

JTS

中华人民共和国行业标准

JTS 147-1-2010

港口工程地基规范

Code for Soil Foundations of Port Engineering

2010-04-22 发布

2010-09-01 实施

中华人民共和国交通运输部发布

中华人民共和国行业标准

港口工程地基规范

JTS 147—1—2010

主编单位：中交天津港湾工程研究院有限公司

批准部门：中华人民共和国交通运输部

施行日期：2010年9月1日

人民交通出版社

2010·北京

中华人民共和国行业标准

书 名: 港口工程地基规范

著 者: 中交天津港湾工程研究院有限公司

责任编辑: 董 方

出版发行: 人民交通出版社

地 址: (100011) 北京市朝阳区安定门外外馆斜街3号

网 址: <http://www.chinasybook.com>

销售电话: (010) 64981400, 59757915

总 经 销: 北京交实文化发展有限公司

印 刷: 北京鑫正大印刷有限公司

开 本: 880×1230 1/16

印 张: 7.5

字 数: 222千

版 次: 2010年8月 第1版

印 次: 2010年8月 第1次印刷

统一书号: 15114·1543

印 数: 0001-5000册

定 价: 50.00元

(如有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换)

关于发布《港口工程地基规范》 (JTS 147—1—2010)的公告

2010 年第 16 号

现发布《港口工程地基规范》。本规范为强制性行业标准,编号为 JTS 147—1—2010,自 2010 年 9 月 1 日起施行。《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)同时废止。

本标准由我部组织中交天津港湾工程研究院有限公司等单位编制完成,由我部水运局负责管理和解释,由人民交通出版社出版发行。

特此公告。

中华人民共和国交通运输部

二〇一〇年四月二十二日

修订说明

本规范是在《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)的基础上,经深入调查研究,总结我国近年来港口工程地基设计与施工的实践经验,吸纳成熟的新技术、新成果,广泛征求有关单位和专家的意见,并结合我国港口工程建设与发展的需要编制而成。本规范主要包括港口工程岩土分类、地基承载力、土坡和地基稳定、地基沉降、地基处理等技术内容。

本规范的主编单位为中交天津港湾工程研究院有限公司,参加单位为天津大学、中交水运规划设计院有限公司、中交第一航务工程勘察设计院有限公司、中交第二航务工程勘察设计院有限公司、中交第三航务工程勘察设计院有限公司、中交第四航务工程勘察设计院有限公司、中交第四航务工程局有限公司和四川省交通厅交通勘察设计研究院。

《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)自发布实施以来,为提高港口工程地基设计与施工的质量,保证工程建设安全发挥了重要作用。随着我国港口工程建设技术的不断进步,大量新技术、新工艺、新材料广泛应用于工程实践,港口工程建设水平得到整体提高,《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)已不能适应地基设计与施工技术发展的需要。为此,交通运输部水运局组织中交天津港湾工程研究院有限公司等单位对该规范进行修订。

本规范共分8章和14个附录,并附条文说明。本规范编写组人员分工如下:

- 1 总则:孙万禾 张 敬 苗中海 黄传志
 - 2 术语:孙万禾 黄传志 朱胜利 叶国良
 - 3 基本规定:孙万禾 苗中海 张 敬 叶国良 闫澍旺 刘爱民
 - 4 岩土分类:叶国良 苗中海 阚卫明 曾 涛 何汉艺
 - 5 地基承载力:黄传志 孙万禾 刘爱民 闫澍旺 张 敬 苗中海
阚卫明 杨国平 刘彦忠 俞武华 乐 凌 何汉艺
郑新亮 曾 涛
 - 6 土坡和地基稳定:黄传志 叶国良 刘爱民 孙万禾 闫澍旺
杨国平 刘彦忠 俞武华 乐 凌 何汉艺
曾 涛
 - 7 地基沉降:朱胜利 叶国良 刘爱民 张 敬 苗中海 孙万禾
黄传志
 - 8 地基处理:刘爱民 张 敬 苗中海 叶国良 孙万禾 黄传志
朱胜利 阚卫明 乐 凌 何汉艺 郑新亮
- 附录 A:闫澍旺 黄传志 孙万禾 刘爱民
附录 B:叶国良 郑新亮
附录 C:叶国良 杨国平
附录 D:叶国良 刘爱民
附录 E:叶国良 苗中海

附录 F:叶国良 刘爱民 刘彦忠
附录 G:孙万禾 叶国良 黄传志 曾 涛
附录 H:黄传志 闫澍旺 苗中海 张 敬
附录 J:闫澍旺 黄传志 刘爱民 叶国良 孙万禾
附录 K:黄传志 刘爱民 苗中海 何汉艺
附录 L:朱胜利 刘爱民 苗中海 乐 凌
附录 M:刘爱民 朱胜利 叶国良 孙万禾
附录 N:黄传志 刘爱民 俞武华
附录 P:苗中海

本规程于2009年6月9日通过部审,2010年4月22日发布,自2010年9月1日起实施。

本规范由交通运输部水运局负责管理和解释。请各有关单位在使用过程中,将发现的问题和意见及时函告交通运输部水运局(地址:北京市建国门内大街11号,交通运输部水运局技术管理处,邮政编码:100736)和本规范管理组(地址:天津市河西区大沽南路1002号,中交天津港湾工程研究院有限公司,邮政编码:300222),以便再修订时参考。

目次

1	总则	(1)
2	术语	(2)
3	基本规定	(4)
4	岩土分类	(5)
4.1	岩的分类	(5)
4.2	土的分类	(7)
5	地基承载力	(12)
5.1	一般规定	(12)
5.2	作用于计算面上的应力	(12)
5.3	地基承载力验算	(13)
5.4	保证与提高地基承载力的措施	(17)
6	土坡和地基稳定	(18)
6.1	一般规定	(18)
6.2	抗剪强度指标	(18)
6.3	土坡和地基稳定的验算	(18)
6.4	抗力分项系数	(22)
6.5	保证土坡和地基稳定的措施	(23)
7	地基沉降	(24)
7.1	一般规定	(24)
7.2	地基最终沉降量计算	(26)
7.3	地基最终沉降量推算	(27)
7.4	适应与减小地基沉降与差异沉降的措施	(28)
8	地基处理	(29)
8.1	一般规定	(29)
8.2	换填砂垫层法	(30)
8.3	堆载预压法	(30)
8.4	轻型真空井点法	(34)
8.5	强夯法	(35)
8.6	振冲置换法	(37)
8.7	振冲密实法	(39)
附录 A	岩土基本变量的概率分布及统计参数的近似确定方法	(41)
附录 B	岩石、岩体风化程度划分	(48)

附录 C	岩体按结构类型分类	(50)
附录 D	花岗岩不同风化程度物理力学指标参考值	(51)
附录 E	常见土的成因类型及其工程地质特征	(52)
附录 F	碎石土密实度野外鉴别方法	(53)
附录 G	查表法确定地基承载力	(54)
附录 H	地基承载力系数表	(57)
附录 J	用十字板剪强度回归抗剪强度指标计算方法	(61)
附录 K	考虑侧面摩阻的土坡稳定抗力分项系数修正	(63)
附录 L	地基垂直附加应力系数图表	(64)
附录 M	用分级加荷实测沉降过程线推算固结系数的方法	(69)
附录 N	平均应力固结度计算表	(71)
附录 P	本规范用词用语说明	(73)
附加说明	本规范主编单位、参加单位、主要起草人、总校人员和 管理组人员名单	(74)
附 条文说明		(77)

1 总 则

1.0.1 为统一港口工程建筑物地基及地基处理的设计与施工技术要求,有效控制工程质量,满足安全可靠、技术先进、经济合理、耐久适用等要求,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于港口工程建筑物地基及地基处理的设计与施工。修造船厂水工建筑物和通航建筑物地基及地基处理可参照使用。本规范不适用湿陷性土、红粘土、冻土、盐渍土和膨胀土等特殊地基。

1.0.3 地基及地基处理的设计与施工应坚持因地制宜、就近取材、保护环境和节约资源的原则,根据岩土工程勘察资料,综合考虑结构类型、材料情况和施工条件等。

1.0.4 港口工程建筑物地基设计与施工除应符合本规范外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术 语

2.0.1 土的物理力学指标的标准值

土的物理力学指标概率分布的某一分位值,本规范取 50% 分位值。

2.0.2 应变固结度

饱和土层在某荷载作用下,某时刻的沉降量与最终沉降量的比值,以百分数表示。

2.0.3 应力固结度

饱和土层在某荷载作用下,某时刻的超静孔隙水压力消散值与初始超静孔隙水压力的比值,以百分数表示。

2.0.4 重度

重力密度或容重,单位体积岩土材料受到的重力。

2.0.5 土粒比重

土颗粒的重量与同体积 4℃ 蒸馏水重量的比值。

2.0.6 合力倾斜角

作用于计算面上的合力方向与竖向的夹角。

2.0.7 合力倾斜率

作用于计算面上的水平合力与竖向合力的比值。

2.0.8 危险滑动面

土坡与地基稳定计算中,使抗力分项系数最小的滑动面。

2.0.9 先期固结压力

土体在地质历史上曾受过的最大有效竖向压力。

2.0.10 超固结比

土体的先期固结压力与现有土层有效上覆压力的比值。

2.0.11 欠固结土

在自重压力下尚未完成固结的土。

2.0.12 软土

由滨海相、泻湖相、三角洲相、河湖相等沉积环境形成的天然孔隙比大于或等于 1.0,天然含水率大于液限的细粒土。

2.0.13 超软土

十字板剪强度小于或等于 5kPa 的软土。

2.0.14 灵敏度

原状土与重塑土不排水剪强度之比。

2.0.15 总应力法

不计孔隙水压力,只考虑总应力,并采用总应力强度指标分析土坡和地基稳定的方法。

2.0.16 有效应力法

在计算抗滑力矩和滑动力矩时,考虑孔隙水压力的影响,同时采用土的有效抗剪强度指标分析土坡和地基稳定的方法。

2.0.17 地基处理

为提高地基承载力和稳定性,改善其变形性质或渗透性质而采取的人工处理地基的方法。

2.0.18 复合地基

部分土体被增强或被置换为增强体,由增强体和周围地基土共同承担荷载的地基。

2.0.19 真空预压法

利用真空压力或真空联合堆载压力,使土体排水固结加固软土地基的方法。

2.0.20 水下深层水泥搅拌法

采用专用的水下深层搅拌机,将预先制备好的水泥浆等材料注入水下地基中,并与地基土就地强制搅拌均匀形成拌和土,利用水泥的水化及其与土粒的化学反应获得强度而使地基得到加固的方法。

3 基本规定

3.0.1 地基及地基处理的设计与施工应考虑地基土的变异性准确划分土层单元体。对较厚土层,宜区分亚层;对变异性较大的土层,应分析其原因;对取样困难的土层,应进行现场测试。尤应查明对建筑物稳定性影响较大的软弱夹层、岩体不利结构面、岩溶、地下水状态、滑坡体、被掩埋的故河道、故冲沟、河床坡度及不同季节受冲淤影响而引起边坡坡度的变化等。

3.0.2 岩土物理力学指标等基本变量参数的统计应按代表性分区同时根据不同地质单元体分层进行,并应符合附录 A 的有关规定。每个岩土体单元各项室内和现场测得的岩土试验指标的统计试样均不应少于 6 个。

3.0.3 当需要进行可靠指标计算时,确定岩土物理力学指标等基本变量的取样要求及统计参数应按随机场考虑,并应符合附录 A 的有关规定。

3.0.4 受波浪力等往复荷载作用的软粘土地基,应判断是否产生软化、强度降低,必要时应进行试验研究确定强度指标。

3.0.5 施工期和使用期应对地基进行检验和监测,检验和监测项目、方法等应符合现行行业标准《水运工程水工建筑物原型观测技术规范》(JTJ 218)的有关规定。

4 岩土分类

4.1 岩的分类

4.1.1 岩石可按下列因素分类：

- (1) 按成因分为岩浆岩、沉积岩和变质岩；
- (2) 按抗压强度根据表 4.1.1 进行分类；

岩石按抗压强度的分类 表 4.1.1

抗压强度 f_r (MPa)	$f_r > 60$	$30 < f_r \leq 60$	$15 < f_r \leq 30$	$5 < f_r \leq 15$	$f_r \leq 5$
岩石分类	坚硬岩	较硬岩	较软岩	软岩	极软岩

注： f_r 为岩石单轴饱和极限抗压强度。

(3) 按岩石风化程度分为未风化、微风化、中等风化、强风化和全风化岩，岩石的风化程度按附录 B 划分；

(4) 按软化系数 K_R 分为软化岩石 ($K_R \leq 0.75$) 和不软化岩石 ($K_R > 0.75$)， K_R 为饱和状态与风干状态的岩石单轴极限抗压强度之比。

4.1.2 岩体可按下列因素分类：

- (1) 根据结构类型按附录 C 中表 C.0.1 分类；
- (2) 根据岩石的质量指标 RQD 按表 4.1.2-1 分类；

岩体按岩石质量指标 RQD 分类 表 4.1.2-1

RQD (%)	RQD > 90	$75 < \text{RQD} \leq 90$	$50 < \text{RQD} \leq 75$	$25 < \text{RQD} \leq 50$	RQD ≤ 25
岩体分类	好	较好	较差	差	极差

注：RQD 指用直径 75mm 金刚石钻头和双层岩芯管，在钻孔中连续钻取同一层岩芯，计算每回次钻进中，其长度大于 10cm 芯段之和与该回次进尺之比，以百分数表示。

- (3) 岩层的单层厚度按表 4.1.2-2 分类；

岩层按单层厚度分类 表 4.1.2-2

单层厚度 h (m)	$h > 1.0$	$0.5 < h \leq 1.0$	$0.1 < h \leq 0.5$	$h \leq 0.1$
层厚分类	巨厚层	厚层	中厚层	薄层

(4) 岩体根据风化程度划分为未风化带、微风化带、中等风化带、强风化带和全风化带。岩体按其组成岩石类别的未风化强度划分为硬质岩与软质岩后，根据附录 B 的有关规定划分其风化程度。

4.1.3 岩体基本质量分级应满足下列要求：

- (1) 岩体基本质量分级，根据岩体基本质量的定性特征和岩体基本质量指标 BQ 相结合，按表 4.1.3 确定；

岩体基本质量分级

表 4.1.3

基本质量级别	岩体基本质量的定性特征	BQ
I	坚硬岩,岩体完整	$BQ > 550$
II	坚硬岩,岩体较完整; 较坚硬岩,岩体完整	$450 < BQ \leq 550$
III	坚硬岩,岩体较破碎; 较坚硬岩或软硬岩互层,岩体较完整; 较软岩,岩体完整	$350 < BQ \leq 450$
IV	坚硬岩,岩体破碎; 较坚硬岩,岩体较破碎~破碎; 较软岩或软硬岩互层,且以软岩为主,岩体较完整~较破碎; 软岩,岩体完整~较完整	$250 < BQ \leq 350$
V	较软岩,岩体破碎; 软岩,岩体较破碎~破碎; 全部极软岩及全部极破碎岩	$BQ \leq 250$

(2) 岩体基本质量指标 BQ 按下列公式计算:

$$BQ = 90 + 3f_r + 250K_v \quad (4.1.3-1)$$

$$K_v = (V_{Pm} / V_{Pr})^2 \quad (4.1.3-2)$$

式中 f_r ——岩石单轴饱和抗压强度(MPa),当 $f_r > 90 K_v + 30$ 时, $f_r = 90 K_v + 30$;

K_v ——岩体完整性指数,当 $K_v < 0.04f_r + 0.4$ 时, $K_v = 0.04f_r + 0.4$;

V_{Pm} ——岩体弹性纵波波速(km/s);

V_{Pr} ——岩石弹性纵波波速(km/s)。

(3) 地下工程的岩体如存在地下水、软弱结构面或高初始应力时,需对岩体基本质量指标 BQ 进行修正,修正方法按现行国家标准《工程岩体分级标准》(GB 50218)执行。

4.1.4 岩体节理发育程度可按表 4.1.4 确定。

岩体节理发育程度分级

表 4.1.4

节理发育程度分级	基本特征
节理不发育	节理 1~2 组,规则,为构造状,间距在 1m 以上,多为密闭节理;岩体被切割成巨块状
节理较发育	节理 2~3 组,呈 X 形,较规则,以构造型为主,多数间距大于 0.4m,多为密闭节理,部分为微张节理,少有充填物;岩体被切割成大块状
节理发育	节理 3 组以上,不规则,呈 X 形或米字形,以构造型和风化型为主,多数间距小于 0.4m,大部分为张开节理,部分有充填物;岩体被切割成块状
节理很发育	节理 3 组以上,杂乱,以风化型为主,多数间距小于 0.2m,大以张开节理为主,有个别扩张节理,一般均有充填物;岩体被切割成破碎状

4.1.5 对中小型工程且无试验资料时,花岗岩不同风化程度的物理力学指标参考值可按

附录 D 选用。

4.2 土的分类

4.2.1 土根据沉积时代可分为下列土类：

(1) 老沉积土：第四纪晚更新世(Q_3)及其以前沉积的土，一般具有较高的强度和较低的压缩性；

(2) 一般沉积土：第四纪全新世(Q_4)文化期以前沉积的土，一般为正常固结的土；

(3) 新近沉积土：第四纪全新世(Q_4)文化期以来沉积的土，对粘性土一般为欠固结土，且具有强度较低和压缩性较高的特征。

4.2.2 土根据地质成因可分为残积土、坡积土、洪积土、冲积土、湖积土、海积土、风积土、人工填土以及复合成因的土等。港口工程常见的几种成因类型的土及其工程地质特征见附录 E。

4.2.3 土根据颗粒级配和塑性指数可分为碎石土、砂土、粉土和粘性土。

4.2.4 碎石土应为粒径大于 2mm 的颗粒质量超过总质量 50% 的土，根据颗粒级配及形状可按表 4.2.4-1 进一步分类。碎石土的密实度可用重型动力触探试验实测击数 $N_{63.5}$ 或超重型动力触探试验实测击数 N_{120} 按表 4.2.4-2 和表 4.2.4-3 确定， $N_{63.5}$ 、 N_{120} 应按现行国家标准《岩土工程勘察规范》(GB 50021) 的有关规定修正。碎石土密实度野外鉴别可按附录 F 执行。

碎石土分类

表 4.2.4-1

土的名称	颗粒形状	颗粒级配
漂石	圆形、亚圆形为主	粒径大于 200mm 的颗粒质量超过总质量 50%
块石	棱角形为主	
卵石	圆形、亚圆形为主	粒径大于 20mm 的颗粒质量超过总质量 50%
碎石	棱角形为主	
圆砾	圆形、亚圆形为主	粒径大于 2mm 的颗粒质量超过总质量 50%
角砾	棱角形为主	

注：定名时应根据颗粒级配由大到小以最先符合者确定。

碎石土密实度按 $N_{63.5}$ 分类

表 4.2.4-2

$N_{63.5}$	$N_{63.5} \leq 5$	$5 < N_{63.5} \leq 10$	$10 < N_{63.5} \leq 20$	$N_{63.5} > 20$
密实度	松散	稍密	中密	密实

注：本表适用于平均粒径等于或小于 50mm，且最大粒径小于 100mm 碎石土。

碎石土密实度按 N_{120} 分类

表 4.2.4-3

N_{120}	$N_{120} \leq 3$	$3 < N_{120} \leq 6$	$6 < N_{120} \leq 11$	$11 < N_{120} \leq 14$	$N_{120} > 14$
密实度	松散	稍密	中密	密实	很密

注：本表适用于平均粒径大于 50mm 或最大粒径大于等于 100mm 的碎石土。

4.2.5 砂土应为粒径大于 2mm 的颗粒质量不超过总质量 50% 且粒径大于 0.075mm 的颗粒质量超过总质量 50% 的土。根据颗粒级配可按表 4.2.5 进一步分类。

砂土分类

表 4.2.5

颗粒级配	土的名称
粒径大于 2mm 的颗粒质量占总质量 25% ~ 50%	砾砂
粒径大于 0.5mm 的颗粒质量超过总质量 50%	粗砂
粒径大于 0.25mm 的颗粒质量超过总质量 50%	中砂
粒径大于 0.075mm 的颗粒质量超过总质量 85%	细砂
粒径大于 0.075mm 的颗粒质量超过总质量 50%	粉砂

注:定名时根据颗粒级配由大到小以最先符合者确定。

4.2.6 砂土颗粒级配的均匀性应根据土的不均匀系数 C_u 和曲率系数 C_c 判定。 C_u 大于或等于 5 且 C_c 为 1 ~ 3 时,应为级配良好的砂。不均匀系数 C_u 和曲率系数 C_c 可按下列公式计算:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (4.2.6-1)$$

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10}d_{60}} \quad (4.2.6-2)$$

式中 C_u ——不均匀系数;

d_{60} ——在土的粒径分布曲线上的某粒径,小于该粒径的土粒质量为总土粒质量的 60% ;

d_{10} ——在土的粒径分布曲线上的某粒径,小于该粒径的土粒质量为总土粒质量的 10% ;

C_c ——曲率系数;

d_{30} ——在土的粒径分布曲线上的某粒径,小于该粒径的土粒质量为总土粒质量的 30% 。

4.2.7 砂土的密实度可根据标准贯入试验实测击数 N 值按表 4.2.7 判定。

砂土的密实度分类

表 4.2.7

N	$N \leq 10$	$10 < N \leq 15$	$15 < N \leq 30$	$30 < N \leq 50$	$N > 50$
密实度	松散	稍密	中密	密实	极密实

注:对地下水位以下的中、粗砂,其 N 值宜按实测锤击数增加 5 击计。

4.2.8 粉土应为粒径大于 0.075mm 的颗粒质量等于或小于总质量的 50% 且塑性指数小于或等于 10 的土。当需要判别粉土液化时,应测定其粘粒含量。

4.2.9 粉土的密实度可根据孔隙比按表 4.2.9 进行判定。

粉土密实度按孔隙比分类

表 4.2.9

孔隙比 e	$e < 0.75$	$0.75 \leq e \leq 0.90$	$e > 0.90$
密实度	密实	中密	稍密

4.2.10 粘性土应为塑性指数大于 10 的土,可按表 4.2.10 分为粘土和粉质粘土。

粘性土的分类

表 4.2.10

塑性指数 I_p	$I_p > 17$	$10 < I_p \leq 17$
土的名称	粘土	粉质粘土

注:塑性指数 I_p 的液限值由 76g 圆锥仪沉入土中 10mm 测定。

4.2.11 粘性土状态应根据液性指数按表 4.2.11-1 确定。粘性土的天然状态可根据标准贯入试验实测击数 N 值按表 4.2.11-2 确定,也可根据锥沉量按表 4.2.11-3 确定。

粘性土的状态

表 4.2.11-1

液性指数 I_L	$I_L \leq 0$	$0 < I_L \leq 0.25$	$0.25 < I_L \leq 0.75$	$0.75 < I_L \leq 1$	$I_L > 1$
状态	坚硬	硬塑	可塑	软塑	流塑

根据标准贯入试验实测击数 N 值确定粘性土的天然状态

表 4.2.11-2

N	$30 > N \geq 15$	$15 > N \geq 8$	$8 > N \geq 4$	$4 > N \geq 2$	$N < 2$
粘性土状态	坚硬	硬	中等	软	很软

根据锥沉量 h 确定粘性土的天然状态

表 4.2.11-3

h (mm)	$h < 2$	$2 \leq h < 3$	$3 \leq h < 5$	$5 \leq h < 7$	$7 \leq h < 10$
粘性土状态	坚硬	硬	中等	软	很软

注: h 为 76g 圆锥仪沉入土中的毫米数。

4.2.12 淤泥性土应为在静水或缓慢的流水环境中沉积、天然含水率大于液限、天然孔隙比大于或等于 1.0 的粘性土,可按表 4.2.12 分为淤泥质土、淤泥和流泥。

淤泥性土的分类

表 4.2.12

孔隙比 e	$1.0 \leq e < 1.5$	$1.5 \leq e < 2.4$	$e \geq 2.4$
含水率 ω (%)	$36 \leq \omega < 55$	$55 \leq \omega < 85$	$\omega \geq 85$
土的名称	淤泥质土	淤泥	流泥

注:淤泥质土应根据塑性指数 I_p 按 4.2.10 条再划分为淤泥质粘土或淤泥质粉质粘土。

4.2.13 软土可根据无侧限抗压强度试验或现场十字板剪试验按表 4.2.13 进行灵敏性分类。软土的灵敏度可按式(4.2.13-1)和式(4.2.13-2)计算。

软土灵敏性的划分

表 4.2.13

灵敏度 S_t	灵敏性分类	灵敏度 S_t	灵敏性分类
$2 < S_t \leq 4$	中灵敏性	$8 < S_t \leq 16$	极灵敏性
$4 < S_t \leq 8$	高灵敏性	$S_t > 16$	流性

$$S_t = \frac{q_u}{q'_u} \quad (4.2.13-1)$$

$$S_t = \frac{c_u}{c'_u} \quad (4.2.13-2)$$

式中 S_t ——软土的灵敏度;

q_u ——原状土的无侧限抗压强度(kPa);

q'_u ——重塑土的无侧限抗压强度(kPa);

c_u ——十字板剪强度(kPa)；

c'_u ——十字板剪复剪强度(kPa)。

4.2.14 饱和状态的淤泥性土重度可按式(4.2.14-1)计算,也可根据饱和状态淤泥性土的天然含水率按式(4.2.14-2)估算其重度。

$$\gamma = \frac{G_s(1+0.01\omega)}{1+0.01\omega G_s} \gamma_w \quad (4.2.14-1)$$

$$\gamma = 32.4 - 9.07 \log \omega \quad (4.2.14-2)$$

式中 γ ——土的重度(kN/m^3)；

G_s ——土粒的比重；

ω ——天然含水率(%)；

γ_w ——水的重度(kN/m^3)。

4.2.15 有机质土应为有机质含量 O_m 大于或等于 5% 的粘性土。

4.2.16 混合土应为粗细粒两类土呈混杂状态存在,具有颗粒级配不连续,中间粒组颗粒含量极少,级配曲线中间段极为平缓等特征,且不均匀系数 C_u 大于 30 的土。定名时,应将主要土类列在名称前部,次要土类列在名称后部,中间以“混”字连结。

4.2.17 混合土按其成因和不同土类的含量可分为以下两种土:

(1) 淤泥和砂的混合土,属海陆混合相沉积的一种特殊土,土质极为松软,根据室内试验定名时,当淤泥的干质量超过总质量的 30% 时为淤泥混砂,当淤泥的干质量超过总质量 10% 且小于或等于总质量的 30% 时为砂混淤泥;现场定名时,淤泥含量以体积估判,当淤泥体积占总体积超过 50% 时为淤泥混砂,淤泥体积超过总体积 20% 且小于总体积 50% 时为砂混淤泥;

(2) 粘性土和砂或碎石的混合土,属残积、坡积、洪积等成因形成的土,根据室内试验定名时,当粘性土的干质量超过总质量的 40% 时为粘性土混砂或碎石,当粘性土的干质量大于 10% 且小于或等于总质量的 40% 时为砂或碎石混粘性土;现场定名时以各种土的体积 50% 为分界估判。

4.2.18 层状构造土应为两类不同的土层相间成韵律沉积,具有明显层状构造特征的土,定名时应将厚土层列在名称前部,薄层土列在名称后部,根据其成因和两类土层的厚度比可分为互层土、夹层土、间层土:

(1) 互层土:三角洲、河漫滩冲积成因的土,其特征具有交错互层构造、两类土层厚度相差不大、厚度比一般大于 1/3,如粘土粉砂互层;

(2) 夹层土:河流下游河漫滩冲积土,其特征具有夹层构造、两类土层厚度相差较大、厚度比为 1/3 ~ 1/10,如粘土夹粉砂层;

(3) 间层土:湖泊、滨海相沉积的土,具有很厚的粘性土夹有非常薄的粉砂,厚度比小于 1/10,如粘土间薄层粉砂。

4.2.19 花岗岩残积土应为花岗岩风化后,残留在原地未经搬运,除石英外其他矿物均已变为土状的最终产物。花岗岩残积土应具有标准贯入试验击数小于 30、孔隙比较大、液性指数较小、室内压缩系数较高和遇水易崩解的特点,可根据其大于 2mm 的颗粒含量按

表 4.2.19 分为砾质粘性土、砂质粘性土和粘性土。

花岗岩残积土分类

表 4.2.19

大于 2mm 颗粒含量(%)	>20	5~20	<5
土的名称	砾质粘性土	砂质粘性土	粘性土

4.2.20 填土应为人类活动堆积的土,根据其物质组成和堆填方式可分为冲填土、素填土和杂填土:

- (1) 冲填土:由水力冲填砂土、粉土或粘性土而形成的填土;
- (2) 素填土:由碎石类土、砂土、粉土、粘性土和山皮土等组成的填土,经分层压实者称为压实填土;
- (3) 杂填土:含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土。

5 地基承载力

5.1 一般规定

5.1.1 基础形状为条形的地基承载力验算可按平面问题考虑。

5.1.2 基础形状为条形以外的其他形状时,可按下列原则简化为相当的矩形:

- (1) 基础底面的重心不变;
- (2) 两个主轴的方向不变;
- (3) 面积相等;
- (4) 长宽比接近。

5.1.3 矩形基础的地基承载力验算,可将作用于基础的水平合力分解为平行于长边和短边的分力,分别按条形基础验算。

5.1.4 地基承载力验算时强度指标选取应符合下列规定。

5.1.4.1 持久状况宜采用直剪固结快剪强度指标。

5.1.4.2 对饱和软粘土,短暂状况宜用十字板剪强度指标,有经验时可采用直剪快剪强度指标。

5.1.4.3 对开挖区,宜采用卸荷条件下进行试验的抗剪强度指标。

5.1.5 地基承载力验算时,对不计波浪力的建筑物,持久状况宜取极端低水位,短暂状况宜取设计低水位;对计入波浪力的建筑物应取水位与波浪力作用的最不利组合。

5.2 作用于计算面上的应力

5.2.1 验算地基承载力时,无抛石基床的港口建筑物应以建筑物结构底面为计算面;有抛石基床的港口建筑物基础应以抛石基床底面为计算面(图 5.2),抛石基床底面的计算宽度宜按下式计算:

$$B_c = B_1 + 2d \quad (5.2.1)$$

式中 B_c ——计算面宽度(m);

B_1 ——建筑物底面即抛石基床顶面的实际受压宽度(m),按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2)或《防波堤设计与施工规范》(JTJ 298)等有关规定确定;

d ——抛石基床厚度(m)。

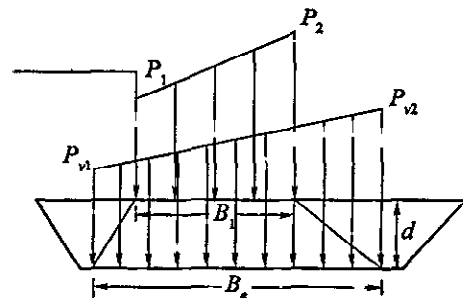


图 5.2 计算面应力示意图

5.2.2 计算面的竖向应力可按线性分布考虑,其后端、前端的竖向应力可按下列公式

确定:

$$p_{o1} = \frac{B_1}{B_e} p_1 + \gamma d \quad (5.2.2-1)$$

$$p_{o2} = \frac{B_1}{B_e} p_2 + \gamma d \quad (5.2.2-2)$$

式中 p_{o1} ——计算面后端竖向应力标准值(kPa);

B_1 ——建筑物底面即抛石基床顶面的实际受压宽度(m),按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2)或《防波堤设计与施工规范》(JTJ 298)等有关规定确定;

B_e ——计算面宽度(m);

p_1 、 p_2 ——分别为建筑物底面后踵、前趾竖向应力标准值(kPa),按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2)或《防波堤设计与施工规范》(JTJ 298)等有关规定确定;

γ ——抛石体的重度标准值(kN/m^3),水下用浮重度;

d ——抛石基床厚度(m);

p_{o2} ——计算面前端竖向应力标准值(kPa)。

5.2.3 计算面合力的倾斜率可按下式计算:

$$\tan\delta = \frac{H_k}{V_k} \quad (5.2.3)$$

式中 δ ——作用于计算面上的合力方向与竖向的夹角($^\circ$);

H_k ——作用于计算面以上的水平合力标准值(kN/m),对重力式码头 H_k 应包括基床厚度范围内的主动土压力,对直立式防波堤可不计土压力;

V_k ——作用于计算面上的竖向合力标准值(kN/m)。

5.3 地基承载力验算

5.3.1 地基承载力应按极限状态验算,并结合原位测试和实践经验综合确定。对非粘性土地基且安全等级为三级的建筑物亦可按附录 G 确定。

5.3.2 地基承载力应按下述极限状态设计表达式验算:

$$\gamma'_0 V_d \leq \frac{1}{\gamma_R} F_k \quad (5.3.2)$$

式中 γ'_0 ——重要性系数,安全等级为一级、二级、三级的建筑物分别取 1.1、1.0、1.0;

V_d ——作用于计算面上竖向合力的设计值(kN/m);

γ_R ——抗力分项系数;

F_k ——计算面上地基承载力的竖向合力标准值(kN/m)。

5.3.3 抗力分项系数应综合考虑强度指标的可靠性、结构安全等级和地基土情况等因素,其计算的最小值应符合表 5.3.3 的规定。

各种计算情况采用的抗剪强度指标

表 5.3.3

设计状况	强度指标	抗力分项系数 γ_R	说明
持久状况	直剪固结快剪	2.0~3.0	-
饱和软粘土地基短暂状况	十字板剪	1.5~2.0	有经验时可采用直剪快剪

注:①持久状况时,安全等级为一、二级的建筑物取较高值,安全等级为三级的建筑物取较低值,以粘性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;

②短暂状况时,由砂土和饱和软粘土组成的非均质地基取高值,以波浪力为主导可变作用时取较高值。

5.3.4 作用于计算面上竖向合力的设计值 V_d 可按下式计算:

$$V_d = \gamma_s V_k \tag{5.3.4}$$

式中 V_d ——作用于计算面上竖向合力的设计值(kN/m);

γ_s ——作用综合分项系数,可取 1.0;

V_k ——作用于计算面上竖向合力的标准值(kN/m)。

5.3.5 地基承载力的竖向合力标准值可按下述方法计算:

(1) 将计算宽度分成 M 个小区间 $[b_{j-1}, b_j]$ ($j=1, 2 \dots M$) (图 5.3.5):

$$b_j = j\Delta B \quad (j=0, 1, 2 \dots M) \tag{5.3.5-1}$$

式中 b_j ——小区间分点坐标(m), $b_0 = 0$;

ΔB ——小区间宽度(m), $\Delta B = \frac{B_e}{M}$, B_e 为计算面宽度。

(2) 地基承载力竖向合力标准值按下列公式计算:

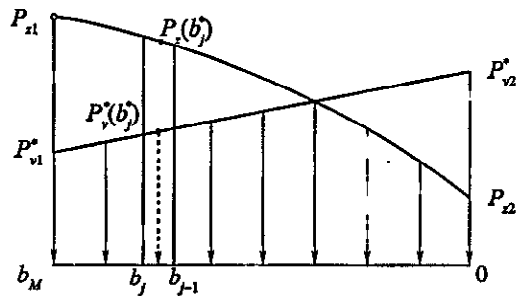


图 5.3.5 地基承载力的竖向合力计算示意图

$$F_k = \sum_{j=1}^M \min \{ p_{vj}, p_{vj}^* \} \Delta B \tag{5.3.5-2}$$

$$p_{vj}^* = K^* p_{vj} \tag{5.3.5-3}$$

$$K^* = P_z / V_d \tag{5.3.5-4}$$

$$P_z = \sum_{j=1}^M p_{vj} \Delta B \tag{5.3.5-5}$$

式中 F_k ——地基承载力的竖向合力标准值(kN/m);

p_{vj} —— $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值(kPa);

ΔB ——小区间宽度(m), $\Delta B = \frac{B_e}{M}$, B_e 为计算面宽度;

p_{vj} ——作用于 $[b_{j-1}, b_j]$ 竖向应力的平均值(kPa);

P_z ——计算面上极限承载力竖向合力的标准值(kN/m);

V_d ——作用于计算面上竖向合力的设计值(kN/m)。

5.3.6 均质土地基、均布边载的极限承载力竖向应力应对 $\varphi > 0$ 和 $\varphi = 0$ 分别计算,并应符合下列规定。

5.3.6.1 当 $\varphi > 0$ 时, $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值宜按下列公式计算:

$$p_{sj} = 0.5\gamma_k(b_j + b_{j-1})N_\gamma + q_k N_q + c_k N_c \quad (j=1, 2 \dots M) \quad (5.3.6-1)$$

$$N_c = \left[\exp \left[\left(\frac{\pi}{2} + 2\alpha - \varphi_k \right) \tan \varphi_k \right] \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2} \right) \frac{1 + \sin \varphi_k \sin(2\alpha - \varphi_k)}{1 + \sin \varphi_k} - 1 \right] / \tan \varphi_k \quad (5.3.6-2)$$

$$N_q = N_c \tan \varphi_k + 1 \quad (5.3.6-3)$$

$$N_\gamma = f(\lambda, \tan \varphi_k, \tan \delta') \approx 1.25 \{ (N_q + 0.28 + \tan \delta') \tan[\varphi_k - 0.72\delta' (0.9455 + 0.55 \tan \delta')] \}$$

$$\left[1 + \frac{1}{\sqrt{1 + 0.8(\tan \varphi_k - 0.7(1 - \tan \delta') + (\tan \varphi_k - \tan \delta')\lambda)}} \right] \quad (5.3.6-4)$$

$$\tan \left(\alpha - \frac{\varphi_k}{2} \right) = \frac{\sqrt{1 - (\tan \delta' / \tan \varphi_k)^2} - \tan \delta'}{1 + \frac{\tan \delta'}{\sin \varphi_k}} \quad (5.3.6-5)$$

$$\tan \delta' = \frac{\gamma_h H_k}{V_k + B_c c_k / \tan \varphi_k} \quad (5.3.6-6)$$

$$\lambda = \gamma_k B_c / (c_k + q_k \tan \varphi_k) \quad (5.3.6-7)$$

式中 p_{sj} —— $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值(kPa);

γ_k ——计算面以下土的重度标准值(kN/m³),可取均值,水下用浮重度;

b_j ——小区间分点坐标(m), $b_0 = 0$;

N_γ, N_q, N_c ——地基土处于极限状态下的承载力系数,可计算确定或按附录 H 取值;

q_k ——计算面以上边载的标准值(kPa);

c_k ——粘聚力标准值(kPa);

φ_k ——内摩擦角标准值(°),可取均值;

V_k ——作用于计算面上竖向合力的标准值(kN/m);

H_k ——作用于计算面以上的水平合力标准值(kN/m);

B_c ——计算面宽度(m);

γ_h ——水平抗力分项系数,取 1.3;

α, δ', λ ——计算参数。

5.3.6.2 当 $\varphi = 0$ 时,计算面内 $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值宜按下列公式计算:

$$p_{sj} = q_k + c_{uk} N_s \quad (j=1, 2 \dots M) \quad (5.3.6-8)$$

$$N_s = 0.5(\pi + 2) + 2 \tan^{-1} \frac{\sqrt{1 - \kappa}}{\sqrt{1 + \kappa}} + \sqrt{1 - \kappa^2} \quad (5.3.6-9)$$

$$\kappa = \gamma_h H_k / (B_c c_{uk}) \quad (5.3.6-10)$$

式中 p_{sj} —— $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值(kPa);

q_k ——计算面以上边载的标准值(kPa);

N_s ——承载力系数;

c_{uk} ——地基土的十字板剪强度标准值(kPa),可取均值;

- B_e ——计算面宽度(m);
- H_k ——作用于计算面以上的水平合力标准值(kN/m);
- γ_h ——水平抗力分项系数,取 1.3。

5.3.7 受力层由多层土组成,各土层的抗剪强度指标相差不大且边载变化不大时,可采用加权平均的强度指标和重度,按 5.3.6 条计算。受力层的最大深度可按式计算:

$$Z_{\max} = B_e \exp(\varepsilon \tan \varphi_k) \sin \varepsilon \exp\left(-\frac{0.87\lambda^{0.75}}{4.8 + \lambda^{0.75}}\right) \quad (5.3.7-1)$$

$$\varepsilon = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_k}{2} - \frac{\delta'}{2} - \frac{1}{2} \sin^{-1}\left(\frac{\sin \delta'}{\sin \varphi_k}\right) \quad (5.3.7-2)$$

式中 Z_{\max} ——受力层的最大深度(m),计算时先假定 Z_{\max} ,根据假定的 Z_{\max} 及各土层厚度计算加权平均 γ_k 、 c_k 、 φ_k ,代入式(5.3.7-1)计算 Z_{\max} 直至计算与假定的 Z_{\max} 基本相等为止;

- B_e ——计算面宽度(m);
- φ_k ——内摩擦角标准值($^\circ$),可取均值;
- δ' 、 λ ——计算参数,分别按式(5.3.6-6)、(5.3.6-7)确定;
- $\overline{\varphi_k}$ ——内摩擦角标准值(弧度);
- $\overline{\delta'}$ ——以弧度表示的 δ' 。

5.3.8 非均质土地基计算面内 $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力可采用对数螺旋滑动面按条分法计算,计算图示见图 5.3.8,并应符合下列规定。

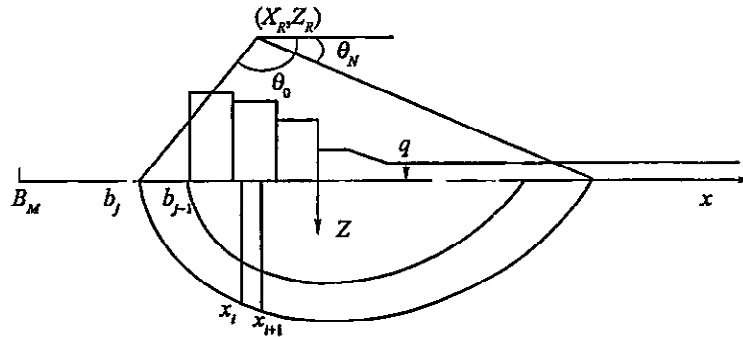


图 5.3.8 极限承载力竖向应力计算示意图

5.3.8.1 采用固结快剪指标时, $[b_{j-1}, b_j]$ 上的极限承载力竖向应力宜按下列公式计算:

$$p_{zj} = \left\{ \sum_i [w_i(x_i^* - x_R) + c_{Fi}((h_i^* - z_R)(x_i - x_{i-1}) - (x_i^* - x_R)(h_i - h_{i-1}))] + \sum_{i=1}^{j-1} (b_i^* - x_R + z_R \tan \delta) p_{zi} \Delta B \right\} / (x_R - b_j^* - z_R \tan \delta) / \Delta B \quad (5.3.8-1)$$

$$b_j^* = -0.5(b_{j-1} + b_j) \quad (5.3.8-2)$$

$$\left. \begin{aligned} x_i^* &= 0.5(x_{i+1} + x_i) \\ h_i^* &= 0.5(h_{i+1} + h_i) \end{aligned} \right\} i = 0, 1, 2, \dots \quad (5.3.8-3)$$

$$\left. \begin{aligned} x_i - x_R &= R_i \exp(-F_{\varphi_i} \theta_i) \cos \theta_i \\ h_i - z_R &= R_i \exp(-F_{\varphi_i} \theta_i) \sin \theta_i \\ R_{i+1} &= R_i \exp[(F_{\varphi_{i+1}} - F_{\varphi_i}) \theta_i] \\ \theta_i &= \theta_0 - i \Delta \theta \end{aligned} \right\} i=0, 1, 2, \dots \quad (5.3.8-4)$$

$$R_0 = \sqrt{(x_R + b_j)^2 + z_R^2} \exp(F_{\varphi_0} \theta_0) \quad (5.3.8-5)$$

$$\tan \theta_0 = \frac{z_R}{x_R + b_j} \quad (5.3.8-6)$$

$$\left. \begin{aligned} c_{Fi} &= c_{ki} / (1.09 + 0.06 \tan \delta) \\ F_{\varphi_i} &= \tan \varphi_{ki} / (1.05 + 0.06 \tan \delta) \end{aligned} \right\} \quad (5.3.8-7)$$

式中 p_{sj} —— $[b_{j-1}, b_j]$ 极限承载力竖向应力的平均值 (kPa);

w_i ——包括边载 (q_i) 在内的第 i 土条重力标准值 (kN/m);

x_i^*, h_i^* ——第 i 土条滑动面上中点坐标值 (m);

x_R, z_R ——使 p_{sj} 为极小值的对数螺旋面极点水平、垂直坐标值 (m);

x_i, h_i ——第 i 土条滑动面上的坐标值 (m), $x_0 = -b_j, h_0 = 0$;

b_j ——小区间分点坐标 (m), 由式 (5.3.5-1) 确定;

θ_i ——滑动面上第 $i, i+1$ 土条分点和螺旋面极点的连线与水平线的夹角 (如图 5.3.8: 以 (x_R, z_R) 为极点的极坐标下极角);

$\Delta \theta$ ——表征第 i 土条宽度的极角增量, 可根据计算精度要求适当选取;

c_{ki} ——第 i 土条滑动面上的粘聚力标准值 (kPa), 可取均值;

φ_{ki} ——第 i 土条滑动面上的内摩擦角标准值 ($^\circ$), 可取均值;

δ ——作用于计算面上的合力方向与竖向的夹角 ($^\circ$)。

5.3.8.2 采用不排水抗剪强度指标时, $[b_{j-1}, b_j]$ 上的极限承载力竖向应力仍按第 5.3.8.1 款计算, 但相应土体的强度指标应采用十字板剪强度或其他总强度标准值取代。

5.4 保证与提高地基承载力的措施

5.4.1 当地基承载力不满足要求时, 可采取下列保证与提高地基承载力的措施:

- (1) 减小水平力和合力的偏心矩;
- (2) 增加基础宽度;
- (3) 增加边载或基础埋深;
- (4) 增加抛石基床厚度;
- (5) 加固地基。

5.4.2 土基开挖时应减少扰动。对开挖暴露后承载力易降低的岩基, 在开挖后应立即浇筑垫层或采取其他保护措施。施工中应适当控制回填加载速率。

6 土坡和地基稳定

6.1 一般规定

6.1.1 本章适用于主要由欠固结、正常固结以及超固结比小于4的粘性土组成的土坡和地基稳定。

6.1.2 根据地质条件和土的物理力学指标基本相同的原则,场地应划分为若干区段,统计土性指标进行稳定验算。

6.1.3 持久状况的土坡和地基稳定性验算,应取对稳定最不利的水位。有波浪力作用的建筑物地基应考虑不同水位与波浪力的最不利组合。有渗流时,应考虑渗流作用对土坡和地基稳定性的影响。

6.1.4 施工过程中可能出现的较大水位差、较大临时超载、较陡挖方边坡等不利情况,应按短暂状况验算其稳定性。其对应的水位,应取对稳定最不利的水位或按有关规范的规定确定。打桩前应验算打桩时的岸坡稳定性。水位有骤降情况时,应考虑骤降对土坡稳定的影响。

6.2 抗剪强度指标

6.2.1 根据土质和工程实际情况,验算土坡和地基稳定性宜选用直剪固结快剪、十字板剪强度指标,有条件时可采用有效剪强度指标,有经验时可采用三轴不固结不排水剪、直剪快剪和无侧限抗压强度指标。

6.2.2 验算土坡和地基稳定时,开挖区宜采用卸荷条件下进行试验的抗剪强度指标。

6.3 土坡和地基稳定的验算

6.3.1 土坡和条形基础的地基稳定验算,可按平面问题考虑,宜采用复合滑动面法或圆弧滑动简单条分法验算。验算方法可采用总应力法或有效应力法。

6.3.2 土坡和地基的稳定性验算,其危险滑动面均应满足以下极限状态设计表达式:

$$\gamma'_0 M_{sd} \leq \frac{1}{\gamma_R} M_{Rk} \quad (6.3.2)$$

式中 γ'_0 ——重要性系数,安全等级为一级、二级、三级的建筑物,分别取1.1、1.0、1.0;

M_{sd} ——作用于危险滑动面上滑动力矩的设计值(kN·m/m);

γ_R ——抗力分项系数;

M_{Rk} ——危险滑动面上抗滑力矩的标准值(kN·m/m)。

6.3.3 土坡和地基的稳定性验算采用复合滑动面法时,计算图示见图6.3.3,并应符合

下列规定。

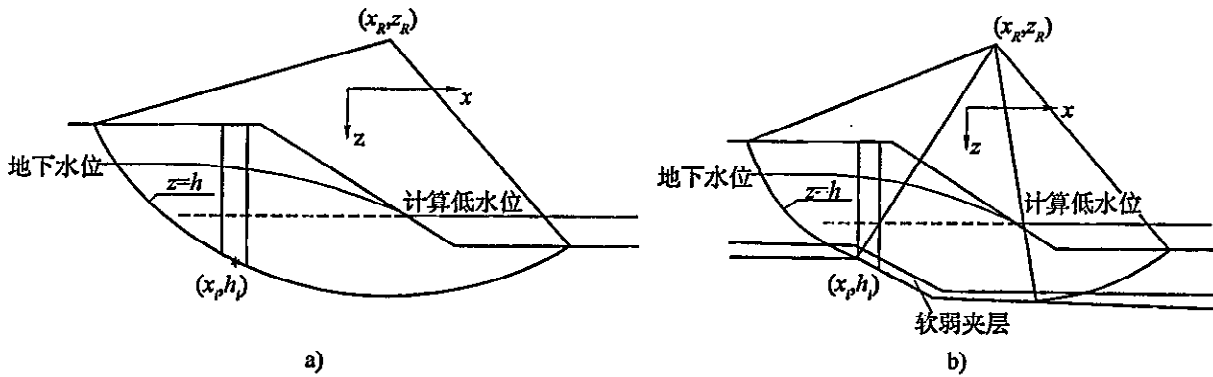


图 6.3.3 复合滑动面法计算图示

a) 圆弧面稳定计算示意图; b) 圆弧面~软土夹层底面或倾斜岩面~圆弧面稳定计算示意图

6.3.3.1 对持久状况,土的抗剪强度宜采用固结快剪指标,土坡和地基的稳定性可按下列公式计算:

$$M_{sd} = \gamma_s \left[\sum (h_i - z_R) (W_{ki} + q_{ki} b_i) h'_i + M_p \right] \quad (6.3.3-1)$$

$$M_{Rk} = \sum (h_i - z_R) \left[(W_{Aki} + q_{ki} b_i) U_i \tan \varphi_{ki} + W_{Bki} \tan \varphi_{ki} + c_{ki} b_i \right] (1 + g_i) \quad (6.3.3-2)$$

$$g_i = -h_i' \frac{x_i - x_R}{h_i - z_R} + \left[h_i' - F_{\varphi i} + (1 + h_i' F_{\varphi i}) \frac{x_i - x_R}{h_i - z_R} \right] \frac{2h_i' - F_{\varphi i} + h_i'^2 F_{\varphi i}}{(1 + F_{\varphi i}^2)(1 + h_i'^2)} \quad (6.3.3-3)$$

$$F_{\varphi i} = \tan \varphi_{ki} / \gamma_R \quad (6.3.3-4)$$

式中 M_{sd} ——作用于危险滑动面上滑动力矩的设计值(kN·m/m);

γ_s ——综合分项系数,可取 1.0;

x_i, h_i ——第 i 土条滑动面上中点的水平、垂直坐标值(m);

x_R, z_R ——取矩点的水平、垂直坐标值(m);

W_{ki} ——第 i 土条重力标准值(kN/m),可取均值,零压线以下用浮重度计算;当有渗流时,计算低水位以上零压线以下用饱和重度计算;

q_{ki} ——第 i 土条顶面作用的可变作用标准值(kN/m²),应按现行行业标准《港口工程荷载规范》(JTJ 215)确定;

b_i ——第 i 土条宽度(m);

h'_i ——第 i 土条滑动面上中点的滑动面一阶导数值;

M_p ——其他原因,如作用于直立式防波堤的波浪力标准值引起的滑动力矩(kN·m/m);

M_{Rk} ——危险滑动面上抗滑力矩的标准值(kN·m/m);

W_{Aki} ——第 i 土条填土重力标准值(kN/m),可取均值,零压线以下用浮重度计算;

U_i ——第 i 土条滑动面上的固结度;

φ_{ki}, c_{ki} ——分别为第 i 土条滑动面上的固结快剪内摩擦角(°)和粘聚力(kPa)标准值,可取均值;

W_{Bki} ——第 i 土条原地基土重力标准值(kN/m),可取均值,零压线以下用浮重度计算;

γ_R ——抗力分项系数。

6.3.3.2 当有条件时,土坡和地基的稳定性验算可用有效应力法。有效剪强度指标宜用量测孔隙水压力的三轴固结不排水剪试验测定,也可用直剪仪进行慢剪试验测定。其 M_{sd} 仍可按式(6.3.3-1)计算, M_{Rk} 可按下列公式计算:

$$M_{Rk} = \sum (h_i - z_R) [(W_{ki} + q_{ki}b_i - u_{ki}b_i) \tan \varphi'_{ki} + c'_{ki}b_i] (1 + g_i) \quad (6.3.3-5)$$

$$g_i = -h_i' \frac{x_i - x_R}{h_i - z_R} + \left[h_i' - F_{\varphi i} + (1 + h_i' F_{\varphi i}) \frac{x_i - x_R}{h_i - z_R} \right] \frac{2h_i' - F_{\varphi i} + h_i'^2 F_{\varphi i}}{(1 + F_{\varphi i}^2)(1 + h_i'^2)} \quad (6.3.3-6)$$

$$F_{\varphi i} = \tan \varphi'_{ki} / \gamma_R \quad (6.3.3-7)$$

式中 M_{Rk} ——危险滑动面上抗滑力矩的标准值(kN·m/m);

x_i, h_i ——第 i 土条滑动面上中点的水平、垂直坐标值(m);

x_R, z_R ——取矩点的水平、垂直坐标值(m);

W_{ki} ——第 i 土条重力标准值(kN/m),可取均值,零压线以下用浮重度计算;

q_{ki} ——为第 i 土条顶面作用的可变作用标准值(kN/m²),应按现行行业标准《港口工程荷载规范》(JTJ 215)确定;

b_i ——第 i 土条宽度(m);

u_{ki} ——第 i 土条滑动面上的孔隙水压力标准值(kPa),可取均值;

φ'_{ki}, c'_{ki} ——分别为第 i 土条滑动面上的有效剪内摩擦角(°)和粘聚力(kPa)标准值,可取均值;

h_i' ——第 i 土条滑动面上中点的滑动面一阶导数值;

γ_R ——抗力分项系数。

6.3.3.3 当采用十字板剪或三轴不固结不排水剪等总强度时, M_{sd}, M_{Rk} 可按第 6.3.3.1 款计算,但相应土体的强度指标应采用十字板强度或其他总强度指标取代,且 $U_i = 1.0$,并可考虑因土体固结引起的强度增长。

6.3.3.4 根据土坡和地基情况应采用圆弧面或其他相适应的滑动面,均应满足下列要求:

(1) 采用圆弧面时式(6.3.3-3)中的 g_i 由下式取代:

$$g_i = \frac{(h_i' - F_{\varphi i})^2}{1 + F_{\varphi i}^2} \quad (6.3.3-8)$$

(2) 有软土夹层或倾斜岩面等情况时,采用圆弧面~软土夹层底面或倾斜岩面~圆弧面。

6.3.4 土坡和地基的稳定性验算采用圆弧滑动简单条分法时,滑动力矩设计值可按式

(6.3.3-1) 计算, 抗滑力矩标准值计算应符合下列规定。

6.3.4.1 对持久状况, 土的抗剪强度宜采用固结快剪指标, M_{Rk} 可按下列式计算:

$$M_{Rk} = \sum (h_i - z_R) [(W_{Aki} + q_{ki} b_i) U_i \tan \varphi_{ki} + W_{Bki} \tan \varphi_{ki} + c_{ki} b_i (1 + h_i'^2)] \quad (6.3.4-1)$$

式中 M_{Rk} ——危险滑动面上抗滑力矩的标准值(kN·m/m);

h_i ——第 i 土条滑动面上中点的垂直坐标值(m);

z_R ——圆心的垂直坐标值(m);

W_{Aki} ——第 i 土条填土重力标准值(kN/m), 可取均值, 零压线以下用浮重度计算;

W_{Bki} ——第 i 土条原地基土重力标准值(kN/m), 可取均值, 零压线以下用浮重度计算;

q_{ki} ——为第 i 土条顶面作用的可变作用标准值(kN/m²);

b_i ——第 i 土条宽度(m);

U_i ——第 i 土条滑动面上的固结度;

φ_{ki} 、 c_{ki} ——分别为第 i 土条滑动面上的固结快剪内摩擦角(°)和粘聚力(kPa)标准值, 可取均值;

h_i' ——第 i 土条滑动面上中点的滑动面一阶导数值。

6.3.4.2 当采用十字板剪或三轴不固结不排水剪等总强度时, M_{sd} 、 M_{Rk} 可按第 6.3.4 条和第 6.3.4.1 款计算, 但相应土体的强度指标应采用十字板强度或其他总强度指标取代, 且 $U_i = 1.0$, 并可考虑因土体固结引起的强度增长。

6.3.4.3 当饱和软粘土较深厚且十字板剪强度随深度增长规律明显, 可参照附录 J 的方法回归土的抗剪强度指标(c 、 φ), 采用圆弧滑动简单条分法验算土坡稳定。

6.3.4.4 有条件采用有效应力法验算圆弧滑动稳定性时, 滑动力矩的设计值可按式(6.3.3-1)计算。滑动面上的抗滑力矩 M_{Rk} 的标准值可按下列式计算;

$$M_{Rk} = \sum (h_i - z_R) [(W_{ki} + q_{ki} b_i - u_i b_i) \tan \varphi'_{ki} + c'_{ki} b_i] \frac{1 + h_i'^2}{1 + h_i' \tan \varphi_{ki} / \gamma_R} \quad (6.3.4-2)$$

式中 M_{Rk} ——危险滑动面上抗滑力矩的标准值(kN·m/m);

h_i ——第 i 土条滑动面上中点的垂直坐标值(m);

z_R ——圆心的垂直坐标值(m);

W_{ki} ——第 i 土条重力标准值(kN/m), 可取均值, 零压线以下用浮重度计算;

q_{ki} ——为第 i 土条顶面作用的可变作用标准值(kN/m²);

b_i ——第 i 土条宽度(m);

u_i ——第 i 土条滑动面上的孔隙水压力标准值(kPa), 可取均值;

φ'_{ki} 、 c'_{ki} ——分别为第 i 土条滑动面上的有效剪内摩擦角(°)和粘聚力(kPa)标准值, 可取均值;

h_i' ——第 i 土条滑动面上中点的滑动面一阶导数值;

γ_R ——抗力分项系数。

6.3.5 土坡和地基稳定的短暂状况验算时,土的抗剪强度宜采用十字板剪强度指标;有经验时也可采用无侧限抗压强度指标、三轴不固结不排水剪强度指标、直剪快剪强度指标。

6.3.6 对各设计状况,稳定性验算采用的强度指标、计算公式及各种计算的说明可按表 6.3.6 采用。

不同设计状况和强度指标对应的稳定性计算公式

表 6.3.6

设计状况	强度指标	M_{sd} 、 M_{Rk} 计算公式	说 明
持久状况	直剪固结快剪	第 6.3.3.1 款	固结度与计算情况相适应
		第 6.3.4.1 款	
	有效剪	第 6.3.3.2 款 第 6.3.4.4 款	孔隙水压力采用与计算情况相应数值
	十字板剪	第 6.3.3.3 款 第 6.3.4.2 款	考虑因土体固结引起的强度增长
无侧限抗压强度、三轴不固结不排水剪	第 6.3.3.3 款 第 6.3.4.2 款		
短暂状况	十字板剪	第 6.3.3.3 款 第 6.3.4.2 款	可考虑因土体固结引起的强度增长
	无侧限抗压强度、三轴不固结不排水剪	第 6.3.3.3 款 第 6.3.4.2 款	
	直剪快剪	第 6.3.3.3 款 第 6.3.4.2 款	—

6.3.7 对有桩的土坡和地基,稳定性验算不宜计入桩的抗滑作用。

6.3.8 验算有波浪力作用的直立式建筑物地基稳定性时,应计入波浪力的作用,透水式斜坡堤可不考虑波浪力的作用。

6.3.9 板桩码头应验算滑动面通过桩尖时的稳定性。桩尖下有软土层时,尚应验算滑动面通过软土层时的稳定性。

6.3.10 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局部范围的稳定时,可计入滑动体侧面摩阻对抗滑力矩标准值的影响,抗力分项系数可按附录 K 进行修正。

6.4 抗力分项系数

6.4.1 持久状况计算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,抗力分项系数最小值应满足表 6.4.1 的规定;施工期的稳定性等短暂状况计算,最小抗力分项系数最小值宜取表 6.4.1 中的低值,但验算打桩岸坡的稳定性,宜取较高值。

6.4.2 当拟建工程附近有滑坡,且两处土层和土质基本相同、土坡高度及坡度相近时,当已查明滑坡时的各项条件、滑坡工程处于极限状态的抗力分项系数,可用对比法设计拟建工程的坡度。拟建工程土坡的 M_{Rk}/M_{sd} 应比曾有滑坡工程处于极限状态的 M_{Rk}/M_{sd} 增大

20% ~ 30%。

6.4.3 当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、土坡高度相近且稳定坡计算的 M_{Rk}/M_{sd} 小于表 6.4.1 中抗力分项系数的低值,可用对比法设计拟建工程的坡度。拟建工程的土坡的抗力分项系数应稍大于现有稳定坡的抗力分项系数。

抗力分项系数 γ_R

表 6.4.1

强度指标	M_{sd} 、 M_{Rk} 计算公式	γ_R	说 明
直剪固结快剪	第 6.3.3.1 款	粘性土坡 1.2 ~ 1.4	固结度与计算情况相适应
		其他土坡 1.3 ~ 1.5	
	第 6.3.4.1 款	1.1 ~ 1.3	
有效剪	第 6.3.3.2 款 第 6.3.4.4 款	1.3 ~ 1.5	孔隙水压力采用与计算情况相应数值
十字板剪	第 6.3.3.3 款	1.2 ~ 1.4	考虑因土体固结引起的强度增长
	第 6.3.4.2 款	1.1 ~ 1.3	
无侧限抗压强度、三轴不固结不排水剪	第 6.3.3.3 款 第 6.3.4.2 款	根据经验取值	
直剪快剪	第 6.3.3.3 款 第 6.3.4.2 款	根据经验取值	—

6.5 保证土坡和地基稳定的措施

6.5.1 设计时应提出保证土坡和地基稳定的施工措施,施工时应采用有利于土坡和地基稳定的施工方法和施工程序。

6.5.2 设计中,初步采用的土坡和地基稳定性不足时,应根据具体情况选用放缓坡度、铺设排水垫层、铺设土工合成材料加筋垫层、打设竖向排水通道、设置减载平台和分期施加载荷等保证施工期和使用期土坡和地基稳定的措施。

6.5.3 施工期应加强观测。当出现失稳迹象时,应及时采取停止加载、削坡、坡脚压载、坡顶减载、设置井点排水和打防滑桩等措施。

6.5.4 对软土,特别是灵敏度较高的软土,应放慢加载速率。

6.5.5 坡顶或岸壁后吹填土时,应采取防止水头差过大的有效排水措施。基坑底部有承压水影响稳定时,应采取临时降压措施。

6.5.6 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。

6.5.7 土坡应按设计要求开挖,严禁在坡脚处超挖。当坡脚可能被冲刷时,应采取防护措施。

6.5.8 打桩震动对岸坡稳定有影响时,宜采取重锤低击、间隔跳打、低频锤击、低潮停打、控制沉桩速率等措施。两个桩架同时打桩时,应相隔一定距离。有条件时,宜采用静压法沉桩。

7 地基沉降

7.1 一般规定

7.1.1 本章适用于计算由永久作用和可变作用引起的地基沉降。当建筑物对差异沉降敏感时,尚应计算差异沉降。计算中应考虑原始地基的固结状态对地基沉降量的影响。

7.1.2 地基沉降计算应根据地质条件、土层的压缩性、地基排水条件、建筑物断面、荷载大小及加载过程均基本相同的原则,将地基划分为若干代表性区段分别计算。每一区段应取代表性断面作为计算断面。在每一计算断面内,计算点的位置应根据基础及上部结构的特点确定。对条形基础,可选取基础短边两端及中点作为计算点。

7.1.3 地基沉降应计算持久状况下的最终沉降量。设计作用组合应采用持久状况正常使用极限状态的准永久组合,永久作用应采用标准值,可变作用应采用准永久值,水位宜采用设计低水位。非正常固结情况下,应考虑超固结比。

7.1.4 在地基沉降计算中,永久作用分项系数可取 1.0;可变作用的准永久值系数可取 0.6。

7.1.5 最终沉降量计算应采用分层总和法,有实际观测资料的工程可由实测沉降过程线采用经验公式法推算。

7.1.6 在原始地基处于超固结的情况下,自重应力至先期固结压力区段应按回弹再压缩的压缩曲线计算沉降量;原始地基处于欠固结的情况下,应将先期固结压力位置作为沉降计算的起点。欠固结应力应分层分别计算,分层应力可按式(7.1.6)计算:

$$p_i = \sum_{\tau} \gamma_{\tau} h_{\tau} - p_{c,i} \quad (7.1.6)$$

式中 p_i ——由于欠固结作用,在第 i 层土产生的欠固结应力(kPa);

γ_i ——第 i 土层的重度,地下水位以下用浮重度(kN/m^3);

h_i ——第 i 土层的厚度(m);

$p_{c,i}$ ——第 i 层的先期固结压力。

7.1.7 计算地基的沉降过程宜采用应变固结度。计算应变固结度时,可按固结度理论公式计算不同时刻的应力固结度,根据应力固结度与应变固结度的关系,将应力固结度转换为应变固结度,由已知的最终沉降量和应变固结度得到地基的沉降过程线。应变固结度可按下列公式推算:

采用 $e \sim p$ 压缩曲线时

$$U'_{\alpha} = \frac{(e_0 - e_t) U_{\alpha}}{\frac{e_0 - e_f}{\frac{p_t - p_0}{p_f - p_0}}} \quad (7.1.7-1)$$

$$U_{\alpha} = 1 - (1 - U_z)(1 - U_r) \quad (7.1.7-2)$$

$$U_z = 1 - \frac{1}{1 + \gamma_{ab}} \cdot \frac{16}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \exp\left[-(2m-1)^2 \frac{\pi^2}{4} T_v\right] \left[\frac{\gamma_{ab}}{(2m-1)^2} - \frac{2(1-\gamma_{ab})}{(2m-1)^3 \pi} (-1)^m \right] \quad (7.1.7-3)$$

$$U_r = 1 - e^{-\frac{bc_h}{F(n)4}} \quad (7.1.7-4)$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (7.1.7-5)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (7.1.7-6)$$

$$n = \frac{d_c}{d_w} \quad (7.1.7-7)$$

采用 $e \sim \lg p$ 压缩曲线时

$$U'_{\alpha} = \frac{\lg(1 + k_m U_{\alpha})}{\lg(1 + k_m)} \quad (7.1.7-8)$$

式中 U'_{α} ——瞬时加荷条件下平均应变固结度；

U_{α} ——瞬时加荷条件下平均应力固结度；

p_0, e_0 ——天然地基初始有效应力及对应的孔隙比；

p_t, e_t ——固结过程中 t 时刻地基的有效应力及对应的孔隙比；

p_f, e_f ——完全固结时的地基有效应力及对应的孔隙比；

U_z ——瞬时加荷条件下,地基的竖向平均应力固结度；

U_r ——瞬时加荷条件下,地基的径向平均应力固结度；

γ_{ab} ——排水面应力与不透水面应力之比,双面排水时 $\gamma_{ab} = 1$ ；

T_v ——时间因素；

C_h ——水平向固结系数 (cm^2/s)；

$F(n)$ ——井径比因子；

n ——井径比；

d_c ——竖向排水体径向排水范围的等效直径 (cm)；

d_w ——竖向排水体等效换算直径 (cm)；

t ——固结时间 (s)；

H ——不排水面至排水面的竖向距离 (cm),对双面排水 H 为土层厚度之半,对单面排水 H 为土层厚度；

k_m ——加荷比 $k_m = \sigma_z / \sigma_s$; σ_z 为由上覆荷载产生的地基(土层)附加压力平均值, σ_s 为天然地基土层的自重压力平均值。

7.2 地基最终沉降量计算

7.2.1 地基内任一点的垂直附加应力(图 7.2.1)设计值应为基底垂直附加压力、基底水平力和边载所引起的垂直附加应力设计值和欠固结应力之和,其计算应符合下列规定。

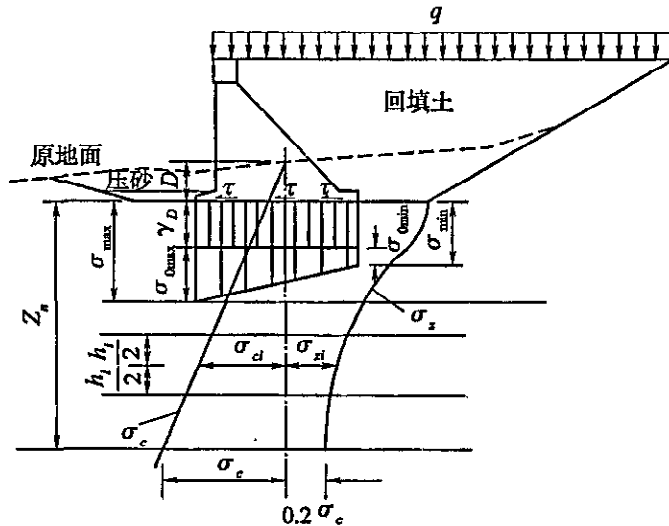


图 7.2.1 沉降计算示意图

D -基础埋深; γ -土的重度; σ -基底应力; σ_0 -基底垂直附加应力; τ -基底水平力; σ_c -由原地面算起的土的自重应力; σ_z -地基内某一点的垂直附加应力

