算应考虑深基坑开挖后, 地基土回弹受荷再压缩引起的沉降值以及其他施工因素对计算压缩指标的影响。该部分回弹变形量, 可按《建筑地基基础设计规范》的有关规定进行计算。

7) 在必要情况下, 需要分别预估建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值, 以便预留建筑物有关部分之间的净空, 选择连接方法和施工顺序。一般多层建筑物在施工期间完成的沉降量, 应按各地区规范和工程经验确定, 地区没有规定或无工程经验时, 可参照国家标准《建筑地基基础设计规范》的规定采用。对于砂土可认为其最终沉降量已完成 80% 以上, 对于其他低压缩粘性土可认为已完成最终沉降量的 50%~80%, 对于中压缩粘性土可认为已完成最终沉降量的 20%~50%, 对于高压压缩粘性土可认为已完成最终沉降量的 5%~20%。

8) 对于高压压缩性土地基, 当基底压力取值较高, 或估计到施工期间结构刚度的形成来不及适应低级变形等特殊情况, 应要求施工期间控制加载速率。一般可采用地基沉降速率进行控制, 施工高峰期的地基沉降速率, 宜按地区规范或工程经验, 并同时结合地基当时的实际荷载水平 (低于或接近于承载力标准值) 和实际沉降速率及其变化趋势 (减速、等速或加速) 而确定。

注: 福建省标准《建筑地基基础勘测设计规范》规定, 一般施工期高峰地基沉降速率, 按日计不宜大于 1.0~2.0mm, 按旬计不宜大于 15~18mm。

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

2 一般的民用建筑地基最终沉降量, 可按国家标准《建筑地基基础设计规范》的规定, 采用土的压缩模量进行计算。对采用筏形基础和箱形基础的高层建筑, 可采用土的压缩模量或变形模量进行计算。

3 箱形和筏形基的允许沉降量和整体倾斜值应根据建筑物的使用要求及其对相邻建筑物可能造成的影响按地区经验确定。但横向整体倾斜的计算值 α_T , 在非抗震设计时宜符合下式的要求:

$$\alpha_T \leq B/100H_g \quad (3.4.2)$$

式中 B——箱形或筏形基础宽度;

H_g ——建筑物高度, 指室外地面至檐口高度。

4 建在非岩石地基上设计等级为甲级的高层建筑, 均应进行沉降观测, 见《建筑地基基础设计规范》第 10.2.9 条: 对重要和复杂的高层建筑, 尚宜进行基坑回弹、地基反力、基础内力和地基变形等的实测。

3.4.3 经常承受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构和挡土墙等,以及建造在斜坡上或边坡附近的建筑物和构筑物,应验算其稳定性。地基稳定性计算应按国家标准《建筑地基基础设计规范》的有关规定,采用圆弧滑动面法进行计算。

位于稳定土坡坡顶上的建筑,其稳定性的验算和要求应符合《建筑地基基础设计规范》的有关规定。

3.5 地基处理

3.5.1 一般规定

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

2 勘察时,应查明软弱土层的均匀性、组成、分布范围和土质情况,根据拟采用的地基处理方法提供相应参数。冲填土尚应了解排水固结条件。杂填土应查明堆积历史,明确自重下稳定性、湿陷性等基本因素。

3 利用软弱土层作为持力层时,可按下列规定执行:1)淤泥和淤泥质土,宜利用其上覆较好土层作为持力层,当上覆土层较薄,应采取避免施工时对淤泥和淤泥质土扰动的措施;2)冲填土、建筑垃圾和性能稳定的工业废料,当均匀性和密实度较好时,均可利用作为持力层;3)对于有机质含量较多的生活垃圾和对基础有侵蚀性的工业废料等杂填土,未经处理不宜作为持力层。

4 局部软弱土层以及暗塘、暗沟等,可采用基础梁、换土、桩基或其他方法处理。

5 在选择地基处理方法时,应综合考虑场地工程地质和水文地质条件、建筑物对地基要求、建筑结构类型和基础型式、周围环境条件、材料供应情况、施工条件等因素,经过技术经济指标比较分析后择优采用。

6 地基处理设计时,应考虑上部结构,基础和地基的共同作用,必要时应采取有效措施,加强上部结构的刚度和强度,以增加建筑物对地基不均匀变形的适应能力。

7 对已选定的地基处理方法,宜按建筑物地基基础设计等级,选择代表性场地进行相应的现场试验,并进行必要的测试,以检验设计参数和加固效果,同时为施工质量检验提供相关依据。

8 经处理后的地基,当按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对地基承载力特征值进行修正时,基础宽度的地基承载力修正系数取零,基础埋深的地基承载力修正系数取 1.0;在受力范围内仍存在软弱下卧层时,应验算软弱下卧层的地基承载力。

9 对受较大水平荷载或建造在斜坡上的建筑物或构筑物, 以及钢油罐、堆料场等, 地基处理后应进行地基稳定性计算。

10 结构工程师需根据有关规范分别提供用于地基承载力验算和地基变形验算的荷载值; 根据建筑物荷载差异大小、建筑物之间的联系方法、施工顺序等, 按有关规范和地区经验对地基变形允许值合理提出设计要求。

11 地基处理后, 建筑物的地基变形应满足现行有关规范的要求, 并在施工期间进行沉降观测, 必要时尚应在使用期间继续观测, 用以评价地基加固效果和作为使用维护依据。

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

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

3.5.2 地基处理方法选择

常用的地基处理方法有: 换填垫层法、强夯法、砂石桩法、振冲法、水泥土搅拌法、高压喷射注浆法、预压法、夯实水泥土桩法、水泥粉煤灰碎石桩法、石灰桩法、灰土挤密桩法和土挤密桩法、柱锤冲扩桩法、单液硅化法和碱液法等。

1 换填垫层法适用于浅层软弱地基及不均匀地基的处理。其主要作用是提高地基承载力, 减少沉降量, 加速软弱土层的排水固结, 防止冻胀和消除膨胀土的胀缩。

2 强夯法适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基。强夯置换法适用于高饱和度的粉土, 软-流塑的粘性土等地基上对变形控制不严的工程, 在设计前必须通过现场试验确定其适用性和处理效果。强夯法和强夯置换法主要用来提高土的强度, 减少压缩性, 改善土体抵抗振动液化能力和消除土的湿陷性。对饱和粘性土宜结合堆载预压法和垂直排水法使用。

3 砂石桩法适用于挤密松散砂土、粉土、粘性土、素填土、杂填土等地基, 提高地基的承载力和降低压缩性, 也可用于处理可液化地基。对饱和粘土地基上变形控制不严的工程也可采用砂石桩置换处理, 使砂石桩与软粘土构成复合地基, 加速软土的排水固结, 提高地基承载力。

4 振冲法分加填料和不加填料两种。加填料的通常称为振冲碎石桩法。振冲法适用于处理砂土、粉土、粉质粘土、素填土和杂填土等地基。对于处理不排水抗剪强度不小于 20kPa 的粘性土和饱和黄土地基, 应在施工前通过现场试验确定其适用性。不加填料振冲加密适用

于处理粘粒含量不大于 10%的中、粗砂地基。振冲碎石桩主要用来提高地基承载力,减少地基沉降量,还可用来提高土坡的抗滑稳定性或提高土体的抗剪强度。

5 水泥土搅拌法分为浆液深层搅拌法(简称湿法)和粉体喷搅法(简称干法)。水泥土搅拌法适用于处理正常固结的淤泥与淤泥质土、粘性土、粉土、饱和黄土、素填土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基。不宜用于处理泥炭土、塑性指数大于 25 的粘土、地下水具有腐蚀性以及有机质含量较高的地基。若需采用时必须通过试验确定其适用性。当地基的天然含水量小于 30%(黄土含水量小于 25%)、大于 70%或地下水的 pH 值小于 4 时不宜采用干法。

连续搭接的水泥搅拌桩可作为基坑的止水帷幕,受其搅拌能力的限制,该法在地基承载力大于 140kPa 的粘性土和粉土地基中的应用有一定难度。

6 高压喷射注浆法适用于处理淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、砂土、人工填土和碎石土地基。

当地基中含有较多的大粒径块石、大量植物根茎或较高的有机质时,应根据现场试验结果确定其适用性。

对地下水流速度过大、喷射浆液无法在注浆套管周围凝固等情况不宜采用。

高压旋喷桩的处理深度较大,除地基加固外,也可作为深基坑或大坝的止水帷幕,目前最大处理深度已超过 30m。

7 预压法适用于处理淤泥、淤泥质土、冲填土等饱和粘性土地基。按预压方法分为堆载预压法及真空预压法。堆载预压分塑料排水带或砂井地基堆载预压和天然地基堆载预压。当软土层厚度小于 4m 时,可采用天然地基堆载预压法处理,当软土层厚度超过 4m 时,应采用塑料排水带、砂井等竖向排水预压法处理。对真空预压工程,必须在地基内设置排水竖井。

预压法主要用来解决地基的沉降及稳定问题。

8 夯实水泥土桩法适用于处理地下水位以上的粉土、素填土、杂填土、粘性土等地基。该法施工周期短、造价低、施工文明、造价容易控制,目前在北京、河北等地的旧城区危改小区工程中得到不少成功的应用。

9 水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)法适用于处理粘性土、粉土、砂土和已自重固结的素填土等地基。对淤泥质土应根据地区经验或现场试验确定其适用性。基础和桩顶之间需设置一定厚度的褥垫层,保证桩、土共同承担荷载形成复合地基。该法适用于条基、独立基础、箱基、筏基,可用来提高地基承载力和减少变形。对可液化地基,可采用碎石桩和水泥粉煤灰碎石桩多桩型复合地基,达到消除地基土的液化和提高承载力的目的。

10 石灰桩法适用于处理饱和粘性土、淤泥、淤泥质土、杂填土和素填土等地基。用于地下水位以上的土层时,可采取减少生石灰用量和增加掺合料含水量的办法提高桩身强度。该法不适用于地下水下的砂类土。

11 灰土挤密桩法和土挤密桩法适用于处理地下水位以上的湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基,可处理的深度为 5~15m。当用来消除地基土的湿陷性时,宜采用土挤密桩法;当用来提高地基土的承载力或增强其水稳定性时,宜采用灰土挤密桩法;当地基土的含水量大于 24%、饱和度大于 65%时,不宜采用这种方法。灰土挤密桩法和土挤密桩法在消除土的湿陷性和减少渗透性方面效果基本相同,土挤密桩法地基的承载力和水稳定性不及灰土挤密桩法。

12 柱锤冲扩桩法适用于处理杂填土、粉土、粘性土、素填土和黄土等地基,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。

13 单液硅化法和碱液法适用于处理地下水位以上渗透系数为 $0.1 \sim 2\text{m/d}$ 的湿陷性黄土等地基。

在自重湿陷性黄土场地,对 II 级湿陷性地基,应通过试验确定碱液法的适用性。

14 在确定地基处理方案时,宜选取不同的多种方法进行比选。对复合地基而言,方案选择是针对不同土性、设计要求的承载力提高幅质、选取适宜的成桩工艺和增强体材料。

1) 散体材料桩(如碎石桩)复合地基,主要发挥成桩设备对土体的挤(振)密作用和桩体的排水作用。用于松散砂土、粉土地基效果最佳;

2) 搅拌水泥土桩和旋喷水泥土桩,应注意桩身强度密切与原土相关的特点,地基土分层,则桩身沿轴线为变强度,土的孔隙比、含水量、塑性指数越大,桩身强度越低。对不均匀地基需采取相应措施,防止产生过大的不均匀变形;

3) 桩基和高粘结强度桩复合地基具有承载力提高幅度大、地基变形小的特点,对建筑物要求变形高和减少不均匀地基不均匀变形具有较强的适应能力;

4) 强夯、强夯置换以及振动成桩工艺,均需注意施工振动或噪声、泥浆污染对建筑物和周边环境的不良影响。

3.5.3 液化土处理措施

1 液化土处理措施应根据建筑物的抗震设防类别和地基的液化等级,并经技术经济比较后确定。

2 常用的液化土处理措施有覆盖法、压盖法、加密法、排水法、换土法、桩基等。

3 全部消除地基液化沉陷的措施,应符合下列要求:

1) 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 $1/5$ 。

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, 基深度不应小于 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宜小于《抗震规范》规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

4) 用非液化土代替全部液化土层。

5) 采用桩基时, 桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度(不包括桩尖部分), 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, 对其他非岩石上尚不应小于 1.5m

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) 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《抗震规范》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, 应符合本条第 3 款第 1 点的要求。

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) 选择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。

6 液化等级为中等液化和严重液化的古河道、现代河洪、海滨, 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。

7 覆盖法是用具有抗拉强度的不透水钢筋混凝土层覆盖在基础周围, 防止基础近旁的喷冒造成基础的不均匀沉降, 并在一定程度上提高地基的承载力。具体设计要求如下:

1) 钢筋混凝土板的范围应通过计算确定。

2) 钢筋混凝土板下应设置 20~30cm 厚的砂砾层以利地震时排泄孔隙水。

3) 板中钢筋或埋件应每隔一定长度伸出板外嵌入墙体, 以加强覆盖层与基础的连接。

4) 板中配筋可按构造要求,必要时通过计算确定。

5) 室内的覆盖层可利用原室内地坪。

8 压盖法是在建筑物或基础四周堆填土石或其他重物,以增加基础外侧土中的竖向有效应力,从而提高土的抗液化能力和降低地震时的孔压上升。具体设计要求如下:

1) 压盖的面积和压力应通过计算确定,可先假设压盖的宽度为 4~5m 和一个初始压力值,用地震反应分析程序进行计算,保证地震中的最大孔压比小于 0.5~0.6。

2) 压盖布置及施工应对称于建筑物,均匀地分级加载,防止引起不均匀沉降。

9 排水桩法是利用高渗透性的桩体作为地震时土中的竖向排水通道,使土中因地震产生的高孔隙水压力得以消散,从而防止液化。具体设计要求如下:

1) 加固后的土中最大孔压比一般控制为 0.5~0.6。

2) 排水桩布置在建筑物外围,顶面需设 200~300mm 厚的碎石层作为连接各排水桩的横向通道。

3) 排水桩材料宜用级配均匀的碎石或卵石,其渗透性比被加固的液化土高 2m 倍以上。

4) 排水桩只在地震时才发挥作用,平时应注意保护,防止污水、污物淤塞。

10 其余各种方法,如振冲密实法、强夯法等等,其设计要点及要求参见第 3.5.4 条。

3.5.4 各种地基处理方法

1 换填垫层法

1) 垫层材料可采用中砂、粗砂、角(圆)砾、碎(卵)石和石渣、粉质粘土、灰土以及其他性能稳定、无侵蚀性的材料。

2) 垫层的厚度 Z 应根据需置换软弱土的深度或下卧土层的承载力,以及建筑物对地基变形要求确定。按下卧土层承载力确定时,应符合下式要求:

$$P_z + P_{cz} \leq f_{az} \quad (3.5.4-1)$$

式中 P_z ——荷载效应标准组合时垫层底面处的附加压力值(kPa);

P_{cz} ——垫层底面处土的自重压力值(kPa)

f_{az} ——下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值(kPa)。

垫层的厚度不宜小于 0.5m,也不宜大于 3m。

垫层底面处的附加压力值 P_z 可分别按 (3.5.4-2) 和 (3.5.4-3) 式计算:

条形基础: 矩形基础:

$$P_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (3.5.4-2)$$

矩形基础：

$$P_z = \frac{bl(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (3.5.4-3)$$

式中 b ——矩形基础或条形基础底面宽度 (m)；

l ——矩形基础底面的长度 (m)；

p_k ——相应于荷载效应标准组合基础底面处的平均压力值 (kPa)；

p_c ——基础底面处土的自重压力值 (kPa)；

z ——基础底面下垫层的厚度 (m)

θ ——垫层的压力扩散角 ($^\circ$)，宜通过试验确定，当无试验资料时，可按表 3.5.4-1 采用。

表 3.5.4-1 压力扩散角 θ ($^\circ$)

z/b \ 换填材料	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、 角砾、石屑、卵石、碎石	粉质粘土	灰土
0.25	20	6	28
0.50	30	23	

注：1 当 $z/b < 0.25$ ，除灰土取 $\theta = 28^\circ$ 外，其余材料均取 $\theta = 0^\circ$ ，必要时，宜由试验确定。

2 当 $0.25 < z/b < 0.5$ 时， θ 可用内插法求得。

3) 当垫层厚度不同时，垫层顶面标高应相同，在厚度变化处的底面应当做成斜坡，其坡高与坡长的比值可取 1:2，每段坡高不宜大于 1m。

4) 垫层底面的宽度应满足基础底面压力扩散的要求，可按下式估算或根据地区经验确定：

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (3.5.4-4)$$

式中 b' ——垫层底面宽度 (m)。

其他同式 (3.5.4-2)。

垫层顶面每边超出基础底边不宜小于 300mm，从垫层底面两侧向上，按基坑开挖期间保持边坡稳定的当地经验放坡。

5) 垫层地基的变形由垫层自身的变形和下卧层变形组成。换填垫层在满足本款第 2)、4) 和第 6) 项的条件下, 垫层地基的变形可仅考虑其下卧层的变形。对沉降要求严的或垫层厚的建筑, 应计算垫层自身的变形。

垫层下卧层的变形量可按国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 的有关规定计算。

6) 垫层的压实标准可参照表 3.5.4-2 选用, 垫层的承载力宜通过现场载荷试验确定。当无试验资料时, 对一般工程可按表 3.5.4-3 选用, 并进行下卧层承载力的验算。

表 3.5.4-2 各种垫层的压实标准

施工方法	垫层材料类别	压实系数
碾压或振密	碎石、卵石	0.94~0.97
	砂夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)	
	土夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30%~50%)	
	中砂、粗砂、砾砂、角砾、圆砾、石屑	
	粉质粘土	
	灰 土	0.95
	粉煤灰	0.90~0.95

注: 1 压实系数为土的控制干密度与最大干密度的比值, 土的最大干密度宜采用击实试验确定, 碎石或卵石的最大干密度可取 $2.0 \sim 2.2 \text{ t/m}^3$ 。

2 当采用轻型击实试验时, 压实系数宜取高值, 采用重型击实试验时, 压实系数宜取低值。

3 矿渣垫层的压实指标为最后 2 遍压实的压陷差小于 2mm。

表 3.5.4-3 各种垫层的承载力

施工方法	垫层材料类别	承载力特征值 (kPa)	压实系数
碾压或振密	碎石、卵石	200~300	0.94~0.97
	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	150~200	
	灰 土	200~250	0.95

7) 竣工验收用载荷试验检验垫层质量时, 每个甲体工程不宜少于 3 个检验点; 对于大型工程则按单体工程的数量或工程的面积确定检验数。

8) 对粉质粘土和砂石垫层的施工质量检验可用环刀法、贯入仪、静力触探、轻型动力触探或标准贯入试验检验；对砂石、矿渣垫层可用重型动力触探检验。并均应通过现场试验以设计压实系数所对应的贯入度为标准检验垫层的施工质量。压实系数也可采用环刀法、灌砂法、灌水法或其他方法检验。

垫层的施工质量检验必须分层进行。每层的压实系数符合设计要求后，才能铺填上层。用环刀取样时，取样点应位于每层厚度的 $2/3$ 深度处。

9) 采用贯入仪或动力触探检验垫层的施工质量时，每分层检验点的间距应小于 4m 。当环刀法取样检验垫层的质量时，对大基坑每 $50\sim 100\text{m}^2$ 不应少于 1 个检验点；对基槽每 $10\sim 20\text{m}$ 不应少于 1 个检验点；每个单独柱基不应少于 1 个检验点。

2 强夯法和强夯置换法

1) 强夯和强夯置换施工前，应在施工现场有代表性的场地上选取一个或几个试验区，进行试夯或试验性施工。试验区数量应根据建筑场地复杂程度、建设规模及建筑类型确定。

(I) 强夯法

2) 强夯法的有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。在缺乏试验资料或经验时可按表 3.5.4-4 预估。

表 3.5.4-4 强夯法的有效加固深度 (m)

单击夯击能 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	碎石土、砂土类	粉土、粘性土等
1000	5.0~6.0	4.0~5.0
2000	6.0~7.0	5.0~6.0
3000	7.0~8.0	6.0~7.0
4000	8.0~9.0	7.0~8.0
5000	9.0~9.5	8.0~8.5
6000	9.5~10.0	8.5~9.0
8000	10.0~10.5	9.0~9.5

注：强夯的有效加固深度应从起夯面算起。

3) 强夯的单位夯击能，应根据地基土类别、结构类型、荷载大小和要求处理深度等综合考虑，并通过现场试夯确定。在一般情况下，碎石和砂土可取 $1000\sim 5000 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}^2$ ，粉土和粘性土可取 $1500\sim 6000 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}^2$ 。

4) 夯点的夯击次数,应按现场试夯得到夯击次数和夯沉量关系曲线确定,且应同时满足下列条件:

①最后两击的平均夯沉量不大于下列数值,当单位夯击能小于 $4000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为 50mm , $4000\sim 6000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为 100mm , 大于 $6000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为 200mm ;

②夯坑周围地面不应发生过大的隆起;

③不因夯坑过深而发生起锤困难。

5) 夯击遍数应根据地基土的性质确定,一般情况下可采用 $2\sim 3$ 遍,最后再以低能量满夯 2 遍。对于渗透性弱的粘性土,必要时夯击遍数可适当增加。

6) 2 遍夯击之间应有一定的时间间隔。间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散时间。当缺少实测资料时,可根据地基土的渗透性确定,对于渗透性较差的粘性土地基,一般间歇 $3\sim 4$ 周;对于渗透性好的地基可连续夯击。

7) 夯击点位置可根据建筑结构类型,采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的 $2.5\sim 3.5$ 倍,第二遍夯击点位于第一遍夯击点之间。以后各遍夯击点间距可与第一遍相同,也可适当减小。对处理深度较深或单击夯击能量较大的工程,第一遍夯击点间距宜适当增大。

8) 强夯处理范围应大于建筑物基础范围。每边超出基础外缘的宽度为设计处理深度的 $1/2\sim 2/3$, 并不宜小于 3m 。

9) 根据初步确定的强夯参数,提出强夯试验方案,进行现场试验。应根据不同土质条件待试夯结束一至数周后,对试夯场地进行测试,并与夯前测试数据进行对比,检验强夯效果,确定工程采用的各项强夯参数。

10) 强夯施工结束后应间隔一定时间方能对地基加固质量进行检验。对碎石土和砂土地基,间隔时间可取 $1\sim 2$ 周;低饱和度的粉土和粘性土地基可取 $2\sim 4$ 周。质量检验的方法,宜根据土性选用原位测试和室内土上试验。原位测试可选用表面波频谱分析、静力触探、标准贯入试验和荷载试验。对粉土及粘性土地基,可在强夯施工过程及施工后对孔隙水压力进行测试。

11) 质量检验点的数量,应根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定。对于简单场地上的一般建筑物,每个建筑物地基不应少于 3 处;对于复杂场地或重要建筑物地基应增加检验点数,检验深度应大于设计处理的深度。

12) 强夯地基承载力特征值应通过现场载荷试验确定。

13) 强夯地基变形计算应符合现行国家标准的有关规定,夯后有效加固深度内土层的压缩模量应通过原位测试或土工试验确定。

(II) 强夯置换法

14) 强夯置换墩位布置可采用三角形或正方形排列。对大面积满堂处理时, 宜按等边三角形布置; 对独立或条形基础时, 直按正方形、矩形或等腰三角形布置。

15) 强夯置换应穿透软弱土层, 墩长不宜大于 7m。若软弱土层较厚, 不能穿透时应考虑地基变形对建筑物的影响。

16) 在墩顶应铺设一层厚度不小于 0.5m 的褥垫层。

17) 强夯置换墩体材料和垫层材料可用级配良好的碎石类土, 砾砂等材料, 粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过全重的 30%。

18) 强夯置换单击夯击能、夯击次数可通过试验确定, 且应同时满足下列条件:

- ①墩底穿透软弱土层, 且达到设计墩长;
- ②累计夯沉量为设计墩长的 1.5~2.0 倍;
- ③最后两击的平均夯沉量不大于本款第 4 点的要求。

19) 墩间距应根据荷载大小和原土的承载力选定, 当满堂布置时可取夯锤直径的 2~3 倍。对独立基础或条形基础可取夯锤直径的 1.5~2.0 倍。墩的计算直径可取夯锤直径的 1.1~1.2 倍。

20) 强夯置换形成的复合地基承载力特征值应按现场复合地基载荷试验确定。初步设计时也可参考砂石桩复合地基计算方法估算。

21) 强夯置换形成的复合地基沉降计算可参考砂石桩复合地基计算方法。

22) 强夯置换法施工质量, 宜进行地基载荷试验或采用其他有效手段综合评定地基处理效果。

3 砂石桩法

1) 砂石桩法处理的地基, 除按设计计算外, 还应进行现场复合地基静载荷试验。

2) 砂石桩桩位布置可采用正三角形或正方形排列。对于大面积满堂地基加固, 桩位宜采用等边三角形布置; 对于独立或条形基础, 也可采用正方形或长方形布置。

3) 桩的中心距应通过现场试验确定。对粉土、砂土及人工填土地基, 不宜大于砂石桩直径的 4.5 倍; 对于粘性土地基不宜大于砂石桩直径的 3 倍。初步设计时, 砂石桩的间距也可按以下公式估算。

①对松散的砂土、粉土和人工填土地基, 可按要求桩间土达到的孔隙比 e_1 , 来确定。

等边三角形布置:

$$S = 0.95\xi \cdot d \cdot \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (3.5.4-5)$$

正方形布置:

$$S = 0.89\xi \cdot d \cdot \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (3.5.4-6)$$

式中 S ——砂石桩间距 (m);

d ——砂石桩直径 (m);

e_0 ——地基处理前土的天然孔隙比;

e_1 ——地基挤密后要求达到的孔隙比;

e_{\max} 、 e_{\min} ——分别为地基土的最大和最小孔隙比,按现行国家标准《土工试验方法》GB/T 50123 的有关规定确定;

D_{r1} ——地基挤密后达到的桩间土的相对密实度,可取 0.70~0.85;

ξ ——修正系数,当考虑振动下沉密实作用时,可取 1.1~1.2;不考虑振动下沉密实作用时,可取 1.0。

②对粘性土地基,桩的中心距可按要求的面积置换率计算。

等边三角形布置:

$$S = 1.08\sqrt{\frac{A_p}{m}} \quad (3.5.4-8)$$

正方形布置:

$$S = \sqrt{\frac{A_p}{m}} \quad (3.5.4-9)$$

式中 A_p ——一根砂石桩的横截面面积 (m²);

m ——面积置换率,即一根砂石桩的横截面面积与其分担的处理面积之比 $m = \frac{d^2}{d_e^2}$;

d ——砂石桩直径 (m);

d_e ——等效影响圆的直径 (m);

等边三角形布置时 $d_e = 1.05S$;

正方形布置时 $d_e = 1.13S$;

矩形布置时
$$d_e = 1.13\sqrt{S_1 S_2} ;$$

S 、 S_1 、 S_2 分别为桩的间距、纵向间距和横向间距 (m)。

4) 砂石桩的长度, 应根据工程地质条件通过计算确定。

①当软弱土层厚度不大时, 应穿过软弱土层;

②当软弱土层厚度较大时, 应按建筑允许变形值或地基的稳定要求确定。

③对可液化地基, 应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 要求抗震处理的深度确定。

④不宜小于 4m。

5) 砂石桩处理地基的宽度, 对单独或条形基础, 不宜小于基础宽度的 1.5~2 倍; 对整片基础, 宜在基础外缘扩大 1~3 排桩; 对可液化地基, 基础外缘扩大宽度不应小于处理土层厚度的 1/2, 并不应小于 5m。

