

JTJ

中华人民共和国行业标准

JTJ 225—98

水运工程抗震设计规范

Code of Earthquake Resistant Design for Water
Transport Engineering

1998—04—20 发布

1999—06—01 实施

中华人民共和国交通部发布

中华人民共和国行业标准

水运工程抗震设计规范

JTJ 225—98

主编单位：中交水运规划设计院

交通部第一航务工程勘察设计院

批准部门：中华人民共和国交通部

施行日期：1999年6月1日

关于发布《水运工程 抗震设计规范》的通知

交基发〔1998〕216号

各省、自治区、直辖市交通厅（局、委、办），部属及双重领导企事业单位：

由我部组织中交水运规划设计院和交通部第一航务工程勘察设计院等单位修订的《水运工程抗震设计规范》，业经审查，现批准为强制性行业标准，编号为JTJ225—98，自1999年6月1日起施行。《水运工程水工建筑物抗震设计规范》（JTJ201—87）同时废止。

本规范的管理和出版组织工作由部基建管理司负责，具体解释工作由中交水运规划设计院负责。

中华人民共和国交通部

一九九八年四月二十日

前 言

《水运工程抗震设计规范》为水运工程通用标准，是《水运工程水工建筑物抗震设计规范》(JTJ201—87)的修订本。

本次修订是在总结十多年抗震设计经验，进行结构原形观测、模型试验和抗震动力分析的基础上，借鉴国内外工程抗震的研究成果，对原规范作了补充和修改。在结构抗震计算从单一安全系数法向以分项系数表达的极限状态设计法转轨的过程中，进行了可靠度分析和校准工作，使本规范安全可靠且便于操作。修订后的新规范较充分地反映出我国在该领域的技术水平。

本规范的修订，主要依据现行国家标准《港口工程结构可靠度设计统一标准》(GB50158)和现行行业标准《水运工程建设标准编写规定》(JTJ200)等。

本规范适用于设计烈度为6、7、8、9度的码头和船闸抗震设计；对防波堤和修造船建筑物等，可参照执行。修订后的规范与原规范相比，结构抗震验算改为以分项系数表达的概率极限状态设计法。对次生灾害严重或特别重要的水运工程建筑物，将原规范设计烈度笼统提高一度的提法改为进行地震危险性分析。增加了用剪切波速划分场地土类型的方法。土层的液化判别由一步改为两步，修改了液化判别公式，原规范对液化土层一律不计其强度，新规范增加了部分利用土强度的计算方法。设计反应谱由原规范的三条谱曲线改为四条，方便了使用。修改后的地震土压力计算公式与港口工程其他规范计算公式得到了统一。还增加了一些抗震设计的基本要求和抗震措施等。

本规范共6章、4个附录及条文说明。

本规范由中文水运规划设计院负责解释。在执行过程中请将

发现的问题和意见及时向负责单位反映，以便今后修订时参考。

本规范如有局部修订，其修订内容将在《水运工程标准与造价管理信息》上刊登。

目 次

1	总则	1
2	符号	2
3	抗震设计的基本要求	5
4	场地、地基和岸坡	7
4.1	场地	7
4.2	可液化土地基	8
4.3	地基承载力和岸坡稳定	10
5	地震作用和结构抗震验算	13
5.1	抗震验算的原则和条件	13
5.2	地震惯性力	15
5.3	地震土压力	21
5.4	地震动水压力	26
5.5	结构抗震验算	28
6	抗震措施	34
6.1	地基和岸坡	34
6.2	重力式码头和重力墩	35
6.3	高桩码头	35
6.4	板桩码头	36
6.5	斜坡码头和浮码头	36
6.6	船间	37
附录 A	建筑物自振周期的计算	38
附录 B	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	41
附录 C	地震土压力参数表	42

附录 D 本规范用词用语说明	55
附加说明 本规范主编单位、参加单位和主要起草人名单 ...	56
附 条文说明	57

1 总 则

1.0.1 为防止或减轻地震对水运工程建筑物的破坏，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于设计烈度为 6、7、8、9 度的码头和船闸的抗震设计；对于防波堤和修造船建筑物等，可参照执行。

当设计烈度为 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。

对抗震设计烈度高于 9 度的水运工程建筑物，其抗震设计应作专门的研究论证。

一般临时性建筑物可不进行抗震设计。

1.0.3 按本规范进行抗震设计的水运工程建筑物，应能抵抗设计烈度的地震，如有局部损坏，经一般修理仍能继续使用。

1.0.4 水运工程建筑物抗震设计，应采用《中国地震烈度区划图（1990）》确定的基本烈度为设计烈度。

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，应作危险性分析，当需要采用高于或低于基本烈度作为设计烈度时，应经批准。

施工期可不考虑地震作用；船闸检修情况宜按设计烈度降低一度进行验算。

1.0.5 按本规范进行抗震设计时，尚应符合国家现行有关强制性标准的要求。

2 符 号

- A ——墩或柱截面面积
 B ——计算方向墩身最大宽度
 b_i ——第 i 土条的宽度
 C ——综合影响系数
 c_n ——第 n 层粘性土的粘聚力
 C_1 ——圆柱和方柱的附加质量系数
 C_2 ——矩形墩的形状系数
 D_1 ——垂直于计算方向的墩截面边长
 D_2 ——平行于计算方向的墩截面边长
 d_{ov} ——场地覆盖层厚度
 d_s ——饱和土标准贯入点深度
 d_w ——地下水位深度
 E ——桩材料弹性模量
 E_H ——计算面以上水平向地震主动土压力标准值
 E_V ——计算面以上竖向地震主动土压力标准值
 e_{a1} ——作用在墙背上第 n 层土顶面处的单位面积上的土压力强度
 e_{a2} ——作用在墙背上第 n 层土底面处的单位面积上的土压力强度
 f ——沿计算面的摩擦系数设计值
 f_k ——地基土静承载力标准值
 f_t ——钢材强度设计值
 G ——永久作用标准值

- g ——重力加速度
 H ——质点系的总计算高度
 H_i ——质点 i 的计算高度
 h_i ——第 i 土层的厚度
 I ——桩截面惯性矩
 I_N ——土的抗液化指数
 K_{en} ——第 n 层土的主动土压力系数
 K_H ——水平向地震系数
 K_{pn} ——第 n 层土的被动土压力系数
 K_V ——竖向地震系数
 L_N ——桩的平均计算受压长度
 L_M ——桩的平均计算受弯长度
 M_c ——土中粘粒含量百分点数
 m_i ——集中在质点 i 的质量
 N_{cr} ——液化判别标准锤击数临界值
 N_0 ——液化判别标准锤击数基准值
 $N_{63.5}$ ——未经杆长修正的饱和土标准贯入锤击数实测值
 P_D ——地震动水压力合力标准值
 P_H ——水平向地震惯性力标准值
 P_V ——竖向地震惯性力标准值
 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
 p_z ——水面以下深度 Z 处的地震动水压力强度
 Q_{ik} ——第 i 个可变作用标准值
 q ——地面上的均布荷载标准值
 R_E ——地基土抗震承载力设计值
 R_H ——拉杆拉力水平分力的标准值
 S ——结构构件作用效应设计值
 T ——计算方向结构自振周期

- T_1 ——墩的第一自振周期
 V_s ——土层剪切波速
 V_{sm} ——土层加权平均剪切波速
 W_i ——第 i 土条的重力标准值
 W_s ——每米宽钢板桩的弹性抵抗矩
 $x_1(i)$ ——第一振型质点 i (或第 i 分段重心处) 的相对水平位移
 y_i ——第 i 土条重心至滑弧圆心的竖向距离
 Z ——计算点至水面的距离
 γ_0 ——结构重要性系数
 γ_1 ——第一振型参与系数
 γ_{EQ} ——综合分项系数
 γ_{EW} ——剩余水压力分项系数
 γ_G ——永久作用分项系数
 γ_{PD} ——地震动水压力分项系数
 γ_{PH} ——水平向地震惯性力分项系数
 γ_{PV} ——竖向地震惯性力分项系数
 γ_{Qi} ——第 i 项可变作用分项系数
 γ_{RE} ——抗震调整系数
 δ_n ——第 n 层土与墙背间的摩擦角
 e_h ——地震时粘性土负值计算深度系数
 θ ——计算地震土压力的地震角
 η ——动水压力折减系数
 η_s ——地基土抗震承载力设计值提高系数
 ξ ——计算岸坡稳定分布系数
 ψ ——地震时作用组合系数