7.2.1.1 基底垂直附加压力的设计值应为基底压力设计值与基底面上自原地面算起的自重压力设计值之差。

7.2.1.2 基底水平力设计值可按均布考虑。

7.2.1.3 边载设计值的分布范围超过自基底边缘算起的 5 倍基底宽度时,可按 5 倍计;不足 5 倍时,应按实际分布范围计。

7.2.1.4 计算各种作用引起的垂直附加应力设计值时所需的附加压力系数可按附录 L 选取。

7.2.2 地基最终沉降量可按下式计算:

$$S_{d\infty} = m_s \sum \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (7.2.2)$$

式中 $S_{d\infty}$ ——地基最终沉降量设计值(cm);

m_s ——修正系数,按经验选取或由现场试验确定;

e_{1i} 、 e_{2i} ——分别为第 i 层土受到平均自重应力设计值(σ_{cdi})和平均最终应力设计值($\sigma_{cdi} + \sigma_{zdi}$)压缩稳定时的孔隙比设计值,可取均值; σ_{cdi} 为第 i 层土顶面与底面的地基自重应力平均值的设计值, σ_{zdi} 为第 i 层土顶面与底面的地基垂直附加应力平均值的设计值;

h_i ——第 i 层土的厚度(cm)。

7.2.3 地基压缩层的计算深度宜满足式(7.2.3-1)要求,计算深度下有软土层时,尚应满足式(7.2.3-2)要求。

$$\sigma_z = 0.2\sigma_c \quad (7.2.3-1)$$

$$\sigma_z = 0.1\sigma_c \quad (7.2.3-2)$$

式中 σ_z —— Z_n 处地基垂直附加应力设计值(kPa);

σ_c —— Z_n 处地基自重压力设计值(kPa)。

7.2.4 地基最终沉降量设计值应满足下式要求:

$$S_{d\infty} \leq [S] \quad (7.2.4)$$

式中 $S_{d\infty}$ ——建筑物地基最终沉降量设计值(cm);

$[S]$ ——建筑物的沉降量限值(cm),按国家现行有关规范规定执行。

7.3 地基最终沉降量推算

7.3.1 地基最终沉降量推算应有完整的实测沉降 $P \sim S \sim t$ 曲线。在用经验公式推算最终沉降量前,应舍去实测 $S \sim t$ 曲线上的不合理点,并拟合成一条光滑曲线。

7.3.2 地基最终沉降量的推算可采用下列方法:

(1)采用“三点法”按下式推算:

$$S_{\infty} = \frac{S_3(S_2 - S_1) - S_2(S_3 - S_2)}{(S_2 - S_1) - (S_3 - S_2)} \quad (7.3.2-1)$$

式中 S_{∞} ——根据实测沉降曲线推算的地基最终沉降量;

S_1, S_2, S_3 ——满载后,实测沉降曲线中对应于 t_1, t_2, t_3 时刻的沉降量, t_1, t_2, t_3 满足 $t_1 - t_2 = t_2 - t_3 = \Delta t$ 。

(2)采用“经验双曲线法”时,根据已拟合的实测 $S \sim t$ 光滑曲线,按下列公式推算:

$$S_{\infty} = S_0 + \frac{1}{\beta} \quad (7.3.2-2)$$

$$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta t} \quad (7.3.2-3)$$

式中 S_{∞} ——地基的最终沉降量;

S_0 ——满载时,即 $t=0$ (假定)时的地基沉降量;

S_t ——某时刻的地基沉降量;

α, β ——与地基及荷载有关的常数,可根据式(7.3.2-3)用图解法求出(图7.3.2);

t ——从满载开始的时间。

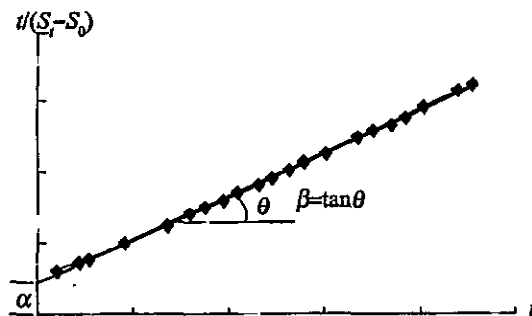


图 7.3.2 图解法求解 α, β 值

7.4 适应与减小地基沉降与差异沉降的措施

7.4.1 地基沉降和差异沉降计算值大于限值时,宜采取下列措施:

(1)结构构造措施:设置沉降缝、采用轻型结构、回填轻质材料、调整基础平面尺寸或埋深、增加整体刚度和强度等;

(2)施工措施:调整施工程序与进度等;

(3)地基处理措施:采用真空预压、堆载预压和换填砂垫层等一种或几种地基处理方法的组合进行地基加固;

(4)考虑地基基础和上部结构的共同作用时,采取地基处理和结构措施相结合的方法。

8 地基处理

8.1 一般规定

8.1.1 地基处理方法应考虑土质条件及加载方式、建筑物类型及适应变形能力、施工条件、材料来源、地下水条件和处理费用等因素选定,必要时可联合应用多种地基处理方法。港口工程中常用的地基处理法可按表 8.1.1 选用。

地基处理的主要方法

表 8.1.1

地基处理的主要方法		适用土质情况	适用建筑物情况
换填法	换填砂垫层法	换填厚度不宜大于 4m 的软土	码头防波堤等
	土工合成材料(包括土工织物、格栅、土工网等)垫层法	软土地基	适应变形能力强的防波堤等建筑物
	爆破排淤填石法	有下卧持力层的厚度一般为 4 ~ 24m 的淤泥、淤泥质土	适用于防波堤、护岸等建筑物。对软土较深厚工程,需经试验才能确定施工工艺
	抛石挤淤法	厚度小于 5m 的淤泥或流泥	
排水固结法	堆载预压法	淤泥、淤泥质土、冲填土等饱和粘土地基,但不适用于泥炭土	适用于防波堤、护岸等建筑物。码头后方堆场、仓库地坪、利用软土人工造陆、人工岛、油罐、道路,以及对变形控制要求不高的工民建等建筑物地基加固
	真空预压(含真空联合堆载预压)法	以粘性土为主的软土地基,必要时可以联合堆载	码头后方堆场、仓库地坪、利用软土人工造陆、人工岛、油罐、道路,以及对变形控制要求不高的工民建等建筑物地基加固。真空预压尤其适用于超软土地基加固
轻型真空井点法		渗透系数 $1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ 的土层	加固基坑边坡、基坑降水
强夯法		松软的碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、素填土和杂填土	码头堆场、道路及其他港工及工民建地基
振冲法	振冲置换法	砂土、粉土、粉质粘土、素填土和杂填土。对于不排水抗剪强度小于 20kPa 的饱和粘性土应通过试验确定其适用性	堆场道路及其他港工及工民建地基
	振冲密实法	砂土及各类散粒材料的填土	
水下深层水泥搅拌法		淤泥、淤泥质土和含水率较高且地基承载力不大于 120kPa 的粘性土地基	水(海)上重力式水工建筑物地基及陆上港工及工民建地基

8.1.2 地基处理工程可能对周围环境或建筑物产生不利影响时,应对影响程度进行分析和计算。有危害时,应采取防护措施。

8.1.3 地基处理设计所需资料应符合下列规定。

8.1.3.1 采用堆载预压法、真空预压法等排水固结法处理地基时,应着重取得土的渗透系数、固结系数、天然压密状态、压缩性指标、先期固结压力、现场十字板剪强度及灵敏度、砂夹层和砂透镜体的分布资料。采用真空预压法尚应查明相对透水层、地下水位置及承压水性质、有无补给水源、表层透气性等。

8.1.3.2 固结系数可通过室内固结试验确定或利用已有沉降资料按附录 M 推算。对水平向和垂向渗透性相差较大的土层,宜分别测定水平向和垂向固结系数。重要或大型工程地基的固结系数宜采用现场渗透试验与室内压缩试验的成果确定。

8.1.4 重要或大型工程应在有代表性的场地上采用选定的地基处理方法进行现场试验或试验性施工,并进行必要的测试,检验设计参数和处理效果,指导全场的设计和施工。当达不到设计要求时,应查明原因,采取措施或修改设计。

8.1.5 施工过程中应根据不同处理方法,对主要土性指标及地基变形等进行监测,出现异常情况时应及时采取措施。

8.1.6 真空预压法、土工合成材料垫层法、爆破排淤填石法、抛石挤淤法和水下深层水泥搅拌法应符合现行行业标准《真空预压加固软土地基技术规程》(JTS 147—2)、《水运工程土工合成材料应用技术规范》(JTJ 239)、《水运工程爆破技术规范》(JTS 204)和《水下深层水泥搅拌法加固软土地基技术规程》(JTJ/T 259)的有关规定。

8.2 换填砂垫层法

8.2.1 换填砂垫层法的砂料宜采用级配良好且不含杂质的中、粗砂。对起排水作用的换填砂垫层,其含泥量不宜大于5%。

8.2.2 对于条形基础,换填砂垫层的厚度和宽度的确定应先假定其厚度和宽度,按第5章~第7章的有关规定验算其地基承载力、土坡与地基稳定和沉降,直到满足要求即可确定换填砂层的厚度和宽度。

8.2.3 砂垫层施工时应减少对地基土的扰动。陆上干施工的砂垫层宜分层填筑,分层压密;水下施工的砂垫层应均匀抛填;回淤严重的地区应控制抛砂的间歇时间,避免出现淤泥夹层;开挖的基槽应防止槽底回淤,并应采取清淤措施,对难以清除的槽底薄层淤泥,可在槽底抛一薄层块石;抛填砂易流失的地区可采用土工织物袋内充砂结构。砂垫层密实度达不到设计要求时,较深厚的垫层可用振冲法将其振密,表层或厚度较小的砂垫层,宜在其上抛一定厚度碎石,再作夯实处理。

8.2.4 检验砂垫层的密实度宜采用标准贯入试验法。

8.3 堆载预压法

8.3.1 软土厚度不大或含有较多薄粉砂夹层,在设计荷载作用下其固结速率能满足工期要求时,可只设置排水砂垫层,进行堆载预压。排水砂垫层的厚度,陆上不宜小于0.4m;

水下不宜小于 1m,采用土工织物袋内充砂时可适当减小。软土厚度较大时,应增设塑料排水板或袋装砂井、普通砂井等竖向排水体。

8.3.2 排水砂垫层的砂料宜采用含泥量不大于 5% 且渗透系数不小于 $5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 的中、粗砂。

8.3.3 陆上排水砂垫层可用人工或机械一次铺设。水下排水砂垫层的施工,按第 8.2.3 条的有关规定执行。

8.3.4 堆载预压设计计算主要内容应包括:

- (1) 选择竖向排水体的型式,确定其断面尺寸、间距、排列方式和深度;
- (2) 确定施加荷载的大小、范围、分级、加荷速率、预压或分级预压时间和卸载标准;
- (3) 计算地基固结度、强度增长、抗滑稳定及变形等;
- (4) 提出质量监测、检验要求。

8.3.5 堆载预压设计应符合下列规定。

8.3.5.1 预压荷载应根据设计要求确定,可取建筑物或堆场的基底压力作为预压荷载。实际施加的荷载应包括预压荷载和由于地面高程不足或因预压沉降使预压后地表低于设计地面高程而回填或补填的土重。当在设计预压荷载下,规定时间内不能满足加固要求时,可采用超载预压,预压荷载应通过试算确定。

8.3.5.2 加载范围应不小于建筑物基础外缘所包围的范围。

8.3.5.3 加载速率应与地基土的强度增长相适应,加载各阶段应进行地基稳定验算。

8.3.5.4 竖向排水体长度应根据工程要求和土层情况等确定。软土厚度不大时,竖向排水体可贯穿软土层;软土厚度较大时,应根据稳定或沉降的要求确定;对以地基稳定性控制的工程,竖向排水体深度至少应超过危险滑动面以下 3m;软土层中如分布有砂夹层或砂透镜体时,设计中应考虑利用。

8.3.5.5 竖向排水体间距应根据所要求的固结时间等确定。普通砂井宜采用 2~3m,袋装砂井宜采用 1~1.5m,塑料排水板宜采用 0.7~1.5m。高灵敏度粘土宜取较大值。

8.3.5.6 竖向排水体的最大间距可用井径比控制。普通砂井的井径比不宜大于 10;袋装砂井的井径比不宜大于 25;塑料排水板的井径比不宜大于 20;井径比应按式(8.3.5-1)计算:

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (8.3.5-1)$$

式中 n ——井径比;

d_e ——竖向排水体径向排水范围的等效直径(cm);

d_w ——竖向排水体等效换算直径(cm)。

8.3.5.7 对于竖向排水体直径,普通砂井水下宜采用 30~40cm,陆上宜小于 30cm;袋装砂井宜采用 7cm。塑料排水板宽度宜为 10cm,厚度宜为 3.5~5.0mm,其竖向排水体等效换算直径可按式(8.3.5-2)计算:

$$d_w = \alpha \frac{2(b + \delta_0)}{\pi} \quad (8.3.5-2)$$

式中 d_w ——竖向排水体等效换算直径(cm);

α ——换算系数,无试验资料时可取 $\alpha = 0.75 \sim 1.0$;

b ——塑料排水板宽度(cm);

δ_0 ——塑料排水板厚度(cm)。

8.3.5.8 竖向排水体的平面布置可采用等边三角形或正方形,其径向排水范围的等效直径可按下式计算:

$$d_e = \alpha_1 d \quad (8.3.5-3)$$

式中 d_e ——竖向排水体径向排水范围的等效直径(cm);

α_1 ——换算系数,正三角形布置时取 1.05,正方形布置时取 1.13;

d ——相邻竖向排水体中心间距(cm)。

8.3.5.9 竖向排水体顶面上应铺设排水砂垫层。砂料不足时,在干施工情况下,砂垫层可用砂沟代替。砂垫层厚度和砂料质量应符合第 8.3.1 条和第 8.3.2 条的规定。

8.3.6 瞬时加荷条件下,砂井地基的平均总应力固结度、竖向平均应力固结度和径向平均应力固结度宜按第 7.1.7 条的有关公式计算,也可按附录 N 查表确定。当砂井加固范围内各区的计算条件不同时,宜分别计算平均总固结度。对防波堤和重力式码头,计算短暂状况的固结沉降时,宜采用该时期的平均水位,计算持久状况的固结沉降时,宜采用设计低水位。

8.3.7 当地基土灵敏度较高、塑料排水板间距较小或打设深度较大时,应考虑井阻与涂抹效应对地基应力固结度的影响,其瞬时加载条件下径向平均应力固结度可按下列公式计算:

$$U_r = 1 - \exp(-\beta_r t) \quad (8.3.7-1)$$

$$\beta_r = \frac{8C_h}{[F(n) + J + \pi G] d_e^2} \quad (8.3.7-2)$$

$$J = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \ln \lambda \quad (8.3.7-3)$$

$$G = \frac{q_h}{q_w / F_s} \cdot \frac{L}{4d_w} \quad (8.3.7-4)$$

$$q_h = k_h \pi d_w L \quad (8.3.7-5)$$

式中 U_r ——地基的径向平均应力固结度;

β_r ——轴对称径向排水固结参数;

t ——固结时间(s);

C_h ——地基水平固结系数(cm^2/s);

$F(n)$ ——井径比因子,应采用式(7.1.7-6)计算确定;

J ——涂抹因子,当不大于 0.4 时,固结度可按无涂抹影响计算;

G ——井阻因子;

d_e ——塑料排水板径向排水范围的等效直径(cm);

k_h ——地基水平渗透系数(cm/s);

k_s ——涂抹层水平渗透系数(cm/s),宜用扰动土按常规试验方法测定,无试验资

料时,渗透系数比 k_h/k_s 可取 1.5 ~ 8.0, 对 $I_p \geq 30$ 的均质高塑性粘土取 1.5 ~ 3.0, 对非均质粉质粘土取 3.0 ~ 5.0, 对非均质并具有粉土或细砂微层理结构的可塑性粘土取 5.0 ~ 8.0;

λ ——涂抹比,可取 1.5 ~ 4.0, 施工对地基土扰动小时取低值, 扰动较大时取高值;

q_h ——单位水力梯度下,单位时间地基中渗入塑料排水板的水量 (cm^3/s);

q_w ——塑料排水板纵向通水量 (cm^3/s);

F_s ——安全系数, $L \leq 10\text{m}$ 时取 4, $10\text{m} < L \leq 20\text{m}$ 时取 5, $L > 20\text{m}$ 时取 6;

L ——塑料排水板打设深度 (cm);

d_w ——塑料排水板的等效换算直径 (cm)。

8.3.8 分级加载条件下,砂井地基对应于总荷载在 t 时刻的平均总应力固结度(图 8.3.8)可按下列式计算:

$$U_{\Sigma} = \sum_{i=1}^m U_{\Sigma i} \left(t - \frac{T_i^0 + T_i^f}{2} \right) \frac{P_i}{\sum P_i} \quad (8.3.8)$$

式中 U_{Σ} ——分级加荷条件下,砂井地基对应于总荷载在 t 时间的平均总应力固结度;
 m ——加荷级数;

$U_{\Sigma i} \left(t - \frac{T_i^0 + T_i^f}{2} \right)$ ——瞬时加荷条件下,对应于第 i 级荷载 t 时刻的平均应力固结度,可按第 7.1.7 条有关公式计算,其对应的瞬时加荷固结时间为: $t - (T_i^0 + T_i^f)/2$;

t ——对应第 i 级分级加荷起点计算的分级加荷固结时间 (s);

T_i^0 ——第 i 级荷载加荷的起始时间 (s);

T_i^f ——第 i 级荷载加荷的终了时间 (s), 当计算加荷期间的应力固结度时, T_i^f 应改为 t ;

P_i ——第 i 级预压荷载 (kPa), 当计算加荷期间的应力固结度时, 式中 P_i 应改为 ΔP_i , ΔP_i 为对应于第 i 级荷载加荷期间 t 时刻的荷载增量。

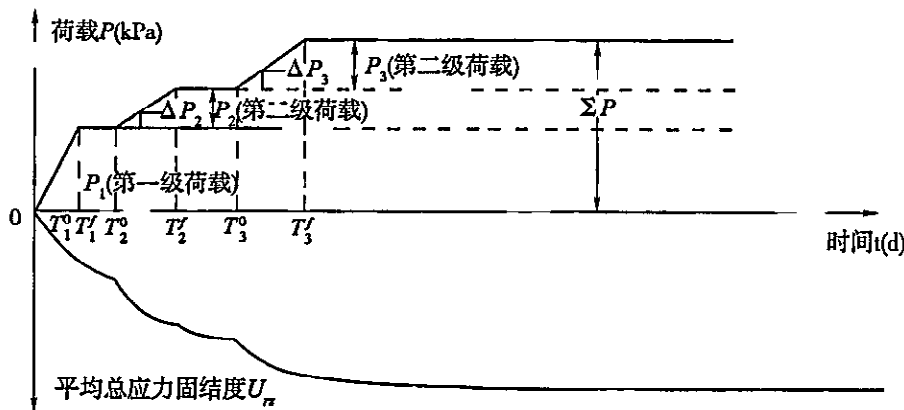


图 8.3.8 分级加荷固结过程示意图

8.3.9 对于正常压密的粘性土,地基土强度增量的标准值可按下列式计算:

$$\Delta c_{sk} = U_{\Sigma} \sigma_{sk} \tan \varphi_{cq} \quad (8.3.9)$$

式中 Δc_{uk} ——地基或土层的强度增量的标准值(kPa)；

U_{rs} ——地基或土层的平均应力固结度,可按第7.1.7条或第8.3.8条有关公式计算；

σ_{zk} ——地基或土层垂直附加应力平均值标准值(kPa)；

φ_{eq} ——地基或土层的固结快剪内摩擦角标准值($^{\circ}$),可取均值。

8.3.10 竖向排水体施工应符合下列规定。

8.3.10.1 竖向排水体的施工机具应根据采用排水体的类型选用。当吹填不久的软土或超软土上打设竖向排水体时,可在软土面上铺设砂石垫层,必要时可以加铺土工织物配合竹芭或荆芭,使用轻型打设机打设袋装砂井或塑料排水板。

8.3.10.2 排水砂井所用砂料宜用中、粗砂,含泥量应不大于5%且渗透系数不小于 $5 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ 。塑料排水板应满足设计要求。

8.3.10.3 砂井中充灌的砂柱有中断时应补打。套管法施工的砂井,灌砂率不得小于计算值的85%,对于袋装砂井不得小于95%。打设前袋装砂井应达到密实状态,砂袋打设时不得发生扭结、缩径或断裂现象。袋装砂井打设后,至少应露出砂垫层50cm。

8.3.10.4 塑料排水板施工质量应符合现行行业标准《水运工程塑料排水板应用技术规程》(JTS 206—1)的有关规定。

8.3.11 施工时,应根据设计要求加载,并应监测地基的水平位移和垂直位移。控制标准应符合下列规定。

8.3.11.1 水平位移每昼夜不应大于5mm。

8.3.11.2 对设置竖向排水体的地基,基底中心的沉降每昼夜不应大于15mm;对天然地基,基底中心的沉降每昼夜不应大于10mm。当加固的地基土很软且深厚时,上述标准可适当放宽。

8.3.12 施工过程中应进行原位观测,监测预压过程中地基变形和稳定性的动态变化,推算地基的最终沉降,确定不同时间地基的固结度和相应的沉降、强度,分析加固效果,确定卸载时间。原位观测应包括下列主要内容:

- (1) 地表沉降和分层沉降;
- (2) 地基中孔隙水压力;
- (3) 地表坡脚处的侧向位移;
- (4) 地下水位。

8.3.13 以地基稳定为控制因素的重要工程,应在预压区内选择代表性位置预留孔位,在加载不同阶段进行十字板剪强度试验和钻取土样进行室内土工试验,验算地基的稳定性。

8.3.14 预压后的地基应进行十字板剪强度试验并钻取土样进行室内土工试验,检验加固效果。

8.4 轻型真空井点法

8.4.1 轻型真空井点法设计应符合下列规定。

8.4.1.1 土层的渗透系数和井点的影响半径,可由现场试验确定或采用经验数据。

8.4.1.2 井点布置应根据土质情况、加固区面积和形状以及对降水深度的要求选择适当方案,可布置成环行或线形。当要求的降深不超过 6.0m 时宜用一级井点,超过 6.0m 时宜用多级井点。

8.4.1.3 井管外径可采用 3.8 ~ 5.0cm。井点间距可由现场试验确定,宜为 0.8 ~ 2.0m。

8.4.1.4 由降水而产生的预压荷载可按下式计算:

$$\Delta p = \alpha \gamma_w Z \quad (8.4.1)$$

式中 Δp ——由降水而产生的预压荷载(kPa);

α ——与饱和度有关的系数,可取 0.9 ~ 1.0;

γ_w ——水的重度(kN/m³);

Z ——降水深度(m)。

8.4.1.5 井点抽水作用下的土坡和地基稳定计算应符合第 6 章的有关规定。

8.4.2 轻型真空井点法施工应符合下列规定。

8.4.2.1 井管下端滤管的长度宜为 1 ~ 2m,滤孔面积应占滤管表面积的 20% ~ 25%,滤管应外包两层滤网及棕皮。

8.4.2.2 井点的管路系统应密封。

8.4.2.3 在粘性土中宜采用水冲法沉设井点,滤管以下应有 50cm 以上的垫底砂,井管周围的砂滤层厚度应均匀,砂滤层的砂料宜使用粗砂。井孔表层周围应以粘土捣实封口,封土深度不应小于 1m。

8.4.3 井点运转过程中应进行观测。观测内容应包括沉降、水平位移、抽水量和土层的零压线。有条件时,宜检验土层强度增量。坡顶或坡面出现裂缝时,应分析原因并观测裂缝的发展情况,必要时应采取相应措施。

8.5 强 夯 法

8.5.1 强夯法设计应符合下列规定。

8.5.1.1 夯前勘察除应进行常规勘察试验项目外,尚应根据土质特点和工程要求,安排适于检验强夯效果的原位观测或其他试验项目。

8.5.1.2 单击夯击能应根据要求的加固深度经现场试夯或当地经验确定,缺少试验资料或经验时可按式(8.5.1)计算,也可按表 8.5.1 预估。

$$H \approx \alpha \sqrt{\frac{Mh}{10}} \quad (8.5.1)$$

式中 H ——强夯的有效加固深度(m);

α ——经验系数,一般采用 0.4 ~ 0.7,具体数值可通过试验确定;

M ——锤重(kN);

h ——落距(m)。

8.5.1.3 夯点宜采用正方形或梅花形布置,间距宜为 5 ~ 10m,处理深度较深或单击夯击能较大的工程取较大值。

强夯法的有效加固深度(m)

表 8.5.1

单击夯击能(kN·m)	碎石土、砂土等粗颗粒土	粉土、粘性土、湿陷性黄土等细颗粒土
1000	5.0~6.0	4.0~5.0
2000	6.0~7.0	5.0~6.0
3000	7.0~8.0	6.0~7.0
4000	8.0~9.0	7.0~8.0
5000	9.0~9.5	8.0~8.5
6000	9.5~10.0	8.5~9.0
8000	10.0~10.5	9.0~9.5

8.5.1.4 单点夯击击数应根据现场试验中得到的最佳夯击能确定。单击夯击能小于4000kN·m时最后两击的平均夯沉量不应大于5cm,单击夯击能为4000~6000kN·m时不应大于10cm,单击夯击能大于6000kN·m时不应大于20cm。

8.5.1.5 单点夯击遍数应根据地基土的性质确定,宜采用2~3遍,对渗透性弱的细粒土夯击遍数可适当增加。后一遍夯点应选在前一遍夯点间隙位置。单点夯击完成后再以低能量满夯2遍。

8.5.1.6 两遍之间的间歇时间应根据土中超静孔隙水压力的消散时间确定,缺少实测资料时,可根据地基土的渗透性确定。对于渗透性差的粘性土地基,两遍之间的间歇时间不宜少于3~4周,粉土地基的间歇时间不宜少于2周,对于碎石土及砂土等渗透性好的土可连续夯击。

8.5.1.7 强夯处理范围应大于建筑物基础范围,每边超出基础外缘的宽度宜为设计处理深度的1/2~2/3,且不宜小于3m。

8.5.1.8 强夯施工的各项参数宜通过现场试验确定。

8.5.2 强夯法施工应符合下列规定。

8.5.2.1 当地下水位较高,夯坑底积水影响施工时,可采用挖排水沟、人工降低地下水位以及铺垫厚度为0.5~2.0m的砂石垫层等措施,并应及时排除夯坑或场地内积水。

8.5.2.2 当强夯施工振动对邻近建筑物、设备及地下管线产生有害影响时,应采取防振或隔振措施,并设置监测点。

8.5.2.3 强夯施工应按强夯试验确定的施工参数进行,每夯完一遍应将夯坑填平,测量场地的平均高程。

8.5.2.4 完成全部夯击遍数后,应推平场地,用低能量满夯,将场地表层松土夯实。

8.5.2.5 施工过程中应做好下列监测工作,并详细记录:

- (1) 开夯前检查夯锤重和落距,确保单击夯击能量符合设计要求;
- (2) 每遍夯击前,对夯点放线进行复核,夯完后检查夯坑位置,发现偏位或漏夯及时补夯;
- (3) 按设计要求检查每个夯点的夯击次数和每击的夯沉量。

8.5.3 强夯法施工质量检验应符合下列规定。

8.5.3.1 强夯处理后的质量检验应根据土质情况及设计要求采用相应的原位测试和室内土工试验进行检验。对于简单场地上的一般建筑物地基,载荷试验检验点不宜少于3点;对于复杂场地或重要建筑物地基应增加检验点数。

8.5.3.2 强夯施工质量检验应在强夯施工结束一定时间后进行。碎石土和砂土地基,间隔时间可取7~14d;粉土和粘性土地基可取14~28d。

8.6 振冲置换法

8.6.1 振冲置换法设计应符合下列规定。

8.6.1.1 处理范围应根据建筑物基础结构型式、受力特点及建筑物的重要性的和场地条件确定,宜在基础外缘扩大2~3排桩;当软土层较厚或荷载较大时,应通过计算确定基础外缘扩大桩排数;对可液化地基,应在基础外缘扩大2~4排桩,扩展宽度不应小于基底以下可液化土层厚度的1/2,且不小于5.0m。

8.6.1.2 桩位布置形式应根据处理面积和基础形式确定。对大面积满堂处理,宜用等边三角形布置;对单独基础或长条形基础,宜用正方形、矩形或等腰三角形布置。

8.6.1.3 桩的间距应根据上部结构荷载大小和场地土层情况,结合振冲器功率综合考虑,可采用1.3~4.0m。

8.6.1.4 桩的直径应根据设计所需的面积置换率和桩间距确定,宜采用0.8~1.5m。

8.6.1.5 振冲桩桩长不宜小于6m。软弱土层较薄时,桩长应按穿过软弱土层至相对硬层确定;软弱土层深厚时,应按建筑物地基的变形允许值确定;以稳定性控制的工程桩应穿过危险滑动面以下至少3.0m;当为可液化的地基时,桩长应满足抗震要求。

8.6.1.6 在桩顶和基础之间宜铺设一层300~500mm厚的碎石垫层。

8.6.1.7 桩体材料宜采用含泥量不大于5%的碎石,结合当地材料来源也可采用卵石、角砾、圆砾等硬质材料,不宜选用风化易碎石料。常用的填料粒径宜按表8.6.1选取且不应采用单一粒径填料。

填料粒径选择

表 8.6.1

振冲器(kW)	填料粒径(mm)	振冲器(kW)	填料粒径(mm)
30	20~80	75	40~150
55	30~100	130	50~200

8.6.1.8 采用振冲置换法加固土坡的抗滑稳定分析应按第6章有关规定执行,复合土层的抗剪强度标准值可按下列公式计算:

$$\tan\varphi_{sp} = m\mu_p \tan\varphi_p + (1 - m\mu_p) \tan\varphi_s \quad (8.6.1-1)$$

$$c_{sp} = (1 - m)c_s \quad (8.6.1-2)$$

$$\mu_p = \frac{n}{1 + (n - 1)m} \quad (8.6.1-3)$$

式中 φ_{sp} ——复合土层内摩擦角标准值($^{\circ}$);

- m ——面积置换率;
- μ_p ——应力集中系数;
- φ_p ——桩体材料内摩擦角标准值($^{\circ}$);
- φ_s ——桩间土内摩擦角标准值($^{\circ}$),砂土或粉土取试验值,较软的粘性土地基适当降低;
- c_{sp} ——复合土层粘聚力标准值(kPa);
- c_s ——桩间土粘聚力标准值(kPa);
- n ——桩土应力比,土坡和地基稳定计算时取1.0~2.0,附加应力小时取低值,大时取高值;地基承载力验算时取2.0~3.0,桩间土强度低取大值,强度高取小值。

8.6.1.9 地基最终变形量计算可按现行行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79)的有关规定执行。

8.6.2 振冲置换法施工应符合下列规定。

8.6.2.1 振冲施工可用功率为30~130kW的振冲器。在已有建筑物附近施工宜用功率较小的振冲器,水上施工宜用功率较大的振冲器。施工中应严格检查振冲器的绝缘性能。施工前应进行现场试验,确定供水系统水压、流量、振密电流、留振时间、填料量等各项施工参数。

8.6.2.2 施工时可采用围打法、放射法、跳打法、排打法或组合法。砂土和粉土地基宜采用围打法,粘性土地基宜采用放射法或跳打法,土坡工程宜采用自下而上的排打法。施工时应按背离已有建筑物的方向推进。

8.6.2.3 成孔贯入时水压可用200~600kPa,水量可用200~400L/min。振冲器应徐徐沉入土中,造孔速度宜为0.5~2.0m/min。振冲器在沉入每批填料中振密时,电流必须超过规定的密实电流,若达不到规定值,应向孔内继续加填料振密。记录每一深度的最终电流量和填料量以及留振时间。

8.6.2.4 施工过程中,各段桩体的密实电流、填料量和留振时间应符合试验确定的施工参数。

8.6.2.5 施工现场应事先设置泥水排放系统并宜设置沉淀池,宜重复使用上部清水,严禁将泥水直接排入下水道或河流。

8.6.2.6 对于水上工程,应具有适用于水上施工的船舶式水上施工平台,投料应准确。

8.6.2.7 施工完成后,应将顶部的松散桩体挖除或用碾压等方法进行密实,随后铺设300~500mm厚的碎石垫层并压实。对海上工程,顶部松散桩体可不挖除,应在其上抛1~2m碎石,进行水下夯实。

8.6.3 振冲置换法质量监测和检验应符合下列规定。

8.6.3.1 施工过程中应对场地地面高程、裂缝和深层水平位移进行监测,必要时应对孔隙水压力和地下水位进行监测。

8.6.3.2 桩体检验可采用重型动力触探或静力触探进行检验,检验数量宜取总桩数的1%~2%,且不得少于3根。对砂土和粉土地基,检验可在成桩1~3d后进行,对粘性土

地基,检验可在成桩后 10d 左右进行。

8.6.3.3 单桩载荷试验检验的数量不宜少于总桩数的 0.5%,且不得少于 3 根。

8.6.3.4 复合地基承载力宜采用单桩复合地基载荷试验进行检验,必要时应采用多桩复合地基载荷试验进行检验,检验数量不宜少于总桩数的 0.5%,且不得少于 3 组。

8.6.3.5 桩间土可采用静力触探、标准贯入、十字板剪或载荷试验等原位试验方法进行检验,同时宜现场取样并进行室内土工试验。

8.6.3.6 复合地基、单桩载荷试验和桩间土检验应在施工完成并间隔一定时间后进行。粘性土地基的间隔时间可取 21~28d,粉土地基可取 14d,砂土地基可取 7d。

8.7 振冲密实法

8.7.1 振冲密实法设计应符合下列规定。

8.7.1.1 处理范围应大于建筑物基础范围,在建筑物基础外缘每边放宽不得少于 5m。

8.7.1.2 处理的土层较薄时,振冲深度应穿过需处理土层至相对硬层;处理的土层深厚时,应按建筑物地基的变形允许值和满足地基稳定性确定振冲深度;当为可液化的地基时,处理深度应满足地基强度、变形及抗震要求。

8.7.1.3 振冲点宜按等边三角形或正方形布置,其间距应根据土的颗粒组成、要求达到的密实程度、地下水位和振冲器功率等在 2.0~3.0m 范围内选取,并通过现场试验验证后确定。

8.7.1.4 当需填料时,每一振冲点所需的填料量应根据地基土要求达到的密实程度和振冲点间距,通过现场试验确定。填料宜用质地坚硬的碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂等材料,粒径宜小于 5cm。

8.7.1.5 地基承载力标准值和变形计算可按现行行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79)的有关规定执行。

8.7.2 振冲密实法施工可按第 8.6.2 条的有关规定执行,并应符合下列规定。

8.7.2.1 加填料的振冲密实施工宜采用以下工艺:

- (1)成孔贯入时水压和水量按第 8.6.2.3 款的规定控制;
- (2)振冲器下沉速率控制在 1~2m/min 范围内;
- (3)填料在振冲器振动下依靠自重下沉至孔底;
- (4)在电流升高到规定的控制值后,将振冲器上提 0.3~0.5m;
- (5)反复进行,至全孔完成。

