JTS

中华人民共和国行业标准 JTS 146—2012

水运工程抗震设计规范

Code for Seismic Design of Water Transport Engineering

2012—01—04 发布 2012—03—01 实施

中华人民共和国交通运输部发布

中华人民共和国行业标准
书　　名：水运工程抗震设计规范
著 作 者：中交水运规划设计院有限公司
责任编辑：董　方
出版发行：人民交通出版社
地　　址：(100011) 北京市朝阳区安定门外外馆斜街 3 号
网　　址：http://www.chinasybook.com
销售电话：(010) 64981400，59757915
总 经 销：北京交实文化发展有限公司
印　　刷：北京鑫正大印刷有限公司
开　　本：880 × 1230　1/16
印　　张：5.5
字　　数：101 千
版　　次：2012 年 2 月　第 1 版
印　　次：2012 年 2 月　第 1 次印刷
统一书号：15114 · 1711
印　　数：0001 – 5000 册
定　　价：40.00 元
（有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换）

关于发布《水运工程抗震设计规范》（JTS 146—2012）的公告

2012 年第 1 号

现发布《水运工程抗震设计规范》（以下简称《规范》）。本《规范》为强制性行业标准，编号为 JTS 146—2012，自 2012 年 3 月 1 日起施行。《水运工程抗震设计规范》（JTJ 225—98）同时废止。

本《规范》第 3.1.5 条、第 3.1.6 条、第 4.2.1 条、第 4.2.6 条、第 5.1.8 条、第 6.1.5 条、第 6.2.1 条、第 6.3.12 条、第 6.7.2 条和第 6.8.3 条中的黑体字部分为强制性条文，必须严格执行。

本《规范》由交通运输部组织中交水运规划设计院有限公司等单位编制完成，由交通运输部水运局负责管理和解释，由人民交通出版社出版发行。

特此公告。

中华人民共和国交通运输部

二〇一二年一月四日

修订说明

本规范是在《水运工程抗震设计规范》(JTJ 225—98)的基础上,通过深入调查研究,总结我国近年来水运工程抗震设计的实践经验,广泛征求有关单位和专家的意见,并结合我国水运工程建设的现状和发展需要编制而成。本规范主要包括场地评价、地震作用和结构抗震验算、抗震措施等技术内容。

本规范的主编单位为中交水运规划设计院有限公司,参加单位为大连理工大学和清华大学。

《水运工程抗震设计规范》(JTJ 225—98)自发布实施以来,对促进我国港口建设技术进步,保证水运工程抗震安全发挥了重要作用。随着我国水运工程建设抗震技术的进步,为及时吸纳积累的新技术、新经验,更好地指导水运工程抗震设计,交通运输部水运局组织中交水运规划设计院有限公司等单位对该规范进行了修订。

本规范第3.1.5条、第3.1.6条、第4.2.1条、第4.2.6条、第5.1.8条、第6.1.5条、第6.2.1条、第6.3.12条、第6.7.2条和第6.8.3条中的黑体字部分为强制性条文,必须严格执行。

本规范共分6章和5个附录,并附条文说明。本规范编写组人员分工如下:

1 总则:吴澎

2 术语:吴澎

3 基本规定:吴澎 王玥葳 胡志敏

4 场地评价:吴澎 胡志敏

5 地震作用和结构抗震验算:胡家顺 张建民 孔宪京 杨国平 贡金鑫 朱浩

6 抗震措施:杨国平 胡志敏 胡家顺 吴澎 朱浩

附录A:吴 澎

附录B:孔宪京

附录C:吴 澎

附录D:吴 澎

附录E:吴 澎

本规范于2011年6月8日通过部审,于2012年1月4日发布,自2012年3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:北京市国子监街28号,中交水运规划设计院有限公司,邮政编码:100007),以便再修订时参考。

目　次

1　总则 …… (1)
2　术语 …… (2)
3　基本规定 …… (3)
3.1　一般规定 …… (3)
3.2　抗震设防分类和设防标准 …… (3)
3.3　作用及作用效应组合 …… (4)
4　场地评价 …… (6)
4.1　场地 …… (6)
4.2　可液化土地基 …… (8)
5　地震作用和结构抗震验算 …… (11)
5.1　一般规定 …… (11)
5.2　地震作用 …… (12)
5.3　地震土压力 …… (17)
5.4　地震动水压力 …… (20)
5.5　地基承载力和岸坡稳定 …… (22)
5.6　结构验算 …… (24)
6　抗震措施 …… (29)
6.1　地基和岸坡 …… (29)
6.2　重力式码头和重力墩 …… (29)
6.3　高桩码头 …… (30)
6.4　板桩码头 …… (31)
6.5　斜坡码头和浮码头 …… (31)
6.6　防波堤 …… (32)
6.7　船闸 …… (32)
6.8　码头设备及附属设施 …… (32)
附录 A　建筑物自振周期的计算 …… (33)
附录 B　高桩码头地震作用专门研究的基本内容 …… (36)
附录 C　高度大于 30m 的空箱式和刚架、桁架式高桩墩式码头的地震惯性力及内力的计算 …… (37)
附录 D　地震土压力参数表 …… (38)
附录 E　本规范用词用语说明 …… (52)

附加说明　本规范主编单位、参加单位、主要起草人、总校人员和管理组人员名单 …… (53)
附　条文说明 …… (55)

1 总 则

1.0.1 为统一水运工程抗震设计技术要求，实行以预防为主的方针，防止或减轻地震对水运工程建筑物的破坏，减少经济损失，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于抗震设防烈度为6度、7度、8度和9度的港口水工建筑物和船闸水工建筑物的抗震设计。升船机和船厂等水工建筑物可参照执行。

1.0.3 当抗震设防烈度为6度时，可不进行抗震计算，但建筑物应按本规范适当采取抗震构造措施。对抗震设防烈度高于9度的水运工程建筑物，其抗震设计应作专门的论证。一般情况下，临时性建筑物可不进行抗震设计。

1.0.4 按本规范进行抗震设计的水运工程建筑物，其抗震设防目标应为当遭受相当于本地区抗震设防烈度的地震影响时，可能损坏，经一般修理或不需修理仍可继续使用。

1.0.5 一般情况下，水运工程建筑物的抗震设防烈度应采用中国地震动参数区划图的地震基本烈度。对次生灾害严重或特别重要的水运工程建筑物以及高烈度区，应作场地地震危险性分析，除液化天然气码头和储罐区护岸外，当需要采用高于或低于基本烈度作为抗震设防烈度时，应经论证后报批。

1.0.6 水运工程抗震设计，除应符合本规范的规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术　　语

2.0.1 抗震设防烈度　seismic precautionary intensity

按国家规定,一个地区抗震设防所依据的地震烈度。一般情况,取50年内超越概率10%的地震烈度。

2.0.2 抗震设防标准　seismic precautionary criterion

衡量抗震设防要求高低的尺度,由抗震设防烈度或设计地震动参数及抗震设防类别表达。

2.0.3 地震动参数区划图　seismic ground motion parameter zonation map

以地震动参数为指标,将全国划分为不同抗震设防要求区域的图件。

2.0.4 地震作用　earthquake action

由地震动引起的结构动态作用,包括水平地震作用和竖向地震作用。

2.0.5 设计地震动参数　design parameters of ground motion

抗震设计用的地震加速度时程曲线、加速度反应谱和峰值加速度。

2.0.6 设计基本地震加速度　design basic acceleration of ground motion

50年设计基准期超越概率10%的地震加速度的设计取值。

2.0.7 设计反应谱　design response spectrum

抗震设计中所采用的一定阻尼比的单质点体系在地震作用下的最大加速度反应随体系自振周期变化的曲线,一般以其与地震动最大峰值加速度的比值表示。

2.0.8 时程分析法 time - history method

由结构基本运动方程输入地震加速度记录进行积分,求得整个时间历程内结构地震作用效应的方法。

2.0.9 振型分解反应谱法　modal response spectrum analysis

求解结构对应其各阶振型的地震作用效应后再组合成结构总地震作用效应的方法称为振型分解法。各阶振型效应用反应谱法求得后再组合的称振型分解反应谱法。

2.0.10 平方和方根法　square root of the sum of the squares rule

取各阶振型地震作用效应的平方总和的方根作为总地震作用效应的一种振型组合方法。

2.0.11 设计特征周期　design characteristic period of ground motion

抗震设计用的地震影响系数曲线中,反映地震震级、震中距和场地类别等因素的下降段起始点对应的周期值。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 水运工程建筑物场地选择时，应根据需要进行工程地质、水文地质和地震活动的调查研究和勘测工作，并应按照场地土、地质构造和地形地貌条件作场地的综合评价。

3.1.2 建筑物场地宜选择对建筑物抗震相对有利的地段，避开不利的地段。当需要在危险地段进行建设时，必须进行充分论证。

3.1.3 当地基主要持力层范围内有可液化土层、软土层或严重不均匀土层时，应考虑其对结构的不利影响，并应采取必要的措施。

3.1.4 结构的平面和立面布置宜规则和对称，质量和刚度分布宜均匀，建筑物重心宜尽量降低。

3.1.5 抗震结构体系应符合下列规定。

3.1.5.1 结构体系应具有明确的计算简图，地震作用传递路线应简捷、合理。

3.1.5.2 结构体系应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。

3.1.5.3 结构体系可有目的地设置强震时易于损坏的结构薄弱部位，其作用应能调节强震时结构的抗震性能并限制结构的损伤范围。

3.1.5.4 建筑物端部或转角部位，应采取提高抗震能力的措施。

3.1.5.5 结构体系宜设置增加结构抗震安全性的多道传力途径。

3.1.6 结构构件及其连接应符合下列规定。

3.1.6.1 钢筋混凝土构件应合理选择尺寸、配置钢筋、增加延性，并应避免剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土的压溃先于钢筋的屈服、钢筋锚固粘结先于构件破坏。

3.1.6.2 结构各构件之间的连接节点，其承载力不应低于连接构件的承载力。

3.1.6.3 预埋件的锚固破坏不应先于连接件破坏。

3.1.7 装配式结构应采取加强整体连接的措施。

3.1.8 结构设计应考虑便于进行震后检修。

3.2 抗震设防分类和设防标准

3.2.1 水运工程应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》(GB50223)确定其抗震设防类别。

3.2.2 水运工程水工建筑物的抗震设防标准应符合现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》(GB50223)的规定。

3.2.3 工程所在地区遭受的地震影响,应采用相应于抗震设防烈度的设计基本地震加速度和设计特征周期或第1.0.5条规定的抗震设防烈度所对应的设计地震动参数来表达。

3.2.4 抗震设防烈度和设计基本地震加速度取值的对应关系应符合表3.2.4的规定。设计基本地震加速度为0.15g和0.30g地区的建筑物,除本规范另有规定外,应分别按抗震设防烈度7度和8度的要求进行抗震设计。

抗震设防烈度和设计基本地震加速度值的对应关系 表3.2.4

抗震设防烈度	6	7	8	9
设计基本地震加速度值	0.05g	0.10g或0.15g	0.20g或0.30g	0.40g

注:g为重力加速度。

3.2.5 液化天然气码头和储罐区护岸抗震设防采用的地震动参数应根据专项地震安全性评估结果确定,且不得低于现行地震动参数区划图规定的数值。

3.2.6 液化天然气码头和储罐区护岸等水工建筑物抗震验算应按现行行业标准《液化天然气码头设计规范》(JTS 165—5)的规定执行。

3.2.7 建筑物的设计特征周期应根据其所在地的设计地震分组和场地类别确定,设计地震分组应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GB 50011)确定。

3.2.8 施工期可不考虑地震作用。船闸检修宜按抗震设防烈度降低一度进行验算。

3.3 作用及作用效应组合

3.3.1 在抗震设计中进行作用组合时,各种作用的标准值应采用现行行业标准《港口工程荷载规范》(JTS 144—1)有关规定值,地震时各作用组合系数可按表3.3.1采用。

地震时各作用组合系数 表3.3.1

序号	作用		组合系数ϕ
1	结构自重力		1.00
2	固定设备自重力		1.00
3	起重机自重力		1.00
4	起重机吊重		0
5	引桥和栈桥式码头的流动机械荷载	顺桥向	0
		横桥向	0.50
6	堆货荷载		0.70
7	管道和皮带机等固定设备中的液体和散体		1.00
8	船舶系缆力		0.50
9	船舶挤靠力		0.50
10	船舶撞击力		0
11	内河高桩墩式和栈桥式码头的水流力		1.00
12	水压力和剩余水压力		1.00
13	扬压力		1.00
14	波浪力		0

3.3.2 抗震设计时的水位应按表3.3.2采用。

抗震设计时的水位 表3.3.2

建筑物类别	抗震设计高水位	抗震设计低水位	抗震设计地下水位
海港和受潮汐影响的河口港	设计高水位	设计低水位	取相应的不利地下水位
河港	多年历时保证率10%的水位	设计低水位	
船闸	取相应工作条件下的水位		

4 场地评价

4.1 场　地

4.1.1 选择建筑场地时,应在工程地质勘察、专门工程地质研究等资料的基础上,按构造活动性、地基条件和边坡稳定性等进行综合评价。水运工程建筑场地可按表4.1.1划分为对建筑物抗震有利、不利或危险的地段。

场地各类地段的划分　　表4.1.1

地段类别	构造活动性	地基条件	边坡稳定性
有利地段	建设地区及其邻近无晚近期活动性断裂,地质构造相对稳定	比较完整的岩体和密实土层	岸坡稳定条件较好
不利地段	建设地区及其邻近地质构造复杂,有晚近期活动性断裂	有可液化土层或软土层分布	岸坡稳定条件较差
危险地段	建设地区地质构造复杂,有晚近期活动性断裂,有可能伴随强震产生地震断裂	地震时可能失稳	地震时可能产生大滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等或发震断裂带上可能发生地表位错,威胁建筑物安全而又难以处理

4.1.2 场地土类型宜根据地面下20m且不深于场地覆盖层厚度范围内各土层的剪切波速,按表4.1.2划分。

场地土按剪切波速的类型划分　　表4.1.2

场地土类型	土层的剪切波速(m/s)
硬质岩石场地土	$V_s > 800$
坚硬场地土	$800 \geqslant V_s > 500$
中硬场地土	$500 \geqslant V_{se} > 250$
中软场地土	$250 \geqslant V_{se} > 150$
软弱场地土	$V_{se} \leqslant 150$

注:① V_s 为土层剪切波速;

② V_{se} 为土层等效剪切波速。

4.1.3 当无实测剪切波速时,可按表4.1.3划分土的类型。当为单一土层时,土的类型即为场地土类型;当为多层土时,场地土类型可根据地面下20m且不深于场地覆盖层厚度范围内各土层类型和厚度综合评定。

土的类型划分　　表4.1.3

土的类型	岩土名称和性状
岩石	坚硬、较硬且完整的岩石
坚硬土或软质岩石	破碎和较破碎的岩石或软和较软的岩石，密实的碎石土、砂卵石
中硬土	中密、稍密的碎石土、砂砾石，密实、中密的砾砂、粗砂、中砂，f_k >150kPa 的黏性土和粉土，坚硬黄土
中软土	稍密的砾砂、粗砂、中砂，除松散外的细、粉砂，f_k ≤150 kPa 的黏性土和粉土，f_k ≥130kPa 的填土，可塑新黄土
软弱土	淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的黏性土和粉土，f_k <130 kPa 的填土，流塑黄土

注：f_k 为地基土静承载力标准值(kPa)。

4.1.4 场地覆盖层厚度，应按地面至剪切波速大于500m/s且其下卧各层岩土的剪切波速均不小于500m/s的土层顶面的距离确定；当地面5m以下存在剪切波速大于其上部各土层剪切波速2.5倍的土层，且该层及其下卧各层岩土的剪切波速均不小于400m/s时，可按地面至该土层顶面的距离确定；剪切波速大于500m/s的孤石、透镜体，应视同周围土层；土层中的火山岩硬夹层，应视为刚体，其厚度应从覆盖土层中扣除。

4.1.5 土层的等效剪切波速应按下列公式计算：

$$V_{se} = d_0 / t \tag{4.1.5-1}$$

$$t = \sum_{i=1}^{n} (d_i / V_{si}) \tag{4.1.5-2}$$

式中 V_{se}——土层等效剪切波速(m/s)；

d_0——场地土计算深度(m)，取覆盖层厚度和20m两者中的较小值；

t——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间(s)；

n——计算深度范围内的土层数；

d_i——计算深度范围内第 i 土层的厚度(m)；

V_{si}——计算深度范围内第 i 土层的剪切波速(m/s)。

4.1.6 场地类别应根据场地土类型和场地覆盖层厚度按表4.1.6划分为4类，其中Ⅰ类应分为Ⅰ$_0$、Ⅰ$_1$两个亚类。当有充分依据时可适当调整。

场地类别　　表4.1.6

场地覆盖层厚度 d_{ov} (m)	场地土类型				
	硬质岩石	坚硬场地土	中硬场地土	中软场地土	软弱场地土
$d_{ov}=0$	Ⅰ$_0$	Ⅰ$_1$	Ⅰ$_1$	Ⅰ$_1$	Ⅰ$_1$
$0<d_{ov}<3$	—	—			
$3\leqslant d_{ov}<5$				Ⅱ	Ⅱ
$5\leqslant d_{ov}<15$			Ⅱ		
$15\leqslant d_{ov}<50$					Ⅲ
$50\leqslant d_{ov}<80$				Ⅲ	
$80\leqslant d_{ov}$					Ⅳ

4.1.7 场地岩土工程勘察,应根据实际需要划分对抗震有利、不利或危险的地段,提供场地类别和岩土地震稳定性评价,对需要采用动力分析的水运工程建筑物,尚应根据设计要求提供土层剖面、场地覆盖层厚度和有关的动力参数。

4.2 可液化土地基

4.2.1 当抗震设防烈度为7~9度时,应对饱和土进行液化判别和相应的地基处理。当抗震设防烈度为6度时,可不进行液化判别,但对液化敏感的码头、船闸结构,可按7度考虑。

4.2.2 地面以下20m内存在饱和砂土、粉土或混合土层时,应首先进行是否液化的初步判别,对初步判别为可液化的土层,应采用标准贯入试验判别法作进一步判别。当有条件时,尚可采用其他判别方法。

4.2.3 土的地震液化,初步判别为不液化应满足下列条件之一:

(1)地质年代为第四纪晚更新世(Q_3)及其以前时;

(2)土的粒径小于5mm颗粒含量的质量百分率小于或等于30%时;

(3)对粒径小于5mm颗粒含量质量百分率大于30%的土,当采用六偏磷酸钠作为分散剂的测定方法测得的粉土,其粒径小于0.005mm的黏粒含量的百分率,7度、8度和9度分别不小于10、13和16时。黏粒含量采用其他方法确定时,按相关规定换算。

4.2.4 采用标准贯入试验判别法进行地基土的液化判别应符合下列规定。

4.2.4.1 满足式(4.2.4-1)时应判定为液化土。

$$N_{63.5} < N_{cr} \tag{4.2.4-1}$$

式中 $N_{63.5}$——未经杆长修正的饱和土标准贯入锤击数实测值;

N_{cr}——液化判别标准锤击数临界值。

4.2.4.2 地面下20m深度范围内,液化判别标准锤击数临界值可按下式计算:

$$N_{cr} = N_0\beta[\ln(0.6d_s + 1.5) - 0.1d_w)]\sqrt{\frac{3}{M_c}} \tag{4.2.4-2}$$

式中 N_{cr}——液化判别标准贯入锤击数临界值;

N_0——液化判别标准贯入锤击数基准值,按表4.2.4采用;

β——调整系数,设计地震第一组取0.80,第二组取0.95,第三组取1.05;

d_s——饱和土标准贯入点深度(m);

d_w——地下水位在地面以下的深度(m);当地面位于水下时,d_w取0;

M_c——黏粒含量百分率,小于3或为砂土时,取3。

液化判别标准贯入锤击数基准值 表4.2.4

设计基本地震加速度	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
液化判别标准贯入锤击数基准值	7	10	12	16	19

注:g为重力加速度。

4.2.4.3 建筑物建成后和建造前的地面高程和地下水位有较大变化时,式(4.2.4-2)中各项应采用建成后的相应值,且标准贯入击数可按下式修正:

$$N'_{63.5}=N_{63.5}\frac{d'_s+d'_w+7.8}{d_s+d_w+7.8} \tag{4.2.4-3}$$

式中 $N'_{63.5}$——建筑物建成后的饱和土标准贯入锤击数修正值；

$N_{63.5}$——未经杆长修正的饱和土标准贯入锤击数实测值；

d'_s——建筑物建成后的饱和土标准贯入点深度(m)；

d'_w——建筑物建成后的地下水位深度(m)；

d_s——饱和土标准贯入点深度(m)；

d_w——地下水位在地面以下的深度(m)；当地面位于水下时，d_w取0。

4.2.5 地基内有液化土层时，可不计该层土的强度，当有经验或经论证可利用该层土的部分强度时，可根据抗液化指数对液化土层的桩侧摩阻力指标进行折减。抗液化指数可按式(4.2.5)计算，折减系数可按表4.2.5采用。

$$I_N=\frac{N_{63.5}}{N_{cr}} \tag{4.2.5}$$

式中 I_N——抗液化指数；

$N_{63.5}$——未经杆长修正的饱和土标准贯入锤击数实测值；

N_{cr}——液化判别标准锤击数临界值。

液化土力学指标的折减系数 α 值　　表4.2.5

I_N	d_s(m)	α
$I_N\leqslant 0.6$	$d_s\leqslant 10$	0
	$10<d_s\leqslant 20$	0.33
$0.6<I_N\leqslant 0.8$	$d_s\leqslant 10$	
	$10<d_s\leqslant 20$	0.66
$0.8<I_N\leqslant 1.0$	$d_s\leqslant 10$	
	$10<d_s\leqslant 20$	1.00

