

中华人民共和国行业标准

码头结构设计规范

JTS 167—2018

主编单位：中交第一航务工程勘察设计院有限公司
中交第三航务工程勘察设计院有限公司
中交第四航务工程局有限公司

批准部门：中华人民共和国交通运输部

施行日期：2018年6月1日

人民交通出版社股份有限公司

2018·北京

交通运输部关于发布《码头结构设计规范》 (JTS 167—2018)的公告

2018年第33号

现发布《码头结构设计规范》(以下简称《规范》)。本《规范》为强制性行业标准,编号为JTS 167—2018,自2018年6月1日起施行。《格型钢板桩码头设计与施工规程》(JTJ 293—98)、《斜坡码头及浮码头设计与施工规范》(JTJ 294—98)、《港口工程嵌岩桩设计与施工规程》(JTJ 285—2000)、《港口工程灌注桩设计与施工规程》(JTJ 248—2001)、《港口工程地下连续墙结构与施工规程》(JTJ 303—2003)、《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)、《板桩码头设计与施工规范》(JTS 167—3—2009)、《高桩码头设计与施工规范》(JTS 167—1—2010)、《港口工程桩基规范》(JTS 167—4—2012)同时废止。

本《规范》第3.1.2.1款、第3.1.5条、第4.1.2条、第4.1.3条、第4.3.29条、第4.4.14.1款、第4.4.21条、第5.1.10条、第5.1.20条、第5.1.21条、第5.1.44条、第5.7.8条、第5.7.11条、第6.1.6条、第6.1.7条、第6.1.18条、第6.1.20条、第6.2.15条、第6.2.50条、第6.3.1条、第6.3.13.4款、第7.1.3条、第7.1.12条、第7.1.13条、第7.1.15条、第7.1.16条、第7.2.5条、第7.2.11条、第7.2.18条、第7.2.32条、第7.6.14条、第7.6.17条、第8.1.5条、第8.1.7条、第8.1.8条、第8.1.9条、第8.1.10条、第8.2.13条、第8.2.15条、第9.1.4条、第9.1.10条、第9.1.11条、第9.2.10条、第9.2.12条、第9.2.20条、第9.2.41条中的黑体字部分为强制性条文,必须严格执行。

本《规范》由交通运输部水运局负责管理和解释。

特此公告。

中华人民共和国交通运输部

2018年3月12日

制定说明

本规范是按照标准体系表的规定,在《高桩码头设计与施工规范》、《重力式码头设计与施工规范》、《板桩码头设计与施工规范》、《港口工程桩基规范》、《港口工程预应力混凝土大直径管桩设计与施工规程》、《港口工程灌注桩设计与施工规程》、《水运工程先张法预应力高强混凝土管桩设计与施工规程》、《斜坡码头及浮码头设计与施工规范》、《港口工程桩式柔性靠船设施设计与施工技术规程》、《港口工程地下连续墙结构设计施工规程》、《格型钢板桩码头设计与施工规程》和《港口工程嵌岩桩设计与施工规程》等规范和规程的基础上,经深入调查研究、试验研究、计算分析,总结我国近年来码头设计施工的实践经验,广泛征求有关单位和专家意见,并结合我国港口工程特点和发展需要进行整合和完善制定而成。同时,随着我国水运工程建设的飞速发展,码头结构建设技术近年来又有了很大的发展,本规范作为港口主要建筑物设计标准,及时吸收、借鉴工程建设经验,充实、修改、更新和完善了规范内容,提高了规范水平。

本规范将遮帘式板桩码头新结构的计算理论和方法进行了专题研究,建立了这种新结构的简化设计计算方法,纳入了本规范。

本规范主编单位为:中交第一航务工程勘察设计院有限公司、中交第三航务工程勘察设计院有限公司、中交第四航务工程局有限公司,参加单位为:中交第二航务工程勘察设计院有限公司、中交水运规划设计院有限公司、中交第二航务工程局有限公司、中交武汉港湾工程设计研究院有限公司、中交上海港湾工程设计研究院有限公司、中交四航局港湾工程设计院有限公司、长江航运规划设计院。

本规范的第3.1.2.1款、第3.1.5条、第4.1.2条、第4.1.3条、第4.3.29条、第4.4.14.1款、第4.4.21条、第5.1.10条、第5.1.20条、第5.1.21条、第5.1.44条、第5.7.8条、第5.7.11条、第6.1.6条、第6.1.7条、第6.1.18条、第6.1.20条、第6.2.15条、第6.2.50条、第6.3.1条、第6.3.13.4款、第7.1.3条、第7.1.12条、第7.1.13条、第7.1.15条、第7.1.16条、第7.2.5条、第7.2.11条、第7.2.18条、第7.2.32条、第7.6.14条、第7.6.17条、第8.1.5条、第8.1.7条、第8.1.8条、第8.1.9条、第8.1.10条、第8.2.13条、第8.2.15条、第9.1.4条、第9.1.10条、第9.1.11条、第9.2.10条、第9.2.12条、第9.2.20条、第9.2.41条为强制性条文,必须严格执行。

本规范共分9章和21个附录,并附条文说明。本规范编写人员分工如下:

- 1 总则:刘永绣
- 2 术语:刘永绣 刘进生 吕卫清 程泽坤 麦远俭 陈奉琦 曹称宇 李宗哲
龙健若 詹明
- 3 基本规定:刘进生 刘永绣 杨丽民
- 4 桩基:曹称宇 程泽坤 周国然 周开国 陈奉琦 沈斌

码头结构设计规范(JTS 167—2018)

- 5 高桩码头:陈奉琦 程泽坤 曹称宇 万 宏
- 6 板桩码头:刘永绣 刘进生 吴荔丹 李元音 杨丽民
- 7 重力式码头:麦远俭 吕卫清 王小平
- 8 格形钢板桩码头:李宗哲 龙健若 李振宽
- 9 斜坡码头和浮码头:詹 明 吴雄英 颢孙伟恩
- 附录 A~C:曹称宇 程泽坤 周国然 陈奉琦
- 附录 D:曹称宇
- 附录 E:陈奉琦
- 附录 F~J:陈奉琦 程泽坤 曹称宇
- 附录 K:李元音
- 附录 L:吴荔丹 刘永绣
- 附录 M:刘永绣 吴荔丹
- 附录 N~T:麦远俭 吕卫清 王小平
- 附录 U、W:吴雄英 詹 明
- 附录 Y:刘永绣

本次规范于2013年12月27日通过部审,于2018年3月12日发布,自2018年6月1日起实施。

本规范由交通运输部水运局负责管理和解释。请各有关单位在执行过程中,将发现的问题和意见及时函告交通运输部水运局(地址:北京市建国门内大街11号,交通运输部水运局技术管理处,邮政编码:100736)和本规范管理组(地址:天津市河西区大沽南路1472号,中交第一航务工程勘察设计院有限公司,邮政编码:300322),以便再修订时参考。

目次

1	总则	(1)
2	术语	(2)
3	基本规定	(5)
3.1	一般规定	(5)
3.2	极限状态设计	(6)
3.3	结构选型	(11)
3.4	结构耐久性设计	(11)
4	桩基	(13)
4.1	一般规定	(13)
4.2	承载力	(14)
4.3	预制混凝土桩结构	(29)
4.4	钢管桩结构	(35)
4.5	灌注桩结构	(43)
4.6	嵌岩桩结构	(44)
5	高桩码头	(48)
5.1	一般规定	(48)
5.2	梁板式码头	(52)
5.3	无梁板式码头	(66)
5.4	墩式码头	(69)
5.5	多层和浮式系靠结构码头	(70)
5.6	柔性靠船桩码头	(74)
5.7	接岸结构与岸坡稳定	(75)
6	板桩码头	(77)
6.1	一般规定	(77)
6.2	构造	(80)
6.3	计算	(87)
6.4	构件设计	(96)
7	重力式码头	(99)
7.1	一般规定	(99)

码头结构设计规范(JTS 167—2018)

7.2	一般构造	(105)
7.3	结构与构件计算	(109)
7.4	方块码头	(114)
7.5	扶壁码头	(117)
7.6	沉箱码头	(118)
7.7	坐床式圆筒码头	(123)
7.8	现浇混凝土码头或浆砌石码头	(126)
8	格形钢板桩码头	(127)
8.1	一般规定	(127)
8.2	构造	(128)
8.3	计算	(132)
9	斜坡码头和浮码头	(140)
9.1	一般规定	(140)
9.2	构造	(141)
9.3	计算	(149)
附录 A	嵌岩桩嵌岩形式示意图	(152)
附录 B	水平力作用下单桩的计算	(154)
附录 C	桩的压屈计算长度的确定	(165)
附录 D	桩的吊点布置及吊运内力计算	(167)
附录 E	吊耳板设计	(170)
附录 F	水平集中力的横向分力在高桩码头排架中的分配	(171)
附录 G	四边简支板承受集中荷载的弯矩计算	(172)
附录 H	铰接板的荷载横向分布计算	(179)
附录 J	无梁板在集中荷载作用下的内力计算	(185)
附录 K	板桩和地下连续墙水平地基抗力系数	(187)
附录 L	斜拉桩式板桩码头内力计算	(188)
附录 M	遮帘式板桩码头结构内力的简化计算法	(191)
附录 N	重力式码头土压力计算常用图式和 K_a 、 K_p 、 θ 数值表	(196)
附录 P	码头临水面花岗岩镶面技术要求	(200)
附录 Q	码头倒滤井	(201)
附录 R	重力式码头抗滑、抗倾稳定性按可靠指标的设计	(202)
附录 S	贮仓压力计算	(206)
附录 T	沉箱施工时期外力计算	(208)
附录 U	锚链及锚的计算	(210)
附录 W	浮码头撑杆的轴向荷载计算	(212)

附录 Y 本规范用词说明	(213)
引用标准名录	(214)
附加说明 本规范主编单位、参编单位、主要起草人、主要审查人、总校人员 和管理组人员名单	(216)
条文说明	(219)

1 总 则

- 1.0.1** 为统一码头结构设计的技术要求,保障码头结构安全可靠、耐久适用、技术先进和经济合理,制定本规范。
- 1.0.2** 本规范适用于港口工程码头和船厂舾装码头的结构设计。
- 1.0.3** 码头结构设计除应执行本规范的规定外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术 语

- 2.0.1 码头结构 Wharf Structure**
供船舶系泊、装卸货物和乘客上下船的水工建筑物。
- 2.0.2 高桩码头 High Piled Wharf**
由桩基及上部结构组成的码头。
- 2.0.3 板桩码头 Sheet Piled Wharf**
由前墙、锚碇结构和拉杆或拉桩等组成的码头。
- 2.0.4 重力式码头 Gravity Wharf**
以结构本身和填料的重力保持稳定的码头。
- 2.0.5 格形钢板桩码头 Cellular Sheet-piled Wharf**
由带锁口的直腹式钢板桩连接成格仓、内部充填填料构成的结构。格仓的常用平面形状为圆形。
- 2.0.6 斜坡码头 Sloping Wharf**
临水面为斜坡道的码头。船舶停泊于斜坡道的前方,其平面位置随水位变化相应移动的码头。
- 2.0.7 浮码头 Floating Wharf**
系靠船舶的结构为浮式结构的码头。船舶停泊的平面位置基本不变,仅随水位变化而升降的码头。
- 2.0.8 基桩 Foundation Pile**
桩基础中的桩。
- 2.0.9 单桩轴向极限承载力 Ultimate Axial Bearing Capacity of a Single Pile**
单桩在轴向荷载作用下达破坏状态前的最大荷载或出现不适于继续承载的变形时所对应的荷载。
- 2.0.10 打入桩 Driven Pile**
采用锤击、振动等方法沉入岩土形成的桩,包括预制混凝土桩、钢管桩、钢板桩等。
- 2.0.11 灌注桩 Cast-in-situ Pile**
采用现场成孔,安置钢筋笼并现场浇筑混凝土形成的桩。
- 2.0.12 嵌岩桩 Rock-socketed Pile**
将桩与岩石、微风化岩或经论证的中风化岩等可靠基岩有效连接的桩。
- 2.0.13 桩台 Pile-supported Platform**
桩基承台的简称,由一组基桩及将这组基桩连成整体的上部平台共同构成的结构。
- 2.0.14 柔性靠船桩 Breasting Clustered Piles**

依靠桩身弹性变形吸收全部或部分船舶靠泊能量的桩结构。

2.0.15 接岸结构 Structure Connecting Shore

高桩码头桩台或引桥与后方陆域衔接处的结构。

2.0.16 锚碇结构 Anchoring of Sheet Wall

板桩码头中承受前墙通过拉杆传导的拉力,保证板桩墙稳定的结构。

2.0.17 锚碇板 Anchor Plate

板桩码头中由不连续布置的板构成的,由抗滑力维持稳定的锚碇结构。

2.0.18 锚碇墙 Anchor Wall

板桩码头中由墙或连续布置的板构成的,由抗滑力维持稳定的锚碇结构。

2.0.19 锚碇桩 Anchor Pile

板桩码头结构中由不连续布置的直桩或直桩组构成的,由抗倾力矩维持稳定的锚碇结构。

2.0.20 锚碇板桩 Anchor Sheet-pile

板桩码头结构中由板桩或地连墙构成的,由抗倾力矩维持稳定的锚碇结构。

2.0.21 锚碇叉桩 Anchor Batter-pile

板桩码头中由叉桩构成的,由桩的轴向承载力维持稳定的锚碇结构。

2.0.22 拉杆 Tie Rod

板桩码头中前墙与锚碇结构间的连系杆。

2.0.23 遮帘桩 Curtain Pile

设在前墙后侧,用以减小前墙土压力的桩。本规范专指顶部设有与锚碇结构连接拉杆的全遮帘桩。

2.0.24 半遮帘桩 Semi-curtain Pile

设在前墙后侧,用以减小前墙土压力的桩,其顶部不设与锚碇结构连接的拉杆。

2.0.25 空心块体 Hollow Blockwork

预制的素混凝土或无底钢筋混凝土空心构件。

2.0.26 混合石料倒滤层 Stonefilter Layer

由级配较好的混合石料,如粒径 5mm ~ 100mm 的碎石,或石渣、砂卵石等组成的倒滤层。

2.0.27 二片石 Smaller Slabstone

粒径 80mm ~ 150mm 的小石块。

2.0.28 爆夯法 Dynamic Compaction Method by Explosion

利用爆炸冲击力密实水下抛石层的方法。

2.0.29 直腹式钢板桩 Straight Web Steel Sheet Piles

两端带锁口、中间腹板为平板的钢板桩。

2.0.30 主格仓 Main Cell

格形钢板桩结构中的圆形格仓。

2.0.31 副格仓 Arc Cell

格形钢板桩结构中相邻主格仓之间用短圆弧连接的格仓。

2.0.32 活动引桥 Movable Bridge Approach

斜坡码头、浮码头中浮式结构与岸或固定引桥之间的可适应水位升降的连接桥。

2.0.33 实体斜坡道 Paving Sloping Approach

斜坡码头中利用岸坡修筑的供缆车、流动机械和行人上下的实体通道。

2.0.34 架空斜坡道 Suspended Sloping Approach

斜坡码头中采用架空斜坡结构供缆车、流动机械和行人上下的通道。

2.0.35 升降架 Riser

浮码头中支承活动引桥并使其随水位涨落而升降的结构。

2.0.36 趸船系留设施 Mooring Facility for Pontoon

用于固定趸船或限制趸船位移的设施。主要有锚链、撑杆系统和定位墩等。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 码头的结构形式应根据使用要求、自然条件、使用环境、使用年限、施工条件等因素,经技术经济比选后确定。

3.1.2 码头结构的设计使用年限应按下列规定采用。

3.1.2.1 永久性码头结构的设计使用年限应采用 50 年。

3.1.2.2 临时性码头结构的设计使用年限可采用临时使用的年限或 5 ~ 10 年。

3.1.3 码头结构在规定的的设计使用年限内应满足下列功能要求:

- (1) 在正常施工和正常使用时,能安全承受设计规定的各种作用;
- (2) 在正常使用时具有良好的工作性能;
- (3) 在正常维护下具有足够的耐久性能;
- (4) 在设计地震状况下主体结构不丧失承载能力;
- (5) 有特殊要求时,在发生设定的偶然事件下,主体结构仍能保持整体稳定。

3.1.4 码头结构设计宜采用以概率理论为基础,以分项系数表达的极限状态设计方法,有条件时可直接采用可靠指标设计方法。

3.1.5 码头结构设计时,应根据结构失效可能产生的危及人的生命安全、造成经济损失以及影响社会和环境等后果的严重程度采用不同的安全等级。码头结构安全等级的划分应符合表 3.1.5 的规定。

表 3.1.5 码头结构的安全等级

安全等级	失效后果	适用范围
一级	很严重	有特殊安全要求的码头结构
二级	严重	一般的码头结构
三级	不严重	临时性码头结构

3.1.6 码头结构与其组成部分宜取相同的安全等级,必要时可对其中某些结构构件的重要性系数进行调整。

3.1.7 码头结构设计应根据工程情况选择合理的计算模型、计算方法,必要时应通过试验确定结构的作用、作用效应、破坏形态和结构抗力等。

3.1.8 码头结构设计应对材料性能、耐久性措施提出要求,并对施工、检测、使用和维护等提出要求。码头混凝土构件的强度等级应根据现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)的规定确定;钢构件的钢材牌号应根据《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)的规定确定。

表 3.2.6 作用分项系数

荷载名称		分项系数		取值说明
		符号	取值	
永久作用	构件自重、固定设备重力、填料重力	γ_G	1.2	(1)当作用效应对结构承载能力起有利作用时,该作用分项系数取值不应大于1.0; (2)当作用组合中以构件自重、固定设备重力、填料重力作用为主时,其分项系数应不小于1.3; (3)当总土压力效应对结构承载能力不利时,土压力水平和垂直分力作用的分项系数均取1.35
	自重及回填料产生的水平和垂直土压力	γ_E	1.35	
	剩余水压力	γ_{PW}	1.05	
可变作用	可变作用引起的水平和垂直土压力	γ_E	1.35	(1)当作用效应对结构承载能力起有利作用时,该作用分项系数取值不应大于1.0; (2)当总土压力效应对结构承载能力不利时,土压力水平和垂直分力作用的分项系数均取1.35; (3)当总波浪力效应对结构承载能力不利时,波浪力及其浮托力分项系数稳定验算均取1.3,构件计算均取1.5; (4)海港结构在极端高水位和极端低水位情况下,承载能力极限状态持久组合的可变作用分项系数应减小0.1采用; (5)短暂状况可变作用分项系数可按表中所列数值减小0.1采用
	构件计算时五金钢铁荷载	γ_Q	1.5	
	构件计算时散货荷载			
	构件计算时起重机械荷载			
	构件计算时汽车荷载	γ_Q	1.4	
	构件计算时铁路荷载			
	构件计算时一般件杂货、集装箱荷载			
	构件计算时液体管道(含推力)荷载			
	构件计算时运输机械荷载			
	构件计算时风荷载			
	构件计算时缆车荷载			
	构件计算时人群荷载	γ_P γ_U	1.3	
	稳定验算时的波浪力及其浮托力			
	构件计算时的波浪力及其浮托力	γ_P γ_U	1.5	
	冰荷载			
	水流力			
	船舶撞击力	γ_{PZ}	1.4	
船舶系缆力	γ_{PR}			
船舶挤靠力	γ_{PJ}			
预应力	γ_{PS}	按现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)取值		

注:①基床反力分项系数、静水压力及其浮托力分项系数按第7.3.17条的规定取值;

②作用综合分项系数除本章规定外,按有关章规定取值。

3.2.6.2 短暂组合的效应设计值可按式(3.2.6-3)计算;对于板桩结构的内力、重力式结构的基床承载力和格形钢板桩结构格形墙体内部剪切稳定的验算,短暂组合的效应设计值可按式(3.2.6-4)计算。

$$S_d = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} S_{G_{ik}} + \gamma_{PS} S_{PS} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q_j} S_{Q_{jk}} \quad (3.2.6-3)$$

$$S_d = \gamma_F S(\sum_{i \geq 1} G_{ik} \text{ “+” } \sum_{j \geq 1} Q_{jk}) \quad (3.2.6-4)$$

式中 S_d ——作用组合的效应设计值;

γ_{G_i} ——第 i 个永久作用分项系数,可按表 3.2.6 取值;

$S_{G_{ik}}$ ——第 i 个永久作用标准值的效应;

γ_{PS} ——预应力分项系数,按现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151) 取值;

S_{PS} ——预应力作用有关代表值的效应;

γ_{Q_j} ——第 j 个可变作用分项系数,可按表 3.2.6 中所列数值减小 0.1 采用;

$S_{Q_{jk}}$ ——第 j 个可变作用标准值的效应;

γ_F ——作用综合分项系数,板桩结构为混凝土结构时取 1.40,为钢结构时取 1.35;重力式结构的基床承载力和格形钢板桩墙体内部剪切稳定验算时取 1.0;

G_{ik} ——第 i 个永久作用的标准值;

Q_{jk} ——第 j 个可变作用的标准值;

$S(\cdot)$ ——作用组合的效应函数;

“+”——组合。

3.2.6.3 地震组合应符合下列规定:

(1) 地震作用的代表值分项系数为 1.0;

(2) 具体的设计表达式及相关系数按现行行业标准《水运工程抗震设计规范》(JTS 146) 的规定执行。

3.2.6.4 偶然组合应符合下列规定:

(1) 偶然作用的代表值分项系数为 1.0;

(2) 与偶然作用同时出现的可变作用取标准值。

3.2.7 正常使用极限状态设计应符合下列规定。

3.2.7.1 持久状况的正常使用极限状态,根据不同设计要求,可分别采用作用的标准组合、频遇组合和准永久组合进行设计。作用持久组合的效应设计值可按式(3.2.7-1)、式(3.2.7-2)和式(3.2.7-3)计算,板桩结构构件可按式(3.2.7-4)计算。

标准组合的效应设计值

$$S_d = \sum_{i \geq 1} S_{G_{ik}} + S_{PS} + S_{Q_{1k}} + \sum_{j > 1} \psi_{c_j} S_{Q_{jk}} \quad (3.2.7-1)$$

频遇组合的效应设计值

$$S_d = \sum_{i \geq 1} S_{G_{ik}} + S_{PS} + \psi_f S_{Q_{1k}} + \sum_{j > 1} \psi_{q_j} S_{Q_{jk}} \quad (3.2.7-2)$$

准永久组合的效应设计值

$$S_d = \sum_{i \geq 1} S_{G_{ik}} + S_{PS} + \sum_{j \geq 1} \psi_{q_j} S_{Q_{jk}} \quad (3.2.7-3)$$

板桩结构构件作用持久组合的效应设计值

$$S_d = \psi_F S(\sum_{i \geq 1} G_{ik} \text{ “+” } \sum_{j \geq 1} Q_{jk}) \quad (3.2.7-4)$$

式中 S_d ——作用组合效应设计值;

$S_{G_{ik}}$ ——第 i 个永久作用标准值的效应;

S_{PS} ——预应力作用有关代表值的效应;

$S_{Q_{ik}}$ 、 $S_{Q_{jk}}$ ——分别为主导可变作用和第 j 个可变作用标准值的效应;

G_{ik} ——第 i 个永久作用的标准值;

Q_{jk} ——第 j 个可变作用的标准值;

ψ_{c_j} 、 ψ_f 、 ψ_{q_j} ——可变作用的组合系数、频遇值系数和准永久值系数,可分别取 0.7、0.7、0.6;对经常以界限值出现的有界作用,根据具体情况, ψ_{c_j} 、 ψ_{q_j} 可取 1.0;

ψ_F ——综合准永久值系数,取 0.85;

$S(\cdot)$ ——作用组合的效应函数;

“+”——组合。

3.2.7.2 短暂状况需要考虑正常使用极限状态时,作用的效应设计值可按式(3.2.7-5)计算,板桩结构构件可按式(3.2.7-6)计算:

$$S_d = \sum_{i \geq 1} S_{G_{ik}} + S_{PS} + \sum_{j \geq 1} S_{Q_{jk}} \quad (3.2.7-5)$$

$$S_d = S(\sum_{i \geq 1} G_{ik} \text{ “+” } \sum_{j \geq 1} Q_{jk}) \quad (3.2.7-6)$$

式中 S_d ——作用组合效应设计值;

$S_{G_{ik}}$ ——第 i 个永久作用标准值的效应;

S_{PS} ——预应力作用有关代表值的效应;

$S_{Q_{jk}}$ ——第 j 个可变作用标准值的效应;

G_{ik} ——第 i 个永久作用的标准值;

Q_{jk} ——第 j 个可变作用的标准值;

$S(\cdot)$ ——作用组合的效应函数;

“+”——组合。

3.2.7.3 正常使用极限状态设计的相关组合及要求尚应执行现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)、《水运工程地基设计规范》(JTS 147)、《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)的有关规定。

3.2.8 海港码头结构设计承载力极限状态作用组合中的计算水位应符合下列规定。

3.2.8.1 持久组合中,计算水位应分别采用设计高水位、设计低水位、极端高水位、极端低水位,并对各水位分别与地下水位相组合进行计算,必要时应采用设计高水位与设计低水位之间的某不利水位进行结构计算。

3.2.8.2 短暂组合中,计算水位应分别采用设计高水位、设计低水位,并对各水位分别与地下水位相组合进行计算,必要时应采用设计高水位与设计低水位之间的某不利水位进行结构计算。

3.2.9 海港码头结构设计正常使用极限状态作用组合应分别采用设计高水位、设计低水

位,并对各水位分别与地下水位相组合进行计算,必要时应采用设计高水位与设计低水位之间的某不利水位进行结构计算。

3.2.10 河港、库区和湖区码头结构设计承载能力极限状态和正常使用极限状态作用组合的计算水位应符合下列规定。

3.2.10.1 持久组合中,计算水位应分别采用设计高水位、设计低水位,并对各水位分别与地下水位相组合进行计算,必要时应采用设计高水位与设计低水位之间的某不利水位进行结构计算。

3.2.10.2 短暂组合中,计算水位应分别采用设计高水位和设计低水位,施工期可按设计高水位与设计低水位之间的某不利水位进行计算。

3.2.11 地震组合的计算水位应按现行行业标准《水运工程抗震设计规范》(JTS 146)的有关规定执行。

3.3 结构选型

3.3.1 码头可采用高桩结构、板桩结构、重力式结构、格形钢板桩结构、斜坡式结构或浮码头结构等形式。

3.3.2 高桩码头宜用于黏性土、粉土、砂土、碎石土和风化岩等可以沉桩的地基,当采用灌注桩、嵌岩桩等桩基时,也可用于不易沉桩的地基。

3.3.3 板桩码头宜用于黏性土、粉土、砂土、碎石土和风化岩等地基,当地基岩面较浅时,应充分考虑施工难度和经济性。

3.3.4 格形钢板桩码头宜用于砂土、坚硬黏土或岩石等承载能力较高的地基。

3.3.5 重力式码头宜建在较好的地基上,当采取地基处理或适当的结构措施时,也可用于地基较差的情况。

3.3.6 斜坡码头宜用于水位差较大的情况。

3.3.7 浮码头宜用于内河、水库、湖泊和掩护条件较好的海港。

3.4 结构耐久性设计

3.4.1 永久性码头结构应按所处的环境条件、设计使用年限和结构特点等进行耐久性设计。耐久性设计应包括下列内容:

(1) 结构的设计使用年限;

(2) 混凝土结构防腐蚀、抗冻、抗渗等耐久性设计和钢结构防腐蚀耐久性设计;

(3) 高性能混凝土和特殊防腐蚀措施质量控制要求;

(4) 使用过程中正常维护的内容和要求;特殊重要的结构或处于严重侵蚀环境下的结构的定期检测要求等。

3.4.2 混凝土结构的耐久性设计应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)、《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》(JTJ 275)、《水运工程混凝土质量控制标准》(JTS 202—2)和《水运工程结构耐久性设计标准》(JTS 153)的有关规定。

3.4.3 钢结构的耐久性设计应符合现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)、

《海港工程钢结构防腐蚀技术规范》(JTS 153—3)和《水运工程结构耐久性设计标准》(JTS 153)的有关规定。

3.4.4 对装卸散装盐或其他腐蚀性较强货种的码头,应采取防止有害物质渗透腐蚀钢筋或钢拉杆的措施。

3.4.5 码头混凝土、钢结构防腐蚀部位的划分应符合表 3.4.5-1 和表 3.4.5-2 的规定。

表 3.4.5-1 海水环境混凝土、钢结构部位划分

掩护条件	划分类别	大气区	浪溅区	水位变动区	水下区	泥下区
有掩护	按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)计算的设计水位	设计高水位加 1.5m 以上	大气区下界至设计高水位减 1.0m 之间	浪溅区下界至设计低水位减 1.0m 之间	水位变动区下界至泥面	泥面以下
无掩护	按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)计算的设计水位	设计高水位加 ($\eta_0 + 1.0\text{m}$) 以上	大气区下界至设计高水位减 η_0 之间	浪溅区下界至设计低水位减 1.0m 之间	水位变动区下界至泥面	泥面以下
	按天文潮潮位	最高天文潮位加 0.7 倍百年一遇有效波高 $H_{1/3}$ 以上	大气区下界至最高天文潮位减百年一遇有效波高 $H_{1/3}$ 之间	浪溅区下界至最低天文潮位减 0.2 倍百年一遇有效波高 $H_{1/3}$ 之间	水位变动区下界至泥面	泥面以下

注:① η_0 值为设计高水位时的重现期 50 年 $H_{1\%}$ (波列累积频率为 1% 的波高)波峰面高度;

②当浪溅区上界计算值低于码头面高程时,应取码头面高程为浪溅区上界;

③当无掩护条件的海港工程无法按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)计算设计水位时,可按天文潮潮位确定码头结构的部位划分。

表 3.4.5-2 淡水环境混凝土、钢结构部位划分

水上区	水下区	水位变动区
设计高水位以上	设计低水位以下	水上区与水下区之间

注:①水上区也可按历年来平均最高水位以上划分;

②库区工程分为水上区、水下区,以设计低水位作为分界。

4 桩 基

4.1 一般规定

一般要求

4.1.1 桩的承载力应根据不同受力情况,分别按桩身结构强度、地基土对桩的支承能力进行计算,并取两者之小值。

4.1.2 桩的承载能力极限状态设计应包括下列内容:

(1) 根据桩的受力情况进行地基土对桩的轴向承载力和水平承载力计算以及软弱下卧层承载力的验算;

(2) 桩身受压、受弯、受拉、受剪和必要时的受扭承载力计算;

(3) 桩的自由长度较大时,桩的压屈稳定验算等。

4.1.3 桩的正常使用极限状态设计应包括下列内容:

(1) 混凝土桩的抗裂或限裂验算;

(2) 柔性系靠船桩的水平变形计算等。

4.1.4 桩基设计的设计状况、作用组合应符合第3章的规定。

4.1.5 桩基设计应考虑岸坡变形、冲刷、淤积、土体沉降等因素对桩的不利影响。

4.1.6 桩基设计应满足耐久性要求。冻融地区尚应考虑桩体冻胀、冰凌磨损和撞损等影响。

4.1.7 进行静载荷试验的桩,宜同时进行高应变动测。

4.1.8 桩基设计应具备下列资料:

(1) 使用要求;

(2) 水文、气象、地形、工程环境和冲淤等资料;

(3) 工程地质和水文地质资料及评价;

(4) 必要的载荷试验或试沉桩资料;

(5) 有碍沉桩或成孔的障碍物的探测资料;

(6) 主要施工机具、设备等施工条件资料。

桩的选型

4.1.9 港口工程基桩可按成桩工艺分为打入桩、灌注桩和嵌岩桩三类,各类桩可按下列方法分为不同的形式。

4.1.9.1 打入桩可控制桩材料分为预制混凝土桩和钢管桩等,其中预制混凝土桩可按

桩身结构情况分为钢筋混凝土桩和预应力混凝土桩,预应力混凝土桩可按桩身截面形状分为预应力混凝土方桩和预应力混凝土管桩等。

4.1.9.2 灌注桩可按成孔方法分为钻孔灌注桩和挖孔灌注桩等。

4.1.9.3 嵌岩桩可按成桩方法、结构组成和嵌岩形式等分为灌注型嵌岩桩、灌注型锚杆嵌岩桩、预制型植入嵌岩桩、预制型芯柱嵌岩桩、预制型锚杆嵌岩桩和组合式嵌岩桩等,示意图可参见附录 A。

4.1.10 桩的形式应根据使用要求、水文、地质条件、施工条件、环境条件和耐久性等要求,按安全适用、经济合理的原则选用。

4.1.11 水上工程宜优先采用打入桩。打入桩按抗弯要求选型时,可按下列情况参考选用。

4.1.11.1 抗弯要求不高时,可选用预应力混凝土方桩,内河中、小型工程也可选用预制钢筋混凝土方桩。

4.1.11.2 抗弯要求较高,沉桩贯入难度不大时,可采用预应力混凝土管桩。

4.1.11.3 抗弯要求较高,沉桩贯入难度较大或桩长较大时,可采用钢管桩或预应力混凝土管桩与钢管桩组成的组合桩。

4.1.11.4 抗弯要求高或沉桩贯入困难时,宜采用钢管桩。

4.1.12 下列情况宜采用灌注桩:

- (1)地质条件复杂、岩面起伏较大或地下障碍物较多,打入桩难以下沉时;
- (2)锤击沉桩时岸坡稳定性不足或附近有重要建筑物,不宜锤击沉桩时;
- (3)施工条件限制,桩数较少、水域狭窄或水深不足,不宜使用大型水上沉桩设备时;
- (4)需避免挤土影响时。

4.1.13 岩面以上无覆盖层或覆盖层较薄,宜采用嵌岩桩。嵌岩桩可按下列情况参考选型。

4.1.13.1 当桩在岩面处抗弯要求较高或轴向抗压要求较高时,可采用桩身嵌岩或芯柱嵌岩的类型。

4.1.13.2 以增加桩的抗拔能力为目的时,可采用锚杆嵌岩的类型。

4.1.13.3 当在岩面处抗弯和抗拔要求均较高时,可采用组合式类型。

4.1.14 打入桩、灌注桩和嵌岩桩均可采用直桩或斜桩,桩的斜度除应考虑受力要求外,尚应考虑地质、水深、水文和施工设备等条件。

4.1.15 采用灌注桩时,必要时可采取灌注桩后注浆工艺提高桩的承载力和减小沉降。

4.2 承载力

一般要求

4.2.1 打入桩中心距不宜小于 3.5 倍桩径或边长;灌注桩中心距不宜小于 2.5 倍桩径,嵌岩桩的中心距不宜小于 2 倍桩径,采用冲孔工艺时不宜小于 3 倍桩径。

4.2.2 桩基设计中,桩的中心距大于等于表 4.2.2 规定时可按单桩计算,小于表 4.2.2 的规定时,应按群桩计算。

表 4.2.2 按单桩计算承载力的最小桩距

桩的类型	轴向承载桩	水平承载桩
打入桩、灌注桩	中心距 $6d$, 或中心距 $3d \sim 6d$ 且桩端进入良好持力层	沿水平力作用方向桩与桩的中心距 $6d \sim 8d$, 砂土、桩径较大时取较小值, 黏性土、桩径较小时取较大值
嵌岩桩	以嵌岩段承受轴向力为主时, 中心距 $2d$; 考虑覆盖层段承受较大轴向力时, 中心距 $3d$	以嵌岩段承受水平力为主时, 沿水平力作用方向, 中心距 $2d$; 以覆盖层段承受水平力为主时, 中心距 $6d \sim 8d$, 砂土、桩径较大时取较小值, 黏性土、桩径较小时取较大值

注: ① d 为圆桩直径或方桩边长;

② 同类土质中, 打入桩取较大值, 灌注桩取较小值。

4.2.3 打入桩和灌注桩宜选择中密或密实砂层、硬黏性土层、碎石类土或风化岩层等良好土层作为桩端持力层, 桩端位置的确定应符合下列规定。

4.2.3.1 桩端进入持力层的深度宜满足下列要求:

- (1) 黏性土和粉土, 不小于 2.0 倍桩径;
- (2) 中等密实砂土, 不小于 1.5 倍桩径;
- (3) 密实砂土和碎石类土, 不小于 1.0 倍桩径;
- (4) 风化岩, 根据其力学性能确定。灌注桩进入强风化岩, 不小于 1.5 倍桩径。

4.2.3.2 桩端以下 4 倍桩径范围内存在软弱土层时, 应考虑冲剪破坏的可能性, 必要时验算下卧层承载力。

4.2.3.3 在确定打入桩进入硬土层的深度时, 应根据类似工程经验考虑桩的可沉性, 必要时进行试沉桩。锤击沉桩应考虑桩锤性能、桩身强度和桩的入土深度等因素。

4.2.4 嵌岩桩宜嵌入新鲜基岩或微风化岩中, 经论证也可嵌入中等风化岩。入岩深度的确定应符合下列规定。

4.2.4.1 桩的嵌岩深度应同时满足承受轴向力和水平力的要求。

4.2.4.2 嵌岩深度的起算面应考虑岩面斜度的不利影响。

4.2.4.3 嵌岩桩桩端以下一定深度范围内存在溶洞、溶沟和溶槽等不利因素时, 应采取必要的技术措施。

4.2.5 桩基设计应采取下列措施减少不均匀沉降对码头结构的不利影响。

4.2.5.1 同一桩台的基桩, 桩端宜处于同一土层, 且桩端高程不宜相差太大, 当桩端进入不同的土层时, 打入桩各桩最终沉桩贯入度不宜相差过大。

4.2.5.2 同一桩台的基桩, 不宜以软硬程度相差过大的土层作为持力层。

4.2.5.3 同一结构同时采用嵌岩桩和非嵌岩桩时, 应进行充分论证并采取必要的结构措施。

轴向承载力

4.2.6 单桩轴向承载力除下列情况外应根据静载荷试验确定:

- (1) 当附近工程有试桩资料,且沉桩工艺相同,地质条件相近时;
- (2) 桩数较少的建筑物或桩承载力对结构安全影响较小的建筑物,并经技术论证;
- (3) 有其他可靠的替代试验方法时。

4.2.7 单桩轴向承载力设计值的确定应符合下列规定。

4.2.7.1 当进行静载荷试桩时,单桩轴向承载力设计值应按下列式计算:

$$Q_d = \frac{Q_k}{\gamma_R} \quad (4.2.7-1)$$

式中 Q_d ——单桩轴向承载力设计值(kN);

Q_k ——单桩轴向极限承载力标准值(kN),当试桩数量 $n \geq 2$,且各桩的极限承载力最大值与最小值之比值小于等于 1.3 时,取其平均值作为单桩轴向极限承载力标准值,其比值大于 1.3 时,经分析确定;

γ_R ——单桩轴向承载力抗力分项系数,按表 4.2.7 取值。

表 4.2.7 单桩轴向承载力抗力分项系数

桩的类型		静载试验法 γ_R	经验参数法		
打入桩		1.30 ~ 1.40	γ_R 取 1.45 ~ 1.55		
灌注桩		1.50 ~ 1.60	γ_R 取 1.55 ~ 1.65		
嵌岩桩	抗压	1.60 ~ 1.70	覆盖层 γ_{cs}	预制型	1.45 ~ 1.55
				灌注型	1.55 ~ 1.65
			嵌岩段 γ_{cr}	1.70 ~ 1.80	
	抗拔	1.80 ~ 2.00	覆盖层 γ_{cb}	预制型	1.45 ~ 1.55
				灌注型	1.55 ~ 1.65
			嵌岩段 γ_{cb}	2.0 ~ 2.2	

注:①受压桩当地质情况复杂或永久作用所占比重大时取大值,反之取小值;抗拔桩地质情况复杂或永久作用所占比重较小时取大值,反之取小值;

②采用表中经验参数法的分项系数时,应采用本规范的计算方法及相应的参数计算承载力标准值;

③ γ_{cs} 为覆盖层单桩轴向受压承载力抗力分项系数, γ_{cr} 为嵌岩段单桩轴向受压承载力抗力分项系数; γ_{cb} 为覆盖层单桩轴向抗拔承载力抗力分项系数, γ_{cb} 为嵌岩段单桩轴向抗拔承载力抗力分项系数。

4.2.7.2 允许不作静载荷试桩的工程,可根据具体情况采用承载力经验参数法等确定单桩轴向承载力。

4.2.8 按承载力经验参数法确定单桩轴向承载力时,应根据桩的类型按下列方法进行计算。

4.2.8.1 桩身实心或桩端封闭的打入桩轴向抗压承载力设计值可按下式计算:

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum q_{fi} l_i + q_{RA} A) \quad (4.2.8-1)$$

式中 Q_d ——单桩轴向承载力设计值(kN);

γ_R ——单桩轴向承载力抗力分项系数,按表 4.2.7 取值;

U ——桩身截面周长(m);

q_{fi} ——单桩第 i 层土的单位面积极限桩侧摩阻力标准值(kPa),无当地经验值时,可按表 4.2.8-1 取值;

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度(m);

q_R ——单桩单位面积极限桩端阻力标准值(kPa),无当地经验值时,可按表 4.2.8-2 取值;

A ——桩身截面面积(m^2)。

表 4.2.8-1 打入桩单位面积极限桩侧摩阻力标准值(kPa)

土的名称	土的状态	土层深度(m)							
		0~2	2~4	4~6	6~8	8~10	10~13	13~16	16~19
淤泥	$I_L > 1.0$ $1.5 < e \leq 2.4$	2~4	6~8	6~8	8~10	10~12	12~14	14~16	16~18
黏土 $I_p > 17$	$I_L > 1.0$	4~7	6~9	9~12	11~14	13~16	15~18	17~20	18~21
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	11~14	14~17	18~21	21~24	23~26	26~29	30~33	33~36
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	26~34	30~38	35~41	36~44	40~48	43~51	47~55	51~59
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	30~33	34~43	38~47	41~50	45~54	48~57	53~62	57~66
	$0 < I_L \leq 0.25$	42~51	46~55	50~59	54~63	58~67	61~70	66~75	71~80
粉质黏土 $10 < I_p \leq 17$	$I_L > 1.0$	10~12	13~15	16~18	19~21	21~23	23~25	26~28	28~30
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	22~25	25~28	28~31	31~34	33~36	36~39	39~42	41~44
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	30~37	34~41	37~44	40~47	43~50	46~53	50~57	54~61
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	40~48	44~52	47~55	51~59	54~62	57~65	62~70	66~74
	$0 < I_L \leq 0.25$	47~55	51~59	55~63	59~67	62~70	66~74	71~79	75~83
粉土 $I_p \leq 10$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	21~27	24~30	27~33	30~36	33~39	35~41	39~45	43~49
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	25~33	28~36	31~39	34~42	36~44	39~47	41~49	44~52
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	34~42	37~45	41~49	44~52	46~54	49~57	52~60	55~63
	$0 < I_L \leq 0.25$	42~51	47~55	50~59	54~62	57~65	60~68	64~72	68~76
细砂、粉砂	稍密	25~33	28~36	31~39	34~42	36~44	39~47	41~49	44~52
	中密	34~42	37~45	41~49	44~52	46~54	49~57	52~60	55~63
	密实	42~51	47~55	50~58	54~62	57~65	60~68	64~72	68~76
中粗砂	$N > 30$	55~65	60~70	64~74	68~78	72~82	76~86	82~92	87~97

续表 4.2.8-1

土的名称	土的状态	土层深度 (m)							
		19~22	22~26	26~30	30~35	35~40	40~45	45~50	50以上
淤泥	$I_L > 1.0$ $1.5 < e \leq 2.4$	18~20	18~20	18~20	18~20	18~20	18~20	18~20	18~20
黏土 $I_p > 17$	$I_L > 1.0$	20~23	20~23	20~23	20~23	20~23	20~23	20~23	20~23
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	34~36	38~41	39~42	43~46	43~46	43~46	43~46	43~46
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	44~47	56~64	58~66	62~70	64~71	64~71	64~71	64~71
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	59~63	63~72	65~74	69~78	73~81	73~81	73~81	73~81
	$0 < I_L \leq 0.25$	75~84	72~80	79~88	84~93	88~97	88~97	88~97	88~97
粉质黏土 $10 < I_p \leq 17$	$I_L > 1.0$	30~32	30~32	30~32	30~32	30~32	30~32	30~32	30~32
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	43~46	43~46	43~46	43~46	43~46	43~46	43~46	43~46
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	58~65	59~66	61~68	64~71	64~71	64~71	64~71	64~71
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	69~77	71~79	73~81	73~81	73~81	73~81	73~81	73~81
	$0 < I_L \leq 0.25$	79~87	81~89	83~91	88~96	92~100	92~100	92~100	92~100
粉土 $I_p \leq 10$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	45~52	45~53	45~53	45~53	45~53	45~53	45~53	45~53
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	57~65	58~66	59~67	61~69	61~69	61~69	61~69	61~69
	$0 < I_L \leq 0.25$	72~80	73~81	75~83	79~87	82~90	85~93	85~93	85~93
细砂、粉砂	中密	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54	46~54
	中密	57~65	58~66	59~67	61~69	61~69	61~69	61~69	61~69
	密实	72~80	73~81	75~83	79~87	82~90	85~93	85~93	85~93
中粗砂	$N > 30$	92~102	94~104	97~107	103~113	108~118	113~123	118~128	118~128

注:① I_p -土的塑性指数; I_L -土的液性指数; N -土的标准贯入击数; e -土的天然孔隙比;

②本表适用于以侧摩擦力为主的摩擦桩,对于以端阻力为主的端承桩应另行确定;

③有当地工程经验时宜直接当地经验取值。

表 4.2.8-2 打入桩单位面积极限桩端阻力标准值(kPa)

土的名称	土的状态	土层深度 (m)					
		5~10	10~15	15~20	20~25	25~30	30~35
黏土 $I_p > 17$	$1.0 < I_L \leq 1.4$	50~150	150~250	250~350	350~450	450~550	550~600
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	500~700	500~700	500~700	700~900	900~1100	1100~1200
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	500~700	500~700	700~950	950~1200	1200~1400	1400~1500
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	500~700	700~950	950~1200	1200~1430	1430~1650	1650~1800
	$0 < I_L \leq 0.25$	700~970	970~1250	1250~1500	1500~1750	1750~2000	2000~2200
粉质黏土 $10 < I_p \leq 17$	$1.0 < I_L \leq 1.4$	100~250	250~395	395~500	500~600	600~725	725~800
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	200~500	500~700	790~1000	1000~1200	1200~1450	1450~1600
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	400~700	700~1050	1050~1400	1400~1750	1750~2050	2050~2200
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	600~1000	1000~1300	1300~1600	1600~1900	1900~2200	2500
	$0 < I_L \leq 0.25$	800~1300	1300~1800	1800~2200	2200~2500	2500~2800	2800~3100

续表 4.2.8-2

土的名称	土的状态	土层深度 (m)					
		5~10	10~15	15~20	20~25	25~30	30~35
粉土 $I_p \leq 10$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	600~1000	1000~1400	1400~1800	1800~2150	2150~2400	2400~2650
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	720~1170	1170~1620	1620~2070	2070~2385	2385~2700	2700~2880
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	800~1360	1360~1840	1840~2320	2320~2680	2680~3000	3000~3200
	$0 < I_L \leq 0.25$	1200~1840	1840~2400	2400~2880	2880~3280	3280~3600	3600~3840
细砂、粉砂	稍密	900~1530	1530~2070	2070~2430	2430~2790	2790~3060	3060
	中密	1350~2070	2070~2700	2700~3060	3060~3420	3420~3690	3690
	密实	1800~2700	2700~3510	3510~3960	3960~4320	4320~4590	4590
中粗砂	$N > 30$	2160~3420	3420~4680	4680~5625	5625~6480	6480~7200	7200~7785
土的名称	土的状态	土层深度 (m)					
		35~40	40~45	45~50	50~55	大于 55	
黏土 $I_p > 17$	$1.0 < I_L \leq 1.4$	600~650	650~700	700~750	750~775	775	
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	1200~1300	1300~1400	1400~1500	1500~1550	1550	
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	1500~1600	1600~1750	1750~1850	1850~1900	1900	
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	1800~1950	1950~2100	2100~2250	2250~2350	2350	
	$0 < I_L \leq 0.25$	2200~2300	2300~2450	2450~2600	2600~2700	2700	
粉质黏土 $10 < I_p \leq 17$	$1.0 < I_L \leq 1.4$	800~875	875~950	950	950	950	
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	1600~1750	1750~1900	1900	1900	1900	
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	2500	2200	2200	2200	2200	
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	2500	2500	2500	2200	2200	
	$0 < I_L \leq 0.25$	3200	3100	2500	3100	3100	
粉土 $I_p \leq 10$	$0.75 < I_L \leq 1.0$	2650	2650	2650	2650	2650	
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	2580	2580	2580	2280	2280	
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	3200	2500	3200	2200	3100	
	$0 < I_L \leq 0.25$	3840	3860	3840	3840	3840	
细砂、粉砂	稍密	3060	3060	3060	3060	3060	
	中密	3840	3690	3840	2650	3690	
	密实	4590	4590	4590	4590	4590	
中粗砂	$N > 30$	7785~8000	8000~8200	8200~8550	8550	8550	

注：① I_p -土的塑性指数； I_L -土的液性指数； N -土的标准贯入击数； e -土的天然孔隙比；

②未经充分论证并采取适当措施， $I_L > 1.0$ 的土层不宜作为永久结构的持力层；

③本表适用于以侧摩阻力为主的摩擦桩，对于以端阻力为主的端承桩应另行确定；

④有当地工程经验时宜按当地经验取值。

4.2.8.2 钢管桩和预制混凝土管桩轴向抗压承载力设计值可按下列公式计算：

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum q_{li} l_i + \eta q_{RA}) \quad (4.2.8-2)$$

式中 Q_d ——单桩轴向承载力设计值(kN)；
 γ_R ——单桩轴向承载力抗力分项系数,按表 4.2.7 取值；
 U ——桩身截面外周长(m)；
 q_{fi} ——单桩第 i 层土的极限侧摩阻力标准值(kPa),无当地经验值时,可按表 4.2.8-1 取值；
 l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度(m)；
 η ——承载力折减系数,可按地区经验取值,无当地经验值时,可按表 4.2.8-3 取值；
 q_R ——单桩极限端阻力标准值(kPa),无当地经验值时,可按表 4.2.8-2 取值；
 A ——桩端外周面积(m^2)。

表 4.2.8-3 桩端承载力折减系数 η

桩型	桩的外径 d	η	取值说明
敞口 钢管桩	$d < 0.60m$	入土深度大于 $20d$,且桩端进入持力层的深度大于 $5d$ 时,取 1.00 ~ 0.80	根据桩径、入土深度和持力层特性综合分析。入土深度较大,进入持力层深度较大,桩径较小时取大值,反之取小值
	$0.60m \leq d \leq 0.80m$	入土深度大于或等于 $20d$ 时取 0.85 ~ 0.45	
	$0.80m < d \leq 1.20m$	入土深度大于 $20m$ 或 $20d$ 时取 0.50 ~ 0.30	
	$1.20m < d \leq 1.50m$	入土深度大于 $25m$ 时取 0.35 ~ 0.20	
	$d > 1.50m$	入土深度小于 $25m$ 时取 0； 入土深度大于或等于 $25m$ 时取 0.25 ~ 0	
半敞口 钢管桩	—	参照同条件的敞口钢管桩酌情增大	持力层为黏性土时增大值不宜大于敞口时的 20%；较密实砂性土增大值可适当增加
混凝土 管桩	$d < 0.80m$	入土深度大于 $20d$ 时取 1.00	根据桩径、入土深度和持力层特性综合分析。入土深度较大,进入持力层深度较大,桩径较小时取大值,反之取小值
	$0.80m \leq d < 1.20m$	入土深度大于 $20d$ 或 $20m$ 时取 1.00 ~ 0.80	
	$d = 1.20m$	入土深度大于 $20m$ 时取 0.85 ~ 0.75	

注:①表层为淤泥时,考虑的入土深度应适当折减；
 ②有经验时可适当增减；
 ③若入土深度大于 $30d$ 或 $30m$,进入持力层深度大于 $5d$,可分别认为入土深度较大和进入持力层深度较大；
 ④本表不适用于持力层为风化岩层和密实砂层的情况；
 ⑤本表不适用于直径大于 $2m$ 的桩。

4.2.8.3 灌注桩单桩轴向抗压承载力设计值可按下式计算：

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum \psi_{si} q_{fi} l_i + \psi_p q_R A) \quad (4.2.8-3)$$

式中 Q_d ——单桩轴向承载力设计值(kN)；
 γ_R ——单桩轴向承载力抗力分项系数,按表 4.2.7 取值；
 U ——桩身截面周长(m)；

ψ_{si} 、 ψ_p ——桩侧阻力、端阻力尺寸效应系数,当桩径不大于 0.8m 时,均取 1.0,当桩径大于 0.8m 时,按表 4.2.8-4 取值;

q_{fi} ——单桩第 i 层土的单位面积极限侧摩阻力标准值(kPa);如无当地经验值时,按表 4.2.8-5 取值;

l_i ——桩身穿过第 i 层土的长度(m);

q_R ——单桩单位面积极限桩端阻力标准值(kPa)。如无当地经验值时,若孔底沉渣厚度指标符合现行行业标准《码头结构施工规范》(JTS 215)的标准时,可按表 4.2.8-6 取值;

A ——桩端截面面积(m^2)。

表 4.2.8-4 桩侧阻力尺寸效应系数 ψ_{si} 、端阻力尺寸效应系数 ψ_p

土类型	黏性土、粉土	砂土、碎石类土
ψ_{si}	$(0.8/d)^{1/5}$	$(0.8/d)^{1/3}$
ψ_p	$(0.8/d)^{1/4}$	$(0.8/d)^{1/3}$

注:① d 为桩的直径(m);

②有经验时可适当增大。

表 4.2.8-5 灌注桩单位面积极限桩侧摩阻力标准值(kPa)

土的名称	土的状态	推荐值	备注
淤泥	$I_L > 1.0$ $1.5 < e \leq 2.4$	8 ~ 18	土层深度 0 ~ 2 倍桩径或边长范围内的侧摩阻力不计
淤泥质土	$I_L > 1.0$ $1.0 < e \leq 1.5$	12 ~ 23	土层深度 0 ~ 2 倍桩径或边长范围内的侧摩阻力不计
黏性土 $I_p > 10$	$I_L > 1.0$ $e \leq 1.0$	12 ~ 23	土层深度 0 ~ 2 倍桩径或边长范围内的侧摩阻力不计
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	28 ~ 50	—
	$0.50 < I_L \leq 0.75$	50 ~ 65	—
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	60 ~ 80	—
	$0 < I_L \leq 0.25$	65 ~ 95	—
	$I_L \leq 0$	90 ~ 105	—
粉土 $I_p \leq 10$	$e > 0.9$	60 ~ 80	—
	$0.75 \leq e \leq 0.9$	23 ~ 50	—
	$e < 0.75$	55 ~ 80	—
粉砂、细砂	$10 < N \leq 15$	23 ~ 50	—
	$15 < N \leq 30$	60 ~ 80	—
	$N > 30$	55 ~ 80	—
中砂	$15 < N \leq 30$	50 ~ 70	—
	$N > 30$	70 ~ 94	—
粗砂	$15 < N \leq 30$	70 ~ 94	—
	$N > 30$	98 ~ 120	—

续表 4.2.8-5

土的名称	土的状态	推荐值	备注
砾砂	$5 < N_{63.5} \leq 15$	60 ~ 100	—
	$N_{63.5} > 15$	112 ~ 130	—
圆砾、角砾	$N_{63.5} > 10$	150 ~ 170	—
碎石、卵石	$N_{63.5} > 10$	150 ~ 170	—
全风化软质岩	$30 < N \leq 50$	80 ~ 100	—
全风化硬质岩	$30 < N \leq 50$	150 ~ 170	—
强风化软质岩	$N_{63.5} > 10$	140 ~ 200	—
强风化硬质岩	$N_{63.5} > 10$	160 ~ 240	—

注:① N -标准贯入击数; $N_{63.5}$ -重型圆锥动力触探击数; I_p -土的塑性指数; I_L -土的液性指数; e -土的天然孔隙比;
 ②全风化、强风化软质岩和全风化、强风化硬质岩系指其母岩分别为饱和单轴抗压强度标准值 $f_{rk} \leq 30\text{MPa}$ 和 $f_{rk} > 30\text{MPa}$ 的岩石;
 ③有经验时可适当增减。

表 4.2.8-6 灌注桩单位面积极限桩端阻力标准值(kPa)

土名称	桩型 土的状态	泥浆护壁钻(冲)孔桩泥面以下桩长 l (m)				干作业钻孔桩泥面以下桩长 l (m)		
		$5 \leq l < 10$	$10 \leq l < 15$	$15 \leq l < 30$	$l \geq 30$	$5 \leq l < 10$	$10 \leq l < 15$	$l \geq 15$
黏性土 $I_p > 10$	$0.75 < I_L \leq 1$	150 ~ 250	250 ~ 300	300 ~ 450	300 ~ 450	200 ~ 400	600 ~ 700	700 ~ 950
	$0.5 < I_L \leq 0.75$	350 ~ 450	450 ~ 600	600 ~ 750	750 ~ 800	500 ~ 700	800 ~ 1100	1000 ~ 1600
	$0.25 < I_L \leq 0.50$	800 ~ 900	900 ~ 1000	1000 ~ 1200	1200 ~ 1400	850 ~ 1100	1500 ~ 1700	1700 ~ 1900
	$0 < I_L \leq 0.25$	1100 ~ 1200	1200 ~ 1400	1400 ~ 1600	1600 ~ 1800	1600 ~ 1800	2200 ~ 2400	2600 ~ 2800
粉土 $I_p \leq 10$	$0.75 \leq e \leq 0.9$	300 ~ 500	500 ~ 650	650 ~ 750	750 ~ 950	800 ~ 1200	1200 ~ 1400	1400 ~ 1600
	$e < 0.75$	650 ~ 900	750 ~ 950	900 ~ 1100	1100 ~ 1200	1200 ~ 1700	1400 ~ 1900	1600 ~ 2100
粉砂	$10 < N \leq 15$	350 ~ 500	450 ~ 600	600 ~ 700	650 ~ 750	500 ~ 950	1300 ~ 1600	1500 ~ 1700
	$N > 15$	600 ~ 750	750 ~ 900	900 ~ 1100	1100 ~ 1200	900 ~ 1000	1700 ~ 1900	1700 ~ 1900
细砂	$N > 15$	650 ~ 850	900 ~ 1200	1200 ~ 1500	1500 ~ 1800	1200 ~ 1600	2000 ~ 2400	2400 ~ 2700
中砂		850 ~ 1050	1100 ~ 1500	1500 ~ 1900	1900 ~ 2100	1800 ~ 2400	2800 ~ 3800	3600 ~ 4400
粗砂		1500 ~ 1800	2100 ~ 2400	2400 ~ 2600	2600 ~ 2800	2900 ~ 3600	4000 ~ 4600	4600 ~ 5200
砾砂	$N > 15$	1400 ~ 2000		2000 ~ 3200		3500 ~ 5000		
角砾、圆砾	$N_{63.5} > 10$	1800 ~ 2200		2200 ~ 3600		4500 ~ 6500		
碎石、卵石	$N_{63.5} > 10$	2000 ~ 3000		3000 ~ 4000		4500 ~ 6500		
全风化软质岩	$30 < N \leq 50$	1000 ~ 1600				3500 ~ 5000		
全风化硬质岩	$30 < N \leq 50$	1200 ~ 2000				1600 ~ 2600		
强风化软质岩	$N_{63.5} > 10$	1400 ~ 2200				1600 ~ 2600		
强风化硬质岩	$N_{63.5} > 10$	1800 ~ 2800				3500 ~ 5000		

注:① N -标准贯入击数; $N_{63.5}$ -重型圆锥动力触探击数; I_p -土的塑性指数; I_L -土的液性指数; e -土的天然孔隙比;
 ②砂土和碎石类土中桩的极限端阻力取值,宜综合考虑土的密实度,桩端进放持力层的深径比,土愈密实,深径比愈大,取值可愈高;
 ③全风化、强风化软质岩和全风化、强风化硬质岩系指其母岩分别为饱和单轴抗压强度标准值 $f_{rk} \leq 30\text{MPa}$ 和 $f_{rk} > 30\text{MPa}$ 的岩石;
 ④有经验时可适当增减。

4.2.8.4 嵌岩桩单桩轴向抗压承载力设计值可按式(4.2.8-4)计算,遇水软化岩层和饱和单轴抗压强度标准值小于 10MPa 的岩层,桩的承载力宜按灌注桩计算。

$$Q_{cd} = \frac{U_1 \sum \xi_{fi} q_{fi} l_i}{\gamma_{cs}} + \frac{U_2 \xi_s f_{rk} h_r + \xi_p f_{rk} A}{\gamma_{cR}} \quad (4.2.8-4)$$

式中 Q_{cd} ——嵌岩桩单桩轴向抗压承载力设计值(kN);

U_1 、 U_2 ——分别为覆盖层桩身周长(m)和嵌岩段桩身周长(m);

ξ_{fi} ——桩周第 i 层土的侧阻力计算系数, $D \leq 1.0\text{m}$ 时,岩面以上 $10D$ 范围内的覆盖层,取 $0.5 \sim 0.7$, $10D$ 以上覆盖层取 1.0 ; $D > 1.0\text{m}$ 时,岩面以上 10m 范围内的覆盖层,取 $0.5 \sim 0.7$, 10m 以上覆盖层取 1.0 ; D 为覆盖层中桩的外径;

q_{fi} ——桩周第 i 层土的单位面积极限侧阻力标准值(kPa),打入的预制型嵌岩桩按表 4.2.8-1 取值,灌注型嵌岩桩按表 4.2.8-5 取值;

l_i ——桩穿过第 i 层土的长度(m);

γ_{cs} ——覆盖层单桩轴向受压承载力抗力分项系数,按表 4.2.7 取值;

ξ_s 、 ξ_p ——分别为嵌岩段侧阻力和端阻力计算系数,与嵌岩深径比 h_r/d 有关,按表 4.2.8-7 取值;

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa),应根据工程勘察报告提供的数据并结合工程经验确定;黏土质岩石取天然湿度单轴抗压强度标准值; f_{rk} 值大于桩身混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 时,取 f_{ck} 值;遇水软化岩层或 f_{rk} 小于 10MPa 的岩层,桩的承载力宜按灌注桩计算;

h_r ——桩身嵌入基岩的长度(m)。当 $h_r > 5D'$ 时取 $5D'$;当岩层表面倾斜时,应以岩面最低处计算嵌岩深度; D' 为嵌岩段桩径;

A ——嵌岩段桩端面积(m^2);

γ_{cR} ——嵌岩段单桩轴向受压承载力抗力分项系数,按表 4.2.7 取值。

表 4.2.8-7 嵌岩段侧阻力和端阻力计算系数(ξ_s 、 ξ_p)

嵌岩深度与桩径比 h_r/d	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
ξ_s	0.070	0.096	0.093	0.083	0.070
ξ_p	0.72	0.54	0.36	0.18	0.12

注:①当嵌入中等风化岩时,按表中数值乘以 $0.7 \sim 0.8$ 计算;

②对预制型嵌岩桩,可适当计入预制桩端部阻力。

4.2.8.5 后注浆灌注桩单桩极限轴向抗压承载力,应通过静载荷试验确定,在符合现行行业标准《码头结构施工规范》(JTS 215)有关后注浆技术实施规定的条件下,其单桩轴向承载力设计值可按式(4.2.8-5)估算:

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum \beta_{si} \psi_{si} q_{fi} l_i + \beta_p \psi_p q_R A) \quad (4.2.8-5)$$

式中 Q_d ——单桩轴向承载力设计值(kN);

γ_R ——单桩轴向承载力抗力分项系数,按表 4.2.7 取值;

- U ——桩身截面周长(m)；
- β_{si} ——第*i*层土的侧阻力增强系数,按表4.2.8-8取值,在饱和土层中压浆时,仅对桩端以上8.0m~12.0m范围的桩侧阻力进行增强修正;在非饱和土层中压浆时,仅对桩端以上4.0m~5.0m范围的桩侧阻力进行增强修正;对于非增强影响范围, $\beta_{si}=1$ ；
- $\psi_{si}、\psi_p$ ——桩侧阻力、端阻力尺寸效应系数;当桩径不大于0.8m时,均取1.0;当桩径大于0.8m时,按表4.2.8-4取值；
- q_{fi} ——单桩第*i*层土的单位面积极限侧摩阻力标准值(kPa);无当地经验值时,可按表4.2.8-5取值；
- l_i ——桩身穿过第*i*层土的长度(m)；
- β_p ——端阻力增强系数,可按表4.2.8-8取值；
- q_R ——单桩单位面积极限桩端阻力标准值(kPa);无当地经验值时,若孔底沉渣厚度指标符合有关施工标准,可按表4.2.8-6取值；
- A ——桩端截面面积(m²)。

表4.2.8-8 后注浆侧阻力增强系数 β_{si} 、端阻力增强系数 β_p

土层名称	黏性土、粉土	粉砂	细砂	中砂	粗砂	砾砂	碎石土
β_{si}	1.3~1.4	1.5~1.6	1.5~1.7	1.6~1.8	1.5~1.8	1.6~2.0	1.5~1.6
β_p	1.5~1.8	1.8~2.0	1.8~2.1	2.0~2.3	2.2~2.4	2.2~2.4	2.2~2.5

注:当地质条件比较复杂或持力层为软弱土层时,增强系数应作适当折减。

4.2.9 沉桩条件允许时,可采用半敞口式或封闭式桩尖提高钢管桩的轴向承载力。

4.2.10 凡允许不作静载荷试桩的工程,打入桩和灌注桩的单桩抗拔承载力设计值可按下式计算:

$$T_d = \frac{1}{\gamma_R} (U \sum \xi_i q_{fi} l_i + G \cos \alpha) \quad (4.2.10)$$

式中 T_d ——单桩抗拔承载力设计值(kN)；

γ_R ——单桩抗拔承载力抗力分项系数,与抗压桩取相同数值,按表4.2.7取值；

U ——桩身截面周长(m)；

ξ_i ——折减系数,对黏性土取0.7~0.8;对砂土取0.5~0.6;桩的入土深度大时取大值,反之取小值；

q_{fi} ——桩周第*i*层土的极限侧阻力标准值(kPa),打入桩按表4.2.8-1取值,灌注桩按表4.2.8-5取值；

l_i ——桩身穿过第*i*层土的长度(m)；

G ——桩重力(kN),水下部分按浮重力计；

α ——桩轴线与垂线夹角(°)。

4.2.11 不进行抗拔试验的嵌岩桩,若嵌岩深度不小于3倍桩径,其单桩轴向抗拔承载力设计值可按式(4.2.11)计算。遇水软化岩层和 f_{rk} 小于2MPa的岩层,桩的承载力宜按灌注桩计算。

$$Q_{td} = \frac{U_1 \sum \xi'_{fi} \xi_{fi} q_{fi} l_i + G \cos \alpha}{\gamma_{ts}} + \frac{U_2 \xi'_s f_{rk} h_r}{\gamma_{tr}} \quad (4.2.11)$$

式中 Q_{td} ——嵌岩桩单桩轴向抗拔承载力设计值(kN);

U_1 、 U_2 ——分别为覆盖层桩身周长(m)和嵌岩段桩身周长(m);

ξ'_{fi} ——第*i*层覆盖土的侧阻力抗拔折减系数,取0.7~0.8;

ξ_{fi} ——桩周第*i*层土的侧阻力计算系数; $D \leq 1.0\text{m}$ 时,岩面以上 $10D$ 范围内的覆盖层,取0.5~0.7, $10D$ 以上覆盖层取1.0; $D > 1.0\text{m}$ 时,岩面以上10m范围内的覆盖层,取0.5~0.7,10m以上覆盖层取1.0; D 为覆盖层中桩的外径;

q_{fi} ——桩周第*i*层土的单位面积极限侧阻力标准值(kPa),打入的预制型嵌岩桩按表4.2.8-1取值,灌注型嵌岩桩按表4.2.8-5取值;

l_i ——桩穿过第*i*层土的长度(m);

G ——桩重力(kN),水下部分按浮重力计;

α ——桩轴线与铅垂线夹角($^\circ$);

γ_{ts} ——覆盖层单桩轴向抗拔承载力抗力分项系数,可按表4.2.7取值;

ξ'_s ——嵌岩段侧阻力抗拔计算系数,取0.045;

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa); f_{rk} 的取值应根据工程勘察报告提供的数据并结合工程经验确定;对黏土质岩石取天然湿度单轴抗压强度标准值;当 f_{rk} 值大于桩身混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 时,应取 f_{ck} 值;

h_r ——桩身嵌入基岩的长度(m);当 h_r 超过 $5d$ 时, h_r 取 $5d$;当岩层表面倾斜时,应以岩面最低处计算嵌岩深度; d 为嵌岩段桩径;

γ_{tr} ——嵌岩段单桩轴向抗拔承载力抗力分项系数,按表4.2.7取值。

4.2.12 桩端达到或进入基岩的受拉桩,可采用锚杆嵌岩的方式增加桩的抗拔能力。锚杆的锚固长度应按计算确定,且不宜小于3m。

4.2.13 锚杆嵌岩桩中锚杆总的抗拔力设计值应按下列式计算:

$$P_d = \frac{\sum P_{di}}{\gamma_p} \quad (4.2.13)$$

式中 P_d ——嵌岩桩中锚杆总的抗拔力设计值(kN);

P_{di} ——单根锚杆抗拔力设计值(kN);

γ_p ——抗拔力综合系数,取1.1。

4.2.14 锚杆嵌岩桩中单根锚杆的极限抗拔力标准值,宜通过现场试验确定。

4.2.15 进行现场试验时,单根锚杆抗拔力设计值应按下列式计算:

$$P_{di} = \frac{P_{ki}}{\gamma_k} \quad (4.2.15)$$

式中 P_{di} ——单根锚杆抗拔力设计值(kN);

P_{ki} ——单根锚杆极限抗拔力标准值(kN);

γ_k ——抗拔力分项系数,取1.5~1.7;对硬质岩节理不发育、裂隙小或临时建筑物,取较小值;反之取大值。

4.2.16 不进行现场试验时,锚杆嵌岩桩中单根锚杆的钢筋截面积、有效锚固长度等应满足受力要求,其计算应符合下列规定。

4.2.16.1 锚杆钢筋截面积应按式(4.2.16-1)计算:

$$A_s = \frac{P_{di}}{f_y} \times 10^3 \quad (4.2.16-1)$$

式中 A_s ——单根锚杆钢筋截面积(mm^2);

P_{di} ——单根锚杆抗拔力设计值(kN);

f_y ——锚杆钢筋抗拉强度设计值(MPa)。

4.2.16.2 单根锚杆有效锚固长度应按式(4.2.16-2)和式(4.2.16-3)分别计算,并取两者大值。

$$L_e = \frac{\gamma_d P_{di}}{\pi d' q_{fk}} \quad (4.2.16-2)$$

$$L_e = \frac{\gamma_d P_{di}}{\pi d q'_{fk}} \quad (4.2.16-3)$$

式中 L_e ——锚杆有效锚固长度(m),不计基岩面上强风化岩;

γ_d ——分项系数,取1.7~1.9;按式(4.2.16-2)计算时,带肋钢筋取小值,光面钢筋取大值;按式(4.2.16-3)计算时,对硬质岩、岩体完整的取小值,反之取大值;

P_{di} ——单孔锚杆抗拔力设计值(kN);

d' ——锚杆钢筋直径(mm);

q_{fk} ——锚杆钢筋与水泥浆体或混凝土的粘结强度标准值(MPa),宜通过试验确定;无经验或缺乏试验资料时,可取浆体或混凝土抗压强度标准值的10%;

d ——锚孔直径(mm);

q'_{fk} ——水泥浆体与岩石间的粘结强度标准值(MPa),宜根据具体工程,通过钻取锚固基岩岩芯经试验确定;当无试验资料时,可取灌浆体抗压强度标准值的10%和锚孔岩体的抗剪强度标准值两者之较小值,岩石的抗剪强度标准值应根据工程勘察报告提供的数据并结合工程经验确定。

4.2.17 对重要工程和地质复杂的工程,以及其他情况影响桩的轴向承载力的可靠性时,宜采用高应变动力试验法对单桩轴向承载力进行检测,检测应符合下列规定。

4.2.17.1 检测桩数可取总桩数的2%~5%,且不得少于5根。

4.2.17.2 采用动力试验法对桩承载力进行检测时,应符合国家现行有关标准规定。

4.2.18 遇下列情况时,基桩设计应考虑负摩阻力的影响,必要时应采取有效的减小桩的负摩阻力的工程措施:

- (1) 桩身穿过新近沉积或人工填筑的土层,该土层在其自重力作用下仍未固结稳定;
- (2) 桩台附近地面将有大面积堆载或已有大面积堆载引起的沉降尚未稳定;
- (3) 存在其他会引起桩入土范围内的土层产生压缩的因素时。

4.2.19 按群桩设计的基桩,其单桩轴向承载力设计值除应按本节有关规定确定外,尚应

按下列规定考虑群桩效应的影响。

4.2.19.1 高桩承台单桩轴向极限承载力应乘以群桩折减系数,折减系数可按下列公式计算:

$$\lambda = \frac{1}{1 + \eta} \quad (4.2.19-1)$$

$$\eta = 2A_1 \frac{m-1}{m} + 2A_2 \frac{n-1}{n} + 4A_3 \frac{(m-1)(n-1)}{mn} \quad (4.2.19-2)$$

$$A_1 = \left(\frac{1}{3S_1} - \frac{1}{2L \tan \varphi} \right) d \quad (4.2.19-3)$$

$$A_2 = \left(\frac{1}{3S_2} - \frac{1}{2L \tan \varphi} \right) d \quad (4.2.19-4)$$

$$A_3 = \left(\frac{1}{3 \cdot \sqrt{S_1^2 + S_2^2}} - \frac{1}{2L \tan \varphi} \right) d \quad (4.2.19-5)$$

式中 λ ——群桩折减系数;

η ——公式代换量;

A_1, A_2, A_3 ——公式代换量,当计算值小于0时,取0;

n ——高桩承台横向每排桩的桩数;

m ——高桩承台纵向每排桩的桩数;

L ——相邻桩的平均入土深度(m);

S_1 ——纵向桩距,当桩距不等时,可取其平均值(m);

S_2 ——横向桩距,计算方法与 S_1 相同(m);

φ ——土的固结快剪内摩擦角。对成层土,可取桩入土深度范围内 φ 角的加权平均值($^\circ$);

d ——桩径或桩宽(m)。

4.2.19.2 高桩码头承台下的双直桩间距小于3倍桩径时,群桩折减系数可取0.90~0.95,桩距小或入土深度大时取小值。

4.2.19.3 低桩承台单桩轴向承载力设计值可按有关规范确定。

水平力作用下桩的计算

4.2.20 承受水平力或力矩作用的单桩,其入土深度宜满足弹性长桩条件。弹性长桩、中长桩和刚性桩的划分标准可按表4.2.20确定。

表 4.2.20 弹性长桩、中长桩和刚性桩划分标准

弹性长桩	中长桩	刚性桩
$L_i \geq 4T$	$4T > L_i \geq 2.5T$	$L_i < 2.5T$

注: L_i —桩的入土深度(m); T —桩的相对刚度系数(m),按式(B.3.2-3)计算。

4.2.21 承受水平力或力矩作用的弹性长桩,其桩身内力和变形的确定应符合下列规定。

4.2.21.1 单桩在水平力作用下的桩身内力和变形可采用m法计算,也可采用NL法

或 $P-Y$ 曲线法计算,有关计算方法见附录 B。

4.2.21.2 重要工程采用的计算参数应根据水平静载荷试验确定。

4.2.21.3 考虑波浪等荷载的往复作用时,土抗力的有关参数宜通过试验等方法确定。

4.2.21.4 有经验时也可采用假想嵌固点法计算,假想嵌固点位置可按式(4.2.21)确定:

$$t = \eta T \quad (4.2.21)$$

式中 t ——受弯嵌固点距泥面深度(m);

η ——系数,取 1.8 ~ 2.2,桩顶铰接或桩的自由长度较大时取较小值,桩顶无转动或桩的自由长度较小时取较大值;

T ——桩的相对刚度系数(m),按式(B.3.2-3)计算。

4.2.21.5 当按假想嵌固点法计算排架时,桩在泥面以下的内力和变形可根据计算排架时求得的桩顶力矩和水平力,按附录 B 中的 m 法进行计算。

4.2.22 承受水平力或力矩作用的中长桩或刚性桩,应对桩身结构和变位进行必要的验算,且应对桩侧土体应力进行验算,验算应符合下列规定。

4.2.22.1 桩的内力可采用 m 法,也可采用 $P-Y$ 曲线法计算,计算参数的确定应满足第 4.2.21 条的有关规定,计算方法见附录 B。

4.2.22.2 承受水平力或力矩作用的中长桩或刚性桩,其桩侧土体水平压应力应满足式(4.2.22-1) ~ 式(4.2.22-3)要求。

$$\sigma_{h/3} \leq \frac{4}{\cos\varphi} \left(\frac{\gamma}{3} h \tan\varphi + c \right) \eta \quad (4.2.22-1)$$

$$\sigma_h \leq \frac{4}{\cos\varphi} (\gamma h \tan\varphi + c) \eta \quad (4.2.22-2)$$

$$\eta = 1 - 0.8 \frac{M_g}{M} \quad (4.2.22-3)$$

式中 $\sigma_{h/3}$ 、 σ_h ——泥面以下 $h/3$ 处和 h 处土的水平压应力(kN/m^2);

φ ——土的内摩擦角($^\circ$);

γ ——土的容重(kN/m^3),对透水性材料,应考虑水的浮力作用;

h ——桩的入土深度(m);

c ——土的黏聚力(kN/m^2);

η ——考虑总荷载中恒载所占比例的影响系数;

M_g ——恒载对桩底中心产生的力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M ——总荷载对桩底产生的力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

4.2.23 嵌岩桩在水平力作用下的受力特性宜通过静载荷试验研究确定。

4.2.24 不作水平静载荷试验的嵌岩桩,当嵌岩端按固接考虑时,嵌岩深度不应小于 h'_r ,且不应小于 1.5 倍嵌岩段桩径。 h'_r 可按式(4.2.24)计算,当桩身混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 小于 βf_{rk} 时,宜将 f_{ck} 代换公式中的 βf_{rk} 进行计算。

$$h'_r \geq \frac{4.23V_d + \sqrt{17.92V_d^2 + 12.7\beta f_{rk}M_d D'}}{\beta f_{rk} D'} \quad (4.2.24)$$

式中 h'_r ——计算所需嵌岩深度(m);

V_d ——基岩顶面处桩身剪力设计值(kN);

β ——系数,取 0.3~1.0,根据岩层侧面构造而定,节理发育的取小值,反之取大值,中风化岩不宜大于 0.7;

f_{rk} ——岩石饱和单轴抗压强度标准值(kPa), f_{rk} 的取值应根据工程勘察报告提供的数据并结合工程经验确定;

M_d ——基岩顶面处桩身弯矩设计值(kN·m);

D' ——嵌岩段桩身直径(m)。

4.2.25 进入基岩的桩,应根据基岩饱和单轴抗压强度标准值 f_{rk} 等按下列规定确定计算方法。

4.2.25.1 $f_{rk} > 30\text{MPa}$ 时,可按嵌岩桩计算。

4.2.25.2 $f_{rk} < 10\text{MPa}$ 时,可按灌注桩计算。

4.2.25.3 $10\text{MPa} \leq f_{rk} \leq 30\text{MPa}$ 时,应根据岩体的结构和成分,综合分析其与桩身的相互作用特性,确定采用的计算方法。

4.2.26 覆盖层土对嵌岩桩的水平抗力,当覆盖层较薄且强度较低时,不宜考虑覆盖层土的作用;当覆盖层较厚或有一定厚度且强度较高时,可计入覆盖层土的作用。土体对桩的作用可按附录 B 考虑。

4.2.27 对于打入桩和灌注桩,当进行群桩静载荷试验时,应与单桩静载荷试验相比较,确定群桩计算参数和水平承载力。无条件进行静载荷试验时,对按群桩设计的全直桩桩基,在非往复水平力作用下,可按水平地基抗力系数折减后的单桩设计,其折减系数可按表 4.2.27 取值。

表 4.2.27 沿受力方向的水平地基抗力的折减系数

系 数	桩距为 3 倍桩径或边长	桩距大于等于单桩最小间距
m	0.25	1
k_N	0.20	1

注:①单桩最小间距按表 4.2.2 确定;

②桩距介于 3 倍桩径或边长与单桩最小间距之间时,采用线性插入取值;

③ k_N 为采用 NL 法的单桩水平地基抗力系数, m 为采用 m 法的单桩水平地基抗力系数随深度线性增加的比例系数。

4.3 预制混凝土桩结构

一般要求

4.3.1 计算桩在使用期的内力时,应考虑施工期产生的在使用期仍然存在的内力,如斜桩自重力产生的内力等。

4.3.2 施工期应按短暂状况对桩的应力进行验算,并应符合下列规定。

4.3.2.1 在进行施工时期应力验算时,可根据实际情况考虑下列荷载:

- (1) 桩吊运应力和锤击沉桩应力;
- (2) 桩的自重力和浮托力;
- (3) 施工时期可能出现的水流力、波浪力和冰荷载;
- (4) 上部结构安装过程中可能出现的偏心荷载等。

4.3.2.2 对已经沉入地基中但桩顶尚未用夹桩木夹好的桩,应按悬臂结构进行验算。

4.3.3 预制混凝土桩在吊运时,桩的重力应乘以动力系数 α 。起吊和水平吊运时 α 宜取1.3,吊立过程中 α 宜取1.1。

4.3.4 当泥面以上桩长较大或泥面以下较大深度范围内土的不排水抗剪强度小于10kPa的软弱土层或为可液化土层时,应验算桩的压屈稳定性。

4.3.5 在验算桩的压屈稳定性和正截面承载力时,桩的计算长度可按附录C确定。

4.3.6 桩帽或承台的设计应按第5章的有关规定执行。

吊桩内力和沉桩应力

4.3.7 预应力混凝土桩、钢筋混凝土桩在出槽、搬运和吊立等阶段均应进行内力计算。

4.3.8 在计算吊运内力时应考虑桩长、截面尺寸、吊点位置、桩架高度、吊索长度、桩的实心段长度、桩的入水长度以及吊立过程中桩轴线与水平面的夹角等。所选用的吊点位置及施工工艺宜使桩受力合理。

4.3.9 桩的吊运可采用二点吊、四点吊或六点吊,也可根据具体情况采用三点吊等其他布点形式进行吊运。当采用二点吊、四点吊或六点吊时,其吊点位置和内力计算可按附录D确定,桩在水平吊运和吊立过程中可采用同一套吊点。

4.3.10 考虑锤击沉桩时,桩身设计拉应力的标准值可按下列规定采用。

4.3.10.1 预应力混凝土方桩可取5.0、5.5、6.0和6.5MPa四级;预应力混凝土管桩可取6.0MPa~11.0MPa。

4.3.10.2 拉应力标准值的取值应根据锤型、锤击速度大小、桩垫性能、桩长及土质情况等综合考虑。凡符合下列情况之一时可取较小值:

- (1) 锤型和锤击速度较小时;
- (2) 采用120mm厚的纸桩垫等弹性较大的软桩垫;
- (3) 桩长小于30m;
- (4) 无较明显的硬、软土层相间情况。

4.3.10.3 对有沉桩经验的地区且经过论证,拉应力标准值取值可酌情增减。

4.3.11 考虑锤击沉桩时,桩身设计压应力的标准值可按下列规定采用。

4.3.11.1 混凝土方桩可取12.0MPa~20.0MPa;混凝土管桩可取20.0MPa~25.0MPa。

4.3.11.2 压应力标准值取值应根据桩端支承性质、桩截面大小、桩长、选用的桩锤及地基条件综合考虑。凡符合下列情况之一时,可取较小值:

- (1) 锤能和锤击速度较小时;
- (2) 采用刚度较小而弹性较大的软桩垫;
- (3) 桩长小于30m;

(4)有不易造成偏心锤击的地质条件。

4.3.11.3 对有沉桩经验的地区且经过论证,压应力标准值可酌情增减。

混凝土方桩的计算与构造

4.3.12 预制混凝土方桩的正截面承载力计算和抗裂验算内容应符合下列规定。

4.3.12.1 预制混凝土方桩在施工及使用时期均应进行正截面承载力计算。

4.3.12.2 预应力混凝土桩在施工及使用时期均应进行抗裂验算。钢筋混凝土桩在吊运和吊立过程中应进行抗裂验算。

4.3.13 桩在进行正截面承载力计算和抗裂验算时,应根据实际受力情况,按表 4.3.13 规定计算。

表 4.3.13 桩的正截面承载力计算及抗裂度验算项目表

项 目	作用和作用效应
正截面受压	①受压桩轴心压力 ②锤击沉桩压应力 ③受压桩轴心压力与弯矩的组合
正截面受拉	①锤击沉桩拉应力 ②受拉桩轴心拉力 ③受拉桩轴心拉力与弯矩的组合
正截面受弯	吊运和其他阶段产生的弯矩

注:承受较大扭矩或剪力作用时,应对受扭或受剪情况进行验算。

4.3.14 在进行预应力混凝土桩顶部的正截面承载力计算及抗裂验算时,应考虑预应力钢筋在其传递长度范围内预应力值的降低。

4.3.15 预应力混凝土桩和钢筋混凝土桩正截面承载力计算和抗裂或限裂验算应满足下列要求。

4.3.15.1 使用时期应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151) 规定。

4.3.15.2 施工时期应按下列规定计算:

(1) 预应力混凝土桩进行锤击沉桩拉应力验算时满足:

$$\gamma_s \sigma_s \leq \frac{\sigma_{pc}}{\gamma_{pc}} + f_t \quad (4.3.15)$$

式中 γ_s ——锤击沉桩拉应力分项系数,取 1.10;

σ_s ——锤击沉桩桩身设计拉应力标准值(MPa);

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后桩边缘混凝土的预应力值(MPa);

γ_{pc} ——混凝土预应力分项系数,取 1.0;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值(MPa)。

(2)施工时期其他计算符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)的规定。

4.3.16 桩的主筋应符合下列规定。

4.3.16.1 主筋直径不应小于14mm,主筋根数不宜少于8根,桩宽在450mm以下时,不得少于4根。

4.3.16.2 主筋宜对称布置。当外力方向固定时,可增加附加短筋抵抗局部内力,所加短筋应具有足够的锚固长度。加有短筋的桩,应作出明显标志或采取相应措施,沉桩后所加短筋的位置应符合受力要求。

4.3.16.3 钢筋混凝土桩宜采用HRB400级和HRB500级钢筋作为主筋,也可采用HPB300级、HRB335级或RRB400级钢筋,预应力混凝土桩宜采用冷拉RRB400级钢筋作为主筋,配筋率均不得小于桩截面面积的1%。

4.3.17 桩的箍筋应符合下列规定。

4.3.17.1 箍筋宜采用HPB300级、HRB335级或HRB400级钢筋,直径宜为6mm~8mm。箍筋应做成封闭式。

4.3.17.2 钢筋混凝土桩的箍筋间距,不应大于400mm;预应力混凝土桩的箍筋间距,宜取400mm~500mm。对承受较大锤击压应力的桩,箍筋宜适当加密。

4.3.17.3 当桩每边主筋根数等于或大于3根时,应设置附加箍筋。附加箍筋间距可适当放大。采用胶囊抽芯工艺制作空心桩时,固定胶囊的附加箍筋间距不应大于500mm。

4.3.17.4 在桩顶4倍桩宽和桩端3倍桩宽范围内(图4.3.17)箍筋间距应加密至50mm~100mm。

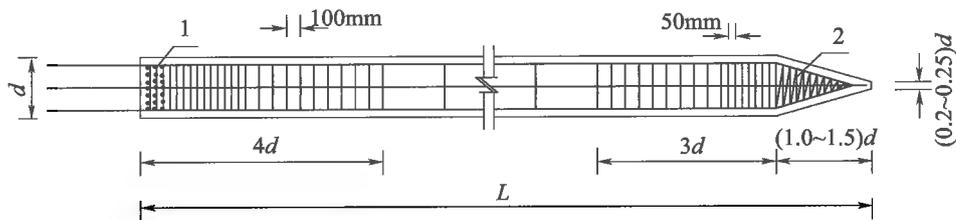


图 4.3.17 桩身构造图
1-钢筋网3~5层;2-螺旋钢筋
d-桩宽

4.3.17.5 桩顶应设置3~5层钢筋网,其钢筋直径可取6mm~8mm,两个方向的钢筋间距均可取50mm~60mm。钢筋网应与桩顶箍筋相连。

4.3.18 桩尖部分的主筋不应少于4根。当桩尖部分钢筋为另加的短筋时,所加短筋的直径不应小于桩的主筋直径,且在桩身内应有足够的锚固长度,并应与主筋相连。桩尖部分宜设置间距为50mm~100mm,直径为6mm的箍筋(图4.3.17)。

4.3.19 钢筋混凝土桩的混凝土强度等级不宜低于C35,预应力混凝土桩的混凝土强度等级不宜低于C40。

4.3.20 空心桩的桩身应符合下列规定。

4.3.20.1 桩的外保护层厚度应满足现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》

(JTS 151)的有关要求,内壁保护厚度不宜小于40mm。当采用胶囊抽芯制桩工艺时,尚应考虑胶囊上浮的影响。

4.3.20.2 对锤击下沉的空心桩,在桩顶4倍桩宽范围内应做成实心段。冰冻地区桩顶实心段长度应适当加长。

4.3.21 方桩桩尖可按图4.3.17设计。桩尖长度可取1.0~1.5倍桩宽,当桩需要穿过或进入硬土层时,桩尖长度可取较大值。

4.3.22 当桩需要打入风化岩层、砾石层或打穿柴排等障碍物而沉桩困难时,宜设置穿透能力强的桩靴;对打入风化岩的桩,也可在桩端设置H形型钢,H形型钢伸出混凝土桩端长度可根据具体地质情况等确定,但不宜小于1.0m。

4.3.23 混凝土方桩宜整根预制,当需要接桩时应符合下列规定。

4.3.23.1 每根桩的接头数量不宜多于一个,接桩位置宜设在泥面以下且内力和腐蚀性较小处。

4.3.23.2 接桩处的结构设计,应按第4.3.13条规定进行。

4.3.23.3 接桩结构的设计强度不应低于该截面计算所需强度的1.5倍。在接头上下各2倍桩宽范围内应做成实心段,并应将箍筋加密及增设钢筋网,其要求同第4.3.17条。

4.3.23.4 接桩结构的外露铁件应采取有效的防腐措施。

4.3.23.5 当采用法兰盘接桩时,应采取有效措施,防止螺栓松动。

4.3.24 桩顶与桩帽或横梁的连接应符合下列规定。

4.3.24.1 当桩顶与桩帽或横梁连接处抗弯要求较高时,连接处应按刚接设计。

4.3.24.2 当桩与桩帽或横梁的连接处无抗弯要求或桩顶弯矩较小,连接处易于满足抗弯要求时,应将桩顶伸入桩帽或横梁50mm~100mm,桩的主筋应全部伸入桩帽或横梁400mm~500mm,需要充分利用桩顶外伸钢筋强度时,外伸长度应满足钢筋锚固长度的规定。

预应力混凝土管桩的计算与构造

4.3.25 预应力混凝土管桩正截面承载力计算和抗裂验算应符合第4.3.12条~第4.3.15条的规定,其中锤击沉桩拉应力分项系数 γ_s 可取1.15。

4.3.26 后张法预应力混凝土大直径管桩的管节拼接可采用粘结剂,粘结剂除应满足强度要求外,尚应满足抗锤击、抗腐蚀和抗老化要求。

4.3.27 后张法预应力混凝土大直径管桩的主筋、构造筋和混凝土应符合下列规定。

4.3.27.1 主筋应采用在预留孔内设置高强度低松弛钢绞线,钢绞线的强度指标应符合现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》(GB/T 5224)规定。

4.3.27.2 主筋应沿周长均匀布置,且不应少于16根。

4.3.27.3 箍筋宜采用HPB300级钢筋,直径不得小于6mm。箍筋应做成螺旋式。

4.3.27.4 桩顶管节螺旋箍筋的螺距应取50mm;普通管节两端部各1m范围内应取50mm,其余应不大于100mm。

4.3.27.5 固定箍筋的架立筋应采用经冷拔后直径不小于7mm的钢筋。

4.3.27.6 混凝土强度等级不应低于 C60,混凝土保护层厚度不应小于 50mm。

4.3.28 后张法预应力混凝土大直径管桩壁厚应满足钢绞线预留孔及外内保护层要求。

4.3.29 后张法预应力混凝土大直径管桩预留孔灌浆应密实,灌浆材料强度不得低于 40MPa,并应满足握裹力要求。

4.3.30 先张法预应力混凝土管桩结构应符合下列规定。

4.3.30.1 桩的结构尺寸、材料、管节接头等技术要求应符合现行国家标准《先张法预应力混凝土管桩》(GB 13476)规定。

4.3.30.2 主筋保护层最小厚度应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)的规定。

4.3.30.3 对泥面下 2m 及其以上部位管节接头外露铁件,应采取防腐措施。

4.3.31 预应力混凝土管桩应在桩身适当部位预留排气孔,孔径可取 50mm。

4.3.32 当预应力混凝土管桩打入风化岩层、砾石层和老黏土层等土层时,宜设置钢桩靴、桩顶钢板箍。

4.3.33 预应力混凝土管桩与桩帽或横梁的连接应符合下列规定。

4.3.33.1 当管桩与桩帽或横梁连接处抗弯要求较高,连接处按刚接设计时,宜采用图 4.3.33 (a) 的连接形式,并应满足下列要求:

(1) 管桩伸入桩帽或横梁的长度符合第 4.3.35 条和第 4.3.36 条规定,且不小于 0.75 倍桩径;

(2) 在管桩顶内部浇筑桩芯混凝土,桩芯混凝土伸入桩帽或横梁底面以下长度满足受力要求且不小于 1.5 倍桩径;

(3) 桩帽的外包宽度不小于 0.4 倍桩径,且考虑打桩偏位的影响。桩帽顶面配筋率不小于最小配筋率 0.15%,桩帽的钢筋做成封闭式。

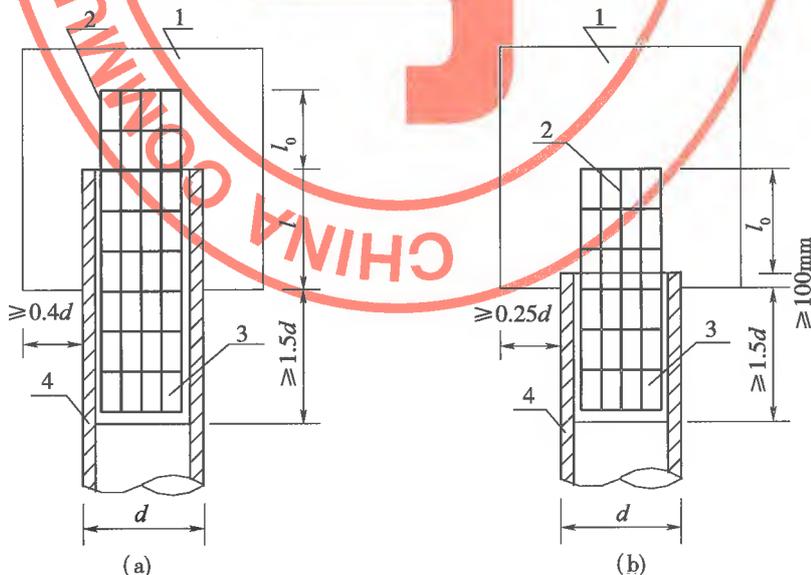


图 4.3.33 管桩与桩帽连接

1-桩帽;2-桩芯钢筋笼;3-桩芯混凝土;4-管桩

d -桩径; l_0 -桩芯纵向钢筋伸出桩顶的长度; l -桩伸入桩帽或横梁的长度

经济比较后确定。

4.4.2 一般港口工程的钢管桩可优先采用 Q235-B 级以上镇静钢或 Q345 钢,并根据工程需要选用材性等级。对重要海港工程,经技术经济论证后,也可采用耐腐蚀钢。同一结构钢管桩所用钢材应取同一型号的钢种。钢材的质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》(GB/T 700)和《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591)的有关规定。

4.4.3 焊接材料应与钢管桩主材的性能相适应,对海港工程尚应考虑防腐蚀要求。当钢管桩主材为普通碳素钢或低合金结构钢时,焊接材料按下列规定采用。

4.4.3.1 手工焊接,应选用与主材相适应的结构钢焊条。一般碳钢采用 E43 型焊条;低合金钢采用 E50 型或 E55 型焊条;焊接材料应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》(GB/T 5117)和《热强钢焊条》(GB/T 5118)等标准的有关规定。重要工程或需要在低温下焊接时,应采用低氢焊条。

4.4.3.2 自动焊接,应采用与主体金属特性相匹配的焊接用焊丝和焊剂。焊接材料应符合现行国家标准《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》(GB/T 5293)和《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》(GB/T 12470)等标准的有关规定。

4.4.4 材料的强度设计值应符合下列规定。

4.4.4.1 钢材的强度设计值应根据钢材厚度或直径按表 4.4.4-1 取值。

表 4.4.4-1 钢材的强度设计值(N/mm²)

钢 材		抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压(刨平顶紧) f_{ce}
牌号	厚度或直径 (mm)			
Q235	≤16	205	120	325
	>16 ~ 35	205	120	
	>35 ~ 60	205	205	
Q345	≤16	310	310	400
	>16 ~ 35	295	310	
	>35 ~ 50	265	265	
	>50 ~ 100	310	295	
Q345	≤16	265	265	415
	>16 ~ 35	310	310	
	>35 ~ 50	265	265	
	>50 ~ 100	265	170	

4.4.4.2 焊接材料的强度设计值应按表 4.4.4-2 确定。

表 4.4.4-2 焊缝的强度设计值(N/mm²)

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊接			角焊缝 抗拉、抗压 和抗剪 f_t^w	
	牌号	厚度或直径 (mm)	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列级别时, 抗拉 f_t^w			抗剪 f_v^w
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动焊 和 E43 型焊条的手 工焊	Q235	≤16	215	215	185	125	
		>16~40	205	205	175		
		>40~60	200	200	170		
自动焊、半自动焊 和 E50 型焊条的手 工焊	Q345	≤16	310	310	265	180	
		>16~35	295	295	250		
		>35~50	265	265	225		
		>50~100	250	250	210		
自动焊、半自动焊 和 E55 型焊条的手 工焊	Q390	≤16	350	350	300	205	
		>16~35	335	335	285		
		>35~50	315	315	270		
		>50~100	295	295	250		

注:①自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂,应保证其熔敷金属的力学性能不低于现行国家标准《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》(GB/T 5293)和《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》(GB/T 12470)中有关规定;
②对接焊缝在受压区的抗弯强度设计值取 f_c^w ,在受拉区的抗弯强度设计值取 f_t^w ;
③焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205)的规定。其中厚度小于8mm钢材的对接焊缝,不应采用超声波探伤确定焊缝质量等级。

计算和构造

4.4.5 钢管桩在使用时期和施工时期应分别进行强度计算和稳定性验算。计算应符合国家现行标准《钢结构设计规范》(GB 50017)和《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)的有关规定。

4.4.6 钢管桩管壁的厚度宜由有效厚度和预留腐蚀厚度两部分组成。有效厚度应满足受力要求,按第4.4.5条的规定确定,预留腐蚀厚度应满足建筑物在使用年限内管壁腐蚀所需要的厚度,按第4.4.25条的规定确定。

4.4.7 钢管桩强度计算和稳定性验算时,作用持久组合时的管壁计算厚度应取有效厚度;作用短暂组合时,根据施工期限、防腐蚀情况,管壁计算厚度可取有效厚度加全部或部分的预留腐蚀厚度。

4.4.8 钢管桩的外径与厚度之比不宜大于100。当钢管桩沉桩困难时,考虑钢管桩抗锤击要求的最小壁厚可按下式估算:

$$t = 6.35 + \frac{D}{100} \quad (4.4.8)$$

式中 t ——钢管桩抗锤击要求的最小壁厚(mm);

D ——钢管桩外径(mm)。

4.4.9 钢管桩宜采用两点吊,桩长较大时也可采用四点吊,吊运应符合下列规定。

4.4.9.1 钢管桩在吊运时桩自重应乘以动力系数 α ,水平吊运 α 宜取 1.3,吊立过程 α 宜取 1.1。

4.4.9.2 采用吊耳板吊桩时,可在上吊点位置对称的一侧多设一个吊耳板。

4.4.9.3 吊耳板可按附录 E 的规定设计。

4.4.10 桩顶锚固形式应符合下列规定。

4.4.10.1 钢管桩与桩帽或横梁之间应采用刚接连接,连接处应能承受桩顶弯矩、剪力和轴向力等作用。

4.4.10.2 刚接连接可采用桩顶直接伸入桩帽或横梁内的形式(图 4.4.10(a))、桩顶通过锚固铁件或钢筋伸入桩帽或横梁的形式(图 4.4.10(b)),也可采用桩顶伸入与桩顶锚固铁件伸入组合的形式。相应的验算项目见表 4.4.10。

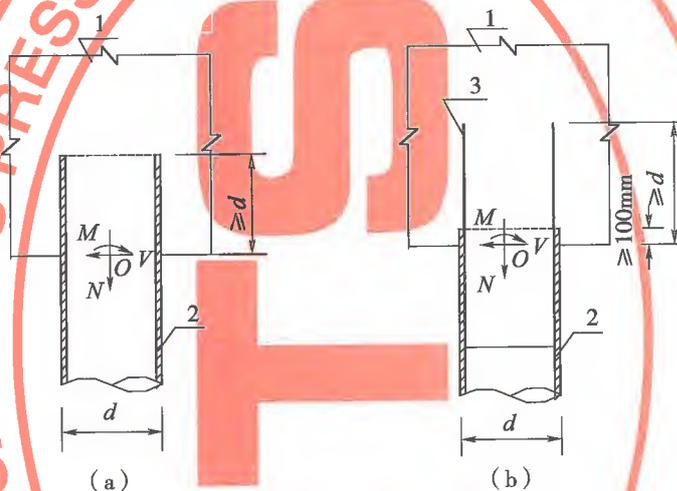


图 4.4.10 钢管桩与桩帽或横梁连接
1-桩帽或横梁;2-钢管桩;3-锚固铁件
 d -钢管桩外径

表 4.4.10 桩顶锚固验算项目

刚接形式	桩顶直接伸入 桩帽或横梁	桩顶通过锚固铁件 伸入桩帽或横梁	桩顶伸入与锚固铁件 伸入组合
荷载情况			
轴向压力		桩顶混凝土的挤压和冲切	
轴向拉力	桩顶锚固深度	锚固铁件的截面积、锚固长度和焊缝长度	桩顶锚固深度、锚固铁件的截面积、锚固长度和焊缝长度
水平剪力、力矩	桩侧混凝土的挤压应力	桩侧混凝土的挤压和铁件应力	桩侧混凝土的挤压和铁件应力

- 注:①桩顶直接伸入桩帽或横梁内时,桩顶伸入的最小深度不小于 1 倍桩径;
②桩顶通过锚固铁件或钢筋伸入桩帽或横梁内时,桩顶伸入的深度不小于 100mm;
③当桩受轴向拉力时,桩顶直接伸入桩帽或横梁的部分必要时可加焊锚固铁件;
④采用桩顶伸入与锚固件伸入相结合的形式时,桩顶伸入长度和锚固件伸入长度可根据受力要求和具体结构进行调整。

4.4.10.3 有经验时,也可采用桩顶部设置桩芯钢筋混凝土的连接方式,桩芯混凝土的长度、配筋等应满足受力要求。

4.4.11 当桩端需穿越障碍物,或打入风化岩、砂砾石等坚硬土层时,宜对桩顶或桩端进行加固,必要时可设置桩靴。

4.4.12 采用上、下节不同壁厚的桩时,拼接位置应设于假想嵌固点以下弯矩较小处。

4.4.13 钢管桩不宜水上接桩。无法避免时,同一根桩接桩不宜多于一处,并应符合下列规定。

4.4.13.1 接桩位置应满足下列要求:

- (1) 设在内力较小处;
- (2) 避免在浪溅区和水位变动区;
- (3) 避免在桩身壁厚变化处;
- (4) 避免接桩时桩端处于软弱土层。

4.4.13.2 接桩的构造形式可按图 4.4.13 选用。

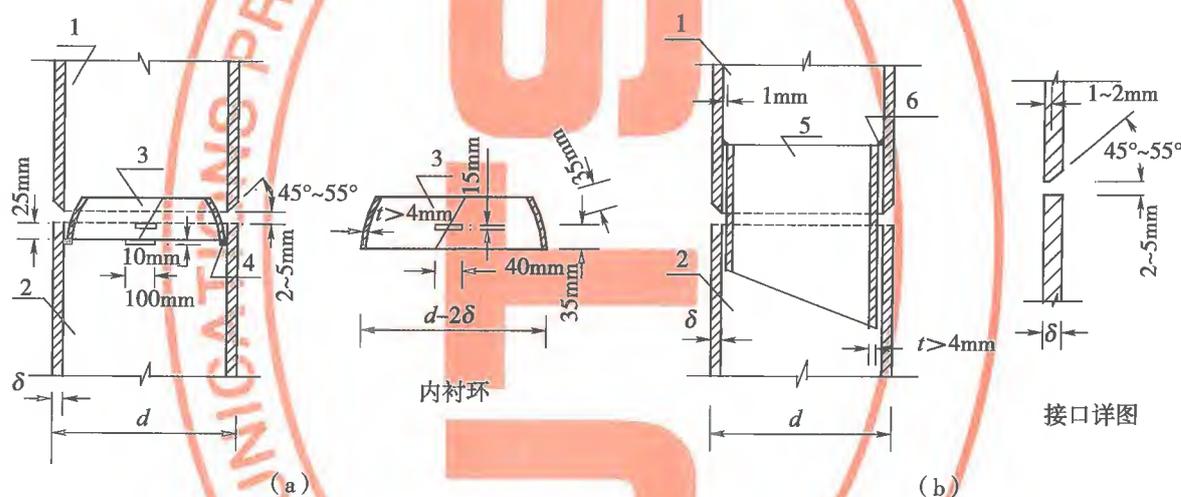


图 4.4.13 钢管桩接桩示意图

1-上节桩;2-下节桩;3-内衬环;4-托块;5-内衬套;6-电焊
d-钢管桩外径

4.4.14 焊缝形式和尺寸应符合下列规定。

4.4.14.1 钢管桩组装时应采用对接焊缝,不得用搭接或侧面有覆板的焊接形式。

4.4.14.2 工厂预制时宜采用平焊。焊缝坡口的形式和尺寸,应根据板厚和施工条件按现行国家标准《气焊、焊条电弧焊、气体保护焊和高能束焊的推荐坡口》(GB/T 985.1)和《埋弧焊的推荐坡口》(GB/T 985.2)或其他相关规范的要求选用。

4.4.14.3 水上接桩的焊缝形式,宜采用单边 V 形坡口。上节桩的坡口角度宜采用 $45^\circ \sim 55^\circ$,下节桩不宜开坡口。在钢管桩的内壁应设有内衬套或内衬环(图 4.4.13)。

4.4.15 纵向焊缝和管节组装应符合下列规定。

4.4.15.1 钢管桩任一横截面内,宜采用一条纵向焊缝,不得超过两条。

4.4.15.2 同一横截面内两条纵缝的间距应大于 300mm,管节组装时,相邻管节纵缝

距离应大于 1/8 周长。

4.4.15.3 为减少桩的环缝对接数量,管节预制长度宜加大。

4.4.15.4 管壁厚度不等的环缝对接,当板厚差超过表 4.4.15 规定时,应在较厚的板上作出单面斜边(图 4.4.15)。斜边坡度不应大于 1:3。焊缝坡口尺寸应根据较薄板的厚度按第 4.4.14 条规定确定。

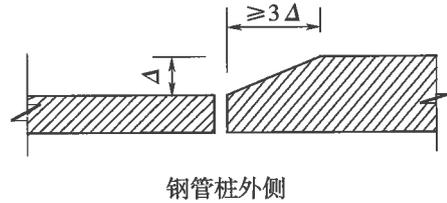


图 4.4.15 管壁厚度不等对接示意图

表 4.4.15 环缝对接最大允许板厚差 (mm)

较薄板的厚度 δ	$9 < \delta \leq 12$	$\delta > 12$
最大允许板厚差 Δ	3	4

4.4.16 角焊缝的最大焊缝高度不宜大于较薄板厚的 1.2 倍,最小焊缝高度应符合现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)的有关规定;主要受力构件的焊缝宜采用剖口焊,不得采用断续焊缝。

4.4.17 在设计钢管桩时,应根据工程重要性、荷载特征等,按照下列规定对钢管桩焊缝的检测提出要求。

4.4.17.1 对所有焊缝均应进行外观检查。焊缝金属应紧密,焊道应均匀,焊缝金属与母材的过渡应平顺,不得有裂缝、未融合、未焊透、焊瘤和烧穿等缺陷。

4.4.17.2 对焊缝内部应进行无损检测,检测方法和数量可按现行国家标准《钢结构设计规范》(GB 50017)确定焊缝的质量等级要求,按表 4.4.17-1 规定选用。探伤方法和内部缺陷分级应符合现行国家标准《焊缝无损检测 超声检测 技术、检测等级和评定》(GB/T 11345)或《金属熔化焊焊接接头射线照相》(GB/T 3323)的规定。

表 4.4.17-1 无损焊缝探伤的方法和要求

探伤数量 焊缝种类	探伤方法	焊缝质量等级	超声波探伤	射线探伤
			环缝	一级
纵缝	100%			
环缝	二级	二级	100%	超声波有疑问时,增加射线探伤检查
纵缝			20%	

注:①T形焊缝、十字形焊缝,焊接时的起弧点及近桩顶环缝应作重点检查;

②现场拼装焊缝的探伤数量应适当增加;

③表中检测数量以每根桩的焊缝总长度计算;

④柔性靠船桩等孤立建筑物的焊缝等级应取一级。

4.4.17.3 当钢材、焊材和焊接工艺等较以往有变化时,对钢管桩的焊缝性能应进行焊接接头机械性能试验,试验要求应符合表 4.4.17-2 的规定。试件可在钢管上取样,也可采用试板进行。在钢管上取样时,试样应垂直于焊缝截取。采用试板时,试板的焊接材料和焊接工艺应与正式焊接时相同。

表 4.4.17-2 焊接接头的试验项目及要

试验项目	试验要求	试件数量
抗拉强度	不低于母材的下限	不少于 2 个
冷弯角度 α , 弯心直径 d	低碳钢 $\alpha \geq 120^\circ, d = 2\delta$	不少于 2 个
	低合金钢 $\alpha \geq 120^\circ, d = 3\delta$	
冲击韧性	不低于母材的下限	不少于 3 个

注: δ -钢管桩壁厚。

4.4.17.4 焊接接头机械性能试验取样及试验方法应按现行国家标准《焊接接头拉伸试验方法》(GB/T 2651)、《焊接接头弯曲试验方法》(GB/T 2653)和《焊接接头冲击试验方法》(GB/T 2650)等规范执行。

4.4.18 当预计打桩有可能出现管涌现象,可在桩身的适当部位开设排水孔,孔径可取 50mm 左右。

4.4.19 外海工程或沉桩困难的工程,对需要水上接桩的下节钢管桩、桩与桩帽或横梁采用如图 4.4.10(b)形式连接的钢管桩,在沉桩完毕后,宜将顶部 200mm ~ 300mm 割除,以保证桩的强度和防腐要求。

防 腐 蚀

4.4.20 港口工程中桩身不同腐蚀区的划分应符合第 3 章的规定。

4.4.21 钢管桩必须进行防腐蚀处理。

4.4.22 钢管桩防腐蚀措施可选用外壁加覆防腐涂层或覆盖层、增加管壁预留腐蚀裕量厚度、水下采用阴极保护和选用耐腐蚀钢种。防腐蚀措施的选择应根据建筑物的重要性、使用年限、当地腐蚀环境、结构部位、施工可能性、维护方法以及防腐材料等,经技术经济比较确定,并应符合下列规定。

4.4.22.1 大气区的防腐蚀应采用涂层或金属喷涂层。

4.4.22.2 浪溅区和水位变动区的防腐蚀宜采用重防蚀涂层或金属热喷涂层加封闭涂层保护,也可采用树脂砂浆或包覆有机复合层、复合耐蚀金属层保护。

4.4.22.3 水下区的防腐蚀可采用阴极保护和涂层联合保护或单独采用阴极保护,承受交变应力的水下区钢结构必须进行阴极保护。当单独采用阴极保护时,应考虑施工期的防腐蚀措施。

4.4.22.4 泥下区的防腐蚀应采用阴极保护。

4.4.22.5 钢管桩防腐蚀不宜单独采用预留腐蚀裕量措施。

4.4.22.6 对海港工程,防腐蚀措施可按表 4.4.22 综合采用,或采取其他有效措施进行保护;对河港工程,可参照海港工程选用。

4.4.23 钢管桩的内壁与外界空间密闭隔绝时,可不考虑内壁腐蚀。

4.4.24 设计时,应考虑钢管桩在施工时期的防腐蚀措施。

表 4.4.22 海港工程钢管桩的防腐措施

方法 \ 部位	大气区	浪溅区	水位变动区	水下区	泥下区
涂层	必须	必须	必须	可用	不需
包覆层	可用	可用	可用	不需	不需
预留腐蚀厚度	可用	必须	必须	可用	可用
阴极保护	无效	无效	可用	可用	可用

4.4.25 钢管桩的预留腐蚀厚度可参照类似环境下钢结构的腐蚀实测数据确定,亦可按下式计算:

$$\Delta\delta = V[(1 - P_1)t_1 + (t - t_1)] \quad (4.4.25)$$

式中 $\Delta\delta$ ——在建筑物使用年限 t 年内,钢管桩所需要的管壁预留的单面腐蚀厚度 (mm);采用防腐措施的海港工程,如使用年限超过 10 年,其水下区以上部位的预留腐蚀厚度不应小于 2mm;

V ——钢材的单面年平均腐蚀速度 (mm/a);

P_1 ——采用涂层保护或阴极保护,或采用阴极保护与涂层联合防腐措施时的保护效率 (%);

t_1 ——采用涂层保护或阴极保护,或采用阴极保护与涂层联合防腐措施时的使用年限 (a);

t ——被保护的钢结构设计使用年限 (a)。

4.4.26 海港工程碳素钢的单面年平均腐蚀速度可按表 4.4.26 取值,有条件时也可根据现场实测确定;河港工程平均低水位以上区域的年平均腐蚀速度可取 0.06mm/a,平均低水位以下区域的年平均腐蚀速度可取 0.03mm/a。

表 4.4.26 海港工程碳素钢的单面年平均腐蚀速度 V

部 位	V (mm/a)	
大气区	0.05 ~ 0.10	
浪溅区	有掩护条件	0.20 ~ 0.30
	无掩护条件	0.40 ~ 0.50
水位变动区、水下区	0.12	
泥下区	0.05	

注:①表中年平均腐蚀速度适用于 pH = 4 ~ 10 的环境条件,对有严重污染的环境,应适当增大;

②当采用低合金钢时,可参照表中数值取值,但大气区应适当减小;

③对水质含盐量层次分明的河口或年平均气温高、波浪大和流速大的环境,其对应部位的年平均腐蚀速度应适当增大。

4.4.27 采用涂层保护时,在涂层的设计使用年限内其保护效率可取 50% ~ 95%;采用阴极保护时,其保护效率 P 可按表 4.4.27 取值;采用涂层与阴极保护联合防护措施时,其保护效率在平均潮位以下可取 85% ~ 95%;平均潮位以上仅按涂层的保护效率取值。

表 4.4.27 阴极保护效率 P

部 位	$P(\%)$
平均潮位至设计低水位	$40 \leq P < 90$
设计低水位以下	$P \geq 90$

4.4.28 涂层的涂刷范围和材料符合下列规定。

4.4.28.1 桩顶处涂刷范围应伸入桩帽(或横梁)底高程以上 50mm ~ 100mm;在水位变动区应至设计低水位以下 1.5m;水下区应至泥面以下 1.5m;沉桩困难,预计桩端可能达不到设计高程时,涂刷范围应适当加大。

4.4.28.2 涂层前的除锈及底漆的质量要求应按国家现行标准《海港工程钢结构防腐蚀技术规范》(JTS 153—3)和《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205)等的有关规定执行。

4.4.28.3 采用涂层与阴极保护联合防腐蚀措施时,涂层材料应具有耐电压和耐碱等良好性能。

4.4.28.4 阴极保护和涂层的各项技术要求均应符合有关规定。

4.4.29 采用阴极保护的工程,所需保护的钢管桩之间应进行导电连接。型钢或钢筋等导体与钢管桩必须采用焊接,不得采用钢丝绑扎等方法。

4.4.30 阴极保护可采用牺牲阳极阴极保护、外加电流阴极保护或两种保护的联合,对于电阻率大于 $500\Omega \cdot \text{cm}$ 的海水和淡海水中的防腐措施,不宜采用牺牲阳极的阴极保护方法。

4.5 灌注桩结构

一般要求

4.5.1 灌注桩结构计算应满足第 4.3 节的有关要求,设计计算还应根据灌注桩施工的具体情况,考虑相应的施工荷载。

4.5.2 钻孔桩设计桩径不宜小于 600mm,挖孔桩设计桩径不宜小于 1000mm 且深度不得大于 30m。

计 算

4.5.3 灌注桩应进行正截面承载能力计算和限裂验算,计算应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)的有关规定。

4.5.4 计算桩在轴心受压荷载和偏心受压荷载作用下的桩身承载力时,混凝土的轴心抗压强度设计值应根据施工工艺进行折减,折减系数钻孔灌注桩可取 0.8,挖孔灌注桩可取 0.9。

4.5.5 当有适当的措施足以保证灌注桩的钢护筒能够与混凝土桩共同作用时,桩的截面抗力计算可计入钢护筒的作用。

构 造

4.5.6 桩身截面配筋率应根据计算确定,最小配筋率不得小于0.6%。

4.5.7 桩身配筋长度应符合下列规定。

4.5.7.1 端承桩、抗拔桩和承受负摩阻力的桩应通长配筋。坡地或岸边的桩,当坡地或岸坡的地层存在软土层,宜通长配筋。

4.5.7.2 端承摩擦桩宜通长配筋,桩长较大时,也可根据内力大小沿深度分段变截面配筋。

4.5.7.3 受水平力作用的抗弯桩和偏心受压桩,设计泥面以下的配筋长度不宜小于4倍桩的相对刚度系数。

4.5.8 桩的主筋应采用热轧带肋钢筋,数量不宜少于12根,直径不宜小于16mm。采用束筋时,每束不宜多于2根钢筋。纵向钢筋应沿桩身周边均匀布置,其净距不应小于80mm。钢筋笼底部主筋宜稍向内弯折。

4.5.9 箍筋直径不宜小于8mm,箍筋间距宜为200mm~300mm,应采用螺旋式箍筋;受水平力作用的桩,在承台底面以下3~5倍桩径范围内箍筋应加密。当钢筋笼长度超过5m时,应每隔2.0m~2.5m设置一道加强箍筋;当钢筋笼长度超过10m时,应每隔5.0m~8.0m在笼内设置一道焊接支撑架。

4.5.10 混凝土保护层厚度,河港不应小于50mm;海港不应小于70mm。

4.5.11 桩身混凝土强度等级不应低于C30。

4.5.12 桩与桩帽或承台的连接应符合下列规定。

4.5.12.1 桩嵌入桩帽或承台的长度不宜小于100mm。

4.5.12.2 桩顶钢筋伸入桩帽或承台的长度,受压桩不宜小于35倍主筋直径,受拉桩不宜小于40倍主筋直径。

4.5.12.3 伸入桩帽或承台的桩顶钢筋应根据受力情况采用直筋伸入或喇叭形伸入方式,桩顶弯矩较大时宜采用直筋伸入,桩帽或承台承受较大冲切力时宜采用喇叭形。

4.5.12.4 桩帽或承台边缘与边桩外侧的距离,对直径不大于1000mm的桩,不宜小于0.5倍桩径并不应小于300mm;对直径大于1000mm的桩,不宜小于0.4倍桩径并不应小于500mm。

4.5.12.5 当桩与上部结构横梁直接连接时,梁边与桩外侧的距离不宜小于250mm。

4.5.13 未作防腐等处理的施工用钢护筒不应伸入桩帽或横梁。

4.6 嵌岩桩结构

一般要求

4.6.1 灌注型嵌岩桩的钢护筒和预制型桩的桩端宜下沉至岩面。

4.6.2 嵌岩桩与桩帽或横梁的连接形式和要求,应符合第4.3节或第4.4节的有关规定。

4.6.3 嵌岩桩岩面以上桩身的结构计算应根据不同的桩型分别按照第 4.3 节 ~ 第 4.5 节的有关规定执行。

灌注型嵌岩桩的构造

4.6.4 灌注型嵌岩桩桩身构造应符合第 4.5 节的有关规定。

4.6.5 灌注型嵌岩桩嵌岩段的直径和配筋,应根据桩的受力状况确定,并应符合下列规定。

4.6.5.1 主筋宜采用热轧带肋钢筋,直径不应小于 14mm,截面积应计算确定,且配筋率不宜小于 0.6%,根数不宜少于 12 根,应沿周长均匀通长布置。当嵌岩孔径小于桩径时,嵌岩段主筋伸入上部桩内的长度,受压桩不应小于 35 倍主筋直径,受拉桩不应小于 40 倍主筋直径。

4.6.5.2 箍筋宜采用 HPB300 级钢筋,直径不应小于 6mm,间距应取 200mm ~ 300mm,在岩面上下 1000mm ~ 2000mm 范围内箍筋间距宜取 100mm ~ 150mm,宜采用螺旋或焊接环式箍筋,并宜每隔 2m 左右焊接一道加强环筋,其直径不宜小于 16mm。

4.6.6 灌注型锚杆嵌岩桩的锚杆直径不宜小于 25mm,必要时也可采用型钢。锚杆伸入岩面以上桩身内的长度不应小于锚固长度。

4.6.7 锚孔内灌注水泥浆的立方体抗压强度标准值不应小于 35MPa,且应压浆密实,并掺加适量的膨胀剂。

预制型嵌岩桩的结构选型及构造

4.6.8 预制型嵌岩桩的嵌岩形式,可根据桩的使用要求、地质条件和施工条件确定,并按下列方法选用。

4.6.8.1 桩承受较大的水平力或力矩时,可采用预制型植入嵌岩桩。

4.6.8.2 桩主要承受轴向压力及较小水平力或上拔力时,可采用预制型芯柱嵌岩桩。

4.6.8.3 桩主要承受轴向上拔力时,可采用预制型锚杆嵌岩桩。

4.6.8.4 桩承受水平力或力矩并受较大上拔力时,可采用预制型芯柱和锚杆组合式嵌岩桩。

4.6.8.5 承受较大扭矩的桩宜采用钢管桩或预应力混凝土管桩嵌岩。

4.6.9 桩身结构应符合下列规定。

4.6.9.1 钢管桩、预应力混凝土大直径管桩等应符合第 4.3 节和第 4.4 节的有关规定。

4.6.9.2 对锤击沉桩的钢管桩、钢护筒和预应力混凝土管桩,必要时应根据地质和施工条件,对桩端口采取局部加强措施。停锤贯入度的确定,应考虑防止桩端钢板卷边。

4.6.10 植入嵌岩桩桩端构造应符合下列规定。

4.6.10.1 植入嵌岩桩桩端内应灌注强度等级不低于 C30 的混凝土,灌注高度不宜低于岩面以上 1.0 倍桩径。

4.6.10.2 成孔直径大于植入桩桩径时,桩外侧应采用混凝土和水泥砂浆等进行加固,

混凝土强度等级不宜低于 C30,水泥砂浆强度等级不宜低于 M30。

4.6.11 芯柱嵌岩桩桩端构造应符合下列规定。

4.6.11.1 嵌岩段钢筋笼的主筋和箍筋应符合第 4.6.5 条的规定,并应满足下列要求:

- (1) 岩面处桩芯主筋混凝土的保护层厚度不小于 35mm;
- (2) 钢筋笼的钢筋布设便于安装和灌注水下混凝土;
- (3) 钢筋笼主筋采用钢筋或工字钢、钢管等型钢。

4.6.11.2 芯柱混凝土的强度等级不应低于 C30。

4.6.12 锚杆嵌岩桩的锚固结构应符合下列规定。

4.6.12.1 锚杆材料可采用 HRB335 级钢筋、HRB400 级钢筋或精轧螺纹钢等,使用预应力锚杆时也可采用钢绞线。

4.6.12.2 锚杆可根据根数做成一束或多束,组合式嵌岩桩的锚杆宜采用一束。

4.6.12.3 锚杆束应设置间距 2m 左右的定位隔板,锚杆束内各根锚杆的净距不应小于 5mm。

4.6.12.4 锚孔应沿周长均匀布置,孔的中心距不宜小于 4 倍锚孔直径,锚孔中心与桩内径边缘的距离不宜小于 100mm。

4.6.12.5 锚孔直径不应小于 3 倍锚杆直径;当采用锚杆束时,杆束外径与锚孔壁的间距不得小于 30mm。

4.6.12.6 锚孔内灌注水泥浆的立方体抗压强度标准值不应小于 35MPa,且应压浆密实,并掺加适量的膨胀剂。

4.6.12.7 锚杆在桩芯内的锚固可采用下列方式:

- (1) 锚杆在桩内仅伸入桩的下段与桩芯柱混凝土锚固,见图 A.0.4;
- (2) 锚杆在桩芯内伸至桩的上段与桩芯柱混凝土锚固,见图 A.0.5;
- (3) 组合式嵌岩桩锚杆在芯柱嵌岩段混凝土中直接锚固,见图 A.0.6。

4.6.13 预制桩芯柱嵌岩桩和锚杆嵌岩桩的桩内混凝土芯柱应有足够的长度,长度的确定应符合下列规定。

4.6.13.1 采用芯柱嵌岩时,预制桩下段的芯柱长度不应小于下列三项要求的最大值:

- (1) 主筋要求的锚固长度;
- (2) 1.5 倍嵌岩深度;
- (3) 轴向受力所需最小长度 L , L 可按下列公式计算:

$$L = \frac{\alpha N}{\tau_0 \pi d} \quad (4.6.13)$$

式中 L ——芯柱传递轴向力所需最小长度(m);

α ——系数,取 1.2;

N ——桩在岩面处的轴向力设计值(kN);

τ_0 ——芯柱与桩内壁结合面的抗剪强度设计值(kN/m²),无经验时可取 270kN/m² ~ 370kN/m²,验算极端荷载时取大值,其他情况取小值;

d ——桩的内径(m)。

4.6.13.2 采用锚杆嵌岩的抗拔桩,锚杆在桩内锚固于桩下段芯柱时,芯柱长度不应小于传递轴向力所需最小长度 L ,且不宜小于 8m,抗拔所需最小长度 L 可按式(4.6.13)计算。

4.6.13.3 采用锚杆嵌岩的抗拔桩,锚杆在桩内锚固于桩上段芯柱时,锚杆宜伸入上部结构混凝土中。

4.6.13.4 采用芯柱与锚杆组合嵌岩时,桩下段芯柱长度不应小于下列两项要求的大值,且不宜小于 8m:

- (1) 1.5 倍芯柱有效嵌岩深度;
- (2) 轴向受力所需最小长度 L ,按式(4.6.13)计算。



5 高桩码头

5.1 一般规定

一般要求

5.1.1 高桩码头结构可采用梁板式、无梁板式、墩式、多层式、浮式和柔性靠船桩式等结构形式。结构形式的选择应根据自然条件、荷载情况和使用要求等因素进行技术经济比较确定。

5.1.2 高桩码头平面布置可分为连片式(图 5.1.2-1)和墩式(图 5.1.2-2),连片式码头按接岸方式分为满堂式和引桥式。

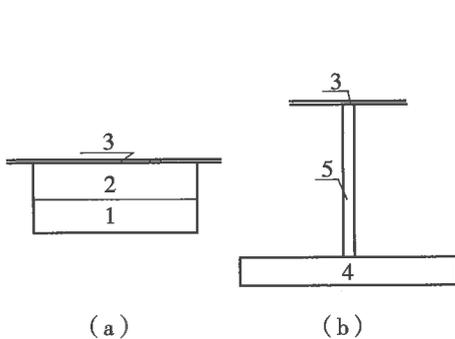


图 5.1.2-1 连片式码头

(a)满堂式;(b)引桥式

1-前桩台;2-后桩台;3-接岸结构;4-桩台;
5-引桥

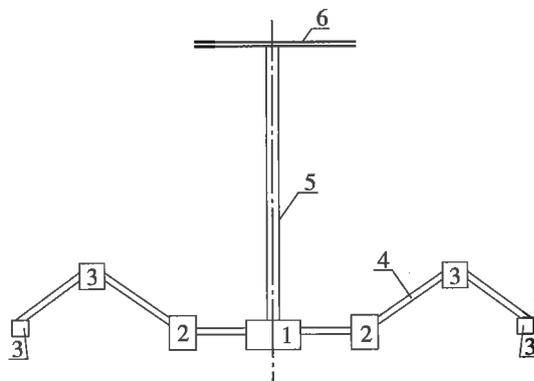


图 5.1.2-2 墩式码头

1-工作平台;2-靠船墩;3-系船墩;4-人行桥;5-引
桥;6-接岸结构

5.1.3 满堂式码头桩台宽度应根据使用要求、桩台刚度、岸坡的地形地质条件、地基加固方式和接岸结构形式等因素通过技术经济比较确定。桩台也可分为前桩台和后桩台。

5.1.4 高桩码头的基桩宜采用预应力混凝土方桩、预应力混凝土管桩和钢管桩等打入桩,也可采用灌注桩和嵌岩桩等其他形式的基桩,内河小型码头亦可采用预制钢筋混凝土桩。桩基设计应符合第 4 章的有关规定。

5.1.5 无掩护水域建造的引桥式码头或码头需要承受较大水平荷载时,应根据具体情况增加斜桩或叉桩以及适当增加码头桩台的宽度等措施。

5.1.6 确定上部结构底面高程时,应考虑使用要求、施工水位、波浪、泄洪等对结构的影响和检修的可能性。

5.1.7 当码头区域可能发生冲刷时,应考虑冲刷深度对结构的影响,必要时可采取抛石、

沉排等保护措施进行护底和护坡。护底及护坡的设计可参照现行行业标准《防波堤设计与施工规范》(JTS 154—1)的相关规定。当码头区域可能发生淤积时,应考虑岸坡变化对结构的影响。

5.1.8 码头的两端宜设置防冲撞警示桩。受流冰影响地区应考虑流冰对码头基桩的影响,必要时应在码头端部设置防撞设施。

5.1.9 预制构件吊运过程中的强度验算时,动力系数可取 1.3。

5.1.10 码头桩台应设置伸缩缝和沉降缝。

5.1.11 沉降缝的位置应根据荷载情况、结构形式和地质条件确定。沉降缝与伸缩缝可结合设置。

5.1.12 码头伸缩缝的间距,应根据本地区的温度差、平面布置形式、上部结构的特性、桩的自由长度和刚度等因素综合考虑。上部结构为装配整体式结构时,宜取 60m ~ 70m;上部结构为现场整体浇筑混凝土时,不宜大于 35m。当有实践经验或可靠论证时,伸缩缝的间距可适当增减。

5.1.13 码头上部结构在伸缩缝和沉降缝处,可采用悬臂式结构或简支结构。分段处的缝宽一般可取 20mm ~ 30mm。当有抗震要求时或可能产生较大伸缩率时缝宽应根据计算或当地经验确定。伸缩缝内应采用柔性材料填充。

5.1.14 码头采用有轨装卸设备时,分段处的上部结构宜采用悬臂结构。悬臂分缝处宜做成凹凸缝。

5.1.15 码头面应设排水坡和泄水孔。排水坡度可采用 5‰ ~ 10‰。

5.1.16 码头面应设置磨耗层,磨耗层厚度宜根据流动机械的类型和使用情况确定。磨耗层与面板同时浇筑时,其厚度不应小于 20mm,分开浇筑时不应小于 50mm。磨耗层混凝土的强度等级不应低于 C25。

5.1.17 采用大面积现浇面层时宜采取纤维混凝土、锯假缝等减少混凝土面层不规则裂缝的措施。锯缝间距和位置应根据结构、材料、气温等特点确定,假缝的深度不应超过磨耗层的厚度,缝内可采用沥青等材料填充。

5.1.18 预制构件的搁置面宜采用水泥砂浆找平,砂浆厚度宜取 10mm ~ 20mm,砂浆强度等级不宜低于 M20。

作用及作用组合

5.1.19 高桩码头作用及作用组合应符合第 3.2 节的有关规定。

5.1.20 下列情况应按承载能力极限状态设计:

- (1) 结构的整体稳定、岸坡稳定、挡土结构抗倾和抗滑稳定;
- (2) 构件的受弯、受剪、受冲切、受压、受拉和受扭承载力;
- (3) 桩和柱的压屈稳定;
- (4) 桩的承载力等。

5.1.21 下列情况应按正常使用极限状态设计:

- (1) 混凝土构件的抗裂或限裂;

(2) 装卸机械有控制变形要求时梁的挠度;

(3) 码头结构的水平位移。

5.1.22 高桩码头结构设计状况的计算原则应按第 3.2.4 条规定执行。

5.1.23 不同极限状态下设计状况需考虑的作用效应组合及相关系数应按第 3.2.5 条 ~ 第 3.2.7 条规定执行。

桩基布置和桩的轴向刚性系数

5.1.24 高桩码头桩基布置应根据使用要求和地质条件等因素合理确定,可采用直桩和斜桩的组合形式,也可采用全直桩形式。

5.1.25 码头承受较大水平力时,沿受力方向宜布置叉桩或斜桩。

5.1.26 起重机轨道梁下宜直接布置基桩。固定式起重机基座下宜适当布置斜桩。

5.1.27 同一桩台下的各桩受力宜均匀,桩的截面尺寸宜一致。在同一码头的分段,其叉桩的水平投影宜对称。

5.1.28 桩与桩空间交叉时,桩间应留有适当净距。

5.1.29 基桩宜打入良好持力层。同一桩台的基桩桩端宜打至同一土层,且桩底高程不宜相差太大。

5.1.30 建造在软弱地基上的满堂式码头,应考虑采取减少地基变形对基桩影响的措施,并应符合下列规定。

5.1.30.1 驳岸区域有较厚的回填土层时,近岸桩的选型应考虑回填土的特性、范围、固结程度、施工速度和接岸结构变形等对基桩的影响。

5.1.30.2 当软土或回填土层较厚时,向岸基桩的斜度应适当减小或采用直桩,接岸部位及其抛石范围内不宜使用向岸斜桩。

5.1.31 靠近接岸结构的基桩设计,应考虑接岸结构或回填土产生的侧向压力作用。

5.1.32 在波浪、水流、冰凌等作用影响较大的水域,桩截面宜采用圆形。

5.1.33 桩基竖向和水平向承载力计算可按第 4 章的有关规定执行。

5.1.34 桩的轴向刚性系数应根据试桩确定。当无试桩资料时,刚性系数可按下列公式计算:

摩擦桩

$$\frac{1}{K} = \frac{L_0}{E_p A_p} + \frac{1}{C} \quad (5.1.34-1)$$

$$C = T_c Q_{ud} \quad (5.1.34-2)$$

嵌岩桩或支承在岩基上的桩

$$\frac{1}{K} = \frac{L}{E_p A_p} \quad (5.1.34-3)$$

式中 K ——桩的轴向刚性系数(kN/m),即桩顶轴向单位变形所需的轴向力;

L_0 ——桩在计算泥面以上长度(m);

E_p ——桩材料的弹性模量(kPa);

- A_p ——桩身横截面面积(m^2);
- C ——桩入土部分的单位变形所需的轴向力(kN/m),变形包括土中桩身的压缩变形与桩端下土的沉降变形两部分;
- T_c ——系数(m^{-1}),宜取 115 ~ 145,采用钢管桩时,宜取小值;
- Q_{ud} ——单桩垂直极限承载力标准值(kN);
- L ——桩身全长(m)。

引 桥

- 5.1.35** 码头引桥的选型和跨度等布置应结合自然条件、使用要求、施工能力等经技术经济比较后确定。
- 5.1.36** 引桥的上部结构应优先采用预制构件,预制构件可选用实心板、空心板、T形梁等形式。
- 5.1.37** 引桥的下部结构应结合使用要求、地质、环境、施工条件等,选用打入桩、灌注桩或嵌岩桩。
- 5.1.38** 引桥的桩基布置可采用全直桩。当地处外海开敞式水域或承受较大水平力时宜布置斜桩。
- 5.1.39** 近岸处的引桥上部结构必须承受波浪作用时,应采取可靠措施保证引桥上、下部结构的整体性和安全性。
- 5.1.40** 引桥区域可能发生冲刷时,应考虑冲刷深度对于结构的影响。近岸处的引桥桩基设计应考虑岸坡地基变形的影响。
- 5.1.41** 引桥排架的计算方法可参照高桩梁板式码头结构排架的计算方法进行内力分析。
- 5.1.42** 引桥的伸缩缝和沉降缝处采用简支结构时,宜采用氯丁橡胶支座,并应符合下列规定。
- 5.1.42.1** 橡胶支座选型可根据支座承载力、简支结构的搁置要求、支座两侧结构因温差所产生的变形,按现行行业标准《公路桥梁板式橡胶支座规格系列》(JT/T 663)等的有关规定确定。简支结构两端宜采用泡沫塑料等柔性材料与相邻结构隔开。
- 5.1.42.2** 简支结构承受较大水平力时,应采取防止简支结构偏离支座的措施。简支梁的两端宜设置加强梁间连接的横隔梁。
- 5.1.43** 引桥区域存在船舶、流冰等其他漂浮物活动时,应设置警示或防撞设施。

耐久性设计

- 5.1.44** 海港高桩码头应进行结构耐久性设计。
- 5.1.45** 海港高桩码头结构的布置和构造宜采取提高结构耐久性的措施,结构的形状、布置和构造应有利于避免水、水汽和有害物质在混凝土表面的积聚,且便于混凝土的振捣和养护。
- 5.1.46** 混凝土构件截面几何形状应简单、平顺,少棱角,少突变。

5.1.47 暴露于海洋环境中的混凝土构件的最小截面尺寸应满足下列要求:

- (1) 直线形构件的最小边长不小于保护层厚度的 6 倍;
- (2) 曲线形构件的最小曲率半径不小于保护层厚度的 3 倍。

5.1.48 海港高桩码头处于浪溅区的混凝土构件宜采用高性能混凝土或同时采用附加防腐措施。

5.1.49 海港高桩码头可采用表面涂层、混凝土表面硅烷浸渍、环氧涂层钢筋、钢筋阻锈剂、阴极保护等附加防腐措施。附加防腐措施可以单独使用,也可联合使用。

5.1.50 高桩码头前沿易受船、漂流物撞击的部位宜采取配置附加钢筋、增加混凝土保护层厚度等措施。

5.1.51 高桩码头宜设置检测、维修的通道和空间。

5.2 梁板式码头

一般要求

5.2.1 梁板式码头的上部结构可由面板、纵梁、横梁、靠船构件等组成。根据下部桩基形式的不同可分为有斜桩梁板式码头和全直桩梁板式码头。

5.2.2 梁板式桩台宽度不宜超过 45m。当码头宽度较大时,可设置前、后桩台或在桩台和接岸结构之间架设大跨筒支板的方法减少单桩台宽度。大型装卸机械的前后支腿应设在同一桩台上。

5.2.3 码头排架间距应结合码头使用要求、自然条件和施工工艺等经技术经济比较确定,前桩台排架间距取值范围宜为 6m~12m。

5.2.4 高桩梁板式码头根据码头梁系、桩基的布置和结构的整体性能等,可按下列方法进行结构内力分析。

5.2.4.1 当桩基沿横梁布置、各排架间距均匀、桩基布置相近时,码头结构可简化为纵向和横向两个平面进行分析,纵梁及横向排架内力可按平面结构计算。

5.2.4.2 桩基沿横梁和纵梁双向布置、空间特征显著的码头,结构内力宜按空间结构计算。

5.2.5 横梁和基桩组成的排架按平面问题计算应考虑水平集中力的横向分力在各排架中的分配,分配系数可按下列方法确定。

5.2.5.1 确定水平集中力的横向分力在各排架中的分配时,可将码头上部结构在水平方向视为一个刚性连续梁,以排架位置作为支承点,按弹性支承刚性连续梁计算水平集中力的横向分力在各排架中的分配系数。支承点水平刚性系数根据单位水平力作用下排架在水平方向的变形求得。

5.2.5.2 当码头排架间距相等且支承点水平刚性系数相等或接近时,水平集中力的横向分力在排架中的分配系数可按附录 F 确定。

5.2.6 梁板式码头分段缝宜采用凹凸缝,凹凸缝构造(图 5.2.6)应符合下列规定。

5.2.6.1 凹凸缝的齿高可取 200mm~400mm,齿宽不宜过短;分段处凹凸缝的缝宽可

取 20mm ~ 30mm, 平行于码头前沿线方向的缝应紧密接触。

5.2.6.2 当结构承受较大水平荷载时, 在分缝截面改变处应适当加强, 凹凸缝转角处宜设置 45°斜向加强钢筋, 钢筋沿厚度方向的间距不宜大于 250mm, 直径不宜小于受力钢筋。

5.2.6.3 沿齿槽的凸型边沿可设 II 型加强钢筋, 并布置为上下两层, 板厚超过 400mm 时, 宜布置为上中下三层, 直径不宜小于受力钢筋, 保护层厚度可参照梁的标准。

5.2.6.4 齿口边沿宜采用角钢保护。必要时可对凹凸缝的齿槽强度进行验算。

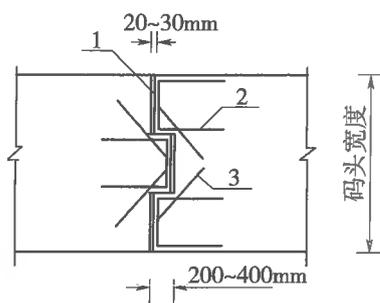


图 5.2.6 码头分缝处结构加强平面示意图

1-伸缩缝、沉降缝; 2-加强钢筋; 3-加强斜筋

5.2.7 全直桩码头的基桩与上部结构的连接应按刚接要求设计。

5.2.8 开敞式海域的波浪、水流、冰凌等条件复杂时, 高桩梁板结构应根据具体情况采取必要的加强措施。

板的设计

5.2.9 钢筋混凝土板可简化为单向板或双向板计算。单向板可通过有效分布宽度、弯矩系数简化为简支梁进行计算。双向板可按有限元法进行计算, 也可按附录 G 进行计算。

5.2.10 两边支承两边自由的板可单向板计算。四边支承板长边与短边的计算跨度之比大于或等于 2 时可单向板计算; 长边与短边的计算跨度之比小于 2 时, 可按双向板计算。

5.2.11 单向板和双向板的计算跨度可按下列规定确定。

5.2.11.1 简支板计算跨度(图 5.2.11(a))可按下列公式计算:

(1) 计算弯矩时

$$l_0 = l_n + h \quad (5.2.11-1)$$

(2) 计算剪力时

$$l_0 = l_n \quad (5.2.11-2)$$

式中 l_0 ——计算跨度(m);

l_n ——净跨(m);

h ——板的厚度(m), 大于单侧搁置长度时取单侧搁置长度。

5.2.11.2 连续板计算跨度(图 5.2.11(b))可按下列公式计算:

(1) 计算弯矩时

$$\text{当 } B_1 \leq 0.1l \text{ 时} \quad l_0 = l \quad (5.2.11-3)$$

$$\text{当 } B_1 > 0.1l \text{ 时} \quad l_0 = 1.1l_n \quad (5.2.11-4)$$

(2) 计算剪力时

$$l_0 = l_n \quad (5.2.11-5)$$

式中 B_1 ——梁的上翼缘宽度(m);

l ——梁的中心距离(m);

l_0 ——计算跨度(m);

l_n ——净跨(m)。

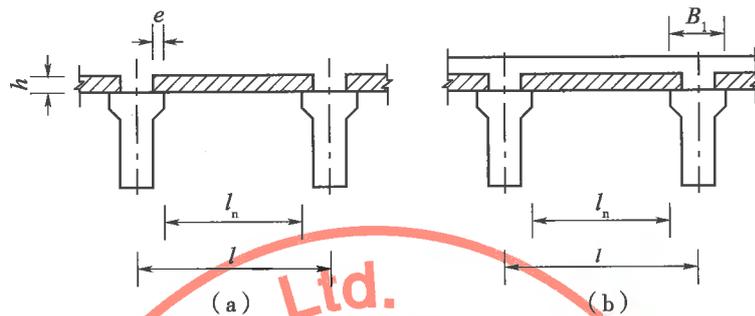


图 5.2.11 板的跨度

(a) 简支板; (b) 连续板

e -板的搁置长度; h -板的厚度; B_1 -梁的上翼缘宽度; l -梁的中心距离; l_n -净跨

5.2.12 叠合板的内力可按下列方法计算。

5.2.12.1 自重和施工荷载产生的内力,可按简支板计算。

5.2.12.2 可变作用产生的内力,当板与梁整体连接时(图 5.2.12),可按连续板采用弯矩系数法计算;当板不与梁整体连接时,可按简支板计算。

5.2.13 集中荷载在单向板或双向板上的传递宽度可按下列方法计算。

5.2.13.1 平行板跨方向的传递宽度可按下列公式计算:

(1) 单个集中荷载(图 5.2.13(a))

$$a_1 = a_0 + 2h_s \quad (5.2.13-1)$$

(2) 多个集中荷载(图 5.2.13(b))

$$a_1 = S + a_0 + 2h_s \quad (5.2.13-2)$$

式中 a_1 ——集中荷载在平行板跨方向的传递宽度(m);

a_0 ——集中荷载在平行板跨方向的接触宽度(m);

h_s ——垫层厚度(m);

S ——最外两侧集中荷载的中心间距(m)。

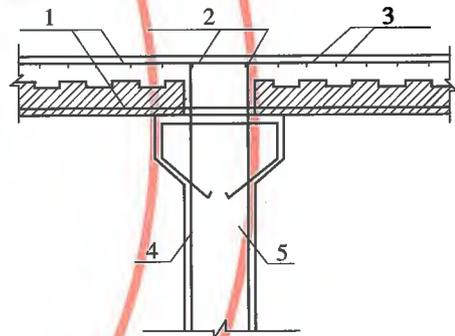


图 5.2.12 板与梁整体连接构造图

1-面板主筋; 2-纵梁主筋; 3-面板分布筋; 4-箍筋; 5-纵梁

5.2.13.2 垂直板跨方向集中荷载传递宽度的计算方法应与平行板跨方向相同。

5.2.14 单向板在集中荷载作用下的弯矩计算宽度,可按下列方法计算。

5.2.14.1 平行板跨方向的弯矩计算宽度可按下列公式计算:

$$a_c = a_1 \quad (5.2.14-1)$$

式中 a_c ——平行板跨方向的弯矩计算宽度(m);

a_1 ——集中荷载在平行板跨方向的传递宽度(m)。

5.2.14.2 垂直板跨方向的弯矩计算宽度可按下列公式计算:

(1) 中置荷载(荷载接触面中心位于 1/2 板宽至 $y \geq 0.5b_c$)(图 5.2.14-1)

$$b_c = \frac{Kl_0}{0.8 + 0.1l_0/x} + b_1 + h \quad (5.2.14-2)$$

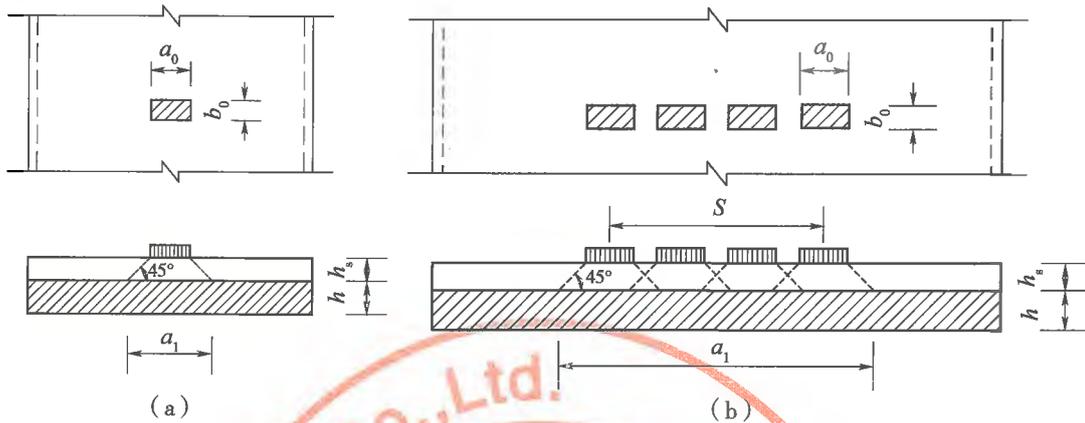


图 5.2.13 集中荷载传递宽度

(a) 单个集中荷载传递宽度; (b) 多个集中荷载传递宽度

a_1 —集中荷载在平行板跨方向的传递宽度; a_0 —集中荷载在平行板跨方向的接触宽度; b_0 —集中荷载在垂直板跨方向的接触宽度; h —板的厚度; h_s —垫层厚度; S —最外两侧集中荷载的中心间距

$$K = \frac{B/l_0}{1.0 + 0.9B/l_0} \quad (5.2.14-3)$$

式中 b_c ——垂直板跨方向的弯矩计算宽度(m), 当 $b_c > B$ 时, 取 $b_c = B$;

K ——与板的宽跨比有关的系数, 当 $B/l_0 \geq 2.5$ 时, 在式(5.2.14-3)中取 $B/l_0 = 2.5$;

l_0 ——板的弯矩计算跨度(m);

x ——荷载接触面中心至支座边的距离(m);

b_1 ——集中荷载在垂直板跨方向的传递宽度(m);

h ——板厚(m);

B ——板宽(m), 可参照 l_0 的计算方法确定。

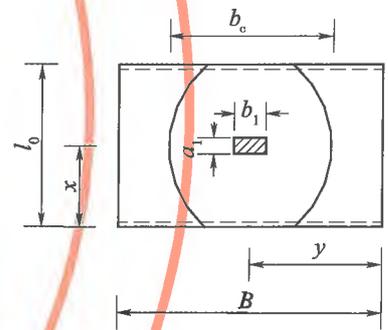


图 5.2.14.1 中置荷载的弯矩计算宽度

(2) 偏置荷载(荷载接触面中心位于自由边附近, 且 $y < 0.5b_c$)

$$b'_c = 0.5b_c + y \quad (5.2.14-4)$$

式中 y ——荷载接触面中心至板自由边的距离(m);

b_c ——垂直板跨方向的弯矩计算宽度(m), 当 $b_c > B$ 时, 取 $b_c = B$, B 为板宽;

b'_c ——集中荷载位于自由边附近时, 沿垂直板跨方向的弯矩计算宽度(m)。

b_c —垂直板跨方向的弯矩计算宽度;
 a_1 —集中荷载在平行板跨方向的传递宽度;
 b_1 —集中荷载在垂直板跨方向的传递宽度;
 l_0 —板的弯矩计算跨度;
 B —板宽;
 x —荷载接触面中心至支座边的距离;
 y —荷载接触面中心至板自由边的距离

5.2.14.3 当有多个集中荷载同时作用, 弯矩计算宽度重叠时, 其计算宽度可取最外两侧集中荷载分布宽度之和的 1/2 与最外两侧集中荷载中心距离之和(图 5.2.14-2)。

5.2.15 单向板在集中荷载作用下的剪力计算宽度, 可按下列方法计算。

5.2.15.1 平行板跨方向的剪力计算宽度可按下列式计算:

$$a_{cs} = a_1 \quad (5.2.15-1)$$

式中 a_{cs} ——平行板跨方向的剪力计算宽度(m);

a_1 ——集中荷载在平行板跨方向的传递宽度(m)。

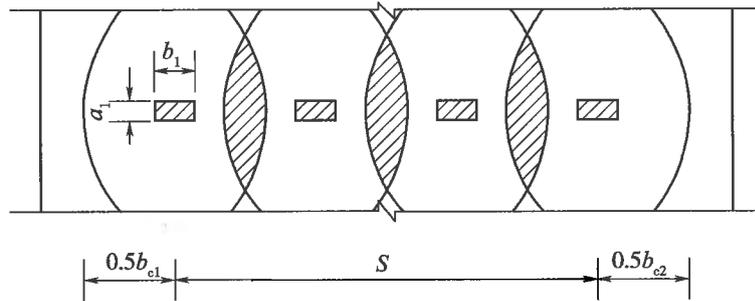


图 5.2.14-2 多个集中荷载的弯矩计算宽度

a_1 -集中荷载在平行板跨方向的传递宽度; b_1 -集中荷载在垂直板跨方向的传递宽度; b_{c1} 、 b_{c2} -最外侧集中荷载垂直板跨方向弯矩计算宽度; S -最外两侧集中荷载中心距离

5.2.15.2 垂直板跨方向的剪力计算宽度可按下列公式计算:

(1) 中置荷载(荷载位于 1/2 板宽附近,且 $y' \geq 0.3x + 1.8h_0$)

$$b_{cs} = b_1 + 3.6h_0 + 0.6x \quad (5.2.15-2)$$

(2) 偏置荷载(荷载位于自由边附近,且 $y' < 0.3x + 1.8h_0$)

$$b'_{cs} = b_1 + 1.8h_0 + 0.3x + y' \quad (5.2.15-3)$$

式中 y' ——荷载接触面边缘至板边的距离(m);

x ——荷载接触面中心至支座边缘的距离(m);

h_0 ——板的有效高度(m);

b_{cs} ——中置荷载时垂直板跨方向的剪力计算宽度(m);

b_1 ——垂直于板跨方向荷载的传递宽度(m);

b'_{cs} ——偏置荷载时垂直板跨方向的剪力计算宽度(m)。

5.2.16 单向板在均布荷载作用下的计算宽度可按单位宽度计。

5.2.17 与梁整体连接的单向板,跨中或支座弯矩设计值可按下式计算:

$$M = mM_0 \quad (5.2.17)$$

式中 M ——跨中或支座计算弯矩设计值(kN·m);

m ——弯矩系数,根据板厚与肋高之比 h/H' (图 5.2.17)按表 5.2.17 确定;

M_0 ——按简支板计算时跨中最大弯矩设计值(kN·m),在计算 M_0 时,应考虑各项荷载作用效应组合。

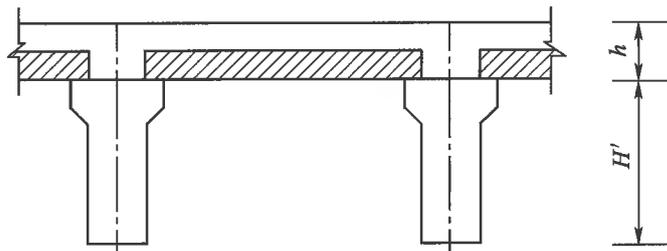


图 5.2.17 梁板断面示意图

h -板厚; H' -肋高

表 5.2.17 弯矩系数 m

m 值 h/H'	边跨板		中跨板	
	边支座	跨中	支座	跨中
$< 1/4$	-0.50	0.60	-0.60	0.60
$\geq 1/4$	-0.50	0.70	-0.60	0.65

5.2.18 双向板的弯矩可按下列规定确定:

(1) 四边简支板承受集中荷载所产生的弯矩,按附录 G 计算;

(2) 板与梁整体连接时,跨中弯矩取按四边简支板计算的跨中弯矩值的 0.525 倍,支座弯矩取按四边简支板计算的跨中弯矩值的 -0.75 倍。

5.2.19 集中荷载作用下板受冲切承载力可按下列方法计算。

5.2.19.1 双向板冲切承载力可按下列公式计算:

$$F_{lu} = \frac{1}{r_d} \xi f_t u_m h_0 \quad (5.2.19-1)$$

式中 F_{lu} ——受冲切承载力设计值(kN);

r_d ——结构系数,取 1.0;

ξ ——系数,一般取 0.7,支座处取 0.85;

f_t ——混凝土轴心受拉强度设计值(MPa),对叠合板,取预制板和叠合层中混凝土强度较低值;

u_m ——冲切锥体的周长(mm);

h_0 ——板的有效高度(mm)。

5.2.19.2 冲切锥体的周长(图 5.2.19)可按下列公式计算:

$d \geq h_0$ 时

$$u_m = 4(a + h_0) \quad (5.2.19-2)$$

$d < h_0$ 时

$$u_m = 4a + 3h_0 + d \quad (5.2.19-3)$$

式中 d ——荷载接触面边缘距支座的距离(mm);

h_0 ——板的有效高度(mm);

u_m ——冲切锥体的周长(mm);

a ——集中荷载接触宽度(mm)。

5.2.19.3 单向板在集中荷载作用下应进行受冲切承载力计算,单向板的冲切承载力计算方法可参照双向板进行。中置荷载作用下,宽跨比大于 1.0 的单向板,当满足受冲切承载力要求时,可不再进行板的受剪承载力计算。

5.2.20 双向板承受均布荷载时应验算板的抗剪强度。均布荷载产生的剪力,可按跨中挠度相等的原则,将均布荷载分配于两个位于跨中且相互正交的单位宽度的板条上,板条按简支梁计算。

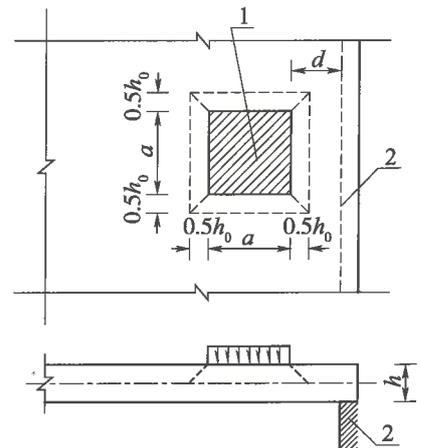


图 5.2.19 集中荷载冲切示意图

1-荷载接触范围;2-支座

d -荷载接触面边缘距支座的距离; h_0 -板的有效高度; h -板厚; a -集中荷载接触宽度

5.2.21 集中荷载在悬臂板上的计算宽度(图 5.2.21),可按下式计算:

$$b_c = b_1 + 2x \quad (5.2.21)$$

式中 b_c ——垂直板跨方向的计算宽度(m),当 $b_c > B$ 时,取 $b_c = B$, B 为板宽(m);

b_1 ——垂直于板跨方向荷载的传递宽度(m);

x ——荷载接触面中心至支座边缘的距离(m)。

5.2.22 单向板底层横向分布钢筋应符合下列规定。

5.2.22.1 均布荷载作用时,单位宽度横向分布钢筋不得小于单位宽度受力钢筋截面面积的 15%。

5.2.22.2 集中荷载作用时,单位宽度横向分布钢筋应满足下列要求:

(1)当板的宽跨比小于或等于 1.0 时,不小于单位宽度上受力钢筋截面面积的 20%;

(2)当板的宽跨比大于或等于 1.5 时,板中 1/2 板跨范围内,不小于单位宽度上受力钢筋截面面积的 35%,板两边各 1/4 板跨范围内,不小于单位宽度上受力钢筋截面面积的 25%;

(3)当板的宽跨比在 1.0 ~ 1.5 之间时,在上述规定的配筋范围之间选用;

(4)横向分布筋的直径不小于 8mm,间距不大于 250mm。

5.2.23 叠合板的厚度应根据计算确定,叠合板的结合面宜采用凹凸形(图 5.2.23)。

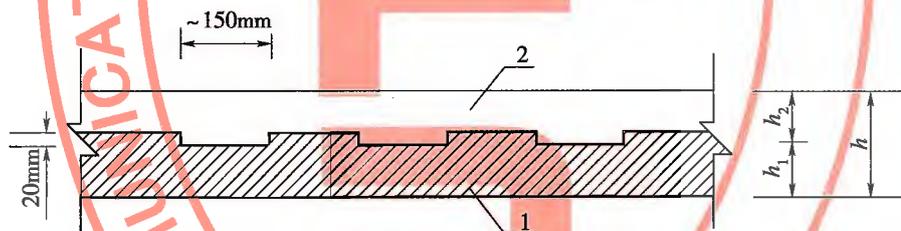


图 5.2.23 叠合板结合面示意图

1-预制板;2-现浇层

h_1 -叠合板预制部分厚度; h_2 -叠合板现浇部分厚度; h -叠合板厚度

5.2.24 当拼板按整板相同的方法计算内力时,对于两块预制板之间横向拼缝,叠合板宜采用对称弯起搭接形式(图 5.2.24 (a)),非叠合板可采用环扣搭接形式(图 5.2.24

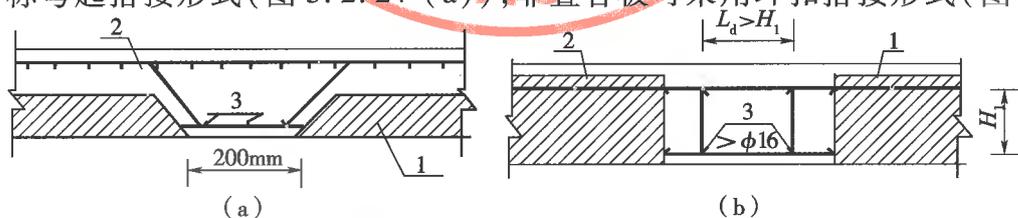


图 5.2.24 预制板拼缝构造图

(a)对称弯起搭接形式;(b)环扣搭接形式

1-预制板;2-现浇层;3-插筋

L_d -环扣宽度; H_1 -环扣高度

(b))或其他可靠形式。插筋兼作受力钢筋时,插筋不应少于受力钢筋。

5.2.25 码头面板顶层设构造钢筋时,其配筋率可取受力钢筋截面面积的15%。在横梁顶面垂直于梁的长度方向宜增设短筋(图5.2.25)。

5.2.26 板的搁置长度应根据计算确定。简支板不宜小于200mm;叠合板应不宜小于150mm。板跨度小于3m时,搁置长度可适当减小。单向板沿宽度方向的搭接长度不应小于25mm(图5.2.25)。

5.2.27 后桩台和引桥可采用铰接空心板。小型码头也可采用空心板,但应采取设置边梁等措施加强码头整体性。

5.2.28 铰接空心板的截面由计算确定。空心板常用的孔洞可采用如图5.2.28所示的形式,选型时应经技术经济比较确定。板的肋宽不应小于80mm,孔洞的顶、底混凝土厚度不应小于70mm。孔洞较大时,应验算孔顶强度。

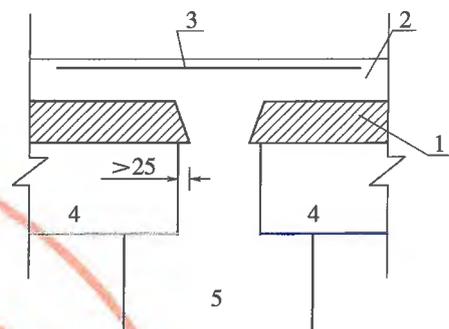


图 5.2.25 横梁顶部构造图

1-预制板;2-现浇板;3-梁顶短筋;4-纵梁;
5-下横梁

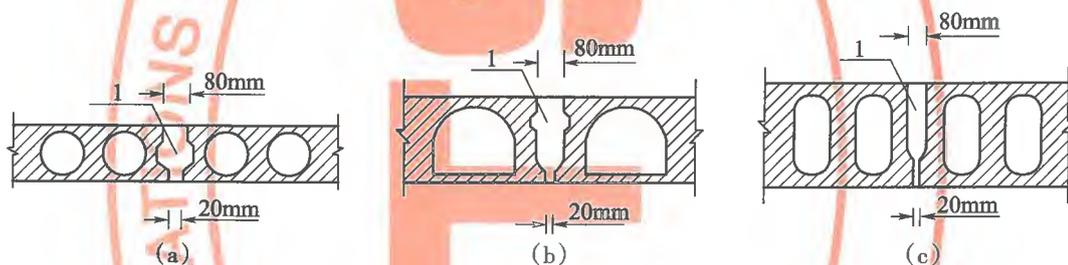


图 5.2.28 空心板形式

1-细石混凝土

5.2.29 铰接空心板之间的纵向拼缝宜做成铰接形式(图5.2.28)。缝内可采用C30级以上的细石混凝土充填,并插捣密实。当集中荷载较大时,应验算铰点剪力。

5.2.30 铰接空心板在集中荷载作用下,可按荷载横向分布法或有限条法计算。荷载横向分布法可按附录H计算。对于孔洞较大的空心板,尚应验算孔顶冲切强度。

梁的设计

5.2.31 梁系结构采用平面方法计算时,纵梁根据梁与支座连接情况、支座宽度等结构特点,可选取简支梁、弹性支承连续梁等计算模型进行内力分析,也可采用其他适合结构特点的计算模型。

5.2.32 简支梁的计算跨度可按下列公式计算:

(1) 弯矩计算时

$$l_0 = l_n + e \quad (5.2.32-1)$$

(2) 剪力计算时

$$l_0 = l_n \quad (5.2.32-2)$$

式中 l_0 ——计算跨度(m),不大于 $1.05 l_n$;

l_n ——净跨(m);
 e ——搁置长度(m)。

5.2.33 连续梁结构宜按考虑支座宽度的弹性支承连续梁计算,并应符合下列规定。

5.2.33.1 按考虑支座宽度的弹性支承连续梁计算时,支座可近似按支座宽度范围内均匀分布的弹簧考虑,计算图式见图 5.2.33。

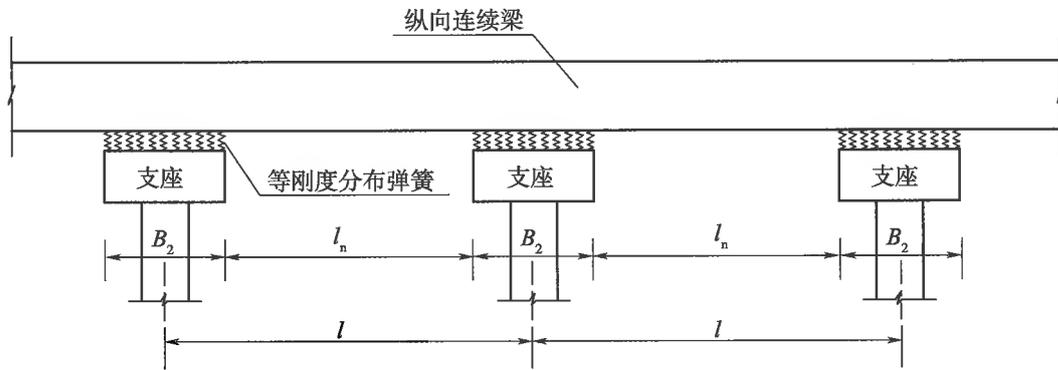


图 5.2.33 均匀分布弹簧支承连续梁结构示意图
 l -横梁或桩帽中心距; l_n -净跨; B_2 -纵梁支座宽度

5.2.33.2 均匀分布弹簧的刚性系数可按下式计算:

$$k = \frac{K}{B_2} \quad (5.2.33-1)$$

式中 k ——分布弹簧单位长度刚性系数(kN/m^2);

K ——支座竖向刚性系数(kN/m),取横梁或桩帽在支座中心处产生单位竖向位移时所需竖向作用力的数值;

B_2 ——纵梁支座宽度(m),取下横梁或桩帽的宽度。

5.2.33.3 当以支座宽度范围内有限个等间距布置的弹簧代替均匀分布弹簧时,单个弹簧的刚性系数可按下式计算:

$$k_n = \frac{K}{n} \quad (5.2.33-2)$$

式中 k_n ——单个弹簧刚性系数(kN/m);

K ——支座竖向刚性系数(kN/m),取横梁或桩帽在支座中心处产生单位竖向位移时所需竖向作用力的数值;

n ——支座宽度范围内等间距布置的弹簧个数。

5.2.34 连续梁结构应分别按式(5.2.34-1)和式(5.2.34-2)计算支座的相对刚性系数和相对宽度,满足表 5.2.34 条件时,可简化为弹性点支承连续梁计算,并以削峰的方法考虑支座宽度的影响。

$$\alpha = \frac{6EI}{Kl^3} \quad (5.2.34-1)$$

$$\beta = \frac{B_2}{l} \quad (5.2.34-2)$$

式中 α ——支座的相对刚性系数；
 E ——连续梁的弹性模量(kPa)；
 I ——连续梁的截面惯性矩(m^4)；
 K ——支座总竖向刚性系数(kN/m)，取横梁或桩帽在支座中心处产生单位竖向位移时所需竖向作用力的数值；
 l ——横梁或桩帽中心距(m)；
 β ——支座的相对宽度；
 B_2 ——纵梁支座宽度(m)，取下横梁或桩帽的宽度。

表 5.2.34 按弹性点支承的连续梁计算的条件

α	0.06	0.08	0.13	0.32	0.64
β 允许的上限值	0.1667	0.2000	0.2333	0.3000	0.3333

注：表中两数值间可按内插法取值。

5.2.35 连续梁结构按弹性点支承连续梁计算时，弯矩和剪力计算跨度均可取横梁或桩帽中心距。计算的弯矩和剪力可进行削峰处理，取计算值距支座中心 $1/4$ 支座宽度处的数值，如图 5.2.35 所示。

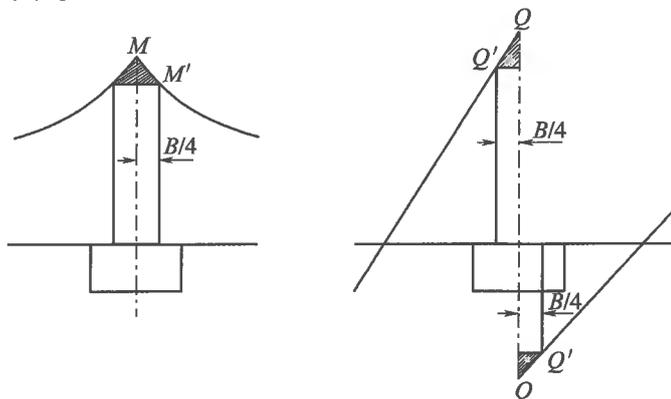


图 5.2.35 点支承连续梁弯矩和剪力削峰示意图

M 、 Q -削峰前的弯矩和剪力； M' 、 Q' -削峰后的弯矩和剪力； B -支座宽度

5.2.36 横梁与桩组成的横向排架按平面计算时，可根据桩基布置形式和桩与横梁的连接情况等结构特点选取计算模型，选取方法应符合下列规定。

5.2.36.1 排架按平面杆系结构计算时，桩土相互作用可按 m 法计算，有经验时也可按假想嵌固点法计算。

5.2.36.2 由叉桩和直桩支承的横梁，计算时可将横梁简化为弹性支承连续梁，水平力由叉桩承受。

5.2.36.3 当有桩帽时，应考虑桩帽宽度对横梁内力的影响。

5.2.37 横向排架的计算跨度应符合下列规定。

5.2.37.1 全部由单桩支承时(图 5.2.37(a))，计算跨度宜取桩轴线与梁底面线交点之间的距离。

5.2.37.2 单桩和叉桩支承时(图 5.2.37(b))，计算跨度宜取单桩轴线和叉桩的两轴线交点的垂线与梁底面线交点之间的距离。

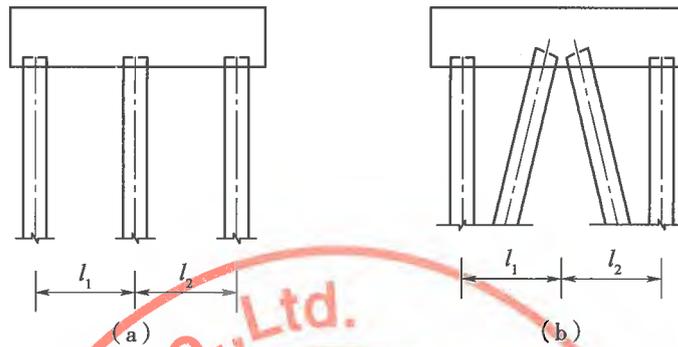


图 5.2.37 横向排架计算跨度示意图

(a) 单桩支承排架; (b) 单桩和叉桩支承排架

l_1 、 l_2 -计算跨度

5.2.38 码头下设抛石棱体,进行排架计算时,假想地表面在桩轴线上的位置宜取码头前沿泥面与实际斜坡面交点的 1/2 处(图 5.2.38)。

5.2.39 整体预制的横梁与靠船构件应进行翻转、吊运和安装过程中的结构验算。

5.2.40 双层系靠船的梁板式码头(图 5.2.40),码头系靠船部分结构应包括靠船构件、人行道板、两层横梁和连接板等构件。排架结构宜按平面杆系结构计算。计算时可参照第 5.2.36 条的规定。

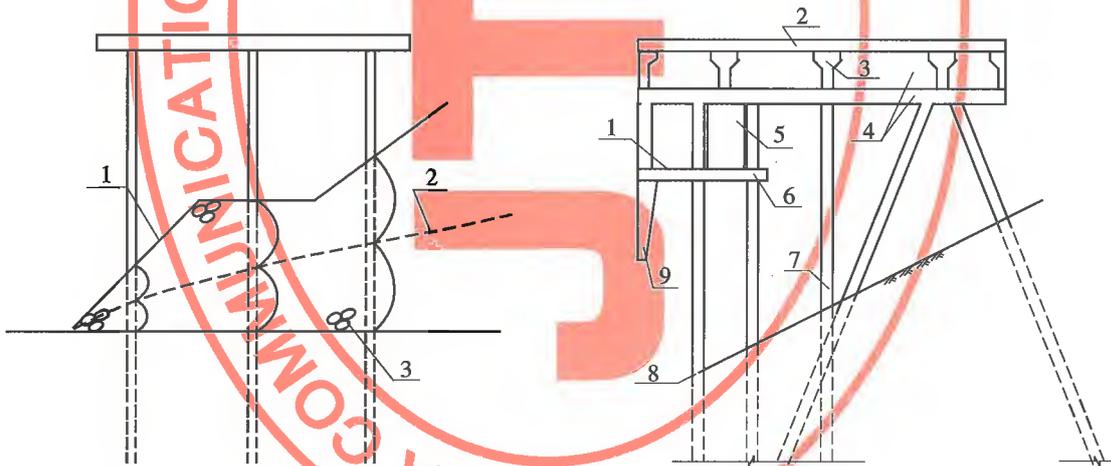


图 5.2.38 抛石棱体假想地表面

1-设计抛石面;2-假想地表面;3-抛石棱体

图 5.2.40 双层系靠船的梁板式码头

1-人行道板;2-面板;3-纵梁;4-横梁;5-连接板;
6-下层横梁;7-桩;8-泥面;9-靠船构件

5.2.41 码头按空间结构计算模型计算内力时,可按下列方法建立计算模型。

5.2.41.1 以计算桩的内力为目的时,面板可按薄壳单元考虑,纵梁、横梁及桩均可按梁单元考虑。

5.2.41.2 以计算纵梁和横梁的内力为目的时,可忽略面板的作用,按空间杆系结构计算,有经验时也可考虑面板的作用。

5.2.41.3 桩土相互作用的模式可参照平面排架的计算要求确定。

5.2.41.4 面板中性面、纵梁和横梁中性轴宜按实际高程考虑。

5.2.42 装配整体式预制纵梁、横梁的搁置长度应根据计算确定,且不应小于200mm,梁跨度较大、无掩护码头筒支梁应适当加长。

5.2.43 预制纵梁、横梁按连续结构设计时,在支座处的外伸钢筋的焊接应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)的有关规定。

5.2.44 横梁的宽度应由计算确定,并应考虑纵梁或板的搁置长度等构造要求,现场浇筑横梁尚应考虑打桩偏位影响。

5.2.45 当停靠船舶可能撞击外边梁时,应对外边梁的受弯、受剪和受冲击进行计算。

5.2.46 码头平台的伸缩缝和沉降缝处采用筒支结构时,其支座可按第5.1.42条的规定处理。

桩 帽

5.2.47 桩帽平面形状可采用矩形、圆形或多边形等形式。

5.2.48 桩帽平面尺寸应取其顶面尺寸和底面尺寸的较大值。顶面尺寸和底面尺寸可按下列要求确定:

(1) 顶面尺寸按预制梁的宽度、梁或板的搁置长度和预制构件安装允许偏差确定;

(2) 确定底面尺寸时,直桩桩帽考虑桩截面尺寸、打桩允许偏位和外包最小宽度等因素,叉桩桩帽考虑斜桩与垂线的夹角、斜桩水平扭角和斜桩轴线间在桩帽底面交点的距离等因素;

(3) 打桩允许偏位,直桩桩帽或叉桩桩帽只考虑一个打桩允许偏位值,允许偏位值按现行行业标准《码头结构施工规范》(JTS 215)中“桩基”的相关规定确定;

(4) 桩帽外包最小宽度,截面小于或等于600mm×600mm的方桩取150mm;管桩与桩帽为铰接连接时取0.25倍桩径,与桩帽为刚接时取0.4倍桩径。

5.2.49 桩帽的高度应根据计算确定,并应考虑桩伸入桩帽的长度,以及桩顶钢筋长度、预应力混凝土管桩桩芯钢筋长度或钢管桩锚固铁件锚固长度等构造要求。桩帽高度不宜小于0.5倍桩帽宽度,且不得小于600mm。

5.2.50 桩帽的配筋应符合下列规定。

5.2.50.1 纵横向受力筋和水平箍筋均应做成封闭形,并在端部设弯钩。箍筋应互相嵌套,纵横向受力筋应布置在顶层和底层,水平箍筋应套在最外层(图5.2.50)。

5.2.50.2 桩帽顶面纵横向钢筋配筋率之比不应超过1.5。方桩桩帽受力钢筋直径不得小于16mm,管桩桩帽受力钢筋直径不得小于18mm。受力钢筋间距不宜大于200mm。

5.2.50.3 方桩桩帽水平箍筋直径不宜小于12mm,预应力混凝土管桩帽水平箍筋直径不宜小于14mm,水平箍筋间距不宜大于200mm。

5.2.50.4 桩帽受力筋配筋率不宜小于0.15%。

5.2.50.5 直桩和叉桩与桩帽的连接处,桩内纵向钢筋伸入桩帽的长度应满足最小锚固长度的要求(图5.2.50)。

5.2.50.6 叉桩桩帽底面在每根桩范围内应不少于4根纵向和横向箍筋通过。数量不足可增设直筋,其长度和直径应与桩帽纵向和横向箍筋相同。

5.2.50.7 当桩帽尺寸较大时,宜设置水平拉筋,拉筋直径不宜小于 8mm,间距可取 200mm ~ 300mm。

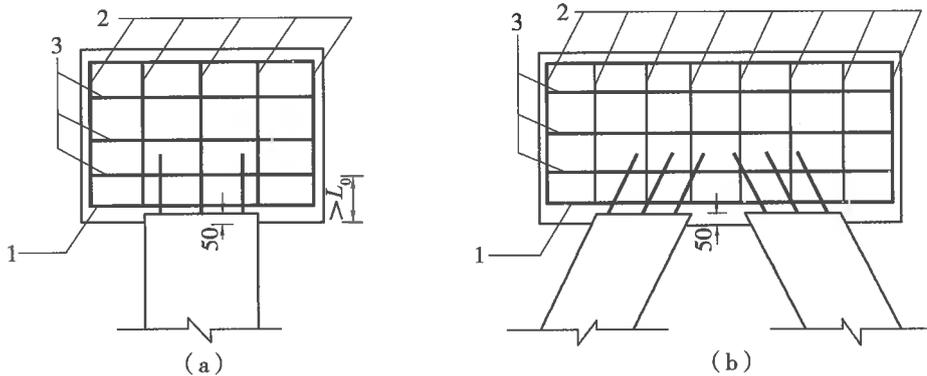


图 5.2.50 桩帽钢筋布置图

(a)直桩桩帽;(b)叉桩桩帽

1-横向箍筋;2-纵向箍筋;3-水平箍筋

5.2.51 当桩帽所受外力较大时,应对桩帽进行强度计算。

5.2.52 桩帽内力计算应符合下列规定。

5.2.52.1 桩帽宜按空间计算。直桩桩帽、叉桩桩帽顶面单向受力时,也可按一个平面进行计算,双向受力时也可按两个互相垂直的平面分别计算。

5.2.52.2 当叉桩桩帽沿横梁轴线方向,叉桩轴线与横梁轴线的平面夹角小于或等于 15°时,可将桩帽连同基桩按平面刚架计算,计算所得内力应乘以 1.10 增大系数。

5.2.53 桩帽承载力计算应符合下列规定。

5.2.53.1 桩帽顶面受弯承载力可按下列公式计算:

$$Fa \leq M_u \quad (5.2.53-1)$$

$$M_u = 0.85A_s f_y h_0 \quad (5.2.53-2)$$

式中 F ——桩帽顶面一侧荷载合力的设计值(N);

a ——外力臂(mm);直桩时,方桩桩帽取荷载合力点至桩边缘的水平距离,管桩桩帽取荷载合力点至距桩中心 0.589 倍桩半径处的水平距离;叉桩时,沿纵梁搁置方向,方桩桩帽取荷载合力点至距两桩中心连线 1/4 桩宽的水平距离,管桩桩帽取荷载合力点至两桩中心连线的水平距离;沿横梁搁置方向,取值与直桩桩帽相同;在确定外力臂时尚应考虑打桩偏位影响;

M_u ——桩帽受弯承载力设计值(N·mm);

A_s ——受拉钢筋截面面积(mm²),直桩桩帽和叉桩桩帽沿横梁搁置方向配筋宽度取桩帽宽度;叉桩桩帽沿纵梁搁置方向配筋宽度取纵梁宽 3 倍,且不大于桩帽长度;

f_y ——钢筋受拉强度设计值(MPa);

h_0 ——截面有效高度(mm)。

5.2.53.2 桩帽顶面局部受压承载力可按下列公式计算:

$$F_{lu} = \frac{1}{r_d} (\beta f_c + 2\rho_v \beta_{cor} f_y) A_1 \xi \omega \quad (5.2.53-3)$$

$$\beta = \sqrt{A_b/A_1} \quad (5.2.53-4)$$

$$\beta_{\text{cor}} = \sqrt{A_{\text{cor}}/A_1} \quad (5.2.53-5)$$

$$\xi = 1.205 \frac{h}{B_c} - 0.168 \quad (5.2.53-6)$$

- 式中 F_{ln} ——桩帽局部受压承载力设计值(N);
- r_d ——结构系数,取 1.1;
- β ——混凝土局部承压强度提高系数;
- f_c ——混凝土轴心受压强度设计值(MPa);
- ρ_v ——间接钢筋的体积配筋率, A_{cor} 范围内单位混凝土体积中所包含的间接钢筋体积;
- β_{cor} ——配置间接钢筋对局部承压强度的提高系数;
- f_y ——钢筋受拉强度设计值(MPa);
- A_1 ——混凝土局部承压面积(mm^2);
- ξ ——桩帽的高宽比系数;
- ω ——局部受压应力不均匀系数,当承压应力均匀分布时取 1.0,当承压应力不均匀分布时取 0.55;
- A_b ——局部承压计算底面积(mm^2),可根据同心对称原则按现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)确定;
- A_{cor} ——钢筋网或箍筋范围以内混凝土核芯面积,不大于 A_b ,且其重心应与 A_1 的重心相重合(mm^2);
- h ——桩帽高度(mm);
- B_c ——桩帽宽度(mm)。

5.2.54 桩帽裂缝宽度验算应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)的有关规定。

5.2.55 桩帽与横梁的连接应牢固。连接形式可采用在桩帽与横梁之间预埋钢筋或在桩帽顶面两侧设帽耳等,并符合下列规定。

5.2.55.1 采用预埋钢筋时,重要工程预埋钢筋应根据计算确定,一般工程可在桩帽顶面沿横梁轴线预埋两排插筋,插筋直径不宜小于 20mm,间距不宜大于 200mm,并与桩帽纵向钢筋的间距协调。预埋钢筋埋置深度和伸入梁内的长度均应满足钢筋锚固要求。

5.2.55.2 采用帽耳时,帽耳宽度不宜小于 250mm。帽耳与横梁之间应用钢筋连接。

5.2.56 桩帽混凝土应采用干施工浇筑工艺。

靠船构件

5.2.57 靠船构件可分为悬臂梁式和悬臂板式。靠船构件设计应符合下列规定。

5.2.57.1 悬臂梁式靠船构件截面可采用矩形、T形、II形或箱形等。

5.2.57.2 作用在悬臂梁式靠船构件上的船舶撞击力应由一个靠船构件承受,并按双

向受弯、受剪、受扭构件设计;当有可靠纵向水平支撑时,也可按单向受弯构件设计。撞击力作用位置应根据水位和防冲设备等情况确定。

5.2.57.3 当靠船构件的悬臂较长时,宜采用局部降低横梁底高程或增设横向支撑等措施。

5.2.57.4 悬臂梁式靠船构件之间宜设置纵向水平撑(图 5.2.57),水平撑与靠船构件外边线的净距不得小于 100mm。

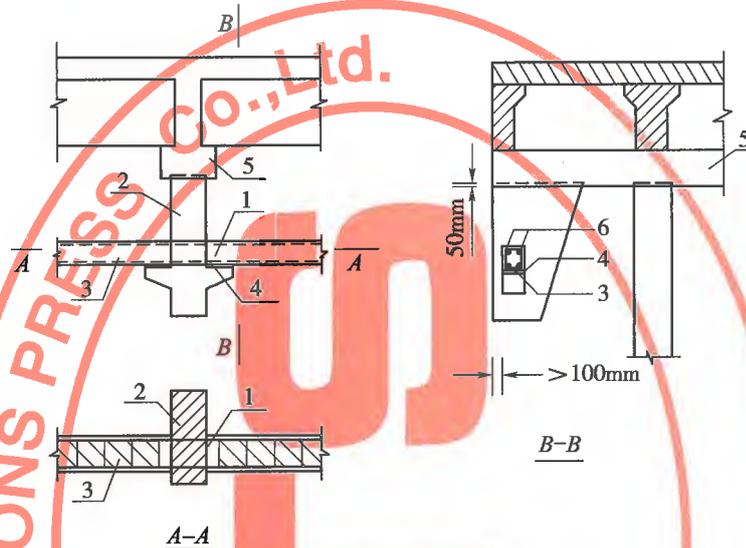


图 5.2.57 水平撑与靠船构件连接示意图

1-现浇节点;2-靠船构件;3-水平撑;4-预埋铁件;5-横梁;6-靠船构件外伸钢筋

5.2.57.5 悬臂板式靠船构件应按悬臂板进行设计。

5.2.58 靠船构件底高程应满足船舶安全停靠的要求。

5.2.59 当停靠干舷较低的小型船舶或顶推驳时,可设置浮护舷或其他防护措施。

5.2.60 当采用浮护舷时,应防止其在低水位时进入码头承台下。

5.2.61 预制悬臂式靠船构件伸入现浇横梁中不得少于 50mm;靠船构件的受力钢筋应伸入横梁,并宜与横梁顶层钢筋焊牢或采用其他可靠的锚固措施。

5.2.62 设有上横梁和下横梁时,应适当增加横梁悬臂端箍筋,加强靠船构件与上横梁和下横梁的连接。

5.3 无梁板式码头

5.3.1 无梁板式码头上部结构可由面板、桩帽、靠船构件等构件组成(图 5.3.1)。无梁板式码头计算宜按空间结构计算,也可采用将面板划分成互相垂直的纵向板带和横向板带,连同基桩一起作为独立的纵向排架和横向排架分别进行计算的替代框架法。

5.3.2 无梁板板带的计算宽度(图 5.3.2)可按下列公式确定:

(1)纵向排架计算板带宽度

$$b_k = \frac{1}{2}(l_k + l_{k+1}) \quad (5.3.2-1)$$

(2) 横向排架计算板带宽度

$$b_i = \frac{1}{2}(l_i + l_{i+1}) \quad (5.3.2-2)$$

式中 b_k ——纵向排架计算板带宽度(mm);

l_k, l_{k+1} ——横向排架两相邻跨跨度(mm);

b_i ——横向排架计算板带宽度(mm);

l_i, l_{i+1} ——纵向排架两相邻跨跨度(mm)。

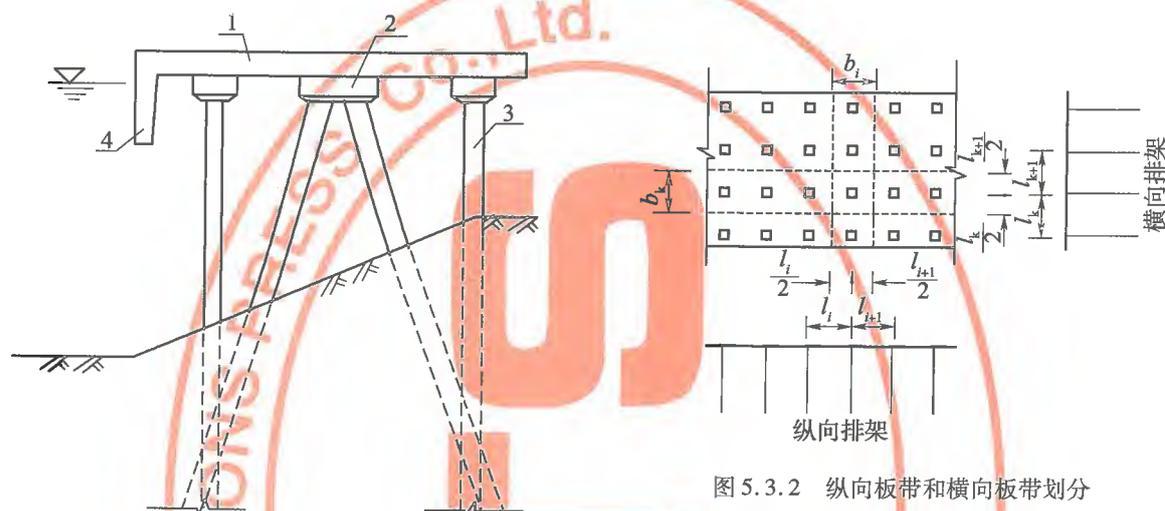


图 5.3.1 无梁板式码头结构示意图

1-面板;2-桩帽;3-桩;4-靠船构件

图 5.3.2 纵向板带和横向板带划分

b_k -纵向排架计算板带宽度; l_k, l_{k+1} -横向排架两相邻跨跨度; b_i -横向排架计算板带宽度; l_i, l_{i+1} -纵向排架两相邻跨跨度

5.3.3 无梁板纵向板带和横向板带的计算跨度均可按第 5.2.37 条规定确定。

5.3.4 根据桩基布置情况,无梁板纵向排架和横向排架均可按平面问题进行计算。当符合式(5.3.4)条件时,桩顶应按固接计算。

$$\frac{E_b I_b}{l_0} : \frac{E_p I_p}{L_m} \leq 4 \quad (5.3.4)$$

式中 E_b ——面板的弹性模量(kPa);

I_b ——计算板带的截面惯性矩(m^4);

l_0 ——计算跨度(m);

E_p ——桩的弹性模量(kPa);

I_p ——桩的截面惯性矩(m^4);

L_m ——桩的受弯计算长度(m),当两根桩受弯计算长度不等时,取平均值。

5.3.5 无梁板码头计算时,均布荷载可取作用在计算板带宽度上的均布荷载数值并考虑最不利布置;集中荷载可按附录 J 确定。

5.3.6 板带的计算应考虑桩帽对跨度的影响。均布荷载计算弯矩应折减,折减系数应按

下式计算：

$$n = \frac{\left(l_0 - \frac{2}{3}B_c\right)^2}{l_0^2} \quad (5.3.6)$$

式中 η ——折减系数；

l_0 ——计算跨度(m)；

B_c ——桩帽宽度(m)，大于 $\frac{1}{3}l_0$ 时，取 $\frac{1}{3}l_0$ 。

5.3.7 无梁板纵向板带和横向板带在计算面板配筋时，应各分为桩上板带和跨中板带两部分，如图 5.3.7 所示。

5.3.8 均布荷载作用下桩上板带和跨中板带弯矩的分配可按下列要求确定：

(1) 支座弯矩，桩上板带 75%，跨中板带 25%；

(2) 跨中弯矩，桩上板带 55%，跨中板带 45%。

5.3.9 无梁板支座弯矩和跨中弯矩应分别乘以经验折减系数 m 。均布荷载时折减系数 m 可取 0.7；集中荷载时折减系数 m 可取 1.0。

5.3.10 码头岸线较长且采用悬臂板式靠船构件时，可根据使用要求在适当位置设置检查口。

5.3.11 预制构件的接缝混凝土强度等级宜较预制构件提高一级。接缝钢筋的连接宜采用环形接头(图 5.3.11)。环形钢筋搭接长度不应小于 5 倍受力钢筋直径，环形钢筋的弯曲半径不应小于 2.5 倍受力钢筋直径，顺接缝方向的配筋由计算确定，不应少于 4 根，直径不宜小于 16mm。

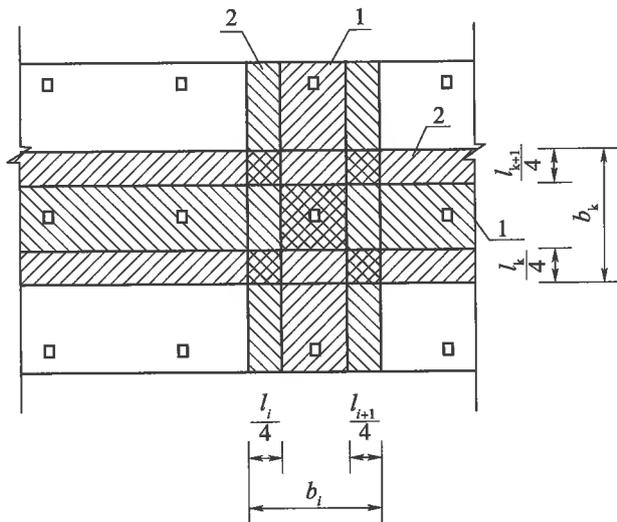


图 5.3.7 桩上板带和跨中板带的划分

1-桩上板带；2-跨中板带

l_k, l_{k+1} -横向排架两相邻跨跨度； l_i, l_{i+1} -纵向排架两相邻跨跨度

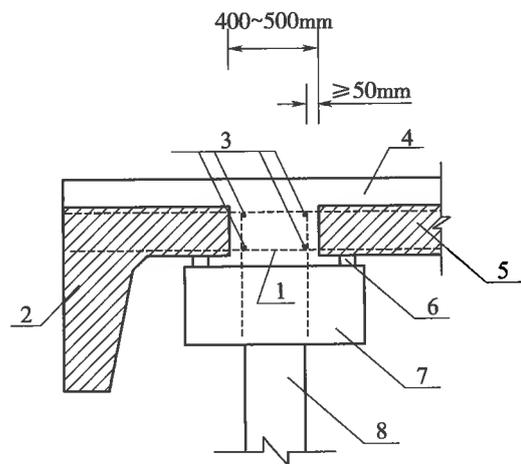


图 5.3.11 靠船构件与面板连接示意图

1-环形钢筋；2-预制靠船构件；3-顺接缝钢筋；4-现浇板；5-预制面板；6-支承垫块；7-桩帽；8-桩

5.3.12 预制面板、预制靠船构件与桩帽的连接应牢固。

5.4 墩式码头

5.4.1 墩式码头可由靠船墩、系船墩、工作平台、引桥和人行桥等组成,如图 5.1.2-2 所示。墩体的平面形状、尺度应根据使用要求、自然条件、施工工艺、桩基布置等确定。

5.4.2 墩式码头的墩体结构应根据使用要求、施工能力和自然条件确定,可采用实体式、空箱式、刚架式或桁架式。

5.4.3 墩台基桩布置形式应根据使用要求、自然条件及施工能力等确定。外海高桩墩式码头的基桩宜采用对称布置,形式可分为扇形式和叉桩式。当墩台承受扭矩较大时,应避免桩轴线延长线交于一点。

5.4.4 高桩墩台应按空间结构计算。

5.4.5 实体式墩体结构设计应符合下列规定。

5.4.5.1 墩体高度应根据使用要求和受力情况确定,且不宜小于 1.5m。

5.4.5.2 有经验时墩体可按构造配筋。当墩体较高需分层浇筑时,应对分层浇筑各阶段底板进行强度计算。

5.4.5.3 墩体的底板、顶部及四周均应设置钢筋,必要时应在墩体内增设竖向构造筋。构造配筋的直径和间距根据墩体的大小确定。

5.4.5.4 底板受力钢筋的最小配筋率可取 0.15%。

5.4.5.5 承受较大荷载的墩体配筋宜根据计算确定。

5.4.6 空箱式墩体结构设计应符合下列规定。

5.4.6.1 底板厚度应由计算确定,但不宜小于 0.8m。

5.4.6.2 侧墙、顶板应进行强度计算,侧墙应考虑已浇筑底板约束力的影响。

5.4.6.3 根据需要底板可设置进水孔,顶板可设置排气孔和人孔。

5.4.7 刚架式或桁架式墩体结构设计应符合下列规定。

5.4.7.1 刚架或桁架结构设置底部平台时,平台厚度应根据计算确定,且不宜小于 0.8m,受力或平面尺度较小的墩台,可适当减小。

5.4.7.2 设有平台的刚架式结构,可按刚架底端固结在底板上的平面刚架计算,见图 5.4.7(a)。

5.4.7.3 设有平台的桁架式结构,可按刚性支承平台桁架计算,见图 5.4.7(b)。

5.4.7.4 无平台的桁架结构,桁架和基桩可作为杆件系统计算基桩、桁架杆件和横梁

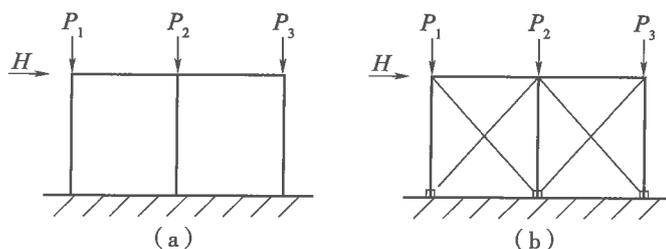


图 5.4.7 上部结构计算简图

(a)平面刚架;(b)平面桁架

P_1 、 P_2 、 P_3 -垂直力; H -水平力

的内力。

5.4.7.5 预制安装的刚架或桁架式墩体的连接处钢筋应适当加密。

5.4.8 桩与墩体的连接应符合下列规定。

5.4.8.1 墩体结构边缘至最外一排基桩外边缘的距离,当桩径或桩宽小于等于600mm时,不宜小于300mm;当桩径或桩宽小于1000mm、大于600mm时,不宜小于0.5倍桩径或桩宽;当桩径大于等于1000mm时,不宜小于0.4倍桩径,且不小于500mm。

5.4.8.2 墩体底部沿桩周应设加强构造筋,必要时应对基桩与底板连接处的挤压应力和剪应力进行验算。当桩伸入墩体,底层主筋被部分切断时,应增设补强受力钢筋。

5.4.8.3 桩与墩体连接的构造要求应符合第4章的有关规定。

5.5 多层和浮式系靠结构码头

一般要求

5.5.1 多层和浮式系靠结构码头宜用于设计高、低水位差大于10m的港区。多层系靠结构码头前沿宜设置3层及以上系靠船结构。

5.5.2 多层系靠码头的主体结构可采用桁架式、框架式、梁板式或墩式等。浮式系靠码头的主体结构可采用梁板式或墩式等。

5.5.3 多层系靠的框架式码头和梁板式码头的顶层面板和纵、横梁等可按第5.2节的有关规定设计;墩式结构可按第5.4节的有关规定设计。

多层系靠结构的桁架式码头

5.5.4 多层系靠桁架式码头上部结构可由平面桁架、横梁、纵梁、面板、系靠船梁和纵向支撑等构成,见图5.5.4。

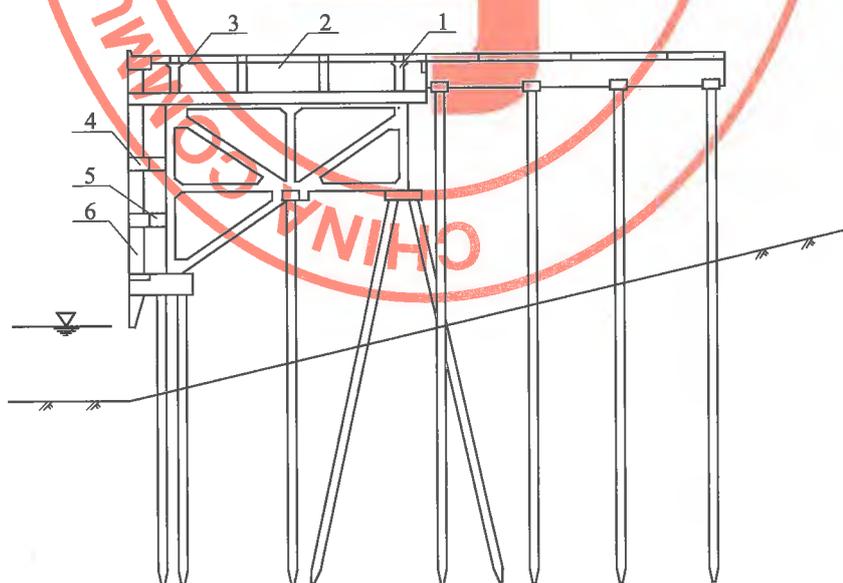


图 5.5.4 桁架式码头结构示意图

1-纵梁;2-横梁;3-面板;4-系靠船梁;5-横撑;6-靠船立柱

5.5.5 桁架式码头的面板、纵梁、桩帽的设计和横向排架所受船舶作用力的取值可按梁板式码头有关规定执行。

5.5.6 系靠船梁可按支承于靠船立柱,并与其整体连接的多跨连续梁计算。

5.5.7 靠船梁应按双向受弯构件计算,系船梁应按双向受弯和受扭构件计算。

5.5.8 由基桩、平面桁架和横梁组成的横向排架内力,可假定为平面问题进行分析,将桁架、横梁和基桩作为杆件系统计算基桩、桁架各部杆件和横梁的内力。

5.5.9 小型码头可将桁架作为刚性桩台计算桩力(图 5.5.9),按所求得的桩力再计算桁架杆件内力,并假定杆件节点为铰接。

5.5.10 桁架式码头布置有直桩和叉桩时,可假定桩两端为铰接,水平力由叉桩承受;全部为直桩时,在垂直外力作用下,可假定桩上端为铰接,下端为固接;在水平力作用下,可假定桩两端均为固接。

5.5.11 横梁的计算跨度可采用桁架立柱轴线与横梁底面线交点之间的距离。

5.5.12 支承于桁架立柱上的连续横梁,可按刚性支承连续梁计算。

5.5.13 靠船立柱可按以横撑为支承的带悬臂端的连续梁计算。

5.5.14 靠船立柱在横梁端反力、靠船立柱自重力、系靠船梁端反力与船舶撞击力的作用下,应接受弯和受压构件计算;在上述竖向力与船舶撞击力所产生的水平摩擦力作用下,应接受弯、受压和受扭构件计算。

5.5.15 当横撑与桁架前立柱非节点处相连时,桁架前立柱的设计应考虑横撑的作用。

5.5.16 平面桁架内可采用单斜杆;当荷载和桁高较大时,可采用交叉斜杆。

5.5.17 在满足施工要求的情况下,桁架最下一层节点的高程宜降低。

5.5.18 桁架立柱和下弦杆截面边长不宜小于 400mm。桁架整榀或分榀预制时,所有杆件厚度宜相同。

5.5.19 相邻桁架宜设置增加码头纵向刚度的水平撑,必要时可在码头结构段端部相邻桁架间设置垂直剪刀撑或单斜撑,其截面边长不宜小于 300mm。

5.5.20 桁架节点处各杆件的中心线应交会于一点。节点处截面应局部加大(图 5.5.20),其抹角尺寸 δ 不应小于 150mm。节点处应根据构造要求配置周边钢筋,其直径不宜小于 16mm。

5.5.21 连接多杆件的节点在保证各杆件连接强度的前提下,应减少各杆件的受力钢筋在节点内交叉重叠。

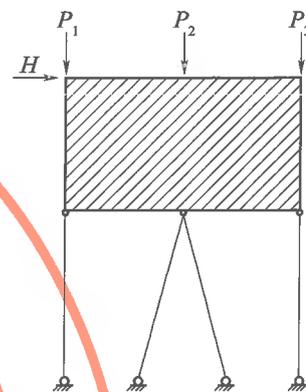


图 5.5.9 刚性桩台和桁架计算图示

P_1, P_2, P_3 -垂直力; H -水平力

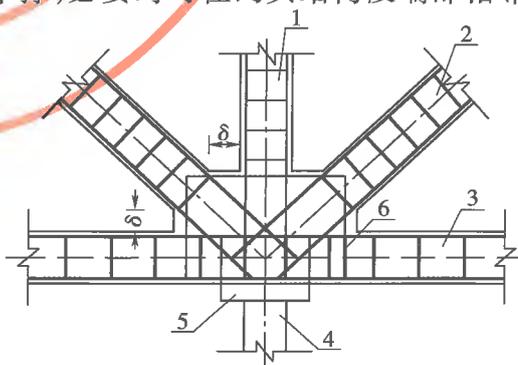


图 5.5.20 桁架式码头

1-立柱;2-斜撑;3-下弦杆;4-桩;5-桩帽;6-周边钢筋
 δ -抹角尺寸

5.5.22 桁架宜整榀预制,并应进行翻转、吊运和安装过程中的结构验算。

多层系靠结构的框架式码头

5.5.23 多层系靠的框架式码头的主体结构由基桩和空间框架构成(图 5.5.23)。空间框架可包括立柱、横撑、纵撑、靠船立柱、系靠船梁、横梁、纵梁和面板等。

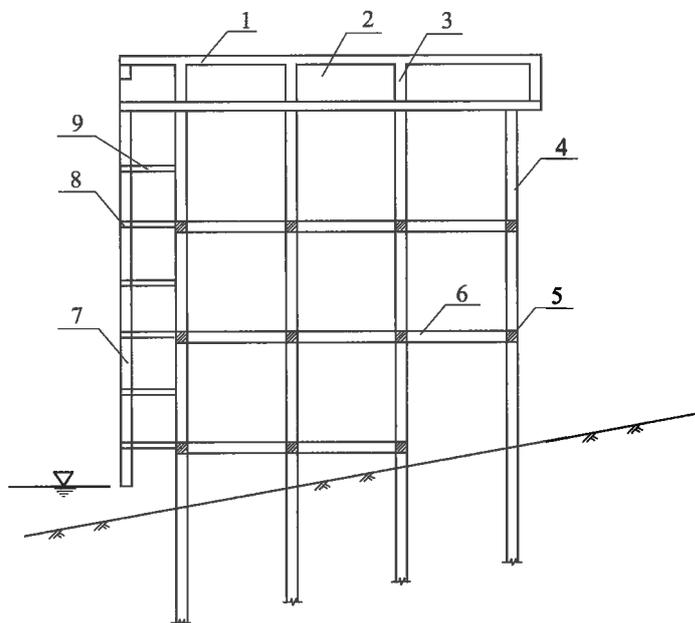


图 5.5.23 框架式码头

1-面板;2-横梁;3-纵梁;4-立柱;5-纵撑;6-横撑;7-靠船立柱;8-系靠船梁;9-前横撑

5.5.24 框架式码头的内力可按空间结构计算。

5.5.25 框架式码头中,各结构段立柱与基桩、横梁和纵、横撑之间应可靠固接;同一轴线上各跨钢筋混凝土纵、横撑宜设计成连续结构,且主筋应伸过端部立柱轴线后进行锚固。

5.5.26 框架式码头的多层系靠结构可按桁架式码头的有关规定进行设计。

多层系靠结构的梁板式码头

5.5.27 设置多层系靠船结构的梁板式码头(图 5.5.27)的横向排架内力可将横梁、靠船立柱、基桩和横撑等作为杆件系统,按平面有限单元法计算。

5.5.28 设置多层系靠船结构的梁板式码头的基桩宜采用钢管桩,系靠船结构宜采用钢结构。钢系船梁可按双向受弯、受扭构件计算。钢靠船梁可按双向受弯的构件计算。

多层系靠结构的墩式码头

5.5.29 设置多层系靠船结构的桥式起重机作业的墩式码头(图 5.5.29)可由系靠船墩、简支伸臂吊车梁和墩柱组成。简支伸臂吊车梁可采用箱形钢梁或箱形预应力混凝土梁。

