

I 总则

1.0.1~1.0.3 桩基的设计与施工要实现安全适用、技术先进、经济合理、确保质量、保护环境的目标，应综合考虑下列诸因素，把握相关技术要点。

1 地质条件。建设场地的工程地质和水文地质条件，包括地层分布特征和土性、地下水赋存状态与水质等，是选择桩型、成桩工艺、桩端持力层及抗浮设计等的关键因素。因此，场地勘察做到完整可靠，设计和施工者对于勘察资料做出正确解析和应用均至关重要。

2 上部结构类型、使用功能与荷载特征。不同的上部结构类型对于抵抗或适应桩基差异沉降的性能不同，如剪力墙结构抵抗差异沉降的能力优于框架、框架—剪力墙、框架—核心筒结构；排架结构适应差异沉降的性能优于框架、框架—剪力墙、框架—核心筒结构。建筑物使用功能的特殊性和重要性是决定桩基设计等级的依据之一；荷载大小与分布是确定桩型、桩的几何参数与布桩所应考虑的主要因素。地震作用在一定条件下制约桩的设计。

3 施工技术条件与环境。桩型与成桩工艺的优选，在综合考虑地质条件、单桩承载力要求前提下，尚应考虑成桩设备与技术的既有条件，力求既先进且实际可行、质量可靠；成桩过程产生的噪声、振动、泥浆、挤土效应等对于环境的影响应作为选择成桩工艺的重要因素。

4 注重概念设计。桩基概念设计的内涵是指综合上述诸因素制定该工程桩基设计的总体构思。包括桩型、成桩工艺、桩端持力层、桩径、桩长、单桩承载力、布桩、承台形式、是否设置后浇带等，它是施工图设计的基础。概念设计应在规范框架内，考虑桩、土、承台、上部结构相互作用对于承载力和变形的影响，既满足荷载与抗力的整体平衡，又兼顾荷载与抗力的局部平衡，以优化桩型选择和布桩为重点，力求减小差异变形，降低承台内力和上部结构次内力，实现节约资源、增强可靠性和耐久性。可以说，概念设计是桩基设计的核心。

2 术语、符号

2.1 术语

术语以《建筑桩基技术规范》JGJ94—94为基础，根据本规范内容，作了相应的增补、修订和删节；增加了减沉复合疏桩基础、变刚度调平设计、承台效应系数、灌注桩后注浆、桩基等效沉降系数。

2.2 符号

符号以沿用《建筑桩基技术规范》JGJ94—94规范既有符号为主，根据规范条文的变化作了相应调整，主要是由于桩基竖向和水平承载力计算由原规范按荷载效应基本组合改为按标准组合。共有四条：2.2.1作用和作用效应；2.2.2抗力和材料性能：用单桩竖向承载力特征值、单桩水平承载力特征值取代原规范的竖向和水平承载力设计值；2.2.3几何参数；2.2.4计算系数。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 桩基设计的两类极限状态

1 承载能力极限状态

原《建筑桩基技术规范》JGJ94—94 采用桩基承载能力概率极限状态分项系数的设计法，相应的荷载效应采用基本组合。本规范改为以综合安全系数 K 代替荷载分项系数和抗力分项系数，以单桩极限承载力和综合安全系数 K 为桩基抗力的基本参数。这意味着承载能力极限状态的荷载效应基本组合的荷载分项系数为 1.0，亦即为荷载效应标准组合。本规范作这种调整的原因如下：

- (1) 与现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007) 的设计原则一致，以方便使用。
- (2) 关于不同桩型和成桩工艺对极限承载力的影响，实际上已反映于单桩极限承载力静载试验值或极限侧阻力与极限端阻力经验参数中，因此承载力随桩型和成桩工艺的变异特征已在单桩极限承载力取值中得到较大程度反映，采用不同的承载力分项系数意义不大。
- (3) 鉴于地基土性的不确定性对基桩承载力可靠性影响目前仍处于研究探索阶段，原《建筑桩基技术规范》JGJ94—94 的承载力概率极限状态设计模式尚属不完全的可靠性分析设计。

关于桩身、承台结构承载力极限状态的抗力仍采用现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010)、《钢结构设计规范》(GB 50017) (钢桩) 规定的材料强度设计值，作用力采用现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009) 规定的荷载效应基本组合设计值计算确定。

2 正常使用极限状态

由于问题的复杂性，以桩基的变形、抗裂、裂缝宽度为控制内涵的正常使用极限状态计算，如同上部结构一样从未实现基于可靠性分析的概率极限状态设计。因此桩基正常使用极限状态设计计算维持原《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 规范的规定。

3.1.2 划分建筑桩基设计等级，旨在界定桩基设计的复杂程度、计算内容和应采取的相应技术措施。桩基设计等级是根据建筑物规模、体型与功能特征、场地地质与环境的复杂程度，以及由于桩基问题可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度划分为三个等级。

甲级建筑桩基，第一类是 (1) 重要的建筑；(2) 30 层以上或高度超过 100m 的高层建筑。这类建筑物的特点是荷载大、重心高、风载和地震作用水平剪力大，设计时应选择基桩承载力变幅大、布桩具有较大灵活性的桩型，基础埋置深度足够大，严格控制桩基的整体倾斜和稳定。第二类是 (3) 体型复杂且层数相差超过 10 层的高低层 (含纯地下室) 连体建筑物；(4) 20 层以上框架—核心筒结构及其他对于差异沉降有特殊要求的建筑物。这类建筑物由于荷载与刚度分布极为不均，抵抗和适应差异变形的性能较差，或使用功能上对变形有特殊要求 (如冷藏库、精密生产工艺的多层厂房、液面控制严格的贮液罐体、精密机床和透平设备基础等) 的建 (构) 筑物桩基，须严格控制差异变形乃至沉降量。桩基设计中，首先，概念设计要遵循变刚度调平设计原则；其二，在概念设计的基础上要进行上部结构—承台—桩土的共同作用分析，计算沉降等值线、承台内力和配筋。第三类是 (5) 场地和地基条件复杂的一般建筑物及坡地、岸边建筑；(6) 对相邻既有工程影响较大的建筑物。这类建筑物自身无特殊性，但由于场地条件、环境条件的特殊性，应按桩基设计等级甲级设计。如场地

处于岸边高坡、地基为半填半挖、基底同置于岩石和土质地层、岩溶极为发育且岩面起伏很大、桩身范围有较厚自重湿陷性黄土或可液化土等等,这种情况下首先应把握好桩基的概念设计,控制差异变形和整体稳定、考虑负摩阻力等至关重要;又如相邻既有工程的场地上建造新建筑物,包括基础跨越地铁、基础埋深大于紧邻的重要或高层建筑物等,此时如何确定桩基传递荷载和施工不致影响既有建筑物的安全成为设计施工应予控制的关键因素。

丙级建筑桩基的要素同时包含两方面,一是场地和地基条件简单,二是荷载分布较均匀、体型简单的七层及七层以下一般建筑;桩基设计较简单,计算内容可视具体情况简略。

乙级建筑桩基,为甲级、丙级以外的建筑桩基,设计较甲级简单,计算内容应根据场地与地基条件、建筑物类型酌定。

3.1.3 关于桩基承载力计算和稳定性验算,是承载能力极限状态设计的具体内容,应结合工程具体条件有针对性地进行计算或验算,条文所列6项内容中有的为必算项,有的为可算项。

3.1.4, 3.1.5 桩基变形涵盖沉降和水平位移两大方面,后者包括长期水平荷载、高烈度区水平地震作用以及风荷载等引起的水平位移;桩基沉降是计算绝对沉降、差异沉降、整体倾斜和局部倾斜的基本参数。

3.1.6 根据基桩所处环境类别,参照现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010)关于结构构件正截面的裂缝控制等级分为三级:一级严格要求不出现裂缝的构件,按荷载效应标准组合计算的构件受拉边缘混凝土不应产生拉应力;二级一般要求不出现裂缝的构件,按荷载效应标准组合计算的构件受拉边缘混凝土拉应力不应大于混凝土轴心抗拉强度标准值;按荷载效应准永久组合计算的构件受拉边缘混凝土不宜产生拉应力;三级允许出现裂缝的构件,应按荷载效应标准组合计算裂缝宽度。最大裂缝宽度限值见规范表3.5.3。

3.1.7 桩基设计所采用的作用效应组合和抗力是根据计算或验算的内容相适应的原则确定。

1 确定桩数和布桩时,由于抗力是采用基桩或复合基桩极限承载力除以综合安全系数 $k=2$ 确定的特征值,故采用荷载分项系数 γ_G 、 $\gamma_Q=1$ 的荷载效应标准组合。

2 计算荷载作用下基桩沉降和水平位移时,考虑土体固结变形时效特点,应采用荷载效应准永久组合;计算水平地震作用、风荷载作用下桩基的水平位移时,应按水平地震作用、风荷载作用效应的标准组合。

3 验算坡地、岸边建筑桩基整体稳定性采用综合安全系数,故其荷载效应采用 γ_G 、 $\gamma_Q=1$ 的标准组合。

4 在计算承台结构和桩身结构时,应与上部混凝土结构一致,承台顶面作用效应应采用基本组合,其抗力应采用包含抗力分项系数的设计值;在进行承台和桩身的裂缝控制验算时,应与上部混凝土结构一致,采用荷载效应标准组合和荷载效应准永久组合。

5 桩基结构作为结构体系的一部分,其安全等级、结构使用年限,应与混凝土结构设计规范一致。考虑到桩基结构的修复难度更大,故结构重要性系数 γ 。除临时性建筑外,不应小于1.0。

3.1.8 关于变刚度调平设计

变刚度调平概念设计旨在减小差异变形、降低承台内力和上部结构次内力,以节约资源,提高建筑物使用寿命,确保正常使用功能。以下就传统设计存在的问题、变刚度调平设计原理与方法、试验验证、工程应用效果进行说明。

1 天然地基箱基的变形特征

图3.1-1所示为北京中信国际大厦天然地基箱形基础竣工时和使用3.5年相应的沉降等值线。该大厦高104.1m,框架一核心筒结构;双层箱基,高11.8m;地基为砂砾与粘性土交互层;1984年建成至今20年,最大沉降由6.0cm发展至12.5cm,最大差异沉降

$\Delta s_{\max} = 0.004L_0$ ，超过规范允许值 $[\Delta s_{\max}] = 0.002L_0$ （ L_0 为二测点距离）一倍，碟形沉降明显。这说明加大基础的抗弯刚度对于减小差异沉降的效果并不突出，但材料消耗相当可观。

2 均匀布桩的桩筏基础的变形特征

图 3.1-2 为北京南银大厦桩筏基础建成一年的沉降等值线。该大厦高 113m，框架—核心筒结构；采用 $\phi 400$ PHC 管桩，桩长 $l=11$ m，均匀布桩；考虑到预制桩沉桩出现上浮，对所有桩实施了复打；筏板厚 2.5m；建成一年，最大差异沉降 $[\Delta s_{\max}] = 0.002L_0$ 。由于桩端以下有粘性土下卧层，桩长相对较短，预计最终最大沉降量将达 7.0cm 左右， Δs_{\max} 将超过允许值。沉降分布与天然地基上箱基类似，呈明显碟形。

3 均匀布桩的桩顶反力分布特征

图 3.1-3 所示为武汉某大厦桩箱基础的实测桩顶反力分布。该大厦为 22 层框架—剪力墙结构，桩基为 $\phi 500$ PHC 管桩，桩长 22m，均匀布桩，桩距 3.3d，桩数 344 根，桩端持力层为粗中砂。由图 3.1-3 看出，随荷载和结构刚度增加，中、边桩反力差增大，最终达 1:1.9，呈马鞍形分布。

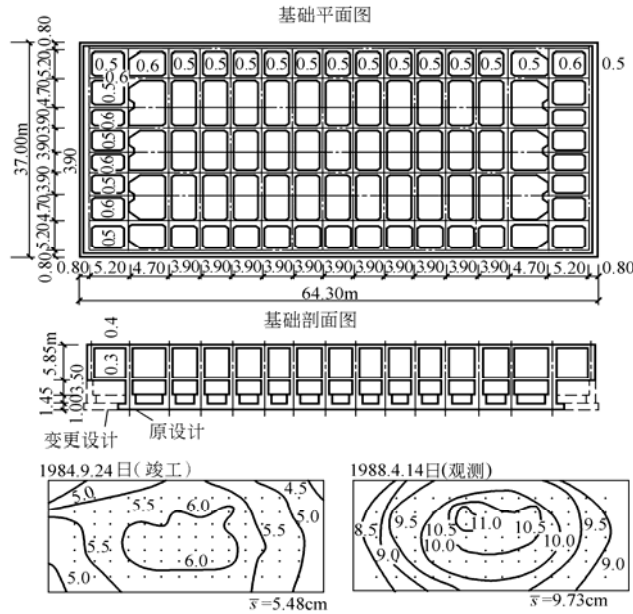


图 3.1-1 北京中信国际大厦箱基沉降等值线（S 单位：cm）

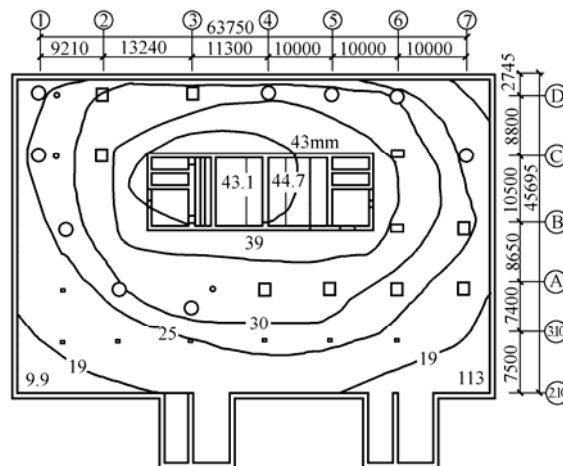


图 3.1-2 南银大厦桩筏基础沉降等值线（建成一年，S 单位：mm）

4 碟形沉降和马鞍形反力分布的负面效应

(1)碟形沉降

约束状态下的非均匀变形与荷载一样也是一种作用,受作用体将产生附加应力。箱筏基础或桩承台的碟形沉降,将引起自身和上部结构的附加弯、剪内力乃至开裂。

(2)马鞍形反力分布

天然地基箱筏基础土反力的马鞍形反力分布的负面效应将导致基础的整体弯矩增大。以图 3.1-1 北京中信国际大厦为例,土反力按《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ6-99 所给反力系数,近似计算中间单位宽板带核心筒一侧的附加弯矩较均布反力增加 16.2%。根据图 3.1-3 所示桩箱基础实测反力内外比达 1:1.9,由此引起的整体弯矩增量比中信国际大厦天然地基的箱基更大。

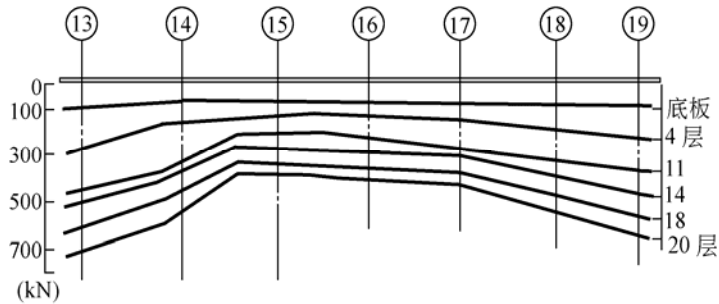


图 3.1-3 武汉某大厦桩箱基础桩顶反力实测结果

5 变刚度调平概念设计

天然地基和均匀布桩的初始竖向支承刚度是均匀分布的,设置于其上的刚度有限的基础(承台)受均布荷载作用时,由于土与土、桩与桩、土与桩的相互作用导致地基或桩群的竖向支承刚度分布发生内弱外强变化,沉降变形出现内大外小的碟形分布,基底反力出现内小外大的马鞍形分布。

当上部结构为荷载与刚度内大外小的框架-核心筒结构时,碟形沉降会更趋明显(图 3.1-4a),上述工程实例证实了这一点。为避免上述负面效应,突破传统设计理念,通过调整地基或基桩的竖向支承刚度分布,促使差异沉降减到最小,基础或承台内力和上部结构次应力显著降低。这就是变刚度调平概念设计的内涵。

(1)局部增强变刚度

在天然地基满足承载力要求的情况下,可对荷载集度高的区域如核心筒等实施局部增强处理,包括采用局部桩基与局部刚性桩复合地基(如图 3.1-4(c))。

(2)桩基变刚度

对于荷载分布较均匀的大型油罐等构筑物,宜按变桩距、变桩长布桩(图 3.1-5)以抵消因相互作用对中心区支承刚度的削弱效应。对于框架-核心筒和框架-剪力墙结构,应按荷载分布考虑相互作用,将桩相对集中布置于核心筒和柱下,对于外围框架区应适当弱化,按复合桩基设计,桩长宜减小(当有合适桩端持力层时),如图 3.1-4(b)。

(3)主裙连体变刚度

对于主裙连体建筑基础,应按增强主体(采用桩基)、弱化裙房(采用天然地基、疏短桩、复合地基、褥垫增沉等)的原则设计。

(4)上部结构-基础-地基(桩土)共同工作分析

在概念设计的基础上,进行上部结构-基础-地基(桩土)共同作用分析计算,进一步优化布桩,并确定承台内力与配筋。

6 试验验证

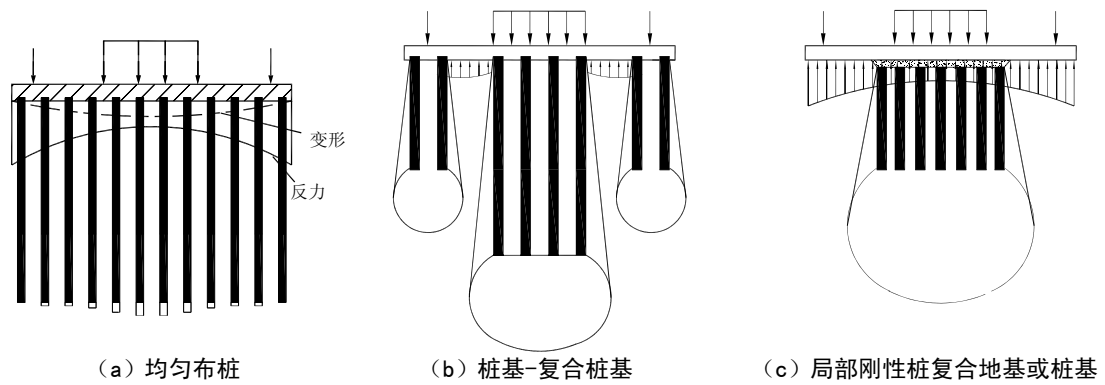


图 3.1-4 框架-核心筒结构均匀布桩与变刚度布桩

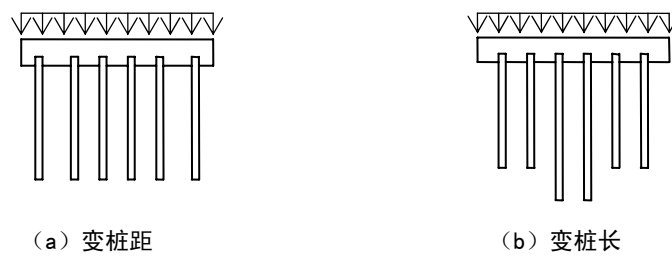


图 3.1-5 均布荷载下变刚度布桩模式

(1) 变桩长模型试验

在石家庄某现场进行了 20 层框架-核心筒结构 1/10 现场模型试验。从图 3.1-6 看出，等桩长布桩 ($d=150\text{mm}$, $l=2\text{m}$) 与变桩长 ($d=150\text{mm}$, $l=2\text{m}$, 3m , 4m) 布桩相比，在总荷载 $F=3250\text{kN}$ 下，其最大沉降由 $s_{\max}=6\text{mm}$ ，减至 $s_{\max}=2.5\text{mm}$ ，最大沉降差由 $\Delta s_{\max} \leq 0.012 L_0$ (L_0 为二测点距离) 减至 $\Delta s_{\max} \leq 0.0005 L_0$ 。这说明按常规布桩，差异沉降难免超出规范要求，而按变刚度调平设计可大幅减小最大沉降和差异沉降。

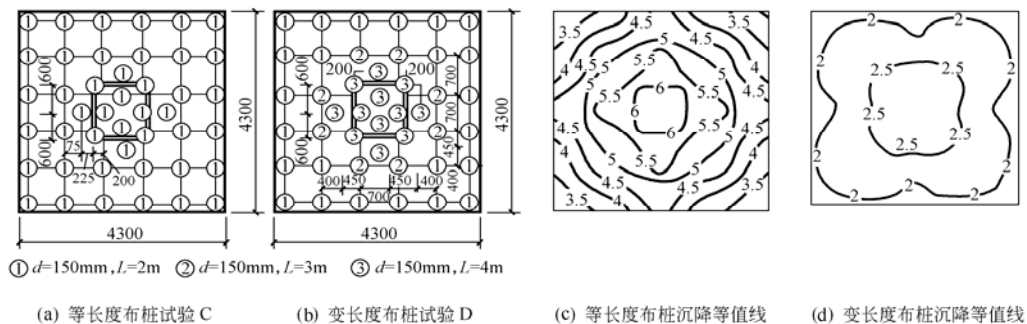


图 3.1-6 等桩长与变桩长桩基模型试验 ($P=3250\text{kN}$)

由表 3.1-1 桩顶反力测试结果看出，等桩长桩基桩顶反力呈内小外大马鞍形分布，变桩长桩基转变为内大外小碟形分布。后者可使承台整体弯矩、核心筒冲切力显著降低。

表 3.1-1 桩顶反力比 ($F=3250\text{kN}$)

试验细目	内部桩	边桩	角桩
	Q_i / Q_{av}	Q_b / Q_{av}	Q_c / Q_{av}
等长度布桩试验 C	76%	140%	115%
变长度布桩试验 D	105%	93%	92%

(2) 核心筒局部增强模型试验

图 3.1-7 为试验场地在粉质粘土地基上的 20 层框架结构 1/10 模型试验,无桩筏板与局部增强(刚性桩复合地基)试验比较。从图 3.1-7 (c)、(d) 可看出,在相同荷载 ($F=3250\text{kN}$) 下,后者最大沉降量 $s_{\max}=8\text{mm}$,外围沉降为 7.8mm ,差异沉降接近于零;而前者最大沉降量 $s_{\max}=20\text{mm}$,外围最大沉降量 $s_{\min}=10\text{mm}$,最大相对差异沉降 $\Delta s_{\max}/L_0=0.4\%$ >容许值 0.2% 。可见,在天然地基承载力满足设计要求的情况下,采用对荷载集度高的核心区局部增强措施,其调平效果十分显著。

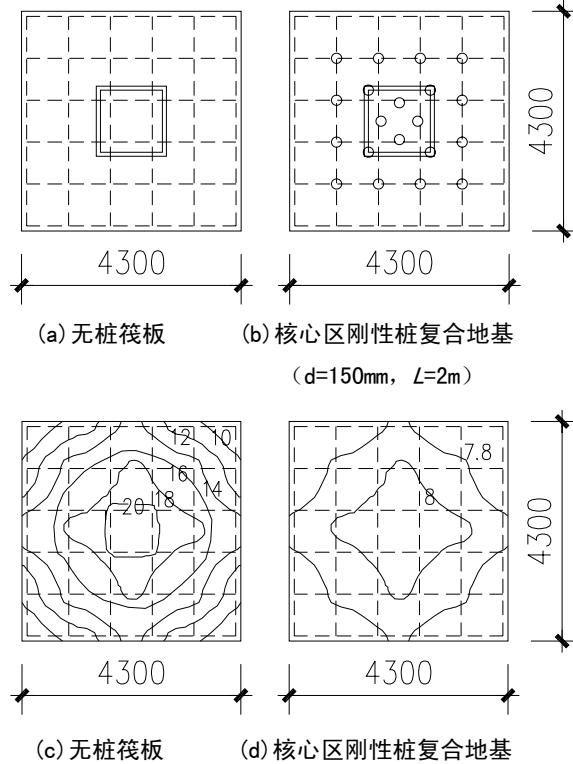


图 3.1-7 核心筒区局部增强(刚性桩复合地基)与无桩筏板模型试验 ($P=3250\text{kN}$)

7 工程应用

采用变刚度调平设计理论与方法结合后注浆技术对北京皂君庙电信楼、山东农行大厦、北京长青大厦、北京电视台、北京呼家楼等十余项工程的桩基设计进行了优化,取得了良好的技术经济效益(详见表 3.1-2)。最大沉降 $s_{\max} \leq 38\text{mm}$,最大差异沉降 $\Delta s_{\max} \leq 0.0008 L_0$,节约投资逾亿元,其中由于变刚度调平设计节约的投资大约占 30%。

表 3.1-2 变刚度调平设计工程实例

工程名称	层数/高度 m	建筑面积 (m^2)	结构形式	桩数		承台板厚		节约投资 (万元)
				原设计	优化	原设计	优化	
农行山东省分行大厦	44/170	80,000	框架—核心筒,主裙连体	377 Φ 1000	146 Φ 1000			300
北京皂君庙电信大厦	18/150	66,308	框架—剪力墙,主裙连体	373 Φ 800 391 Φ 1000	302 Φ 800			400
北京盛富大厦	26/100	60,000	框架—核心筒,主裙连体	365 Φ 1000	120 Φ 1000			150
北京机械工业经营大厦	27/99.8	41,700	框架—核心筒,主裙连体	桩基	复合地基			60
北京长青大	26/99.6	240,000	框架—核	1251 Φ 800	860 Φ 800		1.4m	959