3 抗震设计的基本要求

3.0.1 水运工程建筑物的场地选择,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,按照场地土、地质构造和地形地貌条件作综合评价。宜选择对建筑物抗震相对有利的地段,避开不利的地段,未经充分论证,不得在危险地段进行建设。

对抗震相对有利地段一般是指: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,同时地基为比较完整的岩体和密实土层,岸坡稳定条件较好。

对抗震不利地段一般是指:建设地区及其邻近地质构造复杂,有晚近期活动性断裂,场地中有可液化土层或软土层分布,岸坡稳定条件较差。

对抗震危险地段一般是指: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,地震时可能产生大滑坡、崩塌、地陷等,威胁建筑物安全而又难以处理者。

3.0.2 当地基主要持力层范围有可液化土层、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。

3.0.3 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,尽量降低建筑物重心位置。

3.0.4 抗震结构体系应符合下列要求。

3.0.4.1 应具有明确的计算简图和简捷、合理的地震作用传递路线。

3.0.4.2 结构构件及其连接应符合下列要求:

(1) 钢筋混凝土构件应合理选择尺寸,配置钢筋,增加延性,避免剪切先于弯曲破坏和钢筋锚固粘结先于构件破坏;

(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。

3.0.4.3 可以有目的、合理地设置结构的薄弱部位。

3.0.4.4 对建筑物端部或转角部位，应采取措施提高其抗震能力。

3.0.4.5 宜增加结构的超静定次数。

3.0.5 装配式结构应采取加强整体连接的措施。

3.0.6 结构设计应考虑便于进行震后检修。

3.0.7 施工时，对抗震设计中关键部位的主要钢筋，不宜用比原设计延性差的钢筋代替。

4 场地、地基和岸坡

4.1 场地

4.1.1 场地类别，应根据场地土类型和场地覆盖层厚度按表

4.1.1 划分为四类，当有充分依据时可适当调整。

场地类别划分 表 4.1.1

场地土类型	场地覆盖层厚度 d_{ov} (m)				
	$d_{ov}=0$	$0 < d_{ov} \leq 3$	$3 < d_{ov} \leq 9$	$9 < d_{ov} \leq 80$	$d_{ov} > 80$
坚硬场地土	I	—			
中硬场地土	—	I		II	
中软场地土		I	II	III	
软弱场地土		I	II	III	IV

4.1.2 场地土类型，宜根据地面以下 15m 范围或厚度小于 15m 的场地覆盖层范围内各土层的剪切波速，按表 4.1.2 划分。

场地土的类型划分 表 4.1.2

场地土类型	土层的剪切波速 (m/s)	场地土类型	土层的剪切波速 (m/s)
坚硬场地土	$V_s > 500$	中软场地土	$250 \geq V_{sm} > 140$
中硬场地土	$500 \geq V_{sm} > 250$	软弱场地土	$V_{sm} \leq 140$

注： V_s 为土层剪切波速； V_{sm} 为土层加权平均剪切波速。

4.1.3 当无实测剪切波速时，可按表 4.1.3 划分土的类型，并按下列原则确定场地土类型：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 15m 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
坚硬土	岩石、密实的碎石土
中硬土	中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂， $f_k > 200$ 的粘性土和粉土
中软土	稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂， $f_k \leq 200$ 的粘性土和粉土， $f_k \geq 130$ 的填土
软弱土	淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的粘性土和粉土， $f_k < 130$ 的填土

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 的土层或坚硬土顶面的距离确定。

4.2 可液化土地基

4.2.1 当设计烈度为 7~9 度时，应对饱和土进行液化判别和相应的地基处理；当设计烈度为 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，存在饱和砂土或粉土层时，应首先按第 4.2.3 条进行是否液化的初步判别，对初步判别为可液化的土层，应按第 4.2.4 条作进一步判别。当有条件时，尚可采用其他判别方法。

4.2.3 对饱和砂土或粉土层，当符合下列条件之一时，可初步判别为不液化：

(1) 地质年代为第四纪晚更新世 (Q_3) 及其以前时；

(2) 当采用六偏磷酸钠作为分散剂的测定方法测得的粉土，其粘粒（粒径小于 0.005mm 的颗粒）含量的百分点数，7 度、8 度和 9 度分别不小于 10、13 和 16 时。

4.2.4 采用标准贯入试验判别法进行地基土的液化判别时，符合式 (4.2.4-1)，应判定为液化土。

$$N_{63.5} < N_{cr} \quad (4.2.4-1)$$

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。

N_{cr} 可按式计算：

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{M_c}} \quad (4.2.4-2)$$

式中 N_0 ——液化判别标准锤击数基准值，烈度7度时为6，8度时为10，9度时为16；

d_s ——饱和土标准贯入点深度 (m)；

d_w ——地下水位深度 (m)；

M_c ——粘粒含量百分点数，当小于3或为砂土时，均应取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式修正：

$$N_{63.5}' = N_{63.5} \frac{d_s + d_w + 7.8}{d_s + d_w + 7.8} \quad (4.2.4-3)$$

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；

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)。

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、内摩擦角等力学指标进行折减。其折减系数 α 可按表4.2.5采用。

液化土力学指标的

折减系数 α 值 表 4.2.5

$I_N = \frac{N_{63.5}}{N_{cr}}$	d_s (m)	α
$I_N \leq 0.6$	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	0.33
$0.6 < I_N \leq 0.8$	$d_s \leq 10$	
	$10 < d_s \leq 20$	
$0.8 < I_N \leq 1.0$	$d_s \leq 10$	1.0
	$10 < d_s \leq 20$	

抗液化指数可按下列式计算：

$$I_N = \frac{N_{63.5}}{N_{cr}} \quad (4.2.5)$$

式中 I_N ——抗液化指数。

4.3 地基承载力和岸坡稳定

4.3.1 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》(JTJ250)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(4.3.1)予以提高。液化土层以上的土层承载力设计值不应修正。

$$R_E = \eta_s R \quad (4.3.1)$$

式中 R_E ——地基土抗震承载力设计值 (kPa)；

R ——经基础宽度和埋深修正后的地基土静承载力设计值 (kPa)；

η_s ——地基土抗震承载力设计值提高系数，按表4.3.1采用。

地基土抗震承载力设计值提高系数

表 4.3.1

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 (包括夯实的抛石基床) 和基岩	1.5

地震时桩的垂直承载力抗力分项系数：在一般粘性土和砂土中，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。

4.3.2 对地震作用下的岸坡整体稳定验算，当采用圆弧滑动面法 (见图4.3.2) 验算时，应满足下列公式的要求：

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

$$\frac{1}{\gamma_R} \sum [c_i b_i \sec \alpha_i + (q_i b_i + W_i) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i] \quad (4.3.2-1)$$

$$P_{Hi} = CK_H \xi_i (q_i b_i + W_{si}) \quad (4.3.2-2)$$

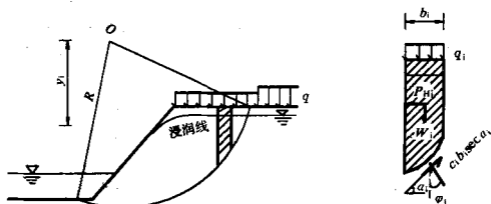


图 4.3.2 地震作用下圆弧滑动稳定性计算示意图

式中 γ_s ——综合分项系数，取 1.0；

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；

q_i ——第 i 土条顶面上的荷载，在坡顶上的堆货荷载按第 5.1.2 条确定 (kN/m²)；

b_i ——第 i 土条的宽度 (m)；

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)；

ΣM ——由其它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 土条滑动面上土的粘聚力标准值 (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 5.1.4 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。