注：d_s为饱和土标准贯入点深度(m)。

4.2.6 **对存在液化砂土层、粉土层的地基，应探明各液化土层的深度和厚度。**每个钻孔的液化指数应按式(4.2.6)计算，并按表4.2.6综合划分地基的液化等级。

$$I_{lE}=\sum_{i=1}^{n}\left(1-\frac{N_i}{N_{cri}}\right)d_iW_i \tag{4.2.6}$$

式中 I_{lE}——液化指数；

n——在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数；

N_i、N_{cri}——分别为i点标准贯入锤击数的实测值和临界值，当实测值大于临界值时取临界值；

d_i——i点所代表的土层厚度(m)，可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

W_i——i土层单位土层厚度的层位影响权函数值(m^{-1})，当该层中点深度不大于

5m 时采用 10,等于 20m 时采用零值,大于 5m 小于 20m 时按线性内插法取值。

液化等级与液化指数的对应关系　　表 4.2.6

液化等级	轻　微	中　等	严　重
液化指数 I_{lE}	$0 < I_{lE} \leqslant 6$	$6 < I_{lE} \leqslant 18$	$I_{lE} > 18$

4.2.7　当地基的液化等级为轻微或中等时,可采取增强上部结构的整体刚度和均匀对称性,合理设置沉降缝,避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等措施。不宜将未经处理的液化土层作为天然地基持力层。

4.2.8　当地基的液化等级为严重时,除应满足第 4.2.7 条的要求外,尚应采取全部消除地基液化沉陷或部分消除地基液化沉陷的措施。

4.2.9　全部消除地基液化沉陷的措施应符合下列规定。

4.2.9.1　采用桩基时,桩端伸入液化深度以下稳定土层中除桩尖部分的长度应按计算确定,且对碎石土、砾砂、粗砂、中砂、坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于 0.5m,对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m。

4.2.9.2　采用振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等方法加固时,应处理至液化深度下界;振冲或挤密碎石桩加固后,桩间土的标准贯入锤击数不宜小于第 4.2.4 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

4.2.9.3　采用换填法时,全部液化土层均应采用非液化土替换。

4.2.10　部分消除地基液化沉陷的措施,应符合下列规定。

4.2.10.1　处理深度应满足使处理后的地基液化指数减小的要求,处理后的地基液化指数不宜大于 5。

4.2.10.2　采用振冲或挤密碎石桩加固后,桩间土的标准贯入锤击数不宜小于按第 4.2.4条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

4.2.11　地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层与高含水量的可塑性黄土时,应结合具体情况综合考虑,并采用地基加固处理或根据软土震陷量的估计采取相应措施。

5 地震作用和结构抗震验算

5.1 一般规定

5.1.1 水工建筑物抗震设计应进行承载能力极限状态验算，可不进行正常使用极限状态验算。

5.1.2 水平向地震系数应按表5.1.2-1采用，建筑物设计地震加速度反应谱应按图5.1.2采用。特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表5.1.2-2采用。

水平向地震系数 K_H 表5.1.2-1

抗震设防烈度	7	8	9
K_H	0.10(0.15)	0.20(0.30)	0.40

注：括号内数值用于设计基本地震加速度为0.15g和0.30g的地区。

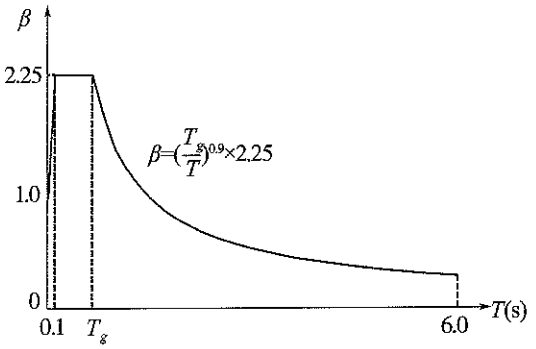


图5.1.2 设计反应谱曲线(阻尼比$\xi=0.05$)

T-结构自振周期(s)；β-动力放大系数

特征周期 T_g(s) 表5.1.2-2

设计地震分组	场地类别				
	Ⅰ$_0$	Ⅰ$_1$	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

5.1.3 水运工程建筑物水平向地震作用，应进行验算，根据建筑物的型式，可对纵、横两个方向或其中一个方向进行验算。

5.1.4 对于重力式建筑物，当抗震设防烈度为8度、9度时，抗震验算应同时计入水平向和竖向地震惯性力。竖向地震惯性力系数，取水平向地震惯性力系数的2/3，并乘以0.5的组合系数。

5.1.5 采用振型分解反应谱法计算地震作用效应时,可由各阶振型的地震作用效应按平方和方根法组合。

5.1.6 采用时程分析法计算地震作用效应时,宜满足下列要求:

(1)设计地震加速度时程的峰值按第3.2.4条的规定采用;

(2)选择1条以设计反应谱为目标谱的人工生成模拟地震加速度时程和至少1条类似场地地震地质条件的实测加速度记录;

(3)对不同地震加速度时程计算的结果进行综合分析,确定设计验算采用的地震作用效应。

5.1.7 对设有前后方桩台的高桩码头,应按下列规定进行抗震验算。

5.1.7.1 前后方桩台可作为整体进行横向地震惯性力计算。

5.1.7.2 对高桩码头纵向地震惯性力,可仅计算端部段,中间段可不考虑。

5.1.7.3 对质量或刚度分布明显不均匀、不对称的桩基码头结构,应考虑水平向地震作用的扭转影响。

5.1.8 **地震作用下,防波堤结构应满足承载力和整体稳定要求,结构变形不应过大,结构的残余承载能力或经修理后的承载能力应能满足使用要求。**对于斜坡堤和直立堤,应避免结构和地基整体失稳;桩结构防波堤应避免结构整体坍塌,允许有一定塑性变形。

5.1.9 船闸的混凝土闸墙或闸首边墩,在计入截面上全部渗透力情况下,截面最大拉应力不应大于0.2MPa。

5.1.10 计算地震惯性力时,重力应按空气中重力计算,水下土体应按饱和重度计算。

5.2 地震作用

5.2.1 计算梁板式、无梁板式、桁架式和实体墩式高桩码头的地震惯性力,可按单质点考虑,其水平向总地震惯性力标准值宜按下列公式计算:

$$P_H = CK_H\beta W \tag{5.2.1-1}$$

$$W = W_1 + W_2 + \eta W_3 \tag{5.2.1-2}$$

式中 P_H——作用在上部结构重心的水平向总地震惯性力标准值(kN);

C——综合影响系数,取0.30,对于接岸的窄桩台码头,视岸坡土质适当提高,但不超过0.50;

K_H——水平向地震系数,按表5.1.2-1采用;

β——动力放大系数,按相应计算方向的建筑物自振周期和场地类别查设计反应谱(图5.1.2)求得,建筑物自振周期可按附录A确定;

W——换算质点总重力标准值(kN);

W_1——建筑物的梁板、桁架、盖板、桥跨等及固定设备重力标准值(kN);

W_2——建筑物上的荷载重力标准值(kN);

η——桩身重力折减系数,当桩顶和上部结构为固接时取0.37,铰接时取0.24;

W_3——嵌固点以上的桩身重力标准值(kN),嵌固点位置按有关规定确定。

5.2.2 对于重要的梁板式高桩码头,在7度区码头高度大于或等于30m时,除应按第

5.2.1条计算外，尚应采用振型分解反应谱法进行抗震分析，且至少取前5阶振型；在7度区码头高度大于35m或在8度区码头高度大于30m时，应按附录B的要求进行专门研究。

5.2.3 计算空箱式和刚架、桁架式高桩墩式码头的地震惯性力，宜按多质点考虑（图5.2.3），沿建筑物高度作用于质点 i 的水平向地震惯性力标准值，可按下列公式计算：

$$P_i = CK_H\beta_1\gamma_1 X_1(i) W_i \tag{5.2.3-1}$$

$$\gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n} X_1(i) W_i}{\sum_{i=1}^{n} X_1^2(i) W_i} \tag{5.2.3-2}$$

$$X_1(i) = \sqrt{\frac{H_i}{H}} \tag{5.2.3-3}$$

式中 P_i——质点 i 的水平向地震惯性力标准值（kN）；

C——综合影响系数，取0.30；

K_H——水平向地震系数，按表5.1.2-1采用；

β_1——动力放大系数，按相应计算方向的建筑物第一自振周期和场地类别查设计反应谱求得，建筑物自振周期可按附录A确定；

γ_1——第一振型参与系数；

$X_1(i)$——第一振型质点 i 或第 i 分段重心处的相对水平位移；

W_i——集中在质点 i 或第 i 分段的重力标准值，对于最下面一个质点尚应计入桩平均计算受弯长度的1/2桩身重力（kN）；

n——质点总数；

H_i——质点 i 的计算高度（m）；

H——质点系的总计算高度（m），见图5.2.3。

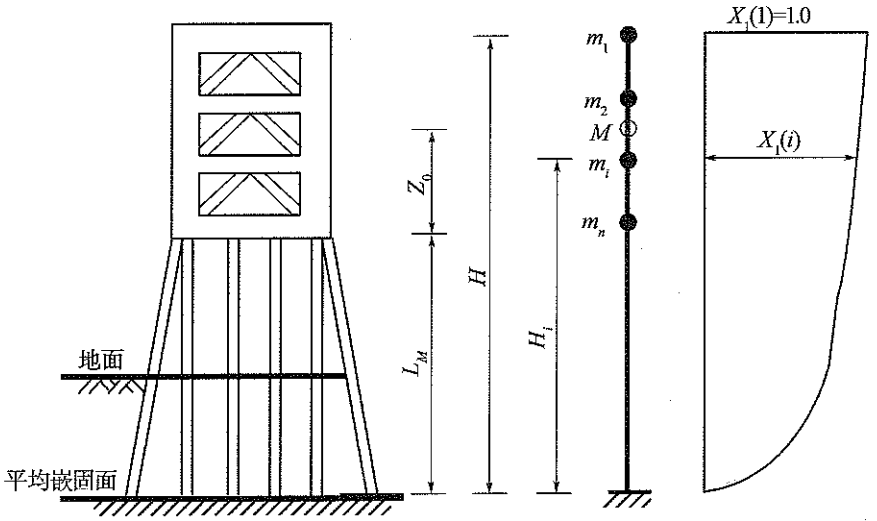


图5.2.3 计算简图及第一振型图

L_M-桩的平均计算受弯长度（m）；Z_0-质点系质心至桩台底面的距离（m）；m_i-集中在质点 i 的质量；M-质点系的总质量

5.2.4 对于空箱式和刚架、桁架式高桩墩式码头,当计算高度大于30m时,应计入高振型的影响,其地震惯性力标准值及内力标准值可按附录C计算。

5.2.5 对于斜坡码头和浮码头的柱、桩式墩宜按多质点考虑,沿建筑物高度作用于质点i的水平地震惯性力标准值,宜按下列公式计算:

$$P_i = CK_H\beta_1\gamma_1 X_1(i) W_i \tag{5.2.5-1}$$

$$\gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n} X_1(i) W_i}{\sum_{i=1}^{n} X_1^2(i) W_i} \tag{5.2.5-2}$$

式中 P_i——质点i的水平向地震惯性力标准值(kN);

C——综合影响系数,取0.30;

K_H——水平向地震系数,按表5.1.2-1采用;

β_1——动力放大系数,按相应计算方向的建筑物第一自振周期和场地类别查设计反应谱求得,建筑物自振周期按附录A确定;

γ_1——第一振型参与系数;

$X_1(i)$——第一振型质点i或第i分段重心处的相对水平位移,按附录A确定;

W_i——集中在质点i或第i分段的重力标准值(kN),对于最上面一个质点,尚应计入桥跨结构、固定设备及上部荷载的重力值;

n——质点总数。

5.2.6 重力式码头沿高度作用于质点i的水平向地震惯性力标准值可按下式计算:

$$P_i = CK_H\alpha_i W_i \tag{5.2.6}$$

式中 P_i——质点i的水平向地震惯性力标准值(kN);

C——综合影响系数,取0.25;

K_H——水平向地震系数,按表5.1.2-1采用;

α_i——加速度分布系数,沉箱码头、扶壁码头、不带卸荷板方块码头按图5.2.6a)确定;带卸荷板方块码头、衡重式码头按图5.2.6b)确定;

W_i——集中在质点i或第i分段的重力标准值(kN)。

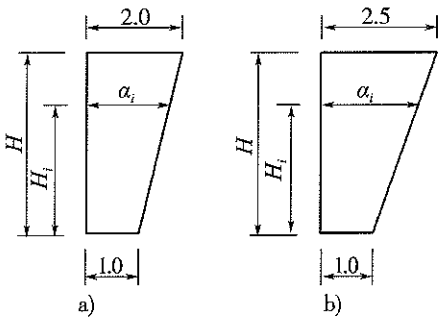


图5.2.6 重力式码头加速度分布系数图

a)沉箱码头、扶壁码头、不带卸荷板方块码头;

b)带卸荷板方块码头、衡重式码头

H-质点系的总计算高度;H_i-质点i的计算高度

5.2.7 对重要的重力式码头,当码头高度大于30m时,除应按第5.2.6条计算外,宜同时采用时程分析法或振型分解反应谱法进行抗震分析。

5.2.8 重力墩式码头沿高度作用于质点i的水平向地震惯性力标准值可按下式计算:

$$P_i = CK_H\alpha_i W_i \tag{5.2.8}$$

式中 P_i——质点i的水平向地震惯性力标准值(kN);

C——综合影响系数,当$H \leqslant 10$m时,$C=0.20$;当$H>10$m时,$C=0.25$,H为墩高;

K_H——水平向地震系数，按表5.1.2-1采用；

α_i——加速度分布系数，海港码头重力墩按图5.2.8a)确定；斜坡式码头重力墩横桥向按图5.2.8b)确定；顺桥向按图5.2.8c)确定；

W_i——集中在质点 i 或第 i 分段的重力标准值(kN)；最上面一个质点，设于墩顶，尚应计入桥跨结构、固定设备及上部荷载的重力。

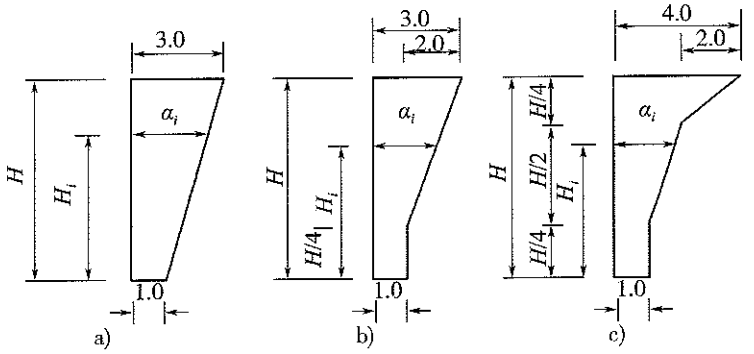


图5.2.8 重力墩加速度分布系数图

a)海港重力墩；b)斜坡式码头重力墩横桥向；c)斜坡式码头重力墩顺桥向

H-质点系的总计算高度；H_i-质点 i 的计算高度

5.2.9 船闸闸首边墩沿高度作用于质点 i 的水平向地震惯性力标准值可按下式计算：

$$P_i = CK_H\alpha_i W_i \tag{5.2.9}$$

式中 P_i——质点 i 的水平向地震惯性力标准值(kN)；

C——综合影响系数，$C=0.25$；

K_H——水平向地震系数，按表5.1.2-1采用；

α_i——加速度分布系数，按图5.2.9采用；

W_i——集中在质点 i 或第 i 分段的重力标准值(kN)；最上面一个质点，设于墩顶，尚应计入上部荷载的重力。

5.2.10 土基上船闸的重力式、坞式、悬臂式闸室墙，沿高度作用于质点 i 的水平向地震惯性力标准值可按式(5.2.9)计算，式中 α_i 可按图5.2.10采用。

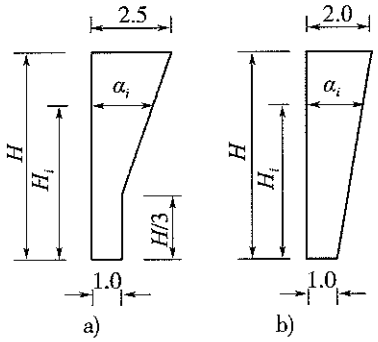


图5.2.9 闸首边墩加速度分布系数图

a)垂直船闸轴线方向；b)顺船闸轴线方向

H-质点系的总计算高度；H_i-质点 i 的计算高度

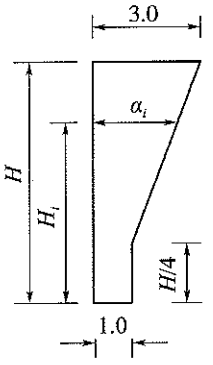


图5.2.10 土基上船闸闸室墙加速度分布系数图

H-质点系的总计算高度；H_i-质点 i 的计算高度

5.2.11 船闸闸顶机架桥沿高度作用于质点 i 的水平向地震惯性力标准值可按式

(5.2.9)计算,式中 α_i 可按图 5.2.11 采用。

5.2.12 岩基上船闸闸室墙水平向地震惯性力标准值应按下列方法确定。

5.2.12.1 水平向总地震惯性力标准值可按下式计算:

$$P_H = CK_HFW \tag{5.2.12-1}$$

式中 P_H——水平向总地震惯性力标准值(kN);

C——综合影响系数,$C=0.25$;

K_H——水平向地震系数,按表 5.1.2-1 采用;

F——总地震惯性力系数,取 1.1;

W——船闸闸室墙的总重力标准值(kN)。

5.2.12.2 沿建筑物高度作用于质点 i 的水平向地震惯性力标准值可按下式计算:

$$P_i = \frac{W_iD_i}{\sum_{j=1}^{n} W_jD_j}P_H \tag{5.2.12-2}$$

式中 P_i——作用于质点 i 的水平向地震惯性力标准值(kN);

W_i——集中在质点 i 或第 i 分段的重力标准值(kN);

D_i——地震惯性力分布系数,按图 5.2.12 确定;

P_H——水平向总地震惯性力标准值(kN);

n——建筑物计算质点总数。

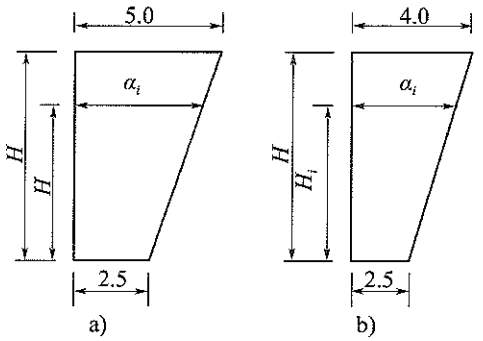


图 5.2.11 闸顶机架桥加速度分布系数图

a)垂直船闸轴线方向;b)顺船闸轴线方向

H-质点系的总计算高度;H_i-质点 i 的计算高度

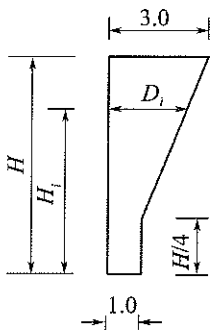


图 5.2.12 岩基上船闸闸室墙地震惯性力分布系数图

H-质点系的总计算高度;H_i-质点 i 的计算高度

5.2.13 对位于坡顶的挡土墙或桥台,作用于其重心处的水平向总地震惯性力标准值可按下列公式计算:

岩基时 $$P_H = 0.30K_HW \tag{5.2.13-1}$$

土基时 $$P_H = 0.35K_HW \tag{5.2.13-2}$$

式中 P_H——作用于重心处的水平向总地震惯性力标准值(kN);

K_H——水平向地震系数,按表 5.1.2-1 采用;

