JTJ

中华人民共和国行业标准　　JTJ 250—98

港口工程地基规范

Code for Soil Foundations of Port Engineering

1998—04—20 发布　　1999—06—01 实施

中华人民共和国交通部发布

中华人民共和国行业标准

港口工程地基规范

JTJ 250—98

主编单位：天津港湾工程研究所
批准部门：中华人民共和国交通部
施行日期：1999年6月1日

交通部关于发布
《港口工程地基规范》的通知

交基发［1998］213号

各省、自治区、直辖市交通厅（局、委、办），部属及双重领导企事业单位：

由我部组织天津港湾工程研究所等单位修订的《港口工程地基规范》，业经审查，现批准为强制性行业标准，编号为JTJ250—98，自1999年6月1日起施行。《地基规范》(JTJ219—87)同时废止。

本规范的管理和出版组织工作由部基建管理司负责，具体解释工作由天津港湾工程研究所负责。

中华人民共和国交通部

一九九八年四月二十日

前　言

1978年制定的《港口工程地基规范》，1987年经少量修改纳入《港口工程技术规范（1987）》合订本。执行该规范十几年来，对促进港口工程建设发挥了重要作用。

近年来，随着水运及港口建设的发展，筑港技术无论在理论上和实践中都得到迅速发展，出现了许多科研成果和新技术、新工艺、新材料。原规范已不适合当前港口建设的需要，尽快修订原规范势在必行。为此，交通部于1990～1995年组织天津港湾工程研究所等单位修订原规范，总结经验并开展试验研究。尤其是在制定《港口工程结构可靠度设计统一标准》（以下简称《统标》）和贯彻《统标》修订规范过程中对地基可靠度及风化岩特性等进行研究、开展了调查、收集资料、概率统计分析、可靠度计算分析和编制计算机程序等项工作。使得本次修订规范既总结了国内经验，吸收了部分国外先进技术，又实现了向以可靠度理论为基础，以分项系数表达的概率极限状态设计方法的转轨和与国际标准《结构可靠度总原则》（ISO2394）的接轨。

本规范共分8章、12个附录并附有条文说明。1996年9月11日通过部审，本次修订主要内容有：全面修订岩土分类，增加风化岩全风化岩分档，对淤泥性土增加流泥和浮泥分档；采用新的抗剪强度指标统计方法（简化相关法）；地基验算采用了以分项系数表达的极限状态设计表达式；采用新的极限平衡理论公式代替原规范地基承载力验算公式；提出了采用固结快剪指标，考虑条间力的计算模式验算边坡稳定的分项系数；对软基处理增加、补充了多项技术先进，并具有港工特色的加固方法；根据边坡稳定可靠度分析、实际工程码头变形和广泛征求意见，取消了原规范

关于高桩码头岸坡稳定验算中“应计入桩的抗滑作用”的规定。

本规范修订主要依据为：现行国家标准《港口工程结构可靠度设计统一标准》(GB50158)和《建筑地基基础设计规范》(GBJ—7)、国家现行行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ—79)和《水运工程建设标准编写规定》(JTJ—200)等。

本规范由天津港湾工程研究所负责解释，在执行中发现的问题和意见请及时函告，以便今后修订时参考。

本规范如有部分修订，其内容将在《水运工程标准与造价管理信息》上刊登。

目　　次

1　总则 …… 1

2　符号 …… 2

3　岩土分类 …… 4

3.1　岩的分类 …… 4

3.2　土的分类 …… 5

4　地基承载力 …… 10

4.1　一般规定 …… 10

4.2　地基承载力验算 …… 12

4.3　保证与提高地基承载力的措施 …… 17

5　土坡和地基稳定 …… 19

5.1　一般规定 …… 19

5.2　抗剪强度计算指标 …… 19

5.3　土坡和地基稳定的验算 …… 20

5.4　抗力分项系数 …… 23

5.5　保证土坡稳定的措施 …… 24

6　地基沉降 …… 26

6.1　一般规定 …… 26

6.2　地基最终沉降量计算 …… 26

6.3　适应与减小地基沉降的措施 …… 28

7　软基处理 …… 29

7.1　一般规定 …… 29

7.2　换填砂垫层法 …… 31

7.3　堆载预压法 …… 33

7.4　真空预压法 …… 38

7.5 真空预压联合堆载预压法 …… 39
7.6 轻型真空井点法 …… 40
7.7 强夯法 …… 41
7.8 振冲置换法 …… 43
7.9 振冲密实法 …… 46
7.10 水上深层水泥搅拌法 …… 48
8 现场观测 …… 53
附录A 岩石分类 …… 54
附录B 花岗岩不同风化程度物理力学指标参考值 …… 57
附录C 碎石土密实度野外鉴别 …… 59
附录D 岩土基本变量的概率分布及统计参数的近似确定方法 …… 60
附录E 查表法验算地基承载力 …… 64
附录F 地基承载力系数表 …… 67
附录G 非圆弧滑动面抗滑稳定计算法 …… 73
附录H 考虑侧面摩阻的抗滑稳定计算法 …… 79
附录J 地基垂直附加应力系数图表 …… 80
附录K 用分级加荷实测沉降过程线推算固结系数的方法 …… 88
附录L 平均固结度计算表 …… 91
附录M 本规范用词用语说明 …… 94
附加说明 本规范主编单位、参加单位和主要起草人名单 …… 95
附 条文说明 …… 97

1 总　　则

1.0.1 为保证港口工程建筑物地基及软基处理工程，在设计基准期内具有足够的可靠性，满足技术先进、经济合理、安全可靠和耐久适用等要求，遵循现行国家标准《港口工程结构可靠度设计统一标准》（GB50158）的规定，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于港口工程建筑物地基及软基处理的设计与施工。干船坞、船台、滑道、船闸等建筑物可参照使用。

本规范不适用于黄土、红粘土、冻土和膨胀土等特殊地基。

1.0.3 地基的设计、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，注意区分亚层；变异性较大的土层，要分析原因；对取样困难的土层，应进行现场测试。尤应查明对建筑物可靠性影响较大的软弱夹层、倾斜岩面、岩溶、地下水状态、滑坡体、被掩埋的古河道、古冲沟、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。

1.0.4 港内工业与民用建筑地基应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》（GBJ7）执行。铁路路基应按现行行业标准《铁路路基设计规范》（TBJ1）及《铁路桥涵设计规范》（TBJ2）执行。港内道路按现行行业标准《港口道路、堆场铺面设计与施工规范》（JTJ—296）执行。

2 符　　号

Ae——基础的有效面积

B——基础宽度

Be——基础的有效受压宽度

B'_e——条形基础抛石基床底面处的有效受压宽度

B'_{re}——矩形基础抛石基床底面处的有效受压宽度

c——粘聚力

c_d——粘聚力设计值

c_h——水平固结系数

c_k——粘聚力标准值

c_v——垂直固结系数

c'——有效剪粘聚力

D——基础埋深

d_1——抛石基床厚度

d_2——砂垫层厚度

F'_k——有抛石基床或垫层情况的地基极限承载力的竖向分力标准值

$[f_d]$——查表得到的地基承载力设计值

I_L——液性指数

I_p——塑性指数

K——渗透系数

L——基础长度

L'_{re}——矩形基础抛石基床底面处的有效受压长度

M_{Rk}——抗滑力矩标准值

M_{Sd}——滑动力矩设计值

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

N——标准贯入击数

S_i——第 i 级荷载作用下的最终沉降量

S_r——饱和度

S_{uk}——不排水抗剪强度标准值

ΔS_{uk}——抗剪强度增量标准值

$S_{d\infty}$——地基最终沉降量设计值

T_h——径向时间因数

T_v——垂直向时间因数

U_r——地基的径向平均固结度

U_z——地基的竖向平均固结度

U_{rz}——瞬时加荷时地基的平均总固结度

U'_{rz}——分级加荷时地基的平均总固结度

u——孔隙水压力

V'_d——作用于抛石基床底面上竖向合力的设计值

w——天然含水率

w_L——液限

w_p——塑限

γ——重度

δ——合力作用线与垂线间的夹角

δ'——抛石基床底面合力作用线与垂线间的夹角

σ_c——地基自重压力

τ_f——抗剪强度

φ——内摩擦角

φ_{cq}——固结快剪内摩擦角

φ_d——内摩擦角设计值

φ_k——内摩擦角标准值

φ'——有效剪内摩擦角

3 岩土分类

3.1 岩的分类

3.1.1 岩体应为天然埋藏条件下，由岩块组成的，通常含有一种以上结构面的地质体。

3.1.2 岩体根据岩石的质量指标（RQD）应按表 3.1.2 分类。

岩体按岩石质量指标（RQD）分类 表 3.1.2

岩体分类	RQD(%)	岩体分类	RQD(%)
很好	>90	差	25～50
好	75～90	很差	<25
中等	50～75		

注：RQD 指用 N 型(75mm) 双层单动金刚石钻头钻进获取的等于和大于 10mm 的岩芯段长度之和与岩芯总长度之比，以百分数表示。

3.1.3 岩石应为天然形成的有一定联结强度的矿物与岩屑集合体，一般指单个的岩石块体。

3.1.4 岩石按成因可分为岩浆岩、沉积岩和变质岩。

3.1.5 岩石根据强度可按附录 A 中表 A.0.1 分为硬质岩石和软质岩石。

3.1.6 岩石按软化系数 k_R 可分为软化岩石（$k_R \leq 0.75$）和不软化岩石（$k_R > 0.75$）。

注：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。

3.1.7 岩石、岩体根据风化程度应分为未风化、微风化、中等风化、强风化和全风化。硬质岩和软质岩的风化程度可分别按附录 A 中表 A.0.2 和表 A.0.3 确定。

3.1.8 对中小型工程且无试验资料时花岗岩不同风化程度的物

理力学性指标参考值可按附录 B 选用。

3.2 土的分类

3.2.1 作为建筑物场地和地基的土可分为碎石土、砂土、粉土、粘性土和填土。

3.2.2 碎石土应为粒径大于 2mm 的颗粒含量超过总质量 50% 的土，根据颗粒级配及形状按表 3.2.2 定名。碎石土的密实度可按本规范附录 C 执行。

碎石土分类　　表 3.2.2

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

注：定名时应根据粒径分组由大到小以最先符合者确定。

3.2.3 砂土应为粒径大于 2mm 的颗粒含量不超过总质量 50%、粒径大于 0.075mm 的颗粒超过总质量 50%的土。根据颗粒级配应按表 3.2.3 定名。

砂土分类　　表 3.2.3

土的名称	粒组含量
砾砂	粒径大于 2mm 的颗粒占总质量 25%～50%
粗砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒超过总质量 50%
中砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒超过总质量 50%
细砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过总质量 85%
粉砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过总质量 50%

注：定名时根据粒径分组由大到小以最先符合者确定。

3.2.4 砂土颗粒组成特征应根据土的不均匀系数 C_u 和曲率系数

C_c 确定，并应按下列规定判别。

3.2.4.1 不均匀系数 C_u 按下式计算：

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \qquad (3.2.4\text{-}1)$$

式中 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%。

3.2.4.2 曲率系数 C_c 按下式计算：

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10}d_{60}} \qquad (3.2.4\text{-}2)$$

式中 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%。

3.2.4.3 当不均匀系数 C_u 大于等于 5 和曲率系数 C_c 等于 1～3 时，为级配良好的砂。

3.2.5 砂土的密实度可根据标准贯入击数 N，按表 3.2.5 判定。

砂土的密实度 表 3.2.5

击数 N	密实度	击数 N	密实度
$N \leqslant 4$	极松	$15 < N \leqslant 30$	中密
$4 < N \leqslant 10$	松散	$30 < N \leqslant 50$	密实
$10 < N \leqslant 15$	稍密	$N > 50$	极密实

3.2.6 粉土系指塑性指数小于或等于 10，粘粒含量 Mc 大于或等于 3%，小于 15%的土，可按表 3.2.6 分为粘质粉土和砂质粉土。

粉土的分类 表 3.2.6

土的名称	粘粒含量 Mc(%)	土的名称	粘粒含量 Mc(%)
粘质粉土	$10 \leqslant Mc < 15$	砂质粉土	$3 \leqslant Mc < 10$

注：粘粒，系指粒径小于 0.005mm 的颗粒。

3.2.7 粘性土系指塑性指数 I_p 大于 10 的土，应按表 3.2.7 分为粘土、粉质粘土。

粘性土的分类 表 3.2.7

土的名称	塑性指数 I_p	土的名称	塑性指数 I_p
粘土	$I_p>17$	粉质粘土	$10<I_p\leqslant17$

注：塑性指数的液限值应用 76g 圆锥仪沉入土中 10mm 测定。

3.2.8 粘性土的状态根据液性指数 I_L 可按表 3.2.8 确定。

粘性土的状态 表 3.2.8

状态	坚硬	硬塑	可塑	软塑	流塑
液性指数 I_L	$I_L\leqslant0$	$0<I_L\leqslant0.25$	$0.25<I_L\leqslant0.75$	$0.75<I_L\leqslant1$	$I_L>1$

3.2.9 粘性土的天然状态可根据标准贯入击数 N 按表 3.2.9 确定。

粘性土的天然状态 表 3.2.9

击数 N	天然状态	击数 N	天然状态
<2	很软	8～15	硬
2～4	软	15～30	坚硬
4～8	中等		

3.2.10 对中小型工程且无试验资料时，粘性土的无侧限抗压强度 q_u 可根据标准贯入击数 N 按表 3.2.10 估算。

粘性土的无侧限抗压强度 表 3.2.10

击数 N	估算无侧限抗压强度 q_u(kPa)
<2	<25
2～4	25～50
4～8	50～100
8～15	100～200
15～30	200～400

3.2.11 淤泥性土系为在静水或缓慢的流水环境中沉积，经生物化学作用形成，其天然含水率大于液限、孔隙比大于 1.0 的粘性土，可按表 3.2.11 分为淤泥质土、淤泥、流泥和浮泥，其中淤泥质土应根据塑性指数 I_p 再划分为淤泥质粘土或淤泥质粉质粘土。

淤泥性土的分类　　表 3.2.11

名称＼指标	孔隙比 e	含水率 w(%)	名称＼指标	孔隙比 e	含水率 w(%)
淤泥质土	$1.0<e<1.5$	$36<w<55$	流泥		$85\leqslant w<150$
淤泥	$1.5\leqslant e<2.4$	$55\leqslant w<85$	浮泥		$w\geqslant 150$

3.2.12　饱和状态的淤泥性土可根据天然含水率按下式确定其重度。

$$\gamma=\frac{G(1+0.01w)}{1+G0.01w}\gamma_w \qquad (3.2.12)$$

式中　γ——土的重度（kN/m^3）；

w——天然含水率（%）；

G——土粒的相对密度；

γ_w——水的重度（kN/m^3）。

3.2.13　混合土系指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的土。定名时，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。

3.2.14　混合土按其成因和不同土类的含量可分为：淤泥混砂、砂混淤泥、粘性土混砂或碎石。

3.2.14.1　淤泥混砂、砂混淤泥属海陆混合相沉积的一种特殊土，土质极为松软。定名时，当淤泥含量超过总质量的 30%为淤泥混砂；淤泥含量超过总质量的 10%，小于或等于总质量的 30%为砂混淤泥。这类土的承载力不应以物理性指标做为评价和计算依据，而应以力学性指标或现场原位测试方法确定。

3.2.14.2　粘性土混砂或碎石，属残积、坡积、洪积等成因形成的土。定名时当粘性土含量超过总质量的 40%为粘性土混砂或碎石，粘性土的含量大于 10%，小于或等于总质量的 40%为砂或碎石混粘性土。其强度宜用现场测试方法测定，粘性土的锥沉量 h 和液性指数 I_L 也应做为确定混合土强度的依据之一。

3.2.15　层状构造土系指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，定名时应将厚层土列在名称前部，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。上述三种土的渗透性、压缩性、力学强度等具有各向异性的特点，应结合工程要求进行专门评价分析。

3.2.15.1 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”。

3.2.15.2 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”。

3.2.15.3 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”。

3.2.16 花岗岩残积土系指花岗岩全风化的产物，其中大于2mm的颗粒混杂于粘性土之中，具有孔隙比较大、液性指数较小、压缩性较低、遇水崩解等特点。

花岗岩残积土可根据其大于2mm的颗粒含量（%）按表3.2.16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3.2.16

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

3.2.17 填土系指由人类活动而堆积的土，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：由碎石土、砂土、粉土、粘性土等组成的填土，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。

对上述三种填土，应根据工程需要专门研究其物理力学性质。

4 地基承载力

4.1 一般规定

4.1.1 验算地基承载力，应考虑作用于基础底面的合力偏心距 e 和倾斜率 $\mathrm{tg}\delta$ 的影响。倾斜率 $\mathrm{tg}\delta'$ 或 $\mathrm{tg}\delta$ 应按下列公式确定：

（1）无抛石基床情况：

$$\mathrm{tg}\delta = \frac{H_k}{V_k} \qquad (4.1.1\text{-}1)$$

（2）有抛石基床情况：

$$\mathrm{tg}\delta' = \frac{H'_k}{V'_k} \qquad (4.1.1\text{-}2)$$

式中 H_k——作用于基础底面上平行于基础短边的水平合力标准值（以 H_{kB} 表示）或平行于基础长边的水平合力标准值（以 H_{kL} 表示），对重力式码头为墙底面以上土压力的水平分力及其他水平力（如水压力和系缆力等）合力的标准值（kN）；

H'_k——作用于抛石基床底面上平行于基础短边的水平合力（kN）标准值（以 H'_{kB} 表示）或平行于基础长边的水平合力（kN）标准值（以 H'_{kL} 表示）。对重力式码头：当无波浪力作用时，可取 H'_k 近似等于 $V'_k\mathrm{tg}\delta$，$\mathrm{tg}\delta' = \mathrm{tg}\delta$；当有波浪力作用时，$H'_k$ 宜按 H_k 及基床厚度范围内的主动土压力之和确定。对直立式防波堤，可取 $H'_k = H_k$。

V'_k——作用于抛石基床底面上的竖向合力的标准值（kN），对重力式码头 V'_k 包括作用于墙底面以上的

竖向合力标准值 V_k 及抛石基床底面处有效面积或有效宽度范围内的抛石体自重力标准值。有效面积和有效宽度按第 4.1.4 条确定；

V_k——作用于墙底面或基础底面上的竖向合力的标准值（kN）。

4.1.2 对重力式码头与防波堤，抛石基床顶面及底面的最大压力、最小压力和合力偏心矩的确定，应按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》（JTJ290）和《防波堤设计与施工规范》（JTJ298）等有关规定执行。

4.1.3 当基础形状为矩形、条形以外的其他形状时，可按下列原则化为相当的矩形：

（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。

4.1.4 当作用于基础底面的合力为偏心时，应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：

$$A_e = B'_{re}L'_{re} = (B'_{r1} - 2e'_B)(L'_{r1} - 2e'_L) \qquad (4.1.4\text{-}1)$$

$$B'_{re} = B'_{r1} - 2e'_B, L'_{re} = L'_{r1} - 2e'_L \qquad (4.1.4\text{-}2)$$

$$B'_{r1} = B_{r1} + 2d_1, L'_{r1} = L_{r1} + 2d_1 \qquad (4.1.4\text{-}3)$$

式中 A_e——基础的有效面积（m^2）；

d_1——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》的有关规定确定；

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——分别为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（$L'_{re}/B'_{re}\geqslant 10$）：

$$B'_e = B'_1 - 2e' \qquad (4.1.4\text{-}4)$$

$$B'_1 = B_1 + 2d_1 \qquad (4.1.4\text{-}5)$$

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》的有关规定确定；

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

4.1.5 验算地基承载力时，对不计波浪力的建筑物应取极端低水位；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。

4.1.6 验算地基承载力时，所需岩土基本变量（如重度 γ 和抗剪强度指标 c，φ 等）的概率分布及统计参数，可按附录 D 确定，其中土的抗剪强度指标统计方法，宜用简化相关法，各土层具有代表性的基本变量统计件数应不少于 6 件。

4.2 地基承载力验算

4.2.1 地基承载力应按第 4.2.2 条规定的极限状态设计表达式验算，尚应结合原位测试和实践经验综合确定，对非粘性土地基的小型建筑物及安全等级为三级的建筑物可按附录 E 确定。

4.2.2 地基承载力的验算应满足以下极限状态设计表达式。

4.2.2.1 无抛石基床情况按下式计算：

$$V_d \leqslant \frac{1}{\gamma_R} F_k \qquad (4.2.2\text{-}1)$$

4.2.2.2 有抛石基床情况按下式计算：

$$V'_d \leqslant \frac{1}{\gamma_R} F'_k \qquad (4.2.2\text{-}2)$$

式中 V'_d——作用于抛石基床底面上竖向合力的设计值（kN）；

V_d——作用于墙底面或基础底面上竖向合力的设计值（kN）；

γ_R——抗力分项系数；

F'_k——为有抛石基床或垫层情况的地基极限承载力的竖向分力标准值（kN）；

F_k——为无抛石基床或垫层情况的地基极限承载力的竖向分力标准值（kN）。

4.2.2.3 抗力分项系数应按下列规定确定：

采用固结快剪强度指标 γ_R 的取值范围为 2.0～3.0，对安全等级为 I、II 级的建筑物取较高值，安全等级为 III 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。

4.2.2.4 当抛石基床下有砂垫层时：V'_d 用 V''_d 代替，V''_d 包括 V'_d 及砂垫层底有效受压宽度 B'_e 范围内的砂垫层自重力设计值；F'_k 用 F''_k 代替，计算 F''_k 时对应的有效受压宽度为 B''_e，B''_e 按本规范第 7.2.2 条的规定确定。

4.2.3 对于 V'_d，应根据条形基础或矩形基础范围内结构所受的竖向作用或作用效应进行计算：

$$V'_d = \gamma_s V'_k = \gamma_G \sum_{i=1}^{m} C_{Gi} G_{ik} + \gamma_Q \sum_{j=1}^{n} C_{Qj} Q_{jk} \qquad (4.2.3\text{-}1)$$

$$V'_K = \sum_{i=1}^{m} C_{Gi} G_{ik} + \sum_{j=1}^{n} C_{Qj} Q_{jk} \qquad (4.2.3\text{-}2)$$

式中 γ_s——综合分项系数，γ_s 可取 1.0；

γ_G、γ_Q——分别为永久作用和可变作用分项系数，均可取 1.0；

Q_{jk}——第 j 个可变作用的标准值（kPa）；

C_{Qj}——第 j 个可变作用的作用效应系数；

G_{ik}——第 i 个永久作用的标准值（kPa），如结构自重力标准值及土压力竖向分力标准值，其中重度标准值可取均值，土压力竖向分力的标准值按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》的有关规定取值；

C_{Gi}——第 i 个永久作用的作用效应系数。

4.2.4 地基极限承载力的竖向分力标准值 F'_k 应根据基础形状分别确定。

4.2.5 对矩形基础 F'_k 应按下列公式计算：

4.2.5.1 当 $\varphi>0$ 且 $\delta'<\varphi$ 时：

$$F'_k=\begin{cases}A_e\left[\dfrac{1}{2}\gamma_k B'_{re}N_{\gamma B}S_{\gamma B}+q_k N_{qB}S_{qB}+c_k N_{cB}S_{cB}\right]\\ A_e\left[\dfrac{1}{2}\gamma_k L'_{re}N_{\gamma L}S_{\gamma L}+q_k N_{qL}S_{qL}+c_k N_{cL}S_{cL}\right]\end{cases}\tag{4.2.5-1}$$

式（4.2.5-1）等号右边中括号内的三项计算结果，均采用上、下两式各项对应比较的小值。

式中 A_e——基础的有效面积（m^2）；

γ_k——基础面以下土的重度标准值（kN/m^3），可取均值，水下用浮重度；

B'_{re}、L'_{re}——分别为基础的有效宽度和长度（m）；

q_k——墙前基础底面以上边载的标准值（kPa）；

c_k——粘聚力标准值（kPa）；

N_c、N_q、N_γ——为地基处于极限平衡状态下的承载力系数，其中包含了 $\varphi>0$ 情况下荷载倾斜的影响，例如计算平行短边破坏时用 $N_{\gamma B}$、N_{cB}、N_{qB}；

S_c、S_q、S_γ——与基础形状有关的形状系数。

4.2.5.2 当 $\varphi=0$ 时：

$$F'_k=\begin{cases}A_e\left[(\pi+2)S_{uk}(1+S^a_{cB}+d^a_{cB}-i^a_{cB})+q_k\right]\\A_e\left[(\pi+2)S_{uk}(1+S^a_{cL}+d^a_{cL}-i^a_{cL})+q_k\right]\end{cases}$$

(4.2.5-2)

式中 S^a_c——与基础形状有关的形状系数；

d^a_c——与基础埋深有关的深度系数；

i^a_c——与合力倾斜率有关的倾斜系数；

S_{uk}——地基土的不排水抗剪强度标准值（kPa）。

4.2.5.3 承载力系数 N_c、N_q、N_γ 宜按下式计算或查附录 F 的地基承载力系数表：

$$N_c=\operatorname{ctg}\varphi_k\left\{e^{\pi\operatorname{tg}\varphi_k}\operatorname{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi_k}{2}\right)\frac{1+\sin\varphi_k\sin(2\alpha-\varphi_k)}{1+\sin\varphi_k}\right.$$

$$\left.e^{-(\frac{1}{2}\pi+\varphi_k-2\alpha)\operatorname{tg}\varphi_k}-1\right\}$$

(4.2.5-3)

$$N_q=N_c\operatorname{tg}\varphi_k+1 \qquad (4.2.5\text{-}4)$$

α 应满足下式要求：

$$\operatorname{tg}\left(\alpha-\frac{\varphi_k}{2}\right)=\frac{\sqrt{1-(\operatorname{tg}\delta'\operatorname{ctg}\varphi_k)^2}-\operatorname{tg}\delta'}{1+\frac{\operatorname{tg}\delta'}{\sin\varphi_k}} \qquad (4.2.5\text{-}5)$$

$$N_\gamma=f\ (\lambda,\ \operatorname{tg}\varphi_k,\ \operatorname{tg}\delta')\approx 1.25\{(N_q+0.28+\operatorname{tg}\delta')$$

$$\operatorname{tg}\left[\varphi_k-0.72\delta'\ (0.9455+0.55\operatorname{tg}\delta')\right]\}$$

$$\left[1+\frac{1}{\sqrt{1+0.8\left[\operatorname{tg}\varphi_k-0.7\ (1-\operatorname{tg}\delta')\right]+(\operatorname{tg}\varphi_k-\operatorname{tg}\delta')\ \lambda}}\right]$$

(4.2.5-6)

式中 $\operatorname{tg}\delta'$——作用于抛石基床底面合力的倾斜率；

φ_k——内摩擦角标准值（°）；

λ——与 N_γ 有关的承载力因子。

4.2.5.4 承载力因子 λ 可按下列公式计算：

（1）当计算平行短边破坏时：

$$\lambda = \frac{\gamma_k B'_{re}}{c_k + q_k \mathrm{tg}\varphi_k} \tag{4.2.5-7}$$

（2）当计算平行长边破坏时：

$$\lambda = \frac{\gamma_k L'_{re}}{c_k + q_k \mathrm{tg}\varphi_k} \tag{4.2.5-8}$$

4.2.5.5 形状系数的第二下标 B、L 分别表示平行 B、L 方向发生破坏，上标 a 代表 $\varphi=0$ 情况，形状系数按下列公式计算：

$$S_{\gamma B} = 1 - \frac{B_{re}}{3L'_{re}} \tag{4.2.5-9}$$

$$S_{\gamma L} = 1 - \frac{B'_{re}}{3L'_{re}} \tag{4.2.5-10}$$

$$S_{qB} = 1 + \frac{B'_{re}}{L'_{re}} \sin\varphi_k \tag{4.2.5-11}$$

$$S_{qL} = 1 + \frac{L'_{re}}{B'_{re}} \sin\varphi_k \tag{4.2.5-12}$$

$$S_{cB} = 1 + \frac{B'_{re}}{L'_{re}} \sin\varphi_k \frac{Nq}{Nq-1} \tag{4.2.5-13}$$

$$S_{cL} = 1 + \frac{L'_{re}}{B'_{re}} \sin\varphi_k \frac{Nq}{Nq-1} \tag{4.2.5-14}$$

$$S^a_{cB} = 0.2 i^a_{cB} \frac{B'_{re}}{L'_{re}} \tag{4.2.5-15}$$

$$S^a_{cL} = 0.2 i^a_{cL} \frac{L'_{re}}{B'_{re}} \tag{4.2.5-16}$$

4.2.5.6 当 $\varphi=0$ 时，深度系数的第二下标 B、L 分别表示平行 B、L 方向发生破坏，深度系数按下列公式计算：

$$d^a_{cB} = 0.4 \frac{D}{B'_{re}} \tag{4.2.5-17}$$

$$d^a_{cL} = 0.4 \frac{D}{L'_{re}} \tag{4.2.5-18}$$

4.2.5.7 当 $\varphi=0$ 时，倾斜系数的第二下标 B、L 分别表示平行 B、L 方向发生破坏，倾斜系数按下列公式计算：

$$i^a_{cB} = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H'_{kB}}{A_e S_{uk}}} \tag{4.2.5-19}$$

$$i_{cL}^{a} = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H_{kL}'}{A_e S_{uk}}} \qquad (4.2.5\text{-}20)$$