验算时，原则上应通过动力试验测定土体在地震作用下的抗剪强度指标。无动力试验条件时，除第4.2.2条中定义的可液化土外，可用固结不排水强度指标或相当的抗剪强度。

抗力分项系数不应小于1.0。如有实际经验，可针对工程的具体情况，按现行行业标准《港口工程地基规范》的规定适当调整抗力分项系数。

5 地震作用和结构抗震验算

5.1 抗震验算的原则和条件

5.1.1 水运工程建筑物抗震设计属偶然状况,仅应进行承载能力极限状态验算(抗震稳定和承载力验算);不应进行正常使用极限状态验算。

5.1.2 在抗震设计中进行作用组合时,各种作用的标准值为静力计算时的数值,即现行行业标准《港口工程荷载规范》(JTJ215)有关规定值乘以地震时各作用组合系数 ψ , ψ 可按表5.1.2采用。

地震时各作用组合系数 表 5.1.2

序号	作 用		组合系数 ψ	
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	引桥和斜坡栈桥上的流动机械荷载		顺桥向	0
			横桥向	0.50
6	堆货荷载	件杂货、集装箱	高桩码头	0.33
			板桩、重力式码头	0.50
	五金钢铁	高桩码头	0.40	
		板桩、重力式码头	0.50	
	散货	高桩码头、板桩、重力式码头	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	内河高桩墩式和斜坡栈桥式码头的水流力		1.00	
12	水压力(包括墙后剩余水压力)		1.00	

续上表

序号	作 用	组合系数 ψ
13	扬压力	1.00
14	波浪力	0

5.1.3 抗震设计时的水位应按表 5.1.3 采用。

抗震设计时的水位

表 5.1.3

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
海港和受潮沙影响的河口港	设计高水位	设计低水位	取相应的不利水位
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		

5.1.4 水平向地震系数 K_H 应按表 5.1.4 采用，设计反应谱应根据场地类别和结构自震周期按图 5.1.4 采用。

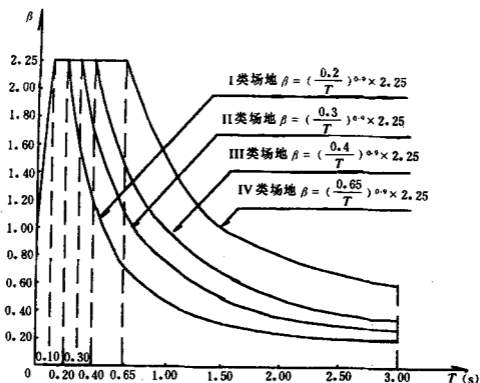


图 5.1.4 设计反应谱曲线 (阻尼比 $\xi=0.05$)
 T -结构自振周期 (s); β -动力放大系数

水平向地震系数 K_H

表 5.1.4

设计烈度	7	8	9
K_H	0.1	0.2	0.4

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

5.1.6 水运工程建筑物的竖向地震惯性力，可按相应的水平向地震惯性力算法，以竖向地震系数 K_V 代替水平向地震系数 K_H 进行计算， K_V 取 $2/3K_H$ 。对于重力式建筑物，当设计烈度为 8 度、9 度时，需同时计入水平向和竖向地震惯性力。此时竖向地震惯性力应乘以 0.5 的组合系数。

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：

(1) 前后方桩台可作为整体进行横向地震惯性力计算；

(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；

(3) 基桩内力按刚架计算，前后方桩台间可按设铰接连杆考虑；

(4) 对质量或刚度明显不均匀、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 对混凝土闸墙或闸首边墩，在计入截面上全部渗透力（渗透系数 α 取 1）情况下，截面最大拉应力不应大于 0.2MPa。

5.1.9 计算地震惯性力时，重力按空气中重力计算，水下土体按饱和重度计算。

5.2 地震惯性力

5.2.1 板梁式、无梁面板式、桁架式和实体墩式高桩码头，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：

$$P_H = CK_H\beta W \quad (5.2.1-1)$$

$$W = W_1 + W_2 + \eta W_3 \quad (5.2.1-2)$$

- 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 5.1.4 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 (见图 5.1.4) 求得, 建筑物自振周期按附录 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);
- W_3 ——嵌固点以上的桩身重力标准值, 嵌固点位置按有关规定确定 (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。

5.2.2 空箱式和刚架、桁架式高桩墩式码头宜按多质点考虑 (见图 5.2.2), 沿建筑物高度作用于质点 i 的水平向地震惯性力标准值, 可按下列公式计算:

$$P_i = CK_H\beta_1\gamma_1X_1(i)W_i \quad (5.2.2-1)$$

$$\gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^n X_1(i)W_i}{\sum_{i=1}^n X_1^2(i)W_i} \quad (5.2.2-2)$$

$$X_1(i) = \sqrt{\frac{H_i}{H}} \quad (5.2.2-3)$$

- 式中 P_i ——质点 i 的水平向地震惯性力标准值 (kN);
- 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;
- C ——综合影响系数, 取 0.30;
- 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；

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 5.2.2；

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二分之一桩身重力 (kN)。

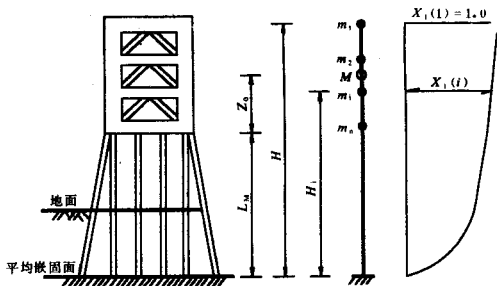


图 5.2.2 计算简图及第一振型图

m_i —集中在质点 i 的质量； M —质点系的总质量

5.2.3 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按附录 B 计算。

5.2.4 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：

$$P_i = CK_n \beta_1 \gamma_1 X_1(i) W_i \quad (5.2.4-1)$$

$$\gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^n X_1(i) W_i}{\sum_{i=1}^n X_1^2(i) W_i} \quad (5.2.4-2)$$

式中 C ——综合影响系数，取 0.30；

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；

n ——质点总数；

$X_1(i)$ ——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，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（kN）。

5.2.5 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：

$$P_i = CK_H \alpha_i W_i \quad (5.2.5)$$

式中 C ——综合影响系数，取 0.25；

W_i ——集中在质点 i （或第 i 分段）的重力标准值（kN）；

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 5.2.5 (a) 确定；带卸荷板方块码头、衡重式码头按图 5.2.5 (b) 确定。

5.2.6 重力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：

$$P_i = CK_H \alpha_i W_i \quad (5.2.6)$$

式中 C ——综合影响系数。当 $H \leq 10\text{m}$ 时， $C = 0.20$ ；当 H

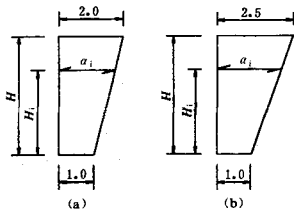


图 5.2.5 重力式码头加速度分布系数图

$>10\text{m}$ 时， $C = 0.25$ ， H 为墩高；

- 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;
- α_i ——加速度分布系数, 海港码头重力墩按图 5.2.6(a) 确定; 斜坡式码头重力墩横桥向按图 5.2.6(a) 确定; 顺桥向按图 5.2.6(b) 确定。

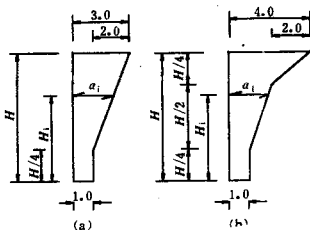


图 5.2.6 重力墩加速度分布系数图

5.2.7 地基、岩基上的闸首边墩, 其沿高度作用于质点 i 的水平向地震惯性力标准值可按下式计算。

$$P_i = CK_H \alpha_i W_i \quad (5.2.7)$$

式中 C ——综合影响系数, 采用 0.25;

α_i ——加速度分布系数, 按图 5.2.7 采用。

5.2.8 地基上船闸的重力式、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 (5.2.7) 计算, 式中 α_i 按图 5.2.8 采用。

5.2.9 船闸闸顶机架桥, 其沿高度作用于质点 i 的水平向地震惯性力标准值可按式 (5.2.7) 计算, 式中 α_i 按图 5.2.9 采用。

5.2.10 岩基上船闸闸室墙水平向地震惯性力标准值按下列方法确定。

5.2.10.1 水平向总地震惯性力标准值可按下式计算:

$$P_H = CK_H F W \quad (5.2.10.1)$$

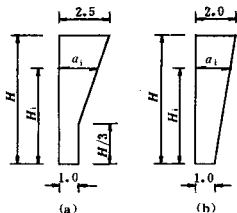


图 5.2.7 闸首边墩加速度分布系数图

(a)垂直船闸轴线方向;(b)顺船闸轴线方向

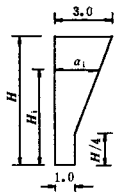


图 5.2.8 土基上船闸闸室墙加速度分布系数图

式中 P_H ——水平向总地震惯性力标准值 (kN);