W——挡土墙或桥台的总重力标准值(kN)。

5.2.14 验算桥跨支座及锚栓、销钉和焊缝等的抗震强度时,作用于简支梁支座上的水平向地震惯性力标准值可按下式计算:

$$P = 1.5K_H W_L \tag{5.2.14}$$

式中 P——作用于简支梁支座上的水平向地震惯性力标准值(kN)；

K_H——水平向地震系数，按表5.1.2-1采用；

W_L——桥跨结构重力标准值(kN)。对于固定支座，为一孔桥跨上部结构的重力标准值；对于活动支座，为一孔桥跨上部结构的重力标准值的1/2。

5.2.15 对重力式直立堤、混合堤直立部分和斜坡堤胸墙，水平向地震惯性力标准值可按式(5.2.8)计算；对桩式防波堤，可按振型分解反应谱法计算。

5.3 地震土压力

5.3.1 地震时作用在挡土建筑物上的主动土压力标准值(图5.3.1)，宜按下列公式计算：

(1)作用在墙背上第 n 层土的总主动土压力标准值：

$$E_{an} = \frac{1}{2}(e_{an1} + e_{an2})\frac{h_n}{\cos\alpha} \tag{5.3.1-1}$$

(2)作用在墙背上第 n 层土顶面处的单位面积上的主动土压力标准值：

$$e_{an1} = (K_q q + \sum_{i=0}^{n-1}\gamma_i h_i)K_{an}\cos\alpha - 2c_n K_{acn}\cos\alpha \tag{5.3.1-2}$$

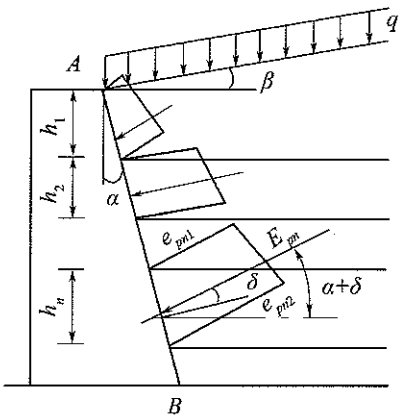


图5.3.1 地震主动土压力分布图

(3)作用在墙背上第 n 层土底面处的单位面积上的主动土压力标准值：

$$e_{an2} = (K_q q + \sum_{i=0}^{n}\gamma_i h_i)K_{an}\cos\alpha - 2c_n K_{acn}\cos\alpha \tag{5.3.1-3}$$

(4)系数：

$$K_q = \frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)} \tag{5.3.1-4}$$

$$K_{an} = \frac{\cos^2(\varphi_n - \alpha - \theta)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\delta_n + \theta + \alpha)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi_n + \delta_n)\sin(\varphi_n - \beta - \theta)}{\cos(\delta_n + \theta + \alpha)\cos(\alpha - \beta)}}\right]^2} \tag{5.3.1-5}$$

$$K_{acn} = \frac{\cos(\alpha-\beta)\cos\varphi_n}{\cos\theta\cos\alpha[1 + \sin(\varphi_n + \delta_n - \beta + \alpha)]} \tag{5.3.1-6}$$

(5)地震主动破裂面与水平面的夹角：

$$\cot(\xi_a - \beta) = -\tan(\varphi_n + \delta_n - \beta + \alpha) + \frac{1}{\cos(\varphi_n + \delta_n - \beta + \alpha)} \cdot \sqrt{\frac{\cos(\delta_n + \theta + \alpha)\sin(\varphi_n + \delta_n) + 2\eta_n\cos\varphi_n\cos\alpha\cos\theta}{\cos(\alpha+\beta)\sin(\varphi_n - \beta - \theta) + 2\eta_n\cos\varphi_n\cos\alpha\cos\beta}} \tag{5.3.1-7}$$

$$\eta_n = \frac{c_n}{K_q + \sum_{i=1}^{n}\gamma_i h_i} \tag{5.3.1-8}$$

式中 E_{an}——作用在墙背上第 n 层土的总主动土压力标准值(kN/m);

e_{an1}——作用在墙背上第 n 层土顶面处的单位面积上的主动土压力标准值(kPa);

e_{an2}——作用在墙背上第 n 层土底面处的单位面积上的主动土压力标准值(kPa);

h_n——第 n 层土的厚度(m);

α——墙背与铅垂线的夹角(°),仰斜为正,俯斜为负;

K_q——系数;

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标准值;

γ_i——第 i 层土的重度(kN/m^3),水下采用浮重度;

h_i——第 i 层土的厚度(m);

K_{an}——第 n 层土的主动土压力系数,当 $\beta=0$、$\delta_n=0$ 和 $\beta=0$、$\delta_n=\varphi_n/2\leqslant 15^\circ$ 时,可按附录 D 表 D.0.1-1 和表 D.0.1-2 采用;当 $\beta=0$、$0<\delta_n<\varphi_n/2$ 时,可取两表的内插值;

c_n——地震时第 n 层黏性土的黏聚力标准值(kPa),通常可取与平时相同,而对振动敏感的黏性土宜作专门的试验研究;

K_{acn}——地震主动土压力作用在第 n 层土时的系数,当 $\beta=0$、$\delta_n=0$ 和 $\beta=0$、$\delta_n=\varphi_n/2\leqslant 15^\circ$ 时,可按附录 D 表 D.0.1-1 和附录 D 表 D.0.1-2 采用;当 $\beta=0$、$0<\delta_n<\varphi_n/2$ 时,可取两表的内插值;

β——地面与水平面的夹角(°),在水平面以上为正,在水平面以下为负,且 $|\beta|<\varphi$;

φ_n——地震时第 n 层土的内摩擦角(°),通常可取与平时相同,但对饱和松砂宜作专门试验研究;

θ——地震角(°),按表 5.3.1 采用;

δ_n——第 n 层土与墙背间的摩擦角(°),式(5.3.1-5)和式(5.3.1-6)中,宜取 $\delta_n=0$ 或 $\delta_n=\varphi_n/2\leqslant 15^\circ$,式(5.3.1-7)中的 δ_n 取绝对值;

ξ_α——地震时主动破裂面与水平面的夹角(°),当 $\beta=0$、$\delta_n=0$ 和 $\beta=0$、$\delta_n=\varphi_n/2\leqslant 15^\circ$ 时,可按附录 D 表 D.0.2-1 和表 D.0.2-2 采用;当 $\beta=0$、$0<\delta_n<\varphi_n/2$ 时,可取两表的内插值;

η_n——系数。

地 震 角 θ 表 5.3.1

抗震设防烈度		7 度		8 度		9 度
地震加速度		0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
地震角 θ(°)	水上	1.5	2.3	3.0	4.5	6.0
	水下	3.0	4.5	6.0	9.0	12.0

注:g 为重力加速度。

5.3.2 地震时作用在挡土建筑物上的被动土压力标准值(图 5.3.2),宜按下列公式

计算：

(1)作用在墙背上第 n 层土的总被动土压力标准值：

$$E_{pn}=\frac{1}{2}(e_{pn1}+e_{pn2})\frac{h_n}{\cos\alpha} \tag{5.3.2-1}$$

(2)作用在墙背上第 n 层土顶面处的单位面积上的被动土压力标准值：

$$e_{pn1}=(K_q q+\sum_{i=0}^{n-1}\gamma_i h_i)K_{pn}\cos\alpha+2c_n K_{pcn}\cos\alpha \tag{5.3.2-2}$$

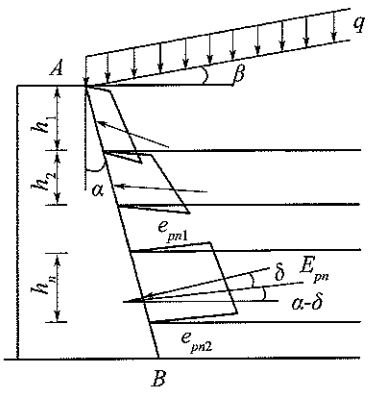


图 5.3.2 地震被动土压力分布图

(3)作用在墙背上第 n 层土底面处的单位面积上的被动土压力标准值：

$$e_{pn2}=(K_q q+\sum_{i=0}^{n}\gamma_i h_i)K_{pn}\cos\alpha+2c_n K_{pcn}\cos\alpha \tag{5.3.2-3}$$

(4)系数：

$$K_q=\frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)} \tag{5.3.2-4}$$

$$K_{pn}=\frac{\cos^2(\varphi_n+\alpha-\theta)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\delta_n+\theta-\alpha)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi_n+\delta_n)\sin(\varphi_n+\beta-\theta)}{\cos(\delta_n+\theta-\alpha)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2} \tag{5.3.2-5}$$

$$K_{pcn}=\frac{\cos(\alpha-\beta)\cos\varphi_n}{\cos\theta\cos\alpha[1-\sin(\varphi_n+\delta_n+\beta-\alpha)]} \tag{5.3.2-6}$$

(5)地震被动破裂面与水平面的夹角：

$$\cot(\xi_p-\beta)=\tan(\varphi_n+\delta_n+\beta+\alpha)+\frac{1}{\cos(\varphi_n+\delta_n+\beta-\alpha)}\cdot\sqrt{\frac{\cos(\delta_n+\theta-\alpha)\sin(\varphi_n+\delta_n)+2\eta_n\cos\varphi_n\cos\alpha\cos\theta}{\cos(\alpha+\beta)\sin(\varphi_n+\beta-\theta)+2\eta_n\cos\varphi_n\cos\alpha\cos\beta}} \tag{5.3.2-7}$$

$$\eta_n=\frac{c_n}{K_q+\sum_{i=1}^{n}\gamma_i h_i} \tag{5.3.2-8}$$

式中 E_{pn}——作用在墙背上第 n 层土的总被动土压力标准值(kN/m)；

e_{pn1}——作用在墙背上第 n 层土顶面处的单位面积上的被动土压力标准值(kPa)；

e_{pn2}——作用在墙背上第 n 层土底面处的单位面积上的被动土压力标准值(kPa)；

h_n——第 n 层土的厚度(m)；

α——墙背与铅垂线的夹角(°)，仰斜为正，俯斜为负；

K_q——系数；

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标准值；

γ_i——第 i 层土的重度(kN/m^3)，水下采用浮重度；

h_i——第 i 层土的厚度(m);

K_{pn}——第 n 层土的被动土压力系数,当 $\beta=0$、$\alpha=0$ 时,可按附录 D 表 D.0.3 采用;

c_n——地震时第 n 层黏性土的黏聚力标准值(kPa),通常可取与平时相同,而对振动敏感的黏性土宜作专门的试验研究;

K_{pcn}——地震被动土压力作用在第 n 层土时的系数;当 $\beta=0$、$\alpha=0$ 时,可按附录 D 表 D.0.3 采用;

β——地面与水平面的夹角(°),在水平面以上为正,在水平面以下为负,且 $|\beta|<\varphi$;

φ_n——地震时第 n 层土的内摩擦角(°),通常可取与平时相同,但对饱和松砂宜作专门试验研究;

θ——地震角(°),按表 5.3.1 采用;

δ_n——第 n 层土与墙背间的摩擦角(°),式(5.3.2-5)和式(5.3.2-6)中,宜取 $\delta_n=\varphi_n/2\leqslant 15°$,式(5.3.2-7)中的 δ_n 取绝对值;

ξ_p——地震被动破裂面与水平面的夹角(°),当 $\beta=0$、$\alpha=0$ 时,可按附录 D 表 D.0.4采用;

η_n——系数。

5.3.3 黏性土地震主动土压力的负值计算深度(图 5.3.3),可按下列公式计算:

$$h_0=\frac{c}{\gamma}\varepsilon_h \tag{5.3.3-1}$$

$$\varepsilon_h=\frac{2\cos\theta\cos\alpha\cos\varphi[1-\sin(\varphi+\delta+\alpha-\beta)]}{[\cos(\alpha-\beta)-\sin(\varphi+\delta)][\cos(\delta+\theta+\alpha)-\sin(\varphi-\theta-\beta)]} \tag{5.3.3-2}$$

式中 h_0——黏性土地震主动土压力的负值计算深度(m);

c——黏聚力(kPa),h_0 深度范围内的黏性土可不计;

γ——土的重度(kN/m^3),水下采用浮重度;

ε_h——地震时黏性土负值计算深度系数,当 $\beta=0$、$\delta=0$ 时,可按附录 D 表 D.0.5 采用;

φ——地震时土的内摩擦角(°),通常可取与平时相同,但对饱和松砂宜作专门试验研究;

α——墙背与铅垂线的夹角(°),仰斜为正,俯斜为负;

θ——地震角(°),按表 5.3.1 采用;

δ——土与墙背间的摩擦角(°)。

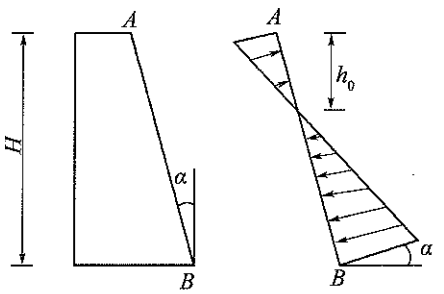


图 5.3.3 黏性土地震主动土压力的负值计算深度

5.4 地震动水压力

5.4.1 作用在直墙式建筑物上的地震动水压力强度、总动水压力、总倾覆力矩等的标准

值可分别按下列公式计算：

$$p_z = \frac{7}{8}\eta C K_H \gamma_w d^{\frac{1}{2}} Z^{\frac{1}{2}} \tag{5.4.1-1}$$

$$P_z = \frac{7}{12}\eta C K_H \gamma_w d^{\frac{1}{2}} Z^{\frac{3}{2}} \tag{5.4.1-2}$$

$$M_z = \frac{7}{30}\eta C K_H \gamma_w d^{\frac{1}{2}} Z^{\frac{5}{2}} \tag{5.4.1-3}$$

式中 p_z——水面以下 Z 深度处的地震动水压力强度标准值(kPa)，即静水压力以外的附加水压力；

η——折减系数，可按表 5.4.1 采用；

C——综合影响系数，取 0.25；

K_H——水平向地震系数，按表 5.1.2-1 采用；

γ_w——水的重度(kN/m^3)；

d——水深(m)；

Z——计算点距水面的距离(m)；

P_z——作用在直墙式建筑物上 Z 深度范围内的地震总动水压力标准值(kN/m)；

M_z——作用在直墙式建筑物上 Z 深度范围内的地震动水压力标准值对水深底点的总倾覆力矩(kN·m/m)。

折减系数 η 表 5.4.1

b/d	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	≥3.0
η	0.16	0.30	0.47	0.56	0.66	0.74	0.80	0.85	0.89	0.92	0.96	1.00

注：b 为水面宽度(m)。

5.4.2 作用在重力墩式建筑物上的动水压力标准值，可按下列方法确定。

5.4.2.1 作用在重力墩式建筑物上的总动水压力标准值，宜按下列公式计算：

$$P = C_1 C_2 C K_H \gamma_w A d \tag{5.4.2-1}$$

$$C_2 = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{0.9} \tag{5.4.2-2}$$

式中 P——作用在重力墩式建筑物上的总动水压力标准值(kN)，其作用点至水面的距离取 $0.48d$；

C_1——圆柱和方柱的附加质量系数，可查表 5.4.2，允许内插；

C_2——矩型墩的形状系数；

C——综合影响系数，取 0.25；

K_H——水平向地震系数，按表 5.1.2-1 采用；

γ_w——水的重度(kN/m^3)；

A——墩截面面积(m^2)；

d——水深(m)；

D_1——垂直于计算方向的墩截面边长(m)；

D_2——平行于计算方向的墩截面边长(m)。

附加质量系数 C_1　　表5.4.2

d/D	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
C_1	0.43	0.62	0.74	0.82	0.84	0.87	0.89	0.90	0.91

注:D 为计算方向的墩截面边长(m)。

5.4.2.2 水面以下深度为 Z 处单位墩高上的动水压力标准值,可按下式计算:

$$p_z = \frac{1.08P}{d}\left(\frac{Z}{d}\right)^{0.08} \tag{5.4.2-3}$$

式中 p_z——Z 处单位墩高上的动水压力标准值(kN/m);

P——作用在重力墩式建筑物上的总动水压力标准值(kN);

d——水深(m);

Z——计算点距水面的距离(m)。

5.4.2.3 作用在重力墩式建筑物上 Z 深度范围内的总动水压力标准值可按下式计算:

$$P_z = P\left(\frac{Z}{d}\right)^{1.08} \tag{5.4.2-4}$$

式中 P_z——作用在重力墩式建筑物上 Z 深度范围内的总动水压力标准值(kN),其作用点至深度 Z 的距离为 $0.48Z$;

P——作用在重力墩式建筑物上的总动水压力标准值(kN);

Z——计算点距水面的距离(m);

d——水深(m)。

5.4.3 梁板式、无梁板式、桁架式高桩码头和高桩墩式码头、重力式码头前的动水压力,抗震计算时可不予考虑。

5.5 地基承载力和岸坡稳定

5.5.1 在水运工程建筑物地基的抗震验算中,对于液化土层以下的土层,当按现行行业标准《港口工程地基规范》(JTS 147—1)采用固结快剪强度指标计算地基承载力时,抗力分项系数可降低至正常情况下的75%;当采用查表法时,地基土的抗震承载力设计值可按式(5.5.1)予以提高。液化土层以上的土层承载力设计值不应修正。

$$R_E = \eta_S R \tag{5.5.1}$$

式中 R_E——地基土抗震承载力设计值(kPa);

η_S——地基土抗震承载力设计值提高系数,按表5.5.1采用;

R——经基础宽度和埋深修正后的地基土静承载力设计值(kPa)。

地基土抗震承载力设计值提高系数 η_S　　表5.5.1

地　基　土	η_S
松砂,非液化状态	1.0
一般砂土,非液化状态	1.3
密实的碎石土和基岩,包括夯实的抛石基床	1.5

5.5.2 地震时桩的垂直承载力抗力分项系数，在一般黏性土和砂土中可降为正常情况下的80%，在软土和非液化状态的松砂中不宜降低。

5.5.3 对地震作用下的岸坡整体稳定验算，当采用圆弧滑动面法（图5.5.3）验算时，应满足下列公式的要求：

$$\gamma_s\left[\sum(q_i b_i + W_i)\sin\alpha_i + \frac{P_{Hi}y_i}{R} + \frac{\sum M}{R}\right] \leqslant$$

$$\frac{1}{\gamma_R}\sum[c_i b_i \sec\alpha_i + (q_i b_i + W_i)\cos\alpha_i \tan\varphi_i] \tag{5.5.3-1}$$

$$P_{Hi} = CK_H\xi_i(q_i b_i + W_{si}) \tag{5.5.3-2}$$

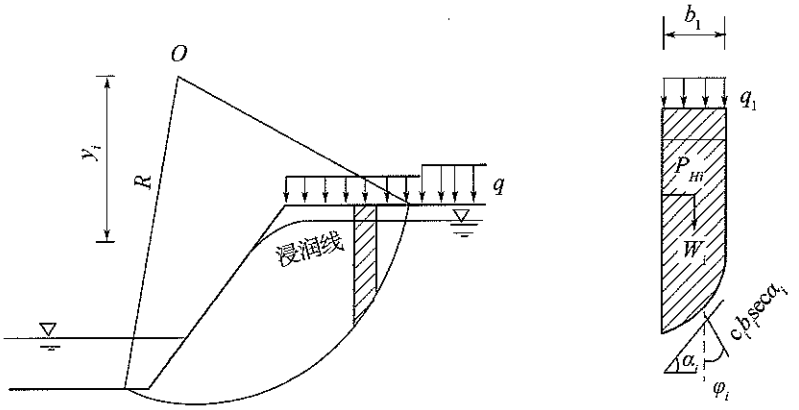


图5.5.3 地震作用下圆弧滑动稳定性计算示意图

式中 γ_s——综合分项系数，取1.0；

q_i——第i土条顶面上的荷载（kN/m^2），在坡顶上的堆货荷载按第3.3.1条确定；

b_i——第i土条的宽度（m）；

W_i——第i土条的重力标准值（kN/m），水下用浮重度，计入渗透力时，对浸润线以下，设计低水位以上，改用饱和重度计算滑动力矩；

α_i——第i土条弧线中点切线与水平线的夹角（°）；

P_{Hi}——第i土条的水平向地震惯性力标准值（kN/m）；

y_i——第i土条重心至滑弧圆心的竖向距离（m）；

R——滑弧半径（m）；

$\sum M$——由其他因素产生的滑动力矩（kN·m/m）；

γ_R——抗力分项系数，取1.0；

c_i——第i土条滑动面上土的黏聚力标准值（kPa）；

φ_i——第i土条滑动面上土的内摩擦角（°）；

C——综合影响系数，取0.25；

K_H——水平向地震系数，按表5.1.2-1采用；

ξ_i——分布系数，坡顶处取4/3，坡底及其以下取2/3并沿高度直线分布，计算整坡稳定时，其值为1；计算局部稳定时，可取该局部高度的平均值；

W_{si}——第i土条的重力标准值（kN/m），水下用饱和重度。

5.5.4 在进行地震作用下的岸坡整体稳定验算时,应通过动力试验测定土体在地震作用下的抗剪强度指标。一般工程在无动力试验条件时,除可液化土外,可用固结不排水强度指标或相当的抗剪强度。

