

上海市工程建设规范

地基基础设计规范

Foundation design code

DGJ08-11-2010

主编单位:上海现代建筑设计(集团)有限公司

批准部门:上海市城乡建设和交通委员会

施行日期:2010年6月1日

2010 上海

上海市城乡建设和交通委员会

沪建交[2010]492号

上海市城乡建设和交通委员会
关于批准《地基基础设计规范》为上海市
工程建设规范的通知

各有关单位:

由上海现代建筑设计(集团)有限公司主编的《地基基础设计规范》,经市建设交通委科技委技术审查和我委审核,现批准为上海市工程建设规范,统一编号为 DGJ08-11-2010,自 2010 年 6 月 1 日起实施。其中第 3.0.3 条、3.0.6 条、3.0.9 条为强制性条文。原《地基基础设计规范》(DBJ08-11-1999)同时废止。

本规范由上海市城乡建设和交通委员会负责管理、上海现代建筑设计(集团)有限公司负责解释。

上海市城乡建设和交通委员会

二〇一〇年五月二十四日

前 言

本规范是根据上海市建设和交通委员会下达的沪建交【2007】184号文“关于《2007年上海市工程建设地方规范制订、修订计划》的通知”要求,由上海现代建筑设计(集团)有限公司会同有关单位对上海市工程建设规范《地基基础设计规范》(DGJ08—11—1999)进行修订而成。在修订过程中,规范修订组开展了30多个专题研究,调查总结了近十年来上海地区的工程实践经验和科研成果,提出了征求意见稿,并以多种方式广泛征求了本市有关单位和专家的意见,经反复修改,最后由有关部门审查定稿。

本规范共分十六章、十二个附录和四个附图,对原规范作了较大的修改、补充和增加,主要内容有:

1. 根据总体考虑,本规范适用范围从原上海地区建筑、市政工程地基基础设计扩大到涵盖建筑、市政、港口、水利工程地基基础设计,因此增加了港口工程地基基础设计、水利工程堤防及水闸泵房地基基础设计等方面内容;

2. 根据国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》(GB50153—2008)的有关规定,确定了能反映上海地区建筑、市政、港口、水利工程领域设计现状的地基基础设计原则;

3. 根据1999版规范颁布以来大规模城市地下空间开发的经验和实际需求,将有关地下工程(包括基坑工程、明挖法地下建筑物、盾构法隧道、沉管法隧道、顶管、沉井、箱涵、冻结法通道等)方面的内容单列成章;

4. 根据长期工程经验积累,修改了天然地基承载力与沉降计算、承压桩承载力与沉降计算、抗拔桩承载力计算等有关内容,增加了桩端后注浆灌注桩等新桩型和单桩水平承载力等的设计计算内容;

5. 为适应我国建筑抗震设计要求逐步系统、严格的趋势,对地基基础抗震设计要点的编排以及液化判别、桩基抗震验算等部分条款做了调整补充,并增加了地下建筑物抗震设计的有关规定;

6. 根据近年来大规模市政工程的建设经验,调整、充实了市政工程地基基础设计内容;

7. 为适应地基基础设计规范适用范围的调整,并与有关的上海市工程建设标准规范相协调,同时结合上海近年来的工程经验,调整、充实或新增了勘察、施工、减少和适应地基变形措施、检测与监测等方面的内容,也对地基处理的有关内容进行了调整。

本规范必须与根据国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》(GB50153—2008)制订的各种设计标准配套使用,不得与未按上述统一标准制订的各种设计标准混用。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文,必须严格执行。

请各单位在执行本规范的过程中,注意总结经验、积累资料,随时将有关的意见和建议寄至上海现代建筑设计(集团)有限公司(上海石门二路258号,邮政编码:200041),以便今后修订时参考。

主 编 单 位:上海现代建筑设计(集团)有限公司

参 编 单 位:同济大学

华东建筑设计研究院有限公司

中船第九设计研究院工程有限公司

上海市政工程设计研究总院

中交第三航务工程勘察设计院有限公司

上海市隧道工程轨道交通设计研究院

上海岩土工程勘察设计院有限公司

上海勘测设计研究院

上海建筑设计研究院有限公司

上海申元岩土工程有限公司

上海建工(集团)总公司

上海隧道工程股份有限公司
上海市建筑科学研究院(集团)有限公司
中交上海港湾工程设计研究院有限公司
上海交通大学

主要起草人:高承勇 黄绍铭 刘陕南(以下按姓氏笔画排列)

王卫东 王建华 水伟厚 叶观宝 成卫忠 朱光裕
许丽萍 李镜培 杨国祥 吴江斌 陈 宁 陈 鸿
陈明关 岳建勇 周质炎 赵荣欣 姜乃锋 顾国荣
黄茂松 龚 剑 梁志荣

参加起草人:(以下按姓氏笔画排列)

王 浩 王大春 王吉云 王作民 王恒栋 王承德
卢永成 由广明 包旭范 冯芝粹 朱毅敏 乔宗昭
刘效成 汤 伟 孙 莉 孙洋波 李 刚 李 伟
李小军 李进军 李耀良 吴惠明 邱锡宏 辛 伟
沈 晔 沈 健 沈 斌 宋青君 张学文 张海霞
陈 晖 陈企奋 陈奉琦 陈国民 陈培泰 陈锦剑
周 健 周建龙 赵春风 胡振明 柏 炯 侯胜男
姜向红 袁 芬 顾倩燕 顾赛英 徐 枫 徐 骏
徐四一 翁其平 高大铭 高加云 黄 慷 黄炳德
曹兴国 梁 伟 梁发云 彭夏军 葛兆源 葛春辉
蒋天纵 楼晓明 熊 旺 戴 斌

主要审查人员:沈 恭 高大钊 滕延京(以下按姓氏笔画排列)

吕西林 杨我清 吴君侯 张文龙 陆忠良 季沧江
周 良 周国鸣 郑健吾 顾春光

上海市建筑建材业市场管理总站

二〇〇九年十一月

目 次

1 总 则	(1)
2 术语、符号	(2)
2.1 术 语	(2)
2.2 主要符号	(5)
3 基本设计规定	(9)
4 工程勘察要点	(11)
4.1 地基土类型	(11)
4.2 地下水	(13)
4.3 勘察阶段与工作量布置	(14)
4.4 室内试验	(18)
4.5 原位测试	(21)
4.6 勘察报告	(23)
5 天然地基计算	(24)
5.1 一般规定	(24)
5.2 地基承载力计算	(24)
5.3 地基最终沉降量计算和地基容许变形值	(28)
6 浅基础设计计算	(33)
6.1 一般规定	(33)
6.2 基础埋置深度	(35)
6.3 刚性基础	(35)
6.4 独立基础	(37)
6.5 条形基础	(42)
6.6 筏形基础	(46)
7 桩基础设计计算	(48)
7.1 一般规定	(48)
7.2 桩基承载力计算	(52)
7.3 桩基承台设计	(61)
7.4 桩基最终沉降量计算	(65)
7.5 沉降控制复合桩基	(67)
8 地基基础抗震设计要点	(71)
8.1 场 地	(71)
8.2 液化土	(72)
8.3 天然地基和浅基础	(76)
8.4 桩基础	(78)
8.5 地下建筑物	(81)
9 动力基础设计要点	(88)
10 市政工程地基基础设计计算	(95)
10.1 一般规定	(95)
10.2 边 坡	(98)
10.3 挡土墙	(101)
10.4 堤 防	(106)
10.5 桥 梁	(109)
10.6 水闸与泵房	(113)
11 港口工程地基基础设计计算	(124)
11.1 一般规定	(124)
11.2 天然地基	(125)
11.3 桩 基	(134)
11.4 板 桩	(141)
12 地下工程设计要点	(153)

12.1	一般规定	(153)
12.2	基坑工程	(156)
12.3	明挖法地下建筑	(162)
12.4	沉井与沉箱	(164)
12.5	盾构法隧道	(170)
12.6	沉管法隧道	(176)
12.7	顶入式箱涵	(180)
12.8	顶管	(186)
12.9	埋管	(195)
12.10	冻结法通道	(199)
13	地基处理设计要点	(204)
13.1	一般规定	(204)
13.2	换填法	(207)
13.3	预压法	(209)
13.4	深层密实法	(211)
13.5	化学加固法	(215)
13.6	锚杆静压桩	(218)
13.7	树根桩	(220)
13.8	既有建筑地基基础加固	(221)
14	减少和适应地基变形与防治工程施工对环境影响的措施	(223)
14.1	一般规定	(223)
14.2	减少和适应地基变形的措施	(223)
14.3	大面积地面荷载的环境影响及防治措施	(226)
14.4	桩基施工对周围环境影响及防治措施	(227)
14.5	基坑工程对周围环境影响及防治措施	(229)

14.6	盾构掘进对周围环境影响及防治措施	(231)
15	工程施工要点	(233)
15.1	一般规定	(233)
15.2	预制桩	(233)
15.3	灌注桩	(236)
15.4	地下连续墙	(238)
15.5	基坑降水与排水	(240)
15.6	基坑开挖	(242)
15.7	大体积基础承台混凝土	(243)
15.8	沉井与沉箱	(244)
15.9	盾构法隧道	(245)
15.10	沉管法隧道	(248)
15.11	顶入式箱涵	(249)
15.12	顶管	(250)
15.13	埋管	(252)
15.14	冻结法通道	(254)
16	工程检测和监测要点	(256)
16.1	一般规定	(256)
16.2	天然地基静载荷试验	(256)
16.3	单桩承载力试验	(257)
16.4	桩身及地下连续墙墙身质量检测	(265)
16.5	地基处理检测	(269)
16.6	基坑工程监测	(273)
16.7	沉桩监测	(275)
16.8	盾构掘进对周围环境影响监测	(278)
16.9	建筑物沉降观测	(280)

附录 A 滨海平原区地基土层序表	(283)
附录 B 滨海平原区土的物理力学性质指标统计表	(284)
附录 C 各类建筑物(详勘)勘探工作量布置原则	(288)
附录 D 各类建筑物勘察报告评价主要内容	(292)
附录 E 天然地基沉降计算系数表	(296)
附录 F 单桩水平承载力估算公式	(307)
附录 G 地基土基床系数及比例系数表	(309)
附录 H 桩基最终沉降量计算的应力公式	(311)
附录 J 堤防地基沉降计算方法	(314)
附录 K 隧道荷载及内力计算	(319)
附录 L 顶管允许顶力 P_d 的计算	(327)
附录 M 地基土名称汉英对照表	(329)
本规范用词说明	(330)
引用规范目录	(331)
附图 A 上海市地貌类型图	
附图 B 上海市区浅层粉性土、砂土分布图	
附图 C 上海市区第⑥层(暗绿色硬土层)分布图	
附图 D 上海市区第⑦层(砂土层)分布图	

Contents

1	General Provisions	(1)
2	Terms and Symbols	(2)
2.1	Terms	(2)
2.2	Main Symbols	(4)
3	Basic Design Requirements	(9)
4	Essentials of Geotechnical Investigation	(11)
4.1	Types of Foundation Soils	(11)
4.2	Groundwater	(13)
4.3	Investigation Stages and Arrangement	(14)
4.4	Laboratory Tests	(18)
4.5	In-situ Testing	(21)
4.6	Geotechnical Investigation Report	(23)
5	Calculations for Subsoils of Shallow Foundations	(24)
5.1	General Requirements	(24)
5.2	Calculation of Bearing Capacity	(24)
5.3	Calculation of Final Settlement and Allowable Deformation of Foundation	(28)
6	Shallow Foundation Design	(33)
6.1	General Requirements	(33)
6.2	Embedded Depth of Shallow Foundations	(35)
6.3	Rigid Foundations	(35)
6.4	Isolated Foundations	(37)
6.5	Strip Foundations	(42)
6.6	Raft Foundations	(46)
7	Pile Foundation Design	(48)
7.1	General Requirements	(48)
7.2	Calculation for Bearing Capacity of Pile Foundation	(52)
7.3	Pile-Cap Design	(61)
7.4	Calculation for Final Settlement of Pile Foundation	(65)
7.5	Settlement-Controlled Composite Pile Foundation	(67)
8	Essentials of Seismic Design of Foundation	(71)
8.1	Site	(71)
8.2	Liquefaction Soil	(72)
8.3	Subsoils and Shallow Foundations	(76)
8.4	Pile Foundations	(78)
8.5	Underground Buildings	(81)
9	Essentials of Dynamic Foundation Design	(88)
10	Municipal Engineering Foundation Design	(95)
10.1	General Requirements	(95)
10.2	Slopes	(98)
10.3	Retaining Walls	(101)
10.4	Dikes	(106)
10.5	Bridges	(109)
10.6	Sluices and Pump Houses	(113)
11	Port Engineering Foundation Design	(124)
11.1	General Requirements	(124)
11.2	Shallow Foundation Design	(125)
11.3	Pile Foundation Design	(134)
11.4	Sheet Pile Design	(141)
12	Essentials of Underground Engineering Design	(153)
12.1	General Requirements	(153)
12.2	Excavation Engineering	(156)
12.3	Underground Building Built by Open Excavation	(162)
12.4	Open Caisson and Pneumatic Caisson	(164)
12.5	Shield Tunnel	(170)
12.6	Immersed Tunnel	(176)
12.7	Jacked Box Culvert	(180)
12.8	Pipe Jacking	(186)

12.9	Buried Pipe	(195)
12.10	Passage Built by Soil Freezing	(199)
13	Essentials of Ground Treatment Design	(204)
13.1	General Requirements	(204)
13.2	Replacement	(207)
13.3	Preloading	(209)
13.4	Deep Compaction	(211)
13.5	Chemical Stabilization	(215)
13.6	Anchored and Jacked Pile	(218)
13.7	Root Piles	(220)
13.8	Soil Improvement and Foundation Strengthening of Existing Buildings	(221)
14	Measures for Reducing and Adapting Subsoil Deformation, and Preventing Environmental Influence Caused by Foundation Construction	(223)
14.1	General Requirements	(223)
14.2	Measures for Reducing and Adapting Subsoil Deformation	(223)
14.3	Measures for Preventing Environmental Influence Caused by Large Area Ground Surface Load	(226)
14.4	Measures for Preventing Environmental Influence Caused by Pile Foundation Construction	(227)
14.5	Measures for Preventing Environmental Influence Caused by Excavation Engineering	(229)
14.6	Measures for Preventing Environmental Influence Caused by Shield-driven	(231)
15	Essentials of Engineering Construction	(233)
15.1	General Requirements	(233)
15.2	Precast Piles	(233)
15.3	Bored Piles	(236)
15.4	Diaphragm Walls	(238)

15.5	Dewatering and Drainage	(240)
15.6	Foundation Excavation	(242)
15.7	Massive Foundation Concrete Cast-in-place	(243)
15.8	Open Caisson and Pneumatic Caisson	(244)
15.9	Shield Tunnel	(245)
15.10	Immersed Tunnel	(248)
15.11	Jacked Box Culvert	(249)
15.12	Pipe Jacking	(250)
15.13	Buried Pipe	(252)
15.14	Passage Built by Soil Freezing	(254)
16	Essentials of Inspection Testing and Monitoring	(256)
16.1	General Requirements	(256)
16.2	Static Load Test of Subsoils	(256)
16.3	Load Tests of Single Pile	(257)
16.4	Integrity Inspections of Pile and Diaphragm Wall	(265)
16.5	Ground Treatment Inspections	(269)
16.6	Excavation Monitoring	(273)
16.7	Monitoring for Pile Jacking and Driving	(275)
16.8	Environmental Influence Monitoring of Shield-driven	(278)
16.9	Building Settlement Observation	(280)
Appendix A	Sequence of Soil Strata in Littoral Plain Area	(283)
Appendix B	Statistical Table of Physical and Mechanical Property Index of Subsoils in Littoral Plain Area	(284)
Appendix C	Principles of Geotechnical Investigation Arrangements for Various Kinds of Buildings and Structures	(288)
Appendix D	Main Contents of Evaluation Geotechnical Investigations Report for Various Kinds of Buildings and Structures	(292)
Appendix E	Table of Coefficient for Calculating Final Settlement of Shallow Foundation	(296)
Appendix F	Estimation Formula for Horizontal Bearing Capacity of	

Single Pile	(307)
Appendix G Tables of Subgrade Reaction Coefficient and Proportional Coefficient of Foundation Soils	(309)
Appendix H Stress Formulas for Calculating Final Settlement of Pile Foundation	(311)
Appendix J Calculation for Dike Foundation Settlement	(314)
Appendix K Calculation for Tunnel Load and Internal Force	(319)
Appendix L Calculation for Allowable Pipe Jacking Force	(327)
Appendix M Table of Chinese-English Terminology of Foundation Soils	(329)
Explanation of Wording in this Code	(330)
List of Reference Codes	(331)
Appendix Map A Distribution of Geomorphological Types in Shanghai Area	
Appendix Map B Distribution of Shallow Silt and Sand in Shanghai Area	
Appendix Map C Distribution of Dark Green Stiff Clay(the 6 th Stratum) in Shanghai Area	
Appendix Map D Distribution of Sand(the 7 th Stratum) in Shanghai Area	

1 总 则

1.0.1 为了在上海地区地基基础设计中,做到安全适用、经济合理、技术先进、确保质量、保护环境,特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于上海地区建筑、市政、港口和水利工程的地基基础(含地下工程支护结构,下同)设计。

1.0.3 地基基础设计,必须根据工程勘察资料,综合考虑结构类型、材料性能、施工条件、使用条件、工程造价、环境影响及工程经验等因素,切实做到精心设计,以保证建筑物(包括构筑物,下同)的安全和正常使用。

1.0.4 本规范根据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153 所规定的基本原则制定。采用本规范设计时,除有特别说明外,建筑工程的荷载取值应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 规定执行,构件截面计算应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010、《砌体结构设计规范》GB50003 和《钢结构设计规范》GB50017 规定执行;市政、港口和水利工程的荷载取值及构件截面计算应按有关章节中所列出的规范执行。

1.0.5 上海地区的地基基础设计,除应符合本规范外,尚应符合现行国家标准、行业标准和上海市工程建设规范以及上海市人民政府的有关规定。

2 术语、符号

2.1 术 语

2.1.1 地基 subgrade, foundation soils
支承基础的土体或岩体。

2.1.2 基础 foundation
将结构所承受的各种作用传递到地基上的结构组成部分。

2.1.3 桩基础 pile foundation
由设置于岩土中的桩和与桩顶连接的承台共同组成的基础。

2.1.4 沉降控制复合桩基 settlement-controlled composite pile foundation

由桩和承台下地基土共同承担外荷载、并按沉降控制要求确定桩数的大桩距、低承台摩擦桩基,是一种介于浅基础与摩擦桩基础之间的地基基础型式。

2.1.5 地基处理 ground treatment
为提高地基土的承载力、改善其变形性质或渗透性质而采取的地基土人工处理方法。

2.1.6 承载能力极限状态 ultimate limit states
对应于结构或结构构件达到最大承载力或不适于继续承载的变形的状态。

2.1.7 正常使用极限状态 serviceability limit states
对应于结构或结构构件达到正常使用或耐久性能的某项规定限值的状态。

2.1.8 地下工程支护结构 retaining structure of underground engineering
地下工程中与土体直接接触的侧墙、顶板、底板或衬砌等构件

的总称,也包括地下工程施工期间为保证土体稳定而设置的临时性支护结构。

2.1.9 天然地基竖向极限承载力 ultimate vertical bearing capacity of subsoil

天然地基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地基土最大抗力。

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

单桩在竖向荷载作用下到达破坏状态前或出现不适于继续承载的变形时所对应的地基土最大承载力。

2.1.11 地基变形允许值 allowable deformation of subsoil

为保证建筑物正常使用而确定的变形控制值。

2.1.12 桩端后注浆灌注桩 base-grouted bored pile

灌注桩成桩后通过预设在桩身内的注浆管和桩端注浆器对桩端进行高压注浆所形成的灌注桩。

2.1.13 扩底抗拔灌注桩 belled bored tension pile

采用扩孔钻具进行扩孔而形成的抗拔灌注桩。

2.1.14 堤防 dike

在江、河、湖、海岸边或蓄水区修筑的挡水建筑物。

2.1.15 挡土墙 retaining wall

用来支挡天然或人工土坡、防止土体滑坍的构筑物。

2.1.16 水闸 sluice

建在河道、渠道及水库、湖泊岸边,具有挡水和泄水功能的低水头水工建筑物。

2.1.17 泵房 pump house

建在河道、渠道及水库、湖泊岸边,安装水泵机组具有提水功能的的水工建筑物。

2.1.18 基坑工程 excavation engineering

为挖除建(构)筑物地下结构处的土方,保证主体地下结构的安全施工及保护基坑周边环境而采取的围护、支撑、降水、加固、挖土与回填等工程的总称。

2.1.19 基坑支护结构 retaining and bracing system for foundation excavation

由围护墙、隔水帷幕、围檩、支撑(锚杆)、立柱(立柱桩)等组成的结构体系的总称。

2.1.20 地下连续墙 diaphragm wall

用机械施工方法成槽浇灌钢筋混凝土或放入预制钢筋混凝土板形成的地下墙体。

2.1.21 明挖法地下建筑 underground building built by open excavation

采用从地表向下开挖基坑的方式在预定的地下空间位置建造的建筑物。

2.1.22 盾构法隧道 shield tunnel

用盾构机械防止土体坍塌,同时进行开挖、推进,并在盾构壳体尾部进行衬砌拼装而建成的隧道。

2.1.23 沉管法隧道 immersed tunnel

将预制管段沉放在已浚挖好的基槽内,以水力压接法连接而成的隧道。

2.1.24 顶管 pipe jacking

借助顶推装置,将管道在地下逐节顶进的非开挖施工技术。

2.1.25 沉井 open caisson

在地面制作,从井内取土下沉至预定标高的结构。

2.1.26 沉箱 pneumatic caisson

在地面制作,借助气压在箱内取土下沉至预定标高的箱形结构。

2.2 主要符号

A —— 基础底面面积、桩的横截面面积;
 A_p —— 桩端横截面面积;
 a —— 土的压缩系数;
 B —— 基础外包宽度;
 b —— 基础底面宽度;
 C_x —— 土的抗压刚度系数;
 C_x —— 土的抗剪刚度系数;
 C_φ —— 土的抗弯刚度系数;
 C_ψ —— 土的抗扭刚度系数;
 c_d —— 土的黏聚力的设计值;
 c_k —— 土的黏聚力的标准值;
 d —— 基础埋置深度;桩的直径或边长;
 E_s —— 地基土在自重压力到自重压力加附加压力作用时的压缩模量;
 $E_{s,0.1\sim 0.2}$ —— 地基土在 0.1MPa 到 0.2MPa 压力作用时的压缩模量;
 e —— 土的天然孔隙比;
 e_0 —— 偏心距;
 e_{0k} —— 静止土压力强度标准值;
 e_{ak} —— 主动土压力强度标准值;
 e_{pk} —— 被动土压力强度标准值;
 F_0 —— 静止土压力;
 F_d —— 上部结构传至基础(或承台)顶面处的竖向荷载设计值;
 F_a —— 主动土压力;
 F_{le} —— 土的液化强度比;

F_p —— 被动土压力;
 f_d —— 地基承载力设计值;
 f_{dd} —— 动力基础底面地基承载力设计值;
 f_{si} —— 桩周第 i 层土的极限摩阻力标准值;
 f_k —— 地基极限承载力标准值;
 f_p —— 桩端处土的极限端阻力标准值;
 $f_{sp,d}$ —— 地基处理后的地基承载力设计值;
 $f_{sp,k}$ —— 地基处理后的地基极限承载力标准值;
 G_d —— 基础(或承台)和基础(或承台)上覆土自重的设计值;
 H —— 基坑开挖深度;基础高度;
 H_k —— 作用在基础底面处的水平合力标准值;
 h_i —— 各层土的厚度;
 h_s —— 地基压缩层厚度;
 h_z —— 桩基压缩层厚度;
 I_L —— 土的液性指数;
 I_{le} —— 土的液化指数;
 I_p —— 土的塑性指数;桩端阻力应力影响系数;
 I_s —— 桩侧摩阻力应力影响系数;
 K_x —— 土的抗压刚度;
 K_x —— 土的抗剪刚度;
 K_φ —— 土的抗弯刚度;
 K_ψ —— 土的抗扭刚度;
 k_0 —— 静止土压力系数;
 k_H, k_V —— 地基土的水平、竖向基床系数;土的水平、竖向渗透系数;
 k_a —— 主动土压力系数;
 k_p —— 被动土压力系数、压桩力系数;

L —— 建筑物长度或沉降缝分隔的单元长度;
 l —— 基础底面长度;
 M —— 作用在基础底面的力矩;
 m —— 地基土的水平基床系数随深度增长的比例系数;
 N_γ, N_q, N_c —— 地基承载力系数;
 N —— 标准贯入击数;
 p_0 —— 对应于作用效应准永久组合时的基础底面附加压力;
 p_α —— 基础底面自重压力;
 p_d —— 基础底面处平均压力设计值;
 p_s —— 静力触探探头的比贯入阻力;
 p_z —— 基础底面中心下深度 z 处土的附加应力;
 Q —— 对应于作用效应准永久组合时的单桩附加荷载;
 Q_d —— 作用于单桩桩顶的竖向力设计值;
 q —— 地面均布荷载标准值;
 R_s —— 锚杆拉力;
 R_d —— 单桩竖向承载力设计值;
 R_{hd} —— 单桩水平承载力设计值;
 R_{ud} —— 单桩竖向抗拔承载力设计值;
 R_k —— 单桩极限承载力的标准值;
 S_0 —— 土的十字板抗剪强度;
 s —— 地基最终沉降量;
 U —— 地基土的固结度;
 U_p —— 桩身截面周长;
 u_k —— 土的孔隙水超静水压力标准值;
 V_k —— 作用在基础底面处的竖向合力标准值;
 V_s —— 土的剪切波速;
 W —— 基础底面抵抗矩;重力;

w —— 土的天然含水量(%);
 w_L —— 土的液限(%);
 w_p —— 土的塑限(%);
 α —— 应力系数;
 β —— 填土表面与水平面的夹角;桩端按静力触探计算修正系数;
 δ —— 沉降系数;土和挡土墙背的摩擦角;
 γ —— 土的天然重度;
 γ_0 —— 结构重要性系数;基础底面以上土的加权平均重度;
 γ_R —— 承载力分项系数;
 γ_{RE} —— 地基承载力抗震调整系数;
 γ_c —— 土的黏聚力的分项系数;
 γ_s —— 桩侧摩阻力的分项系数;作用分项系数;
 γ_p —— 桩端阻力的分项系数;
 γ_w —— 水的重度;
 γ_φ —— 土的内摩擦角的分项系数;
 φ_d —— 土的内摩擦角的设计值;
 φ_k —— 土的内摩擦角的标准值;
 φ_k —— 土的有效内摩擦角标准值;
 ρ_p —— 单桩的端阻比;
 θ —— 挡土墙背与竖直方向的夹角;地基压力扩散角;
 τ —— 土的抗剪强度;
 ω —— 基础面积系数;
 ψ —— 地基承载力修正系数;
 ψ_s —— 天然地基沉降计算经验系数;
 ψ_m —— 桩基沉降计算经验系数;
 ξ_γ, ξ_q, ξ_c —— 基础形状系数。

3 基本设计规定

3.0.1 地基基础(含地下工程支护结构,下同)设计应采用以分项系数表达的极限状态设计方法,分项系数按以概率理论为基础的可靠性分析结果取值或根据可靠的工程经验确定。

3.0.2 地基基础极限状态分为以下两类:

1 承载力极限状态:对应于地基基础达到最大承载力或发生不适于继续承载的变形;

2 正常使用极限状态:对应于地基基础达到正常使用所规定的容许变形值或达到耐久性要求的某项限值。

3.0.3 各种类型的地基基础设计,应按承载力极限状态和正常使用极限状态进行计算和验算。

3.0.4 地基基础的设计计算应符合下列要求:

1 验算地基(或单桩)承载力以及抗倾、抗滑、抗浮或基坑、边坡稳定时,作用效应应采用承载力极限状态下的基本组合,但其分项系数除有专门规定外均取 1.0;计算地基变形时,作用效应应采用正常使用极限状态下的准永久组合。

2 计算基础结构的截面、内力和配筋时,作用效应应采用承载力极限状态下的基本组合,并采用相应的分项系数;进行基础结构的裂缝宽度验算时,作用效应应采用正常使用极限状态下的标准组合。

3 应对地下工程支护结构施工阶段和使用阶段均进行承载力极限状态和正常使用极限状态验算。

3.0.5 地基基础设计时,基础的安全等级宜与主体结构安全等级相同,并符合现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153 的有关规定;地基安全等级除有关章节中已有明确规定者外,宜取二级。地基基础的结构重要性系数 γ_0 应符合表 3.0.5

规定。

表 3.0.5 地基基础结构重要性系数 γ_0

安全等级	破坏后果	结构重要性系数 γ_0
一级	很严重	1.1
二级	严重	1.0
三级	不严重	0.9

3.0.6 基础结构应根据设计使用年限、环境条件进行耐久性设计。

3.0.7 建筑、市政工程基础结构的耐久性设计应遵照现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476 等的有关规定进行。港口、水利工程基础结构的耐久性设计应遵照相关行业标准进行。

3.0.8 基础结构的设计使用年限,应满足主体结构使用年限要求并符合现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153 的有关规定。

3.0.9 对于重要建筑物的地基基础工程,在施工期间及使用过程中,必须对其自身以及邻近重要的建筑物、市政设施和地下管线进行检测和监测。

4 工程勘察要点

4.1 地基土类型

4.1.1 上海地处长江三角洲东南前缘,全境地面标高多在 3.0m~4.5m 间(吴淞高程)。西部为淀泖洼地,东部为碟缘高地,高差约 2m~3m。

4.1.2 上海境内除西部零星分布的剥蚀残丘外,地貌类型可划分为:湖沼平原、滨海平原、砂嘴砂岛和潮坪四种(见附图 A)。上海地基土除少数低丘陵地区有岩石外,其余皆为巨厚的第四纪沉积物,主要由黏性土、粉性土和砂土构成。

上海市区属滨海平原地貌类型,120m 深度范围内的地基土按其沉积年代、成因、物质组成特性分为 12 个标准层,地基土层序表见附录 A,各土层的物理力学性质指标见附录 B。

安亭、佘山等以西地区属湖沼平原,浅部分布暗绿~褐黄色硬土层和泥炭质土层。崇明、长兴、横沙以及金山等沿海区域属砂嘴砂岛相,浅部发育粉性土及粉细砂层。东南部沿江、海地区属于潮坪地带,浅部分布有新近沉积的粉性土。

4.1.3 地基土类别及定名划分标准,应根据土的塑性指数或颗粒级配按表 4.1.3 确定。

表 4.1.3 地基土类别及其定名划分标准

土的类型及名称		划分标准	
		按塑性指数 I_p	按颗粒组成百分数
黏性土	粘土	$I_p > 17$	—
	粉质粘土	$10 < I_p \leq 17$	—
粉性土	黏质粉土	$I_p \leq 10$	粒径小于 0.005mm 的颗粒含量等于或大于全重的 10%,小于等于全重的 15%
	砂质粉土	—	粒径小于 0.005mm 的颗粒含量小于全重的 10%
砂土	粉砂	—	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量占全重的 50%~85%
	细砂	—	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量大于全重的 85%
	中砂	—	粒径大于 0.25mm 的颗粒含量大于全重的 50%
	粗砂	—	粒径大于 0.50mm 的颗粒含量大于全重的 50%
	砾砂	—	粒径大于 2mm 的颗粒含量占全重的 25%~50%

- 注:1. 对砂土定名时,应根据粒径分组,从大到小由最先符合者确定;当其粒径小于 0.005mm 的颗粒含量大于全重的 10%时,按混合土定名,如“含黏土质细砂”等;
2. 砂质粉土的工程性质接近粉砂;
3. $I_p = 10 \sim 12$ 的低塑性土,应同时进行颗分试验,若粒径小于 0.005mm 的颗粒含量小于或等于全重的 15%,应以颗分定名为准;
4. 塑性指数的确定,液限以 76g 圆锥仪入土深度 10mm 为准;塑限以搓条法为准;
5. 当有机质含量 $\geq 5\%$ 时,可按下列原则定名; $5\% \leq \zeta \leq 10\%$ 时,定为有机质土; $10\% < \zeta \leq 60\%$ 时,定为泥炭质土; $\zeta > 60\%$ 时,定为泥炭;
6. 天然含水量大于液限且天然孔隙比大于 1.0 的粉质黏土及天然含水量大于液限且天然孔隙比大于 1.3 的黏土,分别称为淤泥质粉质黏土及淤泥质黏土;天然含水量大于液限且天然孔隙比大于或等于 1.5 时为淤泥。

4.1.4 当两种不同类别土层相间成层时,土层定名应综合土层的

构造特点、相对厚度及韵律变化,分别描述为夹层、互层等。

1 厚度比为 $1/10 \sim 1/3$ 时,可定名为“夹层”,厚的土层写在前面,如“黏土夹粉砂”;

2 厚度比大于 $1/3$ 时,厚度相差不大且有规律地多次出现,应定名为“互层”,如“黏土与粉砂互层”。

4.1.5 人工填土应根据堆填方式、组成物质特征等因素,分为:杂填土、素填土、冲填土等。

1 杂填土:由建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物组成的填土。

2 素填土:由黏性土、粉性土、砂土等组成的填土。

3 冲填土:由水力冲填泥沙形成的填土,俗称“吹填土”。

4 在原浜、塘范围内,由人工填没形成的填土,按其物质成份,可参照上述填土名称进行相应定名。当原浜底存在未清除的浜底淤泥时应注明淤泥厚度。

4.1.6 土层受外来污染物质影响致使土性改变时,可在土名前冠以“污染”字样,并描述其污染性质。

4.1.7 土层划分应根据野外编录、土工试验和原位测试成果综合确定,并符合下列要求:

1 对工程有重要影响的特殊性土层或标志层(如泥炭土、有机质土、贝壳、暗绿色硬土等)均宜单独分层。

2 在厚层土层中,当出现不同土类且呈水平向逐渐尖灭时,可作为“透镜体”单独分层。

4.1.8 上海市区浅层粉性土及砂土、第⑥层(暗绿色硬土层)、第⑦层(粉性土、砂土层)具有重要的工程意义,其分布、厚度及埋深情况可分别参见附图 B、附图 C、附图 D。

4.2 地下水

4.2.1 上海地区第四纪地层中的地下水为孔隙水,与工程建设密

切相关的是潜水、微承压水和承压水。

4.2.2 潜水赋存于浅部地层中,大部分区域以黏性土介质为主,渗透性差;部分区域有浅部粉性土(砂土)分布,渗透性相对较好。潜水水位埋深一般为 $0.3\text{m} \sim 1.5\text{m}$,水位受降雨、潮汛、地表水及地面蒸发的影响有所变化;当大面积填土时,潜水位会随地面标高的变化而上升。

4.2.3 微承压含水层土性为粉性土或粉砂,局部夹黏性土,土性不均,渗透性较好。该层呈不连续分布,常见于第⑤₂层中,局部与第一承压含水层连通。其水位低于潜水位,年呈周期性变化,水位埋深约 $3\text{m} \sim 11\text{m}$ 。

4.2.4 第一承压含水层(⑦层)土性为粉性土或砂土,第二承压含水层(⑨层)土性为粉细砂、中粗砂,渗透性好,水量丰富。第一、二承压含水层空间分布较为连续,局部第一承压含水层与微承压含水层或第二承压含水层连通。承压含水层水位低于潜水位,年呈周期性变化,水位埋深约 $3\text{m} \sim 12\text{m}$,不同区域承压含水层水位有一定差异。

4.2.5 地下水的温度,在地表下 4m 范围内受气温变化的影响, 4m 以下水温较稳定,一般为 $16^\circ\text{C} \sim 18^\circ\text{C}$ 。

4.2.6 地下水未受环境污染时,一般对混凝土有微腐蚀性;当长期浸水时,对混凝土中的钢筋有微腐蚀性;当交替浸水时,对混凝土中的钢筋有弱腐蚀性。地下水对钢结构有弱腐蚀性。

4.3 勘察阶段与工作量布置

4.3.1 工程设计前宜进行与设计阶段相适应的工程勘察。勘察阶段可分为可行性研究勘察、初步勘察、详细勘察及施工勘察四个阶段。工程施工图设计前必须进行详细勘察。各勘察阶段应解决的主要技术问题包括:

1 可行性研究勘察可通过收集资料、现场踏勘、调查和辅

必要的勘探试验工作,初步了解场地的工程地质条件和水文地质条件,判断场地的稳定性和适宜性,为城镇规划、场址选择、建设项目的技术经济方案比选提供依据。对超大型或特殊项目的选址,宜进行可行性研究勘察。

2 初步勘察应初步查明建设场地的地基土构成、主要物理力学性质及不良地质作用,为合理确定建筑物总平面布置、选择地基基础类型及不良地质作用的防治措施提供依据。对大型工业及市政项目、超高层建筑、建设面积 20 万平方米以上的住宅小区项目,宜进行初步勘察。

3 详细勘察应为地基基础设计、地基处理和基础施工方案的确定提供详细的工程地质资料,并对相关岩土工程问题作出分析、评价和建议。在该阶段任务委托时,建设单位和设计单位应提供详细的工程基础资料和勘察技术要求,包括总平面布置图、建筑层数(高度)、结构形式、可能采用的基础形式、埋深、荷载和变形要求等,必要时应提供建设场地及周边的地下管线和设施等资料。

4 施工勘察是在施工阶段根据设计、施工要求进行的补充勘察,针对所需解决的具体问题提供相应的勘察资料,并作出分析、评价和建议。遇下列情况之一时,应进行施工勘察:

- 1)因设计变更需补充勘察资料时;
- 2)当地基土条件复杂,设计需要进一步查明土层分布及土性参数时;
- 3)在施工中发现异常情况时;
- 4)需进一步查明地下管线、障碍物及不良地质作用时。

4.3.2 勘察工作量应由勘察单位根据设计要求,结合工程性质、基础类型和地基土特点等确定。主要勘察手段、勘探孔类别、控制性勘探孔的比例应符合下列要求:

1 勘探孔宜以取土孔、取土标贯孔和静力触探孔为主,不宜采用鉴别钻孔。浅层勘探可采用小螺旋钻孔、浅层物探等。

2 原位测试孔的数量宜占勘探孔总数的 $1/3 \sim 1/2$,在确保各地基土层能采取足够数量原状土样的前提下,可适当提高原位测试孔的比例,原位测试孔的比例不宜超过勘探孔总数的 $2/3$ 。

3 勘探孔的深度应满足设计需要。勘探孔可按其深度的不同分为控制性勘探孔和一般性勘探孔。控制性勘探孔数量不宜少于勘探孔总数的 $1/3$ 。每栋高层建筑或重要构筑物至少应有 1 个控制性勘探孔。

4.3.3 采取土试样所使用的取土器及取土方法,应根据土层特点和工程所需试样的质量等级确定。软塑~流塑状态的黏性土宜采用薄壁取土器压入法采取土样,砂质粉土、砂土宜采用环刀取土器。

4.3.4 可行性研究勘察应在充分收集、调查已有资料的基础上,在具有代表性地段布置少量勘探孔。勘探孔间距宜为 300m~400m。勘探孔深度应根据拟建工程性质及地基土条件等综合确定,控制性勘探孔孔深不宜小于 50m,或至第⑨层灰色砂土层。

4.3.5 初步勘察可在整个勘察场地内均匀布置勘探孔,勘探孔间距宜为 100m~200m。当建设场地规划明确时,勘探孔宜优先考虑布置在重要拟建建筑物部位。勘探孔深度应根据拟建工程性质及地基土条件等综合确定。

4.3.6 详细勘察应在充分收集、利用已有资料基础上,根据不同的工程性质和基础分类按附录 C 规定布置勘察工作量。

4.3.7 施工勘察应针对施工阶段设计与施工中遇到的具体问题,选用有效的勘察手段和布置适当的勘察工作量。

4.3.8 详细勘察阶段主要土层的取土数量应根据工程规模、钻孔数量、地基土层的厚度和均匀性等确定。每一主要土层原状土试样或原位测试数据不应少于 6 个(组);或采用连续记录的静力触探孔不应少于 3 个孔。

4.3.9 场地地下水勘察应符合下列要求:

1 潜水稳定水量测要求:宜对每个钻孔在水位恢复稳定后量测稳定水位。量测稳定水位的时间应根据地层的渗透性确定,从停钻至量测的时间,对砂土不宜少于 2h,对粉性土和黏性土不宜少于 8h。需绘制地下水等水位线图时,可在勘探结束后统一量测稳定水位。对位于江边、岸边的工程,地表水、地下水应同时量测,并注明量测时间,以了解地下水与地表水之间的水力联系。

2 对工程有影响的承压水水位的量测要求:应采取必要的止水措施将被测含水层与其它含水层隔离后测其稳定水位。当涉及多层承压含水层时,应分别量测其稳定水位;稳定水位的量测时间一般不宜少于连续 5 天。工程需要时,宜收集该区域相关含水层的长期水位观测资料。

3 当地下水的变化或含水层的水文地质特性对设计及施工有重大影响、且已有勘察资料不能满足分析评价要求时,应进行专门的水文地质勘察。

4.3.10 在可能受污染的场地(工业废水废渣污染、垃圾填埋渗滤液污染等),勘察时应先调查污染源,并有针对性地采取至少 2 组地下水试样进行测试分析,判别其是否污染。发现地下水试样有污染时,尚需采取土试样进行测试分析。

4.3.11 当初步判定场地地下水与地基土受污染时,应提出进一步勘察的建议。对污染土水的专门勘察应符合下列要求:

1 应查明污染源性质、污染途径,污染土空间分布范围和污染程度;

2 勘探测试工作量的布置应结合污染源和污染途径的分布进行,近污染源处勘探点间距宜密,远污染源处勘探点间距宜疏;

3 为查明污染土分布的勘探孔深度应穿透污染土;

4 采取不同深度的地下水试样时,应采用严格的隔离措施,防止因采取混合水样而影响判别结论;

5 工程需要进行水土环境评价时,应按国家相关标准要求进

行采样测试。

4.3.12 抗震设防烈度为 7 度的建设场地,用于场地地基土液化判别的勘探孔应符合下列要求:

1 场地地表下 20m 范围内存在饱和砂土或砂质粉土时,应采用标准贯入试验或静力触探试验进行液化判别工作;

2 每一建设场地液化判别勘探孔不应少于 3 个;

3 采用标准贯入试验判别法时,应采用泥浆护壁钻进,试验点间距宜为 1.0m~1.5m,并应留取扰动样作颗分试验。

4.4 室内试验

4.4.1 室内土工试验项目应根据工程性质、基础类型、地基土特性及均匀性等因素综合确定。试验方法和技术要求应按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T50123 执行。对动力特性试验及有特殊要求的试验,应编写试验大纲,确定试验方法及提供成果的内容与要求。

1 物理性试验项目包括:含水量、密度、比重、液塑限、颗粒分析、烧失量等。

2 力学性试验项目包括:固结、直接剪切、无侧限抗压强度、三轴压缩、静止侧压力系数、击实、动三轴、共振柱、动单剪等。

3 水理性试验项目包括:渗透试验。

4 化学性试验项目包括:地下水对混凝土或钢铁等金属材料的腐蚀性,污染土对混凝土或钢铁等金属材料的腐蚀性等。

4.4.2 室内土工试验类别、试验项目、测定参数及其工程应用可参见表 4.4.2。

表 4.4.2 室内土工试验项目、参数与工程应用

试验类别	试验项目	测定参数	工程应用
物理性	含水量 密度 比重	含水量 ω 密度 ρ 比重 G	1)土的基本参数计算
	液限 塑限	液限 ω_L 塑限 ω_p 塑性指数 I_P 液性指数 I_L	1)黏性土的分类 2)判定黏性土状态
	颗粒分析	颗粒大小分布曲线 不均匀系数 $C_u = d_{60}/d_{10}$ 曲率系数 $C_c = d_{30}/(d_{10} \cdot d_{60})$ 有效粒径 d_{10} 中间粒径 d_{30} 平均粒径 d_{50} 界限粒径 d_{60}	1)粉性土和砂土的分类 2)确定粘粒含量、判别液化 3)评价流砂、管涌可能性
	烧失量	烧失量 Q	1)有机质土的分类
水理性	渗透	渗透系数 k_v, k_h	1)土层渗透性评价 2)降水设计
力学性	固结	$e \sim p$ 曲线 压缩系数 a 压缩模量 E_s 回弹模量 E	1)沉降计算
		$e \sim \lg p$ 曲线 先期固结压力 p_c 超固结比 OCR 压缩指数 C_c 回弹指数 C_s	1)土的应力历史评价 2)考虑应力历史的沉降计算
		固结系数 c_v, c_h 次固结系数 c_α	1)黏性土沉降速率和固结度的计算
	直剪快剪	内摩擦角 φ_q 黏聚力 c_q	1)黏性土地基骤然加荷时的稳定性验算
	直剪固快	内摩擦角 φ 黏聚力 c	1)天然地基承载力验算 2)基坑
	直剪慢剪	内摩擦角 φ_s 黏聚力 c_s	1)边坡长期稳定性验算

续表 4.4.2

试验类别	试验项目	测定参数	工程应用
力学性	三轴不固结 不排水剪 (UU)	内摩擦角 φ_u 黏聚力 c_u	1) 施工进度较快、排水条件差的黏性土地基施工期稳定性验算
	三轴固结 不排水剪 (CU)	总应力内摩擦角 φ_{cu} 总应力黏聚力 c_{cu} 有效应力内摩擦角 φ' 有效应力黏聚力 c'	1) 考虑上部荷载引起地基强度增长、固结后地基稳定性验算; 2) 基坑稳定性验算
	三轴固结排水剪 (CD)	内摩擦角 φ_d 黏聚力 c_d	1) 施工进度缓慢、排水条件良好的地基长期稳定性验算
	无侧限抗压强度	抗压强度 q_u 灵敏度 S_t	1) 饱和软黏性土地基施工期稳定性验算
	静止侧压力系数	侧压力系数 k_0	1) 静止侧压力计算
	击实	最大干密度 ρ_{max} 最优含水量 ω_{opt} 压实系数 $\lambda_c = \rho_d / \rho_{max}$	1) 填土压实质量控制
	承载比	承载比 $CBR_{2.5}$ 或 $CBR_{5.0}$ 浸水后吸水膨胀量 δ_w	1) 路面基层和底层材料以及各种土料的强度检测
	动三轴 (动单剪)	应变幅 $10^{-4} \sim 10^{-2}$ 范围的动弹性模量 E_d 、动剪切模量 G_d 、阻尼比 λ 、抗液化强度 τ_1	1) 动力反应分析 2) 地基液化判别
	共振柱	应变幅 $10^{-6} \sim 10^{-4}$ 范围的动弹性模量 E_d 、动剪切模量 G_d 、阻尼比 λ	1) 动力反应分析
	地下水的腐蚀性	pH 值、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 、 Cl^- 、 SO_4^{2-} 、 HCO_3^- 、 CO_3^{2-} 、侵蚀性 CO_2 、游离 CO_2	1) 水对混凝土和钢铁材料的腐蚀性评价
化学性	土的腐蚀性	用土的浸出液测定 pH 值、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 、 Cl^- 、 SO_4^{2-} 、 HCO_3^- 、 CO_3^{2-} 、 CO_2	1) 土对混凝土及钢铁金属材料的腐蚀性评价
		氧化还原电位、极化电流密度、电阻率	1) 土对钢铁金属材料的腐蚀性评价

4.5 原位测试

4.5.1 勘察中应根据工程性质和地基土特性,采用适宜的原位测试方法。下列情况之一时,应选用原位测试:

- 1 综合评定土性参数时;
- 2 无法或难以采取不扰动土样的土层(如砂土、砂质粉土、填土等)时;
- 3 对可能存在液化土层的场地进行勘察时;
- 4 桩基工程勘察时;
- 5 基坑工程勘察时;
- 6 有其它特殊要求时。

4.5.2 常用的原位测试方法及工程应用可参见表 4.5.2:

表 4.5.2 常用原位测试方法、适用土性及工程应用

测试方法	适用土性	工程应用
静力触探试验 (包括单桥、双桥和孔压)	黏性土、粉性土、砂土、素填土、冲填土和新加固的复合地基	1) 获得直观连续的土性变化柱状图,划分土层 2) 估算土的力学参数 3) 估算地基土承载力 4) 判别场地地基液化 5) 选择桩基持力层、估算单桩承载力、判别沉桩可能性 6) 检验地基加固效果 7) 孔压静探进行消散试验后,可估算土的固结系数
标准贯入试验	砂土和粉性土,也可用于一般黏性土	1) 采取扰动样,确定土名 2) 判定砂土和砂质粉土的密实度和相对密度 3) 估算砂土和砂质粉土的内摩擦角和压缩模量 4) 判别场地地基液化 5) 估算单桩承载力 6) 判别沉桩可能性

续表 4.5.2

测试方法	适用土性	工程应用
十字板剪切试验	饱和软黏性土	1) 测定原位应力条件下软黏性土的不排水抗剪强度 2) 估算软黏性土的灵敏度 3) 估算地基土承载力 4) 判定软黏性土的固结历史 5) 验算软黏性土边坡的稳定性
静载荷试验 (包括平板和螺旋板)	平板载荷试验适用浅层地基土;螺旋板载荷试验适用深层地基土。	1) 确定地基土承载力 2) 估算土的变形模量 3) 估算土的竖向基床系数
现场渗透试验 (包括单孔或多孔注水或抽水)	各类地基土	1) 重要工程或深基坑工程测定土的渗透系数 2) 多孔试验还可确定地下水渗流影响半径
旁压试验	黏性土、粉性土和砂土等	1) 估算地基土承载力 2) 估算土的旁压模量、旁压剪切模量及侧向基床系数 3) 估算软黏性土的不排水抗剪强度和砂土的内摩擦角 4) 自钻式旁压试验可确定土的原位水平应力(或静止侧压力系数)
扁铲侧胀试验	黏性土、粉性土和松散~中密的砂土	1) 可获得直观的连续的土性变化柱状图,划分土层、判定土类 2) 估算土的静止侧压力系数和侧向基床系数 3) 估算黏性土的不排水抗剪强度 4) 估算土的压缩模量 5) 判别场地地基液化
波速试验 (包括检层、跨孔或多孔法)	黏性土、粉性土和砂土等土层,也适用于复合地基	1) 划分场地土类型 2) 提供地震反应分析所需的地基土动力参数(动剪切模量、动弹性模量、动泊松比、场地卓越周期等) 3) 判别场地地基液化 4) 检验地基加固效果
轻型动力触探试验	填土、浅层黏性土和粉性土	1) 评价填土均匀性 2) 确定填土承载力 3) 检验地基加固效果

4.6 勘察报告

4.6.1 勘察报告可分为可行性研究勘察报告、初步勘察报告、详细勘察报告、施工勘察报告,各阶段勘察报告应分别满足相应设计阶段的技术要求。

4.6.2 可行性研究勘察报告,应阐述场地工程地质与水文地质条件,分析工程建设与运营引发或遭受地质灾害的可能性,评价场地稳定性和适宜性,为场址选择、建设项目的技术经济方案比选提供依据。

4.6.3 初步勘察报告,应阐述场地地基土和地下水的基本分布特征,进一步评价场地的稳定性和适宜性,为合理确定建筑物总平面布置、选择地基基础结构类型和防治不良地质作用提供依据。

4.6.4 详细勘察报告,应详细阐述场地工程地质条件和环境条件,提供地基基础设计、施工所需的各土层物理力学性质参数,并对相关岩土工程问题作出针对性的分析评价、结论和建议。

4.6.5 施工勘察报告,应满足设计施工的具体要求,提供相应的资料,并作出结论和建议。

4.6.6 勘察报告由文字和图表构成,其内容应符合国家《建筑工程勘察文件编制深度规定》(试行)及现行上海市工程建设规范《岩土工程勘察文件编制深度规定》DGJ08-72 和《岩土工程勘察规范》DGJ08-37 的要求。

4.6.7 各类工程勘察报告评价的内容应针对建筑物性质特点进行,可参见附录 D。

4.6.8 本章未详尽规定或未列之内容,应按现行上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》DGJ08-37 的要求进行。

5 天然地基计算

5.1 一般规定

5.1.1 天然地基应按承载力极限状态验算地基承载力,同时应按正常使用极限状态验算地基变形;位于边坡上或边坡附近的建筑物尚应按本规范 10.2 节的有关规定验算边坡稳定性。

5.1.2 当天然地基土层厚度及性质均匀、无不良地质现象,且建筑物按第 14 章采取有关措施时,凡属下列情况之一者,可不验算地基变形:

- 1 三层及三层以下(除住宅建筑外)的一般民用建筑;
- 2 吊车起重量小于等于 10t 的小型单层工业厂房;
- 3 高度小于等于 30m 的烟囱,高度小于等于 15m 和容积小于等于 50m³ 的水塔;
- 4 有成熟经验或可靠依据时。

5.1.3 天然地基竖向承载力宜按 5.2.2 条规定的静载荷试验方法确定;也可根据 5.2.3 条的规定用土的抗剪强度指标计算确定;如有可靠依据时,也可用其它原位测试方法或类似工程经验确定。

5.2 地基承载力计算

5.2.1 确定基础底面积时应符合下列要求:

- 1 当轴心荷载作用时

$$p_d = \frac{F_d + G_d}{A} \leq f_d \quad (5.2.1-1)$$

式中: p_d ——基础底面处平均压力设计值(kPa);

F_d ——上部结构传至基础顶面处的竖向力设计值(kN),按作用效应基本组合计算,但其分项系数均为 1.0;

G_d ——基础和基础上覆土自重的设计值(kN),基础材料和基础上覆土的混合重度可取 20kN/m^3 ,地下水位以下扣除浮力,自重和浮力作用分项系数取 1.0;

A ——基础底面积(m^2);

f_d ——天然地基承载力设计值(kPa)。

2 当偏心荷载作用时,除需符合公式(5.2.1-1)要求外,同时应符合下式要求:

$$p_{\max} = \frac{F_d + G_d}{A} + \frac{M_d}{W} \leq 1.2f_d \quad (5.2.1-2)$$

式中: $p_{\max}$ ——基础底面边缘最大压力设计值(kPa);

M_d ——作用于基础底面处的力矩设计值($\text{kN} \cdot \text{m}$),按作用效应基本组合计算,但其分项系数均为 1.0;

W ——基础底面力矩作用方向的抵抗矩(m^3)。

高耸构筑物受风荷载作用时,基础底面边缘最大压力设计值与最小压力设计值之比不宜大于 3。

5.2.2 当采用静载荷试验确定天然地基竖向承载力时,应按下式计算:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_R} \quad (5.2.2-1)$$

$$f_k = f_{tk} + 2\gamma_0 d \quad (5.2.2-2)$$

式中: f_k ——天然地基极限承载力标准值(kPa);

f_{tk} ——按本规范 16.2 节浅层平板静载荷试验得到的天然地基极限承载力试验统计值(kPa);

γ_0 ——基础底面以上土层厚度的加权平均重度(kN/m^3),地下水位以下取浮重度;

d ——基础埋置深度(m),一般自室外地面标高算起;在填方整平地区,可自填土地面标高算起,但填土在上部结构竣工后完成时,应从天然地面标高算起;

γ_R ——天然地基承载力抗力分项系数,可取 2.0。

5.2.3 当采用土的抗剪强度指标计算天然地基竖向承载力时,应符合下列规定:

1 天然地基承载力设计值 f_d 可按下列公式计算:

$$f_d = 0.5\psi N_{\gamma} \zeta_{\gamma} \gamma b + \psi N_c \zeta_c c_d + N_q \zeta_q \gamma_0 d \quad (5.2.3-1)$$

$$c_d = \frac{\lambda c_k}{\gamma_c} \quad (5.2.3-2)$$

$$\varphi_d = \frac{\lambda \varphi_k}{\gamma_{\varphi}} \quad (5.2.3-3)$$

式中: ψ ——地基承载力修正系数,按内摩擦角设计值 φ_d 由表 5.2.3-1 查得;

N_{γ} 、 N_q 、 N_c ——承载力系数,按内摩擦角设计值 φ_d 由表 5.2.3-2 查得;

c_d ——地基土的黏聚力设计值(kPa),由公式(5.2.3-2)确定;

φ_d ——地基土的内摩擦角设计值($^{\circ}$),由公式(5.2.3-3)确定;

b ——基础宽度(m),验算偏心荷载时,应取力矩作用方向的基础边长,大于 6m 时用 6m 计算;

γ ——基础底面以下土的重度(kN/m^3),地下水位以下取浮重度;

c_k ——土的黏聚力标准值(kPa),取直剪固快峰值强度指标的平均值;

φ_k ——土的内摩擦角标准值($^{\circ}$),取直剪固快峰值强度指标的平均值;

λ ——土的抗剪强度指标标准值修正系数,取 0.8;

γ_c ——土的黏聚力分项系数,取 2.7;

γ_{φ} ——土的内摩擦角分项系数,取 1.2;

$\zeta_y, \zeta_q, \zeta_c$ ——基础形状系数,按不同情况由下列公式计算:

当为条形基础时 $\zeta_y = \zeta_q = \zeta_c = 1$;

当为矩形基础时 $\zeta_y = 1.0 - 0.4 \frac{b}{l}$;

$\zeta_q = 1.0 + \frac{b}{l} \sin \varphi_d$; $\zeta_c = 1.0 + 0.2 \frac{b}{l}$;

l ——矩形基础的长度(m);

b ——矩形基础的宽度(m),对于圆形基础,取 $l=b=D$, D 为圆形基础直径。

表 5.2.3-1 地基承载力修正系数表

$\varphi_d(^{\circ})$	≤ 16	18	20	22	23	24	25
ψ	0.90	1.03	1.17	1.30	1.37	1.44	1.50

表 5.2.3-2 地基承载力系数表

$\varphi_d(^{\circ})$	N_γ	N_q	N_c	$\varphi_d(^{\circ})$	N_γ	N_q	N_c
0	0.00	2.00	5.14	13	0.78	2.12	9.81
1	0.01	2.00	5.38	14	0.97	2.15	10.37
2	0.01	2.00	5.63	15	1.18	2.18	10.98
3	0.02	2.00	5.90	16	1.43	2.22	11.63
4	0.05	2.00	6.19	17	1.73	2.26	12.34
5	0.07	2.00	6.49	18	2.08	2.30	13.10
6	0.11	2.00	6.81	19	2.48	2.35	13.93
7	0.16	2.00	7.16	20	2.95	2.40	14.83
8	0.22	2.00	7.53	21	3.50	2.46	15.82
9	0.30	2.00	7.92	22	4.13	2.52	16.88
10	0.39	2.00	8.35	23	4.88	2.58	18.05
11	0.50	2.07	8.80	24	5.74	2.65	19.32
12	0.63	2.09	9.28	25	6.76	2.72	20.72

2 天然地基极限承载力标准值 f_k 采用土的抗剪强度指标计算时,可参照 5.2.3 条第 1 款进行,但在公式(5.2.3-2)和(5.2.3-3)中 γ_c, γ_q 均取 1.0 计算 c_d, φ_d ,并相应查表计算。

5.2.4 当持力层下存在软弱下卧层,持力层厚度 h_1 与基础宽度 b 之比(h_1/b)小于等于 0.7 且大于等于 0.25 时,需考虑软弱下卧层对持力层地基承载力的影响,可采用双层体系的平均抗剪强度指标设计值按 5.2.3 条计算地基承载力设计值或极限承载力标准值。

平均抗剪强度指标设计值由公式(5.2.3-2)、(5.2.3-3)求得,式中的抗剪强度指标的标准值按下列公式计算:

$$c_k = \frac{c_{1k} + c_{2k}}{2} \quad (5.2.4-1)$$

$$\varphi_k = \frac{\varphi_{1k} + \varphi_{2k}}{2} \quad (5.2.4-2)$$

式中: c_{1k}, c_{2k} ——分别为持力层和软弱下卧层土的黏聚力标准值(kPa);

$\varphi_{1k}, \varphi_{2k}$ ——分别为持力层和软弱下卧层土的内摩擦角标准值($^{\circ}$),当 $\varphi_{1k} < \varphi_{2k}$ 时,取 $\varphi_k = \varphi_{1k}$ 。

$h_1/b > 0.7$ 时不计下卧层影响,按持力层指标计算地基承载力;

$h_1/b < 0.25$ 时不计持力层影响,按下卧层指标计算地基承载力,计算时采用实际基础的埋置深度。

5.3 地基最终沉降量计算和地基容许变形值

5.3.1 天然地基最终沉降量可采用分层总和法按下式计算:

$$s = \psi_s b p_0 \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{(E_{s,0.1-0.2})_i} \quad (5.3.1)$$

式中: s ——地基最终沉降量(mm);

ψ_s ——沉降计算经验系数,应根据类似工程条件下沉降观测资料及经验确定。在不具备条件时,可根据基底附加压力 p_0 及土层厚度加权平均压缩模量 $\bar{E}_s$ 按表 5.3.1 确定; $\bar{E}_s$ 为基础底面以下 1 倍基础外包宽度的深度范围内土层厚度加权平均压缩模量(MPa);

p_0 ——按作用效应准永久组合计算时的基础底面附加压力(kPa),当基础面积系数大于 0.6 时,也可将建筑物总重量分布在基础外包面积上进行计算,并按 5.3.3 条第 3 款规定计算基础宽度和附加应力;

n ——地基压缩层范围内的土层数;

b ——基础宽度(圆形基础时为直径)(m);

i ——自基础底面往下算的土层序数;

δ ——沉降系数,计算基础中心沉降量时,查附录 E 的表 E-2 或表 E-5;计算相邻矩形基础时,用角点法求代数和,查表 E-4;

$E_{s,0.1\sim 0.2}$ ——地基土在 0.1MPa~0.2MPa 压力作用时的压缩模量(MPa)。

表 5.3.1 天然地基沉降计算经验系数 ψ_s

$\bar{E}_s(\text{MPa}) \backslash p_0(\text{kPa})$	40	60	80	100
≤ 2.0	2.0	2.5	—	—
2.5	1.6	2.0	2.5	—
3.0	1.1	1.4	2.0	—
3.5	0.7	1.0	1.25	—
4.0	0.5	0.6	0.75	0.95
≥ 5	0.3	0.4	0.5	0.6

注:表中数值可以内插。

5.3.2 地基压缩层厚度应自基础底面算起,算到附加应力等于土层有效自重应力的 10% 处,计算附加应力时应考虑相邻基础的影响。

5.3.3 估算地基最终沉降量时,可用下列简化方法:

1 独立基础地基压缩层厚度,当基础呈方形时,取 2 倍基础宽度;当基础的长宽比等于 6 时,取 3 倍基础宽度,中间值可内插。

2 条形基础地基压缩层厚度可按下列公式计算:

$$h_z = \omega B (C' p_0 + 1) \quad (5.3.3)$$

式中: h_z ——地基压缩层厚度(m);

ω ——基础面积系数,即基础净面积和基础外包总面积之比;

B ——基础外包宽度(m);

C' ——系数(kPa^{-1}),当基础外包平面呈方形时取零;长宽比等于 6 时取 0.02,中间值可内插。

当基础外包长宽比等于 6 时,按公式(5.3.3)算得的地基压缩层厚度不宜大于 2 倍基础外包宽度。

3 当基础面积系数大于 0.6 时,可将建筑物总重量分布在基础外包总面积上进行计算,此时,公式(5.3.1)中基础宽度按基础外包宽度 B 计,基础外包总面积底面的附加压力 p_0 等于基础底面附加压力 p_0 乘以面积系数 ω 。

4 相邻基础的荷载计算:对于独立基础,当基础的净距大于相邻基础宽度时,可按集中荷载计算;对于条形基础,当基础的净距大于 4 倍相邻基础宽度时,可按线荷载计算。在一般情况下,相邻基础的净距大于 10m 时,可略去其影响。

5.3.4 地基竖向附加应力可按下列公式计算:

1 基础底面中心下深度 z 处土的竖向附加应力 p_z 可按下列公式计算:

$$p_z = (\alpha_1 \text{ 或 } \alpha_3) p_0 \quad (5.3.4-1)$$

式中: α_1 或 α_3 ——中心应力系数,查附录 E 的表 E-1 或表 E-5。

2 相邻基础对土中某点产生的竖向附加应力可用角点法计算,并可采用应力叠加的方法求代数和,计算公式如下:

矩形基础角点下土中某点的竖向附加应力

$$p_{js} = \alpha_2 p_0 \quad (5.3.4-2)$$

集中荷载作用下土中某点的竖向附加应力

$$p_{js} = \alpha_4 \frac{p_d}{z^2} \quad (5.3.4-3)$$

线荷载作用下土中某点的竖向附加应力

$$p_{js} = (\alpha_5 \text{ 或 } \alpha_6) \frac{p_z}{z} \quad (5.3.4-4)$$

式中: p_d ——集中荷载(kN);

p_z ——线荷载(kN/m);

z ——计算点离基础底面的竖向距离(m);

α_2 ——矩形基础角点应力系数,查附录 E 的表 E-3;

α_4 ——集中荷载应力系数,查附录 E 的表 E-6;

α_5 ——有限长线荷载应力系数,查附录 E 的表 E-7;

α_6 ——无限长线荷载应力系数,查附录 E 的表 E-8。

5.3.5 当建筑物地下室埋置较深时,应考虑基坑开挖时引起回弹、加荷后产生地基沉降;当地下构筑物因施工扰动四周土体时,应考虑由此产生的沉降。上述情况下的沉降量可参考类似工程并结合经验估计。

5.3.6 建筑物基础中心计算沉降量应小于地基容许变形值。相对变形值宜通过满足基础中心计算容许沉降量并采用第 14 章的有关措施予以控制。地基容许变形值应根据建筑物和基础类型及使用要求,按表 5.3.6 取用,对于住宅建筑其容许变形值尚应符合现行上海市工程建设规范《住宅设计标准》DGJ08-20 的有关规定。

注:相对变形值系指倾斜、局部倾斜和相对弯曲;倾斜等于基础在倾斜方向上两端点的沉降差与其距离之比;局部倾斜等于砌体承重结构沿纵向 6m~10m 内基础两点的沉降差与其距离之比;相对弯曲等于基础弯曲部分矢高与长度之比。

表 5.3.6 建筑物地基容许变形值

建筑物和基础类型		容许变形值	
		基础中心计算沉降量(mm)	沉降差或倾斜
砌体承重结构		150~200	0.004
单层排架结构		200~250	—
多层框架结构	独立基础	200~250	0.003/
	条形基础和筏形基础	150~200	0.004
	桩基	150~200	
高层建筑	$24 \leq H_g < 100$	桩基 100~200	0.002~0.004
	$H_g \geq 100$		0.001~0.002
高耸构筑物	$20 < H_g \leq 100$	400	0.005~0.006
	$100 < H_g \leq 200$	300	0.003~0.004
	$200 < H_g \leq 300$	200	0.0015~0.002
	$300 < H_g \leq 400$	150	0.001
石油化工塔罐		200	0.0025~0.004
高炉	桩基	150~250	0.0015
焦炉	桩基	100~150	0.001

- 注:1. 基础中心计算沉降量与实际的基础平均沉降量相当;
2. 表中 l 为相邻柱基的中心距离(mm); H_g 为室外地面算起的建筑物高度(m);
3. 工业厂房桥式吊车轨道倾斜容许值(按不调整轨道计):纵向 0.004、横向 0.003;
4. 地上式钢油罐地基如使用前采用充水预压法加固,在满足其底板结构强度条件下,基础中心计算容许沉降量一般无严格要求;倾斜容许值应符合现行行业标准《石油化工钢储罐地基与基础设计规范》SH/T3068 规定;
5. 电厂及其基础的桩基容许变形值,可参考现行行业规范《火力发电厂土建结构设计技术规定》DL5022,并根据电厂容量、机组类型及布置情况而定。

6 浅基础设计计算

6.1 一般规定

6.1.1 本章适用于确定浅基础的基础尺寸与验算基础结构强度。浅基础设计除应按第5章的有关规定进行地基承载力极限状态和正常使用极限状态的设计验算以确定基础底面积外,尚应符合本章有关条款的要求。

6.1.2 当基础受轴心荷载作用时,基础底面压力可按均匀分布计算;当基础受偏心荷载作用时,可按梯形或台阶形分布计算。

6.1.3 对于单幢建筑物,基底平面形心宜与竖向作用的准永久组合合力作用点重合。当不能重合时,偏心距 e_0 宜符合下式要求:

$$e_0 \leq 0.1 \frac{W}{A} \quad (6.1.3)$$

式中: W —— 与偏心方向一致的基础底面边缘抵抗矩;

A —— 基础底面积。

6.1.4 用于基础结构的混凝土和钢筋应符合下列要求:

1 混凝土:基础混凝土应符合耐久性要求。刚性基础混凝土强度等级不应低于 C15;条形基础、独立基础和筏形基础不应低于 C30,当基础处于干湿交替环境时不应低于 C35。垫层混凝土宜取 C15,厚度不应小于 70mm。

2 钢筋:基础梁受力钢筋配筋率不应低于 0.20%,基础(包括独立基础)底板受力钢筋配筋率不应低于 0.15%。基础梁内受力钢筋的直径不宜小于 12mm。基础底板受力钢筋的直径不宜小于 10mm,间距不宜大于 200mm,也不宜小于 100mm。条形基础底板纵向分布钢筋的直径不宜小于 8mm,间距不应大于 300mm,每延米分布钢筋面积不应小于受力钢筋面积的 1/10。基础底板

梁钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 40mm,无垫层时保护层厚度不应小于 70mm。基础梁侧面钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 35mm,处于干湿交替环境时,保护层厚度不应小于 40mm。

3 在腐蚀环境中基础混凝土构件的基本要求应符合现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046 的规定。

6.1.5 有防水要求的基础混凝土构件在荷载作用下的表面裂缝最大宽度计算值,根据环境作用等级的要求不宜超过表 6.1.5 中的限值,最大裂缝宽度应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 计算。计算裂缝宽度时应采用正常使用极限状态下作用效应标准组合,不计入混凝土收缩和温度的作用;当构件混凝土保护层厚度超过 30mm 时,计算时可取为 30mm。环境作用等级的划分应符合现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476 的要求。

表 6.1.5 混凝土构件表面裂缝计算宽度限值(mm)

环境作用等级	钢筋混凝土构件
A	0.4
B	0.3
C	0.2

注:有自防水要求的混凝土构件,其横向弯曲的表面裂缝计算宽度不应超过 0.2mm。

6.1.6 当柱的混凝土强度等级大于基础的混凝土强度等级 5MPa 以上时,应验算柱与基础交接面处的局部受压承载力。

6.1.7 基础施工完毕后,应及时进行回填。回填前应排除积水、清除虚土和建筑垃圾,回填应采用压实性较好的素土或级配砂石,压实系数不宜小于 0.94。回填应对称进行并分层夯实。

6.2 基础埋置深度

6.2.1 建筑物基础的埋置深度应按下列条件确定：

- 1 基础的类型和构造,有无地下室、设备基础和地下设施及作用在基础上的荷载大小和性质;
- 2 工程地质和水文地质条件,并充分利用褐黄色黏性土层作为持力层;
- 3 相邻建筑物基础的埋置深度;
- 4 抗震要求等。

6.2.2 在满足地基承载力、稳定和变形条件下,基础宜浅埋并结合工程实际条件综合确定埋置深度;基础埋置深度不宜小于0.5m;单层厂房设有吊车时,不宜小于0.8m。基础埋置深度不宜小于建筑物高度的1/15。基底有较大水平力时,基础埋置深度应适当加大。基底应进入地基持力层深度不小于150mm。

6.2.3 确定建筑物基础埋置深度时,应保证施工及使用期间相邻建筑物的安全和正常使用,并符合下列要求:

- 1 新建建筑物基础埋置深度不宜大于相邻既有建筑物的基础埋置深度;
- 2 当基础深于相邻既有建筑物的基础或新建建筑物之间相邻基础的埋置深度不同时,基础底面容许高差一般取两基础间净距的1/2;不能满足时应有可靠措施确保安全。

6.3 刚性基础

6.3.1 刚性基础系指由砖、素混凝土或毛石混凝土等材料组成的墙下条形基础或柱下独立基础。刚性基础可用于三层或三层以下的一般民用建筑。

6.3.2 刚性基础高度应符合下式要求(图 6.3.2):

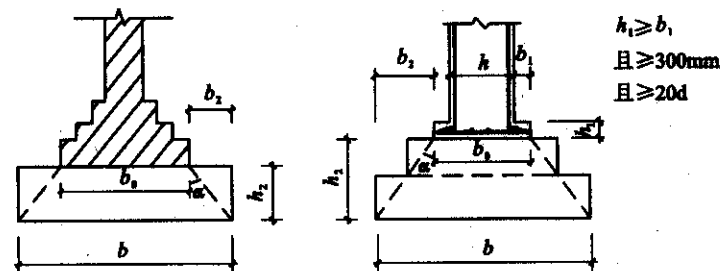
$$h_2 \geq \frac{(b-b_0)}{2\tan\alpha} \quad (6.3.2)$$

式中: h_2 ——基础高度(m);

b ——基础底面宽度(m);

b_0 ——基础顶面处墙或柱的宽度(m);

$\tan\alpha$ ——基础台阶的宽高比 b_2/h_2 ,可按表 6.3.2 选用。



(a)砖墙(柱)下刚性基础

(b)混凝土柱(墙)下刚性基础

注:1. d 为柱(墙)中纵向钢筋最大直径;

2. 当柱纵向钢筋在柱脚内竖向锚固长度不满足锚固要求时可水平弯折,弯折后水平长度不应小于 $10d$ 也不应大于 $20d$ 。

图 6.3.2 刚性基础构造示意图

表 6.3.2 刚性基础台阶宽高比容许值

基础名称	质 量 要 求	台阶宽高比容许值
素混凝土基础	不低于 C15	1:1.0
砖基础	实心砖不低于 MU15,砂浆不低于 M10	1:1.5
毛石混凝土基础	不低于 C20	1:1.25

注:当基础由不同材料叠合组成时,应对接触部分作抗压验算。

6.4 独立基础

6.4.1 基底平面宜取方形或矩形,矩形基础长宽比宜小于等于2;当基础长宽比大于2时宜设计成带基础梁的独立基础。当两根柱子距离较近或基础底面积较大不能设计成独立柱基时,可设计成双柱联合独立基础,双柱间宜设基础梁。上部荷载重心宜与独立基础底面的形心重合。当偏心距大于基础偏心方向边长的5%时,需验算偏心产生的附加影响。

6.4.2 阶梯型基础每阶高度宜为300mm~500mm,锥形基础边缘的高度不宜小于200mm,坡度不宜大于1(竖向):2(水平)。

6.4.3 现浇柱的基础顶面尺寸,每边至少应较柱截面尺寸大50mm。钢柱基础的地脚螺栓中心到基础顶面边缘的距离不应小于5倍地脚螺栓直径且不小于150mm。钢柱底板边线到基础顶面边缘的距离不应小于100mm。

6.4.4 钢筋混凝土柱纵向受力钢筋在基础内的最小锚固长度 l_{aE} 应按下式计算确定:

一、二级抗震等级 $l_{aE}=1.15l_a$

三级抗震等级 $l_{aE}=1.05l_a$

四级抗震等级 $l_{aE}=1.0l_a$

式中: l_a ——纵向受力钢筋的锚固长度,按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010有关规定确定。

钢筋混凝土柱纵筋的下端宜做成直钩放在基础底板钢筋网上。当符合下列条件之一时,可仅将四角的钢筋伸到底板钢筋网上,其余纵筋不伸到底板钢筋网上,但仍需满足上述最小锚固长度要求。

1 当柱为轴心受压或小偏心受压,基础高度大于等于1200mm时;

2 当柱为大偏心受压,基础高度大于等于1400mm时。

6.4.5 基础变阶处和柱与基础交界处的基础厚度以及预制柱安装时杯形基础杯底厚度应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010进行抗冲切验算和抗剪验算,并应符合有关规范的构造要求。

6.4.6 基础底板的配筋,应按抗弯计算确定。在轴心荷载或单向偏心荷载作用下,基础底板受弯可简化为悬臂受弯构件计算(图6.4.6)。

1 矩形基础,当台阶的宽高比小于等于2.5和偏心距小于等于1/6倍基础宽度时,如图6.4.6所示的任意截面的弯矩可按以下简化公式计算:

$$M_I = \frac{1}{12} a_1^2 [(2l+a')(p_{jmax}+p_j) + (p_{jmax}-p_j)l] \quad (6.4.6-1)$$

$$M_{II} = \frac{1}{48} (l-a')^2 (2b+b')(p_{jmax}+p_{jmin}) \quad (6.4.6-2)$$

式中: M_I 、 M_{II} ——任意截面I—I、II—II处相应于作用效应基本组合时的弯矩设计值;

a_1 ——任意截面I—I至基底边缘最大反力处的距离;

l 、 b ——基础底面的边长;

a 、 h ——柱底面的长度和宽度;

a' 、 b' ——验算截面处基础的长度和宽度;

p_j 、 p_{jmax} 、 p_{jmin} ——分别是任意截面I—I处基底净反力设计值和基础底面边缘最大和最小地基净反力设计值,应按作用效应基本组合计算,建筑工程也可按分项系数均取1.0的基本组合值的1.35倍近似计算。

2 对于钢柱下的现浇基础,尚应验算地脚螺栓到柱边距离的1/2处截面的弯矩。

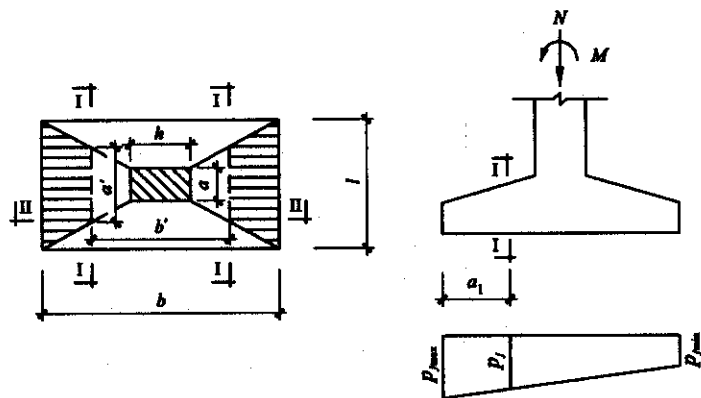


图 6.4.6 基础底板计算简图

6.4.7 基础埋深大于等于 3m 时,宜设计成高杯口基础;当采用垫层使埋深小于 3m 时,可设计成低杯口基础,但垫层厚度不宜大于 1.5m。高杯口基础的短柱高度 H 应大于 $h_1 + t + 125\text{mm}$, H 不宜大于 5m,如图 6.4.7 所示。

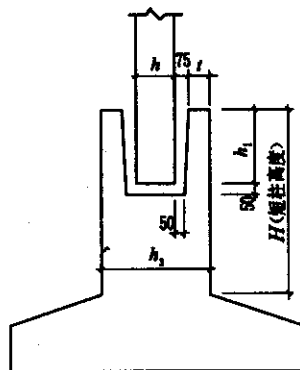


图 6.4.7 高杯口基础

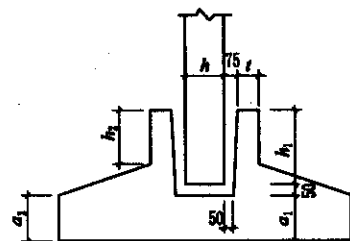


图 6.4.8 预制柱的插入深度

6.4.8 采用杯口基础时,预制混凝土柱的插入深度可按表 6.4.8 选用(图 6.4.8);同时 h_1 宜满足 6.4.4 条柱纵向受力钢筋锚固长度的要求,并应考虑吊装时柱的稳定性, h_1 不应小于吊装时柱长的 0.05 倍。钢柱的插入深度按相关规范规定执行。杯口内表面应予凿毛,杯口与柱间填以比基础混凝土强度等级高一级的细石混凝土,待其强度达到基础设计强度的 70% 以上时,方能进行上部结构的吊装。

表 6.4.8 预制柱的插入深度 h_1 (mm)

矩形或工字形柱				双 肢 柱
$h < 500$	$500 \leq h < 800$	$800 \leq h \leq 1000$	$h > 1000$	
$h_1 = (1.0 \sim 1.2)h$ 且 ≥ 500	$h_1 \geq h$	$h_1 \geq 0.9h$ 且 ≥ 800	$h_1 \geq 0.8h$ 且 ≥ 1000	$h_1 = (1/3 \sim 2/3)h_b$ 且 $= (1.5 \sim 1.8)h_b$

注:1. h 为柱截面长边尺寸(mm); h_b 为双肢柱整个截面长边尺寸; h_b 为双肢柱整个截面短边尺寸;

2. 柱为轴心受压或小偏心受压时, h_1 可适当减小;柱偏心距大于 $2h$ 时, h_1 应适当加大。

6.4.9 低杯口基础的杯底和杯壁厚度可按表 6.4.9—1 选用,双肢柱的杯底厚度值宜适当加大。当杯壁上搁有基础梁时,梁下的杯壁厚度应满足支承宽度的要求。

表 6.4.9—1 低杯口基础的杯底厚度和杯壁厚度

柱截面长边尺寸 h (mm)	杯底厚度 a_1 (mm)	杯壁厚度 t (mm)
$h < 500$	≥ 150	150~200
$500 \leq h < 800$	≥ 200	≥ 200
$800 \leq h < 1000$	≥ 200	≥ 300
$1000 \leq h < 1500$	≥ 250	≥ 350
$1500 \leq h < 2000$	≥ 300	≥ 400

吊车起重量不大于 75t、轨高不大于 14m、基本风压不大于

0.55kN/m² 的一般工业厂房的高杯口基础短柱高度小于等于 5m 时,杯壁厚度可按表 6.4.9-2 选用。

表 6.4.9-2 高杯口基础的杯壁厚度

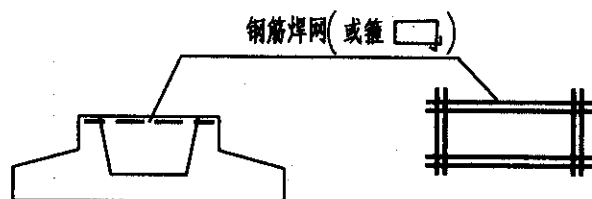
柱截面长边尺寸 h (mm)	杯壁厚度 t (mm)
$600 < h \leq 800$	≥ 250
$800 < h \leq 1000$	≥ 300
$1000 < h \leq 1400$	≥ 350
$1400 < h \leq 1600$	≥ 400

6.4.10 当柱为轴心或小偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.65$, 或大偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.75$ 时,杯口基础的杯壁一般可不设置构造配筋;当柱为轴心或小偏心受压且 $0.5 \leq t/h_2 < 0.65$ 时,可按图 6.4.10-1 及表 6.4.10 设置构造配筋。

双杯口基础中间杯壁构造配筋可按图 6.4.10-2 布置。

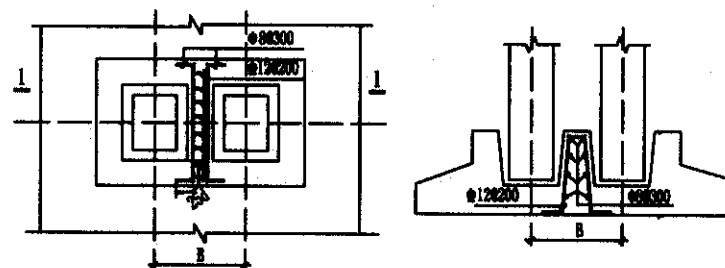
表 6.4.10 杯壁构造配筋

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



注: 钢筋置于杯口顶面, 每边两根。

图 6.4.10-1 低杯口基础杯壁构造配筋示意



(a) 平面

(b) 剖面 1-1

图 6.4.10-2 双杯口基础中间杯壁构造配筋示意

6.4.11 杯口基础杯壁配筋在下列情况下应按计算确定:

- 1 无短柱的单杯口基础, 当柱为轴心或小偏心受压且 $t/h_2 < 0.5$ 时; 或当柱为大偏心受压且 $t/h_2 < 0.75$ 时;
- 2 带短柱的单杯口基础未按表 6.4.9-2 选择杯壁厚度时。

6.4.12 属于下列情况之一的独立基础宜设基础联系梁:

- 1 抗震等级为一级、二级的框架结构;
- 2 基础埋置深度较深或基础埋置深度差别较大;
- 3 三层以上的框架结构, 各柱竖向荷载差异很大, 或地基主要受力层存在液化土层、软弱土层或不均匀土层;
- 4 单层厂房中设有柱间支撑的相邻独立基础之间;
- 5 设有大于或等于 20t 吊车的单层厂房。

6.4.13 独立基础联系梁高度不宜小于跨度的 1/15~1/20, 宽度不宜小于 250mm。

6.5 条形基础

6.5.1 条形基础底板厚度不宜小于 200mm, 厚度大于等于 250mm 时宜采用变厚度板, 其坡度(竖向: 水平向)不宜大于 1:3, 边缘厚度不宜小于 200mm。基础翼板下的地基土如有可能与

翼板脱开时,应在翼板上部设置受力钢筋。

6.5.2 墙下条形基础如沿纵向遇不均匀土质或荷载分布较不均匀时,宜在墙下条形基础设置肋梁或暗梁,肋梁高度宜大于基底宽度的 $1/5 \sim 1/8$,宽度宜为墙厚加 100mm,肋梁或暗梁单面配筋率不宜小于 0.15%,受力钢筋直径不宜小于 12mm。

6.5.3 柱下条形基础梁的构造应符合下列要求:

- 1 基础梁与翼板应连成整体,宜为倒置的 T 形或双 T 形。
- 2 建筑物次要部位或柱荷载较小的基础梁高度不宜小于柱距的 $1/7 \sim 1/8$;柱荷载较大的基础梁高度宜根据梁底反力,取柱距的 $1/4 \sim 1/6$,可按表 6.5.3 选用。
- 3 条形基础梁的端部宜有悬臂伸出,其长度宜为第一跨跨距的 $1/4$ 。

4 基础梁顶面和底面配筋除应满足计算要求外,顶部钢筋应按计算配筋全部贯通,底部通长钢筋的面积不应少于底部受力钢筋总面积的 $1/3$,梁跨中截面受压区钢筋面积不宜大于受拉区钢筋面积。

表 6.5.3 基础梁高跨比与梁底净反力关系

梁底净反力设计值(kN/m)	基础梁高度 相邻柱中心距
$180 \leq q < 300$	$1/4.5 \sim 1/6$
$300 \leq q < 500$	$1/4 \sim 1/5.5$

注:q——进行基础结构强度计算时采用的梁底净反力设计值。

6.5.4 条形基础底板在 T 形及十字形交接处底板横向受力钢筋可仅沿一个主要受力方向通长布置,另一方向的横向钢筋可布置至主要受力方向底板宽度的 $1/4$ 处(图 6.5.4-a);在拐角处应沿两个方向布置(图 6.5.4-b)。

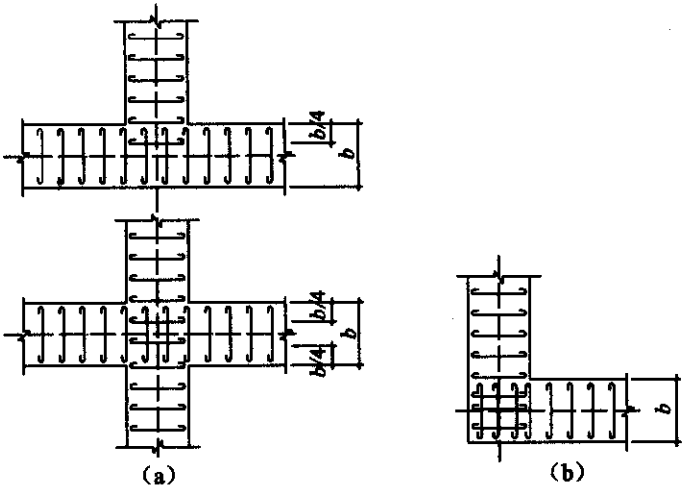


图 6.5.4 条形基础底板交接处配筋布置示意图

6.5.5 现浇柱与基础梁交接处的平面尺寸不宜小于图 6.5.5 所示数值。条形基础不应重复计入基础相交处的面积。

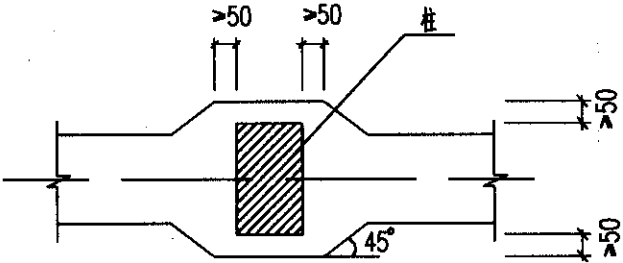


图 6.5.5 现浇柱与基础梁交接处的平面尺寸

6.5.6 柱下条形基础梁的内力计算可按下列方法进行:

1 当地基土较均匀,上部结构刚度较大、荷载分布较均匀且梁截面高度不小于 1/6 柱距时,地基反力可按直线分布假定,基础梁的内力可按连续梁计算,此时对边跨跨中弯矩及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。

2 当不符合第 1 款的要求,且有类似工程经验时,也可按弹性地基梁计算。弹性地基梁计算时基床系数值宜综合考虑荷载性质、基础宽度、埋置深度及沉降变形特征等因素的影响并结合类似工程经验确定;当不具备类似工程经验时可按表 6.5.6 选用。

3 柱下十字交叉条形基础交点处的柱荷载可按静力平衡及变形协调条件进行双向分配,再按上述方法分别计算双向条形基础。

表 6.5.6 基础梁计算的基床系数

基底持力层名称	基床系数(kN/m ³)
褐(灰)黄色黏性土(② ₁ 、② ₂ 层)	10,000~20,000
灰色(灰黄色)黏质粉土、砂质粉土、粉砂(② ₃ 层)	20,000
灰色淤泥质黏性土(③、④层)	3,000~5,000

4 当一方向基础梁的截面刚度远较另一方向大时,可简化为单向计算,但必须满足构造要求。

6.5.7 柱下条形基础应验算柱边缘处基础梁的抗剪承载力;当存在扭矩时,尚应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 进行抗扭计算。

6.5.8 对于墙下和柱下条形基础底板任意截面处的弯矩,可按式(6.5.8)进行计算,其最大弯矩截面的位置(图 6.5.8),当墙体材料为混凝土时,取 $a_1 = b_1$;当为砖砌体且大放脚不大于 1/4 砖长时,取 $a_1 = b_1 + 0.06m$ 。

条形基础底板厚度应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的抗剪和抗冲切验算确定。

$$M = \frac{1}{6} a_1^2 (2p_{jmax} + p_j) \quad (6.5.8)$$

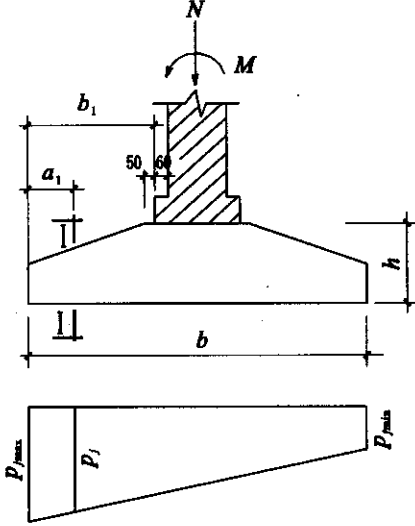


图 6.5.8 条形基础底板计算简图

6.6 筏形基础

6.6.1 筏形基础的板厚应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 抗剪与抗冲切验算确定。平板式筏基的板厚不宜小于 400mm;等厚度筏板不满足抗冲切强度时,可在筏板下局部增加板厚或设置抗冲切钢筋来提高抗冲切承载力。设置基础梁的筏板厚度不应小于 250mm,板厚与计算板格短边净跨之比不宜小于 1/20。

6.6.2 梁板式筏板基础梁的内力计算可按 6.5.6 条进行。按基

底反力直线分布计算的梁板式筏形基础梁的内力可按连续梁分析,边跨跨中以及第一内支座的弯矩宜乘以 1.2 的系数,基础梁的配筋可按 6.5.3 条第 4 款进行。其底板的配筋除满足计算要求外,纵、横方向的底部钢筋应有 $1/2 \sim 1/3$ 贯通,且其配筋率不应小于 0.15%;顶部钢筋按计算配筋全部贯通。分布钢筋直径不宜小于 10mm,间距不应大于 200mm。

6.6.3 按基底反力直线分布计算的平板式筏形基础,可按柱下板带和跨中板带分别进行内力分析。柱下板带在柱宽及其两侧各 0.5 倍板厚且不大于 $1/4$ 板跨的有效宽度范围内的钢筋配筋量不应小于柱下板带钢筋的 $1/2$ 。柱下板带和跨中板带的底部钢筋应有 $1/2 \sim 1/3$ 贯通,且其配筋率不应小于 0.15%;顶部钢筋按计算配筋全部贯通。受力钢筋直径不宜小于 12mm,间距不应小于 150mm,宜为 200mm~300mm。

6.6.4 筏形基础当需要扩大底板面积时,宜优先扩大基础的宽度;筏形基础周边基础梁无法伸出而采用悬臂筏板时,筏板伸出长度不宜大于 1.5m。悬臂板可做成变厚度,坡度不宜大于 1(竖向):3(水平),边缘厚度不应小于 200mm。悬臂板顶面宜设置构造钢筋,当地基土如有可能与筏板脱开时,应在悬臂板顶面设置受力钢筋。双向悬臂板在板底角区应布置放射状附加钢筋,直径同边跨受力钢筋,间距不宜大于 200mm。

6.6.5 有防水要求的筏形基础应采用防水混凝土并符合现行国家标准《地下工程防水技术规范》GB50108 要求,抗渗等级不应小于 P6。为减少基底压力而设置架空层的筏板基础,外侧基础梁及底板应考虑防水要求,并应进行底板抗裂计算。

7 桩基础设计计算

7.1 一般规定

7.1.1 本章适用于以承受竖向荷载为主的低承台桩基。本章所述桩型包括:混凝土预制方桩(简称预制方桩)、预应力混凝土桩(简称预应力桩,包括预应力管桩与预应力空心方桩)、钢管桩和钻孔灌注桩(简称灌注桩)。预制方桩、预应力桩和钢管桩统称预制桩。桩型选择应根据工程性质、地质情况、施工条件及场地周围环境等综合考虑。

7.1.2 桩基应同时按承载力极限状态和正常使用极限状态进行设计计算。

按承载力极限状态进行设计计算的内容包括:桩基竖向承载力计算、桩基水平承载力计算以及桩基承台的截面和配筋设计计算,位于天然或人工边坡上或边坡附近的建筑物尚应按本规范第 10.2 节的有关规定验算边坡稳定性。

按正常使用极限状态进行设计计算的内容包括:桩基最终沉降量计算、有特殊要求的基础结构的变形计算以及抗裂或裂缝宽度计算。

7.1.3 桩基设计计算采用以分项系数表达的极限状态设计表达式,所采用的作用效应组合应符合下列规定:

1 桩基承载力验算时,作用效应采用基本组合,但其分项系数均为 1.0;

2 计算桩基承台截面、内力、配筋和验算桩身结构强度时,作用效应采用基本组合,分项系数按相应规范取用;

3 计算桩基变形时,作用效应应采用正常使用极限状态下准永久组合;进行基础结构的裂缝验算时,作用效应应采用正常使用

极限状态下标准组合。

7.1.4 承压桩宜选择压缩性较低的黏性土、粉性土、中密或密实的砂土作为持力层,不应将桩端悬在淤泥质土层中。

当重要工程采用预制桩或预制桩穿越一定厚度中密、密实砂土层时,宜事先进行沉桩可行性分析,选择合适的沉桩方法、桩身结构强度及桩端入土深度,并进行现场试沉桩验证。

7.1.5 预制桩的桩端全断面进入较厚且液性指数 $I_L \leq 0.5$ 的黏性土层或中密砂土层的深度不应小于 0.5m;同时也不宜小于 1.5 倍~2 倍桩的边长(黏性土、粉性土取高值,砂土取低值)。当持力层下存在软弱下卧层时,应确保桩端以下的持力层有足够的厚度。

7.1.6 单桩竖向承压、抗拔、水平承载力宜通过现场静载荷试验确定。单桩竖向承压、抗拔、水平静载荷试验应符合本规范第 16 章有关规定。

7.1.7 当桩周土体因地面大面积堆载(包括新近回填土)或因降水等因素而产生的沉降大于桩的沉降时,宜考虑桩侧负摩阻力的影响。对于填土建筑场地,宜先填土并保证填土的密实性,待填土地基沉降基本稳定后方可成桩。

当桩侧负摩阻力较大、设计存在困难时,可采用在桩身表面敷设涂层、允许桩基增加少许沉降量而重新选择持力层或设置保护桩等措施,以减少桩侧负摩阻力及其影响。

7.1.8 桩位布置原则应符合下列要求:

- 1 宜使群桩形心与竖向作用的准永久组合的合力作用点相重合;
- 2 群桩中桩的中心距不应小于 $3d$ (d 为桩的边长或直径),预制桩不宜小于 $3.5d$;扩底抗拔灌注桩中心距不宜小于扩底直径的 1.5 倍;
- 3 柱下独立承台的桩数不宜少于 3 根;
- 4 在地基土对桩的支承能力、桩身结构强度及施工质量有可

靠保证的前提下,柱下独立承台可采用一根桩或两根桩,墙下条形承台可采用单排桩,但必须按 7.3.5 条第 6 款在承台之间设置联系梁;

5 墙下桩基宜在转角及交叉部位设桩;底层门洞下不宜设桩。

7.1.9 预制方桩的桩身尺寸、混凝土强度等级、保护层厚度、配筋、接头等应符合现行国家建筑标准设计图集《预制钢筋混凝土方桩》04G361、现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202 和上海市建筑标准设计《预制钢筋混凝土小截面方桩》DBJT08-106 的要求。

7.1.10 对于截面尺寸为 400mm~600mm 的预应力空心方桩的桩身尺寸、混凝土强度等级、保护层厚度、配筋、接头及预压应力等应符合现行国家建筑标准设计图集《预应力混凝土空心方桩》08SG360 的要求。

预应力管桩,除因使用上有特殊要求而专门设计制作外,可根据要求选用现成制品,并应符合现行国家标准《先张法预应力混凝土管桩》GB13476 和国家建筑标准设计图集《预应力混凝土管桩》03SG409 的有关规定。

预应力桩作为抗拔桩时,应结合类似工程经验对桩身结构强度、接头部位的端板、桩顶与承台的连接构造等进行验算,并应在施工前进行单桩抗拔静载荷试验为设计提供依据。

7.1.11 灌注桩的基本尺寸及构造应符合下列要求:

- 1 设计桩径宜大于等于 550mm,钻头直径不得小于设计桩径。
- 2 桩身混凝土设计强度等级不应低于 C30,采用水下浇注方法施工时不宜高于 C40。
- 3 桩身配筋按计算确定,如为构造配筋,竖向承压桩的配筋率不小于 0.42%,承受水平力桩的配筋率不小于 0.65%。竖向承

压桩的钢筋笼长度应穿过淤泥质土层,并不宜小于 2/3 桩长。承受上拔力桩的钢筋笼宜全长配置。

4 宜采用直径为 6mm~8mm 的螺旋箍,间距 200mm~300mm;桩顶以下 5d 范围内箍筋应加密,间距不应大于 100mm。

5 钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 50mm。

7.1.12 当采用桩端后注浆灌注桩时,注浆管数量宜根据桩径确定,且不应少于 2 根。注浆应采用 P. O42.5 级水泥浆液,水灰比 0.55~0.6。注浆量与桩径、桩端土层等有关,宜根据类似工程经验确定。

7.1.13 扩底抗拔灌注桩必须在设计前进行试成桩试验,确定相关施工参数后方可实施。扩底直径 D 宜取桩身直径 d 的 2 倍,并不大于 1.5m。扩底段起始端进入中、低压缩性土层一般 $1D \sim 3D$,并不小于 1m。

7.1.14 钢管桩设计应符合下列要求:

1 钢管桩的材质应符合现行国家标准《普通碳素结构钢技术条件》GB/T700、《低合金高强度结构钢技术条件》GB/T1591 以及《桩用螺旋焊缝钢管》SY/T5040 等有关的要求。

2 焊接材料的机械性能应与钢管桩主材相适应。

3 钢管桩管壁的设计厚度由有效厚度和腐蚀厚度两部分组成。腐蚀厚度可按腐蚀速度与使用年限确定,地下水位以下腐蚀速度一般可取(0.02~0.03)mm/年。

4 钢管桩外径与有效壁厚之比 D/t 不宜大于 100,且管壁的最小有效厚度不应小于 7mm;当 $D/t > 100$ 时,应考虑局部压屈而降低钢材的强度设计值。

5 确定开口钢管桩进入持力层的深度时,应考虑土的性质、沉桩机械能力、沉桩应力和闭塞效应。

7.1.15 当采用浅基础其天然地基承载力基本满足设计要求或相差不大,但计算沉降量过大时,可采用按沉降控制要求确定用桩数

量、桩与承台下地基土共同承担上部荷载的大桩距的沉降控制复合桩基。沉降控制复合桩基的设计计算应符合本规范 7.5 节的相关规定。

7.2 桩基承载力计算

7.2.1 承压桩竖向承载力验算应符合下式要求:

当轴心竖向力作用时:

$$Q_d = \frac{F_d + G_d}{n} \leq R_d \quad (7.2.1-1)$$

式中: Q_d ——作用于单桩桩顶的竖向力设计值(kN),按作用效应基本组合计算,但其分项系数均为 1.0;

F_d ——作用于桩基承台顶面的竖向力设计值(kN),按作用效应基本组合计算,但其分项系数均为 1.0;

G_d ——桩基承台和承台上土的自重设计值(kN),地下水位以下扣除浮力,自重和浮力作用分项系数取 1.0;

n ——桩的数量;

R_d ——单桩竖向承载力设计值(kN)。

当偏心竖向力作用时,除符合式(7.2.1-1)外,尚应符合下式要求:

$$Q_{dmax} \leq 1.2R_d \quad (7.2.1-2)$$

$$Q_{di} = \frac{F_d + G_d}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \quad (7.2.1-3)$$

式中: Q_{dmax} ——承受最大荷载桩桩顶的竖向力设计值(kN),按作用效应基本组合计算,但其分项系数均为 1.0;

Q_{di} ——偏心竖向力作用下第 i 根桩的竖向力设计值(kN),按作用效应基本组合计算,但其分项系数均为 1.0;

M_x, M_y ——作用于承台底面通过桩群形心的 x, y 轴的力矩设

计值(kN·m),按作用效应基本组合计算,但其分项系数均为1.0;

x_i, y_i ——第*i*根桩至*y*、*x*轴的距离(m)。

7.2.2 单桩竖向承载力设计值应根据7.2.3~7.2.6条确定,同时应按7.2.8条对桩身结构强度进行验算。确定单桩竖向承载力设计值时可不考虑群桩效应。

7.2.3 单桩竖向承载力设计值宜采用静载荷试验按下式确定:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (7.2.3)$$

式中: R_k ——单桩竖向极限承载力标准值(kN),可取单桩极限承载力试验统计值 R_{kt} ,按本规范16.3.14条确定;

γ_R ——单桩竖向承载力分项系数,预制桩可取 $\gamma_R=1.8$,灌注桩可取 $\gamma_R=1.9$ 。

7.2.4 当没有进行桩的静载荷试验时,按地基土对桩的支承能力确定单桩竖向承载力设计值 R_d 可根据土层条件由下式估算:

$$R_d = \frac{R_{pk}}{\gamma_s} + \frac{R_{sk}}{\gamma_p} = \frac{U_p \sum f_{si} l_i}{\gamma_s} + \frac{f_p A_p}{\gamma_p} \quad (7.2.4-1)$$

式中: U_p ——桩身截面周长(m);

f_{si} ——桩周第*i*层土的极限摩阻力标准值(kPa),可根据桩型、土的名称、土层埋藏深度及土的性质按表7.2.4-1所列的数值选用;

f_p ——桩端处土的极限端阻力标准值(kPa),可根据桩型、土的名称、土层埋藏深度及土的性质按表7.2.4-1所列的数值选用;

l_i ——第*i*层土的厚度(m);

A_p ——桩端横截面积(m²);

γ_s ——桩侧摩阻力的分项系数,可按端阻比 ρ_p 由表7.2.4-2查用;

γ_p ——桩端阻力的分项系数,可按端阻比 ρ_p 由表7.2.4-2查用;

$$\rho_p = \frac{R_{pk}}{R_{pk} + R_{sk}} \quad (7.2.4-2)$$

R_{pk} ——桩端极限阻力标准值(kN);

R_{sk} ——桩侧总极限摩阻力标准值(kN)。

表 7.2.4-1 预制桩、灌注桩桩周土极限摩阻力标准值 f_s 与桩端极限端阻力标准值 f_p

土层 编号	土 层 名 称	埋藏深度 (m)	预 制 桩		灌 注 桩	
			f_s (kPa)	f_p (kPa)	f_s (kPa)	f_p (kPa)
②	褐黄、灰黄色黏性土	0~4	15		15	
	灰色黏质粉土	4~15	20~40	500~1000	15~30	
	灰色砂质粉土	4~15	30~50	1000~2000	25~40	600~800
③	灰色粉砂	4~15	40~60	2000~3000	30~45	700~900
	灰色淤泥质粉质黏土	4~15	15~30	200~500	15~25	150~300
	灰色砂质粉土、粉砂	4~15	35~55	1500~2500	30~45	800~1000
④	灰色淤泥质黏土	4~20	15~40	200~800	15~30	150~250
⑤或⑤ ₁	灰色黏性土	20~35	45~65	800~1200	40~55	350~650
	灰色砂质粉土	20~35	50~70	2000~3500	40~60	850~1250
	灰色粉砂	20~35	70~100	4000~6000	55~75	1250~1700
⑤ ₂	灰、灰黑色黏性土	25~40	50~70	1200~2000	45~60	450~750
⑥	暗绿、褐黄色黏性土	22~26	60~80	1500~2500	50~60	750~1000
⑦ ₁	草黄色砂质粉土、粉砂	26~40	80~100	2000~3500	60~80	1000~1200
	灰色砂质粉土、粉砂	30~45	70~100	4000~6000	55~75	1250~1700
	灰色粉细砂	35~60	100~120	6000~8000	55~80	1700~2550
⑧ ₁	灰色粉质黏土夹粉砂	40~55	55~70	1800~2500	50~65	850~1250
	灰色粉质黏土与粉砂互层	50~65	65~80	3000~4000	60~75	850~1700
⑧ ₂	灰色细、中、粗砂	60~100	110~120	8000~10000	70~90	2100~3000

注: 1. 本表适用于滨海平原区土层;

2. 表中所有预制桩桩周土极限摩阻力标准值和桩端极限端阻力标准值主要适用于预制方桩; 预应力管桩可参照取值; 开口钢管桩桩端阻力宜考虑闭塞效应系数 η , 当桩端进入砂层的深度 L_B 与桩径 d 之比 $L_B/d \geq 5$ 时, $\eta = 0.8$; 当 $2 \leq L_B/d < 5$ 时, $\eta = 0.16L_B/d$;

3. 对于桩身大部分位于淤泥质土中且桩端支承于第⑤层相对较软土层的预制桩, 单桩竖向承载力宜通过成桩 28 天后静荷载试验确定; 当采用表列数据估算时, 宜取表列下限值;

4. 表中所有灌注桩桩侧极限摩阻力和桩端极限端阻力适用于桩径不大于 850mm 的情况。

表 7.2.4-2 分项系数 γ_s 、 γ_p 表

ρ_p	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35
γ_p	1.08	1.20	1.37	1.61	1.93	2.34	2.83
γ_s	2.09	2.16	2.18	2.13	2.03	1.88	1.73

7.2.5 当没有进行桩的静载荷试验、但有静力触探资料时, 预制桩的单桩竖向承载力设计值 R_d 可采用下式估算:

$$R_d = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} + \frac{R_{pk}}{\gamma_p} = \frac{U_p \sum f_{si} l_i}{\gamma_s} + \frac{\alpha_b p_{ab} A_p}{\gamma_p} \quad (7.2.5-1)$$

式中: f_{si} ——用静力触探比贯入阻力估算的桩周各土层的极限摩阻力标准值(kPa); p_{ab} ——桩端附近的静力触探比贯入阻力平均值(kPa); α_b ——桩端阻力修正系数, 按表 7.2.5-1 取用; 分项系数 γ_s 、 γ_p 可根据 ρ_p 由表 7.2.4-2 查用。表 7.2.5-1 桩端阻力修正系数 α_b 值

桩长 l (m)	$l \leq 7$	$7 < l \leq 30$	$l > 30$
α_b	2/3	5/6	1

1 桩端附近的静力触探比贯入阻力平均值 p_{ab} 按下列公式计算:

$$\text{当 } p_{ab1} \leq p_{ab2} \text{ 时, } p_{ab} = (p_{ab1} + \beta p_{ab2}) / 2 \quad (7.2.5-2)$$

$$\text{当 } p_{ab1} > p_{ab2} \text{ 时, } p_{ab} = p_{ab2} \quad (7.2.5-3)$$

式中: p_{ab1} ——桩端全断面以上 8 倍桩径范围内土层的比贯入阻力平均值(kPa); p_{ab2} ——桩端全断面以下 4 倍桩径范围内土层的比贯入阻力平均值(kPa);

β ——折减系数,按 p_{abs}/p_{abl} 的值查表 7.2.5-2 取用。

表 7.2.5-2 折减系数 β 值

p_{abs}/p_{abl}	<5	5~10	10~15	>15
β	1	5/6	2/3	1/2

2 用静力触探比贯入阻力估算各层土的极限侧摩阻力标准值时,应结合土工试验资料、土层的埋藏深度及性质分别按下列情况考虑:

1) 地表下 6m 范围内的浅层土,可取 $f_s = 15\text{kPa}$ (7.2.5-4)

2) 黏性土

当 $p_s \leq 1000\text{kPa}$ 时, $f_s = \frac{p_s}{20} (\text{kPa})$ (7.2.5-5)

当 $p_s > 1000\text{kPa}$ 时, $f_s = 0.025p_s + 25 (\text{kPa})$ (7.2.5-6)

3) 粉性土及砂土 $f_s = \frac{p_s}{50} (\text{kPa})$ (7.2.5-7)

式中: p_s ——桩身所穿越土层的比贯入阻力平均值(kPa)。

3 用静力触探资料估算的桩端极限端阻力标准值不宜超过 8000kPa;桩侧极限摩阻力标准值不宜超过 100kPa。对于比贯入阻力值为 2500kPa~6500kPa 的浅层粉性土或稍密的砂土,估算桩端阻力和桩侧摩阻力时应结合土的密实程度以及类似工程经验综合确定。

7.2.6 对于桩径大于 850mm 的大直径灌注桩,应采用桩端后注浆工艺,当桩身范围内有较厚的砂层时,宜采用泥浆除砂器。

7.2.7 桩端后注浆灌注桩单桩承载力设计值 R_d 应根据静载荷试验结果确定。当没有进行静载荷试验时,对桩径小于等于 1200mm 的桩端后注浆灌注桩,其单桩承载力设计值 R_d 可根据土

层条件由(7.2.4-1)式估算,但其桩周土极限摩阻力标准值 f_s 和桩端处土的极限端阻力标准值 f_p 可分别根据土的名称、土层埋藏深度及土的性质取表 7.2.4-1 中灌注桩极限摩阻力和端阻力的上限值,并乘以综合调整系数 1.2。

7.2.8 建筑工程承压桩桩身结构强度验算应符合下列规定:

1 预制方桩:

$$Q_d \leq (0.75 \sim 0.85) f_c A_p \quad (7.2.8-1)$$

2 预应力桩:

$$Q_d \leq (0.75 \sim 0.85) f_c A_p - 0.37 A_p \sigma_{pc} \quad (7.2.8-2)$$

3 钢管桩:

$$Q_d \leq (0.60 \sim 0.75) f A' \quad (7.2.8-3)$$

在有可靠经验时,可适当提高,但不得超过 $0.8 f A'$ 。

4 灌注桩:

$$Q_d \leq (0.7 \sim 0.8) f_c A_p \quad (7.2.8-4)$$

当施工质量有可靠保证时可取上限值。

式中: Q_d ——作用于单桩桩顶的竖向力设计值(kN),应采用作用效应基本组合计算,分项系数按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 取值,也可近似按 $1.35 Q_k$ 计算;

f_c ——桩身混凝土轴心抗压强度设计值(kPa);

σ_{pc} ——桩身截面上混凝土有效预加应力(kPa);

f ——钢材的抗拉和抗压强度设计值(kPa);

A' ——钢管桩扣除腐蚀影响后的有效截面积(m^2)。

7.2.9 单桩抗拔承载力设计值 R_d 宜采用静载荷试验按下式确定:

$$R_d = \frac{R_{tk}}{\gamma_s} + G_p \quad (7.2.9-1)$$

当没有进行桩的竖向抗拔静载荷试验时,单桩竖向抗拔承载

力设计值可按下式进行估算：

$$R_d = \frac{U_p}{\gamma_s} \sum \lambda_i f_{si} l_i + G_p \quad (7.2.9-2)$$

式中： γ_s ——桩的抗拔承载力分项系数，一般取 2.0；

R_d ——单桩抗拔试验中扣除单桩自重后的极限抗拔承载力标准值(kN)，可取抗拔静载荷试验的极限承载力扣除单桩自重后的试验统计值；

f_{si} ——桩周第 i 层土的极限摩阻力标准值(kPa)，按表 7.2.4-1 取值；

l_i ——桩周第 i 层土的厚度(m)；

λ_i ——桩周第 i 层土的抗拔承载力系数，按表 7.2.9 取值；

G_p ——单桩自重设计值(kN)，地下水位以下应扣除浮力，自重和浮力作用分项系数取 1.0。

表 7.2.9 抗拔承载力系数 λ

土的类型	λ
砂土	0.6~0.7
黏性土、粉性土	0.7~0.8

注：1. 当桩长<15m或桩径(边长)≤350mm时， λ 取下限值。

2. 当具有同一工程中相同地质、相同桩型的单桩竖向抗压静载荷试验资料，并根据试验得到的摩阻力估算抗拔承载力时，抗拔承载力系数可按对应土层上限值取用。

7.2.10 扩底抗拔桩单桩竖向抗拔承载力设计值 R_d 应根据静载荷试验结果确定；当没有进行桩的静载荷试验时， R_d 可按下式进行估算：

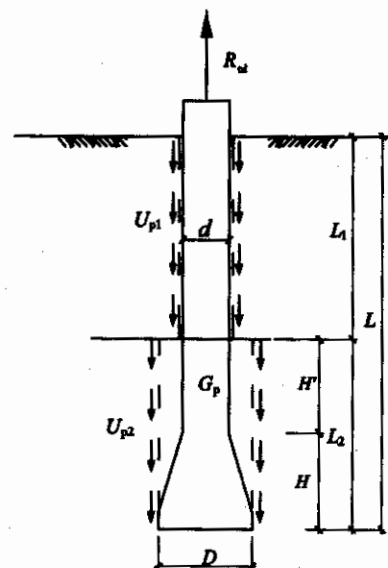


图 7.2.10 扩底抗拔桩承载力计算示意图

$$R_d = \frac{U_{p1} \sum \lambda_i f_{si} l_{i1} + U_{p2} \sum \lambda_i f_{si} l_{i2}}{\gamma_s} + G_p \quad (7.2.10)$$

式中： γ_s ——桩的抗拔承载力分项系数，一般取 2.0；

U_{p1} —— L_1 段桩身截面计算周长(m)， $U_{p1} = \pi d$ ；

U_{p2} —— L_2 段桩身截面计算周长(m)， $U_{p2} = \pi D$ ；

l_{i1} —— L_1 段内各土层的厚度(m)， L_1 为自桩端向上起算 $H + H'$ 以上范围；

l_{i2} —— L_2 段内各土层的厚度(m)， L_2 为自桩端向上起算 $H + H'$ 以内范围；

H ——扩底段长度，根据现有施工设备条件，扩底段长度一般为 1.0m~2.5m，超过 2.5m 可按 2.5m 计算；

H' ——扩底段影响范围,一般自扩底段的起始位置往上取 $8D$,且至软弱土层层底止;

D ——桩端扩大头直径(m)。

7.2.11 对于抗拔桩,当其裂缝控制有特殊要求时,应根据相关规定执行。对于允许出现裂缝的桩基,按作用效应标准组合计算的桩身最大裂缝宽度应符合下列规定:

$$w_{\max} \leq w_{\lim} \quad (7.2.11)$$

式中: $w_{\max}$ ——按作用效应标准组合计算的桩身最大裂缝宽度,可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 计算,当保护层设计厚度超过 30mm 时,可将厚度取为 30mm 计算裂缝的最大宽度;

$w_{\lim}$ ——最大裂缝宽度限值,按现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476 中相关规定取用。

7.2.12 建筑桩基单桩水平承载力的确定应符合下列要求:

1 单桩水平承载力宜通过单桩水平静载荷试验确定,水平静载荷试验按本规范第 16 章有关规定进行。

对于混凝土预制桩、钢桩、桩身正截面配筋率不小于 0.65% 的灌注桩,可根据静载荷试验结果取桩顶标高处水平位移为 10mm(对于水平位移敏感的建筑物取水平位移 6mm)所对应荷载的 75% 为单桩水平承载力设计值。

2 当没有进行静载荷试验时,可按附录 F 对单桩水平承载力进行估算。

7.3 桩基承台设计

7.3.1 桩基承台的内力可按常用的简化计算方法确定,局部受压和抗剪强度计算可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 进行,冲切计算可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 进行。

7.3.2 当承台混凝土强度等级低于柱或桩的混凝土强度等级时,应验算柱下或桩上承台的局部受压承载力。

7.3.3 轴向受压柱下独立承台的弯矩可按下列公式计算:

1 三桩承台

1) 等边三桩承台

$$M = \frac{Q_d}{3} \left(S - \frac{\sqrt{3}}{4} l_x \right) \quad (7.3.3-1)$$

式中: M ——承台形心至边缘之宽度范围内板带的弯矩设计值(kN·m);

S ——桩距(m);

l_x ——方柱边长,圆柱时 $l_x = 0.866d$ (d 为圆柱直径)(m);

Q_d ——单桩反力设计值(kN),应采用作用效应基本组合计算,建筑桩基分项系数应按现行国家标准《建筑结构设计荷载规范》GB50009 取值,也可近似按 $1.35Q_d$ 计算。

2) 等腰三桩承台

$$M_I = \frac{Q_d}{3} \left(S - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} l_b \right) \quad (7.3.3-2)$$

$$M_{II} = \frac{Q_d}{3} \left(S \cdot \alpha - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} l_a \right) \quad (7.3.3-3)$$

式中: M_I 、 M_{II} ——承台形心到承台两腰和底边的宽度范围内板带的弯矩设计值(kN·m);

l_a 、 l_b ——分别为平行和垂直于底边的柱边长(m);

S ——腰方向桩距(m);

α ——底边桩距与腰方向桩距之比,当 $\alpha < 0.5$ 时,应按变截面的两桩承台计算。

2 多桩矩形承台计算截面应取在柱边和承台高度变化处(杯口外侧或台阶边缘):

$$\begin{aligned} M_x &= \sum Q'_i x_i \\ M_y &= \sum Q'_i y_i \end{aligned} \quad (7.3.3-4)$$

式中: M_x 、 M_y ——垂直于 x 轴和 y 轴方向计算截面处的弯矩设计值($\text{kN} \cdot \text{m}$);

x_i 、 y_i ——垂直于 y 轴和 x 轴方向自桩轴线至计算截面的距离(m)。

7.3.4 桩基筏形承台板的内力可按下列方法计算:

1 当桩端持力层比较均匀、上部结构刚度较好、梁板式筏形承台梁的高跨比或平板式筏基板的厚跨比不小于 $1/6$, 且相邻柱荷载及柱间距变化不超过 20% 时, 筏形承台板可仅按局部弯曲作用进行计算。

2 当不符合第 1 款要求且有类似工程经验时, 桩基筏形承台板的内力可采用弹性地基板计算。

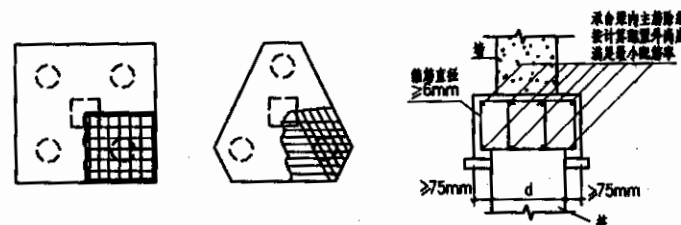
7.3.5 桩基承台的尺寸、配筋等, 除按计算确定外, 尚应满足下列构造要求:

1 建筑桩基承台的埋置深度不宜小于建筑物高度的 $1/18$ 。承台最小宽度不应小于 $2d$, 同时不宜小于 500mm 。承台边缘至桩中心的距离不宜小于 $1d$, 同时边缘挑出部分不宜小于 150mm 。对于条形承台梁, 桩的外边缘至承台梁边缘的距离不小于 75mm 。承台下部钢筋至承台顶面的高度不宜小于 300mm 。

2 承台混凝土等级不应低于 C30。钢筋保护层厚度不宜小于 50mm 。承台下部钢筋保护层厚度应与桩顶嵌入高度一致。

3 承台受力钢筋应通长布置(见图 7.3.5a), 不应长短相间或缩短后交叉布置。矩形承台板配筋宜按双向均匀布置, 钢筋直径不应小于 12mm , 间距不应大于 200mm 并不应小于 100mm 。柱下独立桩基承台的最小配筋率不应小于 0.15% 。对于三桩承台, 钢筋应按三向板带均匀布置, 且最里面的三根钢筋围成的三角形应在柱截面范围内(见图 7.3.5b)。钢筋锚固长度自边桩内侧

(当为圆桩时, 应将其直径乘以 0.8 等效为方桩) 算起, 不应小于 $35d_g$ (d_g 为钢筋直径); 当不满足时应将钢筋向上弯折, 此时水平段的长度不应小于 $25d_g$, 弯折段长度不应小于 $10d_g$ 。



(a) 矩形承台配筋 (b) 三桩承台配筋 (c) 墙下承台梁配筋图

图 7.3.5 承台配筋示意图

4 承台梁的主筋除满足计算要求外, 尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 关于最小配筋率的规定, 纵向主筋直径不宜小于 12mm , 架立钢筋不宜小于 10mm , 箍筋直径不宜小于 6mm 。

桩基筏形承台板在计算中当仅考虑局部弯曲作用时, 考虑到整体弯曲的影响, 在纵横两个方向的下部钢筋配筋率不宜小于 0.15% ; 上部钢筋应按计算配筋率全部连通。

5 桩顶嵌入承台的高度应根据桩的受力情况、设计假定及施工条件等综合考虑, 不宜小于 100mm ; 桩径小于 400mm 时, 不宜小于 50mm 。

混凝土桩的桩顶主筋应伸入承台内, 其锚固长度不宜小于 $35d_g$; 对于抗拔桩桩顶主筋的锚固长度应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 确定, 必要时需采取一定的锚固措施。

6 承台之间的连接应符合下列要求:

- 1) 单桩承台, 宜在两个相互垂直的方向上设置联系梁;
- 2) 两桩承台, 宜在其短向设置联系梁;

- 3) 单排桩条形承台, 宜在垂直于承台梁方向的适当部位设置联系梁;
- 4) 有抗震要求的柱下独立承台, 宜在两个主轴方向设置联系梁;
- 5) 联系梁顶面宜与承台顶面位于同一标高。联系梁宽度不宜小于 250mm, 其高度除按计算确定外, 可取承台中心距的 1/10~1/15;
- 6) 联系梁内上下部纵向钢筋直径不应小于 12mm 且不应少于 2 根, 并应接受拉要求锚入承台。

7.4 桩基最终沉降量计算

7.4.1 桩基的最终沉降量应符合正常使用极限状态的要求:

$$s \leq s' \quad (7.4.1)$$

式中: s —— 按 7.4.2 条或 7.4.4 条计算的桩基中心最终沉降量 (mm);

s' —— 桩基容许中心沉降量 (mm), 按 5.3.6 条选用。

7.4.2 桩基最终沉降量采用以 Mindlin 应力计算公式为依据的单向压缩分层总和法计算:

$$s = \psi_m \sum_{i=1}^T \frac{1}{E_{s,i}} \sum_{j=1}^n \sigma_{s,i,j} \Delta H_{i,j} \quad (7.4.2-1)$$

$$\sigma_{s,i,j} = \frac{Q}{L^2} \sum_{j=1}^n [\alpha I_{p,j} + (1-\alpha) I_{s,j}] \quad (7.4.2-2)$$

式中: T —— 在沉降计算点处压缩层范围内自桩端平面往下的土层数;

$E_{s,i}$ —— 桩端平面下第 i 层土在自重压力至自重压力加附加压力作用时的压缩模量 (MPa);

n_i —— 桩端平面下第 i 层土的单向压缩计算分层总数;

$\sigma_{s,i,j}$ —— 桩端平面下第 i 层土的第 j 个分层处土体的竖向附

加应力 (kPa);

$\Delta H_{i,j}$ —— 桩端平面下第 i 层土的第 j 个分层的层厚 (m);

Q —— 单桩沉降计算荷载 (kN), 取对应于作用效应准永久组合时的单桩平均附加荷载;

L —— 桩长 (m);

k —— 总桩数;

$\alpha, 1-\alpha$ —— 分别是桩的端阻力和侧摩阻力占沉降计算荷载的比, α 可近似按单桩端阻比 ρ_p 取值;

$I_{p,j}, I_{s,j}$ —— 分别为第 j 根桩的桩端阻力和桩侧摩阻力对应力计算点的应力影响系数, 计算公式见附录 H;

ψ_m —— 桩基沉降计算经验系数, 应根据类似工程条件下沉降观测资料及经验确定。在不具备条件时, 可按下表选用:

表 7.4.2 桩基沉降计算经验系数 ψ_m

桩端入土深度 (m)	<30	40	50	70
沉降计算经验系数 ψ_m	1.05	0.95	0.85	0.65

注: 1. 表内数值可内插;

2. 桩端持力层位于 $\textcircled{2}$ 层时, 桩基沉降计算经验系数 ψ_m 可按表中相应数值的 0.9 倍选取。

7.4.3 压缩层厚度应自计算点所处桩位的桩端平面算至土层附加应力等于土层自重应力的 10% 处止。附加应力计算时应考虑相邻基础的影响。

7.4.4 排列密集的桩基, 在方案或初步设计阶段, 其最终沉降量可按公式 (5.3.1) 估算, 并符合下列要求:

1 将桩基承台、桩群与桩间土作为实体深基础, 且不考虑沿桩身的应力扩散;

2 压缩层厚度自桩端平面算起, 算到附加应力等于土的自重

应力的 20% 处,附加应力计算应考虑相邻基础的影响;

3 采用地基土在自重应力至自重应力加附加应力时的压缩模量;

4 沉降估算经验系数 ψ_s ,应根据类似工程条件下沉降观测资料及经验确定。在不具备条件时,可采用下表数值。

表 7.4.4 桩基沉降估算经验系数 ψ_s

桩端入土深度(m)	<20	30	40	50	60
沉降估算经验系数 ψ_s	0.7	0.6	0.45	0.3	0.2

注:表内数值可内插。

7.5 沉降控制复合桩基

7.5.1 沉降控制复合桩基(以下简称复合桩基)设计应符合下列要求:

1 复合桩基中的桩宜采用桩身截面边长小于等于 250mm、长细比在 80~100 左右且桩身质量有可靠保证的预制方桩。桩距不宜小于 $5d \sim 6d$,并按桩端穿过高压缩性淤泥质土层、并进入压缩性相对较低的持力层的要求选择桩端埋深。复合桩基承台埋深不宜小于建筑物高度的 1/15。

2 桩与承台下地基土共同承担外荷载的原则如下:当作用在承台底面的荷载准永久组合值大于复合桩基中各桩的单桩极限承载力标准值之和时,桩承担相当于各单桩极限承载力标准值之和的荷载、承台下地基土承担余下之荷载;当作用在承台底面的荷载准永久组合值小于等于复合桩基中各桩的单桩极限承载力标准值之和时,桩承担全部荷载。

7.5.2 复合桩基的承台底面积和平面布置应符合下列规定:

1 复合桩基的承台底面积应符合下式要求:

$$A_c \geq \frac{F_d + G_d}{\eta f_d} \quad (7.5.2)$$

式中: A_c ——承台底面积(m^2);

F_d ——上部结构传至承台顶面的竖向荷载设计值(kN),按作用效应基本组合计算,但其分项系数均为 1.0;

G_d ——承台自重和承台上覆土重的设计值(kN),按作用效应基本组合计算,承台材料和上覆土的混合重度取 $20kN/m^3$;地下水位以下应扣除浮力,自重和浮力作用分项系数均取 1.0;

η ——经验系数,宜取 1.5~1.7;

f_d ——承台下地基土承载力设计值(kPa)。

2 承台平面布置时宜使承台底面处竖向作用准永久组合的合力作用点与承台底面的形心重合。

7.5.3 复合桩基的单桩极限承载力标准值 R_k 应通过单桩静载荷试验确定。当没有进行桩的静载荷试验时,可按式估算:

$$R_k = U_p \sum f_{si} l_i + f_p A_p \quad (7.5.3-1)$$

同时桩身结构强度应符合下式要求:

$$R_k \leq (0.65 \sim 0.80) f_c A_p \quad (7.5.3-2)$$

式中: R_k ——单桩极限承载力标准值(kN);

l_i ——第 i 土层厚度(m);

f_{si} 、 f_p ——分别为桩侧第 i 层土的极限摩阻力标准值(kPa)和桩端处土层的极限端阻力标准值(kPa),可参见表 7.2.4-1 有关规定;

A_p ——桩的截面积(m^2);

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值(kPa)。

7.5.4 复合桩基的沉降计算以及用桩数量和桩位平面布置应符合下列规定:

1 复合桩基的沉降计算应符合下列要求:

若作用在承台底面处的荷载准永久组合值为 P 、承台底面处地基土自重应力为 σ_c ，则在该承台下布有 n 根桩(单桩极限承载力标准值为 R_k 、扣除浮力作用后的自重标准值为 G_{pk})的复合桩基，其沉降计算可按下述原则进行：

- 1) 当 $P - \sigma_c A_c \leq nR_k$ 时，沉降即为在桩顶附加荷载为 $(P - \sigma_c A_c)/n + G_{pk}$ 的 n 根桩作用下产生的沉降，可参照公式(7.4.2-1)计算，沉降计算经验系数宜取 1.0。
- 2) 当 $P - \sigma_c A_c > nR_k$ 时，沉降由两部分组成，一部分是在桩顶附加荷载为 $R_k + G_{pk}$ 的 n 根桩作用下产生的沉降，可参照公式(7.4.2-1)计算，沉降计算经验系数宜取 1.0；另一部分是在承台底面附加荷载为 $P - \sigma_c A_c - nR_k$ 作用下产生的沉降，可按 5.3.1 条计算。

2 复合桩基桩数的确定，应先按上述沉降计算基本原则计算复合桩基中假定布有不同桩数时的沉降量，求得桩数与沉降量的关系，然后根据设计容许沉降量确定需要的桩数。

3 布置桩位时宜使竖向作用准永久组合的合力作用点与群桩形心重合。

7.5.5 复合桩基的整体承载力应符合下式要求：

$$F_d + G_d \leq (A_c f_k + nR_k) / \gamma_R \quad (7.5.5)$$

式中： n ——桩数；

f_k ——承台下地基土极限承载力标准值(kPa)；

γ_R ——复合桩基承载力综合分项系数，取 2.0~2.2。

当上式不能满足时，宜调整承台底面积。

7.5.6 复合桩基的承台结构设计，应考虑桩与承台下地基土分担的荷载会随受荷时间而变化的特点，除需按 7.5.1 条所述桩与承台下地基土分担荷载原则计算承台下地基土的反力所产生的结构内力外，尚应验算复合桩基受荷初期承台下地基土会分担较大荷载的受荷状态所产生的结构内力。

7.5.7 复合桩基中桩的施工除符合本规范 15.2 节有关规定外，尚应符合以下要求：

1 对于预制方桩应将桩端处所有主筋焊在同一根钢筋上，该钢筋在桩端截面的位置应严格居中，其轴线应与桩身轴线严格保持平行。采用锤击或静压沉桩时，桩架应平整，插桩竖直、对准桩位，沉桩前必须严格清除现场地面和地下障碍物。采用锤击沉桩，当桩身截面边长小于等于 250mm 时，严禁采用重锤。

2 沉桩结束承台基坑开挖时，桩顶设计标高以上不少于 200mm 的土层应采用人工挖除，严禁超挖，避免桩顶部分损伤。承台基坑开挖后，桩位偏差应符合现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202 有关规定要求；但采用轴线布桩方案时，桩位容许偏差在垂直轴线方向为 50mm，沿轴线方向为 70mm。

8 地基基础抗震设计要点

8.1 场 地

8.1.1 上海市的建筑场地,除远郊低丘陵地区少数基岩露头或浅埋处外多属现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 所划分的Ⅳ类场地,湖沼平原区宜按波速判定场地类别。场地设计特征周期及建筑物的地震影响系数应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 和上海市工程建设规范《建筑抗震设计规程》DGJ08—9 的规定确定。港口、水利工程的场地类别和场地土类型也可分别根据现行行业标准《水运工程抗震设计规范》JTJ225 和《水工建筑物抗震设计规范》SL203 有关规定确定。

8.1.2 选择建筑场地时,应根据工程需要,掌握地震活动情况、工程地质和地震地质的有关资料,对抗震有利、不利和危险地段做出综合评价。对河道岸坡或故河道边缘等不利地段,应提出避开要求;当无法避开时应采取有效措施。

8.1.3 对于抗震设防的工程^[注],岩土工程勘察报告应提出关于场地稳定性及地基液化的评价;对需要采用时程分析法计算的建筑,岩土工程勘察报告尚应根据设计要求提供土层剖面、场地覆盖层厚度和有关的动力参数。必要时可由场地地震安全性评价报告提供场地反应谱或场地地震输入时程曲线。

注:根据现行国家标准《建筑抗震设防分类标准》(GB50223)的规定,建筑工程应分为以下四个抗震设防类别:

1. 特殊设防类:指使用上有特殊设施,涉及国家公共安全的重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害等特别重大灾害后果,需要进行特殊设防的建筑。简称甲类。
2. 重点设防类:指地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关建筑,以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果,需要提高设防标准的建筑。简称乙类。

3. 标准设防类:指大量的除1、2、4款以外按标准要求进行设防的建筑。简称丙类。

4. 适度设防类:指使用上人员稀少且震损不致产生次生灾害,允许在一定条件下适度降低要求的建筑。简称丁类。

8.2 液化土

8.2.1 当地面以下 20m 深度范围内存在饱和砂土或饱和砂质粉土时,应通过工程勘察判定该土层地震液化的可能性,并确定整个地基的液化危险性等级。

8.2.2 符合下列条件之一时,可初判为不液化或可不考虑液化的影响:

1 晚更新世(Q_3)及其以前地层;

2 土中粘粒(粒径小于 0.005mm 的颗粒)含量百分率大于或等于 10;

注:用于液化判别的粘粒含量采用六偏磷酸钠作为分散剂测定。

3 砂质粉土与黏性土或粉砂与黏性土互层时;

4 砂质粉土或砂土在场地内平均合计厚度不足 1m;

5 天然地基上覆非液化土层厚度超过液化土特征深度 d_0 (砂质粉土为 6m,砂土为 7m,其中应扣除淤泥及淤泥质土层厚度)。

8.2.3 当初步判别认为需进一步进行液化判别时,应根据标准贯入试验或静力触探试验结果,进行土层液化可能性的判别,并确定液化强度比,两种试验判别方法同等有效。情况复杂时,可补充采用其它有可靠经验的方法综合分析。

1 用标准贯入试验结果判别

当实测标准贯入击数 N (未经杆长修正) 小于临界标准贯入击数 N_c 时,应判为可液化土。实测标准贯入击数 N 可按每个试验孔中每个测点的标准贯入击数取用。临界标准贯入击数 N_c 按下列公式确定:

在地面下 15m 深度范围内,

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (8.2.3-1)$$

在地面下 15m~20m 深度范围内,

$$N_{cr} = N_0 [2.4 - 0.1d_w] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (8.2.3-2)$$

式中: N_{cr} ——液化判别标准贯入击数临界值;

N_0 ——液化判别标准贯入击数基准值,一般情况下可取 6;

d_s ——标准贯入试验点的深度(m);

d_w ——地下水年平均水位深度(m),可取 0.5m;

ρ_c ——土中粘粒含量百分率(%),小于 3 时取 3。

2 用静力触探试验结果判别

当单桥探头实测比贯入阻力 p_s 小于临界比贯入阻力 p_{sc} 或双桥探头实测锥尖阻力 q_c 小于临界锥尖阻力 q_{sc} 时,应判为可液化土。临界比贯入阻力 p_{sc} 或临界锥尖阻力 q_{sc} 可分别按公式 (8.2.3-3) 或公式 (8.2.3-4) 确定。实测比贯入阻力 p_s 或实测锥尖阻力 q_c 可按每个触探孔中每米厚度的平均值取用。

$$p_{sc} = p_{s0} \left[1 - 0.06d_s + \frac{(d_s - d_w)}{a + b(d_s - d_w)} \right] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (8.2.3-3)$$

$$q_{sc} = q_{c0} \left[1 - 0.06d_s + \frac{(d_s - d_w)}{a + b(d_s - d_w)} \right] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (8.2.3-4)$$

式中: p_{s0} 、 q_{c0} ——分别为液化临界比贯入阻力基准值和临界锥尖阻力基准值 (MPa),可分别取 2.60MPa 和 2.35MPa;

d_s ——静力触探试验点深度(m);

a 、 b ——系数,分别取 1.0 和 0.75。

8.2.4 对于存在可液化土层的地基,应探明各液化土层的埋深和厚度,按下列公式计算每个钻孔的液化强度比 F_{li} 和液化指数 I_{le} ,

并按表 8.2.4 综合划分地基的液化等级,作为判别土层及地基液化危险性和危害程度的依据。

$$F_{li} = \frac{N}{N_{cr}} \quad (8.2.4-1)$$

$$F_{li} = \frac{p_s}{p_{sc}} \quad (8.2.4-2)$$

$$F_{li} = \frac{q_c}{q_{sc}} \quad (8.2.4-3)$$

$$I_{le} = \sum_{i=1}^n (1 - F_{li}) d_i w_i \quad (8.2.4-4)$$

式中: F_{li} ——第 i 分层的液化强度比,当 $F_{li} > 1.0$ 时,取 $F_{li} = 1.0$;

I_{le} ——液化指数;

d_i ——第 i 分层的厚度(m);

w_i ——可液化土层的埋深权数(m^{-1}),根据分层中点深度确定。当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10,等于 20m 时应采用零值,5m~20m 时按线性内插法取值;

n ——可液化土层范围内的分层总数。

表 8.2.4 液化等级

液化等级	轻微	中等	严重
液化指数	$0 < I_{le} \leq 6$	$6 < I_{le} \leq 18$	$I_{le} > 18$

8.2.5 地基抗液化措施应根据建筑物的抗震设防类别和地基的液化等级,参照表 8.2.5,结合具体情况予以确定。不宜将建筑物基础(含复合桩基承台)直接设置在未经处理的液化土层上。

表 8.2.5 地基抗液化措施选择原则

抗震设防类别	地基的液化等级		
	轻微	中等	严重
特殊设防	(1)	(1)	(1)
重点设防	(2)或(3)	(1)或(2)+(3)	(1)
标准设防	(3)或(4)	(3)或(2)	(1)或(2)+(3)
适度设防	(4)	(4)	(3)或更经济的措施

注:1.表中:

- (1)——全部消除地基液化沉降的措施,如桩基、加大基础埋置深度、深层加固至液化层下界,挖除全部液化土层等;
- (2)——部分消除地基液化沉降的措施,如加固或挖除一部分液化土层等;
- (3)——基础和上部结构处理,一般指减小不均匀沉降或使建筑物较好适应不均匀沉降的措施等;
- (4)——可不采取措施。

2.表中措施未考虑倾斜地层和液化土层严重不均匀的情况。

8.2.6 全部消除地基液化沉降的措施,应符合下列要求:

- 1 采用桩基时,桩端进入可液化土层以下的稳定土层深度不应小于 $2d$ 且不应小于 1.5m;
- 2 加大基础埋置深度时,基础底面进入可液化土层以下的稳定土层深度不应小于 0.5m;
- 3 采用加密法(如强夯、沉管碎石桩、沉管砂桩等)或注浆加固可液化地基时,应处理至可液化土层深度下界;
- 4 用非液化土替换全部液化土层;
- 5 采用加密法或换土法处理时,在基础边缘以外的处理宽度,应超过基础底面下处理深度的 $1/2$,且不应小于 2.5m。

8.2.7 部分消除地基液化沉降的措施,应符合下列要求:

- 1 处理深度应使得处理后的地基液化指数不大于 6;
- 2 采用沉管碎石桩、沉管砂桩等加固后,桩间土的标准贯入

试验值或静力触探试验值不宜小于第 8.2.3 条规定的液化判别临界值;

- 3 基础边缘以外的处理宽度同 8.2.6 条第 5 款。

8.2.8 减轻液化影响的基础和上部结构处理,可综合采用下列各项措施:

- 1 选择合适的基础埋置深度;
- 2 减少基底压力,调整基础底面积,减小基础偏心;
- 3 加大基础的整体性和刚性,如采用箱形基础、筏板基础或钢筋混凝土十字交叉条形基础,加设基础圈梁、基础联系梁等;
- 4 提高上部结构的整体性和均匀对称性,合理设置沉降缝,避免对不均匀沉降敏感的结构形式,设置闭合的现浇楼层圈梁等;
- 5 管道穿过建筑墙体处应设套管并采用柔性接头等。

8.2.9 当建筑物地基位于故河道或暗藏沟坑的边缘地带、边坡的半挖半填地段,或成因、岩性、状态明显不同的严重不均匀地层上,以及地基内局部存在可液化土层时,应详细查明地质、地貌、地形条件,根据具体情况采用适当的抗震措施。

地震时可能导致滑移或地裂的河道岸坡或故河道边缘地段,应采取相应的地基稳定措施。液化等级为中等液化或严重液化的故河道、现代河滨、海滨,当有液化侧向扩展或流滑可能时,在距常时水线约 100m 以内不宜修建永久性建筑,当难以避免时应进行基础抗滑验算、采取防止土体滑移措施或结构抗裂措施等。

8.3 天然地基和浅基础

8.3.1 下列建筑物当不位于边坡上或边坡附近时,可不进行地基和基础的抗震承载力验算:

- 1 采用天然地基上浅基础的砌体房屋;
- 2 采用天然地基上浅基础,而地基主要受力层范围^[a]内无淤泥、淤泥质土、松散填土或可液化土层的一般单层厂房、单层空

旷房屋、不超过八层(高度不超过 24m)的一般民用框架房屋及与其基础荷载相当的多层框架厂房;

3 按有关规定可不进行上部结构截面抗震验算的建筑物。

注:地基主要受力层范围,对于基础宽度小于 5m 的条形基础和独立基础,分别指基础底面以下 3 倍和 1.5 倍基础宽度但不小于 5m 的深度范围。

8.3.2 对于天然地基上浅基础,当需进行竖向地基承载力抗震验算时,应符合下列表达式:

$$p \leq \frac{f_d}{\gamma_{RE}} \quad (8.3.2-1)$$

$$p_{max} \leq \frac{1.2f_d}{\gamma_{RE}} \quad (8.3.2-2)$$

式中: p —— 在地震作用效应和其它作用效应的基本组合下的基底平均压力设计值(kPa),但作用分项系数取 1.0;

p_{max} —— 在地震作用效应和其它作用效应的基本组合下的基底边缘处最大压力设计值(kPa),但作用分项系数均取 1.0;

f_d —— 静态下地基承载力设计值(kPa);

γ_{RE} —— 地基承载力抗震调整系数,按表 8.3.2 取用。

天然地基上的浅基础,其基础底面与地基土之间零应力区面积不宜超过基础底面积的 15%。

表 8.3.2 地基承载力抗震调整系数 γ_{RE}

地基土名称	γ_{RE}
淤泥质黏性土、填土	1.0
粉性土	0.9
一般黏性土、粉砂	0.8

8.3.3 在验算天然地基上浅基础的水平抗震承载力(抗滑)时,可考虑基础底面与地基土之间的摩阻力。当基础周围回填土系分层

夯实或基础系混凝土原坑浇注时,可考虑基础正侧面土的水平抗力,水平抗力可取被动土压力值的 1/3,被动土压力可按本规范 12.1 节有关规定计算。

8.3.4 提高天然地基上浅基础对地震作用的水平抗力,宜选择下列加强措施:

- 1 加强基础(柱、墙)附近的刚性地坪;
- 2 基础底面以下局部换土和加强基础周围的回填土;
- 3 加大基础埋置深度或在基础底面下增设防滑趾;
- 4 加强基础联系梁。

8.4 桩基础

8.4.1 对于 8.3.1 条 1、2、3 款所列建筑物的低承台桩基,当建筑物不位于边坡上或边坡附近且地面下无可液化土层、承台周围无淤泥、淤泥质土、松散填土或可液化土层时,可不进行桩基抗震承载力验算。

8.4.2 低承台桩基抗震验算应符合下列表达式:

1 单桩竖向承载力:

$$Q_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RE}} \quad (8.4.2-1)$$

$$Q_{dmax} \leq \frac{1.2R_d}{\gamma_{RE}} \quad (8.4.2-2)$$

式中: Q_d —— 在地震作用效应和其它作用效应的基本组合下,作用在单桩桩顶的竖向荷载设计值(kN),但作用分项系数取 1.0;

Q_{dmax} —— 在地震作用效应和其它作用效应的基本组合下,承受最大荷载桩桩顶的竖向荷载设计值(kN),但作用分项系数取 1.0;

R_d —— 静态下单桩竖向承载力设计值(kN);

γ_{RE} ——桩基承载力抗震调整系数,可取 0.8。

2 单桩水平承载力:

$$H_d = \frac{H_0}{n} \leq \frac{R_{hd}}{\gamma_{RE}} \quad (8.4.2-3)$$

式中: H_d ——在地震作用效应和其它作用效应的基本组合下作用于单桩桩顶的水平力设计值(kN),但作用分项系数均取 1.0;

H_0 ——在地震作用效应和其它作用效应的基本组合下基底剪力设计值(kN),但作用分项系数均取 1.0;当按 8.4.3 条可考虑承台或地下室正侧面土体的水平抗力共同承担水平地震作用时,应扣除承台或地下室正侧面土体的水平抗力,基底剪力与土体的水平抗力的分项系数均取 1.0;

n ——桩数;

R_{hd} ——静下单桩水平承载力设计值(kN),可按本规范 7.2.12 条确定。

8.4.3 对于非液化土中低承台桩基水平抗震验算,当承台或地下室外侧土体抗力发挥有保证时,可由承台或地下室正侧面土体与桩共同承担水平地震作用,承台或地下室正侧面土体的水平抗力可取被动土压力值的 1/3;不考虑承台或地下室底面与地基土之间的摩阻力。

8.4.4 存在可液化土层的低承台桩基可按下列原则进行抗震验算:

1 单桩竖向承载力计算时,桩周液化土层的摩阻力应乘以表 8.4.4 的液化影响折减系数 ψ_{ls} ;单桩水平承载力应按桩顶附近土层的 F_{ls} 乘以相应折减系数 ψ_{ls} 。

当承台底面以上和以下非液化土或非软弱土的厚度分别小于 1.5m 和 1.0m 时,土层液化影响折减系数 ψ_{ls} 可按表 8.4.4 取值

后再减去 1/3(已取 0 者除外)。

表 8.4.4 液化影响折减系数 ψ_{ls}

液化强度比 F_{ls}	土层埋深 d_s (m)	折减系数 ψ_{ls}
$F_{ls} < 0.6$	≤ 10	0
	> 10	1/3
$0.6 \leq F_{ls} < 0.8$	≤ 10	1/3
	> 10	2/3
$0.8 \leq F_{ls} < 1.0$	≤ 10	2/3
	> 10	1

对于挤土桩,当桩距小于 4 倍桩径,且桩的排数不少于 5 排,总桩数不少于 25 根时,液化影响折减系数 ψ_{ls} 值可按表 8.4.4 取值后再加上 1/3(已取 1 者除外);当有原位测试资料证明土层的液化可能性已因桩的挤密作用而改变时,可根据改变后的液化强度比 F_{ls} 按表 8.4.4 取用。

2 当桩基承台及地下室周围存在液化土层时,如按照 8.4.5 条进行相应处理后,在水平抗震验算中可适当考虑承台和地下室正侧面的水平抗力。水平抗力的取值宜进行专门分析。

8.4.5 桩基承台及地下室周围回填土应分层密实或混凝土原坑浇注。处于可液化土中的桩基承台及地下室周围,宜用非液化土填筑夯实,当采用砂土或粉土回填时,应使土层的标准贯入击数大于液化标准贯入击数临界值,也可采用注浆等措施来消除液化。

8.4.6 液化土中的桩,由桩顶至液化深度以下 1.5m 的范围内,纵向钢筋需保持与桩顶相同,箍筋应加密,间距宜与桩顶部相同。

8.4.7 提高建筑工程桩基础对地震作用的水平抗力,宜选择下列加强措施:

- 1 十层及十层以上(或高度超过 28m)建筑物应设置地下室;
- 2 宜加大基础承台埋置深度及提高基础承台的整体刚度;
- 3 宜加强桩顶与承台的连接构造,如采用加大桩顶伸入承台高度或加大主筋锚入承台高度、预应力桩桩顶采用灌芯并设置钢筋等措施;
- 4 桩顶以下 5d 范围内箍筋宜加密;
- 5 地下室外墙与周边临时围护结构之间宜设置可靠连接;当地下室深度范围内有液化土层时,周边临时围护结构可穿越液化土层;
- 6 桩身范围内有液化土层时,宜加大桩端进入可液化土层下稳定土层的深度;
- 7 需要满足 8 度抗震设防烈度要求的建筑物桩基、或抗震设防烈度为 7 度但桩身范围内有中等、严重液化土层时,不宜采用预应力桩。

8.5 地下建筑物

- 8.5.1 本节适用于明挖法地下建筑、盾构法隧道、沉管法隧道、地下管道、箱涵等软土地层中地下建筑物的抗震设计。
- 8.5.2 除有上部建筑物的明挖法地下建筑以及有专门规定外,地下建筑物的抗震设防类别为标准设防(丙类)。
- 8.5.3 地下建筑物宜建造在密实、均匀、稳定的地基上,应避开特别软弱的地层和可能产生滑坡等破坏的区域以及存在地质条件不均匀的区域。

地下建筑物设计应符合抗震概念设计的要求,不应采用严重不规则的设计方案。地下建筑及其抗侧力结构的平面布置宜规则、对称、平顺,具有良好的整体性;建筑的竖向剖面宜规则,结构的侧向刚度沿竖向宜均匀变化。结构的形状和构造不宜沿其纵向经常变化,在结构的薄弱部位,应检验其抗震性能,并保证地震后

仍有良好的防水能力。混凝土地下建筑物宜采用现浇结构;当需要设置部分装配式构件时,应使其与周围构件有可靠连结。

8.5.4 地下建筑物结构的接头应满足施工阶段和使用阶段的抗震设计要求。当采用柔性接头时,宜采用模型试验估计柔性接头在地震时的抗震性能;当采用刚性接头时,应避免接头成为结构的薄弱点。

8.5.5 抗震设防类别为甲、乙类的地下建筑物,当基础底面位于或穿过可液化土层时,宜在结构稳定性和构件截面的抗震验算中,考虑土层中孔隙水压力上升的不利影响。

1 地下或半地下结构抗浮稳定性验算中的浮力项,除计入常规的地下水浮力外,尚应按下式考虑浮力的增加值:

$$\Delta F = A \sum \gamma_i d_i \quad (8.5.5-1)$$

式中: ΔF ——浮力的增加值(kN);

A ——基础底面积(m^2);

d_i ——当基础底面位于可液化土层中,为基础底面以上各土层厚度(m);当基础穿过可液化土层且基底为透水层时,为可液化土层及以上各土层的厚度;

γ_i ——各土层的重度(kN/m^3),地下水位以下取浮重度。

2 地下或半地下结构底板截面强度的抗震验算中,底板浮托压力除常规的静水压力外,尚应按下式考虑浮托压力的增加值:

$$\Delta p_f = \sum \gamma_i d_i \quad (8.5.5-2)$$

式中: Δp_f ——浮托压力的增加值(kPa)。

8.5.6 抗震设防类别为甲、乙类地下建筑物,外墙截面强度的抗震验算中,侧向压力宜采用地震土压力法按地震时的静止土压力强度计算:

1 当墙后全为非液化土层时,地震时的静止土压力强度按下列公式计算:

$$e'_0 = e_0 + e_{0d} \quad (8.5.6-1)$$

$$e_{0d} = k_h k_0 \sum \gamma_{mi} d_i \quad (8.5.6-2)$$

式中: e_0 ——计算点处地震时静止土压力强度标准值(kPa);
 e_0 ——计算点处静态静止土压力强度标准值(kPa),可按12.1.9条第3款计算;
 e_{0d} ——计算点处动态静止土压力强度标准值(kPa);
 k_h ——水平地震系数,7度时取0.1;
 k_0 ——计算点处土层侧压力系数,取值方法同静态计算;
 γ_{mi} ——计算点以上各土层的重度(kN/m³),地下水位以下取饱和重度;
 d_i ——计算点以上各土层厚度(m)。
 静水压力应另行计算。

2 当墙后存在可液化土层时,地震时的静止土压力强度的计算应按可液化土层和非液化土层分别考虑:

1) 地震时可液化土层内静止土压力强度按下列公式计算:

$$e_{0i} = e_{0i} + e_{0di} \quad (8.5.6-3)$$

$$e_{0i} = \sum \gamma_{mi} d_i \quad (8.5.6-4)$$

$$e_{0di} = \frac{7}{12} k_h \gamma_i d_i \quad (8.5.6-5)$$

式中: e_{0i} ——计算点处地震时可液化土层内静止土压力强度标准值(kPa);
 e_{0i} ——计算点处可液化土层内静态静止土压力强度标准值(kPa);
 e_{0di} ——计算点处可液化土层内动态静止土压力强度标准值(kPa),按矩形分布;
 γ_{mi} ——计算点以上各土层(包括上覆非液化土层)的重度(kN/m³),地下水位以下取饱和重度;
 d_i ——计算点以上各土层(包括上覆非液化土层)厚度(m);

γ_i ——可液化土层的饱和重度(kN/m³);

d_i ——可液化土层的厚度(m)。

静水压力不需另行计算。

2) 可液化土层的上覆和下卧非液化土层地震静止土压力计算同本条第1款。

8.5.7 无上部建筑的明挖法地下建筑物,除有专门规定外,可不进行地震作用分析。对于线状地下建筑物的抗震设计,一般可仅计算沿结构横向的水平地震作用,其纵向接头需满足抗震要求,必要时应计算线状地下建筑物的纵向地震响应。

隧道、地下管道、箱涵等地下建筑物的衬砌结构按平面应变问题进行地震作用分析时,可采用等代地震荷载法(包括惯性力法和等代地震加速度法)计算横断面上的水平地震响应,计算结果应叠加上按相关规定所得的静力荷载计算结果。必要时也可采用响应位移法或地层—结构整体时程分析法进行抗震分析。

8.5.8 采用惯性力法计算地震反应时,可根据建筑物的形状,选用以下两种断面形式,在结构延伸方向取单位厚度,进行平面应变问题的应力分析。除弯矩以外,计算得到的其它结构内力需作一定的修正。

1 对于圆形断面地下建筑物的衬砌结构,可按图8.5.8-1所示的分布规律确定等代地震惯性力。图中, $\bar{m} = m/2R$, m 为地下建筑物的总质量, R 为圆环的轴线半径; a_{max} 为地面峰值加速度,与结构物的地震设防烈度有关,设防烈度为7度时, a_{max} 取为 $0.1g$; α 为修正系数,具体取值应根据实际土层条件、结构埋深和结构断面直径确定; p_i 为地层水平分布抗力最大值,可由水平方向作用的等代地震荷载的平衡条件确定; k 为地基土竖向基床系数(kN/m³),可按附录G取值。

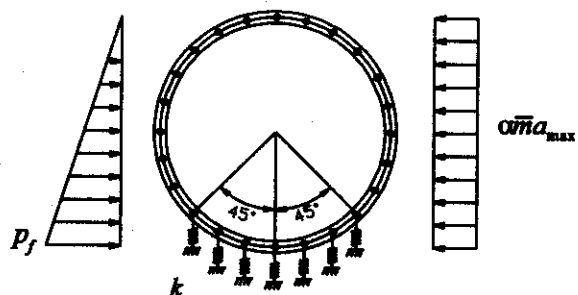


图 8.5.8-1 圆形断面地下建筑物惯性力法计算简图

2 对于矩形断面地下建筑物的衬砌结构,可按弹性地基上的平面框架结构计算水平地震作用的地震反应,计算简图如图 8.5.8-2 所示。图中,地震惯性力 S_i 的计算式为: $S_i = k_c a_{max} m_i$, k_c 为修正系数,具体取值应根据实际土层条件、结构埋深和结构断面尺寸确定; m_i 为与该结点相连各构件质量总和的一半; p_k 为地层水平分布抗力的最大值,可由沿水平方向作用的等代地震荷载的平衡条件确定。