4.2.6 对条形基础 F_k' 应按下列公式计算：

（1）当 $\varphi > 0$，且 $\delta' < \varphi$ 时：

$$F_k' = B_e'\left(\frac{1}{2}\gamma_k B_e' N_{\gamma B} + c_k N_{cB} + q_k N_{qB}\right) \qquad (4.2.6\text{-}1)$$

注：在用式（4.2.5-7）计算 λ 时，用 B_e' 代替 B_{re}'。

（2）当 $\varphi = 0$ 时：

$$F_k' = B_e'[(\pi + 2)S_{uk}(1 + d_{cB}^{a} - i_{cB}^{a}) + q_k] \qquad (4.2.6\text{-}2)$$

注：在计算深度系数 d_{cB}^{a} 时用 B_e' 代替 B_{re}'，计算倾斜系数 i_{cB}^{a} 时用 B_e' 代替 A_e。

4.2.7 对持久状况，验算地基承载力时，宜用固结快剪强度指标。对于饱和软粘土，验算短暂状况下地基承载力时，宜用不排水抗剪强度指标。直剪快剪不宜采用。

4.2.8 若受力层由多层土组成，各土层的抗剪强度指标相差不大，竖向抗力标准值 F_k' 可用按土层厚度加权平均抗剪强度指标和加权平均重度计算。若各土层的抗剪强度指标相差较大，仍可用上述方法计算 F_k'，γ_R 宜取高值。

4.2.8.1 确定加权平均的抗剪强度指标和重度时，受力层的最大深度 Z_{max} 可按下式计算：

$$Z_{max} = B_e' e^{\varepsilon \operatorname{tg}\varphi_k}(\sin\varepsilon)\, e^{-\frac{0.87\lambda^{0.75}}{4.8+\lambda^{0.75}}} \qquad (4.2.8\text{-}1)$$

$$\varepsilon = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_k}{2} - \frac{\delta'}{2} - \frac{1}{2}\sin^{-1}\left(\frac{\sin\delta'}{\sin\varphi_k}\right) \qquad (4.2.8\text{-}2)$$

4.2.8.2 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 c_k、φ_k、γ_k 代入式(4.2.8－1)计算 Z_{max} 直至计算与假定的 Z_{max} 基本相等为止。对于矩形基础，式中的 B_e' 应为 B_{re}' 或 L_{re}'，δ'、λ 应根据平行短边或长边破坏分别按第 4.1.1 和 4.2.5 条规定计算。

4.3 保证与提高地基承载力的措施

4.3.1 当地基承载力不满足设计要求时，可采取下列措施：

（1）减小水平力和合力的偏心距；

（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）适当放慢加荷速率；

（6）加固地基。

4.3.2 对于土基，开挖时应减少扰动，以防承载力降低。对于开挖暴露后承载力易于降低的岩基，在开挖后应立即浇筑垫层或采取其它保护措施。

5 土坡和地基稳定

5.1 一般规定

5.1.1 本章适用于主要由欠压密、正常压密以及压密比小于4的粘性土组成的土坡和地基。

注：压密比为先期固结压力与现有上覆土重压力之比。

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

5.1.3 对于持久状况的土坡和地基的稳定性，应按极端低水位进行验算。对计入波浪力的建筑物，应考虑不同水位与波浪力的最不利组合。

施工过程中如可能出现较大的水头差、较大的临时超载、较陡的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，应视施工具体情况和有关规范的规定确定。打桩前应验算打桩时的岸坡稳定性。

注：如水位有骤降情况，宜考虑骤降对土坡稳定的影响。

5.1.4 验算土坡和地基稳定性时确定所需岩土基本变量如重度γ和土的抗剪强度指标c、φ等的概率分布及统计参数和土的抗剪强度指标统计方法应按4.1.6条执行；

5.2 抗剪强度计算指标

5.2.1 根据土质和工程实际情况，宜选用固结快剪、十字板剪和无侧限试验测定抗剪强度指标，有条件时可采用三轴不排水剪和有效剪试验测定抗剪强度指标。直剪快剪不宜采用。

5.2.2 验算土坡稳定时，对于开挖区，宜采用卸荷条件下进行试

验的抗剪强度指标。

5.2.3 各土层的抗剪强度指标每层土不应少于6件；对稳定起控制作用的土层，宜取10件；填土及表层土不宜少于6件。

5.3 土坡和地基稳定的验算

5.3.1 对土坡和条形基础的地基稳定计算，可按平面问题考虑，宜采用圆弧滑动面计算。有软土夹层和倾斜岩面等情况时，尚宜采用非圆弧滑动面计算。计算方法可采用总应力法或有效应力法。

5.3.2 对不同情况的土坡和地基的稳定性验算，其危险滑弧均应满足以下极限状态设计表达式：

$$M_{sd} \leqslant \frac{1}{\gamma_R} M_{Rk} \tag{5.3.2-1}$$

式中 M_{sd}、M_{Rk}——分别为作用于危险滑弧面上滑动力矩的设计值（kN·m/m）和抗滑力矩的标准值（kN·m/m）；

γ_R——抗力分项系数。

5.3.2.1 对于持久状况土的抗剪强度宜采用固结快剪指标。式(5.3.2-1)中的 M_{Rk}、M_{sd} 宜按下列公式计算（计算图示见图5.3.2）：

$$M_{Rk} = R\Sigma \frac{c_{ki}b_i + (q_{ki}b_i + W_{ki} - u_{ki}b_i)\mathrm{tg}\varphi_{ki}}{\cos\alpha_i + \sin\alpha_i \mathrm{tg}\varphi_{ki}\dfrac{1}{\gamma_R}} \tag{5.3.2-2}$$

$$M_{Sd} = \gamma_s\{[\Sigma R(q_{ki}b_i + W_{ki})\sin\alpha_i] + M_p\} \tag{5.3.2-3}$$

式中 R——滑弧半径（m）；

γ_S——综合分项系数，可取1.0；

W_{ki}——属永久作用，为第 i 土条的重力标准值（kN/m），可取均值，零压线以下用浮重度计算；当有渗流时：极端低水位以上零压线以下用饱和重度计算滑动力矩设计值 M_{sd}；

u_{ki}——第 i 土条滑动面上水头超过零压线以上的孔隙水压

力标准值（kPa），可取均值；

M_p——其它原因，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）；

q_{ki}——为第 i 土条顶面作用的可变作用的标准值（kN/m²），应按现行行业标准《港口工程荷载规范》（JTJ215）采用；

b_i——第 i 土条宽度（m）；

α_i——第 i 土条的滑弧中点切线与水平线的夹角（°）；

φ_{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。

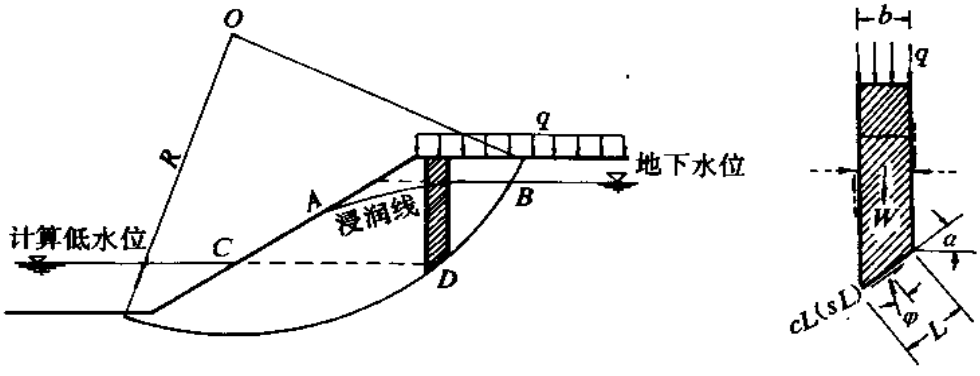


图 5.3.2　圆弧滑动稳定计算示意图

5.3.2.2　当有条件时，φ_{ki}、c_{ki}可用有效强度指标标准值（可取均值）φ_{ki}、c_{ki}代替。有效强度指标一般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。其抗滑力矩标准值可按下式计算：

$$M_{Rk} = R\Sigma \frac{c_{ki}b_i + (q_{ki}b_i + W_{ki} - u_{ki}b_i)\mathrm{tg}\varphi_{ki}}{\cos\alpha_i + \sin\alpha_i \mathrm{tg}\varphi_{ki}\dfrac{1}{\gamma_R}} \quad (5.3.2\text{-}4)$$

5.3.2.3　当采用简单条分法验算边坡和地基稳定时，其抗滑力矩标准值可按下式计算：

$$M_{Rk} = R[\Sigma c_{ki}L_i + \Sigma(q_{ki}b_i + W_{ki})\cos\alpha_i \mathrm{tg}\varphi_{ki}] \quad (5.3.2\text{-}5)$$

5.3.2.4　当采用总强度，如十字板强度或三轴不排水剪强度时，其抗滑力矩标准值可按以下公式计算：

$$M_{Rk} = R\Sigma S_{uki} L_i \qquad (5.3.2\text{-}6)$$

$$L_i = \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \qquad (5.3.2\text{-}7)$$

式中 S_{uki}——第 i 土条滑动面上十字板强度标准值或其它总强度标准值（kPa），标准值可取均值；

L_i——第 i 土条对应弧长（m）。

5.3.2.5 应验算各种可能出现的短暂状况：

该状况下的抗滑力矩标准值可用式（5.3.2-6）、（5.3.2-4）或（5.3.2-5）计算，滑动力矩设计值可用（5.3.2-3）计算。

5.3.3 非圆弧滑动面抗滑稳定验算可按附录G计算。对于滑动面形状，根据具体情况可采用直线、折线、直线与圆弧的组合线或其它形状的曲线。按附录G计算的最小抗力分项系数 γ_R 应符合表5.4.1中的取值范围。

5.3.4 对于各设计状况，稳定计算采用的强度指标、计算公式及各种计算情况的说明可按表5.3.4采用。

各种计算情况采用的抗剪强度指标 表5.3.4

设计状况	强度指标及适用条件		M_{Rk}及M_{sd}计算公式	说明
	强度指标	适用条件		
持久状况	固结快剪（直剪）	宜采用	(5.3.2-2)及(5.3.2-3)	q引起的抗滑力矩（抗力）可全部或部分采用，视土体在q作用下的固结程度而定，q引起的滑动力矩（作用效应）应全部计入
			(5.3.2-5)及(5.3.2-3)	
	十字板剪或无侧限抗压强度指标		(5.3.2-6)及(5.3.2-3)	需考虑因土体固结引起的强度增长，强度增长计算方法见第7.3.15条
	有效剪	有条件时采用	(5.3.2-4)及(5.3.2-3)	孔隙水压力采用与计算情况相应数值
	三轴不排水剪		(5.3.2-6)及(5.3.2-3)	需考虑因土体固结引起的强度增长，强度增长计算方法见第7.3.15条

续上表

设计状况	强度指标及适用条件		M_{Rk}及M_{sd}计算公式	说　明
	强度指标	适用条件		
短暂状况	十字板剪或无侧限抗压强度指标	宜采用	(5.3.2-6)及(5.3.2-3)	
	有效剪	有条件时采用	(5.3.2-4)及(5.3.2-3)	孔隙水压力采用与计算情况相应数值
	三轴不排水剪		(5.3.2-6)及(5.3.2-3)	
	快剪(直剪)	有经验时采用	(5.3.2-5)及(5.3.2-3)	

注：按非圆弧滑动面计算时，采用本表相应的强度指标。

5.3.5　对有桩的土坡和地基，在稳定计算中，可不计入桩的抗滑作用。

5.3.6　计算有波浪力作用的直立式建筑物地基稳定时，应计入波浪力的作用，斜坡式不考虑波浪力的作用。

5.3.7　板桩码头，通常只计算滑动面通过桩尖时的稳定性。如桩尖下有软土层，尚应验算滑动面通过软土层时的稳定性。

5.3.8　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M_{Rk}的影响，计算的抗力最小分项系数γ_R应满足本标准表5.4.1中γ_R的取值范围。计算方法可按附录H计算。

5.4　抗力分项系数

5.4.1　对持久状况，应综合考虑强度指标的可靠程度、结构安全等级和地区经验等因素，计算的最小抗力分项系数γ_R应满足表5.4.1的规定。

对短暂状况，如施工期的稳定性，计算的最小抗力分项系数γ_R宜取表5.4.1中的低值，但验算打桩岸坡的稳定性，宜取较高值。

最小抗力分项系数　　表 5.4.1

强度指标	采用计算公式		γ_R	说明
固结快剪(直剪)	5.3.2-2；5.3.2-3	粘性土坡	1.2～1.4	同表 5.3.4
		其它土坡	1.3～1.5	
	5.3.2-5；5.3.2-3		1.1～1.3	
有效剪	5.3.2-4；5.3.2-3		1.3～1.5	
十字板剪 无侧限抗压强度 三轴不排水剪	5.3.2-6；5.3.2-3		1.1～1.3	
快剪(直剪)	5.3.2-5；5.3.2-3		根据经验取值	

5.4.2　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，则可用对比计算方法设计拟建工程的土坡。拟建工程土坡的 M_{Rk}/M_{sd} 应比曾有滑坡的 M_{Rk}/M_{Sd} 增大 20%～30%。

5.4.3　如拟建工程附近有与设计土坡坡度相同或较陡的稳定坡，两处土层和土质基本相同，且稳定坡计算的 M_{Rk}/M_{Sd} 小于表 5.4.1 中 γ_R 的低值，则可用对比计算方法设计拟建工程的土坡。拟建工程土坡的 γ_R 应稍大于现有稳定坡的 γ_R。

5.5　保证土坡稳定的措施

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

5.5.2　设计过程中，若初步采用的土坡稳定性不足，应根据具体情况进行比较，选用合理措施，如放缓坡度、铺排水垫层、铺设土工织物夹筋、打设竖向排水通道、设置减载平台和分期施加荷载等，以保证施工期和使用期的土坡稳定。

5.5.3　施工期土坡的稳定性不足，应采取增加稳定的临时性措施，必须在施工中加强观测，以便及时发现可能出现的失稳迹象。当出现失稳迹象时，应及时采取应急措施，如削坡、坡脚压载、坡顶减载、井点排水、防滑板桩等。

5.5.4 对软土，特别是灵敏度较高的软土，应放慢加荷速率，以防失隐。

5.5.5 在坡顶或岸壁后吹填土时，应采用有效的排水措施，以防产生过大的水头差。基坑底部如有承压水影响稳定时，应采取临时降压措施。

5.5.6 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。

5.5.7 土坡应按设计要求开挖。当坡脚可能被冲刷时，应采取防护措施。

5.5.8 为减小打桩震动对岸坡稳定的影响，宜采取重锤低击、间隔跳打、低频锤击、低潮停打等措施。如有两个桩架同时打桩，应相隔一定距离。有条件时，可采用静压法沉桩。

6 地基沉降

6.1 一般规定

6.1.1 本章适用于计算由建筑物自重和外荷载引起的地基沉降，不适用于计算大面积地下水位下降、地震等特殊原因引起的沉降。

对建筑物地基为岩石、碎石土、密实的砂土和第四纪晚更新世 Q_3 及其以前沉积的粘性土，可不进行沉降计算。

6.1.2 根据地质条件、土层的压缩性、建筑物断面和荷载均基本相同的原则，将地基划分为若干区段。每一区段选取代表性断面作为计算断面。在每一计算断面内，一般选取基础两端及中点作为计算点。

6.1.3 应只计算持久状况长期组合下的地基最终沉降量。在作用组合中，永久作用应采用标准值，可变作用应采用准永久值，水位宜用设计低水位，有边载时应考虑边载。

6.1.4 在地基沉降计算中，可变作用仅考虑堆货荷载。堆货荷载准永久值系数采用 0.6。全部作用分项系数均采用 1.0。

6.1.5 当需要计算地基的沉降过程时，可按第 7 章的有关规定执行。

6.1.6 验算地基沉降时，确定所需的岩土基本变量如重度 γ 孔隙比 e 等的概率分布及统计参数，应按附录 D 执行。各土层具有代表性的基本变量统计件数应不少于 6 件。

6.2 地基最终沉降量计算

6.2.1 在地基内任一点的垂直附加应力（图 6.2.1）标准值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标准

之和。

6.2.1.1 基底垂直附加压力的设计值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。

6.2.1.2 基底水平力设计值可按均布考虑。

6.2.1.3 边载设计值，当其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。

各种作用引起的垂直附加应力标准值可按附录J计算。

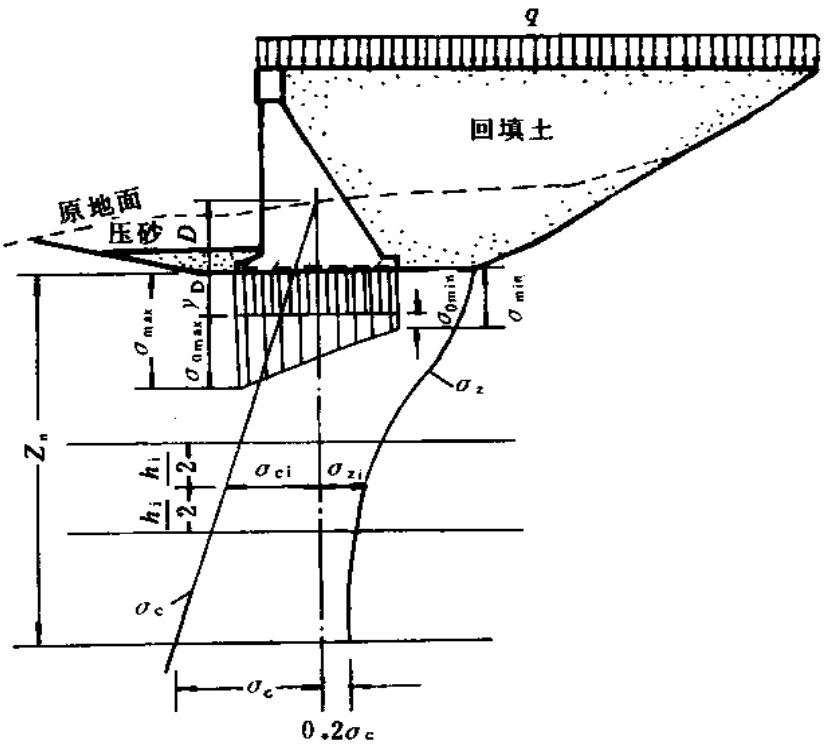


图 6.2.1 沉降计算示意图

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_z-地基内某一点的垂直附加应力

6.2.2 地基最终沉降量可按式（6.2.2）计算，也可用实测沉降过程线推算。

$$S_{d\infty} = m_s \Sigma \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \qquad (6.2.2)$$

式中 $S_{d\infty}$——地基最终沉降量设计值（cm）；

h_i——第 i 层土的厚度（cm）；

e_{1i}、e_{2i}——分别为第 i 层土受到平均自重压力设计值（σ_{cdi}）和平均最终压力设计值（$\sigma_{cdi}+\sigma_{zdi}$）压缩稳定时的孔隙比设计值，可取均值；

σ_{cdi}——第 i 层土顶面与底面的地基自重压力平均值的设计值（kPa）；

σ_{zdi}——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（kPa）；

m_s——经验修正系数，按地区经验选取。

6.2.3 地基压缩层的计算深度 Z_n 宜符合下式要求：

$$\sigma_z = 0.2\sigma_c \tag{6.2.3}$$

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）。

如按式（6.2.3）确定后的计算深度下有软土层时，尚应继续往下计算。

6.2.4 地基最终沉降量设计值应满足下式要求：

$$S_{d\infty} \leqslant [S] \tag{6.2.4}$$

式中 $[S]$——建筑物的沉降量限值（cm），按有关建筑物的现行规范规定执行；

$S_{d\infty}$——建筑物地基最终沉降量设计值（cm）。

6.3 适应与减小地基沉降的措施

6.3.1 若地基沉降量设计值大于沉降量限值，宜采取下列措施：

（1）结构构造方面：设置沉降缝、采用轻型结构、回填轻质材料和调整基础平面尺寸或埋深等；

（2）施工方面：调整施工程序与进度等；

（3）地基处理方面：采用真空预压、堆载预压和换填砂垫层等方法。

7 软基处理

7.1 一般规定

7.1.1 软基处理方法应根据土质条件，包括回填或冲填条件、建筑物类型及适应变形能力、施工能力与经验、材料来源、施工期限和加固费用等因素经综合分析比较选定，必要时也可选择两种或多种地基处理方法联合应用。港口工程中常用的软基处理的主要方法可按表 7.1.1 选用。

7.1.2 进行地基处理，若对周围环境或建筑物产生不利影响时，应进行分析和计算。有危害时，应采取防护措施或采用合适的软基处理方法。

软基处理的主要方法 表 7.1.1

软基处理的主要方法		适用土质情况	适用建筑物情况
换填法	换填砂垫层	换填软土厚度一般不大于 4m	码头防波堤等
	土工织物(包括格栅、网络)垫层法	一般软土地基，增加抗滑稳定性，匀化地基沉降	适应变形能力强的防波堤等建筑物
	爆破排淤填石法	适于有下卧硬层的厚度一般为 4m～12m 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	淤泥或流泥厚度一般小于 3m	

续上表

软基处理的主要方法			适用土质情况	适用建筑物情况
排水固结法	堆(加)载预压法	设置排水砂垫层	淤泥、淤泥质土等浅层软土加固，最大固结排水距离一般小于5m	码头后方堆场、仓库、利用软土人工造陆、人工岛、油罐、道路，以及工民建等建筑物地基加固。真空预压及真空预压联合堆载预压尤其适于超软土地基加固
		设置竖向排水体	较深厚的淤泥、淤泥质土、冲填土等饱和粘土地基，但不适于泥炭土	
	真空预压法	设置竖向排水体	适用土质同堆载预压法，还需具备能形成(包括采取密封措施)稳定的负压边界条件	
	真空预压联合堆载预压法	设置竖向排水体	适用情况同真空预压，用于设计荷载大于80kPa的情况	
轻型真空井点法			渗透系数 1×10^{-4}cm/s～1×10^{-7}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、低饱和度的粉土和粘性土	码头堆场、道路及其它港工及工民建地基
振冲法	振冲置换法		抗剪强度不宜小于30kPa的粘性土、粉土和人工填土地基	堆场道路及其它港工及工民建地基
	振冲密实法		砂土、低塑性粉土地基	
深层搅拌法			淤泥、淤泥质土和含水量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

注：①土工织物垫层法，按现行行业标准《水运工程土工布应用设计与施工规程》(JTJ/T239)采用；

②爆破排淤填石法，按现行行业标准《爆破法处理水下软基技术规程》(JTJ/T258)采用。

7.1.3 根据所选软基处理方法，所需土性指标可按下列规定确定。

7.1.3.1 当采用堆载预压法、真空预压法、真空预压联合堆载

预压法等，应着重取得土的现场渗透系数、固结系数、天然压密状态、现场十字板强度及灵敏度、砂夹层和砂透镜体的分布情况。尤其对真空预压法及真空预压联合堆载预压法，应查明相对透水层和地下水位置及承压水性质、有无补给水源、表层透气性等。

7.1.3.2 对于固结系数，宜用现场渗透试验与室内压缩试验的结果计算确定，或利用已有的沉降资料按附录K推算，当有足够试验件数时也可用室内固结试验确定。

对水平向和垂直向渗透性相差较大的土层，宜分别测定水平向和垂直向固结系数。

7.1.4 对重要的或大型工程，对已选定的地基处理方法，宜在有代表性的场地上进行相应的现场试验或试验性施工，并进行必要的测试，以检验设计参数和处理效果，指导全场的设计和施工，如达不到设计要求，应查明原因，采取措施或修改设计。

对于采用排水固结法加固后的软土地基，在满足稳定和沉降要求的条件下，按照本规范第4章进行地基承载力验算时，若采用不排水抗剪强度指标，γ_R 可酌情降低。

7.1.5 施工中应进行质量控制和监测，并做好记录，出现异常情况及时解决。

7.1.6 施工过程中应有取得监理资格的专人或专门机构负责质量监理，施工过程中及施工结束后应进行工程质量检验。

7.2 换填砂垫层法

7.2.1 换填砂垫层的砂料，宜采用级配良好、并不含杂质的中粗砂。

7.2.2 对于条形基础，换填砂垫层的厚度 d_2，可根据砂垫层底面处地基土的承载力确定，应符合式（7.2.2-1）的要求。用试算法求出使式（7.2.2-1）两端相等的 d_2 值，即为所需的最小厚度（见图7.2.2）。砂垫层的宽度应大于砂垫层底面的受压宽度 B''。

$$\sigma_d \leqslant \frac{F''_k}{B''_e \gamma_R} \tag{7.2.2-1}$$

$$\sigma_d = \left[\frac{(\sigma'_{max} + \sigma'_{min})B'_1}{2B''_e} + \gamma_2 d_2\right]\gamma\sigma \tag{7.2.2-2}$$

$$B''_e = B'' - 2e'' \tag{7.2.2-3}$$

$$B'' = B'_1 + 1.15d_2 \tag{7.2.2-4}$$

$$B'_1 = B_1 + 2d_1 \tag{7.2.2-5}$$

$$e'' = \frac{B''(\sigma''_{max} - \sigma''_{min})}{6(\sigma''_{max} + \sigma''_{min})} \tag{7.2.2-6}$$

$$\sigma''_{max} = \frac{B'_1\sigma'_{max}}{B''} + \gamma_2 d_2 \tag{7.2.2-7}$$

$$\sigma''_{min} = \frac{B'_1\sigma'_{min}}{B''} + \gamma_2 d_2 \tag{7.2.2-8}$$

式中 σ_d——作用于砂垫层底面，单位有效宽度的平均压力设计值（kPa）；

F''_k——砂垫层底面处纵向单位宽度上地基极限承载力的竖向分力的标准值（kN/m），按第4章有关公式计算；

γ_R——抗力分项系数，不宜小于3.0；

B''_e——砂垫层底面的有效受压宽度（m）；

γ_σ——σ_d的综合分项系数，取1.0；

B''——砂垫层底面的受压宽度（m）；

B'_1——抛石基床底面上的受压宽度（m），按第4章第4.1.4条的有关规定确定；

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

e''——砂垫层底面合力标准值的偏心距（m）；

γ_2——砂垫层的重度标准值（kN/m³），水下取浮重度；

d_1——抛石基床厚度（m）；

d_2——砂垫层的厚度（m）；

σ'_{max}——砂垫层顶面（抛石基床底面）的最大压力标准值（kPa），按现行行业标准《重力式码头设计与施工规范》的有关规定计算；

σ'_{min}——砂垫层顶面（抛石基床底面）的最小压力标准值（kPa），按现行行业标准《重力式码头设计与施工规

范》的有关规定计算；

σ''_{max}——砂垫层底面的最大压力标准值（kPa）；

σ''_{mix}——砂垫层底面的最小压力标准值（kPa）。

注：①式（7.2.2-1）、（7.2.2-2）适用于条形基础，对于矩形基础，应考虑压力在基础长度和宽度两个方向的扩散；

②需控制沉降或砂垫层下有软弱下卧层的建筑物，尚应核算沉降量。

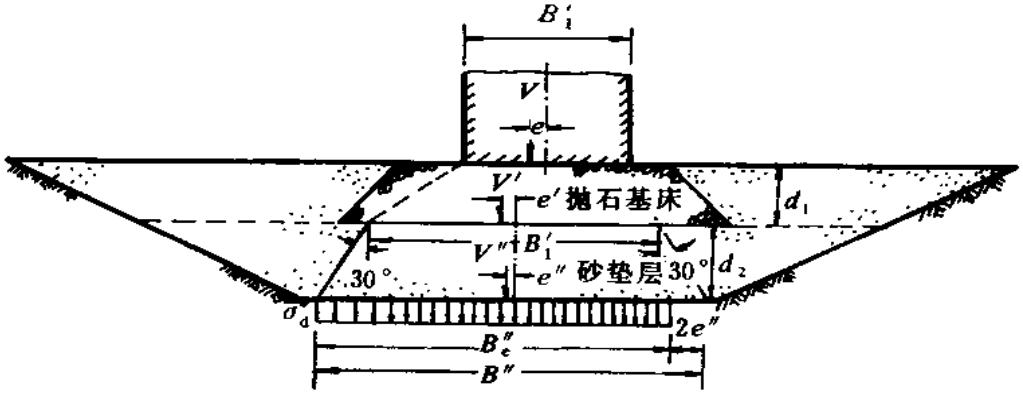


图 7.2.2　砂垫层计算示意图

7.2.3　砂垫层施工时应减少对地基土的扰动。

7.2.4　对于陆上干施工的砂垫层，宜分层填筑，分层压密。

7.2.5　对于水上施工的砂垫层，应均匀抛填，避免成堆。对回淤严重的地区，应控制抛砂的间歇时间，避免出现淤泥夹层。对开挖的基槽，应防止槽底回淤，如回淤量对工程质量有影响时，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。