5.5.5 地震作用下的岸坡整体稳定验算的抗力分项系数不应小于1.0。有实践经验和资料时可根据工程的具体情况,按现行行业标准《港口工程地基规范》(JTS 147—1)的规定适当调整抗力分项系数。

5.6 结构验算

5.6.1 水运工程结构的抗震分析,应根据各类结构的特点,合理简化分析模型,必要时应对简化模型进行试验或验证。

5.6.2 重力式码头、板桩码头、格型板桩码头和重力式防波堤等型式的一般结构,可采用拟静力法分析,并应对地基土和回填土进行液化分析。对于特殊重要的结构,当需要控制结构的变形和应力状态时,可采用有限元法、有限差分法对结构和地基进行动力分析。

5.6.3 高桩码头、大型起重机等透空框架型式的一般结构,可采用拟静力法或振型分解反应谱法进行分析。对于特殊重要的结构,当需要控制结构的变形和应力状态时,可采用有限元法、有限差分法对结构和地基进行动力分析。

5.6.4 当采用拟静力法分析和振型分解反应谱法分析时,钢筋混凝土桩、柱截面承载力应按下列公式验算:

$$S \leqslant \frac{R}{\gamma_{RE}} \tag{5.6.4-1}$$

$$S = \gamma_0 \left(\gamma_G C_G G + \gamma_{PH} C_{PH} P_H + \sum_{i=1}^{n} \gamma_{Qi} C_{Qi} \phi_{Qi} Q_{ik} \right) \tag{5.6.4-2}$$

式中 S——结构构件作用效应设计值;

R——结构构件承载力设计值,取与静力计算时相同的值;

γ_{RE}——抗震调整系数,当所采用的钢筋强度设计值不大于420N/mm^{2}时,取1.2;

γ_0——结构重要性系数,取1.0;

γ_G——永久作用分项系数,可取1.2,当作用的增加对构件有利时,取1.0;

C_G——永久作用的作用效应系数;

G——永久作用标准值(kN);

γ_{PH}——水平向地震惯性力分项系数,取1.0;

C_{PH}——水平向地震惯性力的作用效应系数;

P_H——水平向地震惯性力标准值(kN);

γ_{Qi}——第i项可变作用分项系数,采用与静力计算相同的值;

C_{Qi}——第i项可变作用的作用效应系数;

ϕ_{Qi}——各作用组合系数,按表3.3.1采用;

Q_{ik}——可变作用标准值(kN)。

5.6.5 当采用拟静力法分析和振型分解反应谱法分析时,重力式码头抗震稳定性可按下列规定验算。

5.6.5.1 岸壁式码头抗滑稳定性可按下式验算：

$$\gamma_0(\gamma_E E_H+\gamma_E E_{QH}+\gamma_{PH}P_H+\gamma_T\phi T_H)\leqslant\frac{(\gamma_G G+\gamma_E E_V+\gamma_E E_{QV}-\gamma_{PV}\phi_P P_V)f}{\gamma_{RE}} \tag{5.6.5-1}$$

式中 γ_0——结构重要性系数，取1.0；

γ_E——地震土压力分项系数，取1.35；

E_H——计算面以上水平向地震主动土压力的标准值(kN)；

E_{QH}——码头面上可变作用标准值乘以地震时组合系数后所产生的地震主动土压力标准值在计算面以上的水平向分力(kN)；

γ_{PH}——水平向地震惯性力分项系数，取1.0；

P_H——水平向地震惯性力标准值(kN)；

γ_T——系缆力分项系数，有利时取1.0，不利时取1.4；

ϕ——地震时系缆力的组合系数，取0.5；

T_H——静力计算时系缆力水平分力标准值(kN)；

γ_G——永久作用分项系数，可取1.2，当作用的增加对构件有利时，取1.0；

G——永久作用标准值(kN)；

E_V——计算面以上竖向地震主动土压力的标准值(kN)；

E_{QV}——码头面上可变作用标准值乘以地震时组合系数后所产生的地震主动土压力标准值在计算面以上的垂直向分力(kN)；

γ_{PV}——竖向地震惯性力分项系数，取1.0；

ϕ_P——竖向地震惯性力组合系数，取0.5；

P_V——竖向地震惯性力标准值(kN)；

f——沿计算面的摩擦系数设计值，取静力计算值；

γ_{RE}——抗震调整系数，取0.88。

5.6.5.2 岸壁式码头抗倾稳定性可按下式验算：

$$\gamma_0(\gamma_E M_{EH}+\gamma_E M_{EQH}+\gamma_{PH}M_{PH}+\gamma_T\phi M_{TH})\leqslant\frac{(\gamma_G M_G+\gamma_E M_{EV}+\gamma_E M_{EQV}-\gamma_{PV}M_{PV})}{\gamma_{RE}} \tag{5.6.5-2}$$

式中 γ_0——结构重要性系数，取1.0；

γ_E——地震土压力分项系数，取1.35；

M_{EH}——地震主动土压力的水平分力标准值对计算面前趾产生的倾覆力矩(kN·m)；

M_{EQH}——码头面上可变作用标准值乘以地震时组合系数产生的水平向地震主动土压力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m)；

γ_{PH}——水平向地震惯性力分项系数，取1.0；

M_{PH}——计算面以上水平向地震惯性力标准值对计算面前趾产生的倾覆力矩(kN·m)；

γ_T——系缆力分项系数，有利时取1.0，不利时取1.4；

ϕ——地震时系缆力的组合系数，取0.50；

M_{TH}——系缆力水平分力标准值对计算面前趾产生的倾覆力矩(kN·m);

γ_G——永久作用分项系数,可取1.2,当作用的增加对构件有利时,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}——地震主动土压力垂直分力的标准值对计算面前趾产生的稳定力矩(kN·m);

M_{EQV}——码头面上可变作用标准值乘以地震时组合系数产生的垂直向地震主动土压力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

γ_{PV}——竖向地震惯性力分项系数,取1.0;

M_{PV}——计算面以上垂直向地震惯性力标准值对计算面前趾产生的稳定力矩(kN·m);

γ_{RE}——抗震调整系数,取1.15。

5.6.5.3 重力墩抗滑稳定性可按下式验算:

$$\gamma_0(\gamma_{PH}P_H+\gamma_{PD}P_D+\gamma_T\phi T_H)\leqslant\frac{(\gamma_G G-\gamma_{PV}P_V-\gamma_T\phi T_V)f}{\gamma_{RE}} \qquad (5.6.5\text{-}3)$$

式中 γ_0——结构重要性系数,取1.0;

γ_{PH}——竖向地震惯性力分项系数,取1.0;

P_H——水平向地震惯性力标准值(kN);

γ_{PD}——地震动水压力合力分项系数,取1.0;

P_D——地震动水压力合力标准值(kN);

γ_T——系缆力分项系数,有利时取1.0,不利时取1.4;

ϕ——地震时系缆力的组合系数,取0.50;

T_H——静力计算时系缆力水平分力标准值(kN);

γ_G——永久作用分项系数,可取1.2,当作用的增加对构件有利时,取1.0;

G——永久作用标准值(kN);

γ_{PV}——竖向地震惯性力分项系数,取1.0;

P_V——竖向地震惯性力标准值(kN);

T_V——静力计算时系缆力垂直分力标准值(kN);

f——沿计算面的摩擦系数设计值,取静力计算值;

γ_{RE}——抗震调整系数,取1.10。

5.6.5.4 重力墩抗倾稳定性可按下式验算:

$$\gamma_0(\gamma_{PH}M_{PH}+\gamma_{PD}M_{PD}+\gamma_T M_{TH})\leqslant\frac{(\gamma_G M_G-\gamma_{PV}M_{PV}-\gamma_T M_{TV})}{\gamma_{RE}} \qquad (5.6.5\text{-}4)$$

式中 γ_0——结构重要性系数,取1.0;

γ_{PH}——水平向地震惯性力分项系数,取1.0;

M_{PH}——计算面以上水平向地震惯性力标准值对计算面前趾产生的倾覆力矩(kN·m);

γ_{PD}——地震动水压力合力分项系数,取1.0;

M_{PD}——地震动水压力合力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

γ_T——系缆力分项系数,有利时取1.0,不利时取1.4;

M_{TH}——系缆力水平分力标准值对计算面前趾产生的倾覆力矩(kN·m);

γ_G——永久作用分项系数,可取1.2,当作用的增加对构件有利时,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);

γ_{PV}——竖向地震惯性力分项系数,取1.0;

M_{PV}——计算面以上垂直向的地震惯性力标准值对计算面前趾产生的稳定力矩(kN·m);

M_{TV}——系缆力垂直分力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

γ_{RE}——抗震调整系数,取1.40。

5.6.6 板桩码头可按下列规定进行抗震验算。

5.6.6.1 板桩墙的入土深度应满足式(5.6.6-1)的"踢脚"稳定要求。

$$\gamma_0(\gamma_E M_E+\gamma_E M_{EQ}+\gamma_{EW}M_{EW})\leqslant\frac{M_{EP}}{\gamma_{RE}} \tag{5.6.6-1}$$

式中 γ_0——结构重要性系数,取1.0;

γ_E——地震土压力分项系数,取1.35;

M_E——板桩墙后土体所产生的地震主动土压力标准值对拉杆锚碇点的力矩(kN·m);

M_{EQ}——码头面可变作用标准值乘以地震时的作用组合系数后所产生的地震主动土压力标准值对拉杆锚碇点的力矩(kN·m);

γ_{EW}——剩余水压力的分项系数,取1.05;

M_{EW}——剩余水压力标准值对拉杆锚碇点的力矩(kN·m);

M_{EP}——地震被动土压力标准值对拉杆锚碇点的力矩(kN·m);

γ_{RE}——抗震调整系数,对软弱土质地基取0.9,其他土质地基取1.0。

5.6.6.2 锚碇墙或锚碇板的稳定性应按下式确定:

$$\gamma_0(\gamma_E E_H+\gamma_E E_{QH}+\gamma_R R_H)\leqslant\frac{E_{PH}}{\gamma_{RE}} \tag{5.6.6-2}$$

式中 γ_0——结构重要性系数,取1.0;

γ_E——地震土压力分项系数,取1.35;

E_H——锚碇墙或锚碇板后土体产生的地震主动土压力的水平分力标准值(kN);

E_{QH}——锚碇墙或锚碇板后地面可变作用标准值乘以地震时的组合系数所产生的地震主动土压力水平分力标准值(kN);

γ_R——拉杆拉力的分项系数,取1.35;

R_H——拉杆拉力水平分力的标准值(kN);

E_{PH}——锚碇墙或锚碇板前地震被动土压力水平分力的标准值(kN),土与墙面之间的摩擦角δ取$\varphi/3$,且小于7°;

γ_{RE}——抗震调整系数,取1.15。

5.6.6.3 板桩码头钢筋混凝土和预应力混凝土构件截面承载力应按下式进行验算:

$$S\leqslant\frac{R}{\gamma_{RE}} \tag{5.6.6-3}$$

式中 S——结构构件作用效应设计值,可按有关作用标准值计算的作用效应乘综合分项系数确定,综合分项系数取1.4;

R——结构构件承载力设计值,与静力计算相同;

γ_{RE}——抗震调整系数,取0.8。

5.6.6.4 板桩码头钢结构构件截面抗震强度可按下列公式验算:

(1)钢板桩

$$\frac{1}{1000}\gamma_{EQ}\left(\frac{N}{A}+\frac{M_{max}}{W_z}\right)\leqslant\frac{f_t}{\gamma_{RE}} \tag{5.6.6-4}$$

式中 γ_{EQ}——综合分项系数,取1.35;

N——作用标准值产生的每米板桩墙轴向力(kN);

A——每米宽钢板桩的截面面积(m^2);

M_{max}——作用标准值产生的每米板桩墙最大弯矩(kN·m);

W_z——每米宽钢板桩的弹性抵抗矩(m^3);

f_t——钢材强度设计值(N/mm^2),按现行国家标准《钢结构设计规范》(GB50017)中的规定采用;

γ_{RE}——抗震调整系数,取0.65。

(2)钢拉杆

$$\frac{1}{1000}\gamma_R\frac{R_A}{A}\leqslant\frac{f_t}{\gamma_{RE}} \tag{5.6.6-5}$$

式中 γ_R——拉杆拉力分项系数,取1.35;

R_A——拉杆拉力的标准值(kN);

A——拉杆有效截面面积(m^2);

f_t——钢材的强度设计值(N/mm^2);

γ_{RE}——抗震调整系数,取0.65。

(3)钢导梁

$$\frac{1}{1000}\gamma_{EQ}\frac{M_{max}}{W_z}\leqslant\frac{f_t}{\gamma_{RE}} \tag{5.6.6-6}$$

式中 γ_{EQ}——综合分项系数,取1.35;

M_{max}——钢导梁最大弯矩标准值(kN·m);

W_z——钢导梁的弹性抵抗矩(m^3);

f_t——钢材强度设计值(N/mm^2);

γ_{RE}——抗震调整系数,取0.65。

6 抗震措施

6.1 地基和岸坡

6.1.1 当岸坡抗震稳定性验算不满足要求时，可采用在危险滑弧影响范围内加固土体、设置抗滑结构、坡脚压载、减缓坡度或坡顶减载等增加稳定性的措施。

6.1.2 当岸坡和地基中存在淤泥、淤泥质土或天然强度低、压缩性高的软土，或地基承载力不够时，宜加固地基或采取结构措施。对软黏土地基，不宜采用塑料薄膜等表面加强措施。当建设区域内有古河道、掩埋沟或明显不均匀土层等时，宜避开；当无法避开时，应采取必要措施。

6.1.3 当岩土的性质和厚度等在水平方向变化很大时，应采取防止地震时产生较大的不均匀沉陷和集中渗漏的措施，并宜提高上部建筑物对地基不均匀沉陷的适应性。

6.1.4 对于地基和岸坡中的可液化土层，可按下列规定采取加固措施。

6.1.4.1 在可液化土层中采用桩基时，基桩应穿过可液化土层，并有足够的长度打入稳定土层。

6.1.4.2 对位于地面下较浅的可液化土层，可采用振密、强夯、盖重等措施或挖除全部可液化土层；当可液化土层位于地面下较深时，可采用挤密砂桩、振动水冲等加密法。加固深度应处理至液化深度下界，且处理后土层的标准贯入击数实测值应大于相应的临界值。

6.1.4.3 在相对不透水土层中存在可液化土夹层或透镜体时，可采用设置塑料排水板、砂井或减压井等排水减压措施。当局部地基可能液化时，可用密封幕墙围封至不透水层。

6.1.5 对于船闸等挡水建筑物的防渗结构及其连接部位、排水倒滤结构等，应采取防止地震时产生危害性裂缝而引起扬压力增大、渗漏量增大，或发生管涌、流土等险情的措施。

6.1.6 当船闸建造于岩基上时，应加强处理地基中的断层、破碎带、软弱夹层等薄弱部位，浇筑混凝土前应认真清基，并应适当提高底部混凝土强度等级。

6.1.7 建筑物地基中和墙后一定范围内，不宜采用粉细砂和颗粒均匀的中砂等作为回填料。

6.2 重力式码头和重力墩

6.2.1 抗震设防烈度为8度、9度的地区，码头墙后应采用抛石棱体并一坡到底。

6.2.2 方块码头或方块重力墩，可采取以下措施提高结构的整体性：

(1)减少方块层数；

(2)在方块间设置榫槽;

(3)在方块上预留竖向孔洞,在孔洞中插入钢筋笼或型钢并灌注水下混凝土;

(4)现场浇筑混凝土胸墙,并与其下的方块或卸荷板连成整体。

6.2.3 对预制安装的扶壁式码头,应采取措施增强其纵向整体性,宜采用现浇胸墙,并适当增加胸墙或帽梁的纵向钢筋数量、立板竖向钢筋外伸并与胸墙钢筋连接的方法。

6.2.4 对沉箱码头,应加强上部结构与沉箱的连接,上部结构宜嵌入沉箱壁顶以下,沉箱内外墙钢筋宜伸入上部结构。

6.3 高桩码头

6.3.1 抗震设防烈度为8度、9度地区的高桩码头,有条件时宜采用全直桩结构。

6.3.2 对接岸式高桩结构,宜采取减小岸坡和接岸结构变形对高桩结构不利影响的措施,可采用地基加固、换填、放缓岸坡坡度、在码头结构和接岸结构之间设置允许相对滑动连接结构等措施。

6.3.3 对连片式高桩结构,各结构段横向抗震能力宜一致,并宜在段间设置横向传力装置;纵向端部的1~2个结构段宜适当加强。

6.3.4 斜桩结构桩基布置宜满足下列要求:

(1)每个分段内的桩基对称布置;

(2)适当增加叉桩,叉桩布置在排架中支座垂直反力大的位置;

(3)当斜桩打入岸坡长度较长时,向岸基桩的斜度应适当减小。

6.3.5 桩顶和桩帽、桩帽和上部结构之间应可靠连接;当抗震设防烈度为8度、9度时,宜采用现浇整体式结构。

6.3.6 叉桩桩顶与桩帽或横梁之间应有足够的联系钢筋;并应采取保证管桩桩芯与桩壁间粘结力的措施。

6.3.7 直桩结构桩基布置应符合下列规定。

6.3.7.1 地形变化不大的每个分段内的桩基,宜采用同种桩型对称布置。

6.3.7.2 当结构段内横向或纵向地形起伏较大时,应采取措施缓解由于受弯长度较短处刚度大而造成的受力集中。

6.3.8 全直桩结构的桩顶节点设计,应保证其整体性和良好的延性,桩顶与上部结构的连接应采用固结。

6.3.9 高桩结构的桩、桩帽、梁和板等构件应根据使用条件和修复的难易程度确定达到极限状态的优先顺序,并应避免发生剪切破坏先于弯曲破坏。

6.3.10 起重机械锚固位置应避免集中,并应和结构抗力分布相适应。

6.3.11 对主要采用高强预应力钢筋作为预应力钢筋的构件,应充分张拉发挥高强预应力钢筋的预应力作用,在有效配置能满足抗裂要求的预应力钢筋数量的前提下,其余承载能力不足部分应配置常规低强度延性好的钢筋,有条件时,宜使不少于30%的受弯承载力由非预应力钢筋承受。

6.3.12 当引桥、码头上部结构采用简支结构时,应采取设置挡块、钢筋或链条连接等防

止落梁的措施。支座边缘至结构边缘的最小距离(图6.3.12)可参照表6.3.12设置。当基础为全直桩结构时,可同时采取挡块和连接措施。

支座边缘至结构边缘最小距离 a 表6.3.12

跨径(m)	10~15	16~20	21~30	31~40
a(mm)	250	300	350	400

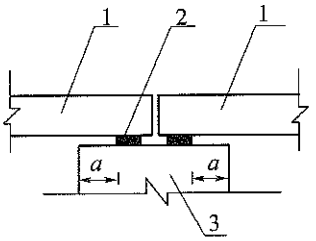


图6.3.12 桥跨支座边缘至墩(台)帽或横梁边缘的距离

1-梁;2-支座;3-墩(台)帽或横梁

6.3.13 高桩码头前后方桩台间的建筑缝中应填充缓冲材料。

6.4 板桩码头

6.4.1 在板桩墙与锚碇结构之间存在软土或可液化土时,应换填透水性能好的粗砂或石料,并保证密实。

6.4.2 当拉杆较长或码头面荷载较大时,应采取减少拉杆下垂的有效措施。拉杆端部应采用铰接连接。

6.4.3 当抗震设防烈度为8度、9度时,宜采用叉桩锚碇,并应适当加强帽梁。

6.4.4 同一段板桩码头上的锚碇结构型式及拉杆的长度、间距、钢号等应相同,安装时应使所有拉杆张紧一致。

6.5 斜坡码头和浮码头

6.5.1 斜坡码头结构应采取改良液化土、换填、控制斜坡坡度等对抗震有利的相关措施。

6.5.2 抗震要求较高的浮码头趸船,宜采用钢质趸船。

6.5.3 对于桥跨的活动支座应采取防止落梁的措施。

6.5.4 简支桥跨支座边缘至墩帽或横梁边缘距离的最小值(图6.3.12),应按表6.3.12采用。

6.5.5 对高度较大的柱、桩式墩,为提高其顺桥向的刚度,宜根据具体情况,适当加大柱、桩直径或设置叉桩。柱、桩的受力钢筋应全部伸入横梁内,并应具有足够的锚固长度。