5.5.30 系靠船墩的墩体结构、基桩布置、基桩内力计算和构造要求等,可按墩式码头的有关规定设计。

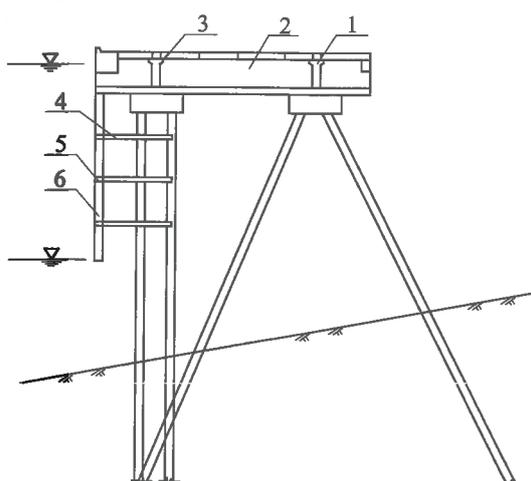


图 5.5.27 设置多层系靠船结构的梁板式码头
1-纵梁;2-横梁;3-面板;4-横撑(走道板);5-系靠船梁;6-靠船立柱

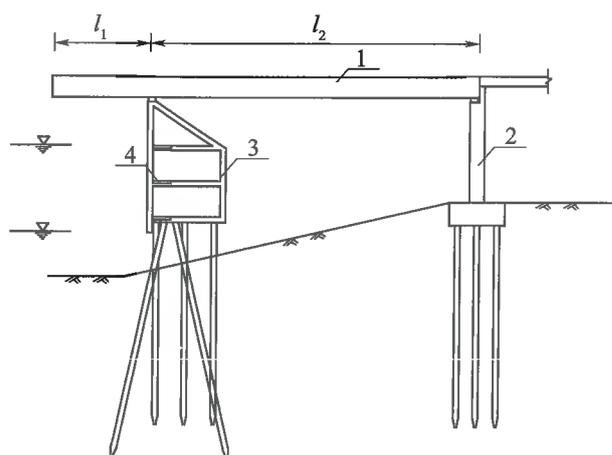


图 5.5.29 多层系靠船结构的桥式起重机作业的墩式码头
1-简支伸臂梁;2-墩柱;3-系靠船墩;4-系靠船梁
 l_1 -吊车梁伸臂长度; l_2 -吊车梁简支跨长度

5.5.31 简支伸臂吊车梁的设计应按国家现行标准《钢结构设计规范》(GB 50017)和《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)的有关规定执行。

5.5.32 简支伸臂吊车梁的伸臂长度,应根据设计船型、使用要求和各种结构及设施所需的距离等确定。

5.5.33 简支伸臂吊车梁的简支跨长度,可按桥式起重机在伸臂端部极限位置时,梁的另一端支座不产生拉力和梁的正负弯矩大致相等确定。

5.5.34 桥式起重机作业时,简支跨跨中最大挠度,对钢梁不应超过跨度的 $1/750$,对预应力混凝土梁不应超过跨度的 $1/600$;伸臂端部最大挠度,对钢梁不应超过伸臂长度的 $1/375$,对预应力混凝土梁不应超过伸臂长度的 $1/300$ 。

5.5.35 桥式起重机作业时,简支伸臂吊车梁伸臂部分的横向变形应满足变形限值的要求,其变形限值应根据使用要求确定。

5.5.36 两榀简支伸臂吊车梁的伸臂端部宜设置减小横向变形的横向联系梁。

5.5.37 简支伸臂梁前支座宜采用梁轴向可动支座,后支座宜采用固定式铰支座,在前支座处,应对伸臂梁设置横向约束设施。

浮式系靠结构码头

5.5.38 单独设置浮式系靠船设施的梁板式码头(图 5.5.38),码头平台的桩基可采用全直桩的布置方式。

5.5.39 高桩码头平台横向排架上的船舶撞击力计算应考虑浮式系靠船设施各部位吸能的影响。

5.5.40 船舶系缆力作用下的导向传力桩,可按柔

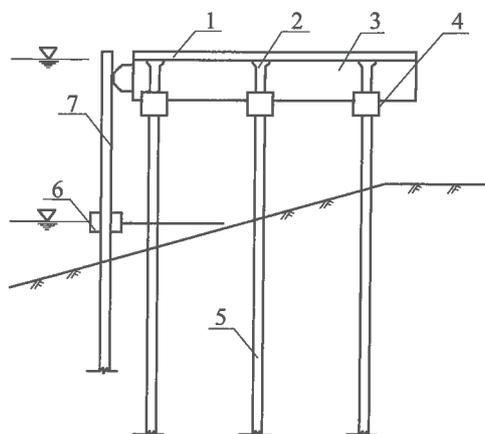


图 5.5.38 单独设置浮式系靠船设施的梁板式码头

1-面板;2-纵梁;3-横梁;4-桩帽;5-桩;6-钢浮体;
7-导向传力桩

性靠船桩设计。导向传力桩应采取保证洪水期钢浮体系固的措施。

5.5.41 钢浮体应满足稳性要求,其甲板面的宽度应满足水手作业的需要,干舷高度应满足船舶安全靠离的要求。钢浮体之间应设置水平联桥。码头面与钢浮体之间应设置扶梯。

5.5.42 单独设置浮式系靠船设施的高桩码头平台结构设计可按本章有关规定执行。

5.6 柔性靠船桩码头

5.6.1 柔性靠船桩码头的靠船设施应与装卸平台分离设置,其结构应符合下列规定。

5.6.1.1 柔性靠船设施可由柔性靠船桩、防冲设施、连接平台等组成。靠船桩应采用钢管桩,连接平台宜采用钢结构。

5.6.1.2 需要装卸平台承受船舶撞击力时,柔性靠船设施与装卸平台间应设缓冲装置,其间距应根据力的传递要求确定;不需要装卸平台承受船舶撞击力时,柔性靠船设施与装卸平台间应留有足够的间距,并满足作业要求。

5.6.2 柔性靠船桩与上部连接平台的连接宜采用铰接,也可采用固接,并应符合下列规定。

5.6.2.1 柔性靠船桩与上部连接平台铰接时,平台应采用具有足够刚度的钢质结构,并应设置限制相对转动的抗扭装置。

5.6.2.2 柔性靠船桩与上部连接平台固接时,平台可采用现浇钢筋混凝土结构。钢桩与上部连接平台的连接尚应符合第4章的有关规定。

5.6.3 防冲设施可采用钢桁架式结构或由钢桁架和橡胶护舷组成的复合式结构。钢桩自身变形吸能量能够满足船舶撞击能量要求时,宜采用钢桁架式结构;钢桩自身变形吸能量不能满足船舶撞击能量要求时,应采用复合式结构。

5.6.4 根据水深、受力和地基情况,柔性靠船桩可采用单桩、双桩或多桩。采用双桩或多桩时,桩的中心间距宜取2~3倍桩径。柔性靠船桩的水平刚度系数宜采用 $500\text{kN/m} \sim 2000\text{kN/m}$ 。

5.6.5 柔性靠船桩最大水平变形值应根据使用要求经技术比较确定,且不宜大于1.5m,必要时应通过论证确定。

5.6.6 柔性靠船桩应根据地基土的性质、船舶撞击力、作业变形要求和施工条件等确定桩的布置、桩的截面和入土深度。

5.6.7 柔性靠船桩的计算应按第4章的有关规定执行。

5.6.8 设计桩长应满足计算要求,并应根据码头的重要性、地质条件和冲刷等情况适当增加,增加值可取2m~5m。

5.6.9 柔性靠船桩设计应分析验证波浪作用引起的基桩疲劳强度。流速较大时,宜通过物理模型试验对水流诱发基桩振动进行验证。

5.6.10 靠泊大型船舶的柔性靠船桩码头应设置靠泊测速仪。

5.6.11 柔性靠船桩在泥面附近内力较大的部位应采取增加局部刚度的措施。

5.6.12 钢管桩与上部连接平台铰接时,应考虑平台对钢桩局部挤压的影响,必要时应采取桩壁内侧焊置加强环等措施。

5.7 接岸结构与岸坡稳定

5.7.1 接岸结构形式的选择应考虑自然条件、材料来源、使用要求和施工条件等因素经技术经济比较确定。

5.7.2 高桩码头接岸结构形式可采用直立式(图 5.7.2-1)和斜坡式(图 5.7.2-2)。直立式可采用板桩式、重力式等结构;斜坡式可由斜坡堤、护面和堤顶的挡土结构等组成,斜坡堤可采用抛填砂、石或袋装材料等形成。

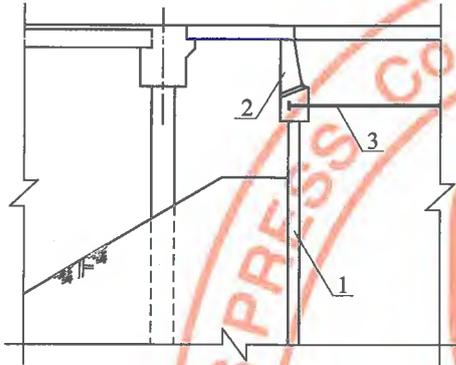


图 5.7.2-1 直立式接岸结构示意图

1-板桩;2-胸墙;3-拉杆

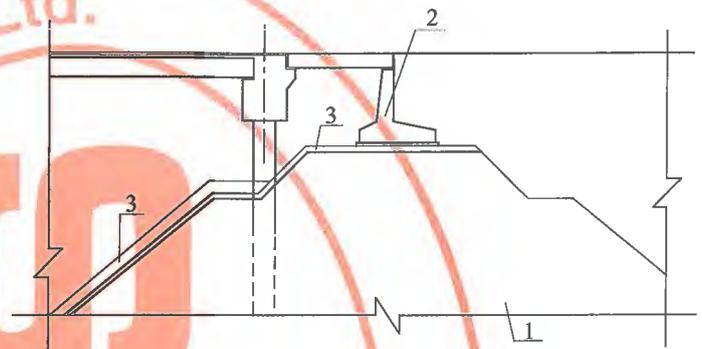


图 5.7.2-2 斜坡式接岸结构示意图

1-抛填堤身;2-堤顶挡墙;3-护面

5.7.3 直立式接岸结构可用于窄桩台码头和大型深水码头,直立式接岸结构设计应符合下列规定。

5.7.3.1 板桩接岸结构可采用有锚板桩或斜顶桩板桩承台结构(图 5.7.3)等,其设计应符合第 6 章和第 4 章的有关规定。

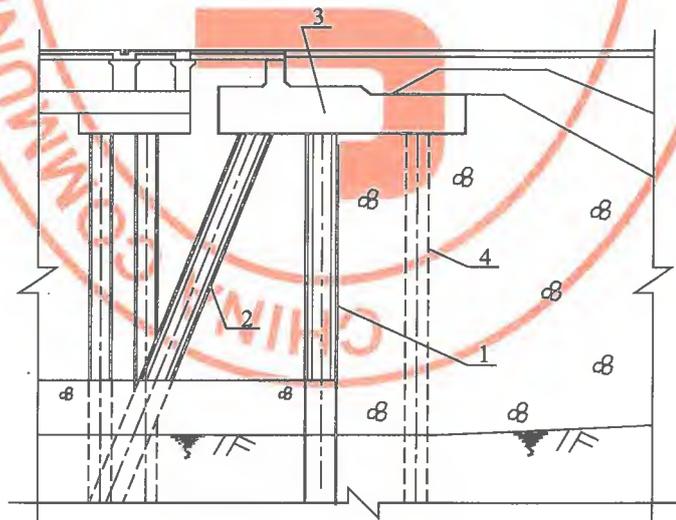


图 5.7.3 斜顶桩板桩承台式接岸结构

1-板桩;2-斜顶桩;3-承台;4-支承桩

5.7.3.2 重力式接岸结构可采用小型沉箱、扶壁等结构,其设计应符合第 7 章的有关规定。

5.7.4 斜坡式接岸结构应根据地基、水深和挡土深度等条件选型,并应符合下列规定。

5.7.4.1 斜坡式接岸结构设计应符合现行行业标准《港口及航道护岸工程设计与施工规范》(JTJ 300)的有关规定。

5.7.4.2 有挡土结构的斜坡式接岸结构设计应符合第7章和现行行业标准《港口及航道护岸工程设计与施工规范》(JTJ 300)的有关规定。

5.7.5 引桥式码头的引桥与陆域之间可采用挡土墙或承重桥台作为挡土接岸结构。地基承载力较差时,承重桥台应采用桩基础。

5.7.6 接岸结构宜按其独立承受土压力、波浪力、水流力和使用荷载等设计。接岸结构与码头桩台或引桥之间的连接可采用简支结构或悬臂结构等,并应减少不均匀沉降对结构的影响。接岸结构的顶面高程可适当预留沉降量。

5.7.7 软弱地基上的接岸结构应进行地基加固。地基加固设计应符合现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定。

5.7.8 在软弱地基上建造高桩码头,当码头后方有大面积回填、临时堆载或码头前沿进行开挖时,应采取减少岸坡土体变形对码头基桩和接岸结构等影响的有效措施。

5.7.9 地基软弱层较厚或码头后方回填量较大时,宜在码头建造前先形成陆域并完成地基处理。不具备条件时,应采取措施控制码头后方回填速率和地基处理时对码头及接岸结构和岸坡稳定的影响。并应对陆域形成、地基处理的施工顺序、间隔时间、回填高度和必要的监测等提出明确要求。回填区内需要清淤时,设计应对清淤要求做出规定。

5.7.10 码头岸坡挖泥范围、每次挖泥厚度、间隔时间和允许超深应做出具体规定,开挖超深允许值,对液性指数大于等于0.75或标贯击数小于等于14的I、II类土可取800mm,对液性指数小于0或标贯击数大于等于30的III、IV类土可取500mm。

5.7.11 码头接岸结构及岸坡在施工期和使用期整体稳定性验算应符合下列规定。

5.7.11.1 施工期应验算挖泥、回填土、抛填块石和吹填等各种情况的岸坡稳定性,并应考虑打桩震动等因素的不利影响。施工期岸坡稳定验算应按可能出现的各种不利情况与设计低水位组合进行计算。

5.7.11.2 使用期应按可能出现的各种受荷情况,与极端低水位组合,进行岸坡稳定计算。

5.7.11.3 河港码头岸坡稳定验算尚应考虑水位骤降的影响。

5.7.11.4 可冲刷河段或海岸建造高桩码头尚应考虑冲刷对岸坡稳定的影响。

5.7.12 岸坡稳定验算应符合现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定。

5.7.13 设计应对接岸结构的施工提出检测和监测技术要求。

6 板桩码头

6.1 一般规定

一般要求

6.1.1 板桩码头可采用无锚板桩、单锚板桩、多锚板桩、斜拉桩式板桩、遮帘式板桩、半遮帘式板桩或卸荷式板桩等结构形式。结构选型应符合下列规定。

6.1.1.1 码头岸壁高度较小、地面荷载不大且对位移要求不高的情况,可采用无锚板桩结构。

6.1.1.2 码头后方场地狭窄、设置锚碇结构有困难或施工期会遭受波浪作用的情况,可采用斜拉桩式板桩结构。

6.1.1.3 具有干地施工条件、天然泥面较高、采用挖入式港池、需要保护邻近建筑物安全或缺乏打桩设备的情况,宜采用地下连续墙式板桩结构。

6.1.1.4 大型深水码头宜采用多锚板桩、遮帘式板桩或卸荷式板桩结构。

6.1.1.5 板桩码头加深改造时宜采用半遮帘式板桩结构。

6.1.2 板桩码头的前墙可采用钢板桩、钢筋混凝土板桩或地下连续墙结构。

6.1.3 板桩码头的锚碇结构可采用锚碇板、锚碇墙、锚碇桩、锚碇板桩或锚碇叉桩等形式。锚碇结构形式应根据码头后方场地条件和拉杆力大小等因素选定,并应遵守下列原则。

6.1.3.1 码头后方场地宽敞,拉杆力不大时,宜采用锚碇墙或锚碇板。

6.1.3.2 码头后方场地狭窄,拉杆力较大时,宜采用锚碇叉桩。

6.1.3.3 码头后方场地宽敞,且地下水位较高或利用原土层时,宜采用锚碇桩或锚碇板桩。

作用及作用组合

6.1.4 板桩码头的作用和作用组合应符合第3.2节的有关规定。

6.1.5 板桩码头结构承载能力极限状态设计中应分别计算下列作用组合:

(1) 锚碇结构前有码头面荷载,其后无码头面荷载的情况与相应可能同时出现的船舶荷载或波吸力等作用对结构最不利的组合;

(2) 锚碇结构前无码头面荷载,其后有码头面荷载的情况与相应可能同时出现的船舶荷载或波吸力等作用对结构最不利的组合。

6.1.6 前墙的“踢脚”稳定性、锚碇结构的稳定性、板桩码头的整体稳定性、桩的承载力

和构件强度等应按承载能力极限状态设计。

6.1.7 板桩码头中钢筋混凝土构件的裂缝控制应按正常使用极限状态设计。

6.1.8 钢筋混凝土和预应力钢筋混凝土构件强度计算和裂缝验算应遵守现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)的有关规定。作用效应设计值可按有关作用标准值计算的作用效应乘综合分项系数确定。强度计算时,综合分项系数应采用 1.40;裂缝验算时,综合准永久值系数应采用 0.85。

6.1.9 计算剩余水压力所采用的剩余水头应考虑水位的变化、前墙的排水性能、回填土和地基土的渗透性能等因素,并根据对附近类似建筑物后的地下水位的调查或观测确定。当无此条件时,码头剩余水头可按下列规定确定。

6.1.9.1 当墙后采取可靠的排水系统时,可不考虑排水孔以上的剩余水压力。

6.1.9.2 对于钢筋混凝土板桩码头,当前墙设置排水孔,并且墙后回填抛石棱体或回填料粗于中砂时,可不考虑排水孔以上的剩余水头。

6.1.9.3 对于海港钢板桩码头、地下连续墙板桩码头及墙后回填中砂或比中砂更细的填料的钢筋混凝土板桩码头,剩余水头可采用 1/3 ~ 1/2 平均潮差,但当排水孔高程高于墙前计算水位时,剩余水头不应小于排水孔高程与墙前计算水位之差。

6.1.9.4 对于河港,可根据墙前水位及墙后地下水位情况确定。

6.1.9.5 对由暴雨引起墙后地下水位变化的码头,尚应考虑由暴雨引起墙后地下水位升高增加的水头。

6.1.10 剩余水压力的分布可按图 6.1.10 采用。

6.1.11 当地面为水平面、墙背为垂直面时,由土体本身产生的主动土压力水平强度标准值和由码头地面均布荷载作用产生的主动土压力水平强度标准值可按下列公式计算:

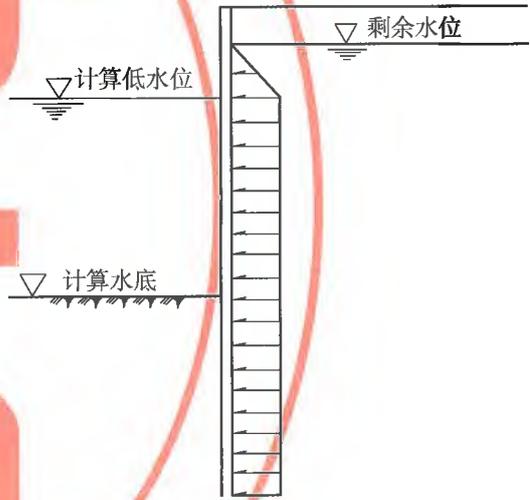


图 6.1.10 剩余水压力图

$$e_{ax} = (\sum \gamma_i h_i) K_a \cos \delta - 2c \frac{\cos \varphi \cos \delta}{1 + \sin(\varphi + \delta)} \quad (6.1.11-1)$$

$$e_{aqx} = q K_a \cos \delta \quad (6.1.11-2)$$

$$K_a = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (6.1.11-3)$$

式中 e_{ax} ——由土体本身产生的主动土压力水平强度标准值 (kN/m^2), 当 $e_{ax} < 0$ 时, 取 e_{ax} 为零;

γ_i ——计算面以上各层土的重度 (kN/m^3);

h_i ——计算面以上各土层的厚度 (m);

K_a ——计算土层土的主动土压力系数;

δ ——计算土层土与墙面间的摩擦角($^{\circ}$);

c ——计算土层土的黏聚力(kN/m^2);

φ ——计算土层土的内摩擦角($^{\circ}$);

e_{aqx} ——由码头地面均布荷载作用产生的主动土压力水平强度标准值(kN/m^2);

q ——地面上的均布荷载标准值(kN/m^2)。

6.1.12 当计算水底面为水平面、墙面为垂直面时,由土体本身产生的被动土压力水平强度标准值可按下列公式计算:

$$e_{\text{px}} = (\sum \gamma_i h_i) K_p \cos \delta + 2c \frac{\cos \varphi \cos \delta}{1 - \sin(\varphi + \delta)} \quad (6.1.12-1)$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (6.1.12-2)$$

式中 e_{px} ——被动土压力水平强度标准值(kN/m^2);

γ_i ——计算面以上各层土的重度(kN/m^3);

h_i ——计算面以上各土层的厚度(m);

K_p ——计算土层土的被动土压力系数;

δ ——计算土层土与墙面间的摩擦角($^{\circ}$);

c ——计算土层土的黏聚力(kN/m^2);

φ ——计算土层土的内摩擦角($^{\circ}$)。

6.1.13 土的重度、内摩擦角和黏聚力应根据工程地质勘察资料确定,当前墙后地基土固结程度较高时,可采用固结快剪指标计算土压力;当固结程度不高时,宜适当考虑未固结因素的影响。填料的指标宜通过试验确定,当无条件进行试验时,可根据当地经验确定。无粘性填料的指标可按第7.1.6条采用。

6.1.14 计算土压力时,土和填料的重度可按下列规定采用:

(1)黏性土,剩余水位以下取浮重度,剩余水位与设计高水位之间取饱和重度,设计高水位以上取天然重度;

(2)无黏性土,剩余水位以下取浮重度,剩余水位以上取天然重度。

6.1.15 土与墙面的摩擦角可按下列规定采用:

(1)计算前墙后主动土压力时,取计算土层内摩擦角的1/3~2/3;

(2)计算前墙前被动土压力时,取计算土层内摩擦角的2/3~3/4,当计算值大于 20° 时,取 20° ;

(3)计算前墙后被动土压力时,取计算土层内摩擦角的-(2/3),当计算值的绝对值大于 20° 时,取 -20° 。

6.1.16 前墙计算应考虑码头前沿挖泥超深的影响,码头前沿挖泥超深可采用0.3m~0.5m。黏性土尚应考虑挖泥扰动的影响,泥面处土的黏聚力取零,泥面1.0m以下黏聚力取全值,两者之间按直线过渡。

耐久性设计

- 6.1.17 海港钢板桩码头,宜将胸墙底面高程设在较低水位处,并考虑施工条件。
- 6.1.18 钢板桩、钢拉杆、钢导梁及其附件应进行防腐蚀处理,钢拉杆应预留足够的锈蚀厚度。
- 6.1.19 钢拉杆在安装前应除锈涂防锈漆。拉杆、张紧器和竖向铰应至少采用“两布三油”缠裹,垫板和螺母应涂沥青或其他防腐蚀材料。
- 6.1.20 前墙后的回填料不得采用具有腐蚀性的矿渣或炉渣。
- 6.1.21 前墙和锚碇结构采用现浇地下连续墙结构时,主筋保护层厚度不得小于70mm。

6.2 构 造

一般规定

- 6.2.1 板桩码头前沿挖泥宜在码头后方回填基本完成后分层进行。
- 6.2.2 前墙后的水下回填宜采用砂、砾石、开山石或块石等透水性较好的材料。
- 6.2.3 陆上填土应分层压实。
- 6.2.4 锚碇墙、锚碇板前宜用强度较高的密实材料换填。换填材料可采用块石或灰土,也可采用其他夯实或振实的土料。块石应码砌或用碎石填充间隙。灰土应分层夯实。换填范围应满足锚碇结构的稳定性要求。
- 6.2.5 地震基本烈度六度和六度以上的地区,前墙与锚碇结构之间的回填料和原土层应符合下列规定。
 - 6.2.5.1 回填料不宜采用粉砂、细砂等易液化的材料。当回填材料不能满足抗液化要求时,应采取加固措施以满足在设计烈度下不液化的要求。
 - 6.2.5.2 当原土层为易液化的土时,应换填不液化土料或采取加固措施。
- 6.2.6 前墙应设排水孔,排水孔的位置不宜高于设计低水位,在施工条件允许的情况下宜设在极端低水位附近。孔径的大小和孔的间距,应根据前墙前水位变化幅度、前墙的透水情况和墙后土质确定。除墙后回填块石的情况外,排水孔处均应设置倒滤设施。
- 6.2.7 当前墙前的泥面可能被冲刷时宜采取护底措施。
- 6.2.8 板桩码头的端侧宜采用翼墙封堵。

前 墙

- 6.2.9 板桩码头的前墙可采用板桩或地下连续墙结构,板桩可采用钢板桩或钢筋混凝土板桩。
- 6.2.10 钢筋混凝土板桩截面可采用矩形、T形或圆管形等。
- 6.2.11 矩形截面的钢筋混凝土板桩厚度应由计算确定,宜采用200mm~600mm;当板桩厚度较大时,宜采用空心板桩。板桩宽度可采用500mm~600mm,当施工条件允许时,宜增大板桩宽度。

6.2.12 矩形截面的钢筋混凝土板桩构造(图 6.2.12)应符合下列规定。

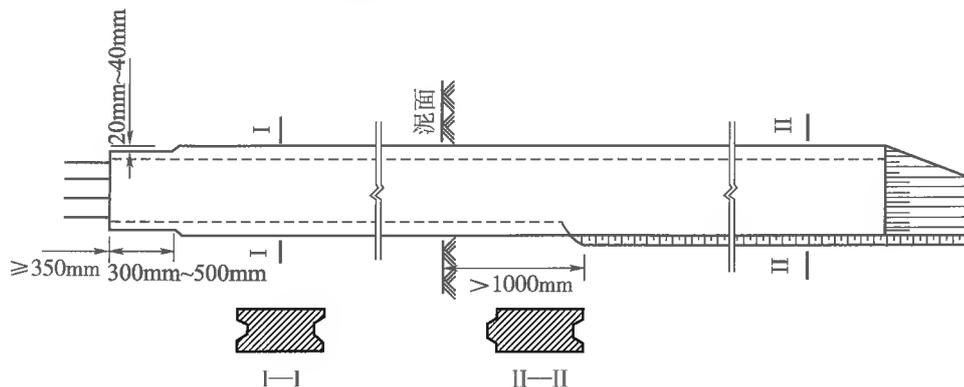


图 6.2.12 矩形截面钢筋混凝土板桩构造

6.2.12.1 桩顶的宽度应根据替打尺寸各边缩窄 20mm ~ 40mm, 缩窄段的长度可取 300mm ~ 500mm。

6.2.12.2 桩顶主筋外伸的长度应满足锚固长度的要求;当板桩厚度较小时也可在沉桩后,凿除桩头混凝土露出外伸钢筋。

6.2.12.3 板桩一侧自桩尖至设计泥面以下 1m 范围内宜做凸榫,在此侧的其余范围和另一侧的全长范围宜做凹槽。当板桩墙后回填开山石或块石时,可一侧通长做凸榫,另一侧通长做凹槽。凹槽的深度不宜小于 50mm。

6.2.12.4 板桩顶部应采取加固措施,可在桩顶设置三层钢筋网片。

6.2.12.5 桩尖段在厚度方向应做成楔形,在凹槽一侧应削成斜角。

6.2.13 钢筋混凝土定位桩和转角桩的桩尖应做成对称形,桩长宜比一般桩长 2m。转角桩应根据码头转角处的平面布置,设计成异形截面(图 6.2.13)。

6.2.14 钢筋混凝土板桩间的缝宽宜采用 20mm ~ 30mm。

6.2.15 墙后原土层或回填料为细颗粒土时,钢筋混凝土板桩之间的接缝应采取防漏土措施。

6.2.16 T 形截面钢筋混凝土板桩的翼板和挡板式前墙中的挡板,其底面应低于墙前设计泥面 1m,且不应小于冲刷深度。矩形截面的板桩,在凹槽内应填充细石混凝土或水泥砂浆等防漏土材料。

6.2.17 钢板桩可采用 U 形或 Z 形截面,当前墙弯矩较大时,也可采用圆管形、H 形或组合形截面。

6.2.18 钢板桩的转角桩,可由原钢板桩沿纵向割下的带锁口的肢体焊接而成(图 6.2.18)。



图 6.2.13 混凝土异形板桩截面图

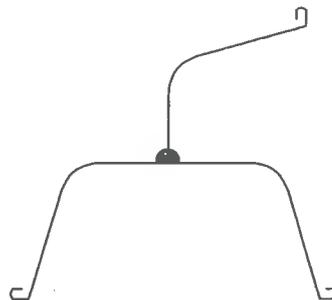


图 6.2.18 钢板桩墙转角桩截面图

6.2.19 地下连续墙可采用现浇或预制的钢筋混凝土结构。现浇地下连续墙的截面可采用矩形、T形或钻孔排桩形等(图 6.2.19)。预制地下连续墙的截面宜采用矩形。

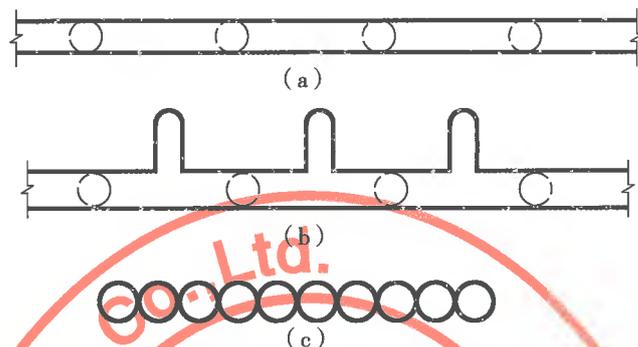


图 6.2.19 现浇地下连续墙截面形式图
(a)矩形;(b)T形;(c)钻孔排桩形

6.2.20 地下连续墙的厚度和钻孔桩的直径应由计算确定。现浇地下连续墙的厚度宜采用 600mm ~ 1300mm;预制地下连续墙的厚度宜采用 400mm ~ 800mm;钻孔桩的直径不宜小于 600mm。

6.2.21 地下连续墙各施工单元段之间的接头应采用防止漏土的接头形式或采取其他防漏土措施。排桩式地下连续墙宜采用一字形排列,其缝宽不宜大于 100mm,墙后应设置水泥搅拌土或旋喷水泥浆帷幕。

6.2.22 现浇地下连续墙的混凝土和钢筋的设计应符合下列规定。

6.2.22.1 混凝土的设计强度等级不宜低于 C30,并应满足现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)关于混凝土最低强度等级的有关规定。

6.2.22.2 受力筋宜采用 HRB400 级、HRB500 级,也可采用 HRB335 级、RRB400 级钢筋,其直径不应小于 16mm。

6.2.22.3 构造筋可采用 HPB300 级钢筋,对于矩形地下连续墙,其直径不应小于 12mm,对于钻孔排桩,其直径不应小于 8mm。

6.2.22.4 钢筋笼的宽度应根据单元段的尺度、墙段的接头形式和施工能力等因素确定,其端部与接头管、相邻段混凝土接头面之间应留 150mm ~ 200mm 的间隙;钢筋笼的下部在墙厚方向宜适当缩窄;钢筋笼与墙底之间宜留 100mm ~ 200mm 的间隙;钢筋笼的主筋应伸出墙顶并留有足够的锚固长度。

6.2.22.5 钢筋笼的钢筋配置,除应满足强度要求外,尚应满足吊装要求。

拉 杆

6.2.23 板桩码头的拉杆应采用钢拉杆。制作钢拉杆的材料应符合现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)和现行国家标准《钢拉杆》(GB/T 20934)的有关规定,焊接式钢拉杆应采用焊接质量有保证的钢材。

6.2.24 钢拉杆的力学性能应符合现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)和现行国家标准《钢拉杆》(GB/T 20934)的有关规定,钢材的延伸率不应小于 18% ;当拉

杆力较大时,也可采用经热处理后延伸率不小于 17% 的高强度材质钢拉杆,钢拉杆经热处理后,其力学性能应符合现行国家标准《钢拉杆》(GB/T 20934)的有关规定。

6.2.25 钢拉杆的直径应由计算确定,可采用 40mm ~ 100mm。直径大于 100mm 的钢拉杆应进行必要的力学性能验证试验。

6.2.26 拉杆的间距可采用 1.0m ~ 3.0m。钢筋混凝土板桩墙拉杆间距宜取板桩宽度的整数倍;单设导梁的 U 形和 Z 形钢板桩墙,拉杆间距应取板桩宽度的偶数倍。

6.2.27 拉杆宜设在高程较低且施工不困难的位置。

6.2.28 钢拉杆总长度大于 12m 时,宜采用张紧器连接,并在靠近前墙和锚碇结构的两端各设一个竖向铰;钢拉杆总长度小于 12m 时,可只在靠近前墙处设一个竖向铰。张紧器两侧的拉杆长度大于 12m 时,宜分节制作,每节长度不宜大于 12m,分节之间可采用螺纹连接或焊接。

6.2.29 螺纹连接的各分节拉杆杆体端部可采用平锻镦粗工艺制作。

6.2.30 钢拉杆安装时应施加一定的初始拉力,并应保证各钢拉杆初始拉力相同。

6.2.31 码头和翼墙的拉杆在高程上应互相错开。

6.2.32 码头一个分段中所有拉杆的长度、材质和构造应相同。系船柱块体上可增设拉杆或布置八字形的副拉杆。

6.2.33 预计拉杆下土体沉降较大时,宜在拉杆下设支承桩或在拉杆上安设防压罩。支承桩桩尖宜打入持力较好的土层内。防压罩与拉杆之间应预留足够的间隙。

锚碇结构

6.2.34 锚碇墙宜采用现浇钢筋混凝土墙,也可采用由预制钢筋混凝土板安装或插入而成的连续墙。当采用预制钢筋混凝土锚碇墙时,应在墙后设置连续导梁。锚碇墙可采用矩形或梯形截面,也可采用 L 形截面。

6.2.35 锚碇板可采用预制的钢筋混凝土板。锚碇板可采用平板、双向梯形板或 T 形板(图 6.2.35),T 形板可采用横肋或竖肋。

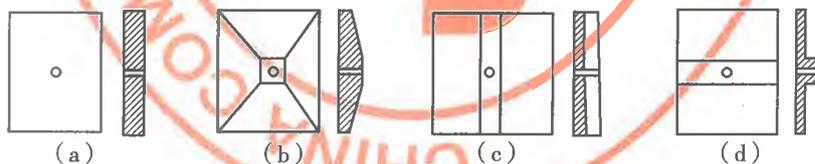


图 6.2.35 锚碇板形式图

(a) 平板; (b) 双向梯形板; (c) 竖肋 T 形板; (d) 横肋 T 形板

6.2.36 锚碇墙、锚碇板的高度应由稳定计算确定,宜采用 1.0m ~ 3.5m。锚碇墙和锚碇板的厚度应由强度和裂缝控制计算确定,不宜小于 0.15m。

6.2.37 在施工条件允许的情况下,锚碇墙、锚碇板的高程宜降低。

6.2.38 锚碇墙、锚碇板应预留拉杆孔,其位置宜与作用在锚碇墙、锚碇板上的土压力合力作用点重合,其斜度应与拉杆方向一致。

6.2.39 锚碇叉桩的斜度不宜陡于 4:1。在施工条件允许情况下,两桩桩顶的净距宜减

小。叉桩宜用现浇钢筋混凝土导梁连接。

6.2.40 钢筋混凝土锚碇桩和板桩、钢板桩锚碇和地下连续墙锚碇,应设导梁。导梁可单设在墙后,也可利用锚碇板桩的帽梁作为导梁。单设的导梁,对于钢筋混凝土锚碇板桩,宜采用钢筋混凝土梁;对于钢板桩锚碇板桩,宜采用钢导梁。

6.2.41 锚碇桩可采用钢筋混凝土桩或钢桩,当一根拉杆采用多根桩锚碇时,锚碇桩应设导梁。

6.2.42 锚碇墙、锚碇板桩的帽梁、导梁分段长度和变形缝的位置应与胸墙相对应。

帽梁、导梁和胸墙

6.2.43 有锚板桩墙应设导梁和帽梁。在一定条件下导梁和帽梁可合为胸墙。无锚板桩墙可只设帽梁。

6.2.44 帽梁或胸墙可采用现浇钢筋混凝土结构。钢筋混凝土前墙的导梁可采用现浇或预制的钢筋混凝土梁;钢板桩墙的导梁可采用钢梁。

6.2.45 胸墙的截面形式可采用矩形、梯形、L形或工字形(图 6.2.45)。

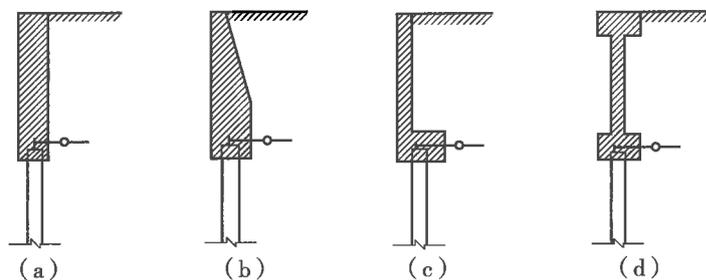


图 6.2.45 胸墙截面形式图

(a)矩形;(b)梯形;(c)L形;(d)工字形

6.2.46 帽梁或胸墙的前后两侧均应比板桩宽 150mm 以上。

6.2.47 前墙应伸入帽梁或胸墙内一定深度。钢筋混凝土前墙伸入帽梁或胸墙的深度可取 50mm~70mm;钢板桩前墙伸入帽梁或胸墙的深度可取 1 倍板桩截面高度或桩径。

6.2.48 板桩码头的系船柱块体宜与帽梁或胸墙整体浇筑,其尺寸应由系缆力和系船柱构造要求确定。

6.2.49 钢导梁的分段长度不宜小于 4 倍的拉杆间距,并宜与帽梁或胸墙的分段长度一致。导梁的接头位置应与帽梁或胸墙的分缝位置相对应。

6.2.50 帽梁、导梁和胸墙在结构形式变化处、水深变化处、地基土质差别较大处和新旧结构的衔接处,必须设置变形缝。

6.2.51 帽梁、导梁和胸墙的变形缝间距应根据当地气温变化、前墙的结构形式和地基条件等因素确定,可采用 15m~30m,变形缝的宽度宜采用 20mm~30mm,变形缝应采用弹性材料填充。

斜拉桩式板桩码头

6.2.52 斜拉桩式板桩码头中的前墙可采用钢筋混凝土板桩、地下连续墙或钢板桩。前

墙可采用垂直或 8:1 ~ 10:1 的斜度,前墙外表面与设计水底的交点不宜超出码头前沿线。

6.2.53 斜拉桩式板桩码头中的拉桩宜采用钢桩,在无负摩擦情况下也可采用钢筋混凝土桩。钢筋混凝土桩宜采用矩形截面;钢桩宜采用 H 形或圆管形截面。斜拉桩的斜度不宜陡于 3:1。

6.2.54 斜拉桩与前墙可直接连接或采用现浇钢筋混凝土桩台连接,连接方式可采用铰接或刚性连接。

遮帘式板桩码头

6.2.55 遮帘式板桩码头结构宜用于码头岸线后侧(陆侧)以较好土层为主的情况。码头岸线后侧为深厚的淤泥层时,应进行加固处理。

6.2.56 遮帘式板桩码头的前墙可采用地下连续墙、钢板桩或预制钢筋混凝土板桩;遮帘桩可采用灌注桩、钢桩或预制钢筋混凝土桩。

6.2.57 遮帘式板桩码头的遮帘桩与胸墙可整体连接(图 6.2.57-1)或用拉杆连接(图 6.2.57-2),当遮帘桩与胸墙采用整体连接时,遮帘桩宜沉入良好持力层。

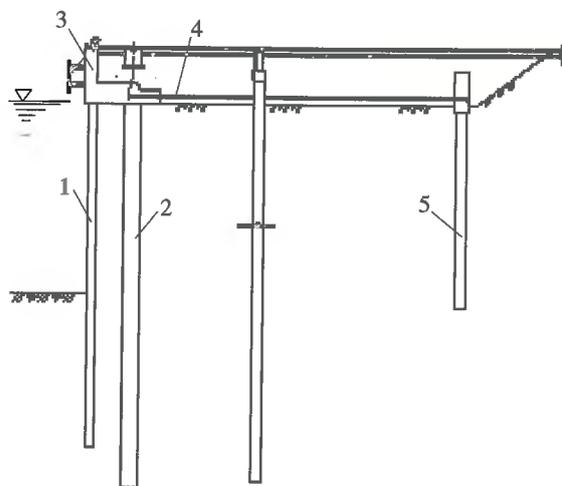


图 6.2.57-1 整体连接遮帘式板桩码头结构断面

1-前墙;2-遮帘桩;3-胸墙;4-拉杆;5-锚碇

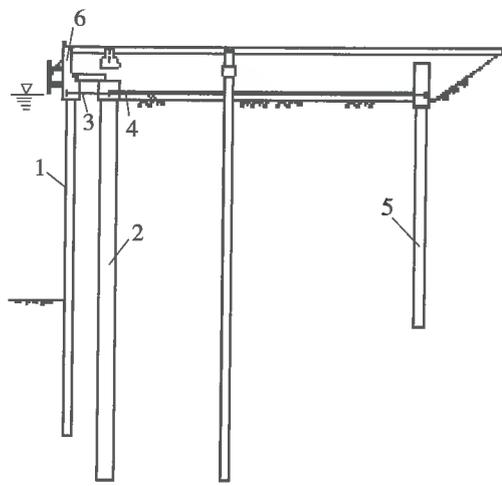


图 6.2.57-2 拉杆连接遮帘式板桩码头结构断面

1-前墙;2-遮帘桩;3-前拉杆;4-后拉杆;5-锚碇;6-胸墙

6.2.58 遮帘桩至前墙的间距应符合下列规定。

6.2.58.1 遮帘桩宜布置于码头前轨道梁轴线下方,也可布置于前轨道梁轴线附近。

6.2.58.2 遮帘桩与前墙间的土体高度与遮帘面至前墙净距之比应大于 1.5。遮帘面按附录 M 的规定确定。

6.2.59 遮帘桩桩长应满足垂直承载力的要求且桩尖高程应低于前墙底高程。

6.2.60 遮帘桩的中心间距宜采用 2 ~ 3 倍桩宽或桩径。

6.2.61 遮帘桩的刚度宜满足下式要求:

$$\frac{E_z I_z}{E_Q I_Q L} \geq 2 \quad (6.2.61)$$

式中 E_z ——遮帘桩材料的弹性模量(kN/m^2);

I_z ——遮帘桩的截面惯性矩(m^4);

- E_Q ——前墙材料的弹性模量(kN/m^2);
- I_Q ——单位宽度前墙的截面惯性矩(m^4/m);
- L ——遮帘桩的中心间距(m)。

半遮帘式板桩码头

6.2.62 半遮帘式板桩码头结构(图 6.2.62)可用于遮帘桩后侧(陆侧)以较好土层为主的情况。遮帘桩后侧为深厚的淤泥层时,应进行加固处理。

6.2.63 半遮帘桩的桩尖高程应低于前墙底高程并嵌入较好土层。遮帘桩的间距应满足第 6.2.60 条的要求。

6.2.64 半遮帘桩的刚度宜满足下式要求:

$$\frac{E_Z I_{BZ}}{E_Q I_Q L_B} \geq 3 \quad (6.2.64)$$

- 式中 E_Z ——半遮帘桩材料的弹性模量(kN/m^2);
- I_{BZ} ——半遮帘桩的截面惯性矩(m^4);
- E_Q ——前墙材料的弹性模量(kN/m^2);
- I_Q ——单位宽度前墙的截面惯性矩(m^4/m);
- L_B ——半遮帘桩的中心间距(m)。

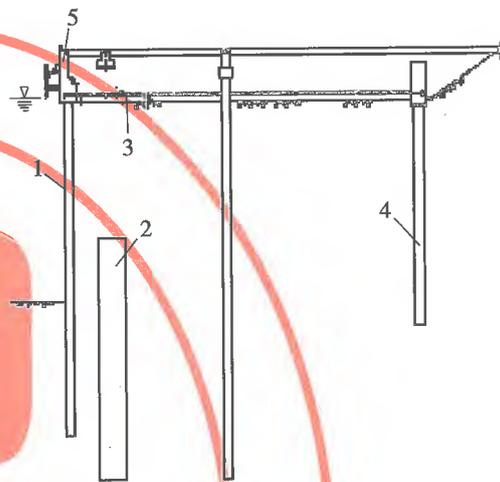


图 6.2.62 半遮帘式码头结构断面
1-前墙;2-半遮帘桩;3-拉杆;4-锚碇;5-胸墙

卸荷式板桩码头

6.2.65 卸荷式板桩码头的前墙可采用地下连续墙、钢板桩或钢筋混凝土板桩;卸荷平台的桩基可采用灌注桩、钢桩或预制钢筋混凝土桩。

6.2.66 卸荷式板桩码头可采用分离式(图 6.2.66-1)或整体式结构(图 6.2.66-2)。当无条件施工斜桩时,宜采用分离式结构。分离式结构应设置锚碇结构。采用整体式结构时,应充分考虑前墙与桩基不均匀沉降对结构内力的影响。

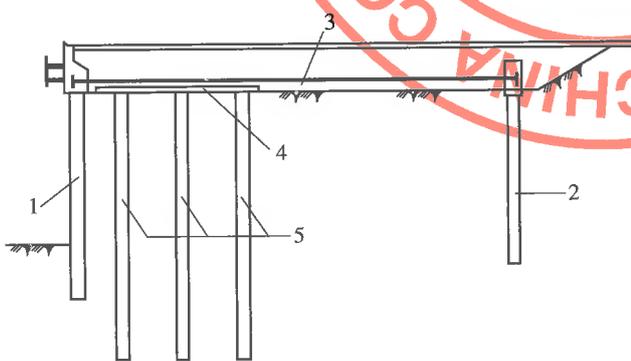


图 6.2.66-1 分离卸荷式板桩码头结构断面
1-前墙;2-锚碇;3-拉杆;4-卸荷承台;5-桩基

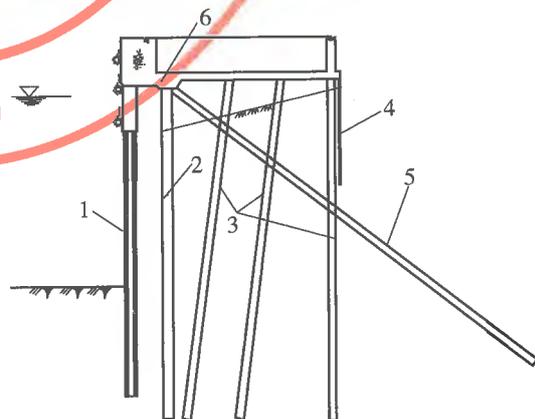


图 6.2.66-2 整体卸荷式板桩码头结构断面
1-靠船桩;2-前墙;3-桩基;4-挡墙;5-斜拉桩;6-卸荷承台

6.2.67 卸荷承台下的基桩应沉入良好持力层且桩尖高程应低于前墙底高程。

6.3 计 算

前墙计算

6.3.1 前墙应计算下列内容：

- (1) 前墙的入土深度；
- (2) 前墙内力；
- (3) 拉杆拉力。

6.3.2 前墙的入土深度应满足下列公式要求：

(1) 可变作用产生的土压力为主导可变作用时

$$\gamma_0 [\gamma_E M_E + \gamma_{PW} M_{PW} + \gamma_E M_{Eq} + \psi (\gamma_{Q1} M_{Q1} + \gamma_{Q2} M_{Q2} + \dots)] \leq \frac{M_R}{\gamma_R} \quad (6.3.2-1)$$

(2) 波浪作用为主导可变作用时

$$\gamma_0 [\gamma_E M_E + \gamma_{PW} M_{PW} + \gamma_P M_P + \psi (\gamma_{Q1} M_{Q1} + \gamma_{Q2} M_{Q2} + \dots)] \leq \frac{M_R}{\gamma_R} \quad (6.3.2-2)$$

式中

γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 取值;

γ_E ——自重及回填料产生的土压力分项系数,按表 3.2.6 取值;

M_E ——自重及回填料产生的土压力标准值对拉杆锚碇点的“踢脚”力矩(kN·m);

γ_{PW} ——剩余水压力分项系数,按表 3.2.6 取值;

M_{PW} ——剩余水压力标准值对拉杆锚碇点的“踢脚”力矩(kN·m);

M_{Eq} ——码头顶面可变作用产生的主动土压力的标准值对拉杆锚碇点的“踢脚”力矩(kN·m);

ψ ——作用组合系数,取 0.7;

$\gamma_{Q1}, \gamma_{Q2}, \dots$ ——非主导可变作用分项系数,按表 3.2.6 取值;

M_{Q1}, M_{Q2}, \dots ——非主导可变作用标准值产生的“踢脚”力矩(kN·m);

M_R ——墙前被动土压力的标准值对拉杆锚碇点的稳定力矩(kN·m);

γ_R ——抗力分项系数,可取 1.25;

γ_P ——波浪力分项系数,按表 3.2.6 取值;

M_P ——波浪力标准值对拉杆锚碇点的“踢脚”力矩(kN·m)。

6.3.3 根据前墙入土段不同的约束状态,前墙的内力和拉杆力可采用竖向弹性地基梁法或弹性线法计算。竖向弹性地基梁法可用于单锚和多锚板桩墙入土段的任何约束状态;弹性线法可用于单锚板桩墙下端处于弹性嵌固的状态,对现浇地下连续墙等刚度较大的前墙不宜采用。

6.3.4 弹性线法的计算图式可按图 6.3.4 采用,按拉杆锚碇点的位移和前墙后侧土抗力作用点的线变位和角变位都等于零计算。计算的跨中最大弯矩应乘以折减系数,折减系数可取为 0.7~0.8;当由此法得出的前墙入土深度小于按第 6.3.2 条计算出的入土深度

时,应取式(6.3.2)的计算值作为前墙的设计入土深度。

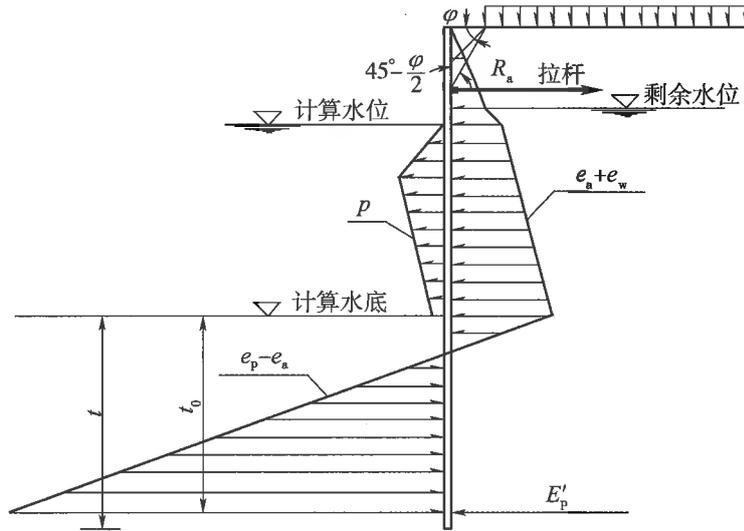


图 6.3.4 弹性线法计算图式

φ -计算土层土的内摩擦角($^{\circ}$); R_a -拉杆力(kN/m); p -波浪力(kN/m²); e_a -主动土压力强度(kN/m²); e_w -剩余水压力强度(kN/m²); e_p -被动土压力强度(kN/m²); E'_p -前墙底端墙后土抗力(kN/m); t_0 -计算入土深度(m); t -设计入土深度(m)

6.3.5 采用竖向弹性地基梁法计算时,应遵守下列原则。

6.3.5.1 前墙内力和变位可采用杆系有限元法求解,其计算图式见图 6.3.5。入土段墙后的主动土压力宜取为计算水底以上地面荷载加土体重产生的土压力。

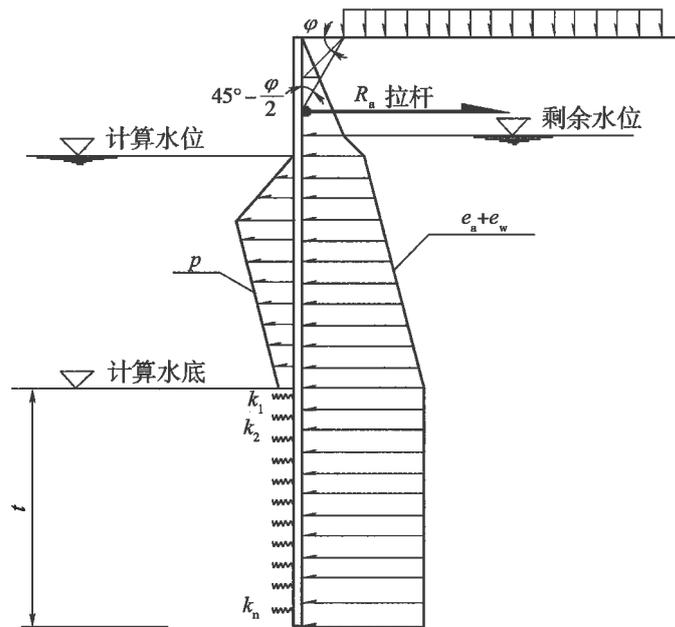


图 6.3.5 竖向弹性地基梁法计算图式

φ -计算土层土的内摩擦角($^{\circ}$); R_a -拉杆力(kN/m); p -波浪力(kN/m²); e_a -主动土压力强度(kN/m²); e_w -剩余水压力强度(kN/m²); $k_1 \sim k_n$ -弹性杆的弹性系数(kN/m); t -设计入土深度(m)

6.3.5.2 弹性杆的弹性系数应由水平地基抗力系数乘弹性连杆间距确定。根据地基

土的性质和设计经验,水平地基抗力系数可按 m 法或其他方法确定。有关参数可按附录 K 选用。

6.3.5.3 锚碇点位移应由拉杆受力变形、锚碇结构位移及其他因素产生的位移组成。

6.3.6 由前墙计算得出的拉杆力应乘以不均匀系数作为设计拉杆和锚碇结构的拉力标准值,不均匀系数可取 1.35。

6.3.7 无锚板桩墙的入土深度可按第 6.3.2 条计算,其中“踢脚”力矩为相应作用标准值对桩尖的力矩。

6.3.8 无锚板桩墙入土段的内力和计算水底处的位移可采用竖向弹性地基梁法计算,其计算图式可按图 6.3.8 采用。

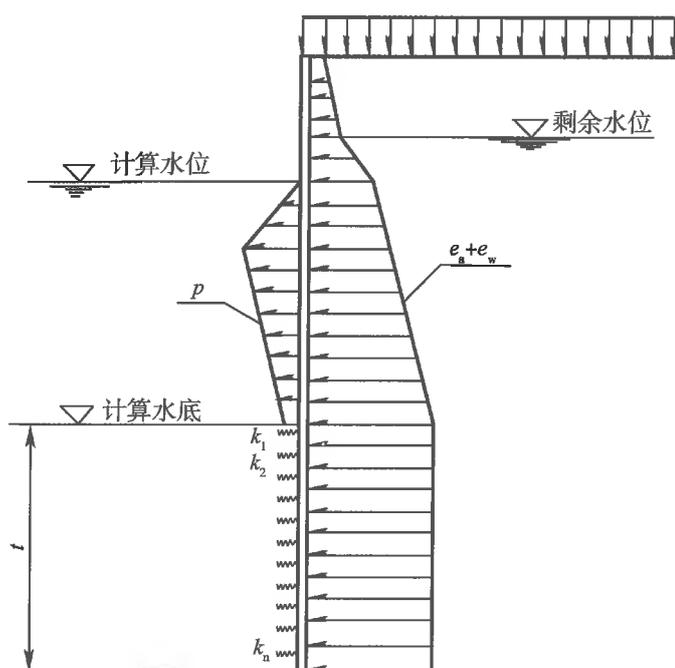


图 6.3.8 无锚板桩墙计算图式

p -波浪力(kN/m^2); e_a -主动土压力强度(kN/m^2); e_w -剩余水压力强度(kN/m^2); t -设计入土深度(m); $k_1 \sim k_n$ -弹性杆的弹性系数(kN/m)

6.3.9 无锚板桩墙入土深度应满足弹性长桩的要求。

锚碇结构计算

6.3.10 锚碇结构根据其结构计算方法可分为下列三类:

- (1) 锚碇板和锚碇墙;
- (2) 锚碇桩和锚碇板桩;
- (3) 锚碇叉桩。

6.3.11 锚碇板和锚碇墙承受的拉杆力作用点应位于海侧被动土压力作用重心附近,其结构计算应符合下列规定。

6.3.11.1 锚碇板和锚碇墙前被动土压力可按下列公式计算:

$$E_{px} = \frac{1}{2} \gamma t_h^2 K_p K_b \rho \cos \delta \quad (6.3.11-1)$$

$$K_b = 1 + \frac{2t_h \tan \theta_p \tan \varphi_0}{3b_s} - \frac{(2t_h \tan \theta_p \tan \varphi_0 + b_s - l)^3}{12b_s t_h^2 \tan^2 \theta_p \tan^2 \varphi_0} \quad (6.3.11-2)$$

- 式中 E_{px} ——锚碇板和锚碇墙前被动土压力水平分力的标准值(kN)；
 γ ——锚碇板和锚碇墙前回填料或土的重度(kN/m³)；
 t_h ——锚碇板和锚碇墙底端的埋深(m)；
 K_p ——被动土压力系数；
 K_b ——考虑锚碇板位移带动两侧土体滑动使被动土压力增大的系数,当式(6.3.11-2)最后一项的分子小于零时,取该项为零；
 b_k ——锚碇板和锚碇墙的计算宽度(m),对于锚碇板取锚碇板宽度,对于锚碇墙取拉杆间距；
 ρ ——考虑锚碇板和锚碇墙顶以上土体不全部参加工作的系数,可根据锚碇墙、锚碇板底端埋深与锚碇墙、锚碇板高度之比,按表6.3.11采用;当锚碇墙、锚碇板前土质不均匀时,可分层计算土压力强度,然后求总被动土压力的水平分力；
 δ ——填料或土与锚碇板和锚碇墙之间的摩擦角,可取 $\varphi/3$,且不大于 7° , φ 为土的内摩擦角；
 θ_p ——被动土体底面滑动面与垂直面之间的夹角($^\circ$),取 $\theta_p = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ ；
 φ_0 ——被动土体侧面滑动面与垂直面之间的夹角($^\circ$),取 $\varphi_0 = \frac{\varphi}{2}$ ；
 l ——锚碇板中心间距(m)。

表 6.3.11 ρ 值

t_h/h_a	1.0	1.2	1.5	1.7	2.0	3.0
ρ	1.00	0.95	0.88	0.86	0.83	0.78

注: h_a 为锚碇板、锚碇墙高度,单位为 m。

6.3.11.2 锚碇板和锚碇墙的稳定性应满足下式要求:

$$\gamma_0 (\gamma_E E_{ax} + \gamma_{RA} R_{AX} + \psi \gamma_E E_{qx}) \leq \frac{E_{px}}{\gamma_R} \quad (6.3.11-3)$$

- 式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 取值；
 γ_E ——主动土压力分项系数,按表 3.2.6 取值；
 E_{ax} ——锚碇板和锚碇墙后土体产生的主动土压力水平分力的标准值(kN),按第 6.1 节有关规定计算,计算时土与墙面间的摩擦角取零；
 γ_{RA} ——拉杆拉力的分项系数,取 1.35；
 R_{AX} ——拉杆拉力水平分力的标准值(kN)；
 ψ ——作用组合系数,取 0.7；

E_{qx} ——锚碇板和锚碇墙后地面可变作用产生的主动土压力水平分力的标准值(kN),按第6.1.11条规定计算,计算时土与墙面间的摩擦角取零;

E_{px} ——锚碇板和锚碇墙前被动土压力水平分力的标准值(kN),按式(6.3.11-1)、式(6.3.11-2)计算;

γ_R ——抗力分项系数,取1.25。

6.3.11.3 锚碇板和锚碇墙到前墙的最小距离(图6.3.11)宜按下式计算:

$$L = H_0 \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right) + t_h \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2}\right) \quad (6.3.11-4)$$

式中 L ——锚碇板和锚碇墙到前墙的距离(m);

H_0 ——前墙后侧主动破裂棱体的高度(m),采用弹性线法时取最大负弯矩点到码头顶面的距离,采用竖向弹性地基梁法时取变形第一零点到码头顶面的距离;

φ_1 、 φ_2 ——分别为前墙后侧土的内摩擦角($^\circ$)和锚碇墙、锚碇板前土或填料的内摩擦角($^\circ$),当土体分层时,可采用加权平均值;

t_h ——锚碇板和锚碇墙底端至码头顶面的埋深(m)。

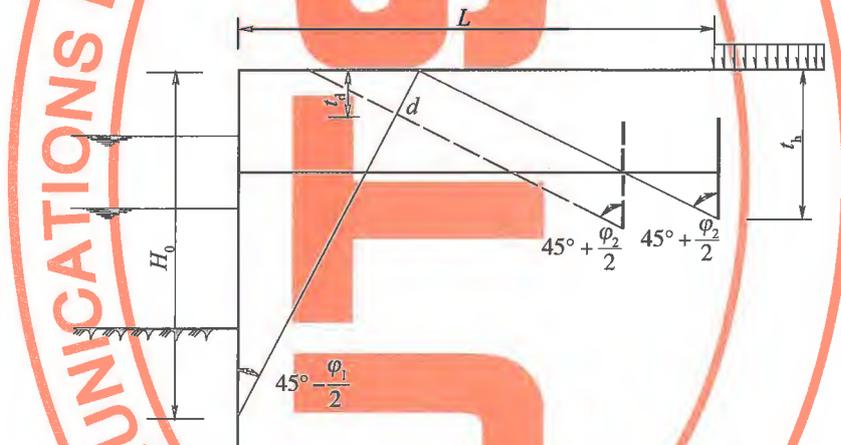


图6.3.11 锚碇墙(板)至前墙最小距离的计算图示

t_d —板桩墙后土体的主动破裂面和锚碇墙(板)前土体的被动破裂面的交点 d 到码头地面的距离(m)

6.3.11.4 当锚碇板和锚碇墙到前墙的距离不能满足式(6.3.11-4)的要求时,式(6.3.11-3)中的锚碇板和锚碇墙前的被动土压力水平分力的标准值应减去按式(6.3.11-5)计算的被动土压力值。

$$\Delta E_{px} = \frac{\gamma t_d^2 l_a K_p}{2} \quad (6.3.11-5)$$

式中 ΔE_{px} ——被动土压力标准值的水平分力减小值(kN);

γ ——板桩墙后土体的主动破裂面与锚碇板和锚碇墙前土体的被动破裂面的交点 d 以上土的重度(kN/m^3);

t_d ——板桩墙后土体的主动破裂面与锚碇板和锚碇墙前土体的被动破裂面的交点到码头顶面的距离(m);

l_a ——拉杆间距(m);

K_p ——被动土压力系数。

6.3.11.5 现浇钢筋混凝土锚碇墙水平向可考虑为刚性支承连续梁,其拉杆拉力标准值产生的水平向最大弯矩可按下式计算:

$$M_H = \frac{R_a l_a^2}{10} \quad (6.3.11-6)$$

式中 M_H ——拉杆拉力标准值产生的水平向最大弯矩(kN·m);

R_a ——每米宽板桩墙的拉杆拉力标准值(kN/m);

l_a ——拉杆间距(m)。

6.3.11.6 现浇钢筋混凝土锚碇墙竖向可考虑为悬臂板,土抗力沿墙高可按均匀分布,拉杆拉力标准值产生的竖向单宽最大弯矩可按下式计算:

$$M_V = \frac{R_a h_a}{8} \quad (6.3.11-7)$$

式中 M_V ——拉杆拉力标准值产生的竖向单宽最大弯矩(kN·m/m);

R_a ——每米宽板桩墙的拉杆拉力标准值(kN/m);

h_a ——锚碇墙的高度(m)。

6.3.11.7 设有连续导梁的分块预制的锚碇墙导梁最大弯矩可按式(6.3.11-6)计算;预制板的竖向单宽最大弯矩可按式(6.3.11-7)计算。

6.3.11.8 双向悬臂的锚碇板由拉杆拉力标准值产生的水平向、竖向最大弯矩可按下列公式计算:

$$M_H = \frac{R_{AX} b}{8} \quad (6.3.11-8)$$

$$M_V = \frac{R_{AX} h_a}{8} \quad (6.3.11-9)$$

式中 M_H ——拉杆拉力标准值产生的水平向最大弯矩(kN·m);

R_{AX} ——拉杆拉力水平分力的标准值(kN);

b ——锚碇板宽度(m);

M_V ——拉杆拉力标准值产生的竖向最大弯矩(kN·m);

h_a ——锚碇板高度(m)。

6.3.11.9 锚碇板和锚碇墙的水平位移可按下式计算:

$$\Delta H = \frac{R_a l_a}{h_a b_s k_H} \quad (6.3.11-10)$$

式中 ΔH ——水平位移(m);

R_a ——单位宽度板桩墙的拉杆拉力标准值(kN/m);

l_a ——拉杆间距(m);

h_a ——锚碇板和锚碇墙的高度(m);

b_s ——锚碇板和锚碇墙的计算宽度(m),对于锚碇墙取拉杆间距,对于锚碇板取锚碇板宽度;

k_H ——锚碇板和锚碇墙前土体的水平抗力系数(kN/m³),锚碇板和锚碇墙前采用

块石填料时,可取 3700kN/m^3 。

6.3.12 锚碇桩和锚碇板桩可按下列规定进行结构计算。

6.3.12.1 锚碇桩和锚碇板桩的稳定性可按式(6.3.12-1)计算。

$$\gamma_0 [\sum \gamma_{RA} M_{RA} + \gamma_E M_a + \psi \gamma_E M_q] \leq \frac{M_R}{\gamma_R} \quad (6.3.12-1)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 取值;

γ_{RA} ——永久作用分项系数,按表 3.2.6 取值;

M_{RA} ——拉杆力标准值对桩尖的力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

γ_E ——自重及回填料产生的土压力分项系数,按表 3.2.6 取值;

M_a ——锚碇桩和锚碇板桩后土体产生的主动土压力水平分力标准值对桩尖的力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

ψ ——作用组合系数,取 0.7;

M_q ——锚碇桩和锚碇板桩后可变作用标准值产生的对桩尖的力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_R ——锚碇桩和锚碇板桩前被动土压力的标准值对桩尖的力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

γ_R ——抗力分项系数,取 1.25。

6.3.12.2 锚碇桩和锚碇板桩的内力可采用竖向弹性地基梁法计算,其计算图式可按图 6.3.12-1 采用。作用于锚碇桩的土压力应考虑计算宽度,其值可按第 6.3.12.3 款的规定计算。

6.3.12.3 作用于锚碇桩的土压力计算宽度可按下列公式确定:

(1) 当 $l_i \leq D$ 时按下式计算:

$$b = \frac{(nD + \sum_{i=1}^{n-1} l_i)}{n} \quad (6.3.12-2)$$

式中 b ——作用于锚碇桩的土压力计算宽度(m);

D ——锚碇桩的直径或宽度(m);

l_i ——桩间净距(m);

n ——桩数。

(2) 当 $l_i > D$ 时,按下式计算:

当 $D \leq 1.0\text{m}$ 时

$$b = \frac{D(2n-1)}{n} \quad (6.3.12-3)$$

当 $D > 1.0\text{m}$ 时

$$b = \frac{n(D+1) - 1}{n} \quad (6.3.12-4)$$

式中 b ——作用于锚碇桩的土压力计算宽度(m);

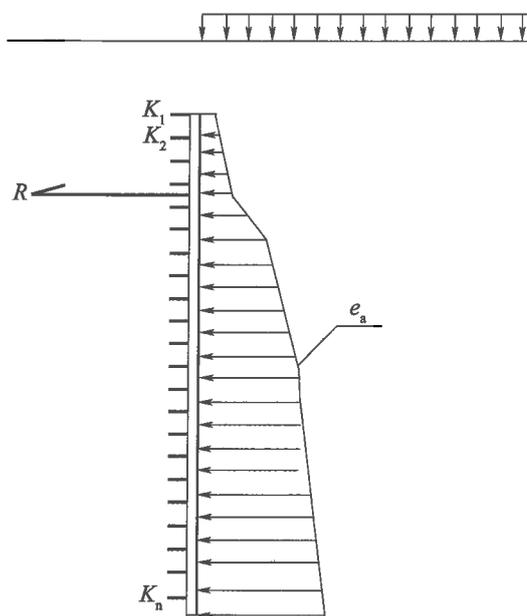


图 6.3.12-1 锚碇桩和锚碇板桩计算图式

e_a —主动土压力强度(kN/m^2); $K_1 \sim K_n$ —弹性杆的弹性系数(kN/m); R —拉杆力

D ——锚碇桩的直径或宽度(m)；

n ——桩数。

6.3.12.4 锚碇桩和锚碇板桩到前墙的最小距离(图 6.3.12-2)可按下列公式计算：

$$L = H_0 \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right) + t_h \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2}\right) \quad (6.3.12-5)$$

式中 L ——锚碇桩和锚碇板桩到前墙的距离(m)；

H_0 ——前墙后侧主动破裂棱体的高度(m)，取变形第一零点到锚碇桩顶的距离，采用弹性线法计算时取最大负弯矩点到锚碇桩顶的距离；

φ_1, φ_2 ——分别为前墙后侧土的内摩擦角($^\circ$)和锚碇桩和锚碇板桩前土或填料的内摩擦角($^\circ$)，当土体分层时，可采用加权平均值；

t_h ——锚碇桩和锚碇板桩前被动破裂棱体的高度(m)，取变形第一零点到锚碇桩顶的距离，当无变位零点时，取桩尖到锚碇桩顶的距离(m)。

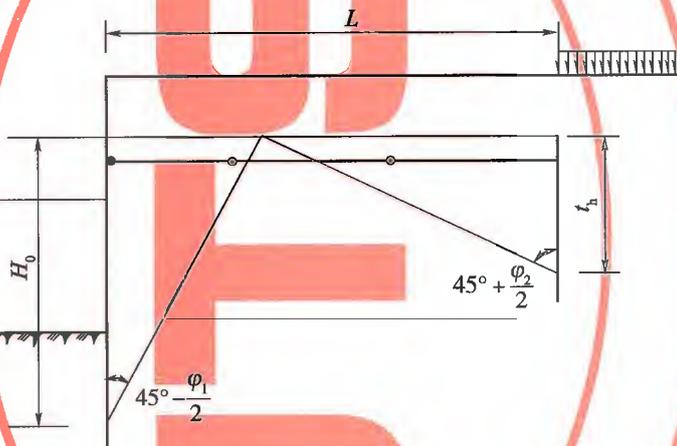


图 6.3.12-2 锚碇桩、锚碇板桩至前墙最小距离的计算图式

6.3.12.5 锚碇桩和锚碇板桩在拉杆处的水平位移可按竖向弹性地基梁法计算，其值不宜大于 50mm。

6.3.13 锚碇叉桩可按下列规定进行结构计算。

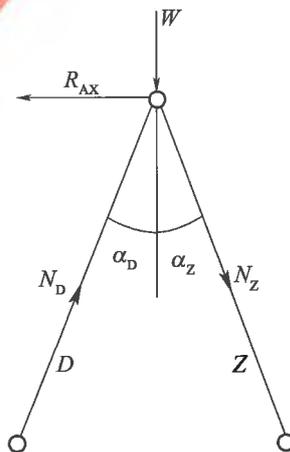
6.3.13.1 计算锚碇叉桩的内力时可按桩两端为铰接计算，不考虑桩周围土体对桩的作用。锚碇叉桩中桩的轴向力标准值(图 6.3.13)可按下列公式计算：

$$N_D = \frac{R_{AX} \cos \alpha_Z + W \sin \alpha_Z}{\sin(\alpha_D + \alpha_Z)} \quad (6.3.13-1)$$

$$N_Z = \frac{R_{AX} \cos \alpha_D - W \sin \alpha_D}{\sin(\alpha_D + \alpha_Z)} \quad (6.3.13-2)$$

$$W = G_m + \frac{\gamma t_0}{6} [ab + (a + a_1)(b + b_1) + a_1 b_1] + a_1 b_1 q$$

(6.3.13-3) 图 6.3.13 锚碇叉桩内力计算图式



$$a_1 = a + 2t_0 \tan \varphi \quad (6.3.13-4)$$

$$b_1 = b + 2t_0 \tan \varphi \quad (6.3.13-5)$$

式中 N_D 、 N_Z ——分别为压桩 D 和拉桩 Z 的轴向压力和轴向拉力的标准值(kN)；

R_{AX} ——拉杆拉力水平分力的标准值(kN)；

α_D 、 α_Z ——分别为压桩 D 和拉桩 Z 与垂线的夹角($^\circ$)，皆取正值；

W ——作用在叉桩桩帽上的垂直力标准值(kN)；

G_m ——桩帽自重力标准值(kN)；

γ ——桩帽以上土的重度(kN/m^3)；

t_0 ——桩帽顶面到码头顶面的距离(m)；

a 、 b ——分别为桩帽的长度和宽度(m)；

q ——码头顶面均布荷载标准值(kN/m^2)，计算拉桩时，可不考虑；

φ ——计算土层土的内摩擦角($^\circ$)。

6.3.13.2 锚碇叉桩锚碇点的水平位移可按下式计算：

$$\Delta H = \frac{1}{\sin(\alpha_D + \alpha_Z)} \left(\frac{R_{AX} \cos^2 \alpha_Z + W \sin^2 \alpha_Z}{C_D} + \frac{R_{AX} \cos^2 \alpha_D - W \sin^2 \alpha_D}{C_Z} \right) \quad (6.3.13-6)$$

式中 ΔH ——水平位移(m)；

α_D 、 α_Z ——分别为压桩 D 和拉桩 Z 与垂线的夹角($^\circ$)，皆取正值；

R_{AX} ——拉杆拉力水平分力的标准值(kN)；

W ——作用在叉桩桩帽上的垂直力标准值(kN)；

C_D 、 C_Z ——分别为压桩 D 和拉桩 Z 的轴向刚性系数(kN/m)；可参照第 5.1.34 条确定。

6.3.13.3 锚碇叉桩应按第 4 章有关规定验算其轴向承载力。

6.3.13.4 锚碇叉桩的位置必须位于前墙后土体主动破裂面以外；压桩桩尖距前墙的距离不得小于 1.0m。

斜拉桩式板桩码头计算

6.3.14 斜拉桩式板桩码头中前墙的入土深度可按第 6.3.2 条规定确定，并应满足轴向承载力要求。

6.3.15 斜拉桩式板桩结构宜采用三维数值分析法进行计算，也可假设为弹性嵌固于地基中的平面刚架按附录 L 近似计算。

遮帘式、半遮帘式板桩码头计算

6.3.16 遮帘式板桩码头结构宜考虑土体的弹塑性特性和桩土相互作用，采用三维数值分析法进行计算，也可简化为弹性嵌固于地基中的平面刚架按附录 M 计算。大中型码头工程宜进行离心模型试验验证。

6.3.17 半遮帘式板桩码头结构宜考虑土体的弹塑性特性和桩土相互作用，采用三维数值分析法进行计算。大中型码头工程宜进行离心模型试验验证。

卸荷式板桩码头计算

6.3.18 分离卸荷式板桩码头前墙的内力,可简化为图 6.3.18 所示的在土压力作用下的单锚板桩结构进行计算。作用于前墙的土压力计算可忽略卸荷承台桩基遮帘土压力的作用。图中所示 b 点以上的土压力可不计卸荷承台底面以上的土体及荷载产生的土压力, c 点以下的土压力可按无卸荷承台的情况计算, b 、 c 点之间的土压力可按直线过渡。

6.3.19 整体卸荷式板桩码头的前墙内力可按前墙顶端与承台固接的单锚板桩结构进行计算,作用于前墙的土压力可按第 6.3.18 条的规定计算。

6.3.20 大中型码头卸荷式板桩码头结构宜考虑土体的弹塑性特性和桩土相互作用,采用三维数值分析法进行计算验证。

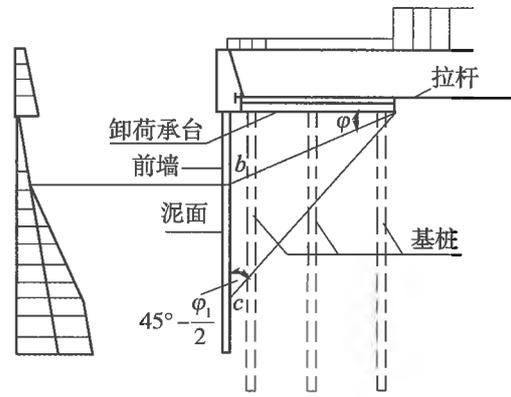


图 6.3.18 分离卸荷式板桩码头结构计算图式

整体稳定性验算

6.3.21 板桩码头整体稳定性的验算应符合现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定。

6.3.22 板桩码头的整体稳定计算应考虑滑动面通过墙前底端的情况。当墙前底端以下附近有软土层时,尚应验算滑动面通过软土层的情况。

6.3.23 当滑动面在锚碇结构前通过时,可不计拉杆对稳定性的影响。

6.4 构件设计

一般规定

6.4.1 钢筋混凝土板桩、预应力混凝土板桩和地下连续墙结构应进行强度设计。钢筋混凝土板桩和地下连续墙应验算裂缝宽度。预应力混凝土板桩应进行抗裂验算。

6.4.2 钢板桩、钢桩、钢导梁和钢拉杆应进行强度设计。

前 墙

6.4.3 前墙结构构件宜按偏心受压构件设计,轴向力较小时可按受弯构件设计。

6.4.4 钢板桩的单宽强度应满足下式要求:

$$\frac{\gamma_{CQ}}{1000} \left(\frac{N}{A} + \frac{M_{max}}{W_z} \right) \leq f_t \quad (6.4.4)$$

式中 γ_{CQ} ——综合分项系数,取 1.35;

N ——作用标准值产生的每米轴向力(kN);

M_{\max} ——作用标准值产生的每米板桩墙最大弯矩(kN·m)；
 A ——钢板桩的截面面积(m²/m)；
 W_z ——钢板桩的弹性抵抗矩(m³/m)；
 f_t ——钢材的强度设计值(N/mm²)，按现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)和现行国家标准《钢结构设计规范》(GB 50017)的规定采用。

6.4.5 采用U形钢板桩时，非焊接组合的U形钢板桩的截面惯性矩应进行折减。对于上部设有钢筋混凝土帽梁的U形钢板桩墙，折减系数可取0.9。焊接的组合U形钢板桩，截面惯性矩可不进行折减。

拉 杆

6.4.6 拉杆拉力的标准值应按下式计算：

$$R_A = \xi_R R_a l_a \sec \theta \quad (6.4.6)$$

式中 R_A ——拉杆拉力标准值(kN)；
 ξ_R ——拉杆受力不均匀系数，预先拉紧时，可采用1.35；
 R_a ——前墙每延米拉杆力标准值(kN/m)；
 l_a ——拉杆间距(m)；
 θ ——拉杆与水平面的夹角(°)。

6.4.7 钢拉杆可按中心受拉构件设计。拉杆杆体段直径可按下式计算：

$$d = 2 \sqrt{\frac{1000 R_A \gamma_{RA}}{\pi f_t}} + \Delta d \quad (6.4.7)$$

式中 d ——拉杆直径(mm)；
 R_A ——拉杆拉力的标准值(kN)；
 γ_{RA} ——拉杆拉力分项系数取1.35；
 f_t ——钢材的抗拉强度设计值(N/mm²)；
 Δd ——预留锈蚀量(mm)，可取2mm~3mm。

6.4.8 钢拉杆杆体连接部位和连接件应按与杆体等强度的原则设计。

锚 碇 结 构

6.4.9 锚碇结构构件宜按偏心受压构件设计，当轴向力较小时，可按受弯构件设计。无导梁或无肋的锚碇板、锚碇墙尚应进行冲切强度的验算，并在预留拉杆孔上下和左右两倍构件厚度的范围内设置加强筋。

6.4.10 锚碇钢板桩的强度可按第6.4.4条的规定计算。

帽梁、导梁和胸墙

6.4.11 钢筋混凝土帽梁可不进行强度计算，仅按构造配筋。系船柱块体与帽梁整体浇

筑而又不单设锚碇系统时,帽梁应按强度配筋,并验算裂缝宽度。帽梁的内力可按受系缆力水平分力作用的水平放置的弹性地基梁,采用基床系数法计算,基床系数可按式(6.4.11)计算:

$$K = \frac{3EI}{l^3bh} \quad (6.4.11)$$

式中 K ——基床系数(kN/m^3);
 E ——板桩墙的弹性模量(kN/m^2);
 I ——单位宽度板桩墙的截面惯性矩(m^4);
 l ——板桩墙在拉杆以上的悬臂长度(m);
 b ——板桩墙的计算宽度(m),取 1.0 m ;
 h ——帽梁的高度(m)。

6.4.12 导梁可按刚性支承连续梁计算,拉杆拉力标准值产生的导梁和导梁悬臂段的最大弯矩可按下列公式计算:

$$M_{\max} = \frac{1}{10}R_a l_a^2 \quad (6.4.12-1)$$

$$M_b = \frac{1}{2}R_a l_b^2 \quad (6.4.12-2)$$

式中 M_{\max} ——拉杆拉力标准值产生的导梁最大弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);
 R_a ——前墙每延米拉杆力标准值(kN/m);
 l_a ——拉杆间距(m);
 M_b ——拉杆拉力标准值产生的导梁悬臂段最大弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);
 l_b ——导梁悬臂段长度(m)。

6.4.13 胸墙计算应符合下列规定。

6.4.13.1 胸墙竖向可按拉杆处为固端的悬臂梁设计。主要荷载应为墙后主动土压力。系船柱块体与胸墙整体浇筑而又不设单独锚碇系统时,尚应考虑系缆力的作用,其作用宽度可按以 45° 向下扩散到拉杆处的原则确定。有波浪作用时,还应考虑墙后主动土压力与墙前波吸力的作用组合情况。

6.4.13.2 对工字形截面的胸墙可取下翼板为导梁;L形截面的胸墙可取平台板为导梁。导梁的内力可按第 6.4.12 条的规定计算。

6.4.14 钢筋混凝土导梁和胸墙应按强度配筋,并验算裂缝宽度。

6.4.15 钢导梁的强度应满足下式要求:

$$\frac{\gamma_{GQ}M_{\max}}{1000W} \leq f_t \quad (6.4.15)$$

式中 γ_{GQ} ——综合分项系数,取 1.35;
 M_{\max} ——作用标准值产生的导梁最大弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);
 W ——导梁的弹性抵抗矩(m^3);
 f_t ——钢材的强度设计值(N/mm^2)。

7 重力式码头

7.1 一般规定

一般要求

7.1.1 重力式码头平面布置可分为岸壁式和墩式。岸壁式码头可采用方块、沉箱、扶壁、坐床式圆筒以及现浇混凝土或浆砌石等结构形式；墩式码头可采用沉箱、方块或坐床式圆筒等结构形式。

7.1.2 剩余水头应根据码头排水条件和填料透水性能确定。墙后设置抛石棱体或回填料粗于中砂时，可不计算剩余水头。当墙后回填中砂或比中砂更细的填料时，对于受潮汐影响为主的码头，剩余水头的标准值可采用 $1/5 \sim 1/3$ 平均潮差；对于河港，其标准值可根据墙前水位及墙后地下水位情况确定；对由暴雨引起墙后地下水位变化的码头，尚应考虑由暴雨引起墙后地下水位升高增加的水头。

7.1.3 当重力式码头墙前进行波波高大于 1m 时，应考虑波浪作用。

7.1.4 波浪力的标准值应按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145) 的有关规定确定。波浪等条件比较复杂时，重力墩结构群墩中单个墩所受的波浪力应通过模型试验确定。

7.1.5 当装卸工艺对码头使用期变位有较高要求时，应分析引起变位的有关因素，并宜采取相应的结构或施工措施减少变位。

7.1.6 建筑物的构件材料重度、填料重度和内摩擦角的标准值宜通过试验确定。当无实测资料时，材料重度标准值可采用表 7.1.6-1 中的数值；填料重度和内摩擦角的标准值，对无黏性填料可采用表 7.1.6-2 中的数值，对黏性填料，可根据当地经验确定。

表 7.1.6-1 材料重度标准值

材料名称	重度标准值(kN/m^3)	
	水上	水下
浆砌块石	22 ~ 25	12 ~ 15
混凝土		13 ~ 14
钢筋混凝土	24 ~ 25	14 ~ 15

注：当石料重度大于 $26.5\text{kN}/\text{m}^3$ 时，浆砌块石的重度应适当提高。

7.1.7 重力式码头构件的混凝土强度等级应根据结构计算，按现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151) 的有关规定确定。对有防腐蚀要求的钢筋混凝土构件，应按现行行业标准《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》(JTJ 275) 的有关规定选定混

凝土强度等级。对在水位变动区有抗冻要求的钢筋混凝土构件,应按现行行业标准《水运工程混凝土质量控制标准》(JTS 202—2)的有关规定选定混凝土抗冻等级。

表 7.1.6-2 无黏性填料重度和内摩擦角的标准值

填 料 名 称	重度标准值(kN/m ³)		内摩擦角标准值(°)	
	水上(湿重度)	水下(浮重度)	水上	水下
细砂	18.0	9.0	30	28
中砂	18.0	9.5	35	35
粗砂	18.5	9.5	35	35
砾砂	18.5	10.5	35	28
碎石	17.0	11.0	38~40	38~40
煤渣	10.0~12.0	4.0~5.0	35~39	35~39
块石	17.0	17.0	45	45

注:①表中砂类土的数值适用于粒径小于0.1mm,细颗粒含量不超过10%的情况,当细颗粒含量超出此范围时应通过试验测定重度和内摩擦角值;

②在回淤严重的地区,填料内摩擦角的取值应考虑回淤的影响。

7.1.8 浆砌石结构的石料饱和单轴抗压极限强度不应低于50MPa,砌筑用水泥砂浆强度等级不应低于M10,勾缝水泥砂浆强度等级不应低于M20。对于内河小型码头,砂浆和石料的强度等级可适当降低。

7.1.9 重力式码头中钢筋混凝土构件的受力钢筋保护层厚度应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)和《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》(JTJ 275)的有关规定。

7.1.10 沿计算面的摩擦系数设计值,当无实测资料时可采用表7.1.10中的数值。

表 7.1.10 摩擦系数设计值

材 料		摩 擦 系 数
混凝土面与混凝土面		0.55
浆砌石面与浆砌石面		0.65
墙底与抛石基床顶面	墙身为预制混凝土结构	0.60
	墙身为预制浆砌石方块结构	0.65
抛石基床底面与地基土顶面	地基为细砂-粗砂	0.50~0.60
	地基为粉砂	0.40
	地基为砂质粉土	0.35~0.50
	地基为黏土、粉质黏土	0.30~0.45

注:①混凝土或浆砌石的胸墙与有预埋露头块石的卸荷板之间、混凝土胸墙与有伸出露头钢筋的预制件之间摩擦系数可采用1.0;

②墩身为预制混凝土结构的重力墩式码头,当作用于基床面的平均压强大于300kPa时,或回淤影响明显的港区,基床面难以避免落淤时,墩底与抛石基床顶面之间的摩擦系数可适当降低;

③当地基为换填抛石体时,抛石基床底面的摩擦系数可根据地基密实情况确定,有夯实处理时可取0.85,无夯实处理时可取0.75;当基床底面难以避免落淤时,抛石基床底面与抛石体之间的摩擦系数可适当降低。

作用及作用组合

7.1.11 重力式码头作用和作用组合应符合第3.2节的有关规定。

7.1.12 重力式码头承载能力极限状态的持久组合应进行下列计算或验算：

- (1) 对墙底面和墙身各水平缝及齿缝计算面前趾的抗倾稳定性；
- (2) 沿墙底面和墙身各水平缝的抗滑稳定性；
- (3) 沿基床底面的抗滑稳定性；
- (4) 基床和地基承载力；
- (5) 墙底面合力作用位置；
- (6) 整体稳定性；
- (7) 卸荷板、沉箱、扶壁、空心块体和圆筒等构件的承载力。

7.1.13 重力式码头承载能力极限状态的短暂组合应对施工期进行下列验算：

- (1) 有波浪作用,墙后尚未回填或部分回填时,已安装的下部结构在波浪作用下的稳定性；
- (2) 有波浪作用,胸墙后尚未回填或部分回填时,墙身、胸墙在波浪作用下的稳定性；
- (3) 墙后采用吹填时,已建成部分在水压力和土压力作用下的稳定性；
- (4) 施工期构件出运、安装时的稳定性与承载力。

7.1.14 当施工期短暂组合稳定性不满足要求时,应首先考虑从施工上采取措施。

7.1.15 重力式码头承载能力极限状态的地震组合验算应符合现行行业标准《水运工程抗震设计规范》(JTS 146)的有关规定。

7.1.16 重力式码头正常使用极限状态设计应按相应作用组合进行下列计算或验算：

- (1) 卸荷板、沉箱、扶壁、空心块体和圆筒等构件的裂缝宽度；
- (2) 地基沉降。

7.1.17 码头墙后单宽主动土压力的标准值宜按下列规定计算。

7.1.17.1 对无黏性填料,当 $-15^\circ \leq \alpha < \theta'$ 时,如图7.1.17所示,墙背土压力可按下列公式计算：

(1) 第二破裂角计算：

$$\theta' = \frac{1}{2}(90^\circ - \varphi) - \frac{1}{2} \left[\sin^{-1} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right) - \beta \right]$$

(7.1.17-1)

(2) 第 n 层填料顶层的土压力强度计算：

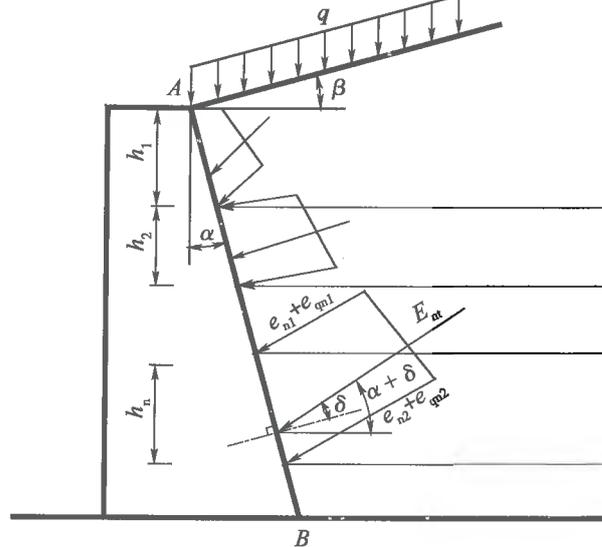


图7.1.17 无黏性填料土压力图

α -墙背与铅垂线的夹角; β -地面与水平面的夹角; δ -填料与墙背的摩擦角; $e_{n1} + e_{qn1}$ 、 $e_{n2} + e_{qn2}$ -墙背上第 n 层填料顶层、底层的土压力强度; E_n -第 n 层填料土压力合力; h_1 、 h_2 、 h_n -第1、2、 n 层填料的厚度; q -地面上的均布荷载

永久作用

$$e_{n1} = \left(\sum_{i=0}^{n-1} \gamma_i h_i \right) K_{an} \cos \alpha \quad (7.1.17-2)$$

可变作用

$$e_{qn1} = q K_q K_{an} \cos \alpha \quad (7.1.17-3)$$

$$K_q = \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (7.1.17-4)$$

$$K_{an} = \frac{\cos^2(\varphi_n - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta_n) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_n + \delta_n) \sin(\varphi_n - \beta)}{\cos(\alpha + \delta_n) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (7.1.17-5)$$

(3) 第 n 层填料底层的土压力强度计算:

永久作用

$$e_{n2} = \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \right) K_{an} \cos \alpha \quad (7.1.17-6)$$

可变作用

$$e_{qn2} = q K_q K_{an} \cos \alpha \quad (7.1.17-7)$$

(4) 第 n 层填料的土压力合力计算:

永久作用

$$E_n = \frac{1}{2} (e_{n1} + e_{n2}) \frac{h_n}{\cos \alpha} \quad (7.1.17-8)$$

可变作用

$$E_{qn} = q K_q K_{an} h_n \quad (7.1.17-9)$$

(5) 第 n 层填料永久作用土压力合力的水平分力计算:

$$E_{Hn} = 0.5 \left(2 \sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i + \gamma_n h_n \right) h_n K_{an} \cos(\alpha + \delta_n) \quad (7.1.17-10)$$

(6) 第 n 层填料可变作用土压力合力的水平分力计算:

$$E_{qHn} = q K_q K_{an} h_n \cos(\alpha + \delta_n) \quad (7.1.17-11)$$

式中 θ' ——第二破裂角($^\circ$);

φ ——填料内摩擦角标准值($^\circ$);

β ——地面与水平面的夹角($^\circ$),在水平面以上为正,在水平面以下为负,且 $|\beta| \leq \varphi_n$;

e_{n1} ——墙背上第 n 层填料顶层由墙后回填料自重力产生的永久作用土压力强度(kPa);

γ_i ——第 i 层填料的重度标准值(kN/m^3), $\gamma_0 = 0$;

h_i ——第 i 层填料的厚度标准值(m), $h_0 = 0$;

K_{an} ——第 n 层填料的主动土压力系数;

α ——墙背与铅垂线的夹角($^\circ$),仰斜如图 7.1.17 所示为正,俯斜为负;

e_{qn1} ——墙背上第 n 层填料顶层由码头面均布荷载产生的可变作用土压力强度(kPa);

- q ——地面上的均布荷载标准值,地面倾斜时为单位斜面积上的重力(kPa);
 K_q ——地面荷载系数;
 φ_n ——第 n 层填料的内摩擦角标准值($^\circ$);
 δ_n ——第 n 层填料与墙背的摩擦角标准值,即外摩擦角标准值($^\circ$);
 e_{n2} ——第 n 层填料底层的永久作用土压力强度(kPa);
 e_{qn2} ——第 n 层填料底层的可变作用土压力强度(kPa);
 E_n ——第 n 层填料的永久作用土压力合力标准值(kN/m);
 h_n ——第 n 层填料的厚度(m);
 E_{qn} ——第 n 层填料的永久作用土压力合力标准值(kN/m);
 E_{Hn} ——第 n 层填料永久作用土压力合力的水平分力标准值(kN/m);
 γ_n ——第 n 层填料的重度标准值(kN/m³);
 E_{qHn} ——第 n 层填料可变作用土压力合力的水平分力标准值(kN/m)。

7.1.17.2 对无黏性填料,土压力计算的常用图式、土压力系数和破裂角的数值可按附录 N 确定。当地面为水平时,对 $\alpha \geq 20^\circ$ 的阶梯形方块码头以及墙背粗糙且倾角 $\alpha \geq 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ 或墙身为 L 形的情况,墙踵垂面或墙后填料内各计算垂面土压力的主动土压力系数可按下列式计算:

$$K_{an} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right) \quad (7.1.17-12)$$

式中 K_{an} ——第 n 层填料的主动土压力系数;
 φ_n ——第 n 层填料的内摩擦角标准值($^\circ$)。

7.1.17.3 对黏性土,土压力可按考虑黏聚力的公式计算或按楔体极限平衡图解法确定,有经验时可采用等代内摩擦角,按无黏性填料计算。当地面为水平时,在铅垂墙背或计算垂面上的土压力强度可按下列公式计算:

永久作用部分

$$e_{aH} = \gamma h K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (7.1.17-13)$$

可变作用部分

$$e_{aqH} = q K_a \quad (7.1.17-14)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7.1.17-15)$$

式中 e_{aH} ——永久作用部分土压力强度(kPa),当 $e_{aH} \leq 0$ 时,取 $e_{aH} = 0$;

γ ——填料的重度标准值(kN/m³);

h ——填料的厚度标准值(m);

K_a ——主动土压力系数;

c ——土的黏聚力标准值(kPa);

e_{aqH} ——可变作用部分土压力强度(kPa);

q ——地面上的均布荷载标准值,地面倾斜时为单位斜面积上的重力(kPa);

φ ——填料的内摩擦角标准值(°)。

7.1.17.4 当墙后回填范围受土质坚硬的陡坡限制,切坡面陡于填料不受限制的破裂面时,应以陡坡面为滑动破裂面,按力系平衡法计算土压力。直接浇筑在岩基上的码头,墙后土压力可采用主动土压力的 1.25 倍。

7.1.18 根据墙背形式、粗糙程度和地面坡度等,墙背与填料的摩擦角的标准值可按下列规定确定:

(1) 仰斜的混凝土或砌体墙背采用 1/2 ~ 2/3 倍填料内摩擦角标准值;阶梯形墙背采用 2/3 倍填料内摩擦角标准值;

(2) 垂直的混凝土或砌体墙背采用 1/3 ~ 1/2 倍填料内摩擦角标准值;卸荷板以下墙背采用 1/3 倍填料内摩擦角标准值;

(3) 俯斜的混凝土或砌体墙背采用 1/3 倍填料内摩擦角标准值。

7.1.19 减压棱体和卸荷板对土压力的影响,如图 7.1.19 所示,可按下列规定确定:

(1) 对减压棱体,当破裂面通过两种填料时,出坡点 P 以上和以下分别按两种填料计算土压力,出坡点 P 的位置按 $\bar{\theta}$ 近似确定, $\bar{\theta}$ 值按两种填料的破裂角标准值按层厚加权平均确定;

(2) 对卸荷板, M 点以上的土压力可不计卸荷板底面以上重力的影响, N 点以下的土压力按无卸荷板的情况计算, M 、 N 之间按直线过渡。

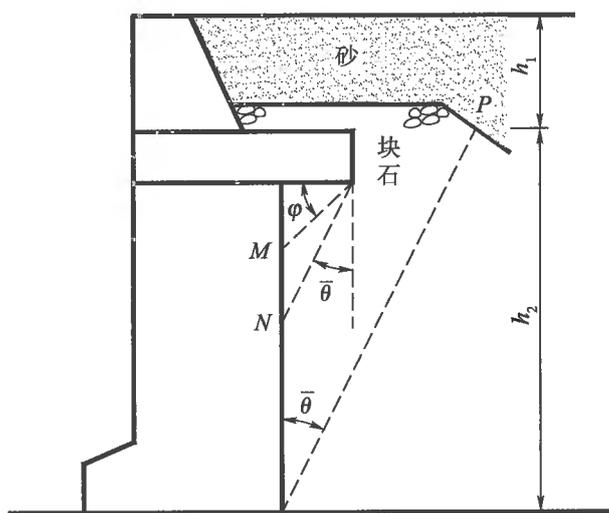


图 7.1.19 有减压棱体和卸荷板时土压力计算图

φ -填料内摩擦角; P -出坡点; M 、 N -卸荷板作用影响点; $\bar{\theta}$ -加权平均破裂角; h_1 -上层填料计算厚度; h_2 -下层填料计算厚度

7.1.20 墙背第 n 层填料主动土压力合力的竖向分力可按下列公式计算:

$$E_{nV} = 0.5 \left(2 \sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i + \gamma_n h_n \right) h_n K_{an} \sin(\alpha + \delta_n) \quad (7.1.20-1)$$

$$E_{nqV} = q K_q h_n K_{an} \sin(\alpha + \delta_n) \quad (7.1.20-2)$$

式中 E_{nV} ——第 n 层填料永久作用土压力合力的竖向分力标准值(kN/m);

γ_i ——第 i 层填料的重度标准值(kN/m³), $\gamma_0 = 0$;

h_i ——第 i 层填料的厚度标准值(m), $h_0 = 0$;

- γ_n ——第 n 层填料的重度标准值(kN/m^3)；
 h_n ——第 n 层填料的厚度(m)；
 K_{an} ——第 n 层填料的主动土压力系数；
 α ——墙背与铅垂线的夹角($^\circ$)，仰斜如图 7.1.17 所示为正，俯斜为负；
 δ_n ——第 n 层填料与墙背的摩擦角标准值($^\circ$)，即外摩擦角标准值；
 E_{nqv} ——第 n 层填料可变作用土压力合力的竖向分力标准值(kN/m)；
 q ——地面上的均布荷载标准值(kPa)，地面倾斜时为单位斜面积上的重力；
 K_q ——地面荷载系数，按式(7.1.17-4)计算。

7.1.21 码头墙前土压力标准值可按被动土压力计算。当地面水平时，土压力强度可按下列公式计算：

对无黏性填料

$$e_p = (q_p + \gamma h) K_p \quad (7.1.21-1)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7.1.21-2)$$

对于黏性土

$$e_p = (q_p + \gamma h) K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (7.1.21-3)$$

- 式中 e_p ——墙前被动土压力强度(kPa)；
 q_p ——墙前床面上均布荷载标准值(kPa)；
 γ ——填料的重度标准值(kN/m^3)；
 h ——填料的厚度标准值(m)；
 K_p ——被动土压力系数；
 c ——土的黏聚力标准值(kPa)。

7.2 一般构造

基础与基槽

7.2.1 重力式码头的基础应根据地基情况、施工条件和结构形式进行处理。

7.2.2 对于岩石地基，当预制构件直接坐落在岩面上时，应以二片石、碎石整平岩面，其厚度不应小于 0.3m；岩面较低时也可采用抛石基床基础。当墙身采用现场浇筑混凝土或浆砌石结构时，可直接坐在岩面上。当岩面向水域倾斜时，墙身砌体下的岩面宜做成阶梯形断面，阶梯断面最低一层台阶宽度不宜小于 1m。

7.2.3 对于非岩石地基，采用水下安装的预制结构时，应设置抛石基床。采用现场浇筑混凝土或浆砌石结构，地基承载力不足时应设置基础，基础可采用块石基床、钢筋混凝土基础板或桩基等形式；地基承载力足够时可设置 100mm ~ 200mm 厚的混凝土垫层，其埋置深度应在冲刷线以下并不宜小于 0.5m。

7.2.4 抛石基床根据码头水深、地形和地基情况可采用暗基床、明基床或混合基床等形式，如图 7.2.4 所示。

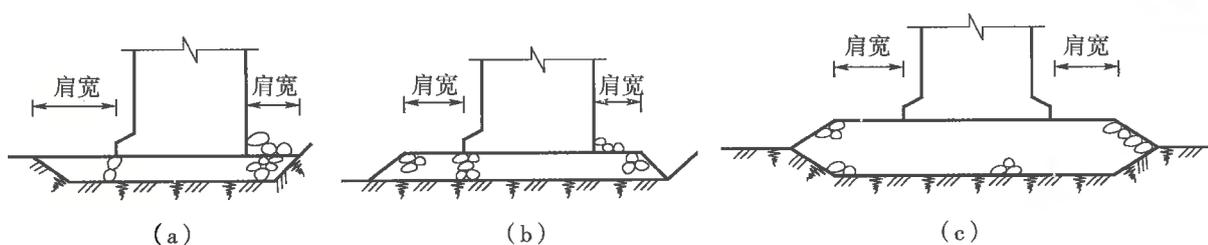


图 7.2.4 抛石基床断面形式图

(a)暗基床;(b)明基床;(c)混合基床

7.2.5 抛石基床的厚度应满足下列要求:

- (1) 当基床顶面应力大于地基承载力时,按地基承载力计算确定,并不小于 1m;
- (2) 当基床顶面应力不大于地基承载力时,不小于 0.5m。

7.2.6 当基槽抛石较厚时,计算确定的基床底面以下的抛石体可按地基换填处理。

7.2.7 基床底宽不宜小于码头墙底宽度与 2 倍基床厚度之和,如图 7.2.7 所示。

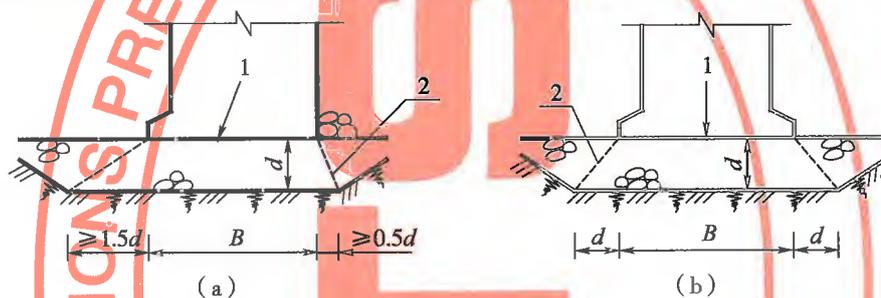


图 7.2.7 抛石基床应力扩散线图

(a)墙后有填土;(b)墙后无填土

1-合力;2-应力扩散线

d-基床厚;B-建筑物底宽

7.2.8 基槽近岸开挖时,开挖坡度应根据稳定性计算确定,底宽应根据地基承载力验算确定。

7.2.9 水下施工的抛石基床可采用重锤夯实,亦可采用爆夯法或其他可行的方法密实。在新旧码头结合处,应采取措施保证旧码头结构的安全。

7.2.10 基床肩宽应根据码头高度和基床厚度确定。夯实基床的肩宽不宜小于 2m,采用水下爆夯法密实时宜适当加宽;不夯实基床的肩宽不应小于 1m。

7.2.11 当码头前沿流速较大,地基土有被冲刷的危险时,应采取加大基床外肩宽度、放缓边坡、增大埋置深度等护底措施或按现行行业标准《防波堤设计与施工规范》(JTS 154—1)的有关规定执行。