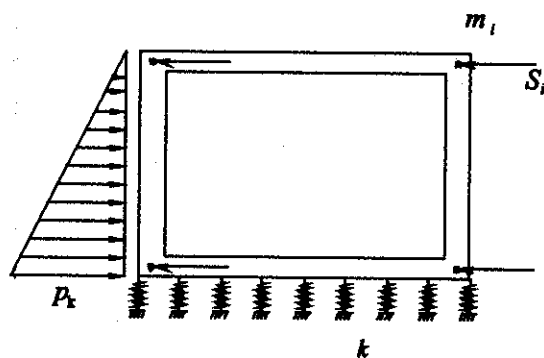


图 8.5.8-2 矩形断面地下建筑物惯性力法计算简图

8.5.9 采用等代地震加速度法计算地震反应时,侧向边界采用自由边界,宜取至离结构中心 5 倍结构宽度处;底部边界应采用固定边界,宜取至离地表至少 70m 深处。应根据结构物的形状,选用以下两种断面形式进行计算,在纵向取单位厚度的结构及土体进行平面应变问题的结构受力分析。除弯矩以外,计算得到的其它结构内力需作一定的修正。

1 对于圆形断面地下建筑物的衬砌结构,可按图 8.5.9-1 所示的等代地震加速度分布规律确定等代地震荷载。图中, α 为修正系数,具体取值应根据实际土层条件、结构埋深和结构断面直径确定。

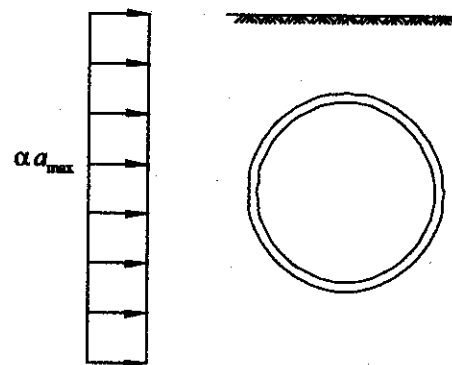


图 8.5.9-1 圆形断面地下建筑物等代地震加速度计算简图

2 对于矩形断面地下建筑物的衬砌结构,可按图 8.5.9-2 所示的等代地震加速度分布规律确定等代地震荷载。图中, β 为修正系数,具体取值应根据实际土层条件、结构埋深和结构断面参数确定。

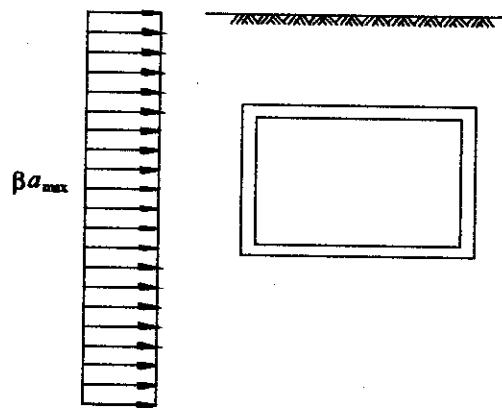


图 8.5.9—2 矩形断面地下建筑物等代地震加速度计算简图

9 动力基础设计要点

9.0.1 本章适用于受动力作用的机器基础(以下简称动力基础)设计。动力基础的振动计算和振动的容许范围等,应按现行国家标准《动力机器基础设计规范》GB50040 执行。

9.0.2 动力基础下地基计算应同时验算地基承载力和地基变形。地基承载力设计值 f_{d1} 可按下式计算,基础底面压力设计值采用作用效应基本组合,但其分项系数取 1.0;动力基础下地基变形可按静力作用下的地基变形计算方法进行,并符合相应的容许变形值。

$$f_{d1} = m_1 m_2 f_d \quad (9.0.2)$$

式中: f_d ——静力作用下的地基承载力设计值;

m_1 ——动力荷载特性和机器重要性系数,按表 9.0.2 取值;

m_2 ——地基土在动荷载作用下的永久变形特性系数,按表 9.0.2 取值。

表 9.0.2 系数 m_1 和 m_2

机 器 类 型		m_1	m_2
周期作用的机器	成型机	0.5	0.7* 1.0
	旋转机器、破碎机、磨机装置	0.8	0.7** 1.0
	有曲柄连杆机构的机器	1.0	0.6** 1.0
	压力机、压延设备		1.0
冲击作用的机器	设计加速度	0.15g	0.8* 1.0
		0.2g	
		0.3g	
		0.4g	
		0.5g	

注: * 指所有的饱和砂,稍湿的粉砂、细砂,流塑的黏性土;

* * 指饱和的粉砂、细砂、流塑的黏性土；

无* 的指除上述以外的其他土。

9.0.3 在动力基础附近有面积地面堆载或采用井点降水等施工措施时,应考虑可能使动力基础产生不均匀沉降或过大沉降而对设备安装和使用产生影响。

9.0.4 对于重要的、有特殊要求的动力基础,土的动力性质参数(剪切波速 V_s 、剪切模量 G 、阻尼比 D 等)或土的抗压刚度系数 C_s 、抗剪刚度系数 C_x 、抗弯刚度系数 C_φ 、抗扭刚度系数 C_ϕ 等均由试验确定。

对于一般动力基础,如无试验资料时,土的剪切波速 V_s 可按表 9.0.4-1 中数值采用,或按下式计算。土的抗压刚度系数 C_s 可按表 9.0.4-2 中数值采用。

$$V_s = \alpha(117.59 + 0.45N_{63.5} + 2.19z) \quad (9.0.4-1)$$

式中: α ——系数,褐黄色黏土 $\alpha=0.75$;暗绿色、草黄色黏土 $\alpha=1.20$;草黄色砂质粉土、粉砂 $\alpha=1.35$;其它类土 $\alpha=1.00$;

$N_{63.5}$ ——标准贯入试验击数;

z ——土层深度(m)。

表 9.0.4-1 土的剪切波速 V_s 值

土层名称	褐黄色黏性土	灰色淤泥质黏性土	灰色粉性土	灰色黏性土	暗绿色、草黄色黏性土	草黄色砂质粉土、粉砂
埋藏深度(m)	<4	4~20	15~24	20~45	25~35	30~45
$N_{63.5}$	<3	<3	2~9	5~15	12~29	15~35
V_s (m/s)	90~130	100~160	110~185	160~220	180~290	230~340

注:1. 浅层土 $N_{63.5}$ 较低时,剪切波速 V_s 取低值;

2. 表中 $N_{63.5}$ 系现场实测值,未经深度修正。

表 9.0.4-2 土的抗压刚度系数 C_s

土层名称	褐黄色黏性土		灰色淤泥质黏土、粉质黏土、黏质粉土				灰色砂质粉土			
埋藏深度(m)	0~1.5	1.5~4.0	2.5~4.0	4.0~6.0	6.0~8.0	8.0~10.0	2.5~4.0	4.0~6.0	6.0~8.0	8.0~10.0
C_s (kN/m ³)	23000	19000	16000	21000	26000	30000	20000	24000	29000	34000

注:1. 表中所列 C_s 值适用于基础底面积 A 大于等于 20m^2 的基础;当 A 小于 20m^2 时,表中数值应乘以 $\sqrt[3]{20/A}$ (A 为基础底面积, m^2);

2. 当地下水位上升到基底处时,在黏性土中 C_s 降低15%;在粉性土中 C_s 降低10%。

抗剪、抗弯、抗扭刚度系数 C_x 、 C_φ 、 C_ϕ 可按下列公式计算:

$$C_x = 0.7C_s \quad (9.0.4-2)$$

$$C_\varphi = 2.15C_s \quad (9.0.4-3)$$

$$C_\phi = 1.05C_s \quad (9.0.4-4)$$

式中 C_x 、 C_φ 、 C_ϕ 的单位均为 kN/m^3 。

9.0.5 地基土的弹性刚度可按下列公式计算:

1 明置基础(设置在地面上,无埋深的基础)

$$K_s = C_s A \quad (9.0.5-1)$$

$$K_\varphi = C_\varphi I \quad (9.0.5-2)$$

$$K_x = C_x A \quad (9.0.5-3)$$

$$K_\phi = C_\phi J \quad (9.0.5-4)$$

式中: K_s ——地基的抗压刚度(kN/m);

K_φ ——地基的抗弯刚度($\text{kN} \cdot \text{m}$);

K_x ——地基的抗剪刚度(kN/m);

K_ϕ ——地基的抗扭刚度($\text{kN} \cdot \text{m}$);

I 、 J ——通过基础底面形心主轴的惯性矩(m^4)和极惯性矩(m^4)。

2 埋置基础(考虑基础埋深和刚性地面对地基刚度的影响,冲击机器基础除外)

$$K'_s = \alpha_s K_s \quad (9.0.5-5)$$

$$K'_p = \alpha_{xp} K_p \cdot \alpha_1 \quad (9.0.5-6)$$

$$K'_x = \alpha_{xp} K_x \cdot \alpha_1 \quad (9.0.5-7)$$

$$K'_\phi = \alpha_{xp} K_\phi \quad (9.0.5-8)$$

式中: α_s 、 α_{xp} ——基础埋深对地基抗压、抗剪、抗弯刚度的提高系数:

$$\alpha_s = (1 + 0.4\delta_b)^2 \quad (9.0.5-9)$$

$$\alpha_{xp} = (1 + 1.2\delta_b)^2 \quad (9.0.5-10)$$

$$\delta_b = \frac{h_t}{\sqrt{A}} \quad (9.0.5-11)$$

式中: δ_b ——基础埋深比,当 $\delta_b > 0.6$ 时,取0.6;

A ——基础底面积(m^2);

h_t ——基础底面埋深(m);

α_1 ——刚性地面与基础连接时,对地基抗剪、抗弯刚度的提高系数,软弱地基土取 $\alpha_1 = 1.4$;其它地基土取 $\alpha_1 = 1.2$ 。

9.0.6 对于重要的、有特殊要求的动力基础,单桩的抗压刚度应由试桩确定,试桩条件应与基础实际受荷条件相适应。

对于一般动力基础,桩基的抗压刚度 K_{ps} 可按下列近似公式计算:

$$K_{ps} = nk_{ps} \quad (9.0.6-1)$$

$$k_{ps} = \sum C_{pr} A_{pr} + C_{pe} A_{pe} \quad (9.0.6-2)$$

式中: n ——基础下的桩数;

k_{ps} ——单桩的抗压刚度(kN/m);

C_{pr} ——桩周各层土的当量抗剪刚度系数(kN/m^3),可按表9.0.6-1采用;

A_{pe} ——各层土中的桩周表面积(m^2);

C_{pe} ——桩端土的当量抗压刚度系数(kN/m^3),可按表9.0.6-2采用;

A_{pr} ——桩的截面积(m^2)。

表 9.0.6-1 桩周土的当量抗剪刚度系数 C_{pr} 值

土 层 名 称	埋置深度(m)	C_{pr} (kN/m^3)
褐黄色黏土	0~4	8500
灰色淤泥质黏性土、粉性土	3~15	6500
灰色黏性土	15~27	10000
暗绿色黏性土	24~30	15000
草黄色砂质粉土、粉砂	20~25	10000
	25~30	15000

表 9.0.6-2 桩端土的当量抗压刚度系数 C_{pe} 值

土 层 名 称	桩端入土深度(m)	C_{pe} (kN/m^3)
灰色黏性土	20~30	900000~1300000
暗绿色黏性土		1300000~1600000
草黄色砂质粉土、粉砂		1000000~1300000

9.0.7 桩基的抗弯刚度 K_{pp} 可按以下近似公式计算:

$$K_{pp} = k_{pp} \sum_{i=1}^n r_i^2 \quad (9.0.7)$$

式中: r_i ——从第 i 根桩中心至基础底面形心回转轴的距离(m)。

9.0.8 一般动力基础,桩基的抗剪刚度 K_{ps} 可接近似公式计算:

1 明置直桩桩基(设置在地面上,无埋深承台下的直桩基)

$$K_{ps} = 1.4K_x \quad (9.0.8-1)$$

2 明置斜桩桩基(设置在地面上,无埋深承台下的斜桩基)

$$K_{px}=1.6K_x \quad (9.0.8-2)$$

3 埋置直桩桩基(当承台与混凝土地面刚性相连时)

$$K_{px}=K_x(0.4+\alpha_1\alpha_{xp}) \quad (9.0.8-3)$$

4 埋置斜桩桩基(当承台与混凝土地面刚性相连时)

$$K_{px}=K_x(0.6+\alpha_1\alpha_{xp}) \quad (9.0.8-4)$$

式中: α_1 、 α_{xp} 、 K_x ——与天然地基同。

注:公式(9.0.8-2)、公式(9.0.8-4)适用于桩的斜度为1:6、桩距为4~5倍桩的直径或边长。

对于重要的有特殊要求的动力基础,在确定桩基的抗剪刚度 K_{px} 时,宜根据实际情况,考虑桩、土和基础三者之间的相互作用。

9.0.9 除锻锤基础和有特殊要求的动力基础外,可将动力基础建造在填土上,但应经过勘察确定填土比较密实均匀且不含腐殖质、木屑或有机质垃圾等其他杂质。

9.0.10 1t及1t以下的锻锤可设计成底面积较大而埋深较浅的块式基础。应尽量采用天然地基,也可在基础下做0.7m~1.0m厚的砂垫层(砂垫层应采用圆粒粗、中砂,不得掺石屑或其他杂质);对于1t以上的锻锤基础,宜采用桩基。

9.0.11 对于锻工车间,为消除或减少由振动引起的地基不均匀变形,以及对其他部位的影响,可采取下列措施:

- 1 采用整体条形基础或其他方式,以提高厂房基础的刚度和强度;
- 2 加强屋盖、柱间支撑系统的刚度;
- 3 加强节点构造刚度,增强围护结构的整体性;
- 4 各构件间宜有可靠的联结;
- 5 加大车间内建筑物的净空尺寸,以利调整厂房的不均匀沉降;

6 锤基与厂房柱基的底面应脱开,两者之间的净距宜大于500mm,锤基与厂房柱基的底面不一定置于同一标高。锤基与柱

基的填土必须分层夯实。

9.0.12 对于压缩机车间,可采用下列措施以减少或避免振动影响:

- 1 压缩机基础应同厂房的柱基、柱、楼板、平台、地沟等脱开,或填沥青、玻璃纤维包等柔性材料隔振;
- 2 采用柔性材料连接管道或使管道支架与压缩机基础分开,并用橡胶、软木、泡沫塑料等柔性材料支垫管道支架;
- 3 垂直于往复运动方向的墙面应有足够的刚度;
- 4 应保证厂房的横向和纵向刚度;
- 5 厂房内有不平衡扰力较大的低频机器时,宜使厂房的自振频率与机器的扰力频率相差25%以上;
- 6 大型压缩机基础可采用桩基。

9.0.13 对于设置在车间内的铸件水爆清砂池,当已考虑了它对厂房结构的振动影响,而且附近的设备对振动并不敏感时,可不采取隔振措施;如为了减少水爆清砂时对邻近建筑物、生产设备、仪表等产生有害的振动影响,可对水爆清砂池采取减振措施。减振器可由板簧或弹簧橡胶垫组合而成。

水爆清砂池四周场地地面宜留不小于5%的坡度,以利地面积水迅速排泄。

10 市政工程地基基础设计计算

10.1 一般规定

10.1.1 本章所列各类市政工程(含水利工程)地基基础在设计计算时,有关结构安全等级、荷载取值及构件截面计算原则应分别按各节所列出的相关规范规定执行。

10.1.2 土的抗剪强度可按本章各节规定采用总应力法或有效应力法确定,并根据工程情况、地质条件、土体受力状态及排水条件选用抗剪强度指标,如十字板剪切试验、直剪试验或三轴试验强度指标等。

10.1.3 土体作用在挡土结构上的侧压力,宜按水土分算的原则计算。在有工程经验时,对于黏性土也可按水土合算的原则计算。土压力强度标准值除在各节有专门规定之外,可分别按 10.1.4 条、10.1.5 条、10.1.6 条及 10.1.8 条所列的公式计算。

10.1.4 当挡土结构可能在离开土体的方向产生位移时,土压力应按主动土压力计算。主动土压力强度标准值按下式计算(图 10.1.4):

$$e_{ak} = k_a (\xi \cdot q + \sum \gamma_i h_i) \quad (10.1.4-1)$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi_k - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_k + \delta) \cdot \sin(\varphi_k - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad (10.1.4-2)$$

$$\xi = \frac{\cos\theta}{\cos(\theta - \beta)} \quad (10.1.4-3)$$

式中: e_{ak} ——计算点处的主动土压力强度标准值(kPa);

k_a ——计算土层的主动土压力系数;

- q ——地面上的均布荷载标准值(kN/m²);
 γ_i ——计算点以上各层土的重度(kN/m³),地下水位以下水土分算时取浮重度,水土合算时取饱和重度;
 h_i ——计算点以上各土层的厚度(m);
 θ ——墙背与竖直方向的夹角(°);
 δ ——计算土层与墙背间摩擦角(°),墙背平滑、排水不良时取 $\delta=0$;墙背粗糙、排水尚好时取 $\delta=(0\sim1/3)\varphi_k$;墙背粗糙、排水良好时取 $\delta=(1/3\sim2/3)\varphi_k$;
 φ_k ——计算土层的内摩擦角标准值,对于黏性土可考虑将其黏聚力 c_k (kPa)和内摩擦角 φ_k (°)折算成等效内摩擦角 φ_{ek} (°)进行计算;
 β ——填土表面与水平面所夹的坡角(°)。

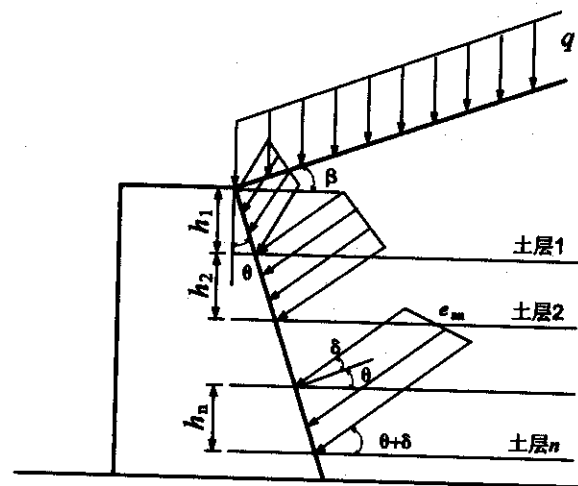


图 10.1.4 土压力计算简图

10.1.5 当挡土结构不可能或不容许发生侧向位移时,土压力应按静止土压力计算。静止土压力强度标准值按下式计算:

$$e_{0k} = k_0 (\xi \cdot q + \sum_i \gamma_i h_i) \quad (10.1.5)$$

式中: e_{0k} ——计算点处的静止土压力强度标准值(kPa);

k_0 ——计算土层的静止土压力系数,由试验求得或采用经验数据;当有土的有效内摩擦角标准值 φ_k 时,砂土、粉性土可按 $k_0 = 1 - \sin \varphi_k$ 、黏性土可按 $k_0 = 0.95 - \sin \varphi_k$ 计算。

10.1.6 当挡土结构有可能向土体方向产生位移时,土压力应按被动土压力计算;需要时,可根据结构的位移及土层性质进行调整。被动土压力强度标准值按下式计算:

$$e_{pk} = k_p (\xi \cdot q + \sum_i \gamma_i h_i) \quad (10.1.6-1)$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi_k + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_k + \delta) \cdot \sin(\varphi_k + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cdot \cos(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad (10.1.6-2)$$

式中: e_{pk} ——计算点处的被动土压力强度标准值(kPa);

k_p ——计算土层的被动土压力系数。

10.1.7 对于位于地下水位以下的构筑物,无渗流时水压力按静水压力计算;存在渗流时应计算渗透压力,同时应验算土体抗渗稳定性。

10.1.8 抗震设防烈度 7 度以上地区(含 7 度)的永久性构筑物应计算水平地震动土压力状态下构筑物的强度及稳定性。

在 7 度地震设防区,当考虑地震效应时,主动土压力强度标准值可按式计算:

$$e_{ak} = k_{ak} (\xi \cdot q + \sum_i \gamma_i h_i) \quad (10.1.8-1)$$

$$k_{ak} = \frac{\cos^2(\varphi_k - \theta - \theta_E)}{\cos \theta_E \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta + \theta_E) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_k + \delta) \cdot \sin(\varphi_k - \beta - \theta_E)}{\cos(\theta + \delta + \theta_E) \cdot \cos(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad (10.1.8-2)$$

式中: e_{ak} ——计算点处考虑地震效应的主动土压力强度标准值(kPa);

θ_E ——地震系数角,计算点在地下水位以上时取 $1^\circ 30'$,在地下水位以下时取 3° 。

10.1.9 回填土的物理力学性质指标宜用直剪固快试验确定。采用建筑弃料作回填土时,地下水位以上可取 $\varphi_k = 30^\circ$ 、 $c_k = 0$;地下水位以下可取 $\varphi_k = 25^\circ$ 、 $c_k = 0$ 。

10.2 边坡

10.2.1 本节适用于在地面开挖、填筑形成的坡面和在天然边坡附近兴建建筑物或大量堆载时的边坡稳定验算。

10.2.2 边坡稳定计算通常按平面问题考虑。可根据地基情况、边坡形状和地面荷载等基本相同的原则,将边坡划分成若干区段,在每一区段中选取代表性断面作为计算断面。对于仅在局部范围内有较大荷载或软弱土层的边坡,需验算局部范围的稳定性时,可考虑滑动体侧面摩阻力的影响。

10.2.3 进行边坡稳定计算时,可按圆弧滑动面计算;有软弱夹层时,应按实际可能发生的非圆弧滑动面验算。对于长期开挖的边坡,宜考虑不同卸载条件对土体抗剪强度的影响。

10.2.4 当采用总应力法确定土体的抗剪强度时,最危险圆弧滑动面上的稳定性验算可采用简单条分法(瑞典法)按下式计算:

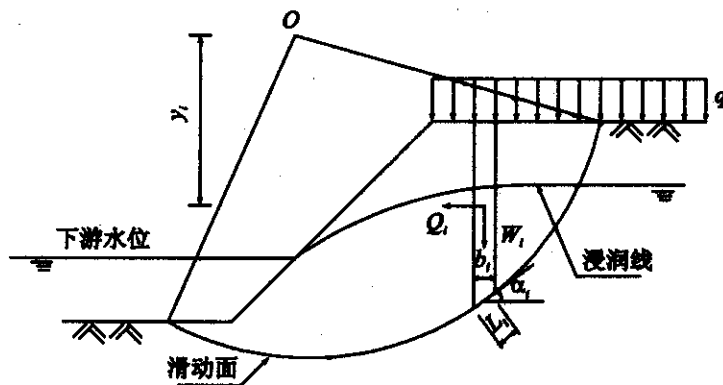


图 10.2.4 圆弧滑动稳定计算示意图

$$\gamma_0 \gamma_s \sum_i (q_{wi} b_i + W_{wi}) \sin \alpha_i \leq \frac{1}{\gamma_R} \left[\sum_i c_{wi} L_i + \sum_i (q_{wi} b_i + W_{wi}) \cos \alpha_i \tan \varphi_{wi} \right] \quad (10.2.4-1)$$

当需要进行抗震验算时,可按下式计算:

$$\gamma_0 \gamma_s \sum_i \left[(q_{wi} b_i + W_{wi}) \sin \alpha_i + Q_{wi} \frac{y_i}{R} \right] \leq \frac{1}{\gamma_R} \left[\sum_i c_{wi} L_i + \sum_i (q_{wi} b_i + W_{wi}) \cos \alpha_i \tan \varphi_{wi} \right] \quad (10.2.4-2)$$

式中: γ_0 ——边坡重要性系数,对重要边坡、一般边坡与临时边坡,分别取 1.1、1.0 与 0.9;

γ_s ——作用分项系数,取 1.0;

q_{wi} ——第 i 条土条顶面上作用的荷载标准值(kN/m²);

b_i ——第 i 条土条宽度(m);

W_{wi} ——第 i 条土条自重标准值(kN/m),无渗流作用时,地下水位以下的土体用浮重度计算;

α_i ——第 i 条土条滑动面弧线中点切线与水平线夹角(°);

c_{wi} ——第 i 条土条滑动面上土的黏聚力标准值(kPa);

φ_{wi} ——第 i 条土条滑动面上土的内摩擦角标准值(kPa);

L_i ——第 i 条土条滑动面的弧长(m), $L_i = b_i / \cos \alpha_i$;

y_i ——第 i 条土条重心至滑弧圆心的竖向距离(m);

R ——滑弧半径(m);

Q_{wi} ——第 i 条土条的水平地震力标准值(kN/m),当抗震设防烈度为 7 度时, $Q_{wi} = 0.025(q_{wi} b_i + W_{wi})$;

γ_R ——抗力分项系数,进行设计验算时取 1.3,进行复核验算时取 1.25,进行抗震验算时取 1.0。

10.2.5 当有渗流时应计算渗透压力的作用。在采用式(10.2.4-1)、(10.2.4-2)验算圆弧滑动面上稳定性时,可用替代重度法计算渗透力的作用,即计算滑动力矩时,浸润线以下、下游水位以上部分的土体采用饱和重度的标准值;计算抗滑力矩时采用浮重度的标准值。

10.2.6 如拟建边坡附近有地基条件基本相同的边坡,设计时可采用类比的计算方法验算拟建边坡的稳定性。

10.2.7 在采用桩基的情况下,对重要边坡或以承受竖向荷载为主的桩基,在边坡稳定计算中,可不计入桩的抗滑作用;对一般边坡与临时边坡,如滑动面通过桩身且桩在滑动面上下的长度均大于 5 倍桩径时,可考虑桩的抗滑作用,桩的抗滑力一般不超过总抗滑力的 10%。

10.2.8 对于施工中可能出现与设计条件不符的边坡工作情况,必须事先验算边坡稳定性,如不能满足边坡稳定性验算时,应采取相应措施。

施工中应采取有利于边坡稳定的施工方法和施工程序。在边坡附近打桩时,宜采用重锤轻打、钻孔取土打桩、间隔跳打等方法。

施工期间应加强监测,如发现边坡有失稳迹象时,可采取削坡、坡顶减载、坡脚压载、暂停打桩、加设防滑板或防滑桩,降低产生滑动力矩的地下水位等措施。

10.2.9 边坡设计应使土体变形不致影响区域内建筑物与公共设施等的正常使用。

10.2.10 应注意边坡的坡面保护,必要时应设置边坡地表和地下排水系统、进行边坡监测并对边坡进行定期维护。

10.3 挡土墙

10.3.1 挡土墙结构型式应根据地质条件、场地环境、挡土高度、墙后地面堆载情况、施工条件及技术经济分析等因素进行综合比较确定。本节适用于重力式、悬臂式及扶壁式挡土墙的地基基础计算,墙体自身结构计算可按现行行业标准《水工挡土墙设计规范》SL379 执行。

位于河边的挡土墙应充分注意河道的水文条件、河床的冲淤变化、河道的疏浚要求、波浪作用以及船舶航行、停泊要求等因素对挡土墙的影响。

当挡土墙兼有挡水作用且土体可能发生渗透时,设计中应计算渗透压力对基础底面的作用及基底土体的抗渗稳定性,渗透压力与浮托力统称为扬压力,扬压力图形见图 10.3.1。

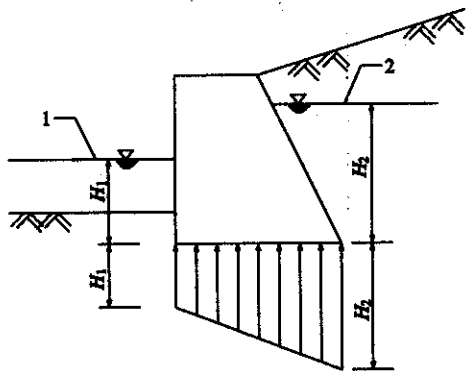


图 10.3.1 扬压力计算简图

1—墙前设计低水位; 2—墙后地下水位; H_1 —墙前水深(m); H_2 —墙后水深(m)

10.3.2 按本节规定进行挡土墙设计计算时,荷载的取值应按挡土墙的不同功能,参照有关规范执行。挡土墙应按承载力极限状态进行地基承载力、基底的抗滑、抗倾稳定性和地基整体稳定性验算;应按其功能需要进行正常使用极限状态计算,使其在施工阶段及使用阶段不致发生过大变形及位移而影响自身及相关建筑物与公共设施等的正常使用,并应注意地下水位的可能变化。

10.3.3 墙高在 5m 以下的重力式挡土墙,可选用墙底宽度与墙高之比为 0.5~0.7 进行试算。悬臂式挡土墙高度不宜大于 6m。当墙高大于 4m 时,宜在墙面板前加肋。扶壁式挡土墙高度不宜大于 10m。

混凝土挡土墙的墙顶宽度不应小于 0.3m,砌石挡土墙的墙顶宽度不宜小于 0.5m;墙后填土不到顶时,墙顶宽度宜适当放宽。

浅基础挡土墙基础埋置深度不宜小于 0.5m,当墙前泥石受流水冲刷或处在斜坡上时,埋深不宜小于稳定泥面下 1.0m。

10.3.4 挡土墙基础底面对地基的压力设计值应符合下列公式要求:

$$p_d \leq f_d \quad (10.3.4-1)$$

$$p_{dmax} \leq 1.2f_d \quad (10.3.4-2)$$

式中: p_d ——挡土墙基础底面对地基的平均压力设计值(kPa),取作用效应的基本组合,作用分项系数为 1.0;

p_{dmax} ——挡土墙基础底面对地基的最大压力设计值(kPa),取作用效应的基本组合,作用分项系数为 1.0;

f_d ——地基承载力设计值(kPa),参照本规范 5.2 节有关规定确定。

10.3.5 挡土墙基础底面对地基的压力值可按下式计算:

$$p_d = \frac{\sum G_d}{A} \quad (10.3.5-1)$$

$$p_{dmax} = \frac{\sum G_d}{A} \pm \frac{\sum M_d}{W} = \frac{\sum G_d}{A} \pm \frac{e_0 \sum G_d}{W} \quad (10.3.5-2)$$

$$e_0 = \frac{\sum M_d}{\sum G_d} \quad (10.3.5-3)$$

式中: A —— 挡土墙基础底面积(m^2);

W —— 挡土墙基础底面对于平行于纵轴线方向的形心轴的截面抵抗矩(m^3);

$p_{\text{dmax}}, p_{\text{dmin}}$ —— 分别为挡土墙基础底面对地基的最大、最小压力设计值(kPa), 取作用效应的基本组合, 作用分项系数为 1.0;

$\sum G_d$ —— 作用在挡土墙基础底面上的全部竖向荷载设计值(kN), 取作用效应的基本组合, 作用分项系数为 1.0;

$\sum M_d$ —— 作用在挡土墙上全部力系对通过基础底面形心纵轴线的力矩设计值($\text{kN} \cdot \text{m}$), 取作用效应的基本组合, 作用分项系数为 1.0;

b —— 基底宽度(m);

e_0 —— 作用于挡土墙上全部力系的合力对通过底面形心纵轴线的偏心距(m)。

10.3.6 当按公式(10.3.5-3)算得偏心距 $e_0 > b/6$ 时(图 10.3.6), 挡土墙基础底面处平均压力设计值和边缘最大压力设计值应按下列公式计算:

$$p_d = \frac{\sum G_d}{2al} \quad (10.3.6-1)$$

$$p_{\text{dmax}} = \frac{2\sum G_d}{3al} \quad (10.3.6-2)$$

式中: a —— 合力作用点到挡土墙基础底面最大压应力边缘的距离(m), a 不宜小于 $b/4$;

l —— 垂直于弯矩方向的挡土墙基础底面边长(m), 可取 $l = 1\text{m}$ 进行计算。

此时, 当采用抗剪强度指标确定地基承载力设计值 f_d 时, 公式(5.2.3-1)中基础计算宽度 b 应取 $3a$ 。

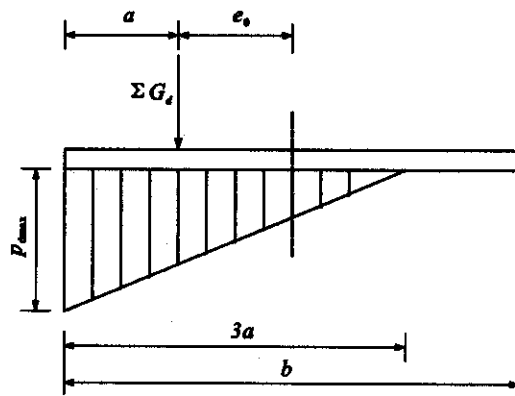


图 10.3.6 偏心荷载($e_0 > b/6$)作用下基底压力分布图

10.3.7 挡土墙抗倾稳定性应符合下式要求:

$$\gamma_s \sum M_{ok} \leq \frac{1}{\gamma_R} \sum M_{Rk} \quad (10.3.7)$$

式中: $\sum M_{ok}$ —— 倾覆力系对墙前趾的总力矩标准值($\text{kN} \cdot \text{m}$);

$\sum M_{Rk}$ —— 稳定力系对墙前趾的总力矩标准值($\text{kN} \cdot \text{m}$);

γ_R —— 抗力分项系数, 取 1.5; 进行抗震验算时取 1.37;

γ_s —— 作用分项系数, 取 1.0。

10.3.8 挡土墙抗滑稳定性应符合下式要求:

$$\gamma_s \sum H_{ik} \leq \frac{1}{\gamma_R} (\mu \sum G_k + \lambda H_{ok}) \quad (10.3.8)$$

式中: $\sum H_{ik}$ —— 墙后主动土压力水平分力标准值、墙后剩余水压力(即墙后水压力 H_2 与墙前水压力 H_1 之差, 计算图形参见图 11.4.3)标准值及其它滑动力系水平分力标准值之和(kN);

- H_{ak} ——墙前被动土压力水平分力标准值(kN);
 $\sum G_k$ ——作用在基础底面上全部竖向力标准值(kN);
 μ ——基础底面与地基土之间的摩擦系数,可由现场试验确定。在没有试验资料的情况下,可按表 10.6.11—2 规定的数值采用;
 γ_k ——作用分项系数,取 1.0;
 γ_R ——抗力分项系数,取 1.3,进行抗震验算时取 1.05;
 λ ——修正系数,根据挡土墙埋深及基础土质情况取 0 ~ 0.4。

10.3.9 当采用天然地基不满足设计要求时,可采用地基处理或桩基。地基处理设计应满足本规范第 13 章的相关要求。桩基设计应符合下列规定:

- 1 挡土墙桩基础通常宜采用摩擦型桩。
- 2 桩的设计宜按桩承担基础底面以上全部荷载确定。在有可靠分析依据及类似工程经验时,也可考虑地基土与桩基共同承担竖向及水平荷载。
- 3 预制桩的中心距不应小于 $3d$,灌注桩的中心距不应小于 $2.5d$ 。
- 4 桩的平面布置宜使桩群形心与底板底面以上荷载基本组合的合力作用点相接近。
- 5 桩基础的竖向荷载和水平荷载取值以及竖向承载力和水平承载力计算,可按本规范第 11 章的相关规定进行。

10.3.10 挡土墙结构变形缝的间距应根据地基土性质、挡土墙型式、荷载及结构变化情况决定。浆砌块石挡土墙变形缝间距宜为 12m~15m,混凝土挡土墙变形缝间距宜为 15m~20m;变形缝宽度宜为 20mm。地基、结构及荷载有变化处应加设变形缝。变形缝从基础底到墙顶应竖直贯通,两面应平整,缝内设柔性填充料。当柔性填充料不起阻水作用时,变形缝处墙后应设反滤层。当有

工程经验并采取可靠措施时,挡土墙变形缝间距可适当增大。

10.3.11 挡土墙体应设置排水孔。孔径一般为 50mm~100mm,间距一般为 1.5m~3.0m。排水孔处墙后应设置反滤层。挡土墙兼有防汛功能时,排水孔设置应有防止墙外水体倒灌的措施。

10.3.12 回填土可采用碎石、煤渣、砂质粉土等,需要时亦可用黏质粉土或黏土。回填时应先在墙前填土,再在墙后填土,填土应按有关施工规程分层夯实,并应注意排水。

10.4 堤防

10.4.1 本节适用于以土、石料为主体材料堆筑而成的堤防工程的地基设计。堤防工程的防洪标准及等级应按现行国家标准《堤防工程设计规范》GB50286 的规定执行。位于地震烈度 7 度区的 1 级堤防工程,应进行抗震设计。

10.4.2 堤防工程的地基计算应包括以下内容:

- 1 堤防渗流及渗透稳定计算;
- 2 堤防整体稳定性计算;
- 3 堤防沉降计算。

10.4.3 河堤、湖堤应进行渗流及渗透稳定计算,计算求得渗流场内的水头、压力、坡降、渗流量等水力要素,进行渗透稳定分析,并应选择经济合理的防渗、排水设计方案。江堤、海堤应根据实际情况进行渗流及渗透稳定计算。

10.4.4 土质堤防渗流计算断面应具有代表性,并应进行下列计算:

- 1 应核算在设计洪水或设计高潮持续时间内浸润线的位置,当在背水侧堤坡逸出时,应计算出逸点的位置,逸出段与背水(海)侧堤基表面的出逸比降;
- 2 当堤身、堤基土渗透系数 $k \geq 10^{-3}$ cm/s 时,应计算渗流量;
- 3 应计算洪水或潮水水位降落时临水(海)侧堤身内的自由

水位;

4 对两侧临水的堤防,当一侧临潮汐变动区,另一侧水位高于潮汐变动区高潮位工况时,应进行非稳定渗流计算。

10.4.5 河堤、湖堤的渗流计算应计算下列水位的组合:

- 1 临水侧为设计高水位,背水侧为相应水位、低水位或无水;
- 2 洪水降落时对临水侧堤坡稳定最不利的情况。

10.4.6 江堤、海堤的渗流计算应计算下列水位的组合:

1 临海(水)侧为设计潮水位或台风期大潮平均高潮位,背海(水)侧为相应水位、低水位或无水;潮位降落时对临海(水)侧堤坡稳定最不利的情况;

2 以大潮平均高潮位计算渗流浸润线;

3 以平均潮位计算渗流量。

10.4.7 进行渗流计算时,对比较复杂的地基情况可按下列规定作适当简化:

1 对于渗透系数相差 5 倍以内的相邻薄土层可视为一层,采用加权平均的渗透系数作为计算依据;

2 对于双层地基,当下卧土层的渗透系数比上层土层的渗透系数小 100 倍及以上时,可将下卧土层视为不透水层;表层为弱透水层时,可按双层地基计算;

3 当直接与堤底连接的地基土层的渗透系数比堤身的渗透系数大 100 倍及以上时,可认为堤身不透水,仅对堤基按有压流进行渗透计算,堤身浸润线的位置可根据地基中的压力水头确定。

10.4.8 堤防地基应进行土的渗透变形类型、堤基土体的渗透稳定及堤防背水(海)侧渗流出逸段的渗透稳定的判断和计算。土的渗透变形类型的判定及允许水力坡降的取值应按现行行业标准《堤防工程地质勘察规程》SL188 的有关规定执行。

10.4.9 堤防背水侧堤坡地基表面逸出段的渗流比降应小于允许坡降;当出逸坡降大于允许坡降时,应设置反滤层、压重等保护

措施。

10.4.10 抗滑稳定计算应根据不同堤段的防洪任务、工程等级、地形地质条件,结合堤身的结构型式、高度和填筑材料等因素选择有代表性断面进行。

10.4.11 堤防抗滑稳定可分为正常运用情况和非常运用情况,计算时应根据工程实际情况确定计算工况和相应的水位组合。

10.4.12 堤防抗滑稳定计算可采用瑞典圆弧滑动法。当堤基存在较薄软弱土层时,宜采用改良圆弧滑动法。土堤抗滑稳定计算应符合现行国家标准《堤防工程设计规范》GB50286 的规定。

10.4.13 沉降量计算应包括堤顶中心线处堤身和堤基的最终沉降量。根据堤基的地质条件、土层的压缩性、堤身的断面尺寸和荷载,可将堤防分为若干段,每段选取代表性断面进行沉降量计算。堤身和堤基的最终沉降量、设计使用年限的沉降量和工后沉降量可按本规范附录 J 计算。

10.4.14 堤防应预留沉降量。预留沉降量可根据堤基地质、堤身土质及填筑压实度等因素分析确定,宜取堤高的 6%~10%。当有下列情况之一时,预留沉降量应按本规范附录 J 规定计算:

- 1 堤防高度大于 10m;
- 2 堤基为软弱土层;
- 3 非压实土质堤防;
- 4 压实度较低的土堤。

当计算的最终沉降量很大,可以按设计使用年限的沉降量计算预留沉降量;或经论证采取分期加高加固,满足使用期内设防高度要求。

10.4.15 对堤基中的暗沟、古河道、塌陷区、动物巢穴、墓坑、坑塘、井窖、房基、杂填土等隐患,应探明并采取处理措施。堤基处理应保证堤基及背水侧堤脚土层的渗透稳定以及堤基的整体稳定,竣工后堤基和堤身的总沉降量和不均匀沉降量应不影响堤防

的安全运行。

10.4.16 对堤基中的软黏土应采用以下措施进行处理:

1 对浅埋的薄层软黏土宜挖除;

2 当厚度较大难以挖除或挖除不经济时,可采用换填法、土工织物铺垫法、排水固结法、抛石挤淤法、水泥土搅拌法以及放缓堤坡、设置反压平台、控制施工加荷速率等方法 and 措施,也可采用多种方法和措施相结合。

10.4.17 地基中可液化土层,可根据工程实际情况,选用以下处理措施:

1 挖除可液化土层,并用非液化土置换;

2 振冲加密、强夯等人工加密方法;

3 填土压重。

10.4.18 透水堤基防渗处理措施有黏性土截水槽、防渗铺盖及黏土、土工膜、固化灰浆、混凝土、塑性混凝土等垂直防渗墙。

10.4.19 多层堤基处理措施可采用堤临水侧水平铺盖、垂直截渗;堤背水侧加盖重、排水减压沟、排水减压井等措施。处理措施可单独使用,也可结合使用。

10.5 桥梁

10.5.1 本节适用于公路、城市道路桥梁的一般基础设计;工厂企业专用道路桥梁及人行桥梁的基础设计可参照使用。

10.5.2 桥梁基础类型的选择,应根据结构形式和重要性、水文地质、地形环境、施工条件和工程造价等因素综合比选确定。上海地区桥梁基础宜采用桩基础。常用的桩型有预制方桩、预应力桩、灌注桩和钢管桩四种形式。

10.5.3 桥梁基础设计应保证基础具有足够的强度、稳定性及耐久性,并应根据桥梁结构形式及行车使用要求控制基础的沉降。

10.5.4 桩基础设计时,应验算单桩承载力、稳定性、桩身结构强

度、裂缝宽度和桩基沉降等内容。计算作用取值及其效应组合应按现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTGD60、《城市桥梁设计准则》CJJ11 有关规定执行;单桩承载力和桩基沉降计算应按本规范第7章有关规定执行;桩身内力计算按现行行业标准《公路桥涵地基与基础设计规范》JTGD63 的相关规定或本规范 11.3.3 的规定执行;桩身结构强度、稳定性和裂缝宽度的验算方法按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTGD62 有关规定进行;桩基抗震设计按现行行业标准《公路桥梁抗震设计细则》JTG/TB02 有关规定执行。

10.5.5 桥梁基础混凝土结构应根据环境条件 and 设计使用年限要求,进行耐久性设计。耐久性设计应符合现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476 和现行行业标准《公路工程混凝土结构防腐蚀技术规范》JTG/TB07-01 的规定。同一结构的不同部位或构件所处的环境类别及作用等级不同时,其耐久性应根据实际情况分别进行设计。

10.5.6 在同一墩台桩基础中,不宜采用直径不同、材料不同或长度相差过大的桩。

10.5.7 水中桩基础承台顶面标高应根据水文条件、施工难易程度、桥梁整体景观协调等因素综合确定。桩基础承台底面的高程应防止桩基受船舶或其它漂流物的直接撞击受损。确定有冲刷河道桥梁桩基础的自由长度时,应考虑河床冲刷的影响。

10.5.8 桩的构造应满足下列要求:

1 混凝土桩的直径应根据受力大小、桩基形式 and 施工条件确定。灌注桩的设计桩径不宜小于 600mm;预应力管桩直径不宜小于 400mm,最小管壁不宜小于 80mm。

2 桩身混凝土强度等级:混凝土桩不应低于 C25;管桩内灌芯混凝土不应低于 C15。

3 灌注桩内主筋直径不应小于 16mm,每桩的主筋数量不应

少于8根,其净距不应小于80mm,且不应大于350mm。

4 灌注桩主筋净保护层厚度不应小于60mm。

5 预制方桩及预应力桩的分节长度可根据施工条件确定,但应尽量减少接头数量,接头的强度应不低于桩身的强度。接头的构造必须保证在沉桩过程和使用中不松动、不开裂。

6 预制方桩及预应力桩的接头位置宜设在桩身计算弯矩较小处。

7 为提高预应力管桩及钢管桩的抗水平力能力,可在桩的上段用混凝土灌芯并设置钢筋,灌芯范围应自桩顶至桩受力反弯点以下2m,并宜穿过淤泥质土层。

8 钢管桩的防腐处理应符合下列规定:

钢管桩的腐蚀速度应根据现场实测确定。当无实测资料时,可参照以下建议值:

- 1) 海水环境中,钢桩的单面年平均腐蚀速度可参照表10.5.8;
- 2) 其它环境条件下,在平均低水位以上,年平均腐蚀速度可取0.06mm/年,平均低水位以下,年平均腐蚀速度可取(0.02~0.03)mm/年。

表 10.5.8 海水环境中钢桩年平均腐蚀速度

所处环境	年平均腐蚀速度(mm/年)
大气区	0.05~0.10
浪溅区	0.20~0.50
水位变动区、水下区	0.12~0.20
泥下区	0.05

注:1. 表中年平均腐蚀速度适应于 $\text{pH}=4\sim 10$ 的环境下,对有严重污染的环境,应适当增大;

2. 对水质含盐量层次分明的河口或年平均气温高、波浪大和流速大的环境,其对应部位的年平均腐蚀速度应适当增大。

钢管桩防腐处理措施可采用外表面涂防腐层、增加腐蚀余量和阴极保护等方法;当钢管桩内壁同外界隔绝时,可不考虑内壁腐蚀。

10.5.9 外部超静定结构桥梁及特大、重要桥梁或对基础沉降有特殊控制要求的桥梁,当采用灌注桩时,宜采用桩端后注浆工艺;当采用大直径灌注桩时,应采用桩端后注浆工艺,以确保单桩承载力与控制基础沉降。

10.5.10 桩的排列可采用行列式、梅花式或环形等。

锤击、静压沉桩的桩尖中心距不应小于 $3d$ 。振动下沉于砂土内的桩,桩尖中心距不应小于 $4d$ 。在承台底面处桩的中心距不应小于 $1.5d$ 。灌注桩的中心距不应小于 $2.5d$ 。

各类桩的承台板边缘至最外一排桩的净距,当 $d\leq 1\text{m}$ 时,不得小于 $0.5d$,且不得小于 0.25m ;当 $d>1\text{m}$ 时,不得小于 $0.3d$,且不得小于 0.5m 。

10.5.11 桩顶与承台的连接应符合以下要求:

1 桩顶直接埋入承台连接;当 $d<0.6\text{m}$ 时,埋入长度不得小于 $2d$;当 $0.6\text{m}\leq d\leq 1.2\text{m}$ 时,埋入长度不得小于 1.2m ;当 $d>1.2\text{m}$ 时,埋入长度不得小于 $1d$ 。

2 桩顶主筋伸入承台板联结时,桩身伸入承台内的深度为 100mm (不包括水下封底混凝土厚度)。桩顶伸入承台板内的锚固钢筋长度不应小于35倍钢筋直径。

10.5.12 墩台及桩位平面布置应考虑在长期荷载作用下使同一基础内各桩受力均匀,在一般情况下群桩准永久组合下作用点宜与基础底面形心重合。

10.5.13 对重要桥梁或地质条件复杂的桥梁,摩擦桩的单桩承载力必须通过试桩验证。

10.5.14 桥梁基础沉降变形验算及控制应符合下列要求:

1 桥梁桩基沉降计算可参照本规范第7章有关规定进行,但

其中沉降计算经验系数宜根据类似桥梁墩台基础工程沉降观测资料及经验确定。

2 当桩基为端承桩或桩端平面内桩的中心距大于 $6d$ 时,桩基的总沉降量可取单桩的沉降量。

3 应对桥梁基础进行有计划的连续沉降观测,定期提供沉降观测报告。沉降观测具体要求可参照本规范 16.9 节相关规定执行。

当上部结构为外部超静定结构或基础的计算沉降量较大,且水陆交通对桥跨净空有明确的要求时,在构造上应考虑采用便于顶升桥跨结构的措施。

10.5.15 当遇到下列情况时,在桩基设计中应分析负摩阻力对桩的影响:

1 在桥墩、桥台桩基础附近地面有大面积堆载,引起地面沉降;

2 桩身穿过新近沉积的土层(包括自然沉积和人工填筑土层),该土层在自重作用下仍未固结稳定时;

3 土层中由于抽取地下水或其他原因造成地下水位下降,使土层产生自重固结下沉;

4 存在有其它会引起桩入土范围的土层产生压缩的因素时。

10.5.16 设计中应考虑环境、取土条件、工期等因素,避免采用高填土桥台。市区及城镇的桥梁,宜尽量降低桥台高度。

10.6 水闸与泵房

10.6.1 本节适用于大、中型水闸和泵房及 1 级堤防上的水闸和泵房的地基及基础设计,小型水闸和泵房的地基及基础设计可参照使用。工程等别及建筑物级别根据现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 及行业标准《水闸设计规范》SL265 的规定进行划分。

10.6.2 水闸和泵房地基基础计算应根据地基情况、结构特点及施工条件进行,其内容应包括:

1 基础整体稳定性计算,包括基础底面的抗滑稳定、抗浮稳定和地基应力计算;

2 地基承载力计算;

3 软弱土层整体稳定性验算;

4 地基渗流稳定性验算;

5 地基沉降计算。

10.6.3 地基计算中,结构重要性系数 γ_0 均取 1.0,各种作用分项系数 γ 均取 1.0。基础结构计算中,结构重要性系数 γ_0 取 1.0,作用分项系数等应按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL191 的规定执行。

10.6.4 地基承载力与稳定计算中,土的抗剪强度指标标准值一般可取室内直剪仪或三轴仪剪切试验峰值的小值平均值。具体应根据工程实际情况采用直剪仪饱和快剪或饱和固结快剪或三轴仪相应排水条件的剪切试验强度指标。

10.6.5 水工混凝土结构所处的环境条件按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL191 进行划分。水闸和泵房的基础混凝土性能应符合下列要求:

1 混凝土强度等级应根据计算或耐久性要求确定。但处于二类、三类及四类环境条件下的混凝土强度等级分别不宜低于 C25、C25 及 C30。

2 混凝土的限裂要求应根据所处的环境条件确定。但处于二类、三类及四类环境条件下的混凝土最大裂缝宽度计算值分别不应超过 0.30mm、0.25mm 及 0.20mm。

3 混凝土的抗渗等级应根据所承受的水头、水力梯度、水质条件及渗流水的危害程度等情况确定。当水力梯度小于 10 时,防渗段混凝土抗渗等级不得低于 P4,当水力梯度大于等于 10 且小

于 30 时,混凝土抗渗等级不得低于 P6。

4 混凝土的抗冻等级不应低于 F50。

10.6.6 水闸闸室或泵房顺水流向永久变形缝的设置,应根据地基条件和结构构造特点,结合所采用的施工方法和措施确定。土基上永久变形缝之间的距离不宜超过 35m(闸室)及 30m(泵房)。

10.6.7 水闸闸室底板或泵房块基型基础的上、下游端均宜设置齿墙,齿墙深度可采用 0.5m~1.5m。

10.6.8 水闸、泵房基础结构选型布置应符合下列抗震措施要求:

1 在闸墩上分缝,并选用耐久、能适应较大变形的止水型式和材料;

2 加强地基与底板的连接,并采取有效的防渗措施;

3 上游防渗铺盖宜采用混凝土结构,并适当布筋。

10.6.9 设计水闸或泵房时,应将可能同时作用的各种荷载进行组合。荷载组合分为基本组合和特殊组合两类。

1 基本组合的计算工况有正常蓄水位(设计水位、运行水位)工况、设计洪水位工况、完建工况。

2 特殊组合分特殊组合 I 及特殊组合 II。

特殊组合 I 适用于施工工况、检修工况及校核洪水位工况;

特殊组合 II 适用于地震工况。

3 必要时还可考虑其他可能的不利组合。

10.6.10 闸室或泵房基础整体稳定计算宜取两相邻顺水流向永久缝之间的闸段或泵段作为计算单元。应选取两种标准单元,即两侧水平荷载对称的中间单元和两侧水平荷载不对称的靠岸边的单元进行计算。

10.6.11 土基上沿闸室或泵房基础底面的抗滑稳定性,应按式(10.6.11-1)或(10.6.11-2)计算:

$$\gamma_s \sum H_{ik} \leq \frac{\mu \sum G_k}{\gamma_R} \quad (10.6.11-1)$$

$$\gamma_s \sum H_{ik} \leq \frac{\tan \varphi_0 \sum G_k + c_0 A}{\gamma_R} \quad (10.6.11-2)$$

式中: γ_s ——作用分项系数,取 1.0;

γ_R ——沿闸室或泵房基底面的抗滑动分项系数,可按表 10.6.11-1 的规定采用;

μ ——闸室或泵房基底面与地基之间的摩擦系数,在没有试验资料的情况下,天然地基上闸室或泵房基底面与地基土之间的摩擦系数,可按表 10.6.11-2 规定的数值采用;

$\sum G_k$ ——作用在闸室或泵房上全部竖向作用力(包括基础底面上的扬压力)的标准值(kN);

$\sum H_{ik}$ ——作用在闸室或泵房上全部水平力合力方向上的作用力标准值(kN);

φ_0, c_0 ——闸室或泵房基底面与土质地基之间的摩擦角($^\circ$)及粘结力(kPa),可根据土质地基类别按表 10.6.11-3 的规定采用;

A——闸室或泵房基底面面积(m^2)。

表 10.6.11-1 土质地基上沿闸室或泵房基础底面的抗滑动分项系数 γ_R

荷载组合		建筑物级别			
		1	2	3	4,5
基本组合		1.35	1.30	1.25	1.20
特殊组合	I	1.20	1.15	1.10	1.05
	II	1.10	1.05	1.05	1.00

表 10.6.11-2 天然地基上闸室或泵房基底面与地基土之间的摩擦系数 μ 值

时 代	序 号	土 层 名 称	摩 擦 系 数 μ
Q ₄	② ₁	褐黄色黏性土	0.25~0.30
	② ₂	灰黄色黏性土	0.20~0.25
	② ₃	灰色粉性土、粉砂	0.30~0.40
Q ₃	③ ₁	灰色淤泥质粉质黏土	0.20~0.25
	③ ₂	灰色粉性土、粉砂	0.25~0.35
	③ ₃	灰色淤泥质粉质黏土	0.15~0.20
	④	灰色淤泥质黏土	0.20~0.25
Q ₂	⑤ ₁	褐灰色黏性土	0.20~0.25
	⑤ ₂	灰色粉性土、粉砂	0.30~0.40
	⑤ ₃	灰、褐灰色黏性土	0.25~0.35
	⑤ ₄	灰绿色黏性土	0.25~0.35

注:以滨海平原地貌代表性地基土层编制。

表 10.6.11-3 基底面与土质地基之间的摩擦角 φ_0 及粘结力 c_0 值

土质地基类别	φ_0	c_0
黏性土	0.9φ	$(0.2\sim0.3)c$
砂土	$(0.85\sim0.90)\varphi$	0

注:表中 φ 为室内饱和固结快剪(黏性土)或饱和快剪(砂土)试验测得的内摩擦角(°)峰值小值平均值, c 为室内饱和固结快剪试验测得的粘结力(kPa)峰值小值平均值。

按表 10.6.11-3 的规定采用 φ_0 值和 c_0 值时,尚应按公式(10.6.11-3)折算闸室或泵房基底面与土质地基之间的综合摩擦

系数 μ_0 ,并满足折算的综合摩擦系数 $\mu_0 \leq 0.40$ 。

$$\mu_0 = \frac{\tan \varphi_0 \sum G_k + c_0 A}{\sum G_k} \quad (10.6.11-3)$$

10.6.12 在竖向荷载作用下,地基承载力设计值可采用本规范 5.2 节有关规定计算;在竖向荷载和水平荷载共同作用下,地基承载力设计值按现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 及现行行业标准《水闸设计规范》SL265 的规定进行计算。

闸室或泵房基底压力应根据结构布置及受力情况,分别按单向或双向偏心受压公式进行计算。计算的压力值应符合下列要求:

1 在各种计算工况下,闸室或泵房基底面平均压力不大于地基承载力设计值,最大基底压力不大于地基承载力设计值的 1.2 倍;

2 为了不致产生过大的不均匀沉降,基底压力的最大值与最小值之比不大于表 10.6.12 规定的允许值。

表 10.6.12 土质地基上闸室或泵房基底应力最大值与最小值之比的允许值

地基土质	荷 载 组 合	
	基本组合	特殊组合
松软	1.50	2.00
中等坚硬	2.00	2.50

注:在地震情况下,闸室或泵房基底应力最大值与最小值之比的允许值可按表中特殊组合栏所列数值适当增大。

10.6.13 当闸室或泵房流道利用上、下游闸门(工作闸门或检修闸门)挡水进行检修时,应按公式(10.6.13)进行抗浮稳定性计算。

$$\gamma_s \sum U_k \leq \frac{\sum V_k}{\gamma_R} \quad (10.6.13)$$

式中: $\sum u_k$ ——作用在闸室或泵房基底面上的扬压力标准值(kN);
 $\sum V_k$ ——作用在闸室或泵房上全部向下的竖向力标准值之和(kN);

γ_R ——闸室或泵房上浮抗力分项系数,不应小于 1.05;

γ_s ——作用分项系数,取 1.0。

10.6.14 当土质地基持力层内夹有软弱土层时,尚应采用复合圆弧滑动法对软弱土层进行整体抗滑稳定验算。

10.6.15 按复合圆弧滑动法计算的整体滑动抗力分项系数 γ_R 不应小于表 10.6.15 的规定。

表 10.6.15 土质地基上整体滑动抗力分项系数 γ_R

荷载组合		建筑物级别			
		1	2	3	4,5
基本组合		1.30	1.25	1.20	1.15
特殊组合	I	1.20	1.15	1.10	1.05
	II	1.10	1.05	1.05	1.00

10.6.16 土质地基上开敞式水闸闸室或泵房基础底板内力计算,一般可沿垂直水流方向截取板条,按地基反力呈直线分布(反力直线分布法)或曲线分布(弹性地基梁法)进行计算。相对密度小于或等于 0.50 的砂土地基,可采用反力直线分布法,黏性土地基或相对密度大于 0.50 的砂土地基,可采用弹性地基梁法。当采用弹性地基梁法计算时,应计及两侧边荷载的影响,同时应考虑可压缩土层厚度与弹性地基梁半长之比的影响。

10.6.17 水闸或泵房土质地基沉降可只计算最终沉降量,土质地基最终沉降量可按附录 J 计算。地基附加应力的计算可用角点法,并应考虑相邻边荷载的影响。当水闸或泵房基础开挖较深时,宜考虑地基土的回弹。

10.6.18 土质地基基础中心计算沉降量容许值不宜超过 15cm,基础两边缘或相邻部位(两岸连接构筑物)的最大沉降差不宜超过 5cm。当设计有特殊要求时,按设计要求控制。

10.6.19 水闸或泵房的防渗、排水设计应根据地质情况、基底和两侧轮廓线及上、下游水位条件等进行,设置完整的正向和侧向防渗、排水系统。防渗、排水设计内容应包括:

- 1 渗透压力计算;
- 2 抗渗稳定性验算;
- 3 防渗及排水设计;
- 4 滤层设计;
- 5 永久缝止水设计。

10.6.20 均质土地基上的水闸或泵房基底轮廓线应根据选用的防渗、排水设施,经合理布置确定。在工程规划和可行性研究阶段,初步拟定的基底防渗长度应符合公式(10.6.20)的要求:

$$L \geq C \cdot \Delta H \quad (10.6.20)$$

式中: L ——基底有效渗径长度(m);

ΔH ——上、下游水位差(m);

C ——允许渗径系数值,见表 10.6.20。

表 10.6.20 允许渗径系数值

时代	序号	土 层 名 称	排 水 条 件	
			无滤层	有滤层
Q ₄	② ₁	褐黄色黏性土	4~3	3~2
	② ₂	灰黄色黏性土	4~3	3~2
	② ₃	灰色粉性土、粉砂	—	13~11
Q ₄	③ ₁	灰色淤泥质粉质黏土	4~3	3~2
	③ ₂	灰色粉性土、粉砂	—	13~11
	③ ₃	灰色淤泥质粉质黏土	4~3	3~2
	④	灰色淤泥质黏土	4~3	3~2
Q ₄	⑤ ₁	褐灰色黏性土	4~3	3~2
	⑤ ₂	灰色粉性土、粉砂	8~6	6~5
	⑤ ₃	灰、褐灰色黏性土	4~3	3~2
	⑤ ₄	灰绿色黏性土	4~3	3~2
Q ₃	⑥	暗绿色草黄色黏性土	4~3	3~2

注：以滨海平原地貌代表性地基土层编制。

10.6.21 土质地基上水闸或泵房基底渗透压力计算可采用改进阻力系数法或流网法；复杂土质地基上的重要水闸或泵房，应采用数值计算法进行复核。

当岸墙、翼墙墙后土层的渗透系数小于或等于地基土的渗透系数时，侧向渗透压力可近似地采用相对应部位的基底正向渗透压力计算值；当墙后土层的渗透系数大于地基土的渗透系数时，应进行侧向绕流计算确定。

10.6.22 验算基底正向及侧向抗渗稳定性时，要求水平段和出口段的渗流坡降必须分别小于表 10.6.22 规定的水平段和出口段允

许渗流坡降值。砂质粉土、粉砂地基在渗流出口处（包括两岸侧向渗流的出口处）必须设置良好的反滤层。

表 10.6.22 水平段和出口段允许渗流坡降值

时代	序号	土 层 名 称	允许渗流坡降值			
			无反滤层		有反滤层	
			水平段	出口段	水平段	出口段
Q ₄	② ₁	褐黄色黏性土	0.25~0.35	0.50~0.60	0.33~0.45	0.70~0.80
	② ₂	灰黄色黏性土	0.25~0.35	0.50~0.60	0.33~0.45	0.70~0.80
	② ₃	灰色粉性土、粉砂	—	—	0.07~0.09	0.30~0.35
Q ₄	③ ₁	灰色淤泥质粉质黏土	0.25~0.35	0.50~0.60	0.33~0.45	0.70~0.80
	③ ₂	灰色粉性土、粉砂	—	—	0.07~0.09	0.30~0.35
	③ ₃	灰色淤泥质粉质黏土	0.25~0.35	0.50~0.60	0.33~0.45	0.70~0.80
	④	灰色淤泥质黏土	0.25~0.35	0.50~0.60	0.33~0.45	0.70~0.80
Q ₄	⑤ ₁	褐灰色黏性土	0.30~0.40	0.60~0.70	0.40~0.50	0.80~0.90
	⑤ ₂	灰色粉性土、粉砂	0.13~0.17	0.40~0.45	0.17~0.22	0.50~0.60
	⑤ ₃	灰、褐灰色黏性土	0.30~0.40	0.60~0.70	0.40~0.50	0.80~0.90
	⑤ ₄	灰绿色黏性土	0.40~0.50	0.70~0.80	0.50~0.65	0.90~1.00
Q ₃	⑥	暗绿色草黄色黏性土	0.40~0.50	0.70~0.80	0.50~0.65	0.90~1.00

注：以滨海平原地貌代表性地基土层编制。

10.6.23 当水闸或泵房地基为砂质粉土、粉砂时，高水位侧宜采用铺盖和垂直防渗体相结合的布置形式。在存在地震液化的砂质粉土、粉砂地基上，底板下布置的垂直防渗体宜构成四周封闭的形式。

10.6.24 反滤层的级配应能满足被保护土的稳定性和滤料的透水性要求。反滤层的铺设长度应使其末端的渗流坡降值小于地基

土在无反滤层保护时的允许渗流坡降值。采用土工织物代替传统砂石料作为反滤层时,选用的土工织物应有足够的强度和耐久性,且应能满足保土性、透水性和防堵性要求。

10.6.25 位于防渗范围内的永久缝至少应设一道止水。大型水闸或泵房以及1级堤防上的中小型水闸或泵房的永久缝应设两道止水。止水的型式应能适应不均匀沉降和温度变化的要求,止水材料应耐久。垂直止水与水平止水相交处必须构成密封系统,且垂直止水须嵌入地基或垂直防渗体内。嵌入地基部分的周围须回填防渗好的材料,如黏土或粉质黏土。

10.6.26 当采用天然地基不能满足承载力、稳定、沉降、渗流变形和抗液化等要求时,须进行地基处理。土质地基的处理方法可根据水闸或泵房地基情况、结构特点和施工条件等,采用一种或多种相结合的处理方法。常用的处理方法有换填法、桩基础、沉井基础、水泥土搅拌法、高压喷射注浆法、碎(砂)石桩法等。

11 港口工程地基基础设计计算

11.1 一般规定

11.1.1 本章适用于上海地区港口工程的地基基础设计与计算。干船坞、船台、滑道、船闸等临水建筑物的地基基础设计可参照执行。港区内的铁路路基按现行行业标准《铁路路基设计规范》TB10001及《铁路桥涵设计规范》TB10002执行。港区内的陆上建筑物设计应符合第3~8章有关规定。市政工程的驳岸、防汛墙等采用板桩时可参照本章执行。

11.1.2 地基基础设计应具有下列资料:使用要求;水文、气象、地形、环境和水深资料;地质资料及工程地质评价;桩的静载荷试验或试沉桩资料;场地的障碍物探摸资料;主要施工机具设备资料等。

11.1.3 港口工程地质勘察要点、布置准则、取样要求及岩土指标的统计取值可按第4章或现行行业标准《港口工程地质勘察规范》JTJ240、《港口工程桩基规范》JTJ254的有关规定执行。土的分类可按第4章或现行行业标准《港口工程地基规范》JTJ250的规定执行。

11.1.4 港口工程安全等级及地基基础设计的原则应按照现行国家标准《港口工程结构可靠度设计统一标准》GB50158的规定执行,地基基础设计采用以分项系数表达的极限状态设计方法。

11.1.5 软弱地基的加固处理方法可按第13章规定执行。具有港口工程特点的地基处理方法可参照现行行业标准《港口工程地基规范》JTJ250等执行。

11.1.6 港口工程地基的勘察、设计和施工,应考虑地基土的变异性,准确划分土体单元体;对较厚土层,宜划分亚层;变异性较大的

土层要分析原因;对取样困难和灵敏度高的土层,应进行原位测试。应查明对建筑物可靠性影响较大的软弱夹层、地下水状态、地下古河道分布等情况。应考虑波浪、水流、水位等作用对边坡坡度变化和地基承载力及稳定性的影响等。

11.1.7 场地地基与桩基、板桩挡墙等的抗震设计应按第8章和现行行业标准《水运工程抗震设计规范》JTJ225 执行。

11.1.8 地基基础设计应考虑沉降和水平位移(变形)对使用的影响。

11.1.9 对于有防腐要求的桩或板桩等基础构件,耐久性设计应符合现行行业标准《海港工程钢结构防腐蚀技术规范》JTJ275 和《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》JTJ275 的规定。

11.1.10 对地基基础工程的检测和监测可按第16章并结合现行行业标准的相关规定执行。

11.1.11 本章未作规定部分,应按现行国家标准、行业标准的有关规定执行。

11.2 天然地基

11.2.1 地基承载力与土坡稳定应按承载能力极限状态计算,本节只适用于持久和短暂两种设计状况;计算地基最终沉降量时,作用效应应采用正常使用极限状态下的准永久组合。

11.2.2 地基承载力的验算应符合下列规定:

1 地基承载力除应按地基承载力公式计算外,尚应结合实践经验综合确定,必要时应进行原位测试验证。

2 验算地基承载力,应考虑作用在基础底面上的竖向合力标准值 V_k (kN)、基础底面水平合力标准值 H_k (kN) 和合力偏心距 e_0 (m)。合力偏心距 e_0 不宜超过构筑物墙底宽度的 $1/4$ 。

3 当有基床时,基床尺度构造要求、顶面最大应力控制、基床底面受压宽度、受压长度、竖向合力、水平合力、合力偏心距、应力

分布等应按现行行业标准《港口工程地基规范》JTJ250、《重力式码头设计与施工规范》JTJ290 等计算,并以基床底面作为基础底面进行地基承载力验算。

4 地基承载力的验算应满足下式要求:

$$\gamma_0 V_d \leq \frac{1}{\gamma_R} F_k \quad (11.2.2-1)$$

$$V_d = \gamma_0 V_k \quad (11.2.2-2)$$

式中: γ_0 ——重要性系数,按现行行业标准《港口工程地基规范》JTJ250 取值;

V_d ——作用于基础底面上竖向合力的设计值(kN);

γ_R ——抗力分项系数;

F_k ——基础底面地基极限承载力的竖向合力标准值(kN),按现行行业标准《港口工程地基规范》JTJ250 计算;

γ_0 ——作用分项系数,可取 1.0。

5 对持久状况验算应遵循下列规定:

1) 土的强度指标宜用固结快剪强度指标,但应考虑土的固结情况作适当调整;

2) 不计波浪力时取极端低水位,考虑波浪力时取水位与波浪力的最不利组合;

3) 抗力分项系数可取 2.0~3.0,对安全等级为 I、II 级的建筑物取较高值,对安全等级为 III 级的建筑物取较低值;以黏土为主的地基取较高值;以砂土为主的地基取较低值;基床较厚取高值。

6 对短暂状况验算应遵循下列规定:

1) 对于饱和软黏土的强度指标宜采用三轴不固结不排水剪、十字板剪及无侧限抗压强度指标;

2) 水位应根据具体情况按不利组合确定;

3) 抗力分项系数可按现行行业标准《港口工程地基规范》

JTJ250 执行。

7 当地基承载力不满足要求时可采取下列措施:减小水平力和合力偏心距;增加基础宽度;增加边载或基础埋深;增加抛石基床厚度;适当放慢加荷速率;加固地基等。

11.2.3 土坡稳定验算应符合下列规定:

1 对土坡稳定可按平面问题考虑,宜采用圆弧滑动面验算。计算方法可采用总应力法或有效应力法。当存在软弱夹层或沿某土层面滑动可能更不利时,尚应按最不利的复合滑动面验算,复合滑动面抗滑稳定验算可按现行行业标准《港口工程地基规范》JTJ250 规定执行。

2 对不同设计状况下的土坡稳定性验算,其危险滑动面均应符合下式要求:

$$\gamma_0 M_{sd} \leq \frac{1}{\gamma_R} M_{Rk} \quad (11.2.3-1)$$

$$M_{sd} = \gamma_s M_{sk} \quad (11.2.3-2)$$

式中: γ_0 ——重要性系数,按现行行业标准《港口工程地基规范》JTJ250 取值;

M_{sd} ——作用于危险滑动面上滑动力矩设计值(kN·m/m);

γ_R ——抗力分项系数;

M_{Rk} ——作用于危险滑动面上抗滑力矩标准值(kN·m/m);

γ_s ——作用分项系数,可取 1.0;

M_{sk} ——作用于危险滑动面上滑动力矩标准值(kN·m/m)。

3 圆弧滑动面上的滑动力矩标准值应按下式计算(见图 11.2.3):

$$M_{sk} = [\sum R(q_k b_i + W_k) \sin \alpha_i] + M_p \quad (11.2.3-3)$$

抗滑力矩标准值 M_{Rk} 可按简化毕肖普法或简单条分法计算:

1) 按简化毕肖普法计算时:

$$M_{Rk} = R \sum \frac{c_k b_i + (q_k b_i + W_k - u_k b_i) \tan \varphi_k}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \varphi_k \frac{1}{\gamma_R}} \quad (11.2.3-4)$$

2) 按简单条分法计算时:

$$M_{Rk} = R \sum [c_k L_i + (q_k b_i \cos \alpha_i + W_k \cos \alpha_i - u_k L_i) \tan \varphi_k] \quad (11.2.3-5)$$

式中: R ——滑弧半径(m);

W_k ——永久作用,为第 i 土条的重力标准值(kN/m),浸润线以下用浮重度计算;当有渗流时,计算低水位以上浸润线以下用饱和重度计算滑动力矩标准值 M_{sk} ;

u_k ——第 i 土条滑动面上水头超过浸润线以上的孔隙水压力标准值(kPa);当采用总应力强度指标时,取 0;

M_p ——其他原因如波浪力标准值引起的滑动力矩(kN·m/m);

q_k ——为第 i 土条顶面作用的可变作用的标准值(kN/m²);

b_i ——第 i 土条宽度(m);

α_i ——第 i 土条的滑弧中点切线与水平线的夹角(°);

φ_k, c_k ——分别为第 i 土条滑动面上的固结快剪内摩擦角(°)和黏聚力(kPa)标准值。有条件时, φ_k, c_k 可用有效强度指标 φ'_k, c'_k 代替;

L_i ——第 i 个土条对应弧长(m)。

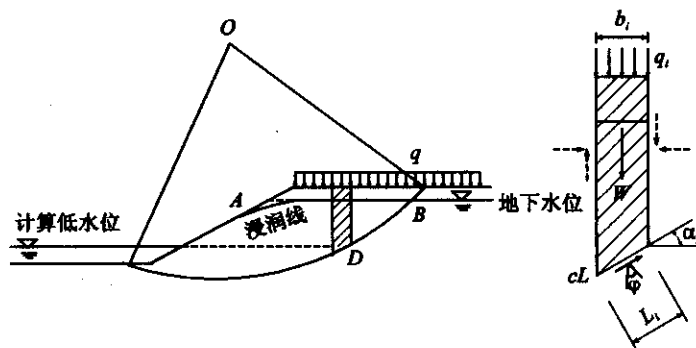


图 11.2.3 圆弧滑动稳定计算示意图

4 抗剪强度指标应按下列规定确定:

- 1) 根据土质和工程实际情况,土的物理力学指标宜采用固结快剪、十字板剪和无侧限试验测定抗剪强度指标,有条件时可采用三轴试验测定抗剪强度指标。无经验时不宜采用直剪快剪指标。
- 2) 对于开挖区,宜采用卸荷条件下的抗剪强度指标。
- 3) 取样时各土层的抗剪强度指标每层土不应少于 6 件;对稳定起控制作用的土层,宜取 10 件;填土及表层土不宜少于 6 件。

5 对各设计状况,土坡稳定计算采用的强度指标、计算方法及各种计算情况说明可按表 11.2.3—1 采用。

表 11.2.3—1 各种计算情况采用的抗剪强度指标

设计状况	强度指标	适用条件	M_{Rk} 计算方法	说明
持久状况	固结快剪(直剪)	宜采用	简化毕肖普法 简单条分法	(见注 1)
	三轴固结不排水剪	有条件时可采用		
	十字板剪 无侧限抗压强度指标	宜采用	简单条分法	需考虑土体固结引起的强度增长。(见注 2)
	三轴不固结不排水剪	软黏土可采用		
短暂状况	有效强度指标	有条件时可采用	简化毕肖普法 简单条分法	孔隙水压力采用与计算情况相应数值。
	三轴不固结不排水剪	软黏土可采用		可视土体实际固结情况考虑固结引起的强度增长。(见注 2)
	十字板剪 无侧限抗压强度指标	宜采用	简单条分法	
	有效强度指标	有条件时可采用	简化毕肖普法 简单条分法	孔隙水压力采用与计算情况相应数值。
	直剪快剪	有经验时可采用	简单条分法	—

注:1. 土坡顶面可变作用 q 引起的抗滑力矩(抗力)可全部或部分采用,视土体在 q 作用下的固结程度而定; q 引起的滑动力矩(作用效应)应全部计入。总应力强度指标应与固结度相适应,并取 $u_{sk}=0$;

2. 需考虑土体固结引起的强度增长时,强度增长计算方法可按现行行业标准《港口工程地基规范》JTJ250 执行。

6 设置有土工加筋材料的土坡,稳定验算可按现行行业标准《水运工程土工合成材料应用技术规范》JTJ239 执行。

7 对有桩的土坡,在稳定计算中,可不计入桩的抗滑作用。

8 永久与可变作用均取标准值,作用综合分项系数取 1.0。计算水位应取对稳定最不利的水位。如水位有骤降时,应考虑骤降影响;有渗流时,应考虑渗流力的作用。

9 打桩前以及施工过程中如出现较大水头差、较大的临时荷载、较陡挖方边坡等不利情况,应按短暂状况验算岸坡稳定性,其对应水位应根据具体情况确定。

10 在土坡稳定计算中,抗力分项系数应满足下列要求:

- 1)对持久状况,应综合考虑强度指标的可靠性、结构安全等级和地区经验等因素,计算的抗力分项系数最小值应满足表 11.2.3-2 的规定。对于高坡、重要工程和无经验地区应取表中大值。
- 2)对短暂状况,如施工期的稳定性,计算的抗力分项系数最小值宜取表 11.2.3-2 中的低值,但验算打桩岸坡的稳定性,宜取较高值。

表 11.2.3-2 最小抗力分项系数

强度指标	采用计算方法	γ_R	说 明
固结快剪(直剪) 三轴固结不排水剪	简化毕肖普法	1.3~1.5	总应力强度指标应与固结度相适应,并取 $u_{sk}=0$ 。
	简单条分法	1.1~1.3	
有效强度指标	简化毕肖普法	1.3~1.5	孔隙水压力采用与计算情况相应数值。
	简单条分法	1.1~1.3	
十字板剪	简单条分法	1.1~1.3	根据土体固结情况考虑固结引起的强度增长。
三轴不固结不排水剪 无侧限抗压强度	简单条分法	根据经验取值	
直剪快剪	简单条分法	根据经验取值	—

11 当验算局部有较大荷载、滑动范围受限制或局部有软土层的土坡稳定时,可计入滑动体侧面摩阻力对抗滑力矩的影响,计算的抗力分项系数最小值应满足表 11.2.3-2 中的取值范围。计算方法可按现行行业标准《港口工程地基规范》JTJ250 附录执行。

12 当拟建工程附近有滑坡,且两处土层和土性基本相同、土坡高度及坡度相近时,拟建工程土坡的 M_{Rk}/M_{sk} 应比曾有滑坡的 M_{Rk}/M_{sk} 增大 20%~30%。

13 如拟建工程附近有与设计土坡坡度相同或较陡的稳定

坡,两处土层和土质基本相同,且稳定坡计算的 M_{Rk}/M_{sk} 小于表 11.2.3-2 中 γ_R 的低值,则拟建工程的土坡的 M_{Rk}/M_{sk} 应稍大于现有稳定坡的 M_{Rk}/M_{sk} 。

14 设计、施工应采取必要措施保证土坡稳定。

11.2.4 地基最终沉降量计算应符合下列规定:

1 根据地质条件、土层的压缩性、建筑物断面和荷载均基本相同的原则,将地基划分为若干区段。每一区段选取代表性断面作为计算断面。在每一计算断面内,一般选取基础两端及中点作为计算点。

2 在作用组合中,永久作用采用标准值,可变作用采用准永久值,有边载时应考虑边载,计算水位宜取设计低水位。可变作用仅考虑堆货荷载,堆货荷载准永久值系数一般采用 0.6,对散料堆场可根据实际持续作用的情况将准永久值系数适当增加,但不大于 1.0。

3 地基最终沉降量计算时,在地基内任一点的竖向附加应力标准值(图 11.2.4)为基底竖向附加压力、基底水平力和边载所引起的竖向附加应力标准值之和。

1)基底水平力可按均布考虑。

2)边载分布范围自基底边缘算起,当不足 5 倍基底宽度时,按实际分布范围计。当超过 5 倍基底宽度时,一般可取 5 倍基底宽度计,若沉降计算深度与基底宽度之比较大,5 倍基底宽度外的荷载对沉降仍有显著影响时,宜扩大计算宽度。

3)各种作用引起的竖向附加应力标准值可按现行行业标准《港口工程地基规范》JTJ250 附录计算。

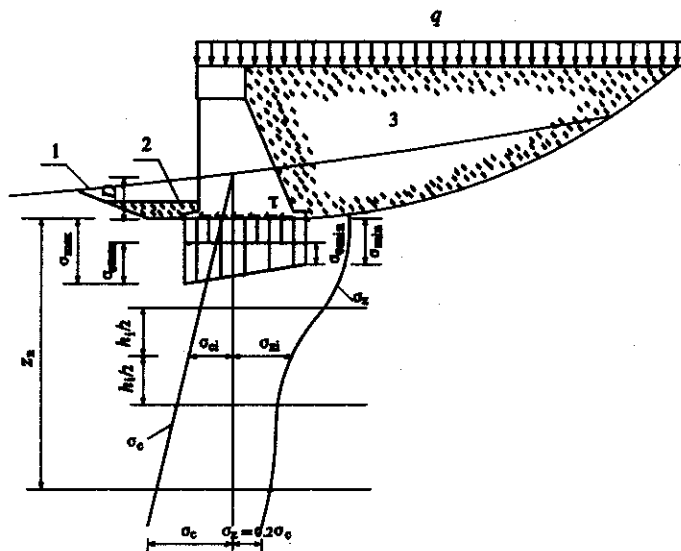


图 11.2.4 沉降计算示意图

1—原地面；2—压砂；3—回填土； D —基础埋深； σ —基底压力；
 τ —基底水平力； σ_0 —基底竖向附加压力；
 σ_c —由原地面算起的自重应力； σ_x —地基内某一点的竖向附加应力

4 地基最终沉降量可按式(11.2.4-1)计算,也可用实测沉降过程线推算。

$$s_{\text{doo}} = \psi_s \sum \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (11.2.4-1)$$

式中: s_{doo} ——地基最终沉降量计算值(cm);

h_i ——第*i*层土的厚度(cm);

e_{1i} 、 e_{2i} ——分别为第*i*层土的沉降初始状态和最终稳定状态的孔隙比;当原始地基处于正常固结情况时,分别为受到平均自重压力(σ_0)和平均最终压力($\sigma_0 + \sigma_x$)压

缩稳定时的孔隙比,可取均值;当原始地基处于非正常固结情况时,应按超固结和欠固结情况分别考虑;

σ_0 ——第*i*层土顶面与底面的地基自重压力平均值(kPa);

σ_x ——第*i*层土顶面与底面的地基竖向附加应力平均值(kPa);

ψ_s ——经验修正系数,与地基土类别、基底附加应力、基础形状尺度及侧向变形约束等因素有关,可根据类似工程条件的沉降观测及经验确定。

5 地基压缩层的计算深度 z_n 宜符合下式要求:

$$\sigma_x = 0.2\sigma_0 \quad (11.2.4-2)$$

式中: σ_x —— z_n 处地基竖向附加应力(kPa);

σ_0 —— z_n 处地基自重压力(kPa)。

如按式(11.2.4-2)确定的计算深度下有软土层时,尚应继续算至软土层底部或算到附加应力等于土层自重应力的10%处。

6 地基最终沉降量计算值应符合下式要求:

$$s_{\text{doo}} \leq [s] \quad (11.2.4-3)$$

式中: $[s]$ ——沉降量限值(cm),根据使用要求确定。

7 当地基沉降量计算值大于沉降量限值时,宜采取下列措施:设置沉降缝、采用轻型结构、回填轻质材料和调整基础平面尺寸或埋深等;调整施工程序与进度等;采用堆载预压和复合地基等方法。

11.2.5 基础抗倾覆与基底抗滑验算应符合现行港口工程行业标准要求,基底与地基的摩擦系数可按表 10.6.11-2 及式(10.6.11-3)确定。

11.3 桩基

11.3.1 港口工程桩基设计应符合下列要求:

1 上海地区港口工程可采用预应力混凝土管桩、钢管桩、预应力混凝土方桩,也可采用混凝土方桩和灌注桩。

2 桩的持力层选择、桩端进入持力层的深度、以及桩端与下卧软弱土层顶面的最小距离等可按第7章或现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 规定执行。

3 在桩基布置中,当桩中心距大于等于 $6d$ 或中心距为 $3d \sim 6d$ 但桩端进入良好持力层时,竖向承载力可按单桩设计;沿水平力方向桩与桩的中心距大于等于 $6d \sim 8d$ 时,水平承载力可按单桩设计。其它情况可按群桩设计。

4 桩基的平面布置应符合下列要求:

1)宜布置叉桩或斜桩抵抗水平力、满足抗震要求和水平位移限制;

2)应根据地质、水文和施工条件考虑打桩的桩顶平面偏位和桩轴角度偏差,防止打桩时发生碰桩,桩顶连接设计应考虑桩顶偏位的影响。

5 为减少码头沉降和不均匀沉降,宜采取以下措施:

1)同一桩台下的桩基,桩端宜位于同一土层,且桩端标高不宜相差太大;

2)当桩端进入不同的土层时,各桩沉桩贯入度不宜相差过大;

3)同一桩台下各桩桩端不应打入软硬不同土层。

6 当遇下列情况时,宜考虑土体沉降产生的负摩阻力以及因土体水平变位产生的桩侧作用力对桩基及结构的影响:

1)桩身穿过新近沉积或人工填筑的土层,该土层在自重作用下仍未固结稳定;

2)桩台附近有大面积堆载;

3)有其它会引起桩入土范围内的土层产生变形的因素。

7 位于岸坡上的码头桩基,当岸坡的沉降和水平位移尚未基

本稳定时,不宜采用向岸斜桩;当桩身强度难以抵抗土体水平变位产生的侧向作用力时,宜采用延性好的钢管桩,并宜采取措施防止管壁在轴力和侧向力作用下发生薄壁屈曲。

8 桩的轴向反力系数应根据试验确定;当无试桩资料时,可按现行行业标准《高桩码头设计与施工规范》JTJ291 确定,也可根据经验方法计算。

9 作用于桩上的荷载及其效应组合,应按现行行业标准《港口工程荷载规范》JTJ215 和《高桩码头设计与施工规范》JTJ291 执行。设计应考虑桩的制作、吊运、吊立、接桩、沉桩、单桩稳定、夹桩等各个施工环节的不利受力状况,特别对水深大、流速快的高桩结构桩基应进行施工期间的单桩稳定验算。

10 桩的承载力极限状态设计应包括下列内容:

1)根据桩的受力情况进行桩的竖向承载力和水平承载力验算;

2)应验算桩身的受压、受弯和受拉承载力,当桩顶水平位移与桩轴压力较大时宜考虑由此产生的附加弯矩;

3)桩承受的扭矩或剪力较大时,应验算桩身的抗扭或抗剪承载力;

4)桩的自由长度较长或桩身范围内软弱层较厚时,应验算桩的压曲稳定等。

11 桩的正常使用极限状态设计应包括下列内容:

1)预应力混凝土方桩、预应力混凝土管桩和钢筋混凝土桩(灌注桩)的抗裂或裂缝宽度验算;

2)柔性靠船桩的水平变形等。

12 桩的竖向静载荷试验、水平静载荷试验等应按第16章并结合现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 规定执行。

11.3.2 单桩竖向承载力的确定应符合下列规定:

1 单桩承载力设计值应根据静载荷试验确定。下列情况可

不进行静载荷试验:

- 1) 附近工程有试桩资料,且沉桩工艺相同、地质条件相近时;
- 2) 重要工程的附属建筑物;
- 3) 桩数较少的重要建筑物,并经技术论证时;
- 4) 小港口中的建筑物。

2 当进行静载荷试验时,单桩竖向承载力设计值应按下列公式计算:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (11.3.2-1)$$

式中: R_d ——单桩竖向承载力设计值(kN);

R_k ——单桩竖向极限承载力标准值(kN),统计方法按现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 规定执行;

γ_R ——单桩竖向承载力分项系数,可取 1.30;当地质情况复杂或永久作用所占比重较大时, γ_R 取 1.40。

3 对允许不做静载荷试桩的工程,可根据具体情况采用承载力经验参数法、高应变动力试桩法或静力触探法等确定单桩竖向极限承载力。高应变动力试桩法可参照现行行业标准《港口桩基动力检测规程》JTJ249,静力触探法可按第 7 章和现行上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》DGJ08-37 执行。

4 当按经验参数法确定单桩竖向承载力设计值时,应按下列公式计算:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} (U_p \sum f_{si} l_i + f_{sp} A_p) \quad (11.3.2-2)$$

式中: γ_R ——单桩竖向承载力分项系数,可取 1.45;当地质情况复杂或永久作用所占比重较大时,可取 1.55;

U_p ——桩身周长(m);

f_{si} 、 f_{sp} ——桩周第 i 层土的桩侧极限摩阻力标准值(kPa)、单桩

桩端极限阻力标准值(kPa),可参照附近地质条件相近的试桩资料确定;无试桩资料时,可参考表 7.2.4-1 或现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 确定;

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度(m);

A_p ——桩端横截面面积(m²)。

5 为提高钢管桩的桩端阻力和侧摩阻力,当覆盖层较差,且桩端打入良好持力层时,可采用半封闭或封闭式桩尖。

6 开口和半开口桩按经验参数法确定竖向承载力时,应考虑桩端闭塞效应对桩端阻力予以折减。对桩径小于 600mm 的开口钢管桩,当桩端进入良好持力层的深度大于 5 倍桩径时,可认为桩端土的闭塞效应得到充分发挥,按封闭式桩尖计算。

7 对允许不做抗拔静载荷试桩的工程,其单桩竖向抗拔承载力设计值可按下列公式计算:

$$R_w = \frac{U_p}{\gamma_R} \sum \lambda_i f_{ui} l_i + G_p \cos \alpha_p \quad (11.3.2-3)$$

式中: R_w ——单桩抗拔承载力设计值(kN);

γ_R ——单桩抗拔承载力分项系数,可取 1.45;当地质情况复杂时,取 1.55;

λ_i ——折减系数,对黏性土、粉性土取 0.7~0.8;对砂土可取 0.6~0.7;桩的人土深度大时取大值,反之取小值;

G_p ——桩自重(kN),水下部分应扣除浮力;

α_p ——桩轴线与垂线夹角(°)。

8 对重要工程、地质条件复杂工程以及其它有影响桩的竖向承载力可靠性因素的工程,宜采用高应变动力试验法对单桩竖向承载力进行补充检测。检测桩数可取总桩数的 2%~5%,且不得少于 5 根。

采用高应变动力试验法对桩承载力进行检查时,应符合现行国家标准、行业标准的有关规定。

9 按群桩设计的桩基,其单桩竖向承载力设计值除应按本节有关规定确定外,尚应考虑群桩效应影响。

1)高桩承台中的单桩竖向承载力应乘群桩折减系数,折减系数可按现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 规定采用;

2)高桩码头中的排架基桩,可不考虑群桩折减系数;

3)高桩码头起重机梁下的双桩,其间距一般小于3倍桩径,群桩折减系数可取0.90~0.95,桩距小或入土深度大时取小值;

11.3.3 水平力作用下桩的验算应符合下列规定:

1 承受水平力或力矩作用的桩身内力变形计算,应符合下列规定:

1)当桩身在泥面处的水平位移不大于10mm时,可采用m法计算;当泥面处的水平位移超过10mm时,宜采用P~Y曲线法或NL法计算。

2)采用P~Y曲线法时应根据桩的受力情况分为往复荷载和非往复荷载,一般情况可按非往复荷载考虑,对波浪等起控制作用的荷载应按往复荷载考虑。

3)P~Y曲线或NL法的地基水平反力表达式可参见现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 附录。

4)重要港口建筑物在进行桩的水平力计算时,所采用的P~Y曲线、NL法或m法的计算参数,应根据水平静载荷试桩确定。

5)验算桩身的承载能力时,若采用P~Y曲线法或NL法,水平力或力矩应采用承载能力极限状态的荷载组合值计算;若采用m法,水平力或力矩可取标准值计算,然后乘

以综合作用分项系数1.4作为最大弯矩设计值。

2 当采用m法或NL法时,如满足弹性长桩条件,则桩身的内力和变形可按现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 附录查表计算。弹性长桩的入土深度宜满足条件:

1)当采用m法时,桩的入土深度不应小于桩相对刚度的4倍,桩相对刚度按下式确定:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{mb_0}} \quad (11.3.3-1)$$

式中: T —— 桩的相对刚度(m);

E 、 I —— 桩材料的弹性模量(kN/m^2)及桩截面的惯性矩(m^4);

m —— 土的水平地基抗力系数随深度增长的比例系数(kN/m^4);

b_0 —— 桩的换算宽度(m),按现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 确定。

2)当采用NL法时,桩的入土深度不应小于泥面下弯矩零点深度的1.5倍,桩顶自由时取第一零点,桩顶无转动时取第二零点。

3 当桩基结构满足m法及弹性长桩的计算条件时,上部结构和桩顶内力可采用假想嵌固点法计算,泥下桩身的内力变形则可将桩顶弯矩和剪力作为外荷载、采用m法查表计算。

4 采用假想嵌固点法时,桩顶的轴向刚度与桩身的抗弯刚度应保持等效,弹性长桩的受弯嵌固点可按下式确定:

$$t = \eta T \quad (11.3.3-2)$$

式中: t —— 受弯嵌固点距泥面深度(m);

η —— 系数,取1.8~2.2;桩顶铰接或桩的自由长度较大时取较小值,桩顶固接或桩的自由长度较小时取较大值;

T ——桩的相对刚度(m),按式(11.3.3-1)确定。

5 符合群桩条件的桩基,第一排桩的弯矩宜适当增加,有条件时可按群桩计算,全直桩码头群桩水平折减系数可按表 11.3.3 取值。

表 11.3.3 群桩水平地基反力折减系数

折 减 系 数	桩 中 心 距 S	
	$3d$	$6d \sim 8d$
m	0.25	1.0
k_N	0.2	1.0

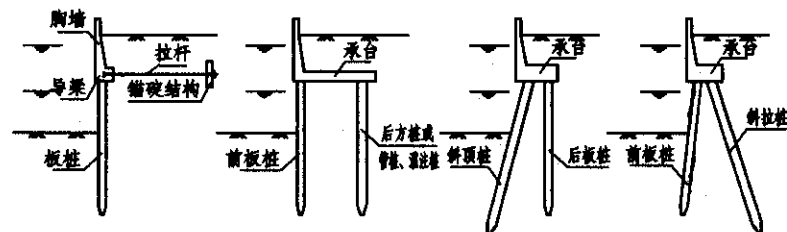
注:1. 对桩中心距大于 $3d$ 且小于按单桩设计最小间距 $6d \sim 8d$ 的情况,采用线性插值;

2. d 为桩径或边长, m 为采用 m 法的单桩水平地基反力系数随深度线性增加的比例系数, k_N 为采用 NL 法的单桩水平地基反力系数。

11.4 板 桩

11.4.1 板桩结构的选型,应符合下列要求:

1 本节中所涉及的板桩结构,主要指用于上海地区港口工程和市政工程中的单锚板桩结构、前板桩后直桩(预制方桩或管桩、钻孔灌注桩)、斜顶桩或斜拉桩式板桩等岸壁挡土结构或码头接岸结构,各种结构的典型断面见图 11.4.1。采用板桩结构的船坞坞墙、船闸闸墙、江海堤防、护岸以及用于临时围堰的板桩等的计算原理、构造要求可参照执行。



(a)单锚板桩 (b)前板桩后直桩 (c)斜顶桩式板桩 (d)斜拉桩式板桩

图 11.4.1 板桩结构典型断面示意图

2 一般情况下,如后方场地宽度允许,结构形式宜优先采用有锚(拉杆)板桩结构;锚碇结构可根据场地条件和拉杆拉力大小等因素选用锚碇板、锚碇墙、锚碇桩、锚碇桩墙或锚碇叉桩等形式;当板桩后方场地狭窄或受已有构筑物限制设置锚碇结构有困难时,可采用前板桩后直桩结构。

3 在挡土高度较大或高填土等特殊情况下,当综合考虑场地、施工条件、经济等因素后不适宜采用有锚板桩或前板桩后直桩结构以及斜坡式挡土结构时,可考虑采用斜顶桩或斜拉桩式板桩结构。

4 当挡土高度较小且无止水需要时,板桩宜采用混凝土板桩;挡土高度较大、采用混凝土板桩施工困难或止水效果不佳时,可考虑选用钢板桩,也可考虑采用地下连续墙或灌注桩排桩等结构。

5 对斜顶桩或斜拉桩式板桩结构,斜顶桩或斜拉桩宜优先考虑采用钢桩。

11.4.2 板桩结构的计算,应符合下列要求:

1 板桩结构设计内容包括结构布置、内力计算、强度计算、稳定计算及构件设计。有关荷载取值、构件截面设计原则、构造设计等,当本规范未作具体规定时,应按现行行业标准《港口工程荷载规范》JTJ215、《板桩码头设计与施工规范》JTSL67-3 以及《港口

工程混凝土结构设计规范》JTJ267 等执行。当板桩结构作为防汛墙使用时,尚应符合国家和上海市防汛主管部门的相关规定。

2 板桩结构的整体稳定性可采用圆弧滑动法计算,计算规定可参照本规范 11.2.3 条,计算时应考虑滑动面通过板桩桩端的情况;桩端以上或以下附近有软土层时,尚应验算滑动面通过软土层的情况;当滑动面从桩端以上的软土层中通过时,计算时可不计截桩力的影响。当滑动面在锚碇结构前通过时,可不计拉杆力对稳定性的影响。

3 板桩结构中钢筋混凝土和预应力钢筋混凝土构件强度计算应按承载力极限状态设计,计算应符合现行行业标准《港口工程混凝土结构设计规范》JTJ267 规定,作用效应设计值可按有关作用标准值计算的作用效应乘综合分项系数确定,综合分项系数应取 1.4。裂缝宽度或抗裂验算应按正常使用极限状态设计,其中综合准永久值系数应采用 0.85。

11.4.3 板桩墙的人土深度应满足下式要求:

$$\gamma_s M_{0k} \leq \frac{1}{\gamma_R} M_{Rk} \quad (11.4.3)$$

式中: γ_s ——作用分项系数,取 1.0;

M_{0k} ——板桩墙后主动土压力和板桩后剩余水压力对拉杆锚碇点“踢脚”力矩标准值($\text{kN} \cdot \text{m}$);剩余水压力计算参见图 11.4.3,剩余水头一般采用 $1/3 \sim 1/2$ 平均潮差,当板桩墙上设置排水孔且墙后回填粗颗粒材料时可不考虑剩余水头;

M_{Rk} ——板桩墙前被动土压力对拉杆锚碇点的稳定力矩标准值($\text{kN} \cdot \text{m}$);

γ_R ——抗力分项系数,取 1.50~1.68,当板桩下部土质较差以及计算水位为极端水位或校核水位时可取小值。

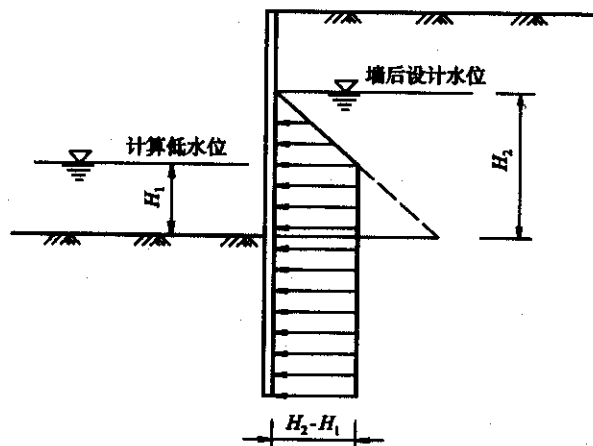


图 11.4.3 剩余水压力分布图

11.4.4 板桩墙的内力和拉杆拉力计算,宜采用竖向弹性地基梁法;如板桩墙处于弹性嵌固状态时,也可采用弹性线法计算。

1 采用竖向弹性地基梁法计算时,板桩入土深度应满足 11.4.3 条的规定。地基水平基床系数可根据地基土的性质和设计经验采用 m 法或其它方法确定。板桩墙内力和变位可采用杆系有限单元法求解,计算时宜考虑锚碇点的位移。

2 采用弹性线法计算时,板桩弯矩 M 、拉杆水平拉力 R 、板桩入土假设深度 t_0 及板桩底端墙后被动土压力与墙前主动土压力之差 F'_p 的计算可用图解法,亦可用图解法简化的等值梁法。

板桩入土深度可按式计算:

$$t = t_0 + \Delta t \quad (11.4.4-1)$$

$$\Delta t = F'_p / 2e'_p \quad (11.4.4-2)$$

式中: t ——板桩入土深度(m),当计算值小于按式(11.4.3)算出的入土深度时,入土深度应取大值;

t_0 ——板桩入土假设深度(m);

F'_p ——当板桩入土深度为假设深度时,单位宽度板桩墙前后土压力、墙后剩余水压力及拉杆拉力的合力(kN/m);

e'_p ——在板桩入土假设深度 t_0 处,墙后被动土压力强度与墙前主动土压力强度之差(kN/m²)。

3 考虑到墙后土压力实际分布与计算图形不符及拉杆锚点产生位移而使板桩墙跨中弯矩减小,计算求得的墙身跨中最大弯矩应乘以折减系数 0.7~0.8。当采用弹性地基梁法计算并考虑锚碇点位移时,计算弯矩不折减。

11.4.5 锚碇结构的布置和计算应符合下列规定:

1 锚碇板埋入深度及平面尺寸应符合下式要求:

$$\gamma_s(F_{ak} + R_{Ak} \cos \theta + \psi F_{qak}) \leq \frac{F_{pk}}{\gamma_R} \quad (11.4.5-1)$$

$$F_{pk} = \frac{1}{2} \gamma t_h^2 k_p \rho b_k \cos \delta \quad (11.4.5-2)$$

式中: γ_s ——作用分项系数,取 1.0;

F_{ak} ——锚碇板后由土自重引起的主动土压力标准值(kN);

R_{Ak} ——拉杆拉力标准值(kN),按 11.4.7 条计算;

θ ——拉杆与水平面的夹角(°);

ψ ——组合系数,取 0.7;

F_{qak} ——锚碇板后由地面可变荷载产生的主动土压力标准值(kN);

γ_R ——抗力分项系数,可取 1.68;

F_{pk} ——锚碇板前被动土压力标准值(kN);

t_h ——锚碇板底端埋深(m);

k_p ——被动土压力系数;

δ ——板前土与板面之间的摩擦角(°),计算时取 $\delta = \varphi_k/3$,且不大于 7°;

γ ——板前土的重度(kN/m³)

ρ ——考虑锚碇板顶以上土体不能全部被带动而使被动土压力减小系数,根据埋深 t_h 与板高 h_a 之比,按表 11.4.5 取值;

b_k ——锚碇板的计算宽度(m),对于连续的锚碇板(即锚碇墙), $b_k = l_a$ (拉杆间距);当锚碇板不连续时, $b_k = K_b b$, K_b 为考虑到板的实际宽度 b 两侧土被带动而使被动土压力增大的系数,其值为板宽及两侧范围内被带动土的体积与板宽范围内的土体体积之比; K_b 可按照现行行业标准《板桩码头设计与施工规范》JTS167-3 中相关条文计算。

表 11.4.5 ρ 值表

t_h/h_a	1.0	1.2	1.5	1.7	2.0	3.0
ρ	1.0	0.95	0.88	0.86	0.83	0.78

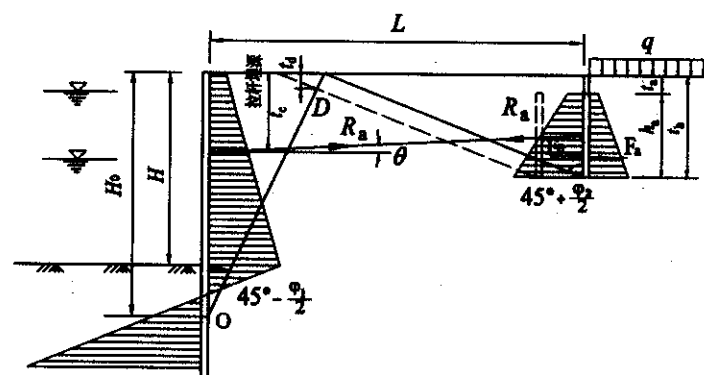


图 11.4.5 锚碇板计算图

2 锚碇板和板桩间距离 L 应按下式计算(图 11.4.5):

$$L = H_0 \tan(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}) + t_h \tan(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2}) \quad (11.4.5-3)$$

式中: L —— 锚碇板和板桩间距离(m);

H_0 —— 板桩墙后主动破裂棱体的高度(m), 当采用竖向弹性地基梁法计算时取变形第一零点到墙后地面的距离; 当采用弹性线法时取板桩最大负弯矩点到墙后地面的距离;

φ_1, φ_2 —— 分别为墙后土的内摩擦角($^\circ$)和锚碇墙、锚碇板前土或填料的内摩擦角, 当土体分层时, 可取用加权平均值。

当地形条件限制时, 锚碇板和板桩间距离可小于公式(11.4.5-3)算得的值, 但应大于允许最短距离 $L_{\min}$; 同时在锚碇计算公式(11.4.5-1)中的 F_{pk} 值应减去 ΔF_p 。 $L_{\min}$ 、 ΔF_p 分别按公式(11.4.5-4)、(11.4.5-5)计算:

$$L_{\min} = t_h \tan(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2}) \quad (11.4.5-4)$$

$$\Delta F_p = \frac{\gamma_d^2 l_d k_p}{2} \quad (11.4.5-5)$$

式中: ΔF_p —— 被动土压力标准值的水平分力增量(kN);

γ —— 土的重度(kN/m³);

t_d —— 板桩墙后土体的主动破裂面和锚碇墙前土体被动破裂面的交点 D 到地面的距离(m);

l_d —— 拉杆间距(m)。

3 当采用锚碇桩或锚碇桩墙时, 其长度和内力可按受拉杆力作用的桩或无锚板桩墙计算; 锚碇桩、锚碇桩墙到前方板桩墙的最小间距应符合式(11.4.5-3)的要求, 但其底端埋深应采用锚碇桩或锚碇桩墙变位第一零点至地面的距离。

4 锚碇叉桩必须布置于板桩墙后土体主动破裂面以外; 计算

时可不考虑桩周土体对桩的作用, 按桩两端为铰接考虑; 桩的轴向承载力应按照本规范 11.3 节中相关规定进行验算。

11.4.6 板桩构件设计应符合下列要求:

1 混凝土板桩可按受弯构件设计, 当轴向力较大时, 应按偏心受压构件设计。

2 混凝土板桩和预应力混凝土板桩, 应按构件强度进行配筋计算。对于混凝土板桩应按现行行业标准《港口工程混凝土结构设计规范》JTJ267 验算裂缝宽度, 对于预应力混凝土板桩应进行抗裂验算。

3 钢板桩的单宽强度应符合下式:

$$\frac{\gamma_{GQ}}{1000} \left(\frac{N}{A} + \frac{M_{\max}}{W_z} \right) \leq f \quad (11.4.6)$$

式中: γ_{GQ} —— 综合作用分项系数, 取 1.35;

N —— 作用在每米钢板桩上轴向力标准值(kN/m);

$M_{\max}$ —— 作用在每米钢板桩上最大弯矩标准值(kN·m/m);

A —— 每延米钢板桩的截面面积(m²/m);

W_z —— 每延米钢板桩的弹性抵抗矩(m³/m);

f —— 钢材的强度设计值(N/mm²); 如采用国产钢板桩, 按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 中规定采用; 如采用国外进口钢板桩, 按其屈服强度除以 1.15 的材料分项系数后取用。

4 在进行结构内力计算和构件设计时, 钢板桩的截面惯性矩和弹性抵抗矩应分别乘以折减系数 α 和 β 。对于上部设有混凝土导梁的热轧 U 形钢板桩墙, α 可取 0.9, β 可取 1.0; 对其他形状钢板桩, 折减值宜通过试验确定。

11.4.7 单锚板桩结构中拉杆的设计计算, 应符合下列要求:

1 拉杆拉力标准值应按下列下式计算:

$$R_{Ak} = \xi_R R_s l_s \sec \theta \quad (11.4.7-1)$$

式中: R_{Ak} ——拉杆拉力标准值(kN);

ξ_R ——拉杆受力不均匀系数,预先拉紧时,可采用 1.35;

R_s ——每米宽板桩墙所需的拉杆拉力标准值(kN/m);

l_s ——拉杆间距(m);

θ ——拉杆与水平面的夹角(°)。

2 钢拉杆可按中心受拉构件设计,拉杆直径应满足下式要求:

$$d \geq 2\sqrt{\frac{1000R_{Ak}\gamma_{RA}}{\pi f_t}} + \Delta d \quad (11.4.7-2)$$

式中: d ——拉杆直径(mm);

γ_{RA} ——拉杆拉力分项系数,取 1.35;

Δd ——预留锈蚀量(mm),可根据使用环境考虑其年锈蚀量及使用年限后综合确定,一般可取 2mm~3mm。

11.4.8 胸墙、导梁计算应符合下列要求:

1 胸墙可按竖向悬臂梁计算,取拉杆处为固端,主要荷载为墙后主动土压力。当在胸墙上设有系船柱且未为系船柱设置单独的锚碇系统时,尚应考虑系缆力的作用,其作用宽度按以 45°向下扩散到拉杆处的原则确定。

2 对矩型和梯型截面的胸墙,取拉杆附近的 0.5m~0.7m 高度部分为导梁;工字型截面的胸墙,取下翼板为导梁;L 型截面的胸墙,取平台板为导梁;导梁可按刚性支承连续梁计算。

3 混凝土导梁和胸墙应按强度配筋,并验算裂缝宽度;钢导梁应进行强度验算。

11.4.9 前板桩后直桩或斜顶(拉)桩式板桩结构的布置和计算,可参照以下规定:

1 前板桩后直桩或斜顶(拉)桩式板桩结构中,板桩入土深度可参照 11.4.4 条中的相关规定计算;同时应符合板桩轴向承载力的要求。

2 计算作用在板桩墙上的土压力时宜考虑后方直桩或斜桩对板桩墙所受土压力的折减作用,可将作用在整个结构上的土压力按刚度分配给板桩墙和其后的直桩或斜桩。

3 当板桩和后方直桩(或斜顶桩)均为混凝土结构,且桩顶胸墙(或“L”形承台)刚度较大时,可将结构简化为下端弹性嵌固于地基中、上端固接于胸墙的刚架进行计算,其中入土段可按照竖向弹性地基梁考虑。当结构由钢板桩和钢桩组成时,上端也可简化为铰接考虑。

4 对前板桩后直桩结构,当挡土高度较大、结构水平承载力不足时,可采取加大承台宽度、增加横断面中直桩的数量、缩小直桩的纵向间距等措施,有条件时也可设置叉桩。

5 斜顶桩式板桩结构中,后方板桩宜为直桩,斜顶桩宜优先采用钢桩,也可采用预制混凝土打入桩,斜桩倾斜度可采用 3:1。

6 斜拉桩式板桩结构中,前方板桩可采用垂直或 8:1~10:1 的倾斜度,斜拉桩的倾斜度可采用 3:1;拉桩宜优先采用钢桩,当无负摩阻力时也可采用混凝土桩;板桩与斜拉桩的间距及承台的宽度宜尽量减小,以减小斜拉桩的弯曲应力。

7 在高回填土地基中,岸壁后的回填土和下卧土层会产生较大的沉降,应综合考虑负摩阻力、覆土竖向压力等对板桩及斜顶桩或斜拉桩的不利影响,并采取相应的工程措施。

11.4.10 板桩结构的构造设计,应符合下列要求:

1 混凝土板桩截面一般为矩形,其厚度根据计算确定,可采用 200mm~500mm;板桩宽度可采用 500mm~600mm,如施工机具许可,也可适当加宽;混凝土板桩之间的接缝应防止漏土,可采取在凹槽内灌注细石混凝土或袋装水泥砂浆等措施。

2 钢板桩宜采用热轧 U 形或 Z 形截面;当承受弯矩较大时,可采用箱形等组合截面或选用圆管型、H 型等特殊形式。在海水环境中使用的钢板桩应根据环境条件、使用年限和墙体的不同部

位采取合适的防腐蚀措施;为减少钢结构的防腐工作量,如施工条件许可,宜尽可能降低混凝土胸墙的高。

3 作为永久挡土结构使用的板桩墙,在其顶部宜现浇梯形或L型的混凝土胸墙(兼作导梁);在临时结构中也可采用钢导梁。板桩岸壁上布置有系船柱时,系船柱基础块体应与胸墙整体浇筑。

4 现浇混凝土胸墙和导梁,其变形缝间距一般在15m~20m之间,缝间应根据需要设置止水或防漏土的措施。

5 板桩应深入胸墙内一定深度;混凝土板桩可取50mm~70mm,主筋自桩顶深入胸墙长度不少于 $25d_s$;钢板桩伸入胸墙内的深度不应小于200mm,同时应在桩顶焊有足够的锚筋。

6 拉杆的构造设计应符合下列规定:

- 1) 拉杆宜采用普通低碳钢或低合金钢制作;如采用高强度钢种,其断后伸长率应不小于17%,且宜采用机械连接形式;如采用高强度钢种且需焊接,应进行专门的焊接工艺评定。
- 2) 拉杆间距一般在1.5m~3.0m之间,拉杆长度超过10m时中间应设置张紧器。施工时在拉杆下每隔3m~5m应设置垫块,以防止拉杆变形及便于拉杆调整。拉杆安装应平顺,张力均匀,并应施加一定的初始拉力,使其预先拉紧;螺母和紧张器应拧紧,并有足够长度的螺纹外露。
- 3) 拉杆及其配件在出厂应除锈并涂刷防腐涂料;在施工现场安装后,拉杆、张紧器和竖向铰应用两层以上沥青纤维布缠裹绑紧;垫板、螺母等其它钢结构件也应涂刷防腐涂料。
- 4) 拉杆批量制作前应按照设计图纸的连接方式进行整体抗拉试验,试验拉力不小于拉杆设计拉力标准值 R_{Ak} 的120%;对成品拉杆应随机抽取拉杆总数量的2%~5%

(不少于2根)进行整体抗拉检验,检验拉力不小于 R_{Ak} 的100%。

7 在板桩挡土墙前沿港池或河道挖泥,宜在板桩后方回填基本完成后进行。如板桩墙前冲刷严重,设计时应采取护底措施。

8 作为码头或驳岸使用的板桩墙宜在设计低水位附近预留排水孔,排水孔后应设置倒滤设施;当板桩兼作防汛墙使用时,不宜设置排水孔;如设置排水孔,必须采取有效措施确保渗径满足要求,防止水体倒灌。

12 地下工程设计要点

12.1 一般规定

12.1.1 本章适用于以土(水)体作为环境介质,采用基坑开挖法、盾构法、沉管法、沉井法、顶管法等方法施工的地下工程设计。各类地下工程的地基稳定、抗浮稳定及其支护结构的设计计算应符合本章相应各节的有关规定。

12.1.2 地下工程设计应具备地质和水文资料以及邻近建筑物和场地周围地下管线与设施等环境资料。地质、水文和环境资料的内容及范围应满足不同施工方法的要求。

12.1.3 本章所述各类地下工程除有专门规定外,应按下列规定对其施工阶段和使用阶段中承载能力极限状态及正常使用极限状态进行验算:

1 施工阶段和使用阶段中均应按承载能力极限状态对地基稳定、抗浮稳定和支护结构构件承载能力进行验算,其中结构重要性系数 γ_0 的取值应符合本规范3.0.4条以及本章各节的具体规定。有抗震设防要求的地下工程,还应根据第8章的有关规定进行使用阶段抗震承载力验算。

2 施工阶段和使用阶段中均应按正常使用极限状态对变形和裂缝宽度进行验算;对于临时地下支护结构一般可仅对施工阶段的变形进行验算。

12.1.4 地下工程设计计算宜采用以分项系数表达的极限状态设计表达式:

1 地下工程进行各类地基稳定和抗浮稳定计算时,作用效应采用基本组合,但分项系数均为1.0;

2 对于使用阶段中地下支护结构构件截面、内力和配筋计

算,作用效应采用基本组合,分项系数按相应规范的有关规定取用;对于施工阶段的支护结构构件截面、内力和配筋计算,作用效应应采用基本组合,除有专门规定外,分项系数可取1.25。

3 除有专门规定外,地下工程采用作用效应的准永久组合验算使用阶段的变形、采用标准组合验算使用阶段的裂缝宽度;采用作用效应的标准组合验算施工阶段支护结构的变形和裂缝宽度。地下工程变形和裂缝限值应符合本章各节有关规定。

12.1.5 地下工程耐久性应根据其所处的环境类别及设计使用年限要求,遵照现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476的规定进行。

12.1.6 当地下工程有人防要求时,其设计应符合现行国家标准《人民防空地下室设计规范》GB50038和《人民防空工程设计规范》GB50225的有关规定。

12.1.7 地下工程应遵照现行国家标准《地下工程防水技术规范》GB50108相关要求进行防水设计。有特殊防水要求的地下建筑物,尚应符合专项标准的要求。

12.1.8 地下工程支护结构侧向压力计算宜按水土分算的原则考虑。当土层以黏性土为主并有可靠工程经验时,对于施工阶段的侧向压力计算也可按水土合算的原则考虑。

12.1.9 除有特别规定外,计算支护结构侧向的土压力作用时,应根据地下工程的施工方法和支护结构位移情况等确定土压力的计算状态,分别按主动土压力、被动土压力或静止土压力计算:

1 当墙外侧地面为水平面,墙背为竖直面时,主动土压力可按下列公式计算:

$$e_{ak} = (\sum \gamma_i h_i + q_k) k_a - 2c_k \sqrt{k_a} \quad (12.1.9-1)$$

式中: e_{ak} ——计算点处主动土压力强度标准值(kPa),当 $e_{ak} < 0$ 时,一般取 $e_{ak} = 0$;

γ_i ——计算点以上各层土的重度(kN/m³),地下水位以上

土层取天然重度;地下水位以下土层取浮重度;

h_i ——计算点以上各层土的厚度(m);

q_k ——地表均布荷载标准值(kN/m²),应按实际情况取值;

k_a ——计算点处土的主动土压力系数,取 $k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_k/2)$;

φ_k ——计算点处土的内摩擦角标准值(°),一般情况下按直剪固快试验的峰值平均值确定;

c_k ——计算点处土的黏聚力标准值(kPa),一般情况下按直剪固快试验的峰值平均值确定。

2 当墙外侧地面为水平面,墙背为竖直面时,被动土压力可按下列公式计算:

$$e_{pk} = (\sum \gamma_i h_i) k_p + 2c_k \sqrt{k_p} \quad (12.1.9-2)$$

式中: e_{pk} ——计算点处被动土压力强度标准值(kPa);

k_p ——计算点处土的被动土压力系数,取 $k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi_k/2)$ 。

3 当墙外侧地面为水平面,墙背为竖直面时,静止土压力可按下列公式计算:

$$e_{ok} = (\sum \gamma_i h_i + q_k) k_0 \quad (12.1.9-3)$$

式中: e_{ok} ——计算点处静止土压力强度标准值(kPa);

k_0 ——计算点处土的静止土压力系数,宜由试验确定;当无试验条件时,砂土、粉性土可按 $k_0 = 1 - \sin \varphi_k$ 、黏性土可按 $k_0 = 0.95 - \sin \varphi_k$ 估算;

φ_k ——计算点处土的有效内摩擦角标准值(°),宜由直剪慢剪或三轴固结不排水剪试验确定。

12.1.10 地下工程支护结构侧壁的水压力,一般按静水压力直线分布计算,水压力计算的设计水位应根据对结构的作用效应分别选取勘察报告提供的最高水位或最低水位。当场地存在明显水头差时,应根据类似工程经验考虑渗流力的影响。

12.1.11 地下工程在施工和使用阶段均应符合抗浮稳定性要求:

1 在地下工程施工阶段,应根据施工期的抗浮设防水位(可取年最高水位)进行抗浮验算,可采取可靠的降、排水措施满足抗浮稳定要求。

2 在地下工程使用阶段,应根据设计基准期抗浮设防水位进行抗浮验算。设计基准期内抗浮设防水位应根据长期水文观测资料所提供的建设场地地下水历史最高水位计算。当地表径流与地下水有水力联系时尚应考虑地表径流对地下水位的影响。当大面积填土面高于原有地面时,应按填土完成后的地下水位变化情况考虑。

12.1.12 地下工程的设计,应根据类似工程经验预估施工期间和建成后对环境造成的影响,并采取有效措施予以控制。

12.1.13 地下工程施工期间必须加强对工程自身和邻近建筑物以及地下管线和设施的监测。

12.2 基坑工程

12.2.1 基坑支护结构设计方案应根据工程地质与水文地质条件、环境条件、施工条件以及基坑使用要求与基坑规模等因素,通过技术与经济比较确定。基坑支护结构不得超越用地红线。基坑支护结构常用类型包括放坡开挖、复合土钉支护、水泥土重力式围护墙和板式支护体系等。

12.2.2 根据基坑的开挖深度等因素,基坑工程安全等级应分为以下三级:

1 基坑开挖深度大于等于12m或基坑支护结构与主体结构相结合时,属一级安全等级基坑工程;

2 基坑开挖深度小于7m时,属三级安全等级基坑工程;

3 除一级和三级以外的基坑,均属二级安全等级基坑工程。

12.2.3 根据基坑周围环境的重要性及其与基坑的距离,基坑工程环境保护等级应分为以下三级:

表 12.2.3 基坑工程的环境保护等级

环境保护对象	保护对象与基坑距离关系	基坑工程的环境保护等级
优秀历史建筑、有精密仪器与设备的厂房、其它采用天然地基或桩基的重要建筑物、轨道交通设施、隧道、防汛墙、原水管、自来水总管、煤气总管、共同沟等重要建筑物或设施	$\leq H$	一级
	$H < \leq 2H$	二级
	$2H < \leq 4H$	三级
较重要的自来水管、煤气管、污水管等市政管线、采用天然地基或桩基基础的建筑物等	$\leq H$	二级
	$H < \leq 2H$	三级

注：1. H 为基坑开挖深度， s 为保护对象与基坑边线的净距；
 2. 基坑工程环境保护等级可依据基坑各边的不同环境情况分别确定；
 3. 位于轨道交通等重要环境保护对象周边的基坑工程环境保护等级，尚应遵照政府有关文件和规定执行。

12.2.4 基坑工程开挖施工应连续进行，从基坑开挖至主体地下结构完成，无支撑基坑工程的暴露时间不宜超过一年；有支撑基坑工程的暴露时间不宜超过二年。

12.2.5 基坑支护结构应满足下列承载能力极限状态和正常使用极限状态的计算和验算要求，与主体结构相结合的基坑支护结构的设计计算除应符合本节规定外，在使用阶段设计计算尚应满足 12.3 节的有关要求。

1 承载能力极限状态计算和验算：

1) 地基稳定性验算：包括整体稳定性、抗倾覆稳定性、坑底抗隆起稳定性、抗水平滑动稳定性、抗渗流稳定性和抗承压水稳定性等；

2) 支护结构的构件截面、内力和配筋计算。

2 正常使用极限状态计算或验算：

1) 支护结构的计算变形应满足支护结构正常使用和基坑工

程环境保护要求所对应的变形控制指标；

2) 与主体结构相结合的基坑支护结构，应验算构件裂缝宽度，裂缝宽度限值应满足主体结构的使用要求并应符合现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476的有关规定。

12.2.6 基坑支护结构设计作用效应组合及分项系数应符合本规范 12.1.4 条的规定，结构重要性系数 γ_0 可取 1.0。

12.2.7 作用在支护结构上的侧压力宜按水土分算的原则计算（侧压力等于土压力和水压力之和），计算水压力时宜考虑地下水的渗流条件。

12.2.8 各类支护结构的稳定性验算应符合下列要求：

1 放坡开挖：应进行边坡整体稳定性验算，多级放坡应同时验算各级边坡及多级边坡的整体稳定性。

2 复合土钉支护：应根据开挖和安设土钉工况分阶段验算边坡稳定性，并按最终工况验算整体稳定。

3 水泥土重力式围护墙：应验算整体稳定性、抗倾覆稳定性、坑底抗隆起稳定性、抗水平滑动稳定性、抗渗流稳定性、抗承压水稳定性等。

4 板式支护体系：应验算整体稳定性、抗倾覆稳定性、坑底抗隆起稳定性、抗渗流稳定性、抗承压水稳定性等。

12.2.9 除环境条件许可外，基坑工程应设置连续、封闭的隔水帷幕。隔水帷幕可采用有连续搭接的水泥土搅拌桩和高压喷射注浆等。地下连续墙、型钢水泥土搅拌墙、小企口连接的钢板桩等也可兼起隔水帷幕作用。

12.2.10 复合土钉支护由土钉、喷射混凝土面层、原状地层、隔水帷幕（超前支护）四部分组成。复合土钉支护适用于开挖深度不大于 5m 的环境保护等级为三级基坑工程。复合土钉支护适用于黏性土、粉质黏土、淤泥质土、粉土、粉砂等地层，不适用于淤泥、浜填

土及较厚的填土。

12.2.11 复合土钉支护中隔水帷幕应采用双轴或三轴水泥土搅拌桩。土钉材料可采用变形钢筋或钢管,钢筋土钉通过二次注浆与地层全长粘结,钢管土钉应在钢管壁开设注浆孔,并以焊接倒刺覆盖。喷射混凝土面层混凝土设计强度不应低于 C20,厚度不宜小于 100mm。

12.2.12 水泥土重力式围护墙可采用双轴水泥土搅拌桩或三轴水泥土搅拌桩等。水泥土重力式围护墙适用于开挖深度不超过 7m 的基坑。

12.2.13 水泥土重力式围护墙的墙体宽度和坑底以下插入深度应根据土层的特性、周围环境条件和地面荷载情况确定,加固体平面可呈格棚布置。水泥土重力式围护墙应设置钢筋混凝土压顶板,并通过竖向插筋与水泥土加固体连结。围护墙中宜插入钢管、毛竹等加强构件。

12.2.14 板式支护体系由围护墙、支撑或土层锚杆与围檩体系以及隔水帷幕等组成。板式支护体系围护墙的常用结构形式有地下连续墙、灌注桩、钢板桩、混凝土板桩以及型钢水泥土搅拌墙等。

12.2.15 板式支护体系围护墙的设计计算,应根据支护结构的特性、基坑使用要求,以及环境要求与施工条件等因素,合理选择和确定地基土的物理力学性质指标与设计计算方法。设计计算工况应包括基坑分层开挖与设置支撑的施工期、地下主体结构分层施工与换撑施工期等各种工况条件。

12.2.16 板式支护体系中围护墙结构的内力和变形宜采用竖向弹性地基梁法计算。计算时应考虑支撑或拉锚点的位移、施工工况及支撑刚度等对结构内力与变形的影响。当基坑工程采用地下连续墙作为围护结构且其空间效应较为明显时,可建立支护结构的三维模型采用竖向弹性地基板法进行计算。

12.2.17 地下连续墙的厚度应根据地下连续墙成槽机的规格、墙

体的抗渗要求、墙体的受力和变形计算等综合确定。现浇地下连续墙的常用墙厚为 600mm、800mm、1000mm 和 1200mm。预制地下连续墙墙体厚度应略小于成槽宽度,墙厚不宜大于 800mm。

12.2.18 地下连续墙单元槽段的平面形状和成槽长度,应根据墙段的结构受力特性、槽壁稳定性、环境条件和施工条件等因素综合确定。单元槽段的平面形状有一字形、L 形、T 形等,单元槽段又可组合成格形或圆筒形等形式。地下连续墙槽段施工接头根据受力特性分为柔性接头和刚性接头。

1 柔性接头包括:圆形锁口管接头、波形管接头、楔形接头、工字形型钢接头、钢筋混凝土预制接头、预制地下连续墙现浇接头等。

2 刚性接头包括:穿孔钢板接头、钢筋承插式接头等。

12.2.19 在灌注桩排桩围护墙中,隔水帷幕宜设置在灌注桩外侧,在局部场地空间不足或在粉性土、砂土较厚的地层中也可采用套打式布置。

12.2.20 型钢水泥土搅拌墙是在连续套接的三轴水泥土搅拌桩内插入型钢形成的复合挡土隔水结构。常用的三轴搅拌桩直径有 $\phi 650$ 、 $\phi 850$ 、 $\phi 1000$ 三种,内插型钢宜采用 H 型钢。搅拌桩抗渗性能应满足墙体自防渗要求。除环境条件有特殊要求外,内插型钢宜采取减阻措施并拔出回收。型钢拔除时宜采取注浆填充桩孔等措施减少对周边环境的影响。

12.2.21 常用的钢板桩有等截面 U 形、Z 形、直线形、组合型和槽钢等。当钢板桩采用锁口式防水构造时,沉桩前应在锁口内嵌填黄油、沥青或其它密封止水材料,防渗要求高时,应在坑外另行设置隔水帷幕。大企口钢板桩围护墙有防渗要求时,应设置单独的隔水帷幕。钢筋混凝土板桩沉桩后应在坑外接缝处或棒槽孔内注浆防渗。选取板桩围护墙作为围护结构时应考虑板桩的打入、拔除施工对周边环境的影响。

12.2.22 板式支护体系中,宜采用水平支撑体系或竖向斜撑体系作为内支撑,在环境和土层等条件允许时也可采用土层锚杆。

12.2.23 支撑体系应由围檩(或压顶梁)、支撑和竖向支承结构三部分组成,可采用单道或多道平面支撑以及竖向斜撑等形式,材料可以采用钢材或混凝土。支撑体系宜按平面杆系模型计算。

12.2.24 立柱和立柱桩宜设置在支撑的交点处,立柱和立柱桩设计应根据支撑及栈桥自重、施工荷载等进行验算。立柱宜采用格构式钢立柱或 H 型钢立柱,立柱桩宜采用直径不小于 650mm 的灌注桩。

12.2.25 支护结构与主体结构相结合可采用以下形式:地下室外墙与围护墙体相结合(即地下连续墙两墙合一)、地下结构水平构件与水平支撑相结合以及地下结构竖向构件与竖向支承立柱相结合。按支护结构与主体结构相结合的程度可分为:周边地下连续墙“两墙合一”结合坑内临时支撑系统、周边临时围护墙结合坑内水平梁板体系替代支撑以及支护结构与主体结构全面相结合等。

12.2.26 支护结构与主体结构相结合时应根据以下原则进行设计:

1 支护结构在基坑开挖阶段应根据 12.2.5 条规定进行设计计算和验算,在永久使用阶段应根据相关规范满足主体结构的设计计算要求(包括抗震要求);

2 基坑开挖阶段坑外土压力采用主动土压力,永久使用阶段坑外土压力采用静止土压力;

3 支护结构相关构件的节点连接、变形协调与防水构造尚应满足主体结构设计要求。

12.2.27 基坑工程应对开挖深度内的潜水、微承压水与承压水进行控制。对于涉及微承压水、承压水控制的基坑工程,应进行专项承压水抽水试验,获取降水影响范围内的含水层或含水层组的水文地质参数。

12.2.28 土方开挖,应综合考虑基坑平面尺寸、开挖深度、工程地质与水文地质条件、环境保护要求、支护结构型式、施工方法、降排水设计、气候条件和场地条件等因素,并应按照“分层、分块、对称、平衡、限时”的原则确定开挖的方法和顺序。

12.2.29 本节未详尽规定或未列之内容,应按现行上海市工程建设规范《基坑工程技术规范》DB/TJ08-61 的要求进行。

12.3 明挖法地下建筑

12.3.1 本节适用于采用从地表向下开挖基坑的方法在预定的地下空间位置建造的明挖法地下建筑在使用阶段的设计计算。

12.3.2 采用自重或桩基抗浮的地下建筑应按式(12.3.2-1)进行抗浮稳定验算:

$$F_t \leq \frac{G_k}{\gamma_t} + nR_{ud} \quad (12.3.2-1)$$

$$F_t = \gamma_w V \quad (12.3.2-2)$$

式中: F_t ——浮力设计值(kN);

G_k ——地下建筑物自重标准值及其上作用的永久荷载标准值之和(kN),不包括可变荷载;

γ_t ——自重抗浮分项系数,可取 1.05~1.1;当仅采用自重进行抗浮时, γ_t 不宜小于 1.1;

n ——抗拔桩桩数;

R_{ud} ——单桩抗拔承载力设计值(kN),应按 7.2.9 条确定;

γ_b ——浮力作用分项系数,取 1.0;

γ_w ——水的重度(kN/m³),可按 10kN/m³ 采用;

V ——地下建筑物排开水的体积(m³)。

12.3.3 地下建筑外墙应对使用阶段中承载能力极限状态和正常使用极限状态进行验算。当地下建筑外墙兼作基坑围护墙时,尚应按 12.2 节的有关规定对施工阶段的承载力、稳定、变形和影响

正常使用部位的裂缝宽度等进行验算。

12.3.4 地下建筑外墙应按下述规定进行使用阶段承载能力极限状态和正常使用极限状态验算：

1 作用在外墙上的荷载应考虑由回填土、地下水、地面附加荷载所引起的侧向作用，无专门规定时侧向土压力应按静止土压力计算；当地下建筑外的围护桩（墙）保留完好时，可根据工程经验对侧向土压力适当折减。

2 进行外墙内力分析时，应根据其约束情况选取符合实际受力状态的计算简图，并按弹性理论计算。

12.3.5 地下建筑底板作为建筑物基础或承台时，其设计和构造要求应符合 6.6 节筏形基础或 7.3 节桩基承台的有关规定。

12.3.6 地下建筑底板不作为建筑物基础或承台时，其设计和构造要求应符合下列规定：

1 底板设计时的荷载组合应考虑以下两种最不利情况：

1) 考虑地下水浮力（高水位）、底板下地基土反力及底板自重的不利组合；

2) 考虑地下水浮力（低水位）、底板自重及板面荷载的不利组合；

2 底板下地基土反力应根据建筑结构、地基和基础的具体情况确定；

3 底板顶面宜与基础顶面位于同一标高。

12.3.7 当上部无建筑物时，作用在地下建筑顶板上的竖向荷载应考虑顶板自重、顶板上覆土自重和使用荷载等，使用荷载应根据实际情况或按照相关荷载规范确定。当顶板设置有洞口时，应考虑平面内水平荷载作用的不利工况，洞口部位尚应有可靠的加强措施。当上部有建筑物时，地下建筑顶板作为上部结构的嵌固部位应符合相关抗震规范的规定。

12.3.8 地下建筑外墙、底板和顶板的厚度应根据实际受力情况、

整体刚度及防水要求确定。其保护层的厚度、最大裂缝宽度等应符合现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476 的有关规定。

12.3.9 地下建筑底板、顶板和外墙变形缝宜不设或少设，可根据建筑物结构特点及工程地质情况采用后浇带、诱导缝、施工缝等设计和施工措施。后浇带宜每隔 30m~40m 设置一道，后浇带混凝土应使用比主体混凝土强度等级高一级的微膨胀混凝土浇灌。

12.4 沉井与沉箱

12.4.1 在下列情况下应选用沉箱：

1 下沉深度内存在使用沉井难以处理的障碍物时；

2 土的渗透系数大于等于 10^{-3} cm/sec 或有承压水层分布，但采用降水施工有困难时。

12.4.2 沉井（箱）设计应符合下列规定：

1 各种形式的沉井（箱），在施工阶段应进行结构强度计算和下沉验算。

2 在使用阶段应进行结构强度计算和裂缝验算。

3 施工阶段和使用阶段均应根据相应的最高水位作抗浮验算。

4 荷载取值及构件截面计算应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 等的规定执行。

12.4.3 沉井（箱）下沉过程中土的摩阻力可根据工程地质和水文地质条件及施工方法，参照类似条件的施工经验确定。当缺乏可靠地质资料时，摩阻力可按表 12.4.3 采用。当下沉深度内有若干土层时，摩阻力可按土层厚度的加权平均值取值。

表 12.4.3 井壁摩阻力 f_k

土层类别	井壁摩阻力 f_k (kPa)
流塑状态的黏性土	10~15
软塑及可塑状态的黏性土	12~25
粉砂和粉性土	15~25
泥浆套	3~5

注: 1. 井壁外侧为阶梯式且采用灌砂助沉时, 灌砂段的摩阻力可取 $7\text{kPa} \sim 10\text{kPa}$;
2. 气幕减阻时, 可按表中摩阻力乘 $0.5 \sim 0.7$ 系数。

当井壁高度大于 5m 时, 在 5m 深度范围内, 摩阻力可以假定地面处为零线性增加至深度 5m 处, 深度 5m 以下为常数。摩阻力分布如图 12.4.3。

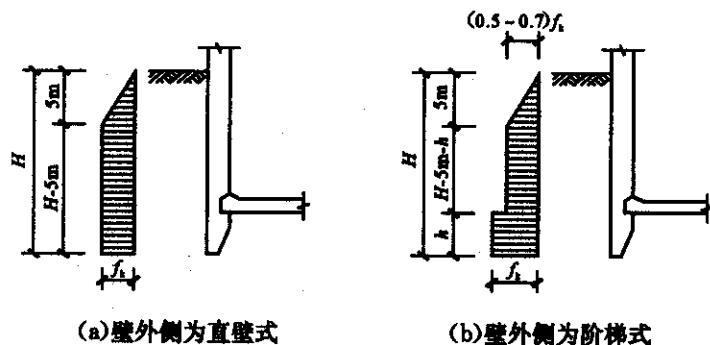


图 12.4.3 摩阻力沿壁外侧分布图

12.4.4 为控制沉井(箱)平稳下沉至设计标高, 宜根据下沉深度范围内的土层性质、施工方法和下沉深度等因素, 选取适当的下沉系数。下沉系数可按式计算:

$$k_0 = \frac{G_k - F_k - F_s}{T_f} \quad (12.4.4-1)$$

式中: G_k ——井体自重标准值(kN);

F_k ——下沉过程中地下水的浮力标准值(kN);

T_f ——井壁总摩阻力标准值(kN);

F_s ——沉箱内气压对顶板的上托力标准值(kN);

k_0 ——下沉系数, 宜在 $1.05 \sim 1.25$ 范围内选取, 位于淤泥质土层中可取大值, 位于其它土层中可取小值。

当下沉系数大于 1.5 或在软弱土层下沉过程中可能发生突沉时, 除在挖土时采取合理的施工措施外, 宜在沉井中加设或利用井内已有的隔墙或横梁等作为防止突沉的措施, 并应根据下沉深度范围内软弱土层分布的实际情况按下式进行下沉稳定验算:

$$k'_0 = \frac{G_k - F_k - F_s}{T_f + R} \quad (12.4.4-2)$$

式中: R ——沉井和沉箱刃脚、隔墙和横梁下地基土反力之和(kN); 地基土反力可采用地基土极限承载力标准值(可按本规范 5.2 节计算);

k'_0 ——下沉过程中的下沉稳定系数, 可取 $0.8 \sim 0.9$ 。

设计中, 当考虑利用隔墙或横梁作为防止突沉的措施时, 隔墙或横梁底面与井壁刃脚底面的垂直距离宜为 50cm 。

12.4.5 当沉井下沉深度范围内有地下水时, 对下列情况的沉井可酌情按不排水施工或部分不排水施工设计:

1 在下沉深度范围内的土层中存在粉土或粉细砂, 排水下沉有可能造成流砂时;

2 沉井附近存在已有建筑或构筑物, 降水施工可能增加其沉降或倾斜且难以采取其它有效措施时;

3 沉井周围水量丰富, 降水施工有困难时。

12.4.6 当沉井下沉深度范围内的土层中存在承压水隔水层, 沉井下沉有可能破坏隔水层而导致承压水涌入时, 应根据承压水压力大小采取深层降水措施或选用不排水方案施工。

12.4.7 当不计井壁摩阻力时,抗浮系数可取 1.0;当计入摩阻力时,沉井(箱)抗浮系数应取 1.15。

12.4.8 沉井(箱)壁所受的侧向土压力,可按主动土压力计算。侧向水压力可按静水压力计算,沉井井内排水施工时外壁水压力可乘折减系数 0.7。

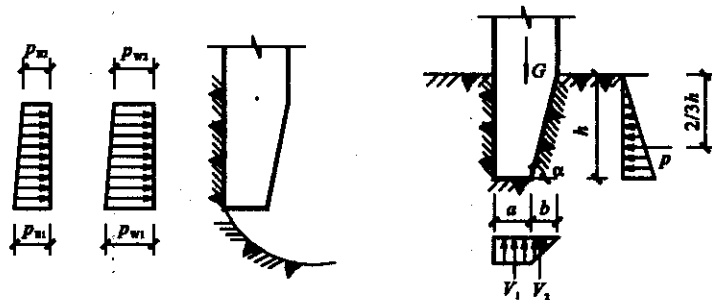
12.4.9 沉井(箱)结构强度计算时,荷载作用分项系数应按表 12.4.9 选用。

表 12.4.9 荷载作用分项系数

永久作用		可变作用	
结构和设备自重	竖向土重、侧向土压力	地下水侧压力	平台活荷载、气压力
1.2	1.27	1.27	1.4

12.4.10 刃脚的结构强度应按下列两种情况进行计算:

1 沉井下沉至设计标高、刃脚下的土已被全部淘空时,按承受沉井外侧土、水压力作用的悬臂梁计算(图 12.4.10-1)。



p_{s1}, p_{s2} —— 土压力 p_{w1}, p_{w2} —— 水压力

图 12.4.10-1 刃脚荷载图(一) 图 12.4.10-2 刃脚荷载图(二)

2 沉井开始下沉、刃脚已嵌入土中时,按自重作用下刃脚斜

面承受水平推力作用的悬臂梁计算;对于圆形沉井,尚应计算由此产生的环向拉力的作用(见图 12.4.10-2),刃脚内外的土、水压力均忽略不计。刃脚上所受的推力可按下列公式计算:

$$V_1 = G - V_2 \quad (12.4.10-1)$$

$$V_2 = \frac{b/2}{a+b/2} G \quad (12.4.10-2)$$

$$H = V_2 \tan(\alpha - \delta) \quad (12.4.10-3)$$

式中: V_1 —— 单位周长刃脚踏面反力设计值(kN/m);

V_2 —— 单位周长刃脚斜面反力设计值(kN/m);

G —— 下沉时单位周长沉井自重设计值(kN/m);

H —— 单位周长刃脚上的水平推力设计值(kN/m);

δ —— 土与混凝土刃脚间的摩擦角($^\circ$),可取土的内摩擦角标准值;

h —— 刃脚高度。

3 沉箱下沉时的刃脚计算,尚应考虑沉箱内气压力的作用。

12.4.11 沉井(箱)的水平受力,应按不同工作阶段分别计算。

1 下沉阶段

1) 圆形沉井宜考虑井圈周边土压力不均匀分布;假定在井圈上互成 90° 的两点处,土的内摩擦角的差值为 $5^\circ \sim 10^\circ$,即井壁的一个方向 $(0, \pi)$ 为 $\varphi + (2.5^\circ \sim 5^\circ)$,另一个方向 $(\pi/2, 3\pi/2)$ 为 $\varphi - (2.5^\circ \sim 5^\circ)$;

2) 方形、矩形沉井根据实际所承受的水、土压力,可按平面框架结构分段计算;

3) 在刃脚根部以上高度等于 1.5 倍井壁厚度范围内的井壁,施工阶段除考虑作用在该段上的土压力外,尚应考虑由刃脚传来的水平向剪力;

4) 气压沉箱的受力,在气压和水土压力叠加的作用下,可按空间结构计算。

2 使用阶段

根据结构体系和水、土压力等的实际作用情况进行计算。

12.4.12 沉井(箱)的竖向受力可按下列规定验算:

1 制作时不使用支承时,井壁可按弹性地基梁计算。

2 制作使用素混凝土支承时:

1)长宽比大于等于1.5的矩形结构,可按四点支承计算;定位支承点距端部的距离,可按 $0.15L$ (L 为沉井的长度)考虑。

2)长宽比接近于1的矩形结构,定位支点宜在两个方向上均按上述原则设置;

3)圆形结构按 90° 分布的定位支承点计算。

12.4.13 下沉时考虑底梁的切土作用或利用底梁作为防突沉措施时,应对底梁进行下沉阶段的强度验算,梁下的地基反力设计值取地基土极限承载力标准值乘以分项系数1.27。

12.4.14 作用在底板上的反力可按均布反力计算,计算反力时不考虑井壁与土之间摩阻力的作用。

12.4.15 沉井(箱)的底板与井壁或底梁间,当无预留插筋连接时,应按铰接考虑;当用钢筋整体连接时,可根据两者间的刚度比按弹性固定或固定考虑。

12.4.16 水下封底素混凝土厚度,可按下式计算:

$$h_t = \sqrt{\frac{5.72M}{bf_t}} + h_u \quad (12.4.16)$$

式中: h_t ——封底素混凝土厚度(mm),最小厚度为900mm;

M ——每米宽度内最大弯矩设计值($N \cdot mm$);

b ——计算宽度(mm),取1000mm;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值(N/mm^2);

h_u ——附加厚度(mm),可取300mm~500mm。

12.4.17 当封底素混凝土与底板间有拉结钢筋等可靠连接时,封

底素混凝土的自重可作为结构抗浮重量的一部分。

12.4.18 沉井(箱)作为顶管工作井时,在顶推力作用下的设计可参照现行有关标准执行。

12.4.19 沉井刃脚构造可选用以下形式(见图12.4.19)。

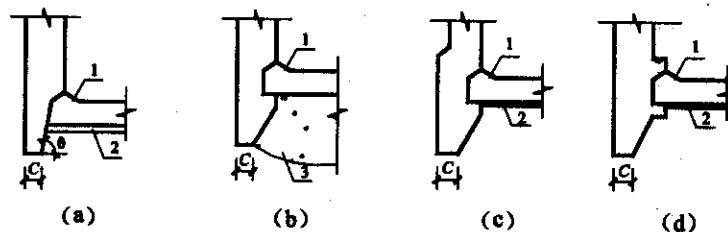


图 12.4.19 刃脚构造

θ —刃脚斜面倾角; C —刃脚宽度; 1—底板; 2—垫层; 3—封底混凝土

12.4.20 遇有障碍物时,沉井(箱)刃脚应设置型钢加强。

12.4.21 沉箱混凝土强度等级应不低于C30,抗渗等级应不低于P10。

12.4.22 沉箱挖土工作舱高度不宜低于2.5m。设计工作舱顶盖时必须考虑可用于调节下沉系数的顶盖上的配重作用和工作舱的气压作用。沉箱封底后,应采用注浆填补封底混凝土与工作舱顶盖之间的缝隙。

12.4.23 沉井(箱)穿管和开洞处必须有可靠的防止漏水和漏气的措施,并进行结构加固。

12.5 盾构法隧道

12.5.1 本节适用于盾构法施工的地下、水底圆形隧道段(双圆隧道可参照执行)。按使用功能分类,有交通隧道、输水隧道、管廊隧道等。

12.5.2 隧道勘察应按本规范第4章以及现行上海市工程建设规

范《岩土工程勘察规范》DGJ08—37 中有关要求分阶段进行,详勘阶段的勘探孔布置应符合本规范附录 C 规定。

12.5.3 隧道平面、纵断面设计应避免穿越工程地质、水文地质特别复杂以及严重不良地质段,水底隧道应尽量避免水域中深槽以及河(江)势变化较大的不稳定河(江)段,当必需穿越时应有针对性、可行的工程技术措施。

12.5.4 隧道顶部覆土厚度(在水域中指规划航道及水域预测最大冲刷线下)不宜小于 $0.85D$ (D 为隧道外径);平行隧道净距不宜小于 $1.0D$,近工作井区段可逐步减小,但不宜小于 $0.6D$;交叉隧道最小垂直净距不宜小于较大直径隧道的 0.4 倍。

12.5.5 隧道结构上作用的荷载应按表 12.5.5 分类,主要荷载计算应符合下列规定:

- 1 隧道结构自重可按结构设计断面尺寸及材料重度标准值计算;
- 2 对于隧道覆土厚度小于等于 $2D$ 的浅埋隧道竖向地层压力应按计算截面以上全部覆土压力考虑;
- 3 深埋隧道上的竖向地层压力可根据具体工程条件(地层性质、埋深)按卸载拱理论或全部覆土重量计算;
- 4 施工阶段黏性土水平地层压力可按水土合算,采用经验系数计算;砂土可按水土分算,即按式(12.1.9—1)朗肯主动土压力公式计算。对盾构法隧道可适当考虑由衬砌变形所引起的地层抗力;
- 5 使用阶段水平地层压力应按静止土压力计算,采用水土分算。

表 12.5.5 隧道荷载分类

荷载分类		荷载名称		
		交通隧道	管廊隧道	输水隧道
永久荷载		结构自重		
		地层压力		
		结构上部和破坏被体范围内的设施及建筑物压力		
		静水压力		
		混凝土收缩及徐变影响		
		预加应力		
		固定设备重量		内水压力
		地基下沉影响		
可变荷载	基本可变荷载	地面汽车荷载及其动力作用		
		地面汽车荷载引起的侧向土压力		
		隧道内部车辆荷载及其动力作用	管道作用的影响	隧道内动水压力（脉动压力）
		外侧水压力变化 1		
		外侧水压力变化 2		
		人群荷载		—
		温度变化影响		
		施工荷载		
偶然荷载		地震荷载		
		人防荷载		—
		沉船、撞击等灾害性荷载		
				水锤压力

- 注:1. 设计中要求考虑的其他荷载,可根据其性质分别列入上述三类荷载中;
2. 静水压力按设计常水位计算;
3. 外侧水压力变化 1、变化 2 分别对应设计常水位与设计最高水位、设计最低水位差;
4. 施工荷载包括:设备运输及吊装荷载、施工机具、人群荷载、施工堆载、相邻隧道施工影响、盾构法施工的千斤顶顶力及压浆荷载等。

12.5.6 衬砌结构可采用单层衬砌、双层衬砌或局部设内衬的型式,在满足工程使用、结构受力、防水和耐久性等要求的前提下,宜优先选用单层装配式钢筋混凝土衬砌。在连接通道、废水泵房等特殊部位可采用钢管片、铸铁管片。

12.5.7 衬砌结构型式应符合下列规定:

1 根据使用要求,衬砌环一般分为:进出洞环、标准环、变形缝环等类型,其型式有直线环、楔形环两种;

2 衬砌环宽度宜 $\geq 1000\text{mm}$;

3 衬砌厚度应根据隧道直径、埋深、工程地质及水文地质条件、使用及施工阶段的荷载情况等确定,宜取隧道外径的 $0.040\sim 0.055$ 倍;

4 衬砌环应根据管片制作、运输、盾构设备、施工方法和受力要求等因素进行分块,宜取为 $6\sim 12$ 块。

12.5.8 盾构法隧道结构的设计计算应符合下列规定:

1 隧道应按施工和使用阶段,分别进行结构的承载能力极限状态计算和正常使用极限状态验算,当计入地震荷载或其他偶然荷载时,可不验算结构的裂缝宽度;

2 正常使用极限状态验算时,结构构件按作用效应标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度应小于等于 0.2mm (当保护层实际厚度大于 30mm 时,裂缝宽度验算时仍取 30mm),衬砌结构按作用效应的准永久组合进行变形计算时,其直径变形应小于等于 $3\%D$,接缝最大张开限值为 $2\text{mm}\sim 4\text{mm}$,环间错台限值为 $4\text{mm}\sim 6\text{mm}$;

3 隧道衬砌宜采用接头具有一定刚度的柔性结构,并限制结构和接缝变形,满足结构受力和防水要求;

4 隧道结构应进行横断面受力计算,并选取隧道埋设最深和最浅、顶覆土最厚和最薄、土质条件突变等受力不利位置进行控制;

5 沿隧道纵向覆土厚度、超载有较大变化或地基有差异、地震作用时应应对隧道进行纵向结构分析;

6 空间受力作用明显的区段,宜按空间结构进行分析;

7 隧道结构在施工阶段和使用阶段应进行抗浮验算,确保浮力设计值小于等于隧道结构自重与隧道上覆土层有效压重的设计值,计算中浮力作用分项系数取 1.0 ,自重抗浮和上覆土层有效压重抗浮分项系数施工阶段均取 1.1 ,使用阶段均取 1.2 ;

8 隧道结构计算简图应根据地层情况、衬砌构造特点及施工工艺等确定,宜考虑衬砌与地层共同作用及装配式衬砌接头的影响;

- 1) 采用通缝拼装的衬砌结构可取单环按弹性匀质圆环(自由变形的弹性匀质圆环及考虑侧向地层抗力的弹性匀质圆环)或弹性铰圆环(图 12.5.8-1)考虑,自由变形的弹性匀质圆环内力计算可参照附录 K 进行;
- 2) 采用错缝拼装的衬砌结构宜按考虑环间弯矩纵向传递模型(错缝拼装时弯矩的纵向传递可按附录 K 计算)或梁~接头弹簧模型(图 12.5.8-2)进行计算。

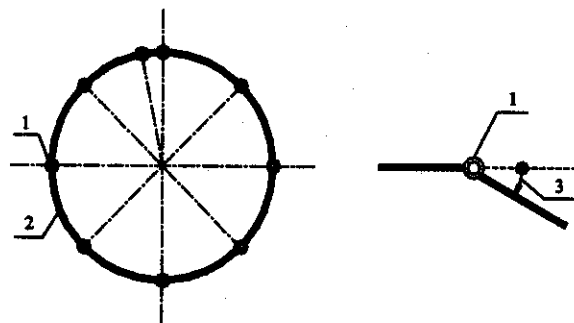


图 12.5.8-1 弹性铰圆环计算模型

1—环向接头回转弹簧; 2—管片本体; 3—环向接头转角

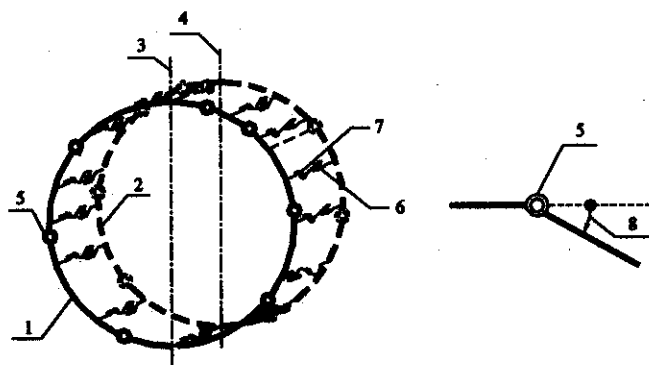


图 12.5.8-2 梁~弹簧计算模型

- 1—衬砌环 A 管片本体； 2—相邻衬砌环 B 管片本体；
3—衬砌环 A 竖直轴； 4—衬砌环 B 竖直轴；
5—环向接头回转弹簧； 6—环间径向剪切弹簧；
7—环间切向剪切弹簧； 8—环向接头转角

12.5.9 盾构法隧道的构造应符合下列规定：

- 1 衬砌块与块、环与环间宜采用螺栓连接，管片的端肋及环肋宽度应与相应的环向螺栓和纵向螺栓的最大受力性能相匹配；
- 2 楔形环面斜率不宜大于 1:300；
- 3 衬砌环封顶块宜采用半纵向插入方式，插入长度应与盾构设计、施工工艺相配合；
- 4 错缝拼装的衬砌环环面上宜设置合适的抗剪构造；
- 5 隧道进洞段衬砌环间宜采用拉紧措施。

12.5.10 隧道在荷载、结构、地质条件发生变化的部位或因抗震要求需设置变形缝时，应采取可靠的工程措施，确保变形缝两侧的结构不产生影响使用的差异沉降。变形缝的形式、宽度和间距应根据衬砌结构构造允许纵向沉降曲率、沉降差、防水和抗震要求等确定。

12.5.11 隧道防水设计应遵循“以结构自防水为根本，以接缝防水为重点，多道防线，综合治理”的原则采取相应的防水措施。不同等级衬砌防水措施应按表 12.5.11 的规定选用。

表 12.5.11 不同防水等级衬砌的防水措施

防水措施		高精度管片	接缝防水				外防水涂层
			密封垫	嵌缝	注入密封剂	螺孔密封圈	
防水等级	一级	必选	必选	全隧道或部分区段应选	可选	应选	对混凝土有中等以上腐蚀的地层应选；非腐蚀性地层宜选
	二级	必选	必选	局部宜选	可选	应选	对混凝土有中等以上腐蚀的地层宜选

12.5.12 本节未作详尽规定之内容，宜参照现行上海市工程建设规范《道路隧道设计规范》DG/TJ08—2033 中的有关规定执行。城市轨道交通地下区间隧道设计宜参考现行上海市工程建设规范《城市轨道交通设计规范》DGJ08—109 中的有关规定执行。

12.6 沉管法隧道

12.6.1 本节适用于穿越一定深度水域的单孔或多孔沉管法隧道。

12.6.2 隧道勘察应按本规范第 4 章有关要求分阶段进行，勘探孔的平面布置及深度尚应符合下列规定：

- 1 可行性研究勘察阶段，勘探点平面孔距宜为 400m~500m，且对沿线每一地貌单元不应少于 1 孔，孔深不宜小于 50m；
- 2 初步勘察阶段，勘探孔间距宜为 100m~200m，深度不小于隧道底板下 1.0B（沉管隧道底宽度）且不小于河床下 40m；
- 3 详勘阶段的勘探孔布置应符合附录 C 的有关规定。

12.6.3 沉管法隧道越江线位选择,应充分考虑水文条件和航运条件,避免穿越河床中冲淤幅度较大、河床极不对称、河床不稳定的区域,避开岸线陡变、急弯河道、局部深槽等施工困难水域。

12.6.4 沉管法隧道宜浅埋在规划航道及水域预测最深冲刷线下。

12.6.5 隧道结构上的荷载分类同表 12.5.5 中交通隧道。但施工荷载一项中应考虑沉管拖运、沉放和水力压接等荷载。

12.6.6 管段的结构型式应符合下列规定:

1 管段宜取左右对称的矩形横断面,管段重心与浮心的水平投影间距不宜大于 50mm;

2 沉管段分段数、管段长度应综合考虑管段制作、浮运、沉放要求,并结合航道规划、地质条件、河床形态等因素确定,整体式单节管段长度不宜大于 130m;

3 管段之间宜采用柔性接头,接头内由 GINA 橡胶止水带和 Ω 橡胶止水带形成二道止水装置,并应设置垂直剪切键、水平剪切键、预应力钢拉束或 Ω 钢板等限制接头间三向相对变位的构造措施。