6.5.6 重力式混凝土墩台宜减少施工缝。在施工缝处应凿毛并设置短钢筋,保证墩台的整体性。

6.5.7 墩台应采用整体性强的结构型式。桥台的胸墙应适当加强,在胸墙与梁端部之间宜填充缓冲材料。

6.6 防 波 堤

6.6.1 重力式直立堤的抗震措施可执行重力式码头抗震的有关规定。

6.6.2 斜坡堤的抗震措施可执行地基和岸坡抗震的有关规定。

6.6.3 桩结构防波堤的抗震措施可执行高桩码头抗震的有关规定。

6.7 船 闸

6.7.1 对抗震设防烈度6度以上地区的船闸闸首,应采用钢筋混凝土整体式结构。土基上的船闸闸室在抗震设防烈度为8度、9度地区,宜采用钢筋混凝土整体式结构。

6.7.2 土基上的分离式闸室墙,其底板部位的墙间横撑、闸室墙的前趾部位,均应采用钢筋混凝土结构。

6.7.3 船闸结构分缝的止水,应选用耐久性好并能适应较大变形且便于震后修复的型式和材料。

6.7.4 采用浆砌块石结构时,水泥砂浆强度等级不应低于M10,勾缝水泥砂浆强度不应低于M15。

6.7.5 闸门、启闭机的选型和布置,应有利于降低机架桥高度和减轻机架桥顶部的重力。

6.7.6 机架桥宜做成刚架式结构,机架柱与闸墩的连接应加强,连接部位应增加抗剪钢筋,刚架与桥面结构可采用挡块、螺栓或钢夹板连接。

6.7.7 船闸的刚架、梁、柱节点及柱脚附近3~4倍柱宽范围内的箍筋,应适当加密,并做成封闭型。抗震设防烈度为9度时,机架柱的箍筋应在全柱范围内加密。

6.8 码头设备及附属设施

6.8.1 起重机械的钢轨和固定设施应能适应机械设备地震时产生的水平和竖向地震作用。当前后轨不是位于整体结构上时,尚应防止地震时由于轨距变化可能引起的设备滚轮出轨、支腿出现塑性铰后发生倾覆等可能,有条件时,两轨间宜设置交叉连接结构,并预留一定轨距和高程调整裕量。

6.8.2 震后带式输送机及管线基础的位移差和沉降差应在允许范围,建设时可考虑预留一定调整裕量。

6.8.3 客运或轮渡等码头应设置疏散乘客等必要的安全设施。

附录 A　建筑物自振周期的计算

A.0.1　建筑物的自振周期，可根据结构动力学的方法进行计算，并宜通过模型试验和对已建成的同类型建筑物进行实测，经综合分析后确定。

A.0.2　对于梁板式、无梁板式、实体墩式高桩码头其自振周期可按以下单质点公式计算：

$$T=2\pi\sqrt{\frac{W\delta}{g}} \tag{A.0.2}$$

式中　T——计算方向码头自振周期(s)；

W——换算质点总重力标准值(N)；

δ——单位水平力作用于上部结构重心处，在该处引起的水平位移(m/N)；

g——重力加速度(m/s^2)。

A.0.3　对于按多质点计算的高桩墩式码头(图 5.2.3)，其第一自振周期，当已有桩基静力刚度计算成果时，可按式(A.0.3-1)、式(A.0.3-3)、式(A.0.3-4)和式(A.0.3-6)计算，当无上述成果时，可按式(A.0.3-2)、式(A.0.3-3)和式(A.0.3-5)计算。

$$T_1=2\pi\sqrt{\gamma_1 M\delta_0} \tag{A.0.3-1}$$

$$T_1=2\pi\sqrt{\frac{\gamma_2 M}{\frac{EA}{L_N}\sum_{i=1}^{N}\sin^2\alpha_i+\frac{12EI}{L_M^3}\sum_{i=1}^{N}\cos^2\alpha_i}} \tag{A.0.3-2}$$

$$M=\sum_{i=1}^{n}m_i \tag{A.0.3-3}$$

$$\gamma_1=0.73+0.028Z_0 \tag{A.0.3-4}$$

$$\gamma_2=0.80+0.033Z_0 \tag{A.0.3-5}$$

$$\delta_0=\Delta_p+Z_0(\varphi_p+\Delta_M)+Z_0^2\varphi_M \tag{A.0.3-6}$$

式中　T_1——第一自振周期(s)；

γ_1——修正系数，当 $Z_0\leqslant 2.5$m 或上部结构刚度很大，可全部当作刚体考虑时，取 0.8；

M——多质点系总质量(kg)；

δ_0——把上部结构视为刚体，质点系重心处在单位水平力作用下的水平位移(m/N)；

γ_2——修正系数；

E——桩材料弹性模量(N/m^2)；

A——桩截面面积(m^2)；

L_N——桩的平均计算受压长度(m)；

N——桩数;

α_i——第 i 根桩在计算平面上投影的垂直夹角(°);

I——桩截面惯性矩(m^4);

L_M——桩的平均计算受弯长度(m),L_M <4.0m 时,不宜采用式(A.0.3-2)计算自振周期;

n——质点总数;

m_i——集中在质点 i 的质量(kg);

Z_0——质点系质心至桩台底面的距离(m);

Δ_p——计算方向上单位水平力作用于桩台底面中心时,桩台底产生的水平线变位(m/N);

φ_p——计算方向上单位水平力作用于桩台底面中心时,桩台底产生的角变位(rad/N);

Δ_M——计算方向上单位力矩作用于桩台底面中心时,桩台底产生的水平线变位[m/(N·m)];

φ_M——计算方向上单位力矩作用于桩台底面中心时,桩台底产生的角变位[rad/(N·m)]。

A.0.4 对于斜坡码头和浮码头的柱、桩式墩(图 A.0.4),其第一自振周期可近似按下列公式计算:

$$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{W\delta}{g}} \tag{A.0.4-1}$$

$$W = \sum_{i=1}^{n} X_1^2(i)\, W_i \tag{A.0.4-2}$$

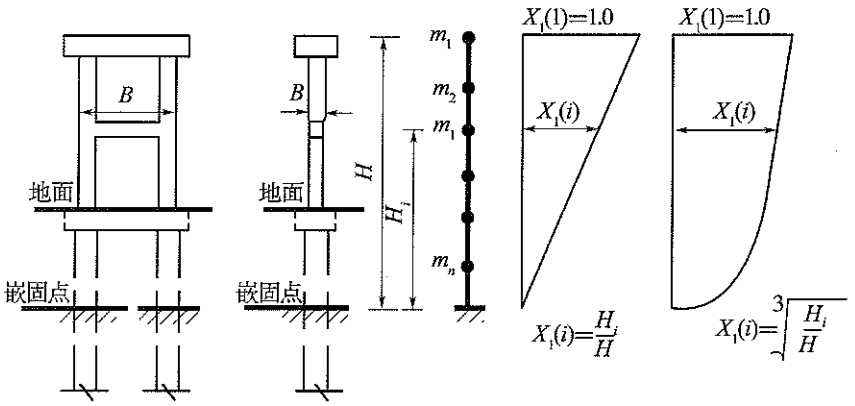


图 A.0.4 计算简图及第一振型图

当 $\frac{H}{B}>5$ 时:

$$X_1(i) = \frac{H_i}{H} \tag{A.0.4-3}$$

当 $\frac{H}{B}\leqslant 5$ 时:

$$X_1(i)=\sqrt[3]{\frac{H_i}{H}} \tag{A.0.4-4}$$

式中 T_1——计算方向墩的第一自振周期(s)；

W——墩顶换算质点总重力标准值(N)；

δ——单位水平力作用于墩顶，在该点引起的水平位移(m/N)；

n——质点总数；

$X_1(i)$——第一振型在质点 i 或第 i 分段质心处的相对水平位移；

W_i——集中在质点 i 或第 i 分段的重力标准值(N)；

H——墩顶至嵌固点的距离(m)；

B——计算方向墩身最大宽度(m)；

H_i——质点 i 至嵌固点的距离(m)。

附录 B　高桩码头地震作用专门研究的基本内容

B.0.1　地震作用专门研究宜包括下列基本内容：

(1)采用室内试验方法测定岩土材料的静动力变形、强度及抗液化强度；

(2)按岩土材料的非线性应力-应变关系计算地震前的初始应力；

(3)采用岩土材料的线性或非线性应力应变关系计算码头结构的动力响应；

(4)考虑桩-土相互作用，采用等效线性或非线性时程分析法求解码头结构的地震应力和加速度反应。

B.0.2　设计反应谱可按第 5.1.2 条的规定选用。

B.0.3　动力分析使用的地震加速度时程宜符合第 5.1.6 条的规定。

附录 C　高度大于 30m 的空箱式和刚架、桁架式高桩墩式码头的地震惯性力及内力的计算

C.0.1　j 振型作用在质点 i 的水平地震惯性力标准值可按下列公式计算：

$$P_{ij} = CK_H\beta_j\gamma_j X_j(i)W_j \tag{C.0.1-1}$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^{n} X_j(i)W_i}{\sum_{i=1}^{n} X_j^2(i)W_i} \tag{C.0.1-2}$$

式中　P_{ij}——j 振型作用在质点 i 的水平向地震惯性力标准值(kN)；

C——综合影响系数，取 0.30；

K_H——水平向地震系数，按表 5.1.2-1 采用；

β_j——相应于 j 振型自振周期 T_j 的动力放大系数，按图 5.1.2 采用；

γ_j——j 振型参与系数；

$X_j(i)$——j 振型在质点 i 或第 i 分段重心处的相对水平位移；

W_i——集中在质点 i 或第 i 分段的重力标准值(kN)，对于最下面一个质点尚应计入桩平均计算受弯长度的 1/2 桩身重力。

C.0.2　由水平地震惯性力标准值产生的内力可按下式计算：

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^{m} S_j^2} \tag{C.0.2}$$

式中　S——由水平地震惯性力标准值产生的内力；

m——振型数，根据计算视其影响程度确定，一般不超过 3 个振型；

S_j——由 j 振型水平地震惯性力标准值产生的内力。

附录 D　地震土压力参数表

D.0.1　地震主动土压力系数 K_a 和系数 K_{ae} 可按表 D.0.1-1 和表 D.0.1-2 采用。

D.0.2　地震主动土压力破裂面与水平面的夹角 ξ_a 可按表 D.0.2-1 和表 D.0.2-2 采用。

D.0.3　地震被动土压力系数 K_p 和系数 K_{pe} 可按表 D.0.3 采用。

D.0.4　地震被动土压力破裂面与水平面的夹角 ξ_p 可按表 D.0.4 采用。

D.0.5　黏性土地震主动土压力的负值计算深度系数 ε_h 可按表 D.0.5 采用。

地震主动土压力系数 K_a 和系数 K_{ae}

$\beta=0$　　$\delta=0$

表 D.0.1-1

φ	θ	1.5°			3°			6°			12°		
	α / K_a, K_{ae}	-10°	0°	20°	-10°	0°	20°	-10°	0°	20°	-10°	0°	20°
8°	K_a	0.755	0.780	0.895	0.786	0.807	0.919	0.868	0.882	0.990	—	—	—
	K_{ae}	1.026	0.869	0.674	1.027	0.870	0.675	1.032	0.874	0.678	—	—	—
12°	K_a	0.638	0.678	0.811	0.665	0.702	0.833	0.728	0.759	0.886	—	—	—
	K_{ae}	0.945	0.810	0.639	0.946	0.811	0.640	0.950	0.814	0.643	—	—	—
16°	K_a	0.539	0.588	0.735	0.562	0.610	0.755	0.616	0.659	0.802	0.764	0.800	0.945
	K_{ae}	0.870	0.754	0.605	0.871	0.755	0.606	0.875	0.758	0.608	0.889	0.771	0.619
20°	K_a	0.453	0.509	0.665	0.474	0.529	0.684	0.521	0.573	0.727	0.641	0.688	0.844
	K_{ae}	0.801	0.700	0.571	0.802	0.701	0.573	0.805	0.704	0.575	0.819	0.716	0.585
24°	K_a	0.379	0.439	0.601	0.398	0.458	0.619	0.440	0.498	0.659	0.542	0.597	0.762
	K_{ae}	0.736	0.649	0.539	0.737	0.650	0.540	0.740	0.653	0.542	0.752	0.663	0.551
28°	K_a	0.315	0.377	0.542	0.332	0.394	0.559	0.369	0.431	0.597	0.459	0.519	0.690
	K_{ae}	0.675	0.601	0.507	0.676	0.602	0.508	0.679	0.604	0.510	0.690	0.614	0.518
32°	K_a	0.259	0.322	0.487	0.275	0.388	0.503	0.308	0.371	0.539	0.387	0.451	0.626
	K_{ae}	0.617	0.554	0.474	0.618	0.555	0.475	0.620	0.557	0.477	0.631	0.566	0.485
36°	K_a	0.211	0.273	0.436	0.225	0.288	0.452	0.255	0.318	0.486	0.325	0.391	0.567
	K_{ae}	0.562	0.510	0.442	0.563	0.511	0.443	0.565	0.513	0.445	0.575	0.521	0.452
40°	K_a	0.170	0.230	0.390	0.182	0.243	0.405	0.209	0.271	0.437	0.271	0.337	0.513
	K_{ae}	0.511	0.466	0.411	0.512	0.467	0.412	0.514	0.469	0.413	0.522	0.476	0.420
45°	K_a	0.127	0.183	0.346	0.137	0.194	0.350	0.160	0.219	0.380	0.214	0.278	0.451
	K_{ae}	0.449	0.414	0.371	0.450	0.415	0.372	0.451	0.416	0.373	0.459	0.423	0.379

地震主动土压力系数 K_a 和系数 K_{ac}

$\beta=0$　　$\delta=\varphi/2\leqslant 15°$

表 D.0.1-2

	θ	1.5°			3°			6°			12°		
φ	α / K_a, K_{ac}	−10°	0°	20°	−10°	0°	20°	−10°	0°	20°	−10°	0°	20°
8°	K_a	0.713	0.745	0.872	0.748	0.777	0.902	0.841	0.865	—	—	—	—
	K_{ac}	0.957	0.820	0.647	0.958	0.821	0.648	0.962	0.824	—	—	—	—
12°	K_a	0.590	0.636	0.783	0.619	0.663	0.809	0.687	0.728	0.876	—	—	—
	K_{ac}	0.859	0.747	0.605	0.860	0.748	0.606	0.864	0.751	0.608	—	—	—
16°	K_a	0.489	0.545	0.703	0.514	0.568	0.729	0.571	0.623	0.787	0.735	0.786	0.972
	K_{ac}	0.774	0.683	0.567	0.775	0.684	0.568	0.778	0.687	0.570	0.791	0.698	0.580
20°	K_a	0.406	0.467	0.636	0.428	0.488	0.659	0.476	0.536	0.711	0.606	0.666	0.861
	K_{ac}	0.700	0.626	0.532	0.701	0.627	0.533	0.704	0.629	0.535	0.716	0.640	0.544
24°	K_a	0.336	0.400	0.575	0.536	0.420	0.597	0.398	0.463	0.646	0.507	0.574	0.777
	K_{ac}	0.635	0.575	0.500	0.636	0.576	0.501	0.638	0.578	0.503	0.649	0.588	0.511
28°	K_a	0.278	0.343	0.520	0.295	0.361	0.541	0.333	0.400	0.587	0.426	0.498	0.707
	K_{ac}	0.577	0.529	0.469	0.578	0.530	0.470	0.580	0.532	0.472	0.590	0.541	0.480
32°	K_a	0.230	0.294	0.471	0.245	0.310	0.490	0.278	0.346	0.534	0.360	0.433	0.643
	K_{ac}	0.529	0.490	0.442	0.530	0.491	0.443	0.532	0.493	0.445	0.541	0.501	0.452
36°	K_a	0.189	0.252	0.425	0.203	0.266	0.443	0.232	0.298	0.483	0.304	0.376	0.583
	K_{ac}	0.489	0.455	0.416	0.490	0.456	0.417	0.492	0.458	0.418	0.500	0.465	0.425
40°	K_a	0.154	0.214	0.382	0.166	0.227	0.399	0.192	0.256	0.437	0.255	0.326	0.529
	K_{ac}	0.449	0.421	0.390	0.450	0.422	0.391	0.452	0.423	0.392	0.459	0.430	0.399
45°	K_a	0.116	0.172	0.332	0.126	0.183	0.349	0.148	0.209	0.383	0.203	0.271	0.467
	K_{ac}	0.400	0.379	0.356	0.401	0.380	0.357	0.402	0.381	0.358	0.409	0.388	0.364

地震主动土压力破裂面与水平面的夹角 ξ_a

$\beta=0$　　$\delta=0$

表 D.0.2-1

φ	θ	1.5°														
	α	-10°					0°					20°				
	η	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0
8°		42.1	42.4	42.9	43.7	43.8	45.6	47.1	47.7	48.6	48.8	54.3	56.4	57.2	58.5	58.7
12°		44.0	44.7	45.0	45.7	45.7	48.7	49.5	49.8	50.6	50.8	57.9	58.9	59.4	60.5	60.7
16°		46.4	46.8	47.1	47.7	47.7	51.2	51.7	52.0	52.6	52.8	60.6	61.2	61.5	62.5	62.7
20°		48.7	49.0	49.1	49.7	49.7	53.5	53.8	54.0	54.6	54.8	63.0	63.4	63.7	64.5	64.7
24°		50.7	51.0	51.0	51.6	51.8	55.7	55.9	56.1	56.6	56.8	65.3	65.6	65.8	66.5	66.7
28°		52.9	53.1	53.2	53.6	53.8	57.8	58.0	58.1	58.6	58.8	67.5	67.7	67.9	68.5	68.7
32°		55.0	55.1	55.2	55.6	55.8	59.0	60.0	60.2	60.6	60.7	69.6	69.8	70.0	70.5	70.7
36°		57.0	57.2	57.3	57.6	57.8	62.0	62.1	62.2	62.6	62.7	71.7	71.9	72.0	72.5	72.7
40°		59.1	—	—	—	—	64.0	—	—	—	—	73.8	—	—	—	—
45°		61.7	—	—	—	—	66.6	—	—	—	—	76.4	—	—	—	—

续表 D.0.2-1

φ	θ	3°														
	α	−10°					0°					20°				
	η	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0
8°		37.5	40.5	41.6	43.3	43.6	41.4	45.0	46.3	48.2	48.6	48.5	53.4	55.2	57.9	58.4
12°		41.7	43.2	43.9	45.3	45.6	46.0	47.8	48.6	50.2	50.6	54.2	56.6	57.7	59.9	60.4
16°		44.7	45.6	46.1	47.3	47.6	49.2	50.2	50.8	52.2	52.6	57.9	59.3	60.1	62.0	62.4
20°		47.2	47.8	48.2	49.3	49.6	51.8	52.6	53.0	54.2	54.5	60.8	61.8	62.4	64.0	64.4
24°		49.5	50.0	50.3	51.3	51.6	54.2	54.8	55.1	56.2	56.5	63.4	64.1	64.6	66.0	66.4
28°		51.8	52.1	52.4	53.2	53.6	56.5	56.9	57.2	58.2	58.5	65.9	66.4	66.7	68.0	68.4
32°		53.9	54.2	54.5	55.2	55.5	58.7	59.1	59.3	60.2	60.5	68.2	68.6	68.9	69.9	70.4
36°		56.1	56.3	56.5	57.2	57.5	60.9	61.2	61.4	62.1	62.5	70.4	70.7	71.0	71.9	72.3
40°		58.2	—	—	—	—	63.0	—	—	—	—	72.6	—	—	—	—
45°		60.8	—	—	—	—	56.6	—	—	—	—	75.3	—	—	—	—

续表 D.0.2-1

φ	θ	6°														
	α	−10°					0°					20°				
	η	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0
8°		26.0	36.0	38.8	42.6	43.3	28.1	39.7	43.0	47.4	48.2	30.8	46.1	50.7	54.1	57.9
12°		35.8	39.8	41.5	44.6	45.3	39.2	43.8	45.3	49.4	50.1	45.0	51.2	54.0	56.5	59.8
16°		40.5	42.8	44.0	46.6	47.2	44.4	47.0	48.4	51.4	52.1	51.5	55.0	56.8	58.8	61.8
20°		43.9	45.4	46.3	48.6	49.2	48.1	49.8	50.8	53.4	54.1	55.8	58.1	59.5	61.0	63.8
24°		46.8	47.8	48.5	50.5	51.1	51.1	52.3	53.1	55.3	56.0	59.3	60.9	61.9	63.2	65.8
28°		49.3	50.1	50.7	52.5	53.1	53.8	54.7	55.3	57.3	58.0	62.3	63.5	64.3	65.4	67.7
32°		51.7	52.3	52.8	54.4	55.0	56.3	57.0	57.5	59.3	59.9	65.0	65.9	66.6	67.5	69.7
36°		54.0	54.5	54.9	56.4	57.0	58.6	59.2	59.6	61.2	61.9	67.5	68.2	68.8	69.6	71.6
40°		56.2	—	—	—	—	60.9	—	—	—	—	70.7	—	—	—	—
45°		59.0	—	—	—	—	63.7	—	—	—	—	72.9	—	—	—	—