C ——综合影响系数, 取 0.25;

F ——总地震惯性力系数, 取 1.1。

5.2.10.2 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列式计算:

$$P_i = \frac{W_i D_i}{\sum_{i=1}^n W_i D_i} P_H \quad (5.2.10-2)$$

式中 P_i ——作用于质点 i 的水平向地震惯性力标准值 (kN);

n ——建筑物计算质点总数;

D_i ——地震惯性力分布系数, 按图 5.2.10 确定。

5.2.11 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:

$$\text{岩基时} \quad P_H = 0.30 K_H W \quad (5.2.11-1)$$

$$\text{土基时} \quad P_H = 0.35 K_H W \quad (5.2.11-2)$$

式中 P_H ——作用于重心处的水平向总地震惯性力标准值 (kN);

W ——挡土墙或桥台的总重力标准值 (kN)。

5.2.12 验算桥跨支座 (包括锚栓、销钉和焊缝等) 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：

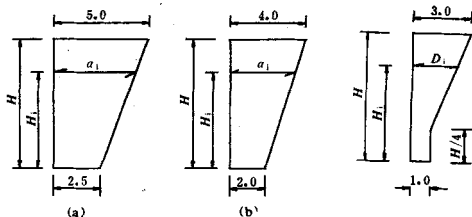


图 5.2.9 闸顶机架桥加速度分布系数图 图 5.2.10 岩基上船闸闸室墙
(a)垂直船闸轴线方向； 地震惯性力分布系数图
(b)顺船闸轴线方向

$$P = 1.5 K_H W_L \quad (5.2.12)$$

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)；

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重力标准值的 $\frac{1}{2}$ 。

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 (见图 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：

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

(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：

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

$$-2c_n K_{acn} \cos \alpha \quad (5.3.1-2)$$

(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:

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

(4) 系数:

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

$K_{an} =$

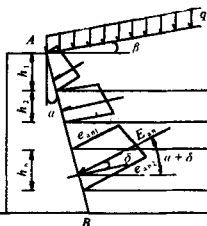


图 5.3.1 地震主动土压力分布图

$$\frac{\cos^2(\phi_n - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta_n + \theta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_n + \delta_n) \sin(\phi_n - \beta - \theta)}{\cos(\delta_n + \theta + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (5.3.1-5)$$

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

(5) 地震主动破裂面与水平面的夹角:

$$\operatorname{ctg}(\xi_n - \beta) = -\operatorname{tg}(\phi_n + \delta_n - \beta + \alpha) + \frac{1}{\cos(\phi_n + \delta_n - \beta + \alpha)} \cdot \sqrt{\frac{\cos(\delta_n + \theta + \alpha) \sin(\phi_n + \delta_n) + 2\eta_n \cos \phi_n \cos \alpha \cos \theta}{\cos(\alpha + \beta) \sin(\phi_n - \beta - \theta) + 2\eta_n \cos \phi_n \cos \alpha \cos \beta}} \quad (5.3.1-7)$$

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

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 ($^{\circ}$)，仰斜为正，俯斜为负；
 K_a ——系数；
 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标准值 (kPa)；
 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 $\beta=0$ 、 $\delta_n=\phi_n/2 \leq 15^{\circ}$ 时，可按附录表 C. 0. 1-1 和附录表 C. 0. 1-2 采用；当 $\beta=0$ 、 $0 < \delta_n < \frac{\phi_n}{2}$ 时，可取两表的内插值。
 c_n ——地震时第 n 层粘性土的粘聚力标准值 (kPa)，通常可取与平时相同，而对振动敏感的粘性土宜作专门的试验研究；
 K_{acn} ——系数 (地震主动土压力作用在第 n 层土时)，当 $\beta=0$ 、 $\delta_n=0$ 和 $\beta=0$ 、 $\delta_n=\phi_n/2 \leq 15^{\circ}$ 时，可按附录表 C. 0. 1-1 和附录表 C. 0. 1-2 采用；当 $\beta=0$ 、 $0 < \delta_n < \frac{\phi_n}{2}$ 时，可取两表的内插值。
 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 $|\beta| < \phi$ ；
 ϕ_n ——地震时第 n 层土的内摩擦角 ($^{\circ}$)，通常可取与平时相同，但对饱和松砂宜作专门试验研究；
 δ_n ——第 n 层土与墙背间的摩擦角 ($^{\circ}$)，式 (5. 3. 1-5) 和式 (5. 3. 1-6) 中，宜取 $\delta_n=0$ 或 $\delta_n=\frac{\phi_n}{2} \leq 15^{\circ}$ ，式 (5. 3. 1-7) 中的 δ_n 取绝对值；
 θ ——地震角 ($^{\circ}$)，按表 5. 3. 1 采用。
 ξ_a ——地震时主动破裂面与水平面的夹角 ($^{\circ}$)，当 $\beta=0$ 、 $\delta_n=0$ 和 $\beta=0$ 、 $\delta_n=\frac{\phi_n}{2} \leq 15^{\circ}$ 时，可按附录表 C. 0. 2-1

和附录表C. 0. 2-2 采用; 当 $0 < \delta_n < \frac{\phi_n}{2}$ 时, 可取两表的内插值;

η_n ——系数。

地 震 角 θ

表 5. 3-1

设计烈度		7	8	9
地震角 θ (°)	水上	1.5	3.0	6.0
	水下	3.0	6.0	12.0

5. 3. 2 地震时作用在挡土建筑物上的被动土压力标准值 (见图 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:

$$E_{pn} = \frac{1}{2} (e_{pn1} + e_{pn2}) \frac{h_n}{\cos \alpha} \quad (5. 3. 2-1)$$

(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:

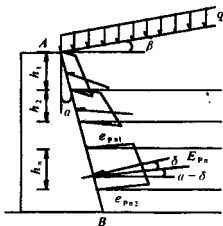


图 5. 3. 2 地震被动土压力分布图

$$e_{pn1} = (K_q q + \sum_{i=0}^{n-1} \gamma_i h_i) K_{pn} \cos \alpha + 2c_n K_{pcb} \cos \alpha \quad (5. 3. 2-2)$$

(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:

$$e_{pn2} = (K_q q + \sum_{i=0}^n \gamma_i h_i) K_{pn} \cos \alpha + 2c_n K_{pcb} \cos \alpha \quad (5. 3. 2-3)$$

(4) 系数:

$$K_q = \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (5. 3. 2-4)$$

$$K_{pn} = \frac{\cos^2(\phi_n + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta_n + \theta - \alpha) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_n + \delta_n) \sin(\phi_n + \beta - \theta)}{\cos(\delta_n + \theta - \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (5. 3. 2-5)$$

$$K_{pen} = \frac{\cos(\alpha - \beta)\cos\phi_n}{\cos\theta\cos\alpha[1 - \sin(\phi_n + \delta_n + \beta - \alpha)]} \quad (5.3.2-6)$$

(5) 地震被动破裂面与水平面的夹角:

$$\operatorname{ctg}(\xi_p - \beta) = \operatorname{tg}(\phi_n + \delta_n + \beta + \alpha) + \frac{1}{\cos(\phi_n + \delta_n + \beta - \alpha)} \cdot \sqrt{\frac{\cos(\delta_n + \theta - \alpha)\sin(\phi_n + \delta_n) + 2\eta_n\cos\phi_n\cos\alpha\cos\theta}{\cos(\alpha + \beta)\sin(\phi_n + \beta - \theta) + 2\eta_n\cos\phi_n\cos\alpha\cos\beta}} \quad (5.3.2-7)$$

$$\eta_n = \frac{C_n}{K_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i} \quad (5.3.2-8)$$

式中 E_{pn1} ——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);

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

K_{pen} ——系数(地震被动土压力作用在第 n 层土时); 当 $\beta=0, \alpha=0$ 时, 可按附录表 C.0.3 采用;