厦			心筒,主裙 连体					
北京紫云大厦	32/113	68,000	框架一核 心筒,主裙 连体		92Φ1000			50
BTV综合业务楼	41/255		框架一核 心筒		126Φ1000	3m	2m	
BTV演播楼	11/48	183,000	框架一剪 力墙		470Φ800			1100
BTV生活楼	11/52		框架一剪 力墙		504Φ600			
万豪国际大酒店	33/128		框架一核 心筒,主裙 连体		162Φ800			
北京嘉美风尚中心公寓式酒店	28/99.8	180,000	框架一剪 力墙,主群 连体	233Φ800, l=38m	Φ800, 64根 l=38m 152根 l=18m	1.5m	1.5m	150
北京嘉美风尚中心办公楼	24/99.8		框架一剪 力墙,主群 连体	194Φ800, l=38m	Φ800, 65根 l=38m 117根 l=18m	1.5m	1.5m	200
北京财源国际中心西塔	36/156.5	220,000	框架一核 心筒	Φ800桩, 扩底后注 浆	280Φ1000	3.0m	2.2m	200
北京悠乐汇B区酒店、商业及写字楼(共3栋塔楼)	28/99.15	220,000	框架一核 心筒,主群 连体		558Φ800	核心下 3.0m, 外围柱 下2.2m	1.6m	685

3.1.9 软土地区多层建筑,若采用天然地基,其承载力许多情况下满足要求,但最大沉降往往超过20cm,差异变形超过允许值,引发墙体开裂者多见。上世纪90年代以来,首先在上海采用以减小沉降为目标的疏布小截面预制桩复合桩基,简称为减沉复合疏桩基础,上海称其为沉降控制复合桩基。近年来,这种减沉复合疏桩基础在温州、天津、济南等地也相继应用。

对于减沉复合疏桩基础应用中要注意把握三个关键技术,一是桩端持力层不应是坚硬岩层、密实砂、卵石层,以确保基桩受荷能产生刺入变形,承台底基土能有效分担份额很大的荷载;二是桩距应在 $5d\sim 6d$ 以上,使桩间土受桩牵连变形较小,确保桩间土较充分发挥承载作用;三是由于基桩数量少而疏,成桩质量可靠性应严加控制。

3.1.10 对于按规范第3.1.4条进行沉降计算的建筑桩基,在施工过程及建成后使用期间,必须进行系统的沉降观测直至稳定。系统的沉降观测,包含四个要点:一是桩基完工之后即应在柱、墙脚部设置测点,以测量地基的回弹再压缩量。待地下室建造出地面后,将测点移至地面柱、墙脚部成为长期测点,并加设保护措施;二是对于框架一核心筒、框架一剪力墙结构,应于内部柱、墙和外围柱、墙上设置测点,以获取建筑物内、外部的沉降和差异沉降值;三是沉降观测应委托专业单位负责进行,施工单位自测自检平行作业,以资校对;四是沉降观测应事先制定观测间隔时间和全程计划,观测数据和所绘曲线应作为工程验收内容,移交建设单位存档,并按相关规范观测直至稳定。

3.2 基本资料

3.2.1, 3.2.2 为满足桩基设计所需的基本资料,除建筑场地工程地质、水文地质资料外,对于场地的环境条件、新建工程的平面布置、结构类型、荷载分布、使用功能上的特殊要求、结构安全等级、抗震设防烈度、场地类别、桩的施工条件、类似地质条件的试桩资料等,都是桩基设计所需的基本资料。根据工程与场地条件,结合桩基工程特点,对勘探点间距、勘

探深度、原位试验这三方面制定合理完整的勘探方案，以满足桩型、桩端持力层、单桩承载力、布桩等概念设计阶段和施工图设计阶段的资料要求。

3.3 桩的选型与布置

3.3.1, 3.3.2 桩的分类与选型

1 应正确理解桩的分类内涵

(1) 按承载力发挥性状分类

承载性状的两个大类和四个亚类是根据其在极限承载力状态下，总侧阻力和总端阻力所占份额而定。承载性状的变化不仅与桩端持力层性质有关，还与桩的长径比、桩周土层性质、成桩工艺等有关。对于设计而言，应依据基桩竖向承载性状合理配筋、计算负摩阻力引起的下拉荷载、确定沉降计算图式、制定灌注桩沉渣控制标准和预制桩锤击和静压终止标准等。

(2) 按成桩方法分类

按成桩挤土效应分类，经大量工程实践证明是必要的，也是借鉴国外相关标准的规定。成桩过程中有无挤土效应，涉及设计选型、布桩和成桩过程质量控制。

成桩过程的挤土效应在饱和粘性土中是负面的，会引发灌注桩断桩、缩颈等质量事故，对于挤土预制混凝土桩和钢桩会导致桩体上浮，降低承载力，增大沉降；挤土效应还会造成周边房屋、市政设施受损；在松散土和非饱和填土中则是正面的，会起到加密、提高承载力的作用。

对于非挤土桩，由于其既不存在挤土负面效应，又具有穿越各种硬夹层、嵌岩和进入各类硬持力层的能力，桩的几何尺寸和单桩的承载力可调空间大。因此钻、挖孔灌注桩使用范围大，尤以高重建筑物更为合适。

(3) 按桩径大小分类

桩径大小影响桩的承载力性状，大直径钻（挖、冲）孔桩成孔过程中，孔壁的松弛变形导致侧阻力降低的效应随桩径增大而增大，桩端阻力则随直径增大而减小。这种尺寸效应与土的性质有关，粘性土、粉土与砂土、碎石类土相比，尺寸效应相对较弱。另外侧阻和端阻的尺寸效应与桩身直径 d 、桩底直径 D 呈双曲线函数关系，尺寸效应系数： $\psi_{si} = (0.8/d)^m$ ； $\psi_p = (0.8/D)^n$ 。

2 应避免基桩选型常见误区

(1) 凡嵌岩桩必为端承桩

将嵌岩桩一律视为端承桩会导致将桩端嵌岩深度不必要地加大，施工周期延长，造价增加。

(2) 将挤土灌注桩应用于高层建筑

沉管挤土灌注桩无需排土排浆，造价低。上世纪 80 年代曾风行于南方各省，由于设计施工对于这类桩的挤土效应认识不足，造成的事故极多，因而 21 世纪以来趋于淘汰。然而，重温这类桩使用不当的教训仍属必要。某 28 层建筑，框架—剪力墙结构；场地地层自上而下为饱和粉质粘土、粉土、粘土；采用 $\Phi 500$ 、 $l=22\text{m}$ 、沉管灌注桩，梁板式筏形承台，桩距 $3.6d$ ，均匀满堂布桩；成桩过程出现明显地面隆起和桩上浮；建至 12 层底板即开裂，建成后梁板式筏形承台的主次梁及部分与核心筒相连的框架梁开裂。最后采取加固措施，将梁板式筏形承台主次梁两侧加焊钢板，梁与梁之间充填混凝土变为平板式筏形承台。

鉴于沉管灌注桩应用不当的普遍性及其严重后果，本次规范修订中，严格控制沉管灌注桩的应用范围，在软土地区仅限于多层住宅单排桩条基使用。

(3) 预制桩的质量稳定性高于灌注桩

近年来, 由于沉管灌注桩事故频发, PHC 和 PC 管桩迅猛发展, 取代沉管灌注桩。毋庸置疑, 预应力管桩不存在缩颈、夹泥等质量问题, 其质量稳定性优于沉管灌注桩, 但是与钻、挖、冲孔灌注桩比较则不然。首先, 沉桩过程的挤土效应常常导致断桩(接头处)、桩端上浮、增大沉降, 以及对周边建筑物和市政设施造成破坏等; 其次, 预制桩不能穿透硬夹层, 往往使得桩长过短, 持力层不理想, 导致沉降过大; 其三, 预制桩的桩径、桩长、单桩承载力可调范围小, 不能或难于按变刚度调平原则优化设计。因此, 预制桩的使用要因地、因工程对象制宜。

(4) 人工挖孔桩质量稳定可靠

人工挖孔桩在低水位非饱和土中成孔, 可进行彻底清孔, 直观检查持力层, 因此质量稳定性较高。但是, 设计者对于高水位条件下采用人工挖孔桩的潜在隐患认识不足。有的边挖孔边抽水, 以至将桩侧细颗粒淘走, 引起地面下沉, 甚至导致护壁整体滑脱, 造成人身事故; 还有的将相邻桩新灌注混凝土的水泥颗粒带走, 造成离析; 在流动性淤泥中实施强制性挖孔, 引起大量淤泥发生侧向流动, 导致土体滑移将桩体推歪、推断。

(5) 灌注桩不适当扩底

扩底桩用于持力层较好、桩较短的端承型灌注桩, 可取得较好的技术经济效益。但是, 若将扩底不适当应用, 则可能走进误区。如: 在饱和单轴抗压强度高于桩身混凝土强度的基岩中扩底, 是不必要的; 在桩侧土层较好、桩长较大的情况下扩底, 一则损失扩底端以上部分侧阻力, 二则增加扩底费用, 可能得失相当或失大于得; 将扩底端放置于有软弱下卧层的薄硬土层上, 既无增强效应, 还可能留下安全隐患。

近年来, 全国各地研发的新桩型, 有的已取得一定的工程应用经验, 编制了推荐性专业标准或企业标准, 各有其适用条件。由于选用不当, 造成事故者也不鲜见。

3.3.3 基桩的布置是桩基概念设计的主要内涵, 是合理设计、优化设计的主要环节。

1 基桩的最小中心距。基桩最小中心距规定基于两个因素确定。第一, 有效发挥桩的承载力, 群桩试验表明对于非挤土桩, 桩距 $3\sim 4d$ 时, 侧阻和端阻的群桩效应系数接近或略大于 1; 砂土、粉土略高于粘性土。考虑承台效应的群桩效率则均大于 1。但桩基的变形因群桩效应而增大, 亦即桩基的竖向支承刚度因桩土相互作用而降低。

基桩最小中心距所考虑的第二个因素是成桩工艺。对于非挤土桩而言, 无需考虑挤土效应问题; 对于挤土桩, 为减小挤土负面效应, 在饱和粘性土和密实土层条件下, 桩距应适当加大。因此最小桩距的规定, 考虑了非挤土、部分挤土和挤土效应, 同时考虑桩的排列与数量等因素。

2 考虑力系的最优平衡状态。桩群承载力合力点宜与竖向永久荷载合力作用点重合, 以减小荷载偏心的负面效应。当桩基受水平力时, 应使基桩受水平力和力矩较大方向有较大的抗弯截面模量, 以增强桩基的水平承载力, 减小桩基的倾斜变形。

3 桩箱、桩筏基础的布桩原则。为改善承台的受力状态, 特别是降低承台的整体弯矩、冲切力和剪切力, 宜将桩布置于墙下和梁下, 并适当弱化外围。

4 框架—核心筒结构的优化布桩。为减小差异变形、优化反力分布、降低承台内力, 应按变刚度调平原则布桩。也就是根据荷载分布, 作到局部平衡, 并考虑相互作用对于桩土刚度的影响, 强化内部核心筒和剪力墙区, 弱化外围框架区。调整基桩支承刚度的具体作法是: 对于刚度增强区, 采取加大桩长(有多层持力层)、或加大桩径(端承型桩)、减小桩距(满足最小桩距); 对于刚度相对弱化区, 除调整桩的几何尺寸外, 宜按复合桩基设计。由此改变传统设计带来的碟形沉降和马鞍形反力分布, 降低冲切力、剪切力和弯矩, 优化承台设计。

5 关于桩端持力层选择和进入持力层的深度要求。桩端持力层是影响基桩承载力的关键性因素,不仅制约桩端阻力而且影响侧阻力的发挥,因此选择较硬土层为桩端持力层至关重要;其次,应确保桩端进入持力层的深度,有效发挥其承载力。进入持力层的深度除考虑承载性状外尚应同成桩工艺可行性相结合。本款是综合以上二因素结合工程经验确定的。

6 关于嵌岩桩的嵌岩深度原则上应按计算确定,计算中综合反映荷载、上覆土层、基岩性质、桩径、桩长诸因素,但对于嵌入倾斜的完整和较完整岩的深度不宜小于 $0.4d$ (以岩面坡下方深度计),对于倾斜度大于 30% 的中风化岩,宜根据倾斜度及岩石完整程度适当加大嵌岩深度,以确保基桩的稳定性。

3.4 特殊条件下的桩基

3.4.1 关于软土地基桩基的设计原则

1 软土地基特别是沿海深厚软土区,一般坚硬地层埋置很深,但选择较好的中、低压缩性土层作为桩端持力层仍有可能,且十分重要。

2 软土地区桩基因负摩阻力而受损的事故不少,原因各异。一是有些地区覆盖有新近沉积的欠固结土层;二是采取开山或吹填围海造地;三是使用过程地面大面积堆载;四是邻近场地降低地下水;五是大面积挤土沉桩引起超孔隙水压和土体上涌等等。负摩阻力的发生和危害是可以预防、消减的。问题是设计和施工者的事先预测和采取应对措施。

3 挤土沉桩在软土地区造成的事故不少,一是预制桩接头被拉断、桩体侧移和上涌,沉管灌注桩发生断桩、缩颈;二是邻近建筑物、道路和管线受破坏。设计时要因地制宜选择桩型和工艺,尽量避免采用沉管灌注桩。对于预制桩和钢桩的沉桩,应采取减小孔压和减轻挤土效应的措施,包括施打塑料排水板、应力释放孔、引孔沉桩、控制沉桩速率等。

4 关于基坑开挖对已成桩的影响问题。在软土地区,考虑到基桩施工有利的作业条件,往往采取先成桩后开挖基坑的施工程序。由于基坑开挖的不均衡,形成“坑中坑”,导致土体蠕变滑移将基桩推歪推断,有的水平位移达 1m 多,造成严重的质量事故。这类事故从上世纪 80 年代以来,从南到北屡见不鲜。因此,软土场地在已成桩的条件下开挖基坑,必须严格实行均衡开挖,高差不应超过 1m ,不得在坑边弃土,以确保已成基桩不因土体滑移而发生水平位移和折断。

3.4.2 湿陷性黄土地区桩基的设计原则

1 湿陷性黄土地区的桩基,由于土的自重湿陷对基桩产生负摩阻力,非自重湿陷性土由于浸水削弱桩侧阻力,承台底土抗力也随之消减,导致基桩承载力降低。为确保基桩承载力的安全可靠,桩端持力层应选择低压缩性的粘性土、粉土、中密和密实土以及碎石类土层。

2 湿陷性黄土地基中的单桩极限承载力的不确定性较大,故设计等级为甲、乙级桩基工程的单桩极限承载力的确定,强调采用浸水静载试验方法。

3 自重湿陷性黄土地基中的单桩极限承载力,应视浸水可能性、桩端持力层性质、建筑桩基设计等级等因素考虑负摩阻力的影响。

3.4.3 季节性冻土和膨胀土地基中的桩基的设计原则

主要应考虑冻胀和膨胀对于基桩抗拔稳定性问题,避免冻胀或膨胀力作用下产生上拔变形,乃至因累积上拔变形而引起建筑物开裂。因此,对于荷载不大的多层建筑桩基设计应考虑以下诸因素:桩端进入冻深线或膨胀土的大气影响急剧层以下一定深度;宜采用无挤土效应的钻、挖孔桩;对桩基的抗拔稳定性和桩身受拉承载力进行验算;对承台和桩身上部采取隔冻、隔胀处理。

3.4.4 岩溶地区桩基的设计原则

主要考虑岩溶地区的基岩表面起伏大，溶沟、溶槽、溶洞往往较发育，无风化岩层覆盖等特点，设计应把握三方面要点：一是基桩选型和工艺宜采用钻、冲孔灌注桩，以利于嵌岩；二是应控制嵌岩最小深度，以确保倾斜基岩上基桩的稳定；三是当基岩的溶蚀极为发育，溶沟、溶槽、溶洞密布，岩面起伏很大，而上覆土层厚度较大时，考虑到嵌岩桩桩长变异性过大，嵌岩施工难以实施，可采用较小桩径（ $\Phi 500\sim\Phi 700$ ）密布非嵌岩桩，并后注浆，形成整体性和刚度很大的块体基础。如宜春邮电大楼即是一例，楼高 80m，框架—剪力墙结构，地质条件与上述情况类似，原设计为嵌岩桩，成桩过程出现个别桩充盈系数达 20 以上，后改为 $\Phi 700$ 灌注桩，利用上部 20m 左右较好土层，实施桩端桩侧后注浆，筏板承台。建成后沉降均匀，最大不超过 10mm。

3.4.5 坡地、岸边建筑桩基的设计原则

坡地、岸边建筑桩基的设计，关键是确保其整体稳定性，一旦失稳既影响自身建筑物的安全也会波及相邻建筑的安全。整体稳定性涉及这样三个方面问题：一是建筑场地必须是稳定的，如果存在软弱土层或岩土界面等潜在滑移面，必须将桩支承于稳定岩土层以下足够深度，并验算桩基的整体稳定性和基桩的水平承载力；二是建筑桩基外缘与坡顶的水平距离必须符合有关规范规定；边坡自身必须是稳定的或经整治后确保其稳定性；三是成桩过程不得产生挤土效应。

3.4.6 地震设防区桩基的设计原则

桩基较其他基础形式具有较好的抗震性能，但设计中应把握这样三点：一是基桩进入液化土层以下稳定土层的长度不应小于本条规定的最小值；二是为确保承台和地下室外墙土抗力能分担水平地震作用，肥槽回填质量必须确保；三是当承台周围为软土和可液化土，且桩基水平承载力不满足要求时，可对外侧土体进行适当加固以提高水平抗力。

3.4.7 可能出现负摩阻力的桩基的设计原则

1. 对于填土建筑场地，宜先填土后成桩，为保证填土的密实性，应根据填料及下卧层性质，对低水位场地应分层填土分层碾压或分层强夯，压实系数不应小于 0.94。为加速下卧层固结，宜采取插塑料排水板等措施。

2. 室内大面积堆载常见于各类仓库、炼钢、轧钢车间，由堆载引起上部结构开裂乃至破坏的事故不少。要防止堆载对桩基产生负摩阻力，对堆载地基进行加固处理是措施之一，但造价往往偏高。对与堆载相邻的桩基采用刚性排桩进行隔离，对预制桩表面涂层处理等都是可供选用的措施。

3. 对于自重湿陷性黄土，采用强夯、挤密土桩等处理，消除土层的湿陷性，属于防止负摩阻力的有效措施。

3.4.8 关于抗拔桩基的设计原则

建筑桩基的抗拔问题主要出现于两种情况，一种是建筑物在风荷载、地震作用下的局部非永久上拔力；另一种是抵抗超补偿地下室地下水浮力的抗浮桩。对于前者，抗拔力与建筑物高度、风压强度、抗震设防等级等因素相关。当建筑物设有地下室时，由于风荷载、地震引起的桩顶拔力显著减小，一般不起控制作用。

随着近年地下空间的开发利用，抗浮成为较普遍的问题。抗浮有多种方式，包括地下室底板上配重（如素砼或钢渣砼）、设置抗浮桩。后者具有较好的灵活性、适用性和经济性。对于抗浮桩基的设计，首要问题是根据场地勘察报告关于环境类别，水、土腐蚀性，参照现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）确定桩身的裂缝控制等级，对于不同裂缝控制等级采取相应设计原则。对于抗浮荷载较大的情况宜采用桩侧后注浆、扩底灌注桩，当裂缝控制等级较高时，可采用预应力桩；以岩层为主的地基宜采用岩石锚杆抗浮。其次，对于抗浮桩

承载力应按本规范进行单桩和群桩抗拔承载力计算。

3.5 耐久性规定

3.5.2 二、三类环境桩基结构耐久性设计，对于混凝土的基本要求应根据现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）规定执行，混凝土最低强度等级、最小水泥用量、最大水灰比、混凝土的最大氯离子含量、最大碱含量应符合相应的规定。

3.5.3 关于二、三类环境桩基结构的裂缝控制等级的判别，应按现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）规定的环境类别和水、土对混凝土结构的腐蚀性等级制定，对桩基结构正截面尤其是对抗拔桩的抗裂和裂缝宽度控制进行设计计算。

4 桩基构造

4.1 基桩构造

4.1.1 关于灌注桩的配筋率、配筋长度和箍筋的配置。

灌注桩的配筋与预制桩不同之处是无需考虑吊装、锤击沉桩等因素。正截面最小配筋率宜根据桩径确定，如 $\Phi 300\text{mm}$ 桩，配 $6\Phi 10\text{mm}$ ， $A_g = 471\text{mm}^2$ ， $\mu_g = A_g / A_{ps} = 0.67\%$ ；又如 $\Phi 2000\text{mm}$ 桩，配 $16\Phi 22\text{mm}$ ， $A_g = 6280\text{mm}^2$ ， $\mu_g = A_g / A_{ps} = 0.2\%$ 。另外，从承受水平力的角度考虑，桩身受弯截面模量为桩径的3次方，配筋对水平抗力的贡献随桩径增大显著增大。从以上两方面考虑，规定正截面最小配筋率为 $0.2\% \sim 0.65\%$ ，大桩径取低值，小桩径取高值。

关于配筋长度，主要考虑轴向荷载的传递特征及荷载性质。对于端承桩应通长等截面配筋，摩擦型桩宜分段变截面配筋；当桩较长也可部分长度配筋，但不宜小于 $2/3$ 桩长。当受水平力时，尚不应小于反弯点下限 $4.0/\alpha$ ；当有可液化层、软弱土层时，纵向主筋应穿越这些土层进入稳定土层一定深度。对于抗拔桩应根据桩长、裂缝控制等级、桩侧土性等因素通长等截面或变截面配筋。对于受水平荷载桩，其极限承载力受配筋率影响大，主筋不应小于 $8\Phi 12$ ，以保证受拉区主筋不小于 $3\Phi 12$ 。对于抗压桩和抗拔桩，为保证桩身钢筋笼的成型刚度以及桩身承载力的可靠性，主筋不应小于 $6\Phi 10$ ； $d \leq 400\text{mm}$ 时，不应小于 $4\Phi 10$ 。

关于箍筋的配置，主要考虑三方面因素。一是箍筋的受剪作用，对于地震设防地区，基桩桩顶要承受较大剪力和弯矩，在风载等水平力作用下也同样如此，故规定桩顶 $5d$ 范围箍筋应适当加密，一般间距为 100mm ；二是箍筋在轴压荷载下对混凝土起到约束加强作用，可大幅提高桩身受压承载力，而桩顶部分荷载最大，故桩顶部位箍筋应适当加密；三是为控制钢筋笼的刚度，根据桩身直径不同，箍筋直径一般为 $\Phi 6 \sim 12\text{mm}$ ，加劲箍为 $\Phi 12 \sim 18\text{mm}$ 。

4.1.2 桩身混凝土的最低强度等级由原规定C20提高到C25，这主要是根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010)规定，设计使用年限为50年，环境类别为二a时，最低强度等级为C25；环境类别为二b时，最低强度等级为C30。

4.1.13 根据广东省采用预应力管桩的经验，当桩端持力层为非饱和状态的强风化岩时，闭口桩沉桩后一定时间由于桩端构造缝隙浸水导致风化岩软化，端阻力有显著降低现象。经研究，沉桩后立刻灌入微膨胀性混凝土至桩端以上约 2m ，能起到防止渗水软化现象发生。

4.2 承台构造

4.2.1 承台除满足抗冲切、抗剪切、抗弯承载力和上部结构的需要外，尚需满足如下构造要求才能保证实现上述要求。

1 承台最小宽度不应小于 500mm ，桩中心至承台边缘的距离不宜小于桩直径或边长，边缘挑出部分不应小于 150mm ，主要是为满足嵌固及斜截面承载力（抗冲切、抗剪切）的要求。对于墙下条形承台梁，其边缘挑出部分可减少至 75mm ，主要是考虑到墙体与承台梁共同工作可增强承台梁的整体刚度，受力情况良好。

2 承台的最小厚度规定为不应小于 300mm ，高层建筑平板式筏形基础承台最小厚度不应小于 400mm ，是为满足承台基本刚度、桩与承台的连接等构造需要。

4.2.2 承台混凝土强度等级应满足结构混凝土耐久性要求，对设计使用年限为50年的承台，根据现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010)的规定，当环境类别为二a类别时不应低于C25，二b类别时不应低于C30。有抗渗要求时，其混凝土的抗渗等级应符合有关标准

的要求。

4.2.3 承台的钢筋配置除应满足计算要求外，尚需满足构造要求。

1 柱下独立桩基承台的受力钢筋应通长配置，主要是为保证桩基承台的受力性能良好，根据工程经验及承台受弯试验对矩形承台将受力钢筋双向均匀布置；对三桩的三角形承台应按三向板带均匀布置，为提高承台中部的抗裂性能，最里面的三根钢筋围成的三角形应在柱截面范围内。承台受力钢筋的直径不宜小于 12mm，间距不宜大于 200mm。主要是为满足施工及受力要求。独立桩基承台的最小配筋率不应小于 0.15%。具体工程的实际最小配筋率宜考虑结构安全等级、基桩承载力等因素综合确定。