7.2.6　当密实度达不到设计要求时，对较深厚的垫层，可用振冲法将其振密，对于表层或砂垫层厚度较小时，宜在其上抛一定厚度碎石，再行夯实。

7.2.7　当有抗震要求时，砂垫层的设计还应符合现行行业标准《水运工程抗震设计规范》（JTJ225）的有关规定。

7.2.8　检验砂垫层的密实度宜用标准贯入试验法。

7.3　堆载预压法

7.3.1　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，此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0.5m，水下不宜小于1m。

7.3.2 排水砂垫层的砂料，宜采用含泥量小于5%的中砂或粗砂。

7.3.3 水下排水砂垫层的施工，按第7.2.5条的规定执行。

7.3.4 当软土厚度较大时，应设置竖向排水体（包括普通砂井、袋砂井或塑料排水板）进行堆载预压设计。设计内容应满足以下要求：

（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）确定加载数量、范围、速率、预压或分级预压时间；

（3）计算地基固结度、强度增长、抗滑稳定和变形等。

7.3.5 预压荷载大小应根据设计要求确定，通常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，包括预压荷载和由于地面标高不够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。当在设计荷载下，在规定时间内不满足残余沉降要求时，应采用超载预压，其预压荷载应通过试算确定。

加载范围应大于建筑物基础外缘所包围的范围。

加载速率应与地基土的强度增长相适应，在加载各阶段应进行地基稳定验算以确保工程安全。

7.3.6 竖向排水体长度主要取决于工程要求和土层情况：软土不厚时，砂井可打穿整个软土层；软土较深厚时，应根据稳定或沉降要求确定；对以地基稳定性控制的工程，竖向排水体深度至少应超过最危险滑动面2m；软土层中如有砂夹层或砂透镜体应予利用，以缩减竖向排水体长度和数量。

7.3.7 竖向排水体间距主要取决于所要求的固结时间。对普通砂井，一般采用2m～3m，对袋砂井或塑料排水板一般采用1m～1.5m，对高灵敏度粘土，宜取较大值。

7.3.8 对于竖向排水体直径：普通砂井，水下一般用30cm～

40cm，陆上可小于 30cm；袋砂井一般用 7cm；对塑料排水板一般宽度为 10cm，厚度为 3mm～4mm，其当量换算直径 D_p 可按下式计算：

$$D_p = \alpha \frac{2(b + \delta_0)}{\pi} \tag{7.3.8}$$

式中 D_p——塑料排水板当量换算直径；

α——换算系数，无试验资料时可取 $\alpha=0.75$～1.0；

b——塑料排水板宽；

δ_0——塑料排水板厚度。

7.3.9 竖向排水体的最大间距可用井径比控制：普通砂井，井径比不宜大于 10；袋砂井或塑料排水板井径比不宜大于 25；井径比用符号 n 表示并应按下式计算：

$$n = \frac{d_e}{d_w}$$

式中 d_e——竖向排水体的等效排水圆柱体直径（cm）；

d_w——竖向排水体直径（cm）。

7.3.10 竖向排水体的平面布置可采用等边三角形或正方形，de 和砂井间距 S 的关系按下列规定取用：

等边三角形布置　　$de=1.05S$　　(7.3.10-1)

正方形布置　　$de=1.128S$　　(7.3.10-2)

7.3.11 竖向排水体顶面上应铺设排水砂垫层，以连通各砂井。若砂料不足，在干施工情况下，可用砂沟代替砂垫层。砂垫层的砂料质量及厚度应符合第 7.3.1 条和 7.3.2 条的规定。

7.3.12 瞬时加荷条件下，地基的竖向平均固结度 U_z 和辐射向平均固结度 U_r 可按附录 L 确定。

7.3.13 瞬时加荷条件下，砂井地基的平均总固结度 U_{rz} 可按下列公式计算：

$$U_{rz} = 1 - (1 - U_z)(1 - U_r) \tag{7.3.13-1}$$

$$U_z = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi}{4}\frac{C_v}{H^2}t} \tag{7.3.13-2}$$

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8C_h}{F(n)d_e^2}t} \qquad (7.3.13\text{-}3)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1}\ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \qquad (7.3.13\text{-}4)$$

式中 U_z——竖向平均固结度；

U_r——径向平均固结度；

C_v——垂直固结系数（cm^2/s）；

C_h——水平向固结系数；（cm^2/s）；

$F_{(n)}$——与 n 有关的函数；

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。

注：①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；

②对防波堤和重力式码头，计算施工期（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。

7.3.14 分级加荷条件下，砂井地基在 t 时的平均总固结度 U'_{rz}（见图 7.3.14）可按下式计算：

$$U'_{rz} = \sum_{i=1}^{m} U_{rzi(t-\frac{T_i^0+T_i^f}{2})} \frac{S_i}{\Sigma S_i} \qquad (7.3.14)$$

式中 $U_{rzi(t-\frac{T_i^0+T_i^f}{2})}$——瞬时加荷条件下，第 i 级荷载 t 时的平均总固结度；

T_i^0——第 i 级加荷的起始时间（d）；

T_i^f——第 i 级加荷终了时间（d），当计算加荷期间的固结度时，T_i^f 应改为 t；

S_i——第 i 级荷载作用下地基的最终沉降量（cm），当计算加荷期间的固结度时，式（7.3.14）中，分子 S_i 应改为 ΔS_i，ΔS_i 为对应于 t 时的荷载 ΔP_i 作用下的最终沉降量；

m——加荷级数。

7.3.15 对于正常压密的粘性土，加荷过程中强度增量的标准值 ΔS_{uk}（kPa）可按下式计算：

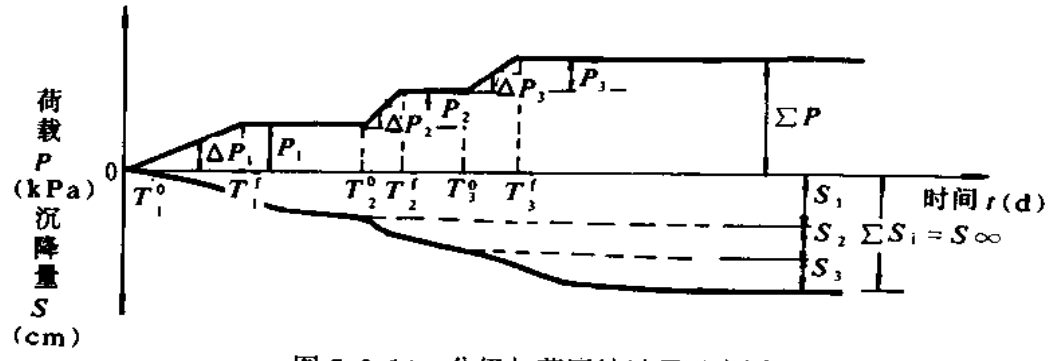


图 7.3.14　分级加荷固结过程示意图

$$\Delta S_{uk}=U\sigma_{zk}\mathrm{tg}\varphi_{cq} \qquad (7.3.15)$$

式中　U——平均总固结度，有砂井时，$U=U_{rz}$或$U=U'_{rz}$，无砂井时，$U=U_z$或$U=U'_z$，U'_z系分级加荷条件下，地基竖向平均固结度；

σ_{zk}——地基垂直附加压力标准值（kPa）；

φ_{cq}——固结快剪内摩擦角标准值（°），可取均值。

7.3.16　竖向排水体的施工机具应根据其不同类型选用。

在刚刚吹填（水力冲填）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荆芭（或竹芭）砂石垫层，使用轻型打设机打设袋砂井或塑料排水板。

7.3.17　排水砂井所用砂料宜用中粗砂，含泥量应小于3%。塑料排水板应符合设计提出的质量要求。

7.3.18　砂井灌砂时，砂柱不得中断，若有中断，则应补打；砂井的灌砂率对于套管法砂井不得小于计算值的85%，对于袋装砂井不得小于95%。

袋砂井打设前，砂袋宜用干砂灌制，应达到密实状态，砂袋入井下沉时不得发生扭结，缩径或断裂现象。

袋砂井打设后，至少应露出砂垫层顶面50cm。

7.3.19　塑料排水板施工质量应符合现行行业标准《塑料排水板施工规程》（JTJ/T256）的有关规定。

7.3.20　施工时，宜根据设计要求加载，包括分级加载，通过水

平位移和垂直位移控制加载速率。控制标准如下：

（1）边桩水平位移每昼夜应小于 5mm；

（2）基底的中心沉降每昼夜应小于 10mm。

注：若加固的地基土很软且深厚，上述标准可适当放宽。

7.3.21 为检验施工质量和预压效果，地基预压前应在地表设置沉降盘，埋设孔隙水压力仪，分层沉降仪等。在预压期间应及时整理变形与时间，孔隙水压力与时间关系曲线。推算地基的最终沉降，确定不同时间的固结度和相应的沉降，以分析加固效果并为确定卸载时间提供依据。

7.3.22 对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强度试验和钻取土样进行室内土工试验，验算地基的抗滑稳定性。

7.3.23 预压后的地基应进行十字板强度试验和室内土工试验，以检验加固效果。

7.4 真空预压法

7.4.1 采用真空预压法加固地基必须设置竖向排水体。设计内容应满足下列要求：

（1）选择竖向排水体的型式，确定其间距、排列方式和深度；

（2）预压区面积和分块，要求达到的膜下真空度和土层固结度；

（3）真空预压下和建筑物荷载下的地基沉降计算，预压后的强度增长计算等。

7.4.2 对于表层存在良好透气层（透水层）及在处理范围内有透水层时，应采取有效措施切断透气层和透水层。当软土层底以下有透水层时，砂井不应打穿软土层，并应留有足够的软土层厚度，以保证竖向排水体中的负压条件。

7.4.3 砂井或塑料排水板的间距、排列方式、深度，按第 7.3.6～7.3.10 条的有关规定确定。土体固结度和强度增长的计算按第 7.3.12～7.3.15 条的有关规定执行。

7.4.4 膜下真空度应稳定地维持在 80kPa 以上。在此压力下的预压效果相当于 80kPa 堆载预压，真空预压需要达到的固结度宜大于 80%，具体视工程加固要求而定。

7.4.5 真空预压的施工工艺应符合下列规定：

（1）铺设砂垫层厚度应均匀，表面应整平；砂垫层厚度及砂料要求按第 7.3.1 和 7.3.2 条的规定执行；

（2）在砂垫层中沿水平方向埋设滤水管，在预压过程中滤水管能适应地基变形；

（3）采用的密封膜应满足施工和当地气候条件要求，密封膜周边及表面应采取挖沟填埋、沿周边筑埝、埝内膜上覆水等处理措施；

（4）当加固区周边或表层土有透水层或透气层时，应采用密封墙将其封闭；

（5）安装抽气设备，联接抽气管道，真空泵的设置应根据预压区大小、真空泵的功率以及工程经验确定。

7.4.6 在满足真空度要求（符合本规范第 7.4.4 条规定）的条件下，应连续抽气，当沉降稳定后，方可停泵卸载。真空预压的沉降稳定标准为：实测地面沉降速率连续 5d～10d 平均沉降量小于或等于 2mm/d。

7.4.7 真空预压法的质量检测及检验，除按第 7.3.21～7.3.23 条的有关规定执行外，尚应测量泵上及膜下真空度，并应在真空预压加固区边缘处埋设测斜仪，测量土体沿深度的侧向位移。

7.5 真空预压联合堆载预压法

7.5.1 当所需预压荷载大于 80kPa 时，应在真空预压抽真空的同时再施加定量的堆载。

7.5.2 实施真空预压和在联合堆载施加过程中及施加后，必须始终稳定地维持设计真空度。

7.5.3 对一般软粘土，当膜下真空度稳定地达到 80kPa 后，抽真空 10d 左右可进行上部堆载施工，即边抽真空，边堆载，荷载可

以连续施加。对高含水率的淤泥性土，当膜下真空度稳定地达到80kPa后，一般抽真空20d～30d左右可进行堆载施工。荷载大时可分级施加，分级级数通过稳定计算确定。

7.5.4 在进行上部堆载之前，必须在密封膜上铺设防护层，保护密封膜的气密性。防护层可采用编织布或无纺布等，其上铺设10cm～30cm厚的砂垫层，然后再行堆载。

7.5.5 堆载时宜采用轻型运输工具，并不得损坏密封膜。

7.5.6 除上述规定外，尚应遵照第7.3节和7.4节的有关规定。

7.5.7 在进行上部堆载施工时，应密切观察膜下真空度的变化，发现漏气，应及时处理。

7.5.8 真空预压联合堆载预压法的质量检验应遵照第7.4.7条的规定执行。

7.6 轻型真空井点法

7.6.1 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。

7.6.2 根据土质情况、加固区的大小和形状以及降水深度要求，选择适当的井点布置方案，井点可以布置成环形或线形等。当要求的降深不超过5.0m时，宜用一级井点，超过时，宜用多级井点。

井管的外径一般为3.8cm～5.0cm。井点间距，可由现场试验确定，宜为0.8m～2.0m。

7.6.3 由降水而产生的预压荷载Δp可按下式计算

$$\Delta p = \alpha \gamma_w Z \tag{7.6.3}$$

式中 γ_w——水的重度（kN/m³）；

α——与饱和度有关的系数，可取0.9～1.0；

Z——降水深度（m）。

7.6.4 计算在井点作用下的土坡和地基稳定时，应按第5.3.2条的有关规定执行。

7.6.5 井管下端滤管的长度宜为1m～2m，滤孔面积应占滤管表面积的20%～25%，滤管外包两层滤网及棕皮，以防止滤管被堵

塞。

7.6.6 井点的管路系统应密封，严防漏气。

7.6.7 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，封土长度不应小于 1m。

7.6.8 井点运转过程中，应进行观测。观测项目主要有：沉降、水平位移、抽水量和各土层的零压线。有条件时，宜检验土层强度增量。若坡顶或坡面出现裂缝。应分析原因并观测裂缝的发展情况。

7.7 强 夯 法

7.7.1 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，选择适于检验强夯效果的原位测试或其它试验项目。

7.7.2 根据工程要求选择锤重和落距，可用下式验算强夯有效深度：

$$H \approx \alpha \sqrt{\frac{Mh}{10}} \tag{7.7.2}$$

式中 H——有效深度（m）；

M——锤重（kN）；

h——落距（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。

7.7.3 夯点可采用正方形或梅花形排列布置，间距宜为 5m～9m。对于处理深度较深或单击夯击能较大的工程，宜取较大值。

7.7.4 单点夯击击数应根据现场试验中得到的最佳夯击能确定，且宜同时满足最后两击的平均夯沉量不大于 5cm，当单击夯击能较大时不大于 10cm。

7.7.5 夯击遍数应根据地基土的性质确定，一般情况下可采用 2

～3 遍。下一遍夯点应选在上一遍已夯点间隙，最后再以低能量满夯一遍。对于渗透性弱的细粒土，夯击遍数可适当增加。

7.7.6 两遍之间的间歇时间视土质而定，对于透水性差的土，两遍之间的间歇时间由超静水压力消散快慢控制，宜为 1～4 周，对于碎石土及砂土等易于排水的土可连续夯击。

7.7.7 强夯施工的各项参数宜通过现场试验确定。

7.7.8 强夯处理范围应大于建筑物基础范围。每边超出基础外缘宽度应为设计处理深度的 1/2～2/3，并不宜小于 3m。

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

7.7.10 当强夯施工振动对邻近建筑物或设备产生有害影响时，应采取防振或隔振措施。

7.7.11 强夯施工应按强夯试验确定的施工参数进行，每夯完一遍应用推土机将夯坑填平，普测场地的平均高程用以计算夯沉量。

7.7.12 强夯施工宜符合下列规定：

（1）强夯机械宜采用带有自动脱钩装置的履带式起重机等设备，并应采取安全措施，防止落锤时，机架倾覆；

（2）每次夯击前后均应测量锤顶高程，若发现因坑底倾斜而造成夯锤歪斜时，应及时将坑底整平；

（3）完成全部夯击遍数后，最后用低能量满夯，将场地表层松土夯实。

7.7.13 施工过程中应对各项参数及施工情况进行详细记录。

7.7.14 强夯施工过程中的检测应符合下列规定：

（1）开夯前应检查夯锤重和落距，以确保单击夯击能量符合设计要求；

（2）在每遍夯击前，应对夯点放线进行复核，夯完后检查夯坑位置，发现偏位或漏夯应及时补夯；

（3）按设计要求检查每个夯点的夯击次数和每击的夯沉量。

7.7.15 强夯施工中必须及时检查强夯施工过程中的各项测试数

据和施工记录，不符合设计要求时应补夯或采取其它有效措施。

7.7.16 强夯施工结束后应间隔一定时间方能对强夯效果进行检验。对碎石土和砂土地基，其间隔时间可取 1～2 周；低饱和度的粉土和粘性土地基可取 2～4 周。

7.7.17 质量检验的项目根据土质情况及工程设计要求确定。每个建筑物的检验点宜不少于三处，对大面积区域检验点的数量、深度和位置按工程设计的要求确定。

7.8 振冲置换法

7.8.1 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和场地条件确定，宜在基础外缘扩大 1～2 排桩，对可液化地基，考虑基础周围土层液化对建筑物的危害，应在基础外缘扩大 2～4 排桩。

7.8.2 桩位布置形式应根据处理面积和基础形式确定。处理面积较大，宜用等边三角形布置；对独立长条形基础及其它基础，宜用正方形、矩形或等腰三角形布置。

7.8.3 桩的间距应根据荷载大小和原土的抗剪强度确定，可选用 1.5m～2.5m。荷载大或原土强度低时，宜取较小间距；反之，宜取较大间距。对桩端未达相对硬层的短桩，应取小间距。

7.8.4 桩长的确定：当软弱土层较薄时，桩应穿过软弱土层至相对硬层；当软弱土层深厚，应按建筑物地基的变形允许值确定。桩长不宜短于 4m。当为可液化的地基时，桩长应满足抗震要求。

7.8.5 桩体材料：应优先采用含泥量不大的碎石，结合当地材料来源也可用卵石、角砾、圆砾等硬质材料。材料的最大粒径不宜大于 80mm。对碎石，常用的粒径为 20mm～50mm。

7.8.6 桩的直径：可按每根桩所用的填料量计算，宜采用 0.8m～1.2m。

7.8.7 复合地基承载力和变形计算可按现行国家行业标准《建筑地基处理技术规范》（JGJ79）的有关规定执行。

7.8.8 对采用振冲置换法加固土坡的抗滑稳定分析应按第 5 章

有关规定执行，所需复合土层的抗剪强度标准值可按下列公式（图 7.8.8）确定：

$$S_{spk} = (1 - m)S_{uk} + mS_{pk}\cos\alpha \qquad (7.8.8\text{-}1)$$

$$S_{pk} = p_z \mathrm{tg}\varphi_p \cos\alpha \qquad (7.8.8\text{-}2)$$

$$p_z = \gamma_p Z + \mu_p \sigma_z \qquad (7.8.8\text{-}3)$$

$$\mu_p = \frac{n}{1 + (n - 1)m} \qquad (7.8.8\text{-}4)$$

$$m = \frac{d^2}{d_e^2} \qquad (7.8.8\text{-}5)$$

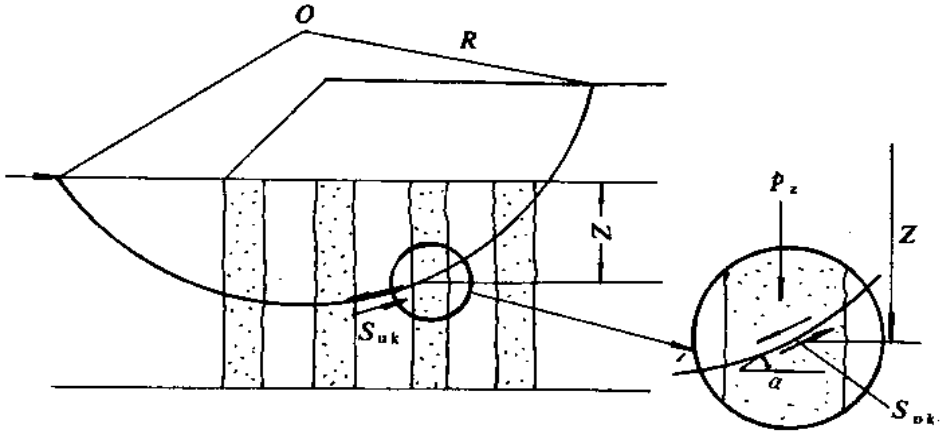


图 7.8.8　复合地基抗滑稳定计算示意图

式中　S_{spk}——复合地基的抗剪强度标准值（kPa）；

S_{pk}——桩体抗剪强度标准值（kPa）；

α——滑弧切线与水平线夹角（°），见图 7.8.8；

S_{uk}——桩间土的不排水抗剪强度标准值（kPa），可取现场十字板强度平均值；

φ_p——桩体内摩擦角（°）；

p_z——作用于滑动面上的竖向应力（kPa）；

γ_p——桩体重度标准值，水下用浮重度（kN/m³）；

Z——桩顶至滑弧上计算点的垂直距离（m）；

μ_p——应力集中系数；

σ_z——桩顶平面上的荷载引起的计算点垂直附加应力标

准值（kPa），可按一般弹性理论计算；

m——面积置换率；

d——桩的直径（m）；

d_e——等效影响圆直径（m），桩位等边三角形布置，d_e 应取 1.05 倍桩的间距；桩位正方形布置，d_e 应取 1.13 倍桩的间距；

n——桩土应力比，无实测资料时可取 2～4，原土强度低取大值，原土强度高取小值。

7.8.9 振冲施工可用功率为 30kW～75kW 的振冲器。在已有建筑物邻近施工时，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。

7.8.10 水上制桩，应采用带有施工平台的专用船舶，将陆上施工机具移至施工船舶的施工平台上。海上制桩定位，应根据离岸距离，选择合理的定位方法。

7.8.11 成孔贯入时水泵水压可用 400kPa～600kPa，水量可用 200l/min～400l/min。使振冲器徐徐沉入土中的最终深度，宜为设计处理深度以上 0.3m～0.5m；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，使其达到规定的密实电流。记录每一深度的最终电流量和填料量以及留振时间。

水上振冲施工工艺与陆上基本相同，由于施工船舶受水深及风浪影响，振冲和投料系统必须有导向装置，如联接振冲器与起重机的刚性导杆以及保证向水底振冲孔中准确投料的投料导管及护筒。

7.8.12 施工过程中，各段桩体的密实电流、填料量和留振时间均应符合设计规定。这些规定应通过现场成桩试验确定。

7.8.13 严禁将泥水直接排入下水道或河流中造成公害。

7.8.14 在桩体全部制成后，应将桩体顶部的松散桩体挖除或用碾压等方法使之密实，随后铺设 30cm～50cm 厚的碎石垫层并压实，然后在上面做基础。对海上振冲桩，顶部松散层不易挖除，应

在其上抛 1m～2m 碎石，水下夯实。

7.8.15 应及时检查振冲施工质量和各项施工记录，如有漏孔或不符合规定的桩或振冲点，应补孔或采取有效的补救措施。

7.8.16 振冲施工结束后，应间隔一定时间才能进行质量检验。对粘性土地基，间隔时间可取 3～4 周，对粉土地基，可取 2～3 周。

7.8.17 振冲桩的施工质量可用单桩载荷试验检验。试验应采用圆形压板，其直径应与桩的直径相等，可按每 200～400 根桩随机抽取一根进行检验，但总数不得少于 3 根。

对粉土层中的振冲桩，除用单桩载荷试验检验外，尚可用标准贯入或静力触探等试验对桩间土进行处理前后的对比检验。

7.8.18 对大型的、重要的或场地复杂的工程应进行复合地基的处理效果检验。检验方法宜用单桩复合地基载荷试验或多桩复合地基载荷试验。检验点应选择在有代表性的或土质较差的地段，检验点数量可按处理面积大小取 3～4 组。

对水上大型、重要工程，其检验方法除用现场取土室内试验、十字板、标准贯入、动力触探检验桩间土及桩身强度外，有条件时尚宜做水底复合地基载荷试验，检验处理效果。

7.9 振冲密实法

7.9.1 对于粉细砂地基宜采用加填料的振密工艺，对于中粗砂地基可用不加填料的振密方法。

7.9.2 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。

7.9.3 处理深度：当可液化土层不厚时，振冲深度应穿透整个可液化土层；当可液化土层较厚时，振冲深度应满足地基强度、变形及抗震处理深度的要求。

7.9.4 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有关因素，在 1.8m～2.5m 范围内选取，并应通过现场试验验证后确定。

7.9.5 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，宜通过现场试验确定。

7.9.6 填料宜用质地坚硬的碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂等硬质材料，粒径宜小于5cm。

7.9.7 复合地基的承载力标准值应按现场复合地基载荷试验确定，也可用单桩和桩间土的载荷试验确定。

7.9.8 振冲密实处理地基的变形计算，应按现行国家行业标准《建筑地基处理技术规范》的有关规定执行。

7.9.9 加填料的振冲密实施工宜采用以下工艺：成孔贯入时水压和水量可按第7.8.11条的规定控制，振冲器下沉速率宜控制在每分钟约1m～2m范围内，达到设计处理深度后，应将水压和水量降至孔口有一定量回水且无大量细颗粒带出的程度，将填料堆于护筒周围；填料应在振冲器振动下依靠自重沿护筒周壁下沉至孔底，在电流升高到规定的控制值后，应将振冲器上提0.3m～0.5m；如此反复进行，至全孔完成；记录各深度的最终电流值、填料量等。

7.9.10 不加填料的振冲密实施工工艺与加填料的大体相同。使振冲器沉至设计处理深度，留振至电流稳定地大于规定值后，将振冲器上提0.3m～0.5m。如此重复进行，至完成全孔处理。在中粗砂层中施工时，如遇振冲器不能贯入，可增设辅助水管，加快下沉速率。

7.9.11 加填料的振冲密实桩的质量检验应按第7.8.15条、第7.8.17条及第7.8.18条的有关规定执行。对砂土地基尚可用标准贯入或静力触探试验进行检验。

7.9.12 对不加填料的振冲密实法处理的砂土地基，宜用标准贯入、动力触探等试验方法检验处理效果。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。检验点数量可按每100～200个振冲点选择1孔，总数不得少于3孔。

7.10 水上深层水泥搅拌法

7.10.1 确定加固方案前，除进行常规勘探和室内物理力学指标试验外，尚应对拟加固区土质和水域环境进行如下调查与试验：

7.10.1.1 应逐层做标准贯入等试验，查明加固区土层分布和软土层厚度、拟加固深度范围内有无硬夹层。尽量查明妨碍搅拌施工的孤石及异物等。经上述调查后，若施工中仍遇有异常或发现异物，应由有关方面另行商定解决。

7.10.1.2 对现场水质进行调查。查明PH值、易溶盐、海水污染程度和原因以及对水泥搅拌体的侵蚀性等。

7.10.1.3 对海底土特性进行调查分析，应进行逐层土的化学分析和矿物组成分析。查明拟加固土的腐植质含量、土的PH值，有机质含量及活化反应特性，以判定在该地区实施深层水泥搅拌法的有效程度，供选择水泥品种和确定掺量。

7.10.2 设计前应采用拟加固区现场的取土和当地水进行不同水灰比、不同水泥品种和掺量、不同外掺剂和不同龄期的试验，为设计选择合适的配合比提供依据。水泥掺入比宜为7%～15%。

外掺剂宜选择早强、缓凝和减水的材料，并应避免污染环境。若施工需要，可加入消泡剂。

7.10.3 试验室加固土强度标准值(q_{ut})宜取90d龄期的试块无侧限抗压强度。当工期较长，全部荷载需较长时间才能施加完成时，设计采用的加固土强度标准值可取大于90d龄期强度。

7.10.4 采用水上深层水泥搅拌法处理重力式防波堤、码头和护岸等地基时，可采用块式或壁式加固体。

7.10.5 采用块式着底型(加固至下卧硬层)加固地基的设计，应进行整体稳定验算和加固体强度验算。对壁式加固体应增加对未加固土挤出的验算。当加固体座落于软弱层上或中间持力层上，且持力层下有软土层时，尚应验算地基沉降和加固体的位移。

7.10.6 整体稳定验算包括两部分：先将加固体视为建筑物基础，验算加固体以上重力式结构的抗倾、抗滑及基床应力等；再将重

力式结构与加固体视为整体，验算抗倾、抗滑、地基承载力、圆弧滑动等项目。

7.10.7 验算加固体强度时，其强度的设计值，按下列公式确定：

（1）加固体抗压强度的设计值宜按下式确定：

$$\sigma_{cad} = \frac{1}{\gamma_R} q_{uck} = \frac{1}{\gamma_R} \bar{q}_{uf} \qquad (7.10.7\text{-}1)$$