续表 D.0.2-1

φ	θ	12°														
	α	−10°					0°					20°				
	η	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0
8°				30.8	37.0	42.5			33.6	40.9	47.3			37.9	51.4	56.6
12°			29.7	35.2	39.5	44.4		32.1	38.5	43.5	49.2		35.5	44.0	53.7	58.6
16°		27.7	35.3	38.7	41.9	46.4	29.6	38.4	42.3	46.0	51.2	31.9	43.3	48.6	56.1	60.5
20°		35.0	39.3	41.6	44.2	48.3	37.9	42.8	45.5	48.4	53.1	42.1	48.7	52.3	58.3	62.5
24°		39.7	42.6	44.3	46.4	50.2	43.1	46.3	48.3	50.6	55.0	48.6	52.9	55.6	60.5	64.6
28°		43.4	45.4	46.8	48.5	52.1	47.1	49.3	50.6	52.9	56.0	53.4	56.4	58.5	62.7	66.3
32°		46.5	48.0	49.1	50.6	54.0	50.4	52.1	53.4	55.0	58.8	57.4	59.6	61.2	64.8	68.3
36°		49.3	50.5	51.4	52.7	55.9	53.4	54.7	55.7	57.2	60.7	60.8	62.5	63.8	66.9	70.2
40°		51.9	—	—	—	—	56.1	—	—	—	—	63.8	—	—	—	—
45°		55.3	—	—	—	—	59.3	—	—	—	—	67.4	—	—	—	—

地震主动土压力破裂面与水平面的夹角 ξ_a

$\beta=0$　　$\delta=\varphi/2\leqslant 15°$

表 D.0.2-2

φ	θ	1.5°														
	α	−10°					0°					20°				
	η	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0
8°		37.0	40.4	42.0	44.8	45.3	40.5	44.6	46.4	49.6	50.2	46.7	52.3	54.7	59.1	60.0
12°		40.2	42.7	44.1	47.2	48.0	43.9	46.8	48.4	52.0	52.9	50.5	54.4	56.6	61.4	62.5
16°		42.9	45.0	46.3	49.7	50.7	46.8	49.1	50.6	54.4	55.5	53.5	56.6	58.6	63.7	65.1
20°		45.5	57.3	48.5	52.1	53.3	49.4	51.4	52.8	56.8	58.1	56.2	58.9	60.7	66.0	67.6
24°		48.0	49.6	50.7	54.5	55.9	51.9	53.7	55.0	59.2	60.7	58.8	61.1	62.8	68.2	70.1
28°		50.4	51.9	52.9	56.9	58.4	54.4	55.9	57.2	61.5	63.2	61.3	63.4	65.0	70.5	72.6
32°		52.9	54.2	55.2	59.0	60.7	56.9	58.3	59.4	63.7	65.4	64.1	65.9	67.3	72.6	74.8
36°		55.4	56.2	57.3	60.9	62.5	59.6	60.7	61.7	65.6	67.3	67.0	68.6	69.8	74.6	76.7
40°		57.8	—	—	—	—	62.1	—	—	—	—	69.8	—	—	—	—
45°		60.7	—	—	—	—	65.1	—	—	—	—	73.2	—	—	—	—

续表 D.0.2-2

φ	θ	3°														
	α	−10°					0°					20°				
	η	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0
8°		33.3	38.5	40.7	44.4	45.1	36.3	42.4	44.9	49.1	50.0	41.0	49.2	52.6	58.5	59.7
12°		37.8	41.1	42.9	46.9	47.8	41.2	45.0	47.1	51.6	52.7	46.8	52.0	54.8	60.8	62.2
16°		41.4	43.6	45.2	49.3	50.5	44.6	47.6	49.4	54.0	55.3	50.7	54.6	57.0	63.1	64.8
20°		43.9	46.1	47.5	51.7	53.1	47.6	50.0	51.6	56.4	57.9	53.9	57.1	59.2	65.4	67.3
24°		46.6	48.5	49.8	54.1	55.6	50.3	52.4	53.9	58.7	60.4	56.7	59.5	61.4	67.7	69.8
28°		49.2	50.8	52.0	56.5	58.2	52.9	54.8	56.1	61.1	63.0	59.5	61.9	63.7	69.9	72.3
32°		51.7	53.2	54.3	58.6	60.4	55.6	57.2	58.5	63.2	65.2	62.4	64.5	66.1	72.0	74.5
36°		54.3	55.5	56.5	60.4	62.2	58.4	59.7	60.8	65.1	67.0	65.5	67.2	68.6	74.0	76.4
40°		56.8	—	—	—	—	61.0	—	—	—	—	68.1	—	—	—	—
45°		59.8	—	—	—	—	64.0	—	—	—	—	71.9	—	—	—	—

续表 D.0.2-2

φ	θ	6°														
	α	−10°					0°					20°				
	η	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0
8°		22.4	33.9	37.7	43.6	44.8	—	37.0	41.4	48.3	49.6	25.1	41.9	48.0	57.3	59.1
12°		31.9	37.6	40.4	46.1	47.4	23.8	40.9	44.1	50.7	52.2	37.7	46.4	50.8	59.6	61.6
16°		36.8	40.6	42.9	48.5	50.0	34.4	44.1	46.7	53.1	54.8	44.1	50.0	53.5	61.9	64.1
20°		40.4	43.4	45.4	50.9	52.6	39.7	47.0	49.2	55.4	57.3	48.5	53.0	56.0	64.2	66.6
24°		43.6	46.0	47.8	53.2	55.2	43.6	49.7	51.6	57.8	59.9	52.2	55.9	58.4	66.4	69.1
28°		46.4	48.5	50.1	55.6	57.7	49.9	52.2	54.0	60.1	62.4	55.4	58.5	60.9	68.7	71.6
32°		49.3	51.0	52.4	57.7	59.5	52.9	54.9	56.4	62.2	64.6	58.8	61.4	63.4	70.8	73.7
36°		52.0	53.5	54.7	59.5	61.7	55.8	57.5	58.8	64.1	66.4	62.2	64.4	66.1	72.8	75.6
40°		54.7	—	—	—	—	58.6	—	—	—	—	65.4	—	—	—	—
45°		57.8	—	—	—	—	61.9	—	—	—	—	69.0	—	—	—	—

续表 D.0.2-2

φ	θ	12°														
	α	−10°					0°					20°				
	η	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0
8°		—	16.7	29.5	42.0	43.9	—	17.5	31.9	46.4	48.6	—	17.7	35.2	54.7	57.8
12°		—	27.3	33.3	44.4	46.5	—	29.1	36.5	48.7	51.2	—	41.0	40.6	57.0	60.3
16°		24.1	32.8	37.3	46.8	49.1	25.3	35.1	40.2	51.1	53.7	25.8	38.1	44.8	59.3	62.8
20°		31.3	36.9	40.3	49.1	51.6	33.2	39.5	43.4	53.4	56.2	35.0	43.1	48.3	61.5	65.2
24°		36.1	40.3	43.1	51.4	54.1	38.4	43.1	46.3	55.7	58.7	41.1	47.2	51.4	63.8	67.7
28°		40.1	43.3	45.7	53.7	56.6	42.6	46.3	49.1	58.0	61.2	45.8	50.7	54.3	66.0	70.1
32°		43.6	46.3	48.3	55.7	59.7	46.4	49.5	51.8	60.0	63.3	50.2	54.2	57.3	68.1	72.2
36°		46.9	49.1	50.8	57.6	60.5	50.0	52.5	54.4	61.9	65.1	54.5	57.8	60.4	70.1	74.0
40°		49.9	—	—	—	—	53.3	—	—	—	—	58.4	—	—	—	—
45°		53.4	—	—	—	—	57.1	—	—	—	—	62.8	—	—	—	—

地震被动土压力系数 K_p 和系数 K_{pc}

$\beta=0$　　$\alpha=0$　　表 D.0.3

	θ	1.5°		3°		6°		12°	
φ	α / K_p, K_{pc}	0°	$\varphi/2\leqslant15°$	0°	$\varphi/2\leqslant15°$	0°	$\varphi/2\leqslant15°$	0°	$\varphi/2\leqslant15°$
8°	K_p	1.292	1.385	1.257	1.339	1.167	1.220	—	—
	K_{pc}	1.150	1.250	1.152	1.252	1.156	1.257	—	—
12°	K_p	1.492	1.681	1.456	1.631	1.377	1.518	—	—
	K_{pc}	1.235	1.416	1.237	1.418	1.242	1.424	—	—
16°	K_p	1.726	2.064	1.689	2.007	1.609	1.885	1.407	1.586
	K_{pc}	1.327	1.620	1.329	1.622	1.334	1.629	1.457	1.656
20°	K_p	2.002	2.570	1.963	2.504	1.880	2.365	1.687	2.051
	K_{pc}	1.428	1.881	1.430	1.883	1.436	1.890	1.460	1.922
24°	K_p	2.330	3.260	2.289	3.180	2.202	3.017	2.006	2.662
	K_{pc}	1.540	2.217	1.542	2.219	1.548	2.224	1.574	2.266
28°	K_p	2.726	4.229	2.681	4.133	2.588	3.935	2.386	3.513
	K_{pc}	1.665	2.670	1.666	2.673	1.673	2.684	1.701	2.729
32°	K_p	3.207	5.427	3.159	5.331	3.059	5.077	2.845	4.584
	K_{pc}	1.805	3.158	1.806	3.163	1.814	3.174	1.844	3.228
36°	K_p	3.800	6.816	3.748	6.683	3.640	6.415	3.412	5.856
	K_{pc}	1.964	3.631	1.966	3.635	1.972	3.650	2.007	3.711
40°	K_p	4.542	8.718	4.485	8.564	4.369	8.251	4.123	7.602
	K_{pc}	2.146	4.237	2.148	4.242	2.157	4.331	2.193	4.331
45°	K_p	5.775	12.318	5.711	12.123	5.581	11.730	5.307	10.917
	K_{pc}	2.415	5.279	2.417	5.285	2.427	5.307	2.468	5.396

地震被动土压力破裂面与水平面的夹角 ξ_p

$\beta=0$　　$\alpha=0$　　表 D.0.4

φ	θ	1.5°						3°					
	α	0°	$\varphi/2\leqslant15°$					0°	$\varphi/2\leqslant15°$				
	η	0	0	0.1	0.5	1.0	4.0	0	0	0.1	0.5	1.0	4.0
8°		38.4	32.1	36.0	38.1	38.5	38.9	35.2	29.2	35.0	37.8	38.3	38.8
12°		37.5	30.6	33.1	34.9	35.4	35.8	35.7	29.1	32.3	34.7	35.3	35.8
16°		36.0	28.6	30.3	31.9	32.4	32.8	34.8	27.7	29.8	31.7	32.3	32.8
20°		34.3	26.4	27.6	29.0	29.4	29.8	33.4	25.8	27.2	28.8	29.3	29.8
24°		32.4	24.1	24.9	26.0	26.4	26.8	31.8	23.7	24.6	25.9	26.3	26.8
28°		30.6	21.7	22.2	23.1	23.5	23.8	30.1	21.4	22.0	23.0	23.4	23.8
32°		28.7	19.7	20.1	20.7	21.0	21.4	28.3	19.5	19.9	20.7	21.0	21.3
36°		26.7	18.1	18.4	18.9	19.1	19.4	26.5	18.0	18.3	18.8	19.1	19.4
40°		24.8	16.5	—	—	—	—	24.6	16.3	—	—	—	—
45°		22.4	14.3	—	—	—	—	22.2	14.2	—	—	—	—
φ	θ	6°						12°					
	α	0°	$\varphi/2\leqslant15°$					0°	$\varphi/2\leqslant15°$				
	η	0	0	0.1	0.5	1.0	4.0	0	0	0.1	0.5	1.0	4.0
8°		24.9	20.4	32.7	37.2	38.1	38.8	—	—	—	36.0	37.4	38.6
12°		31.2	25.3	30.8	34.3	35.0	35.8	—	—	26.6	33.2	34.5	35.6
16°		32.1	25.5	28.6	31.3	32.1	32.7	23.2	18.4	25.7	30.5	31.6	32.6
20°		31.6	24.4	26.4	28.4	29.1	29.8	26.4	20.4	24.3	27.8	28.7	29.6
24°		30.5	22.7	24.0	25.6	26.2	26.8	27.0	20.2	22.5	25.1	25.9	26.7
28°		29.1	20.7	21.6	22.8	23.3	23.8	26.6	19.1	20.5	22.4	23.0	23.7
32°		27.5	19.0	19.6	20.5	20.9	21.3	25.7	17.8	18.8	20.2	20.7	21.3
36°		25.9	17.6	18.0	18.7	19.0	19.3	24.5	16.8	17.4	18.4	18.8	19.3
40°		24.1	16.1	—	—	—	—	23.1	15.5	—	—	—	—
45°		21.9	14.1	—	—	—	—	21.1	13.7	—	—	—	—

黏性土地震主动土压力的负值计算深度系数 ε_h

$\beta=0$　　$\delta=0$　　表 D.0.5

φ	θ	1.5°				3°			
	α	−10°	0°	10°	20°	−10°	0°	10°	20°
8°		2.725	2.233	1.838	1.509	2.633	2.170	1.794	1.478
12°		2.965	2.392	1.944	1.578	2.858	2.320	1.893	1.543
16°		3.236	2.565	2.055	1.649	3.110	2.482	1.998	1.610
18°		3.383	2.657	2.112	1.685	3.248	2.568	2.052	1.644
20°		3.541	2.753	2.172	1.721	3.394	2.657	2.108	1.678
22°		3.710	2.854	2.233	1.758	3.549	2.751	2.165	1.713
24°		3.890	2.960	2.297	1.795	3.715	2.850	2.224	1.747
26°		4.085	3.172	2.362	1.833	3.894	2.953	2.285	1.783
28°		4.294	3.190	2.430	1.871	4.086	3.062	2.347	1.818
30°		4.521	3.314	2.499	1.910	4.293	3.176	2.412	1.854
32°		4.762	3.445	2.571	1.949	4.517	3.296	2.478	1.890
34°		5.037	3.585	2.646	2.989	4.760	3.424	2.547	1.926
36°		5.332	3.734	2.723	3.029	5.026	3.559	2.618	1.963
φ	θ	6°				12°			
	α	−10°	0°	10°	20°	−10°	0°	10°	20°
8°		2.466	2.053	1.711	1.420	2.184	1.840	1.564	1.314
12°		2.665	2.186	1.800	1.479	2.342	1.958	1.636	1.362
16°		2.388	2.329	1.893	1.538	2.515	2.070	1.711	1.409
18°		3.005	2.405	1.941	1.568	2.608	2.130	1.749	1.433
20°		3.132	2.484	1.990	1.598	2.706	2.191	1.787	1.458
22°		3.266	2.565	2.041	1.628	2.808	2.255	1.828	1.480
24°		3.408	2.651	2.092	1.659	2.918	2.320	1.868	1.503
26°		3.560	2.740	2.145	1.689	3.030	2.388	1.906	1.528
28°		3.723	2.833	2.199	1.720	3.151	2.459	1.947	1.549
30°		3.897	2.931	2.254	1.750	3.280	2.532	1.989	1.572
32°		4.084	3.033	2.311	1.781	3.417	2.608	2.031	1.594
34°		4.288	3.141	2.369	1.812	3.563	2.687	2.074	1.616
36°		4.505	3.254	2.420	1.842	3.720	2.770	2.117	1.637

附录E　本规范用词用语说明

E.0.1　为便于在执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度的用词说明如下:

(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"。

表示有选择,在一定条件下可以这样做的采用"可"。

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

附加说明

本规范主编单位、参加单位、主要起草人、总校人员和管理组人员名单

主编单位：中交水运规划设计院有限公司

参加单位：大连理工大学

清华大学

主要起草人：吴　澎（中交水运规划设计院有限公司）

胡家顺（中交水运规划设计院有限公司）

（以下按姓氏笔画为序）

王玥葳（中交水运规划设计院有限公司）

孔宪京（大连理工大学）

朱　浩（大连理工大学）

贡金鑫（大连理工大学）

张建民（清华大学）

杨国平（中交水运规划设计院有限公司）

胡志敏（中交水运规划设计院有限公司）

总校人员：胡　明（交通运输部水运局）

李德春（交通运输部水运局）

吴　澎（中交水运规划设计院有限公司）

胡家顺（中交水运规划设计院有限公司）

杨国平（中交水运规划设计院有限公司）

李荣庆（中交水运规划设计院有限公司）

董　方（人民交通出版社）

管理组人员：吴　澎（中交水运规划设计院有限公司）

胡家顺（中交水运规划设计院有限公司）

杨国平（中交水运规划设计院有限公司）

李荣庆（中交水运规划设计院有限公司）

胡志敏（中交水运规划设计院有限公司）

中华人民共和国行业标准

水运工程抗震设计规范

JTS 146—2012

条 文 说 明

目　　次

1　总则 …… (59)
2　术语 …… (60)
3　基本规定 …… (61)
3.1　一般规定 …… (61)
3.2　抗震设防分类和设防标准 …… (62)
3.3　作用及作用效应组合 …… (62)
4　场地评价 …… (63)
4.1　场地 …… (63)
4.2　可液化土地基 …… (64)
5　地震作用和结构抗震验算 …… (67)
5.1　一般规定 …… (67)
5.2　地震作用 …… (68)
5.3　地震土压力 …… (70)
5.4　地震动水压力 …… (70)
5.5　地基承载力和岸坡稳定 …… (71)
5.6　结构验算 …… (71)
6　抗震措施 …… (73)
6.1　地基和岸坡 …… (73)
6.2　重力式码头和重力墩 …… (73)
6.3　高桩码头 …… (73)
6.4　板桩码头 …… (74)
6.5　斜坡码头和浮码头 …… (74)
6.7　船闸 …… (75)
附录A　建筑物自振周期的计算 …… (77)
附录B　高桩码头地震作用专门研究的基本内容 …… (78)
附录C　高度大于30m的空箱式和刚架、桁架式高桩墩式码头的地震惯性力及内力的计算 …… (79)

1 总 则

1.0.2 本条规定了本规范的适用范围。在《水运工程抗震设计规范》编制和修订过程中，对港口、船闸等水运工程建筑物的震害进行了大量调查、动力特性实测、模型试验及震害验算等工作，有关条文适用于码头抗震设计。船闸地震作用标准值按本规范计算，船闸抗震验算部分采用《船闸水工建筑物设计规范》(JTJ 307—2001)。对船坞、船台、滑道等水工建筑物，由于震害资料少，规范编制中未作专门研究，但这些建筑物的设计原则和结构构造与码头、船闸有许多共同点，所以规定根据具体情况可参照执行。

1.0.3 在6度地区采取抗震措施有利于提高结构抗震性能，而且增加投资有限。因缺乏抗震设防烈度为10度地区震害资料及抗震经验，所以规范规定对抗震设防烈度高于9度的水运工程建筑物，其抗震设计应作专门的论证。临时性建筑物，因使用期限短暂，故一般不进行抗震设防。

1.0.4 按本规范进行抗震设计的水运工程建筑物，在遭遇抗震设防烈度地震时，可以实现建筑物不损坏或稍有损坏。如果要求建筑物震后完好无损，目前的工程抗震技术水平难以做到，且将会大大增加工程投资，是不经济不合理的。

1.0.5 《中国地震动参数区划图(2001)》所示烈度为在50年内，一般场地条件下，可能遭遇超越概率10%的烈度值，称之为基本烈度。

本次修订，加了“一般情况下”这几个字，即一般情况采用抗震设防烈度(作为一个地区抗震设防依据的地震烈度)。《液化天然气码头设计规范》(JTS 165—5—2009)第7.1.3条规定：液化天然气码头和储罐区护岸抗震设防采用的地震动参数应根据专项地震安全性评价结果确定，且不得低于现行地震动参数区划图确定的数值。为协调一致，本条规定：除液化天然气码头和储罐区护岸外，当需要采用高于或低于基本烈度作为抗震设防烈度时，应经论证后报批。

2 术　　语

本章为新增内容。

2.0.2 抗震设防标准,是一种衡量对建筑抗震能力要求高低的综合尺度,既取决于地震强弱的不同,又取决于使用功能重要性的不同。

2.0.4 地震作用的涵义,强调了其动态作用的性质,不仅是加速度的作用,还包括地震动的速度和位移的作用。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1、3.1.2 近年来国内外发生的强烈地震，给一些水运工程建筑物造成了不同程度的破坏，其破坏程度与所在地区的地质构造活动性、场地及地形地貌密切相关。震后宏观考察发现，场地选择十分重要。选择在对抗震有利地段建设，当遭遇地震作用时，建筑物震害就轻。

3.1.3 地基液化是导致建筑物震害的重要原因之一，液化的程度越重，震害也越重。国内外多次地震震害表明，震害地区一些码头破坏的主要原因之一是由于地基或岸坡中有部分土层发生液化所致。当地基或岸坡中有软土层或严重不均匀土层时，地震时将加剧地基或岸坡的沉降、滑移，对水运工程建筑物的稳定影响极大，例如高桩码头，地震时将加剧接岸结构的变形和破坏，增加对前方结构的推力，加重结构破坏。因此规定抗震设计需对可液化土层、软土层或严重不均匀土层采取必要的措施。本规范考虑液化的范围为地面以下20m，故将这一范围内的持力层称为主要持力层。