6) 砂石桩复合地基的承载力特征值应通过现场复合地基静载荷试验确定。初步设计时, 可按下列式进行估算:

$$f_{spk} = mf_{pk} + (1-m)f_{ak} \quad (3.5-4-10)$$

式中 f_{spk} ——复合地基承载力特征值 (kPa);

m ——面积置换率 (%)

f_{pk} ——碎石桩承载力特征值 (kPa)

f_{ak} ——桩间土承载力特征值 (kPa), 可近似地取加固前地基土承载力特征值。

对小型工程的粘性土地基, 初步设计也可按下式估算复合地基的承载力:

$$f_{spk} = [1 + m(n-1)]f_{sk} \quad (3.5.4-11)$$

式中 n ——桩土应力比。无实测资料时, 对粘性土取 2~4, 对粉土和砂土可取 1.5~3。原土强度低取大值, 原土强度高取小值。

7) 砂石桩处理后的地基变形计算, 应按《建筑地基处理规范》有关条款的规定计算。在桩长范围内复合土层的压缩模量可按下列式估算:

$$E_{sp} = E_s [1 + m(n-1)] \quad (3.5.4-12)$$

式中 E_{sp} ——复合土层的压缩模量 (MPa);

E_s ——桩间土的压缩模量,按经验取值,对粘性土地基可用天然地基土的压缩模量代替(MPa)。

8) 砂石桩材料可用天然级配的碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑,含泥量不得大于 5%,最大粒径不宜大于 50mm。

9) 砂石桩桩孔内的填料用量应通过现场试桩确定,估算时可按设计桩孔体积乘以充盈系数确定,充盈系数可取 1.2~1.4。

10) 砂石桩顶部应挖除松散土层,并宜铺一层厚度为 300~500mm 的砂石垫层。

11) 砂石桩的施工质量检验可采用单桩竖向静载荷试验;对桩身质量可采用动力触探试验检测;对桩间土可采用标准贯入,静力触探或其他原位测试方法进行检测。桩间土质量的检测位置应在等边三角形或正方形的中心。检测数量不应少于桩孔总数的 2%。

12) 竣工验收应进行单桩或多桩复合地基静载试验,试验数量不少于总桩数的 0.5%,且每个单体建筑不少于 3 点。

质量检验时间,对粘性土地基,应待孔隙水压力基本消散后进行,一般在桩施工结束后 4 周;对粉土、砂土、杂填土地基可在桩施工结束 1 周后进行。

4 振冲法

1) 桩身材料可采用含泥量不大于 5%的碎石、卵石、角(圆)砾等硬质材料,不宜使用风化易碎的石料,材料粒径根据振冲器功率选定,一般在 20~150mm 之间。常用的填料粒径为:30kW 振冲器 20~80mm;55kW 振冲器 30~100mm;75kW 振冲器 40~150mm;

2) 桩位布置,对大面积满堂处理,宜用等边三角形或正方形布置;对单独基础或条形基础,宜用正方形或矩形布置。

3) 振冲法宜在现场进行工艺试验,确定不加填料振密的可能性及孔距、振密电流值、振冲水压力,振后砂层的物理力学指标及承载力等。

4) 振冲桩的中心距应根据地基土性质、加固要求以及采用振冲器的功率等因素确定。

5) 振冲桩桩长应根据加固后地基承载力要求和变形要求确定。当软弱土层厚度不大时,应穿过软弱土层。用于抗液化加固时,当可液化砂土层不厚时,应贯穿整个砂上层;当可液化砂土层较厚时,应按要求的抗液化加固深度确定。

6) 振冲桩处理范围应根据建筑物的重要性和场地条件确定,当用于多层和高层建筑时,宜在基础外缘扩大 1~2 排桩。当要求消除地基液化时,在基础外缘扩大的宽度不宜小于基底液化上层的 1/2。

7) 振冲碎石桩复合地基承载力特征值应通过现场试验确定。复合地基承载力和沉降计算方法可参阅砂石桩有关内容。

8) 碎石桩顶部宜铺一层厚度为 300~500mm 的砂石垫层。

9) 竣工验收同砂石桩的检验方法。

5 水泥土搅拌法

1) 设计前应进行拟处理土的室内配方试验。针对现场拟处理主要软土的性质,选择合适的固化剂、外掺剂及其掺量,为设计提供各种龄期、各种配合比强度参数。水泥土强度宜取 90d 龄期试块的立方体抗压强度。

2) 水泥宜选用强度等级为 32.5 级及以上的普通硅酸盐水泥。对承受竖向或水平向荷载的水泥土结构,其水泥掺量宜取加固湿土质量的 15%~20%;对大体积水泥土加固体,其水泥的掺量宜 10%~15%。水泥掺量可沿桩深度变化,湿法的水泥浆水灰比可选用 0.45~0.55。外掺剂可选用具有早强、缓凝、减水以及节省水泥等作用的材料,但应避免污染环境。

3) 竖向承载搅拌桩的长度应根据上部结构对承载力和变形的要求确定。为提高抗滑稳定性而设置的搅拌桩,其桩长应超过危险滑弧以下 2m。

4) 单桩竖向承载力特征值应通过现场载荷试验确定,初步设计时也可按式 (3.5.4-13) 和 (3.5.4-14) 估算,两者中取小值。

$$R_a = q_s u_p l + \alpha A_p q_p \quad (3.5.4-13)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (3.5.4-14)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值 (kN);

q_s ——桩周土的加权平均摩阻力特征值 (kPa);

u_p ——桩的截面周长 (m);

l ——桩长 (m);

α ——桩端天然地基土的承载力折减系数,可取 0.4~0.6,承载力高时取低值;

A_p ——截面积 (m²);

q_p ——桩端地基土未经修正的承载力特征值 (kPa);

η ——桩身强度折减系数,干法可取 0.2~0.3;湿法可取 0.25~0.33;

f_{cu} ——搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块在标准养护条件下 90d 龄期的立方体抗压强度平均值 (kPa)。

5) 竖向承载搅拌桩复合地基宜在基础和桩之间设置褥垫层。褥垫层厚度可取 200~300mm。其材料可选用中砂、粗砂、级配砂石等，最大粒径不宜大于 20mm。

6) 竖向承载搅拌桩复合地基的承载力特征值应通过复合地基载荷试验确定，初步设计时也可按式 (3.5.4-15) 估算：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} \quad (3.5.4-15)$$

式中 f_{spk} ——复合地基的承载力特征值 (kPa)；

f_{sk} ——加固后桩间土承载力特征值 (kPa)，无试验资料时可取天然地基承载力特征值；

β ——桩间土承载力折减系数，当桩端地基土未经修正的承载力特征值大于桩周土的承载力特征值的平均值时，可取 0.1~0.4，差值大时取低值；当桩端地基土未经修正的承载力特征值不大于桩周土的承载力特征值的平均值时，可取 0.5~0.9，差值大时或设置褥垫层时取高值；

m ——搅拌桩的面积置换率。

7) 竖向承载搅拌桩复合地基以下存在软弱下卧层时，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行下卧层承载力验算。

8) 竖向承载搅拌桩复合地基的变形包括搅拌桩复合土层的压缩变形和桩端下未加固受压土层的压缩变形 s_2 。

桩端下未加固土层的压缩变形 s_2 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行计算。

竖向承载搅拌桩复合地基的变形也可按式 (3.5.4-16) 一并计算：

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{Q}_i}{E_i} H_i \quad (3.5.4-16)$$

式中 s ——搅拌桩复合地基的变形 (m)；

n ——搅拌桩复合地基受压土层的分层数；

\bar{Q}_i ——第 i 层复合土层 (或土层) 的平均附加应力 (kpa)；

H_i ——第 i 层复合土层 (或土层) 的厚度 (m)；

E_i ——第 i 层复合土层的压缩模量或土的压缩模量 (MPa)。

搅拌桩复合土层的压缩模量 E_{sp} 可按式 (3.5.4-17) 计算：

$$E_{sp} = mE_p + (1 - m)E_s \quad (3.5.4-17)$$

式中 E_{sp} ——搅拌桩复合土层的压缩模量 (MPa) ;

E_p ——搅拌桩桩身的压缩模量 (MPa) , 采用与搅拌桩配比相同的水泥土室内压缩模量, 无试验资料时, 可取 $(100 \sim 120) f_{cu}$, 桩短或桩身强度低时取小值;

E_s ——加固后桩间土的压缩模量 (MPa) , 无试验资料时, 可取天然地基土的压缩模量。

9) 水泥搅拌桩的施工质量检验可采用以下方法:

①成桩 7d 后, 采用浅部开挖桩头 (深度宜超过停浆 (灰) 面下 0.5m) , 目测检查搅拌的均匀性, 量测成桩直径。检查量为施工总桩数的 5%。

②成桩 3d 内, 可用轻型动力触探 (N_{10}) 检查桩身的均匀性。从桩顶开始, 每米桩身均先钻孔 700mm 深度, 然后触探 300mm, 并记录锤击数。检查数量为施工总桩数的 1%, 且不少于 3 根。

10) 竖向承载的水泥搅拌桩的竣工验收应采用单桩载荷试验、单桩或多桩复合地基载荷试验检验其承载力。载荷试验宜在成桩 28d 后进行, 检验数量为桩总数的 0.5%~1%, 且每项单体工程不宜少于 3 点。

经触探和载荷试验检验后对桩身质量有怀疑时, 应在成桩 28d 后, 用双管单动取样器钻取芯样做抗压强度检验, 检验数量为施工总桩数的 0.5%, 且不少于 3 根。

6 高压喷射注浆法

1) 高压喷射注浆法可用于形成止水帷幕或基坑封底止水, 已有建筑和新建工程的地基处理、基坑的围护墙和被动区的加固。

2) 高压喷射注浆法分旋喷注浆、定喷注浆和摆喷注浆等三种基本形式, 其相应的加固形状为柱状。壁状和扇状。根据工程需要和机具设备条件, 可分别采用单管法、二重管法和三重管法。定喷和摆喷注浆宜用三重管法, 而旋喷注浆则可用单管法、二重管法和三重管法中的任何一种方法。

3) 用旋喷注浆法 (旋喷桩法) 处理地基宜按复合地基设计。

4) 高压喷射注浆法施工参数和效果应通过现场试验确定。当无现场试验资料时, 亦可参照相似土质条件下的其他旋喷注浆的工程经验。

5) 旋喷桩单桩竖向承载力特征值, 应通过现场载荷试验确定, 初步设计时也可按水泥搅拌桩的计算公式 (本条第 5 款第 4 点) 计算, 其中桩身强度折减系数取 0.33, 桩端天然地基土的承载力折减系数可取 1.0。

6) 旋喷桩复合地基承载力特征值, 应通过现场复合地基载荷试验确定, 初步设计时也可按水泥搅拌桩的计算公式 (本条第 5 款第 6 点) 计算, 其中桩间土承载力折减系数 β 由试验或类似工程经验确定, 无试验资料或经验时可取 0~0.5。

7) 高压喷射的浆液一般以水泥为主, 宜采用强度等级为 32.5 级硅酸盐水泥, 并根据需要可加入适量的有关外加剂, 以达到减缓浆液沉淀、速凝、早强、防冻等效果, 所用外加剂掺量, 应通过试验确定。

8) 桩顶宜设置 500mm 厚的褥垫层。

9) 高压喷射注浆后地基的质量检验, 可采用开挖检查、钻孔取芯、标准贯入、围井注水试验和载荷试验等方法。质量检验应在喷射注浆结束 4 周后进行。检查孔的数量一般应为总孔数的 1%, 至少应检验 3 个点。竣工验收承载力检验应采用单桩载荷试验、单桩或多桩复合地基载荷试验, 检验数量为桩总数的 0.5%~1%, 且每项单体工程不应少于 3 点。

7 预压法

1) 竖向排水体的类型分为: 普通砂井、袋装砂井、塑料排水带 (板) 等; 预压方法分为加载 (堆载) 预压和真空预压等多种。不同类型的排水体与不同的预压方法应分别采用相应的设计与施工方法。

2) 排水带的平面布置方式可用正三角形或正方形。每一排水体的等效圆柱直径 d_e 为:

$$d_e = \alpha_1 \alpha \quad (3.5.4-18)$$

式中 α ——竖向排水体的间距;

α_1 ——换算系数, 对于正方形=1.13, 对于正三角形 $\alpha_1=1.05$ 。

排水带的平面布置范围应在基础周边或工程要求加固区域外增加 1~2 排。

3) 竖向排水体的间距应根据设计工程对固结度的要求、允许预压时间、地基土的固结性质、排水体的渗透性 (或通水能力)、布置方式和工程经验等因素, 通过试算确定。设计时井径比 (d_e/d_w , d_w 为竖井直径) 对于普通砂井取 6~8, 对于塑料排水带和袋装砂井取 15~22。

4) 竖向排水体的直径, 普通砂井可取 300~500mm; 袋装砂井自径可取 70~120mm; 塑料排水带, 在打入深度小于 20m 时, 选用宽 100mm、厚度 3~5mm; 打入深度大于 20m 时, 则选用宽度 200mm、厚度 4~6mm。排水带的当量换算自径可按式 (3.5.4-19) 计算:

$$d_w = \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (3.5.4-19)$$

式中 b 、 δ ——分别为排水带的宽度和厚度 (mm)

5) 竖向排水体的打入深度应根据地是土层的分布情况, 以及建筑物对地基稳定性、变形及工期要求确定。一般情况排水体宜打穿软土层。对以抗滑稳定性控制的工程, 打入深度应超过最危险滑动面 2m; 对以变形控制的工程打入深度应穿透压缩土层。

6) 排水固结地基表面, 应铺设排水垫层, 其厚度不宜小于 500mm, 砂料宜选用洁净中粗砂, 含泥量 $\leq 5\%$, 干容重应大于 15kN/m^3 , 渗透系数宜大于 $1.0 \times 10^{-2}\text{cm/s}$, 也可以采用土工织物砂砾石排水垫层。

7) 固结度计算应按国家现行《建筑地基处理技术规范》的有关规定进行。

8) 施加预压荷载必须严格控制加荷速率, 分级逐渐施加, 并均匀施加在有效区内, 同时要加强对现场观测, 防止地基过大的变形和破坏。

9) 在预压荷载作用下, 地基某一深度处, 加载后历时 t 的抗剪强度, 可按下式计算:

$$\tau_{ft} = \tau_{fo} + \Delta\sigma_z U_t \tan \phi_{cu} \quad (3.5.4-20)$$

式中 τ_{ft} ——加载后历时 t , 该点土的抗剪强度 (kPa);

τ_{fo} ——地基土的天然抗剪强度 (kPa);

$\Delta\sigma_z$ ——预压荷载引起该点地基的竖向附加应力 (kPa);

U_t ——历时 t 该点地基的固结度;

ϕ_{cu} ——三轴固结不排水剪切试验测定的土的内摩擦角 ($^\circ$)。

10) 堆载预压时, 对每一级荷载增量应加以控制。待前一级荷载作用下地基土的抗剪强度增长, 满足下一级荷载下地基稳定性要求时方可加载。

11) 基础的最终沉降量 S_f , 按下式计算:

$$S_f = \psi \sum_{i=1}^n \frac{e_{oi} - e_{li}}{1 + e_{oi}} h_i \quad (3.5.4-21)$$

式中 e_{oi} ——第 i 层土中点自重应力对应的孔隙比, 由压缩试验 $e-p$ 曲线求得;

e_{li} ——第 i 层土中点自重应力与附加应力之和对应的孔隙比；

h_i ——第 i 层土的厚度；

ψ ——考虑侧向变形及其他因素影响的经验系数。对于正常固结或轻微超固结土可采用 $\psi=1.1\sim 1.4$ 。荷载大和高压缩饱和软土取大值；反之，取小值。

计算时，可取附加应力与自重应力比值为 0.1 的深度作为受压层计算深度。

12) 为了缩短工期，提高预压效果，可用超载预压。

13) 砂井的砂料应选用中粗砂，其中粘粒含量不宜大于 3%。

14) 真空预压区边缘应大于建筑物基础轮廓线，每边增加量不得小于 3.0m。

真空预压的膜下真空度应稳定保持在 85kPa 以上，且连续均匀分布。排水体深度范围内的土层平均固结度应大于 90%。

15) 当采用真空预压不能满足加固要求时，可采用真空一堆载联合预压。

16) 对于表层存在有良好透气层或在处理范围内有充足水源补给给的透水层晚应采取有效措施隔断透气层或透水层。

17) 凡具有一定规模的预压加固工程，应设置原位监测系统，进行现场观测，监测预压过程中地基变形和稳定性变化，控制加载速率，防止地基剪切破坏。

18) 原位监测的内容应包括：

- ①地基表面沉降和分层沉降；
- ②地基中的孔隙水压力；
- ③地表面坡趾外边桩水平位移；
- ④地基中的侧向变形。

19) 监测系统的设备与布置应按下列原则确定：

①每一项工程应选择 1~3 个具有代表性的剖面，设置监测量系统，并在剖面上选择对变形稳定性反应灵敏的部位布置观测点；

②地基表面沉降观测点宜布置在代表性剖面上。最大，最小和过渡转折部位，测点不宜少于 3 个。深层沉降或分层沉降测点，宜布置于地面沉降测点下各土层的界面部位。

③孔隙水压力测点，宜布置于压缩变形和剪切变形较大的部位，并沿地基竖向深度布置若干个测点；

④地基中的侧向变形测点，宜布置于侧向变形较大的部位。每一剖面布置 2~3 个；

⑤坡趾外水平位移桩宜布置于坡趾外 5m 内, 平行于坝轴线方向设置 1~2 排桩, 各桩的间距为 30~50m;

⑥基底上压力的测点, 宜在代表性剖面上按一定间距均匀布置于基底表面上, 且靠近基底沉降观测点。

20) 堆载预压时, 当观测结果出现下列情况时, 应立即采取措施(控制加载速率, 停止加载、卸载等), 防止地基破坏。

①对天然地基每天竖向最大变形量超过 10mm;

②对竖井地基每天竖向最大变形量超过 15mm;

③坡趾外边桩水平位移每天超过 5mm;

④孔隙水压力与荷载关系曲线出现急剧增大。

21) 预压加固工程应进行如下质量检验:

①应及时整理预压期间沉降与时间、孔隙水压力与时间以及侧向变形与时间等关系曲线, 推算最终沉降量、不同时间的固结度与沉降量, 以分析加固的效果, 并为预压、卸载提供依据。

②应在预压区内, 选择有代表性的部位, 预留钻孔位, 按不同的加载阶段, 定期进行十字板试验和取土进行室内试验, 进行稳定性分析, 并检验加固的效果。

8 石灰桩法

1) 石灰桩的主要固化剂为生石灰, 掺合料宜优先选用粉煤灰、火山灰、炉渣等工业废料。生石灰应新鲜, CaO 含量不宜低于 70%, 粒径在 70mm 以下, 含粉量不得超过 15%。

掺料与石灰的体积比可选用 1:1 或 1:2, 桩顶处生石灰量不宜过大, 以防止地表隆起。

2) 石灰桩的直径应根据设计要求及所选用的成孔方法确定, 常用 300~400mm, 桩中心距宜为 2~3 倍桩径。桩位布置可采用正三角形或正方形排列。

3) 石灰桩的加固深度, 应满足承载力要求; 当建筑物受地基变形控制时, 尚应满足地基变形允许值的要求。

4) 石灰桩复合地基的承载力特征值, 应通过现场单桩或多桩复合地基载荷试验确定。初步设计时也可按砂石桩的计算公式估算。在计算面积置换率 m 时, 桩面积按 1.1~1.2 倍成孔直径计算, 土质软弱时取高值; 桩间土承载力特征值 f_{sk} 取天然地基土承载力特征值的 1.05~1.2 倍, 土质软弱或置换率高时取高值。

5) 处理后的地基变形按现行国家标准的有关规定计算。在桩长范围内复合土层的压缩模量可按式估算:

$$E_{sp} = [1 + m(n-1)]\alpha E_s \quad (3.5.4-22)$$

式中 E_{sp} ——石灰桩复合土层压缩模量 (MPa)

E_s ——天然土的压缩模量, 由室内土工试验确定 (MPa);

n ——桩上应力比, 可取 3~4, 长桩取大值;

α ——系数, 可取 1.1~1.3, 成孔对桩同土挤密效应好或置换率高时取高值。

6) 石灰桩复合地基竣工验收承载力检验应采用单桩或多桩复合地基载荷试验。载荷试验数量为地基处理面积每 200m² 左右一个点, 且每一单体不少于 3 点。

7) 施工检测可用标准贯入、静力触探、动力触探等试验。

8) 施工检测宜在施工 7~10d 后进行, 竣工验收宜在施工 28d 后进行。

9 水泥粉煤灰碎石桩 (CFG 桩) 法

1) 水泥粉煤灰碎石桩应选择承载力相对较高的土层作为桩端持力层。

2) 水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计时应进行地基变形计算, 变形计算按现行《建筑地基基础设计规范》GB 50007 和《建筑地基处理技术规范》JGJ79 的有关规定进行。

3) 桩顶和基础之间应设置褥垫层, 其厚度宜取 150~300mm, 桩径、桩距大时宜取高值。

4) 桩可只在基础范围内布置, 桩径及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, 桩径宜取 350~600mm, 桩距宜取 3~5 倍桩径, 当处理可液化地基时, 可采用 CFG 桩和碎石桩多桩型复合地基, 且基础外布置一定数量的碎石桩, 并符合第 4 款第 6 点的规定。

5) 水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定, 初步设计时也可按《建筑地基处理技术规范》JGJ79 的有关公式估算。

单桩竖向承载力特征值取值应符合下列规定:

①当采用单桩载荷试验时, 应将桩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:

$$Ra = u \sum_{i=1}^n q_{si} L_i + q_p A_p \quad (3.5.4-23)$$

式中 u ——桩的周长 (m);

n ——桩长范围内划分的土层数;

q_{si} 、 q_p ——桩周第 i 层土侧阻力、端阻力特征值, 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定确定;

L_i ——第 i 层土的厚度 (m)；

A_p ——桩的截面积。

桩体试块抗压强度平均值应满足下式要求：

$$f_{cu} \geq 3 \frac{R_a}{A_p} \quad (3.5.4-24)$$

式中 f_{cu} ——桩体混合料试块（边长 150mm 立方体）标准养护 28d 立方体抗压强度平均值 (kPa)。

6) 竣工验收承载力检验应采用复合地基载荷试验，检验数量为桩总数的 0.5%~1%，且每项单体工程不应少于 3 点。并抽取不少于总检数 10%的桩，做低应变动力试验，检验桩身完整性。

10 夯实水泥土桩法

1) 夯实水泥土桩设计前必须进行配比试验。选择合适的水泥品种，为设计提供各种配比的强度参数。

2) 处理地基的深度应根据土质情况、工程要求和成孔设备等因素确定。当采用洛阳铲人工成孔工艺时，深度不宜超过 6m，采用机械成孔不宜超过 10m。

3) 桩径宜取 300~600mm，桩距宜取 2~4 倍桩径。

4) 桩顶面应铺设 100~300mm 厚的褥垫层。

5) 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确定，初步设计时可按水泥粉煤灰碎石桩的方法估算。

6) 夯实水泥土桩复合地基的变形计算要求及方法同水泥粉煤灰碎石桩复合地基。

7) 竣工验收承载力检验应采用单桩复合地基载荷试验，检验数量为桩总数的 0.5%~1%，且每项单体工程不应少于 3 点。

11 灰土挤密桩法和土挤密桩法

1) 对重要工程或在缺乏经验的地区，采用该法前应进行现场试验，如同一场地土性差异明显，应在不同地段分别进行试验。

2) 灰土挤密桩或土挤密桩处理地基的面积，应大于基础或建筑物底层平面的面积。当采用局部处理时，超出基础地面的宽度；对非自重湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基，每边不宜小于基础宽度的 0.25 倍，并不应小于 0.5m；对自重湿陷性黄土地基，每边不宜小于基础宽度的 0.75 倍，并不应小于 1.0m。当采用整片处理时，超出建筑物外墙基础地面外缘的宽度，每边不宜小于处理土层厚度的 1/2，并不应小于 2m。

3) 处理深度应根据建筑场地的土质情况、工程要求和成孔、夯实设备等因素综合确定。对湿陷性黄土,应符合《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 的有关规定。

4) 桩孔直径宜为 300~450mm,桩距宜取 2.0~2.5 倍桩孔直径。

5) 桩间土的平均挤密系数及桩孔数量应按现行《建筑地基处理技术规范》JGJ79 的有关规定确定。

6) 桩孔内的填料,应根据工程要求或处理地基的目的确定,桩体的夯实质量宜用平均压实系数控制,当桩孔内用灰土或素土分层回填、分层夯实时,桩体内的平均压实系数不应小于 0.96。

7) 桩顶应设置 300~500mm 厚的 2:8 灰土垫层,其压实系数不应小于 0.95。

8) 灰土挤密桩或土挤密桩复合地基承载力特征值,应通过现场单桩或多桩复合地基载荷试验确定。初步设计当无试验资料时,可按当地经验确定,灰土挤密桩复合地基的承载力特征值,不宜大于处理前的 2.0 倍,并不宜大于 250kPa;土挤密桩复合地基的承载力特征值,不宜大于处理前的 1.4 倍,并不宜大于 180kPa。

9) 灰土挤密桩或土挤密桩复合地基的变形计算,应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定,其中复合土层的压缩模量,可用载荷试验的变形模量代替。

10) 竣工验收承载力检验应采用单桩复合地基载荷试验,检验数量为桩总数的 0.5%,且每项单体工程不应少于 3 点。

3.6 特殊岩土地基的设计及一般规定

3.6.1 冻土地基

1 利用季节性冻土作为持力层时,可采用下列方法处理:

- 1) 挖除基底以下冻土,换填砂、砂石或毛石混凝土垫层;
- 2) 当仅考虑地基土冻胀和融陷影响时,基础可浅埋设计。

2 根据工程经验和科研成果,基础浅埋技术措施如下:

- 1) 基础埋置深度以基础中段为主,角段加深部分可用非冻胀性的砂、砂石换填夯实;
- 2) 当基础梁下为冻胀性土时,在基础梁下与地面之间预留 50~200mm 的空隙,空隙两侧采用砌体封堵;
- 3) 当地基土为强冻胀或特强冻胀时,基础剖面宜为正梯形,且正梯形的斜面与铅垂面的夹角不小于 9 度;

4) 室外散水坡下, 根据地基土的冻胀性, 应采用砂、砂石换填夯实。对于弱冻胀、冻胀性土换填深度为 0.3~0.4m, 对于强冻胀, 特强冻胀性土换填深度为 0.5~0.7mm;

5) 基础埋置深度参见表 3.6.1-1;

6) 基础浅埋设计除满足规范要求外, 基底可残留冻土厚度尚应满足以下要求: 强冻胀 \leq 0.3mm 冻胀 \leq 0.5mm; 弱冻胀 \leq 0.7m; 非冻胀不限制。

表 3.6.1-1 基础埋置深度表 (m)

室内外高差		$\leq 0.30\text{m}$			0.45m			0.60m			0.75m			$> 0.75\text{m}$		
室内采暖状况		不采暖		采暖	不采暖		采暖	不采暖		采暖	不采暖		采暖	不采暖		采暖
基础部位		全部	外墙		全部	外墙		全部	外墙		全部	外墙		全部	外墙	
			中段	角段		中段	角段		中段	角段		中段	角段		中段	角段
冻胀性土	$Z_0 = 1.8$	1.6	1.0	1.3	1.6	1.1	1.4	1.6	1.2	1.5	1.6	1.3	1.5	1.6	1.5	1.5
	$Z_0 = 2.1$	1.9	1.2	1.5	1.9	1.3	1.6	1.9	1.4	1.7	1.9	1.5	1.7	1.9	1.7	1.7
	$Z_0 = 2.4$	2.2	1.4	1.7	2.2	1.5	1.8	2.2	1.6	1.9	2.2	1.7	1.9	2.2	1.9	1.9
非冻胀性土		基础宽度 $\leq 1.0\text{m}$ 时, 取 0.8m; 基础宽度 $> 1.0\text{m}$ 时, 取 1.0m														