2 柱下独立两桩承台，当桩距与承台有效高度之比小于 5 时，其受力性能属深受弯构件范畴，因而宜按现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）中的深受弯构件配置纵向受拉钢筋、水平及竖向分布钢筋。

3 条形承台梁纵向主筋应满足现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）关于最小配筋率 0.2% 的要求以保证具有最小抗弯能力。关于主筋、架立筋、箍筋直径的要求是为满足施工及受力要求。

4 筏板承台在计算中仅考虑局部弯矩时，由于未考虑实际存在的整体弯距的影响，因此需要加强构造，故规定纵横两个方向的下层钢筋配筋率不宜小于 0.15%；上层钢筋按计算钢筋全部连通。当筏板厚度大于 2000mm 时，在筏板中部设置直径不小于 12mm、间距不大于 300mm 的双向钢筋网，是为减小大体积混凝土温度收缩的影响，并提高筏板的抗剪承载力。

5 承台底面钢筋的混凝土保护层厚度除应符合现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）的要求外，尚不应小于桩头嵌入承台的长度。

4.2.4 桩与承台的连接构造要求：

1 桩嵌入承台的长度规定是根据实际工程经验确定。如果桩嵌入承台深度过大，会降低承台的有效高度，使受力不利。

2 混凝土桩的桩顶纵向主筋锚入承台内的长度一般情况下为 35 倍直径，对于专用抗拔桩，桩顶纵向主筋的锚固长度应按现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）的受拉钢筋锚固长度确定。

3 对于大直径灌注桩，当采用一柱一桩时，连接构造通常有两种方案：一是设置承台，将桩与柱通过承台相连接；二是将桩与柱直接相连。实际工程根据具体情况选择。

关于桩与承台连接的防水构造问题：

当前工程实践中，桩与承台连接的防水构造形式繁多，有的用防水卷材将整个桩头包裹起来，致使桩与承台无连接，仅是将承台支承于桩顶；有的虽设有防水措施，但在钢筋与混凝土或底板与桩之间形成渗水通道，影响桩及底板的耐久性。本规范建议的防水构造如图 4.2-1。

具体操作时要注意以下几点：

- (1) 桩头要剔凿至设计标高，并用聚合物水泥防水砂浆找平；桩侧剔凿至混凝土密实处；
- (2) 破桩后如发现渗漏水，应采取相应堵漏措施；
- (3) 清除基层上的混凝土、粉尘等，用清水冲洗干净；基面要求潮湿，但不得有明水；
- (4) 沿桩头根部及桩头钢筋根部分别剔凿 20mmx25mm 及 10mmx10mm 的凹槽；
- (5) 涂刷水泥渗透结晶型防水涂料必须连续、均匀，待第二层涂料呈半干状态后开始喷水养护，养护时间不小于三天；
- (6) 待膨胀型止水条紧密、连续、牢固地填塞于凹槽后，方可施工聚合物水泥防水砂浆层；

- (7) 聚硫嵌缝膏嵌填时，应保护好垫层防水层，并与之搭接严密；
- (8) 垫层防水层及聚硫嵌缝膏施工完成后，应及时做细石混凝土保护层。

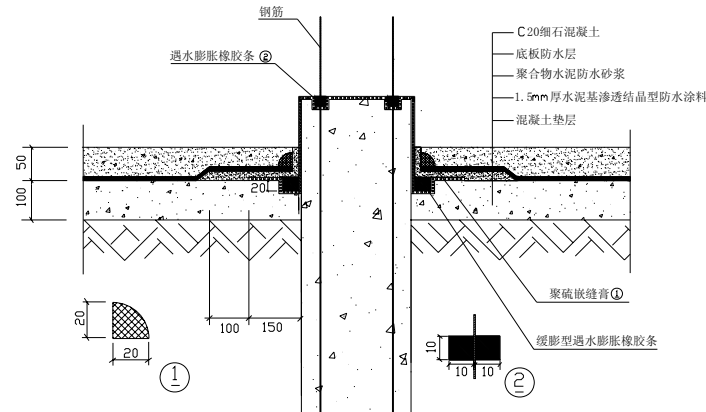


图 4.2-1 桩与承台连接的防水构造

4.2.6 承台与承台之间的连接

1 一柱一桩时，应在桩顶两个相互垂直方向上设置联系梁，以保证桩基的整体刚度。当桩与柱的截面直径之比大于 2 时，在水平力作用下，承台水平变位较小，可以认为满足结构内力分析时柱底为固端的假定。

2 两桩桩基承台短向抗弯刚度较小，因此应设置承台联系梁。

3 有抗震设防要求的柱下桩基承台，由于地震作用下，建筑物的各桩基承台所受的地震剪力和弯矩是不确定的，因此在纵横两方向设置联系梁，有利于桩基的受力性能。

4 联系梁顶面与承台顶面位于同一标高，有利于直接将柱底剪力、弯矩传递至承台。

联系梁的截面尺寸及配筋一般按下述方法确定：以柱剪力作用于梁端，按轴心受压构件确定其截面尺寸，配筋则取与轴心受压相同的轴力（绝对值），按轴心受拉构件确定。在抗震设防区也可取柱轴力的 1/10 为梁端拉压力的粗略方法确定截面尺寸及配筋。联系梁最小宽度和高度尺寸的规定，是为了确保其平面外有足够的刚度。

5 联系梁配筋除按计算确定外，从施工和受力要求，其最小配筋量为上下配置不小于 2 Φ 12 钢筋。

4.2.7 承台和地下室外墙的肥槽回填土质量至关重要。在地震和风载作用下，可利用其外侧土抗力分担相当大份额的水平荷载，从而减小桩顶剪力分担，降低上部结构反应。但工程实践中，往往忽视肥槽回填质量，以至出现浸水湿陷，导致散水破坏，给桩基结构在遭遇地震工况下留下安全隐患。设计人员应加以重视，避免这种情况发生。一般情况下，采用灰土和压实性较好的素土分层夯实；当施工中分层夯实有困难时，可采用素混凝土回填。

5 桩基计算

5.1 桩顶作用效应计算

5.1.1 关于桩顶竖向力和水平力的计算，应是在上部结构分析将荷载凝聚于柱、墙底部的基础上进行。这样，对于柱下独立桩基，按承台为刚性板和反力呈线性分布的假定，得到计算各基桩或复合基桩的桩顶竖向力和水平力公式（5.1.1-1）～（5.1.1-3）。对于桩筏、桩箱基础，则按各柱、剪力墙、核心筒底部荷载分别按上述公式进行桩顶竖向力和水平力的计算。

5.1.3 属于本条所列的第一种情况，为了考虑其在高烈度地震作用或风载作用下桩基承台和地下室侧墙的侧向土抗力，合理的计算基桩的水平承载力和位移，宜按附录 C 进行承台—桩—土协同作用分析。属于本条所列的第二种情况，高承台桩基（使用要求架空的大型储罐、上部土层液化、湿陷），在较大水平力作用下，为使基桩桩顶竖向力、剪力、弯矩分配符合实际，也需按附录 C 进行计算，尤其是当桩径、桩长不等时更为必要。

5.2 桩基竖向承载力计算

5.2.1、5.2.2 关于桩基竖向承载力计算，本规范采用以综合安全系数 $K=2$ 取代原规范的荷载分项系数 γ_G 、 γ_Q 和抗力分项系数 γ_s 、 γ_p ，以单桩极限承载力 Q_{uk} 或极限侧阻力 q_{sik} 、极限端阻力 q_{pk} 、桩的几何参数 a_k 为参数确定抗力，以荷载效应标准组合 S_k 为作用力的设计表达式：

$$S_k \leq R(Q_{uk}, K)$$
$$\text{或 } S_k \leq R(q_{sik}, q_{pk}, a_k, k)$$

采用上述承载力极限状态设计表达式，桩基安全度水准与《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 相比，有所提高。这是由于（1）建筑结构荷载规范的均布活载标准值较前提高了 1/3（办公楼、住宅），荷载组合系数提高了 17%；由此使以土的支承阻力制约的桩基承载力安全度有所提高。（2）基本组合的荷载分项系数由 1.25 提高至 1.35（以永久荷载控制的情况）；（3）钢筋和混凝土强度设计值略有降低。以上（2）、（3）因素使桩基结构承载力安全度有所提高。

5.2.4 对于本条规定的考虑承台土抗力的四种情况：一是上部结构刚度较大、体形简单的建（构）筑物，由于其可适应较大的变形，承台分担的荷载份额往往也较大；二是对于差异变形适应性较强的排架结构和柔性构筑物桩基，采用考虑承台效应的复合桩基不致降低安全度；三是按变刚度调平原则设计的核心筒外围框架柱桩基，适当增加沉降、降低基桩支撑刚度，可达到减小差异沉降、降低承台外围基桩反力、减小承台整体弯距的目标；四是软土地区减沉复合疏桩基础，考虑承台效应按复合桩基设计是该方法的核心。以上四种情况，在近年工程实践中的应用已取得成功经验。

5.2.5 关于承台效应及复合桩基承载力计算

1 承台效应系数

摩擦型群桩在竖向荷载作用下，由于桩土相对位移，桩间土对承台产生一定竖向抗力，成为桩基竖向承载力的一部分而分担荷载，称此种效应为承台效应。承台底地基土承载力特征值发挥率为承台效应系数。承台效应和承台效应系数随下列因素影响而变化。

（1）桩距大小。桩顶受荷载下沉时，桩周土受桩侧剪应力作用而产生竖向位移 w_r

$$w_r = \frac{1 + \mu_s}{E_o} q_s d \ln \frac{nd}{r}$$

由上式看出，桩周土竖向位移随桩侧剪应力 q_s 和桩径 d 增大而线性增加，随与桩中心距离 r 增大，呈自然对数关系减小，当距离 r 达到 nd 时，位移为零；而 nd 根据实测结果约为 $(6\sim 10)d$ ，随土的变形模量减小而减小。显然，土竖向位移愈小，土反力愈大，对于群桩，桩距愈大，土反力愈大。

(2) 承台土抗力随承台宽度与桩长之比 B_c/l 减小而减小。现场原型试验表明，当承台宽度与桩长之比比较大时，承台土反力形成的压力泡包围整个桩群，由此导致桩侧阻力、端阻力发挥值降低，承台底土抗力随之加大。由图 5.2-1 看出，在相同桩数、桩距条件下，承台分担荷载比随 B_c/l 增大而增大。

(3) 承台土抗力随区位和桩的排列而变化。承台内区（桩群包络线以内）由于桩土相互影响明显，土的竖向位移加大，导致内区土反力明显小于外区（承台悬挑部分），即呈马鞍形分布。从图 5.2-2 (a) 还可看出，桩数由 2^2 增至 3^2 、 4^2 ，承台分担荷载比 P_c/P 递减，这也反映出承台内、外区面积比随桩数增多而增大导致承台土抗力随之降低。对于单排桩条基，由于承台外区面积比大，故其土抗力显著大于多排桩桩基。图 5.2-2 所示多排和单排桩基承台分担荷载比明显不同证实了这一点。

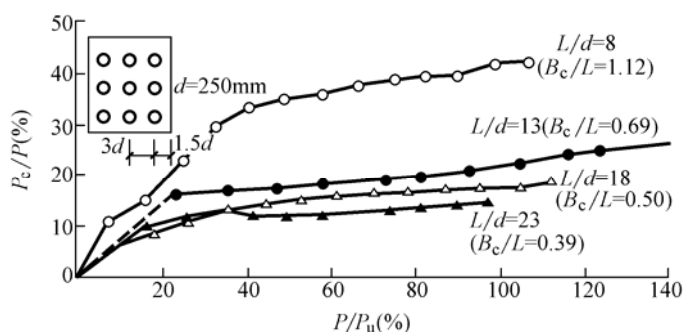


图 5.2-1 粉土中承台分担荷载比 P_c/P 随承台宽度与桩长比 B_c/L 的变化

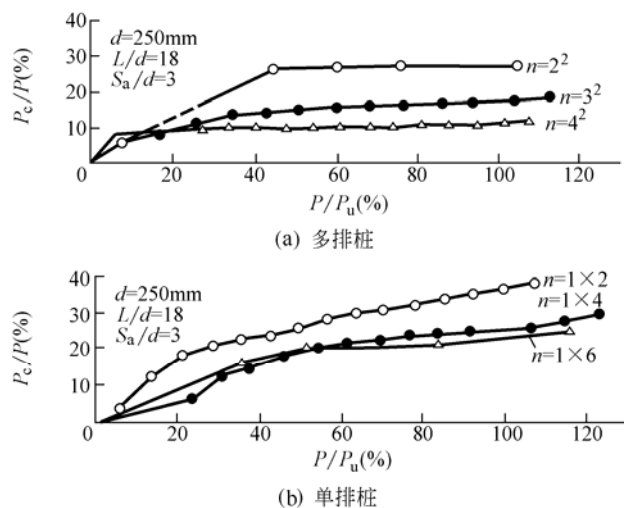


图 5.2-2 粉土中多排群桩和单排群桩承台分担荷载比

(4) 承台土抗力随荷载的变化。由图 5.2-1、图 5.2-2 看出，桩基受荷后承台底产生一定土抗力，随荷载增加土抗力及其荷载分担比的变化分二种模式。一种模式是，到达工作荷载 $(P_u/2)$ 时，荷载分担比 P_c/P 趋于稳值，也就是说土抗力和荷载增速是同步的；这种变化模式出现于 $B_c/l \leq 1$ 和多排桩。对于 $B_c/l > 1$ 和单排桩桩基属于第二种变化模式， P_c/P 在荷载达到 $P_u/2$ 后仍随荷载水平增大而持续增长；这说明这两种类型桩基承台土抗力的增

速持续大于荷载增速。

(5) 承台效应系数模型试验实测、工程实测与计算比较 (表 5.2-1、表 5.2-1)

表 5.2-1 承台效应系数模型试验实测与计算比较

序号	土类	桩径	长径比	距径比	桩数	承台宽与桩长比	承台底土承载力特征值	桩端持力层	实测土抗力平均值 (kPa)	承台效应系数	
		d(mm)	l/d	s_a/d		r x m	Bc/l			f_{ak} (kPa)	实测 η_c
1	粉土	250	18	3	3 x 3	0.50	125	粉粘	32	0.26	0.16
2		250	8	3	3 x 3	1.125	125		40	0.32	0.18
3		250	13	3	3 x 3	0.692	125		35	0.28	0.16
4		250	23	3	3 x 3	0.391	125		30	0.24	0.14
5		250	18	4	3 x 3	0.611	125		34	0.27	0.22
6		250	18	6	3 x 3	0.833	125		60	0.48	0.44
7		250	18	3	1 x 4	0.167	125		40	0.32	0.30
8		250	18	3	2 x 4	0.333	125		32	0.26	0.14
9		250	18	3	3 x 4	0.507	125		30	0.24	0.15
10		250	18	3	4 x 4	0.667	125		29	0.23	0.16
11		250	18	3	2 x 2	0.333	125		40	0.32	0.14
12		250	18	3	1 x 6	0.167	125		32	0.26	0.14
13		250	18	3	3 x 3	0.500	125		28	0.22	0.15
14	粉粘	150	11	3	6 x 6	1.55	75	砾砂	13.3	0.18	0.18
15		150	11	3.75	5 x 5	1.55	75	砾砂	21.1	0.28	0.23
16		150	11	5	4 x 4	1.55	75	砾砂	27.7	0.37	0.37
17		114	17.5	3.5	3 x 9	0.50	200	粉粘	48	0.24	0.19
18	粉土	325	12.3	4	2 x 2	1.55	150	粉土	51	0.34	0.24
19	淤泥质粘土	100	45	3	4 x 4	0.267	40	粘土	11.2	0.28	0.13
20		100	45	4	4 x 4	0.333	40	粘土	12.0	0.30	0.21
21		100	45	6	4 x 4	0.467	40	粘土	14.4	0.36	0.38
22		100	45	6	3 x 3	0.333	40	粘土	16.4	0.41	0.36

表 5.2-2 承台效应系数工程实测与计算比较

序号	建筑结构	桩径	桩长	距径比	承台平面尺寸	承台宽与桩长比	承台底土承载力特征值	计算承台效应系数	承台土抗力		实测 p_c' 计算 p_c
		d(mm)	l(m)	s_a/d	(m^2)	Bc/l	f_{ak} (kPa)		计算 p_c	实测 p_c'	
1	22层框架一剪力墙	550	22.0	3.29	42.7x24.7	1.12	80	0.15	12	13.4	1.12
2	25层框架一剪力墙	450	25.8	3.94	37.0x37.0	1.44	90	0.20	18	25.3	1.40
3	独立柱基	400	24.5	3.55	5.6x4.4	0.18	60	0.21	17.1	17.7	1.04
4	20层剪力墙	400	7.5	3.75	29.7x16.7	2.95	90	0.20	18.0	20.4	1.13
5	12层剪力墙	450	25.5	3.82	25.5x12.9	0.506	80	0.80	23.2	33.8	1.46
6	16层框架一剪力墙	500	26.0	3.14	44.2x12.3	0.456	80	0.23	16.1	15	0.93
7	32层剪力墙	500	54.6	4.31	27.5x24.5	0.453	80	0.27	18.9	19	1.01
8	26层框架一核心筒	609	53.0	4.26	38.7x36.4	0.687	80	0.33	26.4	29.4	1.11
9	7层砖混	400	13.5	4.6	439	0.163	79	0.18	13.7	14.4	1.05
10	7层砖混	400	13.5	4.6	335	0.111	79	0.18	14.2	18.5	1.30
11	7层框架	380	15.5	4.15	14.7x17.7	0.98	110	0.17	19.0	19.5	1.03
12	7层框架	380	15.5	4.3	10.5x39.6	0.73	110	0.16	18.0	24.5	1.36
13	7层框架	380	15.5	4.4	9.1x36.3	0.61	110	0.18	19.3	32.1	1.66

14	7层框架	380	15.5	4.3	10.5x39.6	0.73	110	0.16	19.1	19.4	1.02
15	某油田塔基	325	4.0	5.5	$\phi=6.9$	1.4	120	0.50	60	66	1.10

2 复合基桩承载力特征值

根据粉土、粉质粘土、软土地基群桩试验取得的承台土抗力的变化特征（表 5.2-1），结合 15 项工程桩基承台土抗力实测结果（表 5.2-2），给出承台效应系数 η_c 。承台效应系数 η_c 按距径比 s_a/d 和承台宽度与桩长比 B_c/l 确定（规范表 5.2.5）。相应于单根桩的承台抗力特征值为 $\eta_c f_{ak} A_c$ ，由此得规范式（5.2.5-1）、（5.2.5-2）。对于单排条形桩基的 η_c ，如前所述大于多排桩群桩，故单独给出其 η_c 值。但对于承台宽度小于 1.5d 的条形基础，内区面积比大，故 η_c 按非条基取值。上述承台土抗力计算方法，较 JGJ 94-94 简化，不区分承台内外区面积比。按该法计算，对于柱下独立桩基计算值偏小，对于大桩群筏形承台差别不大。 A_c 为计算基桩对应的承台底净面积。关于承台计算域 A 、基桩对应的承台面积 A_c 和承台效应系数 η_c ，具体规定如下：

（1）柱下独立桩基： A 为全承台面积。

（2）桩筏、桩箱基础：按柱、墙侧 1/2 跨距，悬臂边取 2.5 倍板厚处确定计算域，桩距、桩径、桩长不同，采用上式分区计算，或取平均 s_a 、 B_c/l 计算 η_c 。

（3）桩集中布置于墙下的剪力墙高层建筑桩筏基础：计算域自墙两边外扩各 1/2 跨距，对于悬臂板自墙边外扩 2.5 倍板厚，按条基计算 η_c 。

（4）对于按变刚度调平原则布桩的核心筒外围平板式和梁板式筏形承台复合桩基：计算域为自柱侧 1/2 跨，悬臂板边取 2.5 倍板厚处围成。

不能考虑承台效应的特殊条件：可液化土、湿陷性土、高灵敏度软土、欠固结土、新填土、沉桩引起孔隙水压力和土体隆起等，这是由于这些条件下承台土抗力随时可能消失。

对于考虑地震作用时，按规范式（5.2.5-2）计算复合基桩承载力特征值。由于地震作用下轴心竖向力作用下基桩承载力按规范式（5.2.1-3）提高 25%，故地基土抗力乘以 $\zeta_a/1.25$ 系数，其中 ζ_a 为地基抗震承载力调整系数；除以 1.25 是与规范式（5.2.1-3）相适应的。

3 忽略侧阻和端阻的群桩效应的说明

影响桩基的竖向承载力的因素包含三个方面，一是基桩的承载力；二是桩土相互作用对于桩侧阻力和端阻力的影响，即侧阻和端阻的群桩效应；三是承台底土抗力分担荷载效应。对于第三部分，上面已就条文的规定作了说明。对于第二部分，在《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 中规定了侧阻的群桩效应系数 η_s ，端阻的群桩效应系数 η_p 。所给出的 η_s 、 η_p 源自不同土质中的群桩试验结果。其总的变化规律是：对于侧阻力，在粘性土中因群桩效应而削弱，即非挤土桩在常用桩距条件下 η_s 小于 1，在非密实的粉土、砂土中因群桩效应产生沉降硬化而增强，即 η_s 大于 1；对于端阻力，在粘性土和非粘性土中，均因相邻桩端土互逆的侧向变形而增强，即 $\eta_p > 1$ 。但侧阻、端阻的综合群桩效应系数 η_{sp} 对于非单一粘性土大于 1，单一粘性土当桩距为 3~4d 时略小于 1。计入承台土抗力的综合群桩效应系数略大于 1，非粘性土群桩较粘性土更大一些。就实际工程而言，桩所穿越的土层往往是两种以上性质土层交互出现，且水平向变化不均，由此计算群桩效应确定承载力较为繁琐。另据美国、英国规范规定，当桩距 $s_a \geq 3d$ 时不考虑群桩效应。本规范第 3.3.3 条所规定的最小桩距除桩数少于 3 排和 9 根桩的非挤土端承桩群桩外，其余均不小于 3d。鉴于此，本规范关于侧阻和端阻的群桩效应不予考虑，即取 $\eta_s = \eta_p = 1.0$ 。这样处理，方便设计，多数情况下可留给工程更多安全储备。对单一粘性土中的小桩距低承台桩基，不应再另行计入承台效应。

关于群桩沉降变形的群桩效应，由于桩一桩、桩一土、土一桩、土一土的相互作用导致桩群的竖向刚度降低，压缩层加深，沉降增大，则是概念设计布桩应考虑的问题。

5.3 单桩竖向极限承载力

5.3.1 本条说明不同桩基设计等级对于单桩竖向极限承载力标准值确定方法的要求。

目前对单桩竖向极限承载力计算受土强度参数、成桩工艺、计算模式不确定性影响的可靠度分析仍处于探索阶段的情况下,单桩竖向极限承载力仍以原位原型试验为最可靠的确定方法,其次是利用地质条件相同的试桩资料和原位测试及端阻力、侧阻力与土的物理指标的经验关系参数确定。对于不同桩基设计等级应采用不同可靠性水准的单桩竖向极限承载力确定的方法。单桩竖向极限承载力的确定,要把握两点,一是以单桩静载试验为主要依据,二是要重视综合判定的思想。因为静载试验一则数量少,二则在很多情况下如地下室土方尚未开挖,设计前进行完全与实际条件相符的试验不可能。因此,在设计过程中,离不开综合判定。

本规范规定采用单桩极限承载力标准值作为桩基承载力设计计算的基本参数。试验单桩极限承载力标准值指通过不少于 2 根的单桩现场静载试验确定的,反映特定地质条件、桩型与工艺、几何尺寸的单桩极限承载力代表值。计算单桩极限承载力标准值指根据特定地质条件、桩型与工艺、几何尺寸、以极限侧阻力标准值和极限端阻力标准值的统计经验值计算的单桩极限承载力标准值。

5.3.2 本条主旨是说明单桩竖向极限承载力标准值及其参数包括侧阻力、端阻力以及嵌岩桩嵌岩段的侧阻力、端阻力如何根据具体情况通过试验直接测定,并建立承载力参数与土层物性指标、静探等原位测试指标的相关关系以及岩石侧阻、端阻与饱和单轴抗压强度等的相关关系。直径为 0.3m 的嵌岩短墩试验,其嵌岩深度根据岩层软硬程度确定。

5.3.5 根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系计算单桩竖向极限承载力,核心问题是经验参数的收集,统计分析,力求涵盖不同桩型、地区、土质,具有一定的可靠性和较大适用性。

