

建筑桩基技术规范

Technical Code for Building Pile Foundations

JGJ 94—94

主编单位:中国建筑科学研究院

批准部门:中华人民共和国建设部

施行日期:1995 年 7 月 1 日

关于发布行业标准

《建筑桩基技术规范》的通知

建标[1994]802 号

根据原国家计委计标函[1987]78 号文的要求,由中国建筑科学研究院主编的《建筑桩基技术规范》,业经审查,现批准为强制性行业标准,编号 JGJ94—94,自 1995 年 7 月 1 日起施行。

本标准由建设部建筑工程标准技术归口单位中国建筑科学研究院归口管理,具体解释等工作由中国建筑科学研究院地基所负责。在施行过程中如发现问题和意见,请函告中国建筑科学研究院。

本规范由建设部标准定额研究所组织出版。

中华人民共和国建设部

1994 年 12 月 31 日

目次

- 1 总则
- 2 术语、符号
 - 2.1 术语
 - 2.2 符号
- 3 基本设计规定
 - 3.1 基本资料
 - 3.2 桩的选型与布置
 - 3.3 设计原则
 - 3.4 特殊条件下的桩基
- 4 桩基构造
 - 4.1 桩的构造
 - 4.2 承台构造
- 5 桩基计算
 - 5.1 桩顶作用效应计算
 - 5.2 桩基竖向承载力计算
 - 5.3 桩基沉降计算
 - 5.4 桩基水平承载力与位移计算
 - 5.5 桩身承载力与抗裂计算
 - 5.6 承台计算
- 6 灌注桩施工
 - 6.1 施工准备
 - 6.2 一般规定
 - 6.3 泥浆护壁成孔灌注桩
 - 6.4 沉管灌注桩和内夯灌注桩
 - 6.5 干作业成孔灌注桩
- 7 混凝土预制桩与钢桩的施工
 - 7.1 混凝土预制桩的制作
 - 7.2 混凝土预制桩的起吊、运输和堆存
 - 7.3 混凝土预制桩的接桩
 - 7.4 混凝土预制桩的沉桩
 - 7.5 钢桩(钢管桩、H 型桩及其他异型钢桩)的制作
 - 7.6 钢桩的焊接
 - 7.7 钢桩的运输和堆存
 - 7.8 钢桩的沉桩
- 8 承台施工
 - 8.1 一般规定
 - 8.2 基坑开挖和回填

8.3	钢筋和混凝土施工
9	桩基工程质量检查及验收
9.1	成桩质量检查
9.2	单桩承载力检测
9.3	基桩及承台工程验收资料
附录 A	成桩工艺选择参考表
附录 B	考虑承台(包括地下墙体)、基桩协同工作和土的弹性抗力作用计算受水平荷载的桩基
附录 C	单桩竖向抗压静载试验
附录 D	单桩竖向抗拔静载试验
附录 E	单桩水平静载试验
附录 F	按倒置弹性地基梁计算墙下条形桩基承台梁
附录 G	附加应力系数 α' 、平均附加应力系数 α
附录 H	桩基等效沉降系数 Ψ_e 计算参数表
附录 I	本规范用词说明
附加说明	本规范主编单位、参加单位和主要起草人名单
条文说明	

1 总则

1.0.1 为了在桩基设计与施工中做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于工业与民用建筑(包括构筑物)桩基的设计与施工。

1.0.3 桩基的设计与施工，应综合考虑地质条件、上部结构类型、荷载特征、施工技术条件与环境、检测条件等因素，精心设计、精心施工。

1.0.4 本规范系根据《建筑结构设计统一标准》GBJ68—84 的基本原则制订。与建筑结构有关的符号、单位和术语按《建筑结构设计基本术语、通用符号和计量单位》GBJ83—85 采用。

1.0.5 采用本规范时，土分类按现行的《建筑地基基础设计规范》规定执行；荷载取值按现行的《建筑结构荷载规范》规定执行；混凝土桩和承台的截面计算按现行的《混凝土结构设计规范》的有关规定执行；钢桩的截面计算按现行的《钢结构设计规范》规定执行。对于特殊土地区的桩基、地震和机械振动荷载作用下的桩基，尚应按现行的有关规范执行。本规范未作规定的其他内容，应符合现行的有关标准、规范的规定。

2 术语、符号

2.1 术语

桩基础——由基桩和连接于桩顶的承台共同组成。若桩身全部埋于土中，承台底面与土体接触，则称为低承台桩基；若桩身上部露出地面而承

台底位于地面以上，则称为高承台桩基。建筑桩基通常为低承台桩基础。

单桩基础——采用一根桩(通常为大直径桩)以承受和传递上部结构(通常为柱)荷载的独立基础。

群桩基础——由 2 根以上基桩组成的桩基础。

基桩——群桩基础中的单桩。

复合基桩——包含承台底土阻力的基桩。

单桩竖向极限承载力——单桩在竖向荷载作用下到达破坏状态前或出现不适于继续承载的变形时所对应的最大荷载。它取决于土对桩的支承阻力和桩身材料强度，一般由土对桩的支承阻力控制，对于端承桩、超长桩和桩身质量有缺陷的桩，可能由桩身材料强度控制。

群桩效应——群桩基础受竖向荷载后，由于承台、桩、土的相互作用使其桩侧阻力、桩端阻力、沉降等性状发生变化而与单桩明显不同，承载力往往不等于各单桩承载力之和，称其为群桩效应。群桩效应受土性、桩距、桩数、桩的长径比、桩长与承台宽度比、成桩方法等多因素的影响而变化。

群桩效应系数——用以度量构成群桩承载力的各个分量因群桩效应而降低或提高的幅度指标，如侧阻、端阻、承台底土阻力的群桩效应系数。桩侧阻力群桩效应系数——群桩中的基桩平均极限侧阻与单桩平均极限侧阻之比。

桩端阻力群桩效应系数——群桩中的基桩平均极限端阻与单桩平均极限端阻之比。

桩侧阻端阻综合群桩效应系数——群桩中的基桩平均极限承载力与单桩极限承载力之比。

承台底土阻力群桩效应系数——群桩承台底平均极限土阻力与承台底地基土极限阻力之比。

负摩阻力——桩身周围土由于自重固结、自重湿陷、地面附加荷载等原因而产生大于桩身的沉降时，土对桩侧表面所产生的向下摩阻力。在桩身某一深度处的桩土位移量相等，该处称为中性点。中性点是正、负摩阻力的分界点。

下拉荷载——对于单桩基础，中性点以上负摩阻力的累计值即为下拉荷载。对于群桩基础中的基桩，尚需考虑负摩阻力的群桩效应，即其下拉荷载尚应将单桩下拉荷载乘以相应的负摩阻力群桩效应系数予以折减。

闭塞效应——开口管桩沉入过程，桩端土一部分被挤向外围，一部分涌入管内形成“土塞”。土塞受到管壁摩阻力作用将产生一定压缩，土塞高度及其闭塞程度与土性、管径、壁厚及进入持力层的深度等诸多因素有关。闭塞程度直接影响端阻发挥与破坏性状及桩的承载力。称此为“闭塞效应”。

2.2 符 号

2.2.1 抗力和材料性能

- q_{sk} ——单桩第 k 层土的极限侧阻力标准值；
- q_{pk} ——单桩的极限端阻力标准值；
- q_{sk} ——承台底地基土极限阻力标准值；
- Q_{sk} 、 Q_{pk} ——单桩总极限侧阻力、总极限端阻力标准值；
- Q_{sk} ——单桩竖向极限承载力标准值；
- Q_{sk} ——相应于任一复合基桩的承台底地基土总极限阻力标准值；

R ——桩基中复合基桩或基桩的竖向承载力设计值；

U_k ——单桩抗拔极限承载力标准值；

U_{pk} ——群桩中任一基桩的抗拔极限承载力标准值；

R_{hk} ——复合基桩或基桩的水平承载力设计值；

R_k ——单桩水平承载力设计值；

p_s ——静力触探单桥探头比贯入阻力值；

f_s, q_s ——静力触探双桥探头平均侧阻力、平均端阻力；

m ——桩侧地基土水平抗力系数的比例系数；

f_{rs} ——岩石饱和单轴抗压强度；

f_t, f_c ——混凝土抗拉、抗压强度设计值；

E_s ——土的压缩模量；

γ, γ_s ——土的重度、有效重度。

2.2.2 作用和作用效应

F ——作用于桩基承台顶面的竖向力设计值；

G ——桩基承台和承台上土自重设计值；

N_l ——第 l 复合基桩或基桩上的竖向力设计值；

M_x, M_y ——作用于承台底面的外力对通过桩群形心的 x, y 轴的力矩；

H ——作用于承台底面的水平力设计值；

H_k ——作用于任一复合基桩或基桩的水平力设计值；

q_{sk} ——单桩平均负摩阻力标准值；

Q_k ——作用于单桩侧面的下拉荷载标准值；

Q_{pk} ——作用于群桩中任一基桩的下拉荷载标准值；

q_s ——切向冻胀力设计值；

s ——桩基最终沉降量。

2.2.3 几何参数

s_n ——桩中心距；

l ——桩身长度；

d ——桩身设计直径；

D ——桩端扩底设计直径;
 d_s ——钢管桩外直径;
 u ——桩身周长;
 A_k ——承台底净面积;
 A ——桩身截面面积;
 A_p ——桩端面积;
 A_h ——桩身换算截面积;
 h_h ——桩的换算深度;
 L_k ——承台长度;
 B_k ——承台宽度;
 z_n ——桩基沉降计算深度(从桩端平面算起)。

2.2.4 计算系数

γ' ——建筑桩基重要性系数;
 γ_s, γ_p ——桩侧阻、桩端阻抗力分项系数;
 γ_{sp} ——桩侧阻端阻综合抗力分项系数;
 γ_c ——承台底土阻抗力分项系数;
 η_s, η_p ——桩侧阻、桩端阻群桩效应系数;
 η_{sp} ——桩侧阻端阻综合群桩效应系数;
 η_c ——承台底土阻力群桩效应系数;
 η ——冻胀影响系数;
 ζ_s, ζ_p ——嵌岩段侧阻力、端阻力修正系数;
 α_s, α_p ——大直径桩侧阻力、端阻力尺寸效应系数;
 λ_s ——钢管桩侧阻挤土效应系数;
 λ_p ——敞口符桩端闭塞效应系数;
 μ ——承台底与基土间摩阻系数;
 α_e ——桩基等效沉降系数;
 φ ——桩基沉降计算经验系数;
 α_s ——基桩施工工艺系数;
 α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值。

3 基本设计规定

3.1 基本资料

3.1.1 桩基设计应具备以下资料:

3.1.1.1 岩土工程勘察资料

- (1)按照现行《岩土工程勘察规范》要求整理的工程地质报告和图件;
- (2)桩基按两类极限状态进行设计所需用的岩土物理力学性能指标值;
- (3)对建筑场地的不良地质现象,如滑坡、崩塌、泥石流、岩溶、土洞等,有明确的判断、结论和防治方案;
- (4)已确定和预测的地下水位及地下水化学分析结论;
- (5)现场或其他可供参考的试桩资料及附近类似桩基工程经验资料;
- (6)抗震设防区按设防烈度提供的液化地层资料;
- (7)有关地基土冻胀性、湿陷性、膨胀性的资料。

3.1.1.2 建筑场地与环境条件的有关资料

- (1)建筑场地的平面图,包括交通设施、高压架空线、地下管线和地下构筑物的分布;
- (2)相邻建筑物安全等级、基础型式及埋置深度;
- (3)水、电及有关建筑材料的供应条件;
- (4)周围建筑物及边坡的防振、防噪音的要求;
- (5)泥浆排泄、弃土条件。

3.1.1.3 建筑物的有关资料

- (1)建筑物的总平面布置图;
- (2)建筑物的结构类型、荷重及建筑物的使用或生产设备对基础竖向及水平位移的要求;
- (3)建筑物的安全等级;
- (4)建筑物的抗震设防烈度和建筑(抗震)类别。

3.1.1.4 施工条件的有关资料

- (1)施工机械设备条件,制桩条件、动力条件以及对地质条件的适应性;
- (2)施工机械设备的进出场及现场运行条件。

3.1.1.5 供设计比较用的各种桩型及其实施的可能性。

3.1.2 桩基的详细勘察除满足现行勘察规范有关要求外尚应满足以下要求:

3.1.2.1 勘探点间距

(1)对于端承桩和嵌岩桩:主要根据桩端持力层顶面坡度决定,宜为12~24m。当相邻两个勘探点揭露出的层面坡度大于10%时,应根据具体工程条件适当加密勘探点;

(2)对于摩擦桩:宜为20~30m布置勘探点,但通到土层的性质或状态在水平方向分布变化较大,或存在可能影响成桩的土层存在时,应适当加密勘探点;

(3)复杂地质条件下的柱下单桩基础应按桩列线布置勘探点,并宜每桩设一勘探点。

3.1.2.2 勘探深度

(1)布置1/3~1/2的勘探孔为控制性孔,且安全等级为一级建筑桩基,场地至少应布置3个控制性孔,安全等级为二级的建筑桩基应不少于2个

控制性孔。控制性孔深度应穿透桩端平面以下压缩层厚度，一般性勘探孔应深入桩端平面以下 3~5m；

(2)嵌岩桩钻孔应深入持力岩层不小于 3~5 倍桩径；当持力岩层较薄时，应有部分钻孔钻穿持力岩层。岩溶地区，应查明溶洞、溶沟、溶槽、石笋等的分布情况。

3.1.2.3 在勘察深度范围内的每一地层，均应进行室内试验或原位测试，提供设计所需参数。

3.2 桩的选型与布置

3.2.1 桩可按下列规定分类

3.2.1.1 按承载性状分类

(1)摩擦型桩:

摩擦桩:在极限承载力状态下，桩顶荷载由桩侧阻力承受；

端承摩擦桩:在极限承载力状态下，桩顶荷载主要由桩侧阻力承受。

(2)端承型桩:

端承桩:在极限承载力状态下，桩顶荷载由桩端阻力承受；

摩擦端承桩:在极限承载力状态下，桩顶荷载主要由桩端阻力承受。

3.2.1.2 按桩的使用功能分类

(1)竖向抗压桩(抗压桩)；

(2)竖向抗拔桩(抗拔桩)；

(3)水平受荷桩(主要承受水平荷载)；

(4)复合受荷桩(竖向、水平荷载均较大)。

3.2.1.3 按桩身材料分类

(1)混凝土桩:灌注桩、预制桩；

(2)钢桩；

(3)组合材料桩。

3.2.1.4 按成桩方法分类

(1)非挤土桩:干作业法、泥浆护壁法、套管护壁法；

(2)部分挤土桩:部分挤土灌注桩、预钻孔打入式预制桩、打入式敞口桩；

(3)挤土桩:挤土灌注桩、挤土预制桩(打入或静压)。

3.2.1.5 按桩径大小分类

(1)小桩: $d \leq 250\text{mm}$ ；

(2)中等直径桩: $250\text{mm} < d < 800\text{mm}$ ；

(3)大直径桩: $d \geq 800\text{mm}$ 。

d ——桩身设计直径。

3.2.2 桩型与工艺选择应根据建筑结构类型、荷载性质、桩的使用功能、穿越土层、桩端持力层土类、地下水位、施工设备、施工环境、施工经验、制桩材料供应条件等，选择经济合理、安全适用的桩型和成桩工艺。选择时可参考附录 A。

3.2.3 桩的布置需符合下列要求:

3.2.3.1 桩的中心距:

(1)桩的最小中心距应符合表 3.2.3.1 的规定。对于大面积桩群,尤其是挤土桩,桩的最小中心距宜按表列值适当加大;

桩的最小中心距			表 3.2.3—1
土类与成桩工艺		排数不少于 3 排且桩数 不少于 9 根的摩擦型桩基	其他情况
非挤土和部分挤土灌注桩		3.0d	2.5d
挤土 灌注桩	穿越非饱和土	3.5d	3.0d
	穿越饱和软土	4.0d	3.5d
挤土预制桩		3.5d	3.0d
打入式敞口管桩和 H 型钢桩		3.5d	3.0d

注: D ——圆桩直径或方桩边长。

(2)扩底灌注桩除应符合表 3.2.3—1 的要求外,尚应满足表 3.2.3.2 的规定。

灌注桩扩底端最小中心距		表 3.2.3—2
成桩方法	最小中心距	
钻、挖孔灌注桩	$1.5D+1m$ (当 $D > 2m$ 时)	
沉管扩孔灌注桩	$2.0D$	

注: D ——扩大端设计直径。

3.2.3.2 排列基桩时,宜使桩群承载力合力点与长期荷载重心重合,并使桩基受水平力和力矩较大方向有较大的截面模量。

3.2.3.3 对于桩箱基础,宜将桩布置于墙下;对于带梁(肋)桩筏基础,宜将桩布置于梁(肋)下;对于大直径桩宜采用一柱一桩;

3.2.3.4 同一结构单元应避免采用不同类型的桩。同一基础相邻桩的桩底标高差,对于非嵌岩端承型桩,不宜超过相邻桩的中心距;对于摩擦型桩,在相同土层中不宜超过桩长的 1/10。

3.2.3.5 一般应选择较硬土层作为桩端持力层。桩端全断面进入持力层的深度,对于粘性土、粉土不宜小于 $2d$,砂土不宜小于 $1.5d$,碎石类土,不宜小于 $1d$ 。当存在软弱下卧层时,桩基以下硬持力层厚度不宜小于 $4d$ 。

当硬持力层较厚且施工条件许可时,桩端全断面进入持力层的深度宜达到桩端阻力的临界深度。

3.3 设计原则

3.3.1 建筑桩基采用以概率理论为基础的极限状态设计法,以可靠指

标度量桩基的可靠度，采用以分项系数表达的极限状态设计表达式进行计算。

3.3.2 桩基极限状态分为下列两类：

3.3.2.1 承载力极限状态：对应于桩基达到最大承载能力或整体失稳或发生不适于继续承载的变形；

3.3.2.2 正常使用极限状态：对应于桩基达到建筑物正常使用所规定的变形限值或达到耐久性要求的某项限值。

3.3.3 根据桩基损坏造成建筑物的破坏后果(危及人的生命、造成经济损失、产生社会影响)的严重性，桩基设计时应根据表

3.3.3 选用适当的安全等级。

建筑桩基安全等级		表 3.3.3
安全等级	破坏后果	建 筑 物 类 型
一 级	很 严 重	重要的工业与民用建筑物；对桩基变形有特殊要求的工业建筑物
二 级	严 重	一般的工业与民用建筑物
三 级	不 严 重	次要的建筑物

3.3.4 根据承载力极限状态和正常使用极限状态的要求，桩基需进行下列计算和验算。

3.3.4.1 所有桩基均应进行承载力极限状态的计算，计算内容包括：

(1)根据桩基的使用功能和受力特征进行桩基的竖向(抗压或抗拔)承载力计算和水平承载力计算；对于某些条件下的群桩基础宜考虑由桩群、土、承台相互作用产生的承载力群桩效应；

(2)对桩身及承台承载力进行计算；对于桩身露出地面或桩侧为可液化土、极限承载力小于 50kPa(或不排水抗剪强度小于 10kPa)土层中的细长桩尚应进行桩身压屈验算；对混凝土预制桩尚应按施工阶段的吊装、运输和锤击作用进行强度验算；

(3)当桩端平面以下存在软弱下卧层时，应验算软弱下卧层的承载力；

(4)对位于坡地、岸边的桩基应验算整体稳定性；

(5)按现行《建筑抗震设计规范》规定应进行抗震验算的桩基，应验算抗震承载力。

3.3.4.2 下列建筑桩基应验算变形：

(1)桩端持力层为软弱土的一、二级建筑桩基以及桩端持力层为粘性土、粉土或存在软弱下卧层的一级建筑桩基，应验算沉降；并宜考虑上部结构与基础的共同作用；

(2)受水平荷载较大或对水平变位要求严格的一级建筑桩基应验算水平变位。

3.3.4.3 下列建筑桩基应进行桩身和承台抗裂和裂缝宽度验算：

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

3.3.5 桩基承载能力极限状态的计算应采用作用效应的基本组合和地震作用效应组合。

当进行桩基的抗震承载能力计算时，荷载设计值和地震作用设计值应符合现行《建筑抗震设计规范》的规定。

3.3.6 按正常使用极限状态验算桩基沉降时应采用荷载的长期效应组合；验算桩基的水平变位、抗裂、裂缝宽度时，根据使用要求和裂缝控制等级应分别采用作用效应的短期效应组合或短期效应组合考虑长期荷载的影响。

3.3.7 建于粘性土、粉土上的一级建筑桩基及软土地区的一、二级建筑桩基，在其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沉降稳定。

3.4 特殊条件下的桩基

3.4.1 软土地区的桩基应按下列原则设计：

3.4.1.1 软土中的桩基宜选择中、低压缩性的粘性土、粉土、中密和密实的砂类土以及碎石类土作为桩端持力层；对于一级建筑桩基，不宜采用桩端置于软弱土层上的摩擦桩；

3.4.1.2 桩周软土因自重固结、场地填土、地面大面积堆载、降低地下水等原因而产生的沉降大于桩的沉降时，应视具体工程情况考虑桩侧负摩阻力对基桩承载力的影响；

3.4.1.3 采用挤土桩时应考虑沉桩(管)挤土效应对邻近桩、建(构)筑物、道路和地下管线等产生的不利影响；

3.4.1.4 先沉桩后开挖基坑时，必须考虑基坑挖土顺序、坑边土体侧移对桩的影响；

3.4.1.5 在高灵敏度厚层淤泥中不宜采用大片密集沉管灌注桩。

3.4.2 湿陷性黄土地区的桩基应按下列原则设计：

3.4.2.1 基桩应穿透湿陷性黄土层，桩端应支承在压缩性较低的粘性土层或中密、密实的粉土、砂土、碎石类土层中；

3.4.2.2 在自重湿陷性黄土地基中，宜采用干作业法的钻、挖孔灌注桩；

3.4.2.3 非自重湿陷性黄土地基中的单桩极限承载力应按下列规定确定：

(1)对一级建筑桩基应按现场浸水载荷试验并结合地区经验确定；

(2)对于二、三级建筑桩基，可按饱和状态下的土性指标，采用经验公式估算。

3.4.2.4 自重湿陷性黄土地基中的单桩极限承载力，应根据工程具体情况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，应按下列原则设计：

3.4.3.1 桩端进入冻深线或膨胀土的大气影响急剧层以下的深度，应通过抗拔稳定性验算确定，且不得小于 4 倍桩径及 1 倍扩大端直径，最小深度应大于 1.5m；

3.4.3.2 为减少和消除冻胀或膨胀对建筑物桩基的作用，宜采用钻、挖孔(扩底)灌注桩；

3.4.3.3 确定基桩竖向极限承载力时，除不计入冻胀、膨胀深度范围内桩侧阻力外，还应考虑地基土的冻胀、膨胀作用，验算桩基的抗拔稳定性和桩身受拉承载力；

3.4.3.4 为消除桩基受冻胀或膨胀作用的危害，可在冻胀或膨胀深度范围内，沿桩周及承台作隔冻、隔胀处理。

3.4.4 岩溶地区的桩基应按下列原则设计：

3.4.4.1 岩溶地区的桩基，宜采用钻、挖孔桩。当单桩荷载较大，岩层埋深较浅时，宜采用嵌岩桩；

3.4.4.2 石笋密布地区的嵌岩桩，应全断面嵌入基岩；

3.4.4.3 当岩面较为平整且上覆土层较厚时，嵌岩深度宜采用 0.2d 或不小于 0.2m。

3.4.5 坡地岸边上的桩基应按下列原则设计：

3.4.5.1 建筑场地内的边坡必须是完全稳定的边坡，如有崩塌、滑坡等不良地质现象存在时，应按照现行《建筑地基基础设计规范》有关条款进行整治；

3.4.5.2 桩身的纵向主筋应通长配置；

3.4.5.3 当有水平荷载时，应验算坡地在最不利荷载组合下桩基的整体稳定和基桩水平承载力；

3.4.5.4 利用倾斜地层作桩端持力层时，应保证坡面的稳定性。

3.4.6 抗震设防区桩基应按下列原则设计：

3.4.6.1 桩进入液化层以下稳定土层中的长度(不包括桩尖部分)应按计算确定；对于粘性土、粉土不宜小于 $2d$ ，砂土不宜小于 $1.5d$ ，碎石类土不宜小于 $1d$ ，且对碎石土、砾、粗、中砂，密实粉土，坚硬粘性土尚不应小于 500mm ，对其他非岩类土尚不应小于 $1.5m$ ；

3.4.6.2 对建于可能因地震引起上部土层滑移地段的桩基，应考虑滑移体对桩产生的附加水平力；

3.4.6.3 承台周围回填土应采用素土或灰土、级配砂石分层夯实，或原坑浇注混凝土承台；当承台周围为可液化土或极限承载力小于 80kPa (或不排水抗剪强度小于 15kPa)的软土时，宜将承

台外一定范围的土进行加固。为提高桩基对地震作用的水平抗力，可考虑采用加强刚性地坪，加大承台埋置深度，在承台底面铺碎石垫层或设置防滑趾，在承台之间设置连系梁等措施。

3.4.7 对可能出现负摩阻力的桩基，宜按下列原则设计：

3.4.7.1 对于填土建筑场地，先填土并保证填土的密实度，待填土地面沉降基本稳定后成桩；

3.4.7.2 对于地面大面积堆载的建筑物，采取预压等处理措施，减少堆载引起的地面沉降；

3.4.7.3 对位于中性点以上的桩身进行处理，以减少负摩阻力。

3.4.7.4 对于自重湿陷性黄土地基，采用强夯、挤密土桩等先行处理，消除上部或全部土层的自重湿陷性；

3.4.7.5 采用其他有效而合理的措施。

4 桩基构造

4.1 桩的构造

1 灌注桩

4.1.1 符合下列条件的灌注桩,其桩身可按构造要求配筋。

4.1.1.1 桩顶轴向压力应符合下式规定:

$$r_0 N \leq f_c \cdot A \quad (4.1.1-1)$$

式中 r_0 ——建筑桩基重要性系数,按表 3.3.3 确定安全等级,对于一、二、三级分别取 $r_0 = 1.1, 1.0, 0.9$;对于柱下单桩按提高一级考虑;对于柱下单桩的一级建筑桩基取 $r_0 = 1.2$;

N ——桩顶轴向压力设计值;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值,对于灌注桩应按 5.5.2 条折减;

A ——桩身截面面积。

4.1.1.2 桩顶水平力应符合下列公式规定:

$$r_0 H_1 \leq \alpha_s d^2 \left(1 + \frac{0.5 N_G}{r_m \cdot f_t \cdot A} \right) \sqrt{1.5 d^2 + 0.5 d} \quad (4.1.1-2)$$

式中 H_1 ——桩顶水平力设计值(kN);

α_s ——综合系数(kN),按表 4.1.1 采用;

d ——桩身设计直径(m);

N_G ——按基本组合计算的桩顶永久荷载产生的轴向力设计值(kN);

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值(kPa);

r_n ——桩身截面模量的塑性系数,圆截面 $r_n=2$;矩形截面 $r_n=1.75$; A ——桩身截面面积,按 m^2 计算。

注:当验算桩基受地震作用时,式(4.1.1-1)、(4.1.1-2)中 $n_0=1$ 。

综合系数 α_n (kN)

表 4.1.1

类别	上部土层名称性状 [承台下 $2(d+1)(m)$ 深度范围内]	桩身混凝土强度等级		
		C15	C20	C25
I	淤泥、淤泥质土、饱和湿陷性黄土	32~37	38~44	46~52
II	流塑、软塑状粘性土,高压缩性粉土、松散粉细砂,松散填土	37~44	44~52	52~62
III	可塑状粘性土,中压缩性粉土,稍密砂土,稍密,中密填土	44~53	52~64	62~76
IV	硬塑、坚硬状粘性土,低压缩性粉土,中密中、粗砂,密实老填土	53~65	64~79	76~94
V	中密、密实砾砂,碎石类土	65~81	79~98	94~116

注:当桩基受长期或经常出现的水平荷载时,按表中土层分类顺序降低一类取值,如 III 类按 II 类取值。

4.1.2 符合本规范 4.1.1 条规定的灌注桩,桩身构造配筋的要求如下:

4.1.2.1 一级建筑桩基,应配置桩顶与承台的连接钢筋笼,其主筋采用 6~10 根 $\Phi 12 \sim 14$,配筋率不小于 0.2%,锚入承台 30 倍主筋直径,伸入桩身长度不小于 10 倍桩身直径,且不小于承台下软弱土层层底深度;

4.1.2.2 二级建筑桩基,根据桩径大小配置 4~8 根 $\Phi 10 \sim 12$ 的桩顶与承台连接钢筋,锚入承台至少 30 倍主筋直径且伸入桩身长度不小于 $5d$,对于沉管灌注桩,配筋长度不应小于承台软弱土层层底深度;

三级建筑桩基可不配构造钢筋。

4.1.3 不符合本规范第 4.1.1 条规定的灌注桩,应按下列规定配筋:

4.1.3.1 配筋率:当桩身直径为 300~2000mm 时,截面配筋率可取 0.65%~0.20%(小桩径取高值,大桩径取低值);对受水平荷载特别大的桩、抗拔桩和嵌岩端承桩根据计算确定配筋率;

4.1.3.2 配筋长度:

(1)端承桩宜沿桩身通长配筋;

(2)受水平荷载的摩擦型桩(包括受地震作用的桩基), 配筋长度宜采用 $4.0/\alpha$ (α 见本规范第 5.4.5 条); 对于单桩竖向承载力较高的摩擦端承桩宜沿深度分段变截面配通长或局部长度筋; 对承受负摩阻力和位于坡地岸边的基桩应通长配筋;

(3)专用抗拔桩应通长配筋; 因地震作用、冻胀或膨胀力作用而受拔力的桩, 按计算配置通长或局部长度的抗拉筋;

4.1.3.3 对于受水平荷载的桩, 主筋不宜小于 $8\Phi 10$, 对于抗压桩和抗拔桩, 主筋不应少于 $6\Phi 10$, 纵向主筋应沿桩身周边均匀布置, 其净距不应小于 60mm, 并尽量减少钢筋接头;

4.1.3.4 箍筋采用 $\Phi 6\sim 8@200\sim 300\text{mm}$, 宜采用螺旋式箍筋; 受水平荷载较大的桩基和抗震桩基, 桩顶 $3\sim 5d$ 范围内箍筋应适当加密; 当钢筋笼长度超过 4m 时, 应每隔 2m 左右设一道 $\Phi 12\sim 18$ 焊接加劲箍筋。

4.1.4 桩身混凝土及混凝土保护层厚度应符合下列要求:

4.1.4.1 混凝土强度等级, 不得低于 C15, 水下灌注混凝土时不得低于 C20, 混凝土预制桩尖不得低于 C30;

4.1.4.2 主筋的混凝土保护层厚度, 不应小于 35mm, 水下灌注混凝土, 不得小于 50mm。

4.1.5 扩底灌注桩扩底端尺寸宜按下列规定确定(见图 4.1.5)。

4.1.5.1 当持力层承载力低于桩身混凝土受压承载力时, 可采用扩底; 扩底端直径与桩身直径比 D/d , 应根据承载力要求及扩底端部侧面和桩端持力层土性确定, 最大不超过 3.0;

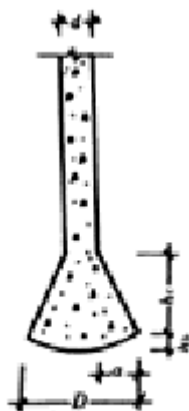


图 4.1.5 扩底桩构造

4.1.5.2 扩底端侧面的斜率应根据实际成孔及支护条件确定, α/h_e , 一般取 $1/3\sim 1/2$, 砂土取约 $1/3$, 粉土、粘性土取约 $1/2$;

4.1.5.3 扩底端底面一般呈锅底形, 矢高 h_b 取 $(0.10\sim 0.15)D$ 。

混凝土预制桩

4.1.6 混凝土预制桩的截面边长不应小于 200mm；预应力混凝土预制桩的截面边长不宜小于 350mm；预应力混凝土离心管桩的外径不宜小于 300mm。

4.1.7 预制桩的桩身配筋应按吊运、打桩及桩在建筑物中受力等条件计算确定。预制桩的最小配筋率不宜小于 0.80%。如采用静压法沉桩时，其最小配筋率不宜小于 0.4%，主筋直径不宜小于 $\Phi 14$ ，打入桩柱顶 2~3d 长度范围内箍筋应加密，并设置钢筋网片。

预应力混凝土预制桩宜优先采用先张法施加预应力。预应力钢筋宜选用冷拉Ⅲ级、Ⅳ级或Ⅴ级钢筋。

4.1.8 预制桩的混凝土强度等级不宜低于 C30，采用静压法沉桩时，可适当降低，但不宜低于 C20，预应力混凝土桩的混凝土强度等级不宜低于 C40，预制桩纵向钢筋的混凝土保护层厚度不宜小于 30mm。

4.1.9 预制桩的分节长度应根据施工条件及运输条件确定。接头不宜超过两个，预应力管桩接头数量不宜超过四个。

4.1.10 预制桩的桩尖可将主筋合拢焊在桩尖辅助钢筋上，在密实砂和碎石类土中，可在桩尖处包以钢板桩靴，加强桩尖。

钢 桩

4.1.11 钢桩可采用管型或 H 型，其材质应符合现行有关规范规定。

4.1.12 钢桩的分段长度不宜超过 12~15m；常用截面尺寸

见表 4.1.12—1、表 4.1.12—2。

钢管桩截面尺寸(mm) 表 4.1.12—1

钢管桩截面外径尺寸	壁 厚			
	9	12	14	16
400	9	12		
500	9	12	14	
600	9	12	14	16
700	9	12	14	16
800	9	12	14	16
900	12	14	16	18
1000	12	14	16	18

H 型钢桩截面尺寸(mm) 表 4.1.12—2

公称尺寸	截 面 尺 寸				图 示
	H	B	t ₁	t ₂	
200×200	200	204	12	12	
250×2	244	252	11	11	
	250	255	14	14	
300×300	284	300	12	12	
	300	300	10	15	
	300	305	15	15	
350×350	338	351	13	13	
	344	354	16	16	
	350	350	12	16	
	350	357	16	16	
400×400	388	402	15	15	
	384	405	18	18	
	400	400	13	21	
	400	406	21	21	
	404	405	18	28	
	428	407	20	35	

4.1.13 钢桩焊接头应采用等强度连结，使用的焊条、焊丝和焊剂应符合现行有关规范规定。

4.1.14 钢桩的端部形式，应根据桩所穿越的土层、桩端持力层性质、桩的尺寸、挤土效应等因素综合考虑确定。

4.1.14.1 钢管桩可采用下列桩端形式：

(1)敞口:

带加强箍(带内隔板、不带内隔板);

不带加强箍(带内隔板、不带内隔板)。

(2)闭口:

平底;

锥底。

4.1.14.2 H 型钢桩可采用下列桩端形式:

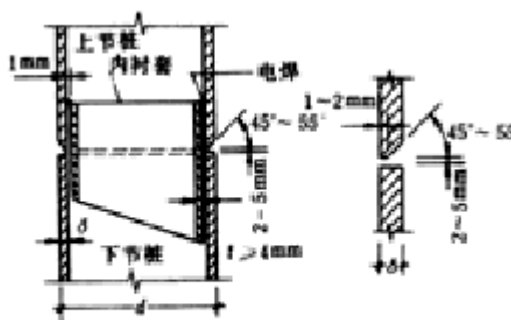
(1)带端板。

(2)不带端板:

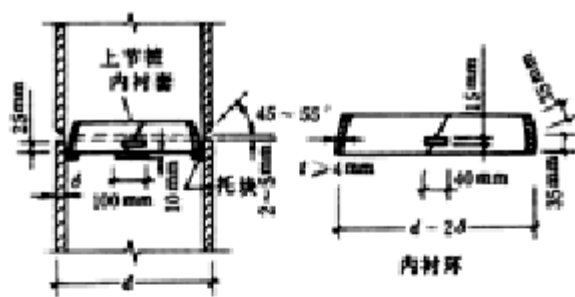
锥底;

平底(带扩大翼、不带扩大翼)。

4.1.15 钢管桩应采用上下节桩对焊连接,其构造见图 4.1.15-1。H 型钢桩接头可采用对焊或采用连接板贴角焊,其构造见图 4.1.15-2。



(a)接口详图



(b)接桩构造

图 4.1.15—1 钢管桩接桩构造

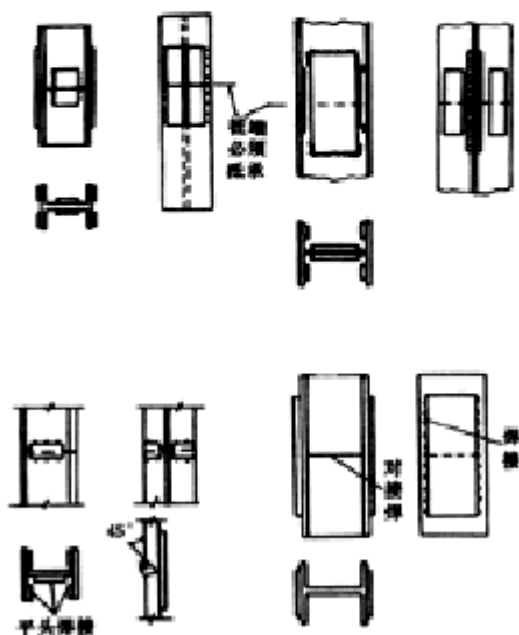


图 4.1.15—2 H 型钢桩接桩构造

4.1.16 钢桩的防腐处理应符合下列规定:

4.1.16.1 钢桩的腐蚀速率当无实测资料时可按表 4.1.16 确定;

钢桩年腐蚀速率

表 4.1.18

钢桩所处环境		单面腐蚀率 (mm/y)
地面以上	无腐蚀性气体或腐蚀性挥发介质	0.05~0.1
地面以下	水位以上	0.05
	水位以下	0.08
	波动区	0.1~0.3

4.1.16.2 钢桩防腐处理可采用外表面涂防腐层, 增加腐蚀余量及阴极保护; 当钢管桩内壁同外界隔绝时, 可不考虑内壁防腐。

4.2 承台构造

4.2.1 桩基承台的构造尺寸, 除满足抗冲切、抗剪切、抗弯和上部结构需要外, 尚应符合下列规定:

4.2.1.1 承台最小宽度不应小于 500mm, 承台边缘至桩中心的距离不宜小于桩的直径或边长, 且边缘挑出部分不应小于 150mm。对于条形承台梁边缘挑出部分不应小于 75mm;

4.2.1.2 条形承台和柱下独立桩基承台的厚度不应小于 300mm;

4.2.1.3 筏形、箱形承台板的厚度应满足整体刚度、施工条件及防水要求。对于桩布置于墙下或基础梁下的情况, 承台板厚度不宜小于 250mm, 且板厚与计算区段最小跨度之比不宜小于 1/20;