4 最终接头的设置位置和构造形式可根据建设条件和施工条件合理选择,宜选用近岸干作施工的方案;

5 管段结构选型应与基础处理方式一并考虑;

6 对于基底处于淤泥质土层、液化地层、基槽回淤速率大于 10mm/d 或覆盖层厚度大于 5m 的情况,可考虑采用桩基础。

12.6.7 沉管法隧道结构的设计计算应符合下列规定:

1 正常使用极限状态验算时,结构构件按作用效应标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度不大于 0.2mm;

2 隧道应按施工和使用阶段,分别进行结构的承载能力极限状态计算和正常使用极限状态验算,当计入地震作用或其他偶然作用时,可不验算结构的裂缝宽度;

3 在综合考虑管段外形尺寸、混凝土重度、结构含钢量、水体重度、施工荷载、管段制作误差等因素的情况下,管段完成舾装后的干舷高度宜控制在 100mm~200mm;

4 管段在施工和使用阶段应进行抗浮验算,确保浮力设计值小于等于管段自重和各阶段相应的舾装、压舱及上覆土等有效压重的设计值。计算中浮力作用分项系数取 1.0;自重抗浮、有效压重抗浮分项系数取值在沉放、对接阶段取 1.02,在基础处理阶段取 1.04~1.05,压舱混凝土施工完成后取 1.10,回填覆盖完成后取 1.20。

5 管段结构应就其在预制、系泊、浮运、沉放、对接、基础处理、回填覆盖等不同工况下可能出现的最不利荷载组合,并考虑地基的不均匀性和基础处理的质量,分别进行横向和纵向的结构分析,并按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行承载力计算和变形、裂缝验算;

6 横断面结构分析可采用平面应变模型进行计算,以支承弹簧模拟基底反力,如图 12.6.7,纵向结构分析可采用考虑接头刚度的弹性地基梁模型进行计算,对于受力状态复杂的施工工况宜采用三维有限元方法进行结构分析;

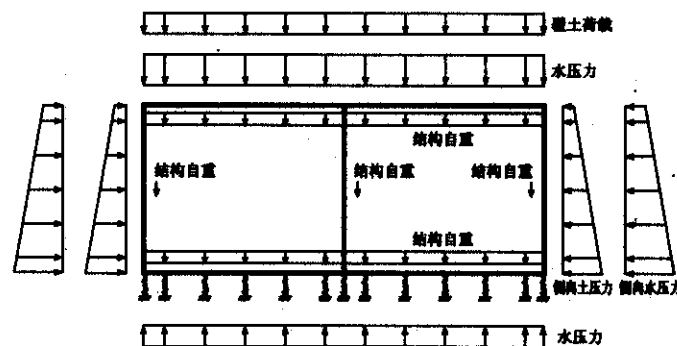


图 12.6.7 管段横断面计算简图

7 应进行管段纵、横向基础不均匀沉降、温度变化作用下的结构分析,并采取必要的措施满足柔性接头允许变形和混凝土结构裂缝控制限值的要求;

8 沉管段宜进行整体抗震分析;

9 沉管法隧道的沉降量计算应考虑先卸载再回填的效应及沉管基槽回淤对沉降量的影响。

12.6.8 沉管法隧道的构造应符合下列规定:

1 端钢壳的安装误差和端面平整度应根据管段对接控制精度、轴线偏差等因素综合考虑,端钢壳端面平整度应小于 3.0mm,每延米内面不平整度小于 1.0mm;横向垂直度小于 0.02%;竖向倾斜度小于 0.02%。

2 垂直剪切键所承受的垂直剪力宜根据相邻管段基础处理最不利工况计算确定,水平剪切键所承受的总水平剪力宜根据地震工况下产生的水平剪力确定;

3 管段端封门可选用混凝土结构或钢结构形式,端封门上应设置人孔、进排水管和进气管等;

4 压舱水箱宜靠侧墙分仓对称设置,容积应能为施工阶段提供足够的负浮力;

5 管顶人孔井应按每节管段 2 处设置,人孔井可与管顶测量塔合建;

6 管顶舾装设施的布置应能满足管段拖运、沉放、对接施工工艺的要求;

7 管段基槽横断面底部宽度应在管段外包宽度两侧各外放 1.5m~2.0m 余量,基槽的边坡宜通过稳定性验算或成槽试验确定;

8 管段两侧回填宜选用粗颗粒、不液化和透水性好的材料,管段顶部应设抛石防锚层。

12.6.9 沉管法隧道防水应符合下列规定:

1 管段大体积混凝土浇注时,应采取措施防止产生温度收缩裂缝,同时做好施工缝及后浇带中的防水措施,满足结构自防水的要求;

2 应根据管段所承受的最大水压,可能产生的最大变位及反复变位的影响,确定 GINA 止水带断面的构造与应力应变特性的要求,严格控制压缩永久变形(70℃下 24h 的天然橡胶及天然橡胶与丁苯橡胶的混练胶的永久压缩变形应分别小于等于 30% 和 22%);

3 应根据管段所承受的最大水压、三向位移的估算值、抗老化等要求,确定 Ω 止水带的尺寸及相应的物理性能指标。

12.6.10 本节未作详尽规定之内容,宜按现行上海市工程建设规范《道路隧道设计规范》DG/TJ08-2033 的有关规定执行。

12.7 顶入式箱涵

12.7.1 本节适用于顶入式铁路下立交箱涵和采用管幕结合箱涵顶进工艺施工的箱涵(以下简称“管幕法箱涵”)设计。

12.7.2 顶入式铁路下立交箱涵设计应符合下列规定:

1 在选定顶入式下立交箱涵方案之前,必须作可行性研究,与上立交跨线桥方案和用铁路临时改线、就地现浇箱涵的方案进行技术、经济等方面的比较;箱涵建造位置应选择在地质条件较好、铁路路基填土相对较高、路基稳定、沉降量小的地段;

2 在进行下立交工程设计前,必须对建桥地点的地形、地下管线、地面交通和铁路运营情况进行详细调查,并了解建桥地段地上及地下的规划要求,为设计提供必须的资料;

3 箱涵结构设计的荷载、内力、截面强度、挠度及裂缝宽度计算及其允许值的选取均应按现行行业标准《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》TB10002.3 执行。其中作用在箱涵上的各种荷载见表 12.7.2。

表 12.7.2 作用在箱涵结构上的各种荷载

荷载分类	荷载名称
永久荷载	结构自重
	道碴及线路材料重量
	混凝土收缩的影响
	水土压力
	地基下沉的影响
可变荷载	列车活载(包括冲击力)
	列车活载产生的侧向土压力
	列车制动和牵引力
	温度变化的影响
	施工荷载
偶然荷载	地震作用

4 顶进箱涵结构横断面型式,应考虑施工时下立交位置处铁路列车运行速度的要求,选用单孔单箱型式或多孔单箱型式,施工中对线路采用“下承式便梁”或“纵挑横抬”加固。在确定箱涵内净尺寸时还应考虑箱涵的顶进偏差。

5 当下立交宽度较大且下卧土层为黏土时,在引道结构下可采用盲沟倒滤层形式的排水抗浮措施,遇浅层粉砂土时宜设抗拔桩或垂直土层锚杆作为抗浮措施。

6 箱涵混凝土强度等级不宜低于 C30,抗渗等级不应低于 P8,受力钢筋和构造钢筋可选用 HRB400、HRB335 级钢,箍筋或其它次要钢筋可选用 HPB235 级钢。

7 一般情况下,箱涵结构可不作抗震计算,但应考虑角节点处钢筋的抗震构造要求。当箱涵下 20m 深度范围内有饱和砂土

或砂质粉土时,应判断其地震时的液化可能性,并按第 8 章有关条款进行处理;

8 当箱涵轴线和铁路中心线的交角 $\alpha \geq 70^\circ$ 时,可按正交结构考虑;当 $\alpha < 70^\circ$ 时,按斜交结构分析。

12.7.3 顶入式铁路下立交箱涵结构构造应符合下列规定:

1 在软土地基中,单孔单箱断面的顶进箱涵长度不宜超过 30m,多孔单箱断面的箱涵长度可采用 35m~40m;

2 箱涵的配筋构造,按现行行业标准《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》TB10002.3 执行;节点钢筋的抗震构造,按照地面建筑框架结构顶层节点钢筋抗震构造配置;

3 箱涵顶部必须设置 0.5%~1.0% 的横向排水坡度。箱涵的防水以自防水为主,顶板和侧墙的外表面可采用环氧沥青系的外防水涂料;

4 箱涵接头构造形式,根据不同的施工方案,通常分为两种:

1) 分前、后两节顶进,采用中继间千斤顶时的箱涵,接头方式见图 12.7.3-1;

2) 前节为顶进、后节为就地现浇时的箱涵,接头方式见图 12.7.3-2。

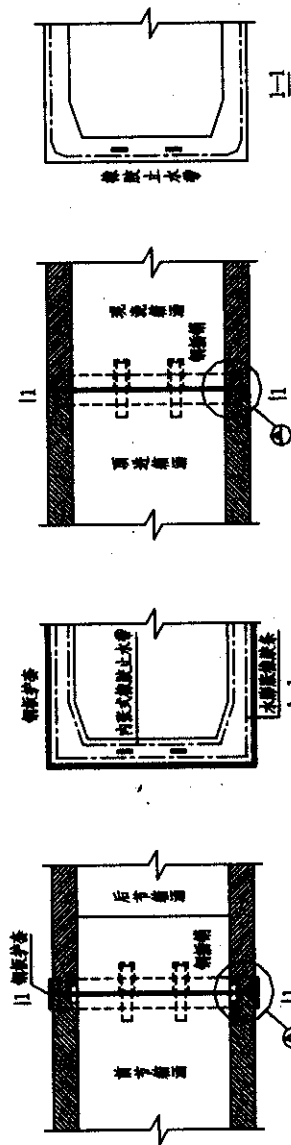


图 12.7.3-1 分前后两节箱涵顶进时的接头方式

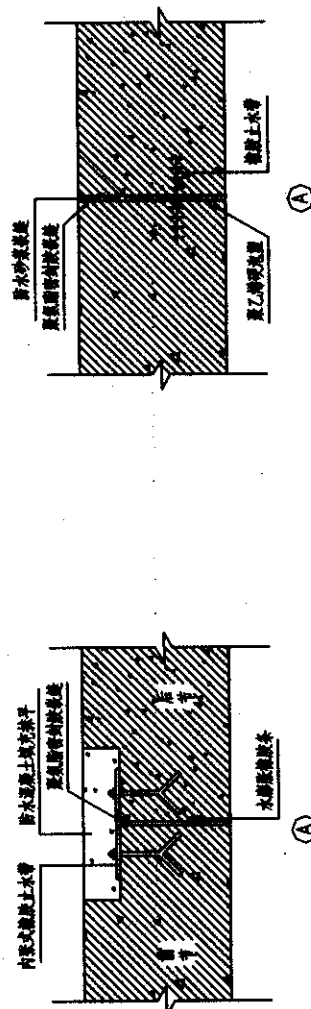


图 12.7.3-2 前节箱涵顶进、后节箱涵顶进时的接头方式

12.7.4 顶入式铁路下立交箱涵的工作坑设计应符合下列规定：

1 工作坑定位时，除需满足现行行业标准《铁路桥涵施工规范》TB10203 要求外，在靠近铁路一侧，坑底边线至工作坑顶面铁路中心线水平距离 l 与轨顶面至坑底面的竖向距离 h 之比大于等于 3(图 12.7.4)；

2 靠近铁路一侧的地质勘探中应适当加密勘探孔，全面掌握地质情况，以提高边坡稳定验算的可靠性；

3 靠近铁路一侧的边坡，进行稳定(包括深层滑坡)验算时，边坡重要性系数 γ_0 取 1.2；如工作坑较深、土质较差，不能满足边坡稳定性验算要求时，应事先进行地基加固或局部设置钢板桩等类型的抗滑桩；对工作坑的其它侧，边坡稳定计算中的边坡重要性系数 γ_0 取 1.0；

4 施工期间，对坑顶面的沉降变形及坑底面的隆起变形应加强监测，对靠近铁路一侧应加密测点并增加监测频率。

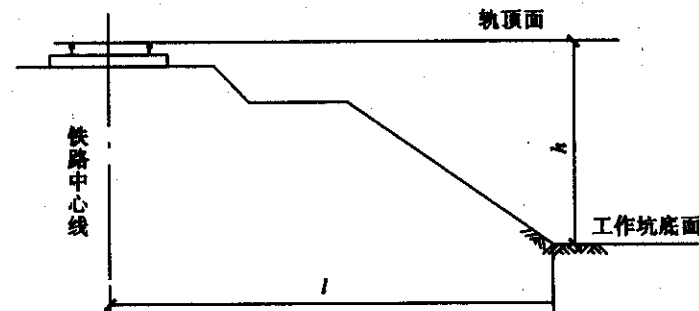


图 12.7.4 工作坑定位示意图

12.7.5 管幕法箱涵应按直线布置，箱涵纵坡不宜大于 1%，箱涵总长不宜超过 130m。

12.7.6 管幕法箱涵设计计算应符合下列规定：

1 箱涵结构分析时，应考虑管幕段泥浆套压力和管幕遮蔽作

用等因素的影响;

2 采用泥浆套减阻措施的箱涵顶进阻力设计值可按式估算:

$$F_s = \gamma_F N_F + \gamma_s N_s \quad (12.7.6-1)$$

$$N_F = \gamma h_0 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) BH \quad (12.7.6-2)$$

$$N_s = [C_s(B+2H) + \mu(G_s + \gamma h B)] L \quad (12.7.6-3)$$

式中: F_s ——顶进阻力的设计值(kN);

γ_F ——工具头迎面阻力的分项系数,取 1.2;

N_F ——工具头迎面阻力标准值(kN);

γ_s ——箱涵周边摩阻力的分项系数,取 1.3;

N_s ——箱涵周边摩阻力标准值(kN);

γ ——土体天然重度(kN/m³);

h_0 ——工具头中心点的埋深(m);

φ ——土体的内摩擦角标准值,采用固结快剪指标(°);

B ——箱涵的外包宽度(m);

H ——箱涵的外包高度(m);

C_s ——箱涵与管幕之间的平均摩阻力(kN/m²),可取 5~10kN/m²;

μ ——箱涵底部的摩擦系数,可取 0.12~0.15;

G_s ——单位长度箱涵自重标准值(kN/m);

h ——箱涵顶部的埋深(m);

L ——箱涵的长度(m)。

12.7.7 管幕法箱涵顶进可采用网格式工具头以保证开挖面土体的稳定。网格的宽度、高度和长度应按满足一定埋深条件下土体的主动极限平衡状态确定。网格结构宜按井字梁体系计算,作用在网格结构上的荷载按不小于被动土压力的 85%取用。

12.7.8 管幕法箱涵结构构造应符合下列规定:

1 管幕钢管的直径不宜小于 800mm,钢管壁厚不宜小于直径的 1/70,当在箱涵顶进前钢管内已充填混凝土,钢管壁厚可适当减薄,管幕钢管之间应采用锁口连接,锁口空隙内应充填止水材料;

2 纵向分节顶进的管幕法箱涵,其分节布置应根据箱涵横断面尺寸、制作工艺、顶进流程等确定,单节长度不宜大于 20m;

3 箱涵两侧与管幕钢管之间的间隙不宜小于 100mm,顶部与钢管之间的间隙不宜大于 50mm,底部与钢管之间的间隙宜按允许的钢管顶进轴线误差控制;

4 箱涵横断面四周宜采用圆角,箱涵顶部、底部对应钢管位置应布置通长钢板。

12.8 顶管

12.8.1 顶管管材选用应遵循下列原则:

1 顶管材质应根据管道用途、管材特性及当地具体情况确定。

2 给水工程管道宜选用钢管或玻璃纤维增强塑料夹砂管。

3 排水工程管道宜选用玻璃纤维增强塑料夹砂管或钢筋混凝土管。

4 输送腐蚀性水体及管外水土有腐蚀性时,应优先选用玻璃纤维增强塑料夹砂管。

12.8.2 管材构造设计应符合下列要求:

1 钢管宜选用 Q235b,压力管焊缝等级不应低于 II 级,自流水管焊缝等级不应低于 III 级;

2 混凝土管强度等级不应低于 C50,抗渗等级不应低于 P8;

3 玻璃钢管增强塑料夹砂管缠绕管管端强度不应低于 105MPa,管身强度不应低于 75MPa。离心管强度不应低于 90MPa;

4 对于压力大于 0.5MPa 的压力管,预制管节接头的橡胶密封圈应使用双胶圈。

12.8.3 顶管间距应按下列规定确定:

1 互相平行的管道水平净距应根据土层性质、管道直径和管道埋置深度等因素确定,宜大于 1 倍的管道外径。

2 空间交叉管道的净间距,钢管不宜小于 0.5 倍管道外径,且不应小于 1.0m;钢筋混凝土管和玻璃纤维增强塑料夹砂管不宜小于 1 倍管道外径,且不应小于 2m。

3 顶管底与建筑物基础底面相平时,直径小于 1.5m 的管道宜保持 2 倍管径净距,直径大于 1.5m 的管道宜保持 3m 净距。

4 顶管底低于建筑基础底标高时,顶管间距除应满足上述要求外,尚应考虑建筑基础下土体的稳定。

12.8.4 管顶覆盖层厚度应符合下列要求:

1 管顶覆盖层厚度在不稳定土层中宜大于管道外径的 1.5 倍,并应大于 1.5m。

2 穿越江河水底时,覆盖层最小厚度应满足航运要求并考虑河道水流冲刷的影响。

3 在有地下水地区及穿越江河时,管顶覆盖层的厚度尚应满足管道抗浮要求。

12.8.5 曲线顶管设计应符合下列规定:

1 曲线顶管最小管径不应小于 DN1400。

2 曲线顶管管节长度宜取 2m~3m,曲率半径较小时宜选较短的管节。

3 钢管不宜用于曲线顶管,必须使用曲线顶管时可用折线顶管替代。

12.8.6 作用在管道上的永久作用应包括管道结构自重、竖向土压力、侧向土压力、管道内水重和顶管轴线偏差引起的纵向作用。可变作用应包括管道内的水压力、管道真空压力、地面堆积荷载、

地面车辆荷载、地下水作用、温度变化作用和顶力作用。

12.8.7 作用在管道上的竖向土压力应按下列公式计算:

1 管顶覆盖层厚度小于等于 1 倍管外径或覆盖层均为淤泥质土时,管顶上部竖向土压力标准值应按下列公式计算:

$$f_{w,k1} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (12.8.7-1)$$

管拱背部的竖向土压力可近似化成均布压力,其标准值为:

$$f_{w,k2} = 0.215 \gamma R_1 \quad (12.8.7-2)$$

式中: $f_{w,k1}$ ——管顶上部竖向土压力标准值(kN/m²);

$f_{w,k2}$ ——管拱背部竖向土压力标准值(kN/m²);

γ_i ——管道上部各土层重度(kN/m³),地下水位以下应取有效重度;

γ ——管顶所在土层重度(kN/m³),地下水位以下应取有效重度;

h_i ——管道上部各土层厚度(m);

R_1 ——管道外半径。

2 管顶覆盖层不属于上述情况时,顶管上竖向土压力标准值应按下列公式计算:

$$f_{w,k3} = C_j (\gamma B_t - 2c) \quad (12.8.7-3)$$

$$B_t = D_1 \left[1 + \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (12.8.7-4)$$

$$C_j = \frac{1 - \exp \left(-2k_a \mu \frac{H_s}{B_t} \right)}{2k_a \mu} \quad (12.8.7-5)$$

式中: $f_{w,k3}$ ——管顶竖向土压力标准值(kN/m²);

C_j ——顶管竖向土压力系数;

B_t ——管顶上部土层压力传递至管顶处的影响宽度(m);

D_1 ——管道外径(m);

φ ——管顶土的内摩擦角($^{\circ}$);
 c ——土的黏聚力(kN/m^2),宜取地质报告中的最小值;
 H_s ——管顶至原状地面埋置深度(m);
 $k_a\mu$ ——原状土的主动土压力系数和内摩擦系数的乘积,
 一般黏土可取 0.13,饱和粘土可取 0.11,砂和砾
 石可取 0.165。

3 当管道位于地下水位以下时, $f_{w,k}$ 采用水土分算。

12.8.8 作用在管道上的侧向土压力标准值,可按下列公式计算:

$$f_{h,k} = k_a(f_{w,k} + \gamma \frac{D_1}{2}) - 2c\sqrt{k_a} \quad (12.8.8)$$

式中: $f_{h,k}$ ——管侧中心侧向土压力标准值(kN/m^2);

$f_{w,k}$ ——竖向土压力标准值(kN/m^2);

k_a ——主动土压力系数。

侧向水土压力标准值应采用水土分算,土的重度取有效重度,
 地下水压力按静水压力计算。

12.8.9 钢管的温度作用标准值,可按温差 $\pm 20^{\circ}\text{C}$ 计算。

12.8.10 顶管管材传力面强度允许的最大顶力可按式验算:

$$F_d = 0.5 \frac{\phi_1 \phi_2 \phi_3 \phi_4}{\gamma_{Qd} \phi_5} f A_p \quad (12.8.10)$$

式中: F_d ——顶管允许顶力设计值(N);

$\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4, \phi_5$ ——计算系数,根据不同材质按表 12.8.10
 选用;

γ_{Qd} ——顶力分项系数,取 1.3;

f ——顶管管材受压强度设计值(N/mm^2);

A_p ——管道的最小有效传力面积(mm^2)。

表 12.8.10 计算系数表

系数名称	顶管材质		
	钢管	混凝土管	玻璃钢管
脆性材料强度折减系数 ϕ_1	1.0	0.90	0.90
偏心受压强度提高系数 ϕ_2	1.0	1.05	1.00
材料脆性系数 ϕ_3	1.0	0.85	0.80
钢管稳定系数 ϕ_4	顶进长 $\geq 300\text{m}$,取 0.36 顶进长 $< 300\text{m}$,取 0.45	1.0	1.0
混凝土强度标准调整系数 ϕ_5	1.0	0.79	1.0

12.8.11 曲线顶管的管节接触面有脱离时的最大允许顶力可参照附录 L 计算。

12.8.12 顶管工作井结构或井背土体允许的最大顶力计算可参考现行有关标准。

12.8.13 钢管管壁截面的应力应满足下列公式要求:

$$\eta \sigma_0 \leq f \quad (12.8.13-1)$$

$$\eta \sigma_x \leq f \quad (12.8.13-2)$$

$$\gamma_0 \sigma \leq f \quad (12.8.13-3)$$

$$\sigma = \eta \sqrt{\sigma_0^2 + \sigma_x^2} - \sigma_0 \sigma_x \quad (12.8.13-4)$$

式中: σ_0 ——钢管管壁横截面最大环向应力(N/mm^2);

σ_x ——钢管管壁的纵向应力(N/mm^2);

η ——应力折减系数,可取 $\eta=0.9$;

σ ——钢管的组合折算应力(N/mm^2)。

12.8.14 钢管管壁的纵向应力可按式计算:

$$\sigma_x = v_p \sigma_0 \pm \phi_c \gamma_{Qd} E_p \Delta T \pm \frac{0.5 E_p D_0}{R_1} \quad (12.8.14-1)$$

$$R_1 = \frac{f_1^2 + \left(\frac{L_1}{2}\right)^2}{2f_1} \quad (12.8.14-2)$$

式中: ν_p ——钢管管材泊松比,可取 0.3;
 α ——钢管管材线膨胀系数,可取 $\alpha=12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$;
 ΔT ——钢管的计算温差,当设置伸缩节时,取 $\Delta T=0$;
 R_1 ——钢管顶进施工变形形成的曲率半径(mm);
 D_0 ——管道中心直径(mm);
 f_1 ——管道顶进允许轴线偏差(mm);
 L_1 ——出现偏差的最小间距(mm),视管道直径和土质决定,一般可取 50m;
 E_p ——钢管管材弹性模量(MPa);
 ψ_c ——可变作用组合系数,可取 $\psi_c=0.9$;
 γ_Q ——可变作用分项系数,取 1.4。

12.8.15 各种荷载作用下管道横截面强度计算,土体支承角可取 120° ,计算内力的公式和表格可参见现行有关标准。

12.8.16 管道的总顶力可按式估算:

$$F_0 = \pi D_1 L f_k + N_F \quad (12.8.16)$$

式中: F_0 ——总顶力标准值(kN);
 L ——管道设计顶进长度(m);
 f_k ——管道外壁与土的平均摩阻力(kN/m^2);
 N_F ——顶管机的迎面阻力(kN)。

12.8.17 不同端口顶管机的迎面阻力计算可按表 12.8.17 选用。

表 12.8.17 顶管机迎面阻力(N_F)的计算

顶管机端面	常用机型	迎面阻力(kN)	式中符号
刃口	机械式 人工挖掘式	$N_F = \pi(D_1 - t)tR$	t ——刃口厚度(m)
喇叭口	挤压式	$N_F = \frac{\pi}{4} D_1^2 (1 - e)R$	e ——开口率
网格	挤压式	$N_F = \frac{\pi}{4} D_1^2 \alpha R$	α ——网格截面参数,可取 $\alpha=0.6 \sim 1.0$
网格加气压	气压平衡式	$N_F = \frac{\pi}{4} D_1^2 (\alpha R + P_a)$	P_a ——气压(kN/m^2)
大刀盘切削	土压平衡式 泥水平衡式	$N_F = \frac{\pi}{4} D_1^2 \gamma_s H_s$	γ_s ——土的重度(kN/m^3) H_s ——覆土厚度(m)

注:1. D_1 ——顶管机外径(m);

2. R ——挤压阻力(kN/m^2),可取 $R=300 \text{ kN}/\text{m}^2 \sim 500 \text{ kN}/\text{m}^2$ 。

12.8.18 管道外壁与土的平均摩阻力可参照表 12.8.18 选用。

表 12.8.18 触变泥浆减阻管壁与土的平均摩阻力(kN/m^2)

土的种类		软黏土	粉性土	粉细砂
触变泥浆	混凝土管	3.0~5.0	5.0~8.0	8.0~11.0
	钢管	2.0~4.0	4.0~7.0	7.0~10.0

注:玻璃纤维增强塑料夹砂管可参照钢管乘以 0.8 系数。

12.8.19 管道荷载作用的分项系数见下表:

表 12.8.19 作用分项系数表

永久作用	管道自重	1.2
	管内水重	1.2
	竖向水平压力	1.27
	侧向水平压力	
可变作用	顶力	1.3
	温度作用	1.4
	内水压力	1.4
	真空压力	1.4

12.8.20 工作井的长度,应根据顶管机长度、千斤顶长度和下井管节长度等因素计算确定。

1 当按顶管机长度确定时,工作井的最小内净长度可按下列公式计算:

$$L \geq l_1 + l_3 + k \quad (12.8.20-1)$$

式中: L —— 工作井的最小内净长度(m);

l_1 —— 顶管机下井时最小长度,如采用刃口顶管机应包括接管长度(m),小于 DN1000 的小直径顶管机长度为 3.5m,大中直径顶管机长度可取 5.5m;

l_3 —— 千斤顶长度(m),一般取 2.5m;

k —— 后座和顶铁的厚度及安装富余量,可取 $k=1.6\text{m}$ 。

2 当按下井管节长度确定时,工作井的内净长度可按下列公式计算:

$$L \geq l_2 + l_3 + l_4 + k \quad (12.8.20-2)$$

式中: l_2 —— 下井管节长度,钢管一般可取 6.0m;长距离可取

8.0m~10.0m;钢筋混凝土管可取 2.5m~3.0m;玻璃纤维增强塑料夹砂管可取 3.0m~6.0m。

l_4 —— 留在井内的管道最小长度,可取 $l_4=0.5\text{m}$ 。

3 工作井的最小内净长度应按上述两种方法计算结果取大值。

12.8.21 工作井最小宽度应满足管道直径和操作空间要求。

1 浅工作井(底板面深度小于 10m)内净宽度可按下列公式计算:

$$B = D_1 + (2.0 \sim 2.4) \quad (12.8.21-1)$$

式中: B —— 工作井的内净宽度(m);

D_1 —— 管道的外径(m)。

2 深工作井(底板面深度大于 10m)内净宽度可按下列公式计算:

$$B = 3D_1 + (2.0 \sim 2.4) \quad (12.8.21-2)$$

12.8.22 工作井底板面深度应按下列公式计算:

$$H = H_s + D_1 + h \quad (12.8.22)$$

式中: H —— 工作井底板面最小深度(m);

H_s —— 管顶覆土层厚度(m);

h —— 管底操作空间(m),钢管可取 $h=0.70\text{m} \sim 0.80\text{m}$,玻璃纤维增强塑料夹砂管和钢筋混凝土管等可取 $h=0.4\text{m} \sim 0.5\text{m}$ 。

12.8.23 接收井尺寸应满足管道连接的设计要求及顶管机在井内拆除和吊出的要求。

12.8.24 矩形混凝土顶管截面可采用直角矩形管和圆角矩形管两种形式:

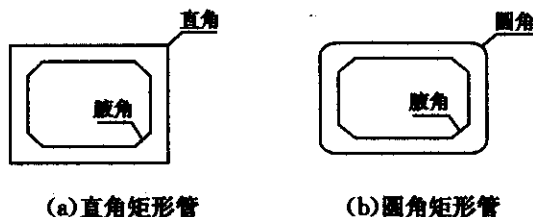


图 12.8.24 矩形顶管截面示意图

12.8.25 矩形顶管接头构造可参照圆形混凝土顶管,管节长度宜取 1.5m~3m。矩形顶管横截面内力可按封闭式矩形框架计算。

12.9 埋 管

12.9.1 管道结构的强度计算应满足以下要求:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (12.9.1)$$

式中: γ_0 ——管道结构的重要性系数,对给水输水管道,当单线输水时取 1.1,双线输水和配水管道取 1.0;污水管道取 1.0;雨水管道取 0.9;

S ——作用效应组合的设计值;

R ——管道结构材料强度设计值。

12.9.2 压力管道内的静水压力标准值应取设计内水压力计算,其标准值应根据管道材质及运行工作内水压力决定;相应准永久值系数可取 $\psi_q = 0.7$,但不得小于工作内水压力。

12.9.3 压力管道在运行过程中可能出现的真空压力 F_v ,其标准值可取 0.05MPa 计算;相应的准永久值系数可取 $\psi_q = 0$ 。

12.9.4 对埋地管道采用焊接、粘接或熔接连接时,其闭合温度作用的标准值可按 $\pm 25^\circ\text{C}$ 温差采用;相应的准永久值系数可取 $\psi_q = 1.0$ 计算。

12.9.5 管道结构的计算分析模型应按下列原则确定:

1 对于埋设于地下的混凝土矩形管道,当其净宽大于 4.0m

时,应按管道结构与地基土共同作用的模型进行静力计算。

2 对于埋设于地下的圆形管道结构,应根据管道结构刚度与管周土体刚度的比值 α_s ,确定管道结构的计算分析模型:

当 $\alpha_s \geq 1$ 时,应按刚性管道计算;

当 $\alpha_s < 1$ 时,应按柔性管道计算。

$$\alpha_s = \frac{E_p}{E_d} \left(\frac{t}{\gamma_0} \right)^3 \quad (12.9.5)$$

式中: E_p ——管材的弹性模量(MPa);

E_d ——管侧土的综合变形模量(MPa),应由试验确定;

t ——圆管的管壁厚(mm);

γ_0 ——圆管结构的计算半径(mm),即管中心至管壁中线距离。

12.9.6 对于刚性管道,其混凝土结构构件在组合作用下,计算截面的受力状态处于轴心受拉或小偏心受拉时,截面设计应按不允许裂缝出现控制。

12.9.7 对埋设在地下的柔性管道,应根据各项作用的不利组合,计算管壁截面的环向稳定性。

12.9.8 对埋设在地下水以下的管道,应进行抗浮稳定验算。计算时各项作用分项系数均取 1.0,抗浮稳定分项系数不小于 1.05。

12.9.9 对非整体连接的管道,在其敷设方向改变处,应作抗滑稳定验算。抗滑稳定分项系数不应小于 1.5。

12.9.10 柔性管道的变形允许值,应符合下列规定:

1 采用水泥砂浆等刚性材料作为防腐内衬的金属管道,在组合作用下的最大竖向变形不应超过 $0.02D_0 \sim 0.03D_0$ (D_0 为管道中心线直径);

2 采用延性良好的防腐涂料作为内衬的金属管道,在组合作用下的最大竖向变形不应超过 $0.03D_0 \sim 0.04D_0$;

3 化学建材管道,在组合作用下的最大竖向变形不应超

过 $0.05D_0$ 。

12.9.11 对圆形管道的接口宜采用柔性连接。当条件限制时,管道沿线应根据地基土质情况适当配置柔性连接接口,并应满足相关的抗震设计规范要求。

12.9.12 对现浇钢筋混凝土矩形管道,沿线应设置变形缝。变形缝应贯通全截面,间距不宜超过 25m;接缝处应设置止水带、密封材料等防水措施。

注:当有可靠实践经验,在混凝土配制及养护等方面具有相应的技术措施时,变形缝间距可适当加大。

12.9.13 现浇矩形钢筋混凝土管道的构件,其各部位受力钢筋的净保护层厚度,不应小于表 12.9.13 的规定。

表 12.9.13 钢筋的净保护层最小厚度(mm)

管道类别	构件类别 钢筋部位	顶 板		侧 壁		底 板	
		上层	下层	内侧	外侧	上层	下层
给水、雨水		30	30	30	30	30	40
污水、合流		30	40	40	35	40	40

注:1. 底板下应设有混凝土垫层;

2. 当地下水有侵蚀性时,顶板上层及侧壁外侧钢筋的净保护层厚度尚应按侵蚀等级予以加厚;

3. 构件内分布钢筋的混凝土净保护层厚度不应小于 20mm。

12.9.14 矩形管道的钢筋混凝土构件,其纵向钢筋的总配筋量不应低于 0.3% 的配筋率。当位于软弱地基上时,其顶、底板纵向钢筋的配筋量尚应适当增加。

12.9.15 钢管管壁的设计厚度,应根据计算厚度另加腐蚀构造厚度。腐蚀构造厚度不应小于 2mm。

12.9.16 管道的基础形式,应根据管道的材质、断面尺寸、埋设处的地质条件综合确定。

12.9.17 管道基础应避免以可液化土层作为持力层;当必须通过可液化土层时,应对可液化土层进行加密或采用桩基等抗震措施。

12.9.18 钢筋混凝土矩形管道基础,可采用中粗砂基础、碎石基础或素土基础,在基础上应浇注混凝土强度等级不低于 C10 的垫层,垫层的厚度不小于 100mm。

12.9.19 圆形柔性管道宜采用人工土弧基础,人工土弧基础应采用中粗砂或细碎石铺设。管底以上部分人工土弧砂基础的尺寸可根据工程需要的砂基角度确定。管底以下部分人工土弧砂基础的厚度可按式确定,但不宜大于 0.3m。

$$h_d \geq 0.1(1+D) \quad (12.9.19)$$

式中: h_d ——管底以下部分人工土弧砂基础厚度(m);

D ——管内径(m)。

12.9.20 圆形刚性管道基础一般可按照不同的管径、接口形式、地基条件选择不同的管道基础:

1 承插式素混凝土管,宜采用粗砂基础或强度等级不小于 C15 的素混凝土基础;

2 承插式钢筋混凝土管,宜采用砾石砂基础或强度等级不小于 C15 的素混凝土基础;

3 企口式钢筋混凝土管,宜采用砾石砂基础或强度等级不小于 C15 的素混凝土基础;

4 “F”型钢筋混凝土管,宜采用强度等级不小于 C15 的素混凝土基础或钢筋混凝土基础。

12.9.21 埋地管道的回填土应予压实,其压实系数 λ 应符合下列规定:

1 对圆形柔性管道弧形土基敷设时,管底垫层的压实系数应根据设计要求采用,控制在 85%~90%;相应管两侧(包括腋部)的压实系数不应低于 90%~95%。

2 对圆形刚性管道和矩形管道,其两侧回填土的压实系数不

应低于 90%。

3 对管顶以上的回填土,其压实系数应根据地面要求确定;当修筑道路时,应满足路基的要求。

12.9.22 承压管道在通过有接口的弯头、三通、堵头及叉管等处时,应根据管内压力、地质条件等考虑是否设置支墩。

12.10 冻结法通道

12.10.1 本节适用于以人工制冷的方法对通道周围含水地层进行冻结,形成具有临时承载和隔水作用的冻结壁并在其保护下实施通道工程的设计。

12.10.2 冻结法适用于各种含水土层,特别适用于松散富含水软弱土层。

12.10.3 冻结法通道结构包括初期衬砌和永久通道结构两部分,两者间应设防水层。初期衬砌可由喷射混凝土、型钢支架、木背板和砂浆充填层组成。永久结构一般由水平通道和与隧道结构连接的喇叭口组成,部分还有附属泵房结构。

12.10.4 初期支护应能承受 25%~50% 以上的冻结壁设计荷载,当遇有以下情况时应按承受全部冻结壁设计荷载进行结构计算:

- 1 通道位于砂土层中;
- 2 通道长度大于 15m 或通道开挖时间需要 15 天以上;
- 3 通道开挖区 3m 范围内有严格变形控制要求的重要建筑物。

12.10.5 通道永久结构设计应符合下列规定:

- 1 永久结构可采用圆形、矩形、直墙拱形的钢筋混凝土结构,混凝土强度等级不应低于 C40,并应配置双层钢筋;
- 2 通道与主隧道间宜采用刚性连接,在近主隧道外侧处宜设置变形缝;

3 永久结构设计时不计初期支护的承载作用,通道安全等级、设计使用年限同主隧道。结构构件的截面承载力按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的要求设计。

12.10.6 冻结法设计应具备如下设计资料:

- 1 通道沿线的工程地质以及水文地质资料、影响冻结法实施效果的不良情况;
- 2 土层热物理特性指标、冻土试验的物理力学特性指标;
- 3 两端主体隧道设计资料及保护要求;
- 4 沿线相关范围内地面建筑物结构基础资料及保护要求;
- 5 地下管线及地下建筑物范围、布置;
- 6 供配电条件、给水、排水条件等。

12.10.7 冻结法设计应符合下列规定:

- 1 通道掘进前应使用临时加固或桁架(预应力)支撑对开挖口部进行可靠支护,冻结施工以及开挖掘进时应将对相连主体结构和周围建筑物可能产生的不利影响控制在结构允许范围内;
- 2 为保证开洞及挖掘过程中的安全,应在开挖侧向通道预留洞口上安装应急防护门。防护门设计应考虑使用时开闭自如,并满足气密性以及抵抗开洞地层水土压力的要求;
- 3 冻结方式宜采用盐水冻结,局部特殊情况可采用液氮冻结;
- 4 冻结壁承受的荷载应考虑土压力、水压力、通道土方开挖影响范围内地面超载及其它荷载,土压力和水压力计算对砂土宜按水土分算的原则计算,对黏性土宜按水土合算的原则计算,也可按经验公式计算。

竖向土压力按计算点以上覆土重量及地面超载计算,侧向土压力按朗肯土压力计算,基底土反力可按静力平衡计算;

5 冻结壁应按不受拉结构进行设计,并根据冻结壁设计功能及安全等级要求计算所需冻结壁厚度;

6 冻结壁的计算模型可按均质弹性体考虑,其力学特性参数宜取设计冻结壁平均温度下的冻土力学特性指标,在通道设计中可只进行抗压、抗折和抗剪强度验算,有特殊要求时应根据通道开挖设计验算冻结壁的变形;

7 在冻结壁与周围结构交接的区域应进行交接面强度验算;

8 冻结孔布置应确保在设计冻结时间内冻结壁扩展范围大于等于冻结设计加固区域,盐水冻结扩展速度可按 $15\text{mm/d} \sim 35\text{mm/d}$,液氮冻结扩展速度可按 $60\text{mm/d} \sim 250\text{mm/d}$ 考虑;

9 当只需要加固地层内部分土体时,可采用冻结管局部保温或下双供液管等方法进行局部冻结;

10 冻结孔设计应对冻结孔成孔控制间距、冻结孔开孔间距、冻结孔孔位、冻结孔深度和冻结孔偏斜精度等提出要求;

11 冻结管应选用导热和低温性能好的材质。盐水冻结宜采用低碳钢无缝钢管,冻结管外径可选用 $\phi 89 \sim \phi 140$,不宜小于 $\phi 73$,管壁厚度不宜小于 5mm ;液氮冻结可采用无缝钢管,连接部位宜采用铜制结构,冻结管外径可选用 $\phi 48 \sim \phi 89$,冻结管壁厚度不宜小于 5mm 。

12 冻结壁交圈后的温度分布可简化为定常温度场计算。冻结壁扩展过程和平均温度可采用通用数值方法或通用经验公式计算,计算设计冻结时间内冻结壁厚度和平均温度应满足初始设计要求,否则应调整冻结孔布置或冻结参数。采用盐水冻结的冻结壁平均温度应低于 -8°C 。

12.10.8 冻结管需冷量可按下式计算:

$$Q_g = q(A_f + \gamma \cdot A_i) \quad (12.10.8)$$

式中: Q_g ——冻结管总需冷量(kJ/h);

A_f ——冻结段冻结管面积(m^2);

A_i ——保温段冻结管面积(m^2);

γ ——折减系数;

q ——冻结管吸热系数($\text{kJ/m}^2\text{h}$)。

冻结站供冷量应按冻结管需冷量的 $1.1 \sim 1.2$ 倍进行配备。

12.10.9 在冻结区域附近散热表面应进行保温处理。保温材料应采用导热系数小、吸水率小、阻燃性好的保温材料。

12.10.10 对冻结壁应布置温度测孔和压力测孔进行监测,及时提供冻结壁交圈、与结构交接情况,监测数据要满足推算冻结壁厚度和平均温度的要求。

12.10.11 在通道开挖过程中应控制掘进步长,减少冻结壁暴露时间,控制冻结壁蠕变。暴露面变位不应大于 $10\text{mm} \sim 20\text{mm}$ 。

12.10.12 对于冻胀有特殊要求的工程,可采取以下措施减少对周围环境的影响:

- 1 设置卸压孔和卸压槽减少冻结产生的冻胀力;
- 2 优化设计把冻土体积控制到最低限;
- 3 间歇冻结,人为控制冻结壁的发展;
- 4 必要时使用真空泵抽取多余水份。

12.10.13 停止冻结后应进行衬砌后充填注浆和地层融沉注浆,对于融沉补偿控制有特殊要求的工程宜进行强制解冻。

12.10.14 冻结法充填注浆和地层融沉注浆设计应符合下列规定:

1 注浆孔布置:注浆孔宜在通道结构施工时预埋。注浆管预埋深度以穿透结构层为宜,布孔密度以 $1.5\text{m}^2 \sim 2.5\text{m}^2$ 布 1 个孔为宜。

2 注浆材料:衬砌后充填注浆可采用水灰比为 0.8 的单液水泥浆。融沉注浆宜采用水泥—水玻璃双液浆为主、单液水泥浆为辅。水泥浆与水玻璃溶液体积比 $1:1$,其中水泥浆水灰比可取 0.8 ,水玻璃溶液可采用 B35~B40 水玻璃加 $1 \sim 2$ 倍体积的水稀释。

3 充填工艺:充填注浆宜按从下至上顺序注浆,压力不得大

于静水压力。融沉注浆应覆盖整个冻结区域,注浆压力不得大于 0.5MPa 或通道结构设计要求的允许值。

4 监控要求:地层沉降速率大于 0.5mm/d 或累计地层沉降大于 3mm 时应进行融沉补偿注浆;地层隆起达到 3mm 时应暂停注浆。冻结壁全部融化后,一个月内实测地层沉降中每半月沉降值不大于 0.5mm,可停止融沉补偿注浆。

12.10.15 冻结法通道设计时,应考虑低温环境对与通道相邻主隧道的钢结构(钢管片)抗脆断性能减弱的影响以及通道新浇混凝土强度增长延缓的影响。对于钢结构(钢管片)选材不宜采用沸腾钢以及含碳量过高的钢材,在新建通道结构混凝土强度达到设计强度的 80% 以上才能开始冻结壁解冻。

13 地基处理设计要点

13.1 一般规定

13.1.1 当采用天然地基不能满足承载力、变形、抗渗和抗液化的设计要求时,可通过地基处理满足上述要求。

13.1.2 地基处理的设计计算应按承载力极限状态验算地基承载力,同时应按正常使用极限状态验算地基变形。

1 采用本章 13.2~13.5 节方法处理后的地基承载力应满足下式要求:

$$p_d \leq f_{sp,d} \quad (13.1.2-1)$$

$$f_{sp,d} = \frac{f_{sp,k}}{\gamma_R} \quad (13.1.2-2)$$

$$f_{sp,k} = f_{sp,k} + 2\gamma_0 d \quad (13.1.2-3)$$

式中: p_d ——基础底面处平均压力的设计值(kPa),采用作用效应基本组合,但分项系数取 1.0;

$f_{sp,d}$ ——处理后地基承载力设计值(kPa);

$f_{sp,k}$ ——处理后地基极限承载力标准值(kPa);

γ_R ——承载力分项系数,取 2.0;

$f_{sp,k}$ ——处理后由静载荷试验得到的地基极限承载力试验统计值(kPa),按 16.5 节确定;

γ_0 ——基础底面以上土的加权平均重度(kN/m³),地下水位以下取浮重度;

d ——基础埋置深度(m)。

当无试验资料时, $f_{sp,d}$ 也可按本章有关规定估算。

采用本章 13.6~13.7 节方法处理后,承载力验算内容见相应各节的有关规定。

2 地基处理后基础中心的计算沉降量应符合表 5.3.6 容许变形值的要求。采用本章 13.2~13.5 节方法处理后的最终沉降量计算可参照本规范第 5.3.1 条进行,但其中沉降经验系数应根据类似工程条件下沉降观测资料及经验确定;采用本章 13.6~13.7 节方法处理后的最终沉降量计算应分别遵照相应各节的有关规定。

13.1.3 在确定地基处理方案时,必须根据场地地质条件、工程结构和使用要求、预期处理效果、耗用材料、施工机械、工期要求、环境影响和造价等方面进行综合比较。必要时也可采用两种处理方法联合使用或同时加强上部结构整体性和刚度的综合处理方案。对暗浜、杂填土地基可选用换填、打短桩、基础落深或基础跨越等方法进行局部处理。

13.1.4 工程技术人员应掌握所承担工程的地基处理目的、加固原理、技术要求和质量标准等。施工中应有专人负责质量控制和监测,并做好施工记录。当出现异常情况时,必须及时会同有关部门妥善解决。施工过程中应进行质量监理。施工结束后必须按本规范第 16.5 节的有关规定进行施工质量检验和竣工验收检验。采用地基处理的建筑物应按本规范第 16.7 节要求进行沉降观测。

13.1.5 对各种地基处理方法进行方案比较时,可参考表 13.1.5。

表 13.1.5 各种地基处理方法的适用范围

序 号	处 理 方 法	对各类地基土的适用情况								加固效果			常用处理深度(m)	适 用 范 围	
		人工填土		黏性土				粉 性 土	砂 土	提高强度,减小变形	抗 震	防 渗			
		素填土	杂填土	冲填土	饱和黏性土	淤泥质土	淤泥								
1	换填法	○	○	○		○	○			○			2~3	适用于浅层软弱土处理与低洼区域的填筑	
2	预压法	堆载预压	○	※	○	○	○	○		○			15	适用于油罐地基、堆场、道路、机场、港区陆域、大面积填土等工程	
		真空预压	○	※	○	○	○	○	※		○				15
3	深层密实法	强夯法	○	○	○	※	※		○	○	○	○	8	适用于堆场、港区陆域、大面积填土及液化地基等	
4		碎石桩法	○	○	※	○	※		○	○	○	○	15	适用于油罐地基、水池地基、地面堆场、路堤、岸坡加固及液化地基等	
		振冲法	○	○	※	○	※		○	○	○	○	20		
5	化学加固法	注浆法	○	○	※		○	※	○	○	○	○	15	适用于局部加固地基、抗震、防渗及既有建筑物的地基加固等	
6		高压喷射注浆法	○	※	※	○	○	※	○	○	○	※	○	25	适用于挡土结构、坑底加固、防水帷幕、隧道洞口加固及既有建筑物的地基加固等
7		水泥土搅拌法	湿法	○	※	※	○	○	※	○		○	○	15(单、双轴)、30(三轴)	适用于挡土结构、坑底加固、防水帷幕、隧道洞口加固等及机场和道路等工程
	干法		○	※	※	○	○	※	○		○		12		
8	树根桩	○	○	○	○	○	○	○	※	※	○		—	适用于挡土结构、抗拔桩及基础托换加固等	
9	锚杆静压桩	○	○	○	○	○	○	○		○			—	适用于地基加固、基础托换加固及对有缺陷的桩进行补桩加固等	

注:○——表示可以 ※——表示慎用

13.1.6 本章未详尽规定或未列之内容,应按现行上海市工程建设规范《地基处理技术规范》DG/TJ08-40 的要求进行。

13.2 换填法

13.2.1 换填法适用于淤泥、淤泥质土、素填土、杂填土和冲填土等浅层软弱土层的换填及场地的填筑处理。

13.2.2 换填法可采用包括砂(或砂石)、碎石、粉质黏土、灰土、高炉干渣(又称高炉重矿渣,以下简称干渣)、粉煤灰、土工合成材料和聚苯乙烯板块(EPS)等材料形成垫层。在有充分依据或成功经验时,也可采用其他材料,但必须进行现场试验证明其技术经济效果良好、质量指标可控、施工及检测措施完善。

13.2.3 砂(或砂石)、碎石、粉质黏土、灰土、干渣、粉煤灰等垫层的底面尺寸可由基础边缘向下作 45° 的直线扩大确定。垫层厚度不宜大于 3m 且不小于 1m,并应按下式验算下卧层承载力:

$$p_s = (\alpha p_d + \gamma_s h_s) \leq f_d \quad (13.2.3)$$

式中: p_s ——垫层底面处的压力设计值(kPa);

α ——基底有效压力扩散系数,当 $h_s \leq 0.5b$ 时,按附录 E

表 E-1 确定;当 $h_s > 0.5b$ 时,条形基础 $\alpha = \frac{b}{b+h_s}$,

矩形基础 $\alpha = \frac{l \cdot b}{(l+h_s)(b+h_s)}$;

p_d ——基底平均压力设计值(kPa),按作用效应基本组合计算,但其分项系数均为 1.0;

γ_s ——垫层的重度(地下水位以下取浮重度)(kN/m³);

h_s ——垫层厚度(m);

f_d ——垫层底面下土层的地基承载力设计值(kPa),按本规范第 5 章的有关规定确定。

13.2.4 砂(或砂石)、碎石、粉质黏土、灰土、干渣、粉煤灰等垫层

的承载力设计值 $f_{sp,d}$ 和压缩模量 E_s 宜通过现场试验确定。当无试验资料时,在满足设计密实度要求后,可按表 13.2.4 选用。垫层地基的沉降由垫层自身压缩和下卧土层变形两部分构成。

表 13.2.4 $f_{sp,d}$ 、 E_s 值

垫层材料	$f_{sp,d}$ (kPa)	E_s (MPa)
砂(或砂石)垫层	150~200	20~30
干渣垫层	250~400	25~40
粉煤灰垫层	120~200	8~20
灰土垫层	200~250	—

注:1. 上海市各电厂粉煤灰均可作为填筑材料;

2. 以上粉煤灰垫层已考虑浸水强度降低的因素。

13.2.5 当采用分层铺设的土工合成材料与地基土构成加筋垫层时,应保证建筑稳定并满足允许变形的要求。

土工合成材料性能及填料的土类应根据工程特性和地基土条件,按照现行国家标准《土工合成材料应用技术规范》GB50290 的要求,通过设计计算并进行现场试验后确定。作为加筋的土工合成材料应采用抗拉强度较高、受力时伸长率不大于 4%~5%、耐久性好、抗腐蚀的土工格栅、土工格室、土工垫或土工织物等土工合成材料;垫层填料宜用碎石、角砾、砾砂、粗砂、中砂或粉质黏土等材料。当工程要求垫层具有排水功能时,垫层材料应具有良好的透水性。

13.2.6 聚苯乙烯板块(EPS)可作为填筑工程、拓宽路堤、桥头路堤连接部位、挡墙结构或护岸结构墙背等的轻质填筑料。作用于聚苯乙烯板块(EPS)块体的竖向压力值应满足聚苯乙烯板块强度的要求,应验算聚苯乙烯板块垫层基底的承载力和稳定性。

13.2.7 冲击碾压作为浅层压实方法可用于地基冲击碾压及土石

混填或填石路基的分层碾压。应通过试验工程确定其相关参数，必要时宜结合降水联合进行。

13.3 预压法

13.3.1 预压法分为堆载预压和真空预压两类，适用于淤泥质土、淤泥、冲填土、素填土等软弱地基。真空预压法应在加固区形成（包括采取措施后）稳定负压边界条件。

预压法可用于油罐地基、堆场、道路、机场、港区陆域、大面积填土等工程。

13.3.2 堆载预压法处理地基的设计应包括以下内容：

- 1 选择竖向排水体，确定其断面尺寸、间距、排列方式和深度，确定水平向排水体的布置、厚度和材料，水平排水体必须具有良好的透水性能；

- 2 确定堆载材料、预压区范围、预压荷载大小、荷载分级、加载速率、预压时间和卸载标准；

- 3 计算地基土的变形、固结度、强度增长和抗滑稳定性；

- 4 提出监测要求和目的，确定监测项目、监测设备、监测方法、控制标准、测点布置和数量。

13.3.3 真空预压处理地基的设计应包括以下内容：

- 1 选择竖向排水体，确定其断面尺寸、间距、排列方式和深度；

- 2 确定真空预压范围、分区大小、真空预压工艺、预压时间；

- 3 确定水平排水垫层的厚度、真空排水管（主管和滤管）的布置和间距、抽真空设备的数量和布置；

- 4 计算地基的固结度和强度增长；

- 5 提出监测要求和目的，具体同 13.3.2 条第 4 款要求。

13.3.4 预压荷载的大小可与工程的设计荷载相同，预压荷载的顶面范围应大于工程应处理的范围。

当天然地基不能满足一次性加载的稳定性要求时应分级加载。分级加载要求应按加载的间隙时间和强度增长情况，通过稳定性分析确定。

真空预压时，膜下真空度应稳定在 600mmHg 柱以上（相当于 80kPa 以上的等效压力）。必要时也可采用真空—堆载联合预压法。

13.3.5 对沉降和不均匀沉降有严格要求的工程或为了缩短预压时间，可采用超载预压。超载大小应根据限定的预压时间内要求消除的变形量通过计算确定，超载预压荷载可取设计荷载的 1.1~1.4 倍。

13.3.6 对主要以沉降控制的工程，当地基土经预压所完成的变形量和平均固结度符合设计要求时，方可卸载。

对主要以地基承载力或抗滑稳定性控制的工程，当地基土经预压而增长的强度满足设计地基承载力或稳定性要求时，方可卸载。

13.3.7 对重要工程，应预先在现场进行预压试验，根据试验区的监测资料分析地基处理效果，确定工程实际堆载加载速率、加载的间歇时间与卸载时间，推算土的固结系数、固结度及最终竖向变形等。

13.3.8 预压处理地基必须在地表铺设排水砂垫层，垫层厚度应保证预压期间垫层排水的有效性，砂垫层厚度宜大于 0.5m，处于水下时宜大于 0.8m。竖向排水体有普通砂井、袋装砂井和塑料排水带，普通砂井直径不宜小于 200mm；袋装砂井直径不宜小于 70mm；塑料排水带的宽度不宜小于 100mm，厚度不宜小于 3.5mm。

13.3.9 竖向排水体的深度应根据建筑物对地基的稳定和变形要求确定。以地基稳定性控制的工程，竖向排水体深度宜超过潜在滑动面至少 2m。以沉降控制的工程，如压缩土层较薄，竖向排水

体宜贯穿压缩土层;若压缩土层较深,竖向排水体的深度根据限定时间内应消除的沉降量确定。

13.4 深层密实法

13.4.1 深层密实法包括强夯法和碎(砂)石桩法。

13.4.2 强夯法适用于处理砂土、素填土、杂填土与粉性土。在粉性土和黏性土地层中,且对变形控制要求不严的工程可采用强夯置换法,但施工前必须通过现场试验确定其适用性和处理效果;对于饱和夹砂黏性土地层,可采用降水联合低能级强夯法。

强夯法(包括强夯置换法、降水联合强夯法)可用于机场跑道、码头堆场、油罐、贮仓等空旷场地的工程。

1 强夯施工前,应选取有代表性的场地进行试验性施工确定其适用性、加固效果和施工工艺。试验区数量应根据场地复杂程度、工程规模、工程类型及施工工艺等确定;

2 强夯法有效加固深度应根据现场试夯或按以下经验公式估算:

$$h = \alpha \sqrt{W \cdot H} \quad (13.4.2)$$

式中: h ——有效加固深度(m);

W ——锤的质量(t);

H ——有效落距(m);

α ——修正系数,可取0.4~0.6,若地基中设置竖向排水通道时, α 可取大值。

3 强夯法设计应包括下列内容:能级、单位夯击能、夯点间距及布置、每个夯点击数、夯击遍数、前后两遍夯击的间歇时间和加固夯击范围等;

4 当地下水位距夯击面小于2m时,宜铺填透水性良好的垫层后再进行夯击,垫层顶面宜高出地下水位2.0m。加固区周围应设置排水沟,中间应设置网格形排水沟,最大排水距离为15m;

5 强夯法产生的振动主要影响范围为10m~15m,此范围内的建筑物及其地下设施必须采取防振或隔振措施。夯击顺序应由邻近建筑物近处向远处进行夯击;

6 强夯置换设计应符合下列要求:

1)强夯置换墩材料宜采用级配良好的块石、碎石、矿渣、建筑垃圾等质地坚硬、性能稳定、无腐蚀性和放射性危害的粗颗粒材料;

2)强夯置换墩的深度由土质条件和锤的形状决定,不宜大于7m,采用柱锤时不宜大于10m;

3)确定软黏性土中强夯置换墩地基承载力设计值时,可只考虑置换墩作用,对饱和粉土可按复合地基考虑。其承载力可通过现场单墩或单墩复合地基静载荷试验确定;

7 降水联合低能级强夯设计应符合下列要求:

1)降水联合低能级强夯处理地基必须设置合理的降排水体系,包括降水系统和排水系统;降水深度及降水持续时间应根据土质条件和地基有效加固深度要求确定,严格控制强夯施工时地下水位达到规定的深度;

2)低能级强夯应采用“少击多遍,先轻后重”的原则进行施工,具体夯击工艺参数应通过试夯来确定。

13.4.3 碎(砂)石桩包括碎石桩和砂桩。碎(砂)石桩适用于砂土、粉性土、黏性土、人工填土等地基处理及处理液化地基。碎石桩施工可采用振冲法或沉管法,砂桩施工可采用沉管法。

位于饱和淤泥质土地基上对差异沉降控制要求不严的工程可采用沉管法。不加填料的振冲加密适用于处理粘粒含量不大于10%的粉细砂、中砂、粗砂地基。如采用振冲法加固不排水抗剪强度不小于20kPa的淤泥质土、淤泥等地基,应通过试验确定其适用性。

碎(砂)石桩适用于油罐地基、水池地基、大面积地面堆载、路

堤和岸坡加固。砂桩宜与预压方法联合应用。

1 碎(砂)石桩的设计内容包括桩位布置、桩距、处理范围、灌碎(砂)石量及处理后地基的承载力、变形、稳定验算。

2 黏性土中碎(砂)石桩的单桩和复合地基承载力设计值应按现场静载荷试验确定。如无试验资料时,也可按下式进行估算:

$$f_{sp,d} = m \cdot f_{p,d} + \beta(1-m)f_{s,d} \quad (13.4.3-1)$$

或
$$f_{sp,d} = [1+m(n-1)]f_{s,d} \quad (13.4.3-2)$$

式中: $f_{sp,d}$ ——复合地基承载力设计值(kPa);

$f_{s,d}$ ——桩间土承载力设计值(kPa),可通过试验资料确定,或近似取加固前地基承载力设计值,可按本规范第 5.2 节确定;

m ——桩土面积置换率, $m = \frac{d^2}{d_e^2}$;

d ——碎(砂)石桩直径(m);

d_e ——等效影响圆的直径(m);

等边三角形布置时, $d_e = 1.05s$;

正方形布置时, $d_e = 1.13s$;

矩形布置时, $d_e = 1.13\sqrt{s_1s_2}$;

s, s_1, s_2 分别为桩的间距、纵向间距和横向间距(m);

n ——桩土应力比。无实测资料时,当天然土不排水抗剪强度 $c_u = 20\text{kPa} \sim 30\text{kPa}$ 时, n 取 3~4;当 $c_u = 30\text{kPa} \sim 40\text{kPa}$ 时, n 取 2~3。天然土强度低取大值,天然土强度高取小值;

β ——桩间土承载力折减系数,取 1.0;

$f_{p,d}$ ——碎(砂)石桩单桩承载力设计值(kPa), $f_{p,d} = 4 \cdot c_u \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi_p/2) / \gamma_R$;

c_u ——天然土不排水抗剪强度(kPa);

φ_p ——碎(砂)石的内摩擦角。对振冲碎石桩,采用 $35^\circ \sim 45^\circ$,可取 38° ;对沉管碎(砂)石桩,可取大值;

γ_R ——承载力分项系数,取 2.0。

3 采用碎(砂)石桩处理砂土或粉性土地基时,其承载力设计值宜按现场静载荷试验确定。

4 碎(砂)石桩桩距应通过现场试验确定。对粉性土和砂土地基,桩距应根据要求达到的密实度和孔隙比确定,并不宜大于桩径的 4.5 倍,可取 1.3m~3.0m;对黏性土地基应根据要求达到的承载力由置换率确定,并不宜大于桩径的 3 倍。

碎(砂)石桩桩长可根据工程要求和工程地质条件通过对地基变形、稳定性和抗震等验算来确定,不宜小于 4m。

碎(砂)石桩的加固范围应根据工程的重要性和场地条件确定,应大于基底面积。

5 碎(砂)石桩处理地基的沉降包括加固深度范围内的沉降和加固范围以下土层的沉降,应按本规范第 5.3 节有关规定进行计算。加固深度范围内土层的压缩模量应通过现场试验确定,黏性土地基处理后加固深度范围内的压缩模量也可按下式进行估算:

$$E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s \quad (13.4.3-3)$$

或
$$E_{sp} = [1+m(n-1)]E_s \quad (13.4.3-4)$$

式中: E_{sp} ——加固深度范围内的压缩模量(kPa);

E_s ——处理后桩间土的压缩模量(kPa),无试验资料时可近似取天然地基土的压缩模量;

E_p ——桩的压缩模量(kPa),通过静载荷试验确定;

6 当碎(砂)石桩用于处理堆场、路堤或岸坡等工程时,应按本规范第 10 章有关规定进行抗滑稳定性计算,桩长应不小于最危险滑动面以下 2m 的深度。如滑动面通过碎(砂)石桩桩身,应分别采用相应原状天然地基土及碎(砂)石桩的 c, φ 值进行验算。

7 桩体材料可用碎石、卵石、角砾、圆砾、中砂、粗砂等硬质材料,含泥量不得大于5%。填料粒径一般宜选用20mm~50mm。振冲法成桩时最大粒径不宜大于80mm;沉管法成桩时,不宜大于50mm。

8 碎(砂)石桩施工后,应将基底标高处的松散层挖除或采用碾压密实等方法进行处理,并应在其上铺设一层300mm~500mm厚的碎石垫层。

13.5 化学加固法

13.5.1 化学加固法包括水泥土搅拌法、高压喷射注浆法和注浆法。

13.5.2 水泥土搅拌法包括深层搅拌法(以下简称湿法)和粉体喷搅法(以下简称干法),适用于处理正常固结的淤泥与淤泥质土、粉性土、素填土、黏性土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基。当地基土的天然含水量小于30%时不宜采用粉体喷搅法。当用于场地内地下水具有侵蚀性时,应通过试验确定其适用性。在建筑工程中不应采用干法。

水泥土搅拌法形成的水泥土加固体,可作为竖向承载的复合地基、围护挡墙、被动区加固、隧道洞口加固、防渗帷幕等。加固体形状可分为柱状、壁状、格栅状和块状。水泥土搅拌法可以与堆载预压法、真空预压法及刚性桩联合应用。

1 设计前必须进行室内水泥土的抗压强度试验。对承受竖向荷载的水泥土桩试块龄期应取90d,对支护水泥土桩试块龄期应取28d。应选择合适的外掺剂和提供各种配比的强度参数。

2 水泥掺入量一般为被加固湿土质量的12%~22%。湿法的水泥浆水灰比应保证施工时的可喷性。

3 水泥土搅拌法的设计主要是确定置换率、桩长和选择水泥掺入量。竖向承载搅拌桩的长度应根据上部结构对承载力和变形的

要求确定,并宜穿透软弱土层到达承载力相对较高的土层;为提高抗滑稳定性而设置的搅拌桩,其桩长应超过危险滑弧以下2m。湿法中单、双轴搅拌桩的加固深度不宜大于20m,三轴搅拌桩加固深度不宜大于35m;干法加固深度不宜大于15m。水泥土搅拌桩的桩径不应小于500mm。

4 竖向承载水泥土搅拌桩的单桩和复合地基承载力设计值应通过静载荷试验确定,初步设计时可按上海市工程建设规范《地基处理技术规范》DG/TJ08-40有关规定估算。处理后地基变形值应按本规范第5.3节有关规定计算,计算采用的附加应力从基础底面起算。其中复合土层的压缩模量可按式(13.4.3-3)确定,公式中 E_p 可取桩身强度的100~200倍;

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

6 搅拌桩施工前应进行工艺性试桩,掌握对该场地的成桩经验及各种操作技术参数。严禁没有水泥用量计量装置的搅拌桩机投入使用。

7 竖向承载水泥土搅拌桩施工时,设计停浆面宜高出基础底面标高300mm~500mm,在开挖基坑时,应将该施工质量较差段挖去。

壁状加固时桩与桩的搭接长度宜大于200mm,搭接时间不应大于24h。

8 当用于堆载、修筑路堤及岸坡等工程时,应按本规范有关规定进行抗滑稳定性验算。

水泥土搅拌桩作为旁通道开挖时的临时支护结构,可按工程类比法确定或按新奥法验算强度和变形。

水泥土搅拌桩作为隧道洞门加固土体时,应进行强度、剪应力和整体稳定验算。

13.5.3 高压喷射注浆法适用于处理淤泥、淤泥质土、黏性土、粉性土、砂土、素填土等,但对于砾石直径过大、含量过多及有大量纤维质的腐殖土,应通过试验确定其适用性。

高压喷射注浆法适用于深基坑的坑内加固、挡水帷幕、隧道洞口加固、挡土结构等,也适用于既有建筑物的地基加固。用作防水帷幕时,对地下水流速过大和已大量涌水的工程要慎重应用。

高压喷射注浆法的注浆形式分旋喷、定喷和摆喷三种类型。根据工程需要和机具设备条件,可分别采用单管、二重管和三重管等多种方法。旋喷高压喷射注浆(简称旋喷桩)布置形式可分为柱状、壁状和块状。

1 竖向承载旋喷桩宜按复合地基设计。当用作挡土结构时,应满足挡土结构相应的设计要求。旋喷桩的强度和直径,应通过现场试验确定,无现场试验资料时,可参照已有成熟经验预估;

2 旋喷桩单桩和复合地基承载力设计值应通过静载荷试验确定,初步设计时可按上海市工程建设规范《地基处理技术规范》DG/TJ08-40 有关规定估算。处理后地基变形值应按本规范第 5.3 节有关规定计算。其中复合土层的压缩模量可按式(13.4.3-3)确定,公式中 E_p 可采用测定混凝土割线弹性模量的方法确定;

3 高压喷射注浆用于深基坑挡土、坑底加固和坑内抽条及裙边加固时,应满足现行上海市工程建设规范《基坑工程设计规范》DG/TJ08-61 有关规定的要求;隧道洞口加固时其厚度应满足抗弯强度计算和防渗漏的要求;水利堤基处理应满足渗流、稳定和变形要求;用作防水帷幕时,应根据防渗要求进行设计计算,相邻桩搭接不宜小于 300mm。

13.5.4 注浆法适用于砂土、粉性土、黏性土和一般填土层。对于地下水流速过大的工程应慎重应用。可用于防渗堵漏、局部地基加固、既有建筑物的地基加固和控制地层沉降。

1 注浆法的设计内容包括注浆工艺、注浆有效范围、注浆材料的选择和浆液配比、初凝和终凝时间、注浆量、注浆流量和压力、注浆孔布置和注浆顺序等。

2 注浆点的覆盖土厚度应大于 2m。用作防渗的注浆至少应设置三排注浆孔,浆液应选用水玻璃或水玻璃与水泥的混合液,注浆孔间距可按 0.8m~1.2m 范围设计。用作提高土体强度的劈裂注浆可选用以水泥为主剂的悬浊液,注浆孔间距可按 1.0m~2.0m 范围设计。压密注浆的注浆孔间距可按理论球状浆体直径的 2~5 倍设计。

3 注浆量可根据地基土性质和浆液的渗透性确定。黏性土地基中的浆液注入率为 15%~20%。

4 注浆压力的选用应根据土层的性质及其埋深确定。劈裂注浆时,砂土中的经验数值是 0.2MPa~0.5MPa;黏性土中的经验数值是 0.2MPa~0.3MPa;如采用水泥-水玻璃双液快凝浆液,则注浆压力应小于 1MPa。采用水泥砂浆坍落度为 25mm~75mm 的压密注浆时,注浆压力可选定在 1MPa~7MPa 范围内。注浆的流量一般为 10L/min~20L/min。浆液水灰比一般取 0.5~0.6。

5 注浆顺序应按跳孔间隔、先外围后内部的方式进行。

13.6 锚杆静压桩

13.6.1 锚杆静压桩适用于淤泥质土、黏性土、人工填土和粉性土等地基。可应用于已建、新建民用建筑和工业厂房的地基处理、桩基补强和基础托换工程。

13.6.2 锚杆静压桩适用于下列需要进行地基处理、桩基补强和基础托换工程:

1 在城市改造的密集建筑群中和稠密居民区内,不允许有振动、噪音、环境污染以及施工场地狭小或施工高度受限制的新建或

改建建筑物的地基处理工程;

2 既有建筑物基础的不均匀沉降引起上部结构开裂或基础倾斜的基础托换工程;

3 多层建筑物加层、桩基事故工程或吊车荷重增大的工业厂房基础托换工程;

4 新建建筑物不具有单独打桩工期的桩基逆作法处理工程;

5 建筑物改造的基础补桩加固工程及地下建筑的抗浮加固工程。

13.6.3 单桩承载力设计值应由现场静载荷试验确定。当无试验资料时,亦可按本规范第 7.2.4 条和第 7.2.5 条有关规定确定。桩的数量,应根据单桩竖向承载力设计值结合上部结构荷载情况通过计算确定。

压桩孔一般布置在墙体的内外两侧或柱子四周,并尽量靠近墙体或柱子。压桩孔的形状可做成上小下大的截头锥形。

13.6.4 锚杆静压桩宜采用边长为 200mm~350mm 的混凝土方桩,环境条件要求高时可采用钢管桩。桩段长度宜为 1m~3m,有条件时应适当加长。混凝土方桩桩身混凝土强度等级不应小于 C30,钢管桩可为 Q235 和 Q335。桩段之间应采用焊接接头。

13.6.5 锚杆静压桩设计时应应对基础进行抗冲切和抗剪验算。当原有基础底板厚度小于 350mm 时,应在桩孔上设置桩帽梁。

13.6.6 锚杆可采用预先埋设和后成孔埋设两种。锚杆有带螺纹锚杆和端头带镦粗锚杆两种,锚杆螺栓的锚固深度可取 $12d_s \sim 15d_s$ (d_s 为螺栓直径);对于上拔力大的锚杆,锚杆直径、锚杆数量、间距和埋入深度应通过计算确定。

13.6.7 最终压桩力可按下式计算:

$$P_{p(1)} = k_p \cdot R_d \quad (13.6.7)$$

式中: $P_{p(1)}$ ——设计最终压桩力(kN);

k_p ——压桩力系数,对黏性土 $k_p = 1.3 \sim 1.5$;对填土和砂

土, $k_p = 2.0$;

R_d ——单桩竖向承载力设计值(kN)。

13.6.8 压桩施工不得中途停顿,应一次到位,如必须中途停顿时,桩头应停留在软土层中,且停留时间不宜超过 24h。

13.6.9 压桩孔内封桩应用 C30 或 C35 微膨胀混凝土。对沉降有严格要求的既有建筑物,可采用预加反力封桩法。

13.7 树根桩

13.7.1 树根桩常用于基础托换加固,也可作为侧向支护桩和地下建筑的抗浮桩。

树根桩直径宜为 150mm~400mm,桩长不宜超过 30m,布置型式有各种排列的直桩和网状结构的斜桩。

13.7.2 树根桩作为支承桩时,单桩承载力设计值应由现场静载荷试验确定。当无试验资料时,亦可按摩擦桩设计。

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} U_p \sum f_{si} \cdot l_i \quad (13.7.2)$$

式中: R_d ——单桩承载力设计值(kN);

γ_R ——承载力分项系数,取 2.0;

U_p ——桩周长(m);

f_{si} ——第 i 层土层极限摩阻力(kPa),可取本规范表 7.2.4-1 灌注桩桩侧极限摩阻力标准值的上限;当采用二次注浆工艺时,再可提高 30%;

l_i ——第 i 层土层中的桩长度(m)。

当桩端进入硬土层且进行端部二次注浆扩径时,可计入桩端承载力。扩径长度应不小于 2.5 倍扩径,其单桩承载力设计值应由现场静载荷试验确定。

13.7.3 树根桩桩身混凝土强度等级不应低于 C20,桩身强度应按下式估算:

$$Q_d \leq 0.7 f_c A_p \quad (13.7.3)$$

式中: Q_d ——作用在树根桩单桩桩顶的竖向荷载设计值(kN);

A_p ——桩身截面积(m^2);

f_c ——桩身混凝土轴心抗压强度设计值(kPa)。

13.7.4 树根桩采用的细石骨料粒径宜在 10mm~25mm 范围内,钢筋笼外径宜小于设计桩径 40mm~60mm。常用的主筋直径为 12mm~18mm,箍筋直径为 6mm~8mm,箍距为 150mm~250mm,截面主筋不得少于 3 根。承压桩钢筋长度不得小于三分之二桩长;承受上拔力作用时应全桩长配筋。

13.8 既有建筑地基基础加固

13.8.1 既有建筑地基基础加固适用于既有建筑因勘察、设计、施工或使用不当,增加荷载、纠倾、移位、增层、改建、古建筑保护,遭受邻近新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程或自然灾害的影响等而需对其地基和基础进行加固的设计和施工。

13.8.2 既有建筑地基基础加固前,应先对地基和基础进行鉴定,方可进行加固设计和施工。既有建筑地基和基础的鉴定、加固设计和施工,应由具有相应资质的单位和有经验的专业技术人员承担。

13.8.3 增层建筑物的地基基础设计应符合下列要求:

1 建筑物增层后,地基承载力和地基变形均应满足本规范第 5 章的要求。

2 新旧结构相连接时,地基基础应按变形协调原则进行设计。

3 建筑物增层时地基承载力宜采用现场原位测试确定。沉降稳定的建筑物直接增层时,其地基承载力设计值可适当提高。

4 增层后的地基变形包括原建筑物荷载下的剩余变形和增层荷载引起的地基变形。当原建筑物地基土固结度达 85%以上

或连续两次半年沉降量观测不超过 2mm 时,可认为原地基已基本稳定,原荷载下的剩余变形可忽略。

13.8.4 既有建筑地基基础加固可采用基础加固、基础托换、地基加固和组合加固。

13.8.5 基础加固可采用基础补强注浆加固法、扩大基础底面积法和加深基础法等。

13.8.6 基础托换可采用锚杆静压桩法、树根桩法和抬墙梁法等。

13.8.7 地基加固可采用注浆加固法和高压喷射注浆法等。

13.8.8 组合加固是同时采用基础加固、基础托换或地基加固等两种或两种以上方法的组合加固。

13.8.9 既有建筑地基基础加固的设计和施工应按现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123 有关规定执行。

14 减少和适应地基变形与防治工程 施工对环境影响的措施

14.1 一般规定

14.1.1 为预防或减少由于地基变形引起建筑物的结构损坏或影响正常使用,应综合考虑在地基基础和上部建筑结构的设计、施工和使用等方面采取必要措施。

14.1.2 为预防或减少因基础与地下工程施工对周围环境的不利影响,应查清邻近建筑物、市政设施和地下管线等的类型、结构及分布状况,并将调查资料、必要的鉴定报告和环境保护要求等及时提供给设计、施工单位,并应采取合适的设计、施工方案和防治措施。

14.1.3 基础与地下工程施工期间,必须对邻近建筑物和市政设施、地下管线等进行监测,监测范围和要求应符合 16 章有关要求。

14.1.4 位于轨道交通、上游引水、合流污水、共同沟等重要地下公共设施安全保护区范围内的基础与地下工程施工,应遵照管理部门的有关文件和规定执行。

14.2 减少和适应地基变形的措施

14.2.1 在预估建筑物最终沉降量满足容许变形值条件下,宜充分利用表层褐黄色黏性土作为持力层及利用经过预压的场地作为建筑物的天然地基。

14.2.2 当天然地基变形不能满足容许变形值要求时,可根据软弱地基的构成、特性以及上部结构的设计要求,选用合适的工程措施对软弱地基进行处理,处理的范围和深度应满足地基承载力、变形和稳定性的要求。

14.2.3 多层建筑的基础设计应遵循以下原则:

1 同一结构单元宜采用同一类型的基础;同一结构单元的基础宜设置在同一标高和性质一致的土层上。

2 加强条形基础的刚度或采用交叉交叉条基、筏板等刚度大的基础型式。

3 宜使基础底面形心与基底以上竖向荷载准永久组合的合力作用点重合。

4 上部建筑宜采用轻质建筑材料,减少基础的上覆填土重量,设置地下室、半地下室或架空层等以减少基底附加压力。

14.2.4 相邻多层建筑的最小净距可按表 14.2.4 选用。

表 14.2.4 相邻多层建筑基础间的最小净距(m)

被影响建筑物的长高比 影响建筑物的 预估平均沉降(mm)	$2 \leq L/H_f < 3$	$3 \leq L/H_f < 5$
70~150	2~3	3~6
150~250	3~6	6~9

注:1. 表中 L 为建筑物长度或沉降缝分隔的单元长度; H_f 为自基础底面至檐口的高度;

2. 当被影响建筑物的长高比为 $1.5 < L/H_f < 2.0$ 时,基础间净距可适当减少;

3. 当被影响建筑物属于对倾斜有严格要求的建筑物时,基础间净距不宜小于 10m。

14.2.5 当建筑物对不均匀沉降有较高要求时,应采取控制建筑物的总沉降量;必要时可在建筑物下列可能出现较大不均匀沉降的部位设置沉降缝:

1 建筑平面的显著转折部位;

2 建筑高度或荷载差异较大处;

3 长高比过大的砌体承重结构和钢筋混凝土框架结构的适当部位;

- 4 地基土压缩性有显著差异处;
- 5 两结构单元或分期建造房屋的交界处;
- 6 不同类型建筑结构(或基础)的交界处。

沉降缝应有足够的宽度,最小宽度可按表 14.2.5 选用。

表 14.2.5 多层建筑沉降缝的最小宽度

建筑层数	沉降缝的最小宽度(mm)
二~三	50~80
四~五	80~120
五层以上	≥120

注:建筑物有抗震要求时,沉降缝宽度尚应满足防震缝宽度要求。

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

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

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

- 3 主体建筑与附属户外设施的沉降差可通过采用合理施工程序减少后期沉降差或采用建筑构造措施予以处理;必要时,也可采用地基处理减少附属户外设施的沉降量。

14.2.7 对于砌体承重的建筑物,宜采用下列措施加强整体刚度和强度:

- 1 三层及三层以上的房屋,长高比 L/H 宜小于或等于 2.5;当房屋的长高比 $2.5 < L/H \leq 3.0$ 时,宜做到纵墙不转折或少转折,且其内横墙间距不宜过大。

- 2 在外墙、内纵墙和所有承重横墙设置混凝土圈梁,并在平面内联成封闭系统。圈梁在基础和其他各层应层层设置。

- 3 在墙体上开洞较大时,宜在开洞部位配筋或采用构造柱及圈梁加强。

14.2.8 由主楼和裙楼组成的高层建筑,当采取下列措施后,主楼和裙楼可连成整体而不设沉降缝:

- 1 裙楼基础从主楼基础上挑出;
- 2 减少主楼的沉降量来控制沉降差;
- 3 采用后浇带等合理的施工程序和措施,减少后期沉降差。

14.3 大面积地面荷载的环境影响及防治措施

14.3.1 大面积地面荷载包括大面积填土(填料)荷载和建筑范围内的地面堆载。大面积填土和地面堆载的设计和施工中必须验算并保证填土及堆载区域地基稳定性,同时必须验算对邻近建筑物及重要市政设施、地下管线等的变形和稳定的影响;同时还应加强对填土及堆载区域和邻近建筑物、重要市政设施、地下管线等的监测。

14.3.2 大面积填土和地面堆载的施加应力求均衡,应根据使用要求、邻近结构类型和地质条件确定允许加荷量和范围,并按设计要求有控制地分期施加,避免大量、迅速、集中加荷。

14.3.3 对于存在地面堆载的单层工业厂房、露天车间和单层仓库的设计,应通过计算或经验预估沉降量,考虑由此产生对上部结构的不利影响,并应采取下列措施:

- 1 地面堆载应划定范围,限制荷载,避免局部堆载和超载,地面堆载不应直接压在基础上方;

- 2 在堆载地坪下采用桩基或地基加固处理措施,减少堆载区域的沉降量;

- 3 在主体结构柱基与堆载区之间设隔离桩等措施,以减少堆载区地基附加应力对柱基的影响;

- 4 在主体结构柱下采用桩基、独立承台间设置联系梁等措

施,基础设计计算中应考虑地面堆载对桩基的影响。

14.3.4 大面积填土和地面堆载设计和施工中,可根据条件和需要选择下列措施:

- 1 设置架空层、采用轻质材料等措施减小填土重量;
- 2 采用砂井、排水板等辅助排水措施,加速地基土的排水固结;
- 3 采用复合桩基或真空预压、搅拌桩等地基处理加固措施;
- 4 对邻近大面积填土荷载的已建建筑物应采取设置隔离屏障、对建筑物进行基础托换等保护措施。

14.4 桩基施工对周围环境影响及防治措施

14.4.1 桩基设计应考虑上部结构类型、荷载大小、地质条件以及施工过程中对周围环境影响,合理选择桩型和施工方法。桩基施工过程中对环境的影响,包括噪声、振动、挤土和泥浆污染等,不同桩型及施工方法对周围环境影响可参见表 14.4.1。

表 14.4.1 不同类型工程桩施工对周围环境影响

环境 影响 桩型及施工方法		对周围环境影响			
		挤土	振动	噪声	泥浆污染
预制方桩 预应力桩	锤击法	▲	▲	▲	—
	静压法	▲	—	○	—
钢管桩	锤击法	○	▲	▲	—
灌注桩	泥浆护壁	—	—	○	▲

注:○影响程度轻; ▲影响程度重

14.4.2 采用锤击法施工时,应考虑锤击产生的噪声和振动对周围环境影响,宜采取下列措施减小噪声和振动的影响:

- 1 锤击沉桩噪声限值可参照国家标准《建筑施工场界噪声限

值》(GB12523)。必要时,可在柴油锤上加消音装置或采用低噪声液压锤;对控制噪声要求严格的区域,宜选择静压等无噪声的施工工艺。

- 2 应采取减振和隔振措施控制锤击沉桩产生的振动。对打桩设备可设置减振装置;在打桩区域和保护设施之间设置隔振沟、槽;对振动要求严格的区域,宜选择静压等无振动的施工工艺。

14.4.3 预制桩施工过程中,应考虑沉桩挤土对已沉入桩的偏位、挠曲和上浮及对周围建筑物和地下管线造成损害等影响;应根据工程的具体环境条件,选择下列措施减少沉桩挤土的影响:

- 1 合理安排沉桩顺序,宜按先中央后周围、由里及外的顺序沉桩;在邻近保护对象时,原则上宜离保护对象由近向远处沉桩;

- 2 控制沉桩速率,每天沉桩数不宜过多,沉桩过程中应加强对周围建筑物和地下管线的监测,并根据监测情况及时调整;

- 3 设置应力释放孔或防挤沟等措施;

- 4 设置竖向排水通道以改善地基土的排水特性,如管笼井、塑料排水带、砂井等;

- 5 当沉桩困难时,可调整沉桩工艺、施工顺序或采取原位预钻孔取土等措施;

- 6 宜在工程桩沉桩结束后再进行基坑围护结构的施工,避免工程桩挤土对围护结构的影响;

- 7 相邻建筑地下工程同时施工时,应通过调整相互的沉桩和基坑开挖工期或流程等减少相互影响。

14.4.4 在预制桩施工过程中,应对周围建筑物和地下管线加强监测。监测项目和范围应符合本规范 16.7 节规定。

14.4.5 灌注桩施工过程中,应考虑泥浆对周围环境和地下水造成的污染,可采取下列措施控制和减小泥浆污染:

- 1 施工现场应设置泥浆池,避免泥浆外溢产生的环境污染;

- 2 宜通过添加优质黏土配方人工造浆,改善泥浆性能;宜设

置泥浆分离装置,提高泥浆重复利用率,减少废浆排放量;

3 可利用泥浆固化等治理措施,实现资源的重新利用;

4 必须将泥浆外运至规定卸点,严禁不加处理地直接向下水道或河流排放。

14.5 基坑工程对周围环境影响及防治措施

14.5.1 基坑工程对周围环境的影响包括围护桩(墙)施工、基坑降水以及基坑开挖等过程中对环境的影响。

14.5.2 采用下列围护型式时,必须考虑其施工阶段可能对周围环境产生的不利影响,应采取有效控制措施予以控制;并根据监测资料及时调整施工方法和施工工艺:

1 钢板桩施工时,应采用适当的工艺和方法减少沉桩时的挤土、振动影响;钢板桩拔出时应采用边拔边注浆等措施控制由于土体损失而引起邻近设施下沉的不利影响。

2 粉性土或砂土地层中地下连续墙施工,可采用槽壁预加固、降水或调整泥浆配比等措施,同时应缩短地下连续墙单幅槽段长度,减少槽壁坍塌的可能性。

3 粉性土或砂土地层中灌注桩施工,可采用提高泥浆比重、采用优质泥浆护壁或在搅拌桩中套打灌注桩等措施提高成桩质量、避免孔壁坍塌。

4 搅拌桩施工过程中应通过控制施工速度、优化施工流程,减少搅拌桩挤土对周围环境的影响。

5 基坑工程邻近区域有保护要求的古树名木并采用地下连续墙、灌注桩、搅拌桩、高压喷射注浆等施工工艺时,应采取钢板桩等有效隔离措施。

14.5.3 采用井点降水时,可选用下列措施防止和减少其对周围环境的影响:

1 井点降水系统的布置和施工时,应减少保护对象下地下水

位的变化;

2 井点降水系统宜远离保护对象;相距较近时,应采取适当布置方式减少降水深度;

3 降水井施工时,应避免采用可能危害邻近设施的施工方法,如在相邻基础旁用水冲法沉设井点等;

4 设置隔水帷幕隔断井点降水对邻近设施的影响;

5 当基坑底部有承压含水层并需进行减压降水时,在基坑开挖前应进行抽水试验确定水文参数;降水运行期间应按需抽水,不宜过量抽取地下水;

6 设置回灌水系统以保持邻近设施下的地下水位。

14.5.4 复合土钉墙以及重力坝等无支撑的基坑工程,土方开挖应遵循分区、分层的原则开挖,基坑内严禁多区域大面积同时开挖,每区开挖至基底标高后应及时浇筑混凝土垫层及基础底板。基坑坑边土方应分段间隔开挖,每段开挖至基底并立刻浇筑混凝土垫层后,方可开挖相邻段土方。

14.5.5 有支撑的基坑工程,其土方开挖、支撑设置和拆撑顺序应与设计工况相一致,并遵循“及时支撑、先撑后挖、分层开挖、严禁超挖”的原则。对面积较大的基坑,土方宜采用分区、对称开挖和分区安装支撑的施工方法,尽量缩短基坑无支撑暴露时间。

14.5.6 同时开工或相继开工的相邻基础工程,施工应采取以下措施:

1 事先协调双方的施工进度、流程等,避免或减少相互干扰、相互影响。

2 相邻基坑宜先开挖较深基坑,后开挖较浅的基坑。

3 相邻工程中出现打桩、开挖同时进行的情况时,应严格控制打桩区域至基坑开挖区域的距离。对处于开挖期的基坑,距坑边1.5倍桩入土深度距离内不得进行静压成桩;距坑边2倍入土深度距离内不得进行锤击成桩。

4 相邻基坑应根据相应最不利工况,选择合适的支护结构型式。

14.5.7 必要时,可选用下列地基加固方法和施工措施减少对保护对象的影响:

1 基坑开挖前,对邻近基坑的建筑物和地下设施等采用树根桩或锚杆静压桩进行基础托换。

2 基坑开挖前,在基坑和保护对象之间设置隔离桩等隔离措施。

3 对于基坑周边埋深较浅的管线,可采取暴露、架空等措施。

4 基坑开挖前,在保护对象的侧面和底部设置注浆管,对其土体注浆预加固。建筑物基础底部以下注浆深度不宜小于5m;地下管线底部以下注浆深度不宜小于2m。加固宜采用自上而下分层注浆的方法施工。

5 基坑开挖前,在基坑与保护对象之间预先设置注浆管,基坑开挖期间根据监测情况采用跟踪注浆保护。跟踪注浆宜采用双液注浆。跟踪注浆期间,除了对保护对象进行监测外,尚应加强对围护墙变形和支撑轴力等的监测。

6 采用搅拌桩、高压喷射注浆等地基加固方式对围护墙内侧被动区土体进行加固。

14.6 盾构掘进对周围环境影响及防治措施

14.6.1 盾构法隧道施工引起周围环境影响的主导因素包括盾构机刀盘切削、盾构掘进姿态、盾构和管片建筑空隙的充填造成的土体扰动和地层损失,以及后期受扰动土体的再固结等。

盾构隧道的总体设计与施工中,应预估隧道的变形值,并结合隧道自身运营要求、隧道周边邻近建筑物、地下管线的保护要求等,采取有效技术措施,将环境影响降低到被保护对象允许的范围内。

14.6.2 盾构法隧道施工应合理设置施工参数,严格控制盾构姿态,优选浆液配比,并严格确保浆液质量和注浆效果。

14.6.3 盾构法隧道施工时,应采取有效的监测措施,及时获取周围环境和隧道变形的数据,为及时、有效地对周围环境实施保护提供依据。

14.6.4 当建筑物和市政公用管线处在盾构掘进沉降槽的范围内时,应制定专项技术措施,减小盾构掘进施工对其造成的隆沉变形。

14.6.5 隧道轴线宜避让有特殊保护要求或已有损伤的建筑物和市政公用管线,穿越宜选择正交穿越方式,并根据建筑物和管线情况控制与其之间的覆土厚度。

14.6.6 盾构穿越建筑物和市政公用管线时,应严格控制平衡压力、掘进速度、出土量等施工参数,减少对地层的扰动和土体损失;盾构穿越后应及时填充建筑空隙,弥补土体损失。

14.6.7 当沉降不稳定时,宜通过管片的注浆孔进行补压浆,进一步稳定隧道、建筑物或市政公用管线的沉降变形。

14.6.8 对于有特殊保护要求的建筑物和管线,除以上施工措施外,还宜选择以下辅助措施:

1 穿越范围内,宜将地层损失率控制在3‰~5‰。

2 浆液宜选用大比重、抗液化、早期强度高、收缩小的浆液。

3 宜采取相应技术措施,提高被保护建筑物的结构刚度。

4 对管线宜采用临时运行等方式规避穿越风险,条件许可情况下,宜采取开挖悬吊的保护措施。

15 工程施工要点

15.1 一般规定

15.1.1 基础与地下工程施工应做好准备工作,应掌握和分析工程现场的工程地质和水文地质条件、邻近管线、周围建筑物、地下障碍物及河道、相邻基坑等情况,做好调查、校核及取证工作,必要时进行补充勘察。

15.1.2 基础与地下工程施工前应根据设计文件,结合现场条件和周边环境、气候等情况,编制施工组织设计或施工方案。施工组织设计或施工方案应包括针对性的应急预案。

15.1.3 施工过程中,发现工程勘察资料与现场有明显不符,或出现明显的异常情况,应及时研究解决。

15.1.4 基础与地下工程施工中,应采取信息化施工,对影响范围内建筑物、地下管线、道路的沉降和位移等进行监测,根据监测资料进行分析,指导施工。必要时应采取减少工程施工对环境的影响。

15.1.5 基础与地下工程施工除应符合本章施工要求外,尚应符合相关施工技术 & 施工质量验收标准的要求。

15.2 预制桩

15.2.1 本节适用于预制方桩、预应力管桩和钢管桩的制作与沉桩。沉桩方法宜采用锤击法或静压法。

15.2.2 重要工程采用预制桩或预制桩需穿越一定厚度中密或密实砂土层时,宜事先进行沉桩可行性分析,通过分析选择合适的施工设备和工艺。

15.2.3 桩的单节长度应根据桩架有效高度、运输与装卸能力,并

结合土层条件等因素确定;当桩身范围内有较厚的砂土时,确定分节长度时宜避免在桩端进入砂土层时接桩。

15.2.4 预制方桩的制作质量应满足现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202 的有关规定;现场制作应符合下列要求:

1 制作场地必须坚实平整,地基承载力和地基变形应符合制桩要求;

2 桩顶主筋不得超过第一层钢筋网片,桩顶混凝土保护层厚度应保持一致;

3 混凝土应连续浇筑,并从一端向另一端浇筑;桩的浇筑应在下层桩或邻桩的混凝土达到设计强度的 30% 后方可进行。

15.2.5 预应力管桩和钢管桩的制作材料应符合设计要求,制成的混凝土管桩和钢管桩应有出厂合格证,施工前应检查现场的成品桩、接桩用电焊条等产品质量。

15.2.6 桩的装运和堆放应符合下列要求:

1 混凝土预制桩应达到设计强度的 70% 后方可起吊;桩的强度应达到设计强度的 100% 后方可装运;

2 运输过程中,应保持平稳,避免剧烈振动和冲撞;

3 桩堆放场地应平整坚实,地基承载力应符合堆桩要求。

15.2.7 预制方桩、预应力管桩和钢管桩沉桩前,应处理高空和地下的障碍物;沉桩范围内的场地应平整,周围应保持排水畅通;沉桩机械所处场地应有足够的承载力。

15.2.8 桩锤应根据工程地质条件、桩的类型、密集程度、单桩竖向承载力及施工条件等合理选用,并遵循重锤低击的原则。

15.2.9 沉桩应符合下列要求:

1 预制方桩和预应力管桩达到设计强度的 100% 方可沉桩;对桩长较长或总锤击数超过 500 击的预制方桩,除应达到设计强度外,尚应满足 28d 的龄期要求。

2 不宜在桩端进入砂土层时停顿或接桩。

3 沉桩顺序可选择下列方式：

- 1) 自中间分开向二个方向对称进行；
- 2) 自中间向四周进行；
- 3) 由一侧向单一方向进行；
- 4) 先深后浅、先大后小、先长后短。

4 根据桩的类型设置好桩垫，并必须及时更换桩垫以保证桩顶完整。

5 预制桩接头焊接完毕，应冷却后方可继续沉桩。

15.2.10 电焊接桩应符合下列要求：

- 1 焊接件表面应保持清洁干净；
- 2 预制方桩上下两节之间出现的间隙，应用楔形的铁片填平焊实；
- 3 预应力管桩和钢管桩应采用多层焊，每层焊缝接头应错开，并应采取减少焊接变形措施；
- 4 钢管桩焊接接头应按规定要求做超声波或 X 射线检查。

15.2.11 沉桩记录应包括每米锤击数、最后贯入度、总锤击数、入土深度等。

15.2.12 锤击桩停打标准应符合下列条件：

- 1 锤击桩停打应以设计标高控制为主，贯入度作参考；
- 2 贯入度达到标准而桩端未达到设计标高时，应继续锤击 3 阵，每阵 10 击的贯入度不应大于规定的控制贯入度。控制贯入度应根据试沉桩资料，结合桩锤性能确定。

15.2.13 静压桩停压条件应以设计标高控制为主，终压力值作参考。

15.2.14 水上沉桩除应遵循上述规定外，尚应符合下列要求：

1 水上沉桩施工前先进行现场查勘，调查施工水域的气象、水文、风浪、地质等条件，制定相应水上沉桩技术措施。

2 水上沉桩施工应创造好必要作业条件，一般可采用专用船舶、作业平台、施工栈桥、围堰筑岛等方法，且必须满足沉桩运转的稳定要求。

3 在流速较大的水域施工宜备有保驾拖轮，保证沉桩的稳定。

4 在沿海、河口水位落差较大的水域施工应采取赶潮方法沉桩。

5 对离岸很远超出经纬仪测量视距范围的桩基定位，宜用 GPS 全球定位系统。

15.3 灌注桩

15.3.1 灌注桩施工应符合现行上海市工程建设规范《钻孔灌注桩施工规程》DG/TJ08—202 规定，各工序应连续施工并做好记录。

15.3.2 施工前应试成孔，试成孔数量应根据工程规模和场地地质条件确定，且不少于 2 个。

15.3.3 施工场地表面应作混凝土硬地坪处理，硬地坪强度和厚度应满足使用要求。

15.3.4 灌注桩成孔直径必须达到设计桩径，且钻头直径不得小于设计桩径。刚完成混凝土浇筑的桩与邻桩成孔安全距离不应小于 4 倍桩径，或间隔时间不应少于 36h。

15.3.5 护壁泥浆宜采用原土造浆，对不适宜用原土造浆的土层可采用人工造浆。

15.3.6 清孔应分二次进行。一清在成孔完成后进行，一清应充分；二清在钢筋笼和导管安放完毕后进行。二清完毕且孔底沉渣厚度和泥浆比重、粘度等指标符合要求后 0.5h 内应浇筑混凝土。

15.3.7 灌注桩的钢筋笼制作安放应符合下列要求：

1 钢筋笼在制作、运输和安装过程中应采取防止变形的措

施,起吊吊点与钢筋笼搁置点应设在可靠部位;

2 钢筋笼相邻主筋间最小净距不宜小于 80mm,主筋保护层厚度不宜小于 50mm。

15.3.8 灌注桩的水下混凝土施工应符合下列要求:

1 混凝土强度应比设计桩身强度提高等级进行配制;混凝土坍落度宜为 180mm~220mm,初凝时间不宜小于 8h。

2 混凝土应采用导管法连续浇筑。

15.3.9 灌注桩实际灌注高度应高于设计桩顶标高,高出的高度应根据桩长、地质条件和成孔工艺等因素合理确定,不宜小于桩长的 3%,且不应小于 1m。设计桩顶标高达或接近地面时,桩顶混凝土泛浆应充分,确保设计桩顶标高以下桩身混凝土强度符合设计要求。

15.3.10 灌注桩混凝土充盈系数应为实际灌注混凝土体积与设计桩身计算体积加实际高出高度部分体积之和的比值,充盈系数不得小于 1.0,也不宜大于 1.3。

15.3.11 采用桩端后注浆的灌注桩施工应符合下列要求:

1 注浆管应采用钢管;注浆管应沿桩周均匀布置且伸出桩端 200mm~500mm;注浆管随钢筋笼安放到位后管内应注满清水。

2 灌注桩成桩后的 7h~8h,对注浆管应进行清水开塞,压通注浆管路。

3 注浆宜在成桩 48h 后进行。注浆施工前应进行试注浆,确定注浆压力、注浆量。

4 终止注浆应符合下列条件之一:

1)注浆量达到设计要求;

2)注浆量不低于设计要求的 80%,且压力不小于 2MPa。

15.3.12 水上灌注桩施工尚应符合下列要求:

1 浅水区或流速较慢的水域宜采用围堰或筑岛方法构筑施工作业场地;深水区、流速较快或水底淤泥层较厚的水域宜搭设固

定式或浮动式工作平台;

2 护筒上口宜高出施工期最高水位 1.5m~2.0m,并固定牢靠;护筒底部埋置深度进入可靠土层应不小于 1 倍的护筒直径,深水域有较厚松软土层时应经孔壁稳定计算确定护筒埋设深度;

3 泥浆制备用水应采用淡水;水上平台作业时应采用泥浆船、泥浆箱等布置泥浆系统。

15.3.13 扩底抗拔灌注桩施工应符合下列要求:

1 应通过试成孔确定扩底桩相关施工参数,施工应对孔径、扩底形状、沉渣厚度等进行测试,试成孔数量不应少于 2 根。

2 扩孔宜采用机械扩孔方式。成孔至桩端设计标高后应进行第一次清孔,扩孔完毕后应进行第二次清孔,第三次清孔在钢筋笼和导管安放完毕后进行。

15.3.14 永久结构的钢柱与桩一体施工时,灌注桩施工应符合下列要求:

1 钻机钻杆中心与桩位中心偏差应小于 10mm,成桩垂直度应小于 1/150,钢桩插入深度范围内的垂直度应满足插入钢桩垂直度设计要求;

2 立柱应采用校正专用装置进行固定与校正,立柱垂直度应符合设计要求;

3 桩身混凝土与钢管柱内混凝土不同强度等级的交界面应控制在低强度等级混凝土一侧。

15.4 地下连续墙

15.4.1 地下连续墙槽段开挖前,应沿地下连续墙墙面两侧构筑导墙。导墙施工应符合下列要求:

1 导墙应采用现浇钢筋混凝土结构,高度应不小于 1.2m。导墙底部应筑于坚实的土层上,导墙底标高宜低于地下连续墙设计顶标高,且不宜小于 200mm。导墙外侧应用黏性土填实。

2 混凝土导墙拆模后应做好墙间支撑,导墙内侧净距应比设计墙厚增加 40mm。

15.4.2 护壁泥浆应符合下列要求:

1 护壁泥浆应根据材料和地质条件进行性能试验。新拌制的泥浆应贮存 24h 后方可使用。

2 槽内泥浆面应高于地下水位 0.5m 以上,且不应低于导墙顶面下 0.3m。

15.4.3 成槽施工应符合下列要求:

1 成槽施工前应通过试成槽确定合适的成槽机械、护壁泥浆配比、施工工艺、槽壁稳定等技术参数;

2 单元槽段长度应根据施工现场地质条件、成槽设备、槽壁稳定确定,长度为 4m~6m;

3 应对槽底泥浆和沉淀物进行置换和清除,底部泥浆比重不应大于 1.2,沉渣厚度不应大于 100mm;

4 地下连续墙兼作地下室外墙时,槽壁垂直度不应大于 1/300,沉渣厚度不应大于 100mm;

5 地下连续墙仅作为临时基坑围护墙时,槽壁垂直度不应大于 1/200,沉渣厚度不应大于 200mm。

15.4.4 钢筋笼制作吊放应符合下列要求:

1 地下连续墙与地下室结构钢筋连接应采用预埋钢筋或机械连接方式,预埋钢筋宜采用 HPB235 钢筋。机械连接接头应伸出外层钢筋,且不大于混凝土保护层厚度。

2 钢筋笼应设置防止变形的构造钢筋;

3 应控制混凝土浇灌速度,避免钢筋笼上浮。

15.4.5 地下连续墙水下混凝土灌注应符合下列要求:

1 混凝土强度应比设计墙身强度提高等级进行配制;混凝土坍落度宜为 180mm~220mm,初凝时间不宜小于 8h。

2 混凝土应采用导管法连续浇筑,导管距槽幅两端不宜大于

1.5m,混凝土浇筑上升速度不宜小于 3m/h~4m/h,导管插入混凝土内的深度宜为 2m~4m,泛浆高度应大于 300mm~500mm。

15.4.6 地下连续墙槽段接头施工应符合下列要求:

1 地下连续墙各单元槽段之间的接头宜采用圆形接头,也可采用十字钢板接头、H 型钢接头、预制混凝土桩接头等形式;

2 接头管应有足够的强度、刚度,应能承受混凝土浇灌时的侧压力;

3 槽段混凝土接缝表面应采用专门工具在钢筋笼入槽前进行清刷。

15.4.7 当地下连续墙兼作地下室外墙时,宜采用槽底注浆。槽底注浆应符合下列要求:

1 注浆管应采用钢管,单幅槽段注浆管数量不应少于 2 根。注浆管下段应伸至槽底 200mm~500mm。

2 墙身混凝土达到设计强度后方可进行槽底注浆,注浆量应符合设计要求,注浆压力控制在 0.2MPa~0.4MPa 之间。

15.4.8 预制地下连续墙施工应符合下列要求:

1 应根据运输及起吊设备能力、场地条件,合理确定分幅及预制墙长度,墙体分幅宽度尚应满足成槽稳定要求;

2 槽段之间应连续成槽,幅间接头宜采用现浇水下混凝土;成槽宜按先折角幅再直线幅的次序;

3 墙体与槽壁间的空隙应进行注浆固化处理,必要时槽底作加固处理。

15.5 基坑降水与排水

15.5.1 基坑工程施工应根据基坑规模、工程地质及水文地质条件,采取必要的疏干降水、减压降水或排水措施。

15.5.2 疏干降水应根据土层地质情况、降水深度及工程特点,合理选择轻型井点、管井井点。疏干降水宜在土方开挖前进行预降

水,预降水时间与基坑规模、开挖深度有关,不宜少于 15d。降水曲线应在开挖面下 0.5m~1.0m。

15.5.3 轻型井点疏干降水应符合下列要求:

1 成孔孔径不应小于 300mm,孔底深度宜比滤管底深 0.5m 以上,井点管直径宜为 38mm~55mm,井点管间距宜为 0.8m~1.6m。每套轻型井点总管长度不宜超过 60m;

2 一级轻型井点不能满足降水深度要求时,可采用多级轻型井点降水。

15.5.4 管井井点疏干降水应符合下列要求:

1 管井井点抽水泵宜距井底 1m 处设置;

2 钻孔孔径宜为 650mm,井管外径宜为 250mm~300mm;在渗透系数小于 10×10^{-6} cm/sec 的土层中应采用真空管井井点降水,管井管壁应严密封闭,并与真空泵吸气管相连,单个井点的有效降水面积宜为 $200\text{m}^2 \sim 250\text{m}^2$ 。

15.5.5 减压降水应符合下列要求:

1 减压降水应进行现场抽水试验,根据试验结果确定减压降水的设计和运行方案;

2 当围护结构对坑内外承压水没有明显阻隔,降水曲线满足施工要求,且周边环境许可时,可在坑外设置减压降水井。坑内外应设置观测井兼作备用井;

3 减压降水应连续运行,现场应配置备用电源;

4 减压降水前应对环境影响进行分析,并根据监测数据按需降水,适时调整减压井开启数量和流量;

5 达到设计与施工要求后,应及时停止减压降水,并采取可靠的封井措施。

15.5.6 基坑排水应符合下列要求:

1 开挖阶段应根据基坑特点在合适位置设置临时明沟和集水井;

2 临时明沟和集水井应随土方开挖过程适时调整;

3 土方开挖结束后,可在垫层位置设置明沟、盲沟、集水井;

4 排水系统应保持畅通,并及时排除坑内积水。

15.6 基坑开挖

15.6.1 基坑开挖前应掌握周边环境及工程地质情况,应按有关标准对支护结构的施工质量进行检查或验收。

15.6.2 放坡开挖时必须对各级边坡和总边坡均进行稳定验算。基坑较深时可采用多级放坡,坡间应设置放坡平台,放坡平台宽度不宜小于 3m。坡顶和放坡平台应按设计要求严格控制施工荷载。放坡开挖宜采用降排水措施降低基坑范围的地下水位,严禁地表水和基坑排出水倒流回渗入基坑。土方开挖宜分层进行,并随开挖随外运。土质较差或施工期较长的边坡宜采用护坡措施。坑底排水沟和集水坑不宜设在坡脚处。

15.6.3 基坑开挖工况应与设计工况相一致;基坑应采用分区、分段、分层开挖,有支护体系的基坑应先撑后挖,严禁超挖。基坑分层开挖的厚度可根据具体情况确定,可为 2m~4m。

15.6.4 中心岛式挖土应控制留土高度,并满足土坡稳定要求。

15.6.5 盆式挖土应控制盆边宽度、坡高、坡度,并满足土坡稳定要求。

15.6.6 狭长形基坑开挖应符合下列要求:

1 狭长形基坑土方开挖可采用纵向斜面分层分段开挖,斜面可设置多级边坡,斜面分层分段多级开挖的各级边坡和总边坡均应进行稳定性验算;

2 当第一道支撑采用混凝土支撑时,第一道支撑底以上土方可一次性连续开挖;

3 斜面多级边坡超过二级应设置加宽平台,加宽平台以上或以下土层不应超过二级边坡;

4 各级边坡坡度不应大于1:1.5,各级边坡平台宽度不应小于3m,加宽平台不应小于9m,斜面总坡度不应大于1:3;

5 纵坡长时间暴露宜采取护坡措施。

15.6.7 土方开挖时,基底以上300mm范围内的土方应人工挖除,严禁超挖;如工程桩为预制方桩或预应力桩,设计桩顶标高以上200mm至基底范围内的土方均应人工挖除。基坑开挖至设计标高应及时进行垫层施工。基坑面积较大时,垫层宜分区分块浇筑,必要时设置加强垫层。坑底局部落深应进行稳定验算,必要时应采取土体加固措施。

15.6.8 降水井管、立柱桩和工程桩周边土方应均匀开挖,严禁挖土机械碰撞降水井管、立柱桩和工程桩等竖向构件。

15.6.9 基坑回填应排除积水,清除杂物。回填土或回填材料应符合设计要求,并应分层压实。

15.7 大体积基础承台混凝土

15.7.1 大体积基础承台混凝土施工应采取裂缝控制技术措施,应合理选择混凝土配合比,宜选用水化热低的水泥,并宜掺加粉煤灰、矿粉和高效减水剂,控制水泥用量,应加强混凝土养护工作。

15.7.2 大体积基础承台混凝土留设施工缝或后浇带应符合下列规定:

1 主楼大体积混凝土基础承台不宜留设施工缝或后浇带,宜采用一次连续浇筑方法;

2 主楼与裙房相连的整体基础大体积混凝土宜留设后浇带分别浇筑;后浇带封闭时间不应少于14d;用于调节沉降的后浇带,混凝土封闭时间应根据设计要求并结合沉降观测确定,当差异沉降趋于稳定后方可封闭后浇带。

3 超长大体积混凝土必要时可留设施工缝分仓浇筑,分仓浇筑间隔时间不宜少于7d。

15.7.3 在有可靠依据并征得设计同意时,基础混凝土设计强度可利用混凝土后期强度。

15.7.4 大体积基础承台混凝土可采用斜面分层方法浇筑,也可采用全面分层、分块分层浇筑方法。分层浇筑混凝土应沿高度均匀上升,分层厚度不宜大于500mm。

15.7.5 应在混凝土流淌形成的坡顶和坡脚各设置一道振动棒,不得漏振。

15.7.6 消除混凝土表面裂缝应在混凝土初凝阶段进行一次抹面,终凝阶段进行二次抹面。

15.7.7 混凝土的养护应采用蓄热保湿的技术措施。混凝土内部温度与表面温度的差值不应超过30℃。

15.8 沉井与沉箱

15.8.1 沉井施工适用于周边无重要建筑物的环境;沉箱施工适用于对地下水控制要求较高的环境,沉箱施工宜采用远程控制机械化作业的气压沉箱施工工艺。

15.8.2 沉井(箱)应在刃脚下浇筑200mm~300mm厚的混凝土垫层,混凝土垫层下砂垫层厚度应根据计算确定,沉井(箱)下沉前应分区对称凿除混凝土垫层。沉井(箱)分节制作时,应进行接高稳定性验算。

15.8.3 沉井(箱)首次下沉前的制作高度不宜大于沉井(箱)短边或直径,沉井(箱)应进行分阶段下沉系数和稳定性计算。

15.8.4 分节制作时水平施工缝宜做成凸形,接缝处应清除水泥薄膜、松动石子、软弱混凝土层等,并清理干净,混凝土浇筑前施工缝处应充分湿润。

15.8.5 沉井(箱)下沉的第一节混凝土强度应达到设计强度的100%,其它各节混凝土强度应达到设计强度的70%。

15.8.6 沉箱施工前应对遥控挖土机械、高压舱、出土设备及测

量、监控仪器等进行调试。

15.8.7 根据工程地质、水文地质、周边环境条件,沉井下沉可选择排水法施工或不排水法施工。

15.8.8 沉井(箱)挖土下沉应分层、均匀、对称进行,应根据现场施工情况采取止沉或助沉措施,控制沉井(箱)平稳下沉。

15.8.9 沉井在下沉过程中发生倾斜偏转时,应根据沉井产生倾斜偏转的原因,采用技术措施进行纠偏。

15.8.10 沉井(箱)下沉应及时测量及时纠偏,每8h至少测量2次;沉井(箱)下沉至设计标高应进行8h连续观察,下沉量小于10mm时方可进行封底混凝土浇筑。

15.8.11 沉井采用干封底应在井内设置集水井,并不间断抽除积水与排气。软弱土中宜采用对称分格取土和封底,避免沉井继续下沉。集水井封闭应在底板混凝土达到设计强度及满足抗浮要求后进行。

15.8.12 沉井采用水下封底应按设计要求清除井底浮泥修整锅底并冲刷干净混凝土接触面,封底水下混凝土应连续均匀浇筑,达到设计强度并满足抗浮要求后方可抽除沉井内的水。

15.8.13 沉箱封底混凝土应采用自密实混凝土,封底结束后通过底板预埋注浆管按设计要求压注水泥浆充填封底混凝土与工作室顶板之间存在的空隙。

15.9 盾构法隧道

15.9.1 盾构法隧道施工质量标准与隧道功能相关,施工质量应符合现行国家标准《盾构法隧道施工与验收规范》GB50446。

15.9.2 盾构机设备制造和安装质量应符合设计文件规定,各项技术指标应达到设计要求。盾构机选型应符合下列要求:

1 盾构机选型应依据工程地质、周边环境、沿线建筑物及管线、隧道线形及施工条件,针对性地进行盾构机的配置。

2 盾构机选型应满足开挖面稳定和控制隆沉等要求,同时结合采取相应的施工辅助措施。

3 当隧道工程处在城市中或施工场地相对狭小时,宜采用土压平衡盾构机;长距离或大直径隧道,宜采用泥水平衡盾构机。

4 对于周边环境有特殊保护要求,或施工地层为密实硬塑的土层等情况,盾构机宜选用内置式同步注浆管,并采用高性能的压浆设备。

5 隧道位于富含地下水的地质时,盾构机必须配置高止水性能的盾尾密封装置。

15.9.3 盾构进出洞施工应符合下列要求:

1 隧道应根据设计高程及平面位置,在起始工作井内正确定位;设置盾构基座、导轨;按顶力大小、合力重心、隧道轴线方向等,在井内设置纵向传力的刚性后座。

2 根据施工现场条件,正确选用降水、搅拌、旋喷或冻结等措施对洞口前方土体进行处理。

3 盾构进出洞前,必须开设洞门样洞,确认洞门前土体处理效果,同时做好盾构进出洞施工条件的验收工作。

4 盾构进出洞时,应合理控制盾构施工参数和盾构姿态,以减小对周围环境的影响,同时采取监测措施,并根据监测数据指导盾构掘进施工。

5 盾构从工作井始发的试掘进段长度一般控制在100m,也可按工程规模和复杂程度增加试掘进长度,到达接收井前的50m作为盾构进洞掘进段。

15.9.4 盾构掘进施工应符合下列要求:

1 盾构掘进应严格控制施工参数及盾构姿态,测量盾构姿态,监测周边环境及成型隧道的变形,并指导盾构掘进施工,以减小对环境的影响。

2 掘进过程中应合理压注盾尾油脂,防止出现盾尾渗漏

现象。

3 盾构施工同步浆液主要有惰性浆液、可硬性浆液、高性能浆液等,对于重要工程及重要部位处宜选用高重度、抗剪切性能强、早期强度高和震动不液化的高性能浆液,确保隧道成型的稳定和后期的抗变形能力。同步浆液的充填系数可取 1.2~2.5。注浆设备应根据浆液性质合理选用,注浆施工应及时、适量、均匀。有特殊保护要求区域内的隧道,宜增设管片的注浆孔。

4 盾构长时间停止掘进时,应根据环境要求、地质条件做好开挖面稳定、盾尾密封以及盾构防后退等措施,同时定期观测盾构姿态和周边环境。

5 隧道覆土小于 1 倍施工隧道直径时,可根据实际情况采取隧道加载、地面堆载或地基处理等辅助措施。

6 隧道曲线半径小于 50 倍施工隧道直径时,必须根据地层条件,结合超挖量、壁后注浆等制定纠偏措施,并注意防止推进反力引起隧道变形、位移等。

7 隧道与建筑物间距小于隧道直径的 0.6 倍时,应采取地基处理或其它辅助保护措施。穿越前设置试掘进段,根据变形监测数据反馈优化盾构施工参数。

8 盾构穿越江河施工时,应加强螺旋机和盾尾的防喷涌和防渗漏工作。

9 盾构断面内的地下障碍物应预先清除,如需采用盾构机处理地下障碍物,必须对盾构机进行针对性选型,并采取相应施工技术措施。

15.9.5 管片拼装施工应符合下列要求:

1 衬砌运至施工现场前,应按设计要求进行尺寸、外形、强度、抗渗等质量检验。搬运、堆放应严格按操作规程进行,防止破损。运抵施工现场应清理后粘贴防水条。

2 管片拼装前必须清除盾尾拼装部位的垃圾、杂物和积水。

3 管片拼装时应控制和调整千斤顶的顶力,防止盾构姿态发生突变。

4 管片拼装应控制好环面平整度、超前量、椭圆度,以及成环后的环、纵向间隙。

5 管片脱出盾尾后应多次复紧连接衬砌的纵、环向螺栓。

15.10 沉管法隧道

15.10.1 沉管法隧道一般在干坞中完成大型结构管段预制后,进行沉放设备舾装,再实施逐段浮运沉放到江河的设计基槽内,最终进行两侧锁定回填和基底处理。

15.10.2 干坞选址与设计应结合工程总体考虑。当采用在轴线或附近修建临时干坞,可遵照上海市工程建设规范《基坑工程技术规范》DB/TJ08-61 进行相关设计。

15.10.3 基槽浚挖一般包括管段基槽、临时航道、出坞航道、临时舾装地等内容,需根据不同功能的要求确定浚挖深度和边坡,满足管段拖运沉放和两岸岸壁保护的要求。管段拖运前应结合工程总体考虑,进行相关水上交通组织设计,根据通航情况,合理利用航道进行水上作业。

15.10.4 管段的制作应符合下列要求:

1 管段结构防水宜采用钢筋混凝土自防水形式。管段长度一般为 80m~130m,每段管段分节制作,分节长度一般为 20m~30m。节与节之间连接可采用全刚性连接或柔性连接,分节之间可设置后浇带。

2 管段制作完成后需进行检漏,允许有偶见湿迹,不允许有线漏和滴漏。平均渗漏量应满足设计或施工规范要求,如超过允许范围应按设计防水要求进行处理。

15.10.5 管段的沉放对接应根据总体施工流程设置最终接头位置,确定管段沉放顺序。管段沉放对接后段与段之间的精度由管

段前端设计导向装置精度及管段后端临时支撑垫块精度决定。

15.10.6 管段沉放后接头与基础处理应符合下列要求:

1 管段沉放完毕后需进行回填、覆盖以固定和保护管段。回填、覆盖由管段两侧的锁定抛石、一般基槽回填、面层抛石覆盖、防锚带等部分组成。

2 基础处理一般分为先处理和后处理两种方式,大型沉管法隧道宜采用后处理的方式。采用后处理方式,管段沉放完毕后临时搁置在基槽底临时支撑垫块上,然后用砂、砂浆、水泥等材料将管段与基槽底之间空隙充填密实。

3 管段接头间应进行 OMEGA 止水带的安装,OMEGA 止水带是管段接头间的第二道防水,确保即使 GINA 止水带漏水时管段接头间的安全。

4 为确保管段稳定需根据管段抗浮安全进行压舱混凝土施工,接头部位设置剪切键或预应力拉锁。

15.10.7 管段起浮后,浮运、沉放、对接等一系列水中操作,应采取高精度的测量系统对水下管段进行精确定位。

15.11 顶入式箱涵

15.11.1 顶入式箱涵工作坑底地基承载力应能承受预制箱涵的自重和箱涵顶进承载力的要求。

15.11.2 顶入式箱涵施工前应对箱涵顶力进行计算。应根据箱涵顶力及现场条件采用相适应的后靠结构形式。

15.11.3 预制箱涵起始顶进时的钢筋混凝土导向板应满足强度、刚度和稳定性要求,导向板表面应光滑平整,顶面可预设 3%~5%的仰坡,两侧应设置导向墩。导向板设有锚梁时可与工作坑一次挖成。

15.11.4 箱涵顶进应先对道路、铁路线路进行加固,铁路线路加固宜采用下承式钢便梁,道路线路加固宜采用管幕法。

15.11.5 为减少箱涵顶进阻力,宜采取下述两种减阻措施:

- 1 在滑板面上涂刷润滑剂,并在其上覆盖厚塑料隔离膜。
- 2 采用气垫设施。

15.11.6 箱涵顶进中应每顶进一个冲程监测一次,根据监测数据调整相应参数。

15.11.7 管幕法箱涵顶进应符合下列要求:

1 管幕顶进宜先顶进下排管幕,后顶进两侧及上排管幕,应控制上排管幕的变形和沉降。

2 管幕进出洞及后背应进行土体加固,加固范围应根据计算确定。

3 管幕顶进可采取触变泥浆减阻措施,相邻两根钢管顶进结束后应以纯水泥浆置换,并对锁口部位进行止水处理。

4 箱涵顶进头部宜设置网格状装置稳定开挖面,当一节箱涵顶进结束,应将网格封门板全部关闭,下一节箱涵顶进时再开启。

5 箱涵顶进宜采取泥浆套措施减阻,箱涵顶进完成后应对箱涵与管幕间的空隙压注充填固化泥浆。

15.12 顶管

15.12.1 顶管施工应建立地面与地下测量控制系统,控制点的复测和控制网的测量应符合精密导线测量的技术要求。

15.12.2 顶管机的选型应符合下列要求:

1 顶管机的选择应根据顶管穿越土层的物理力学性能、地下水情况及沿线需保护的建构筑物情况,经技术经济比较后确定。

2 地下水位以上的顶管可采用敞开类顶管机,地下水位以下的顶管应采用具有平衡功能类型的顶管机。

3 地面沉降控制要求较高时,应采用土压或泥水平衡式顶管机。

15.12.3 顶管进出洞口的加固应根据地质资料、顶管机类型、管

道直径、埋深和周围环境等情况决定。加固形式有土体加固、钢封门加固以及两种形式的组合。土体加固宜优先采用深层搅拌桩或高压喷射注浆,也可采用注浆或降水等形式;洞口埋深大于10m不宜采用外钢封门加固。

15.12.4 顶管施工前应对顶管顶力进行计算。顶管顶力大于千斤顶允许顶力、后座允许顶力及管材允许轴向顶力三者之一时应设置中继间,实行分段逐次顶进。采用中继间的顶管施工应避免管道纵向失稳,钢管管道直径不应小于1400mm、混凝土管管道直径不宜小于1200mm。对于超长距离顶管,钢管管道直径宜大于1800mm;混凝土管管道直径宜大于1600mm。

15.12.5 顶进距离大于500m宜根据同步注浆和沿线补浆的要求采用二根总管和二种不同配方的浆液。触变泥浆的材料应选择经钠化处理的膨润土泥浆材料和聚合物复合泥浆体系。

15.12.6 顶管初始顶进速度宜控制在10mm/min~20mm/min范围,顶进中的速度宜控制在20mm/min~30mm/min范围;土压力值设定应根据选用的顶管机类型确定。

15.12.7 顶管顶进过程中应采取防磕、抗扭转、防倒退及控制地面沉降等措施;每顶进一节距离或顶进2m~3m应测量一次顶管机的姿态偏差,并及时调整,控制管道沿设计轴线顶进。

15.12.8 顶管顶进应采取下列措施控制地面沉降:

1 应控制顶管顶进土压、顶进速度及出土量等施工参数,采取信息化施工手段,根据监测数据及时调整顶进施工参数;

2 顶管穿越应快速、顶进应连续,避免机头停顿时间过长产生附加沉降;

3 同步注浆以及沿线补浆应及时有效,形成完整的泥浆环套,压浆应先压后顶,控制注浆量及注浆压力;顶管结束宜用水泥浆对泥浆套进行固化。

15.12.9 矩形顶管施工应符合下列要求:

1 矩形顶管适宜于在上覆土厚度大于矩形顶管机高度的地层中施工;

2 矩形混凝土管节长度宜为1.5m~3m,管节间宜采取钢承接口连接;

3 矩形顶管机应设置姿态纠偏装置、纠转装置、防背土装置。遇土层为砂性土时宜设置加泥装置;

4 顶管机初始顶进时,支座两侧应有控制顶管机偏移的限位导向装置。

15.12.10 钢筋混凝土管曲线顶管、超长距离顶管、小直径顶管、垂直顶升顶管、特殊管材顶管施工应符合现行上海市工程建设规范《顶管工程施工规程》DG/TJ08-2049有关规定。

15.13 埋管

15.13.1 管道底部的沟槽开挖宽度可按式确定:

$$B=D_1+2(b_1+b_2+b_3) \quad (15.13.1)$$

式中: B ——沟槽底宽(mm);

D_1 ——管道结构外缘宽度(mm);

b_1 ——管道每侧工作面宽度(mm)见下表;

b_2 ——管道每侧的支撑宽度(mm)取200mm;

b_3 ——现场浇筑混凝土或钢筋混凝土管道一侧模板的厚度(mm)。

表 15.13.1 沟槽底部每侧工作面宽度(b_1)

管道结构宽度(mm)	非金属管道(mm)	金属管道(mm)
200~500	400	300
600~1000	500	400
1100~1500	600	600
1600~2500	800	800

注:采用钢板桩作支护结构在上述宽度每边再加 0.2m。

15.13.2 沟槽开挖至设计标高后可采用盲沟排水或管道排水,埋管不具备抗浮条件不应停止排水。

15.13.3 管道交叉应符合下列要求:

1 应满足管道件的最小净距要求,有压管道让无压管道、支管道让干线管道、小口径管道让大口径管道;

2 新建管道与其他管道交叉应按设计要求处理,交叉部位的回填应符合设计要求的压实度。

15.13.4 倒虹管铺设施工应符合下列要求:

1 倒虹管施工应对施工范围内的河道地形进行校测。河道两岸的管道中线控制桩及临时水准点每侧不应少于 2 个。

2 倒虹管水平段与斜坡段交接处应采用弯头连接。钢管弯头、混凝土弯头应符合设计要求。

15.13.5 水下铺设管道应符合下列要求:

1 采用拖运法或浮运法铺设倒虹管应根据河道水位情况确定施工时间,不宜在洪水季节进行。

2 沟槽边坡应根据土质情况、水流速度、方向、沟槽深度及开挖方法确定,并应满足管道下沉就位时的要求。

3 沟槽应测量槽底标高和沟槽横断面,测量间距应根据沟槽开挖方法及地质情况等确定。

4 倒虹管应校测下沉位置,验收合格后应及时回填沟槽。

15.13.6 埋管沟槽施工尚应符合现行上海市工程建设规范《基坑工程技术规范》DB/TJ08—61 相关要求。

15.14 冻结法通道

15.14.1 本节适用于长度小于 30m,开挖净尺寸小于 5m×5m 通道的冻结法施工。

15.14.2 冻结法通道施工质量标准应符合下列要求:

1 冻结施工应确保通道开挖和结构施工的安全,并保证周边环境和隧道本身的安全。

2 冻结帷幕设计应确定冻土平均温度指标,明确冻土的抗压强度、抗折强度和抗剪强度,以及所能达到的安全水准。

15.14.3 冻结法通道施工应符合下列要求:

1 在使用冻结法时,应预先进行针对性的工程勘察,必要时实施冻土试验。

2 冻结孔施工必须采取有效的防喷涌措施,严格控制开孔位置、偏斜值、成孔深度和终孔间距,成孔后应进行孔位复测和冻结管试压工作。

3 根据所要到达的冻结帷幕合理布置测温孔和泄压孔,通过监测数据计算冻结壁厚度和平均温度。

4 通道开挖前,应做好开挖条件验收工作。

5 通道开挖时,应首先开设样孔确认冻土情况,随后实施试挖,确认试挖情况良好后再进行正式开挖。开挖支护顺序应合理,随挖随撑,同时监测冻结壁温度和变形量。

6 防水施工必须符合地下工程相关防水规范要求。结构施工必须遵守有关钢筋混凝土施工规范,同时应预埋充填注浆管和融沉注浆管。

15.14.4 冻结法通道施工时冻胀融沉控制应符合下列要求:

1 冻结施工时,应预先设置泄压孔,数量不少于2个,布置在开挖区非冻土内或需保护部位与冻土之间,并贯通开挖区内的透水地层。

2 融沉注浆宜根据冻土解冻方式实施,浆液可选择单液浆或双液浆,注浆应遵循少量、多次、均匀的原则,并依据工程环境条件和监测数据,确定合理的融沉注浆压力、注浆量和注浆周期。

3 条件许可的情况下,可采取强制解冻。强制解冻宜分区、对称实施,并配合以跟踪注浆措施控制融沉。

15.14.5 冻结法通道施工时对隧道的保护应符合下列要求:

1 冻结孔设置时,应避开隧道结构的主筋和衬砌接缝防水。

2 冻结孔封堵时,应使用水泥砂浆或混凝土填充,管口部位应采用速凝堵漏剂封堵,并埋设注浆管进行注浆,孔口应采用不小于管壁厚度的钢板焊接封堵并满足设计要求。

3 通道开挖前,必须设置隧道支撑系统和防护门系统,支撑系统应根据隧道荷载情况进行合理计算,防护门系统应根据开挖部位的水土压力进行合理计算。

4 隧道变形过大时,应采取泄压、注浆等措施。

15.14.6 冻结法通道施工监测应符合下列要求:

1 冻结施工期间应监测影响范围内的隧道位移(水平、垂直)及径向变形、地表及管线的隆沉、建筑物的隆沉和倾斜等。对地表、管线和邻近建筑物的监测应符合本规范第16.8节的规定。

2 监测频率和报警值应根据工程情况和环境情况设定。

15.14.7 冻结法通道施工必须有应急措施,并应符合下列要求:

1 施工期间,应配置双回路供电或发电机,并配置两套满足冻结要求的冷冻系统,做到用一备一。

2 通道开挖前应急防护门必须进行试压,宜进行应急演练。

3 通道开挖期间冻结站严禁停止运行。

16 工程检测和监测要点

16.1 一般规定

16.1.1 工程检测应为基础与地下工程提供工程设计参数、对工程设计进行校验、对施工能否达到设计要求以及对新桩型、新工艺进行评价,内容包括:天然地基的静载荷试验、单桩竖向抗压、抗拔和水平静载荷试验、桩身(墙身)质量检测、地基处理的检测等。

16.1.2 工程监测应对基础与地下工程施工及使用过程中所引起的土体性状的变化、周围环境和地下设施的变化、基坑和支护结构本身的安全及稳定性的变化等进行系统的现场监测工作,内容包括:基坑监测、沉桩监测、盾构法隧道施工对环境的影响监测和建筑物沉降观测等。

16.2 天然地基静载荷试验

16.2.1 天然地基静载荷试验应符合下列要求:

1 试验应加载至地基破坏;

2 载荷板应采用面积不小于 0.5m^2 的刚性板;板底应与基础底面标高相当,且应保持试验土层的原状结构和天然湿度;试坑长度和宽度应大于载荷板宽度(或直径)的3倍,载荷板下宜设置不大于20mm厚的中、粗砂找平层;

3 加荷装置宜采用压重平台装置,量测仪器和试验设备等应有遮挡设施,严禁曝晒、雨淋;严禁在周围存在振动影响的情况下进行试验;

4 加荷等级宜分为10级~12级,加荷方法应采用慢速维持荷载法,每次荷载施加第一小时内按第5min、15min、30min、45min、60min进行测读,以后每隔半小时测读一次,直至达到稳定

标准,每级荷载在其维持过程中,应保持加荷量值的稳定;

5 稳定标准:每小时沉降量不超过 0.1mm,并连续出现两次;

6 预载:试验前应进行预载,预载量宜等于上覆土自重;

7 卸载:卸载量可取加载量的两倍进行等量逐级卸载,卸除每级荷载维持 30min,回弹测读时间为第 5min、15min、30min。卸载至零后应测读稳定的残余沉降量,维持时间为 3h。

16.2.2 当出现下列情况之一时,即可终止加载:

1 沉降量急剧增大,土被挤出或压板周围出现明显裂缝;

2 累计沉降量已大于荷载板宽度(或直径)的 10%;

3 在某级荷载作用下载荷板的沉降量大于前一级的 2 倍,并经 24h 尚未稳定,同时累计沉降量达到荷载板宽度(或直径)的 7%以上。

16.2.3 极限承载力的确定应符合下列规定:

1 在 $p-s$ 曲线上取明显陡降段的起始点所对应的荷载;

2 在 $s-lgt$ 曲线上取曲线尾部明显向下弯折的前一级所对应的荷载;

3 按累计沉降量确定,取 s/b 或 s/d (b 为板的宽度, d 为板的直径)等于 0.07 所对应的荷载。

16.2.4 同一土层参加统计的试验点不应少于三点,地基极限承载力统计值参照 16.3.14 条确定。

16.3 单桩承载力试验

16.3.1 单桩承载力试验主要指单桩竖向抗压、抗拔及水平承载力静载荷试验(以下简称单桩静载荷试验);对于工程桩的验收检测,也可采用高应变法测试单桩竖向抗压承载力。当设计有要求时,可在单桩静载荷试验时埋设桩身应力、应变和桩底反力测量传感器,测定桩身内力、桩周各土层的摩阻力和桩端土的端承力等。

建筑工程单桩静载荷试验方法和高应变试验方法应符合现行

上海市工程建设规范《建筑基桩检测技术规程》DGJ08—218 的有关规定。桥梁、港口工程单桩静载荷试验方法和高应变试验方法应符合相关行业标准的有关规定。

16.3.2 单桩竖向抗压、抗拔极限承载力应分别采用单桩竖向抗压、抗拔静载荷试验确定,试验最大加载量应加载至地基土破坏;地基土水平抗力系数的比例系数和单桩水平承载力应采用单桩水平静载荷试验确定,试验最大加载量应加载至桩顶出现较大水平位移或桩身结构破坏。

当单桩静载荷试验作为工程桩的验收检测时,最大加载量应满足设计要求;

1 对单桩竖向抗压静载荷试验,当单桩竖向承载力设计值按静载荷试验确定时,对预制桩最大加载量不应小于设计值的 1.8 倍,对灌注桩最大加载量不应小于设计值的 1.9 倍;当单桩竖向承载力设计值按承载力经验参数确定时,最大加载量不应小于设计值的 2 倍;

2 对单桩抗拔静载荷试验,最大加载量不应小于设计值的 2 倍;

3 对单桩水平静载荷试验,可按设计要求的水平位移允许值控制最大加载量。

16.3.3 当满足下列条件之一或设计有要求时,宜在施工前进行单桩静载荷试验确定单桩极限承载力。为设计提供依据的试桩数量不宜少于总桩数的 0.5%,且不应少于 3 根。

1 18 层以上的高层建筑;

2 对差异沉降有严格要求的建筑物;

3 场地和地基条件复杂的建筑物及坡地、岸边建筑;

4 大面积的多层地下建筑物(如地下车库、商场、运动场等);

5 桩基施工质量可靠性低的工程;

6 采用新桩型或新工艺的工程;

7 场地周边有城市生命线工程或优秀历史建筑等。

16.3.4 对于符合 16.3.3 条规定条件之一的工程,应采用单桩静载荷试验进行验收检测;对于 16.3.3 条规定以外工程,宜采用单桩静载荷试验进行验收检测,当有类似工程的静动对比验证资料时,高应变法也可作为单桩竖向抗压承载力检测的补充。

验收检测试桩数量应满足下列要求:

1 当采用单桩静载荷试验进行验收检测时,单位工程内同一条件下的试桩数量不应少于总桩数的 1%,且不应少于 3 根;当总桩数在 50 根以内时,不应少于 2 根。当验收检测试桩与为设计提供依据试桩的条件相同时,为设计提供依据的试桩数量可计入验收检测的试桩数量。

2 当采用单桩静载荷试验与高应变法共同进行验收检测时,单桩静载验收检测试桩数量不应少于总桩数的 0.5%、且不应少于 3 根,高应变法抽检数量不应少于总桩数的 3%,且不应少于 5 根。

16.3.5 预制方桩、预应力桩和钢管桩在沉桩后到进行试验时的间歇时间(休止期)不应少于桩周土体强度恢复所需要的时间;一般黏性土、粉性土宜为 28d 以上,砂土中宜为 14d;灌注桩间歇时间应满足桩身混凝土养护所需要的时间及桩周土体强度恢复所需要的时间,宜为成桩后 28d。桩端后注浆灌注桩,除满足上述条件外,尚应满足注浆后 20d 以上的要求。

16.3.6 试桩应符合以下要求:

1 为设计提供依据的灌注桩和多节预制桩试桩,承载力试验开始前,应采用低应变动测方法进行桩身完整性检查,有明显缺陷的桩不应作为提供工程设计参数承载力试桩。对于灌注桩试桩,必须进行孔径、孔深、沉渣及垂直度检测,各项指标应符合 16.4.7 条的规定。

2 试桩桩头构造和试桩与锚桩的桩身结构强度应满足试验

要求。

16.3.7 试桩方式和试验设备应符合以下要求:

1 单桩静载荷试验应根据试桩的要求和位置选择合适的试桩方式和试验设备,宜采用油压千斤顶加载。单桩竖向抗压静载荷试验的反力装置可采用锚桩横梁反力装置、堆载平台反力装置或锚桩堆载联合反力装置。单桩竖向抗拔试验和单桩水平静载荷试验反力装置可根据现场情况确定。反力装置(结构)所能提供的反力不得小于试验最大加载量的 1.2 倍。

2 高应变法采用自由落锤进行单桩竖向抗压承载力测试时,锤重不应小于预估单桩极限承载力的 1.5%,进行桩身完整性确认性检测时,锤重可适当减轻。打桩机械或类似设备(导杆式柴油锤除外)亦可作为锤击设备。

16.3.8 单桩竖向抗压、抗拔静载荷试验采用锚桩提供试验反力时,试桩与锚桩之间的中心距离应不小于 3d 且大于 2.0m;采用压重平台法提供试验反力时,试桩中心与压重平台支墩边之间的距离应不小于 4d 且大于 2.0m。单桩水平静载荷试验,当采用顶推法加荷时,反力结构与试桩之间的净距不应小于 5d;当采用牵引法加荷时,其净距应不小于 10d,并不小于 6m。基准点设置应不受试验和其它因素的影响,对抗压及抗拔静载荷试验,基准桩与试桩及锚桩之间的中心距应不小于 4d 且大于 2.0m;对于水平静载荷试验,其与试桩和反力结构的净距不宜小于 5d,当基准点设置在与加荷轴线垂直方向上或试桩位移相反方向上时,间距可适当减小,但不应小于 2m。

16.3.9 单桩竖向抗压静载荷试验应满足下述要求:

1 施工前为设计提供依据的竖向抗压静载荷试验应采用慢速维持荷载法。16.3.3 条所列工程在施工后做工程桩验收检测宜采用慢速维持荷载法;当有可靠工程经验时,也可采用快速维持荷载法。

水上试桩可采用快速维持荷载法。

2 慢速法试桩沉降相对稳定标准为每小时的桩顶沉降量不大于 0.1mm,并连续出现二次;当采用快速维持荷载法时,对最后二级荷载,宜采用慢速法试桩的沉降稳定标准。

3 试验加、卸载分级要求:宜按试桩预估最大试验荷载的 $1/10 \sim 1/12$ 为加载级差,逐级等量加载,第一级可取 2 倍加载级差;宜取加载级差的 2 倍为卸载级差,逐级等量卸载。

4 当出现下列情况之一时,可终止加载:

- 1) 试桩在某级荷载作用下的桩顶沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的 5 倍;
- 2) 试桩在某级荷载作用下的桩顶沉降量大于前一级的 2 倍,且经 24h 尚未稳定;
- 3) 达到设计要求的最大加载量且桩顶沉降达到稳定,或桩身出现明显破坏现象;
- 4) 当荷载—沉降曲线呈缓变形时应按总沉降量控制;桩长不大于 40m 时,桩顶总沉降量宜按 100mm 控制;桩长大于 40m 时,应考虑桩身压缩变形的影响;
- 5) 对于灌注桩及有接头的预制桩,当符合本条 1、2 款,但未达到最大加载量且桩顶总沉降量小于 100mm 时,宜继续加荷至满足总沉降量控制标准为止。

5 竖向抗压极限承载力可按下列方法综合确定:

- 1) 取竖向压力—沉降量($Q \sim s$)曲线发生明显陡降的起始点所对应的荷载值;
- 2) 取沉降量—时间对数($s \sim \lg t$)曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载值;
- 3) 对缓变型 $Q \sim s$ 曲线按总沉降量确定:混凝土桩宜取 $s = 40\text{mm}$ 对应的荷载值,对钢桩和桩长超过 40m 的混凝土桩,应考虑桩身弹性压缩量,所取用的桩顶沉降量应适当

加大。

16.3.10 单桩竖向抗拔静载荷试验应满足下述要求:

1 试验应采用慢速维持荷载法。当有特殊要求时,也可采用多循环加、卸载方法。

2 试验的稳定标准、加载及卸载分级要求应符合 16.3.9 条第 2、3 款的有关规定。

3 当出现下列情况之一时,可终止加载:

- 1) 试桩在某级荷载作用下的桩顶上拔量大于前一级荷载作用下上拔量的 5 倍;
- 2) 试桩的钢筋拉应力达到钢筋抗拉强度标准值的 0.9 倍;
- 3) 桩顶累计上拔量超过 100mm 时;
- 4) 达到设计要求的最大加载量且桩顶上拔量达到稳定标准。

4 竖向抗拔极限承载力可按下列方法综合确定:

- 1) 取竖向上拔力—桩顶上拔量($U \sim \delta$)曲线发生明显陡升的起始点所对应的荷载值;
- 2) 对于缓变形 $U \sim \delta$ 曲线,取桩顶上拔量—时间对数($\delta \sim \lg t$)曲线尾部显著向上弯曲的前一级荷载值;
- 3) 当在某级荷载下抗拔钢筋断裂时,取前一级荷载值。

16.3.11 单桩水平静载荷试验应满足下述要求:

1 试验宜采用单向多循环加卸载法或单向单循环恒速水平加载法,也可按工程需要采用其他加载方法。

2 单向多循环加载法宜取预估水平极限承载力或最大试验荷载的 $1/10 \sim 1/12$ 作为加载级差。单向单循环恒速水平加载法的加载、卸载分级要求应符合 16.3.9 条第 3 款的有关规定。

3 当出现下列情况之一时,水平静载荷试验可终止加载:

- 1) 桩身结构破坏或水平力作用点处水平位移超过 $30\text{mm} \sim 40\text{mm}$ (软土取 40mm);

2)达到设计要求的最大加载量或最大水平位移时。

4 单桩水平极限承载力可按下列方法综合确定:

1)单向多循环加卸载法:可根据 $H-t-Y_0$ 曲线产生明显陡降的前一级荷载或 $H-\Delta Y_0/\Delta H$ 曲线第二直线段的终点对应的荷载综合确定;

2)单向单循环恒速加卸载法:可根据 $H-Y_0$ 曲线产生明显陡降的前一级荷载或 $\lg H-\lg Y_0$ 曲线第二折点(钢桩取第一折点)的前一级荷载综合确定;

3)取桩身结构破坏或钢筋屈服时的前一级荷载。

5 建筑工程单桩水平承载力设计值应根据静载荷试验结果按 7.2.12 条第 1 款所述桩顶标高处位移控制标准确定。

6 地基土水平抗力系数的比例系数可根据试验结果参照现行行业标准《建筑基桩检测技术规范》JGJ106 中有关条文确定。

16.3.12 高应变法测试应满足下列要求:

1 高应变法测试时在桩顶施加的冲击力,应使桩周土进入塑性状态、桩周土阻力充分发挥,单击贯入度宜为 2.0mm~6.0mm;

2 试桩宜随机选取;

3 桩头露土高度及强度需满足安装传感器及重锤锤击要求,灌注桩宜重新制作桩头;

4 宜采用实测曲线拟合法提供承载力,并对桩身完整性进行判定;同时宜有同一根桩静荷载、动测对比资料确定相关参数;

5 高应变法也可用于试打桩测试及打桩监控。

16.3.13 单桩内力测试宜采用应变式传感器或钢弦式传感器。传感器宜放在两种不同性质土层的界面处以及靠近桩端处,测量不同土层的分层摩阻力。可采用设置沉降杆的方法测试桩身不同断面深度及桩端的沉降,也可采用其它有效方法。

16.3.14 单桩极限承载力试验统计值的确定应符合下列规定:

1 试桩结果统计:

1)按 16.3.9~16.3.11 条方法,确定 n 根试桩正常条件下极限承载力实测值 R_i ;

2)计算 n 根试桩实测极限承载力平均值 R_m 及小值平均值 R'_m :

$$R_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i \quad (16.3.14-1)$$

$$R'_m = \frac{R_m + R_{\min}}{2} \quad (16.3.14-2)$$

式中: $R_{\min}$ ——实测值的最小值。

3)按下式计算标准差 S_x 及变异系数 C_x :

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n R_i^2 - nR_m^2}{n-1}} \quad (16.3.14-3)$$

$$C_x = \frac{S_x}{R_m} \quad (16.3.14-4)$$

2 当多根试桩结果差异较大($C_x > 0.17$)时,应分析差异过大的原因并结合工程具体情况进行综合评价;必要时将试验结果异常的试桩数量加倍进行扩大抽检,并对试验结果进行重新统计。

3 对于正常试验情况,单桩极限承载力试验统计值 R_k 可按下式计算:

$$R_k = R_m [1 - \xi(C_x - 0.17)] \quad (16.3.14-5)$$

式中: R_k ——单桩极限承载力试验统计值(kN),当 $R_k < R'_m$ 时,

取 $R_k = R'_m$;

C_x ——变异系数,当 $C_x < 0.17$ 时,取 $C_x = 0.17$;

ξ ——与试桩有关的系数,由表 16.3.14 查得。

表 16.3.14 系数 ξ 与试桩数量的关系表

试桩数	3	4	5	6	7	8	9	10
ξ	1.67	1.20	0.95	0.82	0.73	0.67	0.62	0.58

4 当试桩数 $n=2$ 时, R_u 取二根试桩结果的小值。

16.4 桩身及地下连续墙墙身质量检测

16.4.1 桩身及地下连续墙墙身质量检测可采用低应变法、成孔质量检测、超声波透射法、高应变法、钻芯法等。检测内容及方法应根据检测目的按表 16.4.1 选择。

建筑工程低应变法、成孔质量检测、超声波透射法、高应变法、钻芯法等试验方法应符合现行上海市工程建设规范《建筑基桩检测技术规范》(DGJ08-218)的有关规定。市政、公路、港口等工程的试验方法应符合相关行业标准的有关规定。

表 16.4.1 检测方法及其检测目的

检测方法	检测目的
低应变法	检测桩身缺陷及其位置,判定桩身完整性类别。
试成孔检测	对灌注桩,核对地质资料,检验所选设备、机具,选择合理的施工工艺和参数,检测孔壁稳定性。
成孔质量检测	对灌注桩检测一清后孔径、孔深、垂直度及沉渣厚度等。
超声波透射法	检测灌注桩桩身、地下连续墙墙身混凝土的均匀性,桩身或地下连续墙墙身缺陷及其位置,判定桩身完整性类别。
高应变法	检测桩身缺陷及其位置,判定桩身完整性类别。
钻芯法	检测灌注桩桩长、桩身混凝土强度、桩身缺陷位置、桩底沉渣厚度,判定或鉴别桩底土层性状,判定桩身完整性类别;检测地下连续墙墙身混凝土强度、墙身缺陷位置。

16.4.2 桩身完整性检测宜采用两种或多种方法同时检测,并按表 16.4.2 规定对每根被检桩进行完整性分类、评价。

表 16.4.2 桩身完整性判定表

桩身完整性类别	分类原则
I	无任何不利缺陷,桩身结构完整;
II	有轻度不利缺陷,但不影响或基本不影响原设计的桩身结构强度及截面面积;
III	有明显不利缺陷,影响原设计的桩身结构强度及截面面积;
IV	有严重不利缺陷,严重影响原设计的桩身结构强度及截面面积;

16.4.3 检测数量应符合下列规定:

1 不同工程类别桩身完整性检测数量要求应按表 16.4.3 执行。

表 16.4.3 不同工程类别及桩身完整性检测要求

工程类别	抽检原则及检测数量
建筑工程	1)低应变检测数量,对有接头的多节混凝土预制桩,抽检桩数不应少于总桩数的 30%,并不得少于 10 根;单节预制桩,抽检数量可适当减小,但不应少于总桩数的 10%;灌注桩抽检数量必须大于总桩数的 50%;采用独立承台形式的桩基工程,应扩大抽检比例,每个独立承台抽检桩数不得少于 1 根;一柱一桩结构形式的工程应进行普测;对用作抗拔的预应力桩,宜 100%进行检测。 2)超声波法、高应变法及取芯的检测要求及检测数量宜根据实际工程情况确定,若有超声波检测要求,其检测数量宜不少于总桩数的 10%。
市政、公路工程	1)应进行 100%的完整性检测,各种方法的选定应具有可操作性和满足工程的特定要求。 2)重要工程的灌注桩应埋设声测管,检测的桩数不应少于 50%。 3)高应变动测法的检测要求及检测数量可根据工程实际情况确定。
港口工程	1)对有接头的预制桩,宜采用低应变法检测桩身完整性,检测桩数不应少于总桩数的 30%,并不得少于 10 根;单节预制桩,检测桩数不应少于总桩数的 10%,并不得少于 10 根;高应变动测法抽检数不宜少于总桩数的 5%,并不得少于 5 根。对各种类型的灌注桩,桩身完整性检测数量应为总桩数的 100%,检测方法可采用低应变检测或超声波检测法。 2)对各种类型的灌注桩,当桩身混凝土达到设计强度后,应按桩的总数抽取 3%~5%进行钻芯取样抽检。检测应首先抽取混凝土浇筑异常和完整性检测异常的桩。

2 对大直径水上灌注桩、桩端后注浆灌注桩,采用声波透射法检测数量不宜少于总桩数的 20%,必要时可采用高应变法或钻芯法进行桩身完整性检测,抽检数量不得少于总桩数的 5%且不少于 5 根。

3 灌注桩在开始施工前,必须进行试成孔试验,数量不得少于 2 个。工程桩成孔质量检测应随机、均匀抽检,数量不少于总桩数的 10%。

4 地下连续墙宜采用声波透射法或钻孔抽芯检测墙身混凝土质量。当地下连续墙作为地下室外墙时,检测槽段数不宜少于总槽段数的 10%,且不少于 3 个槽段。

16.4.4 验证与扩大检测应符合下列规定:

1 对低应变法或超声波透射法检测中不能明确完整性类别的桩或Ⅲ类桩,可根据实际情况采用高应变法、钻芯法、孔内摄像法等适宜的方法验证检测,桩身浅部缺陷可采用开挖验证。

2 在施工过程中发现有疑问的桩必须进行桩身完整性检测,但其数量不应计入正常抽检的比例内。

3 低应变动测后Ⅲ、Ⅳ类桩比例占抽检总数 5%以上时,应以相同的百分比扩大抽检,直至普测。

4 钻芯检测发现桩身混凝土质量问题时,应分析原因,并经确认后扩大抽检比例。

5 必要时宜选用静载荷试验对桩身完整性存在明显缺陷的Ⅲ类桩进行验证。

16.4.5 检测开始时间应符合下列规定:

1 当采用低应变法或声波透射法检测时,受检桩混凝土强度不应低于设计强度的 70%,且不小于 15MPa,宜在成(沉)桩施工结束 14d 后进行。

2 当采用钻芯法检测时,受检桩的混凝土龄期应达到 28d 或预留同条件养护试块强度达到设计强度。

16.4.6 低应变法检测应符合下列要求:

1 低应变检测宜采用弹性波反射法。

2 工程桩检测应在桩顶设计标高处进行,灌注桩或桩头破损的预制桩在检测前测点处需做修平处理。

16.4.7 试成孔及成孔质量检测应符合下列要求:

1 试成孔连续跟踪监测时间与桩长、桩径及施工工艺有关,不应少于 12h,每隔 3h~4h 测一次,比较孔径、孔深及沉渣的变化。

2 灌注桩一次清孔后成孔质量检测结果应满足,任意断面孔径不得小于设计桩径;垂直度允许偏差应小于等于 1/100;当桩身垂直度有特殊要求时,应满足相应设计要求;孔深允许偏差(-0~+300)mm;二次清孔后沉渣厚度允许值应小于等于 100mm。

16.4.8 地下连续墙成槽质量检测应符合下列要求:成槽深度(清孔后)不小于设计深度;成槽厚度允许偏差(-0~+50)mm;成槽垂直度允许偏差,对地下室外墙应小于 1/300,对临时围护墙应小于 1/200;槽底沉渣厚度允许值,对地下室外墙应小于等于 100mm,对临时围护墙应小于等于 200mm。

注:地下连续墙成槽厚度允许偏差,其含义指负偏差按任意断面为“应为 0”,正偏差按平均断面为“宜小于等于 50mm”。

16.4.9 超声波透射法检测应符合下列要求:

1 超声波透射法适用于检测直径不小于 600mm 的灌注桩或厚度不小于 600mm 的地下连续墙。

2 超声波测管埋设应符合下列规定:对灌注桩,当桩径不大于 800mm 时,对称埋设两根管,当桩径大于 800mm 不大于 2000mm 时,按等边三角形埋设三根管,当桩径大于 2000mm 时,按正方形埋设四根管。对地下连续墙,沿墙身厚度方向对称埋设两根管。

3 声测管宜采用金属管,其内径宜比换能器外径大 15mm

以上,采用螺纹外套管连接,应保证不漏水。声测管应采取适宜的方法固定在钢筋笼内侧,使之成桩后相互平行。下端埋设至桩端或墙底、封闭,上端加盖,管口应高出桩顶或墙顶 300mm 以上。

16.4.10 钻芯法检测应符合下列要求:

1 钻芯法适用于检测直径不小于 600mm 的灌注桩或墙身厚度不小于 600mm 地下连续墙。

2 钻芯法对桩径小于 1.2m 的桩宜为 1 孔,对桩径为 1.2~1.6m 的桩宜为 2 孔,对桩径大于 1.6m 的桩宜为 3 孔。

3 当桩长不大于 30m 时,每孔截取 3 组芯样。当桩长大于 30m 时,每孔截取芯样不少于 4 组。每组芯样应制作 3 个芯样抗压试件。芯样试件应在与被检测桩(或墙)混凝土湿度基本一致的条件下进行抗压试验。上海地区芯样宜按潮湿状态进行试验;在 20℃±5℃的清水中浸泡 40h~48h 后,从水中取出立即进行抗压试验。

4 取一组三个芯样试件强度值的平均值为该组混凝土芯样试件抗压强度代表值。同一受检桩同一深度有多组混凝土芯样试件抗压强度代表值时,取其平均值为该桩该深度位置的混凝土芯样试件抗压强度代表值。受检桩中不同深度位置的混凝土芯样试件抗压强度代表值中的最小值为该桩混凝土芯样试件抗压强度代表值。

16.5 地基处理检测

16.5.1 在地基处理的试验阶段、大面积施工过程中以及完成后等 3 个阶段,必须通过地基处理检测为工程设计提供参数、控制和指导施工及对工程质量的检验提供依据。

16.5.2 地基处理宜在加固前、加固后分别针对原地基土和桩体(或置换体)、桩间土(或夯间土)进行检验。

16.5.3 地基处理施工质量检验与地基处理检测宜在施工过程中

按现行上海市工程建设规范《地基处理技术规范》DG/TJ08-40 执行;地基处理竣工验收检验方法应根据工程重要性、工程地质情况、处理方法等综合确定,应选择多种方法综合检测。各检测项目可参照表 16.5.3 和相关规范来执行。

表 16.5.3 各种地基处理检测方法

序号	地基处理方法 检测方法	换填法	预压法	强夯法	碎(砂)石桩法	注浆法	高压喷射注浆法	水泥土搅拌法	树根桩	锚杆静压桩
1	开挖检查				○		○	○		
2	钻芯法检验		○	○			✓	✓	○	
3	静载荷试验	✓	✓	✓	✓	○	✓	✓	✓	✓
4	密实度	✓		○						
5	静力触探试验	○	✓	✓	○	○				
6	十字板剪切试验		✓	○						
7	标准贯入试验	○		○	○	○	○	○		
8	动力触探试验	○		○	✓		○	○		
9	波速测试	○		○		○				

注:✓应测项目; ○选测项目。

16.5.4 水泥土搅拌桩、碎(砂)石桩、强夯置换、高压喷射注浆等方法处理后的地基按复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验执行;预压、换填、强夯、注浆等方法处理后的地基应参照 16.2 节天然地基静载荷试验要求执行,荷载板面积不应小于 1m²;对锚杆静压桩、树根桩等应参照 16.3 节单桩静载荷试验执行。静载荷试验应满足下列要求:

1 试验阶段或为设计提供依据时应加载至地基破坏或单桩桩身结构破坏,工程验收阶段静载荷试验最大加载量应符合设计

要求,并不小于设计值的 2 倍。

2 加荷装置、加荷方法、加卸荷、预载程序和要求等应符合 16.2.1 条第 3、4、5、6、7 款的要求。

3 静载荷试验承压板应具有足够刚度。桩的中心(或形心)应与承压板中心保持一致,并与荷载作用点相重合。

4 检测数量:对工程质量进行检验时,复合地基静载荷试验数量为总桩数的 0.5%~1.0%,且单位工程不得少于 3 点。有单桩强度检验要求时,单桩静载荷试验数量为总桩数的 0.5%~1.0%,且单位工程不得少于 3 根。预压、换填、强夯、注浆等方法处理后的承载力检验数量应符合相关规范规定。试验阶段的检测数量宜根据工程重要性、试验目的、处理方法和参数等综合确定。

16.5.5 地基处理的单桩竖向静载荷试验应符合下列要求:

1 必须开挖到设计标高进行试桩,并对试桩表面凿平后用不大于 20mm 厚的中粗砂找平。

2 稳定标准为每小时的沉降不超过 0.1mm,并连续出现二次。

3 荷载板尺寸应与桩体外形相匹配。

4 当出现下列条件之一时,可终止加载:

1)在某级荷载下,本级沉降量大于前一级的 5 倍,或大于前一级的 2 倍并经 24h 尚未稳定;

2)最大加载压力达到或超过设计要求压力值;

3)累计沉降量已达到荷载板宽(或直径)的 10%,且不小于 100mm。

5 极限承载力的确定应符合下列规定:

1)在 $Q-s$ 曲线上取明显陡降段的起始点所对应荷载;

2)在 $s-lgt$ 曲线上取曲线尾部明显向下弯折的前一级荷载;

3)按累计沉降量确定,水泥土桩、高压喷射注浆加固体可取

$s/d=0.05$ (d 为桩身直径)所对应的荷载;碎(砂)石桩、强夯置换墩可取 $s/d=0.07$ 所对应的荷载。

16.5.6 复合地基静载荷试验应符合下列要求:

1 单桩复合地基静载荷试验的承压板可用圆形或方形,面积应为一根桩承担的处理面积;多桩复合地基静载荷试验的承压板可用圆形、方形或矩形,其尺寸按实际桩数所承担的处理面积确定。

2 试验板板底标高应与基础底面设计标高相同,承压板底面下宜铺设中、粗砂垫层,垫层厚度可取 50mm~150mm,桩身强度高时取大值。试验标高处的试坑长度和宽度宜大于荷载板尺寸的 3 倍,基准梁支点应在试坑之外。

3 稳定标准:水泥土桩、高压喷射注浆复合地基每小时沉降不超过 0.1mm,碎(砂)石桩、强夯置换墩复合地基每小时沉降不超过 0.25mm,并连续出现二次。

4 当出现下列条件之一时,可终止加载:

1)沉降量急剧增大,土被挤出或压板周围出现明显裂缝;

2)累计沉降量已大于荷载板宽度(或直径)的 10%且不小于 100mm;

3)在某级荷载作用下载荷板的沉降量大于前一级的 2 倍,且经过 24h 尚未稳定。

5 极限承载力的确定应符合下列规定:

1)在 $p-s$ 曲线上取明显陡降段的起始点所对应的荷载;

2)在 $s-lgt$ 曲线上取曲线尾部明显向下弯折的前一级荷载;

3)按累计沉降量确定:水泥土桩、高压喷射注浆复合地基取 $s/b=0.05$ 所对应的荷载;碎(砂)石桩、强夯置换墩复合地基取 $s/b=0.07$ 所对应的荷载。

16.5.7 同一土层参加统计的试验点不应少于三点,复合地基或

单桩极限承载力统计值可参照 16.3.14 条确定。

16.6 基坑工程监测

16.6.1 基坑工程监测包括支护体系自身监测和周边环境(包括已施工完成的主体结构部分)的监测。基坑工程施工前应制订监测方案。监测方案应包括工程概况、监测目的、监测项目、监测方法与精度要求、测点布置、监测仪器、报警值、观测频率、观测资料整理分析及监测结果反馈制度等。

16.6.2 基坑工程施工前应对基坑周围建筑物和有关设施的使用、现状和裂缝开展情况进行调查,作为施工前档案资料;在基坑工程整个施工期应对有关建筑物和设施进行监测。环境调查范围与基坑监测范围应符合现行上海市工程技术规范《基坑工程技术规范》DB/TJ08—61 和《基坑工程施工监测规程》DG/TJ08—2001 规定和上海市人民政府的有关规定。

16.6.3 支护体系监测项目和方法应符合下列要求:

1 支护体系监测点的布置应充分考虑支护结构的特点、施工方案、周边环境等因素,应能反映各类支护结构受力和变形的变化趋势。各监测项目的布点应相互对应,周边有重点监护对象处、不利变形处和异常变形处等位置应加密监测点。

2 围护墙(边坡)顶水平位移和垂直位移监测点应为共同点,宜布置在顶圈梁(压顶)上、两根支撑的中间部位以及围护墙侧向变形(测斜)点处,监测点间距不宜大于 20m。

3 围护墙测斜监测点的布置间距宜为 20m~50m,监测点布置深度不宜小于围护墙(桩)入土深度。

4 围护墙侧向土压力监测点宜布置在受力较大及有代表性的围护体外侧,可预设于迎土面及迎坑面入土段的围护墙侧面。

5 混凝土支撑内力监测点宜布置在内力较大的轴心受压支撑上,每道支撑内力监测点不应少于 2 个。钢支撑采用轴力计测

试时,监测点应布置在支撑端部,并有可靠措施保持支撑稳定。

6 立柱垂直位移监测点应布置在基坑中部、多根支撑交汇处、施工栈桥下、地质条件复杂等处,并宜对不同结构类型的立柱分别布点。

7 基坑内、外地下水位监测包括潜水水位监测和承压水水位监测,监测点宜布置在隔水帷幕施工搭接处、基坑转角处、邻近建筑物处、地下管线相对密集处、相邻降水井中间部位等,并宜布置在隔水帷幕外侧约 2m 处;水位监测点间距宜为 20m~50m,水文地质条件复杂处应适当加密。

8 土体深层侧向变形(测斜)监测点应布置在邻近需要重点监护的地下设施或建筑物周围土体中,布置间距约 40m~60m,并宜与其它监测点对应,孔深宜大于围护墙(桩)埋深的 5m~10m。

16.6.4 周围环境监测点布设应符合下列规定:

1 邻近建筑物竖向及水平位移监测点应布置在基础类型、埋深和荷载有明显不同处及沉降缝、伸缩缝、新老建筑物连接处的两侧、建筑物的角点、中点;圆形、多边形的建筑物宜沿纵横轴线对称布置;工业厂房监测点宜布置在独立柱基上。倾斜监测点宜布置在建筑物角点或伸缩缝两侧承重柱(墙)上等位置。

2 邻近地下管线监测点宜布置在上水、煤气管处、窰井、阀门、抽气孔以及检查井等管线设备处、地下电缆接头处、管线端点、转弯处;影响范围内有多条管线时,宜根据管线年份、类型、材质、管径等情况综合确定监测点,且宜在内侧和外侧的管线上布置监测点;地铁、原水管等重要市政设施、地下管线监测点布置方案应征求主管部门意见。

3 邻近地表沉降监测点宜按剖面垂直于基坑边布置,剖面间距宜为 30m~50m,宜设置在每侧边中部。

16.6.5 监测频率和报警值应符合下列规定:

1 监测频率:基坑监测应从围护结构施工开始,直至施工到

±0.00 标高为止。围护结构施工期间、基坑开挖期间一般每天观测一次；当达到报警值或观测值变化速率加快或出现危险事故征兆时，应加密观测。

2 报警值：

- 1)报警值一般由累计变化量和变化速率两个量控制，累计变化量的报警值不应超过设计限值；
- 2)管线报警值以总变化量、变形速率和单位长度内差异变形量等三个指标控制，其限值根据管线单位的要求确定。
- 3)周围建筑物报警值可参考管理部门的有关规定确定，并应以累计沉降量、沉降速率、差异沉降量并结合裂缝观测进行控制。

16.6.6 监测资料应符合下列要求：

1 及时提交日报表，施工周期较长时，尚应提供阶段性报告。在报表和报告中，应结合施工工况、天气情况、周围环境变化实测记录相关变量值，绘制有关曲线图，进行综合分析，及时反馈；当监测值达到报警值时，应及时签发报警通知。

2 监测工作结束时应编写完整的监测报告，其内容包括工程概况、工程地质概况、监测点布置、监测设备与技术方法、全部监测项目监测值全过程的发展和变化情况以及相应的工况、天气情况、周围环境情况，监测期采取的有关措施及效果，监测最终结果等。

16.7 沉桩监测

16.7.1 沉桩监测应符合下列要求：

1 挤土桩和部分挤土桩在沉桩施工期间，为确保邻近建筑物、道路及地下设施、相邻施工工地以及已沉入工程桩等的安全，应根据工程性质与要求、施工场地与周围环境影响程度等情况有针对性地进行监测。

2 沉桩前应对沉桩区和沉桩区附近 3 倍桩的人土深度范围

内环境状况进行详细调查研究，收集相关资料。

3 监测方案制订、监测点设置等内容可分别参照 16.6 节有关规定执行。

4 监测项目可根据监测目的、桩型、沉桩方法、地质条件、邻近建筑物等情况确定。

5 挤土桩和部分挤土桩沉桩施工监测范围应符合表 16.7.1 的要求。

表 16.7.1 沉桩监测范围

被监测的建筑物类型	监测范围(L)
陈旧的三层以下砌体结构房屋	$\leq 1.5l$
采用条基的多层建筑物、砖砌人防、脆性材料构成的管道和接头等	$\leq l$
采用筏基、箱基的建筑物	$\leq 0.5l$

注：1. L 为保护对象至沉桩区近侧边缘的距离， l 为桩的人土深度；

2. 监测距离考虑了振动和挤土对工程结构的综合作用；

3. 挤土桩主要指预制方桩；部分挤土桩主要指开口钢管桩和开口混凝土管桩。

16.7.2 监测项目和方法应符合下列规定：

1 孔隙水压力：

1)测点布设：沉桩区内观测孔宜均匀布设或在预计孔隙水压力较高区域内均匀布设；沉桩区外宜从沉桩区边线开始向外逐渐增大观测孔间距；测点竖向的布置应在应力影响深度范围内按土层分布情况布设，并以软弱土层为重点，测点间距一般为 4m~5m；孔隙水压力计至少在施工前 7d~10d 埋设。

2)沉桩桩位离观测点较近时，应跟踪观测并增加监测频率；离观测点较远、孔隙水压力变化幅度较小时，可延长观测间歇时间，但不宜少于每天观测一次。

2 周围土体竖向位移:

- 1)测点布设:沉桩区内可均匀布设或在预计位移较大区域、重点监护区域均匀布设,而其它区域数量适当减少,沉桩区外宜从沉桩区边线开始由里向外先密后疏布设;
- 2)根据沉桩进度随时进行观测,一般每天观测一次。如观测值变化较大时,可适当缩短观测间隔;
- 3)沉桩结束后宜继续观测土体再固结引起的沉降。

3 周围土体水平位移:观测方法、布置及观测频率同16.6.4条。

4 土体深层侧向位移:

- 1)测点布设:应视场地情况而定,一般布设在沉桩区与被保护目标之间,测点间距一般为20m,且不少于2点;
- 2)测斜管埋深可结合桩长、桩疏密程度、周围环境要求、地质条件等综合确定;
- 3)埋入土体中的测斜管应保持竖直,并使一对定向槽垂直于沉桩区边线。

5 邻近建筑物沉降、邻近地下管线水平和竖向位移分别参照16.9节及16.6.3、16.6.4条有关规定执行。

6 振动监测:当场地周围有对振动敏感的精密仪器、设备、建筑物等或有其它需要时可进行振动监测。测点布置应根据监测目的和现场情况确定,一般可在振动强度较大区域内的建筑物基础或地面上布设观测点,并对其振动速度峰值和主振频率等进行监测,具体控制标准及监测方法可参照现行国家标准《爆破安全规程》GB6722执行。对于居民区、工业集中区等受振动可能影响人居环境时可参照现行国家标准《城市区域环境振动标准》GB10070和《城市区域环境振动测量方法》GB10071要求执行。

7 噪声监测:在噪声保护要求较高区域内用锤击法沉桩或有其它需要时可进行噪声监测。噪声的控制标准和监测方法可分别

按现行国家标准《建筑施工场界噪声限值》GB12523和《建筑施工场界噪声测量方法》GB12524执行。

16.8 盾构掘进对周围环境影响监测

16.8.1 盾构法隧道施工前应针对工程环境条件制订环境影响的监测方案。监测方案应包括工程概况、监测目的、工程环境分析、监测项目、监测方法、仪器设备与精度要求、测点布置、报警指标、观测频率、数据分析与反馈制度等内容。

16.8.2 施工前应对工程环境进行现状调查,并做好记录,作为施工前的档案资料。影响范围内如存在优秀历史建筑以及对变形敏感的建筑物时,宜在施工前对其进行完损状况检测,施工过程中进行损坏趋势监测。

16.8.3 环境影响监测数据宜与盾构掘进施工监控量测数据同步分析,监测记录应附施工现状、气象等情况的简单描述。

16.8.4 盾构法隧道施工影响范围内的监测应包括以下内容:

- 1 地表竖向变形观测;
- 2 市政公用管线及特殊地下管线变形监测;
- 3 建筑物变形监测。

必要时宜增加监控对象的完损状况检测或损坏趋势检测,以及地表水平变形和土体深层侧向变形监测等内容。

16.8.5 变形测量的等级划分、精度要求和适用范围应符合现行国家标准《城市轨道交通工程测量规范》GB50308相关条款要求。

16.8.6 监测范围的确定应以盾构法隧道施工变形计算与分析为基础确定,同时应考虑沿线工程环境的具体特点、变形敏感性、使用要求、重要程度等因素,监测点的布置应能反映监测对象的变形反应特征。

16.8.7 地表竖向变形监测宜沿盾构掘进轴线布设纵向轴线监测点和横向监测断面,纵向轴线监测点宜每3m~6m布置1点,横向

监测断面及测点宜根据表 16.8.7 所示布设;盾构进出洞或其它有特殊保护要求部位处应适当加密布设测点;在条件允许的情况下,测点宜布设成土体深层变形测点。

表 16.8.7 地表竖向变形监测断面及测点布置

隧道埋设深度 H	监测断面纵向间距(m)	断面内监测点间距(m)
$H \geq 2D$	20~50	7~10
$D \leq H < 2D$	10~20	5~7
$H < D$	5~10	2~5

注: D 为隧道直径,各横断面内监测点一般不少于 7 点。

16.8.8 监测频率应保证及时、准确地反映监测对象的动态反应,并应根据监测段的重要程度、变形控制指标量值及变化情况、以及现场具体情况相应调整。一般情况下,盾构刀盘前 20m 至盾尾后 30m 为重点监测段,该区段监测频率不宜小于 2 次/d。

16.8.9 结构完损状况检测及损坏趋势监测方法可按现行上海市工程建设规范《房屋质量检测规程》DGJ08-79 及《既有建筑物结构检测与评定标准》DG/TJ08-804 要求进行。

16.8.10 盾构法隧道施工对环境影响监测宜延续至隧道主体结构贯通后不少于三个月,并在及时汇总分析数据的基础上,决定是否进行后期观测并制定相应的监测方案。

16.8.11 环境影响监测报警指标的确定应符合以下原则:

1 监测报警指标包括累计变化量、差异变化量、变化速率及完损状况四个参数。

2 报警指标应综合考虑工程环境对象自身的特点、隧道施工的影响分析等综合确定,并应符合国家及地方标准或相关管理部门的要求。

16.9 建筑物沉降观测

16.9.1 本节规定的建筑物沉降观测,是指对建筑物从浇筑基础开始,在施工期和使用期连续进行的直至变形达到规定停测标准为止的沉降观测。凡符合下列情况之一者均应进行沉降观测:

1 重要的、有纪念性的和使用上、生产工艺上对地基有特殊要求的新建建筑物或新建重大市政工程;

2 新建四层及四层以上建筑物;

3 采用地基处理的新建建筑物;

4 采用新的施工技术、基础型式或设计方法的新建建筑物;

5 加层、扩建或因地基变形、局部失稳而使结构产生裂缝的建筑物;

6 大型码头和桥梁、高架道路、轻轨和地铁等工程;

7 设计人员认为有必要进行沉降观测的建筑物。

16.9.2 基准点的布设应满足本工程沉降测量要求并结合建筑物的体型、重要性以及周围的环境等因素综合进行选择。

1 一般建筑物在四周的适当位置,埋设 3 个沉降观测专用水准点,其深度宜与基础埋设深度相同,并应定期进行联测以检验其稳定性。水准点不宜离观测建筑物过远,一般不超过 100m;也不宜离观测建筑物过近,水准点离观测建筑物的最近距离,可按经验公式(16.9.2)估算:

$$L = \sqrt{10s_{\infty}} \quad (16.9.2)$$

式中: L —— 水准点离观测建筑物的最近距离(m);

s_{∞} —— 观测建筑物最终沉降的计算值。

2 大型码头和桥梁、高架道路、轻轨和地铁等工程应选取一等水准路线作为首级控制,根据工程路线的走向,就近选取附近基岩标或由基岩标引测的工作基点作为起算基准。

16.9.3 沉降点的布设应能全面反映建筑物地基变形特征并结合

建筑物的体型与结构型式、工程地质条件、沉降规律等因素综合确定,要求便于观测且不易遭到损坏。点位宜选在下列位置:

- 1 建筑物的角点、中点及沿外墙每隔 6m~12m 处;建筑物宽度大于 15m 的内部承重墙(柱)上设内墙点,在室内地面中心及四周设地面点;圆形、多边形的构筑物宜沿纵横轴线对称布点;
- 2 基础类型、埋深和荷载有明显不同处及沉降缝、高低层建筑物、新老建筑物连接处的两侧、伸缩缝的任一侧;
- 3 工业厂房各轴线的独立柱基上;
- 4 片筏基础、箱型基础底板四角处及其中部位置;
- 5 基础下有暗浜或地基局部加固处、人工地基与天然地基接壤处、挖填方交界处等地基土性差异较大处;
- 6 重要设备基础和动力基础的四角;
- 7 轻轨高架桥一般为高架桥承台两侧的立柱上;
- 8 桥梁一般为桥梁两端左右两侧和桥中接缝的两边;
- 9 设计人员认为有必要监测的部位。

16.9.4 在沉降观测前应根据建筑物的重要性、使用要求、基础类型、工程地质条件及预估建筑物沉降大小等因素综合确定沉降水准测量等级。鉴于沉降观测资料连贯性的要求,严禁任意改用水准点和更改其标高。大型码头和桥梁、高架道路、轻轨和地铁等工程的沉降观测应严格按照一、二等水准的要求执行。沉降观测技术要求应符合现行行业标准《建筑变形测量规范》JGJ8 和现行国家标准《工程测量规范》GB50026 规定。

16.9.5 沉降观测应在浇筑基础时开始观测,施工阶段观测应随施工进度及时进行,使用阶段观测应视地基基础类型和沉降速率大小而定,一般情况下,第一年内每隔 2~3 个月观测一次,以后每隔 4~6 个月观测一次。沉降停测标准可采用连续两次半年沉降量不超过 2mm。当出现基础附近地面堆载突然增减情况或建筑物突然发生大量沉降、不均匀沉降或严重裂缝时应及时增加观测

次数;当工程有特殊要求时,应根据要求进行观测。

大型码头和桥梁、高架道路、轻轨和地铁等工程应根据竣工时和运营期间变形速率调整测量的频率,当两侧有工程施工或其他因素可能影响其安全时应加大测试频率。

16.9.6 埋设在多层地下室底板上的初始沉降观测点,应随地下室施工逐层向上引测直至地面以上。

16.9.7 沉降观测成果整理工作应符合下列要求:

- 1 每次沉降观测后应及时计算各沉降点的高程、本次沉降量、累计沉降量、平均沉降量、沉降差和沉降速率等;必要时,需计算基础的不均匀沉降等数值;

- 2 需要时,根据各个阶段观测成果可绘制荷载~沉降~时间($Q \sim s \sim t$)关系曲线图和沉降~距离($s \sim L$)关系的展开曲线图。

附录 A 滨海平原区地基土层序表

地质时代	土层名称	土层序号	顶面埋深(m)	常见厚度(m)	成因类型	状态密实度	包含物及工程特征	分布状况
全新世	人工填土	① ₁	0	0.5~2.0	—	松散	含碎石、石块、垃圾、植物根茎等	遍布
	浜底淤泥	① ₂	1.0~2.0	1.0~4.0	—	流塑	黑色淤泥、杂物、有臭味	滨海、塘区
	灰色粉性土 (俗称江滩土)	① ₃	2.0~3.0	4.0~15.0	滨海~河口	松散~稍密	含螺壳、碎贝壳、棉壳等杂质,以细砂土为主,局部夹较多淤泥质土,局部砂质较纯,呈砂质粉土状	—
	褐黄色黏性土	② ₁	0.5~2.0	1.5~2.0	滨海~河口	可塑~软塑	含氧化铁锈斑及铁锰结核、管孔“硬壳层”,是天然地基良好的持力层。	遍布
	灰黄色黏性土	② ₂	1.5~2.0	0.5~2.0	滨海~河口	软塑	含铁质硬斑点、云母、粉砂等	遍布
	灰色粉性土、粉砂	② ₃	2.0~3.0	3.0~15.0	滨海~河口	松散~稍密	含云母,夹薄层黏性土,土质不均匀;土体强度低,压缩性较高,但应注意其产生地基液化和“流砂”的可能性。	沿苏州河向(主要位于苏州河以北)呈带状分布
	灰色淤泥质粉质黏土	③ ₁ 、③ ₂	3.0~7.0	5.0~10.0	滨海~浅海	软塑~流塑	含云母,夹薄层状粉砂、有机质等,常在厚度 5m~7m 范围内夹有厚薄不等的粉性土,基坑开挖时应防止产生管涌或“流砂”。	遍布 (局部为黏性土)
	灰色粉性土、粉砂	③ ₃	4.0~5.0	1.0~3.0	滨海~浅海	松散~稍密	含云母,夹薄层黏性土,土质不均匀,应防止其产生地基液化和“流砂”的可能性。	局部分布,呈透镜体状
	灰色淤泥质黏土	④	7.0~12.0	5.0~10.0	滨海~浅海	流塑	含云母,有有机质,夹薄层粉砂,局部夹贝壳碎屑。属高压缩性、高灵敏度、低强度、低渗透性土,是天然地基的主要软弱下卧层。	遍布
	褐灰色黏性土	⑤ ₁ 、⑤ ₂	15.0~20.0	5.0~15.0	滨海、沼泽	软塑~可塑	含云母、天然气,夹薄层状粉砂,属高压缩性、高灵敏度、高灵敏度、低强度、低渗透性土,是天然地基的主要软弱下卧层。	遍布 (局部为淤泥质土)
全新世	灰色粉性土、粉砂	⑤ ₃	20.0~30.0	5.0~10.0	滨海、沼泽	稍密~中密	含云母、天然气,夹薄层状粉砂,属高压缩性、高灵敏度、高灵敏度、低强度、低渗透性土,是天然地基的主要软弱下卧层。	填绿色硬土层缺失区分布
	灰~褐灰色黏性土	⑤ ₄	25.0~32.0	9.0~15.0	潮谷	可塑	含云母,有有机质,局部为硬壳土。当填绿色土层缺失或遇填土时,也可作为一般工程的持力层。	—
	灰绿色黏性土	⑤ ₅	35.0~46.0	1.0~3.0	潮谷	可塑~硬塑	含氧化铁、有机质,俗称次生硬土层。	古河床边缘硬壳土缺失区
	暗绿~草黄色黏性土	⑥	16.0~40.0	1.5~5.0	河口~潮坪	可塑~硬塑	含氧化铁斑点,偶夹钙质结核。属硬壳土,压缩性低,强度高,可作持力层。	分布较广,局部受古河道冲刷而缺失
	草黄~灰色粉性土、粉砂	⑦ ₁	28.0~35.0 (43.0~48.0)	4.0~8.0	河口~滨海	中密~密实	含云母,夹薄层状黏性土,土质不均匀。属中~低压缩性土,强度高,为良好的持力层。	分布较广,厚度变化大
	灰色粉细砂	⑦ ₂	35.0~40.0 (50.0~54.0)	6.0~30.0	河口~滨海	密实	由长石、石英、云母等矿物颗粒组成,土质较均匀致密。属低压缩性、高强度,为良好的持力层。	分布较广,层位不稳定
	灰色黏性土夹粉砂	⑧ ₁	40.0~60.0	10.0~20.0	滨海~浅海	软塑~可塑	含云母、腐殖质、夹砂,具交错层理。属低压缩性土,中等压缩层,是地基持力层的软弱下卧层。	分布较广,局部缺失
	灰色粉质黏土、粉砂互层	⑧ ₂	50.0~60.0	10.0~20.0	滨海~浅海	可塑或中密	含云母,具交错层理,夹砂互层呈“千层饼”状。可作为高层建筑物的持力层。	分布较稳定,局部缺失
	青灰色粉细砂夹黏性土	⑨ ₁	65.0~77.0	5.0~8.0	滨海~河口	中密~密实	砂粒自上面下变粗。属低压缩性土,强度高,可作为荷载特别大的重要建筑物的持力层。	分布较稳定,局部缺失
	青灰色粉、细砂夹中、粗砂	⑨ ₂	75.0~81.0	5.0~10.0	滨海~河口	密实	夹砾石及黏性土透镜体。属低压缩性土。	分布较稳定,局部缺失
全新世	兰灰~褐灰色黏性土	⑩	86.0~101.0	4.0~10.0	河口~潮坪	硬塑	含钙质、铁质结核。属固结土。	遍布
	青灰色粉细砂	⑪	88.0~101.0	10.0~30.0	河口~滨海	密实	含贝壳片。	遍布
	褐灰色黏性土	⑫	110.0~120.0	8.0~12.0	河口~滨海	硬塑	含云母、夹粉砂。	遍布

注:有括号者为古河道分布区的顶面埋深。

附录 B 滨海平原区土的

土层名称	土层 序号	数值 统计	含水 量 w (%)	密度 ρ (g/cm ³)	比重 G	孔隙 比 e	液限 w_L (%)	塑限 w_p (%)	塑性 指数 I_p	压缩 系数 $\alpha_{0.1-0.2}$ (MPa ⁻¹)	压缩 模量 $E_{0.1-0.2}$ (MPa)
褐黄~ 灰黄色 黏性土	② ₁ ② ₂	幅值	25.4~ 40.5	1.79~ 1.98	2.72~ 2.75	0.73~ 1.14	30.1~ 43.8	17.6~ 24.1	11.5~ 21.0	0.20~ 0.65	3.00~ 7.22
		变异系数	0.094	0.022	0.001	0.086	0.086	0.069	0.145	0.251	0.274
灰色粉 性土、 粉砂	③ ₁ ③ ₂	幅值	36.0~ 43.0	1.76~ 1.93	2.69~ 2.72	0.75~ 1.17	~	~	~	0.09~ 0.57	3.50~ 12.50
		变异系数	0.124	0.025	0.003	0.114				0.439	0.315
灰色淤 泥质粉 质黏土	③ ₁ ③ ₂	幅值	36.0~ 49.7	1.71~ 1.86	2.72~ 2.74	1.00~ 1.36	29.6~ 40.1	17.8~ 23.0	10.3~ 17.0	0.30~ 1.03	2.20~ 5.97
		变异系数	0.110	0.022	0.001	0.104	0.066	0.060	0.145	0.290	0.292
灰色 淤泥质 黏土	④	幅值	40.0~ 59.6	1.64~ 1.79	2.73~ 2.76	1.12~ 1.67	34.4~ 50.2	19.0~ 26.0	17.0~ 25.1	0.55~ 1.65	1.32~ 3.58
		变异系数	0.080	0.018	0.001	0.075	0.078	0.067	0.112	0.196	0.179
褐灰色 黏性土	⑤或 ⑤ ₁	幅值	29.8~ 42.5	1.75~ 1.90	2.72~ 2.74	0.85~ 1.22	28.3~ 42.9	17.3~ 23.8	10.2~ 20.0	0.28~ 0.71	3.00~ 6.77
		变异系数	0.082	0.019	0.003	0.079	0.096	0.073	0.152	0.214	0.200
灰色粉 性土、 粉砂	⑤ ₂	幅值	28.0~ 37.1	1.78~ 1.93	2.69~ 2.73	0.78~ 1.09				0.12~ 0.47	4.50~ 11.50
		变异系数	0.060	0.019	0.004	0.069				0.331	0.342
灰~褐 灰色黏 性土	⑤ ₃	幅值	28.1~ 40.0	1.78~ 1.91	2.72~ 2.74	0.82~ 1.15	28.3~ 41.6	17.0~ 24.3	10.4~ 18.6	0.22~ 0.52	4.00~ 7.50
		变异系数	0.062	0.013	0.001	0.057	0.081	0.077	0.121	0.174	0.168
灰绿色 黏性土	⑤ ₄	幅值	19.3~ 28.3	1.89~ 2.08	2.71~ 2.73	0.58~ 0.84	25.1~ 34.0	14.1~ 19.5	10.1~ 15.8	0.14~ 0.34	5.26~ 11.27
		变异系数	0.090	0.024	0.002	0.101	0.076	0.074	0.124	0.253	0.210
暗绿~ 草黄色 黏性土	⑥ ₁ ⑥ ₂	幅值	21.3~ 27.7	1.91~ 2.05	2.72~ 2.73	0.63~ 0.80	28.2~ 36.5	15.6~ 20.3	11.3~ 16.8	0.14~ 0.30	5.50~ 10.51
		变异系数	0.054	0.017	0.001	0.056	0.056	0.058	0.096	0.111	0.156

物理力学性质指标统计表

固结快剪		三轴 UU		三轴 CU				无侧限抗压强度 q_u	高压固结		波速试验	
c (kPa)	φ (°)	c_u (kPa)	φ_u (°)	c_{cu} (kPa)	φ_{cu} (°)	c' (kPa)	φ' (°)	(kPa)	c_c	c_s	v_p (m/s)	v_s (m/s)
8.5~28.5	12.7~26.2	32.0~80.0	0	0~32.0	21.0~26.0	0~10.0	30.0~32.0	48~89	0.166~0.403	0.017~0.081	300~1290	84~117
0.278	0.190	0.270						0.239	0.300	0.350	0.373	0.092
0~13.0	23.5~35.0											
0.420	0.126											
8.5~14.2	12.1~28.0	21.0~40.0	0	0~5.0	18.0~26.0	0	31.0~38.0	31~66	0.169~0.472	0.024~0.070	708~1449	84~142
0.240	0.250	0.18						0.186	0.266	0.336	0.176	0.126
11.5~15.7	8.5~16.9	18.0~44.0	0	0~19.0	11.0~19.2	0~12.0	22.0~32.5	42~77	0.429~0.628	0.041~0.109	874~1481	100~166
0.037	0.162							0.152	0.107	0.263	0.121	0.114
11.5~20.0	12.7~27.4	35.0~94.0	0	0~25.0	15.0~27.0	0~15.0	30.0~35.3	50~135	0.239~0.436	0.020~0.093	656~1570	112~256
0.223	0.217	0.24						0.256	0.208	0.400	0.233	0.185
0~14.2	23.5~37.0										1040~1370	183~232
0.39	0.124										0.068	0.072
10.0~24.3	15.5~28.7	50.0~139.0	0					119~136	0.251~0.345	0.016~0.039	823~1781	151~310
0.272	0.169	0.275							0.116	0.233	0.211	0.189
28.5~57.1	15.5~27.4	100~177	0						0.087~0.189	0.006~0.027	1087~2223	172~373
0.359	0.186	0.283							0.340	0.450	0.272	0.209
42.9~53.0	15.5~20.9	135~195	0	30.0~70.0	20.0~29.0	20.0~43.0	25.2~35.0	185~382	0.132~0.245	0.016~0.026	1250~1739	227~357
0.06	0.099	0.130						0.231	0.165	0.202	0.095	0.152

续附录 B

土层名称	土层序号	数值统计	含水量 w (%)	密度 ρ (g/m³)	比重 G	孔隙比 e	液限 w_L (%)	塑限 w_p (%)	塑性指数 I_p	压缩系数 $a_{1-0.2}$ (MPa ⁻¹)	压缩模量 $E_{s, 1-0.2}$ (MPa)
草黄~灰色粉性土、粉砂	⑦ ₁	幅值 变异系数	21.0~34.5 0.146	1.82~2.03 0.028	2.68~2.72 0.004	0.59~0.95 0.128				0.08~0.30 0.207	6.50~18.27 0.215
灰色粉细砂	⑦ ₂	幅值 变异系数	19.5~34.1 0.118	1.84~2.03 0.026	2.68~2.70 0.003	0.59~0.92 0.10				0.07~0.23 0.284	8.50~22.36 0.243
灰色黏性土夹粉砂	⑧ ₁	幅值 变异系数	29.9~40.7 0.072	1.78~1.91 0.017	2.71~2.75 0.003	0.84~1.17 0.071	29.2~43.7	17.2~23.6	10.9~21.0	0.19~0.50 0.193	4.00~8.82 0.196
灰色粉质黏土、粉砂互层	⑧ ₂	幅值 变异系数	22.2~38.5 0.113	1.82~2.00 0.024	2.70~2.74 0.003	0.66~1.08 0.101	22.8~43.1	13.7~23.5	8.1~20.0	0.13~0.40 0.242	4.50~11.00 0.229
青灰色粉细砂夹黏性土	⑨ ₁	幅值 变异系数	19.0~34.4 0.145	1.84~2.10 0.027	2.68~2.71 0.003	0.51~0.85 0.134				0.06~0.27 0.320	9.60~22.43 0.316
青灰色粉、细砂夹中、粗砂	⑨ ₂	幅值 变异系数	14.0~30.2 0.206	1.87~2.16 0.035	2.68~2.70 0.002	0.50~0.81 0.176				0.05~0.19 0.300	10.50~24.10 0.226
兰灰~褐灰色黏性土	⑩	幅值 变异系数	21.1~30.0 0.101	1.90~2.08 0.025	2.71~2.74 0.003	0.61~0.85 0.094	28.3~38.8	17.1~22.5	10.9~16.3	0.12~0.25 0.207	7.11~12.96 0.204
青灰色粉细砂	⑪	幅值 变异系数	21.1~29.7 0.093	1.91~2.06 0.018	2.68~2.71 0.003	0.60~0.81 0.086				0.08~0.17 0.223	11.02~19.50 0.203
绿灰色黏性土	⑫	幅值 变异系数	19.8~30.0 0.109	1.90~2.10 0.025	2.69~2.75 0.006	0.55~0.86 0.108	25.8~44.6	15.0~25.0	10.4~20.9	0.10~0.28 0.272	7.50~14.32 0.239

注: 1. 本次统计工作共收集 100 多项具有代表性工程的地质勘察报告, 共计土试
2. 统计时按分层作了频率直方图, 通过分析对异常数据作了取舍, 取平均值

固结快剪		三轴 UU		三轴 CU				无侧限抗压强度 q_u	高压固结		波速试验	
c (kPa)	φ (°)	c_u (kPa)	φ_u (°)	c_m (kPa)	φ_m (°)	c' (kPa)	φ' (°)	(kPa)	c_c	c_s	v_p (m/s)	v_s (m/s)
	0~10.0	27.5~38.5									1071~1639	199~357
0.330	0.089										0.107	0.152
0~7.1	29.5~39.5										1250~1963	248~454
0.233	0.070										0.097	0.145
14.3~28.6	16.9~28.7	84.0~143.0	0						0.274~0.479	0.031~0.075	1077~1486	182~290
0.244	0.117	0.173							0.157	0.350	0.094	0.148
8.6~28.6	18.2~27.4	94.0~203.0	0						0.115~0.426	0.009~0.048	1051~2000	226~331
0.365	0.144	0.213							0.308	0.355	0.134	0.088
0~7.0	27.5~42.8										1173~2000	260~500
											0.131	0.156
0	31.2~45.0										1422~1818	303~588
											0.053	0.148
									0.22~0.27	0.049~0.066	1739~1785	383~600
											0.012	0.163
											1666~1818	454~666
											0.020	0.121
											1666~1739	395~625
											0.017	0.117

样约 42000 个，
±2 倍均方差范围的数值。

附录 C 各类建筑物(详勘)勘探工作量布置原则

建筑物类型	勘探孔孔距	勘探孔深度	备 注
天然地基	30m~50m	勘探孔深度应满足沉降计算要求。	1 沿建筑物周边或主要柱列线布置勘探孔，密集群可按网格状布孔； 2 尚需布置螺旋孔。
沉降控制 复合桩基	30m~45m	一般性孔勘探孔深度不宜小于桩端下 3m； 控制性孔应满足沉降计算要求。	1 沿建筑物周边或角点布置勘探孔； 2 尚需布置螺旋孔。
桩基	20m~35m		1 沿建筑物周边或角点布置勘探孔； 2 对重要较大的高层建筑，中心宜布置勘探孔； 3 对大直径桩，一般性勘探孔深度不宜小于桩端下 5m；
基坑及地下建筑物	一、二、三级基坑 20m~35m； 三级基坑 30m~50m；	一般性勘探孔深度不宜小于基坑开挖深度 2.5 倍。	1 沿基坑开挖边界或围护墙附近布置勘探孔； 2 基坑主要转角处宜有勘探孔； 3 沿基坑周边布置螺旋孔； 4 当基坑深度大且深部土质状态较好时，孔深可适当减浅，但不宜少于 2 倍基坑开挖深度； 5 当需要设置坑壁桩时，孔深不宜浅于桩端。

续附录 C

建筑物类型		勘探孔孔距	勘探孔深度	备 注
桥	特大桥	每个主要墩台勘探孔不宜少于4个。	孔深要求同桩基工程。	1 上海地区桥梁工程均采用桩基方案, 勘探孔应根据墩台位置布置; 2 特大桥主要桥墩控制性勘探孔数量不宜少于勘探总数的 1/2; 3 中小桥当桩基持力层埋深较浅时, 勘探孔深度不宜小于河床底面以下 2.0 倍河床深度; 4 桥面宽 $B \geq 30\text{m}$ 时, 宜每墩布置勘探孔; 5 当相邻勘探孔揭示的地层变化较大, 影响到基础设计与施工方案选择时, 应按墩台适当加密勘探孔。
	大桥	每个主要墩台勘探孔不宜少于2个。		
	中桥	每座桥勘探孔不宜少于4个。		
	小桥	每座桥勘探孔不宜少于2个。		
立交、高架桥		跨径 $L \geq 25\text{m}$ 的简支梁及跨径 $L \geq 18\text{m}$ 的连续梁桥宜每墩布置勘探孔, 其他跨径情况可隔墩两侧交叉布置勘探孔。		
隧道		采用盾构法施工的隧道, 勘探孔应在隧道边线外侧 $3\text{m} \sim 5\text{m}$ 布置, 孔距 (投影距) 宜为 50m ;	一般性勘探孔深度不宜小于隧道底以下 1.5 倍隧道直径; 控制性勘探孔深度不宜小于隧道底以下 2.5 倍隧道直径。	1 采用明挖法施工的区域隧道及车站和工作井, 其勘探工作量要求参考基坑工程; 2 连接通道或单独设置的工作井勘探孔不宜少于2个 3 连接通道的勘探孔深度宜为隧道底以下 2~3 倍隧道直径。
		地铁隧道水城段勘探孔应在隧道外侧 $6\text{m} \sim 10\text{m}$ 范围内交错布置, 孔距 (投影距) 宜小于等于 40m 。		

续附录 C

建筑物类型	勘探孔孔距	勘探孔深度	备 注
隧道	采用沉管法施工的隧道, 勘探孔可沿隧道轴线和边线布置, 当沉管隧道宽度 $B \leq 30\text{m}$ 时, 宜沿隧道边线布置, 当 $B > 30\text{m}$ 时, 宜在隧道边线及中心布置。孔距宜为 $35\text{m} \sim 50\text{m}$ 。采用桩基时, 孔距宜小于等于 35m 。	一般性勘探孔深度不宜小于隧道底以下 $0.6B$ 且不小于河床下 30m ; 控制性孔深度不宜小于隧道下 $1.0B$, 且不小于河床下 40m ; 采用桩基时, 孔深按桩基勘察要求进行。	1 陆域采用明挖施工的敞开段与暗埋段, 其勘探工作量布置参考基坑工程。 2 工程需要时, 可根据设计要求在成槽开挖范围内适当布孔。
	小型、浅埋开槽敷设管道	200m~400m	1 侧红管不宜少于 2 个勘探孔; 2 顶管法施工管道, 当管道长度小于 50m 时, 勘探孔数量不宜少于 2 个; 3 对输油输气的金属管道, 宜每隔 2km , 测定土层电阻率。
	大型、深埋开槽敷设管道	100m~200m	
	顶管施工管道	30m~50m	
道路	一般道路	200m~400m	1 填土高度大于 2.5m 的为高填土道路。 2 线路通过暗浜等不良路段时, 宜在路侧范围内布置勘探孔。 3 遇明浜时应测量河床断面。
	高填土道路	100m~200m	
沉井 (沉箱)	建筑面积小于等于 200m^2 时, 勘探孔宜为 1~2 个; 建筑面积大于 200m^2 时, 勘探孔不宜少于 2 个。	勘探孔深度宜达沉井以下 $0.5 \sim 1.0$ 井宽 (或井径), 且不宜小于沉井刃脚以下 5m 。	1 勘探孔宜在沉井 (箱) 外, 距沉井 (箱) 外壁距离宜大于 2m 。

续附录 C

建筑物类型	勘探孔间距	勘探孔深度	备 注
水闸泵房	小型	可结合堤防一并考虑	1 钻孔应结合建筑物方案布置成网格状; 2 控制孔宜根据具体工程地质条件及设计需要综合确定; 3 大中型水闸横剖面数量各不宜少于 3 条。
	大中型	20m~50m	
堤防	堤顶钻孔间距	200m~500m	堤防钻孔深度宜为堤身高度的 1.5~2 倍; 当相对透水层或淤土层较厚时,孔深应适当加深并满足渗流与稳定分析的要求。
	横剖面间距	堤顶孔距的 2~4 倍	
	横剖面上孔距	20m~200m	
码头	重力式	纵剖面孔距 40m~70m 横剖面孔距 10m~30m	1 堤岸钻孔宜深入河床深度以下 5m~10m; 2 控制孔要求同上。
	斜坡式	纵剖面孔距 30m~50m 横剖面孔距 10m~20m	
高桩式板桩式	重力式	纵剖面孔距 40m~70m 横剖面孔距 10m~30m	—
	高桩式	纵剖面孔距 30m~50m 横剖面孔距 10m~20m	

注: 1. 天然地基、沉降控制复合桩基、基坑工程为查明不良地质现象所布置的勘探孔孔距可为 10m~15m, 控制暗浜边界的孔距宜为 2m~3m, 遇明浜时应测量河床断面;
2. 当建设场地地层分布复杂、相邻勘探孔揭露的地层变化大且影响到基础设计或施工方案选择时, 应适当加密勘探孔;
3. 水利工程勘察阶段划分为“规划阶段”、“可行性研究阶段”、“初步设计阶段”, 其中“初步设计阶段”相当于建筑工程的“详勘阶段”。

附录 D 各类建筑物勘察报告评价主要内容

建筑物类型	勘察报告分析评价的主要内容
建 筑 物	天然地基
	沉降控制复合桩基
	桩 基
基 坑 及地下建筑物	

1 建议选用的天然地基地持力层;
2 建议基础埋置深度(标高), 提供假定边界条件下的地基承载力;
3 提供天然地基沉降估算所需的压缩模量; 条件许可时, 估算天然地基沉降量;
4 对明暗浜、厚层填土等不良地质现象提出地基处理方法建议。

1 提供承台持力层及埋置深度的建议, 提供相应基础尺寸条件下的天然地基承载力;
2 进行桩基持力层比选, 提供桩基设计参数及单桩极限承载力标准值;
3 进行沉桩可行性分析, 对桩基设计施工提出注意事项;
4 对明暗浜、厚层填土等不良地质现象提出地基处理方法建议。

1 桩基持力层的比选与建议;
2 可能采用桩型、规格及相应桩端入土深度的分析建议;
3 提供桩基设计参数, 进行单桩竖向承载力估算;
4 提供桩基沉降估算所需的压缩模量, 条件许可时宜估算桩基沉降量;
5 进行沉(成)桩可行性分析; 并评价沉(成)桩对环境的影响;
6 对桩基设计施工提出注意事项。

1 提供基坑设计施工所需土性参数及与工程建设相关的含水层水位;
2 对可供采用的基坑支护形式及降排水方法提出建议;
3 评价基坑开挖时产生流砂、管涌及坑底突涌的可能性及对工程的不利影响;
4 分析评价基坑周边填土、暗浜及地下障碍物对工程的不利影响;
5 分析评价基坑工程施工对环境的不利影响;
6 提供建设场地下水历史最高水位;
7 经初步估算当地下建筑物底板处上覆荷载小于地下水浮力时, 应提出抗浮措施的建议及设计所需参数。

续附录 D

建筑物类型		勘察报告分析评价的主要内容
桥 梁		1 上海地区桥梁工程多采用桩基础,评价内容可参见“建筑工程—桩基”栏。 2 考虑桥梁工程的特殊性,尚应注意以下问题: 1)提供河床断面图; 2)评价邻近岸坡的桩基施工对岸坡稳定性的影响。
隧 道	采用盾构、沉管法施工的区间隧道	1 提供隧道设计、施工所需土性参数;当沉管法隧道采用桩基础时,应提供桩基设计所需的相关参数; 2 隧道涉及水域时,应提供河床断面图,并根据河势演变分析报告,分析评价河床冲刷变化对工程的不利影响与防治建议; 3 评价盾构掘进(或沉管隧道开挖)范围内土层的适宜性; 4 评价隧道施工过程中产生流砂、管涌等可能性,提出防治建议; 5 提供隧道影响深度范围内承压含水层、天然气分布情况,并分析评价其对隧道设计和施工可能产生的影响,提出处理措施; 6 根据沿线地下设施及障碍物调查报告,分析评价其对隧道设计和施工的不利影响,以及隧道施工对环境的不利影响,并提出处理建议。
	采用明挖施工的区间隧道及车站	可参见“基坑”栏评价内容。
	旁通道	上海地区目前旁通道主要采用冻结(暗挖)法施工工艺,其分析评价内容包括: 1 提供冻结法设计、施工所需的土水参数,包括:土层颗粒组成、渗透性等; 2 评价冻融引起的沉陷对工程及环境的不利影响。
管 道	开槽敷设管道	可参考“基坑”栏评价内容。
	顶管施工管道	1 提供管道设计、施工所需的土性参数; 2 根据顶管范围内的土层性质,评价管道顶进的适宜性; 3 根据顶管范围内的地下障碍物分布情况,提出处理建议; 4 对管道施工过程中产生流砂、管涌等不良地质现象的可能性进行分析评价,并提出防治措施建议; 5 提供地下水水质分析成果,对金属管道尚应提供土层电阻率,并判定地下水及土层对管道的腐蚀性,提出防护措施建议; 6 工作井与接受井采用沉井或明挖施工工艺时,其评价内容可参考沉井或基坑。

续附录 D

建筑物类型		勘察报告分析评价的主要内容
道 路	一般道路	1 提供道路设计、施工所需的土性参数; 2 提供建议选用的路基持力层,估算假定条件下的路基承载力; 3 对明暗浜、厚层填土等提出处理措施。
	高填土道路	1 提供高填土道路设计、施工所需的土性参数,包括土层的承载力 CBR、路基填土的最优含水量、最佳干密度等; 2 对高填土道路路基的强度与稳定性进行分析评价; 3 提供路基沉降计算所需的土层压缩模量、固结系数,条件许可时预估路基沉降量; 4 针对填土高度、变形控制标准、允许工期等,提出地基处理措施。
	沉井(沉箱)	1 提供沉井设计、施工所需土水参数; 2 阐明是否有地下障碍物分布; 3 提供沉井下沉时各土层与井壁之间的摩阻力; 4 阐述沉井影响深度范围内粉性土、砂土分布及渗透性,评价沉井过程中产生流砂、井底承压水突涌的可能性,并提出相应建议; 5 阐述沉井影响深度范围内软土层分布及性质,评价沉井下沉过程中发生突沉、井底软弱土隆起对工程的影响,并提出相应建议; 6 提出施工和使用期进行抗浮验算的建议; 7 分析评价沉井施工对环境的影响,并提出相应建议。
堤防及水闸		1 提供堤岸稳定性、抗渗性计算所需土水参数; 2 评价影响堤岸稳定性、抗渗性、地基变形的因素; 3 重力式堤岸尚应提供构筑物基础底面与地基土之间的摩擦系数; 4 桩式堤岸尚应提供桩基设计参数 f_s 、 f_p ; 5 对堤岸两侧可能影响堤岸稳定性的自然与人为因素进行分析评价,并提出防治建议; 6 当原有堤岸进行加高加固时,应对原有堤岸的状况(包括堤防概况、堤身结构、现状特征、险情隐患及处理情况、堤身土体性质等)进行评价,并提出加固措施的建议; 7 当新建堤岸且需要天然建筑填料时,应对可能用作填料的岩土类型、分布、储量、质量评价、开采运输条件等进行评价; 8 涉及水闸工程时,需评价闸址区地基的渗透性、抗滑、抗冲刷、沉降、边坡稳定问题等。

续附录 D

建筑物类型	勘察报告分析评价的主要内容
码头	1 提供码头设计、施工所需的岩土参数; 2 对影响码头稳定性因素进行评价(包括冲刷、后方堆载等); 3 桩式码头应提供桩基设计参数,估算单桩承载力,进行桩可行性分析; 4 重力式码头应提供构筑物基础底面与地基土之间的摩擦系数; 5 海域区应重点评价水土对建筑材料的腐蚀性,并提出处理建议。

注:1. 大面积填土区域进行工程建设时,勘察报告评价内容应包括:

- 1) 阐述填土的空间分布规律、填料的性质、填土的时间,并评价其自重固结的程度;
- 2) 分析评价填土自身固结沉降及相应下覆土层的地基沉降对工程的不利影响;
- 3) 结合工程情况评价大面积填土可能引起的桩侧负摩阻力问题对工程的不利影响。
2. 深基坑工程进行水土夹涌评价时,应考虑承压水头随季节有一定的变化,可将勘察期间测得的承压水位结合勘察场地附近区域承压水位的长期观察资料综合确定;如附近场地无长期观察孔资料时,可采用上海地区离水头值(埋深 3m)进行初步估算;当初步判定承压水对工程有影响时,应进行专门的承压水位观察或水文地质勘察。
3. 隧道工程旁通道采用冻结(暗挖)法施工工艺时,其分析评价所需的土层热物理参数、温度等测试资料宜由专业单位完成。
4. 初步或详细勘察阶段经初步判认为场地地基土、地下水受污染时,应提出对污染土、水进一步勘察的建议。对建设场地污染土、水专题调查报告其评价内容应包括:
 - 1) 阐述污染土、水空间分布情况;
 - 2) 判别污染土、水对建筑材料的腐蚀性;
 - 3) 提供污染土的物理力学性质,工程需要时,评价污染对土的工程特性指标(强度、变形、渗透性)的影响程度;
 - 4) 勘察任务委托中有土水环境调查时,应评价污染土和水对环境的影响程度;
 - 5) 根据污染土、水分布特点与污染程度,结合拟建建筑物采用的基础形式,提出污染土、水处理建议。

附录 E 天然地基沉降计算系数表

表 E-1 矩形基础中心应力系数 α_1

$\frac{2z}{b}$	L/b											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.2	0.994	0.995	0.996	0.996	0.996	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.4	0.960	0.968	0.972	0.974	0.975	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.6	0.892	0.910	0.920	0.926	0.930	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937
0.8	0.800	0.830	0.848	0.859	0.866	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881
1.0	0.701	0.740	0.766	0.782	0.793	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818
1.2	0.606	0.651	0.682	0.703	0.717	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755
1.4	0.522	0.569	0.603	0.628	0.645	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.696	0.696
1.6	0.449	0.496	0.532	0.558	0.578	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.642	0.642
1.8	0.388	0.433	0.469	0.496	0.517	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.593	0.593
2.0	0.336	0.379	0.414	0.441	0.463	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.549	0.550
2.2	0.293	0.333	0.366	0.393	0.416	0.433	0.482	0.499	0.505	0.508	0.511	0.511
2.4	0.257	0.294	0.325	0.352	0.374	0.392	0.443	0.462	0.470	0.473	0.477	0.477
2.6	0.226	0.260	0.290	0.315	0.337	0.355	0.408	0.429	0.438	0.442	0.446	0.447
2.8	0.201	0.232	0.260	0.284	0.304	0.322	0.377	0.400	0.410	0.414	0.419	0.420
3.0	0.179	0.208	0.233	0.256	0.276	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.395	0.396
3.2	0.160	0.187	0.210	0.232	0.251	0.267	0.322	0.348	0.360	0.366	0.373	0.374
3.4	0.144	0.169	0.191	0.211	0.229	0.244	0.299	0.326	0.339	0.345	0.353	0.354
3.6	0.131	0.153	0.173	0.192	0.209	0.224	0.278	0.305	0.319	0.327	0.335	0.337
3.8	0.119	0.139	0.158	0.176	0.192	0.206	0.259	0.287	0.301	0.309	0.318	0.320
4.0	0.108	0.127	0.145	0.161	0.176	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.303	0.305
4.2	0.099	0.116	0.133	0.148	0.163	0.176	0.225	0.254	0.270	0.278	0.290	0.292
4.4	0.091	0.107	0.123	0.137	0.150	0.163	0.211	0.239	0.255	0.265	0.277	0.280
4.6	0.084	0.099	0.113	0.127	0.139	0.151	0.197	0.226	0.242	0.252	0.265	0.268
4.8	0.077	0.091	0.105	0.118	0.130	0.141	0.185	0.213	0.230	0.240	0.254	0.258
5.0	0.072	0.085	0.097	0.109	0.121	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.244	0.248
6.0	0.051	0.060	0.070	0.078	0.087	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.202	0.208
7.0	0.038	0.045	0.052	0.059	0.066	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.171	0.179
8.0	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.147	0.158
9.0	0.023	0.028	0.032	0.036	0.041	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.128	0.140
10.0	0.019	0.022	0.026	0.030	0.033	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.112	0.126
12.0	0.013	0.016	0.018	0.021	0.023	0.026	0.038	0.048	0.058	0.066	0.088	0.106
14.0	0.010	0.012	0.013	0.015	0.017	0.019	0.028	0.036	0.044	0.051	0.070	0.091
16.0	0.007	0.009	0.010	0.012	0.013	0.015	0.022	0.028	0.034	0.040	0.057	0.079
18.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.011	0.012	0.017	0.023	0.028	0.032	0.047	0.071
20.0	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.014	0.018	0.023	0.027	0.040	0.064
25.0	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.009	0.012	0.015	0.018	0.027	0.051
30.0	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.004	0.006	0.008	0.010	0.012	0.019	0.042
35.0	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.005	0.006	0.008	0.009	0.015	0.037
40.0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.004	0.005	0.006	0.007	0.011	0.032

注: L ——基础长度(m); b ——基础宽度(m); z ——计算点离基础底面竖向距离(m)。

表 E-2 矩形基础中心沉降系数 δ_1

$\frac{2z}{b}$	L/b												条形
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形	
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.2	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
0.4	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	
0.6	0.290	0.292	0.292	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	0.294	
0.8	0.374	0.378	0.382	0.382	0.384	0.384	0.384	0.386	0.386	0.386	0.386	0.386	
1.0	0.450	0.458	0.462	0.464	0.466	0.468	0.470	0.470	0.470	0.470	0.470	0.470	
1.2	0.516	0.526	0.534	0.538	0.542	0.544	0.548	0.548	0.548	0.548	0.548	0.548	
1.4	0.536	0.588	0.598	0.606	0.610	0.614	0.620	0.622	0.622	0.622	0.622	0.622	
1.6	0.620	0.642	0.656	0.664	0.672	0.676	0.684	0.686	0.688	0.688	0.688	0.688	
1.8	0.662	0.688	0.706	0.718	0.726	0.732	0.744	0.748	0.750	0.750	0.750	0.750	
2.0	0.700	0.728	0.750	0.764	0.774	0.782	0.800	0.804	0.806	0.807	0.807	0.808	
2.2	0.730	0.764	0.788	0.806	0.818	0.828	0.850	0.856	0.858	0.860	0.860	0.860	
2.4	0.756	0.796	0.822	0.844	0.858	0.870	0.896	0.904	0.908	0.908	0.910	0.910	
2.6	0.782	0.822	0.854	0.876	0.894	0.906	0.938	0.948	0.952	0.954	0.956	0.956	
2.8	0.802	0.848	0.882	0.906	0.926	0.940	0.978	0.990	0.994	0.996	0.998	1.000	
3.0	0.822	0.870	0.906	0.934	0.954	0.972	1.016	1.028	1.034	1.038	1.040	1.040	
3.2	0.838	0.890	0.928	0.958	0.982	1.000	1.048	1.064	1.072	1.074	1.078	1.078	
3.4	0.854	0.906	0.948	0.980	1.006	1.026	1.078	1.098	1.106	1.110	1.114	1.114	
3.6	0.868	0.924	0.966	1.000	1.026	1.048	1.108	1.130	1.140	1.144	1.148	1.150	
3.8	0.880	0.938	0.982	1.018	1.048	1.070	1.134	1.160	1.170	1.176	1.182	1.182	
4.0	0.892	0.950	0.998	1.036	1.066	1.090	1.160	1.188	1.200	1.206	1.212	1.214	
4.2	0.902	0.964	1.012	1.050	1.082	1.108	1.182	1.214	1.228	1.234	1.242	1.244	
4.4	0.912	0.974	1.024	1.066	1.098	1.126	1.204	1.238	1.254	1.262	1.270	1.272	
4.6	0.932	0.984	1.036	1.078	1.112	1.140	1.226	1.262	1.278	1.288	1.298	1.300	
4.8	0.928	0.994	1.048	1.090	1.126	1.156	1.244	1.284	1.302	1.312	1.324	1.326	
5.0	0.936	1.002	1.058	1.102	1.138	1.168	1.262	1.304	1.324	1.336	1.348	1.352	
6.0	0.966	1.040	1.100	1.148	1.190	1.226	1.338	1.394	1.422	1.438	1.460	1.466	
7.0	0.988	1.066	1.130	1.184	1.228	1.268	1.396	1.462	1.500	1.522	1.554	1.562	
8.0	1.004	1.086	1.152	1.210	1.258	1.300	1.440	1.518	1.564	1.592	1.632	1.646	
9.0	1.018	1.100	1.170	1.230	1.280	1.324	1.476	1.562	1.616	1.648	1.702	1.720	
10.0	1.028	1.114	1.186	1.246	1.300	1.344	1.506	1.600	1.658	1.696	1.762	1.788	
12.0	1.044	1.132	1.208	1.272	1.328	1.376	1.552	1.658	1.728	1.774	1.860	1.904	
14.0	1.056	1.146	1.224	1.290	1.348	1.398	1.584	1.700	1.778	1.832	1.940	2.002	
16.0	1.064	1.156	1.236	1.304	1.364	1.416	1.608	1.732	1.818	1.876	2.004	2.086	
18.0	1.070	1.166	1.244	1.314	1.374	1.428	1.628	1.758	1.848	1.912	2.056	2.162	
20.0	1.076	1.172	1.252	1.322	1.384	1.440	1.644	1.778	1.874	1.942	2.100	2.228	
25.0	1.086	1.184	1.266	1.338	1.402	1.458	1.672	1.816	1.920	1.998	2.182	2.372	
30.0	1.092	1.192	1.274	1.348	1.414	1.472	1.692	1.842	1.952	2.034	2.240	2.488	
35.0	1.096	1.198	1.280	1.356	1.422	1.480	1.706	1.860	1.974	2.062	2.284	2.586	
40.0	1.100	1.202	1.286	1.360	1.428	1.488	1.716	1.874	1.992	2.082	2.316	2.672	

注: L ——基础长度(m); b ——基础宽度(m); z ——计算点离基础底面竖向距离(m)。表 E-3 矩形基础中心应力系数 α_1

$\frac{2z}{b}$	L/b												条形
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形	
0.0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	
0.2	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	
0.4	0.240	0.242	0.243	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	
0.6	0.223	0.228	0.230	0.232	0.232	0.233	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	
0.8	0.200	0.208	0.212	0.215	0.217	0.218	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	
1.0	0.175	0.185	0.191	0.196	0.198	0.200	0.203	0.204	0.204	0.205	0.205	0.204	
1.2	0.152	0.163	0.171	0.176	0.179	0.182	0.187	0.188	0.189	0.189	0.189	0.189	
1.4	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.174	0.174	0.174	0.174	
1.6	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.159	0.160	0.160	0.160	0.160	
1.8	0.097	0.108	0.117	0.124	0.129	0.133	0.143	0.146	0.147	0.148	0.148	0.148	
2.0	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.136	0.137	0.137	0.137	
2.2	0.073	0.083	0.092	0.098	0.104	0.108	0.121	0.125	0.126	0.127	0.128	0.128	
2.4	0.064	0.073	0.081	0.088	0.093	0.098	0.111	0.116	0.118	0.118	0.119	0.119	
2.6	0.057	0.065	0.073	0.079	0.084	0.089	0.102	0.107	0.110	0.111	0.112	0.112	
2.8	0.050	0.058	0.065	0.071	0.076	0.081	0.094	0.100	0.102	0.104	0.105	0.105	
3.0	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.096	0.097	0.099	0.099	
3.2	0.040	0.047	0.053	0.058	0.063	0.067	0.081	0.087	0.090	0.092	0.093	0.094	
3.4	0.036	0.042	0.048	0.053	0.057	0.061	0.075	0.081	0.085	0.086	0.088	0.089	
3.6	0.033	0.038	0.043	0.048	0.052	0.056	0.069	0.076	0.080	0.082	0.084	0.084	
3.8	0.030	0.035	0.040	0.044	0.048	0.052	0.065	0.072	0.075	0.077	0.080	0.080	
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.048	0.060	0.067	0.071	0.073	0.076	0.076	
4.2	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.044	0.056	0.063	0.067	0.070	0.072	0.073	
4.4	0.023	0.027	0.031	0.034	0.038	0.041	0.053	0.060	0.064	0.066	0.069	0.070	
4.6	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.038	0.049	0.056	0.061	0.063	0.066	0.067	
4.8	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.035	0.046	0.053	0.058	0.060	0.064	0.064	
5.0	0.018	0.021	0.024	0.027	0.030	0.033	0.044	0.050	0.055	0.057	0.061	0.062	
6.0	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022	0.024	0.033	0.039	0.043	0.046	0.051	0.052	
7.0	0.009	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.025	0.031	0.035	0.038	0.043	0.045	
8.0	0.007	0.009	0.010	0.011	0.013	0.014	0.020	0.025	0.028	0.031	0.037	0.039	
9.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.024	0.026	0.032	0.035	
10.0	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.028	0.032	
12.0	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.006	0.009	0.012	0.015	0.017	0.022	0.026	
14.0	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.007	0.009	0.011	0.013	0.018	0.023	
16.0	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.010	0.014	0.020	
18.0	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.012	0.018	
20.0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.004	0.005	0.006	0.007	0.010	0.016	
25.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.007	0.013	
30.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.005	0.011	
35.0	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.004	0.009	
40.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.008	

注: L ——基础长度(m); b ——基础宽度(m); z ——计算点离基础底面竖向距离(m)。

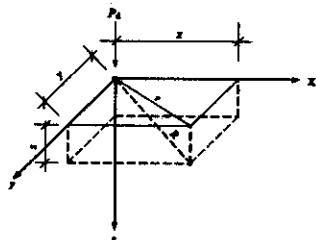
表 E-4 矩形基础角点沉降系数 δ_2

$\frac{z}{b}$	L/b												条形
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0		
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.2	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	
0.4	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	
0.6	0.145	0.146	0.146	0.147	0.147	0.147	0.147	0.147	0.147	0.147	0.147	0.147	
0.8	0.187	0.189	0.191	0.191	0.192	0.192	0.192	0.193	0.193	0.193	0.193	0.193	
1.0	0.225	0.229	0.231	0.232	0.233	0.234	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	
1.2	0.258	0.263	0.267	0.269	0.271	0.272	0.274	0.274	0.274	0.274	0.274	0.274	
1.4	0.268	0.294	0.299	0.303	0.305	0.307	0.310	0.311	0.311	0.311	0.311	0.311	
1.6	0.310	0.321	0.328	0.332	0.336	0.338	0.342	0.343	0.344	0.344	0.344	0.344	
1.8	0.331	0.344	0.353	0.359	0.363	0.366	0.372	0.374	0.375	0.375	0.375	0.375	
2.0	0.350	0.364	0.375	0.382	0.387	0.391	0.400	0.402	0.403	0.403	0.404	0.404	
2.2	0.365	0.382	0.394	0.403	0.409	0.414	0.425	0.428	0.429	0.430	0.430	0.430	
2.4	0.378	0.398	0.411	0.422	0.429	0.435	0.448	0.452	0.454	0.454	0.455	0.455	
2.6	0.391	0.411	0.427	0.438	0.447	0.453	0.469	0.474	0.476	0.477	0.478	0.478	
2.8	0.401	0.424	0.441	0.453	0.463	0.470	0.489	0.495	0.497	0.498	0.499	0.500	
3.0	0.411	0.435	0.453	0.467	0.477	0.486	0.508	0.514	0.517	0.519	0.520	0.520	
3.2	0.419	0.445	0.464	0.479	0.491	0.500	0.524	0.532	0.536	0.537	0.539	0.539	
3.4	0.427	0.453	0.474	0.490	0.503	0.513	0.539	0.549	0.553	0.555	0.557	0.557	
3.6	0.434	0.462	0.483	0.500	0.513	0.524	0.554	0.565	0.570	0.572	0.574	0.575	
3.8	0.440	0.469	0.491	0.509	0.524	0.535	0.567	0.580	0.585	0.588	0.591	0.591	
4.0	0.446	0.475	0.499	0.518	0.533	0.545	0.580	0.594	0.600	0.603	0.606	0.607	
4.2	0.451	0.482	0.506	0.525	0.541	0.554	0.591	0.607	0.614	0.617	0.621	0.622	
4.4	0.456	0.487	0.512	0.533	0.549	0.563	0.602	0.619	0.627	0.631	0.635	0.636	
4.6	0.466	0.492	0.518	0.539	0.556	0.570	0.613	0.631	0.639	0.644	0.649	0.650	
4.8	0.464	0.497	0.524	0.545	0.563	0.578	0.622	0.642	0.651	0.656	0.662	0.663	
5.0	0.468	0.501	0.529	0.551	0.569	0.584	0.631	0.652	0.662	0.668	0.674	0.676	
6.0	0.483	0.520	0.550	0.574	0.595	0.613	0.669	0.697	0.711	0.719	0.730	0.733	
7.0	0.494	0.533	0.565	0.592	0.614	0.634	0.698	0.731	0.750	0.761	0.777	0.781	
8.0	0.502	0.543	0.576	0.605	0.629	0.650	0.720	0.759	0.782	0.796	0.816	0.823	
9.0	0.509	0.550	0.585	0.615	0.640	0.662	0.738	0.781	0.808	0.824	0.851	0.860	
10.0	0.514	0.557	0.593	0.623	0.650	0.672	0.753	0.800	0.829	0.848	0.881	0.894	
12.0	0.522	0.566	0.604	0.636	0.664	0.688	0.776	0.829	0.864	0.887	0.930	0.952	
14.0	0.528	0.573	0.612	0.645	0.674	0.699	0.792	0.850	0.889	0.916	0.970	1.001	
16.0	0.532	0.578	0.618	0.652	0.682	0.708	0.804	0.866	0.909	0.938	1.002	1.043	
18.0	0.535	0.583	0.622	0.657	0.687	0.714	0.814	0.879	0.924	0.956	1.028	1.081	
20.0	0.538	0.586	0.626	0.661	0.692	0.720	0.822	0.889	0.937	0.971	1.050	1.114	
25.0	0.543	0.592	0.633	0.669	0.701	0.729	0.836	0.908	0.960	0.999	1.091	1.186	
30.0	0.546	0.596	0.637	0.674	0.707	0.736	0.846	0.921	0.976	1.017	1.120	1.244	
35.0	0.548	0.599	0.640	0.678	0.711	0.740	0.853	0.930	0.987	1.031	1.142	1.293	
40.0	0.550	0.601	0.643	0.680	0.714	0.744	0.858	0.937	0.996	1.041	1.158	1.336	

注: L ——基础长度(m); b ——基础宽度(m); z ——计算点离基础底面竖向距离(m)。表 E-5 圆形基础中心应力系数 α_3 和沉降系数 δ_3

$\frac{2z}{D}$	α_3	δ_3
0.0	1.000	0.000
0.2	0.998	0.100
0.4	0.949	0.197
0.6	0.864	0.287
0.8	0.756	0.368
1.0	0.646	0.438
1.2	0.547	0.498
1.4	0.461	0.548
1.6	0.390	0.591
1.8	0.332	0.627
2.0	0.284	0.658
2.2	0.246	0.684
2.4	0.213	0.707
2.6	0.187	0.727
2.8	0.165	0.745
3.0	0.146	0.761
3.2	0.130	0.774
3.4	0.117	0.787
3.6	0.106	0.798
3.8	0.096	0.808
4.0	0.087	0.817
4.2	0.079	0.825
4.4	0.073	0.833
4.6	0.067	0.840
4.8	0.062	0.846
5.0	0.057	0.852
6.0	0.040	0.877
7.0	0.030	0.894
8.0	0.023	0.907
9.0	0.018	0.918
10.0	0.015	0.926
12.0	0.010	0.939
14.0	0.008	0.948
16.0	0.006	0.955
18.0	0.005	0.960
20.0	0.004	0.964

注: D ——圆形基础直径(m); z ——计算点离基础底面竖向距离(m)。

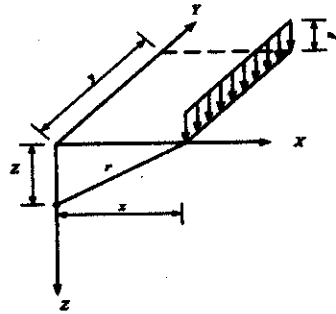
表 E-6 集中荷载应力系数 α_4 

r/z	α_4	r/z	α_4	r/z	α_4	r/z	α_4
0.00	0.477	0.27	0.400	0.54	0.252	0.81	0.135
0.01	0.477	0.28	0.395	0.55	0.247	0.82	0.132
0.02	0.477	0.29	0.390	0.56	0.241	0.83	0.129
0.03	0.476	0.30	0.385	0.57	0.236	0.84	0.126
0.04	0.476	0.31	0.380	0.58	0.231	0.85	0.123
0.05	0.474	0.32	0.374	0.59	0.226	0.86	0.120
0.06	0.473	0.33	0.369	0.60	0.221	0.87	0.117
0.07	0.472	0.34	0.363	0.61	0.217	0.88	0.114
0.08	0.470	0.35	0.358	0.62	0.212	0.89	0.111
0.09	0.468	0.36	0.352	0.63	0.207	0.90	0.108
0.10	0.466	0.37	0.346	0.64	0.202	0.91	0.106
0.11	0.463	0.38	0.341	0.65	0.198	0.92	0.103
0.12	0.461	0.39	0.335	0.66	0.193	0.93	0.101
0.13	0.458	0.40	0.329	0.67	0.189	0.94	0.098
0.14	0.455	0.41	0.324	0.68	0.185	0.95	0.096
0.15	0.452	0.42	0.318	0.69	0.180	0.96	0.093
0.16	0.448	0.43	0.312	0.70	0.176	0.97	0.091
0.17	0.445	0.44	0.307	0.71	0.172	0.98	0.089
0.18	0.441	0.45	0.301	0.72	0.168	0.99	0.087
0.19	0.437	0.46	0.295	0.73	0.164	1.00	0.084
0.20	0.433	0.47	0.290	0.74	0.160	1.01	0.082
0.21	0.429	0.48	0.284	0.75	0.156	1.02	0.080
0.22	0.424	0.49	0.279	0.76	0.153	1.03	0.078
0.23	0.420	0.50	0.273	0.77	0.149	1.04	0.076
0.24	0.415	0.51	0.268	0.78	0.146	1.05	0.074
0.25	0.410	0.52	0.262	0.79	0.142	1.06	0.073
0.26	0.405	0.53	0.257	0.80	0.139	1.07	0.071

续表 E-6

r/z	α_4	r/z	α_4	r/z	α_4	r/z	α_4
1.08	0.069	1.45	0.028	1.82	0.012	2.19	0.006
1.09	0.067	1.46	0.028	1.83	0.012	2.20	0.006
1.10	0.066	1.47	0.027	1.84	0.012	2.21	0.006
1.11	0.064	1.48	0.026	1.85	0.012	2.22	0.006
1.12	0.063	1.49	0.026	1.86	0.011	2.23	0.006
1.13	0.061	1.50	0.025	1.87	0.011	2.24	0.005
1.14	0.060	1.51	0.025	1.88	0.011	2.25	0.005
1.15	0.058	1.52	0.024	1.89	0.011	2.26	0.005
1.16	0.057	1.53	0.023	1.90	0.011	2.27	0.005
1.17	0.055	1.54	0.023	1.91	0.010	2.28	0.005
1.18	0.054	1.55	0.022	1.92	0.010	2.29	0.005
1.19	0.053	1.56	0.022	1.93	0.010	2.30	0.005
1.20	0.051	1.57	0.021	1.94	0.010	2.31	0.005
1.21	0.050	1.58	0.021	1.95	0.009	2.32	0.005
1.22	0.049	1.59	0.020	1.96	0.009	2.33	0.005
1.23	0.048	1.60	0.020	1.97	0.009	2.34	0.004
1.24	0.047	1.61	0.020	1.98	0.009	2.35	0.004
1.25	0.045	1.62	0.019	1.99	0.009	2.36	0.004
1.26	0.044	1.63	0.019	2.00	0.009	2.37	0.004
1.27	0.043	1.64	0.018	2.01	0.008	2.38	0.004
1.28	0.042	1.65	0.018	2.02	0.008	2.39	0.004
1.29	0.041	1.66	0.018	2.03	0.008	2.40	0.004
1.30	0.040	1.67	0.017	2.04	0.008	2.50	0.003
1.31	0.039	1.68	0.017	2.05	0.008	2.60	0.003
1.32	0.038	1.69	0.016	2.06	0.008	2.70	0.002
1.33	0.037	1.70	0.016	2.07	0.008	2.80	0.002
1.34	0.037	1.71	0.016	2.08	0.007	2.90	0.002
1.35	0.036	1.72	0.015	2.09	0.007	3.00	0.002
1.36	0.035	1.73	0.015	2.10	0.007	3.20	0.001
1.37	0.034	1.74	0.015	2.11	0.007	3.40	0.001
1.38	0.033	1.75	0.014	2.12	0.007	3.60	0.001
1.39	0.032	1.76	0.014	2.13	0.007	3.80	0.001
1.40	0.032	1.77	0.014	2.14	0.007	4.00	0.000
1.41	0.031	1.78	0.014	2.15	0.006	—	—
1.42	0.030	1.79	0.013	2.16	0.006	—	—
1.43	0.030	1.80	0.013	2.17	0.006	—	—
1.44	0.029	1.81	0.013	2.18	0.006	—	—

表 E-7 有限长线荷载应力系数 α_s



x/z	y/z							
	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.14	0.18	0.22
0.1	0.009	0.019	0.028	0.037	0.046	0.064	0.082	0.099
0.2	0.009	0.017	0.026	0.034	0.043	0.060	0.076	0.092
0.3	0.008	0.015	0.023	0.031	0.038	0.053	0.068	0.082
0.4	0.007	0.013	0.020	0.026	0.033	0.045	0.058	0.070
0.5	0.005	0.011	0.016	0.022	0.027	0.038	0.048	0.058
0.6	0.004	0.009	0.013	0.018	0.022	0.031	0.039	0.047
0.7	0.004	0.007	0.011	0.014	0.018	0.024	0.031	0.038
0.8	0.003	0.006	0.008	0.011	0.014	0.019	0.025	0.030
0.9	0.002	0.004	0.006	0.009	0.011	0.015	0.019	0.023
1.0	0.002	0.003	0.005	0.007	0.008	0.012	0.015	0.018
1.1	0.001	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.012	0.014
1.2	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.011
1.3	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.006	0.007	0.009
1.4	0.001	0.001	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.007
1.5	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.005
1.6	—	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004
1.7	—	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003
1.8	—	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003
1.9	—	—	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002
2.0	—	—	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002
2.1	—	—	—	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002
2.2	—	—	—	—	0.001	0.001	0.001	0.001
2.3	—	—	—	—	—	0.001	0.001	0.001
2.4	—	—	—	—	—	0.001	0.001	0.001
2.5	—	—	—	—	—	—	0.001	0.001
2.6	—	—	—	—	—	—	0.001	0.001
2.7	—	—	—	—	—	—	—	0.001

续表 E-7

x/z	y/z							
	0.26	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
0.1	0.115	0.130	0.165	0.195	0.219	0.238	0.254	0.266
0.2	0.107	0.121	0.154	0.182	0.205	0.223	0.238	0.249
0.3	0.095	0.108	0.138	0.163	0.184	0.201	0.214	0.225
0.4	0.082	0.093	0.119	0.141	0.159	0.174	0.187	0.196
0.5	0.068	0.077	0.099	0.118	0.134	0.147	0.158	0.167
0.6	0.055	0.063	0.081	0.096	0.110	0.121	0.130	0.138
0.7	0.044	0.050	0.065	0.078	0.089	0.098	0.106	0.113
0.8	0.035	0.040	0.051	0.062	0.071	0.079	0.085	0.091
0.9	0.027	0.031	0.040	0.049	0.056	0.062	0.068	0.073
1.0	0.021	0.024	0.032	0.038	0.044	0.049	0.054	0.058
1.1	0.017	0.019	0.025	0.030	0.035	0.039	0.043	0.046
1.2	0.013	0.015	0.019	0.024	0.028	0.031	0.034	0.037
1.3	0.010	0.012	0.015	0.019	0.022	0.025	0.027	0.029
1.4	0.008	0.009	0.012	0.015	0.017	0.020	0.022	0.023
1.5	0.006	0.007	0.010	0.012	0.014	0.016	0.017	0.019
1.6	0.005	0.006	0.008	0.009	0.011	0.013	0.014	0.015
1.7	0.004	0.005	0.006	0.008	0.009	0.010	0.011	0.012
1.8	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010
1.9	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.008
2.0	0.002	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006	0.007
2.1	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006
2.2	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005
2.3	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004
2.4	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003
2.5	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003
2.6	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002
2.7	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002
2.8	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002
2.9	—	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
3.0	—	—	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001

续表 E-7

x/z	y/z							
	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00	10.00
0.1	0.275	0.299	0.307	0.310	0.311	0.312	0.312	0.312
0.2	0.259	0.282	0.289	0.292	0.293	0.294	0.294	0.294
0.3	0.234	0.256	0.263	0.266	0.267	0.267	0.268	0.268
0.4	0.204	0.225	0.232	0.234	0.235	0.236	0.236	0.237
0.5	0.174	0.193	0.199	0.201	0.203	0.203	0.204	0.204
0.6	0.144	0.161	0.168	0.170	0.171	0.172	0.172	0.172
0.7	0.118	0.133	0.139	0.141	0.142	0.143	0.143	0.143
0.8	0.095	0.109	0.114	0.116	0.117	0.118	0.118	0.118
0.9	0.077	0.088	0.093	0.095	0.096	0.097	0.097	0.097
1.0	0.061	0.072	0.076	0.078	0.079	0.079	0.079	0.080
1.1	0.049	0.058	0.062	0.063	0.064	0.065	0.065	0.065
1.2	0.039	0.047	0.050	0.052	0.052	0.053	0.053	0.053
1.3	0.031	0.038	0.041	0.042	0.043	0.044	0.044	0.044
1.4	0.025	0.031	0.033	0.035	0.035	0.036	0.036	0.036
1.5	0.020	0.025	0.027	0.029	0.029	0.030	0.030	0.030
1.6	0.016	0.020	0.023	0.024	0.024	0.025	0.025	0.025
1.7	0.013	0.017	0.019	0.020	0.020	0.021	0.021	0.021
1.8	0.011	0.014	0.016	0.016	0.017	0.017	0.018	0.018
1.9	0.009	0.011	0.013	0.014	0.014	0.015	0.015	0.015
2.0	0.007	0.010	0.011	0.012	0.012	0.012	0.013	0.013
2.1	0.006	0.008	0.009	0.010	0.010	0.011	0.011	0.011
2.2	0.005	0.007	0.008	0.008	0.009	0.009	0.009	0.009
2.3	0.004	0.006	0.007	0.007	0.007	0.008	0.008	0.008
2.4	0.004	0.005	0.006	0.006	0.006	0.007	0.007	0.007
2.5	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.006	0.006	0.006
2.6	0.003	0.003	0.004	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
2.7	0.002	0.003	0.004	0.004	0.004	0.004	0.005	0.005
2.8	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.004	0.004	0.004
2.9	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.004
3.0	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003

表 E-8 无限长线荷载应力系数 α_s

x/z	α_s	x/z	α_s	x/z	α_s
0.05	0.317	1.40	0.036	2.75	0.004
0.10	0.312	1.45	0.033	2.80	0.004
0.15	0.304	1.50	0.030	2.85	0.004
0.20	0.294	1.55	0.027	2.90	0.004
0.25	0.282	1.60	0.025	2.95	0.003
0.30	0.268	1.65	0.023	3.00	0.003
0.35	0.253	1.70	0.021	3.05	0.003
0.40	0.237	1.75	0.019	3.10	0.003
0.45	0.220	1.80	0.018	3.15	0.003
0.50	0.204	1.85	0.016	3.20	0.003
0.55	0.188	1.90	0.015	3.25	0.002
0.60	0.172	1.95	0.014	3.30	0.002
0.65	0.157	2.00	0.013	3.35	0.002
0.70	0.143	2.05	0.012	3.40	0.002
0.75	0.130	2.10	0.011	3.45	0.002
0.80	0.118	2.15	0.010	3.50	0.002
0.85	0.107	2.20	0.009	3.55	0.002
0.90	0.097	2.25	0.009	3.60	0.002
0.95	0.088	2.30	0.008	3.65	0.002
1.00	0.080	2.35	0.007	3.70	0.001
1.05	0.072	2.40	0.007	3.75	0.001
1.10	0.065	2.45	0.006	3.80	0.001
1.15	0.059	2.50	0.006	3.85	0.001
1.20	0.053	2.55	0.006	3.90	0.001
1.25	0.048	2.60	0.005	3.95	0.001
1.30	0.044	2.65	0.005	4.00	0.001
1.35	0.040	2.70	0.005	—	—

附录 F 单桩水平承载力估算公式

F.0.1 当桩的水平承载力由水平位移控制,且缺少单桩水平静载荷试验资料时,可按下式估算混凝土预制桩、钢桩、桩身配筋率不小于 0.65% 的灌注桩单桩水平承载力设计值:

$$R_{hd} = 0.75 \frac{\alpha^3 EI}{v_x} x_{0a} \quad (\text{F.0.1})$$

式中: R_{hd} ——单桩水平承载力设计值;

α ——桩的水平变形系数,按 F.0.2 条确定;

EI ——桩身抗弯刚度,对于混凝土桩, $EI = 0.85 E_c I_0$, 其中 I_0 为桩身换算截面惯性矩;圆形截面为 $I_0 = W_0 d_1^2 / 2$; 矩形截面为 $I_0 = W_0 b_1^2 / 2$;

W_0 ——桩身换算截面受拉边缘的截面模量,圆形截面为:

$$W_0 = \frac{\pi d^3}{32} [1 + 2(\alpha_E - 1)\rho_s d_1^2], \text{ 方形截面为: } W_0 = \frac{b^3}{6}$$

$[1 + 2(\alpha_E - 1)\rho_s b_1^2]$, 其中 d 为桩直径, d_1 为扣除保护层厚度的桩直径; b 为方形截面边长, b_1 为扣除保护层厚度的桩截面宽度; α_E 为钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值;

ρ_s ——桩身配筋率;

x_{0a} ——桩顶允许水平位移,一般可取 10mm;对于水平位移敏感的建筑物可取 6mm;

v_x ——桩顶水平位移系数,按表 F.0.1 取值,宜按桩顶铰接考虑。

表 F.0.1 桩顶水平位移系数 v_x

桩顶约束情况	桩的换算埋深(αh)	v_x
铰接、自由	4.0	2.441
	3.5	2.502
	3.0	2.727
	2.8	2.905
	2.6	3.163
	2.4	3.526
固接	4.0	0.940
	3.5	0.970
	3.0	1.028
	2.8	1.055
	2.6	1.079
	2.4	1.095

注:当 $\alpha h > 4$ 时取 $\alpha h = 4.0$ 。

F.0.2 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:

1 桩的水平变形系数 α (1/m)

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} \quad (\text{F.0.2})$$

式中: m ——桩侧土水平抗力系数随深度的比例系数;

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, $b_0 = b + 1$ 。

2 桩侧土水平抗力系数随深度的比例系数 m ,可参考类似工程单桩水平静载荷试验确定;当无静载荷试验资料时,可按附录 G 中表 G-3 取值。

附录 G 地基土基床系数及比例系数表

表 G-1 水平向基床系数 k_H

地 基 土 分 类		$k_H(\text{kN/m}^3)$
流塑的黏性土		3000~15000
软塑的黏性土和松散的粉性土		15000~30000
可塑的黏性土和稍密~中密粉性土		30000~150000
硬塑的黏性土和密实的粉性土		150000 以上
松散的砂土		3000~15000
稍密的砂土		15000~30000
中密的砂土		30000~100000
密实的砂土		100000 以上
水泥土搅拌桩加固 置换率 25%	8%≤水泥掺量≤12%	10000~15000
	水泥掺量>12%	20000~25000

表 G-2 竖向基床系数 k_v

地 基 土 分 类	$k_v(\text{kN/m}^3)$
流塑的黏性土	5000~10000
软塑的黏性土和松散的粉性土	10000~20000
可塑的黏性土和稍密~中密粉性土	20000~40000
硬塑的黏性土和密实的粉性土	40000~100000
松散的砂土(不含新填砂)	10000~15000
稍密的砂土	15000~20000
中密的砂土	20000~25000
密实的砂土	25000~40000

表 G-3 比例系数 m

地 基 土 分 类		$m(\text{kN/m}^4)$
流塑的黏性土		1000~2000
软塑的黏性土、松散的粉性土和砂土		2000~4000
可塑的黏性土、稍密~中密粉性土和砂土		4000~6000
坚硬的黏性土、密实的粉性土、砂土		6000~10000
水泥土搅拌桩加固 置换率 25%	8%≤水泥掺量≤12%	2000~4000
	水泥掺量>12%	4000~6000

附录 H 桩基最终沉降量计算的应力公式

H. 0.1 地基中竖向应力应按以下原则进行计算:

按 7.4.2 条规定,采用以 Mindlin 应力公式为依据的单向压缩分层总和法,进行桩基最终沉降量计算时,必须进行桩端平面下地基中竖向附加应力计算。对于由 k 根桩组成的桩基,桩端平面以下地基中任一点的竖向应力可按下式表示:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^k (\sigma_{p,i} + \sigma_{m,i}) \quad (\text{H. 0.1-1})$$

式中: $\sigma_{p,i}$ 、 $\sigma_{m,i}$ ——分别是第 i 根桩的桩端阻力和桩侧摩阻力在计算点所产生的竖向应力。

采用 Geddes 基于 Mindlin 应力公式积分得出的单桩荷载在半无限体中的应力解析式,并假定群桩中各桩具有完全相同的受荷特性,按简单叠加法原则即可计算群桩荷载在地基中产生的竖向应力,则公式(H. 0.1-1)也可用下式表示:

$$\sigma_z = \frac{Q}{L^2} \sum_{i=1}^k [\alpha I_{p,i} + (1-\alpha) I_{s,i}] \quad (\text{H. 0.1-2})$$

式中 Q 为单桩在竖向荷载作用下的沉降计算荷载,由桩端阻力 Q_p 和桩侧摩阻力 Q_s 共同承担,且: $Q_p = \alpha Q$ 、 $Q_s = (1-\alpha)Q$, α 是桩端阻力比,群桩条件下近似按单桩极限端阻力与单桩极限承载力的比值取用; $I_{p,i}$ 、 $I_{s,i}$ 分别为第 i 根桩的桩端阻力、桩侧摩阻力对应力计算点的应力影响系数。桩的端阻力假定为集中力,桩侧摩阻力可假定为沿桩身均匀分布和沿桩身线性增长分布两种形式组成,如图 H. 0.1 所示。由于侧摩阻力分布形式对应力计算结果影响不显著,故计算中近似也可仅考虑为一种分布形式,一般情况下,桩侧摩阻力可取沿桩身线性增长分布,即下图中近似认为 $\beta=0$ 。

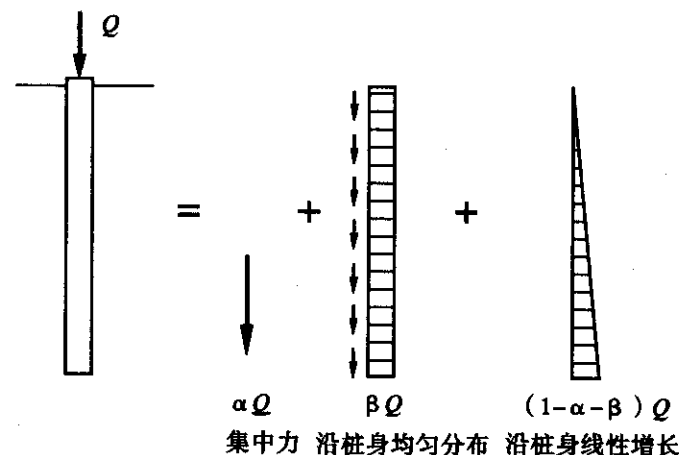


图 H. 0.1 单桩荷载分担示意图

对于桩端的集中力:

$$I_p = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{-(1-2\mu)(m-1)}{A^3} + \frac{(1-2\mu)(m-1)}{B^3} - \frac{3(m-1)^3}{A^5} - \frac{3(3-4\mu)m(m+1)^2 - 3(m+1)(5m-1)}{B^5} - \frac{30m(m+1)^3}{B^7} \right\} \quad (\text{H. 0.1-3})$$

对于桩侧摩阻力沿桩身均匀分布的情况:

$$I_s = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{-2(2-\mu)}{A} + \frac{2(2-\mu) + 2(1-2\mu)(m^2/n^2 + m/n^2)}{B} - \frac{2(1-2\mu)(m/n)^2}{F} + \frac{n^2}{A^3} + \frac{4m^2 - 4(1+\mu)(m/n)^2 m^2}{F^3} + \frac{4m(1+\mu)(m+1)(m/n + 1/n)^2 - (4m^2 + n^2)}{B^3} + \frac{6m^2(m^4 - n^4)/n^2}{F^5} + \frac{6m[mn^2 - (m+1)^5/n^2]}{B^5} \right\} \quad (\text{H. 0.1-4})$$

对于桩侧摩阻力沿桩身线性增长的情况:

$$I_s = \frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{-2(2-\mu)}{A} + \frac{2(2-\mu)(4m+1)-2(1-2\mu)(1+m)m^2/\pi^2}{B} \right. \\ + \frac{2(1-2\mu)m^3/n^2-8(2-\mu)m}{F} + \frac{mn^2+(m-1)^3}{A^3} \\ + \frac{4\mu m^2+4m^3-15n^2m-2(5+2\mu)(m/n)^2(m+1)^3+(m+1)^3}{B^3} \\ + \frac{2(7-2\mu)mn^2-6m^3+2(5+2\mu)(m/n)^2m^3}{F^3} \\ + \frac{6mn^2(n^2-m^2)+12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5} \\ \left. - \frac{12(m/n)^2m^5+6mn^2(n^2-m^2)}{F^5} \right. \\ \left. - 2(2-\mu)\ln\left(\frac{A+m-1}{F+m} \times \frac{B+m+1}{F+m}\right) \right\} \quad (\text{H. 0.1-5})$$

式中: $A^2 = [n^2 + (m-1)^2]$ 、 $B^2 = [n^2 + (m+1)^2]$ 、 $F^2 = n^2 + m^2$ 、

$n = r/L$ 、 $m = z/L$

μ —— 地基土的泊松比, 上海地区一般可取 0.4;

r —— 计算点离桩身轴线的水平距离;

z —— 计算应力点离承台底面的竖向距离。

H. 0.2 根据沉降计算附加荷载, 由应力公式(H. 0.1-2)计算得到竖向附加应力后, 可采用单向压缩的分层总和法按下式进行沉降计算:

$$s = \sum_{t=1}^T \frac{\sigma_{z,t}}{E_{s,t}} \Delta H_t = \sum_{t=1}^T \frac{\sigma_{z,t} + \sigma_{m,t}}{E_{s,t}} \Delta H_t \\ = \frac{Q}{L^2} \sum_{t=1}^T \frac{1}{E_{s,t}} \sum_{i=1}^{n_t} \Delta H_{i,t} \sum_{j=1}^k [\alpha I_{p,i,j,t} + (1-\alpha) I_{s,i,j,t}] \quad (\text{H. 0.2})$$

式中: T —— 压缩层范围内的土层总数;

$E_{s,t}$ —— 第 t 层土在自重到自重附加应力作用时的压缩模量;

n_t —— 第 t 层土的计算分层总数;

$\Delta H_{i,t}$ —— 第 t 土层的第 i 个计算分层的层厚。

附录 J 堤防地基沉降计算方法

J. 0.1 堤防地基沉降计算

堤身和堤基的最终沉降量, 可按公式(J. 0.1-1)计算, 设计使用年限内的沉降量可根据最终沉降量和地基固结度按公式(J. 0.1-2)计算。

$$s = \phi_s \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (\text{J. 0.1-1})$$

$$s_t = U_t s \quad (\text{J. 0.1-2})$$

式中: s —— 最终沉降量(mm);

n —— 压缩层范围的土层数;

e_{1i} —— 第 i 土层在平均自重应力作用下的孔隙比;

e_{2i} —— 第 i 土层在平均自重应力和平均附加应力共同作用下孔隙比;

h_i —— 第 i 土层的厚度(mm);

ϕ_s —— 沉降计算经验系数, 一般地基取 1.0, 软土地基可采用 1.3~1.6;

s_t —— 任意时刻的沉降量;

U_t —— 地基固结度, 按 J. 0.2 条计算。

堤基压缩层计算厚度可按计算层面处土的附加应力与自重应力之比为 0.1 的条件确定, 实际压缩层的厚度小于计算值时, 应按实际压缩层的厚度计算其沉降量。

J. 0.2 固结度计算

1 竖向排水平均固结度

当地基的附加应力 σ_z 呈均匀分布(如图 J. 0.2-2 中 $\alpha=1$ 的情况)时, 某一时间 t 的竖向平均固结度按下式计算(图 J. 0.2-1):

$$\bar{U}_z = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^2} e^{-\frac{\pi^2 m^2}{4} T_v} \quad (\text{J.0.2-1})$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (\text{J.0.2-2})$$

式中: $\bar{U}_z$ ——竖向平均固结度(%);

m ——正奇数(1, 3, 5, …);

e ——自然对数底, 自然数, 可取=2.718;

T_v ——竖向固结时间因数(无因次);

t ——固结时间(s);

H ——竖向排水距离, 单面排水时为土层厚度, 双面排水时取土层厚度的一半(cm);

c_v ——竖向固结系数(cm^2/s).

当 $\bar{U}_z > 30\%$ 时, 可用式(J.0.2-3)计算:

$$\bar{U}_z = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (\text{J.0.2-3})$$

对旧堤加固工程, 一般可用式(J.0.2-3)计算。若遇计算要求较高, 则可按地基附加应力呈不同的几何图形从图 J.0.2-2 查取。

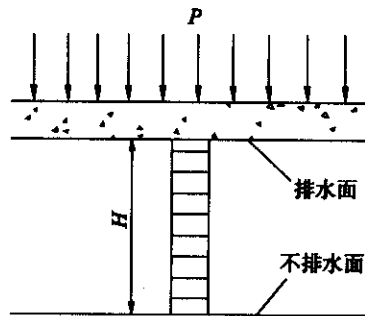


图 J.0.2-1 附加应力均匀分布时固结度计算

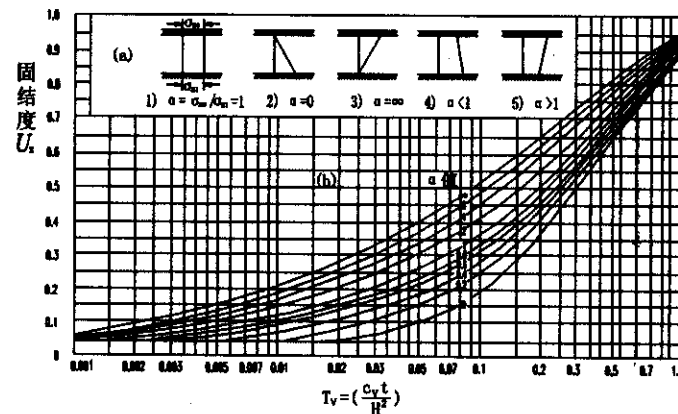


图 J.0.2-2 固结度 $\bar{U}_z$ ~ 时间因素 T_v 关系曲线

2 有排水竖井的固结计算

1) 一级或多级等速加载条件下, 当固结时间为 t 时, 对应总荷载的地基平均固结度可按式计算:

$$\bar{U}_t = \frac{\sum_{i=1}^n q_i}{\sum \Delta p} \left[(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) \right] \quad (\text{J.0.2-4})$$

式中: $\bar{U}_t$ —— t 时间地基的平均固结度;

q_i ——第 i 级荷载的加载速率(kPa/d);

$\sum \Delta p$ ——各级荷载的累加值(kPa);

T_i, T_{i-1} ——分别为第 i 级荷载加载的起始和终止时间(从零点算起)(d), 当计算第 i 级荷载加载过程中某时间 t 的固结度时, T_i 改为 t ;

α, β ——参数, 根据地基土排水固结条件按表 J.0.2 采用。对排水井地基, 表中所列 β 为不考虑涂抹和井阻影响的参数值。

表 J. 0. 2 α 、 β 值

排水固结条件 参数	竖向排水固结 $\bar{U}_r > 30\%$	向内径向排水固结	竖向和向内径向排水固结(竖井穿透软土层)	说 明
α	$\frac{8}{\pi^2}$	1	$\frac{8}{\pi^2}$	$F_n = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2}$ c_h ——土的径向排水固结系数(cm^2/s) c_v ——土的竖向排水固结系数(cm^2/s) H ——土层竖向排水距离(cm) U_r ——双面排水土层或固结应力均匀分布的单面排水土层平均固结度
β	$\frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	$\frac{8c_h}{F_n d_e^2}$	$\frac{8c_h}{F_n d_e^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	

2) 当排水竖井采用挤土方式施工时,应考虑涂抹对土体结构的影响。当竖井的纵向通水量 q_w 与天然土层水平向渗透系数 k_h 的比值较小,且长度又较长时,尚应考虑井阻影响。瞬时加载条件下,考虑涂抹和井阻影响时,径向排水平均固结度可按式(J. 0. 2-5)~式(J. 0. 2-9)计算:

$$\bar{U}_r = 1 - e^{-\frac{8c_h}{F_n d_e^2} t} \quad (\text{J. 0. 2-5})$$

$$F = F_n + F_s + F_r \quad (\text{J. 0. 2-6})$$

$$F_n = \left(\frac{n^2}{n^2-1} \right) \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \quad (\text{J. 0. 2-7})$$

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \ln S \quad (\text{J. 0. 2-8})$$

$$F_r = \frac{\pi^2 L^2 k_h}{4 q_w} \quad (\text{J. 0. 2-9})$$

式中: $\bar{U}_r$ ——固结时间 t 时竖井地基径向排水平均固结度;

k_h ——软土层的水平向渗透系数(cm/s);

k_s ——涂抹区土的水平渗透系数,可取 $k_s = \left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{3} \right) k_h$ (cm/s);

S ——涂抹区直径 d_s 与竖井直径 d_w 的比值,可取 $S=2.0 \sim 3.0$,对中等灵敏黏性土取低值,对高灵敏黏性土取高值;

n ——井径比, $n = \frac{d_s}{d_w}$;

q_w ——竖井纵向通水量,为单位水力梯度下单位时间的排水量(cm^3/s);

L ——竖井深度(cm);

d_e ——竖井的有效排水直径。

一级或多级等速加载条件下,考虑涂抹和井阻影响时竖井穿透软土层地基的平均固结度可按(J. 0. 2-4)计算,其中 $\alpha = \frac{8}{\pi^2}$, $\beta =$

$$\frac{8c_h}{F_n d_e^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}。$$

3) 对排水竖井未打穿软土层时,应分别计算竖井范围土层的平均固结度和竖井底面以下软土层的平均固结度。

附录 K 隧道荷载及内力计算

K.1 浅埋隧道荷载计算

K.1.1 隧道顶部竖向土压力标准值 q_1 (见图 K.1.1) 应按下式计算:

$$q_1 = q_0 + \sum \gamma_i \cdot h_i \quad (\text{K.1.1})$$

式中: q_0 ——地面超载标准值(kPa), 一般取 20kPa;

γ_i ——隧道顶各层土的重度标准值(kN/m^3), 地下水位以上土层取天然重度; 地下水位以下土层, 当水土分算时取浮重度、当水土合算时取饱和重度;

h_i ——隧道顶各层土的厚度(m)。

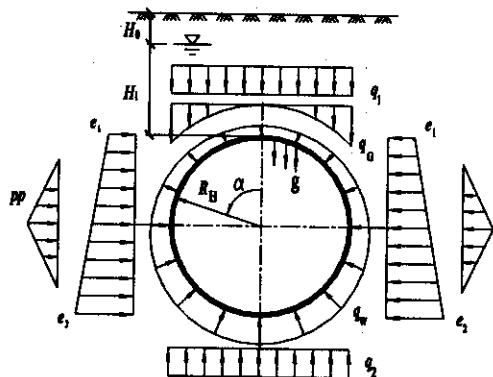


图 K.1.1 浅埋隧道荷载计算简图

H_0 ——地下水位埋深(m); H_1 ——顶部静水头高度(m);

q_1 ——顶部竖向土压力(kPa); q_2 ——底部地基竖向反力(kPa);

q_G ——拱背土压力(kPa); q_w ——静水压力(kPa);

e_1 ——顶部水平向土压力(kPa); e_2 ——底部水平向土压力(kPa);

PP ——侧向三角形土抗力(kPa); R_H ——计算半径(m);

g ——衬砌自重(kPa); α ——计算截面与竖轴的夹角($^\circ$), 以逆时针为正。

K.1.2 隧道拱背土压力标准值 q_G 应按下式计算:

$$q_G = \gamma_t \cdot R_H \cdot (1 - \cos \alpha) \quad (\text{K.1.2})$$

式中: γ_t ——隧道所穿越的土层内水平轴线以上各层土的加权平均重度(kN/m^3), 地下水位以上土层取天然重度; 地下水位以下土层, 当水土分算时取浮重度、当水土合算时取饱和重度。

K.1.3 隧道顶、底部水平向土压力标准值 e_1 、 e_2 应根据施工阶段与使用阶段分别进行计算:

1 施工阶段

1) 水土分算

$$e_1 = q_1 \cdot \tan^2(45^\circ - \varphi/2) - 2 \cdot c \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2)$$

(K.1.3-1)

$$e_2 = e_1 + 2 \cdot \gamma'_u \cdot R_H \cdot \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (\text{K.1.3-2})$$

式中: γ'_u ——隧道所穿越土层的加权平均重度(kN/m^3), 地下水位以上土层取天然重度、地下水位以下土层取浮重度;

c 、 φ ——隧道所穿越土层的加权平均黏聚力标准值(kPa)、加权平均内摩擦角标准值($^\circ$), 按直剪固快试验峰值强度指标平均值取用。

2) 水土合算

$$(e_1) = \lambda \cdot q_1 \quad (\text{K.1.3-3})$$

$$(e_2) = (e_1) + 2 \cdot \lambda \cdot \gamma_u \cdot R_H \quad (\text{K.1.3-4})$$

式中: γ_u ——隧道所穿越土层的加权平均重度(kN/m^3), 地下水位以上土层取天然重度、地下水位以下土层取饱和重度;

(e_1) 、 (e_2) ——顶、底部水平向水土压力标准值(kPa);

λ ——隧道所穿越土层的侧压力系数, 在无测试资料的情况下, 可根据类似工程的经验在 0.65~

0.75 的范围内选用。

2 使用阶段:

使用阶段采用水土分算,侧压力系数取静止土压力系数;

$$e_1 = K_0 \cdot q_1 \quad (\text{K. 1.3-5})$$

$$e_2 = e_1 + 2 \cdot K_0 \cdot \gamma'_u \cdot R_H \quad (\text{K. 1.3-6})$$

$$K_0 = a - \sin \varphi' \quad (\text{K. 1.3-7})$$

式中: K_0 ——隧道穿越土层的静止土压力系数。 K_0 由试验测定,也可按式(K. 1.3-7)计算;

a ——土层系数,当隧道穿越砂土、粉土时取 $a=1$,当隧道穿越黏性土、淤泥质土时取 $a=0.95$;

φ' ——隧道所穿越土层的加权平均有效内摩擦角标准值($^\circ$)。

K. 1.4 衬砌自重标准值 g 应按式(K. 1.4-1)计算:

$$g = \gamma_c \cdot \frac{A}{b} \quad (\text{K. 1.4-1})$$

$$g = \gamma_c \cdot t \quad (\text{K. 1.4-2})$$

式中: γ_c ——隧道衬砌结构的重度标准值(kN/m^3),对于钢管片, $\gamma_c = 78.5 \text{ kN/m}^3$; 对于钢筋混凝土管片, $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$;

A 、 b 、 t ——管片的断面面积(m^2)、宽度(m)和厚度(m),对于钢筋混凝土管片, g 可直接按式(K. 1.4-2)计算。

K. 1.5 静水压力标准值 q_w 应按下式计算:

$$q_w = \gamma_w \cdot [H_1 + R_H \cdot (1 - \cos \alpha)] \quad (\text{K. 1.5})$$

式中: γ_w ——地下水的重度标准值(kN/m^3);

H_1 ——隧道顶部的静水头高度(m)。

水土分算时,静水压力 q_w 沿隧道四周布置,方向指向隧道圆心;水土合算时不另计静水压力 q_w 。

K. 1.6 底部地基竖向反力标准值 q_2 以平衡其他竖向力计。

当按水土分算时, q_2 可按式计算:

$$q_2 = q_1 + (1 - \frac{\pi}{4}) \cdot \gamma_t \cdot R_H + \pi \cdot g - \frac{\pi}{2} \cdot \gamma_w \cdot R_H \quad (\text{K. 1.6-1})$$

当按水土合算时, q_2 可按式计算:

$$q_2 = q_1 + (1 - \frac{\pi}{4}) \cdot \gamma_t \cdot R_H + \pi \cdot g \quad (\text{K. 1.6-2})$$

K. 1.7 侧向三角形土抗力 PP 应按式(K. 1.7-1)计算。

土抗力图假设呈一等腰三角形,其范围为隧道水平轴线上、下 45° 之内 ($45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ, 225^\circ \leq \alpha \leq 315^\circ$)。

$$PP = k \cdot y(1 - \sqrt{2} \cdot |\cos \alpha|) \quad (\text{K. 1.7-1})$$

$$y = \frac{(2 \cdot q_1 + 0.4292 \gamma_t \cdot R_H + \pi \cdot g - e_1 - e_2) R_H^4}{24(\eta \cdot E \cdot I + 0.0454 k \cdot R_H^4)} \quad (\text{K. 1.7-2})$$

式中: k ——隧道所穿越土层的抗力系数(kN/m^3),无测试资料时可参考表 K. 1.7;

y ——隧道水平轴线处的变形量(m),按作用效应的准永久组合计算得到,也可按式(K. 1.7-2)近似估算;

E ——隧道衬砌材料的弹性模量(kPa);

I ——管片断面的惯性矩(m^4);

η ——隧道衬砌抗弯刚度折减系数,一般可取为 0.5~0.8。

表 K. 1.7 地层抗力系数参考值

地基土分类		I_L, e, N 范围	地层抗力系数 (kN/m^3)
黏性土	软塑	$0.75 < I_L \leq 1$	3000~9000
	可塑	$0.25 < I_L \leq 0.75$	9000~15000
	硬塑	$0 < I_L \leq 0.25$	15000~30000
	坚硬	$I_L \leq 0$	30000~45000
黏质粉土	稍密	$e > 0.9$	3000~12000
	中密	$0.75 \leq e \leq 0.90$	12000~22000
	密实	$e < 0.75$	22000~35000
砂质粉土、砂土	松散	$N \leq 7$	3000~10000
	稍密	$7 < N \leq 15$	10000~20000
	中密	$15 < N \leq 30$	20000~40000
	密实	$N > 30$	40000~55000

注： I_L ——土的液性指数； e ——土的天然孔隙比；
 N ——标准贯入试验锤击数实测值。

K. 2 自由变形的弹性匀质圆环内力计算表

K. 2.1 自由变形的弹性匀质圆环计算简图见图 K. 2.1。

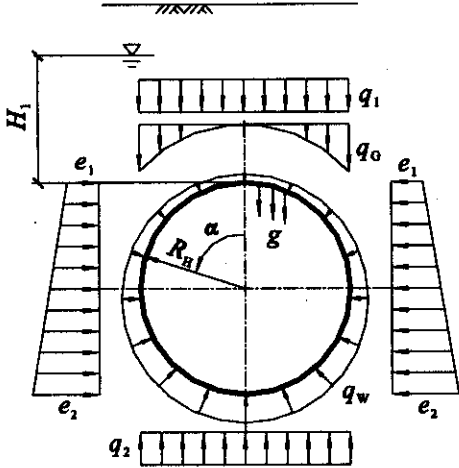


图 K. 2.1 自由变形的弹性匀质圆环计算简图
 H_1 ——顶部静水头高度(m)； q_1 ——顶部竖向土压力(kPa)；
 q_2 ——底部地基竖向反力(kPa)； q_0 ——拱背土压力(kPa)；
 q_w ——静水压力(kPa)； e_1 ——顶部水平向土压力(kPa)；
 e_2 ——底部水平向土压力(kPa)； R_H ——计算半径(m)；
 g ——衬砌自重(kPa)；
 α ——计算截面与竖轴的夹角($^\circ$)，以逆时针为正

K. 2.2 自由变形的弹性匀质圆环内力可按下列公式计算，见表 K. 2.2。

表 K.2.2 左或右半圆环每米环宽的内力计算公式表

荷载	截面位置	内力	
		弯矩 M	轴力 N
自重 g	$0 \sim \pi$	$gR_H^3(1-0.5\cos\alpha - \alpha\sin\alpha)$	$gR_H(\alpha\sin\alpha - 0.5\cos\alpha)$
竖向地层压力 q_1	$0 \sim \pi/2$	$q_1R_H^3(0.193+0.106\cos\alpha - 0.5\sin^2\alpha)$	$q_1R_H(\sin^2\alpha - 0.106\cos\alpha)$
	$\pi/2 \sim \pi$	$q_1R_H^3(0.693+0.106\cos\alpha - \sin\alpha)$	$q_1R_H(\sin\alpha - 0.106\cos\alpha)$
拱背土压力 q_g	$0 \sim \pi/2$	$\gamma_1R_H^3(0.5\sin\alpha + 0.25\sin\alpha\sin 2\alpha + 0.0436\cos\alpha + 0.5\cos^2\alpha + 0.3333\cos^3\alpha - 0.84)$	$\gamma_1R_H^3(\sin^2\alpha - 0.25\sin\alpha\sin 2\alpha - 0.5\sin\alpha - 0.0436\cos\alpha)$
	$\pi/2 \sim \pi$	$\gamma_1R_H^3(-0.2146\sin\alpha + 0.0436\cos\alpha + 0.16)$	$\gamma_1R_H^3(0.2146\sin\alpha - 0.0436\cos\alpha)$
静水压力 q_w	$0 \sim \pi$	$-\gamma_wR_H^3(0.5 - 0.25\cos\alpha - 0.5\sin\alpha)$	$\gamma_wR_H^3(1 - 0.5\sin\alpha - 0.25\cos\alpha) + \gamma_wH_1R_H$
水平均布地层压力 e_1	$0 \sim \pi$	$e_1R_H^3(0.25 - 0.5\cos^2\alpha)$	$e_1R_H\cos^2\alpha$
水平三角形地层压力 $(e_2 - e_1)$	$0 \sim \pi$	$(e_2 - e_1)R_H^3(0.25\sin^2\alpha - 0.125 + 0.083\cos^3\alpha - 0.063\cos\alpha)$	$(e_2 - e_1)R_H\cos\alpha(0.063 + 0.5\cos\alpha - 0.25\cos^2\alpha)$
地层竖向反力 q_2	$0 \sim \pi/2$	$q_2R_H^3(0.057 - 0.106\cos\alpha)$	$0.106q_2R_H\cos\alpha$
	$\pi/2 \sim \pi$	$q_2R_H^3(-0.443 + \sin\alpha - 0.106\cos\alpha - 0.5\sin^2\alpha)$	$q_2R_H(\sin^2\alpha - \sin\alpha + 0.106\cos\alpha)$

注: R_H ——为计算半径; γ_w ——为地下水的重度; H_1 ——为隧道顶部的静水头高度; γ_1 ——为拱背土的重度。

K.3 错缝拼装时弯矩的纵向传递

K.3.1 错缝拼装时弯矩的纵向传递模型计算简图见图 K.3.1。

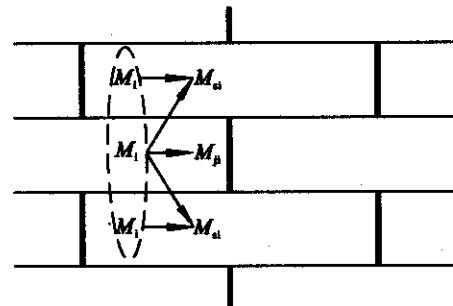


图 K.3.1 错缝拼装弯矩纵向传递简图

K.3.2 错缝拼装时衬砌环的内力计算:

衬砌环中由于接缝的存在,接缝部位的抗弯能力小于管片主体截面,错缝拼装时通过相邻环间的摩擦力、纵向螺栓或环缝面上的凹凸榫槽的剪切力作用,接头纵缝部位的部分弯矩可传递到相邻环的管片截面上。

衬砌环在接头处的内力按下式计算:

$$M_j = (1 - \xi)M_i, N_j = N_i \quad (\text{K.3.1-1})$$

与接头位置对应的相邻管片截面内力按下式计算:

$$M_a = (1 + \xi)M_i, N_a = N_i \quad (\text{K.3.1-2})$$

式中: ξ ——弯矩调整系数,可为 0.2~0.4;

M_i, N_i ——分别为匀质圆环模型的计算弯矩和轴力;

M_j, N_j ——指调整后的接头弯矩和轴力;

M_a, N_a ——指调整后的相邻管片本体的弯矩和轴力。

附录 L 顶管允许顶力 $P_{\text{顶}}$ 的计算

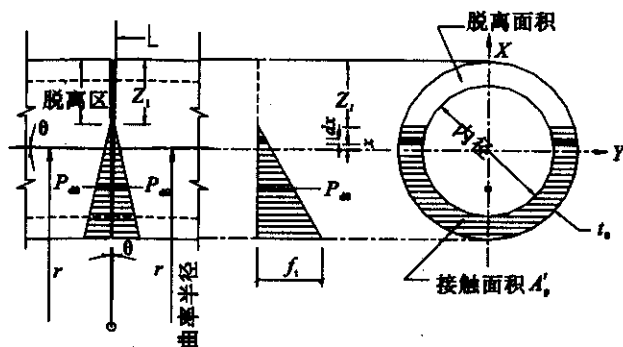


图 L.0.1 接触面受力示意图

L.0.1 当 $0 < Z_1 \leq t_0$ 时

$$P_{\text{顶}} = \frac{2t_0 f_0 f_1}{\gamma_{\text{顶}} f_0} \left[\int_{-\frac{D_1}{2}}^{-\frac{D_1}{2}+t_0} f \cdot \frac{Z_1 - \frac{D_1}{2} + x}{Z_1 - D_1} \cdot \sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} dx + \left[\int_{-\frac{D_1}{2}+t_0}^{\frac{D_1}{2}-t_0} f \cdot \frac{Z_1 - \frac{D_1}{2} + x}{Z_1 - D_1} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} - \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - x^2} \right] dx + \int_{\frac{D}{2}-t_0}^{\frac{D_1}{2}-Z_1} f \cdot \frac{Z_1 - \frac{D_1}{2} + x}{Z_1 - D_1} \cdot \sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} dx \right] \right] \quad (\text{L.0.1})$$

L.0.2 当 $t_0 < Z_1 \leq D_1 - t_0$ 时

$$P_{\text{顶}} = \frac{2t_0 f_0 f_1}{\gamma_{\text{顶}} f_0} \left[\int_{-\frac{D_1}{2}}^{-\frac{D_1}{2}+t_0} f \cdot \frac{Z_1 - \frac{D_1}{2} + x}{Z_1 - D_1} \cdot \sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} dx + \left[\int_{-\frac{D_1}{2}+t_0}^{\frac{D_1}{2}-Z_1} f \cdot \frac{Z_1 - \frac{D_1}{2} + x}{Z_1 - D_1} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{D_1}{2}\right)^2 - x^2} - \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - x^2} \right] dx \right] \right] \quad (\text{L.0.2})$$

式中： f ——预制管节顶管管材受压强度设计值。

附录 M 地基土名称汉英对照表

中文名称	英文名称
黏 土	clay
粉质黏土	silty clay
黏质粉土	clayey silt
砂质粉土	sandy silt
粉 砂	silty sand
细 砂	fine sand
中 砂	medium sand
粗 砂	coarse sand
砾 砂	gravelly sand
淤泥质黏土	very soft clay
淤泥质粉质黏土	very soft silty clay
填 土	fill

本规范用词说明

1 对条文执行严格程度的用词,采用以下写法:

1)表示很严格,非这样做不可的用词:

正面词一般采用“必须”,反面词一般采用“严禁”;

2)表示严格,在正常情况下均应这样做的用词:

正面词一般采用“应”,反面词一般采用“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:

正面词一般采用“宜”,反面词一般采用“不”;

表示有选择,在一定条件下可以这样做的,一般采用“可”。

2 条文中必须按指定的标准、规范或其它有关规定执行的写法为“按……执行”或“符合……要求”。非必须按所指定的标准、规范或其它规定执行的写法为“参照……”。

引用标准名录

现行国家标准

- 1.《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153
- 2.《建筑结构荷载规范》GB50009
- 3.《建筑地基基础设计规范》GB50007
- 4.《混凝土结构设计规范》GB50010
- 5.《砌体结构设计规范》GB50003
- 6.《钢结构设计规范》GB50017
- 7.《建筑抗震设计规范》GB50011
- 8.《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476
- 9.《堤防工程设计规范》GB50286
- 10.《动力机器基础设计规范》GB50040
- 11.《泵站设计规范》GB/T50265
- 12.《港口工程结构可靠度设计统一标准》GB50158
- 13.《人民防空地下室设计规范》GB50038
- 14.《人民防空工程设计规范》GB50025
- 15.《土工试验方法标准》GB/T50123
- 16.《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046
- 17.《地下工程防水技术规范》GB50108
- 18.《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202
- 19.《城市区域环境振动标准》GB10070
- 20.《建筑施工场界噪声限值》GB12523
- 21.《国家一、二等水准测量规范》GB12897

现行行业标准

- 22.《建筑桩基技术规范》JGJ94—2008
- 23.《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123
- 24.《公路桥涵设计通用规范》JTGD60
- 25.《公路桥涵地基与基础设计规范》JTGD63
- 26.《公路桥梁抗震设计细则》JTG/TB02
- 27.《水闸设计规范》SL265
- 28.《堤防工程地质勘察规程》SL188
- 29.《水工混凝土结构设计规范》SL191
- 30.《水工挡土墙设计规范》SL379
- 31.《水运工程抗震设计规范》JTJ225
- 32.《港口工程地质勘察规范》JTJ240
- 33.《港口工程荷载规范》JTJ215
- 34.《港口工程桩基规范》JTJ254
- 35.《港口工程地基规范》JTJ250
- 36.《港口工程混凝土结构设计规范》JTJ267
- 37.《重力式码头设计与施工规范》JTJ290
- 38.《高桩码头设计与施工规范》JTJ291
- 39.《板桩码头设计与施工规范》JTJ292
- 40.《铁路桥涵施工规范》TB10203

现行上海市工程技术规范

- 41.《建筑抗震设计规程》DGJ08—9
- 42.《岩土工程勘察规范》DGJ08—37
- 43.《住宅设计标准》DGJ08—20
- 44.《地基处理技术规范》DG/TJ08—40
- 45.《道路隧道设计规范》DG/TJ08—2033
- 46.《钻孔灌注桩施工规程》DG/TJ08—202
- 47.《基坑工程技术规范》DB/TJ08—61
- 48.《建筑基桩检测技术规程》DGJ08—218
- 49.《房屋质量检测规程》DGJ08—79
- 50.《既有建筑物结构检测与评定标准》DG/TJ08—804

地基基础设计规范(条文说明)

上海市建筑建材业市场管理总站

上海市工程建设规范

地基基础设计规范

Foundation design code

DGJ08-11-2010

J11595-2010

条文说明

上海市建筑建材业市场管理总站

2010 上海

上海市工程建设规范
地基基础设计规范

DGJ08-11-2010

条文说明

2010 上海

目 次

1 总 则	(1)
3 基本设计规定	(2)
4 工程勘察要点	(12)
4.1 地基土类型	(12)
4.2 地下水	(13)
4.3 勘察阶段与工作量布置	(15)
4.4 室内试验	(18)
4.5 原位测试	(19)
4.6 勘察报告	(20)
5 天然地基计算	(21)
5.1 一般规定	(21)
5.2 地基承载力计算	(22)
5.3 地基最终沉降量计算和地基容许变形值	(49)
6 浅基础设计计算	(63)
6.1 一般规定	(63)
6.2 基础埋置深度	(64)
6.4 独立基础	(64)
6.5 条形基础	(68)
6.6 筏形基础	(69)
7 桩基础设计计算	(70)
7.1 一般规定	(70)
7.2 桩基承载力计算	(85)
7.3 桩基承台设计	(129)
7.4 桩基最终沉降量计算	(132)
7.5 沉降控制复合桩基	(142)
8 地基基础抗震设计要点	(149)
8.1 场 地	(149)
8.2 液化土	(151)
8.3 天然地基和浅基础	(155)
8.4 桩基础	(157)
8.5 地下建筑物	(162)
10 市政工程地基基础设计计算	(171)
10.1 一般规定	(171)
10.2 边 坡	(175)
10.3 挡土墙	(178)
10.4 堤 防	(181)
10.5 桥 梁	(187)
10.6 水闸与泵房	(194)
11 港口工程地基基础设计计算	(207)
11.1 一般规定	(207)
11.2 天然地基	(208)
11.3 桩 基	(212)
11.4 板 桩	(214)
12 地下工程设计要点	(222)
12.1 一般规定	(222)
12.2 基坑工程	(229)
12.3 明挖法地下建筑	(238)
12.4 沉井与沉箱	(241)
12.5 盾构法隧道	(242)
12.6 沉管法隧道	(244)
12.7 顶入式箱涵	(247)
12.8 顶 管	(250)
12.9 埋 管	(254)

12.10	冻结法通道	(255)
13	地基处理设计要点	(257)
13.1	一般规定	(257)
13.2	换填法	(260)
13.3	预压法	(264)
13.4	深层密实法	(267)
13.5	化学加固法	(273)
13.6	锚杆静压桩	(278)
13.7	树根桩	(281)
13.8	既有建筑地基基础加固	(282)
14	减少和适应地基变形与防治基础施工对环境影响的措施	(286)
14.1	一般规定	(286)
14.2	减少和适应地基变形的措施	(287)
14.3	大面积地面荷载的环境影响及防治措施	(289)
14.4	桩基施工对周围环境影响及防治措施	(291)
14.5	基坑工程对周围环境影响及防治措施	(294)
14.6	盾构掘进对周围环境影响及防治措施	(299)
15	工程施工要点	(303)
15.1	一般规定	(303)
15.2	预制桩	(304)
15.3	灌注桩	(308)
15.4	地下连续墙	(312)
15.5	基坑降水与排水	(314)
15.6	基坑开挖	(317)
15.7	大体积基础承台混凝土	(319)
15.8	沉井与沉箱	(320)
15.9	盾构法隧道	(324)

15.10	沉管法隧道	(326)
15.11	顶入式箱涵	(327)
15.12	顶管	(329)
15.13	埋管	(331)
15.14	冻结法通道	(332)
16	地基基础工程检测和监测要点	(335)
16.1	一般规定	(335)
16.2	天然地基静载荷试验	(335)
16.3	单桩承载力试验	(336)
16.4	桩身及地下连续墙墙身质量检测	(342)
16.5	地基处理检测	(344)
16.6	基坑工程监测	(350)
16.7	沉桩监测	(353)
16.8	盾构掘进对周围环境影响监测	(358)
16.9	建筑物沉降观测	(360)

Contents

1	General Provisions	(1)
3	Basic Design Requirements	(2)
4	Essentials of Geotechnical Investigation	(12)
4.1	Types of Foundation Soils	(12)
4.2	Groundwater	(13)
4.3	Investigation Stages and Arrangement	(15)
4.4	Laboratory Tests	(18)
4.5	In-situ Testing	(19)
4.6	Geotechnical Investigation Report	(20)
5	Calculations for Subsoils of Shallow Foundations	(21)
5.1	General Requirements	(21)
5.2	Calculation of Bearing Capacity	(22)
5.3	Calculation of Final Settlement and Allowable Deformation of Foundation	(49)
6	Shallow Foundation Design	(63)
6.1	General Requirements	(63)
6.2	Embedded Depth of Shallow Foundations	(64)
6.4	Isolated Foundations	(64)
6.5	Strip Foundations	(68)
6.6	Raft Foundations	(69)
7	Pile Foundation Design	(70)
7.1	General Requirements	(70)
7.2	Calculation for Bearing Capacity of Pile Foundation	(85)
7.3	Pile-Cap Design	(128)
7.4	Calculation for Final Settlement of Pile Foundation	(132)
7.5	Settlement-Controlled Composite Pile Foundation	(142)
8	Essentials of Seismic Design of Foundation	(149)
8.1	Site	(149)
8.2	Liquefaction Soil	(151)
8.3	Subsoils and Shallow Foundations	(155)
8.4	Pile Foundations	(157)
8.5	Underground Buildings	(162)
10	Municipal Engineering Foundation Design	(171)
10.1	General Requirements	(171)
10.2	Slopes	(175)
10.3	Retaining Walls	(178)
10.4	Dikes	(181)
10.5	Bridges	(187)
10.6	Sluices and Pump Houses	(194)
11	Port Engineering Foundation Design	(207)
11.1	General Requirements	(207)
11.2	Shallow Foundation Design	(208)
11.3	Pile Foundation Design	(212)
11.4	Sheet Pile Design	(214)
12	Essentials of Underground Engineering Design	(222)
12.1	General Requirements	(222)
12.2	Excavation Engineering	(229)
12.3	Underground Building Built by Open Excavation	(238)
12.4	Open Caisson and Pneumatic Caisson	(241)
12.5	Shield Tunnel	(242)
12.6	Immersed Tunnel	(244)
12.7	Jacked Box Culvert	(247)
12.8	Pipe Jacking	(250)
12.9	Buried Pipe	(254)
12.10	Passage Built by Soil Freezing	(255)
13	Essentials of Ground Treatment Design	(257)
13.1	General Requirements	(257)
13.2	Replacement	(260)

13. 3	Preloading	(264)
13. 4	Deep Compaction	(267)
13. 5	Chemical Stabilization	(273)
13. 6	Anchored and Jacked Pile	(278)
13. 7	Root Piles	(281)
13. 8	Soil Improvement and Foundation Strengthening of Existing Buildings	(282)
14	Measures for Reducing and Adapting Subsoil Deformation, and Preventing Environmental Influence Caused by Foundation Construction	(286)
14. 1	General Requirements	(286)
14. 2	Measures for Reducing and Adapting Subsoil Deformation	(287)
14. 3	Measures for Preventing Environmental Influence Caused by Large Area Ground Surface Load	(289)
14. 4	Measures for Preventing Environmental Influence Caused by Pile Foundation Construction	(291)
14. 5	Measures for Preventing Environmental Influence Caused by Excavation Engineering	(294)
14. 6	Measures for Preventing Environmental Influence Caused by Shield-driven	(299)
15	Essentials of Engineering Construction	(303)
15. 1	General Requirements	(303)
15. 2	Precast Piles	(304)
15. 3	Bored Piles	(308)
15. 4	Diaphragm Walls	(312)
15. 5	Dewatering and Drainage	(314)
15. 6	Foundation Excavation	(317)
15. 7	Massive Foundation Concrete Cast-in-place	(319)
15. 8	Open Caisson and Pneumatic Caisson	(320)
15. 9	Shield Tunnel	(324)

15. 10	Immersed Tunnel	(326)
15. 11	Jacked Box Culvert	(327)
15. 12	Pipe Jacking	(329)
15. 13	Buried Pipe	(331)
15. 14	Passage Built by Soil Freezing	(332)
16	Essentials of Inspection Testing and Monitoring	(335)
16. 1	General Requirements	(335)
16. 2	Static Load Test of Subsoils	(335)
16. 3	Load Tests of Single Pile	(336)
16. 4	Integrity Inspections of Pile and Diaphragm Wall	(342)
16. 5	Ground Treatment Inspections	(344)
16. 6	Excavation Monitoring	(350)
16. 7	Monitoring for Pile Jacking and Driving	(353)
16. 8	Environmental Influence Monitoring of Shield-driven	(358)
16. 9	Building Settlement Observation	(360)

1 总 则

1.0.2 上海市《地基基础设计规范》自 1963 年第一版颁布实施以来,已有 40 多年的历史,历经 1975、1989、1999 年三次修订,本次为第四次修订。

从前几轮规范编制和修订的情况来看,规范各个版本始终涵盖上海市建设交通委所管辖的建筑和市政工程领域的地基基础专业内容,同时规范也一直以地基基础设计为核心,并将与设计有关的勘察、施工、监测和检测等方面内容以要点形式列入规范。近年来,为适应城市建设和发展的需要,上海市建设交通委的管辖范围已从原有的建筑和市政工程扩大到建筑、市政、港口和水利工程领域。根据市建筑建材业市场管理总站的总体考虑,要求本次修订后规范的适用范围相应从原建筑、市政工程扩大到建筑、市政、港口、水利工程领域。

另一方面,上海市《地基基础设计规范》自第一版开始,除包括上述工程领域的上部结构地基基础设计的有关内容外,也包含了沉井、沉箱等地下工程的地基稳定与支护结构设计内容;根据上海工程建设发展的需要,在 1975、1989、1999 年三次修订中又陆续增加了盾构隧道、顶管、箱涵等方面的内容。自 1999 年第四版规范颁布实施以来的十年间,上海进入了大规模城市地下空间开发的新阶段,在地下工程领域积累了较多工程经验也面临一些新的技术问题。经市建筑建材业市场管理总站组织协商,确定本次规范修订将有关地下工程(包括基坑工程、地下建筑物、盾构法隧道、沉管法隧道、顶管、沉井、箱涵等)的设计内容(包括地基以及地下工程中与水、土体直接接触的支护结构设计内容),从分散在原规范不同章节中调整合并为一章“地下工程设计要点”。

综上所述,本规范适用于上海地区建筑、市政、港口、水利工程的地基基础(含地下工程支护结构)设计。

3 基本设计规定

3.0.1~3.0.3 本次规范修订遵照现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153 的要求,规定了上海地区建筑、市政、港口、水利工程的地基与基础(含地下工程支护结构)的设计方法,即采用以概率理论为基础、以分项系数表达的极限状态设计方法,同时对设计方法的核心,也即体现在分项系数表达形式中的设计安全水准作了明确。该规定是基于以下几方面情况制定的:

1. 1999 版上海《地基基础设计规范》DGJ08—11—1999(以下均称“原规范”)已按国家上述统一标准采用概率极限状态设计方法(俗称“转轨”),近十年来在上海地区的建筑与市政工程领域得到了应用;上海地区港口工程地基基础一直是按行业标准《港口工程结构可靠度设计统一标准》GB50158—92 所制定的概率极限状态方法进行设计。

2. 最新颁布实施的国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153—2008 在总结我国工程实践经验的基础上,继续明确包括地基基础在内的工程结构设计宜采用概率极限状态设计方法的规定。《工程结构设计可靠性统一标准》GB50153 是我国工程建设领域的一本重要的基础性国家标准,适用于房屋建筑、铁路、公路、港口、水利水电的结构、组成结构的构件以及地基基础的设计。

从国内工程技术规范编制的历史来看,我国工程建设中包括地基基础在内的工程结构设计方法,主要曾用过容许应力法和极限状态设计法。1984 年,由国家计委正式批准颁布了《建筑结构设计统一标准》GBJ68—84,明确规定包括地基基础在内的建筑结构设计应采用以概率理论为基础的概率极限状态设计方法;1992 年,根据可靠性理论研究成果和工程结构设计经验,并借鉴了国际

标准《结构可靠性总原则》(ISO 2394),我国工程技术部门根据概率极限状态设计方法陆续编制和颁布了第一层次的《工程结构可靠度设计统一标准》GB50153—92 以及属于第二层次的建筑结构、港口工程结构、水利水电工程结构、铁路公路结构和公路工程结构的可靠度设计等 6 本统一标准,作为我国土木、建筑、水利等专业结构设计规范改革、修订的准则。2008 年,在《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153—2008 中,再次明确规定工程结构设计宜采用概率极限状态设计方法。

3. 经过近十年来的工程实践,上海地区广大结构设计人员在地基设计方面,无论是天然地基还是桩基的承载力、稳定性和变形计算中,都已逐渐熟悉了按概率极限状态方法进行设计的概念和方法,逐渐淡化了原有的容许承载力概念和方法;而在基础结构及地下工程支护结构设计方面,也均习惯了采用与上部结构构件相同的概率极限状态设计方法进行设计。

4. 安全水准是设计方法的核心,它是体现在设计方法的表达形式中。本次规范修订明确在建筑、市政工程领域,地基的设计安全水准保持不变,这是因为近十年来在地基设计领域中,无论国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007—2002 还是相关行业标准,也不论采取何种设计方法,基于大量反复证实的工程经验都始终遵循保持原有安全水准不变的原则;而在基础结构包括地下工程支护结构在内的结构构件设计的规定中,本次规范修订根据国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009—2001、《混凝土结构设计规范》GB50010—2002 等的规定,其安全水准有了一定程度提高,这与国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007—2002 的原则也是一致的。在港口、水利领域,本规范所规定的地基与基础设计安全水准均遵循与相应行业标准安全水准一致的原则。

3.0.4 本条遵照国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》及其相关的各类工程结构设计标准的精神,进一步明确了地基基础

按概率极限状态设计方法计算的基本框架及其安全水准与分项系数确定的原则。

本次规范修订地基基础按概率极限状态设计方法计算的基本框架表如下所示:

表 3.0.4 本次规范采用的设计表达式

	地基计算		基础及地下工程支护结构计算	
	承载力极限状态	正常使用极限状态	承载力极限状态	正常使用极限状态
	地基承载力 边坡、基坑及抗 浮稳定	变 形	构件截面、内 力、配筋计算	变形及裂缝
作用效应	分项系数为 1.0 的基本组合(有 专门规定者除 外)	准永久组合作 用下的计算 变形	基本组合	标准组合作用 下的计算变形
抗力限值	经验或分项系 数表达的设计 限值	变形允许值	经验或结构设 计限值	经验或结构设 计限值

具体而言,对于地基和基础(含地下工程支护结构)采用设计表达式包括以下内容:

1. 地基计算

在本条条文中明确规定,验算地基(或单桩)承载力以及抗倾、抗滑、抗浮或基坑、斜坡稳定时,作用效应应采用承载力极限状态下作用效应基本组合,但其分项系数除有专门规定外均取 1.0。

1) 地基承载力验算采用承载力极限状态下基本组合

两种极限状态包括承载力极限状态和正常使用极限状态。其中承载力极限状态对应于结构或结构构件达到最大承载力或不适于继续承载的变形。在国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153—2008 中明确指出当结构或结构构件出现下列

状态之一时,应认为超过了承载力极限状态(《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068—2001 也有类似规定):

①结构构件或连接因超过材料强度而破坏,或因过度变形而不适于继续承载;

②整个结构或其一部分作为刚体失去平衡(如倾覆等);

③结构转变为机动体系;

④结构或结构构件丧失稳定(如压屈等);

⑤结构因局部破坏而发生连续倒塌;

⑥地基丧失承载力而破坏;

⑦结构或结构构件的疲劳破坏。

其中第⑥款明确规定“地基丧失承载力而破坏”应属于承载力极限状态。而且在该统一标准中也明确规定地基承载力属于承载力极限状态的范畴。在我国的一些行业与地方的地基基础规范中也明确规定了地基应分别按承载力极限状态和正常使用极限状态两种极限状态进行设计,而地基承载力失效模式按承载力极限状态验算的原则。地基承载力失效的物理机制决定了其属于承载力极限状态而非正常使用极限状态。

在国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153—2008 中规定,工程结构设计对于两种极限状态,应根据不同设计状况采用不同的作用组合进行验算:进行承载力极限状态设计时,采用的作用组合包括基本组合、偶然组合和地震组合;进行正常使用极限状态设计时,采用的作用组合包括标准组合、频遇组合和准永久组合。

而按地基承载力确定基础底面积或按单桩承载力确定桩数属于持久状况或短暂状况的承载力极限状态验算,传至基础或承台底面的作用效应应按承载力极限状态下作用效应的基本组合。

2)地基承载力计算分项系数

国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153—2008 中规定“地基的破坏或过度变形的承载力极限状态设计,可采用分项系数进行,但其分项系数的取值与式(8.2.2—1)中 S_d (作用效应)所包含分项系数的取值可有所区别。”

本规范修订时,遵循上述规定,地基承载力与抗滑、抗浮等稳定性计算按承载力极限状态计算,作用效应统一采用分项系数为 1.0 的基本组合(该值在数值上与标准组合接近),相应地基承载力抗力采用地基或桩基的承载力设计值(由极限承载力和相应的分项系数确定)。

地基承载力与地基稳定计算采用分项系数为 1.0 的基本组合,主要基于以下考虑:

①目前在建筑工程作用效应基本组合的定义中并未单独规定适用于地基计算的荷载分项系数,而已有的基本组合荷载分项系数的确定中又未能包含地基承载力验算的情况。简单套用上部结构计算中作用效应基本组合的分项系数并不是非常合理的。

②采用分项系数为 1.0 的基本组合能较好地兼顾建筑、市政、港口、水利各工程领域目前的工程现状和使用要求;也可在地基承载力极限状态验算的范畴将有关地基承载力计算与稳定计算初步统一。

③承载力极限状态下,作用效应采用分项系数均为 1.0 的基本组合值并非本次上海规范修订首次提出或采用的。在国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007—2002 中 3.0.4 条规定:“计算挡土墙土压力、地基或斜坡稳定及滑坡推力时,作用效应应按承载力极限状态下作用效应的基本组合,但其分项系数均为 1.0”。《港口工程地基规范》JTJ250—98》4.2.3 条,地基承载力验算中永久作用和可变作用分项系数,均可取 1.0。

按照概率极限状态设计理论,作用分项系数 γ_F (包括荷载分项系数 γ_G 、 γ_Q) 和抗力分项系数 γ_R (或材料性能分项系数 γ_i),应根

据功能函数中基本变量的统计参数和概率分布类型,以及规定的可靠指标,通过计算分析,并考虑工程经验确定。当荷载的变异性不详,难以考虑时,仅根据抗力各基本变量的变异性,得到抗力各基本变量的分项系数,由于抗力各基本变量的分项系数是在考虑抗力变异性的条件下得出的,也可以认为是一种近似概率极限状态设计方法。

必须着重指出,本次规范修订地基承载力计算中作用效应采用分项系数为 1.0 的基本组合,而原规范中的地基承载力计算作用效应采用恒载分项系数 1.2、可变荷载分项系数 1.4 的基本组合,因此对应的抗力(均为地基承载力设计值)在数值上是有差异的。由于分项系数为 1.0 的基本组合与标准组合在数值上接近,本次规范修订后的地基承载力设计值在数值上与国家标准《建筑地基基础设计规范》中的承载力特征值在数值上是大体相当的。

3) 地基设计的安全水准

本次规范修订遵照现行国家标准《建筑地基基础设计规范》的有关规定,地基设计安全水准总体保持不变。

2. 基础构件计算

1) 基础构件承载能力极限状态计算作用分项系数

在基础的截面、内力与配筋计算时,与上部结构构件计算保持一致,采用作用效应的基本组合,分项系数按相应荷载规范取值:对于建筑工程,应按国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 规定的基本组合荷载分项系数取值,港口、水利等工程,应按照相应行业规范中结构设计的荷载分项系数的规定相应取值。

对于建筑工程,当基本组合中由永久荷载效应控制时,参照现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 有关规定,作用效应基本组合的设计值也可近似按分项系数为 1.0 的基本组合设计值的 1.35 倍进行计算,其中分项系数为 1.0 的基本组合设计值在数值上与作用效应的标准组合接近。

应当指出,作用在基础上的作用既有直接作用,也有变形尤其是不均匀变形(属于间接作用)产生的附加影响。只有直接作用分项系数可以如前所述相应取值,如建筑工程按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 规定的基本组合的分项系数取值;但不均匀变形产生的内力,其机理和计算都比较复杂,不能直接套用直接作用的分项系数。

目前基础构件内力分析方法一般有两类,一类是通过静力平衡和线性分布的假定求取直接作用在基础下土体反力,并按一般结构构件的内力计算方法求得基础构件内力,但这一类方法难以合理地考虑基础变形对基础内力的影响;另一类是按地基与基础变形协调原则提出的计算方法和程序进行基础内力分析,如按弹性地基梁、板计算基础(包括地下工程支护结构)的变形和内力,这一类计算方法中已考虑了不均匀变形对基础内力的影响,但在这些计算方法和程序中往往没有考虑基础的变形是随时间逐渐进行的,并忽略了混凝土开裂、徐变等因素对于这部分附加应力的影响,这直接造成了这一类计算方法对于基础内力计算结果总体偏大。

在实际工程计算中,设计人员往往是采用基础底面以上荷载的标准组合或准永久组合来按照上述变形协调原则一并进行基础变形和基础构件内力的分析,然后将分析的结果与某一系数(如 1.35 等)的乘积进行基础构件计算和配筋,这样的做法虽然有其不得已之处,但应当指出这样的计算结果是不尽合理的。在国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153—2008 公路桥涵结构永久作用的分项系数中规定,基础变位作用的荷载分项系数对混凝土结构和圬工结构取 0.5、对钢结构取 1.0。这是基于公路桥涵工程多年的实际工程经验提出并已被广泛使用的,这一分项系数取值原则对其他工程类似问题有一定的参考意义。目前,对于建筑工程基础内力计算方法的研究相对滞后,技术储备不足,本

次规范修订尚难以明确提出合理的考虑不均匀变形对基础内力影响的计算方法和分项系数取值,实际计算时建议当采用考虑地基与基础变形协调原则的计算方法和程序时,应结合基础变形的历时、结构的静力平衡情况以及类似工程经验对基础内力的计算值调整取用。上海地区对于建筑物基础由于不均匀变形产生的内力计算迫切需要进行理论与实测的专题研究工作,为规范下一轮修订提供技术储备。

2) 基础构件设计安全水准

根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 的有关规定,基础及地下支挡结构设计安全水准应与上部结构保持一致。

对于建筑工程,根据国家建筑结构荷载、混凝土、钢结构、砌体等设计规范 2002 年版本中的有关规定,建筑上部结构的安全水准均有不同程度的提高,总体上提高约 10%~20%。本次规范修订对于建筑工程领域,基础构件设计安全水准与上部结构设计安全水准基本保持一致,相应提高。

其它工程领域基础构件设计安全水准与相应的行业规范基本保持一致。

3.0.5 原规范中规定对于地基基础安全等级,除有专门规定外,一般取二级,相应结构重要性系数取 1.0。本次规范修订遵循陆续颁布的国家有关标准的原则,对基础和地基的安全等级采用不同的原则进行考虑:

1. 在地基基础工程中,基础设计是与上部结构设计密不可分的,因此基础结构的安全等级的划分应与上部结构基本保持一致。现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153 规定,按工程破坏可能产生的后果(危及人的生命、造成经济损失、产生社会影响)的严重性,工程安全等级划分为很严重、严重、不严重三级。基础设计安全等级宜按照上部结构安全等级确定并采用相应

结构重要性系数后进行基础构件计算。

2. 地基设计安全等级不易准确划分,因为地基不仅在结构建成后使用期的损坏会对上部建筑结构产生不同程度的不良影响,同时,在很多场合下,在施工过程中的损坏也会对工程本身、邻近建筑以及各种市政设施、地下管线等产生不良影响,引起工程质量事故或工程纠纷,有时其影响会比建成后损坏产生的影响更为严重,因此地基安全等级,难以和上部结构一样,仅仅根据其上部建筑重要性类别进行划分,还必须综合考虑包括施工及环境条件在内的多方面因素;故从实际工程经验出发,仍维持原规范规定,除在有关章节中已给予明确说明者外,一般情况下上海地区的地基安全等级不作区分,均可取为二级,也即在按承载能力极限状态验算时,相应的结构重要性系数均可取 1.0。

在本规范各有关章节的承载能力极限状态验算公式中,除有明确说明外,一般不再出现安全等级和结构重要性系数等字样,按相应安全等级和结构重要性系数进行计算。

3.0.6~3.0.7 近期,在陆续颁布的各本工程结构设计规范中,对结构的耐久性设计都有较明确和系统的规定。而基础结构的耐久性设计也应与主体结构保持一致。上海地区建筑、市政基础工程的混凝土结构可按照最新颁布的国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476—2008 进行设计,对于钢桩等的耐久性设计问题(主要包括腐蚀速率、防腐蚀措施等)在本规范相应条文中也有规定;港口工程基础结构设计相应按现行行业标准《海港工程钢结构防腐蚀技术规范》JT5153、《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》JTJ275 的有关要求进行,其他工程领域如在临海或近海区域需考虑海水腐蚀问题时,基础结构的耐久性设计可参照执行;水利工程的相关行业标准正在制订之中,基础结构的耐久性设计可按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL191 执行。

3.0.9 众所周知,地基基础与地下工程属于地下隐蔽工程范畴,

它与上部结构不同,其设计的正确和合理性以及在施工期和使用期其工程质量的可靠性均需通过必要的检测和监测工作才能得到验证和保证,特别是对上海软土地基上的各类重要建筑物的地基基础工程显得尤为重要。近年来,随着地基基础与地下工程规模的日益增大,以及城市密集建筑物群和地下交通网络条件下,工程检测与监测(包括环境影响监测)的重要性日益凸现,本规范针对检测和监测制订了相关要求,同时上海市也陆续制订了《建筑基桩检测技术规范》DGJ08-218-2003、《基坑工程监测规程》DG/TJ08-2001-2006等专项标准,检测和监测的具体实施应符合现行国家标准及上海市相关专项标准的要求。

4 工程勘察要点

4.1 地基土类型

4.1.1 根据《上海市工程地图集》及全市地形图高程点资料,全市地形呈西低东高趋势。西部近淀山湖湖沼平原地区,地势低洼,称淀泖洼地,东部长江口与东海边缘,河口砂嘴砂岛部分,地势高朗,称碟缘高地,地面标高为吴淞高程 3.0m~4.5m 之间。

4.1.2 不同地貌类型的浅部土层分布特征有一定差异,上海市区属滨海平原地貌类型,浅部软黏性土层发育,仅局部范围分布粉性土及粉砂层;湖沼平原区浅部普遍分布暗绿~褐黄色硬土层;砂嘴砂岛区浅部发育粉性土及粉细砂层;潮坪区浅部分布有新近沉积的粉性土。

需要说明的是:根据上海市地质调查院的最新研究成果,上海市西部湖沼平原区分布的浅部暗绿色硬土层(④₁、④₂)和灰黄、灰色粉性土(④₃)地质年代属 Q₃,距今 1 万年以前。考虑湖沼平原区地层序号若依次调整将涉及原规范④、⑤、⑥、⑦、⑧层等,对此问题拟深化研究。勘察阶段推荐设计所需的土层参数时,应考虑该区域浅部硬土层的物理力学性质特点,并注意积累资料,为以后规范修订提供充分依据。

考虑湖沼平原区地层序号有调整的可能,砂嘴砂岛和潮坪区域的勘察资料尚需积累,因此本规范附录仅列出上海市区(滨海平原区)地基土层序表和各土层的物理力学性质指标表。

4.1.3 对第⑤₁层和⑧层黏性土的定名应慎重。部分区段⑤₁层地基土以黏土夹薄层粉砂形式出现,按土试成果可能定名为淤泥质黏土,但当 $p_c > 1.0 \text{ MPa}$ 时,土层可不冠以“淤泥质”;第⑧层地基土为正常固结土层或轻度超固结土,一般不冠以“淤泥质”。

由于大量码头、桥梁等水工构筑物的建设经常涉及新近沉积的浅部淤泥,故本次增加淤泥的定名标准。

4.1.4 土层的定名应根据情况经综合分析后确定,当土性比较均匀时,可按土试成果定名;当土性差异较大时,应综合野外编录和原位测试成果定名。

4.1.7 对工程有影响的关键土层如桩基持力层、隧道埋置层、基坑开挖范围内的土层等,应重视各土层的均匀性,对不同类别土相间成层(夹层或互层)的土层,应根据野外编录及原位测试成果反映的韵律变化,进行合理划分。

4.1.8 根据土层结构特点及对工程建设具有重要工程意义的几个土层,如第②₃层(主要为吴淞江故河道沉积的浅层粉性土、砂土层)、第⑥层(暗绿色硬土层)及第⑦层(粉性土、砂土层)分布见条文附图B、附图C及附图D。工程建设中尚应注意①₃层新近沉积土(俗称江滩土)与⑤₂层粉性土或粉砂层的分布特点及对工程的影响。①₃层距今年代较近,土质不均,以粉性土为主,局部夹较多淤泥质土,主要分布于黄浦江两岸及沙岛、浅滩、江底表部,结构性较差,易受扰动,需要注意与②₃的区别;第⑤₂层灰色粉性土或粉砂,土质不均,局部夹较多黏性土,主要分布于古河道区,在市区南部分布范围较大,在市中心及北部地区呈零星状分布,层顶标高一般为-15m~-20m,厚度变化很大。

4.2 地下水

4.2.1 上海地区第四系地层中蕴藏着丰富的地下水,地下水的类型包括潜水、微承压水及承压水,其中承压含水层有五层,根据目前工程建设的现状与地下空间开发的深度,对工程建设有影响的主要是潜水、微承压含水层和第一承压含水层(⑦)、第二承压含水层(⑨)。

需要特别指出的是“微承压含水层”不是水文地质专业术语,

对于位于第一承压含水层之上的⑤₂及第⑤₃层粉性土或砂土的含水层,考虑其具有承压性、分布呈不连续状、富水性较承压含水层相对差、对工程建设尤其是地下空间开发有影响等因素,原规范修订时,定义该层为“微承压含水层”,后期上海市《岩土工程勘察规范》修订时也沿用了该名称。考虑该承压含水层与上海地区已有的五大承压含水层有一定差异,且上海地区都已熟悉并长期使用该名称,本次规范修订对该名称暂不作改动。

4.2.2 上海地区潜水以单一黏性土为介质时,渗透性差,渗透系数约 $(2\sim5)\times10^{-7}\sim10^{-6}\text{cm/s}$;以①₃层、②₃层粉性土或砂土为介质时,渗透性较好,渗透系数约 $(3\sim6)\times10^{-5}\sim10^{-3}\text{cm/s}$;第③层淤泥质黏性土中多夹薄层粉砂,其水平向渗透系数明显大于竖向渗透系数,当第③层中所夹粉性土或砂土连续成层时(通常单独划分为亚层),其渗透性也相对较好。

因潜水位受降雨、地面蒸发、地表水等影响,因此地表高程改变后,潜水位会随之变化,填土后潜水位上升的幅值一般可以在覆土坡脚处不溢出自然地面为准。一般情况下,对大面积填土区域,可把填土后地面作为原始地面评价潜水位;但当大面积填土高度 $>6\text{m}$ 且条件许可时,其潜水位取值宜根据可靠实测数据或进行专题研究确定。小范围的局部填土(多为城市景观覆土),因邻近地块及周边道路的地面高程未改变,故小范围填土后其潜水位不会随之上升,可仍按邻近地块或道路地面高程评价潜水位;填土地邻近河、浜时,应以历史最高洪(潮)水位为准,分析水位变化趋势。

4.2.3 微承压含水层其土性不均,渗透系数变化大,约 $(3\sim6)\times10^{-5}\sim10^{-3}\text{cm/s}$ 。当微承压含水层夹黏性土少且厚度大,或与第一承压含水层连通时,其水量丰富。需要说明的是“微承压含水层”因埋藏较浅,其承压水水头压力和水量对工程的影响应引起足够的重视。

4.2.4 第一承压含水层(⑦层)渗透系数一般约 $(3\sim5)\times 10^{-4}\sim 10^{-3}\text{cm/s}$,部分地区第⑦层的表部夹多量黏性土,渗透性相对差。受工程建设及其他因素的影响,水位在不同时期、不同区域有一定变化,根据上海地区长期观察资料分析,2006年上海市中部约地铁2号线以南的市区、浦东大道至金桥公园一线以南的浦东新区部分区域承压水水头埋深一般较深,其水头标高约为吴淞标高 $-4\text{m}\sim -6\text{m}$ (埋深约 $7\text{m}\sim 11\text{m}$);在上海市北部沪宁铁路黄浦江、赵家沟河流以北和上海市南部,沿江和沿杭州湾地区,承压水头埋深一般较浅,水头标高约在吴淞标高 $0\sim -2\text{m}$ (埋深约 $3\text{m}\sim 6\text{m}$);其余地区一般为吴淞标高 $-2\text{m}\sim -4\text{m}$ (埋深约 $5\sim 9\text{m}$)。

第二承压含水层⑨层是上海地区透水性和富水性最好的含水层(组)之一,渗透系数一般约为 $(2\sim 6)\times 10^{-3}\sim 10^{-2}\text{cm/s}$ 。该层也是上海地区地下水的主要回灌层,受区域回灌量的差异及部分区域与第一承压含水层连通的影响,水位变化较大,一般接近但不超过第一承压含水层的水位;承压水水头标高在嘉定、市中心、浦东新区和南汇的大部分区域以及上海的西南部(青浦、松江和金山的西部)约在吴淞标高 $-4\text{m}\sim -8\text{m}$ (埋深约 $7\text{m}\sim 12\text{m}$),在崇明、长兴和横沙的三岛地区较高约在 $+2\text{m}\sim -2\text{m}$ (埋深约 $3\text{m}\sim 6\text{m}$),沿长江和青浦、松江、奉贤一带约 $-2\text{m}\sim -4\text{m}$ (埋深约 $5\text{m}\sim 8\text{m}$)。

4.2.6 根据国家标准《岩土工程勘察规范》GB50021-2001(2009年版)地下水对建筑材料的腐蚀性,可分为微、弱、中、强四个等级,并与现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046协调一致。该规范修订时认为,原先的“无腐蚀”提法不确切,在长期化学、物理作用下,总是有腐蚀性的,因此将“无腐蚀”改为“微腐蚀”。

4.3 勘察阶段与工作量布置

4.3.1 工程规模小或拟建建筑物平面位置和性质明确的项目,可简化勘察阶段,仅进行一次性详细勘察。应注意如果在建筑物性

质尚未明确的条件下就进行一次性详细勘察,易造成勘察方案缺乏针对性,有时因勘察深度不能满足设计施工要求而必须重新勘察,造成费用增加,工期延误。

勘察工作不仅是工程建设的先行,为设计、施工提供依据,而且服务于工程建设的全过程。由于设计的阶段不同,对勘察资料的要求也不相同,但施工图设计必须依据详细、可靠的勘察资料,故条文中规定:工程施工图设计前必须进行详细勘察。

4.3.2 该条强调勘察工作量应由勘察单位根据设计要求,结合工程性质、基础类型和地基土特点等确定。主要勘察手段、勘探孔类别、控制性勘探孔的比例应符合一定要求。

4.3.4 可行性研究勘探孔间距一般为 $300\text{m}\sim 400\text{m}$ 。但长距离线状工程如管道、隧道等,在可行性研究勘察中勘探孔间距可适量放宽,如 $400\text{m}\sim 500\text{m}$ 。在特大型或大型桥梁、隧道选址阶段,可根据工程设计需要,采用钻探、地球物理方法等综合勘探手段,查明不良地质,判断场地的稳定性与适宜性。

4.3.5 一般道路工程进行初步勘察时,其勘探孔间距可根据工程特点与设计要求适当放宽。

4.3.6 考虑本规范涵盖范围包括建筑工程、市政工程、港口工程、水利工程,详细勘察阶段各类建筑物勘探工程量的布置原则有较大差异,且全部用文字叙述篇幅过大,本次修订增加附录C(表格形式)供参考。

4.3.8 主要土层的物理力学特性对建筑物地基基础设计甚为重要,因此规范对详勘阶段每一主要土层原状土试样或原位测试数据提出了基本要求。在实际工程勘察中,岩土工程师应根据工程规模、土层厚度、主要土层在场地和地基评价中所起的作用等具体情况进行适当增加。对建设规模大或长距离的线状工程涉及不同地质单元时,宜根据不同地质单元情况确定采取土试样或进行原位测试孔(点)的数量。