注: 1 基础埋深系指自室外设计地坪到基础底面的深度。

2 外墙角段系指从外墙阳角顶点起两边各 4m 范围的基础, 其余部分为外墙中段。

3 Z_0 为标准冻深。

4 标准冻深为其他值时, 可用内插法取值。

3 建筑物的外门斗、室外门台阶、户外走廊等主体建筑的附属部分的基础应按主体结构的设计方法进行设计。

4 基础浅埋设计的建筑物, 外墙转角 3.0m 之内不宜设置门洞、楼梯间和不采暖房间。

5 基础浅埋设计的建筑物, 底层的阳台宜设计成悬挑式结构。

6 春融期浅埋基础施工时, 应采取以下技术措施:

1) 内外墙基础底面应置于同一标高, 预留基底可残留冻土厚度应不大于表 3.6.1-2 的要求;

2) 内外墙的基槽应同时、同深开挖;

3) 基槽挖至设计标高时, 应及时进行验槽, 确认可残留冻土层的土质是否均匀、厚度是否一致;

4) 对于场地复杂、地质条件特殊的情况, 经验槽确认, 应将全部冻层清除;

5) 基础砌体第一阶高度应不小于 0.4m, 并应全槽同时砌筑, 随砌随回填。

表 3.6.1-2 预留可残留冻土厚度表

地基土冻胀类别	特强冻胀	强冻胀	冻胀	弱冻胀	非冻胀
可残留冻土厚度 (m)	0.2	0.3	0.5	0.7	0.9

7 浅埋基础越冬时, 应采取以下措施:

- 1) 对于非冻胀性地基土上的浅埋基础, 应将基础两侧用原状土回填夯实;
- 2) 对于冻胀性地基土上的浅埋基础, 除基础两侧用原状土回填夯实外, 尚应进行保温处理;
- 3) 对于建造在冻胀性地基土上的底层已具备封闭条件的采暖建筑, 应将底层封闭后取暖越冬。

8 对于 7 层以下的砌体承重结构和框架结构的建筑, 地基的融沉量应不大于 10mm。

3.6.2 湿陷性黄土地基

1 基本规定

1) 湿陷性黄土地区的建筑物根据其重要性, 地基受水浸湿可能性的大小和在使用上对不均匀沉降限制的严格程度分为甲、乙、丙、丁四类, 并应符合表 3.6.2-1 的规定。

表 3.6.2-1 建筑物的分类

建筑物分类	各类建筑物的划分
甲 类	高度大于 60m 或 14 层及 14 层以上体型复杂的高层建筑 高度大于 50m 的构筑物 高度大于 100m 的高耸结构 特别重要的建筑 地基受水浸湿可能性大的重要建筑 对不均匀沉降有严格限制的建筑
乙 类	高度为 24~60m 的建筑 高度为 30~50m 的构筑物 高度为 50~100m 的高耸结构 地基受水浸湿可能性较大的重要建筑 地基受水浸湿可能性大的一般建筑
丙 类	除乙类以外的一般建筑和构筑物
丁 类	次要建筑

当建筑物各单元的重要性不同时, 可根据各单元的重要性不同分类。具体可结合《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 附录 E 的规定确定。

2) 设计措施分为地基处理措施, 防水措施和结构措施三种。选用时应根据建筑物的分类和场地湿陷类型、地基湿陷等级采取以地基处理为主的综合措施。防水措施和结构措施一般用于地基不处理或用于消除地基部分湿陷量的建筑, 以弥补地基处理(或不处理)的不足。

3) 设计文件中应附有对场地、建筑物和管道的使用与维护说明。无特殊要求时, 应注明按《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 “9 使用与维护”的有关规定进行维护和检修。

4) 湿陷性黄土地区有关非湿陷性黄土地基的设计, 应按现行《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定执行。

2 勘察

1) 湿陷性黄土地区的勘察除遵守本措施“3.2 岩土工程勘察及建筑场地”的基本内容外, 并应着重查明下列内容:

- ①黄土地层的时代、成因;
- ②湿陷性黄土层的厚度;
- ③湿陷系数、自重湿陷系数和湿陷起始压力随深度的变化;
- ④场地湿陷类型和地基湿陷等级的平面分布;
- ⑤地下水及环境水的变化趋势。

2) 黄土湿陷性评价:

①黄土的湿陷性, 应按室内浸水(饱和)压缩试验, 在一定压力下测定的湿陷系数 δ_s 进行判定, 当 $\delta_s < 0.015$ 时定为非湿陷性黄土; 当 $\delta_s \geq 0.015$ 时定为湿陷性黄土。

②湿陷性黄土的湿陷程度, 可按下列式判定:

$0.015 \leq \delta_s \leq 0.030$ 湿陷性轻微;

$0.030 < \delta_s < 0.070$ 湿陷性中等;

$\delta_s > 0.070$ 湿陷性强烈。

③湿陷性黄土地基的湿陷等级, 应根据湿陷量的计算值 Δ_s 和自重湿陷量的计算值 Δ_{zs} 的大小按表 3.6.2-2 分别判定。

表 3.6.2-2 湿陷性黄土地基的湿陷等级

<div>显陷类型</div> <div>Δ_s (mm)</div> <div>Δ_{zs}(mm)</div>	非自重湿陷性场地	自重湿陷性场地	
	$\Delta_{zs} \leq 70$	$70 < \Delta_{zs} \leq 350$	$\Delta_{zs} > 350$
$\Delta_s \leq 300$	I (轻微)	II (中等)	—
$300 < \Delta_s \leq 700$	II (中等)	II (中等) III (严重)	III (严重)

$\Delta_s > 700$	II (中等)	III (严重)	IV (很严重)
------------------	---------	----------	----------

注: 当湿陷量的计算值 $\Delta_s > 600\text{mm}$, 自重湿陷量的计算值 $\Delta_{zs} > 300\text{mm}$ 时, 可判为 III 级, 其他情况可判为 II 级。

3 地基计算:

湿陷性黄土地基的计算, 包括湿陷变形、承载力、压缩变形和稳定性计算。

1) 湿陷性黄土场地自重湿陷量的计算值和湿陷性黄土地基湿陷量的计算值应按《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 中第 4.4.4 条和第 4.4.5 条的规定分别进行计算。

2) 湿陷性黄土地基的承载力计算、压缩变形计算、稳定性计算应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定, 但地基承载力宽度和深度修正时, 基础宽度和深度的地基承载力修正系数 η_b 和 η_d 应按《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 的规定取值。深度修正的起始深度为 1.5m, 与《建筑地基基础设计规范》GB 50007 起始深度为 0.5m 不同, 做压缩变形计算时, 沉降计算经验系数 ψ_s 应按《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 的规定取值。做稳定性计算时, 尚应符合下列要求:

- ①确定滑动面时应考虑湿陷性黄土地基中可能存在的竖向节理和裂隙;
- ②对有可能浸湿的湿陷性黄土地基, 土的强度指标应按饱和状态的试验结果确定。

4 湿陷性黄土地基处理措施:

1) 湿陷性黄土地基的平面处理范围, 应符合下列规定:

①当为局部处理时, 其处理范围在非自重湿陷性黄土场地, 每边应超出基础底面宽度的 0.25 倍, 并不应小于 0.5m; 在自重湿陷性黄土场地, 每边应超出基础底面宽度 0.75 倍, 并不应小于 1m。

②当为整片处理时, 其处理范围应大于建筑物底层平面的面积, 超出建筑物外墙基础外缘的宽度: 每边不宜小于处理土层厚度的 1/2, 并不应小于 2m。

2) 甲类建筑应消除地基的全部湿陷量或采用桩基础穿透全部湿陷性黄土层, 或将基础设置在非湿陷性黄土层上, 防水措施和结构措施可按一般地区的规定设计。在湿陷性黄土层很厚的场地上, 当上述措施实现确有困难时, 应采取专门措施。

3) 乙、丙类建筑应消除地基的部分湿陷量, 最小处理厚度应符合《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50225 对乙、丙类建筑的要求。并应采取结构措施和防水措施, 以弥补地基处理的不足。

4) 各级湿陷性黄土地基上的丁类建筑, 其地基可不处理。但在 I 级湿陷性黄土地基上, 应采取基本防水措施; 在 II 级湿陷性黄土地基上, 应采取结构措施和基本防水措施; 在 III、IV 级湿陷性黄土地基上, 应采取结构措施和检漏防水措施。

5) 水池类构筑物的地基处理, 应采用整片土 (或灰土) 垫层。在非自重湿陷性黄土场地, 灰土垫层的厚度不宜小于 0.30m, 土垫层的厚度不应小于 0.50m; 在自重湿陷性黄土场地, 对一般水池, 应设 1.00~2.50m 厚度的土 (或灰土) 垫层, 对特别重要的水池, 宜消除地基的全部湿陷量。

6) 对设备基础应根据其重要性及使用要求和场地的湿陷类型, 地基湿陷等级及其受水浸湿可能性的大小确定设计措施。

7) 在新近堆积黄土场地上, 乙、丙类建筑的地基处理厚度小于新近堆积黄土层的厚度时, 应进行下卧层承载力的验算和地基压缩变形的计算。

8) 在自重湿陷性黄土场地, 如室内设备和地面有严格要求时, 应采取检漏防水措施或严格防水措施, 必要时应采取地基处理措施。

9) 各类建筑物的地基符合下列中的任一款, 均可按非湿陷性黄土场地进行设计:

①地基湿陷量的计算值小于或等于 50mm。

②在非自重湿陷性黄土场地, 地基内各土层的湿陷起始压力值, 均大于其附加压力与上覆土的饱和自重压力之和。

5 湿陷性黄土地基处理方法:

湿陷性黄土地基处理方法, 应根据建筑物类别、湿陷性黄土的特征、施工条件、材料来源等综合考虑。可按表 3.6.2-3 选择其中一种或多种相结合的最佳处理方法。

表 3.6.2-3 湿陷性黄土地基常用处理方法

名 称	适用范围	可处理的湿陷性土层厚度 (m)
垫层法	地下水位以上, 局部或整片处理	1~3
强夯法	地下水位以上, $S_r \leq 60\%$ 湿陷性黄土, 局部或整片处理	3~12
挤密法	地下水位以上, $S_r \leq 65\%$ 湿陷性黄土	5~15
预浸水法	自重湿陷性黄土场地, 地基湿陷等级为 III 级或 IV 级, 可消除地面 6m 以下湿陷性土层的全部湿陷性	6m 以上, 尚应采用垫层或其他方法处理
其他方法	经试验研究或工程实践证明行之有效	—

6 表 3.6.2-3 中所列的地基处理方法除应遵循本措施第 3.5.4 条所述的规定外，尚应符合下列要求：

1) 垫层法：

①湿陷性黄土地基采用垫层法主要是指素土垫层和灰土垫层，当仅要求消除地基下 1~3m 的湿陷性黄土的湿陷量时，宜采用局部（或整片）素土垫层。当同时要求提高垫层土的承载力及增强水稳性时，宜采用整片灰土垫层。

②控制土（或灰土）垫层的压实系数，不应小于表 3.6.2-4 中规定的数值。

表 3.6.2-4 控制土（或灰土）垫层的压实系数

垫层填料	垫层厚度(m)	压实系数 λ_c （轻型标准击实试验）
土（或灰土）	≤ 3	≥ 0.95
土（或灰土）	> 3	≥ 0.97 （超过 3m 部分）

③土（或灰土）垫层的承载力特征值，应根据现场原位试验结果确定。当无试验资料时，对土垫层不宜超过 180kPa，对灰土垫层不宜超过 250kPa。

2) 强夯法：

①采用强夯法处理湿陷性黄土地基，土的天然含水量宜低于塑限含水量 1%~3%。当天然含水量低于 10%时，宜对其增湿至接近最优含水量，当土的天然含水量大于塑限含水量 3%时，宜采取晾晒或其他措施适当降低含水量。

②强夯法消除湿陷性黄土层的有效深度，应根据试夯测试结果确定。在有效深度内，土的湿陷系数均应小于 0.015。当缺乏试验资料时，消除湿陷性黄土层的有效深度，可按表 3.6.2-5 中所列的相应单击夯击能进行预估。

表 3.6.2-5 采用强夯法消除湿陷性黄土层的有效深度预估值（m）

土的名称 单击夯击能 (kN·m)	全新世 (Q_4) 黄土 晚更新世 (Q_3) 黄土	中更新世 (Q_2) 黄土
1000~2000	3~5	—
2000~3000	5~6	—
3000~4000	6~7	—
4000~5000	7~8	—
5000~6000	8~9	7~8
7000~8500	9~12	8~10

注: 1 在同一栏内, 单击夯击能小的取小值, 单击夯击能大的取大值。

2 消除湿陷性黄土层的有效深度, 从起夯面算起。

③在强夯土表面以上宜设置 300~500mm 厚度的灰土垫层。

④强夯法处理湿陷性黄土的检测, 应包括强夯土的干密度、压缩系数、湿陷系数指标及承载力。

强夯土的承载力宜在强夯结束 30d 左右, 采用静载荷试验测定。

3) 挤密法:

①挤密法适用于处理地下水位以上的湿陷性黄土, 挤密孔的孔位, 宜按正三角形布置, 孔心距可按下式计算:

$$S = 0.95 \sqrt{\frac{\bar{\eta}_c \rho_{d \max} D^2 - \rho_{do} d^2}{\eta_c \rho_{d \max} - \rho_{do}}} \quad (3.6.2)$$

式中 S ——孔心距 (m);

D ——挤密后桩体直径 (m);

d ——预钻孔直径 (m);

ρ_{do} ——地基挤密前压缩层范围内各层土的平均干密度 (g/cm³);

$\rho_{d \max}$ ——击实试验确定的最大干密度 (g/cm³)

$\bar{\eta}_c$ ——挤密填孔 (达到 D) 后, 3 个孔之间土的平均挤密系数, 不宜小于 0.93。

②挤密填孔后, 3 个孔之间土的最小挤密系数: 甲、乙类建筑不宜小于 0.88, 丙类建筑不宜小于 0.84。

③孔底在填料前必须夯实, 孔内填料宜用素土或灰土, 必要时可用强度高的水泥石等。当仅要求消除基底下湿陷性黄土的湿陷量时, 宜填素土; 当同时要求提高承载力时, 宜填灰土、水泥石等强度高的材料。填料压实系数不宜小于 0.97。

④挤密地基, 在基础下宜设置 0.5m 厚灰土 (或土) 垫层。

⑤挤密后地基土的承载力特征值, 应根据现场原位试验结果确定。当无试验资料时, 可按下列方法取值:

孔内填料为素土时, 地基土的承载力特征值可按天然地基承载力特征值的 1.4 倍采用, 但其值不宜超过 200kPa; 孔内填料为灰土时, 地基土的承载力特征值可按天然地基承载力特征值的 2 倍采用, 但其值不宜超过 250kPa。

7 桩基础:

1) 在湿陷性黄土场地采用桩基础, 桩端必须穿透湿陷性黄土层, 并应符合下列要求:

①在非自重湿陷性黄土场地, 桩端应支承在压缩性较低的非湿陷性黄土层中。

②在自重湿陷性黄土场地, 桩端应支承在可靠的岩(或土)层中。

2) 在非自重湿陷性黄土场地, 当自重湿陷量小于 50mm 时, 单桩竖向承载力的计算应计入湿陷性黄土层内的桩长按饱和状态下的正侧阻力, 当自重湿陷量的计算值等于或大于 50mm 时, 可不计入湿陷性黄土层内的桩长按饱和状态下的正侧阻力; 在自重湿陷性黄土场地, 除不计湿陷性土层内的桩长按饱和状态下的正侧阻力, 尚应扣除桩侧的负摩擦力。

3) 在湿陷性黄土层厚度等于或大于 10m 的场地, 对于采用桩基础的建筑, 其单桩竖向承载力特征值, 应按《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 附录 H 的试验要点, 在现场通过单桩竖向承载力静载荷浸水试验测定的结果确定。当单桩竖向承载力静荷试验不进行浸水或浸水确有困难时, 其单桩竖向承载力特征值可按有关经验公式进行估算。单桩水平承载力特征值, 宜通过现场水平静载荷浸水试验的测试结果确定。

4) 自重湿陷性黄土场地, 桩的纵向钢筋长度, 不应小于自重湿陷性黄土层的厚度。

3.7 防治建筑物受到地基变形危害的措施

3.7.1 一般规定

1 为预防和减少由地基变形引起的建筑物的结构损坏, 或过大的沉降和不均匀沉降, 影响正常使用, 甚至危及安全, 设计时, 要考虑上部结构与地基基础的共同作用, 并对建筑体型、荷载情况、结构类型和地质条件进行综合比较分析, 确定合理的建筑措施、结构措施、地基处理方法和施工要求。

2 设计与施工中, 必须考虑新建建筑物的地基变形对邻近建筑和地下管线等的不利影响, 并采取可靠措施, 确保周边环境的安全和正常使用。

3 对建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值进行预估, 以控制相邻基础的沉降差、倾斜值。

4 对可变荷载较大的构筑物(如料仓、油罐等)和货场, 使用期间应根据沉降情况控制加载速率、加载范围和加载间隔时间, 避免过大变形和倾斜。

5 对高层建筑, 高耸结构和轻型的大跨度屋盖体系结构, 应侧重于结构的稳定, 地基处理和施工监督等方面采取有效的技术措施, 以预防和减少由于地基变形所造成的倾斜。

3.7.2 建筑措施

1) 在满足功能要求下, 建筑体型应力求简单, 当建筑体型比较复杂时, 宜根据其平面形状和高度差异情况, 在适当部位用沉降缝将其划分成若干个刚度较好的单元; 当高度差异(和荷载差异)较大时, 可将两者隔开一定距离, 如拉开距离后的两单元必须连接时, 应采用能自由沉降的连接构造。

2 当软弱地基时, 建筑物的下列部位宜设置沉降缝。

- 1) 建筑平面的转折部位;
- 2) 建筑高度差异或荷载差异较大处;
- 3) 长高比过大的砌体承重结构或钢筋混凝土框架结构的适当部位;
- 4) 地基土的压缩性有显著差异部位;
- 5) 建筑结构或基础类型不同处;
- 6) 分期建造房屋的交界处。

沉降缝应有足够的宽度, 且应符合防震缝的要求。缝宽可按表 3.7.2-1 选用。

表 3.7.2-1 房屋沉降缝的宽度

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

3 当软弱地基时, 相邻建筑物应考虑由于地基变形而产生的相互影响, 后建的建筑物基础应与邻近的建筑物基础保持一定距离, 其最小净距可按表 3.7.2-2 选用。

表 3.7.2-2 相邻建筑物基础的净距 (m)

被影响建筑物的长高比 影响建筑物的预估的 平均沉降值 S (mm)		
	$2.0 \leq L/H_f < 3.0$	$3.0 \leq L/H_f < 5.0$
70~150	2~3	3~6
160~250	3~6	6~9
260~400	6~9	9~12
>400	9~12	>12

注: 1 表中 L 为建筑物长度或沉降分开的单元长度 (m); H_f 为自基础底面至建筑物檐口的高度 (m)。

2 当被影响建筑物的长度比为 $1.5 \leq L/H_f < 2.0$ 时, 基础间的净距可适当减少。

3 当被影响建筑物(或构筑物)属于对倾斜有严格要求的建(构)筑物时, 其基础间的净距(或反映外墙之间的距离), 应按倾斜允许值计算确定, 且不宜小于 12m。

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

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

2) 建筑物与设备之间,应留有足够的净空,当建筑物有管道穿过时,应预留足够尺寸的孔洞或采用柔性的管道接头等。

5 建筑物的框架内填充墙宜采用轻质材料。对不均匀沉降(倾斜)敏感的建筑物转角、悬挑、跨越部位,尽量不弯折、不错位,增强其建筑结构整体性。

3.7.3 遇软弱地基时的结构措施

1 为减少建筑物的沉降和不均匀沉降,可采用下列措施:

- 1) 选用轻型结构,减轻墙体自重,采用架空地板代替室内填土;
- 2) 设置地下室或半地下室,采用覆土少、自重轻的基础型式;
- 3) 同一结构单元宜采用同一类型基础,并宜设置在同一持力层上;
- 4) 调整各部分的荷载分布、基础宽度和埋置深度;
- 5) 对不均匀沉降和倾斜要求严格的建筑物,可选用较小的基底压力。

2 对于建筑体型复杂。荷载差异较大的结构形式,可采用箱基、桩基、筏基等加强基础刚度,减少不均匀沉降。

3 由主楼和裙房组成的高层建筑,在使用上不能脱开的情况下,可以采取下列措施将主楼与裙房连成整体,以预防和减少地基变形对结构的损伤:

- 1) 裙房基础从刚度较大的主楼基础上挑出;
- 2) 主楼和裙房均采用桩基,用后浇带形式将主楼和裙房拉结;
- 3) 预估主楼的沉降量,且先施工主楼。待一定条件下,采用加强后浇带的技术措施,来控制楼与裙房之间的沉降差;
- 4) 主楼和裙房基础由同一地下室箱基(或桩基)承担,且使基础底面形心与基底以上竖向荷载长期效应组合的合力作用点基本一致。

4 对一般砌体承重结构的房屋,宜采用下列技术措施,以预防减少地基变形对建筑物的损伤:

1) 三层及三层以上的房屋,其房屋总高度与宽度之比不宜大于 2.5(单面走廊房屋的总宽度,不包括悬挑走廊宽度)。建筑平面接近正方形时,其高宽比宜适当减小;

2) 三层及三层以上的房屋,其长高比宜 $L/H_f \leq 2.5$,当房屋的长高比为 $2.5 < L/H_f \leq 3.0$ 时,应尽量做到纵墙不转折,且其内横墙间距不宜过大;

3) 墙体应设置钢筋混凝土圈梁;

4) 根据建筑平面形状, 在外墙四周、叉位的纵横交接处、洞口两侧等设置钢筋混凝土构造柱, 并加强圈梁。

5 钢筋混凝土圈梁的设置应按下列要求:

1) 三层及三层以上的房屋, 应在基础和顶层处各设一道, 高度不小于 240mm, 配筋不应少于 $4\Phi 12$, 其他各层视土质情况可层层设置或隔层设置, 高度不小于 180mm, 配筋不应少于 $4\Phi 10$ 。圈梁与板宜设在同一标高。

2) 圈梁应设置在外墙、内纵墙和所有承重横墙上, 并应在平面内连成封闭系统。

6 钢筋混凝土构造柱在基础部分可不单独设置, 但应伸入室外地面 500mm 或与基础的圈梁整浇。其最小截面 $240\text{mm}\times 180\text{mm}$, 配筋不应少于 $4\Phi 12$, 箍筋 $\Phi 6@100$ 。房屋四周的构造柱可适当加大截面和配筋。上部结构钢筋混凝土构造柱应按相关规范规定的要求设置。

7 地面堆载应力求均衡, 并按设计要求有控制地分期施加, 避免大量、迅速、集中堆放。建筑物内部的大面积地面堆载应划定允许堆载的大小和范围, 严禁超载。地面堆载不应直接压在基础上方。

8 当地面堆载较大, 其产生的附加沉降有可能妨碍建筑物正常使用时, 可根据条件需要, 选择采用下列措施:

1) 堆载地坪下采用预压或地基加固处理措施, 以减少堆载区域的沉降量;

2) 在主体建筑柱基与堆载区之间打隔离桩, 切断或减少堆载区地基附加应力对柱基影响;

3) 在主体建筑柱子下采用桩基, 并应考虑堆载区地基附加应力对桩基影响。桩基承台间应设置纵向拉结地梁。

3.7.4 施工要求

1 相邻建筑物因荷载和基础埋置深度差异较大时, 宜先建深后建浅, 先建重、高部分, 后建轻、低部分。同一建筑物各单元部分施工加载应力求基本均衡, 必要时可控制加载速度。

2 软土地基基坑(槽)的开挖, 应分层分段进行。深基础应考虑由于卸载引起的坑底回弹和土体边坡的稳定。同时保护好基坑(槽)基础底面的土层, 尽量减少扰动。

3 当地下水位高于基坑(槽)底面时, 应采取排水或降低地下水位的措施, 使基坑(槽)内无积水。采用降水时, 应事前考虑对水位降低区域内的已建建(构)筑物和管线可能造成的影响。设置水位观察井、沉降观察点, 加强进行监控。

4 建筑场地需大面积填土回填时, 应在建筑物施工前三个月完成, 回填土应分层压(夯)实, 每层铺填厚度可取 200~300mm, 有必要时应提出压实系数要求。

5 挤土桩或部分挤土桩对周围建筑物、管线的影响, 可采取下列措施:

- 1) 合理安排沉桩顺序;
- 2) 控制沉桩速率和每天沉桩数;
- 3) 设置周边(或中央)隔离带,如塑料排水带、砂井、砂沟(防挤沟)等;
- 4) 合理选择桩型和沉桩方法,及在桩位或桩区外预钻孔取土;
- 5) 加强沉桩监测。

3.8 天然地基上基础的设计与构造

3.8.1 天然地基上基础的设计应符合下列基本规定:

1 计算基础的内力、确定其配筋和验算材料强度时,上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力,应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合,采用相应的分项系数。当需要验算基础裂缝宽度时,应按正常使用极限状态下荷载效应标准组合。

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

3 基础的埋深应按下列条件确定,并应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定:

- 1) 建筑物的用途,有无地下室,设备基础和地下设施,基础的型式和构造;
- 2) 作用在地基上的荷载大小和性质;
- 3) 工程地质和水文地质条件;
- 4) 相邻建筑物的基础埋深;
- 5) 地基冻胀和融陷的影响符合《冻土地区建筑地基基础设计规范》的有关规定;
- 6) 膨胀土地区,建筑物基础的埋深尚应符合《膨胀土地区建筑技术规范》的有关规定。

基础埋深一般应从室外地面标高算起。在填土整平地区,可自填土地面标高算起,但填土在上部结构施工后完成或当地下室周围无可靠侧限时,应从天然地面标高或有可靠侧限的位置算起。在已有建筑邻近兴建新建筑时,为保证在施工期间新建建筑与其相邻原有建筑的安全和正常使用,其基础埋深不宜深于相邻原有建筑物的埋置深度。否则,应使两建筑物的基础间保持一定距离,使相邻两基础底面的标高差 d 与其净距 s 之比 $d/s \leq 1/2$ 。当不能满足时,则必须采取有效措施(分段施工、设临时加固支撑、打板桩、设地下连续墙或加固原有建筑物的基础等),并应考虑浅基础对深基础的影响。

4 高层建筑筏形和箱形基础的埋置深度应符合《高层混凝土结构技术规程》的规定, 并应满足地基承载力、变形和稳定性要求。位于岩石地基上的高层建筑, 其埋深尚应满足抗滑要求。

5 在坡地上建造建筑物, 按《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定, 其基础外边缘应位于潜在滑动面以外。位于稳定土坡坡顶上的建筑, 当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于 3m 时, 其基础底面外边缘线至坡顶的水平距离, 应符合下式要求, 但不得小于 2.5m:

$$\text{条形基础:} \quad a \geq 3.5b-d/\tan \beta \quad (3.8.1-1)$$

$$\text{矩形基础:} \quad a \geq 2.5b-d/\tan \beta \quad (3.8.1-2)$$

式中 a ——基础底面外边缘线至坡顶水平距离;

b ——垂直于坡顶外边缘的基础底面边长;

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上述公式的要求, 或边坡坡角大于 45° 、坡高大于 8m 时, 尚应根据基底平均压力按下式确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深:

$$M_R / M_S \geq 1.2 \quad (3.8.1-3)$$

式中 M_R ——最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的滑动力矩;

M_S ——最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩。

6 冻土地基上基础的设计应符合《建筑地基基础设计规范》和《冻土地区建筑地基基础设计规范》的有关规定。

7 严寒地区设有地下室窗井, 在施工期间和使用期间, 窗井下的地基土应采取必要的防冻措施。

8 抗震设防烈度为 8 度和 9 度时, 应对场地范围内及其邻近地区的断裂进行评价。当符合下列情况之一时, 可不考虑发震断裂错动对建筑的影响; 否则应避开主断裂带, 其避让的距离不宜小于表 3.8.1 的规定。