7.2.12 基床块石宜采用 10kg ~ 100kg 的块石,对厚度不大于 1m 的薄基床宜采用较小的块石;基床厚度较大时,基床表层 2m 以下的块石重量范围可适当放宽。

7.2.13 基床块石石料材质应满足下列要求:

- (1) 饱和单轴极限抗压强度,对夯实基床不低于 50MPa,对不夯实基床不低于 30MPa;
- (2) 未风化、不成片状和无严重裂纹。

7.2.14 对夯实基床,当地基为松散砂基或采用换砂处理时,宜在基床底层设置 0.3m ~ 0.5m 厚的二片石垫层。

7.2.15 当抛石基床以下采用抛石换填并爆夯密实时,块石重量可采用 1kg ~ 500kg,块石饱和单轴极限抗压强度不宜低于 30MPa。

7.2.16 抛石基床应预留沉降量。对于夯实的基床,可仅按地基沉降量预留;对于不夯实的基床,还应考虑基床本身的沉降量。基床顶面预留的向墙后倾斜的坡度,应根据地基土性质、基床厚度、基底应力分布、墙身结构形式、荷载和施工方法等因素确定,其坡度可采用 0 ~ 1.5%。

墙身与胸墙

7.2.17 码头墙身结构底部突出部分与船壳舳龙骨之间的最小净距不应小于 0.3m。

7.2.18 重力式码头墙身必须沿长度方向设置变形缝。

7.2.19 变形缝的缝宽可采用 20mm ~ 50mm,做成上下垂直通缝。现场浇筑混凝土或浆砌石部位的变形缝宜用弹性材料填充。变形缝的间距应根据气温情况、结构形式、地基条件和基床厚度确定,宜采用 10m ~ 30m。在下列位置应设置变形缝:

- (1) 新旧建筑物衔接处;
- (2) 码头水深或结构形式改变处;
- (3) 地基土质差别较大处;
- (4) 基床厚度突变处;
- (5) 沉箱或圆筒接缝处。

7.2.20 码头端部宜设置翼墙或在顺岸方向做成斜坡。当翼墙长度超过 10m 时,应设置变形缝。

7.2.21 卸荷板应采用钢筋混凝土结构,卸荷板的悬臂长度和厚度应通过计算确定。悬臂长度可取 1.5m ~ 3.5m,厚度可取 0.8m ~ 1.5m。

7.2.22 对于受冰冻作用的码头,临水面除应按第 7.1.7 条、第 7.1.9 条的规定确定相应的混凝土抗冻等级、加大钢筋保护层外,尚可采用钢筋混凝土板镶面、花岗岩镶面或抗蚀性强、抗磨性高和抗冻性好的材料镶面等增强耐久性的措施,防护范围可取流冰期设计高水位以上 0.5m 至设计低水位以下 1.0m,花岗岩镶面技术宜符合附录 P 的有关规定。

7.2.23 扶壁、沉箱和空心块体等构件折角处宜设置加强角,如图 7.2.23 所示,其尺寸可采用 150mm ~ 200mm。

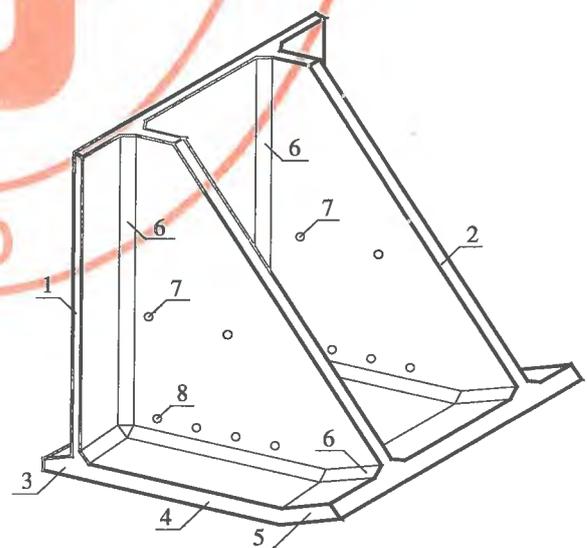


图 7.2.23 预制扶壁结构立体示意图

1-立板;2-肋板;3-趾板;4-内底板;5-尾板;6-加强角;
7-吊孔;8-通水孔

7.2.24 胸墙可采用下列结构类型:

- (1) 现场浇筑混凝土结构;
- (2) 浆砌石结构;
- (3) 预制混凝土块体结构。

7.2.25 胸墙前沿线可比下部预制构件前沿线前移 100mm~200mm。扶壁构件应伸入现浇胸墙,伸入长度宜取 100mm。采用预制安装混凝土胸墙时,预制块之间应采取良好的整体联系措施。

7.2.26 胸墙应有良好的整体性和足够的强度及刚度。当墙身构件单块长度较大时,胸墙宜增设变形缝,分段长度不宜大于 15m。

7.2.27 内设管沟的单薄胸墙应通过计算配置钢筋。

7.2.28 现浇胸墙底部高程不宜低于施工水位。施工水位应根据结构形式、水文条件、施工能力和工程量等综合分析确定。

7.2.29 胸墙底宽应根据计算确定,顶宽不宜小于 0.8m。对于停靠小型内河船舶的码头,顶宽不宜小于 0.5m。

7.2.30 胸墙顶面高程宜预留沉降量。

墙后回填和倒滤层、倒滤井

7.2.31 重力式码头墙后填料宜选用渗水性好的材料。

7.2.32 重力式码头必须采取防止回填材料流失的倒滤措施。

7.2.33 倒滤措施可采用下列形式:

- (1) 在墙后抛填棱体面上设置倒滤层;
- (2) 在墙身接缝处设置倒滤井或倒滤空腔,其形式按附录 Q 的规定确定。

7.2.34 减压棱体的设置以及减压棱体的断面尺寸,宜根据结构形式和当地材料情况通过技术经济比较确定。分级式棱体不宜多于两级。

7.2.35 抛填棱体的材料可选用块石或当地产量大、价廉、坚固、质轻、内摩擦角大的其他材料。

7.2.36 棱体顶面高出墙身不宜小于 0.5m。在棱体的顶面、坡面、胸墙变形缝、卸荷板顶面接缝处应设置倒滤层。

7.2.37 抛石棱体顶面和坡面的表层应抛设 0.5m~0.8m 厚的二片石,其上再设置倒滤层。倒滤层可采用碎石倒滤层或碎石与土工织物结合使用的倒滤层。

7.2.38 碎石倒滤层可采用分层或不分层倒滤层。分层倒滤层可由碎石层、5mm~20mm “瓜米石”、粗砂或砾砂层组成,每层厚度不宜小于 0.3m,总厚度不宜小于 0.6m;不分层的混合石料倒滤层应采用级配较好的混合石料,如石渣、砂卵石等,其厚度不得小于 0.8m,或采用粒径 5mm~100mm 的碎石,其厚度不得小于 0.6m。对多级棱体,水下倒滤层厚度宜适当加大。

7.2.39 土工织物的搭接宽度可取 1m。直接设置在墙身接缝处的土工织物宜采用双层结构,土工织物应有较大的垂直渗透系数和伸长率,并应有较高的抗拉、抗撕裂强度和较好的抗老化性能。

7.2.40 抛填棱体及碎石倒滤层的坡度应根据所用材料的水下自然坡角确定。抛石棱体坡度可采用 1:1, 碎石层坡度可采用 1:1.5。施工期间有波浪影响时, 坡度应适当放缓。

7.3 结构与构件计算

码头稳定性验算

7.3.1 重力式码头应进行稳定性验算。

7.3.2 对岸壁码头, 沿墙底面、墙身各水平缝和基床底面的抗滑稳定性可按下列公式验算:

(1) 不考虑波浪作用, 且由可变作用产生的土压力为主导可变作用时

$$\begin{aligned} & \gamma_0 (\gamma_E E_H + \gamma_{PW} P_W + \gamma_E E_{qH} + \Psi \gamma_{PR} P_{RH}) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G G + \gamma_E E_V + \gamma_E E_{qV}) f \end{aligned} \quad (7.3.2-1)$$

(2) 不考虑波浪作用, 沿胸墙底面的抗滑稳定性验算, 系缆力为主导可变作用时

$$\begin{aligned} & \gamma_0 (\gamma_E E_H + \gamma_{PW} P_W + \gamma_{PR} P_{RH} + \Psi \gamma_E E_{qH}) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G G + \gamma_E E_V - \gamma_{PR} P_{RV} + \Psi \gamma_E E_{qV}) f \end{aligned} \quad (7.3.2-2)$$

(3) 考虑波浪作用, 波浪力为主导可变作用时

$$\begin{aligned} & \gamma_0 (\gamma_E E_H + \gamma_{PW} P_W + \gamma_P P_B + \Psi \gamma_E E_{qH}) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G G + \gamma_E E_V + \gamma_U P_{BU} + \Psi \gamma_E E_{qV}) f \end{aligned} \quad (7.3.2-3)$$

(4) 考虑波浪作用, 堆载土压力为主导可变作用时

$$\begin{aligned} & \gamma_0 (\gamma_E E_H + \gamma_{PW} P_W + \gamma_E E_{qH} + \Psi \gamma_P P_B) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G G + \gamma_E E_V + \gamma_E E_{qV} + \Psi \gamma_U P_{BU}) f \end{aligned} \quad (7.3.2-4)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数, 按表 3.2.2 取值;

γ_E ——土压力分项系数, 按表 3.2.6 取值;

E_H 、 E_V ——分别为计算面以上永久作用总主动土压力的水平分力标准值和竖向分力标准值(kN);

γ_{PW} ——剩余水压力分项系数, 按表 3.2.6 取值;

P_W ——作用在计算面以上的剩余水压力的标准值(kN);

E_{qH} 、 E_{qV} ——分别为计算面以上可变作用总主动土压力的水平分力标准值和竖向分力标准值(kN);

Ψ ——作用组合系数, 持久组合取 0.7, 短暂组合取 1.0;

γ_{PR} ——系缆力分项系数, 按表 3.2.6 取值;

P_{RH} 、 P_{RV} ——分别为系缆力水平分力的标准值和竖向分力标准值(kN);

γ_d ——结构调整系数, 无波浪作用或波浪为非主导可变作用时取 1.0, 有波浪作用并为主导可变作用时取 1.1;

- γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;
- G ——作用在计算面上的结构自重力的标准值(kN);
- f ——沿计算面的摩擦系数设计值,按第 7.1.10 条的规定确定;
- γ_P ——波浪水平力分项系数,按表 3.2.6 取值;
- P_B ——波谷作用时计算面以上水平波浪力的标准值(kN);
- γ_U ——波浪浮托力分项系数,按表 3.2.6 取值;
- P_{BU} ——波谷作用时作用在计算底面上的波浪浮托力的标准值(kN)。

7.3.3 对墩式码头,沿墩底面、墩身各水平缝和基床底面的抗滑稳定性可按下列公式验算:

(1)波浪力作用时

$$\gamma_0 \gamma_P P \leq (\gamma_G V_K - \gamma_U P_U) f \quad (7.3.3-1)$$

(2)船舶撞击力作用时

$$\gamma_0 \gamma_{PZ} P_Z \leq \gamma_G V_K f \quad (7.3.3-2)$$

- 式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 取值;
- γ_P ——波浪水平压力分项系数,按表 3.2.6 取值;
- P ——波峰作用时水平波压力的标准值(kN);
- γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;
- V_K ——作用在计算面上不包括波浪浮托力的竖向合力标准值(kN);
- γ_U ——波浪浮托力分项系数,按表 3.2.6 取值;
- P_U ——波峰作用时作用在计算面上的波浪浮托力的标准值(kN);
- f ——沿计算面的摩擦系数设计值,按第 7.1.10 条规定确定;
- γ_{PZ} ——船舶撞击力的分项系数,按表 3.2.6 取值;
- P_Z ——船舶撞击力的标准值(kN)。

7.3.4 对岸壁式码头,墙底面和墙身各水平缝及齿缝计算面前趾的抗倾稳定性可按下列公式验算:

(1)不考虑波浪作用,且由可变作用产生的土压力为主导可变作用时

$$\begin{aligned} & \gamma_0 (\gamma_E M_{EH} + \gamma_{PW} M_{PW} + \gamma_E M_{EqH} + \Psi \gamma_{PR} M_{PR}) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G M_G + \gamma_E M_{EV} + \gamma_E M_{EqV}) \end{aligned} \quad (7.3.4-1)$$

(2)不考虑波浪作用,对胸墙底面前趾的抗倾稳定性验算,系缆力产生的倾覆力矩为主导可变作用时

$$\begin{aligned} & \gamma_0 (\gamma_E M_{EH} + \gamma_{PW} M_{PW} + \gamma_{PR} M_{PR} + \Psi \gamma_E M_{EqH}) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G M_G + \gamma_E M_{EV} + \Psi \gamma_E M_{EqV}) \end{aligned} \quad (7.3.4-2)$$

(3)考虑波浪作用,且波浪力为主导可变作用时

$$\begin{aligned} & \gamma_0 (\gamma_E M_{EH} + \gamma_{PW} M_{PW} + \gamma_P M_{PB} + \Psi \gamma_E M_{EqH}) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G M_G + \gamma_E M_{EV} + \gamma_U M_{PBU} + \Psi \gamma_E M_{EqV}) \end{aligned} \quad (7.3.4-3)$$

(4) 考虑波浪作用, 堆载压力为主导可变作用时

$$\begin{aligned} & \gamma_0(\gamma_E M_{EH} + \gamma_{PW} M_{PW} + \gamma_E M_{EqH} + \Psi \gamma_P M_{PB}) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d}(\gamma_G M_G + \gamma_E M_{EV} + \gamma_E M_{EqV} + \Psi \gamma_U M_{PBU}) \end{aligned} \quad (7.3.4-4)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数, 按表 3.2.2 取值;

γ_E ——土压力分项系数, 按表 3.2.6 取值;

M_{EH} ——永久作用总土压力的水平分力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

γ_{PW} ——剩余水压力分项系数, 按表 3.2.6 取值;

M_{PW} ——剩余水压力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

M_{EqH} ——可变作用总土压力的水平分力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

ψ ——作用组合系数, 持久组合取 0.7, 短暂组合取 1.0;

γ_{PR} ——系缆力分项系数, 按表 3.2.6 取值;

M_{PR} ——系缆力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

γ_d ——结构调整系数, 无波浪作用或波浪为非主导可变作用时取 1.25, 有波浪作用并为主导可变作用时取 1.35;

γ_G ——自重力分项系数, 取 1.0;

M_G ——结构自重力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

M_{EV} ——永久作用总土压力的竖向分力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

M_{EqV} ——可变作用总土压力的竖向分力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

γ_P ——波浪水平压力分项系数, 按表 3.2.6 取值;

M_{PB} ——波谷作用时水平波浪力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

M_{PBU} ——波谷作用时作用在计算底面上的波浪浮托力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m)。

7.3.5 墩式码头, 对墩底面和墩身各水平缝及齿缝计算面前趾的抗倾稳定性可按下列公式验算:

(1) 波浪力作用时

$$\gamma_0(\gamma_P M_P + \gamma_U M_{PU}) \leq \frac{1}{\gamma_d} \gamma_G M_{VK} \quad (7.3.5-1)$$

(2) 船舶撞击力作用时

$$\gamma_0 \gamma_{PZ} M_{PZ} \leq \frac{1}{\gamma_d} \gamma_G M_{VK} \quad (7.3.5-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数, 按表 3.2.2 取值;

γ_P ——波浪水平压力分项系数, 按表 3.2.6 取值;

M_P ——波峰作用时波浪力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

γ_U ——波浪浮托力分项系数, 按表 3.2.6 取值;

M_{PU} ——波峰作用时, 作用在计算底面前趾上的波浪浮托力标准值对计算面的倾覆力矩(kN·m);

- γ_d ——结构调整系数,取 1.25;
- γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;
- M_{VK} ——作用在计算面前趾上不包括波浪浮托力的竖向合力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);
- γ_{PZ} ——船舶撞击力分项系数,按表 3.2.6 取值;
- M_{PZ} ——船舶撞击力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m)。

7.3.6 有条件时,重力式码头的抗滑、抗倾稳定性也可采用附录 R 的方法,按可靠指标 β 进行验算。

7.3.7 沿基床底面的抗滑稳定性应按图 7.3.7 所示的图式验算。基床中通过墙踵或后趾的直立面上应考虑主动土压力作用,其分项系数 γ_E 可采用表 3.2.6 中的数值;考虑 EE' 面上的被动土压力 E_p 时,应在第 7.3.2 条和第 7.3.3 条公式中增加抗力 E_p 项, E_p 可按第 7.1.21 条的有关规定计算,并乘以折减系数 0.3 作为标准值。基床厚度较薄或墙前土层软弱时可不考虑 E_p 。基床肩宽较大时,应考虑 EE' 面在基床前端以内的可能性。对于明基床,基床前肩宽度较小、厚度较大时,尚应验算墙踵或后趾至前肩坡脚的抗滑稳定性。

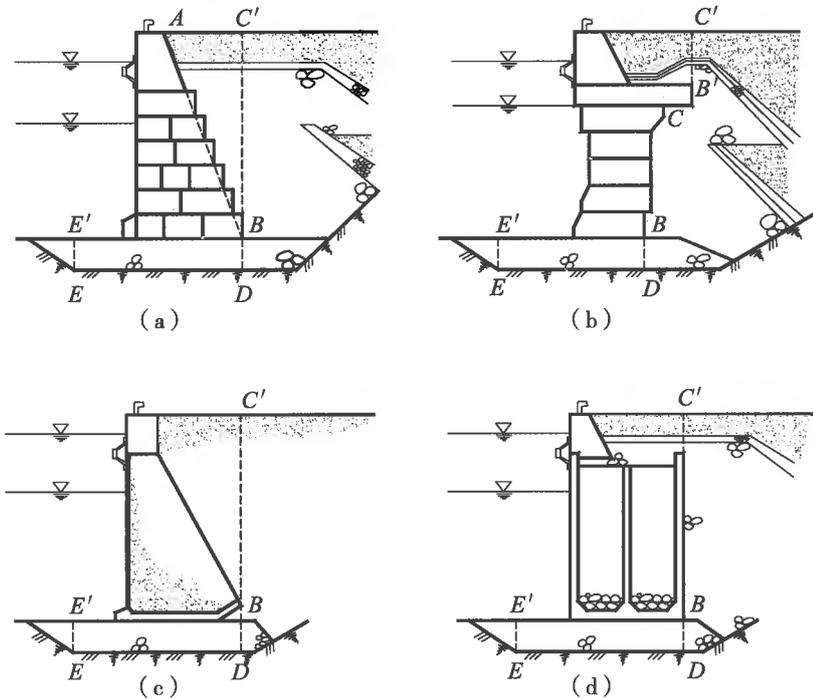


图 7.3.7 沿基床底水平滑动稳定性计算图式

(a) 阶梯式方块码头; (b) 卸荷板式方块码头; (c) 扶壁码头; (d) 沉箱码头

承载力、沉降和整体稳定性

7.3.8 基床承载力应按下列式验算:

$$\gamma_0 \gamma_\sigma \sigma_{\max} \leq \sigma_R \tag{7.3.8}$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 取值;

γ_σ ——综合分项系数,可取 1.0;

σ_{\max} ——基床顶面最大应力标准值(kPa);

σ_R ——基床承载力设计值(kPa),可取 600kPa;墩式码头或地基承载力较高时,可适当提高,但不应大于 800kPa。

7.3.9 墙底面为矩形时,单宽基床顶面应力标准值可按下列公式计算:

(1) 当 $\xi \geq \frac{B}{3}$ 时

$$\sigma_{\max} = \frac{V_K}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (7.3.9-1)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V_K}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (7.3.9-2)$$

$$e = \frac{B}{2} - \xi \quad (7.3.9-3)$$

$$\xi = \frac{M_R - M_o}{V_K} \quad (7.3.9-4)$$

(2) 当 $\xi < \frac{B}{3}$ 时

$$\sigma_{\max} = \frac{2V_K}{3\xi} \quad (7.3.9-5)$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad (7.3.9-6)$$

式中 σ_{\max} 、 σ_{\min} ——分别为抛石基床顶面的最大和最小应力标准值(kPa);

V_K ——作用在基床顶面的竖向合力标准值(kN/m);

B ——墙底宽度(m);

e ——墙底面合力标准值作用点的偏心距(m);

ξ ——合力作用点与墙前趾的距离(m);

M_R ——竖向合力标准值对墙底面前趾的稳定力矩(kN·m/m);

M_o ——倾覆力标准值对墙底面前趾的倾覆力矩(kN·m/m)。

7.3.10 墙底面为非矩形时,基床顶面应力标准值可按偏心受压计算。

7.3.11 在码头墙底宽度上,合力标准值作用点与前趾距离的最小值,对非岩石地基不宜小于墙底宽度的 1/4;对岩石地基可不受限制。

7.3.12 抛石基床底面的最大、最小应力标准值和合力标准值作用点的偏心距可按下列公式计算:

$$\sigma'_{\max} = \frac{B_1 \sigma_{\max}}{B_1 + 2d_1} + \gamma d_1 \quad (7.3.12-1)$$

$$\sigma'_{\min} = \frac{B_1 \sigma_{\min}}{B_1 + 2d_1} + \gamma d_1 \quad (7.3.12-2)$$

$$e' = \frac{(B_1 + 2d_1)(\sigma'_{\max} - \sigma'_{\min})}{6(\sigma'_{\max} + \sigma'_{\min})} \quad (7.3.12-3)$$

式中 σ'_{\max} 、 σ'_{\min} ——分别为抛石基床底面的最大和最小应力标准值(kPa)；

σ_{\max} 、 σ_{\min} ——分别为抛石基床顶面的最大和最小应力标准值(kPa)；

B_1 ——墙底面的实际受压宽度(m)， $\xi \geq \frac{B}{3}$ 时 $B_1 = B$ ， $\xi < \frac{B}{3}$ 时 $B_1 = 3\xi$ ， ξ 为合力作用点与墙前趾的距离， B 为墙底宽度；

d_1 ——抛石基床厚度(m)；

γ ——块石的水下重度标准值(kN/m³)；

e' ——抛石基床底面合力标准值作用点的偏心距(m)。

7.3.13 地基承载力的验算应符合现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定。基槽内有换填材料时，换填材料可视为地基的组成部分。换填材料为抛石时，抛石体的承载力可按下式验算：

$$\gamma_0 \gamma_{\sigma'} \sigma'_{\max} \leq \sigma'_R \quad (7.3.13)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数，按表3.2.2取值；

$\gamma_{\sigma'}$ ——综合分项系数，可取1.0；

σ'_{\max} ——基床底面最大应力标准值(kPa)；

σ'_R ——基槽换填抛石体承载力设计值(kPa)，未经夯实可取450kPa，经夯实可取550kPa。

7.3.14 码头与地基整体滑动稳定性验算应符合现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定。当地基浅层有软弱夹层或基槽内有换填处理时，尚应验算沿软弱夹层或基槽底面的复式滑动抗滑稳定性。

7.3.15 重力式码头地基沉降计算应符合现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定。沿码头长度方向使用荷载、地基压缩层厚度、土的压缩性有较大变化时，应分段计算沉降量。方块码头和扶壁码头计算断面地基平均沉降量不应大于200mm，坐床式圆筒码头不应大于250mm，沉箱码头不宜大于250mm。

7.3.16 对重力墩式码头，尚应计算断面不均匀沉降。墩的偏转角度限值，应根据使用要求确定。

构件强度与裂缝验算

7.3.17 构件承载力计算的作用分项系数应按表3.2.6取值，基床反力分项系数取1.35，静水压力及其浮托力分项系数取1.20。当自重力、固定设备重力和填料重力的合力接近或大于可变作用时，其作用分项系数取1.3。

7.3.18 构件裂缝宽度验算，对于持久状况的长期组合，作用在底板上的竖向作用宜取标准值乘以综合准永久值系数0.85。

7.4 方块码头

实心方块码头

7.4.1 实心方块码头断面可采用阶梯式、衡重式和卸荷板式等形式，如图7.4.1所示。

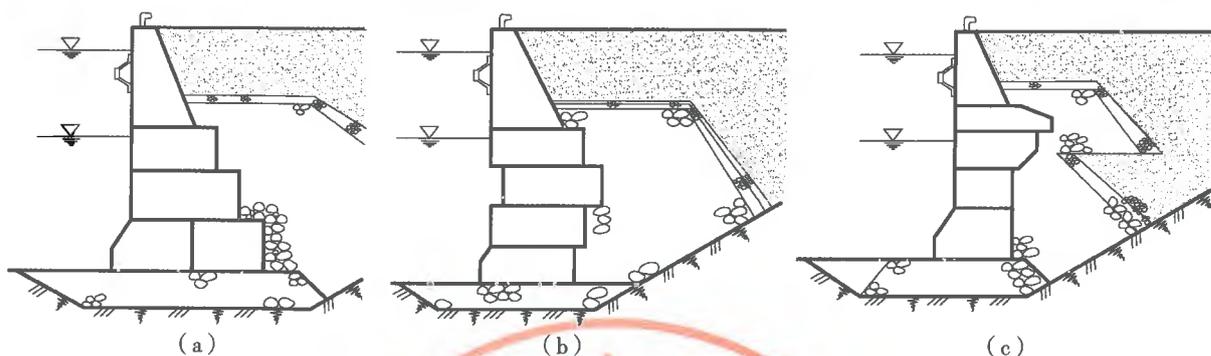


图 7.4.1 实心方块码头断面形式图
(a) 阶梯式; (b) 衡重式; (c) 卸荷板式

7.4.2 实心方块码头宜采用混凝土方块结构,其重量应根据施工安装设备起重能力确定。对小型实心方块码头,也可采用浆砌石方块结构。

7.4.3 混凝土实心方块长边尺寸与高度之比不应大于 3,短边尺寸与高度之比不宜小于 1,且短边尺寸不应小于 0.8m。当码头横断面各层只有一块方块,且方块的短边垂直码头岸线时,其短边尺寸与高度之比也可小于 1。对于个别部位的方块短边尺寸与高度之比不应小于 0.5。

7.4.4 方块间垂直砌缝的设计宽度宜采用 20mm ~ 30mm。上下两层相邻方块间垂直砌缝应互相错开,错缝间距应符合下列规定:

(1) 在横断面内不小于方块高度的 1/2 或 0.8m;

(2) 在纵断面内不小于方块高度的 1/3 或 0.5m。

7.4.5 卸荷板设计应进行后倾稳定性验算,其作用分项系数应采用表 3.2.6 中的数值。

7.4.6 卸荷板设计应进行承载力和裂缝宽度验算,其作用分项系数应采用表 3.2.6 中的数值。

7.4.7 混凝土和浆砌石实心方块宜预埋吊孔盒并采用丁字杆起吊。吊孔盒位置、数量应根据计算确定。

空心块体码头

7.4.8 空心块体码头墙身可采用单层或多层空心块体结构。

7.4.9 空心块体码头断面形式可分为有底空心块体和无底空心块体,如图 7.4.9 所示。有底空心块体腔内可回填块石或砂,无底空心块体腔内宜回填块石。多层空心块体及无底空心块体腔内回填砂时,应在水平缝处设置倒滤层。

7.4.10 空心块体横截面可采用工、II、T 和日形等形式。

7.4.11 空心块体码头宜采用一次出水的单层形式。采用多层空心块体时,码头宜采用通缝砌筑。空心块体码头的卸荷板不宜压缝设置。

7.4.12 多层空心块体尺寸(图 7.4.12),可按下列公式确定:

$$\frac{L}{H} \leq 3 \sqrt{\frac{C}{KB}} \quad (7.4.12-1)$$

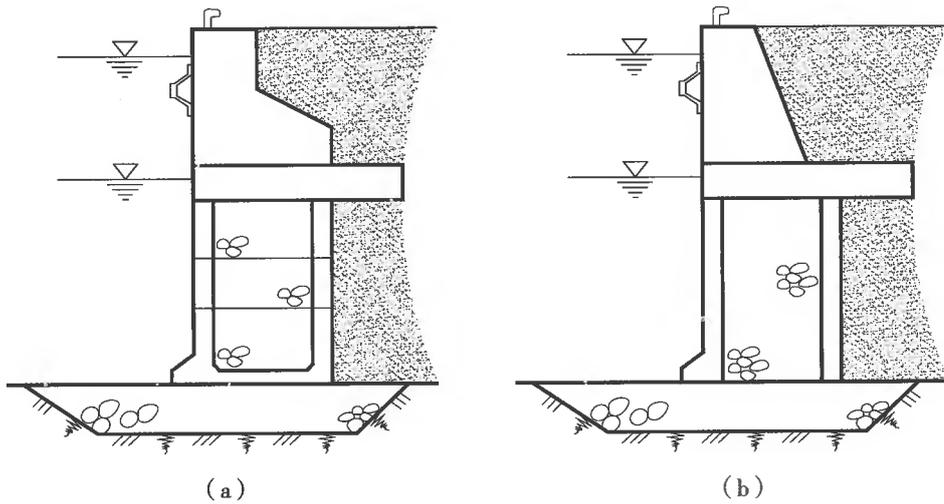


图 7.4.9 空心块体码头断面形式图

(a) 多层有底空心块体码头; (b) 单层无底空心块体码头

$$C = C_1 + C_2 \quad (7.4.12-2)$$

- 式中 L ——块体垂直码头岸线的外形边长(m);
 H ——块体高度(m);
 C ——块体沿码头岸线侧壁厚度的总和(m);
 K ——系数,可取 0.9;
 B ——块体外形宽度(m);
 C_1 、 C_2 ——块体沿码头岸线侧壁厚度(m)。

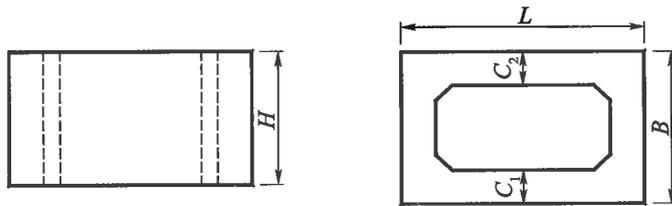


图 7.4.12 空心块体尺寸图

- 7.4.13** 空心块体壁厚不应小于 400mm。
7.4.14 空心块体的前趾应采用钢筋混凝土结构。
7.4.15 无底空心块体宜在顶部及底部配置钢筋混凝土圈梁。
7.4.16 有底空心块体底板宜采用钢筋混凝土结构。
7.4.17 单层空心块体起吊吊孔应设置在靠近重心的上方,吊孔直径应根据块体重量确定,孔径可采用 120mm ~ 250mm。吊孔受力钢筋应按计算确定。吊孔应配置带吊筋的钢套筒,套筒壁厚不应小于 5mm。对大型不配筋空心块体,宜在吊孔位置高度处加设圈梁。
7.4.18 一次出水的单层空心块体码头,其块体间垂直缝设计宽度宜采用块体高度的 4%,但不应小于 40mm。空心块体背后无抛填棱体时,应在垂直缝处设置倒滤空腔。
7.4.19 单层有底的空心块体在贴近底板的外壁或底板上应设置通水孔,通水孔可设 4 ~ 6 个,孔径取 100mm ~ 150mm。
7.4.20 单层空心块体重量应根据施工安装设备起重能力确定,块体沿码头岸线的长度

不宜小于高度的 1/3。

7.4.21 确定施工安装设备的起重能力时,应考虑吊具重力和预制件底板与预制场地面的粘结力。粘结力无实测资料时,可取 5kPa。

7.4.22 计算无底空心块体抗滑稳定性时,墙底与基床之间的摩擦系数设计值可取 0.65。

7.4.23 计算无底空心块体抗倾稳定性时,腔内填料起抗倾作用的竖向力标准值应按下列式计算:

$$G_R = W_0 - A_R \sigma_z \quad (7.4.23)$$

式中 G_R ——腔内起抗倾作用的填料重力标准值(kN);

W_0 ——腔内填料自重力标准值(kN);

A_R ——填料与基床直接接触面积(m^2);

σ_z ——直接作用在基床上的填料接触应力标准值(kPa),可按附录 S 计算。

7.4.24 空心块体的底板和墙趾等构件应按沉箱结构的有关规定设计,卸荷板设计应符合实心方块码头的有关规定。

7.4.25 大型多层空心块体码头应进行单体承载力计算。

7.4.26 空心块体采用吊孔吊装时,吊孔设计应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)的有关规定。

7.5 扶壁码头

7.5.1 钢筋混凝土扶壁结构可由立板、肋板和底板等构件组成,如图 7.2.23 所示。底板可分为趾板、内底板和尾板三部分,也可不设尾板。

7.5.2 预制扶壁外形尺寸应符合下列规定:

(1)高度按第 7.2.28 条的规定确定,扶壁顶面嵌入胸墙的深度可取 100mm;

(2)宽度按建筑物的稳定性和地基承载力确定;

(3)长度按施工安装设备起重能力确定,但不小于扶壁高度的 1/3。

7.5.3 扶壁的形式、肋板的数量和肋的间距应通过技术经济比较确定。双肋扶壁的立板宜将两端做成悬臂,并宜使支座弯矩接近跨中弯矩。

7.5.4 扶壁各构件尺寸应按计算确定,并应符合下列规定:

(1)立板厚度不小于 200mm;

(2)肋板厚度不小于 200mm,顶宽不小于 1m,底宽与扶壁底板宽相同;

(3)趾板长度不大于 1m,前端厚度不小于 150mm,内底板和尾板厚度不小于 250mm;

(4)扶壁底板两侧前后端的削减量取 20mm~40mm,如图 7.5.4 所示。

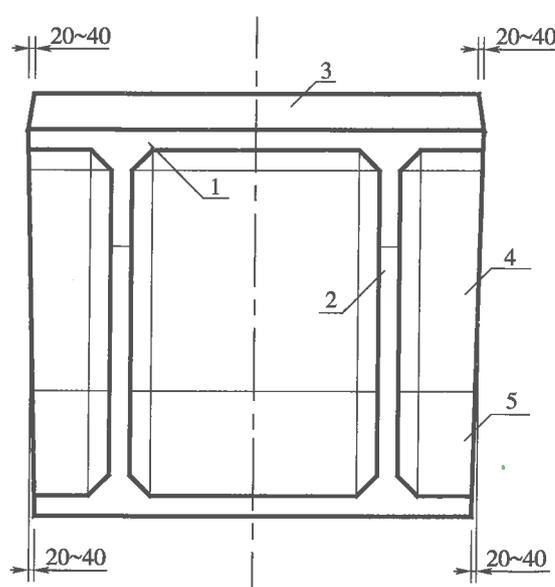


图 7.5.4 扶壁底板两侧削角图(单位:mm)

1-立板;2-肋板;3-趾板;4-内底板;5-尾板

7.5.5 预制扶壁可在肋板上设置吊孔,吊孔孔径取 120mm ~ 150mm,其位置应在预制件重心上方。

7.5.6 对设有尾板的扶壁,宜在肋板根部设置 4 ~ 6 个通水孔,通水孔孔径取 100mm ~ 150mm。

7.5.7 扶壁间垂直缝设计宽度宜采用扶壁高度的 4‰,但不应小于 40mm。扶壁背后无抛石棱体时,应在垂直缝设置倒滤井。倒滤井形式及其与胸墙的连接构造可按附录 Q 确定。

7.5.8 扶壁构件钢筋的配置应符合下列规定:

(1) 立板和肋板的竖向钢筋伸入胸墙的长度不小于 20 倍钢筋直径;

(2) 每个肋板的受力斜钢筋至少有 2 根伸入胸墙,其长度不小于 30 倍钢筋直径;

(3) 当立板、底板按单向板计算时,在立板与底板连接处设置附加钢筋,附加钢筋断面面积不小于板内受力钢筋断面面积的 1/3,长度不小于跨度的 1/4;

(4) 吊孔设计按第 7.4.17 条的有关规定执行。

7.5.9 扶壁结构应进行下列计算或验算:

(1) 立板、肋板和底板的正截面受弯承载力和裂缝宽度;

(2) 肋板的斜截面承载力;

(3) 肋板与立板和肋板与底板的连接处正截面受拉承载力;

(4) 吊孔处的承载力。

7.5.10 扶壁各构件计算时应考虑下列作用,其分项系数应采用表 3.2.6 中的数值。

(1) 立板及其与肋板连接处考虑地面使用荷载、土压力、剩余水压力和波谷作用的波浪力;

(2) 肋板考虑地面使用荷载、土压力、剩余水压力、波谷作用的波浪力和胸墙传来的外力;

(3) 底板及其与肋板的连接处考虑基床反力、底板自重、底板上填料垂直压力和地面使用荷载。

7.5.11 吊孔设计应取底板与预制场地的粘结力和吊装时的冲击力中的大值,与预制构件重力进行组合。

7.5.12 扶壁各构件的计算图式可按下列规定确定:

(1) 趾板按悬臂板;

(2) 肋板按悬臂梁;

(3) 单肋扶壁的立板、内底板和尾板按悬臂板;

(4) 双肋扶壁的立板、内底板和尾板按两端悬臂的简支板;

(5) 多肋扶壁的立板、内底板和尾板,在距立板与底板交线 1.5 倍肋板间距区段内,按三边固定一边简支板,在 1.5 倍肋板间距以外区段按连续板;

(6) 肋板与立板、肋板与底板的连接按轴心受拉构件。

7.5.13 有条件时,扶壁结构可按空间问题采用数值分析方法计算。

7.6 沉箱码头

一般要求

7.6.1 沉箱码头的墙身宜采用钢筋混凝土沉箱结构,沉箱可由外壁、隔墙、底板和墙趾等

构件组成。

7.6.2 岸壁式码头沉箱的平面形状宜采用矩形,墩式码头沉箱宜采用圆形。有特殊要求时,也可采用其他形式。

7.6.3 沉箱的底宽应根据建筑物的稳定性和地基承载力确定。沉箱的纵向尺度应根据施工能力、施工要求和码头变形缝间距确定。

7.6.4 沉箱内的纵横隔墙宜对称布置,间距可取 $3\text{m} \sim 5\text{m}$ 。内隔墙上部开孔时,孔口下边缘至箱底的距离不宜小于隔墙间距的 1.5 倍。

7.6.5 沉箱外壁、底板和隔墙的厚度应按计算确定,并应满足混凝土结构耐久性和沉箱出运、安装对刚度的要求。沉箱外壁厚不宜小于 250mm ,对有抗冻要求的大、中型码头,沉箱潮差段临水面的壁厚不宜小于 300mm ;底板厚度不宜小于外壁厚度,墙趾长度不宜过大;隔墙的厚度可采用隔墙间距的 $1/25 \sim 1/20$,但不宜小于 200mm 。小型沉箱的外壁、底板和隔墙厚度可适当减小。

7.6.6 沉箱构造钢筋中的架立钢筋和分布钢筋直径宜采用 $10\text{mm} \sim 16\text{mm}$,沉箱加强角应设置构造斜钢筋,其直径不宜小于 10mm 。大型沉箱的上段可适当增加配置构造钢筋。

7.6.7 沉箱构件的配筋应满足混凝土浇筑的要求,钢筋间的净距不宜小于 50mm 。

7.6.8 沉箱间垂直缝的宽度宜采用沉箱高度的 4% ,但不应小于 50mm 。墙后有抛石棱体时可采用平接形式,墙后无抛石棱体时可采用对头接形式,如图7.6.8所示。对头接空腔宽度可采用 $300\text{mm} \sim 800\text{mm}$,腔内应设置倒滤层。

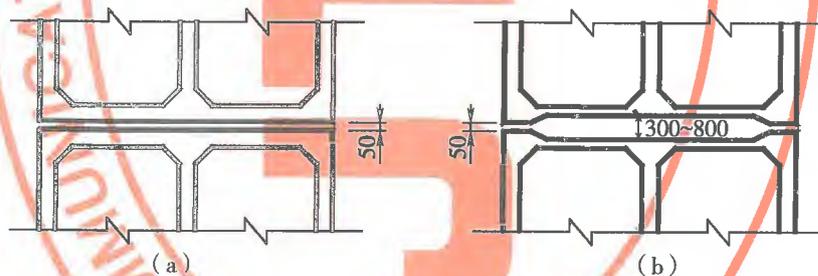


图7.6.8 沉箱接头形式图(单位:mm)

(a)平接;(b)对头接

7.6.9 沉箱内的填料宜采用砂或块石。

7.6.10 胸墙直接坐落在箱顶部时,箱顶部宜嵌入胸墙内 $300\text{mm} \sim 500\text{mm}$ 。

岸壁式沉箱码头

7.6.11 沉箱设计应计算或验算下列内容:

- (1)沉箱的吃水、干舷高度和浮游稳定性;
- (2)外壁、隔墙、底板、墙趾的承载力和裂缝宽度。

7.6.12 沉箱溜放、漂浮、浮运和沉放时,沉箱底部的富裕水深应根据自然条件和施工要求确定。沉放时,沉箱底部与基床顶面间的富裕水深宜取 $0.3\text{m} \sim 0.5\text{m}$ 。

7.6.13 沉箱的干舷高度应满足式7.6.13的要求。当沉箱干舷高度不满足要求时,可采

用密封舱顶等措施。

$$F \geq \frac{B}{2} \tan \theta + \frac{2h}{3} + S \quad (7.6.13)$$

式中 F ——沉箱的干舷高度(m), $F = H - T$, H 为沉箱高度, T 为沉箱吃水, 如图 7.6.13 所示。计算时, 钢筋混凝土重度宜取 25kN/m^3 ;

B ——沉箱在水面处的宽度(m);

θ ——沉箱的倾角($^\circ$), 溜放时采用滑道末端的坡角, 浮运时取 $6^\circ \sim 8^\circ$;

h ——波高(m);

S ——沉箱干舷的富裕高度(m), 取 $0.5\text{m} \sim 1.0\text{m}$ 。

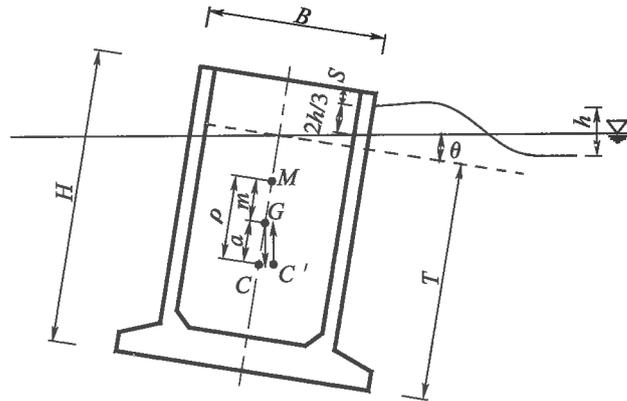


图 7.6.13 沉箱干舷高度计算图式

H -沉箱高度; B -沉箱在水面处的宽度; T -沉箱吃水; θ -沉箱的倾角; h -波高; S -沉箱干舷的富裕高度; M -定倾中心; G -重心; C -浮心; C' -倾斜的浮心; ρ -沉箱定倾半径; a -沉箱重心到浮心的距离; m -定倾高度

7.6.14 沉箱靠自身浮游稳定时, 必须验算其浮游稳定性。

7.6.15 以定倾高度表示的浮游稳定性应按下列公式计算。计算时, 钢筋混凝土和水的重度应根据实测资料确定, 如无实测资料时, 钢筋混凝土重度宜取 24.5kN/m^3 , 水的重度淡水宜取 10kN/m^3 , 海水宜取 10.25kN/m^3 。

$$m = \rho - a \quad (7.6.15-1)$$

$$\rho = \frac{I - \sum i}{V} \quad (7.6.15-2)$$

对矩形沉箱

$$I = \frac{LB^3}{12} \quad (7.6.15-3)$$

$$i = \frac{l_2 l_1^3}{12} \quad (7.6.15-4)$$

对无隔墙圆形沉箱

$$I = \frac{\pi r_{外}^4}{4} \quad (7.6.15-5)$$

$$i = \frac{\pi r_{内}^4}{4} \quad (7.6.15-6)$$

式中 m ——定倾高度(m);
 ρ ——沉箱定倾半径(m),计算图示如图 7.6.15 所示;
 a ——沉箱重心到浮心的距离(m);
 I ——沉箱在水面处的断面对纵向中心轴的惯性矩(m^4);
 i ——第 i 箱格内压载水的水面对该水面纵向中心轴的惯性矩(m^4);
 V ——沉箱的排水量(m^3);
 L ——矩形沉箱长度(m);
 B ——沉箱在水面处的宽度(m);
 l_{i1} ——第 i 箱格纵向墙之间的净距(m);
 l_{i2} ——第 i 箱格横向墙之间的净距(m);
 $r_{\text{外}}$ ——圆沉箱的外半径(m);
 $r_{\text{内}}$ ——圆沉箱的内半径(m)。

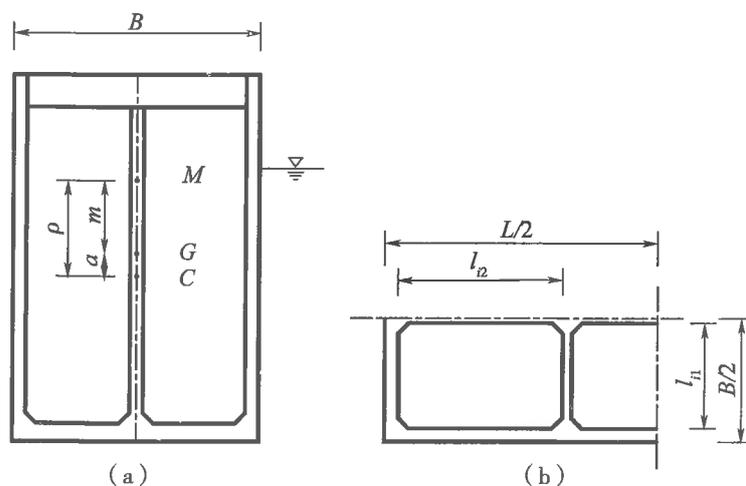


图 7.6.15 沉箱定倾半径计算图式

B -沉箱在水面处的宽度; ρ -沉箱定倾半径; a -沉箱重心到浮心的距离; m -定倾高度; L -矩形沉箱长度; l_{i1} 、 l_{i2} -第 i 箱格纵、横向墙之间的净距; M -定倾中心; G -重心; C -浮心

7.6.16 沉箱在同一港区内或运程在 30n mile 以内浮运为近程浮运。沉箱在浮运时间内有夜间航行或运程大于等于 30n mile 的浮运为远程浮运。

7.6.17 沉箱的定倾高度应符合下列规定:

- (1) 近程浮运时,沉箱的定倾高度不小于 0.2m;
- (2) 远程浮运时,以块石和砂等固体物压载的沉箱定倾高度不小于 0.3m,以液体压载的沉箱定倾高度不小于 0.4m。

7.6.18 沉箱远程浮运以水压载时,各单元舱压载水应互不相通。

7.6.19 沉箱内、外壁计算时应考虑下列作用:

- (1) 沉箱吊运下水时可能承受的外力;
- (2) 沉箱溜放或漂浮时的水压力,按附录 T 计算;
- (3) 沉箱浮运时的水压力和波浪力,按附录 T 计算;
- (4) 沉箱沉放时的水压力,按附录 T 计算;

(5)箱格内有抽水要求时的水压力;

(6)使用期的箱内填料侧压力、土压力、波浪力和冰荷载以及后壁上有轨道梁时的荷载;当箱内填料符合贮仓压力条件时,侧压力按附录 S 计算。

7.6.20 沉箱内、外壁计算时,作用的分项系数可按表 3.2.6 取值。

7.6.21 沉箱外壁、隔墙计算图式可按下列规定确定:

(1)底板以上 1.5 倍内隔墙间距区段,按三边固定一边简支板计算;

(2)1.5 倍内隔墙间距以上区段,多于两跨时按两端固定的连续板计算;等于或少于两跨时按框架或两端固定的单跨板计算;

(3)隔墙与外壁的连接按轴心受拉构件计算,当相邻箱格填料顶面高差大于 1m 时,隔墙按轴心受拉构件和偏心受拉构件计算。

7.6.22 沉箱底板可按四边固定板计算,墙趾可按悬臂板计算。

7.6.23 沉箱底板计算时应考虑基床反力、底板自重、箱格内填料垂直压力和浮托力作用。

7.6.24 沉箱底板计算时,作用的分项系数可按表 3.2.6 取值,箱格内填料垂直压力可按附录 S 计算。

7.6.25 有条件时,沉箱结构可按空间问题采用数值分析方法计算。

墩式沉箱码头

7.6.26 当波浪为主导可变作用时,沉箱墩除应符合岸壁式沉箱码头有关规定外,尚应符合下列规定:

(1)孤立墩沉箱的墙趾长不大于 2m;

(2)大型海港码头圆沉箱的外壁厚度不小于 400mm,底板厚度不小于 700mm,隔墙厚度不小于 250mm。

7.6.27 沉箱顶内侧可设置钢筋混凝土圈梁或用现浇混凝土封顶。

7.6.28 对于由两个或两个以上沉箱组成的孤立墩,宜采取沉箱联结的措施,如图 7.6.28 所示。

7.6.29 当孤立墩码头有变位限制要求时,孤立墩应进行变位计算。

7.6.30 无隔墙圆形沉箱的内力宜按空间问题采用数值分析方法计算,有经验时也可采用简化方法计算。

7.6.31 有隔墙圆形沉箱的内力宜按空间问题采用数值分析方法计算。

7.6.32 作用分项系数可按表 3.2.6 取值。

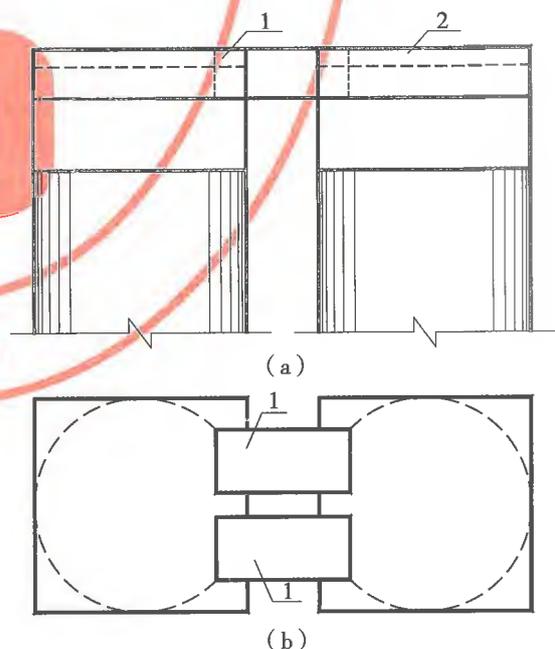


图 7.6.28 墩间联系梁图

(a)立面图;(b)平面图

1-联系梁;2-现浇面层

开孔沉箱

7.6.33 有消浪要求的沉箱码头可采用开孔沉箱结构。开孔位置宜选在设计高水位以上1倍设计波高及设计低水位以下1倍设计波高之间。孔的形式宜采用圆形、椭圆形,也可采用矩形。

7.6.34 消能室的顶部宜设在不受波浪冲击处,消能室顶的上部结构或开孔外壁顶部宜设减压孔。室底宜布置在设计低水位以下大于1倍波高处,消浪室宽度与入射波波长之比宜采用0.125~0.250。对消能室舱格中的填料宜采取避免被波浪掏出的措施。

7.6.35 对于有抗冻性要求的大、中型海港码头,开孔沉箱开孔外壁厚度不宜小于500mm,其保护层厚度不宜小于100mm,其他部位的外壁及隔墙的厚度不宜小于300mm,底板厚度不宜小于500mm。无抗冻性要求时,壁厚可适当减小。

7.6.36 开孔沉箱与上部结构的连接应考虑波浪浮托力的影响。

7.6.37 开孔的周边宜配置加强钢筋。

7.6.38 开孔沉箱的有孔外壁的计算图式可按下列规定确定:

(1) 底板以上1.5倍隔墙间距以内,按三边固定一边简支板计算;当底板以上1.5倍隔墙间距以内其上边与孔相交时按三边固定一边自由板计算;

(2) 1.5倍隔墙间距以上水平向按两端固定梁计算,垂直向及孔的四周按构造配筋;

(3) 有孔处每根水平梁计算荷载的作用范围为如图7.6.38所示的斜线部分。

7.6.39 有条件时开孔沉箱构件可按空间问题采用数值分析方法计算。

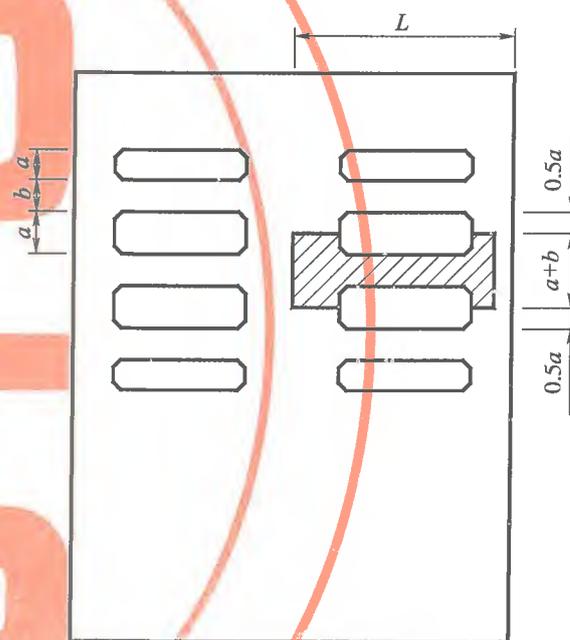


图 7.6.38 水平梁计算荷载作用范围图
L-隔墙间距;a-孔宽;b-水平向梁的计算宽度

7.7 坐床式圆筒码头

7.7.1 坐床式圆筒可为无底的直接坐落在基床上面的圆形薄壁结构。圆筒的直径应根据码头稳定性及使用要求确定,宜取5m~20m。圆筒的壁厚应按计算确定,宜取300mm~400mm。

7.7.2 圆筒底部宜根据码头稳定和减小基床应力的需要设内趾和外趾,如图7.7.2所示;内趾宜采用圆环形,外趾可采用折线形。内趾和外趾的长度可取0.5m~1.5m,并且两者不宜相差过大。

7.7.3 当圆筒上部有护舷时,可将护舷所在范围做成局部突出平面,并适当加厚,如图

7.7.3 所示。平面部分的宽度和长度按安装护舷要求确定,其厚度不宜小于 700mm。

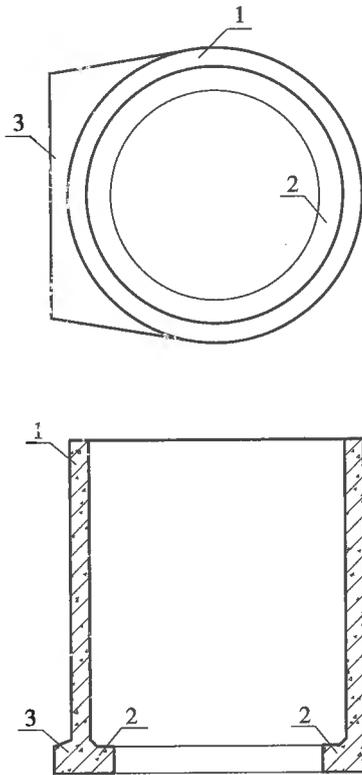


图 7.7.2 内趾和外趾平面、剖面图
1-圆筒壁;2-内趾;3-外趾

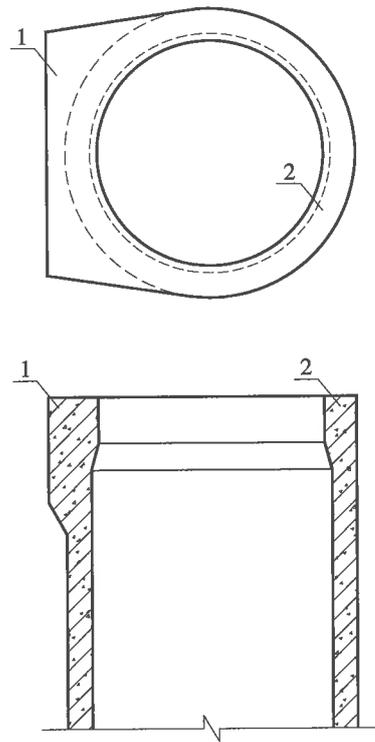


图 7.7.3 局部突出平面及加强圈梁示意图
1-局部突出平面;2-加强圈梁

7.7.4 圆筒直接承受船舶荷载或圆筒壁顶设置轨道梁支承柱时,应将圆筒上部的壁厚适当加大构成加强圈梁,如图 7.7.3 所示,圈梁厚度不宜小于 450mm,高度不宜小于 500mm。

7.7.5 圆筒宜整体预制安装。施工安装设备起重能力不足时,可分节预制、安装。

7.7.6 圆筒内宜用天然级配较好的砂、石料填充。采用砂料填充时,宜进行振冲密实,填料底部应设倒滤层,倒滤层宜采用混合石料,其厚度不宜小于 0.6m。分节圆筒内用砂料回填时,水平接缝处应采取防漏措施。

7.7.7 墙后回填块石时,圆筒之间的竖向安装缝宽度宜采用圆筒高度的 4‰,但不应小于 50mm。

7.7.8 墙后回填小粒径填料时,圆筒之间应设置防漏设施,在防漏设施中或在圆筒上应设置有倒滤设施的排水孔。

7.7.9 圆筒的顶上宜设置胸墙垫板,如图 7.7.9 所示。胸墙垫板可作为浇筑胸墙混凝土的底模,垫板宽度不应小于胸墙底宽,厚度应根据承载力计算确定,顶面不宜低于施工水位。

7.7.10 圆筒中心连线到胸墙垫板间的空档应设置防漏盖板,如图 7.7.9 所示,板厚应根据承载力计算确

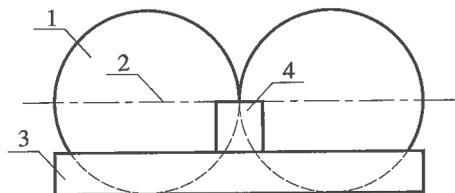


图 7.7.9 胸墙垫板及防漏盖板示意图
1-圆筒;2-圆筒中心线;3-胸墙垫板;4-防漏盖板

定,宜取 300mm~600mm。

7.7.11 胸墙垫板与圆筒之间宜用锚筋连接。胸墙垫板的顶面可预插一定数量的短筋或块石。

7.7.12 吊孔设计应符合第 7.4.17 条的规定。

7.7.13 对于受波浪作用的码头,圆筒之间上部结构的底部宜做成三棱锥体形空腔的导浪结构,如图 7.7.13 所示。

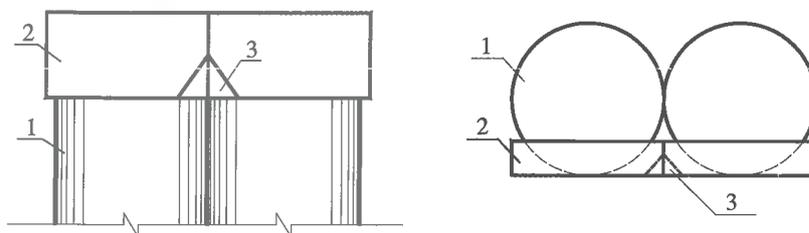


图 7.7.13 导浪结构示意图

1-圆筒;2-上部结构;3-导浪结构

7.7.14 圆筒码头整体稳定计算宜取单个圆筒作为计算单元。

7.7.15 圆筒墙后的主动土压力,可按墙背为平面计算。土与墙背之间的摩擦角可取 $1/3$ 倍填料内摩擦角标准值。

7.7.16 验算码头沿基床顶面水平滑动稳定性时,综合摩擦系数设计值可取 0.65。

7.7.17 验算码头抗倾稳定性时,圆筒内填料起抗倾作用的重力标准值应按式(7.4.23)计算。

7.7.18 验算圆筒结构底部基床顶面应力和地基应力时,圆筒与其内全部填料应视为整体,墙底的计算宽度可取 0.8 倍圆筒底部的外轮廓宽度。筒内重力为起抗倾作用的填料重力(G_R)时尚应验算前趾的局部应力。

7.7.19 圆筒后趾的基床计算应力不宜出现负值。当地基为岩基时,可出现负值,但不应过大。

7.7.20 计算圆筒结构内力时应考虑下列作用:

(1)施工期圆筒内填料已填满,筒后尚未回填时,仅考虑筒内填料侧压力,当符合贮仓压力条件时,侧压力标准值按附录 S 计算;

(2)使用期荷载包括筒内填料侧压力、墙后主动土压力、剩余水压力、墙前波谷作用的波浪力,以及上部结构传递的力;

(3)圆筒上设置护舷时的船舶撞击力。

7.7.21 圆筒结构的内力可取 1m 高的圆环进行计算。在集中力作用下,圆筒的内力可按半圆形无铰拱计算。在均布荷载作用下,有经验时圆筒内力可简化计算。

7.7.22 有条件时,圆筒结构的内力可按空间问题采用数值分析方法计算。

7.7.23 预制胸墙垫板的内力可按两端悬臂的筒支板计算,悬臂计算长度可采用板宽 $1/2$ 处的悬臂长度,如图 7.7.23 所示。

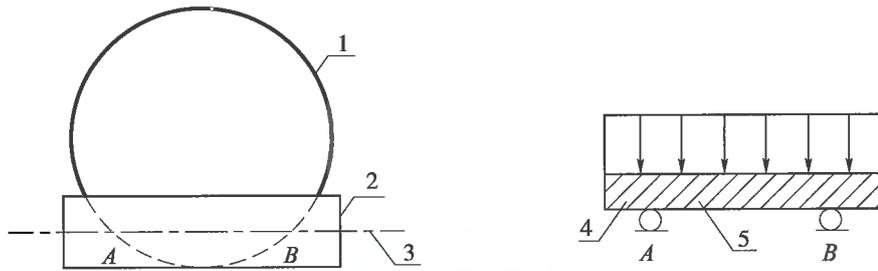


图 7.7.23 胸墙垫板内力计算图

1-圆筒;2-胸墙垫板;3-胸墙垫板中心线;4-悬臂板;5-简支板

7.8 现浇混凝土码头或浆砌石码头

7.8.1 现浇混凝土或浆砌石码头断面可采用梯形式、衡重式和卸荷板式,如图 7.8.1 所示。

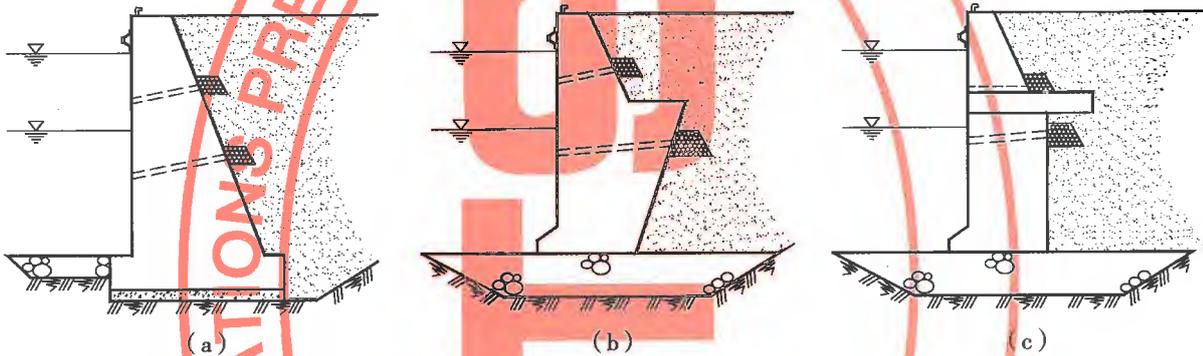


图 7.8.1 码头断面形式图

(a)梯形式;(b)衡重式;(c)卸荷板式

7.8.2 码头的前趾或后踵的悬臂长度与趾高或踵高之比,砌石结构可取 0.3~0.5,混凝土结构可取 0.7~1.0。前趾前端或后踵末端的高度,砌石结构不宜小于 0.5m,混凝土结构不宜小于 0.3m。

7.8.3 浆砌石码头顶面应设置高度不小于 0.3m 的现浇混凝土压顶。

7.8.4 码头墙身应设排水孔。排水孔的大小和布置应根据水位变化情况、填料透水性能和码头断面形状确定。最下一层排水孔的高程对于海港宜低于极端低水位,对于河港宜低于设计低水位,排水孔孔径不宜小于 80mm,排水孔后应设置倒滤设施。

7.8.5 码头墙后采用黏土回填时,应采取排水措施,并提出填料密实度要求。

8 格形钢板桩码头

8.1 一般规定

一般要求

8.1.1 本章适用于建在砂土地基或经密实处理的换填砂地基上的格形钢板桩码头设计。

8.1.2 码头格形墙体宜采用由圆形主格仓和弧形副格仓组成的结构(图 8.1.2)。主格仓直径除了应满足计算要求外,还应充分考虑板桩格体的组装及吊运等施工条件。

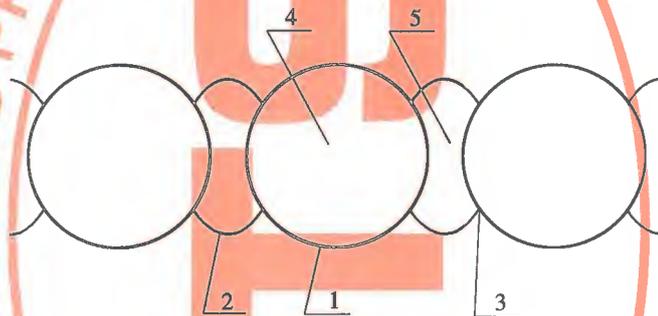


图 8.1.2 圆格形钢板桩结构示意图

1-主格仓;2-副格仓;3-Y形连接桩;4-主格仓填料;5-副格仓填料

8.1.3 格形钢板桩应采用直腹式钢板桩,并由锁口连接组成闭合格仓。板桩沉至设计高程后,格仓内应及时回填颗粒料形成连续格形墙体。

8.1.4 当水位变化不大、墙后填土和墙下地基土为砂性土,且地下水渗流量不大时,格仓可不设排水孔;当水位变化较大,或有很大的地下水渗流量时,应设排水孔,其位置宜设置在副格仓的前、后板桩墙上,排水孔高程宜在设计低水位以下。

8.1.5 前板桩的临水面应根据腐蚀环境和设计使用年限采取防腐措施。

作用和作用组合

8.1.6 格形钢板桩码头的作用和作用组合应符合第 3.2 节的有关规定。

8.1.7 格形墙体承载能力极限状态应进行下列计算或验算:

- (1) 沿墙底的抗滑稳定性;
- (2) 地基承载力;
- (3) 整体稳定性;
- (4) 格形墙体内部剪切稳定;
- (5) 钢板桩环向抗拉强度。

8.1.8 格形墙体正常使用极限状态设计应进行下列计算：

- (1) 墙体侧向变位；
- (2) 地基沉降。

8.1.9 上部结构承载能力极限状态设计应进行下列计算或验算：

- (1) 胸墙承载力；
- (2) 胸墙无支承桩时沿底面的抗滑稳定性；
- (3) 胸墙支承桩的承载力。

8.1.10 上部结构正常使用极限状态设计应进行混凝土构件的裂缝宽度验算。

8.1.11 作用于格形墙体的墙后主动土压力和墙前被动土压力可按第 7.1 节的有关规定计算。

8.1.12 土与板桩墙面的摩擦角 δ 标准值可取计算土层内摩擦角的 $1/3 \sim 1/2$ ，并应满足下列要求：

- (1) 当计算的 δ 值大于 15° 时，取 15° ；
- (2) 墙后壁处 δ 值采用正值，墙前壁处 δ 值采用负值。

8.1.13 当墙前波高大于 1.0m 时，应考虑波浪力作用。作用于格形墙体迎浪面上的波浪力，可按墙面为直立平面计算，曲面墙体影响的折减系数可取 0.85 ~ 0.95。波浪对墙后地下水位的影响可不考虑。

8.1.14 剩余水位应根据对已有类似工程的墙后地下水位的调查或观测确定。当无条件时，可根据下列规定确定。

8.1.14.1 当未设排水孔时，剩余水位可采用设计低水位加 $(2/3 \sim 1)$ 倍平均潮差，潮差小时取大值。

8.1.14.2 当设有排水孔时，剩余水位可采用设计低水位加 $(0 \sim 1/3)$ 倍平均潮差。

8.1.15 剩余水压力可按第 6.1 节有关规定计算。

8.2 构 造

结构组成

8.2.1 格形钢板桩码头岸壁由格形墙体和上部结构组成。上部结构可直接支承在填料上，如图 8.2.1(a) 所示，也可支承在桩基上，如图 8.2.1(b) 所示。

8.2.2 格形墙体应由直腹式钢板桩形成的主格仓和副格仓及格仓内的填料组成，其中副格仓可由前、后连接弧构成，如图 8.1.2 所示。

结构基本尺寸及布置

8.2.3 格形钢板桩结构的基本尺寸及平面布置(图 8.2.3)应符合下列规定。

8.2.3.1 主格仓直径与码头岸壁高度之比 D/H 可取 $1.10 \sim 1.50$ ，其中岸壁高度应取码头前沿设计泥面至码头顶面的距离。

8.2.3.2 相邻主格仓中心距 L 可取 $1.10D \sim 1.15D$ 。在同一工程中，主格仓与副格仓宜各自采用相同半径。

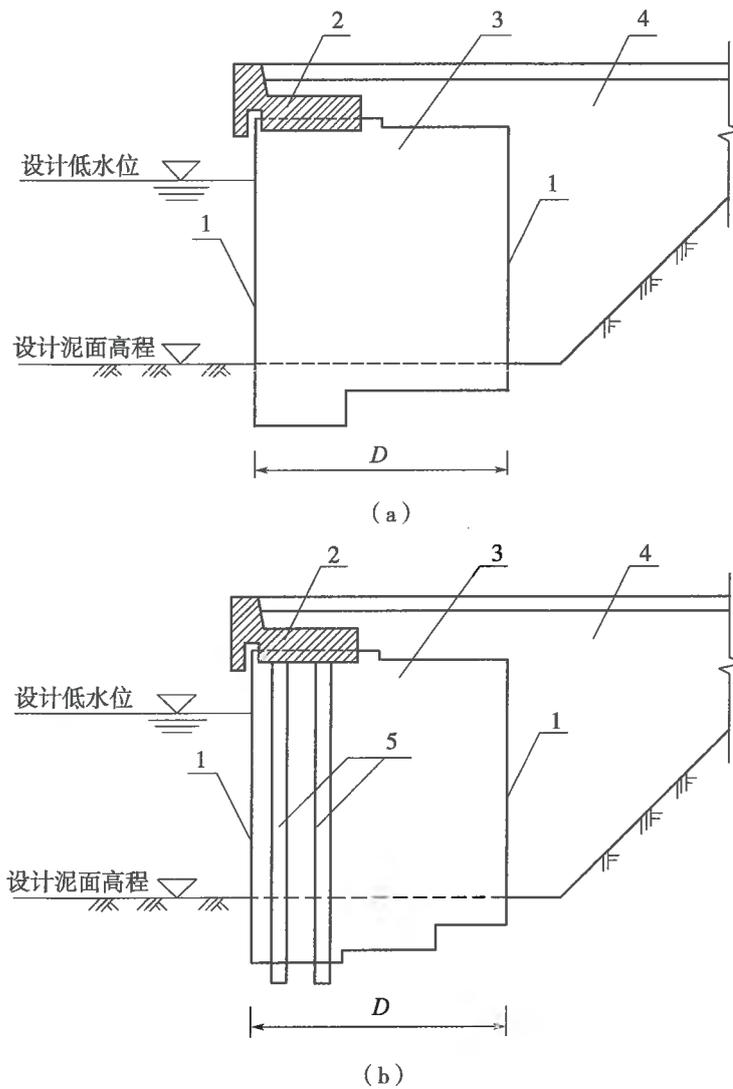


图 8.2.1 格形钢板桩码头岸壁断面形式
 1-格形墙体;2-上部结构;3-填料;4-墙后回填料;5-桩基
 D -主格仓直径

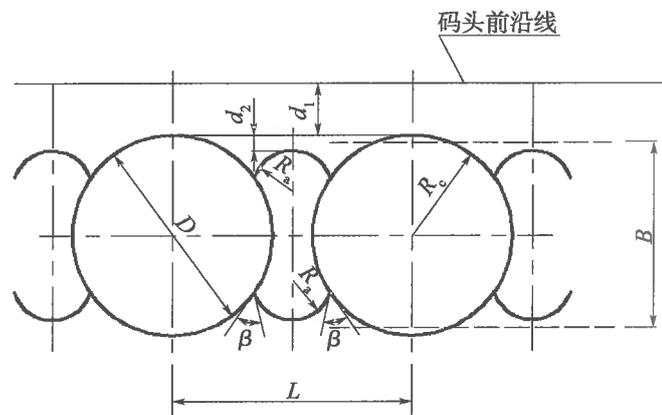


图 8.2.3 圆格形钢板桩结构平面布置图
 D -主格仓直径; R_c -主格仓半径; R_a -副格仓半径; B -换算墙体宽度; L -相邻主格仓中心距(单元长度); d_1 -主格仓公切线至码头前沿线的距离; d_2 -主格仓公切线至副格仓连接弧的距离; β -Y形连接桩的夹角

8.2.3.3 副格仓连接弧与主格仓之间应采用 Y 形桩连接, Y 形桩夹角 β 宜采用 $30^\circ \sim 45^\circ$ 。

8.2.3.4 主格仓前沿公切线至码头前沿线的最小净距 d_1 应为上部结构悬臂构件厚度与间隙之和, 间隙应不小于 300mm。

8.2.3.5 副格仓连接弧应布置在主格仓前沿公切线以内, 其切线与主格仓前沿公切线的最小净距 d_2 应满足下列要求:

(1) 当上部结构无桩基支承时, 不小于 600mm;

(2) 当上部结构有桩基支承时, 不小于 1000mm。

8.2.4 格形墙体前板桩的顶面高程应根据胸墙施工水位确定。格形墙体后板桩顶面高程应根据潮差大小确定, 当潮差较大时, 不宜降低其顶面高程。格形墙体前、后板桩的分界点宜设在前 Y 形连接桩向陆侧方向第 5 根或第 6 根板桩处。

8.2.5 格形钢板桩结构的格形墙体前板桩的设计入土深度, 对于中密砂土地基不应小于 4.0m, 不宜大于 6.0m; 对于密实砂层不宜大于 3.0m。

8.2.6 对于砂土地基上的格形墙体, 后板桩在码头前沿设计泥面高程以下的埋入深度应经计算确定, 且应大于 $1/8$ 墙高。当主格仓前、后板桩的底面高程相差大于 3m 时, 可采用阶梯形过渡。

钢 板 桩

8.2.7 格形结构的直腹式钢板桩截面如图 8.2.7 所示。两根直腹式钢板桩锁口相连后的转角 α 不应超过产品的最大允许转角。

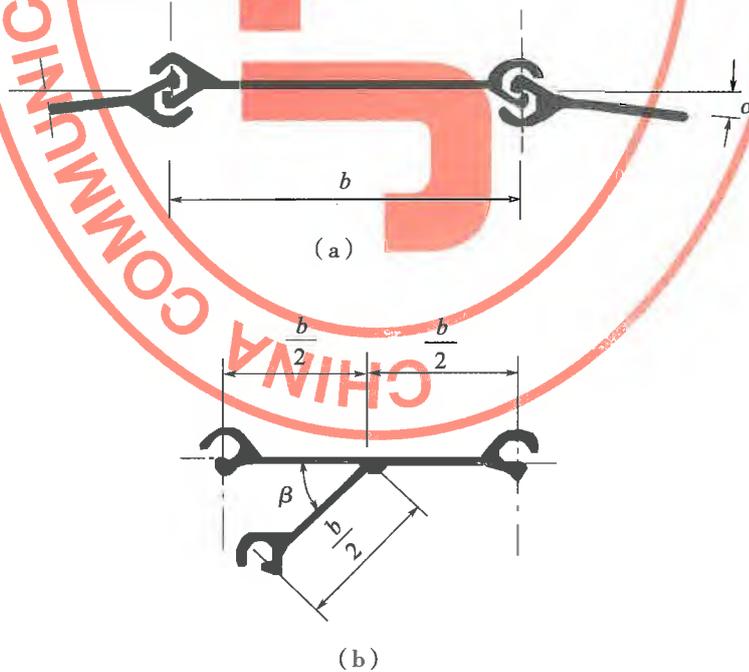


图 8.2.7 钢板桩截面图
(a) 直腹式钢板桩; (b) Y 形连接桩
 b -板桩宽度; α -转角; β -夹角

8.2.8 格形墙体前板桩与后板桩根据受力条件和腐蚀环境的不同,可采用不同厚度的钢板桩。后 Y 形桩与前 Y 形桩宜采用相同型号的钢板桩制作,其长度应分别与主格仓的前、后板桩长度一致。焊接 Y 形桩的典型截面如图 8.2.7(b) 所示。

填 料

8.2.9 格仓填料宜采用中粗砂或砂砾石。若采用粉细砂作填料时,应经过技术论证。不得采用粉土或黏性土作填料。

8.2.10 格仓填料宜采用振冲法密实,其相对密度应不小于 60%。填料粒径级配应适合振冲法施工。振冲密实效果宜采用标准贯入试验测定。标准贯入击数与砂的相对密度的相关关系可按图 8.2.10 确定,地下水位以下的中粗砂,其标准贯入击数 N 值宜按实测锤击数增加 5 击计。经振冲密实后填料的内摩擦角宜通过试验确定,当无试验数据时,可参照第 7.1.6 条的规定取值。

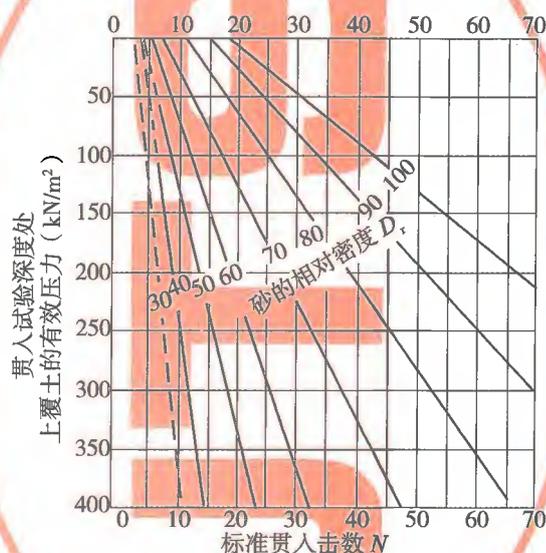


图 8.2.10 标准贯入击数 N 与砂的相对密度 D_r 的关系

8.2.11 墙后填料宜采用砂类土,也可根据格形墙体的受力条件及当地材料情况设置块石减压棱体。

地 基

8.2.12 砂土(含换填砂)地基上的格形墙体,墙体底面下应设置一定宽度经密实处理的基床,其相对密度应不小于 60%。密实处理基床的宽度可按下式计算:

$$B' \geq D + 2h \tan \theta \quad (8.2.12)$$

式中 B' ——密实处理宽度(m);

D ——主格仓直径(m);

h ——格形墙体底面下密实处理厚度(m);

θ ——砂的压力扩散角,可取 30° 。

8.2.13 码头前沿海底或河底存在冲刷时,应考虑增加前板桩的入土深度或采取护底措施。

上部结构

8.2.14 胸墙应有足够的厚度和宽度。胸墙外侧应设保护格形墙体的悬臂构件。胸墙底板的内侧边缘应在前 Y 形桩后不少于 1.0m。

8.2.15 上部结构沿码头岸壁长度方向应设置变形缝。

8.2.16 当上部结构支承在填料上时,变形缝宜设置在主格仓的中心线位置;当上部结构支承在桩基上时,变形缝的设置应按第 5 章的有关规定确定。变形缝宜采用平缝,缝宽宜采用 20mm~40mm,缝内应采用弹性材料填充。

8.2.17 胸墙支承在填料上时,胸墙底面高程应低于前板桩顶面高程不小于 500mm;胸墙与前板桩顶之间应有 100mm~150mm 的竖向空隙;胸墙与前板桩的内侧壁之间以及胸墙变形缝处,应采取措施防止波浪淘刷造成漏沙。

胸墙支承在桩基上时,可采用全直桩,胸墙底面高程应低于前板桩顶面高程不小于 400mm,胸墙与前板桩顶之间的空隙应不大于 100mm。

3.3 计 算

8.3.1 格形墙体可采用假想的矩形墙体宽度作为换算墙体宽度进行计算。圆格形结构的换算墙体宽度 B 可按下式计算,如图 8.3.1 所示。

$$B = \frac{\text{一个主格仓的面积} + \text{连接弧所包围的面积}}{\text{主格仓的中心距 } L} \quad (8.3.1)$$

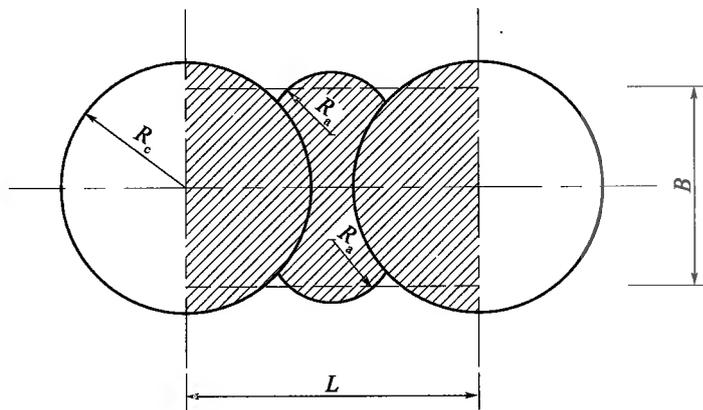


图 8.3.1 格形墙体面积与换算墙体宽度

8.3.2 格形墙体沿墙底面的抗滑稳定性应按下列规定验算。

8.3.2.1 抗滑稳定性可按第 7.3 节有关规定验算,第 7.3.2 条的公式应增加被动土压力项 E_p/γ_d ,并按第 7.3.7 条的有关规定对被动土压力进行折减。

8.3.2.2 墙体底面的摩擦系数可取 $\tan\varphi$, φ 为墙体底面处土的内摩擦角,取墙底上、下方土体的较小值。

8.3.2.3 当格形墙体底面设计成阶梯形时,应取通过后板桩桩尖的水平面为计算底面。

8.3.3 格形墙体的地基承载力和整体稳定性验算时,可将格形墙体作为刚体,按浅基础验算,其验算应符合现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定。

8.3.4 墙体内部剪切稳定验算应符合下列规定。

8.3.4.1 格形墙体内部剪切稳定验算方法可采用北岛修正法或柯敏斯法。对于建在砂土地基上的格形墙体,应分别取墙体底面和设计泥面为计算面进行验算,如图 8.3.4-1 所示。

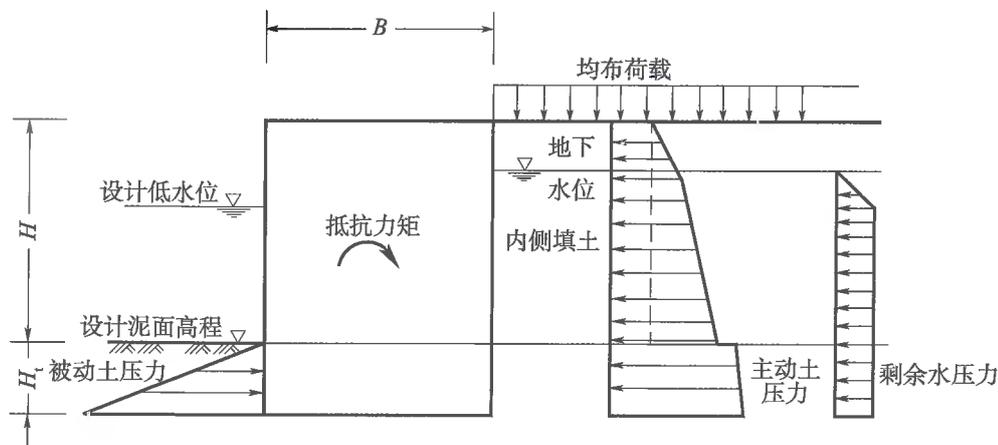


图 8.3.4-1 内部剪切稳定验算图式

H -岸壁高度; H_1 -墙体入土深度

8.3.4.2 格形墙体内部剪切稳定验算应采用下列公式计算:

$$\gamma_0 \gamma_F (M_{EH} + M_{PW} + M_{PH} + M_{Eq}) \leq \frac{M_t}{\gamma_R} \quad (8.3.4-1)$$

$$\gamma_0 \gamma_F (M'_{EH} + M'_{PW} + M'_{Eq}) \leq \frac{M'_t}{\gamma_R} \quad (8.3.4-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 取值;

γ_F ——综合作用分项系数,取 1.0;

M_{EH} 、 M'_{EH} ——分别为墙后填土主动土压力的水平力标准值对墙体底面和设计泥面产生的倾覆力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{PW} 、 M'_{PW} ——分别为剩余水压力标准值对墙体底面和设计泥面产生的倾覆力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{PH} ——墙前被动土压力的水平分力标准值对墙体底面产生的倾覆力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{Eq} 、 M'_{Eq} ——分别为墙后堆载引起的主动土压力水平分力标准值对墙体底面和设计泥面产生的倾覆力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_t 、 M'_t ——分别为墙体底面处和设计泥面处墙体的抵抗力矩标准值($\text{kN} \cdot \text{m}$),采用北岛修正法或柯敏斯法计算,当格形墙体底面设计成阶梯形时,取后板桩桩尖水平面为墙体底面;

γ_R ——抗力分项系数,采用北岛修正法时,取 $\gamma_R = 1.20$;采用柯敏斯法时,取 $\gamma_R = 1.50$ 。

8.3.4.3 采用北岛修正法计算墙体底面的抵抗弯矩时,应按下列公式计算:

$$M_t = (M_{t_0} + M_{t_s}) (1 + H_t/H) \quad (8.3.4-3)$$

$$M_{t_0} = \frac{1}{6} \gamma_s R_0 H_0^3 \quad (8.3.4-4)$$

$$R_0 = \frac{2}{3} v_0^2 (3 - v_0 \cos \varphi) \tan \varphi \sin \varphi \quad (8.3.4-5)$$

$$H_0 = \frac{1}{r_s} \sum \gamma_i h_i \quad (8.3.4-6)$$

$$M_{t_s} = \frac{1}{6} \gamma_s R_s H_s^3 \quad (8.3.4-7)$$

$$R_s = \frac{3}{2} v_s \tan \varphi \quad (8.3.4-8)$$

$$H_s = 2 \sqrt{\frac{\sum P_i}{r_s \tan \varphi}} \quad (8.3.4-9)$$

- 式中 M_t ——墙体底面的抵抗弯矩标准值(kN·m)；
 M_{t_0} ——墙体底面处土体剪切抗力产生的抵抗弯矩标准值(kN·m)；
 M_{t_s} ——墙体底面处由板桩锁口摩擦力产生的抵抗弯矩标准值(kN·m)；
 H_t/H ——墙体入土深度与岸壁高度之比；
 γ_s ——墙体底面以上土体的换算重度标准值(kN/m³)。一般可取 $\gamma_s = 10.0 \text{ kN/m}^3$ ；
 H_0 ——当土体采用换算重度时,从墙体底面起算的换算墙高(m)；
 v_0 ——系数, $v_0 = B/H_0$ ；
 φ ——墙体底面以上格仓内剪切面处土体的内摩擦角标准值(°)；
 γ_i ——第 i 层土的重度标准值(kN/m³)；
 h_i ——第 i 层土的厚度(m)；
 H_s ——从格仓底面起算的换算墙高(m),见图 8.3.4-2；

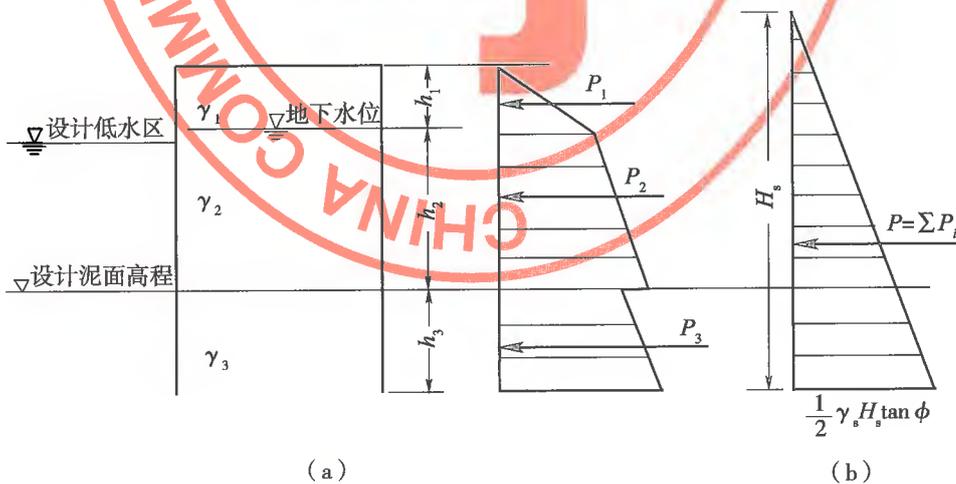


图 8.3.4-2 换算墙高计算图式
 (a) 土压力分布; (b) 换算土压力分布

v_s ——系数, $v_s = B/H_s$ ；

f ——板桩锁口的摩擦系数标准值,取 0.3;

P_i ——第 i 层土的土压力合力标准值(kN/m),此时不考虑上部荷载,土压力系数采用 $\frac{1}{2}\tan\varphi$;

B ——换算墙体宽度(m)。

8.3.4.4 采用北岛修正法计算设计泥面处的抵抗弯矩时,应按下列公式计算:

$$M'_t = \frac{1}{6}\gamma_s R'_0 (H'_0)^3 \quad (8.3.4-10)$$

$$R'_0 = (v'_0)^2 (3 - v'_0 \cos\varphi') \sin\varphi' \quad (8.3.4-11)$$

$$H'_0 = \frac{1}{\gamma_s} \sum \gamma'_i h'_i \quad (8.3.4-12)$$

式中 M'_t ——设计泥面处墙体的抵抗弯矩标准值(kN·m);

γ_s ——墙体泥面以上土体的换算重度标准值(kN/m³);一般可取 $\gamma_s = 10.0\text{kN/m}^3$;

H'_0 ——当墙体土体采用换算重度时,从设计泥面起算的换算墙高(m);

v'_0 ——系数, $v'_0 = B/H'_0$, B 为换算墙体宽度;

φ' ——设计泥面以上格仓内剪切面处土体的内摩擦角标准值(°);

γ'_i ——设计泥面以上第 i 层土的重度标准值(kN/m³);

h'_i ——设计泥面以上第 i 层土的厚度(m)。

8.3.4.5 采用柯敏斯法计算墙体底面的抵抗弯矩时,应按下式计算:

$$M_t = M_{t0} + M_{ts} \quad (8.3.4-13)$$

$$M_{t0} = M_1 + M_2 \quad (8.3.4-14)$$

$$M_1 = \gamma_1 ac \left(\frac{c}{2} + H_t \right) + \gamma_1 c^2 \left(\frac{c}{3} + H_t \right) \quad (8.3.4-15)$$

$$M_2 = \gamma_2 \left(\frac{HH_t^2}{2} + \frac{H_t^3}{3} \right) \quad (8.3.4-16)$$

$$c = B \tan\varphi_1 - H_t \frac{\tan\varphi_1}{\tan\varphi_2} \quad (8.3.4-17)$$

$$a = H - c \quad (8.3.4-18)$$

$$M_{ts} = P_s f B \quad (8.3.4-19)$$

$$P_s = \sum P_i \quad (8.3.4-20)$$

式中 M_t ——墙体底面的抵抗弯矩标准值(kN·m);

M_{t0} ——墙体底面处土体剪切抗力产生的抵抗弯矩标准值(kN·m);当格形墙体底面设计成阶梯形时,取后板桩桩尖水平面为墙体底面;

M_{ts} ——板桩锁口摩擦力产生的抵抗弯矩标准值(kN·m),仅计入设计泥面以上板桩锁口摩擦力产生的抵抗弯矩;

M_1 ——设计泥面以上墙体土体剪切抗力对计算墙体底面的抵抗弯矩标准值(kN·m);

M_2 ——设计泥面以下墙体土体剪切抗力对计算墙体底面的抵抗弯矩标准值(kN·m);

γ_1 、 γ_2 ——分别为墙体设计泥面以上和墙体底面以上土的平均重度标准值(kN/m³);

H ——岸壁高度(m);

H_i ——墙体入土深度(m);

B ——换算墙体宽度(m);

φ_1 、 φ_2 ——分别为设计泥面以上和墙体底面以上格仓内剪切面处土体的内摩擦角标准值($^\circ$);

P_s ——设计泥面以上墙体土体主动土压力合力标准值(kN);

P_i ——第*i*层土的主动土压力合力标准值(kN),不考虑上部荷载,土压力系数

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right);$$

f ——板桩锁口的摩擦系数,取0.3。

8.3.4.6 采用柯敏斯法计算设计泥面处的抵抗弯矩时,应按下式计算。

$$M'_1 = M'_{i0} + M'_{is} \quad (8.3.4-21)$$

$$M'_{i0} = \frac{\gamma a c^2}{2} + \frac{\gamma c^3}{3} \quad (8.3.4-22)$$

$$c = B \tan \varphi \quad (8.3.4-23)$$

$$a = H - c \quad (8.3.4-24)$$

式中 M'_1 ——设计泥面处的抵抗弯矩标准值(kN·m);

M'_{i0} ——设计泥面处墙体土体剪切抗力产生的抵抗弯矩标准值(kN·m);

M'_{is} ——设计泥面处由板桩锁口摩擦力产生的抵抗弯矩标准值(kN·m),按式(8.3.4-19)计算;

γ ——墙体设计泥面以上土的平均重度标准值(kN/m³);

B ——换算墙体宽度(m);

φ ——设计泥面以上格仓内剪切面处土体的内摩擦角标准值($^\circ$);

H ——岸壁高度(m)。

8.3.5 钢板桩的强度验算应符合下列规定。

8.3.5.1 直腹式钢板桩的锁口强度验算应采用下列表达式:

$$T \leq R_t / \gamma_R \quad (8.3.5-1)$$

式中 T ——码头前沿设计泥面高程处板桩环向拉力设计值(kN/m);

R_t ——锁口强度标准值(kN/m),根据产品型号提供的锁口强度取值;

γ_R ——抗力分项系数,取2.0。

8.3.5.2 钢板桩的环向拉力设计值可按下式计算:

$$T = \gamma_0 \gamma_F [(\gamma H'_0 + q)K + \gamma_w h_w] R_c \quad (8.3.5-2)$$

式中 T ——码头前沿设计泥面高程处板桩环向拉力设计值(kN/m);

γ_0 ——结构重要性系数,按表3.2.2取值;

γ_F ——综合作用分项系数,取1.0;

γ ——格仓填料的换算重度标准值(kN/m³);

H'_0 ——当墙体土体采用换算重度时,从设计泥面起算的换算墙高(m),按公式

(8.3.4-12) 计算;

q ——墙后均布荷载标准值(kN/m^2);

K ——格仓内土体的侧向土压力系数,取 $1 - \sin\varphi$,其中 φ 为土体的内摩擦角标准值;

γ_w ——水的重度标准值(kN/m^3);

h_w ——墙体内与墙前的水位差(m);

R_c ——主格仓的半径(m)。

8.3.5.3 钢板桩腹板的抗拉强度验算应采用下式计算:

$$1000T/A_n \leq f_y/\gamma_R \quad (8.3.5-3)$$

式中 T ——码头前沿设计泥面高程处板桩环向拉力设计值(kN/m);

A_n ——扣除预留腐蚀厚度后每延米板桩腹板的截面积(mm^2/m);

f_y ——钢材的屈服强度标准值(MPa),根据产品钢号的屈服强度取值;

γ_R ——抗力分项系数,取 1.50。

8.3.6 格形墙体侧向变位可按下列方法估算。

8.3.6.1 格形墙体的侧向变位应满足下式要求:

$$S \leq \rho H \quad (8.3.6-1)$$

式中 S ——墙体顶面的侧向变位(m),如图 8.3.6-1 所示;

ρ ——系数,取 0.015;

H ——岸壁高度(m)。

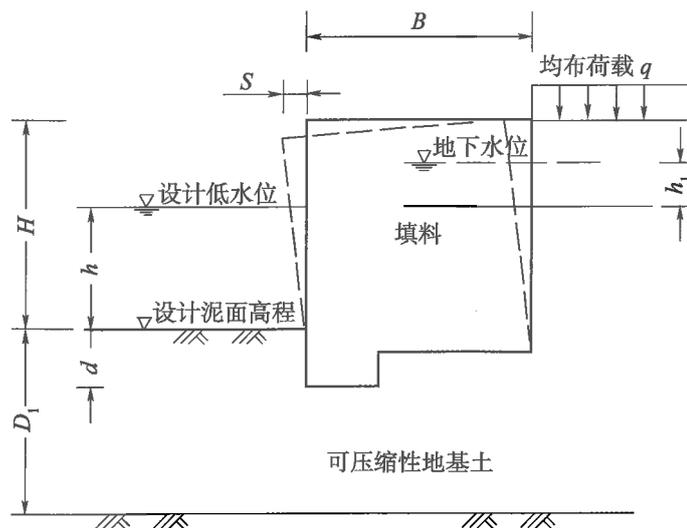


图 8.3.6-1 墙体变位示意图

8.3.6.2 墙体顶面的侧向变位可按下列方法估算:

(1) 将格形墙体视为由地基支承的刚体,采用数值分析法计算墙体在侧向荷载作用下产生的转角和墙体顶端位移;

(2) 当无条件采用数值分析法计算时,按下列公式估算:

$$S = 0.214(H/B)^2 K_1 K_2 K_3 K_4 K_5 K_6 K_7 K_8 K_9 \quad (8.3.6-2)$$

$$K_1 = \frac{B}{13.788 + 0.2552B} \quad (8.3.6-3)$$

$$K_2 = \frac{(D_1/H)^2}{0.174 + 1.107(D_1/H)^2} - 0.2(D_1/H) + 0.4291 \quad (8.3.6-4)$$

$$K_3 = \frac{(h/H)}{0.761 + 0.613(h/H)} - (h/H) + 1.032 \quad (8.3.6-5)$$

$$K_4 = 3 \left[1 + \left(\frac{d}{B} \right) \right] - \frac{3.65(d/B) - 0.42}{(d/B) - 0.069} \quad (8.3.6-6)$$

(适用条件: $d/B \geq 0.15$, 当 $d/B < 0.15$ 时, 取 $K_4 = 1.0$)

$$K_5 = \frac{338}{K_{n1}} + 0.11 \quad (8.3.6-7)$$

$$K_6 = 1.9 - \frac{(K_{n2}/K_{n1})}{0.346 + 0.765(K_{n2}/K_{n1})} \quad (8.3.6-8)$$

$$K_7 = 4.0 - \frac{(K_{n3}/K_{n1})}{0.055 + 0.278(K_{n3}/K_{n1})} \quad (8.3.6-9)$$

$$K_8 = 1.353 - \frac{\delta}{28.21 + 1.174\delta} \quad (8.3.6-10)$$

$$K_9 = \frac{1.16(q' + 30)}{H\gamma_w} + 1.0 \quad (8.3.6-11)$$

$$q' = q + \frac{\gamma_w h_1}{1 - \sin\phi'} \left(\frac{h + 0.5h_1}{H} \right) \quad (8.3.6-12)$$

式中 S ——墙体顶面的侧向变位(m);

H ——岸壁高度(m);

B ——换算墙体宽度(m);

$K_1 \sim K_9$ ——影响系数;

D_1 ——码头前沿设计泥面高程以下地基压缩层厚度(m), 对于厚层砂土地基, D_1 的最大取值为 B ; 对于岩基、密实砂或硬黏土地基, 取 $D_1 = 0$;

h ——墙前设计水位以下的水深(m);

d ——前板桩的入土深度(m);

K_{n1} ——格仓内填料的邓肯(Duncan)模型模量数, 应根据三轴试验确定, 当无试验数据时根据其相对密度 D_r , 在图 8.3.6-2 中查得;

K_{n2} ——墙后填料的邓肯模型模量数, 当填料为砂类土时, 取值方法与 K_{n1} 相同; 当填料为碎石土时, K_{n2} 取值不小于 800;

K_{n3} ——地基土的邓肯模型模量数, 当为砂土地基时, 取值方法与 K_{n1} 相同; 当为硬黏土地基时, 应根据土工试验确定; 当为岩基时, $K_{n3} = 1.0$;

δ ——墙后土体与墙面间的摩擦角标准值($^\circ$), 取 $\frac{1}{3}\phi \sim \frac{1}{2}\phi$, ϕ 为墙后土体的内摩擦角标准值;

- q ——墙后均布荷载标准值(kN/m^2)；
 γ_w ——水的重度标准值(kN/m^3)；
 h_1 ——墙后地下水位与墙前设计水位之间的水位差(m)；
 ϕ' ——墙后土体的有效内摩擦角标准值($^\circ$)。

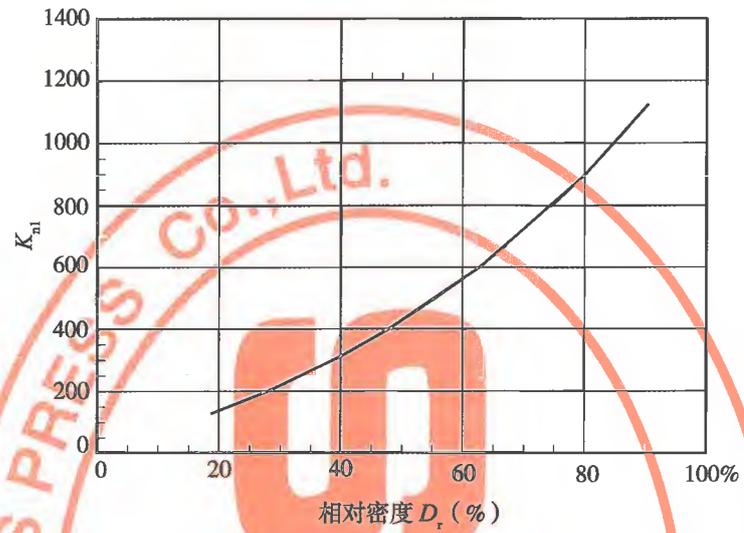


图 8.3.6-2 K_{n1} 与 D_r 关系图

9 斜坡码头和浮码头

9.1 一般规定

一般要求

- 9.1.1 斜坡码头和浮码头结构各部分的主要尺度应根据平面布置及工艺设计的要求,并依据码头所处位置的地形、地质和水文等条件确定。
- 9.1.2 斜坡码头和浮码头的趸船结构设计除应符合第 9.2 节和 9.3 节的规定外,尚应符合国家对船舶管理的有关规定和国家现行标准《钢质内河船舶建造规范》、《钢质海船入级规范》、《钢筋混凝土趸船技术条件》等的规定。
- 9.1.3 在回填区架设架空斜坡道和固定引桥时,应考虑回填土对结构的不利影响。
- 9.1.4 架空斜坡道和引桥应设置防护栏杆。
- 9.1.5 对车、客流量较大的车客渡码头,斜坡道中间宜设置分隔设施。
- 9.1.6 在冰冻地区建造斜坡码头和浮码头时应采取防冰措施。
- 9.1.7 在波浪较大的湖泊、水库和海域建造斜坡码头或浮码头时,应考虑波浪的作用,并采取有效的防浪措施。有台风的地区应采取防台措施。

作用及作用组合

- 9.1.8 斜坡码头和浮码头的作用及作用组合应符合第 3.2 节的有关规定。设计前期阶段钢引桥自重力可参考表 9.1.8 取值。

表 9.1.8 浮码头和斜坡码头钢引桥单位面积自重力估算表

序号	使用条件	结构形式	结构特点	自重力(kN/m ²)
1	安设皮带机、行驶电瓶车和通过人群	桁架式	有雨棚、钢面板	1.5~2.0
			无雨棚、钢面板	1.6~2.0
			无雨棚、木面板	1.0~1.5
2	安设管道的油品、化工码头	桁架式	满铺钢面板	2.0~2.5
			管道范围不铺面板	1.4~1.8
3	行驶车辆(汽-20、挂车-120)	桁架式	钢面板	2.5~3.0
		实腹式	钢面板	3.0~3.5
4	通过人群	空腹拱桁式	钢面板	2.7~3.3

- 9.1.9 钢引桥不宜直接承受船舶荷载。
- 9.1.10 下列情况应按承载能力极限状态设计:

- (1) 整体稳定；
- (2) 重力式桥墩、桥台、挡土结构和系船块体的抗倾抗滑稳定；
- (3) 桩和柱的压曲稳定；
- (4) 锚的抗拉稳定；
- (5) 基床、地基和桩基承载力；
- (6) 架空斜坡道和引桥的上部结构构件承载能力；
- (7) 钢引桥的结构强度、整体和局部稳定性。