上海地区静力触探是主要的勘察手段,且其成果应用具有丰富的地区经验。考虑实际工程勘察中,有时主要土层的原状土试样或标贯试验数量小于6个,但场地有一定数量连续记录的静力触探测试孔,也同样可以满足地基基础设计的需要且不影响勘察成果的质量。为此在与现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB50021(局部修订)协调后,在本条条文中增加“或采用连续记录的静力触探孔不应少于3个孔”,指每一主要土层6组原状土试验(或6个标贯试验)和3个静力触探孔应至少满足其中之一。

在地基主要影响范围内,对于厚度大于0.5m的夹层或透镜体,应采取土试样或进行原位测试。对厚度小于0.5m但对工程有重要影响的特殊性土层或标志层,宜采取土样。

4.3.9 上海地区潜水水位高,初见水位对工程建设无实际影响。目前正在进行局部修订的现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB50021第7.2.3条已删去量测初见水位的条款,故本次修订仅提出量测稳定水位的要求。

随着地下空间大规模的开发,基坑开挖的深度越来越大,隧道旁通道越来越多,承压水的问题就愈显突出,本次规定了对工程有影响的承压水的量测要求。为了较准确地量测承压水稳定水头,现场进行观测试验时应采取措施将不同的含水层有效隔开,并连续观测一定时间。根据大量实测资料分析,本规范提出了稳定水位的连续量测时间一般不宜少于5天的要求,但对渗透性相对较差的承压含水层,观测时间尚应适当延长。

4.3.10 现有资料表明上海地区的地下水除了受环境污染外,一般对混凝土无腐蚀性,故不需要取水试样化验。但在受到强酸强碱污染场地(如化工厂、农药厂、洗涤剂厂等工业废水废渣或从含硫煤渣流出的污染水影响的场地)或垃圾填埋场渗漏液污染场地,地下水对混凝土可能具有腐蚀性或对环境造成污染,应采取水试样进行测试分析,必要时应采取土试样进行测试分析。临近海边

的建设场地宜采取地下水试样进行测试分析,以判别地下水是否受到海水侵入的影响。

4.3.11 由于污染土空间分布一般很不均匀、污染程度变化大、勘察工作量与处理方法密切相关等特点,污染土场地勘察宜分阶段进行。在承接常规勘察任务时,通过现场污染源调查、针对性地采取少量水样和土样进行化学分析,初步判别场地地下水和地基土是否受污染。第二阶段则在第一阶段勘察的基础上进行专门污染土水勘察,经与委托方、设计方交流,并结合可能采用的基础方案、处理措施,制订详细的勘察方案并予以实施。第二阶段的勘察工作一般具有很强的针对性。应注意任务委托中包括水土环境评价时,水土的测试内容与要求与常规勘察不同。

4.3.12 标准贯入试验和静力触探试验两种方法判别液化同等有效。每一建筑场地液化判别勘探孔不应少于3个是基本要求。对建筑规模大及长距离线状工程或地层变化大涉及不同地质单元时,均应适当增加液化判别孔的数量。

4.4 室内试验

4.4.2

1 固结试验测定土的压缩系数 a 和压缩模量 E_s ,报告书中一般提供100kPa~200kPa压力段的 a 和 E_s ,用于天然地基沉降计算。桩基的沉降计算,应采用土的自重压力至自重压力与附加压力之和的压力段的 a 和 E_s 。值得注意的是大面积填土或堤岸工程,虽采用天然地基,考虑其附加压力较大,应根据设计要求同时提供土的自重压力至自重压力与附加压力之和的压力段的 a 和 E_s 。

2 对深基坑工程,应测定土的回弹模量,其压力的施加应根据基坑深度确定。

3 高压固结试验测定土的 p_c 、 C_c 、 C_s ,用于考虑应力历史的

沉降计算,要求用一级土样。

4 考虑地基沉降速率的工程宜进行土的固结系数的测定,对于厚度大的高压缩性软土,还需测定次固结系数。

5 虽然直剪试验存在剪切面受到限制、排水条件不能控制等不足,但考虑仪器设备比较简单,试验操作方便,又有大量经验资料,故目前工程中仍可采用。

直剪快剪试验指标仅适用于水利工程堤岸施工速率较快工况下的稳定性验算,渗透系数大于 10^{-6} cm/s 的土不宜作直剪快剪试验。

6 直剪试验和三轴试验中,不同的固结排水条件所测得的强度参数差别很大,应根据工程实际的排水条件选择适当的试验类型。

7 无侧限抗压强度试验,适用于饱和软黏土稳定性验算。是三轴 UU 试验围压为 0 的一个特例,要求用一级土样。

8 对于需进行抗震(振)分析的超高层建筑、大型桥梁等重大建筑物,应根据动荷载幅值、周期大小等特征,选择动三轴(动单剪)、共振柱试验。测定土的动弹性模量、动剪切模量、阻尼比与应变的关系曲线等。

4.5 原位测试

4.5.1 原位测试是在土体基本不扰动的原位状态下,以一定的手段、方法测定土体的物理、力学特性参数的试验技术。原位测试能更直接、客观、相对准确地获取工程设计和施工所需的有关参数。

4.5.2 本次列出在上海地区较常用的 9 种原位测试方法,另外还有场地微振动测试,可得到卓越周期和脉动周期;块体振动试验,采用模型基础强迫振动,可估算地基刚度及阻尼比。

值得注意的是原位测试成果往往带有区域、土类、试验方法的局限性,同时试验条件、操作方法等对试验成果质量有较大的影

响。如扁铲侧胀试验是在小变形的试验条件下进行,因此估算的水平基床系数是从小变形推算的,故与实际情况有差异。所以要综合地区经验、采用多种手段评价土层特性和确定土的参数。设计应用原位测试成果时也应注意各种试验方法的特点与局限性。

4.6 勘察报告

4.6.1~4.6.5 勘察报告是勘察工作最终技术成果,是本规范后述章节地基基础设计的基础文件。4.6.1~4.6.5 条是对各阶段勘察报告总的技术要求,目前部分工程规模较小或拟建建筑物平面位置已确定,简化为一次性详细勘察,则详细勘察报告内容要作相应的调整。

4.6.6~4.6.7 各阶段勘察报告的编制深度、图表内容应执行国家颁布的相关强制性条文、建设部及上海市相关勘察文件编制深度的要求。考虑到本规范涵盖范围包括建筑、市政、港口、水利工程领域,而且现行上海市标准《岩土工程勘察文件编制深度规定》DGJ08-72 颁布已有多,且目前市政工程、水利工程的建设项目很多,相应勘察项目应评价的主要内容在现有的技术标准或规范中尚未系统列入,为提高勘察文件分析评价内容的针对性,本次修订增加附录 D(各类建筑物勘察报告评价主要内容),供参考使用。建设场地涉及大面积填土或污染土水时,其勘察报告或专题调查报告分析评价的内容可参见附录 D 注释。

5 天然地基计算

5.1 一般规定

5.1.1 根据本次规范按概率极限状态设计的原则要求,天然地基均应按承载能力极限状态验算地基承载力,同时应按正常使用极限状态验算地基变形。值得注意的是,位于天然或人工边坡(包括河道岸坡)上或附近的建筑物,应考虑建筑物荷载验算边坡稳定性。

5.1.2 根据本次规范修订采用概率极限状态设计方法的要求,严格地说对所有建筑物的天然地基设计计算均应进行两种极限状态的验算,然而长期的工程实践经验也表明,当作用在天然地基上的附加压力小于某一限值时,地基变形量很小,不会对建筑物产生不利影响;此外工程中也确实有一些在满足一定条件下对变形无严格要求的建筑物。因此在本条中,仍保留了部分建筑物可不验算地基变形的规定。但应注意上海市工程建设规范《住宅设计标准》DGJ08-20-2001中9.0.3条规定:“住宅建筑地基的设计计算应按承载能力极限状态验算承载力,并按正常使用极限状态验算地基变形”,因此住宅建筑均应验算地基变形。

5.1.3 对于天然地基承载力,本规范根据国家统一技术标准对术语的规定,定义了极限承载力标准值和承载力设计值的概念。地基极限承载力是土力学中经典的术语,含有明确的物理概念。

由载荷试验确定极限承载力的代表性数值考虑埋深影响后称为极限承载力标准值;与试验结果具有相同物理意义的极限承载力的标准值也可根据5.2.4条计算。

承载力设计值可以由三种方法确定。其中载荷试验是确定地基承载力最基本的方法,本次规范修订过程中进行了一系列的天

然地基载荷试验,试验结果表明上海地区不同类型浅层地基土的极限承载力总体上是客观存在并且是比较稳定的。

其它原位测试方法如静力触探、扁铲等也是可比较客观地确定承载力的方法。它们的优点是较直观、连续、真实地反映场地的特性,但却难以反映基础的性质如埋深、宽度等对地基承载力的影响;本次修订时因在这方面没有充分的资料,未能做深入分析工作,因此在规范中没有纳入具体的经验公式。但本规范允许采用原位测试方法确定地基承载力的这一规定有利于今后研究成果在工程设计中的应用,鼓励进行试验对比工作,进一步积累经验后可在勘察规范中反映或充实到设计规范中。

5.2 地基承载力计算

5.2.1 本规范采用概率极限状态设计方法编制。极限状态分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类,但目前可能采用概率方法进行分析并提出分项系数设计表达式的仅是承载能力极限状态。对于由地基的变形引起上部结构的可能损坏或上部结构丧失正常使用功能这两种极限状态,确定性的计算结果尚不能严格地定量控制,目前还不具备进行概率分析的条件。因此,本规范所规定的概率极限状态设计方法仅针对地基或土体本身的承载能力极限状态。在这一节里只涉及地基承载力问题。

在概率极限状态方法设计的表达式中,荷载的设计值和抗力的设计值都是在极限状态面上验算点(失效概率最大的点)的坐标,如下式所示:

$$S_d \leq R_d$$

$$S_d = S^*$$

$$R_d = R^*$$

式中: S_d ——作用的设计值;

S^* ——作用的验算点坐标;

R_d ——抗力的设计值;

R^* ——抗力的验算点坐标。

因此,设计表达式中地基承载力的设计值是地基极限承载力的一种概率取值,其物理概念不同于容许承载力,但也不是容许承载力和极限承载力之外的第三种承载力,而就是极限承载力的设计值。值得注意的是目前地基承载力可靠性分析是在荷载分项系数确定的前提下进行的,本次地基(也包括桩基)承载力设计值对应于荷载取分项系数 1.0 的基本组合,而原规范承载力设计值对应于荷载分项系数取(1.2, 1.4),这两者是不同的。

在确定性设计时必须满足基底平均压力小于等于极限承载力除以安全系数的设计表达式,这种确定性的设计方法称为总安全系数法,属于极限状态设计的范畴,但总安全系数的设计点并不在极限状态面上,与设计验算点的控制概念是不同的。

规范转轨的修订工作是在总安全系数法的基础上进行可靠性分析,将设计点移到极限状态面上来,取失效概率最大的点作为设计验算点,在求得验算点坐标以后就能求得各基本变量或综合变量的分项系数,并对设计的可靠度水准进行校准。

地基承载力计算时,抗剪强度指标的取值与设计表达式以及荷载的取值有关。当采用容许承载力设计方法时,荷载取用标准值,抗剪强度指标也应当取标准值;当采用概率极限状态设计方法时,荷载取用设计值,抗剪强度指标也应取用设计值,所求得的是地基极限承载力的设计值。因此应在设计规范条文中同时给出采用分项系数描述的地基承载力设计值表达式、地基极限承载力计算公式和土的抗剪强度指标的取值方法;同时也必须规定荷载的取值。

本条分别给出了竖向轴心荷载和偏心荷载作用下的设计表达式,公式左边项为荷载的设计值;右边项为抗力的设计值,地基承载力设计值的计算方法在 5.2.3 条中说明。

偏心荷载作用下机械厂房柱基底面压力控制应遵循《机械厂房结构设计规范》JBJ8 的有关规定。

5.2.2 天然地基承载力(包括极限承载力)的确定是浅基础设计的重要前提条件。而荷载试验是确定天然地基承载力最基本的方法。上海地区在上世纪 50 年代曾经做过一批荷载试验,后来很少再做荷载试验,但这批试验尚未做到地基土破坏。关于上海地基土的极限承载力的荷载试验资料就更少了,在原规范修订工作的后期曾选取试验点做了少量试验,但仍缺乏对浅层地基土极限承载力的规律性认识。

本次规范修订除收集上海地区各单位以往在天然地基极限承载力方面所进行的研究成果和试验资料外,选取了上海地区有代表性场地,对浅层几种代表性土层(褐黄色黏性土、浅层粉土、江滩土等),进行一批天然地基平板荷载试验,以了解和掌握上海软土地区地基极限承载力的总体情况,在此基础上进行天然地基极限承载力计算公式的研究和相关可靠性分析研究。

1. 荷载试验情况

本次共选取江滩土场地 1 个、正常层序土层场地 4 个、浅层粉性土场地 2 个,每个场地选择 3~4 点进行极限承载力平板荷载试验。天然地基承载力试验采用慢速维持荷载法。试验的终止条件基本为按累计沉降量已大于荷载板宽度的 10%或在某级荷载作用下载荷板的累计沉降已达到压板宽度的 7%以上且沉降已达到稳定标准来进行控制。极限承载力的判定也是取 $s/b=0.07$ 所对应的荷载。

为确定基础埋置深度的影响,还选取两个场地进行了无超载与有超载情况下载荷试验对比。在进行有超载情况下天然地基承载力的测试时,在荷载板四周用沙袋作为超载。沙袋堆载范围为距离荷载板边缘 5cm 开始、宽度 1m、高度 1m,其中为架设基准梁和测量读数预留了个别孔洞。

试验过程和试验结果表明浅层江滩土(以黏质粉土为主)易受扰动,承载力低,不适宜作为天然地基持力层,而应作为填土进行考虑。浅层粉性土地区 $p \sim s$ 曲线为渐变型,无明显转折点,反映了粉性土在一定外荷载作用下渗透性强、压密效果显著的情况,这类土通常发生的是局部剪切破坏。在其他场地中,地层均为黏性土地层, $p \sim s$ 曲线有明显的线性段,但转折点也不明确,介于渐变型与陡变型之间,这类土的破坏介于理想的整体剪切与局部剪切之间。

2. 资料收集

将本次试验的结果(工程编号 T-),与原规范修订时的部分试验资料以及近年来上海地区其他几个工程中进行的天然地基极限承载力试验资料(工程编号 S-),汇总如下表所示:

表 5.2.2-1 已有天然地基荷载试验资料汇总

工程 编号	地点	土层 名称	比贯入阻力 p_a (MPa)	直剪固快		试验尺寸 (m×m)	试验深 度 (m)	极限承载力 p_u (kPa)	$p_{0.015}$ (kPa)	$p_u/p_{0.015}$
				c (kPa)	φ (°)					
T-1	茅台路 泰山关路	粉质 黏土	0.96	27	13.6	0.707×0.707	1.4	248	139	1.78
			0.42	29	16.8		1.3	200	101	1.98
			0.68	29	12.9		1.3	263	138	1.91
T-2	虹梅南路 剑川路	粉质 黏土	1.19	25	17.5		1	301	154	1.95
			1.09	—	—		1	319	164	1.95
			0.91	24.5	13.8		1.4	260	142	1.83
T-3	亮景路 哈雷路	黏土	0.98	21.3	18.7		1.7	275	146	1.88
			1.06	18.5	16.5		0.9	215	137	1.57
			0.75	17	11		0.9	199	124	1.60
T-4	陆家嘴	粉质 黏土	0.85	24.7	17.2		1.7	212	115	1.84
			1.09	21.8	16.6		2.1	216	127	1.70
S-1	世博园区	粉质 黏土	0.86	17	21.5		2	242	136	1.78
			0.89	19	16		1.6	206	113	1.82
			0.69	14	23.5		1.45	255	156	1.63
			0.87	14	23.5		2	226	125	1.81
			0.89	14	23.5		1	255	160	1.59
			0.95	23.3	17.1		1.6	250	151	1.66
			0.85	24	19.5		1.9	244	146	1.67
			0.78	22	18.3		1.8	210	140	1.50
			0.87	21	20		1.8	248	144	1.72
			0.85	21	20		1.8	232	139	1.67

续表 5.2.2-1

工程 编号	地点	土层 名称	比贯入阻力 p_a (MPa)	直剪固快		试验尺寸 (m×m)	试验深 度(m)	极限承载力 p_u (kPa)	$p_{0.015}$ (kPa)	$p_u/p_{0.015}$			
				c (kPa)	φ (°)								
S-2	奉贤	黏土	—	36	15.3	0.707×0.707	—	280	133	2.11			
				26	13.3			240	140	1.71			
				28	13.7			200	157	1.27			
S-3	古铜路	黏土	—	22	18.5	0.707×0.707	—	200	126	1.59			
				26	14.5			220	140	1.57			
				24	17.3			200	109	1.83			
T-5	同普路	黏质 粉土	1.69	5.5	30.3	0.707×0.707	1.8	217	117	1.85			
			2.5	5	31.5		1.5	207	103	2.01			
			1.31	5	29.3		1.43	231	122	1.89			
T-6	长兴路 永兴路	黏质 粉土	1.37	7	31.3	0.707×0.707	1.8	244	115	2.12			
			1.34	6.5	30.8		2.3	252	127	1.98			
			S-4	宝山区 长兴乡 潘园公 路以南	黏质 粉土		8	29.5	1.5×1.5	230	105	2.19	
8	29.5	268				138	1.94						
8	29.5	277				150	1.85						
8	29.5	259				125	2.07						
S-5	曲阳路	黏质 粉土	1.56	11	26.5	1.5×1.5	270	121	2.23				
			1.56	11	26.5		280	120	2.33				
			1.56	11	26.5		270	127	2.13				
均值											242	133	1.83
标准差											30	16.24	0.22
变异系数											0.13	0.12	0.12

注:表中 p_a ——根据 $p \sim s$ 曲线判定的极限承载力; $p_{0.015}$ ——在 $p \sim s$ 曲线中 $s/b=0.015$ 所对应的承载力值。

从表中数据可以看到,上海地区浅层土根据静载荷试验所反映的极限承载力总体比较稳定,大体在 200kPa~300kPa 之间,粉性土略高,但并不显著,本次试验中缺少直接在砂土中进行试验的数据。从试验数据看,上海地区浅层土的极限承载力可以说是稳定的。

本次也针对同一地层条件下不同面积载荷板进行了极限承载力试验对比,不同平面尺寸的载荷板试验结果有一定差别,但差别不显著。从试验结果看载荷板尺寸对于承载力的影响是比较复杂的,在上海地区它更多地反映了下卧层对承载力的影响。今后还需进一步对黏性土、粉性土地层中载荷板尺寸的影响积累相关试验数据。

3. 载荷试验结果可靠性分析

本次规范修订对天然地基通过载荷试验确定承载力的方法也可进行可靠性分析。采用载荷试验确定的天然地基极限承载力时,校核可靠指标所用的变异系数应当以场地的地基极限承载力为目标总体进行统计求得,才能反映设计状况,即先分析不同场地的地基承载力变异性,从而校核不同场地的可靠指标。

根据本次规范修订所确定的设计方法,永久荷载和可变荷载的分项系数均取 1.0。可靠指标可按式计算:

$$\beta = \frac{K-1}{K\delta_R}$$

在总安全系数 $K=2.0$ 的条件下,前述载荷试验数据可靠性分析的结果如下表所示:

表 5.2.2-2 载荷试验确定承载力方法的可靠指标

工程 编号	试验 数	土层名称	试验极限承载力 p_u (kPa)	极限承载力 均值 (kPa)	场地试 验值变 异系数	β ($K=2.0$)
T-1	3	粉质黏土	248,200,263	237	0.139	3.6
T-2	3	粉质黏土	301,319,260	293	0.103	4.85
T-3	3	黏土	275,215,199	230	0.174	2.87
S-1	10	粉质黏土	242,206,255,226,255, 250,244,210,248,232	237	0.075	6.66
S-2	3	黏土	280,240,200	240	0.167	3
S-3	3	黏土	200,220,200	207	0.056	8.95
T-4	2	粉质黏土	212,216	试验点太少	—	—
S-4	4	黏质粉土	230,268,277,259	259	0.079	6.34
T-5	3	黏质粉土	217,207,231	218	0.055	9.06
T-6	2	黏质粉土	244,252	试验点太少	—	—
均值				0.106	5.67	

从表中可知,载荷试验法可靠指标的均值为 5.67,远大于公式计算法中可靠指标 $\beta(\beta=3.35$,详见 5.2.3 条条文说明)。但目前各场地试验数目基本为 3 组,数目偏少;也仅有 10 个场地的试验资料,这对于分析结果的可靠性存在一定影响,还需要进一步积累试验资料,以得到更为准确的结论。

4. 载荷试验抗力分项系数的确定

在 $p\sim s$ 曲线上,由于试验曲线的转折点均不明确,规范修订按照相对变形标准确定天然地基的极限承载力 p_u (相对变形量 $s/b=0.07$ 所对应的荷载),并将其与 $p_{0.015}$ (相对变形量 $s/b=0.015$ 所对应的荷载)所确定的值进行对比分析,后者一般被认为是软土地基容许承载力取用值(国家标准《建筑地基基础设计规

范》GB50007 中规定取 $s/b=0.01\sim0.015$ 为地基承载力特征值,考虑到上海浅层软土可取较大的相对变形量 $s/b=0.015$)。将载荷试验 p_u 与 $p_{0.015}$ 进行对比,如表 5.2.2-1 所示。本次试验曲线中 $p_u/p_{0.015}$ 的范围为 1.27~2.33,均值为 1.8,如图 5.2.2 所示。若根据上海地区以往确定容许承载力的经验,取 $s/b=0.02$ 所对应的 p 为承载力容许值, $p_u/p_{0.02}$ 的范围为 1.08~2.03,均值为 1.6。

综合考虑上述分析及上海工程经验认识,上海地区采用载荷试验确定天然地基承载力的抗力分项系数 γ_R 取 2.0。

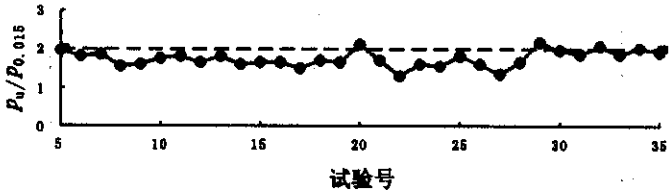


图 5.2.2 载荷试验 $p_u/p_{0.015}$

载荷试验承载力分项系数的取值与公式计算法相比略低一些,主要是载荷试验数据直接反映了设计场地的特性,数据更为可靠。目前载荷试验的承载力分项系数的取值小于公式计算法分项系数,但其可靠指标仍远大于公式计算法的可靠指标,体现了在目前的分项系数取值前提下,载荷试验比公式计算法仍具有更高的安全水准。

5. 载荷试验的深度修正

由于常规天然地基浅层平板载荷试验时试坑宽度是载荷板宽度的 3 倍,试验结果反映的是基础埋深接近为零时的相应土层的极限承载力。但实际上,基础埋深对天然地基极限承载力是有较大影响的。根据本次规范修订需要,在两个场地中进行了无超载和堆载 1m 的平板载荷试验进行对比,并收集了一个有类似对比

试验的工程资料,试验结果详见条文说明表 5.2.3-1。

3 个场地试验所反映的基础埋深对天然地基极限承载力的影响很小,与理论分析和工程经验认识相差较大,分析其原因可能在于试验现场采用堆载模拟基础埋置深度对极限承载力的影响有很大的近似性,试验时的堆载无论是在平面设置的范围、荷载大小、密实性等方面都存在较大的局限。

另一方面,上海地区在容许承载力计算中对于基础埋深影响也有长期工程经验($f = N_D \gamma_D D + N_C C$, $N_D \geq 1.0$),这一经验经实践证明还是有相当安全度的。

基于上述试验的结果,参考容许承载力计算中对于埋深项的考虑,本次规范修订对载荷试验结果进行了深度修正,取天然地基极限承载力标准值 $f_k = f_{k0} + 2\gamma_0 d$ 。 f_{k0} 是按照本规范 16.2 节采用浅层平板试验所确定的未考虑基础埋深影响的天然地基极限承载力试验统计值。

值得说明的是,在填方整平区,对于基础埋置深度的修正应针对填土情况分别处理;在上部结构竣工后进行的填土,基础埋置深度应按填土前自然地面计算,而且在计算基础底面以上竖向荷载时还应考虑填土重量;基础的施工在填土后进行且基础仍然位于原状土层中时,基础埋置深度一般可按填方整平标高计算,但填土重度应考虑填土的密实程度等因素合理取值。

当持力层下存在软弱下卧层时,载荷板的尺寸应能反映实际基础尺寸条件下的地基土承载力。

5.2.3

1. 天然地基极限承载力公式的确定

在原规范修订过程中,对天然地基极限承载力计算方法进行了系统研究。研究表明,Hansen 公式的应用比较广泛,Skempton 公式在软土地区应用较多。但 Skempton 公式中采用不固结不排水强度指标计算,对取土和土工试验提出了比较高的要求,影响了

Skempton 公式在我国的普遍推广使用。Hansen 公式从原则上说可以适用于任何土类,在国内外许多设计规范中被推荐。我国《港口工程地基规范》、《水闸设计规范》、天津市《岩土工程技术规范》等目前均采用 Hansen 公式计算地基承载力。原规范修订中,通过计算结果与试验结果比较,说明 Hansen 公式适用于上海地区的土层。

本次规范修订仍采用 Hansen 公式计算上海地区浅层土层的天然地基极限承载力。

Hansen 极限承载力公式如下:

$$f_k = 0.5 N_{\gamma} \zeta_{\gamma} \gamma b + N_c \zeta_c c_d + N_q \zeta_q \gamma_0 d \quad (5.2.3-1)$$

在原规范中,承载力系数 N_{γ} 、 N_q 、 N_c ,根据内摩擦角 φ 计算,表达式如下:

$$N_q = e^{\tan \varphi \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}, \text{ 对内摩擦角小于 } 10^\circ \text{ 的土层, } N_q = 2.50;$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi;$$

$$N_{\gamma} = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi;$$

基础形状系数 ζ_{γ} 、 ζ_q 、 ζ_c ,按不同情况由下列公式计算:

$$\text{当为条形基础时} \quad \zeta_{\gamma} = \zeta_q = \zeta_c = 1;$$

$$\text{当为矩形基础时} \quad \zeta_{\gamma} = 1.0 - 0.4b/l; \zeta_q = 1.0 + b/l \sin \varphi;$$

$$\zeta_c = 1.0 + 0.2b/l;$$

l —— 矩形基础的长度(m);

b —— 矩形基础的宽度(m),对于圆形基础,取 $l=b=D$, D 为圆形基础直径。

2. 天然地基极限承载力计算公式进一步修正

由于我国包括上海地区的地基设计长期采用容许承载力设计方法,对于极限承载力和安全系数的经验相对较少。原规范修订时,由于条件限制,只能将上海地区上世纪 50 年代所做的一批载

荷试验资料的 $p \sim s$ 曲线采用双曲线拟合外推法估计地基极限承载力,并作为确定地基极限承载力计算的主要依据。

在 5.2.2 条条文中已经介绍,为进一步探讨上海地区浅层地基土的极限承载力规律,本次规范修订针对上海浅层天然地基进行了一批浅层平板荷载试验,也收集了上海近年来的载荷试验资料,所有这些载荷试验最大加载量按照变形控制标准都已达到或超过天然地基的极限承载力。因此,在原规范基础上,本次规范修订结合这批载荷试验资料以及上海地区长期工程经验对天然地基极限承载力计算公式进行了修订。主要修订工作包括:根据载荷试验得到的极限承载力对 Hansen 公式中的抗剪强度指标的取法进行了调整、针对不同的地基土采用了承载力系数 ψ 进行修正,并根据上海地区长期的工程经验对承载力系数 N_q 进行了调整,最终得到了与载荷试验资料大体吻合的上海地区浅层地基土极限承载力计算公式。

1) 抗剪强度指标的选用

根据本次载荷试验资料得到的无埋深情况下天然地基极限承载力,采用直剪固快强度指标的不同值反复试算,将计算极限承载力与试验值进行对比,如按以往取抗剪强度指标的 70% 进行计算,比试验值偏小较多;如抗剪强度指标取直剪固快峰值强度的 80% 计算,计算得到的极限承载力与试验结果一致性相对较好。

2) 极限承载力的计算与修正

本次规范修订引入承载力修正系数 ψ 。从天然地基极限承载力试验值 p_u 与采用 Hansen 公式计算值 f_{kl} (强度指标按直剪固快 8 折强度值) 比较可以看出对于内摩擦角较大的地基土,也就是分布在上海浅层粉性土地区的试验点,计算值 f_{kl} 比载荷试验值 p_u 明显偏低(见图 5.2.3-1)。为了使按公式计算的结果与试验结果更为接近,本次规范修订采用一个与内摩擦角有关的承载力修正系数 ψ 对极限承载力公式进行修正。

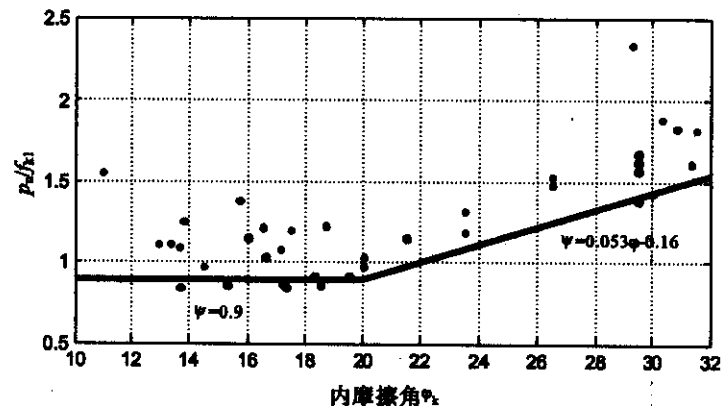


图 5.2.3-1 $p_u/f_{kl} - \varphi_k$

修正后的极限承载力计算值 f_k 初步考虑为:

$$f_k = \psi f_{kl} \quad (5.2.3-2)$$

$$\text{式中: } \psi = \begin{cases} 0.9 & \varphi_k \leq 20^\circ \\ 0.053\varphi_k - 0.16 & 20^\circ < \varphi_k \leq 32^\circ \end{cases}$$

试验值 p_u 与修正后的极限承载力计算值 f_k 之比的散点图如图 5.2.3-2。

修正后的极限承载力计算值主要分布在 116kPa~294kPa 之间,均值为 205kPa,比载荷板试验结果略低,试验值与计算值之比大体为 0.93~1.72,均值为 1.20,相应的保证率为 86.7%。因此,修正后的计算值是偏安全的。

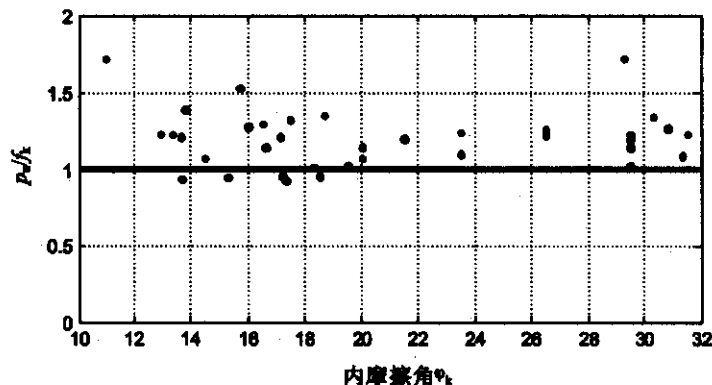


图 5.2.3-2 $p_u/f_k - \varphi_k$

3) 承载力系数 N_q

由于常规天然地基载荷试验不考虑埋深的影响,但实际上基础埋深对天然地基极限承载力影响较大。在极限承载力计算公式中,如果直接采用 Hansen 公式依据刚塑体的极限平衡理论得到的 N_q 系数,这个系数和相应的极限承载力数值是非常大的,当 $\varphi = 10^\circ \sim 25^\circ$, N_q 约为 2.5~10.66。

为对该系数取值进行验证,本次规范修订进行了两个场地的对比试验,并收集了一个有类似对比试验的工程资料,均在同一场地的相邻位置分别进行无超载和超载 1m 时极限承载力对比试验。试验情况如下表所示:

表 5.2.3-1 承载力系数 N_q 试验与理论对比

工程 编号	直剪固快(峰值强度)		试验极限承载力(kPa)		N_q	
	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	无超载	超载 1m	试验反算	理论计算值
T-6	6	30	244	283	1.58	9.59
	7	31	252	289	1.48	10.42
S-4	8	30	289	340	2.07	9.59
	8	30	272	340	2.77	9.59
T-4	25	17	212	221	0.39	3.45
	22	17	216	255	1.70	3.45

从试验结果可以看出, N_q 的数值非常小,与理论公式计算的结果差距较大。主要原因在于试验现场采用超载模拟基础埋置深度项有很大的近似性,试验时的超载无论是在平面设置的范围、密实性等方面都存在较大的局限,这导致了试验反算的 N_q 值远小于理论计算的值。但也看出 Hansen 公式承载力系数 N_q 的计算表达式对于上海地区的适用性还需要进一步积累相关经验进行研究。

基于本次试验的结果,考虑到上海地区长期采用容许承载力的工程经验,并具有相当的可靠度,本次规范修订拟对 Hansen 公式中 N_q 的取值进行调整, N_q 取 2.0~3.0,随内摩擦角的增大而增大,如表 5.2.3-2 所示。

表 5.2.3-2 N_q 取值

$\varphi(^{\circ})$	≤ 10	15	20	25	28
N_q	2.00	2.18	2.40	2.72	3.00

3. 地基极限承载力公式的校核

综上所述,上海地区浅层地基土极限承载力可以按下述公式

计算:

$$f_k = 0.5\psi N_\gamma \zeta_\gamma \gamma b + \psi N_c \zeta_c c + N_q \zeta_q \gamma_0 d \quad (5.2.3-3)$$

式中: ψ ——地基承载力修正系数,按公式 5.2.3-2 确定;

N_γ 、 N_q 、 N_c ——承载力系数,其中

$$N_c = (e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) - 1) \cot \varphi;$$

$$N_\gamma = 1.5(e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) - 1) \tan \varphi;$$

N_q 按表 5.2.3-2 查得;

c 、 φ ——地基土的黏聚力(kPa)和内摩擦角($^\circ$),按式 $c = 0.8c_k$, $\varphi = 0.8\varphi_k$ 确定, c_k 为黏聚力标准值(kPa),取直剪固快峰值强度指标的平均值; φ_k 为土的内摩擦角标准值($^\circ$),取直剪固快峰值强度指标的平均值。

选取典型工程资料按(5.2.3-3)式进行极限承载力计算分析。其中土性指标 c 、 φ 、 γ 、 γ_0 按每个场地的地质资料取值,基础埋深假定为 1m,基础形式按条形基础考虑,宽度为 3m。天然地基极限承载力计算结果如下图所示:

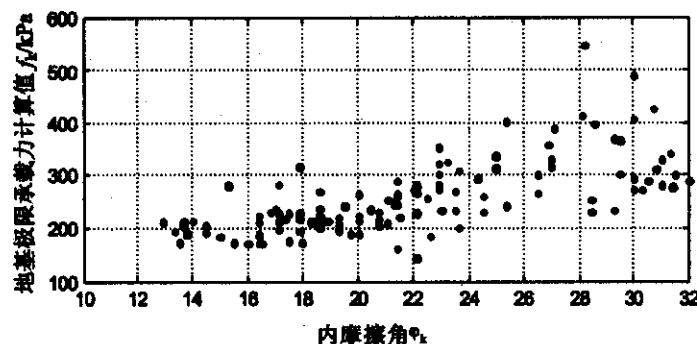


图 5.2.3-3 $f_k - \varphi_k$

从上图可以看到,根据式(5.2.3-3)计算得到的上海地区浅层土层极限承载力分布在 180kN~400kN 之间,主要集中在 200kN~300kN 范围内,均值为 250kN,总体上随内摩擦角的增大而增大,而且粉性土~砂土计算值比黏性土高,但离散性大。

4. 可靠性分析及分项系数研究

根据本次规范设计方法修订的规定,在地基承载力验算中,恒载和活载的分项系数均取 1.0,也即在可靠性分析中相应忽略了荷载的变异性。

在上部结构荷载分项系数明确的前提下,极限状态方程中随机变量仅为抗剪强度指标 c 、 φ ,因此 c 、 φ 的均值和变异系数,是可靠性分析的关键。原规范修订时,收集了上海地区大量工程资料,分析了上海地区地基土抗剪强度指标 c 、 φ 的均值、变异系数和自相关的相关距离等概率特性。对于浅层褐黄色黏性土,黏聚力的场地子样变异系数置信区间为 0.42~0.55,内摩擦角的场地子样变异系数置信区间为 0.16~0.25,为安全计,取置信区间上限为代表性数值。根据随机场分析的结果,折减系数的均值为 0.37,则黏聚力的空间均值变异系数取为 0.21,内摩擦角的空间均值变异系数取为 0.09。此外,在可靠性分析求可靠指标 β 时,安全水准总体与目前实际工程水平相当,也即安全系数基准值取 $K = 2.5$ 。

根据式(5.2.3-2)极限承载力计算公式及 142 个工程资料(包括原规范修订资料、本次规范修订的试验资料和收集资料),遵照前述可靠性分析的原理,计算地基承载力可靠指标 β ,并分析确定 c 和 φ 的分项系数。计算中土性指标 c 、 φ 、 γ 、 γ_0 按每个场地的地质资料取值,基础埋深假定为 1m,基础形式按条形基础考虑,宽度为 3m。

142 个工程计算得到的可靠指标 β ,分项系数 γ_c 、 γ_φ 如图 5.2.3-4~5.2.3-6 所示。可靠指标 β 的变化范围为 2.3~4.2,

均值为 3.35。分项系数 γ_c 、 γ_ϕ 的变化范围比较大, γ_c 的变化范围为 1.1~4.0、 γ_ϕ 的变化范围为 1.02~1.32。为方便使用, 统一按 γ_c 、 γ_ϕ 的平均值取用, 即 γ_c 取 2.7, γ_ϕ 取 1.2。

本次规范修订对抗剪强度指标分项系数的调整, 是在地基极限承载力公式确定的基础上进行可靠性分析得到的。由于本次规范修订的荷载分项系数与原规范有所不同, 以及地基极限承载力计算公式本身也进行了调整, 因此本次规范修订得到的天然地基极限承载力的分项系数不同于原规范中相应分项系数。

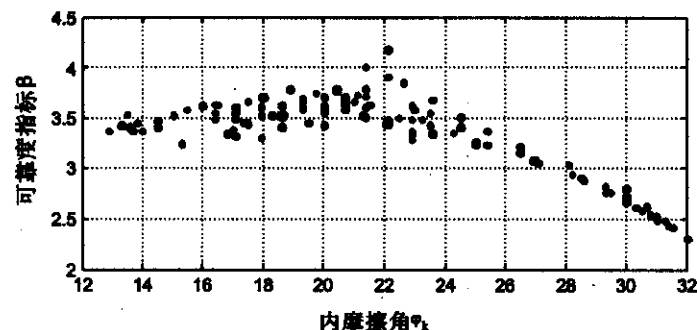


图 5.2.3-4 $\beta - \phi_k$

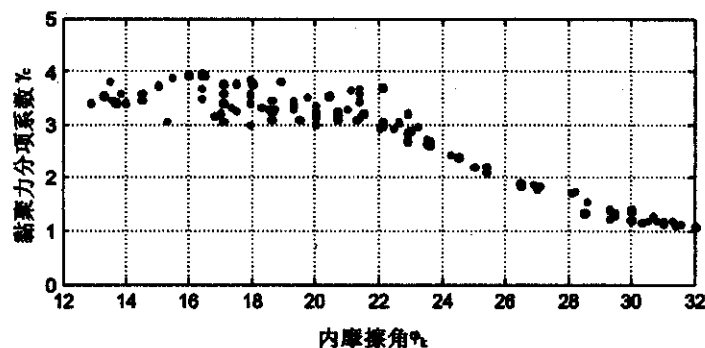


图 5.2.3-5 $\gamma_c - \phi_k$

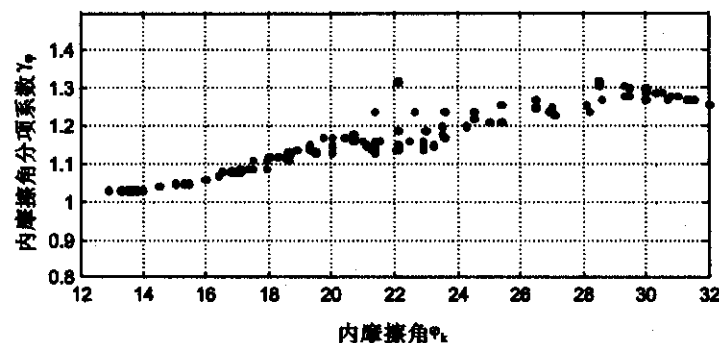


图 5.2.3-6 $\gamma_\phi - \phi_k$

5. 天然地基承载力设计值的校核

根据取定的分项系数, 进行设计值 f_d 计算。142 个工程承载力设计值的计算结果、各工程反算安全系数以及承载力设计值与 89 版上海《地基基础设计规范》(DBJ08-11-89) 中采用临塑公式计算天然地基容许承载力的比值如下图所示。

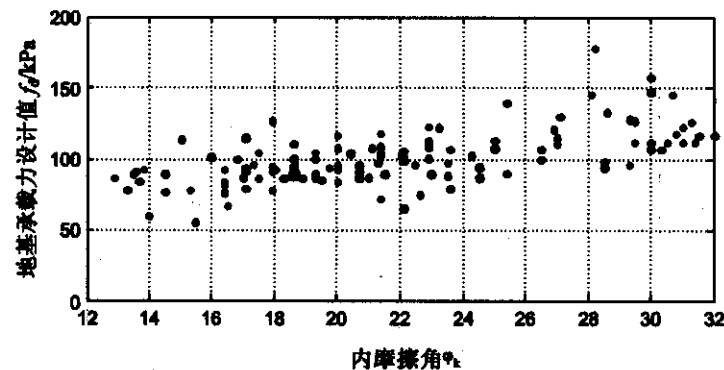


图 5.2.3-7 $f_d - \phi_k$

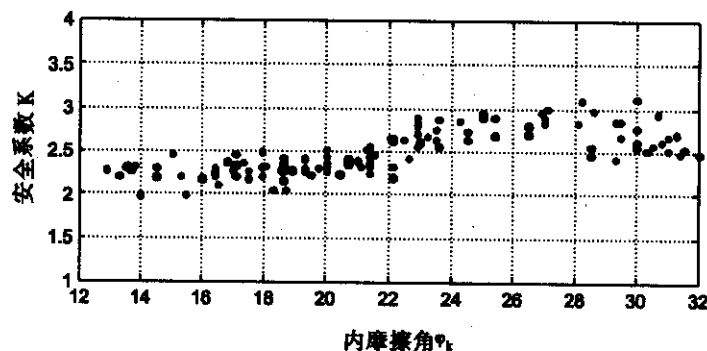


图 5.2.3-8 $K-\varphi_k$

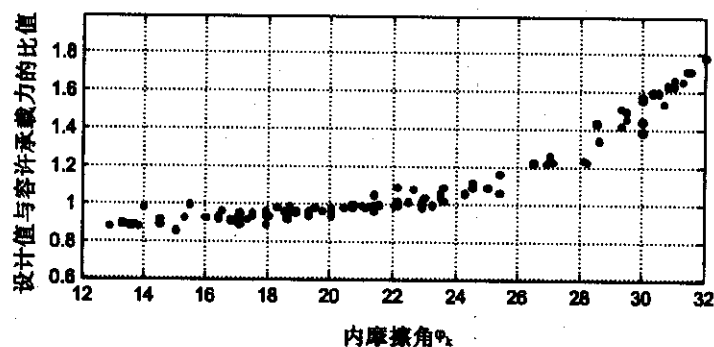


图 5.2.3-9 $f_d/f_s-\varphi_k$

从图 5.2.3-7~5.2.3-9 可以看到,计算得到的承载力设计值主要分布在 80kN~120kN 范围内,粉性土~砂土略高,但分布更离散。从反算安全系数来看,黏性土的安全系数在 2.0~2.5 之间,粉性土~砂土在 2.5~3.0 之间,考虑到粉性土~砂土承载力计算结果较离散,这样的安全水准控制应当是合理的。从与容许承载力的比较来看,黏性土设计值/容许值在 0.8~1.2 之间,基本

接近容许承载力;粉性土~砂土设计值/容许值在 1.2~1.8 之间,这是由于原临塑公式计算砂土偏低较多造成的。

总体上,按取定的 $\gamma_c=2.7$ 、 $\gamma_q=1.2$ 计算得到的承载力设计值基本符合上海地区工程经验。

5.2.4 上海地区作为浅基础持力层的褐黄色表土层的厚度比较薄,其下卧层强度对地基承载力的影响在确定持力层的地基承载力时必须加以考虑。

本次规范仍按原规范考虑软弱下卧层强度影响的指标修正,并采用修正后的平均强度指标计算等代层的地基承载力设计值,这是一种比较简便的考虑双层地基的实用方法。

在原规范修订时,经对比研究发现鉴于上海地区双层地基的特点,考虑到需要判别是否应考虑下卧层影响的情况并不多,总体上建议采取简单平均方法处理。现分述如下:

1. 考虑下卧层强度影响的方法比较

考虑下卧层强度对持力层承载力的影响一般有三种不同的方法,按应力扩散验算下卧层强度以控制基底压力的方法、按平均强度指标计算地基承载力以计入软弱下卧层强度的方法,以及判别持力层是否发生冲剪然后按不同公式计算地基承载力的方法。

1) 软弱下卧层强度验算

上海市标准《地基基础设计规范》DBJ08-11-1989 和现行的国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 都采用验算软弱下卧层强度的方法,软弱下卧层层顶的压力应满足:

$$p_s + p_{\alpha} \leq f_s \quad (5.2.4-1)$$

$$\text{条形基础} \quad p_s = \frac{b(p - p_0)}{b + 2z \tan \theta}$$

式中: p_s ——软弱下卧层顶面处的附加压力;

p_{α} ——软弱下卧层顶面处的自重压力;

f_s ——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力;

- p —— 基础底面压力;
 p_0 —— 基础底面处土的自重压力;
 z —— 持力层的厚度;
 b —— 基础宽度;
 θ —— 地基压力扩散角一般可取 22° , 当 $z/b \leq 0.25$ 时, 可按零度计算。国家标准《建筑地基基础设计规范》中扩散角按模量比 E_1/E_2 和持力层厚度与基础宽度之比 z/b 查表。

因此基础底面所能承受的压力 p_j 由下式反算:

$$p_j = (f_1 - p_0) \left(1 + \frac{2z}{b} \tan \theta \right) + p_0 \quad (5.2.4-2)$$

在设计计算中,若持力层的地基承载力为 f_1 , 而由软弱下卧层控制计算出的基础底面所能承受的压力为 p_j , 则应取 f_1 和 p_j 二者中的小值作为控制设计用的地基承载力。

验算软弱下卧层强度的方法是建立在弹性体假定的基础上, 考虑应力在双层地基中的扩散, 采用扩散角的方法将双层地基的应力分布计算简化了。应当指出, 这种方法不是从强度冲剪的概念得出的。

由于验算软弱下卧层强度的方法只适用于弹性阶段, 而极限承载力公式计算时应力条件已经改变, 因此不宜再采用基于弹性应力分布的验算方法。

2) 平均强度指标法

通过将持力层的强度指标与下卧层的强度指标进行平均的方法, 用平均强度指标计算均质地基承载力以代替双层地基。这种方法非常简便实用, 但只适用于刚度相差不是很大的双层地基。沿海地区的表土层一般为黏性土, 持力层与下卧层的模量比一般不大于 3, 适宜于采用平均强度指标的方法。计算平均强度的方法有三种, 即简单平均法、土层厚度加权平均法和滑动弧长度加权

平均法。

平均强度指标法既可适用于极限承载力的计算, 也可适用于弹性阶段工作压力的计算。

3) 考虑持力层冲剪强度的计算方法

当双层地基的刚度相差悬殊而不能假设为具有平均强度指标的均质地基进行计算时, 例如持力层为中密以上的砂土, 下卧层是软黏土时, 需要考虑发生冲剪的可能性。如果两层土的抗剪强度指标相近, 肯定不会产生冲剪; 如果持力层是砂土, 下卧层是软黏土, 则产生冲剪的可能性很大; 但对于大量的中间情况, 如何判断产生冲剪的条件, 没有具体判别方法。实际上, 冲剪的产生并不唯一决定于双层土的强度比, 在很大程度上还取决于下卧层提供的冲剪位移条件, 只有在一定的相对位移条件下, 才能形成冲剪破坏。鉴于上述情况, 考虑持力层冲剪强度的计算方法还不适宜在规范中采用。

2. 上海地区双层地基的特征分析

抽样统计结果表明, 上海地区褐黄色表土层的抗剪强度指标与下卧土层的抗剪强度指标的关系呈现如下规律:

黏聚力的比值 c_2/c_1 一般在 0.3~0.9 之间, 均值为 0.55, 表明下卧层比较软弱; 但内摩擦角的比值 φ_2/φ_1 一般在 0.3~1.6 之间, 均值为 1.2, 离散性比较大。内摩擦角的比值大于 1 的情况说明下卧层的内摩擦角大于持力层, 这种情况主要由于下卧层粉质黏土的内摩擦角一般比较大; 在局部地区还存在②。层浅层粉土或砂土, 内摩擦角数值更大。

对于下卧层的内摩擦角大于持力层, 但黏聚力小于持力层的情况, 条文规定的含义是黏聚力考虑下卧层影响采用平均值, 而内摩擦角按持力层的数值计算, 这是偏于安全的规定。

根据对 66 个工程场地的双层地基资料, 设基础底面设置于持力层顶面以下 1m 处, 基础宽度分别为 1.5m 和 3.0m, 对计算结果

统计如下表。

表 5.2.4-1 双层地基统计资料

z/b	总数		由持力层控制		由下卧层控制		$\varphi_1/\varphi_2 \geq 1$	
	数量	%	数量	%	数量	%	数量	%
>0.7	35	27	35	100	—	—	—	—
$0.5 \sim 0.7$	31	23	26	84	5	16	8	25
$0.25 \sim 0.50$	41	31	31	76	10	24	16	39
<0.25	25	19	—	—	25	100	—	—
小 计	132	100	92	70	40	30	—	—

统计分析表明,控制软弱下卧层影响的主要因素是持力层厚度与基础宽度之比,当比值在 0.25 以下时应按软弱下卧层的强度指标计算承载力;比值大于 0.7 时应按持力层强度指标计算承载力;当比值在 0.25~0.7 之间时,应根据内摩擦角的比值进一步判别是否需要采用双层地基平均强度指标方法,从偏于安全的考虑,凡下卧层的内摩擦角大于等于持力层的情况均按持力层强度指标计算地基承载力。

根据上述分析,上海地区的双层地基具有下列特点:

- 1) 持力层的内摩擦角与下卧层的内摩擦角之比值不大,双层地基的作用不明显;
 - 2) 当持力层厚度与基础宽度之比大于 0.70 时,已由持力层控制设计,软弱下卧层的影响已不起作用;
 - 3) 在 $z/b=0.25 \sim 0.70$ 范围内,由于持力层与下卧层的强度相差不明显,多数亦为持力层控制,由下卧层控制的仅占少数。
3. 平均强度指标法与控制下卧层顶面压力方法之间的比较
- 对于 $f_1 > p_j$ 的情况,即由软弱下卧层控制的设计情况,需要校核采用所建议的平均指标方法得到的结果与控制下卧层顶面压

力方法的结果是否等效。

经验算校核,简单平均法、按土层厚度加权平均法和按滑动面长度加权平均的三种方法的误差非常接近,简单平均法比较接近于按应力扩散方法验算的结果,按照在相同条件下取用简单方法的原则建议采用简单平均法计算考虑软弱下卧层强度影响的平均强度指标。采用双层地基强度指标简单平均法计算的承载力,校核了用条文公式(5.2.3-1)计算的结果与按应力扩散方法之间的等效性,计算结果具有良好的一致性。

4. 考虑条形基础相邻影响时双层地基承载力的计算方法

对于需考虑相邻影响的条形基础,由于基础之间的相邻影响效应,软弱下卧层对持力层地基承载力的影响比单个条形基础情况要大。为了考虑这种相邻影响效应,可在计算持力层厚度 h_1 与基础的宽度 b 之比(h_1/b)时,将基础的宽度 b 代之以等效基础宽度 b_1 (如图 5.2.4-1),并根据(h_1/b_1)值按本条规定的方法判定软弱下卧层对持力层地基承载力的影响程度和计算地基承载力设计值。

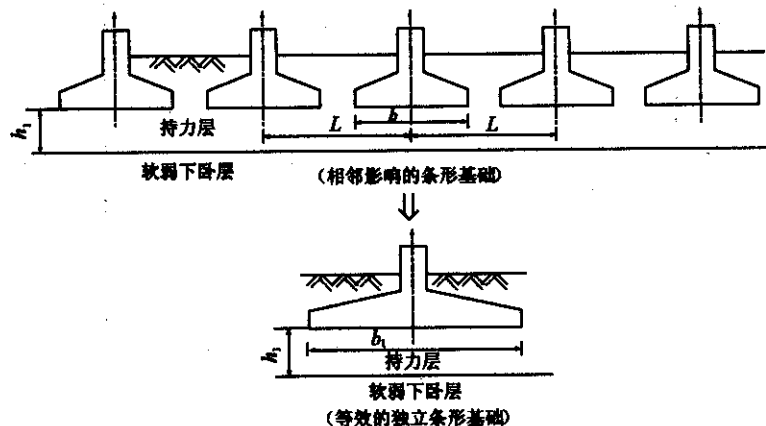


图 5.2.4-1 考虑相邻影响的等效处理计算简图

等效基础宽度 b_1 的确定可由单个基础的宽度 b 经放大修正后得到, 即 $b_1 = \lambda_b b$, 这里 λ_b 为考虑相邻影响的基础宽度修正系数。

对于非独立的条形基础, 可定义其宽距比 $n_b = b/L$, 这里 b 为单个基础的宽度, L 为相邻基础中心距的平均值。

宽度修正系数 λ_b 与基础的宽距比 n_b 、持力层厚度 h_1 与单个基础的宽度 b 之比 (h_1/b) 及基础的跨数等有关, 其值可通过软弱下卧层顶面处应力等效的原理来确定。

采用应力等效原理的计算结果显示, 修正系数 λ_b 值随宽距比 n_b 值的增大而增大, 但增大的速率在 n_b 值较小时很小, 在 n_b 值接近 1.0 时变得很大, 如图 5.2.4-2 所示。

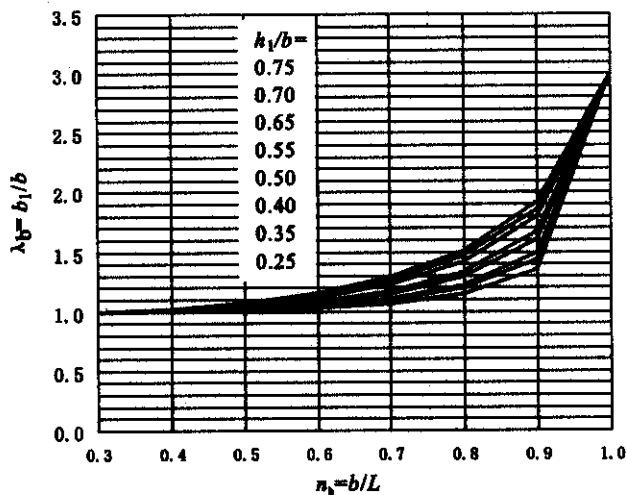


图 5.2.4-2 宽距比 n_b 与修正系数 λ_b 的关系图

根据这个计算结果, 可以从中分别选取一个可忽略相邻影响的宽距比临界值 n_{b1} 及可按片筏基础情况处理的宽距比临界值 n_{b2} 。从图 5.2.4-2 的计算结果中还可发现, 在宽距比 n_b 值一定

时, 修正系数 λ_b 值的大小随基础 (h_1/b) 值的增大而增大, 但其值在一个较小的幅度内波动。为简便计算, 取中间值 $h_1/b = 0.5$ 时对应的 $n_b \sim \lambda_b$ 变化关系来确定需考虑相邻影响的 n_b 临界值, 若以 λ_b 的变化在 10% 以下不计相邻影响为条件, 可得出需要考虑相邻影响的 n_b 下限值 n_{b1} 为 0.65。

对不同基础跨数情况下的修正系数 λ_b 值也进行了计算, 其计算结果见表 5.2.4-2。计算结果表明, 在宽距比 $n_b \leq 0.95$ 时, 同一个宽距比 n_b 对应的修正系数 λ_b 值略有增加但均很快趋于一个稳定值。据此, 在 $n_b \leq 0.95$ 范围内的修正系数 λ_b 值可以采用与基础跨数无关的稳定值, 而在 $n_b > 0.95$ 时, 由于相邻影响增大迅速, 在 $n_b = 1.0$ 时达到片筏基础的影响效果, 此时可按片筏基础情况判定软弱下卧层对地基承载力的影响。

表 5.2.4-2 考虑不同跨数相邻影响时的宽度修正系数 λ_b 计算值 ($h_1/b = 0.5$)

宽距比 b/L	二跨	四跨	六跨	八跨	十跨	十二跨
0.30	1.004	1.004	1.004	1.005	1.005	1.005
0.35	1.008	1.008	1.008	1.008	1.008	1.008
0.40	1.014	1.014	1.015	1.015	1.015	1.015
0.45	1.022	1.024	1.024	1.024	1.024	1.024
0.50	1.034	1.037	1.037	1.037	1.037	1.037
0.55	1.052	1.055	1.056	1.056	1.056	1.056
0.60	1.076	1.081	1.082	1.082	1.082	1.082
0.65	1.108	1.115	1.117	1.117	1.118	1.118
0.70	1.153	1.163	1.165	1.166	1.166	1.166
0.75	1.213	1.229	1.232	1.233	1.234	1.234
0.80	1.298	1.322	1.327	1.329	1.329	1.330
0.85	1.420	1.460	1.468	1.471	1.472	1.473
0.90	1.610	1.685	1.700	1.705	1.707	1.708
0.95	1.947	2.124	2.164	2.178	2.183	2.186
1.00	3.000	5.000	7.000	9.000	11.000	13.000

综合上面的计算分析结果,可将宽度修正系数值的取值方法归纳如下:

当宽距比 $m_b < 0.65$ 时,不考虑基础的相邻影响,即取 $\lambda_b = 1.0$ 。

当宽距比 $0.65 \leq m_b \leq 0.95$ 时,考虑基础的相邻影响, λ_b 值按表 5.2.4-3 采用。

当宽距比 $m_b > 0.95$ 时,按片筏基础情况计算与评判软弱下卧层对地基承载力的影响。

表 5.2.4-3 考虑相邻影响时的基础宽度修正系数 λ_b 一般值

m_b	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95
λ_b	1.12	1.17	1.23	1.33	1.47	1.70	2.18

5.3 地基最终沉降量计算及地基容许变形值

5.3.1 本条对原规范规定按公式(5.3.1)进行天然地基沉降计算时所采用的沉降计算经验系数的确定原则做了局部修改,天然地基的最终沉降量计算方法仍采用分层总和法,与原规范基本一致。为提高沉降估算的精度,本次修改时沉降计算经验系数 ψ_s 除考虑基底附加压力 p_0 外,增加了基础下 1 倍宽度深度范围内土层厚度加权平均压缩模量 $\bar{E}_s$ 的因素。具体内容如下:

1. 上海地区沉降计算经验系数

采用分层总和法进行天然地基沉降计算是一种经验计算的方法。上海地区天然地基的沉降计算在多年的工程实践中,积累了大量的实际经验,这些集中反映在对于沉降计算经验系数 ψ_s 的确定上。在 1963 年第一版地基规范中,根据工程等级确定经验系数,1975 年规范修订中收集大量建筑物实测资料按附加应力水平对建筑物沉降值进行归纳总结,实际应用下来是比较符合上海地

区工程实际的。其后 1989 年版地基规范对该经验数值进行了进一步细分。考虑到上海地区土层虽然总体比较均匀,但仍存在一定差异,1999 版规范编制在天然地基沉降经验系数上强调应重视类似工程经验。

自 99 版规范颁布实施以来,上海地区针对天然地基沉降问题又立项进行专题研究,取得了一些成果,其中对于沉降计算经验系数也有一些修正的提议,如在 2002 版上海市《岩土工程勘察规范》中,对于浅层砂土分布的地区,除原有的沉降计算经验系数以外,还增加了土层修正系数进行调整:

$$s = \psi_{s1} \psi_{s2} b p_0 \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{(E_{s,0.1-0.2})_i} \quad (5.3.1)$$

式中: ψ_{s1} ——沉降计算经验系数,当 $p_0 \leq 0.04\text{MPa}$ 时,可取 0.7,当 $p_0 = 0.06\text{MPa}$ 时,可取 1.0,当 $p_0 = 0.08\text{MPa}$ 时,可取 1.2,当 $p_0 \geq 0.10\text{MPa}$ 时,可取 1.3,中间值可内插;

ψ_{s2} ——土性经验系数,应根据类似工程条件下沉降观测资料及经验确定。在不具备条件时,可采用下列数据:当主要受力层范围内为粉砂、粉性土或 $E_{s,0.1-0.2} > 7\text{MPa}$ 黏性土的厚度 h_1 与基础宽度 b (当条基面积系数大于 0.6 时,按基础外包宽度 B 计)之比 $h_1/b < 0.5$ 时, $\psi_{s2} = 1$; $h_1/b = 0.5$ 时, $\psi_{s2} = 0.7$; $h_1/b \geq 1$ 时, $\psi_{s1} = 0.5$,中间值可内插。

本次规范修订在上述研究成果的基础上进行了两方面的工作:1)进一步收集整理近年来天然地基长期沉降观测资料;2)在沉降观测资料分析基础上,对沉降计算经验系数的确定方法进行深化,由单一的应力水平确定改为应力水平和土层性质两方面确定,以更好地符合软土地区建筑物沉降发展规律。

2. 上海浅层土的区域特征

上海地区与天然地基沉降密切相关为深度 0~30m 范围内的土层,依据其主要物理力学性指标并结合已有大量工程沉降观测资料,可分为以下三种类型(各区域的主要土层情况见表 5.3.1):

第一种类型为上海地区正常地层,简称 I 区,主要分布于上海市区和浦东新区,表层有第②层褐黄色黏性土(俗称硬壳层),是良好的天然地基持力层,其厚度一般为 1.5m~2.5m,该层土自上而下土性逐渐变软。其下卧层第③层淤泥质粉质黏土和第④层淤泥质黏土,含水量高,孔隙比大,均属高压缩性、低强度土层,是天然地基软弱下卧层和主要压缩层。在该类地基上建造的 5~6 层(局部 7 层)住宅实测沉降量一般为 20cm~40cm。

第二种类型为浅层砂土地区,简称 II 区,主要分布于原吴淞江故河道区域,浅层有砂质粉土~粉砂(定名为②₁层)分布,厚度从 6m~20m 不等。浅层第②₁层褐黄色黏性土,厚度一般为 1.0m~2.0m,其下依次分布有第②₂层砂质粉土~粉砂、第③层淤泥质粉质黏土、第④层淤泥质黏土和第⑤层粉质黏土。虽然第②₂层下面一般存在第③层或第④层淤泥质黏性土,但由于第②₁层砂质粉土~粉砂有一定厚度,有利于地基土附加应力的扩散,且排水固结条件好,能有效地控制基础沉降,其沉降量的大小与第②₁层的厚度及密实程度相关。在场地地基无液化的情况下,该类型地基土是良好的天然地基持力层或下卧层,在此类地基上建造的 5~6 层(局部 7 层)住宅楼,无论采用条基和筏基,其实测沉降值一般小于 15cm,都在规范容许的范围内。但在设计时,应充分考虑第②₁层土由于受沉积条件影响,在垂直和水平方向上土质不太均匀,土性有一定的变异性。

临港新城、崇明岛、长兴岛等砂嘴砂岛地貌地区基本都属于 II 区,随着城市建设的发展,本市沿海沿江地区的工程建设日益增多,逐渐积累了类似地区的工程经验。不同的是此类地区浅层第②₁层褐黄色黏性土往往缺失,一般天然地基直接以第②₂层为持

力层,同时第②₂层都具有相当的厚度且砂性都较好,因而对天然地基的沉降特别有利。值得注意的是,此类地区浅层经常有年代较近吹填砂的沉积,设计时应考虑该层的不均匀性以及欠固结的特性。

第三种类型为最软弱地层,简称 III 区,主要分布于浦西漕河泾、虹桥、北新泾和浦东金桥、洋泾、三林塘等地区。其作为持力层的第②层一般为黏土,承载力比一般低。最为典型的是漕河泾地区,该地区第②层为褐黄色黏土,厚度一般为 1.0~2.0m,其下依次分布有很厚的第③层淤泥质粉质黏土和第④层淤泥质黏土,超固结比 OCR 接近 0.9,属稍欠固结土;第⑤层为灰色淤泥质粉质黏土,超固结比 OCR 一般在 1.0~1.1,属轻度超固结土。由于第③层淤泥质粉质黏土夹多量淤泥质黏土,且厚度较薄,第④层淤泥质黏土,含水量高,孔隙比接近 1.5,压缩模量小,在该类地基上建造的多层住宅实测沉降量大多超过 40cm,部分工程建筑物竣工后两年沉降量可达到 80cm 左右。

3. 资料收集与沉降计算分析

为提高沉降计算的精度,本次规范修订收集了有效样本 49 栋建筑物的实测沉降资料(其中采用条形基础的建筑物 21 栋,采用筏板基础的建筑物 21 栋,采用箱基的建筑物 7 栋)。其中位于 I 区建筑物 8 幢、II 区建筑物 11 幢、III 区建筑物 18 幢。

修订过程中对收集到的 49 幢建筑物的计算沉降(不考虑沉降计算经验系数和考虑 99 版地基基础设计规范中与应力水平有关的沉降计算经验系数两种情况)与实测沉降之比与基础底面以下不同深度范围内的当量压缩模量和厚度加权平均压缩模量进行反复分析、比较,如图 5.3.1—1、5.3.1—2 所示。

表 5.3.1 地基类型分区土性主要指标

区 号	土层分布	土 性 指 标										实测 沉降值
		标准 层号	土层名称	厚度 (m)	天然含水量 w(%)	密度 ρ (g/cm ³)	孔隙比 e	压缩模量 $E_{s,0.1-0.2}$ (MPa)	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	粘聚力 c (kPa)	比贯入 阻力 p_a (MPa)	
I	正常地层 分布区, 主要分布 于上海市 区、浦东 地区			一般 值	最小~最大 一般值	最小~最大 一般值	最小~最大 一般值	最小~最大 一般值	最小~最大 一般值	最小~最大 一般值	一般值	20~40
		②	粉质粘土	1.7	30.6~42.5 33.7	1.80~1.90 1.85	0.88~1.16 0.94	3.00~5.44 4.81	10~18.8 13.8	10~20 13.4	0.9	
		③	淤泥质 粉质粘土	5.0	34.3~43.4 39.8	1.76~1.83 1.81	0.98~1.23 1.11	2.90~7.00 3.6	9.5~22 16.9	4.0~10 7.1	0.65	
		④	淤泥质 粘土	9.9	46.9~54.4 50.9	1.68~1.75 1.70	1.30~1.52 1.43	2.00~2.70 2.35	6.0~11 7.5	10~13 10.5	0.55	
		⑤	粘性土	8.6	32.6~37.3 34.8	1.80~1.87 1.83	0.94~1.08 0.98	4.04~5.25 4.60	10.5~23.5 15.4	7.0~11 9.1	0.95	
II	浅层沉积 砂质粉 土、粉砂 地区,主 要分布于 吴淞江故 河道地区	② ₁	粉质粘土	1.4	23.6~33.2 33.0	1.84~1.92 1.88	0.83~1.02 0.93	6.0~11.5 7.50	17.3~23.0 20.3	6.0~14.0 8.94	1.10	5~15
		② ₃	砂质粉土 ~粉砂	9.8	30.0~38.0 34.0	1.77~1.89 1.84	0.89~1.09 0.95	6.5~11.57 8.40	20~26 22	2.5~8.0 5.7	1.9~4.0	
		④	淤泥质 粘土	6.1	41.2~50.1 46.0	1.70~1.79 1.73	1.17~1.43 1.32	2.30~3.70 2.80	6.0~11.7 8.8	5.0~15 10.4	0.65	
		⑤	粘性土	6.6	32.3~40.6 34.9	1.80~1.85 1.82	0.95~1.14 0.99	3.30~5.26 4.30	10~18.0 13.8	10.0~17.0 11.5	1.05	

续表 5.3.1

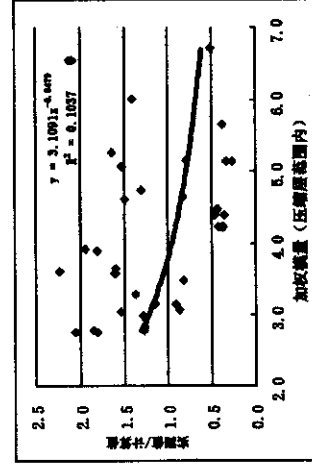
区 号	土层分布	土 性 指 标										实测 沉降值
		标准 层号	土层名称	厚度 (m)	天然含水量 w(%)	密度 ρ (g/cm ³)	孔隙比 e	压缩模量 $E_{s,0.1-0.2}$ (MPa)	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	粘聚力 c (kPa)	比贯入 阻力 P_a (MPa)	
III-1	最软弱土 分布区; 主要分布 于清浦、 虹桥地区	②	粉质粘土	一般 值 1.9	最小~最大 一般值 31.3~40.2 38.0	最小~最大 一般值 1.78~1.90 1.85	最小~最大 一般值 0.88~1.16 1.09	最小~最大 一般值 3.0~8.09 3.60	最小~最大 一般值 11.0~15.2 12.8	最小~最大 一般值 12~18 14	0.75	40~80
		③	淤泥质 粉质粘土	3.3	37.5~48.7 44.3	1.73~1.82 1.77	1.05~1.35 1.23	2.03~8.74 2.80	6.0~20.4 14.3	7.0~11.0 8.5	0.55	
		④	淤泥质 粘土	8.6	47.5~53.7 52.5	1.66~1.72 1.68	1.34~1.52 1.48	1.71~2.33 1.83	4.0~9.0 7.1	8.0~13.0 10.3	0.40	
		⑤ ₁	粘性土	9.3	34.4~45.7 41.0	1.72~1.83 1.79	1.0~1.31 1.14	2.64~3.4 3.50	8.5~19.0 12.6	5.0~15.0 10.0	0.75	
		②	粉质粘土	1.0	32.9~40.3 38.5	1.79~1.91 1.85	0.90~1.09 1.06	2.52~4.4 3.75	9.3~13.7 10.9	5.0~15.0 12.7	0.7	
III-2	软弱土分 布区;主 要分布于 浦东金桥 并泾地区	③	淤泥质 粉质粘土	5.6	41.5~44.5 43	1.76~1.79 1.78	1.16~1.47 1.22	2.68~3.9 3.20	10.9~14.9 12.5	7.0~10.0 8.8	0.60	35~55
		④	淤泥质 粘土	11.8	49.0~52.2 50.5	1.68~1.71 1.69	1.41~1.46 1.43	2.11~2.6 2.20	6.8~7.8 7.5	9.5~10.0 9.9	0.45	
		⑤	粘性土	6.2	33.1~35.7 34.8	1.82~1.86 1.84	0.97~1.05 1.01	3.7~6.0 4.74	11.6~17.0 14.0	7.5~13.0 9.2	0.85	

续表 5.3.1

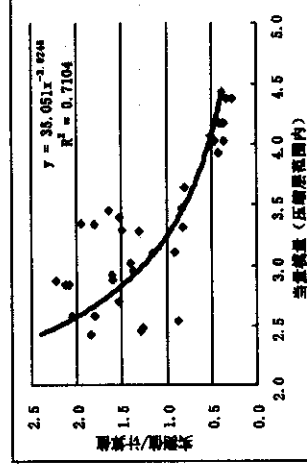
区 号	土层分布	土 性 指 标										实测 沉降值
		标准 层号	土层名称	厚度 (m)	天然含水量 w(%)	密度 ρ (g/cm ³)	孔隙比 e	压缩模量 $E_{s0.1-0.2}$ (MPa)	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	黏聚力 c (kPa)	比贯入 阻力 p_s (MPa)	
III	软弱土分 布区;主 要分布于 浦南、大场 地区	②	粉质黏土	一般 值 2.0	最小~最大 一般值 28.8~40.9 38.1	最小~最大 一般值 1.78~1.9 1.83	最小~最大 一般值 0.88~1.13 1.07	最小~最大 一般值 3.27~5.06 4.2	最小~最大 一般值 11.0~17.5 14.5	最小~最大 一般值 9.0~18.0 12.8	比贯入 阻力 p_s (MPa)	35~50
		③	淤泥质 粉质黏土	3.7	37.4~51.6 43.9	1.69~1.81 1.77	1.07~1.45 1.23	1.78~5.0 2.40	8.7~21.0 14.2	6.0~11.0 8.2	0.65	
		④	淤泥质 黏土	10.1	43.9~54.1 49.7	1.68~1.74 1.70	1.25~1.51 1.39	1.7~2.31 2.09	7.0~15.0 8.9	4.0~11.0 9.3	0.45	
		⑤	黏性土	8.7	27.2~42.5 37.4	1.75~1.91 1.81	0.80~1.20 1.10	2.8~6.0 3.8	9.0~19.0 13.9	6.0~10.0 8.50	0.85	
		⑥	粉质黏土	1.6	28.9~40.6 37.3	1.80~1.93 1.87	0.82~1.15 1.06	3.16~7.43 4.89	9.5~22.0 14.9	7.0~25.0 14.6	0.80	
III	软弱土分 布区;主 要分布于 浦东周家 渡上新桥 村三林塘 地区	③	淤泥质 粉质黏土	4.4	35.8~50.3 42.8	1.74~1.83 1.78	1.03~1.37 1.19	1.60~7.8 2.60	8.3~22.0 15.4	6.0~11.0 8.5	0.65	35~50
		④	淤泥质 黏土	8.3	46.5~55.2 51.6	1.65~1.73 1.70	1.33~1.6 1.45	1.41~2.75 2.0	5.0~8.5 7.2	7.0~12.0 9.73	0.42	
		⑤	黏性土	4.6	36.4~44.5 41.7	1.76~1.8 1.78	1.08~1.24 1.18	2.23~3.29 2.88	6.0~23.0 11.6	8.0~14.0 10.4	0.80	
		⑥	粉质黏土	1.6	28.9~40.6 37.3	1.80~1.93 1.87	0.82~1.15 1.06	3.16~7.43 4.89	9.5~22.0 14.9	7.0~25.0 14.6	0.80	

续表 5.3.1

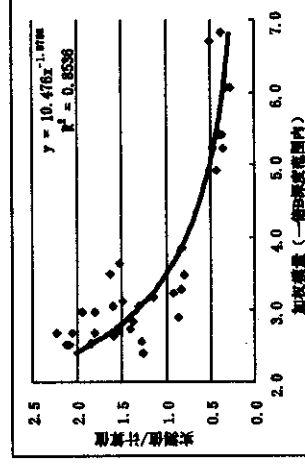
区 号	土层分布	土 性 指 标							实测 沉降值			
		标准 层号	土层名称	厚度 (m)	天然含水量 w(%)	密度 ρ (g/cm ³)	孔隙比 e	压缩模量 $E_{s,0.1-0.2}$ (MPa)		内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	黏聚力 c (kPa)	比贯入 阻力 p_s (MPa)
III III-5	软弱土分 布区：主 要分布于 龙华、斜 土路、南 市地区	②	粉质黏土	一般 值 1.8	最小~最大 一般值 28.5~38.5 36.0	最小~最大 一般值 1.80~1.95 1.87	最小~最大 一般值 0.8~1.11 1.03	最小~最大 一般值 3.15~5.81 4.20	最小~最大 一般值 10.0~18.0 13.7	最小~最大 一般值 11.0~23.0 14.9	一般值 0.95	35~45
		③	淤泥质 粉质黏土	3.4	37.7~45.2 41.5	1.75~1.83 1.78	1.04~1.26 1.16	1.95~5.18 2.90	10.5~20.0 15.3	7.0~11.0 8.4	0.70	
		④	淤泥质 黏土	9.3	49.0~54.1 50.9	1.67~1.72 1.70	1.38~1.51 1.44	1.27~2.31 1.98	6.1~15.0 8.5	5.0~10.0 9.4	0.45	
		⑤	黏性土	12.4	32.7~43.8 37.4	1.75~1.85 1.80	0.97~1.20 1.09	2.60~5.32 3.92	6.5~18.5 14.1	6.7~19.0 9.9	0.85	
		⑥	粉质黏土	1.8	28.5~38.5 36.0	1.80~1.95 1.87	0.8~1.11 1.03	3.15~5.81 4.20	10.0~18.0 13.7	11.0~23.0 14.9	0.95	



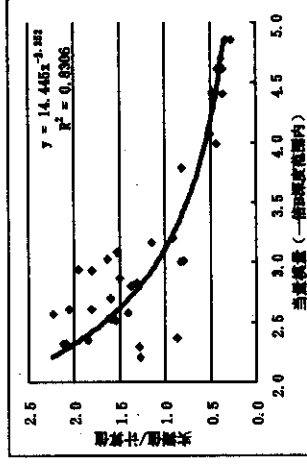
(a)



(c)

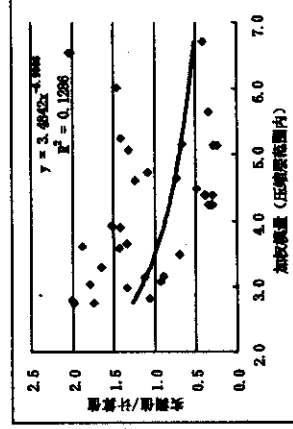


(b)

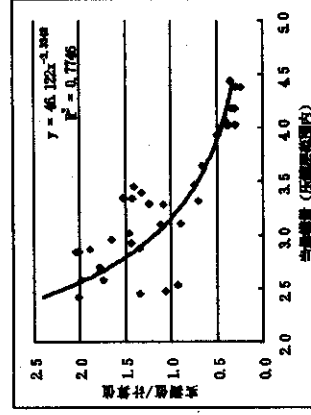


(d)

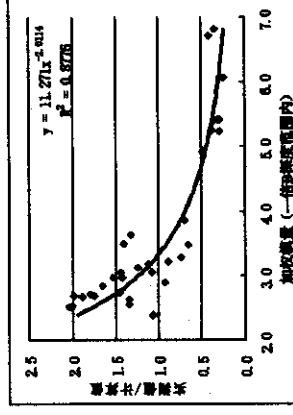
图 5.3.1-1 实测降水量与按分层总和法计算降水量($\phi_s=1$)的对比散点图



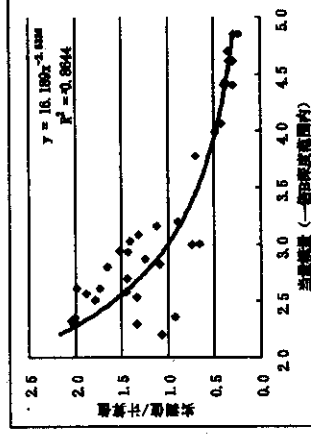
(a)



(c)



(b)



(d)

图 5.3.1-2 实测降水量与按分层总和法计算降水量(ϕ_s)的对比散点图

分析结果表明,该计算/实测比值与基础底面以下1倍宽度的深度范围内的当量压缩模量(按应力面积加权平均得到的压缩模量)和厚度加权平均压缩模量均有较好的规律性。考虑到厚度加权平均压缩模量更便于计算,最终取用基础底面以下1倍宽度的深度范围内土层厚度加权平均压缩模量作为另一确定沉降计算经验系数的控制指标。即本次沉降计算经验系数 ψ_s 确定除考虑基底附加压力 p_0 外,增加了基础1倍宽度的深度范围内土层的厚度加权平均压缩模量 $\bar{E}_s$ 的因素,具体取值如条文所示。

为便于统计分析,在分析计算中做了一些经验性的规定:

1)此次收集到的实测资料历时不一(黏性土地层样本一般在竣工后8~10年左右,砂土地层在竣工后2~3年左右)。在最终沉降量确定时除个别工程外均采用沉降外推。考虑不同土性沉降收敛的快慢,采用黏性土地层外推20%,砂土地层外推10%并结合最终沉降速率确定最终实测沉降量。

2)除有确切计算荷载的建筑物外,一般建筑物的荷载按 14kN/m^2 (标准值)估算,其中部分建筑物(2000年前后以来的)以及框架、剪力墙结构的建筑物按 15kN/m^2 (标准值)估算。

3)由于收集的建筑物建造距今久远,基础结构设计资料不完整,考虑到计算案例中条基的面积系数一般都大于0.6,且计算案例中有57%样本为筏板或箱式基础,为了便于统一分析,故对于条基建筑物的基底有效附加应力按基础外包面积确定(而非实际条基的基底面积上的有效附加应力)。通过单个工程采用实际基础面积和基础外包面积对比校核,上述方法估算的沉降量的最大误差在10%左右,且采用等代方法计算的沉降量偏大,偏于安全。

此外,本次收集的建筑物主要为住宅建筑,建筑物荷载水平相对比较集中,附加应力主要在 $50\text{kPa}\sim 80\text{kPa}$ 左右,这对沉降经验系数的统计规律有一定影响。当实际工程应力水平不在此范围内时,应参照类似工程经验确定经验系数。

参与统计的样本,采用条文表5.3.1中建议的沉降经验系数计算,其实测沉降与计算值的对比散点图如图5.3.1-4所示:

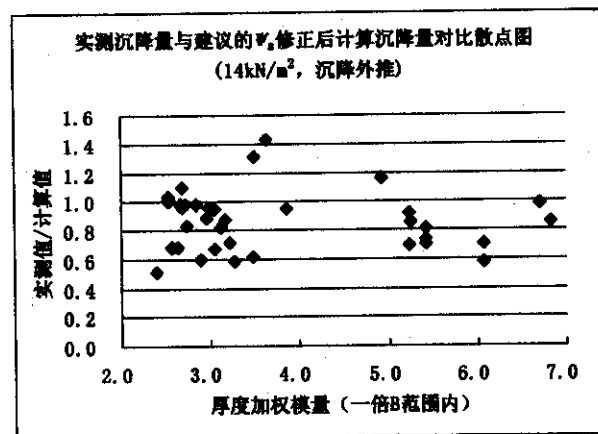


图5.3.1-4 实测沉降与计算值的对比散点图

实测沉降与采用沉降计算经验系数修正后的计算值的对比分布频率如图5.3.1-5所示:

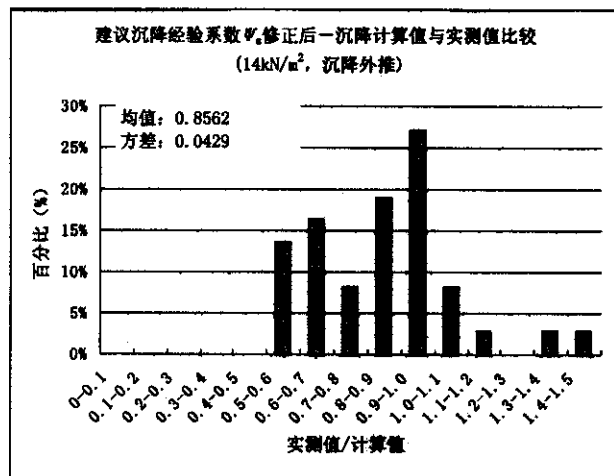


图 5.3.1—5 实测沉降与计算值的对比分布频率图

可以看出,实测值与根据条文表 5.3.1 中建议的沉降经验系数计算得到的计算值之比均值为 0.8562,总体的保证率为 84%。

5.3.2 沉降监测资料表明对于本市域范围内不同地貌类型下天然地基建筑物的沉降规律的差异性比较大,由于本次收集的资料主要还是集中于市区内的滨海平原地貌类型,部分为砂嘴砂岛地貌,故地基压缩层厚度的确定仍按基础底面算起至附加应力等于土层自重应力的 10% 处,待今后进一步积累经验,再行修订。

5.3.6 本条文对原规范 4.3.6 条内容,主要从以下二个方面作了修改:

1. 条文中增加了对于住宅建筑的地基容许变形值应符合现行上海市工程建设规范《住宅设计标准》DGJ08—20 的规定。地基容许变形值一方面它取决于建筑结构和基础类型对地基变形的适应能力,另一方面又取决于建筑物的使用和功能对地基变形的

要求。本规范容许变形值表是根据上述原则综合确定的,其中容许变形值按结构类型分别给出,而且采用了容许变形值范围的表述形式以反映具体使用功能建筑物对变形的不同要求。在上述《住宅设计标准》DGJ08—20—2007 中对于地基容许变形值有如下规定:“低、多层住宅砌体承重结构的地基容许变形值应满足基础中心计算沉降量小于 150mm,沉降差或倾斜小于 0.004 的要求,(偏心距应小于 15%)。”对于住宅建筑应满足该规范的设计规定,这与本规范地基容许变形值表中的相关数值也并不矛盾。

2. 本条文根据相关标准的修订情况,对表中部分容许变形值进行了修改。具体包括:

1) 对于地上式钢油罐容许变形值,新颁布的行业标准《石油化工储罐地基与基础设计规范》SH/T3068—2007 中,在原有平面倾斜规定的基础上,结合近年来工程经验,强调对平面外倾斜的控制,并给出了具体限值,因此在容许值表中不再纳入地上式钢油罐地基容许变形值具体数值,但仍在注中保留了对地上式钢油罐的有关规定,地上式钢油罐的倾斜容许值应符合现行行业标准《石油化工储罐地基与基础设计规范》SH/T3068 的要求。

2) 高耸构筑物的地基变形容许值根据《高耸结构设计规范》GB50135—2006 中对电视塔、通讯塔等高耸构筑物地基变形值的规定进行了调整。

此外,目前沉降计算方法经验性很强,计算结果还需要根据大量建筑物的长期沉降观测数据以沉降计算经验系数的形式加以修正,不是一项纯计算分析的工作。建筑物的相对变形值在目前也还难以准确计算,主要通过控制基础的计算中心沉降量也就是建筑物的总体沉降水平予以控制。

6 浅基础设计计算

由于箱形基础设计规定现已有专门规范且上海近年来建筑采用箱形基础较少,故本规范未列入箱形基础设计部分内容,有关规定可参照现行行业标准《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ6。

6.1 一般规定

6.1.3 基础底面以上竖向准永久组合作用效应的合力作用点宜与基础底面形心重合;当基础底面压力分布极不均匀或当两者偏心较大时,宜采取必要的附加措施。现行上海市工程建设规范《住宅设计标准》DGJ08—20 中规定:“低、多层住宅砌体承重结构的地基容许变形值应满足基础中心计算沉降量小于 150mm,沉降差或倾斜小于 0.004 的要求,(偏心距应小于 15%)。”设计人员可根据具体情况执行标准。条文公式(6.1.3)适用于单幢建筑物的条形基础和筏形基础。

6.1.4 混凝土基础设计应重视其耐久性要求,并按实际情况对混凝土强度等级予以提高。基础设计耐久性要求应遵照现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476 的规定,该规范中根据环境类别与作用等级 A~C 对钢筋保护层厚度最小取值、混凝土的最低强度等级等都有明确要求。需要说明的是,这里所说的钢筋指包括箍筋和分布筋的所有钢筋,这与以往规范混凝土保护层厚度针对主筋而言是不同的。

在污染地基环境中,工业建筑基础混凝土结构应符合现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046 要求,民用建筑可参照执行。

6.1.6 现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 中

8.2.7 条规定,当扩展基础混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时,应验算柱下扩展基础顶面的局部受压承载力。为减少设计工作量,并确保设计计算的安全度,此处定为柱底与各类基础顶面混凝土强度等级相差 5MPa 以上时应作验算。

6.1.7 回填土质量对结构基础抗转动和抗震安全性能影响较大,设计图上应写明回填土质量;各种类型基础回填土要求均可参照此条。土的压实系数 λ_c 是土的控制干密度与最大干密度的比值:

$$\lambda_c = \rho_d / \rho_{dmax}。$$

6.2 基础埋置深度

6.2.2 对浅基础埋置深度提出建议值。单层厂房设有起重机时水平力较大且频繁,基础宜适当加深。

6.4 独立基础

6.4.1 本节独立基础指钢筋混凝土独立基础。独立基础基底平面宜取方形或矩形,当荷载引起的偏心距较大时,也可做成梯形等不对称形式。原规范 5.4.1 条规定基底平面长宽比“宜小于等于 3”,受力不甚合理且造价不经济,现调整为宜小于等于 2 或加设基础梁。设计中时有采用双柱联合独立基础,故增加这部分内容。条文并强调偏心的附加影响。

6.4.6 基础底板受力钢筋的最小配筋率计算可按基础的全宽范围内实际配筋量除以阶形或锥形基础的实际截面积。

6.4.7 对于高杯口基础,目前应用较少,这部分内容移到条文说明。如实际工程需要时,可按下列内容计算:

1. 高杯口基础杯壁构造配筋可按《建筑地基基础设计规范》GB50007 执行。

2. 高杯口基础必须进行正截面强度验算(图 6.4.7):

1) 验算截面包括杯底 I—I 和基础短柱底部 II—II;

2) 验算截面的弯矩 M 和竖向荷载 N , 除柱子传递的以外, 尚应包括直接作用在杯壁顶部的荷载。短柱底部的验算必须加上短柱自重;

3) 验算可按素混凝土构件考虑; 强度验算不满足时按钢筋混凝土构件考虑, 也可加大截面或提高混凝土强度等级。

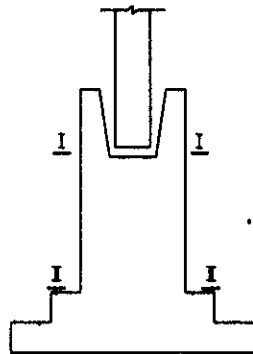


图 6.4.7 高杯口基础计算示意

3. 高杯口基础符合 6.4.9、6.4.10 条及下列规定时, 可考虑高杯口基础短柱作为排架柱的嵌固端, 否则应将短柱视为排架柱的一部分, 按多阶柱排架进行内力分析, 求得内力后对短柱按柱子进行设计。

1) 吊车起重量大于 75t, 基本风压大于 0.55kPa 时, $E_2 I_2 / (E_1 I_1) \geq 10$ 。式中 E_1 、 E_2 分别为预制柱和短柱的弹性模量, I_1 、 I_2 分别为预制柱和短柱对其截面短轴的惯性矩;

2) 基础短柱的高度大于 5m 时, $\Delta_2 / \Delta_1 \leq 1.1$ 。式中 Δ_2 、 Δ_1 分别为单位水平力作用在以短柱底面和顶面为嵌固端的柱顶时, 柱顶的水平位移;

3) 高杯口基础短柱配筋符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 规定。

6.4.9 原规范 5.4.7 条文“吊车起重量在 75t 以下、轨顶标高在 14m 以下”, 使用不便, 与以下提到的杯壁配筋也不相呼应, 现参照相关规范而改为“吊车起重量不大于 75t、轨高不大于 14m”、基本风压不大于 0.55kN/m² 的一般工业厂房的高杯口基础短柱高度小于或等于 5m 时, 杯壁厚度可按表 6.4.9—2 选用。

6.4.11 带短柱的单杯口, 当未按 6.4.9 条选择杯壁厚度时, 杯壁内配筋宜按下式验算(图 6.4.11):

$$M + VH_1 - N \frac{h_c}{2} \leq A_{sj} f_{sj} z_j + A_{sv} f_{sv} \sum_{i=1}^n z_{vi} + A_s f_y \sum_{i=1}^n z_{wi} \quad (6.4.11)$$

式中: M 、 V 、 N —— 基础顶面处柱的弯矩、轴力、剪力的设计值;

h_c —— 柱截面长边尺寸;

A_{sj} 、 A_{sv} 、 A_s —— 杯壁顶层钢筋网、横向箍筋、纵向构造筋的截面面积;

f_{sj} 、 f_{sv} 、 f_y —— 杯壁顶层钢筋网、横向箍筋、纵向构造筋的设计强度;

z_j 、 z_{vi} 、 z_{wi} —— 杯壁顶层钢筋网、横向箍筋、纵向构造筋到取距点的距离。

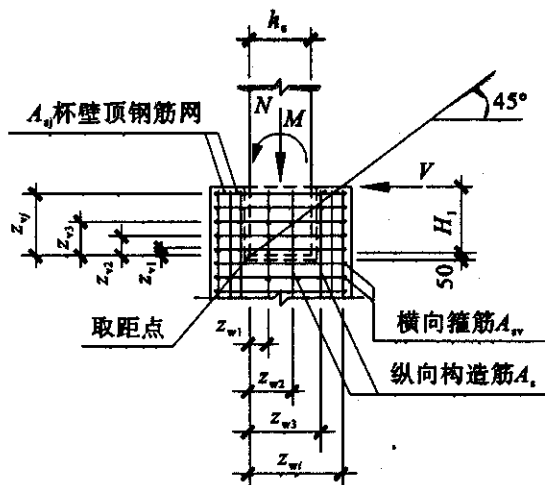


图 6.4.11 杯口配筋验算

6.4.12 独立基础联系梁计算可按以下方法选择:

1 以联系梁平衡柱底弯矩,此时柱下基础按中心受压设计。联系梁除满足截面计算外,其构造应满足抗震要求,联系梁底部钢筋全部拉通,支座处上部纵向钢筋宜有 1/2 拉通。

2 有抗震设防要求时,可取联系梁所拉结的柱子中柱底轴力较大者的 1/10,作为联系梁的轴心(拉或压)力估算联系梁的截面尺寸或配筋。此时柱下基础按偏心受压考虑。

3 以上方法算得的内力还应与联系梁承受围护墙或其他竖向荷载产生的内力组合后计算配筋。

6.4.13 基础联系梁顶面宜与基础顶面平齐。单层工业厂房基础在跨度方向可不设拉梁。

6.5 条形基础

6.5.1 本节包括墙下和柱下钢筋混凝土条形基础,柱下条形基础指支承 3 个及 3 个以上柱荷载的钢筋混凝土条形基础。

6.5.3 因基础梁刚度远大于柱刚度,塑性铰一般产生在柱底部,不会发生在基础梁,故不必按抗震要求加密基础梁两端箍筋。

6.5.4 条形基础宽度或独立基础的边长大于或等于 2.5m 时,基础受力钢筋的长度可取基础宽度或边长的 0.9 倍,并交错布置。

6.5.5

1. 原规范现浇柱与基础梁交接处提出三种示意图,其中原图 a 会使基础梁做得很宽,图 c 形式受力不如图 b 加腋角形式好,现保留原规范中图 b 的形式,不对柱截面高度作限值(原为 $\geq 600\text{mm}$),T 形和十字形交接处做法可参照设计。

2. 现浇条形基础留出杯口现在较少采用,未列入本条文,原规范中预制柱与基础梁交接处的杯口构造尺寸和配筋等内容也相应取消。

6.5.6 当地基较均匀、上部结构刚度较大、荷载分布较均匀且梁截面高度不小于 1/6 柱距时,对一般柱距及中等压缩性的地基可考虑地基反力为直线分布。不考虑基础挠度与地基变形协调的连续梁法,计算结果支座反力与柱子的作用力不平衡,计算精度相对较差;当考虑基础挠度与地基变形协调,如计算结果所得的支座反力与柱子的作用力不平衡,可对反力进行多轮局部调整,控制不平衡力一般不超过荷载的 20% 时,计算精度可在容许精度范围内。

柱下条形基础梁内力的计算,当不符合第 1 款条件时,工程中多采用弹性地基梁法计算。应当指出,一方面受计算方法中地基土参数不确定性和上部结构与基础相互作用影响,其结果常不能令人满意;另一方面,由于弹性地基梁法计算中没有考虑基础梁的变形是一个随时间而进行的过程,混凝土的开裂、徐变等因素对于

这种长期变形而产生的附加内力的影响也无法正确考虑。这导致了按弹性地基梁计算的结果与实际基础内力是有差异的。因此,采用弹性地基梁法计算时应注意要与工程实践经验密切结合,必要时采用简化方法进行补充分析比较综合取值。

6.6 筏形基础

6.6.1 本节适用于多层建筑结构柱下(墙下)筏形基础。

6.6.2 当设有地下室时,可忽略竖向荷载作用下柱与剪力墙底端弯矩的影响。符合条文要求时,筏形基础可仅考虑局部弯曲作用。按倒楼盖法计算时,边跨跨中及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的调整系数。

6.6.4 筏形基础需要扩大底板面积时,应根据上部荷载分布情况决定各方向外挑长度,宜优先扩大基础的宽度,纵向挑出长度宜小于横向挑出长度。外挑大于 1500mm 时,应将梁板一起挑出。

7 桩基础设计计算

本章主要适用于建筑、市政工程中以承受竖向荷载为主的低承台桩基。港口工程中的桩基在承受竖向荷载的同时还须承受持续作用的较大水平荷载,且在这些行业中对安全水准的控制标准与建筑工程也不完全一致,因此进行港口工程桩基设计时应遵照本规范第 11 章港口工程设计计算中关于桩基设计的专门规定或相关行业标准的有关规定,部分地方性的经验参数(如桩侧、桩端极限摩阻力表等)也可参考本章有关规定。

7.1 一般规定

7.1.1 桩型选择应根据上部结构类型、荷载大小、地质条件和保护要求等进行综合考虑,从工程自身需要看。对于竖向承压桩,一般情况下可采用预制方桩或预应力桩。当桩基承载力要求较高使得沉桩深度较深、预制桩施工难以达到设计标高,或桩深范围内有穿越难度较大的坚硬土层时可考虑采用灌注桩。大直径灌注桩($d > 850\text{mm}$)或桩基承载力、桩基沉降要求较高且桩端进入深厚的砂土层中时宜采用桩端后注浆灌注桩;经方案比较,证明技术、经济合理可行时,可采用钢管桩。在有可靠工程经验时,也可采用其它有效桩型。抗拔桩宜选用灌注桩或预制方桩。当桩基有较高的抗拔要求并有类似工程经验时可采用扩底抗拔灌注桩。

从工程周围环境保护要求看,桩型的选择主要是考虑桩基施工过程中的挤土影响。按沉桩过程中挤土量的多少,桩可分为:挤土桩(预制方桩)、部分挤土桩(开口钢管桩和开口预应力管桩)、不挤土桩(灌注桩)等。因此,当施工场地周围环境保护要求较高,如靠近保护性建筑物、易损的建筑物、地铁、隧道和重要地下管线,估计采用预制桩难以控制沉桩挤土影响时,宜考虑采用灌注桩。预

制桩采用预钻孔方式或预先进行旋喷技术等可以适当减少挤土效应。选用灌注桩时应注意泥浆排放的处理,避免泥浆污染。

此外,近年来灌注桩施工技术发展较快,出现了一些新的桩型和工艺。其中针对桩端后注浆灌注桩、扩底抗拔灌注桩,上海地区的设计和施工单位共同进行了一些课题研究并在工程中逐渐推广应用,积累了一些工程经验,施工工艺也已比较成熟。国内的行业标准和其它地方规范对于这些新桩型的设计也有一些相关规定。因此本次修订,结合上海地区课题研究的成果和工程应用经验将这两类新桩型纳入规范之中。在上海市工程建设规范《钻孔灌注桩施工规程》DG/TJ08-202-2007 中对于后注浆灌注桩和扩底抗拔灌注桩的施工工艺也有相关规定。

7.1.3 本规范涵盖建筑、市政、港口、水利工程领域,目前在各工程领域中基础的设计表达式与上部结构基本一致,但地基计算尤其是地基承载力计算中各工程领域、各规范所采用设计表达式差异较大。为尊重各工程领域设计现状并采用一种总体统一的表达形式,本次修订遵循现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153 的有关精神,总体仍采用以分项系数表达的极限状态设计方法,具体见 3.0.1 条条文说明。

建筑工程的桩基承载力计算,作用采用作用效应基本组合,其中荷载取值和效应组合按国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 规定,但作用分项系数均为 1.0;在基础结构计算中,作用采用作用效应基本组合,其中荷载取值和效应组合、分项系数均按国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 规定取用。除各章有具体规定外,其他行业参照本章进行桩基设计时,荷载取值按相应行业荷载规范取值,但分项系数的取用按上述原则确定。

7.1.5 关于预制桩进入持力层深度与承载力的关系,国内外都进行了研究。Meyerhof 指出,匀质砂土中的桩端阻力与侧摩阻力将随着入土深度的增加而增加;当进入持力层深度大于临界深度后,

桩端阻力和桩侧摩阻力将不再增加。临界深度的值与桩径以及持力层的性质、厚度、下卧层软硬程度等都有关系,难以统一规定。而且目前关于临界深度的研究主要基于理论分析和单桩试验结果,对于群桩和长桩,临界深度还难有定论。综合考虑本规范仍仅针对桩端进入持力层的最小深度进行规定。

一般而言,当桩基持力层位于硬黏土或砂土并有一定厚度时,且当沉桩设备允许时,桩端进入持力层深一些往往可以得到更为经济合理的结果,单桩承载力提高较大,对沉降性能也有改善。但桩端进入持力层的深度不能一味求深,应根据沉桩机械能力、桩身结构强度等综合判断沉桩可行性,并综合持力层下卧层等合理确定桩端进入持力层的深度。

本次规范修订对于上海地区 54 幢采用预制桩的工程实测资料统计,目前预制桩进入主要持力层的深度在⑤层中平均为 6d~9d、⑥层中平均约为 4d、⑦层中平均约为 5d。

对于桩端进入持力层的最小深度,本次修订结合行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94-2008 的有关规定,相应调整了预制桩进入持力层的最小深度的限值。

值得注意的是,当持力层下有软弱下卧层时,桩端进入持力层的深度大于临界深度后,桩端阻力将随着持力层厚度的减少而降低,而且桩端距软弱下卧层距离将直接影响桩基沉降量。因此,从桩基承载力和沉降两方面考虑,桩端离软弱下卧层应有足够距离。这个距离与建筑物规模、总的荷载水平、建筑物沉降要求等有关,《建筑桩基技术规范》JGJ94-2008 中规定不宜小于 3d,《港口桩基技术规范》JTJ254-98 中规定应大于 4d。

此外,具体工程中当持力层层面起伏较大时,沉桩深度的确定还应避免部分桩的桩端位于土层交界面处,否则易产生部分桩承载力偏低,沉降或不均匀沉降过大等问题。

7.1.7 在新近沉积的填土上进行工程建设或由于小区内大面积

景观覆土,往往对其间或邻近的桩基产生不利影响,其中主要是填土过大沉降产生的桩基负摩阻力。负摩阻力的大小与桩端土层性质、桩侧土层的欠固结程度与压缩性、桩自身的压缩性、大面积地面荷载的大小等都有关系,国内外关于负摩阻力进行了一些实测,提出了一些估算的方法,但目前还难以准确计算。实质上,对于软土地区竖向承压桩,负摩阻力和桩与桩间土的相对下沉量有关,并随着桩的下沉而减少。

上海地区以往的工程经验表明,在正常层序土层(滨海平原)中,一般 30m 左右长度的混凝土桩的负摩阻力主要是一个沉降问题而非承载力问题,只需考虑由负摩阻力引起的附加沉降量,至于负摩阻力对承载力的影响可不必细究。对于桩端打入无软弱下卧层的砂质粉土或密实粉细砂层的长桩(如 45m 长以上的预应力混凝土桩或 60m 长以上的钢管桩等),由于桩的沉降量较小,负摩阻力对桩的承载力和桩身结构强度的影响不容忽视,应进行专门分析。

一般对于负摩阻力的分析主要包括以下三方面的内容:

1)正负摩擦中和点(又称中性点)深度的确定。中性点深度可根据中性点处土的沉降与桩的沉降相等的原则确定,但实际上中性点深度是随着桩身与土层间的相对位移而变化的,它与地面荷载大小、土层压缩特性、桩的沉降等有关,很难做出统一规定。宝钢多次大面积堆载试验表明,当堆载重量 60kPa~150kPa、桩长 60 余米时,地面总沉降量的 75%是由地面以下 22m 深度范围内的浅层软土压缩引起的,建议的中性点深度可取 $0.5L \sim 0.7L$ (L 为软弱土层下限深度)。行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94—2008 中规定黏土、粉性土中性点深度可取 $0.5L \sim 0.6L$ 。

2)负摩阻力的计算。桩侧负摩阻力一般小于正摩擦力,大小可采用该处土层有效应力与该层土负摩阻力系数的乘积进行估算。对于负摩阻力系数,宝钢地区地面堆载试验后建议对于上海

黏性土为主的地层建议取 $0.2 \sim 0.3$,淤泥质土取下限;行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94—2008 中规定对于饱和软土可取 $0.15 \sim 0.25$ 、黏性土、粉土取 $0.25 \sim 0.4$ 。这两者比较吻合。

3)负摩阻力作用后单桩承载能力和沉降问题。负摩阻力作用下桩的承载能力取决于中性点以下的摩阻力和桩端阻力。由于负摩阻力并不是一个固定的数值而是随着桩端下沉不断调整、减少的值,因此当桩端位于不十分坚硬的土层时,负摩阻力更多是沉降问题而非承载力问题。负摩阻力引起的桩基额外沉降应予以重视,可以将负摩阻力引起的下拉荷载计入附加荷载计算桩基沉降。由于负摩阻力将引起桩身上拉,在桩身结构强度上应予以考虑。

减少负摩阻力的方法主要有在预制桩桩身表面涂沥青层,也可采用保护桩等方法(即在工程桩的外侧打设一排专用保护桩,负摩阻力将主要出现在外侧的保护桩上,而不是工程桩上)。

7.1.8

1 桩基布置宜使群桩形心与荷载中心重合,当不能重合时,已有工程经验对于单幢独立建筑物一般需将偏心距控制在建筑物外包尺寸的 $1/100$ 以内。

2 群桩的中心距涉及多方面的因素,桩距的增大有利于发挥单桩承载力,减少群桩影响;但桩距的增大势必增加桩基承台的工程量。上海地区长期的工程经验表明,一般桩距大于 $3d$ 时,桩的承载力发挥已能基本保证;但近年来,在采用预制方桩、预应力桩工程中时有因沉桩工艺不当引起相邻桩上浮、或后续沉桩难以到达指定标高等问题发生。行业规范《建筑桩基技术规范》JGJ94 中对于挤土桩、非挤土桩分别规定了最小的中心距。综合考虑,规范条文中增加了预制桩中心距不宜小于 $3.5d$ 的规定。但需要着重指出,对预制桩无论最小中心距如何确定,都应当强调合理的沉桩工艺、流程和沉桩速率,这是保证预制桩沉桩和承载力发挥的重要因素。

7.1.10 预应力桩包括预应力空心方桩和预应力管桩,预应力管桩又分为先张法预应力离心管桩和后张法预应力管桩,后者主要用于港口工程的大直径管桩。预制空心方桩目前在上海地区也有应用,但相对较少,在上海地区建筑工程中应用较多的是先张法预应力管桩(以下简称预应力管桩)。

预应力管桩由于构件质量可靠、桩身强度高,耐锤击,而且施工快捷、造价相对较低,近年来在建筑工程中作为竖向承压桩应用越来越广。实际工程使用中,应注意确保现场接头的焊接质量,而且在大面积基坑开挖时,重型机械如在接近桩顶标高处碾压挤土易造成桩头位移、破损甚至是断桩。因此对于预应力管桩的设计和现场施工(尤其是现场接桩、接近桩顶标高处的土方开挖等)应严格按照国家和上海市的有关标准执行。尚需指出,在新版国家标准设计图集《预应力混凝土管桩》(送审稿)中拟明确规定,预应力管桩主要包括 PHC 桩和 PC 桩。

预应力管桩作为抗拔桩,目前在实际工程中也有应用。但有两方面问题值得注意:

首先,预应力管桩作为抗拔桩时桩身结构强度如何控制至今尚没有一致认识:如现行国家标准设计图集《预应力混凝土管桩》03SG409 中采用预应力钢筋的抗拉强度来确定桩身抗拔承载力;现行上海市标准设计《先张法预应力混凝土管桩》DBJT08—92—2000 中规定“预应力管桩用于抗拔桩时应另行设计”;广东省标准《锤击法预应力混凝土管桩基础技术规程》DGJ/T15—22—2008 中规定采用混凝土有效预压应力进行控制;也有其他地方标准在此基础上还进一步加上混凝土的抗拉强度。其间的差别主要体现在对管桩混凝土抗裂性能的不同认识。综合比较,上海地区采用预应力管桩作为抗拔桩(尤其是承受长期上拔荷载)时,预应力管桩应严格控制桩身裂缝,建议按有效预压应力进行桩身结构强度控制;而且宜采用 AB、B、C 型管桩。

其次,影响预应力管桩抗拔承载力的还有管节间的连接、端板厚度以及桩顶与承台的连接构造(包括填芯高度、插筋的设置)等三个桩身构造方面问题:

1) 上海地区管节间连接在实际工程中常采用焊接,焊缝连接强度虽然从设计计算角度能满足工程需要,但对焊缝施工质量必须严格控制。

2) 端板的厚度验算要考虑预应力筋锚孔孔口局部剪应力集中。端板锚孔及其与预应力钢棒连接往往是抗拔桩的薄弱环节,当预应力管桩作为抗拔桩时,端板厚度需要作适当加强(尤其是上拔荷载较大时),对于端板的材质也应明确达到 Q235B。

3) 管桩内采用微膨胀混凝土填芯并内设插筋是管桩与承台连接的较好方式,填芯高度和插筋应进行截面抗拉承载力验算。填芯高度主要按填芯混凝土与管壁的粘结强度进行验算,粘结强度需根据试验确定;上海地区缺乏相关试验资料积累,参照广东省标准《锤击法预应力混凝土管桩基础技术规程》的有关规定,C30 掺微膨胀剂混凝土与管壁粘结强度可取 $0.3\text{MPa}\sim 0.35\text{MPa}$ 。填芯高度一般可取 $2.0\text{m}\sim 2.5\text{m}$,当上拔荷载较大时(如作抗拔桩试桩或作承压桩试桩的锚桩等),填芯高度必需按计算值确定。插筋锚入承台长度不得小于 $40d_s$,插筋在填芯混凝土中应全长设置。

浙江省管桩规程编制组曾经进行了管桩(PC500(100)AB 型)结构抗拉性能的试验研究,从单桩结构强度、焊缝、填芯等方面进行拉伸破坏性试验。在 11 根试验桩中,6 根拉力直接作用于端板上的试验桩中 5 根首先出现墩头断裂、端板拉脱,另 1 根先出现桩身裂缝再出现墩头断裂。5 根填芯后通过钢筋施加拉力的试验桩,3 根首先出现桩身裂缝,1 根墩头断裂,另 1 根未破坏;5 根试验桩均未出现填芯段滑移,桩身裂缝均首先出现在套箍尾端。试验结果表明,在接头焊缝质量和填芯质量保证的前提下,在拉力作用下一般桩身混凝土首先出现环裂缝,但管桩仍能继续承载,然后

是墩头断裂或环向裂缝宽度达到 1.0mm~1.5mm 从而导致管桩破坏。室内试验的受力情况与工程实际情况虽不尽完全相同,但也提供了一些有益的参考。

在实际工程中,如采用管桩作为抗拔桩,应根据上述情况对桩身强度、端板材质和厚度以及桩顶与承台的连接构造进行验算,并对现场接头质量和混凝土填芯质量严格控制。如采用预应力管桩用做抗拔桩,建议 100% 进行小应变检测桩身质量。预应力空心方桩目前在工程也有应用,宜参照上述规定执行。上海地区尚需进一步结合实际工程的现场抗拔试验对预应力桩作为抗拔桩积累相关工程经验。

7.1.11

1 上海地区建筑工程灌注桩常用的设计直径为 550mm~850mm。主要是上海地区灌注桩施工多采用泥浆护壁、水下浇筑混凝土的施工工艺,当桩径小于 550mm 时,施工难度较大;桩径大于 850mm 时,尤其是桩端位于砂土中时,桩底沉渣问题明显,桩侧摩阻力和端阻力往往小于条文表 7.2.4-1 的值,需考虑采用桩端后注浆改善承载性能。

2 桩身混凝土设计强度等级是要求桩身混凝土实际达到的强度,对于水下浇筑的混凝土,由于浇筑条件恶劣、养护条件不一样,桩身混凝土实际达到的强度小于标准养护条件下的试块强度。为达到设计强度要求,需要提高混凝土设计强度等级进行配置。当设计桩身混凝土强度等级为 C25~C30 时,两者相差约 C5。当设计桩身混凝土强度等级大于 C30 时,两者差距将有所放大。具体可参见本规范 15.3.8 条条文说明。

3 当建筑物有一定规模的地下室时,由于基坑开挖时大面积卸土,使得承压桩在施工阶段需要承受一定的上拔力,上拔力的大小与土层性质、地下开挖的深度、规模、开挖的方式、速度以及布桩密度等都有一定的联系,目前尚难以定量计算。本次规范修订考

虑到当前地下工程的规模不断加大、深度不断加深,同时参考现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 和现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的有关规定,对承压桩钢筋笼的最小长度进行了调整。

抗拔桩钢筋笼应全长设置,可根据计算采用分段配筋。但对于深埋地下室工程,当采用抗拔桩时应考虑由于施工期间大面积卸土对工程桩抗拔承载力的影响。

7.1.12 后注浆是钻孔灌注桩施工的一种辅助工法,通过在桩底、桩侧后注浆固化桩底沉淤,加固桩底、桩侧周围的土体,以提高桩的承载力,减小桩基沉降,增强桩基质量稳定性。根据注浆位置不同,后注浆灌注桩可分为:桩端后注浆灌注桩、桩侧后注浆灌注桩和桩端桩侧联合后注浆灌注桩三种。桩端后注浆又可分为封闭式注浆和开放式注浆两种。目前上海地区工程应用较多的主要是开放式桩端后注浆灌注桩。因此本章有关规定主要针对桩端后注浆灌注桩。

桩端后注浆技术对提高灌注桩的竖向承载力和减小离散性效果明显,尤其是对桩端进入粉土和粉细砂层较深的桩尤为显著。桩端后注浆灌注桩应保证一定的注浆量,注浆量的大小和桩径、桩长、土层性质关系密切,可根据桩端土层条件和使用要求参考类似工程经验综合确定。目前上海地区部分已有工程经验,并结合有关资料介绍,对于后注浆灌注桩注浆量建议一般需大于下表中数值:

表 7.1.12 后注浆灌注桩水泥的最小注入量

桩直径(mm)	注浆量(水泥重量 t)
600	1.2
700	1.6
800	2.0
900	2.5
1000	3.0

桩端后注浆灌注桩的施工中应注意以下事项,其他具体施工参数和工艺要求可参见本规范 15.3 节有关规定和现行上海市工程技术规范《钻孔灌注桩施工规程》DG/TJ08-202 中 8.3 节的有关规定。

1. 在正式施工前应通过注浆工艺试验确定合理的注浆压力和注浆速度等工艺参数。

2. 对于注浆管最少数量配置的规定,主要考虑注浆分布的均匀性和注浆管成活情况,保证其可靠性。

3. 注浆器的制作是桩端后注浆灌注桩的关键技术之一,应尽可能采用可靠性高的注浆器,保证注浆的一次成功率。注浆器下部伸出桩端 200mm~500mm,一般情况下宜取大值,当注浆器进入桩端以下土层较困难时,为避免强行压入对注浆器的损坏,这时注浆器下部伸出钢筋笼的长度可取小值。

4. 注浆之前,需采用清水进行压水试验(开塞),一是压通注浆管路;二是检查注浆管路状况。

5. 桩端后注浆灌注桩由于地基土的极限承载力得到较大幅度提高,因而更应严格控制桩端后注浆灌注桩的成桩质量。可采用低应变动测、高应变动测和超声波法多种方法检测桩身混凝土的质量,抽检比例应比常规灌注桩适当提高,原则上可利用注浆管兼作超声波测管,但注浆管尺寸应满足超声波检测的要求。

7.1.13 扩底灌注桩是在钻孔灌注桩的基础上,在成孔至桩的底部时调换扩孔钻具,然后在钻进过程中,依靠钻具的扩孔刀展开扩孔钻进形成楔形的桩底。由于上海浅部土层较软,加之地下水位较高,其它地区采用的诸如夯扩、爆扩、人工挖扩等扩孔方法在上海地区都不宜采用,机械扩孔成为较好的扩底施工方法。上海地区常用的是机械传动式切削钻孔扩底工法。

目前上海地区钻孔扩底灌注桩主要用于抗拔桩,其抗拔承载力较常规等截面灌注桩有显著提高。现有上海地区静载荷对比试

验资料分析表明,扩底抗拔桩的极限承载力与常规等截面桩相比,提高幅度为 33%~62%,且材料增加少,经济性明显优于常规的等截面桩。上海地区已采用扩底抗拔桩实际工程中,等截面段桩径 d 一般为 400mm~800mm,扩底直径 D 为 800mm~1500mm。桩长一般为 20m~30m,较深的桩也可达 40m~50m。扩底部分需进入相对较好的持力层。从已有资料和工程经验来看,上海地区在⑤₁ 层灰色粉质黏土、⑤₂ 层灰色粉质黏土、⑥层暗绿色黏土、⑦层砂质粉土都有成功扩底的实例,基本上包括了常规扩底抗拔桩的主要扩底持力层。扩底桩在⑦₂ 层、⑨₁ 层砂层中进行时其扩底成效不够稳定,尚需结合相关的试验进一步积累经验。上海世博地下变电站工程,实现了在⑨₁ 层中砂层扩底的扩底抗拔桩的施工,但其工效、保证措施、检测手段等愈加复杂。

根据上海地区已有课题研究成果和已有工程经验,当前采用的扩底抗拔灌注桩,其扩底端受土层和施工工艺的影响呈圆锥台状,具有小扩展角的特点,如图 7.1.13-1 所示。扩底段直径 D 一般为桩身直径 d 的 2 倍左右,圆锥台的长度 H 约 1.0m~2.5m,同时应满足抗剪要求,锥台面扩展角 8° ~ 12° 。相对于国内其它地区而言,扩底的扩展角度较小,但效果明显。为了充分发挥扩底端的作用,扩底端应进入除流塑软土和松散砂土的相对较好土层,扩底起始位置宜在进入较好土层 $1D$ ~ $3D$,且不小于 1m。扩底抗拔灌注桩桩端与普通抗拔灌注桩相比需承受较大的上拔力,因此在扩底抗拔灌注桩中纵向钢筋宜全长等截面设置。

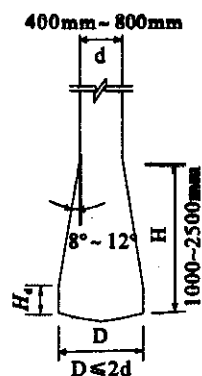


图 7.1.13-1 扩底桩示意图

扩底灌注桩施工时主要设备是扩底钻头,上海工程界相关技术人员结合本地区的条件,研发出了伞形扩底钻头,这种钻具工作原理是在钻进过程中,在钻压作用下,钻具底部的支承盘支承在地基上产生反作用力,使钻刀逐渐展开扩底成孔,如图 7.2.13-2 所示。

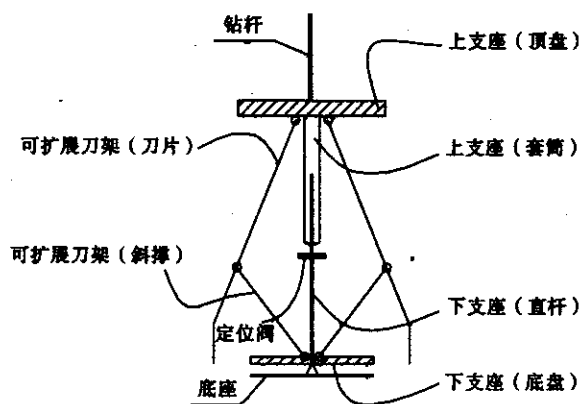


图 7.1.13-2 伞形扩底钻头结构示意图

施工时采用先钻孔后扩孔的工艺,等截面钻孔和底部扩孔分别采用不同的钻头机具。普通钻头钻至孔底时增加一次预清孔,时间为 20 分钟~30 分钟,然后更换扩底钻头,以减少沉渣对扩底的不利影响。

由于上海地区土层的特点,即使采用了小扩展角度的扩底抗拔桩,确保扩底形状的形成和保证孔壁稳定性仍成为扩底施工工艺需首要关注的问题。它一方面与土层性质密切相关,如前所述,上海地区在⑤₁、⑤₂、⑥、⑦层中都有成功扩底的实例,在⑦₂、⑨₁层砂层中进行扩底时不够稳定。其次,在扩底过程中需要施工单位对钻压、钻速、泥浆等施工指标进行专项控制,保证扩底形状能满足设计要求。因此在进行扩底桩正式施工前,必须先进行试成孔试验,验证在场地特定土层条件下桩端扩底的可行性,并初步确定相应的泥浆比重和粘度、钻压、钻速等施工参数。试成孔施工完成后应立即进行孔径量测,同时根据成桩的时间情况,在成孔后一定时间段内对试成孔孔径进行多次量测,以了解孔径尤其是扩底部分孔壁的稳定性情况。具体施工参数和工艺规定可参见本规范 15.3.13 条和现行上海市工程技术规范《钻孔灌注桩施工规程》DG/TJ08-202 中 8.4 节的有关规定。

7.1.14 本条对钢管桩的设计进行规定。本次修订主要结合上海地区工程经验和有关规范标准的规定对钢管桩腐蚀厚度和开口钢管桩的闭塞效应进行了调整和进一步明确。上海地区在建筑、桥梁等工程的钢管桩应用中,在钢管桩的端部外侧设置套箍或劲板对于提高钢管桩桩端进入密实砂层时的沉桩可行性有较好的作用。

1. 钢管桩的腐蚀问题

钢管桩的腐蚀是钢管桩设计中的重要问题。上世纪 70 年代末,因为宝钢工程建设采用钢管桩,上海地区开始对这一问题引起重视并开展研究。上海地区地下水位较高,建筑工程的低承台桩

基一般全长均位于地下水位以下,主要考虑地下水位以下的钢管桩腐蚀问题。当时宝钢工程建设主要参考日本经验,并将宝钢地基土的电阻率与日本两个厂地基情况进行分析对比,确定预留2mm作为钢管桩外表100年的腐蚀余量,内侧腐蚀不考虑。

2002年,宝钢先后挖出了在地基土中已25年的钢管桩($\phi 406$ 壁厚9.5mm、 $\phi 609$ 壁厚9.5mm~12.7mm、 $\phi 914$ 壁厚12.7mm~16mm)进行检测。该部分桩在1978~1986年桩顶及其内表面一直暴露在大气中;1987年其上部被截除至地面下2m~3m,桩顶部内外表面均处于土中;2002年截取1.5m的长度进行厚度和腐蚀测定。实测结果表明,19根钢管桩试桩内外两侧的腐蚀量为0.4mm~0.9mm,平均为0.6mm。两侧同时腐蚀速度最大为0.036mm/年,最小为0.012mm/年,基本在(0.02~0.03)mm/年之间,单面腐蚀速度小于0.02mm/年。因此,在建筑工程低承台桩基中采用0.02mm/年腐蚀速度是基本符合实际情况的。

港口与桥梁工程,由于工程特点,钢管桩的使用较多,所处的环境条件也更为复杂。现行《港口桩基设计规范》对于海港工程、河港工程都有不同的规定,大气区、水位变动区域、浪花飞溅区、泥下区都有专门规定。本规范10.5节桥梁设计中也有类似规定。

本次修订,建议地下水位以下,钢管桩外侧腐蚀厚度取(0.02~0.03)mm/年,可根据工程类型、场地水文、地质条件选用。钢管桩内侧因与外界隔绝腐蚀不考虑。如考虑对钢管桩进行防腐处理措施,可参照10.5.7条有关规定。

有需要时,钢管桩的管内可填充一定高度的低标号混凝土,对于提高桩身强度、抗弯刚度、承载力以及防腐能力都是有利的。

2. 开口钢管桩的竖向承载力计算需考虑由于桩中的土芯产生的闭塞效应,闭塞效应系数(与桩径、桩端持力层性质和进入持力层的深度直接有关。宝钢工程建设中采用的钢管桩,当时对闭塞效应的考虑参考了日本规范的有关规定:在 $N>50$ 的砂层中,

当桩尖进入砂层的深度 L_B 与桩径 d 之比 $L_B/d \geq 5$ 时, $\eta=0.8$;当 $2 \leq L_B/d < 5$ 时, $\eta=0.16L_B/d$,这一规定也已被纳入行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94-94中,本次规范修订也将其列入条文表7.2.4-1注中。现行行业标准《港口工程桩基规范》中规定,当桩径小于600mm、桩端进入砂层的深度大于5d时,可认为 $\eta=1.0$ 。实际工程中应控制开口钢管桩桩端进入砂层的深度不少于3d~5d。

7.1.15 沉降控制复合桩基的提出,是来自软土地区工程实践中如采用在浅基础下设置数量较少、可充分发挥其极限承载力的摩擦桩能够有效减少和控制沉降量的成功经验。它是当天然地基承载力基本满足要求或相差不大、但计算沉降量过大时,在浅基础下设置少量大桩距低承台摩擦桩,形成介于天然地基浅基础和常规桩基础之间一种地基基础型式。

上世纪50年代起国际上先后提出的附加摩擦桩的补偿式基础、减少沉降量桩以及桩筏体系等基础型式,原则上均属于沉降控制复合桩基范畴。由于它有非常显著的技术经济效益和较广泛的应用范围,自上世纪八十年代以来在上海地区大规模工程建设(尤其是住宅建设)中得到了大量应用,积累了丰富的工程经验,设计、施工技术都已臻成熟。在国内天津、福建、浙江、江苏等软土地区关于沉降控制复合桩基的理论与实践也取得了大量成果。

1994年,当时考虑到沉降控制复合桩基的实践起步时间尚不长,各方面经验还有待积累,作为一种介于天然地基浅基础和常规桩基础之间地基基础型式,有关沉降控制复合桩基的设计方法和施工要求首先反映在上海市标准《地基处理技术规范》DBJ08-40-94中。1999年,上一版地基基础设计规范修订时延用了最初的体系安排,将有关沉降控制复合桩基内容放在“地基处理设计要点”一章中。本次规范修订,考虑到沉降控制复合桩基在长期工程实践中已积累了丰富的设计施工经验,并借鉴现行国家标准《建筑

地基基础设计规范》GB50007 和行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 将这一部分内容放于桩基设计中的做法,将其调整放入在“桩基础设计计算”一章中。

7.2 桩基承载力计算

7.2.3 确定单桩极限承载力最主要的方法是桩的静载荷试验,而且根据 16.3.2 条规定,当载荷试验是为设计提供承载力依据时,最大加载量应达到地基土破坏。

本次规范修订依据可靠性分析的结果对载荷试验确定单桩承载力设计值的分项系数进行了调整。调整内容包括:1)本次规范修订单桩承载力验算中作用效应分项系数均取 1.0,与原规范荷载分项系数取值是不同的,因此单桩承载力设计值计算需进行相应调整,调整后的承载力分项系数应为 $\gamma_R=2.0$ 。2)基于可靠性分析的结果,对载荷试验确定单桩承载力的承载力分项系数调整为:对于预制桩取 $\gamma_R=1.8$ 、对于灌注桩取 $\gamma_R=1.9$ 。这部分调整主要基于以下考虑:

1. 当前工程中载荷试验的可靠指标

本次规范修订,依据可靠性分析原理,以场地为统计目标总体,研究对不同工程场地可靠指标的变化规律。因为校核可靠指标的目的是为了从统计平均上检验大多数单体工程所处的安全水准,可靠性分析所依据的单桩极限承载力变异性参数应当以场地为目标总体统计变异系数,然后研究由不同场地所统计的变异系数的变化规律,或者研究对不同工程场地可靠性分析所得的可靠指标的变化规律,从总体上分析桩基设计处于何种可靠度的水准。统计分析时,由于在同一场地、同一规格的试桩数量一般不多,统计场地的变异系数是十分困难的。本次规范修订共收集到有 3 组及 3 组以上载荷试验资料的 22 个场地 108 组预制桩资料、10 个场地 37 组灌注桩载荷试验资料。本次规范修订以这些资料和原

规范 10 个场地 35 组预制桩资料作为可靠性分析的基础,统计每个场地单桩极限承载力的变异系数并进行可靠性分析,计算可靠指标 $\beta=\frac{K-1}{K\delta_R}$ (总安全系数 K 取 2.0),载荷试验场地变异性和可靠指标如表 7.2.3-1、7.2.3-2 所示。

表 7.2.3-1 预制桩载荷试验单桩极限承载力场地变异系数

场地号	桩数	持力层	承载力变异系数	可靠指标
1	5	⑤ ₁₋₂ 粉质黏土	0.051	9.804
2	3	⑤ ₁ 灰色黏土	0.083	6.024
3	3	⑤ ₁₋₂ 粉质黏土	0.055	9.091
4	3	⑤ ₁₋₂ 粉质黏土	0.141	3.546
5	3	④ ₁ 草黄色粉质黏土	0.083	6.024
6	3	④ ₃ 砂质粉土	0.102	4.902
7	4	⑤黏土	0.081	6.173
8	3	④淤泥质黏土	0.125	4.000
9	8	⑤ ₂ 淤泥质粉质黏土夹粉质黏土	0.096	5.208
10	5	⑤ ₁ 黏土	0.049	10.204
11	11	⑤ ₁ 黏土	0.034	14.706
12	3	④ ₃ 草黄~灰黄色粉砂	0.081	6.173
13	8	⑤灰色黏土	0.045	11.111
14	3	④ ₂ 砂质粉土	0.075	6.667
15	3	⑤ ₁ 粉质黏土	0.102	4.902
16	14	⑦ ₁ 砂质粉土	0.155	3.226
17	3	⑤粉质黏土	0.102	4.902
18	3	⑦ ₁ 砂质粉土	0.078	6.41
19	8	⑦ ₂ 粉砂	0.106	4.717

续表 7.2.3-1

场地号	桩数	持力层	承载力变异系数	可靠指标
20	3	④淤泥质黏土	0.074	6.757
21	6	⑤ ₁ 黏土	0.048	10.417
22	3	⑤ ₂ 粉质黏土夹黏质粉土	0.031	16.129
23	3	⑤ ₁ 亚砂土	0.122	4.098
24	3	⑤ ₁₋₂ 粉砂	0.082	6.098
25	4	⑤粉砂	0.11	4.545
26	3	⑤粉砂	0.11	4.545
27	3	⑤ ₁ 黏土	0.093	5.376
28	4	—	0.06	8.333
29	3	—	0.08	6.25
30	4	—	0.103	4.854
31	4	—	0.122	4.098
32	4	—	0.097	5.155
平均值			0.087	6.70
标准差			0.03	3.10
变异系数			0.348	0.46

表 7.2.3-2 灌注桩载荷试验单桩极限承载力场地变异系数

场地号	桩数	持力层	承载力变异系数	可靠指标
1	3	⑦ ₂ 粉细砂	0.075	6.667
2	3	⑦ ₁ 粉细砂	0.131	3.817
3	4	⑦ ₁ 粉细砂	0.068	7.353
4	6	⑦ ₂ 粉细砂	0.119	4.202
5	3	⑤ ₁ 粉砂与黏土互层	0.094	5.319
6	3	③ ₂ 灰色粉质黏土夹砂	0.054	9.259
7	5	⑥粉砂夹黏土	0.049	10.204

续表 7.2.3-2

场地号	桩数	持力层	承载力变异系数	可靠指标
8	3	⑨含砾粉细砂	0.179	2.793
9	3	⑦ ₂ 粉细砂	0.102	4.902
10	4	⑦ ₂ 粉细砂	0.061	8.197
平均值			0.093	6.27
标准差			0.046	2.512
变异系数			0.459	0.401

从上表可以看到,在总安全系数 K 均取 2.0 的条件下,对预制桩 32 个场地计算求得的可靠指标变化范围为 3.23~16.13,平均值为 6.70;对本次规范修订收集 10 个灌注桩场地计算求得的可靠指标变化范围为 2.79~10.20,平均值为 6.27;可靠指标非常高,远大于按经验参数法和静力触探法确定单桩承载力时相应的可靠指标(详见条文说明表 7.2.5,后两种方法的可靠性指标约为 2.55~2.98、3.94)。这说明载荷试验结果直接反映了工程场地的情况,设计所承担的风险应当是最小的。从表 7.2.3-1 和表 7.2.3-2 的数据还可以看出,由载荷试验得到的单桩极限承载力的场地变异系数一般不大,预制桩的变异系数平均值为 0.087;灌注桩的变异系数平均值为 0.093,同一场地中载荷试验数值总体比较稳定。

2. 对可靠指标、安全系数和实际安全水准的关系探讨

原规范对确定单桩承载力的三种方法取用统一的安全系数 $K=2.0$ 。但可靠性分析结果表明,按载荷试验确定单桩承载力时其可靠指标远大于按经验参数法和静力触探法,有必要对三种方法目前的安全水准进行探讨。

在总安全系数法中,是以安全系数 K 反映设计安全水准。而

在可靠性设计中以可靠指标 β 作为反映安全水准的指标,它直接反映了失效概率 p_f 的大小,并与 p_f 之间存在一一对应的关系。因此在安全水准衡量上,可靠指标比安全系数有着更为明确的意义。

图 7.2.3-1 表示了荷载 S 和抗力 R 的概率密度函数曲线。安全系数的定义是抗力均值 μ_R 与荷载均值 μ_S 的比值,即 $K = \mu_R / \mu_S$ 。图中阴影表示两曲线的重叠部分,即 $R < S$ 的区域,它是结构可能出现失效的区域。尽管工程中采用了较大的安全系数 ($K > 1, \mu_R > \mu_S$),但是由于荷载和抗力都是随机变量,仍有可能发生 $R < S$ 的情况,这时就发生了破坏。因此,安全系数大于 1 实际上只是给人们以一种表面上安全的感觉而掩盖了可能发生的(在一定的概率下)破坏危险性。而可靠指标可以反映单桩承载力设计中荷载和抗力的变异性对安全水准的影响,与失效概率有一一对应的关系,因此它对于安全水准的反映比安全系数更为全面和科学。

当两种不同方法取相同的安全系数 ($K_1 = K_2$) 时,由于抗力曲线变异性的差异,两种方法对应的阴影部分的面积即失效概率是不同的,①是变异系数相对较小曲线,其对应的阴影面积即失效概率也小;即在下图中虽然 $K_1 = K_2$,但 $\beta_1 > \beta_2$ 。也就是这两种方法虽然安全系数一致,其安全水准并不相同,这种不同可以通过可靠指标 β 的不同来反映。实际上,可靠指标 β 可以考虑两种承载力确定方法之间由于抗力变异性的差异对实际安全水准的影响,因而更好地反映不同方法之间实际安全水准的比较。

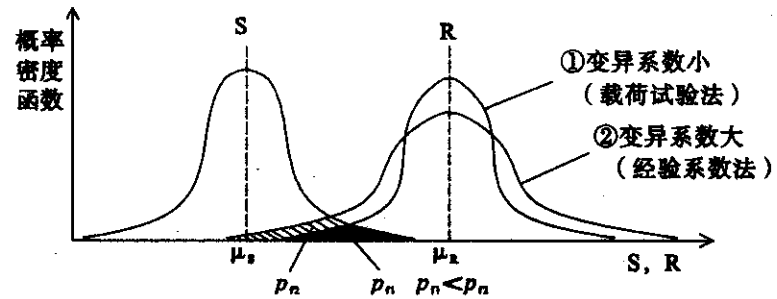


图 7.2.3-1 相同安全系数下不同方法对应的失效概率

单桩承载力三种确定方法在同一安全系数水平下得到的可靠指标 β 值是不相等的,也即三种承载力方法由于抗力变异性的不同,其实质安全水准并不完全一致。在总安全系数 K 均取 2.0 的条件下,由于荷载试验的变异性最小,其可靠指标 β 值最大,即失效概率最小;静力触探法次之,而经验参数法 β 最小,因而失效概率最大,且荷载试验的 β 值明显要比后两种方法的结果大得多。这表明,由于荷载试验方法比经验参数法更可靠,因此在要求达到相同的安全水准的条件下,如果确定极限承载力的方法比较可靠,则可取相对较低的安全系数,反之,如果承载力的确定方法变异性较大,必须取较高安全系数的方法来控制安全度。

在欧洲规范第七卷 (EURO CODE 7) 中,对桩基设计的分项系数按不同的条件取不同的数值 (详见表 7.2.3-3)。若不进行荷载试验,只按经验方法确定极限承载力时,分项系数按 2.0 取值;当根据荷载试验确定极限承载力时,采用的分项系数为 1.6;对于作荷载试验的桩,已经非常确切地掌握其承载性能,因此可以将分项系数降低到 1.4,这种思想是可以借鉴的。

表 7.2.3-3 欧洲规范单桩承载力计算分项系数

使用条件	分项系数
根据经验方法确定	2.0
根据载荷试验确定	1.6
对于作载荷试验的桩	1.4

我国《港口工程技术规范》(JTJ222-87)“桩基”中规定载荷试验法确定承载力时的总安全系数在 1.7~2.0 之间,按经验参数法确定桩承载力的总安全系数取 2.0。《港口工程桩基规范》(JTJ254-98)考虑了荷载的变异性及荷载分项系数并规定:当进行静载荷试验桩时,单桩竖向承载力分项系数 $\gamma_R=1.3$;当地质情况复杂或永久作用所占比重较大时取 $\gamma_R=1.4$ 。当按承载力经验参数法确定单桩竖向极限承载力设计值时,单桩竖向承载力分项系数 $\gamma_R=1.45$;当地质条件复杂或永久作用所占比重较大时可取 $\gamma_R=1.55$ 。根据计算分析其可靠指标值在 3.5 左右。

当对确定单桩承载力的三种方法取用统一的安全系数 $K=2$ 时,由于不同桩型或采用不同方法确定单桩承载力时对应的不确定性大小存在差异,可靠性分析结果表明其实际安全水准相差较大(详见条文说明表 7.2.5)。为了使不同方法的安全水准尽量一致,需要在给定的可靠指标 β 值条件下,考虑不同承载力确定方法的变异性,对各方法分别对应的安全系数大小进行分析调整。也即使为不同方法的阴影面积(即失效概率)接近,需要调整不同方法计算时的安全系数的大小,如图 7.2.3-2 所示,即 $\beta_1=\beta_2$ 而 $K_1 < K_2$ 。

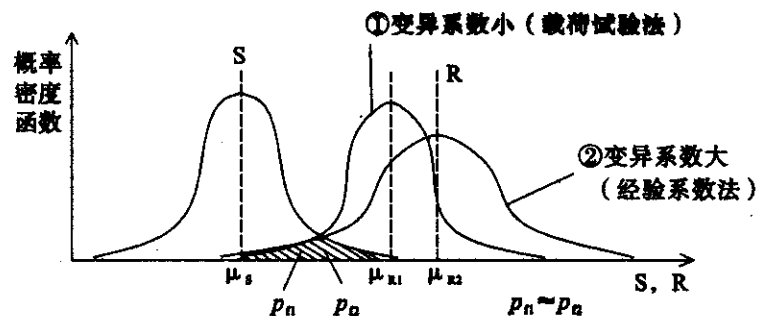


图 7.2.3-2 相同失效概率下不同抗力对应的安全系数

在三种方法的可靠指标与安全系数的分析中,由于作用效应的变异性是真实存在的,可考虑作用效应的变异性。与不计作用效应变异性的分析方法相比,此种考虑作用效应变异性的结果是偏于安全的。设荷载效应 S 与桩承载力 R 的变异系数分别为 δ_s 、 δ_R ,当 S, R 符合对数正态分布时,总安全系数 K 值可用下式表示:

$$K \approx \exp(\beta \sqrt{\delta_s^2 + \delta_R^2}) \quad (7.2.3-1)$$

考虑可变荷载变异系数取 0.29,永久荷载变异系数取 0.07,并设荷载效应比(可变荷载均值与永久荷载均值的比值) $\rho=0.2$,则荷载效应 S 的变异系数为:

$$\delta_s = \frac{1}{1+\rho} \sqrt{\delta_c^2 + \rho^2 \delta_l^2} = 0.076 \quad (7.2.3-2)$$

可靠指标的设定是非常关键的,但其影响面大,必须恰当考虑诸多因素的复杂影响。上部结构在大量构件试算的基础上,对二级房屋结构脆性破坏规定所应达到的可靠指标 $\beta > 3.7$ 、延性破坏所应达到的可靠指标 $\beta > 3.2$;港口工程对于二级结构规定所应达到的可靠指标 $\beta > 3.5$ 。考虑到地基基础工程的复杂性,初步按可靠指标为 $\beta > 3.7$ 计算,由此可分别求得不同桩型下采用不同方法确定单桩承载力时所需的最小总安全系数 K 值,见表 7.2.3-4

所示。

表 7.2.3-4 可靠指标 $\beta=3.7$ 时,预制桩和灌注桩承载力的总安全系数 K 值

桩的类型	预制桩			灌注桩	
	载荷试验法	经验参数法	静力触探法	载荷试验法	经验参数法
校核场地数	32	30	19	10	10
校核场地桩数	143	66	65	37	37
场地变异系数均值	0.087	0.087	0.087	0.093	0.093
计算模式不定性变异系数	—	0.144	0.093	—	0.173
组合变异系数	0.087	0.168	0.127	0.093	0.196
总安全系数 K 值	1.53	1.98	1.73	1.56	2.18

预制桩经验参数法、静力触探法及灌注桩经验参数法三种情况的总安全系数 K 的均值约为 1.96,因此建议对这三种情况的总安全系数 K 取 2.0。

预制桩载荷试验法所需的总安全系数 K 值 1.53,与欧洲规范的建议值相近。按偏于安全并遵循循序渐进的原则,将预制桩载荷试验法的总安全系数 K 值取为 1.80。由于灌注桩的不确定性比预制桩大一些,故对灌注桩载荷试验法的总安全系数 K 值取为 1.90。此时,载荷试验法的可靠指标为 5.96(预制桩)、5.94(灌注桩),仍然大于经验参数法和静力触探法的可靠指标。

3. 分项系数的确定

单桩承载力计算中合理的安全水准是分项系数确定的基础。由桩的载荷试验得到的单桩极限承载力标准值进行设计时,单桩承载力的分项系数 γ_R 由下式求得:

$$\gamma_R = K \frac{1+\rho}{\gamma_G + \rho\gamma_L} \quad (7.2.3-3)$$

式中: K —— 总安全系数;

ρ —— 可变荷载和永久荷载之比;

γ_G —— 永久荷载分项系数;

γ_L —— 可变荷载分项系数。

分项系数是在一定的条件下,用可靠性分析的方法求得的,本规范建议的分项系数所依据的条件是:

1) 条文公式(7.2.3)采用的分项系数是与荷载分项系数取 1.0 的设计条件匹配的,即忽略荷载的变异性;如果荷载分项系数的取值有变化,桩的承载力分项系数也必须做出相应变化。

2) 本次规范修订荷载分项系数均取 1.0 之后,可变荷载和永久荷载之比 ρ 对分项系数的取值没有影响。

因此,根据公式(7.2.3-3)可得,对于预制桩载荷试验法 $\gamma_R = 1.8$ 、灌注桩载荷试验法 $\gamma_R = 1.9$ 。

7.2.4

1. 按经验参数法预估单桩极限承载力

根据土层名称、埋藏深度及性质,查表得到桩周土的极限侧摩阻力标准值和桩端土的极限端阻力标准值,由此由地基土支承力估算单桩承载力,是简便实用的经验计算方法。其关键问题是通过大量载荷试验资料得到具有一定可靠性和较大适用性的各桩型极限摩阻力和极限端阻力标准值。

本次规范修订,结合近年来工程实际对条文表 7.2.4-1 从以下几方面进行了调整和补充:

首先,与附录 A 中土层分布和深度相统一,在条文表 7.2.4-1 中第③、④层的分层进行了删减与合并,第⑥、⑦、⑨层土层的埋藏深度进行了调整。

其次,对表 7.2.4-1 中预制桩桩周极限摩阻力与桩端极限端

阻力的取值进行了局部调整。表中数值是 89 版规范修订时根据 88 根预制桩的极限载荷试验资料采用统计法求得。上世纪九十年代以来的工程实践表明,对于预制桩桩端位于较软弱的⑤层土,桩身大部分位于淤泥质土层时,静载荷试验得到的极限承载力往往小于根据表中数据估算的极限承载力。因此原规范修订时指出对于此类桩单桩承载力宜通过静载荷试验确定,当采用列表数据时,宜取表中下限值并作适当折减,但没有给出具体的折减系数。本次规范修订根据收集到的以第⑤层黏性土为持力层的摩擦型桩载荷试验资料的分析,对⑤₁、⑤₂层的桩端阻力做了调整,也即给出了这类桩承载力计算的具体取值方法。此外,参照上海地区相关规范综合考虑,对⑧₁层桩端阻力值也进行了调整。

再次,原规范灌注桩极限摩阻力与端阻力的取值主要根据预制桩相应值进行一定的折减得到,并通过 17 根灌注桩载荷试验资料进行了校核。近年来灌注桩已成为高层建筑的首选桩型,且在桩径和桩长上都有较大发展,也积累了较多的经验与资料。结合灌注桩的应用现状,本次规范收集了不同持力层、桩长和桩径的灌注桩载荷试验资料,对原规范灌注桩极限摩阻力与端阻力的取值进行了调整。

最后,在条文表的注解中,增加了开口钢管桩闭塞效应的考虑方法,参考了宝钢工程中钢管桩试验实测资料,与行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的有关规定也基本一致的。

1) 桩身大部分位于淤泥质土中且桩端支承于第⑤层相对较软土层的预制桩极限摩阻力与端阻力

①载荷试验资料样本

采用 17 个工程共计 50 根试桩单桩极限承载力试验资料。对于同一场地,相同尺寸的多个试桩的不同承载力,取平均值作为一个统计样本。所采用的试桩截面尺寸范围为 200mm~400mm,桩长范围为 12m~25m,持力层主要是⑤₁和⑤₂层。

从样本统计的角度考虑,此次修订中部分工程实测结果相差较大的载荷试验资料,未放入本次总体统计范围;但是这些未纳入统计的工程载荷试验资料所反映的一些信息还是值得引起注意的,例如在上海某些区域(浅层淤泥质土层特别厚或强度指标特别低),摩擦预制桩实际承载力比按原规范承载力经验参数表中的下限估算的值还低较多,对于这部分工程的承载力问题目前积累的资料尚不充分,还需要进一步收集资料以进行更深入的分析;故仍需强调在这些区域设计摩擦预制桩应特别重视对类似工程资料的收集并以载荷试验作为承载力确定的依据。

②分析方法

基于收集到的桩基极限承载力载荷试验资料,进行统计分析和数值分析,以两种分析方法的结果为基础综合确定此类预制桩的桩端阻力和桩侧摩阻力取值。

a 统计分析方法

基于统计样本,采用了与抗剪强度指标 c 、 φ 值相关联的多参数统计分析法,建立极限侧摩阻力与抗剪强度指标的关系,见式(7.2.4-1),以关系式中各土层相关系数作为未知数进行统计分析。

$$f_{si} = b \cdot c_i + F_i \sigma_i' \cdot \tan \varphi_i \quad (7.2.4-1)$$

式中: c_i 、 φ_i ——第 i 层土固结快剪指标;

σ_i' ——第 i 层土的平均有效上覆压力;

a 、 b ——经验系数,由试算确定;

F_i ——第 i 层桩侧极限摩阻力标准值的经验系数。

桩侧摩阻力的统计分析涉及到桩端阻力的扣除问题,本次对样本的桩端阻力估算采用了黄强方法、延伸线等多种方法进行比较,其中黄强方法得到的端阻比为 0.61%~10.79%,平均值为 2.98%;延伸线法得到的端阻比为 0.61%~11.41%,平均值为 3.06%,根据原规范相应土层极限端阻力标准值的下限取值计算

得到的端阻比为 9.57%~26.09%。上述计算结果表明,黄强方法与延伸线法推算结果较接近,该两种方法确定的端阻比明显低于按原规范下限值确定的端阻比。由于缺乏实测资料,在统计分析中采用了如下三种方法来计算并扣除极限端阻力标准值:采用规范表列预制桩极限端阻力标准值的下限值、下限值 0.8 倍、下限值 0.5 倍,以了解不同极限端阻力标准值的扣除方法下极限侧摩阻力的统计分析结果。

b 数值分析方法

基于收集到的桩基承载力载荷试验样本,采用数值分析方法对试验样本进行模拟。数值分析时桩采用轴对称有限元模型,土体采用理想弹塑性本构模型、桩土接触界面采用理想弹塑性库仑摩擦模型。数值计算从统计分析的样本中选取了 7 个工程的 22 根桩进行模拟分析。数值分析先以基本计算参数进行分析,得到桩顶 $Q \sim S$ 曲线,将其与试验得到的 $Q \sim S$ 曲线进行比较。以试验得到的 $Q \sim S$ 曲线为拟合目标,通过对土体和桩土界面相关的计算参数的调整,使得计算值 $Q \sim S$ 曲线与试验结果拟合接近,在此基础上分析桩身轴力、侧摩阻力及端阻力。

③分析结果

端阻比的确定对统计分析结果有直接的影响。采用黄强方法与延伸线法推算得到样本的端阻比较接近,且明显低于按原规范极限端阻力下限值确定的端阻比。有限元法计算得到的样本的端阻比为 5.68%~19.08%,约为原规范极限端阻力标准值下限值的 50%~60%,因此在统计分析中桩端阻力的取值采用了三种方法,并着重关注采用原规范极限端阻力下限值 0.5 倍扣除桩端阻力的桩侧摩阻力统计分析结果。

数值分析得到的各样本桩侧摩阻力的结果表明,②、③层土的极限侧摩阻力平均值基本在原规范限值范围内且略高于极限侧摩阻力的下限值,④、⑤₁层土的极限侧摩阻力平均值接近甚至小于

原规范极限侧摩阻力的下限值。按原规范极限端阻力下限值的 0.5 倍扣除端阻力的侧摩阻力统计分析结果与上述数值分析结果较接近。

上述分析表明,对于桩身大部分位于淤泥质土中且桩端支承于第⑤₁、⑤₃层相对较软土层的预制桩,当采用原规范表列数据估算时,桩侧极限摩阻力取表列下限值,桩端极限端阻力取表列下限值的 0.5 倍,其承载力计算值与实测值较接近。原表⑤₁、⑤₃层土极限端阻力标准值取值分别为 1500~2500kPa 和 1500~3000kPa,结合土层极限端阻力与静力触探比贯入阻力 p_s 值的经验关系,及第⑤₁、⑤₃层与第⑥层土土性的相互关系,原表⑤₁、⑤₃层土极限端阻力取值偏高,且本次分析表明需对⑤₁、⑤₃层极限端阻力进行打折后,其计算结果才较合理,因此本次规范修订降低了⑤₁、⑤₃层极限端阻力标准值取值,分别调整为 800~1200kPa 和 1200~2000kPa。

④承载力取值建议与回代验算

因此,在对原规范表 7.2.4-1 中⑤₁、⑤₃层土的预制桩极限端阻力标准值取值进行降低调整后,对于桩身大部分位于淤泥质土中且桩端支承于第⑤₁、⑤₃层相对较软土层的预制桩,当采用表列数据估算单桩承载力时,桩侧极限摩阻力与桩端极限端阻力取表列下限值。根据该取值方法对载荷试验样本进行了回代,见图 7.2.4-1,其承载力计算保证率为 76.5%。

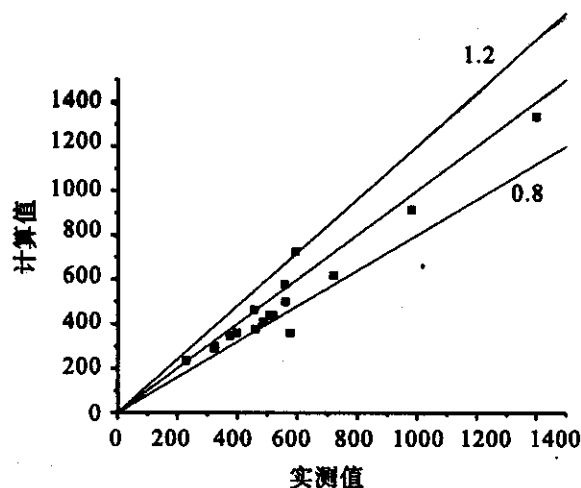


图 7.2.4-1 计算值与实测值比较散点图

由于此类桩的承载力存在较强的时间效应,通常随休止时间的延长,受扰动的桩周土体强度不断增长,桩基承载力随之增长。由于载荷试验在成桩后 28 天进行,因此将该时间对应的承载力作为按列表估算的参照标准。以⑤₂层砂质粉土、粉砂为持力层的预制桩,不属于此范围。

2) 灌注桩极限摩阻力与端阻力

① 载荷试验资料样本

采用了 22 个工程共计 66 根试桩的单桩极限载荷试验资料。同一场地,相同尺寸的多个试桩的不同承载力,取平均值作为一个统计样本。样本桩径范围为 550mm~850mm,桩长范围为 30m~78m,主要持力层为⑦、⑧、⑨层。

② 分析方法

基于样本的极限承载力载荷试验资料,开展统计分析和数值

分析,以两种分析方法的结果为基础综合确定灌注桩的承载力取值。

a 统计分析方法

仍采用了与抗剪强度指标 c 、 φ 值相关联的多参数统计分析法,建立极限侧摩阻力标准值与抗剪强度指标的关系,以关系式中各土层相关系数作为未知数进行统计分析。

在桩端阻力的扣除时,选用了有桩身轴力量测的 14 根试桩的实测端阻比(极限端阻力标准值与极限承载力标准值的比值),与黄强法推算的端阻比及按原规范极限端阻力标准值中值、极限端阻力标准值中值的一半计算得到的端阻比进行比较,见表 7.2.4-1。分析表明:黄强法结果与实测值更接近,偏差仅为 -0.71%,且离散小,因此,在统计分析时采用黄强经验法确定极限端阻力标准值,来分离出总极限侧摩阻力标准值的数值。

表 7.2.4-1 各种方法确定的端阻比比较

端阻取法	实测	99 规范中值	99 规范中值一半	黄强方法
端阻比平均值	0.093	0.16	0.079	0.083

b 数值分析

数值分析方法仍采用了与预制桩相同的计算模型和思路,以统计分析中的样本为模拟对象,选取了 15 个工程的 41 根试桩,其中有轴力测试的桩 9 根。

③ 分析结果

灌注桩桩端阻力的实测值、经验分析方法值及数值计算值基本一致,⑦、⑧、⑨几个主要桩端持力层的极限端阻力与原规范极限端阻力中值的一半较接近。统计分析方法与数值分析方法得到的灌注桩极限侧摩阻力与原规范相比呈现如下特点,浅层黏性土的侧摩阻力较接近甚至大于原规范极限侧摩阻力上限值,深层砂

土则接近甚至小于原规范极限侧摩阻力下限值。

④承载力取值建议与回代

对于灌注桩,根据统计分析与数值分析结果,并考虑到上海典型土层的物理力学特性及工程性质关系,结合原规范得到了灌注桩极限侧摩阻力的修订值。

虽然灌注桩桩端阻力的实测值、经验分析方法值及数值计算值与原规范极限端阻力中值的一半较接近。从统计分析的角度,根据条文表 7.2.4-1 的极限侧摩阻力的综合建议值结合原规范极限端阻力中值的不同折扣反算样本的极限承载力并与实测值进行比较,见表 7.2.4-2。由于灌注桩皆为长桩,端阻比较小,以侧摩阻力为主,几种端阻力不同折扣计算得到的单桩承载力差异并不明显。按原规范极限桩端阻力 0.85 倍的计算值与实测值的比值平均值最接近 1.0 且略小于 1.0。因此,本次规范修订对⑤、⑦、⑧、⑨持力层极限端阻力基本按原规范表 0.85 倍取值,其它持力层大体不变。本次进行桩端阻力调整的土层以砂层为主,对其进行折减也较符合灌注桩的施工工艺现状。

表 7.2.4-2 综合建议值反算端阻力结果

端阻取法	原规范 0.75 倍	原规范 0.8 倍	原规范 0.85 倍	原规范 0.9 倍
P_{mid}/P 均值	0.982	0.990	0.998	1.006

按条文表 7.2.4-1 对 22 个工程进行了回代计算。从图 7.2.4-3 可看出,实测值基本上分布在中值计算值的两侧,大致呈正态分布。实测值小于上限值回代计算值的样本有 16 个,占总样本的 72.7%;实测值大于下限值回代计算值的样本有 21 个,占总样本的 95.5%;实测值位于下限和上限值计算值之间的样本有 15 个,占总样本的 68.2%,见图 7.2.4-4。因此,本次修订建议值的上下限之间的保证率为 68.2%。