3.1.4 国内外较多地震震害表明若结构的平、立面布置不规则、不对称，或其刚度和质量分布不均匀的，其震害较平、立面布置规则、对称，质量和刚度分布均匀的更加严重。这是由于结构偏心引起扭转所致。本条目的在于尽量避免发生这种不利后果，降低重心位置，既可以减小地震作用，又可以减小倾覆力矩，增加建筑物的稳定性。

3.1.5 抗震结构要求受力明确、传力路线合理、连续，使结构的抗震分析更符合地震时的实际情况，以提高结构的抗震性能。

结构若一旦发生震害，控制使其发生在非关键部位或易于修复的部位。因此，有目的、合理地设置结构的薄弱部位，破坏一旦发生，不致产生严重后果，且易于修复。

设置多道传力途径即增多结构体系的超静定次数，增加了冗余约束数，使地震时必须消耗更多能量以解除这些约束才能使结构失稳，这样可以提高结构的抗震能力。

3.1.6 结构及构件间的连接具有必要的强度、良好的变形能力和耗能能力能够有效地吸收地震产生的能量，减轻结构的损坏程度，防止结构因局部损坏或连接不良而导致整个结构失稳。

钢筋混凝土构件如处理不当，会造成不可修复的脆性破坏。这种破坏包括：混凝土压碎、构件剪切破坏、钢筋锚固部分的粘结破坏。

3.1.7 对装配式结构，采取加强整体连接的措施，可以避免由于连接薄弱而导致地震时结构的整体性破坏。通过保证构件连接处有足够的承载力来发挥各构件的承载力和变形能力，从而使整个结构具有良好的抗震能力。

3.1.8 为使水运工程建筑物遭到地震破坏后能早日投入运转,规定设计应考虑便于进行震后检修。如高桩码头设检修孔,船闸止水在地震破坏后便于更换等。

3.2 抗震设防分类和设防标准

本节为新增内容。

3.2.1、3.2.2 划分不同的抗震设防类别并采取不同的设计要求,是在现有技术和经济条件下减轻地震灾害的重要对策之一。抗震设防类别与抗震设防标准已经由现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》(GB 50223)予以规定,本次修订直接引用,不再重复规定。

3.2.8 船闸大修根据实际经验是约十年一次,每次检修需 40 ~ 50 天,地震概率较小,但大修情况往往是分离式闸室墙的控制情况,必须进行抗震验算。因此规范规定船闸检修宜按抗震设防烈度降低一度进行验算。

3.3 作用及作用效应组合

3.3.1 本次修订对堆货荷载组合系数做了修改。为与现行《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)中规定的组合系数一致,确定分项系数为 0.70。

船舶系缆力、挤靠力、引桥和栈桥式码头上的流动机械横向荷载仍保持为 0.5。

3.3.2 内河水运工程建筑物抗震计算时的水位:从我国强震统计资料来看,33 次强震有 16 次发生在洪水期间,占 50% 左右。地震要与某一概率的洪水位相组合,因此抗震计算时的高水位,没有取得太高。

4 场地评价

4.1 场　地

4.1.1 有利、不利和危险地段的划分按构造活动性、地基条件和边坡稳定性等进行综合评价，基本沿用98规范的规定。

4.1.2 场地土类型是表层土软硬程度的表征。场地土类型的划分方法是根据土的剪切波速或岩土状态确定的。由于土的剪切波速是通过现场实测得到的，判断精度较高，人为因素影响较小，因此本次修订继续沿用98规范根据剪切波速进行划分的规定。

本次修订考虑到软弱土的指标140m/s与国际标准相比偏低，将其改为150m/s。场地土类型的分界也改为150m/s。

场地土类型新增硬质岩石场地土，考虑到波速为500～800m/s的场地还不是很坚硬，因此将波速大于800m/s的场地土划分为硬质岩石场地土。

4.1.3 当无条件实测剪切波速，也无法收集到邻近场地的实测数据时，根据土的类型估计各层近似的剪切波速值。对中硬、中软和软弱土，分别取相应场地平均剪切波速范围的中间值，并按第4.1.5条计算等效剪切波速，再按第4.1.2条进行划分。

本次修订，考虑到f_k<200kPa的粘性土和粉土的实测波速可能大于250m/s，将98规范的中硬土和中软土地基承载力的分界改为f_k<150kPa。

相应于4.1.2条中的“硬质岩石场地土”和“坚硬场地土”，土的类型划分将98规范中的“坚硬土”划分为“岩石”和“坚硬土或软质岩石”两类。

4.1.4 本次修订增加了场地覆盖层厚度的确定方法。

4.1.5 波速平均值采用更有物理意义的等效剪切波速的公式计算。

4.1.6 场地类别是场地条件的表征，是反应谱曲线的主要参数。98规范根据国内外震害资料和层状土理论分析结果，并参照了国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11—89)，修改了87规范仅考虑表层土软硬的单因素划分法，规定建筑场地类别的划分，主要由覆盖层厚度和场地土类型两种因素来确定。本次修订参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)，继续保持98规范的划分依据，对场地类别的分界线做了相应修改：

(1)对于中硬场地土，将Ⅰ、Ⅱ类场地的分界线由9m改为5m；

(2)对于中软场地土，将Ⅱ、Ⅲ类场地的分界线由80m改为50m；

(3)对于软弱场地土，将Ⅱ、Ⅲ类场地的分界线由9m改为15m。

相应于4.1.2条中的“硬质岩石场地土”和“坚硬场地土”，将98规范中场地类别Ⅰ类场地划分为Ⅰ类和Ⅰ_0类两个亚类场地。

4.1.7 岩土地震稳定性评价包括滑坡、崩塌、液化和震陷特性等。

4.2 可液化土地基

4.2.1 抗震设防烈度为6度地区一般不考虑液化影响,并非6度区不可能发生液化,只因过去的地震调查尚未发生液化震害,经验不多,提不出判别指标。为安全计,规定对液化敏感的码头、船闸结构,可按7度考虑。

4.2.2 水运工程建筑物中有很多需要将基础做得很深,98规范经对有关资料的分析、论证,液化判别验算深度定为20m。

土的液化判别为两步,第一步为初判,当判别为液化土时再进行第二步判别,节省了勘察工作量。

4.2.3 液化的宏观调查表明,晚更新世的沉积砂层从未发现液化现象,认为该层不仅密度大而且具有牢固的结构,故作为不液化土层。室内试验表明,土的抗液化程度是随粘粒含量的增加而提高的。大量地震区粉砂土液化实例的现场勘测资料发现,当粘粒含量达到一定数值后,就很少发现液化。

本条第(2)项为新增内容,参考现行国家标准《水利水电工程地质勘察规范》(GB 50487—2008),规定当土的粒径小于5mm颗粒含量的质量百分率小于或等于30%时,可作为不液化土层。

4.2.4 关于液化判别公式。考虑到影响土液化的因素很多,且具有显著不确定性,采用概率方法进行液化判别是一种合理的选择。自1988年以来,特别是20世纪末和21世纪初,国内外在砂土液化判别概率方法的研究都有了长足的进展。我国学者在H. B. Seed的简化液化判别方法的框架下,根据人工神经网络模型与我国大量的液化和未液化现场观测数据,得到极限状态时的液化强度比函数,建立安全裕量方程,利用结构系统的可靠度理论得到液化概率与安全系数的映射函数,并给出任一震级不同概率水平、不同地面加速度以及不同地下水位和埋深的液化临界锤击数。式(4.2.4-2)是基于以上研究成果并考虑规范延续性修改而成。选用对数曲线的形式来表示液化临界锤击数随深度的变化,比98规范的直线形式合理。

考虑到一般结构可接受的液化风险水平以及国际惯例,选用震级 $M=7.5$,液化概率 $P_L=0.32$,水位为2m,埋深为3m处的液化临界锤击数作为液化判别标准贯入锤击数基准值,见正文表4.2.4。不同地震分组乘以调整系数。研究表明,理想的调整系数与震级有关,近似按 $\beta=0.25M-0.89$ 表示。鉴于本规范规定按设计地震分组进行抗震设计,而各地震分组之间又没有明确的震级关系,参考《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010),规定了三个地震组的 β 值。关于地震分组,参见《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)附录A。

以8度第一组地下水位2m为例,本次修订后的液化临界值随深度变化在图4.2.4中给出。

4.2.5 对于液化土层的强度问题,原则上假定该土层已达到全部液化,其强度、摩擦力和桩端承载力为零,但当实际 $N_{63.5}$ 值与临界 N_{cr} 值比较接近时,在许多情况下,上述假定可能

与实际的液化程度不相符，土层并不一定完全液化。所以将所有液化土层的强度视为零，可能会使建设费用增加很多。

由于试验条件及经费等多方面因素，对这一地震作用下的力学指标折减问题还缺乏试验资料和实践经验。98规范参考了日本《公路桥抗震设计规范》及我国《铁路工程抗震设计规范》(GB J111—87)，并引用了273例不同烈度区的场地液化砂土和粉土的实例，用《铁路工程抗震设计规范》(GB J111—87)和98规范分别计算标贯比，结果表明：对于粉土，98规范所采用的折减系数偏于安全；对于砂土，有一部分折减系数应为0.33的土层，98规范采用0.66，其误差为5%。因此认为，98规范所采用的液化土层力学指标的折减办法是可行的，可降低工程造价。设计者可以根据建筑物的重要程度及土层的液化情况综合考虑确定折减系数。因此，本规范继续保持这一规定。

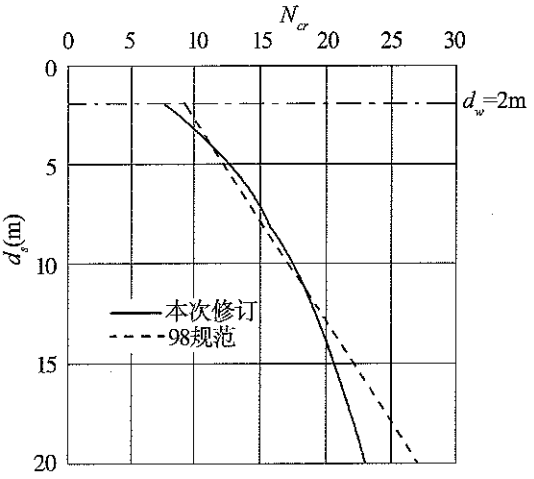


图4.2.4　液化临界值随深度变化比较(以8度区设计地震一组为例)

4.2.6　本条提供了一种简化的预估液化危害的方法，对场地的喷水冒砂程度、一般浅基础建筑的可能损坏，做粗略的预估，以便为采取工程措施提供依据。

(1)液化指数表达式的特点是：为使液化指数为无量纲参数，权函数 W 具有量纲 m^{-1}；权函数沿深度分布为梯形，其图形面积，判别深度20m时为125。

(2)液化等级的名称为轻微、中等、严重三级；各级的液化指数、地面喷水冒砂情况以及对建筑危害程度的描述见表4.2.6，系根据我国百余个液化震害资料得出的。

液化等级和对建筑物的相应危害程度　　表4.2.6

液化等级	液化指数(20m)	地面喷水冒砂情况	对建筑的危害情况
轻微	<6	地面无喷水冒砂，或仅在洼地、河边有零星的喷水冒砂点	危害性小，一般不致引起明显的震害
中等	6~18	喷水冒砂可能性大，从轻微到严重均有，多数属中等	危害性较大，造成不均匀沉陷和开裂，有时不均匀沉陷可能达到200mm
严重	>18	一般喷水冒砂都很严重，地面变形很明显	危害性大，不均匀沉陷可能大于200mm，高重心结构可能产生不容许的倾斜

4.2.9、4.2.10　这两条为新增内容，参考《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)，并结合我国水运工程特点，规定了消除液化震陷和减轻液化影响的具体措施。

采用振冲加固或挤密碎石桩加固后构成了复合地基。此时，如桩间土的实测标贯值仍低于本规范第4.2.4条规定的临界值，不能简单判为液化。许多文献或工程实践均已指出振冲桩或挤密碎石桩有挤密、排水和增大桩身刚度等多重作用，而实测的桩间土标贯值不能反映排水的作用。

近几年的研究成果与工程实践中,已提出了一些考虑桩身强度与排水效应的方法,以及根据桩的面积置换率和桩土应力比适当降低复合地基桩间土液化判别的临界标贯值的经验方法,故规定桩间土的标准贯入锤击数不宜小于标贯锤击数临界值。

4.2.11 本条为新增内容。关于软土震陷,由于缺乏资料,各国都还未列入抗震规范。但从唐山地震中的破坏实例分析,软土震陷确是造成震害的重要原因,有必要明确抗御措施。

5 地震作用和结构抗震验算

5.1 一般规定

5.1.1 抗震设计的目的在于当遭遇抗震设防烈度的地震时，保证建筑物的强度和稳定，无整体性破坏。因此规定可不进行正常使用极限状态验算。

5.1.2 关于水平地震系数 K_H：98 规范是根据 1976 年建委召集的五本规范协调会议决定，统一采用了工程力学研究所 1973 年的研究成果。本次修订，根据建标[1992]419 号文《关于统一抗震设计规范地面运动加速度设计取值的通知》精神，仍保持 98 规范的 K_H 取值，并补充了设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 时的取值。

本次修订对设计反应谱的表达形式做了变化，由原来的 4 条合并为 1 条，并将自振周期延长至 6.0s。基本采用《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)和《水工建筑物抗震设计规范》(DL 5073—2000)的反应谱形式，结合水运工程建筑物的特点，确定了反应谱的参数值。在同一次地震作用下对应每一个阻尼比 ξ 有一条谱曲线，设计反应谱是对应阻尼比 $\xi=0.05$ 绘制的。大量实测资料表明水运工程建筑物阻尼比基本靠近 0.05。

本次修订增加了根据场地类别和设计地震分组确定特征周期的规定。特征周期不仅与场地类别有关，而且还与设计地震分组有关，能更好地反映震级大小、震中距和场地条件的影响。

5.1.3 由于地震波的传播方向与建筑物走向之间的关系是随机的，而大部分水运工程建筑物在一个方向的尺寸一般总大于另一个方向。故规范规定抗震设计中根据建筑物的类型，可对纵、横两个方向或其中一个方向进行验算。

5.1.4 地震时任何时刻都可以将地面运动分解成三个相互垂直的分量，即两个水平向，一个垂直向。大量实测地震记录表明，任何两个相互垂直的水平向分量，其最大值和频谱组成都很接近，竖向分量最大值一般为水平分量的 1/2～2/3。本规范采用了竖向地震系数 K_v 为水平向地震系数 K_H 的 2/3 倍。

震害表明，在震中附近高烈度区，竖向地震的影响十分明显。参照国内外有关抗震规范，对于重力式、重力墩式码头和船闸建筑物，当抗震设防烈度为 8 度、9 度时，需同时计入竖向地震力，力的方向取对结构不利的方向。因三个互相垂直的地震作用分量最大值，并不同时出现，其间有一个时间上的遇合问题，为简化计算，采用 0.5 的组合系数。

5.1.7 高桩码头分设为前后方桩台者，彼此用建筑缝分开。地震中发现前后方桩台相互碰撞很严重，模型试验亦是如此。若将前后方桩台作为两个独立体，并考虑相互碰撞作用，用动力法计算，就非常困难，且难以保证计算结果的精度。若将前后方桩台两者视为一个整体，用本规范推荐的计算公式和参数进行计算，其结果与震害情况大体吻合，从模

型试验中也得到验证。采用这种假定,计算简单,便于设计人员使用。

现有高桩码头设置伸缩缝,将整个码头沿纵向分成若干个建筑段,每段长一般为40~60m。两建筑段间的伸缩缝一般呈靠拢状态。在沿码头纵向水平地震力作用下,对于中间各段,其变位受两侧桩台的限制,变位较小。震害表明中间各段震害较轻,端部相对较重,所以进行码头纵向抗震验算时,规定可仅计算端部段。

98规范规定:基桩内力按刚架计算,前后方桩台间可按设铰接连杆考虑。随着计算机的应用、计算手段的进步,设计人员可选择合适的计算方式,以真实反映高桩码头的受力状况。

高桩码头不可避免的存在一些质量、刚度和堆载不均匀,不对称状态,目前的计算方法,潜在安全度允许出现少量的不均匀,不对称。但对明显不均匀、不对称的桩基码头,规定应考虑水平地震作用对建筑物的扭转影响。

5.1.9 船闸工程实践中,混凝土闸墙或闸首边墩,多作为偏心受压构件设计,非地震情况下,为防止出现较大的变位和倾斜,影响工程的安全和使用,现行行业标准《船闸水工建筑物设计规范》(JTJ 307—2001)规定:"岩基上分离式船闸结构地基反力的最小应力 σ_{min} 应大于零。在施工期或检修期,背水面可允许出现不大于0.1MPa的拉应力","大型船闸的混凝土结构挡水前沿不应出现拉应力,背水面可出现不大于0.05MPa的拉应力"。地震情况下,混凝土结构将出现拉应力或原有拉应力进一步加大。本条对混凝土闸墙或闸首边墩,当计入地震力和全部渗透压力(即截面渗透系数 $\alpha=1$)时,规定截面最大拉应力为0.2MPa。

5.2 地震作用

5.2.1 高桩码头结构型式多,质量分布一般较复杂。为计算方便简化为单质点体系。

公式中综合影响系数 C 值,是经过大量震害实例反算分析确定的。它包含了结构的弹塑性影响、岸坡影响、上部结构扭转影响及动土压力(即由于地震作用所增加的那部分土压力)、动水压力影响等。这些影响的理论研究尚不成熟,难以分别给出合理的系数,目前只能分析震害实例,给出一个综合值。

桩的换算重力,是按动能、刚度、自振频率尽可能相等的原则,将桩重力换算到桩顶。换算重力与原重力之比称为折减系数,此值经模型试验验证,基本符合。

5.2.2 根据本次修订过程中对梁板式高桩码头的动力分析结果,采用动力时程法计算得到的轴力一般是拟静力法的3~4倍左右,振型分解反应谱法计算的轴力一般是拟静力法的4倍左右,取5阶振型即可满足精度要求。

5.2.3 根据空箱式和刚架、桁架式高桩墩式码头结构特征,计算简图取为多质点单悬臂杆。质点位置为结构分段重心,一般设于质量集中处,如面板、底板和分层楼板等。桩上一般不设质点,桩重力按平均弯曲长度计算,将其重力的一半计于最下一个质点。每个质点均按只有水平向振动考虑。为简化计算,本条文给出了近似的振型和自振周期的经验公式。

5.2.4 对上部结构特别高且较柔的高桩墩式码头,计算地震作用时,第二及其以上振型

有较大影响，本条把需要考虑高振型的高度界限定在30m。

5.2.5 斜坡码头和浮码头的柱、桩式墩，当上部重力比墩身重力大得多时，按单质点计算。但大多数由于其上荷载小、桥跨小，上部结构重力与墩身重力之比不大，因此规定宜按多质点考虑，计算表明：当上部重力与墩身重力之比大于5∶1时，采用单质点和采用多质点计算地震惯性力的结果很接近，误差小于5%；当重力比为3∶1时，误差为8%；重力比为1∶1时，误差可达20%。一般单质点方法计算的地震惯性力小。

5.2.6 重力式码头的特点是结构刚度大，自振周期短，所以采用以静力法为基础，考虑建筑物动力特性加以修正的准动力法。加速度分布系数是在大量动力计算、模型试验和原型振动试验的基础上加以确定的。

结构重力的计算：对重力式码头建筑物，如果墙背面的轮廓不规整时，可在墙的后踵向上作一墙踵垂面。在此面以内，土体作为墙自重力的一部分，见图5.2.6a)。当墙背面倾斜度大，如扶壁式码头，墙后填土可能出现第二破裂面，假定在地震时，第二破裂面以内的土体与墙体一起运动，而第二破裂面以外的土体，不能参与建筑物一起运动。所以只计第二破裂面以内的土体作为建筑物的自重力，见图5.2.6c)。但是，对卸荷板方块码头，卸荷板以上土体以及沉箱码头沉箱以上的土体，虽然可能出现第二破裂面，但因土体高度不大，为简化计算起见，可不考虑第二破裂面，见图5.2.6b)。

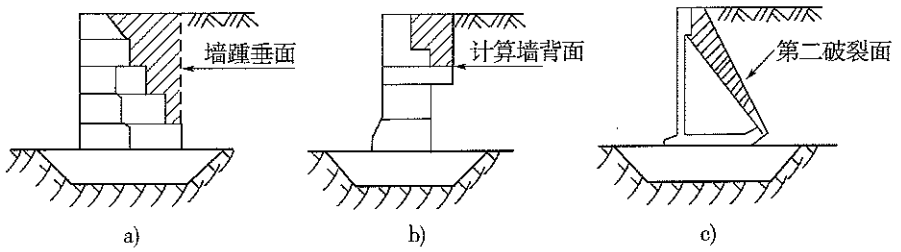


图5.2.6 结构重力计算示意图

a)墙背轮廓不规则的重力式码头；b)带卸荷板方块码头；c)扶壁式码头

5.2.7 本条为新增条文。重要的重力式码头是指码头使用要求高或震后造成的损失后果十分严重。

5.2.8 本次修订了海港重力墩加速度分布系数。通过典型重力墩式码头的动力分析结果，无论是否考虑地基柔性影响，98版规范中的加速度分布系数在0.5倍墩高以下均小于动力分析计算值，因此将二折线型地震加速度分布系数改为梯形分布，修改后的加速度分布系数图的图形面积比原来增加了14.3%，但图形重心下降了4%。