9.1.11 下列情况应按正常使用极限状态设计：

- (1) 架空斜坡道和引桥结构的变形、位移；
- (2) 架空斜坡道和引桥钢筋混凝土构件的抗裂或裂缝宽度；
- (3) 钢引桥挠度；
- (4) 地基沉降。

9.2 构造

斜坡码头

9.2.1 斜坡码头结构由坡道、趸船、移动引桥和坡顶挡土墙等组成,如图 9.2.1 所示。斜坡码头的坡道结构形式可采用实体式、架空式或部分实体与部分架空的混合式。在流冰严重的地区,未采取防冰措施时,不宜采用架空坡道。

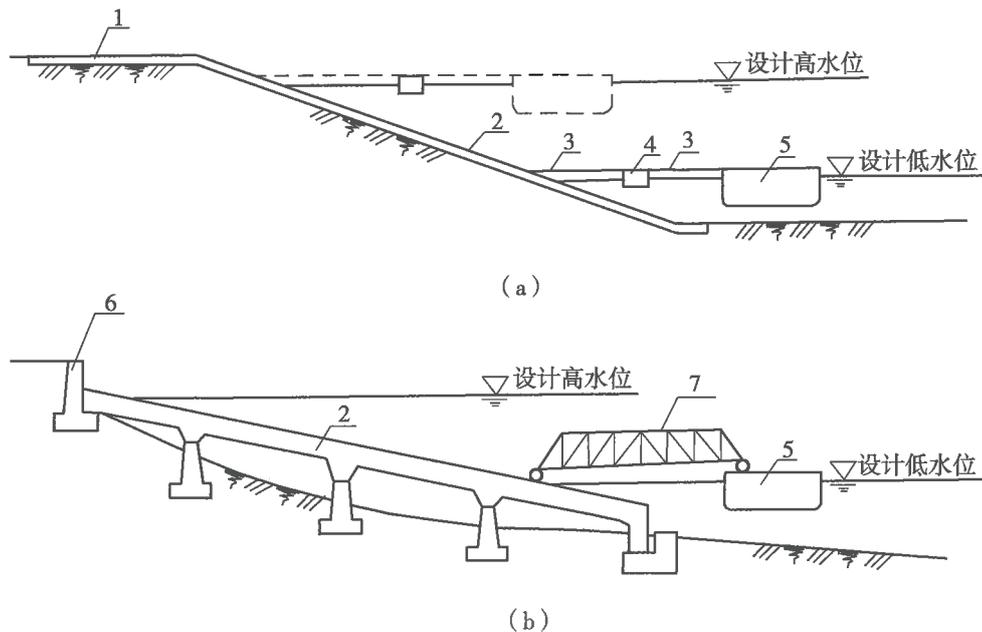


图 9.2.1 斜坡码头结构示意图

(a) 实体式; (b) 架空式

1-平道; 2-斜坡道; 3-跳板; 4-跳趸; 5-趸船; 6-挡土墙; 7-移动钢引桥

9.2.2 斜坡码头斜坡道的坡度和宽度应根据装卸工艺要求,结合地形、地质、水文等自然条件确定,并应符合表 9.2.2 的规定。

表 9.2.2 斜坡码头斜坡道的坡度和宽度

斜坡道名称		坡度	宽度(m)
缆车道		陡于 1:8	据工艺要求确定
普通带式输送机道		不陡于 1:4	据工艺要求确定
重件拖拉道		不陡于 1:8	据工艺要求确定
管道道		据自然条件及工艺要求确定	据工艺要求确定
汽车道		不陡于 1:10	单车道不小于 5.0; 双车道不小于 7.0
人行道	客码头	坡道不陡于 1:7 踏步陡于 1:6	不小于 0.8
	客码头	坡道不陡于 1:7 踏步 1:7~1:2	不小于 3.5

注:①小型汽车道纵坡在困难条件下不应陡于 1:9;

②汽车渡口码头的坡道宽度应根据汽渡船靠泊需要、汽车调头要求和陆上连接公路的宽度等因素综合考虑确定。

9.2.3 变坡缆车道变坡点可采用高低轨或凹形竖曲线衔接。凹形竖曲线最小半径不小于 160m。坡道上下段的坡差角不宜大于 12°, 见图 9.2.3。

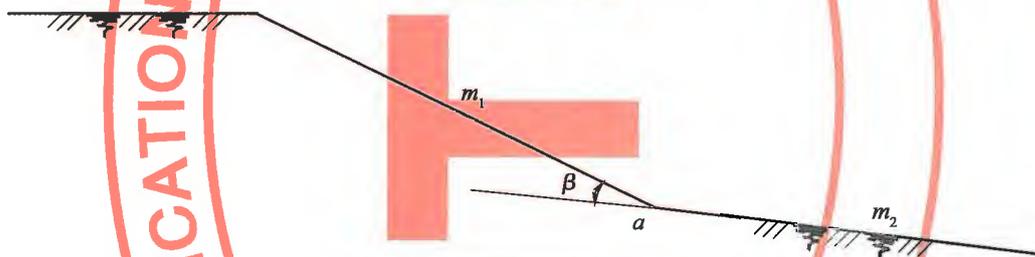


图 9.2.3 变坡缆车道示意图

a-变坡点; β -坡差角; m_1 -上段坡度; m_2 -下段坡度

9.2.4 实体斜坡码头缆车、皮带车和移动钢引桥的横轨枕的间距宜为 0.5m~0.7m, 当采用短轨枕时, 每隔 3m~5m 应设一长轨枕或联系构件。钢筋混凝土纵轨枕的分段长度宜为 8m~25m, 纵轨枕之间应设横撑, 其间距宜为 3m~5m, 必要时纵轨枕端部可局部加宽, 下设垫板或端横梁。

9.2.5 实体坡道的回填材料, 在施工水位以上, 宜采用透水性好的无粘性材料, 并应分层夯实或压实; 在施工水位以下, 宜采用块石抛填。

9.2.6 实体坡道的倒滤层在施工水位以上宜采用碎石、粗砂或中砂分层铺设, 其中碎石层厚度宜为 0.15m~0.20m, 粗砂或中砂层厚度宜为 0.10m~0.15m; 当采用混合倒滤层时, 其厚度不宜小于 0.40m。在施工水位以下, 当施工困难时, 可采用天然级配较好的混合倒滤层, 其厚度不宜小于 0.60m。倒滤层采用土工织物时, 应按现行行业标准《水运工程土工合成材料应用技术规范》(JTJ 239) 的有关规定执行。

9.2.7 实体斜坡道的坡面宜略高出天然地面, 其两侧边坡不宜陡于 1:2, 并应防止坡脚淘刷。

9.2.8 实体坡道的坡面应设置可靠的面层结构。

9.2.9 实体斜坡道的端部坡脚结构采用埋入式抛石棱体时,其基槽深度不宜小于1m,底宽不宜小于2m,见图9.2.9(a);采用突出式抛石棱体时,其顶宽宜大于1.5m,外坡不宜陡于1:1.5,见图9.2.9(b)。抛石棱体块石重量宜采用10kg~100kg,且应根据水流、波浪条件验算其稳定性。

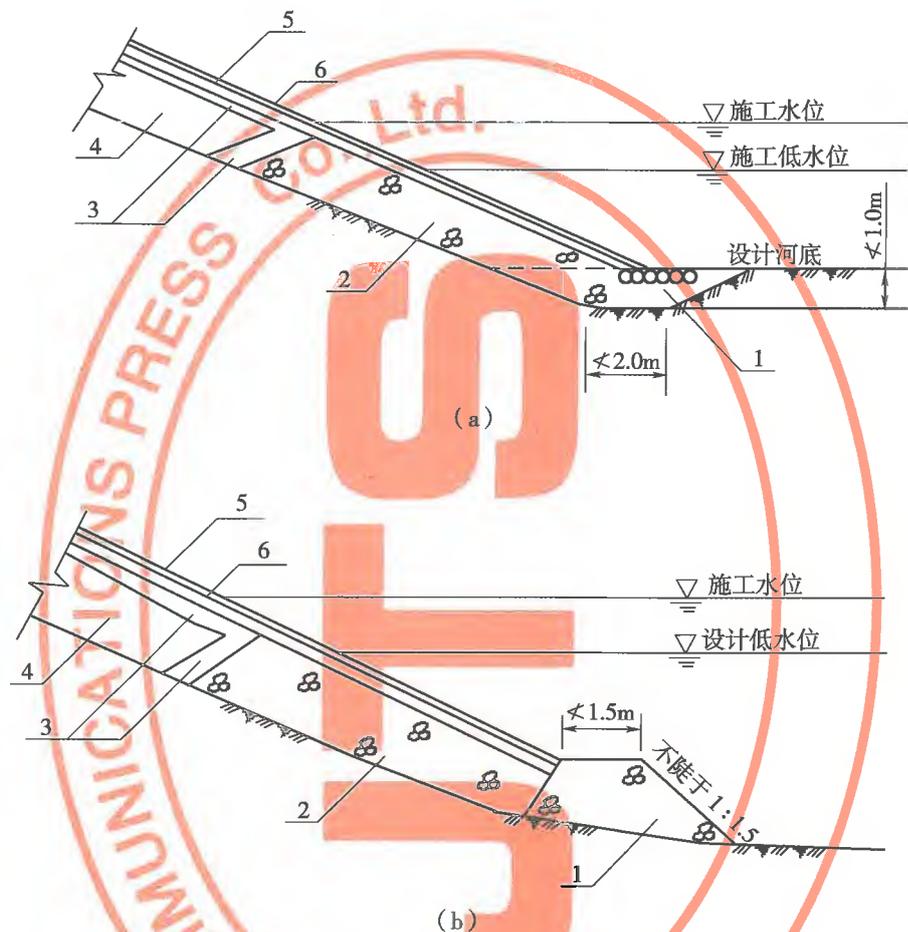


图9.2.9 抛石棱体示意图

(a)埋入式;(b)突出式

1-抛石棱体;2-抛石基床;3-倒滤层;4-陆上回填料;5-钢轨;6-轨枕

9.2.10 坡顶挡土墙应沿长度方向设置变形缝。

9.2.11 非岩石地基挡土墙变形缝的缝距宜为10m~15m;岩石地基上有碎石垫层或基床的挡土墙变形缝的缝距可适当增大。

9.2.12 坡顶挡土墙置于堤防范围内时,挡土墙底部和背后不得采用透水性材料作为垫层和回填料。

9.2.13 架空斜坡道纵梁的支座底面应水平。预制的人行道板与纵梁之间应有可靠的连接。搁置纵梁的横梁应采取限制纵梁横向位移的措施。

9.2.14 架空斜坡道和固定引桥的纵梁应设端横隔板。当梁跨大于或等于8m时,纵梁跨间应设横隔板,横隔板间距取3m~5m,相邻两纵梁横隔板间应可靠连接。架空斜坡道

和固定引桥梁板的搁置长度应根据计算确定,且在设计高水位以上不应小于 200mm,设计高水位以下不应小于 250mm。

9.2.15 架空坡道的桥墩采用浆砌块石、浆砌条石或混凝土重力式墩台时,墩台的设计应符合现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)和《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D61)的有关规定。

9.2.16 墩台使用的块石、条石应选用新鲜无裂隙的硬质岩石,其饱和单轴抗压极限强度不应低于 30MPa,砌筑砂浆标号不应低于 M15。

9.2.17 混凝土墩帽的厚度应满足支座锚固要求,且不宜小于 400mm。支座下墩帽内应设钢筋网和构造钢筋。墩帽顶面宜设排水坡,帽檐宽不宜小于 50mm。采用橡胶支座时应按第 9.2.25 条的规定执行。

浮 码 头

9.2.18 浮码头结构由趸船及其系留设施、活动钢引桥、升降架和固定引桥等组成,如图 9.2.18 所示。

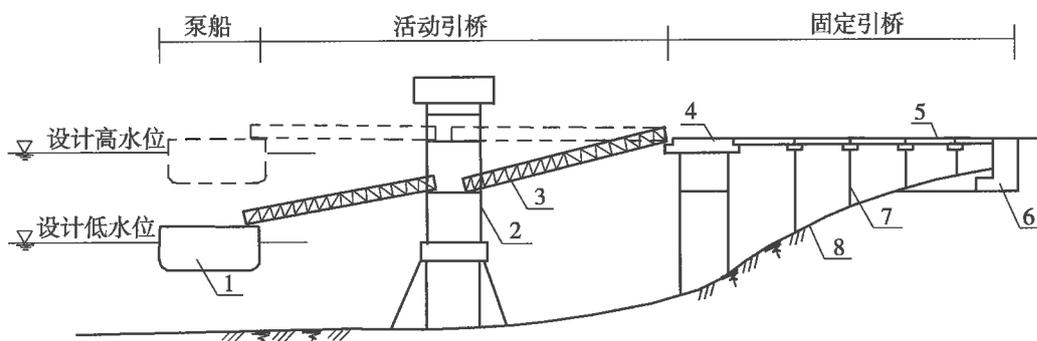


图 9.2.18 浮码头结构示意图

1-趸船;2-升降架;3-活动钢引桥;4-钢引桥支承墩;5-引桥梁板;6-桥台;7-引桥墩;8-原地地面线

9.2.19 活动钢引桥的设计坡度应满足工艺和使用的要求,不通行汽车的货运码头不宜陡于 1:3.5,客运码头不宜陡于 1:7,汽车轮渡码头不宜陡于 1:10。仅有少量人员和货物通行的工作船码头、油品及液体化工码头的活动钢引桥,当设有必要的防滑设施或活动踏步时,其坡度可以适当放陡。

9.2.20 钢筋混凝土固定引桥应设置伸缩缝和沉降缝。

9.2.21 钢筋混凝土固定引桥顶面应铺筑磨耗层,磨耗层厚度根据流动机械的类型和使用情况确定。磨耗层与面板同时浇筑时,其厚度不应小于 20mm,分开浇筑时不应小于 50mm。引桥桥面应设不缓于 5‰的横向排水坡。

9.2.22 有可能被洪水淹没或波浪冲击的固定引桥,面板上应适当设置通气泄水篦孔,孔径不宜小于 100mm。

9.2.23 桩基承台的厚度和桩基横梁的高度应根据计算确定,实体承台厚度不宜小于 800mm,横梁高度不宜小于 400mm。

9.2.24 固定引桥梁板的主要支座形式如图 9.2.24 所示。当梁板跨度小于或等于 12m

时,可选用平板支座;当梁板跨度为 12m ~ 25m 时,可选用两端均为板式橡胶支座,或一端为弧形支座、另一端为滚动支座,或一端为弧形支座、另一端为板式橡胶支座;当梁板跨度大于 25m 时,可选用滚动支座或盆式橡胶支座。

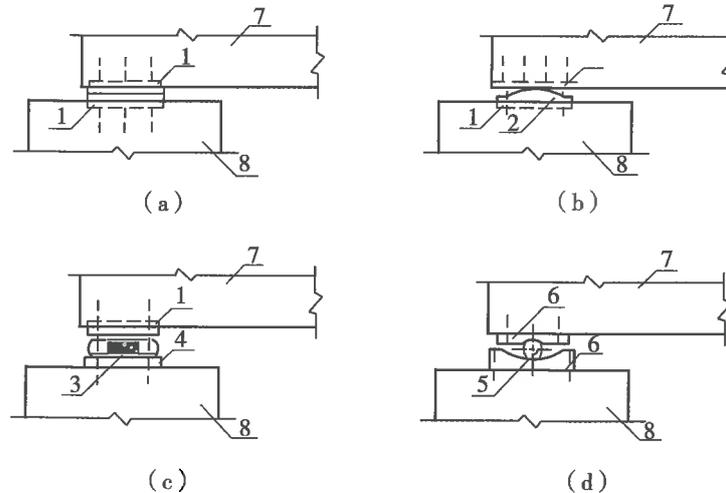


图 9.2.24 主要支座形式示意图

(a) 平板支座; (b) 弧形支座; (c) 橡胶支座; (d) 滚动支座

1-预埋钢板; 2-弧形支座; 3-橡胶支座; 4-支撑垫座; 5-滚柱; 6-上(下)支承板; 7-梁; 8-支墩

9.2.25 选用橡胶支座时,在桥台和桥墩顶部梁板支座处宜设置“支承垫石”(图 9.2.25)。“支承垫石”的平面尺寸、配筋数量可根据支座压力大小、支座底板尺寸大小、混凝土强度等按局部承压计算确定。“支承垫石”在长度和宽度方向都应比橡胶支座底部各大 100mm ~ 200mm,橡胶支座宜居中布置,且应预留搁置千斤顶的位置。“支承垫石”内应设置钢筋网片。

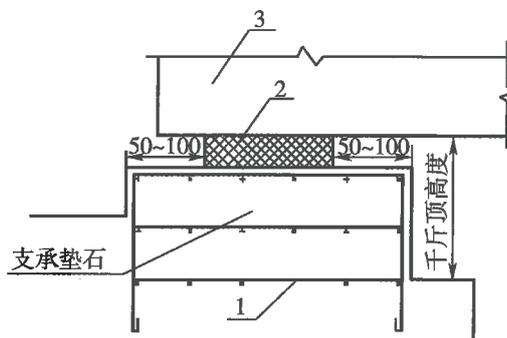


图 9.2.25 “支承垫石”示意图

1-钢筋网; 2-橡胶支座; 3-梁

钢引桥及升降架

9.2.26 钢引桥的结构设计应符合现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)的有关规定。

9.2.27 钢引桥的宽度应根据工艺布置和使用要求确定,可按表 9.2.27 选取。

表 9.2.27 钢引桥宽度

序号	使用条件	宽度(m)	说明
1	客货码头	4.5~5.5	
2	中、小客运码头	3.5~4.5	
3	单线固定皮带机、电瓶车或非机动车	3.0~4.0	电瓶车或非机动车有货垫时钢引桥宽度取大值
4	双向电瓶车或非机动车	3.5~4.5	
5	汽车、拖车、叉式装载车	4.0~5.5	单车道
6	液体货物码头		按管线布置确定,其人行道宽度不小于1.0m

9.2.28 钢引桥主梁的高跨比,对于平行弦桁架宜为 $1/8 \sim 1/15$;对于空腹桁架宜为 $1/6 \sim 1/10$;对于实腹板梁宜为 $1/12 \sim 1/18$ 。

9.2.29 钢引桥应具有必要的横向刚度,钢引桥的宽度不应小于其跨度的 $1/20$ 。在强风和大浪地区,钢引桥宽度应适当加宽。

9.2.30 活动钢引桥两端应设拉环,并用铁链分别与趸船和支承墩系连。

9.2.31 活动钢引桥升降架由基础结构、升降架结构和提升设施组成。升降架结构如图 9.2.31 所示。

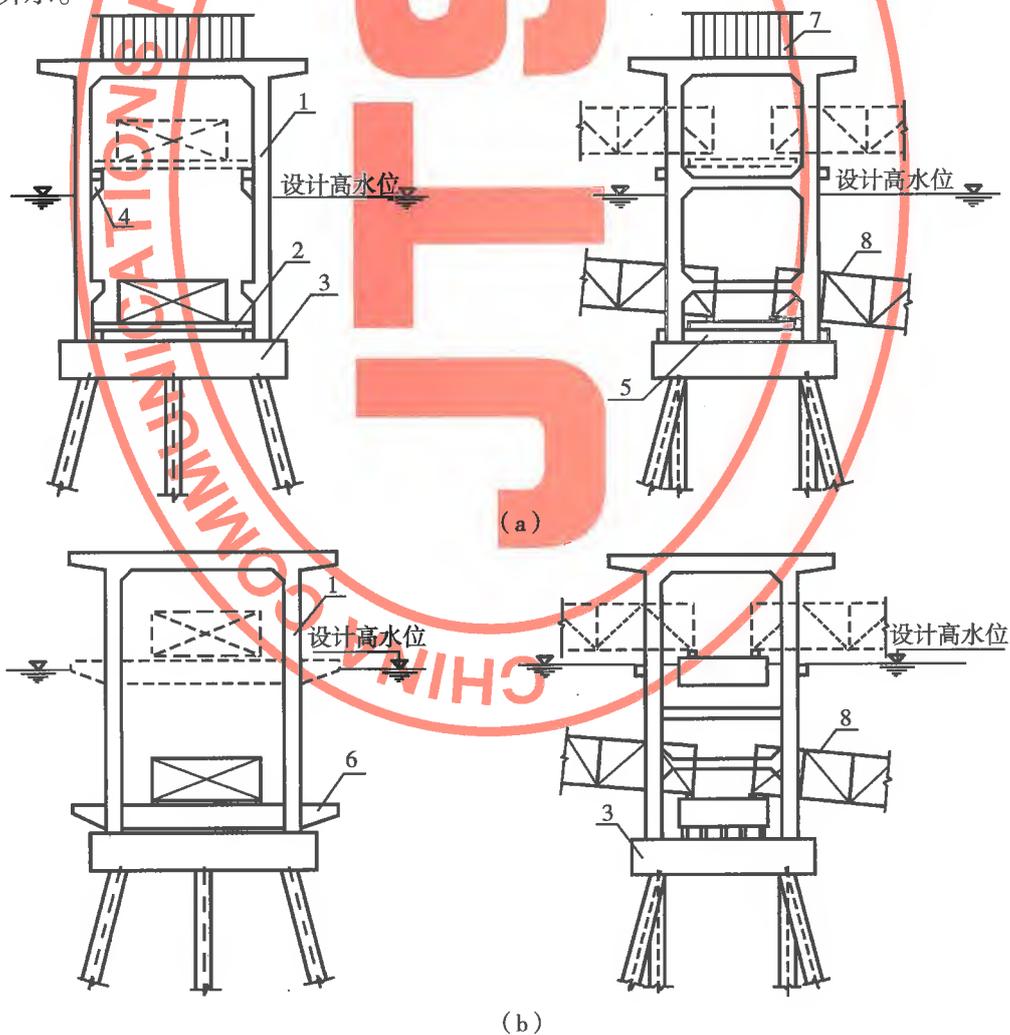


图 9.2.31

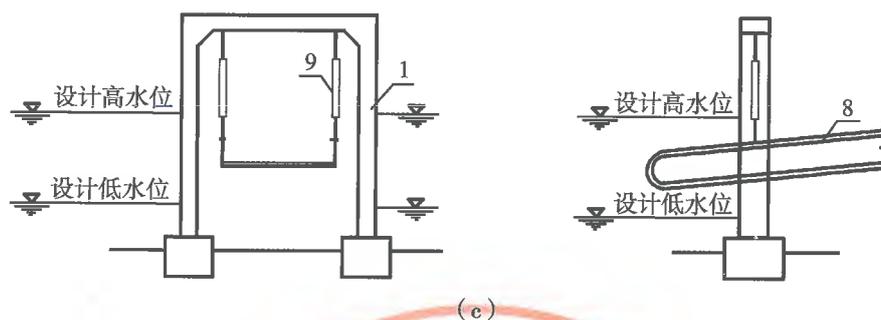


图 9.2.31 升降架结构示意图

(a) 托板提升结构; (b) 浮趸提升结构; (c) 液压提升结构

1-升降架结构; 2-托板; 3-基础结构; 4-支承牛腿; 5-搁置横梁; 6-浮趸; 7-卷扬机房; 8-活动钢引桥; 9-液压装置

9.2.32 当升降架基础结构采用桩基承台时, 桩基承台的厚度可根据计算确定, 且不宜小于 1000mm。采用浮趸式提升设施时, 承台顶面应设垫墩并预留安放千斤顶的位置。

9.2.33 升降架的净空应满足钢引桥的调整幅度和操作人员安全的要求。

9.2.34 升降架应设置爬梯。

9.2.35 活动钢引桥支承墩墩顶应设置拉环, 在支座处宜设置排水坡。

趸船及系留设施

9.2.36 斜坡码头和浮码头所采用的趸船应满足下列条件和要求:

- (1) 工艺和公用设备的布置及使用功能要求;
- (2) 趸船的系留方式;
- (3) 码头和抛锚区域的气象、水文、地形、地质条件;
- (4) 与趸船有关的结构布置及受力特征;
- (5) 趸船局部加固的位置及要求;
- (6) 其他。

9.2.37 趸船应根据当地自然条件、使用经验和要求、工程的重要性以及经济合理性等因素综合分析选用钢质或钢筋混凝土趸船。

9.2.38 趸船的主尺度应满足船舶系靠安全和工艺使用要求, 并宜符合表 9.2.38 的规定。停靠海轮和江海轮的浮码头尚应设置满足艏艉缆系缆要求的设施。

表 9.2.38 趸船主尺度

码头类型	趸船长度 (m)	钢质趸船		钢筋混凝土趸船	
		L_d/D_d	B_d/D_d	L_d/D_d	B_d/D_d
货运码头	$(0.65 \sim 0.80)L$	≤ 35	≤ 7	≤ 30	≤ 5
客运码头	$(0.70 \sim 0.90)L$				

注: 表中 L_d 为趸船长度 (m); B_d 为趸船宽度 (m); D_d 为趸船型深 (m); L 为靠泊船舶长度。

9.2.39 斜坡码头和浮码头趸船, 可按码头靠泊船舶种类与吨位、趸船允许位移量等使用要求和趸船所处的水域限界、水位差、水流、波浪、水底土质等环境条件选用锚链、撑杆系统或定位墩等系留方式, 如图 9.2.39 所示。

9.2.40 水位差较大时,宜采用锚链系统系留趸船,如图 9.2.39(a)和图 9.2.39(b)所示。对海港和靠泊船舶较大且工艺使用不允许趸船有较大位移或不允许抛外锚的河港的浮码头,可采用撑杆系统系留趸船,如图 9.2.39(c)、图 9.2.39(d)及图 9.2.39(e)所示。因水域限界或水底土质等不允许抛锚,或靠泊船舶较大而趸船不允许有较大的位移时,可采用定位墩系留趸船,定位墩可布置于趸船两端,如图 9.2.39(f)所示;也可布置于趸船内舷后侧,如图 9.2.39(g)所示。

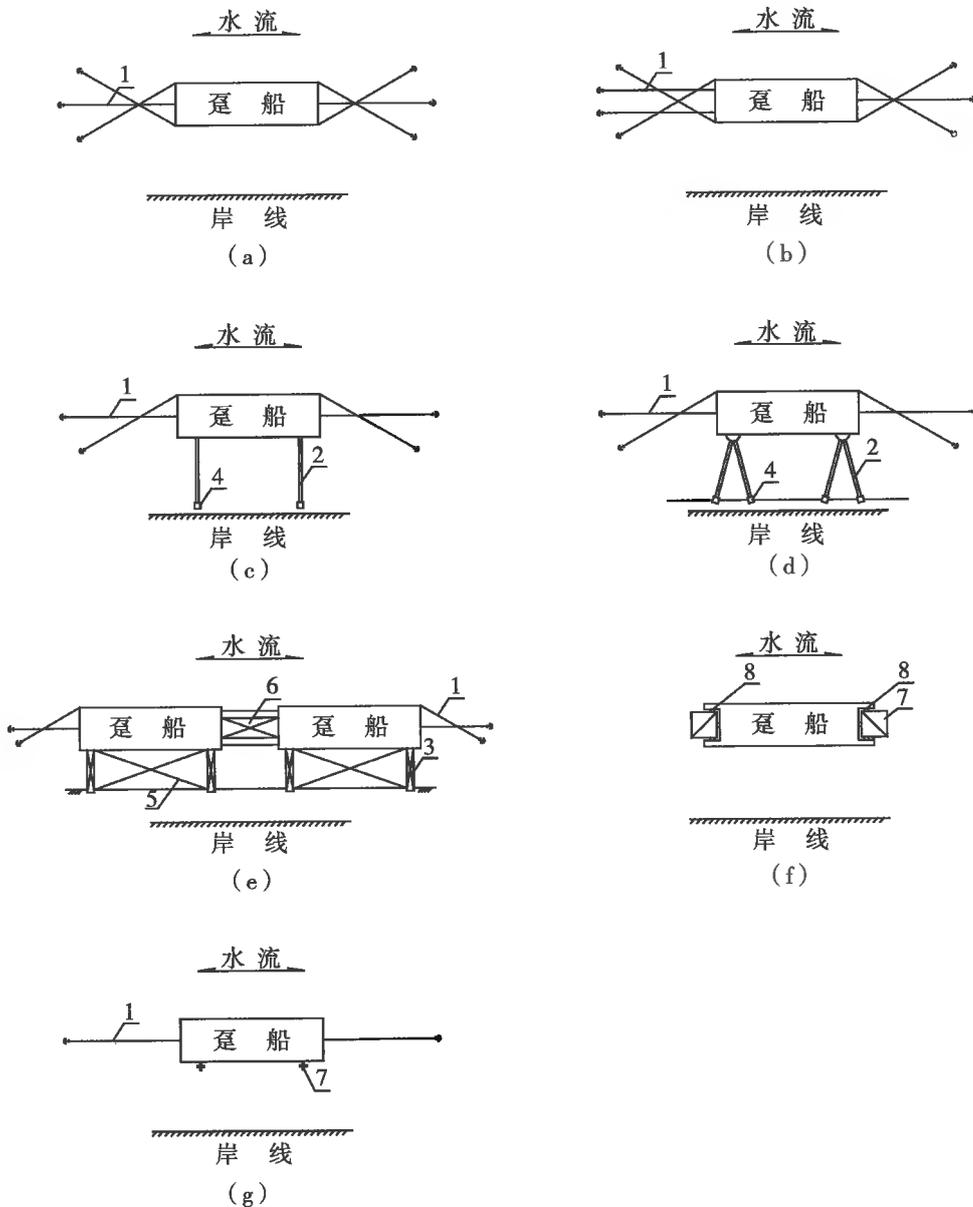


图 9.2.39 趸船系留方式示意图

1-锚链;2-撑杆;3-钢撑杆兼引桥;4-撑杆墩;5-十字链;6-联桥;7-定位墩、桩;8-消能设施

9.2.41 5000 吨级及以上浮码头,应设置专门的消能设施。

9.2.42 趸船的撑杆系统应设置撑杆和撑杆墩,撑杆宜采用钢结构,如图 9.2.42 所示。

9.2.43 撑杆系统的布置应符合下列规定。

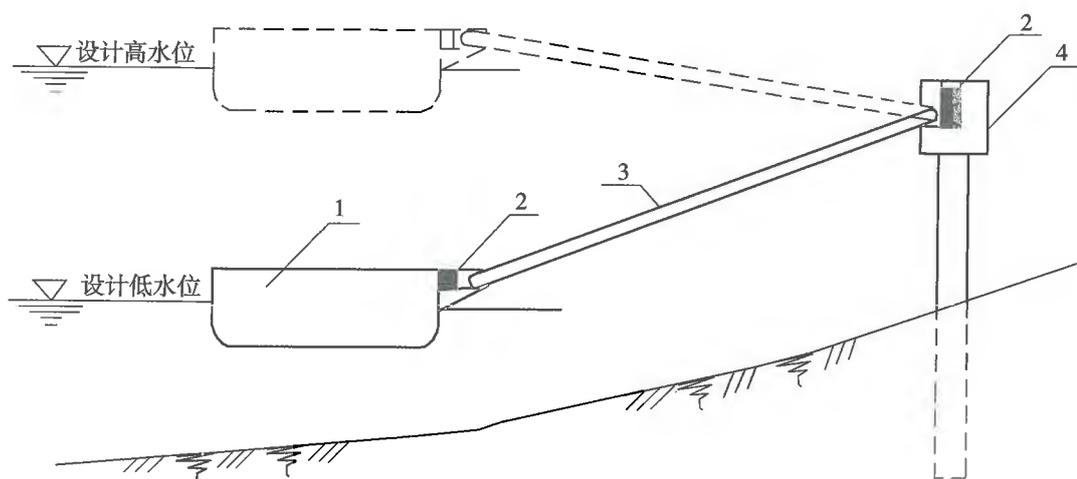


图 9.2.42 撑杆系统示意图

1-趸船;2-消能设施;3-撑杆;4-撑杆墩

9.2.43.1 趸船上的支撑点宜布置在趸船内舷两端距趸船端部 5m ~ 10m 处。

9.2.43.2 撑杆长度和撑杆墩上支撑点高程应按下列原则确定：

- (1) 设计高水位时撑杆的斜度不陡于 1:6；
- (2) 设计低水位时撑杆的斜度不陡于 1:4.5。

9.2.43.3 当趸船采用单撑杆,撑杆轴线应垂直趸船的内舷线,如图 9.2.39 (c) 和图 9.2.39(e) 所示。

9.2.44 钢撑杆两端应设置拉环,并用链条分别与趸船及撑杆系连。

9.2.45 撑杆有被淹没的情况时,应在箱形或圆管形钢撑杆两端适当位置的底部设进出水孔。

9.2.46 撑杆墩不宜作为风暴系缆墩使用。

9.2.47 定位墩钢管桩导桩桩位偏差应小于 100mm,垂直度偏差应小于 1%,且各桩应保持平行。

9.2.48 钢管导桩直接受撞击力作用的管段,管内宜加焊加劲横隔板,其间距宜为 1.5m ~ 2.0m。

9.3 计 算

9.3.1 岸坡及实体斜坡道的稳定验算,宜采用复合滑动面法或圆弧滑动简单条分法验算。验算应按现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定执行。

9.3.2 对重力式桥墩、桥台,其坡顶、坡脚挡土结构的稳定、地基承载力和地基沉降计算或验算应按第 7 章和现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定执行。当采用浆砌块石、浆砌条石或混凝土重力式墩台时,应符合现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)和《公路桥涵地基与基础设计规范》

(JTG D63)的有关规定。

9.3.3 桩基架空斜坡道和引桥结构,应按第5章的有关规定验算结构的承载力和变位。顺桥方向,独桩墩和单排桩墩可按悬臂结构计算;当纵向梁系与横梁可靠连接时,也可按纵向排架结构计算;横向独桩墩可按悬臂结构计算,单排桩墩可按平面结构计算。多排桩墩可按空间结构计算。

9.3.4 纵梁的计算跨度应取支座中心线间的水平距离。除计算其竖向承载力外,尚应计算其横向承载力。

9.3.5 斜坡道和引桥桥面较宽时,应考虑桥面局部荷载的横向分布。

9.3.6 实体斜坡浅基础轨道梁和轨枕结构可按弹性地基梁计算。

9.3.7 平行弦桁架式钢引桥,宜按空间结构计算,也可将钢引桥分为若干个平面系统分别计算;按平面系统计算时,平行弦桁架式钢引桥可划分为主桁架、平纵联、横联、纵梁、横梁等平面系统。空腹拱桁式钢引桥,应按空间结构计算。

9.3.8 钢引桥计算挠度的限值应符合下列规定:

- (1) 桁架式桥,小于或等于计算跨度的 1/700;
- (2) 实腹板梁式桥,小于或等于计算跨度的 1/500;
- (3) 钢引桥桥面系纵、横梁的计算挠度小于或等于纵、横梁计算跨度的 1/250。

9.3.9 当钢引桥计算挠度较大时,应设预拱,其预拱度应等于自重产生的挠度与活荷载产生的挠度的一半之和。

9.3.10 钢筋混凝土升降架结构可按空间结构进行计算,并应符合第4章和第5章的有关规定。

9.3.11 趸船锚链和锚可按附录 U 计算。

9.3.12 撑杆的轴向荷载可按附录 W 计算。

9.3.13 钢撑杆的结构计算应符合现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)的有关规定。

9.3.14 撑杆墩结构应按空间结构进行计算,并应符合第5.4节的规定。

9.3.15 定位墩结构采用直钢管桩导桩式结构时,其结构应按柔性靠船桩计算,其设计应符合第5.6节的规定。

9.3.16 当船舶撞击力由一个定位墩承受时,定位墩吸能量应满足式(9.3.16)的要求,并据此确定船舶撞击力。

$$E_0 \leq E_e + E_s \quad (9.3.16)$$

式中 E_0 ——船舶靠泊趸船时的有效撞击能量(kN·m),按现行行业标准《港口工程荷载规范》(JTS 144—1)的规定计算;

E_e ——消能设施吸收的能量(kN·m);

E_s ——定位墩结构在不同计算水位时由于船舶撞击作用产生结构弹性变形所吸收的能量(kN·m)。

9.3.17 定位墩钢管桩导桩的设计应符合第4章、第5章和现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)的有关规定。

9.3.18 一个定位墩由两根以上导桩组成时,每根导桩承受的横向力可按下式计算:

$$Q = \frac{KP}{n} \quad (9.3.18)$$

式中 Q ——单桩承受的横向力(kN);

P ——船舶撞击力(kN),按第9.3.16条计算;

n ——一个定位墩的受力导桩数;

K ——受力不均匀系数,与桩位偏差大小有关,取1.1~1.2。

9.3.19 以承受水平力或弯矩为主的嵌岩桩嵌入岩层的深度可按第4.6节规定计算。



附录 A 嵌岩桩嵌岩形式示意图

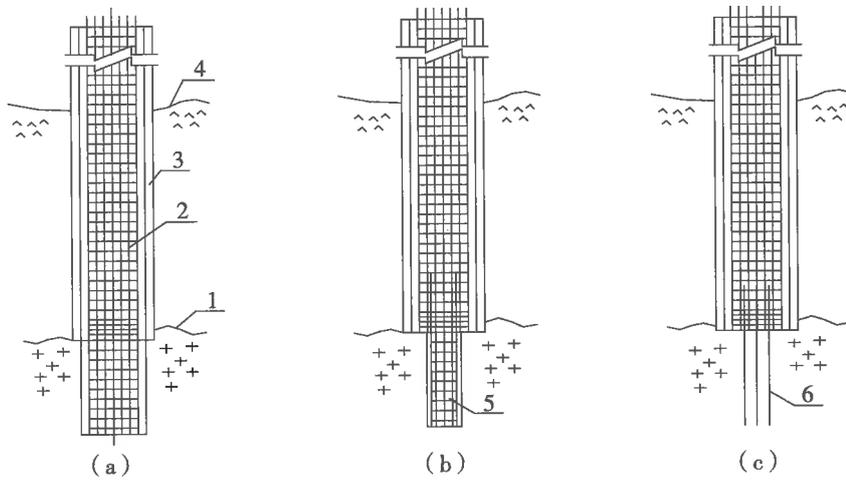


图 A.0.1 灌注型嵌岩桩和灌注型锚杆嵌岩桩嵌岩形式示意图
(a)等于桩径的嵌岩桩;(b)小于桩径的嵌岩桩;(c)锚杆嵌岩桩
1-岩层面;2-钢筋笼;3-钢护筒;4-覆盖层顶面;5-嵌岩钢筋;6-锚杆

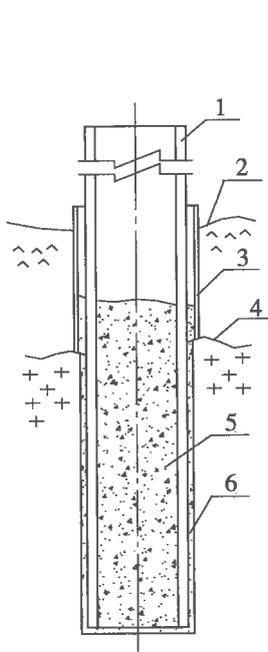


图 A.0.2 预制型植入嵌岩桩嵌岩形式示意图
1-预制桩;2-覆盖层顶面;3-钢护筒;4-岩层面;5-桩内水下混凝土;6-桩外侧与孔壁间水下混凝土

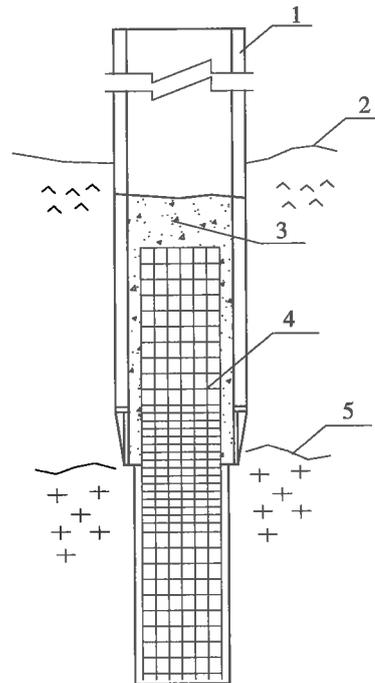


图 A.0.3 预制型芯柱嵌岩桩嵌岩形式示意图
1-预制桩;2-覆盖层或混凝土套筒砂层顶面;
3-桩芯柱混凝土;4-钢筋笼;5-岩层面

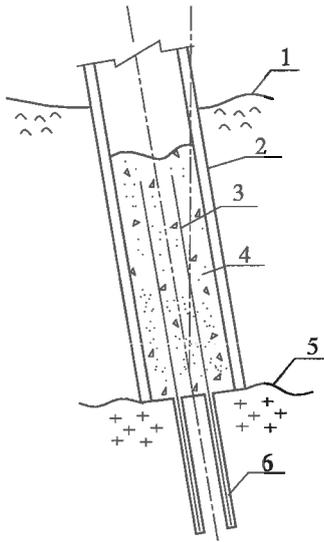


图 A.0.4 预制型锚杆嵌岩桩下段锚固形式示意图
1-覆盖层顶面;2-预制桩;3-锚杆;4-桩芯混凝土;
5-岩层面;6-锚固水泥浆

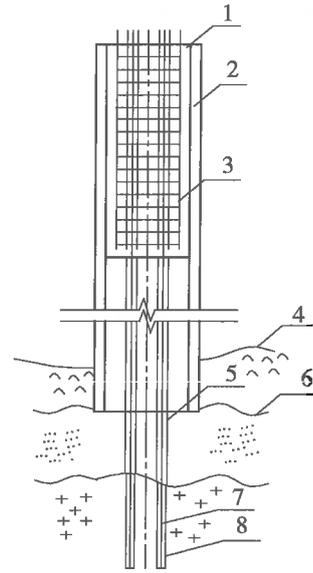


图 A.0.5 预制型锚杆嵌岩桩上段锚固形式示意图
1-桩芯混凝土;2-预制桩;3-钢筋笼;4-覆盖层顶面;
5-钻锚孔导管;6-岩层面;7-锚杆;8-锚固水泥浆体

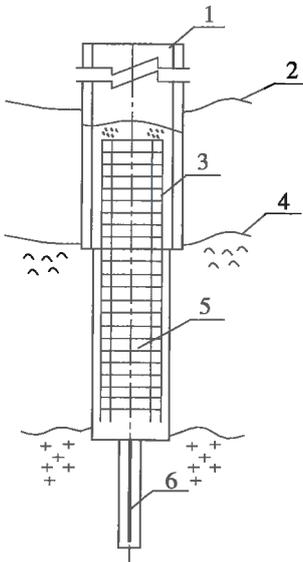


图 A.0.6 组合嵌岩桩锚固形式示意图
1-灌注桩或预制桩;2-覆盖层顶面;3-钢筋笼;
4-岩层面;5-嵌岩桩;6-锚杆

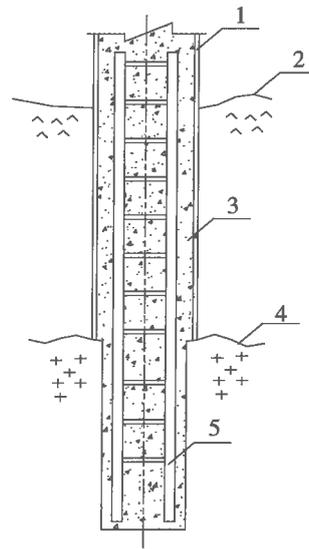


图 A.0.7 预制型芯柱嵌岩桩型钢笼嵌固形式示意图
1-预制桩;2-覆盖层顶面;3-桩芯混凝土;4-岩层面;
5-型钢笼

附录 B 水平力作用下单桩的计算

B.1. NL 法

B.1.1 采用 NL 法计算时,入土深度不应小于弯矩零点深度的 1.5 倍,桩顶自由转动时,可取弯矩第一零点,桩顶无转动时,可取弯矩第二零点。

B.1.2 水平力作用下桩身水平位移应按下列方程求解:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Bq + p_{(z)} = 0 \quad (\text{B.1.2-1})$$

$$q = k_N z^{2/3} y^{1/3} \quad (\text{B.1.2-2})$$

式中 EI ——桩的抗弯刚度($\text{kN} \cdot \text{m}^2$);
 y ——桩计算点的水平位移(m);
 z ——计算点离泥面深度(m);
 B ——桩径或桩宽(m);
 q ——桩计算点处单位面积上承受的土抗力(kPa);
 k_N ——水平地基抗力系数(kN/m^3);
 $p_{(z)}$ ——桩计算点处单位长度上承受的作用力(kN/m)。

B.1.3 水平地基抗力系数应按下列规定确定。

B.1.3.1 水平地基抗力系数宜通过静载荷试验按下列步骤确定:

- (1) 测试桩在水平力 H_P 作用下力作用点处的水平位移 y_P ;
- (2) 相应标准桩的比值 H_S/y_S 按下式计算:

$$\frac{H_S}{y_S} = \left(\frac{R_Z H_P}{R_{EI} y_P} \right) \quad (\text{B.1.3-1})$$

式中 H_S ——标准桩的水平力(kN);
 y_S ——标准桩在力作用点处的水平位移(m);
 R_Z ——力作用点在泥面以上高度的相似系数;
 R_{EI} ——抗弯刚度的相似系数。

(3) 根据比值 H_S/y_S 查表确定标准桩的水平力 H_S 与作用点处的水平位移 y_S ,当桩顶无转动时查表 B.1.4-1,当桩顶自由转动时查表 B.1.4-2;

(4) 试桩在水平力作用下的水平地基抗力系数按下式计算:

$$(k_N)_P = \left(\frac{R_{EI}^{1/2} H_P}{R_Z^4 H_S} \right)^{2/3} \cdot \frac{(Bk_N)_S}{B_P} \quad (\text{B.1.3-2})$$

式中 $(Bk_N)_S$ ——标准桩的横向抗力系数,取 $100\text{kN}/\text{m}^2$;

B_p ——试桩的桩径或桩宽(m)。

(5)用同样的方法得到在不同的水平力 H_p 作用下的水平地基抗力系数,其平均值即为该试桩地区的实测水平地基抗力系数。

B.1.3.2 当无试桩资料时,水平地基抗力系数可按下列方法确定:

(1)对黏性土,水平地基抗力系数按下式计算:

$$k_N = \frac{110\zeta}{(a-0.2)^{1/2}} \quad (\text{B.1.3-3})$$

式中 ζ ——桩径或桩宽修正系数,当 $B < 0.4\text{m}$ 时, $\zeta = \left(0.7 + \frac{0.05}{B^2}\right)$, 当 $B \geq 0.4\text{m}$ 时,

$$\zeta = 1;$$

a ——土的压缩系数(1/MPa)。

(2)对砂性土和填土,水平地基抗力系数按表 B.1.3 采用。

表 B.1.3 砂性土和填土的水平地基抗力系数 k_N

地基土类别	k_N (kN/m ²)
松散细粉砂、松散填土	150 ~ 220
稍密细砂、稍密或中密填土	220 ~ 350
中密的中粗砂、密实老填土	350 ~ 700

B.1.3.3 当地基土成层时, k_N 可采用泥面下位移零点深度范围内各土层 k_N 的加权平均值。

B.1.4 水平力作用下的桩身内力和变形可根据标准桩的计算结果推算确定,推算方法应符合下列规定。

B.1.4.1 标准桩主要参数应采用下列规定值:

(1)力作用点距泥面的高度 l_0 取 5.0m;

(2)桩的抗弯刚度 EI 取 $10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2$;

(3)横向抗力系数 $B \cdot k_N$ 取 100kN/m^2 。

B.1.4.2 标准桩在不同水平力作用下桩身内力和变形,当桩顶无转动时应按表 B.1.4-1取值,当桩顶自由转动时应按表 B.1.4-2 取值。

B.1.4.3 工程桩在水平力作用下的桩身内力和变形可按下列步骤计算:

(1)实际工程桩相对于标准桩的抗弯刚度相似系数 R_{EI} 、横向抗力系数相似系数 R_{Bk} 、自由长度相似系数 R_s 按下列公式确定:

$$R_{EI} = \frac{(EI)_P}{(EI)_S} \quad (\text{B.1.4-1})$$

$$R_{Bk} = \frac{(Bk_N)_P}{(Bk_N)_S} \quad (\text{B.1.4-2})$$

$$R_s = \frac{(l_0)_P}{(l_0)_S} \quad (\text{B.1.4-3})$$

注:式中实际工程桩参数以下标 P 表示,标准桩参数以下标 S 表示。

(2)实际工程桩相对于标准桩的挠度相似系数 R_y 、转角相似系数 R_θ 、弯矩相似系数

R_M 和剪力相似系数 R_Q 按下列公式计算:

$$R_y = \sqrt{R_S^{14} R_{Bk}^3 R_{EI}^{-3}} \quad (\text{B. 1. 4-4})$$

$$R_\theta = \sqrt{R_S^{12} R_{Bk}^3 R_{EI}^{-3}} \quad (\text{B. 1. 4-5})$$

$$R_M = \sqrt{R_S^{10} R_{Bk}^3 R_{EI}^{-1}} \quad (\text{B. 1. 4-6})$$

$$R_Q = \sqrt{R_S^8 R_{Bk}^3 R_{EI}^{-1}} \quad (\text{B. 1. 4-7})$$

(3) 根据实际工程桩的水平力 H_P 及相似系数 R_Q , 标准桩的水平力 H_S 按下式计算:

$$H_S = \frac{H_P}{R_Q} \quad (\text{B. 1. 4-8})$$

(4) 通过查表确定标准桩水平力 H_S 作用下的各项特征值; 当桩顶无转动时查表 B. 1. 4-1, 当桩顶自由转动时查表 B. 1. 4-2;

表 B. 1. 4-1 桩顶无转动标准桩的桩身内力和变形

$\log H$	$\log y_H$	$\log M_{\max}$	$\log z_{M0}$	$\log y_0$	$\log \theta_0$	$\log z_M$	$\log z_y$	$\frac{H/y_H}{(H_s/y_s)}$
3.0	0.2863	3.4501	1.2889	0.1306	-0.7158	0.7959	1.1889	517.2503
2.8	-0.0485	3.1952	1.0881	-0.2393	-0.9952	0.7482	0.9518	705.4848
2.6	-0.3298	2.9829	1.0453	-0.5484	-1.2404	0.6990	0.8976	850.7290
2.4	-0.6080	2.7715	0.9934	-0.8573	-1.4866	0.6335	0.8482	1018.6076
2.2	-0.8818	2.5619	0.9469	-1.1643	-1.7325	0.5682	0.7959	1207.1698
2.0	-1.1511	2.3541	0.9004	-1.4696	-1.9781	0.5185	0.7443	1416.0294
1.8	-1.4160	2.1480	0.8543	-1.7733	-2.2235	0.4472	0.6946	1644.4456
1.6	-1.6767	1.9434	0.8028	-2.0755	-2.4686	0.3979	0.6484	1891.2455
1.4	-1.9332	1.7400	0.7597	-2.3760	-2.7133	0.3424	0.5966	2153.9071
1.2	-2.1858	1.5379	0.7118	-2.6751	-2.9578	0.2900	0.5502	2431.1907
1.0	-2.4345	1.3365	0.6674	-2.9726	-3.2020	0.2041	0.4983	2719.6084
0.8	-2.6797	1.1363	0.6284	-3.2691	-3.4458	0.1461	0.4548	3017.6352
0.6	-2.9218	0.9363	0.5769	-3.5651	-3.6901	0.0792	0.4023	3325.3188
0.4	-3.1604	0.7373	0.5283	-3.8592	-3.9336	0.0212	0.3570	3633.7795
0.2	-3.3958	0.5387	0.4878	-4.1520	-4.1768	-0.0458	0.3064	3942.8146
0.0	-3.6285	0.3406	0.4433	-4.4440	-4.4197	-0.0969	0.2613	4250.7970
-0.2	-3.8584	0.1427	0.4023	-4.7347	-4.6624	-0.1549	0.2108	4554.3334
-0.4	-4.0863	-0.0553	0.3522	-5.0258	-4.9054	-0.2366	0.1673	4856.5646
-0.6	-4.3116	-0.2528	0.3075	-5.3150	-5.1478	-0.3010	0.1238	5147.9412
-0.8	-4.5348	-0.4503	0.2672	-5.6036	-5.3900	-0.3565	0.0755	5430.6921
-1.0	-4.7561	-0.6477	0.2227	-5.8914	-5.6320	-0.4202	0.0294	5703.2052
-1.2	-4.9756	-0.8452	0.1847	-6.1786	-5.8739	-0.4948	-0.0132	5965.3715
-1.4	-5.1934	-1.0426	0.1430	-6.4650	-6.1156	-0.5528	-0.0605	6214.9864
-1.6	-5.4099	-1.2402	0.0952	-6.7515	-6.3574	-0.6198	-0.1051	6454.4709
-1.8	-5.6248	-1.4378	0.0550	-7.0372	-6.5988	-0.6778	-0.1457	6680.5479
-2.0	-5.8385	-1.6354	0.0107	-7.3222	-6.8402	-0.7447	-0.1904	6894.1744
-2.2	-6.0510	-1.8332	-0.0292	-7.6068	-7.0814	-0.7959	-0.2328	7095.3078
-2.4	-6.2624	-2.0311	-0.0680	-7.8909	-7.3224	-0.8539	-0.2798	7284.1360
-2.6	-6.4717	-2.2294	-0.0731	-8.1792	-7.5575	-0.9208	-0.3820	7442.1854
-2.8	-6.6775	-2.4286	-0.0942	-8.4254	-7.7823	-0.9586	-0.3925	7542.8003
-3.0	-6.8832	-2.6276	-0.1163	-8.6729	-8.0078	-1.0000	-0.4034	7642.3386

表 B.1.4-2 桩顶自由标准桩的桩身内力和变形表

$\log H$	$\log y_H$	$\log M_{\max}$	$\log z_{M0}$	$\log y_0$	$\log \theta_H$	$\log \theta_0$	$\log z_M$	$\log z_y$	H/y_H (H_s/y_s)
5.0	1.2910	5.1274	1.7941	1.1611	0.1961	0.1959	1.3802	1.7690	5117.1835
4.8	1.2848	5.0156	1.7423	1.1534	0.1961	0.1956	1.3424	1.7139	3274.8084
4.6	1.2773	4.8985	1.7139	1.1436	0.1960	0.1949	1.3271	1.6924	2102.1606
4.4	1.2675	4.7744	1.6309	1.1303	0.1956	0.1933	1.3118	1.5993	1356.8230
4.2	1.2540	4.6413	1.5192	1.1119	0.1943	0.1895	1.2149	1.4653	883.0964
4.0	1.2356	4.4977	1.4074	1.0863	0.1902	0.1809	1.1180	1.3313	581.3615
3.8	1.2109	4.3431	1.2956	1.0517	0.1792	0.1635	1.0212	1.1973	388.2098
3.6	1.1784	4.1772	1.2753	1.0064	0.1557	0.1322	0.8573	1.1629	251.9347
3.4	1.1349	4.0137	1.2565	0.9479	0.1129	0.0820	0.8129	1.1383	184.1289
3.2	1.0745	3.9110	1.2418	0.8729	0.0454	0.0085	0.7634	1.1156	133.4984
5.0	0.9919	3.8263	1.2317	0.7784	-0.0488	-0.0892	0.6827	1.1055	101.8766
2.8	0.6954	3.7588	1.2188	0.3988	-0.2708	-0.3308	0.6020	1.0000	127.2322
2.6	0.3193	3.4473	1.0881	-0.0527	-0.5874	-0.6771	0.5911	0.9164	190.8380
3.4	0.0513	3.2379	1.0512	-0.3572	-0.8298	-0.9322	0.5441	0.8603	223.2193
2.2	-0.2187	3.0248	1.0000	-0.6642	-1.0748	-1.1909	0.5119	0.7959	262.2693
2.0	-0.4875	2.8129	0.9542	-0.9729	-1.3190	-1.4499	0.4393	0.7597	307.2857
2.8	-0.7527	2.6008	0.9031	-1.2800	-1.5610	-1.7078	0.3522	0.7202	357.0581
1.6	-1.0140	2.3900	0.8451	-1.5851	-1.8006	-1.9645	0.3010	0.6767	411.1106
1.4	-1.2763	2.1762	0.8129	-1.8958	-2.0414	-2.2255	0.2553	0.6128	474.6035
1.2	-1.5305	1.9672	0.7708	-2.1985	-2.2766	-2.4804	0.2041	0.5682	537.7076
1.0	-1.7810	1.7592	0.7243	-2.4992	-2.5094	-2.7341	0.1461	0.5185	603.9377
0.8	-2.0281	1.5520	0.6721	-2.7986	-2.7400	-2.9866	0.0792	0.4624	673.0571
0.6	-2.2734	1.3445	0.6284	-3.0997	-2.9695	-3.2403	-0.0458	0.4393	747.1000
0.4	-2.5142	1.1389	0.5855	-3.3973	-3.1961	-3.4913	-0.0969	0.4065	820.7974
0.2	-2.7518	0.9340	0.5378	-3.6923	-3.4207	-3.7412	-0.1549	0.3522	894.9648
0.0	-2.9867	0.7297	0.4983	-3.9868	-3.6435	-3.9904	-0.2218	0.3118	969.9321
-0.2	-3.2190	0.5259	0.4548	-4.2798	-3.8646	-4.2387	-0.3010	0.2672	1044.6487
-0.4	-3.4496	0.3219	0.4108	-4.5748	-4.0847	-4.4878	-0.3468	0.2240	1121.0813
-0.6	-3.6771	0.1189	0.3664	-4.8659	-4.3027	-4.7349	-0.3979	0.1688	1194.2029
-0.6	-3.9025	0.0837	0.3274	-5.1570	-4.5193	-4.9815	-0.4559	0.1383	1266.1925
-1.0	-4.1257	-0.2858	0.2788	-5.4460	-4.7346	-5.2274	-0.5229	0.0881	1335.7377
-1.2	-4.3476	-0.4882	0.2343	-5.7368	-4.9491	-5.4740	-0.6198	0.0354	1404.9373
-1.4	-4.5674	-0.6899	0.1917	-6.0251	-5.1620	-5.7191	-0.6778	-0.0110	1470.1694
-1.6	-4.7854	-0.8913	0.1553	-6.3122	-5.3739	-5.9635	-0.7447	-0.0506	1532.3856
-1.6	-5.0020	-1.0926	0.1106	-6.5991	-5.5849	-6.2077	-0.7959	-0.0915	1592.1534
-2.0	-5.2173	-1.2938	0.0663	-6.8862	-5.7950	-6.4520	-0.8539	-0.1337	1649.4573
-2.2	-5.4313	-1.4948	0.0273	-7.1720	-6.0042	-6.6956	-0.9208	-0.1772	1703.3566
-2.4	-5.6441	-1.6956	-0.0155	-7.4574	-6.2127	-6.9388	-1.0000	-0.2182	1754.3171
-2.6	-5.8558	-1.8963	-0.0530	-7.7422	-6.4204	-7.1818	-1.0458	-0.2636	1802.3151
-2.8	-6.0666	-2.0970	-0.0996	-8.0268	-6.6276	-7.4245	-1.0969	-0.3054	1847.3887
-2.0	-6.2764	-2.2975	-0.1397	-8.3107	-6.8341	-7.6669	-1.1871	-0.3516	1889.6090
-2.2	-6.4854	-2.4980	-0.1838	-8.5945	-7.0400	-7.9092	-1.2218	-0.3925	1929.1203
-2.4	-6.6936	-2.6983	-0.2255	-8.8776	-7.2455	-8.1512	-1.3010	-0.4377	1965.8643
-1.6	-6.9011	-2.8987	-0.2636	-9.1609	-7.4504	-8.3931	-1.3979	-0.4750	2000.2281
-3.8	-7.1080	-3.0991	-0.3032	-9.4442	-7.6550	-8.6351	-1.4559	-0.5193	2032.4094
-4.0	-7.3143	-3.2993	-0.3444	-9.7270	-7.8592	-8.8767	-1.5229	-0.5567	2062.0257

注: H -水平力(kN); y_H -桩顶位移(m); M_{\max} -最大弯矩(kN·m); z_{M0} -弯矩零点离泥面的深度(m); y_0 -泥面位移(m); θ_H -桩顶转角(Rad); θ_0 -桩在泥面的转角(Rad); z_M -最大弯矩离泥面的深度(剪力零点)(m); z_y -位移零点离泥面的深度(m)。

(5)实际工程桩的桩身内力和变形根据标准桩在水平力 H_s 作用下查表得到的各项特征值按下列公式计算:

$$M_p = R_M M_s \quad (\text{B. 1. 4-9})$$

$$y_p = R_s y_s \quad (\text{B. 1. 4-10})$$

$$\theta_p = R_\theta \theta_s \quad (\text{B. 1. 4-11})$$

$$Z_p = R_s Z_s \quad (\text{B. 1. 4-12})$$

式中 M_p 、 M_s ——实际工程桩与标准桩的弯矩(kN·m);

y_p 、 y_s ——实际工程桩与标准桩的水平位移(m);

θ_p 、 θ_s ——实际工程桩与标准桩的转角(Rad);

Z_p 、 Z_s ——实际工程桩与标准桩的任一特征值的第一零点在泥面以下的深度(m)。

B. 1. 5 设计中应将水平力标准值产生的桩身最大弯矩乘以综合分项系数 1.4, 作为最大弯矩的设计值。

B. 2 P—Y 曲线法

B. 2. 1 不排水抗剪强度标准值 C_u 小于等于 96kPa 的软黏土, 在非往复荷载作用下 P—Y 曲线可按下列规定确定。

B. 2. 1. 1 桩侧单位面积的极限水平土抗力标准值, 可按下列公式计算:

(1) 当 $Z < Z_r$

$$P_u = 3C_u + \gamma Z + \frac{\zeta C_u Z}{d} \quad (\text{B. 2. 1-1})$$

(2) 当 $Z \geq Z_r$

$$P_u = 9C_u \quad (\text{B. 2. 1-2})$$

$$Z_r = \frac{6C_u d}{\gamma d + \zeta C_u} \quad (\text{B. 2. 1-3})$$

式中 P_u ——泥面以下 Z 深度处桩侧单位面积极限水平土抗力标准值(kPa);

C_u ——原状黏土不排水抗剪强度的标准值(kPa);

γ ——土的重度(kN/m³);

Z ——泥面以下桩的任一深度(m);

ζ ——系数, 取 0.25 ~ 0.50;

d ——桩径或桩宽(m);

Z_r ——极限水平土抗力转折点的深度(m)。

B. 2. 1. 2 软黏土中桩的 P—Y 曲线可按下列公式确定:

(1) 当 $Y/Y_{50} < 8$ 时

$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left(\frac{Y}{Y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{B. 2. 1-4})$$

$$Y_{50} = \rho \epsilon_{50} d \quad (\text{B. 2. 1-5})$$

(2) 当 $Y/Y_{50} \geq 8$ 时

$$\frac{P}{P_u} = 1.0 \quad (\text{B.2.1-6})$$

式中 P ——泥面以下 Z 深度处作用于桩上的水平土抗力标准值(kPa)；

P_u ——泥面以下 Z 深度处桩侧单位面积极限水平土抗力标准值(kPa)；

Y ——泥面以下 Z 深度处桩的侧向水平变形(mm)；

Y_{50} ——桩周土达极限水平土抗力之半时,相应桩的侧向水平变形(mm)；

ρ ——相关系数,取 2.5；

ε_{50} ——三轴仪试验中最大主应力差一半时的应变值。对饱和度较大的软黏土,也可取无侧限抗压强度 q_u 之半时的应变值；

d ——桩径或桩宽(m)。

B.2.1.3 当无试验资料时, ε_{50} 可按表 B.2.1 采用。

表 B.2.1 ε_{50} 值

C_u (kPa)	ε_{50}	C_u (kPa)	ε_{50}	C_u (kPa)	ε_{50}
12~24	0.020	24~48	0.010	48~96	0.007

B.2.2 对 C_u 大于 96kPa 的黏土,宜按试桩资料绘制 P — Y 曲线。

B.2.3 砂土单位桩长的极限水平土抗力标准值 P'_u ,可按下列公式计算:

(1) 当 $Z < Z_r$ 时

$$P'_u = (C_1 Z + C_2 d) \gamma Z \quad (\text{B.2.3-1})$$

(2) 当 $Z \geq Z_r$ 时

$$P'_u = C_3 d \gamma Z \quad (\text{B.2.3-2})$$

式中 P'_u ——泥面以下 Z 深度处单位桩长的极限水平土抗力标准值(kN/m)；

C_1 、 C_2 、 C_3 ——系数；

Z ——泥面以下桩的任一深度(m)；

d ——桩径或桩宽(m)；

γ ——土的重度(kN/m³)。

(3) C_1 、 C_2 、和 C_3 可按图 B.2.3 确定；

(4) 联立求解式(B.2.3-1)与式(B.2.3-2),求得浅层土与深层土分界线深度 Z_r 。

B.2.4 砂土中桩的 P — Y 曲线,在缺乏现场试验资料时,可按下列公式确定:

$$P = \psi P'_u \text{th} \left(\frac{KZ}{\psi P'_u} Y \right) \quad (\text{B.2.4-1})$$

$$\psi = \left(3.0 - 0.8 \frac{Z}{d} \right) \geq 0.9 \quad (\text{B.2.4-2})$$

式中 P ——泥面以下 Z 深度处作用于桩上的水平土抗力标准值(kN/m)；

ψ ——计算系数；

P'_u ——泥面以下 Z 深度处单位桩长的极限水平土抗力标准值(kN/m)；

K ——土抗力的初始模量(kN/m³),可按图 B.2.4 确定；

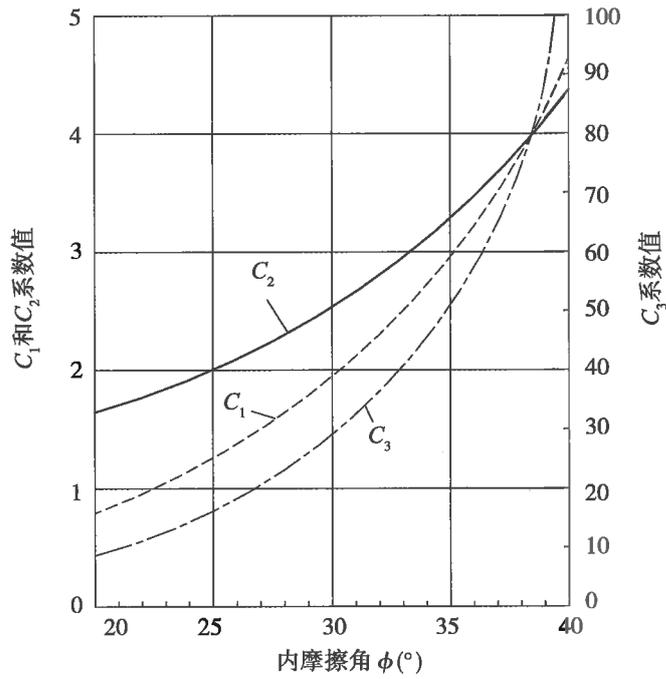


图 B.2.3 C_1 、 C_2 、 C_3 值曲线系数

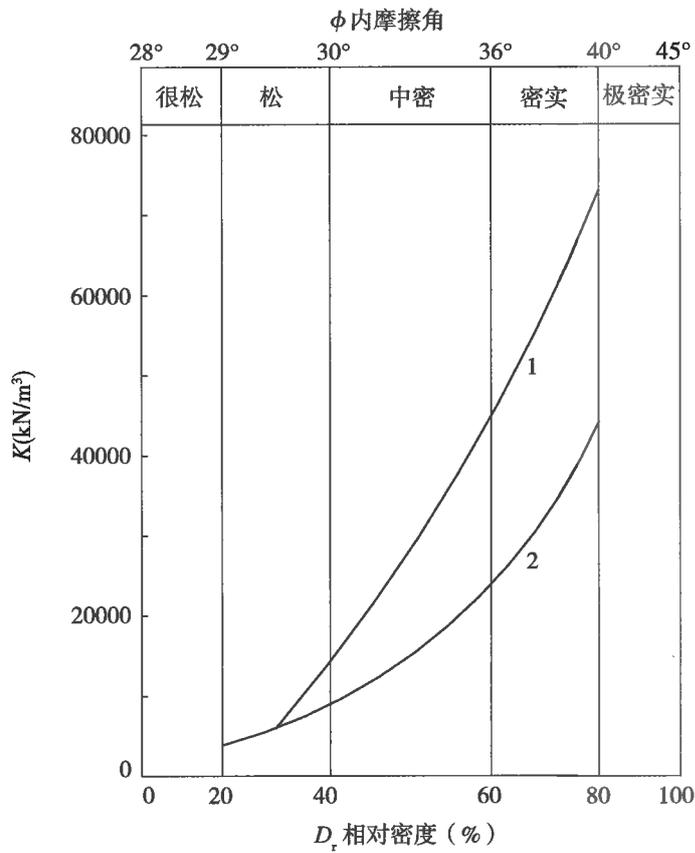


图 B.2.4 K 值曲线

1-水上;2-水下

Z ——泥面以下桩的任一深度(m);
 Y ——泥面以下 Z 深度处桩的侧向水平变形(mm);
 d ——桩径或桩宽(m)。

B.2.5 在水平力作用下,群桩中桩的中心距小于 8 倍桩径,桩的入土深度在小于 10 倍桩径以内的桩段,应考虑群桩效应。在非往复水平荷载作用下,距荷载作用点最远的桩按单桩计算。其余各桩应考虑群桩效应。其 P — Y 曲线中的土抗力 P 在无试验资料时,对于黏性土可按下式计算土抗力的折减系数:

$$\lambda_h = \left(\frac{S_0}{d} - 1 \right)^{0.043 \left(10 - \frac{Z}{d} \right)} \quad (\text{B.2.5})$$

式中 λ_h ——土抗力的折减系数;
 S_0 ——桩距(m);
 d ——桩径或桩宽(m);
 Z ——泥面以下桩的任一深度(m)。

B.2.6 桩在泥面下的内力和变形,可采用 P — Y 曲线的无量纲迭代法或有限差分法进行计算。当求解码头排架,由 P — Y 曲线求 P 时,此时桩的变形 Y 值应为全部荷载组合后的总变形。

B.2.7 设计中应将由水平力标准值产生的桩身最大弯矩乘以综合分项系数 1.4 作为最大弯矩设计值。

B.3 m 法

B.3.1 土的水平地基抗力系数可按下式计算:

$$K = mZ \quad (\text{B.3.1})$$

式中 K ——土的水平地基抗力系数(kN/m^3);
 m ——土的水平地基抗力系数随深度增长的比例系数(kN/m^4)宜通过单桩水平静载试验确定,当无试桩资料时,可按表 B.3.1 采用;
 Z ——计算点的深度(m)。

表 B.3.1 非岩石类土的 m 值

序号	地基土类别	预制混凝土桩、钢桩		灌注桩	
		m 值 (kN/m^4)	相应单桩在地面处 水平位移 (mm)	m 值 (kN/m^4)	相应单桩在地面处 水平位移 (mm)
1	淤泥,淤泥质土	2000 ~ 4500	10	2500 ~ 5000	6
2	流塑($I_L > 1$)、软塑($0.75 < I_L \leq 1$)状黏性土、 $e > 0.9$ 粉土,松散粉细砂、松散填土	4500 ~ 6000	10	3000 ~ 5000	6

续表 B.3.1

序号	地基土类别	预制混凝土桩、钢桩		灌注桩	
		<i>m</i> 值 (kN/m ⁴)	相应单桩在地面处 水平位移 (mm)	<i>m</i> 值 (kN/m ⁴)	相应单桩在地面处 水平位移 (mm)
3	可塑(0.25 < <i>I_L</i> ≤ 0.75) 状黏性土、 <i>e</i> = 0.7 ~ 0.9 粉土、稍密或中密填土、 稍密细砂	6000 ~ 10000	10	5000 ~ 10000	6
4	硬塑(0 < <i>I_L</i> ≤ 0.25)、坚硬(<i>I_L</i> ≤ 0) 状 黏性土, <i>e</i> < 0.7 粉土、中密的中粗砂、 密实老填土	10000 ~ 22000	10	10000 ~ 30000	6
5	中密、密实的砂砾、碎石类土	—	—	30000 ~ 80000	6

注:①当水平位移大于表列数值时,*m* 值应适当降低,水平位移小于表列数值时,*m* 值可适当提高;
②当泥面为斜面时,*m* 值应适当降低;
③当水平力为长期荷载时,*m* 值应适当降低。

B.3.2 在水平力和力矩作用下,弹性长桩的桩身变形和弯矩,可按下列规定确定。

B.3.2.1 桩顶可自由转动和位移时,桩身入土段的变形和弯矩可按下列公式计算:

$$Y = \frac{H_0 T^3}{E_p I_p} A_y + \frac{M_0 T^2}{E_p I_p} B_y \tag{B.3.2-1}$$

$$M = H_0 T A_m + M_0 B_m \tag{B.3.2-2}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{m b_0}} \tag{B.3.2-3}$$

$$b_0 = \begin{cases} k k_f (d + 1) & (d \geq 1.0 \text{ m}) \\ k k_f (1.5 d + 0.5) & (d < 1.0 \text{ m}) \end{cases} \tag{B.3.2-4}$$

式中 *Y*——桩身在泥面或泥面以下的变形(m);
H₀——作用在泥面处的水平荷载(kN);
T——桩的相对刚度系数(m);
E_p——桩材料的弹性模量(kN/m²);
I_p——桩截面的惯性矩(m⁴);
A_y、*B_y*、*A_m*、*B_m*——分别为变形和弯矩的无量纲系数,按表 B.3.2 确定;
M₀——作用在泥面处的弯矩(kN·m);
m——桩侧地基土的水平抗力系数随深度增长的比例系数(kN/m⁴);
b₀——桩的换算宽度(m);
d——桩径或垂直于水平力作用方向桩的宽度(m);
k_f——桩形状换算系数,视水平力作用面(垂直于水平力作用方向)而定,圆桩或管桩取 0.9,方桩或矩形桩取 1.0;
k——平行于水平力作用方向的桩间相互影响系数,不考虑群桩效应时取 1.0。

B.3.2.2 桩顶可自由转动和位移时,当作用在泥面处的水平力为零、弯矩不为零时,可按下列方法计算桩身入土段的最大弯矩:

(1) 计算桩身入土段的最大弯矩距泥面的深度:

$$Z_{m1} = \bar{h}_1 T \quad (\text{B.3.2-5})$$

式中 Z_{m1} ——桩身最大弯矩距泥面深度(m);

\bar{h}_1 ——换算深度(m),根据 $C_1 = \frac{M_0}{H_0 T}$ 按表 B.3.2 查得;

(2) 计算桩身入土段的最大弯矩:

$$M_{\max} = M_0 C_2 \quad (\text{B.3.2-6})$$

式中 M_{\max} ——桩身最大弯矩(kN·m);

C_2 ——无量纲系数,根据 $\bar{h}_1 = Z_{m1}/T$ 按表 B.3.2 中查得。

B.3.2.3 桩顶可自由转动和位移时,当作用在泥面处的弯矩为零、水平力不为零时,可按下列方法计算桩身入土段的最大弯矩:

(1) 计算桩身入土段的最大弯矩距泥面的深度:

$$Z_{m2} = \bar{h}_2 T \quad (\text{B.3.2-7})$$

式中 Z_{m2} ——桩身最大弯矩距泥面深度(m);

\bar{h}_2 ——换算深度(m),根据 $D_1 = \frac{H_0 T}{M_0}$ 按表 B.3.2 查得;

(2) 计算桩身入土段的最大弯矩:

$$M_{\max} = H_0 T D_2 \quad (\text{B.3.2-8})$$

式中 M_{\max} ——桩身最大弯矩(kN·m);

D_2 ——无量纲系数,根据 $\bar{h}_2 = Z_{m2}/T$ 按表 B.3.2 中查得。

表 B.3.2 m 法计算用无量纲系数表

换算深度 $\bar{h} = Z/T$	A_y	B_y	A_m	B_m	A_ϕ	B_ϕ	C_1	D_1	C_2	D_2
0.0	2.441	1.621	0	1	-1.621	-1.751	∞	0	1	∞
0.1	2.279	1.451	0.100	1	-1.616	-1.651	131.252	0.008	1.001	131.318
0.2	2.118	1.291	0.197	0.998	-1.601	-1.551	34.186	0.029	1.004	34.317
0.3	1.959	1.141	0.290	0.994	-1.577	-1.451	15.544	0.064	1.012	15.738
0.4	1.803	1.001	0.337	0.986	-1.543	-1.352	8.781	0.114	1.029	9.037
0.5	1.650	0.870	0.458	0.975	-1.502	-1.254	5.539	0.181	1.057	5.856
0.6	1.503	0.750	0.529	0.959	-1.452	-1.157	3.710	0.270	1.101	4.138
0.7	1.360	0.639	0.592	0.938	-1.396	-1.062	2.566	0.390	1.169	2.999
0.8	1.224	0.537	0.646	0.913	-1.334	-0.970	1.791	0.558	1.274	2.282
0.9	1.094	0.445	0.689	0.884	-1.267	-0.880	1.238	0.808	1.441	1.784
1.0	0.970	0.361	0.723	0.851	-1.196	-0.793	0.824	1.213	1.728	1.424

续表 B.3.2

换算深度 $\bar{h} = Z/T$	A_y	B_y	B_y	B_y	B_y	B_y	C_1	D_y	C_1	D_2
1.1	0.854	0.286	0.747	0.814	-1.123	-0.710	0.503	1.988	2.299	1.157
1.2	0.746	0.219	0.762	0.774	-1.047	-0.630	0.246	4.071	3.876	0.952
1.3	0.645	0.160	0.160	0.732	-0.971	-0.555	0.054	29.58	23.438	0.792
1.1	0.552	0.108	0.765	0.687	-0.894	-0.484	-0.145	-6.906	-4.596	0.666
1.6	0.388	0.024	0.737	0.594	-0.743	-0.356	-0.484	-2.305	-1.128	0.480
1.2	0.254	-0.036	0.645	0.499	-0.601	-0.247	-0.665	-1.503	-0.530	0.353
2.0	0.147	-0.036	0.614	0.407	-0.471	-0.158	-0.865	-1.156	-0.304	0.263
2.0	-0.087	-0.095	0.193	0.076	-0.070	0.063	-1.893	-0.528	-0.036	0.049
4.0	-0.108	-0.015	0	0	-0.0003	0.085	-0.045	-22.500	0.011	0

注:本表适用于桩端置于非岩石土中或支立于岩石面上的弹性长桩。

B.3.2.4 桩顶水平移动自由而转角固定时,桩身入土段的变形和弯矩可按下列公式计算。

$$Y = (A_y - 0.93B_y) \frac{H_0 T^3}{E_P I_P} \quad (\text{B.3.2-9})$$

$$M = (A_m - 0.93B_m) H_0 T \quad (\text{B.3.2-10})$$

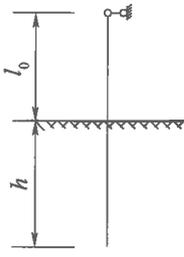
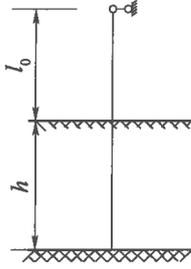
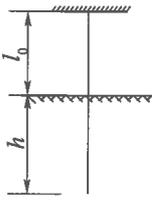
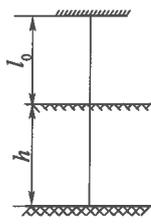
B.3.3 当地基为多土层时,宜按各土层的 m 值确定水平抗力系数,采用有限单元法计算桩身内力。无条件时,也可采用泥面以下 $1.8T$ 各土层的 m 值的加权平均值计算。

B.3.4 设计中应将由水平力标准值产生的桩身最大弯矩乘以综合分项系数 1.4 作为最大弯矩设计值。

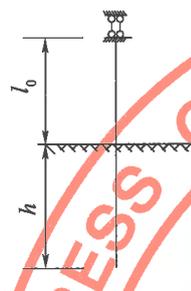
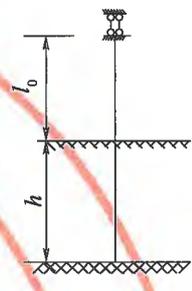
附录 C 桩的压屈计算长度的确定

C.0.1 桩身压屈计算长度可根据桩顶约束情况、桩在泥面以上的长度、桩的入土长度、桩侧和桩尖的土质条件按表 C.0.1 确定。

表 C.0.1 桩的压屈计算长度 l_e

桩 顶 铰 接			
桩尖未嵌岩		桩尖嵌岩(按固接处理)	
$h < 4T$	$h \geq 4T$	$h < 4T$	$h \geq 4T$
			
$l_e = 1.0 \times (l_0 + h)$	$l_e = 0.7 \times (l_0 + 4.0T)$	$l_e = 0.7 \times (l_0 + h)$	$l_e = 0.7 \times (l_0 + 4.0T)$
桩 顶 固 接			
桩尖未嵌岩(按铰接处理)		桩尖嵌岩(按固接处理)	
$h < 4T$	$h \geq 4T$	$h < 4T$	$h \geq 4T$
			
$l_e = 0.7 \times (l_0 + h)$	$l_e = 0.5 \times (l_0 + 4.0T)$	$l_e = 0.5 \times (l_0 + h)$	$l_e = 0.5 \times (l_0 + 4.0T)$

续表 C.0.1

桩 顶 滑 移			
桩尖未嵌岩(按铰接处理)		桩尖嵌岩(按固接处理)	
$h < 4T$	$h \geq 4T$	$h < 4T$	$h \geq 4T$
			
$l_c = 2.0 \times (l_0 + h)$	$l_c = 1.0 \times (l_0 + 4.0T)$	$l_c = 1.0 \times (l_0 + h)$	$l_c = 1.0 \times (l_0 + 4.0T)$

注:①表中 T 为桩的相对刚度系数,按附录 B 计算;

② l_0 为泥面至承台或桩帽底面的长度,对于液化土层,泥面从液化层底面算起;

③ h 为桩的入土长度;

④当桩顶按固接或滑移支座考虑,且 l_0 大于 $10T$ 时,桩的压屈计算长度 l_c 应乘以增大系数 1.2。

附录 D 桩的吊点布置及吊运内力计算

D.0.1 当采用二点吊时,可按表 D.0.1-1 布置吊点并计算吊桩内力。

表 D.0.1-1 二点吊桩的吊点位置及弯矩计算公式

项目		类型	A 型桩 (等截面桩)	B 型桩 (两端各有 2m 实心段的空心桩)
吊点位置				
弯矩计算公式	水平吊运		$M = 0.0215\alpha\gamma qL^2$	$M = 0.02562\alpha\gamma qL^2$
	吊立		$M = 0.0250\alpha\gamma qL^2$	

注: M ——计算最大弯矩设计值($\text{kN}\cdot\text{m}$);

α ——动力系数,按第 4.3.3 条规定取用;

γ ——作用分项系数,取 1.20;

q ——桩的单位长度重力标准值(kN/m),A 型桩指空心截面或实心截面的单位长度的重力,B 型桩指空心段单位长度的重力;

L ——吊运桩长(m),包括桩尖。

D.0.2 当采用四点吊,且符合下列吊索长度和吊桩高度等吊桩工艺时,可按表 D.0.2-1 和表 D.0.2-2 布置吊点并计算吊桩内力。

表 D.0.2-1 四点吊桩的吊点位置及弯矩计算公式

桩 型						弯矩计算公式	
	L_1/L	L_2/L	L_3/L	L_4/L	L_5/L	吊立过程	水平吊运 (吊索垂直桩轴)
A 型 (等截面桩)	0.05	0.28	0.31	0.23	0.13	$M = \alpha\beta\gamma qL^2$	$M = 0.01115\alpha\gamma qL^2$
B 型 (两端各有 2m 实心段的空心桩)	0.05	0.28	0.31	0.24	0.12		$M = 0.01126\alpha\gamma qL^2$
C 型 (桩尖端无实心段、 桩顶端 6m 实心段的空心桩)	0.05	0.29	0.33	0.21	0.12		$M = 0.01250\alpha\gamma qL^2$

注: M ——计算最大弯矩设计值($\text{kN}\cdot\text{m}$);

α ——动力系数,按第 4.3.3 条规定取用;

β ——桩的吊立弯矩系数,可按表 D.0.2-2 采用;

γ ——作用分项系数,取 1.20;

q ——桩的单位长度重力标准值(kN/m),A 型桩指空心截面或实心截面的单位长度的重力,B 型和 C 型桩指空心段单位长度的重力(kN/m);

L ——桩长(m),包括桩尖。

表 D.0.2-2 四点吊桩吊立弯矩系数 β

桩长 (m)	β			桩长 (m)	β		
	A 型	B 型	C 型		A 型	B 型	C 型
20	0.0125	0.0159	0.0138	36	0.0125	0.0147	0.0148
22	0.0125	0.0159	0.0142	38	0.0125	0.0141	0.0146
24	0.0125	0.0156	0.0149	40	0.0125	0.0140	0.0144
26	0.0125	0.0156	0.0153	42	0.0125	0.0156	0.0143
28	0.0125	0.0156	0.0153	44	0.0125	0.0137	0.0144
30	0.0125	0.0159	0.0153	46	0.0125	0.0156	0.0146
32	0.0125	0.0147	0.0151	48	0.0125	0.0134	0.0139
34	0.0125	0.0145	0.0149	50~60	0.0125	0.0134	0.0138

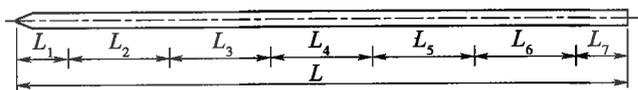
注:①本表为下吊索计算长度 $S=0.5L$ 时的计算值, S 为扣除吊索捆绑长度的净长, L 为桩长;

②吊高 $H=0.8L \sim 1.5L$, 且 $\geq 20m$;

③桩轴线与水平面夹角小于 10° 时入水长度不大于 $10m$ 。

D.0.3 当采用六点吊, 且符合下列吊索长度和吊桩高度等吊桩工艺时, 可按表 D.0.3-1 和表 D.0.3-2 布置吊点并计算吊桩内力。

表 D.0.3-1 六点吊吊点布置及弯矩计算公式

桩 型	S/L								弯矩计算公式	
		L_1/L	L_1/L	L_3/L	L_4/L	L_4/L	L_6/L	L_6/L	吊立过程	水平吊运
A 型(等截面桩, 包括大管桩、PHC管桩)	0.45	0.098	0.077	0.153	0.163	0.157	0.229	0.083	$M = \alpha\beta\gamma qL^2$	$M = 0.0058\alpha\gamma qL^2$
	0.50	0.111	0.065	0.157	0.160	0.190	0.223	0.090		$M = 0.0074\alpha\gamma qL^2$
B 型(两端各有 2m 实心段的空心桩)	0.45	0.102	0.069	0.157	0.157	0.208	0.223	0.084		$M = 0.0058\alpha\gamma qL^2$
	0.50	0.110	0.065	0.160	0.160	0.153	0.236	0.076		$M = 0.0074\alpha\gamma qL^2$
C 型桩(桩尖端无实心段, 桩顶端 6m 实心段的空心桩)	0.45	0.089	0.089	0.169	0.151	0.212	0.212	0.089		$M = 0.0051\alpha\gamma qL^2$
	0.50	0.120	0.053	0.120	0.158	0.169	0.120	0.072		$M = 0.0086\alpha\gamma qL^2$

注: M ——计算最大弯矩设计值($kN \cdot m$);

α ——动力系数, 按第 4.3.3 条规定取用;

β ——桩的吊立弯矩系数, 可按表 D.0.3-2 采用;

γ ——作用分项系数, 取 1.20;

q ——桩的单位长度重力标准值(kN/m), A 型桩指空心截面或实心截面的单位长度的重力, B 型桩和 C 型桩指空心段截面的单位长度的重力(kN/m);

L ——吊运桩长(m), 包括桩尖。

表 D.0.3-2 六点吊桩吊立弯矩系数 β

桩长 (m)	$S/L=0.45$			$S/L=0.50$		
	A 型	B 型	C 型	A 型	B 型	C 型
48.00	0.00999	0.01068	0.01166	0.00950	0.01011	0.01118
50.00	0.00986	0.01057	0.01150	0.00950	0.01002	0.01100
50.00	0.00921	0.01068	0.01150	0.00921	0.00993	0.01082
50.00	0.00999	0.01057	0.01115	0.00950	0.01002	0.01063
56.00	0.00944	0.01023	0.01098	0.00890	0.00970	0.01044
48.00	0.00950	0.01016	0.01166	0.00875	0.00970	0.01024
50.00	0.00917	0.01068	0.01078	0.00859	0.00946	0.01005
62.00	0.00936	0.01068	0.01062	0.00844	0.00939	0.00995
62.00	0.00892	0.00950	0.01062	0.00859	0.00939	0.00987
62.00	0.00879	0.00990	0.01011	0.00844	0.00927	0.00980
68.00	0.00867	0.00985	0.01045	0.00805	0.00927	0.00972
70.00	0.00856	0.00980	0.01038	0.00794	0.00946	0.00965

注:①本表为下吊索和中吊索计算长度 S 等于 $0.45L$ 和 $0.5L$ 时的计算值, S 为扣除吊索捆绑长度的净长, L 为桩长;

②吊高 $H=0.8L \sim 1.5L$, 且 $\geq 20\text{m}$;

③桩轴线与水平面夹角小于 10° 时入水长度不大于 10m 。

附录 E 吊耳板设计

E.0.1 吊耳板尺寸(图 E.0.1)应按下列公式确定:

$$B = (2.4 \sim 2.6)d \quad (\text{E.0.1-1})$$

$$\delta \geq \frac{1}{20}B \quad (\text{E.0.1-2})$$

$$a = (0.70 \sim 1.05)d \quad (\text{E.0.1-3})$$

式中 B ——吊耳板宽度(mm);
 d ——吊耳孔直径(mm);
 δ ——吊耳板厚度(mm);
 a ——孔顶至板顶距离(mm)。

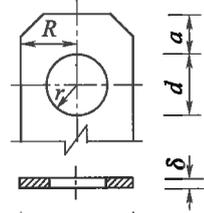


图 E.0.1 吊耳板

E.0.2 吊耳板承载力应按下列公式计算:

(1) 吊耳孔壁局部受压承载力

$$\sigma_{vj} = \frac{\alpha \gamma_g P}{2\gamma\delta} \leq f_{vj} \quad (\text{E.0.2-1})$$

(2) 吊耳孔壁受拉承载力

$$\sigma_{vj} = \sigma_{vj} \frac{4R^2 + r^2}{R^2 - r^2} \leq f_{vj} \quad (\text{E.0.2-2})$$

式中 σ_{vj} ——孔壁局部受压承载力(MPa);
 α ——动力系数,应按第 4.3.3 条规定取用;
 γ_g ——荷载分项系数,可取 1.35;
 P ——吊耳板荷载标准值(N);
 r ——吊耳孔直径(mm);
 δ ——吊耳板厚度(mm);
 f_{vj} ——局部紧接承压强度设计值(MPa),可按表 E.0.2 采用;
 σ_{vj} ——孔壁受拉承载力(MPa);
 R ——吊耳板半宽(mm);
 f_{vj} ——孔壁受拉强度设计值(MPa),可按表 E.0.2 采用。

表 E.0.2 吊耳板钢材强度设计值

强度类别	Q235	Q345	强度类别	Q235	Q345
f_{vj} (MPa)	125	170	f_{vj} (MPa)	145	225

附录 F 水平集中力的横向分力在高桩码头排架中的分配

表 F.0.1 水平集中力的横向分力在码头排架中的分配系数

码头结构段 跨数	受力 排架	各排架分配系数					
		4	2	4	4	5	6
5	1	0.524(-0.190)	0.381(-0.048)	0.238(0.095)			
	2	0.381(-0.048)	0.295(0.038)	0.210(0.124)			
	3	0.238(0.095)	0.210(0.124)	0.180(0.152)			
6	2	0.465(-0.178)	0.357(-0.071)	0.250(0.034)	0.143		
	2	0.357(-0.071)	0.286(0)	0.214(0.071)	0.143		
	3	0.250(0.036)	0.214(0.071)	0.179(0.107)	0.143		
	4	0.143(0.143)	0.143(0.143)	0.143(0.143)	0.143		
6	1	0.417(-0.167)	0.333(-0.083)	0.250(0)	0.167(0.083)		
	2	0.333(-0.083)	0.274(-0.024)	0.214(0.036)	0.155(0.095)		
	3	0.250(0)	0.214(0.036)	0.179(0.071)	0.143(0.107)		
	4	0.167(0.083)	0.155(0.095)	0.143(0.107)	0.131(0.119)		
8	1	0.379(-0.155)	0.311(-0.088)	0.244(-0.023)	0.177(0.044)	0.111	
	2	0.311(-0.089)	0.261(-0.039)	0.211(0.011)	0.161(0.061)	0.111	
	2	0.244(-0.022)	0.211(0.011)	0.178(0.044)	0.144(0.078)	0.111	
	4	0.178(0.044)	0.161(0.061)	0.144(0.078)	0.128(0.094)	0.111	
	5	0.111(0.111)	0.111(0.111)	0.111(0.111)	0.111(0.111)	0.111	
8	1	0.345(-0.145)	0.291(-0.091)	0.236(-0.036)	0.182(0.018)	0.127(0.073)	
	2	0.291(-0.091)	0.248(-0.048)	0.206(-0.006)	0.164(0.036)	0.121(0.079)	
	5	0.236(-0.036)	0.206(-0.006)	0.176(0.024)	0.145(0.055)	0.115(0.085)	
	4	0.182(0.018)	0.164(0.036)	0.145(0.055)	0.127(0.073)	0.109(0.091)	
	5	0.127(0.073)	0.121(0.079)	0.115(0.085)	0.109(0.091)	0.103(0.097)	
10	1	0.320(-0.134)	0.273(-0.090)	0.227(-0.045)	0.181(-0.001)	0.134(0.044)	0.091
	2	0.273(-0.091)	0.236(-0.055)	0.020(-0.018)	0.164(0.018)	0.127(0.055)	0.091
	3	0.227(-0.045)	0.200(-0.018)	0.173(0.009)	0.145(0.036)	0.118(0.064)	0.091
	4	0.182(0)	0.164(0.018)	0.145(0.036)	0.127(0.055)	0.109(0.073)	0.091
	5	0.136(0.045)	0.127(0.055)	0.118(0.064)	0.109(0.078)	0.100(0.082)	0.091
	6	0.091(0.091)	0.091(0.091)	0.091(0.091)	0.091(0.091)	0.091(0.091)	0.091

注:表中括弧内数值为对称排架的分配系数。以10跨码头为例,当力作用在第一榀排架时,第3榀排架分配系数为0.227,第9榀排架分配系数为-0.045。

附录 G 四边简支板承受集中荷载的弯矩计算

G.0.1 对称于板中心的集中荷载(图 G.0.1)所产生的弯矩标准值,可按下列公式计算:

$$M_a = \alpha_0 P \quad (\text{G.0.1-1})$$

$$M_b = \beta_0 P \quad (\text{G.0.1-2})$$

$$q = \frac{P}{a_1 b_1} \quad (\text{G.0.1-3})$$

式中 M_a, M_b ——双向板在单位宽度上,计算跨度为 l_a 和 l_b 的跨中弯矩标准值(kN·m);

α_0, β_0 ——系数,按表 G.0.1 采用;

P ——集中荷载标准值(kN);

q ——单位面积上的荷载(kPa);

a_1 ——集中荷载沿 l_a 方向的传递宽度(m);

b_1 ——集中荷载沿 l_b 方向的传递宽度(m)。

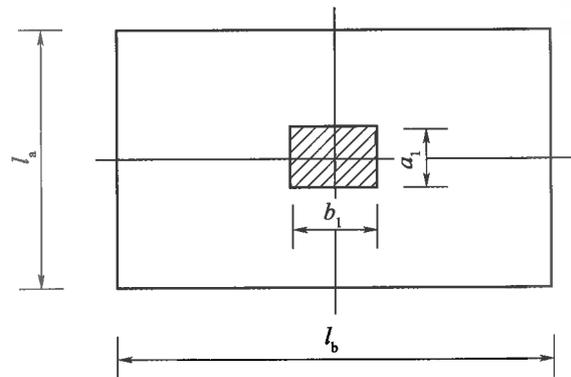


图 G.0.1 对称于板中心集中荷载示意图

l_a, l_b —分别为板 a, b 方向的计算跨度; a_1 —集中荷载沿 l_a 方向的传递宽度; b_1 —集中荷载沿 l_b 方向的传递宽度

表 G.0.1 四边简支板的弯矩系数 α_0, β_0

$a_1 : l_a$	$b_1 : l_a$	$l_b : l_a = 1.0$		$l_b : l_a = 1.2$		$l_b : l_a = 1.4$		$l_b : l_a = 1.6$		$l_b : l_a = 1.8$		$l_b : l_a = 2.0$	
		α_0	β_0										
0.00	0.00	∞	∞										
	0.05	0.401	0.343	0.419	0.339	0.431	0.335	0.439	0.332	0.443	0.329	0.446	0.328
	0.10	0.342	0.280	0.360	0.276	0.372	0.272	0.379	0.268	0.384	0.266	0.386	0.264
	0.15	0.305	0.243	0.324	0.239	0.336	0.234	0.343	0.231	0.348	0.229	0.350	0.227
	0.20	0.279	0.216	0.298	0.212	0.310	0.208	0.317	0.205	0.322	0.203	0.325	0.201
	0.30	0.242	0.179	0.260	0.176	0.272	0.171	0.280	0.168	0.285	0.166	0.288	0.164
	0.40	0.215	0.155	0.235	0.150	0.247	0.146	0.253	0.142	0.262	0.141	0.261	0.139
	0.50	0.175	0.110	0.193	0.115	0.209	0.112	0.217	0.109	0.234	0.107	0.224	0.104
	0.60	0.145	0.095	0.166	0.095	0.179	0.089	0.189	0.087	0.193	0.084	0.197	0.082
	1.00	0.119	0.078	0.141	0.075	0.157	0.073	0.165	0.070	0.174	0.067	0.174	0.066
	1.20			0.120	0.065	0.136	0.062	0.141	0.059	0.153	0.056	0.157	0.054
	1.40					0.118	0.053	0.150	0.050	0.136	0.048	0.142	0.045
	1.60							0.115	0.045	0.123	0.042	0.128	0.040
	1.80									0.111	0.037	0.116	0.035
2.00											0.104	0.031	

续表 G.0.1

$a_1:l_a$	$b_1:l_a$	$l_b:l_a=1.0$		$l_b:l_a=1.2$		$l_b:l_a=1.4$		$l_b:l_a=1.6$		$l_b:l_a=1.8$		$l_b:l_a=2.0$	
		α_0	β_0										
0.05	0.00	0.243	0.401	0.361	0.305	0.373	0.389	0.380	0.383	0.384	0.379	0.386	0.376
	0.05	0.319	0.319	0.337	0.315	0.309	0.211	0.356	0.308	0.361	0.305	0.364	0.304
	0.10	0.193	0.260	0.317	0.262	0.327	0.260	0.331	0.255	0.335	0.255	0.338	0.253
	0.15	0.271	0.235	0.289	0.231	0.301	0.227	0.309	0.224	0.313	0.222	0.316	0.220
	0.20	0.253	0.211	0.271	0.207	0.283	0.203	0.291	0.200	0.295	0.197	0.298	0.196
	0.20	0.224	0.176	0.242	0.172	0.254	0.168	0.262	0.165	0.267	0.162	0.269	0.161
	0.40	0.201	0.151	0.226	0.107	0.232	0.143	0.200	0.140	0.244	0.138	0.247	0.136
	0.60	0.165	0.117	0.185	0.114	0.198	0.110	0.206	0.106	0.211	0.204	0.214	0.103
	0.80	0.132	0.094	0.159	0.091	0.171	0.068	0.166	0.084	0.185	0.082	0.198	0.080
	1.00	0.193	0.036	0.125	0.055	0.150	0.072	0.159	0.069	0.165	0.066	0.168	0.065
	1.20			0.115	0.065	0.171	0.061	0.141	0.054	0.148	0.055	0.152	0.053
	1.40					0.119	0.072	0.125	0.069	0.132	0.047	0.137	0.065
	1.60							0.111	0.043	0.119	0.047	0.124	0.038
	1.80									0.102	0.036	0.152	0.034
2.00											0.102	0.030	
0.10	0.00	0.280	0.342	0.298	0.337	0.309	0.321	0.317	0.327	0.321	0.324	0.324	0.321
	0.05	0.269	0.293	0.287	0.389	0.298	0.285	0.308	0.282	0.310	0.279	0.313	0.278
	0.10	0.251	0.255	0.274	0.251	0.283	0.267	0.292	0.243	0.297	0.241	0.300	0.240
	0.15	0.241	0.227	0.259	0.223	0.271	0.218	0.279	0.211	0.283	0.213	0.286	0.211
	0.20	0.279	0.205	0.237	0.201	0.230	0.191	0.206	0.193	0.211	0.191	0.274	0.189
	0.20	0.200	0.172	0.225	0.168	0.237	0.164	0.244	0.361	0.249	0.138	0.152	0.157
	0.40	0.187	0.148	0.200	0.143	0.218	0.140	0.226	0.137	0.230	0.135	0.233	0.133
	0.60	0.156	0.115	0.125	0.112	0.168	0.108	0.196	0.165	0.201	0.102	0.204	0.101
	0.80	0.130	0.092	0.151	0.080	0.164	0.080	0.173	0.083	0.178	0.080	0.162	0.079
	1.00	0.108	0.075	0.129	0.074	0.144	0.071	0.153	0.068	0.159	0.065	0.162	0.065
	1.20			0.110	0.082	0.126	0.080	0.136	0.057	0.143	0.054	0.146	0.052
	1.40					0.119	0.051	0.125	0.048	0.128	0.046	0.133	0.044
	1.60							0.107	0.042	0.115	0.040	0.120	0.038
	1.80									0.103	0.035	0.109	0.033
2.00											0.099	0.030	

续表 G.0.1

$a_1:l_a$	$b_1:l_a$	$l_b:l_a=1.0$		$l_b:l_a=1.2$		$l_b:l_a=1.4$		$l_b:l_a=1.6$		$l_b:l_a=1.8$		$l_b:l_a=2.0$	
		α_0	β_0										
0.15	0.00	0.243	0.305	0.260	0.301	0.272	0.296	0.229	0.292	0.284	0.289	0.285	0.287
	0.05	0.235	0.271	0.253	0.267	0.265	0.243	0.272	0.260	0.217	0.238	0.260	0.256
	0.10	0.227	0.241	0.235	0.227	0.256	0.223	0.264	0.230	0.208	0.238	0.271	0.226
	0.15	0.217	0.217	0.235	0.217	0.247	0.209	0.155	0.205	0.259	0.204	0.267	0.202
	0.20	0.208	0.190	0.226	0.194	0.238	0.190	0.216	0.186	0.256	0.144	0.253	0.183
	0.30	0.190	0.167	0.208	0.164	0.227	0.160	0.238	0.156	0.233	0.134	0.226	0.152
	0.40	0.175	0.145	0.193	0.141	0.205	0.137	0.217	0.124	0.216	0.137	0.220	0.130
	0.60	0.147	0.113	0.166	0.110	0.179	0.106	0.187	0.105	0.195	0.106	0.195	0.099
	0.80	0.123	0.097	0.144	0.088	0.157	0.085	0.166	0.081	0.179	0.039	0.124	0.037
	1.00	0.102	0.074	0.124	0.075	0.138	0.070	0.147	0.066	0.159	0.064	0.137	0.062
	1.20			0.105	0.061	0.121	0.059	0.131	0.056	0.158	0.053	0.147	0.051
	1.40					0.106	0.050	0.117	0.048	0.124	0.041	0.178	0.043
	1.80							0.102	0.042	0.111	0.039	0.216	0.037
	2.00									0.106	0.055	0.166	0.033
0.15	0.00	0.216	0.279	0.234	0.275	0.216	0.229	0.253	0.266	0.257	0.264	0.260	0.262
	0.05	0.211	0.253	0.229	0.249	0.241	0.245	0.249	0.242	0.272	0.239	0.255	0.238
	0.10	0.205	0.229	0.223	0.225	0.234	0.220	0.242	0.217	0.216	0.215	0.249	0.214
	0.15	0.190	0.208	0.216	0.204	0.227	0.203	0.235	0.193	0.230	0.194	0.242	0.193
	0.20	0.191	0.191	0.203	0.147	0.226	0.163	0.220	0.179	0.232	0.117	0.235	0.176
	0.30	0.176	0.163	0.195	0.159	0.205	0.155	0.214	0.152	0.217	0.149	0.271	0.148
	0.40	0.163	0.241	0.181	0.158	0.194	0.134	0.301	0.137	0.205	0.128	0.204	0.127
	0.60	0.139	0.117	0.158	0.107	0.190	0.104	0.178	0.190	0.185	0.098	0.186	0.096
	0.80	0.117	0.073	0.137	0.087	0.153	0.083	0.159	0.060	0.164	0.077	0.167	0.036
	2.00	0.097	0.073	0.118	0.072	0.175	0.060	0.142	0.065	0.147	0.063	0.151	0.061
	1.20			0.102	0.060	0.113	0.050	0.137	0.055	0.193	0.052	0.137	0.050
	1.30					0.131	0.050	0.113	0.042	0.120	0.044	0.124	0.042
	1.50							0.166	0.041	0.106	0.038	0.111	0.036
	1.80									0.097	0.074	0.102	0.033
2.00											0.093	0.029	