式中 σ_{cad}——加固体抗压强度设计值（kPa）；

q_{uck}——加固体抗压强度标准值（kPa）；可取现场无侧限抗压强度的平均值 $\bar{q}_{uf}$；

$\bar{q}_{uf}$——加固体现场无侧限抗压强度平均值（kPa）；当用海上大型专用深层搅拌船组施工时，可取 $\bar{q}_{uf}$ 等于与现场相同配比的室内无侧限抗压强度平均值 $\bar{q}_{ul}$；采用小型船机施工时可取 $\bar{q}_{uf}$ 等于 $\frac{1}{2}\bar{q}_{ul}$；

γ_R——抗力分项系数，对于水上深层水泥搅拌法施工的加固体，γ_R 取 5.0。

（2）加固体抗剪强度设计值宜按下式确定：

$$\tau_{ad} = \frac{1}{2}\sigma_{cad} \qquad (7.10.7\text{-}2)$$

式中 τ_{ad}——加固体抗剪强度设计值（kPa）。

（3）加固体抗拉强度设计值宜按下式确定：

$$\sigma_{tad} = 0.15\sigma_{cad} \leqslant 0.2(\text{MPa}) \qquad (7.10.7\text{-}3)$$

式中 σ_{tad}——加固体抗拉强度设计值（kPa）。

（4）对加固体进行强度验算时，可将加固体视为弹性体进行计算，其内部剪应力和拉应力分别满足式（7.10.7-2）和（7.10.7-3）确定的设计值 τ_{ad} 和设计值 σ_{tad}。

7.10.8 采用壁式加固时，对未加固土应进行挤出验算（见图7.10.8），验算时假定不同的计算深度 D_i 反复计算，使按式（7.10.8）计算的最小抗力分项系数 γ_R 值应大于或等于 1.2，考虑地震时最小抗力分项系数 γ_R 应大于 1.0。

$$\gamma_R = \frac{2(L_s + D_i)C_u B + P'_p}{(P'_a + 0.25K_h\gamma_2 BD_i L_s + h_\omega\gamma_\omega D_i L_s)\gamma_s} \quad (7.10.8)$$

式中 L_s——短壁厚度（m）；

D_i——计算深度，即从短壁底面到假定的挤出土体底面的竖向距离（m）；

C_u——D_i 范围内未加固土的平均抗剪强度（kPa）；

γ_2——未加固土的饱和重度（kN/m^3）；

γ_s——综合分项系数，可取 1.0；

B——加固体宽度（m）；

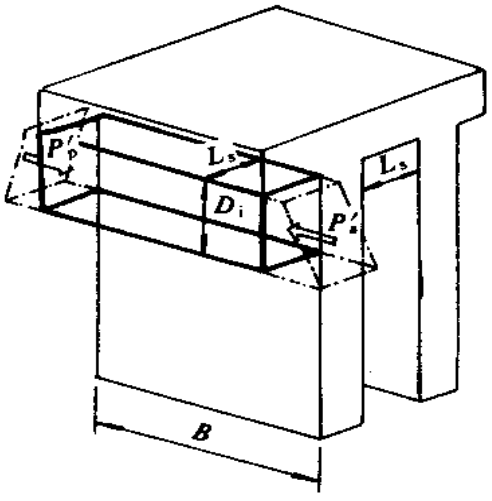


图 7.10.8 壁间未加固土挤出验算示意图

K_h——水平地震系数，按现行行业标准《水运工程抗震设计规范》的规定取用；

h_ω——剩余地下水头（m）；

γ_ω——水的重度（kN/m^3）；

P'_a、P'_P——分别为 D_i 范围内作用于长壁间未加固土两端的主动土压力合力标准值和被动土压力合力标准值（kN）。

注：为了防止未加固土的侧向挤出，可在加固土体的临水侧采用全部长壁封闭。封闭的厚度视加固体宽度和受力条件由设计确定。

7.10.9 水上深层水泥搅拌施工应采用专用作业船组进行。搅拌船的最大加固深度、搅拌机功率和作业效率应满足工程条件。在风力 6 级以下，浪高 0.5m 以内时应能昼夜连续作业。

搅拌船应有自动定位系统，平面定位允许偏差为±5cm。搅拌船应有自动调控系统，对作业船进行纵倾和横倾调平，并对主要施工参数进行调控和逐桩自动记录。

7.10.10 水上水泥深层搅拌法加固地基的施工，应在建筑物轴线

方向上分区进行，其分区长度应与其上部建筑物的分段相对应。

7.10.11 施工前应挖泥到可满足施工船舶进行操作的水深或挖至加固土顶面标高。

7.10.12 水上深层水泥搅拌施工前，宜及早进行现场试验性施工，并应满足下列要求：

7.10.12.1 现场试验性施工应能检验选用施工船组的性能和室内配合比试验的适用性，确定正式施工作业的技术参数。

7.10.12.2 现场试验性施工应在靠近正式工程处进行。该处应有1～2个有完整的且具有代表性的地质钻孔资料。

7.10.12.3 当设计采用着底型加固体时，应结合钻探资料，在试验施工中确定搅拌头到达持力层时的搅拌处理机扭矩值。

7.10.13 施工中应使用经室内配合试验确定的合格水泥，并在施工中应进行复验。水上水泥深层搅拌宜采用散装水泥。

7.10.14 水上深层水泥搅拌施工的输浆工艺宜符合下列规定：

（1）贯入输浆：当搅拌翼达到设计加固起始高程时，搅拌翼边搅拌土体边开始输浆，到达设计底标高后，停止贯入，继续搅拌输浆时间 t_1 然后停止输浆，边搅拌边提升搅拌翼直至离开泥面；

（2）提升输浆：先预搅拌贯入至设计底标高，停止贯入，继续搅拌并开始输浆，输浆时间为 t_2，然后边提升搅拌翼边输浆至设计加固顶标高，停止输浆，继续搅拌提升至搅拌翼出泥面；

（3）输浆方式、贯入、提升速度、搅拌翼转速及 t_1，t_2 等参数均通过现场试验确定。

7.10.15 加固地基后，对高于设计基床底标高以上的隆起土原则上应予挖除。当隆起土的底部强度满足设计要求时，允许部分残留，但应保证其上抛石基床的厚度不小于50cm～100cm。

挖除隆起土应根据施工经验采用适宜的挖泥船进行。

隆起土的高度可按注入水泥浆的体积进行估算。

7.10.16 每组搅拌桩的成桩过程都应有全部技术参数的完整记录，施工中应随时检查。施工单位应分区整理提供各区的质量指

标，并作为工程验收的依据。

7.10.17 全部工程或区段工程完工后，应由工程监理工程师指定区域，进行搅拌后 90d 或 120d、180d 加固体强度的现场钻孔取芯检验。

钻孔检验可用直孔法及斜孔法，直孔用以检验逐层土加固后的强度，斜孔用以检验相临搅拌桩间的搭接质量。钻孔取样宜采用水上钻探平台进行。芯样应逐层取出，每延米至少制一个试块，测定无侧限抗压强度，其平均值应不小于设计要求的加固体现场无侧限抗压强度平均值 $\bar{q}'_{uf}$。

钻孔取样，与强度试验应制定严格的操作规程，避免因设备及操作因素对加固体强度作出过低的评价。

对着底式加固体，可通过钻孔取样或钻孔内标准贯入试验判断加固体是否到达持力层。

7.10.18 地基加固后，在上部结构施工和后方回填过程中以及工程开始使用后一定时期内，应在上部结构和加固体内埋设测斜仪、沉降仪，设置平面位移和沉降观测点，对建筑物和加固体的沉降、位移及倾斜等进行观测。

8 现场观测

8.0.1 港工建筑物，在施工及使用期间应进行系统的定期观测，及时发现异常现象，以便采取补救措施，防止发生事故。

8.0.2 在设计文件中，应根据具体情况提出观测要求。各类建筑物的主要观测项目按表 8.0.2 选用。

各类建筑物地基的主要观测项目 表 8.0.2

建筑物	观测项目						
	表面位移	土体深层位移	地基沉降	土体孔隙水压力	结构物变形和倾斜	土体裂缝开展	土压力
重力式码头	++		++		++	+	+
高桩码头	++	+	++	+	+	+	
板桩码头	++	+	+	+	+	+	+
斜坡码头	++		+		+	+	
防波堤	+		+	+		+	
护岸	+					+	

注：++表示应进行；+表示宜进行。

8.0.3 对于采用加固措施的软土地基，除按第 8.0.2 条和第 7 章软基处理进行观测外，施工时应在规定地点预留钻孔位置，进行加固效果检验。

8.0.4 各项观测应从施工开始时进行，同时记录荷载、水位和天气等有关情况。

附录A　岩石分类

A.0.1　岩石根据强度按表A.0.1分为硬质岩石和软质岩石。

岩石按强度的划分　　表A.0.1

类别	亚类	强度(MPa)	代表性岩石
硬质岩石	极硬岩石	>60	花岗岩、流纹岩、闪长岩、安山岩、辉长岩、玄武岩、辉绿岩、伟晶岩、煌斑岩、硅质砂岩或砾岩、石灰岩、白云岩、片麻岩、石英岩、石英云母片岩、硅质板岩等
	次硬岩石	30～60	
软质岩石	次软岩石	5～30	粘土岩、页岩、粘土质胶结的砂岩或砾岩、泥灰岩、火山凝灰岩、粘土质板岩、千枚岩、云母片岩、绿泥石片岩等
	极软岩石	<5	

注：强度系指新鲜岩块的单轴饱和抗压强度。

A.0.2　硬质岩石、岩体风化程度的划分，可按表A.0.2确定。

A.0.3　软质岩石、岩体风化程度的划分，可按表A.0.3确定。

硬质岩石岩体风化程度划分

表 A.0.2

风化等级	风化程度	特征描述	岩体声波测试		岩石点荷载测试		岩体回弹仪测试		标贯击数	说明
			V_P (km/s)	K_V	$I_{S(50)}$ (MPa)	K_I	r	K_r	N	
Ⅰ	未风化	岩质新鲜未受风化	>5.0	1.0	>8.0	1.0	>50	1.0		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_I-点荷载风化折减系数，为风化岩石 $I_{S(50)}$ 与新鲜岩石 $I_{S(50)}$ 之比； r-回弹值； K_r-回弹值风化折减系数，为风化岩体 r 与新鲜岩体 r 之比； N-标准贯入击数比；
Ⅱ	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	40～50	0.8～1.0		
Ⅲ	中等风化	岩石的颜色变浅，矿物风化变质较轻，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 30cm～50cm 的块体，手锤不易击碎，开挖需爆破，岩心钻方可钻进	2.5～4.0	0.5～0.8	2.0～5.0	0.25～0.63	30～40	0.6～0.8		
Ⅳ	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质，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 2cm～30cm 的块体，呈干砌块石或球状，沿裂隙面风化严重，块球体核心风化轻微，具明显的不均一性，原岩结构面对岩体稳定有明显影响，敲击或开挖常沿节理面破裂成岩块，镐、橛棍可挖，坚硬部分需爆破	1.0～2.5	0.2～0.5	0.1～2.0	0.013～0.25	12～30	0.24～0.6	>50	
Ⅴ	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； 岩体一般风化较均一，可含少量风化较轻的岩块或球体，已具土的特性，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	0.5～1.0	0.1～0.2	<0.1	<0.013	<12	<0.24	30～50	

软质岩石岩体风化程度划分 表 A.0.3

风化等级	风化程度	特征描述	岩体声波测试		标贯击数 N	说明
			V_P(km/s)	K_V		
Ⅰ	未风化	岩质新鲜，未受风化	>4.0	1.0		符号 V_P、K_V、N 意义同附表 A.0.2
Ⅱ	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略有风化，颜色变浅，有少量裂隙切割，岩体完整性好	3.0 ~ 4.0	0.75 ~ 1.0		
Ⅲ	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 30cm～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 ~ 3.0	0.38 ~ 0.75	>50	
Ⅳ	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 ~ 1.5	0.18 ~ 0.38	30～50	
Ⅴ	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，尚有微弱的残余结构强度，岩体呈泥土状，用手可捏碎，锹镐易挖掘，干钻可钻进	0.3 ~ 0.7	0.1 ~ 0.18	15～30	

附录B　花岗岩不同风化程度物理力学指标参考值

花岗岩不同风化程度物理力学指标参考值　　表B

风化程度	统计项目	相对密度 G	重度 γ (KN/m³)	吸水率 w (%)	孔隙率 n (%)	抗压强度 R_c (MPa)	抗压强度 K_w (MPa)	弹性模量 E (GPa)	变形模量 E_0 (GPa)	泊松比 μ	抗剪断强度 C' (MPa)	抗剪断强度 φ' (°)	纵波速 V_P (km/s)	点荷载强度 $I_{S(50)}$ (MPa)	回弹值 r
Ⅰ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	58.38
	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	55.07
	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	60.90
Ⅰ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	52.10
	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	46.40
	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	57.80

续上表

风化程度	统计项目	相对密度 G	重度 γ (KN/m³)	吸水率 w (%)	孔隙率 n (%)	抗压强度 R_c (MPa)	抗压强度 R_w (MPa)	弹性模量 E (GPa)	变形模量 E_0 (GPa)	泊松比 μ	抗剪断强度 C' (MPa)	抗剪断强度 φ' (°)	纵波速 V_P (km/s)	点荷载强度 $I_{S(50)}$ (MPa)	回弹值 r
Ⅲ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	39.30
	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	31.80
	最大值	2.77	27.5	1.98	7.12	122.20	89.30	54.8	44.00	0.42	3.29	62.73	4.00	6.00	47.00
Ⅳ强风化	均值	2.67	22.8	2.5	18.70	33.96	24.17	8.68	4.01	0.30	0.69	39.33	1.67	0.57	20.78
	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	16.00
	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	25.00
Ⅴ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	9.70
	最小值	2.61	14.9	2.30	26.62			0.26	0.02		0.02	26.00	0.31	0.009	6.80
	最大值	2.69	21.9	27.70	46.55			5.99	0.84		0.49	45.00	0.87	0.063	12.70

*注： 全风化岩吸水率系天然含水率。

附录C　碎石土密实度野外鉴别

碎石土密实度野外鉴别方法　　表C

密实度	骨架颗粒及充填物状态	开挖情况	钻进情况
密实	骨架颗粒含量大于总质量的70%，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	骨架颗粒含量等于总质量的60%～70%，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，从井臂取出大颗粒后，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	骨架颗粒含量小于总质量的60%，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D　岩土基本变量的概率分布及统计参数的近似确定方法

D.0.1　在进行样本统计分析前，首先应根据由工程地质勘察确定的不同地质单元体，把属于不同母体的子样区别开来，然后进行统计分析。

D.0.2　岩土基本变量包括物理性指标和力学性指标。

D.0.3　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。

经多项工程检验，除固结系数、压缩系数外，其余物理力学指标，可选择为正态分布。c 和 φ 应考虑相关。

D.0.4　基本变量分布参数的确定方法

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（$x_1 x_2 \cdots x_n$），可按下列公式计算：

（1）平均值按下式计算：

$$\mu_x = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i \qquad \text{(D.0.4-1)}$$

式中　μ_x——平均值；

n——样本试验件数；

x_i——样本数据。

（2）标准差按下式计算：

$$\sigma_x = \left[\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i - \mu_x)^2\right]^{\frac{1}{2}} \qquad \text{(D.0.4-2)}$$

式中　σ_x——标准差。

（3）变异系数按下式计算：

$$\delta_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \qquad \text{(D. 0. 4-3)}$$

式中 δ_x——变异系数。

D. 0. 5 土的抗剪强度指标统计参数可按下列方法确定：

D. 0. 5. 1 简化相关法即 τ 平均法：

（1）抗剪强度指标 tgφ 或 φ、c 的平均值按下列公式计算：

$$\mu_{tg\varphi} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} tg\varphi_i \qquad \text{(D. 0. 5-1)}$$

式中 $\mu_{tg\varphi}$——tgφ 的平均值；

φ_i——每一组试验的内摩擦角 φ 的回归值（°）；

n——试验组数（$i=1\sim n$）。

$$\mu_\varphi = \text{arctg}(\mu_{tg\varphi}) \qquad \text{(D. 0. 5-2)}$$

式中 μ_φ——内摩擦角 φ 的平均值（°）。

$$tg\varphi_i = \frac{\sum_{j=1}^{k}(p_j - \mu_p)\tau_{ij}}{\sum_{j=1}^{k}(p_j - \mu_p)^2} \qquad \text{(D. 0. 5-3)}$$

式中 k——每一组试验的垂直压力级数（$j=1\sim k$）；

μ_P——每一组试验的各级垂直压力 P_j（$j=1\sim k$）的平均值（kPa）；

τ_{ij}——第 i 组试验第 j 级压力下的抗剪强度。

$$\varphi_i = \text{arctg}\frac{\sum_{j=1}^{k}(p_j - \mu_p)\tau_{ij}}{\sum_{j=1}^{k}(p_j - \mu_p)^2} \qquad \text{(D. 0. 5-4)}$$

$$\mu_c = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} c_i \qquad \text{(D. 0. 5-5)}$$

$$c_i = \mu_{\tau_i} - \mu_p\, tg\varphi_i \qquad \text{(D. 0. 5-6)}$$

式中 μ_c——粘聚力的平均值（kPa）；

c_i——每一组试验的粘聚力的回归值（kPa）；

μ_{τ_i}——每一组试验（$i=1\sim n$）各级压力（$j=1\sim k$）下抗剪强度 τ_{ij} 的平均值（kPa）。

$$\mu_p = \frac{1}{k}\sum_{j=1}^{k} p_j \qquad \text{(D. 0. 5-7)}$$

$$\mu_{\tau_j} = \frac{1}{k}\sum_{j=1}^{k} \tau_{ij} \qquad \text{(D. 0. 5-8)}$$

（2）抗剪强度指标 c 和tgφ标准差按下式计算：

$$\sigma_{tg\varphi} = \sqrt{\frac{1}{\Delta}\left[k\sum_{j=1}^{k}(p_j^2\sigma_{\tau j}^2) - \sum_{j=1}^{k}p_j^2\sum_{j=1}^{k}\sigma_{\tau j}^2\right]} \qquad \text{(D. 0. 5-9)}$$

$$\Delta = k\sum_{j=1}^{k}p_j^4 - \left(\sum_{j=1}^{k}p_j^2\right)^2 \qquad \text{(D. 0. 5-10)}$$

$$\sigma_{\tau j} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(c_i + p_j tg\varphi_i - \mu_c - p_j u_{tg\varphi})^2} \qquad \text{(D. 0. 5-11)}$$

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{1}{k}\sum_{j=1}^{k}\sigma_{\tau j}^2 - \frac{1}{k}\left(\sum_{j=1}^{k}p_j^2\right)\sigma_{tg\varphi}^2} \qquad \text{(D. 0. 5-12)}$$

$$\sigma_\varphi = \frac{180}{\pi}\sigma_{tg\varphi}\cos^2\mu_\varphi \qquad \text{(D. 0. 5-13)}$$

式中 σ_c——粘聚力 c 的标准差（kPa）；

σ_φ——内摩擦角 φ 的标准差（°）。

D. 0. 5. 2 正交变换法按下列公式计算：

（1）将抗剪强度指标 c 和tgφ作如下变换：

$$c = c' + p_s\, tg\varphi \qquad \text{(D. 0. 5-14)}$$

$$p_s = \gamma\frac{\sigma_c}{\sigma_{tg\varphi}} \qquad \text{(D. 0. 5-15)}$$

$$c' = c - p_s\, tg\varphi \qquad \text{(D. 0. 5-16)}$$

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(c_i - \mu_c)^2} \qquad \text{(D. 0. 5-17)}$$

$$\sigma_{tg\varphi} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(tg\varphi_i - \mu_{tg\varphi})^2} \qquad \text{(D. 0. 5-18)}$$

式中 σ_c，$\sigma_{tg\varphi}$——分别为用传统法求得的 c 和tgφ的标准差。

（2）γ 为 c 和tgφ的相关系数，按下式计算：

$$\gamma = \frac{COV(c, tg\varphi)}{\sigma_c\sigma_{tg\varphi}} \qquad \text{(D. 0. 5-19)}$$

（3）c 和tgφ的协方差COV（c，tgφ），按下式计算：

$$\mathrm{COV}(c,\mathrm{tg}\varphi)=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(c_i-\mu_c)(\mathrm{tg}\varphi_i-\mu_{\mathrm{tg}\varphi}) \tag{D.0.5-20}$$

（4）c'和tgφ统计参数按下式计算：

c'和tgφ平均值按下式计算：

$$\mu_{c'}=\mu_c-p_s\mu_{\mathrm{tg}\varphi} \tag{D.0.5-21}$$

式中 μ_c 按式（D.0.5-5）计算；

$\mu_{\mathrm{tg}\varphi}$按式（D.0.5-1）式计算。

c'的标准差 $\sigma_{c'}$按下式计算：

$$\sigma_{c'}=\sigma_c\sqrt{1-\gamma^2} \tag{D.0.5-22}$$

式中： σ_c 用式（D.0.5-17）计算。

tgφ的标准差 $\sigma_{\mathrm{tg}\varphi}$用式（D.0.5-18）计算。

D.0.5.3 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，按下式计算。

$$c_k=\mu_C \tag{D.0.5-23}$$

$$\varphi_k=\mu_\varphi \tag{D.0.5-24}$$

附录 E　查表法验算地基承载力

E. 0. 1　当基础有效宽度小于或等于 3m、基础埋深为 0.5m～1.5m 时，地基承载力设计值根据岩石和土的野外特征、密实度或标准贯入击数可分别按第 **E. 0. 2**～**E. 0. 4** 条确定。表中数值允许内插。

E. 0. 2　岩石地基的承载力设计值可按表 E. 0. 2 确定。

岩石承载力设计值 $[f_a]$ (kPa)　　表 E. 0. 2

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	200～500
软质岩石	1000～1500	500～1000	200～500	—

注：①强风化岩石改变埋藏条件后，如强度降低，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如选用大于 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上考虑。

E. 0. 3　碎石土地基承载力设计值可参照表 E. 0. 3 确定。

碎石土承载力设计值 $[f_a]$ (kPa)　　表 E. 0. 3

密实度 / 土名 / $tg\delta$	密实			中密			稍密		
	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

续上表

土名 \ 密实度	密实			中密			稍密		
土名 \ tgδ	0	0.2	0.4	0	0.2	0.4	0	0.2	0.4
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；

②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时，可适当提高承载力设计值。

E.0.4 砂土地基的承载力设计值可参照表 E.0.4 确定。

砂土承载力设计值 $[f_d]$（kPa） 表 E.0.4

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

E.0.5 当基础有效宽度大于 3m 或基础埋深大于 1.5m 时，由表 E.0.2～E.0.4 查得的承载力设计值，应按下式进行修正。

$$f_d = [f_d] + m_B\gamma_1(B_e' - 3) + m_D\gamma_2(D - 1.5) \quad (E.0.5)$$

式中 f_d——修正后地基承载力设计值（kPa）；

$[f_d]$——按各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/m^3）；

γ_2——基础底面以上土的加权平均重度，水下用浮重度（kN/m^3）；

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。

E.0.6 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采用表 E.0.6 中的数值。

基础宽度和埋深的承载力修正系数 m_B、m_D 表 E.0.6

土类		tgδ					
		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：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。

E.0.7 按基础的有效面积或有效宽度计算垂直平均压力设计值 σ_d（kPa）。σ_d 应根据基础形状分别符合下式要求。

（1）矩形基础：

$$\sigma_d = \frac{V_d'}{A_e} \leq f'_d \qquad \text{(E.0.6)}$$

（2）条形基础：

$$\sigma_d = \frac{V_d'}{B_e'} \leq f'_d \qquad \text{(E.0.7)}$$

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'——作用于抛石基床底面上竖向合力的设计值（kPa）。

附录F　地基承载力系数表

承载力系数 N_c　　表F.1

N_c \ tgδ / φ	tgδ=0	tgδ=0.1	tgδ=0.2	tgδ=0.3	tgδ=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

承载力系数 N_γ（$\mathrm{tg}\delta=0.0$）

表 F.2

N_γ λ / ϕ	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°	25.364	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

承载力系数 N_γ($\mathrm{tg}\delta=0.1$)

表 F.3

N_γ λ / ϕ	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	4.606	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	38.257	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

承载力系数 N_γ($tg\delta=0.2$)

表 F.4

N_γ λ / ϕ	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

承载力系数 N_γ($tg\delta=0.3$)

表 F.5

N_γ \ λ / ϕ	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	4.500	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

承载力系数 N_γ($tg\delta=0.4$)

表 F.6

N_γ \ λ / ϕ	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

附录G　非圆弧滑动面抗滑稳定计算法

G.0.1　非圆弧滑动面抗滑稳定可按下列公式计算：

$$\gamma_R = \frac{\sum_a^b \tau_f \Delta x(1+\mathrm{tg}^2\alpha)}{E_a - E_b + \sum_a^b [\Delta H + (p+t)\Delta x \mathrm{tg}\alpha]} \tag{G.0.1-1}$$

$$\tau = \frac{\tau_f}{\gamma_R} = \frac{1}{\gamma_R}[c + (\sigma - u)\mathrm{tg}\varphi] \tag{G.0.1-2}$$

$$\sigma = p + t - \tau \mathrm{tg}\alpha \tag{G.0.1-3}$$

$$T = -E\mathrm{tg}\alpha_t + h_t \frac{dE}{dx} - Z_H \frac{dH}{dx} \tag{G.0.1-4}$$

$$\Delta E = \Delta H + (p+t)\Delta x \mathrm{tg}\alpha - \tau \Delta x(1+\mathrm{tg}^2\alpha) \tag{G.0.1-5}$$

$$\sum_a^b \Delta E = E_b - E_a = \sum_a^b [\Delta H + (p+t)\Delta x \mathrm{tg}\alpha] - \sum_a^b \tau \Delta x(1+\mathrm{tg}^2\alpha) \tag{G.0.1-6}$$

$$p = \gamma Z + q + \frac{\Delta V}{\Delta x} \tag{G.0.1-7}$$

$$t = \frac{\Delta T}{\Delta x} \tag{G.0.1-8}$$

式中　γ_R——抗力分项系数；

τ_f——抗剪强度（kPa）；

Δx——土条宽度（m）；

E_a——$x=a$ 处的水平力（kN/m）；

E_b——$x=b$ 处的水平力（kN/m）；

ΔH——作用于土条的水平线荷载（kN/m）；

p——土条单位宽度上的总垂直力（kPa）；

t——土条单位宽度的侧面剪力的增量（kPa）；

c——粘聚力（kPa）；

φ——内摩擦角（°）；

τ——作用于土条底面的剪应力（kPa）；

σ——作用于土条底面的法向应力（kPa）；

u——土条底面的孔隙水压力（kPa）；

T——土条侧面的剪力（kN/m）；

ΔT——土条侧面的剪力增量（kN/m）；

E——土条侧面的法向力（kN/m）；

ΔE——土条侧面的法向力增量（kN/m）；

α——土条底面中点切线与水平线的夹角（°）；

α_t——土条两侧 E 作用点连线与水平线的夹角（°）；

h_t——E 作用点离土条底的距离（m）；

Z_H——ΔH 作用点离土条底的距离（m）；

γ——土的重度(kN/m^3)；

Z——土条高度（m）；

q——作用于土条顶面的均布荷载（kPa）；

ΔV——作用于土条顶面的垂直线荷载（kN/m）。

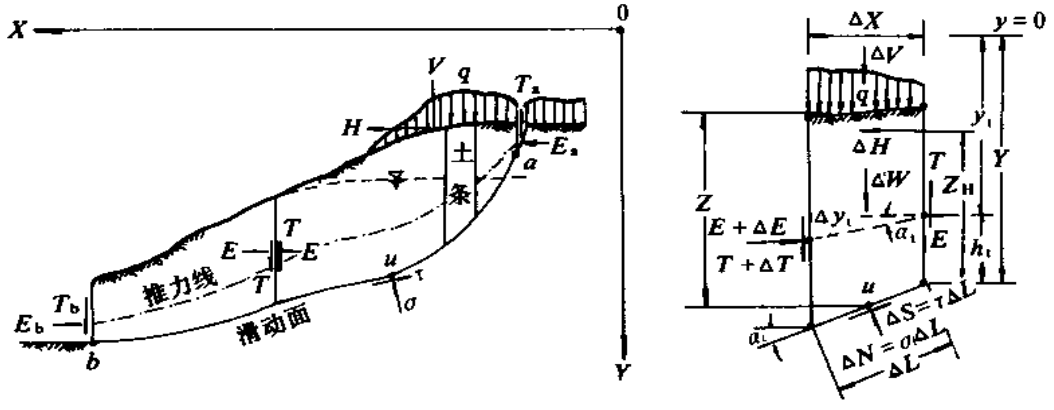


图 G.0.2 非圆弧滑动面抗滑稳定计算示意图

G.0.2 为计算方便，第G.0.1条所列公式可按图G.0.2所示作

出如下缩减：

（1）公式缩减采用如下假设：

$$A = \tau_f \Delta x(1 + \mathrm{tg}^2\alpha) \qquad \text{(G. 0. 2-1)}$$

$$B = \Delta H + (p + t)\Delta x \mathrm{tg}\alpha \qquad \text{(G. 0. 2-2)}$$

代入式（G. 0. 1-1）得

$$\gamma_R = \frac{\sum_a^b A}{E_a - E_b + \sum_a^b B} \qquad \text{(G. 0. 2-3)}$$