斜坡码头重力墩两个方向的尺度一般相差较大，桥墩顺桥向的刚度远小于横桥向的刚度，因此两者的振型差异较大，导致加速度分布系数发生变化。计算和试验均反映出墩顶部分的加速度分布系数比原规定的值大，因此98规范把87规范的二折线型分布改为三折线型分布，1/4、3/4墩高处的分布系数为1.0和2.0，顶点处的分布系数为4.0。这样能更好地反映出墩顶反应增加的特点，又使三折线型分布系数图的图形面积与87规范规定二折线型分布系数图的图形面积相等，唯图形面积的形心有所提高。本次修订仍沿用98规范规定的加速度分布系数。

5.2.9 船闸一般系两侧有回填土体半埋入式U形建筑物。运用时,闸室内充水。因此,土基上船闸的动力特性,不但取决于结构的动力特性,同时与地基土、回填土和墙前水体的动力特性以及它们与结构的相互作用有关。98规范修订时,其加速度分布系数图形是经过大量动力、有限元计算,原型振动实测,模型试验综合归纳分析确定的。岩基上的闸首边墩与水闸墩相似。本次修订继续沿用98规范的有关规定。

5.2.12 位于岩基上的船闸,一般多与其他水工建筑物(闸、坝、电站等)组成水利枢纽或渠化枢纽。而这些水工建筑物的地震惯性力的确定,在《水工建筑物抗震设计规范》(DL 5073—2000)中已有规定。为照顾到设计标准的统一和设计工作的方便,98规范在规定岩基上船闸建筑物的地震惯性力及其沿高度分布规律时,是在对船闸各部分结构(闸室墙、闸首边墩)进行动力分析的基础上,根据其结构和受力特点确定的。本次修订,仍保留98规范的规定。

5.2.13 位于坡顶的挡土墙和桥台,实际就是坡度较陡的岸坡。地震时,岸坡顶部有局部放大作用。大量震害表明:当地基为岩基时,相对土基而言震害较轻。因此,条文中岩基和土基的公式采用了不同的系数。

5.2.14 在桥梁的震害中,支座处的销钉被剪断、锚栓被拔出、摆柱歪斜等破坏现象是经常发生的。因此规定对支座及销钉、锚栓等部件和焊缝进行抗震验算,以保证桥跨支座的抗震强度。

5.3 地震土压力

5.3.1 地震时作用在挡土建筑物上的主、被动土压力公式是基于与物部-岗部公式相同的原理,即是以库仑土压力理论为基础的惯性力法,所不同的是在推导公式时比物部-岗部公式多考虑了土黏聚力 c 的作用因素,弥补了物部-岗部公式只能适用于砂性土的缺陷。该公式具有简单、计算方便、统一了砂性土与粘性土地震土压力计算公式,也在形式上将港口工程技术规范中有关土压力的计算公式统一起来,而又符合一般国内外公认的计算方法等优点。如砂性土的地震土压力为物部-岗部公式;砂性土无震时土压力为库仑公式;当 $\theta=0$、$\beta=0$、$\alpha=0$、$\delta=0$ 时为朗金公式等。

5.4 地震动水压力

5.4.1 本条采用的是Westergard的近似式。由于该公式是对半无穷大水层解的结果,与刚性建筑物在有限的矩形水域中的振动比较,相差一个折减系数 η。$\eta=\text{th}\dfrac{\pi b}{4d}$,故本条中列出了随 b/d 不同而应折减的 η 值。

5.4.2 在地震作用下,码头墩带动周围水体一起振动,振动水体的质量称为附加质量。该振动水体对水运工程建筑物产生的这种静止水压力以外的附加水压力即为动水压力。在结构计算中,动水压力当作静力作用在建筑物上。参考国内外有关规范规定,方柱、圆柱的附加质量系数 C_1 值不作区分。

国内外有关规范规定,矩形墩的地震动水压力等于以 D_1 为边长的方形墩的动水压

力。98 规范增加了一个矩形墩的形状系数 $C_2=(D_1/D_2)^{0.9}$，即当 $D_1>D_2$ 时，$C_2>1$；$D_1<D_2$ 时 $C_2<1$。与此相应，式(5.4.2-1)中的 A 是实际矩形墩的截面积，而不是规范中所采用的等效方形墩的截面积。本规范继续沿用 98 规范的规定。

5.5 地基承载力和岸坡稳定

5.5.3 《港口工程地基规范》(JTS 147—1—2010)推荐了两种验算地基稳定的方法：复合滑动面法和圆弧滑动简单条分法。本规范对地震作用下的岸坡稳定计算分析，仅采用总应力的圆弧滑动面法。在静力的基础上再加上由地震加速度在各土条质量上的惯性力。同静力分析一样，采用圆弧滑动面的条分法，不考虑各土条间的作用力。

5.6 结构验算

5.6.4 地震惯性力的分项系数取为 1.0，其值与国际、国内抗震规范相同。本节其他条文中均采用以上系数。

高桩码头、斜坡码头和浮码头的柱、桩式墩(排架)，地震时的震害，主要表现为柱、桩的破坏。对于钢筋强度设计值不大于 420N/mm^2 的钢筋混凝土桩和柱，抗震调整系数是经校准得出的，其值随钢筋种类和受力状态的不同而有所差异，一般在 1.01～1.20 之间，最后确定为 1.20。

采用钢绞线或冷拔低碳钢丝的钢筋混凝土结构，因缺乏经验，故本规范未给出相应的计算公式。

5.6.5 地震土压力分项系数取 1.35，其值和按静力计算时相同，因考虑到地震影响所增加的土压力部分(即地震动土压力)占的比重较小，为便于计算，故取相同的值。本节其他条文中均采用此系数。

岸壁式码头整体稳定验算中抗滑的抗震调整系数 $\gamma_{RE}=0.88$，抗倾的抗震调整系数 $\gamma_{RE}=1.15$，其值是 98 规范修订时通过 24 个工程实例综合分析得出的，即将抗滑的 γ_{RE} 与原设计的抗滑安全系数 K_s 作相关曲线，相关系数为 0.98；将抗倾的 γ_{RE} 与原设计的抗倾安全系数 K_0 作相关曲线，相关系数为 0.96。然后在相关曲线上分别找出与 87 规范中规定的抗滑稳定安全系数 $K_s=1.1$ 和抗倾稳定安全系数 $K_0=1.4$ 对应的 γ_{RE} 值。

地震动水压力分项系数取 1.0，其值与国内外抗震规范相同。本节其他条文中均采用此系数值。重力墩式码头的抗震调整系数相当于 87 规范中的安全系数 K 值，因为地震惯性力和地震动水压力的分项系数均取 1.0，虽然系缆力的分项系数为 1.4，但系缆力部分所占的比重很小，对 K 值的影响可忽略不计。

5.6.6 98 规范修订时，曾根据对 10 个算例所进行确定入土深度的校准计算，当采用安全系数法计算的安全系数为 1.2～1.35 时，相应的抗震调整系数为 0.9～1.2。

根据对 10 个算例按抗震设防烈度 8 度和 9 度分别进行锚碇板抗震稳定的校准计算，求得相应于抗震稳定安全系数 $K=1.5$(与静力相同)时的抗震调整系数 $\gamma_{RE}=1.1$～1.15，为了反映 87 规范中对锚碇板抗震稳定性不低于静力要求，故取 $\gamma_{RE}=1.15$。

目前，有关板桩墙的内力(弯矩)和拉杆力的可靠度分析尚不成熟，是一项待研究的

课题。本规范与《板桩码头设计与施工规范》(JTS 167-3-2009)一样,采用以下过渡方法:在计算板桩墙的弯矩和拉杆力时,作用和抗力(地震被动土压力)均取标准值,求出的弯矩和拉杆力也是标准值,在板桩码头中所有钢筋混凝土和预应力混凝土构件强度计算时,作用效应设计值,采用求算出的标准值乘以综合分项系数1.4。

98规范在静力设计规范的基础上,考虑87规范中"在抗震强度计算时,对钢结构,其容许应力可提高50%"的规定,取综合分项系数与静力规范相同,$\gamma_{EQ}=1.35$,经校准计算,对钢板桩、钢导梁和钢拉杆,其抗震调整系数均取 $\gamma_{RE}=0.65$,本规范仍采用这一规定。

6 抗震措施

6.1 地基和岸坡

6.1.2 常用的加固地基或采取的结构措施包括:清除软土、打设塑料排水板或打设砂井、碎石桩、加深基础、扩大基础底面积、增加结构整体性、对称均衡性以及减轻荷载等。

6.1.7 鉴于粉细砂和颗粒均匀的中砂,在水下处于饱和状态时,容易引起液化。为避免人为地增加液化可能性,规定不宜采用粉细砂和颗粒均匀的中砂等作为回填料。

6.2 重力式码头和重力墩

6.2.1 在抗震设防烈度为8度、9度地区,由于块石的内摩擦角大,能够较大地降低地震土压力,提高码头的抗震能力,因此规定应采用抛石棱体。

6.2.2 方块码头是依靠自重力维持稳定的,在静力作用下,其稳定性靠方块间的摩擦力来维持。在地震力作用下,墙身受到振动而摇晃和上下颠簸,摩擦作用大大降低,因此单靠方块间的摩擦力就显得不安全。减少方块层数、在方块间设置榫槽能够防止方块码头在振动下因损失摩擦力而解体,提高其抗滑能力,增强整体性。在方块中预留竖向孔洞,内插钢筋笼或型钢,然后浇注混凝土,把各层方块连成整体。

6.2.3 预制安装的扶壁式码头,尽管扶壁顶上现场浇筑的胸墙将各预制块联接在一起,但整体性仍较差。适当增加胸墙中纵向钢筋的数量,是加强其整体性的有效办法,即把各单元的预制块体牢固地固定在胸墙上,共同抗衡地震力。

6.3 高桩码头

6.3.2 桩台或引桥和接岸结构之间,设置简支的过渡板,是减少岸坡对结构不利影响的简便可行办法。注意将过渡的两端做成坡口(见图6.3.2),以便地震时该板较易滑出。

6.3.4 高桩码头叉桩所在平面与排架所在平面存在一定的偏转角。在一个分段内若叉桩朝同一个方向倾斜,虽然施工方便,但地震时容易发生转动,对结构带来不利影响,尤其对于突堤码头和码头的两个端部段。每个分段叉桩倾斜方向对称布置,能够减少扭转。

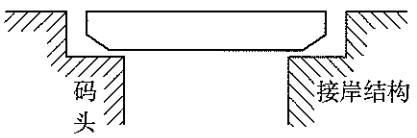


图6.3.2 过渡板示意图

高桩码头的水平地震力,大部分是由叉桩承受,使其中的一根桩的桩顶受弯拉(简称拉桩),另一根桩的桩顶受弯压(简称压桩)。一般来讲,混凝土材料的抗压强度远大于抗拉强度,因此高桩码头的震害主要表现为拉桩的破坏。如果适当调整叉桩在排架中的位置,使叉桩布置在排架中支座垂直反力大的位置,承受较大的竖向压力,就可以抵消部分

地震惯性力在该桩中产生的拉力,以减轻震害。

震害实例表明,排架密、桩距小,特别是叉桩多的码头,抗震性能就较好,震害就较轻。抗震设计中,要根据情况,适当增加叉桩。

6.3.6 在叉桩桩帽与横梁之间布置足够的联系钢筋,会大大改善桩帽的受力状态。

6.3.8 位于8、9度震区的高桩码头,桩顶与上部结构的连接作成固接,能够减少后方桩台的动位移及对前方桩台的碰撞力。

6.3.13 高桩码头前方桩台多设叉桩,刚度较大,后方桩台多为直桩,刚度较小,地震时,由于两者的振动特性不同,导致碰撞。在前后方桩台的缝中填充一些缓冲材料,如木板、橡皮条、油毡等,就可以减少碰撞的不利影响。

6.4 板桩码头

6.4.1 在板桩墙和锚碇结构之间挖除埋深较浅且厚度不大的软土层或可液化土层,换填碎石、块石、粗砂或灰土,能够提高其抗震性能。换填时注意保证施工质量,使其密实,以免造成码头面下沉或锚碇结构位移。

6.4.2 地震时位于拉杆以上的回填土可能连同上部荷载一起下沉,使拉杆下垂。发生局部弯曲甚至断裂等现象。采用短桩支承或其他有效措施能够减少拉杆下垂,拉杆端部若采用刚性连接,拉杆中将可能产生很大的弯矩而引起拉杆端部折断,使码头失稳,故用铰接。

6.4.3 高烈度区锚碇板的尺寸往往过大,离板桩的距离过远,较多地增加了拉杆长度。所以采用叉桩锚碇,其入土深度较深,承受水平作用能力大,抗震性能好。另外,加强帽梁能够提高抗地震作用的整体性。

6.5 斜坡码头和浮码头

6.5.3 在强烈地震作用下,桥梁的上、下部构造之间,可能产生较大的相对位移,甚至造成落梁破坏。因此,抗震设计中,对桥跨支座需采取限制位移或歪斜过大的措施,以防止发生落梁破坏。图6.5.3为防止落梁的参考示例。

6.5.4 强烈地震可以使梁桥上、下部构造之间产生较大的变位,当墩(台)帽或横梁较窄时,会影响支座的锚固强度,同时纵梁搭接长度不足,造成落梁破坏。本条规定中简支梁端至墩(台)帽或纵梁边缘的最小距离公式是98规范参照《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004—89)和1980年日本道路桥规范综合考虑提出的,本次修订继续保留这一规定。

6.5.5 柱、桩式墩,在强震作用下,柱、桩倾斜或折断的实例很多,破坏的主要原因是柱、桩的强度不足(特别是顺桥向)。公路桥中采用双排柱、桩的桥墩,斜坡码头加大柱、桩直径或将直桩改成纵向叉桩,以加强桥墩的纵向刚度。

6.5.6 国内外大量震害经验表明,混凝土重力墩(台)的施工缝或工作缝是一个薄弱部位。所以强调宜减少施工缝,在施工缝处设置构造短钢筋。施工中采取措施,防止混凝土出现温度、收缩等裂缝,并保证接缝处混凝土的整体性。

6.5.7 整体性强的桥台具有较好的抗震性能,强烈地震作用时,桥台胸墙被撞坏的例子

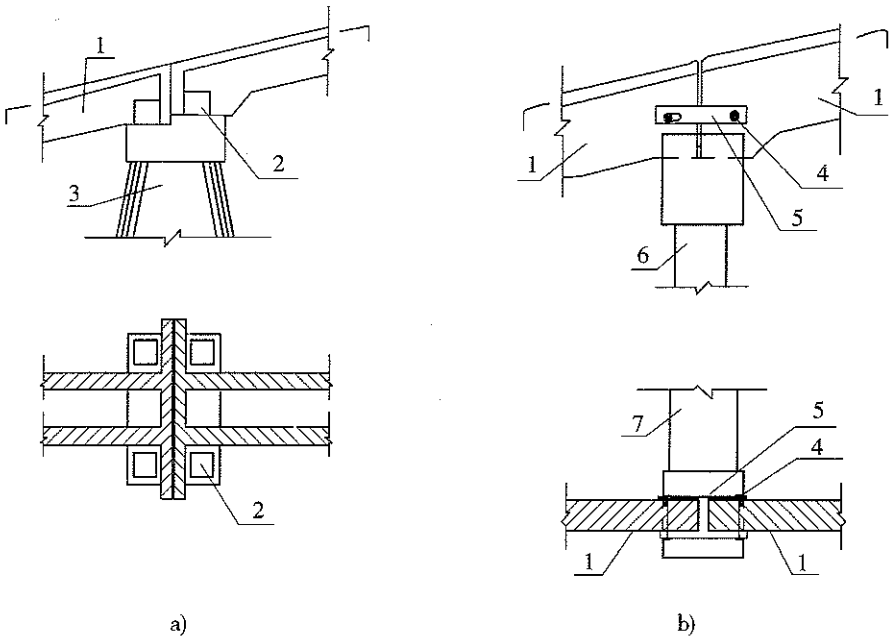


图 6.5.3　防止落梁措施示意图

a)一墩帽上设置挡块示意图;b)梁与梁间用螺栓连接示意图

1-梁;2-挡块;3-墩;4-螺栓;5-钢板;6-桩;7-横梁

不少,因此,要求加强桥台胸墙的强度,如图 6.5.7,将桥台帽和胸墙整体浇筑并适当配置钢筋,在胸墙与梁端之间填充缓冲材料,以缓和对胸墙的撞击。

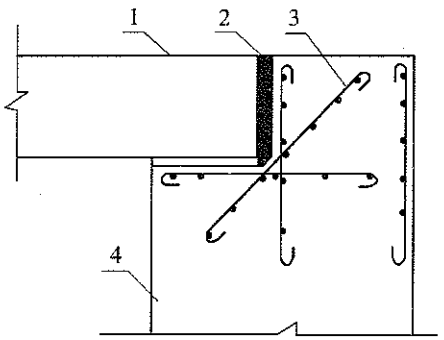


图 6.5.7　加强桥台胸墙示意图

1-梁;2-橡胶块或沥青油毛毡;3-加强筋;4-桥台

6.7　船　　闸

6.7.1　震害实例表明,在同样地质条件下,不同结构型式的闸首、闸室,经受同样地震烈度,其抗震能力有显著差别。钢筋混凝土整体式闸首、闸室结构,能抗御一定程度的地基液化不均匀沉降和滑移,仍保持完好状况,因此规定高烈度区应采用钢筋混凝土整体式结构。

6.7.2　震害表明,分离式闸室墙,其底板部位的墙间横撑,对提高墙体的抗震稳定性有良好作用。由于闸墙沉降、施工质量等影响,在复杂地震作用下,横撑常处于偏心受压状态。

为了保证闸墙和横撑具有一定的强度能有效地工作,规定横撑和闸墙前趾部位,均应采用钢筋混凝土结构。

6.7.3 船闸遭受强震时,闸首边墩与闸室、相邻段闸室墙,均可能产生相对位移,其间的接缝止水易遭损坏,成为抗震的薄弱部位。因此,接缝止水除选用适应较大变形的材料外,在高烈度区曾试探性地采用几种不同的止水型式:8 度区的某船闸采用限制变位幅度的纵横向拉环和水平键槽,缝间铺防撞油毛毡和加宽止水铜片等措施。9 度区的某船闸止水,原则作法是发生强烈地震时允许止水破坏,一但破坏,橡胶止水带可以很方便地更换。

6.7.6 船闸机架桥地震反应较大,震害率较高,因此规定机架桥纵横两个方向宜采用刚架式结构。若顺桥向为简支,即大梁平放在柱顶,地震时大梁容易发生移动甚至坠毁,注意做好桥面大梁与柱顶的连接,保证有足够的搭接长度,最好采用螺栓连接,在连接部位增加抗地震作用的抗剪钢筋,并采取防止落梁的措施。

6.7.7 船闸的刚架、梁、柱节点,以及柱脚附近,在地震作用下,往往是内力最大的部位。震害实例中,这些部位损坏十分普遍,成开裂、酥碎、剪断、钢筋弯折或外鼓等破坏。将这些部位的箍筋和系筋加密,能够防止钢筋被压弯,约束混凝土,增强钢筋混凝土的延性。

附录 A　建筑物自振周期的计算

A.0.1 ~ A.0.4　确定建筑物的自振周期一般有三种途径:(1)对类似建筑物实际观测;(2)模型试验;(3)采用结构动力学理论公式进行计算。实测方法又分为激振法、脉动法和地震时实测周期的方法。

本规范建议用三种途径综合判定,当不具备条件时,采用 A.0.2 ~ A.0.4 公式计算。这些公式是对一些码头的理论计算成果加以统计分析,并根据原型观测和模型试验成果进行修正后得出的。

附录 B　高桩码头地震作用专门研究的基本内容

本附录为新增内容,对应于规范第 5.2.2 条,给出了高桩码头地震作用专门研究的基本内容。

附录C　高度大于30m的空箱式和刚架、桁架式高桩墩式码头的地震惯性力及内力的计算

C.0.1　对上部结构特别高且较柔的高桩墩式码头，计算地震作用时，可能第二振型及其以上的振型也有较大影响。计算实例证明，已建的大部分高桩墩式码头，高振型对结构内力影响不大。如计算总高度和上部结构高度均较大的某煤码头，计与不计第二振型影响，其内力差最大仅为3.6%。某码头计算高度为33.35m，起控制作用的危险构件，第二振型影响为5.8%，因此98规范把需要考虑多振型的界限定在30m。本次修订继续保留这一规定。