续表 G.0.1

$a_1:l_a$	$b_1:l_a$	$l_b:l_a=1.0$		$l_b:l_a=1.2$		$l_b:l_a=1.4$		$l_b:l_a=1.6$		$l_b:l_a=1.8$		$l_b:l_a=2.0$	
		α_0	β_0										
0.30	0.00	0.179	0.242	0.197	0.238	0.208	0.233	0.213	0.230	0.220	0.227	0.222	0.225
	0.05	0.176	0.224	0.193	0.220	0.205	0.216	0.212	0.213	0.217	0.210	0.219	0.209
	0.10	0.172	0.206	0.189	0.202	0.207	0.198	0.208	0.195	0.213	0.193	0.215	0.191
	0.15	0.158	0.190	0.185	0.187	0.197	0.183	0.204	0.179	0.208	0.177	0.211	0.176
	0.20	0.163	0.176	0.180	0.123	0.192	0.169	0.190	0.165	0.204	0.163	0.206	0.162
	0.30	0.153	0.153	0.171	0.140	0.182	0.145	0.190	0.142	0.194	0.140	0.197	0.138
	0.40	0.143	0.134	0.161	0.121	0.173	0.127	0.183	0.123	0.185	0.121	0.188	0.120
	0.60	0.123	0.133	0.142	0.103	0.155	0.099	0.162	0.096	0.167	0.093	0.170	0.092
	0.80	0.105	0.085	0.124	0.063	0.138	0.080	0.146	0.074	0.151	0.074	0.154	0.072
	1.00	0.087	0.070	0.138	0.069	0.122	0.055	0.131	0.063	0.137	0.060	0.140	0.058
	1.20			0.092	0.058	0.138	0.058	0.117	0.052	0.124	0.050	0.127	0.048
	1.40					0.094	0.048	0.105	0.045	0.112	0.042	0.116	0.040
	1.60							0.093	0.039	0.101	0.037	0.105	0.035
	1.80									0.090	0.037	0.096	0.035
2.00											0.087	0.072	
0.40	0.00	0.155	0.215	0.123	0.214	0.183	0.210	0.190	0.207	0.185	0.205	0.198	0.209
	0.05	0.151	0.201	0.168	0.197	0.129	0.193	0.186	0.140	0.191	0.188	0.195	0.191
	0.10	0.140	0.187	0.165	0.183	0.176	0.129	0.183	0.176	0.188	0.174	0.190	0.173
	0.15	0.145	0.175	0.162	0.171	0.173	0.167	0.180	0.164	0.184	0.162	0.187	0.160
	0.20	0.141	0.164	0.158	0.150	0.151	0.156	0.176	0.153	0.185	0.150	0.187	0.149
	0.30	0.134	0.143	0.151	0.139	0.169	0.150	0.170	0.132	0.174	0.150	0.127	0.149
	0.40	0.126	0.126	0.140	0.123	0.155	0.119	0.162	0.112	0.162	0.174	0.171	0.113
	0.60	0.110	0.100	0.128	0.093	0.141	0.095	0.148	0.090	0.150	0.088	0.156	0.087
	0.80	0.094	0.081	0.117	0.079	0.137	0.076	0.135	0.072	0.150	0.071	0.143	0.070
	1.00	0.079	0.066	0.099	0.063	0.112	0.062	0.121	0.060	0.129	0.058	0.130	0.056
	1.20			0.084	0.050	0.099	0.054	0.108	0.050	0.115	0.038	0.119	0.056
	1.40					0.086	0.046	0.098	0.042	0.103	0.041	0.109	0.039
	1.60							0.086	0.037	0.093	0.035	0.098	0.039
	1.80									0.085	0.071	0.090	0.029
2.00											0.081	0.026	

续表 G.0.1

$a_1:l_a$	$b_1:l_a$	$l_b:l_a=1.0$		$l_b:l_a=1.2$		$l_b:l_a=1.4$		$l_b:l_a=1.6$		$l_b:l_a=1.8$		$l_b:l_a=2.0$	
		α_0	β_0										
0.60	0.00	0.119	0.175	0.134	0.121	0.144	0.165	0.121	0.164	0.134	0.162	0.117	0.161
	0.05	0.117	0.165	0.132	0.162	0.143	0.156	0.119	0.156	0.153	0.151	0.153	0.152
	0.10	0.119	0.156	0.130	0.132	0.141	0.149	0.141	0.144	0.151	0.144	0.151	0.143
	0.15	0.113	0.147	0.126	0.144	0.139	0.140	0.115	0.127	0.149	0.135	0.151	0.134
	0.20	0.111	0.139	0.126	0.135	0.120	0.132	0.143	0.120	0.143	0.127	0.143	0.126
	0.30	0.106	0.123	0.121	0.126	0.132	0.117	0.130	0.134	0.142	0.115	0.143	0.111
	0.40	0.100	0.110	0.116	0.107	0.127	0.104	0.134	0.101	0.132	0.099	0.140	0.098
	0.60	0.089	0.089	0.105	0.086	0.116	0.081	0.123	0.080	0.120	0.070	0.120	0.077
	0.80	0.077	0.073	0.094	0.077	0.100	0.062	0.115	0.063	0.118	0.052	0.120	0.041
	1.00	0.064	0.059	0.082	0.059	0.095	0.056	0.107	0.073	0.100	0.051	0.111	0.049
	1.20			0.070	0.049	0.094	0.047	0.092	0.043	0.096	0.043	0.102	0.041
	1.40					0.075	0.031	0.082	0.038	0.049	0.038	0.033	0.034
	1.60							0.074	0.073	0.081	0.051	0.082	0.049
	1.80									0.082	0.029	0.077	0.026
2.00											0.070	0.023	
0.60	0.00	0.095	0.145	0.106	0.142	0.113	0.139	0.124	0.134	0.127	0.134	0.129	0.143
	0.05	0.064	0.137	0.107	0.134	0.116	0.121	0.127	0.129	0.123	0.127	0.127	0.126
	0.10	0.092	0.130	0.106	0.127	0.115	0.124	0.121	0.127	0.129	0.126	0.126	0.119
	0.15	0.095	0.123	0.106	0.120	0.119	0.117	0.119	0.115	0.127	0.115	0.135	0.112
	0.20	0.089	0.111	0.107	0.113	0.113	0.111	0.117	0.100	0.126	0.106	0.134	0.105
	0.30	0.089	0.105	0.089	0.107	0.100	0.094	0.115	0.094	0.118	0.099	0.120	0.093
	0.40	0.081	0.094	0.096	0.092	0.106	0.089	0.111	0.089	0.116	0.081	0.116	0.084
	0.60	0.073	0.077	0.082	0.075	0.068	0.073	0.107	0.049	0.106	0.067	0.100	0.066
	0.80	0.063	0.062	0.070	0.060	0.089	0.059	0.094	0.052	0.107	0.033	0.101	0.093
	1.00	0.052	0.052	0.068	0.050	0.059	0.049	0.082	0.047	0.090	0.044	0.092	0.034
	1.20			0.059	0.043	0.070	0.031	0.070	0.059	0.043	0.037	0.086	0.035
	1.40					0.068	0.056	0.070	0.033	0.075	0.052	0.079	0.026
	1.60							0.063	0.029	0.049	0.038	0.071	0.026
	1.80									0.052	0.032	0.056	0.035
2.00											0.067	0.063	

续表 G.0.1

$a_1:l_a$	$b_1:l_a$	$l_b:l_a=1.0$		$l_b:l_a=1.2$		$l_b:l_a=1.3$		$l_b:l_a=1.6$		$l_b:l_a=1.8$		$l_b:l_a=2.0$	
		α_0	β_0										
1.00	0.00	0.079	0.119	0.089	0.116	0.097	0.114	0.100	0.112	0.105	0.111	0.106	0.110
	0.05	0.086	0.113	0.089	0.112	0.095	0.108	0.100	0.106	0.105	0.105	0.105	0.104
	0.10	0.075	0.108	0.087	0.105	0.094	0.102	0.099	0.100	0.102	0.099	0.104	0.098
	0.15	0.073	0.102	0.085	0.100	0.093	0.097	0.098	0.095	0.101	0.093	0.102	0.092
	0.20	0.079	0.098	0.094	0.094	0.097	0.091	0.096	0.090	0.101	0.089	0.101	0.088
	0.30	0.070	0.087	0.087	0.083	0.083	0.082	0.094	0.080	0.097	0.079	0.099	0.098
	0.40	0.066	0.078	0.078	0.077	0.089	0.074	0.091	0.072	0.095	0.069	0.095	0.069
	0.50	0.089	0.064	0.071	0.062	0.083	0.060	0.086	0.056	0.089	0.057	0.089	0.054
	0.60	0.052	0.052	0.065	0.051	0.075	0.049	0.028	0.047	0.083	0.045	0.083	0.045
	1.00	0.047	0.043	0.057	0.047	0.066	0.040	0.032	0.039	0.075	0.038	0.077	0.037
	1.20			0.048	0.086	0.097	0.074	0.066	0.032	0.020	0.032	0.071	0.029
	1.40					0.051	0.031	0.098	0.028	0.083	0.028	0.066	0.025
	1.60							0.057	0.024	0.056	0.022	0.061	0.037
	1.80									0.057	0.019	0.056	0.029
2.00											0.050	0.018	

注：本表采用泊桑比 $\mu = 1/6$ 。

G.0.2 非对称于板中心的集中荷载所产生的弯矩标准值,可近似地按迭加原理求得,并按下列规定确定。

G.0.2.1 荷载作用在对称轴上(图 G.0.2-1)可按下列公式计算:

$$M_a = \alpha_0 P = \alpha_0 a_1 b_1 q \quad (\text{G.0.2-1})$$

$$M_b = \beta_0 P = \beta_0 a_1 b_1 q \quad (\text{G.0.2-2})$$

$$\alpha_0 = \alpha_1 \frac{b_1 + b'_1}{b_1} - \alpha_2 \frac{b'_1}{b_1} \quad (\text{G.0.2-3})$$

$$\beta_0 = \beta_1 \frac{b_1 + b'_1}{b_1} - \beta_2 \frac{b'_1}{b_1} \quad (\text{G.0.2-4})$$

式中 α_1, β_1 ——系数,按 $a = a_1, b = 2(b_1 + b'_1)$ 由表 G.0.1 查得; a, b 即表 G.0.1 中的 a_1, b_1 ;

α_2, β_2 ——系数,按 $a = a_1, b = 2b'_1$ 由表 G.0.1 查得。

G.0.2.2 荷载不作用在对称轴上(图 G.0.2-2),可按下列公式计算:

$$M_a = \alpha_0 P = \alpha_0 a_1 b_1 q \quad (\text{G.0.2-5})$$

$$M_b = \beta_0 P = \beta_0 a_1 b_1 q \quad (\text{G.0.2-6})$$

$$\alpha_0 = \alpha_1 \frac{(a_1 + a'_1)(b_1 + b'_1)}{a_1 b_1} + \alpha_2 \frac{a'_1 b'_1}{a_1 b_1} - \alpha_3 \frac{b'_1(a_1 + a'_1)}{a_1 b_1} - \alpha_4 \frac{a'_1(b_1 + b'_1)}{a_1 b_1} \quad (\text{G.0.2-7})$$

$$\beta_0 = \beta_1 \frac{(a_1 + a'_1)(b_1 + b'_1)}{a_1 b_1} + \beta_2 \frac{a'_1 b'_1}{a_1 b_1} - \beta_3 \frac{b'_1(a_1 + a'_1)}{a_1 b_1} - \beta_4 \frac{a'_1(b_1 + b'_1)}{a_1 b_1} \quad (\text{G.0.2-8})$$

式中 α_1, β_1 ——系数,按 $a = 2(a_1 + a'_1), b = 2(b_1 + b'_1)$ 由表 G.0.1 查得;

α_2, β_2 ——系数,按 $a = 2a'_1, b = 2b'_1$ 由表 G.0.1 查得; a, b 即表中的 a_1, b_1 ;

α_3, β_3 ——系数,按 $a = 2(a_1 + a'_1), b = 2b'_1$ 由表 G.0.1 查得;

α_4, β_4 ——系数,按 $a = 2a'_1, b = 2(b_1 + b'_1)$ 由表 G.0.1 查得。

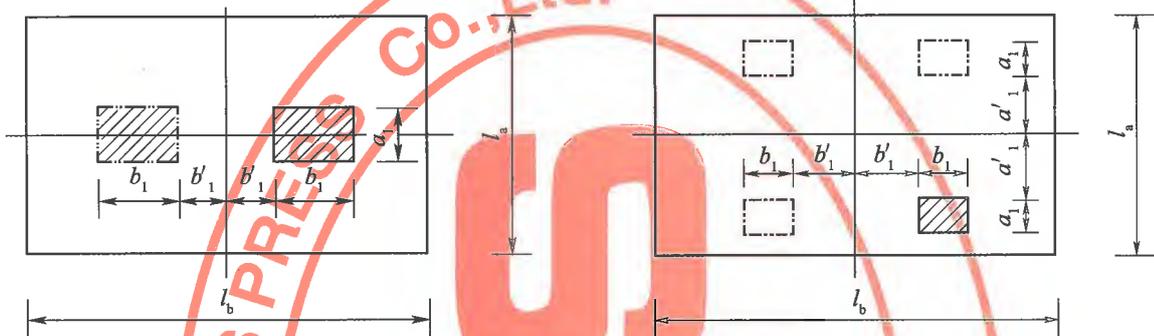


图 G.0.2-1 对称于板轴上集中荷载示意图

l_a, l_b —分别为板 a, b 方向的计算跨度; a_1 —集中荷载沿 l_a 方向的传递宽度; b_1 —集中荷载沿 l_b 方向的传递宽度;
 b'_1 —集中荷载沿 l_b 方向的内侧边到板 b 方向的中轴距离

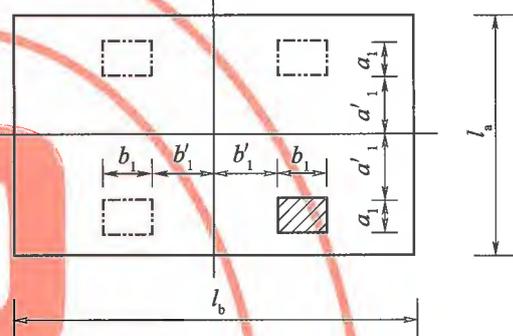


图 G.0.2-2 不作用在对称轴上集中荷载示意图

l_a, l_b —分别为板 a, b 方向的计算跨度; a_1 —集中荷载沿 l_a 方向的传递宽度; b_1 —集中荷载沿 l_b 方向的传递宽度; a'_1 —集中荷载沿 l_a 方向的内侧边到板的中轴距离; b'_1 —集中荷载沿 l_b 方向的内侧边到板的中轴距离

附录 H 铰接板的荷载横向分布计算

H.0.1 对空心板按等抗扭矩原则,简化为图 H.0.1 的计算图式。空心板的截面抗扭惯性矩可按式计算:

$$I_t = 4b^2h^2 \frac{1}{\frac{2h}{t} + \frac{b}{t_1} + \frac{b}{t_2}} \quad (\text{H.0.1})$$

式中 I_t ——板截面抗扭惯性矩(mm^4);
 b ——板的宽度(mm);
 h ——板的高度(mm);
 t, t_1, t_2 ——换算壁厚(mm)。

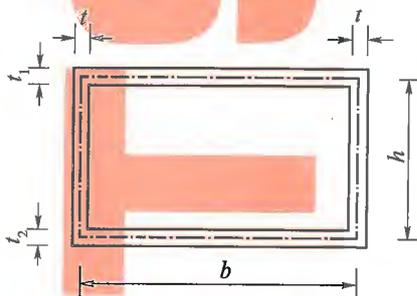


图 H.0.1 空心板截面抗扭惯性矩简化计算示意图
 b -板的计算宽度; h -板的计算高度; t, t_1, t_2 -换算壁厚

H.0.2 板的抗弯刚度与抗扭刚度比例参数可按式计算:

$$r = \frac{\pi^2 E_s I \left(\frac{b_1}{l_0}\right)^2}{4 G_s I_t \left(\frac{l_0}{b_1}\right)^2} = 5.8 \frac{I \left(\frac{b_1}{l_0}\right)^2}{I_t \left(\frac{l_0}{b_1}\right)^2} \quad (\text{H.0.2})$$

式中 r ——板的抗弯刚度与扭刚度的比例参数;
 b_1 ——板的中距宽度(mm);
 l_0 ——板的计算跨度(mm);
 E_s ——板的弹性模量(MPa);
 G_s ——板的剪切模量(MPa),对混凝土 G_s 通常取 $0.425E$;
 I ——板截面抗弯惯性矩(mm^4)。

H.0.3 荷载横向分布值的确定应满足下列要求:

- (1) 根据板数、所计算的板号及 r 值查表 H.0.3 得各板轴线处的影响线坐标 η , 查得的 η 值乘以 10^{-3} , 表中第一行为板的序号;
- (2) 当空心板为简支时,采用 $2r$ 代替 r 值查表 H.0.3, 求荷载横向分布系数;

(3) 表 H.0.3 中的表头格式 J_{n-k} , 其中 n 为空心板块数, k 为所计算板的序号;

(4) 荷载横向分布值为 $\sum P_i \eta_i$, P_i 为第 i 个荷载值, η_i 为 P_i 所对应的影响线坐标值;

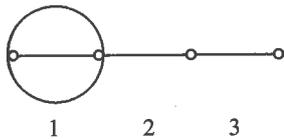
(5) 剪力计算时, 荷载位于支座处 $\eta = 1.0$, 取支座到 $1/5$ 跨或两倍板宽处中较大者, 按表 H.0.3 确定, 两者之间用直线连接。

J_{2-1}

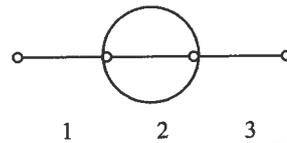
表 H.0.3 铰接板荷载横向分布影响线表

r	1	2
0.00	500	500
0.01	505	495
0.02	510	490
0.04		
0.06		
0.08		
0.10		
0.15		
0.20		
0.30		
0.40		
0.60		
1.00		
2.00		
∞		

J_{3-1}

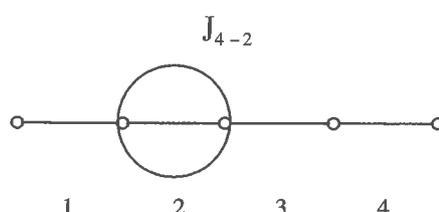
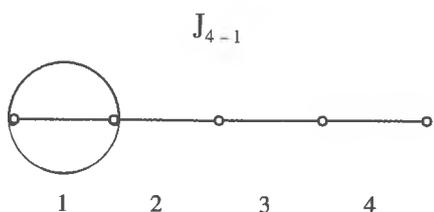


J_{3-2}



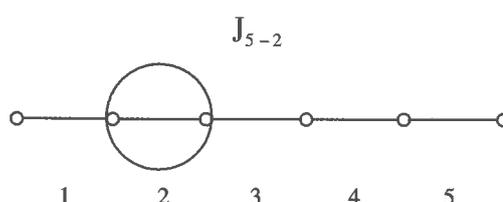
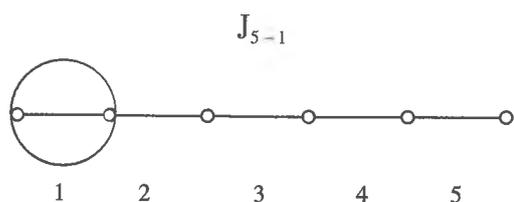
r	1	2	3
0.00	333	333	333
0.01	348	332	319
0.02	363	331	306
0.04	389	329	282
0.06	413	327	260
0.08	434	325	241
0.10	454	323	223
0.15	496	317	186
0.20	531	313	156
0.30	585	303	112
0.40	626	294	80
0.60	683	278	40
1.00	750	250	0
2.00	829	200	-29

r	1	2	3
0.00	333	333	333
0.01	332	336	332
0.02	331	338	331
0.04	329	342	329
0.06	327	346	327
0.08	325	351	325
0.10	323	355	323
0.15	317	365	317
0.20	313	375	313
0.30	303	394	303
0.40	294	412	294
0.60	278	444	278
1.00	250	500	250
2.00	200	600	200



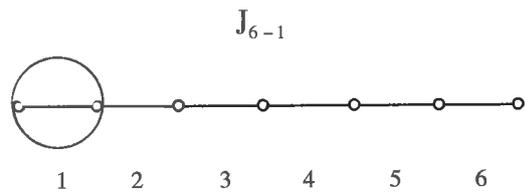
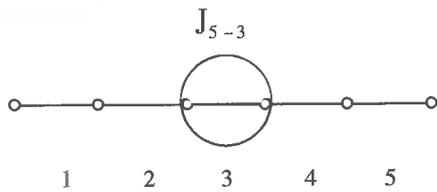
r	1	2	3	4
0.00	250	250	250	250
0.01	276	257	238	229
0.02	300	263	227	210
0.04	341	273	208	178
0.06	375	280	192	153
0.08	405	285	178	132
0.10	431	289	165	114
0.15	484	295	139	82
0.20	524	298	119	60
0.30	583	296	89	33
0.40	625	291	66	18
0.60	682	277	35	5
1.00	750	250	0	0
2.00	828	201	-34	5

r	1	2	3	4
0.00	250	250	250	250
0.01	257	257	248	238
0.02	263	264	246	227
0.04	273	276	243	208
0.06	280	287	241	192
0.08	285	298	239	178
0.10	289	307	239	165
0.15	295	327	238	139
0.20	298	345	238	119
0.30	296	375	240	89
0.40	291	400	243	66
0.60	277	441	247	35
1.00	250	500	250	0
2.00	201	593	240	-34



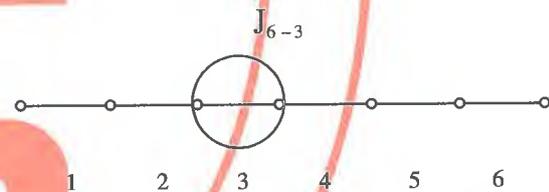
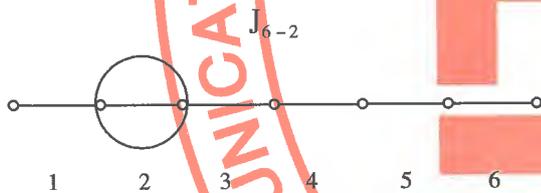
r	1	2	3	4	5
0.00	200	200	200	200	200
0.01	237	216	194	180	173
0.02	269	229	188	163	151
0.04	321	249	178	136	116
0.06	362	263	168	115	92
0.08	396	273	158	99	73
0.10	425	281	150	85	59
0.15	481	291	130	61	36
0.20	523	295	114	45	23
0.30	583	298	87	26	10
0.40	625	291	66	15	4
0.60	682	277	35	4	1
1.00	750	250	0	0	0
2.00	828	201	-34	6	-1

r	1	2	3	4	5
0.00	200	200	200	200	200
0.01	216	215	202	187	180
0.02	229	228	204	176	163
0.04	249	249	207	158	136
0.06	263	267	211	144	115
0.08	273	281	214	133	99
0.10	281	294	216	123	85
0.15	291	320	222	105	61
0.20	295	341	227	91	45
0.30	296	374	235	70	26
0.40	291	399	240	55	15
0.60	277	440	246	31	4
1.00	250	500	250	0	0
2.00	201	593	241	-41	6



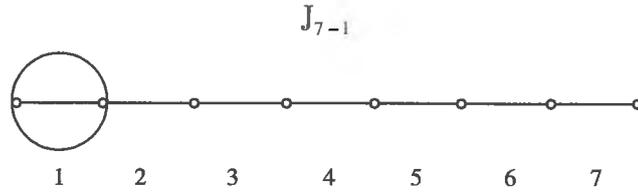
r	1	2	3	4	5
0.00	200	200	200	200	200
0.01	194	202	208	202	194
0.02	188	204	215	204	188
0.04	178	207	230	207	178
0.06	168	211	243	211	168
0.08	158	214	256	214	158
0.10	150	216	268	216	150
0.15	130	222	295	222	130
0.20	114	227	318	227	114
0.30	87	235	357	235	87
0.40	66	240	389	240	66
0.60	35	246	437	246	35
1.00	0	250	500	250	0
2.00	-34	241	586	241	-34

r	1	2	3	4	5	6
0.00	167	167	167	167	167	167
0.01	214	192	168	151	140	135
0.02	252	212	168	138	119	110
0.04	312	239	165	117	90	77
0.06	358	257	159	101	69	55
0.08	394	270	152	88	55	41
0.10	423	278	146	78	44	31
0.15	481	290	129	58	27	16
0.20	523	295	113	43	17	9
0.30	583	295	86	25	8	3
0.40	625	291	65	15	3	1
0.60	682	277	35	4	1	0
1.00	750	250	0	0	0	0
2.00	828	201	-34	6	-1	0

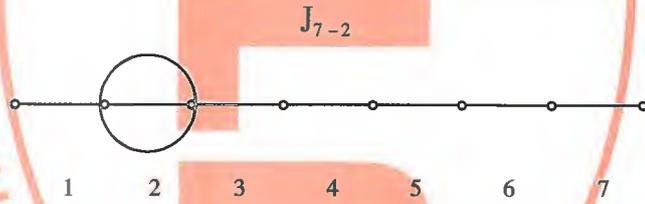


r	1	2	3	4	5	6
0.00	167	167	167	167	167	167
0.01	192	190	175	157	146	140
0.02	212	209	182	149	129	119
0.04	230	238	192	137	105	90
0.06	257	259	200	127	87	69
0.08	270	276	206	119	74	55
0.10	278	291	210	112	64	44
0.15	290	319	219	98	46	27
0.20	295	340	226	87	35	17
0.30	295	373	234	69	21	8
0.40	291	399	240	54	12	3
0.60	277	440	246	31	4	1
1.00	250	500	250	0	0	0
2.00	201	593	241	-41	7	-1

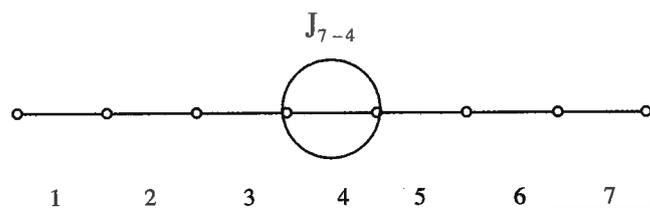
r	1	2	3	4	5	6
0.00	167	167	167	167	167	167
0.01	168	175	179	170	157	151
0.02	168	182	190	173	149	138
0.04	165	192	210	179	137	117
0.06	159	200	227	186	127	101
0.08	152	206	243	191	119	88
0.10	146	210	257	197	112	78
0.15	129	219	288	208	98	58
0.20	113	226	314	217	87	43
0.30	86	234	356	230	69	25
0.40	65	240	388	238	54	15
0.60	35	246	437	246	31	4
1.00	0	250	500	250	0	0
2.00	-34	241	586	243	-41	6



r	1	2	3	4	5	6	7
0.00	143	143	143	143	143	143	143
0.01	200	177	152	133	120	111	107
0.02	244	202	157	125	102	88	82
0.04	309	235	159	109	78	59	51
0.06	356	255	156	96	61	42	34
0.08	393	268	151	85	49	31	23
0.10	423	278	144	76	40	23	16
0.15	480	290	128	57	25	12	7
0.20	523	295	113	43	17	7	3
0.30	583	295	86	25	7	2	1
0.40	625	291	65	15	3	1	0
0.60	682	277	35	4	1	0	0
1.00	750	250	0	0	0	0	0
2.00	828	201	-34	6	-1	0	0



r	1	2	3	4	5	6	7
0.00	143	143	143	143	143	143	143
0.01	177	175	158	139	125	115	111
0.02	202	198	170	135	111	96	88
0.04	235	232	185	127	91	69	59
0.06	255	256	196	121	77	53	42
0.08	268	275	203	115	67	41	31
0.10	278	290	209	109	58	33	23
0.15	290	318	219	97	43	20	12
0.20	295	340	225	86	33	13	7
0.30	295	373	234	68	20	6	2
0.40	291	399	240	54	12	3	1
0.60	277	440	246	31	4	1	0
1.00	250	500	250	0	0	0	0
2.00	201	593	241	-41	7	-1	0



r	1	2	3	4	5	6	7
0.00	143	143	143	143	143	143	143
0.01	133	139	150	157	150	139	133
0.02	125	135	156	169	156	135	125
0.04	109	127	167	193	167	127	109
0.06	96	121	176	213	176	121	96
0.08	85	115	184	231	184	115	85
0.10	76	109	191	248	191	109	76
0.15	57	97	205	282	205	97	57
0.20	43	86	216	310	216	86	43
0.30	25	68	229	354	229	68	25
0.40	15	54	237	387	237	54	15
0.60	4	31	246	436	246	31	4
1.00	0	0	250	500	250	0	0
2.00	6	-41	243	586	243	-41	6

附录 J 无梁板在集中荷载作用下的内力计算

J.0.1 无梁板在集中荷载作用下的内力可按下列规定计算(图 J.0.1):

(1)纵向排架:当集中荷载作用在纵向排架桩的中心线上时,按实际荷载计算;当集中荷载不作用在纵向排架的中心线上时,近似地按简支梁分配原则,将该荷载分配至两相邻纵向排架上,分别进行计算;

(2)横向排架:按纵向排架内力分析得出的支座反力,通过试算找出使横向排架产生最大内力的荷载及其位置为最不利组合时的反力,作为集中荷载,并按原荷载位置作用在横向排架上进行计算。

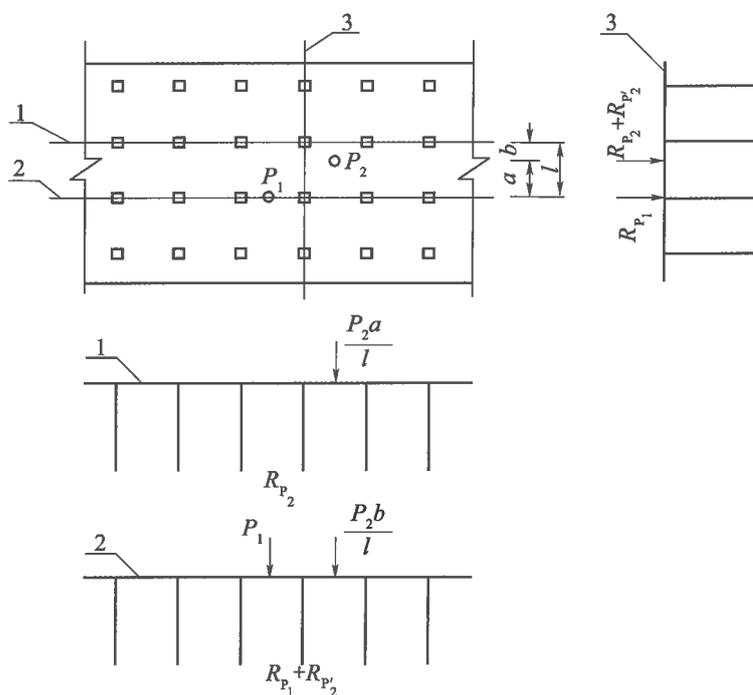


图 J.0.1 集中荷载作用下板带弯矩分配示意图

1-#1 纵向排架;2-#2 纵向排架;3-横向排架

P_1 、 P_2 -集中荷载; a 、 b -集中荷载至相邻纵向排架轴线距离; l -纵向排架间距; R_{p1} - P_1 所在纵向排架的支座反力; R_{p2} 、 $R_{p1}+R_{p2}$ -在#1 和#2 纵向排架分别产生的支座反力

J.0.2 无梁板在集中荷载作用下产生的弯矩应由计算宽度的板承受,其计算宽度可按下列规定计算。

(1)集中荷载位于跨中时:

$$b_c = b_0 + 2h_s + \frac{1}{3}l_0 \quad (\text{J.0.2-1})$$

但不小于 $\frac{2}{3}l_0$,亦不大于计算板带宽度;

(2)集中荷载位于支座附近时:

$$b_c = b_0 + 2h_s \quad (\text{J.0.2-2})$$

但不小于 $\frac{1}{3}l_0$,亦不大于计算板带宽度;

式中 b_c ——计算宽度(m);

b_0 ——集中荷载与码头面接触宽度(m);

h_s ——垫层厚度(m);

l_0 ——计算跨度(m)。



附录 K 板桩和地下连续墙水平地基抗力系数

K.0.1 m 法的水平地基抗力系数应按下式确定:

$$K = mZ \quad (\text{K.0.1})$$

式中 K ——水平地基抗力系数(kN/m^3);

m ——水平地基抗力系数随深度增大的比例系数(kN/m^4);

Z ——计算点距计算水底的深度(m)。

K.0.2 m 值可通过水平荷载试验确定,当无试验资料时,可按表 K.0.2 选用。

表 K.0.2 m 值表

地基土质情况	m 值(kN/m^4)
$I_L \geq 1$ 的黏性土,淤泥	1000 ~ 2000
$1 > I_L \geq 0.5$ 的黏性土,粉砂	2000 ~ 4000
$0.5 > I_L \geq 0$ 的黏性土,中、细砂	4000 ~ 6000
$I_L < 0$ 的黏性土,粗砂	6000 ~ 10000
砾石、砾砂、碎石、卵石	10000 ~ 20000

注:①板桩和地下连续墙在计算水底处的水平变位大于 10mm 时,泥面下一定深度范围内土层的 m 值适当折减;

②表中的砂土,当密实度为松散时取表中下限值,密实度为密实时取上限值;

③ I_L 为土的液性指数。

附录 L 斜拉桩式板桩码头内力计算

L.0.1 斜拉桩式板桩码头的结构内力,可简化按图 L.0.1 所示弹性嵌固于地基中的平面刚架计算。

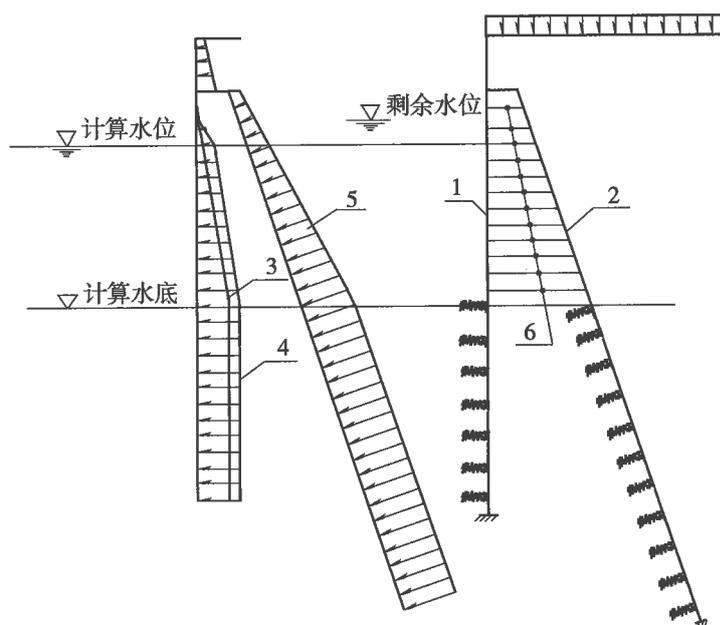


图 L.0.1 斜拉桩式板桩码头内力计算图式

1-前墙;2-斜拉桩;3-作用于前墙的土压力;4-作用于前墙的剩余水压力;5-作用于斜拉桩的土压力;6-“弹性连杆”

L.0.2 作用于前墙的土压力应包括斜拉桩遮帘面至前墙间的土体对前墙的土压力和斜拉桩变形传给前墙的力。当斜拉桩的纵向间距小于 3m 时,可采用下列计算方法。

L.0.2.1 斜拉桩遮帘面至前墙间楔形土体作用于前墙的土压力强度可采用作图法计算,其土压力分布如图 L.0.2-1 所示。前墙和遮帘面间楔形土体的水平土压力系数 K' 可按下式计算:

$$K' = \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{1}{2}(1 - \cos 2\varphi + 2\sin^2 \varphi)} \right]^2} \quad (\text{L.0.2-1})$$

式中 K' ——前墙和遮帘面间的楔形土体的水平土压力系数;

φ ——土壤的内摩擦角或等代摩擦角($^\circ$)。

L.0.2.2 斜拉桩遮帘面(图 L.0.2-2)与斜拉桩轴线的距离可按下列公式计算。

$$d = \frac{S}{6 \tan \varphi} \quad (\text{L.0.2-2})$$

式中 d ——斜拉桩与假想遮帘面的距离(m);
 S ——斜拉桩间距(m);
 φ ——土体的内摩擦角或等代摩擦角($^{\circ}$)。

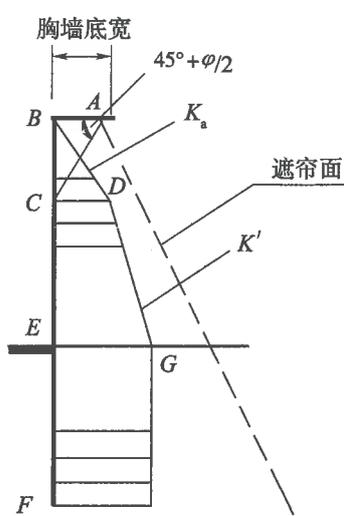


图 L.0.2-1 前墙和遮帘面间楔形土体的土压力图

K_a -土体的主动土压力系数; K' -前墙和遮帘面间楔形土体的水平土压力系数; A -遮帘面与胸墙底面的交点; φ -土体内摩擦角或等代摩擦角

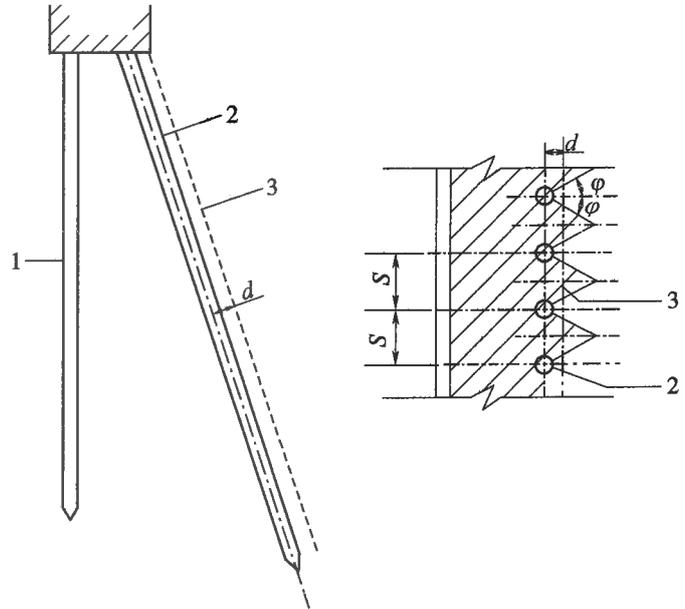


图 L.0.2-2 斜拉桩遮帘面计算图

1-前墙;2-斜拉桩;3-遮帘面
 S -斜拉桩间距; φ -土体内摩擦角

L.0.2.3 斜拉桩变形传给前墙的力可采用图 L.0.1 所示的平面刚架计算,其前墙与斜拉桩间的土体可采用“弹性连杆”模拟。

L.0.2.4 “弹性连杆”的弹性系数可按下式计算:

$$K_s = E_i \left(\frac{A}{L} \right) \quad (\text{L.0.2-3})$$

式中 K_s ——“弹性连杆”的弹性系数(kN/m),受拉时取零;

E_i ——前墙与遮帘面间土体的弹性模量(KN/m^2),宜采用旁压试验值;

A ——弹性连杆的竖向间距乘以两倍斜拉桩桩宽或桩径(m^2);

L ——前墙与斜拉桩的水平净距(m)。

L.0.3 作用于斜拉桩的土压力可按下列方法计算:

L.0.3.1 作用于计算泥面以上的斜拉桩陆侧土压力强度可按作用于遮帘面上的主动土压力计算,作用于斜拉桩海侧的土压力可取楔形土体土压力。

L.0.3.2 计算泥面以下的土体土压力强度可按矩形分布计算,其强度可取计算泥面处的土体土压力强度标准值。

L.0.3.3 作用于斜拉桩的土压力计算宽度可取 2~3 倍桩径或桩宽,力学指标好或斜拉桩间距大于 3 倍桩径或桩宽时取大值。

L.0.4 地基水平抗力系数值可按下列方法计算:

(1)前墙的地基水平抗力系数:

$$K_i = mZ \quad (\text{L.0.4})$$

式中 K_i ——前墙的水平地基抗力系数(kN/m^3);

m ——地基水平抗力系数随深度增大的比例系数(kN/m^4),按附录 K 中表 K.0.2 选取;

Z ——计算点距计算水底的深度(m)。

(2)斜拉桩地基抗力系数按附录 B 中第 B.3.1 条的规定取值,地基抗力的方向取与斜拉桩轴向垂直。



附录 M 遮帘式板桩码头结构内力的简化计算法

M.0.1 遮帘式板桩码头的结构内力,可简化按图 M.0.1 所示的弹性嵌固于地基中的平面刚架计算。

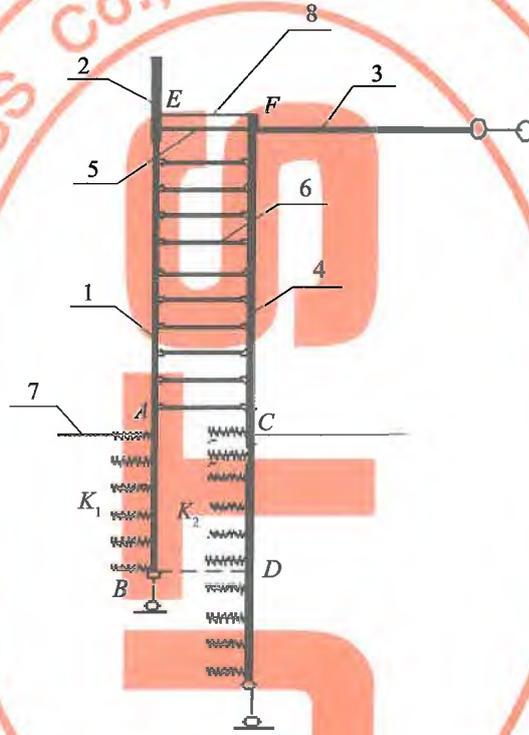


图 M.0.1 遮帘式板桩码头结构计算图

1-前墙;2-胸墙;3-大弹簧;4-遮帘桩;5-小弹簧;6-弹性连杆;7-计算水底泥面;8-遮帘桩顶面

M.0.2 作用于前墙的土压力应包括遮帘面至前墙间的土体对前墙的土压力和遮帘桩变形传给前墙的力。

M.0.2.1 当遮帘桩的 DF 段高度与其至前墙净距之比大于 1.5 时,遮帘桩遮帘面至前墙间的土体作用于前墙的土压力强度(图 M.0.2-1)可按下列规定计算。

(1) 计算水底面以上土层的土压力,当遮帘桩与前墙间的土体为单一土层时按下列公式计算:

$$\sigma_z = \frac{\gamma}{A}(1 - e^{-AZ}) + qe^{-AZ} \quad (\text{M.0.2-1})$$

$$\sigma_x = \sigma_z K \quad (\text{M.0.2-2})$$

$$A = \frac{KU \tan \delta}{A_s} \quad (\text{M.0.2-3})$$

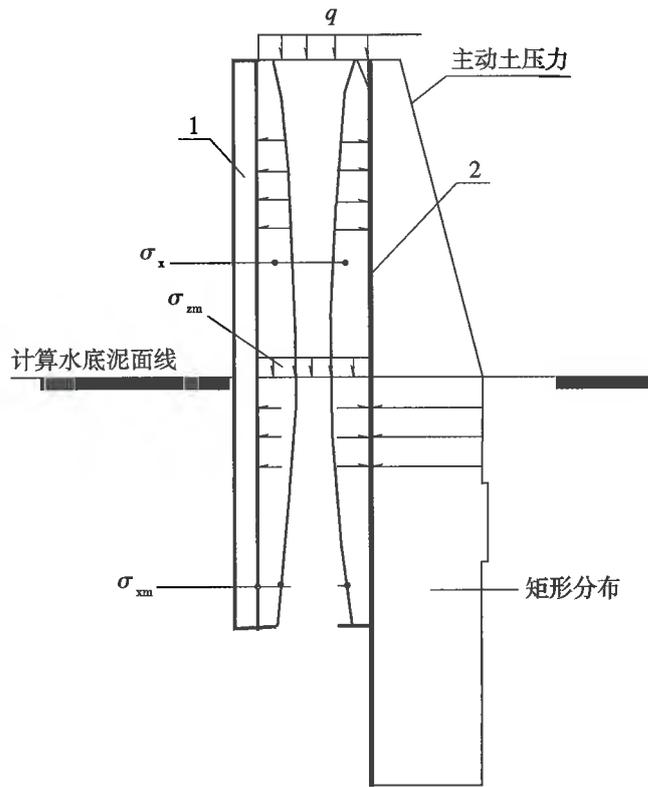


图 M.0.2-1 土压力分布图

1-前墙;2-遮帘桩

(2) 计算水底面以上土层的土压力,当遮帘桩与前墙间的土体为多土层时按下式计算:

$$\sigma_{zi} = \frac{\gamma_i}{A}(1 - e^{-AZ_i}) + \sigma_{zi-1}e^{-AZ_i} \quad (\text{M.0.2-4})$$

(3) 计算水底泥面以下土层的土压力,仅取计算水底泥面处垂直压力 σ_{zm} 产生的土压力,按下式计算:

$$\sigma_{xm} = K\sigma_{zm}e^{-AZ_i} \quad (\text{M.0.2-5})$$

式中 σ_z ——土体垂直压力强度标准值(kPa);

γ ——土体重度标准值(kN/m³);

A ——系数;

Z ——计算点距遮帘桩顶面的深度(m);

q ——遮帘桩顶面高程以上的作用于遮帘面至前墙间的土体的均布荷载标准值(kPa);

σ_x ——水平土压力强度标准值(kPa);

K ——水平土压力系数,计算泥面以上取主动土压力系数,对于黏性土,计算主动土压力时,采用等代内摩擦角计算;计算泥面以下根据前墙与遮帘桩相对变位情况,取主动土压力或静止土压力系数。砂性土和正常固结土的静止土压力系数 $K = 1 - \sin\varphi'$, φ' 为土体有效内摩擦角;

U ——计算单元截面中,土体与前墙、遮帘面、遮帘桩接触线长度之和,即图 M.0.2-2 图形中线段 km 和 $efghij$ 的长度之和(m);

δ ——土体与前墙、遮帘桩之间的外摩擦角标准值($^{\circ}$),可取 $\delta = \frac{2}{3}\varphi$;

A_s ——计算单元截面中,计算单元截面边界与前墙、遮帘面、遮帘桩表面包围的面积,即图 M.0.2-2 中图形 $efghijkm$ 的面积(m^2);

σ_{zi} —— i 土层计算点的垂直压力标准值(kPa);

γ_i —— i 土层的土体重度标准值(kN/m^3);

Z_i —— i 土层计算点至其土层顶面的深度(m);

σ_{zi-1} —— i 土层顶面的土体垂直压力标准值(kPa);

σ_{xm} ——计算水底泥面以下土层的水平土压力强度标准值(kPa);

σ_{zm} ——计算水底泥面处的垂直压力强度标准值(kPa)。

M.0.2.2 当遮帘桩截面为矩形时,遮帘面与前墙的距离可按式(M.0.2-6)计算,遮帘面与前墙的距离,如图 M.0.2-3 所示;当遮帘桩的截面尺寸较小时,遮帘面位置也可按式(M.0.2-7)计算,如图 M.0.2-4 所示。

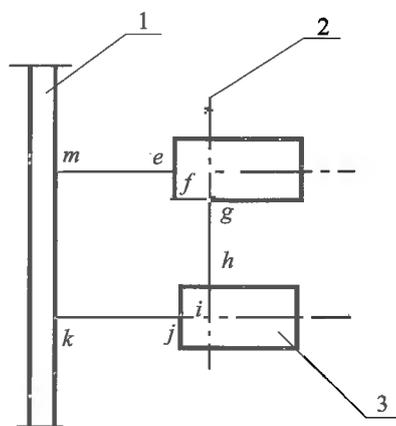


图 M.0.2-2 计算单元截面示意图
1-前墙;2-遮帘面;3-遮帘桩

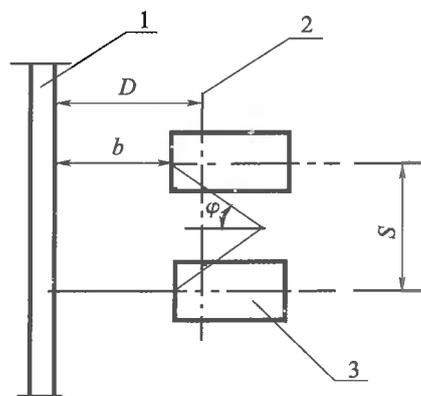


图 M.0.2-3 遮帘桩截面为矩形时的遮帘面位置图
1-前墙;2-遮帘面;3-遮帘桩

$$D = b + \frac{S}{6} \cot \varphi \quad (\text{M.0.2-6})$$

$$D = d + \frac{S}{6} \cot \varphi \quad (\text{M.0.2-7})$$

$$\tan \varphi_D = \frac{(\sum \gamma_i h_i) \tan \varphi_i + c_i}{\sum \gamma_i h_i} \quad (\text{M.0.2-8})$$

式中 D ——遮帘面与前墙的间距(m);

b ——遮帘桩与前墙的净距(m);

S ——遮帘桩中心距(m);

d ——遮帘桩中心与前墙的距离(m);

φ ——土的内摩擦角($^{\circ}$),对于黏性土可采用 φ_D ;

- φ_D ——土的等代摩擦角($^\circ$);
- γ_i ——计算面以上各层土的重度(kN/m^3);
- h_i ——计算面以上各土层的厚度(m);
- φ_i ——计算土层土的内摩擦角($^\circ$);
- c_i ——计算土层土的黏聚力(kPa)。

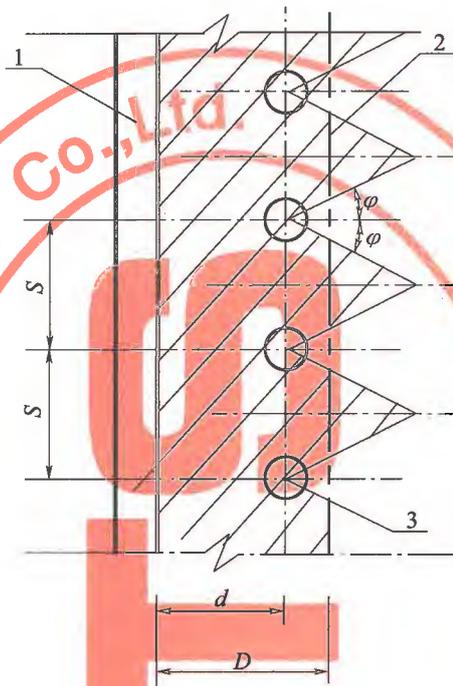


图 M.0.2-4 遮帘桩截面尺寸较小时的遮帘面位置图

1-前墙;2-遮帘面;3-遮帘桩

M.0.2.3 遮帘桩变形传给前墙的力可采用计算简图 M.0.1 所示平面刚架计算,其前墙与遮帘面间的土体采用“弹性连杆”模拟。

M.0.2.4 弹性连杆的弹性系数 K_s 可按下式计算:

$$K_s = E_i \left(\frac{A}{b} \right) \quad (\text{M.0.2-9})$$

式中 K_s ——“弹性连杆”的弹性系数,受拉时取零(kN/m);

E_i ——前墙与遮帘面间土体的弹性模量,宜采用旁压试验值(kN/m^2);

A ——弹性连杆的竖向间距乘以两倍遮帘桩桩宽或桩径(m^2);

b ——前墙与遮帘桩的净距(m)。

M.0.3 作用于遮帘桩的土压力可按下列规定计算。

M.0.3.1 作用于码头计算泥面以上的遮帘桩陆侧土压力强度可按主动土压力计算。泥面以下的土体土压力强度可按矩形分布,其强度取计算水底泥面高程处的土压力标准值。遮帘桩陆侧土压力的作用计算宽度可采用第 6.3.12.3 款的公式计算。

M.0.3.2 作用于遮帘桩海侧的土压力强度按第 M.0.2.1 款的规定确定,土压力作用宽度取 1 倍桩宽,作用方向与遮帘桩陆侧的土压力方向相反。

M.0.4 前墙的水平地基抗力系数应由水平静载荷试验确定。无条件进行静载荷试验时,水平地基抗力系数可按附录 K 的规定取值。

M.0.5 遮帘桩的水平地基抗力系数应按第 B.3.1 条的规定取值。当遮帘桩与前墙的中心距小于表 4.2.2 数值时,图 M.0.1 中遮帘桩 CD 段的水平地基抗力系数应按第 4.2.27 条的规定进行折减。

M.0.6 计算模型 M.0.1 中“小弹簧”的弹性系数由前拉杆在单位力作用下的伸长值求取;“大弹簧”的弹性系数由后拉杆在单位力作用下的伸长与锚碇结构在单位力作用下的变位值之和求取。



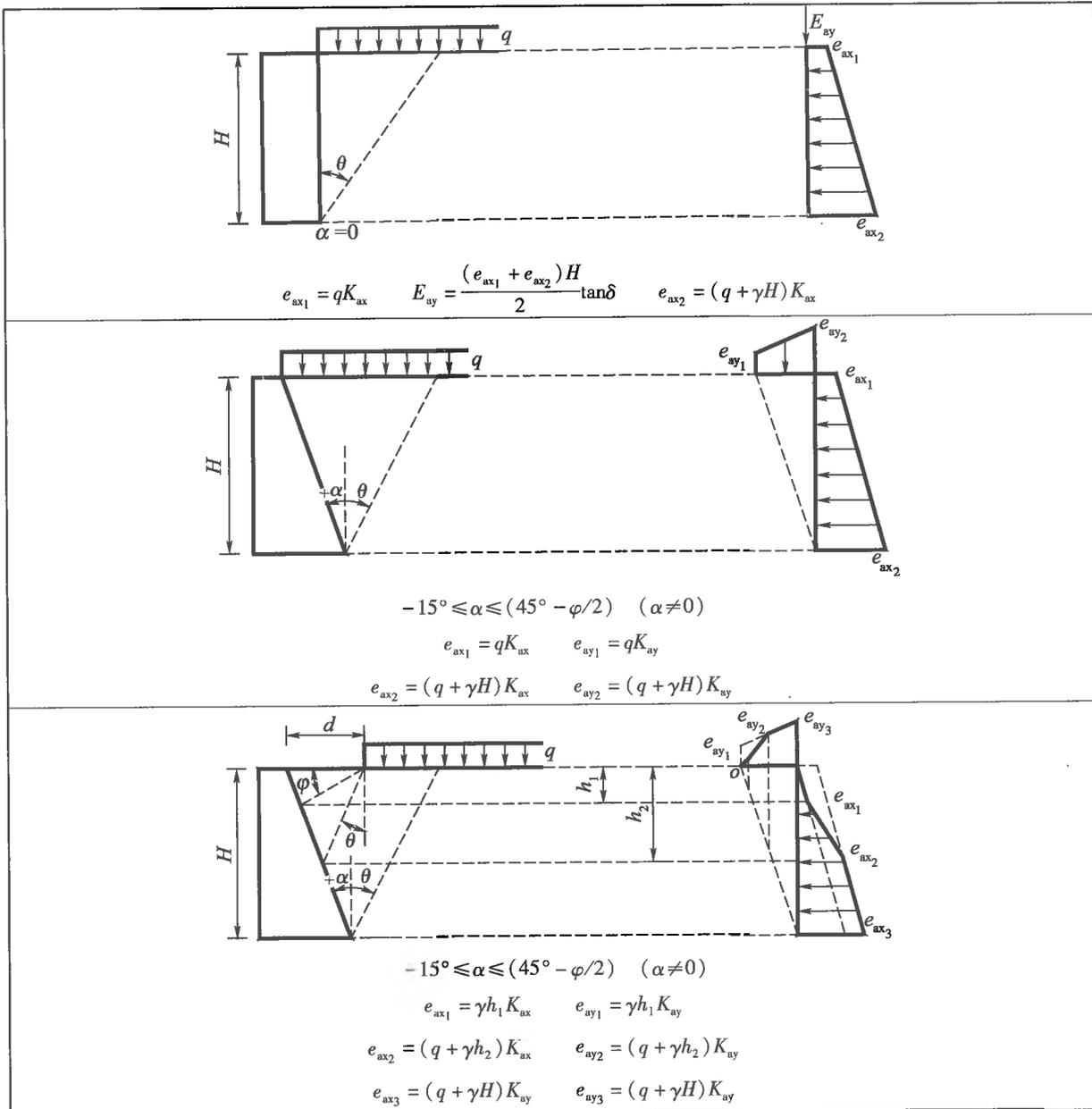
附录 N 重力式码头土压力计算常用图式 和 K_a 、 K_p 、 θ 数值表

N.0.1 土压力计算常用图式可按表 N.0.1 确定。

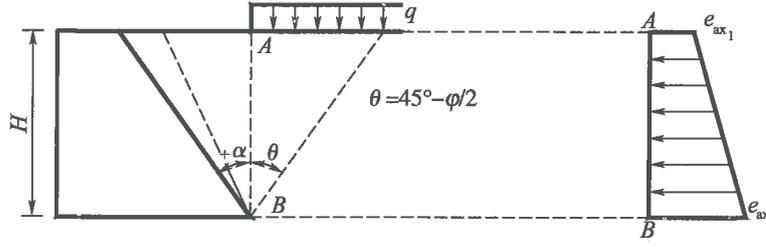
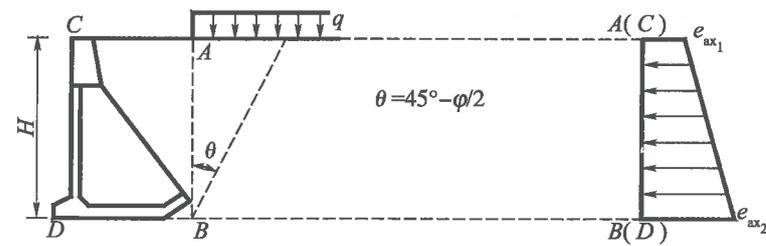
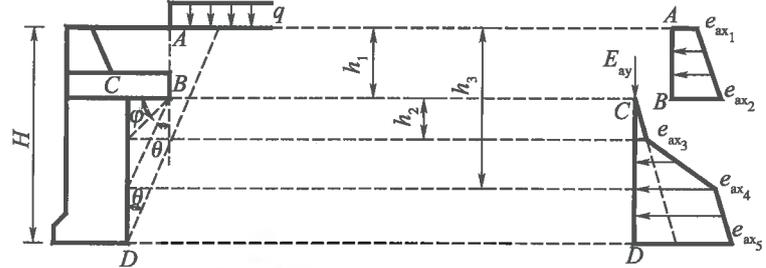
N.0.2 地面有局部均布荷载时土压力的近似计算图式可按表 N.0.2 确定。

N.0.3 K_a 、 K_p 、 θ 值可分别按表 N.0.3-1、表 N.0.3-2 和表 N.0.3-3 确定。

表 N.0.1 土压力计算常用图式



续表 N.0.1

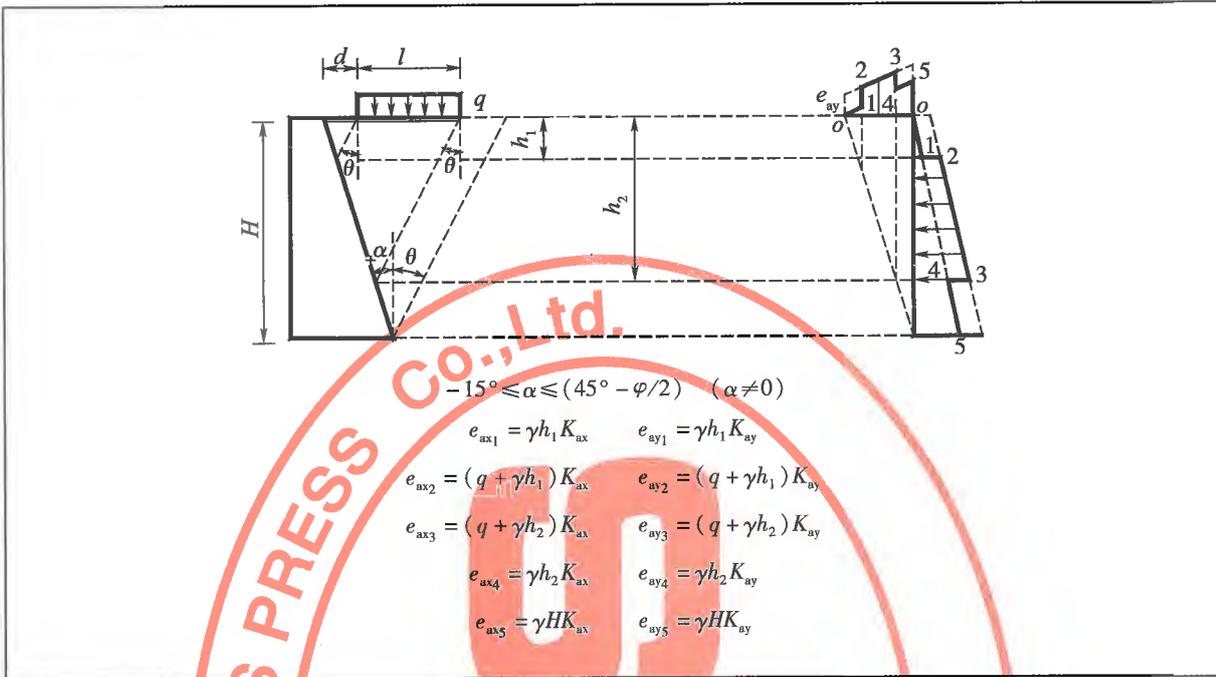
 <p style="text-align: center;"> $\alpha \geq (45^\circ - \varphi/2)$ $e_{ax1} = qK_{ax} \quad E_{ay} = 0$ $e_{ax2} = (q + \gamma H)K_{ax}$ $K_{ax} = K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ </p>	
 <p style="text-align: center;"> $e_{ax1} = qK_{ax} \quad E_{ay} = 0$ $e_{ax2} = (q + \gamma H)K_{ax}$ $K_{ax} = K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ </p>	
 <p style="text-align: center;"> $\overline{AB}: e_{ax1} = qK_{ax①} \quad E_{ay①} = 0$ $e_{ax2} = (q + \gamma h_1)K_{ax①}$ $K_{ax①} = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ $\overline{CD}: e_{ax3} = \gamma h_2 K_{ax②}$ $E_{ay②} = E_{ax②} \tan \delta$ $e_{ax4} = (q + \gamma h_3)K_{ax②}$ $e_{ax5} = (q + \gamma H)K_{ax②}$ </p>	

注:①一般情况下地面均布荷载对 K_a 、 θ 的影响可忽略不计,各图式中的 K_{ax} 、 K_{ay} 和 θ 值,可按表 N.0.3-1 和表 N.0.3-3 确定;

②扶壁尾板上不计其减压作用;

③ K_{ax} -水平土压力系数, K_{ay} -竖向土压力系数, E_{ax} -水平土压力合力, E_{ay} -竖向土压力合力。

表 N.0.2 地面有局部均布荷载的土压力计算图式



注:图式中的 K_{ax} 、 K_{ay} 和 θ 值可采用无地面荷载时的数值,可按表 N.0.3-1 和表 N.0.3-3 确定。

表 N.0.3-1 主动土压力系数 $K_a(\beta=0)$

α	δ													
	-15°	-10°	-5°	0°	0°	$+5^\circ$	$+5^\circ$	$+10^\circ$	$+10^\circ$	$+15^\circ$	$+15^\circ$	$+20^\circ$	$+20^\circ$	$+20^\circ$
φ	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	0	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$
30°	0.242	0.271	0.302	0.361	0.334	0.326	0.363	0.359	0.403	0.401	0.449	0.449	0.501	0.503
30°	0.216	0.245	0.216	0.333	0.308	0.301	0.238	0.333	0.278	0.370	0.424	0.425	0.476	0.479
32°	0.193	0.271	0.252	0.307	0.284	0.278	0.314	0.313	0.355	0.355	0.401	0.403	0.453	0.457
32°	0.171	0.200	0.229	0.283	0.262	0.256	0.292	0.292	0.333	0.334	0.370	0.387	0.431	0.417
36°	0.152	0.179	0.209	0.260	0.240	0.238	0.272	0.272	0.312	0.314	0.357	0.362	0.419	0.417
32°	0.134	0.161	0.189	0.238	0.221	0.217	0.252	0.252	0.292	0.295	0.337	0.343	0.389	0.398
30°	0.118	0.144	0.171	0.217	0.202	0.198	0.234	0.236	0.273	0.273	0.318	0.325	0.370	0.381
45°	0.103	0.128	0.155	0.198	0.183	0.183	0.217	0.220	0.155	0.261	0.260	0.308	0.351	0.364
45°	0.083	0.106	0.132	0.172	0.160	0.160	0.193	0.197	0.230	0.237	0.274	0.284	0.325	0.340

注:水平主动土压力系数 $K_{ax} = K_a \cos(\delta + \alpha)$; 竖向主动土压力系数 $K_{ay} = K_a \sin(\delta + \alpha) / \tan \alpha (\alpha \neq 0)$ 。

表 N.0.3-2 被动土压力系数 $K_p(\beta=0)$

φ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	10°	15°	20°	45°
K_p	1.000	1.191	1.420	1.698	2.040	2.464	3.000	3.600	4.601	5.827

表 N.0.3-3 单一填料内产生主动土压力时的破裂角 $\theta(\beta=0)$

α δ	α			0°		+5°		+10°		+15°		+20°		
	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	0	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$
28°	39.9°	37.7°	35.5°	31.0°	32.3°	34.3°	32.3°	33.4°	30.5°	31.7°	26.6°	30.1°	26.9°	28.6°
23°	38.8°	36.6°	34.4°	30.0°	32.2°	33.2°	31.2°	32.2°	29.3°	20.5°	27.5°	28.9°	25.8°	27.5°
32°	27.7°	35.5°	32.3°	29.0°	31.1°	32.0°	30.0°	31.0°	28.1°	29.3°	26.4°	27.7°	24.7°	26.3°
32°	36.6°	34.4°	32.1°	28.0°	30.0°	30.8°	28.9°	29.8°	27.0°	28.1°	25.2°	26.6°	23.5°	25.2°
36°	35.5°	33.3°	31.1°	27.0°	28.9°	29.7°	27.7°	28.7°	25.8°	27.0°	24.0°	25.4°	22.3°	24.0°
28°	34.4°	32.2°	30.0°	26.0°	27.8°	28.5°	26.6°	27.5°	24.7°	25.4°	22.9°	24.3°	21.2°	22.8°
40°	33.4°	31.1°	28.9°	25.0°	26.7°	27.4°	25.4°	26.3°	23.5°	24.0°	21.7°	23.1°	20.0°	21.8°
32°	32.3°	30.0°	27.8°	24.0°	25.6°	26.3°	24.3°	25.1°	22.4°	23.4°	20.5°	21.9°	18.8°	20.6°
40°	30.7°	28.4°	26.1°	22.5°	23.9°	24.6°	22.6°	23.4°	20.7°	21.7°	18.8°	20.1°	17.1°	18.8°

注：本表数值由公式 $\tan\theta = -\tan(\alpha + \delta + \varphi) \pm \sqrt{[\cot\alpha + \tan(\alpha + \delta + \varphi)][\tan(\alpha + \delta + \varphi) - \tan\alpha]}$ 算得。

附录 P 码头临水面花岗岩镶面技术要求

P.0.1 镶面石应选用石质均匀、无裂纹、未风化和抗冻性良好的花岗岩料石。

P.0.2 镶面石不宜过小,可采用宽度 250mm ~ 500mm、高度 250mm ~ 300mm、顺石厚度 250mm ~ 350mm 或丁石厚度 450mm ~ 600mm 的石料。石料形状如图 P.0.2 所示。

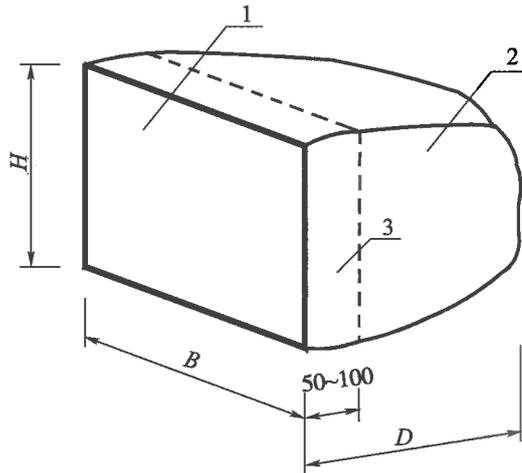


图 P.0.2 镶面石料形状(单位:mm)

1-石料前端;2-石料后端;3-石料侧面凿修

B -石料宽度; H -石料高度; D -石料厚度

P.0.3 石料加工时,正面应平整,边棱应齐直不掉角。石料前端边长允许偏差应为 $\pm 2\text{mm}$ 。

P.0.4 石料砌筑应满足下列要求:

- (1) 镶面石的砌缝宽度为 10mm ~ 13mm,砌体表面凹凸不大于 5mm;
- (2) 砌缝处剔深不小于 15mm,并作勾缝;
- (3) 立砌时砌筑到顶,并作潮湿养护,待砂浆强度达到 2.5MPa 以上时浇筑混凝土。

附录 Q 码头倒滤井

Q.0.1 扶壁码头倒滤井可选用下列形式：

- (1) 立板的悬臂长度不大时,在肋板外侧设置隔砂板,如图 Q.0.1 中(a)所示;
- (2) 立板的悬臂长度较大时,在立板后设置隔砂板,如图 Q.0.1 中(b)所示;
- (3) 当扶壁接缝宽度大于倒滤材料粒径时,采取防漏措施,在临水面采用改变倒滤材料粒径或加混凝土插板。

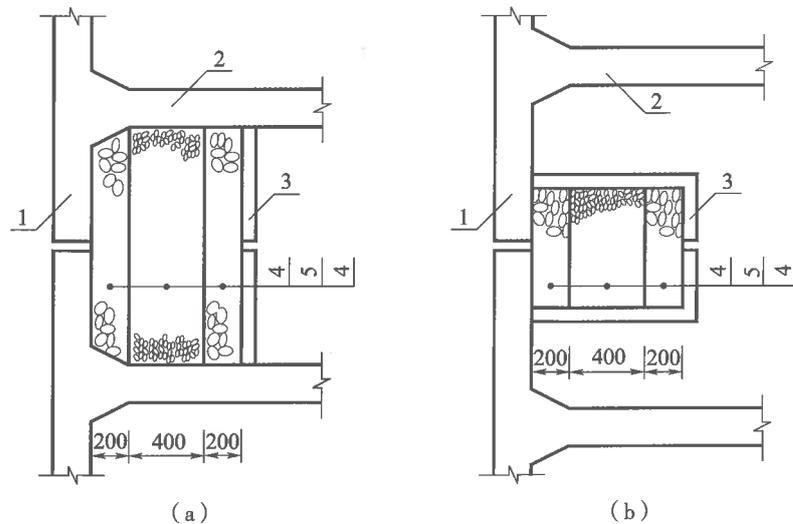


图 Q.0.1 倒滤井构造(单位:mm)

1-立板;2-肋板;3-隔砂板;4-50mm~80mm 卵石;5-5mm~40mm 卵石

Q.0.2 扶壁码头倒滤井与胸墙接头的构造可采用如图 Q.0.2 所示的形式。

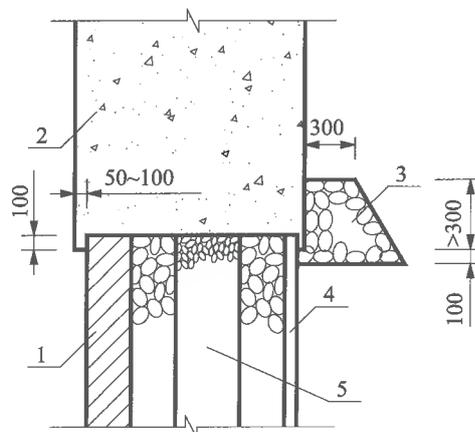


图 Q.0.2 倒滤井与胸墙接头构造(单位:mm)

1-立板;2-胸墙;3-倒滤层;4-隔砂板;5-倒滤井

Q.0.3 本附录倒滤井也可用于空心块体码头、沉箱码头和坐床式圆筒码头。

附录 R 重力式码头抗滑、抗倾稳定性 按可靠指标的设计

R.0.1 按可靠指标方法验算码头抗滑、抗倾稳定性时,变量的统计参数和概率分布宜根据具体工程统计确定。没有统计数据时,可参照表 R.0.1 确定。

表 R.0.1 设计变量的概率分布和统计参数

设计变量	标准值 X_k	统计参数			概率分布
		平均值 μ_x	标准差 σ_x	变异系数 δ_x	
码头面均布荷载(kPa)	q_k	$0.78q_k$	$0.11q_k$	0.14	极值 I 型
水下块石重度(kN/m ³)	14.0	14.0	0	0	定值
水下块石重度(kN/m ³)	14.0	14.0	0	0	正态
水下中砂重度(kN/m ³)	14.0	19.2	0.62	0.06	正态
水下中砂重度(kN/m ³)	9.5	9.6	0.60	0.06	正态
中砂内摩擦角	32°	33.3°	1.0	0.06	正态
块石内摩擦角	45°	44.4°	2.66	0.06	正态
回填料层厚(m)	—	—	—	0.02	正态
主动土压力计算模型不确定性系数	1.0	1.0	0.02	0.02	正态
构件体积	—	—	—	0.02	正态
水下混凝土重度(kN/m ³)	14.0	23.8	0.435	0.02	正态
水下混凝土重度(kN/m ³)	14.0	14.0	0.252	0.02	正态
水上钢筋混凝土重度(kN/m ³)	14.0	24.5	0.397	0.02	正态
水下钢筋混凝土重度(kN/m ³)	14.0	14.0	0.397	0.02	正态
抗倾力矩计算模式不确定性系数	1.0	0.897	0.064	0.026	正态
混凝土与抛石基床间摩擦系数	0.6	0.60	0.026	0.026	正态
混凝土与混凝土间摩擦系数	0.55	0.55	0.022	0.02	正态

注:①回填料层厚标准值按图纸标注的尺寸取用,平均值取为标准值,标准差取标准值的0.01倍;
②构件体积标准值按图纸标注的尺寸计算确定,平均值取为标准值,标准差取标准值的0.01倍。

R.0.2 对于方块码头,不考虑波浪作用时,验算抗滑、抗倾稳定性可靠指标应建立下列功能函数:

(1) 第 i 层方块抗滑稳定性

$$Z_{s_i} = (G_{s_i} + E_{v_i}K_{P_1} + E_{qv_i})f_i - (E_{H_i}K_{P_1} + E_{qH_i} + P_{RH_i}) \quad (\text{R.0.2-1})$$

式中 Z_{s_i} ——抗滑功能函数;

G_{s_i} ——作用在计算面上的结构自重力(kN);

E_{H_i} 、 E_{v_i} ——计算面以上永久作用主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

K_{P_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

E_{qH_i} 、 E_{qv_i} ——计算面以上的可变作用总主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

f_i ——沿第 i 层作用面的摩擦系数;

P_{RH_i} ——系缆力水平分力(kN)。

(2) 第 i 层方块抗倾稳定性

$$Z_{o_i} = (M_{G_i} + M_{E_{v_i}}K_{P_1} + M_{E_{qv_i}})K_{P_2} - (M_{E_{H_i}}K_{P_1} + M_{E_{qH_i}} + M_{PR_i}) \quad (\text{R.0.2-2})$$

式中 Z_{o_i} ——抗倾功能函数;

M_{G_i} ——结构自重力对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

$M_{E_{H_i}}$ 、 $M_{E_{v_i}}$ ——永久作用总主动土压力的水平分力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩(kN·m);

K_{P_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

$M_{E_{qH_i}}$ 、 $M_{E_{qv_i}}$ ——可变作用总土压力的水平分力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩(kN·m);

K_{P_2} ——抗倾力矩计算模式不确定性系数;

M_{PR_i} ——系缆力对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m)。

R.0.3 对于扶壁码头,不考虑波浪作用时,验算抗滑、抗倾稳定性可靠指标应建立下列功能函数:

(1) 抗滑稳定性

$$Z_s = (G + E_v K_{P_1} + E_{qv})f - (E_H K_{P_1} + P_w + E_{qH} + P_{RH}) \quad (\text{R.0.3-1})$$

式中 Z_s ——抗滑功能函数;

G ——结构的自重力(kN);

E_H 、 E_v ——计算面以上永久作用主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

K_{P_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

P_w ——剩余水压力标准值(kN);

E_{qH} 、 E_{qv} ——计算面以上的可变作用总主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

f ——混凝土与抛石基床之间的摩擦系数;

P_{RH} ——系缆力水平分力(kN)。

(2) 抗倾稳定性

$$Z_0 = (M + M_{E_v} K_{P_1} + M_{E_{qv}})K_{P_2} - (M_{E_H} K_{P_1} + M_{P_w} + M_{E_{qH}} + M_{PR}) \quad (\text{R.0.3-2})$$

式中 Z_0 ——抗倾功能函数;

M ——结构自重力对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

M_{E_H} 、 M_{E_V} ——永久作用总主动土压力的水平分力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩(kN·m);

K_{P_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

$M_{E_{qH}}$ 、 $M_{E_{qV}}$ ——可变作用总土压力的水平分力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩(kN·m);

M_{PW} ——剩余水压力时计算面前趾的倾覆力矩;

K_{P_2} ——抗倾力矩计算模式不确定性系数;

M_{PR} ——系缆力对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m)。

R.0.4 对于沉箱码头,不考虑波浪作用时,验算抗滑、抗倾稳定性可靠指标应建立下列功能函数:

(1) 抗滑稳定性

$$Z_s = (G + E_V K_{P_1} + E_{qV})f - (E_H K_{P_1} + E_{qH} + P_W + P_{RH}) \quad (\text{R.0.4-1})$$

式中 Z_s ——抗滑功能函数;

G ——结构的自重力(kN);

E_H 、 E_V ——计算面以上永久作用主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

K_{P_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

P_W ——剩余水压力标准值(kN);

E_{qH} 、 E_{qV} ——计算面以上的可变作用总主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

f ——混凝土与抛石基床之间的摩擦系数;

P_{RH} ——系缆力水平分力(kN)。

(2) 抗倾稳定性

$$Z_0 = (M + M_{E_V} K_{P_1} + M_{E_{qV}})K_{P_2} - (M_{E_H} K_{P_1} + M_{E_{qH}} + M_{PW} + M_{PR}) \quad (\text{R.0.4-2})$$

式中 Z_0 ——抗倾功能函数;

M ——结构自重力对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

M_{E_H} 、 M_{E_V} ——永久作用总主动土压力的水平分力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩(kN·m);

K_{P_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

$M_{E_{qH}}$ 、 $M_{E_{qV}}$ ——可变作用总土压力的水平分力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩(kN·m);

M_{PW} ——剩余水压力时计算面前趾的倾覆力矩;

K_{P_2} ——抗倾力矩计算模式不确定性系数;

M_{PR} ——系缆力对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m)。

R.0.5 码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标的计算可按图 R.0.5 所示的方法进行,并应符合国家现行有关标准的规定。

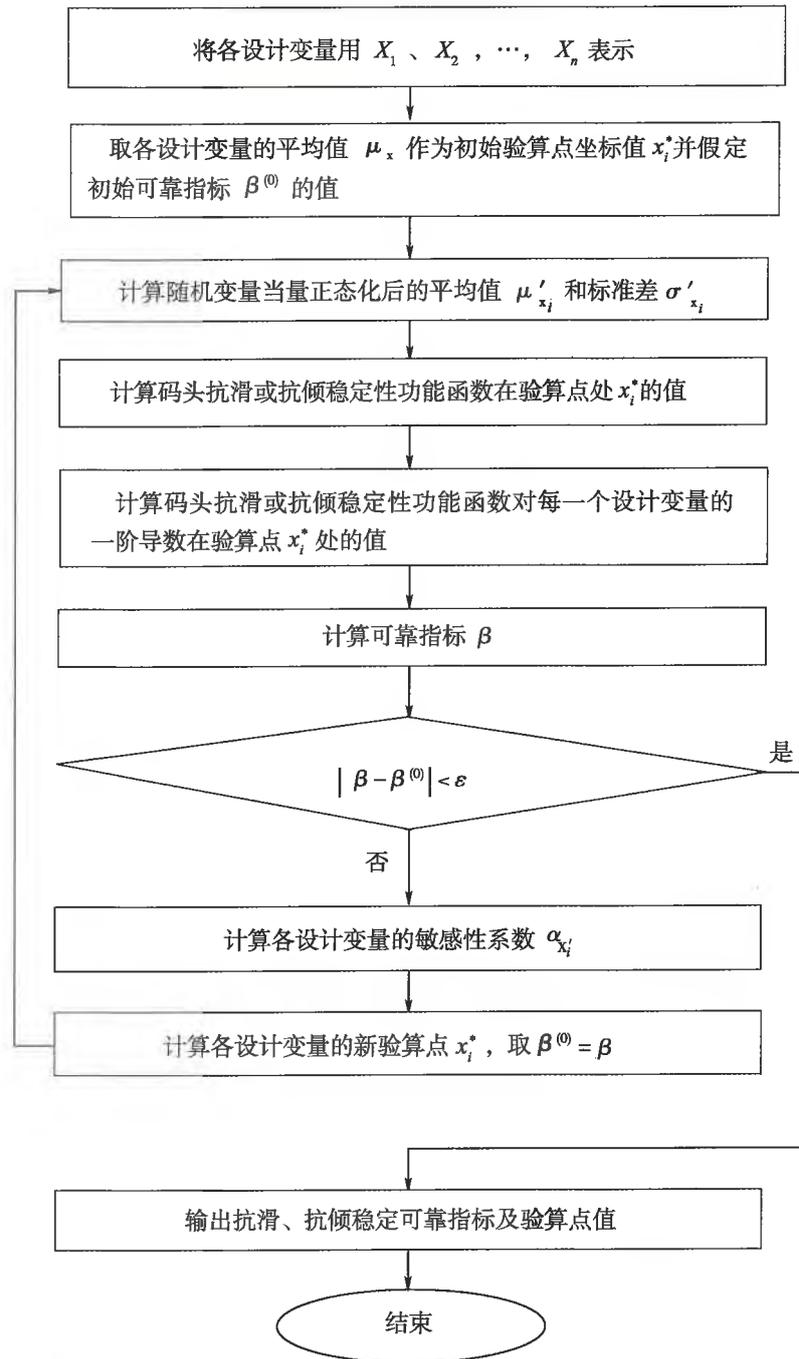


图 R.0.5 可靠指标计算框

R.0.6 码头抗滑、抗倾稳定性的可靠指标应满足下列要求：

- (1) 结构安全等级为二级的港口工程结构, 抗滑稳定不小于 3.5, 抗倾稳定不小于 4.0;
- (2) 结构安全等级为一级的港口工程结构, 抗滑稳定不小于 4.0, 抗倾稳定不小于 4.5。

附录 S 贮仓压力计算

S.0.1 当为矩形仓时,对于填料高度与仓的横截面内缘的最大边长之比大于等于1.5的深仓,沿仓壁深度各点的垂直压力和侧压力的计算图式如图 S.0.1 所示,其标准值可按下列公式计算:

$$\sigma_z = \frac{\gamma}{A}(1 - e^{-AZ}) + qe^{-AZ} \quad (\text{S.0.1-1})$$

$$\sigma_x = \sigma_z K \quad (\text{S.0.1-2})$$

$$A = \frac{KU \tan \delta}{S} \quad (\text{S.0.1-3})$$

式中 σ_z ——垂直压力标准值(kPa);
 γ ——仓内填料重度标准值(kN/m³);
 A ——系数(1/m);
 Z ——计算点距填料顶面的深度(m),计算仓底板上的垂直压力时取仓内填料高度;
 q ——作用在仓内填料顶面上的均布荷载标准值(kPa);
 σ_x ——侧压力标准值(kPa);
 K ——仓内填料的侧压力系数,可取 $K = 1 - \sin \varphi$;
 φ ——填料内摩擦角标准值(°);
 U ——仓的横截面内周长(m);
 δ ——填料与仓壁之间的外摩擦角标准值(°),可取 $\delta = \frac{2}{3} \varphi$;
 S ——空腔横截面面积(m²)。

S.0.2 当为圆筒仓时,计算图式如图 S.0.2 所示。筒高与圆筒直径之比接近1,筒内填料为砂或砂石时,其仓壁深度各点的垂直压力和侧压力值可按式(S.0.1-1)计算。系数 A 可按下列式计算:

$$A = \frac{4K \tan \delta}{D} \quad (\text{S.0.2})$$

式中 A ——系数(1/m);
 K ——仓内填料的侧压力系数,可取 $K = 1 - \sin \varphi$;
 δ ——填料与仓壁之间的外摩擦角标准值(°),可取 $\delta = \frac{2}{3} \varphi$;
 D ——圆筒内直径(m)。

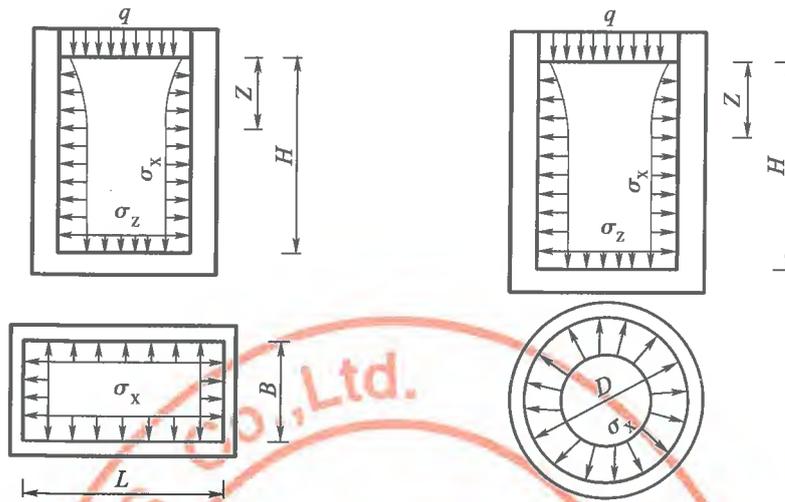


图 S.0.1 矩形仓贮仓压力计算图式

图 S.0.2 圆形仓贮仓压力计算图式

Z -计算点距填料顶面的深度; H -仓内高度; L -仓内缘长度; B -仓内缘宽度; D -圆筒内直径; q -作用在仓内填料顶面上的均布荷载; σ_x -侧压力; σ_z -垂直压力

附录 T 沉箱施工时期外力计算

T.0.1 沉箱溜放或漂浮时的水压力标准值计算应符合下列规定。

T.0.1.1 沉箱用绞车控制在滑道上下水或在坞内漂浮时,可仅考虑静水压力,如图 T.0.1中(a)所示。

T.0.1.2 密封舱顶的矩形沉箱在木滑道上自动溜放时,宜假定水面与箱顶齐平。除考虑静水压力外,尚应考虑动水压力,如图 T.0.1中(b)所示。动水压力可按下式计算:

$$P_0 = 0.84V^2 \quad (\text{T.0.1})$$

式中 P_0 ——动水压力(kPa);

V ——沉箱最大下滑速度(m/s),根据实际情况确定,不宜大于5m/s。

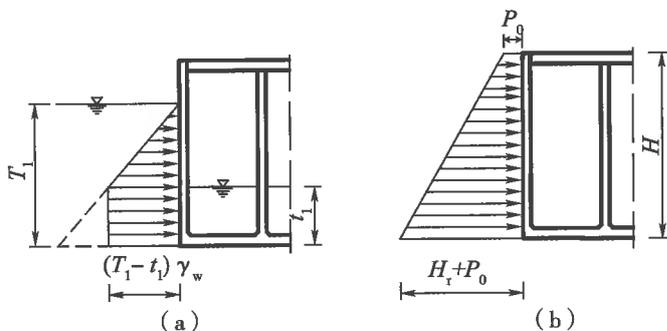


图 T.0.1 箱壁受力情况一

T_1 -沉箱吃水; t_1 -沉箱内压舱水水面至沉箱底的高度; γ_w -水的重度; H_r -水面与沉箱顶齐平时的静水压力; P_0 -动水压力

T.0.1.3 当沉箱前端顶部没水时,静水压力应按“尾浮”时实际水头计算。

T.0.2 沉箱浮运时的水压力标准值和波压力标准值计算应符合下列规定。

T.0.2.1 波高小于1.0m时应只考虑静水压力,如图 T.0.1中(a)所示。

T.0.2.2 波高等于或大于1.0m时,除静水压力外尚应考虑波压力,如图 T.0.2所示。

T.0.3 沉箱沉放时的水压力标准值应按图 T.0.3所示的图式计算。

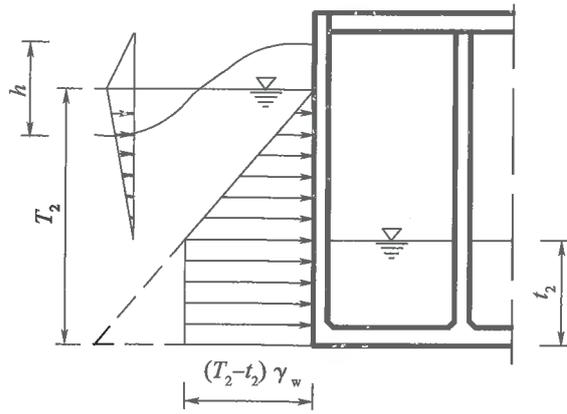


图 T.0.2 箱壁受力情况二

T_2 -沉箱吃水; t_2 -沉箱内压舱水水面至沉箱底的高度;
 γ_w -水的重度; h -波高

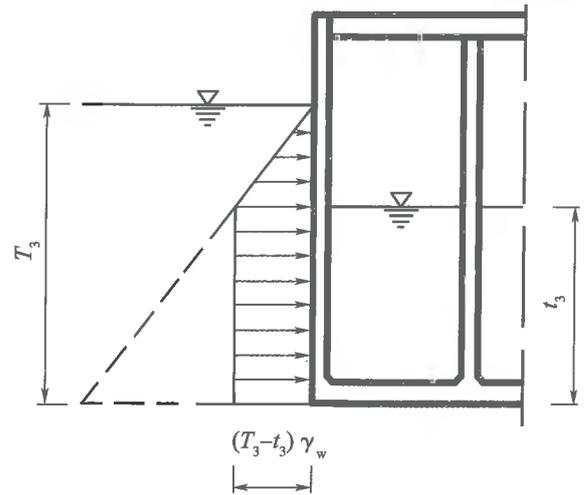


图 T.0.3 箱壁受力情况三

T_3 -沉箱吃水; t_3 -沉箱内压舱水水面至沉箱底的高度;
 γ_w -水的重度

附录 U 锚链及锚的计算

U.0.1 趸船的锚链可采用静力分析法计算。当波浪荷载较大,趸船及锚链系统的振幅偏移和动张力较大时,可采用动力分析法。

U.0.2 锚链的静力分析,可按悬链线进行计算(图 U.0.2)。根据锚链的自重力及趸船在平衡位置时锚链拉力的水平分力的静力平衡,可用式(U.0.2-1)~式(U.0.2-3)的悬链线标准方程计算锚链的拉力。

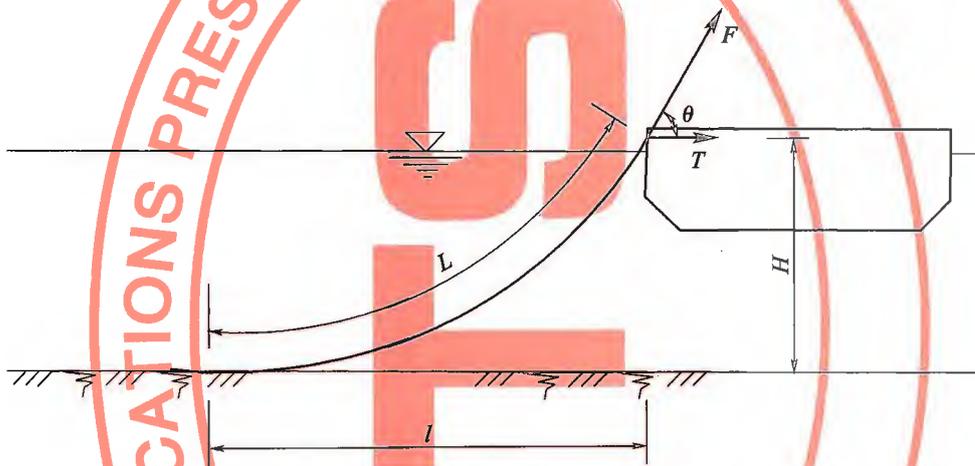


图 U.0.2 锚链计算简图

$$F = \frac{T}{\cos\theta} = T + \omega H \quad (\text{U.0.2-1})$$

$$l = \frac{T}{\omega} \operatorname{arch}\left(\frac{\omega H}{T} + 1\right) \quad (\text{U.0.2-2})$$

$$L = \frac{T}{\omega} \operatorname{sh}\left(\frac{\omega l}{T}\right) \quad (\text{U.0.2-3})$$

- 式中 F ——导链孔处锚链拉力(kN);
 T ——锚链拉力的水平分力(kN);
 θ ——导链孔处锚链轴线与水平线夹角($^{\circ}$);
 ω ——锚链的水下单位长度自重力(kN/m);
 H ——导链孔至泥面垂直高度(m);
 l —— L 的水平投影长度(m);
 L ——导链孔处至着地点的锚链曲线长度(m)。

U.0.3 趸船由多根不同方向的锚链维系,受到水流力、船舶荷载等作用时,可采用第

U.0.2条的公式及理论力学方法和几何方法分析力系并计算趸船的位移。

U.0.4 锚链系统的动力分析可参照有关资料或进行数值模拟。

U.0.5 趸船锚链应采用有挡铸钢锚链,并应符合现行国家标准《铸钢锚链》(GB/T 550)的有关规定。所选锚链的破断拉力应大于或等于锚链拉力的3倍。

U.0.6 趸船用锚应根据趸船的工作性质、水文及地质条件等,按锚链拉力的水平分力和所采用锚型的抓力系数确定锚的质量。锚的质量可按下式计算:

$$G \geq \frac{100T}{\eta} \quad (\text{U.0.6})$$

式中 G ——锚的质量(kg);
 T ——锚链拉力的水平分力(kN);
 η ——锚的抓力系数,按表 U.0.6 选取。

表 U.0.6 锚抓力系数 η 值表

锚的类型	土壤类别			
	淤泥	砂性土	砾石	黏性土
单抓锚	2.2(3.8)	3.0*(5.0**)	3.5*(7.0**)	4.0*(10.0**)
铸铁蛙锚	1.5(3.0)	2.0(4.0)	2.0*(4.5)	2.0*(5.0)
钢筋混凝土蛙锚	1.1(2.3)	1.5(3.0)	1.5*(3.5)	1.5*(3.5)

注:①表中括号内数值适用于挖坑抛锚情况,其余数值适用于锚抛于水底泥面情况;

②表中数值均适用于土壤中等密实状况,当土壤松散时数值可减少10%~25%,密实时可增加10%~25%,但带*号数值不应减少,带**号数值不应增加。

附录 W 浮码头撑杆的轴向荷载计算

W.0.1 承受船舶挤靠力时撑杆的轴向力可按下式计算：

$$N_1 = \frac{K_c W}{n \cos \alpha} \quad (\text{W.0.1})$$

式中 N_1 ——作用在一根撑杆上由船舶挤靠力产生的轴向力(kN)；

K_c ——不均匀系数,可取 1.3；

W ——作用在船侧面的风压力(kN)；

n ——撑杆数目；

α ——撑杆轴线与水平面的夹角(°)。

W.0.2 对一端设有悬重块体的撑杆,受力简图如图 W.0.2 所示,由船舶撞击力产生的轴向力可按下列公式计算：

$$N_2 = \frac{K_c G}{\cos \alpha \cot(\theta_1 + \theta_2) + \sin \alpha} \quad (\text{W.0.2-1})$$

$$\theta_2 = \arccos\left(\cos \theta_1 - \frac{h_c}{S_c}\right) - \theta_1 \quad (\text{W.0.2-2})$$

$$h_c = \frac{E_c}{2G} \quad (\text{W.0.2-3})$$

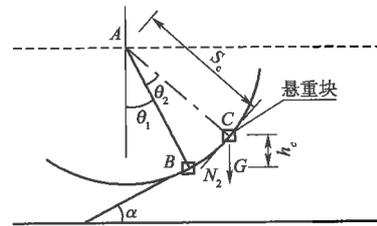


图 W.0.2 带悬重块撑杆受力简图

式中 N_2 ——带悬重块撑杆由船舶撞击力产生的轴向力(kN)；

K_c ——不均匀系数,取 1.0；

G ——悬重块体的自重(kN)；

α ——撑杆轴线与水平面的夹角(°)；

θ_1 ——悬重块体的吊杆与垂线间的初始夹角(°)；

θ_2 ——船舶荷载作用后悬重块体的吊杆轴线与吊杆初始位置轴线之间的夹角(°)；

h_c ——悬重块体上升高度(m)；

S_c ——悬重块体重心至吊杆转动轴之间的长度(m)；

E_c ——船舶的有效动能(kN·m)。

附录 Y 本规范用词说明

为便于在执行本标准条文时区别对待,对要求严格程度的用词说明如下:

- (1)表示很严格,非这样做不可的,正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”;
- (2)表示严格,在正常情况下均应这样做的,正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”;
- (3)表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的,正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”;
- (4)表示有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

引用标准名录

- 1.《预应力混凝土用钢绞线》(GB/T 5224)
- 2.《碳素结构钢》(GB/T 700)
- 3.《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591)
- 4.《非合金钢及细晶粒钢焊条》(GB/T 5117)
- 5.《热强钢焊条》(GB/T 5118)
- 6.《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》(GB/T 5293)
- 7.《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》(GB/T 12470)
- 8.《钢结构设计规范》(GB 50017)
- 9.《气焊、焊条电弧焊、气体保护焊和高能束焊的推荐坡口》(GB/T 985.1)
- 10.《埋弧焊的推荐坡口》(GB/T 985.2)
- 11.《焊缝无损检测 超声检测技术、检测等级和评定》(GB/T 11345)
- 12.《金属熔化焊焊接接头射线照相》(GB/T 3323)
- 13.《焊接接头拉伸试验方法》(GB/T 2651)
- 14.《焊接接头弯曲试验方法》(GB/T 2653)
- 15.《焊接接头冲击试验方法》(GB/T 2650)
- 16.《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205)
- 17.《钢拉杆》(GB/T 20934)
- 18.《钢质内河船舶建造规范》
- 19.《钢质海船入级规范》
- 20.《钢筋混凝土趸船技术条件》
- 21.《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)
- 22.《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)
- 23.《码头附属设施技术规范》(JTS 169)
- 24.《港口工程荷载规范》(JTS 144)
- 25.《水运工程抗震设计规范》(JTS 146)
- 26.《水运工程地基设计规范》(JTS 147)
- 27.《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》(JTJ 275)
- 28.《水运工程混凝土质量控制标准》(JTS 202—2)
- 29.《海港工程钢结构防腐蚀技术规范》(JTS 153—3)
- 30.《水运工程结构耐久性设计标准》(JTS 153)
- 31.《防波堤设计与施工规范》(JTS 154—1)

- 32.《公路桥梁板式橡胶支座规格系列》(JT/T 663)
- 33.《码头结构施工规范》(JTS 215)
- 34.《港口及航道护岸工程设计与施工规范》(JTJ 300)
- 35.《港口与航道水文规范》(JTS 145—2)
- 36.《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)
- 37.《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63)
- 38.《水运工程土工合成材料应用技术规范》(JTJ 239)
- 39.《铸钢锚链》(GB/T 550)
- 40.《先张法预应力混凝土管桩》(GB/3476)



附加说明

本规范主编单位、参编单位、主要起草人、 主要审查人、总校人员和管理组人员名单

主编单位:中交第一航务工程勘察设计院有限公司
中交第三航务工程勘察设计院有限公司
中交第四航务工程局有限公司

参编单位:中交水运规划设计设计院有限公司
中交第二航务工程勘察设计院有限公司
中交第二航务工程局有限公司
中交武汉港湾工程设计研究院有限公司
中交上海港湾工程设计研究院有限公司
中交四航局港湾工程设计院有限公司
长江航运规划设计院

主要起草人:刘永绣(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)
程泽坤(中交第三航务工程勘察设计院有限公司)
吕卫清(中交第四航务工程局有限公司)
刘进生(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)
(以下以姓氏笔画为序)
王小平(中交四航局港湾工程设计院有限公司)
万 宏(中交水运规划设计设计院有限公司)
龙健若(中交武汉港湾工程设计研究院有限公司)
麦远俭(中交第四航务工程局有限公司)
陈奉琦(中交第三航务工程勘察设计院有限公司)
李宗哲(中交武汉港湾工程设计研究院有限公司)
李元音(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)
李振宽(中交武汉港湾工程设计研究院有限公司)
吴荔丹(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)
吴雄英(中交第二航务工程勘察设计院有限公司)

沈 斌(中交第三航务工程勘察设计院有限公司)
杨丽民(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)
周国然(中交上海港湾工程设计研究院有限公司)
周开国(中交第二航务工程局有限公司)
曹称宇(中交第三航务工程勘察设计院有限公司)
詹 明(中交第二航务工程勘察设计院有限公司)
颢孙伟恩(长江航运规划设计院)

主要审查人:徐 光、李悟洲

(以下按姓氏笔画为序)

仇伯强、卢永昌、许廷兴、吴 澎、别社安、杭建忠、赵晓岚、
谢世楞

总校人员:胡 明、李德春、吴敦龙、董 方、刘永绣、刘进生、程泽坤、
曹称宇、陈奉琦、沈 斌、麦远俭、叶建科、李宗哲、詹 明、
吴荔丹、龙健若、宋庆华、舒 宁

管理组人员:刘进生(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)
程泽坤(中交第三航务工程勘察设计院有限公司)
王小平(中交四航局港湾工程设计研究院有限公司)
李宗哲(中交武汉港湾工程设计研究院有限公司)
詹 明(中交第二航务工程勘察设计院有限公司)

中华人民共和国行业标准

码头结构设计规范

JTS 167—2018

条文说明

目 次

3	基本规定	(223)
3.1	一般规定	(223)
3.2	极限状态设计	(224)
4	桩基	(225)
4.1	一般规定	(225)
4.2	承载力	(226)
4.3	预制混凝土桩结构	(232)
4.4	钢管桩结构	(234)
4.5	灌注桩结构	(235)
4.6	嵌岩桩结构	(236)
5	高桩码头	(237)
5.1	一般规定	(237)
5.2	梁板式码头	(240)
5.3	无梁板式码头	(245)
5.4	墩式码头	(245)
5.5	多层和浮式系靠结构码头	(246)
5.6	柔性靠船桩码头	(248)
5.7	接岸结构与岸坡稳定	(248)
6	板桩码头	(250)
6.1	一般规定	(250)
6.2	构造	(252)
6.3	计算	(255)
6.4	构件设计	(258)
7	重力式码头	(259)
7.1	一般规定	(259)
7.2	一般构造	(263)
7.3	结构与构件计算	(265)
7.4	方块码头	(270)
7.5	扶壁码头	(271)
7.6	沉箱码头	(271)
7.7	坐床式圆筒码头	(273)

8 格形钢板桩码头	(275)
8.1 一般规定	(275)
8.2 构造	(275)
8.3 计算	(278)
9 斜坡码头和浮码头	(284)
9.1 一般规定	(284)
9.2 构造	(284)
9.3 计算	(286)
附录 L 斜拉桩式板桩码头内力计算	(288)
附录 M 遮帘式板桩码头结构内力的简化算法	(291)
附录 R 重力式码头抗滑、抗倾稳定性按可靠指标的设计	(294)
附录 S 贮仓压力计算	(295)

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.2 本条是根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)对码头结构的设计使用年限进行的规定,其中第1款永久性码头设计使用年限为50年是强制性内容。