ξ_p ——地震被动破裂面与水平面的夹角 ($^\circ$), 当 $\beta=0, \alpha=0$ 时, 可按附录表 C.0.4 采用。

δ_n ——第 n 层土与墙背间的摩擦角 ($^\circ$), 式 (5.3.2-5)、(5.3.2-6) 宜取 $\delta_n = \frac{\phi}{2} \leq 15^\circ$, 式 (5.3.2-7) 取 δ_n 的绝对值。

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

$$h_0 = \frac{C}{\gamma} \epsilon_h \quad (5.3.3-1)$$

$$\epsilon_h = \frac{2\cos\theta\cos\alpha\cos\phi[1 - \sin(\phi + \delta + \alpha - \beta)]}{[\cos(\alpha - \beta) - \sin(\phi + \delta)][\cos(\delta + \theta + \alpha) - \sin(\phi - \theta - \beta)]} \quad (5.3.3-2)$$

式中 h_0 ——粘性地震主动土压力的负值计算深度 (m);
 ϵ_h ——地震时粘性土负值计算深度系数。当 $\beta=0$, $\alpha=0$ 时, 可按附录表 C.0.5 采用。

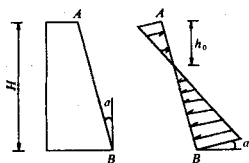


图 5.3.3 粘性地震主动土压力的负值计算深度

注: h_0 深度范围内的粘性土可不计粘聚力。

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:

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

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

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

式中 p_z ——水面以下深度 Z 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;

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 Z 水深底点的总倾覆力矩 (kN·m/m);

η ——折减系数, 可按表 5.4.1 采用;

折 减 系 数

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	0.65	0.74	0.80	0.85	0.89	0.92	0.96	1.00

注: b 为水面宽度 (m)。

- C ——综合影响系数，取 0.25；
 γ_w ——水的重度 (kN/m^3)；
 d ——水深 (m)；
 Z ——计算点距水面的距离 (m)。

5.4.2 作用在重力墩式建筑物上的动水压力标准值，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：

$$P = C_1 C_2 C K_H \gamma_w A d \quad (5.4.2-1)$$

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

式中 P ——作用在重力墩式建筑物上的总动水压力标准值 (kN)；

C_1 ——圆柱和方柱的附加质量系数，可查表 5.4.2，允许内插；

附加质量系数 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 ——计算方向的墩截面边长 (m)。

A ——墩截面面积 (m^2)；

C_2 ——矩型墩的形状系数；

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)。

P 的作用点至水面的距离为 $0.48d$ 。

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列公式计算：

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

式中 p_z —— Z 处单位墩高上的动水压力标准值 (kN/m)。

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

力标准值可按下列公式计算：

$$P_s = P \left(\frac{Z}{D} \right)^{1.08} \quad (5.4.2-4)$$

式中 P_s ——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)。

作用点至深度 Z 的距离为 $0.48Z$ 。

5.4.3 板梁式、无梁面板式、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，抗震计算时一般不予考虑。码头墙后土中水的动水压力已在表 5.3.1 水下地震角中考虑。

5.5 结构抗震验算

5.5.1 码头钢筋混凝土桩、柱截面承载力应按下列公式验算：

$$S \leq \frac{R}{\gamma_{RE}} \quad (5.5.1-1)$$

$$S = \gamma_0 (\gamma_G C_G G + \gamma_{PH} C_{PH} P_H + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} C_{Qi} \psi_{Qi} Q_{ik}) \quad (5.5.1-2)$$

式中

S ——结构构件作用效应设计值；

γ_0 ——结构重要性系数，取 1.0；

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 1.20；

γ_G ——永久作用分项系数，可取 1.20，当作用的增加对构件有利时，取 1.00；

G ——永久作用标准值 (kN)；

C_G 、 C_{PH} 、 C_{Qi} ——作用效应系数；

γ_{PH} ——水平向地震惯性力分项系数，取 1.00；

γ_{Qi} ——第 i 项可变作用分项系数，采用与静力计算相同的值；

P_H ——水平向地震惯性力标准值 (kN)；

Q_{ik} ——可变作用标准值 (kN)；

ψ_{Qi} ——各作用组合系数，按表 5.1.2 采用。

5.5.2 重力式码头抗震稳定性可按下列规定验算。

5.5.2.1 岸壁式码头抗滑稳定性按下式验算：

$$\gamma_0(\gamma_E E_{EH} + \gamma_E E_{EQH} + \gamma_{PH} P_H + \gamma_T \psi T_H) \leq \frac{(\gamma_G G + \gamma_E E_V + \gamma_E E_{QV} - \gamma_{PV} \psi_P P_V) f}{\gamma_{RE}} \quad (5.5.2-1)$$

式中 γ_E ——地震土压力分项系数，取 1.35；

γ_{PH} 、 γ_{PV} ——水平向和竖向地震惯性力分项系数，取 1.0；

γ_T ——系缆力分项系数，有利时取 1.0，不利时取 1.4；

E_H 、 E_V ——计算面以上水平向和竖向地震主动土压力的标准值 (kN)；

E_{QH} 、 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水平向和垂直向的分力 (kN)；

ψ ——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)；

ψ_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。

5.5.2.2 岸壁式码头抗倾稳定性按下式验算：

$$\gamma_0(\gamma_E M_{EH} + \gamma_E M_{EQH} + \gamma_{PH} M_{PH} + \gamma_T \psi M_{TH}) \leq \frac{(\gamma_G M_G + \gamma_E M_{EV} + \gamma_E M_{EQV} - \gamma_{PV} M_{PV})}{\gamma_{RE}} \quad (5.5.2-2)$$

式中 M_{EH} 、 M_{EV} ——分别为地震主动土压力的水平分力和垂直分力的标准值对计算面前趾产生的倾覆力矩和稳定力矩 (kN·m)；

M_{EQH} 、 M_{EQV} ——分别为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和垂直向地震主动土压力标准值对计算面前趾的倾覆力矩

和稳定力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{PH} 、 M_{PV} ——分别为计算面以上水平向和垂直向的地震惯性力标准值对计算面前趾产生的倾覆力矩和稳定力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

ψ ——地震时系缆力的组合系数, 取 0.50 (见表 5.1.2);

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 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_G ——结构自重力标准值对计算面前趾的稳定力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

γ_{RE} ——抗震调整系数, 取 1.15。

5.5.2.3 重力墩抗滑稳定性按下式验算:

$$\gamma_0(\gamma_{PH}P_H + \gamma_{PD}P_D + \gamma_T\psi T_H) \leq \frac{(\gamma_G G - \gamma_{PV}P_V - \gamma_T\psi T_V)f}{\gamma_{RE}} \quad (5.5.2-3)$$

式中 γ_{PD} ——地震动水压力合力分项系数, 取 1.00;

P_D ——地震动水压力合力标准值 (kN);

T_V ——静力计算时系缆力垂直分力标准值 (kN);

γ_{RE} ——抗震调整系数, 取 1.10。

5.5.2.4 重力墩抗倾稳定性按下式验算:

$$\gamma_0(\gamma_{PH}M_{PH} + \gamma_{PD}M_{PD} + \gamma_T M_{TH}) \leq \frac{(\gamma_G M_G - \gamma_{PV}M_{PV} - \gamma_T M_{TV})}{\gamma_{RE}} \quad (5.5.2-4)$$

式中 M_{PD} ——地震动水压力合力标准值对计算面前趾的倾覆力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{TV} ——系缆力垂直分力标准值对计算面前趾的稳定力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

γ_{RE} ——抗震调整系数, 取 1.40。

5.5.3 板桩码头可按下列规定进行抗震验算。

5.5.3.1 板桩墙的入土深度应满足式 (5.5.3-1) “踢脚” 稳定

的要求:

$$\gamma_0(\gamma_E M_E + \gamma_{EQ} M_{EQ} + \gamma_{EW} M_{EW}) \leq \frac{M_{EP}}{\gamma_{RE}} \quad (5.5.3-1)$$

式中 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 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

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 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

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 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{EP} ——地震被动土压力标准值对拉杆锚碇点的力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

γ_{RE} ——抗震调整系数, 对软弱土质地基取 0.90, 其它土质地基取 1.00。

5.5.3.2 锚碇墙(板)的稳定性应按下式确定:

$$\gamma_0(\gamma_E E_H + \gamma_E E_{QH} + \gamma_R R_H) \leq \frac{E_{PH}}{\gamma_{RE}} \quad (5.5.3-2)$$