1) 抗震设防烈度小于 8 度;

2) 非全新 (Q_4) 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。

表 3.8.1 发震断裂最小避让距离 (m)

设防烈度	建筑抗震设防类别			
	甲	乙	丙	丁
8	专门研究	300	200	—
9	专门研究	500	300	—

注：非全新活动断裂系指一万年以前活动过，一万年以后没有发生过活动的断裂。

9 当非全新活动断裂破碎带发育时，基础设计宜考虑不均匀地基的影响。

10 当场地内有构造性地裂通过时，建筑物基础宜避开断裂布置；当场地内有非构造性地裂通过时，宜采取加固地基的措施。

3.0.2 无筋扩展基础系指由砖、毛石、混凝土或毛石混凝土、灰土和三合土等材料组成的墙下条形基础或柱下独立基础，其设计应符合下列规定：

1 无筋扩展基础可用于六层和六层以下的多层民用建筑和轻型厂房。当采用三合土基础时，建筑物的层数不宜超过三层。

2 轴心荷载作用下的基础，可直接根据作用在基础上的荷载以及地基的承载力确定基础底面尺寸；对于偏心荷载作用下的基础，可先按轴心荷载估计基础底面，而后视偏心距大小，将底部尺寸增大 10%~50%，用增大后的尺寸校核基础底面的最大和最小应力，直到满足地基承载力要求为止。

3 基础底面的高度，应符合下式的要求（图 3.8.2）：

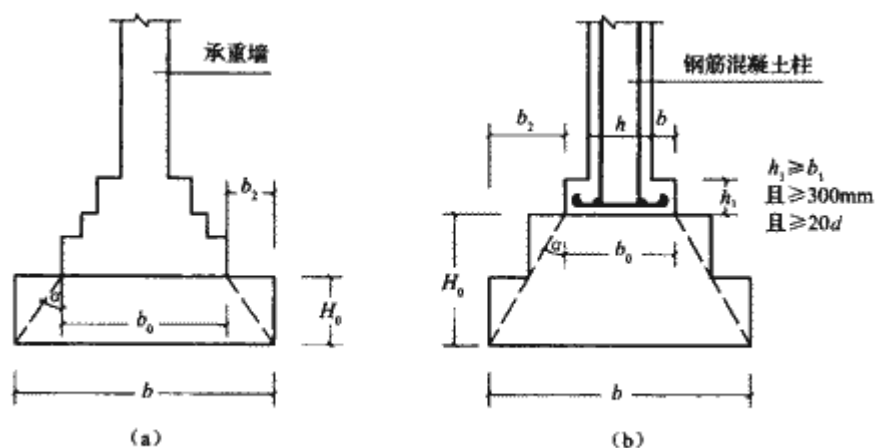


图 3.8.2 无筋扩展基础构造示意图

$$H_0 \geq (b - b_0) / 2 \tan \alpha \quad (3.8.2-1)$$

式中 b ——基础底面宽度；

b_0 ——基础顶面墙或柱的宽度；

H_o ——基础高度;

$\tan \alpha$ ——基础台阶宽高比 $b_2 : H_o$, 其允许值可按《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定选用。

基础顶面的砌体宽度, 应根据上部结构情况及其采用的材料确定, 其各台阶宽高比允许值应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007 表 8.1.2 的规定。

对于灰土基础, 考虑到基础与基槽接触部位不易夯实, 基础实际宽度宜比计算所得增大 50~100mm, 上部结构的大放脚部位应按下式进行抗压强度验算:

$$b_o \geq F / (f_h - \gamma d_1) \quad (3.8.2-2)$$

式中 F ——上部结构钢传到基础顶面的竖向力设计值;

f_h ——灰土的抗压强度设计值;

γ ——大放脚及其上覆土的平均重度, 可取 20kN/m^3 ;

d_1 ——灰土顶面的埋置深度。

注: 混凝土基础的台阶厚度应小于 250mm, 当基底面处平均压力超过 300kPa 时, 尚应按下式验算墙(柱)边缘处或变阶处的受剪承载力:

$$V \leq 0.366 f_t A \quad (3.8.2-3)$$

式中 V ——相应于荷载效应基本组合时的地基土平均净反力产生的沿墙(柱)边缘或变阶处单位长度的剪力设计值;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值;

A ——沿墙(柱)边缘或变阶处混凝土基础单位长度面积

4 采用无筋扩展基础的钢筋混凝土柱, 其柱脚高度 h_1 不得小于 b_1 (图 3.8.2), 并不应小于 300mm, 且不小于 $20d$ (d 为柱中的纵向受力钢筋的最大直径)。当柱纵向钢筋在柱脚内的竖向锚固长度不满足要求时, 可沿水平方向弯折, 弯折后的水平锚固长度不应小于 $10d$ 也不应大于 $20d$ 。

5 毛石混凝土基础可掺入基础体积的 20%~30% 未风化毛石, 台阶厚度不宜小于 300mm, 宽度宜小于 350mm, 其宽高比允许值应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定。

6 毛石基础每台阶不宜少于两层块石或三层毛石, 每阶高度为 400~600mm, 伸出宽度不宜大于 200mm, 其宽高比允许值宜符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007 中表 8.1.2 的规定。条形基础底面宽度不宜小于 500mm; 独立基础底面不宜小于 600mm×600mm。

7 灰土基础采用体积比为 3:7 或 2:8 的灰土, 其最小密度: 粉土为 1.55t/m³; 粉质粘土为 1.50t/m³; 粘土为 1.45t/m³, 基础厚度不小于 300mm。条形基础的宽度不宜小于 600mm, 独立基础不宜小于 700mm×700mm。有酸性介质作用时不得采用, 并不宜用于地下水位以下。

8 三合土基础的体积比(石灰:砂:骨料)为 1:2:4 或 1:3:6 时, 骨料可用矿渣或碎砖。夯筑时, 每层虚铺 220mm, 夯至 150mm。其厚度不宜小于 300mm, 宽度不宜小于 700mm。

3.8.3 扩展基础系钢筋混凝土柱下独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。其设计应符合下列规定:

1 扩展基础应根据《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行下列计算:

1) 基础底面面积应根据地基承载力确定, 当轴心荷载作用时, 荷载效应标准组合作用下基础底面的平均压力值 P_k 应小于或等于修正后的地基承载力特征值 f_a ; 当偏心荷载作用时, 除 $p_k \leq f_a$ 外, 尚应使荷载效应标准组合作用下基础底面边缘的最大压力值小于或等于 1.2 倍的修正后的地基承载力特征值 f_a 。对于条形基础, 不应重复计入基础相交处的面积。

2) 对矩形截面柱的矩形基础, 应验算柱与其基础交接处以及基础变阶处受冲切承载力。

3) 基础底板的配筋, 应按抗弯计算确定。

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

2 扩展基础的构造, 应符合下列要求:

1) 截面形状可采用对称的阶梯形或锥形。现浇钢筋混凝土柱下独立基础底面一般为矩形, 长宽比宜小于 2。当荷载引起的偏心距较大时, 也可做成不对称形式, 但基础中心对柱或墙截面中心的偏移应为 50mm 的倍数, 且同一列柱或墙宜取相同的偏移值。

2) 阶梯形基础一般不超过三阶, 每阶高度宜为 300~500mm。总高 $H \leq 500\text{mm}$ 时, 为一阶; $500\text{mm} < H \leq 900\text{mm}$ 时, 为二阶; $H > 900\text{mm}$ 时, 为三阶。

3) 锥形基础的坡度角, 不宜大于 25°, 最大不得大于 35°。基础边缘高度不宜小于 200mm。

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

5) 混凝土强度等级不应低于 C20, 并应满足耐久性的要求。

6) 基础垫层的混凝土强度等级不应低于 C10, 其厚度不宜小于 70mm, 周边伸出基础边缘宜为 100mm。

7) 当柱下钢筋混凝土独立基础的边长和墙下钢筋混凝土条形基础的宽度大于或等于 2.5m 时, 底板受力钢筋的长度可取边长 (或宽度) 的 0.9 倍, 并宜交错布置 [图 3.8.3-1 (a)]。

8) 钢筋混凝土条形基础底板在 T 形及十字形交接处, 底板横向钢筋可仅沿一个主要受力方向通长布置, 另一方向的横向受力钢筋可布置到主要受力方向底板宽度的 1/4 处 [图 3.8.3-1 (b)]。在拐角处底板横向受力钢筋应沿两个方向布置 [图 3.8.3-1 (c)]。

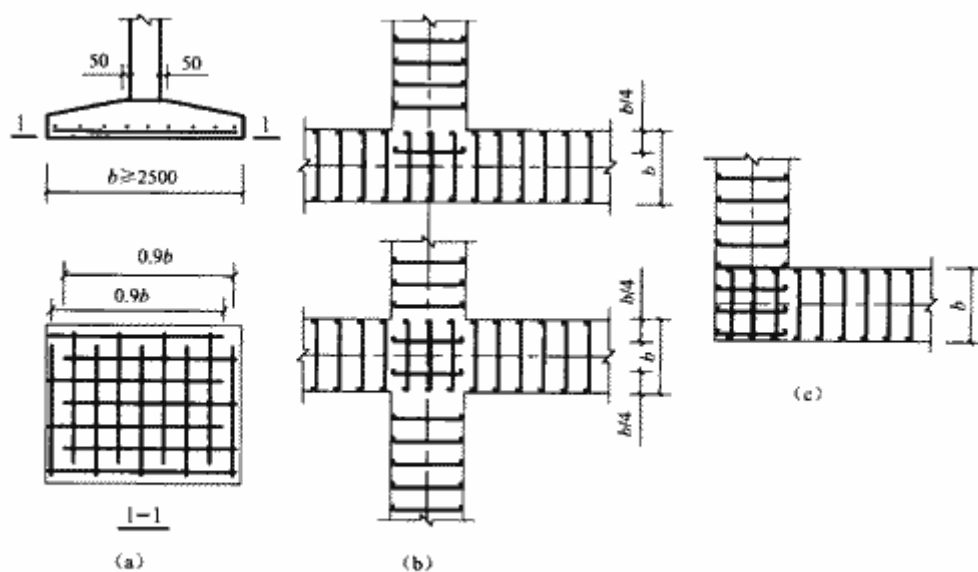


图 3.8.3-1 扩展基础底板受力钢筋布置示意图

9) 当地基土质较弱, 其承载力特征值小于 100kPa 时, 一般采用大肋的板式钢筋混凝土条形基础; 当土质不均匀或沿基础纵向荷载分布不均匀时, 为了减少不均匀沉降, 并加强条形基础纵向受弯承载力, 宜采用有纵肋的板式钢筋混凝土条形基础 (图 3.8.3-2)。

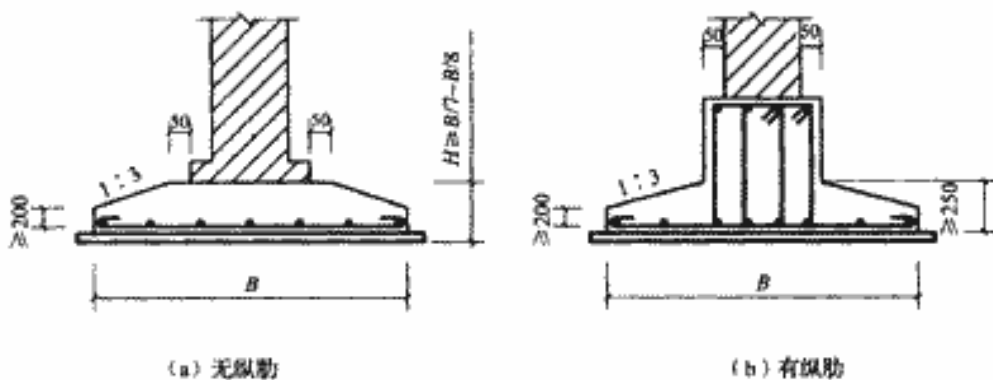


图 3.8.3-2 墙下钢筋混凝土条形基础

10) 无肋的板式钢筋混凝土条形基础, 其高度 H 应由计算确定, 但要求 $H \geq (1/7 \sim 1/8) B$ 。当高度 $H \leq 250\text{mm}$ 时, 宜设计成等厚度, 当高度 $H > 250\text{mm}$ 时, 宜设计成变厚度截面, 且边缘厚度不宜小于 200mm , 其坡度 $i \leq 1:3$ 。

11) 有纵肋的板式钢筋混凝土条形基础, 纵肋宽度为墙厚加 100mm , 当肋宽大于或等于 400mm 时, 应采用四肢箍; 当肋宽大于或等于 800mm 时, 应采用六肢箍。箍筋直径为 $6 \sim 8\text{mm}$, 间距为 $200 \sim 400\text{mm}$ 。纵肋内的纵向受力钢筋, 应按构造要求配置上下相同的钢筋, 其配筋率均不应小于 0.2% 。

3 钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢筋在基础内的锚固长度 l_{aE} , 应根据钢筋在基础内的最小保护层厚度, 按现行《钢筋混凝土设计规范》的有关规定确定。有抗震设防要求时, 纵向受力钢筋的最小锚固长度 l_{aE} 应按下式计算。为便于施工, 一般柱、墙钢筋都伸达基础底筋面, 并留弯折平段, 便于绑扎固定。

$$\text{一、二级抗震等级:} \quad l_{aE} = 1.15 l_a \quad (3.8.3-1)$$

$$\text{三级抗震等级:} \quad l_{aE} = 1.05 l_a \quad (3.8.3-2)$$

$$\text{四级抗震等级:} \quad l_{aE} = l_a \quad (3.8.3-3)$$

4 现浇柱和预制柱与基础的连接构造, 应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定。

3.8.4 柱下钢筋混凝土条形基础一般采用倒 T 形截面, 由梁和翼板组成。

1 构造除应符合本措施第 3.8.3 条第 2 款的 3)、4)、5)、6)、7)、8)、9)、11) 项的有关规定外, 尚应遵守以下规定:

1) 柱下条形基础的高度应根据计算确定, 并宜为柱距的 $1/4 \sim 1/8$ 。梁宽不宜小于 200mm , 且不小于翼板宽的 $1/4$ 。翼板厚不宜小于 200mm , 当翼板厚大于 250mm 时, 宜采用变厚度翼板, 其坡度宜小于或等于 $1:3$ 。

2) 条形基础的端部宜向外伸出, 其长度宜为第一跨的 0.25 倍。

3) 现浇柱与条形基础的交接处, 其平面尺寸不应小于图 3.8.4-1 的规定。

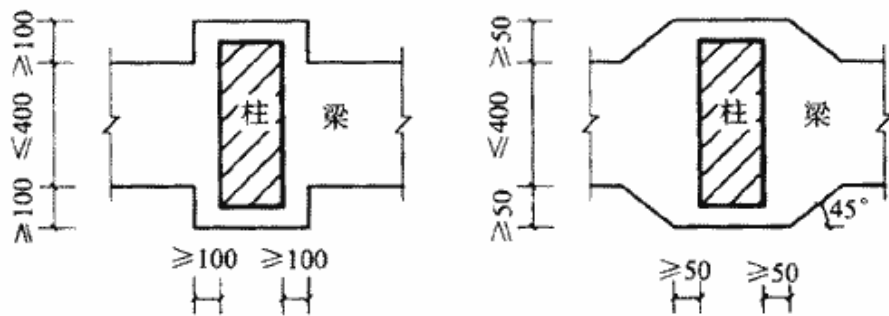


图 3.8.4-1 柱与条形基础交接处的构造示意图

4) 条形基础梁顶部和底部的纵向受力钢筋除应满足计算要求外, 顶部钢筋按计算配筋全部贯通, 底部贯通钢筋应不少于底部全部受力钢筋总面积的 $1/3$ 。钢筋直径不应小于 12mm 。当梁高超过 700mm 时, 梁腹部两侧应沿高度配置纵向构造钢筋 (不包括梁上、下部的受力钢筋及架立钢筋), 其每侧截面面积不应小于腹板截面面积 bh_w 的 0.1% , h_w 为梁高 H 减去底板厚度 h (图 3.8.4-2)。

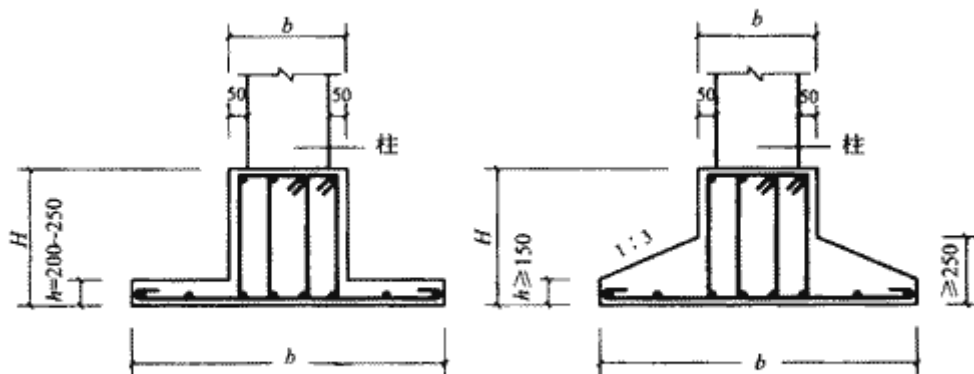


图 3.8.4-2 柱下钢筋混凝土条形基础配筋构造示意图

5) 条形基础梁的箍筋宜采用封闭式, 其间距应按计算确定, 直径不应小于 8mm 。因基础梁刚度远大于柱刚度, 塑性铰一般产生在柱底部, 不会发生在基础梁, 故可不按抗震加密梁端箍筋。当地基梁与柱刚度相差不太大时 (如框架梁柱), 则在地基梁两端加密箍筋。

6) 翼板的横向受力钢筋应由计算确定, 钢筋直径应不小于 10mm , 间距为 $100\sim 200\text{mm}$ 。纵向受力钢筋可按构造配置, 其直径宜采用 $8\sim 10\text{mm}$, 间距不大于 300mm 。

2 柱下条形基础的计算除应符合本措施第 3.8.3 条第 1 款第 1) 项的规定外, 尚应符合下列原则:

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

2) 当不满足本条第一款时, 宜按弹性地基梁计算。

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

4) 验算柱边缘处基础梁的受剪承载力。

5) 当存在扭矩时, 尚应作抗扭计算。

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

3.8.5 筏形基础分为梁板式和平板式两种类型, 梁板式又分正向梁板式和反向梁板式两种。必要时也可采用柱帽式筏形基础。设计时, 应根据工程地质、上部结构体系、柱距、荷载大小以及施工条件等因素确定其选型(图 3.8.5-1)。一般情况下, 等厚平板式适用于在网均匀且尺寸和荷载不太大的结构, 而梁板式或柱帽式则适用于柱网不均匀且尺寸和荷载均较大的结构。

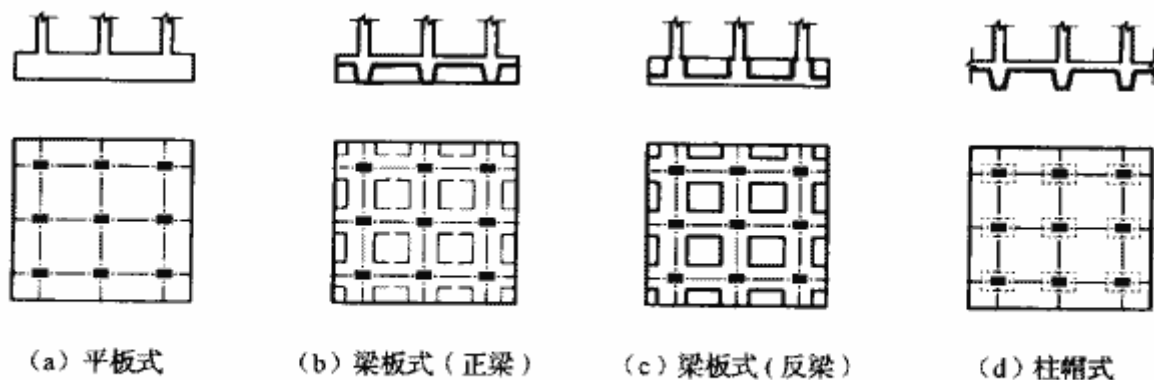


图 3.8.5-1 筏形基础的类型

1 筏形基础的地基应进行强度、变形计算, 必要时尚应进行地基稳定性验算。强度和变形计算应符合《建筑地基基础设计规范》的规定; 高层建筑应符合现行《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》的有关规定。

2 高层建筑地基的整体稳定性, 可参照《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ 6—9 第 4.3.5 条进行。

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

$$e \leq 0.1W/A \quad (3.8.5)$$

式中 W ——与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩;

A ——基础底面积。

4 筏形基础的混凝土强度等级不应低于 C30。当有地下室时,应采用防水混凝土,其抗渗等级应根据《地下工程防水技术规范》确定,并不应小于 S6 (0.6MPa) (见本措施 3.1.11 条)。必要时宜设架空排水层,并做好防水处理。

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

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

6 平板式筏形基础的板厚,应满足受冲切承载力的要求,对高层建筑板的最小厚度不宜小于 400mm。受冲切承载力的计算(含内筒下板厚受冲切承载力的计算)应符合《建筑地基基础设计规范》的规定。当等厚度筏形基础的受冲切承载力不能满足要求时,可在筏板上面增设柱墩或在筏板下局部增加板厚或采用抗冲切箍筋来提高受冲切承载力。

7 平板式筏形基础除满足受冲切承载力外,尚应按《建筑地基基础设计规范》验算距内筒和柱边缘 h_0 处的受剪承载力, h_0 为筏板的截面有效高度。当筏板变厚度时,应验算变厚度处筏板的受剪承载力。

8 按基底反力直线分布计算的平板式筏形基础,可按柱下板带和跨中板带分别进行内力分析。柱下板带中,柱宽及其两侧各 0.5 倍板厚且不大于 $1/4$ 板跨的有效宽度范围内,其钢筋配置量不应小于柱下板带钢筋的一半,且应能承受部分不平衡弯矩 $\alpha_m M_{unb}$ 。 M_{unb} 为作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩。此不平衡弯矩应按《建筑地基基础设计规范》的有关规定进行计算。

平板式筏形基础柱下板带和跨中板带的底部钢筋应有 $1/2 \sim 1/3$ 贯通全跨,且配筋率不应小于 0.15%,顶部钢筋按计算配筋全部贯通。受力钢筋最小直径不宜小于 12mm,间距不宜太大,一般可取 150~200mm,采用双向钢筋网片配置在板的顶面和底面。当板的厚度大于 2m 时,尚宜沿板厚方向间距不超过 1m 设置与板面平行的构造钢筋网片,其直径不宜小于 12mm,纵横方向的间距不宜大于 200mm。

9 对有抗震设防要求的平板式筏形基础,计算柱下板带截面受弯承载力时,柱内力应考虑地震作用不利组合。

10 梁板式筏形基础底板应按《建筑地基基础设计规范》和《高层建筑箱形筏形基础技术规范》进行受弯、受冲切、受剪承载力计算;其基础梁应按上述规范进行正截面受弯和斜截面受剪验算。其底层柱下基础梁顶面应按《混凝土结构设计规范》进行局部受压承载力验算。

11 12 层以上建筑的梁板式筏形基础,其底板厚度与最大双向板格的短边净跨之比不应小 $1/14$,且板厚不应小于 400mm 。其基础梁的宽度不宜过大,在满足设计剪力 V 不大于 $0.25\beta_c f_c b h_0$ 的条件下,当柱宽不大于 400mm 时,梁宽可大于柱宽;当梁宽小于柱宽时,可将基础梁在柱边加腋以满足构造要求。墙柱的纵向受力钢筋应插入筏板中,并满足锚固长度的要求。基础梁的高度取值应包括底板厚度在内,梁高应由计算确定,并不宜小于平均柱距的 $1/6$ 。底板配筋的构造要求和平板式筏形基础相同。

12 按基底反力直线分布什算的梁板式筏形基础,其基础梁的内力可按连续梁分析,边跨跨中弯矩以及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。其底板和基础梁的配筋除满足计算要求外,纵横方向的底部钢筋尚应有 $1/2 \sim 1/3$ 贯通全跨,且其配筋率不应小于 0.15% ,顶部钢筋按计算配筋全部连通。

13 梁板式筏形基础角部基础梁的纵向钢筋,在基础梁交接处应有足够的锚固长度。

14 当筏板基础局部加深处的地基土为较坚硬土层时,宜在此土层上铺设松散的矿渣或砂石垫层。

15 剪力墙、地下室侧墙的钢筋应可靠地锚入基础梁中。

16 梁板式筏形基础,当采用反梁时,每区格的梁上宜设排水孔,架空排水板应合理布置。

17 当满足承载力要求时,筏形基础的周边不宜向外有较大的挑出扩大。梁板式筏形基础外挑时,其基础梁宜一同挑出。当基础梁外挑时,其外伸悬臂板的挑出长度不宜大于 1.0m ,悬臂板应上下配置钢筋,双向挑出的悬臂板,应在角部加配放射状附加钢筋,直径同边跨受力钢筋,间距不宜大于 200mm 。

18 墙下筏形基础的底板宜为等厚度钢筋混凝土平板,其厚度除按计算确定外,其与计算区段的最小跨度比不宜小于 $1/20$ 。多层民用建筑的板厚,可根据楼层层数每层按 50mm 估算,但不得小于 200mm 。当边跨有悬臂伸出的筏板,其悬臂部分可做成坡度,边缘厚度不应小于 200mm 。

19 墙下筏形基础与砌体墙交接处的构造应符合下列要求:

1) 筏板悬挑出墙外的长度,从轴线算起横向个宜大于 1500mm ,纵向不宜大于 1000mm ;

2) 砌体墙脚应放大, 当墙厚为 240mm 时, 墙脚每侧宜分三阶挑出 180mm; 当墙厚为 360mm 时, 墙脚每边宜分二阶挑出 120mm; 当墙厚为 490mm 时, 墙脚每侧宜挑出 60mm; 挑出台阶高度宜为 60mm 或 120mm。

20 地下室底层柱、剪力墙与梁板式筏形基础的基础梁连接的构造要求, 柱、墙的边缘至基础梁边缘的距离不应小于 50mm (图 3.8.5-2)。

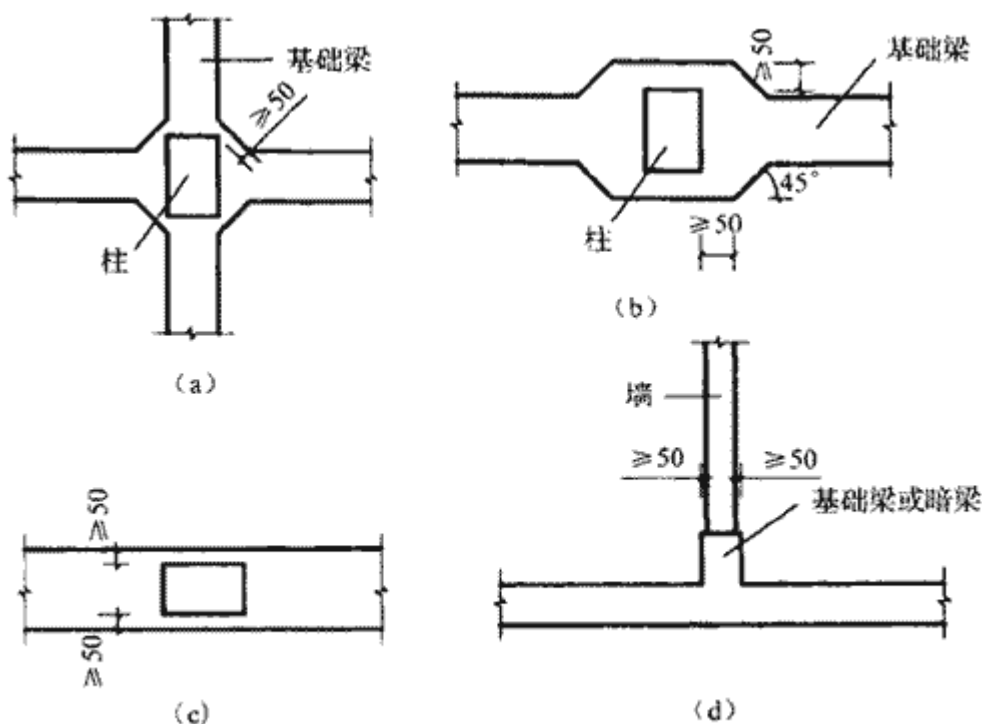


图 3.8.5-2 地下室底层柱或剪力墙与基础梁连接的构造要求

21 高层建筑筏形基础与裙房之间的构造应符合下列要求:

1) 当高层建筑与相连裙房基础之间设置沉降缝时, 高层建筑基础的埋深应大于裙房基础的埋深至少 2m。当不满足时, 必须采取有效措施。位于地面以下沉降缝的缝隙, 应用粗砂填实。

2) 当高层建筑与相连裙房基础之间不设沉降缝时, 宜在裙房一侧距主楼边柱的第二跨内设置后浇带, 后浇带混凝土宜根据实测沉降值并计算后期沉降差能满足设计要求后方可进行浇注。

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

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

3.8.6 箱形基础的平面尺寸，应根据地基土承载力。上部结构的布置及荷载大小等因素确定。其外墙沿建筑物周边布置，内墙沿上部结构的柱网或剪力墙位置纵横均匀布置。墙体水平截面总面积不宜小于箱形基础外墙外包尺寸水平投影面积的 $1/10$ （计算墙体水平截面积时，不扣除洞口面积）。对基础平面长宽比大于 4 的箱形基础，其纵墙水平截面面积不得小于箱形基础外墙外包尺寸投影面积的 $1/18$ 。箱形基础的偏心距应符合本措施第 3.8.5 条第 3 款的要求。

箱形基础的设计与构造应符合下列要求：

1 箱形基础的高度，应根据建筑物使用要求确定，但应满足结构承载力和刚度的要求，并宜小于箱形基础长度的 $1/20$ ，且不宜小于 3m。此处箱形基础长度不包括底板悬挑部分。当建筑物有多层地下室时，可以仅将最下面一、二层设计成箱形基础，也可将全部地下室设计成箱形基础。

2 箱形基础的顶板、底板及墙体厚度，应根据受力情况、整体刚度和防水要求经计算确定。墙的构造应符合《混凝土结构设计规范》的有关规定。无人防要求时，基础底板可参照表 3.8.6 选用，不应小于 300mm；外墙厚度不应小于 250mm，内墙厚度不应小于 200mm。有人防要求时，尚应符合《人民防空地下室设计规范》的有关规定。

表 3.8.6 底板厚度参考表

基底平均反力 (kPa)	底板厚度 (m)	基底平均反力 (kPa)	底板厚度 (m)
150~200	$L_0/14 \sim L_0/10$	300~400	$L_0/8 \sim L_0/6$
200~300	$L_0/10 \sim L_0/8$	400~500	$L_0/7 \sim L_0/5$

注：最大房间的短向尺寸 (m)。

3 与高层建筑相连的裙房基础，若采用外挑箱基墙或外挑基础梁的办法，则外挑部分的基底应采取有效措施（如填土不夯实、挖除原土改填一定厚度的松散材料或其他能保证挑梁自由下沉的措施等），使其有适应差异沉降变形的能力。挑出长度不宜大于 0.15 倍的箱基宽度，并应考虑挑梁对箱形基础产生的偏心荷载的影响。

4 高层建筑同一结构单元内，不得采用局部箱形基础，且基础的埋深与箱形基础的高度宜一致。

5 当采用刚性防水方案时，同一建筑的箱形基础应避免设置变形缝。可沿基础长度每隔 30~40m 留一道贯通顶板、底板及墙板的施工后浇带，带宽不宜小于 800mm，且宜设在柱距三等分的中间范围内。后浇带处底板及外墙宜采用附加防水层。后浇带混凝土宜在其两侧混凝土

土浇灌完毕两个月后进行浇灌,其强度等级应比基础提高一级,且采用微收缩水泥或加膨胀剂拌制(选用膨胀剂时,应进行充分的调查研究)。

6 箱形基础墙体洞口宜设在柱间居中部位,洞边距柱中心的距离不宜小于 1.2m,洞口上过梁的高度不宜小于层高的 $1/5$,洞口面积不宜大于柱距与箱形基础全高乘积的 $1/6$ 。

7 有窗井的箱形基础地下室,应在窗井内部设置分隔墙以减少窗井外墙的长度,且窗井分隔墙应与地下室内墙连通成整体。窗井内外墙体的混凝土强度等级应与箱形基础相同。

8 箱形基础的混凝土强度等级不应低于 C20,当采用防水混凝土时,其抗渗等级的确定应和筏形基础一样(见本措施第 3.8.5 条)。

9 箱形基础的地基应进行强度、变形计算,必要时尚应进行地基稳定性验算。强度和变形计算应符合《建筑地基基础设计规范》的规定;高层建筑应符合《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》的有关规定。

10 当作用在箱形基础底面竖向荷载的偏心距 $e \leq B/100$ (B 为箱形基础矩形底板的宽度或长度)时,由于荷载偏心所引起的整体倾斜可不予计算。但如同时存在地质不均匀性(包括土质的差异以及土层分布不均匀等)和相邻荷载有较大差异等因素时,仍需计算其整体倾斜值。

11 高层建筑地基的整体稳定性,可参照本措施第 3.4.3 条进行。

12 当地基压缩层深度范围内的土层,在竖向和水平方向较为均匀,且上部结构为平立面布置较规则的剪力墙、框架、框架剪力墙体系时,箱形基础的顶、底板可仅按局部弯曲计算,计算时底板反力应扣除板的自重。否则,应同时考虑局部弯曲和整体弯曲的作用。地基反力可按《高层建筑箱基和筏形基础技术规范》的有关规定确定。底板局部弯曲产生的弯矩应乘以 0.8 折减系数;计算整体弯曲时应考虑上部结构与箱形基础的共同作用;对框架结构,箱形基础的自重应按均部荷载处理。箱形基础承受的整体弯矩计算,可按《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》的有关规定进行。

13 箱形基础的底板应和筏形基础的底板一样,应按《建筑地基基础设计规范》的有关规定验算其受冲切承载力和斜截面受剪承载力。

14 箱形基础墙体洞口上,下过梁截面的抗剪承载力和配筋,应按《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》的有关规定进行计算。

15 箱形基础顶、底板配筋时,应综合考虑承受整体弯曲的钢筋和局部弯曲的钢筋的配置部位,以充分发挥各截面钢筋的作用。其配筋量除满足计算要求外,纵横向的支座钢筋尚应有 $1/2 \sim 1/3$ 贯通全跨,且贯通钢筋的配筋率分别不应小于 0.15%、0.10%;跨中钢筋应按实际配筋全部贯通。墙体内应设置双面钢筋,竖向和水平钢筋的直径不应小于 10mm,间距不

应大于 200mm。除上部为剪力墙外，内、外墙的墙顶处宜配置两根直径不小于 20mm 的通长构造钢筋。

16 底层柱与箱形基础交接处，柱边和墙边或柱角和八字角之间的净距不宜小于 50mm，并应验算底层柱下墙体的局部受压承载力；当不能满足时，应增加墙体的承压面积或采取其他有效措施。柱下三面或四面有箱形基础墙的内柱的四角钢筋，以及外柱，与墙相连的柱和其他内柱的纵向钢筋应直通到基底。其余钢筋可终止在顶板底面以下 40 倍钢筋直径处。

17 高层建筑箱形基础与裙房之间的构造应符合本措施第 3.8.5 条第 21 款的规定。

18 箱形基础施工完毕后，应及时进行基坑回填，并对相对两侧或四周的回填土同时进行分层夯实。

3.9 地下室结构设计

3.9.1 多层和高层房屋在下列情况需设置地下室：

1 使用上需利用地下空间（如要求在地下设置汽车库等）；

2 建筑物的基础要求埋置深度较深（如高层建筑基础等），利用地下空间作地下室在技术经济上较合理；

3 建筑物基础的持力层较软弱，需采用地下室作为补偿基础方案才能满足地基承载力和地基变形要求。

3.9.2 地下室按承重体系的不同可分为筏板基础地下室和箱形基础地下室；按层数不同可分为单层地下室和多层地下室。

3.9.3 筏板基础地下室根据上部结构的不同，可以采用钢筋混凝土柱下筏板基础地下室和砌体承重墙下筏板基础地下室方案。

3.9.4 筏板基础地下室的钢筋混凝土底板通常采用平板或无倒梁楼盖（有柱帽或无柱帽）、有交叉反梁两类结构。

3.9.5 筏板基础地下室当采用交叉反梁结构时，基础梁的宽度不宜过大，当柱宽不大于 400mm 时，梁宽可大于柱宽；当柱宽大于 400mm 时，梁宽可不大于柱宽。

3.9.6 当柱荷载较大时，为满足交叉反梁斜截面受剪或正截面受弯承载力的要求，可在梁支座处加腋，加腋可以是竖向，也可以是水平向。

3.9.7 箱形基础地下室的墙体应沿建筑物四周、上部结构的柱网或剪力墙位置布置，当地基反力和墙间距过大，使基础底板和顶板的厚度过厚时，如使用上允许，可增设一些纵横墙以

减少板的厚度。此种增设的墙应视为支承在内外墙或横墙上的次梁, 并需对其承载力进行验算。

3.9.8 箱形基础底板的局部弯矩宜按塑性方法计算。箱形基础底板和顶板中的整体弯矩应根据上部结构方案的实际情况进行计算。箱形基础底板的厚度可参考表 3.8.6 选用。

3.9.9 地下室外墙应根据顶板、底板、隔墙和与外墙整浇的外柱布置情况确定其按单向板或双向板计算其内力。对与外墙整浇的外柱应考虑地下室范围内的侧向荷载(土压力、水压力、地面荷载产生的侧压力等)影响。

3.9.10 筏基地下室和箱基地下室长度超过 40m 时, 宜每隔 20~30m 设置后浇带一道, 其宽度一般不小于 800mm, 位置宜在距柱或距墙的中部 $1/3$ 范围内, 该处浇灌混凝土的时间由设计人员根据实际工程情况确定, 但不得小于后浇带两侧混凝土浇灌完毕后 1 个月。

3.10 桩基础设计

3.10.1 一般规定

1 当天然地基或人工地基的地基承载力或变形不能满足设计要求, 或经过经济比较采用浅基础反而不经济时, 可采用桩基础。

2 桩平面布置原则:

1) 力求使各桩桩顶受荷均匀, 上部结构的荷载重心与桩的重心相重合, 并使群桩在承受水平力和弯矩方向有较大的抵抗矩。

2) 在纵横墙交叉处都应布桩, 横墙较多的多层建筑可在横墙两侧的纵墙上布桩, 门洞口下面不宜布桩。

3) 同一结构单元不宜同时采用摩擦桩和端承桩。

4) 大直径桩宜采用一柱一桩; 筒体采用群桩时, 在满足桩的最小中心距要求的前提下, 桩宜尽量布置在筒体以内或不超出筒体外缘 1 倍板厚范围之内。

5) 在伸缩缝或防震缝处可采用两柱共用同一承台的布桩形式。

6) 剪力墙下的布桩量要考虑剪力墙两端应力集中的影响, 而剪力墙中和轴附近的桩可按受力均匀布置。

3 桩端进入持力层的最小深度:

1) 应选择较硬上层或岩层作为桩端持力层。桩端进入持力层深度, 对于粘性土、粉土不宜小于 $2d$ (d 为桩径); 砂土及强风化软质岩不宜小于 $1.5d$; 对于碎石土及强风化硬质岩不宜小于 $1d$, 且不小于 $0.5m$ 。

2) 桩端进入中、微风化岩的嵌岩桩, 桩全断面进入岩层的深度不宜小于 0.5m, 嵌入灰岩或其他未风化硬质岩时, 嵌岩深度可适当减少, 但不宜小于 0.2m。

3) 当场地有液化土层时, 桩身应穿过液化土层进入液化土层以下的稳定土层, 进入深度应由计算确定, 对碎石土、砾、粗中砂、坚硬粘性土和密实粉土且不应小于 0.5m, 对其他非岩石土且不宜小于 1.5m。

4) 当场地有季节性冻土或膨胀土层时, 桩身进入上述土层以下的深度应通过抗拔稳定性验算确定, 其深度不应小于 4 倍桩径, 扩大头直径及 1.5m。

3.10.2 桩型选择

1 桩型选择原则。桩型的选择应根据建筑物的使用要求, 上部结构类型、荷载大小及分布、工程地质情况、施工条件及周围环境等因素综合确定。

1) 预制桩(包括混凝土方形桩及预应力混凝土管桩)适宜用于持力层面起伏不大的强风化层、风化残积土层、砂层和碎石土层, 且桩身穿过的土层主要为高、中压缩性粘性土, 穿越层中存在孤石等障碍物的石灰岩地区、从软塑层突变到特别坚硬层的岩层地区均不适用。其施工方法有锤击法和静压法两种。

2) 沉管灌注桩(包括小直径 $D < 500\text{mm}$, 中直径 $D = 500 \sim 600\text{mm}$)适用持力层面起伏较大、且桩身穿过的土层主要为高、中压缩性粘性土; 对于桩群密集, 且为高灵敏度软土时则不适用。由于该桩型的施工质量很不稳定, 故宜限制使用。

3) 在饱和粘性土中采用上述两类挤土桩尚应考虑挤土效应对于环境和质量的影响, 必要时采取预钻孔。设置消散超孔隙水压力的砂井、塑料插板、隔离沟等措施。钻孔灌注桩适用范围最广, 通常适用于持力层面起伏较大, 桩身穿越各类上层以及夹层多、风化不均、软硬变化大的岩层; 如持力层为硬质岩层或地层中夹有大块石等, 则需采用冲孔灌注桩。无地下水的一般土层, 可采用长短螺旋钻机干作业成孔成桩。钻(冲)孔时需泥浆护壁, 故施工现场受限制或对环境保护有特殊要求的, 不宜采用。

4) 人工挖孔桩适用于地下水水位较深, 或能采用井点降水的地下水水位较浅而持力层较浅且持力层以上无流动性淤泥质土者。成孔过程可能出现流砂、涌水、涌泥的地层不宜采用。

5) 钢桩(包括 H 型钢桩和钢管桩)工程费用昂贵, 一般不宜采用。当场地的硬持力层极深, 只能采用超长摩擦桩时, 若采用混凝土预制桩或灌注桩又因施工工艺难以保证质量, 或为了要赶工期, 此时可考虑采用钢桩。钢桩的持力层应为较硬的土层或风化岩层。

6) 夯扩桩, 当桩端持力层为硬粘土层或密实砂层, 而桩身穿过的土层为软土、粘性土、粉土, 为了提高桩端承载力可采用夯扩桩。由于夯扩桩为挤土桩, 为消除挤土效应的负面影响, 应采取与上述预制桩和沉管灌注桩类似的措施。

2 桩的最小中心距可按表 3.10.2 采用。

表 3.10.2 桩的最小中心距

桩 型		桩的最小中心距
沉管灌注桩	穿越非饱和土	3.0d, (3.5d)
	穿越饱和土	3.5d (4.0d)
钻(冲)孔灌注桩		2.5d (3.0d)
人工挖孔灌注桩		2.5d, D+1m (3.0d, D+1.5m)
预制桩		3.0d (3.5d)

注: 1 d 为桩径或方桩的边长。

2 D 为扩底桩扩大头直径。

3 括号内数字适用于排列超过 2 排, 或同一承台下桩数超过 9 根的情况。

3.10.3 桩基础的设计与构造

1 预制方桩基础。

1) 预制方桩在现场制作时单节长度不宜超过 30m, 工厂预制, 单节长度不宜超过 12m。

其截面尺寸有:

当桩长 $L=5\sim 12\text{m}$ 时, $250\text{mm}\times 250\text{mm}$, $300\text{mm}\times 300\text{mm}$;

当 $12<L<24\text{m}$ 时, $350\text{mm}\times 350\text{mm}$, $400\text{mm}\times 400\text{mm}$, $450\text{mm}\times 450\text{mm}$;

当 $24\leq L\leq 30\text{m}$ 时, $450\text{mm}\times 450\text{mm}$, $500\text{mm}\times 500\text{mm}$ 。

2=桩的纵向钢筋应按计算确定, 最小配筋率为 0.8%, 且主筋直径不宜小于 $4\Phi 14$, 当采用静压沉桩时, 最小配筋率不宜小于 0.4%, 当桩身边长等于或大于 350mm 时, 主筋不宜小于 $8\Phi 14$; 箍筋一般采用 $\Phi 8$, 断面不大于 $300\text{mm}\times 300\text{mm}$, 可采用 $\Phi 6$, 间距不大于 200mm, 在每节桩的桩端 1m 范围内应加密箍筋, 间距为 50~100mm, 此部分箍筋应焊接成封闭箍; 沿桩长 2m 左右, 于纵向钢筋内设置 $\Phi 10\sim 12$ 加劲箍; 纵向钢筋接头宜采用焊接, 同一截面钢筋接头面积不应超过总面积的 $1/4$ 。

3) 预制方桩的接头不宜超过两个, 接头方法有焊接, 法兰接及硫磺胶泥锚接三种, 前两种可用于各类土层; 硫磺胶泥锚接适用于软土层, 但不宜用于一级建筑桩基或承受拔力的桩。判预制钢筋混凝土方桩的选用可采用《全国建筑标准图集》97G361 “预制钢筋混凝土方桩”。

2 预应力混凝土管桩。

1) 预应力混凝土管桩直径 $d=300、350、400、450、500、550、600\text{mm}$ 等, 壁厚 70~120mm, 均为工厂预制, 每节桩桩长为 6~15m 不等, 预应力混凝土管桩代号为 PC, 预应力高强混凝土管桩代号为 PHC。


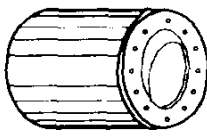
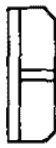
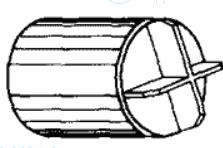
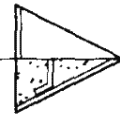
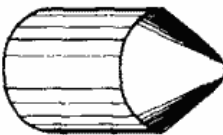
2) 管桩预应力钢筋配量应按计算确定, 根据管桩的抗弯性能或混凝土有效预压应力值分为 A 型、AB 型、B 型桩, 其预应力钢筋的配置量一般由厂家根据国家标准《先张法预应力混凝土管桩》GB 13476—1999 有关规定定型制作。

3) 预应力管桩单桩的接头不宜超过 3 个。接头方法有焊接。机械快速连接, 前一种为传统连接方法, 其质量受人为因素和天气条件影响较大, 在有砂土固结的地层, 由于焊接使施打间歇时间过长而可能导致施打受阻; 后一种为创新技术, 它克服了焊接法的弊端, 适用性更广, 质量更有保证。

4) 预制桩均可送桩, 送桩长度一般为 2m, 有特制的送桩器且具备新技术时, 其送桩长度可达 6m 以上。

5) 预应力管桩的桩尖有开口型。十字型和圆锥型三种。其适用条件如表 3. 10. 3-1 所示。

表 3. 10. 3-1 桩靴类型

名 称	结 构 图	透 视 图	备 注
A 开口平底桩靴			打入进入土层中较易保持好进桩直线性, 容易穿过厚砂层, 构造简单 (可利用端头板作桩靴), 挤土效应较小
B 封底十字刃桩靴			较易保持桩直线性, 穿进硬层性能较好, 适用于打穿坚硬地层, 如卵石层以至强风化岩层
C 闭口钝圆锥形桩靴			适用于一般砂地层

6) 预应力管桩的抗弯性能如表 3. 10. 3-2 所示。

表 3. 10. 3-2 抗弯性能

外径 (mm)	型 号	抗裂弯矩 (kN · m)	极限弯矩 (kN · m)
300	A	23	34
	AB	28	45
	B	33	59
350	A	35	52
	AB	42	70

	B	50	90
400	A	52	77
	AB	63	104
	B	75	135
450	A	72	107
	AB	88	145
	B	104	187
500	A	99	148
	AB	121	200
	B	144	258
550	A	125	188
	AB	154	254
	B	182	328
600	A	164	246
	AB	201	332
	B	239	430

7) 预应力管桩桩身竖向承载力设计值计算公式为 $R_p = 0.3(f_{ce} - \sigma_{pc})A$ ，按此公式计得的桩身竖向承载力设计值如表 3. 10. 3-3 所列。

表 3. 10. 3-3 管桩桩身竖向承载力设计值 (kN)

外径 D (mm)	壁厚 (mm)	A (mm ²)	C60/C70/C80
300	60	45239	746/882/1017
	70	50579	834/986/1138
	80	55292	912/1078/1244
350	60	54663	902/1066/1230
	70	61575	1015/1200/1385

	80	67858	1119/1323/1526
400	80	80424	1327/1568/1809
	90	87650	1446/1709/1972
	100	94247	1555/1837/2120
450	80	92991	1534/1813/2092
	90	101787	1679/1984/2290
	100	109955	1814/2144/2474
500	90	115924	1912/2260/2608
	100	125663	2073/2450/2827
	110	134774	2223/2628/3032
550	90	130062	2146/2536/2926
	100	141371	2332/2756/3180
	110	152053	2508/2965/3421
600	100	157079	2591/3063/3534
	110	169331	2794/3302/3534
	120	180955	2985/3528/4071

8) 预应力管桩持力层若为遇水软化岩层，而施打（压）后持力层可能进水时，应在终桩后立即往桩孔中灌混凝土，高度不小于 1.5m。

9) 对于抗拔桩，应将桩身预应力钢筋全部锚入承台内。

10) 预应力管桩现场施工方法有（柴油）锤打法和静力压桩法，柴油打桩锤及静力压桩机的选用见表 3.10.3-4 及表 3.10.3-5。

表 3.10.3-4 选择筒式柴油打桩锤参考表

柴油锤型号	25 [#]	32 [#] ~36 [#]	40 [#] ~50 [#]	60 [#] ~62 [#]	72 [#]	80 [#]
冲击体质量 (t)	2.5	3.2 3.5 3.6	4.0 4.5 4.6 5.0	6.0 6.2	7.2	8.0
锤体总质量 (t)	5.6~6.2	7.2~8.2	9.2~11.0	12.5~15.0	18.4	17.4~20.5
常用冲程 (m)	1.5~2.2	1.6~3.2	1.8~3.2	1.9~3.6	1.8~2.5	2.0~3.4
适用管桩规格	φ300	φ300 φ400	φ400 φ500	φ500 φ550 φ600	φ550 φ600	φ600 φ800
单桩竖向承载力设计值适用范围 (kN)	600~1200	800~1600	1300~2400	1800~3300	2200~3800	2600~4500
桩尖可进入的岩土层	密实砂层 坚硬土层 全风化岩	密实砂层 坚硬土层 强风化岩	强风化岩	强风化岩	强风化岩	强风化岩
常用控制贯入度 (mm/10 击)	20~40	20~50	20~50	20~50	30~70	30~80

表 3.10.3-5 选择静力压桩机参考表

压桩机型号		160~180	240~280	300~360	400~460	500~600
项 目						
最大压桩力 (kN)		1600~1800	2400~2800	3000~3600	4000~4600	5000~6000
适用管桩	最小桩径 (mm)	300	300	400	400	500
	最大桩径 (mm)	400	500	500	550	600
适用方桩	最小边长 (mm)	300	350	400	400	450
	最大边长 (mm)	400	450	450	500	550
单桩极限承载力 (kN)		1000~2000	1700~3000	2100~3800	2800~4600	3500~5500
桩端持力层		中密~密实砂层、硬塑~坚硬粘土层、残积土层	密实砂层、坚硬粘土层、全风化岩层	密实砂层、坚硬粘土层、全风化岩层	密实砂层、坚硬粘土层、全风化岩层、强风化岩层	密实砂层、坚硬粘土层、全风化岩层、强风化岩层
桩端持力层标贯值 (N)		20~25	20~35	30~40	30~50	30~55
穿透中密~密实砂层厚度 (m)		约 2	2~3	3~4	5~6	5~8

3 钢桩。

1) H 形截面桩表面积大, 在承受竖向荷载时能提供较大的摩阻力, 故最适宜用作摩擦桩, 为了增大桩的摩阻力, 有时可在 H 形钢桩的翼缘或腹板加焊钢板或型网。

2) 钢管桩的桩端有敞口式和封闭式两种。前者可以减小沉桩过程的挤土效应, 打桩时贯入性能好, 较容易达到设计的桩长或抵达需要的持力层; 当桩壁轴向抗压强度不够时, 可将

挤入管内的塞土挖除后灌注混凝土；后者可以提供更大的桩端承载力，需要时同样可以内灌混凝土。

3) 钢管桩管壁的设计厚度由有效厚度和腐蚀厚度两部分组成。有效厚度指管壁在外力作用下所需的厚度，可参考有关钢结构设计规范按容许应力法计算；腐蚀厚度指在使用年限内钢管桩管壁腐蚀掉的厚度，一般取 2mm。

4) 钢管桩外径与有效壁厚之比 d/t ，不宜大于 100，且管壁的最小有效厚度不应小于 7mm。

5) 钢桩埋入土中的防腐方法通常采用在金属表面冷涂两道沥青涂剂，在涂抹之前，首先要用钢丝刷刷去污物，铁锈及松弛的氧化皮。

6) 钢桩的连接一般采用焊接，焊接材料的机械性能应与钢桩主材相适应，H 形桩采用定位板焊接法，钢管桩采用衬环焊接法，如图 3.10.3。

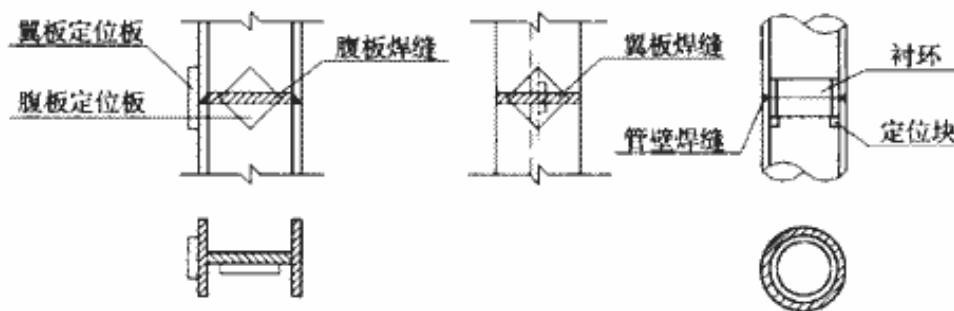


图 3.10.3 衬环焊接法示意图

4 沉管灌注桩基础。

1) 沉管灌注桩考虑桩长与桩径比 L/d 因素，其长度一般有所限制： $d=340\text{mm}$ 时， $L \leq 15\text{m}$ ； $d=480\text{mm}$ 时， $L \leq 24\text{m}$ ； $d=500 \sim 600\text{mm}$ 时， $L \leq 30\text{m}$ 。

2) 锤击式沉管灌注桩的施工应根据土质情况和荷载要求，分别选用单打法、复打法、反插法。

3) 沉管灌注桩的混凝土充盈系数不得小于 1.0；对于混凝土充盈系数小于 1.0 的桩，宜全长复打；对可能有断桩或缩颈的桩，应采用局部复打。

4) 沉管灌注桩外径小于 400mm 时，其配筋可采用插筋形式，插筋一般用 $3\Phi 14$ ；外径等于或大于 400mm 时，宜采用钢筋笼，其最小配筋率为 0.4%（地震区），0.2%（非地震区），长度不得小于 $1/3$ 桩长且不小于 2.5m，有软弱土层时，应穿越软弱土层。

5) 钢筋笼的纵向钢筋一般为 $\Phi 12 \sim \Phi 18$ ，沿圆周均匀排列，钢筋笼箍筋采用 $\Phi 6 \sim \Phi 8$ 螺旋箍，间距 200~300mm，在桩顶 $3 \sim 5d$ 内适当加密，当钢筋笼长度大于 4m 时，宜每隔 2m 设一道 $\Phi 12 \sim \Phi 18$ 的焊接加劲箍。