8.7.2.2 在中粗砂砂层中施工遇振冲器不能贯入时,可增设辅助水管。

8.7.2.3 振冲加密宜进行现场工艺试验,确定振密的可能性、振密电流值、留振时间、提升高度、振冲水压力和振后土层的物理力学指标等。

8.7.3 振冲密实法质量监测和检验应符合下列规定。

8.7.3.1 施工过程中应对场地地面高程变化和深层水平位移进行监测,必要时应对地下水位进行监测。

8.7.3.2 加填料的振冲密实桩的质量检验应按第 8.6.3 条的有关规定执行。

8.7.3.3 对不加填料的振冲密实法处理的地基,宜根据土性采用标准贯入、动力触探、载荷试验等方法检验处理效果。检验点应选择在有代表性的或地基土质较差的地段,并位于振冲点围成的单元形心处。标准贯入和动力触探检验点数量可为振冲点数量的1%,且总数不得少于5孔。载荷试验的检验数量不宜少于振冲点数量的0.5%,且不得少于3点。

8.7.3.4 振冲施工结束后,除砂土地基外,应间隔一定时间后进行质量检验。

附录 A 岩土基本变量的概率分布及统计参数的近似确定方法

A.1 一般规定

A.1.1 进行样本统计分析,首先应按代表性分区,根据工程地质勘察确定的不同地质单元,区分属于不同母体的子样,分别对不同土层的岩土基本变量进行统计。

A.1.2 岩土基本变量应包括物理性指标和力学性指标。

A.1.3 基本变量的概率分布,应根据样本数据和估计的样本特征参数进行不同分布的拟合优度检验,得出合适的分布。除固结系数外,其余物理力学指标可选择为正态分布。粘聚力和内摩擦角应考虑互相关。

A.2 岩土基本变量统计参数的确定方法

A.2.1 除土的抗剪强度指标 c 、 φ 外,其余基本变量 x 的统计参数根据其样本数据 (x_1, x_2, \dots, x_n) ,可按下列公式计算:

$$\bar{\mu}_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{A.2.1-1})$$

$$\sigma_x = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{\mu}_x)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{A.2.1-2})$$

$$\delta_x = \frac{\sigma_x}{\bar{\mu}_x} \quad (\text{A.2.1-3})$$

式中 $\bar{\mu}_x$ ——平均值;

n ——样本试验件数;

x_i ——第 i 个样本数据 ($i=1 \sim n$);

σ_x ——标准差;

δ_x ——变异系数。

A.2.2 土的抗剪强度指标统计参数可按下列方法确定:

(1) 简化相关法即 τ 平均法按下列公式计算:

抗剪强度指标 $\tan\varphi$ 或 φ 、 c 的平均值

$$\mu_{\tan\varphi} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \tan\varphi_i \quad (\text{A.2.2-1})$$

$$\mu_\varphi = \tan^{-1}(\mu_{\tan\varphi}) \quad (\text{A.2.2-2})$$

$$\tan\varphi_i = \frac{\sum_{j=1}^k (p_j - \mu_p) \tau_{ij}}{\sum_{j=1}^k (p_j - \mu_p)^2} \quad (\text{A.2.2-3})$$

$$\varphi_i = \tan^{-1} \frac{\sum_{j=1}^k (p_j - \mu_p) \tau_{ij}}{\sum_{j=1}^k (p_j - \mu_p)^2} \quad (\text{A.2.2-4})$$

$$\mu_c = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n c_i \quad (\text{A.2.2-5})$$

$$c_i = \mu_{ci} - \mu_p \tan\varphi_i \quad (\text{A.2.2-6})$$

$$\mu_p = \frac{1}{k} \sum_{j=1}^k p_j \quad (\text{A.2.2-7})$$

$$\mu_{\tau i} = \frac{1}{k} \sum_{j=1}^k \tau_{ij} \quad (\text{A.2.2-8})$$

抗剪强度指标 c 和 $\tan\varphi$ 标准差

$$\sigma_{\tan\varphi} = \sqrt{\frac{1}{\Delta} \left[k \sum_{j=1}^k (p_j^2 \sigma_{\tau j}^2) - \sum_{j=1}^k p_j^2 \sum_{i=1}^n \sigma_{\tau i}^2 \right]} \quad (\text{A.2.2-9})$$

$$\Delta = k \sum_{j=1}^k p_j^4 - \left(\sum_{j=1}^k p_j^2 \right)^2 \quad (\text{A.2.2-10})$$

$$\sigma_{\tau j} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (c_i + p_j \tan\varphi_i - \mu_c - p_j \mu_{\tan\varphi})^2} \quad (\text{A.2.2-11})$$

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{1}{k} \sum_{j=1}^k \sigma_{\tau j}^2 - \frac{1}{k} \left[\sum_{j=1}^k p_j^2 \right] \sigma_{\tan\varphi}^2} \quad (\text{A.2.2-12})$$

$$\sigma_{\varphi} = \frac{180}{\pi} \sigma_{\tan\varphi} \cos^2 \mu_{\varphi} \quad (\text{A.2.2-13})$$

式中 $\mu_{\tan\varphi}$ —— $\tan\varphi$ 的平均值;

n —— 试验组数;

φ_i —— 第 i 组 ($i=1 \sim n$) 试验的内摩擦角 φ 的回归值($^\circ$);

$\tan\varphi_i$ —— φ_i 的正切函数;

μ_{φ} —— 内摩擦角 φ 的平均值($^\circ$);

k —— 每一组试验的垂直压力级数 ($j=1 \sim k$);

p_j —— 试验第 j 级垂直压力 ($j=1 \sim k$) (kPa);

μ_p —— 第 i 组 ($i=1 \sim n$) 试验的各级垂直压力 p_j ($j=1 \sim k$) 的平均值 (kPa);

τ_{ij} —— 第 i 组试验 ($i=1 \sim n$) 第 j 级压力 ($j=1 \sim k$) 下的抗剪强度 (kPa);

μ_c —— 粘聚力的平均值 (kPa);

c_i —— 第 i 组 ($i=1 \sim n$) 试验的粘聚力的回归值 (kPa);

$\mu_{\tau i}$ —— 第 i 组试验 ($i=1 \sim n$) 各级压力 ($j=1 \sim k$) 下抗剪强度 τ_{ij} 的平均值 (kPa);

$\sigma_{\tan\varphi}$ —— $\tan\varphi$ 的标准差;

$\sigma_{\tau j}$ —— 对应于第 j 级垂直压力的 $1 \sim n$ 组抗剪强度试验值的标准差 (kPa);

σ_c ——粘聚力 c 的标准差(kPa)；

σ_φ ——内摩擦角 φ 的标准差(°)。

(2) 正交变换法按下列公式计算：

抗剪强度指标 c 和 $\tan\varphi$ 变换

$$c = c' + p_s \tan\varphi \quad (\text{A. 2. 2-14})$$

$$p_s = \gamma \frac{\sigma_c}{\sigma_{\tan\varphi}} \quad (\text{A. 2. 2-15})$$

$$c' = c - p_s \tan\varphi \quad (\text{A. 2. 2-16})$$

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (c_i - \mu_c)^2} \quad (\text{A. 2. 2-17})$$

$$\sigma_{\tan\varphi} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\tan\varphi_i - \mu_{\tan\varphi})^2} \quad (\text{A. 2. 2-18})$$

c 和 $\tan\varphi$ 的相关系数 γ

$$\gamma = \frac{\sigma_{c \cdot \tan\varphi}}{\sigma_c \sigma_{\tan\varphi}} \quad (\text{A. 2. 2-19})$$

c 和 $\tan\varphi$ 的协方差 $\sigma_{c \cdot \tan\varphi}$

$$\sigma_{c \cdot \tan\varphi} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (c_i - \mu_c) (\tan\varphi_i - \mu_{\tan\varphi}) \quad (\text{A. 2. 2-20})$$

c' 和 $\tan\varphi$ 的统计参数

$$\mu'_c = \mu_c - p_s \mu_{\tan\varphi} \quad (\text{A. 2. 2-21})$$

$$\sigma'_c = \sigma_c \sqrt{1 - \gamma^2} \quad (\text{A. 2. 2-22})$$

式中 c ——粘聚力(kPa)；

φ ——内摩擦角(°)；

γ ——为 c 和 $\tan\varphi$ 的相关系数；

σ_c 、 $\sigma_{\tan\varphi}$ ——分别为用传统法求得的 c 和 $\tan\varphi$ 的标准差；

c_i ——第 i 组 ($i=1 \sim n$) 试验的粘聚力回归值,用式(A. 2. 2-6)计算；

μ_c ——粘聚力 c 的平均值(kPa),用式(A. 2. 2-5)计算；

φ_i ——第 i 组 ($i=1 \sim n$) 试验的内摩擦角回归值,应用式(A. 2. 2-4)计算；

$\mu_{\tan\varphi}$ —— $\tan\varphi$ 的平均值,应用式(A. 2. 2-1)计算；

$\sigma_{c \cdot \tan\varphi}$ ——为 c 和 $\tan\varphi$ 协方差。

(3) 计算地基承载力及边坡稳定时, c 和 φ 的标准值 c_k 和 φ_k 按下列公式计算：

$$c_k = \mu_c \quad (\text{A. 2. 2-23})$$

$$\varphi_k = \mu_\varphi \quad (\text{A. 2. 2-24})$$

式中 c_k ——粘聚力 c 的标准值(kPa)；

μ_c ——粘聚力 c 的均值(kPa)；

φ_k ——内摩擦角的标准值(°)；

μ_φ ——内摩擦角的均值(°)。

A.3 可靠指标计算时基本变量统计参数的确定方法

A.3.1 对于需要进行可靠指标计算的工程,岩土基本变量分布参数的统计应按随机场考虑。

A.3.2 各土层岩土基本变量的最少取样件数不应少于6组,每组代表1个岩土基本变量沿深度的随机过程样本,应具有代表性,样本中每个相邻子样的取样间距应小于等于相关距离。

A.3.3 除土的抗剪强度指标 c 、 φ 外,其余基本变量 x 的统计参数根据其样本数据 $(x_1, x_2 \cdots x_n)$,应符合下列规定。

A.3.3.1 平均值应按下式计算:

$$\mu_x^s = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{A.3.3-1})$$

式中 μ_x^s ——随机过程平均值;

x_i ——随机过程样本子样数据($i=1 \sim n$);

n ——随机过程子样件数。

A.3.3.2 标准差应分为点标准差和均值标准差两部分统计。

A.3.3.3 点标准差应按下式计算:

$$\sigma_x = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x^s)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{A.3.3-2})$$

式中 σ_x ——点标准差;

x_i ——随机过程样本子样数据($i=1 \sim n$);

μ_x^s ——随机过程平均值;

n ——随机过程子样件数。

A.3.3.4 均值标准差计算应满足下列要求:

(1) 一维空间随机场标准差按下式计算:

$$\bar{\sigma}_x = \sigma_x [\Gamma^2(h)]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{A.3.3-3})$$

式中 $\bar{\sigma}_x$ ——一维空间随机场均值标准差;

σ_x ——点标准差;

$\Gamma^2(h)$ ——一维方差折减系数。

(2) 二维空间随机场标准差按下式计算:

$$\bar{\sigma}_{xy} = \eta \bar{\sigma}_x \quad (\text{A.3.3-4})$$

式中 $\bar{\sigma}_{xy}$ ——二维空间随机场均值标准差;

$\bar{\sigma}_x$ ——一维空间随机场均值标准差;

η ——空间均值方差修正系数,按随机场取样要求取样,获取资料,按二维随机场理论计算,有经验时按经验取值。

A.3.3.5 一维随机过程方差折减系数的确定应满足下列要求:

(1) 基本变量的原始数据随深度变化时,对原始数据按下式进行标准化处理,处理后

的土层作为“统计上均匀”。

$$x'_i = \frac{x_i - u_x}{\sigma_x} \quad (\text{A. 3.3-5})$$

式中 x'_i ——标准化后的样本数据；

x_i ——随深度变化的一维随机过程原始数据 ($i=1 \sim n$)；

u_x ——对应原始数据 x_i ($i=1 \sim n$) 随深度规律变化的均值；

σ_x —— x_i 的点标准差。

(2) 用相关函数法求相关距离。首先对 $\Delta z = i\Delta z_0$ 取不同的 i 值 (其中, Δz_0 为取样间距, $i=1 \sim n$), 计算相关函数 $\rho(\Delta z) = \rho(i\Delta z_0) = \frac{1}{n-i} \sum_{k=1}^{n-i} x'_k x'_{k+i}$; 其次利用计算值点绘出 $\rho(\Delta z) \sim \Delta z$ 图; 利用式 (A. 3.3-6) 进行相关函数的回归, 确定参数 b 和 ω 的值; 利用式 (A. 3.3-7) 计算相关距离 δ_u 。

$$\rho(\tau) = e^{-b|\tau|} \cdot \cos(\omega\tau) \quad (\text{A. 3.3-6})$$

$$\delta_u = \frac{2b}{b^2 + \omega^2} \quad (\text{A. 3.3-7})$$

式中 $\rho(\tau)$ ——相关函数；

b, ω ——相关函数的参数；

δ_u ——相关距离 (m)。

(3) 用作图法确定完全不相关距离 h^* 。首先根据下列公式绘制 $\Gamma^2(h) \sim h/\delta_u$ 曲线, 找到两曲线的交点, 其横坐标记为 n^* , 则完全不相关范围 $L^* = n^* \delta_u$, 完全不相关距离 $h^* = 0.5L^*$ 。

$$\Gamma^2(h) = \begin{cases} 1 & (h \leq \delta_u) \\ \frac{\delta_u}{h} & (h \geq \delta_u) \end{cases} \quad (\text{A. 3.3-8})$$

$$\Gamma^2(h) = \frac{2}{h^2(b^2 + \omega^2)^2} \{ bh(b^2 + \omega^2) + (\omega^2 - b^2) - e^{-bh} [2\omega b \sin(\omega h) + (\omega^2 - b^2) \cos(\omega h)] \} \quad (\text{A. 3.3-9})$$

式中 $\Gamma^2(h)$ ——一维方差折减函数；

δ_u ——相关距离 (m)；

h ——按一维随机场用以平均的局部竖向距离；

b, ω ——相关函数的回归参数。

(4) 求一维方差折减系数。有效影响深度 L 小于完全不相关距离 h^* 时, 令 $h=L$, 带入式 (A. 3.3-9) 计算得到 $\Gamma^2(h)$; 有效影响深度 L 大于完全不相关距离 h^* 时, 令 $h=h^*$, 带入式 (A. 3.3-9) 计算得到 $\Gamma^2(h)$ 。

A. 3.4 按一维随机过程确定土的抗剪强度指标统计参数应符合下列规定。

A. 3.4.1 采用简化相关法确定土的抗剪强度指标统计参数时应满足下列要求：

(1) 抗剪强度指标 $\tan\varphi$ 或 φ, c 的平均值按式 (A. 2.2-1) ~ 式 (A. 2.2-8) 计算。

(2) 抗剪强度指标 c 和 $\tan\varphi$ 均值标准差按下式计算:

$$\bar{\sigma}_{\tan\varphi} = \sqrt{\frac{1}{\Delta} [k \sum_{j=1}^k p_j^2 \sigma_{\tau_j}^2 \Gamma_{\tau_j}^2(h) - \sum_{j=1}^k p_j^2 \sum_{i=1}^n \sigma_{\tau_j}^2 \Gamma_{\tau_j}^2(h)]} \quad (\text{A.3.4-1})$$

$$\Delta = k \sum_{j=1}^k p_j^4 - (\sum_{j=1}^k p_j^2)^2 \quad (\text{A.3.4-2})$$

$$\sigma_{\tau_j} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (c_i + p_j \tan\varphi_i - \mu_c - p_j \mu_{\tan\varphi})^2} \quad (\text{A.3.4-3})$$

$$\bar{\sigma}_c = \sqrt{\frac{1}{k} \sum_{j=1}^k \sigma_{\tau_j}^2 \Gamma_{\tau_j}^2(h) - \frac{1}{k} (\sum_{j=1}^k p_j^2) (\bar{\sigma}_{\tan\varphi})^2} \quad (\text{A.3.4-4})$$

$$\bar{\sigma}_{\varphi} = \frac{180}{\pi} \sigma_{\tan\varphi} \cos^2 \mu_{\varphi} \quad (\text{A.3.4-5})$$

式中 $\bar{\sigma}_{\tan\varphi}$ —— $\tan\varphi$ 的均值标准差;

k —— 每一组试验的垂直压力级数 ($j=1 \sim k$);

p_j —— 每组试验的第 j 级垂直压力 (kPa) ($j=1 \sim k$);

σ_{τ_j} —— 对应于每组 ($i=1 \sim n$) 试验 j 级垂直压力下的抗剪强度 τ_{ij} ($i=1 \sim n$) 组成的随机过程的点标准差;

$\Gamma_{\tau_j}^2(h)$ —— 对应于每组 ($i=1 \sim n$) 试验 j 级压力下的抗剪强度 τ_{ij} ($i=1 \sim n$) 组成的随机过程的方差折减系数,可按本附录第 A.3.3 条的有关规定确定;

n —— 试验组数;

c_i —— 第 i 组 ($i=1 \sim n$) 试验的粘聚力的回归值 (kPa);

φ_i —— 第 i 组 ($i=1 \sim n$) 试验的内摩擦角 φ 的回归值 ($^{\circ}$);

μ_c —— 粘聚力的平均值 (kPa);

$\mu_{\tan\varphi}$ —— $\tan\varphi$ 的平均值;

μ_{φ} —— 内摩擦角 φ 的平均值 ($^{\circ}$);

$\bar{\sigma}_c$ —— 粘聚力 c 的均值标准差 (kPa);

$\bar{\sigma}_{\varphi}$ —— 内摩擦角 φ 的均值标准差 ($^{\circ}$).

A.3.4.2 采用正交变换法确定土的抗剪强度指标统计参数时应满足下列要求:

(1) 抗剪强度指标 c 和 $\tan\varphi$ 变换按下列公式计算:

$$c = c' + p_s \tan\varphi \quad (\text{A.3.4-6})$$

$$p_s = \frac{\bar{\sigma}_c \cdot \tan\varphi + \bar{\sigma}_{\tan\varphi} \cdot c}{2 \bar{\sigma}_{\tan\varphi}^2} \quad (\text{A.3.4-7})$$

$$c' = c - p_s \tan\varphi \quad (\text{A.3.4-8})$$

式中 c —— 土的粘聚力 (kPa);

c' —— 正交变换后的粘聚力 (kPa);

p_s —— 待求常数;

φ —— 土的内摩擦角 ($^{\circ}$);

$\bar{\sigma}_{\tan\varphi}$ —— $\tan\varphi$ 的均值标准差;

$\bar{\sigma}_c \cdot \tan\varphi$ (或 $\bar{\sigma}_{\tan\varphi} \cdot c$) —— $c \cdot \tan\varphi$ (或 $\tan\varphi \cdot c$) 的均值协方差。

(2) p_i 计算方法。首先根据第 A.3.4.1(2)项求出每一组试验第 j 级压力下的抗剪强度的均值方差 $\sigma_j^2 \Gamma_j^2(h)$, 然后利用数据 $(p_j, \sigma_j^2 \Gamma_j^2(h))$, $j=1, 2, \dots, k$ 按式(A.3.4-9)进行回归计算, 得到 $\bar{\sigma}_c^2, \bar{\sigma}_{\tan\varphi}^2$ 及 $(\bar{\sigma}_{c \cdot \tan\varphi} + \bar{\sigma}_{\tan\varphi \cdot c})$, 带入式(A.3.4-7)即可得到 p_i 。

$$\sigma_{ij}^2 \Gamma_{ij}^2(h) = \bar{\sigma}_c^2 + p_j (\bar{\sigma}_{c \cdot \tan\varphi} + \bar{\sigma}_{\tan\varphi \cdot c}) + p_j^2 \bar{\sigma}_{\tan\varphi}^2 \quad (\text{A.3.4-9})$$

式中 σ_j^2 ——某级压力 ($j, j=1 \sim k$) 下对应的 $1 \sim n$ 个 τ 值的点方差;

Γ_j^2 —— σ_j^2 的方差折减系数;

$\bar{\sigma}_c$ ——粘聚力 c 的均值标准差;

$\bar{\sigma}_{\tan\varphi}$ ——内摩擦角的均值标准差;

$\bar{\sigma}_{c \cdot \tan\varphi}$ (或 $\bar{\sigma}_{\tan\varphi \cdot c}$)—— $c \cdot \tan\varphi$ (或 $\tan\varphi \cdot c$) 的均值协方差;

p_j ——对应 σ_j^2 的某级压力 ($j, j=1 \sim k$)。

(3) c' 和 $\tan\varphi$ 统计参数按下列公式计算:

$$\mu'_c = \mu_c - p_i \mu_{\tan\varphi} \quad (\text{A.3.4-10})$$

$$\bar{\sigma}'_c = \sqrt{\bar{\sigma}_c^2 + p_i^2 \bar{\sigma}_{\tan\varphi}^2} \quad (\text{A.3.4-11})$$

式中 μ_c ——粘聚力的平均值 (kPa);

$\mu_{\tan\varphi}$ —— $\tan\varphi$ 的平均值;

p_i ——待求常数;

$\bar{\sigma}_c$ ——粘聚力 c 的均值标准差;

$\bar{\sigma}_{\tan\varphi}$ ——内摩擦角的均值标准差。

A.3.5 土层的一维空间均值和一维空间均值标准差应根据该土层所有样本的一维空间均值或一维空间均值标准差计算确定。

附录 B 岩石、岩体风化程度划分

B.0.1 岩石、岩体的风化程度应以未风化岩块的单轴饱和极限抗压强度 $f_c > 30\text{MPa}$ 为硬质岩石, $f_c \leq 30\text{MPa}$ 为软质岩石进行分类。硬质岩石、岩体的风化程度可按表 B.0.1-1 划分,软质岩石、岩体的风化程度可按表 B.0.1-2 划分。

硬质岩石岩体风化程度划分

表 B.0.1-1

风化程度	特征描述	岩体声波测试		岩石点荷载测试		标贯试验	备注
		V_p (km/s)	K_v	$I_{s(50)}$ (MPa)	K_f	N	
未风化	岩质新鲜未受风化	>5.0	1.0	>8.0	1.0		
微风化	岩石的断面保持未风化状态,仅沿节理面有铁锰质渲染或易风化矿物略有风化迹象,岩体完整性好	4.0 ~ 5.0	0.8 ~ 1.0	5.0 ~ 8.0	0.63 ~ 1.0		
中等风化	岩石的颜色变浅,矿物风化变异较轻,光泽变暗,暗色矿物周边及裂隙附近常有褐色浸染现象,并可出现少量次生矿物。岩体裂隙较发育,沿裂隙面风化较明显,岩体完整性较差,可被切割成 30 ~ 50cm 的块体。手锤不易击碎,开挖需爆破,岩芯钻方可钻进	2.5 ~ 4.0	0.5 ~ 0.8	2.0 ~ 5.0	0.25 ~ 0.63		V_p —岩体纵波速; K_v —波速风化折减系数,为风化岩体 V_p 与新鲜岩体 V_p 之比; $I_{s(50)}$ —岩石点荷载强度指数; K_f —点荷载风化折减系数,为风化与新鲜岩石 $I_{s(50)}$ 之比;
强风化	岩石的颜色一般变浅,常有暗褐色铁锰质渲染。大部分矿物严重风化变异,失去光泽,有的已变为粘土矿物,原岩结构构造清晰,岩块可用手折断。岩体风化程度常不均一,有风化程度不同的岩块夹杂其中,裂隙发育,可将岩体切割成 2 ~ 30cm 的块体,呈干砌块石状或球状。沿裂隙面风化严重,块球体核心风化轻微。具有明显的不均一性。原岩结构面对岩体稳定性有明显影响,敲击或开挖常沿节理面破裂成块岩,镐撬棍可挖,坚硬部分需爆破	1.0 ~ 2.5	0.2 ~ 0.5	0.1 ~ 2.0	0.013 ~ 0.25	>50	N —标准贯入击数。强风化岩标准贯入击数 N 值要标明贯入度 $S = \text{—}$ (cm); 全、强风化标贯器中样品选代表性的拍彩色照片

续表 B.0.1-1

风化程度	特征描述	岩体声波测试		岩石点荷载测试		标贯试验	备注
		V_p (km/s)	K_v	$I_{s(50)}$ (MPa)	K_t	N	
全风化	岩石中除石英等耐蚀矿物外,大部风化为次生矿物,原岩结构形态仍保存,并可具有微弱的联结力,块体可用手捏碎,碎后呈松散土夹砂砾状或粘性土状,浸水易崩解	0.5	0.1			30	
	~	~	<0.1	<0.013	~		
	1.0	0.2			50		
	岩体一般风化较均一,可含少量风化较轻的岩块或球块。已具有土的特性,可残存有原岩体中的结构面,并可影响岩体的稳定性,扰动后强度降低。锹镐可挖,干钻可钻进						

注:硬质岩石代表性岩石主要有花岗岩、流纹岩、石灰岩、片麻岩、石英岩等。

软质岩石岩体风化程度划分

表 B.0.1-2

风化程度	特征描述	岩体声波测速		标贯试验	备注
		V_p (km/s)	K_v	N	
未风化	岩质新鲜,未受风化	>4.0	1.0		
微风化	基本上保持新鲜岩体状态,仅沿裂隙面稍有风化迹象,常有铁锰质渲染或矿物有风化,颜色变浅。有少量裂隙切割,岩体完整性好	3.0	0.75		
		4.0	1.0		
中等风化	矿物风化变质较轻,结构构造部分破坏。岩体裂隙较发育,将岩体切割成 30~50cm 的岩块,沿裂隙面风化严重,常成土状。锤击易碎,用镐难挖掘,岩心钻方可钻进	1.5	0.38		
		3.0	0.75		
强风化	除少量石英等耐蚀矿物外,大部显著风化变异,常含较多的粘土矿物。结构构造已大部破坏。岩体风化裂隙发育,完整性极差,被切割成碎块,干时用手可折断或捏碎,浸水可软化崩解。用镐、锹可挖掘,干钻可钻进	0.7	0.18	30	符号 V_p 、 K_v 、 N 意义同表 B.0.1-1 中等风化岩标准贯入击数 N 值要标明贯入度 $S=$ __(cm) 全、强风化岩标贯器中样品选代表性的拍彩色照片
		1.5	0.38	50	
全风化	少量石英等耐蚀矿物保持不变,其他矿物均风化变异,常含大量粘土矿物,结构构造已基本破坏,但层理、片理仍可辨认,并有微弱的残余结构强度。岩体成泥土状,用手可捏碎。锹镐易挖掘,干钻可钻进	0.3	0.1	15	
		0.7	0.18	30	

注:软质岩石代表性岩石主要有粘土岩、页岩、泥灰岩、泥质胶结的砂岩等。

附录 C 岩体按结构类型分类

C.0.1 岩体结构类型可按表 C.0.1 划分。

岩体结构类型分类

表 C.0.1

岩体结构类型	岩体地质类型	结构体形状	结构面发育情况	岩土工程特征	可能发生的岩土工程问题
整体状结构	巨块状岩浆岩和变质岩、巨厚层沉积岩	巨块状	以层面和原生、构造节理为主,多呈闭合型,间距大于1.5m,一般为1~2组,无危险结构面组成的落石掉块	岩体稳定,可视为均质弹性各向同性体	局部滑动或坍塌
块状结构	厚层状沉积岩,块状岩浆岩和变质岩	块状柱状	有少量贯穿性节理裂缝,结构面间距0.7~1.5m。一般为2~3组,有少量分离体	结构面互相牵制,岩体基本稳定,接近弹性各向同性体	
层状结构	多韵律薄层、中厚层状沉积岩,副变质岩	层状板状	有层理、片理、节理,常有层间错动	变形和强度受层面控制,可视为各向异性弹塑性体,稳定性较差	可沿结构面滑塌,软岩可产生塑性变形
破裂状结构	构造影响严重	碎块状	断层、节理、片理、层理发育,结构面间距0.25~0.50m,一般3组以上,有许多分离体	整体强度很低,并受软弱结构面控制,呈弹塑性体,稳定性很差	易发生规模较大的岩体失稳,地下水加剧失稳
散体状结构	断层破碎带,强风化及全风化带	碎屑状	构造和风化裂隙密集,结构面错综复杂,多充填粘性土,形成无序小块和碎屑	完整性遭极大破坏,稳定性极差,接近松散体介质	易发生规模较大的岩体失稳,地下水加剧失稳

附录 D 花岗岩不同风化程度物理力学 指标参考值

D.0.1 花岗岩不同风化程度物理力学指标参考值可按表 D.0.1 取用。

花岗岩不同风化程度物理力学指标参考值

表 D.0.1

风化程度	统计项目	相对密度 G比重 G _s	重度 γ (kN/m ³)	吸水率 W (%)	孔隙率 n (%)	抗压强度		弹性模量 E (GPa)	变形模量 E ₀ (GPa)	泊松比 μ	抗剪强度		纵波速度 V _P (km/s)	点荷载强度 I ₁ (50) (MPa)
						f _r (MPa)	R _w (MPa)				c' (MPa)	φ' (°)		
未风化	均值	2.70	26.7	0.25	1.57	170.00	136.30	57.73	53.57	0.21	2.28	51.15	5.25	7.54
	最小值	2.64	25.8	0.07	0.73	121.20	99.80	34.10	25.40	0.09	1.02	38.20	4.95	6.16
	最大值	2.79	28.2	0.42	2.60	217.90	173.00	84.30	76.30	0.33	4.84	62.24	5.70	10.10
微风化	均值	2.70	26.5	0.35	2.19	129.00	102.21	44.15	36.90	0.22	1.74	51.76	4.63	5.96
	最小值	2.63	25.5	0.07	1.31	86.70	52.50	27.00	14.70	0.13	0.38	33.02	3.84	5.17
	最大值	2.78	28.2	0.71	3.15	190.50	147.00	69.16	67.40	0.30	4.00	63.32	5.15	8.21
中等风化	均值	2.70	26.2	0.80	4.88	83.85	58.66	29.13	19.87	0.26	1.62	51.45	2.95	3.86
	最小值	2.62	24.8	0.13	1.83	27.20	24.00	7.20	7.02	0.18	0.29	37.95	2.09	1.22
	最大值	2.77	27.5	1.98	7.12	122.20	89.30	54.80	44.00	0.42	3.29	62.73	4.00	6.00
强风化	均值	2.67	22.8	2.50	18.70	33.96	24.17	8.68	4.01	0.30	0.69	39.33	1.67	0.57
	最小值	2.61	18.3	0.68	6.00	6.86	5.90	4.90	1.68	0.19	0.20	30.96	0.86	0.20
	最大值	2.74	25.8	4.52	42.50	70.50	52.40	15.00	5.90	0.42	1.94	46.90	2.50	1.11
全风化	均值	2.67	18.2	16.27*	40.40	—	—	3.25	0.28	—	0.16	35.00	0.68	0.032
	最小值	2.61	14.9	2.30	26.62	—	—	0.26	0.02	—	0.02	26.00	0.31	0.009
	最大值	2.69	21.9	27.70	46.55	—	—	5.99	0.84	—	0.49	45.00	0.87	0.063

注:全风化岩吸水率系天然含水率。

附录 E 常见土的成因类型及其工程地质特征

E.0.1 常见土的成因类型及其工程地质特征可按表 E.0.1 确定。

常见土的成因类型及其工程地质特征

表 E.0.1

成因	分布地区	砂 土	粉土和粘性土	碎石土
残积	分布于基岩起伏和缓地区	未经分选,具母岩矿物成分,表面粗糙,有棱角,常与碎石及粘性土混在一起,其厚度不均	产状复杂,厚度不均,土质不均,深埋者常为硬塑或坚硬状态。裸露地表者,孔隙比常较大	碎石成分与母岩相同,未经搬运、分选,大小混杂、颗粒呈棱角形
坡积	分布于坡脚和坡底	颗粒磨圆度差,分选性差、成分不均,常混有碎石或粘性土。其密实度常处于松或稍密状态	无层理,未经分选,粒度成分有急剧变化,一般都处于不稳定状态中,且具有较高的孔隙比,潮湿时有较大的压缩性,常处于欠压密状态	分选性差,颗粒有棱角,但不尖锐,混有砂或粘性土,常处于不稳定状态中
冲积	砂土、粘性土多分布于河流中下游的河床、三角洲及河漫滩等处。老粘性土多分布于河海岸阶地上。碎石、卵石土分布于河流中、上游	砂粒呈浑圆状,具有分选性。含有少量粘土颗粒和粉土颗粒。且常有粘土夹层及透镜体。在平原地区砂层厚度较稳定	具有层理构造和透镜体产状,层理构造的土具有渗透性、膨胀性、压缩性,力学强度的各向异性	磨圆度较好,有分选性
海积	碎石、卵石土、砂土分布于岩岸滨海地带。粘性土在沿海河口,岸滩和泥质海岸深水、浅水区域广泛分布	砂颗粒多呈圆形或次圆形,砂粒纯洁,但含有碎贝壳	其近期沉积的淤泥性土,有微生物作用,颜色较暗,具有含水率高、压缩性高、承载力低等特性。常处于欠压密状态,为软塑或流塑状态的土。泥质海岸的淤泥质土常呈“千层饼”状间层构造	磨圆度好,光滑纯洁
海陆混合型	河流下游三角洲地带陆域有丘陵分布时,由两种以上成因的土相混形成	常见者为砂混淤泥质土,以砂为主,呈松散状态	常见者为淤泥质土混砂,以淤泥质土为主。其力学性强度指标,应以淤泥质土为准	—

附录 F 碎石土密实度野外鉴别方法

F.0.1 碎石土密实度的野外鉴别方法可按表 F.0.1 确定。

碎石土密实度野外鉴别方法

表 F.0.1

密实度	骨架颗粒及充填物状态	开挖情况	钻进情况
密实	骨架颗粒呈交错排列,连续接触。或只有部分骨架颗粒连续接触,但充填物呈密实状或坚硬状态	锹镐挖掘困难,用撬棍方能松动,井壁一般较稳定	钻进极困难,冲击钻进时,钻杆、吊锤跳动剧烈,孔壁较稳定
中密	骨架颗粒呈交错排列,大部分连续接触。充填物包裹部分骨架颗粒,且呈中密状态或硬塑状态	锹镐可挖掘,井壁有掉块现象,从井壁取出大颗粒后,能保持颗粒凹面形状	钻进较难,冲击钻探时,钻杆、吊锤跳动不剧烈,孔壁有坍塌现象
稍密	骨架颗粒排列混乱,大部分不接触,充填物包裹大部分骨架颗粒,且呈疏松状态或可塑状态	锹可以挖掘,井壁易坍塌,从井壁取出大颗粒后,砂性土立即塌落	钻进较容易,冲击钻探时,钻杆稍有跳动,孔壁易坍塌

附录 G 查表法确定地基承载力

G.0.1 对于不同基础形状用查表法确定地基承载力,应满足第 5.1.1 条~第 5.1.3 条的有关规定。

G.0.2 当作用于基础底面的合力为偏心时,根据偏心矩将基础面积或宽度化为中心受荷的有效面积(对矩形基础)或有效宽度(对条形基础)。对有抛石基床的港口工程建筑物基础,以抛石基床底面作为基础底面,该基础底面的有效面积或有效宽度应按下列公式计算:

(1)对矩形基础:

$$A_e = B'_{re} L'_{re} = (B'_{r1} - 2e'_B)(L'_{r1} - 2e'_L) \quad (\text{G.0.2-1})$$

$$B'_{re} = B'_{r1} - 2e'_B, L'_{re} = L'_{r1} - 2e'_L \quad (\text{G.0.2-2})$$

$$B'_{r1} = B_{r1} + 2d, L'_{r1} = L_{r1} + 2d \quad (\text{G.0.2-3})$$

式中 A_e ——基础的有效面积(m^2);

d ——抛石基床厚度(m);