式中 E_H ——锚碇墙(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(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(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 $\frac{\phi}{3}$, 且小于 7° ;

γ_{RE} ——抗震调整系数, 取 1.15。

5.5.3.3 板桩码头钢筋混凝土和预应力混凝土构件截面承载力抗震验算应满足下式:

$$S \leq \frac{R}{\gamma_{RE}} \quad (5.5.3-3)$$

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 1.40；

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 0.80。

5.5.3.4 板桩码头钢结构构件截面抗震强度分别按下列公式验算：

(1) 钢板桩的单宽强度应满足下式：

$$\frac{1}{1000} \gamma_{EQ} \left(\frac{N}{A} + \frac{M_{\max}}{W_x} \right) \leq \frac{f_t}{\gamma_{RE}} \quad (5.5.3-4)$$

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 (m²)；

M_{\max} ——作用标准值产生的每米板桩墙最大弯矩 (kN·m)；

W_x ——每米宽钢板桩的弹性抵抗矩 (m³)；

f_t ——钢材强度设计值 (N/mm²)，按国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17) 中规定采用；

γ_{RE} ——抗震调整系数，取 0.65。

(2) 钢拉杆：

$$1000 \gamma_R \frac{R_A}{A} \leq \frac{f_t}{\gamma_{RE}} \quad (5.5.3-5)$$

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 (mm²)；

f_t ——钢材的强度设计值 (N/mm²)；

γ_{RE} ——抗震调整系数，取 0.65。

(3) 钢导梁：

$$\frac{1}{1000} \gamma_{EQ} \frac{M_{\max}}{W_x} \leq \frac{f_t}{\gamma_{RE}} \quad (5.5.3-6)$$

- 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_x ——钢导梁的弹性抵抗矩 (m³)；
 f_t ——钢材的强度设计值 (N/mm²)；
 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 当岸坡验算结果抗震稳定性不够时,可采用在危险滑弧影响范围打设塑料排水板或砂井排水、坡脚压载、减缓坡度或坡顶减载等措施。

6.1.2 当地基和岸坡中存在软土(包括淤泥、淤泥质土以及天然强度低、压缩性高、透水性低的粘性土)和地基承载力不够时,宜加固地基或采取结构措施,如清除软土、打设塑料排水板或砂井、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。当建设区域内有古河道、掩埋沟以及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。

对岩土的性质和厚度等在水平方向变化很大的不均匀地基,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,并注意提高上部建筑物对地基不均匀沉陷的适应性。

6.1.3 对于地基和岸坡中的可液化土层,可采用下列加固措施。

6.1.3.1 在可液化土层中采用桩基时,基桩应穿过可液化土层,并有足够的长度伸入稳定的土层。

6.1.3.2 对位于地面附近的可液化土层,可采用人工振密、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,采用挤实砂桩、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。

6.1.3.3 在相对不透水土层中存在可液化土夹层或透镜体时,可采用排水减压措施,如设置塑料排水板、砂井或减压井等。当

局部地基可能液化时，可用密封幕（墙）围封至不透水层。

6.1.4 对于船闸等挡水建筑物的防渗结构（如灌浆帷幕、防渗铺盖等）和它的连接部位，以及排水倒滤结构等，应采取措施，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。

6.1.5 当船闸建造于岩基上时，应加强地基中的断层、破碎带、软弱夹层等薄弱部位的处理措施，浇筑混凝土前认真清基，并适当提高底部混凝土强度等级。

6.1.6 在建筑物地基中和墙背后一定范围内，不应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 当设计烈度为8度、9度时，码头墙后宜采用抛石棱体，一坡到底。

6.2.2 对方块码头或方块重力墩，提高结构的整体性的措施如下：

(1) 宜减少方块层数；

(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) 混凝土胸墙宜现场浇筑，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，应增强其纵向整体性，宜采用现浇胸墙，胸墙（帽梁）的纵向钢筋数量应适当增加，立板竖向钢筋要外伸，并与胸墙钢筋连接。

6.3 高桩码头

6.3.1 高桩码头前后方桩台间的建筑缝中应填充缓冲材料。

6.3.2 桩基布置应符合下列要求：

(1) 每个分段内的桩基，特别是叉桩宜对称布置；

(2) 适当增加叉桩，叉桩宜布置在排架中支座垂直反力大的位置；

(3) 不宜采用全部钢筋混凝土直方桩码头结构，若全部采用直桩，宜采用钢桩，其桩顶节点设计，应保证其整体性和良好的延性；

(4) 高桩码头后方桩台桩顶与上部结构的连接宜作成固结。

6.3.3 叉桩桩帽与横梁之间，应有足够的联系钢筋，在靠近陆侧斜桩顶部，宜适当布置延性好的联系钢筋。

6.3.4 应优先采用刚度较大的码头上部结构。

6.3.5 宜减少作用于接岸结构和棱体的地震力对码头结构的影响，桩台或引桥和接岸结构之间，宜设置简支的过渡板。

6.4 板桩码头

6.4.1 在板桩墙与锚碇结构之间，如局部有软土或可液化土，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，应采取有效措施减少拉杆下垂。拉杆端部应采用铰接连接。

6.4.3 当设计烈度为 8 度、9 度时，宜采用叉桩锚碇，其帽梁应适当加强。

6.5 斜坡码头和浮码头

6.5.1 对于桥跨的活动支座应采取防止落梁措施，如设置挡块、螺栓连接等。

6.5.2 桥跨支座边缘至墩（台）帽或横梁边缘距离的最小值 a （见图 6.5.2），应按表 6.5.2 采用。

跨径与 a 值关系

表 6.5.2

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

6.5.3 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。

6.5.4 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,并应在施工工艺上采取措施,防止混凝土出现裂缝。

6.5.5 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。

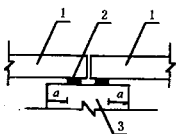


图 6.5.2 桥跨支座边缘至墩(台)帽或横梁边缘的距离
1-梁; 2-支座; 3-墩(台)帽或横梁

6.6 船 闸

6.6.1 对设计烈度 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设计烈度为 8 度、9 度地区,宜采用钢筋混凝土整体式结构。

6.6.2 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。

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

6.6.4 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。

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

6.6.6 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。

6.6.7 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。设计烈度为 9 度时,机架柱的箍筋应在全柱范围内加密。

附录 A 建筑物自振周期的计算

A. 0. 1 建筑物的自振周期，可以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 对于板梁式、无梁面板式、实体墩式高桩码头，其自振周期可按以下单质点公式计算：

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W\delta}{g}} \quad (\text{A. 0. 2})$$

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)；

g ——重力加速度 (m/s^2)；

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)。

A. 0. 3 对于按多质点计算的高桩墩式码头(见图 5. 2. 2)，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)、(A. 0. 3-3)、(A. 0. 3-4) 和 (A. 0. 3-6) 计算，当无上述成果时，可按式 (A. 0. 3-2)、(A. 0. 3-3) 和 (A. 0. 3-5) 计算。

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\gamma_1 M \delta_0} \quad (\text{A. 0. 3-1})$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma_2 M}{\frac{EA}{L} \sum_{i=1}^N \sin^2 \alpha_i + \frac{12EI}{L^3} \sum_{i=1}^N \cos^2 \alpha_i}} \quad (\text{A. 0. 3-2})$$

$$M = \sum_{i=1}^n m_i \quad (\text{A. 0. 3-3})$$

$$\gamma_1 = 0.73 + 0.028Z_0 \quad (\text{A. 0. 3-4})$$

$$\gamma_2 = 0.80 + 0.033Z_0 \quad (\text{A. 0. 3-5})$$

$$\delta_0 = \Delta_P + Z_0(\phi_P + \Delta_M) + Z_0^2 \phi_M \quad (\text{A. 0. 3-6})$$