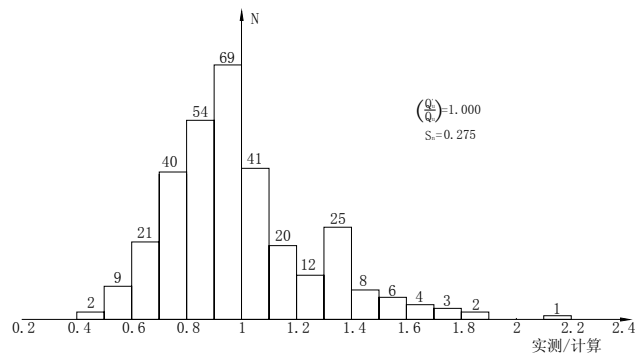


图 5.3-1 预制桩(317 根)极限承载力实测/计算频数分布

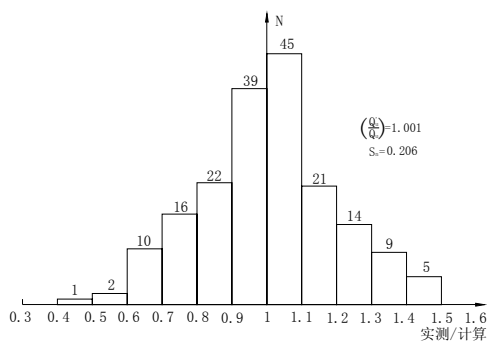


图 5.3-2 水下钻(冲)桩(184 根)极限承载力实测/计算频数分布

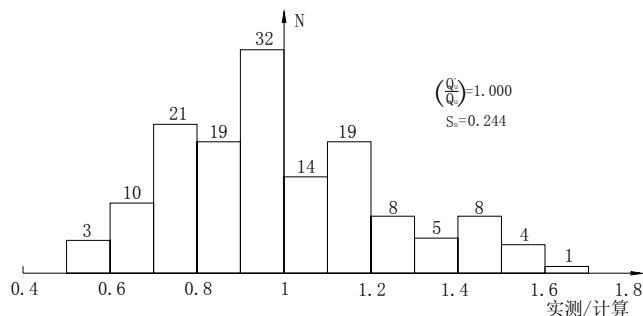


图 5.3-3 干作业钻孔桩(144 根)极限承载力实测/计算频数分布

原《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 收集的试桩资料经筛选得到完整资料 229 根，涵盖 11 个省市。本次修订又共收集试桩资料 416 根，其中预制桩资料 88 根，水下钻（冲）孔灌注桩资料 184 根，干作业钻孔灌注桩资料 144 根。前后合计总试桩数为 645 根。以原规范表列 q_{sik} 、 q_{pk} 为基础对新收集到的资料进行试算调整，其间还参考了上海、天津、浙江、福建、深圳等省市地方标准给出的经验值，最终得到规范表 5.3.5-1、表 5.3.5-2 所列各桩型的 q_{sik} 、 q_{pk} 经验值。

对各桩型建议的 q_{sik} 、 q_{pk} 经验值计算统计样本的极限承载力 Q_{uk} ，各试桩的极限承载力实测值 Q'_u 与计算值 Q_{uk} 比较， $\eta = Q'_u / Q_{uk}$ ，将统计得到预制桩（317 根）、水下钻（冲）孔桩（184 根）、干作业钻孔桩（144 根）的 η 按 0.1 分位与其频数 N 之间的关系， Q'_u / Q_{uk} 平均值及均方差 S_n 分别表示于图 5.3-1~图 5.3-3。

5.3.6 关于大直径桩（ $d \geq 800\text{mm}$ ）极限侧阻力和极限端阻力的尺寸效应

(1) 大直径桩端阻力的尺寸效应。大直径桩静载试验 $Q-S$ 曲线均呈缓变型，反映出其端阻力以压剪变形为主导的渐进破坏。G.G.Meyerhof(1998)指出，砂土中大直径桩的极限端阻随桩径增大而呈双曲线减小。根据这一特性，将极限端阻的尺寸效应系数表示为

$$\psi_\rho = \left(\frac{0.8}{D}\right)^n$$

式中 D —桩端直径；

n —经验指数，对于粘性土、粉土， $n = 1/4$ ；对于砂土、碎石土， $n = 1/3$

图 5.3-4 为试验结果与上式计算端阻尺寸效应系数 ψ_ρ 的比较。

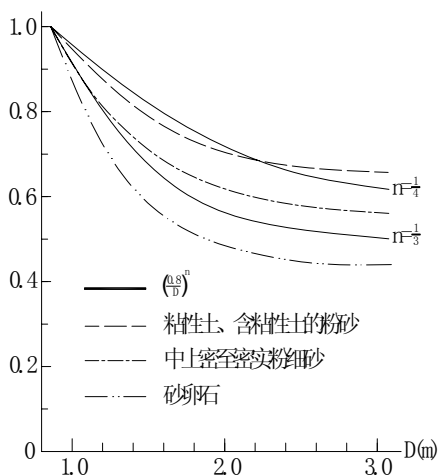


图 5.3-4 大直径桩端阻尺寸效应系数 ψ_ρ 与桩径 D 关系计算与试验比较

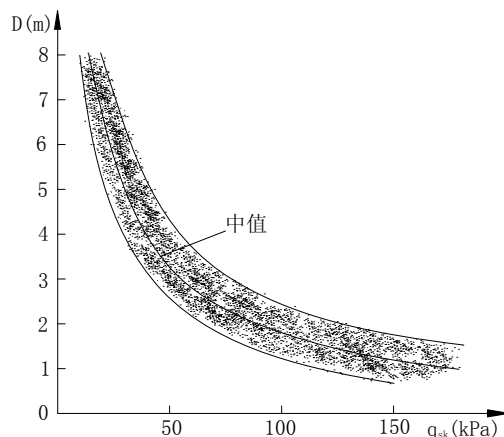


图 5.3-5 砂、砾土中极限侧阻力随桩径的变化

(2) 大直径桩侧阻尺寸效应系数

桩成孔后产生应力释放，孔壁出现松弛变形，导致侧阻力有所降低，侧阻力随桩径增大呈双曲线型减小（图 5.3-5 H.Brand1.1988）。本规范建议采用如下表达式进行侧阻尺寸效应计算。

$$\psi_s = \left(\frac{0.8}{d}\right)^m$$

式中 d — 桩身直径；

m — 经验指数；粘性土、粉土 $m=1/5$ ；砂土、碎石 $m=1/3$ 。

5.3.7 关于钢管桩的单桩竖向极限承载力

1 闭口钢管桩

闭口钢管桩的承载变形机理与混凝土预制桩相同。钢管桩表面性质与混凝土桩表面虽有所不同，但大量试验表明，两者的极限侧阻力是可视作相等的，因为除坚硬粘性土外，侧阻剪切破坏面是发生于靠近桩表面的土体中，而不是发生于桩土介面。因此，闭口钢管桩承载力的计算可采用与混凝土预制桩相同的模式与承载力参数。

2 敞口钢管桩的端阻力

敞口钢管桩的承载力机理与承载力随有关因素的变化比闭口钢管桩复杂。这是由于沉桩过程，桩端部分土将涌入管内形成“土塞”。土塞的高度及闭塞效果随土性、管径、壁厚、桩进入持力层的深度等诸多因素变化。而桩端土的闭塞程度又直接影响桩的承载力性状。称此为土塞效应。闭塞程度的不同导致端阻力以两种不同模式破坏。

一种是土塞沿管内向上挤出，或由于土塞压缩量大而导致桩端土大量涌入。这种状态称为非完全闭塞，这种非完全闭塞将导致端阻力降低。

另一种是如同闭口桩一样破坏，称其为完全闭塞。

土塞的闭塞程度主要随桩端进入持力层的相对深度 h_b/d （ h_b 为桩端进入持力层的深度， d 为桩外径）而变化。

为简化计算，以桩端土塞效应系数 λ_p 表征闭塞程度对端阻力的影响。图 5.3-6 为 λ_p 与桩进入持力层相对深度 h_b/d 的关系， $\lambda_p = \text{静载试验总极限端阻} / 30NA_p$ 。其中 $30NA_p$ 为闭口桩总极限端阻， N 为桩端土标贯击数， A_p 为桩端投影面积。从该图看出，当 $h_b/d \leq 5$ 时， λ_p 随 h_b/d 线性增大；当 $h_b/d > 5$ 时， λ_p 趋于常量。由此得到规范式 (5.3.7-2)、(5.3.7-3)。

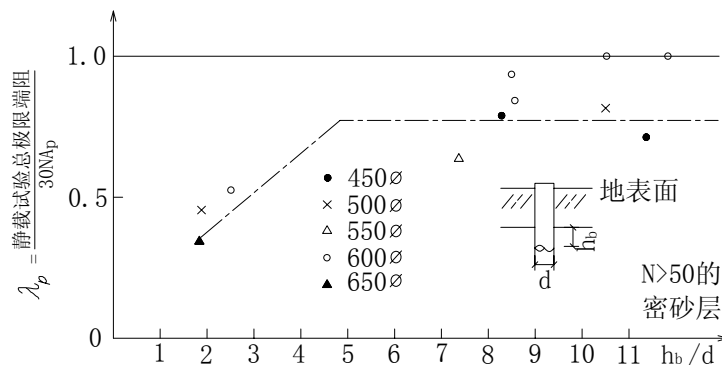


图 5.3-6 λ_p 与 h_b/d 关系(日本钢管桩协会, 1986)

5.3.8 混凝土敞口管桩单桩竖向极限承载力的计算。与实心混凝土预制桩相同的是，桩端阻力由于桩端敞口，类似于钢管桩也存在桩端的土塞效应；不同的是，混凝土管桩壁厚较

钢管桩大的多, 计算端阻力时, 不能忽略管壁端部提供的端阻力, 故分为两部分: 一部分为管壁端部的端阻力, 另一部分为敞口部分端阻力。对于后者类似于钢管桩的承载机理, 考虑桩端土塞效应系数 λ_p , λ_p 随桩端进入持力层的相对深度 h_b/d 而变化 (d 为管桩外径), 按规范式 (5.3.8-2)、(5.3.8-3) 计算确定。敞口部分端阻力为 $\lambda_p q_{pk} A_{p1}$ ($A_{p1} = \frac{\pi}{4} d_1^2$, d_1 为空心内径), 管壁端部端阻力为 $q_{pk} A_j$ (A_j 为桩端净面积, 圆形管桩 $A_j = \frac{\pi}{4} (d^2 - d_1^2)$, 空心方桩 $A_j = b^2 - \frac{\pi}{4} d_1^2$)。故敞口混凝土管桩总极限端阻力 $Q_{pk} = q_{pk} (A_j + \lambda_p A_{p1})$ 。总极限侧阻力计算与闭口预应力混凝土空心桩相同。

VI 嵌岩桩

5.3.9 嵌岩桩极限承载力由桩周土总侧力 Q_{sk} 、嵌岩段总侧阻力 Q_{rk} 和总端阻力 Q_{pk} 三部分组成。

《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 是基于当时数量不多的小直径嵌岩桩试验确定嵌岩段侧阻力和端阻力系数, 近十余年嵌岩桩工程和试验研究积累了更多资料, 对其承载性状的认识进一步深化, 这是本次修订的良好基础。

1 关于嵌岩段侧阻力发挥机理及侧阻力系数 $\zeta_s (q_{rs} / f_{rk})$

(1) 嵌岩段桩岩之间的剪切模式即其剪切面可分为三种, 对于软质岩 ($f_{rk} \leq 15\text{MPa}$), 剪切面发生于岩体一侧; 对于硬质岩 ($f_{rk} > 30\text{MPa}$), 发生于桩体一侧; 对于泥浆护壁成桩, 剪切面一般发生于桩岩介面, 当清孔好, 泥浆比重小, 与上述规律一致。

(2) 嵌岩段桩的极限侧阻力大小与岩性、桩体材料和成桩清孔情况有关。表 5.3-1~表 5.3-4 是部分不同岩性嵌岩段极限侧阻力 q_{rs} 和侧阻系数 ζ_s 。

表 5.3-1 Thorne (1997) 的试验结果

$q_{rs} (\text{MPa})$	0.5	2.0
$f_{rk} (\text{MPa})$	5	50
$\zeta_s = q_{rs} / f_{rk}$	0.1	0.04

表 5.3-2 Shin and chung (1994) 和 Lam et al (1991) 的试验结果

$q_{rs} (\text{MPa})$	0.5	0.7	1.2	2.0
$f_{rk} (\text{MPa})$	5	10	40	100
$\zeta_s = q_{rs} / f_{rk}$	0.1	0.07	0.03	0.02

表 5.3-3 王国民论文所述试验结果

岩类	砂砾岩	中粗砂岩	中细砂岩	粘土质粉砂岩	粉细砂岩
$q_{rs} (\text{MPa})$	0.7~0.8	0.5~0.6	0.8	0.7	0.6
$f_{rk} (\text{MPa})$	7.5		4.76	7.5	8.3
$\zeta_s = q_{rs} / f_{rk}$	0.1		0.168	0.09	0.072

表 5.3-4 席宁中论文所述试验结果

模拟材料	M5 砂浆		C30 砼	
$q_{rs} (\text{MPa})$	1.3	1.7	2.2	2.7
$f_{rk} (\text{MPa})$	3.34		20.1	
$\zeta_s = q_{rs} / f_{rk}$	0.39	0.51	0.11	0.13

由表 5.3-1~表 5.3-4 看出实测 ζ_s 较为离散, 但总的规律是岩石强度愈高, ζ_s 愈低。作

为规范经验值，取嵌岩段极限侧阻力峰值，硬质岩 $q_{s1} = 0.1f_{rk}$ ，软质岩 $q_{s1} = 0.12f_{rk}$ 。

(3) 根据有限元分析，硬质岩 ($E_r > E_p$) 嵌岩段侧阻力分布呈单驼峰形分布，软质岩 ($E_r < E_p$) 嵌岩段呈双驼峰形分布。为计算侧阻系数 ζ_s 的平均值，将侧阻力分布概化为图 5.3-7。各特征点侧阻力为：

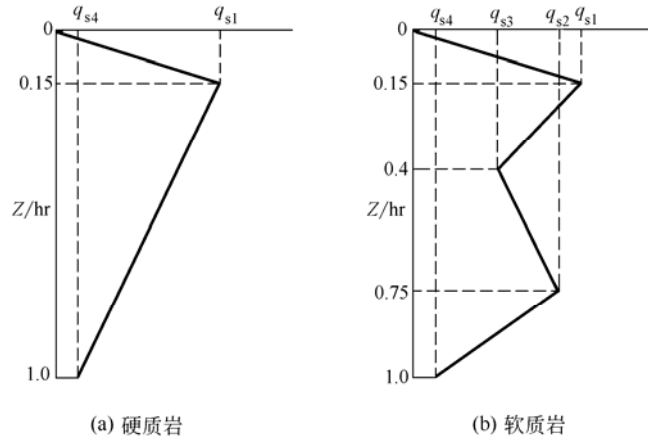


图 5.3-7 嵌岩段侧阻力分布概化

硬质岩 $q_{s1} = 0.1f_r$, $q_{s4} = \frac{d}{4h_r} q_{s1}$

软质岩 $q_{s1} = 0.12f_r$, $q_{s2} = 0.8q_{s1}$, $q_{s3} = 0.6q_{s1}$, $q_{s4} = \frac{d}{4h_r} q_{s1}$

分别计算出硬质岩 $h_r = 0.5d, 1d, 2d, 3d, 4d$ ；软质岩 $h_r = 0.5d, 1d, 2d, 3d, 4d, 5d, 6d, 7d, 8d$ 情况下的平均侧阻力 q_{rs} 及平均侧阻系数 ζ_s 如表 5.3-5。

2 嵌岩桩极限端阻力发挥机理及端阻力系数 ζ_p ($\zeta_p = q_{rp} / f_{rk}$)。

(1) 嵌岩桩端阻性状

图 5.3-8 所示不同桩、岩刚度比 (E_p / E_r) 干作业条件下，桩端分担荷载比 F_b / F_t (F_b —总桩端阻力； F_t —岩面桩顶荷载) 随嵌岩深径比 d_r / r_o ($2h_r / d$) 的变化。从图中看出，桩端总阻力 F_b 随 E_p / E_r 增大而增大，随深径比 d_r / r_o 增大而减小。

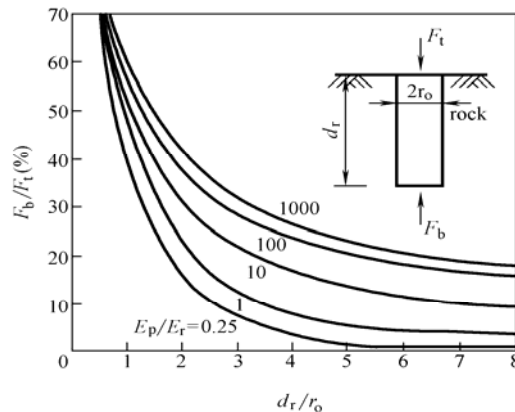


图 5.3-8 嵌岩桩端阻分担荷载比随桩岩刚度比和嵌岩深径比的变化 (引自 Pells and Turner, 1979)

(2) 端阻系数 ζ_p

Thorne(1997)所给端阻系数 $\zeta_p = 0.25 \sim 0.75$ ；吴其芳等通过孔底载荷板($d = 0.3m$)试验得到 $\zeta_p = 1.38 \sim 4.50$ ，相应的岩石 $f_{rk} = 1.2 \sim 5.2 MPa$ ，载荷板在岩石中埋深 $0.5 \sim 4m$ 。总的说来， ζ_p 是随岩石饱和单轴抗压强度 f_{rk} 降低而增大，随嵌岩深度增加而减小，受清底情况影响较大。

基于以上端阻性状及有关试验资料，给出硬质岩和软质岩的 ζ_p 如规范表 5.3.9。

3 嵌岩段总极限阻力简化计算

嵌岩段总极限阻力由总极限侧阻力和总极限端阻力组成：

$$\begin{aligned} Q_{rk} &= Q_{rs} + Q_{rp} \\ &= \zeta_s f_{rk} \pi d h_r + \zeta_p f_{rk} \frac{\pi}{4} d^2 \\ &= \left[\zeta_s \frac{4h_r}{d} + \zeta_p \right] f_{rk} \frac{\pi}{4} d^2 \end{aligned}$$

令 $\zeta_s \frac{4h_r}{d} + \zeta_p = \zeta_r$

称 ζ_r 为嵌岩段侧阻和端阻综合系数。故嵌岩段总极限阻力标准值可按如下简化公式计算：

$$Q_{rk} = \zeta_r f_{rk} \frac{\pi}{4} d^2$$

其中 ζ_r 可按表 5.3-5 确定。

表 5.3-5 嵌岩段侧阻、端阻系数 ζ_s 、 ζ_p 及侧阻和端阻综合系数 ζ_r

嵌岩深径比 h_r / d		0	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
极软岩 软岩	ζ_s	0.0	0.052	0.056	0.056	0.054	0.051	0.048	0.045	0.042	0.040
	ζ_p	0.60	0.70	0.73	0.73	0.70	0.66	0.61	0.55	0.48	0.42
	ζ_r	0.60	0.80	0.95	1.18	1.35	1.48	1.57	1.63	1.66	1.70
较硬岩 坚硬岩	ζ_s	0.0	0.050	0.052	0.050	0.045	0.040				
	ζ_p	0.45	0.55	0.60	0.50	0.46	0.40				
	ζ_r	0.45	0.65	0.81	0.90	1.00	1.04				

VII 后注浆灌注桩

5.3.10 后注浆灌注桩单桩极限承载力计算模式与普通灌注桩相同，区别在于侧阻力和端阻力乘以增强系数 β_{si} 和 β_p 。 β_{si} 和 β_p 系通过数十根不同土层中的后注浆灌注桩与未注浆灌注桩静载对比试验求得。浆液在不同桩端和桩侧土层中的扩散与加固机理不尽相同，因此侧阻和端阻增强系数 β_{si} 和 β_p 不同，而且变幅很大。总的变化规律是：端阻的增幅高于侧阻，粗粒土的增幅高于细粒土。桩端、桩侧复式注浆高于桩端、桩侧单一注浆。这是由于端阻受沉渣影响敏感，经后注浆后沉渣得到加固且桩端有扩底效应，桩端沉渣和土的加固效应强于

桩侧泥皮的加固效应；粗粒土是渗透注浆，细粒土是劈裂注浆，前者的加固效应强于后者。

收集北京、上海、天津、河南、山东、西安、武汉、福州等城市后注浆灌注桩静载试桩资料 106 份，根据本规范第 5.3.10 条的计算公式求得 $Q_{u计}$ ，其中 q_{sik} 、 q_{pk} 取勘察报告提供的经验值或本规范所列经验值；增强系数 β_{si} 、 β_p 取本规范表 5.3.10 所列上限值。计算值 $Q_{u计}$ 与实测值 $Q_{u测}$ 散点图如图 5.3-9。该图显示，实测值均位于 45° 线以上，即均高于或接近于计算值。这说明后注浆灌注桩极限承载力按规范第 5.3.10 条计算的可靠性是较高的。

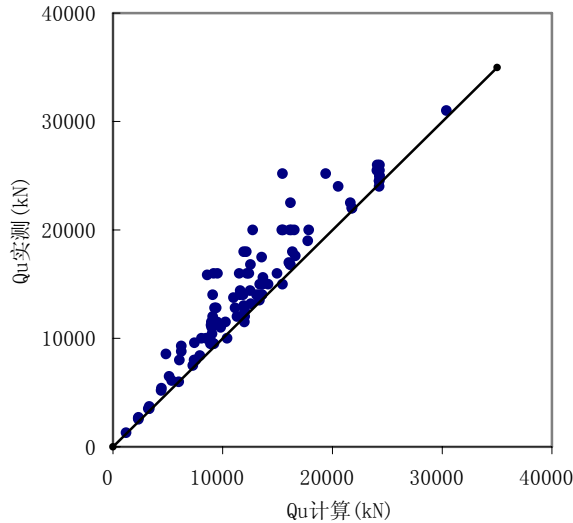


图 5.3-9 后注浆灌注桩单桩极限承载力实测值与计算值关系

VIII 液化效应

5.3.11 振动台试验和工程地震液化实际观测表明，首先土层的地震液化严重程度与土层的液化指数 λ_N 有关， λ_N 愈小液化愈严重；其二，土层的液化并非随地震同步出现，而显示滞后，即地震过后若干小时乃至一二天后才出现喷水冒砂。这说明，桩的极限侧阻力并非瞬间丧失，而且并非全部损失。因此，桩侧阻力根据液化指数乘以不同的折减系数。

5.4 特殊条件下桩基竖向承载力验算

I 软弱下卧层验算

5.4.1 桩距不超过 6d 的群桩，当桩端平面以下软弱下卧层承载力与桩端持力层相差过大（低于持力层的 1/3）且荷载引起的局部压力超出其承载力过多时，将引起软弱下卧层侧向挤出，桩基偏沉，严重者引起整体失稳。对于本条软弱下卧层承载力验算公式着重说明四点：

（1）验算范围。规定在桩端平面以下受力层范围存在低于持力层承载力 1/3 的软弱下卧层。实际工程持力层以下存在相对软弱土层是常见现象，只有当强度相差过大时才有必要验算。因下卧层地基承载力与桩端持力层差异过小，土体的塑性挤出和失稳也不致出现。

（2）传递至桩端平面的荷载，按扣除实体基础外表面总极限侧阻力的 3/4 而非 1/2 总极限侧阻力。这是主要考虑荷载传递机理，在软弱下卧层进入临界状态前基桩侧阻平均值已接近于极限。

（3）桩端荷载扩散。持力层刚度愈大扩散角愈大这是基本性状，这里所规定的压力扩散角与《建筑地基基础设计规范》GB 50007 一致。

(4) 软弱下卧层承载力只进行深度修正。这是因为下卧层受压区应力分布并非均匀, 呈内大外小, 不应作宽度修正; 考虑到承台底面以上土已挖除且可能和土体脱空, 因此修正深度从承台底部计算至软弱土层顶面。另外, 既然是软弱下卧层, 即多为软弱粘性土, 故深度修正系数取 1.0。

II 负摩阻力计算

5.4.3 桩周负摩阻力对基桩承载力和沉降的影响, 取决于桩周负摩阻力强度、桩的竖向承载类型, 因此分三种情况验算。

1 对于摩擦型桩, 由于受负摩阻力沉降增大, 中性点随之上移, 即负摩阻力、中性点与桩顶荷载处于动态平衡。作为一种简化, 取假想中性点(按桩端持力层性质取值)以上摩阻力为零验算基桩承载力。

2 对于端承型桩, 由于桩受负摩阻力后桩不发生沉降或沉降量很小, 桩土无相对位移或相对位移很小, 中性点无变化, 故负摩阻力构成的下拉荷载应作为附加荷载考虑。

3 当土层分布不均匀或建筑物对不均匀沉降较敏感时, 由于下拉荷载是附加荷载的一部分, 故应将其计入附加荷载进行沉降验算。

5.4.4 关于负摩阻力及下拉荷载的计算

1 负摩阻力计算

负摩阻力对基桩而言是一种主动作用。多数学者认为桩侧负摩阻力的大小与桩侧土的有效应力有关, 不同负摩阻力计算式中也多反映有效应力因素。大量试验与工程实测结果表明, 以负摩阻力有效应力法计算较接近于实际。因此本规范规定如下有效应力法为负摩阻力计算方法。

$$q_{mi} = k \cdot tg \varphi' \cdot \sigma'_i = \zeta_n \cdot \sigma'_i$$

式中 q_{mi} —第 i 层土桩侧负摩阻力标准值;

k —土的侧压力系数;