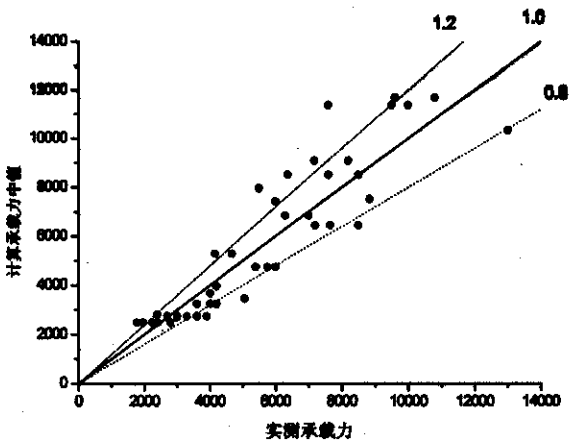


图 7.2.4-2 中值回代计算与实测值比较散点图

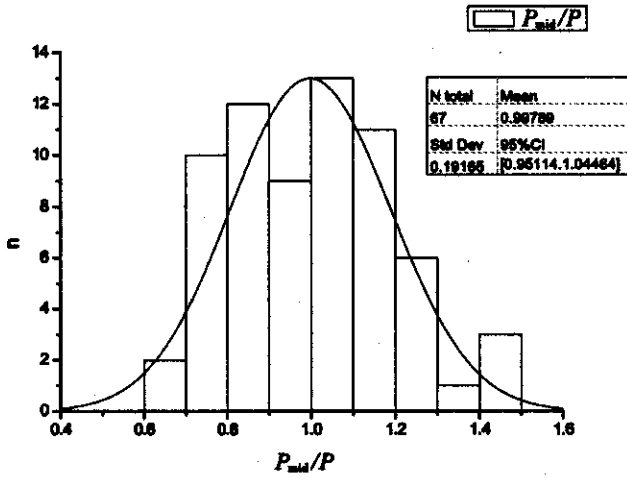


图 7.2.4-3 中值回代计算与实测值比较直方图
注:按中值计算时,误差小于±20%的样本比例为 67.2%

为了更好地判断统计样本与推荐值上、下限的关系,定义一个偏差指数 I 如下:

$$I = \frac{Q_0 - Q_{\min}}{Q_{\max} - Q_{\min}} \quad (7.2.4-2)$$

式中: Q_0 ——承载力测试值;

$Q_{\max}$ ——按规范列表承载力标准值上限值计算的承载力;

$Q_{\min}$ ——按规范列表承载力标准值下限值计算的承载力。

上述 22 个工程的偏差指数分布见图 7.2.4-4;

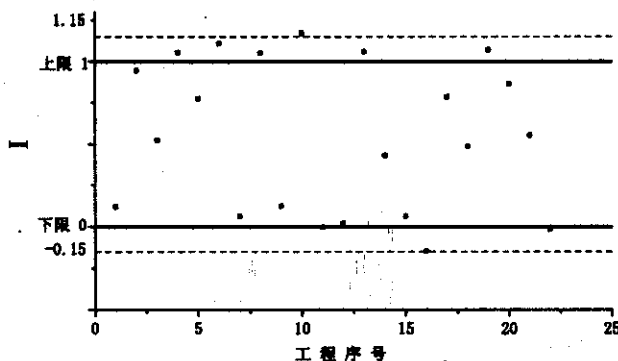


图 7.2.4-4 偏差指数 I 的大小与分布规律

注: 1. 试验值基本在区间以内的有 15 个样本, 占总样本的 68.2%;

2. $P_{\min}/P > 1$ (偏危险) 的有 1 个样本, 占总样本的 4.5%。

统计样本中剔除了实测单桩极限承载力明显低于同条件下其它荷载试验结果或按原规范估算值的试桩, 这些剔除的试桩均具有沉降很大的特点, 一般可认定为由于沉渣过厚等施工原因导致的异常桩, 因此对于灌注桩, 确保合理的施工工艺和施工参数非常重要, 特别是对于穿越深厚砂层的灌注桩, 应控制好泥浆指标和施工工艺, 确保桩端沉渣厚度能控制在规范要求的范围。

2. 单桩承载力可靠性分析

本次规范修订根据承载力计算中荷载分项系数统一取 1.0 的总体原则, 并基于调整后的极限摩阻力和端阻力经验参数表, 在可靠性分析的基础上调整了桩侧与桩端的承载力计算分项系数。根据单桩极限承载力公式这一线性组合的计算模式, 可靠性分析结果的研究表明各层土的桩端和桩侧摩阻力分项系数取决于桩端阻力和总侧摩阻力对承载力的贡献及变异系数的大小。原规范假定桩端和桩侧的变异性相同, 按对承载力贡献的大小进行分配。本次规范修订在原规范工作基础上对计算分项系数所需的桩侧阻力和桩端阻力的变异系数作进一步的研究。采用静力触探资料研究桩侧摩阻力和桩端阻力的变异性, 得到桩端阻力与桩侧阻力变异系数。在此基础上得到的桩端阻力和桩侧阻力分项系数更能反映上海地区土层的工程性质, 也更符合可靠性分析的基本原理。

1) 分项系数的调整

为了设计时使用方便, 本规范推荐的方法是按总极限侧摩阻力和极限端阻力两个变量考虑, 进行可靠性分析:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_R [\rho_p (1+\alpha) - 2\rho_p + 1]}{\gamma_R \rho_p^2 (1+\alpha) - \rho_p (1+\gamma_R) + 1} \quad (7.2.4-3)$$

$$\gamma_p = \frac{\gamma_R \rho_p \gamma_s}{\gamma_s - \gamma_R (1 - \rho_p)}$$

式中: γ_p ——桩端阻力的分项系数;

γ_s ——桩侧总摩阻力的分项系数;

γ_R ——单桩极限承载力的分项系数;

ρ_p ——桩的端阻比, 即极限端阻力与桩的极限承载力之比;

α ——桩端变异系数与桩侧变异系数比值的平方。

原规范中采用条文公式(7.2.4-1)计算分项系数时, 假定桩侧摩阻力与桩端阻力的变异系数相同, 即 $\alpha=1$, 进而求得相应的分项系数。但考虑到这一假定对 γ_s 、 γ_p 的取值有较大的影响, 本次规范修订在原规范工作基础上对计算分项系数所需的桩侧阻力

和桩端阻力的变异系数作进一步的研究。

由于实测的桩侧摩阻力和桩端阻力资料非常有限,尚不具备进行可靠性分析的条件。而在实际工程中静力触探试验资料相对比较充足。资料能比较真实地反映上海地区土层的工程性质,采用静力触探法估算预制桩的单桩承载力已得到工程界的普遍认同。因此,本次规范修订采用静力触探资料研究桩侧摩阻力和桩端阻力的变异性。当然这样的计算对灌注桩有着一定的近似性。

本次规范修订选取了上海地区 18 个行政区域内,具有代表性的 26 个场地的静力触探资料进行统计分析,计算得到桩端变异系数与桩侧变异系数比值的平方 α 的变化范围在 0.19~15.43,经拟合优度检验, α 接受对数正态分布,取概率分布的均值 $\alpha=2.85$ 计算分项系数。

通过计算分别给出的总侧摩阻力分项系数和端阻力分项系数见条文表 7.2.4-2。使用时按端阻力与承载力的比值 ρ_p 查表,中间数值可以内插。

条文表 7.2.4-2 中分项系数的组合与单桩极限承载力综合变量的抗力分项系数取 2.0 相当;其相应荷载分项系数的组合与第 7.2.2 条相同,即作用分项系数为 1.0;与之相应的总安全系数为 2.0。如果设计条件与上述前提不同,则不能使用条文表 7.2.4-2 中的分项系数值。

2)可靠指标的分析

分析预制桩的经验参数法的可靠指标时,场地变异性是根据本次规范修订收集的载荷试验资料以场地为目标总体统计得到,变异系数为 0.087;考虑预估单桩极限承载力计算模式的不定性对可靠指标的影响,仍采用原规范研究成果,即场地实测单桩极限承载力平均值与预估单桩极限承载力(采用条文表 7.2.4-1 中值进行估算)的比值 η 变化范围为 0.77~1.40,平均值为 1.025,变异系数为 0.144。可以看出计算模式的变异系数已超过了场地的

变异系数。用这一方法估计单桩极限承载力不仅取决于场地的变异性,同时也取决于计算模式的不定性,得到两者的组合变异系数 0.168,进而校核得到的可靠指标为 2.98。

分析灌注桩的经验参数法的可靠指标时,场地变异性是根据本次规范修订的载荷试验资料统计得到,变异系数为 0.093;考虑计算模式不定时,具体方法和预制桩相同,统计灌注桩实测单桩承载力平均值与预估单桩承载力(采用条文表 7.2.4-1 中值进行估算)的比值 η 变化范围为 0.756~1.214,模式不定时均值为 0.952,变异系数为 0.173。得到场地的变异性 and 计算模式的变异性的组合变异系数 0.196,进而校核得到的可靠指标为 2.55。

3)总安全系数的复核

根据预制桩 26 个场地的工程资料,采用由规范条文表 7.2.4-2 查用的分项系数组合计算单桩极限承载力的设计值,进而反算与之相当的总安全系数见表 7.2.4-3 及表 7.2.4-4。由表格数据可见安全系数都在 2.0 附近,说明对于各种不同的桩径和桩长,用分项系数方法计算的结果都具有安全系数为 2.0 的安全度。

表 7.2.4-3 预制桩安全系数校核

工程编号	入土深度(m)	桩端土层	端阻比	安全系数
1	49	⑦ ₁	0.28	2.01
2	33	⑥	0.21	2.00
3	31	⑤ ₃	0.2	2.00
4	33	⑤ ₃	0.16	2.00
5	24	⑤ ₁	0.11	1.99
6	46	⑦ ₂	0.27	2.00
7	40	⑥	0.15	1.99

续表 7.2.4—3

工程编号	入土深度(m)	桩端土层	端阻比	安全系数
8	29	⑥	0.21	2.00
9	37	⑥	0.18	2.00
10	32	⑦ ₁	0.34	2.00
11	47	⑦	0.29	2.00
12	21	⑥	0.29	1.99
13	30	⑥	0.22	1.99
14	32	⑤ _s	0.13	2.00
15	26	⑥	0.21	2.00
16	49	⑦ ₁	0.27	1.99
17	18	⑥	0.31	2.00
18	31	⑦ ₁	0.30	2.00
19	45	⑤ ₁	0.19	1.97
20	34	⑤ ₁	0.16	2.00
21	32	⑥	0.19	2.00
22	26	⑥	0.23	2.00
23	33	⑤ ₁	0.14	2.00
24	58	⑥	0.17	2.01
25	25	⑥	0.14	2.00
26	31	⑦ ₁	0.26	2.00

表 7.2.4—4 灌注桩安全系数校核

工程编号	入土深度(m)	桩端土层	端阻比	安全系数
1	49	⑦ ₂	0.10	2.00
2	33	⑦ ₁	0.12	2.00
3	31	⑦ ₂	0.16	2.00
4	33	⑤ ₁	0.10	2.00
5	24	⑧ ₂	0.06	2.01
6	46	⑥	0.10	2.00
7	40	⑦ ₁	0.16	2.00
8	29	⑨	0.11	2.00
9	37	⑦ ₂	0.09	2.00
10	32	⑦ ₁	0.15	2.00

7.2.5 用静力触探法预估单桩极限承载力

原规范对预制桩也提出了采用静力触探预估单桩极限承载力的方法。本条给出了对应于这一方法的分项系数设计表达式,条文公式(7.2.5—1)中的分项系数取法同条文 7.2.4 条的规定,但静力触探法只适用于预制桩。而且对于浅层粉性土、砂土,采用静力触探确定桩侧摩阻力应结合土的密实程度以及类似工程经验综合确定。

预制桩场地的变异性采用本次规范重新统计分析的结果,即场地变异性为 0.087,计算模式的不定性采用原规范的研究成果,即 η 值变化范围为 0.89~1.24,平均值为 1.006,变异系数为 0.093。考虑场地变异性与计算模式不定性的组合变异系数为 0.127,进而可以得到预制桩采用静力触探法的可靠指标为 3.94,其可靠性介于载荷试验法和经验参数法之间。

针对上述三种确定预制桩单桩极限承载力方法和两种确定灌注桩单桩极限承载力方法,可靠性校核的综合结果见表 7.2.5。

表 7.2.5 预制桩和灌注桩承载力计算方法可靠指标分析

确定承载力的方法	预 制 桩			灌 注 桩	
	载荷试验法	经验参数法	静力触探法	载荷试验法	经验参数法
校核场地数	32	30	19	10	10
校核场地桩数	160	66	65	43	43
场地变异系数均值	0.087	0.087	0.087	0.093	0.093
模式不定性均值	—	1.025	1.006	—	0.952
不定性的变异系数	—	0.144	0.093	—	0.173
组合变异系数	—	0.168	0.127	—	0.196
可靠指标	6.70	2.98	3.94	6.27	2.55

表列数据可以看出预制桩不同计算方法的可靠指标中,载荷试验法可靠指标最高,其次是静力触探法,最后经验参数法;灌注桩同样具有这样的规律,即载荷试验法的可靠指标要远大于经验参数法。

7.2.6 由于缺少统计资料,原规范明确指出条文表 7.2.4—1 中灌注桩极限侧摩阻力标准值和极限端阻力标准值适用于桩径不大于 850mm 的情况。随着超高层建筑的发展,对桩基承载力提出了更高的要求,850mm 及以上的大直径灌注桩的应用越来越多。因此,增加对 850mm 及以上的大直径灌注桩的相关规定显得很有必要。

本次规范修订共收集到 5 个工程 $\phi 900 \sim \phi 1100$ 桩径的常规大直径载荷试验,采用条文表 7.2.4—1 常规直径灌注桩极限侧摩阻力与端阻力进行计算校核,大直径灌注桩实测极限承载力明显

低于按表计算得到的估算值,实测值与按条文表 7.2.4—1 极限阻力下限值的计算得到的估算值的比值为 0.50~0.97,平均值仅为 0.69,远低于《建筑桩基技术规范》JGJ94 中的大直径尺寸效应系数。由于资料样本少,且离散性较大,目前尚不能得到适合上海地区的大直径灌注桩承载力的折减系数供设计采用。

大直径灌注桩承载力偏低的现象已受到工程技术人员的关注,且对影响大直径承载力的原因有一些初步共识:桩身泥皮过厚、大直径引起的孔壁应力释放等都会削弱侧摩阻力;桩端沉渣过厚使得桩端阻力不能发挥,还会削弱侧摩阻力的正常发挥;特别是当桩穿越深厚的第⑦层砂层时,桩端沉渣厚度很难控制,在一定荷载作用下,桩身产生陡降型的突发性刺入破坏,桩身承载力大幅降低。此次规范修订收集到资料中有 3 个工程为典型的深厚砂层区域,载荷试验得到的单桩极限承载力与按原规范灌注桩极限阻力下限值计算得到的极限承载力估算值的比值仅为 0.58、0.50、0.69。因此,须从施工工艺角度采取针对性措施,如采用泥浆除砂器降低泥浆中的含砂率减少沉渣、采用后注浆填充加固桩端沉渣和桩侧泥皮。

近年来的大直径灌注桩皆采用了桩端后注浆工艺解决大直径灌注桩成孔工艺引起的相关问题。本次规范修订收集到某越江通道后注浆大直径桩共 7 组,直径为 $\phi 1600 \sim \phi 3200$,桩端持力层为 ⑨_{2f} 和 ⑪₁,试桩采用自平衡法。实测值与按规范列表上限值计算得到的极限承载力估算值的比值为 1.0~1.58,平均值为 1.32。此外,还收集了 $\phi 850 \sim \phi 1200$ 大直径桩端后注浆灌注桩共 8 个工程的 20 根试桩(详见条文说明表 7.2.7),其中 5 个工程以 ⑦₂ 层为持力层,3 个工程以 ⑨层为持力层,实测值与按条文表 7.2.4—1 所列上限值的计算得到的极限承载力估算值的比值为 1.01~1.68,平均值为 1.30。可以看出,采用桩端后注浆的大直径灌注桩实测承载力皆大于规范承载力标准值的上限值计算得到的极限

承载力估算值,并有大幅提高,平均提高系数皆大于 1.20,且大多数载荷试验还没有做至地基土破坏。

因此,对于大直径灌注桩,应采用泥浆除砂器降低泥浆中的含砂率减少沉渣厚度,并采用后注浆填充加固桩端沉渣和桩侧泥皮等措施,其承载力才有保证。

7.2.7 目前对桩端后注浆工艺如何提高灌注桩极限承载力的机理尚有待于进一步深入研究,但桩端后注浆工艺能够大幅度提高灌注桩地基土的极限承载力是有比较统一的认识。从现有上海地区静载荷对比试验资料分析,桩端后注浆灌注桩的极限承载力与常规灌注桩相比,提高幅度大多为 19%~53%,个别甚至超过 1 倍以上。桩端后注浆灌注桩的极限承载力与上海地区常规灌注桩相比提高幅度较大,且目前仅有极少数桩端后注浆灌注桩静载试验荷载达到其极限承载力。但对于桩端后注浆灌注桩的承载力还没有统一的计算方法。桩端后注浆灌注桩在实际工程应用时,各地目前一般根据当地工程经验,给出极限承载力的经验估算公式。目前国内各地区主要有两类估算方法:一类是桩身几何参数改变法;另外一类是灌注桩参数提高法。本次规范修订采用后者。

本次规范修订收集了上海地区采用桩端后注浆灌注桩的 21 个工程共 52 组载荷试验资料,详见表 7.2.7,试桩直径 $\phi 600 \sim \phi 1200$,桩长 35.5m~90m,桩端持力层有上海地区标准地层中 ⑤₂、⑥、⑦、⑧₂、⑨₂ 层,从黏土层、粉细砂层到粉质黏土与粉砂互层,基本上能够代表上海地区采用桩端后注浆灌注桩工程应用情况。由于大部分试桩没有达到其极限承载力,虽然可以采用理论分析方法外推桩端后注浆灌注桩的极限承载力作为分析依据,但基于工程应用安全角度考虑,分析时根据试验实际情况取用最大加载量作为分析依据。

桩端后注浆灌注桩的实测资料分析表明,桩端后注浆灌注桩由于注浆后桩端支承条件的改善不但使桩端阻力有大幅度提高,

而且桩侧摩阻力也有大幅度提高,且主要是桩侧摩阻力的提高。上述 52 组单桩极限承载力试验值与按条文表 7.2.4-1 灌注桩极限摩阻力和端阻力上限值计算得到的单桩极限承载力估算值的比较详见表 7.2.7。从试验资料来看,虽然大多数载荷试验结果没有达到地基土的极限承载力,但大部分试验最大加载量已经大于按条文表 7.2.4-1 所列上限值计算得到的单桩极限承载力估算值的 1.2 倍。在载荷试验已做到地基土破坏的试验中,除 1 根早期试桩外,其他试桩极限承载力试验值均大于按规范表格上限估算的单桩极限承载力的 1.2 倍。经综合考虑,且结合上海地区近年来在桩端后注浆灌注桩方面工程应用的经验,提出桩端后注浆灌注桩承载力的估算方法,即可采用条文表 7.2.4-1 中灌注桩桩侧极限阻力和桩端阻力上限值,并乘以综合影响系数 1.2。

需要说明的是,由于桩端后注浆灌注桩的极限承载力受多种因素的影响,采用各种预估方法得到的极限承载力与桩的实际极限承载力相比总是有一定误差的,因此具体工程的施工图设计阶段,必须强调静载荷试验的重要性,桩端后注浆灌注桩尤其是桩端后注浆大直径灌注桩,其最终极限承载力的确定必须以静载荷试验结果为依据,而不宜直接以各种预估方法得到的结果作为最终设计依据。实际工程中,还应强调对桩端后注浆灌注桩的质量监控,确保注浆质量,相关施工要求见本规范 15.3 节。

表 7.2.7 后注浆灌注桩单桩极限承载力试验值与计算值的比较

工程 序号	桩径 (mm)	桩长 (m)	持力层	荷载 试验 根数	桩号	极限承载 力试验值 R_u (kN)	按规范表 格上限计 算值 R_{kL} (kN)	R_u/R_{kL}	施工 时间
1	600	37.77	⑤ ₂ 灰色砂质 粉土	2	1	5400	3497	1.54	1999 年
					2	5200	3497	1.49	
2	850	57.15	⑦ ₂ 灰色细粉砂	3	3	≥14000	10413	≥1.34	2002 年
					4	≥11000	10413	≥1.06	
					5	≥11000	10413	≥1.06	
					6	≥11000	10171	≥1.08	
3	800	58.7	⑦ ₂ 灰色细粉砂	3	7	≥11000	10171	≥1.08	2003 年
					8	≥11000	10171	≥1.08	
					9	≥11000	9374	≥1.17	
4	800	56	⑤ ₂ 灰色粉质黏 土与粉砂互层	2	10	≥11000	9374	≥1.17	2002 年
					11	≥9600	6511	≥1.47	
5	850	44.6	⑦ ₁ 草黄色砂质 粉土	2	12	≥9600	6511	≥1.47	1999 年
					13	≥6000	4439	≥1.35	
6	600	45.6	⑥ 暗绿色黏性土	2	14	≥6000	4439	≥1.35	1999 年
					15	≥11500	9976	≥1.15	
7	800	65.6	⑦ ₁ 砂质粉土	2	16	≥11500	9976	≥1.15	1999 年
					17	≥11500	8626	≥1.33	
8	750	56.2	⑤ ₂ 灰色粉质黏 土与粉砂互层	1	18	≥11500	9255	≥1.24	2000 年
	800	56.2	⑤ ₂ 灰色粉质黏 土与粉砂互层	1	19	≥13500	11282	≥1.20	
9	850	64	⑦ ₂ 灰色细粉砂	3	20	≥13500	11282	≥1.20	2005 年

续表 7.2.7

工程 序号	桩径 (mm)	桩长 (m)	持力层	荷载 试验 根数	桩号	极限承载 力试验值 R_u (kN)	按规范表 格上限计 算值 R_{kL} (kN)	R_u/R_{kL}	施工 时间
9	850	64	⑦ ₂ 灰色细粉砂	3	21	≥13500	11282	≥1.20	2005 年
10	850	59	⑦ ₂ 灰色细粉砂	4	22	≥14000	10386	≥1.35	2008 年
					23	≥15400	10386	≥1.48	
					24	≥16800	10386	≥1.62	
					25	14000	10386	1.35	
11	800	33.53	⑦ ₁ 砂质粉土	1	26	≥8050	4817	≥1.67	2000 年
12	600	47.1	⑦ ₁ 砂质粉土	4	27	≥6000	4921	≥1.22	2000 年
					28	≥6000	4921	≥1.22	
					29	≥6000	4921	≥1.22	
					30	≥6000	4921	≥1.22	
13	650	35.5	⑦ ₁ 砂质粉土	2	31	≥6000	4289	≥1.40	1999 年
					32	≥6000	4289	≥1.40	
14	800	57.3	⑤ ₂ 灰色粉质黏 土与粉砂互层	2	33	≥9800	9260	≥1.06	1997 年
	650	32.3	⑦ ₁ 砂质粉土		34	≥10500	9260	≥1.13	
15	850	72	⑨ ₁ 粉砂	3	35	4000	3749	1.07	2008 年
					36	≥20000	13990	≥1.43	
					37	≥20000	13990	≥1.43	
16	1200	71.5	⑨ ₁ 粉砂	2	38	≥20000	13990	≥1.43	2000 年 以后
					39	≥23800	20220	≥1.18	
17	950	89.7	⑨ ₂ 含砾中砂	2	40	≥23800	20220	≥1.18	
					41	≥20000	19800	≥1.01	2006 年

续表 7.2.7

工程 序号	桩径 (mm)	桩长 (m)	持力层	荷载 试验 根数	桩号	极限承载力 试验值 R_u (kN)	按规范表 格上限计 算值 R_{kL} (kN)	R_u/R_{kL}	施工 时间
17	950	89.7	⑨ ₂ 含砾中砂	2	42	≥20000	19800	≥1.01	2006 年
18	1000	88	⑨ ₂ 含砾中砂	1	43	28000	20650	1.36	2008 年
19	900	48.5	⑦ ₂ 灰色细粉砂	3	44	12000	9860	1.22	2006 年
					45	12000	9860	1.22	
					46	12000	9860	1.22	
20	850	57	⑦ ₂ 灰色细粉砂	3	47	≥13200	10018	≥1.32	2000 年 以后
					48	≥13200	10018	≥1.32	
					49	≥13200	10018	≥1.32	
21	850	52	⑦ ₂ 灰色细粉砂	3	50	16500	9090	1.82	2000 年 以后
					51	15000	9090	1.65	
					52	14300	9090	1.57	
最大值								>1.82	
平均值								1.29	
最小值								>1.01	

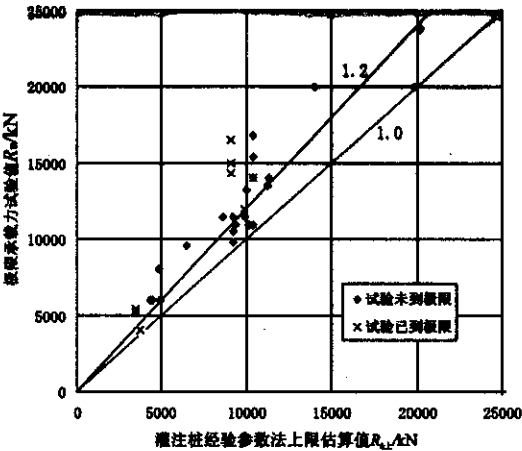


图 7.2.7-1 单桩极限承载力试验值和经验参数法上限估算值关系

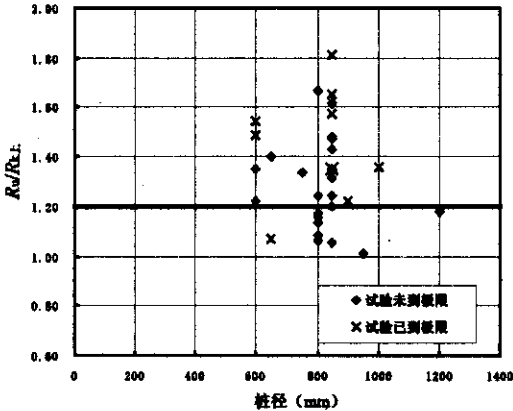


图 7.2.7-2 R_u/R_{kL} 与桩径关系

7.2.8 桩身结构强度验算不同于一般的轴心受压构件的强度验

算,一方面它需考虑桩在制作、运输、沉桩、接桩或水下作业等施工过程中,多种不确定因素对桩身材料的削弱影响;另一方面也需考虑桩在地基土中实际受力状态与理想的轴心受压状态之间的差异在长期荷载作用下可能产生的不利影响。国内外工程界多数是采用在设计时控制桩身材料容许应力或给定总安全系数等较实用的方法,来综合考虑上述两方面因素的影响。1989 版上海《地基基础设计规范》DBJ08-11-89(以下简称 89 版上海地基规范)中的 6.2.6 条按桩身截面容许压应力验算桩身结构强度的公式,是参照国内外有关规范的规定,结合当时上海地区工程经验,经综合分析研究后提出的。

对于钢筋混凝土预制桩和灌注桩,美国统一建筑法规(UBC)规定桩身材料容许压应力为:混凝土的容许压应力不大于 $0.33f_c$ (f_c 为美国采用的 $\phi 15\text{cm} \times 30\text{cm}$ 圆柱体混凝土试件的抗压强度),钢筋的容许应力不超过钢筋屈服强度的 0.34 倍。在美国混凝土协会(ACI)的建议中也作了相同规定。假定美国 $\phi 15\text{cm} \times 30\text{cm}$ 圆柱体混凝土试件与我国 20cm 立方体试件强度变化规律均服从标准正态分布条件下,将美国规范混凝土抗压强度 f_c 换算为我国原混凝土标号 R 值,也即 20cm 立方体混凝土试件抗压强度,可得: $f_c = 0.8 \times \frac{f_{0.90}}{f_{0.85}} \times R$, 式中 0.8 是 $\phi 15 \times 30\text{cm}$ 圆柱体试件与 20cm 立方体试件间的强度换算系数, $f_{0.90}/f_{0.85}$ 是对于美国混凝土试件保证率为 90%、我国混凝土试件保证率为 85% 的强度换算系数。对于标准正态分布:

$$\frac{f_{0.90}}{f_{0.85}} = \frac{f_m(1-u_{0.90}\delta)}{f_m(1-u_{0.85}\delta)} = \frac{1-1.285 \times 0.14}{1-1.035 \times 0.14} = 0.959$$

式中 $u_{0.90}$ 、 $u_{0.85}$ 分别是标准正态分布对应于保证率为 0.90、0.85 时的分位值; f_m 为试件强度的平均值; δ 为试件强度的变异系数,对于 300 号混凝土, $\delta=0.14$ 。综上所述,当不计钢筋的作用时,可

得到用我国原混凝土标号 R 值表示的、美国 UBC 规定的预制桩和灌注桩桩身截面的容许压应力为 $0.33f_c = 0.33 \times 0.8 \times 0.959R \approx 0.25R$ 。在 89 版规范中按桩身截面容许压应力验算桩身结构强度的公式中,结合当时上海地区桩基工程经验,规定桩身截面的容许压应力为 $(0.20 \sim 0.25)R$ 。应当指出,在 89 版上海地基规范中对预制方桩和灌注桩桩身结构强度验算公式的实质是一致的,但考虑到两种桩型在制作、沉桩等施工工艺方面的差异,表达的形式上略有不同;关于预应力混凝土桩,89 版上海地基规范也参照了美国 UBC 的规定,桩身结构强度验算可由普通钢筋混凝土预制桩演变而来,但必须考虑桩身截面有效预应力值,即预应力桩桩身截面容许压应力可表示为: $(0.20 \sim 0.25)R - 0.27f_{pc}$ (f_{pc} 为桩身截面上有效预应力)。

1999 年原规范修订时,为满足当时规范设计总体向概率极限状态设计方法转轨的需要,对表达形式进行了调整,抗力项也根据荷载分项系数的调整进行了相应调整;规范修订根据混凝土标号和混凝土轴心抗压强度设计值之间的换算关系,同时还根据当时的桩基工程技术及管理水平,考虑桩身钢筋的增强作用,对预制方桩和灌注桩在 89 版上海地基规范基础上将桩身承载力提高了约 10%,修订后的预制方桩桩身结构强度设计值约取 $(0.60 \sim 0.75)f_c A_p$,灌注桩类似。

原规范批准执行以来的近十年来,上述桩身结构强度验算公式,总体上是符合实际的,同时与地基土对桩的支承力也基本匹配。但是随着工程建设规模进一步发展及桩型不断改进,目前对桩身结构强度的控制设计标准作适当调整仍有很迫切的要求,以满足工程需要。

本次修订,考虑了上述情况并结合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的有关规定,对原规范验算桩身结构强度公式作了局部调整,对该调整的主要考虑如下:

1. 在桩身结构强度验算中,作用效应采用基本组合,对于建筑工程分项系数遵照现行《建筑结构荷载规范》GB50009 的有关规定取用。原规范修订时依据《建筑结构荷载规范》GB9—87 所确定的荷载分项系数:恒载分项系数取 1.2,可变荷载分项系数取 1.4;而《建筑结构荷载规范》GB50009—2001 中规定,作用效应基本组合,对于由永久荷载效应控制的组合,永久荷载分项系数取 1.35,可变荷载分项系数取 1.4。若桩身结构强度验算的安全水准保持不变,仅考虑荷载分项系数的变化,当可变荷载与永久荷载之比在正常范围前提下,除钢管桩外的预制桩及灌注桩桩身结构强度大体需调整为:

预制方桩: $(0.65 \sim 0.81)f_c A_p$;

预应力桩: $(0.65 \sim 0.81)f_c A_p - 0.37A_p \sigma_{pc}$;

灌注桩: $0.65f_c A_p$,当施工质量确有保证时,可适当提高,但不得超过 $0.81f_c A_p$ 。

2. 考虑到实际工程需要,对预制桩和灌注桩桩身结构强度控制安全水准予以区分,适当调整,大体如下:

1)对桩身结构强度的上限,预制方桩提高到 $0.85f_c A_p$,约提高 5%,灌注桩保持不变;主要是考虑预制桩单节构件质量可靠,如能遵照规范要求进行现场施工,其施工质量相对较稳定。

2)对预制方桩和灌注桩的桩身结构强度取值范围均适当缩小,即下限适当提高,预制桩桩身结构强度的下限提高到 $0.75f_c A_p$,灌注桩桩身结构强度的下限提高到 $0.7f_c A_p$,分别提高了 15%和 7.7%。总体上强调在桩基施工中应根据各专项标准的要求严格施工、加强现场管理和监理;

调整后的预制方桩桩身结构强度取为 $(0.75 \sim 0.85)f_c A_p$,保留上海地区对桩身结构强度规定一定范围值的做法,允许设计人员根据具体的工程实际情况进行选择。调整后的灌注桩桩身结构强度 $(0.7 \sim 0.8)f_c A_p$,当灌注桩施工质量确有保证时,方可取上

限值。

预应力桩桩身结构强度原为 $(0.60 \sim 0.75)f_c A - 0.34A_p \sigma_{pc}$,本次修订根据预制方桩的修改相应调整为 $(0.75 \sim 0.85)f_c A - 0.37A_p \sigma_{pc}$ 。

3. 原规范修订时参考美国建筑统一法规(UBC),并结合上海地区工程实践经验对钢管桩的桩身结构强度也进行了规定: $(0.55 \sim 0.68)fA'$ 。本次修订如仅根据荷载分项系数的调整进行相应修改,在安全水准保持不变的情况下,应调整为 $(0.60 \sim 0.75)fA'$ 。宝钢二期和三期采用了数万根钢管桩,桩身强度均在原规范基础上有不同程度的提高,使用效果良好。根据其大量应用的可靠经验,本规程将钢管桩的桩身结构强度对于有可靠经验的情况,可适当提高至 $0.80fA'$ 。

应当指出,上述桩身结构强度验算公式均是针对长期荷载作用下的桩身结构强度控制提出的,与工程试桩时受力状况是不一样的,因此试桩的桩身结构强度控制不可照搬上述计算方法。

7.2.9 近年来随着地下车库和地下室工程的日益增多,抗拔桩的应用也越来越普遍。确定单桩竖向抗拔极限承载力最可靠的方法是进行单桩竖向抗拔静载荷试验。当缺乏抗拔试验资料时,也可通过相同条件下的单桩竖向抗压静载荷试验资料或表 7.2.4—1 推荐的桩周土的极限摩阻力标准值乘以抗拔承载力系数求得。本次规范修订收集了上海地区 50 余根桩的静载荷抗拔试验资料,其中大部分试桩都有拔压对比数据,从已收集到的试验资料可看出,原规范中桩的抗拔承载力系数取值明显偏低,针对这一情况,在本次规范修订时对桩的抗拔承载力系数作了调整,使之更加接近实际。

单桩抗拔极限承载力可通过以下三种方法确定:一是通过与工程桩相同条件下的单桩静载荷抗拔试验直接得到;第二种是通过相同条件下桩的竖向抗压静载荷试验得出桩的极限侧摩阻力、

或按规范中推荐的土层侧摩阻力,乘以相应的抗拔承载力系数后得出桩的抗拔承载力;第三种方法是理论计算,即根据黏性土的抗剪强度或砂土的侧压力系数和摩擦角推算得出。第三种方法因误差大,实际应用很少,本规范主要推荐前两种方法。结合本次规范修订并作以下说明:

1. 确定单桩抗拔极限承载力最可靠的方法是采用接近竖向抗拔桩实际工作条件的竖向抗拔静载试验,且应采用慢速维持荷载法。因载荷试验资料直接反映了工程场地土的特性,数据比较可靠,因此该方法也成了目前国内外确定单桩抗拔承载力最基本的方法。

2. 确定单桩抗拔承载力的另一方法就是由相同条件桩的单桩承压载荷试验结果计算。这次收集到 32 根有压拔对比试验资料的试桩,桩型包含了灌注桩、混凝土预制桩、钢管桩等常用桩型,桩侧绝大部分在黏性土层,桩长 11m~68m 不等,桩径(边长) 30cm~120cm,具有一定的代表性。除了 3 根处于砂层中的小桩(桩径 300mm×300mm、桩长 11m)外,其余 29 根桩的实测拔压比(扣除承压桩端阻力和抗拔桩自重,下同)全部在 0.77 以上,平均达 0.90,其中 12 根灌注桩的平均拔压比为 0.88、12 根混凝土预制桩的平均拔压比为 0.94、5 根钢管桩的平均拔压比为 0.87。拔压比在 0.80 以上的统计数为 93.1%,散点图见图 7.2.9-1。这一结果与国内外有关资料中介绍的数据相近。

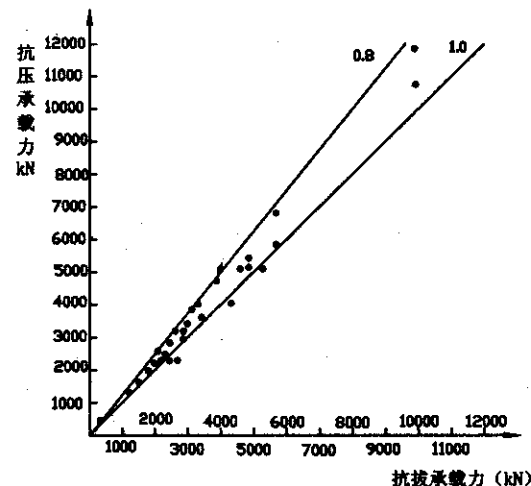


图 7.2.9-1 试验桩抗拔承载力与抗压承载力对比散点图

本次小型桩只收集到 3 根,断面 300mm×300mm、桩长 11m,且桩侧和桩端全处在砂土层中,这三根桩的侧阻力拔、压比为 0.61。对于类似土层条件和桩长、桩径的抗拔桩,其承载力计算应尤为注意,应以现场抗拔试验结果为准。

3. 当既没有静载抗拔试验也没有压桩试验资料时,也可按规范表 7.2.4-1 中推荐的桩侧极限承压摩阻力标准值乘以相应的抗拔承载力系数后得出。规范修订以 42 根抗拔试验桩的资料为依据,其中 31 根桩进行到土体破坏,有较可靠的极限抗拔承载力;另 11 根桩虽未试验到土体破坏,但也都超过了原设计计算值。为了对比,作了如下两种条件下的计算:首先按黏性土中抗拔摩阻力系数取 0.6、砂土的抗拔摩阻力系数取 0.5 计算,则实测值与计算值(指按规范中相应中间值计算,下同)之比在 1.3~2.3 之间,平均值为 1.60,其中灌注桩的平均比值为 1.67,混凝土预制桩的平

均比值为 1.56,散点图见图 7.2.9-2;若黏性土的抗拔摩阻力系数取 0.8、砂土的抗拔摩阻力系数取 0.7 时,则实测值与计算值之比平均值为 1.20,其中灌注桩的平均比值为 1.21,混凝土预制桩的平均比值为 1.17,散点图见图 7.2.9-3。

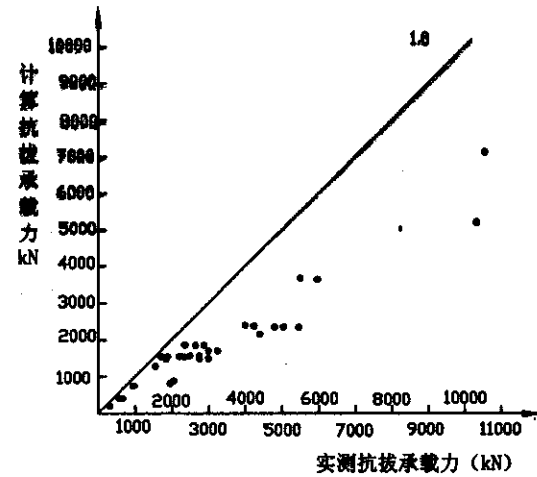


图 7.2.9-2 抗拔承载力实测值与计算值的比较
(计算中黏土 λ 取 0.6,砂土取 0.5)

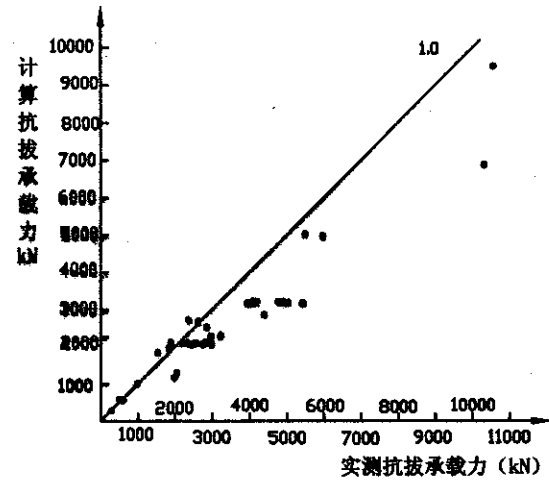


图 7.2.9-3 抗拔承载力实测值与计算值的比较
(计算中黏土 λ 取 0.8,砂土取 0.7)

综合考虑,本次规范修订抗拔承载力系数对黏性土、粉性土取 0.7~0.8、砂土取 0.6~0.7。考虑到桩的实测承压摩阻力较按规范表中推荐的值可靠度高,因此在按实测承压摩阻力推算抗拔摩阻力时,抗拔摩阻力系数可取表中的上限值。对桩长小于 15m 或桩径(边长)不大于 35cm 的桩,抗拔摩阻力系数取下限值。上述取值与现行行业标准《建筑基桩技术规范》JGJ94 和《港口工程桩基规范》JTJ254 推荐的系数相近。

4. 上海地区的砂层一般埋置较深,且以粉砂和细砂为主,虽然现有的少量分层摩阻力试验资料表明,砂层中的抗拔摩阻力与同一根桩黏性土部分的抗拔摩阻力系数相差不大,其中灌注桩基本接近,混凝土预制桩和钢管桩在砂层中的抗拔摩阻力系数略低于黏性土,约小 4%~10%。偏于安全计,条文中规定同一桩型在砂层中的抗拔摩阻力系数略低于黏性土中的数值,这也与其他规

范基本吻合。

7.2.10 从上世纪 50 年代开始,国内外学者对扩底抗拔桩和扩底锚桩的极限承载力进行了深入的理论研究,根据扩底抗拔桩的破坏机理,在大量的实测对比基础上,提出了一些极限承载力的计算方法。扩底抗拔桩上拔时,扩大头的上移使地基土内产生各种形状的剪切破坏面,这种基础的破坏形态复杂多变,随基础深度、扩大头形状、土质特性等变化。已有的抗拔桩承载力计算公式大都以土体的整体剪切破坏形式为前提,推导在一定形状下的破坏剪切面上的抗剪承载力,不同公式的本质差别在于破坏剪切面形状的假定不同,破坏面的假定具有较强的土层条件与桩型背景。

上海地区浅层土体软弱,以黏性土和粉性土为主,扩底抗拔桩扩大头扩展角较小,扩底形状与其它地区有较大区别。对于这种形式扩底抗拔桩的破坏剪切面的形状尚没有试验的验证。本次规范修订采用了圆柱面剪切法估算抗拔承载力,该法假设桩端扩大头以及其上一一定范围内的土体剪切面直径等于扩大头最大直径,同时假设此范围以上部分桩的直径和侧摩阻力不受影响,因此可分段套用现有规范的抗拔桩侧摩阻力计算公式。该公式的关键在于扩大头影响范围 H' ,根据前期的研究成果与工程应用, H' 建议取扩大头高度以上 $8D$ 范围,但不计桩在软弱土层中的长度。根据收集到的 6 个工程的 22 根扩底抗拔桩荷载试验资料,实测值与按本规范方法计算的理论值(其中极限侧摩阻力标准值取条文表 7.2.4—1 中的中间值,抗拔承载力系数取条文表 7.2.9 中的中间值)皆大于 1.0,为 1.01~1.72,平均值为 1.17,且大部分试桩的实测承载力皆未达到极限值。

值得注意的是,对于扩底抗拔灌注桩,采用预估方法得到的极限承载力与桩的实际极限承载力相比可能存在一定误差,因此工程设计时,必须强调静荷载试验的重要性,不宜直接以预估方法得到的结果作为最终设计依据。并且,扩底抗拔灌注桩应加强对桩

径检测,特别是扩大头部分桩径的检测,只有扩孔的形状能达到设计的要求,其承载力才有保证。

7.2.11 本次规范修订,对灌注桩作为抗拔桩按以下六种方式的配筋率进行了试算比较:

a 考虑钢筋锈蚀,单面锈蚀率 0.02mm/年,按设计年限 50 年计,配筋根据预估锈蚀量适当加大,不做抗裂计算。

b 考虑钢筋锈蚀,按单面总锈蚀量 0.2mm 计,配筋根据预估锈蚀量适当加大,不做抗裂计算。

c 裂缝控制值调整为 0.3mm,计算时取用的保护层厚度为 30mm。

d 裂缝控制值调整为 0.3mm,保护层厚度按实际的 50mm 取用。

e 裂缝控制值仍为 0.2mm,计算时取用的保护层厚度为 30mm。

f 保持裂缝控制值 0.2mm,保护层厚度按实际的 50mm 取用。

以上几种方式计算的抗拔桩的纵向钢筋配筋率如下表所示:

表 7.2.11—1 配筋率计算(桩径 $d=600\text{mm}$)

上拔力	a	b	c	d	e	f
2000kN	2.88%	3.38%	3.36%	4.04%	4.30%	5.65%
1500kN	2.24%	2.63%	2.69%	3.23%	3.50%	4.30%
1000kN	1.60%	1.88%	1.88%	2.15%	2.42%	2.69%

表 7.2.11-2 配筋率计算 (桩径 $d=800\text{mm}$)

上拔力	a	b	c	d	e	f
2000kN	1.62%	1.90%	1.97%	2.42%	2.57%	3.18%
1500kN	1.26%	1.48%	1.51%	1.82%	1.97%	2.27%
1000kN	0.90%	1.06%	0.98%	1.06%	1.21%	1.36%

从表中数据可以看出,桩径加大对于配筋率变化规律的影响很小。除了单桩抗拔力为 1000kN 时,其它情况下,纵筋配筋率变化规律均为 $a < b < c < d < e < f$,且 b、c 两种方法较接近,且用钢量较少。

本次规范修订抗拔桩的裂缝计算依据现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476 中的有关规定取用计算裂缝用的保护层厚度,并根据环境作用等级确定抗拔桩的表面裂缝计算宽度限值。上海地区桩基基本位于稳定地下水位以下,一般环境条件下,裂缝宽度可按 0.3mm 控制,保护层厚度在大于 30mm 时取 30mm,即按上文中方式 c 计算。

但应特别指出,对于预应力桩承受长期上拔力时,应严格控制桩身不出现裂缝。

7.2.12 单桩水平承载力取决于桩型、截面、刚度、入土深度、土质条件、桩顶容许水平位移和桩顶是否嵌固等因素。确定单桩水平承载力的方法主要有水平静载荷试验和计算分析两大类。

本次规范修订,规定单桩水平承载力宜按试验确定。这是因为静载荷试验能比较真实的反映影响单桩水平承载力的各种因素,是确定单桩水平承载力的较可靠的方法。我国国家规范和各地方规范也都推荐首选的方法。但是由于试验条件的限制,目前的试桩多数是在桩顶自由状态下进行的,难以模拟实际工程中桩

顶有承台嵌固和受竖向力的作用;而且单桩水平承载力试验如果在实际桩顶标高位置进行,难度较大,尤其是对于地下室埋深较深的情况。这些因素对进行现场单桩的水平承载力试验有较大的影响,往往使试桩结果难以反映实际工程情况。

条文中载荷试验取用桩顶位移为 10mm(对水平位移敏感的建筑物取水平位移 6mm)对应的荷载的 75%作为单桩水平承载力设计值的规定,参考了现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 的有关规定。

另一方面目前上海地区单桩水平承载力实用计算方法,尤其是建筑桩基水平承载力实用计算缺乏系统的研究。规范附录 F 中所列的单桩水平承载力估算方法采用了目前国内使用较多的地基反力法中的 m 法,并参考了行业规范《建筑桩基技术规范》的有关规定,对公式估算的结果乘以 0.75 的折减系数。考虑到桩基承受水平力时,灌注桩应满足最小配筋率 0.65%的要求,因此条文中仅对配筋率大于等于 0.65%灌注桩的水平承载力估算进行规定。

必须指出,在单桩水平承载力估算中,桩顶的嵌固条件对计算结果影响很大,同一种桩型在同样的土层条件下,桩顶嵌固条件如由铰接改为固接,在理论估算中单桩水平承载力的增加将超过 1 倍,甚至更多。实际工程的桩顶嵌固介于固接与铰接之间,从偏于安全的角度,本次规范修订规定宜按铰接计算。

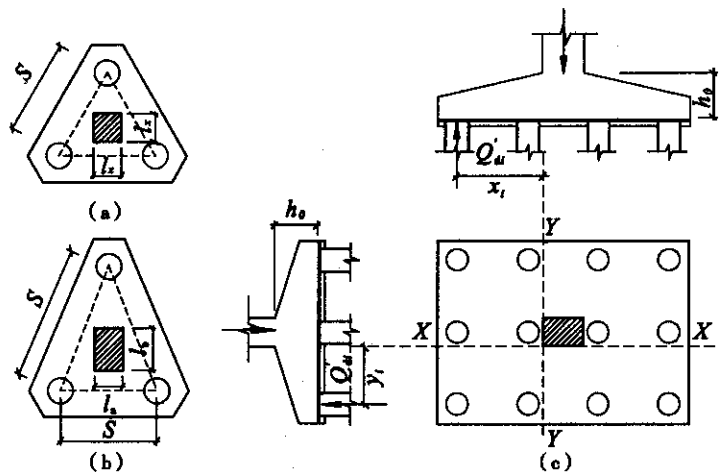
此外,在单桩水平承载力估算中,土层 m 值的取值对桩的水平承载力影响也较大,如何合理地进行 m 值的取值还需要结合实际工程积累经验。当桩顶附近土层性质变化较大时,m 值的取值需反映桩顶范围内土层的共同影响。

7.3 桩基承台设计

7.3.1 桩基承台结构计算中,局部承压、抗剪计算与一般的混凝土构件相同,因此可采用现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 中的相关计算规定。承台冲切计算可按行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 规定执行。承台冲切计算的规定主要基于以下两方面考虑:1)2002 年国家标准《混凝土结构设计规范》修订时对于冲切系数进行了调整并引入了截面高度影响系数,其后陆续修编和颁布的规范也进行了相应修改。2)在 1994 版和 2008 版行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 中对于桩基承台的冲切面根据桩位的不同进行了规定,在现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007—2002 和上海市《钢筋混凝土高层建筑筒体结构设计规程》DGJ08—31—2001 也有类似规定,仅针对冲跨比下限的取值在国标《建筑地基基础设计规范》、行业标准《建筑桩基技术规范》和上海市《钢筋混凝土高层建筑筒体结构设计规程》三本规范中规定有所不同;考虑到目前关于桩基承台的冲切机理研究尚未明确,同时编制组经对部分工程的试算表明,采用这三本规范的计算结果基本一致。因此经综合考虑后,推荐承台冲切计算可按行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 规定执行。

7.3.2 该条增加了承台混凝土强度低于桩或柱的混凝土强度等级时的局部承压验算规定。

7.3.3 条文公式 7.3.3—1~7.3.3—4 计算的符号、计算截面等可参见图 7.3.3:



(a)等边三桩承台; (b)等腰三桩承台; (c)矩形多桩承台

图 7.3.3 承台弯矩计算示意图

7.3.4 作用在桩基筏形承台上的作用既有直接作用在其上的上部结构柱荷载和桩顶反力,也有基础变形产生的间接作用。目前,在工程实际中对承台弯曲内力的分析主要有两种方法:

1. 将上部结构柱作为支座、桩顶反力作为外荷载,按倒置的连续梁、井格梁、楼盖结构分别计算柱下条形、井格形和整片形承台结构的弯矩内力,当支座竖向反力与实际柱、墙竖向荷载效应出入较大时,应调整桩位重新计算桩顶反力。这一方法的局限在于难以反映基础不均匀变形对基础内力的影响。

2. 将桩作为弹性支承、上部结构柱荷载作为外荷载,按弹性支承上的连续梁、井格梁和楼盖结构分别计算柱下条形、井格形和整片形承台结构的弯矩内力。该方法将承台结构视作弹性支承上的结构物进行计算分析,而桩视作弹性支承,并通过承台结构的挠曲变形与承台下各桩的桩顶沉降保持一致的变形协调方程求得桩

顶反力以及承台结构的内力。该方法中各桩的弹性支承系数的确定最为关键。它是各桩的桩顶压力与其相应沉降量的比值,原则上各桩的弹性支承系数都是不相等的;可先选取一个满足承台结构静力平衡条件的初始桩顶压力分布值,采用规范前述的以 Mindlin 应力公式为依据的单向压缩分层总和法计算各桩相应的初始沉降和初始的弹性支承系数,然后通过迭代计算逐次逼近得到满足精度要求的解答。目前关于弹性地基板的计算程序很多,但应该看到,这种计算程序中均没有考虑基础的变形是随时间而逐步变化的,并忽略了混凝土开裂、徐变等因素对于这部分附加应力的影响,这直接造成了目前的计算方法对于桩基筏形承台内力计算结果是偏大的。

实际工程中,当桩端持力层比较均匀、上部结构刚度较好、梁板式筏基梁的高跨比或平板式筏基板的厚跨比不小于 $1/6$,且相邻柱荷载及柱间距变化不超过 20% 时,由于筏形承台整体弯曲较小,因而可按静力平衡的方法进行计算,但需在配筋构造上采取一定措施承受实际上存在的一定数量的整体弯矩。

当基础形状、上部荷载等情况复杂时,桩基筏形承台内力可采用弹性地基板进行内力分析。但弹性分析得到的内力结果不能简单地乘以荷载分项系数(如 1.35)进行配筋计算,应结合桩长、桩基持力层性质以及类似工程经验分析取用。关于基础不均匀变形产生的间接作用的分项系数取值可参考本规范 $3.0.4$ 条条文说明。

7.3.5 桩基承台的设计还应考虑以下情况:

1 桩基承台的埋深,不宜小于建筑物高度的 $1/18$ 。上海地区已有工程经验,对于高度在数百米以上的超高层建筑,当保证桩与承台有可靠锚固时,基础的埋置深度可以适当放宽,但也不宜小于建筑物高度的 $1/20$ 。

两桩承台宜按梁式进行配筋计算,对于单桩承台应考虑扭矩

的影响,增加上部结构钢筋。

5 单桩桩基、双桩桩基、单排桩基、动力机械基础下的桩、承受上拔力和较大水平力的桩以及筏形承台下外围部分与关键部位等处的桩,应按受拉钢筋考虑桩身主筋锚入承台的长度。当桩基采用预制桩或钢桩时,可参照相应标准图集要求施工。

6 有抗震设防要求时,联系梁可取柱轴力的 $1/10$ 为梁端拉压力的粗略方法确定截面尺寸及配筋。当可能出现承台板与地基土脱离的情况时,承台板应设置上部受力钢筋。

当承台较大造成联系梁的实际跨度较小时,联系梁的高度可根据实际情况进行调整。

当不设置承台上层钢筋时,联系梁钢筋宜锚入柱内。

7.4 桩基最终沉降量计算

7.4.2 软土中的桩基沉降计算是一个非常复杂的问题。纵观许多描述桩基实际沉降现象和沉降发展过程的文献可以知道,软土中桩基沉降实质是由桩身压缩、桩端刺入变形和桩端平面以下土层受群桩荷载共同作用产生的整体压缩变形等多个主要分量组成,并且桩基沉降是一个需要经历数年、甚至更长时间才能完成的过程。即使忽略软土中桩身弹性压缩量,但由于桩端刺入变形和桩与土体之间相互作用机理的复杂性,以及土性参数不确定性,在目前认识水平条件下,软土中桩基沉降仍不是单纯理论计算所能解决的问题,这说明为什么完全依据理论的各种桩基沉降计算方法,在实际工程的应用中都与实测结果存在较大的出入,即使经过修正,两者也只能在某一特定范围内比较接近。

正因为如此,本规范推荐的桩基最终沉降量的计算方法,并不是一种纯理论的方法,其实质也是一种经验拟合的方法。该方法是根据 Geddes 按弹性理论中的 Mindlin 应力公式积分后得出的单桩荷载在半无限地基中产生的应力,然后再按分层总和法原理

计算沉降,该法可方便地考虑桩基中桩数、桩间距、不规则布桩及不同桩长等因素对沉降计算的影响。而本次规范修订中桩基最终沉降量计算方法沿用原规范计算方法,而主要是通过收集建筑物长期沉降实测资料,结合上海地区地基土条件和工程特点进行分析,对桩基沉降计算经验系数进行了调整,从而使之更接近于上海的工程实际。

本次规范修订共收集了 115 幢建筑的实测资料和工程计算资料,最终选取其中资料较齐全的 95 幢用于沉降计算经验系数统计分析。

为方便说明,定义根据实测沉降量推算的建筑物最终沉降值与未修正的计算沉降值之间的比值为变量 ψ_m ,如下式所示:

$$\psi_m = \frac{\text{推算最终沉降量}}{\text{计算沉降量}} \quad (7.4.2)$$

图 7.4.2-1 表示了收集到的 95 幢建筑物 ψ_m 与桩端入土深度的关系。

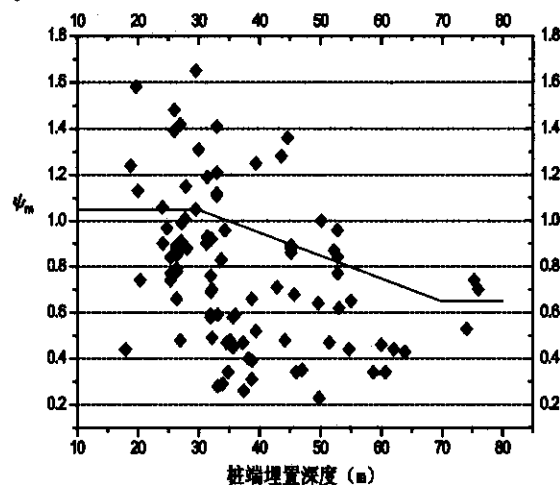


图 7.4.2-1 全部工程 ψ_m 与桩端入土深度关系图

本次规范修订在确定上海地区桩基最终沉降量计算的经验修正系数 ψ_m 的计算分析中,作出了一系列经验性的规定。

1. 统计分析中的计算规定

①统计时是将各幢建筑物中心点计算沉降或最大计算沉降值与实测各点最终沉降量的平均值进行对比分析。因此条文公式(7.4.2-1)计算得到的最大沉降值,不是代表建筑物在某处实际发生的最大沉降值,而是估算的建筑物最终平均沉降量。

②单桩沉降计算荷载 Q 是单桩的平均附加荷载,应采用作用效应准永久组合值进行计算。实际工程计算时,首先将作用在基础顶面的上部结构作用效应准永久组合值加上基础及上覆土的自重扣去基础承台底面水浮力,然后扣去基底处土的自重应力(地下水位以下取浮重度)与基础底面积的乘积,得到作用于桩群顶端的总的附加荷载;再除以总桩数后,加上单桩扣去等量体积土体重量后的自重值,即为单桩沉降计算荷载。所有的附加荷载假定均匀分布于每一根桩上,不考虑由于上部结构刚度和变形所引起的附加荷载重分布。

计算荷载 Q 由桩端阻力 Q_p 和桩侧摩阻力 Q_s 共同承担,且 $Q_p = \alpha Q$, $Q_s = (1-\alpha)Q$, α 称桩端阻比,根据长期工程应用经验,对于桩数在 50 根以上的桩基可近似按单桩地基土极限支承力的端阻比 ρ_p 取值。桩的端阻力 Q_p 假定为桩端的集中力,桩侧摩阻力 Q_s 假设为沿桩身线性增长分布。

③采用 Geddes 按弹性理论中的 Mindlin 应力公式积分后得出的单桩荷载在半无限地基中产生的应力计算沉降时,在桩中心线上的 σ_z 值趋于无穷大。对于应力集中奇异点的处理,可采用 $n = r/L = 0.002$ 处的应力值近似代替桩中心线上的应力值(其中 r 为计算点离桩身轴线的水平距离, L 为桩长)。采用该假定模式,桩中心点的计算沉降大于桩侧土的计算沉降,可以部分模拟桩的刺入沉降。

④公式中所用的压缩模量 E_s 为计算深度处土在自重应力至自重应力加附加应力作用下的压缩模量,一般采用勘察报告中提供的由室内土工压缩试验得到的数值,与之前的规范保持一致。

目前的工程地质勘察报告中通常会提供室内土工试验模量值、原位测试方法推算模量值及勘察单位给出的建议模量值等几种数值。根据本地区经验,黏性土获取未扰动的原状土样较为容易,室内土工试验得出的压缩模量较为可靠;而上海常规的第⑦、⑨两层砂土获取未扰动的原状土样较为困难,室内土工试验得出的压缩模量通常较实际的小。根据本次收集的地质勘察资料,对室内土工试验和现场静力触探试验成果确定的压缩模量进行了对比分析,并按照现行上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》DGJ08-37 推荐的土的压缩模量与原位测试成果关系式计算。分析结果表明,对于第⑧层黏性土层,原位测试所确定的压缩模量通常较小,且该层对于上海常规的采用第⑦层作为桩端持力层的工程来说,是主要的压缩层;对于第⑦、⑨两层砂土层,原位测试所确定的压缩模量通常较大。但目前对于原位试验成果与土的压缩模量之间的规律尚存有一定的争论,不同勘察单位推荐的建议值又相差较大,因此本次规范修订时仍采用室内压缩试验得出的压缩模量,待今后进一步积累经验再行修订。

⑤在采用分层总和法计算沉降时,考虑到桩端处的应力集中,土体的计算分层厚度在桩端以下一定范围内应适当加密。实际工程计算时,一般区域计算层厚度取 1m,加密区域计算层厚度取 0.1m,已能保证足够的精度。

⑥由上述计算假设可知,计算方法和统计分析方法采用了大量的假设,如未考虑上部结构刚度的影响、桩侧摩阻力分布模式等,根据本规范公式计算仅能估算建筑物的最终平均沉降量,不能计算建筑物下各点的实际沉降。由于理论本身的局限,不建议采用本条公式及配套的沉降计算经验修正系数 ψ_m 来估算建筑物下

各点不均匀沉降。

2. 统计分析表明, ψ_m 与桩端入土深度、荷载及桩端持力层等诸多因素有关。鉴于上海土层分布总体上比较稳定,从实用角度出发,我们考虑用桩端入土深度来综合反映各种因素影响,并考虑了一定的保证率。桩端入土深度指桩端全断面的入土深度。同时考虑到本次收集资料中桩端持力层为第⑦₂层的工程,实测最终沉降推测值与计算沉降量之比明显小于同样入土深度条件下桩端持力层为第⑦₁层的工程实例(参见表 7.4.2),因此建议对桩端持力层为第⑦₂层建筑物沉降计算值乘以一个更小的沉降计算修正系数。

表 7.4.2 桩端持力层位于第⑦层时 ψ_m 的统计分析表

桩端持力层	工程数	ψ_m 平均	离散系数	ψ_m 分布范围	桩端入土深度(m)	桩端持力层压缩模量(MPa)
第⑦ ₁ 层	39	0.75	0.341	0.26~1.41	29.5~55	27~60
第⑦ ₂ 层	6	0.49	0.167	0.23~0.68	38.2~55	14~42
第⑦层(合计)	45	0.71	0.333	0.23~1.41	29.5~55	14~60

值得注意的是,影响建筑物最终沉降的因素很多,比如工程桩类型(如灌注桩、预制桩等)、预制桩施工方式(挤土程度、桩群密度、打桩速率等)等都会影响建筑物最终沉降量。但本次收集资料的统计分析结果不能量化这些影响,只能由设计人员根据已有工程经验进行判断。对于近年来在工程中逐渐应用的桩端后注浆灌注桩等新型桩基,由于本次规范修订时未收集到一定数目的该类建筑物长期沉降观测资料,因此也不能适用。本次修订收集的资料均是低承台桩基工程,对于市政、港口工程中常用的高桩承台也不能适用。这些都有待今后进一步积累经验再行修订。

桩基沉降计算经验系数,实际上是一个地区性的经验系数,在

工程应用中,要充分重视类似工程条件的沉降观测资料。当采用规范推荐的经验系数时,应注意其地区的局限性。当有附近类似工程地质条件下,类似工程的可靠实测沉降资料时,应优先考虑根据实测资料进行修正。

3. 本次修订建议的桩基沉降计算经验系数具有一定的保证率。图 7.4.2-2 表示了按本规范修正后计算沉降与实测沉降推算的最终沉降值之间的关系曲线。从收集资料的情况及分析结果可以看出,影响建筑物沉降的因素很多,经验系数的离散度较大。目前所建议的经验系数只能保证建筑物沉降计算具有一定的可靠度,但不能很精确地确定建筑物最终沉降量。

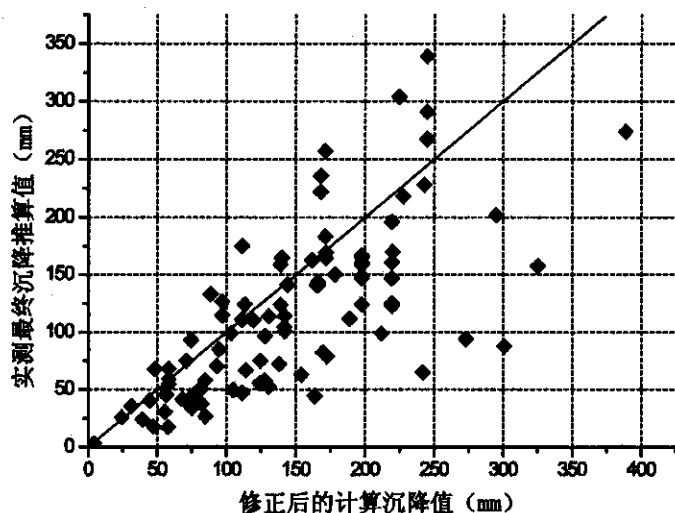


图 7.4.2-2 Mindlin 法经沉降计算经验系数修正后的计算沉降值与实测最终沉降推算关系图

同时应说明的是,从图 7.4.2-2 可以看到,建筑物最终沉降量与计算值之间的保证率和精度是两个不同的概念,保证率是为

了确保计算沉降量大于最终沉降量的工程具有一定的比率;但若保证率过高,可能会导致部分工程计算沉降量与建筑物最终沉降量之间的差值增大,有可能降低精度。根据本次修订所收集的资料统计分析结果也可以发现,仍有一定比例的工程,采用沉降计算经验系数修正后的计算沉降量与实测沉降量仍存在较大的差异。

必须说明,上海地区浅部土层分布变化规律和性质存在较大差异,因此当桩长较短时,对仅以桩端入土深度一个指标为统计依据的桩基沉降计算经验系数,难以全面反映实际桩基沉降量,在这种情况下,更需强调应根据类似工程条件和经验确定沉降计算经验系数。

7.4.3 采用 7.4.2 条计算桩基最终沉降量时,压缩层深度判断标准统一取应力比为 0.1,是从实用角度出发的经验取值。顺便指出,采用 7.4.2 条方法也可计算有不同桩长的同一桩基础沉降,但需注意,当同一桩基中桩的长度有变化时,桩基在地基中产生的附加应力分布随深度变化较为复杂和不规则。对于长短桩同时存在的情况,可能在某一计算点处,较浅部土的附加应力已小于自重应力的 10%;但随深度增加,在较深处土的附加应力增加,甚至超过自重应力的 10%。这时,压缩层深度判断时除满足 10% 条件外,尚应将压缩层深度判断到最大的桩端入土深度值以下。在强制计算深度内,如有附加应力小于自重应力的 10% 区段,可不计算这一区段的土体压缩量。

7.4.4 尽管本规范推荐使用 Mindlin 法沉降计算方法,但在桩型、桩长等尚未确定的方案比较阶段或桩位布置尚未确定的方案或初步设计阶段,用实体基础估算沉降有其简单、方便和为广大设计人员所熟悉的优点,因而予以保留。

本次修订选用了 64 幢建筑物的沉降实测资料与工程计算资料,对实体基础估算沉降法的桩基沉降计算经验系数值进行修正。图 7.4.4-1 表示了收集到的 64 幢建筑物 ψ_c 与桩端入土深度的

关系。图 7.4.4-2 表示了按本规范沉降计算经验系数修正后计算沉降与实测沉降推算的最终沉降值之间的关系曲线。从图 7.4.4-1 与图 7.4.4-2 可以得出与 7.4.2 条一致的结论,影响建筑物沉降的因素很多,经验系数的离散度较大。目前所建议的经验系数只能保证建筑物沉降计算具有一定的可靠度,但不能很精确的确定建筑物最终沉降量。

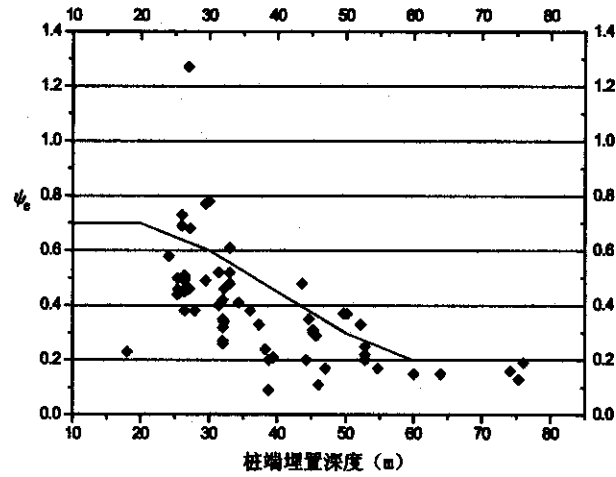


图 7.4.4-1 沉降估算经验系数修正选用工程 ψ_0 与桩端入土深度关系图

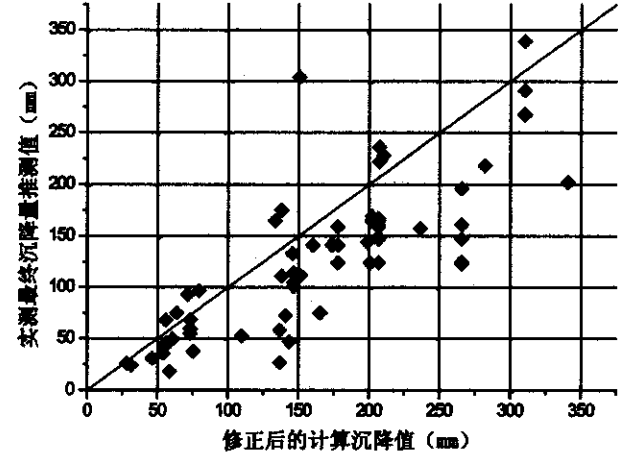


图 7.4.4-2 等代实体法经沉降估算经验系数修正后的计算沉降值与实测最终沉降推算值关系图

算例:为进一步说明按 7.4.2 条规定采用基于 Mindlin 基本解答的单向压缩分层总和法进行桩基最终沉降量计算的具体过程,列举以下算例供参考。

①地基土概况

某工程,地下水位埋深 0.5m,地基土分层及其主要指标见表 7.4.4。表中所用的 E_s 为室内土工试验得到的地基土在自重应力至自重应力加附加应力作用时的压缩模量。地基土泊松比 μ 取 0.4。

表 7.4.4 地基土概况

土层 编号	土层 名称	厚度 (m)	层底 埋深 (m)	天然 重度 (kN/m³)	桩侧极限摩 阻力标准值 (kPa)	桩端极限端 阻力标准值 (kPa)	压缩模量 (MPa)
①	填土	1.8	1.8	18	—	—	—
②	粉质黏土	1.7	3.5	18.3	15	—	—
③	淤泥质 粉质黏土	5.1	8.6	17.9	<6m 15 >6m 25	—	—
④	淤泥质黏土	8.0	16.5	16.7	25	—	—
⑤	粉质黏土	8.7	25.2	18.1	40	—	—
⑥	粉质黏土	3.7	29.0	19.7	65	1000	—
⑦ ₁	砂质粉土	4.0	33.0	18.7	60	—	—
⑦ ₂	粉细砂	29.0	62.0	19.1	85	3000	53.37
⑧	粉砂	14.0	74.8	19.2	—	—	57.01

②建筑物概况

建筑物平面接近矩形,桩基采用 φ800 灌注桩,共计 146 根,桩位布置见图 7.4.4-3。工程桩桩端入土深度 49.8m,进入⑦₂层 16.8m,桩长 45m。单桩沉降计算荷载 Q 取作用效应准永久组合作用下的单桩平均附加荷载(即将上部结构荷载长期效应组合值及基础部分自重之和扣去基底处的水浮力以及土的自重应力与基础底面积的乘积后得到作用于桩群顶部的附加荷载,除以桩数后再加上扣去浮力作用的单桩自重值),为 2984kN。桩端阻力比 α 近似按 $\rho_p = \frac{R_{pk}}{R_{pk} + R_{sk}}$ 取用, $\alpha \approx \rho_p = \frac{R_{pk}}{R_{pk} + R_{sk}} = \frac{f_p A}{f_p A + \sum f_{s,i} l_i} = 0.19$

桩侧摩阻力按沿桩长线性增长分布考虑。压缩层深度计算按附加应力与自重应力比为 0.1 控制,从桩端以下至地面下 74.6m。

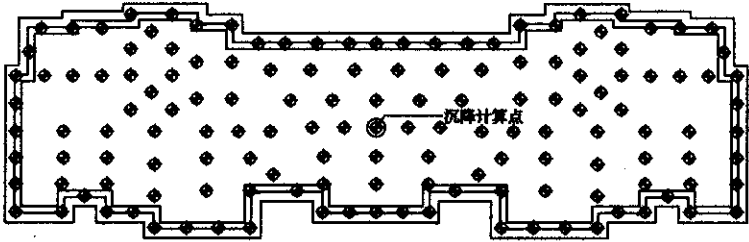


图 7.4.4-3 桩位平面布置图

③最终沉降量计算

根据条文第 7.4.2、7.4.3 条及附录 H,计算沉降量为 $s_f = 75.4\text{mm}$ 。

根据条文表 7.4.2,桩基沉降计算经验系数 $\psi_m = 0.85$ 。

则最终沉降量 $s = 64\text{mm}$ 。

7.5 沉降控制复合桩基

7.5.1~7.5.6

1 沉降控制复合桩基(以下简称复合桩基)是承台下地基土与桩共同分担外荷载、按沉降控制要求确定用桩数量的大桩距(一般在 5~6 倍桩身截面边长以上)低承台摩擦桩基,是介于天然地基上浅基础与常规低承台摩擦桩基之间的一种地基基础型式。其中承台,除需将部分外荷载传递到桩顶上外,还需将部分外荷载传递到承台下地基土上,并对复合桩基的整体稳定提供必要的保证;而其中的桩,除需承担部分外荷载外,主要起减少和控制沉降的作用,它一般是摩擦桩,其桩端持力层不能十分坚硬,当承台产生一定沉降时,桩才能充分发挥并始终保持其全部极限承载力,即有足够的“韧性”,能有效地减少沉降量,桩的数量应按沉降控制要求确定。和常规低承台摩擦桩基相比,桩数可有大幅度减少,桩距则可

明显增大。目前上海地区复合桩基中的已有工程经验表明,其所用桩型,根据上海地基土组成的特点,一般采用桩身截面边长小于等于 250mm、长细比在 80~100 左右的预制混凝土小截面方桩,其桩距一般在 5~6 倍桩身截面边长以上,而桩端一般是位于第⑤层灰色黏性土或粉质黏土中。复合桩基承台埋深要求应与天然地基上浅基础埋深一致,不小于建筑物高度的 1/15。

近年来,在上海市西北部的大华地区,由于古河道变迁的原因,复合桩基常用持力层第⑤层缺失,而第⑥层暗绿色黏性土埋藏深度较浅,在该地区已有一定数量的住宅工程采用第⑥层暗绿色黏性土作为复合桩基的持力层,并积累了一定的工程实践经验。因此本次规范修订不再明确维持原规范“不一定十分坚硬的持力层的要求”,但应强调复合桩基应有一定的沉降量以保证承台下地基土承载力的发挥。

原规范中本条有关“复合桩基主要应用于软土地基上八层以下的多层建筑物”的应用范围规定不尽完善。本次规范修订,将其适用范围通过明确限定承台底面积和基底承载力必须满足的要求予以限制,即通过满足条文 7.5.2 条和 7.5.5 条的有关规定进行限定,而取消了“八层以下的多层建筑物”的提法,为复合桩基的适用范围提出一种可供进一步探索的途径。当采用上述规定后复合桩基的应用范围与原规范相比是基本相当的。

此外,本次规范修订根据基本设计规定中关于作用分项系数均取 1.0 的规定对 7.5.2 条和 7.5.5 条中设计表达式作相应调整。

2 沉降控制复合桩基主要工作性状及设计原则

1) 复合桩基的荷载与沉降关系及其承台下地基土与桩分担外荷载规律的简要分析:

①现场试验研究结果及工程经验均说明,复合桩基荷载与沉降关系实际呈如图 7.5.1 所示的非线性性质,图中 P 为外荷载, s

为沉降, P_u 为复合桩基中各单桩极限承载力之和, P_c 为复合桩基整体极限承载力。由图中 $P \sim s$ 关系曲线可见,在与 P_c 相对应的 A 点处曲线有较明显的转折,因此根据所作用的外荷载大小,或作用在桩顶上的荷载水平,可将复合桩基的荷载与沉降关系大体区分为 $P < P_c$ 和 $P \geq P_c$ 二个阶段,一般在 $P < P_c$ 阶段,外荷载主要由桩承担,承台下地基土的分担作用居次要地位,而在 $P \geq P_c$ 阶段,荷载由桩与承台下地基土共同承担,其中桩近似分担与其单桩极限承载力之和相当的外荷载,而承台下地基土则分担余下之荷载;现场试验研究结果同样证实,当桩距达到 5~6 倍桩身截面边长时,承台下地基土和桩就基本能充分发挥各自独立状态的承载能力。

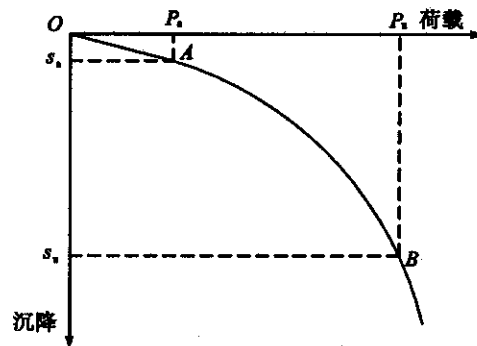


图 7.5.1 复合桩基荷载与沉降关系

②复合桩基承台下地基土与桩分担外荷载的规律,除与上述桩顶荷载水平有密切关系外,尚与荷载作用时间有关。实际工程的原型观测结果说明,一般在受荷初期,由于承台下地基土处于不排水状态,有较大的相对刚度,因此地基土分担较大一部分荷载,但随着承台下地基土与桩所分担的荷载均在地基土中扩散并促使地基土固结下沉,导致原来由承台下地基土分担的荷载逐渐向桩

顶转移,这种现象必然造成承台下地基土与桩分担外荷载的关系是随荷载作用时间而变化的。

2) 复合桩基设计基本原则:

根据以上对复合桩基主要工作性状的分析,可对其提出以下简化的但实用上合理的三项设计基本原则:

①复合桩基的承台下地基土与桩基最终分担的荷载和最终沉降量计算原则:

当外荷载小于复合桩基中各单桩极限承载力之和时,不计承台下地基土的分担作用,假定外荷载全部由桩承担,最终沉降量就是由桩承担全部外荷载作用下产生的沉降量,具体计算可按本规范 7.4.2 条所述方法进行;当外荷载等于或超过复合桩基中各单桩极限承载力之和时,桩将始终保持分担相当于各单桩极限承载力之和的荷载,而承台下地基土则分担余下荷载,最终沉降量为桩分担的荷载所产生的沉降量与承台下地基土分担的荷载所产生的沉降量之和,其中桩分担的荷载所产生的沉降量仍可按本规范 7.4.2 条所述之方法计算,而承台下地基土分担的荷载所产生的沉降量可按本规范 5.3.1 条所述方法计算。

②复合桩基整体极限承载力计算原则:

一般情况下,复合桩基桩数较少,而且大都采用沿轴线形式布桩,桩距可达 5~6 倍桩身截面边长,因此可以认为承台下地基土和桩基本能充分发挥各自独立状态下的承载力,其整体极限承载力可近似等于其中所有各单桩的极限承载力与承台下地基土在无桩条件下的极限承载力之和。

③复合桩基的结构设计原则:

考虑到复合桩基实际工作性状的复杂性,因此其结构设计除需满足常规低承台摩擦桩基要求外,在其桩身结构设计中,应注意在承台产生一定沉降时,桩可能接近或达到其地基土极限承载力的特点,同时其桩数又相对较少,设计时除应使桩身结构承载力能

满足相当于单桩地基土极限承载力的荷载外,尚应留有一定余地,以考虑实际单桩地基土极限承载力超过设计预估值的可能性;在其承台结构设计中,则应注意其承台下地基土与桩分担外荷载关系随荷载作用时间变化的特点,设计时除必须考虑上述基本原则①中所述最终分担的外荷载所产生的结构内力外,尚应考虑受荷初期,承台下地基土会分担较大荷载所产生的结构内力,然后取其中最不利者进行承台各部分结构强度设计计算。

3 沉降控制复合桩基设计的主要步骤及其主要内容如下:

1) 选择桩型、桩端埋深及桩身截面

①选择桩型时,应注意到复合桩基和常规桩基相比,桩数较少,桩身承受的荷载相对较大,有可能达到地基土对单桩的极限承载力值,因此它对桩身质量的要求相对较高,一般情况下应尽量选用桩身质量有比较可靠保证的桩型。

②选择桩端埋深时,应根据上部荷载大小和地基土层的组成,按桩端尽可能穿过压缩层范围内压缩性最高的土层、进入压缩性相对较低的持力层的要求,初步确定桩端埋深。

③当桩端埋深初步确定后,可按由桩身结构强度必须大于单桩极限承载力并留有一定余地的原则选择桩身截面尺寸。

2) 初步确定承台底面积及其平面布置

①承台底面积的初步确定。由于复合桩基中桩数较少,桩顶荷载可能达到地基土对单桩极限承载力,桩与桩周土界面局部范围内土体可能发生屈服,为确保复合桩基有足够的安全度,可首先假定外荷载全部由承台单独承担,承台下地基土承载力仍有一定安全储备的原则,按条文公式(7.5.2)初步确定承台底面积。

②承台底面平面布置的初步确定。根据初步确定的承台底面积,按承台底面以上荷载准永久组合的合力作用点与承台底面形心基本重合的要求,初步确定承台平面布置。

3) 确定复合桩基的桩数和桩位平面布置

①按上述步骤初步确定承台底面积和平面布置后,则应按条文 7.5.4 条复合桩基的沉降计算原则计算假定承台下有若干种不同桩数的布桩方案时相应的沉降量,以求得桩数与沉降量之间的定量关系。

根据得到的桩数与沉降量绘制桩数——沉降量曲线,当桩数不同于上述桩数时的沉降量可近似按线性插值法估算。需要指出,若按第一种桩数布桩计算得到的沉降量已大于建筑物容许沉降量时,则应适当增加桩长。

②按上述计算得到的桩数与桩基沉降量之间的关系后,就可根据建筑物容许沉降量要求确定实际所需桩数,然后按该确定的桩数,按承台底面以上荷载准永久组合的合力作用点与群桩形心基本重合的要求,进行桩位平面布置。

4) 验算复合桩基整体承载力

在按条文公式(7.5.2)初步确定的承台面积和用上述方法确定的实际所需的桩数得到后,必须按条文公式(7.5.5)验算复合桩基整体承载力,以确保其满足承载力极限状态要求。在实际工程应用中,如当验算条文公式(7.5.5)不能满足时,一般可采用调整承台面积这一较方便方法,以达到条文公式(7.5.5)的要求。

5) 复合桩基结构设计要点

复合桩基中承台与桩分担外荷载的实际受力机理是相当复杂的。因此除需满足常规桩基中结构设计要求外,在复合桩基桩身结构设计中,应注意在承台产生一定沉降时桩可能进入地基土支承极限状态的特点,设计时除应使其能承受相当于单桩极限承载力的荷载,尚应考虑一定的超载可能性,以防实际单桩极限承载力超过设计时的预估值;此外在复合桩基承台结构设计中,则应注意其承台与桩分担外荷载关系是随荷载作用时间变化的特点,在建筑物竣工初期承台要承担较大外荷载(此时计算承台底面地基土反力,可根据部分工程实测结果按经验近似取全部外荷载的 50%

考虑);当建筑物沉降趋向稳定时,则根据条文 7.5.1 条第 2 款所述承台下地基土与桩分担外荷载的基本假定,按下列公式计算承台下地基土总反力设计值与单桩桩顶反力设计值:

$$\text{当 } P > nR_k \text{ 时: } R_{t,s} = 1.35(F_d + G_d - nR_k) \quad (7.5.1-1)$$

$$R_{t,p} = 1.35R_k \quad (7.5.1-2)$$

$$\text{当 } P \leq nR_k \text{ 时: } R_{t,s} = 0 \quad (7.5.1-3)$$

$$R_{t,p} = \frac{1.35(F_d + G_d)}{n} \quad (7.5.1-4)$$

式中: P —— 作用在复合桩基承台底面的荷载准永久组合值;

$R_{t,s}$ —— 承台下地基土总反力设计值;

$R_{t,p}$ —— 单桩桩顶反力设计值;

n —— 桩数。

如按公式(7.5.1-4)计算的 $R_{t,p} > R_k$ 时,则应分别按公式(7.5.1-1)、(7.5.1-2)计算 $R_{t,s}$ 、 $R_{t,p}$ 。

7.5.7 本条为新增条文,本条列出复合桩基中桩的施工除需符合常规桩基有关规定外,尚应需要特别注意的方面。

8 地基基础抗震设计要点

8.1 场 地

8.1.1 场地类别的划分是按照覆盖土层总厚度和表层土刚度的大小来划分的,覆盖土层厚度是指基岩(或剪切波速大于 500m/s 的坚硬土层)以上相对软弱土层的厚度。当覆盖土层厚度大于 80m,且覆盖土层为软弱场地土(剪切波速小于 140m/s),则按国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011—2008 的规定,属于Ⅳ类场地。

根据大量的勘察资料可知,除松江西北部佘山、天马山地区为基岩露头以外,上海市绝大部分地区基岩埋藏深度为 300m 左右。即使以人为规定的剪切波速大于 500m/s 作为假想基岩。覆盖层厚度也多数超过 160m,远大于规定界限 80m;除湖沼平原区外,上海地表土层的剪切波速一般均小于 140m/s 界限,应划归Ⅳ类场地。上海湖沼平原区较为普遍分布浅层硬土层④₁和粉土或砂土层④₃,其 20m 深度范围内的等效波速 $>140\text{m/s}$,另外在部分属滨海平原地貌类型的场地上当浅层②₃层厚度大、相对密度为稍密~中密时,其等效波速也可能大于 140m/s;按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 需判定为Ⅲ类场地,目前建议湖沼平原区按实测波速判定场地,小型工程可按经验公式计算波速;对于局部②₃层较厚地区,由于地层情况复杂,尚需进一步开展相关研究,目前仍按Ⅳ类场地考虑。

港口、水利工程执行的是现行行业标准《水运工程抗震设计规范》JTJ225—98,该规范在场地类别划分时,场地覆盖层厚度的取值与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 中的取值略有不同,但只影响到Ⅰ~Ⅲ类场地的分类,而不影响Ⅳ类场地的

划分。

8.1.3 汶川地震后,现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 已局部修订,本条文参考了修订后的 3.3.1 条。建筑物抗震设防类别的规定也根据现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223 进行调整,各类建筑物抗震设防分类标准,应符合下列要求:

1 特殊设防类建筑,简称甲类,地震作用应高于本地区抗震设防烈度的要求,其值应按批准的地震安全性评价结果确定,抗震措施应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求。

2 重点设防类建筑,简称乙类,地震作用应符合本地区抗震设防烈度的要求,抗震措施在一般情况下应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求,地基基础的抗震措施应符合有关规定。对较小的乙类建筑,当其结构改用抗震性能较好的结构类型时,应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震措施。

3 标准设防类建筑,简称丙类,地震作用和抗震措施均应符合本地区抗震设防烈度的要求。

4 适度设防类建筑,简称丁类,一般情况下,地震作用仍应符合本地区抗震设防烈度的要求,抗震措施应允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低,但抗震设防烈度为 6 度时不应降低。

对于抗震设防的工程,工程地质勘察报告一般只需提供关于场地稳定性及地基液化的评价,而无须提供土的动力特性参数,因为抗震规范已经有了关于场地分类的规定和相应的设计反应谱。但设计反应谱只对振型分解法有用。对于时程法分析,有时为了更好地反映场地覆盖层对结构地震反应的影响,需要:(1)进行结构与土层整体反应分析;(2)进行自由场反应分析,以自由场的输出作为结构物的基底输入,进行结构物的反应分析;(3)根据深厚覆盖层的特定条件,选择或调整输入模拟地震波的频率特性。为了进行前两项工作,岩土工程勘察报告尚应根据设计要求提供土

层剖面、场地覆盖层厚度和有关动力参数。如只需进行一般的考虑上下部共同作用的地震反应分析,工程地质勘察报告则需要提供地基刚度系数 C_x 、 C_y 、 C_z 、 C_θ 等。而场地反应谱或场地地震输入时程曲线可全面、具体地反映场地的动力特性,有利于考虑结构—地基共同作用的地震反应分析。当然,要正确地给出场地反应谱或场地地震输入时程曲线也不大容易,只能在有必要和有可能时,才宜提出这方面的要求。根据现行国家标准《工程场地地震安全性评价》GB17741—2005,某些重要建设工程应进行场地地震安全性评价,提供场地相关反应谱和人造地震动输入时程曲线。

8.2 液化土

8.2.1 随着工程建设的不断发展,基础埋深越来越大,要求判别液化深度也相应加大,原规范中判别深度为 15m,已不能满足工程建设的需要,深层液化判别问题已提到日程上来。参照正在修订的国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011,将判别深度调整为 20m。

8.2.2 根据对邢台、海城、唐山等地震液化现场资料的研究,发现液化的发生与土层的地质年代、地貌单元、粘粒含量、地下水位深度和上覆非液化土层厚度等存在密切关系。利用这些调查得到的经验关系,即可对地基土层进行液化可能性的判别。这就是现行国家标准《建筑抗震设计规范》规定的“初步判别”方法。凡经初步判别定为不可能液化土层或不考虑液化影响的场地,可不进行进一步的判别。

考虑到上海地区近年来工程实践,本规范参照现行上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》DGJ—37,在该规范六条初判条件中,去掉了第 4 条初判条件:在粉性土中,黏质粉土占 60% 以上。主要考虑到具体工程液化判别时,标贯试验间距均匀性对结果有一定影响,实际执行有一定困难。

需要说明,初步判别标准中关于上覆非液化土层厚度的规定不应作为部分消除地基液化沉降时加固处理深度的要求,因为这里有大面积和局部之分。

目前工程上分析土层液化可能性主要有两条途径。第一条途径是经验方法。它以地震现场的液化调查资料为基础,将与液化现象有关的地震和土性参数进行归纳、统计,得出区分液化和不液化的条件和界限。第二条途径是试验方法。它以人为模拟地震时土单元体的应力应变情况和边界条件的方法来寻求影响土体液化现象发生、发展的条件和规律,然后用于分析现场情况。

8.2.3 本规范强调以现场试验为基础的经验判别方法,特别是以标准贯入试验和静力触探试验为基础的判别方法。但考虑到上海地区缺乏本地经验的实际情况。规范并不排斥其他经验方法和基于室内试验的判别方法。至于标准贯入试验和静力触探试验为基础的两种方法,作为规范推荐的方法,应该相互印证、同等有效。两种方法的结果有区别时,应进行综合分析,决定取舍。

关于土中粘粒含量对粉土液化可能性的影响,研究表明,上海地区的粉土也表现出液化可能性随粘粒含量增加而降低的规律,因为缺乏地震调查资料,目前尚无法独立提出对 N_0 或 p_w 、 q_w 值进行粘粒含量修正的定量方法。还是继续采用《建筑抗震设计规范》(GBJ11—89)中液化判别式的方法。

土层发生地震液化的可能性取决于内因和外因,内因主要为土的粒径、密实程度、结构性和饱和度,外因主要为地震在土体内引起的动剪应力比。采用静探结果的判别式最大的特点是,同时突出了上列内外因素的作用。这一点在 Seed 的经验判别方法、日本公路规范方法和我国《公路工程抗震规范》(JTJ004—89)方法等国内外行之有效的方法中也都得到了充分的反映。

本次修订,土体液化判别深度改为 20m。但是土体液化判别标准贯入锤击数临界值的计算公式本身不能反映 15m 深度以下

土体液化可能性变小的规律。例如,设 $N_0=6$, $\rho_c=3$, $d_w=0$ 不变, $d_s=15\text{m}$ 时, $N_{cr}=14.4$; 如果直接将 $d_s=20\text{m}$ 代入计算公式, 得出 $N_{cr}=17.4$ 。考虑到埋深 $15\text{m}\sim 20\text{m}$ 土体的液化可能性小于 15m 以上的土体, 为避免过于保守的评估结果, 规范规定将 $15\text{m}\sim 20\text{m}$ 处的临界值按 $d_s=15\text{m}$ 处的临界值。

静力触探临界比贯入阻力 p_{cr} (或临界锥尖阻力 q_{cr}) 计算公式本身能反映 15m 深度以下土体液化可能性变小的规律。例如, 设 $p_0=2.60\text{MPa}$, $\rho_c=3$, $d_w=0.5\text{m}$ 不变, $d_s=15\text{m}$ 时, $p_{cr}=3.435\text{MPa}$; 将 $d_s=20\text{m}$ 代入原计算式, 得出 $p_{cr}=2.725\text{MPa}$ 。故可不必规定 $d_s=15\text{m}\sim 20\text{m}$ 时 p_{cr} 值同 $d_s=15\text{m}$, 而直接按实际深度计算临界值。

当判别点的 p_s 值小于 1500kPa 时, 应首先根据静探曲线形态分析其是否为黏性土或黏质粉土夹层(必要时可在该处取土进行颗粒分析, 确定其粘粒含量)后再判定其液化可能性。

8.2.4 本条与国家抗震规范相应条文基本一致。地基的液化指数 I_L 综合反映了场地一定深度范围内各土层抵抗液化的能力、可液化土层的厚度和埋深等因素。场地液化判别除了应阐明各孔的液化指数外, 尚应根据各孔液化指数, 综合确定场地液化等级。当建设场地涉及不同地质单元时, 应分区评价。

8.2.5 本条与原规范 7.4.3 条基本一致, 仅将“除丁类建筑外, 不应将未经处理的可液化土层作为建筑物基础的持力层”修订为“不宜将建筑物基础(含复合桩基承台)直接设置在未经处理的液化土层上。”基于震害调查资料的条文表 8.2.5“地基抗液化措施选择原则”在制订中考虑了下列几方面因素:

1 水平场地的土层液化, 主要造成建筑物的不均匀沉降或倾斜, 倒塌的例子极少。按照“小震不坏, 中震可修, 大震不倒”的原则, 对可液化地基应根据危险性和危害程度的等级以及建筑物抗震设防类别区别对待。

2 液化等级属于轻微者, 有可能不发生喷水冒砂, 发生了也不造成建筑物的严重损害。所以, 除甲、乙类建筑以外, 一般不必对地基采取加固措施。

3 液化等级属于中等者, 建筑物震害情况多数是产生不均匀沉降, 结构可能产生局部破坏, 但经加固后仍可继续使用。所以在处理方面可通过部分消除土层液化可能性的方法。但从经济和易于实施角度出发, 应尽量采用结构加强措施。

4 液化等级为严重的场地, 应强调全部消除土层液化的措施。

在选用和确定抗液化措施的过程中, 必须综合考虑方法的效果、可行性、经济性和次生影响等方面的因素。

8.2.6~8.2.8 参考国家抗震规范, 本规范将可液化地基的处理方法分为全部消除、部分消除地基液化沉降措施、减轻液化影响的基础和上部结构处理措施。目前, 可液化地基的处理方法, 在原理和实践方面都得到肯定的主要有: (1) 换土; (2) 改变基础埋置深度, 避开液化土层; (3) 采用桩基, 穿过液化土层; (4) 加密可液化土层; (5) 在可液化土层内设置排水通道(砾石桩等); (6) 胶结(注浆、旋喷、深层搅拌等, 考虑到旋喷、深层搅拌方法造价较高, 本规范只提其中注浆方法); (7) 将一定范围内的可液化土层加以围封(板桩、地下连续墙等); (8) 增加可液化土层的上覆重量(渗透性好的粗粒料)。

结合上海地区的实际情况, 本规范主要推荐桩基和加密两种方法。加密法中主要推荐强夯、沉管碎石桩、沉管砂桩等。理论上, 胶结也是可液化土层处理的方法, 但由于土层加固机理和施工效果控制比较复杂, 在粉土层中如何应用尚有待试验和实践的积累。

为保证加密效果, 一般须按置换原理进行设计。下列要求可作为设计目标参考值: 对于粉砂, 加密后孔隙比 $e_1=0.70$, 或者孔

隙比变化值 $\Delta e=0.15$;对于砂质粉土,加密后孔隙比 $e_1=0.90$,或者孔隙比变化值 $\Delta e=0.20$ 。由于设计目标不一定能在施工中完全实现,条文强调对处理后的土体进行现场测试。更理想的当然是事先在现场做加密效果试验,以确定设计参数。

由于土体液化是大面积的现象,用加密法处理可液化土层时,应该考虑加固的平面范围适当大于基底的外包尺寸。关于放宽的范围,国内外有多种建议,一般主张从基础边缘外延的尺寸为加固深度的 $1/3\sim 2/3$ 不等。本条文建议取 $1/2$,并要求不小于 2.5m 。

8.2.9 场地条件对结构物的震害和结构的地震反应都有重要的影响。所以,场地的选择、处理和地基与上部结构动力相互作用的考虑等都是概念设计的重要方面。原则上,应选择对抗震有利的场地,避开对抗震不利的场地;无法避开时,应采取适当的抗震措施。海城地震和唐山地震中发生多起桥梁由于桥墩移动而落梁坍塌或桥轴线弯曲的严重破坏。其原因多是因为河道岸边存在可液化土层,地震液化造成土体向河心滑动。上海地区有许多可液化土层分布在苏州河、黄浦江沿岸。当液化土层下界面坡度较大时,会有发生流动的可能性,应尽量予以避开。

8.3 天然地基和浅基础

8.3.1 地震震害调查和大量试算表明,在地震烈度不很高、地基土承载力不很低的条件下,一般工业与民用建筑物不存在地震时地基基础发生强度破坏的可能性。这里不包括地裂、滑坡、不均匀地基、液化和震陷等特殊的地基失效破坏。为减少不必要的验算工作量,本条列出了天然地基可不进行地基基础抗震强度验算的范围。对于近年来上海地区应用渐广的地基处理做法,只要处理后的地基静承载力满足设计要求,地震时发生抗震强度破坏的可能性不会比天然地基或桩基大,在本条规定的范围内,原则上也不必进行地基和基础的抗震强度验算。因为目前尚缺乏有关的震害

调查资料作为佐证,故在条文中不直接写明。但值得指出的是,不进行抗震强度验算,并不意味着不需要采取有关的抗震构造措施。

8.3.2 我国各次大地震的震害调查表明,地基基础的震害与上部结构相比只占很小比例(10%以下)。而且,即使是地基基础震害也都因为土体液化、软土震陷、不均匀地基、滑坡和地裂等场地原因造成的。纯粹由于地基或基础强度破坏而造成的震害事例绝无几有。

目前,地基基础的抗震验算一般还是将上部结构传至基础顶面的动力作用与原来的静荷载叠加,进行地基基础的拟静力强度验算。基础的截面抗震验算表达式和承载力抗震调整系数与上部结构一样。地基承载力的抗震验算式是在静力验算式的基础上增加承载力抗震调整系数 γ_{RE} 。

抗震承载力调整系数 γ_{RE} 的物理意义不是很明确。但基本反映了地基土在动静组合荷载作用下的承载力与静荷载作用下的承载力的差别。土的动强度问题十分复杂,理论上还没有很好解决。现在 γ_{RE} 系数的确定,一方面考虑到了土体在动静组合荷载与静荷载作用下不同的破坏机理;另一方面还是对已经经受过地震考验的建筑物的地基基础采用“校准法”反算的结果。

对于地基处理后的浅基础,8.3.2条和8.3.3条中关于抗震验算的有关规定原则上照样适用。地基承载力调整系数一般可取条文表8.3.2中所列的中间值。对于复合桩基,当需要进行抗震强度验算时,原则上可对承台下地基土承载力和桩的承载力分别参照天然地基和桩基承载力的抗震调整方法予以提高。

8.3.3~8.3.4 经过抗震设计的地基基础应能安全地承受作用于基础上的水平地震作用。构成地基基础水平承载力的因素除基底摩擦力外,尚存在一系列通常容易被忽略的因素。唐山大地震震害调查中屡屡发现柱子在稍高于地坪处发生断裂,说明地坪和地基土对基础有相当好的嵌固作用,刚性地坪的水平抗力不容忽视。

另外,基础正侧面土的水平抗力、箱式基础侧面土的摩擦力的作用也应予以适当考虑。如何定量考虑上述各项水平抗力,牵涉到回填土质量、地坪的刚度和容许的水平位移等因素。本条主要针对独立基础提出一些建议。深埋的筏基可根据情况参照执行。对于基坑围护结构长久留置于场地之中时,应该被认为对基础承受水平荷载比较有利,但具体考虑方法尚难以提出。条文中提到的基底摩擦力计算中,摩擦系数一般可根据资料中的经验数字,重要工程则应通过现场试验确定。

8.4 桩基础

8.4.1 本条根据桩基抗震性能一般比同类结构的天然地基要好的宏观工程经验,参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 第 4.4.1 条进行规定。同时参照现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB50191 的相关规定,对边坡上或边坡附近的建筑物属于位于抗震不利地段,应进行相关验算。

8.4.2 本次规范修订依据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的总体原则和有关规定,取消了原规范 7.3.5.2 和 7.2.6.2 款中关于部分情况下桩基也可不进行水平抗震验算的规定。强调除 8.4.1 条有明确规定外桩基均应进行竖向和水平地震作用的抗震验算。

目前上部结构抗震设计的有关规定日趋系统和严格,从国家《建筑抗震设计规范》GBJ11—89 版开始,我国抗震设防要求提出了三个设防目标,即遭遇第一水准烈度(众值烈度,即 50 年的超越概率约为 63% 的地震烈度)时,结构处于正常使用状态(俗称“小震不坏”),遭遇第二水准烈度(设防烈度,即 50 年的超越概率约为 10% 的地震烈度)时,结构进入非弹性工作阶段,但非弹性变形或结构体系的损坏控制在可修复的范围(俗称“中震可修”);遭遇第三水准烈度(预估的罕遇地震,即 50 年的超越概率约为 2%~3%

的地震烈度)时,结构进入较大的非弹性工作阶段,但应控制在规定的范围内,以免倒塌(俗称“大震不倒”)。在设计计算中采用两阶段设计实现上述三个水准的设防目标,第一阶段是承载力验算,取第一水准地震动参数计算结构的弹性地震作用标准值和相应的地震作用效应,第一阶段的验算既满足了第一水准下具有必要的承载力可靠度,又满足第二水准的损坏可修的目标。对于大多数结构,可只进行第一阶段设计,而通过概念设计和抗震构造措施来满足第三水准的设计要求。对于有特殊要求的建筑、地震时易倒塌的结构以及有明显薄弱层的不规则结构,除进行第一阶段设计外,还要进行第二阶段弹塑性变形分析,实现第三水准的设防要求。

在地震设防区,地基基础作为建筑结构的一部分,也必然要进行抗震设防。目前各本抗震设计规范或地基基础设计规范中针对地基基础的抗震设计,有关场地的选择、液化的判别和处理等地基抗震的关键问题都有明确规定。在基础的抗震验算方面,对于竖向抗震验算包括地震作用、天然地基或桩基竖向抗震承载力的提高、液化土层中竖向承载力的折减等也有比较明确的规定。但是对于基础水平抗震验算,各本规范相应规定并不十分明确。

在以往的经验认识中,一般认为 7 度设防地区非液化土层中的桩基础一般不用进行单桩水平抗震承载力验算,上海市《地基基础设计规范》DGJ08—11—1999 中就规定“非液化地基中的非甲、乙类建筑物,当承台(或地下室)周围存在厚度大于 2m 的非液化土、非软弱土,且承台外侧土抗力发挥有保证时,可不进行单桩水平抗震承载力验算”。这些经验和规定制定的背景原因是多方面的,一方面,从各次地震震害的宏观经验上看,桩基抗震性能一般比同类结构的天然地基要好;另一方面,对于上海这样的 7 度抗震设防地区,地震作用的基底剪力一般不超过竖向总荷载的 10%;而上海地区以往桩基工程经验表明,当桩顶位于地表硬壳层内时,

其水平承载力一般可为竖向承载力的 10% 左右,因此如按竖向承载力要求确定桩基础用桩数量后,并进一步考虑单桩水平承载力的抗震调整因素和承台(地下室)正侧面土体的抗力作用,非液化土层中桩基的水平抗震承载力应是足够的。

值得注意的是,单桩水平承载力约为竖向承载力 10% 的经验基于上世纪八十年代的桩基工程实践经验,当时上海地区桩顶一般位于褐黄色硬黏土层、桩长 20m~30m,主要桩型是预制方桩,单桩竖向设计承载力一般不超过 1000kN;而随着二十多年上海大规模工程建设,为满足更高、更重、更复杂的主体结构的承载要求,也为了满足工程建设方对投资的控制要求,桩基承台埋置深度和桩型等方面,都有了较大的变化和进步,单桩竖向承载力有了较大提高。但这种发展和变化对单桩水平承载力的影响却没有引起各方的足够重视。比如桩顶所处的土层,在很多设置 1~3 层地下室的工程中桩顶大都位于淤泥质土层中,桩顶土层条件明显较差;对于桩型,从预制方桩到预应力管桩、预制空心方桩,截面面积有所降低;更重要的是,桩基长度越来越长,单桩竖向承载力越来越高,但单桩的水平承载力却变化不大。在这样的情况下,单桩水平和竖向承载力之比不再是 10% 的比例关系,有的只有 5%,甚至更低。以往上海 7 度抗震设防地区非液化土层桩基一般不用进行水平抗震验算的经验不再适应目前工程实际情况。

本次规范修订在原 99 版上海市《地基基础设计规范》的基础上,参考相关规范的有关规定,通过部分实际工程的试设计对上海地区桩基水平抗震验算问题进行了探讨。

试设计共选取了上海地区非液化土层中采用桩基础的小高层、高层、超高层建筑共 20 幢。试设计的建筑物层数从 9 层到 61 层,18 层以下建筑物占 50%。建筑物地下室层数 0~4 层,没有地下室的建筑物 4 幢。桩基类型包括预制方桩、预应力空心方桩、预应力管桩和灌注桩,其中预应力桩 7 幢。

试设计中,与目前的上部结构抗震验算原则相一致,按 7 度设防地区多遇地震下的丙类建筑基底剪力(荷载采用地震作用效应与其他作用效应基本组合,但分项系数为 1.0)与桩的水平承载力和承台正侧面的土抗力(取被动土压力的 1/3)之和进行比较,不计承台(地下室)侧面和底面的摩阻力。

在建筑物的选取中尽量选取单幢主楼建筑;但也有带裙房或地下室大底盘的建筑物,在基底剪力计算和抗力计算时主要验算主楼(或主楼+裙房)区域的基底剪力与桩基和地下室正侧面抗力的关系,偏安全计,并未考虑大范围地下室对桩基水平抗震的有利影响。

由于选取的项目均未进行单桩水平承载力试验,只能按公式估算单桩水平承载力(按本规范附录 F)。在单桩水平承载力估算公式中,按桩顶铰接计算单桩水平承载力。试设计中土层的 m 值对单桩水平承载力影响较大,因此具体计算时均统一取桩顶一定深度范围土层 m 值的厚度加权平均值计算单桩水平承载力设计值。

试设计结果表明,绝大多数验算工程是满足桩基水平抗震验算要求的,但验算工程中个别建筑物由于没有地下室、基础埋深较浅,采用直径较小的预应力桩或小截面预制方桩等多种原因,其水平抗震验算不能满足要求。这类建筑物抗震要求,需要通过调整桩径、基础埋深或调整桩数等方式来满足桩基水平抗震验算,并应加强桩基抗震的构造措施。计算分析也表明,当基础埋深较浅时,桩径的调整对于水平抗力的提高更为显著;而在基础埋深较深时,基础埋深的增加对水平抗力的贡献将会更为显著。在实际工程中,当采用竖向荷载布桩后水平抗震承载力验算不满足时,应在总体方案上采取调整桩基承台埋深、桩数及截面尺寸以及构造上采取加强措施等综合方式来达到设计要求。

通过试设计也认识到,对于桩与承台(地下室)正侧面土体共

同承担水平地震作用问题,目前各本规范规定还不完全一致,相关机理分析和技术储备都不能满足规范修订的需要,需要深入探讨;此外,单桩水平承载力的计算也还存在一些不尽合理的地方,迫切需要结合上海地区的工程实践开展课题研究,明确适合上海地区工程现状的单桩水平承载力的实用估算方法。

试设计也对中震作用下的桩基水平抗震验算做了一些尝试,中震作用下的地震作用计算和水平抗力都难以确定。试设计只能在假定条件下进行了非常粗略的分析,如取基础正侧面土抗力为被动土压力、单桩水平承载力不考虑 0.75 的折减系数等,初步分析表明验算工程中有比不满足多遇地震作用数量略多的建筑物不能满足中震作用下的水平抗震验算要求,仍然和上述多遇地震验算结果一样,当确实需要按中震作用进行桩基水平抗震验算时,宜通过采取调整总体方案和加强构造措施来予以综合改进。当然这一结论毕竟是基于非常粗略的前提假定下试算得到的,只能作为分析参考。

在承台(地下室)外侧回填质量有保证时,在抗震验算中可计入承台(包括地下室)正侧面的土体抗力。由于桩间土固结沉降的原因,不能考虑承台底面摩阻力。土体抗力取被动土压力的 1/3 是沿用了原规范的有关规定,并与国家标准《构筑物抗震设计规范》和行业标准《冶金建筑抗震设计规范》相一致的。

8.4.4 参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 和现行上海市工程建设规范《建筑抗震设计规程》DGJ08—9,统一给出单桩承载力的提高幅值的表示方法,并不再按单桩承载力不同确定方法分别采用不同提高系数,避免标准之间的差别。

当桩顶一定深度范围(一般可取 $ah=4$ 时的 h 值)内存在液化土层时,应对单桩水平承载力按液化强度比进行折减。

8.4.7 由于对桩、土、承台和上部结构在地震中的动力相互作用的了解还很不够,目前通用的桩基抗震验算方法还不可能很准确

地反映桩和承台的工作情况。因此,桩基础在通过抗震验算以后,采取构造措施予以适当加强是很必要的。

抗震设防要求为 8 度的建筑物以及在中等、严重液化土层中,不宜采用材料延性较差的桩型,如果采用该类桩型,应采取必要的构造措施。如对于预应力混凝土空心桩,可采取增加足够的配筋、灌芯高度以提高桩的抗水平作用性能。

8.5 地下建筑物

8.5.3 建设场地的地形、地质条件对地下结构的抗震性能均有直接或间接的影响,选择在密实、均匀、稳定的地基中建造,有利于结构在经受地震作用时保持稳定。上海地区地下建筑物通常都建造在软土地基上,地震时可能会发生液化、震陷等现象,从而影响结构物的抗震稳定性,故有必要检验地震时建筑场地影响范围内地基土的稳定性。而结构形状突然发生变化的部分,在地震时可能发生严重的位移或变形,因此需对其抗震能力进行充分评估。

8.5.4 结构接头的形式和间距应在考虑使用阶段和施工阶段的设计以及验算抗震后决定。结构接头的构造和布置对隧道、箱涵等地下结构的抗震而言是很重要的因素,选择结构接头时,宜从抗震的角度作充分的验算。

结构接头的形式可以分为两类:一种是刚性接头,它具有与结构管段相同的刚度和强度,因而它能抵抗地震时的变形和应变,当采用刚性接头时,应注意不使接头成为结构的薄弱点。另一种是柔性接头,它有一定的柔性可以吸收地震时的变形。当采用柔性接头时,接头的位移和变形及其对结构整个长度的影响随接头的位置和刚度大小的变化而变化,最好是利用地震响应分析和模型试验估计柔性头在地震时的影响。设计柔性接头时应考虑地下结构可能发生的温度变化和不均匀沉降使接头保持吸收地震时可能发生的变形的能力。因为柔性接头与普通断面的结构特征不同,

可根据使用要求在接头位置设置防止竖向及水平发生剪切错动的措施,仅允许接头发生纵向伸缩及转动。

8.5.5 埋设于可液化土层的重要的地下管线、电缆沟、油罐、窖井和其他空腔式地下、半地下结构,一般应进行抗浮验算。这一问题如在设计中被忽视,在地震中就可能引起不良后果,如空腔结构发生上浮或不均匀上浮,结构底板发生破坏等。日本的资料在这方面有较多报道。日本地下停车场等地下结构的设计规范都对液化土体的浮力问题作出专门规定。现行国家规范《构筑物抗震设计规范》GB50191 也提出了这个问题。

本条规定了液化土层中浮力的计算方法。完全液化土体在某一瞬间性质相当于液体,土中有效应力等于 0,孔隙水压力等于全部上覆压力。故在计算浮力增加值或者底板浮托力增加值时,应考虑计算点以上的全部土层自重应力,而不仅仅是考虑液化土层的自重应力。浮力和浮托压力的计算点位置如图 8.5.5 所示,当基础底面位于可液化土层时,计算点即位于基础底面处;当基础穿过可液化土层且基底为透水层时,计算点可取可液化土层底面处。考虑到工程实际情况,只提抗震类别为甲、乙类的重要建筑物宜采用本条规定。

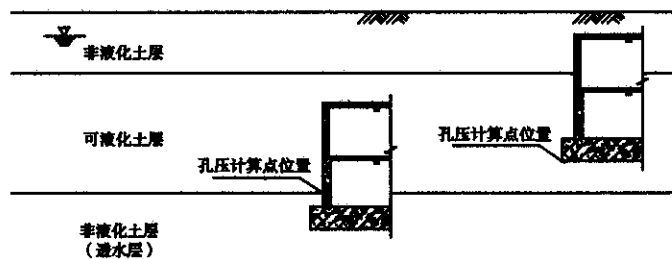


图 8.5.5 超孔隙水压力计算点位置示意图

地下结构物周围地基存在液化层时建议采取下列措施:对地基采取注浆加固和换土等措施消除或减小结构上浮的可能行;当未采取消除液化措施时,应考虑增设抗拔桩使其保持抗浮稳定;存在液化薄土层时,应根据液化指数计算适当加强结构,结构承载力及其抗浮稳定性的验算应考虑土层液化影响。

8.5.6 本条只涉及地震时作用于地下室和地下停车场等半埋或浅埋地下结构外墙的静止土压力的计算。基本思路是地震时静态的静止土压力保持不变,再叠加上动态的静止土压力作用。非液化土层的动态静止土压力系数假设与静态时一样,但动态时孔隙水与土骨架一起作用,故土体自重采用饱和重度,动态水压力不再另行计算。

墙后存在可液化土层的情况比较复杂。液化土层的静态静止土压力等于升高后的孔隙承压压力,其数值等于计算点以上总的自重应力,即全部上覆土层的水土重量(地下水位以上用天然重度计算,地下水位以下用饱和重度计算)。静水压力已经包括在内。液化土层的动态静止土压力,即液化土体的动水压力,按 Westergaard 解近似计算,即:

$$e'_{0d} = \frac{7}{12} k_h \gamma_i d_i \quad (8.5.6)$$

式中: e'_{0d} ——计算点处可液化土层内动态静止土压力强度标准值(kPa);

k_h ——水平地震系数,7度时取 0.1;

γ_i ——可液化土层的饱和重度(kN/m³);

d_i ——可液化土层的厚度(m)。

动水压力强度沿液化土层高度不变,即按矩形分布。墙后液化土层的上覆或下卧非液化土层,地震时静止土压力强度的计算,不受液化土层影响,仍按 8.5.6 条第 1 款所述方法进行。为便于理解条文规定的计算方法,图 8.5.6 给出简单例题。

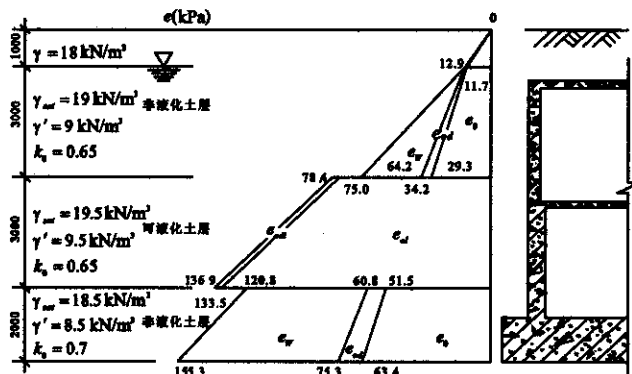


图 8.5.6 地震时静止土压力计算算例

8.5.7 对于线状地下结构,纵向长度很长,断面形式基本相同,一般都可按平面应变问题进行抗震分析与计算,但需注意结构形式、埋深不同和地基土性质不同的部位均需分别计算。对于装配式隧道结构,当地震波平行于隧道轴向输入时,计算得到的接头轴向位移和应力达到峰值,故应验算纵向接头的抗震性能,必要时应计算隧道纵向的地震响应。

等代地震荷载法适用于计算隧道、沉管、箱涵等地下建筑物的衬砌结构按平面应变问题分析时的水平地震作用,包括惯性力法和等代水平地震加速度法,其原理是用修正惯性力或地震加速度的作用效应来等代地震动力响应。因而,采用等代地震荷载法得出的计算结果相当于地震时的动力响应计算结果,应叠加上按照相关规定所得静力荷载计算结果。响应位移法和地层—结构整体时程分析法相对来说比较复杂,考虑的因素也较多,一般地下建筑物的抗震设计可不采用这两种方法计算。对于断面形状规则的地下建筑物也可采用响应位移法计算结构的地震响应,地层条件复杂、结构体型复杂或建筑布置不规则的工程可采用地层—结构整体时程分析法进行地震响应分析。在上海市《地下铁道建筑结构

抗震设计规范》中对于地铁区间隧道和地铁车站结构的抗震分析进行了明确规定,地铁建筑抗震设计时应遵照该规范相关规定。

8.5.8 等代地震荷载法(包括惯性力法和等代地震加速度法)是按照与整体动力时程响应最大内力相等的原则来确定等代地震荷载,鉴于圆形或矩形断面地下建筑物的衬砌结构截面最大弯矩、最大轴力和最大剪力,在确定等代地震荷载时,很难做到同时等效,等代地震荷载拟按使截面最大弯矩相等的原则确定,截面其它部位的弯矩可不作修正,而截面所有部位的轴力和剪力,则需通过引入修正系数予以计算。

按平面问题采用惯性力法计算地震反应时,对于圆形断面地下建筑物的衬砌结构,地层水平抗力分布假设呈直角三角形分布,其作用范围为圆形断面竖向直径范围内,抗力大小可由水平方向作用的等代地震荷载的平衡条件确定;修正系数 α 是通过计算确定的,设防烈度为 7 度,结构直径为 8.5m,按均匀土层分别计算了采用上海长江隧道③₁层、④₂层、⑤₂层,在结构埋深分别为 5m、10m、15m、20m、25m、30m、35m 时的 α 值,其变化情况如图 8.5.8—1 所示, α 值在小范围内波动,建议取为 0.30。

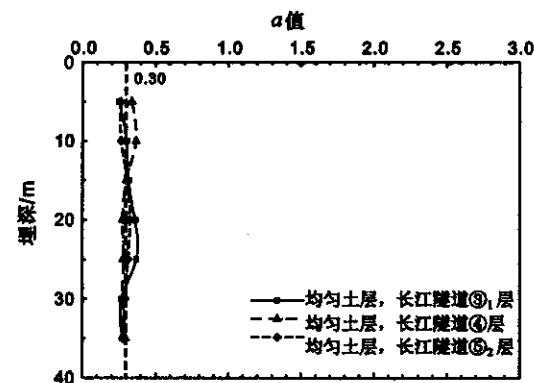


图 8.5.8—1 不同地基土、不同埋深时 α 值变化曲线

对于矩形断面地下建筑物的衬砌结构,可按弹性地基上的平面框架计算水平地震作用的地震反应。设防烈度为 7 度时,按均匀土层计算,截面尺寸为 $8.5\text{m} \times 6.5\text{m}$,采用上海长江隧道③₁层、④层、⑤₂层计算了结构埋深分别为 5m、10m、15m、20m、25m、30m、35m 时修正系数 k_c 的值,如图 8.5.8—2 所示, k_c 值建议取为 0.80。

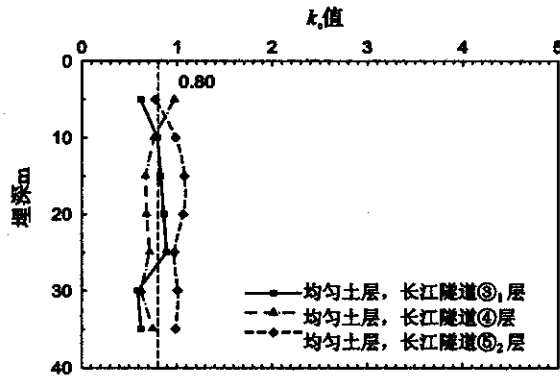


图 8.5.8—2 不同地基土、不同埋深时 k_c 值变化曲线

8.5.9 采用等代地震加速度法计算时,侧向边界为自由边界,一般认为,计算宽度取 5~10 倍的结构宽度时,可消除边界对计算的影响,为减小侧向边界的影响,本条建议取 10 倍的结构宽度,即侧向边界取至离结构中心 5 倍结构宽度处。底部边界深度的确定与钻孔深度有关,对上海市区的软土地基,地下建筑工程活动的影响深度约为 50m~70m,因而钻孔深度通常为约 70m。本条选用地表以下 70m 的深度,原因主要是便于利用现有钻孔的土工试验资料。

对于圆形断面地下建筑物的衬砌结构,等代地震加速度法将地震时的动力响应用均布的修正水平地震加速度的作用效应等

代,计算时在土体和地下结构单元上同时施加一修正水平地震加速度 $\alpha a_{\max}$ 。计算简图如图 8.5.9—1 所示。

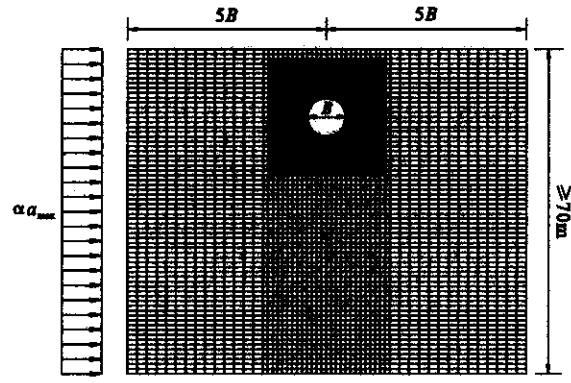


图 8.5.9—1 圆形断面地下结构等代地震加速度法计算简图

图中, B 为结构宽度; $a_{\max}$ 为地面峰值加速度,与结构物的地震设防烈度有关,在上海地区,设防烈度为 7 度时, $a_{\max}$ 取为 $0.1g$ 。修正系数 α 取值与结构埋深、地基土性和圆形断面直径相关,是通过计算确定的,设防烈度为 7 度,结构直径为 8.5m ,按均匀土层分别计算了采用上海长江隧道③₁层、④层、⑤₂层土,在结构埋深分别为 5m、10m、15m、20m、25m、30m、35m 时的修正系数 α 值,其变化情况如图 8.5.9—2 所示,建议的 α 取值范围为 $0.10 \sim 0.70$ 。

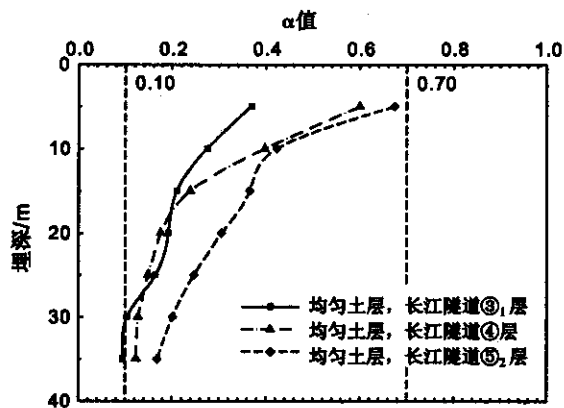


图 8.5.9-2 不同地基土、不同埋深时 α 值变化曲线

对于矩形断面地下建筑物的衬砌结构,等代地震加速度法将地震时的动力响应用均布的修正水平地震加速度的作用效应等代,并将这一修正水平地震加速度 $a(h)$ 同时施加于土体和地下结构单元。其计算简图如图 8.5.9-3 所示。

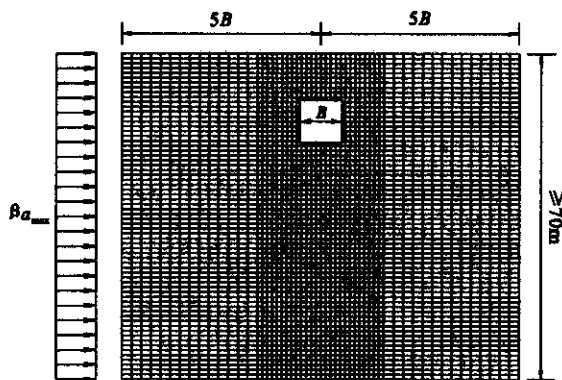


图 8.5.9-3 矩形断面地下结构等代地震加速度法计算简图

图中, B 为结构宽度;修正系数的取值与结构埋深、地基土性和矩形断面参数相关,在上海地区,设防烈度为 7 度时,按均匀土层计算,截面尺寸为 $8.5\text{m} \times 6.5\text{m}$,采用上海长江隧道③₁层、④层、⑤₂层土计算了结构埋深为 5m、10m、15m、20m、25m、30m、35m 时修正系数 β 的值,如图 8.5.9-4 所示, β 的取值范围为 0.07~0.45。

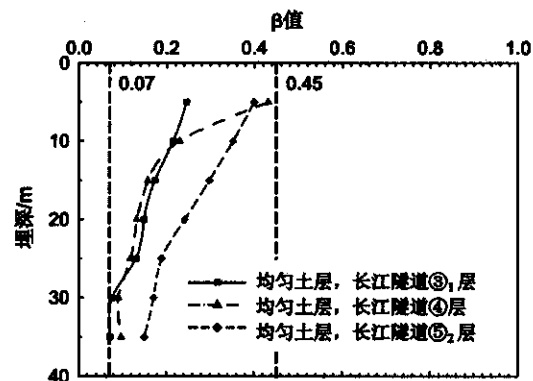


图 8.5.9-4 不同地基土、不同埋深时 β 值变化曲线

10 市政工程地基基础设计计算

10.1 一般规定

10.1.1 本规范中的市政工程主要涉及建筑、公路桥梁和水利等行业。考虑到各行业都有自己的规范体系,在进行市政工程地基基础设计计算时,有关结构安全等级、荷载取值及构件截面计算应遵照相应行业配套规范,但应注意不得将按不同设计准则制订的规范混用。

10.1.2 在上海市政工程中,土的抗剪强度对地基稳定计算及土压力的计算影响很大,这个问题各行业经过多年来的大量研究和实践验证,形成了各行业自有特点的计算方法。

1. 对于土体中孔隙水压力不断变动,无论监测还是计算都无法得到准确的孔隙水压力的地基条件,可采用总应力法。

2. 对于重要工程,如孔隙水压力可通过计算得出并经实测校核,则应尽量采用有效应力法计算强度。

目前常用的确定抗剪强度指标的试验方法,可分为原位测试、室内试验两大类。原位测试有十字板剪切试验和静力触探等方法。在市政工程基础设计中所得到的勘察资料常以室内试验为多数。

国内室内试验常用的剪切仪主要有直剪仪和三轴剪切仪两种。三轴剪切仪的受力状态及排水条件比较能符合实际,但试验操作比较复杂。因此,在工程实践中普遍使用的仍然是直剪仪。直剪仪的主要缺点是受力状况不明确及排水条件难以控制。关于试验方法,最理想的是按不同时期的固结度,将土样固结后进行不排水剪切试验,但这种试验方法显然太复杂,因而常用的试验方法是快剪或固结快剪两种。选用试验仪器和试验方法时,原则上是

要尽可能符合工程实际情况,主要是根据地基土类别、地基压缩层厚薄和施工期长短等因素确定。

3. 关于 c_k 、 φ_k 的折减问题,各行业都做了大量的研究工作,可按各节要求按峰值强度平均值或峰值强度小值平均值取用。

10.1.3 水土分算即分别计算水、土压力,再将二者相加得到总的侧压力。这一原则一般适用于砂土、粉土或粉质黏土。上海地区的浅部土层往往为滨海河口沉积层,层理明显,黏性土夹有粉性土薄层,并不完全是不透水土层,故本条文规定按水土分算原则计算侧向力。但上海地区对位于黏性土层中的某些类型挡土建筑已积累了用水土合算原则计算侧向力的成功经验,故条文中规定对已有工程实践经验的黏性土层中的挡土结构,也可按水土合算原则计算土压力。

10.1.4 主动土压力是墙体在墙后土体作用下发生背离土体方向的变位达到极限平衡时的最小土压力,上海地区建造在软土地基上的挡土结构在墙后土压力使用下,所产生的离开土体方向的位移量,一般可达到形成主动土压力的数量级(太沙基试验位移量为0.1%~0.5%墙高),因此一般可按主动土压力计算墙后土压力。

目前常用的土压力计算理论有库仑土压力理论和朗肯土压力理论。由于市政工程中挡土墙刚性较大,墙背也通常不是竖直的,故本规范建议用库仑土压力理论计算主动土压力,即条文公式(10.1.4-1)及公式(10.1.4-2)。

在用库仑土压力理论计算时,对于黏性土须将黏性土的黏聚力 c_k 和内摩擦角 φ_k 折算成等效内摩擦角 φ_{ek} 进行计算。常用的等效内摩擦角换算是按抗剪强度相等的原则进行换算:

$$\varphi_{ek} = \arctan\left(\tan\varphi_k + \frac{c_k}{\sigma}\right)$$

式中: σ ——等值法向应力(kPa),即处于极限平衡状态土体滑裂面上平均法向应力,计算时可用土压力合力作用点

处的自重应力代替。

10.1.5 当挡土结构刚度很大,位移变形很小时,土体未能达到极限状态,这时墙后土压力按静止土压力计算。

静止土压力系数 k_0 一般通过试验求得,在有土的有效内摩擦角标准值 φ_k 时,亦可用经验公式计算。当上述两种数据均缺乏时亦可参照表 10.1.5 采用。

表 10.1.5 静止土压力系数表

土 类	k_0
碎 石	0.18~0.25
砂 土	0.33~0.43
砂质粉土	0.33
粉质黏土	0.33~0.50
黏 土	0.33~0.72

10.1.6 被动土压力是墙体在外力作用下发生向土体方向的变位(水平位移或转动)达到极限平衡时的最大土压力。对于被动土压力而言,一般因产生被动土压力要求构筑物有较大的变形或位移(太沙基试验位移量为 4% 墙高),而这样大的变形或位移,一般工程是不允许产生的,所以一般在工程结构设计中,不宜考虑被动土压力的全部使用。但当构筑物向土体方向变形或位移时,土体产生的土压力虽然达不到被动土压力的最大值但将大于静止土压力值。工程设计中对此一般采用将被动土压力乘以某一折减系数作为此时的土压力,被动土压力按条文公式(10.1.6-1)及公式(10.1.6-2)计算。

对于不同的结构,因容许的变形及结构实际可能产生的变形不同,其折减系数也不同,在有关各节中作专门规定。

10.1.7 当无渗流现象存在时,水压力按静水压力计算。当有渗

流现象时,除静水压力外,还应计算渗透压力,同时还需考虑土的抗渗稳定性。

10.1.8 按我国现行《中国地震烈度区划图(1990)》的划分,上海市区大多为 7 度地震设防地区,按有关抗震规范要求,7 度地震设防地区仅需计算水平地震力的作用。本条款中引入了地震系数角的概念,即用地震系数角来修正 φ_k 、 δ 。地震系数角的数值系参照《港口工程技术规范》。地震被动土压力问题应结合工程经验作专门研究。

10.1.9 回填土的土压力计算:

上海地区采用的填土一般分成两类,一类是天然土壤,来自工程中开挖土方或其它料场,另一类是建筑弃料,回填土的土压力计算的问题主要是抗剪指标的选择。

天然回填土的抗剪强度应根据试验结果取用,当无试验资料时可参照类似工程的经验数值。

建筑弃料抗剪强度值可从下述两方面考虑:

1 实测休止角

根据上海市三林塘建筑弃料堆场实地调查,高度为 20m~25m 的堆料,测量其休止角均大于 40°,汛期暴雨时亦未滑坡;

2 将建筑弃料看作是砾石、砂、壤土的混合物

根据建筑弃料的组成成份,可以将建筑弃料看作是砾石、中砂、壤土的混合物。水电部水文水利管理司编著《水工建筑物养护管理工作手册》中列出这几种土料的休止角分别是砾石 40°、中砂 35°、壤土 40°。这和上述三林塘实测建筑弃料的休止角是相一致的。

综上所述,压实的建筑弃料用作填土时对地下水位以上可取内摩擦角标准值 $\varphi_k = 30^\circ$,黏聚力标准值 $c_k = 0$,地下水位以下取 $\varphi_k = 25^\circ$, $c_k = 0$ 。其重度随压实不同而异,约为 15.0kN/m³~18.0kN/m³。

10.2 边坡

10.2.1 边坡稳定计算的几种情况:

上海地区市政工程中遇边坡问题大致可分成天然边坡、开挖边坡以及填筑边坡三类,这三类边坡分别有其不同特点:

1. 天然边坡:天然边坡是指长期自然稳定的,在现有上覆压力下已正常固结的边坡。在这样的边坡上部堆载、修建建筑物或在其邻近地区进行打桩施工等作业,当可能影响其原有稳定状态时,需验算边坡稳定性,防止地基出现整体剪切破坏,并确定堆载数量的容许值。

2. 开挖边坡:开挖永久性沟渠或开挖基坑,从而使原已正常固结的地基卸去被挖除土体的荷载,形成开挖边坡。对开挖边坡的稳定计算可核算原设计的开挖断面是否安全,如安全水准不够,则需另行设计断面,或采取其它工程措施。

3. 填筑边坡:人工填土形成填筑边坡,对地基而言是增加了填筑部分土体的重量。对于填土而言随填筑速度不同,其固结度增长情况也不同。对其边坡稳定计算同样是为确定所选坡面断面形式的合理性。

上述三种边坡丧失稳定的情况在上海地区都有发生。值得注意的是施工期间的边坡稳定问题,多数边坡失稳发生在施工期,其原因在于施工期常增加许多不属于设计情况的附加因素,影响了边坡稳定,如打桩、施工机械荷载、开挖土方的任意堆置、施工期排水引起渗流作用加强从而增大渗流压力等等。设计部门一般只对正常竣工后投入使用的边坡进行稳定计算,而施工部门往往又不进行施工期边坡稳定核算,而是根据经验确定开挖边坡的坡度。实践证明这是很危险的。原因在于:

1)无论是开挖边坡或填筑边坡,其土体抗剪强度都随施工进度不同而有不同的变化方式,不是取一个认为安全的坡度就可以

满足边坡稳定要求;

2)上面提到施工期影响在不同的工程中是不相同的;

3)当土体为分层分布的各类土时,更难很快确定一个安全稳定的坡度。

因此对于坡度较陡、坡高较大、一旦边坡失稳会造成较大危害的地方,均应进行边坡稳定计算。

10.2.2 平面假定和侧面摩阻力的影响

1. 平面假定

进行边坡稳定分析时,一般均按平面问题考虑。因根据实际发生的边坡失稳(即滑坡)来分析,滑动方向都是垂直于轴线方向,滑坡体又观察不到扭曲、旋转等现象。因而可以根据地质、荷载等条件选择计算断面,按平面问题进行计算分析。

选择计算断面时要根据地基情况、荷载情况划分区段。在结构、荷载、地基等各因素中,即使某些因素相同,而仅因其中一个因素不同时,也常根据判断划分为不同区段,分别计算断面的稳定性。应注意不要漏算危险断面。

2. 侧面摩阻力的影响

一般在有集中荷载、滑裂体长度受到限制或局部地基内有软弱夹层时,滑裂体长度较短,宜考虑侧面摩阻力影响,使计算抗滑稳定的可靠性尽量接近实际情况。

10.2.3 滑动面一般分圆弧与非圆弧两类。一般地基中,边坡失稳滑动时,滑弧面可近似作圆弧面处理,上海地区发生的实际滑坡,实测其滑动面大多均近似为圆弧面。

当地基中有软弱薄夹层或上部为软层下部为硬层,或滑面受限制时,滑动面可能为非圆弧状曲线或折线。此时的计算无通用公式,一般按假定的滑动面将土体分成条块计算。

10.2.4 边坡稳定分析的计算方法较多,常用的有简单条分法(亦称瑞典法)、简化毕肖普法等。其中简单条分法在上海地区得到广

泛应用,积累有一定经验,条文中建议采用简单条分法。当孔隙水压力较大时,则宜用简化毕肖普法。

条文公式(10.2.4-1)是采用承载力极限状态的分项系数表达式,要求在可能发生的滑动范围内所有的圆弧滑动面上均满足此公式。

用总应力法确定土体抗剪强度时,可采用固结快剪指标,也可根据工程情况、土质、土体受力状态及排水条件选用其他的抗剪强度指标,如十字板剪切或快剪指标等。当采用固结快剪或快剪指标时,取峰值作为抗剪强度指标的标准值。

边坡视其失稳可能产生后果的严重性,分为重要边坡、一般边坡与临时边坡,对应于本规范条文表 3.0.5 规定的安全等级一级、二级与三级,相应的重要性系数 γ_0 分别取 1.1、1.0 和 0.9。

10.2.5 上海地区的边坡内外的水位差受潮汐影响而出现不稳定渗流,为减少工作量,采用替代重度法计算渗透力的作用。

10.2.6 影响边坡滑动安全水准的因素很多,其中土的强度指标 c 、 φ 取值尤为重要,但是目前设计所用的 c 、 φ 指标往往为室内试验所得,试验工况不可能完全模拟土的实际受力情况。本条文提出的方法既是要求通过分析拟建工程附近的边坡(包括滑坡或稳定边坡)的安全水准,反算土的抗剪强度,然后验算新建工程边坡的稳定性。

10.2.7 在采用桩基的情况下,对以竖向承载为主的桩基或重要边坡,在稳定计算中可不计入桩的抗滑作用。对一般及临时边坡,本条规定桩在滑动面上下的长度大于 5 倍桩径时,才可考虑桩的抗滑力。这是考虑到若桩基穿过滑动面,但滑动面以下入土深度过浅,则下层土无法固定桩,难以起到抗滑作用。在 89 版上海地基设计规范修订时,根据港工部门对一些码头边坡稳定安全系数的计算结果,规定桩的抗滑力不得超过总抗滑力的 10%。

10.2.8 施工对边坡稳定影响很大,尤其是打桩、开挖、堆载、排水

及施工组织等因素,处理不妥就会造成边坡失稳。例如,打桩引起孔隙水压力变化会使边坡稳定性降低,故应采取一定的措施以减少其对边坡稳定的影响,保证边坡的稳定。

10.2.9 边坡引起的变形分析可采用工程类比法、理论方法、数值分析方法等。目前单纯依赖分析方法很难准确预测边坡引起的变形,为控制边坡变形并减小其不良影响,在重点区域,可采用提高边坡稳定安全系数、加强监测、对影响区域内的建筑物与公共设施及其地基基础进行预加固等设计和施工措施。宜考虑边坡地下水位及孔隙水压力变化、长期蠕变等引起的土体变形。

10.2.10 坡面防护可采用植物防护、喷护、片石护坡等;对放坡开挖的基坑工程,上海一般采用辅以 $\phi 6@200 \times 200$ 钢筋网片的 50mm 厚 C20 细石混凝土面层护坡。

地表排水可采用边沟、截水沟、排水沟等;地下排水可采用暗沟(管)、渗沟(井)、仰斜式排水孔等。可选择的边坡监测项目有地下水位及孔隙水压力、边坡表面位移、边坡深层位移等。对不同类型的边坡,可选择不同的巡查周期,检查并维护边坡的防护及排水系统、处理坡面裂缝等措施,保证边坡安全。

10.3 挡土墙

10.3.1~10.3.2 上海地区重力式挡土墙的高度一般不超过 4m~6m,材料一般采用浆砌块石。此外,钢筋混凝土的悬臂式及扶壁式挡土墙也被较多地采用。其它如短卸荷板式挡土墙、锚杆挡土墙、加筋土挡土墙、桩板式挡土墙等的基础计算可参照其它相关规范。

挡土墙在市政工程中应用很广泛,如:桥台、路肩、河岸、港口码头及市政给排水工程的厂(站)区等,设计计算时,有关荷载及墙身结构计算应参照相应行业的配套规范。

挡土墙的地基整体稳定性验算,参照本规范 10.2 节的边坡稳

定性计算方法。

有挡水防汛要求的挡土墙(防汛墙),设计时可参考《黄浦江防汛墙工程设计技术规定》(上海市水务局,2009年11月)规定,其抗渗稳定性验算可采用渗径系数法。

挡土墙的变形分析可采用工程类比法、理论方法、数值分析方法等。

10.3.4~10.3.5 条文公式(10.3.4-1)、(10.3.4-2)、(10.3.5-1)和(10.3.5-2)中的基底压力设计值计算时,作用效应取承载力极限状态下作用效应基本组合,作用分项系数取1.0。

10.3.6 一般挡土墙基础底面都允许出现拉应力,考虑到底板和土之间不能承受拉力,此时应按条文公式(10.3.6-2)计算 $p_{\max}$ 。有些特殊建筑的挡土墙,对于墙体的倾斜有较严格的控制要求,此时要根据实际情况,考虑控制 $e_0 \leq b/6$,甚至还对 $p_{\max}/p_{\min}$ 比值作出限制。

10.3.7~10.3.8 条文公式(10.3.7)、(10.3.8)是以分项系数表达的极限状态设计表达式,按照本次规范修订作用分项系数取1.0的原则,并在安全水准不变的前提下换算得到抗力分项系数。

挡土墙沿基底滑动破坏的机理比较复杂,虽然各种研究表明抗滑稳定性与基础下的土体抗剪强度指标 c 、 φ 值有关,但是如没有足够的试验资料,很难确定这二者的定量关系。考虑到上海市市政工程的重力式挡土墙一般高度较低,采用单一的摩擦系数来验算抗滑稳定性已能满足要求。

条文公式(10.3.8)的抗滑力中有一项墙前被动土压力 H_{Qk} ,但被动土压力必须在墙体产生一定的位移后才能达到,实际计算中只取其值的1/3作为抗滑力的标准值,也有的设计将这部分抗滑力作为安全储备而不予计算,所以条文公式在 H_{Qk} 前乘以修正系数 λ 。

挡土墙抗滑稳定性不足时,可采用斜基底、凸榫等方法增加抗

滑力。

10.3.9 本条主要参考了行业标准《水工挡土墙设计规范》SL379的相关规定:

1 为避免挡土墙墙后地下水通过底板与地基土之间形成的渗透通道造成渗流破坏,在水平荷载作用下,挡土墙底板与地基土之间应有紧密的接触,为此,土质地基上挡土墙的桩基宜采用摩擦型桩。

2 由于钢筋混凝土桩的水平承载力远小于其竖向承载力,而挡土墙所承受的水平荷载又较大,因此在挡土墙设计中,要满足结构的稳定(尤其是结构的抗滑稳定)要求,所需设置的桩基数量较多,按底板底面以上水平向荷载全部由桩承担的原则是偏于安全的。基于经济性考虑,本规范规定在有可靠分析依据及类似工程经验时,也可考虑地基土与桩基共同承担竖向及水平荷载。

3 为避免桩基施工可能引起土的松弛效应和挤压效应对相邻桩的不利影响,混凝土预制桩的中心距不应小于3倍桩径或边长;灌注桩由于桩径较大,其中心距可略小些,但不应小于2.5倍桩径。

4 为了充分利用桩基中各桩的承载能力,桩的平面布置应尽量使桩群形心与底板底面以上基本组合的合力作用点相接近,使各桩实际承担的荷载尽量相等。由于挡土墙在不同使用时期荷载组合的合力作用点不同,在进行桩的平面布置时应尽可能作些调整。

5 由于挡土墙桩基同时承受竖向及水平荷载,可按本规范第11章港口工程桩基设计的相关规定计算。

此外,参考现行行业标准《水工挡土墙设计规范》SL379的相关规定,考虑到挡土墙底板的刚度较大,可认为各桩顶的水平位移相等,群桩基础中各排单桩承受的水平向荷载也可认为基本相等;因此,对挡土墙群桩基础可按全部水平向荷载由各桩平均承担的

原则进行计算。单桩竖向荷载和水平荷载以及竖向承载力和水平承载力,可按港口桩基的相关规定计算。如采用钻孔灌注桩(包括沉管桩),桩顶不可恢复的水平位移值宜控制不超过 5mm;如采用预制桩,宜控制不超过 10mm。

10.3.10~10.3.12 为适应地基不均匀沉降及温度变化引起的变形,挡土墙应设置变形缝。一般,混凝土挡土墙变形缝间距宜用条文中的较小值;对配有温度钢筋的混凝土挡土墙,变形缝可用条文中的较大值。缝内可用多孔板或乙烯板填塞。为防止水土流失,在变形缝墙后应设防水卷材或嵌置止水密封膏。对于有防汛功能的挡土墙,应在变形缝内设置止水片,其材料一般可采用橡胶或塑料。

为降低墙面水位,墙体应设排水孔。应注意最底排排水孔位置,确保排水的可靠性。排水孔宜设于常水位的 0.3m 以上。

为防止水土流失,墙后孔与土的接触要设置反滤层。反滤层的设计应符合相关规范要求,如国家标准《土工合成材料应用技术规范》GB50290 等。一般可用二层编织布包裹碎石作为反滤,同时也能更有效地汇集地下水。

墙后填土最好为透水性大的粉砂土、煤渣。当土源条件限制时,可使用粉质黏土,但应限制填筑速度,使填土在施工中固结度能有所提高,以减少填土压力。

10.4 堤 防

10.4.1 本条中提到的各类土、石料为主体堆筑的堤防工程的地基设计,是指河堤、湖堤、江堤、海堤(含围堤)等新建堤防工程的地基设计;浆砌块石、混凝土与钢筋混凝土防洪墙的地基基础设计按本规范 10.3 节有关规定执行;本规定同样适用于老堤防的加固、扩建、改建设计。堤防地基设计的防洪标准及级别应与堤防工程相一致。堤防工程的防洪标准应根据防护区防洪标准较高防护对

象的防洪标准确定。堤防工程的级别根据堤防工程的防洪标准确定。

本条对地震烈度 7 度地区的堤防工程抗震设防作了限定性规定。一是堤防工程遭遇大洪水机率小,高水位运行时间短,同时又遭遇 7 度地震烈度的机率更小;二是堤防工程线路长,全面采用抗震设防措施代价高。根据我国国情,从实际出发,对特别重要堤段,如保护重要城市、工业设施等的 1 级堤防,经上级主管部门批准后,应进行抗震设防设计。考虑到上海市是特别重要的城市,故规定位于地震烈度 7 度地区的 1 级堤防工程,应进行抗震设防设计。由于地基为堤防工程的一部分,因此堤基设计中抗震设防的规定也应同堤防工程。

10.4.3~10.4.6 渗流计算结果可为抗滑稳定计算提供浸润线位置及孔隙水压力分布等数据,但此时应注意两者的计算工况、两侧水位情况须相同。堤防渗流计算应符合现行国家《堤防工程设计规范》GB50286 附录 E 的有关规定。

大江大湖堤防,汛期挡水时间长,能形成稳定渗流浸润线,海堤及有些江、湖堤防挡水时间短,在汛期往往未能形成稳定渗流。因此,应根据实际情况按稳定渗流计算或不稳定渗流计算浸润线及渗流稳定性。

海堤的渗流计算是根据我国沿海各地的海堤设计和参考国外有关设计规程编写的。

10.4.10 堤防的堤线较长,应根据不同堤段的断面形式、高度及地质情况,结合渗流计算需要,选择具有代表性的断面进行分析。对地形、地质条件复杂或危险工段,其计算断面可以适当地加密。

10.4.11 稳定计算分为正常运用和非常运用两种情况,正常运用情况是指堤在正常和持久的条件下工作;非常运用情况是指堤在非常或短暂的条件下工作。堤防抗滑稳定计算工况及水位组合可按表 10.4.11 采用。土的抗剪强度指标应取经数理统计后求出的

小值平均值。

表 10.4.11 堤防抗滑稳定计算工况及水位组合

运用情况	计算工况		计算边坡	临水(海)侧水(潮)位	背水(海)侧水位
正常运用情况	设计洪水(高潮)位		背水(海)侧	设计洪水(高潮)位	低水位或无水
	设计低水(低潮)位		临水(海)侧	设计低水(低潮)位 或滩涂面高程	最高水位
	水位降落		临水(海)侧	河湖堤为设计洪水水位降落至正常水位,海堤为设计高潮位降落至滩涂面高程或齐压载平台顶	最高水位
非常运用情况	竣工期		背水(海)侧	施工期设计洪水(高潮)位 或二十年一遇高潮位	最低控制水位
			临水(海)侧	施工期设计低水(潮)位或设计低水(潮)位或滩涂面高程或齐压载平台顶	竣工期最高水位
	施工期(海堤)	1	背海侧	截流堤设计高潮位	合龙期最低水位
			临海侧	1)合龙期设计低潮位 2)潮位降至压载平台顶	合龙期最高水位
		2	背海侧	施工期多年平均高潮位	施工期最低水位
			临海侧	1)施工期设计低潮位 2)潮位降至压载平台顶	施工期最高水位
		3	背海侧	同背海侧水位	施工期最低水位
			临海侧	1)施工期设计低潮位 2)潮位降至压载平台顶	同临海侧潮位
	地震		背水(海)侧	多年平均水(高潮)/位	最低控制水位
			临水(海)侧	多年平均水(低潮)位	多年平均高潮位 或常水位

注:1. 按表 10.4.11 所列出的计算工况及相应的水位组合,进行稳定及非稳定渗流分析,在此基础上再进行稳定计算。在设计洪水(高潮)位下的稳定渗流情况对背水(海)侧堤坡是最危险的,因此,该工况作为堤防最基本的计算情况。

2. 对临水(海)侧堤坡的稳定而言,有两种工况:一种是背水(海)侧高水位,临水(海)侧设计低水(潮)位时,对临水(海)侧堤坡的稳定性是最不利的,该工

况常会发生,故列为正常运用情况;另一种最危险的运用条件是高水位历时很长后水位迅速下降,这种情况时有发生,故将骤降期列为正常运用情况。

3. 以设计洪水(高潮)位与地震遭遇,设计标准明显过高,本规范规定应以多年平均水(高潮)位遭遇地震,比较合理。

4. 软土地基上筑堤,工程最危险的情况是堤身施工刚完毕时,此时地基的整体稳定抗力较小,随着时间的延长,地基上经过压密固结,整体稳定抗力得到提高。故稳定分析时应将竣工期作为非常运用情况计算。

10.4.12 堤防抗滑稳定计算方法,目前各工程设计中普遍采用瑞典圆弧滑动法进行计算。工程实践表明,瑞典圆弧滑动法计算的成果基本能反映实际情况,并能保证工程安全。

10.4.13 上海地区的堤防工程,堤身高度一般为 5m~10m,最高者近 20m。堤基土常含有软弱土层,故应计算沉降量。对新建堤防计算整个堤身荷载引起的沉降,对旧堤加固的沉降计算可视旧堤固结程度只考虑新增荷载引起的沉降或在考虑新增荷载引起的沉降时还应考虑旧堤的剩余沉降。工后沉降量即设计使用年限内沉降量与竣工时沉降量的差值。

10.4.14 堤防竣工后还会发生固结沉降,为保持设计高程,在设计时需预留沉降量。沉降量包括堤身沉降和堤基沉降,由于上海地区堤基常含有软弱土层,当堤身填土施工质量能达到设计要求,堤身由于固结引起的沉降量亦是较小的,但堤基沉降量是比较大的,故设计时应计算堤基沉降量,根据经验预留沉降超高;当无法压实或压实较差的堤防,施工期短,堤在竣工以后还会继续发生较大的沉降,因此设计时应计算堤身和堤基的总沉降量,并根据固结计算成果和类似工程经验等综合分析预留沉降超高。

如计算的最终沉降量很大,采用计算的最终沉降量与竣工时沉降量的差值作为预留沉降超高值将会使堤身断面增大,不经济,故可根据工程的重要性,按设计使用年限的沉降量与竣工时沉降量的差值作为预留沉降超高值;或经论证采取分期加高加固,满足

使用期内设防高度要求。

10.4.15 由于堤防大多是历史形成的,因此,有些地基中常存有墓坑、井窖、房基、杂填土等,还有天然暗沟和动物巢穴等,若不探明加以处理,会降低堤基强度和发生严重渗漏,危及工程安全。

10.4.16 软弱堤基采用铺垫透水垫层的很多,单独或综合使用铺垫透水材料、在堤脚处设置反压平台、排水固结和控制填土速率等是我国海堤和土石坝软基处理常用方法,上海地区常采用铺垫充泥管袋或软体排,并普遍取得较好的效果。另外不同堤段之间也可采用不同的处理方法。

设置反压平台具有施工简便快捷、造价较低、效果好的优点,在海堤工程中已普遍采用。新建海堤,如施工条件限制不能采用其它地基处理方法时,也可采用反压法解决整体稳定问题,这时断面尺寸较大。由于沿海软土性质很差,承载力很低,反压平台的高度受到较大的限制,不应过高,否则会使反压平台本身失稳,此时可采用多级反压平台。

为加速软土地基的排水固结,以往多采用排水砂井作为垂直排水通道。70年代以来,应用塑料排水带插入土中作为垂直排水通道在国内外已得到广泛应用。当软土层下有承压水时,如排水井穿透软土层,会使承压水大量涌出,造成堤基淹没和基础破坏的严重后果,所以应避免排水井穿透软土层。如排水井需穿透软土层,应采取必要的防护措施。

控制填土速率填筑就是按规定的控制指标分期分级加载,利用堤身自重荷载预压,使地基发生排水固结,强度获得增加,以适应堤身荷载的增加,最后达到设计荷载。控制填土速率填筑是软土堤基处理方法中一种最经济最简便的方法,其缺点是施工工期较长。采用控制填土速率填筑的关键是控制填筑速率和加强监测,分级加载后要有足够的间隙期,使填土产生的超孔隙水压力消散,地基强度得到提高。采用此方法时,视表层土质软弱程度铺设

0.5m~1.0m厚的砂(石渣)垫层及土工织物,作为排水层。砂垫层的材料应采用中粗砂。石渣层的材料可采用天然砂砾料,也可采用碎石,其最大粒径不宜超过10cm。为增加整体稳定性及加快施工速率,可设一级或多级的反压平台。

10.4.17 地基中的可液化土层,应查明分布范围,分析其危害程度,根据工程的实际情况,选择合理的工程措施。具体工程措施很多,从本质上讲可以归纳为以下几方面:改变地基土性质,使其不具备发生液化的条件;加密可液化土的密实度,改变其应力状态;改善排水条件,限制地震中土体孔隙水压力的产生和发展,避免液化或减轻液化程度等。

条文中所列的是比较常用的方法,若液化土层埋深浅,工程量小,可采用挖除换土的方法,该方法造价低、施工快、质量高,处理后砂层的相对密度可达到0.80以上。强夯法也多有采用,加密深度可达10m以上。填土压重常用于堤防上、下游地基。

10.4.18 铺盖是国内外常用的防渗措施之一。长江无为大堤中的惠生堤使用长度为30m的黏土铺盖防渗,经多次洪水考验,卓有成效。黑龙江省齐齐哈尔等城市堤防中的砂基砂堤使用复合土工膜或编织涂膜土工布防渗的效果很好。

在透水地基上采用防渗墙防渗的堤段近年来逐渐增多。如采用回转钻机造孔设备建造地下连续防渗墙;或采用高压喷射灌浆建造防渗墙;或采用“射水法”建造地下混凝土防渗墙或采用水泥搅拌桩成墙等。如:在济南市附近的黄河大堤上,采用联合回转钻机矩形造孔设备建造地下连续防渗墙;哈尔滨市1974年在松花江大堤上,用高压喷射灌浆建造防渗墙;江苏省在淮河洛马湖南堤加固中,用“射水法”建造地下混凝土防渗墙。1998年长江、松花江大水后,在大规模的堤防建设中,对位于城镇段、村庄密集段及其他一些重要堤段,采用防渗墙防渗的现象较为普遍。我国是一个土地资源相对紧缺的国家,采用防渗墙防渗可少占耕地,节约土地

资源。

10.4.19 上海地区的堤防中多层堤基普遍存在,可采用多种处理措施。

用减压井处理,如有安徽长江同马大堤,透水层厚 100m,表层也为弱透水层,为确保同马堤在设计洪水水位下防渗安全,在汇口、乔墩、朱敦、甘家桥四段用减压井处理,共计 67 口减压井,已运用多年。

安徽省淮河和长江堤防多有采用盖重的,肇庆市西江堤防有一段也采用盖重处理。

多种地基处理方法联合应用在水库土坝实例较多,如河南白龟山水库和河北黄壁庄水库土坝采用盖重和减压井综合处理措施,均经多年运用,效果良好。

10.5 桥梁

10.5.3 桥梁基础除应具有足够的强度、稳定性外,还要满足结构耐久性的要求,并要求根据桥梁结构形式及行车使用要求严格控制基础的沉降。对拱桥、悬索桥等桥型,当基础承受水平推力时,还应控制基础水平位移及转动。