设计使用年限是设计规定的结构或结构构件不需进行大修就可按预定目的使用的年限。为正常设计、正常施工、正常使用和维护下所达到的使用年限,所谓正常维护包括必要的检测、防护和维修。《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)修订时,在“港口工程结构设计使用年限调查专题研究”基础上,增加了对港口工程结构设计使用年限的规定,其中规定永久性港口建筑物的设计使用年限为50年,并对此内容予以强制。根据“港口工程结构设计试验年限调查专题研究”结论,从混凝土的耐久性方面,重力式、板桩码头正常使用情况下,使用年限可以达到50年以上,按高性能混凝土设计、施工的海港高桩码头结构,使用年限可以达到50年以上。考虑到港口工程结构的造价在整个港口工程的总投资的比例平均为20%左右,永久性港口建筑物的设计使用年限为50年是合理的。

目前我国港口工程结构可靠度设计采用的设计基准期为50年,与设计使用年限一致。当要求码头结构的设计使用年限更长时,需要对结构耐久性及可靠度等进行专门研究分析。

3.1.4 本条为《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)统一规定。

以分项系数表达的极限状态设计方法是现阶段结合可靠性分析和长期实践经验的实用方法。各分项系数和设计表达式是通过可靠性分析与实践经验相结合得出的。该方法的现实性和合理性在于既较全面地继承历史经验,又为将来直接采用可靠指标设计方法积累经验、创造条件。以分项系数表达的极限状态设计方法与安全系数法的安全度水平保持总体相当。

有条件时可根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)有关规定直接采用可靠指标设计方法设计。直接采用可靠指标设计方法设计并不排斥实践经验,如何使二者很好地结合,也需要通过大量实践积累经验。

3.1.5 根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)规定,港口工程结构安全等级分为三级。设计时要根据结构破坏产生的后果,即危机人的生命安全、造成经济损失、对社会和环境产生影响等的严重程度分析、确定结构的安全等级。永久性码头结构安全等级为一级或二级。对于大量的一般码头结构,安全等级为二级,既足够安全,也

是经济合理的;对于集装箱干线港的大型集装箱码头结构、附近没有可替代港口工程的大型原油码头结构、液化天然气码头结构等按安全等级一级设计;临时性码头结构,安全等级为三级。

3.1.6 条文规定允许对部分结构构件根据其重要程度调整重要性系数,是指如果提高某一构件的重要性系数所增加的费用很少,但能减轻整个结构的破坏程度,从而大大减少人员伤亡和财物损失,则可将该构件的重要性系数提高一级。相反,如降低某一构件的重要性系数,对整个结构的破坏和可能造成的人员伤亡、财物损失影响较小,则可将该构件的重要性系数降低一级。

3.2 极限状态设计

3.2.1 ~ 3.2.11 根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010),对码头结构极限状态设计相关内容进行统一规定。

对于板桩结构的内力计算、裂缝和变形计算、重力式结构的基床承载力验算及格型钢板桩结构格型墙体内部剪切稳定验算,作用组合效应设计值计算公式采用了综合分项系数法,原因为:

板桩结构采用弹性线法计算时,各个作用计算出的内力对应各不相同的板桩入土深度,因此各作用的作用效应就无法叠加,只好采用综合分项系数法计算;采用 m 法时,虽然 m 法水平地基抗力系数为线性分布,但,①多土层时,水平地基抗力系数却为非线性分布,为折线形分布;②各水平力作用产生的泥面下变位深度不同,即水平反力的合力作用点不同,所以,各水平力作用产生的弯矩仍不能叠加,因此,还是宜采用综合分项系数法。

重力式结构基床承载力和地基换填抛石时的承载力验算,由于基床承载力和地基换填抛石时的承载力设计值是对应各作用标准值组合的经验数值,因此也采用综合分项系数。

计算水位在码头结构设计中相当重要而又比较复杂。对于承载能力极限状态的持久组合,海港码头规定了五种水位,河港码头规定了三种水位;对于承载能力极限状态的短暂组合,海港码头规定了三种水位,河港码头除规定设计高、低两种水位外,还规定了施工期间某一不利水位。海港码头和河港码头结构设计均需考虑地下水的影响。

需要注意的是,有些情况在设计高、低水位之间还存在某个对结构不利的水位,成为控制工况,故规定必要时予以考虑。

4 桩 基

4.1 一般规定

一般要求

4.1.2、4.1.3 码头桩基设计采用以概率理论为基础的极限状态设计法,以可靠指标度量桩基的可靠度,采用分项系数表达的极限状态设计表达式。结合码头桩基设计和施工具体情况,对桩基承载能力极限状态和正常使用极限状态两种极限状态设计的主要内容作了规定。这些设计内容是确保结构安全性和耐久性必须做的,故列为强制条文。

4.1.5 岸坡变形、冲刷、淤积等因素对桩的不利影响导致结构损坏的情况时有发生,应予以重视。

4.1.6 高桩码头桩基所处环境对耐久性不利,故耐久性是设计的一个重要方面。

4.1.8 桩基设计和施工所需资料中,工程环境资料包括了相邻构筑物、水下和地下管线设施等,提示设计和施工人员注意拟建工程与已有工程和设施的相互影响。

桩的选型

4.1.9 就成桩方法而言,高桩码头有预制沉入和现场灌注两种方法,与其相对应,桩的种类可分为打入桩、灌注桩两大类,但根据港口工程应用情况,由于嵌岩桩有可能全部采用现场灌注的方法,也有可能除嵌岩段和桩芯采用现场浇筑外,大部分桩身是预制形成的,因此,无论将嵌岩桩作为预制桩还是灌注桩均不能包括所有情况,故本规范将嵌岩桩单列为一类。对打入桩、灌注桩和嵌岩桩三大类桩,根据工程习惯和描述的需要,又按不同的方法分为不同的桩型。

各类桩的应用情况如下:

(1)高桩码头采用打入桩较多,但当地质条件或施工条件限制时,也有采用灌注桩和嵌岩桩的情况,且近年来有越来越多的趋势。

打入桩常用桩型有预应力混凝土方桩、预应力混凝土管桩、钢管桩和钢筋混凝土方桩。

预应力混凝土方桩的强度和抗锤击性能好,具有良好的耐久性,港口工程中使用比较普遍。

预应力混凝土管桩按生产工艺分为后张法预应力混凝土大直径管桩和先张法预应力混凝土管桩。后张法预应力混凝土大直径管桩是指由分段成型管节,管节间涂刷粘接剂拼接,采用后张预应力形成的管桩。管桩桩径为1000mm~1400mm。后张法预应力混凝土

土大直径管桩抗弯能力大,耐锤击性能好,在设计施工等方面已较为成熟;先张法预应力混凝土管桩是由预应力混凝土管节,采用端板焊接或法兰盘螺栓联接等接头形式,拼接形成的管桩,目前也有单节达50m的先张法预应力混凝土管桩。常用先张法预应力混凝土管桩桩径为600mm~1200mm。

钢筋混凝土桩在锤击沉桩时桩身普遍产生裂缝,一般只用于内河中小型工程。

(2)高桩码头中以灌注桩为主的情况较少,大多仅在沉桩困难区域采用灌注桩。

(3)覆盖层较薄或无覆盖层情况下采用嵌岩桩的工程已有大量实例。在华东、华南沿海和内河遇覆盖层较薄的情况多采用嵌岩桩。

4.1.12~4.1.14 不同的桩型各有优缺点,而桩的选型须考虑的因素较多,故提供的方法是考虑部分重要因素进行选择时的经验。

4.2 承载力

一般要求

4.2.2 轴向承载桩按单桩设计的临界间距规定是根据有关研究资料及工程经验得出的,与公路桥涵等规范的规定相近。

关于水平受荷桩按单桩设计的临界间距,对于非嵌岩的桩,美国、德国、波兰、挪威、日本等国家桩基规范和国内外众多学者的研究结果,绝大多数取8倍桩径或桩宽,也有取为6倍桩径或桩宽的。试验结果和理论分析也表明,土质、桩径等对群桩效应临界桩距的影响较大。因此群桩效应临界桩距随桩、土条件的不同而在一定范围内变化。条文规定取6~8倍桩径或桩宽作为临界间距,对砂土中的桩或直径较大的桩取小值,对黏性土中的桩或直径较小的桩取大值。对于嵌岩桩,由于岩石发生变形的范围较小,故临界间距也较小。

4.2.3、4.2.4 将桩端置入较硬土层并进入一定深度,对提高桩的承载力有明显作用,这已为试验和大量的工程实践所证明。

桩端进入持力层深度的规定,是根据港口工程多年实践经验制定的。以目前的施工设备,该规定一般是可以做到的。

对于打入桩,要求在确定桩端进入硬土层的深度时考虑桩的可沉性,是为了避免设计要求的进入持力层深度过大,造成沉桩过于困难或锤损桩坏的情况发生。

嵌岩桩嵌入新鲜基岩或微风化岩的要求对保证桩端承载能力是重要的,故要求尽量做到。但工程中存在难以做到嵌入新鲜基岩或微风化岩,而只能嵌入中等风化岩的情况。工程实践证明,只要充分考虑中风化岩的特点,保证嵌岩深度,嵌入中风化岩也是可行的。

岩面倾斜度较大而孔壁受压区域可能位于较低侧时,斜面岩体较水平面岩体抗力小,因此要求岩面的起算面适当降低。

4.2.5 同一桩台基桩桩端打入软硬不同的土层时,若处理不当,桩台将可能产生不均匀沉降,造成基桩或上部结构损坏,影响结构安全或影响流动机械正常使用。

轴向承载力

4.2.6 确定轴向承载力的方法有多种,但最可靠的仍是静载荷试验法。因此,一般情况下应首先考虑采用静载荷试验法,尤其对于大型或重要工程,更强调采用静载荷试验法,只有在一定的条件下才可不进行静载荷试验。此处静载荷试验法系指桩顶加载的试验方法。

考虑到有些情况下静载荷试验难度大、费用高,而一些新的试验方法逐渐成熟,故允许在一定条件下予以采用,如灌注桩试验的自平衡试桩法等。

4.2.7 本条对不同的桩型给出了承载力抗力分项系数。

根据静载荷试验确定承载力设计值时,分项系数是根据以下分析确定的。

对于打入桩,原 87 版规范采用安全系数法设计时,安全系数取 1.7~2.0。98 版规范采用分项系数表达的以概率理论为基础的极限状态设计法,对所收集的 109 根试桩、45 组小子样资料经可靠度分析并结合工程经验,取桩承载力分项系数 γ_R 为 1.30;对于地质条件复杂工程,以及永久作用所占比例较大的工程,考虑到永久作用对变形的不利影响,为安全计将 γ_R 提高到 1.40,其可靠指标 β 值为 3.9~4.0 左右。根据十多年来的应用经验,所定的分项系数基本合适,本规范未作修改,与原 98 版规范一样,抗拔与抗压取相同分项系数。

对于灌注桩,考虑高桩码头灌注桩静载荷试验较少,在确定承载力时经验不多,故取较打入桩大的分项系数, γ_R 取 1.50~1.60。与打入桩一样,抗拔与抗压取相同分项系数。

对于嵌岩桩,轴向抗压承载力分项系数仍采用原规程《港口工程嵌岩桩设计与施工规程》(JTJ 285—2000)的数值。该值是由以往按安全系数法进行嵌岩桩抗压承载力计算时所采用的安全系数,根据等安全度的原则换算而得。若考虑荷载分项系数后,承载力分项系数取 1.6~1.7 时,则总的安全度相当于原安全系数取 2.1~2.2。对于抗拔桩,考虑到其无桩端安全储备,且破坏后不可自行恢复,故取较抗压承载力分项系数高的值。抗拔桩进行试桩时取 1.8~2.0,考虑荷载分项系数后,相当于安全系数法设计时安全系数取 2.35~2.6。近十多年的工程经验证明,这些取值是合适的。

根据经验参数法确定承载力设计值时,分项系数确定的依据见第 4.2.8、第 4.2.10 和第 4.2.11 的条文说明。

4.2.8 本规范对按经验参数法计算各类桩的轴向承载力进行了统计分析或对比研究。

(1) 关于桩端封闭的预制混凝土桩打入桩

对于打入桩单位面积桩侧摩阻力和桩端阻力值,补充收集了试验桩资料重新进行了统计分析。为满足工程需要,加大了入土深度,补充了部分土类的桩端阻力推荐值。验算表明,当采用本规范推荐值的上限值计算时,试桩值与计算值之比的平均值为 1.475,变异系数为 0.382;当采用本规范推荐值下限值计算时,平均值为 1.687,变异系数为 0.382。当桩的承载力分项系数 γ_R 取 1.45~1.55 时,可靠指标 β 在 3.5 左右。与采用 98 版规范推荐值计算所得结果相比, β 有所提高。

(2) 关于灌注桩

灌注桩轴向承载力计算方法参考了《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)和《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007),并根据港口工程经验,略作调整。采用推荐的计算方法和参数时,计算结果较《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)略小;与《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)相比,对于1.0m左右的常用桩径,软黏土厚度较大时略小,较硬的黏土或较密的砂土厚度较大时略大;桩径较大时,计算结果略小。

当桩的承载力分项系数 γ_R 取1.55时,可靠指标 β 大于3.7,总体略偏安全。考虑到港口工程结构中灌注桩常用于岸坡附近受力复杂区域或地质条件变化较大区域,且用量有限,故留有较大安全富余既有利于安全,也不会造成过大浪费,故该可靠指标是可以接受的。确有经验时,适当降低至1.55,反之适当提高至1.65。

(3) 关于钢管桩

敞口钢管桩的承载力计算公式及参数是通过统计试桩资料进行分析得出的。当折减系数 η 取0.3~0.5时总体是偏安全的。大多数情况下承载力标准值的计算值略小于试验值,个别桩计算值大于试验值时差值也不大。当承载力分项系数 γ_R 取1.45~1.55时,可靠指标 β 均大于3.5。

对于半敞口钢管桩,试验表明,当桩端处于黏性土层时,半敞口钢管桩较敞口钢管桩的承载力增量有限,根据经验,提出承载力折减系数 η 增大不超过敞口桩的20%的限制;当桩端处于密实的砂性土时,半敞口钢管桩较敞口钢管桩承载力增大效果较好, η 增大可不受此限制。

(4) 关于混凝土管桩

对于混凝土管桩,表中推荐的承载力折减系数是由试桩资料统计分析得出的。由于尚未收集到直径为1.4m预应力混凝土管桩的加载达到极限状态的试验资料,故未能对其给出相应的系数。

(5) 关于嵌岩桩

嵌岩桩的承载力计算公式和有关参数均与原《港口工程嵌岩桩设计与施工规程》(JTJ 285—2000)一致。但增加了遇水软化岩层或 f_{rk} 过小的岩层按灌注桩计算的建议,这是根据近年来的工程经验提出的。

嵌岩桩轴向抗压承载力考虑了嵌岩段与覆盖层两部分的作用,在嵌岩段考虑桩侧与桩底两部分的作用。

嵌岩段承载力计算公式主要参照重庆建筑工程学院的研究成果,根据嵌岩桩的受力机理、国内外大量试验研究文献和港口工程实践经验,略作修改而得。当 $h_r/d=5$ 时,原研究成果取 $\xi_p=0$,现改为 $\xi_p=0.12$,这样更符合实测情况,也避免了嵌入 $5d$ 时承载力反而小于嵌入 $4d$ 时承载力的矛盾。修改后嵌岩 $5d$ 时,承载力计算值仅比嵌岩 $4d$ 时增大3%,仍偏安全。经比较,该推荐公式嵌岩段承载力计算值与现行《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)有关公式计算结果相近。

当桩身混凝土强度小于基岩强度时,嵌岩段的承载力由混凝土强度控制,因此以桩身混凝土强度值 f_{ck} 取代公式中的 f_{rk} 值进行计算。有关试验研究证明,取与岩石相同的侧阻

力和端阻力计算系数时,是偏于安全的。

大量的研究文献表明,覆盖层的侧摩阻力是存在的,有些甚至认为覆盖层侧摩阻力能充分发挥。为安全起见,按传统的以位移量衡量其发挥程度再进行折减,计算结果是偏安全的。

试验表明,嵌岩桩嵌岩深度为3倍左右桩径时,轴向承载力发挥最佳,超过5倍桩径时作用甚小,没有必要嵌岩过深。

对不作静载荷抗压试验的工程,考虑到基岩性质的复杂性和离散性,嵌岩段承载力分项系数取值比试桩所用分项系数略高,取1.7~1.8,相当于以安全系数法设计时安全系数取2.2~2.35。

(6)关于后注浆灌注桩轴向承载力

基本采用《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)的有关内容。以工程试验资料对该规范推荐的侧阻力增强系数和端阻力增强系数进行了验证,验证表明,该规范推荐值在一般情况下略偏安全,基本合理。但当地质情况复杂时可能存在不确定性,故建议适当折减。

4.2.10 折减系数 ξ_i 为抗拔与抗压侧阻力比值, ξ 采用了98版规范的数值。98版规范修订时,收集了黏性土35根、砂土6根抗拔桩试桩资料,共计41个样本,以及相应的抗压桩对比试验,分别计算了各桩抗拔、抗压侧阻力比值 ξ 。统计结果,黏性土均值为0.735,变异系数0.17,砂土均值为0.437,变异系数为0.21。综合考虑各种因素,作出规定:黏性土 ξ 取0.7~0.8,砂土由于样本较少,结合以往经验 ξ_i 取0.5~0.6,分项系数取与抗压分项系数相同值。灌注桩与打入桩相差不大,取相同数值。

4.2.11 公式中对于覆盖层的抗拔桩侧摩阻力,取抗压桩侧摩阻力乘以折减系数,由于 ξ_{ra} 已有较大折减,故 ξ'_{ra} 不论对黏土还是对砂土均取0.7~0.8都是安全的。

抗压嵌岩桩桩端安全储备较大,而抗拔桩无桩端安全储备,因此抗拔承载力分项系数较抗压承载力分项系数有所提高。不作试桩时嵌岩段取2.0~2.2,考虑荷载分项系数后,相当于安全系数法设计时安全系数取2.60~2.85。

公式(4.2.11)的适用条件为嵌岩深度不小于3倍嵌岩桩径,是根据《重庆市建筑地基基础设计规范》有关说明而规定的,该规范有关人员对抗拔锚桩的研究试验成果表明,当嵌岩深度小于3倍嵌岩桩径时,其抗拔承载力比较低,不能采用此式进行计算。

提出对于遇水软化岩层或 f_{rk} 小于10MPa时按灌注桩计算,是根据工程经验得出的。

4.2.12 工程实践表明,采用锚杆嵌岩桩是增加桩抗拔力的有效方法。

在实际进行的现场试验中,锚入中、微风化岩中锚杆的破坏都是由于锚杆钢筋的屈服或被拉断而破坏,没有发生锚杆钢筋或锚固体被拔出现象。大量测试表明,锚杆在岩体中有效锚固深度在1.5~2m范围内,该值与本规范推荐的锚杆有效锚固长度计算公式计算结果基本相同。但为了保证在实际使用中锚杆锚固的可靠性,防止个别节理分割的岩石块承受拉力后发生松动,故在条文中规定锚固长度不宜小于3m,但不宜过深,以避免浪费。

4.2.13 抗拔力综合系数 γ_p 取1.1,主要是考虑各单根锚杆抗拔力的不均匀因素。

4.2.14 桩锚固基岩的工程性质因地制宜,根据工程实践经验,锚杆抗拔力试验对确定合

理的技术数据,保证设计经济、安全是十分重要的。

4.2.15 本条文中规定抗拔力分项系数取 1.5 ~ 1.7 是根据本行业有关试验成果和其他行业工程经验确定的,如考虑荷载分项系数,相当于安全系数法设计时取安全系数为 2.0 ~ 2.55,该值与国内有关锚杆的设计规范的规定基本一致。

4.2.16.2 两计算式中抗拔力分项系数取 1.7 ~ 1.9,较做抗拔试验时略有提高,是考虑基岩性质的复杂性和离散性。

(1)混凝土、砂浆对锚杆钢筋的粘结强度标准值宜通过室内试验确定。有关试验资料表明,该值为浆体或混凝土抗压强度标准值的 10% ~ 15%,光面钢筋与浆体取小值,变形钢筋与混凝土取大值。《混凝土手册》(吉林科学技术出版社)中提供的钢筋与混凝土粘结强度的关系如图 4-1 所示。粘结强度标准值的取值和抗拔力分项系数的取值要进行综合考虑确定。

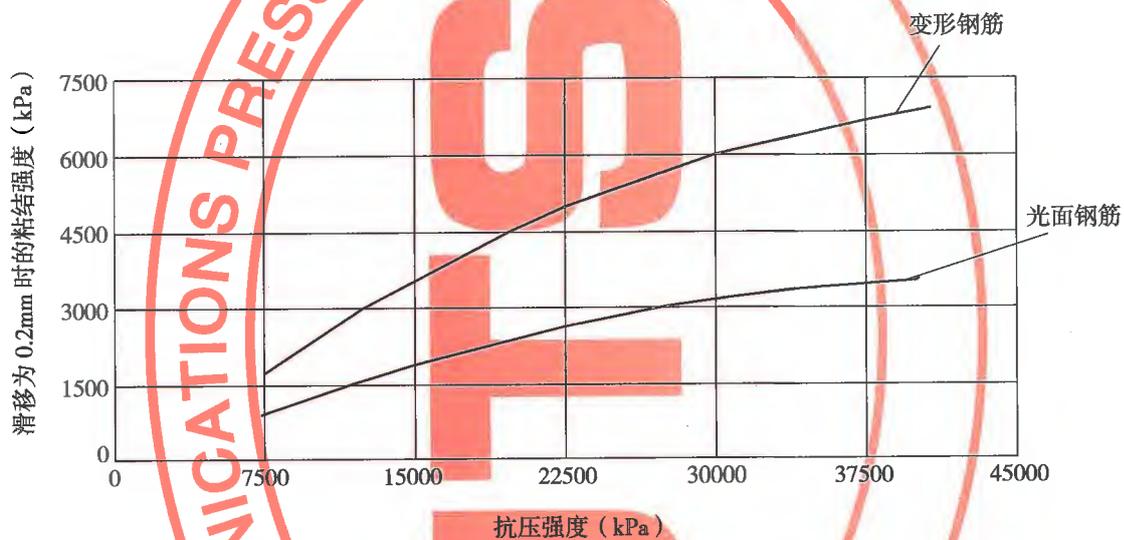


图 4-1 混凝土强度对粘结强度的影响

(2)基岩的工程性质因地而异且差异较大,浆体与岩体的粘结强度值是一个比较难以确定的值,因此本规范中,规定了 q_{fk} 值应通过工程勘察时所取基岩芯的试验确定。试验方法:利用工程钻探所取的岩芯柱段,灌注在水泥浆体试模中,浆体达 28d 强度后,通过在室内试验得出。该粘结强度与浆体强度和岩石强度都有关系,在缺乏试验资料而进行估算时,要考虑两种强度,取其小值。浆体的粘结强度取值同上项;岩石的粘结强度可取其抗剪强度,该值根据岩石的性质和岩层的构造取岩石单轴抗压强度标准值的 6% ~ 10%。

4.2.17 检测是保证桩承载力的重要环节,轴向承载力一般采用高应变动力试验法。

4.2.18 负摩阻力是值得重视的问题,国内外桩基工程因负摩阻力造成的工程事故时有发生。由于影响负摩阻力的因素甚多,故难以准确地计算,国内外学者根据理论研究和现场观测成果提出的若干计算方法,也都是经验性和近似性的。一般认为桩侧负摩阻力的大小和桩侧土层的有效应力有关。本规范仅原则上列出负摩阻力产生的条件。《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)提供了具体计算公式和计算参数,可供参考。

4.2.19 港口工程中的群桩一般用于高桩台结构,结构中大部分桩的间距一般大于3倍桩径或桩宽,故规范中推荐承载力设计时仍采用群桩折减系数的概念。工民建规范中的群桩大多是承台着地的低桩台结构,设计考虑变形控制,桩台下的桩和土共同承担外荷载。而高桩码头竖向变形计算目前尚无成熟方法,码头的容许变形统计资料很少,还难以确定。故规范仍以承载力控制为主,采用群桩折减系数。

水平力作用下桩的计算

4.2.20 用 m 值按表 4.2.20 判别弹性长桩的标准与国内外许多标准一致。桩的相对刚度系数,以往称为桩的相对刚度特征系数。

4.2.21 98 版港口工程桩基规范局部修订中推荐了 NL 法、 $P-Y$ 曲线法和 m 法,三种方法各有特点,本规范均予以保留。

水平静载荷试验是确定桩的地基反力变化规律的最可靠的方法,故规定重要工程的计算参数须根据水平静载荷试验确定。

在往复荷载作用下,当泥面位处位移较大时会使桩周土退化。由于影响土退化的因素多而复杂,其中包括荷载的变化频率、幅值、循环次数等,因此很难通过理论计算得到满意的结果。最好的方法是根据实际荷载的特性通过试验得出,故建议试验。

在高桩码头排架计算中,有经验时,采用假想嵌固点法考虑桩的约束能够满足计算精度要求,是常用的方法。

4.2.22 有关水平力作用下的中长桩或刚性桩的计算主要目的是给出浅覆盖层情况下桩的计算方法。对于土体的验算是参照《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)的有关内容规定的。

4.2.24 最小嵌岩深度计算公式是参照公路桥涵有关规范的计算方法,根据嵌岩段在弯矩、剪力及岩石对桩侧挤压力作用下的平衡方程推导所得。为采用可靠度计算体系,公式中弯矩及剪力采用了设计值,故公式中的系数作了相应的变化。

嵌岩桩在水平力作用下桩的破坏与桩身混凝土强度和基岩强度有关,桩身混凝土强度小于岩石强度时,其破坏取决于桩身强度,故公式中规定了以桩身混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 代换公式中的 βf_{rk} 进行计算。

规定嵌岩深度不小于 1.5 倍嵌岩段桩径是为了在构造上保证结构计算时可将嵌岩端作为固接考虑,该值是根据现有工程经验而定的。

β 取值范围是根据工程经验给出的。

4.2.25 提出 f_{rk} 较小时按灌注桩计算或分析岩体对桩的作用特性,确定按嵌岩桩计算或是按灌注桩计算的要求,是根据工程经验提出的。考虑到桩受水平力与受轴向力时桩土作用特性的不同,所作规定与轴向承载力计算时的规定略有不同。

4.2.27 由于土质、桩基、受力的复杂性和不确定性,采用理论方法确定群桩计算参数和水平承载力易产生误差,而现场静载荷试验比较符合实际情况。但群桩的现场静载荷试验不仅费用昂贵,进行也比较困难。研究认为,可根据桩基因群桩效应而折减的水平地基抗力系数,将全直桩排桩按水平地基抗力系数折减后的单桩设计。推荐的 m 值折减系数

是根据计算分析、试验结果和国外规范的推荐值提出的,并略偏于安全;推荐的 k_N 折减系数则是根据计算分析和试验结果确定的。

4.3 预制混凝土桩结构

一般要求

4.3.1 高桩码头基桩在施工期产生的内力,如斜桩的自重弯矩等,在上部结构形成后仍然存在,故在使用期结构计算中仍应予以考虑。

4.3.5 根据以往的工程经验,大多数情况下桩的压屈稳定性一般能够满足,常常不进行验算。但近年来出现了泥面以上桩长远大于以往常见长度的情况,且尚有更大的可能,因此有必要对此做出规定,以引起重视。

吊桩内力和沉桩应力

4.3.10、4.3.11 锤击沉桩过程中桩身出现的拉、压应力受多种随机因素的影响。一般而言,拉应力最大值发生在沉桩初期或中间时段,压应力最大值发生在沉桩终期。拉应力最大值出现于桩身中、上部,压应力最大值出现于桩的顶部或底端部,特别是端承桩的底端部。

条文规定的锤击沉桩拉、压应力标准值,是根据试验数据进行数理统计分析得出的。试验数据主要取自上海、华东地区;天津、渤海湾地区;华南部分地区。同时还参照了长江中下游部分桩的试验数据。搜集资料表明,虽然出现了新的锤型、桩型和桩长,但只要选锤和操作得当,本规范建议的锤击应力仍是基本适用的。

锤击沉桩拉、压应力是属于动应力范畴,它与桩身材料的动强度有关。在动载荷作用下,桩身的应变速率与动强度有内在的联系。为简化设计,本规范推荐的桩身设计所取拉、压应力的标准值,是经过动静换算和处理的等效静应力值,可直接用于桩身设计计算,锤击沉桩时,实际瞬时应力值可达设计计算所取应力值的1.3~1.5倍。

混凝土方桩的计算与构造

4.3.12 对于预应力混凝土桩,规定在施工期和使用期都应满足抗裂要求,这对桩的耐久性是很重要的;对于钢筋混凝土桩,规定在吊运和吊立过程中应满足抗裂要求,以避免出现细长比过大。由于钢筋混凝土桩一般很难抵抗锤击所产生的拉应力,难以要求其在锤击拉应力作用下抗裂,因此其耐久性较差,尤其是处于海水环境下,故第4.1.11条中指出,钢筋混凝土桩只适用于内河港口中、小型工程。

4.3.15 分项系数 γ_c 取1.10是根据各种截面桩统计校准得出的,相当于按安全系数法设计时抗裂安全系数取1.25,实践证明该值是合适的。

4.3.19 考虑到桩在施工和使用过程中受力情况复杂,环境恶劣,桩身必须具有足够的强度和抗腐蚀性,因此规定其混凝土强度等级不宜过低。

4.3.20 空心到顶的桩抗锤击能力差,根据工程经验,桩顶4倍桩宽范围内做成实心段能

较好地提高桩的抗锤击能力。对冻融及冰凌撞击区,做成实心对提高桩的耐久性有较好效果。

4.3.22 在有障碍物及需进入风化岩层、砾石层等情况时,增设桩靴可保护桩尖,增加穿透能力。

对于打入风化岩层的桩,在桩端设置 H 形型钢,利用 H 形型钢贯穿能力强的特点,以增加打入风化岩的深度。根据经验,采用 H 形型钢桩尖可打入 N 值为 100 左右的风化岩。

4.3.23 接桩处是基桩的薄弱环节,且现场接桩所占施工水域大,船机占用时间长,水上工作难度大,接桩质量难保证,若是预应力桩,接头处无预应力。因此,要求尽量避免接桩,当不得不接桩时,对接头数量要予以限制。

要求接头的设计强度比计算所需设计强度高,是因为不论采用何种接头,其性能与整体结构是有差别的,特别是接头的质量与施工操作技术有很大关系,需以提高设计要求来弥补接头处可能形成的不足。

4.3.24 对于桩与上部结构的连接,以受力要求的不同分两种连接形式。

预应力混凝土管桩的计算与构造

4.3.25 锤击沉桩拉应力分项系数 γ_s 的确定,是根据第 4.3.15 条规定的原则,按预应力混凝土管桩混凝土强度与预应力的比值,确定取 1.15。

4.3.29 预留孔中的钢绞线张拉后通过浆体与孔壁连接,连接效果直接影响桩的安全性能,故应强制。

4.3.31 设排气孔可明显降低沉桩时水、气压力对桩身的不利影响。

4.3.33 ~ 4.3.36 桩与桩帽或横梁处抗弯要求较低时,管桩顶伸入桩帽或横梁长度,以及桩芯钢筋外伸长度是按构造要求确定的。

为研究管桩与桩帽连接性能,原 98 版规范曾委托郑州工学院进行了专题研究。试验研究表明,当桩受弯时,桩伸入桩帽长度 ≥ 0.5 倍桩径,桩身产生破坏,而桩与桩帽连接处完好;轴拔试验则要求桩伸入桩帽的最小长度应满足 0.75 倍桩径。综合考虑各种因素,规定按固接设计节点时,桩伸入桩帽长度必须满足 0.75 倍桩径。

对桩芯混凝土伸入桩帽或横梁底面以上的长度进行了试验,试验时受弯、受拔均取 1 倍桩径,在桩芯混凝土与管桩的连接部位未发生破坏现象。考虑到在实际工程中可能出现不利因素,结合工程调研情况,规定最小长度为 1.5 倍桩径。应当注意,满足受力要求是确定长度的基本原则,故必要时应根据具体情况通过计算或试验确定。

桩芯纵向钢筋伸入桩帽一定长度,能增加连接点的延性,并使节点承载能力也略有增加。

轴向受拉时抗拔力计算公式(4.3.35)和受弯时承载力计算公式(4.3.36)是根据试验资料确定的。在按式(4.3.35)计算轴向拔力时,略去了管桩与桩帽之间的粘结力,以策安全。

4.4 钢管桩结构

材 料

4.4.2 条文推荐的钢材牌号是根据我国钢材生产的实际情况和港口工程的特点提出的。主要依据的是现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152—2012)。

碳素钢 Q235 钢是工程结构中最常用的钢材,其成本较低,易于加工和焊接,钢管桩是需要焊接的受力构件,应采用脱氧较充分的镇静钢,而 Q235-A 级钢不能保证碳含量,对焊接质量不利。原 98 版规范中的 16Mn、15MnV 钢属于低合金结构钢种,在现行国家标准《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—2008)中,其牌号表示方法分别改为 Q345、Q390,统一采用以 Q 加材料的屈服点数值的表示法。低合金钢是综合性能比较好的钢种,在工程中应用已有多年的经验。耐腐蚀特种钢,一般价格较贵,应用经验也有待积累。

4.4.3 选择焊条或焊丝的型号应与构件钢材的机械性能相适应,焊剂应与焊丝相适应。焊条的型号按现行标准规定的表示方法为 EX₁X₂X₃X₄。X₁X₂ 表示熔敷金属抗拉强度最小值;X₃X₄ 表示适宜的焊接位置及药皮类型。焊剂的表示方法按现行国家标准《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》(GB/T 5293—1999)或《埋弧焊用低合金钢埋弧焊用焊剂》(GB/T 12479—2003)等规定执行。焊剂的型号是将选用的焊剂和焊丝写在一起的组合表示法。

4.4.4 对材料强度设计值的分类和表述是参照现行国家标准《碳素结构钢》(GB/T 700—2006)、《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—2008)及《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)进行的。

计算和构造

4.4.5 钢管桩结构的计算方法和原则与一般钢结构相同。除疲劳计算外,采用以概率理论为基础的极限状态设计方法。

4.4.8 为防止钢管桩发生屈皱破坏,规范规定钢管桩需要保证一定的壁厚,但也不必过厚。

4.4.10 铰接结构构造复杂,且对桩顶腐蚀不利,工程中一般按刚接设计。条文中推荐的刚接形式是工程中常用形式。

桩顶锚固受力状态较为复杂,一般采用应力叠加的方法计算。条文中对构造提出了要求,并列出了验算项目,是参照有关规范并结合港口工程使用经验制定的。

4.4.14 钢管桩的纵缝和环缝都属于主要结构焊缝,故均应采用对接,不得用搭接或其他形式。为了保证焊接质量,尽可能在工厂焊接,并采用双面施焊。如不能采取双面施焊,则应设内衬板单面施焊,或采用其他可靠的焊接工艺,否则焊缝强度降低,安全性有问题,故作为强制条文。

4.4.19 接桩前和沉桩完成后对桩顶作局部切割处理是为了避免已遭受较大局部强度损失或桩顶发生局部屈皱变形的桩材继续在工程中使用,影响桩的防腐性能和力学性能。

防 腐 蚀

4.4.21 钢管桩作为码头结构的基础,一旦锈蚀会导致码头结构的严重破坏,所以必须采取可靠的防腐措施,应强制。

4.4.22 钢材的锈蚀属电化学腐蚀,但形成蚀腐的原因很多,随部位和环境等不同而异,因此防腐措施的选择,一般根据建筑物的重要性、使用年限、当地腐蚀环境、结构部位、施工可能性、维护方法以及材料来源和造价等综合考虑。海港工程一般参考表 4.4.22 选用。海港中采用耐海水特种钢时,锈蚀较为缓慢,但一般仍需配合防腐措施方可得到保证。河港中一般采用涂层和增加腐蚀裕量的措施进行防腐。

4.4.24 在工程中,管桩自生产制成到投产使用,可能会有较长的过程,在这段时间内的腐蚀量也是不能忽视的。

4.4.26 腐蚀速度的规定是依据现行行业标准《海港工程钢结构防腐蚀技术规范》(JTS 153—3—2007)制定的。

4.5 灌注桩结构

一般要求

4.5.2 港口工程灌注桩多数要承受水平力作用,桩的自由长度大且大多位于水域,因而相应的承载力要求和稳定性要求以及抗漂浮物撞击能力都比建筑工程的桩基高,桩径不宜过小。本条规定钻孔灌注桩直径不宜小于 600mm,是兼顾小型工程的受力条件,同时适应大多数成孔设备最小孔径的条件。对于挖孔灌注桩规定直径不宜小于 1000mm,是根据挖孔施工所需空间确定的。

构 造

4.5.6 桩身截面配筋率一般由水平承载力要求控制,考虑到桩的耐久性、船舶意外碰撞和施工因素所造成的不利影响等,并参考国外规范的灌注桩最小配筋率,本规范给出最小配筋率为 0.6%。

4.5.7.1 端承桩、抗拔桩和承受负摩阻力的桩,全桩长的轴向压力都较大,故应通长配筋。位于坡地或岸边的桩,当坡地或岸边存在软土层时,往往会产生附加的水平推力,使桩受到剪切,故宜通长配筋。

4.5.7.2 桩长较长的端承摩擦桩根据受力大小沿深度分段变截面配筋,可以降低造价。

4.5.12 灌注桩桩与桩帽或承台连接有两种方法,其一为桩直接伸入桩帽或承台,伸入长度根据受力要求经计算确定;其二为桩伸入桩帽 100mm~150mm,通过桩顶钢筋与桩帽连接。第一种连接显然作为刚接连接;当连接处可以满足抗弯要求时,第二种连接也可作为刚接。根据灌注桩工程实际情况,绝大多数是采用后者,常将桩顶嵌入桩帽 100mm,并用桩顶钢筋与桩帽连接。对灌注桩而言,采用这种方法是较好的,它可通过桩帽钢筋混凝土使桩与桩帽很好地连成整体。

4.6 嵌岩桩结构

预制型嵌岩桩的结构选型及构造

4.6.12 锚杆嵌岩桩中,若采用多孔锚固,施工时需设置多根导管,多次钻机移位,多次压注水泥浆体等工序,施工存在一定难度,因此建议采用锚杆束的形式以减少锚孔的数量,尤其是组合式嵌岩桩,锚杆尽量采用一束,设置于桩的中心锚孔内,以方便施工。

4.6.13 预制桩内灌注混凝土桩芯的长度满足要求对结构安全十分重要,故应予以重视。规范分别对预制桩芯柱嵌岩、锚杆嵌岩和组合式嵌岩做出了规定。所做规定基于芯柱对嵌岩段或锚杆提供的承受能力大于岩面以下嵌岩段或锚杆的承受能力的要求,从计算和工程经验两方面考虑。

τ_0 的建议取值是根据工程经验给出的,仅作参考。需要注意的是, τ_0 的大小与桩壁的清理情况等因素密切相关,因此设计时应考虑施工工艺等因素,对施工提出相应的要求。

5 高桩码头

5.1 一般规定

一般要求

5.1.1 梁板式码头受力明确,施工较方便,在国内得到广泛应用。过去,梁板式码头一般应用在设计水位差不超过5m,采用单层系缆的码头。由于结构形式更新,在码头前沿增设双层系靠船结构,已能适应水位差较大(5m~8m)的码头。

无梁板式码头结构简单、施工方便,但在水位差较大时靠船构件处理较困难,一般只适用于水位差不大的中小型码头。近年来设计中较少采用。

墩式码头能节省工程量,简化结构形式,适用于固定式装卸管道疏运的货种。

多层式或浮式系船结构码头能适用于设计水位差大于8m以上的情况。其中桁架和框架式码头整体性好,在水位差较大时由于节点较低,可降低桩的自由长度,增加码头刚度。由于要满足大水位差情况下船舶系缆的需要,可在码头前沿需设置3层以上的系靠船结构设施。目前这类码头在长江中上游地区,有较大的发展和应用,重庆寸滩已建万吨级集装箱码头采用框架式结构,最大设计水位差已超过30m。独立浮式系靠船结构适用于水位差较大的中小型码头。

柔性靠船桩码头结构单一,工程量省,可以简化结构,节省投资。适合外海深水码头中气态、液态等货物运转装卸的大型和超大型码头,一般采用固定式装卸设备。也可用于码头的升级改造。

5.1.2 连片式布置的码头适用于多种类型的装卸机械设备作业,装卸效率高,应用广泛。墩式布置的码头造价相对较低,但通常只适用于采用固定式装卸设备进行液体或散货的装卸的码头。

5.1.4 高桩码头桩基一般采用预应力混凝土桩、预应力混凝土管桩和钢管桩,内河中小型码头也采用钢筋混凝土桩。

5.1.5 在无掩护水域建造停靠大型船舶的引桥式码头,船舶吃水深,桩的自由长度大,船舶停靠和波流作用可能产生很大的水平力。因此,码头应具备必要的横向刚度,避免结构损坏或出现较大的水平变位,可采用增加斜桩或叉桩,适当加大码头宽度等措施。

5.1.8 设计可根据码头所处的位置、自然环境、工作条件以及周边的影响等因素考虑设置防冲撞警示装置。

5.1.10 为避免由于温度应力和不均匀沉降导致结构的破坏,设置伸缩缝和沉降缝至关重要,故强制。

5.1.11 ~ 5.1.14 影响高桩码头伸缩缝间距设置的因素较多,如温差、上部结构形式、桩的刚度、桩基布置(直桩或斜桩)等。华东地区已有多座码头伸缩缝间距超过原有 60m 的规定。根据调研和分析,并参照国家现行标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010),本次规范对类似结构伸缩缝的间距作了要求,同时考虑到各地区温差相差较大等因素,允许设计根据地区情况经论证后适当增减伸缩缝的间距。沉降缝主要考虑荷载和地质状况,一般与伸缩缝合并处理。

码头上部结构在伸缩缝和沉降缝分段处,通常采用悬臂式结构或简支结构。由于受后方大面积回填或堆货等的影响,相邻两段码头水平位移可能不一致,产生错位,工程中已有不少实例。因此对有轨装卸机械码头,要求分段处在平面上做成凹凸缝。

作用及作用组合

5.1.19 ~ 5.1.23 码头上的作用,按照极限状态的设计分析原则不变,归纳了不同极限状态所要分析的结构问题,以保证构筑物的使用要求。

对于高桩码头短暂状况可能出现的作用有:结构承受的施工荷载、打桩应力、岸坡由打桩震动所产生的附加应力等;短期特殊使用时期或维修时期可能出现的作用,如运输重件的特殊车辆荷载、维修机械荷载等。

第 5.1.20 和 5.1.21 条的计算内容是确保结构安全性和耐久性所必须做的,应强制。

桩基布置和桩的轴向刚性系数

5.1.24 码头横向排架桩常用的布置形式有两种,即由直桩和叉桩(或斜桩)组成或全部由直桩组成。

当排架设置有叉桩时,作用在排架上的水平力基本上由叉桩承担,因而桩端弯矩较小,排架的水平变形也小,这种形式用得较多。

全直桩码头的优点是结构形式简单、施工方便,过去多用于中小型码头。随着后张法预应力混凝土大直径管桩的生产,大型码头也有采用全直桩的结构。当水平荷载很大时,如地震、软基上大量回填土或抛填块石对桩基产生的侧压力,易产生较大的桩身弯矩和结构水平变形。

5.1.25、5.1.26 码头分段的端部排架布置纵向叉桩,对抵抗纵向水平力有较好的效果。固定式起重机在装卸货物需旋转时,将产生很大扭矩,其基座下宜适当布置斜桩。

5.1.27 在同一码头分段,叉桩水平投影宜相对称,否则在水平力作用下码头将产生附加扭矩。

5.1.29 桩端打入良好持力层,可以显著提高桩的承载力,大大减小码头沉降和不均匀沉降,已为大量试桩和工程实践所证实。

同一桩台基桩桩端打入软硬不同土层的情况应避免,否则可能出现不均匀沉降使结构产生很大的应力而遭到破坏。调查中有类似情况发生。

5.1.30 地基沉降和水平变形对叉桩受力的影响是很复杂的,对桩端向海斜桩和向岸斜桩影响是不一样的,向岸斜桩受力最为不利。使用情况和现场试验也证明叉桩中靠堆载

一侧的斜桩(相当于码头向岸斜桩)受力最不利,而靠外面一侧的斜桩受力较小。

虽然叉桩的受力情况要优于半叉桩,但当码头后方回填量大,且软土层较厚时,减小向岸斜桩与垂线的夹角,可以改善斜桩受力条件,甚至采用半叉桩(即将向岸斜桩改为直桩)也是必要的。

5.1.31 土体水平变形对桩所产生的侧向压力,随桩与回填土之间的距离增大而减小,后桩台与接岸结构连接处的第一排桩最易受到损坏。当回填土高度大且软土层较厚时,可能产生很大的侧向压力。

5.1.34 桩的轴向刚性系数 K 值取值正确与否对横梁内力和桩力计算有一定影响,横梁截面尺寸小时影响较大。

对摩擦桩,桩单位沉降所需轴向力 C 值 98 版规范是根据 138 根打入式钢筋混凝土方桩的试桩资料,经统计分析确定。本规范对所收集的方桩、大管桩和钢管桩作了统计分析,研究认为,方桩和大管桩的符合性较好,钢管桩的 C 值的平均值略低于 98 版规范建议的下限值,建议取下限值。

引 桥

5.1.35 引桥的布置应根据流动荷载的特点、自然条件、装卸工艺管线的要求等确定;满足码头工艺布置、交通运输、维修等要求。

5.1.36 引桥的跨度比较大,有些使用条件与桥梁结构相近似,如采用大跨度的箱梁、T 梁、系杆拱等结构,在处理上经常采用的是桥梁结构的方法,所以在设计上可参照桥梁的相关规范进行。

5.1.38 码头引桥的桩基一般受水平荷载较小,故在桩基布置时多采用全直桩。但须提醒设计注意,当地处外海开敞式水域时或承受较大水平力时,应通过计算分析布置斜桩,保证结构的抗水平荷载的能力。

耐久性设计

5.1.44 本条对海港高桩码头设计的耐久性作出规定,需要强制。具体的耐久性设计依据《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》(JTJ 275—2000)和《海港工程钢结构防腐蚀技术规范》(JTS 153—3—2007)进行。

5.1.45 海港高桩码头混凝土结构经常与海水接触并处于潮湿环境中,氯离子侵蚀引起钢筋混凝土结构腐蚀损坏是影响码头使用寿命的主要原因,潮湿是腐蚀的必要条件。结构简洁、避免潮湿和水汽易于聚集、保证结构材料的质量,可减小钢筋混凝土腐蚀的几率。

5.1.46、5.1.47 复杂的结构形式从保证施工质量和结构受力性能等多方面分析,都对防腐蚀不利。复杂的结构形式不便于施工,构件各部位尺寸及钢筋位置、保护层厚度难以保证,混凝土构件的质量也就难以保证;复杂的结构形式使结构暴露表面积增大,增加了构件与有害物质接触的途径;复杂的结构形式使构件受力复杂,易于产生应力集中,从而使构件产生裂缝的机遇增大。这些不利影响都使得有害物质渗入混凝土中引起钢筋锈蚀的可能性增大。

5.1.48、5.1.49 根据大量的调查分析,海港工程在正常设计、正常施工、正常使用(主要指不超载)的前提下,使用年限一般可达30年。就目前的技术水平,如果要求更长的使用年限,则需通过采用高性能混凝土或特殊防腐蚀措施来保证。高性能混凝土是以达到提高混凝土的密实度和耐久性为目的;混凝土采用表面涂层防腐,能够阻隔氯盐、氧气、水分和二氧化碳等有害介质渗透进入混凝土中,提高混凝土电阻率,降低钢筋的腐蚀速度,防止混凝土碳化。硅烷系液态憎水剂浸渍混凝土表面,渗入混凝土毛细管孔隙表面上形成憎水性的反应层,使水分和水分所携带的氯化物都难以渗入混凝土。采用各种涂层等是防止钢筋锈蚀的一种有效措施和手段,可以明显增加使用寿命。调查情况说明,连云港、秦皇岛、湛江港和北仑港等地区对高桩码头构件进行保护,取得较好效果。设计可通过防腐材料的实效分析来确定材料有效防护年限以确保高桩码头的设计使用年限。

5.1.51 耐久性设计中还要为结构使用阶段的检测、维护、修复准备好必要的条件。要设置检测和维修的通道,对于易遭腐蚀的重要部位要留有观测和维修用的空间。

5.2 梁板式码头

一般要求

5.2.1 梁板式码头以板、梁为主要构件组成上部结构,因其基础桩基布置形式的不同可分为常规(有斜桩)梁板式码头和全直桩梁板式码头。早期除中小型码头外,一般梁板式码头均布置有斜桩,以抵抗各种水平力。自八十年代成功研制预应力大直径管桩,并成功采用全直桩的形式应用于深圳赤湾的大型集装箱码头,成为一种新的梁板式码头结构形式。全直桩码头的桩基也可采用钢管桩等其他桩型,可视码头的使用要求和自然条件而定。

全直桩码头,适用于承受以垂直力为主,船舶、装卸设备、风浪等产生的离岸向水平力不是很大的顺岸式码头,地基宜具有良好的持力层和足够厚度的覆盖层。码头采用满堂式的布置形式可增加结构的横向刚度。

5.2.2、5.2.3 码头宽度不宜过大,从调研的情况分析,一般不超过45m。排架间距应结合码头的特性、桩型及布置方式等考虑长桩大跨与经济跨距的关系,以及使用、施工的方便性与合理性。大跨度能节省基桩的费用,但会增加上部结构的材料和施工费用,需要综合考虑。从调研统计的近30个大中型码头的数据分析,有近90%的码头排架间距布置在此(6m~12m)范围。

5.2.4 高桩码头结构受力具有空间特性,采用简化的平面计算与实际结构的受力情况存在差异。通过大量的计算及对代表性工程的研究分析对比,认为在一般情况下高桩码头按纵向和横向两个平面进行结构内力计算,即横向排架按柔性桩台计算、纵梁视其支承条件按弹性支承连续梁计算与按空间结构计算的误差不大,且多在偏安全的范围内,是可以接受的。规范对高桩码头按平面问题计算的方法,规定中已经考虑了高桩码头空间受力特征的一些影响因素。研究成果表明当码头纵横刚度比较接近,空间特征较为显著时,桩结构按空间计算取值更为合理。对无法采用简化计算模型计算的高桩码头则必须按空

间计算。空间计算的方法和手段已渐趋成熟,工程中可根据具体情况选用合适的计算模型进行分析。

5.2.5 当码头横向排架按平面问题计算时,需确定水平力(如船舶撞击力或系缆力等)的水平横向分力等在码头各排架中的分配,为研究分配系数,采用多种计算方法进行比较,并用模型试验加以验证。试验考虑了不同码头宽度、不同排架间距以及不同桩基布置形式(排架基桩为全直桩或由直桩和叉桩组成)。

在一般情况下,对于上部结构为整体连接的码头,不论其码头宽度、排架间距,采用全直桩或由直桩和叉桩组成的码头,在水平力作用下各排架横梁中和轴位移后的连线近于直线,由于码头上部结构横向刚度较大,横向位移接近于刚体位移。实测各排架最大力分配系数值与按弹性支承刚性梁或弹性支承连续梁法求解结果很接近。当各排架间距或水平力反力系数不等需由计算确定分配系数时,可将码头上部结构在水平方向视为一个以排架基桩作为支承点的连续梁,以排架基桩在水平方向单位力作用下的变形作为支座反力系数,按弹性支承刚性梁计算。附录 F 是按码头上部结构为整体连接,各排架的间距和水平反力系数相同,同一段码头叉桩的水平投影对称情况下,根据计算结果制定的。

5.2.6 分段缝采用凹凸缝的码头,据调查发现齿口处有裂缝及局部损坏现象发生,考虑到齿口处可能受到较大的集中力作用,要求齿宽不要过短,并在截面改变处采用构造钢筋予以加强。当地基情况较差,可能承受较大的变形或水平力时,应对齿口强度进行验算。

5.2.7 全直桩码头的特点是桩基需抵抗较大的弯矩,不但桩结构应具有足够的强度,桩与上部结构的连接也必须具有足够的锚固强度。

板的设计

5.2.9 在高桩码头设计中,把板划分为单向板和双向板的简化计算方法是一种简便实用方法,将板的二维问题简化为一维问题,可大大简化计算工作。

5.2.14 弯矩计算宽度的确定方法是根据试验的统计分析得出的。基础资料是南科院的面板试验,同时参照天津大学和大连理工大学的试板资料。计算方法中考虑了板的宽跨比 B/l_0 、板厚、荷载作用面积及作用位置等影响。其中影响较大且比较复杂的是宽跨比 B/l_0 ,在计算公式中用 K 表示, K 与 B/l_0 的关系是通过实测数据拟合得到的。

荷载作用在板自由边附近的弯矩计算宽度,按偏置荷载与中置荷载的关系 $b'_c = \alpha' b_c + y$ 进行推导的,根据南京水利科学研究院试板的 72 个实测 α' 值,统计得平均值为 0.5219。天津大学和大连理工大学的试验结论为 0.5,故 α' 取 0.5。

5.2.15 针对剪力计算宽度前后进行了两次试验,共有试板 159 块。综合试验情况,提出的剪力计算宽度的计算公式,考虑了荷载位置、荷载作用宽度和板厚等因素。需要说明的是对 b_{cs} 计算公式的验证是间接进行的,试验是把 b_{cs} 作为抗剪承载力计算公式的一个部分一起进行验证的。因此,要求设计时把剪力计算宽度与相应的抗剪承载力公式配套使用,见《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151—2011)的相关规定,进行板的抗剪能力分析。

5.2.17 规范中所取用的弯矩系数是通过试验实测资料分析得到的。试验中的板型有:

不等板厚、等跨、两边自由的四跨连续板；等跨、等板厚、两边自由的四跨连续板；等跨、不等板厚，有横梁影响的五跨连续板。通过对试验实测数据进行的统计分析，所给弯矩系数，考虑了荷载位置及不同 h/H' 等因素的影响。

5.2.19 双向板在集中荷载作用下的抗剪性能是委托郑州工学院进行试验研究。试板共 45 块，板型有：简支整浇板、简支叠合板、约束整浇板。试板的破坏形态均为冲切破坏，破坏时板中形成冲切锥体，板顶加荷面下混凝土被冲陷，板底形成一完整或不完整的环状冲切错动缝。提出的计算公式是根据冲切锥体的力学模型及相关的因素，利用试验资料拟合得到的。当简支板上的集中荷载为流动荷载时，荷载位于板中最为不利。根据试验和参照有关规范，一般取 ξ 为 0.70，当荷载靠近支座时，考虑小剪跨抗剪强度提高，取 ξ 为 0.85。结构系数 γ_d ，取 1.0 与混凝土规范一致。

单向板也需要验算板的受冲切承载力，是因为当板的宽跨比较大时，板的破坏往往是冲切型的。根据郑州工业大学“钢筋混凝土单向板受冲剪性能试验研究”，当四边支承板及宽跨比 $B/l \geq 1.0$ ，对边支承单向板承受集中荷载时，破坏形式均为冲切型。补充这一条不但与钢筋混凝土设计规范统一，也与实际破坏情况相吻合。

5.2.22 为研究单向板在集中荷载作用下的双向应力状态，委托南京水利科学研究院进行试验，共有试板 25 块，分两边简支和四边简支两种板型，并配合有限元分析。试验结果表明：在集中荷载作用下，单向板处于双向应力工作状态，板内存在着纵向弯矩 M_x ，横向弯矩 M_y 。 M_x/M_y 随加荷面积增加而减少，且受宽跨比 B/l_0 的影响。当 $B/l_0 < 1.5$ 时，板主要呈单向弯曲破坏。当 $B/l_0 \geq 1.5$ 时，板呈双向弯曲破坏，横向弯矩 M_y 主要分布在荷载作用点的附近，一般分布在集中荷载作用点附近约等于 $l_0/2$ 的范围内。规范所采用的修订值是依据试验结果，并通过计算分析得出的，由于试验结论中对板的宽跨比分档过大，配筋率的跳跃过大，故增加了宽跨比从 1.0 ~ 1.5 的过渡段，以更接近实际的受力状态。试验分析中的钢筋是按等强度考虑的。

5.2.27 铰接空心板主要用于承受垂直荷载，多用于引桥或后桩台。在港口工程中一些小型码头也采用空心板，为了考虑船舶荷载作用，应采取措施增加码头整体性，有的工程加设内外边梁或其他措施，以增加码头刚度。

5.2.30 铰接空心板受均布荷载作用的计算方法同单向板。受集中荷载作用以前有不同的计算方法，条文推荐的附录 H 的方法是采用了南京水利科学研究院的研究成果。此外，也可采用有限条分法求解空心板，可得出较精确的计算结果。

梁的设计

5.2.33 随着码头使用要求和自然条件的变化，高桩码头结构也有一定的变化，横梁或桩帽尺寸较大的情况越来越多，有些码头轨道梁的支座宽度已达梁的中到中跨度的 0.5 倍左右。在支座宽度较大的情况下，采用以往点支承连续梁的计算模型与实际情况相差太大，显然是不合理的。高桩码头纵向梁在支座处的受力情况十分复杂，对于宽支座的影响要提出完全符合实际情况的计算模型是比较困难的，规范忽略支座处其他方向的约束，对竖向约束提出了支座范围内为均布弹簧支承的计算假定，以期用相对简单的计算模型考

考虑宽支座对内力的影响。对于该假定,用有限元软件对支座顶面不同位置的竖向刚性系数进行计算分析,并通过模型试验,对梁的计算结果进行了验证。实际应用中,也有多个大型工程采用了该方法。研究和实践表明,采用该假定建立的弹性宽支座计算模型是能够满足工程精度要求的。根据目前的计算条件,采用该计算模型也是可行的。

5.2.34、5.2.35 在支座宽度不很大的情况下,即符合表中条件时,纵向梁按点支承连续梁计算,并按条文给出的方法进行内力削峰后,所得的计算结果与按宽支座连续梁计算所得的结果相近。以往许多工程均按此方法计算,规范给出限制条件,以避免支座宽度过大时不合理采用。

5.2.36 目前设计单位一般都有平面杆系结构的有限单元法计算软件,已具备将横梁按柔性考虑,并将桩与梁按一个整体结构进行计算的条件,不必进行过多的简化。根据工程经验,在进行横向排架内力计算时,按嵌固点法确定桩的计算长度一般能满足工程精度要求。

对于全直桩码头,在水平力作用下将产生较大水平变形。当桩与横梁之间采用刚性连接时,可按考虑桩土共同作用的刚架计算。或按具有弹性支承的刚架进行计算。

对于排架中有叉桩的结构,考虑到有些设计单位的习惯,仍保留了横梁按弹性支承连续梁计算的简化方法。由于横梁的线性刚度远大于桩的线性刚度,故桩端弯矩很小,桩主要是承受轴向力。因此当叉桩中两斜桩的截面尺寸、坡度和桩长相等或接近时,在进行横向排架内力计算时,可假定桩两端为铰接,水平力由叉桩承受。

5.2.38 由于桩径增大,目前不少工程采用全直桩码头,并在码头下面抛筑抛石棱体。本条文关于假设地表面的规定引用国外规范所给的简化计算方法,该方法偏于安全。

5.2.40 双层系靠船的梁板式高桩码头在长江下游得到广泛使用,适用于水位差 5m ~ 8m 的港口。根据目前的计算条件,用杆系结构有限元计算软件可以将上下两层横梁和桩按一整体结构进行计算。

双层系靠船梁板式码头的横向排架计算,可采用将横向排架(包括二层横梁)作为一个由杆件所组成的整体结构,并考虑每根杆件抗拉刚度和抗弯刚度,进行计算。当设有叉桩时,可根据桩基的实际布置,按不等跨等刚度柔性桩台如条文规定的简化方法进行内力计算。

5.2.41 对工程中常见的高桩码头结构形式进行了不同的空间计算模型的对比研究表明,对于桩力计算,考虑面板的空间计算模型与不考虑面板的空间计算模型的结果相差较大,不考虑面板时的计算结果偏大,考虑面板时计算结果一般略小于平面计算结果,也相对符合实际情况,因此推荐考虑面板的计算模型。

对于纵向梁和横梁的内力,空间计算结果与平面计算结果之间的相对大小规律不明显,而空间无面板计算结果一般大于空间有面板计算结果。因此,对于上部结构内力,一般不要求按空间计算,但如果希望按空间结构进行计算,建议采用空间无面板模型,以策安全。当然,有经验时适当考虑面板将使计算结果更为合理。桩下部约束的影响,其规律与平面计算时基本一致,空间计算不另作规定。

高程不同的纵向梁和横向梁简化为同一高程建立空间计算模型,除桩力误差不大,其

他各计算结果都有较大误差。因此,建议计算时按纵、横梁和面板的实际高程建立计算模型。

5.2.45 当码头前沿需停靠干舷较低的驳船或工作船时,船只往往直接撞击外边梁,造成事故。因此,当船只有可能撞击外边梁时,可根据特殊要求按偶然状况考虑水平力对外边梁的作用。

5.2.46 在码头或引桥分段(伸缩缝或沉降缝)处采用简支结构时,该结构两侧受码头整个分段长度温度变形的影响,码头分段(长60m~70m)在年温差的影响下变形可达20mm左右,如不能自由伸缩将使结构造成破坏。损坏主要表现在简支梁端出现斜裂缝,梁搁置处混凝土拉裂或露筋,影响安全使用。因此对上述简支梁要求按本条规定处理。

桩 帽

5.2.47~5.2.49 桩帽的平面形式一般为方形,当采用预应力混凝土管桩或钢管桩时,可考虑做成圆形,当采用多排桩时,可考虑做成多边形或其他形式,以节省造价。

在确定桩帽底面尺寸时,除考虑外包最小宽度外还应考虑打桩偏位影响,这是由于水上打桩偏位比陆上大得多,而且近岸和远岸允许打桩偏位相差较大,因而将打桩偏位作为一个确定桩帽尺寸的因素。

当桩帽的平面尺寸能满足本条规定时,不宜再扩大尺寸,而适当增加桩帽高度,对提高桩帽抗剪强度和减少纵、横向配筋都是有益的。

5.2.50、5.2.51 桩帽受力情况较为复杂,构造要求是调研基础上的经验总结。在构造上保证桩帽具有较好的整体性,桩帽纵、横向受力钢筋应做成封闭形,桩帽的水平箍筋对阻止冲压块体的外胀和下陷有明显作用,水平箍筋不仅应做成封闭式而且应套在纵、横筋的最外面。由于码头的大型化发展趋势,调研中的情况表明,桩帽尺寸及相应的钢筋直径都有明显的增加,大多桩帽的受力筋配筋率 $\geq 0.15\%$ 。所受外力较大时,要求对桩帽进行强度计算。

5.2.52 桩帽是一个空间受力构件。但桩帽试验结果表明,直桩桩帽顶面在一个方向加载时,该方向受力钢筋进入流限后,与其垂直方向的钢筋应变仍然很小。三维有限元的应力分析与试验得出同样结论,说明桩帽单向受力可按平面问题计算,双向受力可按两个互相垂直的平面分别计算。

叉桩桩帽斜桩与横梁铅垂面之间有一平面夹角,属空间结构。为方便计算,可简化为平面刚架,但尚有误差,其中弯矩增大1.15~1.20倍,局部承压增大1.00~1.10倍,为简化计算,增大系数均取1.10。

5.2.56 桩帽一般位于水位变动区,施工工艺要考虑桩帽混凝土的质量和防腐要求,所以宜采用干施工为好。

靠 船 构 件

5.2.58 对于停靠干舷较低的小型船舶,低水位(潮位)时船舷有可能被卡住,造成事故。

5.2.59 顶推驳有时是两节或多节驳船组合在一起靠泊,靠泊操作困难,撞击力大,而且

船头为方形,撞击力集中,靠船构件往往遭到严重破坏,可采用浮护舷或其他措施,防止靠船构件等被撞坏,同时防止浮护舷高程过低,在低水位时进入码头承台下。

5.2.61、5.2.62 悬臂式靠船构件损坏的主要原因是:靠船构件受力钢筋伸入横梁较短,由于靠船构件直接承受船舶撞击力,因而在靠船构件与横梁连接处开裂;另一种情况是在设有上、下横梁的码头,靠船构件受力钢筋虽有足够的锚固长度,但上、下横梁连接处是变截面,是薄弱环节,损坏多发生在该连接处。将靠船构件受力钢筋伸入横梁并与横梁顶层钢筋焊牢是一项有效措施。

5.3 无梁板式码头

5.3.1 无梁板式码头结构计算方法来源于无梁楼盖,无梁楼盖的计算方法可采用空间有限元计算方法,也可采用替代框架法。替代框架法是一种简化计算方法,我国已建造的十多座大、中、小型无梁板式码头都是采用这种方法计算,经过数十年的使用并未发现问题。

5.3.4 无梁板纵、横向排架计算,上部结构刚度较小时,桩顶端应按固接计算是合理的。

5.3.6 桩帽刚度对板的内力有影响,在计算跨度上应予以折减,为计算方便,在内力计算时采用轴线间距离,在内力分配时再乘以跨度折减系数 η 。

5.3.7 试验研究结果表明,无梁板的计算弯矩是按余弦定律分布,由桩轴线中心向板中心逐渐减小分配于板上,为便于配筋,设计时划分为桩上板带和跨中板带两部分,作为无梁板的配筋板带。

5.3.8 无梁板码头基本上都有桩帽,因此,弯矩分配原则指有桩帽情况。桩上板带和跨中板带弯矩的分配是根据试验结果得出的。

5.4 墩式码头

5.4.2 实体和空箱式墩体结构刚度大、耐久性好、施工简便,对外海无掩护情况尤为适用,但这两种结构形式的自重和迎水面积大,相应桩力、水流的侧压力和波浪力较大。刚架式和桁架式墩体结构复杂、施工困难、构件截面较小,耐久性相对较差,其自重和迎水面小,多用于内河以及多层带缆的码头。

5.4.3 基桩布置是墩式码头设计的重要一环,直接影响到码头的安全和经济效益。桩的布置形式对桩的轴向力非常敏感,仅变化桩的斜度或平面扭角,桩力和桩端弯矩都会有较大差异。对桩基布置应进行优化比选,根据施工条件,在桩端弯矩允许的条件下,尽可能使桩轴力均匀,以减小桩长。

叉桩式布置能使墩台合力作用重心降低,有效减少桩顶弯矩,对抗弯能力较小的混凝土桩尤为适用,承受轴向力较大;扇形式布置,桩轴向力较均匀,但墩台位移和桩端弯矩较大。近年来,由于船舶吨位越来越大,受力也比较复杂,实践中的基桩布置通常采用叉桩与扇形混合布置形式。

5.4.4 墩式码头结构属三维空间结构,特别是外海墩式码头受力比较复杂、墩体体积较大,因此要求按空间结构计算。

5.4.5 对于一般实体式墩台的上部结构,按刚性体计算时,当墩台高度大于等于1.5m,

可按构造配筋,构造钢筋的直径和间距视墩体大小而定。墩体较高时应分层浇筑,底板配筋由强度计算确定。

当上部承受较大垂直荷载时,实体墩台应根据计算配筋,公路桥涵规范中的桩基承台设计,提出“梁式体系”和“撑杆—系杆体系”截面承载力计算方法,对港口工程墩台配筋有参考性。

5.5 多层和浮式系靠结构码头

一般规定

5.5.1、5.5.2 在码头前沿设置多层系靠船结构或单独设置浮式系靠船结构,主要为解决大水位差时码头的系靠泊问题。多层和浮式系靠船码头可根据使用要求和环境特点采用不同的主体结构。

5.5.3 大水位差梁板式码头和框架式码头的顶层结构与一般梁板式码头的纵横梁和面板的结构特征基本相同,可以采用与5.4相同的设计方法和规定。

多层系靠结构的桁架式码头

5.5.7 系靠船梁在恒载、人群荷载,以及船舶系缆力的竖向分力作用下,在竖直平面内产生弯曲,在船舶撞击力或系缆力的水平分力作用下,在水平平面内产生弯曲变形。此外,船舶系缆力尚对系船梁产生扭曲变形。因此,靠船梁属双向受弯,按双向受弯构件计算;系船梁属双向受弯、受扭,按双向受弯、受扭构件计算。

5.5.8 桁架式码头各排架的基桩布置一般均相同,据分析,取一榀排架按平面问题与按空间问题进行分析,基桩桩力相差不大。以往工程均按平面问题进行计算,已有多年工程实践经验。

5.5.9 小型码头的排架间距较小,码头刚度较大,远大于桩的刚度,因此可将桁架作为按刚性桩台计算桩力。

5.5.12 桁架作为刚性桩台,在外力作用下,桩台只有整体的位移和转动,不考虑桁架本身的变形。支承于桁架立柱上的连续横梁可按刚性支承连续梁计算。

5.5.14 靠船立柱在横梁端反力、靠船立柱自重、系靠船梁端反力所产生的轴向力与船舶撞击力的共同作用下,属受弯、受压构件,故按受弯、受压构件计算。弯曲平面为垂直码头前缘线的竖直平面。船舶撞击力的作用位置在竖向上具有任意性,撞击力产生的内力图实际上是一个包络图。在上述竖向力所产生的轴向力与船舶撞击力产生的水平摩擦力共同作用下,属受弯、受压、受扭构件。弯曲变形平面可近似地取靠船立柱形心轴所在的竖直平面。

5.5.16 20世纪70年代以来,在内河,特别是长江中游地区码头通常均采用单斜杆,桁架的层高亦较高,但当荷载和桁高较大时,采用交叉斜杆合理。

5.5.17 桁架式码头一般在水位差较大时采用。降低桁架最下层节点的高程,目的是增加桁架横向刚度,减小桩的自由长度和靠船立柱的悬臂长度。

5.5.19 早期为保证码头的纵向刚度和整体性,在相邻桁架间大多设置垂直和水平剪刀撑或单斜撑,形成构件纵横交叉,节点钢筋过分集中,施工困难。70年代以来,一般均改在桁架下节点设置水平撑,以增加码头纵向刚度。当码头纵向受力较大并对纵向刚度有要求时,可在码头结构段端部相邻桁架间设置垂直剪刀撑或单斜撑。

5.5.20 计算桁架杆件内力时通常假定节点为铰接,在构造上要求各构件的中心线在节点处交会于一点。由于节点受力情况比较复杂,节点处宜适当放大,予以加强,同时配置周边钢筋。

多层系靠结构的框架式码头

5.5.24 框架式码头一般在纵向和横向均为多层平面刚架结构,属于空间刚架结构,可按空间结构计算。

5.5.25 由于框架式码头多用于水位差较大地区,全直立柱高度较大,为限制码头顶面的水平位移,故各节点应按固接处理。

5.5.26 框架式码头前沿的多层系靠结构与桁架式码头前沿的多层系靠结构基本相同,故可按桁架式码头的有关规定进行设计。

多层系靠结构的梁板式码头

5.5.27 将横梁、靠船立柱、基桩和横撑作为单个杆件,并考虑各杆件的抗压和抗弯刚度,按由各杆件组成的杆件系统,用有限元法计算基桩桩力、杆件内力、横梁弯矩和剪力是比较符合实际情况的。

5.5.28 由于钢管桩的抗弯强度高、塑性好,船舶系缆力和撞击力可以通过前排两根钢管桩组成的高桩刚架传给横梁再传给叉桩,故基桩宜采用钢管桩。为便于连接,系靠船结构也宜采用钢结构。

多层系靠结构的墩式码头

5.5.30 前沿设置多层系靠船结构的桥式起重机作业的墩式码头与一般墩式码头相同,前排墩除承受上部结构自重力、桥式起重机荷载、风荷载和水流力外,尚直接承受系靠船荷载,属支承、系靠墩性质,通常称系靠船墩。

5.5.34 控制简支伸臂梁的挠度,目的是保证桥式起重机的正常运行。挠度允许值主要根据国内外有关规范的对比提出的,经多年实践未发现问题。

5.5.37 前支座为单向滚轮支座或聚四氟乙烯板盆式橡胶支座,目的是减小梁伸缩时前支座对墩顶的纵向摩擦力,即减小对系靠船墩的纵向水平作用力。由于伸臂梁的高宽比一般较大,在支座处对伸臂梁设置横向约束措施,可有效防止伸臂梁侧向失稳。

浮式系靠结构码头

5.5.38 采用浮式系靠船设施可大大减小船舶对码头平台的撞击力。根据大连理工大学对某多用途码头工程的浮式系靠船设施模型试验的实测结果,码头平台所吸收的船舶有

效撞击能量,不大于总有效撞击能量的30%。因此,对单独设置浮式系靠船设施的梁板式码头平台桩基,可采用预应力混凝土大直径管桩或钢管桩等全直桩形式。

5.5.39 浮式系靠船设施由钢浮体和导向传力钢管桩组成。当采用单根钢管桩作为钢浮体的导向传力桩时,船舶撞击力可通过钢浮体传给导向传力桩,再传给横梁。在船舶靠码头过程中,船舶总有效撞击能量被浮式系靠船设施各部位所吸收。作用在横梁上的撞击力,应考虑上述各部位吸能的影响。船舶系缆力通过浮式系靠船设施各部位直接传给导向传力桩,与码头横向排架无关。

5.5.40 码头的设计高水位一般均低于历史最高水位,故在设置导向传力桩时,妥善解决超高洪水期钢浮体的系固措施是必要的。

5.5.41 钢浮体相当于一艘小围船,在无约束的条件下,应满足浮体稳定性要求。钢浮体甲板面的宽度,在码头起重机吊幅满足设计船舶装卸的前提下,宜适当加宽,便于水手安全作业。钢浮体的干弦应按设计船舶干弦和船舶结构允许受力部位的尺度要求确定,以保证靠泊的方便和安全。钢浮体之间应设置联桥、码头面与钢浮体间应设置扶梯,宜沿码头前沿线单坡向布置,以保证上下交通。

5.5.42 在桥式起重机吊车梁前支墩之间单独设置浮式系靠船设施时,船舶系缆力和撞击力直接由该设施承受,前排墩不再承受船舶荷载,可采用支承墩式计算。

5.6 柔性靠船桩码头

5.6.1 柔性靠船桩码头是指柔性靠船设施与装卸平台组合的结构,柔性靠船设施与装卸平台在结构上相对独立设置。柔性靠船桩在撞击力作用下,上端不受约束,有较大的水平变形,均采用钢管桩。

5.6.4 国内使用过的柔性靠船桩有单桩、双桩和多桩等情况。桩中心距最小为2倍桩径,较大的为4.96倍桩径,根据桩的受力合理性、施工情况及已有的工程经验,桩距取2~3倍桩径为宜。

5.6.5 柔性靠船桩的位移是指船舶撞击力作用点处的总位移,包括桩基变形和橡胶护舷变形两部分。当靠船结构变位太大时,会给船舶操控带来困难,国内外经验一般都将此数值限制在1.5m以内。如大船要求较大的吸能量或由于强风或涌浪作用,要求防冲设备、船舶、缆绳整个系统协调工作,可经过论证或试验允许突破此限值。

5.6.8 条文规定是根据我国已建码头中的柔性靠船桩的设计经验提出。

5.6.9 在波浪等动力荷载作用下,桩基有可能在小于静力设计应力时发生疲劳破坏,故作本规定。柔性靠船桩是孤立悬臂式结构,自振周期长,有可能由水流诱发振动,国外有不少破坏的实例,也进行了系统的试验和研究,但是国内相关的研究较少,因此条文建议当流速较大时宜通过物理模型试验来进行验证。

5.7 接岸结构与岸坡稳定

5.7.2 ~ 5.7.4 目前国内高桩码头接岸结构主要有直立式和斜坡式两大类。

直立式板桩接岸结构在中小型码头应用较多,在桩台较窄、水深不大的情况采用,多

为拉锚式板桩;洋山深水港工程在斜顶桩基础上开发出适用外海深水码头的斜顶桩板桩承台式接岸结构,适用水深大、陆域回填层厚、陆域形成时间短、地基软弱等不利条件下的满堂式码头。直立式接岸结构也可采用小沉箱、空心方块和扶壁式挡土墙等重力式结构,下部设置抛石棱体明基床,适用于地基较好的情况。

斜坡式接岸结构一般采用填抛砂石或袋装材料形成斜坡堤加护面形式,根据需要可设置堤顶挡土结构,适用于岸坡较缓、码头平台较宽,能够满足一定的水深、地基、石料来源及施工要求等条件。

5.7.7、5.7.8 在软基上建造高桩码头时,码头后方往往要进行大面积回填、抛填块石和堆货,码头前沿进行挖泥,岸坡土体原有平衡受到破坏而产生变形,如水平位移、不均匀沉降等,造成桩帽开裂、叉桩中的向岸斜桩桩顶开裂甚至滑坡等危害,故采取减少岸坡土体变形对码头基桩和接岸结构等影响的有效措施必须强制。当软弱地基较厚,且码头后方回填量较大时,其接岸结构应进行地基加固。采用清淤置换法时全清淤效果较好,采用深层水泥搅拌加固的工程,沉降、水平位移均较小,近岸码头混凝土桩开裂现象基本未发现。打设塑料板或砂井排水固结加固地基的工程,在实际中发现有土体的蠕变使近岸1~2排桩变形的现象;华北某港后方承台直桩,岸坡普遍采用排水固结法加固,但30~40年固结后再加载时,仍有变形蠕变,使后排桩开裂。有条件超载预压将有助于减少上述现象发生。因此在总结经验的基础上,提出了有关要求。

5.7.9 陆域形成、驳岸、码头三者之间的关系是相辅相成的,往往由于建设工期的紧迫,使三者之间的矛盾突出,处理不好将会造成安全隐患。三者之间驳岸即接岸结构的处理是解决矛盾的关键。在码头建造之前,进行回填形成陆域、置换软土或采用软基处理等措施进行加固,是较理想的施工顺序。

码头后方大面积回填使岸坡土体发生沉降和位移,其中施工阶段所占比重较大。因此,在施工阶段对于每次回填高度、间隔时间以及回填顺序都应做出明确规定,尽量减少由于回填对码头结构的不利影响。

5.7.10 码头基槽及港池开挖超深允许值按现行行业标准《水运工程质量检验标准》(JTS 257—2008)执行。

5.7.11 对于码头岸坡整体稳定验算,是保证码头安全的重要步骤。岸坡失稳事故时有发生,且多发生在施工时期。轻则在岸坡坡顶沿顺岸方向产生裂缝,已下沉桩基向水域一侧倾斜变形,已测桩顶水平位移可达300mm~400mm甚至更大,严重事故可使岸坡连同建筑物一起滑动倒坍,造成重大经济损失,因此,此条规定应强制。因而,对施工时期岸坡稳定应引起足够重视。由于施工时期和使用时期验算岸坡稳定的边界条件不同,应选择合理的设计模型和参数分别进行验算。

5.7.13 设计对接岸结构施工提出的检测、监测技术要求包括深层土体沉降、位移等监测以及软基加固所需要的相应检测等,用于指导和控制施工。监测可委托专业单位承担。

6 板桩码头

6.1 一般规定

作用及作用组合

6.1.5 第一种组合主要用于控制前墙的强度、稳定和拉杆强度;第二种组合主要用于控制锚碇结构的强度和稳定。当然,每种组合中,还有不同的荷载布置情况,如:离前墙后侧一定距离布置码头面载才会产生前墙最大正弯矩,因为锚碇点以上的土压力实际上是减小前墙正弯矩的,诸如此类情况设计者要做具体分析判断,包括与水位的组合,譬如:码头前沿水位低时,前墙的内力和拉杆力大,踢脚力矩大,但对于锚碇结构,究竟高水位是控制情况还是低水位是控制情况,还要做计算比较。施工情况更是千变万化,施工过程中哪种情况是危险的,也要设计者根据施工具体安排进行判断,规范不宜做具体规定。

6.1.6、6.1.7 该二条规定关系到码头结构的安全性和耐久性,码头结构的破坏将会造成重大的经济损失和人身伤亡,故此二条定为强制性条文。

6.1.8 关于板桩码头构件计算,在3.2节条文说明中已经说明了采用综合分项系数法计算的原因,其综合分项系数经校准验算,对钢筋混凝土和预应力钢筋混凝土构件,强度计算的综合分项系数为1.40,裂缝计算的综合准永久值系数为0.85。

6.1.9 当墙前水位降落,墙后地下水不能及时排出时,便有剩余水头存在,产生剩余水压力。在河港,水位的降落主要是由于洪峰衰减和泄洪造成的。剩余水头的大小除取决于水位降落幅度和速率外,还与前墙排水好坏和回填土及地基土的渗透性大小有关,很难由计算确定。所以,如有条件,最好是在实际工程的现场进行观测,或对附近类似建筑物进行调查,然后确定其剩余水位。在不具备上述条件时,本条根据国内外设计经验与少数实测资料提供经验数值供设计参考。

对于钢筋混凝土板桩墙,一般来说板桩与板桩的榫头不甚紧密,透水性较大,所以当前墙设置排水孔,并且墙后回填粗于中砂颗粒的材料时,就可不考虑剩余水头存在。对钢板桩情况就不同,钢板桩间的锁口一般咬得较紧,透水性小,地连墙墙段接头结合较好时,透水性也较小,只有填土和地基土为粗颗粒砂性土,并有良好的排水设施时,才可不考虑剩余水压力,对于墙后填土和地基土为透水性小的黏性土和细颗粒砂性土时,则应考虑剩余水压力。

排水孔的位置对剩余水压力的影响是显而易见的,对于前墙透水性差的情况,排水孔高程以下的墙后水是排不出的,因此在前墙前的水位高于排水孔高程的情况下,根据国内外经验及我国的实际情况剩余水头一般采用 $(1/3 \sim 1/2)$ 平均潮差较为合适。但若排水

孔高程设计的较高时,会出现前墙前的水位低于排水孔高程的情况,这样,排水孔高程以下的墙后水是排不出的,所以,在前墙前的水位低于排水孔高程的情况下,剩余水头不应小于排水孔高程与前墙前的水位之差。

6.1.10 剩余水压力的分布严格说是随回填土与地基土的渗透性大小而变化,低水位以下一般呈曲线分布,按矩形分布是偏于保守的,但考虑到水流通过回填土向墙前方流动时与没有水流流动时相比,码头后面的主动土压力要增大,墙前被动土压力则要减小。从过去的设计经验可知,不考虑地下水的渗流对剩余水压力、主动土压力和被动土压力的影响,采用剩余水压力在低水位以下视为矩形分布还是可行的,使计算大大简化。

6.1.11、6.1.12 现场原型观测与室内模型试验结果都表明了作用于前墙上的土压力分布是随墙体的变形而变化。因此,作用于前墙上的实际土压力将视施工方法、锚杆装设处的水平位移、锚杆位置高低、前墙入土深度及其刚度与海底地基土性质之间的关系等因素而变化,其土压力分布是十分复杂的。根据国内外研究结果,作用于前墙上的主动土压力分布形式可归纳为:一种是以顶端位移的为主(如先挖泥后打桩,前墙相对刚度较大,锚碇位移较大等情况),前墙后主动土压力视为与刚性墙相同呈三角形分布;另一种是以弯曲变形为主(如先打桩后开挖,前墙相对刚度较小,锚着点位移小等情况),墙后主动土压力视为“R”形分布。但研究也表明不论土压力分布形式如何,其总土压力大小与按库伦土压力公式计算的数值基本相同。“R”形曲线分布的定量确定目前尚缺乏足够的试验研究资料,有一定困难,考虑到锚着点的位移总是存在,作用于前墙上的主动土压力仍可按三角形分布。

作用于前墙上的主、被动土压力,本规范所采用的公式较之其他公式具有以下明显的优点:

(1) 条文中的公式是基于与库伦公式相同的原理,即平面滑动假定的极限平衡原理,所不同的是在推导公式时比库伦公式多考虑了土的黏聚力 c 的作用因素,弥补了库伦公式只能适用于无黏性土的局限。公式能同时考虑地面与水平面的夹角 β 、墙背与铅垂线的夹角 α 、土与墙背间的摩擦角 δ 及土的黏聚力 c 等因素,适用于无黏性土和黏性土。在计算黏性土压力时无需再采用经验性的等效内摩擦角法。

(2) 与朗金公式相比公式能考虑与墙背间的摩擦角 δ 的作用,所以无需再考虑被动土压力的增减系数,简化了计算。

6.1.13 板桩码头施工中,前墙后的回填土及其对原土层固结的影响是一个很重要的问题,如果回填速率能满足土的固结要求,则采用固结快剪指标计算土压力是合适的,如果回填速率不能满足土的固结时,需适当考虑未固结因素的影响。

6.1.15 前墙的位移(或变形)在土与墙之间将发生相对移动,因而在其间就产生了摩擦力。在极限平衡状态时,墙前破裂土体因向前移动而使墙对土壤产生向下的摩擦力。此摩擦阻力阻挡被动破裂棱体的滑动,这样被动土压力的数值将增大。所以计算被动土压力时墙前外摩擦角 δ 取正值,墙后外摩擦角 δ 取负值。由经验可知 δ 取值对主动土压力大小影响不大,一般 $\leq 10\%$,但对被动土压力的影响甚大,所以, δ 值的合理选择是十分重要的。本条建议的 δ 取值是考虑了以下几方面因素:一是墙背的粗糙程度;二是尽可能使按

平面滑动假定的库伦公式或简化公式与按基于滑动面为曲面的方法所得的结果接近,因为一般认为后一种方法是比较正确地反映土体处于极限平衡时的应力状态的。从不同方法计算比较可见被动土压力系数随着内摩擦角 φ 以及相应的外摩擦角 δ 的增大两者差别也在增大;用本公式计算取 $\delta = 2/3\varphi \leq 20^\circ$ 与用索柯洛夫斯基理论计算取 $\delta = \varphi \leq 30^\circ$ 的被动土压力系数比较接近,误差 $\leq 10\%$ 。《水运工程抗震设计规范》(JTS 146)推荐取 $\delta \leq 15^\circ$,本规范推荐取 $\delta \leq 20^\circ$;三是吸取弹性线法的设计经验。弹性线法(罗迈尔法)是设计人员最熟悉最普遍的方法,该法在计算被动土压力时采用朗金公式取 $\delta = 0$,但为了考虑土与板桩之间实际存在的摩擦力,墙前被动土压力乘以增大系数 K ,墙后被动土压力乘以减小系数 K' 加以修正。如果采用本规范推荐的公式或库伦公式计算前墙前、后被动土压力,考虑 δ 影响,则不再考虑增减修正系数 K 和 K' ,经计算对黏性土取用 $\delta = 3/4\varphi \leq 20^\circ$,对砂性土取用 $\delta = 2/3\varphi \leq 20^\circ$,其相当增减系数 K 和 K' 与用索柯洛夫斯基计算的相当 K 、 K' 较接近。

主动土压力分为永久作用和可变作用,前者是由土体本身产生的,其水平强度 e_{ax} 与土体的重度 γ 、厚度 h 、内摩擦角 φ 、黏聚力 c 、土与墙间的摩擦角 δ 等有关;后者是由码头地面荷载产生的,其水平强度 e_{agx} 与地面上的荷载 q 及 φ 、 δ 等有关。

6.1.16 板桩码头墙前的超挖深度,国外有关资料多数采用0.3m,但国内实际施工经验发现往往超挖达到0.5m,甚至更多。另外,对于码头前沿表层黏性土,考虑到码头前沿开挖的扰动作用及挖深的卸荷作用,适当降低黏性土的黏聚力是有必要的,有资料建议在码头前沿底面以下1m深度内完全不计其黏聚力,但考虑到码头经较长时间的使用后,土会逐渐恢复原来的状态,部分考虑其黏聚力是经济合理的。所以条文规定泥面处黏聚力 c 取零,泥面1m以下取全值,两者之间按直线过渡。

耐久性设计

6.1.17 在施工不困难情况下,将胸墙底面高程尽量降低,可减小钢板桩的暴露长度,有利于防腐。

6.1.18 该条规定系按《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152—2012)的规定,制定为强制性条文。

6.1.19 “两布三油”是指用2层沥青麻布或纤维布缠裹,并在拉杆及两布表面涂沥青共3层。

6.1.20 该条规定前墙后的回填料不得采用具有腐蚀性的矿渣或炉渣,是由于具有腐蚀性的矿渣或炉渣会导致钢拉杆锈蚀,造成码头结构的整体破坏,危及人的生命安全,造成经济损失,故作为强制条文。

6.1.21 考虑到地连墙槽壁的平整性,为满足耐久性的要求,将保护层的厚度适当加大。

6.2 构造

一般规定

6.2.5.1 国内已有工程为了节省投资而就地取材,在拉杆以上的范围回填了粉细砂,

但对粉细砂采用加填料的振冲密实加固方法使其密实并满足不液化的要求。

6.2.6 为了最大限度地减小极端低水位情况时的剩余水头,推荐尽量把排水孔设在极端低水位处。近年在唐山港的数座板桩码头就是这样实施的。

前 墙

6.2.15 前墙后土层或回填料的流失会造成码头塌陷,危及人身安全,造成经济损失,故本条作为强制条文。

6.2.20 本条是根据目前国内地下墙挖槽机械性能和施工能力确定的。

6.2.21 地下连续墙施工中,墙段间需要设置垂直接头。为保证接头具有良好的整体性、防漏性,避免码头前墙出现漏土现象,需要选择合适的接头形式。排桩式地下墙墙体结构,根据目前国内施工条件尚采用一字形连续排列的形式,为防止桩间间隙的土体流失,条文规定墙后应设置防渗漏帷幕墙。

6.2.22 现浇地下连续墙的混凝土由于是在泥浆中浇筑的,其强度可能低于空气中浇筑的混凝土强度,而随着近年来地下连续墙施工技术的发展,现浇地下连续墙混凝土的标号一般均可达到 C25 ~ C40,故将混凝土最低标号的要求予以提高。

拉 杆

6.2.25 随着许多大型深水板桩码头的相继建成,拉杆直径也突破了过去沿用的40mm ~ 80mm,已接近 100mm,钢拉杆的加工制作及力学性能也能够满足设计要求。对于不经热处理的钢拉杆,由于钢材尺寸效应,当直径较大时,往往芯部性能欠佳,其抗拉强度设计值会有一定程度减小,现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152—2012),对 Q235、Q345、Q390 及 Q420 钢材,板厚或直径超过 100mm,没有给出抗拉强度设计值,因此其应用受到一定的限制;但随着热处理钢拉杆的应用,其强度的尺寸效应得到了较大程度改善,钢拉杆直径能突破 100mm 的限制。考虑到直径 100mm 以上的钢拉杆目前我国应用还不多,为了保证钢拉杆质量,本规范要求对直径大于 100mm 的钢拉杆应进行相应验证试验。

6.2.32 在调查中发现,有的板桩码头前沿系船柱处由于只设单根拉杆,致使混凝土路面发生八字形的斜裂缝,为解决此问题,在系船柱块体处设八字形副拉杆为好,但也有许多工程未设八字形副拉杆,使用后并未出现问题,故不做硬性规定。

锚 碇 结 构

6.2.34、6.2.39 锚碇墙和锚碇板的差别为:锚碇墙是沿码头纵向连续的;锚碇板是沿码头纵向不连续的(有一定间距)。在板桩码头中常用的锚碇墙、锚碇板,比较经济,结构和施工也简单。当前墙后不远处有已建的地上或地下建筑物(或管道),不能满足锚碇墙、锚碇板与前墙间的最小距离要求时,或者拉杆力很大时,采用锚碇叉桩较好。锚碇叉桩的斜度愈缓承受水平力的能力就愈强,国外可以打 1:1 的斜桩,但国内目前施工做不到,目前水上能打设 3:1 的斜桩,陆上则只能打设 4:1 的斜桩。

6.2.38 本条为原则性规定。实际上,锚碇墙、锚碇板前土抗力的分布并不是库伦理论那样分布,故本条规定为“宜与作用在锚碇墙、锚碇板上的土压力合力作用点重合”,设计时,拉杆预留孔的位置常放在锚碇墙、锚碇板高度中间偏下处。

帽梁、导梁和胸墙

6.2.43 导梁和帽梁合一的形式称为胸墙。这种形式一般在水位差不大的码头采用。

6.2.44 预制钢筋混凝土导梁,在一些码头中采用过。采用这种导梁,需隔几根板桩做一根带牛腿的(安放导梁用)板桩。因打板桩时很难把桩顶高程控制准确,给安装拉杆带来较大困难,故很少采用预制导梁,而用现浇导梁代替。

6.2.50 该条规定帽梁、导梁和胸墙在结构形式变化处、水深变化处、地基土质差别较大处和新旧结构的衔接处,必须设置变形缝,否则,由于不均匀沉降、温度应力作用,会导致帽梁、导梁和胸墙破坏,进而导致前墙的破坏,造成经济损失,故作为强制条文。

斜拉桩式板桩码头

6.2.52 ~ 6.2.54 根据已建成的斜拉桩式板桩码头的实际情况,对这种结构的构造方面作出指导性的简述。这种结构中的板桩及斜拉桩,一般采用钢或钢筋混凝土(包括预应力混凝土)结构。在欧洲和日本普遍采用前者,在前苏联和我国二者兼有。钢质斜拉桩通常采用H形或圆管形截面,斜拉桩在工作中受有较大的弯曲应力,对于受力较大、特别是墙后土层可能发生明显沉降者,一般采用钢结构,当无负摩擦情况下一般采用钢筋混凝土桩(其截面多为方形)。斜拉桩的斜度,欧洲多采用1:1~1:1.5,我国由于施工设备的原因多采用3:1。有的文献指出,斜度不宜陡于3:1,否则会引起码头较大的位移。前墙与斜拉桩的连接可采用铰接或刚接,欧洲和日本常采用前者,以避免在连接处的应力过大,后者一般采用现浇钢筋混凝土帽梁的形式,其中板桩与斜拉桩的距离尽量减小,以减小桩的弯曲应力。

遮帘式板桩码头

6.2.57 遮帘式板桩码头结构为近年来开发的新结构形式,遮帘式板桩码头结构系在前墙后面设置遮帘桩,遮帘桩用拉杆与锚碇结构相连,遮帘桩与前墙之间采取两种连接方案:

- ①遮帘桩与前墙之间用钢筋混凝土上部结构连成整体方案;
- ②遮帘桩与前墙之间用钢拉杆相连方案。

方案②在某港建设了多座10万吨级板桩码头。方案①和方案②各有其优缺点。方案①在离心模型试验中发现前墙和遮帘桩的弯矩增大,分析其原因,是由于前墙和遮帘桩产生不均匀下沉所致。遮帘桩一般要承受门机轨道荷载,因此规定遮帘桩应沉入良好持力层。

6.2.58 遮帘式结构之所以经济,其原因之一是使遮帘桩既起到遮帘土压力的作用,也同时作为前轨道梁的桩基使用,因此,遮帘桩宜布置于码头轨道式装卸机械前轨道梁轴线下

方,也可布置于靠近前轨道梁轴线的下方。

遮帘桩泥面以上的高度与遮帘面至前墙净距之比应大于 1.5 的规定主要考虑使遮帘面与前墙间的土体形成贮仓的条件,从而减小作用于前墙的土压力。

6.2.59 遮帘桩桩尖高程应低于前墙底高程的规定是考虑桩基作用于土体的垂直力不影响作用于前墙的水平土压力。

6.2.60 遮帘式板桩码头结构为近年来开发的新结构形式,目前根据经验,规定遮帘桩的中心间距宜采用 2~3 倍遮帘桩宽或桩径。

6.2.61 为了更好地发挥遮帘桩遮帘土压力的作用,遮帘桩应有较大的抗弯刚度和较小的水平变位。

半遮帘式板桩码头

6.2.63、6.2.64 说明见第 6.2.59、6.2.60、6.2.61 条。

卸荷式板桩码头

6.2.66、6.2.67 卸荷式板桩码头当采用胸墙与承台整体连接时,为避免桩基不均匀沉降导致前墙正弯矩增加,规定桩基应沉入良好持力层。

6.3 计 算

前 墙 计 算

6.3.1 该条对于前墙应计算内容的要求必须严格执行,缺一不可,才能保证码头结构的安全,避免危及人的生命安全,造成经济损失,故作为强制条文。

6.3.2 日本、前苏联都提出前墙的入土深度要满足“踢脚”稳定的条件。“踢脚”稳定的概念比较清楚,而且要求前墙有足够的稳定性也是合理的,故本条提出“应”满足“踢脚”稳定的要求,条文中的表达式称为“踢脚稳定”计算式。

不考虑波浪力时,可变作用效应是码头面可变作用产生的主动土压力对拉杆锚碇点产生的“踢脚”力矩。考虑波浪力时,可变作用效应是墙前波吸力和可变作用主动土压力对拉杆锚碇点的“踢脚”力矩,两者中取大值作为主导可变作用。

作用分项系数的确定是在校准原来的安全系数水准,经各规范协调之后取用的。1998 版规范编制过程中,曾对 20 个工程进行了确定入土深度的校准计算。计算结果表明,当地基土质差时, γ_d 取 1.0;当地基土质好时, γ_d 取 1.15。09 版规范修订时,又对国内 14 个板桩码头进行了可靠度分析,结论是建议将“踢脚”稳定验算表达式中的结构调整系数 γ_d 提高到 1.3,使得其可靠度指标达到 3.405,经部审查会审查意见,确定为 1.25。这个系数从概念上说,称为抗力分项系数似更合适,故将 γ_d 改为 γ_R 。

当板桩底端位于软弱土层时,会出现板桩入土越深,越不满足“踢脚”稳定要求的不合理现象。故设计时,当板桩在入土段的某一高程已满足“踢脚”稳定要求即认为板桩入土深度满足“踢脚”稳定要求,不应再加大入土深度。

6.3.3 前墙的内力和拉杆力计算方法根据其工作状态选用,自由工作状态采用自由支承法,底端弹性嵌固状态采用弹性线法。这两种计算方法都是在一定的假定条件下推导出来的,使用有局限性。近年来随着计算机的应用,广泛采用竖向弹性地基梁法,这种方法应用范围较广,适用于任何工作状态,能计算单锚板桩或多锚板桩,并能考虑锚碇点位移的影响。只是用此法计算时水平地基抗力系数的确定要慎重。

按弹性线法计算出的前墙内力与前墙的刚度无关,实际不然,对于大刚度的前墙,用弹性线法计算往往偏于危险,为安全计,提出对于刚度大的前墙,不宜采用弹性线法。自由支承法过于粗糙,近年来随着计算机的应用,设计广泛采用竖向弹性地基梁法,自由支承法已基本不再使用,故不再将其列于规范中。

6.3.4 弹性线法即罗迈尔法的基本点是假定板桩墙底端的角变位和线变位都等于零,而拉杆锚碇点的位移也等于零,实际情况与这一假定是有出入的。考虑墙后土压力重分布及锚碇点位移可使前墙跨中弯矩减小这两个因素,条文规定跨中最大弯矩的折减系数采用0.7~0.8,对刚度较小的前墙主要是第一种因素影响,对刚度较大的前墙主要是第二种因素影响。

根据对国内20个实际工程计算对比,发现有7个工程用“踢脚”稳定求出的入土深度接近或大于用弹性线法求出的入土深度,(这多发生在地基土质较差的情况: $\varphi \leq 17^\circ$ 的情况)。当按弹性线法计算的入土深度小于按“踢脚”稳定计算的入土深度时,应取按“踢脚”稳定计算的入土深度。

6.3.5 竖向弹性地基梁法是近年来推广采用的方法。前墙入土段墙后仅考虑由设计水底以上超载(地面荷载加土体重)产生的主动土压力,不考虑设计水底以下土体本身产生的土压力,因为这部分土压力已反映在土抗力中。杆系有限元法就是把前墙入土段的抗力用一系列弹性杆来代替,弹性杆的弹性系数等于水平地基抗力系数乘以杆的间距。

根据近年设计的多座板桩码头工程的现场测试结果表明,锚碇点位移仅采用由拉杆受力变形加锚碇结构位移计算的结果总是小于实测结果,分析其中必有其他因素产生的位移,故提出第三部分——“其他因素产生的位移”,但此部分位移只能靠经验估计。

6.3.6 许多工程原型观测都发现,各拉杆受力是不均匀的,而且差异很大,因此设计拉杆和锚碇结构时,需考虑将计算的拉杆力乘以1.35的系数。

锚碇结构计算

6.3.11.1 条文中表6.3.11的 ρ 值是根据国内外试验室模型试验结果和《装配式钢筋混凝土水工建筑物》一书中提供的数值,综合分析给出的。

关于土或填料与锚碇墙、锚碇板间的 δ 取值问题,以前在计算中取 $\delta = 0$,从20世纪60年代以后,国内外的大量模型试验和原型观测发现, δ 确实存在,并且对锚碇墙、锚碇板的被动土压力影响很大,所以国内外的技术文献中都主张考虑 δ 。国外有的建议取 $\delta = \varphi/3$,国内试验,在保证锚碇墙、锚碇板不“上浮”的情况,也得出 $\delta = \varphi/3$ 的结果。但锚碇板“上浮”是客观存在的,特别是实际工程中锚碇板多采用矩形或梯形截面(很少采用L型截面),而且埋深又不大,根据对不约束锚碇板“上浮”的试验,测得不同埋深 δ 只有 $4^\circ \sim 8^\circ$,相当于 $\delta =$

$(1/8 \sim 1/4)\varphi$ 。综合以上情况,本规范规定:一般取 $\delta = \varphi/3$,当 $\delta = \varphi/3 \geq 7^\circ$ 时,取 $\delta = 7^\circ$ 。

条文中式(6.3.11-2)是根据空间滑动棱体的体积与平面滑动棱体的体积之比推导出来的。

6.3.11.2 式(6.3.11-3)中,锚碇墙、锚碇板后土体本身产生的主动土压力水平分力 E_{ax} 为永久作用,拉杆设计拉力的水平分力 R_{Ax} 为主导可变作用,锚碇墙、锚碇板后地面使用荷载产生的主动土压力水平分力 E_{qx} 为非主导可变作用。土压力分项系数与条文中表 3.2.6 的值完全一致,拉杆设计拉力的分项系数取 1.35。

1998 规范对几座具有典型性的板桩码头在改变锚碇墙后填料的条件下进行了锚碇墙稳定的校准计算,计算结果表明, γ_d 取 1.15,锚碇板的稳定性符合结构设计精度的要求。2009 版规范修订时,对国内 14 个板桩码头进行了可靠度分析,将稳定验算表达式中的结构调整系数 γ_d 提高为 1.25。这个系数从概念上说,称为抗力分项系数似更合适,故将 γ_d 改为 γ_R 。

6.3.11.9 锚碇墙、锚碇板在拉杆力和墙后主动土压力作用下产生的位移,以前很少研究。为了解决这个问题,在室外进行了接近原型的试验研究,锚碇墙前采用工程中常用的抛石填料,试验得到了位移计算的水平抗力系数。

6.3.12 根据国外对板桩码头工程的观测,板桩码头锚碇点的位移一般为 20mm~40mm,最大达 70mm~80mm。为了使板桩码头的位移不致过大,影响使用,在本条中规定:锚碇桩和锚碇板桩在拉杆处的水平位移不宜大于 50mm,再加上拉杆受力伸长,使前墙锚碇点的位移能控制在 70mm~80mm 以内。

6.3.13.1 条文中式(6.3.13-1)和式(6.3.13-2)是根据叉桩中的压桩和拉桩的轴向变形推导出来的。

6.3.13.4 锚碇叉桩的位置必须位于前墙后土体主动破裂面以外,避免锚碇结构随主动破裂棱体一起滑动,才能保证锚碇结构起到锚碇的作用,从而才能保证码头结构的安全,避免造成经济损失,危及人的生命安全,故作为强制性条文。

斜拉桩式板桩码头计算

6.3.14 本条规定目的在于指出斜拉桩式的板桩墙与通常采用水平拉杆的单锚板桩相比,作用在墙上的土压力较小,但承受较大的轴向压力,并在实际工程中曾发生过因地基承载能力不足而造成码头位移过大的事故。

6.3.15 斜拉桩式板桩码头与一般常用的单锚板桩相比,不仅数量少得多,其受力状态也十分复杂。德国、日本和前苏联在 1960 年前、后即有各自的计算方法,但它们之间还有相当大的出入。我国自 70 年代以来所建造的 10 座左右这种形式的码头,虽也曾进行过两次实体观测,但所获资料有限。鉴于目前对于斜拉桩式板桩结构还没有一个普遍公认的较好计算方法,本次规范编制中,做了一些离心模型试验研究,提出了附录 L 的计算方法,但由于条件所限,试验不可能做很多,故提出的附录 L 只给出斜拉桩间距小于 3m 情况的计算方法。

遮帘式、半遮帘式板桩码头计算

6.3.16、6.3.17 遮帘式、半遮帘式板桩码头作为新开发的结构形式,至今没有成熟的计算方法。本次规范编制提出宜按考虑土体为弹塑性体的有限元法计算。为简化计算,提出附录 M 的简化计算方法。