φ' —土的有效内摩擦角;

σ'_i —第 i 层土的平均竖向有效应力;

ζ_n —负摩阻力系数。

ζ_n 与土的种类和状态有关, 对于粗粒土, ζ_n 随土的粒度和密实度增加而增大; 对于细粒土, 则随土的塑性指数、孔隙比、饱和度增大而降低。综合有关文献的建议值和各类土中的测试结果, 给出如规范表 5.4.4-1 所列 ζ_n 值。由于竖向有效应力随土覆土层自重增大而增加, 当 $q_{mi} = \zeta_n \cdot \sigma'_i$ 超过土的极限侧阻力 q_{sk} 时, 负摩阻力不再增大。故当计算负摩阻力 q_{mi} 超过极限侧摩阻力时, 取极限侧摩阻力值。

下面列举饱和和软土中负摩阻力实测与按规范方法计算的比较。

某电厂的贮煤场位于厚 70~80m 的第四系全新统海相地层上, 上部为厚 20~35m 的低强度、高压缩性饱和软粘土。用底面积为 35m×35m、高度为 4.85m 的土石堆载模拟煤堆荷载, 堆载底面压力为 99kPa, 在堆载中心设置了一根入土 44m 的 $\Phi 610$ 闭口钢管桩, 桩端进入超固结粘土、粉质粘土和粉土层中。在钢管桩内采用应变计量测了桩身应变, 从而得到桩身正、负摩阻力分布图、中性点位置; 在桩周土中埋设了孔隙水压力计, 测得地基中不同深度的孔隙水压力变化。

按规范式 (5.4.4-1) 估算, 得图 5.4-1 所示曲线。

由图中曲线比较可知, 计算值与实测值相近。

2 关于中性点的确定

当桩穿越厚度为 l_0 的高压缩土层, 桩端设置于较坚硬的持力层时, 在桩的某一深度 l_n

以上，土的沉降大于桩的沉降，在该段桩长内，桩侧产生负摩阻力； l_n 深度以下的可压缩层内，土的沉降小于桩的沉降，土对桩产生正摩阻力，在 l_n 深度处，桩土相对位移为零，既没有负摩阻力，又没有正摩阻力，习惯上称该点为中性点。中性点截面桩身的轴力最大。

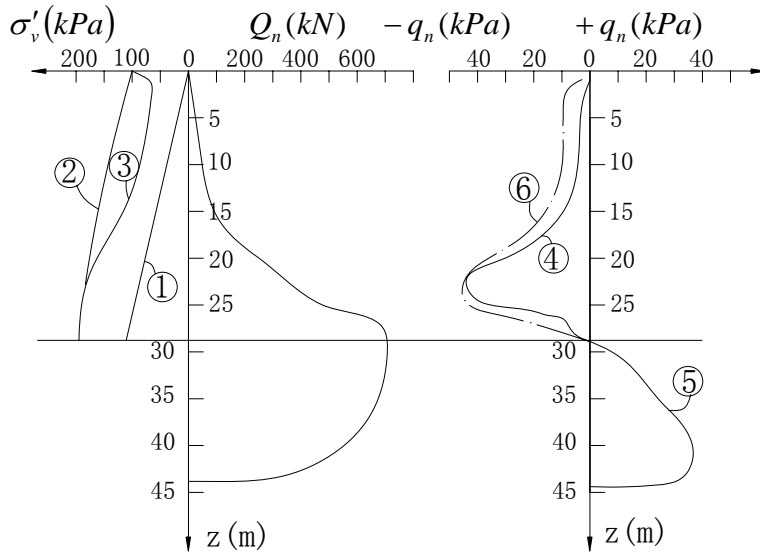


图 5.4-1 采用有效应力法计算负摩阻力图

- ① 土的计算自重应力 $\sigma_c = \gamma_m z$ ； γ_m — 土的浮重度加权平均值；
- ② 竖向应力 $\sigma_v = \sigma_z + \sigma_c$ ；
- ③ 竖向有效应力 $\sigma'_v = \sigma_v - u$ ， u — 实测孔隙水压力；
- ④ 由实测桩身轴力 Q_n ，求得的负摩阻力 $-q_n$ ；
- ⑤ 由实测桩身轴力 Q_n ，求得的正摩阻力 $+q_n$ ；
- ⑥ 由实测孔隙水压力，按有效应力法计算的负摩阻力。

一般来说，中性点的位置，在初期多少是有变化的，它随着桩的沉降增加而向上移动，当沉降趋于稳定，中性点也将稳定在某一固定的深度 l_n 处。

工程实测表明，在高压缩性土层 l_0 的范围内，负摩阻力的作用长度，即中性点的稳定深度 l_n ，是随桩端持力层的强度和刚度的增大而增加的，其深度比 l_n/l_0 的经验值列于规范表 5.4.4-2 中。

3 关于负摩阻力的群桩效应的考虑

对于单桩基础，桩侧负摩阻力的总和即为下拉荷载。

对于桩距较小的群桩，其基桩的负摩阻力因群桩效应而降低。这是由于桩侧负摩阻力是由桩侧土体沉降而引起，若群桩中各桩表面单位面积所分担的土体重量小于单桩的负摩阻力极限值，将导致基桩负摩阻力降低，即显示群桩效应。计算群桩中基桩的下拉荷载时，应乘以群桩效应系数 $\eta_n < 1$ 。

本规范推荐按等效圆法计算其群桩效应，即独立单桩单位长度的负摩阻力由相应长度范围内半径 r_e 形成的土体重量与之等效，得

$$\pi d q_s^n = (\pi r_e^2 - \frac{\pi d^2}{4}) \gamma_m$$

解上式得

$$r_e = \sqrt{\frac{d q_s^n}{\gamma_m} + \frac{d^2}{4}}$$

式中 r_e — 等效圆半径 (m);

d — 桩身直径 (m);

q_s^n — 单桩平均极限负摩阻力标准值 (kPa)

γ_m — 桩侧土体加权平均重度 (kN/m^3); 地下水位以下取浮重度。

以群桩各基桩中心为圆心, 以 r_e 为半径做圆, 由各圆的相交点作矩形。矩形面积 $A_r = s_{ax} \cdot s_{ay}$ 与圆面积 $A_e = \pi r_e^2$ 之比, 即为负摩阻力群桩效应系数。

$$\eta_n = A_r / A_e = \frac{s_{ax} \cdot s_{ay}}{\pi r_e^2} = s_{ax} \cdot s_{ay} / \pi d \left(\frac{q_s^n}{\gamma_m} + \frac{d}{4} \right)$$

式中 s_{ax} 、 s_{ay} — 分别为纵、横向桩的中心距。 $\eta_n \leq 1$, 当计算 $\eta_n > 1$ 时, 取 $\eta_n = 1$ 。

III 抗拔桩承载力验算

5.4.5 桩基的抗拔承载力破坏可能呈单桩拔出或群桩整体拔出, 即呈非整体破坏或整体破坏模式, 对两种破坏的承载力均应进行验算。

5.4.6 关于群桩基础及其基桩的抗拔极限承载力确定问题

1 对于设计等级为甲、乙级建筑桩基应通过单桩现场上拔试验确定单桩抗拔极限承载力。群桩的抗拔极限承载力难以通过试验确定, 故可通过计算确定。

2 对于设计等级为丙级建筑桩基可通过计算确定单桩抗拔极限承载力, 但应进行工程桩抗拔静载试验检测。单桩抗拔极限承载力计算涉及如下三个问题:

(1) 单桩抗拔承载力计算分为两大类: 一类为理论计算模式, 以土的抗剪强度及侧压力系数为参数按不同破坏模式建立的计算公式; 另一类是以抗拔桩试验资料为基础, 采用抗压极限承载力计算模式乘以抗拔系数 λ 的经验性公式。前一类公式影响其剪切破坏面模式的因素较多, 包括桩的长径比、有无扩底、成桩工艺、地层土性等, 不确定因素多, 计算较为复杂。为此, 本规范采用后者。

(2) 关于抗拔系数 λ (抗拔极限承载力/抗压极限承载力)

从表 5.4-1 所列部分单桩抗拔抗压极限承载力之比即抗拔系数 λ 看出, 灌注桩高于预制桩, 长桩高于短桩, 粘性土高于砂土。本规范表 5.4.6-2 给出的 λ 是基于上述试验结果并参照有关规范给出的。

表 5.4-1 抗拔系数 λ 部分试验结果

资料来源	工艺	桩径 d(m)	桩长(m)	l/d	土质	λ
无锡国棉一厂	钻孔桩	0.6	20	33	粘性土	0.6~0.8
南通 200KV 泰刘线	反循环	0.45	12	26.7	粉土	0.9
南通 1979 年试验	反循环		9		粘性土	0.79
			12		粘性土	0.98
四航局广州试验	预制桩			13~33	砂土	0.38~0.53
甘肃建研所	钻孔桩				天然黄土	0.78
					饱和黄土	0.5
《港口工程桩基规范》 (JTJ 254)					粘性土	0.8

(3) 对于扩底抗拔桩的抗拔承载力。扩底桩的抗拔承载力破坏模式, 随土的内摩擦角大小而变, 内摩擦角愈大, 受扩底影响的破坏柱体愈长。桩底以上长度约 4~10d 范围内, 破裂柱体直径增大至扩底直径 D; 超过该范围以上部分, 破裂面缩小至桩土界面。按此模型给出扩底抗拔承载力计算周长 u_i , 如规范表 5.4.6-1。

5.5 桩基沉降计算

5.5.6~5.5.9 桩距小于和等于 6 倍桩径的群桩基础，在工作荷载下的沉降计算方法，目前有两类。一类是按实体深基础计算模型，采用弹性半空间表面荷载下 Boussinesq 应力解计算附加应力，用分层总和法计算沉降；另一类是以半无限弹性体内部集中力作用下的 Mindlin 解为基础计算沉降。后者主要分为两种，一种是 Poulos 提出的相互作用因子法；第二种是 Geddes 对 Mindlin 公式积分而导出集中力作用于弹性半空间内部的应力解，按叠加原理，求得群桩桩端平面下各单桩附加应力和，按分层总和法计算群桩沉降。

上述方法存在如下缺陷：（1）实体深基础法，其附加应力按 Boussinesq 解计算与实际不符（计算应力偏大），且实体深基础模型不能反映桩的长径比、距径比等的影响；（2）相互作用因子法不能反映压缩层范围内土的成层性；（3）Geddes 应力叠加—分层总和法对于大桩群不能手算，且要求假定侧阻力分布，并给出桩端荷载分担比。针对以上问题，本规范给出等效作用分层总和法。

1 运用弹性半无限体内作用力的 Mindlin 位移解，基于桩、土位移协调条件，略去桩身弹性压缩，给出均质土中不同距径比、长径比、桩数、基础长宽比条件下刚性承台群桩的沉降数值解：

$$w_M = \frac{\bar{Q}}{E_s d} \bar{w}_M \quad (5.5-1)$$

式中 \bar{Q} —群桩中各桩的平均荷载；

E_s —均质土的压缩模量；

d —桩径；

\bar{w}_M —Mindlin 解群桩沉降系数，随群桩的距径比、长径比、桩数、基础长宽比而变。

2 运用弹性半无限体表面均布荷载下的 Boussinesq 解，不计实体深基础侧阻力和应力扩散，求得实体深基础的沉降：

$$w_B = \frac{P}{aE_s} \bar{w}_B \quad (5.5-2)$$

$$\bar{w}_B = \frac{1}{4\pi} \left[\ln \frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} + m \ln \frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right] \quad (5.5-3)$$

m —矩形基础的长宽比； $m = a/b$ ；

P —矩形基础上的均布荷载之和。

由于数据过多，为便于分析应用，当 $m \leq 15$ 时，式（5.5-3）经统计分析后简化为

$$\bar{w}_B = (m + 0.6336) / (1.1951m + 4.6275) \quad (5.5-4)$$

由此引起的误差在 2.1% 以内。

3 两种沉降解之比：

相同基础平面尺寸条件下，对于按不同几何参数刚性承台群桩 Mindlin 位移解沉降计算值 w_M 与不考虑群桩侧面剪应力和应力不扩散实体深基础 Boussinesq 解沉降计算值 w_B 二者之比为等效沉降系数 ψ_e 。按实体深基础 Boussinesq 解分层总和法计算沉降 w_B ，乘以等效沉降系数 ψ_e ，实质上纳入了按 Mindlin 位移解计算桩基础沉降时，附加应力及桩群几何参数的影响，称此为等效作用分层总和法。

$$\psi_e = \frac{w_M}{w_B} = \frac{\frac{\bar{Q}}{E_s \cdot d} \cdot \bar{w}_M}{\frac{n_a \cdot n_b \cdot \bar{Q} \cdot \bar{w}_B}{a \cdot E_s}} = \frac{\bar{w}_M}{w_B} \cdot \frac{a}{n_a \cdot n_b \cdot d} \quad (5.5-5)$$

式中 $n_a \cdot n_b$ 分别为矩形桩基础长边布桩数和短边布桩数。

为应用方便，将按不同距径比 $s_a/d = 2, 3, 4, 5, 6$ ，长径比 $l/d = 5, 10, 15 \cdots 100$ ，总桩数 $n = 4 \cdots 600$ ，各种布桩形式 ($n_a/n_b = 1, 2, \cdots 10$)，桩基承台长宽比 $L_c/B_c = 1, 2 \cdots 10$ ，对式 (5.5-5) 计算出的 ψ_e 进行回归分析，得到规范式 (5.5.9-1)。

4 等效作用分层总和法桩基最终沉降量计算式

$$s = \psi \cdot \psi_e \cdot s' = \psi \cdot \psi_e \cdot \sum_{j=1}^m p_{oj} \sum_{i=1}^n \frac{z_{ij} \bar{\alpha}_{ij} - z_{(i-1)j} \bar{\alpha}_{(i-1)j}}{E_{si}} \quad (5.5-6)$$

沉降计算公式与习惯使用的等代实体深基础分层总和法基本相同，仅增加一个等效沉降系数 ψ_e 。其中要注意的是：等效作用面位于桩端平面，等效作用面积为桩基承台投影面积，等效作用附加压力取承台底附加压力，等效作用面以下（等代实体深基底以下）的应力分布按弹性半空间 Boussinesq 解确定，应力系数为角点下平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$ 。各分层沉降量

$$\Delta s'_i = p_o \frac{z_i \bar{\alpha}_i - z_{(i-1)} \bar{\alpha}_{(i-1)}}{E_{si}}, \text{ 其中 } z_i, z_{(i-1)} \text{ 为有效作用面至 } i, i-1 \text{ 层层底的深度；}$$

$\bar{\alpha}_i, \bar{\alpha}_{(i-1)}$ 为按计算分块长宽比 a/b 及深宽比 $z_i/b, z_{(i-1)}/b$ 由附录 D 确定。 p_o 为承台底面荷载效应准永久组合附加压力，将其作用于桩端等效作用面。

5.5.11 关于桩基沉降计算经验系数 ψ 。本次规范修编时，收集了软土地区上海、天津，一般第四纪土地区北京、沈阳，黄土地区西安等共计 150 份已建桩基工程的沉降观测资料，由实测沉降与计算沉降之比 ψ 与沉降计算深度范围内压缩模量当量值 \bar{E}_s 的关系如图 5.5.1，同时给出 ψ 值列于规范表 5.5.11。

关于预制桩沉桩挤土效应对桩基沉降的影响问题。根据收集到的上海、天津、温州地区预制桩和灌注桩基础沉降观测资料共计 110 份，将实测最终沉降量与桩长关系散点图分别表示于图 5.5-2 (a)、(b)、(c)。图 5.5-2 反映出一个共同规律：预制桩基础的最终沉降量显著大于灌注桩基础的最终沉降量，桩长愈小，其差异愈大。这一现象反映出预制桩因挤土沉桩产生桩土上涌导致沉降增大的负面效应。由于三个地区地层条件存在差异，桩端持力层、桩长、桩距、沉桩工艺流程等因素变化，使得预制桩挤土效应不同。为使计算沉降更符合实际，建立以灌注桩基础实测沉降与计算沉降之比 ψ 随桩端压缩层范围内模量当量值 \bar{E}_s 而变的经验值，对于饱和土中未经复打、复压、引孔沉桩的预制桩基础按表 5.5.11 所列值再乘以挤土效应系数 1.3~1.8，对于桩数多、桩距小、沉桩速率快、土体渗透性低的情况，挤土效应系数取大值；对于后注浆灌注桩则乘以 0.7~0.8 折减系数。

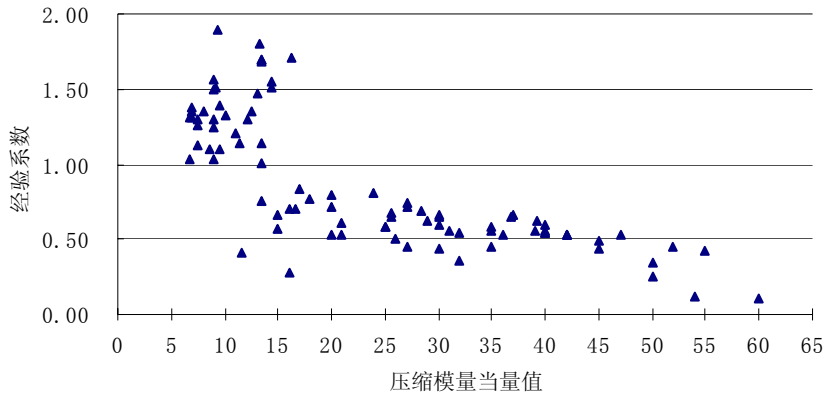
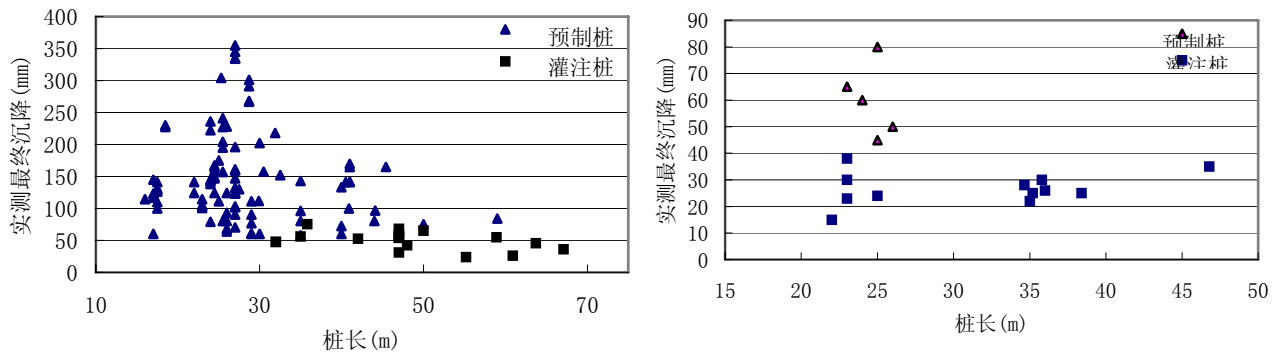
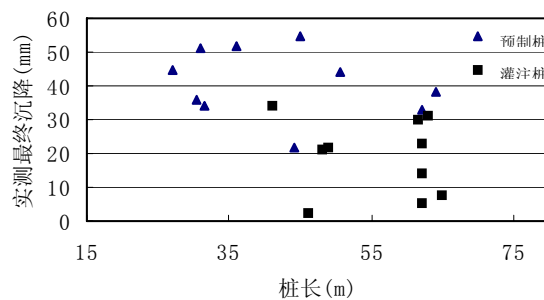


图 5.5-1 沉降经验系数 ψ 与压缩模量当量值 $\overline{E_s}$ 的关系



(a) 上海地区

(b) 天津地区



(c) 温州地区

图 5.5-2 预制桩基础与灌注桩基础实测沉降量与桩长关系

5.5.14 关于单桩、单排桩、疏桩(桩距大于 $6d$)基础最终沉降量计算。工程实际中, 采用一柱一桩或一柱两桩、单排桩、桩距大于 $6d$ 的疏桩基础并非罕见。如: 按变刚度调平设计的框架—核心筒结构工程中, 刚度相对弱化的外围桩基, 柱下布 1~3 桩者居多; 剪力墙结构, 常采取墙下布桩(单排桩); 框架和排架结构建筑桩基按一柱一桩或一柱二桩布置也不少。有的设计考虑承台分担荷载, 即设计为复合桩基, 此时承台多数为平板式或梁板式筏形承台; 另一种情况是仅在柱、墙下单独设置承台, 或即使设计为满堂筏形承台, 由于承台底土层为软土、欠固结土、可液化、湿陷性土等原因, 承台不分担荷载, 或因使用要求, 变形控制严格, 只能考虑桩的承载作用。首先, 就桩数、桩距等而言, 这类桩基不能应用等效作用分层

总和法，需要另行给出沉降计算方法。其次，对于复合桩基和普通桩基的计算模式应予区分。

单桩、单排桩、疏桩复合桩基沉降计算模式是基于新推导的 Mindlin 解计入桩径影响公式计算桩的附加应力，以 Boussinesq 解计算承台底压力引起的附加应力，将二者叠加按分层总和法计算沉降，计算式为规范式 (5.5.14-1) ~ (5.5.14-5)。

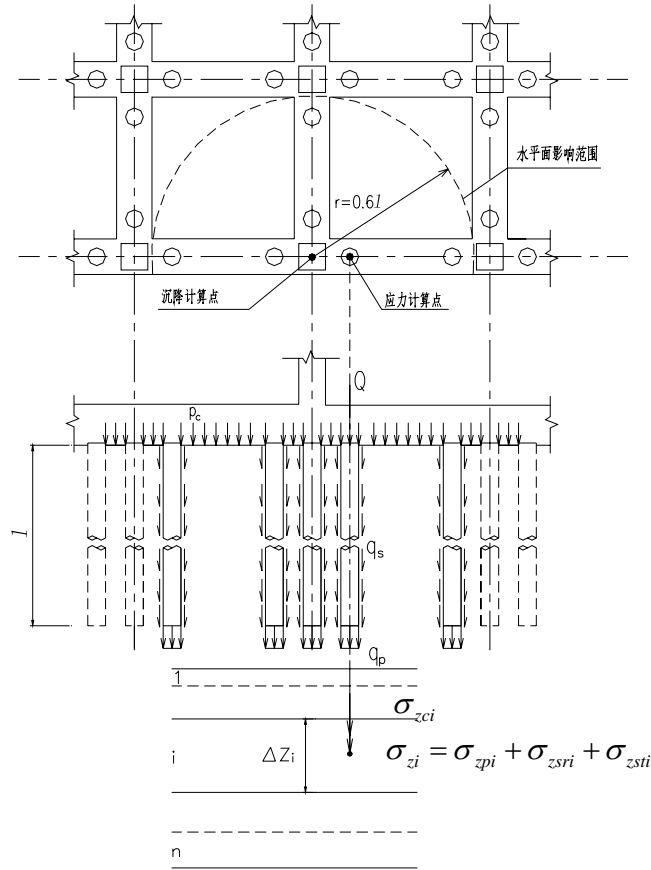


图 5.5-3 单桩、单排桩、疏桩基础沉降计算示意图

沉降计算点为底层柱、墙中心点，应力计算点取与沉降计算点最近的桩中心点，见图 5.5-3。当沉降计算点与应力计算点不重合时，二者的沉降并不相等，但由于承台刚度的作用，在工程实践的意义上，近似取二者相同。本规范中，应力计算点的沉降包含桩端以下土层的压缩和桩身压缩，桩端以下土层的压缩应按桩端以下轴线处的附加应力计算（桩身以外土中附加应力远小于轴线处）。

承台底压力引起的沉降实际上包含两部分，一部分为回弹再压缩变形，另一部分为超出土自重部分的附加压力引起的变形。对于前者的计算较为复杂，一是回弹再压缩量对于整个基础而言分布是不均的，坑中央最大，基坑边缘最小；二是再压缩层深度及其分布难以确定。若将此二部分压缩变形分别计算，目前尚难解决。故计算时近似将全部承台底压力等效为附加压力计算沉降。

这里应着重说明三点：一是考虑单排桩、疏桩基础在基坑开挖（软土地区往往是先成桩后开挖；非软土地区，则是开挖一定深度后再成桩）时，桩对土体的回弹约束效应小，故应将回弹再压缩计入沉降量；二是当基坑深度小于 5m 时，回弹量很小，可忽略不计。三是中、小桩距桩基的桩对于土体回弹的约束效应导致回弹量减小，故其回弹再压缩可予忽略。

计算复合桩基沉降时，假定承台底附加压力为均布， $p_c = \eta_c f_{ak}$ ， η_c 按 $s_a > 6d$ 取值， f_{ak} 为地基承载力特征值，对全承台分块按式 (5.5.14-5) 计算桩端平面以下土层的应力 σ_{zci} ，与基桩产生的应力 σ_{zi} 叠加，按规范式 (5.5.14-3) 计算最终沉降量。若核心筒桩群