（2）又设：

$$A' = [c + (p + t - u)\mathrm{tg}\varphi]\Delta x \qquad \text{(G. 0. 2-4)}$$

$$n_d = \frac{1 + (\frac{1}{\gamma_R})\mathrm{tg}\varphi \mathrm{tg}\alpha}{1 + \mathrm{tg}^2\alpha} \qquad \text{(G. 0. 2-5)}$$

于是：

$$A \doteq \frac{A'}{n_d} \qquad \text{(G. 0. 2-6)}$$

将式（G. 0. 2-1）、（G. 0. 2-2）代入（G. 0. 1-5）得：

$$\Delta E = B - \frac{A}{\gamma_R} \qquad \text{(G. 0. 2-7)}$$

G. 0. 3 计算步骤如下：

根据具体情况选择不同的滑动面，将每一滑动面划分为若干土条，可按表 G. 0. 3 计算分项系数，求出最危险滑动面和最小分项系数。

G. 0. 4 分项系数应符合以下要求：

计算的抗力最小分项系数 γ_R 宜合本规范表 5.4.1 条抗力最小分项系数 γ_R 的取值范围。

G. 0. 5 计算说明：

（一）基本数据

表 G. 0. 3 中的（1）～（8）各值均为已知值。

（二）假设 $t=0$，计算 γ_{R0}

（9）$B_0 = \Delta H + p\Delta x \mathrm{tg}\alpha$

(10) $A_0'=[c+(p-u)\ \mathrm{tg}\varphi]\Delta x$

非圆弧滑动面稳定计算 表 G.0.3

土条编号	基本数据								设 $t=0$，计算 γ_{R0}			
	(1) $\mathrm{tg}\alpha$	(2) Δx	(3) p	(4) u	(5) c	(6) $\mathrm{tg}\varphi$	(7) ΔH	(8) Z_H	(9) B_0	(10) A_0'	(11) n_{d0}	(12) A_0
1												
……												
n												
合计		—	—	—	—	—	—	—	$\Sigma B_0=$	$\Sigma A_0'=$	$\gamma_{R0}'=$	$\Sigma A_0=$
	(13) $\gamma_{R0}=\dfrac{\Sigma A_0}{E_a-E_b+\Sigma B_0}=$											

续上表

土条编号	计算 t_1									$t=t_1$，计算 γ_{R1}			
	(14) ΔE_0	(15) E_0	(16) $\dfrac{dE_0}{dx}$	(17) $\dfrac{dH}{dx}$	(18) h_t	(19) $\mathrm{tg}\alpha_t$	(20) T_1	(21) ΔT_1	(22) t_1	(23) B_1	(24) A_1'	(25) n_{d1}	(26) A_1
1		E_a	—	—	—		T_a						
……													
n		E_b	—	—	—		T_b						
合计		—	—	—	—	—	—	—	—	$\Sigma B_1=$	$\Sigma A_1'=$	$\gamma_{R1}'=$	$\Sigma A_1=$
	(27) $\gamma_{R1}=\dfrac{\Sigma A_1}{E_a-E_b+\Sigma B_1}=$												

续上表

土条编号	计算 t_2									$t=t_2$，计算 γ_{R2}			
	(28) ΔE_1	(29) E_1	(30) $\dfrac{dE_1}{dx}$	(31) $\dfrac{dH}{dx}$	(32) h_t	(33) $\mathrm{tg}\alpha_t$	(34) T_2	(35) ΔT_2	(36) t_2	(37) B_2	(38) A_2'	(39) n_{d2}	(40) A_2
1		E_a	—	—	—		T_a						
……													
n		E_b	—	—	—		T_b						
合计	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$\Sigma B_2=$	$\Sigma A_2'=$	$\gamma_{R2}'=$	$\Sigma A_2=$
	(41) $\gamma_{R2}=\dfrac{\Sigma A_2}{E_a-E_b+\Sigma B_2}=$												

(11) 先假定 $\gamma'_{R0}\approx\frac{\Sigma A'_0}{\Sigma B_0}$

$$n_{d0}=\frac{1+\frac{1}{\gamma'_{R0}}\mathrm{tg}\varphi\mathrm{tg}\alpha}{1+\mathrm{tg}^2\alpha}$$

(12) $A_0=\frac{A'_0}{n_{d0}}$

(13) 计算得 γ_{R0}。如 γ_{R0} 与 γ'_{R0} 相差超过 5%，应重新假设 γ'_{R0}，按 (11) ～ (13) 重复计算 γ_{R0}。

当不考虑条间力时，γ'_{R0} 即为计算的分项系数 γ_{R0}。当考虑条间力时，仍需按表继续计算。

(三) 计算 t_1

(14) $\Delta E_0=B_0-\frac{A_0}{\gamma_{R0}}$

(15) $(E_0)_{0,1}=E_a$，$(E_0)_{n-1,n}=E_b$ 均为已知值。

$(E_0)_{i,i+1}=(E_0)_{i-1,i}+(\Delta E_0)_i$

(16) $\left(\frac{dE_0}{dx}\right)_{i,i+1}\approx\frac{(\Delta E_0)_i+(\Delta E_0)_{i+1}}{\Delta x_i+\Delta x_{i+1}}$

(17) $\left(\frac{dH}{dx}\right)_{i,i+1}\approx\frac{\Delta H_i+\Delta H_{i-1}}{\Delta x_i+\Delta x_{i+1}}$

(18)、(19) 假定 E_0 作用点的高度 h_t，一般情况下可取 $h_t=\frac{Z}{3}$。参阅图 G.0.2 计算 $\mathrm{tg}\alpha_i$。

(20) $(T_1)_{0,1}=T_a$，$(T_1)_{n-1,n}=T_b$ 均为已知值。其余：

$$T_i=-E_0\mathrm{tg}\alpha_i+h_t\frac{dE_0}{dx}-Z_H\frac{dH}{dx}$$

(21) $(\Delta T_1)_i=(T_1)_{i,i+1}-(T_1)_{i-1,i}$

(22) $t_1=\frac{\Delta T_1}{\Delta x}$

(四) $t=t_1$，计算 γ_{R1}；

(23) $B_1=\Delta H+(p+t_1)\Delta x\mathrm{tg}\alpha$

(24) $A'_1=[c+(p+t_1-u)\mathrm{tg}\varphi]\Delta x$

(25) ～ (27) 的计算基本同 (11) ～ (13)，仅各数据的脚

标需作相应改变，即将脚标为 0 者改为 1。

γ_{R1}与γ'_{R1}相差不应超过 5%，否则需重新假定γ'_{R1}，按（25）～（27）重复计算γ_{R1}。

（五）计算t_2

（28）～（36）的计算基本同（14）～（22），仅各数据的脚标需作相应的改变。

（六）$t=t_2$，计算γ_{R2}

（37）～（41）的计算基本同（23）～（27）仅各数据的脚标需作相应的改变。

如γ_{R2}与γ_{R1}相差不超过 0.01，γ_{R2}即为计算的该断面的分项系数。否则，应按（28）～（41）继续计算t_3、γ_{R3}，……，直至算得的γ_R与上一次γ_R相差不超过 0.01 时为止。

附录 H　考虑侧面摩阻的抗滑稳定计算法

H.0.1　对如图 H.0.1 所示的粘性土土坡，考虑侧面摩阻的抗滑稳定分项系数 γ'_R 按下式计算：

$$\gamma'_R = \gamma_R\left(1 + \frac{A}{2L_sL_f}\right) \tag{H.0.1}$$

式中　γ'_R——考虑侧面摩阻的分项系数；

γ_R——按平面问题求出的危险滑弧的分项系数；

A——滑动体两侧面积之和（m^2）；

L_s——滑弧长度（m）；

L_f——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。

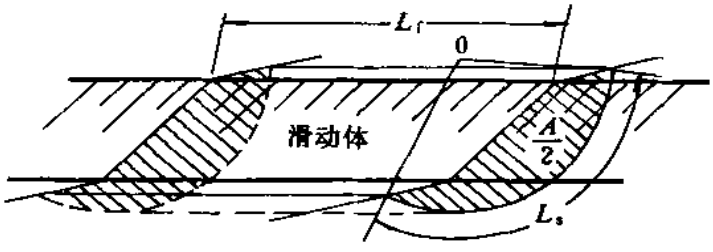
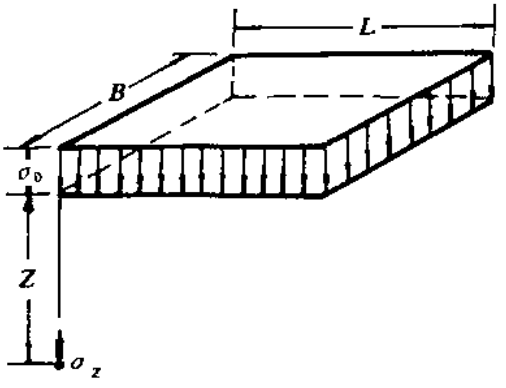


图 H.0.1　考虑侧面摩阻的稳定计算示意图

注：图中 0 为计算的危险滑弧的圆心

附录 J　地基垂直附加应力系数图表



$$\sigma_Z = K_c \sigma_0$$

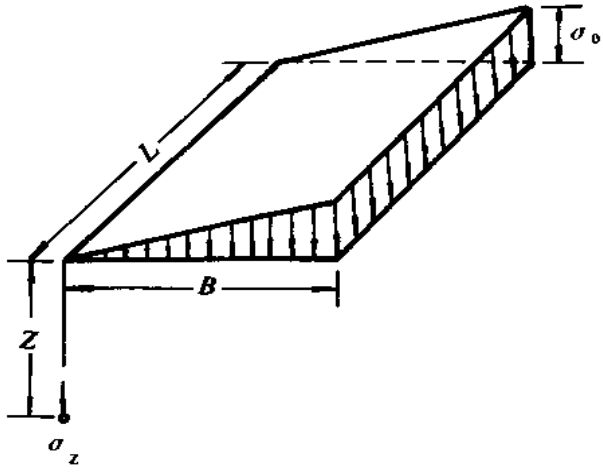
矩形面上均布垂直荷载作用下角点下的附加应力系数 K_C

表 J.1

$n=\frac{Z}{B}$ \ $m=\frac{L}{B}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0
0.0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	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
0.6	0.223	0.228	0.230	0.232	0.232	0.233	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
1.0	0.175	0.185	0.191	0.196	0.198	0.200	0.203	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	0.189	0.189	0.189
1.4	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.174	0.174	0.174

续上表

$n=\frac{Z}{B}$ \ $m=\frac{L}{B}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0
1.6	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.159	0.160	0.160	0.160
1.8	0.097	0.108	0.177	0.124	0.129	0.133	0.143	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	0.136	0.137	0.137
2.2	0.073	0.083	0.092	0.098	0.104	0.108	0.121	0.125	0.126	0.127	0.128
2.4	0.064	0.073	0.081	0.088	0.093	0.098	0.111	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	0.110	0.111	0.112
2.8	0.050	0.058	0.065	0.071	0.076	0.081	0.094	0.100	0.102	0.104	0.105
3.0	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	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	0.090	0.092	0.093
3.4	0.036	0.042	0.048	0.053	0.057	0.061	0.075	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	0.080	0.082	0.084
3.8	0.030	0.035	0.040	0.044	0.048	0.052	0.065	0.072	0.075	0.077	0.080
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.047	0.060	0.067	0.071	0.073	0.076
4.2	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.044	0.056	0.063	0.067	0.070	0.072
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

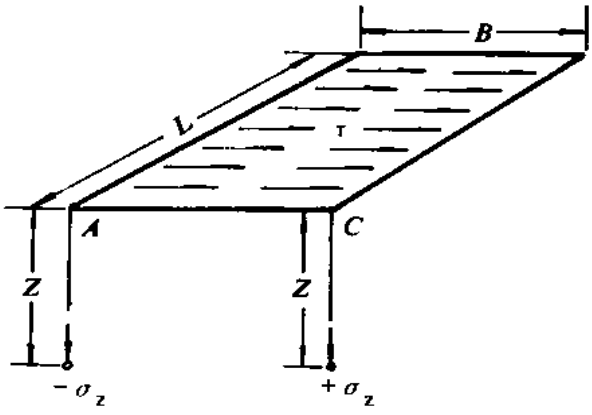


$$\sigma_Z = K_i' \sigma_0$$

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 J.2

$n=\frac{Z}{B}$ \ $m=\frac{L}{B}$	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	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	0.028	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

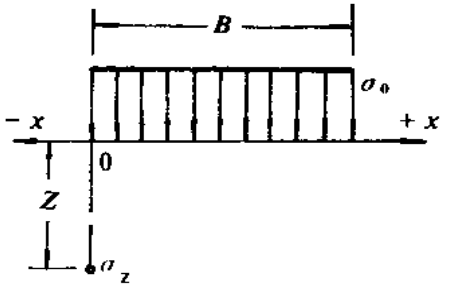


$$\sigma_Z = \mp K_{h\tau} \begin{pmatrix} A\text{点下} \\ C\text{点下} \end{pmatrix}$$

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 J.3

$n=\frac{Z}{B}$ \ $m=\frac{L}{B}$	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	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	0.220	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

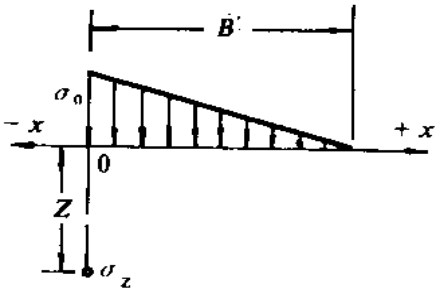


$$\sigma_Z = K_s \sigma_0$$

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

条形面上均布垂直荷载作用下的附加应力系数 K_s 表 J.4

$n=\frac{Z}{B}$ \ $m=\frac{x}{B}$	+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



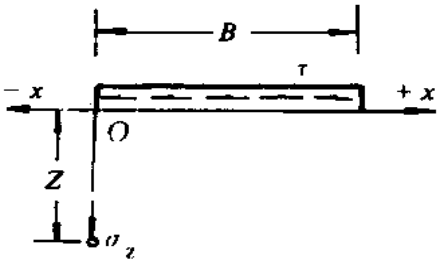
$$\sigma_Z = K_t \lambda \sigma_0$$

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

条形面上三角形分布垂直荷载作用下的附加应力系数 K_t

表 J.5

$n=\frac{Z}{B}$ \ $m=\frac{x}{B}$	−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



$$\sigma_Z = K_h \tau$$

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

条形面上均布水平荷载作用下的附加应力系数 K_h 表 J.6

$n=\frac{Z}{B}$ \ $m=\frac{x}{B}$	−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	−0.001	−0.318	−0.001
0.1	0.011	0.042	0.315	0.039	0	−0.039	−0.315	−0.042
0.2	0.038	0.116	0.306	0.103	0	−0.103	−0.306	−0.116
0.4	0.103	0.199	0.274	0.159	0	−0.159	−0.274	−0.199
0.6	0.144	0.212	0.234	0.147	0	−0.147	−0.234	−0.212
0.8	0.158	0.197	0.194	0.121	0	−0.121	−0.194	−0.197
1.0	0.157	0.175	0.159	0.096	0	−0.096	−0.159	−0.175
1.2	0.147	0.153	0.131	0.078	0	−0.078	−0.131	−0.153
1.4	0.133	0.132	0.108	0.061	0	−0.061	−0.108	−0.132
2.0	0.096	0.085	0.064	0.034	0	−0.034	−0.064	−0.085
3.0	0.055	0.045	0.032	0.017	0	−0.017	−0.032	−0.045
4.0	0.034	0.027	0.019	0.010	0	−0.010	−0.019	−0.027
5.0	0.023	0.018	0.012	0.006	0	−0.006	−0.012	−0.018
6.0	0.017	0.012	0.009	0.004	0	−0.004	−0.009	−0.012

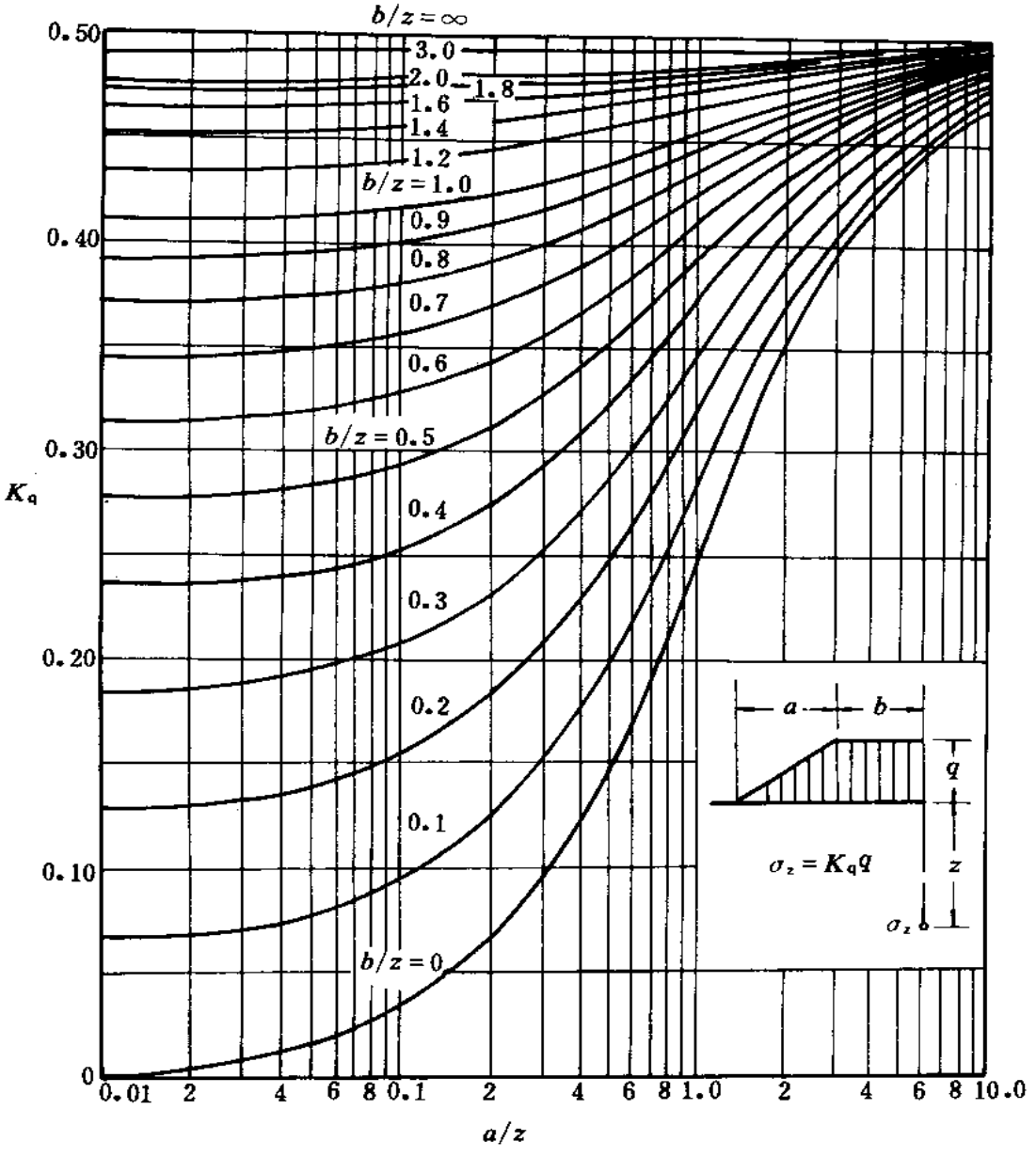


图 J　条形面上梯形分布垂直荷载作用下的附加应力系数 K_q

附录 K　用分级加荷实测沉降过程线推算固结系数的方法

K.0.1　先确定总荷载 ΣP 作用下的最终沉降量 $S_{d\infty}$。$S_{d\infty}$ 有实测值时用实测值，无实测值时用经验方法推算。

K.0.2　按关系式（K.0.2）将图 K.0.2（a）中的 $S\sim t$ 曲线化为 $\overline{U}'\sim t$ 曲线，见图 K.0.2（b），$\overline{U}'$ 为对应于 ΣP 的固结度。

$$\overline{U}' = \frac{S_t}{S_{d\infty}} \tag{K.0.2}$$

K.0.3　按下式（K.0.3-1）和式（K.0.3-2），将 $\overline{U}'$ 化为瞬时加荷情况下的固结度 $\overline{U}$，绘 $\overline{U}\sim t$ 曲线，见图 K.0.2（c）。

$t < T_2^0$ 时　　$$\overline{U} = \overline{U}'\frac{\Sigma S_i}{S_1} \tag{K.0.3-1}$$

$t > T_2^0$ 时　　$$\overline{U} = \left[\overline{U}' - \sum_2^n \overline{U}\left(t-\frac{T_i^0+T_i^f}{2}\right)\frac{S_i}{\Sigma S_i}\right]\frac{\Sigma_{Si}}{S_1} \tag{K.0.3-2}$$

式中　S_i——第 i 级荷载作用下的最终沉降量（cm），计算加荷期间的固结度时，S_i 应改为 ΔS_i，ΔS_i 为对应于 t 时的荷载 ΔP_i 作用下的最终沉降量；

S_1——第 1 级荷载作用下的最终沉降量（cm）；

T_i^0——第 i 级加荷的起始时间（d）；

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

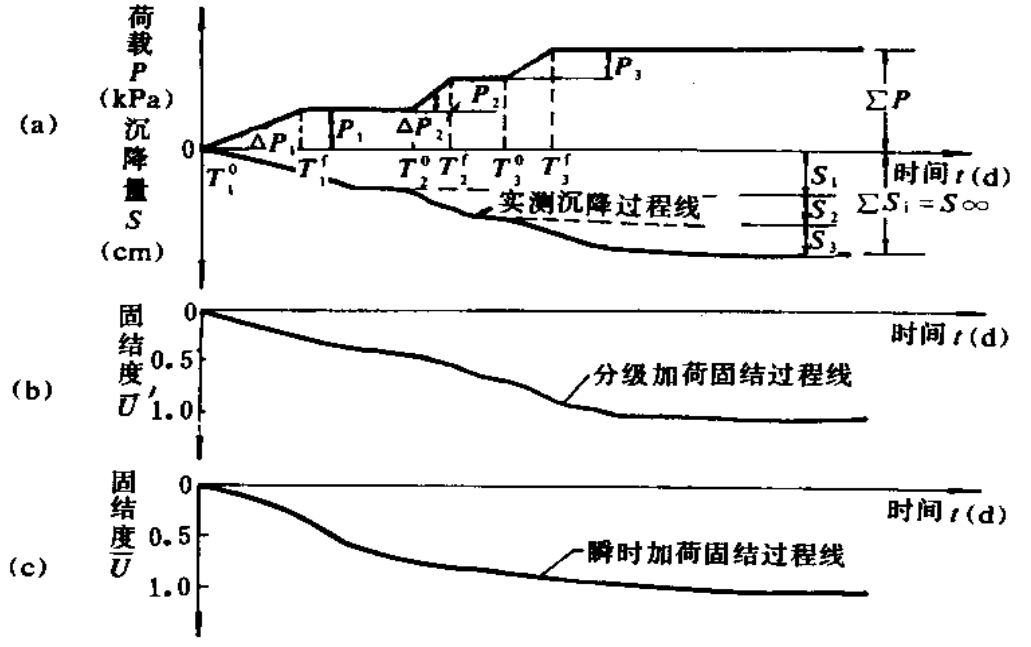


图 K.0.2　固结过程示意图

(a) 分级加荷下荷载 P 与实测沉降 S 过程线；

(b) 分级加荷下平均固结度 $\overline{U}$ 与时间 t 过程线；

(c) 瞬时加荷下平均固结度 $\overline{U}$ 与时间 t 过程线。

K.0.4　根据固结理论公式作 $\overline{U}$、C_V 或 C_h、t 的关系线。以径向固结情况为例，即按公式(K.0.4)或按附录L表L.0.1-2作 $\overline{U}$、C_h、t 的关系线，如图K.0.4所示。

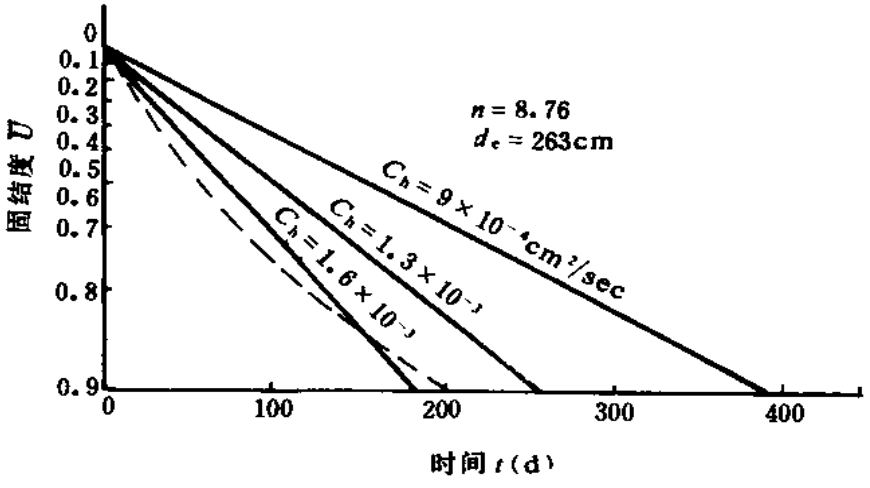


图 K.0.4　$\overline{U}$、C_h、t 关系线示意图

$$\overline{U}_r = 1 - e^{-\frac{8}{F(n)}\frac{C_h}{d_e^2}t} \qquad \text{(K.0.4)}$$

K.0.5 将$\overline{U}\sim t$曲线画在$\overline{U}$、C_v(C_h)、t关系线图上(如图K.0.4中的虚线)，经过比较，定出固结系数(如图K.0.4)，根据虚线的位置定出C_h约为$1.6\times10^{-3}cm^2/s$。

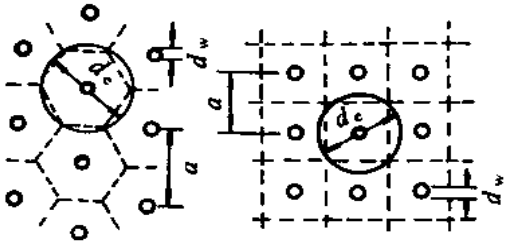
附录 L　平均固结度计算表

L.0.1　地基的竖向和径向平均固结度可按表 L.0.1-1 和表 L.0.1-2 确定。

竖向平均固结度 $\bar{U}_z$　　表 L.0.1-1

T_v \ $\bar{U}_z$ / γ_{ab}	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_{ab}为排水面应力与不透水面应力之比。



径向平均固结度 $\bar{U}_r$ 表 L.0.1-2

T_h \ $\bar{U}_r$ / n	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
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	0.199	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：井径比 $n=\frac{d_e}{d_w}$，d_e、d_w 符号意义见本规范第 7.3.9 条的有关规定。

L.0.2 确定平均固结度时的时间因素可按下列公式计算：

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

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

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；其余符号意义见本规范第7.3.9条和7.3.13条的有关规定。

附录M　本规范用词用语说明

M.0.1　为便于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）对表示允许稍有选择，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”。

M.0.2　条文中指定应按其它有关标准、规范执行时，写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

本规范主编单位、参加单位和主要起草人名单

主　编　单　位：天津港湾工程研究所

参　加　单　位：天津大学
中交水运规划设计院
交通部第一航务工程勘察设计院
武汉水利电力大学
交通部第二航务工程勘察设计院
交通部第三航务工程勘察设计院
交通部第四航务工程勘察设计院
南京水利科学研究院

主要起草人名单：孙万禾　陈　环
（以下按姓氏笔画为序）
申伯熙　刘翼熊　张忠恕　张美燕
张萼芳　俞季民　黄传志　郭怀志
梁之劲　崔冠英　詹　明　何开胜

JTJ 250—98

条 文 说 明

修 订 说 明

本规范是根据90交函工字210号文的要求，由主编单位天津港湾工程研究所会同天津大学、中交水运规划设计院、武汉水利电力大学、交通部第一、二、三、四航务工程勘察设计院、南京水利科学研究院等单位共同修订而成。

本规范在修订过程中，依据《港口工程结构可靠度设计统一标准》(GB50158）规定的原则，开展了地基可靠度（包括岩土基本变量统计方法、边坡稳定和地基承载力以及地基沉降可靠度等研究）和风化岩特性及风化带划分研究；总结十几年来筑港经验，尤其是软基处理的成熟经验与方法；吸收部分国外先进经验；并与有关规范协调配套；广泛征求部内外有关勘察、设计、施工、科研及大专院校等单位意见；经编写组反复修改，于1996年3月完成送审稿。