式中 T_1 ——第一自振周期；

M ——多质点系总质量 (kg)；

m_i ——集中在质点 i 的质量 (kg)；

n ——质点总数；

Z_0 ——质点系质心至桩台底面的距离 (m)；

γ_1 、 γ_2 ——修正系数；当 $Z_0 \leq 2.5\text{m}$ 或上部结构刚度很大，可全部当作刚体考虑时， γ_1 取 0.8；

• 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)；

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

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

E ——桩材料弹性模量 (N/m²)；

A ——桩截面面积 (m²)；

I ——桩截面惯性矩 (m⁴)；

L_N ——桩的平均计算受压长度 (m)；

L_M ——桩的平均计算受弯长度 (m)， $L_M < 4.0\text{m}$ 时，不宜采用式 (A. 0. 3-2) 计算自振周期；

α_i ——第 i 根桩在计算平面上投影的垂直夹角 (°)；

N ——桩数。

A. 0. 4 对于斜坡码头和浮码头的柱、桩式墩 (见图 A. 0. 4)，其第一自振周期可近似按下式计算：

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{W\delta}{g}} \quad (\text{A. 0. 4-1})$$

$$W = \sum_{i=1}^n X_i^2(i)W_i \quad (\text{A. 0. 4-2})$$

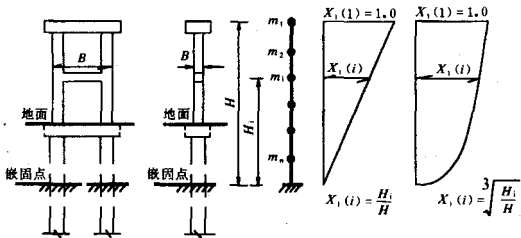


图 A.0.4 计算简图及第一振型图

当 $\frac{H}{B} > 5$ 时:

$$X_1(i) = \frac{H_1}{H} \quad (\text{A.0.4-3})$$

当 $\frac{H}{B} \leq 5$ 时:

$$X_1(i) = \sqrt[3]{\frac{H_1}{H}} \quad (\text{A.0.4-4})$$

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);

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

n ——质点总数;

W_i ——集中在质点 i (或第 i 分段) 的重力标准值 (N);

H_i ——质点 i 至嵌固点的距离 (m);

H ——墩顶至嵌固点的距离 (m);

δ ——单位水平力作用于墩顶, 在该点引起的水平位移 (m/N);

B ——计算方向墩身最大宽度 (m)。

附录 B 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

B. 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：

$$P_{ij} = CK_H \beta_j \gamma_j W_i X_j(i) \quad (\text{B. 0. 1-1})$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_j(i) W_i}{\sum_{i=1}^n X_j^2(i) W_i} \quad (\text{B. 0. 1-2})$$

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

C ——综合影响系数，取 0. 30；

$X_j(i)$ —— j 振型在质点 i 处的相对水平位移；

β_j ——相应于 j 振型自振周期 T_j 的动力放大系数，按图 4. 1. 4 采用；

γ_j —— j 振型参与系数；

W_i ——集中在质点 i (或第 i 分段) 的重力标准值。

B. 0. 2 由水平地震惯性力标准值产生的内力可按下式计算：

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m S_j^2} \quad (\text{B. 0. 2})$$

式中 S ——由水平地震惯性力标准值产生的内力；

S_j ——由 j 振型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。

附录 C 地震土压力参数表

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

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

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


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

C.0.5 粘性土地震主动土压力的负值计算深度系数 e_n 可按表 C.0.5 采用。

地震主动土压力系数 K_a 和系数 K_{ac}

$\beta=0 \quad \delta=0$

表 C.0.1-1

		1.5°			3°			6°			12°		
		-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_{ac}	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_{ac}	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_{ac}	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_{ac}	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_{ac}	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_{ac}	0.675	0.601	0.507	0.676	0.602	0.508	0.679	0.604	0.510	0.690	0.614	0.518

续上表

ϕ	θ	α	1.5°			3°			6°			12°		
			-10°	0°	20°	-10°	0°	20°	-10°	0°	20°	-10°	0°	20°
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_{ac}		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_{ac}		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_{ac}		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_{ac}		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}

$$\beta=0 \quad \delta=\phi/2 \leq 15^\circ$$

表 C. 0. 1-2

ϕ	θ	α	1.5°			3°			6°			12°		
			-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	0.356	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

表 C. 0. 2-1

 $\beta=0 \quad \delta=0$

ϕ	θ		α		1.5°											
					-10°				0°				20°			
					0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05	0.1	0.5	1.0	0	0.05
8°	41.1	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					

续上表

ϕ	3°														
	-10°					0°					20°				
	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				

ϕ	$6'$																			
	$-10''$									$0''$									$20''$	
	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	0	0.05	0.1	0.2	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									

续上表

ϕ	12°																			
	-10°						0°						20°							
	0	0.05	0.1	0.2	1.0	0	0.05	0.1	0.2	1.0	0	0.05	0.1	0.2	1.0	0	0.05	0.1	0.3	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				43.3	48.6	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

表 C.0.2-2

$$\beta=0 \quad \delta=\frac{\phi}{2} \leq 15^\circ$$

ϕ	θ	α	γ	1.5°														
				-10°					0°					20°				
				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	47.3	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							

续上表

ϕ	3°																			
	-10°									0°									20°	
	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	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									

ϕ	6°																			
	-10°									0°									20°	
	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	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		46.4	50.8	59.6	61.6
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		50.0	53.5	61.9	64.1
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		53.0	56.0	64.2	66.6
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		55.9	58.4	66.4	69.1
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		58.5	60.9	68.7	71.6
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		61.4	63.4	70.8	73.7
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		64.4	66.1	72.8	75.6
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									

ϕ	12°																			
	--10°						0°						20°							
	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	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		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		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		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		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		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		50.7	54.3	66.0	70.1
32°	43.6	46.3	48.3	55.7	58.7	46.4	49.5	51.8	60.0	63.3	50.2	54.2	57.3	68.1	72.2		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		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 C. 0. 3

ϕ	θ δ K_p K_{pc}	1.5°		3°		6°		12°	
		0°	$\phi/2 \leq 15^\circ$	0°	$\phi/2 \leq 15^\circ$	0°	$\phi/2 \leq 15^\circ$	0°	$\phi/2 \leq 15^\circ$
		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	1.357	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	12.138	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_r $\beta=0$ $\alpha=0$

表 C. 0. 4

	1.5°						3°					
	0°		$\frac{1}{2} \leq \leq 15^\circ$				0°		$\frac{1}{2} \leq \leq 15^\circ$			
	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				
	6°						12°					
	0°		$\frac{1}{2} \leq \leq 15^\circ$				0°		$\frac{1}{2} \leq \leq 15^\circ$			
	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				

粘性地震主动土压力的负值计算深度系数 ϵ_a $\beta=0 \quad \delta=0$

表 C. 0. 5

	1.5°				3°			
	-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	2.755	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
	6°				12°			
	-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 D 本规范用词用语说明

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

(1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

(2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

(3) 对表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”或“可”；

反面词采用“不宜”。

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

附加说明

本规范主编单位、参加单位 和主要起草人名单

主编单位：中交水运规划设计院

交通部第一航务工程勘察设计院

参加单位：交通部第二航务工程勘察设计院

天津港湾工程研究所

天津大学

大连理工大学

河海大学

南京水利科学研究院

主要起草人：刘杏忍、王正心

(以下按姓氏笔画为序)

王云球 吕江华 邱驹 邱景行 连竞

张美燕 高明

中华人民共和国行业标准

水运工程抗震设计规范

JTJ 225—98

条文说明

修订说明

本规范根据交通部工技字(1990)326号文修订。主编单位为中交水运规划设计院、交通部第一航务工程勘察设计院,参加单位为交通部第二航务工程勘察设计院、天津港湾工程研究所、天津大学、大连理工大学、河海大学和南京水利科学研究院等。

本规范编写吸收了近十年来国内外工程抗震经验和抗震科研成果,并参考了国内外抗震规范。在编写过程中广泛征求了意见,经反复讨论修改而成。

为便于使用,正确理解和掌握规范的条文,在编写条文的同时,编写了条文说明。

本规范各章及附录的编写人员如下:

第1章 刘杏忍

第2章 邱驹、刘杏忍

第3章 王正心、高明、刘杏忍、张美燕

第4章 张美燕

第5章 王正心、刘杏忍、邱景行、邱驹、
连竞、王云球、高明、吕江华

第6章 张美燕、邱驹、连竞、王正心、
高明、王云球、邱景行、刘杏忍、
吕江华

附录A (未修改)