在计算点 0.6 倍桩长范围以内，应考虑其影响。

单桩、单排桩、疏桩常规桩基，取承台压力 $p_c = 0$ 即规范式 (5.5.14-1) 进行沉降计算。

这里应着重说明上述计算式有关的五个问题：

1 单桩、单排桩、疏桩桩基沉降计算深度相对于常规群桩要小得多，而由 Mindlin 解导出 Geddes 应力计算式模型是作用于桩轴线的集中力，因而其桩端平面以下一定范围内应力集中现象极明显，与一定直径桩的实际性状相差甚大，远远超出土的强度，用于计算压缩层厚度很小的桩基沉降显然不妥。Geddes 应力系数与考虑桩径的 Mindlin 应力系数相比，其差异变化的特点是：愈近桩端差异愈大，桩端下 $l/10$ 处二者趋向接近；桩的长径比愈小差异愈大，如 $l/d = 10$ 时，桩端以下 $0.008l$ 处，Geddes 解端阻产生的竖向应力为考虑桩径的 44 倍，侧阻（按均布）产生的竖向应力为考虑桩径的 8 倍。而单桩、单排桩、疏桩的桩端以下压缩层又较小，由此带来的误差过大。故对 Mindlin 应力解考虑桩径因素求解，桩端、桩侧阻力的分布如附录 F 图 F.0.2 所示。为便于使用，求得基桩长径比 $l/d = 10, 15, 20, 25, 30, 40 \sim 100$ 的应力系数 I_p 、 I_{sr} 、 I_{st} 列于附录 F。

2 关于土的泊松比 ν 的取值。土的泊松比 $\nu = 0.25 \sim 0.42$ ；鉴于对计算结果不敏感，故统一取 $\nu = 0.35$ 计算应力系数。

3 关于相邻基桩的水平面影响范围。对于相邻基桩荷载对计算点竖向应力的影响，以水平距离 $\rho = 0.6l$ (l 为计算点桩长) 范围内的桩为限，即取最大 $n = \rho/l = 0.6$ 。

4 沉降计算经验系数 ψ 。这里仅对收集到的部分单桩、双桩、单排桩的试验资料进行计算。若无当地经验，取 $\psi = 1.0$ 。对部分单桩、单排桩沉降进行计算与实测的对比，列于表 5.5-1。

5 关于桩身压缩。由表 5.5-1 单桩、单排桩实测与计算沉降比较可见，桩身压缩比 s_e/s 随桩的长径比 l/d 增大和桩端持力层刚度增大而增加。如 CCTV，长径比 $l/d = 43、28$ ，桩端持力层为卵砾、中粗砂层， $E_s \geq 100\text{MPa}$ ，桩身压缩分别为 22mm， $s_e/s = 88\%$ ；14.4mm， $s_e/s = 59\%$ 。因此，本规范第 5.5.14 条规定应计入桩身压缩。这是基于单桩、单排桩总沉降量较小，桩身压缩比例超过 50%，若忽略桩身压缩，则引起的误差过大。

6 桩身弹性压缩的计算。基于桩身材料的弹性假定及桩侧阻力呈矩形、三角形分布，由下式可简化计算桩身弹性压缩量：

$$s_e = \frac{1}{AE_p} \int_0^l [Q_0 - \pi d \int_0^z q_s(z) dz] dz = \xi_e \frac{Q_0 l}{AE_p}$$

对于端承型桩， $\xi_e = 1.0$ ；对于摩擦型桩，随桩侧阻力份额增加和桩长增加， ξ_e 减小； $\xi_e = 1/2 \sim 2/3$ 。

表 5.5-1 单桩、单排桩计算与实测沉降

项目	桩顶特征荷载 (kN)	桩长/桩径(m)	压缩模量 (MPa)	计算沉降(mm)			实测沉降 (mm)	S _{实测} /S _计	备注
				桩端土压缩 (mm)	桩身压缩 (mm)	预估总沉降量 (mm)			
长青大厦	4#	2400	17.8/0.8	100	0.8	1.4	2.2	1.76	0.80
	3#	5600			2.9	3.4	6.3	5.60	0.89
	2#	4800			2.3	2.9	5.2	5.66	1.09
	1#	4000			1.8	2.4	4.2	4.93	1.17
		2400			0.9	1.5	2.4	3.04	1.27
皇冠大厦	465#	6000	15/0.8	100	3.6	2.8	6.4	4.74	0.74
	467#	5000			2.9	2.3	5.2	4.55	0.88

北京 SOHO	S1	8000	29.5/1.0	70	2.8	4.7	7.5	13.30	1.77	
	S2	6500	29.5/0.8		3.8	6.5	10.3	9.88	0.96	
	S3	8000	29.5/1.0		2.8	4.7	7.5	9.61	1.28	
洛口试桩*	D-8	316	4.5/0.25	8	16.0			20	1.25	
	G-19	280	4.5/0.25		28.7			23.9	0.83	
	G-24	201.7	4.5/0.25		28.0			30	1.07	
北京电视中心	S1	7200	27/1.0	70	2.6	3.9	6.5	7.41	1.14	
	S2	7200	27/1.0		2.6	3.9	6.5	9.59	1.48	
	S3	7200	27/1.0		2.6	3.9	6.5	6.48	1.00	
	S4	5600	27/0.8		2.5	4.8	7.3	8.84	1.21	
	S5	5600	27/0.8		2.5	4.8	7.3	7.82	1.07	
	S6	5600	27/0.8		2.5	4.8	7.3	8.18	1.12	
北京银泰中心	A-S1	9600	30/1.1	70	2.9	4.5	7.4	3.99	0.54	
	A-S1-1	6800			1.6	3.2	4.8	2.59	0.54	
	A-S1-2	6800			1.6	3.2	4.8	3.16	0.66	
	B-S3	9600			2.9	4.5	7.4	3.87	0.52	
	B1-14	5100			1.0	2.4	3.4	1.53	0.45	
	B-S1-2	5100			1.0	2.4	3.4	1.96	0.58	
	C-S2	9600			2.9	4.5	7.4	4.28	0.58	
	C-S1-1	5100			1.0	2.4	3.4	3.09	0.91	
	C-S1-2	5100			1.0	2.4	3.4	2.85	0.84	
CCTV*	TP-A1	33000	51.7/1.2	120	3.3	22.5	25.8	21.78	0.85	1.98
	TP-A2	30250	51.7/1.2		2.5	20.6	23.1	21.44	0.93	5.22
	TP-A3	33000	53.4/1.2		3.0	23.2	26.2	18.78	0.72	1.78
	TP-B1	33000	33.4/1.2	100	10.0	14.5	24.5	20.92	0.85	5.38
	TP-B2	33000	33.4/1.2		10.0	14.5	24.5	14.50	0.59	3.79
	TP-B3	35000	33.4/1.2		11.0	15.4	26.4	21.80	0.83	3.32

注：①洛口试桩为单排桩（分别是单排 2 桩，4 桩，6 桩），采用桩顶极限荷载。

②CCTV 试桩备注栏为实测桩端沉降，采用桩顶极限荷载。

5.5.15 上述单桩、单排桩、疏桩基础及其复合桩基的沉降计算深度均采用应力比法，即按 $\sigma_z + \sigma_{zc} = 0.2\sigma_c$ 确定。

关于单桩、单排桩、疏桩复合桩基沉降计算方法的可靠性问题。从表 5.5-1 单桩、单排桩静载试验实测与计算比较来看，还是具有较大可靠性。采用考虑桩径因素的 Mindlin 解进行单桩应力计算，较之 Geddes 集中应力公式应该说是前进了一大步。其缺陷与其他手算方法一样，不能考虑承台整体和上部结构刚度调整沉降的作用。因此，这种手算方法主要用于初步设计阶段，最终应采用共同作用有限元方法进行分析。

为说明规范第 3.1.8 条变刚度调平设计要点及规范第 5.5.14 条疏桩复合桩基沉降计算过程，以某框架—核心筒结构为例，叙述如下。

1 概念设计

1.1 桩型、桩径、桩长、桩距、桩端持力层、单桩承载力

该办公楼由地上 36 层、地下七层与周围地下七层车库连成一体，基础埋深 26m。框架—核心筒结构。建筑标准层平面图见图 5.5-4，立面图见图 5.5-5，主体高度 156m。拟建场地地层柱状土如图 5.5-6，第⑨层为卵石—圆砾，第⑬层为细—中砂，是桩基础良好持力层。采用后注浆灌注桩桩筏基础，设计桩径 1000mm。按强化核心筒桩基的竖向支承刚度、相对弱化外围框架柱桩基竖向支承刚度的总体思路，核心筒采用常规桩基，桩长 25m，外围框架

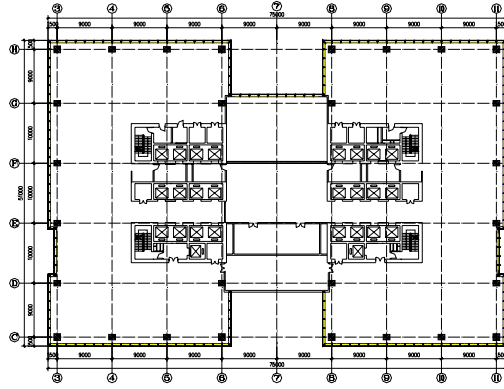


图 5.5-4 标准层平面图

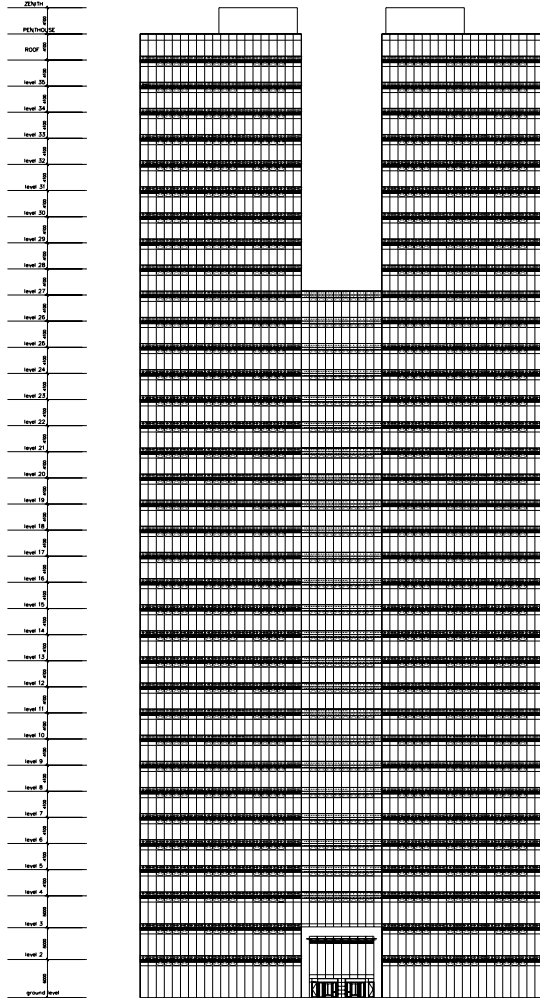


图 5.5-5 立面图

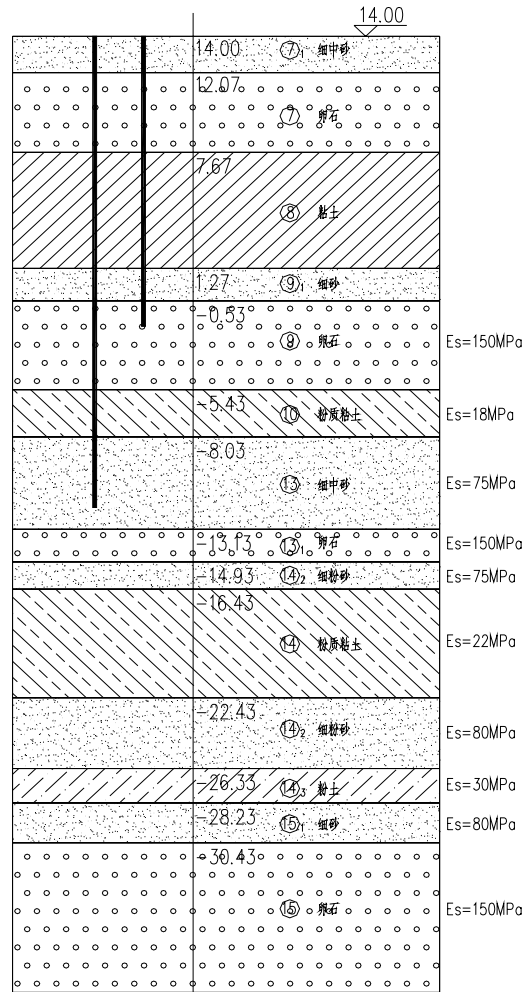


图 5.5-6 场地地层柱状土

采用复合桩基，桩长 15m。核心筒桩端持力层选为第(13)层细一中砂，单桩承载力特征值 $R_a=9500\text{kN}$ ，桩距 $s_a=3d$ ；外围边框架柱采用复合桩基础，荷载由桩土共同承担，单桩承载力特征值 $R_a=7000\text{kN}$ 。

1.2 承台结构形式

由于变刚度调平布桩起到减小承台筏板整体弯距的作用，板厚可减少。核心筒承台采用平板式，厚度 $h_1=2200\text{mm}$ ；外围框架采用梁板式筏板承台，梁截面 $b_b \times h_b = 2000\text{mm} \times 2200\text{mm}$ ，板厚 $h_2=1600\text{mm}$ 。与主体相连裙房（含地下室）采用天然

外围框架柱桩基对核心筒桩端以下应力的影响,按规范第 5.5.14 条计算其对核心筒计算点桩端平面以下的应力影响,进行叠加,按单向压缩分层总和法计算核心筒沉降。

沉降计算深度由 $\sigma_z = 0.2\sigma_c$ 得: $z_n = 20m$;

压缩模量当量值: $E_s = 35MPa$;

由规范第 5.5.11 条得: $\psi = 0.5$; 采用后注浆施工工艺乘以 0.7 折减系数。

由规范第 5.5.7 条及第 5.5.12 条得: $s' = 272mm$;

最终沉降量: $s = \psi \cdot \psi_e \cdot s' = 0.5 \times 0.7 \times 0.47 \times 272mm = 45mm$ 。

3.1 边框架复合桩基沉降计算,采用复合应力分层总和法,即按规范式 (5.5.14-3)

计算范围见图 5.5-8,计算参数及结果列表于 5.5-2。

沉降计算荷载应考虑回弹再压缩,采用准永久荷载效应组合的总荷载为等效附加荷载;桩顶荷载取 $Q = 7000kN$;

承台土压力,近似取 $p_{ck} = \eta_c f_{ak} = 245kPa$;

用应力比法得计算深度: $z_n = 6.0m$, 桩身压缩量 $s_e = 2mm$ 。

最终沉降量, $s = \psi \cdot s' + s_e = 0.7 \times 30.0mm + 2.0mm = 23mm$ (采用后注浆乘以 0.7 折减系数)。

上述沉降计算只计入相邻基桩对桩端平面以下应力的影响,也未考虑筏板整体刚度和上部结构刚度对调整差异沉降的贡献,故实际差异沉降比上述计算值要小。

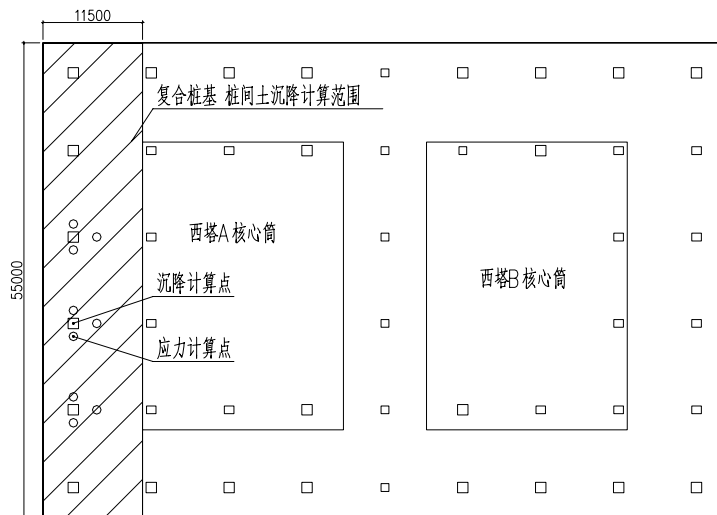


图 5.5-8 复合桩基沉降计算范围及计算点示意图

表 5.5-2 框架柱沉降

z/l	σ	σ_{zi} (kPa)	σ_{zci} (kPa)	$\sum \sigma$ (kPa)	$0.2\sigma_{ci}$ (kPa)	Es (MPa)	分层沉降 (mm)
1.004		1319.87	118.65	1438.52	168.25	150	0.62
1.008		1279.44	118.21	1397.65	168.51	150	0.60
1.012		1227.14	117.77	1344.91	168.76	150	0.58
1.016		1162.57	117.34	1279.91	169.02	150	0.55
1.020		1088.67	116.91	1205.58	169.28	150	0.52
1.024		1009.80	116.48	1126.28	169.53	150	0.49
1.028		930.21	116.06	1046.27	169.79	150	0.46
1.040		714.80	114.80	829.60	170.56	150	1.09
1.060		473.19	112.74	585.93	171.84	150	1.30
1.080		339.68	110.73	450.41	173.12	150	1.01
1.100		263.05	108.78	371.83	174.4	150	0.85

1.120	215.47	106.87	322.34	175.68	150	0.75
1.14	183.49	105.02	288.51	176.96	150	0.68
1.16	160.24	103.21	263.45	178.24	150	0.62
1.18	142.34	101.44	243.78	179.52	150	0.58
1.2	127.88	99.72	227.60	180.80	150	0.55
1.3	82.14	91.72	173.86	187.20	18	18.30
1.4	57.63	84.61	142.24	193.60		
最终沉降量 (mm)						30

注：z 为承台底至应力计算点的竖向距离。

4 按上部结构刚度—承台—桩土相互作用有限元法计算沉降。按共同作用有限元分析程序计算所得沉降等值线如图 5.5-9 所示。从中看出，最大沉降为 40mm，最大差异沉降 $\Delta s_{\max}=0.0005L_0$ ，仅为规范允许值的 1/4。

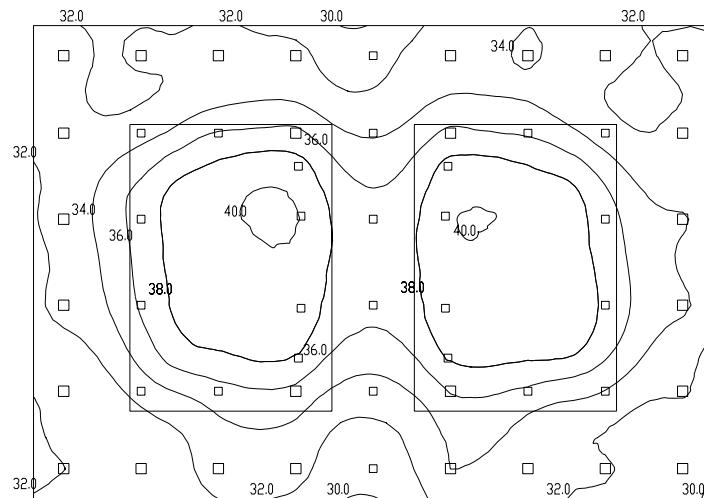


图 5.5-9 共同作用分析沉降等值线

5.6 软土地基减沉复合疏桩基础

5.6.1 软土地基减沉复合疏桩基础的设计应遵循两个原则，一是桩和桩间土在受荷变形过程中始终确保两者共同分担荷载，因此单桩承载力宜控制在较小范围，桩的横截面尺寸一般宜选择 $\phi 200 \sim \phi 400$ （或 $200 \times 200 \sim 300 \times 300$ ），桩应穿越上部软土层，桩端支承于相对较硬土层；二是桩距 $s_a > 5 \sim 6d$ ，以确保桩间土的荷载分担比足够大。

减沉复合疏桩基础承台型式可采用两种，一种是筏式承台，多用于承载力小于荷载要求和建筑物对差异沉降控制较严或带有地下室的情况；另一种是条形承台，但承台面积系数（与首层面积相比）较大，多用于无地下室的多层住宅。

桩数除满足承载力要求外，尚应经沉降计算最终确定。

5.6.2 减沉复合疏桩基础的沉降计算

对于复合疏桩基础而言，与常规桩基相比其沉降性状有两个特点。一是桩的沉降发生塑性刺入的可能性大，在受荷变形过程中桩、土分担荷载比随土体固结而使其在一定范围变动，随固结变形逐渐完成而趋于稳定。二是桩间土体的压缩固结受承台压力作用为主，受桩、土相互作用影响居次。由于承台底面桩、土的沉降是相等的，桩基的沉降既可通过计算桩的沉降，也可通过计算桩间土沉降实现。桩的沉降包含桩端平面以下土的压缩和塑性刺入（忽略桩的弹性压缩），同时应考虑承台土反力对桩沉降的影响。桩间土的沉降包含承台底土的压缩和桩对土的影响。为了回避桩端塑性刺入这一难以计算的问题，我们采取计算桩间土沉降的方法。

基础平面中点最终沉降计算式为： $s = \psi(s_s + s_{sp})$ 。

1 承台底地基土附加应力作用下的压缩变形沉降 s_s 。按 Boussinesq 解计算土中的附加应力，按单向压缩分层总和法计算沉降，与常规浅基沉降计算模式相同。

关于承台底附加压力 p_o ，考虑到桩的刺入变形导致承台分担荷载量增大，故计算 p_o 时乘以刺入变形影响系数，对于粘性土 $\eta_p = 1.30$ ，粉土 $\eta_p = 1.15$ ，砂土 $\eta_p = 1.0$ 。

2 关于桩对土影响的沉降增加值 s_{sp} 。桩侧阻力引起桩周土的沉降，按桩侧剪切位移传递法计算，桩侧土离桩中心任一点 r 的竖向位移为：

$$w_r = \frac{\tau_o r_o}{G_s} \int_r^{r_m} \frac{d_r}{r} = \frac{\tau_o r_o}{G_s} \ln \frac{r_m}{r} \quad (5.6-1)$$

减沉桩桩端阻力比例较小，端阻力对承台底地基土位移的影响也较小，予以忽略。

式 (5.6-1) 中， τ_o 为桩侧阻力平均值； r_o 为桩半径； G_s 为土的剪切模量， $G_s = E_o / 2(1 + \nu)$ ， ν 为泊松比，软土取 $\nu = 0.4$ ； E_o 为土的变形模量，其理论关系式

$$E_o = 1 - \frac{2\nu^2}{(1-\nu)} E_s \approx 0.5E_s, \quad E_s \text{ 为土的压缩模量；软土桩侧土剪切位移最大半径 } r_m, \text{ 软土}$$

地区取 $r_m = 8d$ 。将式 (5.6-1) 进行积分，求得任一基桩桩周碟形位移体积，为：

$$V_{sp} = \int_0^{2\pi} \int_{r_o}^{r_m} \frac{\tau_o r_o}{G_s} r \ln \frac{r_m}{r} dr d\theta = \frac{2\pi\tau_o r_o}{G_s} \left(\frac{r_o^2}{2} \ln \frac{r_o}{r_m} + \frac{r_m^2}{4} - \frac{r_o^2}{4} \right) \quad (5.6-2)$$

桩对土的影响值 s_{sp} 为单一基桩桩周位移体积除以圆面积 $\pi(r_m^2 - r_o^2)$ ；另考虑桩距较小时剪切位移的重叠效应，当桩侧土剪切位移最大半径 r_m 大于平均桩距 s_a 时，引入近似重叠系数 $\pi(r_m / s_a)^2$ ，则

$$\begin{aligned} s_{sp} &= \frac{V_{sp}}{\pi(r_m^2 - r_o^2)} \cdot \pi \frac{r_m^2}{s_a^2} = \frac{8(1+\nu)\pi\tau_o r_o \left(\frac{r_o^2}{2} \ln \frac{r_o}{r_m} + \frac{r_m^2}{4} - \frac{r_o^2}{4} \right)}{E_s \pi(r_m^2 - r_o^2)} \cdot \pi \frac{r_m^2}{s_a^2} \\ &= \frac{(1+\nu)8\pi\tau_o}{4E_s} \cdot \frac{1}{(s_a/d)^2} \cdot \frac{r_m^2 \left(\frac{r_o^2}{2} \ln \frac{r_o}{r_m} + \frac{r_m^2}{4} - \frac{r_o^2}{4} \right)}{(r_m^2 - r_o^2)r_o} \end{aligned}$$

因 $r_m = 8d \gg r_o$ ，且 $\tau_o = q_{su}$ ， $\nu = 0.4$ ，故上式简化为：

$$s_{sp} = \frac{280q_{su}}{E_s} \cdot \frac{d}{(s_a/d)^2};$$

$$\text{因此， } s = \psi(s_s + s_{sp}); \quad s_s = 4p_o \sum_{i=1}^m \frac{z_i \bar{\alpha}_i - z_{(i-1)} \bar{\alpha}_{(i-1)}}{E_{si}}, \quad s_{sp} = 280 \frac{\bar{q}_{su}}{E_s} \cdot \frac{d}{(s_a/d)^2};$$

一般地， $\bar{q}_{su} = 30 \text{ kPa}$ ， $\bar{E}_s = 2 \text{ MPa}$ ， $s_a/d = 6$ ， $d = 0.4 \text{ m}$ ；

$$s_{sp} = \frac{280q_{su}}{E_s} \cdot \frac{d}{(s_a/d)^2} = 280 \times \frac{30(\text{kPa})}{2(\text{MPa})} \times \frac{1}{36} \times 0.4(\text{m}) = 47 \text{ mm}。$$