6) 混凝土强度等级不应低于 C20，水泥用量不少于 $300\text{kg}/\text{m}^3$ 。

5 钻（冲）孔灌注桩基础。

1) 常用桩径 $d=300\sim1400\text{mm}$ ，桩长 $L\leq 50\text{m}$ ，软土地区可达 80m ，有特殊机具时其桩径可大于 1400mm 。钻孔桩全长一般为等直径，当桩端持力层较好，且 $L/d\leq 50$ 时，可采用扩底钻孔桩，以提高桩端承载力，但其扩孔检测技术要求较高较严。

2) 钻（冲）孔桩成孔过程一般需泥浆护壁（桩长范围内均为粘性土、粉土层，且无地下水的场地采用螺旋干钻法的除外）。泥浆的制备应选用高塑性粘土或膨润土，拌制泥浆应根据施工机械、工艺及穿越土层进行配合比设计。

3) 泥浆护壁的钻（冲）孔桩的混凝土均需采用导管水下灌注，混凝土强度等级不应低于 C20。灌注混凝土之前，必须进行孔底清渣工序，孔底沉渣指标应符合下列规定：端承桩 $\leq 50\text{mm}$ ，摩擦端承及端承摩擦桩 $\leq 100\text{mm}$ ，摩擦桩 $\leq 300\text{mm}$ 。当孔底沉渣指标可能超过规定值，或桩端持力层为卵石层时，可采用桩端后注浆技术。

4) 桩的主筋应经计算确定。灌注桩最小配筋率不宜小于 $0.2\%\sim0.65\%$ （小直径桩取大值），配筋长度：

①受水平荷载和弯矩较大的桩，配筋长度应通过计算确定。

②桩身范围存在淤泥、淤泥质土或液化土层时，配筋长度应穿过这些土层，进入以下较好土层。

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

④桩径大于 600mm 的桩，构造钢筋的长度不宜小于桩长的 $2/3$ ，并不小于 $4.0/\alpha$ 。

5) 钢筋笼主筋净距不应小于 60mm ，箍筋采用螺旋式，间距 $200\sim300\text{mm}$ ，承受较大水平荷载的桩和地震设防区的桩，桩顶 $3\sim5d$ 范围内箍筋应加密，加密段箍筋间距为非加密段的一半；当钢筋笼长度超过 4m 时，应每隔 2m 设一道 $\Phi 12\sim\Phi 18$ 焊接加劲箍筋。

3.10.4 桩的抗震设计及其构造措施

1 当地面以下无可液化土层、桩承台周围无淤泥、淤泥质土和未压实填土时，下列建筑物承受竖向荷载为主的桩基可不进行抗震承载力验算：

1) 6 度设防区的一般工业与民用建筑；

2) 7 度和 8 度设防区，单层或多层，高度 $\leq 25\text{m}$ 的砌体结构（包括内框架、底层框架）建筑；

3) 7 度和 8 度设防区，单层排架结构厂房，8 层以下高度 $\leq 25\text{m}$ 的框架结构建筑。

2 地面以下无液化上层的桩基，可按下列公式验算桩基的抗震承载力：

1) 与地震作用效应组合后的轴心竖向力标准值 Q_k 作用下:

$$Q_k \leq 1.25 R_a \quad (3.10.4-1)$$

2) 与地震作用效应组合后的偏心竖向力标准值 $Q_{k \max}$ 作用下, 除满足 $H_{ik} \leq R_{iH}$ 外, 尚应满足:

$$Q_{k \max} \leq 1.5 R_a \quad (3.10.4-2)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值;

H_{ik} ——相应于荷载效应标准值组合作用于单桩顶的水平力;

R_{iH} ——单桩水平承载力特征值。

3 当地面以下存在可液化土层, 但可液化土层下界面较平坦, 桩承台 (或地下室) 周围无可液化土层, 且有刚性地坪时, 可按下列方法验算桩基的抗震承载力。

1) 地震作用持续过程, 液化土的侧向刚度折减一半 (采用 m 法计算时, m 值乘以 0.5 的折减系数), 按上述第 2 款验算桩的承载力;

2) 地震作用停止时, 考虑可液化土层液化, 取此部分及以上土层摩阻力为零, 按下式验算桩的竖向承载力, 必要时验算其附加沉降。

$$R_U \geq 1.3 Q_K \quad (3.10.4-3)$$

式中 R_U ——扣除液化土及其以上部分土层摩阻力的桩极限承载力, 一般可取相应的单桩承载力特征值的 2 倍;

Q_K ——建筑物竖向荷载引起的作用于桩顶的竖向力标准值。

4 对于坡地岸边的桩基, 或可能因地震作用引起土层滑移时, 应考虑附加水平力对桩基承载力的影响。

5 液化土中的桩配筋范围, 应自桩顶至液化深度以下符合全部消除液化沉陷所需要的深度, 其纵向钢筋应与桩顶部相同, 箍筋应加密。

6 桩顶嵌入承台的长度不宜小于 50mm, 大直径桩不宜小于 100mm; 桩主筋锚入承台内的长度应按受拉钢筋考虑。

7 桩的抗震设计及构造措施可参照《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 4.4.1 条。

3.11 挖孔桩基础设计

3.11.1 一般规定

1 采用挖孔桩需满足下列要求:

- 1) 单桩承载力特征值 $\geq 2000\text{kN}$ 。
- 2) 有中硬以上的粘土、中密以上砂土、卵石层、岩层等作持力层;
- 3) 持力层在地下水位以上或地下水降水不很困难;
- 4) 所穿越的土层不含淤泥层、流砂层, 或淤泥层、流砂层厚度不大, 并经降水后, 挖进中不会造成垮塌。

2 挖孔桩地基的勘察要求:

- 1) 查明场地有无不良地质构造, 判断危害程度;
- 2) 场区各地层结构及均匀件, 提出各土层侧阻特征值及可能作持力层的各土层端阻特征值;
- 3) 地下水埋藏情况、类型、水位变化幅度, 降水难易及对混凝土的腐蚀件;
- 4) 勘察深度为持力层下 5~10m (岩层为 5m、土层为 10m), 若有断层、破碎带、古墓、溶洞等, 与设计部门研究后确定补勘深度; 复杂地质条件下的一柱一桩应按一柱一孔进行勘察。

3 由挖孔桩受力特性决定, 应优先采用端承桩, 其次是摩擦端承桩, 不应采用摩擦桩。

4 桩径一般为 $\Phi 800 \sim \Phi 2000$, 扩底直径 D 与桩身直径 d 之比宜小于 3.0, 扩底宜挖成锅底形, 锅底比四周低 200mm, 其承载力约可提高 20%, 构造见图 3.11.1。为节省投资, 在满足柱身强度的前提下, 直径应尽量取小值, 依靠扩底来提高单桩承载力特征值。

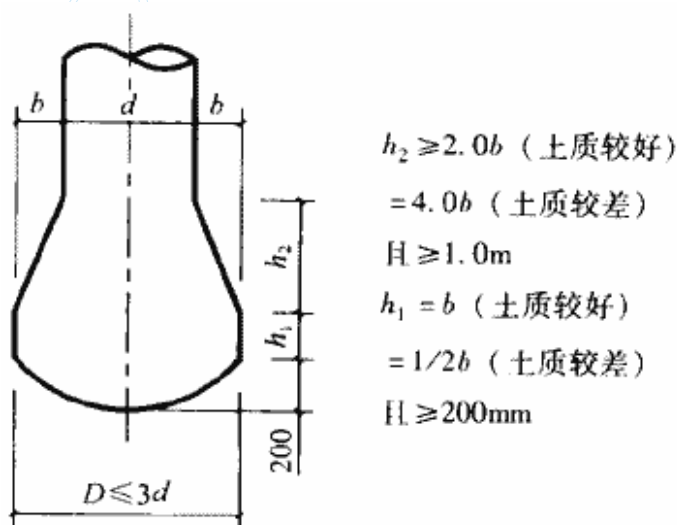


图 3.11.1 扩底构造示意图

5 人工挖孔桩的桩长不宜大于 40m，亦不宜小于 6m，桩长少于 6m 的按墩基础考虑，桩长虽大于 6m，但 $L/D < 3$ ，亦按墩基计算。

6 挖孔桩进入持力层的深度，根据荷载及地质条件确定，宜为桩身直径的 1~2 倍。对粘性土取 1.5~2 倍，对砂土宜取 1.0~1.5 倍，对卵石层为 1d，对中，微风化硬质岩体最小深度大于等于 0.5m。

7 挖孔桩桩端以下 3 倍桩端直径范围内应无软弱层、断裂破碎带和洞穴，并应在桩底 5 倍桩端直径范围内无岩体临空面，若不满足 5 倍时，专题研究。

8 挖孔桩布桩原则：

1) 对柱基宜采用一柱一桩，在结构设置变形缝处，也可两柱合用一桩，但应使柱合力重心与桩中心重合。

2) 剪力墙下，根据荷载大小，桩的承载能力及承台梁尺寸等综合比较分析，尽量选用单排桩的布置方案，并考虑剪力墙两端应力集中，而剪力墙中和轴附近则可按均匀受力布桩。

3) 核心筒下可考虑按群桩布桩，但桩宜布在纵横墙相交处或墙下，且桩群重心与上部结构荷载重心相重合。

4) 桩的中心距宜大于等于 2.5d，当有扩大头时桩距宜大于等于 1.5D，且两个扩大头间的净距宜大于等于 500mm，在端承桩情况下允许两扩大头间净距为 0，但要注意跳花施工，以免造成事故。

9 挖孔桩必须在无水情况下挖进，人工降水深度应始终控制在桩底标高以下大于等于 500mm。施工方法可分：人工挖孔、人工扩底；机械挖孔、机械扩底；机械挖孔、人工扩底。

10 人工挖孔桩施工应注意安全防护：

1) 必须设置护壁（黄土地区经验丰富时可不受此限），护壁应采用混凝土与桩芯形成一体，以发挥护壁外的侧阻力。

2) 深度大于 10m 的桩孔应有送风装置，每天开工前先送风 5min。

3) 竖向提土装置务必安全。

4) 当采用机械成孔、人工扩底时，应采取适当的安全措施。

11 挖孔桩竖直度偏差不得大于 1%，桩位中心偏差不得大于 100mm。

12 为减少各桩之间的差沉降，宜根据上部荷载的大小，调整各桩扩大头直径或桩身直径，使各桩桩端处持力层的压力大致相同。

13 挖孔桩桩底持力层应逐桩验槽。

14 挖孔桩具有承载力高、传力直接、持力层检查直观、施工快速、节省造价、设备简单、桩身质量有保证,对环境污染小,更适宜于狭窄场地上施工等优点。对于高层建筑及大跨度柱网工程,当条件合适时,可优先采用。

3.11.2 挖孔桩桩基计算

1 计算原则:

1) 作用于桩上的荷载应按正常使用极限状态下的荷载效应的标准组合,进行单桩承载力验算。

2) 计算单桩承载力时,桩侧阻力可按混凝土护壁外直径计算,计算桩端阻力和桩身强度时,混凝土护壁与桩芯浇成一体,受荷时其剪切面发生于桩土界面,而非桩芯与混凝土护壁之间。仅取内径 d 为桩身计算直径。

3) 支承在微风化岩上且径比 $L/d \leq 5$ 的端承桩,只计端阻,不计侧阻,支承于其他土层或中风化岩、强风化岩上的桩,按摩擦端承桩计,即计入摩擦力,但有扩大头的桩其扩大部分及以上 1-2m 范围内不计桩周侧阻力。

2 单桩承载力特征值的确定。

1) 地基基础设计等级为甲、乙级的挖孔桩,单桩竖向承载力特征值应通过单桩竖向静载荷试验确定。在同一条件下的试桩数量,不宜少于总桩数的 1%,且不应少于 3 根。单桩的静载荷试验,应按《建筑地基基础设计规范》CB50007—2002 附录 Q 进行。

2) 对设计等级为乙级的挖孔桩地基可采用深层平板载荷试验确定桩端土的承载力特征值,试验方法应按《建筑地基基础设计规范》附录 D 进行。

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

4) 初步设计时单桩竖向承载力特征值可按式估算:

$$R_a = \psi_p q_{pa} A_p + u_p \psi_{si} \sum q_{sia} l_i \quad (3.11.2-1)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值;

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

A_p ——桩底端横截面面积;

u_p ——桩身周边长度;

l_i ——第 i 层岩土厚度;

ψ_p 、 ψ_{si} ——端阻力尺寸效应系数、侧阻力尺寸效应系数,见表 3.11.2-1。

5) 当桩端嵌入完整及较完整的硬质岩中较浅时, 可按下式估算单桩竖向承载力特征值:

$$R_a = q_{pa} A_p \quad (3.11.2-2)$$

式中 q_{pa} ——桩端岩石承载力特征值。

表 3.11.2-1 大直径桩侧阻力尺寸效应系数 ψ_p

土 类 别	粘性土、粉土	砂土、碎石类土
ψ_{si}	1	$\left(\frac{0.8}{d}\right)^{\frac{1}{3}}$
ψ_p	$\left(\frac{0.8}{D}\right)^{\frac{1}{4}}$	$\left(\frac{0.8}{D}\right)^{\frac{1}{3}}$

3 单桩承载力计算应符合下列表达式:

1) 轴心竖向力作用下

$$Q_K \leq R_a \quad (3.11.2-3)$$

偏心竖向力作用下, 除满足公式 (3.11.2-3) 外, 尚应满足下列要求:

$$Q_{ik \max} \leq 1.2 R_a \quad (3.11.2-4)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值。

2) 水平荷载作用下:

$$H_{ik} \leq R_{Ha} \quad (3.11.2-5)$$

式中 R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值。

4 群桩中单桩桩顶竖向力应按下列公式计算:

1) 轴心竖向力作用下:

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} \quad (3.11.2-6)$$

偏心竖向力作用下:

$$Q_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_{2i}} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} \quad (3.11.2-7)$$

2) 水平力作用下:

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \quad (3.11.2-8)$$

式中 F_k ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于桩基承台顶面的竖向力;

G_k ——桩基承台自重及承台上土自重标准值;

Q_k ——相应于荷载效应标准组合轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力;

n ——桩基中的桩数;

Q_{ik} ——相应于荷载效应标准组合偏心竖向力作用下第 i 根桩的竖向力;

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

x_i 、 y_i ——柱 i 至桩群形心的 y 、 x 轴线的距离;

H_k ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台底面的水平力;

H_{ik} ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于任一单桩的水平力。

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

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

6 当桩基承受拔力时, 应对桩基进行抗拔验算及桩身抗裂验算。

7 桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求。

桩轴心受压时 $Q \leq 0.7 A_p f_c$ (3.11.2-9)

式中 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值, 按现行《混凝土结构设计规范》取值;

Q ——相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值;

A_p ——桩身横截面积。

8 挖孔桩桩基沉降计算:

1) 以下非嵌岩挖孔桩桩基应进行沉降验算:

①地基基础设计等级为甲级建筑物;

②体型复杂荷载差异大, 或桩端下存在软弱土层乙级的建筑摩擦端承端承摩擦桩桩基。

2) 挖孔桩桩基沉降计算:

①当桩距小于 $6d$ 时,可采用等代墩基分层总和法计算,其附加压力为桩底平面处的附加压力,算式及桩基沉降计算经验系数可按《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 附录 R 桩基础最终沉降计算有关条款采用;

②当桩距小于 $6d$ 时,可采用《建筑桩基技术规程》JCJ 94—94 规范的等效作用分层总和法计算。

3) 当桩距大于 $6d$ 时,一般可不进行沉降验算。当重要工程需进行验算时,可采用明德林应力公式计算其竖向附加应力,仍用分层总和法求其沉降值。

4) 上部的荷载效应应按正常使用状态下的准永久组合,不应计人风荷载和地震作用,相应的控制值见《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 中表 5.3.4。

9 几种特殊土对单桩承载力的影响

1) 膨胀土:在设计地面标高以下 3m 内的膨胀土,桩周摩擦力设计值应乘以 0.5 的折减系数。膨胀土上的挖孔桩的纵向钢筋宜通长设置。

2) 液化土层:对于桩身周围有液化土层的低承台桩基,当承台下有不小于 1m 厚的非液化土或非软弱土时,土层液化对单桩承载力的影响可将液化土层侧阻力特征值乘以土层液化折减系数计算单桩承载力特征值。土层液化折减系数按表 3.11.2-2。当承台底非液化土层小于 1m 时,土层液化折减系数按表 3.11.2-2 之降低一个层次取值。

表 3.11.2-2 土层液化影响折减系数

实际标贯锤击数/临界标贯锤击数	深率 ds (m)	折减系数
≤ 0.6	$ds \leq 10$	0
	$10 < ds \leq 20$	1/3
$> 0.6 \sim 0.8$	$ds \leq 10$	1/3
	$10 < ds \leq 20$	2/3
$> 0.8 \sim 1.0$	$ds \leq 10$	2/3
	$10 < ds \leq 20$	1

3) 湿陷性黄土、新填土及欠固结土场地桩的负摩擦力按各地区经验数据采用,或由拟建场地勘察报告提供,或按《建筑桩基技术规程》JGJ 94—94 规范规定计算。

10 挖孔桩基的抗震计算与构造按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 的第 4.4.1~4.4.3 条执行。

3.11.3 挖孔桩构造要求

1 挖孔桩混凝土强度等级不应低于 C20。

2 保护层厚度不小于:

无地下水、有混凝土护壁: 30mm;

有地下水、有混凝土护壁: 50mm;

无混凝土护壁: 70mm。

3 一般情况下挖孔桩应设置承台或桩帽, 桩帽应能很好地连接锚固柱、桩及地基梁与拉梁。地梁、拉梁、柱及桩纵筋在承台或桩帽内的锚固长度均为 L_a 。桩帽每边应大于桩边 200mm, 桩帽高大于 1000mm, 并上下配以不少于 $\Phi 2@150$ 的双向钢筋, 当设有地基梁时, 也可不设桩帽。桩顶嵌入承台长度不宜小于 75~100mm, 当桩嵌入承台大于等于 100mm, 可认为桩与承台是刚接, 否则视为铰接。

4 挖孔桩的配筋要求:

1) 主筋应经计算确定。配筋长度不少于 $4/\alpha$, “ β ” 为桩土特征系数。桩长小于 15m 及端承桩、抗拔桩与地震区及基本风压大于 $0.7\text{kN}/\text{m}^2$ 地区的挖孔桩钢筋应通长配置, 其他情况亦不小于桩长的 $2/3$, 并应伸过淤泥层及液化土层。

2) 挖孔桩的护壁混凝土强度等级不应低于 C20, 通常每段浇捣高度为 0.8~1m, 遇淤泥、流砂则

壁厚:

当桩径 $\leq 1.4\text{m}$ 时, 上口为 100mm, 下口为 50mm;

当桩径 $\geq 1.4\text{m}$ 时, 上口为 150mm, 下口为 100mm;

当桩径 $> 2.0\text{m}$ 时, 上口为 200mm, 下口为 150mm。

护壁中应配 $\Phi 6 \sim \Phi 8@200$ 双向钢筋网, 可分 3~4 片弧形制作, 搭接长为 200~250mm。

3) 箍筋: 桩帽下 1.0~1.5m 范围用 $\Phi 10@100$, 其他处为 $\Phi 8 \sim \Phi 10@200 \sim 300$; 可用环形焊接箍或螺旋箍, 每隔 2m 设一道 $\Phi 12 \sim \Phi 14$ 焊接加劲箍筋。

5 当桩落在斜面基岩上的做法如图 3.11.3-1。

6 当桩底位于已胶结良好的破碎带时可视为中风化岩, 但扩大头处应铺底筋, 视扩大头尺寸双向布不小于 $\Phi 12 \sim \Phi 16@150$, 已扩大头范围混凝土强度等级不低于 C30。

7 作用于桩顶的弯矩, 可按桩和连梁的抗弯线刚度进行分配, 当梁的抗弯线刚度大于桩的抗弯线刚度 5 倍以上时, 桩顶可只考虑轴向力和水平力的作用。

8 作用于桩顶的水平力, 可由与连梁相连的各柱水平力的平均值计算, 当水平力较大, 可设整体基础底板, 水平力可由左右各一跨范围内的桩共同承担。

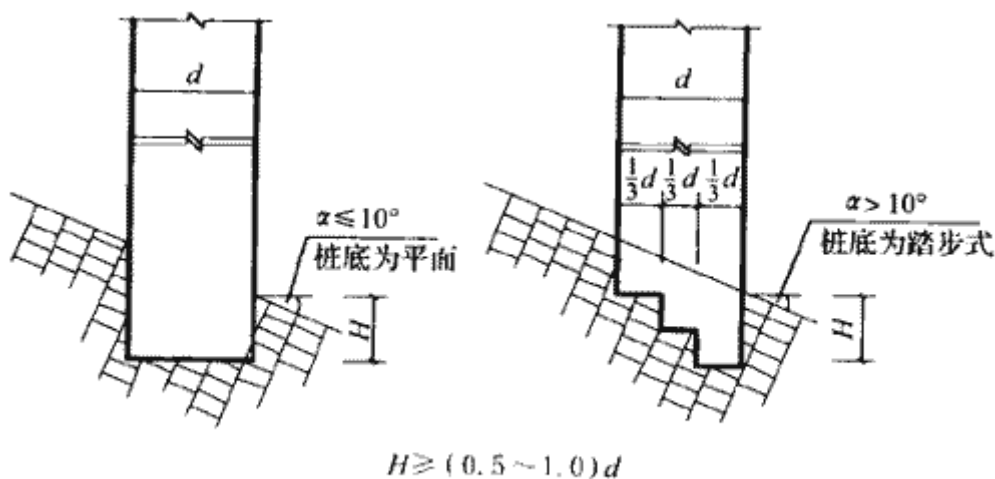


图 3.11.3-1 基岩顶面为斜面时桩端做法示意

9 有抗震要求时, 桩顶处应沿纵横方向设置连系梁, 梁高不少于柱间跨度的 $1/12$, 按柱上最大轴力的 0.1 (8 度、9 度区), 0.05 (6 度、7 度区) 为拉力计算配筋。当柱距较大, 设置连系梁有困难时, 应将承台加高做大, 原槽浇灌或采取其他有效措施。

10 当有地下室, 且钢筋混凝土底板厚度大于等于 350mm 或板厚大于等于 1m 时, 则可在底板内沿柱轴线设置暗梁, 不再另设拉梁。暗梁钢筋总数不少于 $4\Phi 18$, 并配置箍筋, 一般不少于 $\Phi 6@200$ 。

11 特殊情况下, 只要持力层相同及控制住沉降差及桩底的高差时, 允许挖孔桩与独立墩基混用, 见图 3.11.3-2。

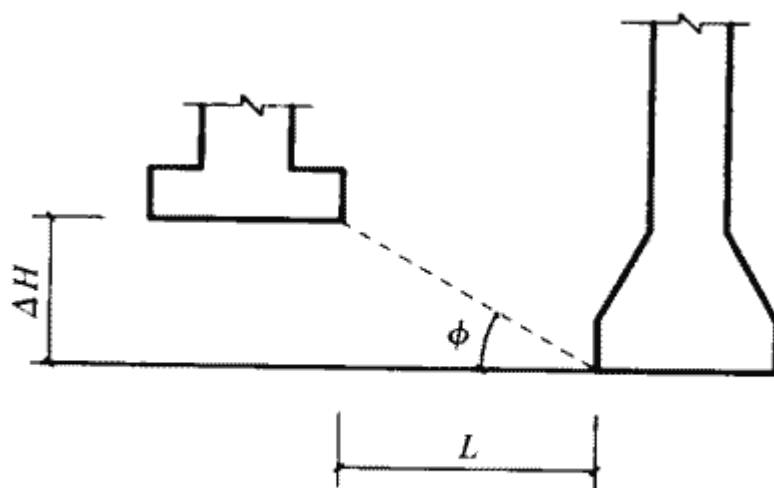


图 3.11.3-2 相邻基础埋深不同时应保持的距离

对粘性土 $L = (1 \sim 2) \Delta H$; (3.11.3-1)

对砂土 $L \geq \Delta H \tan \Phi$ 。 (3.11.3-2)

式中 Φ ——砂土的内摩擦角;

ΔH ——相邻基础底面高差。

3.12 一股承台和承台梁的设计与构造

3.12.1 承台构造要求。桩基承台的构造,除满足抗冲切、抗剪切、抗弯承载力和上部结构的连接要求外,尚应符合下列要求:

- 1 墙下条形承台宽度不应小于 500mm, 桩的外边缘至承台梁边距离不得小于 75mm。
- 2 柱下独立桩基及满堂桩基采用板式承台, 其边桩边缘至承台边距离一般为 0.5 倍桩径, 且不得小于 150mm, 对大于等于 $\Phi 800$ 桩径的桩, 其边距不得小于 200mm, 见图 3.12.1-1。

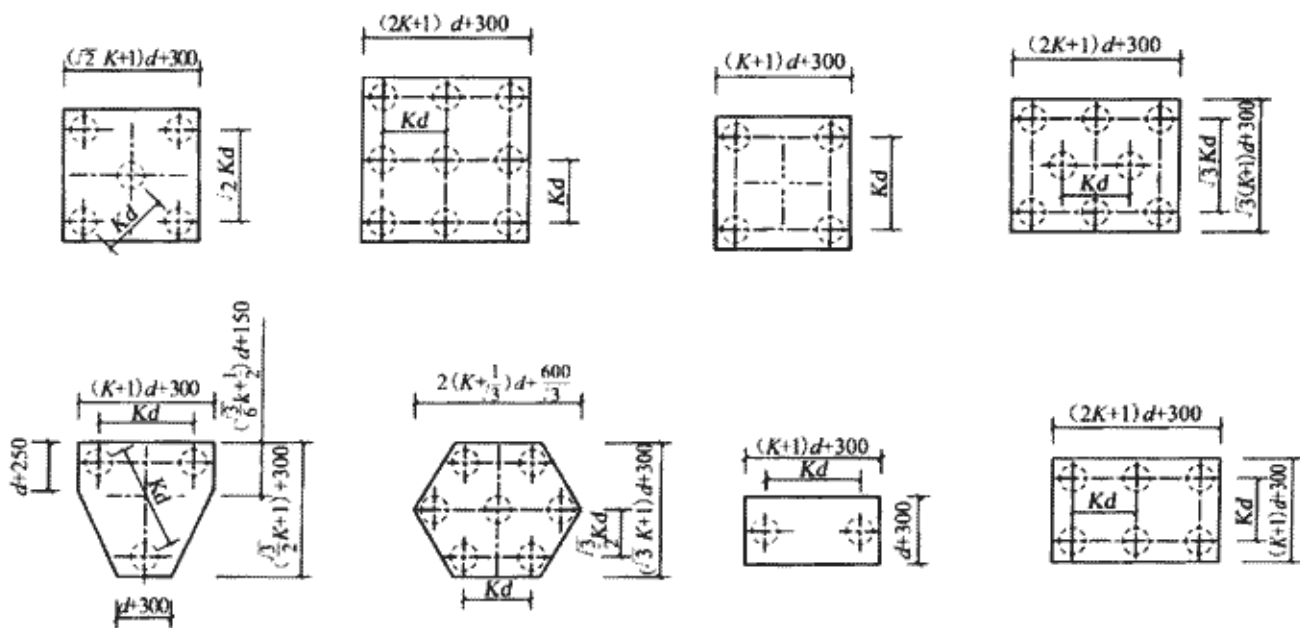


图 3.12.1-1 桩基及承台布置示意图

- 3 承台厚度由计算确定, 最小不得小于 300mm。
- 4 承台混凝土强度等级不应低于 C20, 纵向钢筋的混凝土保护层厚度, 无垫层时不应小于 70mm, 当有混凝土垫层时, 不应小于 40mm。
- 5 承台的配筋:
 - 1) 对条形承台, 其主筋除满足计算要求外, 尚应符合现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于最小配筋率的规定, 主筋直径不宜小于 12mm, 箍筋直径不宜小于 6mm。
 - 2) 对矩形承台其钢筋应按双向均匀通长布筋, 钢筋直径不小于 12mm, 间距不大于 200mm。
 - 3) 对三桩承台, 钢筋应按三向板带均匀布置, 且最里面的三根钢筋围合成的三角形应在上部柱截面范围内。