为便于使用，正确理解和掌握本规范条文，在编制和修订条文的同时，编写了条文说明。

修订本规范各章节条文及附录和编制条文说明的编写人员如下：

条1章　张忠恕

第2章　陈　环　孙万禾

第3章　申伯熙　崔冠英　张忠恕

第4章　陈　环　孙万禾　黄传志　申伯熙　张忠恕
　　张美燕　詹　明　张尊芳　梁之劲

第5章　孙万禾　黄传志　陈　环　郭怀志　申伯熙
　　张忠恕　詹　明　张尊芳　梁之劲

第6章　俞季民

第 7 章　孙万禾　张美燕　陈　环　刘翼熊　范期锦
　　柴长清
第 8 章　刘翼熊　孙万禾
附录 D　黄传志　孙万禾　陈　环　张忠恕
规范总校工作领导小组：
　组　长：仉伯强
　副组长：姜明宝
　成　员：杜廷瑞　贺　铮　孙毓华　孙万禾
本规范总校组：
　组　长：贺　铮
　副组长：孙毓华　孙万禾
　成　员：仉伯强　姜明宝　杜廷瑞　申伯熙　张忠恕
　　俞季民

本规范于 1996 年 9 月 11 日通过部审，1998 年 4 月 1 日发布，1999 年 6 月 1 日起实施。

目　　次

1　总则 …… 103

3　岩土分类 …… 104

3.1　岩的分类 …… 104

3.2　土的分类 …… 105

4　地基承载力 …… 108

4.1　一般规定 …… 108

4.2　地基承载力验算 …… 109

4.3　保证与提高地基承载力的措施 …… 114

5　土坡和地基稳定 …… 115

5.1　一般规定 …… 115

5.2　抗剪强度计算指标 …… 115

5.3　土坡和地基稳定的验算 …… 116

5.4　抗力分项系数 …… 120

5.5　保证土坡稳定的措施 …… 123

6　地基沉降 …… 124

6.1　一般规定 …… 124

6.2　地基最终沉降量计算 …… 125

7　软基处理 …… 128

7.1　一般规定 …… 128

7.2　换填砂垫层法 …… 128

7.3　堆载预压法 …… 129

7.4　真空预压法 …… 132

7.5　真空预压联合堆载预压法 …… 135

7.6　轻型真空井点法 …… 136

7.7 强夯法 …… 136
7.8 振冲置换法 …… 139
7.9 振冲密实法 …… 139
7.10 水上深层水泥搅拌法 …… 140
8 现场观测 …… 149
附录 D 岩土基本变量的概率分布及统计参数的近似确定方法 …… 151

1 总　　则

1.0.1 本规范是根据《港口工程结构可靠度设计统一标准》（以下简称“统标”）的要求修订的。为此，在修订过程中，对土的物理力学指标进行了大量统计；确定了概率分布；提出了土的抗剪强度统计方法；进行了土坡和地基稳定、地基承载力以及地基沉降等可靠度探索、研究、分析；校准了土坡和地基稳定、地基承载力原安全系数对应的可靠指标 β（土坡和地基稳定 $\beta=2.5\sim4.0$，地基承载力 $\beta=3\sim4$），以此为基础提出了新规范的分项系数。

1.0.2 本规范主要总结港口工程建筑物地基及陆上、水上软土地基加固的设计、施工经验，根据《统标》要求编写的，所以主要适用于上述工程。对于干船坞、船台、船闸等岸边建筑物虽有其自身特点，但与港口水工建筑物基本相近，因此可参照使用。

1.0.3 地基的设计施工必须掌握地基变异性特点。首先要合理划分单元土体，这是大前提。对于较厚土层，要注意根据物理、力学特性和变异性，划分亚层。对取样困难的土以及混合土，应进行现场测试。对变异性较大的土层要查明原因，同时要注意查明对建筑物可靠性起不利作用的工程问题，如软弱夹层、倾斜岩面、岩溶、地下水状态、滑坡体、被软土掩埋的古河道、古冲沟、河床坡度（尤其是下部河床坡度）及不同季节受冲、淤影响而引起坡度变化等。

3 岩土分类

3.1 岩的分类

3.1.1～3.1.3 这三条主要说明岩体定义、岩体按质量指标(RQD)分类及岩石的定义。按本条文定义岩体、岩石、评价岩体质量比原规范条文具体、合理。首先定义岩体，用RQD值划分岩体质量，使其对整个岩体从宏观上有一明确认识，然后再谈到岩石的定义及分类。

3.1.4 岩石按成因分类：这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，故在工程中应做为基本的分类，即首先要查明属何种成因类型的岩石及其名称。

3.1.5 岩石按强度分类：原规范仅划分出硬质岩石与软质岩石两类。为适应高大、重要建筑物的要求，参照现行国家标准《岩土工程勘察规范》(GB50021)增加了亚类的划分，即在硬质岩石类别中又分出极硬岩石与次硬岩石，在软质岩石中又分出次软岩石与极软岩石共4个亚类（见附录A中附表A.0.1)。

3.1.6 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》(GB50021)而确定的，这也符合国内外以往的惯例。

3.1.7 岩石岩体风化程度划分：根据实际工程的需要做了三处较大的修改；一是将硬质岩石与软质岩石区别开来单独列表（见附录A中附表A.0.2及附表A.0.3)；二是增加了全风化一档次，现行国家标准《岩土工程勘察规范》(GB50021)和英国标准《场地土勘察规范》(BS5930)均有全风化这一档次。同时对各种风化程

度的岩石及岩体特征的描述进行了修改，但对微风化、中等风化及强风化的特征描述及划分档次与原规范基本上是相同的，无原则上的修改；三是增加了定量划分指标。

3.1.8 花岗岩不同风化程度物理力学指标参考值表（见附录B）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。

3.2 土的分类

3.2.1～3.2.2 根据现行国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ7) 制定。

3.2.3 砂土分类：这次修订规范对细砂、粉砂两种土采用0.075mm孔径的筛作颗分试验，不再采用0.1mm孔径的筛，这样就与国内有关规范规定相一致，而且与国际标准也基本一致。原规范采用0.1mm孔径的筛，规定粉砂为粒径大于0.1mm颗粒含量小于或等于总质量的75%，这个规定不严密，75%是个上限值，而未规定下限值，这就常发生将粉土（亚砂土）误定为粉砂，本次修订规范，对粉砂的定义更为科学，避免了上述缺点。

3.2.4 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《土的分类标准》(GBJ145)。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形态的参数，对重要工程的砂类土给出C_u、C_c系数是有实用价值的。

3.2.5 砂土的密实度：原规范是根据标准贯入击数N值确定砂土的相对密实度，这次修订规范仍按N值判定砂土密实度，但密实度分为六级，这是国际较为通用的分级标准，也是美国太沙基(Terzaghi) 最早提出的按标准贯入击数N值分类标准。

3.2.6 粉土：这次修订规范，提出了粉土这一类土，塑性指数$I_P \leqslant 10$的土为粉土。粉土就是原规范的亚砂土和$I_P=7\sim10$的亚粘土，采用这一规定划分粉土，就使其不属于粘性土的范畴了，而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

情况制定的：现行国家标准《建筑基地基础设计规范》(GBJ7)、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》(GBJ11) 中对粉土须进行液化判别。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。本规范将粉土再划分为两个亚类土，即粘质粉土和砂质粉土，而且两个亚类土按粘粒含量 M_c 来划分定名，这是考虑 $I_p<10$ 的低塑性粉土，液、塑限试验不易作准，误差较大，按粘粒含量 M_c 判别，较为可靠、合理。

3.2.7～3.2.10 粘性土：本次规范修订，将粉土从粘性土中划分出来，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，并能找出其变化趋势，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 $I_p=7$ 都是分当界限值，而并不是折点值。

3.2.11 淤泥性土：原规范根据孔隙比 e 和液性指数 I_L 分为淤泥和淤泥质土。这次修订规范通过调研、搜集资料，我们认为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，我们将淤泥性土划分为四个亚类（淤泥、淤泥质土、流泥、浮泥）。原规范淤泥分类标准为天然孔隙比 $e\geqslant1.5$，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。这次修订规范将淤泥性土分为淤泥、淤泥质土、流泥、浮泥，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。以上四种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，浮泥无结构强度，也无附着力。

3.2.12 饱和状态下（饱和度 $S_r=100\%$时），当已知土的含水率和土粒的相对密度 G 时，可用（3.2.12）式确定土的重度。此式为上述条件下的理论计算公式。

3.2.13～3.2.14 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。

3.2.15 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。

3.2.16 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订。

3.2.17 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。

4 地基承载力

4.1 一般规定

4.1.1 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，根据地基承载力理论，合力偏心距 e 可使基础有效宽度减少，承载力降低；合力倾斜率使相对于竖向荷载的地基承载力有明显折减，因此港口工程水工建筑物在验算地基承载力时，必须考虑合力偏心矩 e 和倾斜率（$\mathrm{tg}\delta$）的影响，这是港口工程的特点。

4.1.2 作用于重力式水工建筑物抛石基床顶面及底面上的应力及合力偏心矩，应按港口工程各类水工建筑物规范的有关规定确定。

4.1.5 根据港口工程特点，对验算地基承载力的墙前水位作了规定。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”。

4.1.6 土是天然沉积并经大自然变迁的产物，在形成时及形成后的历史过程中，必然受到各种自然条件的影响，因而使土的物理力学指标随空间和时间产生不均匀性，这种不均匀性按照概率论数理统计理论分析，称为土的物理力学指标的变异性。其统计参数（均值，方差及变异系数）的确定应有足够的取样数量，使所取指标的数量，能反映该指标随土体空间与时间的变异性。应该认识到：从数量较多、试验较准确的土样试验得到的物理力学指标统计参数，能提高工程结构的可靠度，才能在满足可靠度要求

的基础上降低造价，使工程造价更为合理。而取样数量少，试验不准，又没有当地工程经验，工程的可靠性是没有保障的，因此必须保证有一定数量、试验质量较高的试验件数，所以条文规定取样件数应不少于 6 件。对于土的抗剪强度统计方法，附录 D 中规定了两种方法：简化相关法（即 τ 平均法）和正交变换法。由于简化相关法应用较多也比较方便，用该法计算的可靠指标与实际比较相符，而正交变换法只是在计算可靠度时应用，因此条文中规定宜用简化相关法。

4.2 地基承载力验算

4.2.1 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“极限状态设计表达式验算，尚应结合原位测试和实践经验综合确定”。

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。

4.2.2～4.2.6 第 4.2.2 条给出了有、无抛石基床两种情况下的极限状态设计表达式，其中抗力和作用均取综合分项系数，这是由于多层地基土的 C、φ、γ 等基本变量较多，各地区、各土层的变异性不完全一致，经多次试算，对全国各地区、各土层的 C、ϕ 不便给出统一的分项系数，所以仅给出综合分项系数。其中抗力（综合）分项系数 γ_R 不得低于 2～3，作用综合分项系数 $\gamma_s=1$。经过近 10 项工程的可靠度验算（见表 4.2.2），当 $\gamma_S=1$，$\gamma_R=3.0$ 时，可靠指标 $\beta=3\sim4$，失效概率 1.35‰～0.0317‰。而 $\gamma_R\cdot\gamma_S=3.0$ 与原规范规定的安全系数 K 相一致。

在计算抗力 F_k' 时，用极限平衡理论计算公式代替了原规范计算式，即汉森（Hansen 1968）公式。这是本次修订规范，贯彻港

工统标的重大改进。

当 $K=3$ 时，按极限平衡理论公式计算 β 及分项系数 表 4.2.2

码头类型	工程编号	荷载 (kPa)	码头原断面两种计算方法安全系数比较			缩窄断面 $K\approx3$ 时极限平衡法的 K、β 及分项系数 γ_R、γ_S			
			87规范法（汉森法）k_H	极限平衡理论公式法 k_g	k_g/k_H	k_g	β	总分项系数 γ_R	总分项系数 γ_S
重力式：扶壁	16	30→60	3.90	4.48	1.15	3.0	5.34	3.0	1.0
	17	30→60	5.54	6.01	1.09	2.95	4.74	3.0	1.0
	18	30→60	5.23	5.01	0.96	2.94	2.38	3.0	1.0
	19	30→60	6.57	6.53	0.99	2.97	2.03	3.0	1.0
	20	30→60	5.04	5.49	1.09	2.92	5.41	3.0	1.0
重力式：方块、沉箱、空心方块	21	60	3.04	3.40	1.12	2.98	2.60	3.0	1.0
	22	30→60→120	5.49	6.10	1.11	2.97	2.92	3.0	1.0
	23	60	4.72	5.11	1.08	3.01	5.81	3.0	1.0
	24	20→75→150	3.74	3.96	1.06	2.99	2.62	3.0	1.0
	25	30→60	6.20	6.27	1.01	3.0	4.72	3.0	1.0
	各项平均		4.95	5.24	1.06	2.97	3.86	3.0	1.0
小结	由上表看出：原断面两种方法计算的安全系数，一般情况下，极限平衡理论公式计算的安全系数有所增加（大约6%左右）。缩窄断面校准 β，一般安全系数等于3.0，总分项系数 $\gamma_R\approx3$，$\gamma_S=1.0$								

通过本次修订规范对承载力的研究，得到如下结论：

一、通过研究和理论推导，在国内首次搞清了汉森公式的来龙去脉。

（1）原规范公式的承载力系数 N_c、N_q 是 Prandtl 无重土的理论解；

（2）倾斜系数 i_c、i_q 是用极限平衡理论求得的倾斜荷载作用下无重土滑动面上的理论解；

(3) 原规范公式对倾斜系数 i_c、i_q 修正的目的是试图以更简化的形式使汉森解接近於索科洛夫斯基 (Сокловский) 的理论解 (即极限平衡理论解)；

(4) N_γ 是在分析了 Meyerhof 公式和 Lundgren、Mortensen 等解的基础上，找出的一种介於二者之间的经验公式：1.8 $(N_q-1)\mathrm{tg}\varphi$；后为了接近於索氏解，1968 年修正后改为 1.5$(N_q-1)\mathrm{tg}\varphi$；

(5) i_γ 是原规范式 (Hansen61 公式) 在借鉴了 Lundgren 和 Mortensen 等人的计算成果的基础上给出的半经验公式：$i_\gamma=\left(1-\dfrac{H}{V+A\cdot c\mathrm{ctg}\varphi}\right)^4\approx i_q$。后来又吸收了 Odgaard 和 N. H. Christensen 的计算成果，于 1968 年作了修正：$i_\gamma=\left(1-\dfrac{0.7H}{V+A\cdot c\cdot \mathrm{ctg}\varphi}\right)^5$。

二、应用索氏理论进行差分计算，得到如下几点认识：

(1) 采用差分法时，只有差分网格划分得足够细，才能得到逼近於精确解的结果，大量计算表明，当网格数>100 时，差分结果逼近于精确解；

(2) 利用差分方法证明了 N_c、N_q 是精确解，并依据所得到的极限承载力 F_u 的精确解，从数值上证明了 γ、c、q 三项 ($F_{uc}=c\cdot N_c$、$F_{uq}=\mathrm{q}\cdot N_q$、$F_{u\gamma}=\dfrac{1}{2}\gamma\cdot B\cdot N_\gamma$) 迭加 ($F_u=F_{uc}+F_{uq}+F_{u\gamma}$) 也是精确合理的。现行极限承载力的一般模式 (包括 Hansen 模式) 的推导均是建立在无重土 ($\gamma=0$、$c\neq0$、$q\neq0$) 和有重土 ($\gamma\neq0$、$c=0$、$q=0$) 两部分的迭加得到的，本项研究也不例外，值得指出，本研究从数值上严格证明了这种迭加不仅是可行的，同时也是精确的，只是这时 N_γ 的函义有了改变；

(3) 过去一直认为当合力倾斜率 $\mathrm{tg}\delta$ 一定时，影响 N_γ 的因素只有 φ 一个因素，本研究证明，N_γ 是一个很复杂的系数，影响参数有 φ、γ、B、c、q 等诸因素，但经过归一化后可简化为 $\dfrac{\gamma\cdot B}{c+qtg\varphi}$ 及 φ 两个因素，使得问题大为简化，但概念合理、精度提高。

三、原规范公式最初是建立在无粘性土基础上的，而对于粘性土来说，则存有一定的误差。

四、通过分析计算，提出了一种简化的承载力计算公式，该公式实际上只包含两个待定系数 N_c 和 N_γ，用这种公式计算地基承载力的优点是：

（1）理论基础清楚，概念明确，全部推证严格遵循理想刚塑性极限平衡理论；

（2）计算方法简单、便捷，用现行规范中的汉森公式需计算5个系数（N_γ、i_γ、N_q、i_q、d_q），且无表可查，全都需要计算；利用本规范推荐的公式实质上只需两个系数（N_γ、N_c），可查表且可用函数计算式表达；

（3）具有继承性，经10项工程验算（见表4.2.2），本规范方法与原规范推荐方法计算出的承载力平均相差约为6%；

（4）与汉森公式相比，本规范所建议的计算公式中不再含有半经验性参数，为本规范贯彻现行国家标准《港口工程结构可靠度设计统一标准》（GB50158）提供了必要条件。

五、原规范计算式的推导过程复杂，N_γ、i_γ、i_q、d_q 的计算又是近似公式，概念不明确，计算也较繁锁，因此用极限平衡理论公式代替原规范式。

六、对形状修正系数（S_γ、S_q、S_c）原规范式引用了经验公式，并与倾斜系数（i_γ、i_q、i_c）有关。根据收集到的十几种计算承载力形状系数公式，只有汉森68年公式与倾斜系数有关，其它均与倾斜系数无关，因此为了简化起见，选择了既有试验依据，理论上又较合理的形状系数表达式。

对于 S_γ 所有公式形式相同：$S_\gamma=1-m\frac{B}{L}$；其中各公式中 m 的取值为0.1～0.4，大多数为0.3～0.4，根据匈牙利 L. R $\bar{e}\bar{t}$hati（1976）对 S_γ 的数学分析，取 $m=1/3$，理论上较为充分，同时与 De·Beer（1970）在砂土试验中得到的 $m=0.4$ 较接近。

对于 S_q：各公式的形式间的主要区别在于 S_q 是否与 φ 有关。

近期的公式包括：德国 DIN4017（1979）、欧洲地基规范 EURCODE（1993）、美国 API（1984）等 S_q 均与 $\sin\varphi$ 线性相关，因此我们选用 $S_q=1+\frac{B}{L}\sin\varphi$。

对于 S_c：根据极限分析法，假设土体为刚塑性体 Yokoo 等（1972）严格证明了形状系数 $S_c=S_q-\frac{1-S_q}{N_q-1}=1+\frac{B}{L}\sin\varphi\frac{N_q}{N_q-1}$，当 $\frac{B}{L}=1.0$、$\varphi=0$ 时，$S_c=1+\frac{1}{\pi+2}\approx1.2$，这一结果与 Skempton（1951）试验研究的结果一致，所以选用 $S_c=1+\frac{B}{L}\sin\varphi\frac{N_q}{N_q-1}$。

对于 $\varphi=0$ 情况，仍然采用原规范公式（汉森 68 公式）给出的各系数。

七、关于深度系数：原规范公式（$\varphi>0$）中的深度修正系数，它的概念是由于基础埋深部分（覆盖层）的抗剪强度发挥而引起的承载力增加，且与 D/B 有关。上述所谓埋深部分土的抗剪强度的发挥，对埋入式浅基础是相当有限的，因为只有设置基础的方法（如打入式桩基）引起土体明显的侧向压缩时，才能产生由于埋深的影响而使承载力增大的深度修正。而各种深度系数的研究大都以深基础打入桩的数据为依据，因此 Vesic 关于浅基础承载力不考虑深度系数是正确的，从近年来各国规范看，引入深度系数的越来越少，如丹麦规范（1985）、欧洲规范（1993），都未引入深度修正系数，而仅仅考虑基底以上覆盖层的重量（q）引起的承载力增大。因此本次修订规范，去掉了深度修正系数（dq、dc）。

4.2.8 对于各土层抗剪强度指标相差不大(各土层的内摩擦角相差不超过 3°～5°）的多层土地基，需求得加权平均 c、φ、γ，才能计算地基的极限承载力。求加权平均 c、φ、γ 时，需已知地基的最大滑动面深度。

原规范是根据无重土得到的最大滑动面深度公式，仅与 φ、δ'（δ）有关，它用较粗略的查表法计算确定。

本次修订规范给出的试算最大滑动面深度公式（4.2.8-1）为根据有重土（$\gamma\neq0$、$c\neq0$、$\varphi\neq0$）的极限平衡理论得到的，它不仅与 φ、δ'（δ）有关，还与 $\lambda=\frac{\gamma B}{c+q\mathrm{tg}\varphi}$ 有关。它直接用计算公式试算得到，因此比原规范计算的最大滑动面深度更为合理、精确。

当各土层的抗剪强度指标相差较大，如各土层的内摩擦角相差超过 3°～5°时，用加权平均的 c、φ、γ 计算的极限承载力可能会有误差，确定极限承载力时，应注意结合现场测试与实践经验，综合确定。

4.3 保证与提高地基承载力的措施

4.3.1～4.3.2 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。

5 土坡和地基稳定

5.1 一般规定

5.1.1 我国港口工程地基基本属于正常压密和压密比小于4的土，所以本条对此作了规定。至于规定压密比小于4，是由于当压密比小于4时在三轴试验中施加偏应力时孔隙水压力为正值，而当压密比大于4时孔隙水压力为负值。

对于压密比大于4的土，常具有特殊的工程性质，国内外的经验表明采用通常方法确定的强度指标进行计算常得出过大的安全系数，所以本条未作规定。遇到这种土时，应进行专门研究。

5.1.3 按《统标》规定，取消了原规范校核低水位，采用极端低水位，所以本次修订规范规定："对于持久状况的土坡和地基的稳定性，应按极端低水位验算"。对于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。

5.2 抗剪强度计算指标

5.2.1 计算土坡与地基稳定应根据土质和工程实际情况，合理选择土的抗剪强度指标。

对于设计状况的持久状况宜用固结快剪指标，但应考虑填土及堆货荷载的固结情况。

对于设计状况的短暂状况宜用十字板剪或无侧限抗压强度。

直剪快剪，虽然方法简便，各单位应用也较多，但缺点也较多，最主要是试验中土样易被扰动且不能控制排水条件，试验过程中将产生不同程度的排水固结，这种排水固结随土的性质、仪

器的型式及操作人员的习惯等因素而不同，常使试验结果分散，因此在本条中规定“直剪快剪不宜采用”。

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。这一方法在我国应用不多，还有待于进一步总结经验，尤其是总结各地区 C_u 与 q_u 的相关关系。

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。

5.2.2 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，在一定的时间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。

同一工程可能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。

5.2.3 本条与 4.1.6 条是相对应的，4.1.6 条主要强调了一般土层的取样件数，本条强调容易被人们忽略的，但往往对稳定起控制作用的土层，特别是软弱夹层取样件数不宜少于 10 件。对于填土（包括人工填土和吹填土），常无试验数据，表层硬壳层也经常不取土样。因此本条规定，对填土及表层土、取样件数也不宜少于 6 件。

5.3 土坡和地基稳定的验算

5.3.2 本条给出的极限状态设计表达式中，由于抗滑力矩 M_R 与滑动力矩 M_s 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。

计算模式和采用的抗剪强度指标，对边坡稳定的计算分析是至关重要的。无论是持久状况还是暂短状况，采用有效剪强度指标和考虑条间力的计算式(5.3.2-4)，同时能准确获得土体孔隙水压力，计算抗滑力矩标准值 M_{RK}是最合理的，但是目前往往不具备条件。因此，本次修订规范时，对于持久状况，推荐应用较广的固结快剪指标和考虑条间力的计算式(5.3.2-2)，计算抗滑力矩标准值。结合原规范，应用简单条分法的经验，经过大量可靠度计算分析，认为式(5.3.2-2)能较好地反映边坡稳定的可靠性：对应于简单条分法安全系数 $K_{gfo}=1.1\sim1.3$ 时，对应式(5.3.2-2)计算模式，可靠指标 $\beta=2.5\sim4.0$，基本达到了可靠度要求。基于上述方法，式（5.3.2-2）国内外普遍认为是较好的方法，所以本次修订规范增加了采用固结快剪指标、考虑条间力的计算模式(5.3.2-2)，计算边坡稳定极限状态设计表达式中的 M_{Rk}。其中式(5.3.2-2）在计算最危险滑弧安全系数 K 时需在等式两边迭代，现换成极限状态设计表达式，原计算方法仍不变，将原安全系数改称为抗力分项系数 γ_R，当最危险滑弧的 γ_R 满足第 5.4.1 条规定时，码头即是稳定的；不满足，需重新设计码头断面或采取其它措施。

当有渗流时，计算时应计入渗流力，并应观测相应于设计及施工状况下的地下水位。

应当注意：本规范不推荐用直剪快剪计算边坡稳定（第 5.2.1 条规定“直剪快剪不宜采用”），但在实际工程中，仍有单位应用，这种情况已存在多年，由于直剪快剪存在较多问题（见第 5.2.1 条说明），全国沿海和内陆以及各地区软土性质不尽相同，所以只有当设计人员有经验时，才可应用。

5.3.3 对于有软土夹层或有倾斜岩面等情况，需采用非圆弧面计算边坡或地基稳定，该方法为考虑条间力（水平及竖向）的较严密的方法（见附录 G）。

应用此法不考虑条间力时，如采用固结快剪、十字板剪和三轴（*UU*）快剪强度指标时，只需计算出 γ_{R0}（见附录 G）即可，它相当于不考虑条间力的简单条分法，但滑弧面为非圆弧。

用此法考虑条间力时，如采用有效剪强度指标和固结快剪指标时，相当于 Bishop 法，只不过滑弧面是非圆弧而已。

在计算抗力分项系数 γ_R 的过程中，由于采用了最危险滑弧的极限状态设计表达式，计算的 γ_R 应满足本规范第 5.4.1 条对 γ_R 的规定。

5.3.4 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的简单条分法和考虑条间力的方法式 5.3.2-2、使用十字板剪强度指标及三轴 *CU* 或 *UU* 的简单条分法）计算边坡稳定时，对于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（见表 5.3.4）规定了堆货荷载“q 引起的抗滑力矩（抗力）可全部或部分采用，视土体在 q 作用下的固结程度而定”，意思是土的自重部分已完全固结，而

附加堆货荷载部分是否完全固结则要看堆货速率。假如堆货很慢，则可认为完成了大部分固结；若很快，则认为并未发生固结。对填土量很大的情况，则填土荷载可与堆货荷载同样考虑。这只是一种希望尽量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。

对于设计的短暂状况如施工期的稳定验算，一般可采用十字板剪或快剪指标（主要指三轴 UU）。

5.3.5 本条根据“统标”要求进行修订过程中，通过调查研究及广泛征求意见，发现如下问题：

大多数高桩码头边坡稳定的抗力分项系数都偏低，与国外有关规定比较也偏低。考虑桩的抗滑力，实际上把本来可靠度较低的边坡安全储备“吃掉”了，使其边坡稳定接近极限临界状态，施工挖泥，边坡往往形成台阶形，对边坡的稳定、变形不利。因此，在实际工程中，常出现码头变形大等问题。在结构计算中，又不考虑土对桩的作用，这是不合理的。通过对高桩码头边坡稳定可靠度分析，发现可靠指标（β 为 2.5 左右）偏低。为此在边坡稳定计算中将原条文“应计入桩的抗滑作用”改为“可不计入桩的抗滑作用”，以增大高桩码头的可靠性。

5.3.6 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。认为斜坡式防波堤多为大块散体，波浪作用后，能量为独立块体的位移、变形所吸收，对地基影响较小，所以不考虑波浪力的作用。

滑弧通过斜坡式防波堤身时如何考虑堤身的抗滑作用，有三种作法：①圆弧法：滑弧通过堤身与通过地基时同样对待，用一般圆弧滑动法的概念计入滑动力和抗滑力；②土压力法：滑弧通过地基部分为圆弧滑动面，自滑弧与地基表面交点处作一竖直面，弧上的堤重量作为荷载，同时计入竖直面上主动土压力产生的滑

动力矩；③荷载法：与②基本相同，但不计入土压力作用，即只把堤身作为荷载处理。我们对此三种方法进行了比较计算。

计算结果表明，圆弧法①抗力分项系数最低，荷载法③抗力分项系数最高，而土压力法②介于两者之间。所以应用圆弧法（滑弧通过堤身）计算斜坡式防波堤的边坡稳定。

5.3.7 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尖时的情况，这是因为板桩的抗滑阻力较大，不易发生切桩破坏。

5.3.8 港工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，这是偏于安全的近似简化方法。

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，此时应计入侧面摩阻力的影响。

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 H 给出的方法。计入摩阻力时，M_{Rk}可增大5%～10%。