3 条形承台减沉复合疏桩基础沉降计算

无地下室多层住宅多数将承台设计为墙下条形承台板，条基之间净距较小，若按实际

平面计算相邻影响十分繁锁，为此，宜将其简化为等效平板式承台，按角点法分块计算基础中点沉降。

4 工程验证

表 5.6-2 软土地基减沉复合疏桩基础计算沉降与实测沉降

名称(编号)	建筑物层数(地下)/附加压力(kN)	基础平面尺寸(mxm)	桩径 d (m)/ 桩长 L (m)	承台埋深 (m) / 桩数	桩端持力层	计算沉降 (mm)	按实测推算的最终沉降 (mm)
上海 XXX	6/61210	53x11.7	0.2x0.2/16	1.6/161	粘土	108	77
上海 XXX	6/52100	52.5x11	0.2x 0.2/16	1.6/148	粘土	76	81
上海 XXX	6/49718	42x11	0.2x 0.2/16	1.6/118	粘土	120	69
上海 XXX	6/43076	40x10	0.2x 0.2/16	1.6/139	粘土	76	76
上海 XXX	6/45490	58x12	0.2x 0.2/16	1.6/250	粘土	132	127
绍兴 XXX	6/49505	35x10	Φ0.4/12	1.45/142	粉土	55	50
上海 XXX	6/43500	40x9	0.2x 0.2/16	1.27/152	粘土夹砂	158	150
天津 XXX	-/56864	46x16	Φ0.42/10	1.7/161	粘质粉土	63.7	40
天津 XXX	-/62507	52x15	Φ0.42/10	1.7/176	粘质粉土	62	50
天津 XXX	-/74017	62x15	Φ0.42/10	1.7/224	粘质粉土	55	50
天津 XXX	-/62000	52x14	0.35x 0.35/17	1.5/127	粉质粘土	100	80
天津 XXX	-/106840	84x15	0.35x 0.35/17	1.5/220	粉质粘土	100	90
天津 XXX	-/64200	54x14	0.35x 0.35/17	1.5/135	粉质粘土	95	90
天津 XXX	-/82932	56x18	0.35x 0.35/12.5	1.5/155	粉质粘土	161	120

5.7 桩基水平承载力与位移计算

I 单桩基础

5.7.2 单桩水平承载力特征值的确定

影响单桩水平承载力和位移的因素包括桩身截面抗弯刚度、材料强度、桩侧土质条件、桩的入土深度、桩顶约束条件。如对于低配筋率的灌注桩，通常是桩身先出现裂缝，随后断裂破坏；此时，单桩水平承载力由桩身强度控制。对于抗弯性能强的桩，如高配筋率的混凝土预制桩和钢桩，桩身虽未断裂，但由于桩侧土体塑性隆起，或桩顶水平位移大大超过使用允许值，也认为桩的水平承载力达到极限状态。此时，单桩水平承载力由位移控制。由桩身强度控制和桩顶水平位移控制两种工况均受桩侧土水平抗力系数的比例系数 m 的影响，但是，前者受影响较小，呈 $m^{1/5}$ 的关系；后者受影响较大，呈 $m^{3/5}$ 的关系。对于受水平荷载较大的建筑桩基，应通过现场单桩水平承载力试验确定单桩水平承载力特征值。对于初设阶段和设计等级非甲级建筑桩基可通过规范所列的按桩身承载力控制的规范式 (5.7.2-1) 和按桩顶水平位移控制的规范式 (5.7.2-2) 进行计算。最后对工程桩进行静载试验检测。

II 群桩基础

5.7.3 建筑物的群桩基础多数为低承台，且多数带地下室，故承台侧面和地下室外墙侧面均能分担水平荷载，对于带地下室桩基受水平荷载较大时应按本规范附录 C 计算基桩、承台与地下室外墙水平抗力及位移。本条适用于无地下室，作用于承台顶面的弯矩较小的情况。本条所述群桩效应综合系数法，是以单桩水平承载力特征值 R_{ha} 为基础，考虑四种群桩效应，求得群桩综合效应系数 η_h ，单桩水平承载力特征值乘以 η_h 即得群桩中基桩的水平承载力特征值 R_h 。

1 桩的相互影响效应系数 η_i

桩的相互影响随桩距减小、桩数增加而增大，沿荷载方向的影响远大于垂直于荷载作用方向，根据 23 组双桩、25 组群桩的水平荷载试验结果的统计分析，得到相互影响系数 η_i ，见规范式 (5.7.3-3)。

2 桩顶约束效应系数 η_r

建筑桩基桩顶嵌入承台的深度较浅，为 5~10cm，实际约束状态介于铰接与固接之间。这种有限约束连接既能减小桩顶水平位移（相对于桩顶自由），又能降低桩顶约束弯矩（相对于桩顶固接），重新分配桩身弯矩。

根据试验结果统计分析表明，由于桩顶的非完全嵌固导致桩顶弯矩降低至完全嵌固理论值的 40% 左右，桩顶位移较完全嵌固增大约 25%。

为确定桩顶约束效应对群桩水平承载力的影响，以桩顶自由单桩与桩顶固接单桩的桩顶位移比 R_x 、最大弯矩比 R_M 基准进行比较，确定其桩顶约束效应系数为：

当以位移控制时

$$\eta_r = \frac{1}{1.25} R_x$$
$$R_x = \frac{x_o^o}{x_o^r}$$

当以强度控制时

$$\eta_r = \frac{1}{0.4} R_M$$
$$R_M = \frac{M_{\max}^o}{M_{\max}^r}$$

式中 x_o^o 、 x_o^r —分别为单位水平力作用下桩顶自由、桩顶固接的桩顶水平位移；

M_{\max}^o 、 M_{\max}^r —分别为单位水平力作用下桩顶自由的桩，其桩身最大弯矩；桩顶固接的桩，其桩顶最大弯矩。

将 m 法对应的桩顶有限约束效应系数 η_r 列于规范表 5.7.3-1。

3 承台侧抗效应系数 η_l

桩基发生水平位移时，面向位移方向的承台侧面将受到土的弹性抗力。由于承台位移一般较小，不足以使其发挥至被动土压力，因此承台侧向土抗力应采用与桩相同的方法—线弹性地基反力系数法计算。该弹性总土抗力为：

$$\Delta R_{hl} = x_{oa} B'_c \int_0^{h_c} K_n(z) dz$$

按 m 法， $K_n(z) = mz$ (m 法)，则

$$\Delta R_{hl} = \frac{1}{2} m x_{oa} B'_c h_c^2$$

由此得规范式 (5.7.3-4) 承台侧抗系数 η_l 。

4 承台底摩阻效应系数 η_b

本规范规定，考虑地震作用且 $s_a/d \leq 6$ 时，不计入承台底的摩阻效应，即 $\eta_b = 0$ ；其他情况应计入承台底摩阻效应。

5 群桩中基桩的水平承载力特征值分别由规范式 (5.7.3-2) 和规范式 (5.7.3-6) 计算。
5.7.5 按 m 法计算桩的水平承载力。桩的水平变形系数 α ，由桩身计算宽度 b_o 、桩身抗

弯刚度 EI 、以及土的水平抗力系数沿深度变化的比例系数 m 确定， $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_o}{EI}}$ 。 m 值，

当无条件进行现场试验测定时，可采用规范表 5.7.5 的经验值。这里应指出， m 值对于同一根桩并非定值，与荷载呈非线性关系，低荷载水平下， m 值较高；随荷载增加，桩侧土的塑性区逐渐扩展而降低。因此， m 取值应与实际荷载、允许位移相适应。如根据试验结果求低配筋率桩的 m ，应取临界荷载 H_{cr} 及对应位移 x_{cr} 按下式计算

$$m = \frac{\left(\frac{H_{cr}}{x_{cr}} v_x\right)^{\frac{5}{3}}}{b_o (EI)^{\frac{2}{3}}} \quad (5.7-1)$$

对于配筋率较高的预制桩和钢桩，则应取允许位移及其对应的荷载按上式计算 m 。

根据所收集到的具有完整资料参加统计的试桩，灌注桩 114 根，相应桩径 $d=300\sim 1000\text{mm}$ ，其中 $d=300\sim 600\text{mm}$ 占 60%；预制桩 85 根。统计前，将水平承载力主要影响深度 $[2(d+1)]$ 内的土层划分为 5 类，然后分别按上式 (5.7-1) 计算 m 值。对各类土层的实测 m 值采用最小二乘法统计，取 m 值置信区间按可靠度大于 95%，即 $m = \bar{m} - 1.96\sigma_m$ ， σ_m 为均方差，统计经验值 m 值列于规范表 5.7.5。表中预制桩、钢桩的 m 值系根据水平位移为 10mm 时求得，故当其位移小于 10mm 时， m 应予适当提高；对于灌注桩，当水平位移大于表列值时，则应将 m 值适当降低。

5.8 桩身承载力与裂缝控制计算

I 受压桩

5.8.2、5.8.3 钢筋混凝土轴向受压桩正截面受压承载力计算，涉及以下三方面因素。

1 纵向主筋的作用。轴向受压桩的承载性状与上部结构柱相近，较柱的受力条件更为有利的是桩周受土的约束，侧阻力使轴向荷载随深度递减，因此，桩身受压承载力由桩顶下一定区段控制。纵向主筋的配置，对于长摩擦型桩和摩擦端承桩可随深度变断面或局部长度配置。纵向主筋的承压作用在一定条件下可计入桩身受压承载力。

2 箍筋的作用。箍筋不仅起水平抗剪作用，更重要的是对混凝土起侧向约束增强作用。图 5.8-1 是带箍筋与不带箍筋混凝土轴压应力—应变关系。由图看出，带箍筋的约束混凝土轴压强度较无约束混凝土提高 80% 左右，且其应力—应变关系改善。因此，本规范明确规定凡桩顶 $5d$ 范围箍筋间距不大于 100mm 者，均可考虑纵向主筋的作用。

3 成桩工艺系数 ψ_c 。桩身混凝土的受压承载力是桩身受压承载力的主要部分，但其强度和截面变异受成桩工艺的影响。就其成桩环境、质量可控度不同，将成桩工艺系数 ψ_c 规定如下。 ψ_c 取值在原 JGJ 94-94 规范的基础上，汲取了工程试桩的经验数据，适当提高了安全度。

混凝土预制桩、预应力混凝土空心桩 $\psi_c=0.85$ ；主要考虑在沉桩后桩身常出现裂缝。

干作业非挤土灌注桩（含机钻、挖、冲孔桩、人工挖孔桩） $\psi_c=0.90$ ；

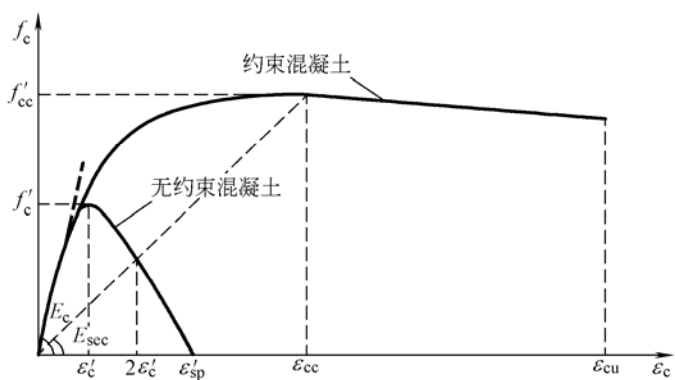


图 5.8-1 约束与无约束混凝土应力—应变关系 (引自 Mander et al 1984)

泥浆护壁和套管护壁非挤土灌注桩、部分挤土灌注桩、挤土灌注桩 $\psi_c=0.7\sim 0.8$ ；软土地区挤土灌注桩 $\psi_c=0.6$ 。对于泥浆护壁非挤土灌注桩应视地层土质取 ψ_c 值，对于易塌孔的流塑状软土、松散粉土、粉砂， ψ_c 宜取 0.7。

4 桩身受压承载力计算及其与静载试验比较

本规范规定，对于桩顶以下 $5d$ 范围箍筋间距不大于 100mm 者，桩身受压承载力设计值可考虑纵向主筋按规范式 (5.8.2-1) 计算，否则只考虑桩身混凝土的受压承载力。对于按规范式 (5.8.2-1) 计算桩身受压承载力的合理性及其安全度，从所收集到的 43 根泥浆护壁后注浆钻孔灌注桩静载试验结果与桩身极限受压承载力计算值 R_u 进行比较，以检验桩身受压承载力计算模式的合理性和安全性 (列于表 5.8-1)。其中 R_u 按如下关系计算：

$$R_u = \frac{2R_p}{1.35}$$

$$R_p = \psi_c f_c A_{ps} + 0.9 f'_y A'_s$$

其中 R_p 为桩身受压承载力设计值； ψ_c 为成桩工艺系数； f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值； f'_y 为主筋抗压强度设计值； A_{ps} 、 A'_s 为桩身和主筋截面积，其中 A'_s 包含后注浆钢管截面积；1.35 系数为单桩承载力特征值与设计值的换算系数 (综合荷载分项系数)。

从表 5.8-1 可见，虽然后注浆桩由于土的支承阻力 (侧阻、端阻) 大幅提高，绝大部分试桩未能加载至破坏，但其荷载水平是相当高的。最大加载值 Q_{max} 与桩身受压承载力极限值 R_u 之比 Q_{max}/R_u 均大于 1，且无一根桩桩身被压坏。其中 1/4 桩加载值 Q_{max} 因锚桩等原

表 5.8-1 灌注桩 (泥浆护壁、后注浆) 桩身受压承载力计算与试验结果

工程名称	桩号	桩径 d(mm)	桩长 L(m)	桩端持力层	桩身砼等级	主筋	桩顶 5d 箍筋	最大加载 $Q_{max}(kN)$	沉降 (mm)	桩身受压极限承载力 $R_u(kN)$	$\frac{Q_{max}}{R_u}$
银泰中心 A 座	A-S1	1100	30.0	⑨层卵砾、砾粗砂	C40	10Φ22	Φ8@100	24x10 ³	16.31	22.76x10 ³	>1.05
	AS1-1	1100	30.0		C40	10Φ22	Φ8@100	17x10 ³	7.65	22.76x10 ³	
	AS1-2	1100	30.0		C40	10Φ22	Φ8@100	17x10 ³	10.11	22.76x10 ³	
银泰中心 B 座	B-S3	1100	30.0	⑨层卵砾、砾粗砂	C40	10Φ22	Φ8@100	24x10 ³	16.70	22.76x10 ³	>1.05
	B1-14	1100	30.0		C40	10Φ22	Φ8@100	17x10 ³	10.34	22.76x10 ³	
	BS1-2	1100	30.0		C40	10Φ22	Φ8@100	17x10 ³	10.62	22.76x10 ³	
银泰中心 C 座	C-S2	1100	30.0	⑨层卵砾、砾粗砂	C40	10Φ22	Φ8@100	24x10 ³	18.71	22.76x10 ³	>1.05
	CS1-1	1100	30.0		C40	10Φ22	Φ8@100	17x10 ³	14.89	22.76x10 ³	
	S1-2	1100	30.0		C40	10Φ22	Φ8@100	17x10 ³	13.14	22.76x10 ³	
北京电视中心	S1	1000	27.0	⑦层卵砾、砾	C40	12Φ20	Φ8@100	18x10 ³	21.94	19.01x10 ³	
	S2	1000	27.0		C40	12Φ20	Φ8@100	18x10 ³	27.38	19.01x10 ³	
	S3	1000	27.0		C40	12Φ20	Φ8@100	18x10 ³	24.78	19.01x10 ³	
	S4	800	27.0		C40	10Φ20	Φ8@100	14x10 ³	25.81	12.40x10 ³	>1.13
	S6	800	27.0		C40	10Φ20	Φ8@100	16.8x10 ³	29.86	12.40x10 ³	>1.35

财富中心 一期公寓	22#	800	24.6	⑦层卵 砾	C40	12Φ18	Φ8@100	13.8x10 ³	12.32	11.39x10 ³	>1.12
	21#	800	24.6		C40	12Φ18	Φ8@100	13.8x10 ³	12.17	11.39x10 ³	>1.12
	59#	800	24.6		C40	12Φ18	Φ8@100	13.8x10 ³	14.98	11.39x10 ³	>1.12
财富中心 二期办公 楼	64#	800	25.2	⑦层卵 砾	C40	12Φ18	Φ8@100	13.7x10 ³	17.30	11.39x10 ³	>1.11
	1#	800	25.2		C40	12Φ18	Φ8@100	13.7x10 ³	16.12	11.39x10 ³	>1.11
	127#	800	25.2		C40	12Φ18	Φ8@100	13.7x10 ³	16.34	11.39x10 ³	>1.11
财富中心 二期公寓	402#	800	21.0	⑦层卵 砾	C40	12Φ18	Φ8@100	13.0x10 ³	18.60	11.39x10 ³	>1.05
	340#	800	21.0		C40	12Φ18	Φ8@100	13.0x10 ³	14.35	11.39x10 ³	>1.05
	93#	800	21.0		C40	12Φ18	Φ8@100	13.0x10 ³	12.64	11.39x10 ³	>1.05
财富中心 酒店	16#	800	22.0	⑦层卵 砾	C40	12Φ18	Φ8@100	13.0x10 ³	13.72	11.39x10 ³	>1.05
	148#	800	22.0		C40	12Φ18	Φ8@100	13.0x10 ³	14.27	11.39x10 ³	>1.05
	226#	800	22.0		C40	12Φ18	Φ8@100	13.0x10 ³	13.66	11.39x10 ³	>1.05
首都国际 机场航站 楼	NB-T	800	30.8	粉砂、 粉土	C40	10Φ22	Φ8@100	16.0x10 ³	37.43	19.89x10 ³	>1.26
	NB-T	800	41.8		C40	16Φ22	Φ8@100	28.0x10 ³	53.72	19.89x10 ³	>1.57
	NB-T	1000	30.8		C40	16Φ22	Φ8@100	18.0x10 ³	37.65	11.7010 ³	
	NC-T	800	25.5		C40	10Φ22	Φ8@100	12.8x10 ³	43.50	18.30x10 ³	>1.12
	NC-T	1000	25.5		C40	12Φ22	Φ8@100	16.0x10 ³	68.44	11.70x10 ³	>1.13
	ND-T	800	27.65		C40	10Φ22	Φ8@100	14.4x10 ³	62.33	11.70x10 ³	>1.23
	ND-T	1000	38.65		C40	16Φ22	Φ8@100	24.5x10 ³	61.03	19.89x10 ³	>1.03
	ND-T	1000	27.65		C40	12Φ22	Φ8@100	20.0x10 ³	67.56	19.39x10 ³	>1.40
	ND-T	800	38.65		C40	12Φ22	Φ8@100	18.0x10 ³	69.27	12.91x10 ³	>1.42
中央电视 台	TP-A1	1200	51.70	中粗 砂、卵 砾	C40	24Φ25	Φ10@100	33.0x10 ³	21.78	29.4x10 ³	>1.12
	TP-A2	1200	51.70		C40	24Φ25	Φ10@100	30.0x10 ³	31.44	29.4x10 ³	>1.03
	TP-A3	1200	53.40		C40	24Φ25	Φ10@100	33.0x10 ³	18.78	29.4x10 ³	>1.12
	TP-B2	1200	33.40		C40	24Φ25	Φ10@100	33.0x10 ³	14.50	29.4x10 ³	>1.12
	TP-B3	1200	33.40		C40	24Φ25	Φ8@100	35.0x10 ³	21.80	29.4x10 ³	>1.19
	TP-C1	800	23.40		C40	16Φ20	Φ8@100	17.6x10 ³	18.50	13.0x10 ³	>1.35
	TP-C2	800	22.60		C40	16Φ20	Φ8@100	17.6x10 ³	18.65	13.0x10 ³	>1.35
	TP-C3	800	22.60		C40	16Φ20	Φ8@100	17.6x10 ³	18.14	13.0x10 ³	>1.35

因未达 Q_u 值。

以上计算与试验结果说明三个问题：一是影响混凝土受压承载力的成桩工艺系数，对于泥浆护壁非挤土桩一般取 $\psi_c=0.8$ 是合理的；二是在桩顶 $5d$ 范围箍筋加密情况下计入纵向主筋承载力是合理的，同时可使混凝土受侧向约束而提高轴向承载力；三是按本规范公式计算桩身受压承载力的安全系数高于由土的支承阻力确定的单桩承载力特征值安全系数 $K=2$ ，桩身承载力的安全可靠处于合理水平。

这里应强调说明一个问题，在工程实践中常见有静载试验中桩头被压坏的现象，其实这是试桩桩头处理不当所致。试桩桩头未按现行行业标准《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106) 规定进行处理，如：桩顶千斤顶接触不平整引起应力集中；桩顶混凝土再处理后强度过低；桩顶未加钢板围裹或未设箍筋等，由此导致桩头先行破坏。很明显，这种由于试验处置不当而引发无法真实评价单桩承载力的现象是应该而且完全可以杜绝的。

5.8.4 关于桩身稳定系数。工程实践中，桩身处于土体内，一般不会出现压曲失稳问题，但下列两种情况应考虑桩身稳定系数确定桩身受压承载力，即将按规范第 5.8.2 条计算的桩身受压承载力乘以稳定系数 ϕ 。一是桩的自由长度较大（这种情况只见于少数构筑物桩基）、桩周围为可液化土；二是桩周围为超软弱土，即土的不排水抗剪强度小于 $10kPa$ 。当桩的计算长度与桩径比 $l_c/d > 7.0$ 时要按规范表 5.8.4-2 确定 ϕ 值。而桩的计算长度 l_c 与桩顶、桩端约束条件有关， l_c 的具体确定方法按规范表 5.8.4-1 规定执行。

II 抗拔桩

5.8.7、5.8.8 对于抗拔桩桩身正截面设计应满足受拉承载力，同时应按裂缝控制等级，进行裂缝控制计算。

1 桩身承载力设计

规范式(5.8.7)中预应力筋的受拉承载力 $f_{py}A_{py}$ ，由于目前工程实践中多数为非预应力抗拔桩，故该项承载力为零。近来较多工程的将预应力混凝土空心桩用于抗拔桩，此时桩顶与承台连接系通过桩顶管中埋设吊筋浇筑混凝土芯，此时应确保加芯的抗拔承载力。对抗拔灌注桩施加预应力，由于构造、工艺较复杂，实践中应用不多，仅限于单桩承载力要求高的条件。从目前既有工程应用情况看，预应力灌注桩要处理好两个核心问题，一是无粘结预应力筋在桩身下部的锚固：宜于端部加锚头，并剥掉2m长左右塑料套管，以确保端头有效锚固。二是张拉锁定，有二种模式，一种是于桩顶预埋张拉锁定垫板，桩顶张拉锁定；另一种是在承台浇注预留张拉锁定平台，张拉锁定后，第二次浇注承台锁定锚头部分。

2 裂缝控制

首先根据规范第3.5节耐久性规定，参考现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010)，按环境类别和腐蚀性介质弱、中、强等级诸因素划分抗拔桩裂缝控制等级，对于不同裂缝控制等级桩基采取相应措施。对于严格要求不出现裂缝的一级和一般要求不出现裂缝的二级裂缝控制等级基桩，宜设预应力筋；对于允许出现裂缝的三级裂缝控制等级基桩，应按荷载效应标准组合计算裂缝最大宽度 w_{max} ，使其不超过裂缝宽度限值，即 $w_{max} \leq w_{lim}$ 。

III 受水平作用桩

5.8.10 当桩处于成层土中且土层刚度相差大时，水平地震作用下，软硬土层界面处的剪力和弯距将出现突增，这是基桩震害的主要原因之一。因此，应采用地震反应的时程分析方法分析软硬土层界面处的地震作用效应，进而采取相应的措施。

5.9 承台计算

I 受弯计算

5.9.1 本条对桩基承台的弯矩及其正截面受弯承载力和配筋的计算原则作出规定。

5.9.2 本条对柱下独立桩基承台的正截面弯矩设计值的取值计算方法系依据承台的破坏试验资料作出规定。上世纪80年代以来，同济大学、郑州工业大学(郑州工学院)、中国石化

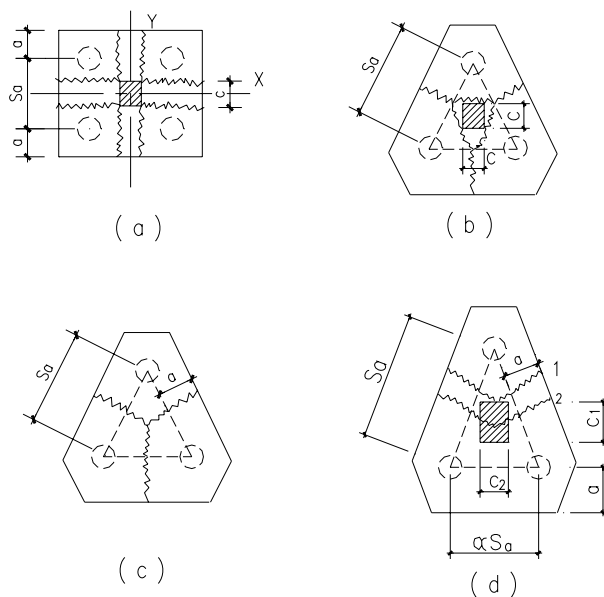


图 5.9-1 承台破坏模式

(a)四桩承台；(b)等边三桩承台

(c)等边三桩承台；(d)等腰三桩承台

总公司、洛阳设计院等单位进行的大量模型试验表明，柱下多桩矩形承台呈“梁式破坏”，即弯曲裂缝在平行于柱边两个方向交替出现，承台在两个方向交替呈梁式承担荷载（见图 5.9-1），最大弯矩产生在平行于柱边两个方向的屈服线处。利用极限平衡原理导得柱下多桩矩形承台两个方向的承台正截面弯矩为规范式(5.9.2-1)、(5.9.2-2)。