4.2.1.4 柱下单桩基础, 宜按连接柱、连系梁的构造要求将连系梁高度范围内桩的圆形截面改变成方形截面。

4.2.2 承台混凝土强度等级不宜小于 C15, 采用 II 级钢筋时, 混凝土强度等级不宜低于 C20。承台底面钢筋的混凝土保护层厚度不宜小于 70mm。当设素混凝土垫层时, 保护层厚度可适当减小; 垫层厚度宜为 100mm, 强度等级宜为 C7.5。

4.2.3 承台的钢筋配置除满足计算要求外, 尚应符合下列规定:

4.2.3.1 承台梁的纵向主筋直径不宜小于 $\Phi 12$, 架立筋直径不宜小于 $\Phi 10$, 箍筋直径不宜小于 $\Phi 6$;

4.2.3.2 柱下独立桩基承台的受力钢筋应通长配置。矩形承台板配筋宜按双向均匀布置, 钢筋直径不宜小于 10, 间距应满足 100~200mm。对于三桩承台, 应按三向板带均匀配置, 最里面三根钢筋相交围成的三角形应位于柱截面范围以内(图 4.2.3)。

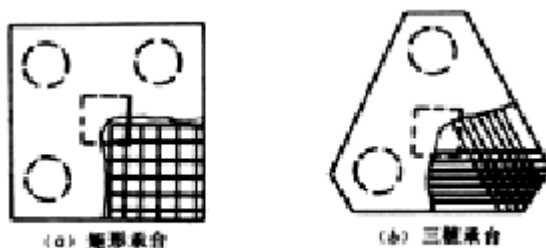


图 4.2.3 柱下独立桩基承台配筋

4.2.3.3 筏形承台板的分布构造钢筋，可采用 $\Phi 10 \sim 12$ ，间距 150~200mm。当仅考虑局部弯曲作用按倒楼盖法计算内力时，考虑到整体弯矩的影响，纵横两方向的支座钢筋尚应有 $1/2 \sim 1/3$ 且配筋率不小于 0.15%，贯通全跨配置；跨中钢筋应按计算配筋率全部连通。

4.2.3.4 箱形承台顶、底板的配筋，应综合考虑承受整体弯曲钢筋的配置部位，以充分发挥各截面钢筋的作用。当仅按局部弯曲作用计算内力时，考虑到整体弯曲的影响，钢筋配置量除符合局部弯曲计算要求外，纵横两方向支座钢筋尚应有 $1/2 \sim 1/3$ 且配筋率分别不小于 0.15%，0.10% 贯通全跨配置，跨中钢筋应按实际配筋率全部连通。

4.2.4 桩与承台的连接应符合下列要求：

4.2.4.1 桩顶嵌入承台的长度对于大直径桩，不宜小于 100mm；对于中等直径桩不宜小于 50mm；

4.2.4.2 混凝土桩的桩顶主筋应伸入承台内，其锚固长度不宜小于 30 倍主筋直径，对于抗拔桩基不应小于 40 倍主筋直径。预应力混凝土桩可采用钢筋与桩头钢板焊接的连接方法。钢桩可采用在桩头加焊锅型板或钢筋的连接方法。

4.2.5 承台之间的连接应符合下列要求：

4.2.5.1 柱下单桩宜在桩顶两个互相垂直方向上设置连系梁。当桩柱截面面积之比较大(一般大于 2)且桩底剪力和弯矩较小时可不设连系梁；

4.2.5.2 两桩桩基的承台，宜在其短向设置连系梁，当短向的柱底剪力和弯矩较小时可不设连系梁；

4.2.5.3 有抗震要求的柱下独立桩基承台，纵横方向宜设置连系梁；

4.2.5.4 连系梁顶面宜与承台顶位于同一标高。连系梁宽度不宜小于 200mm，其高度可取承台中心距的 $1/10 \sim 1/15$ ；

4.2.5.5 连系梁配筋应根据计算确定，不宜小于 $4\Phi 12$ 。

4.2.6 承台埋深应不小于 600mm。在季节性冻土及膨胀土地区，其承台埋深及处理措施，应按现行《建筑地基基础设计规范》和《膨胀土地区建筑技术规范》等有关规定执行。

5 桩基计算

5.1 桩顶作用效应计算

5.1.1 对于一般建筑物和受水平力(包括力矩与水平剪力)较小的高大建筑物桩径相同的群桩基础,应按下列公式计算群桩中复合基桩或基桩的桩顶作用效应。

5.1.1.1 竖向力:
轴心竖向力作用下

$$N = \frac{F + G}{n} \quad (5.1.1-1)$$

偏心竖向力作用下

$$N_i = \frac{F + G}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_j^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_j^2} \quad (5.1.1-2)$$

5.1.1.2 水平力:

$$H_1 = \frac{H}{n} \quad (5.1.1-3)$$

式中 F ——作用于桩基承台顶面的竖向力设计值;

G ——桩基承台和承台上土自重设计值(自重荷载分项系数当其效应对结构不利时取 1.2;有利时取 1.0);并应对地下水位以下部分扣除水的浮力;

N ——轴心竖向力作用下任一复合基桩或基桩的竖向力设计值;

N_i ——偏心竖向力作用下第 i 复合基桩或基桩的竖向力设计值;

M_x, M_y ——作用于承台底面通过桩群形心的 x, y 轴的弯矩设计值;

x_i, y_i ——第 i 复合基桩或基桩至 x, y 轴的距离;

H ——作用于桩基承台底面的水平力设计值;

H_1 ——作用于任一复合基桩或基桩的水平力设计值;

n ——桩基中的桩数。

5.1.2 对于主要承受竖向荷载的抗震设防区低承台桩基,当同时满足下列条件时,桩顶作用效应计算可不考虑地震作用:

5.1.2.1 按《建筑抗震设计规范》规定可不进行天然地基和基础抗震

承载力计算的建筑物；

5.1.2.2 不位于斜坡地带或地震可能导致滑移、地裂地段的建筑物；

5.1.2.3 桩端及桩身周围无液化土层；

5.1.2.4 承台周围无液化土、淤泥、淤泥质土。

5.1.3 属于下列情况之一的桩基，计算各基桩的作用效应和桩身内力时，可考虑承台(包括地下墙体)与基桩共同工作和土的弹性抗力作用(计算方法和公式详见附录 B)。

5.1.3.1 位于 8 度和 8 度以上抗震设防区和其他受较大水平力的高大建筑物，当其桩基承台刚度较大或由于上部结构与承台的协同作用能增强承台的刚度时；

5.1.3.2 受较大水平力及 8 度和 8 度以上地震作用的高承台桩基。

5.2 桩基竖向承载力计算

一般规定

5.2.1 桩基中复合基桩或基桩的竖向承载力计算应符合下述极限状态计算表达式。

5.2.1.1 荷载效应基本组合：

轴心竖向力作用下

$$\gamma_0 N \leq R \quad (5.2.1-1)$$

偏心竖向力作用下，除满足式(5.2.1-1)外，尚应满足下式

$$\gamma_0 N_{\max} \leq 1.2R \quad (5.2.2-2)$$

式中 R ——桩基中复合基桩或基桩的竖向承载力设计值。

注：当上部结构内力分析中所考虑的 γ_0 取值与本规范第 4.1.1 条的规定一致时，则作用效应项中不再代入 γ_0 计算；不一致时，应乘以桩基与上部结构 γ_0 的比值。

5.2.1.2 地震作用效应组合：

轴心竖向力作用下

$$N \leq 1.25R \quad (5.2.1-3)$$

偏心竖向力作用下，除满足式(5.2.1-3)外，尚应满足下式

$$N_{\max} \leq 1.5R \quad (5.2.1-4)$$

桩基竖向承载力设计值

5.2.2 桩基中复合基桩或基桩的竖向承载力设计值，应符合下列规定：

5.2.2.1 桩数不超过 3 根的桩基，基桩的竖向承载力设计值为：

$$R = Q_{sk}/\gamma_s + Q_{pk}/\gamma_p \quad (5.2.2-1)$$

当根据静载试验确定单桩竖向极限承载力标准值时，基桩的竖向承载力设计值为：

$$R = Q_{sk}/\gamma_{sp} \quad (5.2.2-2)$$

5.2.2.2 对于桩数超过 3 根的非端承桩桩基，宜考虑桩群、土、承台的相互作用效应，其复合基桩的竖向承载力设计值为：

$$R = \eta_s Q_{sk}/\gamma_s + \eta_p Q_{pk}/\gamma_p + \eta_b Q_{sk}/\gamma_b \quad (5.2.2-3)$$

当根据静载试验确定单桩竖向极限承载力标准值时，其复合基桩的竖向承载力设计值为：

$$R = \eta_{sp} Q_{sk}/\gamma_{sp} + \eta_b Q_{sk}/\gamma_b \quad (5.2.2-4)$$

$$Q_{sk} = q_{sk} \cdot A_s/n \quad (5.2.2-5)$$

当承台底面以下存在可液化土、湿陷性黄土、高灵敏度软土、欠固结土、新填土，或可能出现震陷、降水、沉桩过程产生高孔隙水压和土体隆起时，不考虑承台效应，即取 $\eta_b = 0$ ， η_s 、 η_p 、 η_{sp} 取

表 5.2.3.1 中 $B_0/l=0.2$ 一栏的对应值。

式中 Q_{sk} 、 Q_{pk} ——分别为单桩总极限侧阻力和总极限端阻力标准值；

Q_{sk} ——相应于任一复合基桩的承台底地基土总极限阻力标准值；

q_{sk} ——承台底 $1/2$ 承台宽度深度范围($\leq 5m$)内地基土极限阻力标准值；

A_0 ——承台底地基土净面积；

Q_{uk} ——单桩竖向极限承载力标准值；

η_s 、 η_p 、 η_{sp} 、 η_0 ——分别为桩侧阻群桩效应系数、桩端阻群桩效应系数、桩侧阻端阻综合群桩效应系数、承台底土阻力群桩效应系数,按本规范第 5.2.3 条确定; γ_s 、 γ_p 、

γ_{sp} 、 γ_0 ——分别为桩侧阻抗力分项系数、桩端阻抗力分项系数、桩侧阻端阻综合阻抗力分项系数、承台底土阻抗力分项系数,按表 5.2.2 采用。

桩基竖向承载力抗力分项系数

表 5.2.2

桩 型 与 工 艺	$\gamma_s=\gamma_p=\gamma_{sp}$		γ_0
	静载试验法	经验参数法	
预制桩、钢管桩	1.60	1.65	1.70
大直径灌注桩(清底干净)	1.60	1.65	1.65
泥浆护壁钻(冲)孔灌注桩	1.62	1.67	1.65
干作业钻孔灌注桩($d \leq 0.8m$)	1.65	1.70	1.65
沉管灌注桩	1.70	1.75	1.70

注:①根据静力触探方法确定预制桩、钢管桩承载力时,取 $\gamma_s=\gamma_p=\gamma_{sp}=1.6080$ 。

②抗拔桩的侧阻抗力分项系数 γ_s 可取表列数值。

5.2.2.3 所有基桩的竖向承载力设计值的取值尚应满足本规范第 5.5 节桩身承载力计算要求。

5.2.3 群桩效应系数 η_s 、 η_p 、 η_{sp} 、 η_0 可按下列规定确定:

5.2.3.1 桩侧阻群桩效应系数 η_s 、桩端阻群桩效应系数 η_p

及根据单桩静载试验确定单桩竖向极限承载力时的桩侧阻端阻综合群桩效应系数 η_p 可按表 5.2.3—1 确定；

侧阻、端阻群桩效应系数 η_s 、 η_p 及

侧阻端阻综合群桩效应系数 η_{sp} 表 5.2.3—1

效应系数	土名称	粘性土				粉土、砂土			
	s_n/d	3	4	5	6	3	4	5	6
	B_c/L								
η_s	≤ 0.20	0.80	0.90	0.98	1.00	1.20	1.10	1.05	1.00
	0.40	0.80	0.90	0.98	1.00	1.20	1.10	1.05	1.00
	0.60	0.78	0.90	0.98	1.00	1.08	1.10	1.05	1.00
	0.80	0.73	0.85	0.94	1.00	0.93	0.97	1.03	1.00
	≥ 1.00	0.67	0.78	0.86	0.93	0.78	0.82	0.88	0.85
η_p	≤ 0.20	1.64	1.35	1.18	1.06	1.28	1.18	1.11	1.06
	0.40	1.68	1.40	1.23	1.11	1.32	1.25	1.20	1.15
	0.60	1.72	1.44	1.27	1.16	1.37	1.31	1.26	1.22
	0.80	1.75	1.48	1.31	1.20	1.41	1.36	1.32	1.28
	≥ 1.00	1.78	1.52	1.35	1.24	1.44	1.40	1.36	1.33
η_{sp}	≤ 0.20	0.93	0.97	0.98	1.01	1.21	1.11	1.05	1.01
	0.40	0.93	0.97	1.00	1.02	1.22	1.12	1.07	1.02
	0.60	0.93	0.98	1.01	1.02	1.13	1.13	1.08	1.03
	0.80	0.89	0.95	0.98	1.03	1.01	1.03	1.07	1.04
	≥ 1.00	0.84	0.89	0.94	0.97	0.88	0.91	0.96	1.00

注：① B_c 、 L 分别为承台宽度和桩的入土长度， S_n 为桩中心距，当不规则布桩时按本规范第 5.3.9 条确定；

② 当 $s_n/d > 6$ 时，取 $\eta_s = \eta_p = \eta_{sp} = 1$ ；两向桩距 s_n 不等时， S_n/d 取均值；

③ 当桩侧为成层土时， η_p 可按主要土层或分别按各土层类别取值；

④ 对于孔隙比 $e > 0.8$ 的非饱和粘性土和松散粉土、砂类土中的挤土群桩，表列系数可提高 5%，对于密实粉土、砂类土中的群桩，表列系数宜降低 5%。

5.2.2.2 承台底土阻力发挥值与桩距、桩长、承台宽度、桩的排列、承台内外区面积比等有关。承台底阻力群桩效应系数可按下列式计算：

$$\eta_b = \eta_b^I \frac{A_o^I}{A_o} + \eta_b^C \frac{A_o^C}{A_o} \quad (5.2.3)$$

式中 A_0^1, A_0^2 ——承台内区(外围桩边包络区)、外区的净面积,
 $A_0 = A_0^1 + A_0^2$, 见图 5.2.3;

η_b^1, η_b^2 ——承台内、外区土阻力群桩效应系数,按表 5.2.3—2 取值。

当承台下存在高压缩性软弱土层时, η_b^1 均按 $B_c/l \leq 0.2$ 取值。

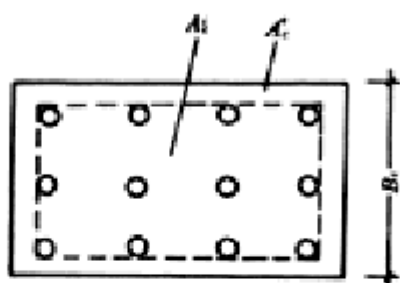


图 5.2.3 承台底分区图

承台内、外区土阻力群桩效应系数

表 5.2.3—2

B_c/l	s_0/d	η_b^1				η_b^2			
		3	4	5	6	3	4	5	6
≤ 0.2		0.11	0.14	0.18	0.21				
0.4		0.15	0.20	0.25	0.30				
0.6		0.18	0.25	0.31	0.37	0.63	0.75	0.80	1.00
0.8		0.21	0.28	0.36	0.43				
≥ 1.0		0.24	0.32	0.40	0.48				

III 单桩竖向极限承载力标准值

5.2.4 单桩竖向极限承载力标准值应按下列规定确定:

5.2.4.1 一级建筑桩基应采用现场静载荷试验,并结合静力触探、标准贯入等原位测试方法综合确定;

5.2.4.2 二级建筑桩基应根据静力触探、标准贯入、经验参数等估算,并参照地质条件相同的试桩资料,综合确定。当缺乏

可参照的试桩资料或地质条件复杂时,应由现场静载荷试验确定;

5.2.4.8 对三级建筑桩基,如无原位测试资料时,可利用承载力经验参数估算。

5.2.5 采用现场静载荷试验确定单桩竖向极限承载力标准值时,在同一条件下的试桩数量不宜小于总桩数的 1%,且不应小于 3 根,工程总桩数在 50 根以内时不应小于 2 根。试验及单桩竖向极限承载力取值按附录 C 方法进行。

5.2.8 当根据单桥探头静力触探资料确定混凝土预制桩单桩竖向极限承载力标准值时,如无当地经验可按式计算:

$$O_{\text{总}} = O_{\text{主}} + O_{\text{体}} = u \sum_{i=1}^n q_{i1} l_i + \alpha p_{\text{主}} A_0 \quad (5.2.6-1)$$

式中 u ——桩身周长；

q_{ik} ——用静力触探比贯入阻力值估算的桩周第 i 层土的极限侧阻力标准值；

l_i ——桩穿越第 i 层土的厚度;

 α ——桩端阻力修正系数；

P_{st} ——桩端附近的静力触探比贯入阻力标准值(平均值);

A_n ——桩端面积。

5.2.8.1 q_{a} 值应结合土工试验资料,依据土的类别、埋藏深度、排列次序,按图 5.2.6 折线取值;

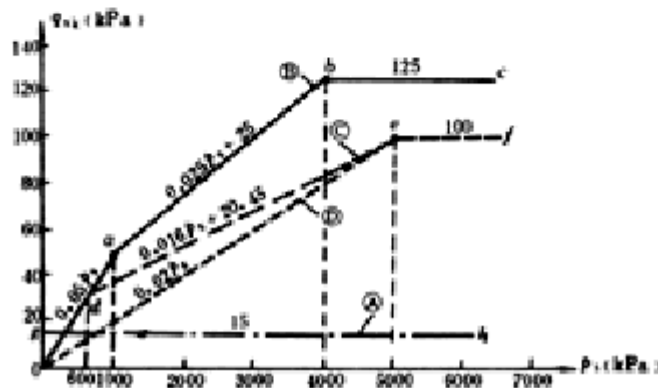


图 5.2.6 $\alpha_{\text{cr}}-p_{\text{cr}}$ 曲线

注:图 5.2.6 中,直线④(线段 gh)适用于地表下 6m 范围内的土层;折线⑤(线段 abc)适用于粉土及砂土土层以上(或无粉土及砂土土层地区)的粘性土;折线⑥(线段 cde)适用于粉土及砂土土层以下的粘性土;折线⑦(线段 oef)适用于粉土、粉砂、细砂及中砂。

当桩端穿越粉土、粉砂、细砂及中砂层底面时,折线⑦估算的 q_{pk} 值需乘以表 5.2.6—1 中系数 ζ 值;

系数 ζ 值 表 5.2.6—1

P_s/p_n	≤ 5	7.5	≥ 10
ζ	1.00	0.50	0.33

注:① P_s 为桩端穿越的中密~密实砂土、粉土的比贯入阻力平均值; p_n 为砂土、粉土的下卧软土层的比贯入阻力平均值;

②采用的单桥探头,圆锥底面积为 15cm^2 ,底部带 7mm 高圆锥,锥角 60° 。

5.2.6.2 桩端阻力修正系数 α 值按表 5.2.6—2 取值;

桩端阻力修正系数 α 值 表 5.2.6—2

桩入土深度(m)	$h < 15$	$15 \leq h \leq 30$	$30 < h \leq 80$
α	0.75	0.75~0.80	0.80

注:桩入土深度 $15 \leq h \leq 30\text{m}$ 时, α 值按 h 值直线内插; h 为基底至桩端全断面的距离(不包括桩尖高度)。

5.2.6.3 p_{pk} 可按下式计算:

当 $p_{pk} \leq p_{pk2}$ 时

$$p_{pk} = \frac{1}{2} (p_{pk1} + \beta \cdot p_{pk2}) \quad (5.2.6-2)$$

当 $p_{pk} > p_{pk2}$ 时

$$p_{pk} = p_{pk2} \quad (5.2.6-3)$$

式中 p_{pk1} ——桩端全截面以上 8 倍桩径范围内的比贯入阻力平均值;

p_{pk2} ——桩端全截面以下 4 倍桩径范围内的比贯入阻力平均值,如桩端持力层为密实的砂土层,其比贯入阻力平均值 p_s 超过 20MPa 时,则需乘以表 5.2.6—3 中系数 C 予以折减后,再计算 p_{pk2} 及 p_{pk1} 值;

β ——折减系数,按 p_{pk2}/p_{pk1} 值从表 5.2.6—4 选用。

系数 C

表 5.2.6—3

p_s (MPa)	20~30	35	>40
系数 C	5/8	2/3	1/2

折减系数 β

表 5.2.6—4

p_{sz}/p_{s1}	≤ 5	7.5	12.5	≥ 15
β	1	5/8	2/3	1/2

注：表 5.2.6—3、表 5.2.6—4 可内插取值。

5.2.7 当根据双桥探头静力触探资料确定混凝土预制桩单桩竖向极限承载力标准值时，对于粘性土、粉土和砂土，如无当地经验时可按下式计算：

$$Q_{sk} = u \sum_{i=1}^n f_{si} + \beta \cdot f_{st} + \alpha \cdot q_{st} \cdot A_p \quad (5.2.7)$$

式中 f_{si} ——第 i 层土的探头平均侧阻力；

q_{st} ——桩端平面上、下探头阻力，取桩端平面以上 $4d$ (d 为桩的直径或边长) 范围内按土层厚度的探头阻力加权平均值，然后再和桩端平面以下 $1d$ 范围内的探头阻力进行平均；

α ——桩端阻力修正系数，对粘性土、粉土取 $2/3$ ，饱和砂土取 $1/2$ ；

β ——第 i 层土桩侧阻力综合修正系数，按下式计算：

粘性土、粉土： $\beta = 10.04(f_{st})^{-1.4}$

砂土： $\beta = 5.05(f_{st})^{-1.4}$

注：双桥探头的圆锥底面积为 15cm^2 ，锥角 60° ，摩擦套筒高 21.95cm ，侧面积 346cm^2 。

5.2.8 当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩竖向极限承载力标准值时，宜按下式计算：

$$Q_{sk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum_{i=1}^n q_{sik} + q_{pk} A_p \quad (5.2.8)$$

式中 q_{sik} ——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值，如无当地经验值时，可按表 5.2.8—1 取值；

q_{pk} ——极限端阻力标准值，如无当地经验值时，可按表 5.2.8—2 取值。

桩的极限侧阻力标准值 q_{sk} (kPa)

表 5.2.8-1

土的名称	土 的 状 态	混凝土 预制桩	水下钻 (冲)孔桩	沉 管 灌注桩	干作业 钻孔桩
填 土		20~28	18~28	15~22	18~28
淤 泥		11~17	10~16	9~13	10~16
淤泥质土		20~28	18~28	15~22	18~28
粘 性 土	$L > 1$	21~38	20~34	16~28	20~34
	$0.75 < L \leq 1$	38~50	34~48	28~40	34~48
	$0.50 < L \leq 0.75$	50~68	48~64	40~52	48~62
	$0.25 < L \leq 0.50$	68~82	64~78	52~63	62~78
	$0 < L \leq 0.25$	82~91	78~88	63~72	78~88
	$L \leq 0$	91~101	88~98	72~80	88~98
红粘土	$0.7 < a_{sv} \leq 1$	13~32	12~30	10~25	12~30
	$0.5 < a_{sv} \leq 0.7$	32~74	30~70	25~68	30~70
粉 土	$e > 0.9$	22~44	22~40	16~32	20~40
	$0.75 < e \leq 0.9$	42~64	40~60	32~50	40~60
	$e \leq 0.75$	64~85	60~80	50~67	60~80
粉 细 砂	稍 密	22~42	22~40	16~32	20~40
	中 密	42~63	40~60	32~50	40~60
	密 实	63~85	60~80	50~67	60~80
中 砂	中 密	54~74	50~72	42~58	50~70
	密 实	74~95	72~90	58~75	70~90
粗 砂	中 密	74~95	74~95	58~75	70~90
	密 实	95~116	95~116	75~92	90~110
砾 砂	中密、密实	116~138	116~135	92~110	110~130

注:①对于尚未完成自重固结的填土和以生活垃圾为主的杂填土,不计算其侧阻力;

② a_{sv} 为含水量, $a_{sv} = w/w_L$;

③对于预制桩,根据土层埋深 h ,将 q_{sk} 乘以下表修正系数。

土层埋深 $h(m)$	≤ 5	10	20	≥ 30
修正系数	0.8	1.0	1.1	1.2

土 名 称	土 的 状 态	静载荷入土深度 (z_m)				水下钻(冲)孔桩入土深度 (z_m)			
		$h \leq 3$	$3 < h \leq 6$	$6 < h \leq 9$	$h > 9$	5	10	15	$h > 30$
粘 土	$0.75 < I_L \leq 1$	210~440	430~1300	1300~1700	1500~1800	100~150	150~250	250~300	300~450
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	840~1700	1500~2300	1800~2500	2500~3200	200~300	330~450	450~550	550~750
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	1300~2300	2300~3000	2700~3600	3600~4400	400~500	700~800	800~900	900~1000
	$0 < I_L \leq 0.25$	1300~2600	2600~3300	3300~3600	3600~4800	750~850	1000~1200	1200~1400	1400~1800
粉 土	$0.75 < I_L \leq 0.8$	840~1700	1300~2300	1800~2700	2500~3400	250~350	300~400	450~450	650~850
	$I_L \leq 0.75$	1300~2300	2100~3000	2700~3600	3600~4400	550~600	650~800	750~1000	850~1000
粉 砂	稍 密	800~1800	1300~2300	1800~2500	2100~3000	200~400	330~400	450~600	600~700
	中密、密实	1400~2200	2100~3000	3000~3600	3600~4800	400~500	700~800	800~900	900~1300
细 砂	中密、密实	2500~2600	3600~4800	4400~5700	5800~6300	550~650	800~1000	1000~1200	1200~1500
中 砂		3800~5100	5100~4800	6300~7200	700~800	850~650	1500~1400	1800~1700	1700~1800
粗 砂		5700~7400	7400~8400	8400~6500	6500~10800	1400~1500	2000~2200	2800~2400	2800~2500
砾 砂	中密、密实	6500~10500				1500~2500			
角砾、圆砾		7400~12600				1800~2800			
卵石、碎石		8400~12700				2900~3000			

续表

土 名 称	土 的 状 态	静载荷入土深度 (z_m)				水下钻(冲)孔桩入土深度 (z_m)		
		5	10	15	>15	5	10	15
粘 土	$0.75 < I_L \leq 1$	400~600	600~750	750~1000	1000~1400	300~400	400~700	700~650
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	670~1100	1200~1500	1300~1800	1800~2000	400~450	740~830	650~6200
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	1300~2200	2300~2700	2700~3000	3000~3500	850~1100	1500~1700	1700~1800
	$0 < I_L \leq 0.25$	2500~2600	3500~3600	4000~4500	4200~3000	1800~1800	2200~2400	2800~2800
粉 土	$0.75 < I_L \leq 0.8$	1200~1800	1800~1800	1800~2100	2300~2600	600~3000	1000~1400	1400~1800
	$I_L \leq 0.75$	1800~2300	2200~2500	2300~3000	3000~3500	1300~1700	1400~1800	1800~2100
粉 砂	稍 密	800~1300	1300~1800	1800~2000	2000~2400	500~600	1000~1400	1500~1700
	中密、密实	1300~1700	1800~2400	2400~2800	2800~3600	850~3000	1500~1700	1700~1800
细 砂	中密、密实	1800~2200	3000~3400	3500~3600	4000~4600	1200~1400	1800~2100	2200~2400
中 砂		2800~3200	4400~5000	5200~5500	5800~7000	1800~2800	2800~3000	3300~3500
粗 砂		4500~5000	6700~7200	7700~8200	8400~9000	2800~3200	4000~4800	4800~5200
砾 砂	中密、密实	5000~8400				3200~5000		
角砾、圆砾		5800~8200						
卵石、碎石		8700~10900						

注:①对土体含有夹石中的土的侧限侧压力取值,宜综合考虑土的密实度、桩端进入持力层的深度比 h_m/d 、土体密实、 h_m/d 较大,取值宜高。

②表中仅列静土体系静侧限侧压力取值。

5.2.9 根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系,确定大直径桩($d \geq 800\text{mm}$)单桩竖向极限承载力标准值时,可按下列式计算:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum q_{sik} l_{si} + q_{pk} A_p \quad (5.2.9)$$

式中 q_{si} ——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值,如无当地经验值时,可按表 5.2.8—1 取值,对于扩底桩变截面以下不计侧阻力;

q_{pk} ——桩径为 800mm 的极限端阻力标准,可采用深层载荷板试验确定;当不能进行深层载荷板试验时,可采用当地经验值或按表 5.2.8—1 取值,对于干作业(清底干净)可按表 5.2.9—1 取值;

对于混凝土护壁的大直径挖孔桩,计算单桩竖向承载力时,其设计桩径取护壁外径;

ψ_s 、 ψ_p ——大直径桩侧阻、端阻尺寸效应系数,按表 5.2.9—2 取值。

干作业桩(清底干净, $D=800\text{mm}$)

极限端阻力标准值 q_{pk} (kPa)

表 5.2.9—1

土 名 称		状 态		
粘 性 土		$0.25 < I_L \leq 0.75$	$0 < I_L \leq 0.25$	$I_L \leq 0$
		800~1800	1800~2400	2400~3000
粉 土		$0.75 < e \leq 0.9$	$e \leq 0.75$	
		1000~1500	1500~2000	
砂 土、 碎石类土		稍 密	中 密	密 实
	粉 砂	500~700	800~1100	1200~2000
	细 砂	700~1100	1200~1800	2000~2500
	中 砂	1000~2000	2200~3200	3500~5000
	粗 砂	1200~2200	2500~3500	4000~5500
	砾 砂	1400~2400	2800~4000	5000~7000
	圆砾、角砾	1600~3000	3200~5000	6000~9000
	卵石、碎石	2000~3000	3300~5000	7000~11000

注:① q_{pk} 取值宜考虑桩端持力层土的状态及桩进入持力层的深度效应,当进入持力层深度 h_b 为: $h_b \leq D$, $D < h_b < 4D$, $h_b \geq 4D$; q_{pk} 可分别取较低值、中值、较高值。

②砂土密实度可根据标贯击数 N 判定, $N \leq 10$ 为松散, $10 < N \leq 15$ 为稍密, $15 < N \leq 30$ 为中密, $N > 30$ 为密实。

③当对沉降要求不平时,可适当提高 q_{pk} 值。

大直径灌注桩侧阻力尺寸效应系数 η_n 、

端阻力尺寸效应系数 η_p

表 5.2.9—2

土类别	粘性土、粉土	砂土、碎石类土
η_n	1	$(\frac{0.8}{d})^{1/3}$
η_p	$(\frac{0.8}{D})^{1/4}$	$(\frac{0.8}{D})^{1/3}$

注:表中 D 为桩端直径。

5.2.10 当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定钢管桩单桩竖向极限承载力标准值时,可按式计算:

$$Q_{sk} = Q_k + Q_{pk} = \lambda_n u \sum q_{sk} l_i + \lambda_p q_{pk} A_p \quad (5.2.10-1)$$

$$\text{当 } h_b/d_s < 5 \text{ 时 } \lambda_p = 0.16 \frac{h_b}{d_s} + \lambda_n \quad (5.2.10-2)$$

$$\text{当 } h_b/d_s \geq 5 \text{ 时 } \lambda_p = 0.8 + \lambda_n \quad (5.2.10-3)$$

式中 q_{sk} 、 q_{pk} ——取与混凝土预制桩相同值;

λ_p ——桩端闭塞效应系数,对于闭口钢管桩 $\lambda_p=1$,对于敞口钢管桩宜按式 5.2.10—2、式 5.2.10—3 取值;

h_b ——桩端进入持力层深度;

d_s ——钢管桩外直径;

λ_n ——侧阻挤土效应系数,对于闭口钢管桩 $\lambda_n=1$,敞口钢管桩 λ_n 宜按表 5.2.10 确定。

敞口钢管桩侧阻挤土效应系数 λ_n

表 5.2.10

$d_s(\text{mm})$	≤ 400	400	500	600	1000
λ_n	1.00	0.93	0.87	0.82	0.77

对于带隔板的半敞口钢管桩,以等效直径 d_e 代替 d 确定 λ_s 、 λ_p ; $d_e = d_s / \sqrt{n}$; 其中 n 为桩端隔板分割数(见图 5.2.10)。



图 5.2.10 隔板分割

5.2.11 嵌岩桩单桩竖向极限承载力标准值,由桩周土总侧阻、嵌岩段总侧阻和总端阻三部分组成。当根据室内试验结果确定单桩竖向极限承载力标准值时,可按下列式计算:

$$Q_{sk} = Q_{sk} + Q_{sk} + Q_{pk} \quad (5.2.11-1)$$

$$Q_{sk} = u \sum_{i=1}^n \xi_{si} q_{si} l_i \quad (5.2.11-2)$$

$$Q_{sk} = u \xi_s f_{sk} h_s \quad (5.2.11-3)$$

$$Q_{pk} = \xi_p f_{pk} A_p \quad (5.2.11-4)$$

式中 Q_{sk} 、 Q_{sk} 、 Q_{pk} ——分别为土的总极限侧阻力、嵌岩段总极限侧阻力、总极限端阻力标准值;

ξ_{si} ——覆盖层第 i 层土的侧阻力发挥系数;当桩的长径比不大($l/d \leq 30$),桩端置于新鲜或微风化硬质岩中且桩底无沉渣时,对于粘性土、粉土,取 $\xi_{si} = 0.8$,对于砂类土及碎石类土,取 $\xi_{si} = 0.7$;对于其他情况,取 $\xi_{si} = 1$;

q_{si} ——桩周第 i 层土的极限侧阻力标准值,根据成桩工艺按表 5.2.8-1 取值;

f_{sk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值,对于粘土质岩取天然湿度单轴抗压强度标准值;

h_s ——桩身嵌岩(中等风化、微风化、新鲜基岩)深度,超过 $5d$ 时,取 $h_s = 5d$;当岩层表面倾斜时,以坡下方的嵌岩深度为准;

ξ_s, ξ_p ——嵌岩段侧阻力和端阻力修正系数,与嵌岩深度比 b_r/d 有关,按表 5.2.11 采用。

嵌岩段侧阻和端阻修正系数 表 5.2.11

嵌岩深度比 b_r/d	0.0	0.5	1	2	3	4	≥ 5
侧阻修正系数 ξ_s	0.000	0.025	0.055	0.070	0.085	0.082	0.050
端阻修正系数 ξ_p	0.500	0.500	0.400	0.300	0.200	0.100	0.000

注:①当嵌岩段为中等风化岩时,表中数值乘以 0.9 折减;

②岩石单轴抗压强度的标准值可按附录 C 中 C.0.11 条规定取值。

5.2.12 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,土层液化对单桩极限承载力的影响可将液化土层极限侧阻标准值乘以土层液化折减系数计算单桩极限承载力标准值。土层液化折减系数 α_L 按表 5.2.12 确定。

土层液化折减系数 α_L 表 5.2.12

序号	$\lambda_N = \frac{N_{sat}}{N_{cr}}$	自地面算起的液化土层深度 d_L (m)	α_L
1	$\lambda_N \leq 0.6$	$d_L \leq 10$	0
		$d_L > 10$	1/3
2	$0.6 < \lambda_N \leq 0.8$	$d_L \leq 10$	1/3
		$d_L > 10$	2/3
3	$0.8 < \lambda_N \leq 1.0$	$d_L \leq 10$	2/3
		$d_L > 10$	1.0

注:① N_{sat} 为饱和土标准贯入击数实测值; N_{cr} 为液化判别标准贯入击数临界值;

②对于挤土桩,当桩距小于 4d,且桩的排数不少于 5 排、总桩数不少于 25 根时,土层液化折减系数可取 2/3~1。

当承台底非液化土层厚度小于 1m 时,土层液化折减系数按表 5.2.12 中 λ_N 降低一档取值。

特殊条件下桩基竖向承载力验算

5.2.18 当桩端平面以下受力层范围内存在软弱下卧层时,应按下列规定验算软弱下卧层的承载力。

5.2.13.1 对于桩距 $s_e \leq 6d$ 的群桩基础,按下列公式验算:

$$\alpha_z + \gamma_z \leq q_{ak}^z / \gamma_d \quad (5.2.13-1)$$

$$\alpha_z = \frac{\gamma_0(F+G) - 2(A_0+B_0) \cdot \sum q_{ak} l_i}{(A_0+2t + \operatorname{tg} \theta)(B_0+2t + \operatorname{tg} \theta)} \quad (5.2.13-2)$$

式中 α_z ——作用于软弱下卧层顶面的附加应力,见图(5.2.13-a);

γ_z ——软弱层顶面以上各土层重度按土层厚度计算的加权平均值;

z ——地面至软弱层顶面的深度;

q_{ak}^z ——软弱下卧层经深度修正的地基极限承载力标准值;

γ_d ——地基承载力分项系数,取 $\gamma_d = 1.05$;

A_0, B_0 ——桩群外缘矩形面积的长、短边长(见图 5.2.13-a);

θ ——桩端硬持力层压力扩散角,按表 5.2.13 取值。

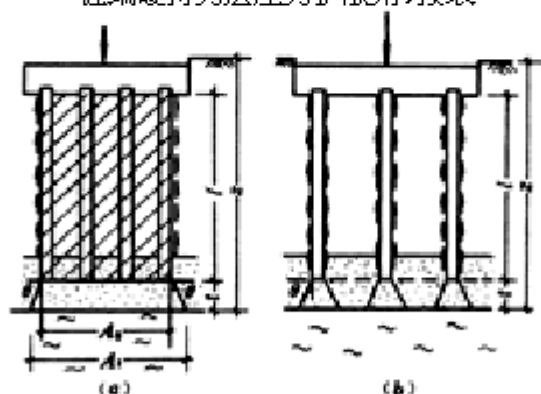


图 5.2.13 软弱下卧层承载力验算

5.2.13.2 对于桩距 $s_e > 6d$ 、且硬持力层厚度 $t < (s_e - D_e) \cdot \cot \theta / 2$ 的群桩基础(图 5.2.13-b),以及单桩基础,按式(5.2.13-1)验算软弱下卧层的承载力时,其 α_z 按下式确定:

$$\alpha_z = \frac{4(\gamma_0 N - u) \sum q_{ak} l_i}{\pi(D_e + 2t + \operatorname{tg} \theta)^2} \quad (5.2.13-3)$$

式中 N ——桩顶轴向压力设计值；

D_e ——桩端等代直径,对于圆形桩端, $D_e=D$;方形桩, $D_e=1.13b$ (b 为桩的边长);按表 5.2.13 确定 θ 时, $B_0=D_e$ 。

桩端硬持力层压力扩散角 θ 表 5.2.13

E_{s1}/E_{s2}	$t=0.25B_0$	$t \geq 0.50B_0$
1	4°	12°
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注:① E_{s1} 、 E_{s2} 为硬持力层、软下卧层的压缩模量;