B_{r1}, L_{r1} ——分别为矩形基础墙底面处的实际受压宽度(m)和长度(m),应根据墙底合力作用点与墙前趾的距离 ζ 按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2)有关规定确定;

B'_{r1}, L'_{r1} ——分别为矩形基础墙底面扩散至抛石基床底面处的受压宽度(m)和长度(m);

B'_{re}, L'_{re} ——分别为矩形基础墙底面扩散至抛石基床底面处的有效受压宽度(m)和长度(m);

e'_B, e'_L ——分别作用于矩形基础抛石基床底面上的合力标准值(包括抛石基床重量)在 B'_{re} 和 L'_{re} 方向的偏心矩(m)。

(2)对条形基础($L'_{re}/B'_{re} \geq 10$):

$$B'_e = B'_1 - 2e' \quad (\text{G.0.2-4})$$

$$B'_1 = B_1 + 2d \quad (\text{G.0.2-5})$$

式中 B'_e ——条形基础抛石基床底面处的有效受压宽度(m);

B'_1 ——条形基础抛石基床底面处的受压宽度(m);

B_1 ——墙底面的实际受压宽度(m),应按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2)有关规定确定;

e' ——抛石基床底面合力标准值的偏心矩(m),应按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2)有关规定确定;

d ——抛石基床厚度(m)。

G.0.3 当基础有效宽度小于或等于 3m, 基础埋深为 0.5 ~ 1.5m 时, 地基承载力设计值根据岩石的野外特征和土的密实度或标准贯入击数可分别按下列规定确定。

G.0.3.1 岩石地基的承载力设计值可按表 G.0.3-1 确定。

岩石承载力设计值 f_d (kPa) 表 G.0.3-1

风化程度 岩石类别	微风化	中等风化	强风化	全风化
	硬质岩石	2500 ~ 4000	1000 ~ 2500	500 ~ 1000
软质岩石	1000 ~ 1500	500 ~ 1000	200 ~ 500	—

注: ①强风化岩石改变埋藏条件后, 强度降低时, 宜按降低程度选用较低值; 当受倾斜荷载时, 其承载力设计值应进行专门研究;

②微风化硬质岩石的承载力设计值选用大于 4000kPa 时应进行专门研究;

③全风化软质岩石的承载力设计值应按土考虑;

④表中数值允许内插。

G.0.3.2 碎石土承载力设计值可参照表 G.0.3-2 确定。

碎石土承载力设计值 f_d (kPa) 表 G.0.3-2

土名	密实			中密			稍密		
	密实度								
	0	0.2	0.4	0	0.2	0.4	0	0.2	0.4
卵石	800 ~ 1000	640 ~ 840	288 ~ 360	500 ~ 800	400 ~ 640	180 ~ 288	300 ~ 500	240 ~ 400	108 ~ 180
碎石	700 ~ 900	560 ~ 720	252 ~ 324	400 ~ 700	320 ~ 560	144 ~ 252	250 ~ 400	200 ~ 320	90 ~ 144
圆砾	500 ~ 700	400 ~ 560	180 ~ 252	300 ~ 500	240 ~ 400	108 ~ 180	200 ~ 300	160 ~ 240	72 ~ 108
角砾	400 ~ 600	320 ~ 480	144 ~ 216	250 ~ 400	200 ~ 320	90 ~ 144	200 ~ 250	160 ~ 200	72 ~ 90

注: ① δ 为合力方向与竖向的夹角($^{\circ}$);

②表中数值适用于骨架颗粒空隙全部由中砂、粗砂或液性指数 $I_L \leq 0.25$ 的粘性土所填充;

③当粗颗粒为中等风化或强风化时, 可按风化程度适当降低承载力设计值; 当颗粒间呈半胶结状态时, 可适当提高承载力设计值;

④表中数值允许内插。

G.0.3.3 砂土地基的承载力设计值可参照表 G.0.3-3 确定。

砂土承载力设计值 f_d (kPa) 表 G.0.3-3

$\tan\delta$	土类	中粗砂			粉细砂		
		N					
		0	0.2	0.4	0	0.2	0.4
50 ~ 30		500 ~ 340	400 ~ 272	180 ~ 222	340 ~ 250	272 ~ 200	122 ~ 90
30 ~ 15		340 ~ 250	272 ~ 200	122 ~ 90	250 ~ 180	200 ~ 144	90 ~ 65
15 ~ 10		250 ~ 180	200 ~ 144	90 ~ 65	180 ~ 140	144 ~ 112	65 ~ 50

注: ① δ 为合力方向与竖向的夹角($^{\circ}$); N 为标准贯入击数;

②表中数值允许内插。

G.0.4 当条形基础有效宽度大于 3m 或基础埋深大于 1.5m 时, 由表 G.0.3-1 ~ 表

G.0.3-3查得的承载力设计值,应按下式进行修正:

$$f'_d = f_d + m_B \gamma_1 (B'_e - 3) + m_D \gamma_2 (D - 1.5) \quad (G.0.4)$$

式中 f'_d ——修正后地基承载力设计值(kPa);

f_d ——由表查得的地基承载力设计值(kPa);

γ_1 ——基础底面下土的重度,水下用浮重度(kN/m³);

γ_2 ——基础底面以上土的加权平均重度,水下用浮重度(kN/m³);

m_B ——基础宽度的承载力修正系数;

m_D ——基础埋深的承载力修正系数;

B'_e ——基础有效宽度(m);当宽度小于3m时,取3m;大于8m时,取8m;

D ——基础埋深(m),当埋深小于1.5m时,取1.5m。

G.0.5 条形基础宽度的承载力修正系数和基础埋深的承载力修正系数可按表 G.0.5 确定。

基础宽度和埋深的承载力修正系数 m_B, m_D

表 G.0.5

土 类		tanδ					
		0		0.2		0.4	
		m_B	m_D	m_B	m_D	m_B	m_D
砂土	细砂、粉砂	2.0	3.0	1.6	2.5	0.6	1.2
	砾砂、粗砂、中砂	4.0	5.0	3.5	4.5	1.8	2.4
碎石土		5.0	6.0	4.0	5.0	1.8	2.4

注:①δ为合力方向与竖向的夹角(°);

②微风化、中等风化岩石不修正;强风化岩石的修正系数按相近的土类采用。

G.0.6 按基础的有效面积或有效宽度计算垂直平均压力设计值应满足下列要求:

(1) 矩形基础;

$$\sigma_d = \frac{V'_d}{A'_e} \leq f'_d \quad (G.0.6-1)$$

(2) 条形基础:

$$\sigma_d = \frac{V'_d}{B'_e} \leq f'_d \quad (G.0.6-2)$$

式中 σ_d ——作用于基础底面,单位有效面积的平均压力设计值(kPa);

V'_d ——对于矩形基础为作用于基础底面上的竖向合力设计值(kN),对于条形基础为作用于基础底面单位宽度(m)土竖向合力的设计值(kN/m);

f'_d ——修正后地基承载力设计值(kPa);

A'_e ——矩形基础的有效面积(m²);

B'_e ——条形基础的有效宽度(m)。

附录 H 地基承载力系数表

H.0.1 地基承载力系数可按表 H.0.1-1 ~ 表 H.0.1-6 确定。

承载力系数 N_c

表 H.0.1-1

φ	$\tan\delta$				
	$\tan\delta = 0$	$\tan\delta = 0.1$	$\tan\delta = 0.2$	$\tan\delta = 0.3$	$\tan\delta = 0.4$
2°	5.632	—	—	—	—
4°	6.185	—	—	—	—
6°	6.813	3.581	—	—	—
8°	7.527	5.202	—	—	—
10°	8.345	6.254	—	—	—
12°	9.285	7.244	4.091	—	—
14°	10.370	8.281	5.573	—	—
16°	11.631	9.420	6.789	—	—
18°	13.104	10.706	8.009	4.751	—
20°	14.835	12.182	9.323	6.227	—
22°	16.883	13.900	10.790	7.616	3.652
24°	19.324	15.919	12.469	9.085	5.633
26°	22.254	18.317	14.424	10.719	7.194
28°	25.803	21.192	16.731	12.590	8.811
30°	30.140	24.672	19.488	14.779	10.606
32°	35.490	28.972	22.822	17.381	12.671
34°	42.164	34.187	26.900	20.520	15.106
36°	50.585	40.765	31.949	24.358	18.031
38°	61.352	49.094	38.278	29.116	21.604
40°	75.313	59.789	46.321	35.097	26.038

注： δ 为作用于计算面上的合力方向与竖向的夹角； N_c 为承载力系数； φ 为内摩擦角标准值（°），可取均值。

承载力系数 N_γ ($\tan\delta = 0.0$ 时)

表 H. 0. 1-2

ϕ	λ																	
	0.5	1	2	3	4	5	7	9	11	13	15	20	25	30	40	60	80	100
2°	0.152	0.154	0.153	0.151	0.149	0.148	0.144	0.141	0.138	0.136	0.134	0.129	0.125	0.121	0.115	0.107	0.101	0.097
4°	0.348	0.349	0.343	0.335	0.328	0.322	0.311	0.302	0.294	0.287	0.281	0.268	0.258	0.250	0.237	0.219	0.206	0.196
6°	0.598	0.597	0.580	0.564	0.549	0.537	0.515	0.497	0.483	0.470	0.459	0.437	0.420	0.406	0.386	0.357	0.338	0.324
8°	0.918	0.912	0.880	0.851	0.826	0.805	0.770	0.742	0.719	0.699	0.683	0.650	0.625	0.605	0.575	0.535	0.510	0.492
10°	1.329	1.314	1.262	1.215	1.177	1.144	1.092	1.051	1.018	0.991	0.967	0.922	0.888	0.861	0.821	0.768	0.735	0.712
12°	1.857	1.830	1.748	1.678	1.623	1.577	1.503	1.447	1.402	1.365	1.333	1.272	1.227	1.192	1.140	1.073	1.031	1.003
14°	2.538	2.493	2.372	2.273	2.195	2.131	2.030	1.955	1.895	1.846	1.805	1.726	1.667	1.622	1.557	1.473	1.421	1.385
16°	3.421	3.350	3.175	3.039	2.932	2.845	2.712	2.612	2.534	2.471	2.418	2.316	2.243	2.196	2.104	1.999	1.935	1.890
18°	4.569	4.461	4.216	4.030	3.886	3.772	3.597	3.468	3.368	3.286	3.219	3.090	2.997	2.926	2.824	2.694	2.614	2.559
20°	6.071	5.911	5.573	5.322	5.132	4.981	4.754	4.588	4.460	4.357	4.272	4.110	3.994	3.895	3.777	3.617	3.518	3.449
22°	8.049	7.816	7.353	7.019	6.768	6.572	6.279	6.067	5.904	5.773	5.666	5.463	5.317	5.206	5.047	4.847	4.724	4.638
24°	10.673	10.336	9.706	9.262	8.934	8.679	8.302	8.031	7.824	7.660	7.524	7.269	7.086	6.948	6.749	6.500	6.345	6.237
26°	14.178	13.698	12.843	12.255	11.826	11.495	11.010	10.664	10.402	10.192	10.022	9.701	9.472	9.302	9.048	8.734	8.538	8.398
28°	18.911	18.225	17.065	16.286	15.724	15.295	14.669	14.227	13.893	13.628	13.412	13.005	12.716	12.501	12.180	11.779	11.526	11.344
30°	25.634	24.384	22.807	21.772	21.035	20.475	19.667	19.099	18.671	18.334	18.058	17.540	17.179	16.897	16.486	15.969	15.636	15.392
32°	34.262	32.859	30.708	29.328	28.356	27.623	26.572	25.839	25.288	24.854	24.499	23.846	23.370	23.006	22.473	21.791	21.343	21.010
34°	46.690	44.672	41.720	39.869	38.580	37.615	36.239	35.284	34.568	34.005	33.546	32.695	32.075	31.599	30.894	29.976	29.358	28.888
36°	64.296	61.375	57.294	54.791	53.067	51.785	49.968	48.712	47.773	47.034	46.450	45.309	44.488	43.852	42.901	41.632	40.753	40.069
38°	89.636	85.369	79.677	76.260	73.932	72.211	69.785	68.113	66.865	65.907	65.099	63.571	62.461	61.594	60.276	58.468	57.177	56.147
40°	126.758	120.459	112.428	107.711	104.529	102.191	98.907	96.650	94.998	93.661	92.564	90.475	88.940	87.724	85.843	83.181	81.216	79.614

注: δ 为作用于计算面上的合力方向与竖向的夹角; λ 按式(5.3.6-7)确定; N_γ 为承载力系数; ϕ 内摩擦角标准值(°),可取均值。

承载力系数 N_γ ($\tan\delta = 0.1$ 时)

表 H. 0. 1-3

ϕ	λ																	
	0.5	1	2	3	4	5	7	9	11	13	15	20	25	30	40	60	80	100
6°	0.163	0.166	0.166	0.165	0.164	0.163	0.161	0.159	0.158	0.156	0.155	0.153	0.150	0.148	0.145	0.141	0.138	0.135
8°	0.425	0.427	0.420	0.412	0.405	0.398	0.387	0.377	0.369	0.362	0.356	0.343	0.333	0.325	0.313	0.297	0.285	0.276
10°	0.728	0.727	0.708	0.689	0.673	0.659	0.635	0.616	0.600	0.587	0.575	0.552	0.535	0.521	0.500	0.472	0.453	0.440
12°	1.111	1.104	1.067	1.034	1.005	0.981	0.942	0.911	0.886	0.865	0.847	0.812	0.787	0.766	0.735	0.694	0.668	0.650
14°	1.602	1.585	1.523	1.470	1.426	1.389	1.331	1.286	1.250	1.220	1.195	1.145	1.108	1.079	1.037	0.983	0.949	0.925
16°	2.236	2.205	2.109	2.029	1.965	1.912	1.829	1.766	1.716	1.675	1.641	1.574	1.525	1.487	1.431	1.361	1.317	1.286
18°	3.060	3.006	2.864	2.749	2.659	2.586	2.472	2.387	2.320	2.266	2.220	2.132	2.069	2.019	1.947	1.858	1.802	1.763
20°	4.135	4.050	3.844	3.685	3.561	3.461	3.309	3.196	3.109	3.037	2.978	2.865	2.783	2.720	2.628	2.515	2.445	2.396
22°	5.547	5.416	5.125	4.907	4.740	4.607	4.406	4.259	4.145	4.053	3.977	3.832	3.727	3.648	3.532	3.389	3.301	3.239
24°	7.413	7.217	6.812	6.516	6.293	6.117	5.854	5.663	5.516	5.398	5.301	5.117	4.985	4.884	4.741	4.559	4.448	4.370
26°	9.898	9.608	9.049	8.651	8.355	8.124	7.782	7.536	7.347	7.197	7.073	6.839	6.672	6.545	6.364	6.135	5.994	5.895
28°	13.234	12.813	12.044	11.511	11.120	10.817	10.372	10.055	9.813	9.621	9.463	9.167	8.955	8.794	8.564	8.274	8.094	7.965
30°	17.755	17.146	16.092	15.379	14.862	14.465	13.887	13.477	13.167	12.921	12.720	12.342	12.073	11.873	11.574	11.203	10.968	10.800
32°	23.954	23.072	21.624	20.667	19.983	19.462	18.709	18.179	17.779	17.463	17.204	16.720	16.382	16.118	15.734	15.251	14.941	14.716
34°	32.550	31.270	29.277	27.990	27.080	26.393	25.407	24.717	24.198	23.790	23.456	22.830	22.392	22.049	21.548	20.908	20.490	20.180
36°	44.631	42.768	40.008	38.267	37.051	36.140	34.839	33.934	33.257	32.723	32.287	31.481	30.894	30.443	29.777	28.911	28.331	27.891
38°	61.867	59.138	55.287	52.914	51.276	50.056	48.326	47.128	46.233	45.528	44.971	43.882	43.100	42.494	41.590	40.387	39.557	38.913
40°	86.872	82.837	77.415	74.149	71.920	70.271	67.943	66.338	65.139	64.219	63.443	61.976	60.912	60.081	58.820	57.094	55.866	54.890

注: δ 为作用于计算面上的合力方向与竖向的夹角; λ 按式(5.3.6-7)确定; N_γ 为承载力系数; ϕ 内摩擦角标准值(°),可取均值。

承载力系数 N_y ($\tan\delta = 0.2$ 时)

表 H.0.1-4

ϕ	λ	N_y																	
		0.5	1	2	3	4	5	7	9	11	13	15	20	25	30	40	60	80	100
12°		0.371	0.375	0.373	0.369	0.365	0.362	0.355	0.350	0.345	0.341	0.338	0.331	0.325	0.321	0.314	0.304	0.297	0.292
14°		0.743	0.745	0.729	0.714	0.700	0.687	0.667	0.650	0.637	0.625	0.615	0.596	0.581	0.569	0.551	0.527	0.512	0.501
16°		1.185	1.181	1.147	1.114	1.087	1.064	1.027	0.997	0.973	0.953	0.936	0.903	0.878	0.859	0.830	0.792	0.769	0.752
18°		1.749	1.735	1.673	1.619	1.574	1.537	1.478	1.433	1.397	1.367	1.341	1.292	1.256	1.227	1.186	1.133	1.100	1.077
20°		2.481	2.451	2.350	2.267	2.199	2.144	2.058	1.993	1.942	1.899	1.864	1.796	1.746	1.707	1.650	1.580	1.535	1.505
22°		3.439	3.384	3.231	3.108	3.012	2.933	2.813	2.723	2.653	2.595	2.548	2.456	2.389	2.338	2.263	2.171	2.113	2.073
24°		4.703	4.611	4.385	4.211	4.076	3.969	3.804	3.683	3.589	3.513	3.450	3.329	3.242	3.175	3.078	2.959	2.885	2.833
26°		6.381	6.236	5.911	5.669	5.484	5.338	5.118	4.957	4.833	4.733	4.651	4.494	4.382	4.296	4.171	4.018	3.923	3.856
28°		8.628	8.405	7.946	7.612	7.362	7.166	6.874	6.662	6.500	6.371	6.264	6.062	5.917	5.807	5.649	5.451	5.329	5.243
30°		11.664	11.328	10.682	10.227	9.891	9.630	9.244	8.967	8.756	8.588	8.450	8.190	8.004	7.863	7.661	7.407	7.249	7.137
32°		15.805	15.303	14.402	13.784	13.333	12.985	12.477	12.116	11.841	11.624	11.445	11.110	10.871	10.689	10.429	10.100	9.893	9.745
34°		21.512	20.772	19.516	18.675	18.071	17.609	16.938	16.466	16.108	15.826	15.596	15.161	14.852	14.622	14.278	13.847	13.572	13.372
36°		29.485	28.390	26.636	25.491	24.678	24.063	23.176	22.554	22.087	21.717	21.416	20.850	20.455	20.145	19.694	19.119	18.746	18.470
38°		40.776	39.153	36.692	35.126	34.028	33.203	32.022	31.199	30.582	30.096	29.699	28.965	28.431	28.021	27.416	26.634	26.114	25.720
40°		57.019	54.599	51.124	48.967	47.472	46.357	44.771	43.673	42.851	42.203	41.692	40.693	39.975	39.421	38.595	37.501	36.752	36.173

注: δ 为作用于计算面上的合力方向与竖向的夹角; λ 按式(5.3.6-7)确定; N_y 为承载力系数; ϕ 内摩擦角标准值($^\circ$), 可取均值。

承载力系数 N_y ($\tan\delta = 0.3$ 时)

表 H.0.1-5

ϕ	λ	N_y																	
		0.5	1	2	3	4	5	7	9	11	13	15	20	25	30	40	60	80	100
18°		0.657	0.663	0.655	0.645	0.636	0.628	0.614	0.603	0.594	0.586	0.579	0.566	0.555	0.547	0.534	0.518	0.507	0.500
20°		1.164	1.165	1.137	1.110	1.086	1.066	1.034	1.008	0.987	0.970	0.955	0.926	0.905	0.888	0.862	0.830	0.810	0.795
22°		1.795	1.786	1.729	1.678	1.636	1.601	1.545	1.502	1.468	1.440	1.416	1.370	1.335	1.309	1.270	1.220	1.190	1.168
24°		2.617	2.591	2.493	2.410	2.343	2.289	2.203	2.139	2.088	2.046	2.011	1.944	1.895	1.857	1.801	1.732	1.689	1.659
26°		3.704	3.652	3.495	3.369	3.270	3.190	3.064	2.975	2.903	2.845	2.796	2.703	2.636	2.584	2.509	2.416	2.357	2.318
28°		5.156	5.063	4.825	4.641	4.509	4.386	4.214	4.088	3.989	3.910	3.845	3.720	3.629	3.560	3.460	3.337	3.260	3.207
30°		7.113	6.959	6.608	6.346	6.148	5.991	5.755	5.584	5.452	5.347	5.259	5.093	4.975	4.884	4.752	4.591	4.490	4.420
32°		9.775	9.529	9.021	8.654	8.380	8.166	7.848	7.619	7.443	7.303	7.188	6.970	6.815	6.696	6.527	6.313	6.181	6.088
34°		13.434	13.052	12.324	11.814	11.439	11.148	10.721	10.416	10.184	9.999	9.847	9.562	9.359	9.204	8.982	8.702	8.527	8.402
36°		18.522	17.935	16.897	16.191	15.679	15.286	14.713	14.308	14.001	13.758	13.558	13.184	12.917	12.719	12.423	12.052	11.817	11.648
38°		25.680	24.793	23.315	22.337	21.639	21.107	20.338	19.798	19.391	19.069	18.806	18.312	17.967	17.697	17.304	16.806	16.485	16.248
40°		35.915	34.566	32.458	31.100	30.142	29.420	28.384	27.660	27.116	26.688	26.337	25.691	25.219	24.858	24.327	23.645	23.193	22.854

注: δ 为作用于计算面上的合力方向与竖向的夹角; λ 按式(5.3.6-7)确定; N_y 为承载力系数; ϕ 内摩擦角标准值($^\circ$), 可取均值。

承载力系数 N_y ($\tan\delta = 0.4$ 时)

表 H.0.1-6

	0.5	1	2	3	4	5	7	9	11	13	15	20	25	30	40	60	80	100
22°	0.465	0.474	0.476	0.474	0.471	0.469	0.465	0.461	0.458	0.456	0.453	0.449	0.445	0.442	0.438	0.431	0.427	0.424
24°	1.087	1.093	1.073	1.052	1.034	1.018	0.991	0.971	0.953	0.939	0.927	0.904	0.886	0.872	0.851	0.825	0.808	0.796
26°	1.787	1.784	1.734	1.688	1.649	1.617	1.565	1.526	1.495	1.469	1.447	1.404	1.372	1.348	1.312	1.267	1.238	1.219
28°	2.699	2.679	2.585	2.504	2.439	2.386	2.303	2.240	2.190	2.150	2.116	2.051	2.003	1.966	1.912	1.845	1.804	1.775
30°	3.920	3.872	3.714	3.587	3.486	3.405	3.280	3.188	3.115	3.057	3.008	2.914	2.846	2.794	2.719	2.626	2.567	2.527
32°	5.578	5.484	5.236	5.043	4.895	4.777	4.598	4.467	4.365	4.284	4.216	4.087	3.994	3.923	3.819	3.693	3.613	3.558
34°	7.851	7.688	7.310	7.029	6.817	6.649	6.399	6.217	6.078	5.966	5.874	5.699	5.573	5.478	5.339	5.169	5.062	4.988
36°	11.004	10.733	10.171	9.768	9.496	9.235	8.890	8.642	8.452	8.301	8.177	7.942	7.775	7.647	7.465	7.235	7.091	6.989
38°	15.429	14.993	14.168	13.596	13.177	12.854	12.381	12.044	11.788	11.585	11.418	11.105	10.881	10.711	10.467	10.158	9.963	9.823
40°	21.726	21.034	19.831	19.021	18.437	17.992	17.344	16.887	16.542	16.268	16.045	15.625	15.326	15.103	14.769	14.348	14.078	13.881

注: δ 为作用于计算面上的合力方向与竖向的夹角; λ 按式(5.3.6-7)确定; N_y 为承载力系数; φ 为内摩擦角标准值($^{\circ}$), 可取均值。

附录 J 用十字板剪强度回归抗剪强度指标计算方法

J.0.1 在进行十字板剪强度指标回归分析前,应收集由工程地质勘察确定的各钻孔十字板剪强度资料。

J.0.2 土的抗剪强度指标统计参数可按下列方法计算:

(1)任一土层 $j(j=1,2,\dots)$ 深度 z 和十字板剪强度 c_u 的平均值按下式计算:

$$\begin{cases} \mu_z = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i \\ \mu_{c_u} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n c_{u_i} \end{cases} \quad (\text{J.0.2-1})$$

式中 μ_z, μ_{c_u} —— z, c_u 的平均值;

n ——土层的试验点数($i=1 \sim n$);

z_i, c_{u_i} ——每一试验点处相应的深度(m)、十字板剪强度(kPa)。

(2)第 j 层($j=1,2,\dots$)土的十字板剪强度经式(J.0.2-2)回归后按式(J.0.2-5)和式(J.0.2-6)计算其抗剪强度指标 φ, c_o

$$\hat{c}_u = a\hat{z} + b \quad (\text{J.0.2-2})$$

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n z_i c_{u_i} - n\mu_z \mu_{c_u}}{\sum_{i=1}^n (z_i - \mu_z)^2} \quad (\text{J.0.2-3})$$

$$b = \mu_{c_u} - a\mu_z \quad (\text{J.0.2-4})$$

$$\varphi_j = \tan^{-1} \left[a \cdot \frac{H + \frac{1}{3}D}{\left(K_{0j}H + \frac{1}{3}D \right) U_i \gamma'} \right] \quad (\text{J.0.2-5})$$

$$c_j = b \quad (\text{J.0.2-6})$$

式中 a ——回归方程的斜率;

b ——回归方程的截距;

φ_j ——任一土层 j 的内摩擦角的回归值($^\circ$);

K_{0j} ——土层 j 的侧压力系数,推荐软粘土层值为 0.65 ~ 0.72;

D ——十字板的直径(m);

H ——十字板的高度(m);

U_i ——土的平均固结度；

γ' ——土的有效重度(kN/m^3)，水位线以上取天然重度，以下取浮重度；

c_j ——任一土层 j 的粘聚力的回归值(kPa)。

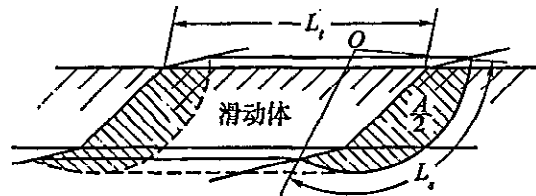
J.0.3 回归出的每一土层的抗剪强度指标 φ 、 c 可用于天然粘性土坡稳定的抗力分项系数计算。

附录 K 考虑侧面摩阻的土坡稳定抗力 分项系数修正

K.0.1 考虑侧面摩阻的土坡稳定抗力分项系数 γ'_R 可按下列式计算, 计算示意图见图 K.0.1:

$$\gamma'_R = \gamma_R \left(1 + \frac{A}{2L_s L_t} \right) \quad (\text{K.0.1})$$

式中 γ'_R ——考虑侧面摩阻的抗力分项系数;
 γ_R ——按平面问题确定的危险滑弧的抗力分项系数;
 A ——滑动体两侧面积之和(m^2);
 L_s ——滑弧长度(m);
 L_t ——滑动体长度(m), 指局部较大荷载区段、滑动受限制区段或有软土层区段的长度。



注: 图中 O 为计算的危险滑弧的圆心

图 K.0.1 考虑侧面摩阻的稳定计算示意图

附录 L 地基垂直附加应力系数图表

L.0.1 地基垂直附加应力系数可按表 L.0.1-1 ~ 表 L.0.1-6 和图 L.0.1 确定。

矩形面上均布垂直荷载作用下角点下的附加应力系数 K_c 表 L.0.1-1

$\sigma_z = K_c \sigma_0$

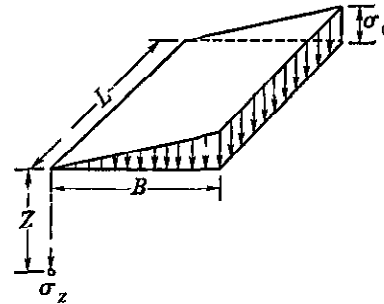
附加应力 计算图示												
$m = \frac{L}{B}$ $n = \frac{Z}{B}$	K_c	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0
0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249
0.4	0.240	0.242	0.243	0.243	0.244	0.244	0.244	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	0.204	0.205	0.205
1.2	0.152	0.163	0.171	0.176	0.179	0.182	0.187	0.188	0.188	0.189	0.189	0.189
1.4	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.173	0.174	0.174	0.174
1.6	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.159	0.159	0.160	0.160	0.160
1.8	0.097	0.108	0.117	0.124	0.129	0.133	0.143	0.146	0.146	0.147	0.148	0.148
2.0	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.135	0.136	0.137	0.137
2.2	0.073	0.083	0.092	0.098	0.104	0.108	0.121	0.125	0.125	0.126	0.127	0.128
2.4	0.064	0.073	0.081	0.088	0.093	0.098	0.111	0.116	0.116	0.118	0.118	0.119
2.6	0.057	0.065	0.073	0.079	0.084	0.089	0.102	0.107	0.107	0.110	0.111	0.112
2.8	0.050	0.058	0.065	0.071	0.076	0.081	0.094	0.100	0.100	0.102	0.104	0.105
3.0	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.093	0.096	0.097	0.099
3.2	0.040	0.047	0.053	0.058	0.063	0.067	0.081	0.087	0.087	0.090	0.092	0.093
3.4	0.036	0.042	0.048	0.053	0.057	0.061	0.075	0.081	0.081	0.085	0.086	0.088
3.6	0.033	0.038	0.043	0.048	0.052	0.056	0.069	0.076	0.076	0.080	0.082	0.084
3.8	0.030	0.035	0.040	0.044	0.048	0.052	0.065	0.072	0.072	0.075	0.077	0.080
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.047	0.060	0.067	0.067	0.071	0.073	0.076

续表 L.0.1-1

K_c $n = \frac{Z}{B}$ $m = \frac{L}{B}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0
4.2	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.044	0.056	0.063	0.067	0.070	0.072
4.4	0.023	0.027	0.031	0.034	0.038	0.041	0.053	0.060	0.064	0.066	0.069
4.6	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.038	0.049	0.056	0.061	0.063	0.066
4.8	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.035	0.046	0.053	0.058	0.060	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
6.0	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022	0.024	0.033	0.039	0.043	0.046	0.051
7.0	0.009	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.025	0.031	0.035	0.038	0.043
8.0	0.007	0.009	0.010	0.011	0.013	0.014	0.020	0.025	0.028	0.031	0.037
9.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.024	0.026	0.032
10.0	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.028

矩形面上三角形分布垂直荷载作用下角点下的附加应力系数 K'_i 表 L.0.1-2

附加应力
计算图示



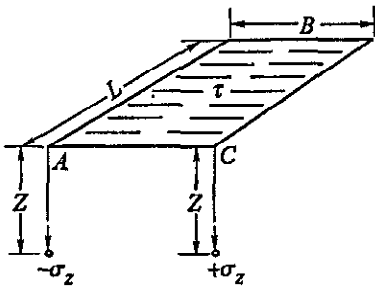
$\sigma_z = K'_i \sigma_0$

K'_i $n = \frac{Z}{B}$ $m = \frac{L}{B}$	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	6.0	8.0	10.0
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	0.000	0.000	0.000
0.2	0.022	0.023	0.030	0.030	0.030	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031
0.4	0.027	0.042	0.049	0.052	0.053	0.054	0.054	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055
0.6	0.026	0.045	0.056	0.062	0.065	0.067	0.068	0.069	0.069	0.070	0.070	0.070	0.070	0.070	0.070
0.8	0.023	0.042	0.055	0.064	0.069	0.072	0.074	0.075	0.076	0.076	0.077	0.078	0.078	0.078	0.078
1.0	0.020	0.038	0.051	0.060	0.067	0.071	0.074	0.075	0.077	0.077	0.079	0.079	0.080	0.080	0.080
1.2	0.017	0.032	0.045	0.055	0.062	0.066	0.070	0.072	0.074	0.075	0.077	0.078	0.078	0.078	0.078
1.4	0.015	0.028	0.039	0.048	0.055	0.061	0.064	0.067	0.069	0.071	0.074	0.075	0.075	0.075	0.075
1.6	0.012	0.024	0.034	0.042	0.049	0.055	0.059	0.062	0.064	0.066	0.067	0.071	0.071	0.072	0.072
1.8	0.011	0.020	0.029	0.037	0.044	0.049	0.053	0.056	0.059	0.060	0.065	0.067	0.067	0.068	0.068
2.0	0.009	0.018	0.026	0.032	0.038	0.043	0.047	0.051	0.053	0.055	0.061	0.062	0.063	0.064	0.064
2.5	0.006	0.013	0.018	0.024	0.028	0.033	0.036	0.039	0.042	0.044	0.050	0.053	0.054	0.055	0.055
3.0	0.005	0.009	0.014	0.018	0.021	0.025	0.028	0.031	0.033	0.035	0.042	0.045	0.047	0.047	0.048
5.0	0.002	0.004	0.005	0.007	0.009	0.010	0.012	0.014	0.015	0.016	0.021	0.025	0.028	0.030	0.030
7.0	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006	0.007	0.008	0.009	0.012	0.015	0.019	0.020	0.021
10.0	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.007	0.008	0.011	0.013	0.014

矩形面上均布水平荷载作用下角点下的附加应力系数 K'_h

表 L.0.1-3

附加应力
计算图示



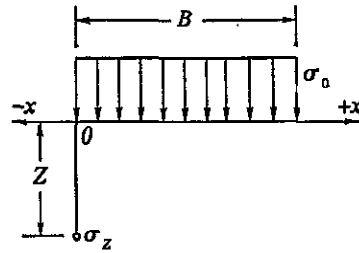
$\sigma_z = \mp K'_h \tau$ (A点下)
(C点下)

K'_h	$m = \frac{L}{B}$														
	$n = \frac{Z}{B}$														
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	6.0	8.0	10.0
0	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159
0.2	0.111	0.140	0.148	0.151	0.152	0.152	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153
0.4	0.067	0.105	0.122	0.129	0.133	0.135	0.136	0.136	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137
0.6	0.043	0.075	0.093	0.104	0.109	0.112	0.114	0.115	0.116	0.116	0.117	0.117	0.117	0.117	0.117
0.8	0.029	0.053	0.069	0.080	0.086	0.090	0.092	0.094	0.095	0.096	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097
1.0	0.020	0.038	0.051	0.060	0.067	0.071	0.074	0.075	0.076	0.077	0.079	0.079	0.080	0.080	0.080
1.2	0.014	0.027	0.038	0.046	0.051	0.055	0.058	0.060	0.062	0.062	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065
1.4	0.010	0.020	0.028	0.035	0.040	0.043	0.046	0.048	0.049	0.051	0.053	0.053	0.054	0.054	0.054
1.6	0.008	0.015	0.021	0.027	0.031	0.034	0.037	0.039	0.040	0.041	0.044	0.044	0.045	0.045	0.045
1.8	0.006	0.011	0.017	0.021	0.024	0.027	0.029	0.031	0.033	0.034	0.036	0.037	0.037	0.038	0.038
2.0	0.005	0.009	0.013	0.016	0.019	0.022	0.024	0.025	0.027	0.028	0.030	0.031	0.032	0.032	0.032
2.5	0.003	0.005	0.007	0.009	0.011	0.013	0.015	0.016	0.017	0.018	0.020	0.021	0.022	0.022	0.022
3.0	0.002	0.003	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.012	0.014	0.015	0.016	0.016	0.016
5.0	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006	0.006
7.0	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003
10.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001