6 桩顶嵌入承台内长度不小于 50mm，大直径桩不小于 100mm，受水平力时不小于 100mm，桩与承台连接钢筋不小于 $4\Phi 12$ ；当水平力大时，桩纵筋宜全部锚入承台，其长度需满足钢筋的受拉锚固长度。

7 桩承台的防冻胀措施：

1) 在冻深较大（标准冻深大于 1m）地区承台下为弱冻胀性土时，承台下应换填粗砂、中砂、炉渣等松散填料，厚度不宜小于 300mm；当承台下为强冻胀性土时，承台下应预留 100-150mm 空隙；承台四周应填以粗砂、中砂、炉渣等松散填料或在承台侧表面涂沥青，包油毡作隔离层，见图 3.12.1-2。

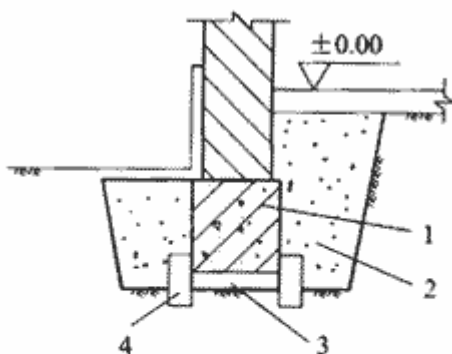


图 3.12.1-2 承台防冻构造示意

1—承台梁；2—炉渣等松散填料；

3—空隙；4—挡土砖

2) 在冻胀深较小（标准冻深小于 1m）地区，承台位于冻深线以上时，承台下宜换粗砂、中砂、煤渣等松散填料，其厚度不少于 1000mm。

8 对膨胀土地基，可根据土的膨胀性、胀缩等级，采用上述第 7 款类似措施进行承台的防膨胀处理。

9 承台之间的连接应符合下列要求：

- 1) 单桩承台，宜在两个互相垂直的方向上设置连系梁；
- 2) 两桩承台，宜在其短向设置连系梁；
- 3) 有抗震要求的柱下独立承台，宜在两个主轴方向设置连系梁；
- 4) 连系梁的主筋应按计算要求确定。连系梁内上下纵向钢筋直径不应小于 12mm，且不应少于 2 根，并应接受拉要求锚入承台。箍筋不少于 $\Phi 6@200$ 。

3.12.2 承台计算

1 柱下桩基承台的弯矩计算：

1) 多桩矩形承台的弯矩计算：

$$M_x = \sum N_i Y_i \quad (3.12.2-1)$$

$$M_y = \sum N_i X_i \quad (3.12.2-2)$$

2) 等边三桩承台:

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left(S - \frac{\sqrt{3}}{4} c \right) \quad (3.12.2-3)$$

3) 等腰三桩承台:

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left(S - \frac{0.75}{\sqrt{4-a^2}} C_1 \right) \quad (3.12.2-4)$$

$$M_2 = \frac{N_{\max}}{3} \left(2S - \frac{0.75}{\sqrt{4-a^2}} C_2 \right) \quad (3.12.2-5)$$

具体计算及弯矩计算示意详见《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 中第 8.5.16 条和图 3.12.2-1。

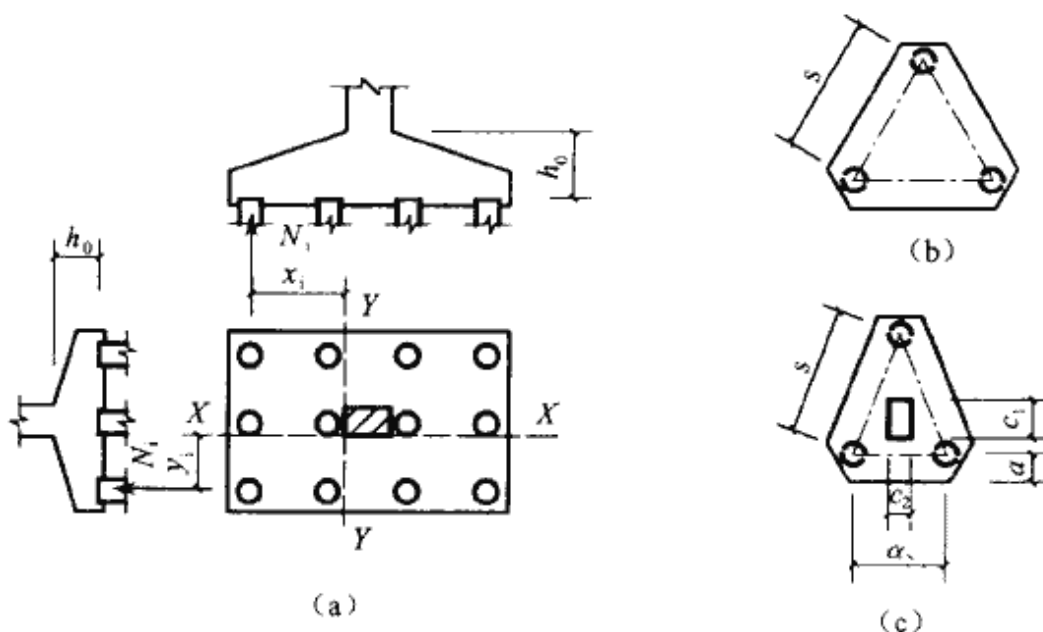


图 3.12.2-1 承台弯矩计算示意图

2 柱下桩基础独立承台受冲切承载力需做下列计算。

- 1) 柱对承台的冲切。
- 2) 角桩对承台的冲切。

具体算式及冲切计算示意图见《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 中第 8.5.17 条和图 3.12.2-2、图 3.12.2-3、图 3.12.2-4。

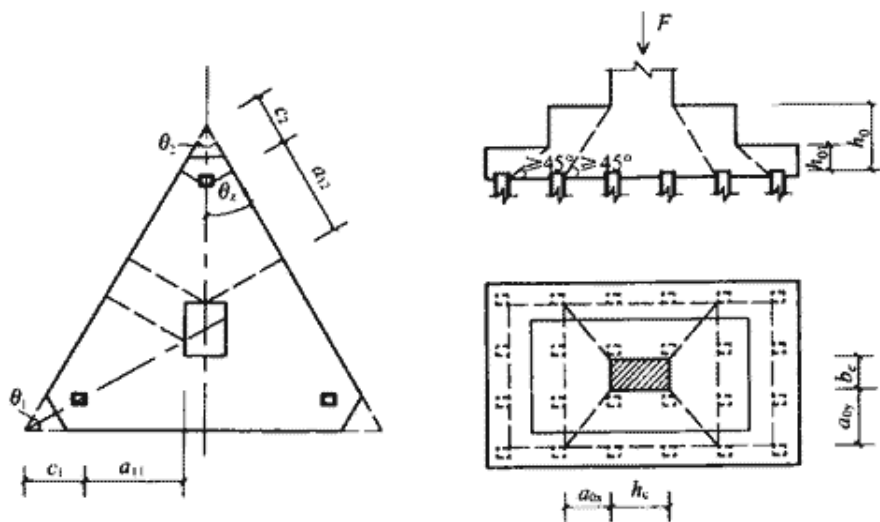


图 3.12.2-2 柱对承台冲切计算示意图

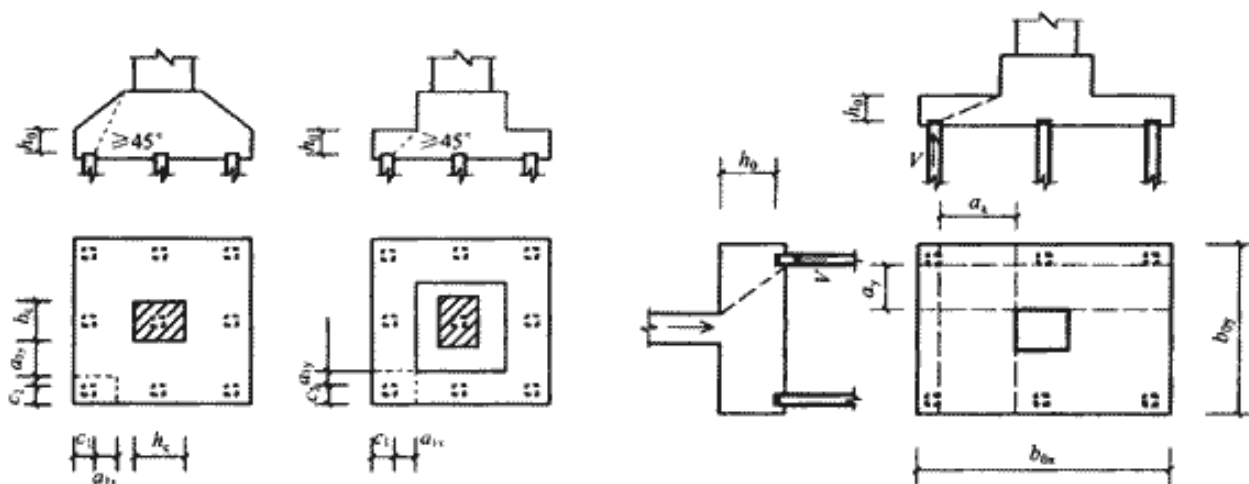


图 3.12.2-3 矩形承台角桩冲切计算示意图

图 3.12.2-4 承台截面受剪计算示意图

3 柱下桩基独立承台应分别对柱边和桩边、变阶处和桩边连线形成的斜截面进行受剪计算。当柱边外有多排桩形成多个剪切斜截面时, 尚应对每个斜截面进行验算。

具体计算及承台斜截面受剪计算示意图见《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 中第 8.5.18 条和图 3.12.2-4。

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

5 条形承台梁的计算:

1) 柱下条形承台梁的计算: 可近似将柱作为条形承台梁的支座, 桩反力作为条形承台上的荷载, 按多跨连续梁进行抗弯、抗剪计算。

2) 墙下条形承台梁的计算:

①均布全荷载连续梁法: 不考虑墙体与承台梁的共同作用, 将墙体传下的荷载均布于条形承台梁, 将桩作为承台梁的支座, 按普通连续梁计算弯矩和剪力。此法计算较简单, 但配筋较费。

②倒置弹性地基梁法: 将承台梁以上墙体视为半无限平面弹性地基梁, 承台梁视为桩顶荷载作用下的倒置弹性地基梁, 用弹性理论求解承台梁的反力, 经简化后作为作用于承台梁上的荷载, 然后按普通连续梁计算梁的弯矩和剪力。该法计算模式较符合实际情况, 配筋较省, 但计算较繁, 工作量较大。计算方法见《建筑桩基技术规范》JGJ 94—94 附录 F。

6 桩和地基土的共同作用:

1) 对于下列情况可以考虑桩和地基土的共同作用:

- ①对沉降没有特殊要求和上部结构刚度较大的建筑物;
- ②基础承台下无湿陷性、可液化、欠固结土层。
- ③桩间距较大 (大于 $3d$), 且桩端未进入坚硬土层或岩层。

2) 桩和地基土共同作用近似计算方法, 可按《建筑桩基技术规范》JGJ 94—94 第 5.2.3 条进行。

①按单桩承载力特征值 R_k 的 1.1~1.3 倍进行布桩。

②按《建筑桩基技术规范》JGJ 94—94 表 5.2.3-2 估算承台内、外区土阻力群桩效应系数 η_c^i 、 η_c^e , 求得承台土阻力群桩效应系数均值 η_c ; 当为筏式承台时, 取 $\eta_c = \eta_c^i$ 。

③验算复合基桩承载力或复合桩基总承载力:

$$N \leq R_k + \eta_c \cdot f_k + A_c / n \quad (3.12.2-6)$$

$$\text{或} \quad F + G \leq n \cdot R_k + \eta_c \cdot f_k \cdot A_c \quad (3.12.2-7)$$

7 沉降控制复合桩基:

1) 符合下列条件时可采用沉降控制复合桩基:

- ①软土层较厚, 承台下无可液化、欠固结土层;
- ②对沉降无特殊要求的不超过 8 层的多层住宅;
- ③天然地基承载力可满足荷载要求或相差不大, 但沉降量过大。

2) 沉降控制复合桩基设计原则和要点:

①选用成桩质量可靠性高的小直径桩, 一般宜采用边长为 200~250mm, 长径比 l/d 为 80 左右的预制混凝土桩;

②选择非坚硬但压缩性相对较低的土层为桩端持力层, 使桩的承载变形性状为摩擦型;

③布桩数量少，桩距不小于 $5\sim 6d$ ；复合桩基础的基础整体承载力应满足上海市《地基基础设计规范》DGJ08-11-1999 公式 (11.6.6) 的设计安全度。

④桩身结构强度是以承担相当于单桩极限承载力（由土提供的支承阻力）的荷载，并具有一定的安全储备；

⑤布桩数量根据不同桩数（桩数为零至全部荷载由桩承担所需桩数）与计算沉降关系曲线 $n-s$ ，取允许沉降量所对应的桩数为设计桩数；

⑥具体计算可参考上海《地基基础设计规范》DBJ 08-11-1999。

3.13 建筑基坑支护结构与构造

3.13.1 基坑开挖与支护设计应包括的内容见《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 第

9.1.3 条，基坑支护结构设计应掌握的基本技术资料：

- 1 工程地质和水文地质情况；
- 2 基坑周边环境情况；
- 3 地下室结构、基础及建筑相关要求；
- 4 施工条件；
- 5 相关技术规范、规程和当地管理部门的有关规定；
- 6 类似工程的调研资料。

3.13.2 基坑支护结构选型（见表 3.13.2）

表 3.13.2 支护结构选型表

支护型式	适 用 条 件
排桩	1. 适用于各种安全等级的基坑工程； 2. 内支撑-排桩支护结构可用于各种土层的基坑工程； 3. 锚杆-排桩支护结构宜用于非软土地层的基坑工程； 4. 当地下水位高于基坑底面时，应根据基坑周边环境情况采取降水或截水措施
地下连续墙	1. 适用于各种安全等级的基坑工程； 2. 内支撑-连续墙支护结构可用于各种土层的基坑工程； 3. 锚杆-连续墙支护结构宜用于非软土地层的基坑工程； 4. 当地下水位高于基坑底面时，根据土方开挖的需要可在基坑内采取降水措施
水泥土墙	1. 基坑侧壁安全等级宜为二、三级；

	2. 水泥土桩施工范围内地基土承载力不宜大于 150kPa; 3. 基坑深度不宜大于 6m
土钉墙	1. 基坑侧壁安全等级宜为二、三级的非软土地地; 2. 基坑深度不宜大于 12m; 3. 普通土钉墙一般适应于地下水位以上或经人工降水后的人工填土、粘性土和粉土, 不宜用于含水丰富的粉细砂层、砂卵石层和淤泥质土; 4. 当地下水位高于基坑底面时, 应根据基坑周边环境情况采取降水或截水措施
逆作拱墙	1. 基坑侧壁安全等级宜为二、三级; 2. 场地具备起拱条件, 拱墙轴线的矢跨比不宜小于 1 / 8; 3. 淤泥和淤泥质土地地不宜采用; 4. 基坑深度不宜大于 12m; 5. 当地下水位高于基坑底面时, 应根据基坑周边环境情况采取降水或截水措施
降水	地下水位高于基坑底面、降水不危及基坑及周边环境安全时, 可采用降水方法控制地下水位, 以满足施工要求
回灌	基坑周边被保护对象与基坑具有一定距离, 但单独降水有可能危及基坑及周边环境安全时, 可在降水井与被保护对象之间设置回灌井, 以控制被保护对象处的地下水位, 一般回灌井与降水井的距离不宜小于 6m
截水	基坑周边被保护对象与基坑距离较近, 降水会危及基坑及周边环境安全时, 应采用截水帷幕控制基坑外被保护对象地基中的地下水位

3.13.3 基坑支护设计原则

1 承载能力极限状态: 对应于支护结构达到最大承载能力、土体失稳或过大变形导致支护结构或基坑周边环境破坏, 主要表现在:

- 1) 支护桩或地下连续墙的受弯、受剪承载力;
- 2) 支撑和支撑立柱的承载力;
- 3) 锚杆或土钉的抗拔承载力;
- 4) 腰梁或受力冠梁的受弯、受剪承载力;
- 5) 结构各连接件的受拉、受压、受剪承载力等;
- 6) 支护结构及坑外土体的整体滑动失稳;
- 7) 基底土的隆起失稳;
- 8) 重力式支护结构的抗倾覆或抗滑移稳定性;

9) 地下水引起的抗渗透稳定性、基底突涌稳定性。

2 正常使用极限状态：对应于支护结构的变形已妨碍地下结构施工或影响基坑周边环境正常使用功能，主要表现在：1) 支护结构的变形；2) 支护结构变形以及地下水位变化引起的基坑内外土体的变形及其对基础桩、周边环境的影响。

3 基坑支护设计应进行支护体系的方案技术经济比较，论证基坑开挖施工方法的可行性及提出基坑施工过程中的监测要求。

3.13.4 支护结构的荷载计算

1 支护结构的荷载效应包括土压力、水压力、基坑影响范围内建筑物荷载、地面荷载、施工荷载、温度（冻胀）影响、波浪水流作用（临水支护结构）以及作为永久结构时的相关荷载。

2 土压力、水压力及基坑影响范围内垂直荷载对支护结构的作用应按当地可靠的经验确定，当无经验时，可采用假设条件最接近该具体工程的土压力理论，如朗肯土压力理论，库仑土压力理论。当对支护结构水平位移有严格限制时，应采用静止土压力。

3 当按照经典土压力理论计算土压力、水压力时，对砂性土宜按水土分算的原则计算，对粘性土宜按水土合算的原则计算。

3.3.5 排桩、地下连续墙支护结构设计要点及构造措施

1 嵌固深度的确定（见表 3、13.5-1）。

表 3.13.5-1 排桩、地下连续墙支护结构嵌固深度确定方法

受力型式（支点数量）	控制条件	嵌固深度计算方法	嵌固深度最小限值 $h_{d\min}$
悬臂式(无支点)结构	支护结构抗倾覆稳定性	极限平衡法	0.3h
单支点结构	支护结构抗倾覆稳定性	等值梁法	0.3h
多支点结构	支护结构整体稳定性	圆弧滑动简单条分法	0.2h

注：表中 h 为基坑开挖深度。

当基坑底为碎石土及砂土、基坑内排水且作用有渗透水压力时，侧向截水的排桩、地下连续墙的嵌固深度设计值尚应满足下式抗渗透稳定条件（见图 3.13.5-1）。

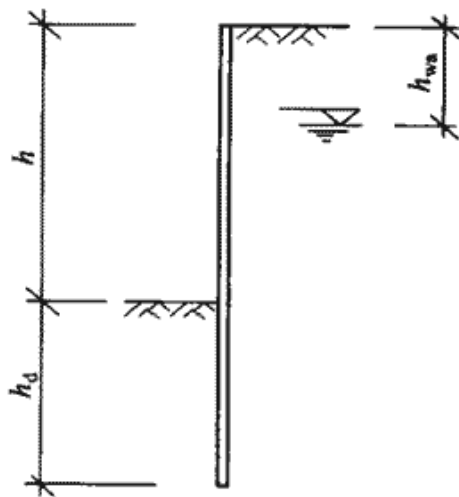


图 3.13.5-1 渗透稳定计算简图

$$h_d \geq 1.2\gamma_0(h - h_{wa}) \quad (3.13.5)$$

式中 γ_0 ——重要性系数见《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120—99。

2 结构受力及变形计算要点:

1) 排桩、地下连续墙支护结构按照受力条件分段按平面问题计算,排桩取 1 根桩作为计算单元,荷载计算宽度为排桩中心距,地下连续墙取单位宽度或一个墙段。

2) 结构受力及变形计算应根据基坑开挖及地下结构施工过程的不同工况进行,即在计算时要考虑上一工况支护结构受力和变形对下一工况的影响,计算出每个工况下的内力和变形。

3) 支护结构应计算的内容见表 3.13.5-2。

表 3.13.5-2 排桩、地下连续墙支护结构计算内容

受力型式	计算内容	计算方法
悬臂式结构	弯矩、剪力、位移	弹性支点法、极限平衡法（不能计算位移）
单支点结构	弯矩、剪力、支点力、位移	弹性支点法、等值梁法（不能计算位移）
多支点结构	弯矩、剪力、支点力、位移	弹性支点法

4) 结构计算首先要根据工程实际情况假定以下参数:排桩直径或连续墙厚度、混凝土强度等级、支点数量、支点位置、支点倾角、支点刚度及预加力等,计算后需考察计算结果是否满足工程要求,判断计算结果的合理性、可操作性,否则,需调整假定的参数重新进行计算,直到计算结果满意为止。

5) 以上计算项目随着计算的工况在发生变化,在进行支点设计、截面设计时,应按照每一项目的最不利情况进行设计,保证在任何工况下支护结构的安全性。

3 整体稳定计算：当排桩、地下连续墙支护结构的嵌固深度是按照前述的嵌固深度计算方法确定时，整体稳定条件自然满足，但在实际工程中，有经验的设计人员往往根据自己的工程经验事先假定嵌固深度，这种情况下，必须验算支护结构的整体稳定性，验算方法可采用《建筑基坑支护技术规程》中附录 A “圆弧滑动简单条分法”。

4 锚杆设计：

1) 锚杆轴向受拉承载力的确定及检验见表 3.13.5-3。

表 3.13.5-3 锚杆轴向受拉承载力的确定方法及检验

基坑安全等级		承载力的确定方法	承载力检验
一级		锚杆基本试验	验收试验
二级	缺乏地区经验时		锚杆总数的 5%， ≥ 3 根
	有地区经验时	经验公式	验收试验
三级		经验公式	—

2) 锚杆位置（标高）的设计。锚杆位置的设计一般需考虑以下因素：

- ①施工的可行性；
- ②尽量使锚杆锚固段位于强度相对较高的土层，以提高锚杆的工作效力；
- ③尽量使支护结构的受力、变形合理，充分发挥材料；
- ④如果锚杆需要拆除，需考虑与替换锚杆的结构的高程关系。

一般在设计计算时，通过调整各参数，经过多次试算得到最优化的计算结果。

3) 锚杆长度设计。锚杆的长度与锚杆所在土层的强度及锚杆的施工工艺有关，主要体现在锚杆锚固体与周围土体之间的粘结强度，《建筑基坑支护技术规程》中表 4.4.3 给出了直孔一次常压注浆的参考值，实际工程中，为了充分发挥锚杆的作用及节约工程投资，往往采用压力灌浆、多次高压灌浆等工艺提高锚固体与土体间的粘结强度，以提高锚杆的工作效率，这种情况下，锚杆试验、工程经验对确定锚杆承载力尤为重要。

锚杆的自由段长度根据潜在滑裂面的位置确定，一般情况，设计的锚杆自由段长度不能小于锚杆位于滑裂面内的长度。锚杆的锚固段存在一个合理、经济的长度范围，如果锚固段长度超过一定范围，土体与锚固体的粘结强度将不能在锚固段长度范围内同时发挥，此时增加锚杆长度不能明显提高锚杆的承载力。从经济合理角度上讲，一般认为锚固段长度不应超过 15m（图 3.13.5-2）。

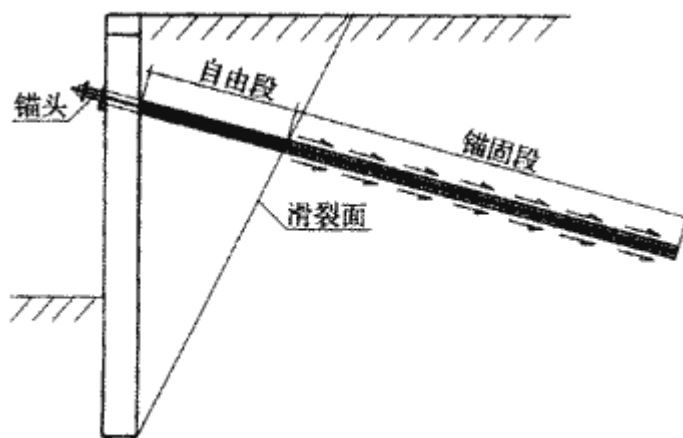


图 3.13.5-2 锚杆长度计算示意图

4) 锚杆预加力的确定。桩墙—锚杆支护结构一般采用预应力锚杆, 锚杆预加轴力取值大小对支护结构水平位移有较明显的影响, 预加轴力大时位移小, 预加轴力小时位移大。按《建筑基坑支护技术规程》规定, 锚杆预加轴力宜为锚杆受拉承载力设计值的 0.50~0.65 倍。

虽然加大锚杆预加轴力能减小支护结构水平位移, 但并不是越大越好, 应结合支护结构的预计位移来决定。因为预加轴力增加, 会使在基坑开挖后的实际拉力增加, 当超过设计的拉力时, 其安全度会降低而造成不安全的因素。

5) 锚杆腰梁设计。锚杆—排桩支护结构中, 一般需设置腰梁将锚杆拉力传递到支护桩上, 腰梁一般采用型钢或钢筋混凝土, 腰梁的内力可按照两端支承在相邻支护桩上简支梁计算, 梁的跨度为两支承桩的间距, 梁上的荷载为锚杆传递到梁上拉力 (图 3.13.5-3)。对于不进行验收试验的锚杆腰梁, 作用在腰梁上荷载可取锚杆拉力设计值, 对于需进行验收试验的锚杆腰梁, 作用在腰梁上荷载需根据验收试验的最大荷载及考虑适当的安全度确定。对于由 2 根型钢组成的腰梁, 计算腰梁时需考虑 2 根型钢可能分担荷载不均的不利因素。

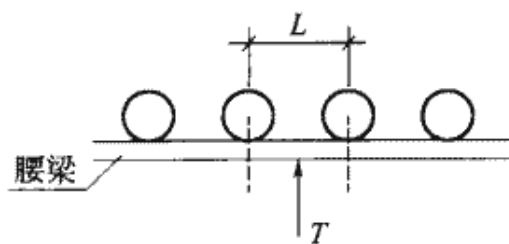


图 3.13.5-3 腰梁计算示意图

锚杆腰梁与支护桩之间需有可靠的连接措施, 通常采用桩内植筋焊接垫板或钢筋拉接等方法。

6) 构造要求:

锚杆自由段长度不宜小于 5m, 上层锚杆锚固段长度不宜小于 4m。

锚杆杆体下料长度应考虑在锚孔外的外露长度, 外露长度需满足锚杆张拉作业的要求。

锚杆沿轴线方向每隔 1.5~2.0m 设置一个定位支架, 保证锚杆杆体具有足够的保护层。

锚杆锚固体上覆土层厚度不宜小于 4m, 锚杆倾角宜为 $15^{\circ} \sim 25^{\circ}$, 最大不应超过 45° 。

多排锚杆上下排间距不宜小于 2m, 水平间距不宜小于 1.5m, 当锚杆间距不满足该要求时, 相邻锚杆应采用不同的入射角度, 以使相邻锚杆的锚固段保持一定距离, 避免群锚效应。

5 支撑形式的选择。

1) 支撑平面选型。选择内支撑的结构形式应根据基坑的形状、尺寸、深度、土质条件、基坑挖土的施工条件和要求, 周边环境对支护结构位移的要求等因素综合考虑后进行方案的优选, 对于长条形基坑一般可采用对撑的形式, 对撑受力明确, 设计条件简单, 安装的偏差所产生的附加内力一般不大, 支撑之间没有受力的相互联系。一般可按压杆稳定进行计算和断面设计。当支撑轴力较大, 压杆计算长度较大时, 应在支撑下设置立柱以减小支撑垂直方向的计算长度和增加受压稳定系数。但立柱不能增加水平方向的受压稳定系数, 可采用支撑两端设斜向压杆形成燕尾形支撑来增加水平向的受压稳定系数。