② $t < 0.25B_0$ 时, θ 降低取值。

5.2.14 符合下列条件之一的桩基,当桩周土层产生的沉降超过基桩的沉降时,应考虑桩侧负摩阻力。

5.2.14.1 桩穿越较厚松散填土、自重湿陷性黄土、欠固结土层进入相对较硬土层时;

5.2.14.2 桩周存在软弱土层,邻近桩侧地面承受局部较大的长期荷载,或地面大面积堆载(包括填土)时;

5.2.14.3 由于降低地下水位,使桩周土中有效应力增大,并产生显著压缩沉降时。

5.2.15 桩周土沉降可能引起桩侧负摩阻力时,应根据工程具体情况考虑负摩阻力对桩基承载力和沉降的影响;当缺乏可参照的工程经验时,可按下列规定验算。

5.2.15.1 对于摩擦型基桩取桩身计算中性点以上侧阻力为零,按下式验算基桩承载力:

$$\gamma_0 N \leq R \quad (5.2.15-1)$$

5.2.15.2 对于端承型基桩除应满足上式要求外,尚应考虑负摩阻力引起基桩的下拉荷载 Q_k^* (根据本规范第 5.2.16 条确定),按下式验算基桩承载力:

$$(\gamma_0 N + 1.27 Q_k^*) \leq 1.6 R \quad (5.2.15-2)$$

5.2.15.3 当土层不均匀或建筑物对不均匀沉降较敏感时,尚应将负摩阻力引起的下拉荷载计入附加荷载验算桩基沉降。

注:本条中的竖向承载力设计值 R 只计中性点以下部分侧阻值及端阻值。

5.2.16 桩侧负摩阻力及其引起的下拉荷载,当无实测资料时可按下列规定计算。

5.2.16.1 单桩负摩阻力标准值可按下列公式计算:

$$(q_{si}^n = \xi_{si} \sigma'_{si} \quad (5.2.16-1)$$

当降低地下水位时: $\sigma'_{si} = \gamma'_{si} + z_i$ (5.2.16-2)

当地面有满布荷载时: $\sigma'_{si} = p + \gamma'_{si} + z_i$ (5.2.16-3)

式中 (q_{si}^n) ——第 i 层土桩侧负摩阻力标准值;

ξ_{si} ——桩周土负摩阻力系数,可按表 5.2.16-1 取值;

σ'_{si} ——桩周第 i 层土平均竖向有效应力;

γ'_{si} ——第 i 层土层底以上桩周土按厚度计算的加权平均有效重度;

z_i ——自地面起算的第 i 层土中点深度;

p ——地面均布荷载。

负摩阻力系数 ξ_{si} 表 5.2.16-1

土 类	ξ_{si}
饱和软土	0.15~0.25
粘性土、粉土	0.25~0.40
砂 土	0.35~0.50
自重湿陷性黄土	0.20~0.35

注:①在同一类土中,对于打入桩或沉管灌注桩,取表中较大值,对于钻(冲)挖孔灌注桩,取表中较小值;②填土按其组成取表中同类土的较大值;

③当 (q_{si}^n) 计算值大于正摩阻力时,取正摩阻力值。

对于砂类土,也可按下式估算负摩阻力标准值:

$$(q_{si}^n = \frac{N_i}{5} + 3 \quad (5.2.16-4)$$

式中 N_i ——桩周第 i 层土经钻杆长度修正的平均标准贯入试验击数。

5.2.16.2 群桩中任一基桩的下拉荷载标准值可按下列式计算:

$$Q_{is}^d = \eta_n \cdot u \sum_{i=1}^n q_{si}^d l_i \quad (5.2.16-5)$$

$$\eta_n = s_{sx} + s_{sy} / [\pi d (\frac{q_{sn}^d}{\gamma_m} + \frac{d}{4})] \quad (5.2.16-6)$$

式中 n ——中性点以上土层数;
 l_i ——中性点以上各土层的厚度;
 η_n ——负摩阻力桩群效应系数;
 s_{sx}, s_{sy} ——分别为纵横向桩的中心距;
 q_{si}^d ——中性点以上桩的平均负摩阻力标准值;
 γ_m ——中性点以上桩周土平均有效重度。

注:对于单桩基础或按式(5.2.16-6)计算群桩基础的 $\eta_n > 1$ 时,取 $\eta_n = 1$ 。

5.2.16.3 中性点深度 l_n 应按桩周土层沉降与桩沉降相等的条件计算确定,也可参照表 5.2.16-2 确定。

中性点深度 l_n 表 5.2.16-2

持力层性质	粘性土、粉土	中密以上砂	砾石、卵石	基岩
中性点深度比 l_n/l_0	0.5~0.6	0.7~0.8	0.9	1.0

注:① l_n, l_0 ——分别为中性点深度和桩周沉降变形土层下限深度;

② 桩穿越自重湿陷性黄土层时, l_n 按表列值增大 10%(持力层为基岩除外)。

5.2.17 承受拔力的桩基,应按下列公式同时验算群桩基础及其基桩的抗拔承载力,并按现行《混凝土结构设计规范》GBJ 10 验算基桩材料的受拉承载力。

$$\gamma_0 N \leq U_{pk} / \gamma_t + G_{wp} \quad (5.2.17-1)$$

$$\gamma_0 N \leq U_k / \gamma_t + G_p \quad (5.2.17-2)$$

式中 N ——基桩上拔力设计值;
 U_{pk} ——群桩呈整体破坏时基桩的抗拔极限承载力标准值,根据本规范 5.2.18 条确定;
 U_k ——基桩的抗拔极限承载力标准值,根据本规范 5.2.18 条确定;

G_{gp} ——群桩基础所包围体积的桩土总自重设计值除以总桩数,地下水位以下取浮重度;

G_p ——基桩(土)自重设计值,地下水位以下取浮重度,对于扩底桩应按表 5.2.18—1 确定桩、土柱体周长,计算桩、土自重设计值。

5.2.18 群桩基础及其基桩的抗拔极限承载力标准值应按下列规定确定:

5.2.18.1 对于一级建筑桩基,基桩的抗拔极限承载力标准值应通过现场单桩上拔静载荷试验确定。单桩上拔静载荷试验及抗拔极限承载力标准值取值可按附录 D 进行;

5.2.18.2 对于二、三级建筑桩基,如无当地经验时,群桩基础及基桩的抗拔极限承载力标准值可按下列规定计算:

(1)单桩或群桩呈非整体破坏时,基桩的抗拔极限承载力标准值可按下式计算:

$$U_k = \sum_i q_{ik} u_i \lambda_i \quad (5.2.18-1)$$

式中 U_k ——基桩抗拔极限承载力标准值;

u_i ——破坏表面周长,对于等直径桩取 $u = \pi d$;对于扩底桩按表 5.2.18—1 取值;

q_{ik} ——桩侧表面第 i 层土的抗压极限侧阻力标准值,可按表 5.2.8—1 取值;

λ_i ——抗拔系数,按表 5.2.18—2 取值。

扩底桩破坏表面周长 u_i 表 5.2.18—1

自桩底起算的长度 l_i	$\leq 5d$	$> 5d$
u_i	πD	πd

抗拔系数 λ_i 表 5.2.18—2

土 类	λ 值
砂 土	0.50~0.70
粘性土、粉土	0.70~0.80

注:桩长 l 与桩径 d 之比小于 20 时, λ 取小值。

(2) 群桩呈整体破坏时, 桩基的抗拔极限承载力标准值可按下式计算:

$$U_{pk} = \frac{1}{n} u_i \sum \lambda_{qi} q_{di} \quad (5.2.18-2)$$

式中 u_i ——桩群外围周长。

5.2.19 季节性冻土上轻型建筑的短桩基础, 应按下式验算其抗冻拔稳定性:

$$\eta q_t a z_0 \leq U_k / \gamma_t + N_G + G_p \quad (5.2.19)$$

式中 η ——冻深影响系数, 按表 5.2.19-1 采用;

q_t ——切向冻胀力设计值, 按表 5.2.19-2 采用;

z_0 ——季节性冻土的标准冻深;

U_k ——标准冻深线以下单桩的抗拔极限承载力标准值, 按本规范第 5.2.18 条确定。

η 值 表 5.2.19-1

标准冻深(m)	$z \leq 2.0$	$2.0 < z \leq 3.0$	$z > 3.0$
η	1.0	0.9	0.8

q_t (kPa) 值 表 5.2.19-2

土 类	冻胀性分类	弱冻胀	冻 胀	强冻胀	特强冻胀
粘性土、粉土		30~60	60~80	80~120	120~150
砂土、砾(碎)石(粘、粉粒含量 $>15\%$)		<10	20~30	40~60	60~200

注: ①表面粗糙的摩擦桩, 表中数值应乘以系数 1.1~1.3;

②本表不适用于含盐量大于 0.5% 的冻土。

5.2.20 膨胀土上轻型建筑的短桩基础, 应按下式验算其抗拔稳定性。

$$u \sum q_{di} l_{ei} \leq U_k / \gamma_t + N_G + G_p \quad (5.2.20)$$

式中 U_k ——大气影响急剧层下稳定土层中桩的抗拔极限承载力标准值, 按本规范第 5.2.18 条确定;

q_{di} ——大气影响急剧层中第 i 层土的极限胀切力设计值 (取标准值乘以荷载分项系数 $\gamma_t = 1.27$) 由现场浸水试验确定;

l_{ei} ——大气影响急剧层中第 i 层土的厚度。

5.3 桩基沉降计算

5.3.1 需要计算变形的建筑物, 其桩基变形计算值不应大于桩基变形容许值。

5.3.2 桩基变形可用下列指标表示:

5.3.2.1 沉降量;

5.3.2.2 沉降差;

5.3.2.3 倾斜:建筑物桩基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离之比值;

5.3.2.4 局部倾斜:墙下条形承台沿纵向某一长度范围内桩基础两点的沉降差与其距离的比值。

5.3.3 计算桩基变形时,桩基变形指标应遵守以下规定选用:

由于土层厚度与性质不均匀、荷载差异,体型复杂等因素引起的地基变形,对于砌体承重结构应由局部倾斜控制;对于框架结构应由相邻柱基的沉降差控制;对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制。

5.3.4 建筑物的桩基变形容许值如无当地经验时可按表 5.3.4 规定采用,对于表中未包括的建筑物桩基容许变形值,可根据上部结构对桩基变形的适应能力和使用上的要求确定。

建筑物桩基变形容许值		表 5.3.4
变 形 特 征	容 许 值	
砌体承重结构基础的局部倾斜	0.002	
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差		
(1)框架结构	0.002 ϵ	
(2)砖石墙填充的边排柱	0.0007 ϵ	
(3)当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005 ϵ	
单层排架结构(柱距为 6mm)柱基的沉降量(mm)	120	

续表

变 形 特 征		容 许 值
桥式吊车轨面的斜(按不调整轨道考虑)		
纵 向		0.004
横 向		0.003
多层和高层建筑基础的倾斜	$H_g \leq 24$	0.004
	$24 < H_g \leq 60$	0.003
	$60 < H_g \leq 100$	0.002
	$H_g > 100$	0.0015
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leq 20$	0.003
	$20 < H_g \leq 50$	0.003
	$50 < H_g \leq 100$	0.005
	$100 < H_g \leq 150$	0.004
	$150 < H_g \leq 200$	0.003
	$200 < H_g \leq 250$	0.002
高耸结构基础的沉降量(mm)	$H_g \leq 100$	350
	$100 < H_g \leq 200$	250
	$200 < H_g \leq 250$	150

注: l_0 为相邻桩基的中心距离(mm); H_g 为自室外地面起算的建筑物高度(m)。

5.3.5 对于桩中心距小于或等于 6 倍桩径的桩基,其最终沉降量计算可采用等效作用分层总和法。等效作用面位于桩端平面,等效作用面积为桩承台投影面积,等效作用附加应力近似取承台底平均附加压力。等效作用面以下的应力分布采用各向同性均质直线变形体理论。计算模式如图 5.3.5 所示,桩基内任意点的最终沉降量可用角点法按下式计算:

$$s = \varphi + \varphi_k + s' = \varphi + \varphi_k + \sum_{j=1}^n p_{aj} \sum_{i=1}^n \frac{z_i a_{ij} - z_{(i-1)} a_{(i-1)j}}{E_d} \quad (5.3.5)$$

式中 s ——桩基最终沉降量(mm);

s' ——按分层总和法计算出的桩基沉降量(mm);

φ ——桩基沉降计算经验系数,当无当地可靠经验时可按第 5.3.10 条确定;

φ_k ——桩基等效沉降系数,按第 5.3.8 条确定;

←

- m ——角点法计算点对应的矩形荷载分块数;
- p_{vj} ——角点法计算点对应的第 j 块矩形底面长期效应组合的附加压力(kPa);
- n ——桩基沉降计算深度范围内所划分的土层数(图 5.3.5);
- E_{si} ——等效作用底面以下第 i 层土的压缩模量(MPa), 采用地基土在自重压力至自重压力加附加压力作用时的压缩模量;
- $z_{ij}, z_{(i-1)j}$ ——桩端平面第 j 块荷载至第 i 层土、第 $i-1$ 层底面的距离(m);
- $\alpha_{ij}, \alpha_{(i-1)j}$ ——桩端平面第 j 块荷载计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面深度范围内平均附加应力系数, 可按本规范附录 G 采用。

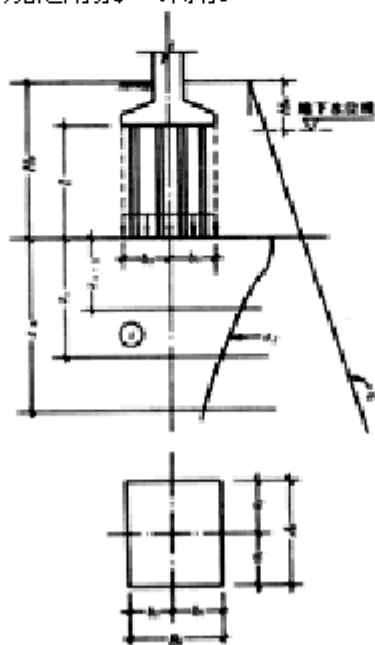


图 5.3.5

5.3.6 计算矩形桩基变形时,桩基沉降计算式(5.3.5)可简化成下式:

5.3.6.1 矩形基础中点沉降

$$s = \psi + \psi_0 + s' = \psi + \psi_0 + p_0 \sum_{i=1}^n \frac{Z_i a_i - Z_{i-1} a_{i-1}}{E_s} \quad (5.3.6-1)$$

式中 a_i, a_{i-1} ——根据矩形长宽比 a/b 及深宽比 $\frac{Z_i}{b} = \frac{Z_i}{B_0}, \frac{Z_{i-1}}{b} = \frac{Z_{i-1}}{B_0}$, 查附录 G。

5.3.6.2 矩形基础角点沉降

$$s = \psi + \psi_0 + s' = \psi + \psi_0 + p_0 \sum_{i=1}^n \frac{Z_i a_i - Z_{i-1} a_{i-1}}{E_s} \quad (5.3.6-2)$$

式中 p_0 ——平均附加压力;

a_i, a_{i-1} ——根据矩形长宽比 a/b 及深宽比 $\frac{Z_i}{b} = \frac{Z_i}{B_0}, \frac{Z_{i-1}}{b} = \frac{Z_{i-1}}{B_0}$ 查附录 G。

5.3.7 地基沉降计算深度 z_0 (图 5.3.5), 按应力比法确定, 且 z_0 处的附加应力 α_z 与土的自重应力 σ_0 应符合下式要求:

$$\alpha_z = 0.2\sigma_0 \quad (5.3.7-1)$$

$$\alpha_z = \sum_{i=1}^n \alpha'_i p_{qi} \quad (5.3.7-2)$$

式中附加应力系数 α'_i 根据角点法划分的矩形长宽比及深宽比查附录 G。

5.3.8 桩基等效沉降系数 ψ 。按下式简化计算:

$$\psi = C_0 + \frac{n_b - 1}{C_1(n_b - 1) + C_2} \quad (5.3.8-1)$$

$$n_b = \sqrt{n + B_0/L_0} \quad (5.3.8-2)$$

式中 n_b ——矩形布桩时的短边布桩数, 当布桩不规则时可按式(5.3.8-2)近似计算, 当 n_b 计算值小于 1 时, 取 $n_b = 1$;

C_0, C_1, C_2 ——根据群桩不同距径比 (桩中心距与桩径之比) s_s/d 、长径比 l/d 及基础长宽比 L_0/B_0 由附录 H 查出。

L_0, B_0, n ——分别为矩形承台的长、宽及总桩数。

5.3.9 当布桩不规则时,等效距径比可按下列式近似计算

圆形桩 $s_e/d = \sqrt{A_0}/(\sqrt{n} \cdot d)$ (5.3.9-1)

方形桩 $s_e/d = 0.888 \sqrt{A_0}/(\sqrt{n} \cdot b)$ (5.3.9-2)

式中 A_0 ——桩基承台总面积;

b ——方形桩截面边长。

5.3.10 当无当地经验时,桩基沉降计算经验系数 ψ 可按下列规定选用:

5.3.10.1 非软土地区和软土地区桩端有良好持力层时 ψ 取 1;

5.3.10.2 软土地区且桩端无良好持力层时,当桩长 $l \leq 25\text{m}$ 时, ψ 取 1.7, 桩长 $> 25\text{m}$ 时, ψ 取 $(5.9l - 20)/(71 - 100)$ 。

5.3.11 计算桩基沉降时,应考虑相邻基础的影响,采用叠加原理计算;桩基等效沉降系数可按独立基础计算。

5.3.12 当桩基形状不规则时,可采用等代矩形面积计算桩基等效沉降系数,等效矩形的长宽比可根据承台实际形状确定。

5.4 桩基水平承载力与位移计算

5.4.1 一般建筑物和水平荷载较小的高大建筑物单桩基础和群桩中的复合基桩应满足:

$$\gamma_0 H_1 \leq R_{h1} \quad (5.4.1)$$

式中 H_1 ——单桩基础或群桩中复合基桩桩顶处的水平力设计值;

R_{h1} ——单桩基础或群桩中复合基桩的水平承载力设计值。

5.4.2 单桩的水平承载力设计值应按下列规定确定。

5.4.2.1 对于受水平荷载较大的一级建筑桩基,单桩的水平承载力设计值应通过单桩静力水平荷载试验确定,试验方法及承载力取值按附录 E 执行。

5.4.2.2 对于钢筋混凝土预制桩、钢桩、桩身全截面配筋率不小于 0.65% 的灌注桩,可根据静载试验结果取地面处水平位移为 10mm (对于水平位移敏感建筑物取水平位移 6mm) 所对应的荷载为单桩水平承载力设计值。

5.4.2.3 对于桩身配筋率小于 0.65% 的灌注桩,可取单桩水平静载试验的临界荷载为单桩水平承载力设计值。

5.4.2.4 当缺少单桩水平静载试验资料时,可按下列公式估算桩身配筋率小于 0.65% 的灌注桩的单桩水平承载力设计值。

$$R_h = \frac{\alpha \gamma_m f_t W_0}{\gamma_m} (1.25 + 22\rho_k) (1 \pm \frac{\xi_N \cdot N}{\gamma_m f_t A_n}) \quad (5.4.2-1)$$

式中 ± 号根据桩顶竖向力性质确定,压力取“+”,拉力取“-”;

α ——桩的水平变形系数,按本规范第 5.4.5 条确定;

R_h ——单桩水平承载力设计值;

γ_m ——桩截面模量塑性系数,圆形截面 $\gamma_m=2$,矩形截面 $\gamma_m=1.75$;

f_t ——桩身混凝土抗拉强度设计值;

W_0 ——桩身换算截面受拉边缘的表面模量,圆形截面为:

$$W_0 = \frac{\pi d^3}{32} [1 + 2(\alpha_E - 1)\rho_k]$$

其中 d_0 为扣除保护层的桩直径; α_E 为钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值;

η_m ——桩身最大弯矩系数,按表 5.4.2 取值,单桩基础和单排桩基纵向轴线与水平力方向相垂直的情况,按桩顶铰接考虑;

ρ_k ——桩身配筋率;

A_n ——桩身换算截面积,圆形截面为:

$$A_n = \frac{\pi d^2}{4} [1 + (\alpha_E - 1)\rho_k]$$

ξ_N ——桩顶竖向力影响系数,竖向压力取 $\xi_N=0.5$; 竖向拉力取 $\xi_N=1.0$ 。

对于混凝土护壁的挖孔桩,计算单桩水平承载力时,其设计桩径取护壁内径。

5.4.2.5 当缺少单桩水平静载试验资料时,可按下式估算预制桩、钢桩、桩身配筋率不小于 0.65% 的灌注桩单打水平承载力设计值。

$$R_k = \frac{\alpha^3 EI}{\gamma_k} \chi_{\alpha} \quad (5.4.2-2)$$

式中 EI ——桩身抗弯刚度,对于钢筋混凝土桩, $EI=0.85E_cI_0$;
其中, I_0 为桩身换算截面惯性矩,圆形截面, $I_0=W_0d/2$;

χ_{α} ——桩顶容许水平位移;

γ_k ——桩顶水平位移系数,按表 5.4.2 取值,取值方法同 γ_m 。

5.4.2.6 验算地震作用桩基的水平承载力时,应将上述方法确定的单桩水平承载力设计值乘以调整系数 1.25。

桩顶(身)最大弯矩系数 γ_m 和桩顶水平位移系数 γ_k 表 5.4.2

桩顶约束情况	桩的换算埋深(nh)	γ_m	γ_k
铰接、自由	4.0	0.768	2.441
	3.5	0.750	2.502
	3.0	0.708	2.727
	2.8	0.675	2.905
	2.6	0.636	3.163
	2.4	0.601	3.526
固 接	4.0	0.928	0.940
	3.5	0.934	0.970
	3.0	0.967	1.028
	2.8	0.990	1.055
	2.6	1.018	1.079
	2.4	1.045	1.095

注:①铰接(自由)的 γ_m 系桩身的最大弯矩系数,固接 γ_m 系桩顶的最大弯矩系数;

②当 $nh>4$ 时取 $nh=4.0$

5.4.3 群桩基础(不含水平力垂直于单排桩基纵向轴线和力矩较大的情况)的复合基桩水平承载力设计值应考虑由承台、桩群、土相互作用产生的群桩效应,可按下式确定:

$$R_{k1} = \eta_k R_k \quad (5.4.3-1)$$

$$\eta_k = \eta \eta_k + \eta_k + \eta_k \quad (5.4.3-2)$$

$$\eta = \frac{\left(\frac{S_x}{d}\right)^{0.015n_1+0.46}}{0.15n_1+0.10n_2+1.9} \quad (5.4.3-3)$$

$$\eta_k = \frac{m \chi_{cs} B' h_0^2}{2n_1 n_2 R_k} \quad (5.4.3-4)$$

$$\eta_k = \frac{\mu P_0}{n_1 n_2 R_k} \quad (5.4.3-5)$$

$$\chi_{cs} = \frac{R_k \chi_k}{\sigma^2 EI} \quad (5.4.3-6)$$

- 式中
- η_k ——群桩效应综合系数;
 - η ——桩的相互影响效应系数;
 - η_k ——桩顶约束效应系数,按表 5.4.3-1 取值;
 - η_k ——承台侧向土抗力效应系数;
 - η_k ——承台底摩阻效应系数;
 - S_x/d ——沿水平荷载方向的距径比;
 - n_1, n_2 ——分别为沿水平荷载方向与垂直于水平荷载方向每排桩中的桩数;
 - m ——承台侧面土水平抗力系数的比例系数,当无试验资料时可按表 5.4.5 取值;
 - χ_{cs} ——桩顶(承台)的水平位移容许值,当以位移控制时,可取 $\chi_{cs} = 10\text{mm}$ (对水平位移敏感的结构物取 $\chi_{cs} = 6\text{mm}$);当以桩身强度控制(低配筋率灌注桩)时,可近似按式(5.4.3-6)确定;
 - B'_0 ——承台受侧向土抗一边的计算宽度, $B'_0 = B_0 + 1$ (m), B_0 为承台宽度;
 - h_0 ——承台高度(m);

μ ——承台底与基土间的摩擦系数,可按表5.4.3—2取值;

p_0 ——承台底地基土分担的竖向荷载设计值,可按本规范第5.2.3条估算, $p_0 = \eta_b q_k A_{0.0}$ 。

当存在第5.2.2条所规定的不能考虑承台效应的情况时,取 $\eta_b = 0$;当承台侧面为可液化土时,取 $\eta_b = 0$ 。

桩顶约束效应系数 η_b 表 5.4.3—1

换算深度 αh	2.4	2.6	2.8	3.0	3.5	≥ 4.0
位移控制	2.58	2.34	2.20	2.13	2.07	2.05
强度控制	1.44	1.57	1.71	1.82	2.00	2.07

注: $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$, h 为桩的入土深度。

承台底与基土间的摩擦系数 μ 表 5.4.3—2

土 的 类 型		摩擦系数 μ
粘 性 土	可 塑	0.25~0.30
	硬 塑	0.30~0.35
	坚 硬	0.35~0.45
粉 土	密实、中密(稍湿)	0.30~0.40
中砂、粗砂、砾砂		0.40~0.50
碎石土		0.40~0.60
软质岩石		0.40~0.60
表面粗糙的硬质岩石		0.65~0.75

5.4.4 承受水平荷载较大的带地下室的高大建筑物桩基,可考虑承台、桩群、土共同作用,按附录B方法计算基桩内力和变位,与水平外力作用平面相垂直的单排桩基按附录B中附表B—3计算。

5.4.5 桩的水平变形系数和地基土水平抗力系数可按下列规定确定:

5.4.5.1 桩的水平变形系数 $\alpha(1/m)$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} \quad (5.4.5)$$

式中 m ——桩侧土水平抗力系数的比例系数;

b_0 ——桩身的计算宽度(m);

圆形桩:当直径 $d \leq 1\text{m}$ 时, $b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$;

当直径 $d > 1\text{m}$ 时, $b_0 = 0.9(d + 1)$;

方形桩:当边宽 $b \leq 1\text{m}$ 时, $b_0 = 1.5b + 0.5$;

当边宽 $b > 1\text{m}$ 时, $b_0 = b + 1$ 。

5.4.5.2 桩侧土水平抗力系数的比例系数 m ,宜通过单桩水平静载试验(按附录 E)确定,当无静载试验资料时,可按表 5.4.5 取值。

地基土水平抗力系数的比例系数 m 值

表 5.4.5

序号	地 基 土 类 别	预制桩、钢管桩		灌注桩	
		m (MN/m ⁴)	相应单桩在 地面处水平 位移(mm)	m (MN/m ⁴)	相应单桩在 地面处水平 位移(mm)
1	淤泥,淤泥质土,饱和湿陷性黄土	2~4.5	10	2.5~6	6~12
2	流塑($I_L > 1$)、软塑($0.75 < I_L \leq 1$)状粘性土, $e > 0.9$ 粉土,松散粉细砂,松散、稍密填土	5.4~6.0	10	6~14	4~8
3	可塑($0.25 < I_L \leq 0.75$)状粘性土, $e = 0.75 \sim 0.9$ 粉土,湿陷性黄土,中密填土、稍密细砂	6.0~10	10	14~35	3~6
4	硬塑($0 < I_L \leq 0.25$)坚硬($I_L \leq 0$)状粘性土,湿陷性黄土, $e < 0.75$ 粉土,中密的中粗砂,密实老填土	10~22	10	35~100	2~5
5	中密、密实的砾砂、碎石类土			100~300	1.5~3

注:①当桩顶水平位移大于表列数值或灌注桩配筋率较高($\geq 0.65\%$)时, m 值应

适当降低;当预制桩的水平向位移小于10mm时, m 值可适当提高;

②当水平荷载为长期或经常出现的荷载时,应将表列数值乘以0.4降低采用;

③当地基为可液化土层时,应将表列数值乘以表5.2.12系数 ψ_L 。

5.5 桩身承载力与抗裂计算

5.5.1 桩身承载力与抗裂计算,除按本节有关规定执行外,尚应遵照现行《混凝土结构设计规范》GBJ 10、《钢结构设计规范》GBJ 17和《建筑抗震设计规范》GBJ 11有关规定执行。

5.5.2 计算混凝土桩在轴心受压荷载和偏心受压荷载下的桩身承载力时,应将混凝土的轴心抗压强度设计值和弯曲抗压强度设计值分别乘以下列基桩施工工艺系数 ψ_0 :

混凝土预制桩 $\psi_0=1.0$;

干作业非挤土灌注桩 $\psi_0=0.9$;

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 $\psi_0=0.8$ 。

5.5.3 计算桩身轴心抗压强度时,一般不考虑压曲的影响,即取稳定系数 $\psi_0=1.0$ 。对于桩的自由长度较大的高桩承台、桩周为可液化土或为地基极限承载力标准值小于50KPa的地基土(或不排水抗剪强度小于10KPa)时,应考虑压曲的影响。其稳定系数 ψ 可根据桩身计算长度 l_0 和桩的设计直径 d 确定。桩身计算长度根据桩顶的约束情况、桩身露出地面的自由长度、桩的入土长度、桩侧和桩底的土质条件按表5.5.3—1确定。桩的稳定系数可按表5.5.3—2确定。

桩身计算长度 l_0 表 5.5.3—1

桩 顶 铰 接		桩 顶 固 接	
桩底支于非岩石土中	桩底嵌于岩石内	桩底支于非岩石土中	桩底嵌于岩石内
$h < \frac{4.0}{\alpha}$	$h \geq \frac{4.0}{\alpha}$	$h < \frac{4.0}{\alpha}$	$h \geq \frac{4.0}{\alpha}$

续表

桩 顶 铰 接				桩 顶 固 接			
桩底支于非岩石土中		桩底嵌于岩石内		桩底支于非岩石土中		桩底嵌于岩石内	
$l_c=1.0 \times (l_0+h)$	$l_c=0.7 \times (l_0+\frac{4.0}{\alpha})$	$l_c=0.7 \times (l_0+h)$	$l_c=0.7 \times (l_0+\frac{4.0}{\alpha})$	$l_c=0.7 \times (l_0+h)$	$l_c=0.5 \times (l_0+\frac{4.0}{\alpha})$	$l_c=0.5 \times (l_0+h)$	$l_c=0.5 \times (l_0+\frac{4.0}{\alpha})$

注:①表中 $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$;

② l_0 为高承台基桩露出地面的长度,对于低承台桩基, $l_0=0$;当桩侧土为液化土时, l_0 乘以 $(1-\psi_L)$,其中 ψ_L 为土层液化折减系数,按表 5.2.12 取值。

桩的稳定系数

表 5.5.3—2

l_c/d		8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5
ψ		1.00	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.60
l_c/d		24	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38
ψ		0.56	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.28	0.23

5.5.4 计算混凝土桩在偏心受压荷载下的桩身承载力时,一般不考虑偏心距的增大影响,当桩身穿越液化土和地基土极限承载力标准值小于 **50kPa**(或不排水抗剪强度小于 **10kPa**)特别软弱的土层时,应考虑桩身在弯矩作用平面内的挠曲对轴向力偏心矩的影响,即将轴向力对截面重心的初始偏心矩 e_0 乘以偏心矩增大系数 η ,偏心距增大系数 η 按下式计算:

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 \frac{e_0}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \xi_1 \xi_2 \quad (5.5.4-1)$$

$$\xi_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} \quad (5.5.4-2)$$

$$\xi_2 = 1.5 - 0.01 \frac{l_0}{h} \quad (5.5.4-3)$$

- 式中 e_1 ——荷载初始偏心矩；
 l_0 ——桩的计算长度，可按表 5.5.3—1 取值；
 h ——桩的截面高度，对于环形桩取外直径；对于圆形桩取桩身直径；
 h_0 ——桩身截面的有效高度，对于环形截面取 $h_0 = r_2 + r_1$ ，对于圆形截面取 $h_0 = r + r_1$ ；其中 r_2 、 r_1 为环形、圆形截面外半径， r_1 为纵向钢筋所在圆周的半径；
 ξ_1 ——偏心受压桩的截面曲率修正系数，当 $\xi_1 >$ 时，取 $\xi_1 = 1$ ；
 ξ_2 ——考虑桩的长细比对截面曲率的影响系数，当 $l_0/h < 15$ 时，取 $\xi_2 = 1.0$ 。

当桩的长细比 $l_0/d \leq 8$ 时，可不考虑挠度对偏心矩的影响。

5.5.5 对于打入式钢管桩，应按下列规定验算桩身局部压曲：

5.5.5.1 当 $t/d_s = \frac{1}{50} \sim \frac{1}{80}$ ， $d_s \leq 600\text{mm}$ ，锤击应力小于钢材屈服强度时，可不进行压曲验算。式中 t ——钢管桩壁厚。

5.5.5.2 当 $d_s > 600\text{mm}$ ，可按下列式验算：

$$0.888E \frac{t}{d_s} \leq f_y \quad (5.5.5-1)$$

式中 E ——钢材的弹性模量；

f_y ——钢材屈服强度设计值。

5.5.5.3 当 $d_s \geq 900\text{mm}$ ，除按(5.5.5—1)式验算外，尚应按下列式验算：

$$14.5E \left(\frac{t}{d_s} \right)^2 \leq f_y \quad (5.5.5-2)$$

5.5.6 对于一级建筑桩基、桩身有抗裂要求和处于腐蚀性土质中的打入式预制混凝土桩、钢桩，当无实测资料时，可按下列规定验算锤击压应力。

5.5.6.1 锤击压应力可按式计算:

$$\sigma_p = \frac{a \sqrt{2cE_p \gamma_p H}}{\left(1 + \frac{A_c}{A_p} \sqrt{\frac{E_c + \gamma_c}{E_p + \gamma_p}}\right) \left(1 + \frac{A}{A_c} \sqrt{\frac{E + \gamma_p}{E_c + \gamma_c}}\right)} \quad (5.5.6)$$

式中 σ_p ——桩的锤击压应力;

a ——锤型系数;自由落锤, $a=1$,柴油锤, $a=\sqrt{2}$;

c ——锤击效率系数;自由落锤, $c=0.6$;柴油锤, $c=0.8$;

A_p, A_c, A ——锤、桩垫、桩的实际断面积;

E_p, E_c, E ——锤、桩垫、桩的纵向弹性模量;

$\gamma_p, \gamma_c, \gamma_p$ ——锤、桩垫、桩的重度;

H ——锤落距。

5.5.6.2 锤击压应力应满足以下要求:

- (1)对于钢桩, 锤击压应力应小于钢材的屈服强度值;
- (2)对于混凝土桩, 锤击压应力应小于桩材的轴心抗压强度设计值。

5.5.6.3 对于预制混凝土桩, 为防止沉桩过程中出现冲击疲劳现象, 应对沉桩总锤击数加以限制。总锤击数可根据打桩机类型及结构、地质条件、锤击能量、桩材及截面面积、桩垫材料等综合考虑后加以确定。

5.5.7 对于一级建筑桩基和护身有抗裂要求或处于腐蚀性土质中的打入式混凝土预制桩、钢桩, 应按下列规定验算锤击拉应力:

5.5.7.1 遇有下列情况之一, 应进行锤击拉应力验算:

- (1)沉桩路径中, 桩需穿越软弱土层;
- (2)变截面桩的截面变化处和组合桩不同材质的连接处;
- (3)桩最终入土深度 20m 以上。

5.5.7.2 锤击拉应力验算内容包括:

- (1)在锤击作用下, 沿桩身轴向的最大拉应力;
- (2)在锤击作用下, 与最大锤击压力相应的某一横截面的环

向拉应力(圆形或环形截面)或侧向拉应力(方形或矩形截面)。

5.5.7.8 当无实测资料时,锤击拉应力可参照表 5.5.7 确定。

锤击拉应力建议值 表 5.5.7

应力类别	桩 类	建议值 (KPa)	出 现 部 位
桩轴向拉应力值	钢管桩	$(0.33 \sim 0.5)\sigma_p$	①桩刚穿越软土层时; ②距桩尖 $(0.5 \sim 0.7)l$ 处, l ——桩入土深度, σ_p ——锤击压应力值
	混凝土及预应力混凝土桩	$(0.25 \sim 0.33)\sigma_p$	
桩截面环向拉应力或侧向拉应力	钢管桩(环向)	$0.25\sigma_p$	最大锤击压应力相应的截面
	混凝土及预应力混凝土桩(侧向)	$(0.22 \sim 0.25)\sigma_p$	

注:最大锤击压应力 σ_p 按本规范第 5.5.6 条计算。

5.5.7.4 锤击拉应力值应小于桩身材料的抗拉强度设计值。

5.5.8 对于受长期或经常出现的水平力或拔力的建筑桩基,应验算桩身的裂缝宽度,其最大裂缝宽度不得超过 0.2mm。对于处于腐蚀介质中的桩基,应控制桩基不出现裂缝;对于桩基处于含有酸、氧等介质的环境中时,则其防护要求还应根据介质腐蚀性的强弱符合有关专门规范的规定采取专门的防护措施,保证桩基的耐久性。

5.5.9 预制桩桩身配筋可按计算确定。吊运时单吊点和双吊点的设置,应按吊点(或支点)跨间正弯距与吊点处的负弯矩相等的原则进行布置。考虑预制桩吊运时可能受到冲击和振动的影响,计算吊运弯矩和吊运拉力时,宜将桩身重力乘以 1.3 的动力系数。

5.5.10 当进行桩身截面的抗震验算时,应根据《建筑抗震设计规范》GBJ11 考虑桩身承载力的抗震调整。

5.8 承台计算

受弯计算

5.8.1 桩基承台的弯矩,可分别按第5.6.2条至第5.6.5条确定,按现行的《混凝土结构设计规范》GBJ 10 计算其正截面受弯承载力和配筋。

5.8.2 柱下独立桩基承台的正截面弯矩设计值可按下列规定计算:

5.8.2.1 多桩矩形承台弯矩计算截面取在柱边和承台高度变化处(杯口外侧或台阶边缘),可按下列式计算:

$$M_x = \sum N_i y_i \quad (5.6.2-1)$$

$$M_y = \sum N_i x_i \quad (5.6.2-2)$$

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

x_i 、 y_i ——垂直 Y 轴和 X 轴方向自桩轴线到相应计算截面的距离(图 5.6.2-1);