5.4 抗力分项系数

5.4.1 本条规定的抗力分项系数是在校准原规范安全系数的基础上进行的。原规范制订安全系数时，根据港工多年设计、施工经验，采用不同的抗剪强度指标和计算方法，给出对应的安全系数。本次修订规范仍然继承这套“指标—方法—安全系数”计算体系，而经过可靠度计算分析，使这套体系成为“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。

在进行可靠度分析，确定分项系数时，共收集计算、分析了

全国 28 项工程，其中高桩码头 15 项，重力式码头 10 项，护岸 1 项，板桩码头 2 项。

经过大量统计土性指标，反复、多次进行可靠度验算与分析，发现当原安全系数（采用固结快剪指标，用简单条分法计算）K_{gfo} $=1.1\sim1.3$ 时，可靠指标 $\beta=2.5\sim4.0$，失效概率 6‰～0.03‰，基本满足工程要求并与实际相符。高桩码头 β 偏小，这与实际上高桩码头安全系数偏低，往往出现码头变形等现象是一致的，从而校准了原规范规定的安全系数。

计算分析中发现：由于地基由多层土组成，采用不同的指标和不同的方法计算边坡稳定，不便给出各随机变量的分项系数，因此给出了综合分项系数。而直接计算可靠指标 β 比求分项系数更为方便，但限于目前条件不能一步到位。根据可靠度计算分析与多年工程经验确定的作用综合分项系数 γ_S 等于 1.0，抗力综合分项系数 γ_R 仍与原规范的安全系数 K 相同。

本次修订规范过程中，对采用直剪仪固结快剪指标的计算方法，增加了考虑条间力的方法（即相当于简化 Bishop 法和 Krey 法）。由于 Bishop 法是国内外一致公认的较好的方法，在送审稿时，去掉了 Krey 法，但 Krey 法计算简便，通过 28 项工程计算，规律性也较好，在今后的计算中仍然可以用该法作为参考。增加上述使用条件下的 Bishop 法是由于原规范采用的简单条分法（Fellenius 法）未考虑条间力。而考虑条间力的简化 Bishop 法比简单条分法理论上更为合理，计算的可靠指标 β 与实际比较接近，说明该法实用性强，因此增加该法，其分项系数的确定如下：

用简化相关法统计土的抗剪强度指标，采用四种计算模式，即简单条分法（Fellenius）、Bishop 法、Krey 法、Janbu 法。由上述可知，它们的抗力分项系数即为它们的安全系数，分别用 γ_{gfo}、γ_{gb}、γ_{gk}、γ_{gj} 代表。

通过对 28 项工程边坡稳定的四种计算模式的分析，发现如下规律：随着边坡土质不同和码头类型及码头后填料不同，其抗力分项系数变化规律不同，同一类型的土坡变化规律基本一致。这

种变化规律如仔细区分基本上可归纳为四种类型（见本条说明表5.4.1），根据表5.4.1综合分析可分为二大类。

各计算方法的分项系数变化规律和取值范围 表5.4.1

码头类型		岸坡土质特点	工程数量	当 $\gamma_{gfo}(K_{gfo})=1.1\sim1.3$ 时各计算模式对应的分项系数取值范围		
				γ_{gb}	γ_{gk}	γ_{gj}
(1)高桩(A)	海港(或河口港)	粘性土坡，表层有薄层煤渣或砂	6	1.2～1.4	1.18～1.38	1.2～1.4
	河港	粘性土坡	4			
(2)高桩(B)		粘土坡上有较大抛石体挡土	5	1.3～1.5	1.23～1.43	1.23～1.45
(3)重力式扶壁码头		扶壁后填砂	4	1.3～1.5	1.23～1.43	1.23～1.45
(4)重力式方块、沉箱、空心方块码头		沉箱、方块后回填抛石棱体	6	1.3～1.5	1.23～1.43	1.23～1.45

基本上可将高桩（A）（包括海港和河口港以及河港）归纳为一大类，将其余三种类型归纳为另一大类，据此可以确定最小抗力分项系数如下：

采用固结快剪指标和考虑条间力的简化Bishop计算模式，对应 $K_{gfo}=1.1\sim1.3$（简单条分法最小安全系数取值范围）的最小抗力分项系数取值范围为：

对粘性土坡　　$\gamma_{gb}=1.2\sim1.4$

对其它类型土坡　　$\gamma_{gb}=1.3\sim1.5$

5.4.2 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，如某港西防波堤接长加高设计中就是这样做的。采用固结

快剪指标和十字板剪强度指标的容许的最危险滑弧的 M_{Rk}/M_{Sd}接近于 1.1～1.3，因而条文中规定拟建土坡的 M_{Rk}/M_{Sd}应比曾有滑坡的 M_{Rk}/M_{Sd}增大 20%～30%。

5.4.3 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。

5.5 保证土坡稳定的措施

5.5.1 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时没有估计到和验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取有利于边坡稳定的施工措施、方法和程序。

5.5.4 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需采取较慢的加荷速率。

5.5.8 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。

6 地基沉降

6.1 一般规定

6.1.1 建筑物的自重和施加于建筑物的各种静荷载是引起码头沉降的主要原因，为计算地基沉降所必须考察的因素。至于其它一些偶然遇到的使地基发生沉降的因素，诸如邻近地区的开挖，地下水位的大幅度下降，振动和地震等，它们所引起的地基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，应进行专门研究。

在常见的建筑物荷载作用下，岩石、碎石、密实砂和第四纪晚更新世（Q_3）及其以前沉积的粘性土，或则压缩性很小，或则压缩稳定得快，在建筑物施工过程中便能沉降稳定，对这些土层可不进行沉降计算。

6.1.2 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、沉降差和倾斜。港工码头建筑物一般纵向长度大，基础也较宽，建筑物位置又处于海岸或河岸冲积土层且土质变化较多的地区，因之，计算沉降时就应根据上部结构、基础（及其荷载）以及地基土质的变化情况，尤其是根据土的压缩性指标变异性的不同，合理地选择沉降计算断面，以预估码头可能发生的变形情况，据以采取合理的工程措施。

由于码头前后的受荷情况很不相同，故沿基础底面宽度各点的沉降量也不一样，为要了解基础向前或向后的倾斜情况，应在每个计算断面内取基础底面两侧端点（前趾和后踵）以及中点作为沉降计算点。

6.1.3 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消散，地基才会下沉。因之，计算沉降时所采用的荷载以及水位，都应考虑它们作用时间的长短。如潮汐港的水位，最低和最高的水位作用历时都较短，就应考虑某一最常遇到而作用历时最长的水位，目前按设计低水位考虑。

6.1.4 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。此时除永久作用应采用标准值外，对可变作用，只有堆货荷载作用时间相对较长，故规定仅考虑堆货荷载。其它可变作用，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，应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，经校准结果准永久值应为标准值的 0.6 倍，故取准永久值系数为 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。

6.1.5 地基沉降过程计算，国内外虽都作过不少的理论探讨，但在目前说来，如果不借助于相同土层的现场实测资料加以判断，沉降过程计算的精度常难于满足工程实践要求，加之码头荷载变化复杂，码头的沉降过程计算结果与实际情况出入颇大。因此本章一般不作计算。若要计算，可按本规范第 7 章有关规定执行。

6.2 地基最终沉降量计算

6.2.1 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，码头就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应在沉降计算中计入。水平力在基础底面的实际分布情况尚难以正确确定，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 6.2.1 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。

边载对基础的沉降很有影响，尤其是基础前后两侧的边载为不对称时，更可造成基础的不均匀沉降。

码头后的边载有时分布得很远，例如码头后有堆场，堆场后有一线、二线仓库，这就提出了一个在实际工程中边载应算至多远才较适合的问题。

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。

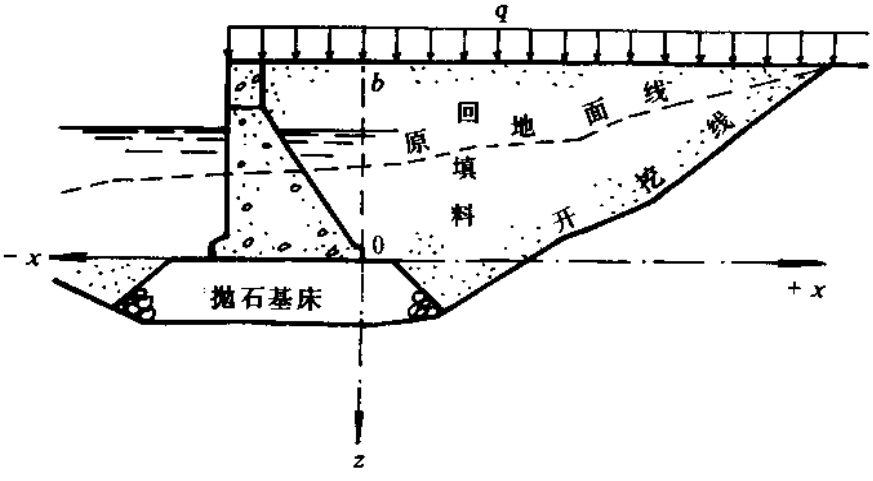


图 6.2.1　码头及边载

6.2.2　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-p 曲线选用。有条件时也可用 e-log$P$ 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，地基系超固结粘土，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于实际，就有必要对之进行修正。由于港工部门缺乏码头沉降资料，无法统计 m_s 经验修正系数，所以规定按地区经验选取。

6.2.3 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，如最常用的为 $\sigma_z=0.2\sigma_c$ 时的深度作为 Z_n 值。此法已有较丰富经验，故规定用来确定压缩层计算深度。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 软基处理

7.1 一般规定

7.1.1 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7.1.1给出了6大类13种加固方法的适用条件，这是根据港工多年经验并参照各部门的经验编写的。其中：真空预压联合堆载预压法、振冲法、水上深层水泥搅拌法、爆炸排淤填石法以及土工织物垫层法是本次修订规范补充的内容，同时反映了港工特点。

振冲置换法的适用土质条件，一般为土的抗剪强度大于20kPa的粘性土和粉土。但港口工程加固地基往往以消除沉降为主，强度低的土用该法加固后仍然要产生较大沉降，达不到加固要求，港口工程曾利用真空预压加固后的软土（强度大于30kPa）进行振冲碎石桩加固试验取得良好效果（强度高，沉降小）。因此该法在本条表7.1.1“适用土质情况”一栏中指出：抗剪强度不宜小于30kPa。

7.1.4 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，所以宜选择代表性场地进行现场试验或试验性施工，以检验加固设计参数和加固效果，指导设计与施工。

7.2 换填砂垫层法

7.2.2 本条依据地基承载力极限状态设计表达式求得换填砂垫层最小厚度。

对于存在软弱下卧层的建筑物地基，经换填砂垫层局部处理

后，由于软弱下卧层的变形而产生过大的沉降及差异沉降，因而需进行地基变形验算。

7.2.3～7.2.6 依据港口工程各施工单位经验编写。执行本条文时应注意施工质量控制。

港口工程中，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物的水平位移或滑动，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，所以要控制抛填的间歇时间，尽量做到不间断抛填，从一个方向推进，发现回淤应及时清除。抛砂密实度用标准贯入试验检验，如密实度达不到设计要求，可用振冲（挤）密实法将其振密。对表层（或砂垫层厚度较小时）宜在其上抛一定厚度的碎石，再行夯实。

若基槽底部回淤严重，施工单位一定要采取措施清淤。用清淤泵（如潜吸式清淤泵）或其它方法清淤，当槽底薄层淤泥难以清除干净，为保证与下卧土层的良好接触，可在槽底抛一层块石，再抛砂垫层，以消除对其上建筑物水平抗滑及整体稳定的不利影响。

7.3 堆载预压法

7.3.1 本条依据固结理论和实际工程经验编写，当需加固软土层厚度小于5m，或含有较多薄粉砂夹层时，在设计荷载作用下，其固结速率能满足工期要求，可用排水砂垫层预压法加固软土，这是依据实际工程总结的经验。排水距离大，固结慢，一般不满足工程要求，所以对排水距离（加固软土厚度）作了限制。

7.3.3 同7.2.5条说明。

7.3.4 本条依据软土固结、强度、变形理论及加固设计的一般要求编写。主要介绍堆载预压设计的主要内容，具体设计与7.3.5～7.3.15有关。其中竖向排水体型式（普通砂井、袋砂井或塑料排

水板）的选择，是根据加固深度、施工单价、施工难易、机具设备情况而定，一般选用袋砂井或塑料排水板，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。

7.3.5～7.3.8 这三条依据软土固结、强度、变形理论和工程经验编写。主要说明堆载预压的设计方法和一般原则。

预压荷载、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它建筑的基底压力或者说等于基底以上的设计荷载。这里要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（因土质很软）。应注意这二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然要产生沉降，而回填土本身也产生沉降。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，在规定的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。

竖向排水体长度与堆场及建筑物的压缩层深度、土层分布有关。软土较厚时，应根据地基沉降和稳定的要求确定。软土中若有砂夹层或砂透镜体应尽量利用，这是因为它们可作为水平排水层，加速固结，可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，可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。

对于加固时间短而要求消除沉降大（或残余沉降小）的加固

工程，当按上述设计仍不能满足要求时，可采用超载预压，使其满足要求。

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

7.3.12～7.3.13 这两条依据固结理论编写。是计算径向、竖向固结度的一般公式。

7.3.16 在刚刚吹填（水力冲填）不久的软土上打设砂井或塑料排水板时，由于承载力不足，往往需铺设荆芭（竹笆）、碎石（或山皮土）及砂垫层。这是依据在某港软基上进行多种复合垫层（无纺布、荆芭、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，并经某港东突堤 $48\times10^4m^2$ 软基加固施工检验，效果良好。因此本条文推荐此种方法铺设复合垫层，在其上打设袋砂井或塑料排水板。

7.3.17 砂井用砂的含泥量是根据施工经验及现行国家行业标准《建筑地基处理技术规范》（JGJ79）规定的。塑料排水板的透水性能、湿润抗拉、抗弯能力应满足设计要求。根据现行行业标准《塑料排水板施工规程》（JTJ/T256）的有关规定，我国常用塑料排水板型号及性能指标见表 7.3.17。

我国常用塑料排水板型号及性能指标 表 7.3.17

项目		单位	A 型	B 型	C 型	条件
纵向通水量		cm^3/s	≥15	≥25	≥40	侧压力 350P_a，水力坡降 1.0
滤膜渗透系数		cm/s	$\geq5\times10^{-4}$			试件在水中浸泡 24h
滤膜等效孔径		μm	<75			以 O_{98} 计
复合体抗拉强度（干态）		kN/10cm	≥1.0	≥1.3	≥1.5	延伸率 10%
滤膜抗拉强度	干态	N/cm	≥15	≥25	≥30	延伸率 10%
	湿态	N/cm	≥10	≥20	≥25	延伸率 15%，试件在水中浸泡 24h

表 7.3.17 中，A 型排水板适用于打设深度小于 15m；B 型排

水板适用于打设深度 15m～25m；C 型排水板适用于打设深度大于 25m。

7.3.21 本条根据加固要求、固结理论及工程经验编写。为检验施工质量及加固效果，应根据变形（s）—时间（t）及孔隙水压力（u）—时间（t）曲线，分别推算地基的最终沉降、不同时间的固结度及孔隙水压力消散速率（有效应力增长速率）。一般工程中往往用下列公式推算最终沉降量（S_∞）及参数 β：

$$S_\infty = \frac{S_3(S_2 - S_1) - S_2(S_3 - S_2)}{(S_2 - S_1) - (S_3 - S_2)} \tag{7.3.21-1}$$

$$\beta = \frac{1}{t_2 - t_1} \ln \frac{S_2 - S_1}{S_3 - S_2} \tag{7.3.21-2}$$

式中：S_1、S_2、S_3 为加荷停止后，时间 t_1、t_2、t_3 相应的沉降量，并取 $t_2 - t_1 = t_3 - t_2$，根据 β 可求出任意时间土层的平均固结度为 U_t，也可根据某时刻的实测沉降 S_t 与 S_∞ 之比确定 U_t。

任意时间的固结沉降 S_t 为：

$$S_t = S_\infty U_t \tag{7.3.21-3}$$

利用加荷间歇或停止后的实测孔隙压力（u）—时间（t）曲线，取 u_1 及 u_2 及其对应的时间 t_1、t_2 利用下式计算 β：

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{u_1}{u_2}\right)}{t_2 - t_1} \tag{7.3.21-4}$$

此式反映了土体某点（或该点附近）固结速率，而前式（7.3.21-2）反映压缩土层的平均固结速率。利用 β 可求出固结系数。当求出 U_t 时，可根据要求达到的固结度确定加固效果，若满足加固要求，即可卸载。在实际施工中，往往根据最后 5d～10d 的平均沉降量小于或等于 2mm/d 为卸载标准。

7.4 真空预压法

7.4.1 本条依据负压边界条件下的固结理论及工程经验编写，根据真空预压法的特点，提出真空预压法的设计内容。

真空预压法加固软土地基同堆载预压法一样，完全符合有效

应力原理，只不过是负压边界条件的固结过程，因此只要边界条件与初始条件符合实际，各种固结理论（如太沙基理论、比奥理论等）和计算方法都可求解其固结问题。

根据工程经验和室内试验表明，土体除在正、负压作用下土体侧向变形方向不同外，其它固结特性无明显差异。因此根据工程经验，真空预压加固中竖向排水体间距、排列方式、深度的确定、土体固结时间的计算，一般可采用与堆载预压基本相同的方法进行。对于固结沉降计算，要考虑因侧向收缩对土体沉降的影响，因此沉降计算中的经验修正系数 m_s 要小于按堆载计算时的经验修正系数 m_s。对软土，根据经验 m_s 可取 1.0～1.1。

7.4.2 对于表层存在良好透气（水）层及在加固处理范围内有充足水源补给等情况，应采取有效措施切断透气层及透水层。根据真空预压法开发、研制单位加固软土经验，用粘土泥浆与地表的粉砂层拌合，形成柔性密封墙，可满足密封要求。根据室内试验，粘土掺入粉砂后，粘粒（<0.005mm）含量达 15%，即可使渗透系数小于 1×10^{-5}cm/s，经工程检验，满足真空预压密封要求。

7.4.3 确定真空预压竖向排水体深度时，当加固范围（被加固的软土层）以下有透水土层时，应注意竖向排水体不得进入该土层，并应离该土层顶面有一定距离，以保持土体内真空度。

7.4.4 本条规定膜下真空度稳定地维持在 80kPa（600mm 汞柱）以上，在此压力下的预压效果相当于 80kPa 堆载预压。这是根据真空预压“攻关”时，在真空预压加固后的软土地基上堆载检验（现场试验）得到的结果。

真空预压的加固深度：

形成负压边界的真空预压法的加固深度（即真空度传递深度）与没有负压边界条件的真空降水深度是两个概念。后者有一极限深度（10m），而前者，并不存在“极限”深度，它取决于传递真空度的塑料排水板（或砂井）的“井阻”大小。

根据实测结果，10m 长的袋砂井真空度损失 20%，在加固深度为 10m 时，使用袋砂井尚可以，但在较深层（15m～20m）加固

中就不易使用袋砂井作为排水通道了。对塑料排水板情况则不同，该法研制单位曾做过专门试验，测量结果表明，在抽真空后期，地表下 20m 处塑料排水板的真空度达 600mmHg 左右，与表层几乎相同。

有关井阻的理论分析结果与上述实测结果基本一致。例如，由瑞典汉斯保（S. Hansbo）对井阻的分析可知，塑料排水板排水能力远大于直径 7cm 袋砂井，因此在深层加固中推荐使用塑料排水板。

大气压力是一种流体压力，在真空预压条件下，密封膜下形成负压边界，这种负压也是流体压力，它不能直接作用在土颗粒间成为有效应力，而是在总应力不变的条件下，通过降低孔隙水压力逐渐转化为有效应力。它首先作用于排水通道中，使塑料排水板内形成负压，与土体中的孔隙水压力形成压差和水力梯度，发生由土向排水板的渗流。渗流过程就是孔隙水压力不断降低，有效应力不断增加的过程，也就是固结过程，可用固结理论求解。

由此可知，真空预压法的加固深度，就决定于塑料排水板传递负压的深度。当形成负压边界后，若井阻趋近于零，而加固时间又较长时，塑料排水板传递负压可以达到很大的深度。当存在井阻时，加固深度就取决于井阻的大小。常用的塑料排水板（排水能力 25cm^3/s）井阻影响不太大，该法研制单位在软基加固中已成功地用塑料排水板作排水通道，使加固有效深度达 25m，大大突破了所谓的 10m“极限”加固深度。

7.4.5 真空预压法的施工顺序根据施工经验编写。

图 7.4.5 是典型真空预压施工断面图。

施工顺序如下：

铺砂垫层→打设竖向排水通道→在砂垫层表面铺设安装传递真空压力及抽气集水用的滤水管、挖压膜沟→铺塑料薄膜、封压膜沟→安装射流泵、连接管路→布设沉降杆、抽气、观测。

本条的真空预压施工顺序（1）～（5）是根据真空预压法开发、研制单位多年的施工及监测经验总结确定的。

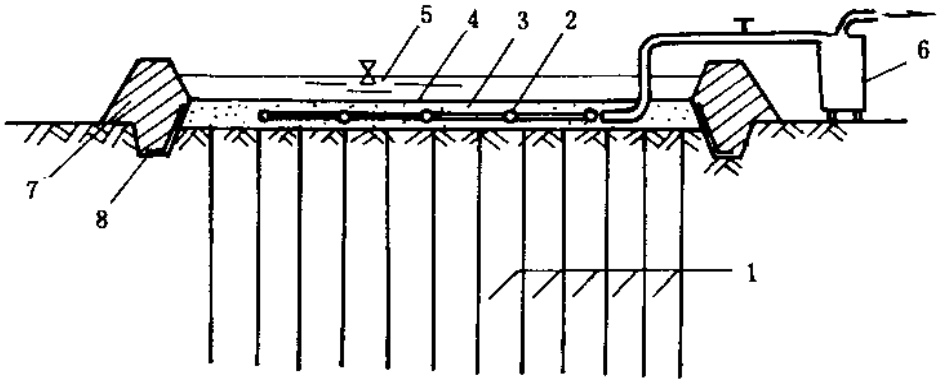


图 7.4.5 真空预压施工断面图

1-竖向排水通道 2-滤水管 3-砂垫层 4-塑料膜
5-敷水 6-射流泵 7-土堰 8-压膜沟

7.4.6 在满足真空度要求情况下，真空预压的沉降稳定标准，是根据真空预压“攻关”及实际工程施工中固结度达到80%以上时的沉降速率提出的。此时它的沉降速率为连续5d，每天的沉降速率小于或等于2mm/d(为原条文规定)，同样固结度下堆载预压沉降速率为1mm/d，说明真空预压沉降速率大，加固效果好。在近10年真空预压加固推广应用中，有的建设单位以最后10d的平均沉降小于或等于1mm/d作为真空预压法的沉降稳定标准，综合上述情况将原条文修改为“连续5d～10d平均沉降量小于或等于2mm/d”作为沉降稳定标准。

7.4.7 由于真空预压使加固土体产生侧向变形，从而增加有效压密效果，因此应测量加固土体边缘沿深度的侧向位移。

7.5 真空预压联合堆载预压法

7.5.1 本条根据有效应力原理及工程验证编写。真空预压与堆载预压联合加固，加固效果可以迭加，是由于它们符合有效应力原理，并经工程实践证明。真空预压是逐渐降低土体的孔隙水压力，不增加总应力，而堆载预压是增加土体总应力，同时，使孔隙水压力增大，然后逐渐消散。

两者叠加：既抽真空降低孔隙水压力又堆载增加总应力，使

孔隙水压力增大，然后消散。开始时抽真空使土中孔隙水压力降低有效应力增大，经不长时间（7d～10d）在土体保持稳定的情况下堆载，使土体产生正孔隙水压力，并与抽真空产生的负孔隙水压力叠加。正、负孔隙水压力叠加，转化的有效应力为消散的正、负孔隙压力绝对值之和。现以瞬间加荷为例，对土中任一点 m 的应力转换加以说明。m 点的深度为地面下 h_m，地下水位与地面齐平，堆载量为 $\Delta\sigma_1$，土的浮重度 γ'，水重度 γ_w，大气压力 Pa，抽真空土中 m 点大气压力逐渐降至 Pn，t 时的固结度为 U_t，不同时间土中 m 点总应力和有效应力如表 7.5.1。

土中任意点（m）应力—时间转换关系　　表 7.5.1

情　　况	总应力 σ	有效应力 σ'	孔隙水压力 u
$t=0$ （未抽真空未堆载）	σ_0	$\sigma'_0=\gamma' h_m$	$u_0=\gamma_w h_m+P_a$
$0\leqslant t\leqslant\infty$ （既抽真空又堆载）	$\sigma_t=\sigma_0+$ $\Delta\sigma_1$	$\sigma'_t=\gamma' h_m+[(P_a$ $-P_n)+\Delta\sigma_1]U_t$	$u_t=\gamma'_\omega h_m+P_n+[(P_a-$ $P_n)+\Delta\sigma_1](1-U_t)$
$t\to\infty$ （既抽真空又堆载）	$\sigma=\sigma_0+$ $\Delta\sigma_1$	$\sigma'=\gamma' h_m+$ $(P_a-P_n)+\Delta\sigma_1$	$u=\gamma'_\omega h_m+P_n$

7.5.2～7.5.8　根据工程经验编写。

7.6　轻型真空井点法

7.6.1～7.6.8　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及验收规范》(GBJ202) 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港口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。

7.7　强　夯　法

7.7.1　根据工程经验编写。

7.7.2～7.7.3　本条根据国内外强夯试验及工程经验编写。强夯

法加固地基有效深度公式由法国路易·梅纳（Menard）提出：

$$H=\sqrt{\frac{Mh}{10}} \qquad (7.2.2')$$

式中 H——有效深度（m）；

M——锤重（kN）；

h——落距（m）。

自该法引入我国后，多年来做了许多现场观测、试验和实际工程，根据收集到的资料来看，用上述公式的计算值与实测值有不小差距，实践证明该公式应加以修正，乘以修正系数 α，即：条文中（7.2.2）式

$$H=\alpha\cdot\sqrt{\frac{Mh}{10}} \qquad (7.2.2)$$

根据交通部某局经验：

杂填土、建筑垃圾、块石、山皮土	$\alpha=0.63$
细砂（回填或天然沉积细砂）	$\alpha=0.57$
饱和软粘土	$\alpha=0.66$

国外学者经验：

Leonards	$\alpha=0.5$（砂土）
Lukas	$\alpha=0.65\sim0.8$
福岗见已	$\alpha=0.4\sim0.7$

国内其它单位经验：

上海某厂	$\alpha=0.5$
太原某大学	$\alpha=0.45\sim0.5$（饱和软土）
	$\alpha=0.5\sim0.6$（饱和砂土）
	$\alpha=0.6\sim0.8$（填土）

《软土地基与地下工程》一书介绍：

砂土、粉土	$\alpha=0.6$
地下水位较低的粉质粘土	$\alpha=0.7$
高填土及地下水位较低的黄土	$\alpha=0.9$

从以上可以看出，各个地区、单位都有自己的经验系数，α一

般在0.6左右，考虑港工部门几乎没有黄土，常用吊机为30t～50t影响深度不会太大，我们推荐在0.4～0.7范围内选用。

从已往工程实例来看，受起重机械等条件的限制，一般10t左右的锤重，落距10m，影响半径6m～10m（试验观测），因此在同一遍强夯中，夯点间距为5m～9m的范围内，基本可以互相搭接。有的第一遍中的夯点间距大，但第二遍的夯点与第一遍的夯点距离减小，同样可以搭接。

7.7.4 本条根据土体变形、孔隙水压力变化规律及工程经验编写。最佳夯击次数（或最佳夯击能）可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（如图7.7.4所示），说明这时大部分能量不能起压实土体的作用，此时对应的能量为最佳夯击次数。

7.7.5～7.7.6 根据孔隙水消散原理及工程经验编写。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）需视孔隙水压力消散程度（一般80%以上）规定间歇时间，一般为1～4周。

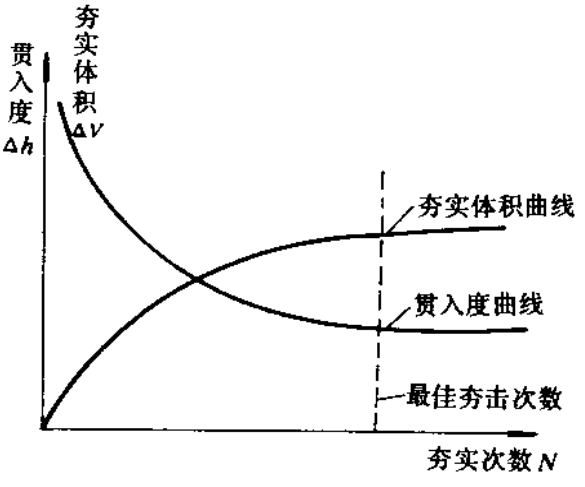


图7.7.4 最佳夯击能的确定

7.7.7 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以及重要工程，都要进行现场试验，确定强夯施工参数。