条形面上均布垂直荷载作用下的附加应力系数 K_z

表 L.0.1-4

附加应力
计算图示



$\sigma_z = K_z \sigma_0$

$$K_z = \frac{1}{\pi} \left[\tan^{-1} \frac{m}{n} + \frac{mn}{n^2 + m^2} - \tan^{-1} \frac{m-1}{n} - \frac{(m-1)n}{(m-1)^2 + n^2} \right]$$

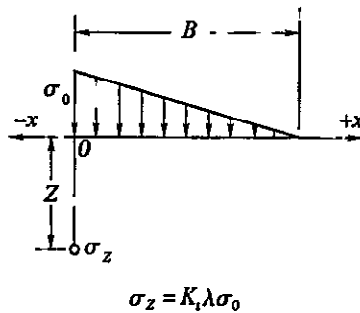
续表 L.0.1-4

K_s $n = \frac{Z}{B}$	$m = \frac{x}{B}$										
	+0.5	+0.25 +0.75	0 +1.0	-0.1 +1.1	-0.2 +1.2	-0.3 +1.3	-0.5 +1.5	-0.8 +1.8	-1.0 +2.0	-2.0 +3.0	-3.0 +4.0
0.01	0.999	0.999	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.997	0.988	0.499	0.091	0.020	0.006	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000
0.2	0.978	0.936	0.498	0.225	0.090	0.039	0.011	0.003	0.002	0.000	0.000
0.4	0.881	0.797	0.489	0.338	0.218	0.138	0.056	0.019	0.010	0.001	0.000
0.6	0.756	0.679	0.468	0.371	0.283	0.209	0.111	0.046	0.026	0.004	0.001
0.8	0.642	0.586	0.440	0.373	0.307	0.247	0.155	0.080	0.048	0.008	0.002
1.0	0.549	0.511	0.409	0.360	0.312	0.265	0.186	0.105	0.070	0.013	0.004
1.2	0.478	0.450	0.375	0.342	0.305	0.269	0.202	0.126	0.091	0.020	0.006
1.4	0.420	0.401	0.348	0.322	0.293	0.264	0.210	0.142	0.108	0.028	0.009
2.0	0.306	0.293	0.275	0.263	0.249	0.235	0.205	0.160	0.134	0.051	0.020
3.0	0.208	0.206	0.198	0.194	0.188	0.183	0.171	0.151	0.136	0.075	0.040
4.0	0.160	0.158	0.153	0.151	0.149	0.146	0.140	0.129	0.122	0.081	0.053
5.0	0.126	0.125	0.124	0.123	0.122	0.120	0.117	0.111	0.107	0.082	0.057
6.0	0.106	0.106	0.104	0.103	0.103	0.102	0.100	0.096	0.093	0.077	0.059

条形面上三角形分布垂直荷载作用下的附加应力系数 K_s 表 L.0.1-5

K_s $n = \frac{Z}{B}$	$m = \frac{x}{B}$							
	-0.5	-0.25	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25
0.01	0.000	0.000	0.497	0.750	0.500	0.249	0.003	0.000
0.1	0.002	0.010	0.468	0.737	0.498	0.251	0.032	0.002
0.2	0.009	0.050	0.437	0.682	0.489	0.255	0.061	0.009
0.4	0.043	0.137	0.379	0.534	0.441	0.263	0.110	0.036
0.6	0.080	0.177	0.328	0.421	0.378	0.258	0.140	0.066
0.8	0.106	0.188	0.285	0.343	0.321	0.243	0.155	0.089
1.0	0.121	0.184	0.250	0.286	0.275	0.224	0.159	0.104
1.2	0.126	0.176	0.221	0.246	0.239	0.204	0.154	0.111
1.4	0.127	0.165	0.198	0.215	0.210	0.186	0.151	0.114
2.0	0.115	0.134	0.147	0.155	0.153	0.143	0.127	0.108
3.0	0.091	0.098	0.102	0.105	0.104	0.101	0.096	0.088
4.0	0.074	0.076	0.078	0.079	0.079	0.077	0.075	0.072
5.0	0.060	0.062	0.063	0.063	0.063	0.063	0.061	0.060
6.0	0.051	0.052	0.053	0.053	0.053	0.052	0.052	0.051

附加应力
计算图示



$$\sigma_z = K_s \lambda \sigma_0$$

$$K_s = \frac{1}{\pi} \left[(m-1) \tan^{-1} \frac{m-1}{n} - (m-1) \tan^{-1} \frac{m}{m^2+n^2} + \frac{mn}{m^2+n^2} \right]$$

条形面上均布水平荷载作用下的附加应力系数 K_h

表 L.0.1-6

$$K_h = -\frac{1}{\pi} \left[\frac{n^2}{(m-1)^2 + n^2} - \frac{n^2}{m^2 + n^2} \right]$$

$m = \frac{x}{B}$ $n = \frac{Z}{B}$	-0.50	-0.25	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25
0.01	0	0.001	0.318	0.001	0.00	-0.001	-0.318	-0.001
0.10	0.011	0.042	0.315	0.039	0.00	-0.039	-0.315	-0.042
0.2	0.038	0.116	0.306	0.103	0.00	-0.103	-0.306	-0.116
0.4	0.103	0.199	0.274	0.159	0.00	-0.159	-0.274	-0.199
0.6	0.144	0.212	0.234	0.147	0.00	-0.147	-0.234	-0.212
0.8	0.158	0.197	0.194	0.121	0.00	-0.121	-0.194	-0.197
1.0	0.157	0.175	0.159	0.096	0.00	-0.096	-0.159	-0.175
1.2	0.147	0.153	0.131	0.078	0.00	-0.078	-0.131	-0.153
1.4	0.133	0.132	0.108	0.061	0.00	-0.061	-0.108	-0.132
2.0	0.096	0.085	0.064	0.034	0.00	-0.034	-0.064	-0.085
3.0	0.055	0.045	0.032	0.017	0.00	-0.017	-0.032	-0.045
4.0	0.034	0.027	0.019	0.010	0.00	-0.010	-0.019	-0.027
5.0	0.023	0.018	0.012	0.006	0.00	-0.006	-0.012	-0.018
6.0	0.017	0.012	0.009	0.004	0.00	-0.004	-0.009	-0.012

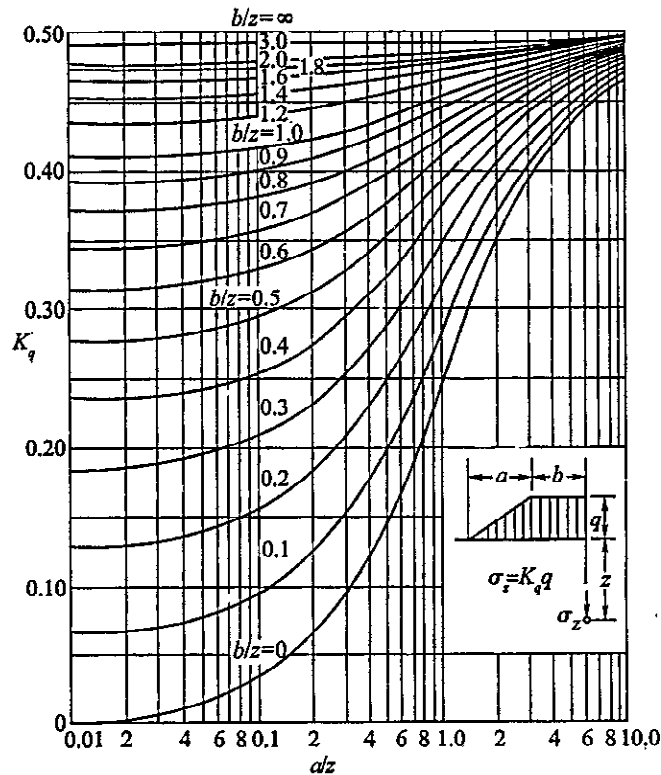


图 L.0.1 条形面上梯形分布垂直荷载作用下的附加应力系数 K_q

附录 M 用分级加荷实测沉降过程线推算固结系数的方法

M.0.1 固结系数可根据分级加荷实测沉降过程线按下列方法推算:

(1) 总荷载 ΣP 作用下的最终沉降量 $S_{d\infty}$ 采用实测值, 无实测值时用经验方法推算;

(2) 根据分级加荷实测沉降过程线(图 M.0.1-1a)按式(M.0.1-1)变换为 $U' - t$ 曲线, 见图 M.0.1-1b);

$$U' = \frac{S_t}{S_{d\infty}} \quad (\text{M.0.1-1})$$

式中 U' ——对应于荷载为 ΣP 的平均应变固结度;

S_t ——分级加荷下某时刻的实测沉降;

$S_{d\infty}$ ——对应于荷载为 ΣP 的最终沉降量, 可用实测资料推算。

(3) 根据式(7.1.7-1)或式(7.1.7-8)将 $U' \sim t$ 曲线变换为 $U \sim t$ 曲线, 见图 M.0.1-1(c);

(4) 按式(M.0.1-2)和式(M.0.1-3), 将 U 变换为瞬时加荷情况下对应于第一级荷载的平均应力固结度 U_1 , 绘 $U_1 - t$ 曲线, 见图 M.0.1-1(d);

$$t < T_2^0 \text{ 时 } U_1 = U \frac{\Sigma P_i}{P_1} \quad (\text{M.0.1-2})$$

$$t > T_2^0 \text{ 时 } U_1 = \left[U - \sum_{i=2}^n U_{i(t-\frac{T_i^0+T_i^f}{2})} \frac{P_i}{\Sigma P_i} \right] \frac{\Sigma P_i}{P_1} \quad (\text{M.0.1-3})$$

式中 U ——对应于荷载为 ΣP 的平均应力固结度;

P_i ——第 i 级荷载, 计算加荷期间的固结度, P_i 应改为 ΔP_i , ΔP_i 为对应于 t 时的荷载增量;

P_1 ——第一级荷载;

T_i^0 ——第 i 加荷的起始时间(d);

T_i^f ——第 i 加荷的终了时间(d), 计算加荷期间的固结度时, T_i^f 应改为 t 。

t ——对应于第 i 级分级加荷起点计算的分级加荷固结时间;

$U_{i(t-\frac{T_i^0+T_i^f}{2})}$ ——瞬时加荷条件下, 对应于第 i 级 ($i=2 \sim n$) 荷载 t 时刻的平均应力固结度, 可按实测资料推算, 其对应的瞬时加荷固结时间为: $[t - (T_i^0 + T_i^f)/2]$ 。

(5) 作 U 、 C_v 或 C_h 与 t 的关系曲线。以径向固结情况为例, 即按公式(7.1.7-4)作 U 、 C_h 与 t 的关系线, 见图 M.0.1-2;

(6) 将 $U \sim t$ 曲线画在 U 、 C_v 或 C_h 与 t 的关系线图上, 见图 M.0.1-2 中的虚线, 经过比较, 定出固结系数。

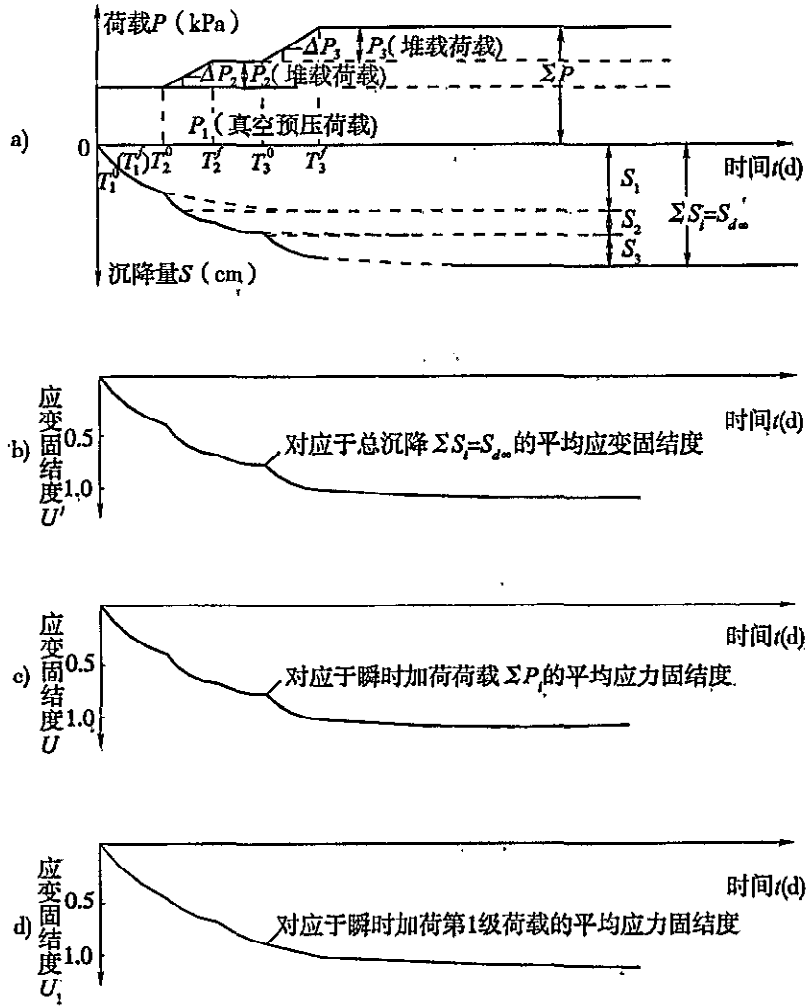


图 M.0.1-1 固结沉降、固结度时间过程线示意图

a) 分级加荷下荷载 P 与实测沉降 S 过程线; b) 分级加荷下对应于 $\Sigma S_i = S_{d'}$ 的平均应变固结度 U' 与时间 t 过程线; c) 瞬时加荷下对应于 ΣP_i 平均应力固结度 U 与时间 t 过程线; d) 瞬时加荷下对应于第 1 级荷载 P_1 的平均应力固结度 U_1 与时间 t 过程线

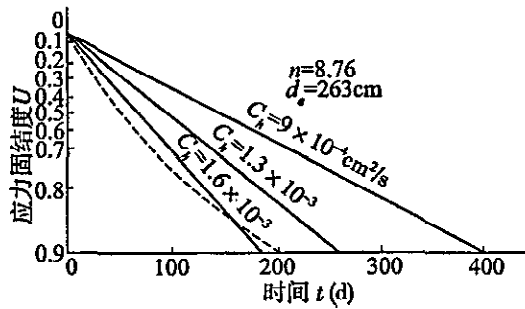


图 M.0.1-2 U, C_v 与 t 的关系线示意图

附录 N 平均应力固结度计算表

N.0.1 瞬时加载条件下地基的竖向和径向平均应力固结度可按表 N.0.1-1 和表 N.0.1-2 确定。

竖向平均应力固结度 U_z

表 N.0.1-1

γ_{ω} \begin{matrix} T_s \\ U_z \end{matrix}	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0	0.049	0.100	0.154	0.217	0.29	0.38	0.50	0.66	0.95
0.2	0.027	0.073	0.126	0.186	0.26	0.35	0.46	0.63	0.92
0.4	0.016	0.056	0.106	0.164	0.24	0.33	0.44	0.60	0.90
0.6	0.012	0.042	0.092	0.148	0.22	0.31	0.42	0.58	0.88
0.8	0.010	0.036	0.079	0.134	0.20	0.29	0.41	0.57	0.86
1.0	0.008	0.031	0.071	0.126	0.20	0.29	0.40	0.56	0.85
1.5	0.006	0.024	0.058	0.107	0.17	0.26	0.38	0.54	0.83
2	0.005	0.019	0.050	0.095	0.16	0.24	0.36	0.52	0.81
3	0.004	0.016	0.041	0.082	0.14	0.22	0.34	0.50	0.79
4	0.004	0.014	0.040	0.080	0.13	0.21	0.33	0.49	0.78
5	0.003	0.013	0.034	0.069	0.12	0.20	0.32	0.48	0.77
7	0.003	0.012	0.030	0.065	0.12	0.19	0.31	0.47	0.76
10	0.003	0.011	0.028	0.060	0.11	0.18	0.30	0.46	0.75
20	0.003	0.010	0.026	0.060	0.11	0.17	0.29	0.45	0.74
∞	0.002	0.009	0.024	0.048	0.09	0.16	0.28	0.44	0.73

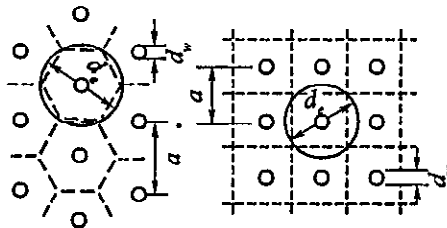
注： γ_{ω} 为排水面应力与不透水面应力之比； U_z 为竖向平均固结度； T_s 为竖向固结时间因素。

径向平均应力固结度 U_r

表 N.0.1-2

n \begin{matrix} T_h \\ U_r \end{matrix}	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
4	0.010	0.021	0.033	0.048	0.064	0.085	0.112	0.150	0.214
5	0.012	0.026	0.041	0.059	0.080	0.107	0.139	0.187	0.268
6	0.014	0.031	0.049	0.070	0.095	0.126	0.165	0.221	0.316

图示



续表 N.0.1-2

n	T_h									
	U_r	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
7		0.016	0.036	0.055	0.079	0.107	0.142	0.186	0.249	0.356
8		0.018	0.038	0.061	0.088	0.118	0.157	0.206	0.276	0.395
9		0.020	0.042	0.066	0.095	0.129	0.171	0.223	0.300	0.423
10		0.021	0.044	0.070	0.100	0.131	0.180	0.236	0.316	0.453
11		0.022	0.047	0.075	0.107	0.145	0.192	0.252	0.338	0.482
12		0.023	0.049	0.078	0.112	0.151	0.201	0.263	0.353	0.505
13		0.024	0.051	0.081	0.116	0.157	0.208	0.273	0.366	0.524
14		0.025	0.053	0.085	0.122	0.164	0.218	0.286	0.383	0.548
15		0.026	0.055	0.088	0.126	0.171	0.226	0.297	0.397	0.567
16		0.027	0.057	0.091	0.130	0.176	0.233	0.306	0.409	0.586
17		0.028	0.058	0.093	0.134	0.181	0.240	0.315	0.421	0.603
18		0.028	0.060	0.096	0.137	0.186	0.246	0.324	0.433	0.619
19		0.029	0.061	0.098	0.141	0.191	0.252	0.332	0.443	0.634
20		0.030	0.063	0.100	0.144	0.195	0.258	0.339	0.453	0.649
21		0.030	0.064	0.103	0.147	0.191	0.264	0.346	0.463	0.663
22		0.031	0.065	0.105	0.150	0.203	0.269	0.353	0.472	0.676
23		0.032	0.067	0.107	0.153	0.207	0.274	0.360	0.481	0.688
24		0.032	0.068	0.109	0.155	0.211	0.279	0.366	0.490	0.701
25		0.033	0.069	0.110	0.158	0.214	0.283	0.372	0.498	0.712

注： n 为井径比； U_r 为径向平均固结度； T_h 为径向固结时间因素。

N.0.2 平均应力固结度时的时间因素可按下列公式计算：

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t \quad (\text{N.0.2-1})$$

$$T_h = \frac{C_h}{d_e^2} t \quad (\text{N.0.2-2})$$

式中 T_v 、 T_h ——分别为竖向固结时间因素和径向固结时间因素；

C_v ——竖向固结系数 (cm^2/s)；

H ——不排水面至排水面的竖向距离 (cm)，对双面排水 H 为土层厚度之半，对单面排水 H 为土层厚度；

t ——固结时间 (s)；

C_h ——水平向固结系数 (cm^2/s)；

d_e ——竖向排水体的径向排水范围的等效直径 (cm)。

附录 P 本规范用词用语说明

P.0.1 为方便在执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

(1)表示很严格,非这样做不可的:

正面词采用“必须”;

反面词采用“严禁”。

(2)表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”;

反面词采用“不应”或“不得”。

(3)表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”或“可”;

反面词采用“不宜”。

P.0.2 条文中指定应按其他有关标准、规范执行时,写法为“应符合……的有关规定”或“应按……执行”。

附加说明

本规范主编单位、参加单位、 主要起草人、总校人员和管理组人员名单

主 编 单 位：中交天津港湾工程研究院有限公司

参 加 单 位：天津大学

中交水运规划设计院有限公司

中交第一航务工程勘察设计院有限公司

中交第二航务工程勘察设计院有限公司

中交第三航务工程勘察设计院有限公司

中交第四航务工程勘察设计院有限公司

中交第四航务工程局有限公司

四川省交通厅交通勘察设计研究院

主 要 起 草 人：孙万禾(中交天津港湾工程研究院有限公司)

张 敬(中交天津港湾工程研究院有限公司)

苗中海(中交天津港湾工程研究院有限公司)

黄传志(中交天津港湾工程研究院有限公司)

(以下按姓氏笔画为序)

叶国良(中交天津港湾工程研究院有限公司)

乐 凌(中交第三航务工程勘察设计院有限公司)

闫澍旺(天津大学)

刘爱民(中交天津港湾工程研究院有限公司)

刘彦忠(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

朱胜利(中交天津港湾工程研究院有限公司)

何汉艺(中交第四航务工程勘察设计院有限公司)

杨国平(中交水运规划设计院有限公司)

郑新亮(中交第四航务工程局有限公司)

俞武华(中交第二航务工程勘察设计院有限公司)

曾 涛(四川省交通厅交通勘察设计研究院)

阚卫明(中交天津港湾工程研究院有限公司)

总校人员名单: 胡 明(交通运输部水运局)

李德春(交通运输部水运局)

阚 津(交通运输部水运局)

吴敦龙(中交水运规划设计院有限公司)

李树奇(中交天津港湾工程研究院有限公司)

叶国良(中交天津港湾工程研究院有限公司)

刘爱民(中交天津港湾工程研究院有限公司)

黄传志(中交天津港湾工程研究院有限公司)

梁爱华(中交天津港湾工程研究院有限公司)

刘天韵(中交天津港湾工程研究院有限公司)

张明昌(中交天津港湾工程研究院有限公司)

董 方(人民交通出版社)

管理组人员名单: 黄传志(中交天津港湾工程研究院有限公司)

叶国良(中交天津港湾工程研究院有限公司)

刘爱民(中交天津港湾工程研究院有限公司)

刘天韵(中交天津港湾工程研究院有限公司)

中华人民共和国行业标准

港口工程地基规范

JTS 147—1—2010

条文说明

目 次

1	总则	(81)
2	术语	(82)
3	基本规定	(83)
4	岩土分类	(84)
4.1	岩的分类	(84)
4.2	土的分类	(85)
5	地基承载力	(88)
5.1	一般规定	(88)
5.2	作用于计算面上的应力	(88)
5.3	地基承载力验算	(88)
5.4	保证与提高地基承载力的措施	(91)
6	土坡和地基稳定	(92)
6.1	一般规定	(92)
6.2	抗剪强度指标	(92)
6.3	土坡和地基稳定的验算	(93)
6.4	抗力分项系数	(95)
6.5	保证土坡和地基稳定的措施	(95)
7	地基沉降	(97)
7.1	一般规定	(97)
7.2	地基最终沉降量计算	(98)
7.3	地基最终沉降量推算	(100)
7.4	适应与减小地基沉降与差异沉降的措施	(101)
8	地基处理	(102)
8.1	一般规定	(102)
8.2	换填砂垫层法	(102)
8.3	堆载预压法	(102)
8.4	轻型真空井点法	(103)
8.5	强夯法	(104)
8.6	振冲置换法	(104)

8.7 振冲密实法	(105)
附录 A 岩土基本变量的概率分布及统计参数的近似确定方法	(106)
A.1 一般规定	(106)
A.2 岩土基本变量统计参数的确定方法	(106)
A.3 需要进行可靠指标计算时基本变量统计参数的确定方法	(106)

1 总 则

1.0.4 港内建筑物,除码头、防波堤、护岸、堆场等建筑物外,尚有工业与民用建筑物、铁路、道路等建筑物,对于这些建筑物地基及地基处理设计与施工执行现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ 50007),现行行业标准《铁路路基设计规范》(JB 10001)、《铁路桥涵地基和基础设计规范》(JB 10002.5)和《港口道路、堆场铺面设计与施工规范》(JTJ 296)等标准。

2 术 语

2.0.4~2.0.5 关于重度(重力密度或容重)等名词的解释

重度(重力密度或容重):容重是岩土工程原有的基本术语、应用多年,为土的单位体积的重量。长期以来,人们对“重量”一词是代表质量多少,还是受地球引力的大小未持疑义,也未加以区分。到了1984年,国家法定计量单位颁布实施以来,《力学的量和单位》(GB 3102.3—86)中3.1.1重量的名称备注:“人民生活 and 贸易中,质量习惯称为重量,表示力的概念时应称重力。”并建议物理学界不要把“重量”一词代替“重力”,这就意味着不得采用“重量”一词,为了回避重量一词,原《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)将“容重”、“土粒比重”、“砂的相对密度”分别改为“重度”、“相对密度”和“砂的相对密实度”,但是工程技术人员不习惯,国标《岩土工程基本术语标准》(GB/T 50279—98)仍然保留了“容重”、“土粒比重”、“相对密度”等术语词,《中国土木工程百科全书》(中国建筑工业出版社,1999)将土的容重又称为土的重力密度,简称土的重度,容重为它的旧称,其定义为单位体积土的重量 γ (kN/m^3),也可称单位体积岩土材料受到的重力(kN/m^3),从量纲可知重度(或重力密度、容重)表示的是力的概念,根据工程力学分析,在这里重量一词不表示质量,而是表示重力。

关于土粒比重的解释:原《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)将“土粒的比重”称为“土粒的相对密度”,这在工程应用中很不习惯。现行国家标准《岩土工程基本术语标准》(GB/T 50279—98)保留了“土粒比重”这一术语:为土颗粒的重量与4℃蒸馏水的重量的比值。这里又出现了重量。现行国家标准《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999)和行业标准《土工试验规程》(SL 237—1999),都定义为:土颗粒在105~110℃下烘至恒量(SL237为恒质)时的质量与同体积4℃时纯水质量的比值。

《岩土工程基本术语标准》(GB/T 50279—98)关于土粒比重的定义为“重量比”,《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999)和《土工试验规程》(SL 237—1999)关于土粒比重的定义为“质量比”。由于重力加速度随位置不同而变化,因此采用“质量比”比采用“重量比”更为科学。对同一地点而言,重力加速度相同,“质量比”等于“重量比”。

本次修订规范考虑到“相对密度”一词应用的不习惯,上述有关标准都保留了“土粒比重”术语,因此用“土粒比重”代替“土粒的相对密度”。同理“砂的相对密实度”改为“砂的相对密度”。

3 基本规定

3.0.3 土性指标的统计和土性指标的变异性,本应考虑土性指标的空间变异性,但由于目前对空间变异性的应用不普遍,尚缺乏经验,因此本条规定当需要进行可靠指标计算时,岩土物力学某基本变量统计参数才按随机场考虑(即考虑空间变异性)。

3.0.4 国内某工程初期,曾因受到小于施工期设计波高的作用造成半圆沉箱导堤局部区段地基软粘土强度严重降低,导致部分堤段地基沉陷破坏。经采用现场取样的原状土,模拟波浪动荷载作用的三轴室内试验证实,静三轴 UU 试验得到的土样的不排水强度平均值为 14.7kPa;但同批土样在模拟波浪动荷载作用的动三轴 UU 试验中的振后不排水强度平均值则为 5.33kPa,仅为静三轴 UU 强度的 36%。经组织专题研究成功解决了抗软化的工程设计和施工难题,但对软粘土在波浪动荷影响下的软化机理等尚难以得到可供工程应用的成果。初步认为,地基土的静、动强度特性和在波浪(通过建筑物)作用下土层中的应力水平,特别是动/静应力比是影响软粘土是否发生强度软化的重要因素。该工程的经验表明,通过模拟波浪荷载的动三轴和静三轴试验是可以判断软化发生的可能性的。

4 岩土分类

4.1 岩的分类

4.1.1 ~ 4.1.2 岩石和岩体要分别进行评价。

(一)对岩石的分类说明如下:

(1)岩石按成因分类是最广泛应用的基本分类,不同成因的岩石,其工程地质特性常有明显差别。

(2)岩石按强度分类与现行国家标准《岩土工程勘察规范》[GB 50021—2001(2009年版)]一致。

(二)对于岩石、岩体风化程度的划分:

硬质岩石指新鲜岩块的单轴饱和极限抗压强度值 $> 30\text{MPa}$ 的岩石,代表性岩石主要有花岗岩、流纹岩、石灰岩、片麻岩、石英岩等。软质岩石指新鲜岩块的单轴饱和极限抗压强度值 $\leq 30\text{MPa}$ 的岩石,代表性岩石主要有粘土岩、页岩、泥灰岩、泥质胶结的砂岩等。

(a)岩石与岩体的风化程度要区别开来,对岩石按其风化程度的等级称为全风化岩石和强风化岩石等;对岩体则相应地称为全风化带和强风化带等。

岩石的风化程度的划分,主要是根据矿物成分和结构的风化变异情况来划分的。矿物成分的风化变异直接影响着岩石的物理力学性质的变化,特别是坚硬程度和强度的变化,所以在野外可以用“用手捏碎”、“折断”、“手锤易击碎”等特征进行描述。

岩体风化程度的划分是以岩石风化程度为基础,同时考虑到整体情况和裂隙发育情况,即破碎性和完整性。在某一个风化带中,常可含少量较之风化更强烈或更轻微的岩块,如强风化带中可含少量全风化岩或中等风化岩甚至出现少量微风化的块、球体核心等。鉴定时要分清主次,以起主要作用的,占大多数的风化岩及裂隙发育情况为准。在野外岩体的风化程度,还可以用挖掘难易程度和方式进行描述。

(b)划分出全风化一档的理由如下:

在残积土和强风化带(岩)之间客观上存在着一个似土非土、似岩非岩的风化程度最强烈、最严重的档次,单独划出,有利于正确评价其工程地质特性。

同时,为了与国内外有关规范取得一致,以便统一标准,利于科技交流。目前国内外有关规范对风化岩(带)的划分已趋于一致,绝大多数均列有全风化带(岩),且均划分为全、强、中等(弱)、微及新鲜岩石(未风化)5个等级。如《岩土工程勘察规范》[GB 50021—2001(2009年版)]、《水利水电工程地质勘察规范》(GB 50487—2008)、英国《场地勘察实施规范》(BS5930:1981)、《国际岩石力学协会实验室和现场标准委员会》(ISRM:1979)等。

(c) 全风化带与残积土的区别

在野外,区别全风化与残积土的最重要标志是看其是否保留有原岩的结构和构造特征,例如,全风化花岗岩等结晶类中可见到已风化成土的长石、云母、角闪石等原来的晶形,且其互相间的排列位置未变。有时还可见到残留的节理、断层或岩脉。而残积土则不具有这种特征,但对某些结晶细小的岩石或基性岩浆岩,则看不到晶形特征,因而鉴别它们是有困难的。在这种情况下,可根据构造特征(层理、节理、岩脉穿插等)或采用标贯击数、声波波速等来区别。

(d) 风化带(岩)定量划分问题

根据工作实际需要,风化带(岩)的划分列入了波速、点荷载和标贯试验为定量指标。

在实际工作中要以宏观特征的定性观察描述为基础,因为它们可以反映出岩石风化的本质变化。根据试验指标划分风化带时要与定性观察相结合。特别是当几种试验指标在划分时出现不一致的情况,要以定性观察为准。

(三) 岩石按软化系数分类:软化系数是衡量水对岩石强度影响程度的重要指标。采用 0.75 作为软化和不软化岩石的界限值是根据现行国家标准《岩土工程勘察规范》[GB 50021—2001(2009 年版)]而确定的,这也符合国内外以往的惯例。

(四) 岩体分类

(1) 岩体根据结构类型的分类与现行国家标准《岩土工程勘察规范》[GB 50021—2001(2009 年版)]基本一致;

(2) 岩体按岩石质量指标(RQD)分类与国际标准一致;

(3) 岩层按单层厚度分类与现行国家标准《岩土工程勘察规范》[GB 50021—2001(2009 年版)]一致。

4.1.3 岩体基本质量分级是新增加的内容,岩体基本质量分级采用岩体基本质量指标(BQ)判别,BQ 值由岩石抗压强度 R_c 和岩体、岩石纵波速 V_p 三项指标,按经验公式计算的。经验公式计算 BQ 和岩体基本质量分级标准是引用现行国家标准《工程岩体分级标准》(GB 50218—94)规范。关于岩体基本质量指标(BQ)修正,由于内容较多,修正方法不能列入本规范,但给出了相关规范名称《工程岩体分级标准》(GB 50218—94)。

4.1.5 花岗岩不同风化程度物理力学指标参考值表(见附录 D)是根据国内外有关资料(包括手册、论文、勘察试验报告等)收集整理而成,鉴于我国幅员辽阔,岩性多种多样,表中数据仅供参考。

4.2 土的分类

4.2.4 碎石土分类根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 50007)、《岩土工程勘察规范》[GB 50021—2001(2009 年版)]制定。

4.2.5 砂土分类:对细砂、粉砂两种土采用 0.075mm 孔径的筛作颗分试验,与国内有关规范规定相一致,而且与国际标准也基本一致。

4.2.6 砂土颗粒组成特征,根据土的不均匀系数 C_u 和曲率系数 C_c 确定,这条是引用现行国家标准《土的工程分类标准》(GB/T 50145—2007)。 C_u 和 C_c 是表示级配曲线分布

范围的宽窄和级配曲线分布状态的参数,对重要工程的砂类土给出 C_u 、 C_c 系数是有实用价值的。

4.2.7 砂土的密实度与原规范的分基本相同,但未对松散密实度再细分为极松散和松散。

4.2.8 粉土:这次修订与原规范一致。塑性指数 $I_p \leq 10$ 的土为粉土,是介于粘性土和砂土之间的一类土。粉土的划分标准是根据以下情况而定的:现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ 50007—2002)、《岩土工程勘察规范》[GB 50021—2001(2009年版)]、地区规范和部门行业规范基本是一致的。现行国家标准《建筑抗震设计规范》[GBJ 50011—2001(2008年版)]规定对粉土需进行液化判别。1976年唐山发生地震,天津地区就发生多处粉土液化的场区。鉴于以上情况,本规范将粉土作为砂土和粘性土之间的一类土对待是必要的、合理的。