N_i ——扣除承台和承台上土自重设计值后第 i 桩竖向净反力设计值;当符合第 5.2.2 条不考虑承台效应的条件时,则为第 i 桩竖向总反力设计值。

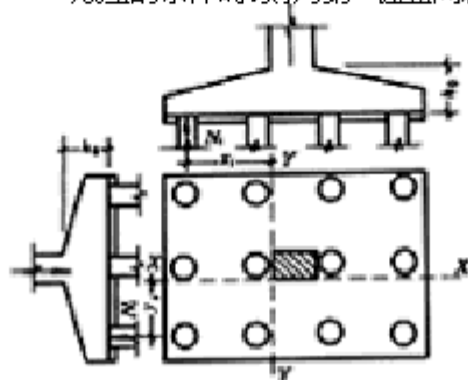


图 5.6.2-1 矩形承台弯矩计算

5.6.2.2 三桩三角形承台弯矩计算截面取在柱边(图 5.6.2—2)按下式计算:

$$M_y = N_x \cdot x_1 \quad (5.6.2-3)$$

$$M_x = N_y \cdot y_1 \quad (5.6.2-4)$$

注:对于三桩三角形承台计算弯矩截面不与主筋方向正交时,须对主筋方向角进行换算。

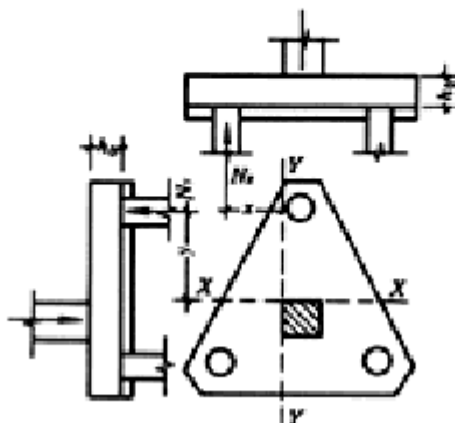


图 5.6.2—2 三桩三角形承台弯矩计算

5.6.3 箱形承台和筏形承台弯矩可按下列规定计算:

5.6.3.1 箱形承台和筏形承台的弯矩宜考虑地基土层性质、基桩的几何特征、承台和上部结构形式与刚度,按地基—桩—承台—上部结构共同作用的原理分析计算;

5.6.3.2 对于箱形承台,当被端持力层为基岩、密实的碎石类土、砂土,且较均匀时,或当上部结构为剪力墙、12层以上框架、框架,剪力墙体系且箱形承台的整体刚度较大时,箱形承台顶、底板可仅考虑局部弯曲作用进行计算;

5.6.3.3 对于筏形承台,当桩端持力层坚硬均匀、上部结构刚度较好,且柱荷载及柱间距的变化不超过 20%时,可仅考虑局部弯曲作用按倒楼盖法计算;当桩端以下有中、高压缩性土、非均匀土层、上部结构刚度较差或柱荷载及柱间距变化较大时,应按弹性地基梁板进行计算。

5.6.4 柱下条形承台梁的弯矩可按下列规定计算:

5.6.4.1 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;

5.6.4.2 当桩端持力层较硬且桩柱轴线不重合时,可视桩为不动支座,按连续梁计算。

5.6.5 墙下条形承台梁,可按倒置弹性地基梁计算弯矩和剪力(详见附录 F)。对于承台上的砖墙,尚应验算桩顶以上部分砌体的局部承压强度。

受冲切计算

5.6.6 柱(墙)下桩基承台受冲切承载力的计算,应符合下列规定:

5.6.6.1 冲切破坏锥体应采用自柱(墙)边和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° (见图 5.6.6-1, 5.6.6-2)。

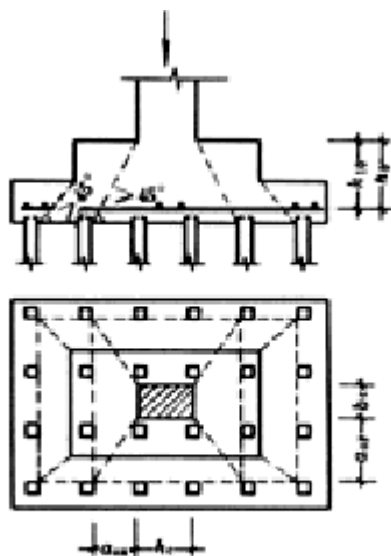


图 5.6.6-1 柱下独立桩基柱对承台的冲切计算

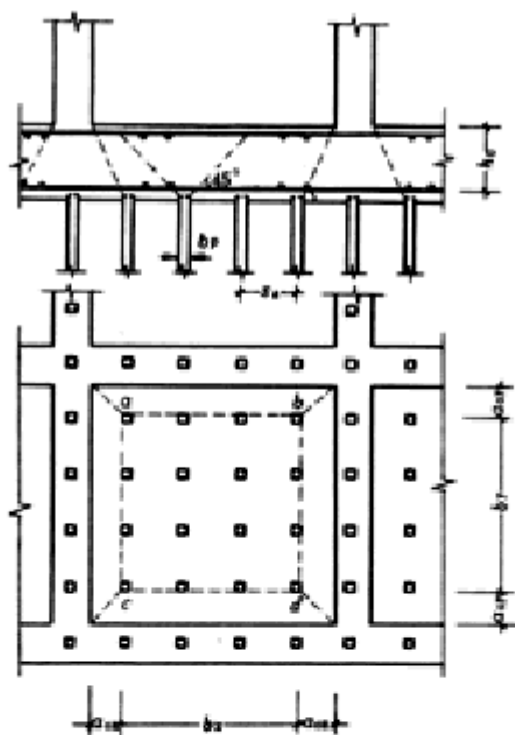


图 5.6.6-2 墙对筏形承台的冲切计算

5.6.6.2 受冲切承载力可按下列公式计算：

$$\gamma_s F_l \leq \alpha f_t u_m h_0 \quad (5.6.6-1)$$

$$F_l = F - \sum Q_i \quad (5.6.6-2)$$

$$\alpha = \frac{0.72}{\lambda + 0.2} \quad (5.6.6-3)$$

式中 F_l ——作用于冲切破坏锥体上的冲切力设计值；

f_t ——承台混凝土抗拉强度设计值；

u_m ——冲切破坏锥体一半有效高度处的周长；

h_0 ——承台冲切破坏锥体的有效高度；

α ——冲切系数；

λ ——冲跨比, $\lambda = a_0/h_0$, a_0 为冲跨, 即柱(墙)边或承台变阶处到桩边的水平距离; 当 $a_0 < 0.20h_0$ 时, 取 $a_0 = 0.20h_0$, 当 $a_0 > h_0$ 时, 取 $a_0 = h_0$, λ 满足 $0.2 \sim 1.0$;

F ——作用于柱(墙)底的竖向荷载设计值;

$\sum Q_i$ ——冲切破坏锥体范围内各基桩的净反力(不计承台和承台上土自重)设计值之和。

对于圆柱及圆桩, 计算时应将截面换算成方柱及方桩, 即取换算柱截面边宽 $b_c = 0.8d_c$, 换算桩截面边宽 $b_p = 0.8d_p$ 。

5.6.6.3 对于柱下矩形独立承台受柱冲切的承载力可按下列公式计算(图 5.6.6-1):

$$\gamma_0 F_l \leq 2[a_{cx}(b_0 + a_{cy}) + a_{cy}(h_0 + a_{cx})]f_t h_0 \quad (5.6.6-4)$$

式中 a_{cx} 、 a_{cy} ——由公式(5.6.6-3)求得, $\lambda_{cx} = \frac{a_{cx}}{h_0}$; $\lambda_{cy} = \frac{a_{cy}}{h_0}$;

h_0 、 b_0 ——柱截面长、短边尺寸;

a_{cx} ——自柱长边到最近桩边的水平距离;

a_{cy} ——自柱短边到最近桩边的水平距离。

5.6.6.4 对于柱(墙)根部受弯矩较大的情况, 应考虑其根部弯矩在冲切锥面上产生的附加剪力验算承台受柱(墙)的冲切承载力, 计算方法可按《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》的有关规定进行。

5.6.7 对位于柱(墙)冲切破坏锥体以外的基桩, 应按下列规定计算受基桩冲切的承载力。

5.6.7.1 四桩(含四桩)以上承台受角桩冲切的承载力按下列公式计算:

$$\gamma_0 N_l \leq [a_{1x}(c_2 + \frac{a_{1y}}{2}) + a_{1y}(c_1 + \frac{a_{1x}}{2})]f_t h_0 \quad (5.6.7-1)$$

$$a_{1x} = \frac{0.48}{\lambda_{1x} + 0.2}$$

$$a_{1y} = \frac{0.48}{\lambda_{1y} + 0.2} \quad (5.6.7-2)$$

式中

N_1 ——作用于角桩顶的竖向压力设计值；

α_{1x}, α_{1y} ——角桩冲切系数；

$\lambda_{1x}, \lambda_{1y}$ ——角桩冲跨比,其值满足 $0.2 \sim 1.0$; $\lambda_{1x} = \frac{a_{1x}}{b_0}$; $\lambda_{1y} = \frac{a_{1y}}{b_0}$;

c_1, c_2 ——从角桩内边缘至承台外边缘的距离；

a_{1x}, a_{1y} ——从承台底角桩内边缘引 45° 冲切线与承台顶面相交点至角桩内边缘的水平距离；当柱或承台变阶处位于该 45° 线以内时,则取由柱边或变阶处与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线(图 5.6.7-1)；

b_0 ——承台外边缘的有效高度。

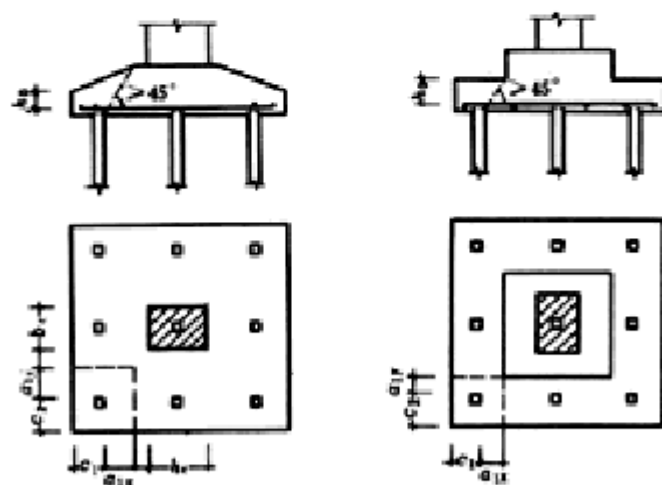


图 5.6.7-1 四桩以上承台角桩冲切验算

5.6.7.2 对于三桩三角形承台可按下列公式计算受角桩冲切的承载力(图 5.6.7-2)；

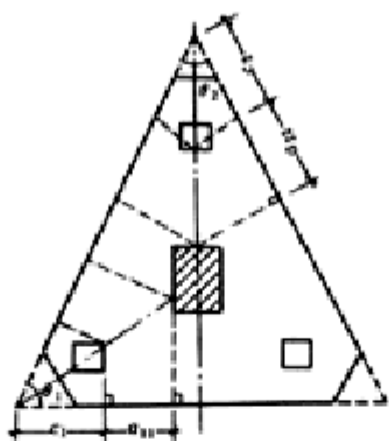


图 5.6.7-2 三桩三角形承台角桩冲切验算
底部角桩

$$\gamma_s N_t \leq \alpha_{t1} (2c_1 + a_{t1}) \tan \frac{\theta_1}{2} f_t b_0 \quad (5.6.7-3)$$

$$\alpha_{t1} = \frac{0.48}{\lambda_{t1} + 0.2} \quad (5.6.7-4)$$

顶部角桩

$$\gamma_s N_t \leq \alpha_{t2} (2c_2 + a_{t2}) \tan \frac{\theta_2}{2} f_t b_0 \quad (5.6.7-5)$$

$$\alpha_{t2} = \frac{0.48}{\lambda_{t2} + 0.2} \quad (5.6.7-6)$$

式中 λ_{t1} 、 λ_{t2} ——角桩冲跨比, $\lambda_{t1} = \frac{a_{t1}}{b_0}$, $\lambda_{t2} = \frac{a_{t2}}{b_0}$;

a_{t1} 、 a_{t2} ——从承台底角桩内边缘向相邻承台边引 45° 冲切线与承台顶面相交点至角桩内边缘的水平距离; 当桩位于该 45° 线以内时, 则取柱边与桩内边缘连线为冲切锥体的锥线(图 5.6.7-2)。

5.6.7.8 对于箱形、筏形承台, 应按下列公式计算承台受内部基桩的冲切承载力:

(1) 按下列公式计算受单一基桩的冲切承载力(图 5.6.6-2):

$$\gamma_0 N_l \leq 2.4(4b_p + 4b_0)f_t b_0 \quad (5.6.7-7)$$

(2)按下列公式计算承台受桩群的冲切承载力(图 5.6.6—2):

$$\gamma_0 \Sigma N_l \leq 2[\alpha_{cx}(b_y + a_{cy}) + \alpha_{cy}(b_x + a_{cx})]f_t b_0 \quad (5.6.7-8)$$

式中 ΣN_l ——abcd 冲切锥体范围内各桩的竖向净反力设计值之和;

α_{cx} 、 α_{cy} ——由公式(5.6.6—3)求得, $\lambda_{cx} = \frac{a_{cx}}{b_0}$, $\lambda_{cy} = \frac{a_{cy}}{b_0}$ 。

受剪计算

5.8.8 桩基承台斜截面的受剪承载力计算,应符合下列规定:

5.8.8.1 剪切破坏面为通过柱边(墙边)和桩边连线形成的斜截面(图 5.6.8);

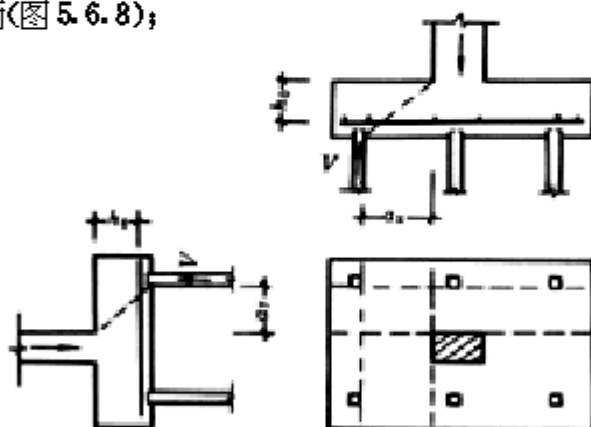


图 5.6.8 承台斜截面受剪计算

5.8.8.2 斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

$$\gamma_0 V \leq \beta f_t b_0 h_0 \quad (5.6.8-1)$$

$$\text{当 } 0.3 \leq \lambda < 1.4 \text{ 时 } \beta = \frac{0.12}{\lambda + 0.3} \quad (5.6.8-2)$$

$$\text{当 } 1.4 \leq \lambda \leq 8.0 \text{ 时 } \beta = \frac{0.12}{\lambda + 1.5} \quad (5.6.8-3)$$

式中 V ——斜截面的最大剪力设计值；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值； b_0 ——承台计算截面处的计算宽度；
 h_0 ——承台计算截面处的有效高度； β ——剪切系数；
 λ ——计算截面的剪跨比 $\lambda_x = \frac{a_x}{h_0}, \lambda_y = \frac{a_y}{h_0}$ ，此处， a_x, a_y 为柱边(墙边)或承台变阶处至 x, y 方向计算一排桩的桩边的水平距离，当 $\lambda < 0.3$ 时，取 $\lambda = 0.3$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$ ， λ 满足 $0.3 \sim 3.0$ 。

5.6.8.8 当柱边(墙边)外有多排桩形成多个剪切斜截面时，对每一个斜截面都应进行受剪承载力计算。

5.6.9 对于柱下矩形独立承台，应按下列规定分别对柱的纵横($X-X, Y-Y$)两个方向的斜截面进行受剪承载力计算。

5.6.9.1 对于阶梯形承台应分别在变阶处(A_1-A_1, B_1-B_1)及柱边处(A_2-A_2, B_2-B_2)进行斜截面受剪计算(图 5.6.9-1)。

计算变阶处截面 A_1-A_1, B_1-B_1 的斜截面受剪承载力时，其截面有效高度均为 h_{01} ，截面计算宽度分别为 b_{y1} 和 b_{x1} 。

计算柱边截面 A_2-A_2 和 B_2-B_2 处的斜截面受剪承载力时，其截面有效高度均为 $h_{01}+h_{02}$ ，截面计算宽度分别为：

$$\text{对 } A_2-A_2 \quad b_{y0} = \frac{b_{y1} \cdot h_{01} + b_{y2} \cdot h_{02}}{h_{01} + h_{02}} \quad (5.6.9-1)$$

$$\text{对 } B_2-B_2 \quad b_{x0} = \frac{b_{x1} \cdot h_{01} + b_{x2} \cdot h_{02}}{h_{01} + h_{02}} \quad (5.6.9-2)$$

5.6.9.2 对于锥形承台应对 $A-A$ 及 $B-B$ 两个截面进行受剪承载力计算(图 5.6.9-2)，截面有效高度均为 h_0 ，截面的计算宽度分别为：

$$\text{对 } A-A \quad b_{y0} = [1 - 0.5 \frac{h_1}{h_0} (1 - \frac{b_{y2}}{b_{y1}})] b_{y1} \quad (5.6.9-3)$$

$$\text{对 } B-B \quad b_{x0} = [1 - 0.5 \frac{h_1}{h_0} (1 - \frac{b_{x2}}{b_{x1}})] b_{x1} \quad (5.6.9-4)$$

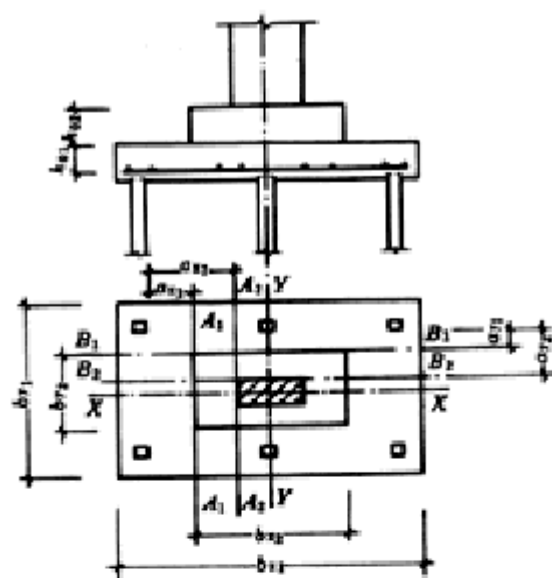


图 5.8.9—1 阶形承台斜截面受剪计算

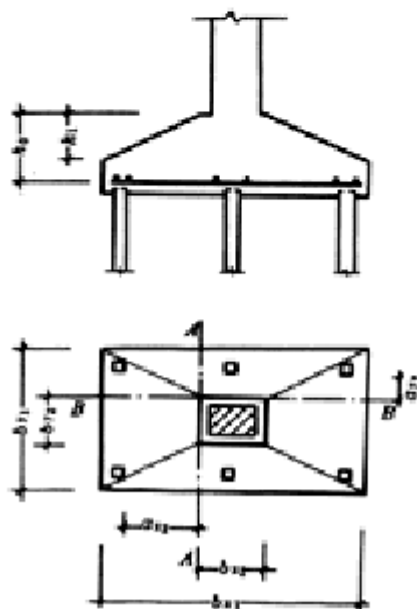


图 5.8.9—2 锥形承台受剪计算

5.6.10 墙(柱)下条形承台梁斜截面的抗剪承载力按《混凝土结构设计规范》GBJ 10 计算;墙下条形承台梁的最大剪力按附录F 确定。

5.6.11 承台配有箍筋,但未配弯起钢筋时,斜截面的受剪承载力可按下列公式计算:

$$\gamma_0 V \leqslant 3f_t b_0 h_0 + 1.25f_y \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (5.6.11)$$

式中 A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积;

s ——沿计算斜截面方向箍筋的间距;

f_y ——非预应力钢筋的受拉强度设计值。

5.6.12 承台配有箍筋和弯起钢筋时,斜截面的受剪承载力可按下列公式计算:

$$\gamma_0 V \leqslant 3f_t b_0 h_0 + 1.25f_y \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.8f_y A_{sb} \sin \alpha \quad (5.6.12)$$

式中 A_{sb} ——同一平面弯起钢筋的截面面积;

α ——斜截面上弯起钢筋与承台底面的夹角。

局部受压计算

5.6.13 对于柱下桩基,当承台混凝土强度等级低于柱的强度等级时,应按现行《混凝土结构设计规范》GBJ10 的规定验算承台的局部受压承载力。

5.6.14 当进行承台的抗震验算时,应根据现行《建筑抗震设计规范》GBJ11 的规定对承台的受弯、受剪切承载力进行抗震调整。

6 灌注桩施工

6.1 施工准备

6.1.1 灌注桩施工应具备下列资料:

6.1.1.2 桩基工程施工图(包括同一单位工程中所有的桩基础)及图纸会审纪要;

6.1.1.3 建筑场地和邻近区域内的地下管线(管道、电缆)、地下构筑物、危房、精密仪器车间等的调查资料;

6.1.1.4 主要施工机械及其配套设备的技术性能资料;

6.1.1.5 桩基工程的施工组织设计或施工方案;

6.1.1.6 水泥、砂、石、钢筋等原材料及其制品的质检报告;

6.1.1.7 有关荷载、施工工艺的试验参考资料。

6.1.2 施工组织设计应结合工程特点,有针对性地制定相应质量管理措施,主要包括下列内容:

6.1.2.1 施工平面图:标明桩位、编号、施工顺序、水电路和临时设施的位置;采用泥浆护壁成孔时,应标明泥浆制备设施及其循环系统;

6.1.2.2 确定成孔机械、配套设备以及合理施工工艺的有关资料,泥浆护壁灌注桩必须有泥浆处理措施;

6.1.2.3 施工作业计划和劳动力组织计划;

6.1.2.4 机械设备、备(配)件、工具(包括质量检查工具)、材料供应计划;

6.1.2.5 桩基施工时,对安全、劳动保护、防火、防雨、防台风、爆破作业、文物和环境保护等方面应按有关规定执行;

6.1.2.6 保证工程质量、安全生产和季节性(冬、雨季)施工的技术措施。

6.1.3 成桩机械必须经鉴定合格,不合格机械不得使用。

6.1.4 施工前应组织图纸会审,会审纪要连同施工图等作为施工依据并列入工程档案。

6.1.5 桩基施工的临时设施,如供水、供电、道路、排水、临设房屋等,必须在开工前准备就绪,施工场地应进行平整处理,以保证施工机械正常作业。

6.1.6 基桩轴线的控制点和水准基点应设在不受施工影响的地方。开工前,经复核后应妥善保管,施工中应经常复测。

6.2 一般规定

6.2.1 不同桩型的适应条件如下:

6.2.1.1 泥浆护壁钻孔灌注桩适用于地下水位以下的粘性土、粉土、砂填土、碎(砾)石土及风化岩层;以及地质情况复杂,夹层多、风化不均、软硬变化较大的岩层;冲孔灌注桩除适应上述地质情况外,还能穿透旧基础、大孤石等障碍物,但在岩溶发育地区应慎重使用。

6.2.1.2 沉管灌注桩适用于粘性土、粉土、淤泥质土、砂土及填土;在厚度较大、灵敏度较高的淤泥和流塑状态的粘性土等软弱土层中采用时,应制定质量保证措施,并经工艺试验成功后方可实施。

夯扩桩适用于桩端持力层为中、低压缩性粘性土、粉土、砂土、碎石类土,且其埋深不超过 20m 的情况。

6.2.1.3 干作业成孔灌注桩适用于地下水位以上的粘性土、粉土、填土、中等密实以上的砂土、风化岩层。人工挖孔灌注桩在地下水位较高,特别是有承压水的砂土层、滞水层、厚度较大的高压缩性淤泥层和流塑淤泥质土层中施工时,必须有可靠的技术措施和安全措施。

6.2.2 钻(冲)孔机具的适用范围可按照表 6.2.2 选用:

6.2.3 成孔设备就位后,必须平正、稳固,确保在施工中不发生倾斜、移动。为准确控制成孔深度,在桩架或桩管上应设置

控制深度的标尺,以便在施工中进行观测记录。

钻(冲)孔机具的适用范围

表 6.2.2

成孔机具	适用范围
潜水钻	粘性土、粉土、淤泥、淤泥质土、砂土、强风化岩、软质岩
回转钻 (正反循环)	碎石类土、砂土、粘性土、粉土、强风化岩、软质与硬质岩
冲抓钻	碎石类土、砂土、砂卵石、粘性土、粉土、强风化岩
冲击钻	适用于各类土层及风化岩、软质岩

6.2.4 成孔的控制深度应符合下列要求:

6.2.4.1 摩擦型桩:摩擦桩以设计桩长控制成孔深度;端承摩擦桩必须保证设计桩长及桩端进入持力层深度;当采用锤击沉管法成孔时,桩管入土深度控制以标高为主,以贯入度控制为辅;

6.2.4.2 端承型桩:当采用钻(冲)、挖掘成孔时,必须保证桩孔进入设计持力层的深度;当采用锤击沉管法成孔时,沉管深度控制以贯入度为主,设计持力层标高对照为辅。

6.2.5 灌注桩成孔施工的允许偏差应满足表 6.2.5 的要求。

灌注桩施工允许偏差

表 6.2.5

序号	成孔方法		桩径 偏差 (mm)	垂直度 允许偏 差(%)	桩位允许偏差(mm)	
					单桩、条形 桩基沿垂直 轴线方向和 群桩基础中 的边桩	条形桩基沿 轴线方向和 群桩基础中 间桩
1	泥浆护壁 冲(钻)孔桩	$d \leq 1000\text{mm}$	$-0.1d$ 且 ≤ -50	1	$d/8$ 且不大于 100	$d/4$ 且不大于 150
		$d > 1000\text{mm}$	-50		$100 + 0.01H$	$150 + 0.01H$
2	锤击(振冲)沉管、 振冲冲击沉管成孔	$d \leq 500\text{mm}$	-20	1	70	150
		$d > 500\text{mm}$			100	150
3	螺旋钻、机动洛阳铲钻孔扩底		-20	1	70	150

续表

序号	成孔方法	桩径 偏差 (mm)	垂直度 允许偏 差(%)	桩位允许偏差(mm)	
				单桩、条形桩基沿垂直轴线和群桩基础的边桩	条形桩基沿轴线方向和群桩基础中间桩
4	人工挖孔桩	现浇混凝土护壁	±50	0.5	50
		长钢套管护壁	±20	1	100

注：①桩径允许偏差的负值是指个别断面；

②采用复打、反插法施工的桩径允许偏差不受本表限制；

③H为施工现场地面标高与桩顶设计标高的距离，d为设计桩径。

6.2.6 钢筋笼除符合设计要求外，尚应符合下列规定：

6.2.6.1 钢筋笼的制作允许偏差见表 6.2.6：

钢筋笼制作允许偏差 表 6.2.6

项次	项 目	允许偏差(mm)
1	主筋间距	±10
2	箍筋间距或螺旋筋螺距	±20
3	钢筋笼直径	±10
4	钢筋笼长度	±50

6.2.6.2 分段制作的钢筋笼，其接头宜采用焊接并应遵守《混凝土结构工程施工及验收规范》GB 50204；

6.2.6.3 主筋净距必须大于混凝土粗骨料粒径 3 倍以上；

6.2.6.4 加劲箍宜设在主筋外侧，主筋一般不设弯钩，根据施工工艺要求所设弯钩不得向内圆伸露，以免妨碍导管工作；

6.2.6.5 钢筋笼的内径应比导管接头处外径大 100mm 以上；

6.2.6.6 搬运和吊装时，应防止变形，安放要对准孔位，避免碰撞孔壁，就位后应立即固定，安放要对准孔位，避免碰撞孔壁，就位后应立即固定；

6.2.6.7 钢筋笼主筋的保护层允许偏差如下：

水下浇注混凝土桩 ±20mm

非水下浇注混凝土桩 ±10mm

6.2.7 粗骨料可选用卵石或碎石，其最大粒径对于沉管灌注桩不宜大于 50mm，并不得大于钢筋间最小净距的 1/3；对于素混凝土桩，不得

大于桩径的 1/4，并不宜大于 70mm。

6.2.8 检查成孔质量合格后应尽快浇注混凝土。桩身混凝土必须留有试件，直径大于 1m 的桩，每根桩应有 1 组试块，且每个浇注台班不得少于 1 组，每组 3 件。

6.2.9 为核对地质资料、检验设备、工艺以及技术要求是否适宜，桩在施工前，宜进行“试成孔”。

6.2.10 人工挖孔桩的孔径(不含护壁)不得小于 0.8mm，当桩净距小于 2 倍桩径且小于 2.5mm 时，应采用间隔开挖。排桩跳挖的最小施工净距不得小于 4.5mm，孔深不宜大于 40mm。

6.2.11 人工挖孔桩混凝土护壁的厚度不宜小于 100mm，混凝土强度等级不得低于桩身混凝土强度等级，采用多节护壁时，上下节护壁间宜用钢筋拉结。

6.2.12 灌注桩施工现场所有设备、设施、安全装置、工具配件以及个人劳保用品必须经常检查，确保完好和使用安全。

6.2.13 人工挖孔桩施工应采取下列安全措施:

6.2.13.1 孔内必须设置应急软爬梯；供人员上下井，使用的电葫芦、吊笼等应安全可靠并配有自动卡紧保险装置，不得使用麻绳和尼龙绳吊挂或脚踏井壁凸缘上下。电葫芦宜用按钮式开关，使用前必须检验其安全起吊能力；

6.2.13.2 每日开工前必须检测井下的有毒有害气体，并应有足够的安全防护措施。桩孔开挖深度超过 10m 时，应有专门向井下送风的设备，风量不宜少于 25L/S。

6.2.13.3 孔口四周必须设置护栏，一般加 0.8m 高围栏围护。

6.2.13.4 挖出的土石方应及时运离孔口，不得堆放在孔口四周 1m 范围内，机动车辆的通行不得对井壁的安全造成影响。

6.2.13.5 施工现场的一切电源、电路的安装和拆除必须由持证电工操作；电器必须严格接地、接零和使用漏电保护器。各孔用电必须分闸，严禁一闸多用。孔上电缆必须架空 2.0m 以上，严禁拖地和埋压土中，孔内电缆、电线必须有防磨损、防潮、防断等保护措施。照明应采用安全矿灯或 12V 以下的安全灯。并遵守《施工现场临时用电安全技术规范》JGJ46 的规定。

6.3 泥浆护壁成孔灌注桩

泥浆的制备和处理

6.3.1 除能自行造浆的土层外，均应制备泥浆。泥浆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。膨润土泥浆可按表 6.3.1 的性能指标制备。

制备泥浆的性能指标

表 6.3.1

项次	项 目	性 能 指 标	检 验 方 法
1	比 重	1.1~1.15	泥浆比重计
2	粘 度	10~25s	50000/70000 漏斗法
3	含 砂 率	≤8%	
4	胶 体 率	≥85%	量杯法
5	失 水 量	≤30mL/30min	失水量仪
6	泥皮厚度	1~3mm/30min	失水量仪
7	静 切 力	1min 20~30mg/cm ² 10min 50~100mg/cm ²	静切力计
8	稳 定 性	≤0.03g/cm ²	
9	PH 值	7~9	PH 试纸

6.3.2 泥浆护壁应符合下列规定:

6.3.2.1 施工期间护筒内的泥浆面应高出地下水位 1.0m 以上,在受水位涨落影响时,泥浆面应高出最高水位 1.5m 以上;

6.3.2.2 在清孔过程中,应不断置换泥浆,直至浇注水下混凝土;

6.3.2.3 浇注混凝土前,孔底 500mm 以内的泥浆比重应小于 1.25;含砂率≤8%;粘度≤283s;

6.3.2.4 在容易产生泥浆渗漏的土层中应采取维持孔壁稳定的措施。

6.3.3 废弃的泥浆、碴应按环境保护的有关规定处理。正反循环钻孔灌注桩的施工

6.3.4 钻孔机具及工艺的选择,应根据桩型、钻孔深度、土层情况、泥浆排放及处理等条件综合确定。对孔深大于 30m 的端承型桩,宜采用反循环工艺成孔或清孔。

6.3.5 泥浆护壁成孔时,宜采用孔口护筒,护筒应按下列规定设置:

6.3.5.1 护筒埋设应准确、稳定,护筒中心与桩位中心的偏差不得大于 50mm;

6.3.5.2 护筒一般用 4~8mm 钢板制作,其内径应大于钻头直径 100mm,其上部宜开设 1~2 个溢浆孔;

6.3.5.3 护筒的埋设深度:在粘性土中不宜小于 2.0m;砂土中不宜小于 1.5m;其高度尚应满足孔内泥浆面高度的要求;

6.3.5.4 受水位涨落影响或水下施工的钻孔灌注桩,护筒应加高加深,必要时打入不透水层。

6.3.6 在松软土层中钻进,应根据泥浆补给情况控制钻进速度;在硬层或岩层中的钻进速度以钻机不发生跳动为准。

6.3.7 为了保证钻孔的垂直度,钻机设置的导向装置应符合下列规定:

6.3.7.1 潜水钻的钻头上应有不小于 3 倍直径长度的导向装置;

6.3.7.2 利用钻杆加压的正循环回转钻机，在钻具中应加设扶正器。

6.3.8 钻进过程中如发生斜孔、塌孔和护筒周围冒浆时，应停钻，待采取相应措施后再行钻进。

6.3.9 钻孔达到设计深度，清孔应符合下列规定：

6.3.9.1 泥浆指标参照第 6.3.2.3 款执行。

6.3.9.2 灌注混凝土之前，孔底沉渣厚度指标应符合下列规定：

端承桩 $\leq 50\text{mm}$

摩擦端承、端承摩擦桩 $\leq 10\text{mm}$

摩擦桩 $\leq 300\text{mm}$

冲击成孔灌注桩的施工

6.3.10 在钻头锥顶和提升钢丝绳之间应设置保证钻头自转向的装置，以防产生梅花孔。

6.3.11 冲孔桩的孔口应设置护筒，其内径应大于钻头直径 200mm，护筒应按第 6.3.5 条设置。

6.3.12 泥浆应按第 6.3.2 条和 6.3.3 条执行。

6.3.13 冲击成孔应符合下列规定：

6.3.13.1 开孔时，应低锤密击，如表土为淤泥、细砂等软弱土层，可加粘土块夹小片石反复冲击造壁，孔内泥浆面应保持稳定；

6.3.13.2 在各种不同的土层、岩层中钻进时，可按照表 6.3.13 进行。

冲击成孔操作要点

表 6.3.13

项 目	操 作 要 点	备 注
在护筒刃脚以下 2m 以内	小冲程 1m 左右,泥浆比重 1.2~1.5 ,软弱层投入粘土块夹小片石	土层不好时提高泥浆比重或加粘土块
粘性土层	中、小冲程 1~2m ,泵入清水或稀泥浆,经常清除钻头上的泥块	防粘钻可投入碎砖石
粉砂或中粗砂层	中冲程 2~3m ,泥浆比重 1.2~1.5 ,投入粘土块,勤冲勤掏渣	

续表

项 目	操 作 要 点	备 注
砂卵石层	中、高冲程 2~4m ,泥浆比重 1.3 左右,勤掏渣	
软弱土层或塌孔 回填重钻	小冲程反复冲击,加粘土块夹小片石,泥浆比重 1.3~1.5	

6.3.13.3 进入基岩后，应低锤冲击或间断冲击，如发现偏孔应回填片石至偏孔上方 300mm~500mm 处，然后重新冲孔；

6.3.13.4 遇到孤石时，可预爆或用高低冲程交替冲击，将大孤石击碎或挤入孔壁；

6.3.13.5 必须采取有效的技术措施，以防扰动孔壁造成塌孔、扩孔、卡钻和掉钻；

6.3.13.6 每钻进 4~5m 深度验孔一次，在更换钻头前或容易缩孔处，均应验孔；

6.3.13.7 进入基岩后，每钻进 100~500mm 应清孔取样一次(非桩端持力层为 300~500mm；桩端持力层为 100~300mm)以备终孔验收。

6.3.14 排碴可采用泥浆循环或抽碴筒等方法，如用抽碴筒排碴应及时补给泥浆。

6.3.15 冲孔中遇到斜孔、弯孔、梅花孔、塌孔，护筒周围冒浆等情况时，应停止施工，采取措施后再行施工。

6.3.16 大直径桩孔可分级成孔，第一级成孔直径为设计桩径的 0.6~0.8 倍。

6.3.17 清孔应按下列规定进行：

6.3.17.1 不易坍孔的桩孔，可用空气吸泥清孔；

6.3.17.2 稳定性差的孔壁应用泥浆循环或抽碴筒排碴，清孔后浇注混凝土之前的泥浆指标按第 6.3.2.3 款执行；

6.3.17.3 清孔时，孔内泥浆面应符合第 6.3.2.1 款的规定；

6.3.17.4 浇注混凝土前，孔底沉碴允许厚度应按第 6.3.9.2 款的规定执行。

水下混凝土的浇注

6.3.18 钢筋笼吊装完毕，应进行隐蔽工程验收，合格后应立即浇注水下混凝土。

6.3.19 水下混凝土的配合比应符合下列规定：

6.3.19.1 水下混凝土必须具备良好的和易性，配合比应通过试验确定；坍落度宜为 180~220mm；水泥用量不少于 360kg/m³；

6.3.19.2 水下混凝土的含砂率宜为 40%~45%，并宜选用中粗砂；粗骨料的最大粒径应<40mm，有条件时可采用二级配；

6.3.19.3 为改善和易性和缓凝，水下混凝土宜掺外加剂。

6.3.20 导管的构造和使用应符合下列规定：

6.3.20.1 导管壁厚不宜小于 3mm，直径宜为 200~250mm；直径制作偏差不应超过 2mm，导管的分节长度视工艺要求确定，底管长度不宜小于 4m，接头宜用法兰或双螺纹方扣快速接头。

6.3.20.2 导管提升时，不得挂住钢筋笼，为此可设置防护三角形加劲板或设置锥形法兰护罩；

6.3.20.3 导管使用前应试拼装、试压，试水压力为 0.6~1.0MPa。

6.3.21 使用的隔水栓应有良好的隔水性能，保证顺利排出。

6.3.22 浇注水下混凝土应遵守下列规定：

6.3.22.1 开始灌注混凝土时,为使隔水栓能顺利排出,导管底部至孔底的距离宜为 300~500mm,桩直径小于 600mm 时可适当加大导管底部至孔底距离;

6.3.22.2 应有足够的混凝土储备量,使导管一次埋入混凝土面以下 0.8m 以上;

6.3.22.3 导管埋深宜为 2~6m,严禁导管提出混凝土面,应有专人测量导管埋深及管内外混凝土面的高差,填写水下混凝土浇注记录;

6.3.22.4 水下混凝土必须连续施工,每根桩的浇注时间按初盘混凝土的初凝时间控制,对浇注过程中的一切故障均应记录备案;

6.3.22.5 控制最后一次灌注量,桩顶不得偏低,应凿除的泛浆高度必须保证暴露的桩顶混凝土达到强度设计值。

6.4 沉管灌注桩和内夯灌注桩

锤击沉管灌注桩的施工

6.4.1 锤击沉管灌注桩的施工应该根据土质情况和荷载要求,分别选用单打法、复打法、反插法。

6.4.2 锤击沉管灌注桩的施工应遵守下列规定:

6.4.2.1 群桩基础和桩中心距小于 4 倍桩径的桩基,应提出保证相邻桩桩身质量的技术措施;

6.4.2.2 混凝土预制桩尖或钢桩尖的加工质量和埋设位置应与设计相符,桩管与桩尖或钢桩尖的加工质量和埋设位置应与设计相符,桩管与桩尖的接触应有良好的密封性;