当基坑尺寸较大、支撑较长时, 可沿支撑设置多个立柱, 形成多跨的支撑, 同时对撑可设计成桁架式, 增加水平方向的受压稳定, 对撑的设计应在水平方向和垂直方面都满足受压稳定的要求。受压稳定应根据支撑轴力的大小按钢结构或混凝土结构规范的相关要求进行设计。

基坑的角部可采用水平斜撑形式并根据斜撑轴力进行设计。斜支撑除满足受压稳定要求外, 应验算支撑端部的受剪承载力。钢支撑应验算其焊缝的抗剪强度并严格保证焊接施工质量, 钢筋混凝土支撑应验算截面的受剪承载力。

当基坑形状为圆形、正方形或拟正方形时, 可考虑采用圆环形或椭圆形支撑。圆形内支撑将作用在圆径向的荷载转变为切向的压力, 能充分利用混凝土的抗压强度高的特性, 一般圆环支撑与桩墙间用压杆连接以传递荷载。圆环内支撑中心形成一个较大的空间, 对基坑土方开挖创造了方便的条件。

应注意的是: 理论上受均匀荷载的圆环截面只有轴力没有弯矩, 但由于基坑四周土质条件的差异, 土压力大小不同, 圆环支撑与桩墙之间连接杆件的长度和方向不同, 基坑四周开挖的先后顺序不同等等因素, 实际上圆环上的内力不仅有轴心受压还有不同程度的附加弯矩, 实际工程中应予以考虑。圆环支撑一般也应设置立柱, 以承受支撑自重和防止支撑平面外的受压失稳。

2) 支撑标高的确定。支撑布置形式、支点位置和尺寸应根据工程的具体条件、施工经验和通过计算来决定, 其中支撑的标高应考虑下面几个因素:

①单层或多层支撑应通过调整支撑点标高,使支撑的断面设计合理,桩墙的弯矩分布比较均匀,避免出现过大的支撑力和弯矩。

②要结合实际挖土的需要,如机械挖土时,应满足挖土机的活动范围并使运土车顺利通过。

③应考虑地下室各层楼板施工时,每层支撑拆除的方便,不影响地下室施工。避免当楼板替换支撑时,支护结构桩墙内力和上层支撑轴力产生突然的增长,影响支护结构的安全或增大设计截面和配筋。

考虑以上因素后,以达到方案可行、受力合理的优化目的。

3) 支撑立柱。支撑立柱的作用一是承受支撑自身的自重荷载,二是增加支撑的受压稳定性。无论是钢筋混凝土支撑还是钢支撑,如不设立柱,支撑重量将传到两端与桩墙连接的结点上,使结点承受很大的作用力,增大结点设计难度,同时自重作用下支撑产生弯矩和挠度,降低了支撑的稳定性,设置立柱以满足结构设计上的要求。

支护结构的支撑设计一般由受压稳定控制,设置立柱后,竖向的压杆细长比增大,可以有效地减小支撑截面尺寸和自重或提高受压承载力,目前实际工程中常采用的设计是立柱间的支撑长度不小于 12~15m。但立柱不能支撑水平方向的受压稳定系数。这一点在实际工程中不可忽视,以避免造成支撑水平失稳,对于支撑杆件或支撑衍架,水平和竖直的受压稳定性应相互协调,避免两者一个过大一个过小的不合理设计。增加支撑水平方向的受压稳定能力一般可采用衍架形式,或支撑间设立杆来解决。

6 内支撑设计计算要点。

1) 基坑周边地层差异较大、平面复杂的支撑体系应按支撑体系与排桩、地下连续墙的空间作用协同分析方法,计算支撑体系及排桩或地下连续墙的内力与变形。

2) 基坑周边条件相近、平面比较简单的支撑体系,水平平面内的受力计算,可按水平平面内的平面结构进行计算(支撑构件的结点根据实际连接情况取刚接或铰接),支点水平荷载可沿腰梁、冠梁长度方向分段简化为均布荷载,水平荷载设计值按本节 3.13.4 条支点水平力设计值确定;支撑体竖向平面内的受力计算,可按多跨连续梁计算支撑构件的弯矩,剪力,计算跨度取相邻立柱中心距,竖向荷载设计值应包括构件自重及施工荷载。

3) 当基坑形状接近矩形且基坑对边条件相近采用网格对撑时,支撑构件轴向力可近似取水平荷载设计值乘以支撑点中心距,支点水平荷载可沿腰梁、冠梁长度方向分段简化为均布荷载,水平荷载设计值按本节 3.13.4 条支点水平力设计值确定。腰梁内力可按多跨连续梁计算,计算跨度取相邻支撑点中心距。支撑体竖向平面内的受力计算,可按多跨连续梁计算支

撑构件的弯矩、剪力，计算跨度取相邻立柱中心距，竖向荷载设计值应包括构件自重及施工荷载。

4) 一般情况，支撑构件为双向偏心受压构件，按照国家相关标准进行截面设计。受压计算长度的取值如下：

①当水平平面支撑交汇点设置竖向立柱时，在竖向平面内的受压计算长度取相邻两立柱的中心距，在水平平面内的受压计算长度取与该支撑相交的相邻横向水平支撑的中心距。当支撑交汇点不在同一水平面时，其受压计算长度应取与该支撑相交的相邻横向水平支撑或联系构件中心距的 1.5 倍。

②当水平平面支撑交汇点处未设置立柱时，在竖向平面内的受压计算长度取支撑的全长。

③钢支撑尚应考虑构件安装误差产生的偏心弯矩作用，偏心距可取支撑计算长度的 $1/1000$ 。

5) 支撑构件在竖向平面内的跨度较大时，应在支撑构件下设置立柱，立柱按照《建筑基坑支护技术规程》的有关规定进行设计。

6) 支撑体系的节点必须具有足够的承载力，并且应该采用受力合理、传力明确、施工方便的节点型式，节点必须按照有关规范进行承载力计算。

7 截面设计。

1) 地下连续墙截面设计。地下连续墙的截面设计按照现行国家标准进行。地下连续墙仅作为临时支护结构时，需进行正截面、斜截面设计计算，如果地下连续墙同时作为永久地下结构时，在满足临时支护的同时，尚需按照满足永久结构的要求根据有关规定进行抗裂、抗渗等方面的设计。

2) 排桩截面设计。圆形截面排桩的设计计算，《建筑基坑支护技术规程》给出了明确的规定和公式。在目前的实际工程中，支护桩通常采用灌注桩，最常采用的桩径为 600mm、800mm、1000mm、1200mm，桩身混凝土强度等级一般采用 C20、C25，纵向钢筋的混凝土保护层厚度通常为 50mm，配筋方式大致有如图 3.13.5-4 所示四种。

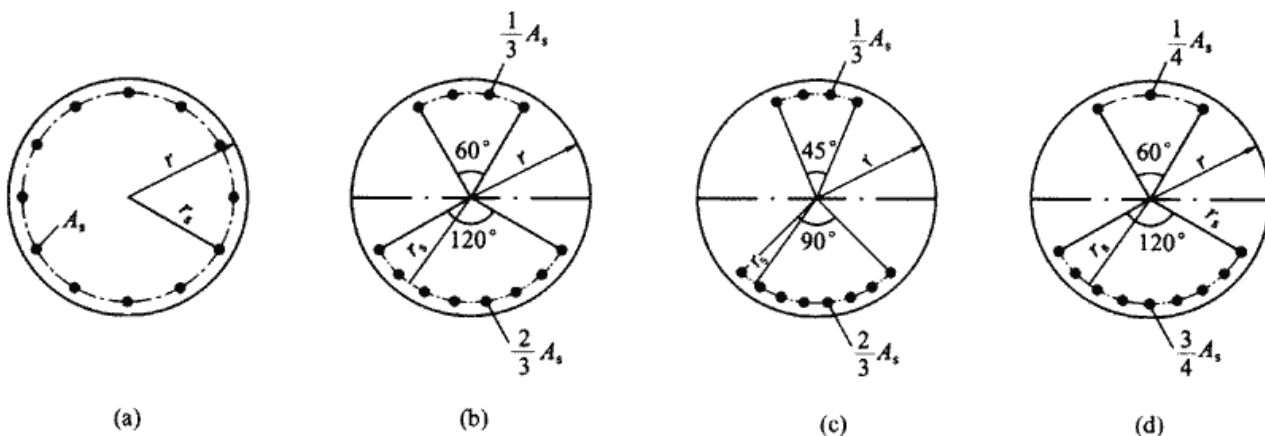


图 3.13.5-4 圆截面支护桩常用的配筋方式

针对这些常用的桩身参数,在各种配筋量情况下以上四种配筋方式的受弯承载力见表 3.13.5-4~表 3.13.5-7,从这些表格中,可以一目了然地了解桩受弯承载力与配筋方式、配筋率及混凝土强度的关系,并可在实际工程中直接使用该表格进行桩的设计。

表 3.13.5-4 $\phi 600$ 桩受弯承载力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) (钢筋: II 级,混凝土保护层: 50mm)

A_s (mm^2)		1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500
配筋率 ρ (%)		0.35	0.53	0.71	0.88	1.06	1.24	1.41	1.59	1.77	1.95
C20	M_1	76	110	142	173	204	233	262	290	318	345
	M_2	89	134	179	223	268	313	355	396	438	478
	M_3	93	140	186	233	279	326	371	415	458	501
	M_4	101	151	201	251	297	342	386	429	471	512
C25	M_1	78	112	146	178	209	239	269	298	326	354
	M_2	89	134	179	223	268	313	358	402	443	485
	M_3	93	140	186	233	279	326	372	419	464	507
	M_4	101	151	201	251	302	348	393	438	482	524

表 3.13.5-5 $\phi 800$ 桩受弯承载力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) (钢筋: II 级,混凝土保护层: 50mm)

A_s (mm^2)		2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000
配筋率 ρ (%)		0.40	0.60	0.80	0.99	1.19	1.39	1.59	1.79	1.99	2.19
C20	M_1	206	298	386	471	554	635	714	792	868	944
	M_2	245	368	490	613	736	866	983	1098	1212	1324
	M_3	255	383	511	639	766	907	1030	1151	1270	1388
	M_4	276	414	552	690	816	939	1059	1176	1290	1401
C25	M_1	210	304	394	482	567	650	732	812	891	968
	M_2	245	368	490	613	736	858	981	1111	1227	1342
	M_3	255	383	511	639	766	894	1022	1164	1286	1407
	M_4	276	414	552	690	829	956	1081	1202	1322	1438

表 3.13.5-6 $\phi 1000$ 桩受弯承载力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) (钢筋: II 级, 混凝土保护层: 50mm)

A_s (mm^2)		3000	4000	6000	8000	9000	10000	12000	14000	16000	18000
配筋率 ρ (%)		0.38	0.51	0.76	1.02	1.15	1.27	1.53	1.78	2.04	2.29
C20	M_1	393	512	740	959	1065	1170	1376	1577	1774	1968
	M_2	467	623	935	1246	1402	1558	1896	2192	2484	2772
	M_3	487	650	975	1300	1462	1625	1986	2298	2605	2908
	M_4	526	701	1052	1410	1572	1731	2043	2344	2636	2919
C25	M_1	399	521	755	979	1089	1196	1408	1614	1817	2016
	M_2	467	623	935	1246	1402	1558	1870	2218	2516	2811
	M_3	487	650	975	1300	1462	1625	1950	2323	2637	2947
	M_4	526	701	1052	1402	1595	1760	2082	2395	2700	2997

表 3.13.5-7 $\phi 1200$ 桩受弯承载力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) (钢筋: II 级, 混凝土保护层: 50mm)

A_s (mm^2)		4000	6000	8000	10000	12000	14000	16000	18000	20000	22000
配筋率 ρ (%)		0.35	0.53	0.71	0.88	1.06	1.24	1.41	1.59	1.77	1.95
C20	M_1	638	928	1207	1478	1741	1999	2252	2501	2747	2989
	M_2	756	1134	1512	1890	2268	2646	3097	3463	3825	4183
	M_3	789	1183	1578	1972	2366	2761	3246	3630	4010	4387
	M_4	851	1276	1701	2126	2568	2960	3344	3719	4086	4445
C25	M_1	647	943	1229	1507	1777	2042	2302	2558	2810	3058
	M_2	756	1134	1512	1890	2268	2646	3024	3402	3868	4233
	M_3	789	1183	1578	1972	2366	2761	3155	3550	4053	4438
	M_4	851	1276	1701	2126	2552	3007	3403	3791	4173	4547

注: 以上表格中纵向受力钢筋是按照 II 级钢筋 (抗拉强度设计值为 310MPa) 计算的, 如果采用其他级别的钢筋, 可按照等强代换的原则换算钢筋面积, 即在使用以上表格时将项乘以系数 (310), 为实配纵筋的抗拉强度设计值。

3.13.6 水泥土墙支护结构设计要点及构造措施

1 嵌固深度的确定方法 (见表 3.13.6)。水泥土墙一般为重力式挡土墙, 嵌固深度由整体稳定和抗渗透稳定条件控制, 设计时先假定水泥土墙的嵌固深度, 再验算水泥土墙的整体稳定性和抗渗透稳定性, 一般情况下, 在满足此两项稳定要求的条件下, 尽量采用较小的嵌固深度, 因为增加嵌固深度对提高水泥土墙的抗倾覆稳定性作用不显著。

表 3.13.6 水泥土墙支护结构嵌固深度确定方法

受力型式	控制条件	嵌固深度计算方法	嵌固深度最小限值
重力式	支护结构整体稳定性	圆弧滑动简单条分法	0.4h

注：表中 h 为基坑开挖深度。

当基坑底为碎石土及砂土、基坑内排水已作用有渗透水压力时，侧向截水的排桩，地下连续墙的嵌固深度设计值尚应满足抗渗透稳定条件。

2 墙体厚度的确定。水泥土墙的厚度一般由支护结构抗倾覆稳定条件控制，对于横断面为矩形的水泥土墙，设计时可根据《建筑基坑支护技术规程》方法直接计算墙体厚度；对于横断面为非矩形的水泥土墙，应先根据设计意图假定断面尺寸，再验算抗倾覆稳定性。特殊情况下（如各土层性质变化较大），需进一步验算抗滑移稳定性及抗隆起稳定性。以上稳定性验算均需满足要求，否则，调整水泥土墙断面，重新进行验算。

3 水泥土墙的内力和变形计算。一般情况下，水泥土墙厚度较大（大于等于 0.4h），水泥土墙在不发生强度破坏时，其变形特征表现为刚体的平移或转动。因此，基坑被动侧土体的变形对水泥土墙变形的影响很大，基坑被动侧土层变形参数的选取非常重要，水泥土墙的内力及变形计算可参照地下连续墙采用弹性支点法。

4 正截面承载力验算。水泥土墙断面形状、尺寸确定后，需进行正截面承载力验算，对于横断面为矩形的水泥土墙，验算弯矩最大截面；对于横断面为非矩形的水泥土墙，应验算弯矩最大截面，墙体厚度变化处等截面；总之，任意截面的正截面承载力均需满足要求，否则，需调整断面，重新进行验算。

3.13.7 土钉墙支护结构设计要点及构造措施

1 设计步骤。土钉墙支护技术是一种原位土体加固技术，由原位土体、设置在土中的土钉与喷射混凝土面层组成。土钉墙的设计计算包括局部稳定性验算和整体稳定性验算，每项验算均与土钉的长度、数量、锚固体直径、土钉钢筋直径等参数有关，因此，在进行以上验算之前，应先根据类似工程经验初步确定这些参数，然后再进行各项稳定性验算。

2 局部稳定性验算。土钉的局部稳定验算保证单根上钉不被拔出或拉断，土钉的受拉荷载由土钉位置处的平均土压力强度及该土钉承担的面积确定，当土钉墙坡面不是垂直坡面时，受拉荷载可根据坡面坡度进行折减。局部稳定的计算方法见《建筑基坑支护技术规程》。

3 整体稳定性验算。土钉墙整体稳定验算采用圆弧滑动面条分法，抗滑力矩由土体抗滑力矩和土钉抗滑力矩组成，计算时通过试算找出最危险滑动面圆弧，最危险滑动面圆弧的总抗滑力矩和滑动力矩应满足《建筑基坑支护技术规程》的要求。

4 土钉抗拉承载力的确定。土钉墙的局部稳定和整体稳定与土钉的抗拉承载力密切相关，因此，准确选取土钉的抗拉承载力对土钉墙支护的安全性、合理性至关重要，确定土钉抗拉承载力最可靠的方法是现场抗拉试验，但是，一般情况下，进行基坑支护设计时难以进行现场试验，因此，通常的做法是，有类似工程经验时根据工程经验确定，或根据有关规范建议的锚固体与土体的摩阻力计算确定。采用这些方法确定土钉抗拉承载力，又与土钉的注浆工艺密切相关，因此，设计时一定要明确土钉的注浆方法及有关参数。此外，设计时根据工程经验或规范确定的土钉抗拉承载力，在土钉墙施工时，应进行土钉抗拉承载力检测，同一条条件下，检测数量不宜少于土钉总数的 1%，并不少于 3 根。若检测的土钉抗拉承载力不满足设计要求，应分析原因，研究对策，必要时进行设计修改。

5 构造要求。

1) 土钉钢筋与面层的连接方式。土钉钢筋需与面层连接牢固，才能保证支护结构及被加固土体的整体性，目前常用的连接方式大致有图 3.13.7 所示几种。

2) 土钉的排距需根据所在土层无支护自稳能力确定，在较坚硬的粘性土地层，排距可稍大一些，较软的粘性土地层或粉土地层，排距宜稍小一些，当土中含水量较大，排距宜小一些，一般情况，土钉排距宜取 1.0~2.0m。

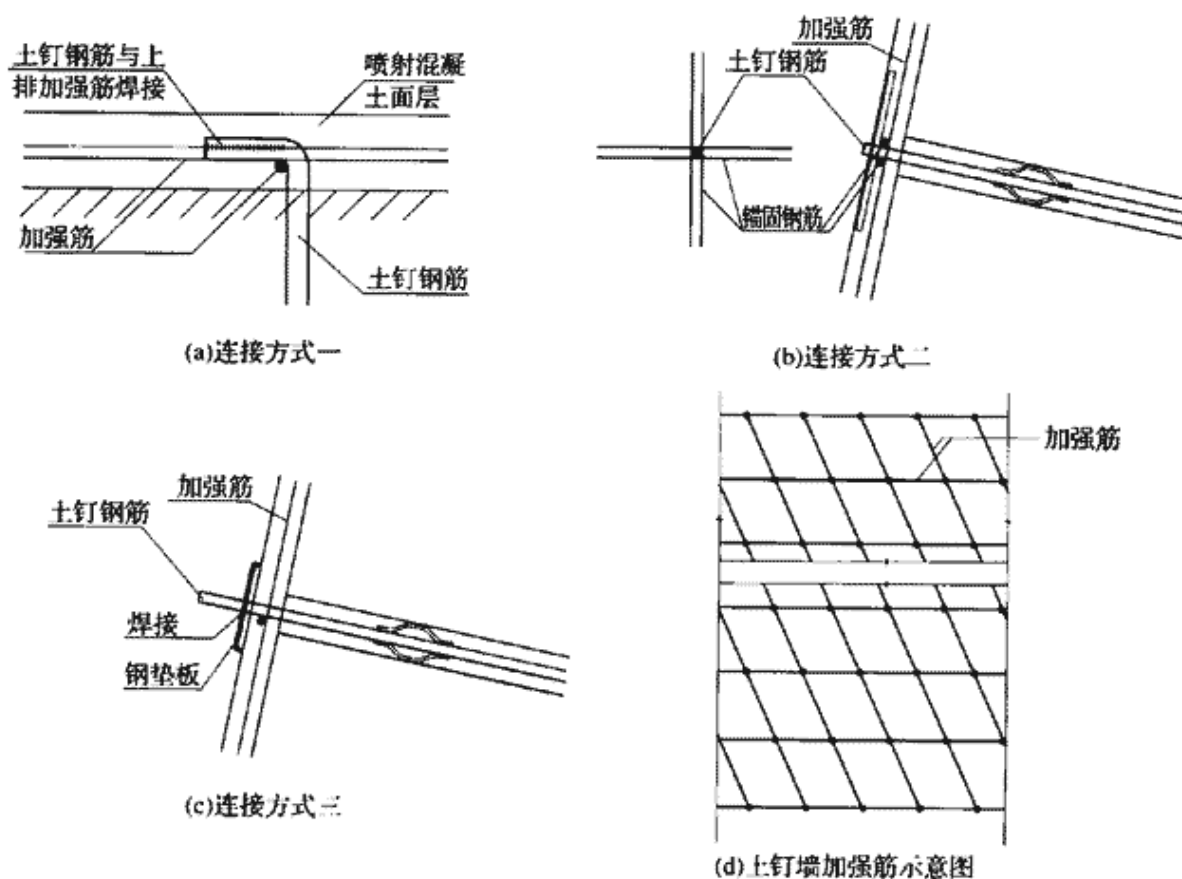


图 3.13.7 土钉钢筋与面层的连接方式

3) 土钉墙的安全稳定性对地下水非常敏感,土钉墙支护对地下水的控制提出了更高的要求,因此,除保证降水系统能有效的工作外,尚应采取其他有效的排水措施,土钉墙坡顶应做混凝土地面,坡顶。坡底做排水措施,严禁雨水、污水等地表水渗入坡体。在坡面上,根据土层的含水情况设置卸水孔。

3.13.8 基坑支护设计对基坑施工的要求

1 基坑的施工程序需满足基坑支护结构设计计算的工况,不能满足设计工况时,必须由设计人员复核设计并认可。

2 基坑支护设计人员应配合施工,发现施工中有与设计条件不符的情况时,应及时复核设计,必要时进行设计变更。

3 基坑支护设计人员应及时了解基坑监测结果,分析基坑监测成果,判断支护结构的工作状态。

4 根据支护结构设计计算情况,对基坑不同施工阶段支护结构的养护龄期提出明确要求;对支撑或锚杆的拆除(如果需要拆除)时间、注意事项提出明确要求。

5 根据支护结构设计计算情况,对基坑周边支护结构影响范围内的材料堆载、车辆荷载等施工荷载提出明确要求。

6 对基坑土方开挖有要求时,应明确提出。

7 对支护结构的试验、检测(如锚杆、土钉墙、水泥土强度等)提出要求。

3.13.9 基坑监控。基坑支护结构设计应提出对基坑监测的要求。基坑工程监测一般应按以下要求实施:

1 基坑开挖前必须作出系统的监测方案,监测方案应包括监测项目、监测方法及精度要求、监测点的布置、观测周期、监控时间、工序管理和记录制度、报警标准以及信息反馈系统等。

2 基坑监测应以获得定量数据的专门仪器测量或专用测试元件监测为主,以现场目测检查为辅。

3 观测点的布置应能满足监测要求。基坑开挖影响的范围随开挖深度的增加而增大,一般从基坑边缘向外2倍开挖深度范围内的建(构)筑物均为监测对象,3倍坑深范围内的重要建(构)筑物,尤其是古文物保护点应列入监测范围内。

4 基坑工程监测项目可根据《建筑基坑支护技术规程》要求的基坑监测项目中有关规定选择。

5 各项监测工作的时间间隔根据施工进度确定,当变形超过设计要求、规范或场地条件变化较大时,应加密观测。当有危险事故征兆时,则需进行连续监测。每次监测工作结束后,

及时提交监测简报及处理意见。由于国家行业标准受地域普遍性限制,难以提出适合全国各地特点的监测控制标准,各地区应根据当地经验确定。在此给出《广州地区建筑基坑支护技术规定》中有关监测项目,测点布置和精度要求和上海地区有关基坑变形控制标准供参考(表 3.13.9-1、表 3.13.9-2)。

表 3.13.9-1 《广州地区建筑基坑支护技术规定》监测项目、测点布置和精度要求

序号	监测项目	位置或监测对象	仪 器	监测精度	测点布置
1	支护结构水平位移	围护结构上端部	经纬仪	1.0mm	间距 10~15m
2	孔隙水压力	周围土体	孔隙水压力计	$\leq 1\text{Pa}$	2~4 孔,同一孔测点 间距 2~3m
3	土体侧向变形	靠近围护结构 周边土体	测斜管、测斜仪	1.0mm	2~4 孔,同一孔测点 间距 0.5m
4	支护结构变形	围护结构内	测斜管、测斜仪	1.0mm	孔间距 15~20m, 测点间距 0.5m
5	支护结构侧土压力	围护结构后和嵌固 围护结构前	土压力计	$\leq 1/100 (F \cdot s)$	3~4 孔,同一孔测点 间距 2~3m
6	支撑轴力	支撑中部或端部	轴力计或应变仪	$\leq 1/100 (F \cdot s)$	每层 8~12 点
7	地下水位	基坑周边	水位管、水位仪	5.0mm	孔间距 15~25m
8	锚杆拉力	锚杆位置或锚头	钢筋计、荷载计	$\leq 1/100 (F \cdot s)$	不少于锚杆总数的 5%,且不少于 5 根
9	沉降、倾斜	需保护的建 (构) 筑物	经纬仪、水准仪	1.0mm	间距 15~20m
10	地下管线沉降和位移	管线接头	经纬仪、水准仪	1.0mm	间距 5~10m
11	支撑立柱沉降观测	支撑立柱顶	水准仪	1.0mm	不少于立柱总数的 20%, 且不少于 3 根

注:1 测点间距和数量应根据基坑侧壁安全等级而定。三级基坑侧壁的测点间距可疏一些,测点数可少些;

2 有特殊要求的基坑侧壁的测点布置和精度要求可根据实际需要而定。

表 3.13.9-2 上海地区基坑变形控制标准 ($F=u/H$, H 基坑深)

项 目	指 标	适用环境条件	控制标准		
			安 全	警 戒	危 险
墙体变位	变位量 u	基坑近旁无建(构)筑物或地下设施	$F_1 < 0.4\%$	$0.4\% \leq F_1 \leq 1.2\%$	$F_1 > 1.2\%$
	开挖深度	基坑近旁有建(构)筑物或地下设施	$F_1 < 0.2\%$	$0.2\% \leq F_1 \leq 0.7\%$	$F_1 > 0.7\%$
基底隆起	隆起量 u	基坑近旁无建(构)筑物在地下设施	$F_2 < 0.4\%$	$0.4\% \leq F_2 \leq 1.0\%$	$F_2 > 1.0\%$
	开挖深度	基坑近旁有建(构)筑物或地下设施	$F_2 < 0.2\%$	$0.2\% \leq F_2 \leq 0.5\%$	$F_2 > 0.5\%$
		环境要求特别严格	$F_2 < 0.04\%$	$0.04\% \leq F_2 \leq 0.2\%$	$F_2 > 0.2\%$
地表沉降	沉降量 u	基坑近旁无建(构)筑物或地下设施	$F_3 < 0.4\%$	$0.4\% \leq F_3 \leq 1.2\%$	$F_3 > 1.2\%$
	开挖深度	基坑近旁有建(构)筑物或地下设施	$F_3 < 0.2\%$	$0.2\% \leq F_3 \leq 0.7\%$	$F_3 > 0.7\%$
		环境要求特别严格	$F_3 < 0.04\%$	$0.04\% \leq F_3 \leq 0.2\%$	$F_3 > 0.2\%$
支护结构体水平位移量 δ (mm) (典型位置、 局部特殊位置、平面位置)			≤ 30	30~50	> 50
支护结构主体变形速率 v (mm/d)			≤ 0.1	0.1~0.5	> 0.5
相邻建(构)筑物相对倾斜			$\leq 1/500$ (非 结构性破坏)	> 1/150 (结构性破坏)	1/300 (墙面开裂)

6 工程结束时提交完整的监测报告。报告内容一般包括:

- 1) 基坑工程概况和监测目的;
- 2) 监测项目和测点布置;
- 3) 采用仪器的型号、规格和标定资料;
- 4) 监测资料的分析结果和结论。