10.5.4 桩基础设计计算中应包括验算单桩的承载力、稳定性、桩身结构强度、裂缝宽度等内容。桩身内力计算可采用 m 法,其计算方法可参照现行行业标准《公路桥涵地基与基础设计规范》JT-GD63 的相关规定或本规范 11.3.3 条的规定。在按地基土对桩的支承能力确定单桩承载力后,还应对桩身结构强度进行验算。桩身自重与置换土重(当自重计入浮力时,置换土重也计入浮力)的差值作为荷载考虑。

《城市桥梁设计准则》CJJ11 即将废止,代之以《城市桥梁设计通用规范》(即将发布),在设计原则和安全水准一致的前提下,本节设计内容可与新规范的有关规定配套执行。

10.5.5 国外公路桥梁的设计使用年限一般多为 100 年,英国为 120 年,美国为 75~100 年。我国铁路规范要求桥涵地基按满足 100 年设计使用的年限设计。

10.5.6 在同一墩台桩基础中,采用直径不同、材料不同或长度相差过大的桩,不仅设计复杂,容易引起桩基不均匀沉降,而且施工中容易产生差错。

10.5.7 水中桩基础承台底面的高程应考虑水位的变化,特别要防止水位较低时,船舶或其它漂流物直接撞击桩基,导致桩基或船舶受损。当竖直打入桩基础的侧向抗力不足以抵抗传递至基础的水平力或要求增加基础的总体刚度时,可以采用斜桩。

当灌注桩基础的侧向抗力不足以抵抗传递至基础的水平力、桩身抵抗弯矩能力不足或要求增加基础的总体刚度时,可采用上大下小的变截面桩。

当灌注桩基础的竖向抗力不足时,可增加桩长或扩大桩底截面。

10.5.8 预制桩的接头是桩基础的薄弱环节,长期承受拉力、弯矩能力较差,因此,接头位置应尽量设在桩身计算弯矩较小处。多个工程桩基试验中,发生预应力混凝土桩作为试桩锚桩接头破坏,因此,预应力混凝土桩和钢筋混凝土预制桩需承受拉力时,应重视对桩的接头进行验算和必要加强。

钢材自身在海洋环境下的防腐性能是极其脆弱的,必须采取相关措施才能达到设计使用年限的要求。钢管桩的腐蚀速度应根据现场环境条件实测确定。

10.5.9 考虑大直径灌注桩随桩径增大桩端阻力的渐进破坏及应力释放而出现的松弛效应,导致侧阻力下降。另外对灌注桩进行试验发现,许多工程灌注桩桩底沉渣较厚,桩端承载力低于设计值。

因此,对外部超静定结构桥梁及特大、重要桥梁或对基础沉降

有特殊控制要求的桥梁,当采用灌注桩时,建议采用桩端后注浆工艺;当采用大直径灌注桩时,应采用桩端后注浆工艺。对桩底软弱的土体进行必要的注浆加固,以确保单桩承载力与控制基础沉降。

桩端后注浆控制条件:(1)单桩注浆量达到设计值;(2)桩端后注浆终止压力达到设计值;(3)桩身上浮 15mm。满足上述条件之一,注浆即可终止。

单桩注浆量:主要应考虑桩径、桩长、桩端桩侧土层性质、单桩承载力增幅及注浆方法等因素确定,无试验数据,可按下式经验估算:

$$G_c = \alpha_p d \quad (10.5.9)$$

式中: G_c ——单桩注浆量,以水泥质量计(t);

d ——设计桩径(m);

α_p ——桩端注浆系数,取 2.0~3.5;黏性土取低值,砂土取高值。

桩端后注浆终止压力:根据土层性质、注浆点深度及注浆方法等因素确定,对于非饱和性黏性土、粉土宜为 3MPa~10MPa,对于饱和土宜为 1.2MPa~4MPa。软土取低值,密实土取高值。

重要工程单桩注浆量、桩端后注浆终止压力等设计参数应通过注浆工艺试验确定。

注浆后大直径灌注桩承载力可按本规范第 7.2.7 条原则确定。

10.5.12 上海地区城市立交、高架道路等桥梁工程中,桥跨结构常出现弯曲、变宽度等异形布置,相应的桥墩则有不对称的框架、三柱式或多柱式墩等特殊布置。对此尤应注意使群桩准永久组合下作用点与基础底面形心重合,使同一基础或一个墩内各个分离基础的基桩受力保持较为均匀的状态。

凡属下列特殊情况之一者,应注意按上述要求合理进行墩台及桩位布置:

- 1) 支承曲梁的墩台及桩位;
- 2) 桥墩盖梁悬臂长度不对称的墩台及桩位;
- 3) 三柱式墩台及桩位等。

桩基础计算,按下列规定进行:

1) 承台底面以上的竖向荷载假定全部由桩承担。

2) 桥台土压力按填土前的原地面起算,当桩上部位于内摩擦角小于 20°的软土中时,应验算桩受该层土侧向土压力作用所产生的挠曲。

3) 在一般情况下,桩基无需进行抗倾覆和抗滑动验算;但在特殊情况下,如浅部表层土为淤泥质土且其上有较高填土时,应验算桩基向前移动或被剪断的可能性。

10.5.13 单桩承载力计算采用的参数是根据实测资料统计分析得来的,对具体工程可能会有偏差。本条强调对重要桥梁或地质复杂的桥梁摩擦桩,为避免出现过大大偏差影响结构安全,必须在正式桩施工前先进行试桩验证。

10.5.14 桥梁墩台基础沉降变形验算及控制:

1. 实践经验表明,墩台基础沉降按本规范有关规定进行计算,比较符合上海地区的实际情况,但沉降经验系数建议参照类似工程经验确定。这是由于实际工程条件不一、桥梁规模、跨径、结构形式等将有各种不同的布置。相应的墩台基础可有排架式至密集的大面积深桩基础等多种形式,这些均与建筑工程桩基形式有一定差异,因此沉降计算经验系数取值,是需要不断通过实际桥梁工程的沉降资料进行对比分析,逐步充实完善。

2. 关于混凝土简支梁桥墩台基础沉降变形限值的考虑

根据现行行业标准《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》JTJ022 规定,简支梁桥的墩台沉降的容许极限值(cm),不宜超过下列规定:

1) 墩台均匀总沉降容许值(不包括施工中的沉降)为 $2.0\sqrt{L}$;

2)相邻墩台均匀总沉降差容许值(不包括施工中的沉降)为 $1.0\sqrt{L}$ 。

其中,为相邻墩台间最小跨径长度,以 m 计。跨径小于 25m 时,仍以 25m 计算。故跨径小于等于 25m 时,均匀总沉降容许值为 100mm,相邻墩台均匀总沉降差的容许值为 50mm。

上海地区地势低平,水陆交通繁忙,跨越通航河道及地面道路、铁路桥梁及立交架在满足净空高度的同时,还须预留墩台基础沉降量,近年来一般取 200mm。

由于桩基施工技术设备能力不断增强,桩基持力层可在更大的范围进行选择。目前桩基持力层可达第⑨层或以下,因此,与跨径 40m~50m 以下的简支梁桥比较,跨径更大的桥梁墩台基础沉降量可望得到较好的控制。如跨径为 602m 的杨浦大桥浦西主塔基础,持力层较密实均匀,至 1998 年的累积沉量尚在 100mm 以内。而浦东主塔基础持力层的均匀性差,其沉降量则较大。

墩台沉降容许值偏大时,对桥上行车条件会产生一些影响,对高等级道路更为敏感。因此对高速公路的桥梁基础沉降控制,可根据实际工程条件提出较严格的控制要求。但沉降容许值限制过严,对大量的中小跨径桥梁基础工程量及投资会造成直接影响。

3. 关于混凝土连续梁桥墩台基础沉降变形限值的考虑

混凝土连续梁桥因沉降产生的内力,是由相邻墩台不均匀沉降产生的。地基不均匀变形值和平均沉降量存在一定的相关关系,即平均沉降量大,相应的不均匀沉降也大;反之亦然。因此,为了减少连续梁墩台间的沉降差,对其沉降量要作必要的限制:

1)墩台基础平均最终沉降计算值一般不应大于 100mm~150mm。

2)相邻墩台最终沉降计算值宜大致相等,应特别注意连续梁中间支反力与边支反力的差异的情况。

3)基础持力层宜选择土层分布均匀的砂土层。一般情况下,

当桩基持力层设在较密实的第⑦层粉细砂层且该层层厚较大时,基础最终沉降量计算值可小于 100mm;相应地,沉降达到稳定所需的时间也较短,这对控制不均匀沉降产生的附加内力是有利的。

4)考虑实际存在的土层不均匀情况,因此在满足上述条件的情况下,仍应计算相邻墩台不均匀沉降的影响。在进行本地区的连续梁桥设计时,一般都应考虑相邻墩台不均匀沉降的影响。但相邻墩台不均匀沉降差容许值的取用,应根据不均匀沉降差对上部结构产生的附加内力产生的影响而定。上部结构对不均匀沉降的反应较大时,基础设计应选择较好的持力层,将基础沉降计算值降低到可能达到的、合理的数值,使不均匀沉降值控制在要求的范围内。由于桥梁上部结构布置系根据实际工程条件确定,各具特点,难以提出统一的计算数值。

现对跨径为 30m~70m 的预应力混凝土变截面连续梁进行讨论,其不均匀沉降附加内力如按相邻墩台不均匀沉降值为 $L_1/2000$ 的强迫位移进行计算(其中 L_1 取连续梁跨径的小值,即一般的边孔跨径),则其结构内力的增加约在 10%以内,此时相邻基础的沉降差约为 20mm~28mm。

墩台基础沉降是随时间而逐渐进行的,因此混凝土连续梁的不均匀沉降附加内力计算,要计入混凝土徐变特性对内力的影响。关于考虑混凝土徐变特性对内力的影响可从徐变变形或应力松弛等不同途径求取。根据工程实际条件进行徐变试验可获得较为符合实际的结果。当缺乏专门试验资料时,由混凝土徐变引起的应力松弛系数可取 0.50,该值可作参考。上述不均匀沉降引起的内力水平,可认为与考虑徐变影响时不均匀沉降值为 $L_1/1000$ 的结果大致相当。

实例:

①本市某三跨预应力混凝土连续梁,跨径布置:43.4+66.0+43.4(m),各墩基础沉降量:

墩 号	1#墩	2#墩	3#墩	4#墩
沉降量(mm)	92	116	155	118

3#、4#墩基础的沉降差： $155 - 118 = 37$ (mm)，相当于 $1/1203L_1$ 。

②本市某三跨预应力混凝土连续梁，跨径布置：40.0+59.0+40.0m，相邻桥墩基础不均匀沉降取 20mm。即 $1/2000L_1$ 。由此引起的支座负弯矩约为该截面设计弯矩的 8.5%。

③某市一五跨预应力混凝土连续梁，跨径布置：45+3×60.0+45(m)，各墩台基础沉降计算值：

墩 号	1#墩	2#墩	3#墩	4#墩	5#墩	6#台
沉降计算值(mm)	126	126	119	66	0	114

不均匀沉降附加内力控制截面在 5#墩支点处，徐变对附加内力的折减为 0.423。不均匀沉降附加内力占总内力的 11.5%，此时 5#墩、6#台之间的沉降差达 114mm，相当于 $1/395L_1$ 。

为了防止桥梁基础的沉降过大，影响桥梁结构安全或桥下空间的水陆交通，本条文规定应对桥梁基础进行有计划的连续沉降观测。当上部结构为外部超静定结构或基础的计算沉降量较大，且水陆交通对桥跨净空有明确的要求时，在构造上应考虑采用便于顶升桥跨结构的措施。

10.5.15 负摩阻力不但不能成为桩承载力的一部分，反而变成施加在桩上的外荷载，使桩的承载能力下降，严重的会产生桩基础的不均匀沉降与结构受损。因此，在桩基设计中应重视作用于桩侧表面负摩阻力的不利影响。

10.5.16 避免采用高填土桥台，对美化环境、保护农田、防止桥台

跳车、改善行车条件等均有好处。

桥台台后路基填土在使用过程中会进一步发生压缩变形，一般宜在台后设置搭板。对于桥头无搭板的路基填土，宜采取以下措施：1)从天然地面至路槽底的填土，每 20cm 分层压实，每层压实系数均需达 $K=0.95$ ，且宜在最佳含水量的湿度条件下进行压实；2)注意台后填土路堤两侧排水通畅，必要时可开挖截水或排水边沟；3)尽量采用透水性土壤来填筑路基，如砂土、砂砾等；4)天然地基表面若为过湿土，宜以石灰土、宕渣或碎石进行置换，对靠近桥台的填土采用小型强力振动工具施压。

对桥头地基应视具体地质情况进行处理，常用的方法有：塑料排水芯板法、袋装砂井法、水泥粉喷桩法、钢渣桩法、碎石桩法、粉煤灰或其它轻质材料减载法、井点排水法及真空降水法、堆载预压法等。

10.6 水闸与泵房

10.6.3 地基计算中，结构重要性系数均取 1.0，结构重要性反映在建筑物级别中。作用分项系数均取 1.0，计算的地基承载力设计值在数值上等同于现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 及现行行业标准《水闸设计规范》SL265 中的容许承载力。

10.6.4 在标准贯入击数为 4 击以上的中等坚硬或坚硬的黏性土（包括粉质黏土）地基上建造水闸或泵站，且当施工期不超过一年时，根据实践经验，完建时地基土的固结度约 30%~50%，此时采用饱和快剪试验指标验算地基强度比较安全合理。而对运用期或施工期超过一年的完建期，地基土可达较高的固结度，同时土质越坚硬，饱和快剪和饱和固结快剪的试验指标也越接近，因此可采用饱和固结快剪试验指标验算地基强度。但当标准贯入击数略大于 4 击的黏性土（包括粉质黏土）地基，且施工期略超过一年时，如果采用饱和固结快剪试验指标，建议其取值适当降低。对于标准贯

入击数小于 4 击的软弱黏性土、淤泥质土或淤泥等,由于排水固结过程极其缓慢,而且剪切强度很低,验算地基强度时一般应采用饱和快剪试验指标,除非在完全固结状态下可采用饱和固结快剪试验指标,否则将偏于不安全。对于砂土(包括砂质粉土),由于排水固结过程迅速,一般在主体工程完建时,固结度可达 70%~80% 以上,如果采用饱和固结快剪试验指标验算地基强度,基本上也是合理的。但对于某些砂土地基,特别是粉细砂夹薄层软土的地基,排水固结过程相对要缓慢得多,验算施工期不超过一年的完建期地基强度时,若采用饱和固结快剪试验指标就将偏于不安全。因此,验算施工期不超过一年的完建期砂土地基强度,仍宜采用直剪仪饱和快剪试验指标或三轴仪不固结不排水剪(UU)试验指标。实际上,对于排水条件较好的砂土,当采用直剪仪进行饱和快剪试验,因为无法完全控制排水条件,试验过程中仍然有大量水分被排出,其试验成果与饱和固结快剪试验指标比较接近。

回填土宜采用饱和快剪试验指标。因回填土施工期一般较短,回填的过程就是挡墙受力的过程,所以,回填土采用饱和快剪试验指标比较合理。

剪切试验适用条件可参见表 10.6.4。

表 10.6.4 剪切试验适用条件

地基土类别	饱和快剪	饱和固结快剪
$N_{63.5} > 4$ 击的黏性土和粉质黏土	验算施工期不超过一年的完建期地基强度	验算运用期和施工期超过一年的完建期地基强度
$N_{63.5} \leq 4$ 击的软土和软土夹薄层砂等	验算尚未完全固结状态的地基强度	验算完全固结状态的地基强度
$N_{63.5} > 8$ 击的砂土和砂质粉土	验算施工期不超过一年或土层较厚的完建期地基强度	验算运用期和施工期超过一年或土层较薄的完建期地基强度
$N_{63.5} \leq 8$ 击的松砂、粉细砂夹薄层软土等	验算施工期不超过一年或土层较厚的完建期地基强度(三轴不排水剪)	验算运用期和施工期超过一年或土层较薄的完建期地基强度

- 注:1. 对于重要的大型水闸或泵站的黏性土地基应同时采用相应排水条件的三轴剪切试验方法验证;
 2. 软黏土地基可辅以采用野外十字板剪切试验方法;
 3. 回填土可采用饱和快剪试验方法;
 4. $N_{63.5}$ 为标准贯入击数。

土的抗剪强度指标粘结力 c 及内摩擦角 φ 的取值,现行标准《碾压式土石坝设计规范》SL274 规定,抗剪强度指标均采用小值平均值;现行国家标准《水利水电工程地质勘察规范》GB50287 规定(附录 D),土的物理力学性质参数应以试验室成果为依据,土的抗剪强度宜采用试验峰值的小值平均值作为标准值;现行行业标准《水闸设计规范》SL265 规定,土的抗剪强度指标取值宜采用室内剪切试验的小值平均值。

根据上述文献规定,本规范建议,在地基承载力与稳定计算中,土的抗剪强度指标标准值可取室内直剪仪或三轴仪剪切试验值峰值的小值平均值。

10.6.5 水工混凝土结构的强度要求、裂缝控制要求和抗渗、抗冻、抗侵蚀、抗冲刷等耐久性要求均与该结构所处环境条件有关,

因此不同的环境条件,对结构有不同的强度要求、裂缝控制要求和耐久性要求。现行标准《水工混凝土结构设计规范》SL191 将水工混凝土结构所处的环境条件划分为五个类别,即一类为室内正常环境,二类为露天环境和长期处于地下和水下的环境,三类为淡水水位变动区或有轻度化学侵蚀性地下水的地下环境,四类为海上大气区及轻度盐雾作用区,或中度化学侵蚀性介质作用的环境,五类为海水浪溅区、重度盐雾作用区及严重化学侵蚀性环境。在通常情况下,上海地区的水闸、泵站基础混凝土结构系处于二类、三类或四类环境条件下。

根据全国水工混凝土建筑物耐久性调查资料,对有耐久性要求的水工钢筋混凝土结构,其强度等级最低不宜低于 C20。根据上海地区的具体情况,本规范规定处于二类或三类环境条件下的混凝土强度等级不宜低于 C25,处于四类环境条件下的和有抗冲耐磨要求的混凝土强度等级不宜低于 C30。

对于有限制裂缝宽度要求的混凝土结构,其最大裂缝宽度的允许值应根据所处环境条件确定。参照现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL191 的有关规定,本规范规定处于二类环境条件下的混凝土最大裂缝宽度计算值不应超过 0.30mm,处于三类环境条件下的混凝土最大裂缝宽度计算值不应超过 0.25mm,处于四类环境条件下的混凝土最大裂缝宽度计算值不应超过 0.20mm。

对于有防渗要求的混凝土结构,其抗渗等级应根据所承受的水头、水力梯度、水质条件及渗透水的危害程度等情况确定。参照现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL191 的有关规定,本规范规定防渗段水力梯度小于 10 的混凝土抗渗等级不得低于 S4,水力梯度等于或大于 10 小于 30 的混凝土抗渗等级不得低于 S6。

对于有抗冻要求的混凝土结构,其抗冻等级应根据气候分区、

年冻融循环次数、结构构件的重要性及其检修条件等情况确定。上海地区最冷月平均气温高于 -3°C ,为温和地区。参照现行行业标准《水闸设计规范》SL265 的有关规定,本规范规定长期处于水下的混凝土抗冻等级不应低于 F50。

10.6.6 对于永久变形缝间距,根据现行行业标准《水闸设计规范》SL265 和现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 的有关规定,水闸闸室或泵站顺水流向永久变形缝(包括沉降缝、伸缩缝)的设置,应根据地基条件和结构构造特点,结合所采用的施工方法和措施确定。土基上永久变形缝之间的距离分别不宜超过 35m 及 30m。当缝距超过本条规定数值时,宜作技术论证。

10.6.8 地震区水闸、泵站抗震计算及基础结构选型布置尚应符合下列要求:

1. 抗震计算的有关规定

根据现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265,在地震基本烈度 7 度及 7 度以上地区,泵房应进行抗震计算,并应加设抗震措施。在地震基本烈度为 6 度的地区,对重要建筑物应采取适当的抗震措施。又根据现行行业标准《水闸设计规范》SL265,7 度及 7 度以上地震区的水闸除应认真分析地震作用和做好抗震计算外,尚应采取安全可靠的抗震措施;当地震烈度为 6 度时,可不进行抗震计算,但对 6 度地震区的 1 级水闸仍应采取适当的抗震措施。据此,在上海地区,地震基本烈度为 7 度的地区,水闸及泵房应进行抗震计算,并应加设抗震措施。在地震基本烈度为 6 度地区的 1 级水闸和泵站仍应采取适当的抗震措施。

2. 基础结构选型布置

根据现行行业标准《水闸设计规范》SL265,地震区水闸基础结构选型布置尚应符合下列要求:

- 1) 闸室结构布置匀称、重量轻、整体性强、刚度大;
- 2) 在闸墩上分缝,并选用耐久、能适应较大变形的止水型式和

材料;

3)加强地基与闸室底板的连接,并采取有效的防渗措施;

4)上游防渗铺盖采用混凝土结构,并适当布筋。

10.6.9 关于荷载及其组合,根据现行行业标准《水闸设计规范》SL265 和现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 的规定,作用于水闸或泵房上的荷载组合分为基本组合和特殊组合两类。

施工情况具有短期性的特点,故作为特殊荷载组合。实际上完建的时间一般更短,它应是施工情况的继续,这期间并没有明显的界限。完建情况往往控制地基承载力的计算,尤其当施工期短如不到一年,计算地基承载力时,土的抗剪参数要用饱和快剪指标,它与固结快剪指标往往存在较大差异,尤其对软土,快剪指标比固快指标要小许多。在这种情况下如将完建期作为基本荷载组合就显得很不合理。故大多数文献是把完建期作为特殊荷载组合。如现行标准《混凝土重力坝设计规范》SL319、《砌石坝设计规范》SL25、《堤防工程设计规范》GB50286、《碾压式土石坝设计规范》SL274 等,实际上是把完建期作为特殊荷载组合。如国家现行《混凝土重力坝设计规范》SL319,基本荷载组合包括(1)正常蓄水情况;(2)设计洪水情况;(3)冰冻情况。只是提到对施工期的情况应作必要的核算,作为特殊荷载组合。国家现行《碾压式土石坝设计规范》SL274 明确指出,施工期包括竣工时。现行行业标准《水闸设计规范》SL265 和现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 均把完建工况作为基本组合。为了与现行行业标准《水闸设计规范》SL265 和现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 保持一致,本规范把完建工况作为基本组合。

地震情况是一种特殊荷载组合。地震荷载可与水闸正常(蓄)水位或泵站正常运行水位进行组合。但不应与校核洪水位组合,因这种机遇太少。

在进行水闸和泵房设计时,各种计算工况的荷载组合要求见

现行行业标准《水闸设计规范》SL265 和现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 中的规定。

10.6.10 关于闸室和泵房基础整体稳定应力计算,由于边孔段与中间段的结构边界条件及受力状况有所不同,边孔段一般为水平向双向受力,中间段一般为上下游方向的单向受力,因此应将边孔段与中间段分别作为计算单元。水平向双向受力的边孔段往往是控制设计的。

10.6.11 土基上沿闸室或泵房基础底面的抗滑稳定,通常采用两个公式进行计算。即仅考虑基底与地基之间的摩擦系数 μ 的摩擦公式及同时考虑基底与地基之间的摩擦角(φ°)和黏聚力(c)的剪摩公式。用剪摩公式计算时,结合上海地区的具体情况,要求折算的综合摩擦系数 $\mu_0 \leq 0.40$,这一要求主要是防止折算的综合摩擦系数 μ_0 值过大,影响工程安全。因为浅层②₃层灰色粉性土、粉砂的摩擦系数最大,其最大值为 0.40,而这两个公式要求的允许安全度是一样的,实际上是以摩擦公式控制。故要求折算的综合摩擦系数 $\mu_0 \leq 0.40$ 。如折算的综合摩擦系数大于 0.40,采用的 φ_0 值和 c_0 值均应有论证。

10.6.12 水闸或泵房土质地基承载力设计值通常可用两类不同的计算方法确定。一类是从地基变形的角度出发,根据地基允许的塑性变形区的开展范围确定地基承载力设计值(允许承载力公式);另一类是从地基的整体剪切破坏角度出发,根据地基发生剪切破坏时的极限荷载除以一定的安全系数确定地基承载力设计值,如汉森(J. B. Hansen)公式(极限承载力法)。现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 和现行行业标准《水闸设计规范》SL265 推荐的计算公式是:在只有竖向对称荷载作用下,采用允许承载力公式计算地基允许承载力,在既有竖向荷载作用,也有水平向荷载作用下,按 Ck 法验算土质地基整体稳定;或按汉森公式计算地基极限承载力,除以安全系数 2~3 后,得地基允许承载力。

针对上海地区的土层情况,本规范 5.2 节通过对上海地区历年所作的竖向荷载作用下的大量载荷试验资料进行分析研究,对在竖向荷载作用下的汉森公式进行了修正,比较符合上海地区的实际情况。通过对比计算分析,也比较符合上海地区水利工程的经验,因此,水闸或泵房在只有竖向对称荷载作用下的土质地基承载力设计值建议采用条文公式 5.2.3-1 计算。在竖向荷载和水平向荷载共同作用下,由于缺乏试验资料,目前还无法对汉森公式进行修正,因此,本规范仍推荐采用现行行业标准《水闸设计规范》SL265 和现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 的规定计算地基允许承载力,也即地基承载力设计值。

地基土的抗剪强度指标粘结力 c 及内摩擦角 φ 的取值,当按本规范 5.2 节计算时,应采用直剪固快峰值平均值,当按现行行业标准《水闸设计规范》SL265 和现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 计算时,应根据不同计算工况采用相应试验方法的峰值小值平均值。

闸室或泵房基底压力,根据结构及受力情况采用单向或双向偏心受压公式计算,特别是对于结构布置及受力条件不对称的闸(泵)孔段,应考虑横向力(如横向土压力及水压力)作用,采用双向偏心受压公式计算才是偏于安全的。

通常计算的地基承载力设计值(相当于现行行业标准《水闸设计规范》SL265 和现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 中的地基允许承载力,它是地基极限承载力除以 2~3 的安全系数)是指整个闸室或泵房地基的承载力特征值,带有应力平均的性质,因而不允许闸室或泵房平均基底压力超过整个闸室或泵房地基的承载力特征值,但允许局部的基底压力超过整个闸室或泵房地基的承载力特征值,即允许地基内出现局部的塑性变形,但要加以限制,即要求最大基底压力不超过地基承载力特征值(即本规范中的设计值)的 1.2 倍。

关于闸室或泵房基底应力最大值与最小值之比(不均匀系数)的允许值,现行行业标准《水闸设计规范》SL265 和现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 的规定基本一致。不论地基是黏土还是砂土,都是根据地基土质的松软或坚实程度以及荷载组合的类别提出:松软 1.5~2.0,中等坚实 2.0~2.5,坚实 2.5~3.0。所不同的是,现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 规定,对于地质条件较好,且泵房结构简单的中型泵站,不均匀系数的允许值可适当增大,但增大值不应超过 0.5。现行行业标准《水闸设计规范》SL265 规定,对于地基特别坚实或可压缩土层甚薄的水闸,可不受规定的不均匀系数的限制,但要求闸室基底不出现拉应力。考虑到上海地区的土质情况,提出对不均匀系数还是加以限制。

10.6.13 关于抗浮问题,完建期,闸室或泵房尚未通水,不存在抗浮问题;运用期,无论是设计或校核洪水情况,均在一定水头作用下,设计要求基底不允许出现拉应力,即基底全断面均为压应力,且有一定富裕,因此,不会出现抗浮问题,计算表明,只要满足抗滑稳定,抗浮稳定安全系数会自然满足。检修期情况稍有不同,这时检修水位可能较高,而闸室或泵房流道因检修需要水被抽干,作用于闸室或泵房上的重量相应减少,在扬压力作用下,可能存在抗浮问题。因此仅需复核检修期的抗浮稳定就可以了。事实上,检修期只要满足抗滑稳定性,一般也不存在抗浮问题。但在检修情况下,由于水闸闸室或泵房流道在检修侧无水,在另外一侧水压力或同时存在的土压力作用下,墩墙结构可能受到较大的弯曲应力,因此,要复核其结构强度。

10.6.16 土基上闸室或泵房底板的内力计算,关键是如何拟定地基反力图形。对于平底板的计算,目前主要有两类:一类是假定地基反力呈直线分布(称直线分布法),即在顺水流方向按梯形分布,在垂直水流方向按矩形分布,不论荷载及其分布状况如何,也不论底板的刚度和地基土质如何,都可用材料力学偏心受压公式计算

其地基反力;另一类是假定地基反力呈曲线分布(称弹性地基梁法),认为梁和地基都是弹性体,可根据变形协调和静力平衡条件,确定地基反力和梁的内力,地基反力在顺水流方向仍按梯形分布,在垂直水流方向则按曲线即弹性分布。两种方法都假定地基反力在顺水流方向按直线分布,因为考虑到闸墩和底板在顺水流方向的刚度很大,基底应力可近似地认为呈直线分布。两种方法的区别在于沿垂直水流方向地基反力的假定,前者是假定按直线分布,后者是按曲线即弹性分布。相对密度小于或等于 0.50 的砂土地基,可采用直线分布法;黏性土地基或相对密度大于 0.50 的砂土地基,可采用弹性地基梁法。这是因为相对密度小于或等于 0.50 的砂土地基,土质相对比较松散,在荷载作用下地基变形容易得到调整,即地基反力可以假定为直线分布;而黏性土地基或相对密度大于 0.50 的砂土地基,前者固结时间很长,地基变形缓慢,后者较密实,在荷载作用下的地基变形较难调整或调整较小,因此可按弹性地基的假定确定地基反力和梁的内力。一般来说,基础刚度较大而地基较软且均匀时,采用地基反力按直线分布的假定是比较符合实际的,这可使计算工作大为简化。

关于边荷载的影响,当采用有限深或半无限深弹性地基梁法计算梁的内力时,除应考虑梁本身所作用的荷载外,尚应计及两侧边荷载作用对地基变形的影响。边荷载是指计算闸段(或泵段)的底板两侧地基上的竖向荷载。根据试验研究结果,边荷载对底板应力的影响,主要与地基土质、边荷载大小以及边荷载施加程序等因素有关,情况是十分复杂的,因此在工程设计中只能作一些原则性的考虑。鉴于目前所采用的计算方法本身还不够完善和取用的计算参数不够准确,对边荷载影响百分数作很具体的规定是没有必要的。参照现行行业标准《水闸设计规范》SL265 和现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265,当边荷载使底板内力(主要是弯矩)增加时,无论是黏性土地基或砂土地基宜全部计及其影响;当

边荷载使底板内力减少时,黏性土地基可不考虑其影响,砂土地基可仅考虑 50%。边荷载施加程序对底板应力的影响一般可不予考虑,因为施工先后往往很难控制。至于边荷载的影响范围,如果地基按半无限弹性体考虑,则 1.0 倍底板长度以外的边荷载对底板应力的影响可忽略不计;如果地基按有限深的可压缩土层考虑,则 1.2 倍可压缩土层厚度以外的边荷载对底板应力的影响可忽略不计。因此,边荷载作用范围通常可采用计算闸段(或泵段)底板长度的 1.0 倍或可压缩土层厚度的 1.2 倍。

一般情况下,两岸边荷载宜按开挖后回填的土重考虑。如建筑物两岸系垂直开挖,没有回填土,边荷载则不计。

关于可压缩土层厚度与弹性地基梁半长之比值的影响,当比值小于 0.25 时可按基床系数法(文克尔假定)计算;当比值大于 2.0 时,可按半无限深的弹性地基梁法计算;当比值为 0.25~2.0 时,可按有限深的弹性地基梁法计算。

受力条件复杂的大型水闸或泵房地基基础宜与上部结构视为整体,采用空间有限元法进行应力分析,必要时应进行结构模型试验验证。

10.6.17 水闸或泵房土质地基沉降可只计算最终沉降量,在各种荷载组合下(但可不考虑风荷载及地震作用),一般可只计算闸室或泵房底板中心处的沉降量。土质地基最终沉降量计算目前我国多采用单向分层总和法,公式的形式各行业不尽相同。如现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 推荐采用的公式,是用平均附加应力系数计算;现行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265、现行行业标准《水闸设计规范》SL265 等都是用各土层自重应力、自重应力和附加应力共同作用下的相应孔隙比来计算沉降量,计算精度相对较高,计算也较简单,规范中只需提供一套附加应力系数表即可,而不必再提供平均附加应力系数表或沉降系数表。故本节推荐采用现行行业标准《水闸设计规范》SL265、现

行国家标准《泵站设计规范》GB/T50265 的沉降计算公式。计算时采用室内 $e \sim p$ 压缩曲线成果。

在新开河道上建造水闸或泵房,由于基础开挖较深,需考虑地基土的回弹,回弹变形量可参照现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 计算。

10.6.18 土质地基允许最大沉降量及最大沉降差,应以保证建筑物安全和正常使用为原则。具体标准现行行业标准《水闸设计规范》SL265 的规定比较明确,天然土质地基上水闸地基最大沉降量不宜超过 15cm,相邻部位(两岸连接构筑物)的最大沉降差不宜超过 5cm。目前水闸或泵站设计基本上也是按这一标准进行控制,实践证明是可行的。因此本规范规定天然土质地基上水闸或泵房计算的地基最终沉降量(包括施工期沉降)不宜超过 15cm,相邻部位(两岸连接构筑物)的最大沉降差不宜超过 5cm。考虑到有些工程对允许最大沉降量及最大沉降差会有特殊要求,故提出可按设计要求控制。

10.6.20~10.6.22 均质土地基上水闸或泵房基底轮廓线的防渗长度,现行标准《船闸水工建筑物设计规范》JGJ307 推荐采用渗径系数法。即应满足下式要求:

$$L \geq C \cdot \Delta H \quad (10.6.20)$$

式中: L —— 地下轮廓线的总长度(m),也即有效渗径长度, $L = \sum L_h + m \sum L_v$;

C —— 渗径系数;

ΔH —— 计算水头(m);

L_h —— 地下轮廓线水平段长度(m);

L_v —— 地下轮廓线垂直段长度(m);

m —— 垂直段换算为水平段长度的换算系数,对多板桩,取 2.0;对齿墙和单板桩,取 1.50;对墙身垂直段,取小于等于 1.0。

现行行业标准《水闸设计规范》SL265 规定,渗径系数法只在工程规划和可行性阶段初步拟定闸基防渗长度时采用。渗径系数法的最大优点是计算方便,计算得的总渗透压力值与改进阻力系数法相比误差并不大,其缺点是计算出的渗透坡降值尤其是渗流出口处的有较大误差。本规范推荐采用现行行业标准《水闸设计规范》SL265 的规定。

关于允许渗径系数 C 值,南京水利科学研究院在大量试验研究的基础上,提出了各类土质地基允许的水平段渗流坡降值及相应的允许渗径值。本规范条文表 10.6.22 允许渗流坡降值就是参照南京水利科学研究院的研究成果及现行行业标准《水闸设计规范》SL265 提供的数据结合上海的土层编制的。该表所列数值已考虑到大致相当于 1.5 的安全系数。渗流出口处设有反滤层时的允许渗流坡降值约为未设反滤层时的 1.3 倍。

关于渗流坡降的安全系数,现行国家标准《堤防工程设计规范》GB50286 的规定是:对于流土采用 2.0;对于管涌采用 1.5。现行国家标准《水利水电地质勘察规范》GB50287 的规定是:一般情况下为 1.5~2.0;对水工建筑物的危害较大,取 2.0;对于特别重要的工程也可用 2.5 的安全系数。现行国家标准《堤防工程地质勘察规范》SL188 规定的安全系数:1 级堤防取 2.5;2 级堤防取 2.0;3 级堤防取 1.5。考虑到现行行业标准《水闸设计规范》SL265 规定的安全系数为 1.5,故本规范采用 1.5。

11 港口工程地基基础设计计算

11.1 一般规定

11.1.1 本章适用范围主要是针对上海地区的港口工程进行编制的。港内铁路路基按铁路规范执行。干船坞、船台、滑道、船闸等临水建筑物因其类似的环境和边界条件可参照执行。港区内的建筑物包括仓库、厂房、办公室、变电站等可按第3~8章规定执行。

11.1.3 地质勘察包含天然地基、桩基础、板桩等类型,涉及的面较广,侧重要求各有不同,本规范的相关章节已作了基本的规定,具有特殊要求的港口工程勘察可按水运行业的相关标准执行。对于土的分类,港口工程地基规范和上海市地基规范的差别不大,划分的基本原则一致,但还是有一些规定侧重点不同和划分参数上有区别,可根据具体情况选择,对淤泥性土、混合土和填土的分类和定名宜参照《港口工程地基规范》JTJ250执行。

11.1.4 本章地基基础设计的计算原则与水运工程行业标准一致。由于天然地基、桩基、板桩及结构,运用概率统计的程度不同,荷载及效应组合的标准不同,因此采用的抗力分项系数有所不同,但设计采用的基本表达式是一致的,按照现行国家《港口工程结构可靠度设计统一标准》GB50158的规定,采用以分项系数表达的极限状态设计表达式。

11.1.5 上海地区天然地基的承载力一般较难满足港口工程的使用要求。地基加固及其方法的选用是很重要的设计内容。港口工程的地基加固的方法较多,大多和一般的建筑工程地基处理方法类似,第13章中已有推荐和介绍。具有港口工程特点的地基处理方法可参见水运工程行业的相关规范和规程。

11.1.10 对在建和建成后地基基础的检测和监测是港口工程建

设应考虑的问题。由于地基及基础所涉及的对象不同,检测和监测的要求和方法也不同,设计时除满足本规范的要求外,还应符合国家现行水运行业标准《港口工程地基规范》JTJ250、《港口工程桩基规范》JTJ254、《高桩码头设计与施工规范》JTJ291等相关规定。

11.2 天然地基

11.2.1 本次规范修订专门做了11个场地38组天然地基平板载荷试验,分析表明,上海市地基承载力采用Hansen公式计算时对土性指标 c 、 φ 值均打八折后才与试验结果比较接近,港口工程地基设计计算应考虑这个试验结果所反映的上海地基特点。

11.2.2 港口工程水工建筑物不同于一般陆上工业与民用建筑,它经常承受到多种类型的水平荷载,如土压力、水压力、波浪力、系缆力等作用。使其作用于基础底面的合力既有竖向力、又有水平力。根据地基承载力理论,水平力作用使相对于竖向荷载的地基承载力有明显折减,因此港口工程水工建筑物在验算地基承载力时,必须考虑竖向合力偏心矩和基底水平力的影响,这是港口工程的特点。

11.2.3 本节列出了简化毕肖普法与简单条分法两种计算公式。当 $\varphi_k=0$ 时,简化毕肖普法与简单条分法计算结果相同;对 φ_k 值较小的黏性土地基,宜采用简单条分法计算;对砂土地基,采用简化毕肖普法比采用简单条分法计算的分项系数可大10%以上,按简单条分法计算是偏保守的;总强度法是简单条分法(或简化毕肖普法)当 $\varphi_k=0$ 时的特例,可采用简单条分法令 $\varphi_k=0$, $c_k=S_{sk}$, $u_k=0$ 计算,其中 S_{sk} 是土条滑动面上十字板抗剪强度或其它总强度标准值。

当采用总应力强度指标时,不同的固结度所对应的强度指标不同,计算所取的强度指标应与计算所对应的固结度相适应;由于

总应力已包含孔隙水压力,因此公式中的孔隙水压力应取为 0。

计算土坡稳定应根据土质和工程实际情况,合理选择土的抗剪强度指标。

对于设计状况的持久状况宜用固结快剪指标,但应考虑填土及堆货荷载的固结情况作适当调整。

对于设计状况的短暂状况宜用十字板剪或无侧限抗压强度。

直剪快剪的缺点较多,最主要是试验中土样易被扰动且不能控制排水条件,试验过程中将产生不同程度的排水固结,这种排水固结随土的性质、仪器的型式及操作人员的习惯等因素而不同,常使试验结果分散,因此本条中规定“无经验时不宜采用直剪快剪指标。”

十字板剪、固结快剪,都不能模拟实际建筑物及荷载作用下土坡和地基千变万化的固结条件,理论上讲只有用有效强度指标,并能获得较准确的孔隙水压力分布和变化规律才能解决。当有条件时,可以采用有效强度指标和相应的孔隙水压力计算。

开挖的土坡处于卸荷状态,开挖卸荷后土层将产生负的孔隙水压力,在一定的过程过程中逐渐吸水膨胀,负的孔隙水压力逐渐消失,因而抗剪强度逐渐降低。所以开挖工程与填方工程的主要不同点在于后者土体强度随土体固结逐渐增高,而前者土体初始强度较高而后期(吸水膨胀后)较低,因而抗剪强度指标应采用在卸荷条件下进行试验的抗剪强度指标。

对于压密比大于 4 的土,常具有特殊的工程性质,国内外的经验表明采用通常方法确定的强度指标进行计算常得出过大的安全系数,不利于工程的整体安全。遇到这种土时,应进行专门研究。(注:压密比为先期固结压力与现有上覆土重压力之比)。

对承受上部结构荷载为主的桩基,一般不计桩的抗滑作用;如要考虑桩的抗滑作用,要求计取桩的最大抗滑力不得大于总抗滑力的 10%,但作为抗滑桩设计的桩基不受此限制。

保证土坡稳定的措施有:

1. 设计时应提出保证土坡稳定的施工措施,施工时应采用有利于土坡稳定的施工方法和施工程序。

2. 设计过程中,若初步采用的土坡稳定性不足,应根据具体情况进行比较,选用合理措施,如放缓坡度、铺排水垫层、铺设土工加筋材料、打设竖向排水通道、设置反压平台和分期施加荷载等,以保证施工期和使用期的土坡稳定。

3. 施工期土坡稳定性不足时,应采取增加稳定的临时性措施,必须在施工加强观测,以便及时发现可能出现的失稳迹象。当出现失稳迹象时,应及时采取应急措施,如削坡、坡脚压载、坡顶减载、井点排水、防滑板桩等。

4. 对软土,特别是灵敏度较高的软土,应放慢加荷速率,以防失稳。

5. 在坡顶或岸壁后吹填土时,应采用有效的排水措施,以防产生过大的水头差。基坑底部如有承压水影响稳定时,应采取临时降压措施。

6. 堆放弃土应离坡肩一定距离,堆载不宜过高,并应考虑堆载产生的超孔隙水压力的不利作用。

7. 土坡应按设计要求开挖。当坡脚可能被冲刷时,应采取防护措施。

8. 为减小打桩振动对岸坡稳定的影响,可采取重锤轻击、间隔跳打、低频锤击、低潮停打、削坡等措施。如有两个桩架同时打桩,应相隔一定距离。有条件时,可采用静压法沉桩。

11.2.4 计算沉降大的目的是为了确定或预估地基可能出现的最终沉降量、沉降差和倾斜。港工码头建筑物一般纵向长度大,基础也较宽,建筑物又位于海岸或河岸冲积土层且土质变化较多的地区,因此,计算沉降时应根据上部结构、基础(及其荷载)以及地基土质的变化情况,尤其是根据土的压缩性指标变异性的不同,合理

地选择沉降计算断面,以预估码头可能发生的变形情况,据以采取合理的工程措施。

由于码头前后的受荷情况很不相同,故沿基础底面宽度各点的沉降量也不一样,为要了解基础向前或向后的倾斜情况,应在每个计算断面内取基础底面两侧端点(前趾和后踵)以及中点作为沉降计算点。

码头地基大都系饱和土层,荷载加于其上时必须经历一定时间,饱和土层中的孔隙水压力才会消散,地基才会下沉。因之,计算沉降时所采用的荷载以及水位,都应考虑它们作用时间的长短。如潮汐港的水位,最低和最高的水位作用历时都较短,就应考虑某一最常遇到而作用历时最长的水位,目前按设计低水位考虑。

在地基沉降计算中,完成最终沉降,需要相当长的时间,因此只能按正常使用极限状态的长期组合情况计算。此时,除永久作用应采用标准值外,对可变作用,只有堆货荷载作用时间相对较长,故规定仅考虑堆货荷载。其它作用时间均较短的可变作用,对最终沉降的影响可以忽略不计,故不考虑。

边载主要指码头后面地表的堆载和原地面线以上的填料重量及原地面线以下回填料减去原来土重的重量。码头后的边载有时分布得很远,边载对基础的沉降很有影响,尤其是基础前后两侧的边载为不对称时,更可造成基础的不均匀沉降。

按实测沉降过程线推算的方法可按《港口工程地基规范》JTJ250 规定执行。

港区建筑物地基压缩层的计算深度应符合第 5 章的规定。

11.2.5 基础与地基的摩擦系数可按 10.6.11 条规定取值,对墙身各层面之间以及墙底与基床顶面的摩擦系数可按现行水运行业标准确定。

11.3 桩 基

11.3.1 上海地区港口工程广泛采用预应力混凝土管桩(含 PHC 桩和后张法大直径管桩)和钢管桩。上海地区沿江沿海地表软弱土层较厚、持力层深,桩基一般较长,针对上海市的地质特点,港口工程采用 PHC 桩代替传统的预应力混凝土方桩具有显著的经济效益。对地质条件很差、码头水平力很大、施工条件恶劣以及要求延性较好的情况下一一般采用钢管桩。预应力混凝土方桩和钢筋混凝土方桩近年来还在延续使用,予以保留。为减少振动和噪音或近岸具备陆域施工条件时也采用灌注桩。其设计可参照本规范有关章节或其它有关规范执行。

如持力层较厚,施工条件和桩身条件许可时,桩端进入持力层的深度宜达到桩端阻力的临界深度。

布置叉桩或斜桩能利用桩的轴向承载力抵抗水平力,使水平力作用下桩的弯矩减小,对结构抗震和减小结构水平位移也有利,从经济技术上考虑是合理的。

上海地区桩的入土深度较大,防止打桩碰桩时常成为桩基平面布置的控制条件之一。确定桩轴角度偏差应综合考虑打桩的仰俯角偏差、左右摆动角偏差、打桩船扭角偏差和沉桩过程偏差等因素。桩基的设计最小净距与深度有关,宜根据打桩的偏差情况分析确定。

地基变形可分解为沿桩轴向变形和沿桩侧向变形,地基沿桩轴向沉降会产生负摩阻力使桩身轴压力增加,桩基沉降增大,容易使结构产生不均匀沉降与相应的附加内力,并在允许的沉降量范围内使桩的承载力降低;地基沿桩侧向变形则会产生土对桩的侧向作用力,使桩产生附加弯矩并使结构发生变形。对预应力混凝土管桩、方桩和灌注桩等宜考虑该附加弯矩进行桩身强度、抗裂或限裂的验算;对钢管桩宜充分利用其良好的塑性调整内力重分布

的性能进行设计。

桩的轴向反力系数是取桩顶受力从永久荷载标准值到永久荷载与可变荷载标准值的组合值之间,经过往复加卸载、沉降曲线趋于稳定后的首尾点连线刚度。可按现行行业标准《高桩码头设计与施工规范》JTJ291 确定,也可根据其它有依据的经验方法计算。根据对 84 根不同桩型的轴向刚度进行统计分析表明:桩泥面刚度也可采用一维轴向有限元法计算:假定各层土的桩侧轴向刚度与桩侧极限摩阻力成正比、桩端轴向刚度与桩端极限阻力成正比,比值均取 $(500\sim 600)/\text{m}$,则计算的桩轴向刚度总体统计的离散性会明显小一些,当无试桩资料时,可供参考。

港口工程桩基承受的水平力大,桩身产生的弯矩较大,应验算桩身的受压、受弯和受拉承载力。当水平位移较大时,由桩轴压力和水平位移产生的附加弯矩一般不宜忽视,如桩顶水平位移为 0.1m ,桩顶轴压力为 6000kN ,若将桩顶位移视为桩顶轴压力的偏心距,则产生的偏心附加弯矩为 $600\text{kN}\cdot\text{m}$,有条件时也可采用能反映大变位的方法计算。

一般认为桩侧为可液化土、极限承载力小于 80kPa (或不排水抗剪强度小于 15kPa)的软土层中当桩长细比较大时应验算桩的压曲稳定。

上海地区各土层的桩侧摩阻力、桩端阻力值差异也较大,水上与陆上也有不同,无论采用条文表 7.2.4-1 的桩极限阻力表或采用现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 的桩阻力表均可能与实际有较大差异,应尽量参照附近地质条件相近的试桩资料确定。

检查是保证桩承载力的重要环节,检测桩竖向承载力宜采用高应变动力试验法。

11.3.2 本次规范修订专门作了上海地区抗拔桩课题研究,抗拔试桩中有不少是港口工程水上用桩,本章采纳该研究成果,上海地

区桩基抗拔系数取值与第 7 章相同。

当开口和半开口桩按承载力经验参数法确定竖向承载力时,桩极限摩阻力的折减计算方法可参照现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 执行。

11.3.3 港口工程引入了 P~Y 曲线法,它能全过程地反映土的位移~反力关系,能满足结构桩基在各种不同极限状态下的计算需要,但计算较复杂,通常需要采用电算。在一般情况下,当泥面位移不大于 10mm 时宜采用 m 法;当地基反力未明显进入屈服阶段时可采用 NL 法。

关于 P~Y 曲线法往复荷载的选择问题,船舶靠岸撞击力、系缆力、挤靠力虽然也是多次往复作用的,但考虑到它的峰值持续时间较短,间隔时间较长,地基可通过蠕变、回淤、间歇等部分恢复原状,故可近似按非往复荷载考虑,现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 规定除波浪等荷载外,一般按非往复荷载计算。

桩入土深度满足弹性长桩条件时才能按现行行业标准《港口工程桩基规范》JTJ254 附录中的 m 法或 NL 法查表计算内力变形;当不满足弹性长桩条件时,桩的内力变形应做专门计算,必要时还应验算单桩入土埋深的稳定性,结构(排架)在水平力作用下的计算也不宜直接照搬采用假想嵌固点法。

假想嵌固点法一般用于计算上部结构和桩顶的内力,该法计算的桩底弯矩与实际相差较大,桩泥面下的内力宜根据所求得的桩顶弯矩和剪力按 m 法计算。

11.4 板 桩

11.4.1 本节“板桩设计”是在原规范 9.4 节“锚碇板桩”的基础上,结合港口工程的相关行业规范,并总结了上海地区使用板桩的特点和经验而进行修订的。

1 板桩是上海地区广泛使用的一种岸壁挡土结构,在黄浦

江、苏州河沿岸的码头、驳岸中都大量使用,近年来在上海地区建造的船坞坞墙也大量使用钢板桩。板桩结构的主要优点是:能直立挡土、结构简单、无需大开挖,施工速度快,主要缺点是采用拉锚结构时需占用板桩后方一定范围的用地。

原规范中仅涉及到单锚板桩这一种结构形式,而近年来由于受建设场地狭窄等因素的影响,黄浦江、苏州河沿岸的驳岸、防汛墙改、扩建工程已很少采用拉锚板桩结构,大部分采用前板桩后方桩(或管桩、灌注桩)承台式结构,为此本次修订增加了该结构的计算原则和构造要求。另考虑到斜顶桩和斜拉桩式板桩结构也不失为能有效解决场地狭窄问题的结构形式,且在上海地区均有成功的应用实例,故本次修订时也将这两种结构形式列入。

2 板桩具体结构形式的选用,应结合场地地形、地质条件和使用要求等因素综合考虑。鉴于上海地区使用板桩式挡土结构的特点,结构形式的选择除满足稳定和强度的需要外,还应充分考虑 to 尽可能控制结构的变位(水平位移和沉降)。

应该指出,采用前板桩后方桩或斜拉桩式板桩往往是不得已而为之,因为这种结构形式承受水平力的能力有限,位移往往较大,不太经济,因此本条文中推荐采用有锚(拉杆)板桩结构。关于锚碇结构形式的选择,一般可采用连续的现浇钢筋混凝土锚碇墙;如场地狭窄且拉杆力较大,宜采用锚碇叉桩;如地下水位较高或板桩后方土层条件较好需利用时,宜采用锚碇板桩或锚碇桩。

据调查,斜拉桩式板桩在我国上海和天津地区的工程实践中使用效果不是很好,因此,如经技术经济比较后必须采用此结构形式,必须确保承台节点浇筑和板桩后回填土的质量,且拉桩最好使用钢桩。

斜顶桩式结构如作为码头岸壁使用,应注意斜顶桩在泥面以上不得超越码头前沿线,可适当加大承台的宽度并在最外侧设置直桩,做成类似于后板桩高桩承台式的结构。

3 工程实践中也可采用上述几种典型形式组合而成的结构方案,如前板桩(或后板桩)宽承台高桩承台结构,承台下往往布置有多根直桩(后直桩可作为遮帘桩)或叉桩;另外,高桩承台和拉杆锚碇结构相组合的结构形式在上海地区船坞坞墙工程中广泛应用,这种结构体系中,一定宽度的承台和拉锚结构的组合能有效抵抗板桩所受的水平土压力,同时承台下的直桩也能作为大型起重机械轮压的竖向承重基础,因此其水平和竖向承载力均较大。

4 优先推荐混凝土板桩是由于国内目前基本不生产热轧钢板桩,而进口钢板桩价格较高;钢板桩具有施工速度快、美观、耐久、可回收、环保等优点,随着国民经济水平的提高,在上海这样的国际化大都市,在用于防汛墙以及用于河道整治等景观工程的挡土结构时,也可考虑使用钢板桩。

11.4.2 目前板桩结构中各种作用效应的可靠度分析仍不成熟。本规范遵照新版港口行业标准《板桩码头设计与施工规范》JTS167—3—2009 中 5.1 节的相关规定;在计算板桩墙身弯矩和拉杆拉力时,作用力和抗力(被动土压力)均取标准值,其作用效应设计值采用计算标准值乘以一个综合分项系数,该综合分项系数值取为 1.4。

原规范锚碇板桩整体稳定计算规定可只考虑滑动面通过板桩桩端的情况,但现行港口行业标准《板桩码头设计与施工规范》JTS167—3 中要求也要验算桩端以上或以下附近有软土层时滑动面通过软土层的情况。因此本次规范修订,依据行业标准对条文做了相应调整。但根据上海地区以往实际工程经验,板桩整体稳定验算一般可只考虑滑动面通过板桩桩端或桩端以下附近有软土层的情况。当确有需要考虑滑动面通过桩身时,若计入截桩力的影响,需进行专门论证。

11.4.3 关于板桩入土深度及“踢脚稳定计算”

1 采用弹性线法计算时,板桩墙的入土深度是根据板桩墙底

端线变位和角变位都等于零的假定来假定的。日本、前苏联都提出,板桩墙的人土深度要满足“踢脚”的稳定条件。“踢脚”稳定的概念比较清楚,而且要求板桩墙有足够的稳定性,也是合理的。有研究表明,在地基土质较差情况下($\varphi < 17^\circ$),用“踢脚”稳定计算出的人土深度接近或大于用弹性线法求出的人土深度,因此本条规定板桩入土深度应满足“踢脚”稳定的要求。

关于分项系数,原 99 版地基规范中取综合作用分项系数 1.15,抗力分项系数 1.15~1.30,则其综合系数为 $1.15 \times 1.15 \sim 1.30 = 1.32 \sim 1.50$ (地基土质差时宜取小值);原《板桩码头设计与施工规范》JTJ292-98 中荷载(作用)分项系数分别取 1.35(土压力,计算水位为极端水位时取 1.25)和 1.05(剩余水压力),结构系数(相当于抗力分项系数)取 1.0 及 1.15(地基土质差时取小值);可见上述二本规范的安全水准基本一致。

而新版《板桩码头设计与施工规范》JTJ292-2009 将抗力分项系数由 1.0、1.15 提高为 1.25,相当于综合系数提高至 1.68 左右。在其条文说明中是这样解释的:“本次规范修订中,又对国内 14 个板桩码头进行了可靠度分析,结论是建议是将‘踢脚’稳定验算表达式中的结构调整系数 γ_d 提高到 1.3,使得其可靠度指标达到 3.405,经部审查会审查意见,确定为 1.25。当板桩底端位于软弱土层时,会出现板桩越深,越不满足‘踢脚’稳定要求的不合理现象。故这里补充说明,当板桩在入土段的某一高程满足‘踢脚’稳定要求即认为板桩入土深度满足‘踢脚’稳定要求”。

鉴于上海地区大部分板桩结构为位于黄浦江、苏州河沿岸的小型驳岸、码头,板桩底部大部分位于第④层灰色淤泥质黏土(流塑)或第⑤层灰色黏土(软塑~可塑)上部,踢脚稳定安全系数往往较低。本次规范修订时讨论,认为原 99 版地基规范采用的安全水准是基本适合上海地区的实际情况的,本次规范修订不宜作较大提高,但鉴于行业规范的安全水准已经有有较大幅度的提高,为了

适合上海地区的实际情况并尽可能向行业规范靠拢,本次修订将“踢脚”稳定的安全水准在 99 版规范基础上适当提高,即作用综合分项系数 γ_d 取 1.0,抗力分项系数 γ_R 取 1.50~1.68,当板桩墙下部土质较差以及计算水位为极端水位或校核水位时可取小值。

2 在计算剩余水压力时墙后水位与潮位变化、板桩止水性能、回填土和地基土的渗透性等因素有关,剩余水头一般可采用 $(1/3 \sim 1/2)$ 平均潮差,如板桩墙后回填料颗粒较粗、排水顺畅,可不考虑剩余水头;另对于设计高水位计算情况,也可不考虑剩余水头。

11.4.4 板桩墙的计算方法应根据其工作状态选用,以前一般在自由工作状态时采用自由支承法,底端弹性嵌固状态采用弹性线法。这两种计算方法都是在一定的假定条件下推导出来的,使用有局限性。

条文中建议采用竖向弹性地基梁法和弹性线法(又称类美尔法)。上海地区以前是用弹性线法计算拉锚板桩结构,对此做过大量试验研究,经过实践,这种计算方法在上海地区土质较软及采用的板桩刚度较小的情况是合适的。上世纪九十年代以来,随着计算机的广泛应用,板桩墙计算多采用竖向弹性地基梁法;这种方法应用范围较广,可适用于任何工作状态,能计算单锚板桩或多锚板桩,并能考虑锚碇点位移的影响,只是用此法计算时水平地基反力系数的确定要慎重。

11.4.5 锚碇结构计算

1 锚碇板计算公式,采用以综合分项系数表达的设计表达式。原 99 版地基规范考虑荷载(作用)分项系数 1.35、抗力分项系数为 1.15~1.30,相当于其综合系数为 $1.35 \times (1.15 \sim 1.30) = 1.55 \sim 1.75$ 。原《板桩码头设计与施工规范》JTJ292-98 中荷载(作用)分项系数 1.35、结构调整系数(相当于抗力分项系数)为 1.15,相当于其综合系数为 $1.35 \times 1.15 = 1.55$ 。

而新版《板桩码头设计与施工规范》JTS167—3—2009 将抗力分项系数提高为 1.25,相当于其综合系数增加为 $1.35 \times 1.25 \approx 1.68$ 。在其条文说明中是这样解释的:“98 规范……结构调整系数 γ_d 取 1.15,锚碇板的稳定性符合结构设计精度的要求。本次修订专题研究时,对国内 14 个板桩码头进行了可靠度分析,拟将稳定验算表达式中的结构调整系数 γ_d 提高为 1.25……”。

由于板桩结构的变位甚至破坏多是由锚碇体系的位移、失稳造成的,锚碇结构安全水准适当提高有利于提高锚碇结构的稳定性、减小板桩结构的整体变位;且原 99 版上海地基规范中抗力分项系数取值为 1.15~1.30 这样一个范围值,设计人员取用有不便之处。故在本次规范修订时,将锚碇结构的安全水准取和现行行业规范相一致,即作用综合分项系数 γ_s 取 1.0,抗力分项系数 γ_R 取 1.68。

2 锚碇板尺寸通过试算确定,本条锚碇板设计方法应考虑以下几条原则:

- 1)地面荷载处于最不利位置,即作用在锚碇板后;
- 2)考虑板顶以上的被动土压力,但同时考虑此部分土体不会全部发挥作用,因此引入折减系数 ρ ;
- 3)填土与墙面摩擦角 $\delta = \varphi_u/3$,但当 $\delta > 7^\circ$ 时,取 $\delta = 7^\circ$;
- 4)对于不连续的锚碇板,考虑锚碇板位移带动两侧土体使被动土压力增加,因此锚碇板的计算宽度较实际宽度增大;
- 5)不考虑拉杆在土中的摩擦力,不计锚碇板前土体压密后强度指标提高因素;
- 6)板桩墙前水位与锚碇板前的地下水位的组合,要考虑到可能发生的最不利工况。

3 公式(11.4.5-3)和(11.4.5-4)综合了板桩与锚碇板的距离。按条文公式(11.4.5-3)确定 L 时,要求板桩后土体的主动破裂面与锚碇板前被动破裂面相交于地面;按(11.4.5-4)公式

确定 L_{min} 时,不允许锚碇板前被动破裂面超越板桩墙顶。

11.4.6 我国现行《钢结构设计规范》GB50017—2003 中,规定常用建筑钢号的材料抗力分项系数 Q235 钢为 1.087, Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢为 1.111。由于各国或地区所采用钢号不一致,力学性能指标的统计资料不够充分,故对于国外进口钢板桩,其材料抗力分项系数在本规范中保守起见取为 1.15;如有较多的实践经验,在用于临时工程时,该取值可适当降低,但不能低于 1.10。

本条第 4 款中所指的钢板桩截面惯性矩 (I) 和弹性抵抗矩 (W) 的折减系数,是指在进行板桩结构计算时需根据工程经验或试验而确定的对板桩断面的理论参数分别所进行的相对独立的折减, W 值不需由于 I 值的折减而进行二次折减。

参照其它相关规范和众多工程的实践经验,用于基坑围护、临时围堰等使用时间较短的临时工程时,对于设有钢筋混凝土梁或连续钢导梁的热轧 U 型钢板桩墙,其截面惯性矩的折减系数 α 可取为 1.0;如采用冷弯钢板桩,应根据板桩的实际情况和工程经验或根据试验进行折减。

11.4.7 单根拉杆实际承受的拉力的大小与安装方法、墙后回填的密实度等很多因素有关,较多的工程实测数据表明,拉杆实际承受的拉力确实存在较大的差别,采用 1.35 的不均匀系数是比较合理的。

11.4.9 前板桩后直桩结构在近年来黄浦江、苏州河沿岸的防汛墙改、扩建工程中广泛应用。但这种结构和单锚板桩相比其受力状态较为复杂,且原型观测资料很少,故目前还没有一个普遍公认的较好的计算方法,各设计单位一般均按照自身的经验进行计算。本条中仅提出了此结构计算的一般原则,具体计算方法可参照行业标准《板桩码头设计与施工规范》JTS167—3—2009 中附录 B 的相关内容。

条文中关于斜顶(拉)桩板桩结构布置的一些内容,是根据相

关资料和已有的部分工程实例而推荐的,不作强制性规定。有条件时,这几种结构体系宜采用三维连续介质有限元法进行整体分析,并尽可能根据原型观测资料结合相关经验合理取用模型的计算参数。

11.4.10 构造设计

2 在海水环境中采用钢板桩时,应进行专门的防腐蚀设计,目前一般可采用预留腐蚀厚度(欧美等国家以此为主)、防腐涂层(水位变动区)、阴极保护和防腐涂层相结合(水下区)等方法。但只要施工条件许可,将钢筋混凝土胸墙的标高尽可能降低应该是一种综合效益最好的方法,故在条文中特别指出。

6 目前已有较多工程采用高强度的 550 级别的拉杆,根据钢拉杆行业的国家推荐标准,其断后伸长率最小值为 17%。高强度拉杆多采用含碳量较高的合金钢经热处理加工后制作,而拉杆部分连接配件一般采用低碳钢或低合金钢,故二者之间应优先采用机械方式连接,如需焊接,需采取特殊的工艺并经焊接工艺评定后方可施工。

12 地下工程设计要点

12.1 一般规定

12.1.1 地下工程与地面工程相比,有着多方面的特殊性。从结构受力来看,也有两方面的特点:第一,地下工程以水、土体为环境介质,作用在地下结构上的荷载来源于水、土体的竖向和侧向压力,同时在荷载作用下地下结构的变形又受到土体的约束,地下结构与水土体之间复杂的相互关系是地下结构受力分析的基础。其次,地下工程结构受力与施工工法密切相关,基坑开挖、盾构、沉管、沉井、顶管等不同的施工工法形成的地下结构的形式不尽相同,受力状况也有较大差别。

地下工程的分类标准很多,常用的有两种,一是按使用功能,分为地下民用建筑、地下工业建筑、地下交通建筑、地下防灾防护空间、地下公用设施、地下综合体等;二是按施工工法,分为基坑开挖法、盾构法、沉管法、沉井法、顶管法等。从地下工程的结构设计计算来看,不同施工工法实施的地下工程其受力状况的差异是比较大的,因此本章对地下工程的分类主要按施工工法进行划分并适当兼顾使用功能。

本章主要规定地下结构的各类稳定(包括抗浮稳定)计算及地下工程支护结构(即与水、土体直接接触的结构)的设计计算,其内部结构的设计计算与上部结构类似,本规范不再进行规定。

12.1.2 地下工程的实施遵照基本建设程序,分勘察、设计、施工三个阶段进行。勘察阶段除应查明场地的工程地质和水文地质资料,穿越河床的盾构、沉管、顶管以及临水的地下工程还应进行水文资料的收集和分析。地质资料的收集应特别注意不良地质现象、地下障碍物等资料的调查和收集。上海地区地下潜水位很高,

对地下工程的实施有一定影响。部分区域浅层分布微承压含水层,对地下工程施工有较大影响;深埋的地下工程应注意对承压含水层的勘察。

地下工程的设计受到邻近建筑物基础、市政设施、地下管线和既有的地下建筑物的制约,它们构成了地下工程的环境条件。在地下工程的实施过程中又不可避免地对上述环境产生影响,在城市区域进行地下工程施工必须强调环境保护,这是地下工程设计、施工必须考虑的重要内容之一。

12.1.3 由于地下工程的特点,除应对地下工程使用阶段的两种极限状态进行设计验算外,它在施工阶段的承载力、稳定和变形也都必须满足相关要求,施工阶段还应对发生在影响正常使用的部位进行裂缝宽度验算。

临时地下支护结构只针对施工阶段进行两种极限状态的验算,一般仅对承载力、稳定和变形进行验算,不需进行裂缝宽度计算。如表 12.1.3 所示:

表 12.1.3 不同极限状态与结构类型对应的验算内容

结构类型 验算内容	地下(永久)结构		临时地下支护结构
	施工阶段	使用阶段	施工阶段
承载力极限状态	各类稳定验算 构件截面验算	各类稳定验算 构件截面验算	各类稳定验算 构件截面验算
正常使用极限状态	变形、裂缝等	变形、裂缝等	变形

12.1.4 地下工程设计计算应遵照本规范 3.0.4 条的有关规定进行两种极限状态设计计算及相应的荷载取用。当对施工阶段支护结构(包括临时地下支护结构和永久地下结构施工阶段)构件截面、内力和配筋验算时,可采用综合作用分项系数的简化形式,综合作用分项系数的取值与使用阶段的荷载分项系数可略有差异。

12.1.5 结构的使用年限是指结构在建成后,在预定的使用与维修条件下,结构所有性能均能满足原定要求的年限。地下工程的使用年限与其功能要求有关,一般为 50 年,地铁隧道、车站等构筑物设计使用年限为 100 年。

对于临时地下支护结构的使用年限,情况比较复杂。现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 中规定临时性结构的设计使用年限为 5 年。但临时地下支护结构的受力、变形随时间是一直变化的,尤其是软土地区由于饱和软黏土的流变特性,这种变化更为显著。实际工程中也鲜有临时支护结构需延续至 5 年的时间。因此不能简单套用上述规定。正在修订的上海市《基坑工程技术规范》中规定有支撑的基坑临时支护结构暴露时间不宜超过二年、无支撑的基坑临时支护结构暴露时间不宜超过一年。

12.1.7 现行国家标准《地下工程防水技术规范》GB50108 中规定地下工程必须进行防水设计,地下工程防水的设计和施工应遵循“防、排、截、堵相结合,刚柔相济,因地制宜,综合治理”的原则。地下工程的防水设计一般可分为两部分内容,一是结构主体防水,主要采用防水混凝土进行自防水,防水混凝土的抗渗等级应根据《地下工程防水技术规范》满足表 12.1.7 要求,同时根据地下工程的防水等级增加其他的防水层;二是细部构造特别是施工缝、变形缝、诱导缝、后浇带的防水,根据不同的防水等级采用不同的措施。在现行国家标准《地下工程防水技术规范》GB50108 中,对于不同形式的地下工程防水,都有具体规定。

此外,现行上海市规范《城市轨道交通设计规范》DGJ08—109 对于地铁区间隧道和车站的防水设计也有具体规定。

表 12.1.7 防水混凝土设计抗渗等级

工程埋置深度(m)	$H < 10$	$10 \leq H < 20$	$20 \leq H < 30$	$H \geq 30$
设计抗渗等级	P6	P8	P10	P12

12.1.8~12.1.10

1. 关于水土压力的分算与合算

作用在地下结构侧向压力主要由水、土压力构成。土压力的计算与土体和支护结构的变形有关,常用的计算方法有库仑公式(第9章有关规定)和朗肯公式。库仑土压力理论根据墙后土楔体的静力平衡条件推导出土压力的计算公式,考虑了墙背与填土的摩擦力,并可用于墙背倾斜和填土面倾斜的情况。朗肯土压力理论对黏性土和无黏性土中挡土墙后土压力都可以直接计算,但必须假定墙背垂直光滑、填土面水平。

当不考虑渗流作用时,水压力多采用静水压力计算方法,但这样计算,水压力在侧压力中的比例随着深度的增加迅速增长,在实际工程中情况究竟如何?如何准确考虑水压力作用?

上海地区以往工程经验,一般认为黏性土中接近水土合算、砂土中接近水土分算的结果。实测水压力的值往往在这两者之间。

某工程基坑开挖深度 26.35m,基坑开挖面以上以黏性土为主,开挖面以下以砂土为主,实测孔隙水压力在开挖面以上的黏性土中约为静水压力的 70%左右(大于水土合算的值);开挖面以下的砂土中约为静水压力的 85%~90%左右(略小于水土分算的值)。

水土压力的大小还与工况有关,在基坑工程中,随着开挖深度加大,围护墙变形增大,围护墙内外土压力随变形发展处于变化之中。地铁车站基坑工程曾做了一些水土压力的实测研究,实测数据表明:

1)深部土层的综合侧压力系数(水土综合压力与竖向压力的比值)在开挖过程中,随着开挖深度的加大而减少,浅部土层受现场施工因素的影响(坑边超载、施工车辆荷载等)较大,侧压力系数规律不统一,有的随开挖深度的加大而增加,有的先增大再减少。

2)对孔隙水压力的测试表明墙后孔隙水压力浅层接近静水压力,深部略小于静水压力,其与静水压力的比值在深部随基坑开挖深度的增加而减少,浅部的变化规律不明显。孔隙水压力与静水压力的比值基本在 0.8~1.0 之间。

表 12.1.8 某车站基坑孔隙水压力实测值与静水压力计算值之比

工 况	测 量 位 置		
	5m	10m	15m
挖土至 5m	0.95	0.98	0.94
挖土至 8m	0.99	0.98	0.88
挖土至 14m	0.98	0.95	0.82
基坑放置阶段	0.99	0.97	0.82
回筑阶段	0.99	0.99	0.83
结构封顶	1.01	1.01	0.84

针对水土压力计算,相关规范的规定也不尽统一:

1)上海市标准《基坑工程设计规程》DBJ08-61-97 中规定宜按水土分算的原则计算,有工程经验(主要针对水泥土挡墙)也可按水土合算计算侧压力。而新颁布的上海市工程技术规范《基坑工程技术规范》DB/TJ08-61 中规定宜采用水土分算的原则计算水土压力。

2)现行上海市建设工程规范《城市轨道交通设计规范》DGJ08-109 中规定:地铁车站,在施工阶段黏性土为主的地层中可采用水土合算、砂土采用水土分算;使用阶段都采用水土分算。区间隧

道:使用阶段黏性土可按水土合算,侧压力系数 0.65~0.75,或按工程类比法确定;砂土按水土分算,土压力按主动土压力计算。

3) 现行国家标准《给水排水工程构筑物结构设计规范》GB50069 中规定:使用阶段采用水土分算,土压力按主动土压力计算。

综合考虑目前工程的实测资料尚不够充分。从安全计,规范规定水压力仍采用静水压力进行计算,有可靠工程经验时对于以黏性土为主的土层可采用水土合算进行施工阶段的水土压力计算。

2. 关于渗流力的作用

当基坑内外存在水头差时,考虑渗流作用对水压力的影响时,可按下列式计算围护墙内外墙面的水压力强度值:

$$p_{w1} = \gamma_w h_{n1} (1 - i_a) \quad (12.1.8-1)$$

$$p_{w2} = \gamma_w h_{n2} (1 + i_p) \quad (12.1.8-2)$$

式中: p_{w1k} 、 p_{w2k} ——分别为坑外和坑内墙面计算点处的水压力强度标准值(kN/m²);

h_{n1} 、 h_{n2} ——分别为坑外和坑内墙面计算点距坑外和坑内计算地下水位的深度;

i_a ——坑外渗流水力坡降,取 $i_a = \frac{0.7h_w}{h_1 + \sqrt{h_1 \cdot h_2}}$;

i_p ——坑内渗流水力坡降,取 $i_p = \frac{0.7h_w}{h_2 + \sqrt{h_1 \cdot h_2}}$;

h_w ——基坑围护墙渗流作用计算水头(m);一般取坑内外地下水位标高差的最不利状态。坑外地下水位宜考虑降雨和季节性变化。坑内地下水位宜考虑降水等施工措施的影响;

h_1 、 h_2 ——分别为坑外和坑内计算地下水位距围护墙墙底面的深度(m)。

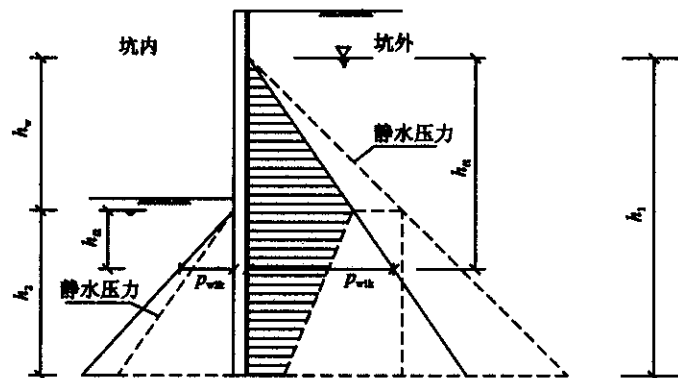


图 12.1.8 考虑渗流时的水压力分布

12.1.11 抗浮设防水位应取场地的最高水位,最高水位的确定应根据场地条件、地下工程的埋置情况考虑多方面的因素,如有无地面径流的补给、丰水期尤其是暴雨期水位的变化、大面积填土的影响等等。

地下潜水位受降雨、地面蒸发、地表水等影响,在地表高程改变后,潜水位会随之变化,填土后地下水位上升的幅值可以按在覆土坡脚处不溢出自然地面为准。因此,一般情况下,大面积填土后地下水位会随之上升,可按填土后的地面评价潜水位;但当填土较高(如大于 6m),潜水位不可能一直上升,此时潜水位取值应依据实测数据或进行专题研究确定。而小范围的局部填土,因邻近地块及周边道路其地面高程未改变,故其潜水位不会随之上升,可仍按邻近地块或道路地面高程评价潜水位。地势低洼的地区需考虑暴雨期间地面积水的不利影响。

施工阶段的抗浮问题也不容忽视,应采取可靠的降排水措施保证抗浮稳定。如需进行施工阶段抗浮验算,可取年平均最高水位。

12.2 基坑工程

12.2.1 基坑支护结构设计在满足工程安全可靠的前提下,应通过方案对比、综合分析,以实现工程在造价、工期目标、施工能力、场地布置等方面的合理要求。上海地区基坑工程常用的围护结构型式可分为放坡开挖、复合土钉支护、水泥土重力式围护墙和板式支护体系等:

1. 放坡开挖

当场地允许,并经验算能保证土坡稳定性时,开挖深度小于5m的基坑可采用放坡开挖,当开挖深度超过3m~4m时,应分级放坡。为了保证边坡的稳定性,放坡比一般大于1:1.5,且需配置有效的井点降水措施。市区内由于受场地及周边环境的制约,单一采用放坡开挖的基坑工程较少。

2. 复合土钉支护

复合土钉支护作为一种原位加固技术,以其独有的特点在上海地区浅基坑中得到大量应用。复合土钉支护是以水泥土搅拌桩等超前支护措施,解决土体的自立性、隔水性以及喷射面层与土体的粘结问题。

3. 水泥土搅拌桩重力式围护墙

水泥土搅拌桩重力式围护墙在软土地基中用于基坑支护已有相当历史和规模。上海地区水泥土搅拌桩重力式围护墙一般都采用格栅型连续柱式加固墙体型式。水泥土搅拌桩重力式围护墙的主要问题在于基坑开挖愈深、面积愈大,墙体侧向位移愈难以控制,工程风险也相应增加,需采用相应措施减小坝体变形,如重力坝顶部插入一定数量的钢筋,插筋与墙顶的配筋面板的钢筋有效连接,墙后插入一定间隔布置的脚手架钢管等。但受到搅拌机械性能、施工工艺以及质量控制水平等条件的限制,故上海地区水泥土搅拌桩重力式围护墙一般用于开挖深度小于7m的基坑工程。

4. 板式支护体系

当基坑工程挖深超过7m或环境条件有较高保护要求时,一般需要采用周边板式围护结构与坑内支撑系统组成的板式支护体系。上海地区最常用的基坑周边围护体包括有钢板桩、型钢水泥土搅拌墙、灌注桩排桩和地下连续墙等。坑内支撑系统一般采用钢筋混凝土支撑、钢支撑或者两者的结合,支撑的竖向支承系统多由钢立柱和下设的立柱桩组成。

每一种基坑支护型式都有各自的适用条件和一定的局限性,简要的情况如表12.2.1所示。基坑支护结构的选型直接关系到工程造价、施工进度及周围环境的安全。

表 12.2.1 板式支护体系中基坑围护体常用类型

围护体类型	特 点	适用范围
钢板桩	采用定型轧制的钢板桩构件连续布置,并通过构件边缘设置的通长锁口,相互咬合形成既能止水又能共同承力的连续壁。具有施工简单,投资经济的特点。钢板桩本身刚度相对较小,变形控制能力较弱。	一般用于开挖深度不超过10m的基坑工程
型钢水泥土搅拌墙	在水泥土搅拌桩中插入型钢或其他芯材形成的同时具有支护和防渗两种功能的围护型式。插入型钢一般采用H型钢、槽钢或拉森板桩。通常内插型钢在施工结束后可拔除回收。	一般用于深度不超过13m的基坑工程
灌注桩排桩	以队列式间隔布置灌注桩作为主要的挡土结构,围护体刚度较大,外侧需设置封闭的隔水帷幕。	在开挖深度超过15m的基坑工程中较少采用
地下连续墙	地下连续墙可兼作地下室外墙,一般集挡土、承重、止水和防渗功能于一身。对多种地质条件和复杂的施工环境适应能力较强,不足之处在于单体造价较高。	最深已用于超过40m挖深的基坑工程。

12.2.2~12.2.3 近年来,随着上海城市建设的飞速发展,基坑工程开发面临的环境保护要求日趋严峻,有必要根据环境保护条件

对基坑进行分析。本次基坑规范修订拟对原基坑分级原则进行调整,现按基坑工程安全等级与环境保护等级分别进行两种分级,原则上各分为三级。

基坑工程安全等级延续原规程的分级规定,以基坑深度为划分依据。基坑工程环境保护等级主要根据环境保护对象的重要性程度和环境保护对象与基坑的净距进行划分。基坑工程环境保护等级的划分需要考虑的要素是环境保护对象的重要性程度和环境保护对象与基坑之间的距离。

12.2.4 基坑暴露时间对顺作法基坑工程是指从基坑开挖至地下结构完成的时间,对逆作法基坑工程是指从基坑开挖至基础底板完成的时间。上海属软土地区,工程地质条件和水文地质条件均对基坑工程的实施不利,基坑暴露期间围护结构位移将持续发展,基坑长时间的暴露将给工程带来额外的风险。同时基坑开挖作为一项临时性的工程,也需要对围护结构的使用期限加以规定。

原则上在基坑暴露期间,应连续施工,不得随意暂停。为便于掌握,考虑到无支撑基坑工程一般开挖浅、规模相对较小,暴露时间多不超过一年;有支撑基坑工程的规模相对较大,暴露时间多在一至二年之内,本规范对基坑暴露时间进行了规定。若因基坑面积过大或暂停施工等原因导致基坑暴露时间超过本条规定,设计和施工应进行分析并需要视情况对围护结构质量进行检测和增加加固措施,

12.2.5~12.2.6 遵循国家现行各有关规范要求,本规范规定基坑支护结构按承载能力极限状态和按正常使用极限状态进行设计计算和验算,并采用分项系数表达的极限状态设计表达式。分项系数的取值,见表 12.2.5 所示。

表 12.2.5 基坑支护结构计算中的分项系数取值

			荷载的分项系数 γ	支护结构抗力设计值 R
承载能力极限状态		稳定性验算	基本组合,分项系数取 1.0	综合分项系数表达的设计限值
临时基坑支护结构	承载能力极限状态	构件截面、内力、配筋计算	基本组合,分项系数取 1.25	结构设计限值
	正常使用极限状态	变形	标准组合	经验或结构设计限值
与主体结构相结合的基坑支护结构	基坑施工阶段	承载能力极限状态	基本组合,分项系数取 1.25	结构设计限值
		正常使用极限状态	标准组合	经验或结构设计限值

12.2.9 隔水帷幕是上海地区基坑支护结构中确保基坑安全施工和减少环境影响的重要部分。在上海地区普遍存在软黏土夹薄层粉砂的特殊地层条件,且地下水位高,因此基坑工程中的防渗与止水尤为重要。水泥土搅拌桩是最常用的隔水结构;高压喷射注浆帷幕在有经验时也可采用。必要时,基坑周边隔水帷幕封闭后,基坑开挖前,宜进行场地内预降水以确定隔水帷幕的防渗效果。钢板桩围护结构采用墙体自防渗时,通常均在坑外板桩接缝处设注浆防渗或在锁口中设置密封止水材料等防渗措施,以往有较多的工程实践,但其效果并不理想。随着环境条件要求日益严格,基坑开挖深度逐步加深,近年来开挖深度在 9m 以上的钢板桩围护工程中,均已采用在坑外设置水泥土搅拌桩作为隔水帷幕,防渗效果较好。大企口钢板桩围护墙的自身隔水性能较差,宜在围护结构外侧增加其他的止水措施,如采用搅拌桩隔水帷幕等。即使是地下连续墙支护结构,也宜在接头处设置坑外防渗注浆等措施,以提高其防渗止水的可靠性。

12.2.10 构成上海浅层地层的主要土层,皆有使用土钉支护的条

件,但松散、不均匀、结构性较差的填土(包括素填土、杂填土、浜填土等)不应使用土钉支护。

12.2.11 上海地区的复合土钉支护是土钉与隔水帷幕相结合,使之具有隔水性,可在高水位地层中应用。双轴或三轴水泥土搅拌桩作为隔水帷幕具有一定强度和刚度,增加了土体的自立高度和坑底以下土体加固、稳定功能,可起到超前支护的功能。

12.2.12 水泥土重力式围护墙是以水泥系材料为固化剂,通过搅拌机械采用湿法(喷浆)施工将固化剂和原状土强行搅拌,形成连续搭接的水泥土柱状加固体挡墙。目前常采用双轴水泥土搅拌桩、三轴水泥土搅拌桩、高压喷射注浆(旋喷桩)等。

采用水泥土重力式围护墙的基坑开挖深度起先一般不超出5m,自上世纪九十年代起,陆续出现开挖深度超出6m基坑。基坑开挖愈深,面积愈大,墙体侧向位移愈难以控制,水泥土重力式围护墙开挖深度超出7m的基坑工程,墙体最大位移一般均在20cm以上,使工程的风险相应增加。鉴于目前施工机械、工艺和控制质量的水平,开挖深度不宜超出7m。

12.2.16 板式支护体系结构的内力和变形的设计计算中,一般采用按平面假定的竖向弹性地基梁法计算。但对于采用地下连续墙作为围护结构且空间效应较为明显的围护结构,宜建立支护结构的三维力学模型进行受力计算。例如圆筒型支护结构的环向拱结构分担了竖向梁结构的荷载,结构内力和变形与方型基坑支护结构存在较大的差异;当基坑边长较长时,其各边中点变形与边角的变形也不尽相同。因此,对于需要考虑空间效应进行围护结构计算时,可建立相应的空间计算模型。

12.2.17 目前地下连续墙围护结构在上海地区基坑工程中已有广泛的应用,尤其在深大基坑工程和环境条件要求严格的基坑工程,以及与主体结构相结合的围护结构中地下连续墙的应用日益增多。

现浇地下连续墙的常用厚度为600mm~1000mm,已建工程

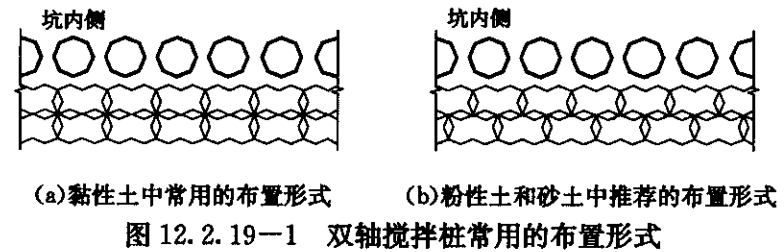
中最大墙厚已达1200mm,采用特制挖槽机械的薄层地下连续墙,最小厚度仅450mm。

预制地下连续墙技术是按常规的施工方法成槽后,在泥浆中先插入预制墙段,然后以自凝泥浆置换成槽用的护壁泥浆,或直接以自凝泥浆护壁成槽插入预制构件,以自凝泥浆的凝固体填塞墙后空隙和防止构件间接缝渗水,形成地下连续墙。预制地下连续墙具有许多明显的优点,如墙面光洁、墙体质量好、强度高。预制地下连续墙在国外应用较多,近年来,上海地区和国内其他地区都有工程应用。随着构件预制、起重安装和运输等条件的日益改善和提高,预制地下连续墙将有很大的发展前景。另外泥浆技术的进步,特别是自凝(或称固化)泥浆的应用将根本改变目前废弃泥浆对环境造成的污染现象,具有十分明显的社会效益。在常规预制地下连续墙技术的基础上,上海地区又发展了一种新型预制地下连续墙,即采用常规的泥浆护壁成槽,插入预制构件并在构件间采用现浇混凝土将其连成一个完整的墙体,并用水泥浆液置换成槽泥浆。为了使预制墙段顺利沉放入槽,预制地下连续墙墙体厚度一般较成槽宽度小20mm左右,预制地下连续墙常用墙厚有580mm、780mm。

12.2.18 地下连续墙单元槽段的平面形状和成槽长度,应根据墙段的结构受力特性、槽壁稳定性、环境条件和施工条件等因素综合确定。单元槽段的平面形状有“一”字形、L形、T形等,单元槽段又可组合成格形结构或圆筒形结构等形式。地下连续墙槽段施工接头根据受力特性分为柔性接头和刚性接头。地下连续墙槽段的划分,应考虑基坑形状、墙体受力特性、施工条件、环境条件、以及槽壁稳定性等多种因素。尤其对环境条件要求高、槽段深度较深,以及槽段形状复杂的基坑工程,应通过槽壁稳定性验算,合理划分槽段的长度。

12.2.19 灌注桩排桩本身不具备止水性能,因此应设置可靠的隔

水帷幕,常用的隔水帷幕有双轴水泥土搅拌桩和三轴水泥土搅拌桩两种型式。双轴搅拌桩隔水时不宜少于两排,在砂土和粉性土中宜错开搭接,典型的布置形式如图 12.2.19-1 所示:



三轴搅拌桩隔水时应采用套接一孔法施工,典型的布置形式如图 12.2.19-2 所示:

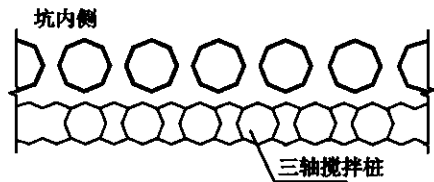


图 12.2.19-2 三轴搅拌桩常用的布置形式

灌注桩排桩围护墙套打式布置是指灌注桩设置在隔水帷幕中间的形式,在粉土、砂土中采用套打式布置,可防止灌注桩出现坍孔、扩径等现象,典型的布置形式如图 12.2.19-3 所示:

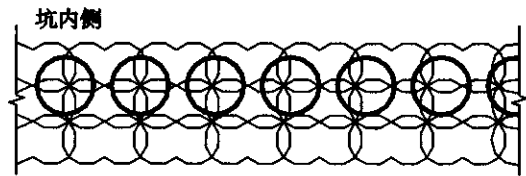


图 12.2.19-3 灌注桩围护墙套打式布置形式

12.2.20 型钢水泥土搅拌墙技术从日本引进,日本常用的三轴水泥土搅拌桩设备有 550 和 850 两个系列,其中 550 系列中水泥土搅拌桩直径有 550mm、600mm、650mm 三种,850 系列中有 850mm 和 900mm 两种,每种直径对应相应的水泥土搅拌桩施工设备。国内引进的机械设备多为直径 650mm 和 850mm 两种,经过改进,国产化的还有可以施工直径 1000mm 搅拌桩的机械设备,目前国内工程中大量应用的多为 650mm、850mm 和 1000mm 三种。

12.2.21 钢板桩的截面形式有很多,国外很多钢铁集团都制定有各自的规格标准。以前我国国内生产的钢板桩规格很少,较多使用的钢板桩是国外生产的“拉森”式(U 形)钢板桩。目前国内已制定钢板桩规格行业标准《冷弯钢板桩》JG/T196 和国家标准《热轧 U 型钢板桩》GB/T20933,可以参照选用。预制混凝土板桩目前常用的截面形式主要是矩形截面槽榫结合的类型。当采用板桩作围护结构时,应考虑板桩缝、防水构造处理措施等因素对止水效果的影响,在环境复杂、保护要求较高时不宜采用。

12.2.24 通常在基坑开挖面以上采用格构式钢立柱,主要是考虑主体工程底板钢筋施工的方便。开挖面以下部分通常采用灌注桩,由于立柱受水平力作用,为此要求上下立柱整体性连接,上柱插入下桩的长度宜按受拉或受弯考虑,且不小于钢立柱长边的四倍,并一次成桩。

12.2.25 支护结构与主体结构相结合,是指在施工期利用地下结构外墙或地下结构的梁、板、柱兼作基坑支护体系,不设置或仅设置部分临时基坑支护体系。与常规的临时支护方法相比,基坑工程采用支护结构与主体结构相结合方案具有诸多的优点,如由于可同时向地上和地下施工因而可以缩短工程的施工工期;水平梁板支撑刚度大、挡土安全性高、围护结构和土体的变形小、对周围的环境影响小;采用封闭逆作施工,已完成的首层板可充分利用,

作为材料堆置场或施工作业场,避免了采用临时支撑的浪费现象,工程的经济效益显著,有利于实现基坑工程的可持续发展等。

按结合程度的不同,上海地区支护结构与主体工程地下结构相结合的工程类型主要有三种:

1. 周边地下连续墙“两墙合一”结合临时支撑系统:当基坑周边围护体为地下连续墙“两墙合一”时,可结合坑内临时支撑系统或锚杆系统,采用顺作法施工。

2. 周边临时围护墙结合坑内水平梁板体系替代支撑:对于开挖深度在 10m 左右的大面积基坑工程,围护体可采用灌注排桩或 SMW 工法桩,水平支撑则与地下结构梁板相结合,并采用逆作施工的方式。

3. 支护结构与主体结构全面相结合:全面结合指主体地下结构外墙、水平梁板体系、竖向构件皆与临时围护结构相结合的全面结合形式,并采取地上地下结构同时施工的全逆作施工方法。

12.2.26 利用地下结构兼作基坑支护结构,基坑开挖阶段与永久使用期的荷载状况和结构状况有较大差别,因此应分别进行设计与验算,同时满足各种工况下的承载能力极限状态和正常使用极限状态的设计要求。

支护结构作为主体地下结构的一部分时,地下结构梁板与地下连续墙、竖向支承结构之间的节点连接是需要重点考虑的内容。所谓变形协调,主要指地下结构尚未完工前,处于支护结构承载状态时,其变形和沉降量与差异沉降均应在限值规定内,保证在地下结构完工,转换成主体工程基础承载后,与主体结构设计对变形和沉降要求相一致。同时要求承载转换前后,结构的节点连接和防水构造等均应稳定可靠,满足设计要求。

12.2.27 上海地区的基坑工程通常位于地下水位以下的含水层中,因此,包括无支护和有支护结构的绝大多数基坑均涉及地下水控制问题。

当基坑开挖深度较小,通常仅需将浅层潜水位控制在开挖面和坑底以下。当基坑开挖深度较大,常常涉及微承压水、承压水控制,需通过有效的减压降水措施,将微承压水位、承压水位降低至安全埋深以下。为控制基坑周边地下水位下降引起的地面沉降,可采取坑外地下水回灌措施,人为抬高地下水位,达到减小地层压缩变形与地面沉降的目的。

12.2.28 基坑开挖前应综合考虑较多的因素,主要是为了达到基坑安全、保护环境和方便施工的目的。基坑开挖专项施工方案,其主要内容应包括工程概况和特点、地质勘察资料、周围环境、基坑支护设计、施工平面布置及场内交通组织、挖土机械选型、挖土工况、挖土方法、降排水措施、季节性施工措施、支护变形控制和环境保护措施、监测方案、安全措施和应急预案等,专项施工方案应按照规定履行审批手续。

12.3 明挖法地下建筑

12.3.1 上海地区大量地下建筑物(包括地下车库、地铁车站、地下商场等)均采用基坑开挖的方法进行构筑,基坑支护结构的形式和开挖的方式如 12.2 节所述。除按 12.2 节和《基坑工程技术规范》对施工阶段两种极限状态进行验算外,基坑开挖后构筑形成的地下建筑物应按本节有关规定进行使用阶段两种极限状态的验算。

根据主体地下结构与施工阶段围护结构的相互关系,可分为主体结构兼作支护结构、专门设置临时支护结构两种情况。当主体结构兼作施工阶段的支护结构时,其施工阶段的设计验算应遵照 12.2 节的有关规定进行,同时遵照本节的有关规定进行使用阶段两种极限状态的验算。当设置有临时支护结构时,则应对施工阶段临时支护结构遵照 12.2 节的有关规定进行设计验算,同时遵照本节的有关规定对主体地下结构进行使用阶段两种极限状态的

验算,其中当临时支护结构可永久保留时可根据本节有关规定适当考虑其在使用阶段对主体地下结构承受侧向水土压力的有利影响。

12.3.2 抗浮问题是地下建筑物设计的重要内容,关键在于两方面:

①抗浮设防水位的确定,见 12.1.11 条;

②抗浮承载力的确定。

上海地区常用的抗浮形式首先是结构自重(包括覆土)抗浮;自重不足以抵抗上浮力时,考虑设置抗拔桩。对于仅采用自重进行抗浮的情况,其分项系数一般建议不小于 1.10。在地铁车站长期工程经验中一般控制抗浮安全系数(与本规范抗浮分项系数数值上相当)不考虑侧墙摩阻力时为 1.05,考虑摩阻力时不小于 1.1。

地下建筑物设计从安全计,在抗浮验算中一般不考虑地下建筑外墙侧壁的抗浮摩擦力。但当主体结构采用地下连续墙两墙合一时,可根据工程经验或参照抗拔桩计算方法适当考虑开挖面以下地下墙体的抗浮承载能力。

12.3.3~12.3.4 在使用阶段作用在地下墙上的侧向压力,与地下墙外侧的围护结构关系较大,可分为下列情况考虑:

1. 地下墙兼作施工阶段的围护墙,外侧没有临时围护结构。此时,地下建筑物外墙承受施工阶段和使用阶段所有的侧向压力。

2. 地下墙外侧设有临时围护结构,作用在地下建筑物外墙上的侧压力根据围护结构不同形式又分为两种情况:

1)当临时围护结构采用整体刚度较好的灌注桩排桩、地下连续墙、一定厚度的搅拌桩坝体等,并且这些围护桩将长期留置在地下建筑物外墙的外侧时,使用阶段作用在外墙上的侧向压力与没有围护桩时的外墙作用不同,主要是外侧回填土和逐渐恢复的地下水位产生的侧向压力,因此可考虑对土压力适当折减;

2)当围护结构采用型钢水泥土搅拌墙(SMW 工法)且内插型钢已经拔除、复合土钉墙等形式时,围护结构的刚度相对较小,一般需按地下建筑物外墙直接承受侧向压力进行计算。

地下建筑使用阶段作用在地下墙上的侧向压力,应考虑地面超载产生的侧向压力,如地面覆土、室外地面荷载等,如墙外为通行车道,尚应考虑车辆荷载的影响。

当围护墙采用地下连续墙时,根据其与地下室外墙的关系,又可分为以下两种:

①单层墙:地下连续墙既作为基坑开挖阶段的围护墙,也作为使用阶段的地下建筑物外墙(无内衬墙);

②双层墙:地下连续墙既作为基坑开挖阶段的围护墙,也作为使用阶段主体结构的一部分,内侧后浇内衬墙;此时又根据围护墙与内衬墙的联系方式,分为分离式、复合式、叠合式等形式。

12.3.6 上海地区仅设置构造底板的情况较少,但在部分工程中也有应用。本条对构造底板的设计计算进行了规定。底板下地基土反力大小根据基底土的性质、建筑物可能产生的沉降大小等因素综合确定。

12.3.7 作用在地下建筑顶板上的荷载形式和大小与顶板上有无地上建筑关系较大。单建式地下建筑(无地上建筑)的顶板设计,除结构自重外,尚应考虑顶板上的覆土以及地面堆载、车辆荷载等。当覆土厚度较厚时,可根据工程经验考虑覆土的扩散作用,将车辆荷载转换为均布荷载进行计算。附建式地下建筑(有地上建筑)的顶板设计一般无覆土自重,使用荷载按实际情况考虑室内使用荷载。

12.3.8 地下建筑外墙、底板和顶板有防水要求时,防水混凝土应符合现行国家标准《地下工程防水技术规范》GB50108 的规定,其保护层厚度和最小配筋率、裂缝宽度等应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定,地下建筑外墙、底板和顶

板厚度一般不宜小于 200mm,混凝土强度等级不宜低于 C25。地下建筑物外墙钢筋间距一般不大于 200mm,并应满足最小配筋率要求。外墙水平钢筋宜按照细而密的原则布置,当外墙较长时,水平钢筋的间距尚应进一步加密。

12.3.9 变形缝的防水处理难度较大,建议不设或少设。当确有需要时,应有可靠的防水构造,一般可采用后浇带、诱导缝、施工缝等替代。

12.4 沉井与沉箱

12.4.1 本节所述沉箱在构造上与上世纪五十年代用过的气压沉箱基本一致,沉箱是有盖无底的箱体,沉箱优点是利用气压平衡可阻挡水土流失,对周边没影响。以往采用工人在箱内带气压挖土下沉,而现在沉箱可使用机器人挖土,作业人员在地面控制室远程遥控,改善了作业环境。

12.4.2 任何沉井(箱)设计都应包括施工阶段和使用阶段二阶段设计。在施工阶段,应进行强度计算;在使用阶段,应进行强度计算和裂缝开展验算。抗浮验算在两阶段都要进行。

12.4.3 沉井采用气幕法减阻的阻力决定于气幕布气的均匀性、土质的气密性,当同时采用泥浆护壁和气幕减阻效果更好。

12.4.4 下沉稳定性验算是保证下沉稳定和防止突沉的有效手段,从起沉到沉至设计标高凡有软弱土层都要验算。

12.4.5 沉井下沉施工过程分为不排水下沉、部分不排水下沉和排水下沉。本条列入选择不排水施工的二个条件,这是多年来设计的经验总结,设计人员可根据实际情况选择。排水下沉是指有水要抽排进行干沉施工,或者降水施工;不排水下沉指有水不排水,不降水,进行湿沉。

12.4.6 当沉井下沉深度内有承压水层时,应考虑隔水层破坏后的可以采用的有效措施。

12.4.7 如果沉井的抗浮系数不满足时,可以考虑在井周压注水泥砂浆提高井壁与土的摩阻力。

12.4.8 沉井在井内排水下沉时,沉井刃脚处水压力可能降至为零,因此井外的水压力可以乘一个适当的水压力降低系数。

12.4.9 荷载作用分项系数可按表查用,其它条款中不再列入。

12.4.10 沉井的刃脚计算公式是将刃脚按不受约束的悬臂构件考虑,虽然实际上刃脚上尚有一定的被动土压力作用,并且沉井自重有约束刃脚变形作用。条文中未考虑这些有利因素。

12.4.11 气压沉箱计算时,应考虑可能的最大气压值,并应考虑下沉阶段带气下沉和可能停气的工况组合。

12.4.16 水下封底混凝土附加厚度 300mm~500mm,淤泥质土取 500mm,其它土可取薄些。

12.4.17 封底厚度计算时,要考虑混凝土自重对浮力的减小作用。

12.4.18 沉井(箱)作为顶管工作井时,在顶推力作用下的设计可参照现行标准化协会标准《给水排水钢筋混凝土沉井结构设计规程》(CECS137)。

12.4.19 本条所列刃脚的各种构造型式可供设计人员根据不同的条件选用。当可能遇到障碍物或硬土时,刃脚应预埋角铁保护。一般情况,上海地区的沉井刃脚不需角铁保护。

12.4.22 沉箱工作舱高度与施工设备及操作要求有关,设计方和施工方应密切结合。因封底混凝土收缩和下沉的原因。气压沉箱的封底混凝土表面与工作舱底之间存在缝隙,应采用注浆填实。

12.4.23 气压沉箱需要抗透气功能,要求混凝土更密实。

12.5 盾构法隧道

12.5.1 用盾构法建造的交通隧道有道路交通隧道(包括城市道路、公路隧道)和轨道交通隧道。输水隧道是以隧道作为输水管道

直接输水的。它们有别于将公共、市政管线及附属设备从隧道内敷设穿越的管廊隧道(如电力电缆隧道、通信电缆隧道、污水过江隧道等)。不同功能的隧道,其设计荷载的取用、关键技术控制重点(如隧道沉降、结构防水、隧道纵向变形等)有所侧重。设计中,应按功能要求分别考虑。

盾构法隧道多为圆形的,但近年来在轨道交通工程设计中,因受地面、地下空间建设条件限制,也有采用双圆隧道(二个大半圆交界处设有立柱)。隧道设计时可参照执行。在荷载取用中,应考虑单圆上受有偏载时对整个结构的影响,衬砌结构环间采用错缝(或错缝+通缝)拼装,计算模型可参照圆形隧道的修正惯用法。

本节仅针对盾构法隧道段的设计,二端相连接的工程如工作井、车站、暗埋段、敞开段等可参照相应结构进行设计。

12.5.5 对于穿越咸潮水域的隧道,设计常水位可取平均高潮位,对于穿越其他水域的隧道,设计常水位可参照历年水文统计资料确定。设计最高水位、设计最低水位可根据工程技术标准按一百年一遇或以上水位标准取用。

12.5.7

1 楔形环包括适用于线路左、右转弯段的楔形环,以及所有环面均采用统一斜率的通用衬砌环。通用衬砌环可通过前、后相邻环的相对旋转来拟合线路中的直线、曲线和纠偏之需,模板类型少,通用性强。

12.5.8

2 接缝最大张开、环间错台(相邻管片内弧面的高差)限值的取用,应根据隧道功能要求,综合考虑施工工艺,防水设计适应能力确定。

7 隧道抗浮验算公式为:

$$F_t \leq \frac{W_s}{\gamma_s} + \frac{W_a}{\gamma_t} \quad (12.5.8-1)$$

$$F_t = \gamma_b \gamma_w V \quad (12.5.8-2)$$

式中: F_t ——浮力设计值(kN/m);

γ_b ——浮力作用分项系数;

γ_w ——水的重度(kN/m³);

V ——隧道结构排开水的体积(m³/m);

W_s ——隧道结构自重标准值(kN/m);

γ_s ——自重抗浮分项系数;

W_a ——隧道上覆土层的有效压重标准值(kN/m);

γ_t ——有效压重抗浮分项系数。

12.5.11 隧道防水等级一般为二级,但如有特别要求,也可按防水等级一级要求。因此表中列了两个等级,措施上的差异主要表现在嵌缝范围和防腐蚀要求的程度上。密封垫设一道或二道主要视隧道功能、运营方式而定,与防水等级无对应关系。

12.6 沉管法隧道

12.6.7

4 管段结构抗浮验算公式如下:

$$F_t \leq \frac{W_s}{\gamma_s} + \frac{W_a}{\gamma_t} \quad (12.6.7-1)$$

$$F_t = \gamma_b \gamma_w V \quad (12.6.7-2)$$

式中: F_t ——浮力设计值(kN);

γ_b ——浮力作用分项系数;

γ_w ——水的重度(kN/m³);

V ——管段排开水的体积(m³);

W_s ——管段自重标准值(kN);

γ_s ——自重抗浮分项系数;

W_a ——舾装、压舱及上覆土等有效压重标准值(kN);

γ_t ——有效压重抗浮分项系数。

7 管段结构应就其在预制、系泊、浮运、沉放、对接、基础处理、回填覆盖等不同工况下可能出现的最不利荷载组合,并考虑地基的不均匀性和基础处理的质量,分别进行横向和纵向的结构分析,并按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行承载力计算和变形、裂缝验算;

若无类似隧道温度变化的实测数据,可按结构内外温差 $\pm 10^{\circ}\text{C}$ 计算沉管结构的温度应力。

8 除了验算地震荷载作用下结构的承载力外,沉管隧道作为浅埋水底隧道有必要进行总体抗震分析,以分析地震作用造成的沉管变形特别是接头部位的变形,并分析地震作用下的接头部位应力水平。这些分析对于优化管段分节布置和确定柔性接头内各构件的具体尺寸具有重要的作用。

目前我国共建成了四条大型沉管隧道,其中,广州珠江隧道和上海外环隧道都曾采用简化方法进行过地震响应分析。简化方法将沉管隧道抽象为地基土中的弹性地基梁,地震时随地基土一起变形,沉管隧道和地基土被简化成一个由质量、弹簧和阻尼器所组成的动力体系(见图 12.6.7)进行地震响应分析。

该方法首先对隧道周围的地基进行切片分析,计算各切片的自振特性,并根据其自振特性采用等效质量—弹簧系统来模拟,隧道用梁单元模拟,地基土切片模拟成等效质点,等效质点与梁单元和基岩之间通过弹簧相互联结,代表各段沉管管段的梁单元之间采用伸缩、剪切和扭转弹簧来模拟接头特性。

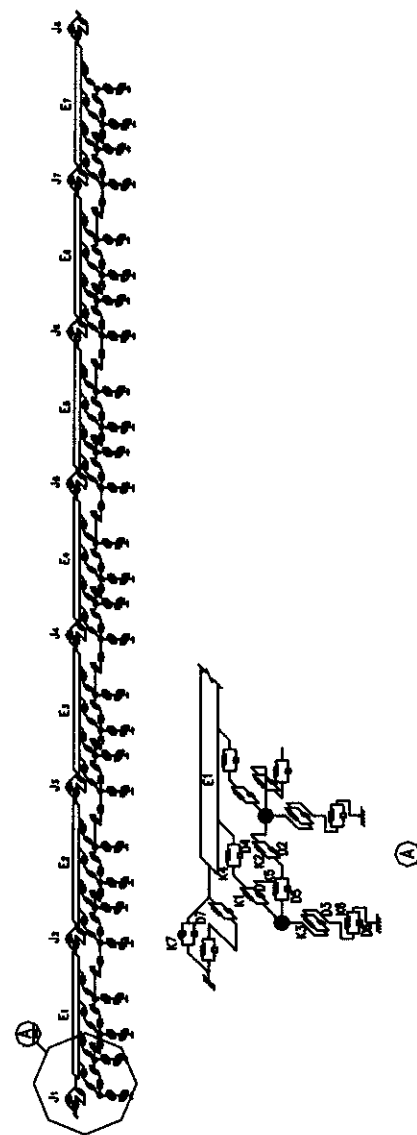


图 12.6.7 沉管隧道总体抗震分析简化模型示意图

该方法的特点是力学模式清晰、计算规模小、速度快,特别适用于设计方案比选阶段的总体抗震分析,但是该方法无法得出接头细部构造的受力和变形情况。目前,国内已经开展了采用高性能计算机进行沉管隧道地震响应的三维数值模拟的研究,该方法对于计算的软硬件环境要求很高,而且还存在一些需要进一步探索的问题。

9 由于沉管隧道属于浅埋隧道,且隧道建成后对于地基的附加应力比原始状态要来得小,因此,不适宜采用类似“实体基础分层总和法”的方法计算沉管隧道的沉降量。

对于采用天然基础的沉管隧道,在沿隧道纵向地层条件和覆盖厚度没有突变的情况下,沉管隧道的沉降量可以采用平面有限元按考虑先卸载再回填效应的方法进行分析。

对于采用桩基础的沉管隧道,可采用以 Mindlin 公式为依据的单向压缩分层总和法计算最终沉降。该方法按弹性理论中 Mindlin 的应力公式积分后得出的单桩荷载在半无限体中产生的应力解出发,用简单叠加法原则求得群桩荷载在地基中产生的应力,然后再按分层总和法原理计算最终沉降(具体公式详见 7.4.2 条及附录 H)。该方法能计及桩数、桩间距、不规则布桩及不同桩长等因素对沉降计算的影响。此外,一般桩基础沉管隧道在桩端平面处的土层附加应力已小于土层自重应力的 10%,为求得所需的压缩层厚度,可将自计算点处桩位的桩端平面至土层附加应力等于土层自重应力 5% 的厚度作为压缩层厚度。

12.7 顶入式箱涵

12.7.5 管幕系以单根钢管顶进为基础,各钢管之间依靠锁口连接形成管排,再向锁口空隙内注入止水材料,管排顶进完成后形成管幕。一般管幕可以呈多种形状,包括半圆型、圆型、门字型、口字型等。本节条文提及的管幕结合箱涵顶进工法是指在口字型封闭

管幕内采用带网格工具头的箱涵顶进施工方法。

由于管幕钢管之间有锁口连接的构造要求,因此管幕结合箱涵顶进工法一般只适用于总体线形呈直线的通道工程,对于曲线半径较大的情况亦可考虑按曲线直做的方法处理。此外,考虑现有技术水平,为控制管幕施工误差和箱涵顶进阻力在合理的范围内,本条文对箱涵纵坡和箱涵总长做了规定。目前国内最长的管幕结合箱涵顶进工程总长为 126m。

12.7.6

1 除了考虑施工和使用阶段正常的水土压力外,在采用泥浆套减阻技术时,应考虑泥浆套压力可能的不均匀分布、局部压力等作用情况。本条文中管幕遮蔽作用是指由于管幕本身存在一定的纵向刚度而可能导致的短时期的水土压力重分布,结构分析应考虑该作用引起的不利影响。

2 本条文是针对采用泥浆套减阻措施的箱涵顶进阻力计算,箱涵顶进阻力由工具头的迎面阻力和箱涵周边摩阻力两部分组成。日本规范在计算迎面阻力时一般采用工具头刃口周长和土体标准贯入值的乘积再乘以一个固定的系数来表达,对于上海地区而言,浅部的饱和淤泥质黏土强度非常低,一般地质勘察报告不提供标准贯入度值,因此,无法采用上述方法估算迎面阻力。本条文采用按简化朗肯土压力公式计算的工具头中心点被动土压力与工具头迎面面积的乘积来表达迎面阻力,同时,考虑到实际迎面土压力可能达不到理论被动土压力的情况,对该分项的系数作了适当调低。箱涵周边摩阻力则根据箱涵在泥浆套作用下的实际状态,分别按顶部、两侧考虑泥浆套作用,底部考虑箱涵与管幕滑动接触的情况计算。

12.7.7 工具头的网格长度对顶进施工的影响很大,若网格过长,则会增加顶进阻力,若网格过短,则会导致开挖面失稳。实际工程设计中,可先初步拟定网格的横截面尺寸,然后根据土体的主动极

限平衡条件求得网格的长度,再做适当优化调整。网格结构上作用的土压力与顶进时的挤土程度有关,在闭胸顶进的工况下,土压力的上限为被动土压力;在开口顶进的工况下,土压力在静止土压力与被动土压力之间。土压力的取值既要保证安全又要体现经济合理,本条文考虑作用在网格结构上的荷载按不小于被动土压力的 85%取用,即使在土压力达到被动土压力时,仍可保证网格结构的强度具有必要的安全储备。

12.7.8

1 为了控制管幕施工期间的地表沉降,管幕钢管需采用具有泥水平衡功能的顶管机施工,根据工艺要求,管幕钢管的直径一般要求不小于 800mm。钢管的直径越大,包围相同周长所需的钢管数量越少,因此,钢管直径的差异对用钢量影响并不明显。钢管直径增大刚度也相应增大,而钢管数量的减少,钢管间的锁口也相应减少,因此,在条件允许的情况下,宜考虑采用较大直径的钢管。

常用管幕钢管锁口构造如图 12.7.8 所示:

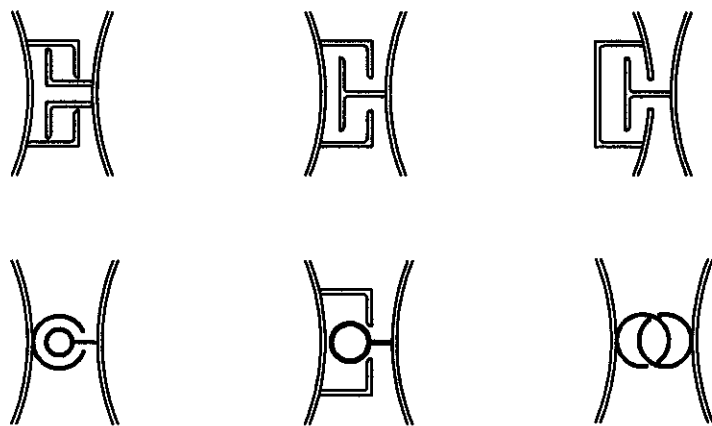


图 12.7.8 常用管幕钢管锁口构造示意图

2 考虑混凝土收缩、顶进阶段纵向不均匀受力、使用阶段的温度作用等因素,箱涵分节长度宜按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 第 9.1.1 条的低值控制。

3 为避免管幕钢管施工偏差造成的影响,箱涵与管幕钢管之间必须预留一定的间隙,但该间隙过大将影响泥浆套减阻所需要的泥浆量和泥浆压力控制的精度,从既有实践经验看,上部间隙设置得小一些对于控制顶进过程中的地表隆沉更为有利。

4 采用泥浆套减阻技术时,必须保证洞口位置泥水压力不泄露,箱涵横断面四周采用圆角有利于洞口止水装置更好地发挥作用。此外,为了防止顶进过程中,在箱涵与管幕钢管接触的局部压力和滑动摩擦的双重作用下混凝土保护层发生破坏,有必要在可能的接触位置设置钢板进行保护,同时,该措施也能减少箱涵顶进过程中的摩阻力。

12.8 顶管

12.8.1 顶管是非开挖技术重要内容,其它非开挖技术,应参照有关规范。顶管材料并非只有本条所列三种,其它管材在有类似工程经验时也可使用。

12.8.2 压力管指自来水管,一般情况下,压力大于等于 0.5MPa。

12.8.3 顶管间距是考虑顶进时避免相互影响的最小距离,水平间距为 1D 的结论已有试验验证。对于重要的输水干道之间的安全运行距离,尚应考虑水管破坏时压力水释放的影响。当采取有效措施时,间距可以不受条文的限制。

12.8.4 规定管顶覆盖层厚度主要是减少地面沉降和防止顶管机向上抬头。不稳定土层主要是指松散粉细砂、淤泥等。

12.8.5 焊接钢管不宜进行曲线顶管,但曲线顶管曲率半径足够大还是可以的。确实需要钢管做曲线顶管时,也可以多设中继间。在折线交点处设置中继间用若干段折线替代曲线。

曲线顶管的最小曲率半径和各种材质的曲线顶管的允许顶力公式可参考现行标准化协会标准《给水排水工程顶管技术规程》CECS246的有关章节。

12.8.7~12.8.8 顶管周围的土体基本上都是原状土,埋管的管顶和管侧都是填土,顶管结构的计算公式同埋管应有所不同。本条所列的计算公式已同国际接轨。计算土压力公式中有 c 值,一般要求勘察报告中的 c 值提供最大值、平均值和最小值。为安全考虑,公式中所用的 c 值取最小值。最小有效传力面积是管道截面扣除管端槽口的面积。

12.8.10~12.8.11 本条公式参照了现行标准化协会标准《给水排水工程顶管技术规程》CECS246中的公式,把钢筋混凝土管、钢管和玻璃钢夹砂管的三个计算公式缩为一个公式,三种材料不同的计算系数列表查用。

12.8.12 顶管工作井结构或井背土体允许的最大顶力计算可参考现行标准化协会标准《给水排水工程钢筋混凝土沉井结构设计规范》。

12.8.14 条文公式(12.8.14-1)最后一项是考虑钢管弯曲产生的应力,钢顶管轴线偏差值除了满足顶管验收要求外,尚应要求钢管变形的曲率半径 $R_1 \geq 1260D_0$ 。当 $R_1 < 1260D_0$ 时,式(12.8.14-1)中第三项 $0.5E_p D_0 / R_1$ 值较大,可能导致 $\eta p_x > f$,此时,可通过增加管壁厚度或根据实际情况调整 L_1 来满足设计要求。

1260 D_0 的依据见如下推导过程:

纵向应力 $\sigma_x = v_p \sigma_0 \pm \varphi_c \gamma_Q \alpha E_p \Delta T + \sigma_m$

假定横截面应力 $\sigma_0 \leq f$,并取 $v_p = 0.3$, $\varphi_c = 0.9$, $\gamma_Q = 1.4$, $\alpha = 12 \times 10^{-6}$, $E_p = 2.06 \times 10^5$, $\Delta T = 20^\circ\text{C}$ 。

则得 $\sigma_x = 0.3f + 0.9 \times 1.4 \times 12 \times 10^{-6} \times 2.06 \times 10^5 \times 20 + \sigma_m = 0.602f + \sigma_m$

假定 $\sigma_x = f$ 代入上式,则 $\sigma_m = (1 - 0.602)f = 0.40f$

根据计算:

1)当轴线高程偏差为 $f_1 = 150\text{mm}$,轴线长度 $L_1 = 150\text{m}$, 100m , 75m 时, σ_m 均不超过 $0.4f$ 。

2)当轴线高程偏差 $f_1 = 150\text{mm}$,轴线长度 $L_1 = 50\text{m}$ 时,某些直径的钢管出现应力 $\sigma_m > 0.4f$,因此在限制轴线允许偏差的同时必须限制曲率半径。

考虑到钢板厚度可能超过 16mm ,根据钢结构设计规范取 $f = 205\text{MPa}$ 。

$$\text{令 } \sigma_m = \frac{0.5E_p D_0}{R_1} = 0.4f, R_1 = \frac{0.5E_p D_0}{\sigma_m} = \frac{0.5 \times 2.06 \times 10^5 D_0}{0.4 \times 205} = 1256.1 D_0 \approx 1260 D_0$$

考虑管道纵向应力 σ_x 的几种可能组合(第二项和第三项符号变化)比较:

组合Ⅰ $\sigma_{x1} = 0.3f + 0.302f + 0.4f = 1.0f$;

组合Ⅱ $\sigma_{x2} = 0.3f - 0.302f + 0.4f = 0.4f$;

组合Ⅲ $\sigma_{x3} = 0.3f - 0.302f - 0.4f = -0.4f$;

组合Ⅳ $\sigma_{x4} = 0.3f + 0.302f - 0.4f = -0.2f$;

计算组合折算应力 σ 时,组合Ⅲ $\sigma_x = -0.4f$ 最为不利, σ_0 也应要有余地,假定 $\sigma_0 = 0.9f$ 。

$$\begin{aligned} \sigma &= \eta \sqrt{\sigma_0^2 + \sigma_x^2} - \sigma_0 \sigma_x \\ &= 0.9 \times \sqrt{(0.9f)^2 + (-0.4f)^2} - 0.9f \times (-0.4f) \\ &= 1.037f \approx f \end{aligned}$$

根据现行标准化协会标准《给水排水工程顶管技术规程》CECS246表13.2.1,考虑长距离顶管,按管底高程偏差 $f_1 = 150\text{mm}$,取相应的轴线长度 $L_1 = 50\text{m}$:

$$\text{此时曲率半径: } R_1 = \frac{(0.15)^2 + \left(\frac{50}{2}\right)^2}{2 \times 0.15} = 2083.4\text{m} \approx 2080\text{m};$$

按应力控制时: $R_1 = \frac{0.5E_p D_0}{\sigma_m} = \frac{0.5 \times 2.06 \times 10^5}{0.4 \times 205} D_0 = 1260 D_0$;

协调管径 $D_0 = \frac{2083}{1256} = 1.6584m$, 取 1.60m。

即当管径 $D_0 \leq 1600$ 时, 应满足 $R_1(50m) \geq 2080m$;

$D_0 \leq 1600$ 时, 应满足 $R_1(50m) \geq 1260 D_0 \approx 1260 D_1$ 。

设计时, 可根据实际情况调整 L_1 的取值。短距离顶管时条文式(12.8.14—1)中第三项可以不计。

12.8.15 顶管横截面强度计算应参见现行标准化协会标准《给水排水工程顶管技术规程》CECS246 中的公式和表格, 若有必要尚应验算柔性管道的稳定性。

12.8.20 确定顶管工作井长度所需的各种平衡类顶管机的参考长度如下:

小于 DN1000 的小直径顶管机长度为 3.5m。

大中直径顶管机长度大于或等于 5.5m。顶管机种类较多, 长度可能有所不同。

12.8.21 深工作井指底板埋深大于 10m 的工作井。工作井的宽度与管道外径有关, 另外还与井的深度有关。因为较浅的井, 能放在地面的设备不再下井, 如油泵车、变电箱、电焊机和顶铁等。较深的井, 为了提高施工效率, 诸如上述设备都要放在井下。所以前者工作井较狭, 后者较宽。

12.8.24 矩形混凝土顶管适用于覆盖层较浅或者土质较好的顶管段。推荐使用带圆角的顶管截面, 带直角的矩形顶管截面在运输及顶进过程中转角易损坏。

矩形截面顶管的作用荷载及土压力计算公式与圆形顶管完全相同, 管道的横截面配筋可以按封闭式矩形框架计算。

12.8.25 管道的接头可以做成企口式, 也可做成承插式。

12.9 埋管

12.9.1 本条对管道结构的计算内容作了规定:

1. 关于管道重要性系数 γ_0 , 是以管道的运行功能区分不同的可靠度要求。

2. 对各项分项系数和可变作用的组合系数, 是通过工程校准制订的, 与老的给排水规范的要求协调一致。

12.9.5 条文规定了管道结构的计算模型:

1 对埋地矩形管道, 当其净宽较大时, 地基不可能形成均匀反力。因此条文规定此时应按弹性地基上的结构进行内力分析。

现行国家标准《给水排水工程管道结构设计规范》GB50332 中, 控制管道净宽 3.0m 作为限界, 而老的给排水规范 GBJ69—84 的限界为 4.0m。根据上海市的地质条件和工程经验, 在管道未超过 4.0m 时, 采用均匀反力计算的结构内力产生的误差仍在可接受范围内, 且采用均匀反力假定进行计算方便, 因此本条文仍以 4.0m 作为净宽的限界条件。

2 条文规定了圆形管道设计应先进行刚性管、柔性管判别, 前者可以不计圆管结构的变形影响, 后者则应考虑圆管结构变形引起管周土体的弹性抗力。

在上海地区, 一般情况下, 金属和化学管材的圆管属于柔性管; 钢筋混凝土、预应力混凝土管和配有加劲肋构造的管材, 通常属于刚性管。

12.9.6 对于钢筋混凝土管道结构, 当在组合作用下, 截面处于轴心受拉或小偏心受拉时, 应控制截面的裂缝出现, 此时一旦形成裂缝即将贯通全截面, 直接影响管道结构的水密性要求和正常使用。

12.9.9 在对非整体连接的管道, 在其敷设方向改变处, 应作抗滑稳定验算。抗滑稳定验算时:

1. 作用分项系数取 1.0;

2. 对稳定有利的作用,只计入永久作用(包括由永久作用形成的摩阻力);

3. 沿滑动方向一侧的土压力按被动土压力计算。

12.9.11 因管道沿线地质情况与环境存在较大差异,埋深及覆土情况多变,不均匀沉降不可避免,因此条文规定圆管的接口宜采用柔性连接。

12.9.12 对现浇矩形钢筋混凝土管道变形缝间距的规定,主要考虑浇筑过程中的水化热影响,如采用相应的措施,变形缝的间距可适当延长,但以不超过一倍为好。

12.9.19 常用的圆形柔性管道包括钢管、铸铁管、硬聚氯乙烯管道、玻璃钢管道等。这类管道在一般土质条件下敷设可不作基础处理,采用原土管基即可,管道敷设在未经扰动的原状土上。当土质较差时,宜采用砂基础。

12.9.20 圆形刚性管道包括素混凝土管道、钢筋混凝土管道、预应力钢筋混凝土管道等。根据上海地区软土地基上的设计与施工经验,已经编制了《上海市排水管道通用图》(1992年12月)及现行上海市工程建设规范《市政排水管道工程施工及验收规程》DBJ08—220。

12.10 冻结法通道

12.10.1 本节中的通道仅指地铁设计中两条单线区间隧道之间设置的联络通道和道路隧道设计中两线隧道之间的横向人行通道。该通道均为双线主隧道掘进完成、变形基本稳定后,在设定里程按设计要求以冻结法来施工的工程。

12.10.2 影响冻结法实施效果的不良情况包括:

1. 地层内有集中水流或明显的水位波动,水渗流速度大于5m/d;

2. 土层结冰温度低于 -2°C 或有地下热源可能影响土体

冻结;

3. 土层含水量低(含水量不宜低于10%)可能影响土体冻结强度;

4. 其他施工方法扰动过的地层。

对以上几种情况以及有其它可能影响地层冻结或地层冻结可能严重影响周围环境的情况,冻结法设计应深入分析其适用性,并采取针对性措施。

12.10.7

1. 冻结壁安全等级以及冻结壁抗压、抗剪、抗折验算要求的详细规定按现行国家标准《旁通道冻结法技术规程》DG/TJ08—902进行验算。

2. 液氮冻结扩展速度与冻结形式和液氮冻结控制温度关系密切,具体数值可根据相应试验结果取值。

12.10.8 冻结管吸热系数与冻结管厚度、冻结管导热系数、土体温度、冻结盐水温度、盐水流速有关,盐水冻结的吸热系数一般情况可取 $(1047\sim 1172)\text{kJ}/\text{m}^2\text{h}$ 。

12.10.15 冻结法通道工程中盐水最低温度一般在 -30°C 左右,隧道设计中为保证以后的通道施工安全及施工方便,往往将主隧道中须开孔的主体结构设计成钢结构(钢管片),根据《钢结构设计规范》GB50017中条文及其条文说明,钢材的选择宜保证在 -30°C 环境下的冲击韧性满足要求。

冻结壁与新建通道结构交界面温度一般在 -5°C 左右,部分区域可能达到 -20°C ,由于环境温度低,水泥的水化反应慢,导致混凝土强度的增长减缓。对于新建通道如有快速施工要求时可以在混凝土内添加对钢筋无腐蚀的防冻剂和早强剂。

13 地基处理设计要点

13.1 一般规定

13.1.1 若天然地基很软弱,不能满足地基强度、变形、抗渗或抗液化的设计要求时,则事先要经过地基加固后再建造基础,这种地基加固称为地基处理(Ground Treatment, Soil Improvement)。

地基处理的目的是利用置换、夯实、挤密、排水、胶结、加筋和热学等方法对地基进行加固,用以改善地基土的剪切性、压缩性、渗透性和动力特性。

13.1.2 在地基处理设计时,对加固后地基必须满足有关工程对地基土的强度和变形要求。设计人员通常只注意满足地基土的强度要求,而忽视同样应满足变形要求。要充分认识到,有的工程经加固后还有一定数量的沉降和不均匀沉降,因而核算沉降仍然是十分重要的工作;当地基处理深度未贯穿压缩层下限,而在压缩层范围内存在软弱土层时,沉降验算尤为重要。

九十年代以来,软土地区的地基处理设计往往都是遵循在满足强度要求的前提下以变形控制的理念,变形控制贯穿于设计的全过程。而变形控制必须根据不同的工程对象和处理目的,进一步区分整体变形、不均匀变形和水平变形,区分施工过程中不同阶段的沉降量以及工后沉降,同时还须从控制不同阶段的沉降速率角度合理选择地基处理方法。如排水固结法、砂石桩法等不仅会加快施工期的沉降速率,也会增大工后沉降的沉降速率;水泥土类处理方法往往工后沉降速率较慢。对处理面积大及道路工程,当同一工程中采用了不同处理方法时须考虑不同处理方法处理后工后沉降沉降速率的差异而引起的不均匀变形。

地基处理后的地基承载力可按本章第二~第五节有关规定确

定,当采用静载荷试验确定处理后地基承载力时,由试验所得的承载力经深度修正后为地基极限承载力,除以分项系数 2.0 后可计算得复合地基承载力。

13.1.3 值得注意的是,有时一个方案可能是两种地基处理方法的综合。如对吹填土地基的场地,可进行真空预压联合碎石桩的加固方案,经真空预压加固后的地基承载力约可达 130kPa,在联合碎石桩后,地基承载力可提高到 200kPa,从而可能满足设计对地基承载力较高的要求;有时为了减少强夯地基内的孔隙水压力,在需处理的地基土内先打设塑料排水带,加快排水固结的过程,使地基处理的效果更好;有时为防止预压堆载场地的变形影响邻近建筑物的稳定,在堆载场地的边缘部分,以碎石桩代替塑料排水带,发挥碎石桩具有一定抗剪强度的作用。

工程实践证明,当岩土工程条件较为复杂或地基处理要求较高时,采用单一的地基处理方法处理地基,往往满足不了设计要求或造价较高,而由两种或多种地基处理措施组成的综合处理方法可能是更好的选择,如碎石桩和塑料排水带的联合、碎(砂)石桩与强夯法的联合、塑料排水带与强夯的联合、降水与强夯的联合、刚性桩与柔性桩(或半柔性桩)的联合、真空预压与堆载预压的联合;道路工程中刚性桩与土工格栅的联合、水泥土搅拌桩与塑料排水板(简称长板—短桩组合)的联合、长短桩组合等。

其中,针对高速公路建设特点提出了长板—短桩工法(简称 D—M 工法),该工法是由长的竖向排水体(砂井、袋装砂井、塑料排水板)、短的水泥土搅拌桩(浆喷桩、粉喷桩)和垫层组成,如图 13.1.3 所示。

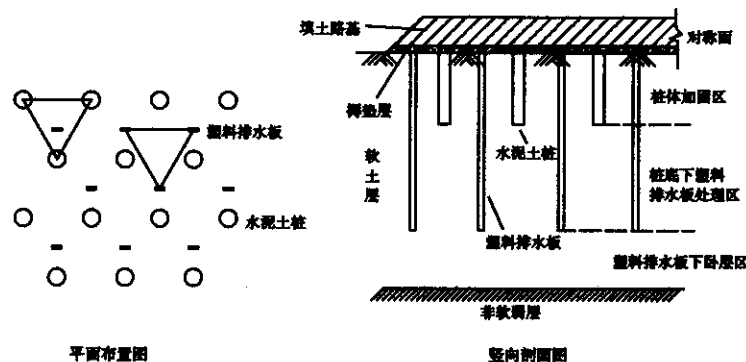


图 13.1.3 长板—短桩工法模式图

大量工程实例证明,采用加强建筑物上部结构刚度和承载能力的方法,也能减少地基的不均匀变形,取得较好的技术经济效果。因此,本条规定对于需要进行地基处理的工程,在选择地基处理方案时,应同时考虑上部结构、基础和地基的相互作用,尽量选用加强上部结构和地基处理相结合的方案。上部结构和基础的刚度越大,抵抗不均匀变形的能力就越强,对地基的处理要求相对降低。

当工程建设中遇到暗浜时,必须深入调查和研究,确定暗浜填土的范围、深度和组成成份。对暗浜地基的处理,应根据上部结构情况和技术经济比较决定,可选用下列方法:

1. 挖除暗浜填土,用砂等性能较稳定、无侵蚀性地散体材料作垫层;

2. 不挖土,打短桩。短桩的断面一般为 $200\text{mm} \times 200\text{mm}$, 长度为 $5\text{m} \sim 8\text{m}$, 每根桩可承受 $50\text{kN} \sim 80\text{kN}$ 的荷载, 桩距不宜过密, 以浜下有砂质粉土、粉砂时效果较为显著。桩基设计可假定桩台底面下的土与桩起共同支承作用。当无试验资料时, 一般按桩基承受总荷载的 70% 计算, 但地基土承受的附加荷载不宜超

过 30kPa ;

3. 挖除填土, 将基础落深, 用在暗浜不深时为宜; 或用毛石混凝土等加厚垫层;

4. 基础梁跨越, 用在暗浜宽度不大时为宜。

13.1.4 由于地基处理是一项隐蔽工程, 施工时必须重视施工质量监督和质量检验方法, 及时发现问题和采取必要措施。当进行工程监理时, 应阐明检验和监理的目的要求和相互配合验证的重要性。

为了了解工程建设在施工和使用过程中是否稳定及对邻近建筑物或地下管线是否有不利影响, 为此需进行沉降和位移观测。沉降和位移观测结果, 是地基基础工程质量检验的主要依据, 也是检验设计、施工质量和进行科学研究的重要资料。沉降和位移的观测周期, 应根据观测目的、工程要求、变形速率等具体情况确定。由于上海软土地区的沉降稳定时间较长, 因而对重要的或对沉降有严格限制的建筑物, 尚应在使用期间继续进行沉降观测, 直至沉降稳定为止。沉降和位移观测的基本精度要求, 应根据给定的建筑物地基容许变形值, 并考虑建筑类型、变形速率、沉降周期等因素综合分析进行确定。

13.2 换填法

13.2.1 换填法适用于处理各类浅层软弱地基, 将基础底面下处理范围内的软弱土层部分或全部挖除, 然后分层换填强度大、性能稳定、无侵蚀性材料, 并压(夯、振)实至设计要求的密实度为止。换填法不仅是“换”土, 而且包括低洼区域的“填”筑高(平整场地)或道路路基、人造山体等的堆“填”筑高。

13.2.2 不同材料垫层的适用范围如表 13.2.2 所示。

表 13.2.2 垫层的适用范围

垫层材料种类	适用范围
砂(或砂石)垫层	浜、塘、沟等的局部处理,基层平整处理
干渣垫层	适用于地坪、堆场等工程大面积地基处理和场地平整。对易受酸性或碱性废水影响的地基不得用干渣作垫层。
粉煤灰垫层	厂房、机场、道路、港区陆域和堆场等工程大面积填筑
土工合成材料垫层	护坡、堤坝、道路、堆场、高填方及建筑物垫层等。
土工泡沫塑料垫层	道路工程路基不均匀沉降处理、深软基低填方且工期紧迫的路堤修筑工程、高填方工程置换等。

13.2.3 条文中规定垫层厚度一般不大于 3m 的原因,是考虑到当垫层厚度大于 3m 时,施工时需要采取降水和支护措施等问题,同时还会带来土方量大和弃土多的不利因素。

13.2.4 经换填处理后的地基,由于理论计算方法尚不够完善,或由于较难选取有代表性的计算参数等原因,而难于通过计算准确确定地基承载力。所以,本条强调经换填垫层处理的地基其承载力宜通过试验、尤其是通过现场原位试验确定。只是对于按本规范划分安全等级为三级的建筑物及一般不太重要的、小型、轻型或对沉降要求不高的工程,在无试验资料或经验时,当施工达到设计要求的压实标准后,可以参考条文表 13.2.4 所列的承载力设计值取用。

分层施工的质量标准是密实度:

1. 控制砂垫层的干密度:中砂 $\rho_d \geq 1.6\text{t/m}^3$,粗砂 $\rho_d \geq 1.7\text{t/m}^3$;
2. 干渣垫层表面应坚实、平整、无明显软陷,同一测点前后二次的压陷差应小于 2mm;
3. 粉煤灰垫层的压实系数 $\lambda_c \geq 0.90 \sim 0.95$;
4. 粉质黏土垫层的压实系数 $\lambda_c \geq 0.94 \sim 0.97$;

5. 灰土垫层的压实系数 $\lambda_c \geq 0.95$ 。

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

粗粒换填材料的垫层在施工期间垫层自身的压缩变形已基本完成,且量值很小。因而对于碎石、卵石、砂夹石、砂和矿渣垫层,在地基变形计算中,可以忽略垫层自身部分的变形值;但对于细粒材料尤其是厚度较大的换填垫层,则应计入垫层自身的变形,有关垫层的模量应根据试验或当地经验确定。在无试验资料或经验时,可参照条文表 13.2.4 选用。

13.2.5 在加筋垫层设计中,基本原则理论计算为基础,同时配合工程实际的结果得到的半经验或经验方法,或者利用原型观测和试验以解决实际问题。对于一般工程主要是以极限平衡原理为基础,考虑加筋引起的部分拉应力的影响,同时配合以工程实践的经验参数和计算方法进行设计;对于比较复杂或特殊的工程则应结合数值模拟方法、原型试验配合分析与检验。

加筋土坡、堤坝、路堤等的整体稳定性,目前多采用圆弧条分法进行设计计算,可实践表明,加筋垫层抗深层滑动计算采用圆弧条分法,得到的稳定性安全系数往往提高较少,计算加筋效果不明显,但实际效果却很明显。这说明现有的稳定性分析方法尚未能反映加筋体所起的全部作用。分析表明,加筋作用可能在以下几方面:例如加筋后潜在滑动面可能往深处发展、地基土的侧向位移受到部分限制以及地基中应力分布发生变化等,而这些有利因素在计算中却未能计入,现有分析方法仍有待改善。

加筋垫层的沉降计算虽然也是设计的一项重要内容,但目前尚难在沉降计算中考虑加筋的作用,因此如需进行沉降计算可采用分层总和法而不计加筋作用。

软基上有加筋垫层与无加筋垫层时的破坏机理和破坏条件不同,一般无加筋垫层时,在较厚的软土层上时,一般为圆弧滑动或

冲切式下沉隆起破坏;在薄层软土层上,则为侧向挤出破坏。在软基上有加筋垫层时,其破坏形式明显与加筋垫层有关,大致有以下几种破坏形式:1、滑动破坏;2、筋材断裂破坏;3、地基土塑性破坏;4、软弱薄层挤出破坏;5、水平滑移破坏等。

13.2.6 EPS 是英文 Expanded Polystyrene 的简称,全称为发泡聚苯乙烯,在国外的道路工程中已有广泛的应用。

EPS 材料具有以下特点:

1. 超轻质:EPS 容重约为 $(0.2 \sim 0.4) \text{ kN/m}^3$, 约为普通路堤填土容重的 $1\% \sim 2\%$ 。

2. 强度和模量较高:EPS 材料强度 $f = 100 \text{ kPa} \sim 350 \text{ kPa}$, 弹性模量 $E_s = 2.5 \text{ MPa} \sim 11.5 \text{ MPa}$, 一般为 2.6 MPa 。

3. 应力应变特性:EPS 材料在常规三轴试验条件下,也呈现典型的弹塑性,其最大允许偏应力为 84 kPa ,且在三轴应力状态下,屈服应力和弹性模量随围压的增大而变小。受此影响,EPS 材料只适用于低围压填方路段或地基浅表处理。

4. 抗剪强度:在正应力达到 30 kPa 后,EPS 材料块件间的抗剪强度达到最大值 20 kPa 。

回弹模量高:回弹模量平均值为 789 MPa ,远高于普通填土路基。

5. 摩擦特性:设计时应考虑 EPS 块体之间,EPS 块体与砂或砂浆之间均有一定的摩擦;一般在地下水位以上,摩擦系数均可取为 0.3 。

6. 耐水性:EPS 材料的组成 98% 为空气,只有 2% 左右为树脂发泡体,由于 EPS 内部气泡相互独立,所以除其表面有少量吸水性外,它在一定水压下浸泡 2d 的吸水率在 6% 以下。

7. 吸水膨胀性小:在围压为 10 kPa 下浸水 2d 后,容重为 0.2 kN/m^3 EPS 试件,吸水膨胀率平均值为 1.65% ,说明 EPS 材料的吸水膨胀性很小,可以不需要特殊处理直接用作路堤填料。

由于 EPS 具有的上述特性,其被广泛应用于软土地基中地基承载力不足、沉降量过大、地基不均匀沉降、需要快速施工的路堤、人造山体、挡墙填充等填筑工程以及地下管道保护的换填工程。如其作为填筑工程的轻质填筑料,拓宽路堤的轻质填筑料、桥头路堤连接部位的填筑料、挡墙结构或护岸结构墙背填筑料、地下管道及结构物通道的上覆填筑料、路堤滑动后修复填筑料等。目前, EPS 在上海已有部分工程应用,最大填筑高度达到 8.6 m 。

13.2.7 冲击碾压技术源于 20 世纪中期,我国于 1995 年由南非引入,是土石方工程压实技术的新发展。与一般压路机相比,其压实土石的效率提高 $3 \sim 4$ 倍(考虑上料、摊铺、平整的工序),破裂旧水泥混凝土路面效率更高。

虽然许多工程采用了冲击碾压技术,但因土质、冲击压路机的型号、应用条件各不相同,其压实效果、施工工艺、质量控制亦不相同。建议施工前修筑试验路段以确定适用性、施工工艺及质量控制标准等。

因上海地区地下水位较高,对冲击碾压效果有所影响,根据上海地区工程实践的经验,冲击碾压应结合降水联合进行。有关冲击碾压的试验方法可详见《公路冲击碾压应用技术指南》。

13.3 预压法

13.3.1 预压法可以使地基的沉降在加载预压期间大部分或基本完成,使建筑物在试用期间不致产生有害的沉降和沉降差;也可加速地基土的抗剪强度的增长,从而提高地基的承载力和稳定性。

堆载预压是通过增加土体的总应力,并使超静水压力消散来增加其有效应力,从而使土体压密和强度增长。而真空预压法则是在总应力不变的条件下,使孔隙水压力减小,有效应力增加,土体强度增长。对于在持续荷载下体积会发生很大压缩和强度会增长的土,而又有足够时间进行预压时,这种方法特别适用。

对沉降要求较高的工程,常采用超载预压法处理地基。待预压期间的沉降达到设计要求后,再进行工程建设。对于主要应用排水固结来加速地基土抗剪强度增长和缩短工期的工程,则可采用自重预压法,利用其本身的重量分级逐渐施加,使地基土强度的提高适应上部荷载的增加,最后达到设计荷载。

13.3.2 预压法的设计,实际上在于合理安排排水系统、加压系统和监测系统的关系,使地基在受压过程中排水固结,增加强度以满足逐渐加荷条件下地基的稳定性,并加速地基的沉降以满足工程对沉降的要求。

对含较多薄粉砂夹层的软土层,当预计固结速度能满足工程要求时,可不设置竖向排水体。反之必须设置。对于软黏土夹粉细砂薄层的“千层糕”状土层,它本身具有良好的透水性,在油罐地基中采用充水预压法加固油罐地基可取得较好的效果。

为保证加固效果、工期和工程安全,必须对加固全过程进行监测与检验。

13.3.3 真空预压处理地基时,必须设置砂井或塑料排水带等竖向排水体,因为砂井或塑料带能将真空度从砂垫层中传至土体中,并将土体中的水通过其抽至砂垫层然后排出,否则很难达到加固目的。曾有现场试验,不设置砂井,沉降2个多月沉降量仅几厘米,土层几乎没有改善。

抽真空的时间与袋装砂井或塑料排水带的间距密切相关,达到相同固结度,间距越小,所需的时间越短。表 13.3.3 列出了在某实际工程中得出的关系。

为保证加固效果、工期和工程安全,必须对加固全过程进行检测和检验。

表 13.3.3 某工程中袋装砂井间距与固结所需时间的关系

袋装砂井间距(m)	固结度(%)	所需时间(d)
1.3	80	40~50
	90	60~70
1.5	80	60~70
	90	85~100
1.8	80	90~105
	90	120~130

对承载力要求高和沉降控制严的工程,也可采用真空—堆载联合预压法。真空是负压,堆载是正压,二者的效果是否能叠加,这是人们关心的问题。工程实践表明,其沉降量、承载力、变形模量和十字板强度的效果是可以叠加的。

13.3.4 在堆载预压过程中,地基因排水固结增加强度的同时,剪应力也相应增大。如后者大于前者,则可导致土体的剪切破坏。因此加载速率应严格控制与土的强度增长相适应。

13.3.5 对于沉降有严格限制的工程,应采用超载预压法处理地基,经超载预压后,如受压土层各点的有效竖向应力大于建筑物荷载引起的响应点的附加总应力时,则今后在工程设计荷载下地基土将不会再发生主固结变形,而且将减小次固结变形并推迟次固结变形的发生。超载预压可在较短的时间,使消除的变形量和增加的强度满足工程的要求。

13.3.6 对以沉降控制的工程,地基经预压后,地基的工后沉降和平均固结度满足设计要求后方可卸载,一般受压土层的平均固结度宜大于 80% 以上。

对主要以地基承载力或抗滑稳定性控制的工程,在地基经预压后,使地基土强度的提高适应上部荷载的增加,最后达到设计荷载并满足设计要求后方可卸载。

13.3.7 由于土层的复杂性、土质的不均匀性和取样、运输时对土

体的扰动,以及现有土工试验的条件和设计计算方法的现状,理论计算获得的加固效果和所需要的时间往往与实际工程的情况不尽吻合。为此,对重要工程应进行预压试验,以便修正设计,指导施工。

13.3.8 预压处理地基排水系统的建立是工程成功的关键,竖向排水体提供的是竖向排水通道,主要作用是将地基深部的水排至地表,还必须通过水平向的排水系统排出场地外,因此在地表铺设水平排水砂垫层与竖向排水体形成排水体系非常重要。在预压过程中,必须保证排水体系自始至终处于有效工作状态,尤其是在地基变形较大的情况下,如何避免水平排水系统在大变形下不失效应值得设计人员重视,必要时可增大砂垫层厚度或采用其他类型的水平排水系统。

13.3.9 竖向排水体的深度,应根据压缩土层的厚度以及建筑物对地基的稳定性、变形要求和工期确定。对以变形控制的工程,排水体宜穿透受压土层。对受压土层深厚,排水体很长的情况,虽然考虑井阻影响后,土层径向排水平均固结度随深度而减少,但当排水体的纵向通水量与天然土层水平向渗透系数的比值较大时,深部土层的径向排水平均固结度仍较大。因此在施工能力可能时,应尽可能加深排水体深度,这对加速土层固结,缩短工期是很有利的。

13.4 深层密实法

13.4.1 深层密实法是指采用夯击、挤压和振动等方法,对松软地基土进行夯(挤、振)密。它与换填法的浅层加固方法的不同点在于它可使地基土在较大深度范围内得以密实。当前上海软土地区使用深层密实法仅限于强夯法和碎(砂)石桩两大类。

13.4.2 强夯法通常以 10t~40t 的重锤(最重可达 200t)和 10m~20m 的落距(最高可达 40m),对地基土施加强大的冲击能,从

而提高地基土的强度,降低压缩性,改善饱和砂土及粉土地基抵抗地震液化的能力。强夯法开始使用时仅用于加固砂土和碎石土地基,经四十年来的应用,它的适用土类已有很大的发展。以上海地区而论,强夯法适用于砂土、杂填土和粉性地基,对黏性土地基经试验证明施工有效时方可采用。

强夯法对环境有较明显的振动、噪音等影响,当环境条件允许时,对于油罐、堆场、贮仓、公路和铁路路基、机场跑道、港口及码头等可考虑选用强夯法。

1 强夯法的适用性和加固效果取决于场地的土层条件和周边环境,强夯的具体施工工艺应根据类似工程经验和现场试验综合确定。强夯施工前,应在施工现场有代表性的场地上选取一个或几个试验区进行试验,通过现场监测和检测来确定其适用性、加固效果和工艺参数。

2 有效加固深度不仅是上部结构基础设计的主要依据,而且对强夯夯击能量的确定、夯点布设、加固的均匀性等参数起着决定作用。它与影响深度的涵义不同。

对于有效加固深度的经验公式,原 94 版上海地基处理规范提出 $\alpha=0.6\sim0.8$,根据近几年强夯法的工程实践,原规范推荐参数偏大,这是由于强夯法的有效加固深度受地下水位的影响较大。因此对 α 的选取,提出以下建议:(1)当土结构性差夯击能级低时取高值;反之取低值;(2)当土透水性好能级低时取高值,当地基中设置竖向排水通道时取高值,反之取低值;(3)高填土深水位时取高值,水位浅时取低值,各指标在水位处有突变;(4)对固体废弃物等,长期堆积(>15 年~20 年)取低值,新近堆积(<15 年)取高值。

3 强夯法加固设计技术参数含有以下内容:

1)能级:强夯的能级为夯锤重与落距的乘积,整个加固场地的总夯击能量(即锤重 $\times$ 落距 $\times$ 总夯击数)除以加固面积称为单位夯

击能。对饱和黏性土所需的能量不能一次施加,否则土体强度反而有所降低且难于恢复。根据需要可分几遍施加,两遍间可间歇一段时间。

一般国内夯锤可取 10t~25t。夯锤的平面一般有圆形和方形等形状。锤底面积对加固效果有直接的影响,对同样的锤重,当锤底面积较小时,夯锤着地压力过大,对于饱和细颗粒土,增加了继续起锤的阻力,又不能提高夯击的效果。因此,锤底面积宜按土的性质确定。

2) 夯点布置:对大面积基础宜采用正方形插点法、对条形基础可采用点线插点法、对柱基可采用点夯法、对砂土和强夯挤淤可采用排方法加固(锤印彼此搭接 200mm~300mm)。

3) 夯点间距:一般根据地基土的性质和要求处理深度等确定。第一遍夯击点的间距要大,第二遍夯点往往布置在第一夯点的中间。最后一遍是以较低的夯击能夯击,彼此重叠搭接。

4) 单点夯击数:夯击数应通过现场试夯确定,以夯坑的竖向压缩量最大,而夯坑周围隆起量最小为原则。上海地区一般为 2~12 击,对于较软弱地基,通常情况下,不大于 5 击。凡软弱土层厚度大、表层上较硬或使用荷载较大时,可用大值。

5) 前后两遍夯击的间歇时间:取决于加固土层中超静孔隙水压力消散所需要的时间。黏性土地基一般为 2~4 周;砂土地基可不考虑间歇时间而连续夯击。对黏性土地基也可通过埋设塑料排水板、砂井等竖向排水体,加速超静孔隙水压力的消散,缩短间歇时间。

6) 夯击遍数:当土体压缩层越厚、渗透系数越小、含水量较高时,则需要夯击的遍数就越多。上海地区可采用两遍点夯加一遍满夯。

7) 夯击范围:为了避免在夯击后的土体中出现不均匀的“边界现象”,保证加固区的质量需要,就得有一定的超夯范围。用强夯

处理液化土,其超夯范围应控制更严。

4 强夯前要求拟加固的现场表层地基土具有一定的承载力,必要时可铺设垫层。垫层能够使夯击能得到扩散,同时也可加大地下水位与地表面的距离,以免夯击成“弹簧土”。铺设的垫层不能含有黏土,垫层厚度约为 0.5m~2.0m,垫层材料一般为中粗砂、山皮土、煤渣、建筑垃圾等。加固区周围应设置排水沟,并采用降排水措施避免地下水上升到夯坑中。

5 强夯施工时的振动对周围建筑物的影响程度与土质条件、夯击能量和建筑物的特性等因素有关。目前主要是参照现行国家标准《爆破安全规程》GB6722 通过监测不同距离的强夯振动速度和振动主频,根据建筑物类型来判断强夯振动对建筑物是否安全。

6 强夯置换墩体的施工质量与填料的级配、粒径等参数有关。强夯置换墩材料应控制大粒径颗粒的含量,一般粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过全重的 30%。

采用 6000kN·m 能级以下的平锤其置换深度不宜超过 7m,采用柱锤时,置换深度不宜超过 10m。一般情况下当置换深度大于 5m 时,应采用柱锤。当软弱土层较薄时,强夯置换墩应穿透软弱层至较好的土层;当软弱土层深厚时,置换墩深度应按变形、稳定要求确定。

地基承载力计算时,由于软黏土与墩体的复合作用不明显,不考虑桩间土的承载力。

7 降水联合低能级强夯处理地基必须设置合理的降排水体系,降水系统宜采用真空井点系统,真空井点的真空吸力一般不宜小于 40kPa~50kPa;排水一般采用施工区域四周挖明沟,并设置集水井;降水深度及时间应根据土质条件和地基有效加固深度要求来确定,并在降水施工期间进行监测,严格控制强夯施工时地下水位达到规定的深度。

13.4.3 碎石桩和砂桩总称为碎(砂)石桩,是指采用振动、冲击或

水冲等方式在软弱地基中成孔后,再将碎石或砂挤压入已成的孔中,形成大直径的碎(砂)石所构成的密实桩体。对黏性土主要起到置换作用,对中细砂和粉土除置换作用外还有振实挤密作用。振冲加密即无填料振冲法,一般用于处理粘粒含量不大于 10% 的中砂、粗砂地基。它依靠振冲器的反复强力振动和水冲以及振冲器的强迫水平振动力使砂挤密,提高砂层的承载力和抗液化能力。

碎(砂)石桩处理可液化地基的效果在于:1)提高地基的桩间土的密实度;2)改善了地基的排水条件;3)地基土受到一定时间的预震;4)由于桩对桩间土的约束作用,使得地基的刚度增大。

碎(砂)石桩处理饱和淤泥质土地基,荷载初期将产生较大的沉降变形。通常应经现场试验确定其有效性。

2 桩土应力比是一个重要的计算参数,反映着桩土应力的集中程度,近年来,国内对桩土应力比的确定及影响因素开展了大量研究,建立了桩土应力比 n 与平均应力和天然地基承载力的对应关系,如表 13.4.3-1 和表 13.4.3-2 所示。

表 13.4.3-1 碎石桩复合地基桩土应力比 n 与荷载 p 间关系

p (kPa)	n 值范围	n 平均值	n 建议值
100~120	2.00~3.40	2.70	2.70
120~140	2.00~3.25	2.88	2.80
140~160	2.00~4.10	3.05	3.10
160~180	1.90~4.40	3.15	3.20
180~200	1.85~4.25	3.39	3.40

表 13.4.3-2 桩土应力比 n 与天然地基承载力 f_0 对应关系

f_0 (kPa)	<50	50~70	70~100	>100
n	3.5~3.2	3.2~3.0	3.0~2.0	2.0~1.5

3 碎(砂)石桩处理松砂地基的效果受土质、施工机械、施工方法等多种因素的综合影响。处理后的地基应将其近似作为密实后的均质地基按天然地基评价其承载力和变形特性。

4 桩距不能过小,也不能过大,根据经验提出桩距一般可控制在 3~4.5 倍桩径之内。关于碎(砂)石桩的长度,通常应根据地基的稳定和变形验算确定:为保证稳定,桩长应达到滑动弧面之下;当软土层厚度不大时,桩长宜超过整个松软土层。对可液化的砂层,为保证处理效果,一般桩长应穿透液化层或根据 8.2 节有关规定确定。

处理范围要超出基础一定宽度,考虑到外围的 2~3 排桩挤密效果较差,提出加宽 1~3 排桩,原地基越松则应加宽越多。重要的建筑以及要求荷载较大的情况应加宽多些。如用于处理液化地基,一般建议每边放宽不宜小于处理深度的 1/2,同时不宜小于 5m。

6 当碎(砂)石桩用于改善地基整体稳定性时,可采用圆弧滑动法来进行计算。计算时可考虑(砂)石桩和黏性土两者都发挥抗剪强度。

7 关于碎(砂)石桩用料的要求,对于砂土,只要比原土层砂质好同时易于施工即可,一般应注意就地取材。对饱和黏性土宜选用级配好、强度高的砂砾混合料或碎石。填料中最大颗粒尺寸的限制取决于桩管直径和桩尖的构造,最大不应超过 50mm。砂石桩用料中小于 0.005mm 的颗粒含量(即含泥量)不能超过 5%。

8 碎(砂)石桩桩顶部施工时,桩顶形成一个松散层,加载前应加以处理(挖除或碾压)。

碎石垫层起水平排水的作用,有利于施工后土层加快固结和应力扩散作用。在大面积处理地基中,则应考虑加大垫层厚度。

13.5 化学加固法

13.5.1 化学加固法是指利用水泥浆液、黏土浆液或其它化学浆液,通过灌注压入、高压喷射或机械搅拌,使浆液与土颗粒胶结起来,以改善地基土物理和力学性质的地基处理方法。包括水泥土搅拌法、高压喷射注浆法和注浆法。

13.5.2 水泥土搅拌法根据施工方法的不同,它可分为水泥浆搅拌和粉体喷射搅拌两种。前者是用水泥浆和地基土搅拌,后者是用水泥粉和地基土搅拌。近十多年来,沿海软土地基中水泥土搅拌法被广泛应用,包括高速公路工程,深基坑支护工程,港口码头、防汛墙、水池等市政工程,以及建筑物(如大型油罐)的软土地基加固等工程。

存在流动地下水的饱和松散砂土中施工水泥土搅拌法,固化剂在尚未硬结时易被流动的地下水冲掉,加固效果受影响,施工质量较难控制。

根据上海地区的经验和教训,粉体喷射搅拌(干法)在建筑地基中应慎用。但道路工程当软土层厚度及埋深较小或持力层埋深较浅时,采用干法处理并打穿软土层时,有比较明显效果,应用时应重视变形计算和严格控制施工质量。