7.7.8～7.7.17 根据工程经验和国家现行行业标准《建筑地基处理技术规范》（JGJ79）编写。

7.8 振冲置换法

7.8.1～7.8.6 根据大量工程实践经验编写。

7.8.8 港工建筑许多是建在岸边处（如高桩码头等），对于振冲法加固的土坡，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外常用的计算式。

土坡复合地基的稳定分析，应按本规范第五章的有关规定进行。

7.8.9～7.8.17 根据港口工程水上施工经验及国家现行行业标准《建筑地基处理技术规范》（JGJ79）编写。

7.8.18 对水上大型重要工程，振冲桩质量检验方法，可用动力触探检验振冲桩密实度。桩间土的强度可用十字板，标准贯入试验检验，除此之外当有条件时尚宜做海底复合地基载荷试验。

7.9 振冲密实法

7.9.1～7.9.3 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，加固的主要目的是增加密实度，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，才能增加密实性，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，再上提时，由于孔壁极易坍落会自行填满下方的孔洞，因此可不加填料。

对有抗震要求的松砂地基，应根据颗粒组成、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，应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，目的在于保护基础下的砂层和基础边缘应力扩散至基础之外时，砂基仍处于加固状态。

7.9.4～7.9.6 根据土的工程性质和工程经验编写。振冲点布置宜用等边三角形或正方形。对大面积挤密处理，用前者比后者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。使用30kW振冲器，间距一般为1.8m～2.5m；使用75kW大型振冲器，间距可加大到2.5m～3.5m。目前国内应用75kW大功率振冲器的工程实录较少。从少量的大面积处理资料来看，75kW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。

7.9.7～7.9.13 根据工程经验及国家现行行业标准《建筑地基处理技术规范》（JGJ79）编写。

7.10 水上深层水泥搅拌法

7.10.1 对于拟采用水上深层水泥搅拌法的工程，除了常规的工程地质勘察要求外，尚应着重查明：

（1）土的颗粒组成及其密实度：特别是较大粒径的块石、孤石和树根及其他异物的存在，往往导致搅拌贯入困难，甚至损坏搅拌机等情况的发生。实践表明，对$N>15$击的硬土层，搅拌已十分困难；对$N>30$击的局部夹层，搅拌处理机也无法穿透，故应查明。

（2）水域的水质：水上深层水泥搅拌是采用当地水制成水泥浆与土拌合的，水质的好坏直接影响到加固效果。经验表明，PH<5

基本没有加固效果。海水的侵蚀性和易溶盐(特别是其中的硫酸盐)含量较大时,不利于水泥的硬化和强度的增长,故应进行调查。

(3) 水下土的物理化学性质直接影响到水泥深层搅拌的加固效果。一般土颗粒相对密度较大,含水率较小,有一定砂性、有机质和腐殖质含量较低、活性较高的土,加固效果较好。根据经验,腐殖质含量超过1%时,将无加固效果。

7.10.2 水泥加固土是水泥与地基土的拌合固化物,影响其强度的因素很多。仅就配合比而言,水泥的品种、掺量、水灰比、外加剂和龄期均有明显影响,且又都与土体本身的物理化学性质有关。因此规定设计前必须进行加固土的室内试验,以初步确定设计参数。同时对于指导施工也是十分必要的。

7.10.3 本条依据水泥土在水下强度发展规律及国内外有关规定编写。大量试验资料和工程经验表明,水泥土的强度随龄期的增长而增大。但在海水中硬化的水泥土的强度增长速度一般较缓慢。根据经验,$q_{u180d}/q_{u28d}=1.4\sim3.0$,$q_{u3\sim5年}/q_{u28d}=2.0\sim5.9$。我国在烟台港的工程经验也表明,加固200d以后,水泥土的强度仍有增长。因此,结合工程施工中荷载施加速度,适当取较长龄期的强度值作为标准值对降低工程成本有益,质量上也是有保证。鉴于目前国内陆上深层搅拌有关规范和经验均以龄期90d的强度作为水泥土的标准强度,本条也推荐90d强度作标准值。

7.10.4 根据搅拌桩布置形式的不同,加固体可以做成块式、壁式、格子式和桩式等多种形式(见图7.10.4-1～图7.10.4-4),一

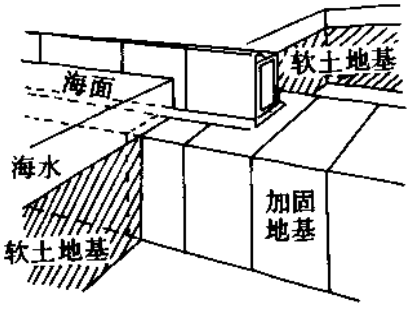


图7.10.4-1 块式加固地基

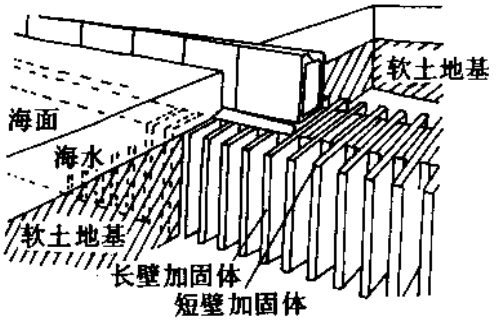


图7.10.4-2 壁式加固地基

般应根据工程地质条件和上部结构的要求选择。我国陆上水泥搅拌法多采用桩式加固体，并按复合地基进行设计。对水下桩式加固体也采用复合地基理论进行设计。当采用块体和壁式时，均将加固体与上部结构物视为整体，按重力式结构

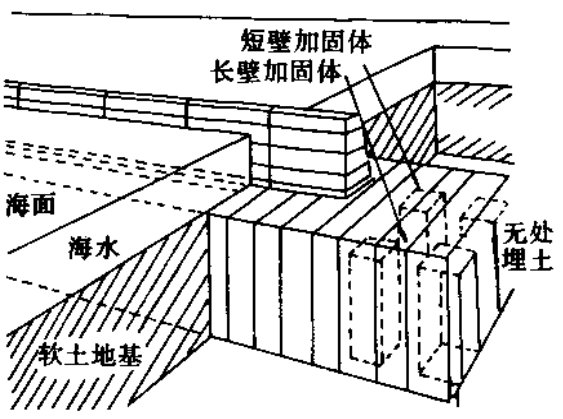


图 7.10.4-3　格子式加固地基

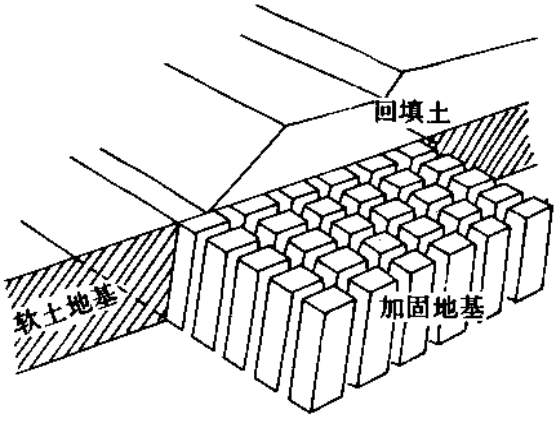


图 7.10.4-4　桩式加固地基

设计。由于港口工程海上(岸边）建筑物一般都要承受水平力，并鉴于水(海）上深层水泥搅拌多用作处理重力式防波堤、码头和护岸结构的地基，对其它结构形式缺乏实例，故限定水(海）上深层水泥搅拌法的适用范围为重力式结构的地基加固，且只列入了块式和壁式两种加固型式。我国海上工程中对块式和壁式加固已有成功的实践。

水上深层水泥搅拌工程成本较高，采用格子式或桩式可大大减少加固工程量，有待于今后从设计理论和工程实践方面进行大胆探索，积累经验。

7.10.5～7.10.6　水上水泥深层搅拌法加固地基的基本设计程序如图 7.10.5-1 所示。

采用水上深层水泥搅拌加固地基的重力式结构物的设计与一般重力式结构完全相同，只是对块式和壁式加固体需要分别按整体稳定和内部强度进行验算。验算其整体稳定时，是把加固体作为重力式结构的刚性基础，与上部结构一起作为整体进行验算；计算其强度时，则将加固体视为整体稳定条件下的一种弹性结构进

行内力分析。加固体可以设计成“着底式”和“悬浮式”（参见图7.10.5-2）。

着底式是持力层（或中间持力层）以上的软基均进行加固，从而使外力基本上全部传递到持力层的加固型式。悬浮式是指加固体座落在较软土层上的加固型式，因此在上部荷载作用下，有可能发生固结沉降等变形，故对这种型式应验算其地基沉降。

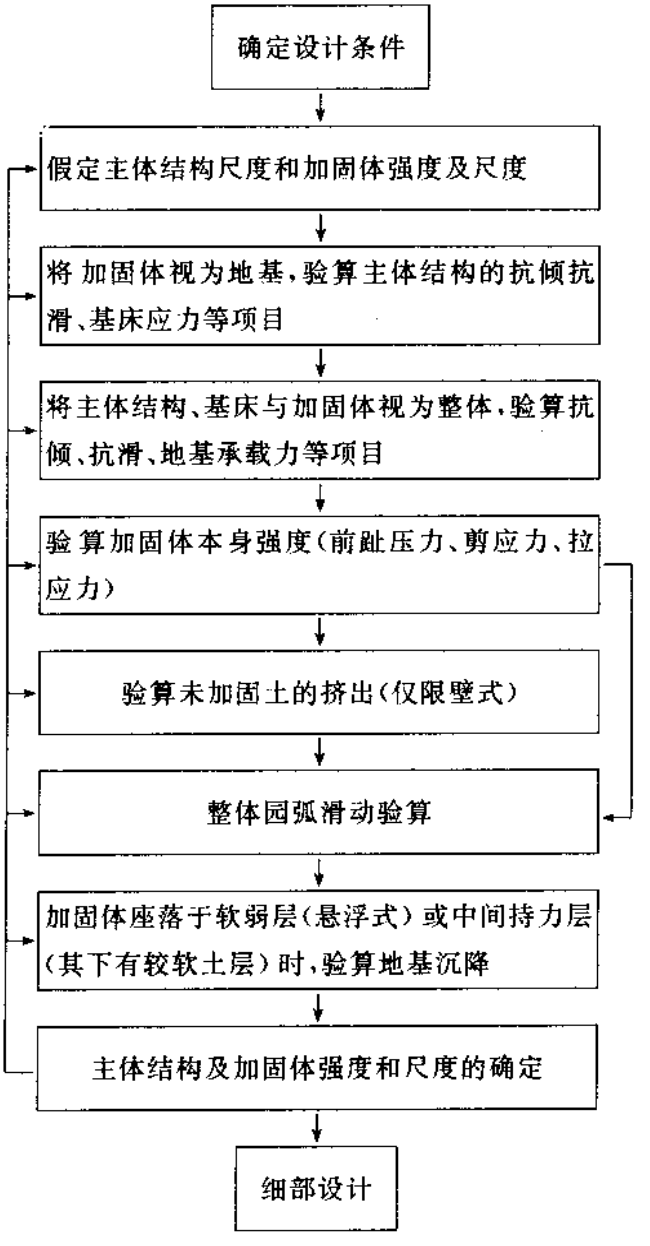


图7.10.5-1　水（海）上水泥深层搅拌法加固地基设计程序

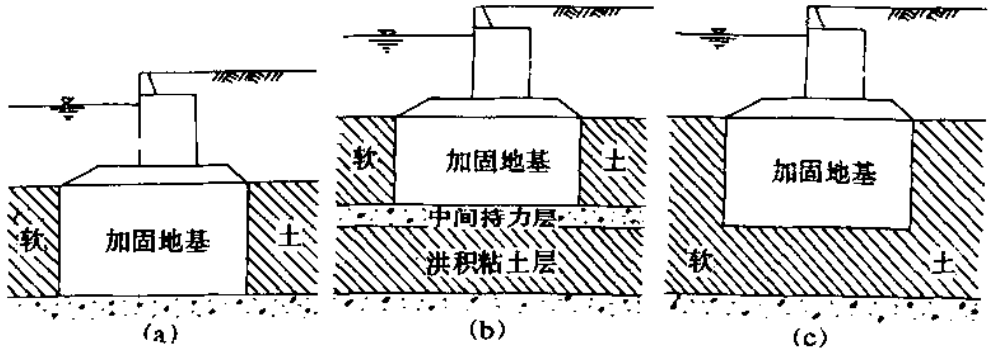


图 7.10.5-2 加固体下持力层的型式

(a)、(b) 为着底式；(c) 为悬浮式

7.10.7 加固体抗压强度的设计值 σ_{cad} 用其标准值 q_{uck} 除以分项系数 γ_R 表示。由于加固体现场无侧限抗压强度 q_{uf} 代表性较强，所以可用 q_{uf} 的平均值 $\bar{q}_{uf}$ 代表加固体抗压强度的标准值 q_{uck}。而在加固体强度设计时，加固工程及其试验性施工并未进行，无法验证拟采用的配合比及施工工艺能否满足现场无侧限抗压强度的要求，此时只能以与现场同配合比的室内无侧限抗压强度平均值 $\bar{q}_{ul}$ 表示现场无侧限抗压强度平均值 $\bar{q}_{uf}$。

根据国内外工程经验，当采用大型专用深层搅拌船机施工时，可取 q_{uf} 等于 q_{ul}；当采用小型船机施工时，可取 q_{uf} 等于 $\frac{1}{2}q_{ul}$。待试验性施工（参见第 7.10.12 条）后，进行现场无侧限抗压强度检验得到 $\bar{q}_{uf}$，据此可以进一步调整和确定施工所用配合比及施工工艺。

分项系数 γ_R 的取值是根据国内外的工程经验，在偏于安全的基础上，考虑以下不利因素和变异性以及安全度确定的：

(1) 搅拌柱体互相搭接引起实际有效断面缩小和搅拌柱体搭接的可靠性（搭接部分强度可能低于加固体强度），使现场强度折减至 $\frac{1}{1.25}$；

(2) 由于现场加固体的不均匀性使加固体强度产生变异性，使现场强度折减至 $\frac{1}{1.5}$；

（3）考虑一般建筑物要求的安全度，取安全系数为 3.0

上述（1）、（2）项折减倍数及（3）项安全系数连乘，综合安全系数为 5.625，考虑国内已建工程经验，现场无侧限抗压强度平均值的综合系数取 5 已足够安全，因此确定取 γ_R 等于 5.0。

应当指出：目前深层搅拌法的设计在国内外均处于“理论落后于实践状态”，如按现行设计方法，计算的（使加固体失去稳定的外部荷载）极限水平荷载较试验值和有限元解析值偏小较多，而对加固体底面的反力又给出过大的结果。在国内：国家现行行业标准《建筑地基处理技术规范》（JGJ79）、冶金部《软土地基深层搅拌加固法技术规程》（YBJ225）及浙江省标准《水泥搅拌桩法》（BJ-10-1）所取的 γ_R 值在 2～3.3 之间。因此本规范规定 γ_R 取 5.0 是偏于安全的，在目前情况下，降低水上深层水泥搅拌法的 γ_R 值的理论根据和实践经验还不足，有待今后开展研究和在实践中总结经验，以便确定更为合理的 γ_R 值。

7.10.8 壁式加固已在我国高桩码头接岸结构 5 个泊位中成功地采用过，虽然加固体结构有长、短壁之分，但采用大型自动化船组施工并无任何困难。条文中列出的壁间未加固土挤出的验算方法是考虑未加固土体所具有的抗力与挤出作用的平衡，经试算求出最小抗力分项系数。这是采用壁式加固体必须增加的一项验算。

7.10.9 海上或水上施工条件复杂，风、浪、流、雾、潮位均对施工进度和质量有明显影响，因此采用的施工设备的性能要求比陆上严格的多。

由于桩间互相搭接，以增强加固体的整体性，因此定位精度要求高。从施工进度考虑，采用传统经纬仪定位，不满足海上施工要求，而且效率低，故要求应有自动定位系统。

鉴于需在水泥固化前完成搅拌桩之间的搭接施工，故水上深层水泥搅拌施工一般要求在一个分段范围内连续作业。

在水上施工条件下，成桩质量不可能目视检查，因此施工质量必须主要依靠严格施工确定的工艺标准，保证每组桩工艺参数的稳定性，实现施工全过程质量控制。因此规定了对主要施工参

数应进行自动调控和自动记录。

7.10.10 分区段施工的目的，一方面是与上部结构分段相适应，便于适应地质条件的变化，有利于适应地基的不均匀沉降；另一方面是为连续作业的施工船组创造出检修的条件。

7.10.11 深层搅拌开始前的挖泥标高，除应满足施工船舶吃水深度外，尚应根据每一工程的具体情况，如挖泥量大小与效率，挖除隆起土的多少与难易以及总施工工期等，综合分析利弊后，慎重决定。

7.10.12 由于室内试验的搅拌成型条件与海上施工完全不同，室内试验的目的一般限于定性地判断该工程采用水泥搅拌法加固的适应性，各种技术参数的影响规律，决定采用材料的种类，给出参考的定量配合比，为设计提供必要的技术参数。为保证设计技术要求的实现，正式施工采用的技术参数和施工控制标准均需通过正式施工用的作业船组，在与正式工程相同的地质条件下进行试验性施工确定。对于小型加固工程，如对当地的土质、水质等条件了解的比较清楚，且有一定经验时，也可不做现场试验。

为了不影响工期，现场试验后的取样龄期可按 28d 掌握，通过与室内试验得到的加固土强度增长与龄期的关系，判断其 90d 强度。

试验工程位置要求靠近已有地质钻孔是为了更准确地分析不同土层的加固效果和确定着底标准。在土层平面变化较大的地区，这一点尤为重要。在着底式深层搅拌设计和施工中，每组加固体底标高应参照勘察地质剖面图，以进入持力层进行控制，而不应单纯按高程控制。

7.10.13 水泥质量及稳定性是保证深层水泥搅拌加固质量的重要条件之一。与一般混凝土工程不同，深层搅拌法所用的水泥还必须确保能有效地与海底土产生固化作用。因此特别强调了经室内配合试验确定合格的水泥并适合当地土、水条件。

采用散装水泥是为了便于海上作业船组利用。

7.10.14 深层水泥搅拌施工是利用搅拌机的旋转将水泥浆和软

土强制拌合。实践证明，搅拌次数越多，水泥浆与土拌合得越均匀，水泥土的强度也就越高。但搅拌次数越多，施工时间越长，工效越低。工程实例表明，按本条所述的施工步骤，一般可达到搅拌均匀，施工速度快的目的。

搅拌工艺及时间、搅拌机的转速、升降速度和输浆量等必须在保证质量的前提下，结合工效并经现场试验检验后综合考虑选定。

7.10.15 由于隆起土强度一般高出 σ_{cad}（加固体抗压强度设计值）较多，强度较高（如烟台工程的隆起土强度 q_{uf} 约为 2.0MPa），全部加固体的质量又是用 q_{uf} 来评价，故在满足设计要求的前提下也可适当保留。这时应注意保证上部抛石基床的最小厚度范围为50cm～100cm。必要时也可采用顶层重复搅拌及增加喷浆量的方法来提高隆起部分的加固强度。

由于隆起土相对于一般疏浚土强度要高得多，故宜采用铲扬式挖泥船或绞吸式挖泥船挖除，缺乏条件时，也可用 $8m^3$ 抓扬式挖泥船挖除，但施工困难。

7.10.16 由于对深层水泥搅拌法施工质量的影响因素众多，故除在前述各条中规定了原材料检验、室内试验、现场试验等各项措施外，要求把质量控制重点放在施工全过程的控制上。实际施工的各项技术参数就是检验和评定加固质量的重要依据，故要求记录完整，随时检查。

7.10.17 鉴于水上施工水泥搅拌桩的特殊条件，对加固体的质量检验宜采用钻孔取样、载荷试验、动测等方法。其中钻孔取样，直接测定试件强度是目前国内外普遍采用的方法。

为了保证取芯质量，尽量减少钻取芯样操作造成试件的强度损失，钻孔取样宜采用海（水）上平台进行。

由于加固体的强度介于一般粘土和岩石之间，采用岩心钻机取样很难完全避免对芯样的扰动和破坏，使得检验结果不能真实反映加固土的实际强度，故要求制订严格的取样试验操作规程。

确保着底式加固体座落于持力层是一项重要的质量标准，故

在钻孔取样时，应重点进行检验。

7.10.18 对建筑物进行原型观测是最终检验设计施工质量，保证港工建筑物发挥使用功能、积累设计、施工经验的重要措施。

由于地基土的复杂性和变异性以及深层水泥搅拌法加固地基的设计理论尚不成熟，同时我国水（海）上这类工程的实践经验也不多，在加固处理后对加固体和上部结构物进行沉降、位移和倾斜变形的观测就显得尤为重要。天津港和烟台港工程从深层水泥搅拌施工后期到工程投产，采用可靠的观测手段，均进行了一年以上的原型观测，证明了设计、施工质量的可靠性，设计单位也在此基础上逐步对设计计算方法作了一定的优化。

对于悬浮式加固体，由于加固体下较软土层的存在，必然会在上部荷载作用下发生固结沉降和一定程度的水平位移，严重时还会发生水平滑移失稳，因此除在设计阶段应进行专门计算，采取适当控制措施外，原型观测也是验证设计，预防建筑物出现较大变形的一项必要手段，因此规定必须进行此项观测。

8 现场观测

8.0.1 本条依据现场观测的重要性、土的复杂性及对港口工程技术发展的重要意义编写。

以往现场观测往往不被人们重视，或者施工中重视，使用中不重视。应该充分认识现场观测，不仅能指导施工，往往对工程成败起着决定性作用。如某工程在靠近码头的后方进行软基加固，开始甲方坚持用堆载预压法，加载后，通过观测发现堆载造成码头位移，施工单位及时向甲方提出采用该法不妥，后来甲方接受了施工单位意见，采用真空预压法加固软基，就及时制止了码头位移。又如软土上的填土工程及分级堆载预压工程和软土地基上的防波堤工程，一般是依据现场观测控制加载速率，保证工程安全的。

由于土的复杂性及变异性，地基设计中的理论、方法以及经验至今并不一定与实际完全相符。实际工程是1：1的模型试验，最具代表性，因此通过现场观测，可以发现原设计中没考虑到的或与实际不符的问题，以便及时采取措施，制止已发生的工程问题（或事故）和总结经验，上述实例就说明了这个问题

8.0.2 现场观测是设计、施工的重要组成部分，因此本条强调，编制设计文件时，应将现场具体观测项目列入，提出观测要求，这是保证现场观测的重要条件。施工单位应提前做好准备，注意从施工一开始就进行系统的、完整的观测。

从地基的角度看，对各种建筑物影响较大的主要问题有：

（1）重力式码头：稳定和变形；

（2）高桩码头：码头位移和沉降差；

（3）板桩码头：板桩的变形和土压力分布；

（4）斜坡码头：位移和沉降；

（5）防波堤、护岸：地基和堤身稳定。

条文中表 8.0.2 规定的观测项目，就是根据上述情况确定的。

另外，通过加固前后十字板强度分析，可以弄清加固地基强度变化规律。

8.0.4 本条强调观测应从施工开始进行。这就要求施工及观测单位在施工前作好准备，提前埋设及保护好仪器，并使仪器处于稳定状态，测出准确的初读数（如初始孔隙水压力等）以便施工一开始，就正常观测，保证观测数据准确并善始善终。

附录 D　岩土基本变量的概率分布及统计参数的近似确定方法

D.0.1　划分地质单元体时，对较厚的土层应注意划分亚层，对较薄的土层不要漏划。

D.0.2　岩土基本变量系指岩土材料性能，包括物理和力学指标。前者包括：含水率（w）、液限（ω_L）、塑限（ω_p）、塑性指数（I_p）、液性指数（I_L）、饱和度（S_r）、天然孔隙比（e）、重度（γ）、孔隙率（n）、相对密实度（D_r）、渗透系数（k）等。后者包括：粘聚力（c）、内摩擦角（φ）、压缩系数（a）、压缩模量（E_s）、固结系数（C_v）、两介质（如土与碎石、土与砂、砂与碎石、碎石与混凝土等）之间的摩擦系数（f）等。

D.0.3　各基本变量的概率分布类型是根据全国港口工程各土层的样本数据进行概率分布检验，依据大多数样本通过的概率分布确定的。通过相关分析，c、φ 是相关的。

D.0.4　基本变量分布参数的确定方法是按照现行国家标准《港口工程结构可靠度设计统一标准》(GB50158)的有关规定确定的。

D.0.5　抗剪强度统计方法是一个重要问题，它直接涉及地基的可靠度大小。不同的统计方法，可以得到不同的方差（或变异性），合理的统计方法才能得到反映实际的变异性和可靠度。港口工程一直沿用 τ 平均法求均值，几年来通过对抗剪强度统计方法和地基可靠度的研究，发现 τ 平均法的均值与传统法一致。在研究求 c、φ 方差时，根据 c、φ 相关的特点，提出了简化相关法，并发现与 τ 平均法求得的方差一致，计算的边坡稳定与地基承载力的可靠度也与实际相符，因此条文规定统计土的抗剪强度指标宜用简化相关法（即 τ 平均法）。利用简化相关法求 σ_c 及 $\sigma_{tg\varphi}$ 示意图见

图 D.0.5，σ_φ 由 $\sigma_{tg\varphi}$转换近似得出。

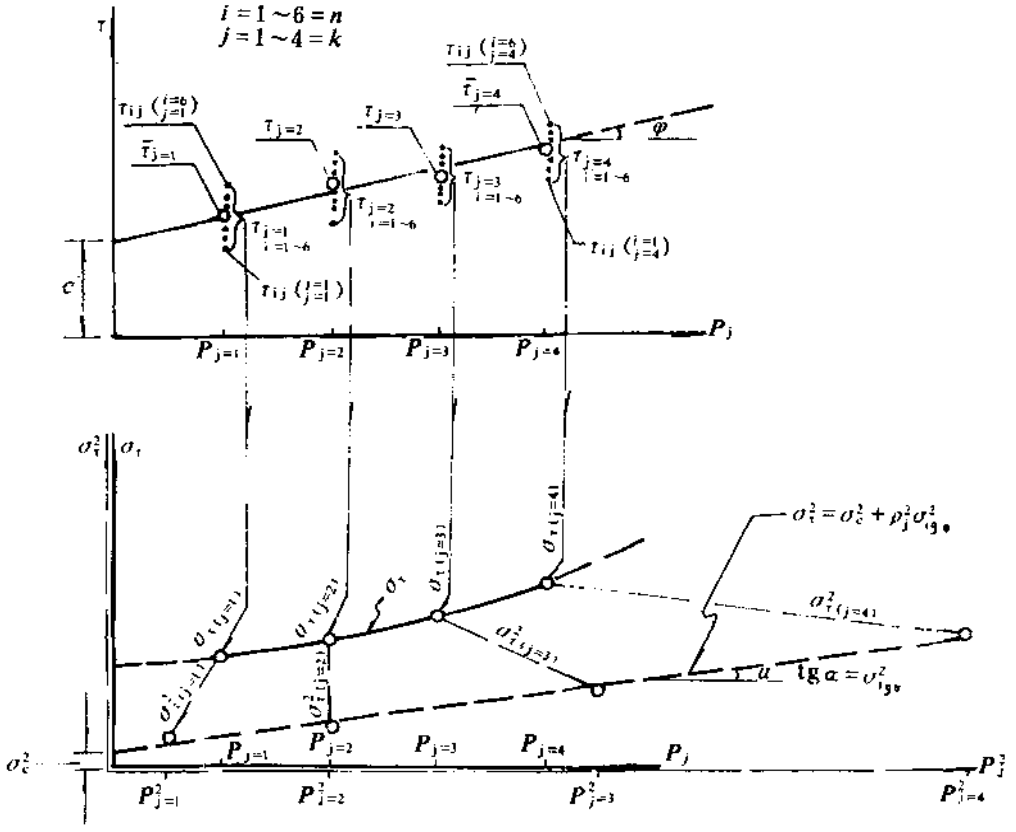


图 D.0.5　利用简化相关法求 σ_c、$\sigma_{tg\varphi}$示意图

此外，本附录还给出了正交变换法，该法通过正交变换，可将 c、tgφ两个相关的随机量变为 c'、tgφ两个独立的随机量，利用 c'、tgφ的统计参数（均值、标准差）可以进行可靠度计算，因此，该法计算可靠度时可以应用。本规范采用以分项系数表达的极限状态设计表达式，分项系数通过可靠度计算已经求得，所以在一般情况下不用正交变换法，而用简化相关法（即 τ 平均法）。

在研究中还发现一般传统法没有考虑 c、φ相关的缺点，尤其是发现利用传统的线性回归理论（求回归参数的方差）不适合求随机变量 c、φ的方差，从而将抗剪强度概率统计理论向前推进一步，提高了人们对这一问题的认识。