对柱下三桩三角形承台进行的模型试验，其破坏模式也为“梁式破坏”。由于三桩承台的钢筋一般均平行于承台边呈三角形配置，因而等边三桩承台具有代表性的破坏模式见图 5.9-1 (b)，可利用钢筋混凝土板的屈服线理论按机动法基本原理推导，得通过柱边屈服曲线的等边三桩承台正截面弯矩计算公式：

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left(s_a - \frac{\sqrt{3}}{2} c \right) \quad (5.9-1)$$

由图 5.9-1 (c)的等边三桩承台最不利破坏模式，可得另一公式：

$$M = \frac{N_{\max}}{3} s_a \quad (5.9-2)$$

考虑到图 5.9-1(b)的屈服线产生在柱边，过于理想化，而图 5.9-1(c)的屈服线未考虑柱的约束作用，其弯矩偏于安全。根据试件破坏的多数情况采用(5.9-1)、(5.9-2)两式的平均值作为本规范的弯矩计算公式，即得到规范式(5.9.2-3)

对等腰三桩承台，其典型的屈服线基本上都垂直于等腰三桩承台的两个腰，试件通常在长跨发生弯曲破坏，其屈服线见图 5.9-1 (d)。按梁的理论可导出承台正截面弯矩的计算公式：

当屈服线通过柱中心时

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} s_a \quad (5.9-3)$$

当屈服线通过柱边时

$$M_2 = \frac{N_{\max}}{3} \left(\alpha s_a - \frac{1.5}{\sqrt{4 - \alpha^2}} c_2 \right) \quad (5.9-4)$$

公式(5.9-3)未考虑柱的约束影响，偏于安全；而公式(5.9-4)又不够安全，因而本规范采用该两式的平均值确定等腰三桩承台的正截面弯矩，即规范式(5.9.2-4)、(5.9.2-5)。

上述关于三桩承台计算的 M 值均指通过承台形心与相应承台边正交截面的弯矩设计值，因而可按此相应宽度采用三向均匀配筋。

5.9.3 本条对箱形承台和筏形承台的弯矩计算原则进行规定

1 对箱形承台及筏形承台的弯矩宜按地基—桩—承台—上部结构共同作用的原理分析计算。这是考虑到结构的实际受力情况具有共同作用的特性，因而分析计算应反映这一特性。

2 对箱形承台，当桩端持力层为基岩、密实的碎石类土、砂土且深厚均匀时；当上部结构为剪力墙或当上部结构为框架—核心筒结构且按变刚度调平原则布桩时，由于基础各部分的沉降变形较均匀，桩顶反力分布较均匀，整体弯矩较小，因而箱形承台顶、底板可仅考虑局部弯矩作用进行计算、忽略基础的整体弯矩，但需在配筋构造上采取措施承受实际上存在的一定数量的整体弯矩。

3 对筏形承台，当桩端持力层深厚坚硬、上部结构刚度较好，且柱荷载及柱间距变化不超过 20%时，或当上部结构为框架—核心筒结构且按变刚度调平原则布桩时，由于基础各部分的沉降变形均较均匀，整体弯矩较小，因而可仅考虑局部弯矩作用进行计算，忽略基础的整体弯矩，但需在配筋构造上采取措施承受实际上存在的一定数量的整体弯矩。

5.9.4 本条对柱下条形承台梁的弯矩计算方法根据桩端持力层情况不同，规定可按下列两种方法计算。

1 按弹性地基梁（地基计算模型应根据地基土层特性选取）进行分析计算，考虑桩、柱垂直位移对承台梁内力的影响。

2 当桩端持力层深厚较硬且桩柱轴线不重合时，可将桩视为不动铰支座，采用结构力学方法，按连续梁计算。

5.9.5 本条对砌体墙下条形承台梁的弯矩和剪力计算方法规定可按倒置弹性地基梁计算。将承台上的砌体墙视为弹性半无限体，根据弹性理论求解承台梁上的荷载，进而求得承台梁的弯矩和剪力。为方便设计，附录 G 已列出承台梁不同位置处的弯矩和剪力计算公式。对于承台上的砌体墙，尚应验算桩顶以上部分砌体的局部承压强度，防止砌体发生压坏。

II 受冲切计算

5.9.7 本条对桩基承台受柱（墙）冲切承载力的计算方法作出规定：

1 根据冲切破坏的试验结果进行简化计算，取冲切破坏锥体为自柱（墙）边或承台变阶处至相应桩顶边缘连线所构成的截锥体。锥体斜面与承台底面之夹角不小于 45° 。

2 对承台受柱的冲切承载力按公式（5.9.7-1）～（5.9.7-3）计算。依据现行国家标准《混凝土结构设计规范》（GB 50010），对冲切系数作了调整。对混凝土冲切破坏承载力由 $0.6f_{tm}h_0$ 提高至 $0.7f_{tm}h_0$ ，即冲切系数 β_0 提高了 16.7%，故本规范将其表达式 $\beta_0 = 0.72 / (\lambda + 0.2)$ 调整为 $\beta_0 = 0.84 / (\lambda + 0.2)$ 。

3 关于最小冲跨比取值，由原 $\lambda = 0.2$ 调整为 $\lambda = 0.25$ ， λ 满足 $0.25 \sim 1.0$ 。

根据现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）的新规定，需考虑承台受冲切承载力截面高度影响系数 β_{hp} 。

必须强调对圆柱及圆桩计算时应将其截面换算成方柱或方桩，即取换算柱截面边长 $b_c = 0.8d_c$ （ d_c 为圆柱直径），换算桩截面边长 $b_p = 0.8d$ ，以确定冲切破坏锥体。

5.9.8 本条对承台受柱冲切破坏锥体以外基桩的冲切承载力的计算方法作出规定，这些规定与《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 的计算模式相同。同时按现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）规定，对冲切系数 β_0 进行调整，并增加受冲切承载力截面高度影响系数 β_{hp} 。

III 受剪计算

5.9.9 本条对柱（墙）下桩基承台斜截面的受剪承载力计算作出规定。由于剪切破坏面通常发生在柱边（墙边）与桩边连线形成的贯通承台的斜截面处，因而受剪计算斜截面取在柱边处。当柱（墙）承台悬挑边有多排基桩时，应对多个斜截面的受剪承载力进行计算。

5.9.10 柱下独立桩基承台的斜截面受剪承载力的计算：

1 斜截面受剪承载力的计算公式是以《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 计算模式为基础，根据现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）规定，斜截面受剪承载力由按混凝土抗压强度设计值改为按受拉强度设计值进行计算，作了相应调整。即由原承台剪切系数 $\alpha = 0.12 / (\lambda + 0.3)$ （ $0.3 \leq \lambda < 1.4$ ）、 $\alpha = 0.20 / (\lambda + 1.5)$ （ $1.4 \leq \lambda < 3.0$ ）调整为 $\alpha = 1.75 / (\lambda + 1)$ （ $0.25 \leq \lambda \leq 3.0$ ）。最小剪跨比取值由 $\lambda = 0.3$ 调整为 $\lambda = 0.25$ 。

2 对柱下阶梯形和锥形、矩形承台斜截面受剪承载力计算时的截面计算有效高度和宽度的确定作出相应规定，与《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 规定相同。

5.9.11 本条对梁板式筏形承台的梁的受剪承载力计算作出规定，求得各计算斜截面的剪力设计值后，其受剪承载力可按现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）的有关公式进行计算。

5.9.12 本条对配有箍筋但未配弯起钢筋的砌体墙下条形承台梁，规定其斜截面的受剪承载力可按公式（5.9.12）计算。该公式来源于《混凝土结构设计规范》（GB 50007-2002）。

5.9.13 本条对配有箍筋和弯起钢筋的砌体墙下条形承台梁，规定其斜截面的受剪承载力可

按规范公式（5.9.13）计算，该公式来源同上。

5.9.14 本条对配有箍筋但未配弯起钢筋的柱下条形承台梁，由于梁受集中荷载，故规定其斜截面的受剪承载力可按规范公式（5.9.14）计算，该公式来源同上。

IV 局部承压计算

5.9.15 承台混凝土强度等级低于柱或桩的混凝土强度等级时，应按现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）的规定验算柱下或桩顶承台的局部受压承载力，避免承台发生局部受压破坏。

V 抗震验算

5.9.16 对处于抗震设防区的承台受弯、受剪、受冲切承载力进行抗震验算时，应根据现行《建筑抗震设计规范》（GB 50011），将上部结构传至承台顶面的地震作用效应乘以相应的调整系数；同时将承载力除以相应的抗震调整系数 γ_{RE} ，予以提高。

6 灌注桩基础施工

6.2 一般规定

6.2.1 在岩溶发育地区采用冲、钻孔桩应适当加密勘察钻孔。在较复杂的岩溶地段施工时经常会发生偏孔、掉钻、卡钻及泥浆流失等情况，所以应在施工前制定出相应的处理方案。

人工挖孔桩在地质、施工条件较差时，难以保证施工人员的安全工作条件，特别是遇有承压水、流动性淤泥层、流砂层时，易引发安全和质量事故，因此不得选用此种工艺。

6.2.3 当很大深度范围内无良好持力层时的摩擦桩，应按设计桩长控制成孔深度。当桩较长且桩端置于较好持力层时，应以确保桩端置于较好持力层作主控标准。

6.3 泥浆护壁成孔灌注桩

6.3.2 清孔后要求测定的泥浆指标有三项，即比重、含砂率和粘度。它们是影响混凝土灌注质量的主要指标。

6.3.9 灌注混凝土之前孔底沉渣厚度指标规定端承型桩 $\leq 50\text{mm}$ ，摩擦型桩 $\leq 100\text{mm}$ ，首先这是多年灌注桩的施工经验；其二，近年对于桩底不同沉渣厚度的试桩结果表明，沉渣厚度大小不仅影响端阻力的发挥，而且也影响侧阻力的发挥值。这是近年来灌注桩承载性状的重要发现之一，故对原规范关于摩擦桩沉渣厚度 $\leq 300\text{mm}$ 作修订。

6.3.18~6.3.24 旋挖钻机重量较大、机架较高、设备较昂贵，保证其安全作业很重要。强调其作业的注意事项，这是总结近几年的施工经验后得出的。

6.3.25 旋挖钻机成孔，孔底沉渣（虚土）厚度较难控制，目前积累的工程经验表明，采用旋挖钻机成孔时，应采用清孔钻头进行清渣清孔，并采用桩端后注浆工艺保证桩端承载力。

6.3.27 细骨料宜选用中粗砂，是根据全国多数地区的使用经验和条件制订，少数地区若无中粗砂而选用其他砂，可通过试验进行选定，也可用合格的石屑代替。

6.3.30 条文中规定了最小的埋管深度宜为 2~6m，是为了防止导管拔出混凝土面造成断桩事故，但埋管也不宜太深，以免造成埋管事故。

6.4 长螺旋钻孔压灌桩

6.4.1~6.4.13 长螺旋钻孔压灌桩成桩工艺是国内近年开发且使用较广的一种新工艺，适用于地下水位以上的粘性土、粉土、素填土、中等密实以上的砂土，属非挤土成桩工艺，该工艺有穿透力强、低噪音、无振动、无泥浆污染、施工效率高、质量稳定等特点。

长螺旋钻孔压灌桩成桩施工时，为提高混凝土的流动性，一般宜掺入粉煤灰。每方混凝土的粉煤灰掺量宜为 70-90kg，坍落度应控制在 160~200mm，这主要是考虑保证施工中混合料的顺利输送。坍落度过大，易产生泌水、离析等现象，在泵压作用下，骨料与砂浆分离，导致堵管。坍落度过小，混合料流动性差，也容易造成堵管。另外所用粗骨料石子粒径不宜大于 30mm。

长螺旋钻孔压灌桩成桩，应准确掌握提拔钻杆时间，钻至预定标高后，开始泵送混凝土，管内空气从排气阀排出，待钻杆内管及输送软、硬管内混凝土达到连续时提钻。若提钻时间较晚，在泵送压力下钻头处的水泥浆液被挤出，容易造成管路堵塞。应杜绝在泵送混凝土前提拔钻杆，以免造成桩端处存在虚土或桩端混合料离析、端阻力减小。提拔钻杆中应连续泵料，特别是在饱和砂土、饱和粉土层中不得停泵待料，避免造成混凝土离析、桩身缩径和断桩，目前施工多采用商品混凝土或现场用两台 0.5m^3 的强制式搅拌机拌制。

灌注桩后插钢筋笼工艺近年有较大发展，插笼深度提高到目前 20~30m，较好地解决了地下水位以下压灌桩的配筋问题。但后插钢筋笼的导向问题没有得到很好地解决，施工时应注意根据具体条件采取综合措施控制钢筋笼的垂直度和保护层有效厚度。

6.5 沉管灌注桩和内夯沉管灌注桩

振动沉管灌注成桩若混凝土坍落度过大，将导致桩顶浮浆过多，桩体强度降低。

6.6 干作业成孔灌注桩

人工挖孔桩在地下水疏干状态不佳时，对桩端及时采用低水混凝土封底是保证桩基础承载力的关键之一。

6.7 灌注桩后注浆

灌注桩桩底后注浆和桩侧后注浆技术具有以下特点：一是桩底注浆采用管式单向注浆阀，有别于构造复杂的注浆预载箱、注浆囊、U形注浆管，实施开敞式注浆，其竖向导管可与桩身完整性声速检测兼用，注浆后可代替纵向主筋；二是桩侧注浆是外置于桩土界面的弹性注浆管阀，不同于设置于桩身内的袖阀式注浆管，可实现桩身无损注浆。注浆装置安装简便、成本较低、可靠性高，适用于不同钻具成孔的锥形和平底孔型。

6.7.1 灌注桩后注浆(Cast-in-place pile post grouting-简写 PPG)是灌注桩的辅助工法。该技术旨在通过桩底桩侧后注浆固化沉渣(虚土)和泥皮，并加固桩底和桩周一定范围的土体，以大幅提高桩的承载力，增强桩的质量稳定性，减小桩基沉降。对于干作业的钻、挖孔灌注桩，经实践表明均取得良好成效。故本规定适用于除沉管灌注桩外的各类钻、挖、冲孔灌注桩。该技术目前已应用于全国二十多个省市的数以千计的桩基工程中。

6.7.2 桩底后注浆管阀的设置数量应根据桩径大小确定，最少不少于 2 根，对于 $d > 1200\text{mm}$ 桩应增至 3 根。目的在于确保后注浆浆液扩散的均匀对称及后注浆的可靠性。桩侧注浆断面间距视土层性质、桩长、承载力增幅要求而定，宜为 6~12m。

6.7.4~6.7.5 浆液水灰比是根据大量工程实践经验提出的。水灰比过大容易造成浆液流失，降低后注浆的有效性，水灰比过小会增大注浆阻力，降低可注性，乃至转化为压密注浆。因此，水灰比的大小应根据土层类别、土的密实度、土是否饱和诸因素确定。当浆液水灰比不超过 0.5 时，加入减水、微膨胀等外加剂在于增加浆液的流动性和对土体的增强效应。确保最佳注浆量是确保桩的承载力增幅达到要求的重要因素，过量注浆会增加不必要的消耗，应通过试注浆确定。这里推荐的用于预估注浆量公式是以大量工程经验确定有关参数推导提出的。关于注浆作业起始时间和顺序的规定是大量工程实践经验的总结，对于提高后注浆的可靠性和有效性至关重要。

6.7.6~6.7.9 规定终止注浆的条件是为了保证后注浆的预期效果及避免无效过量注浆。采用间歇注浆的目的是通过一定时间的休止使已压入浆提高抗浆液流失阻力，并通过调整水灰比消除规定中所述的两种不正常现象。实践过程曾发生过高压输浆管接口松脱或爆管而伤人的事故，因此，操作人员应采取相应的安全防护措施。

7 混凝土预制桩与钢桩的施工

7.1 混凝土预制桩的制作

7.1.3 预制桩在锤击沉桩过程中要出现拉应力，对于受水平、上拔荷载桩桩身拉应力是不可避免的，故按现行《混凝土结构工程施工质量验收规范》(GB 50204)的规定，同一截面的主筋接头数量不得超过主筋数量的 50%，相邻主筋接头截面的距离应大于 $35d_g$ 。

7.1.4 钢筋骨架允许偏差表中项次(7)和(8)应予强调。按以往经验，如制作时质量控制不严，造成主筋距桩顶面过近，甚至与桩顶齐平，在锤击时桩身容易产生纵向裂缝，被迫停锤。网片位置不准，往往也会造成桩顶被击碎事故。

7.1.5 桩尖停在硬层内接桩，如电焊连接耗时较长，桩周摩阻得到恢复，使进一步锤击发生困难。对于静力压桩，则沉桩更困难，甚至压不下去。若采用机械式快速接头，则可避免这种情况。

7.1.8 根据实践经验，凡达强度与龄期的预制桩大都能顺利打入土中，很少开裂；而仅满足强度不满足龄期的预制桩开裂或打断的比例较大。为使沉桩顺利进行，应做到强度与龄期双控。

7.3 混凝土预制桩的接桩

管桩接桩有焊接、法兰连接和机械快速连接三种方式。本规范对不同连接方式的技术要点和质量控制环节作出相应规定，以避免以往工程实践中常见的由于接桩质量问题导致沉桩过程由于锤击拉应力和土体上涌接头被拉断的事故。

7.4 锤击沉桩

7.4.3 桩帽或送桩帽的规格应与桩的断面相适应，太小会将桩顶打碎，太大易造成偏心锤击。插桩应控制其垂直度，才能确保沉桩的垂直度，重要工程插桩均应采用二台经纬仪从两个方向控制垂直度。

7.4.4 沉桩顺序是沉桩施工方案的一项重要内容。以往施工单位不注意合理安排沉桩顺序造成事故的事例很多，如桩位偏移、桩体上涌、地面隆起过多、建筑物破坏等。

7.4.5 本条所规定的停止锤击的控制原则适用于一般情况，实践中也存在某些特例。如软土中的密集桩群，由于大量桩沉入土中产生挤土效应，对后续桩的沉桩带来困难，如坚持按设计标高控制很难实现。按贯入度控制的桩，有时也会出现满足不了设计要求的情况。对于重要建筑，强调贯入度和桩端标高均达到设计要求，即实行双控是必要的。因此确定停锤标准是较复杂的，宜借鉴经验与通过静载试验综合确定停锤标准。

7.4.8 本条列出的一些减少打桩对邻近建筑物影响的措施是对多年实践经验的总结。如某工程，未采取任何措施沉桩地面隆起达 15~50cm，采用予钻孔措施地面隆起则降为 2~10 cm。控制打桩速率减少挤土隆起也是有效措施之一。对于经检测，确有桩体上涌的情况，应实施复打。具体用哪一种措施要根据工程实际条件，综合分析确定，有时可同时采用几种措施。即使采取了措施，也应加强监测。

7.6 钢桩（钢管桩、H 型桩及其他异型钢桩）施工

I 钢桩的制作

7.6.3 钢桩制作偏差不仅要在制作过程控制,运到工地后在施打前还应检查,否则沉桩时会发生困难,甚至成桩失败。这是因为出厂后在运输或堆放过程中会因措施不当而造成桩身局部变形。此外,出厂成品均为定尺钢桩,而实际施工时都是由数根焊接而成,但不正好是定尺桩的组合,多数情况下,最后一节为非定尺桩,这就要进行切割。因此要对切割后的节段及拼接后的桩进行外形尺寸检验。

II 钢桩的焊接

7.6.5 焊接是钢桩施工中的关键工序,必须严格控制质量。如焊丝不烘干,会引起烧焊时含氢量高,使焊缝容易产生气孔而降低其强度和韧性,因而焊丝必须在 200~300℃温度下烘干 2 小时。据有关资料,未烘干的焊丝其含氢量为 12mL/100gm,经过 300℃温度烘干 2 小时后,减少到 9.5mL/100gm。

现场焊接受气候的影响较大,雨天烧焊时,由于水分蒸发会有大量氢气混入焊缝内形成气孔。大于 10m/s 的风速会使自保护气体和电弧火焰不稳定。雨天或刮风条件下施工,必须采取防风避雨措施,否则质量不能保证。

焊缝温度未冷却到一定温度就锤击,易导致焊缝出现裂缝。浇水骤冷更易使之发生脆裂。因此,必须对冷却时间予以限定且要自然冷却。有资料介绍,1 分钟停歇,母材温度即降至 300℃,此时焊缝强度可以经受锤击压力。

外观检查和无破损检验是确保焊接质量的重要环节。超声或拍片的数量应视工程的重要程度和焊接人员的技术水平而定,这里提供的数量,仅是一般工程的要求。还应注意检验应实行随机抽样。

7.6.6 H 型钢桩或其他薄壁钢桩不同于钢管桩,其断面与刚度本来很小,为保证原有的刚度和强度不致因焊接而削弱,一般应加连接板。

III 钢桩的运输和堆存

7.6.7 钢管桩出厂时,两端应有防护圈,以防坡口受损;对 H 型钢桩,因其刚度不大,若支点不合理,堆放层数过多,均会造成桩体弯曲,影响施工。

VI 钢桩的沉桩

7.6.9 钢管桩内取土,需配以专用抓斗,若要穿透砂层或硬土层,可在桩下端焊一圈钢箍以增强穿透力,厚度为 8~12mm,但需先试沉桩,方可确定采用。

7.6.10 H 型钢桩,其刚度不如钢管桩,且两个方向的刚度不一,很容易在刚度小的方向发生失稳,因而要对锤重予以限制。如在刚度小的方向设约束装置有利于顺利沉桩。

7.6.11 H 型钢桩送桩时,锤的能量损失约 1/3~4/5,故桩端持力层较好时,一般不送桩。

7.6.12 大块石或混凝土块容易嵌入 H 型钢桩的槽口内,随桩一起沉入下层土内,如遇硬土层则使沉桩困难,甚至继续锤击导致桩体失稳,故应事先清障。

8 承台施工

8.1 基坑开挖

8.1.3 目前大型基坑越来越多，且许多工程位于建筑群中或闹市区。完善的基坑开挖方案，对确保邻近建筑物和公用设施（煤气管线、上下水道、电缆等）的安全至关重要。本条中所列的各项工作均应慎重研究以定出最佳方案。

8.1.4 外降水可降低主动土压力，增加边坡的稳定；内降水可增加被动土压，减少支护结构的变形，且利于机具在基坑内作业。

8.1.5 软土地区基坑开挖分层均衡进行极其重要。某电厂厂房基础，桩断面尺寸为 450mm × 450mm，基坑开挖深度 4.5m。由于没有分层挖土，由基坑的一边挖至另一边，先挖部分的桩体发生很大水平位移，有些桩由于位移过大而断裂。类似的由于基坑开挖失当而引起的事在软土地区屡见不鲜。因此对挖土顺序必须合理适当，严格均衡开挖，高差不应超过 1m；不得于坑边弃土；对已成桩须妥善保护，不得让挖土设备撞击；对支护结构和已成桩应进行严密监测。

8.2 钢筋和混凝土施工

8.2.2 大体积承台日益增多，钢厂、电厂、大型桥墩的承台一次浇注混凝土量近万方，厚达 3~4m。对这种桩基承台的浇注，事先应作充分研究。当浇注设备适应时，可用平铺法；如不适应，则应从一端开始采用滚浇法，以减少混凝土的浇注面。对水泥用量，减少温差措施均需慎重研究；措施得当，可实现一次浇注。

9 桩基工程质量检查及验收

9.1.1~9.1.3 现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》(GB 50202)和行业标准《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106)以强制性条文规定必须对基桩承载力和桩身完整性进行检验。桩身质量与基桩承载力密切相关,桩身质量有时会严重影响基桩承载力,桩身质量检测抽样率较高,费用较低,通过检测可减少桩基安全隐患,并可为判定基桩承载力提供参考。

9.2.1~9.4.5 对于具体的检测项目,应根据检测目的、内容和要求,结合各检测方法的适用范围和检测能力,考虑工程重要性、设计要求、地质条件、施工因素等情况选择检测方法和检测数量。影响桩基承载力和桩身质量的因素存在于桩基施工的全过程中,仅有施工后的试验和施工后的验收是不全面、不完整的。桩基施工过程中出现的局部地质条件与勘察报告不符、工程桩施工参数与施工前的试验参数不同、原材料发生变化、设计变更、施工单位变更等情况,都可能产生质量隐患,因此,加强施工过程中的检验是有必要的。不同阶段的检验要求可参照现行《建筑地基基础工程施工质量验收规范》(GB 50202)和现行《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106)执行。