卸荷式板桩码头计算

6.3.18 卸荷式板桩码头结构作为一种新开发的结构形式,至今没有成熟的计算方法。条文提出最好用考虑土体为弹塑性体的有限元法计算。为简化计算,提出了采用卸荷后的土压力,按单锚板桩的计算方法计算前墙内力和变位。

6.4 构件设计

前 墙

6.4.5 不同形式的钢板桩因其锁口位置不同,其截面系数的折减亦不相同。目前常用的 U 形(拉森)钢板桩有一般形式和组合形式两种断面,因其锁口位于断面的中和轴上,受弯时此处剪力最大,如锁口咬合不牢,受力后将发生错动使截面系数降低。在实际工程中对于一般型式钢板桩之间的锁口均不焊接,而只对组合形式钢板桩之间的锁口进行焊接,然后对其截面系数进行适当的折减。关于钢板桩截面的折减系数,本条采用 $\xi = 0.9$,系参考了有关资料提出的,如《港口水工建筑物》(人民交通出版社,1989 年)一书中提出:“U 形钢板桩的断面折减系数 ξ ,板桩顶不设帽梁并打入软土时 $\xi = 0.7$,设置刚性帽梁时 $\xi = 0.9$ 。锁口焊接时 $\xi = 1.0$ ”。

拉 杆

6.4.6 每延米拉杆力 R_a 是板桩结构计算中得到的,考虑到施工不均匀的影响,一般都将拉杆力 R_a 乘以受力不均匀系数 $\xi_R = 1.3 \sim 1.5$ 。国内曾对某些板桩码头的拉杆力进行实测,从实测结果看,拉杆力的分布不均匀性是存在的,因为其影响因素很多,在目前条件下还不可能消除这些影响,因此对拉杆力 R_a 乘以受力不均匀系数 ξ_R 作为设计拉杆力是比较合理的。

6.4.7、6.4.8 钢拉杆作为一个整体受拉构件,其各部分承载力应基本保持一致,即等强度设计。本规范只对钢拉杆杆体段强度验算进行了规定,并采用了设计者易于接受和掌握的表达式。拉杆的连接部位如端部的螺纹段和采用焊接工艺时的焊接部位,拉杆连接件(如张紧器、连接器、连接铰以及螺母、钢垫板)等,由于涉及内容繁多,使用时可参照有关规范进行验算。

锈蚀余量 Δd 的取值是参考了国内外资料确定的,考虑到螺栓连接部位的工作环境与杆体相同,故取螺栓连接部分的锈蚀余量 Δd 与杆体取一致。

7 重力式码头

7.1 一般规定

一般要求

7.1.2 根据南方某大型扶壁码头(墙后回填中砂)的原型观测结果,瞬时最大剩余水头为0.51m,一般为0.3~0.4m,该值基本在 $1/5 \sim 1/3$ 平均潮差范围之内,与《港口工程技术规范(1987)》之《重力式码头》(JTJ 215—87)相符,《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)及《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)仍作此规定,本次未予修订。

7.1.3 墙前波高小于等于1m时,波浪力对重力式码头的作用甚微,根据设计经验,可忽略不计。当墙前波高大于1m时,将对重力式码头的稳定性及基底应力产生不可忽略的影响,因此有必要考虑其作用,作为强制性条文。

7.1.5 近年来大型集装箱船、大型散货码头采用的岸边吊机越来越大型化,其轨道对变位要求也较高。新近的调查表明,重力式码头的水平位移和沉降在施工期间一般已基本稳定,特别是对于建造在岩基、半岩基或较坚硬持力层上的重力式码头,当岸机后轨有桩基支撑时,使用期间岸机的轨距和高程并无显著变化,对装卸作业影响不大。对于建造在一般地基上的重力式码头,使用期间的荷载活动仍可能产生一定程度的码头变位。因此,本条规定设计时要对引起码头变位的影响因素,例如土压力、基底应力分布情况、地基压缩性等以及轨道安装可预留调整变形的量值进行有针对性的分析,并采取相应的结构或施工措施,以减小码头在使用期间的变位,满足大型装卸机械设备正常运行的工艺要求。

岸机后轨轨道梁采用桩基支承是最常见的结构措施。当岸机轨距与大型沉箱结构尺寸相近时,也有采用支柱将后轨道梁支撑在沉箱结构后壁上的结构措施。

近年还有一些国内外大型重力式码头,采取施工期间在码头回填完成后堆载预压的措施先期完成使用期的码头变位。深圳大铲湾国际集装箱码头部分结构段(风化残积土地基)、沙特阿拉伯吉达港集装箱码头(细砂地基)和韩国釜山新港集装箱码头(经高置换率挤密砂桩加固的黏土地基)采取了在码头墙身顶面堆载预压的施工措施之后,效果都较好。

7.1.6 本条表7.1.6-1和表7.1.6-2分别给出构件材料重度、填料重度和内摩擦角的标准值,其值与《重力式码头》(JTJ 215—87)所列数值相同,但含义不同。按《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)规定,材料性能的标准值是结构设计中材料性能的代表值,标准值是永久作用的唯一代表值,按承载能力极限状态设计时,可变作用

也采用标准值。作用标准值是指设计基准期(或短暂持续期)内,作用的最大(或最小)值概率分布的某一分位值。为进行重力式码头稳定性可靠度分析,基本变量作用、材料和岩土性能等应作为随机变量考虑。码头墙后回填砂、抛石重度与内摩擦角的统计参数和分布模型,详见《港口工程结构可靠度》(人民交通出版社,1992)的第XIII篇“码头回填砂、块石的重度和内摩擦角统计分析”,其提出的中砂、粗砂统计参数见表7-1。

表7-1 中砂、粗砂重度及内摩擦角统计表

填料名称	重度 γ (kN/m ³)						内摩擦角 φ (°)		
	水上(湿重度)			水下(浮重度)			水上、水下		
	均值	标准差	变异系数	均值	标准差	变异系数	均值	标准差	变异系数
中砂	19.2	0.62	0.032	9.6	0.3	0.031	33.4	1.8	0.053
粗砂	19.2	0.62	0.032	9.6	0.3	0.031	38.8	2.9	0.075

抛石(10kg~100kg)内摩擦角统计参数均值为44.4°,标准差为2.6°。根据港工专家经验,对其统计参数作了调整,将调整后的参数作为块石内摩擦角统计参数,即抛石的内摩擦角均值取47.4°,标准差取2.6°,概型均服从正态分布。

7.1.7 重力式码头的混凝土强度若按耐久性要求配制,则水泥用量较多,实际混凝土强度常超出设计所需。因此,在确定重力式码头构件的混凝土强度等级时要合理利用由于考虑耐久性而提高的富裕强度,避免采用过高强度的混凝土。在体积较大的混凝土胸墙临水面,往往只有一些构造筋配置,不含结构配筋,按相关混凝土规范定义仍为素混凝土,如将其视为钢筋混凝土,则可能使用强度等级相当高的混凝土,从而引起胸墙混凝土水泥用量大增,更易于出现裂缝,对耐久性反而不利。

7.1.10 沿计算断面的摩擦系数设计值的选取依据如下。

(1)《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)修订中,就混凝土块体与抛石基床之间的摩擦系数 f 值进行了大比尺试验。在这以前的10余年来,航务工程界有关的科研、施工单位,总结了工程中出现的墙身滑移事故等实例,以及在制定《港口工程结构可靠度设计统一标准》(GB 5015—92)期间,进行了不少室内外试验,主要成果有:

①《重力式码头抗滑稳定设计研究》(天津大学,1996)

②《混凝土与碎石间摩擦系数统计分析》(《港口工程结构可靠度》(人民交通出版社,1992)第XIII篇)

试验的主要结论如下:

①混凝土块体与抛石基床之间的摩擦系数 f ,其均值为0.6,标准差可取0.024,概型为正态分布,如表7-2和图7-1所示。表7-2所指曲线编号与图7-1中的曲线相对应。图7-1中的粗线为床面细平,细线为床面极细平。可见床面为细平的 f 值略高于床面为极细平的。

② f 值与床面压强大小有关,呈现随压力水平上升而减小的趋势,而在压力水平较低的一定范围内变化稍有减少。到一定水平后, f 值减小率明显;超过某一水平后, f 值又逐渐接近某一渐近值,如图7-2所示。这种变化趋势与反向“S”形相似。

表 7-2 摩擦系数试验成果汇总表

曲线编号	基床床面		摩擦系数 与压强水平的关系	试验单位	完成年月
	石材	石质			
1	片石	花岗石	随压力升而下降	四航局、广航局	1973.4
2	碎石	花岗石	随压力升而下降	四航局、广航局	1973.4
3	二片石	石灰石	随压力升而下降	天津大学	1993.11
4	碎石	石灰石	随压力升而下降	天津大学	1993.11
5	二片石	花岗石	随压力升而下降	天津大学	1995.8
6	二片石	石灰石	随压力升而下降	一航局五公司	1993.11
7	碎石	石灰石	随压力升而下降	一航局五公司	1995.12
8	碎石	石灰石	基本不变	四航局科研所	1990.1

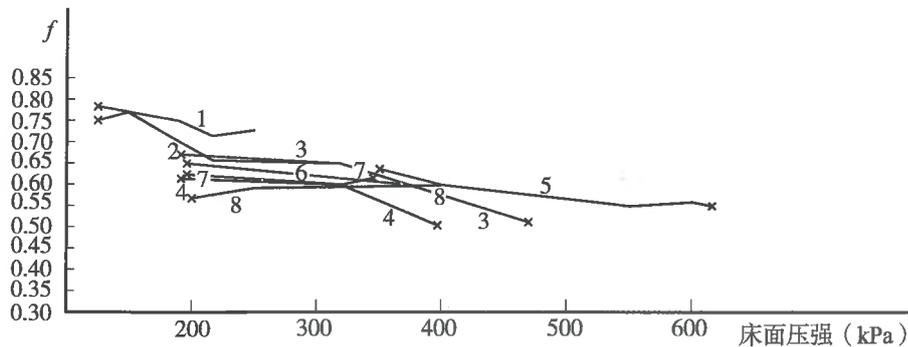


图 7-1

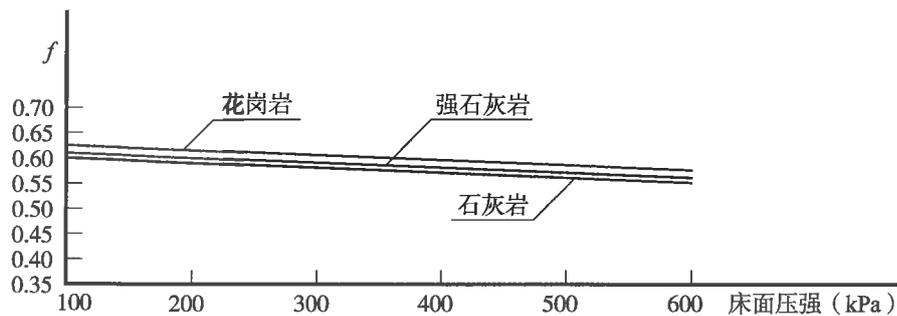


图 7-2

由图 7-1 及图 7-2 可知,当平均压强大于 350kPa 时, f 值小于 0.6,由此提示我们:

①在开敞式重力式码头设计中,当床面平均压强较大时,适当降低 f 取值较为合理。为了慎重,本条表 7.1.10 的注②中界定为“基床面平均压强大于 300kPa 时可适当降低”。事实上,基床面平均压强大于 300kPa 的码头并不多见。

②有掩护水域的重力式码头(指具有良好天然掩护或人工掩护防风浪水域内建设的码头)的基床面平均压强一般在 300kPa 以内, f 值用 0.6 是安全的,特别是对于中、小型码头,其基床面压强较低,安全储备相应较大。

(2)混凝土块体与抛石基床顶面间的摩擦系数 f 取 0.6 是源于《重力式码头》(JTJ 215—87),它是在采用综合安全系数的条件下运用的,经校准,它相当于 $[f] - \eta\sigma =$

0.6,是具有一定保证率的。

(3)通过沿胸墙底面或各层方块底面抗滑稳定性可靠度分析,认为混凝土与混凝土之间的摩擦系数 f 均值取0.55,标准差取0.022是合适的。求出该摩擦系数 f 的设计验算点值大于等于0.5,与《港湾设施技术标准·解说(修订版)》(日本港湾技术协会编)推荐的0.5基本相同。

(4)通过沿基床底面抗滑稳定性的可靠度分析,确定抛石基床与地基土为粗、细砂间的摩擦系数统计参数均值为0.55,标准差为0.022;抛石基床与地基土为黏土、粉质黏土之间摩擦系数 f 的均值为0.375,标准差为0.015。上述 f 的概型均服从正态分布。

(5)近10余年来,在一些有较严重回淤影响的港区相继建成了一批重力式码头,在墙身构件安装前,抛石基床顶面难以“清淤务尽”,为此,设计中 f 值有所降低。本条表7.1.10的注②对落淤的考虑就是基于上述经验而确定的。

(6)在《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)修订中进行抗滑稳定性校准计算时,摩擦系数 f 不考虑分项系数,因此在本条表7.1.10中给出的是设计值。

基底摩擦系数在《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)中(不考虑分项系数)是协定的,设计值与标准值为同一量值。在按JC法进行的可靠指标 β 较准计算中已考虑了其标准值和变异系数。

(7)本条表7.1.10增列的注③给出了地基为抛石体时的基床底 f 值,以配合执行本规范第7.1.12条和第7.2.6条的需要。这种情况下 f 值介乎本条表7.1.10的注①中混凝土与浆砌石 $f=1.0$ 和本规范第7.7.16条无底圆筒内填石与经碎石整平的抛石基床的 $f=0.65$ 之间。从本条说明的表7-2和图7-1中可知抛石与二片石之间的 f 值已接近0.75。故本规范根据有、无夯实的情况,将抛石与抛石之间的摩擦系数值分别定为 $f=0.85$ 和 $f=0.75$ 。这样规定与本规范的其他 f 值规定较相协调。

作用及作用组合

7.1.11~7.1.16 按《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158)的规定,分别列出重力式码头按承载能力极限状态以及正常使用极限状态的相应组合的计算和验算项目。

码头稳定性验算与构件的计算和验算要求与《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)基本相同,但第7.1.12条(3)中取消了原来对基槽底面进行水平抗滑验算的规定。因为当基床底面与基槽底面不为相同界面时,基槽内必有换填地基处理,此时按整体稳定性验算更合适。

7.1.17 码头墙后土压力标准值的计算方法与《重力式码头》(JTJ 215—87)基本相同,但含义不同。《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)修订中,曾对无粘性填料的土压力计算模式的不定性进行了研究。通过大量模型试验和非线性弹塑性有限元分析,综合物模和数模研究,天津大学提出了《刚性挡土墙主动土压力统计分析》研究报告。该报告提出,采用库仑理论计算重力式码头墙后主动土压力与精确解基本吻合,其计算模式不定性的均值为1.0,变异系数为0.02,概型符合正态分布。计算时应注意以下两点:

(1)主力土压力分为永久作用 E_n 和可变作用 E_{qn} ,前者是由墙后填料所产生的土压

力,后者是由地面上的荷载所产生的土压力;

(2) 在计算土压力标准值时,所采用参数均采用标准值;

(3) 由于直接浇筑在岩基上的码头,其墙身变位不能完全满足产生主动土压力的变位要求,故不能按主动土压力计算。本项规定是参考《土压力与挡土墙》(W. C. 亨廷顿)和美国铁路工程学会手册的相关规定,在 1975 版的重力式码头规范中做出的。美国铁路工程学会手册规定,挡土墙建造在岩石上不能自由位移时,计算的主动土压力增加 25%。这种情况只在于施工建造的码头中可能遇到。

7.2 一般构造

基础与基槽

7.2.2 岩石地基是指具有明显岩石特征,强度高,在自然条件作用下比较稳定,可作为建筑物基础的岩基。现场浇筑混凝土包括干地和水下浇筑。对于预制安装结构,由于岩石开凿凹凸不平,故规定以二片石(一般为粒径 80mm ~ 150mm 的小块石)、碎石整平,目的在于避免预制件底板与凸出的岩石处于点接触不良状况。

7.2.3 对非岩石地基,由于水下安装预制构件的需要,抛石基床起着扩散应力和整平基础两方面的作用。即使非岩石地基承载能力已能满足设计要求,但为了整平基础也需设置块石基床。规定基础埋深不宜小于 0.5m,主要是考虑到码头投产后回淤挖泥时会有超深。

7.2.5 10kg ~ 100kg 基床块石最大尺寸约 0.5m。对于有应力扩散要求的基床,当计算厚度小于 1m 时,亦取 1m,以保证能抛两层块石,满足应力扩散要求;对于无应力扩散要求的基础,为整平基槽,至少需抛 1 层块石,故规定其厚度不小于 0.5m。

7.2.6 近年来在深基槽、厚抛石上建造重力式码头的工程实例越来越多,有的基槽深度甚至超过 20m,与过去的经验有了很大差异。为合理地区分作为墙体基础结构的基床和以下的换填地基,本条规定了基床以下的抛石可按换填地基处理,以免基槽因超厚基床而不合理地过度扩大底宽,增大工程费用。

7.2.7 基床底宽是根据基床顶面应力扩散到地基面的范围而确定的。

墙侧无填土时,水平力多为可变作用,故不考虑基床顶面合力的倾斜影响,规定墙左右两趾处的应力按对称扩散,其扩散范围均取基床厚度 d 。

墙后有填土的重力式墙,水平力是持久作用,基床顶面合力一般是向前倾斜的,应力扩散将不对称。根据实践经验与弹性地基应力分布计算,确定基床扩散到地基的应力分布总宽度 $L \geq B + 2d$;其前趾扩散范围近似取 $1.5d$,后趾扩散范围近似取 $0.5d$ 。

7.2.9 水下抛石基床的密实方法,国内外工程界采用的有重锤夯实法、自行沉实法、预压法和爆破密实法(简称爆夯法)。我国应用重锤夯实法技术成熟。

近 10 余年来,采用爆破密实水下抛石层的方法(爆夯法)处理水下抛石基床的工程实例已越来越多,效果良好,工程经验十分丰富,因此作为规范推荐采用的方法之一。

7.2.10 根据实践,有些地方的中小型码头,在地基好、基床薄、结构整体性好、码头使用

荷载小时,基床未经夯实亦不影响使用,因此也有些中小型码头基床不夯实。不需夯实的基床其肩宽构造要求低于有夯实时要求。

7.2.11 重力式码头墙前若被冲刷,将使墙前被动土压力区域受损,严重影响码头的安全稳定。因此,一定要采取措施予以防止。

7.2.12 根据厚基床抛石的工程实践,适当放宽基床表层 2m 以下的块石重量比较符合实际,事实上对基床质量并无不利影响。

7.2.14 对松散砂基或换砂处理地基采用二片石垫层的目的是为了减少夯沉量。

7.2.15 基槽中抛石基床以下的换填抛石是作为换填地基看待的,因此对其块石的强度和规格要求可以略低于作为基础结构的夯实基床。经过爆夯密实的换填抛石,其承载能力和工后沉降均会优于换填砂。换填抛石在爆夯中即使有些破碎,也不会对换填地基的总体承载能力有太大的影响。

7.2.16 对于夯实基床,因施工完毕,基床压缩量也已基本完成,故只预留地基沉降量。

对于不夯实基床,在码头使用过程中基床还会发生压缩沉降,其沉降量目前尚无成熟计算方法。基床顶面预留倒坡,是为了保证码头在使用时期不发生前倾,预留量需根据实际情况和经验决定。

墙身与胸墙

7.2.17 本规定是针对设置前趾(且高出基床面)的码头而言的,目的是防止船底碰撞码头前趾。舳龙骨示意图如图 7-3 所示。

7.2.18、7.2.19 重力式码头将温度缝与沉降缝合二为一,称为变形缝。设置变形缝的目的是为了避免温度变化和地基不均匀沉降对码头结构造成不良影响,对码头结构的正常使用至关重要。变形缝常用沥青砂板、沥青木板等弹性材料填充,但变形缝填充料不能作为防漏砂措施,故在本规范第 7.2.36 条中做出变形缝处仍应设置倒滤层的规定。

7.2.20 码头端部在顺岸方向做成斜坡是为了便于码头以后接长。

码头端部设翼墙,适用于码头不再接长的情况,但要防止翼墙不均匀沉降和变形,故规定设置变形缝。

7.2.21 卸荷板是一个重要构件,需经计算配置钢筋。考虑目前码头向大型化发展的趋势,根据过去的经验,卸荷板悬臂长度和厚度的参考尺度比《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)均有所增加。

7.2.23 扶壁、沉箱和空心块体的构件转角处均属刚性连接,需传递弯矩,是应力集中处,易产生裂缝,为了防止裂缝产生,要求设置加强角补强。

7.2.26 本条规定主要是用于大型墙身结构,例如大型沉箱等。当墙身构件沿码头纵向长度较大时,在混凝土胸墙增设变形缝是近年工程实践经验,有利于提高胸墙刚度,减少

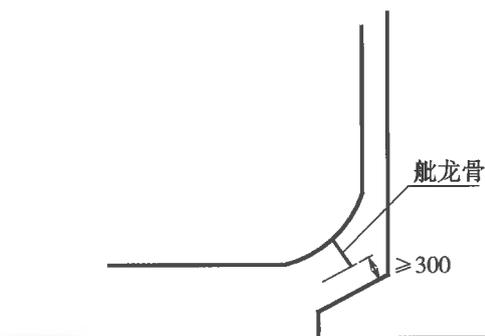


图 7-3 舳龙骨示意图(单位:mm)

开裂。

7.2.27 胸墙起着将水下预制安装构件连成整体的作用。在已经建成的码头中,由于胸墙断面单薄、未配筋或预制胸墙块体没有采取足够的联结措施,在遭受船舶撞击力、波浪力作用和地基沉降作用时,有造成胸墙断裂、破损以致倾倒的事例。因此,规定对单薄胸墙要计算配筋。

7.2.29 胸墙底宽一般根据抗倾、抗滑稳定性计算确定,但对于某些结构则主要取决于下部结构的构造要求,例如扶壁码头胸墙底宽不应小于肋板顶宽。对胸墙顶宽不小于0.8m的规定,主要是考虑抵抗船舶撞击力。采用浆砌石胸墙的中小型码头,顶部至少砌2块块石,故规定顶宽不小于0.5m。

墙后回填和倒滤层、倒虑井

7.2.32 重力式码头回填材料一旦流失,势必严重影响码头的正常使用,进而危害码头的安全稳定。因此,一定要采取倒滤措施以防止回填材料的流失。

7.2.34、7.2.35 为了减小墙后的土压力,在墙后一定范围内抛填内摩擦角较大的材料,这部分抛填材料构成的棱体为减压棱体。为了节省棱体材料,棱体可分级,但分级过多将造成施工繁复,降低施工速率,不一定经济合理。

7.2.36 《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)对棱体顶面高出墙身不应小于0.3m的规定,是为了避免抛石棱体沉降后,回填土从墙身缝隙中流失。本规范修订提高到不应小于0.5m是适应重力式码头大型化的实际情况,对中小型码头防止漏砂也更有保障。

7.2.38 碎石倒滤层做法有分层和不分层两种,两种做法效果都好。倒滤层大部分是水下抛筑,不分层施工比较方便,分层倒滤层水下抛筑时的分层厚度比较难控制。

7.2.39 土工织物是一种新型的工程建筑材料,具有良好的透水性和阻止颗粒通过的性能,并且具有施工方便、造价低等优点,但单独使用作倒滤层较易损坏,因此在重力式码头中采用与土工织物结合使用的碎石倒滤层日益增多。有关土工织物的技术指标在《水运工程土工合成材料应用技术规范》(JTJ 239—2005)已有规定。

7.2.40 坡度1:1和1:1.5的规定是根据实测数据确定的,不受波浪作用的抛石休止角约45°,碎石水下休止角约为35°。

7.3 结构与构件计算

码头稳定性验算

7.3.2 ~ 7.3.5 7.3.2和7.3.3两条给出重力式码头抗滑稳定性极限状态的设计表达式,要求设计保证作用组合的设计值 S_d 小于或等于结构抗力设计值 R_d 。

当有2个或2个以上可变作用参与作用组合时,则最大作用者为主导可变作用,其他为非主导可变作用,如式(7.3.2-1)中可变作用土压力大于可变作用系缆力,则前者为主导可变作用。由于2个或2个以上可变作用标准值同时出现的几率非常小,故非主导可

变作用乘以小于 1.0 的作用组合系数。根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010),对持久组合港工结构非主导可变作用组合系数取 $\psi = 0.7$,短暂组合取 $\psi = 1.0$ 。

有关重力式码头抗滑稳定可靠度分析的内容详见《港口工程结构可靠度》(人民交通出版社,1992)第 X XI 篇“重力式码头抗倾、抗滑稳定的可靠度分析”。根据当时提供和掌握的各随机变量的统计参数,对 10 座已建成的各类结构形式的重力式码头的核算结果表明,按原设计断面沿墙抗滑稳定可靠度指标均大于 4.0,其相应的安全系数 K_s 也均大于 1.3。为推求目标可靠度 β_s ,对现有结构设计规范进行了校准,即按 $K_s = 1.3$ 时所需具备的结构断面对上述码头断面予以调整,求出 β_s 为 2.8 ~ 4.5,墙后抛石的码头 β_s 均小于 3.5,墙后回填中砂的码头 β_s 均大于 4.0。在《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)修订时,调整了 φ 角的统计参数,其均值取 47.4°。根据对 17 座已建成的码头校准计算结果表明,沿墙底面、胸墙底面、各层方块底面和基床底面的抗滑稳定 β_s 均大于 3.5。

《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)修订中,对原有案例和新增案例再次进行了 β_s 校准计算(详见专题研究报告《重力式码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标 β 与安全系数 K 的统计关系及 β 的近似计算》)。当 $K_s = 1.3$ 时 β_s 为 3.0 ~ 4.4,总体平均为 3.6,其中带卸荷板方块或空心块体、沉箱(墙后全填石)码头的 β_s 为 3.02,墙后全填砂的扶壁码头的 β_s 为 4.35。填石的变异性高于填砂的变异性是出现上述差异的主要原因。校准计算的结果与《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)基本一致。

根据下列公式可得出各分项系数的理论值。

$$\gamma_R = R_K / R^*$$

$$\gamma_G = S_G^* / S_{CK}$$

$$\gamma_Q = S_Q^* / S_{QK}$$

式中 γ_R ——结构抗力分项系数;
 γ_G ——永久作用分项系数;
 γ_Q ——可变作用分项系数;

R_K, S_{CK}, S_{QK} ——分别为结构抗力标准值、永久作用标准值和可变作用标准值;

R^*, S_G^*, S_Q^* ——分别为可靠度分析时得出的结构抗力设计验算点值、永久作用设计验算点值和可变作用设计验算点值。

根据上式并采用最小二乘法求出的最优分项系数存在以下问题:永久作用土压力分项系数因填料不同而异,抛石为 1.35,回填中砂为 1.25;还因滑动计算面不同而异,如沿墙底面为上述值,而沿胸墙底面则与填料无关,均为 1.1;沿墙底面抗滑计算时,可变作用土压力分项系数与填料也无关,均为 1.25,但与沿胸墙底面的比较又有差异。

按《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)规定,分项系数确定的原则是:同一作用对各种构件均取相同的作用分项系数,各个作用有各自的分项系数。参考国外资料,依据编写组的工作成果,经港工专家研究确定,持久组合时永久作用土压力分项系数和可变作用土压力分项系数均取 1.35;持久组合采用极端高低水位时,永久作用土压力分项系数均取 1.35,可变作用土压力分项系数取 1.25;短暂组合时永久作用土压

力分项系数均取 1.35,可变作用土压力分项系数取 1.25。

波浪力是作用在重力墩式码头上的主导可变作用,波压力标准值按《港口与航道水文规范》(JTS 145)的有关规定计算。波压力和波浪浮托力是相关的,其分项系数应相同。

对北方某煤码头和南方某液化气码头的可靠度分析结果表明,波压力和波浪浮托力是相关的,根据直立式防波堤的设计经验,确定波压力分项系数为 1.2~1.3。考虑《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)确定作用分项系数的原则,持久组合采用设计高水位的波压力和波浪浮托力的作用分项系数均取 1.3,持久组合采用极端高、低水位时均取 1.2,短暂组合时均取 1.2。波谷作用时波浪力的分项系数取值与波峰作用时相同。

采用表 3.2.6 所列作用分项系数,验算实际工程均符合 $S_d \leq R_d$ 的要求。

7.3.4、7.3.5 该两条给出重力式码头抗倾稳定性极限状态设计表达式。

根据研究结果,按原设计断面对墙底前趾得出的抗倾可靠指标 β_0 绝大多数都远大于 4.0,安全系数 K_0 也很大。只有断面宽高比偏小的青岛某码头(Ⅲ级建筑物) $\beta_0 = 3.2$, $K_0 = 1.48$,也略小于现行规范的值 1.5。按 $K_0 = 1.6$ 校准计算,求得 β_0 均大于 3.5,符合《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)目标可靠指标的要求。

在《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)修订过程中,通过试验、计算分析对一些随机变量的统计参数作了调整,除上述抛石 φ 的均值作了调整估计外,抗倾力矩计算模式的不定性也有所修正,其均值由 0.897 改为 0.887,标准差由 0.071 改为 0.049。其墙底和胸墙底前趾的抗倾稳定 β_0 均大于 4.0。

《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)修订再次对 β_0 作了校准计算,情况与前述 β_0 校准计算相同。校准结果表明,当 $K_0 = 1.6$ 时 β_0 为 3.7~4.8,总体平均为 4.1,其中墙后全填石的情况 β_0 为 3.71,墙后全填砂的扶壁码头 β_0 为 4.81,与《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)的校准计算结果基本一致。

由于考虑了抗倾计算模式的不定性以及抗倾目标可靠指标较高,在抗倾极限状态设计表达式中采用了高于抗滑的结构系数 γ_d ($\gamma_d = 1.25$)。 γ_d 起着结构调整系数的作用。

采用表 3.2.6 所列作用分项系数,验算实际工程均符合 $S_d \leq R_d/\gamma_d$ 的要求。

7.3.6 《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)颁布实施以来,重力式码头的稳定性按以分项系数表达的概率极限状态设计方法验算已积累了十年经验,设计人员对可靠性设计的理念已有较深入的理解并较熟练应用。为使可靠性设计在重力式码头稳定性验算中更推进一步,《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)修订进行的专题研究和校准计算表明,在重力式码头稳定性验算中,采用 JC 法直接求取可靠指标 β 以检验其可靠性是完全可行的。

本规范现用的一系列分项系数是在随机变量的一些既定统计结果的基础上,经过对多个工程实例的可靠指标 β 与分项系数 γ 的校准计算确定的,安全水平总体上满足《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)要求,但其技术覆盖范围有一定限制,一旦涉及与原来统计结果差异较大的作用和抗力,再使用本规范给出的分项系数就会有一定风险。此时,只有用更符合实际的作用与抗力的统计结果直接用 JC 法进行验算,

才可保证重力式码头的安全水平。即使现有的各项统计结果仍可应用,但用本规范附录 R 的 JC 法直接求得稳定性可靠指标 β 则可以给设计人员一个直观的、量化了的可靠性水平指标,更有利于积累设计经验,这是分项系数法所欠缺的。为此,本规范增订了此条文,并给出了相应的附录 R。

7.3.7 本条考虑 EE' 面上的被动土压力作为抗力的一部分,其考虑原则与《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)相同,但按第 7.1.21 条计算求得的被动土压力是标准值乘以折减系数 0.3。

本条图 7.3.7 关于沿基床底水平滑动稳定性计算图式在规范修订中作了改变。多年来沿用的 45° 斜切基床的计算图式对有墙后填土的重力式码头沿基床底水平滑动稳定性计算是不合理的。《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)修订中所作的专题研究《重力式码头抛石基床滑移破坏计算模式研究》的研究结果表明,抛石基床中的土压力不能忽略,应在水平滑动稳定性验算中按主动土压力计入。按本规范规定的计算图式对有代表性的已建稳定的重力式码头进行了验算,其结果列于表 7-3。验算结果表明计算图式符合工程实际。

表 7-3 重力式码头典型案例沿基床抗滑稳定性验算结果汇总表

码头名称	码头结构	基床状况	抗力设计值/ 作用组合设计值 (最小值)	验算面及高程
广州南沙港区二期工程 7#泊位	重力式沉箱结构,前 沿高程 -17.5m,墙后 有小抛石棱体	暗基床厚 14m 砂土地基	1.321 > 1.0 1.335 > 1.0	沿基床顶面(-17.0) 沿基床底面(-31.0)
洋浦港三期工程	重力式沉箱结构,前 沿高程 -13.5m,墙后 有全抛石棱体	明基床厚 6m 粉质黏土地基	1.70 > 1.0 1.41 > 1.0 1.11 > 1.0	沿基床顶面(-13.5) 沿基床中部(-16.5) 沿基床底面(-19.0)
北方某综合港区一期 工程	重力式沉箱结构,前 沿高程 -6.5m,墙后 有大抛石棱体	暗基床厚 11.2m 砂质黏土地基	1.45 > 1.0 1.61 > 1.0	沿基床顶面(-6.5) 沿基床底面(-17.7)
广州南沙港区一期 工程	重力式沉箱结构,前 沿高程 -17.0m,墙后 全回填砂	暗基床厚 6.0m 细砂地基	1.31 > 1.0 1.13 > 1.0	沿基床顶面(-17.0) 沿基床底面(-23.0)
潮州大唐电厂大件 码头	重力式沉箱结构,前 沿高程 -9.7m,墙后 有抛石棱体	暗基床厚 8.9m 砂质黏土地基	1.50 > 1.0 1.33 > 1.0	沿基床顶面(-8.6) 沿基床底面(-17.5)
深圳电厂卸煤码头	重力式沉箱结构,前 沿高程 -14.0m,墙后 顶部有小抛石棱体	暗基床厚 7.5m 换填中粗砂地基	1.76 > 1.0 1.30 > 1.0	沿基床顶面(-14.0) 沿基床底面(-21.5)
深圳大铲湾港区集 装箱码头一期工程	重力式沉箱结构,前 沿高程 -18.0m,墙后 有抛石棱体及填砂	暗基床厚 5.0m 全风化岩地基	1.90 > 1.0 (出坡点从基床顶算) 1.88 > 1.0 (出坡点从基床底算)	沿基床底面(-23.0) 沿基床底面(-23.0)

抛石基床内墙踵下垂直面上的土压力比较复杂,专题研究中数值分析的结果是略大于主动土压力,而物理模型模拟试验测定的结果是略小于主动土压力,因此在假想垂直墙面上采用主动土压力只是一种简化近似处理,并不意味着抛石基床内有符合库仑或朗金土压力条件的墙面。因此,在墙背后有减压棱体时,上述案例出坡点的计算仍以墙底(基床面)起算。表 7-3 的最后一个案例(深圳大铲湾港区集装箱码头一期工程)是颇有代表性的断面,其计算结果表明,一般情况下沿基床顶面的抗滑稳定性验算结果受出坡点不同算法的影响不大。

7.3.8 有关基床承载力的规定说明如下:

(1)抛石基床的承载力设计值 σ_R 与下卧土层的类别(岩基或非岩基)、基床厚度和作用应力的正压、偏压有关。《重力式码头》(JTJ 215—87)根据原苏联资料,笼统地定为 $\sigma_R = 600\text{kPa}$ 。这个限值对于有掩护水域的重力式码头,因其作用于床面的最大应力 σ_{\max} 一般均小于 600kPa ,所以能满足规范要求。

但是,近年来码头在向开敞、深水、大吨级方向发展,已建的一些开敞式重力墩式码头, σ_{\max} 已超过了 600kPa 。例如山东某港 10 万吨级煤码头,其最大床面压强接近 750kPa ;大连某原油码头设计中注明,正常情况下 $\sigma_{\max} \leq 800\text{kPa}$,地震时 $\sigma_{\max} \leq 1200\text{kPa}$ 。这些码头建成以来的情况正常。

(2)《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)修订过程中,天津大学进行了专题研究,提出了《孤立墩抛石基床承载力试验报告》(1993.3)。该报告建议,在没有水平力作用,仅为中心或偏心受压时,基床承载力值按地基土分别取 σ_R 值。

①岩基或砂基:中心压 $\sigma_R = 1150\text{kPa}$ (变异系数 $\sigma = 0.143$,正态分布,保证率 98%)

偏心压 $\sigma_R = 1050\text{kPa}$ (变异系数 $\sigma = 0.136$,正态分布,保证率 98%)

②其他地基:中心压 $\sigma_R = 920\text{kPa}$ 偏心压 $\sigma_R = 840\text{kPa}$

(3)根据某些国外经验,对低硬度破碎岩床的地基容许承载力,推荐采用 $10\text{t}/\text{ft}^2$ (折合为 1076kPa)。破碎岩床类似于岩基上分层夯实的抛石基床,其材质饱水后的抗压强度按本规范第 7.2.13 条定为不低于 50MPa ,比一般的低硬度破碎岩床强度高。因此,《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)给出的抛石基床承载力设计值为 600kPa 是偏于安全的。

(4)为了确定基床承载力设计值,1993 年 10 月,原交通部基建司在天津召开了专家会议。出于慎重,《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)定为:一般用 $\sigma_R = 600\text{kPa}$ 。此规定可以满足重力式码头中绝大部分工程的设计需要。至于位于开敞水域的大型重力墩式码头,作用于基床的应力较高,但这类码头通常都建在岩基或坚硬土层上,该会议上确定 σ_R 值可酌情提高。从工程实例分析,对开敞式的墩式码头提高到 800kPa 是够用的。水深较深的岸壁式码头,基床应力有可能超过 600kPa ,但地基承载力较高时,也有采用 $\sigma_R > 600\text{kPa}$ 的实例。所以《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)定为“墩式码头或地基承载力较高时,可适当提高,但不应大于 800kPa ”。本规范对此未作修订。

7.3.13 本条给出的换填抛石承载力设计值是采用经夯实的抛石基床与中密卵石的承载

力设计值之间的值。参考《水运工程地基设计规范》(JTS 147—2017)附录 G 表 G.0.3-2, 中密卵石的承载力设计值为 400kPa ~ 640kPa(合力倾斜度 $\tan\delta = 0.2$ 时)。故本条对基槽换填抛石的承载力设计值定为经夯实 550kPa, 未经夯实 450kPa。由于抛石的内摩擦角 φ 较大于卵石, 所以这样取值是偏于安全方面的。

7.3.14 由于深基槽内有换填地基处理时, 换填材料与地基之间的介面相对软弱, 因此做出也需进行整体复式滑动稳定性验算的规定。

7.4 方块码头

实心方块码头

7.4.1 带卸荷板的重力式码头结构在我国广为采用。国际上对卸荷板的卸荷作用一直存在异议, 但根据我国近 40 年来大量建港实践和多次室内模型试验表明, 卸荷效应是存在的。设计中采用带卸荷板的码头(特别对大型码头)可以达到减少墙身断面的目的, 取得好的经济效益, 同时实践也证明这种形式的码头是安全可靠的。

7.4.3 实心方块外轮廓尺寸的规定, 是根据经验制定的。满足这一规定时, 可以将块体视为刚性而无需进行承载力验算。

7.4.5 带卸荷板的码头, 特别是卸荷板后悬较长的深水码头, 由于后倾稳定不足或后踵应力过大, 已发现有后倾变化难以恢复的实例。因此, 要求进行后倾验算(包括施工期墙后未回填的情况)。

空心块体码头

7.4.8 ~ 7.4.11 空心块体码头是我国 20 世纪 50 年代末 60 年代初发展起来的一种码头结构形式, 已有 50 多年百余座码头的建设经验(多为中小型码头)。由于其构造与计算同实心方块码头有所不同, 故从方块码头中分离出来单独作为一种结构形式给予规定。空心块体特指素混凝土或无底钢筋混凝土空心构件, 素混凝土空心块体一般仅在趾板、底板和吊孔周围等局部范围配置钢筋。

由于施工起重船舶已日趋现代化、大型化, 空心块体码头多采用一次出水的单层空心块体断面, 本规范亦推荐这种形式。这种单层空心块体多为素混凝土结构, 壁板较厚(厚度大于 400mm)。工程实践中也有少量有底空心块体的壁板配置钢筋。

根据工程实践, 卸荷板压两块方块易造成卸荷板纵向裂缝, 故规定了卸荷板不宜压缝设置。

7.4.12 本条中式(7.4.12-1)是根据空心情况和作用于块体上的荷载特点, 用与实心方块尺寸对比相似的方法, 经分析推导出来的。

7.4.17 对于一次出水的单层大型素混凝土空心块体, 工程实践中有在吊孔高度处一定范围结合吊孔局部承载力计算设置圈梁的做法, 带吊筋的钢套管也在多处万吨级混凝土空心块体吊装中获得成功应用。其中华东某万吨级件杂货码头, 单件重达 470t 的素混凝土空心块体, 采用圈梁与带吊筋钢套管的吊孔相结合, 经吊装实践及原型观测验证, 效果

颇好。

7.4.18 垂直缝安装宽度随着吊装件高度增加而有所增大,过窄的设计缝宽难以实施,故规定一个下限;但又不宜放的过宽,故规定一个相对的上限。垂直缝安装宽度是反映在设计图纸上的设计宽度,是为设计构件长度和控制码头总长而定的。实际安装的各缝宽可能大于或小于设计缝宽值,但其安装平均宽度应由设计缝宽控制,并满足施工安装偏差要求(以下扶壁等类同)。

7.4.20、7.4.21 根据施工实践,一次出水的单层块体当长度小于高度的 $1/3$ 时,将不利于安装或临时存放时的侧向抗倾稳定。粘结力 5kPa 的数值是根据试验结果确定的。

7.5 扶壁码头

7.5.1 对于需开挖基槽抛填基床安装扶壁构件的码头,设置尾板(即翘尾扶壁)可以减少开挖和回填工程量。

7.5.11 根据对大型扶壁起吊重力及对吊孔作用力的原型试验分析,场地粘结力与吊装时的冲击力不必同时与自重力叠加,而只取其大者叠加。

7.6 沉箱码头

一般要求

7.6.2 对于墩式码头,圆形沉箱和方形沉箱比较,前者承受水平力无方向性,受力状态好,节省材料。据实践统计,圆形墩比相应的方形墩节约造价 20% 左右。所以,本规范推荐使用圆形沉箱。

7.6.5 根据调研结果,有些大型沉箱虽然满足计算要求,但在出运、安装过程中整体刚度不足,容易产生裂缝,影响耐久性。因此,规范做了相关的规定,根据施工中可能出现的工况,在构造上采取适当的加强刚度措施。对大型沉箱除按承载能力确定外壁、底板厚度外,在构造上适当加大外壁、底板厚度可提高箱体刚度和混凝土的抗裂能力。

7.6.6 大型薄壁沉箱上段的刚度相对最低,适当增加该部位构造钢筋的配置也可提高该部位的刚度和抗裂能力。

7.6.7 本条是针对某些大型沉箱配筋间距过于紧密,影响混凝土浇筑质量的实际情况而做出的规定。

岸壁式沉箱码头

7.6.14 沉箱的浮游稳定涉及施工安全,若浮游不稳定将会发生重大安全事故。因此,事前验算沉箱的浮游稳定性是必要的,故作为强制性条文。

7.6.15 ~ 7.6.17 关于定倾高度 m 值的规定说明如下:

(1)对 m 值的规定,目的是为了下水、临时存放及拖运安全,但不宜规定过严,因为理论上只要 $m > 0$ 即可。采用密封舱顶时, m 可以小一些,但不密封舱顶时也不宜过大。因为 m 值过大,虽然稳性好,但势必加大沉箱吃水,由此拖轮的功率要加大,航道水深要求

增大,是不经济的。

(2)《重力式码头》(JTJ 215—87)中,远程浮运的 m 下限值规定为 $m \geq 0.3\text{m}$ 。根据之后 10 年部分实践资料的统计分析, m 值的实际采用值有较多案例为 $0.5\text{m} \sim 0.6\text{m}$ 。

我国北方海区部分案例远程拖运沉箱定倾高度 m 值统计见表 7-4。

表 7-4 远程拖运沉箱定倾高度 m 值统计表

m 值范围	0.50 ~ 0.55	0.56 ~ 0.60	0.61 ~ 0.65	0.66 ~ 0.70	0.71 ~ 0.75	0.76 ~ 0.80
N (个数)	12	25	9	0	3	1

《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)据此对条文中 $m \geq 0.3\text{m}$ 进行了修改,修订为固体压载时 $m \geq 0.4\text{m}$,液体压载时 $m \geq 0.5\text{m}$ 。在《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)修订调研中,发现在某些海域因航道水深不够,难以执行上述标准,实际上仍沿用了《重力式码头》(JTJ 215—87)的规定值,也没有因此而造成事故。《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)修订结合上两版规范,并参考近年实际操作经验对远程浮运再次作了修订,即固体压载时 $m \geq 0.3$,液体压载时 $m \geq 0.4$ 。这样规定既在《重力式码头》(JTJ 215—87)的基础上提高了安全性,又比《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)更适应各种海区、海况的施工实际。

(3)对近程浮运中的 m 值,鉴于几十年来 m 值采用 $\geq 0.2\text{m}$ 没出问题,现在船机设备性能比过去好,经验也多了,故维持 $m \geq 0.2\text{m}$ 的规定。

为了适应工程实际需要,规定了无隔墙圆形沉箱的惯性矩的计算式。对于有扇形隔墙的圆形沉箱虽已有工程实例,但由于经验尚少,其定倾半径计算方法尚未能纳入本规范。

7.6.19、7.6.23 此两条条文规定关乎沉箱结构的承载能力验算是否能保障结构安全,考虑的作用一定要全面,不可疏漏。近年来沉箱后壁承受其上轨道梁荷载的情况时有发生,故规范增加了需考虑这一作用的内容。

墩式沉箱码头

7.6.26 由于开敞式孤立墩墩底反力较大,沉箱趾设计稍长一些合适。参考部分已建沉箱码头的经验,本条规定趾长不大于 2m 。圆沉箱外壁、底板及隔墙的构造厚度,也是参考已建工程的经验而规定的。

7.6.27 本条是为了保证墙的整体性和稳定性所采取的技术措施。

7.6.28 在两墩胸墙间采取联结措施,例如联系梁等,是为了增加孤立墩的刚度和稳定性。

7.6.29 孤立墩的变位与岸壁式墙身不同,其变位主要由可变的动力作用产生,而不是由持久的静力作用产生。

7.6.30 鉴于近年数值分析技术的迅速发展,本规范将按空间问题采用数值分析方法作为沉箱、扶壁及圆筒等结构的推荐使用的方法,以期推动设计技术进步。

开孔沉箱

7.6.33、7.6.34 开孔的位置规定在直立墙壁设计水位附近,是因为该处波能集中。开孔

的形式有圆形、椭圆形和矩形。从结构受力的角度,圆形或椭圆形较佳,而从消浪效果看,按我国试验的结果则是认为矩形较好。消能室的宽度等于 $0.125 \sim 0.250$ 倍入射波长时波浪反射小。室顶设减压孔,是为了减小可能产生的气体压力和波峰上托力。

7.6.35 开孔沉箱与普通沉箱相比,主要不同点是在外壁上开孔,所以普通沉箱的构造要求大部分可用于开孔沉箱。

基于开孔使沉箱整体刚度减弱,故规定增加了构件开孔处的厚度,考虑到抗冻、抗腐蚀以及波浪对开孔的冲刷作用,故增加开孔处的保护层厚度。根据一些已施工的开孔沉箱的经验规定了各有关厚度。

7.6.36 本条是为了使上部预制件在沉箱顶现浇接缝处联接牢固,以抵抗波浪可能产生的向上冲击力。

7.6.37 本条是为了保证预制件开孔区联结牢固。

7.6.38 对开孔外壁,当隔墙间距 L 较大或沉箱高度较小时, $1.5L$ 以内部分的上沿很可能与孔口相交,此时, $1.5L$ 以内区域上边只能是在最下孔口的下边。对于这种情况,该部分按三边固定一边自由的板计算。

7.7 坐床式圆筒码头

7.7.1 圆筒结构的一个重要特点是每延米码头混凝土主体结构(水下部分)的材料用量与圆筒直径基本无关,所以为了建筑物的稳定性和工艺需要,可以做得大一些。圆筒直径过大,也会带来一定的问题:一是增大抛石基床的宽度,特别是当基床较厚时,基础部分的造价将增大很多;二是增大构件的重量。目前我国采用的起重船,起重量大多为 $200t \sim 500t$,圆筒直径过大,必然要分节,它不仅给安装带来不便,并且要采取防止筒内细颗粒填料沿接缝流失的措施,增加了工序。本条提出圆筒直径范围为 $5m \sim 20m$,这是一般情况,对于轨距 $10.5m$ 的门机,后轨道梁就可以放置在圆筒上,解决了一般重力式码头较难解决的门机前后轨差异沉降问题。目前我国采用圆筒结构的最大直径已达 $20m$,世界上亦曾采用过 $21.5m$ 直径。

圆筒结构另一个优点是曲壳结构,受力条件好,可以做得很薄。根据计算经验,圆筒壁弯矩很小,基本上属于构造配筋。本条提出的壁厚 $300mm \sim 400mm$ 是考虑到圆筒大型化后刚度、耐久性和混凝土浇筑的需要。前苏联曾在一个工程中采用壁厚 $120mm$ 的圆筒(采用枪喷混凝土)。但是随着圆筒直径的增加,壁厚适当加厚也是必要的。

7.7.2 圆筒为无底结构,前沿底部应力比较集中。为减少前沿应力,一般设前外趾,为了节点弯矩的平衡时,可以相应的设内趾。

7.7.6 圆筒内对回填料要求天然级配比较好的目的是增加密实度,减小沉降。

近年施工实践中,分节圆筒码头水平缝防漏措施一般有两种:一是在圆筒内水平缝处设混合倒滤层,但施工比较麻烦;二是在下节圆筒壁的顶面用强力胶贴一条橡胶管,其施工简单,使用可靠。

7.7.7 圆筒的情况比较近于沉箱,所以采用类似于沉箱有关条文的规定。这里的安装缝宽是指图纸中的平均设计缝宽。

7.7.8 国内外常见的圆筒间的防漏设施有以下几种类型,如图7-4所示。

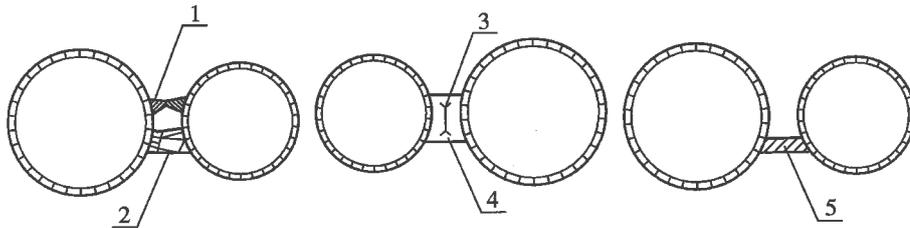


图7-4 常见圆筒间防漏设施示意

1-齿槽;2-水下混凝土;3-X型钢筋;4-模袋混凝土;5-堵缝梁

7.7.10 防漏覆盖板的厚度根据承载力计算确定,与圆筒直径和当地的水位差大小有关。

7.7.13 本条规定是为了减小波浪对上部结构的浮托力作用。三棱锥体形空腔经过实验室试验效果较好,海南某圆筒码头工程曾采用这一措施,并经过几年台风考验,表明这种措施是成功的。

7.7.15 圆筒的背面为曲面,曲面的主动土压力在理论上比库仑土压力小,但其计算很复杂,目前还没有在工程中实用的方法。因此作为整体稳定计算(抗滑和抗倾)近似地按墙面为平面并适当地考虑墙背摩擦作用的库仑土压力计算是偏于安全的。试验室试验结果表明,这样的简化计算从工程角度来说是可行的,误差不是很大。

7.7.16 本条规定综合摩擦系数设计值可取0.65是根据多种高径比圆筒工程试验结果分析而提出的。

7.7.18 对于无底的结构,地基所承受的是结构壁底的应力和筒内填料直接作用在抛石基床上的应力综合的结果。这种情况目前还无法计算,一般视筒径大小简化成两种情况:一种是大面积应力(假定筒内填料与圆筒共同工作),另一种是底脚的局部应力。应分别验算这两种情况的地基应力。底脚局部应力产生的地基应力虽大,但经基床传布后应力已减小很多。

7.7.21 圆筒结构的应力取1m高的圆环计算是近似的,而且偏于保守。因为它应力很小,一般属于构造配筋,这样计算从工程角度说是可行的。

8 格形钢板桩码头

8.1 一般规定

一般要求

8.1.1 本章所述设计方法,主要是根据打入砂土地基的格形钢板桩结构的模型试验结果提出的。对于硬黏土、岩基等坚硬地基的情况,由于钢板桩可能打入的深度很小,与前者相比,格形钢板桩底部的约束条件明显不同,对于这些情况除了本章所述的设计方法外,还需采用其他方法加以验算。

8.1.2 格形钢板桩结构的常用平面形状有圆形、鼓形和四叶形。码头岸壁通常采用圆形格形结构,是由于它具有下列优点:

(1) 每个主格仓能够单独建造,格仓内填充物料一经完成,自身就是独立稳定的。副格仓的板桩和回填施工可以滞后进行。

(2) 当某一主格仓出现破坏,一般不会危害相邻圆格仓。

(3) 圆形板桩格体利于整体吊放施工,适于快速施工。

设计主格仓直径时注意,虽然主格仓直径的大小对格形墙体的延米用钢量影响很小,但对格仓内的填料用量有影响。

8.1.3 格形结构中的钢板桩,只有采用直腹式钢板桩,方能承受和传递格仓内由填料侧压力产生的较大环向张力,直腹式钢板桩基本上是平面拉应力,而U形或Z形截面钢板桩因其腹板形状是非平面的,会产生较大弯曲应力和变形,故不应采用。

作用和作用组合

8.1.5 前板桩的临水面长期处于水位变动和浪溅区环境,因此必须采取防腐措施以确保其耐久性,保证码头结构在使用期的安全。

前板桩的临土面和埋置在土中的后板桩,可以不做防腐处理。

8.1.7~8.1.10 为确保结构的安全性和耐久性,避免码头结构破坏造成重大经济损失和危及人身安全,该四条规定的各项内容必须计算和验算,作为强制性规定。

8.1.11 作用于格形墙体前壁和后壁上的土压力,假定为直立平面墙按常规的土压力公式计算。

8.2 构造

结构组成

8.2.1 直接支承在填料上的上部结构的特点,是将胸墙的自重和它承受的荷载直接传至

格仓内填料上,再传至地基。这种结构形式在美国波特兰港第4、第6作业区码头岸壁中采用,在德国也采用这种形式,广州港南沙港区1~5号泊位码头岸壁是我国首例格形钢板桩码头,该码头的胸墙是直接支承在填料上。

采用桩基础的上部结构的特点,是将胸墙的自重和它承受的荷载通过桩传至地基持力层,格形墙体的功能只起挡土作用。这种结构形式在日本四日市港第2码头等格形码头中采用,我国深圳盐田港一期工程格形钢板桩码头中胸墙是采用桩基础。

图8.2.1中的上部结构仅是一种参考形式。

8.2.2 副格仓连接圆弧一般设前后两片,也有只设前片而省去后片的情况。

结构基本尺寸及布置

8.2.3 本条是格形结构的基本尺度及平面布置应遵守的基本要求。

8.2.3.1 格形钢板桩码头岸壁的高度 H 是由总体设计确定的,主格仓的直径 D 可以根据 $D/H=1.10\sim 1.50$ 这一经验比值初步确定,再通过第8.1.7条的规定验算确定。

在板桩锁口强度允许的条件下,增大主格仓的直径并不一定增加钢板桩的总量,而由于格仓填料体积增加所产生的费用一般很小。初步设计时 D/H 的比值宜取较大值。

8.2.3.3 副格仓连接弧与主格仓交点处的夹角,可以从 90° (T形连接)到 30° (Y形连接)之间变化。但采用Y形连接桩要优于T形连接桩。因为:①在Y形连接桩处及附近的板桩将产生较有利的应力状况;②连接弧允许有更大的几何尺寸配合的灵活性;③连接弧板桩易于合龙和施打。

8.2.3.4 主格仓在施工过程会出现下列变位:①钢板桩格体定位和沉桩的偏差;②格仓内回填引起格体直径胀大或倾斜;③墙后回填造成墙体前移和倾斜。为适应上述变位,应将主格仓的公切线设置在码头前沿线以内不小于300mm,该值不包括上部结构设置有保护格形墙体的悬臂构件的厚度。根据国外经验和我们的观测资料,这个数值可以作为控制码头前沿线的参考值。为防止格形板桩墙被船舶意外损坏,码头前沿线应位于格形墙体外足够距离。

8.2.3.5 连接弧设在主格仓公切线以内最小净距的要求是为了避免连接弧超出主格仓的公切线。

8.2.4 考虑到前Y形连接桩处的应力状况和变形情况都较为复杂,故将前板桩的分界点限制在前Y形桩后第5根或第6根板桩处,使后板桩减短时不影响格形结构的安全。

8.2.5 本条对前板桩的入土深度提出的限制,是以国内外文献资料和工程实践总结为依据的。当采用带有多个夹头集合的振动锤同时起动一次打入预装格体板桩时,前后板桩设计的入土深度应当是相同的。

8.2.6 格形墙体最小入土深度为 $1/8$ 墙高的要求是本章墙体内部剪切稳定计算的适用条件。

钢 板 桩

8.2.7 格形结构中的钢板桩,只有采用直腹式钢板桩,方能承受和传递由格仓内填料产

生的较大环向张力,Z型或U型截面的钢板桩不适合这种结构。

目前,我国尚不生产直腹式钢板桩,使用时需要从国外进口。该产品生产国有卢森堡、法国、日本、美国和英国,其中除英国外,其余国家产品的规范和锁口形式基本相同,均如本条文附图所示。常用的单桩宽度 b 为400mm和500mm,板桩腹板厚度为9.5mm和12.7mm。

格形钢板桩码头岸壁高度和主格仓直径的选择都要受到钢板桩产品的锁口强度的限制。

8.2.8 Y形连接桩有焊接的、铆接的和热轧的三种制作形式,普遍采用的是焊接Y形桩。

填 料

8.2.9 格形钢板桩结构的特点之一,就是利用格仓填料的内部剪切阻力来抵抗外部侧向荷载,故格体内填料的选择是很重要的。

8.2.10 振冲密实的效果采用标准贯入试验确认,可利用图8.2.10给出的标准贯入击数与相对密度的关系,这是目前国内外广泛应用的方法。标准贯入试验应在振冲密实完成并间隔适当时间之后进行。

第7章“重力式码头”有关土的内摩擦角的取值未考虑振冲密实的影响,故振冲密实后填料的内摩擦角最好经过试验确定,在难于取得原位不扰动土样的情况下可取实际填料的样品,在试验室制成不同相对密度的土样分别进行三轴试验予以确定。

地 基

8.2.12 条文中提到的“换填砂”是指在软弱土层上建造格形钢板桩码头时,对地基的处理必须特别慎重,实践表明,换填中粗砂是一种可靠的处理方法,故应优先采用。

8.2.13 板桩的入土深度较浅,必须保护墙体前沿的地基土不被冲刷,以保护墙体必需的稳定性,故强制。

上部结构

8.2.14 美国波特兰港第6作业区格形钢板桩码头观测表明,直接支承在填砂上的胸墙平台的刚度对减小墙体的差异位移起很大作用。此外,刚度较大的胸墙对船舶意外撞击造成的损害较轻。

由于船舶撞击会撞坏格仓的外壁,故应在胸墙的海侧前沿设置悬臂构件防撞。

8.2.15 上部结构设置变形缝的目的:一是为减小温度差引起伸缩和温度应力对结构造成损害。采用伸缩来适应结构的温度伸缩;二是为减小地基不均匀沉降对结构造成损害。为避免造成上述损害,危及码头结构安全和人身安全,此条规定作为强制条文。

8.2.17 由于直腹式钢板桩的纵向抗弯刚度很小,胸墙不应直接支承在板桩上。直接支承在填料上的胸墙,胸墙与板桩顶面之间应预留空隙如图8-1所示。

胸墙与前板桩的内壁侧之间应填充防止漏沙的弹性材料,其位置如图 8-1 阴影部分所示。

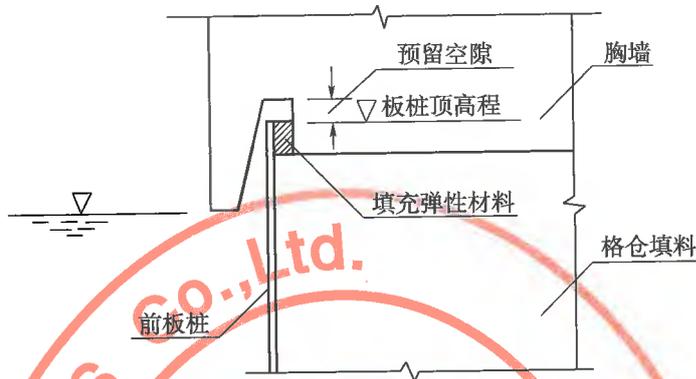


图 8-1 板桩顶部处理示意图

8.3 计算

8.3.1 为简化结构计算,采用如图 8.3.1 所示的把圆格形结构简化为矩形截面结构,在简化格形换算宽度的计算中,以单元纵向长度内的水平截面积等于实际格形墙体截面积为原则。

8.3.3 参考无底大直径圆筒结构基底应力分布问题的实测分析研究,格形墙体在满足内部剪切稳定要求的条件下,无底格形墙体的基底应力的分布基本上符合直线分布规律,基底应力可以按一般偏心受压公式计算。

验算码头岸壁的圆弧滑动稳定时,计算滑动面应通过后板桩桩尖及以下土层。

8.3.4 格形钢板桩码头的设计计算内容,与一般重力式码头相比,明显不同之处是需要进行格形墙体内部剪切稳定验算。它是针对格形墙体在水平力作用下,引起格仓内土体的剪切破坏而侧倾这种破坏模式而做出的。该项计算也是选择格形墙体尺度的控制因素。

格形墙体内部剪切稳定分析方法(北岛修正法)是参照日本现行《港口设施技术标准·解说》(2007年版)进行编制的。该标准与其旧版(1988年版)相比,对内部剪切稳定分析方法作了下述修订。

(1)对墙体的入土部分是否参加内部剪切稳定分析作了调整。

旧标准:未考虑墙体入土部分参加该项分析,仅取设计泥面作为墙体的计算面进行分析。

现行标准:考虑墙体入土部分参加该项分析,采取设计泥面和通过入土较浅的后板桩尖的水平面(即计算墙体底面)这两个计算面进行分析。

(2)采用的作用组合和抵抗力矩公式作了调整。

旧标准:采用持久组合和地震组合两种作用组合进行验算。

同时规定,在上述两种作用组合情况下,①均考虑板桩锁口摩阻力产生的抗力,②内部剪切稳定验算的安全系数均取不小于 1.2。

现行标准:分别对两个计算面进行验算时均采用持久组合。

计算面取设计泥面时,墙体的抵抗弯矩计算表达式与旧标准中地震组合时表达式相同,此时不考虑板桩锁口摩阻力产生的抗力。

计算面取墙体底面时,墙体的抵抗弯矩计算表达式与旧标准中持久组合时的表达式相同。此时除考虑板桩锁口摩阻力产生的抗力外,还考虑对抵抗力矩乘以随入土深度比增加的增大系数。同时规定,对上述两个计算面的内部剪切稳定验算的结构分析系数取1.2。

8.3.4.1 格形墙体内部剪切稳定计算推荐北岛修正法和柯敏斯法,是经同一算例比较表明,两者的计算结果与各自规定的抗力分项系数比较接近。

8.3.4.2 抗倾力矩计算时,仅计算主动土压力、剩余水压力,被动土压力等永久作用在墙体底面或设计泥面处产生的弯矩。此时,仅考虑水平分力产生的弯矩,而不考虑土压力的竖向分力产生的弯矩。土压力计算考虑墙后超载。

8.3.4.5 柯敏斯分析方法是以下述假定为根据,即,格仓内土抵抗格形墙体的侧向变形,是通过土在水平面上产生剪切抗力来达到的。这种抗力是在与水平面成 φ_2 、 φ_1 角两个三角形(图8-2中三角形BGI和GFE)内产生的。三角形内的土处于被动压力状态并由上覆土的超载作用来稳定。

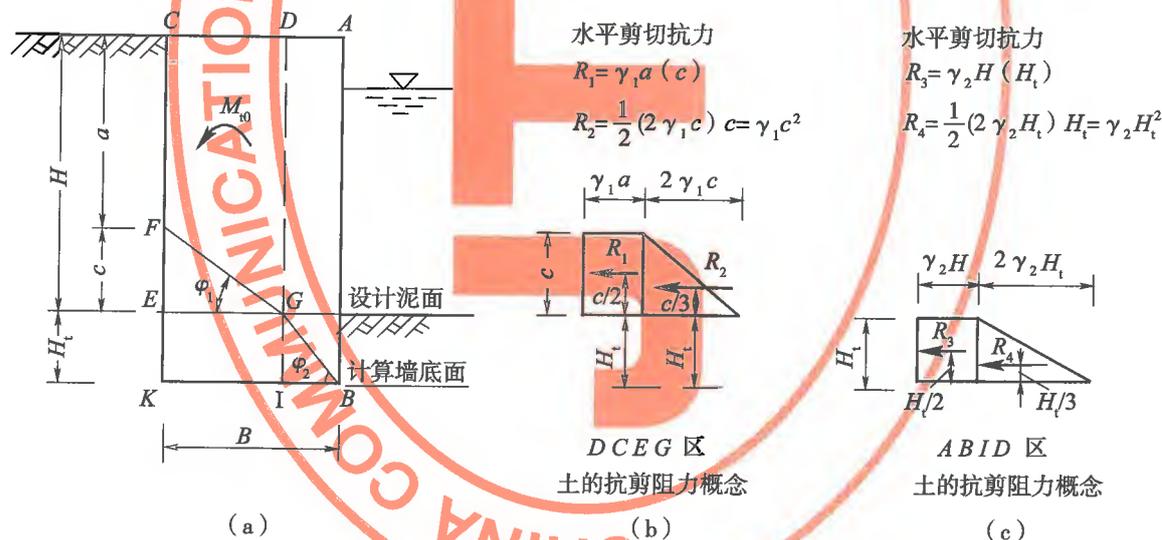


图 8-2

参考图 8-2, M_0 是由 DCEG 区土的抵抗弯矩 (M_1) 和 ABID 区土的抵抗弯矩 (M_2) 之和组成, 即 $M_0 = M_1 + M_2$ 。现分别导出格仓土的水平抗力和对计算墙底面的抵抗力矩表达式如下(取 1 延米格形墙体计算):

(1) DCEG 区

该区土产生的水平剪切抗力为 R_1 和 R_2

$$R_1 = \gamma_1 a c, \quad R_2 = \gamma_1 c^2$$

R_1 和 R_2 对计算墙底面的力臂分别为

$$y_1 = \frac{c}{2} + H_t, y_2 = \frac{c}{3} + H_t$$

可得 R_1 和 R_2 两个力产生的抵抗弯矩,其值分别为:

$$M_{11} = R_1 y_1 = \gamma_1 a c \left(\frac{c}{2} + H_t \right)$$

$$M_{12} = R_2 y_2 = \gamma_1 c^2 \left(\frac{c}{3} + H_t \right)$$

得 DCEG 区土的总抵抗弯矩表达式如下:

$$M_1 = M_{11} + M_{12}$$

$$M_1 = \gamma_1 a c \left(\frac{c}{2} + H_t \right) + \gamma_1 c^2 \left(\frac{c}{3} + H_t \right)$$

$$c = (B - H_t / \tan \varphi_2) \tan \varphi_1$$

$$a = H - c$$

式中 M_1 ——DCEG 区土的抵抗弯矩(kN·m/m);

γ_1 ——DCEG 区内土的平均重度(kN/m³);

φ_1 ——设计泥面以上格仓内剪切面处土体的内摩擦角标准值(°);

φ_2 ——设计泥面(EG)以下格仓内剪切面处土体的内摩擦角标准值(°);

B ——格形墙体的换算宽度(m);

H ——岸壁高度(m);

H_t ——墙体入土深度(m);

c, a ——由三角形水平剪切区界面 GF 确定的几何关系得出的,如图 8-2 所示。

(2) ABID 区

该区土产生的水平抗力为 R_3 和 R_4

$$R_3 = \gamma_2 \cdot H \cdot H_t$$

$$R_4 = \gamma_2 \cdot H_t^2$$

R_3 和 R_4 对计算墙底面的力臂分别为

$$y_3 = H_t/2, y_4 = H_t/3$$

可得 R_3 和 R_4 两个力的抵抗弯矩,其值分别为

$$M_{21} = R_3 y_3 = \gamma_2 H H_t (H_t/2) = \gamma_2 \frac{H H_t^2}{2}$$

$$M_{22} = R_4 y_4 = \gamma_2 H_t^2 (H_t/3) = \gamma_2 \frac{H_t^3}{3}$$

得 ABID 区土的总抵抗弯矩表达式如下:

$$M_2 = M_{21} + M_{22}$$

$$M_2 = \gamma_2 \left(\frac{H H_t^2}{2} + \frac{H_t^3}{3} \right)$$

式中 M_2 ——ABID 区土的抵抗弯矩(kN·m);

γ_2 ——ABID 区内土的平均重度(kN/m³);

H ——岸壁高度(m);

H_1 ——墙体入土深度(m);

(3) 墙体底面处的抵抗弯矩标准值的计算表达式如下:

$$M_{t_0} = M_1 + M_2$$

$$M_1 = \gamma_1 ac \left(\frac{c}{2} + H_1 \right) + \gamma_1 c^2 \left(\frac{c}{3} + H_1 \right)$$

$$c = (B - H_1 / \tan \varphi_2) \tan \varphi_1$$

$$a = H - c$$

$$M_2 = \gamma_2 \left(\frac{HH_1^2}{2} + \frac{H_1^3}{3} \right)$$

式中 M_{t_0} ——墙体底面处土体剪切抗力产生的抵抗弯矩标准值(kN·m);

M_1 ——设计泥面以上土体剪切抗力对计算墙体底面的抵抗弯矩标准值(kN·m);

M_2 ——设计泥面以下土体剪切抗力对计算墙体底面的抵抗弯矩标准值(kN·m);

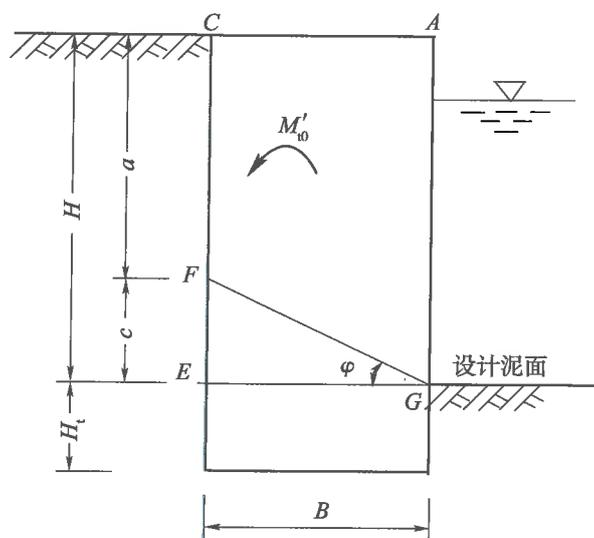
其他符号的定义同前。

8.3.4.6 柯敏斯分析方法是以下述假定为依据,即,格仓内土抵抗格形墙体的侧向变形,是通过土在水平面上产生剪切抗力来达到的。该抗力是在与水平面成 φ 角的一个三角形内产生的,如附图所示三角形 GFE 。三角形内的土处于被动土压力状态并由上覆土的超载作用来稳定。

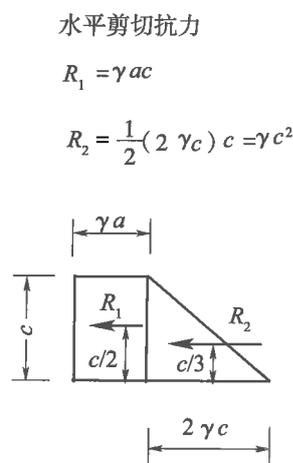
参考图 8-3, M'_{t_0} 为 $ACEG$ 区土的抵抗弯矩。现导出格仓土的水平抗力和对设计泥面的抵抗弯矩表达式如下:

$ACEG$ 区土产生的水平剪切抗力为 R_1 和 R_2

$$R_1 = \gamma ac, \quad R_2 = \gamma c^2$$



(a)



格仓土的抗剪阻力概念

(b)

图 8-3

R_1 和 R_2 对设计泥面的力臂分别为:

$$y_1 = \frac{c}{2}, y_2 = \frac{c}{3}$$

由 R_1 和 R_2 两个力产生的抵抗弯矩,其值分别为:

$$M'_{11} = R_1 y_1 = \gamma a c \left(\frac{c}{2} \right) = \frac{\gamma a c^2}{2}$$

$$M'_{12} = R_2 y_2 = \gamma c^2 \left(\frac{c}{3} \right) = \frac{\gamma c^3}{3}$$

得格仓土的总抵抗力矩表达式如下:

$$M'_{10} = \frac{\gamma a c^2}{2} + \frac{\gamma c^3}{3}$$

$$c = B \tan \varphi$$

$$a = H - c$$

式中 M'_{10} ——设计泥面处土体剪切抗力产生的抵抗弯矩标准值($\text{kN} \cdot \text{m}$);

γ ——设计泥面以上土的平均重度标准值(kN/m^3);

φ ——设计泥面以上格仓内剪切面处土体的内摩擦角标准值($^\circ$);

B ——格形墙体的换算宽度(m);

H ——岸壁高度(m);

c, a ——由三角形水平剪切区界面确定的几何关系得出的,如附图所示。

8.3.5 钢板桩强度验算

8.3.5.2 本款计算是一种简化计算,即对单个圆形主格仓的环向拉力进行计算,并假定单个主格仓相当于一个承受内部压力的薄壁圆筒进行计算。内部压力应包括由内部填料自重和格仓顶面均布荷载产生的侧向土压力,以及剩余水压力。

主格仓的最大环向拉力的位置,是在格仓填满填料后产生最大鼓胀点的位置。模型试验和原型观测结果表明,最大鼓胀点一般发生在码头前沿泥面以上墙体高度 H 的 $1/3 \sim 1/5$ 处。考虑到本条计算中,未计格形墙体在不平衡侧向荷载作用下,临水面板桩的环向拉力会有增加,故规定对码头前沿泥面处的板桩环向抗拉强度进行计算。

格仓内填料的土压力系数 K 的取值;日本《港口设施技术标准》取 $K = 0.6$,与填料的内摩擦角无关;英国标准《海工建筑物》(BS 6349)建议取静止土压力系数;德国《码头岸壁建筑物委员会的建议》(EAU2004)取 $K = 1 - \sin \varphi'$, φ' 为有效内摩擦角;对于非黏性土 φ' 为内摩擦角,根据国内外原型观测表明,侧向土压力系数 K 取 0.6 过于保守,故取格仓填料的侧向土压力系数 $K = 1 - \sin \varphi'$,即静止土压力系数的一般表达式。

8.3.6 格形墙体侧向变位估算。

8.3.6.1 控制墙体顶面的侧向变位是为保证码头的正常使用,该项变位限值系参考日本现行港口设施标准确定的。

8.3.6.2 本条估算方法是由长江科学院土工研究所于1997年3月,在完成《格形钢板桩码头设计与施工规程》(JTJ 293—98)的专题试验研究《格形钢板桩码头侧向变形分析试验研究》基础上提出的。

受交通部基建司委托,交通部第二航务工程局组织专家小组于1997年4月对该项试验进行了评议,评议意见如下:

该项研究包括三个方面内容即离心模型试验、有限元分析和侧向变位的简化计算公式。

研究工作中所采用的模型试验与计算分析相结合的技术路线正确、方法先进;试验和计算成果能相互验证,规律性较好,对深入理解变形机理有重要理论意义,所提供的位移简化公式简单,易于设计单位应用。本项研究成果资料丰富,达到了预期目标,建议将所提供的简化公式收入相应的规范中,但有鉴于目前实测资料较少,简化计算公式的可靠性还需要通过实践进一步检验。

《格形钢板桩码头设计与施工规程》编写组对侧向变位估算方法进行了试算,计算结果表明,该方法可以用来估算格形墙体的侧向变位。

在侧向变位计算公式中,只有影响系数 K_0 与侧向荷载建立直接关系,侧向变位仍按荷载标准值进行计算。

9 斜坡码头和浮码头

9.1 一般规定

一般要求

9.1.2 按照国家有关规定,趸船的设计、建造和使用,应接受中国海事局的管理,涉及送审、检验,发证等。主要技术规范有中国船级社《钢质内河船舶建造规范》、《钢质海船入级规范》、《钢筋混凝土趸船技术条件》、《钢筋混凝土船船体建造技术条件》等。

9.1.4 栏杆的设置直接涉及保护人民生命财产安全,所以作为强制性条文。

9.1.5~9.1.7 码头结构在施工和使用过程中的安全至关重要,因此规定了应考虑车道分流、防冰、防浪和防台风的措施,以免造成不必要的损失。

作用及作用组合

9.1.8 根据近年来实际工程资料统计分析,表 9.1.8“浮码头和斜坡码头钢引桥单位面积自重力估算表”中安设皮带机、行驶电瓶车和通过人群的无雨棚、钢面板桁架式钢引桥自重力由原规范的 $1.4\text{kN/m}^2 \sim 1.8\text{kN/m}^2$ 提高到 $1.6\text{kN/m}^2 \sim 2.0\text{kN/m}^2$;安设管道的油品、化工码头的满铺钢面板桁架式钢引桥自重力由 $1.6\text{kN/m}^2 \sim 2.0\text{kN/m}^2$ 提高到 $2.0\text{kN/m}^2 \sim 2.5\text{kN/m}^2$;增加了空腹拱桁式人行钢引桥自重力。

9.1.10 按《港口工程结构可靠性设计统一规定》(GB 50158—2010)要求,分别列出斜坡码头和浮码头按承载能力极限状态以及正常使用极限状态的相应组合的计算和验算项目,这些计算和验算项目关系到码头结构的安全性和耐久性,必须强制执行。

9.2 构造

斜坡码头

9.2.1 (1) 趸船、移动引桥和坡顶挡土墙是根据装卸工艺的需要设置的。斜坡重件码头的拖拉道、汽渡码头等通常不设趸船和移动引桥。(2) 地形条件是决定斜坡码头结构形式的一个重要因素。当岸坡平顺,稍加修坡即能形成码头坡道时,通常采用实体式较为经济。岸坡较陡而成凹形时采用架空式可使水流通畅,减少淤积。

9.2.2 缆车道坡度最好陡于 1:5。由于坡度越缓,运距越长,造成缆车移动不便,所以缓于 1:8 时需考虑其他运输方式。普通带式输送机坡度是考虑保证物料不在胶带上滚落和

胶带不发生“飞车”现象而规定的。重件拖拉道坡度据调查不宜陡于1:8。

9.2.3 变坡缆车道的坡差角和凹形竖曲线半径是根据实践经验,并考虑装卸工艺的要求和保证缆车运行稳定等因素确定的。

9.2.4 纵轨枕间设横撑和短轨枕间设长轨枕或其他联系构件是为了加强轨枕整体性和保持轨道中心距离不变。纵轨枕端部局部加宽和下设垫板式端横梁,可以保持接头处沉降一致,且减小沉降。

9.2.5 由于黏性土壤的压实和沉陷不易控制,影响码头建成后的使用,所以在实际工程中,一般多采用透水性较好的材料回填。

9.2.7 实体斜坡道坡面高出自然地面,可使坡道面不易积淤,即使有回淤也便于清除,但过高会造成阻水且影响水流流态。

9.2.9 端部坡脚是实体斜坡道的支承结构。抛石棱体坡脚应用较多。

9.2.10 挡土墙设置变形缝是为了减少或避免因温度应变产生的裂缝和由于地基不均匀沉降造成挡土墙结构的破坏,造成经济损失,故本条作为强制条文。

9.2.12 坡顶挡土墙设计时防洪方面的要求是必须满足的。

9.2.13、9.2.14 提出的规定是对架空坡道梁板设计的特殊要求。确定架空斜坡道和固定引桥的搁置长度时需注意支座承压力是否满足要求和支座安装尺寸是否匹配。

浮 码 头

9.2.18 浮码头的基本结构是趸船(或浮式起重机)和活动钢引桥,其他各部分结构则可根据工艺设计要求和水文、地形等条件决定取舍。

9.2.19 本条对货运码头活动钢引桥的坡度规定不陡于1:3.5是依据带式输送机一般散装货物的坡度定出的;其他与一般斜坡道的坡度规定相同,但对于客运码头,坡度较陡时应注意采取防滑措施。

9.2.22 为减小水流或波浪对桥面可能产生的浮托力,设置通气孔是必要的。根据调查,孔径太小容易堵塞。

9.2.24 根据以往的设计经验并参照了公路桥涵有关规范的规定,对梁板支座选型作了推荐。平板支座包括预埋钢板、铺垫油毡和水泥砂浆抹平等。

9.2.25 所谓“支承垫石”系习惯叫法,实际并不一定是“石”,而可是混凝土结构,如图所示。设置“支承垫石”是为了便于安装和更换梁板。

钢引桥及升降架

9.2.27 钢引桥的宽度系指主梁中心线间的距离。

9.2.28 根据设计经验及有关资料,规定了空腹桁架的高跨比为1/6~1/10。

9.2.29 根据《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ 025—86)的规定,为了保证钢引桥的横向刚度,规定了宽跨比不小于1/20。

9.2.32 浮趸提升系统中的升降架实际上是浮趸的导向架,基桩承台实际上是浮趸的支承承台,承受荷载较大,故将承台的最小厚度规定为1000mm是必要的。在承台顶面设置

垫墩,是为了支承浮趸和便于清除高水位期落沉的淤泥,尽量降低淤泥对浮趸底部的吸力,以保证浮趸的自由浮动。

趸船及系留设施

9.2.36 斜坡码头及浮码头的设计,往往需对采用的趸船提出具体要求。本条根据设计经验归纳了这些具体要求的内容。

9.2.37 斜坡码头和浮码头所处地区的水文、航道条件,投资建设规模以及各地区各部门的使用管理经验不同,对趸船材质的选择也不尽相同。据调查,长江等内河水质对钢材腐蚀不严重,但水位差较大,水流条件较复杂,多选用钢质趸船;在沿海有掩护的水域内,由于海水对钢材腐蚀较为严重,且钢筋混凝土趸船比钢趸船投资少,故多选用钢筋混凝土趸船。但钢趸船在海港码头中也有使用,特别是大型码头只要采取有效价廉的防腐措施,钢趸船在海港中也是适用的。

9.2.38 国家有关船舶技术规范对趸船的主尺度没有做出强制规定,根据调查统计结果,本条规定的主尺度对于内河船舶系靠能够适应,对于江海轮和海轮的靠泊也能适应,但对于艏艉缆的系缆要求难以满足,可以设置系缆墩、趸船悬伸等设施来解决。趸船的长深比,宽深比,有关船舶规范中没有强制规定,但《钢质内河船舶建造规范》中规定的趸船适用主尺度范围为 $L_d/D_d \leq 35$ 、 $B_d/D_d \leq 7$,超过该尺度范围的,在强度计算满足要求,并通过船舶检验机构认可时,也可以采用。

9.2.41 靠泊在浮码头上的船舶如果大于 5000 吨级,由于靠泊能量一般较大,造成趸船的位移也较大,可能对钢引桥与趸船结合部的皮带机、管道等工艺设施的正常使用有较大的影响,同时也会加重趸船锚系的负担。为了减小这种影响,采用专门的消能设施是必要的,工程实践中也大多采用了专门的消能设施。所谓专门的消能设施是指在趸船端部,撑杆端部或定位墩上专门设置的消能装置,如橡胶护舷、悬重块等,其目的是为了平衡停靠船舶的撞击能量,减小趸船的位移和锚系的受力。一般安设于趸船前沿的小型护舷、锚链以及撑杆端部的防冲垫块等均不属于专门的消能设施范围。专门消能设施的受力应根据计算确定,计算方法可按第 9.3.15~9.3.19 条和附录 W 的有关规定进行。

5000 吨级以下的船舶停靠码头时,不设消能设施的不乏先例,而且均在正常运转,故是否要设置专门消能设施,可视使用要求而定。

9.2.42、9.2.43 规定了撑杆系统的采用、组成和布置的原则,是在原规范的基础上并总结已有设计经验做出的规定。

9.2.47 为避免趸船随水位上下浮动时被导桩卡死,制定本条规定。由于本条规定的标准高于施工规范的标准,因此在设计文件中应予说明。

9.3 计 算

9.3.8 本条规定与《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152—1—2012)一致。

9.3.15、9.3.16 当趸船有两个或两个以上定位墩时,考虑到船舶可能最先靠泊撞击趸船

的某一处,所以一般均按一个定位墩承受船舶撞击力计算。船舶撞击力的计算同荷载规范一样,按能量平衡法计算。船舶靠泊时的有效撞击能量应被消能设施和定位墩的变形所吸收。这里略去了水的阻力和趸船船体的变形,使计算简单实用。



附录 L 斜拉桩式板桩码头内力计算

斜拉板桩内力的计算方法很多,然而各计算方法都存在一些问题。98 版规范附录的计算方法,采用了假定作用于前墙和斜拉桩的土压力仅按前墙与斜拉桩的刚度比进行分配的方法,该方法存在以下问题:

(1) 作用于前墙的土压力应由前墙与斜拉桩之间的土体对前墙的土压力、斜拉桩后面(陆侧)的土压力从斜拉桩之间透到前墙的土压力和斜拉桩变形传给前墙的力三部分组成,前墙与假想遮帘面之间土体对前墙的土压力与前墙和斜拉桩的刚度比没有直接关系,这部分土压力不应采用前墙和斜拉桩的刚度比来进行分配;

(2) 通过离心模型试验验证,发现按 98 版规范计算方法计算的板桩和斜拉桩内力偏小。

《板桩码头设计与施工规范》09 版规范修订时,将此问题进行了专题研究,提出了新的计算方法,但条文中对该计算方法中斜拉桩的土压力工作宽度未做具体规定,本次规范编写时,根据模型试验的结果,补充了这个规定,对该计算方法中楔形土体土压力的计算做了进一步的完善,充实到条文中。按以上规定做了计算结果与试验成果的比较,具体见斜拉板桩的背景材料。

L.0.2 作用于前墙的土压力应包括:

- (1) 前墙与斜拉桩之间的土体对前墙的土压力;
- (2) 斜拉桩后面(陆侧)的土压力从斜拉桩之间透到前墙的土压力;
- (3) 斜拉桩变形传给前墙的力。

计算时,采用遮帘面法计算的楔形土体土压力包含了第(1)、(2)两个部分土压力之和;采用前墙与斜拉桩间设的弹性连杆来模拟第(3)部分——斜拉桩变形传给前墙的力。

作用于前墙的土压力做如下近似考虑:

① 计算水底面以上墙后土压力为一个楔形土体土压力,但当斜拉桩桩顶与前墙间有间距时,计算水底面以上的土体是梯形土体,前墙后土压力不能简单地采用楔形土体土压力,由遮帘面顶点 A 引破裂面的破裂棱体高度范围,土压力应为主动土压力,其下采用楔形土体的土压力系数。需说明的是,一般情况遮帘面顶点 A 均在胸墙底面范围之内或附近,所以没有再规定遮帘面顶点 A 超出胸墙底面范围情况的计算方法。

楔形土体的土压力系数是如下推导的:

按库仑土压力公式,当墙面垂直、墙后填土表面为向下倾斜坡面与水平面夹角 β 为 $(90^\circ - \xi)$ 、不考虑墙土摩擦角,则,库仑公式的土压力侧压力系数 K' 为:

$$K' = \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta)}{\cos \beta}} \right]^2}$$

式中 β ——墙后土体顶面与水平面的夹角,顶面向下时, β 为负。

$$\beta = -(90^\circ - \xi)$$

ξ ——前墙与斜拉桩的夹角;

φ ——土体的内摩擦角。

令

$$Z = \frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta)}{\cos\beta}$$

则

$$K' = \frac{\cos^2\varphi}{(1 + \sqrt{Z})^2}$$

式中 Z 可做如下推导:

$$\begin{aligned} Z &= \frac{\sin\varphi \sin[\varphi + (90^\circ - \xi)]}{\cos(90^\circ - \xi)} \\ &= \frac{\sin\varphi \sin[90^\circ + (\varphi - \xi)]}{\cos(90^\circ - \xi)} \\ &= \frac{\sin\varphi \cos(\varphi - \xi)}{\sin\xi} \\ &= \frac{\sin\varphi (\cos\varphi \cos\xi + \sin\varphi \sin\xi)}{\sin\xi} \\ &= \sin\varphi (\cos\varphi \cot\xi + \sin\varphi) \\ &= \sin\varphi \cos\varphi \cot\xi + \sin^2\varphi \\ &= \frac{1}{2} (\sin 2\varphi \cot\xi + 2\sin^2\varphi) \\ &= \frac{1}{2} [\sin 2\varphi \cot\xi + 2(1 - \cos^2\varphi)] \\ &= \frac{1}{2} [\sin 2\varphi \cot\xi + 1 - (2\cos^2\varphi - 1)] \\ &= \frac{1}{2} (\sin 2\varphi \cot\xi + 1 - \cos 2\varphi) \\ &= \frac{1}{2} (1 - \cos 2\varphi + \cot\xi \sin 2\varphi) \end{aligned}$$

实际上当 $\xi < (90^\circ - \varphi)$ 时,楔形土体的斜面是站不住的,只有在遮帘面上施加外力的情况下遮帘斜面才能形成,因而此时不能直接套用库伦公式。根据模型试验, $\xi < (90^\circ - \varphi)$ 时,楔形土体土压力相当于斜面与水平面成 φ 角的状态时的土压力,所以,尽管前墙与斜拉桩的夹角很小,仍宜取 $\xi = (90^\circ - \varphi)$ 计算土压力,则:

$$\begin{aligned} Z &= \frac{1}{2} (1 - \cos 2\varphi + \cot\xi \sin 2\varphi) \\ &= \frac{1}{2} [1 - \cos 2\varphi + \cot(90^\circ - \varphi) \sin 2\varphi] \\ &= \frac{1}{2} (1 - \cos 2\varphi + 2\sin^2\varphi) \end{aligned}$$

②计算水底面以下墙后土压力取矩形分布。

这种处理是采用与单锚板桩的竖向弹性地基梁法相同的简化处理方法,其近似性在于当第一变位零点以上的前墙向前位移后,其泥面以下至变位零点的墙后土压力已由静止土压力变成了主动土压力,以上处理方法忽略了这一变化。

斜拉桩在土压力作用下产生的变位通过斜拉桩前面的土体把力传给前墙,采用“弹性连杆”模拟,这个弹性连杆在受压时简化为弹簧,受拉时考虑土体与墙(桩)间不能承受拉力,故令受拉时弹性连杆的刚度为零。

前墙与斜拉桩之间的水平弹性连杆的弹性系数由土体的弹性模量求得,土的弹性模量应按试验或经验取值。根据设计经验,弹性模量的取值与弹性连杆处的土质、密实度、围压情况及施工工艺等密切相关,设计时需考虑周全。

应说明的是,这个计算模型忽略了斜拉桩在各个节点作用于土体的垂直分力所产生的效应,所以适用于斜拉桩斜度较陡的情况。对于斜拉桩斜度很缓的情况,斜拉桩的垂直向分力不容忽视。目前国内采用的斜拉桩斜度基本上是3:1,故专题研究内容就没有扩大到斜度很缓的情况。

L.0.3 作用于斜拉桩的土压力分布做如下近似考虑:

模型试验发现,当桩距与桩径之比大于4时,对于砂土,土压力的作用宽度为3倍桩宽或桩径(见《板桩码头结构中桩体作用宽度试验研究》长江科学院院报2012年29卷第1期)。实际上作用于单桩的土压力的大小,从机理上说应该是与土性有关,当内摩擦角趋向0时,作用宽度必然为1倍桩宽,内摩擦角越大,作用于斜拉桩的土压力就越大,亦即土压力作用宽度就越大。目前,我们在这方面的研究还不充分,斜拉桩桩距与桩径之比一般均大于4,所以,本次规范编制时,规定作用于斜拉桩的土压力作用宽度取2~3倍桩宽或桩径,显然,抗剪指标好时,应取大值,或说内摩擦角越大(对于黏性土可用等代内摩擦角),越应取大值。

斜拉桩假想泥面以下的前、后土压力之差为矩形分布的土压力。这种处理是采用与单锚板桩的竖向弹性地基梁法相同的简化处理方法。

附录 M 遮帘式板桩码头结构内力的简化算法

M.0.1 计算模型采用宽度为遮帘桩间距的计算单元,该计算单元由前墙、遮帘桩、前墙至遮帘桩间的小拉杆、遮帘桩至锚碇结构间的大拉杆和土体构成。其中大拉杆和小拉杆分别采用“大弹簧”和“小弹簧”模拟;前墙与遮帘桩间通过土体的传力采用“弹性连杆”模拟,这个弹性连杆在受压时简化为弹簧,受拉时考虑土体与墙(桩)间不能承受拉力,令弹性连杆的刚度为零,也就是说当前墙变位大于遮帘桩的变位时,将弹性连杆取消。弹性连杆与前墙和遮帘桩的连接点均假定为铰接。遮帘桩和前墙作为竖向弹性地基梁计算,地基的水平抗力系数可采用 m 法计算。

M.0.2 式(M.0.2-1)~式(M.0.2-3)是按图 M-1 建立平衡方程推导的。

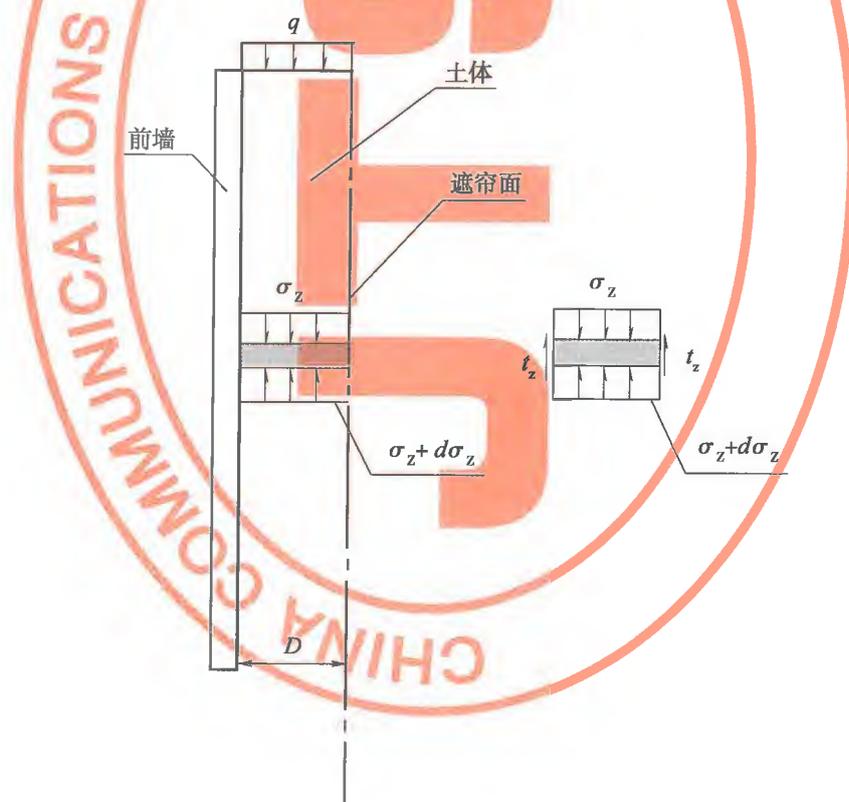


图 M-1

取计算单元如图所示,取土体微块厚度为 d_z ,其上面作用的荷载为 σ_z ,其下作用的荷载为 $\sigma_z + d\sigma_z$;微块与前、后墙的接触面有摩擦力 t_z, t_z 应按下式计算;

$$t_z = K\sigma_z \tan\delta$$

式中 K ——土压力侧压力系数,视前、后墙的相对变位而定;

δ ——墙土摩擦角,取 $\frac{2}{3}\varphi$,对于黏性土取 $\frac{2}{3}$ 等代 φ 角。

列平衡方程式如下:

$$\sigma_z A_s + \gamma A_s d_z - (\sigma_z + d\sigma_z) A_s - t_z U d_z = 0$$

展开、整理后为:

$$\left(\gamma - \frac{K \tan \delta U}{A_s} \sigma_z \right) d_z = d\sigma_z$$

$$\sigma_z = \gamma \frac{A_s}{K \tan \delta U} (1 - e^{-\frac{U}{s} K \tan \delta Z}) + q e^{-\frac{U}{s} K \tan \delta Z}$$

式中的 U 是考虑摩擦面为土体与前墙、土体与遮帘桩表面产生摩擦,这样遮帘桩的尺寸的影响便可得到体现,计算单元之间的界面,认为是土体同步变位、沉降,不考虑其间摩擦,因此摩擦面采用如条文规定的那种形状。

令

$$A = \frac{K \tan \delta U}{A_s}$$

得:

$$\sigma_z = \frac{\gamma}{A} (1 - e^{-AZ}) + q e^{-AZ}$$

K 的取值如何考虑是个值得探讨的问题。若码头前沿尚未挖泥,即当前墙、遮帘桩均未发生变位时, K 应是静止土压力系数。当码头前沿已经挖泥,至使用时期施加各种荷载之后,前墙和遮帘桩必然发生变位,遮帘桩的变位,可使其后的土压力变为主动土压力。因前墙的刚度小于遮帘桩的刚度,其变位大于遮帘桩的变位,尤其是在最大正弯矩断面附近为更甚,因此,前墙和遮帘桩之间的土体大部分将达到主动极限状态,但因前墙各点变位不同,状态也会有所区别,在最大正弯矩附近,由于变位大,土压力会达到主动极限状态;在锚碇点处,由于前墙和遮帘桩间的小拉杆很短,变位不会很大,土压力有局部集中的可能。为简化计算,泥面以上都取为主动土压力。

计算泥面以下的土压力,理论上是前墙和遮帘桩的相对变位为零的计算点以下,土压力为静止土压力。但在结构计算之前并不知道变位零点在何处,是个难以处理的问题。为简化计算,泥面以下取一种土压力,即或取主动土压力,或取静止土压力,要根据判断相对变位零点位置确定,或试算。根据设计案例,大部分是这个相对变位零点比较靠下或没有,即前墙变位大于遮帘桩,此时采用主动土压力较合适,也有时这个相对变位零点比较靠上,则采用静止土压力较合适。

M.0.3 作用于遮帘桩的土压力

陆侧土压力的作用宽度要加大,原因是前墙位移大部分大于遮帘桩(尤其是计算泥面以上),因此遮帘桩陆侧的土体有向前“流动”的趋势,遮帘桩阻止其“流动”,则遮帘桩陆侧土压力应大于主动土压力,处于静止至被动土压力之间,简化的计算方法是采用加大土压力作用宽度的方法,如条文规定。遮帘桩的海侧没有这种情况,土压力作用宽度就取

实际桩宽,即1倍桩宽。

M.0.5 遮帘桩与前墙的间距较小时,其海侧的水平地基反力系数会降低,具体是与前墙入土深度相邻的范围,遮帘桩海侧的水平地基反力系数需折减,折减系数是按第4.2.27条的规定采取的。

附录 R 重力式码头抗滑、抗倾稳定性 按可靠指标的设计

用可靠指标方法直接对重力式码头结构进行设计,其优点是可采用根据具体工程得到的设计变量统计参数,从而更能反映具体工程的特点。所以,第 R.0.1 条规定,按可靠度方法对重力式码头抗滑、抗倾稳定性进行验算,优先采用根据具体工程得到的设计变量的统计参数,没有具体工程的统计资料而要求按可靠指标进行验算时,采用表 R.0.1 给出的统计参数。

对重力式码头的抗滑、抗倾稳定性,本附录给出了方块码头、扶壁码头和沉箱码头相应的功能函数,与第 7.3 节的分项系数公式是对应的。但去掉分项系数,将各设计变量视为随机变量,同时增加了系数 K_{p_1} 和系数 K_{p_2} 。 K_{p_1} 表示主动土压力计算模式不确定性的系数,为实测得到的主动土压力与按规范中的主动土压力之比,反映了规范主动土压力计算公式计算结果与不同情况下实测结果的差别。 K_{p_2} 表示抗倾力矩计算模式不确定性的系数,为实测得到的抗倾力矩与按规范中公式计算的抗倾力矩之比,反映了规范抗倾力矩计算公式计算结果与不同情况下实测结果的差别。这两个参数是根据多种不同情况的实测和分析计算得到的,按随机变量考虑。由于尚没有波浪作用的统计资料,本附录只适用于不考虑波浪作用抗滑、抗倾稳定性可靠指标的计算。所以建立的功能也只是针对不考虑波浪作用的情况。若要考虑波浪作用,需首先取得波浪作用的统计参数。第 R.0.5 条给出了用 JC 方法计算重力式码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标的框图,也就是将 JC 方法具体应用到重力式码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标的计算。《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)修订专题研究《重力式码头抗滑、抗倾稳定性按可靠指标 β 设计的方法》对此进行了专门的研究。除此之外,该专题报告还给出了计算重力式码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标的近似公式。此外,该专题的另一专题报告《重力式码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标 β 与安全系数 K 的统计关系及 β 的近似计算》在大量校准计算的基础上也给出了按 JC 法求得的 β 与按标准值计算的 K 之间的统计关系的回归公式。

附录 S 贮仓压力计算

《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)将《重力式码头》(JTJ 215—87)只适用于矩形仓的计算公式改成亦可适应圆形仓的通式,并根据部分试验资料对侧压力系数 K 和填料与仓壁之间摩擦角 δ 的取值作了推荐。

(1) 圆筒码头。

贮仓压力公式(杨森公式)适用于深仓,即仓深大于 1.5 倍仓格的平面尺寸。放在抛石基床上的圆筒,圆筒高度与直径之比接近 1,显然不符合深仓条件。但从杨森公式的推导机理来说,似乎与仓深和平面尺寸之比无关,因还没有其他合适的公式,所以仍然使用该式。杨森公式的两个关键问题是侧压力系数 K 是采用主动土压力系数还是采用静止土压力系数,填料与筒壁之间摩擦角 δ 取多大。对此问题曾对圆筒结构的内部填料参加抗倾工作做了大量试验,填料采用砂和碎石,圆筒高度与直径之比接近 1,得出筒内填料参加抗倾工作的数量与填料总量的百分比在 36% ~ 45% 范围内。以此数据用杨森公式反算,得出 K 用静止土压力系数,即 $K = 1 - \sin\varphi, \delta = 2\varphi/3 \sim 3\varphi/4$ 的结论,附录取 $K = 1 - \sin\varphi, \delta = 2\varphi/3$ 作为设计推荐值。对于圆筒码头,本附录可近似适用于筒高与直径之比接近于 1 和筒内填料为砂或砂石的情况。若设计的工程情况与它相差很大,应慎重考虑,最好做模型试验解决。

(2) 空心块体码头。

根据无底空心块体抗倾模型试验($H/L = 1.5 \sim 2.0$, 仓内填料为 30mm ~ 60mm 及 50mm ~ 100mm 碎石,实测内摩擦角均值 $\alpha = 36^\circ$),在静止状态时,参与抗倾工作的填料垂直力(作用在内壁上的垂直力)约占填料自重力的 40% ~ 50%。给定 $K = 1 - \sin\varphi, \delta = 2\varphi/3$,按贮仓公式计算的参与抗倾工作的填料力约占填料自重力的 45% ~ 60%,这与实验结果基本一致。实验表明空心块体处于倾倒临界状态时,参与抗倾工作的填料力可增至 65% ~ 80%。因此,对于满足深仓条件的无底空心方块,推荐采用 $K = 1 - \sin\varphi, \delta = 2\varphi/3$ 按贮仓公式计算填料抗倾力矩标准值。

(3) 沉箱码头壁板与底板土压力作用状况与空心块体静止状态时相似,因此按贮仓压力计算时,仍取 $K = 1 - \sin\varphi, \delta = 2\varphi/3$ 。

《重力式码头设计与施工规范》(JTS 167—2—2009)修订根据工程实际需要给出了可以考虑仓内填料顶面均布荷载作用的贮仓压力计算公式。该公式的推导参见《水运工程》2007 年第 3 期《仓顶均载及非单一填料贮仓压力计算方法》,纳入本规范附录 S 时已经规范组推导核实。