6.4.2.3 沉管全过程必须有专职记录员做好施工记录;每根桩的施工记录均应包括每米的锤击数和最后一米的锤击数;必须准确测量最后三阵,每阵十锤的贯入度及落锤高度。

6.4.3 拔管和灌注混凝土应遵守下列规定:

6.4.3.1 沉管至设计标高后,应立即灌注混凝土,尽量减少间隔时间;灌注混凝土之前,必须检查桩管内有无吞桩尖或进泥、进水。

6.4.3.2 当桩身配钢筋笼时,第一次混凝土应先灌至笼底标高,然后放置钢筋笼,再灌混凝土至被顶标高。第一次拔管高度应控制在能容纳第二次所需灌入的混凝土量为限,不宜拔得过高。在拔管过程中应有专用测锤或浮标检查混凝土面的下降情况;

6.4.3.3 拔管速度要均匀,对一般土层以 1m/min 为宜,在软弱土层和软硬土层交界处宜控制在 0.3~0.8m/min;

6.4.3.4 采用倒打拔管的打击次数,单动汽锤不得少于 50 次/min,自由落锤轻击(小落距锤击)不得少于 40 次/min;在管底未拔至桩顶设计标高之前,倒打和轻击不得中断。

6.4.4 混凝土的充盈系数不得小于 1.0;对于混凝土充盈系数小于 1.0 的桩,宜全长复打,对可能有断桩和缩颈桩,应采用局部复打。成桩后的

桩身混凝土顶面标高应不低于设计标高 500mm。全长复打桩的入土深度宜接近原桩长，局部复打应超过断桩或缩颈区 1m 以上。

6.4.5 全长复打桩施工时应遵守下列规定：

6.4.5.1 第一次灌注混凝土应达到自然地面；

6.4.5.2 应随拔管随清除粘在管壁上和散落在地面上的泥土；

6.4.5.3 前后二次沉管的轴线应重合；

6.4.5.4 复打施工必须在第一次灌注的混凝土初凝之前完成。

6.4.6 当桩身配有钢筋时，混凝土的坍落度宜采用 80~100mm；素混凝土桩宜采用 60~80mm。

振动、振动冲击沉管灌注桩的施工

6.4.7 应根据土质情况和荷载要求，分别选用单打法、反插法、复打法等。单打法适用于含水量较小的土层，且宜采用预制桩尖；反插法及复打法适用于饱和土层。

6.4.8 单打法施工应遵守下列规定：

6.4.8.1 必须严格控制最后 30s 的电流、电压值，其值按设计要求或根据试桩和当地经验确定；

6.4.8.2 桩管内灌满混凝土后，先振动 5~10s，再开始拔管，应边振边拔，每拔 0.5~1.0m 停拔振动 5~10s；如此反复，直至桩管全部拔出；

6.4.8.3 在一般土层内，拔管速度宜为 1.2~1.5m/min，用活瓣桩尖时宜慢，用预制桩尖时可适当加快；在软弱土层中，宜控制在 0.6~0.8m/min。

6.4.9 反插法施工应符合下列规定：

6.4.9.1 桩管灌满混凝土之后，先振动再拔管，每次拔管高度 0.5~1.0，反插深度 0.3~0.5m；在拔管过程中，应分段添加混凝土，保持管内混凝土面始终不低于地表面或高于地下水位 1.0~1.5m 以上，拔管速度应小于 0.5m/min；

6.4.9.2 在桩尖处的 1.5m 范围内，宜多次反插以扩大桩的端部断面；

6.4.9.3 穿过淤泥夹层时，应当放慢拔管速度，并减少拔管高度和反插深度，在流动性淤泥中不宜使用反插法。

6.4.10 复打法的施工要求可按第 6.4.4 条和第 6.4.5 条执行。

夯压成型灌注桩的施工

6.4.11 夯扩桩可采用静压或锤击沉管进行夯压、扩底、扩径。内夯管比外管短 100mm，内夯管底端可采用闭口平底或闭口锥底，见图 6.4.11。

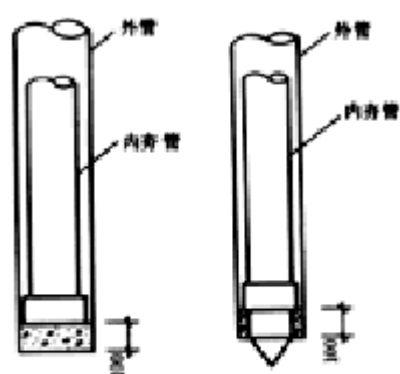


图 8.4.11 内外管及管塞
(a)平底;(b)锥底内旁管

6.4.12 沉管过程,外管封底可采用干硬性混凝土、无水混凝土,经夯击形成阻水、阻泥管塞,其高度一般为 100mm。当不出现由内、外管间隙涌水、涌泥时,也可不采用上述封底措施。

6.4.13 桩端夯扩头平均直径可按下列公式估算:

$$\text{一次夯扩} \quad D_1 = d_0 \sqrt{\frac{H_1 + h_1 - C_1}{h_1}} \quad (6.4.13-1)$$

$$\text{二次夯扩} \quad D_2 = d_0 \sqrt{\frac{H_1 + H_2 + h_2 - C_1 - C_2}{h_2}} \quad (6.4.13-2)$$

式中 D_1, D_2 ——第一次、二次夯扩扩头平均直径;

d_0 ——外管内径;

H_1, H_2 ——第一次、二次夯扩工序中外管中灌注混凝土高度(从桩底起算);

h_1, h_2 ——第一次、二次夯扩工序中外管上拔高度(从桩底起算),可取 $H_1/2, H_2/2$;

C_1, C_2 ——第一次、二次夯扩工序中内外管同步下沉至离桩底的距离,可取 C_1, C_2 值为 0.2m(见图 6.4.13)。

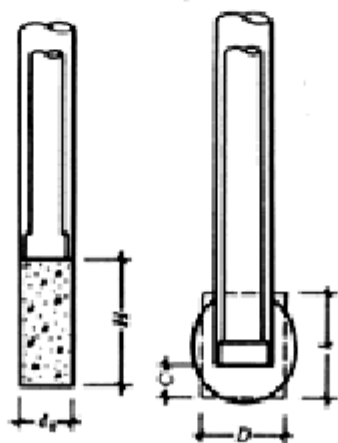


图 6.4.13 扩底端

6.4.14 桩的长度较大或需配置钢筋笼时,桩身混凝土宜分段灌注;拔管时内夯管和桩锤应施压于外管中的混凝土顶面,边压边拔。

6.4.15 工程施工前宜进行试成桩,应详细记录混凝土的分次灌入量,外管上拔高度,内管夯击次数,双管同步沉入深度,并检查外管的封底情况,有无进水、涌泥等,经核定后作为施工控制依据。

6.5 干作业成孔灌注桩 钻孔(扩底)灌注桩的施工

6.5.1 钻孔时应符合下列规定:

6.5.1.1 钻杆应保持垂直稳固, 位置正确, 防止因钻杆晃动引起扩大孔径;

6.5.1.2 钻进速度应根据电流值变化, 及时调整;

6.5.1.3 钻进过程中, 应随时清理孔口积土, 遇到地下水, 塌孔、缩孔等异常情况时, 应及时处理。

6.5.2 钻孔扩底桩的施工直孔部分应按第 6.5.1、6.5.3、6.5.4 条规定执行, 扩底部位尚应符合下列规定:

6.5.2.1 根据电流值或油压值, 调节扩孔刀片切削土量, 防止出现超负荷现象;

6.5.2.2 扩底直径应符合设计要求, 经清底扫膛, 孔底的虚土厚度应符合规定。

6.5.3 成孔达到设计深度后, 孔口应予保护, 按第 6.2.5 条规定验收, 并做好记录。

6.5.4 浇注混凝土前, 应先放置孔口护孔漏斗, 随后放置钢筋笼并再次测量孔内虚土厚度, 扩底桩灌注混凝土时, 第一次应灌到扩底部位的顶面, 随即振捣密实; 浇注桩顶以下 5m 范围内混凝土时, 应随浇随振动, 每次浇注高度不得大于 1.5m。

人工挖孔灌注桩的施工

6.5.5 开孔前, 桩位应定位放样准确, 在桩位外设置定位龙门桩, 安装护壁模板必须用桩心点校正模板位置, 并由专人负责。

6.5.6 第一节井圈护壁应符合下列规定:

6.5.6.1 井圈中心线与设计轴线的偏差不得大于 20mm;

6.5.6.2 井圈顶面应比场地高出 150~200mm, 壁厚比下面井壁厚度增加 100~150mm。

6.5.7 修筑井圈护壁应遵守下列规定:

6.5.7.1 护壁的厚度、拉结钢筋、配筋、混凝土强度均应符合设计要求;

6.5.7.2 上下节护壁的搭接长度不得小于 50mm;

6.5.7.3 每节护壁均应在当日连续施工完毕;

6.5.7.4 护壁混凝土必须保证密实, 根据土层渗水情况使用速凝剂;

6.5.7.5 护壁模板的拆除宜在 24h 之后进行;

6.5.7.6 发现护壁有蜂窝、漏水现象时, 应及时补强以防造成事故;

6.5.7.7 同一水平面上的井圈任意直径的极差不得大于 50mm。

6.5.8 遇有局部或厚度不大于 1.5m 的流动性淤泥和可能出现涌上涌

砂时，护壁施工宜按下列方法处理：

6.5.8.1 每节护壁的高度可减小到 300~500mm，并随挖、随验、随浇注混凝土；

6.5.8.2 采用钢护筒或有效的降水措施。

6.5.9 挖至设计标高时，孔底不应积水，终孔后应清理好护壁上的淤泥和孔底残碴、积水，然后进行隐蔽工程验收。验收合格后，应立即封底和浇注桩身混凝土。

6.5.10 浇注桩身混凝土时，混凝土必须通过溜槽；当高度超过 3m 时，应用串筒，串筒末端离孔底高度不宜大于 2m，混凝土宜采用插入式振捣器振实。

6.5.11 当渗水量过大(影响混凝土浇注质量时)，应采取有效措施保证混凝土的浇注质量。

7 混凝土预制桩与钢桩的施工

7.1 混凝土预制桩的制作

7.1.1 混凝土预制桩可以在工厂或施工现场预制，但预制场地必须平整、坚实。

7.1.2 制桩模板可用木模板或钢模，必须保证平整牢靠，尺寸准确。

7.1.3 钢筋骨架的主筋连接宜采用对焊或电弧焊，主筋接头配置在同一截面内的数量，应符合下列规定：

7.1.3.1 当采用闪光对焊和电弧焊时，对于受拉钢筋，不得超过 50%；

7.1.3.2 相邻两根主筋接头截面的距离应大于 $35d_g$ ，(主筋直径)，并不小于 500mm。

7.1.3.3 必须符合钢筋焊接及验收规程。

7.1.4 预制桩钢筋骨架的允许偏差，应符合表 7.1.4 的规定。

预制桩钢筋骨架的允许偏差		表 7.1.4
项 次	项 目	允许偏差(mm)
1	主筋间距	±5
2	桩尖中心线	10
3	箍筋间距或螺旋的螺距	±20
4	吊环沿纵轴线方向	±20
5	吊环沿垂直于纵轴线方向	±20
6	吊环露出桩表面的高度	±10
7	主筋距桩顶距离	±10

续表

项 次	项 目	允许偏差(mm)
8	桩顶钢筋网片位置	±10
9	多节桩箍筋长度(胶泥接桩用)	±10
10	多节桩箍筋位置(胶泥接桩用)	5
11	多节桩预埋铁件位置	±10

7.1.5 确定桩的单节长度时应符合下列规定:

7.1.5.1 满足桩架的有效高度、制作场地条件、运输与装卸能力;

7.1.5.2 应避免桩尖接近硬持力层或桩尖处于硬持力层中接桩。

7.1.6 为防止桩顶击碎,浇注预制桩的混凝土时,宜从桩顶开始浇筑,并应防止另一端的砂浆积聚过多。

7.1.7 锤击预制桩,其粗骨料粒径宜为 5~40mm。

7.1.8 锤击预制桩,应在强度与龄期均达到要求后,方可锤击。

7.1.9 重叠法制作预制桩时,应符合下列规定:

7.1.9.1 桩与邻桩及底模之间的接触面不得粘连;

7.1.9.2 上层桩或邻桩的浇注,必须在下层桩或邻桩的混凝土达到设计强度的 30%以后,方可进行;

7.1.9.3 桩的重叠层数,视具体情况而定,不宜超过 4 层。

7.1.10 桩的表面应平整、密实,制作允许偏差应符合表 7.1.10 的规定。

预制桩制作允许偏差(mm) 表 7.1.10

桩型	项 目	允许偏差(mm)
钢 筋 混 凝 土 实 心 桩	①横截面边长	±5
	②桩顶对角线之差	10
	③保护层厚度	±5
	④桩身弯曲矢高	不大于 1%桩长且不大于 20

续表

桩型	项 目	允许偏差(mm)
钢 筋 混 凝 土 实 心 桩	⑤桩尖中心线	10
	⑥桩顶平面对桩中心线的倾斜	≤ 3
	⑦锚筋预留孔深	0~+20
	⑧浆锚预留孔位置	5
	⑨浆锚预留孔径	± 5
	⑩锚筋孔的垂直度	$\leq 1\%$
钢 筋 混 凝 土 管 桩	①直径	± 5
	②管壁厚度	-5
	③袖心圆孔中心线对桩中心线	5
	④桩尖中心线	10
	⑤下节或上节桩的法兰对中心线的倾斜	2
	⑥中节桩两个法兰对桩中心线倾斜之和	3

7.2 混凝土预制桩的起吊、运输和堆存

7.2.1 混凝土预制桩达到设计强度的 70%方可起吊，达到 100%才能运输。

7.2.2 桩起吊时应采取相应措施，保持平稳，保护桩身质量。

7.2.3 水平运输时，应做到桩身平稳放置，无大的振动，严禁在场地上以直接拖拉桩体方式代替装车运输。

7.2.4 桩的堆存应符合下列规定：

7.2.4.1 地面状况应满足 7.1.1 条的规定；

7.2.4.2 垫木与吊点应保持在同一横断平面上，且各层垫木应上下对齐；

7.2.4.3 堆放层数不宜超过四层。

7.3 混凝土预制桩的接桩

7.3.1 桩的连接方法有焊接、法兰接及硫磺胶泥锚接三种，前二种可用于各类土层；硫磺胶泥锚接适用于软土层，且对一级建筑桩基或承受拔力的桩宜慎重选用。

7.3.2 接桩材料应符合下列规定：

7.3.2.1 焊接接桩：钢板宜用低碳钢，焊条宜用 F43；

7.3.2.2 法兰接桩：钢板和螺栓宜用低碳钢；

7.3.2.3 硫磺胶泥锚接桩：硫磺胶泥配合比应通过试验确定，其物理力

学性能应符合表 7.3.2 的规定。

硫磺胶泥的主要物理力学性能指标

表 7.3.2

物理性能	1、热变性:80℃以内强度无明显变化;120℃变液态;140~145℃密度最大且和易性最好;170℃开始沸腾;超过 180℃开始焦化,且遇明火即燃烧 2、重度:2.28~2.32g/cm³ 3、吸水率:0.12~0.24% 4、弹性模量:5×10⁴KPa 5、耐酸性:常温下能耐盐酸、硫酸、磷酸、40%以下的硝酸、25%以下铬酸、中等浓度乳酸和醋酸
力学性能	1、抗拉强度:4×10⁴KPa 2、抗压强度:4×10⁴KPa 3、握裹强度:与螺纹钢筋为 1.1×10⁴KPa;与螺纹孔混凝土为 4×10⁴KPa 4、疲劳强度:对混凝土的试验方法,当疲劳应力比值 P 为 0.38 时,疲劳修正系数 r>0.8

7.3.3 采用焊接接桩时,应先将四角点焊固定,然后对称焊接,并确保焊缝质量和设计尺寸。

7.3.4 为保证硫磺胶泥锚接桩质量,应做到:

- 7.3.4.1 锚筋应刷清并调直;
- 7.3.4.2 锚筋孔内应有完好螺纹,无积水、杂物和油污;
- 7.3.4.3 接桩时接点的平面和锚筋孔内应灌满胶泥;
- 7.3.4.4 灌注时间不得超过两分钟;
- 7.3.4.5 灌注后停歇时间应符合表 7.3.4 的规定;
- 7.3.4.6 胶泥试块每班不得少于一组。

硫磺胶泥灌注后的停歇时间

表 7.3.4

项次	桩断面 (mm)	不同气温下的停歇时间(min)									
		0~10℃		11~20℃		21~30℃		31~40℃		41~50℃	
		压桩	压桩	压桩	压桩	压桩	压桩	压桩	压桩	压桩	压桩
1	400×400	6	4	8	5	10	7	13	9	17	12
2	450×450	10	6	12	7	14	9	17	11	21	14
3	500×500	13	/	15	/	18	/	21	/	24	/

7.4 混凝土预制桩的沉桩

7.4.1 沉桩前必须处理架空(高压线)和地下障碍物,场地应平整,排水应畅通,并满足打桩所需的地面承载力。

7.4.2 桩锤的选用应根据地质条件、桩型、桩的密集程度、单桩竖向承载力及现有施工条件等决定,也可按表 7.4.2 执行。

锤重选择表

表 7.4.2

锤 型		柴 2 油 锤 (t)					
		20	25	35	45	60	72
锤的动力性能	冲击部分重(t)	2.0	2.5	3.5	4.5	6.0	7.2
	总重(t)	4.5	6.5	7.2	8.6	15.0	18.0
	冲击力(KN)	2000	2000 2500	2500 ~4000	4000 ~5000	5000 ~7000	7000 ~10000
	常用冲程(m)	1.8~2.3					
	预制方桩、预应力管桩的边长或直径(cm)	25~35	35~40	40~45	45~50	50~55	55~60
	钢管桩直径(cm)	∅40			∅60	∅80	∅90~100
持粘性土 粉土	一般进入深度(m)	1~2	1.5~2.5	2~3	2.5~3.5	3~4	3~5
	静力触探比贯入阻力 P_s 平均值(MPa)	3	4	5	>5	>5	>5

续表

锤 型			柴 油 锤 (t)					
			20	25	35	45	60	72
持力砂土 层	一般进入深度 (m)		0.5~1	0.5~1.5	1~2	1.5~2.5	2~3	2.5~3.5
	标准贯入击数 N(未修正)		15~25	20~30	30~40	40~45	45~50	50
锤的常用控制贯入度 (cm/ 10 击)				2~3		3~5	4~8	
设计单桩极限承载力 (KN)			400 ~1200	800 ~1600	2500 ~4000	3000 ~5000	5000 ~7000	7000 ~10000

注:①本表仅供选锤用;

②本表适用于 20~60m 长预制钢筋混凝土桩及 40~60m 长钢管桩,且桩尖进入硬土层有一定深度。

7.4.3 桩打入时应符合下列规定:

7.4.3.1 桩帽或送桩帽与桩周围的间隙应为 5~10mm;

7.4.3.2 锤与桩帽,桩帽与桩之间应加设弹性衬垫,如硬木、麻袋、草垫等;

7.4.3.3 桩锤、桩帽或送桩和桩身在同一中心线上;

7.4.3.4 桩插入时的垂直度偏差不得超过 0.5%。

7.4.4 打桩顺序应按下列规定执行:

7.4.4.1 对于密集桩群,自中间向两个方向或向四周对称施打;

7.4.4.2 当一侧毗邻建筑物时,由毗邻建筑物处向另一方向施打;

7.4.4.3 根据基础的设计标高,宜先深后浅;

7.4.4.4 根据桩的规格,宜先大后小,先长后短。

7.4.5 桩停止锤击的控制原则如下:

7.4.5.1 桩端(指桩的全断面)位于一般土层时,以控制桩端设计标高为主,贯入度可作参考;

7.4.5.2 桩端达到坚硬、硬塑的粘性土、中密以上粉土、砂土、碎石类土、风化岩时,以贯入度控制为主,桩端标高可作参考;

7.4.5.3 贯入度已达到而桩端标高未达到时,应继续锤击 3 阵,按每阵 10 击的贯入度不大于设计规定的数值加以确认,必要时施工控制贯入度应通过试验与有关单位会商确定。

7.4.6 当遇到贯入度剧变,桩身突然发生倾斜、移位或有严重回弹,桩顶或桩身出现严重裂缝、破碎等情况时,应暂停打桩,并分析原因,采取相应措施。

7.4.7 当采用内(外)射水法沉桩时,应符合下列规定:

7.4.7.1 水冲法打桩适用于砂土和碎石土;

7.4.7.2 水冲至最后 1~2m 时,应停止射水,并用锤击至规定标高,停锤控制标准可按 7.4.5 条有关规定执行。

7.4.8 为避免或减小沉桩挤土效应对邻近建筑物、地下管线等的影响,施打大面积密集桩群时,可采取下列辅助措施:

7.4.8.1 预钻孔沉桩,孔径约比桩径(或方桩对角线)小 50~100mm,深度视桩距和土的密实度、渗透性而定,深度宜为桩长的 1/3~1/2,施工时应随钻随打;桩架应具备钻孔锤击双重性能;

7.4.8.2 设置袋装砂井或塑料排水板,以消除部分超孔隙水压力,减少挤土现象。袋装砂井直径一般为 70~80mm,间距 1~1.5m,深度 10~12m;塑料排水板,深度、间距与袋装砂井相同;

7.4.8.3 设置隔离板桩或地下连续墙;

7.4.8.4 开挖地面防震沟可消除部分地面震动,可与其他措施结合使用,沟宽 0.5~0.8m,深度按土质情况以边坡能自立为准;

7.4.8.5 限制打桩速率;

7.4.8.6 沉桩过程应加强邻近建筑物,地下管线等的观测、监护。

7.4.9 静力压桩适用于软弱土层,当存在厚度大于 2m 的中密以上砂夹层时,不宜采用静力压桩。静力压桩应符合下列规定:

7.4.9.1 压桩机应根据土质情况配足额定重量;

7.4.9.2 桩帽、桩身和送桩的中心线应重合;

7.4.9.3 节点处理应符合第 7.1.5.2 款及第 7.3.1~7.3.4 条规定;

7.4.9.4 压同一根(节)桩应缩短停顿时间。

7.4.10 为减小静力压桩的挤土效应,可按 7.4.8 条选择适当措施。

7.4.11 桩位允许偏差,应符合表 7.4.11 条的规定。

预制桩(钢桩)位置的允许偏差 表 7.4.11

序 号	项 目	允许偏差(mm)
1	单排或双排桩条形桩基	
	(1)垂直于条形桩基纵轴方向	100
	(2)平行于条形桩基纵轴方向	150
2	桩数为 1~3 根桩基中的桩	100
3	桩数为 4~16 根桩基中的桩	1/3 桩径或 1/3 边长
4	桩数大于 16 根桩基中的桩	
	(1)最外边的桩	1/3 桩径或 1/3 边长
	(2)中间桩	1/2 桩径或 1/2 边长

注:由于降水、基坑开挖和送桩深度超过 2m 等原因产生的位移偏差不在此表内。

7.5 钢桩(钢管桩、H 型桩及其他异型钢桩)的制作

- 7.5.1 制作钢桩的材料应符合设计要求,并有出厂合格证和试验报告。
- 7.5.2 现场制作钢桩应有平整的场地及挡风防雨设施。
- 7.5.3 钢桩制作的容许偏差应符合表 7.5.3 的规定。

钢桩制作的容许偏差			表 7.5.3
序 号	项 目		容许偏差(mm)
1	外径或断面尺寸	桩 端 部	$\pm 0.5\%$ 外径或边长
		桩 身	$\pm 1\%$ 外径或边长
2	长 度		>0
3	矢 高		$\leq 1\%$ 桩长
4	端部平整度		$\leq 2\text{mm}$ (H 型桩) ≤ 10
5	端部平面与桩身中心线的倾斜值		≤ 2

7.5.4 钢桩的分段长度应满足第 7.1.5 条的规定,且不宜大于 15mm。

7.5.5 用于地下水有侵蚀性的地区或腐蚀性土层的钢桩,应按设计要求作防腐处理。

7.6 钢桩的焊接

7.6.1 钢桩的焊接应符合下列规定:

7.6.1.1 端部的浮锈、油污等脏物必须清除,保持干燥;下节桩顶经锤击后的变形部分应割除;

7.6.1.2 上下节桩焊接时应校正垂直度,对口的间隙为 2~3mm。

7.6.1.3 焊丝(自动焊)或焊条应烘干;

7.6.1.4 焊接应对称进行;

7.6.1.5 焊接应用多层焊,钢管桩各层焊缝的接头应错开,焊渣应清除;

7.6.1.6 气温低于 0℃或雨雪天,无可靠措施确保焊接质量时,不得焊接;

7.6.1.7 每个接头焊接完毕,应冷却一分钟后方可锤击;

7.6.1.8 焊接质量应符合国家钢结构施工与验收规范和建筑钢结构焊接规程,每个接头除应按表 7.6.1 规定进行外观检查外,还应按接头总数的 5%做超声或 2%做 X 拍片检查,在同一工程内,探伤检查不得少于 3 个接头。

接桩焊缝外观允许偏差 表 7.6.1

序 号	项 目	允许偏差(mm)
1	上下节桩接口:	
	①钢管桩 外径 $\geq 700\text{mm}$	3
	②钢管桩 外径 $< 700\text{mm}$	2
	H 型钢桩	1
2	咬边深度(焊缝)	0.5
3	加强层高度(焊缝)	0~+2
	加强层宽度(焊缝)	0~+3

7.6.2 H 型钢桩或其他异型薄壁钢桩，接头处应加连接板，其型式如无规定，可按等强度设置。

7.7 钢桩的运输和堆存

7.7.1 钢桩的运输与堆存应注意下列几点:

7.7.1.1 堆存场地应平整、坚实、排水畅通;

7.7.1.2 桩的两端应有适当保护措施，钢管桩应设保护圈;

7.7.1.3 搬运时应防止桩体撞击而造成桩端、桩体损坏或弯曲;

7.7.1.4 钢桩应按规格、材质分别堆放，堆放层数不宜太高，对钢管桩， $\Phi 900$ 直径放置三层； $\Phi 600$ 放置四层； $\Phi 400$ 放置五层；对 H 型钢桩最多六层；支点设置应合理，钢管桩的两侧应用木楔塞住，防止滚动。

7.8 钢桩的沉桩

7.8.1 第 7.4 节各条均适用于钢桩施工。

7.8.2 钢管桩如锤击沉桩有困难，可在管内取土以助沉。

7.8.3 H 型钢桩断面刚度较小，锤重不宜大于 4.5t 级(柴油锤)，且在锤击过程中桩架前应有横向约束装置，防止横向失稳。

7.8.4 持力层较硬时，H 型钢桩不宜送桩。

7.8.5 地表层如有大块石、混凝土块等回填物，则应在插入 H 型钢桩前进行触探并清除桩位上的障碍物，保证沉桩质量。

8 承台施工

8.1 一般规定

8.1.1 独立桩基承台，施工顺序宜先深后浅。

8.1.2 承台埋置较深时，应对临近建筑物、市政设施，采取必要的保护措施，在施工期间应进行监测。

8.2 基坑开挖和回填

8.2.1 基坑开挖前应对边坡稳定(无支护基坑), 支护型式(有支护基坑)、降水措施、挖土方案、运土路线、堆土位置编制施工方案, 经审查批准后方可开工, 打桩全部结束并停顿一段时间后方可开挖。

8.2.2 支护方式可采用钢板桩、地下连续墙、排桩(灌注桩)、水泥土搅拌桩、喷锚、H 型钢桩(加插板)等, 及其与锚杆或内撑组合的支护结构。

8.2.3 地下水位较高需降水时, 可视周围环境情况采用内降水或外降水措施。

8.2.4 挖土应分层进行, 高差不宜过大。软土地区的基坑开挖, 基坑内土面高度应保持均匀, 高差不宜超过 1m。

8.2.5 挖出的土方不得堆置在基坑附近。

8.2.6 机械挖土时必须确保基坑内的桩体不受损坏。

8.2.7 基坑开挖结束后, 应在基坑底做好排水盲沟及集水井, 周围如有降水设施仍应维持运转。

8.2.8 基坑回填前, 应排除积水, 清除含水量较高的浮土和建筑垃圾, 填土应分层压实, 对称进行。

8.3 钢筋和混凝土施工

8.3.1 绑扎钢筋前必须将灌注桩桩头浮浆部分或锤击面破坏部分(预制混凝土桩、钢桩)去除, 并确保桩体埋入承台长度符合设计要求, 钢管桩尚应焊好桩顶连接件。

8.3.2 承台混凝土应一次浇注完成, 混凝土入槽宜用平铺法。大体积承台混凝土施工, 应采取有效措施防止温度应力引起裂缝。

9 桩基工程质量检查及验收

9.1 成桩质量检查

9.1.1 灌注桩的成桩质量检查主要包括成孔及清孔、钢筋笼制作及安放、混凝土搅制及灌注等三个工序过程的质量检查。

9.1.1.1 混凝土搅制应对原材料质量与计量、混凝土配合比、坍落度、混凝土强度等级等进行检查;

9.1.1.2 钢筋笼制作应对钢筋规格、焊条规格、品种、焊口规格、焊缝长度、焊缝外观和质量、主筋和箍筋的制作偏差等进行检查;

9.1.1.3 在灌注混凝土前, 应严格按照第 6 章有关施工质量要求对已成孔的中心位置、孔深、孔径、垂直度、孔底沉渣厚度、钢筋笼安放的实际位置等进行认真检查, 并填写相应质量检查记录。

9.1.2 预制桩和钢桩成桩质量检查主要包括制桩、打入(静压)深度、停锤标准、桩位及垂直度检查:

9.1.2.1 预制桩应按选定的标准图或设计图制作, 其偏差应符合表 7.1.4 及表 7.1.10 的要求;

9.1.2.2 沉桩过程中的检查项目应包括每米进尺锤击数、最后 1m 锤

击数、最后三阵贯入度及桩尖标高、桩身(架)垂直度等。

9.1.3 对于沉管灌注桩及其他具有上述灌注桩和预制桩施工工序的质量检查宜按第 9.1.1 条及 9.1.2 条有关项目进行。

9.1.4 对于一级建筑桩基和地质条件复杂或成桩质量可靠性较低的桩基工程，应进行成桩质量检测。检测方法可采用可靠的动测法，对于大直径桩还可采取钻取岩芯、预埋管超声检测法；检测数量根据具体情况由设计确定。

9.1.5 成桩桩位偏差应根据不同桩型按表 6.2.5 及表 7.4.11 规定检查。

9.2 单桩承载力检测

9.2.1 为确保实际单桩竖向极限承载力标准值达到设计要求，应根据工程重要性、地质条件、设计要求及工程施工情况进行单桩静载荷试验或可靠的动力试验。

9.2.2 下列情况之一的桩基工程，应采用静载试验对工程桩单桩竖向承载力进行检测，检测桩数不少于第 5.2.5 条规定的要求。

9.2.2.1 工程桩施工前未进行单桩静载试验的一级建筑桩基；

9.2.2.2 工程桩施工前未进行单桩静载试验，且有下列情况之一者：地质条件复杂、桩的施工质量可靠性低、确定单桩竖向承载力的可靠性低、桩数多的二级建筑桩基。

9.2.3 下列情况之一的桩基工程，可采用可靠的动测法对工程桩单桩竖向承载力进行检测。

9.2.3.1 工程桩施工前已进行单桩静载试验的一级建筑桩基；

9.2.3.2 属于第 9.2.2.2 款规定范围外的二级建筑桩基；

9.2.3.3 三级建筑桩基；

9.2.3.4 一、二级建筑桩基静载试验检测的辅助检测。

9.3 基桩及承台工程验收资料

9.3.1 当桩顶设计标高与施工场地标高相近时，桩基工程的验收应待成桩完毕后验收；当桩顶设计标高低于施工场地标高时，应待开挖到设计标高后进行验收。

9.3.2 基桩验收应包括下列资料：

9.3.2.1 工程地质勘察报告、桩基施工图、图纸会审纪要、设计变更单及材料代用通知单等；

9.3.2.2 经审定的施工组织设计、施工方案及执行中的变更情况；

9.3.2.3 桩位测量放线图，包括工程桩位线复核签证单；

9.3.2.4 成桩质量检查报告；

9.3.2.5 单桩承载力检测报告；

9.3.2.6 基坑挖至设计标高的基桩竣工平面图及桩顶标高图。

9.3.3 承台工程验收时应包括下列资料：

9.3.3.2 桩头与承台的锚筋、边桩离承台边缘距离、承台钢筋保护层记

附录 A 成桩工艺选择参考表

[illegible]

控制

桩 类		桩 径		桩 长 (m)	穿 越 土 层											桩端进入 持 力 层		地下 水 位		环境 噪 声			
		桩 身 (mm)	桩 长 (mm)		一般黏土、粉质黏土、粉土、砂土	粉质黏土、粉质砂土	砂 土	砾 土	卵石土	碎石土	黄土		中 间 夹 砂 夹 泥	中 间 夹 粉 夹 泥	硬 黏 土	强 硬 黏 土	极 硬 黏 土	极 硬 黏 土	极 硬 黏 土	极 硬 黏 土			
											自重湿陷性黄土	非自重湿陷性黄土											
市 场 土 成 桩	潜水钻成孔灌注桩	300~400	/	≤30	○	○	○	△	×	△	△	×	×	×	×	○	○	△	×	○	○	无	无
	长螺旋钻成孔灌注桩	600~1200	/	≤30	○	○	○	△	×	△	△	×	○	○	○	○	△	○	○	○	○	无	无
	潜孔钻成孔灌注桩	600~1200	/	≤30	○	○	○	△	×	△	△	×	○	○	○	○	△	○	○	○	○	无	无
	沉管灌注桩	400~600	/	≤32	○	△	○	×	×	△	△	×	○	○	○	○	△	△	△	△	△	无	无
	钻孔扩底灌注桩	600~1200	1000~1800	≤30	○	○	○	×	×	△	△	×	○	○	○	○	△	△	△	△	△	无	无
	自钻式灌注桩	300~1800	/	≤30	○	○	○	×	×	△	△	×	○	○	○	○	△	△	△	△	△	无	无
市 场 土 成 桩	长螺旋钻成孔灌注桩	300~400	/	≤32	○	○	○	×	×	△	△	×	○	○	○	○	△	△	△	△	△	无	无
	冲击钻成孔灌注桩	600~1200	/	≤30	○	△	△	△	×	×	△	△	×	○	○	○	○	△	△	△	△	无	无
市 场 土 成 桩	钻孔压浆成孔灌注桩	300~1000	/	≤30	○	△	△	△	×	×	△	△	×	○	○	○	△	△	△	△	△	无	无

续表

桩 类	桩 型	桩 身 (mm)	扩大端 (mm)	桩长 (m)	穿 越 土 层										基 础 进 入 持 力 层	地 下 水 位	对 环 境 影 响	孔 底 有 无 淤 积
					一般粘性土及粉质土	粉 土	粉 砂	砂	砂 壤 土	中 间 有 硬 夹 层	中 间 有 砂 夹 层	中 间 有 砾 石 夹 层	硬 粘 土	硬 粘 土	硬 粘 土	以 上	以 上	以 上
部分桩土成桩后	混合桩	≤300	/	≤30	○	○	○	×	○	△	○	△	○	○	△	○	○	有 无
	挤土孔打入式预制桩	≤300	/	≤30	○	○	△	×	○	○	○	△	○	○	△	○	○	有 无
	压入土(预应力压入土) 桩	≤300	/	≤30	○	○	△	×	○	△	△	△	○	○	△	○	○	有 无
	某型桩	规格	/	≤30	○	○	○	△	×	×	○	△	△	△	△	○	○	有 无
	嵌口钢管桩	600~600	/	≤30	○	○	○	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	有 无
桩土成桩后	挤土桩	270~400	/	≤30	○	○	△	×	○	△	×	△	×	○	×	×	○	有 无
	挤土桩	300~500	/	≤30	○	○	△	×	○	△	△	△	△	△	×	×	○	有 无
	挤土桩	270~400	/	≤30	○	○	△	×	△	○	△	△	△	△	△	△	○	有 无

续表

桩 类	桩 型	桩 身 (mm)	扩大端 (mm)	桩长 (m)	穿 越 土 层										基 础 进 入 持 力 层	地 下 水 位	对 环 境 影 响	孔 底 有 无 淤 积
					一般粘性土及粉质土	粉 土	粉 砂	砂	砂 壤 土	中 间 有 硬 夹 层	中 间 有 砂 夹 层	中 间 有 砾 石 夹 层	硬 粘 土	硬 粘 土	硬 粘 土	以 上	以 上	以 上
挤土桩	挤土桩	380~480	480× ~500×500	≤35	○	○	△	×	×	△	△	△	×	○	×	×	○	有 无
	挤土桩	≤400	/	≤30	○	○	△	×	×	○	×	△	×	○	×	×	○	有 无
	挤土桩	385, 377	480~700	≤30	○	○	△	△	△	○	×	△	×	○	△	×	○	有 无
	挤土桩	380	/	≤30	○	○	△	△	△	○	×	△	×	○	△	×	○	有 无
	挤土桩	≤380	≤1000	≤32	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	有 无
挤土桩	挤土桩	≤300	≤1000	≤30	○	○	△	△	△	○	△	△	△	△	△	×	○	有 无
	挤土桩	300×300	/	≤30	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	△	△	○	有 无
	挤土桩	300×300	/	≤30	○	○	△	△	△	○	△	△	△	△	△	△	○	有 无

注：表中符号○表示桩径合格，△表示有可能采用，×表示不宜采用。

附录 B 考虑承台(包括地下墙体)、 基桩协同工作和土的弹性抗力作用 计算受水平荷载的桩基

B.0.1 基本假定

B.0.1.1 将土体视为弹性变形介质,其水平抗力系数随深度线性增加(m 法),地面处为零。

对于低承台桩基,在计算基桩时,假定桩顶标高处的水平抗力系数为零并随深度增长。

B.0.1.2 在水平力和竖向压力作用下,基桩、承台、地下墙体表面上任一点的接触应力(法向弹性抗力)与该点的法向位移 δ 成正比。

B.0.1.3 忽略桩身、承台、地下墙体侧面与土之间的粘着力和摩擦力对抵抗水平力的作用。

B.0.1.4 当承台底面与地基土之间不脱开,即符合第 5.2.2

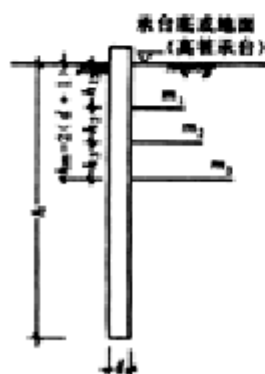


图 B-1

条规定,可考虑承台底摩阻力。承台与地基土之间的摩阻力同法向压力成正比,同承台水平位移值无关。

B.0.1.5 桩顶与承台刚性连接(固接),承台的刚度视为无穷大。因此,只有当承台的刚度较大,或由于上部结构与承台的协同作用使承台的刚度得到增强的情况下,才适于采用此种方法计算。