4.2.10 ~ 4.2.11 粘性土:本次修订与原规范一致,将粉土从粘土中划分出来,粘性土的亚类为粘土和粉质粘土,分档界限值为 $I_p = 17$ 和 $I_p = 10$ 。1976年我们在编制本规范过程中,对收集天津、上海、广州、连云港及长江沿线的 5300 个土的试件,进行了液塑限与塑性指数、液限与塑限、抗剪强度 φ 、 c 与塑性指数等项指标间的相关分析,绘制散点图,其结果并未取得 $I_p = 7$ 、 $I_p = 10$ 、 $I_p = 17$ 等处具有折点特征。我们认为粘性土塑性指数变化与土的一些特性指标有关系,并能找出变化趋势,但不存在折点和其所具有明显的折线关系 $I_p = 17$ 、 $I_p = 10$ 或 $I_p = 7$ 都是分档界限值,而并不是折点值。

本次 98 版地基规范修订,针对宁波粉粒含量较高的粉质粘土,进行不同剪切速率的直剪仪剪切强度试验研究,通过 400 组土样不同单位的试验,得出了相同规律,即剪切速率高,测得的 φ_{cq} 小,剪切速率低,测得的 φ_{cq} 大,这与直剪仪不能控制排水有关。剪切速率高,土样排水少,强度低、 φ_{cq} 小;剪切速率低,土样排水多,强度高、 φ_{cq} 大。因此对相类似的粉质粘土,应注意根据现场情况,采用较快的剪切速率(2.4mm/min),必要时采用三轴固结不排水剪。

4.2.12 淤泥性土:与原规范基本一致。根据孔隙比 e 和液性指数 I_L 分为流泥、淤泥和淤泥质土。我国沿海地区淤泥性土广为分布,且不同地区的含水率及孔隙比变化范围较大,不同地区的淤泥其物理力学指标相差较大,这对港口工程中的土坡稳定计算、港池航道的挖泥疏浚、软土地基加固处理等工程地质问题影响很大。为了解决和处理好这方面的问题,这次修订规范我们将淤泥性土划分的四个亚类(淤泥、淤泥质土、流泥、浮泥)改为三个亚类,取消了浮泥,因为研究浮泥对工程不起支撑作用。原规范淤泥分类标准为天然孔隙比 $e \geq 1.5$,天然含水率大于液限,这是个下限, $e = 1.5$ 相当于含水率 $w = 55\%$,港口工程经常遇到高含水率($w > 100\%$)的淤泥,原规范淤泥定名标准只有下限值,而无上限值,若将我们遇到的工程实例中高含水率的淤泥与接近下限值的淤泥划为同一单元土体,统计土的物理力学指标(如均值、方差、变异系数),则掩盖了不同亚类的变异性,有可能造成工程的不安全。所以将淤泥性土分为淤泥、淤泥质土、流泥,提高了工程的安全性、统计的物理力学指标成果的合理性和可靠性。以上三个亚类土均有不同的特性:淤泥和淤泥质土具有结构强度,有附着力,流泥稍具结构强度,有附着力。

4.2.13 软土灵敏度的取得,一般采用现场十字板剪切试验和原状土室内试验两种方法。现场十字板抗剪强度试验是将十字板剪切的“峰值强度”与“重复剪土的强度”的比值作为灵敏度指标;室内试验是将“原状土的无侧限抗压强度”与“原状土同密度、同含水率,但结构彻底破坏的重塑土的无侧限抗压强度”的比值作为灵敏度指标。软土灵敏度的划分依据是国家现行行业标准《铁路工程岩土分类标准》(TB10077-2001、J123—2001)。

4.2.14 饱和状态下(饱和度 $S_r = 100\%$ 时),当已知土的含水率和土粒的比重 G_s 时,可用(4.2.14-1)式确定土的重度,此式为上述条件下的理论计算公式。

4.2.16 ~ 4.2.17 混合土:在我国港口工程中常遇到淤泥质土或淤泥与砂土相混构成的混合土,这是两种成因类型(如海相与陆相)的两类土(如砂土与淤泥)相混沉积构成的混合土,不同于残积、坡积,洪积单一成因类型的土。其特点为没有层理构造,又极不均匀,因缺乏中间粒径,不均匀系数 C_u 和曲率系数 C_c 极大超过粘性土或砂土的数 10 倍甚至上百倍,其中淤泥或淤泥质土的状态多属流塑状态,强度低,土质极软,但因混有粗砾砂土,往往在土工试验中得出内摩擦角偏大,这样在进行地基设计时,如果对混合土认识不清,未能选取起主导作用土类的强度值进行设计,就可能发生地基失稳。

4.2.18 层状构造土:在我国沿海、河口港、三角洲地区和河漫滩地区,常遇到粘性土与粉细砂土呈互层或夹层以及间层的层状构造土,这种土层层理清楚,层薄者为夹层或间层,层厚者为互层,这种土的渗透性,固结性质和抗剪强度具有非常明显的各向异性特征,对工程进行评价时必须注意这个问题。

4.2.19 花岗岩残积土:这类土在我国东南沿海和北方部分沿海花岗岩地区广为分布,本条内容根据有关经验和港口工程特点制定。

4.2.20 填土:我国沿海港口工程中的大面积填土是普遍存在的,如填海造陆。填土方式和填土成分也很复杂,冲填土在海港工程中较为普遍,对各类填土均要专门研究其物理力学性质。

5 地基承载力

5.1 一般规定

5.1.3 对矩形基础,由于对一般的地基情况尚没有适用的地基承载力验算方法,建议简化为条形基础计算。

5.1.5 根据港口工程特点,对验算地基承载力的墙前水位做了规定。对计入波浪力的建筑物,由于极端低水位与波浪力作用组合不一定是最不利的,所以规范条文规定“应取水位与波浪力的最不利组合”。

5.2 作用于计算面上的应力

5.2.1 明确了验算地基承载力时的荷载作用面(计算面)为抛石基床底面,因为研究表明:有的工程滑动面最大深度就在砂垫层内。相应的,取消了原规范的4.2.2.4条。

5.2.2~5.2.3 港口工程水工建筑物不同于一般陆上工业与民用建筑,它承受偏心荷载和水平荷载,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为偏心的倾斜荷载。根据地基极限承载力理论,极限荷载(地基极限承载力竖向应力)是土体处于极限状态时地基可以承受的最大荷载(包括水平荷载),也是偏心荷载。而实际工程的地基承载力是地基承受实际荷载(设计荷载)的能力。所以,应在同时考虑设计荷载(作用于基础底面的竖向应力)和极限荷载的条件下,确定相对设计荷载的地基承载力。

对设计荷载的偏心特征,过去一直采用合力偏心距减小基础有效宽度的方法降低承载力,这只能考虑设计荷载的偏心特征,不能考虑极限荷载的偏心特征。本次规范修订同时考虑设计荷载、极限荷载的分布,按不违背屈服准则的原则确定地基承载力。因此,应当确定作用于计算面的应力。

对设计荷载的倾斜特征,仍采用倾斜率($\tan\delta$)来考虑倾斜荷载的影响。倾斜率作为计算极限荷载的一个条件,不同的极限荷载计算方法是不同的(参见5.3.6条 $\tan\delta'$)。

5.3 地基承载力验算

5.3.1 地基承载力的确定,受勘察质量的高低、土层划分是否合理、指标统计件数多少和代表性以及可靠性等因素的影响,单纯用一种方法确定地基承载力,有时可能与实际不符或出现失误,因此条文规定应按“极限状态验算,尚应结合原位测试和实践经验确定”。

对一般情况,当地基勘察和试验质量满足工程要求、土层划分合理、数据统计可靠时,地基承载力应以公式计算满足极限状态设计表达式为主,并辅以原位测试和实践经验相互验证,综合分析确定。在一般情况,三者应是一致的。

5.3.3~5.3.4 可靠度计算结果表明:极限状态时,作用的设计值较标准值增大很小,所以作用的综合分项系数取 1.0;地基土的 c 、 φ 设计值较标准值减小,但很难对全国各地、各土层的 c 、 φ 给出统一的分项系数,所以仅对抗力给出综合分项系数。

抗力分项系数,是在计算了 13 项重力式码头、4 项防波堤工程的基础上,并参照原规范确定的。其中:

13 项重力式码头工程的抗力分项系数(固结快剪指标)平均值为 3.241,其中最小值为 2.204;可靠指标平均值为 3.051,最小值为 2.444。按原规范的方法计算,13 项重力式码头工程的抗力分项系数平均值为 3.767,最小值为 2.744;可靠指标平均值为 3.916,最小值为 2.308。

4 项防波堤工程中,3 项稳定工程的抗力分项系数最小值为 2.232(固结快剪指标),按原规范的方法计算最小值为 2.761(没有考虑局部边载,计算值偏小)。

对持久状况,抗力分项系数与原规范相同。对受力层由多层土组成、且土层的抗剪强度指标相差不大、边载变化不大的情况;计算的抗力分项系数与原规范方法很接近。工程的安全度基本相当。对非均质土、非均布边载的一般情况,由于地基承载力的计算较原规范用加权平均指标计算更为合理,抗力分项系数计算值降低,工程的安全度实际上是提高了。

对重力式码头,当抛石基床较厚时,抗力分项系数取高值的主要原因之一是:结构重力在抛石基床内向后扩散而将荷载作用面向后延长,其延长段内墙后填料的垂直力尚没有计入到延长的荷载作用面内(图 5.3.4-1 和图 5.3.4-2)。

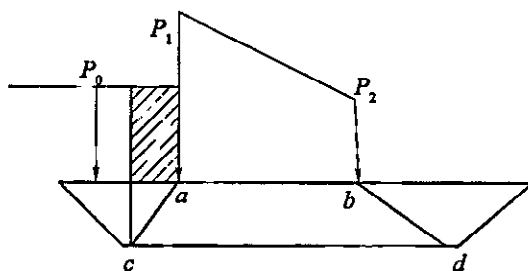


图 5.3.4-1 设计荷载后偏心

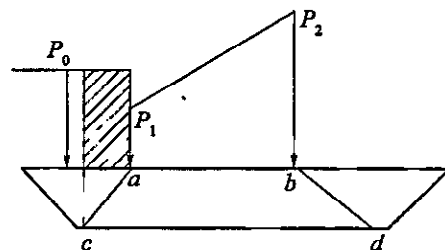


图 5.3.4-2 设计荷载前偏心

5.3.5 给出相应的地基承载力验算公式。

在用极限荷载确定实际工程的地基承载力时,通常只考虑了设计荷载的分布形式(偏心矩),而没有考虑极限荷载的分布形式,这样确定的地基承载力不尽合理。例如当设计荷载的偏心矩为零时(有效宽度就是将设计荷载变为均布荷载后的荷载作用宽度,必使偏心矩为零),确定的地基承载力就是有效宽度内的总极限荷载,如果抗力分项系数为 1.0,则在基础底面的竖向应力作用下,过基础底面一点 $[-B_0, 0]$ 的滑动面内土体是处于破坏状态(图 5.3.5-1),而均质土条件下 $B_0 \approx 0.5B'_e$ 。也就是

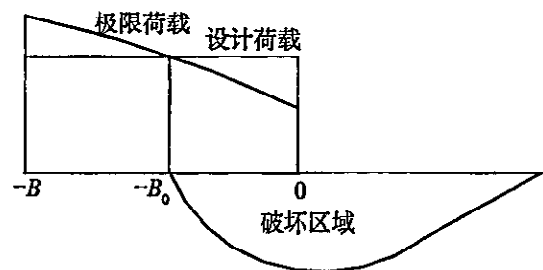


图 5.3.5-1

说,这个 1.0 的分项系数实际反映的地基情况是部分土体处于破坏状态、部分土体处于稳定状态。

而极限荷载也是偏心荷载,确定地基承载力时也应考虑。本次修订规范按不违背屈服准则的要求确定地基承载力,即对所确定的抗力分项系数,应保证地基土处处均没有破坏。另外,考虑到在某些情况下计算的局部极限荷载很大,如土的内摩擦角很大时,计算面后趾附近的局部极限荷载很大,但在这个局部,实际荷载达到极限荷载的概率几乎是零,已没有实际意义。所以,在确定地基承载力时,应予以修正。具体处理方法如下:

首先确定一个分项系数的预估值(与原规范的按总极限荷载定义的分项系数类似): K^* ,并认为实际荷载大于 K^* 倍设计荷载的可能性很小。超过 K^* 倍设计荷载的那部分极限荷载已没有实际意义,将其修正为 K^* 倍设计荷载(容许荷载)来确定地基承载力竖向应力。如果极限荷载小于 K^* 倍设计荷载,则仍以极限荷载确定地基承载力竖向应力(图 5.3.5-2 和图 5.3.5-3)。这就是导出单侧破坏模式计算公式的思路。

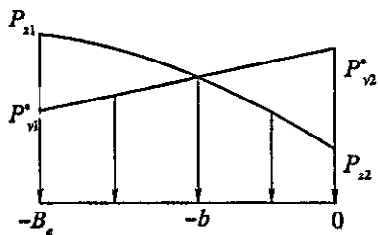


图 5.3.5-2 设计荷载向前偏心

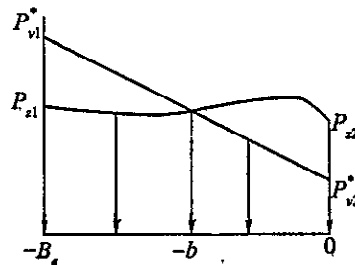


图 5.3.5-3 设计荷载向后偏心

5.3.6 ~5.3.7 对受力层由多层土组成、且土层的抗剪强度指标相差不大、边载变化不大的情况,原规范的地基极限荷载计算公式是适用的,因为其计算简便,建议保留。对 $\varphi = 0$ 的情况作了修改:取消了深度系数以使与 $\varphi > 0$ 情况一致;将近似公式改为精确解(两者相差不大)。

鉴于原规范方法(特征线法)对倾斜荷载是以 $\tan\delta' = \frac{H_k}{V_k + B_c c_k / \tan\varphi_k}$ 作为计算条件,这意味着是以沿基础底面下部土体水平面处于极限状态。为使沿基础底面下部土体的水平抗滑也有一定的安全度,所以计算中考虑了水平抗力分项系数 γ_h 。

5.3.8 对非均质土地基、非均布边载的一般情况,建议了地基极限荷载的计算公式。

原规范对成层土地基,只能取有效深度内不同土层厚度的加权平均强度指标进行计算。当不同土层的强度指标相差较大时,计算结果是否能够正确反映工程地基的实际承载能力尚不清楚。而对工程中常见的非均质土地基、非均布边载情况,尚没有可靠的计算方法。本次规范修订,对此进行了专题研究,提出了一套新的计算方法。

公式是依据单向、场破坏模式,仿照条分法的计算过程导出的。其基本思想除滑动面(族)是人为确定的外,与原规范方法(特征线法)基本一致:将基础宽度分成 M 个小区间 $[b_{j-1}, b_j]$,每个小区间上的极限荷载按 $j = 1, 2 \dots M$ 依次计算,计算 $[b_{j-1}, b_j]$ 上的极限荷载时,将 $[0, b_{j-1}]$ 上的极限荷载作为已知条件。当 M 为 20 时计算过程已具有足够的精度,

建议荷载作用宽度分区个数取 $M = 20$ 。

滑动面(族)选择对数螺旋型曲面,一是因为对边坡稳定问题,以对数螺旋面为滑动面的分析方法与其他滑动面的方法(包括圆弧面的毕肖普方法)计算的抗力分项系数比较接近(除毕肖普方法不适用的情况外)。二是不需要对土体的受力作任何的假定或简化,就可以导出适用于非均质土的极限荷载计算方法,且计算过程较为简单,计算的极限荷载数值稳定性较好。三是适用范围广泛,如地基土非水平分层的一般非均质土情况,基础底面前方的非水平土体表面情况。

当滑动面(族)选择对数螺旋面时,计算的极限荷载偏大,为了保证计算的极限荷载具有足够的精度,对两个强度指标,定义两个系数 $F_{\varphi} \geq 1.0$ 、 $F_{sc} \geq 1.0$,并以强度指标的折减值: $c_{fi} = c_i / F_{sc}$, $F_{\varphi i} = \tan \varphi_i / F_{\varphi}$ 来计算极限荷载。在均质土地基情况下,通过适当的确定这两个系数,使得计算的总极限荷载、滑动面深度、偏心矩,均与原规范方法(特征线法)结果基本一致,然后用于非均质土地基的计算。

按总极限荷载一般略小于特征线法计算结果考虑,取:

$$F_{sc} = 1.09 + 0.06 \tan \delta, F_{\varphi} = 1.05 + 0.06 \tan \delta$$

对不同的 φ 、 c 、 q (包括 $\varphi = 0$),计算结果均与特征线法(或理论解)结果吻合的很好。用于非均质土地基时其计算的总极限荷载、最大滑动面深度、极限荷载的分布,均很好的反映了成层土地基极限荷载的实际情况。

本次规范修订,还考察了更精细的极限荷载计算方法,如螺旋面~螺旋面~平面计算模式,在均质土地基情况下, $F_{sc} = F_{\varphi} = 1.01 + 0.03(\tan \varphi - \tan \delta)$,计算的总极限荷载、滑动面深度、偏心矩,较推荐的螺旋面计算模式精度更高(与原规范方法(特征线法)相比)。但方法的计算过程较为复杂,且对非水平分层的一般非均质土、基础前方的土体表面为非水平面等情况尚有待进一步改进,计算结果也与推荐的螺旋面计算模式很接近。

5.4 保证与提高地基承载力的措施

5.4.1 ~ 5.4.2 这两条都是为了保证与提高地基承载力的一般措施,在施工中应引起高度重视。

6 土坡和地基稳定

6.1 一般规定

6.1.1 我国港口工程地基基本属于正常固结和超固结比小于4的土,所以本条对此作了规定。至于规定超固结比小于4,是由于当超固结比小于4时在三轴试验中施加偏应力时孔隙水压力为正值,而当超固结比大于4时孔隙水压力为负值。

对超固结比大于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,所以本条未作规定。遇到这种土时,应进行专门研究。

6.1.3 将原规范规定的“应按极端低水位计算”修改为“应取对稳定最不利的相应水位进行计算”。原因是大多数工程,按极端低水位计算相对其他水位计算的抗力分项系数较小;但对某些工程,按可能出现的相应水位计算相对极端低水位计算的抗力分项系数较小。

对有波浪作用的直立堤,由于不同的波浪力与不同水位的组合对码头稳定性影响不同,所以应考虑不同水位与波浪力的最不利组合。

当有流渗时,计算时应计入流渗作用,并应观测相应于设计及施工状况下的地下水水位。

6.2 抗剪强度指标

6.2.1 验算土坡和地基稳定性应根据土质和工程实际情况,合理选择土的抗剪强度指标。对设计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。对设计的短暂状况宜用十字板剪。

直剪快剪的缺点较多,最主要是试验中土样宜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,因此原规范规定“直剪快剪不宜采用”。但因方法简便,工程中应用也较多,积累了一定的经验;经多家设计单位的建议,本次规范修订规定为“有经验时可采用直剪快剪”。

无侧限抗压强度(q_u)试验是测定粘性土在无侧限情况下,不固结不排水强度的简单、迅速的方法,各单位都有应用,一般情况下可取 $c_u = \frac{q_u}{2}$ 计算边坡稳定性。这一方法在我国应用不多,还有待于进一步总结经验,尤其总结各地区 c_u 和 q_u 的相关关系。

三轴不固结不排水剪因取土扰动可能显著降低强度值,无侧限抗压强度也有类似的

问题,所以改为“有经验时可采用”。

还需说明:十字板剪、直剪固结快剪,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。所以本条规定有条件时采用有效剪测定土的抗剪强度指标。

6.2.2 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土层主要不同点在于后者强度随土体固结逐渐增高,而前者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。

同一工程既有挖方区也有填方区,则应该采用不同的试验方法,挖方区采用卸荷条件下进行试验的抗剪强度指标,而加荷区则采用常规试验方法。

6.3 土坡和地基稳定的验算

6.3.2 本条给出的极限状态设计表达式中,由于抗滑力矩 M_{Rk} 和滑动力矩 M_{sk} 都包含有土体自重 W_{ki} 和可变荷载 q_{ki} ,因此计算 W_{ki} 时,土的重度标准值取均值,分项系数取 1.0, q_{ki} 取标准值,其分项系数取 1.0。

6.3.3 本条给出的计算抗滑力矩 M_{Rk} 和滑动力矩 M_{sd} 方法是本次规范修订经专题研究论证提出的方法,称为复合滑动面法,该法适用于圆弧面—平面—圆弧面的复合滑动和单一圆弧面的滑动,其优点如下:

(1)与没有任何假定条件(除滑动面外)方法相比,计算的抗力分项系数十分接近;但方法相对简单,尤其是对需要计入孔隙水压力时,应用相对方便。

(2)与目前常用的一些方法相比(如原规范中的简化毕肖普方法,及摩根斯坦方法等),不存在对某些情况下不适用问题。计算的抗力分项系数一般接近于简化毕肖普法(简化毕肖普法不适用的情况除外)。

(3)可选用不同形式的滑动面进行计算,以确定危险滑动面。当滑动面为圆弧面时,计算公式很简单(与原规范的简化毕肖普方法基本相当)。

(4)对有软土夹层或倾斜岩面等情况是适用的,为便于应用,在选择相适应的滑动面较困难时,建议采用圆弧面~软土夹层或倾斜岩面~圆弧面计算。

(5)对持久状况、短暂状况(如施工期的稳定计算)及各种常用的抗剪强度指标均可应用。当采用总强度,如十字板强度或三轴不固结不排水剪强度时,滑动面通过相应土体的计算公式与圆弧滑动简单条分法相同。

对原规范中的简布法(附录 G 非圆弧滑动面滑动稳定算法),由于计算过程不易收敛,土力学界存在较大的争议。所以,不再纳入本规范。

6.3.4 本条给出的圆弧滑动简单条分法是本规范 1998 年版采用的方法。由于该法长期广泛应用,经验较丰富,本次规范修订仍然采用,但也作了部分修改。在应用固结快剪指标进行稳定性验算时,抗滑力矩的表达式考虑了土层固结状况的影响,新填土和坡顶荷载

的固结效应均用乘以相应固结度的有效固结压力表达;鉴于简化毕肖普方法仍有可适用之处,特别是用在按有效应力法验算圆弧滑动稳定性时,有一定成熟经验,故本次修订谨将简化毕肖普方法应用于按有效应力法进行的圆弧滑动稳定验算。

6.3.5 本条强调应计算各种可能出现的短暂状况。

6.3.6 本条是对两种设计状况,稳定计算采用不同强度指标和计算公式(模式)的说明。

当采用总应力法(包括使用固结快剪指标、十字板剪强度指标及三轴不固结不排水强度指标的复合滑动面法和圆弧滑动简单条分法)计算边坡稳定时,对持久状况下的土体强度指标,一般来说,既不同于固结快剪指标,也不同于不排水剪指标(十字板剪强度指标也可视为不排水剪指标),而是介于两者之间。仅在个别情况下等于这两个极端情况(某级荷重作用下,土体完全排水或完全不排水),它与土体性质、成因类型、地质年代、固结条件、填方量大小、施工速率、堆荷快慢等因素有关,因而确定土体在计算情况下实际强度值是一个复杂的问题,至今还未完全解决。

为了工程需要,选取指标时,从尽可能接近土的实际情况的要求出发而采用一些简单和近似的方法:其一是采用固结快剪指标计算土体自重产生的抗滑力,但适当考虑其堆货荷载引起的部分强度增长;其二是采用十字板或三轴(UU)总强度指标计算土体的抗滑力,再另外考虑因土体强度增长产生的抗滑力。

对设计的持久状况,一般采用固结快剪指标,即在这种荷载作用下,土体已完成固结。由于港工建设的施工速率和交付使用后的堆货速率是很难估计的。所以条文中规定了“固结度与计算情况相适应”,这只是一种希望能反映实际情况的处理办法。

十字板剪强度指标的实质和快剪强度指标相同,都是反映土体不排水时的强度。因此,设计的持久状况下采用十字板剪强度指标时,也要考虑因土体固结而引起的强度增长。

对设计的短暂状况如施工期的稳定计算,一般可采用十字板剪或快剪指标。但施工期间有加固措施时,也要考虑不排水剪切强度的增长。

6.3.8 防波堤地基的稳定计算,对直立式防波堤计入波浪力的作用是明确的。对斜坡式防波堤不计入波浪力的作用是根据设计经验确定的。

6.3.9 根据我们收集到的板桩码头稳定计算结果表明,稳定常不是设计控制情况。对板桩码头,通常只计算滑动面通过桩间时的情况,这是因为板桩的抗滑阻力较大,不易发生切桩破坏。

6.3.10 建筑物失稳破坏都是在有限长的范围内产生的。破坏时滑动体为三维曲面,即侧面存在着摩擦阻力。

一般港工设计都按平面问题考虑,即取垂直于滑动方向的长度为无限长、失稳破坏的滑动体为圆筒形且不计侧面阻力的作用,滑动范围垂直于滑动方向的长度一般不是无限长的,其长度取决于外荷、建筑物和地基三者的共同作用。一般当局部荷载过大,局部有软土和滑动范围受限制的情况,滑动范围较小,这是偏于安全的近似简化方法。此时可计入侧面摩擦阻力的影响。

考虑侧摩阻力影响计算稳定的方法很多。从概念明确,计算简单考虑,推荐附录 K 给出的方法。计入摩阻力时, M_{RK} 可增大 5% ~ 10%。

应当强调:附录 K 给出的方法仅限于“局部荷载过大,局部有软土和滑动范围受限制的情况,滑动范围较小”等情况;一般的三维边坡并不适用。

6.4 抗力分项系数

6.4.1 本条规定的抗力分项系数和原规范基本一致。是根据港口工程多年设计、施工经验,采用不同的抗剪强度指标和计算方法,给出对应的抗力分项系数。本次修订规范仍然继承原规范的“指标—方法—分项系数”计算体系。这反映了港口工程边坡稳定计算特点。

40 余项工程的计算分析表明,复合滑动面法的抗力分项系数一般接近于简化毕肖普法(简化毕肖普法不适用的情况除外)。其中对固结快剪强度指标的抗力分项系数和可靠度计算结果如下:

重力式码头工程 11 项:

抗力分项系数:最小值:简化毕肖普法 1.371,复合滑动面法 1.370;

平均值:简化毕肖普法 1.686,复合滑动面法 1.604;

可靠指标:最小值:简化毕肖普法 2.734,复合滑动面法 2.564;

平均值:简化毕肖普法 4.288,复合滑动面法 3.912。

高桩码头岸坡 8 项:

抗力分项系数:最小值:简化毕肖普法 1.267,复合滑动面法 1.238;

平均值:简化毕肖普法 1.423,复合滑动面法 1.407;

可靠指标:最小值:简化毕肖普法 2.124,复合滑动面法 1.899;

平均值:简化毕肖普法 2.820,复合滑动面法 2.749。

所以当采用固结快剪指标、有效剪强度指标时,规定的抗力分项系数和原规范基本相同。这实际上是工程的安全度和原规范基本相同。

对圆弧滑动简单条分法的抗力分项系数,本次修订规范与原规范相同。

6.4.2 用对比计算法,设计附近已有滑坡工程的拟建工程,应注意查明滑坡工程处于极限状态的最小抗力分项系数(安全系数)。因滑坡工程的安全度接近于极限状态,所以只要土层和土质条件基本相同,坡高和坡度相近,并已查明滑坡时的各种条件,用对比计算的方法设计拟建工程是符合实际的好方法。国内已有这方面的经验。

6.4.3 用对比计算法设计附近已有稳定坡的拟建工程,是根据港口工程设计、施工经验确定的。

6.5 保证土坡和地基稳定的措施

6.5.1 实践证明,工程失稳事故大多发生于施工期。分析其原因往往是设计没有估计到和计算过这种可能出现的情况,没有及时提出施工措施和要求;而施工时也没有从有利于边坡稳定来考虑合理的施工方法和施工程序。因此,本条提出在设计和施工时要采用有

利于边坡稳定的施工措施、方法和程序。

6.5.4 高灵敏度粘土加荷速率较快可使土的强度降低,在某试验工程中得到证实。所以在这种土上修建建筑物必须采取较慢的加荷速率。

6.5.8 打桩时土坡的临时稳定性和打桩施工进度及施工程序有密切的关系。打桩对土坡的不利因素是挤土和震动,因此施工应尽量避免这些不利方面的因素,条文中所列出的各项措施,都是根据大量施工经验总结的。

7 地基沉降

7.1 一般规定

7.1.1 各种作用中的建筑物的自重和施加于建筑物的各种静荷载、轨道荷载是引起沉降的主要原因,为计算地基沉降所必须考察的因素。至于其他一些偶然遇到的使地基发生沉降的因素,诸如临近地区的开挖,地下水位的大幅度下降,震动和地震等,它们所引起的基础沉降量也可能很值得注意,但目前尚无较成熟的分析计算方法,故不列入本章内容,若遇到这类问题时,需要进行专门研究。

鉴于地基、上部结构以及荷载的复杂性和建筑物对沉降的敏感程度不同,有的工程需要进行差异沉降计算。

地基原始土层的固结状况(欠固结或超固结),对沉降计算影响较大,地基土的主要沉降(压缩)是以先期固结压力作用点为应力起点而发生的,因此需考虑原始土层的固结状态对沉降的影响。

7.1.2 沉降计算的目的是为了确定或预估地基可能出现的最终沉降量(或沉降过程)、沉降差和倾斜。港口码头建筑物一般纵向长度大,基础也较宽,建筑物位置又处于海岸或河岸冲积土层且土质变化较多的地区,计算沉降量时需根据上部结构、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,合理的选择沉降计算断面,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。

码头前后的受荷情况很不相同,造成沿基础底面宽度各点的沉降量不同,为了解基础向前或向后的倾斜情况,需要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。码头后方堆场在进行地基加固处理时,是否要估算加固完成后地基的沉降值和沉降差,根据堆场使用要求确定。

7.1.3 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充分消散,地基沉降才会完成。因之,计算沉降时所采用的水位,对应的是最常遇的水位,并需考虑它们作用时间的长短。如潮汐港的水位,目前按设计低水位考虑。

7.1.4 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,作用时间长(取标准值)外,对可变作用,只有堆货荷载、轨道荷载(轨道式堆、取料机轮压荷载)作用时间相对较长,需予以考虑。其他可变作用,由于作用时间均较短,对最终沉降的影响可以忽略不计,故均不考虑。

在正常使用极限状态、长期组合情况下,取可变荷载作用时间出现机会较长的值为代表值,即准永久值,经校准,准永久值为标准值的0.6倍,故取永久值系数为0.6。在地基

规范中,除可变荷载外,所有的标准值均取均值,经校准,作用分项系数均可取 1.0,故在沉降计算公式中不再列出分项系数。

7.1.5 单向分层总和法是港口工程沉降理论计算的常用方法,并在使用过程中形成了大量经验,所以,将其作为规范规定的沉降理论计算方法。理论计算最终沉降量与实测沉降推算最终沉降量相比,由于推算值基于实测沉降,推算结果相对较为可靠,因此,对于施工过程有实测沉降资料的工程,其最终沉降量,首先采用根据实测沉降资料推算的最终沉降量。

7.1.6 天然地基的固结应力不同,决定了沉降计算中的应力起点的选择以及在压缩曲线的选择上是选择压缩曲线还是回弹再压缩曲线。沉降计算中地基应力起点选择对沉降计算结果影响很大。天然地基的欠固结是在地基土的沉积历史中,土层未完全固结造成的,其与土层的沉积历时、渗透性及该土层的固结排水条件有关,由此,不同土层(性质、深度)的欠固结状态不同,对于某一具体土层,沉降计算的应力起点为该土层已经达到完全固结的作用应力(先期固结压力 P_{ci}),沉降计算的附加应力为 $\sigma_{ci} + (\sum \gamma_i h_i - P_{ci})$ 。

7.1.7 地基某时刻的沉降 S_t 由已知的地基最终沉降量和地基不同时间的固结度确定。在地基压缩性小、地基最终沉降量小的情况下,可以近似认为地基土的应力~应变关系是线性关系,参照固结理论的有关公式计算 S_t ;但在地基土沉降(压缩)大的情况下,土层应力~应变关系并不能简化为线性关系,需要对理论计算沉降曲线进行地基土的应力~应变关系的非线性修正,若已知现场实测的 $S_t \sim t$ 关系并能推求 S_∞ ,则可由 S_∞ 和实测 S_t 直接求出应变固结度。地基土的沉降是由土体的正应变和剪应变共同作用产生的,其与土体的侧向约束条件、地基土在外力作用下所处的变形阶段、加荷比等因素有关。在设计阶段,没有实测 $S_t \sim t$ 曲线,应力固结度与应变固结度的关系,可近似按照室内压缩试验给出的土的 $e \sim p$ 、 $e \sim \lg p$ 应力~应变关系确定。给出不同压缩曲线型式的应力固结度~应变固结度的关系如式(7.1.7-1)、(7.1.7-8)。同时也给出了瞬时加荷条件下,平均应力固结度(径向、竖向应力固结度及总固结度)计算公式。

7.2 地基最终沉降量计算

7.2.1 目前计算地基附加应力常用的理论是各向同性均质直线变形体理论。本条文中地基内任一点的垂直附加应力的计算,亦以此理论为根据。

由于码头前后两侧的荷载不同,码头会受到水平力的作用,故作用于基础底面的水平力在地基内引起的垂直附加应力也需在沉降计算中计入。水平力在基础底面的实际分布情况尚难以准确确定,故暂用均匀分布的假定。

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。以图 7.2.1 为例,码头的边载可从 ob 线的右侧算起。如边载分布情况不规则时,可简化为简单分布形式以便于计算。

边载对基础的沉降影响明显,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。

根据计算,当边载分布宽度为码头基础宽度的 5 倍时,其在地基中的垂直附加应力与

边载分布至无限远者相差不多。为便于计算,本条文规定当边载宽度超过基础宽度的5倍时,可按5倍计,不足5倍时则按边载的实际分布宽度计算。

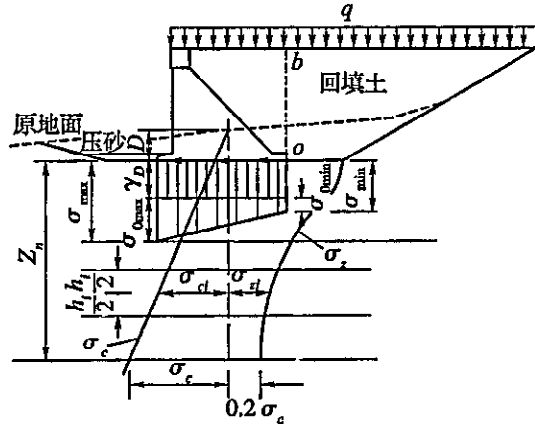


图 7.2.1 码头及边载

D -基础埋深; γ -土的重度; σ -基底压力; σ_0 -基底垂直附加压力; τ -基底水平力; σ_c -由原地面算起的土的自重压力;
 σ_s -地基内某一点的垂直附加应力

地基最终沉降量计算中荷载组合属于正常使用极限状态准永久组合。其计算步骤是:确定荷载组合;计算基底压力设计值、基底水平力设计值、边载设计值,以及欠固结应力;计算点下地基沿深度的垂直附加应力设计值分布;划分计算土层;根据某土层的 $e \sim p$ 曲线(或 $e \sim \lg p$ 曲线),求对应于某土层的平均自重压力设计值和自重压力设计值与垂直附加应力设计值之和对应的孔隙比设计值,按照条文第 7.2.2 条式(7.2.2)计算最终沉降量。