1 水泥土的强度随龄期的增长而增大,在龄期超过 28d 后,强度仍有明显增长,故对承重搅拌桩试块国内外都取 90d 龄期为标准龄期。从抗压强度试验得知,在其它条件相同时,不同龄期的水泥土抗压强度间关系大致呈线性关系,其关系式如下:

$$f_{cu7} = (0.47 \sim 0.63) f_{cu28}$$

$$f_{cu14} = (0.62 \sim 0.80) f_{cu28}$$

$$f_{cu60} = (1.15 \sim 1.46) f_{cu28}$$

$$f_{cu90} = (1.43 \sim 1.80) f_{cu28}$$

$$f_{cu90} = (2.37 \sim 3.73) f_{cu7}$$

$$f_{cu60} = (1.73 \sim 2.82) f_{cu14}$$

上式 f_{cu7} 、 f_{cu14} 、 f_{cu28} 、 f_{cu60} 、 f_{cu90} 别为 7d、14d、28d、60d、90d 龄期的水泥土抗压强度。当拟加固的软弱地基为成层土时,应选择最弱的一层土进行室内配比试验。

2 上海地区均采用水泥作为固化剂材料,在其它条件相同时,在同一土层中水泥掺入比不同时,水泥土强度将不同。上海地区多数水泥掺入比采用 10%~15%,三轴搅拌时水泥掺入比达到 20%以上。

水泥强度等级直接影响水泥土的强度,水泥强度等级提高 10 级,水泥土强度 f_{cu} 约增大 20%~30%。如要求达到相同强度,水泥强度等级提高 10 级可降低水泥掺入比 2%~3%。

湿法施工时水泥浆的水灰比应保证施工时的可喷性,一般单轴和双轴施工时其水灰比控制在 0.45~0.55,上海地区型钢水泥土搅拌墙中的三轴搅拌桩施工时其水灰比为 1.5~2.0。

3 从承载力角度提高置换率比增加桩长的效果更好。为了充分发挥桩间土的承载力和复合地基的潜力,应使土对桩的支承力与桩身强度所确定的单桩承载力接近,通常使后者略大于前者较为安全和经济。水泥土桩也具有刚性桩的一些特点,桩端穿越软弱土层到达压缩性相对较低的土层,有利于控制沉降。搅拌桩长度超过危险滑弧,在软弱土层中可利用搅拌桩土体的抗剪强度提高抗滑稳定性。

4 竖向承载水泥土桩复合地基承载力应通过现场单桩或多桩复合地基载荷试验确定。

竖向承载水泥土桩处理地基的沉降计算主要包括复合地基加固区的沉降和加固区下卧层的沉降。以上两部分的沉降均应按第 5 章有关规定执行,计算采用的附加应力从基础底面起算,将经加固后的复合层当作复合土层来考虑。

对于一般建筑物,都是在满足强度要求的条件下以沉降进行

控制的,应采用设计思路:

1)进行地基沉降计算,由建筑物对变形的要求确定加固深度,即选择施工桩长;

2)根据土质条件、固化剂掺量、室内配比试验资料和现场工程经验选择桩身强度和水泥掺入量及有关施工参数;

3)根据桩身强度的大小及桩的断面尺寸,计算单桩承载力;

4)根据单桩承载力和上部结构要求达到的复合地基承载力,计算桩土面积置换率;

5)根据桩土面积置换率和基础型式进行布桩,桩可只在基础平面范围内布置。

5 在刚性基础和水泥土搅拌桩之间设置褥垫层,能调整桩和桩间土的分担作用,有利于桩间土的地基承载力的发挥。

6 施工前应确定搅拌机械施工参数,并通过工艺性成桩试验,确定配比、喷搅次数和水泥掺量等各项参数和施工工艺。为提高软弱土层中的成桩质量,可增加搅拌次数和水泥掺量。

7 根据实际施工经验,搅拌法在施工到顶端 0.3m~0.5m 范围时,因上覆土压力较小,搅拌质量较差。因此,其场地整平标高应比设计确定的基底标高再高出 0.3m~0.5m,桩制作时仍施工到地面,待开挖基坑时,再将上部 0.3m~0.5m 的桩身质量较差的桩段挖去。

8 根据上海地铁旁通道施工的经验,在软弱土层中采用水泥土搅拌法加固土体后,提高了旁通道周围土体的强度,局部形成可进行暗挖法施工的相对稳定的围岩。

13.5.3 由于高压喷射注浆使用的压力大,因而喷射流的能量大、速度快。实践表明,本法对淤泥、淤泥质土、流塑或软流塑黏性土、粉土、砂土、素填土等地基都有良好的处理效果。但对于硬黏性土、含有较多的块石或大量植物根茎的填土,以及含有过多有机质的土层,应根据现场试验结果确定其适用程度。高压喷射注浆处

理深度较大,上海地下工程中高压喷射注浆处理深度目前已达 50m。

高压喷射注浆有强化地基和防漏的作用,可用于既有建筑和新建工程的地基处理、地下工程及堤坝的截水、基坑封底、被动区加固等。对地下水流速过大或已涌水的防水工程,由于工艺、机具和瞬时速凝材料等方面的原因,应慎重使用。作为透水地层的防漏加固宜适当提高安全储备,增加搭接宽度。

喷射形式可采用单管法、二重管法和三重管法。定喷和摆喷注浆常用二重管法和三重管法。有效处理范围以三重管法最大,二重管法次之,单管法最小。

1 旋喷桩直径的确定是一个复杂的问题,尤其是深部的直径,无法用准确的方法确定。根据国内外的施工经验其设计直径可参考表 13.5.3 选用,挡水工程宜取低值。定喷及摆喷的有效范围约为旋喷桩直径的 1.0~1.5 倍。

表 13.5.3 旋喷桩的设计直径(m)

土质	方法	单管法	双管法	三管法
黏性土	$0 < N < 5$	0.5~0.8	0.8~1.2	1.2~1.8
	$6 < N < 10$	0.4~0.7	0.7~1.1	1.0~1.6
砂土	$0 < N < 10$	0.6~1.0	1.0~1.4	1.5~2.0
	$11 < N < 20$	0.5~0.9	0.9~1.3	1.2~1.8
	$21 < N < 30$	0.4~0.8	0.8~1.2	0.9~1.5

注: N 为天然地基土的标准贯入击数。

2 旋喷桩单桩和复合地基承载力应通过现场载荷试验方法确定。公式计算有较大的变化幅度,因此只能用作估算

3 当旋喷桩需要相邻桩相互搭接形成整体以及用于挡水工程时,应考虑施工中垂直度误差等,设计桩径相互搭接不宜小

于 300mm。

13.5.4 注浆法其原理是用压力泵把水泥或其它化学浆液注入土体,以达到防渗、堵漏或加固的目的。这类方法使用方便灵活,在上海地区有较大的适用性。它适用于处理砂土、粉性土、黏性土和一般填土层。“一般填土层”是指杂填土、素填土和冲填土地基。对有机质含量较高的土,采用注浆法进行加固时应慎重。

1 注浆工艺对注浆效果的影响很大,在设计时应予确定。

2 注浆孔的布置原则是根据注浆有效范围,且应相互重叠搭接的原则决定的。《注浆设计施工指南》(日本注浆设计施工研究委员会编)指出:“对注浆用于截水目的,孔距约为 0.8m~1m。”因注浆孔排数在此情况下多为 3 排以上,所以 0.8m~1.2m 的孔距一般能满足要求。对于多排注浆孔,宜采用梅花形布孔方式。

若注浆点的覆盖土厚度小于 2m,较难避免在注浆初期就产生“冒浆”现象,对于压密注浆,覆土浅也不利于周边土体的挤密,影响注浆效果。

3 注浆是否终止并不是完全取决于注浆量,在进行建筑物纠偏时建筑物的变形量是注浆是否完成的标志;在进行充填注浆时往往以注浆压力作为注浆完成的控制指标;在施工区域或周边有需控制变形量的建筑物、管线等时,建筑物和管线的变形量则成为控制注浆的关键因素。

4 劈裂注浆和压密注浆的注浆压力必须高于周围土的压力,同时要保持一定流量。但压力和流量也不可过高。压力和流量过高时,劈裂注浆的浆液就可能大量溢出注浆有效范围或冒浆;压密注浆则可能导致土体破坏或来不及排水孔隙水压力过高形成塑性区等不利影响。

5 “跳孔间隔注浆”是指隔孔交替注浆。在进行劈裂注浆时,对互层地层,宜首先对渗透性较好或孔隙率较大的地层进行注浆;对均质地层,宜首先完成最上层封顶注浆。对有地下动水流的情

况,自水头高的一端开始注浆可减小后续注浆的浆液迁移效应,浆液在地下动水流下的迁移效应宜通过室内实验得到定量结果,以用于指导施工。

13.6 锚杆静压桩

13.6.1~13.6.2 锚杆静压桩作为一项地基加固新技术,至今已在华东、华南、华中地区等全国各地广泛应用,经过 27 年的试验研究、工程应用,以及不断的经验总结,从以往的一般事故基础托换补桩加固,到现在已可对大型桩基事故工程进行补桩加固处理,压桩力由 500kN 提升到 6000kN,应用范围得到迅速扩展。

锚杆静压桩自 1986 年开始应用至今已在上海地区得到广泛应用,特别是在基础托换加固和纠偏工程中取得十分显著的效果,是各种地基加固处理方法中较为有效的方法之一,锚杆静压桩技术的应用可不受土质和建筑物高、低以及桩基承载力大小的限制。

锚杆静压桩适用于加固处理淤泥质土、黏性土、人工填土和粉性土。可应用于已建、新建多层和小高层建筑物、中、小型工业厂房的地基处理和托换工程。

13.6.3 单桩竖向承载力与桩的类型、材料、施工方法、入土深度、桩端进入持力层的深度、设置后的休止时间以及桩的截面形状、大小、荷载性质等因素有关。

桩基竖向承载力由以下几种方法确定:

- 1 通过现场荷载试验确定单桩设计承载力;
- 2 根据地基勘察报告中提供的土层相关数据通过计算确定;
- 3 根据地基勘察报告中提供的静力触探资料通过计算确定。

桩基宜选择压缩性较低黏性土、粉性土、中密或中密以上的砂土作为持力层。上海地区较典型的桩基持力层为包括不致液化的浅埋灰色砂质粉土、粉砂土;暗绿色(或草黄色)黏性土,当暗绿色(或草黄色)黏土层缺失时,亦可选用含水量不超过 35%、孔隙比

不大于 1、重度略高于 18kN/m^3 的灰色黏土或粉质黏土作为桩端持力层。

压桩孔的形状(见图 13.6.3-2)可做成上小下大的截头锥形,当压完桩后,浇灌 C30 或 C35 微膨胀早强混凝土,要求迅速形成混凝土塞块(见图 13.6.3-1),尽快承受桩顶的挤压力和桩顶剪力。

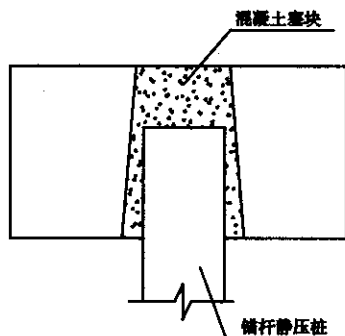


图 13.6.3-1 混凝土塞块

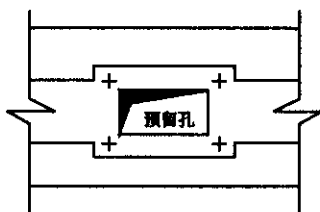


图 13.6.3-2 压桩孔形状

13.6.4 桩型选择应根据设计单桩承载力、工程性质、地质情况、施工条件及场地周围环境等综合考虑,一般情况下采用预制钢筋混凝土方桩,如 $200\text{mm} \times 200\text{mm}$ 、 $250\text{mm} \times 250\text{mm}$ 、 $300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 、 $350\text{mm} \times 350\text{mm}$,也可选用直径为 $300\text{mm} \sim 400\text{mm}$ 的圆形管桩,在特殊条件下为穿透碎石垫层、砂层和硬土层,为防止挤土对周围桩基或建筑物的不利影响可采用不同直径($\phi 100\text{mm} \sim \phi 350\text{mm}$)的钢管桩,单桩承载力设计值大于 1500kN 时,可选用直径大于 400mm 的大直径钢管桩。

上海地区 $250\text{mm} \times 250\text{mm}$ 截面的多节桩最大压入长度约为 30m 左右。桩的接头质量好坏,是直接关系到多节桩成败的关键,必须引起注意。多节桩的接头形式一般采用焊接接头。上海

地区预制桩长期工程实践经验说明,当预制桩焊接接头质量有可靠保证时,一般可不考虑接头对桩身结构强度折减和长细比对桩承载力的影响。

13.6.5 基础托换经常遇到原基础底板较薄,一般在 $200\text{mm} \sim 300\text{mm}$,对采用锚杆静压桩托换加固是存在问题的,如抗拔锚杆锚固深度不足,抗拔力不能满足设计抗拔锚固力的要求。又如柱基抗冲切厚度不足,难以满足设计承载力的要求。为此必须对基础采用植筋技术进行加厚加固。如原基础为轴线桩,桩顶上为地基梁但无外挑基础板,对这种情况的地基梁必须采取新做压桩承台才能满足压桩要求。为此必须利用植筋技术在地基梁的两侧新做压桩承台满足基础托换补桩要求。

13.6.6 锚杆螺栓按其埋设方式分预埋和后成孔两种,新建工程采用预埋式较多,预埋式螺栓为爪式或锚板等形式;已建工程的基础托换,一般采用后成孔埋设法,即采用镦粗锚杆螺栓、焊接锚杆螺栓或带螺纹的锚杆螺栓等形式。锚杆静压桩技术的关键之一是抗拔锚杆,必须重视抗拔锚杆的设计与施工质量。目前工程中常用的后成孔埋设法,采用光面直杆螺栓并对端头作了镦粗或焊接箍筋处理,锚固力有明显提高。常用的锚杆为 M24、M27 和 M32 三种。

13.6.7 压桩施工的控制标准,应以设计最终压桩力为主,桩入土深度为辅加以控制。如有异常情况时,应立即向设计和建设部门反映,以便及时采取对策。

13.6.9 预加反力封桩技术常用于减少压桩施工引起的建筑物的附加沉降(俗称“拖带下沉”),根据多项压桩工程的沉降测量结果表明,压桩施工的拖带下沉一般为 $20\text{mm} \sim 40\text{mm}$,对于沉降有严格要求的建筑物是不利的,如加剧建筑物倾斜或建筑物的裂缝的扩展,为此必须严格限制压桩施工引起的附加沉降。

预加反力封桩法的机理,就是利用锚杆静压桩设备将桩压入

到设计深度后,桩顶压力仍保持在 $(1.1\sim 1.3)R_d$ (R_d —单桩承载力设计值)情况下,然后迅速浇注 C30 或 C35 微膨胀早强混凝土,使桩与基础连接成整体,当封桩混凝土强度达到 80%后,即可拆除桩顶千斤顶,此时桩身积聚的预加应力就成为向上的上拱力,可以有效减少基底压力,从而减少基础沉降量。工程经验表明,预加反力封桩拖带下沉量比不加预加反力封桩的普通封桩工程的沉降量可减少 50%,附加沉降一般仅为 10mm~20mm,效果十分明显。

13.7 树根桩

13.7.1 上海地区近年来树根桩主要用于承受竖向荷载的基础托换加固、基坑支护和地下空间结构的抗浮。

树根桩最常用直径在 $\phi 200\text{mm}$ 左右,国外工程报道较多采用 $\phi 100\text{mm}$,上海地区个别工程用于基础加固的树根桩直径达 $\phi 500\text{mm}$ 。为了有别于灌注桩,将上限定为 $\phi 400\text{mm}$ 。树根桩布置有垂直和倾斜的,目前上海地区应用的主要是垂直布置的直桩。

13.7.2 上海地区树根桩一般都为摩擦桩,上部与承台连接,承台下的桩和土共同承受上部荷载作用。桩土应力比在桩达到极限状态之前一般是随荷载的增加而增大的。上海地区有关树根桩研究报告成果指出,桩土应力比变化介于 20~60 之间,对托换基础的桩土应力比变化介于 50~100 之间。桩土应力分配实际是沉降变形协调的问题,在新建工程中采用树根桩作为承重桩时,如考虑桩土共同作用,则应根据工程经验或现场试验,确定桩土应力比。

由于采用了压浆成桩的工艺,通常有 50%以上的水泥浆液压入周围土层,从而增大了桩侧摩阻力,一系列树根桩静载荷试验也证明了这一点,土层极限摩阻力取上限值是合适的。根据工程经验,树根桩施工采用二次压浆工艺时,桩的极限摩阻力可提高 30%~50%。由于二次注浆通常在某一深度范围内进行,极限摩

阻力的提高仅就该范围而言。

在上海某些地段,暗绿色粉质黏土层埋深较浅,树根桩的桩端可进入这层硬土。为充分利用端部承载力,常采用端部扩径的方法。因树根桩直径较小,桩端承载力的选取应满足桩身强度要求。

13.7.4 树根桩所采用的碎石粒径不宜过大,以防卡在钢筋笼上,通常以不超过 1/10 桩径为宜。砂粒粒径的选取常受砂浆泵的限制,应以砂浆泵能正常输送为原则。当粒径超过 0.5mm 时浆液往往容易沉淀,造成输送管道堵塞。

13.8 既有建筑地基基础加固

13.8.1 在既有建筑物移位、纠倾、增层和改造加固工程中,首先遇到和要解决的是地基基础问题。当地基承载力或变形不能满足要求时,应通过方案比较,选择经济合理、施工简便、效果可靠的方法对地基进行加固。同时应根据原基础的状态、荷载大小等对基础进行加固。

当地下工程施工时,会产生影响范围内的地面建筑物或地下管线的位移和变形,尤其在中心城区施工,由于老建筑基础和地下管线情况复杂,必须采取切合实际的工程保护预防措施,以保护施工区周围的环境。

根据既有建筑需要进行地基基础加固的分类,大致有下列几种情况:

1. 由于勘察、设计、施工或使用不当,造成既有建筑开裂、倾斜或损坏,而需要进行地基基础加固。这在软土地基和人工填土地基上较为常见。

2. 原有建筑改变其使用要求或使用功能,而需要进行地基基础加固。如增层、增加荷载、改建、扩建等。

3. 因周围环境改变的影响而需要进行地基基础加固,如:

- 1) 邻近工程施工(尤其是基础与地下工程施工)对既有建筑可

能产生影响;

2)深基坑开挖对既有建筑可能产生影响;

3)由于人为或自然因素,使得地下水位变化,地基土变形而对建筑产生影响。

4. 老建筑的维修,需要进行地基基础加固。

13.8.2 既有建筑地基基础加固前,对建筑物的历史和现状应有全面了解,并结合使用要求对其移位、纠倾或增层改造的可行性做出初步判断,进而进行经济分析,以确定工程的合理性与可行性。因此,为达到以上目的,必须对既有建筑物进行鉴定,包括地基与基础的鉴定。

与新建工程相比,既有建筑地基基础的加固是一项技术较为复杂的工程,所以必须由有相应资质的单位和有经验的专业技术人员来承担其评价、加固设计和加固施工等工作,并应按规定程序进行校核、审定和审批等。

一般来说,既有建筑地基基础加固施工具有场地条件差、施工难度大、技术要求高、不安全因素多和风险大等特点,因此加固施工是一项专业性很强的技术,要求施工单位具有专业工程经验,施工人员具备较高的素质,加固施工前还应编制详细的施工组织设计,制订完善的施工操作规程,特别要充分估计施工过程中可能出现的安全事故,以及采取的应急措施。要认真研究加固工程施工时,对原有建筑及相邻既有建筑可能造成的影响或危害,并制订出确保相邻既有建筑安全的技术方案。

既有建筑地基基础加固施工应有专人负责质量控制,还应有专人负责监测,当出现异常情况时,应及时会同设计人员及有关部门分析原因,妥善解决。当情况严重时,应采取果断措施,以免发生安全事故。对既有建筑进行地基基础加固时,沉降观测是一项必须要做的重要工作。它不仅是施工过程中进行监测的重要手段,而且是对地基基础加固效果进行评价和工程验收的重要依据。

因此,除在加固施工期间进行沉降观测外,对重要的或对沉降有严格限制的建筑物,尚应在加固后继续进行沉降观测,直至沉降稳定为止。由于地基基础加固过程中容易引起对周围土体的扰动,因此,施工过程中对邻近建筑和地下管线也应同时进行监测。此外,施工过程中应有专门机构负责质量监理。施工结束后应进行工程质量检验和验收。

13.8.3 沉降稳定的建筑物直接增层时,其地基承载力设计值可适当提高,粘性土地基的提高系数可参考表 13.8.3 确定。

表 13.8.3 粘性土地基承载力提高系数值

已建时间(年)	5~10	10~20	20~30	30~50
提高系数	1.05~1.15	1.15~1.25	1.25~1.35	1.35~1.45

表 13.8.3 中的数据是根据国内 100 多栋增层房屋地基承载力的实测结果,并结合上海地区软土地基特性经综合分析提出的。当老建筑采用桩基础时应对应桩身强度进行必要的验算。

13.8.6 基础加固可采用基础补强注浆加固法、扩大基础底面积法和加深基础法等。

基础补强注浆加固法适用于基础因受不均匀沉降或其他原因引起基础裂损时的加固。

扩大基础底面积法适用于当既有建筑物荷载增加,地基承载力或基础底面积尺寸不满足设计要求,且基础埋置较浅有扩大条件时的加固。可采用混凝土套或钢筋混凝土套扩大基础底面积。应采取有效措施保证新旧基础的牢固连结和地基的变形协调。

加深基础法适用于地基浅层有较好土层可作为持力层且地下水位较低的情况。设计时应考虑原基础能否满足施工要求,必要时应对基础适当加固。地下水位较高时,应采取相应的降水或排水措施,同时应考虑降排水对建筑物的影响。

13.8.7 基础托换可采用锚杆静压桩法、树根桩法和抬墙梁法等。

锚杆静压桩法适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、稍密粉土、人工填土等地基土。在淤泥及淤泥质土层中,桩端宜达到较好的持力层。适用于新建或已建小高层、多层住宅建筑物、中小型工业厂房的增层改造、防复倾加固等地基处理或托换工程。

树根桩法适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、砂土及人工填土等地基土。可用于建筑物的托换和增层、防复倾加固、古建筑物和地下工程穿越等工程的加固。

抬墙梁法采用预制的钢筋混凝土梁或钢梁,穿过原房屋基础梁下,置于基础两侧预先做好的钢筋混凝土桩或支护墩上。抬墙梁法的设计与施工应符合现行行业标准的相关规定。抬墙梁的平面位置应避开一层门窗洞口,不能避开时,应对抬墙梁上的门窗洞口采取加强措施,并应验算梁支承处砖墙的局部承压强度。

13.8.8 地基加固可采用注浆加固法和高压喷射注浆法等。注浆加固法适用于砂土、粉土、黏性土和人工填土等地基加固。当采用多孔间隔注浆和缩短浆液凝固时间等措施时,应减少既有建筑基础加固因注浆而产生的附加沉降。

高压喷射注浆法适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉性土、砂土、素填土等地基。不适用于施工期间既有建筑物对不均匀变形控制要求高的工程。当采用速凝浆液或跳孔喷射和冒浆回灌等措施时,应减少喷射过程中地基产生附加变形和避免地基与基础间出现脱空现象。

14 减少和适应地基变形与防治工程施工对环境影响的措施

浅部有软弱土层的多层建筑地基基础设计,除了理论计算外,经验和措施也是必要的。上海的工程界,早在六、七十年代就对此作专门的调研和总结,并将有关内容纳入了1975年上海市《地基基础设计规范》(试行)。上世纪八十年代规范修订时,对该章内容作了较大调整,并增加沉桩、井点降水、基坑开挖等关于基础工程施工对环境影响及保护的条款。随着工程经验的积累,特别是基础施工影响及防治措施方面的经验积累,在1999年规范修订中将沉桩、降水、基坑开挖分成三节。本次规范修订将内容扩充为工程施工,主要包括基础、基坑工程与盾构隧道等地下工程施工对环境的影响。

14.1 一般规定

14.1.1 上海地区采用天然地基的多层建筑物,如处理不当易发生较大沉降和倾斜,影响建筑物正常使用,甚至引起结构构件破损。工程中可通过在上部建筑结构、地基基础设计和使用等方面采取措施来控制建筑物的沉降和差异沉降或者在预估变形较大的情况下,使建筑物适应这种变形,以改善、保证其使用条件。

14.1.2 本条对施工前的准备工作稍作增补,要求建设方除了提供拟建场地周围环境的一般情况外,尚应明确保护要求。当涉及到优秀历史建筑、保护建筑、有争议的房屋时,业主还需提供有关房屋质量的鉴定报告。对重要设施及文物保护建筑,应请有资质的鉴定单位作检测及评估。

14.1.3 本条强调了环境监测,监测工作必须由有资质的监测单位负责,具体要求见本规范第16章。

14.1.4 上海地区一些重要的地下公共设施项目投资大,影响面广,为确保其安全、正常运行,有关主管部门通过上海市人民政府发文,如对地铁设施、上游引水、合流污水、共同沟等已建工程设立保护区范围,对保护范围内及其附近施工时的技术条件等作出了相应规定。对于这类特殊工程的保护,应遵照管理部门的相关文件执行。

14.2 减少和适应地基变形的措施

14.2.1 上海的一些区域,浅部埋藏有粉性土,凡建造在此类区域的多层建筑,沉降量较小。其它大部分地区在褐黄色黏性土层(俗称“硬壳层”)下就是淤泥质黏性土,建造在这类地区采用天然地基的多层建筑,若不经地基处理,沉降量一般偏大。本条文基本保留了原规范关于利用浅部“硬壳层”作为浅基础持力层和“预估最终沉降量满足规范容许值条件下”的前提的写法,一方面是沿袭上海地区的经验和习惯做法,另一方面强调了验算沉降。

14.2.2 在上世纪九十年代,采用天然地基的建筑物特别是住宅建筑,沉降倾斜问题较为突出。住宅商品化后,住户对房屋质量要求更高,由于沉降、倾斜引起墙体开裂、管道漏水等,居民反响很大。因此设计中对沉降特别是倾斜的控制显得更为重要。住宅建筑发生沉降问题的原因,大致有以下几条:

1. 下卧层软弱且深厚。大部分地区“硬壳层”下的淤泥质土层厚达 15m,甚至 20m 以上,沉降持续时间长达数年还不收敛。或者局部地质缺陷处理不当,使建筑物发生倾斜。

2. 不重视荷载偏心的控制,绝对沉降量大了,倾斜发展也严重。

3. 加荷速率快。开发商为抢进度抓时间,加快施工速度,因此基底土体的实际强度指标与设计采用值有一定差异。

4. 采用机械挖土,常造成基底土扰动,未经处理就做垫层基

础,人为造成土质不均。

5. 建筑体型复杂或平面形状不利,单幢建筑物长宽比过大,平面折角过长均易引起建筑物沉降不均。

上述因素中,有些是设计人员较难把握和控制的,有些可通过改进设计和加强监理加以解决。但是当通过计算确认承载力和变形不能满足规范要求时,可选择合适的方法对地基作加固处理,达到提高地基承载力和减少变形的目的。

14.2.3 本条吸收了建筑抗震设计规范(规程)的一些提法。建筑物发生沉降是必然的,只不过程度不同而已。如果建筑物有一定的沉降,但均匀下沉一般不会给建筑物带来损害。当预计到建筑物会发生不可避免的沉降,在建筑结构的节点构造上采用留有调整余地的办法,也往往能达到建筑物正常使用的目的。另外,当地面堆载较大时,在使用上应予以注意并采取一些限制措施,也能起到减少差异沉降的作用。在可能的条件下,建筑物各单元的荷载不宜相差过大,建筑物平面形状宜简单整齐,否则可使各单元隔开适当距离分开建造,且宜先建高、重部分,后建低、轻的部分。如分开后的两单元之间必须连接时,应采用能自由沉降的连接通道。

14.2.4 相邻建筑物应考虑由于地基变形而产生的相互影响,否则相邻建筑物基础间应保持一定距离。

14.2.5 对于要求抗震设防的建筑物,结构设缝的宽度,除应满足沉降缝宽度要求外,尚需考虑防震缝宽度的要求。房屋沉降缝的最小宽度,除与层数有关外,还应与预估沉降有关,建议设计人员根据预估沉降情况适当放大调整。

原条文 12.3.4 条的基本内容,主要针对采用桩基的高层建筑主楼和裙楼不设沉降缝的设计原则。近年来,随着实践和认识的发展,上海地区部分高层建筑已采取措施取消了沉降缝,以满足使用功能和防水要求。其中较常用的方法包括:将裙房基础从主楼基础上挑出,以消除因主楼与裙房间不均匀沉降而产生的结构附

加应力;选择合适的桩基持力层,减少主楼桩基绝对沉降量,从而使主楼与裙房间的相对沉降和结构附加应力得以合理控制;采用后浇带是减少结构附加应力等。上海地区长桩基础在施工期间的沉降量接近或超过最终沉降量的 $1/3 \sim 1/2$, 在施工中,将主楼与裙房先后分开施工,待主楼完成一定的沉降后,再用后浇带把主楼和裙房连接起来,从而减少了主楼与裙房间因沉降差而产生的附加应力。后浇带可采用无收缩快硬硅酸盐水泥(微膨胀混凝土)进行浇注。在采用上述后两种措施时,需采用合适的分析方法充分估计可能产生的不均匀沉降,以及由此产生的结构附加应力的部位和大小,设置加强钢筋;此外,还应考虑在上述部位可能出现裂缝或渗漏时的补救措施。

14.2.7 条文中第2款“圈梁在基础和其他各层应层层设置。”表示应在基础、其他各层(包括顶层)均设置圈梁。

14.3 大面积地面荷载的环境影响及防治措施

原规范 12.3.8~12.3.12 条文内容,主要针对有地面堆载的单层工业厂房、仓库等建筑物,为减少因不均匀沉降而引起的不利影响,在结构、使用方面考虑采取一些预防措施。本次规范修订考虑对于目前越来越多的大面积高填土、填料对周围的影响缺少相关的规定,结合工程实际发展情况,在原有基础上适当扩充形成本节。大面积地面荷载包括大面积填土(填料)和建筑范围内的地面堆载。

14.3.1 根据当前大面积地面荷载设计和施工中存在的问题,进行大面积荷载的分类。大面积荷载的种类包括:

1 大面积填土荷载:不仅包括景观填土,还有新建围堤、垃圾填埋场、煤场堆料等内容;

2 建筑物范围内的地面堆载:包括单层工业厂房、露天车间和单层仓库的内部生产堆料、工业设备等地面堆载等。

大面积地面荷载设计和施工中的重要问题一方面是保证自身所在区域的地基稳定性,另一方面由于大面积填土变形影响范围广,因此应重视验算大面积地面荷载对邻近建筑物和市政设施、地下管线的影响。

14.3.2 在大面积填土和地面堆载的设计和实施中都应考虑因大面积地面荷载引起对建筑物的倾斜、沉降等不利影响,采取相应措施。

14.3.3 考虑到原规范第 12.3.10 条和第 12.3.11 条主要针对“使建筑结构适应地基变形的措施”,本次条文编写侧重于建筑范围内的地面堆载的影响及防治措施,分别从堆载设计、堆载下地基加固和主体建筑物基础三个方面采取措施。条文中已对地基和基础加固方面的措施作了规定,此外在上部结构设计中也应考虑采取下列措施以适应地基变形:

1 当地面堆载可能引起钢筋混凝土柱基发生较大倾斜时,应适当增加柱内侧配筋,并考虑加强柱与屋架的节点构造以及预估屋架下弦出现压力的可能性。对于两阶或两阶以上的单层工业厂房边柱,台阶柱变截面处上下内侧也宜适当增加配筋,放大建筑物的净空尺寸,以便有调整余地。

2 为减少和防止吊车梁因大面积堆载造成基础倾斜、沉降而带来的不良后果,可结合具体条件,选择下列措施:

1) 放大吊车顶面与屋架下弦的净空,取 300mm~500mm 或更大些。

2) 增加吊车边缘与上柱边缘之间的净距,取 100mm 或更大些。

3) 加宽钢筋混凝土吊车梁腹部,并按吊车轨道可能移动的幅度和偏位产生较大的扭矩大小在梁内配置抗扭钢筋。

14.3.4 减少大面积填土对周围环境影响的防治措施包括减小作用荷载、进行地基处理措施、对已建建筑物进行隔离和基础托换等

三个方面。对于已知填土,邻近区域建筑物设计中应采取措施减小填土对建筑物的影响,如利用围护结构隔离、增加单桩竖向承载力、独立承台间设置联系梁等方法。在填土处理措施中也可采用砂垫层、土工布、土工格栅、加筋土挡墙等技术措施,这些措施已在上海地区的填土处理中得到应用。

建筑物范围内的地面堆载可采用设置架空层、进行地基处理等方法减少对建筑物的影响。

14.4 桩基施工对周围环境影响及防治措施

14.4.1 原规范主要针对沉桩对周围环境的影响,并根据沉桩过程中挤土量多少进行桩基分类,本次调整增加内容,扩充至桩基工程范畴。

根据上海地区近年来桩基工程施工对周围环境影响的发展,增加上海地区常用的桩基工程类型,包括预制桩(预制方桩、预应力桩、钢管桩)和灌注桩。预制桩的施工方法包括锤击法和静压法;灌注桩包括泥浆护壁灌注桩等;并对不同桩型及施工方法对周围环境的影响内容列表,方便工程设计人员选用,应根据各种条件事先考虑选择合适的桩型和沉桩方法。

桩按沉桩过程中挤土量多少,一般可分为:

挤土桩	预制实心桩;
部分挤土桩	开口钢管桩和开口混凝土管桩;
不挤土桩	钻孔灌注桩。

14.4.2 考虑锤击法工艺施工产生的噪声和振动对周围环境的影响及防治措施,增加噪声限值和减少噪声的方法;

表 14.4.2 打桩产生的噪声限值 等效声级 L_{Aeq} [dB(A)]

施工阶段	主要噪声源	噪声限值	
		昼间	夜间
打桩	各种打桩机等	85	禁止施工

注:表中所列噪声值是指与敏感区域相应的建筑施工场地边界线处的限值。

锤击沉桩产生的多次反复振动可能产生下列影响:

1. 使陈旧的砖木结构房屋的骨架松动;
2. 使一定范围内的危险房屋墙体进一步倾斜,以至塌落;
3. 因挤土桩造成的邻近建筑物和地下公用设施的损害,经多次波动冲击后,有所发展;
4. 影响邻近精密仪器、仪表、机床的正常工作。

结合上海市《关于加强建筑工程夜间施工噪声管理的通知》[沪建文联(2006)436号]规定,“采用先进设备和科学工艺,减少施工噪声。引进和采用一些低噪声的先进设备,可以从源头上减少施工噪声。同时,采用科学的工艺也能大幅度降低施工噪声。”凡在人口稠密区进行强噪声作业时,须严格控制作业时间,一般晚10点到次日早6点之间停止强噪声作业。确系特殊情况必须昼夜施工时,尽量采取降低噪声措施,并会同建设单位找当地居委会、村委会或当地居民协调,出安民告示,求得群众谅解。

14.4.3 根据上海地区的预制桩沉桩经验,控制沉桩数、增加应力释放孔、设置竖向排水通道,结合工程周围环境监测结果及时调整沉桩工艺、施工顺序等都是常用的减少沉桩挤土影响措施。

2 对于沉降速率的控制标准,目前较难给出定量结论。每天沉桩数,与环境保护要求、桩的断面、入土深度等因素有关,建议每天的实际沉桩数根据周围环境监测资料及时进行调整。从一般环境要求出发,对于断面 400mm×400mm 以上的预制桩,沉桩初

期,每天沉桩数不宜超过 8 根,以后宜控制在 6 根左右。这样的沉桩速率,对周围环境影响相对较小,邻近先期沉入的桩也不易受挤压偏位。当发现邻近建筑物和地下管线的变形接近或达到报警值时,可暂停沉桩二、三天,或将每天沉桩数减少,使变形尽量不再超过前期出现的峰值。

3 增加应力释放孔。桩区外钻孔取土,做法基本同管笼井,只是取消了孔内的钢筋笼,仍用清水护壁,适用于保护沉桩区外侧的建筑物。

4 设置竖向排水通道。其中“管笼井”的具体做法是,在密集群桩区内,利用钻机成孔,直径 400mm 左右,深度 15m~20m,孔内放入土工布或塑料编织袋包裹的钢筋笼。沉桩时产生的超静孔隙水压力可就近通过此管井得以迅速消散。必要时,也可在井内置一小型潜水泵抽水产生负压,加速孔隙水压力的消散,以避免工程桩上浮、偏位和挠曲,并缩小其影响范围。当邻近有建筑物需要保护时,可在沉桩区外侧设置密排管笼井,清水护壁。由于这一排孔洞的存在,在被保护建筑物与沉桩区之间形成了一条缓冲带,沉桩区土体向外挤出时,孔井被压扁,但井深范围内的侧向挤压力已被释放,对防治挤土影响较为有效。

5 对钻孔取土的措施限于沉桩困难时,并增加了调整沉桩工艺、施工顺序等措施。

6 本条为新增条文,对预制桩工程桩和基坑围护结构的施工顺序进行规定,避免预制桩施工挤土对已施工的围护桩造成损害。

7 近年来,上海的旧城改造、市政建设工程量浩大,相邻建筑基础或地下工程同时施工相互影响的事例经常发生,为此专列一款,强调注意其可能产生的不良后果和通过协调来控制其相互影响。

14.4.5 保留原规范对于泥浆排放的规定,结合《上海市建设工程文明施工管理暂行规定》,“施工中产生的泥浆和其他浑浊废弃物,

未经沉淀不得排放;施工中产生的各类垃圾应当堆置在规定的地点,不得倒入河道和居民生活垃圾容器”;施工中产生的废泥浆严禁向下水道或河流直接排放,必须经过沉淀处理后运至规定卸点。

根据当前灌注桩的施工进展,加强了现场管理,采用泥浆池处理避免泥浆外溢造成污染;加强使用效率指通过采用优质膨润土配方人工造浆,能有效的保持桩孔稳定性,改善了钻进泥浆的性能。采用泥浆分离装置,使泥浆的重复利用率提高,降低了工程成本,减小了对环境的影响;当前,对废泥浆治理技术得到进一步发展,可以采用高炉矿渣固化工程废泥浆,填埋或修筑路基,实现资源的循环利用。

14.5 基坑工程对周围环境影响及防治措施

14.5.1 本条为新增条文,首先对基坑工程对环境的影响从围护桩(墙)施工、降水以及基坑开挖三个方面进行分类。

围护桩设置过程中产生的挤土效应、土体损失后引起相邻地面隆起或沉降,从而对邻近建筑物、地下管线产生影响,以及泥浆等对环境污染;长时间、大幅度降低深层地下水可能引起大范围地面沉降以及坑外浅层潜水排向基坑,水位降低,引起邻近建筑物沉降、变形开裂;基坑开挖时由于土体内应力场变化,软黏土发生蠕变和坑外水土流失而导致周围土体及围护墙向开挖区方向移动、地面沉降及坑底隆起,从而引起紧邻基坑的建筑物、地下管线的下沉、位移或倾斜。基坑开挖时边坡失稳、坑内滑坡或围护墙位移过大,还可能造成本工程中工程桩偏位,甚至断裂。

同时,在围护结构设计的选型阶段,考虑对周围环境的影响,应选择合适的围护结构形式、针对超大面积基坑进行分区施工、加强围护体本身的刚度、进行坑内坑外地基加固、以及加密支撑等措施。

14.5.2 本条分别从围护墙的不同型式、施工方法及可能产生的

不利影响进行规定,强调预先估计、加强监测并根据实际情况调整施工方法、施工工艺。增加了关于灌注桩施工时的坍塌影响和关于泥浆对邻近古树、名木根系的不利影响。第2条中的套打指在成孔困难时在桩位先施工搅拌桩,在搅拌桩中进行灌注桩施工。

14.5.3 本条调整为预降水的要求以及通过预降水检验隔水帷幕止水封闭性的要求:坑内的井点应在基坑工程开挖之前进行预降水,预降水时间不宜少于15天,预降水实施过程中可结合坑外设置水位观测井,观测坑外地下水位变化以检验隔水帷幕的封闭可靠性。

基坑开挖,为便于挖掘和装载土方,并保护坑底土不受或少受扰动,常采用井点降水,且原则上设置在隔水帷幕内侧。坑内降水,要求隔水帷幕底部低于坑内长期降水深度线以下,是为了防止将坑外水绕过防渗帷幕底部抽进坑内来。一旦出现这种情况,后果将很严重,一方面会引起坑外房屋和管线等大量下沉,另一方面在坑内产生流砂管涌,挖土难以进行,发展到后来,会导致围护墙严重踢脚失稳,甚至坍塌。位于砂土、粉性土层中的基坑围护尤其要重视并防止此类事故发生。

设置回灌水系统对保持邻近设施的地下水位是有利的,但应注意回灌水的质量要符合有关规定,不能把有污染的水灌入,影响地下水的质量。

14.5.4 本条为新增条文,增加无支护基坑的开挖原则。其中放坡开挖施工简单,出土方便,但由于土体在蠕变过程中抗剪能力逐渐降低而且地下水的渗流、雨季大量明水对边坡土体的浸泡等因素,都会引起边坡局部失稳或整体滑坡,工程事故较为频繁。放坡开挖实施过程中的应急措施,通常有坡顶卸载、削坡减载和坑底压载等。

14.5.5 本条为新增条文。同样类型的基坑,采用相同的设计方

法和支护结构,由于土方开挖的方法、顺序不同,围护墙的位移和对环境影响的程度也会有差异。设计时应对各种工况都进行验算,而施工单位应按设计图纸上反映的支撑标高、换撑方式确定每阶段挖土深度和挖土流程,不得为贪图方便,抢工期而违背设计工况,自行其事。“及时支撑、先撑后挖,分层开挖、严禁超挖”,是上海地区近几年的经验总结,任何基坑的开挖均应遵循这一条原则。

同样挖深的基坑,其开挖面积越大,围护墙的位移也越大,对环境影响越厉害。大量测试资料反映,当基坑开挖至设计标高后,围护墙的位移将以每天1mm~2mm的速率持续发展,直至垫层、底板换撑完成,变形速率才急剧下降,位移才得以稳定。因此缩短基坑暴露时间,对于控制围护墙位移至关重要。大面积基坑,通过采取分区、分块、抽条开挖和分段安装支撑的施工方法,可以缩短基坑无支撑暴露时间,从而起到控制围护墙位移的作用。

除支护设计允许外,挖土机械和车辆不得直接在支撑上行走操作,严禁挖土机械碰撞支撑、立柱、工程桩、围护墙和井点管。施工中应加强对围护结构体系中各类杆件的保护。若因场地限制,挖土机、运输车辆必须直接在支撑上行走、操作时,支撑杆件应事先按栈桥考虑,作专门设计。

机械挖土时,坑底应保留200mm~300mm厚土层用人工挖除整平,防止坑底土扰动。挖至设计标高后应立即浇捣垫层,来不及处理的工程桩桩头宜在垫层完成后再行凿除。机械挖土极易超挖,挖机下坑后常导致坑底土扰动。坑底土扰动一是影响主体结构基础的工作状态,二是使围护墙前的被动土强度降低甚至破坏,降低了围护结构整个体系的安全度。开挖至坑底时,往往是围护结构设计的控制工况,风险最大,也是围护墙位移发展最快的时候,需立即浇捣垫层。为使垫层起到底部支撑的作用,垫层应浇至围护桩边,必要时加厚垫层甚至配筋。

14.5.6 相邻工程由于打桩或基坑开挖产生的相互影响已引发多

起工程事故。本条文提出一些原则性措施来避免或减少相互影响,对处于开挖期的基坑,邻近工程打桩应控制一定距离。

采用挤土桩(部分挤土桩),且在沉桩过程中未采取消散超静孔隙水压力措施的工程,基坑开挖时应考虑坑内土体扰动后被动侧土体强度降低的不利影响。

挤土桩(部分挤土桩)沉桩过程中产生的超静孔隙水压力,在深厚的软黏土中消散缓慢,特别是密集群桩对土体扰动相当厉害。沉桩结束不久就进行基坑开挖,由于坑底土强度尚未恢复,围护墙内侧的被动土压力难以正常发挥,因此围护墙下内部的位移发展较快,且不易稳定。同样规模的基坑,同样类型的地质条件,采用同样的支护结构体系,主体结构下工程桩采用灌注桩的与工程桩采用挤土桩相比,往往开挖期间围护墙位移要小得多。因此,围护墙的设计计算应视工程桩类型和桩间土体固结时间的长短调整被动侧土体的弹性支承刚度,尤其要注意因挤土桩产生土体扰动而导致被动侧土体强度降低的不利影响。

同一基坑内不同区域的开挖深度有较大差异时,可先挖至浅基坑标高,做完浅基坑的垫层、甚至基础底板,然后再开挖较深基坑的土方。近几年,主楼连同裙房、地下车库置于一个大底盘上的设计方案频频出现,其中一些工程不同区域挖深差异较大。有时一个单体内局部区域的井、坑落深也可能达4m以上。对于高低坑,目前有两种处理方法:一是在交界处设置围护墙;另一种是先将浅坑完成,再开挖深坑。

14.5.7 本条文是针对被保护对象的加固措施。基坑开挖后,围护体两侧的土体应力平衡状态发生破坏后势必发生变形,即使大幅度提高围护体系的结构刚度对变形的控制也比较有限。因此,在某些情况下,对保护对象进行事先加固往往可取得较为直接的效果。条文列举了几种常用预加固方法:

1 基础托换:当基坑旁边有较重要的建筑物,对变形控制要

求很严时,可考虑采用锚杆静压桩等措施对其基础进行托换,以增强被保护建筑物自身的抵抗附加变形的能力。

2 隔断:在基坑与被保护建筑物之间打一些桩进行隔断的措施。基坑工程中,利用隔断桩也进行了一些尝试。例如市区某基坑工程周边有密集的、年代久远的保护建筑,与基坑地下连续墙围护体的距离较近,为控制地下连续墙成槽施工期间以及基坑开挖期间对邻近保护建筑物的影响,地下连续墙施工之前,在地下连续墙与邻近保护建筑物基础之间设置了一排拱形树根桩进行隔断,有效的保护了周边的保护建筑。例如市区某基坑工程紧邻运营中的地铁一号线区间隧道,为保护区间隧道,在基坑围护体与区间隧道之间设置了一排树根桩进行隔离,有效保护了区间隧道的正常运营。

3 暴露管线:当管线离坑太近或穿越施工场地又一时不能搬迁时,可采用开挖暴露以便监测,需要时将其悬吊或支起固定进行保护。

4 注浆加固:基坑开挖前在邻近房屋基础下预先作注浆加固也是常用方法之一。例如,某大楼(解放前建造的老建筑物)在邻近地铁车站施工时已发生了沉降。不久,紧邻该大楼又要开挖深度约7m的基坑,于是在围护桩完成后、基坑开挖前,采用与竖向成 14° 倾角的注浆管深入到老大楼基底下,进行注浆加固。基坑施工结束后,该楼沉降控制在1cm左右。

5 跟踪注浆:基坑开挖过程中,当邻近建筑物或管线变形超过容许值时,对其进行注浆加固,并根据发展情况,及时调整注浆位置和注浆量,使保护对象的变形处于控制范围内,确保其正常运行。这一方法在地铁中得到大量使用。例如,由于地铁运行荷载的作用,位于较软弱黏性土中的隧道常发生沉降、挠曲,为防止隧道开裂、漏水确保地铁正常运行,地铁公司经常在深夜,利用地铁停运时间,对隧道底部进行注浆,将挠曲控制在容许范围内。

但在注浆期间必须加强监测,严格控制注浆压力和注浆量,以免引起基坑围护结构以及被保护对象结构的损坏。

14.6 盾构掘进对周围环境影响及防治措施

14.6.1 软土地层中,盾构掘进造成的地层损失的沉降估算,可参照 R. B. Peck 公式、有限元分析计算或按工程类比确定。一般情况下,盾构掘进造成地层损失的沉降估算可采用如下方法:

1)根据 R. B. Peck 提出的盾构法施工引起地面沉降的估算方法,当地层损失在隧道长度上均匀分布,而沉降的土体体积没有明显变化时,则地面沉降槽曲线近似高斯曲线,如图 14.6.1 所示。

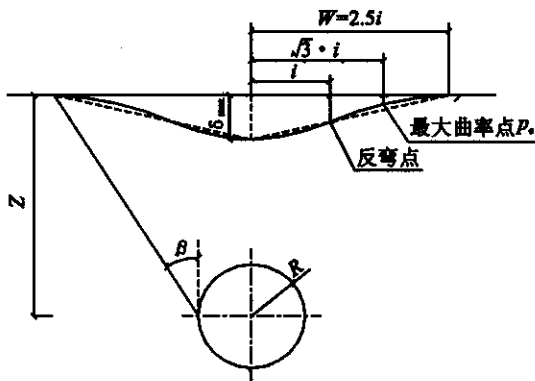


图 14.6.1 地面沉降槽图形

$\delta_{\max}$ ——沉降槽断面的正态概率曲线至地表面的最大距离(最大地面沉降量);

$2w$ ——沉降槽大体宽度;

i ——隧道中心至沉降曲线反弯点的距离(沉降槽宽度参数);

Z ——隧道中心的埋深;

R ——隧道半径。

根据图 14.6.1 隧道沉降槽断面的正态概率曲线,可得单位长

度内沉降槽体积 V :

$$V=2.5i \cdot \delta_{\max} \quad (14.6.1-1)$$

同样可得到距离隧道中心线 x 处的地面沉降:

$$\delta=\delta_{\max} \cdot \exp(-x^2/2i^2) \quad (14.6.1-2)$$

式中: x ——地面某点至隧道中心线的距离。

2)根据 1981 年英国 Durham 大学教授 Attewell 提出的沉降量计算公式:

$$i=K \cdot (Z/2R)^n \cdot R \quad (14.6.1-3)$$

式中: K ——常数,黏土取 1;砂土取 0.63~0.82;

n ——常数,黏土取 1;砂土取 0.36~0.97。

由此,可以在已知隧道中心埋深 Z 、隧道半径 R 以及地质条件后,根据上述 3 项公式计算出隧道沉降槽宽度,以及距隧道中心不同距离的各点沉降量。

例:上海地铁工程,隧道半径 $R=3.1\text{m}$,隧道中心埋深 $Z=16\text{m}$,隧道所处地质条件为黏土,若将地层损失控制在 5%,可计算出单位长度内的地层损失量,沉降槽宽度及最大沉降量。

①单位长度内的地层损失量: $V=5\% \times (\pi \times 3.1^2) \approx 0.151 (\text{m}^3)$

②沉降槽宽度参数及沉降槽宽度: $i=K \cdot (Z/2R)^n \cdot R=1 \times [16/(2 \times 3.1)]^1 \times 3.1=8(\text{m})$

$W=2.5i=2.5 \times 8=20(\text{m})$,沉降槽宽度为 $2W$,即 40m。

③最大沉降量: $\delta_{\max}=V/(2.5i)=7.55\text{mm}$

14.6.3 根据长期的施工经验和对施工信息化的认识,加强监测对合理确定盾构施工参数有着重要作用。通常对被监测的对象设置监测点,通过人工监测和自动化仪器监测等手段实施。自动化仪器监测一般有电子水平尺、静力水准仪等。人工监测的频率一般为每天 2 次,自动化仪器监测则根据所选仪器设备的性能确定,监测频率可根据实际情况加以调整。

14.6.4 根据盾构掘进施工引起周围环境影响的主导因素,土体扰动和地层损失造成地表隆沉,处在沉降槽曲线范围内的建筑物和市政公用管线均会产生一定的沉降或隆起。

上海地区隧道中心埋深一般在 25m 内,根据盾构施工的情况,隧道所形成的横向沉降槽一般在轴线左右各 25m,处在此沉降槽范围内的建筑物和市政公用管线均有不同程度的隆沉。盾构掘进施工期间隆起和沉降均有表现,隧道形成后长期表现为沉降。

14.6.5 近年来,盾构法隧道发展迅速,特别是地铁隧道线路规划密集,盾构掘进相邻有特殊保护要求或已有损伤的建筑物和市政公用管线的现象时有发生,为此,强调隧道轴线的设计前提条件,尽量避开或选择适宜的穿越方式和穿越距离。根据上海地区施工经验,施工隧道临近桩基、管线或已建成隧道时,施工隧道边线与其的最小距离宜确保不小于 0.6 倍隧道直径的要求。

14.6.7 隧道内补压浆措施是补充土体损失的有效手段,可以起到稳定隧道、建筑物或市政公用管线的作用。隧道内补压浆是在成型隧道内通过预留孔或新设孔对隧道外侧土体进行注浆加固的工艺。预留孔为管片的拼装孔或注浆孔,技术较为成熟;新设孔应根据管片结构形式选位设置,并在获得设计单位认可后,方可实施。隧道内补压浆的实施部位和时机可根据地表变形、建筑物和市政公用管线的隆沉控制要求和地层状况等确定。当对隧道内补压浆的要求较高时,可在注浆孔内打设芯管,通过芯管对外侧土体进行注浆加固。

14.6.8 随着上海地区盾构法隧道的发展,出现众多盾构穿越有特殊保护要求的建筑物和管线的现象,如盾构穿越已运营隧道、盾构穿越大型原水、雨污水管线,盾构穿越重要建筑物等。针对有特殊保护要求的建筑物和管线,在采取盾构施工控制和注浆措施的基础上,还宜采取辅助措施,提高其保护效果。

1 地层损失率是对环境影响的主导因素之一,宜在施工时降

低地层损失率。根据 14.6.1 条的说明,在隧道埋深 16m 的情况下,若将地层损失控制在 5%,则最大沉降量可控制在 10mm 以内,大大降低了对建筑物和管线的影响。

2 根据上海地区施工经验,浆液的收缩和泌水是造成隧道后期沉降的重要主导因素,选择高质量的浆液,特别是提高浆液的比重、早期强度和收缩率等指标,是减少环境影响的有效措施。

3 对被保护建筑物可采用提高其结构刚度的措施,以提高其抗变形的能力。例如:某双圆盾构穿越大型原水管涵时,在管涵变形缝位置设置了若干钢梁,提高管涵变形缝位置的刚度,改善了其抗变形的能力,最终盾构顺利穿越,取得了良好效果。

4 当管线需特殊保护又处在隧道施工影响范围内时,可采用临时运行的方式,如水管进行停水、调水,煤气实施停气等;或可采用开挖暴露以便监测,需要时将其悬吊或支起固定进行保护。

15 工程施工要点

15.1 一般规定

15.1.1 基础与地下工程施工前应重视施工准备工作,估计会产生不利影响时应事前妥善处理,避免留有隐患,故条文规定必须对现场的工程地质和水文地质条件、邻近管线、周围建筑物、地下障碍物及河道、相邻基坑等情况进行调查和校核。若周边环境较为复杂,应进行第三方调查取证。若发现勘察资料不完整、或现场与勘察资料不符时,应进行补充勘察。

15.1.2 基础与地下工程施工前应学习和研究设计文件,以了解设计意图,应根据设计文件、现场条件、周边环境、气候等编制施工组织设计或施工方案,并按规定履行审批手续后才能施工。由于基础与地下工程的施工具有一定的风险性和不可预见性,故提出施工组织设计或施工方案中应有针对性的应急预案,并建立相应的应急响应机制,配置足够的材料、机械、人力等资源。

15.1.3 施工过程中若发现异常情况,应及时研究解决。例如发现沉桩明显出现不正常,如沉桩困难、贯入度或桩位偏移、倾斜超过设计规定,或出现涌砂、冒水、坍塌等异常情况,均应停止施工并立即会同有关单位研究解决。

15.1.4 明确了基础与地下工程施工必须采取信息化施工,施工时对影响范围内的建筑物、地下管线、道路等的沉降、位移等进行监测工作。随着近年来基础与地下工程规模日益扩大,相关的设计、勘察、施工、监测和检测单位等都要重视基础与地下工程可能会对周边环境造成的影响。一般情况下,若基坑开挖深度超过相邻建筑物的基础底标高,或在原有桩基、地下管线附近进行开挖,或采用疏干降水、减压降水施工,或可能影响周边环境的沉桩、围

护结构、地基加固等施工,或采用沉井沉箱、顶管、地下连续墙、盾构法隧道和顶入法箱涵施工,或邻近有正在施工的基坑、河道、地铁、高架及多、高层建筑和保护建筑等的,除进行监测外还应采取针对性的环境保护措施。

15.2 预制桩

15.2.1 随着机械设备的发展,大型静力压桩机的出现,静压桩穿越砂层也成为了现实。考虑经济性,以及环境要求,城市噪音的污染等情况,静力压桩成为了一种较好的施工工艺。目前部分静力压桩机的规格见下表 15.2.1:

表 15.2.1 上海地区常用的压桩机械参考表

项 目	单 位	型 号									
		YZY-100	YZY-150	YZY-200	JND-300	YZY-400	YZY-450	YZY-500	YZY-600	YZY-800	JNB-900
大 身	横向行程 (一次)	2.4	2.4	2.5	3	3	3	3	3	3	3
	纵向行程 (一次)	0.6	0.6	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6
	最大回转角	20	20	20	18	18	18	18	18	18	20
最大压桩力	kN	1000	1500	2000	3000	4000	4500	5000	6000	7500	9000
	kN	—	—	—	—	9000	10000	10000	10000	10000	10000
压桩 截面	方桩	0.25 ² ~ 0.3 ²	0.25 ² ~ 0.35 ²	0.3 ² ~ 0.4 ²	0.2 ² ~ 0.5 ²	0.4 ² ~ 0.5 ²	0.4 ² ~ 0.5 ²	0.45 ² ~ 0.55 ²	0.45 ² ~ 0.55 ²	0.3 ² ~ 0.5 ²	0.4 ² ~ 0.5 ²
	圆桩	φ0.2~ φ0.3	φ0.25~ φ0.35	φ0.3~ φ0.4	φ0.3~ φ0.5	φ0.4~ φ0.5	φ0.4~ φ0.5	φ0.45~ φ0.55	φ0.45~ φ0.55	φ0.3~ φ0.6	φ0.4~ φ0.6
油泵	压力系统	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5
	最大流量	100	100	143	31.5	143	143	154	167	174	175
电机总功率	kW	55	55	77	85	143	85	92	100	110	110
	t/m ²	7.6	9.5	9.5	110	12.3	13.8	13.8	14.2	15.0	15
接地 比压	小船	10.8	11.6	11.6	11.3	13.1	14.7	15.7	17.5	17.0	16
	自重	60	80	100	11.3	180	190	200	200	230	250
整机	自重	40	70	100	100	250	290	340	430	570	650

15.2.2 沉桩可行性分析应考虑地质条件、打桩设备、周围环境、工程造价、工期等因素。

15.2.5 预应力混凝土管桩分为先张法预应力管桩和后张法预应力管桩,其中先张法预应力管桩又称为 PHC 桩,是一种高强度预应力混凝土空心管桩。由于它对制桩的设备技术要求较高,所以提出必须具有成套专用技术设备的工厂方能进行生产。施工质量控制要求可参照现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202、《先张法预应力混凝土管桩》GB13476 执行。

预应力管桩的制作应具有符合质量要求的专用制作设备和制作工艺;桩身预应力钢筋的墩头不得露出桩顶端板平面;应采用蒸汽养护,蒸汽养护的温度、湿度以及时间应符合规定。

钢管桩的制作应具有符合质量要求的专用制作设备和制作工艺;钢材力学性能和化学成分应符合有关规定;钢材焊缝应符合有关规定,必要时可进行抽检;对有腐蚀性的土层,钢管桩应按设计要求作防腐处理。

15.2.8 常用柴油锤性能及使用桩型等可参考下表:

表 15.2.8 上海地区常用的柴油锤参考表

锤 型		柴油锤(kN)						
		25	35	45	60	72	D80	D100
锤的 动力 性能	冲击部分重 (kN)	25	35	45	60	72	80	100
	总重(kN)	65	72	96	150	180	170	200
	冲击力(kN)	2000~ 2500	2500~ 4000	4000~ 5000	5000~ 7000	7000~ 10000	>10000	>12000
	常用冲程(m)	1.8~2.3					2.1~ 3.1	—

续表 15.2.8

锤 型		柴油锤(kN)						
		25	35	45	60	72	D80	D100
适用的桩规格	预制方桩、 预应力管桩 的边长或直径(mm)	350~ 400	400~ 450	450~ 500	500~ 550	550~ 600	600 以上	600 以上
	钢管桩直径 (m)	400		600	900	900~ 1000	900 以上	900 以上
持力层	粘性土	一般进入深度 (m)	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)	4	5	>5	>5	>5	—
	砂	一般进入深度 (m)	0.5~ 1.5	1~2	1.5~ 2.5	2~3	2.5~ 3.5	4~5
	土	标准贯入击 数 N _{63.5} 值	20~30	30~40	40~45	45~50	50	>50
锤的常用控制贯入度(cm/10 击)		2~3		3~5	4~8		5~10	7~12
单桩极限承载力(kN)		800~ 1600	2500~ 4000	3000~ 5000	5000~ 7000	7000~ 10000	>10000	>10000

注:1. 本表仅供选锤参考,不能作为确定贯入度和承载力的依据;
2. 适用于 20m~60m 长预制钢筋混凝土桩,40m~80m 长钢管桩,且桩端进入硬土层一定深度。

15.2.9

1 对于长桩或总击数较多的锤击桩,为了增加锤击桩的抗裂性能,规定桩身龄期要求和量化锤击次数是有必要的,以往大量工程实例也证明了这是行之有效的。对于长桩或总击数超过 500 的预制方桩规定应满足 28d 龄期要求。

5 焊好的接头应自然冷却后方可继续锤击,自然冷却时间不宜少于 8 分钟。严禁采用水冷却或焊好即施打。

15.2.12 作为锤击桩,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。

15.2.13 静压桩机沉桩应根据场地承载力条件进行选择,一般场地地基承载力不应小于压桩机接地压强的 1.2 倍,施工时场地应进行平整。以目前的工程实践分析静力压桩力作为停压控制标准还不具备条件,所以静力压桩还是以桩端设计标高为主,压桩力仍作为对照。

15.3 灌注桩

15.3.1 灌注桩的质量控制主要在成孔(灌注混凝土前)和成桩两大环节,强调各工序应连续施工目的是为了减少桩孔空置时间以免影响孔壁稳定。

15.3.2 保证成孔质量是确保成桩质量的关键之一,如测得的孔径、垂直度、孔壁稳定和沉渣厚度等现场实测指标不符合设计要求时,应及时采取技术措施或重新考虑施工工艺。试成孔宜选取非工程桩位置进行。在钻进成孔至设计桩底标高并完成一清后始,静置一段时间(模拟成孔至成桩的施工历时时段,通常宜取 12h~24h 或按设计要求)考察孔壁稳定性。从 0h 起,每 3h~4h 间隔测定一次孔径曲线(含孔深、桩身扩径缩径等数据信息)、垂直度、沉渣厚度、泥浆指标等,以核对地质资料、检验施工设备施工工艺等是否适宜,使在正式施工前调整选择好施工参数。试成孔完毕后孔位应以砂浆或其它材料有效封填。

15.3.3 施工场地硬地坪要求反映了有关管理规定,有利于灌注桩施工的文明标化管理及对环境的保护。

15.3.5 本条文对成孔环节中的几个要素作了规定。增加了泥浆和泥浆循环条文,上海地区较多用的是原土造浆、正循环(钻杆管进浆、孔口溢浆)钻进成孔工艺,通常黏性土适宜原土造浆,随着灌

注桩长日渐趋深,桩端穿透⑦层土进入⑨层土,这些土层含砂量高,造浆能力弱,尤其在缺失⑧层土情况下,必要时可采用或部分采用人工配制泥浆,增强护壁稳定性能,同时也可结合部分采用泵吸泥浆反循环(孔口进浆、钻杆管抽浆出浆)方式,更有利于在这些土层钻进中提高排渣效率和保证清孔效果。成孔质量验收规定如下表:

表 15.3.5 成孔质量检验标准

序号	项 目		技术指标	检 测 方 法
1	孔径	承重桩	0 +50mm	用井径仪或超声波测井仪
		围护桩	±30mm	
2	垂直度		<1/100	用测斜仪或超声波测井仪
3	孔深		0 +300mm	核定钻头和钻杆高度或用测绳

15.3.6 本条增加了二次清孔的一清二清说明。一清应保持足够时间,达到将成孔过程中的超标泥浆充分置换的目的,一清充分有利于二清和整个清孔效果。二清后孔底 0.5m 范围内的泥浆指标应符合下表规定:

表 15.3.6 清孔质量检验标准

序号	项 目		技术指标	检 测 方 法
1	泥浆 指标	泥浆 比重	孔深<60m ≤1.15	浆比重计
			孔深≥60m ≤1.20	
		泥浆粘度		漏斗粘度计,距孔底 0.5m 处取样
2	沉渣 厚度	承重桩	≤100mm	用沉渣仪或测锤
		围护桩	≤200mm	

注:1. 表列孔深系指自然地面标高至桩端标高的深度;

- 2. 孔深<60m,但桩端标高已进入第⑨层土或进入第⑦层土较多时,泥浆比重可按孔深≥60m 时的指标控制;
- 3. 清孔时应同时检测泥浆比重和粘度,当泥浆粘度已接近下限,泥浆仍不达标时,应检测泥浆含砂率,含砂率>8%时,应采用除砂器除砂,保证泥浆比重达标。

15.3.7 本条是对钢筋笼制作安置的施工要点说明,条文内容适当改写,增加款 2。为避免钢筋笼布筋过密,造成混凝土骨料流动不畅,使混凝土难以进入钢筋笼外围,影响保护层的灌注质量,对钢筋笼相邻主筋最小净距作出了规定。

表 15.3.7 钢筋笼制作尺寸质量检验标准

序号	项 目	技术指标	检 测 方 法
1	主筋间距	±10mm	尺量
2	箍筋间距	±20mm	尺量
3	钢筋笼直径	±10mm	尺量
4	钢筋笼全长	±100mm	尺量
5	混凝土保护层	±20mm	尺量

15.3.8 本条是对灌注桩水下导管法混凝土灌注的规定。由于水下灌注的混凝土实际桩身强度会比混凝土标准试块强度等级低,为使桩身实际强度达到设计要求,以往一些桩身强度等级较低的混凝土一般采用提高一级混凝土强度等级进行配制。对桩身强度等级较高的混凝土按提高一级配制混凝土尚显不足,所以在无试验依据的情况下,水下混凝土配制的标准试块强度等级应比设计桩身强度等级提高,提高等级可参照如下:

表 15.3.8 水下混凝土强度等级对照表

项 目	标准试块强度等级					
设计强度等级	C25	C30	C35	C40	C45	C50
水下混凝土强度等级	C30	C35	C40	C50	C55	C60

15.3.9 本条特别强调了桩顶混凝土强度同样也应该达到设计要求。混凝土灌注时高出桩顶设计标高的最小高度(又称超灌高度或泛浆高度)与上海市工程建设规范《钻孔灌注桩施工规程》DG/TJ08—202—2007 规定调整一致,由原规范的“桩长的 5%且不小于 2m”修订为“桩长的 3%且不小于 1m”。

15.3.11 桩端后注浆技术通过固化桩底沉淤、加固桩底附近土体、部分上泛浆液置换固化桩周泥皮增加桩侧摩阻力,从而对提高灌注桩的竖向承载力和减少桩基施工质量离散性有显著效果。后注浆成败关键之一是确保注浆管路的通畅,清水开塞操作与时机把握至关重要,太早对桩身混凝土有一定破坏作用,太迟开塞成功率低。对注浆失败的桩,可采取在桩外侧钻孔至桩底以下 0.5m,然后下放注浆管补注设计浆量的补救措施。后注浆灌注桩应保证注浆量满足设计要求。若注浆量不能满足设计要求的 100%时,注浆量应不少于设计要求的 80%,且注浆压力不小于 2MPa。

15.3.12 水上施工应考虑水文气象条件、潮汐风浪、通航要求等的影响,所以水域灌注桩的施工在施工场地构筑、护筒埋放、泥浆系统及远岸作业等环节上有其特殊性。

15.3.13 扩底灌注桩在上海地区主要用于抗拔桩,通过底部扩孔对桩基的抗拔承载力有显著程度提高。目前在⑤₁层灰色粉质黏土、⑤₃层灰色粉质黏土、⑥层暗绿色黏土、⑦层砂质粉土都有成功扩底的工程实例,对在⑦₂层粉细砂及⑨₁层砂质粉土中的扩底

可靠性尚需相关试验与工程实践的进一步摸索。上海地区常用的扩孔方式主要是伞形扩底钻头,也有工程采用液压扩孔方式。

15.3.14 桩柱一体化灌注桩(俗称“一柱一桩”)适合于采用逆作法施工并且钢格构柱或钢管柱还兼作为永久结构的工程。其特殊性表现在:一是对桩基定位与桩、柱垂直度精度要求高,二是桩身与钢管混凝土柱混凝土强度等级可能不同,对混凝土浇注有特殊要求。由于主体结构对钢管柱或钢格构柱垂直度要求较高,桩柱一体的灌注桩成桩在钢格构柱或钢管柱深度范围内垂直度应满足钢柱垂直度设计要求,一般应小于 1/200。

15.4 地下连续墙

15.4.2 泥浆拌制材料宜优先选用膨润土,新拌制的泥浆应贮存 24 小时以上或加分散剂使膨润土充分水化后方可使用,此间应不停搅拌泥浆。泥浆指标应符合下表要求:

表 15.4.2 泥浆性能指标

泥浆性能	新配制		循环泥浆		废弃泥浆		检验方法
	黏性土	砂土	黏性土	砂土	黏性土	砂土	
比重(g/cm ³)	1.04~1.05	1.06~1.08	<1.15	<1.25	>1.25	>1.35	比重计
粘度(s)	20~24	25~30	<25	<35	>50	>60	漏斗计
含砂率(%)	<3	<4	<4	<7	>8	>11	洗砂瓶
pH 值	8~9	8~9	>8	>8	>14	>14	试纸

15.4.3 地下连续墙施工中成槽是个历时较长且比较关键的工序,槽壁稳定的相关因素也很多,有土质、护壁泥浆、机械、槽边动载重载等。对于上部有较厚砂性土层的场地,除施工在护壁泥浆中采取加重晶石等加大比重的方法外,一般比较有效的措施是事

先采取在墙两侧设搅拌桩帷幕的槽壁加固方法,帷幕深度穿透砂性土层。如周边环境条件较好,采取降水的措施也比较经济有效。

1 试成槽的目的是为了针对性地选择适合场地条件、满足设计要求和施工要求的工艺参数。试成槽可选择非工程槽段部位进行;有成熟施工经验并经相关方面同意也可选择工程槽段部位进行试成槽。试成槽过程中应定时检测护壁泥浆指标,记录成槽过程中的情况;成槽至设计标高后应按时间间隔(如 4h、8h、12h、24h 等或按设计要求)要求进行槽壁垂直度、槽底沉渣厚度检测等。根据试成槽选择合适的成槽机械、护壁泥浆配合比、槽壁稳定控制措施等技术参数;根据沉渣厚度测试可掌握最佳工艺衔接控制要求和清基方法等。非工程槽段部位的试成槽结束后应及时进行槽段回填,回填材料宜为中粗砂,必要时可采用注浆法对回填区域进行加固。

15.4.5 水下混凝土配制的标准试块强度等级应比设计桩身强度等级提高,提高等级可参考 15.3.8 条条文说明。

15.4.7 在地下连续墙混凝土初凝后终凝前先用高压水劈通压浆管路,在地下连续墙混凝土达到设计强度后(通常在做压顶圈梁前),开始压入水泥浆。地下连续墙槽底注浆采用 P. O42.5 普通硅酸盐水泥,单幅地下连续墙注浆管数量、注浆量根据土层情况及类似工程经验或根据工程现场试验确定。注浆可分阶段进行。采用专用的注浆管,管与管之间采用丝牙连接,底部用盖封堵。当管段随钢筋笼一起就位后,管段上端用闷头闷住,以防止泥浆及混凝土浆液的涌入堵塞管道。

15.4.8 上海地区近年来发展了一种新型的预制地下连续墙技术,即通过泥浆护壁成槽,成槽后插入预制混凝土墙构件,并在墙段间采用现浇混凝土桩(“湿接头”)将其连成一体,并在墙底与墙背两侧进行注浆处理,形成“两墙合一”墙体。

1 由于受起吊能力、运输等方面因素限制,预制地下连续墙

工程大多采用单节墙段,总长度受到一定限制,一般适用于 6m~9m 挖深的基坑。结合预应力技术等将其应用到深基坑工程将成为预制地下连续墙扩大应用的研究方向之一。

2 预制地下连续墙的成槽与常规现浇成墙地下连续墙不同,采用先转角幅后直线幅的顺序及一幅接一幅的连续成槽有利于减少连接误差。

3 预制墙段与槽壁间一般有 20mm~40mm 的间隙,槽底有沉渣,固定措施通常是成槽结束后往槽底投放适量碎石至高出设计槽底 50mm~100mm 左右,依靠墙段自重压实碎石并通过预先设置在墙段内的注浆管路压浆,置换出槽内泥浆固化槽底碎石及紧密墙两侧与土面的接触。

15.5 基坑降水与排水

15.5.1 为降低地下水位及地下水水头压力、排除基坑内外积水,保证基坑工程施工顺利进行,必须采取合适的降水、排水措施。基坑降水分为疏干降水和减压降水。疏干降水一般采用轻型井点、管井井点。一般情况下,若开挖深度在 3.0m 以内,经分析后可采用明排水;若开挖深度超过 3.0m,宜采用疏干降水或其他措施。

15.5.2 上海地区近年来大都采用轻型井点、管井井点等降水施工方法,其中轻型井点又分单级轻型井点和多级轻型井点,管井井点中又发展了真空管井井点。这些方法具有各自的适应性特点,应根据具体的情况选择适当的井点降水方法。

15.5.3

1 为确保滤层厚度,轻型井点冲孔孔径不应小于 300mm,井点管直径为 38mm~55mm。井管应居于井孔中心位置,滤管不得紧靠井孔壁。上海地区一般采用湿法成孔,即将孔中泥土化为泥浆排出,为防止井点管堵塞,要求灌砂前应置换泥浆,滤头下应有至少 0.5m 的沉渣段。为保证降水效果,轻型井点降水深度不宜

超过 6m, 轻型井点间距一般为 0.8m~1.6m, 每套井点总管最大长度不宜超过 60m。安装完毕后应进行试抽, 以检查机械设备运转是否正常、管路是否漏气、仪表显示值是否正常、出水是否由浊变清等。

2 当一级轻型井点不能满足降水深度要求时, 可采用多级轻型井点排水, 即先开挖第一级井点排干的土, 然后再在坑内布置第二级井点降水。对于放坡开挖的基坑, 多级轻型井点降水也指在坡顶、放坡平台分别设置轻型井点降水。

15.5.4

1 在管井井底难免有少量泥砂沉积, 为防止泥砂被水泵吸入而损坏水泵零件, 规定水泵底部应距井底 1m 处。

2 管井井点一般可在降水深度超过 6m 时采用。由于上海地区黏土层较厚, 采用 650mm 的钻孔孔径是为了保证有足够的滤层和边界面积并改善井点的进水条件, 提高降水效果。管井外径一般为 273mm。

对于渗透系数小于 10×10^{-8} cm/sec 的土层, 采用非真空的管井井点降水效果较差, 根据以往工程实践, 采用加真空的技术措施, 降水效果较好。井管与土壁间应填充砂砾滤料, 上部 1m 左右采用不含砂石的黏土封闭。单口井配用深井泵 1 台, 一般情况下 3 口井配用真空泵 1 台。真空管路系统在土方开挖以前应保证一定的真空度, 故规定管路与真空泵吸气管连接。根据经验, 在有隔水围护的条件下, 基坑内单口管井井点的有效降水面积约为 $200\text{m}^2 \sim 250\text{m}^2$ 。

15.5.5

1 为控制承压含水层承压水头, 防止基坑突涌, 应根据水文地质条件和周边环境, 进行基坑突涌稳定性分析和计算。减压降水试验是为了确定承压含水层水位、单井涌水量、群井降水效果、水位恢复情况、周边环境影

响等, 按照现场实际确定减压降水的设计和运行方案。减压降水设计和运行方案应包括管井构造、平面布置、运行、封闭、减小周边环境应相的措施等。

2 减压降水井的布置, 主要与围护结构有关。当围护结构未插入承压含水层, 或隔水帷幕伸入承压含水层的长度较小, 环境条件许可时, 且降水曲线可满足施工要求, 宜考虑采用坑外减压降水的方案。当围护结构对基坑内外承压水渗流具有明显的阻隔效应, 或隔水帷幕已完全阻断基坑内外承压含水层之间的水力联系时, 可考虑采用坑内减压降水的方案。也可综合考虑现场施工条件、水文地质条件、围护结构特征、基坑周围环境特征与保护要求等, 选用坑内结合坑外降水的方案。降水设计中应考虑一定数量的备用井兼作观测井, 其数量应考虑到水位自然波动、参数与计算误差、施工、监测等因素。

3 减压降水一旦停止, 其水位恢复的速度很快, 为保证安全, 减压降水运行应连续运行, 故规定现场应配置备用电源, 并实行全天候监控。一旦出现停电等情况, 能够及时启用备用电源。

4 减压降水对环境可能造成一定的影响, 故强调根据监测数据按需降水。应根据现场实际, 确定在不同开挖深度下减压井开启的数量和开启顺序, 合理控制流量, 使地下水位始终处于安全的深度, 且对环境的影响减到最低限度。

5 停止降水后, 应对降水管井采取可靠封井措施。封井一般分为在基础承台或底板浇筑前实施和在基础承台或底板浇筑后实施。在底板浇筑后封井, 应采取专门封井措施, 避免封井不当造成承压水突涌。

15.5.6 基坑内的排水系统主要针对坑内地表水或地下水。排水沟、集水井截面根据排水量确定, 抽水设备可根据排水量大小及基坑深度确定。同时基坑外也应设置排水系统以排除坑外地表水。

15.6 基坑开挖

15.6.1 根据目前工程实际,往往支护结构施工与基坑开挖不是同一施工单位。因此强调基坑工程开挖前对支护结构的施工质量应进行检查和验收,若有问题应在开挖过程中予以处理。

15.6.2 基坑开挖前要详细分析地质及水文资料进行降、排水,并在施工过程中对此要充分重视,防止地面雨水和基坑排出的水倒流回渗入坑以保证边坡稳定。基坑开挖深度较浅,且四边空旷,地质情况又较好时,可以采用放坡开挖。

放坡开挖施工简单,出土方便,但放坡开挖土体位移一般较大,而且地下水的渗流,雨季大量明水对坑内土的浸泡,都会引起边坡和坡脚土体强度的降低,常常造成局部失稳或整体滑坡。放坡边坡应对稳定性验算、降水、土方开挖、超载、排水等问题尤为注意。放坡开挖的基坑,必须考虑到各种不利因素并备有周全的应急对策和措施。通常有坡顶卸载、削坡减载和坑底压载等。多级放坡的坡间平台宽度严禁小于 1.5m。

15.6.3 根据工程实践,基坑变形与施工工况有很大关系。根据工程场地实际,确定合理的施工方案,并严格按照施工方案组织施工,对于减小基坑变形意义重大。基坑开挖应根据工程具体情况采用不同的挖土方法,并对支护结构、周围环境进行观察和监测,遇有挖土过程中出现异常及变形超过容许要求,应及时调整挖土方法和采取相应的补救措施。

15.6.4 采用中心岛式挖土时,牵涉到岛的土坡高度、挖土层次与高差等都应控制,保持土体稳定。

15.6.5 采用盆式挖土时,其盆边宽度、留坡大小,坡高等均应通过稳定验算后决定,不能自行随意施工。

15.6.6

1 狭长形基坑主要指明挖的地铁基坑或隧道基坑,分段的长

度一般为两道水平对撑的间距,分层的高度一般为上下两道支撑的间距。对一级边坡、二级边坡、各级边坡和总边坡进行稳定性验算是采用纵向斜面分层分段土方安全开挖的技术保障。

2 目前上海地区狭长形地铁基坑第一道支撑一般采用钢筋混凝土支撑,根据钢筋混凝土支撑施工特点,第一道支撑底部以上的土方可以采用一次性连续开挖的方法,待钢筋混凝土支撑达到设计强度后开挖以下土方工程。根据钢支撑的施工特点,第一道钢筋混凝土支撑底以下土方可以采用纵向斜面分层分段开挖方法。

3 为了保证土方纵向斜面分层分段开挖的安全,应对多级边坡进行适当的控制,多级边坡超过二级时应设置加宽平台。当设置一个加宽平台时,加宽平台以上或以下土层边坡应不超过二级,否则应增设加宽平台,且加宽平台间的土层也不应超过二级土层边坡。如图 15.6.6 所示。

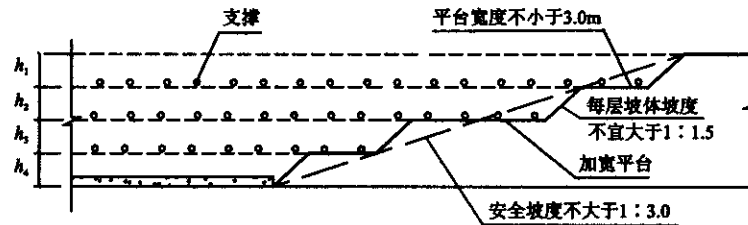


图 15.6.6 狭长形基坑斜面分段分层挖土剖面示意图

4 加宽平台的设置以及加宽平台宽度的要求是保证土方纵向斜面开挖安全的有效措施,也是保证总坡度不大于 1:3 的关键,这种方法在实践中证明是行之有效的。

15.6.7 基底标高以上 300mm 范围内土方采用人工挖除是为了保证基础或承台底土方不受挖土扰动。由于混凝土预制桩(尤其是预应力管桩和小截面的预制方桩)桩身侧向刚度较小,实际工程

中时有因机械在接近桩顶标高位置处行走引起工程桩偏移、弯折等情况,必须引起各方重视,以免由于基坑开挖影响工程桩施工质量;因此在此类桩桩顶以上 200mm 土方也应由人工挖除。

15.6.8 工程桩、降水的施工往往和挖土施工分属不同的分包单位,因此,下道工序对于上道工序产品的保护就显得非常重要。挖土过程中必须强调对工程桩、立柱桩和井管的保护。

15.6.9 基础结构工程结束后,应及时进行回填,回填前必须清除积水和垃圾,回填应分批压实,宜同时对称进行,防止偏移造成基础变形。

15.7 大体积基础承台混凝土

15.7.1 裂缝控制技术措施不是指在混凝土中掺加微膨胀剂。由于微膨胀剂只有在水中才能起作用,而施工现场很难达到使微膨胀剂产生效果的养护条件,大量工程实践表明一旦养护条件不满足要求,混凝土的收缩将会比不加微膨胀剂的混凝土收缩大很多,甚至产生大量的裂缝。目前,大量的工程实践证明,不掺加微膨胀剂的混凝土,同样能保证工程不产生裂缝,其裂缝控制风险远远小于掺加微膨胀剂的混凝土。减少收缩的技术措施包括混凝土组成材料的选择、配合比设计、浇筑方法以及养护条件等。必要时可在基础承台表面增设直径较细、间距较小的构造抗裂钢筋。

15.7.2

1 基础承台大体积混凝土施工,首选方案为采取有效技术措施后一次连续浇筑的施工方法,不设或少设施工缝和后浇带,以增加底板的抗渗性、整体性;

2 主楼与裙房相连的整体基础大体积混凝土间一般会设置后浇带,后浇带两侧的基础混凝土可以分别浇筑。后浇带主要有两个作用,一是为长度或宽度超过规范要求而需设置,二是为调节后浇带两侧沉降差而需设置。本条对不同作用的后浇带浇筑封闭

时间作了规定;

3 超长结构定量描述较困难,一般是指长度或宽度较大,或者长度或宽度超过规范要求需要设缝的结构,本款所指的设缝不是指需要调节沉降差的结构缝,这种情况的结构缝一般可以采用后浇带形式。工程实践证明采用分仓浇筑方法也可以解决相关问题,而这种方法施工方便,质量易于保证。本款对超长结构分仓浇筑提出了建议,并对分仓浇筑的间隔时间作了规定。

15.7.3 为减少单位体积水泥用量,在有可靠试验依据并征得设计单位同意的条件下,可利用混凝土后期强度,后期强度可根据实际情况选用龄期为 56d、60d、90d 的混凝土强度等级。

15.7.4 斜面分层、全面分层、分块分层浇筑方法在大体积混凝土浇筑中普遍采用,这三种浇筑方法强调的是分层浇筑,均匀上升。在实际工程中可根据基础承台平面形状及大小选择浇筑方法。

15.7.5 振捣密实对于减少大体积混凝土的裂缝,增强其隔水性能非常重要。

15.7.6 抹面对于提高混凝土表面的抗裂性能至关重要,应在混凝土浇筑方案中予以明确,实施中不得漏做。

15.7.7 混凝土的养护在大体积混凝土施工中十分重要,必须采用保温保湿及缓慢降温的技术措施,避免寒潮袭击和剧烈干燥。

15.8 沉井与沉箱

沉井沉箱施工前应具备准确详细的岩土工程勘察资料,特别是在沉井沉箱部位,应事先了解或采取必要的物探手段获取其下沉穿越深度范围内的障碍物情况与透水性土层情况,便于采取适当的沉井沉箱工艺使其顺利下沉。当有废旧构筑物(桩、管道、混凝土承台块体等)、矿渣、树干等时,一般应预先清除,如埋深较深或无法处理时不宜采取沉井沉箱工艺。黏质粉土、砂质粉土、粉砂等粉性土、砂土存在时,沉井下沉的抗流砂管涌安全是关键,施工

需要根据工程具体情况采取井外降水、井内灌水或不排水下沉等减少沉井内外水头差的措施来防止发生动水压力失稳。现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202 对沉井(箱)勘探孔作出了具体规定,主要有面积不超过 200m² 不得少于 1 个钻孔,超过 200m² 在四角应各布 1 个,特大沉井(箱)应根据实际增加钻孔数。根据上海地区地层条件,钻孔应设在沉井(箱)外,距沉井(箱)外壁距离宜大于 2m。钻孔位置布置在沉井(箱)外,主要是避免进入承压含水层的勘探孔封孔不彻底,形成排水通道,产生涌砂冒水影响沉井稳定并增加封底困难。

15.8.1 沉井的适用范围取决于地质与环境条件。从地质条件看,上海软土地区(120 多米的覆盖层无岩石层分布)是比较适于采取沉井工艺的;但沉井的下沉过程实际也是对周围土体的扰动破坏,其对周围环境会造成一定影响。沉井一般适用于较空旷场地;在市区密集建构筑物区、防汛墙防汛大堤、地铁、重要管线、油库附近采用沉井应慎重,无可靠措施前不宜选用沉井。由于施工沉井而对建筑物、防汛大堤等造成危害的事例,为数不少。沉箱外形构造与沉井基本相同,不同的是沉井底板是在下沉就位封底完成后再进行浇筑的,而沉箱底板(也叫工作室顶板)是在下沉前就制作好的。

气压沉箱工作原理是通过在工作室注入压缩空气,以箱内气压平衡外部地下水压力,进行干作业挖土排土来实现下沉的。该工艺无需抽取地下水,利用气压平衡原理能有效抵抗基底隆起和流砂管涌现象,对周边环境的沉降变形等不利影响程度要远远低于沉井工艺,同时沉箱还能有效控制承压水无需另行降压,并兼有远低于一般基坑围护体所需的 1:0.8~1:1 插入土体深度要求的优点,经济性显著。由于传统沉箱施工主要是以人工为主,工人要在 2~4 个大气压下的地下作业室内进行挖掘工作,工作空间小、气压高、温度大、噪音大,条件比较艰苦和危险,职业条件有害

(减压程序不当时易患沉箱病)且施工效率低下,沉箱在国内的应用渐渐在上世纪六七十年代趋止。进入 21 世纪,由于沉箱对城市超深地下空间开发具有的突出优点,上海工程界结合机电一体化、自动控制、计算机技术及生命科学及施工技术的进步,完成了国内首例现代气压沉箱工程——轨道交通 7 号线浦江南浦站~浦江耀华站区间中间风井工程,沉箱下沉近 30 米,新沉箱工艺利用三维激光扫描系统与信号监视自动控制系统,使作业人员在地面控制室内,遥控沉箱工作室内的挖掘机、皮带运输机及螺旋出土机等自动化全机械化设备进行沉箱施工的挖排土作业,实现了气压沉箱挖掘施工作业的远程可控化、无人化和自动化。

15.8.3 沉井(箱)制作与下沉的容许偏差,按下表规定执行。

表 15.8.3 沉井(箱)制作容许偏差

项次	项 目	允 许 偏 差
1	平面尺寸 1)长、宽 2)曲线部分半径 3)两对角线的差异	±0.5%;并不得大于 100mm ±0.5%;并不得大于 50mm 1%对角线长
2	井壁厚度	±15mm
3	井壁、隔墙垂直度	1%H(H 为设计沉井高度,单位 mm)
4	预埋件、预留孔位移	±20mm

15.8.8 沉井下沉过程中,当下沉系数较大时,一般先挖中间部分,沿沉井刃脚周围保留土体,使沉井挤土下沉;当下沉系数较小时,应事先根据情况分别采用泥浆润滑套、空气幕或其它减阻措施,使沉井连续下沉,避免较长时间的停歇。开孔中间宜保留适当高度的土体,不得将中间部分开挖过深,以利沉井平稳下沉。如井壁外侧土体发生塌陷,应及时采取灌砂或注浆等回填措施,以减少下沉时四周土体开裂、塌陷对周围环境的影响。沉井下沉和封底

中如可能发生流砂和承压水顶破上部不透水土层时,应事先考虑采用井外降水或井内灌水、水下挖土、水下封底等方法进行处理。

15.8.9 纠偏的措施可以采取以下的方法。

1. 偏除土纠偏

采用排水下沉的沉井,可在沉井刃脚高的一侧进行人工或机械除土,如图 15.8.9-1 所示。在刃脚低的一侧应保留较宽的土堤,或适当回填砂石。采用不排水下沉的沉井,一般可靠近刃脚高的一侧吸泥或抓土,必要时可由潜水员配合在刃脚下除土。

2. 井外射水、井内偏除土纠偏

当沉井下沉深度较深时,纠正沉井的偏斜,关键在于破坏土层的被动土压力,如图 15.8.9-2 所示。高压射水管沿沉井高的一侧井壁外面插入土中,破坏土层结构,使土层的被动土压力大为降低。这时再采用上述的偏除土方法,可使沉井的倾斜逐步得到纠正。

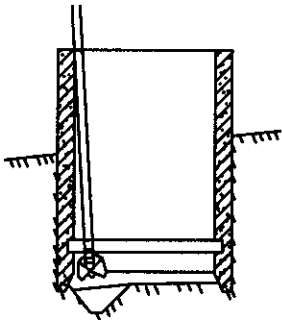


图 15.8.9-1 偏除土纠偏

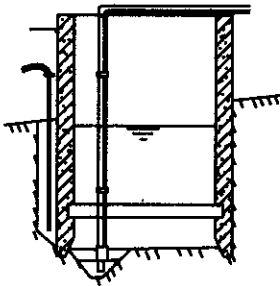


图 15.8.9-2 井外射水纠偏

3. 用增加偏土压或偏心压重来纠偏

在沉井倾斜低的一侧回填砂或土,并进行夯实,使低的一侧产生土偏的作用。如在沉井高的一侧压重,最好使用钢锭或生铁块,

如图 15.8.9-3 所示。

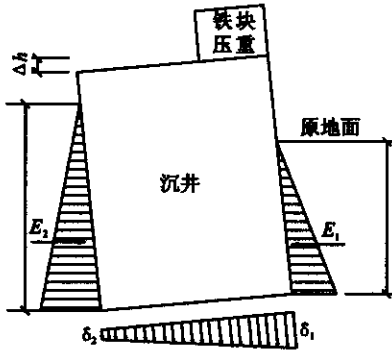


图 15.8.9-3 偏心压重纠偏

15.8.10 沉井(箱)下沉的容许偏差,按下表规定执行。

表 15.8.10 沉井(箱)下沉容许偏差

序号	检 查 项 目		允许偏差或允许值
1	刃脚平均标高(mm)		±100
2	刃脚中心线位移(mm)	$H \geq 10\text{m}$	$< 1\% H$
		$H < 10\text{m}$	100
3	四角中任何两角的顶面高差(mm)	$H \geq 10\text{m}$	$< 1\% L$, 且 ≤ 300
		$H < 10\text{m}$	100

注: H —— 下沉总深度,系指下沉前后刃脚之高差;
 L —— 方形沉井为两角的距离,圆形沉井为互相垂直的两条直径。

15.9 盾构法隧道

15.9.1 针对特殊情况,如外直径大于 11m 的超大直径隧道、双圆隧道等,其成型隧道质量标准应结合隧道功能,遵照设计要求

执行。

15.9.2 盾构设备选型应符合下列要求:

1 盾构机的形式种类繁多,如土压平衡盾构机、泥水平衡盾构机、网格挤压式盾构机和复合式盾构机等。

隧道线形和施工条件影响盾构机的尺寸和结构形式,尤其是盾构机长度、盾尾长度,盾尾间隙等。

2 不管选择何种型式的盾构机,其根本目的是需满足开挖面稳定,并控制隆沉,降低对周边环境的影响。在选择盾构机的同时,还需考虑施工措施加以匹配。

3 根据上海地区的施工经验,市区内施工隧道时,场地相对狭小,土压平衡盾构机相对较为适宜,且土压平衡盾构机的经济性较好。泥水平衡盾构机在长距离施工中抗磨损性能较好,且大断面时正面土体稳定能力较高。

4 盾构机同步注浆管分内置式和外置式,在密实硬塑的土层中,外置式注浆管易造成较大阻力,且易磨损。内置式的盾构机直径相对较大,因此需做好建筑空隙的填充。

15.9.3 盾构进出洞施工应符合下列要求:

3 洞门样洞是从洞门内打设至正面土体内的孔洞,是察看经处理土体有无渗漏的直接措施。盾构进出洞施工条件的验收工作包含:地基处理质量、洞圈测量、盾构基座安装、盾构后靠支撑、洞圈止水装置安装以及应急措施等。

5 根据上海地区施工经验,100m 出洞试掘进段是作为调试设备、摸索数据的关键区域。

15.9.4 盾构掘进施工应符合下列要求:

3 同步浆液的充填系数根据不同浆液取值不同,惰性浆液和可硬性浆液的充填系数为 1.5~2.5;高性能浆液的充填系数为 1.2~1.5。常规钢筋混凝土管片含有一个拼装孔,同时兼做注浆孔。考虑到特殊保护要求区域内的注浆效果,可在管片上增加设

置注浆孔。在上海地区的隧道施工中,此措施已经成熟运用。

5 隧道覆土小于 1 倍施工隧道直径时为浅覆土施工,易造成开挖面失稳和隧道上浮等问题,采取隧道加载可控制上浮,地面堆载或地基处理可提高开挖面的稳定性。

6 根据上海地铁的施工情况,隧道直径为 6.2m,50 倍施工隧道直径即为 310m,当隧道轴线半径小于此数据时应考虑采取技术措施,以保证隧道质量。

7 隧道与构筑物之间区域进行地基处理措施可以提高土体强度,减小盾构施工对构筑物影响。此外,还可以采用加强构筑物结构强度的措施。

8 江河下施工隧道易产生变形和位移现象,高性能浆液可以有效起到稳定隧道的作用。

9 利用盾构机处理地下障碍物时,应保证盾构机具备破碎和排出障碍物的能力,并能保证周边地层的稳定。

15.9.5 管片拼装施工应符合下列要求:

5 管片螺栓的拧紧程度直接关系到隧道的成环质量,以及隧道后期变形及渗漏水的情况,管片螺栓必须多次拧紧。管片螺栓首次拧紧是在管片拼装时实施,第二次拧紧是在推进过程千斤顶施压管片时实施,第三次拧紧是管片脱出车架段时实施,其后可根据实际情况,在隧道贯通或防水施工时实施螺栓复紧工作。

15.10 沉管法隧道

15.10.1 沉管法隧道适用于隧道穿越江、河的情况,对地质无特殊的要求,适应性较强。

由于沉管法隧道在应用时,变化情况较大,不同的干坞、管段制作、拖运沉放、水下基础、最终接头方式的选择对工期、经济性影响很大,需进行多方案的比较。

除常规的地质勘察外,还有其特殊要求,如采用桩基的沉管法

隧道要求进行水下静力触探试验。

15.10.2 临时干坞除参考基坑支护设计计算外,结合沉管隧道特点需考虑特殊情况下的设计,如坞门坞墩、水压力对边坡影响、坞底起浮层等。

15.10.3 基槽浚挖设计与水上交通组织的航道设计需由专业设计院进行设计。

15.10.4 管段混凝土宜采用低水化热配合比,掺入粉煤灰或外掺剂时必须要有试验依据,质量合格,掺量准确。必须控制混凝土管段外墙混凝土升温梯度,宜在墙内埋设冷却管控制混凝土浇筑后温升。

考虑管段起浮要求,控制混凝土重度和管段制作几何尺寸,可参见现行上海市工程建设规范《市政地下工程施工质量验收规范》DG/TJ08-236。

为确保管段对接时质量,需对钢端壳质量进行控制,具体要求可参见现行上海市工程建设规范《市政地下工程施工质量验收规范》DG/TJ08-236。

15.10.5 管段设计时需考虑相关浮运、沉放、对接设备及舾装件。在管段制作时完成相关舾装件的安装。

为确保管段对接的安全,从目前的工程实例来看一般要求管段沉放阶段基槽水流速度不大于1m/s。

15.11 顶入式箱涵

15.11.2 顶力可按下式估算:

$$P=\lambda'[\mu_1 N_1+\mu_2(N_1+N_2)+\mu_3 F+R \cdot A] \quad (15.11.2-1)$$

式中: P ——最大水平顶力(kN);

λ' ——调整系数,取1.2;

N_1 ——箱涵顶上荷载(包括线路路基加固材料的重量)

(kN),当线路采用便梁加固时无此项荷载;

μ_1 ——箱涵顶部表面与顶上荷载材料之间的摩擦系数,宜经试验确定;也可取经验值:涂石蜡时0.17~0.3;涂滑石粉时0.3;涂机油与滑石粉混合浆时0.2;铺聚四氟乙烯板时0.08;

N_2 ——箱涵自重;

μ_2 ——箱涵底板与地基之间的摩擦系数,宜由基底土质试验确定,也可取经验值0.7~0.8;

F ——垂直作用于箱涵左右两侧面的土压力之和(kN);

μ_3 ——箱涵两侧表面与土的摩擦系数,同 μ_2 ;

R ——钢刃脚的正面阻力,通常为100kPa~200kPa;

A ——钢刃脚的正面面积(m²)。

当线路采用便梁加固时,箱涵顶部无覆土,两侧土压力也很小,顶进阻力主要来自箱涵底面的摩擦力,此时,可按下式估算顶力:

$$P=\lambda N \quad (15.11.2-2)$$

式中: λ ——顶力系数,取1.0~1.2;

N ——箱涵结构的总重(kN)。

后背对顶入法箱涵施工的顺序利与否关系极大,包括后背板、后背墙和后背土体。后背墙可选择板桩式和重力式,后背土体必要时进行加固,当后背水平反力不足时,可将后背梁和滑板联成整体。

15.11.4 线路加固方式:

1. 当箱梁内净宽度 $B_0 \leq 8\text{m}$ 时,可采用长度为16m的下承式便梁;

2. 当箱涵内净宽度 $B_0 > 8\text{m}$ 时,可采用长度为24m的下承式便梁或“纵挑横抬”方式加固。

为预防箱涵顶进时铁路路基发生塌方及箱涵“下倾”,箱涵侧

墙前端应设置自上向下成 45°~60°的刃脚挡板(可为现浇钢筋混凝土刃脚或装配式钢结构刃脚,当顶上有覆土时还需加设前檐),对铁路路基,在箱涵顶进范围内须降水至基底面下 0.5m~1.0m 或进行其他形式的加固,如下卧层过于软弱,可在底板前端设置钢制船头坡,或在顶进中浇捣基底快硬素混凝土垫块。

15.11.6 箱涵的制作与顶进允许偏差参见上海市工程建设规范《市政地下工程施工质量验收规范》DG/TJ08-236 规定。

15.11.7 为新增条文。中环线北虹路下立交通道是上海软土地区首次应用管幕法箱涵顶进的工程。其原理是以单根钢管顶进为基础,各钢管间依靠锁口相连,并在锁口处注入止水剂,形成密封的“口”字形的止水帷幕,然后把箱涵“套”进管幕,使箱涵在管幕的保护下推进,起到减少地面沉降的作用。箱涵的前方设钢网格挤压式工具头,起到分格切土与维持开挖面土体稳定的作用,与国外类似箱涵顶进工法不同的是不对管幕内土体进行全程注浆法加固。该方法为城市地下立交通道的建设提供了一定的借鉴,还有待于更多的应用与总结。

15.12 顶 管

15.12.1 首级控制点的复测和地面控制网的测量主要技术要求应符合表 15.12.1 规定。

表 15.12.1 精密导线测量的主要技术要求

平均边长(m)	导线总长度(km)	每边测距中误差(mm)	测距相对中误差	测角中误差(″)	全长相对闭合差	方位角闭合差(″)	相邻点的相对点位中误差(mm)
350	3~5	±3	1/60000	±2.5	1/35000	5√n	±8

注:n 为导线的角度个数。

15.12.2 上海地区常用的适应土层及环境要求的顶管机选型表可参见上海市《顶管工程施工规程》DG/TJ08-2049 相关章节。

15.12.4 超长距离顶管是指一次顶进长度大于等于 1000m 的顶管。规定采用中继间的最小管径,主要考虑到施工安全和操作需要。采用中继间后管内通道减小,影响通行。

15.12.5 泥浆应充分搅拌使其水化,触变泥浆指标参见表 15.12.5。

表 15.12.5 触变泥浆性能指标

粘度(s)	滤失量(ml/30min)	比重(g/cm³)	含砂量	稳定性	静切力
>30	<25	1.1~1.6	≤3%	静置 24h 无离析水	100Pa 左右

顶管的注浆分机尾同步注浆和管道沿线补浆两部分,同步注浆量宜为机尾空隙的 3~6 倍,沿线补浆量宜为机尾空隙的 3~5 倍。注浆压力宜控制在(0.8~1.2)γh(γ 为土的容重,h 为埋深)。严格地讲,一般的长距离顶管都应该采用二根总管和两种不同配方的泥浆。以 500 米为界划分是考虑简化管路系统的布置,实际施工反映这种布置还是能够满足要求的。

15.12.10 直线顶管和曲线顶管顶进允许偏差应符合表 15.12.10-1 和 15.12.10-2 的要求。

表 15.12.10-1 直线顶管管道轴线容许偏差

顶进长度(m)	管径(mm)	偏差(mm)			
		钢管		钢筋混凝土管、特种材料管	
		高程	平面	高程	平面
<150	≤1200	±60	±100	±50	±80
150~500	>1200	±80	±120	±80	±100
>500	>1500	±100	±150	±80	±150

表 15.12.10-2 曲线顶管顶进允许偏差(mm)

测站数 曲线类型	≤2		>2	
	高程误差	平面误差	高程误差	平面误差
水平曲线	±100	±150	±100	±200
竖曲线	±100	±150	±100	±200
复合曲线	±100	±200	±100	±250

15.13 埋 管

埋管施工场地主要包括制管和组装场地、管道运输及安装场地、施工机械设备设置场地、土石方堆弃及排泥场地等。在施工前,应与有关部门联系确定适当位置。管道在开挖沟槽前,对影响范围内的堤岸和建筑物,应采取保护措施。

15.13.4 倒虹管施工与设计时间往往相隔一段时期,为防止河道地形的实际形状与设计不符,根据施工经验应进行校测,当不符时,应与设计单位联系变更设计,为防止河岸设置的管道中心控制桩丢失或位移,应设置2个以上护桩,管道中心控制桩及水准点的位置,应考虑设在河岸不致被水冲刷及影响通视的地段。对不通航河道及干旱沟、洼地等的倒虹管竣工后,可在两岸或坎边设置标志桩。

15.13.5 在市区通航河道中,为顺利进行水下铺设管道施工,对施工船舶的停靠、作业及管道浮运的时间与位置或在施工期间要求其它船舶停航等,应事先与航政、航道部门联系,商定有效措施。拖运法是将管道用滑轨或滚木等牵引到铺设管道位置或拖运到管道位置进行沉管。浮运法是将管道两端管口封堵后入水,而后将浮在水中的管道用人工或船只等方法运到管道位置进行沉管。为防止河道因涨落潮或汛期水位的变化导致影响管道拖运或浮运,

通常选常水位进行。

15.14 冻结法通道

15.14.1 通道的尺寸超过此标准时,应对冻结法的设计进行有效的论证。

15.14.2 冻结法通道施工质量标准应满足下列要求:

2 根据上海地区的施工经验和冻土性能试验,冻土平均温度在达到-10℃时,其抗压强度可达3.5MPa,抗折强度可达1.8MPa,抗剪强度可达1.5MPa,可根据性能指标对应的安全系数来核算冻土的安全厚度。

15.14.3 冻结法通道施工应符合下列要求:

1 在采取冻结法的周边区域应采取针对性的工程勘察,获取土层的物理力学特性指标、水质指标和地下水的活动特征。地下水活动特征应包含流向和流速等资料。冻土试验应获取土层的热物理特性指标和冻土的物理力学特性指标。

2 在富含水地层中,冻结孔施工时易产生喷涌现象,因此必须采用防喷涌措施,如孔口管二次开孔措施、地层预注浆加固措施等。冻结孔开孔间距偏差不应大于150mm,孔偏斜不宜大于1%(终孔间距不宜大于1.2m)。成孔后应采用经纬仪灯光测斜法或水平陀螺测斜仪进行测量复核。冻结管的测试压力应为冻结盐水压力的1.5~2.0倍,或不小于0.8MPa,施压应达30分钟且压降不得大于0.05MPa,并延续15分钟压力保持不变为合格。

3 测温孔的实测温度达到土的结冰温度时,此处即为冻结帷幕发展的边界。因此,测温孔宜布置在设计冻结孔间距较大的冻结帷幕边界上,或是预计冻结薄弱处。根据监测数据可以计算冻结壁厚度和平均温度。

4 开挖条件包括各监测数据情况、冻结帷幕的分析报告、冻结区域探孔情况、防护门设置和试验情况、应急措施等。

5 试挖是在未冻结区中进行小范围挖掘的工作,其尺寸不宜大于 400mm×400mm,挖深宜为 400mm~600mm,主要是检查土体的情况,若土体干燥稳定,或继续挖深至 800mm~1000mm 后 24h 无泥水流出,则可判定具备正式开挖的条件。否则应封闭试挖区域,并继续冻结,直至满足要求。

6 注浆管应在结构施工时预埋,埋设深度应穿透结构层,宜在每 1.5m²~2.5m² 内设置一个。

15.14.4 冻结法通道施工冻胀融沉控制应符合下列要求:

2 浆液水灰比宜为 0.8~1.0,双液浆的双液体积比宜为 1,水玻璃可用 35°Bé~40°Bé 再加 1~2 倍体积的水稀释。注浆压力宜不大于 0.5MPa,或不大于通道结构设计的允许值。注浆的周期应覆盖整个冻土融化的过程。融沉注浆应根据监测数据实施,当地层沉降大于 0.5mm/d 或累计大于 3mm 应实施注浆,当地层隆起达 3mm 时应暂停注浆。

3 强制解冻是加快土体解冻时间,缩短解冻对周围环境影响时间的有效措施。强制解冻应根据通道结构,由上至两侧再至底部的顺序分阶段、对称实施。强制解冻时,冻土解冻快,地层将加速沉降,因此存在一定的风险,必须采取可靠的跟踪注浆措施,控制地层沉降。

15.14.5 冻结法通道施工对隧道的保护应符合下列要求:

3 隧道支撑系统是钢制的结构架,其上设 7~8 个支撑点均匀支撑到隧道管片上,每个支撑点能够提供达 500kN 的支撑力,且局部支撑点为千斤顶,可以调节支撑力。在每条隧道内的通道两侧各设置一套支撑系统,以减小隧道收敛变形量。防护门系统是设置在通道钢管片开口处的钢门,其作用是当通道开挖过程中出现透水漏泥现象时可关闭通道,并可采用气压或水压稳定通道内的压力,以防止地层进一步变形。

15.14.6 冻结法通道施工监测应符合下列要求:

2 根据上海施工的经验,监测频率可根据 15.14.6-1 表确定,监测报警值可根据 15.14.6-2 表确定。

表 15.14.6-1 冻结法通道施工监测频率表

工况	钻孔期间	积极冻结期间	开挖和冻结壁解冻期间	冻结壁解冻结束~稳定
频率	1 次/1 天	1 次/3 天	1~2 次/天	1~2 次/5 天

注:必要时,可根据实际调整监测频率。

表 15.14.6-2 冻结法通道施工监测报警值表(mm)

项 目	地 表	管 线	建筑物		隧道本体	
			隆沉	倾斜	隆沉	收敛
日报警值	±3	±3	±3	2/1000	±3	±3
累计报警值	+10~-30	±10	±10	7/1000	±10	±10

注:对于有特殊保护要求的部位,可另行设定报警值。

15.14.7 冻结法通道施工应急措施应符合下列要求:

2 防护门应能抵御通道底部的水土压力。

3 通道开挖期间严禁停止冻结,如有特殊情况,则必须做好相应的防护措施,保证通道和隧道的安全。

16 地基基础工程检测和监测要点

16.1 一般规定

16.1.2 地基基础工程监测是地基基础工程信息化施工和动态化设计的重要组成部分,它为修正设计和施工参数、预估发展趋势、确保工程质量、有效监控评价对周边环境影响提供依据。

16.2 天然地基静载荷试验

16.2.1 本节提出的试验方法及相应的有关要求,为确定载荷板下应力主要影响范围内地基的极限承载力提供依据。平板载荷试验的作用深度约为 1.5~2.0 倍载荷板边长(宽度)或直径。对于一个面积 0.5m^2 、边长 0.707m 的方形载荷板,当载荷板下天然地基的厚度大于 1.5m 时,其受下卧层影响较小。

1. 最终应加载至地基破坏,这是为了确定极限承载力的要求;因此在试验前对极限承载力应有初步预估,试验的最大加载量应为预估极限承载力的 1.2 倍,并以此确定加荷等级。

2. 平板载荷试验结果与载荷板面积(边长尺寸)有关,所谓“地基承载力的尺寸效应”与土层性质也有一定关系,应根据不同的土性选用相应大小的载荷板,载荷板面积不宜太小;此外,试验时尚应考虑载荷平板作用深度和下卧层的影响。

3. 条文“保持试验土层的原状结构和天然湿度”的目的主要是使静载试验尽量模拟基础的实际情况。参考冶金部行业标准《岩土工程勘察技术规程》中的《岩土静力荷载试验规程》YS5218—2000,当试验标高低于地下水位时,应先将地下水位降低到试验标高后再进行开挖,试验设备安装完成并使地下水位恢复后再开始试验;一般情况宜恢复至原水位再进行试验,某些工程中若恢复

至原水位时无法进行试验时,可将水位恢复至载荷板处进行试验。在上海,绝大部分静载荷试验采用压重平台装置提供反力,较少使用地锚反力装置。

4. 在现场进行载荷试验时,如地层较软时应减小每级荷载的增量,宜分 12 级进行加载,这样出来的曲线才能较好地确定实际地基承载力的大小。每级荷载在其维持过程中,应保持加荷值的稳定,是指其误差应控制在本级加载量 $\pm 10\%$ 范围之内。

16.2.2 本条增加“同时累计沉降量达载荷板宽度(或直径)的 7%以上”,主要是为了满足在较大沉降量时 $p\sim s$ 曲线上出现明显陡降段的要求。

16.3 单桩承载力试验

16.3.1 本节内容将原规范中的三节内容合并为一,同时融入市政及港口桩基承载力检测内容,故格式编排上较原规范有较大改动。

采用静载试验及高应变法测试桩的承载力,具体试验方法不同的行业标准规定也不尽相同,故不同性质的工程在具体试验时可参照各自的行业标准。

对于水上灌注桩、扩底灌注桩、桩端后注浆灌注桩、市政桥梁工程的大直径灌注桩等试验荷载较大,场地、环境条件不具备采用传统锚桩法试验的试桩,有条件时可采用预埋荷载箱(如美国 Osterberg 法,以色列 T-pile 法)进行桩的抗压承载力测试。

高应变试验测试单桩竖向抗压承载力仅适用对工程设计进行校验和工程验收检测的补充,由于其承载力拟合计算过程中,桩侧、桩端土阻力分配比例带有较大的随机性,故试验结果仅是粗略估算桩侧、桩端土阻力。对灌注桩及超长钢桩进行高应变承载力检测时,应具有一定的实测经验和相近条件下可靠的对比验证资料。对上海地区极限承载力较大的超长桩,采用高应变法测试桩

的承载力时应注意锤与桩的匹配能力,宜慎用。对多支盘灌注桩、大直径扩底桩、超长灌注桩、嵌岩桩、后注浆桩,不宜采用本方法检测单桩竖向抗压承载力。

16.3.2 根据试验目的不同,决定试验最大加载量。

16.3.3 以往上海地区大多数静载试验都是验收性检测试验,很少能做出桩的极限承载力,即试验做到地基土破坏。本条明确规定了施工前为设计提供依据的静载试验宜加载至地基土破坏并明确了试桩的检测比例,强调“施工前为设计提供依据的静载试验”该项检测工作的重要性。

16.3.4 现行行业标准《建筑基桩检测技术规范》JGJ106 第 3.3.1 条“当设计有要求或满足下列条件之一时,施工前应采用静载试验确定单桩竖向抗压承载力特征值:1 设计等级为甲级、乙级的桩基;2 地质条件复杂、桩施工质量可靠性低;3 本地区采用的新桩型或新工艺。检测数量在同一条件下不应少于 3 根,且不少于总桩数的 1%;当工程桩总数在 50 根以内时,不应少于 2 根。”第 3.3.5 条当设计有要求或满足下列条件之一时,应采用单桩竖向抗压静载试验进行验收检测:“1 设计等级为甲级的桩基;2 地质条件复杂、桩施工质量可靠性低;3 本地区采用的新桩型或新工艺。4 挤土群桩施工产生挤土效应。检测数量在同一条件下不应少于 3 根,且不少于总桩数的 1%;当工程桩总数在 50 根以内时,不应少于 2 根。”规范没有说明 3.3.1 条与 3.3.5 条两者之间的关系,即两条是同时执行还是执行其一即可。现行上海市工程建设规范《建筑基桩检测技术规程》DGJ08—218 第 4.3.3 条实质上是对应现行行业标准的第 3.3.5 条,但强调要采用慢速法静载试验进行验收检测。本次改动后基本含义是对于符合 16.3.3 条规定条件之一的工程,当为设计提供依据的试桩与验收检测试桩为同一条件即桩型、桩长、桩径等完全一致时,施工前的静载荷试桩数量可计入验收性检测的试桩数量,即采用静载试验进行承载力检测的

总检测数量控制在总桩数的 1.0% 以内即可。对于 16.3.3 条规定以外工程,优先考虑采用静载荷试验进行承载力验收性检测,也可采用静载和高应变法相结合的方法进行验收检测,即总桩数的 0.5% 的静载加 3% 的高应变。由于目前上海地区大多数静载试验还无法做到“抽检”,故验收性检测同样重要。

由于市政工程呈线性分布,承台类型不一,桩的长度、直径不同,所处土层分布不同,为了保证各种不同直径和桩长的桩基,在不同地质情况下,检测具有代表性、针对性、均匀性,非常重要,市政工程桩基正式施工前,应事先控制,将桩基检测的内容、频率、数量、具体桩位编号规划好,以便在施工中按要求执行。

“单位工程内同一条件”是指同一工程地质状态,同一桩型、规格,同一施工工艺,同一施工队伍、人员素质、机具条件,同一设计要求等方面内容。

16.3.5 考虑到上海软土地区的特殊性,各行业及地方规范中建筑工程对休止期的要求相对更严格些,故沿用原规范的提法。参照建筑工程及港口工程行业标准,利用已完成轴向静载试验的桩进行水平静载试验时,其间歇时间不应少于 3d。利用已完成抗压静载试验的桩进行抗拔试验时,其间歇时间不应少于 5d。

16.3.6 承载力试桩本身要有代表性,试验前对试桩进行桩身完整性检测,可有效避免由于桩身本身缺陷而影响试验结果的现象,并可对异常试验结果进行分析。为设计提供依据的试验中,需注意试桩、锚桩或抗拔桩本身强度验算的重要性。有些试验无法加载至地基土破坏,不少是由于锚桩抗拔力所限或抗拔试桩本身抗拔钢筋配筋不足造成的。

16.3.7 试验设备能力是试验能够保质保量完成的必备条件,反力装置(结构)所能提供的反力不得小于试验最大加载量的 1.2 倍是最低要求,对破坏性试验、试验对象为桩端后注浆灌注桩以及某些带有科研性质的静载荷试验,反力装置(结构)所能提供的反力

富余量要有所提高。高应变试验锤重应不小于预估单桩极限承载力的 1.5%，取原规范规定的 0.8~1.5% 的上限值。现行行业规范《建筑基桩检测技术规范》JGJ106 锤重规定为“锤的重量应大于预估单桩极限承载力的 1.0%~1.5%”，考虑到上海地区桩长较长，尤其是灌注桩，通常较难被打动，故取上限。对于用高应变试验来检测、验证桩身完整性时，锤重则可适当减轻。

16.3.9~16.3.11 建筑工程、市政桥梁工程及港口工程在试验加、卸载要求方面差异性较大，沉降稳定标准也各不相同，详见表 16.3.9-1。由于各自特点不同，很难做到统一，故规范条文中未做具体规定。由于慢速维持荷载法的稳定标准及试验中止加载、卸载标准行业之间差异性不大，基本沿用了现行上海市工程建设规范《建筑基桩检测技术规程》中的提法。当采用快速法进行验收性承载力检测时，要求最后 2 级荷载采用慢速法稳定标准，这较上海市工程建设规范《建筑基桩检测技术规程》的“应判断其沉降的收敛性”要严，主要考虑控制快速法试验检测的质量。需要时，试桩的加载、卸载亦可采取单循环或多循环加载方式。试桩抗压、抗拔及水平极限承载力判别基本沿用了上海市工程建设规范《建筑基桩检测技术规程》中的提法。地基土水平抗力系数可根据试验结果按现行行业标准《港口工程桩基规范》(JGJ254-98)局部修订(桩的水平承载力设计)附录 C 中的方法确定。16.3.9 条第 5 款“当桩长大于 40m 时，应考虑桩身弹性压缩量”，但具体数值未给出，表 16.3.9-2 的试验数据主要来自本次规范修订收集的部分有桩顶及桩底沉降测试的静载荷试桩资料，共计 5 个工程 15 根(次)试桩，每 10m 桩身弹性压缩量范围为(2.35~7.81)mm，平均值为 4.01mm，可供相关试验单位参考。

表 16.3.9-1 不同规范沉降稳定标准

工程类别	试验方法	加载分级	加载时间	卸载时间	卸载为零	稳定标准
建筑工程	慢速法	10~12 级	≥120min	60min	180min	位移量≤0.1mm/h，并连续出现两次
	快速法		≥60min	15min	120min	判别最后一(二)级荷载沉降的收敛性
市政、工程桥梁	慢速法	10~15 级	≥60min	60min	120min	1 桩端下为砂类土、坚硬粘质土，最后 30min 位移量≤0.1mm。 2 桩端下为半坚硬和细粒土，最后 1h 位移量≤0.1mm。
港口工程	慢速法	10~12 级	≥90min	60min	180min	位移量≤0.1mm/h
	快速法		60min	15min	60min	—

表 16.3.9-2 灌注桩试桩桩身压缩量汇总表

序号	桩号	桩长(m)	桩径	桩端持力层	桩顶加载(kN)	桩顶沉降(mm)	桩端沉降(mm)	桩身压缩(mm)	每 10m 压缩量(mm)
工程 1	S1	48.5	900	粉细砂	12000	19.07	3.12	15.95	3.29
	S2	48.5	900	粉细砂	12000	15.94	2.31	13.63	2.81
	S3	48.5	900	粉细砂	12000	19.55	2.81	16.74	3.45
工程 2	SP3	70	850	粉细砂	12000	24.5	4	20.5	2.93
工程 3	C1882	50.6	850	粉细砂	16500	35.85	12.19	23.66	4.68
	C2249	50.7	850	粉细砂	15000	25.32	6.63	18.69	3.69
	C1013	50.8	850	粉细砂	14300	41.92	2.22	39.7	7.81
工程 4	S22	71.8	850	粉细砂夹中粗砂	20000	52.3	7.9	44.4	6.18
	s1	86	1000	粉细砂	26000	49.16	2.21	46.95	5.46
	s2	86	1000	粉细砂	26000	42.8	1.48	41.32	4.8
工程 5	s3	50	1000	粉细砂	9600	20.36	1.08	19.28	3.86
	s1 未注浆	58.9	800	粉细砂	11000	25.73	4.9	20.83	3.54
	s2 注浆	58.7	800	粉细砂	11000	19.51	2.21	17.3	2.95
	s3 注浆前	58.4	800	粉细砂	8500	16.94	3.17	13.77	2.86
	s3 注浆后	58.4	800	粉细砂	11000	17.12	3.39	13.73	2.95
平均值(mm)									4.01

16.3.12 高应变法试验结果主要取决于锤击信号的质量好坏,故强调了试桩桩头制作的重要性。基坑开挖后进行的高应变检测,选桩范围一般仅限于坑边或栈桥两侧附近区域,高应变法测试桩身完整性受试验条件及经济因素制约,不可能大量采用,若仅用高应变法检测桩身完整性,其用锤重量可适当降低要求。

16.3.13 桩身内力测试受测试仪器本身、埋设条件等因素影响很大,测试结果存在不稳定及离散性较大的特点。传感器埋设断面距桩顶和桩底的距离不宜小于 1 倍桩径,应在桩顶附近设置一个测量断面作为传感器标定断面。同一断面处可对称设置 2~4 个传感器,当桩径较大或试验要求较高时取高值。

16.3.14 当多根试桩试验结果差异较大时,首先应分析、查明原因,必要时可增加试桩数量。然后重新统计,按条文规定计算试验统计值。

16.4 桩身及地下连续墙墙身质量检测

16.4.1 桩身完整性检测目前使用最多的是低应变法,其次为声波透射法、高应变法、钻芯法。低应变检测易于实施且成本较低,对桩身浅部缺陷判别非常有效。超声波透射法在市政工程中应用相对广泛,检测范围可不受桩长限制。

16.4.2 不同的检测方法会有不同的检测效果,宜采用多种方法相结合来印证被检测桩的质量。对于大直径水上灌注桩、扩底抗拔灌注桩、桩端后注浆灌注桩,由于其通常受力较大,桩身应力水平较高,故需特别强调两种或多种方法相结合进行桩身完整性检测,各种方法之间取长补短。桩身完整性分类的核心问题是看缺陷是否会影响原设计的桩身结构强度及截面面积。检测报告中应给出每根被检测桩的实测信号曲线。

16.4.3 对于检测数量,不同工程类别桩身完整性检测要求很难做到统一,故用表格形式列出。

16.4.4 对桩身完整性存在明显缺陷的Ⅲ类桩,设计单位往往需要知道缺陷桩的缺陷定量程度及缺陷对承载力的影响程度,因该类型桩的承载力主要受限于桩身结构强度,高应变检测的瞬间冲击荷载很难判断处缺陷部位的桩身结构强度,故必要时宜选用静载试验确定其桩身完整性及承载力。

16.4.6 上海地区的桩普遍较长,尤其是灌注桩,根据目前经验,低应变方法检测缺陷的有效深度一般仅到桩顶以下 30m 左右,不同的地质条件、桩型、休止期及采用不同的测试仪器,检测的有效深度会有所不同。超长桩在采用低应变检测时实际上是无法得到桩较深部位的桩身完整性信息,故对任何类型的超长桩,宜慎重使用。低应变检测波形本身质量好坏会受桩顶表面是否平整、坚硬影响,故强调对桩顶面的处理。

16.4.7 国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》50202—2002 对灌注桩孔径偏差规定,“负偏差应为 0,正偏差宜为 50mm”,上海市标准《钻孔灌注桩施工规程》DG/TJ08—202—2007 中也有类似规定,但同时也要求混凝土灌注的充盈系数不得小于 1,也不宜大于 1.3,两者负偏差都严格要求不得小于 0,但正偏差上限规定两者之间不具备协调性,从对工程桩使用影响的角度,故本条强调对孔径严格控制负偏差。

16.4.9 本条对超声波测管埋设数量及超声波管本身作了明确规定。目前常用的超声波管的内径多为 50mm~55mm,埋管主要由桩基施工单位在下放钢筋笼时将超声波测管同时埋入,由于管材本身质量较差、管壁较薄、焊接质量差、管位置固定不牢而导致声测管弯、扭及堵管的现象很多,这些将直接影响超声波检测结果,故超声波埋管需引起足够重视,由于堵管原因检测深度未达到全长桩的桩应仅对检测深度范围进行评定。

16.4.10 根据目前的钻芯施工经验和设备水平,钻芯过程中孔偏、孔斜(或桩本身微斜)时有发生,当取芯检测深度超过 30m,钻

孔偏出桩身的概率就会很高,取芯成功率也较低。芯样抗压强度试验强调了要在潮湿状态下进行,这样比较符合上海地区桩的实际使用状态,也强调了桩的混凝土取芯强度检测有别于上部结构的混凝土取芯检测。

16.5 地基处理检测要点

16.5.1 本条强调了地基处理检测的目的、重要性,它是指必须通过地基处理的检测来确保施工质量,及时对设计方案进行调整,并且最终对场地地基处理方法的选择以及加固效果进行判定。各种地基处理方法的一般规定、设计计算、施工和质量检验可参见现行上海市工程建设规范《地基处理技术规范》DG/TJ08—40 相关章节。基坑加固的检测详见上海市工程建设规范《基坑工程技术规程》DGJ08—61 相关章节并参考本节执行。

16.5.2 本条明确了地基处理检测应根据工程施工不同的阶段分时段进行,以达到及时发现问题、采取必要措施,控制、监测和指导施工,为工程设计以及地基处理的效果评价提供依据的目的。地基处理应进行加固前后对比。

16.5.3 本条明确了地基处理检测应分为施工质量检验和竣工验收检验两个阶段,并新增了开挖检验、静力触探试验、标准贯入试验、动力触探试验、密实度试验、波速法、取样(芯)法等原位检测方法和室内土工试验测试方法,强调了对地基处理进行综合检测的重要性。各种检测方法的具体实施详见相关规范。

对于水泥土桩、高压喷射注浆加固体复合地基,应根据工程设计要求,成桩 7d 后,采用浅部开挖桩头(深度宜超过停浆(灰)面下 0.5m)的方法,选取一定数量的桩体进行开挖,检查加固体的外观质量、均匀性、整体性等。对相邻桩搭接要求严格的工程,应在成桩 15d 后,选取一定数量桩进行开挖,检查搭接情况。经触探和载荷试验检验后对桩身或高压喷射注浆加固体质量有怀疑时,可在

成桩 28d 后,开挖外露桩体或从加固土体中凿取试块或采用岩芯钻孔取样制成试件,进行无侧限强度试验,与室内制作的试块进行强度比较。对于经过换填等方法处理过的地基宜分层取样,进行现场加固土体干密度与最大干密度对比。

对各种地基处理方法处理过的地基均可根据土性采用静力触探、十字板、标准贯入或动力触探等方法检查桩体(夯点土)的均匀性、密实度、长度、桩身强度、侧阻力等,检查桩间土(夯间土)的密实度、贯入阻力、均匀性等。对于大面积以及采用其他深层检验方法很难检测的场地,宜采用波速法检验场地地基处理的加固深度、均匀性等。对以提高竖向承载力为目的的地基处理必须进行承载力试验。

16.5.4 本节进一步明确了地基处理静载试验的适用范围,强调试验阶段应加载至地基破坏或桩身结构破坏。

此次规范明确了地基处理后的静载试验荷载板面积不应小于 1m^2 ,是根据上海软土地区地基处理的特点和工程经验提出的。如某工程采用降水强夯法处理后在地表(基底标高)分别采用了 $0.707\text{m}\times 0.707\text{m}$, $1.0\text{m}\times 1.0\text{m}$, $1.5\text{m}\times 1.5\text{m}$ 荷载板进行静载试验,结果如下图所示。地基处理后表层往往形成一硬壳层,荷载板较小时结果的离散性较大,故本次明确规定地基处理静载试验的荷载板不宜小于 1.0m^2 。

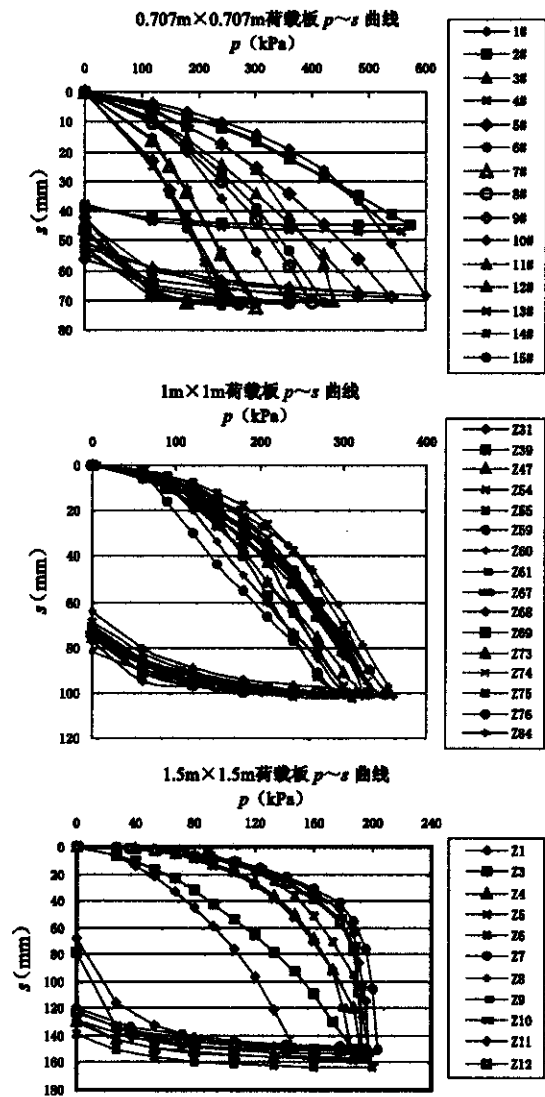


图 16.5.4 不同荷载板面积试验结果

- 1. 补充了“严禁在周围存在震动情况下进行试验”，这是由于震动会对数据的稳定性产生较大影响。
- 2. 每级荷载在其维持过程中，应保持加荷值的稳定，是指其误差应控制在本级加载量±10%范围之内。
- 3. 由于目前各试验单位试验标准不一样，为统一试验要求而做本条规定。
- 4. 复合地基的承载力应采用静载试验进行检验，预压、换填、强夯、注浆等方法处理后的承载力检验应以静载试验为主，结合静力触探试验、标准贯入试验、动力触探试验等方法进行。试验数量的要求可参考现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202 中的有关规定。

16.5.5 单桩竖向静载荷试验：

- 3 如圆形单桩可采用等直径圆形载荷载板，双轴水泥土搅拌桩可采用矩形载荷载板或“∞”形载荷载板。
- 4 常规板宽均应满足此条要求，对于板宽≥2.0m 时，因工程中常用千斤顶的行程范围为 20cm，故难以满足“累计沉降量达到载荷载板宽的 10%”的要求，此时可能因千斤顶的行程原因而终止加载。

16.5.6 复合地基静载荷试验

- 1 正三角形布桩压板应为圆形。
- 2 常规板宽均应满足“试验标高处的试坑长度和宽度，应大于载荷载板尺寸的 3 倍，基准梁支点应在试坑之外”要求，对于板宽大于等于 2.5m 时且标高较低时，试坑开挖和试验的难度较大，可根据实际情况有所调整，但试坑长度和宽度应不小于载荷载板尺寸的 2 倍，基准梁支点应在试坑之外，此时宜考虑试坑尺寸调整对试验结果的影响。
- 5 极限承载力的确定
- 3)按累计沉降量确定：

- 以水泥土桩累计沉降量已达到 s/b 等于 0.05 所对应的荷载作为极限承载力，是基于：
 - ①绝大多数复合地基试验呈现的 $p\sim s$ 曲线为缓变形曲线，自始至终没有明显的陡降段，有关单位曾随机分析 50 个工程 135 根复合地基曲线，在 1.5~2.0 倍容许荷载范围内，达到极限状态的仅有 11 根，约为 8.1%，近 92%的复合地基试验均未达到极限状态。对于这种类型的复合地基，用总沉降控制比较合理。
 - ②在分析了大量复合地基试验数据基础上，提出用 s 等于 $0.05b$ 作为按沉降量确定极限承载力的标准比较合适。表 16.5.6—1 列出了 23 个工程 47 根 $p\sim s$ 曲线呈缓变形水泥土桩复合地基试验结果，包括沉降 s 等于 $0.01b$ 对应的承载力以及 2 倍于该承载力时的实际沉降量：

表 16.5.6—1 部分 $p\sim s$ 缓变形水泥土桩复合地基试验结果汇总

序号	规格 $\phi(mm)$ $L(m)$	复合地基承载力 (沉降) $kN(\frac{b}{b})$ $kN(\frac{b}{b})$	序号	规格 $\phi(mm)$ $L(m)$	复合地基承载力 (沉降) $kN(\frac{b}{b})$ $kN(\frac{b}{b})$	序号	规格 $\phi(mm)$ $L(m)$	复合地基承载力 (沉降) $kN(\frac{b}{b})$ $kN(\frac{b}{b})$
1	500 11	110(0.066) 55(0.01)	17	550 10.5	240(0.038) 120(0.01)	33	2 ϕ 700 10.5~12.5	450(0.064) 225(0.01)
2	2 ϕ 700 12.5	436(0.059) 218(0.01)	18	550 10.5	200(0.041) 100(0.01)	34	500 7	174(0.058) 87(0.01)
3	500 13.5	360(0.057) 180(0.01)	19	550 10.5	210(0.037) 105(0.01)	35	600 11.5	172(0.056) 86(0.01)
4	500 12	292(0.048) 146(0.01)	20	500 8.5	122(0.053) 61(0.01)	36	600 11.5	152(0.04) 76(0.01)
5	500 12	330(0.059) 165(0.01)	21	500 8.5	248(0.05) 124(0.01)	37	600 11.5	136(0.038) 68(0.01)
6	500 10	274(0.067) 137(0.01)	22	500 10	84(0.03) 42(0.01)	38	600 11.5	190(0.066) 95(0.01)
7	500 10	332(0.084) 166(0.01)	23	500 10	88(0.055) 44(0.01)	39	600 11.5	150(0.03) 75(0.01)
8	600 12.5	160(0.044) 80(0.01)	24	2 ϕ 700 8.5	92(0.03) 46(0.01)	40	600 11.5	220(0.047) 110(0.01)

续表 16.5.6-1

序 号	规格 $\phi(mm)$ $L(m)$	复合地基承载力 (沉降) $kN(b)$ $kN(b)$	序 号	规格 $\phi(mm)$ $L(m)$	复合地基承载力 (沉降) $kN(b)$ $kN(b)$	序 号	规格 $\phi(mm)$ $L(m)$	复合地基承载力 (沉降) $kN(b)$ $kN(b)$
9	600 12.5	130(0.036) 65(0.01)	25	24700 8.5	94(0.028) 47(0.01)	41	500 10.5	240(0.079) 120(0.01)
10	600 12.5	200(0.051) 100(0.01)	26	500 10.5~12.5	182(0.05) 91(0.01)	42	500 9	198(0.04) 99(0.01)
11	600 12.5	200(0.041) 100(0.01)	27	500 10.5~12.5	178(0.066) 89(0.01)	43	500 9	146(0.068) 73(0.01)
12	600 12.5	214(0.037) 107(0.01)	28	500 10~12	160(0.034) 80(0.01)	44	500 9	150(0.067) 75(0.01)
13	500 8	120(0.068) 60(0.01)	29	500 7~10	190(0.054) 95(0.01)	45	24700 16.5	300(0.047) 150(0.01)
14	500 12	178(0.048) 89(0.01)	30	500 7~10	166(0.049) 83(0.01)	46	24700 16.5	400(0.05) 200(0.01)
15	500 14	224(0.035) 112(0.01)	31	500 7~10	142(0.047) 71(0.01)	47	24700 16.5	396(0.039) 198(0.01)
16	500 10.5	270(0.058) 135(0.01)	32	500 7~10	108(0.057) 54(0.01)	—	—	—

表中,2 倍于该承载力时的实际沉降量频率分布如下:

表 16.5.6-2 实际沉降量频率分布

沉降(b)	0.02~0.03	0.03~0.04	0.04~0.05	0.05~0.06	0.06~0.07	0.07~0.08	0.08~0.09
频率(%)	2.1	23.4	23.4	29.8	17.1	2.1	2.1

由此可见 90% 以上的桩该值为 0.03*b*~0.07*b*, 平均值为 0.05*b*。因此,如若以 0.05*b* 的累计沉降量对应的承载力作为极限承载力的控制标准,则与以往按 s 等于 0.01*b* 确定容许承载力控制标准基本一致。

16.6 基坑工程监测要点

16.6.1 一般要求

近年来随着上海地区高层建筑大量涌现以及越江隧道、上游引水、合流污水、地铁等大型地下工程先后动工,基坑开挖也越来越深、面积越来越大。上海地区基坑工程有许多成功的例子,也有一些失败的教训。从多年的工程实践中,人们认识到在深基坑施工过程中,必须对基坑支护结构、周围土体和相邻的建筑物、管线等周边环境进行系统的监测,才能对工程情况有全面的了解,实现信息化施工、避免事故发生。同时基坑监测又是完善发展设计理论、设计方法和提高施工水平的重要手段。具体的监测技术要求可参见现行上海市工程建设规范《基坑工程施工监测规程》DG/TJ08-2001。

基坑监测前应根据基坑围护设计图纸、设计监测要求、勘察成果文件、基坑影响区地下管线图、地形图及周边建筑物情况等资料编制完整的监测方案。

基坑工程施工监测项目可根据设计要求、监测目的、支护结构形式及周围环境保护要求确定。

16.6.2 监测准备和仪器设备

1 对保护建筑、现状较差的建筑进行基坑周边环境调查时若有必要可请第三方监督。

2 在城市里进行基坑工程施工往往会对周围环境产生不利影响,甚至引起多方纠纷,建立施工前归档资料可作为今后处理纠纷的依据。

5 监测过程中所使用到的各类传感器在埋设前均应进行标定,各种测量仪器除精度应满足要求外,还应由法定计量单位进行检验、校正。监测用传感器选型应考虑到基坑监测的特殊情况,如观测时间长,高温、暴雨、严寒等恶劣气象对传感器的影响,以及土

体介质的适应性。

6 水准基准点的选择和埋设应考虑上海市地面沉降的影响,尤其是监测周期较长的基准点。基准点的埋深应与观测对象要求相适应。

16.6.3 围护体系监测点布置

1 当分段开挖时,每个开挖面至少应有一个监测点。

3 围护墙侧向变形(测斜)监测点布置间距应与基坑工程等级、开挖段的长度相匹配,等级高的工程监测孔间距应加密,应保证每个开挖段有1个监测孔,如基坑侧边较短时(小于20m)可布设1个监测孔。宜在两个方向均进行监测,求矢量和的方向和最大位移。出现围护墙侧向变形(测斜)监测管受损影响继续监测时应在对应位置处补设土体侧向位移孔进行监测。

5 支撑内力监测点应布置在受力简单、易于分析的位置。

目前上海用表面应变计测试较少,一般作为应变计、应力计或轴力计失效时的应急预案使用,此时监测点宜布置在支撑长度的1/3部位。

支撑内力监测点布置应选择轴向受压的支撑杆件布置;每个截面内埋设的4个传感器可上下或左右对称布置。轴力计算可采用如下公式:

$$N = \epsilon [E_c A_0 + E_s \sum A_s] \quad (16.6.3-1)$$

$$\epsilon = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \epsilon_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [K(f_i^2 - f_0^2) + T_b(T_i - T_0)] \quad (16.6.3-2)$$

式中: N ——支撑轴力;

A_0 ——扣除钢筋面积后的混凝土净面积;

$\sum A_s$ ——所有纵向受压钢筋截面面积总和,各纵向受压钢筋截面面积可能不会全部相等;

E_c, E_s ——混凝土、钢筋弹性模量;

ϵ —— n 个应变实测值的平均值;

f_i ——应变计的本次读数(Hz);

f_0 ——应变计的初始读数(Hz);

K ——应变计的标定系数($10^{-6}/\text{Hz}^2$);

T_b ——应变计的温度修正系数($10^{-6}/^\circ\text{C}$);

T_i ——应变计的本次测试温度值($^\circ\text{C}$);

T_0 ——应变计的初始测试温度值($^\circ\text{C}$)。

6 逆作法施工时,对于承担上部结构荷载的立柱桩应重点监测,严格控制相邻立柱桩之间的差异沉降。

7 基坑内、外地下水位(水头)监测

1)埋设在基坑内部的承压水位监测孔,应有足够的安全措施,以避免在基坑开挖过程中承压水的突涌;

2)基坑内的潜水水位观测孔在开挖过程中一般情况下难以保全,可采取利用坑内降水井停抽一段时间后测读水位;

3)基坑内、外水位应由具有资质的基坑监测单位进行监测;

4)抽降承压水基坑内、外均应布设承压水水位监测井,并兼作降水备用井。

8 土体深层侧向位移孔埋设深度宜超过围护墙深5m~10m,尽量埋设到不动点,同时能监测到围护墙底部的变形。

16.6.4 周边环境监测点布置

1 当受现场场地限制,可采用仪器配备转角目镜的方法适当减小仪器设置位置与监测点的距离。对前期调查阶段发现问题或重要的地方要加密测点和监测频率。

2 有关各方应互相配合,使监测点尽量布置在管线上。

3 基坑周围地表裂缝、围护体系裂缝和建筑物裂缝的监测应是全方位的,对需要监测的裂缝应统一进行编号。选取其中裂缝宽度较大有代表性的部位重点监测。

1)在基坑开挖过程中,当建筑物出现裂缝时,这就说明建筑物

已发生了较大的差异沉降,应及时增设监测点;

2)裂缝监测点要求成对布设,其两点连线要求垂直于裂缝,是为了能正确地反映出裂缝的宽度和变化情况。

16.6.5 监测监控值

监测监控值应由变化速率与累计变化值控制,监控值不应超过设计限值。监控值的确定应分别根据围护设计单位和工程管理部门的要求确定,也可参见上海市工程建设规范《基坑工程技术规范》(DB/TJ08—61)的有关规定。

16.7 沉桩监测要点

16.7.1 一般要求

1 在软土地基中打入或沉入预制方桩、预应力桩、钢管桩、钢板桩等构件时,会产生挤土效应,必要时应按要求进行监测。软土地基中打入(沉入)或拔除其它有挤土效应的构件时,可参照本节执行。

在渗透性弱,强度低的饱和软黏土地基中,大量、密集的挤土桩或部分挤土桩的沉入会使周围地基土体受到明显的挤压并产生较高的超静孔隙水压力,使桩周土体的侧向挤出、向上隆起现象比较明显,对周围先沉入的桩和邻近的建筑物、地下管线将产生十分有害的影响。锤击沉桩施工时产生的强烈振动也会使软黏土产生附加沉陷,砂土、粉性土中孔隙水压力上升,甚至导致液化,并且都将导致地下管线开裂、建筑物产生裂缝,影响正常使用。沉桩时产生的噪音会影响附近地区居民的正常生活和工作。为了保护周围建筑物和地下管线安全,应在沉桩期间有针对性地采取监测措施,并有效合理地控制施工进度和施工顺序,使沉桩施工带来的种种不利影响减小到最低程度。

2 为了合理确定监测方案和对测试数据作出评估,在沉桩前,应对沉桩区和沉桩边缘3倍桩长范围内环境状况进行详细调

查研究,收集如下有关资料:

- 1)桩的类型、断面、桩长、数量、布置图、沉桩的施工流程;
- 2)土层的工程地质、水文地质资料,包括:土层剖面图、土的物理力学性质、土的渗透性、地下水位、静力触探贯入阻力曲线等;
- 3)周围建筑物的总平面图、基础类型、使用现状等;
- 4)周围地下管线布置图、煤气管和上下水管的管材、管节长度、管径、接头构造、闸阀位置、埋设深度、电缆线的规格型号、负荷、通讯电缆的规格型号、服务范围等;
- 5)测量基准点的等级、距离等;
- 6)周围建筑物、地下管线对不均匀沉降和水平位移的敏感程度,沉降量、沉降差、水平位移监控值等;

3 沉桩对周围环境的影响程度,不仅与沉桩的方式、桩长、桩径、桩数、桩的密集程度有关,还与施工速率、流程、土质条件等诸多因素有关,因此监测项目应根据具体情况而定。对于锤击法和振动法沉桩,必要时宜进行振动监测和噪音监测。

16.7.2 监测项目和方法

1 打桩时土体中孔隙水压力增长是引起土体位移的主要原因。通过孔隙水压力监测可掌握场地地质条件下孔隙水压力增长及消散的规律,为调整打桩速率、设置释放孔、桩位预钻孔、设置隔离板桩和地下连续墙、开挖地面防震沟、设置袋装砂井和塑料排水板等减少挤土影响的措施等提供施工参数。

孔隙水压力计上限值宜大于静水压力值和预估的超静孔隙水压力值之和,一般宜为100kPa~200kPa。在深度大于20m时上限可为400kPa~600kPa。

当沉桩引起地基土中的孔隙水压力急剧上升时,该处地基土将会产生移动,危及该处的建筑物及地下设施,当沉桩引起的孔隙水压力增量与上覆土层有效压力之比达到60%时,应及时向施工单位提出警告,建议采取有效措施控制孔隙水压力的增长。

4 土体深层侧向位移监测对了解挤土引起的桩身范围内深层土体的侧向位移起重要作用。详见条文 16.6.3 条第 8 款。

6 沉桩施工时的振动对周围建筑物的影响程度与土质条件、锤击能量和需保护建筑物、地下设施、管线等的特性有关。振动强度主要有三个振动参数:位移、速度、加速度,而在评价打桩振动的危害性时,以何种参数为依据和标准,目前并不统一。我国目前是以实测加速度值对照我国地震烈度表来评价的。但打桩振动与地震有不尽相同之处。打桩振动与地震在能量、规模、范围方面相差悬殊,在测得的加速度值相同条件下,地震和打桩振动产生的危害差别很大,因而地震烈度表应仅作为参考,而不宜作为评价标准。随着实践和研究的深入,发现地面加速度相同的情况下,周期不同,振动的危害也不同。有研究表明,质点振动峰值速度与结构损坏的关系最为密切,因此,鉴于地面振动性状的复杂性,在对打桩振动的危害性进行评价时,建议以速度为主,结合位移和加速度值参照现行国家标准《爆破安全规程》GB6722 进行综合分析比较,然后作出判断。通过监测不同距离的振动速度和振动主频,根据建筑物类型来判断沉桩振动对建筑物是否安全,可参见下表。

表 16.7.2-1 爆破振动安全允许振速表

序号	保 护 对 象	安全允许振速 (cm/s)		
		<10Hz	10Hz~50Hz	50Hz~100Hz
1	土窑洞、土坯房、毛石房屋 ^a	0.5~1.0	0.7~1.2	1.1~1.5
2	一般砖房、非抗震的大型砌块建筑物 ^a	2.0~2.5	2.3~2.8	2.7~3.0
3	钢筋混凝土结构房屋 ^a	3.0~4.0	3.5~4.5	4.2~5.0
4	一般古建筑与古迹 ^b	0.1~0.3	0.2~0.4	0.3~0.5
5	水工隧道 ^c	7~15		

续表 16.7.2-1

序号	保 护 对 象	安全允许振速 (cm/s)		
		<10Hz	10Hz~50Hz	50Hz~100Hz
6	交通隧道 ^c	10~20		
7	矿山巷道 ^c	15~30		
8	水电站及发电厂控制设备	0.5		
9	新浇大体积混凝土 ^d ; 龄期:初凝~3d 龄期:3d~7d 龄期:7d~28d	2.0~3.0 3.0~7.0 7.0~12		

- 注:1. 表列频率为主振频率,系指最大振幅所对应波的频率;
2. 频率范围可根据类似工程或现场实测波形选取。选取频率时亦可参考下列数据:硇室爆破<20Hz;深孔爆破 10Hz~60Hz;浅孔爆破 40Hz~100Hz。
a 选取建筑物安全允许振速时,应综合考虑建筑物的重要性、建筑质量、新旧程度、自振频率、地基条件等因素。
b 省级以上(含省级)重点保护古建筑与古迹的安全允许振速,应经专家论证选取,并报相应文物管理部门批准。
c 选取隧道、巷道安全允许振速时,应综合考虑构筑物的的重要性、围岩状况、断面大小、深埋大小、爆源方向、地层振动频率等因素。
d 非挡水新浇大体积混凝土的安全允许振速,可按本表给出的上限值选取。

现行国家标准《城市区域环境振动标准》(GB10070)规定:城市各类区域铅垂向 Z 振级标准值列于下表(单位:dB)。

表 16.7.2—2 城市各类区域铅垂向 Z 振级标准值

适用地带范围	昼间(dB)	夜间(dB)
特殊住宅区	65	65
居民、文教区	70	67
混合区、商业中心区	75	72
工业集中区	75	72
交通干线道路两侧	75	72
铁路干线两侧	80	80

注:1. 振动加速度级 VAL, 加速度与基准加速度之比的以 10 为底的对数乘以 20,

记为 VAL。单位为分贝, dB。按定义此量为: $VAL = 10 \lg \frac{a}{a_0} (dB)$

式中: a —— 振动加速度有效值, m/s^2 ;

a_0 —— 基准加速度, $a_0 = 10^{-6} m/s^2$ 。

2. 振动级 VL, 按 ISO2631/1—1985 规定的全身振动不同频率计权因子修正后得到的振动加速度级, 简称振级, 记为 VL。单位为分贝, dB。
3. Z 振级 VL_Z, 按 ISO2631/1—1985 规定的全身振动 Z 计权因子修正后得到的振动加速度级, 记为 VL_Z。单位为分贝, dB。
4. 适用地带范围的划定: “特殊住宅区”是指特别需要安宁的住宅区。“居民、文教区”是指纯居民和文教、机关区。“混合区”是指一般商业与居民混合区; 工业、商业、少量交通与居民混合区。“商业中心区”是指商业集中的繁华地区。“工业集中区”是指在一个城市或区域内规划明确确定的工业区。“交通干线道路两侧”是指车流量每小时 100 辆以上的道路两侧。“铁路干线两侧”是指距每日车流量不少于 20 列的铁道外轨 30m 外两侧的住宅区。

7 现行国家标准《建筑施工场界噪声限值》GB12523 规定, 不同施工阶段作业噪声限值见下表:

表 16.7.2—3 不同施工阶段作业噪声限值

施工阶段	主要噪声源	噪声限值等效声级 LAeq[dB(A)]	
		昼间	夜间
土石方	推土机、挖掘机、装载机等	75	55
打桩	各种打桩机等	85	禁止施工
结构	混凝土搅拌机、振捣棒、电锯等	70	55
装修	吊车、升降机等	65	55

表中所列噪声值是指与敏感区域相应的建筑施工场地边界线处的限值。如有几个施工阶段同时进行, 以高噪声阶段的限值为准。

16.8 盾构掘进对周围环境影响监测

16.8.1 盾构法隧道施工监测应制订详细的监测方案, 在监测方案制订时, 除应考虑常规要素外, 要考虑到隧道施工在时间及空间上逐段推进的特点, 在测点布置、监测频率等方面进行优化, 重点监测隧道施工某特定阶段对特定区域的影响。

16.8.3 地表环境参数的变化与盾构掘进存在直接因果关系, 监测记录应附施工现状、荷载变化、地层岩土条件、气象等情况, 同时将二者监控量测数据同步分析, 可对其中因果关系进行确证, 以了解地下隧道施工对环境的直接影响程度。

16.8.4 在盾构法隧道施工对环境影响监测中, 应尽可能采用直接的观测方法来监测环境中关注对象的变形情况, 仅当直接方法受环境条件限制而不可行时, 才选择间接方法来进行监测。

16.8.6 盾构法隧道施工对环境的影响监测范围的确定首先要计算分析施工所造成的影响范围, 具体的分析方法可参见本规范第

14.6.1 条条文说明,在确定了变形影响范围后,再对变形影响范围内的监控对象进行分类,考虑沿线工程环境的具体特点、变形敏感性、使用要求、重要程度等因素。监测点的布置一般情况下应布置直接点,只有无法布置直接点的,才可通过间接点来进行监测,监测点的布置应能反映监测对象的变形反应特征,建筑物竖向变形观测点布置应满足本规范 16.9.3 条规定,倾斜变形观测点应布置在建筑物结构特征点处。

16.8.7 盾构掘进的进出洞段和有特殊保护要求部位的监测点布设可在要求的基础上加密,可以由此获取更加丰富的监测数据。根据上海地区盾构施工技术,在隧道所处地表布设纵向监测点和横向监测断面点能够较好的反映沉降数据,纵向监测点处在隧道轴线上,横向监测断面与隧道轴线垂直。例如:上海某地铁隧道工程,隧道直径为 6.2m,隧道单环管片宽度为 1.2m,隧道埋深为 6m~14m,其纵向监测点为每 5 环一点,横向监测断面点在隧道埋深 6m 时,监测断面布设 7 个点,隧道轴线上布设 1 点,两侧各 3 点,距离中心分别是 2m、4m、7m,每个监测断面间距 10m;横向监测断面点在隧道埋深 8m 时,监测断面布设 7 个点,隧道轴线上布设 1 点,两侧各 3 点,距离中心分别是 5m、10m、15m,每个监测断面间距 20m。

16.8.8 盾构刀盘前 20m 至盾尾后 30m 的范围是指城市地铁盾构的工况,盾构直径为 6m 左右,对于大直径隧道工况,其重点监测段应根据实际情况进行确定。监测频率应根据工程的实际情况加以调整,以实现信息化施工要求。

16.8.9 对于优秀历史建筑的检测,除应满足现行上海市工程技术规范《房屋质量检测规程》(DGJ08-79)规定外,还应符合上海市历史文化风貌区和优秀历史建筑保护条例及其它有关法规的规定。

16.8.10 对于上海地区土层条件下的盾构法施工对环境影响的

特点而言,盾构掘进施工期间监控对象发生隆起和沉降均有表现,隧道形成后长期表现为沉降,而且沉降稳定时间相对较长,对此,本规范规定环境影响监测应延续一段时间,此间监测频率可根据指标变化速率适当放宽。考虑到工程建设环节的转换,本规范规定至少监测至结构主体贯通后三个月,此后的监测情况则需要根据变形发展、监测对象的损坏程度等综合确定,并由相应的主体单位制订监测方案和实施。

16.8.11 报警指标应综合考虑多方面的因素并结合必要的计算分析来确定,本条文仅规定了确定的基本原则。

16.9 建筑物沉降观测要点

16.9.1 本节规定需进行沉降观测的建筑物(含地下构筑物)范围。与原规范 14.10.1 条文相比范围有了扩大。

近年来上海的城市建设有很大发展,地铁、轻轨、高架桥等等以从未有过的速度迅猛涌现,同时考虑到上海典型的软土地区,存在大面积的地面沉降区域,这些长距离线状延伸工程往往横跨几个沉降漏斗区域。本次规范修订结合本规范涵盖范围的扩大对沉降观测范围作了调整。

16.9.2 本条在原规范 14.10.2 条内容基础上增加了大型码头和桥梁、高架道路、轻轨和地铁等工程可采用基岩标的要求,并应定期检验它们的稳定性。

在上海这样发生大面积地面沉降地区进行建筑物沉降观测工作,水准点的选择是很关键的。普通的建筑由于体型较小,可以认为在同一个沉降区域内。而桥梁、高架道路、轻轨等由于跨度大,需跨越不同的沉降漏斗区域,采用基岩标可以使监测结果反映地面区域沉降的影响,因为所测沉降包括了两部分:一是地面的区域沉降量(随时间变化),二是大型码头和桥梁、高架道路、轻轨和地铁等工程自身的沉降量。此部分沉降量也可设置同深度沉降标进

行监测。

16.9.3 本条在原规范 14.10.3 条内容基础上增加了沉降点布设的内容,基础下有暗浜或地基局部加固处、人工地基与天然地基接壤处、挖填方交界处等地基土性差异较大处;重要码头、地下管线等的端点、转角处及必要的中间部位;护坡工程应按待测坡面成排布点;轻轨高架桥一般为高架桥承台的两侧的立柱上,桥梁一般为桥梁两端左右两侧和桥中接缝的两边。

16.9.4 本条在原规范 14.10.4 条内容基础上增加了大型码头和桥梁、高架道路、轻轨和地铁等工程的沉降观测应严格按照一、二等水准的要求执行。

16.9.5 本条在原规范 14.10.5 条内容基础上增加了当出现基础附近地面荷载突然增减等情况或建筑物突然发生大量沉降、不均匀沉降或严重裂缝时应及时增加观测次数;当工程有特殊要求时,应根据要求进行观测。长距离的生命线工程应根据竣工时和运营期间变形的大小调整测量的频率,当两侧有施工或其他因素可能影响其安全应加大测试的频率。