计算中考虑土的弹性抗力时,要注意土体的稳定性。

B.0.2 基本计算参数

B.0.2.1 地基土水平抗力系数的比例系数 m , 其值按本规范第 5.4.5 条规定采用。

当基桩侧面为几种土层组成时, 应求得主要影响深度 $h_m = 2(d+1)$ 米范围内的 m 值作为计算值(见图 B-1)。

当 h_m 深度内存在两层不同土时:

$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2}{h_m^3} \quad (B-1)$$

当 h_m 深度内存在三层不同土时:

$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2 (2h_1 + h_2) h_2 + m_3 (2h_1 + 2h_2 + h_3) h_3}{h_m^3} \quad (B-2)$$

B.0.2.2 承台侧面地基土水平抗力系数 C_a

$$C_a = m \cdot h_a \quad (B-3)$$

式中 m ——承台埋深范围地基土的水平抗力系数的比例系数 (MN/m^4);

h_a ——承台埋深(m)。

B.0.2.3 地基土竖向抗力系数 C_0 、 C_b 和地基土竖向抗力系数的比例系数 m 。

(1) 桩底面地基土竖向抗力系数 C_0

$$C_0 = m_0 h \quad (B-4)$$

式中 m_0 ——桩底面地基土竖向抗力系数的比例系数 (MN/m^4), 近似取 $m_0 = m$;

h ——桩的入土深度(m), 当 h 小于 10m 时按 10m 计算。

(2) 承台底地基土竖向抗力系数 C_b

$$C_b = m_0 h_a \quad (B-5)$$

式中 h_a ——承台埋深(m), 当 h_a 小于 1m 时, 按 1m 计算。

岩石地基竖向抗力系数 C_R 表 B-1

单轴极限抗压强度标准值 f_{rk} (kPa)	C_R (MN/m^2)
1000	300
≥ 25000	15000

注: f_{rk} 为表列数值的中间值时, C_R 采用插入法确定。

(3) 岩石地基的竖向抗力系数 C_R , 不随岩层埋深而增长, 其值按表 B-1 采用。

B.0.2.4 桩身抗弯刚度 EI : 按第 5.4.2 条规定计算确定;

B.0.2.5 桩身轴向压力传布系数 ζ_N $\zeta_N = 0.5 \sim 1.0$ 摩擦型桩取小值, 端承型桩取大值。

B.0.2.6 地基土与承台板之间的摩擦系数 EI，按第 5.4.3 条表 5.4.3-2 取值。

B.0.3 计算公式

B.0.3.1 单桩基础或与外力作用平面相垂直的单排桩基础，见表 B-3。

B.0.3.2 位于(或平行于)外力作用平面的单排(或多排)桩低承台桩基，见表 B-4。

B.0.3.3 位于(或平行于)外力作用平面的单排(或多排)桩高承台桩基，见表 B-5。

B.0.4 确定地震荷载下桩基计算参数和图式的几个问题

B.0.4.1 当承台底面以上土层为液化层时，不考虑承台侧面土体的弹性抗力和承台底土的竖向弹性抗力与摩阻力，此时，令 $C_n=C_b=0$ ，可按表 B-5 高承台公式计算。

B.0.4.2 当承台底面以上为非液化层，而承台底面与承台底面下土体可能发生脱离时(承台底面以下有自重固结、自重湿陷、震陷、液化土层时)，不考虑承台底地基土的竖向弹性抗力和摩阻力，只考虑承台侧面土体的弹性抗力，宜按表 B-5 高承台图式进行计算；但计算承台单位变位引起的桩顶、承台、地下墙体的反力和时，应考虑承台和地下墙体侧面土体弹性抗力的影响，可按表 B-4 的步骤 5 的公式计算($C_b=0$)；

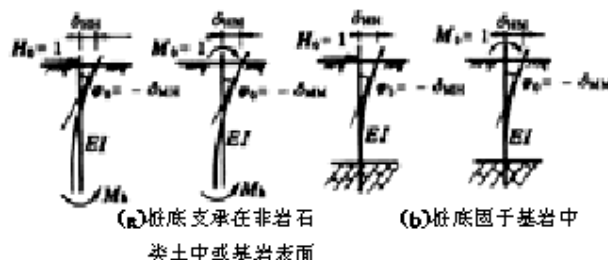
B.0.4.3 当桩周 $2(d+1)$ 米深度内有液化夹层时，其水平抗力系数的比例系数综合计算值 m ，将液化层的 m 按表 5.2.12 折减代入公式(B-1)或(B-2)中计算确定。

表 B-5

计 算 步 骤	内 容		备 注
1 确定荷载和计算图式			
2 确定基本参数	$\alpha, \beta, \gamma, \eta$		详见附录 B.0.2
3 求地震处桩身内力	弯矩(F×L) 水平力(F)	$M_0 = \frac{H}{\alpha} + \frac{H}{\alpha} \eta$ $H_0 = \frac{H}{\alpha}$	η ——单桩桩后地基土液化时，令 $\eta=0$

计 算 步 骤			内 容		备 注
4	求单位力作用 于桩身 地面处 桩身 在该 处产生 的位移	水平位移 ($\delta^0=1$)	$b < \frac{2.5}{a}$	$\delta_{\text{HET}} = \frac{1}{a^2 EI} \times \frac{(B_2 D_1 - B_1 D_2) + K_a (B_2 D_1 - B_1 D_2)}{(A_2 B_1 - A_1 B_2) + K_a (A_2 B_1 - A_1 B_2)}$	桩底支承于非岩石类土中,当 $b > \frac{2.5}{a}$ 时,可令 $K_a=0$
			$b > \frac{2.5}{a}$	$\delta_{\text{HET}} = \frac{1}{a^2 EI} A_2$	
		转角 ($\theta^0=1$)	$b < \frac{2.5}{a}$	$\delta_{\text{HET}} = \frac{1}{a^2 EI} \times \frac{(A_2 D_1 - A_1 D_2) + K_a (A_2 D_1 - A_1 D_2)}{(A_2 B_1 - A_1 B_2) + K_a (A_2 B_1 - A_1 B_2)}$	桩底支承于基岩面上,当 $b > \frac{2.5}{a}$ 时,可令 $K_a=0$, K_a 计算见附录 B
			$b > \frac{2.5}{a}$	$\delta_{\text{HET}} = \frac{1}{a^2 EI} B_2$	
5	求地面处桩 身的位移	水平位移(L)	$\Delta x = H \delta_{\text{HET}} + \delta_{\text{HET}} \delta_{\text{HET}}$		
		转角(弧度)	$\Delta \alpha = -(H \delta_{\text{HET}} + \delta_{\text{HET}} \delta_{\text{HET}})$		
6	求地面以下 任一深度 的桩身内力	弯矩(F < L)	$M_z = a^2 EI \left(\Delta x A_z + \frac{3H}{a} B_z + \frac{M_0}{a^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{a^2 EI} D_1 \right)$		
		水平力(F)	$H_z = a^2 EI \left(\Delta x A_z + \frac{3H}{a} B_z + \frac{M_0}{a^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{a^2 EI} D_1 \right)$		
7	求桩顶水平 位移	(L)	$\Delta = \Delta x - \Delta \alpha z$ 其中 $\Delta x = \frac{H \delta_{\text{HET}}}{a^2 EI} + \frac{M_0}{a^2 EI}$		
8	求桩身最大 弯矩及其他 量	最大弯矩位置 (L)	$\frac{a M_0}{EI} = C_2$ 查表 B-7 得相应的 $x_{0-7 \max} = \frac{x_2}{a}$		C_1, C_2
		最大弯矩 (F < L)	$M_{\max} = \delta_{\text{HET}} C_2$		

注:① δ_{HET} 、 δ_{HET} 、 δ_{HET} 和 δ_{HET} 的物理意义图示:



②当桩底嵌固于基岩中时, $\delta_{\text{HET}} \dots \delta_{\text{HET}}$ 按下列公式计算:

$$\delta_{\text{HET}} = \frac{1}{a^2 EI} \times \frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$$

$$\delta_{\text{HET}} = \delta_{\text{HET}}$$

$$\delta_{\text{HET}} = \frac{1}{a^2 EI} \times \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$$

$$\delta_{\text{HET}} = \frac{1}{a^2 EI} \times \frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$$

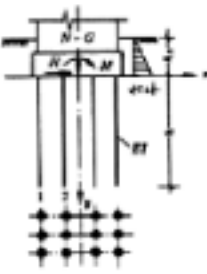
③系数 K_a $K_a = \frac{C_0 l_0}{a^2 EI}$

式中: C_0, a, E, I ——详见附录 B 之二;

l_0 ——桩底截面惯性矩, 对于非扩底 $l_0 = 0$ 。

④表中显钢; F ——力; L ——长度。

续表

计 算 步 骤			内 容	备 注
1	确定荷载和计算图示			定标原点应在桥群对称点上或重心上
2	确定基本计算参数		$\alpha_1, \alpha_2, \beta, L, \alpha, \beta_0, C_0, C_0, \mu$	详见附录 B 之二
3	求单位力作用时产生的效应	$H_0 = d$ 作用时 $M_0 = d$ 作用时	水平位移 $(F^{-1} \times L)$ 转角 (F^{-1}) 水平位移 (F^{-1}) 转角 $(F^{-1} \times L \times F^{-1})$	δ_{00} $\delta_{0\theta}$ $\delta_{0x_0} = \delta_{0x_0}$ $\delta_{0\theta_0}$
公司附录 B-2 中步骤 4				

续表

计 算 步 骤			内 容	备 注
4	求桥墩发生单位位移时, 在桥墩引起的内力	发生单位竖向位移时 发生单位水平位移时 发生单位转角时	$\delta_{00} = \frac{1}{C_{00} + \frac{1}{\delta_{00}}}$ $\delta_{0\theta} = \frac{\delta_{0\theta}}{C_{00} + \frac{1}{\delta_{00}}}$ $\delta_{0x_0} = \frac{\delta_{0x_0}}{C_{00} + \frac{1}{\delta_{00}}}$ $\delta_{0\theta_0} = \frac{\delta_{0\theta_0}}{C_{00} + \frac{1}{\delta_{00}}}$	C_0, C_0, μ ——见附录 B 之二 δ_{00} ——在单位力作用下和桥墩的刚度
5	求单位力作用时, 桥墩引起的反力	发生单位竖向位移时 发生单位水平位移时 发生单位转角时	$Y_0 = C_{00} + C_0 \mu$ $Y_0 = C_0 \mu$ $Y_0 = C_{00} + \delta_0 F^2$ $Y_0 = C_{00} + \delta_0 F^2$ $Y_0 = C_{00} + \delta_0 F^2$	$\delta_0 = B + 1$ B ——垂直于力作用方向的单位力 $\delta_0, \delta_0, \delta_0, \delta_0$ ——见附录 B 之二 δ_0 ——桥墩的刚度 δ_0 ——定标原点到各点的距离 δ_0 ——第 1 点的刚度

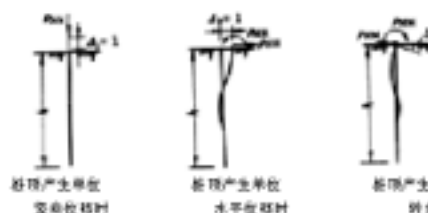
续表

计 算 步 骤			内 容	备 注
6	求承台位移	竖向位移(L)	$v = \frac{(N+G)}{Y_{se}}$	
		水平位移(L)	$U = \frac{Y_{se} E - Y_{se} M}{Y_{se} Y_{se} Y_{se}} + \frac{(N+G) Y_{se} Y_{se}}{Y_{se} (Y_{se} Y_{se} Y_{se})}$	
		转角(弧度)	$\theta = \frac{Y_{se} M - Y_{se} M}{Y_{se} Y_{se} Y_{se}} + \frac{(N+G) Y_{se} Y_{se}}{Y_{se} (Y_{se} Y_{se} Y_{se})}$	
7	求任一基桩桩身弯矩	端剪力(Q)	$N_s = (V + Q_s)_{max}$	Q_s 在界点以右取正, 以左取负
		水平力(Q)	$H_s = U_{max} - Q_{max}$	
		弯矩(F×L)	$M_s = Q_{max} - U_{max}$	
8	求任一基桩桩身弯矩	弯矩(F×L)	$M_s = \frac{1}{2} E I C_b A_s + \frac{1}{2} C_b + \frac{M_s}{2 E I C_b}$	A_s, B_s, C_s, D_s 查表 B-6, 当桩身变截面配筋时作适当计算
9	求桩身最大弯矩点其位置	最大弯矩点(L)	x_{max}	计算公式的附表 B-3
		最大弯矩(F×L)	M_{max}	
10	求承台和侧墙的界点抗力	水平抗力(F)		
		抗弯矩(Q×L)	$M_s = U D_s F + C D_s F$	

续表

计 算 步 骤			内 容	备 注
11	求承台底地基土的侧压力及摩擦阻力	竖向抗力(F)	$N_s = V C_b A_s$	10, 11, 12 项为必算内容
		水平抗力(F)	$H_s = U_s N_s$	
		反弯矩(F×L)	$M_s = C C_b$	
12	校核水平力的计算结果		$\sum H_s + H_a + H_b = R$	

注: ① $Q_{max}, U_{max}, H_{max}, M_{max}$ 的符号意义同图:



② A_s ——单桩桩底压力分布面积, 对于端承型桩, A_s 为单桩的底面积; 对于摩擦型桩, 取下列二公式计算值之较小者:

$$A_s = \pi \left(b^2 + \frac{d}{2} \right)^2 \quad A_s = \frac{\pi}{4} d^2$$

式中 b ——桩入土深度

d ——桩间各土质内摩擦角的加权平均值

d ——桩的计算直径 e ——桩的中心距。

③ F 、 S ——承台底面以上侧向土水平抗力系数 C 图形的面积、对于底面的面积矩、惯性矩；

$$F = \frac{C_0 h}{2}$$

$$S = \frac{C_0 h^2}{8}$$

$$I = \frac{C_0 h^3}{12}$$

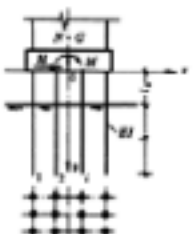
④ A_0 、 I_0 ——承台底与地基土的接触面积、惯性矩；

$$A_0 = F - nA$$

$$I_0 = I_F - \sum AKx_i^2$$

式中 F ——承台底面积； nA ——各基桩桩顶横截面积和。

表 B-5

计 算 步 骤			内 容	备 注
1	确定荷载和计算图式			受弯零点应在群桩对称点上或重心上
2	确定基本计算参数		$m, m_0, E, I, \alpha, C_0, C_0', C_0''$	详见附录 B.0.2
3	求单位力作用于桩身某处时,桩身在该处产生的位移		$\delta_{xx}, \delta_{xy}, \delta_{yx}, \delta_{yy}$	公式同表 B-3
4	求单位力作用于桩顶时桩顶产生的位移	$H_0=1$	水平位移 ($F^{-1} \times L$)	$\delta_{xx} = \frac{1}{2H_0} + \alpha \sin \beta + 2\alpha \sin \alpha + \delta_{xx}$
		作用时	转角 (F^{-1})	$\delta_{xy} = \frac{1}{2H_0} + \alpha \sin \alpha + \delta_{xy}$
		$M_0=1$	水平位移 (F^{-1})	$\delta'_{xx} = \delta'_{xx}$
		作用时	转角 ($F^{-1} \times L F^{-1}$)	$\delta'_{xy} = \frac{1}{H_0} + \alpha \sin \alpha$

续表

计 算 步 骤			内 容	备 注
4	求基顶发生单位位移时, 在基顶引起的内力	发生单位竖向位移时	竖向力($F \times L^{-1}$)	
		发生水平单位位移时	水平力($F \times L^{-1}$)	
			弯矩(F)	
		发生单位转角时	竖向力(F)	
			弯矩($F \times L$)	
5	求基面发生单位位移时, 所求桩顶引起的反力和	单位竖向位移时	竖向反力($F \times L^{-1}$)	L ——桩长 X_0 ——坐标原点至基桩的距离 K_0 ——第 1 排桩的刚度
		单位水平位移时	水平反力($F \times L^{-1}$)	
		单位转角时	反弯矩(F)	
			水平反力(F)	
		反弯矩($F \times L$)		

续表

计 算 步 骤			内 容	备 注
7	求基面位移	竖向位移(L)	$y = \frac{(N+Q)}{Y_0}$	
		水平位移(L)	$U = \frac{Y_0 X_0 H - Y_0 H X_0}{Y_0 X_0 Y_0 - Y_0^2}$	
		转角(弧度)	$\theta = \frac{Y_0 X_0 H - Y_0 H X_0}{Y_0 X_0 Y_0 - Y_0^2}$	
8	求任一基桩桩顶内力	竖向力(Q)	$N_0 = (Y + \theta X_0) Y_0$	X_0 在基点右侧取正, 左侧取负
		水平力(Q)	$H_0 = U_0 Y_0 - U_0 X_0 = \frac{H}{L}$	
		弯矩($Q \times L$)	$M_0 = U_0 Y_0 - U_0 X_0$	
9	求地面处桩身横向上的内力	水平力(Q)	$H_0 = H_0$	
		弯矩($Q \times L$)	$M_0 = H_0 + H_0 X_0$	
10	求地面处桩身的变位	水平位移(L)	$u_0 = H_0 Y_0 + M_0 X_0$	
		转角(弧度)	$\theta_0 = (H_0 X_0 + M_0 Y_0)$	
11	求地面下任一横截面桩身内力	弯矩($Q \times L$)	$M_x = u_0 Y_0 (u_0 A_x + \frac{Y_0}{L} H_0 + \frac{M_0}{L} C_0 + \frac{H_0}{L} D_0)$	$A_x = D_0$ 查表 B-6, 当时点位移(即转角)作该项计算
		水平力(Q)	$H_x = u_0 Y_0 (u_0 A_x + \frac{Y_0}{L} H_0 + \frac{M_0}{L} C_0 + \frac{H_0}{L} D_0)$	
12	求桩身最大弯矩及其位置	最大弯矩位置(L)	x_{max}	计算公式同附表 B-3
		最大弯矩($Q \times L$)	M_{max}	

影响函数值表

表 3-4

计算 深度 h/m	A_0	B_0	C_0	D_0	A_1	B_1	C_1	D_1	B_0D_1 $-B_1D_0$	A_0B_1 $-A_1B_0$	B_0D_1 $-B_1D_0$
0	0.0000	-0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
0.1	-0.00017	-0.00001	1.0000	0.0000	-0.00000	-0.00000	-0.00000	1.0000	0.00002	0.0000	1.0000
0.2	-0.00133	-0.00013	0.9999	0.0000	-0.00000	-0.00007	-0.00000	0.9999	0.00040	0.0000	1.00004
0.3	-0.00450	-0.00067	0.9994	0.0000	-0.00000	-0.00030	-0.00101	0.9994	0.00201	0.0000	1.00020
0.4	-0.01067	-0.00213	0.9974	0.0000	-0.00000	-0.00130	-0.00350	0.9974	0.00640	0.0000	1.00120
0.5	-0.02063	-0.00521	0.9922	0.0000	-0.00000	-0.00467	-0.00760	0.9922	0.01563	0.0000	1.00363
0.6	-0.03400	-0.01060	0.9840	0.0000	-0.00000	-0.00910	-0.01620	0.9840	0.03240	0.0000	1.00817
0.7	-0.05116	-0.02001	0.9720	0.0000	-0.00000	-0.01430	-0.02600	0.9720	0.06000	0.0000	1.01502
0.8	-0.07302	-0.03413	0.9561	0.0000	-0.00000	-0.02170	-0.04130	0.9561	0.10240	0.0000	1.02514
0.9	-0.101144	-0.05466	0.9364	0.0000	-0.00000	-0.03264	-0.06108	0.9364	0.16028	0.0000	1.03982
1.0	-0.13682	-0.08320	0.9130	0.0000	-0.00000	-0.04681	-0.08607	0.9130	0.23002	0.0000	1.11878
1.1	-0.18152	-0.12182	0.8873	0.0000	-0.00000	-0.06500	-0.12620	0.8873	0.30747	0.0000	1.20205
1.2	-0.23757	-0.17260	0.8593	0.0000	-0.00000	-0.08737	-0.17430	0.8593	0.40112	0.0000	1.29111
1.3	-0.30466	-0.23790	0.8277	0.0000	-0.00000	-0.11400	-0.23600	0.8277	0.52057	0.0000	1.39488
1.4	-0.38315	-0.31883	0.7925	0.0000	-0.00000	-0.14540	-0.31600	0.7925	0.67517	0.0000	1.52025

续表

计算 深度 h/m	A_0	B_0	C_0	D_0	A_1	B_1	C_1	D_1	B_0D_1 $-B_1D_0$	A_0B_1 $-A_1B_0$	B_0D_1 $-B_1D_0$
1.5	-0.47470	-0.42086	0.7554	0.0000	-0.18088	-0.11800	-0.45027	0.74745	1.28038	0.13816	1.86346
1.6	-0.57220	-0.54348	0.7349	0.0000	-0.24608	-0.15800	-0.51488	0.7349	1.69001	0.23427	2.23776
1.7	-0.68648	-0.68144	0.6957	0.0000	-0.33021	-0.21340	-0.58618	0.6957	2.18145	0.33804	2.68266
1.8	-0.81984	-0.84715	0.6387	0.0000	-0.43182	-0.28728	-0.66600	0.6387	2.74794	0.47051	3.25143
1.9	-1.17698	-1.07357	0.5630	0.0000	-0.55886	-0.38745	-0.80770	0.5630	3.43630	0.64032	3.98645
2.0	-1.26835	-1.51361	0.5076	0.0000	-0.69218	-0.50708	-0.90620	0.5076	4.13851	0.81136	4.80824
2.2	-1.68394	-1.60367	0.27067	0.0000	-0.97038	-0.71682	-1.06138	0.27067	6.01044	1.63682	7.39356
2.4	-2.14117	-2.68320	0.04685	0.0000	-1.35201	-0.97528	-1.38151	0.04685	8.03510	2.82286	11.13130
2.6	-2.63230	-3.56887	-1.87734	0.0000	-1.83055	-1.46523	-1.85541	-2.82100	14.80800	4.70118	16.74680
2.8	-3.16041	-4.71748	-3.10761	0.0000	-2.40538	-2.02286	-2.44481	-3.10761	22.13710	7.62636	25.06510
3.0	-3.74058	-6.08876	-4.86768	0.0000	-3.08538	-2.70480	-3.06028	-3.74058	33.06790	12.15530	37.38070
3.5	-5.01821	-8.54287	-10.54040	0.0000	-4.07408	-3.79805	-4.06240	-5.01821	52.20800	24.36800	56.58800
4.0	-6.61428	-11.7357	-17.01860	0.0000	-5.24368	-4.95742	-5.01030	-6.61428	78.06100	38.08200	86.14600

注:表中 Y 为计算截面的深度, μ 为土的水平变形系数。

续表

频率 深度 $h=97$	A_1B_1 $-A_1B_2$	A_2B_1 $-A_1B_3$	A_3B_1 $-A_1B_4$	A_4C_1 $-A_1C_5$	A_5C_1 $-A_1C_6$	$A_1=$ $\frac{B_1D_1-B_2D_2}{A_1B_1-A_1B_2}$	$B_1=$ $\frac{A_1D_1-A_1C_1}{A_1B_1-A_1B_2}$	$C_1=$ $\frac{A_2C_1-A_1C_2}{A_1B_1-A_1B_2}$	$\frac{B_2D_1-B_2D_2}{A_1B_1-A_1B_2}$	$\frac{A_2D_1-A_1D_2}{A_1B_1-A_1B_2}$	$\frac{A_2C_1-C_1A_2}{A_1B_1-A_1B_2}$
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	∞	∞	∞	0.0000	0.0000	0.0000
0.1	0.0050	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000	3770.40	54084.40	81887.20	0.0003	0.0000	0.1000
0.2	0.0000	0.0087	0.0003	0.0000	0.0000	434.771	28.7.280	21038.80	0.0008	0.0000	0.2000
0.3	0.04500	0.0060	0.0086	0.04300	0.01300	186.135	886.565	4347.870	0.0060	0.04500	0.3000
0.4	0.07688	0.02133	0.00333	0.08301	0.02200	111.938	372.830	1386.070	0.02133	0.07688	0.3886
0.5	0.12504	0.04187	0.01302	0.12305	0.04251	72.102	182.214	376.825	0.04185	0.12485	0.4688
0.6	0.18013	0.07203	0.02701	0.18020	0.10804	50.012	111.176	278.134	0.07182	0.17883	0.5882
0.7	0.24535	0.11443	0.05004	0.24536	0.17361	36.740	70.001	150.238	0.11408	0.24448	0.6802
0.8	0.32061	0.17064	0.08336	0.32150	0.25632	28.106	48.864	88.176	0.16845	0.31867	0.75763
0.9	0.40706	0.24574	0.12885	0.40842	0.34333	22.245	38.000	55.512	0.24002	0.40188	0.8692
1.0	0.50438	0.35007	0.20873	0.50714	0.50364	18.028	24.102	36.480	0.35835	0.46374	0.98176
1.2	0.61351	0.46798	0.30800	0.61863	0.68863	14.815	18.360	25.122	0.45551	0.56274	1.08360
1.3	0.73565	0.58548	0.45412	0.74362	0.87232	12.350	14.086	17.941	0.55288	0.68811	1.17805
1.4	0.87244	0.74850	0.59310	0.88861	1.11426	10.716	11.102	13.235	0.68488	0.80737	1.26166
1.5	1.02612	0.94032	0.80887	1.05350	1.40058	9.285	9.682	10.049	0.84835	0.91831	1.34213

续表

频率 深度 $h=97$	A_1B_1 $-A_1B_2$	A_2B_1 $-A_1B_3$	A_3B_1 $-A_1B_4$	A_4C_1 $-A_1C_5$	A_5C_1 $-A_1C_6$	$A_1=$ $\frac{B_1D_1-B_2D_2}{A_1B_1-A_1B_2}$	$B_1=$ $\frac{A_1D_1-A_1C_1}{A_1B_1-A_1B_2}$	$C_1=$ $\frac{A_2C_1-A_1C_2}{A_1B_1-A_1B_2}$	$\frac{B_2D_1-B_2D_2}{A_1B_1-A_1B_2}$	$\frac{A_2D_1-A_1D_2}{A_1B_1-A_1B_2}$	$\frac{A_2C_1-C_1A_2}{A_1B_1-A_1B_2}$
1.5	1.18841	1.16880	1.07981	1.24732	1.73720	8.301	7.348	7.456	1.03382	1.05818	1.41516
1.6	1.36771	1.44015	1.36370	1.47277	2.13135	7.154	6.120	2.426	1.18832	1.15580	1.47080
1.7	1.62522	1.75884	1.78818	1.74018	2.58200	6.375	5.188	5.153	1.36086	1.25218	1.53540
1.8	1.88146	2.12633	2.28233	2.06147	3.13038	5.750	4.464	4.300	1.58176	1.32038	1.58115
1.9	2.18544	2.36282	2.84906	2.45147	3.70046	5.350	3.878	3.860	1.85343	1.36588	1.61718
2.0	2.58864	3.11383	3.54858	2.82055	4.46886	4.757	3.418	3.215	1.84281	1.42678	1.64405
2.2	3.73380	4.51848	5.38469	4.24804	6.40184	4.032	2.754	2.361	2.09041	1.54546	1.67460
2.4	4.65288	6.57004	8.02210	6.28800	8.00220	3.526	2.527	2.257	2.28774	1.58588	1.68320
2.6	7.07178	9.82880	11.82080	8.48284	12.67180	3.161	2.048	2.015	2.52845	1.58617	1.68885
2.8	10.26420	14.25710	17.33820	14.40820	18.48980	2.805	1.868	1.868	2.57116	1.58282	1.68717
3.0	15.06220	21.38820	25.42750	22.06800	27.12570	2.757	1.758	1.818	2.58547	1.58608	1.68051
3.5	41.01820	60.47800	67.46820	64.78640	72.04850	2.302	1.641	1.757	2.38881	1.58435	1.71100
4.0	114.72300	178.70800	185.98000	180.82400	200.04700	2.441	1.625	1.751	2.40774	1.58678	1.73218

按最大弯矩系数 C_1 、最大弯矩系数 C_2

表 B-7

板厚 mm	C_1						C_2					
	$h=4.0$	$h=3.5$	$h=3.0$	$h=2.8$	$h=2.6$	$h=2.4$	$h=4.0$	$h=3.5$	$h=3.0$	$h=2.8$	$h=2.6$	$h=2.4$
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1	1	1	1	1	1
0.1	151.252	126.466	120.507	112.654	102.805	90.196	1.001	1.001	1.001	1.001	1.001	1.000
0.2	34.398	33.083	31.136	28.069	25.226	22.636	1.004	1.004	1.004	1.005	1.005	1.000
0.3	15.544	15.282	14.013	13.003	11.671	10.064	1.012	1.013	1.014	1.015	1.017	1.016
0.4	8.781	8.425	7.798	7.176	6.388	5.408	1.026	1.030	1.033	1.036	1.040	1.047
0.5	5.326	5.428	4.821	4.385	3.830	3.183	1.057	1.059	1.066	1.075	1.083	1.100
0.6	3.710	3.587	3.141	2.811	2.400	1.931	1.101	1.105	1.120	1.134	1.158	1.188
0.7	2.366	2.485	2.088	1.826	1.508	1.130	1.166	1.176	1.208	1.236	1.261	1.380
0.8	1.761	1.836	1.377	1.160	0.832	0.471	1.274	1.286	1.358	1.406	1.546	1.765
0.9	1.258	1.151	0.867	0.685	0.440	0.246	1.441	1.475	1.635	1.807	2.173	3.250
1.0	0.824	0.740	0.484	0.327	0.146	-0.052	1.758	1.814	2.232	2.861	3.676	-18.277
1.1	0.300	0.430	0.187	0.046	-0.160	-0.347	2.266	2.582	4.543	14.411	-5.646	-1.684
1.2	0.246	0.165	-0.052	-0.172	-0.368	-0.418	3.306	3.340	-12.716	-3.165	-1.496	-0.714
1.3	0.084	-0.046	-0.246	-0.355	-0.465	-0.557	25.458	-14.547	-2.063	-1.178	-0.675	-0.381
1.4	-0.145	-0.259	-0.439	-0.508	-0.572	-0.672	-4.568	-2.572	-0.636	-0.658	-0.383	-0.229
1.5	-0.266	-0.364	-0.536	-0.636	-0.712	-0.769	-1.828	-1.265	-0.374	-0.528	-0.233	-0.131

续表

板厚 mm	C_1						C_2					
	$h=4.0$	$h=3.5$	$h=3.0$	$h=2.8$	$h=2.6$	$h=2.4$	$h=4.0$	$h=3.5$	$h=3.0$	$h=2.8$	$h=2.6$	$h=2.4$
1.5	-0.434	-0.521	-0.634	-0.739	-0.812	-0.853	-1.138	-0.772	-0.265	-0.240	-0.146	-0.078
1.7	-0.555	-0.645	-0.798	-0.954	-0.988	-0.925	-0.740	-0.527	-0.242	-0.157	-0.061	-0.040
1.8	-0.685	-0.798	-0.988	-0.945	-0.675	-0.687	-0.530	-0.368	-0.164	-0.108	-0.057	-0.026
1.9	-0.768	-0.902	-0.988	-1.058	-1.043	-1.043	-0.386	-0.263	-0.112	-0.067	-0.034	-0.014
2.0	-0.885	-0.981	-1.075	-1.068	-1.105	-1.082	-0.304	-0.184	-0.078	-0.042	-0.020	-0.006
2.2	-1.048	-1.148	-1.225	-1.227	-1.210	-1.176	-0.187	-0.106	-0.053	-0.015	-0.005	-0.001
2.4	-1.230	-1.328	-1.380	-1.338	-1.266	0	-0.118	-0.057	-0.012	-0.004	-0.001	0
2.6	-1.420	-1.507	-1.480	-1.434	0.333		-0.074	-0.038	-0.003	-0.001	0	
2.8	-1.635	-1.652	-1.583	0.056			-0.045	-0.013	-0.001	0		
3.0	-1.863	-1.880	0				-0.026	-0.004	0			
3.5	-2.664	1.000					-0.005	0				
4.0	-0.045						-0.011					

 注:表中 α 为板的水平投影系数, β 为板与计算截面的厚度比, μ 为板的入土深度。当 $h>4.0$ 时,按 $h=4.0$ 计算

附录 C 单桩竖向抗压静载试验

C.0.1 试验目的:采用接近于竖向抗压桩的实际工作条件的试验方法,确定单桩竖向(抗压)极限承载力,作为设计依据,或对工程桩的承载力进行抽样检验和评价。当埋设有桩底反力和桩身应力、应变测量元件时,尚可直接测定桩周各土层的极限侧阻力和极限端阻力。除对于以桩身承载力控制极限承载力的工程桩试验加载至承载力设计值的 1.5~2 倍外,其余试桩均应加载至破坏。

C.0.2 试验加载装置:一般采用油压千斤顶加载,千斤顶的加载反力装置可根据现场实际条件取下列三种形式之一:

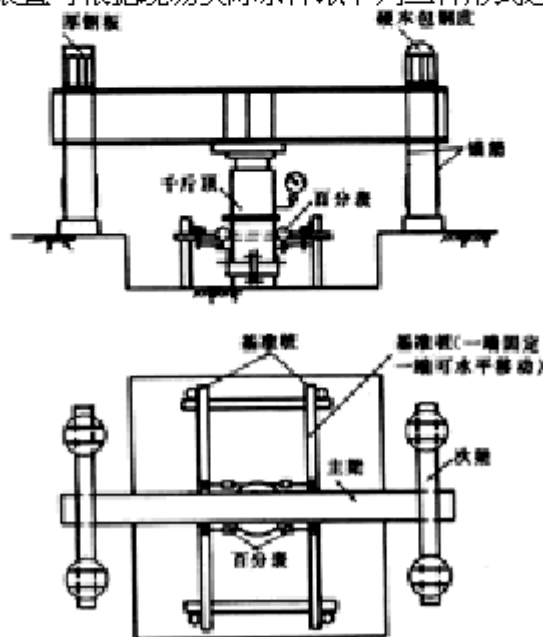


图 C-1 竖向静载试验装置

C.0.2.1 锚桩横梁反力装置(图 C-1):锚桩、反力梁装置能提供的反力应不小于预估最大试验荷载的 1.2~1.5 倍。

采用工程桩作锚桩时,锚桩数量不得少于 4 根,并应对试验过程锚桩上拔量进行监测。

C.0.2.2 压重平台反力装置:压重量不得少于预估试桩破坏荷载的 1.2 倍;压重应在试验开始前一次加上,并均匀稳固放置于平台上;

C.0.2.3 锚桩压重联合反力装置:当试桩最大加载量超过锚桩的抗拔能力时,可在横梁上放置或悬挂一定重物,由锚桩和重物共同承受千斤顶

加载反力。

千斤顶平放于试桩中心，当采用 2 个以上千斤顶加载时，应将千斤顶并联同步工作，并使千斤顶的合力通过试桩中心。

C.0.3 荷载与沉降的量测仪表:荷载可用放置于千斤顶上的应力环、应变式压力传感器直接测定，或采用联于千斤顶的压力表测定油压，根据千斤顶率定曲线换算荷载。试桩沉降一般采用百分表或电子位移计测量。对于大直径桩应在其 2 个正交直径方向对称安置 4 个位移测试仪表，中等和小直径桩径可安置 2 个或 3 个位移测试仪表。沉降测定平面离桩顶距离不应小于 0.5 倍桩径，固定和支承百分表的夹具和基准梁在构造上应确保不受气温、振动及其他外界因素影响而发生竖向变位。

C.0.4 试桩、锚桩(压重平台支墩)和基准桩之间的中心距离应符合表 C-1 的规定。

试桩、锚桩和基准桩之间的中心距离 表 C-1

反力系统	试桩与锚桩(或 压重平台支墩边)	试桩与基准桩	基准桩与锚桩(或 压重平台支墩边)
锚桩横梁反力装置	$\geq 4d$ 且	$\geq 4d$ 且	$\geq 4d$ 且
压重平台反力装置	$\geq 2.0m$	$\geq 2.0m$	$\geq 2.0m$

注:d——试桩或锚桩的设计直径,取其较大者(如试桩或锚桩为扩底桩时,试桩与锚桩的中心距不应小于 2 倍扩大端直径)。

C.0.5 试桩制作要求

C.0.5.1 试桩顶部一般应予加强，可在桩顶配置加密钢筋网 2~3 层，或以薄钢板圆筒作成加劲箍与桩顶混凝土浇成一体，用高标号砂浆将桩顶抹平。对于预制桩，若桩顶未破损可不另作处理。

C.0.5.2 为安置沉降测点和仪表，试桩顶部露出试坑地面的高度不宜小于 600mm，试坑地面宜与桩承台底设计标高一致。

C.0.5.3 试桩的成桩工艺和质量控制标准应与工程桩一致。为缩短试桩养护时间，混凝土强度等级可适当提高，或掺入早强剂。

C.0.6 从成桩到开始试验的间歇时间:在桩身强度达到设计要求的前提下，对于砂类土，不应少于 10d；对于粉土和粘性土，不应少于 15d；对于淤泥或淤泥质土，不应少于 25d。

C.0.7 试验加载方式:采用慢速维持荷载法，即逐级加载，每级荷载达到相对稳定后加下一级荷载，直到试桩破坏，然后分级卸载到零。当考虑结合实际工程桩的荷载特征可采用多循环加、卸载法(每级荷载达到相对稳定后卸载到零)。当考虑缩短试验时间，对于工程桩的检验性试验，可采用快速维持荷载法，即一般每隔一小时加一级荷载。

C.0.8 加卸载与沉降观测:

C.0.8.1 加载分级:每级加载为预估极限荷载的 1/10~1/15，第一级可按 2 倍分级荷载加荷；

C.0.8.2 沉降观测:每级加载后间隔 5、10、15min 各测读一次,以后每隔 15min 测读一次,累计 1h 后每隔 30min 测读一次。

每次测读值记入试验记录表;

C.0.8.3 沉降相对稳定标准:每一小时的沉降不超过 0.1mm,并连续出现两次(由 1.5h 内连续三次观测值计算),认为已达到相对稳定,可加下一级荷载。

C.0.8.4 终止加载条件:当出现下列情况之一时,即可终止加载:

- (1)某级荷载作用下,桩的沉降量为前一级荷载作用下沉降量的 5 倍;
- (2)某级荷载作用下,桩的沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的 2 倍,且经 24h 尚未达到相对稳定;
- (3)已达到锚桩最大抗拔力或压重平台的最大重量时。

C.0.8.5 卸载与卸载沉降观测:每级卸载值为每级加载值的 2 倍。每级卸载后隔 15min 测读一次残余沉降,读两次后,隔 30min 再读一次,即可卸下一级荷载,全部卸载后,隔 3~4h 再读一次。