据以上计算步骤和方法。其中关键是求出基底压力设计值、基底水平力设计值、边载设计值。据此求出某点沿深度的垂直附加应力设计值分布。

对于地基沉降计算正常使用极限状态作用的准永久组合,当作用与作用效应可按线性关系考虑时,其准永久组合效应设计值,(如基底压力设计值、水平力设计值、边载设计值、计算点下地基沿深度的垂直附加应力设计值),根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》可按下式计算:

$$S_d = \sum_{i \geq 1} S_{Gik} + \sum_{j \geq 1} \varphi_{qj} S_{Qjk} + P_t$$

式中 S_d ——作用组合的效应设计值;

S_{Gik} ——第 i 个永久作用标准值的效应(如永久作用引起的基底压力、基底水平力、边载、垂直附加应力);

S_{Qjk} ——第 j 个可变作用标准值的效应(如可变荷载引起的基底压力、基底水平力、边载、垂直附加应力);

P_t ——计算地基垂直附加应力情况时的欠固结应力,其余情况取 $P_t = 0$;

“+”——组合;

φ_{qj} ——可变作用的准永久值系数,可取 0.6。

由上式可知,由永久作用和可变作用的标准值,无论是求基底压力(基底垂直应力)、

基底水平力、边载,还是求沉降计算点下地基沿深度的垂直附加应力都得进行正常使用极限状态下作用的准永久组合。例如求基底压力,就得将永久作用标准值产生的基底压力与可变作用的准永久值(标准值乘以准永久系数)产生的基底压力相加而得到基底压力的设计值。同理可得到基底水平力设计值、边载设计值。而基底附加压力(基底垂直附加应力)的设计值为基底压力设计值减去自原地面算起的自重压力设计值(可取均值)。因此基底压力或基底附加压力、基底水平力、边载、计算点下地基沿深度的垂直附加应力,他们都是作用(包括永久作用、可变作用)组合的效应设计值,所以不再给出基底压力的标准值、基底水平力标准值、边载标准值。在作用效应计算中,会出现具体荷载的标准值(如某堆货荷载的标准值等)。

7.2.2 地基最终沉降量采用单向压缩分层总和法计算的理由如下:

(1) 此法为国内外工程实践中使用最广的方法,因而积累的经验较多。

(2) 此方法适用的条件较广,无论均质地基或成层地基,小基础或大基础,沉降计算点在基础底面以内或以外以及任何的荷载分布情况都可使用。

(3) 用来测定计算指标的试验仪器系单轴固结仪,为目前我国所有土工试验室所具备。

孔隙比设计值 e_{1i} 和 e_{2i} 可从单轴固结仪试验所得的 $e \sim p$ 曲线选用。有条件时也可用 $e \sim \lg p$ 曲线确定压缩指数 C_c 值,用相应的公式计算沉降量。

研究结果指出,粘土的地质历史对土的压缩性有很大影响,我国南方某港扩建的中级码头,地质系超固结粘土,按一般试验成果算得该码头的沉降值比实测值几乎大 2 倍。

沉降计算由于受到多种因素的影响,计算结果常常与实测沉降有所差别,为了使计算结果更能符合实际,就有必要对之进行修正,由于港工部门码头沉降资料较少,无法统计出适于全国港工部门各土质统一的 m_s , 所以规定按经验选取,在有条件时可进行现场试验,由试验成果确定。

7.2.3 地基压缩层的计算深度 Z_n 选用是否合理对地基最终沉降量有一定的影响,而合理选用 Z_n 则与地基中的应力分布、土的性质以及沉降计算的精度要求有关,国内外常用应力比法确定 Z_n 的准则,大都系根据经验,选择地基附加应力 σ_z 与地基自重压力 σ_c 达到某一比值,如最常用的 $\sigma_z = 0.2\sigma_c$ 时的深度作为 Z_n 值,此法已有较丰富的经验,故规定用来确定压缩层计算深度,但对于在计算深度下仍有软粘土的情况,在 $\sigma_z = 0.2\sigma_c$ 深度下仍会产生明显的沉降,需计算至 $\sigma_z = 0.1\sigma_c$ 时的深度处。

7.2.4 由于码头结构的容许差异沉降难以作出规定,还有待于今后作系统的研究,所以本条文只规定地基沉降量应符合建筑物沉降量限值要求。

7.3 地基最终沉降量推算

7.3.1 ~ 7.3.2 地基最终沉降量可以采用单向压缩分层总和法理论计算确定。在实际工程的沉降观测中,一般无法观测到地基的最终沉降量,因此,由实测沉降确定最终沉降量,只能采用推算的方式。

不少情况需要用实测沉降推算最终沉降:如软土地基加固工程,需要知道已消除了多

少沉降,最终沉降是多少,固结度是否达到要求;对消除沉降精度要求高,沉降对控制工程量有较大影响工程;采用单向压缩分层总和法不能满足工程沉降精度要求的工程等情况。上述情况均要求进行沉降观测,由实测沉降推算最终沉降。

利用沉降曲线推算最终沉降量,应有完整的 $P \sim S \sim t$ 曲线,即: $P \sim t$ 曲线应完整,在满足设计、施工要求的实测时间段内,对沉降有影响的荷载没有漏项; $S \sim t$ 曲线中没有漏测(某一时段沉降值因未测到而按沉降值为零考虑)的时间段;满载后具有一定数量的观测点。实测沉降曲线应首先剔除不合理的沉降测点并进行圆滑处理后方可进行最终沉降量推算。

具有完整 $P \sim S \sim t$ 曲线的工程,可以将实测 $P \sim S \sim t$ 曲线假定为某一曲线线型。目前采用的推算方法基本上都是经验公式,主要由“三点法”和“经验双曲线法”等。三点法实质上是在沉降曲线关系服从 $s_t = s_{\infty} \times (1 - e^{-\beta t})$ (此中隐含着应力~应变关系为线性关系即按照太沙基固结理论设定压缩系数为常量)条件下推导出来的,所以其应用有明显的局限性,采用该方法,三点中起点的位置和三点之间的时间间隔应根据当地经验选取,随机选取时,不同计算起点、不同时间间距计算出的最终沉降量的值偏差较大,用三点法得具备一定经验。经验双曲线法是目前应用的另一种方法,经大量应用发现,该方法所选择的线型与实测沉降时程曲线相关系数可达 95% 以上,该方法适用于满载(某一级荷载满载)后荷载不再变化的情况。

上述两种方法,实测 $S_t \sim t$ 曲线沉降时间应满足设计要求达到的固结度。

7.4 适应与减小地基沉降与差异沉降的措施

7.4.1 本条规范的措施都是根据工程经验确定的,采用各种地基处理方法加固地基,减少地基沉降也是工程常用的方法,沉降过程计算方法注意参照本规范第 8 章地基处理有关条文。

8 地基处理

8.1 一般规定

8.1.1 选择地基处理方法受本条所列的诸多因素影响,执行本条时注意结合当地条件进行综合比较分析,择优选用。条文中表 8.1.1 给出了 6 大类 11 种加固方法的适用条件,这是根据水运工程多年经验并参照各部门的经验编写的。其中真空预压法、振冲法、水下深层水泥搅拌法、爆炸排淤填石法以及土工合成材料垫层法,反映了水运工程地基处理的特点。

8.1.3 对于排水固结法,固结系数是影响固结时间的重要指标,注意结合室内及现场试验和工程经验确定。

8.1.4 由于地基的复杂性及变异性,对重要的或大型加固工程,为了防止加固工程的实际效果与加固设计出现较大差别,选择代表性场地进行现场试验或试验性施工,是为了检验加固设计参数和加固效果,指导设计与施工。

8.2 换填砂垫层法

8.2.1 砂垫层用砂的含泥量是根据工程经验及参照现行行业标准《普通混凝土用砂、石质量及检验方法标准》(JGJ 52—2006)、《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)的有关规定确定的。

8.2.3 依据水运工程各施工单位经验编写。执行本条文时要注意施工质量控制。

水运工程中砂垫层的施工往往利用抛砂船在水上进行,控制施工质量会有一定难度,这就要求施工单位采取措施达到施工质量要求,否则砂垫层中混有淤泥会造成码头等建筑的水平位移或滑动。砂垫层的质量控制主要是保证密实度和防止抛填中混有淤泥或出现淤泥夹层。尤其抛填深厚的砂垫层,由于抛砂船受风浪、水流影响,抛填的间歇会造成基槽回淤,所以要注意控制抛填的间歇时间,尽量做到不间断抛填,从一方向推进,发现回淤及时清除。

8.3 堆载预压法

8.3.1 本条依据固结理论和实际工程经验编写。排水距离大,固结慢,一般不满足工程要求。

8.3.4 本条依据软土加固、强度和变形理论及加固设计的一般要求编写。竖向排水体形式的选择是根据加固深度、材料供应情况、机具设备情况而定,一般选用袋装砂井或塑料排水板,由于塑料排水板排水效果好,造价比较便宜并可工厂化生产,运输、保存,施工方

便,为目前一般工程所常用。

8.3.5 本条依据软土固结、强度和变形理论并结合工程经验编写。主要说明堆载预压的设计方法和一般原则。

预压载荷、竖向排水体深度及间距、预压时间这三者是互相关联的,需进行组合,择优确定,以满足加固要求(在规定的预压时间内满足工期、沉降、承载力及地基稳定等要求)。

预压荷载一般等于堆场或其他建筑物的基底以上的设计荷载。这里注意的是要考虑由于预压沉降使地表低于堆场或建筑物基底面而需补充的土重,同时注意这部分填土对原地面是预压荷载,其本身也会产生沉降。

近年来不少工程是围海吹填造陆后形成的陆域,吹填部分土层对原土层作为荷载,使原土层产生沉降,吹填土本身在加固过程中也会产生较大沉降。应注意这两部分沉降一般会造成加固后地表低于堆场或建筑物基底标高,因此还得再回填一部分土提高地面标高,这部分回填土对原土层及吹填土仍要产生沉降,而回填土本身也会产生一定的沉降。因此在堆载预压设计中,沉降计算要综合考虑各种荷载因素。条文中所述的预压荷载系指当上部所施加的全部荷载作用后,在规定时间内满足残余沉降要求时,设计高程面以上所施加的荷载值。

竖向排水体长度与地基处理中的压缩层深度、土层分布有关。软土较厚时根据地基沉降和稳定的要求决定。软土中若有砂夹层或砂透体应尽量利用的规定是因为它们可作为水平排水层,加速固结,可以减小竖向排水体的长度和数量。

在预压荷载确定后,根据上述原则,假定不同的竖向排水体间距和长度,进行地基固结度、沉降、土体强度增长等计算,看其是否在预定期限内满足加固要求,选择其中最优者。

对于宽 10cm 厚 3~4mm 的塑料排水板,经某港的两次现场对比实验证明,该塑料排水板的排水效果与直径 7cm 的袋装砂井效果相当。

8.3.6 本条依据固结理论编写,是计算径向、竖向应力固结度的一般公式。本次修订竖向应力固结度公式,采用了较精确的公式代替原规范采用的公式。

8.3.10 本条是依据某港软基上进行多种复合垫层(无纺布、荆笆、碎石垫层、砂垫层组合)试验得到的提高承载力效果的最好方案,并经某港几百万平方米软基加固施工检验,效果良好。

砂井用砂的含泥量是根据施工经验及参照现行行业标准《普通混凝土用砂、石质量及检验方法标准》(JGJ 52—2006)、《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)的有关规定确定的。含泥量是公称粒径不大于 0.08mm 的颗粒质量占砂料总质量的百分比。

8.4 轻型真空井点法

8.4.1~8.4.3 这部分条文都是根据工程施工经验及现行国家标准《地基与基础工程施工质量验收规范》(GBJ 50202—2002)编写的,与修订前原规范内容基本相同。目前轻型真空井点在水运工程中主要应用于干船坞基坑边坡的开挖,华南某船厂 1964 年 1[#] 坞基

坑、1973年2#坞基坑和1994年3#坞10万吨级船厂基坑均采用轻型真空井点获得成功。轻型真空井点主要用于加固基坑边坡及基坑降水。

8.5 强夯法

8.5.1 根据工程经验并参照现行行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)编写。

最佳夯击次数(或最佳夯击能)通过孔隙水压力的观测或每次夯击的贯入度(即夯沉量)控制。因为强夯的一部分能量用于夯实土体,使其产生垂直变形,另一部分则使土体产生横向压缩和挤出,当贯入度小到趋于某个稳定值时,夯实体积也趋于一个稳定值(图8.5.1),说明这时大部分能量不能起压实土体的作用,此时对应的夯击次数为最佳夯击次数。

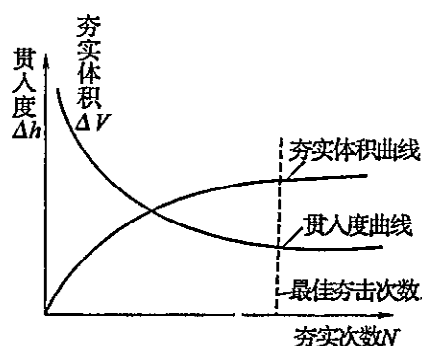


图 8.5.1 最佳夯击次数的确定

夯击遍数要根据土质的松软程度而定,一般为 2~3 遍;土质较软的可以增加夯击遍数,如 4~5 遍,且增大每遍的夯点间距。

两遍之间的间歇时间,对砂土在大面积施工中可以连续作业;对含水率较大的粘性土(天然地基或人工填土)规定间歇时间为 1~4 周是因为孔隙水压力可以在此期间消散 80% 以上。

强夯施工参数(夯锤重量和落距、夯点布置形式和间距、每夯点最佳夯击能、间歇时间、夯击遍数等)的影响因素很复杂。强夯理论及计算至今仍不成熟,如同一类土,采用不同的夯击能影响深度不同,目前一般用半经验半理论方法进行强夯设计,因此对于缺乏经验或加固面积大的重要工程,都要进行现场试验,确定强夯施工参数。

8.5.2~8.5.3 根据工程经验和现行行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)编写。

8.6 振冲置换法

8.6.1 根据大量工程实践经验编写。

港工建筑许多是建在岸边处,对于采用振冲法加固的土坡,需进行整体稳定计算,本条文给出的复合地基抗剪强度计算式是一般国内常用的计算式,直接给出复合地基的 c 、 φ 值,计算方便。

对于复合地基应力分担比 n 的确定,主要考虑港口工程遇到的软土强度低、土坡稳定安全系数(即抗力分项系数)比一般建筑工程偏小等因素确定。现行行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)规定 n 取 2~4。而本规范收集的国内外资料, n 值平均值为 2~2.8。在计算地基承载力时我们取 2~3,基本与平均值变化范围相当。计算土坡稳定时,由于复合地基机理研究尚不够成熟,为安全起见 n 值取 1~2。

8.7 振冲密实法

8.7.1 根据土的工程性质及工程经验编写,对于粉细砂地基及砂基,加固主要是为了增加密实度、提高承载力达到抗液化的目的。为了达到加固效果,对粉细砂地基只有加填料,才能增加密实度,达到挤密与振密的效果。对于粘粒(粒径小于0.005mm)含量小于10%的中、粗砂地基,当振冲器下沉至设计标高处,在上提时,由于孔壁极易坍塌会自行填满下方的孔洞,因此不加填料。

对有抗震要求的松砂地基,根据颗粒组成、起始密度、地下水位、建筑物设防烈度,计算振冲处理深度并决定布点型式、间距和挤密标准。其中处理深度往往是决定处理工作量、进度和加固费用的关键因素,要根据有关的抗震规范综合论证。

处理范围为:基础平面外轮廓线四边各加宽至少5m,这相当于2~3倍振冲点间距,目的在于保证基础下的砂层和基础边缘应力扩散至基础之外时,地基仍处于加固状态。

对大面积挤密处理,用三角形布置比正方形布置可得到更好的挤密效果。振冲点间距视砂土的颗粒组成、密实度要求、振冲器功率等因素而定。砂的粒径越细,密实度要求越高,则间距越小。从少量的大面积处理资料来看,大功率振冲器的挤密影响范围大,单孔控制面积较大,因而具有更高的经济效益。

填料的作用一方面是填充振冲器上提后在砂层中可能留下的孔洞;另一方面是利用填料作为传力介质,在振冲器的水平振动下通过连续加填料,将砂层进一步挤压加密。一般情况,填料粒径越粗,挤密效果越好。

附录 A 岩土基本变量的概率分布及统计参数的近似确定方法

A.1 一般规定

A.1.4 岩土基本变量的概率分布及统计参数的确定,对岩土工程设计、施工、检验起着至关重要的作用,也是贯彻《港口工程结构可靠度设计统一标准》(GB 50158)的重要体现。自 20 世纪 80 年代后期以来,港口工程地基规范结合规范修订就进行了地基可靠度研究,尤其对岩土基本变量参数的统计方法进行了深入研究,提出了抗剪强度指标统计的简化相关法和正交变换法,由于土的复杂性,把土性指标作为随机变量研究与土的空间变异性并不吻合,为了解决这一难题,本次修订规范又继续进行了“随机场理论在土指标统计中的探索与研究”专项课题研究,该研究主要针对一维随机场(即一维随机过程)。

目前利用随机场理论确定岩土基本变量的统计参数尚不普遍,一般工程难以满足按随机理论的钻探及现场测试取样要求,同时采用随机场理论仍然要和实践经验相结合,因此目前对于一般工程仍然把岩土指标作为随机变量,求得其统计参数,这同原规范的有关规定是一致的。只有当需要进行可靠指标计算时,才应用随机场理论,把岩土基本变量作为随机过程,统计参数并确定其空间变异性。

A.2 岩土基本变量统计参数的确定方法

A.2.1 ~ A.2.2 本小节给出的岩土基本变量统计参数的确定方法同《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)的相关规定。

A.3 需要进行可靠指标计算时基本变量统计参数的确定方法

A.3.2 相关距离的定义见 A.3.3.5 条文说明相关部分。

A.3.3.1 ~ A.3.3.2 欲求均值标准差,要求取样间距相当密,取样间距应能反映随机场(目前仅考虑一维随机过程)特征参数要求,这就要求取样间距小于或等于基本变量的相关距离,满足这一要求的勘察项目有静力触探、连续标准贯入或连续取土等。对于需要计算可靠指标的工程,用这种方法求出的土性指标变异性比用点方差求出的更为合理。可使工程设计更为可靠。

土性指标的变异性应为空间变异性,土性指标基本变量不是随机变量,而是随机场(随机过程)。目前研究随深度变化的一维随机过程,并认为是一维平稳随机过程。研究平稳随机过程的一个样本,就可以得到该随机场过程的特征参数。从以前的点方差到本次修订规范的空间均值方差是一个进步,在理论上是科学、合理的。因土参数的变异性更

符合这一规律,也与国际上的研究相吻合。因此提出这一方法以改变对土体的随机特征的认识,这是必要的。

按随机场理论要求进行勘察,要花费一定代价去勘察、钻探取土(包括连续取土室内试验)、做现场强度试验(如静力触探、连续标准贯入、连续贯入十字板)以满足随机场取样要求,取得合格的子样,得到比较符合实际的土参数变异性和可靠度,得到合理的设计,并可合理的利用工程费用和节省投资。

A.3.3.4 岩土工程实为空间问题,对于条形基础可简化为平面问题,其变异性受土层沉积形成过程影响,竖向变异性较大,所以本规范主要研究竖向一维随机过程为主,但是土工大量问题是平面问题,考虑平面问题的变异性,其方差应比单向(竖向)的变异性大。因此考虑二维空间的标准差,应乘以大于1.0的空间均值修正系数,此系数应通过满足二维随机场要求的样本进行二维随机场计算得到。

A.3.3.5 在应用随机场理论进行土性指标的统计时,需要用到三个描述土性剖面随机场模型的重要特征参数:相关函数、相关距离及方差折减函数。下面对这三个特征参数分别加以说明。

(1) 相关函数

土的相关性和变异性是土本身所具有的基本特性。通过对天津港试验场区现场勘察数据进行的大量计算分析和数值模拟,证明其典型土层垂直方向土性剖面随机场的相关函数为指数余弦型,即 $\rho(\Delta z) = e^{-b|\Delta z|} \cdot \cos(\omega\Delta z)$ 。

相关函数型式的确定,为进行相关距离的计算及方差的折减奠定了基础。

(2) 相关距离

土层相关距离的定义,可以解释为这样一种距离,按照 Vanmarcke(1977年提出)的观点在该范围内土性指标基本上是相关的;反之,在该范围之外,土性指标基本上不相关。当采用随机场理论进行土性指标统计时,关键是要正确地求出相关距离,以便计算方差折减系数。

从广义的范围说,相关距离是反映相关性质的特征尺度。它是求解方差折减函数,必须已知的参数。

常用递推空间法或相关函数法计算相关距离。通过对这两种方法的理论基础和计算模式的比较和研究,证明当样本容量足够大时,两种方法的计算结果可以得到统一;由于用相关函数法求解相关距离时得到的相关函数 $\rho(\Delta z) = e^{-b|\Delta z|} \cdot \cos(\omega\Delta z)$ 中的参数 b 和 ω 可用于方差折减函数的计算,因此条文中推荐用相关函数法计算相关距离。

(3) 方差折减函数

方差折减函数 $\Gamma^2(h)$ 反映了“空间平均特性”的方差相对于“点特性”的方差的衰减,只要确定出方差折减函数 $\Gamma^2(h)$,就可以利用公式 $\text{Var}[Y_h(z)] = \sigma^2 \Gamma^2(h)$,由统计所得的“点特性”的方差求出“空间平均特性”的方差。下面说明方差折减函数与相关函数间的关系。

根据随机场理论,当土性剖面符合一维实的齐次正态随机场的要求,即可看作高斯平

稳齐次随机场,考虑一维齐次随机场在局部空间 $[z, z+h]$ 上的随机积分 $Y_h(z) = \frac{1}{h} \int_z^{z+h} Y(z) dz$,该随机积分的的方差为:

$$\text{Var}[Y_h(z)] = \sigma^2 \left[\frac{2}{h} \int_0^h \left(1 - \frac{\tau}{h}\right) \rho(\tau) d\tau \right]$$

令

$$\Gamma^2(h) = \frac{\text{Var}[Y_h(z)]}{\sigma^2} = \frac{2}{h} \int_0^h \left(1 - \frac{\tau}{h}\right) \rho(\tau) d\tau$$

$\Gamma^2(h)$ 即为方差折减函数。上式反映了方差折减函数与相关函数之间存在的关系。指数余弦型的相关函数对应的方差折减函数为:

$$\Gamma^2(h) = \frac{2}{h^2(b^2 + \omega^2)^2} \{bh(b^2 + \omega^2) + (\omega^2 - b^2) - e^{-bh} [2\omega b \sin(\omega h) + (\omega^2 - b^2) \cos(\omega h)]\} \quad (\text{A.3.3-1})$$

Vanmarcke 建议,无论引用的相关函数是何种形式,方差折减函数可近似采用下式表示:

$$\Gamma^2(h) = \begin{cases} 1 & (h \leq \delta_u) \\ \frac{\delta_u}{h} & (h \geq \delta_u) \end{cases} \quad (\text{A.3.3-2})$$

从上式中可见,方差折减程度与用以平均的空间范围 h 及相关距离 δ_u 有关。若相关距离一定, h 越大,折减的越多。根据经验,对多数土层,垂直相关距离 δ_u 值大多在0.3~1.5m之间。国外有人专门研究得出0.5~1.75m。高大钊等曾对上海地区典型土层的相关距离进行计算,统计结果表明相关距离在0.19~1.93m之间。本专题研究统计计算的天津港地区典型土层的相关距离值在0.1~1m之间。若某土层垂直相关距离很小,而土力学计算中的有效影响深度较大(如桩基础有时达二十余米),根据式(A.3.3-2)计算所得的方差折减函数会很小,方差折减过多,造成计算所得的可靠度指标偏大,在实际工程中是偏于危险的。

因此, h 值不能简单认为就是有效影响深度 L ,而是应该从土性指标的自相关性及其方差折减函数的定义出发,确定其合理的取值。

根据相关距离的定义,对充分大的 h , $h\Gamma^2(h) \approx \delta_u$ 。此时, $\Gamma^2(h) \approx \delta_u/h$,相当于把标准相关函数 $\rho(\Delta z)$ 近似地看成为0。那么, h 多大才是充分大呢?换言之, h 多大才能使以上两式成立呢?于是,可以考虑取一下限值 L^* ,当 $h \geq L^*$ 时,以上两式成立,且标准相关函数 $\rho(\Delta z)$ 可近似地看成为0。因此,此下限值 L^* 可作为齐次随机场的另一种特征尺度,即完全不相关范围,大于该范围可视为完全不相关。而完全不相关距离 h^* 可取为完全不相关范围的二分之一。这两个概念可以这样理解:如某一随机过程完全不相关距离为 h^* ,如图A.3.3中所示参数轴上, A 与 B 、 A 与 C 之间的距离均为 h^* ,则 A 与 B 、 A 与 C 可视为相关,而 D 、 E 都超出了完全不相关距离 h^* 之外,这两点可视为与 A 完全不相关。那么, B 与 C 之间是什么关系呢?显然这个范围 $2h^*$ 即为完全不相关范围。

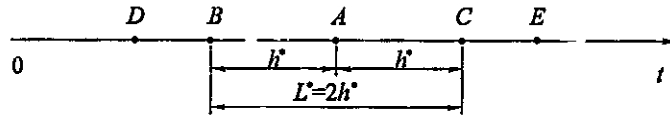


图 A.3.3 完全不相关范围与完全不相关距离

因此,完全不相关距离应从两点之间相关程度去理解,是一个距离概念,超出此距离可认为两点完全不相关;而完全不相关范围是应从含有一个代表性独立测点的最大区间去理解,是一个范围概念。

将完全不相关距离作为空间平均的长度,应该是合适的。它表示把土性在保持相关的距离内加以平均,得到若干局部空间均值,然后即可计算局部空间平均的均值和方差。

确定完全不相关距离,首先要确定完全不相关范围。完全不相关范围 L^* 的确定可用作图法。首先确定相关函数型式及待定参数,求出相关距离 δ_u ,然后分别根据式(A.3.3-1)和式(A.3.3-2)绘制 $\Gamma^2(h) \sim h/\delta_u$ 曲线,找到两曲线的交点,其横坐标记为 n^* ,则 $L^* = n^* \delta_u$ 。

由以上分析,根据相关距离、完全不相关距离、土力学计算中的有效影响深度 L 的关系可得到方差折减函数的确定原则,如表 A.3.3 所示。

方差折减函数的确定原则

表 A.3.3

相关函数	方差折减函数 $\Gamma^2(h)$		
	$L \leq \delta_u$	$\delta_u \leq L \leq h^*$	$L \geq h^*$
$\rho(\tau) = e^{-b \tau } \cdot \cos(\omega\tau)$	1	$\frac{2}{h^2(b^2 + \omega^2)^2} \{ bh(b^2 + \omega^2) + (\omega^2 - b^2) - e^{-bh} [2\omega b \sin(\omega h) + (\omega^2 - b^2) \cos(\omega h)] \}$ (其中, $h = L$)	同左式,其中, $h = h^*$

方差折减函数确定后,即可对统计得到的土性指标的点方差进行折减,得到空间均值方差。

A.3.4 由随机场的基本理论可知,随机场的局部平均的均值和原来的随机场的均值相同。因此,抗剪强度指标的均值仍按原方法进行统计。

对抗剪强度指标的方差统计,原规范中的简化相关法和正交变换法只考虑了抗剪强度指标的互相关性,并未考虑抗剪强度指标的自相关性。但是根据土力学关于地基承载力等课题的基本假定,土的抗剪强度指标是描述均匀土体平均强度趋势的参数,统计时应计算其一定空间范围的均值及其均值方差。因此有必要将随机场理论引入抗剪强度指标的统计方法,考虑土性指标的自相关性。

A.3.4.1 按随机场统计的简化相关法

首先取 $n(i=1 \sim n)$ 组抗剪强度数据,每组数据对应 $k(j=1 \sim k)$ 级荷载。即对某些特定的压力 $p_j, j=1, 2, \dots, k$, 给出相应的若干组抗剪强度 τ 的试验值: $\tau_{ij}, i=1, 2, \dots, n$ 。按照摩尔强度包线: $\tau = c + p\theta$, 这里为方便起见,记 $\theta = \tan\varphi$ 。

设 $\tan\varphi, c$ 是平稳随机过程,且是联合平稳的,则在 $[z, z+h]$ 上相应的随机积分分别为:

$$\bar{\tau}_h(z) = \frac{1}{h} \int_z^{z+h} \tau(z) dz$$

$$c_h(z) = \frac{1}{h} \int_z^{z+h} c(z) dz$$

$$\theta_h(z) = \frac{1}{h} \int_z^{z+h} \theta(z) dz$$

对任一个确定的 p 值,有 τ 也是平稳过程,且:

$$\bar{\tau}_h(z) = c_h(z) + p\theta_h(z)$$

取方差运算,得:

$$\sigma_{\bar{\tau}}^2 \Gamma_{\bar{\tau}}^2(h) = \sigma_c^2 \Gamma_c^2(h) + p[\sigma_{c\theta} \Gamma_{c\theta}^2(h) + \sigma_{\theta c} \Gamma_{\theta c}^2(h)] + p^2 \sigma_{\theta}^2 \Gamma_{\theta}^2(h) \quad (\text{A. 3. 4-1})$$

式中:

$$\Gamma_{\bar{\tau}}^2(h) = \frac{2}{h} \int_0^h \left(1 - \frac{\alpha}{h}\right) \rho_{\bar{\tau}}(\alpha) d\alpha$$

$$\Gamma_c^2(h) = \frac{2}{h} \int_0^h \left(1 - \frac{\alpha}{h}\right) \rho_c(\alpha) d\alpha$$

$$\Gamma_{\theta}^2(h) = \frac{2}{h} \int_0^h \left(1 - \frac{\alpha}{h}\right) \rho_{\theta}(\alpha) d\alpha$$

$$\Gamma_{c\theta}^2(h) = \frac{2}{h} \int_0^h \left(1 - \frac{\alpha}{h}\right) \rho_{c\theta}(\alpha) d\alpha$$

$$\Gamma_{\theta c}^2(h) = \frac{2}{h} \int_0^h \left(1 - \frac{\alpha}{h}\right) \rho_{\theta c}(\alpha) d\alpha$$

$\sigma_{\bar{\tau}}^2$ 、 σ_c^2 、 σ_{θ}^2 分别为 τ 、 c 、 θ 的“点方差”; $\sigma_{c\theta} = \sigma_{\theta c}$ 为 c 与 θ 的“点协方差”; $\rho_{\bar{\tau}}$ 、 ρ_c 、 ρ_{θ} 分别为 τ 、 c 、 θ 的相关函数; $\rho_{c\theta}$ 、 $\rho_{\theta c}$ 分别为 c 和 θ 、 θ 和 c 的互相关函数。

一般来说,实际问题中的 z 、 h 总是确定的,因此 $c_h(z)$ 、 $\theta_h(z)$ 就退化为随机变量。在用 JC 法计算可靠度时,考虑将 $c_h(z)$ 、 $\theta_h(z)$ 作为独立的随机变量,因此式(A. 0. 5-1)可化为:

$$\sigma_{\bar{\tau}}^2 \Gamma_{\bar{\tau}}^2(h) = \sigma_c^2 \Gamma_c^2(h) + p^2 \sigma_{\theta}^2 \Gamma_{\theta}^2(h) \quad (\text{A. 3. 4-2})$$

比较式(A. 3. 4-1)及式(A. 3. 4-2),可看出两个土性指标的互相关性的影响可通过式(A. 3. 4-2)的回归自动反映在均值方差中。

先按照考虑自相关性的方法求出 k 个 $\sigma_{\bar{\tau}}^2 \Gamma_{\bar{\tau}}^2(h)$, 然后利用数据 $(p_j^2, \sigma_{\bar{\tau}}^2 \Gamma_{\bar{\tau}}^2(h))$, $j=1, 2, \dots, k$, 按式(A. 0. 5-2)用最小二乘法进行回归计算,得到 $\sigma_c^2 \Gamma_c^2(h)$ 和 $\sigma_{\theta}^2 \Gamma_{\theta}^2(h)$ 如下:

$$\sigma_{\theta}^2 \Gamma_{\theta}^2(h) = \frac{1}{\Delta} [k \sum_{j=1}^k p_j^2 \sigma_{\bar{\tau}}^2 \Gamma_{\bar{\tau}}^2(h) - \sum_{j=1}^k p_j^2 \sum_{j=1}^k \sigma_{\bar{\tau}}^2 \Gamma_{\bar{\tau}}^2(h)]$$

$$\sigma_c^2 \Gamma_c^2(h) = \frac{1}{k} \sum_{j=1}^k \sigma_{\bar{\tau}}^2 \Gamma_{\bar{\tau}}^2(h) - \frac{1}{k} \left(\sum_{j=1}^k p_j^2 \right) \sigma_{\theta}^2 \Gamma_{\theta}^2(h)$$

$$\text{式中, } \Delta = k \sum_{j=1}^k p_j^4 - \left(\sum_{j=1}^k p_j^2 \right)^2$$

这样得到的 $\sigma_c^2 \Gamma_c^2(h)$ 和 $\sigma_{\theta}^2 \Gamma_{\theta}^2(h)$ 可作为相互独立的随机变量直接应用于可靠度的

计算。

A.3.4.2 按随机场统计的正交变换法与按随机场统计的简化相关法类似,首先利用数据 $(p_j, \sigma_j^2 \Gamma_j^2(h))$, $j=1, 2 \cdots k$, 按式(A.3.4-1)进行回归计算,得到 $\sigma_c^2 \Gamma_c^2(h)$ 、 $\sigma_\theta^2 \Gamma_\theta^2(h)$ 及 $\sigma_{c\theta} \Gamma_{c\theta}^2(h) + \sigma_{\theta c} \Gamma_{\theta c}^2(h)$ 。

$$\text{令} \quad P_s(h) = \frac{\sigma_{c\theta} \Gamma_{c\theta}^2(h) + \sigma_{\theta c} \Gamma_{\theta c}^2(h)}{2\sigma_\theta^2 \Gamma_\theta^2(h)}$$

作变换:

$$\begin{aligned} c'_h(z) &= c_h(z) - P_s(h) \theta_h(z) \\ \theta_h(z) &\equiv \theta_h(z) \end{aligned}$$

则 $c'_h(z)$ 与 $\theta_h(z)$ 是不相关的,且有:

$$\begin{aligned} E[c'_h(z)] &= \mu_c - p_s(h) \mu_\theta \\ E[\theta_h(z)] &= \mu_\theta \end{aligned}$$

式中, μ_c, μ_θ 按原方法进行统计。

及:

$$\begin{aligned} \text{Var}[c'_h(z)] &= \sigma_c^2 \Gamma_c^2(h) + p_s^2(h) \sigma_\theta^2 \Gamma_\theta^2(h) \\ \text{Var}[\theta_h(z)] &= \sigma_\theta^2 \Gamma_\theta^2(h) \end{aligned}$$

由此可见,根据随机场理论修订后的简化相关法和正交变换法,在抗剪强度指标统计时既能考虑单个指标的自相关性,又能考虑指标之间的互相关性;并且不必分别研究 c 、 $\tan\varphi$ 的自相关函数及互相关函数,而是通过回归直接得到其均值方差,可使计算大为简化。