C.0.9 试验报告内容及资料整理

C.0.9.1 单桩竖向抗压静载试验概况:整理成表格形式(见表 C-2),并应对成桩和试验过程出现的异常现象作补充说明;

单桩竖向(水平)静载试验概况表 表 C-2

工程名称		地 点		试验单位	
试桩编号		桩 型		试验起止时间	
成桩工艺		桩断面尺寸		桩 长	
混凝土设计	桩注桩底土厚度	配 筋	规 格	配筋率	
标 号	实 际	桩注充盈系数	配 筋	长 度	
综 合 柱 状 图					试桩平面布置示意图
层 次	土 层 名 称	描 述	地 质 符 号	相 对 标 高	桩 身 剖 面
1					
2					
3					
4					
5					

续表

土的物理力学指标													
层次	深度 (m)	γ (KN/m ³)	ω (%)	ρ_s	ω_p (%)	I_p	I_L	$\alpha-2$ $\alpha-6$	E_s (MPa)	φ (度)	f_k (kPa)		
1													
2													

试验:

资料整理:

校核:

C.0.9.2 单桩竖向抗压静载试验记录表(见表 C—3);

单桩竖向抗压静载试验记录表

表 C—3

试桩号:

荷载 (KN)	观测时间 日/月/时分	间隔时间 (min)	读 数					沉降(mm)		备 注
			表	表	表	表	平均	本次	累计	

试验:

记录:

校核:

C.0.9.3 单桩竖向抗压静载试验荷载—沉降汇总表(见表 C—4);

单桩竖向抗压静载试验结果汇总表

表 C—4

试桩号:

序号	荷载 (KN)	历时(min)		沉降(mm)	
		本 级	累 计	本 级	累 计

试验:

记录:

校核:

C.0.9.4 确定单桩竖向极限承载力:一般应绘 $Q-s$, $s-lgt$ 曲线,以及其他辅助分析所需曲线;

C.0.9.5 当进行桩身应力、应变和桩底反力测定时,应整理出有关数据的记录表和绘制桩身轴力分布、侧阻力分布,桩端阻力-荷载、桩端阻力, 沉降关系等曲线;

C.0.9.6 按第 C.0.10 条和第 C.0.11 条确定单桩竖向极限承载力标准值。

C.0.10 单桩竖向极限承载力可按下列方法综合分析确定:

C.0.10.1 根据沉降随荷载的变化特征确定极限承载力:对于陡降型

Q-s 曲线取 Q-s 曲线发生明显陡降的起始点;

C.0.10.2 根据沉降量确定极限承载力:对于缓变型 Q-s 曲线一般可取 $s=40\sim 50\text{mm}$ 对应的荷载,对于大直径桩可取 $s=0.03\sim 0.06D$ (D 为桩端直径,大桩径取低值,小桩径取高值)所对应的荷载值;对于细长桩($l/d>80$)可取 $s=60\sim 80\text{mm}$ 对应的荷载;

C.0.10.3 根据沉降随时间的变化特征确定极限承载力:取 $s\text{-}lgt$ 曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载值。

C.0.11 单桩竖向极限承载力标准值应根据试桩位置、实际地质条件、施工情况等综合确定。当各试桩条件基本相同时,单桩竖向极限承载力标准值可按下列步骤与方法确定:

C.0.11.1 计算试桩结果统计特征值:

(1)按上述方法,确定 n 根正常条件试桩的极限承载力实测值

Q_{ui} ;

(2)按下式计算 n 根试桩实测极限承载力平均值 Q_{um}

$$Q_{um} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Q_{ui} \quad (C-1)$$

(3)按下式计算每根试桩的极限承载力实测值与平均值之比

α

$$\alpha_i = Q_{ui} / Q_{um} \quad (C-2)$$

下标 i 根据 Q_{ui} 值由小到大的顺序确定;

(4)按下式计算 α 的标准差 S_α

$$S_\alpha = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\alpha_i - 1)^2 / (n-1)} \quad (C-3)$$

C. 0. 11. 2 确定单桩竖向极限承载力标准值 Q_{uk} (1)当

$s_n \leq 0.15$ 时, $Q_{sk} = Q_{nkn}$;

(2) 当 $s_n > 0.15$ 时, $Q_{sk} = \lambda Q_{nkn}$

C.0.11.8 单桩竖向极限承载力标准值折减系数 λ , 根据变量 α_i 的分布, 按下列方法确定:

(1) 当试桩数 $n=2$ 时, 按表 C-5 确定

折减系数 $\lambda(n=2)$

表 C-5

$\alpha_2 - \alpha_1$	0.21	0.24	0.27	0.30	0.33	0.36	0.39	0.42	0.45	0.48	0.51
λ	1.00	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90	0.88	0.87	0.85

(2) 当试桩数 $n=3$ 时, 按表 C-6 确定

折减系数 $\lambda(n=3)$

表 C-6

$\alpha_3 - \alpha_2$	0.30	0.33	0.36	0.39	0.42	0.45	0.48	0.51
λ	0.84	0.82	1.00	1.08	1.06	1.04	1.02	1.00
	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.93	0.92
	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.93	0.92
	1.00	0.99	0.98	0.95	0.94	0.93	0.91	0.89
	0.98	0.97					0.90	0.88
							0.88	0.84

(3) 当试桩数 $n \geq 4$ 时按下式计算:

$$A_0 + A_1\lambda + A_2\lambda^2 + A_3\lambda^3 + A_4\lambda^4 = 0 \quad (C-4)$$

$$\text{式中 } A_0 = \sum_{i=1}^{n-kn} \alpha_i^2 + \frac{1}{m} \left(\sum_{i=1}^{n-kn} \alpha_i \right)^2;$$

$$A_1 = \frac{2n}{m} \sum_{i=1}^{n-kn} \alpha_i;$$

$$A_2 = 0.127 - 1.127n + \frac{n^2}{m};$$

$$A_3 = 0.147 \times (n-1)$$

$$A_4 = 0.042 \times (n-1);$$

取 $m=1, 2, \dots$ 满足式(C-4)的 λ 值即为所求。

附录 D 单桩竖向抗拔静载试验

D.0.1 试验目的: 采用接近于竖向抗拔桩的实际工作条件的试验方法, 确定单桩抗拔极限承载力。

D.0.2 试验加载装置: 一般采用油压千斤顶加载, 千斤顶的加载反力装置可根据现场情况确定, 应尽量利用工程桩为支座反力, 抗拔试桩与支座

桩的最小间距可根据表 C-1 确定。

D.0.3 荷载与沉降量测仪表:荷载可用放置于千斤顶上的应力环,应变速压力传感器直接测定,或采用联于千斤顶的标准压力表测定油压,根据千斤顶率定曲线换算荷载。试桩上拔变形一般采用百分表测量,布置方法与竖向抗压试验相同。

D.0.4 从成桩到开始试验的间歇时间:在确定桩身强度达到要求的前提下,对于砂类土、不应少于 10d;对于粉土和粘性土,不应少于 15d,对于淤泥或淤泥质土,不应少于 25d。

D.0.5 试验加载方式:一般采用慢速维持荷载法(逐级加载,每级荷载达到相对稳定后加下一级荷载,直到试桩破坏,然后逐级卸载到零)。当考虑结合实际工程桩的荷载特征时,也可采用多循环加卸载法(每级荷载达到相对稳定后卸载到零)。

D.0.6 慢速维持荷载法按下列规定进行加、卸载和竖向变形观测:

D.0.6.1 加载分级:每级加载为预估极限荷载的 $1/10 \sim 1/15$ 。

D.0.6.2 变形观测:每级加载后间隔 5、10、15min 各测读一次,以后每隔 15min 测读一次,累计 1h 后每隔 30min 测读一次。每次测读值记入试验记录表(见表 C-3),并记录桩身外露部分裂缝开展情况。

D.0.6.3 变形相对稳定标准:每一小时内的变形值不超过 0.1mm,并连续出现两次(由 1.5h 内连续三次观测值计算),认为已达到相对稳定,可加下一级荷载。

D.0.6.4 终止加载条件:当出现下列情况之一时,即可终止加载:

- (1)桩顶荷载为桩受拉钢筋总极限承载力的 0.9 倍时;
- (2)某级荷载作用下,桩顶变形量为前一级荷载作用下的 5 倍;
- (3)累计上拔量超过 100mm。

D.0.7 单桩竖向抗拔静载试验分析报告的资料整理内容:

D.0.7.1 单桩竖向抗拔静载试验概况:整理成表格形式(宜按表 C-2)并对成桩的试验过程出现的异常现象作补充说明;

D.0.7.2 单桩竖向抗拔静载试验记录表(宜按表 C-3);

D.0.7.3 单桩竖向抗拔静载试验变形汇总表(宜按表 C-4);

D.0.7.4 绘制单桩竖向抗拔试验荷载-变形($U-\Delta$)曲线图;

D.0.7.5 当进行桩身应力、应变测试时,应整理出有关数据的记录表及绘制桩身应力变化、桩侧阻力与荷载-变形等关系曲线。

D.0.8 单桩竖向抗拔极限承载力的判定:

D.0.8.1 对于陡变形 $U-\Delta$ 曲线,取陡升起始点荷载为极限荷载;

D.0.8.2 对于缓变形 $U-\Delta$ 曲线,根据上拔量和 $\Delta-\lg t$ 曲线变化综合判定,即取 $\Delta-\lg t$ 曲线尾部显著弯曲的前一级荷载为极限荷载。

附录 E 单桩水平静载试验

E.0.1 试验目的:采用接近于水平受力桩的实际工作条件的试验方法

确定单桩的水平承载力和地基土的水平抗力系数或对工程桩的水平承载力进行检验和评价;当埋设有桩身应力测量元件时,可测定出桩身应力变化,并由此求得桩身弯矩分布。

E.0.2 试验设备与仪表装置(图 E-1)

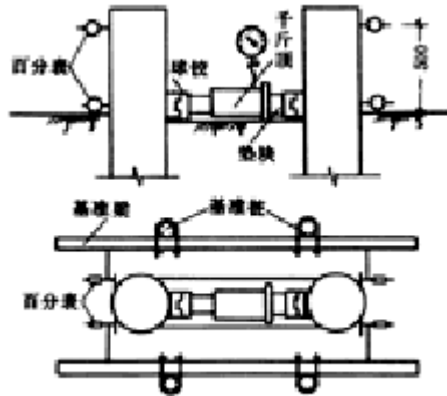


图 E-1 水平静载试验装置

E.0.2.1 采用千斤顶施加水平力,水平力作用线应通过地面标高处(地面标高应与实际工程桩基承台底面标高一致)。在千斤顶与试桩接触处宜安置一球形铰座,以保证千斤顶作用力能水平通过桩身轴线;

E.0.2.2 桩的水平位移宜采用大量程百分表测量。每一试桩在力的作用水平面上和在该平面以上 50cm 左右各安装一或二只百分表(下表测量桩身在地面处的水平位移,上表测量桩顶水平位移,根据两表位移差与两表距离的比值求得地面以上桩身的转角)。如果桩身露出地面较短,可只在力的作用水平面上安装百分表测量水平位移;

E.0.2.3 固定百分表的基准桩宜打设在试桩侧面靠位移的反方向,与试桩的净距不少于 1 倍试桩直径。

E.0.3 试验加载方法:宜采用单向多循环加卸载法,对于个别受长期水平荷载的桩基也可采用慢速维持加载法(稳定标准可参照竖向静载试验)进行试验。

E.0.4 多循环加卸载试验法,按下列规定进行加卸载和位移观测:

E.0.4.1 荷载分级:取预估水平极限承载力的 $1/10 \sim 1/15$ 作为每级荷载的加载增量。根据桩径大小并适当考虑土层软硬,对于直径 300~1000mm 的桩,每级荷载增量可取 2.5~20kN;

E.0.4.2 加载程序与位移观测:每级荷载施加后,恒载 4min 测读水平位移,然后卸载至零,停 2min 测读残余水平位移,至此完成一个加卸载循环,如此循环 5 次便完成一级荷载的试验观测。加载时间应尽量缩短,测量位移的间隔时间应严格准确,试验不得中途停歇;

E.0.4.3 终止试验的条件:当桩身折断或水平位移超过 30~40mm(软土取 40mm)时,可终止试验。

E.0.5 单桩水平静载试验报告内容及资料整理

E.0.5.1 单桩水平静载试验概况:整理成表格形式(宜按表 C-2)。对成桩和试验过程发生的异常现象应作补充说明;

E.0.5.2 单桩水平静载试验记录表(宜按表 E-1)。

单桩水平静载试验记录表

表 E-1

试桩号:

荷载 (KN)	观测时间 日/月/时分	循环 数	加 载 卸 载				水平位移(mm)		加载上下 表读数差	转角	备 注
			上表	下表	上表	下表	加载	卸载			

试验:

记录:

校核:

E. 0.5.3 绘制有关试验成果曲线:一般应绘制水平力—时间—位移(H_0-t-x_0)、水平力—位移梯度($H_0=\frac{\Delta x_0}{\Delta H_0}$)或水平力—位移双对数($\lg H_0-\lg x_0$)曲线,当测量桩身应力时,尚应绘制应力沿桩身分布和水平力—最大弯矩截面钢筋应力($H_0-\sigma_s$)等曲线。

E. 0.6 单桩水平临界荷载(桩身受拉区混凝土明显退出工作前的最大荷载)按下列方法综合确定:

E. 0.6.1 H_0-t-x_0 取曲线出现突变(相同荷载增量的条件下,出现比前一级明显增大的位移增量)点的前一级荷载为水平临界荷载(图 E-2a);

E. 0.6.2 取 $H_0=\frac{\Delta x_0}{\Delta H_0}$ 曲线第一直线段的终点(图 E-2b)或 $\lg H_0-\lg x_0$ 曲线拐点所对应的荷载为水平临界荷载;

E. 0.6.2 当有钢筋应力测试数据时,取 $H_0-\sigma_s$ 第一突变点对应的荷载为水平临界荷载(图 E-2c)。

E. 0.7 单桩水平极限荷载可根据下列方法综合确定:

E. 0.7.1 取 H_0-t-x_0 曲线明显陡降的前一级荷载为极限荷载(附图 E-2a);

E. 0.7.2 取 $H_0=\frac{\Delta x_0}{\Delta H_0}$ 曲线第二直线段的终点对应的荷载为极限荷载(图 E-2b);

E. 0.7.3 取桩身折断或钢筋应力达到流限的前一级荷载为极限荷载。

有条件时,可模拟实际荷载情况、进行桩顶同时施加轴向压力的水平静载试验。

E. 0.8 地基土水平抗力系数的比例系数 m 可根据试验结果按下列公式确定:

$$m = \frac{\left(\frac{H_{\alpha}}{x_{\alpha}} v_x\right)^{5/3}}{b_0 (EI)^{2/3}} \quad (E-1)$$

式中 m ——地基土水平抗力系数的比例系数(MN/m^4),该数值为地面以下 $2(d+1)m$ 深度内各土层的综合值;

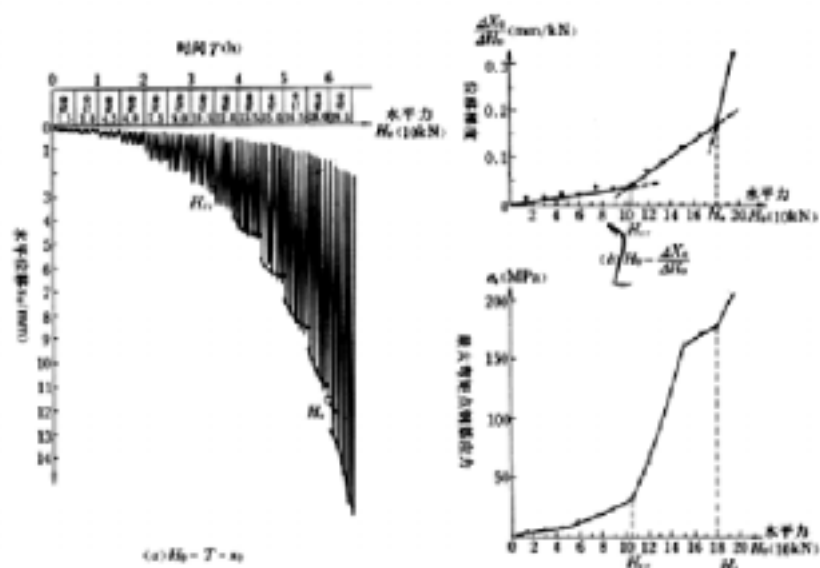


图 E-2 单桩水平静载试验成果曲线

H_{α} ——单桩水平临界荷载(kN);

x_{α} ——单桩水平临界荷载对应的位移;

u_k ——桩顶位移系数,可按表 5.4.2 采用(先假定 m ,试算 a);

b_0 ——桩身计算宽度(m),按第 5.4.5 条计算确定。

附录 F 按倒置弹性地基梁 计算墙下条形桩基承台梁

按倒置弹性地基梁计算墙下条形桩基连续承台梁时,先求得作用于梁上的荷载,然后按普通连续梁计算其弯矩和剪力。弯矩和剪力的计算公式根据附图 F—1 所示计算简图,分别按表 F—1 采用。

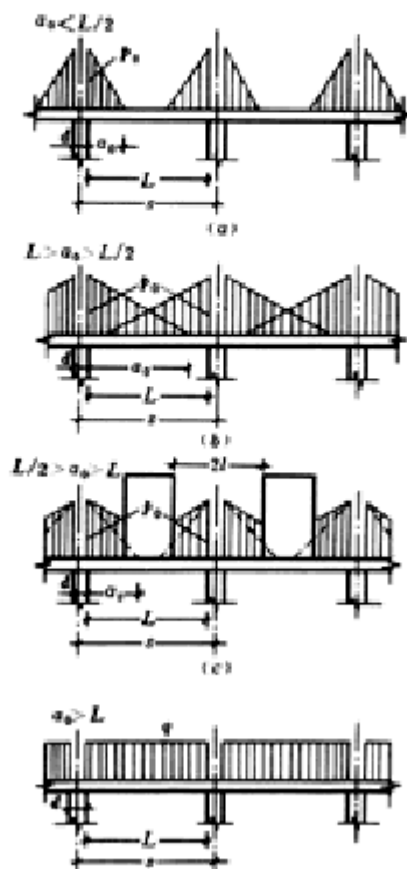


图 F—1 墙下条形桩基连续承台梁计算简图

墙下条形桩基连续承台梁内力计算公式

表 F-1

内力	计算简图编号	内 力 计 算 公 式
支座 弯矩	(a)、(b)、(c)	$M = -P \frac{\alpha_0^3}{12} (2 - \frac{\alpha_0}{L_0})$ (F-1)
	(d)	$M = -\frac{qL_0^2}{12}$ (F-2)
跨中 弯矩	(a)、(c)	$M = P \frac{\alpha_0^3}{12L_0}$
	(b)	$M = \frac{P\alpha_0}{12} [L_0(6\alpha_0 - 3L_0 + 0.5 \frac{L_0^2}{\alpha_0}) - \alpha_0^2(4 - \frac{\alpha_0}{L_0})]$ (F-4)
	(d)	$M = \frac{qL_0^2}{24}$ (F-5)
最大 剪力	(a)、(b)、(c)	$Q = \frac{P\alpha_0}{2}$ (F-6)
	(d)	$Q = \frac{qL_0}{2}$ (F-7)

注：当连续承台梁少于 6 跨时，其支座与跨中弯矩应按实际跨数和图 F-1 来计算公式。

公式 F-1~F-7 中：

P_0 ——线荷载的最大值(kN/m)，按下式确定：

$$P_0 = \frac{qL_0}{\alpha_0} \quad (F-8)$$

α_0 ——自桩边算起的三角形荷载图形的底边长度，分别按下列公式确定：

$$\text{中间跨} \quad \alpha_0 = 2.14 \sqrt{\frac{E_a I}{E_t b_t}} \quad (F-9)$$

$$\text{边 跨} \quad \alpha_0 = 2.14 \sqrt{\frac{E_a I}{E_t b_t}} \quad (F-10)$$

式中 L_0 ——计算跨度， $L_0 = 1.05L$ ；

L ——两相邻桩之间的净距；

q ——承台梁底面以上的均布荷载; $E_{\text{a}}I$ ——承台梁的抗弯刚度;

E_{a} ——承台梁混凝土弹性模量;

I ——承台梁横截面的惯性矩;

E_{k} ——墙体的弹性模量;

b_{k} ——墙体的宽度。

当门窗口下布有桩,且承台梁顶面至门窗口的砌体高度小于门窗口的净宽时,则应按倒置的简支梁计算该段梁的弯矩,即取门窗净宽的 1.05 倍为计算跨度,取门窗口下桩顶荷载为计算集中荷载进行计算。

附录 G 附加应力系数 α' 、平均附加应力系数 α

(a)矩形面积上的均布荷载作用下角点附加应力系数 α'

表 G-1



x/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	无穷
0.0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240
0.4	0.230	0.242	0.240	0.240	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
0.6	0.220	0.238	0.230	0.230	0.232	0.230	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234
0.8	0.200	0.207	0.212	0.215	0.214	0.215	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
1.0	0.175	0.185	0.191	0.195	0.194	0.200	0.208	0.204	0.204	0.204	0.205	0.205
1.2	0.152	0.163	0.171	0.176	0.175	0.182	0.187	0.184	0.186	0.186	0.186	0.186

续表

x/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	无穷
1.4	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.174	0.174	0.174	0.174
1.6	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.158	0.160	0.160	0.160	0.160
1.8	0.097	0.106	0.117	0.124	0.128	0.133	0.143	0.146	0.147	0.146	0.146	0.146
2.0	0.084	0.095	0.105	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.136	0.137	0.137	0.137
2.2	0.073	0.085	0.092	0.098	0.104	0.106	0.121	0.125	0.126	0.127	0.128	0.128
2.4	0.064	0.075	0.081	0.086	0.093	0.094	0.111	0.116	0.118	0.118	0.119	0.119
2.6	0.057	0.065	0.072	0.078	0.084	0.086	0.103	0.107	0.110	0.111	0.112	0.112
2.8	0.050	0.058	0.065	0.071	0.076	0.080	0.094	0.100	0.102	0.104	0.105	0.105
3.0	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.094	0.097	0.098	0.098
3.2	0.040	0.047	0.053	0.058	0.063	0.067	0.081	0.087	0.089	0.092	0.093	0.094
3.4	0.036	0.042	0.048	0.053	0.057	0.061	0.075	0.081	0.083	0.086	0.088	0.088
3.6	0.033	0.038	0.043	0.048	0.052	0.056	0.069	0.076	0.080	0.082	0.084	0.084
3.8	0.030	0.035	0.040	0.044	0.048	0.052	0.065	0.072	0.075	0.077	0.080	0.080
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.048	0.060	0.067	0.071	0.073	0.076	0.076
4.2	0.025	0.030	0.033	0.037	0.041	0.044	0.056	0.063	0.067	0.070	0.072	0.073
4.4	0.023	0.027	0.031	0.034	0.038	0.041	0.053	0.060	0.064	0.068	0.069	0.070
4.6	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.038	0.049	0.056	0.061	0.065	0.068	0.067

续表

$\frac{a}{b}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	多形
4.8	0.018	0.023	0.028	0.033	0.038	0.043	0.048	0.053	0.058	0.063	0.068	0.074
5.0	0.018	0.021	0.024	0.027	0.030	0.033	0.036	0.039	0.042	0.045	0.048	0.052
6.0	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022	0.024	0.026	0.028	0.030	0.032	0.034	0.037
7.0	0.008	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.020	0.021	0.023	0.024	0.026	0.028
8.0	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.017	0.018	0.019	0.021	0.022
8.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017
10.0	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015
12.0	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.012
14.0	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010
16.0	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009
18.0	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008
20.0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007
25.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006
30.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.005
35.0	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.005
40.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004

注: a ——矩形均布荷载长度(m); b ——矩形均布荷载宽度(m); z ——计算点距荷载平面垂直距离(m)。

表 G-2 矩形面积上均布荷载作用下角点的平均附加应力系数 α

表 G-2

$\frac{a}{b}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.0	0.2500	0.2300	0.2100	0.2000	0.1900	0.1800	0.1600	0.1500	0.1400	0.1300	0.1200	0.1100	0.1000
0.2	0.2496	0.2487	0.2477	0.2468	0.2458	0.2448	0.2438	0.2428	0.2418	0.2408	0.2398	0.2388	0.2378
0.4	0.2474	0.2471	0.2461	0.2452	0.2443	0.2434	0.2425	0.2415	0.2405	0.2395	0.2385	0.2375	0.2365
0.6	0.2423	0.2427	0.2444	0.2461	0.2478	0.2495	0.2512	0.2529	0.2546	0.2563	0.2580	0.2597	0.2614
0.8	0.2343	0.2372	0.2387	0.2395	0.2403	0.2410	0.2417	0.2424	0.2431	0.2438	0.2445	0.2452	0.2459
1.0	0.2232	0.2281	0.2313	0.2328	0.2335	0.2340	0.2346	0.2351	0.2356	0.2361	0.2366	0.2371	0.2376
1.2	0.2146	0.2188	0.2229	0.2246	0.2260	0.2273	0.2286	0.2299	0.2312	0.2325	0.2338	0.2351	0.2364
1.4	0.2045	0.2102	0.2140	0.2161	0.2180	0.2197	0.2214	0.2231	0.2248	0.2265	0.2282	0.2299	0.2316
1.6	0.1936	0.2006	0.2048	0.2076	0.2098	0.2115	0.2130	0.2146	0.2161	0.2176	0.2191	0.2206	0.2221
1.8	0.1840	0.1910	0.1960	0.1994	0.2018	0.2034	0.2050	0.2066	0.2081	0.2097	0.2112	0.2127	0.2142
2.0	0.1746	0.1822	0.1873	0.1912	0.1940	0.1958	0.1976	0.1994	0.2011	0.2028	0.2045	0.2062	0.2079
2.2	0.1656	0.1737	0.1783	0.1820	0.1842	0.1863	0.1881	0.1897	0.1914	0.1931	0.1947	0.1964	0.1981
2.4	0.1578	0.1657	0.1715	0.1757	0.1786	0.1812	0.1835	0.1852	0.1873	0.1890	0.1905	0.1920	0.1935
2.6	0.1500	0.1583	0.1642	0.1686	0.1718	0.1745	0.1770	0.1793	0.1813	0.1830	0.1845	0.1860	0.1875
2.8	0.1435	0.1514	0.1574	0.1618	0.1654	0.1680	0.1717	0.1736	0.1753	0.1768	0.1783	0.1797	0.1812

续表

α/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
3.0	0.1268	0.1445	0.1510	0.1536	0.1552	0.1618	0.1658	0.1682	0.1688	0.1678	0.1715	0.1725	0.1755
3.2	0.1210	0.1380	0.1450	0.1487	0.1503	0.1562	0.1602	0.1626	0.1645	0.1657	0.1664	0.1675	0.1685
3.4	0.1258	0.1354	0.1384	0.1441	0.1478	0.1508	0.1550	0.1577	0.1585	0.1607	0.1618	0.1628	0.1656
3.6	0.1205	0.1382	0.1342	0.1386	0.1427	0.1548	0.1500	0.1538	0.1548	0.1561	0.1576	0.1583	0.1565
3.8	0.1138	0.1254	0.1285	0.1340	0.1378	0.1408	0.1452	0.1482	0.1502	0.1514	0.1528	0.1541	0.1554
4.0	0.1140	0.1180	0.1248	0.1284	0.1322	0.1362	0.1408	0.1438	0.1455	0.1474	0.1485	0.1500	0.1516
4.2	0.1073	0.1147	0.1205	0.1251	0.1288	0.1318	0.1365	0.1386	0.1418	0.1434	0.1445	0.1462	0.1476
4.4	0.1055	0.1107	0.1164	0.1210	0.1248	0.1278	0.1325	0.1357	0.1376	0.1388	0.1407	0.1425	0.1444
4.6	0.1000	0.1107	0.1127	0.1172	0.1208	0.1240	0.1287	0.1318	0.1342	0.1358	0.1371	0.1380	0.1410
4.8	0.0947	0.1090	0.1081	0.1130	0.1173	0.1204	0.1250	0.1283	0.1307	0.1324	0.1337	0.1357	0.1376
5.0	0.0935	0.1033	0.1057	0.1102	0.1138	0.1169	0.1216	0.1240	0.1273	0.1281	0.1304	0.1325	0.1348
5.2	0.0908	0.0972	0.1028	0.1070	0.1108	0.1138	0.1183	0.1217	0.1241	0.1258	0.1273	0.1285	0.1320
5.4	0.0878	0.0943	0.0988	0.1030	0.1073	0.1105	0.1152	0.1186	0.1210	0.1228	0.1243	0.1265	0.1282
5.6	0.0832	0.0916	0.0968	0.1010	0.1048	0.1078	0.1122	0.1156	0.1181	0.1200	0.1215	0.1238	0.1266
5.8	0.0828	0.0900	0.0941	0.0985	0.1018	0.1047	0.1094	0.1128	0.1153	0.1179	0.1195	0.1211	0.1240

续表

α/b	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
6.0	0.0835	0.0888	0.0918	0.0937	0.0951	0.1021	0.1047	0.1101	0.1128	0.1140	0.1181	0.1185	0.1218
6.2	0.0785	0.0842	0.0881	0.0932	0.0986	0.0985	0.1041	0.1075	0.1101	0.1120	0.1138	0.1181	0.1213
6.4	0.0782	0.0820	0.0865	0.0908	0.0942	0.0971	0.1018	0.1030	0.1078	0.1086	0.1111	0.1137	0.1171
6.6	0.0742	0.0788	0.0847	0.0888	0.0918	0.0948	0.0983	0.1027	0.1053	0.1075	0.1088	0.1114	0.1148
6.8	0.0725	0.0778	0.0828	0.0865	0.0888	0.0926	0.0970	0.1004	0.1030	0.1050	0.1068	0.1082	0.110
7.0	0.0735	0.0781	0.0808	0.0844	0.0877	0.0904	0.0948	0.0982	0.1008	0.1028	0.1044	0.1071	0.1108
7.2	0.0688	0.0742	0.0787	0.0825	0.0857	0.0884	0.0928	0.0962	0.0987	0.1006	0.1023	0.1051	0.1080
7.4	0.0672	0.0725	0.0768	0.0808	0.0838	0.0865	0.0908	0.0942	0.0967	0.0988	0.1004	0.1031	0.1071
7.6	0.0636	0.0706	0.0752	0.0798	0.0830	0.0848	0.0888	0.0922	0.0947	0.0968	0.1004	0.1031	0.1071
7.8	0.0642	0.0683	0.0738	0.0771	0.0802	0.0828	0.0871	0.0904	0.0928	0.0950	0.0988	0.1014	0.1058
8.0	0.0627	0.0678	0.0720	0.0755	0.0785	0.0811	0.0853	0.0888	0.0912	0.0932	0.0948	0.0978	0.1020
8.2	0.0614	0.0663	0.0705	0.0738	0.0768	0.0785	0.0837	0.0868	0.0884	0.0914	0.0931	0.0958	0.1004
8.4	0.0601	0.0648	0.0690	0.0724	0.0754	0.0778	0.0820	0.0852	0.0878	0.0895	0.0914	0.0945	0.0988
8.6	0.0588	0.0634	0.0678	0.0710	0.0738	0.0764	0.0805	0.0838	0.0862	0.0882	0.0895	0.0927	0.0973
8.8	0.0576	0.0623	0.0663	0.0698	0.0724	0.0748	0.0790	0.0821	0.0848	0.0868	0.0882	0.0912	0.0958

续表

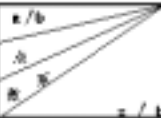
$\frac{a}{b}$ $\frac{x}{b}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.2	0.0534	0.0369	0.0297	0.0270	0.0247	0.0221	0.0191	0.0162	0.0137	0.0117	0.0098	0.0082	0.0061
0.4	0.0535	0.0377	0.0314	0.0285	0.0262	0.0236	0.0204	0.0175	0.0150	0.0129	0.0110	0.0094	0.0073
0.6	0.0536	0.0380	0.0318	0.0288	0.0265	0.0239	0.0207	0.0178	0.0153	0.0132	0.0113	0.0097	0.0076
0.8	0.0537	0.0382	0.0320	0.0290	0.0267	0.0241	0.0209	0.0180	0.0155	0.0134	0.0115	0.0099	0.0078
1.0	0.0538	0.0383	0.0321	0.0291	0.0268	0.0242	0.0210	0.0181	0.0156	0.0135	0.0116	0.0100	0.0079
1.2	0.0539	0.0384	0.0322	0.0292	0.0269	0.0243	0.0211	0.0182	0.0157	0.0136	0.0117	0.0101	0.0080
1.4	0.0540	0.0385	0.0323	0.0293	0.0270	0.0244	0.0212	0.0183	0.0158	0.0137	0.0118	0.0102	0.0081
1.6	0.0541	0.0386	0.0324	0.0294	0.0271	0.0245	0.0213	0.0184	0.0159	0.0138	0.0119	0.0103	0.0082
1.8	0.0542	0.0387	0.0325	0.0295	0.0272	0.0246	0.0214	0.0185	0.0160	0.0139	0.0120	0.0104	0.0083
2.0	0.0543	0.0388	0.0326	0.0296	0.0273	0.0247	0.0215	0.0186	0.0161	0.0140	0.0121	0.0105	0.0084
2.4	0.0544	0.0389	0.0327	0.0297	0.0274	0.0248	0.0216	0.0187	0.0162	0.0141	0.0122	0.0106	0.0085
2.8	0.0545	0.0390	0.0328	0.0298	0.0275	0.0249	0.0217	0.0188	0.0163	0.0142	0.0123	0.0107	0.0086
3.2	0.0546	0.0391	0.0329	0.0299	0.0276	0.0250	0.0218	0.0189	0.0164	0.0143	0.0124	0.0108	0.0087
3.6	0.0547	0.0392	0.0330	0.0300	0.0277	0.0251	0.0219	0.0190	0.0165	0.0144	0.0125	0.0109	0.0088
4.0	0.0548	0.0393	0.0331	0.0301	0.0278	0.0252	0.0220	0.0191	0.0166	0.0145	0.0126	0.0110	0.0089
5.0	0.0549	0.0394	0.0332	0.0302	0.0279	0.0253	0.0221	0.0192	0.0167	0.0146	0.0127	0.0111	0.0090
10.0	0.0550	0.0395	0.0333	0.0303	0.0280	0.0254	0.0222	0.0193	0.0168	0.0147	0.0128	0.0112	0.0091

②) 当 $\frac{a}{b}$ 取 0.2 时, 三角形分布
荷载作用下的附加应力系数 α
与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

表 G-3

$\frac{x}{b}$	$\frac{a}{b}$		$\frac{a}{b}$								$\frac{a}{b}$								$\frac{a}{b}$		$\frac{x}{b}$	
	$\frac{a}{b}$		$\frac{a}{b}$								$\frac{a}{b}$								$\frac{a}{b}$			
	$\frac{a}{b}$		$\frac{a}{b}$								$\frac{a}{b}$								$\frac{a}{b}$			
	$\frac{a}{b}$		$\frac{a}{b}$								$\frac{a}{b}$								$\frac{a}{b}$			
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0		
0.2	0.0223	0.0120	0.0210	0.0110	0.0197	0.0100	0.0183	0.0093	0.0176	0.0083	0.0169	0.0073	0.0160	0.0060	0.0153	0.0049	0.0146	0.0039	0.0139	0.2		
0.4	0.0446	0.0240	0.0430	0.0220	0.0413	0.0200	0.0396	0.0180	0.0379	0.0160	0.0362	0.0133	0.0345	0.0106	0.0328	0.0079	0.0311	0.0051	0.0294	0.4		
0.6	0.0669	0.0360	0.0650	0.0340	0.0631	0.0320	0.0612	0.0300	0.0593	0.0280	0.0574	0.0253	0.0555	0.0226	0.0536	0.0199	0.0517	0.0171	0.0498	0.6		
0.8	0.0892	0.0480	0.0870	0.0460	0.0848	0.0440	0.0826	0.0420	0.0804	0.0400	0.0782	0.0373	0.0760	0.0344	0.0738	0.0315	0.0716	0.0286	0.0694	0.8		
1.0	0.1115	0.0600	0.1090	0.0580	0.1065	0.0560	0.1040	0.0540	0.1015	0.0520	0.0990	0.0490	0.0965	0.0470	0.0940	0.0440	0.0915	0.0410	0.0890	1.0		
1.2	0.1338	0.0720	0.1310	0.0700	0.1282	0.0680	0.1254	0.0660	0.1226	0.0640	0.1198	0.0610	0.1170	0.0580	0.1142	0.0550	0.1114	0.0520	0.1086	1.2		
1.4	0.1561	0.0840	0.1530	0.0820	0.1499	0.0800	0.1468	0.0780	0.1437	0.0760	0.1406	0.0730	0.1375	0.0700	0.1344	0.0670	0.1313	0.0640	0.1282	1.4		
1.6	0.1784	0.1000	0.1750	0.0980	0.1716	0.0960	0.1682	0.0940	0.1648	0.0920	0.1614	0.0890	0.1580	0.0860	0.1546	0.0830	0.1512	0.0800	0.1478	1.6		
1.8	0.2007	0.1160	0.1970	0.1140	0.1932	0.1120	0.1894	0.1100	0.1856	0.1080	0.1818	0.1060	0.1780	0.1040	0.1742	0.1020	0.1704	0.1000	0.1666	1.8		
2.0	0.2230	0.1320	0.2190	0.1300	0.2150	0.1280	0.2110	0.1260	0.2070	0.1240	0.2030	0.1220	0.1990	0.1200	0.1950	0.1180	0.1910	0.1160	0.1870	2.0		
2.5	0.2983	0.1700	0.2930	0.1660	0.2876	0.1620	0.2820	0.1580	0.2763	0.1540	0.2706	0.1500	0.2649	0.1460	0.2592	0.1420	0.2535	0.1380	0.2478	2.5		
3.0	0.3736	0.2100	0.3670	0.2050	0.3602	0.2000	0.3534	0.1950	0.3466	0.1900	0.3398	0.1850	0.3330	0.1800	0.3262	0.1750	0.3194	0.1700	0.3126	3.0		
5.0	0.5210	0.2900	0.5130	0.2820	0.5050	0.2740	0.4970	0.2660	0.4890	0.2580	0.4810	0.2500	0.4730	0.2420	0.4650	0.2340	0.4570	0.2260	0.4490	5.0		
7.0	0.6080	0.3300	0.6000	0.3220	0.5920	0.3140	0.5840	0.3060	0.5760	0.2980	0.5680	0.2900	0.5600	0.2820	0.5520	0.2740	0.5440	0.2660	0.5360	7.0		
10.0	0.6950	0.3700	0.6870	0.3620	0.6790	0.3540	0.6710	0.3460	0.6630	0.3380	0.6550	0.3300	0.6470	0.3220	0.6390	0.3140	0.6310	0.3060	0.6230	10.0		

续表

		0.8				1.0				1.2					
		1		2		1		2		1		2			
		d	s	d	s	d	s	d	s	d	s	d	s		
x/b	y/b													x/b	
0.0		0.0000	0.0000	2.5000	2.5000	0.0000	0.0000	2.5000	2.5000	0.0000	0.0000	2.5000	2.5000		0.0
0.2		0.0900	0.9000	2.1790	2.3390	0.9040	0.1520	2.1820	2.5410	0.9090	0.1530	2.1840	2.542		0.2
0.4		0.05170	0.2890	1.8440	2.1790	0.9310	0.0890	1.8700	2.1840	0.9360	0.0880	1.8810	2.187		0.4
0.6		0.02100	0.0790	1.5200	2.0110	0.9540	0.0490	1.5730	2.0300	0.9570	0.0460	1.6020	2.036		0.6
0.8		0.00370	0.01400	1.2320	1.8320	0.9880	0.0300	1.3110	1.8820	0.9920	0.0270	1.3590	1.868		0.8
1.0		0.00020	0.0000	0.9940	1.7040	0.9990	0.0200	1.0880	1.7460	0.9990	0.0160	1.1430	1.768		1.0
1.2		0.00000	0.0000	0.8070	1.5710	0.9150	0.0120	0.9290	1.6010	0.9210	0.0090	0.9820	1.648		1.2
1.4		0.00000	0.0000	0.6810	1.4510	0.8540	0.0070	0.7930	1.5070	0.8600	0.0050	0.8670	1.541		1.4
1.6		0.00000	0.0000	0.5670	1.3430	0.8120	0.0030	0.6930	1.4000	0.8430	0.0010	0.7860	1.443		1.6
1.8		0.00000	0.0000	0.4570	1.2320	0.7630	0.0010	0.5930	1.2930	0.8070	0.0000	0.6860	1.354		1.8
2.0		0.00000	0.0000	0.3870	1.1890	0.7440	0.0000	0.5230	1.2500	0.8040	0.0000	0.6130	1.274		2.0
2.5		0.00000	0.0000	0.2890	1.0000	0.6840	0.0000	0.4790	1.0580	0.7630	0.0000	0.5130	1.107		2.5
3.0		0.00000	0.0000	0.2100	0.8710	0.6140	0.0000	0.4390	0.9330	0.6310	0.0000	0.4700	0.970		3.0
5.0		0.00000	0.0000	0.0740	0.5790	0.0030	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		5.0
7.0		0.00000	0.0000	0.0470	0.0070	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		7.0
10.0		0.00000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		10.0

续表

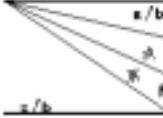
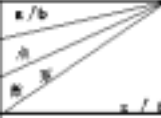
		1.4				1.6				1.8					
		1		2		1		2		1		2			
		d	s	d	s	d	s	d	s	d	s	d	s		
x/b															x/b
0.0		0.0000	0.0000	2.5000	2.5000	0.0000	0.0000	2.5000	2.5000	0.0000	0.0000	2.5000	2.5000		0.0
0.2		0.0900	0.1390	2.1820	2.5490	0.9040	0.1530	2.1850	2.5490	0.9090	0.1530	2.1850	2.5490		0.2
0.4		0.0542	0.2890	1.8440	2.1800	0.9310	0.0890	1.8800	2.1800	0.9360	0.0890	1.8810	2.1800		0.4
0.6		0.0284	0.0790	1.5160	2.0490	0.9540	0.0490	1.6230	2.0490	0.9570	0.0490	1.6230	2.0470		0.6
0.8		0.0038	0.0140	1.2320	1.8070	0.9730	0.0300	1.3680	1.8120	0.9760	0.0270	1.4000	1.8130		0.8
1.0		0.0003	0.0000	1.0760	1.7800	0.9730	0.0200	1.2020	1.7800	0.9760	0.0160	1.2130	1.7840		1.0
1.2		0.0000	0.0000	0.9000	1.6690	0.9210	0.0120	1.0880	1.6700	0.9210	0.0090	1.1300	1.6840		1.2
1.4		0.0000	0.0000	0.7440	1.5620	0.8720	0.0070	0.9880	1.5700	0.8720	0.0050	1.0210	1.5830		1.4
1.6		0.0000	0.0000	0.6120	1.4670	0.8180	0.0030	0.8930	1.4640	0.8180	0.0010	0.8000	1.4640		1.6
1.8		0.0000	0.0000	0.5040	1.3800	0.7630	0.0010	0.8000	1.3800	0.7630	0.0000	0.7000	1.4130		1.8
2.0		0.0000	0.0000	0.4120	1.3090	0.7100	0.0000	0.7240	1.3240	0.7100	0.0000	0.6230	1.3580		2.0
2.5		0.0000	0.0000	0.2890	1.1300	0.6830	0.0000	0.6400	1.1250	0.6410	0.0000	0.5750	1.1800		2.5
3.0		0.0000	0.0000	0.2100	1.0000	0.6140	0.0000	0.5230	1.0000	0.6310	0.0000	0.4700	1.0020		3.0
5.0		0.0000	0.0000	0.0740	0.5790	0.0030	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		5.0
7.0		0.0000	0.0000	0.0470	0.0070	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		7.0
10.0		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		10.0

														图 表	
		2.0				3.0				4.0					
		1		2		1		2		1		2			
		d	n	d	n	d	n	d	n	d	n	d	n		
0.0		0.0000	0.0000	2.3000	2.5000	0.0000	0.0000	2.3000	2.5000	0.0000	0.0000	2.3000	2.5000	0.0	
0.2		0.0900	0.1500	2.1800	2.5400	0.0900	0.1500	2.1800	2.5400	0.0900	0.1500	2.1800	2.5400	0.2	
0.4		0.0540	0.0900	1.8600	2.1600	0.0540	0.0900	1.8600	2.1600	0.0540	0.0900	1.8600	2.1600	0.4	
0.6		0.0840	0.4000	1.8300	2.0400	0.0700	0.4000	1.8300	2.0300	0.0700	0.4000	1.8300	2.0300	0.6	
0.8		0.0780	0.4800	1.4100	1.6100	0.0700	0.4800	1.4200	1.5200	0.0700	0.4800	1.4200	1.5200	0.8	
1.0		0.0770	0.5000	1.2200	1.7000	0.0700	0.5000	1.2400	1.8000	0.0700	0.5000	1.2400	1.8000	1.0	
1.2		0.0740	0.5700	1.0800	1.6800	0.0740	0.5840	1.0800	1.6600	0.0700	0.5800	1.1000	1.6600	1.2	
1.4		0.0700	0.6800	0.8300	1.5600	0.0700	0.6000	0.8700	1.6000	0.0740	0.6120	0.8800	1.6000	1.4	
1.6		0.0650	0.6000	0.8200	1.5000	0.0670	0.6200	0.8700	1.5100	0.0700	0.6200	0.8800	1.5200	1.6	
1.8		0.0600	0.6100	0.7900	1.4200	0.0620	0.6200	0.8200	1.4400	0.0680	0.6300	0.8700	1.4400	1.8	
2.0		0.0530	0.6000	0.6400	1.3400	0.0600	0.6300	0.7700	1.3700	0.0640	0.6340	0.7900	1.3700	2.0	
2.5		0.0440	0.5800	0.4800	1.1800	0.0500	0.6140	0.5300	1.2200	0.0580	0.6200	0.5800	1.2500	2.5	
3.0		0.0330	0.5540	0.3800	1.0500	0.4100	0.5800	0.4500	1.1000	0.4400	0.6000	0.4800	1.1100	3.0	
5.0		0.0180	0.4500	0.1800	0.7400	0.2140	0.4800	0.2200	0.9100	0.2400	0.5000	0.2500	0.8100	5.0	
7.0		0.0080	0.5000	0.0800	0.5700	0.1240	0.5600	0.1200	0.8100	0.1500	0.6140	0.1540	0.8000	7.0	
10.0		0.0040	0.5000	0.0400	0.4000	0.0600	0.5000	0.0600	0.6000	0.0840	0.5200	0.0800	0.6000	10.0	

														图 表	
		6.0				8.0				10.0					
		1		2		1		2		1		2			
		d	n	d	n	d	n	d	n	d	n	d	n		
0.0		0.0000	0.0000	2.3000	2.5000	0.0000	0.0000	2.3000	2.5000	0.0000	0.0000	2.3000	2.5000	0.0	
0.2		0.0900	0.1500	2.1800	2.5400	0.0900	0.1500	2.1800	2.5400	0.0900	0.1500	2.1800	2.5400	0.2	
0.4		0.0540	0.0900	1.8600	2.1200	0.0540	0.0900	1.8600	2.1200	0.0540	0.0900	1.8600	2.1200	0.4	
0.6		0.0700	0.4000	1.6400	2.0300	0.0700	0.4000	1.6400	2.0300	0.0700	0.4000	1.6400	2.0300	0.6	
0.8		0.0700	0.4800	1.4200	1.6200	0.0700	0.4800	1.4200	1.6200	0.0700	0.4800	1.4200	1.6200	0.8	
1.0		0.0700	0.5000	1.2500	1.8000	0.0700	0.5000	1.2500	1.8000	0.0700	0.5000	1.2500	1.8000	1.0	
1.2		0.0700	0.5800	1.1000	1.7000	0.0700	0.5800	1.1000	1.7000	0.0700	0.5800	1.1000	1.7000	1.2	
1.4		0.0700	0.6100	0.8800	1.6000	0.0700	0.6100	0.8800	1.6000	0.0700	0.6100	0.8800	1.6000	1.4	
1.6		0.0710	0.6200	0.8800	1.5200	0.0710	0.6200	0.8800	1.5200	0.0710	0.6200	0.8800	1.5200	1.6	
1.8		0.0700	0.6300	0.8000	1.4400	0.0700	0.6300	0.8000	1.4400	0.0700	0.6300	0.8000	1.4400	1.8	
2.0		0.0650	0.6300	0.7500	1.3800	0.0650	0.6300	0.7500	1.3800	0.0650	0.6300	0.7500	1.3800	2.0	
2.5		0.0500	0.6200	0.6000	1.2300	0.0500	0.6200	0.6000	1.2300	0.0500	0.6200	0.6000	1.2300	2.5	
3.0		0.0400	0.6000	0.5000	1.1200	0.4700	0.6000	0.5000	1.1200	0.4700	0.6000	0.5100	1.1200	3.0	
5.0		0.0200	0.5100	0.2800	0.8300	0.2800	0.5100	0.2800	0.8300	0.3000	0.5100	0.3200	0.8300	5.0	
7.0		0.0180	0.4300	0.1800	0.6800	0.2040	0.4300	0.2000	0.6700	0.2200	0.4400	0.2200	0.6700	7.0	
10.0		0.0110	0.5400	0.1100	0.5000	0.1200	0.5000	0.1300	0.5200	0.1300	0.5400	0.1400	0.5200	10.0	

(a) 圆形底板上均布荷载作用下点的附加压力系数 α' 与平均附加压力系数 α

表 G-4

z/b	圆 形		z/b	圆 形	
	α'	α		α'	α
0.0	1.000	1.000	2.4	1.187	0.580
0.1	0.988	1.000	2.7	0.175	0.548
0.2	0.982	0.998	2.8	0.165	0.532
0.3	0.978	0.995	2.9	0.155	0.518
0.4	0.948	0.986	3.0	0.148	0.507
0.5	0.911	0.974	3.1	0.138	0.485
0.6	0.884	0.960	3.2	0.130	0.484
0.7	0.811	0.942	3.3	0.124	0.473
0.8	0.734	0.920	3.4	0.117	0.463
0.9	0.701	0.901	3.5	0.111	0.453
1.0	0.647	0.876	3.6	0.104	0.443
1.1	0.585	0.850	3.7	0.101	0.434

续表

z/b	圆 形		z/b	圆 形	
	α'	α		α'	α
1.2	0.547	0.831	3.8	0.094	0.425
1.3	0.502	0.806	3.9	0.081	0.417
1.4	0.461	0.784	4.0	0.067	0.406
1.5	0.424	0.762	4.1	0.063	0.401
1.6	0.380	0.736	4.2	0.070	0.388
1.7	0.360	0.718	4.3	0.070	0.386
1.8	0.332	0.697	4.4	0.073	0.376
1.9	0.307	0.677	4.5	0.070	0.372
2.0	0.285	0.656	4.6	0.067	0.365
2.1	0.264	0.640	4.7	0.064	0.358
2.2	0.245	0.625	4.8	0.062	0.353
2.3	0.226	0.606	4.9	0.060	0.347
2.4	0.210	0.580	5.0	0.057	0.341
2.5	0.200	0.574			

圆形面积上三角形分布荷载作用下过点的附加应力系数 α' 与平均附加应力系数 α

表 G-5

r—圆形面积的半径																			
$\frac{r}{t}$		1		2	$\frac{r}{t}$		1		2	$\frac{r}{t}$		1		2	$\frac{r}{t}$		1		2
		α'	α	α'	α			α'	α	α'	α			α'	α			α'	α
0.0	0.000	0.000	0.000	0.500	1.2	0.063	0.030	0.205	0.330	2.4	0.070	0.030	0.011	0.236	3.6	0.046	0.030	0.011	0.180
0.1	0.010	0.000	0.010	0.480	1.3	0.062	0.030	0.200	0.320	2.5	0.068	0.030	0.010	0.230	3.7	0.045	0.030	0.010	0.177
0.2	0.020	0.010	0.020	0.460	1.4	0.061	0.030	0.195	0.310	2.6	0.066	0.030	0.010	0.225	3.8	0.044	0.030	0.010	0.175
0.3	0.030	0.020	0.030	0.440	1.5	0.060	0.030	0.190	0.300	2.7	0.064	0.030	0.010	0.220	3.9	0.043	0.030	0.010	0.170
0.4	0.040	0.030	0.040	0.430	1.6	0.059	0.030	0.185	0.290	2.8	0.063	0.030	0.010	0.215	4.0	0.042	0.030	0.010	0.167
0.5	0.050	0.040	0.050	0.420	1.7	0.058	0.030	0.180	0.280	2.9	0.062	0.030	0.010	0.210	4.2	0.041	0.030	0.010	0.161
0.6	0.060	0.050	0.060	0.410	1.8	0.057	0.030	0.175	0.270	3.0	0.061	0.030	0.010	0.205	4.4	0.040	0.030	0.010	0.158
0.7	0.070	0.060	0.070	0.400	1.9	0.056	0.030	0.170	0.260	3.1	0.060	0.030	0.010	0.200	4.6	0.039	0.030	0.010	0.150
0.8	0.080	0.070	0.080	0.390	2.0	0.055	0.030	0.165	0.250	3.2	0.059	0.030	0.010	0.195	4.8	0.038	0.030	0.010	0.145
0.9	0.088	0.080	0.088	0.380	2.1	0.054	0.030	0.160	0.240	3.3	0.058	0.030	0.010	0.190	5.0	0.037	0.030	0.010	0.140
1.0	0.090	0.090	0.090	0.380	2.2	0.053	0.030	0.155	0.230	3.4	0.057	0.030	0.010	0.188					
1.1	0.092	0.090	0.092	0.370	2.3	0.052	0.030	0.150	0.220	3.5	0.056	0.030	0.010	0.184					

附录 H 桩基等效沉降系数 ψ 计算参数表

$(E_p/E_s=2)$											表 H-1
L_v/H		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L/H	C_0	0.200	0.202	0.205	0.208	0.210	0.212	0.214	0.216	0.218	0.220
	C_1	1.540	1.487	1.437	1.385	1.331	1.278	1.224	1.170	1.116	1.062
	C_2	5.580	5.336	5.090	4.845	4.600	4.355	4.110	3.865	3.620	3.375
10	C_0	0.125	0.126	0.128	0.129	0.130	0.131	0.132	0.133	0.134	0.135
	C_1	1.487	1.375	1.265	1.155	1.045	0.935	0.825	0.715	0.605	0.495
	C_2	7.000	6.280	5.560	4.840	4.120	3.400	2.680	1.960	1.240	0.520
15	C_0	0.080	0.100	0.120	0.140	0.160	0.180	0.200	0.220	0.240	0.260
	C_1	1.500	1.380	1.260	1.140	1.020	0.900	0.780	0.660	0.540	0.420
	C_2	8.430	7.220	6.010	4.800	3.590	2.380	1.170	0.000	-0.810	-1.620

续表

L_0/B_0		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1/4	C_0	0.075	0.120	0.151	0.175	0.194	0.211	0.225	0.238	0.248	0.260
	C_1	1.546	1.562	1.654	1.698	1.701	1.798	1.712	1.770	1.777	1.793
	C_2	6.783	8.298	7.310	8.867	8.466	8.280	8.125	8.870	8.771	8.686
	C_3										
25	C_0	0.085	0.105	0.131	0.152	0.170	0.188	0.199	0.211	0.221	0.231
	C_1	1.586	1.628	1.696	1.676	1.722	1.722	1.724	1.783	1.786	1.796
	C_2	11.118	9.205	8.064	7.583	7.065	6.841	6.647	6.333	6.230	6.128
	C_3										
30	C_0	0.055	0.060	0.106	0.155	0.152	0.188	0.176	0.190	0.200	0.208
	C_1	1.646	1.688	1.724	1.711	1.753	1.748	1.745	1.806	1.806	1.806
	C_2	12.426	10.130	8.988	8.264	7.700	7.400	7.170	6.838	6.686	6.588
	C_3										
40	C_0	0.044	0.075	0.085	0.112	0.126	0.138	0.150	0.160	0.166	0.177
	C_1	1.734	1.761	1.812	1.787	1.827	1.814	1.805	1.867	1.861	1.835
	C_2	14.684	12.036	10.388	9.610	8.900	8.308	8.211	7.767	7.605	7.446
	C_3										
50	C_0	0.038	0.062	0.081	0.098	0.108	0.120	0.126	0.138	0.147	0.154
	C_1	1.885	1.880	1.936	1.873	1.911	1.888	1.872	1.936	1.927	1.916
	C_2	17.462	13.885	11.605	10.645	10.080	9.413	9.247	8.755	8.516	8.325
	C_3										

续表

L_0/B_0		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1/5	C_0	0.031	0.054	0.070	0.084	0.085	0.105	0.114	0.122	0.130	0.137
	C_1	1.876	1.882	2.010	1.982	1.986	1.870	1.865	2.016	1.988	1.981
	C_2	16.607	13.718	13.404	13.374	11.378	10.715	10.384	8.713	8.453	8.200
	C_3										
70	C_0	0.028	0.046	0.065	0.075	0.085	0.084	0.102	0.110	0.117	0.123
	C_1	2.065	2.067	2.114	2.085	2.081	2.054	2.021	2.067	2.072	2.046
	C_2	22.423	17.546	14.001	13.002	12.463	11.818	11.322	10.472	10.346	10.090
	C_3										
80	C_0	0.025	0.043	0.058	0.067	0.077	0.085	0.083	0.100	0.106	0.112
	C_1	2.215	2.174	2.220	2.180	2.185	2.156	2.086	2.178	2.147	2.118
	C_2	24.888	19.570	16.364	14.033	13.655	12.625	12.364	11.835	11.270	10.984
	C_3										
90	C_0	0.022	0.038	0.051	0.061	0.070	0.078	0.085	0.081	0.087	0.101
	C_1	2.333	2.383	2.338	2.345	2.380	2.325	2.177	2.261	2.223	2.188
	C_2	27.507	21.155	17.987	16.287	16.848	16.084	15.411	12.483	12.184	11.835
	C_3										
100	C_0	0.021	0.036	0.047	0.057	0.065	0.072	0.078	0.084	0.080	0.085
	C_1	2.433	2.382	2.436	2.341	2.375	2.311	2.256	2.344	2.356	2.236
	C_2	28.744	23.024	19.490	17.004	16.045	15.153	14.484	13.573	13.120	12.745
	C_3										

注: L_0 ——基础埋置深度; B_0 ——基础埋置宽度; μ ——土体; μ ——土体; μ ——土体。

$(\alpha_0/\beta=0)$

表 H-2

L_0/B_0		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	C_0	0.200	0.318	0.377	0.438	0.445	0.484	0.488	0.502	0.518	0.528
	C_1	1.488	1.723	1.875	1.955	2.045	2.084	2.144	2.218	2.258	2.280
	C_2	3.675	4.038	4.038	4.038	3.685	4.037	4.034	3.838	3.544	3.546
10	C_0	0.125	0.213	0.268	0.288	0.324	0.348	0.384	0.388	0.384	0.408
	C_1	1.418	1.538	1.682	1.708	1.770	1.801	1.828	1.881	1.913	1.935
	C_2	4.881	4.723	4.490	4.384	4.287	4.183	4.158	4.038	4.017	4.000
15	C_0	0.088	0.188	0.208	0.240	0.285	0.285	0.302	0.317	0.330	0.342
	C_1	1.400	1.500	1.618	1.648	1.700	1.723	1.741	1.801	1.817	1.832
	C_2	5.600	5.455	5.010	4.855	4.641	4.588	4.488	4.340	4.300	4.287
15	C_0	0.075	0.138	0.178	0.205	0.227	0.248	0.282	0.278	0.288	0.288
	C_1	1.480	1.542	1.618	1.655	1.687	1.700	1.712	1.772	1.783	1.785
	C_2	4.825	4.137	3.570	3.348	3.073	4.558	4.885	4.875	4.823	4.577
15	C_0	0.068	0.118	0.138	0.158	0.200	0.218	0.233	0.248	0.258	0.268
	C_1	1.500	1.565	1.637	1.644	1.683	1.688	1.700	1.787	1.774	1.780
	C_2	7.822	4.828	4.127	3.828	3.511	3.384	3.252	3.090	4.858	4.888
15	C_0	0.058	0.104	0.128	0.160	0.180	0.188	0.200	0.223	0.234	0.244
	C_1	1.540	1.565	1.603	1.602	1.708	1.711	1.712	1.773	1.777	1.780
	C_2	8.741	7.508	6.880	6.551	6.141	5.772	5.688	5.583	5.287	5.228
15	C_0	0.044	0.088	0.112	0.138	0.150	0.185	0.178	0.188	0.188	0.208
	C_1	1.630	1.607	1.728	1.713	1.738	1.730	1.743	1.808	1.804	1.780
	C_2	10.535	8.845	7.774	7.508	6.822	6.584	6.400	6.083	5.878	5.885

续表

L_0/B_0		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20	C_0	0.098	0.072	0.088	0.114	0.130	0.148	0.155	0.185	0.174	0.182
	C_1	1.728	1.740	1.805	1.778	1.818	1.801	1.788	1.855	1.840	1.830
	C_2	12.202	10.188	8.880	8.284	7.884	7.405	7.185	6.805	6.682	6.540
60	C_0	0.051	0.060	0.064	0.101	0.115	0.127	0.137	0.148	0.155	0.160
	C_1	1.822	1.828	1.845	1.845	1.885	1.858	1.854	1.907	1.888	1.870
	C_2	14.028	11.496	8.844	8.238	8.388	8.224	7.882	7.520	7.348	7.208
70	C_0	0.028	0.058	0.075	0.060	0.103	0.114	0.123	0.132	0.140	0.147
	C_1	1.620	1.613	1.688	1.618	1.654	1.618	1.685	1.682	1.688	1.611
	C_2	15.738	12.801	11.028	10.237	8.444	8.047	8.742	8.238	8.058	7.871
80	C_0	0.025	0.050	0.068	0.081	0.083	0.100	0.112	0.120	0.127	0.134
	C_1	2.018	2.000	2.020	1.688	2.025	1.970	1.938	2.018	1.985	1.954
	C_2	17.478	14.120	12.117	11.220	10.325	8.874	8.327	8.958	8.781	8.540
80	C_0	0.022	0.045	0.062	0.074	0.085	0.085	0.100	0.110	0.117	0.123
	C_1	2.118	2.087	2.130	2.080	2.088	2.041	1.981	2.078	2.058	1.988
	C_2	16.200	15.442	13.210	12.208	11.211	10.705	10.310	8.684	8.427	8.211
100	C_0	0.021	0.042	0.057	0.068	0.078	0.067	0.085	0.102	0.108	0.114
	C_1	2.218	2.174	2.225	2.138	2.188	2.100	2.044	2.133	2.080	2.042
	C_2	20.825	18.770	14.267	13.201	12.101	11.541	11.110	10.413	10.127	9.888

 注: L_0 ——原形基础单位长度; B_0 ——原形基础单位宽度; α ——原形角; β ——原形角。

L_0/b		$(S_0/d=0)$										表 H-2
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
5	C_0	0.208	0.554	0.422	0.484	0.463	0.516	0.584	0.555	0.544	0.580	
	C_1	1.445	1.798	1.890	2.101	2.213	2.386	2.545	2.434	2.444	2.530	
	C_2	2.035	3.243	3.340	3.444	3.451	3.466	3.464	3.453	3.447	3.437	
10	C_0	0.125	0.287	0.264	0.332	0.361	0.364	0.403	0.418	0.433	0.445	
	C_1	1.378	1.570	1.665	1.738	1.830	1.870	1.904	1.872	2.000	2.027	
	C_2	3.707	3.823	3.745	3.728	3.690	3.612	3.587	3.500	3.410	3.402	
15	C_0	0.085	0.165	0.234	0.268	0.268	0.317	0.335	0.351	0.344	0.376	
	C_1	1.584	1.524	1.626	1.666	1.728	1.757	1.781	1.845	1.845	1.861	
	C_2	4.571	4.408	4.186	4.107	3.951	3.804	3.664	3.786	3.712	3.683	
20	C_0	0.075	0.133	0.188	0.220	0.254	0.275	0.281	0.306	0.318	0.331	
	C_1	1.406	1.521	1.611	1.636	1.685	1.715	1.750	1.761	1.805	1.818	
	C_2	5.361	5.024	4.636	4.502	4.267	4.225	4.189	4.006	3.873	3.844	
25	C_0	0.065	0.132	0.175	0.202	0.225	0.244	0.260	0.274	0.286	0.297	
	C_1	1.441	1.534	1.616	1.633	1.688	1.688	1.708	1.778	1.778	1.796	
	C_2	6.114	5.578	5.041	4.800	4.450	4.355	4.462	4.263	4.146	4.206	
30	C_0	0.055	0.117	0.154	0.181	0.203	0.221	0.236	0.246	0.261	0.271	
	C_1	1.477	1.555	1.635	1.640	1.681	1.686	1.701	1.764	1.764	1.771	
	C_2	6.845	6.122	5.524	5.298	5.004	4.867	4.789	4.581	4.524	4.477	
40	C_0	0.044	0.065	0.127	0.151	0.170	0.186	0.200	0.212	0.223	0.233	
	C_1	1.535	1.611	1.681	1.675	1.720	1.714	1.708	1.774	1.770	1.785	
	C_2	8.261	7.165	6.402	6.063	5.713	5.556	5.494	5.163	5.045	5.021	

L_0/b		续表									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	C_0	0.036	0.081	0.100	0.130	0.148	0.162	0.175	0.186	0.196	0.205
	C_1	1.436	1.474	1.740	1.738	1.762	1.745	1.750	1.800	1.787	1.775
	C_2	6.446	6.236	7.277	6.867	6.424	6.227	6.077	5.746	5.650	5.598
60	C_0	0.031	0.071	0.086	0.115	0.121	0.144	0.156	0.166	0.175	0.183
	C_1	1.738	1.740	1.835	1.788	1.810	1.763	1.758	1.832	1.811	1.781
	C_2	11.021	6.330	8.152	7.484	7.258	6.802	6.721	6.558	6.210	6.120
70	C_0	0.026	0.065	0.086	0.105	0.117	0.130	0.140	0.150	0.158	0.166
	C_1	1.826	1.811	1.872	1.821	1.861	1.824	1.788	1.867	1.836	1.812
	C_2	12.587	10.581	6.020	8.485	7.856	7.360	7.360	6.020	6.786	6.622
80	C_0	0.025	0.057	0.077	0.085	0.107	0.118	0.128	0.137	0.145	0.152
	C_1	1.867	1.882	1.840	1.876	1.814	1.866	1.822	1.804	1.868	1.824
	C_2	13.738	11.467	6.911	6.281	8.376	8.262	8.020	7.524	7.562	7.228
90	C_0	0.022	0.051	0.071	0.085	0.088	0.106	0.117	0.126	0.135	0.140
	C_1	1.872	1.830	2.006	1.831	1.867	1.806	1.857	1.840	1.866	1.828
	C_2	15.118	12.518	10.789	10.102	6.305	8.446	8.474	8.122	7.658	7.762
100	C_0	0.021	0.047	0.065	0.076	0.090	0.100	0.106	0.117	0.125	0.130
	C_1	2.057	2.205	2.076	1.896	2.051	1.828	1.861	1.881	1.831	1.868
	C_2	16.460	13.565	11.681	10.104	10.098	6.456	6.351	8.722	8.515	8.598

注: L_0 ——距基础边缘台高度, b_0 ——距基础边缘台宽度, μ ——土体, d ——桩径。

(S₀/d=5)

表 H-4

L_0/B_0		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$1/d$											
5	C ₀	0.505	0.580	0.664	0.510	0.543	0.587	0.587	0.605	0.617	0.628
	C ₁	1.418	1.884	2.190	2.277	2.418	2.514	2.568	2.685	2.761	2.821
	C ₂	1.641	2.432	2.824	2.937	2.873	3.018	3.045	3.004	3.023	3.035
10	C ₀	0.125	0.280	0.525	0.584	0.564	0.417	0.457	0.455	0.467	0.480
	C ₁	1.546	1.583	1.740	1.818	1.802	1.652	1.860	2.065	2.066	2.131
	C ₂	2.108	3.501	3.255	3.276	3.208	3.208	3.201	3.120	3.116	3.112
15	C ₀	0.068	0.202	0.287	0.265	0.323	0.345	0.364	0.378	0.368	0.405
	C ₁	1.551	1.528	1.645	1.697	1.788	1.800	1.826	1.883	1.816	1.838
	C ₂	3.724	3.825	3.646	3.614	3.462	3.465	3.442	3.328	3.314	3.301
20	C ₀	0.075	0.186	0.218	0.232	0.278	0.288	0.317	0.332	0.345	0.357
	C ₁	1.572	1.518	1.615	1.651	1.712	1.735	1.755	1.818	1.834	1.846
	C ₂	4.407	4.316	4.098	3.937	3.762	3.745	3.708	3.584	3.542	3.522
25	C ₀	0.083	0.145	0.180	0.222	0.248	0.287	0.285	0.288	0.310	0.322
	C ₁	1.588	1.517	1.608	1.630	1.680	1.705	1.717	1.781	1.761	1.800
	C ₂	5.048	4.792	4.418	4.301	4.088	4.051	3.982	3.812	3.780	3.754
30	C ₀	0.055	0.138	0.170	0.188	0.222	0.241	0.257	0.271	0.285	0.284
	C ₁	1.451	1.531	1.617	1.630	1.684	1.682	1.667	1.742	1.767	1.770
	C ₂	3.698	1.338	4.798	4.644	4.401	4.350	4.258	4.083	4.022	3.980
40	C ₀	0.044	0.105	0.141	0.167	0.188	0.205	0.218	0.232	0.245	0.253
	C ₁	1.488	1.575	1.650	1.646	1.685	1.688	1.685	1.751	1.746	1.741
	C ₂	8.865	6.176	5.547	5.331	5.013	4.902	4.817	4.588	4.512	4.487

续表

L_0/B_0		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$1/d$											
50	C ₀	0.098	0.080	0.121	0.144	0.183	0.179	0.182	0.204	0.214	0.224
	C ₁	1.580	1.420	1.665	1.675	1.750	1.759	1.868	1.758	1.743	1.730
	C ₂	8.054	7.085	6.286	6.038	5.828	5.468	5.370	5.078	5.008	4.946
60	C ₀	0.051	0.078	0.108	0.128	0.145	0.158	0.171	0.182	0.182	0.201
	C ₁	1.440	1.478	1.745	1.730	1.753	1.754	1.867	1.773	1.748	1.737
	C ₂	9.182	7.884	7.046	6.700	6.248	6.074	5.643	5.580	5.502	5.420
70	C ₀	0.028	0.080	0.065	0.114	0.130	0.143	0.155	0.165	0.174	0.182
	C ₁	1.735	1.735	1.788	1.746	1.786	1.746	1.712	1.781	1.780	1.730
	C ₂	10.545	8.905	7.800	7.405	6.888	6.684	6.508	6.104	5.998	5.911
80	C ₀	0.025	0.085	0.088	0.104	0.118	0.131	0.141	0.151	0.158	0.167
	C ₁	1.788	1.783	1.854	1.788	1.827	1.778	1.750	1.812	1.773	1.737
	C ₂	11.498	8.820	8.538	8.102	7.463	7.258	7.077	6.820	6.497	6.385
90	C ₀	0.022	0.057	0.070	0.065	0.108	0.120	0.130	0.138	0.147	0.154
	C ₁	1.841	1.851	1.908	1.830	1.868	1.805	1.748	1.835	1.788	1.745
	C ₂	12.638	10.741	9.321	8.085	8.123	7.854	7.647	7.138	6.998	6.876
100	C ₀	0.021	0.052	0.072	0.088	0.100	0.111	0.120	0.128	0.138	0.145
	C ₁	1.834	1.808	1.880	1.871	1.905	1.884	1.788	1.838	1.805	1.735
	C ₂	13.812	11.697	10.086	9.532	8.755	8.483	8.238	7.857	7.485	7.388

注: L_0 ——距柱轴线的净高度; B_0 ——距柱轴线的净宽度; d ——柱的直径; α ——柱的长细比。

		(S ₀ /S ₁ =4)										S/N=5
L ₀ /h		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1/4												
5	C ₀	0.325	0.423	0.506	0.555	0.588	0.613	0.633	0.648	0.663	0.674	
	C ₁	1.383	1.638	2.277	2.485	2.658	2.788	2.902	3.021	3.099	3.178	
	C ₂	1.436	2.152	2.385	2.501	2.598	2.681	2.750	2.806	2.864	2.908	
10	C ₀	0.125	0.162	0.230	0.283	0.324	0.348	0.368	0.385	0.400	0.411	
	C ₁	1.338	1.628	1.785	1.886	1.963	2.044	2.098	2.166	2.219	2.267	
	C ₂	2.421	2.679	2.881	2.927	2.978	2.996	2.997	2.818	2.817	2.815	
15	C ₀	0.085	0.118	0.176	0.218	0.248	0.271	0.289	0.306	0.319	0.332	
	C ₁	1.327	1.540	1.671	1.733	1.806	1.848	1.882	1.948	1.973	1.998	
	C ₂	3.136	3.368	3.536	3.520	3.553	3.536	3.518	3.424	3.315	3.307	
20	C ₀	0.075	0.102	0.139	0.172	0.200	0.222	0.240	0.255	0.269	0.280	
	C ₁	1.344	1.513	1.625	1.688	1.735	1.782	1.785	1.850	1.884	1.884	
	C ₂	3.740	3.815	3.937	3.985	3.928	3.968	3.974	3.945	3.827	3.714	
25	C ₀	0.065	0.107	0.137	0.160	0.186	0.207	0.204	0.216	0.232	0.243	
	C ₁	1.388	1.508	1.610	1.649	1.700	1.717	1.731	1.766	1.807	1.838	
	C ₂	4.311	4.242	4.350	4.377	4.305	4.350	4.325	4.368	4.445	4.427	
30	C ₀	0.055	0.108	0.134	0.158	0.240	0.260	0.278	0.281	0.303	0.314	
	C ₁	1.385	1.513	1.608	1.627	1.685	1.692	1.689	1.765	1.789	1.773	
	C ₂	4.836	4.636	4.788	4.887	4.877	4.821	4.878	4.864	4.884	4.878	
40	C ₀	0.044	0.114	0.138	0.161	0.200	0.221	0.238	0.248	0.261	0.271	
	C ₁	1.435	1.545	1.627	1.628	1.678	1.671	1.684	1.735	1.727	1.721	
	C ₂	5.912	5.477	4.937	4.804	4.328	4.447	4.588	4.151	4.111	4.078	

续表											
L_0/h		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$1/4$											
50	C_0	0.036	0.067	0.132	0.157	0.177	0.183	0.207	0.218	0.230	0.240
	C_1	1.517	1.584	1.638	1.640	1.687	1.680	1.650	1.723	1.707	1.681
	C_2	4.638	4.287	3.824	3.423	3.080	4.874	4.888	4.610	4.537	4.514
60	C_0	0.031	0.085	0.118	0.136	0.157	0.172	0.185	0.186	0.207	0.218
	C_1	1.581	1.627	1.668	1.682	1.704	1.675	1.645	1.722	1.687	1.672
	C_2	7.638	7.067	6.212	6.045	5.634	5.304	5.408	5.071	5.004	4.946
70	C_0	0.028	0.078	0.104	0.125	0.141	0.156	0.168	0.178	0.188	0.198
	C_1	1.645	1.675	1.740	1.808	1.728	1.686	1.648	1.726	1.692	1.680
	C_2	8.688	7.936	6.964	6.087	4.811	6.085	5.617	5.532	5.450	5.382
80	C_0	0.025	0.088	0.094	0.113	0.128	0.142	0.153	0.163	0.172	0.180
	C_1	1.708	1.720	1.785	1.738	1.754	1.700	1.650	1.734	1.693	1.682
	C_2	9.681	8.724	7.640	7.283	6.751	6.360	6.428	5.664	5.688	5.614
90	C_0	0.022	0.082	0.088	0.104	0.118	0.131	0.141	0.150	0.158	0.167
	C_1	1.772	1.788	1.827	1.745	1.780	1.716	1.657	1.744	1.684	1.646
	C_2	10.887	8.544	8.318	7.834	7.384	7.103	6.638	6.457	6.342	6.244
100	C_0	0.021	0.057	0.078	0.098	0.110	0.121	0.131	0.140	0.148	0.155
	C_1	1.825	1.815	1.872	1.775	1.808	1.753	1.685	1.755	1.698	1.648
	C_2	12.036	10.370	8.004	8.537	7.878	7.886	7.450	6.618	6.787	6.673

注: L₀——距基座顶端台长度; h₀——距基座顶端台高度; d——距柱; d——距柱。

附录 I 本规范用词说明

一、为便于在执行本规范条文时区别对待，对于要求严格程度的不同的用词说明如下：

1.表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”。

2.表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3.表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”或“可”；反面词采用“不宜”。

二、条文中指明必须按其他标准、规范执行的写法为“按……执行”或“应符合……的规定”。

附加说明

本规范主编单位、参加单位 和主要起草人名单

主编单位:中国建筑科学研究院

参加单位:同济大学

陕西省建筑科学研究设计院

重庆建筑大学

冶金部建筑研究总院

福建省建筑科学研究院

上海高桥石油化工公司设计院

上海市基础工程公司

广东省基础工程公司

主要起草人:刘金砺 黄 强 费鸿庆 洪毓康 黄求顺

俞振全 龚一鸣 陈竹昌 钟 亮 贾庆山

桂业琨 经永新 陈启芬