附录B (未修改)

附录C 王云球

规范总校工作领导小组：

组 长：仇伯强

副组长：姜明宝

成 员：杜廷瑞 贺 铮 孙毓华 刘杏忍

本规范总校组：

组 长：孙毓华 刘杏忍

成 员：仇伯强 姜海滨 杜廷瑞

王正心 邱 驹 张 放 王小萍

本规范于1997年10月9日通过部审，1998年4月20日发布，1999年6月1日起实施。

目 次

1 总则	62
3 抗震设计的基本要求	64
4 场地、地基和岸坡	66
4.1 场地	66
4.2 可液化土地基	66
4.3 地基承载力和岸坡稳定	68
5 地震作用和结构抗震验算	69
5.1 抗震验算的原则和条件	69
5.2 地震惯性力.....	71
5.3 地震土压力.....	74
5.4 地震动水压力	75
5.5 结构抗震验算	75
6 抗震措施	78
6.1 地基和岸坡.....	78
6.2 重力式码头和重力墩	78
6.3 高桩码头	79
6.4 板桩码头	80
6.5 斜坡码头和浮码头	80
6.6 船闸	82
附录 A 建筑物自振周期的计算	84
附录 B 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	85

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，对码头、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，船闸抗震验算部分仍采用《水运工程水工建筑物抗震设计规范》JTJ201-87。对防波堤和船坞、船台、滑道等修造船水工建筑物，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，所以可根据具体情况参照执行。

本规范的适用范围，除设计烈度7、8、9度地区外，还增加了6度区。它体现了1986年全国抗震工作会议作出的关于6度区抗震的决策精神。因为：国内外地震预报工作尚处于发展阶段及我国建国以来多次大震发生在预期的低烈度地区实际情况。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。

因缺乏设计烈度为10度地区震害资料及抗震经验，所以规范规定对设计烈度高于9度的水运工程建筑物，其抗震设计应进行专门研究。

一般临时性建筑物，因使用期限短暂，故不进行抗震设防。

1.0.3 按本规范进行抗震设计的水运工程建筑物，在遭遇设计烈度地震时，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。

1.0.4 我国目前仍以基本烈度作为抗震设计的基本指标，《中国

地震烈度区划图（1990）》所示烈度为在 50 年期限内，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。

水运工程建筑物一般采用基本烈度为设计烈度。对进行过地震安全性评价或地震小区划工作的工程地区，也可按审批过的地震动参数进行设计。对次生灾害严重的或特别重要的水运工程建筑物，应对工程场地开展必要的危险性分析，按经审批后的地震烈度或地震动参数进行设计。

船闸大修根据实际经验是约十年一次，每次检修需 40~50 天，地震机遇较小，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情况，可按设计烈度降低一度进行验算。

3 抗震设计的基本要求

3.0.1 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。

3.0.2 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,例如对高桩码头来说,它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。因此抗震设计必须结合具体情况对可液化土层、软土层或严重不均匀土层采取必要的措施。

3.0.3 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。

3.0.4 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。

结构及构件间的连接应具有必要的强度、良好的变形能力和耗能能力以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。

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

增多结构体系的超静定次数，即增加冗余约束数，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，这样就可提高结构的抗震能力。

3.0.5 对装配式结构，应特别注意保持构件间有良好的连接以避免由于连接薄弱而导致地震时结构的整体性遭受破坏。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。

3.0.6 为使水运工程建筑物遭到地震破坏后，能早日投入运转。设计时应考虑便于震后检修。如高桩码头设检修孔，船闸止水在地震破坏后便于更换等。

3.0.7 钢筋混凝土结构施工中，往往因缺少设计规定型号（规格）的钢筋而用其他钢筋代替。此时应注意替代钢筋的延性不能低于原设计钢筋的延性，以保持原设计构件的变形能力。

4 场地、地基和岸坡

4.1 场 地

4.1.1 场地类别是场地条件的表征，是反应谱曲线的主要参数。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》(GBJ11-89)，修改了原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土质岩性两种因素来确定。

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，因此本次修订提出了剪切波速的要求。

4.1.3 当无条件实测剪切波速；也无法收集到邻近地点实测数据时，可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，并按土层厚度加权平均，得到近似的平均剪切波速，再按条文中的第4.1.2条进行划分。

4.2 可液化土地基

4.2.1 设计烈度为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，对于液化敏感的码头、船闸，可按设计烈度为7度考虑。

4.2.2~4.2.4 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。

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。本次修订后，判别公式引入粘粒含量一项，扩大了公式的使用范围。

修订中对 285 例粉土的液化及非液化资料和 267 例砂土的液化与非液化资料进行验算比较后，确定了本规范的液化判别公式。采用该公式其液化与非液化判别的成功率，分别为 88.1% 和 88.0%。

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

4.2.5 对于液化土层的强度问题，原规范未作明确说明。本规范修订后，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_c 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。

日本的岩崎敏男等人对地震时液化地基土力学指标的折减问题进行了研究，并在 1980 年日本的《公路桥抗震设计规范》中作出了规定，自此，日本的其它许多规范均引用《公路桥抗震设计规范》中的有关液化问题的规定。我国的《铁路工程抗震设计规范》参考了日本《公路桥抗震设计规范》中的液化土的土质参数折减方法。

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 and 实践经验。所以本规范参考了日本《公路桥抗震设计规范》及我国《铁路工程抗震设计规范》，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》和本规范分别计算标贯比，结果表明：对于粉土，本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,本规范采用 0.66,其误差为 5%。因此认为,本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。

4.3 地基承载力和岸坡稳定

4.3.1 本规范推荐的公式或方法,确定地震作用下的地基承载力。考虑到地震作用属偶然作用,故可降低地基抗震强度的抗力分项系数或适当提高其抗震承载力设计值。

4.3.2 本规范对地震作用下的岸坡稳定计算分析,采用了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 地震作用和结构抗震验算

5.1 抗震验算的原则和条件

5.1.1 抗震设计的目的在于当遭遇设计烈度的地震时,保证建筑物的强度和稳定,无整体性破坏。不作变形和抗裂验算。

5.1.2 堆货荷载组合系数的确定是依据码头实际堆货荷载的调查资料,参考国外的有关规范,最后确定分项系数为 0.33~0.70。

船舶系缆力和挤靠力是由静力状态下的计算风压作用产生的,计算风压出现的机率较小,与地震作用相遇的机率更小,另外地震时水体振荡,码头振动与船舶运动存在相位差,地震作用和系缆力以及挤靠力峰值很难同时出现,参考国外的规范,综合确定其组合系数为 0.5。

对于多数码头结构,船舶撞击力方向与地震时结构设计的控制方向相反,故组合系数取 0。

5.1.3 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。抗震计算时的高水位,不宜取得太高,地震应与某一机率的洪水位相组合。原规范规定该水位取历时保证率30%的水位偏低,本次修订,改为多年历时保证率10%的水位作为抗震计算高水位,相当于平均高水位。

5.1.4 本规范的设计反应谱,基本采用《建筑抗震设计规范》(GBJ11—89)和《水工建筑物抗震设计规范》(DL5073)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。其场地分类由原规范的三类改为四类,相应的谱曲线由原来的三条改为四条。原规范的II、III类场地特征周期 T_g 为0.3s和0.7s,两

曲线空间较大，使用不便。现将 IV 类的特征周期定为 0.65s，在 II、IV 类之间插入 III 类场地谱曲线，曲线分布更为均匀，使用方便。大量实测资料表明，水运工程建筑物自振周期 T ，最大不超过 1s，新设计反应谱最大 $T=3s$ （原规范 $T=3.5s$ ），谱形状用 $(Tg/T)^{0.9}$ ，代替原规范 Tg/T 曲线，稍放缓了曲线的下降坡度。在同一次地震作用下对应每一个阻尼比 ξ 有一条谱曲线，新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。

特征周期 T_g 取值表

表 5.1.4

场地类别	I	II	III	IV
T_g (s)	0.20	0.30	0.40	0.65

5.1.5 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，而大部分水工建筑物在一个方向的尺寸一般总大于另一个方向。抗震设计中应根据建筑物的类型，对纵、横两个方向或其中一个方向进行验算。

5.1.6 地震时任何时刻都可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 $1/2 \sim 2/3$ 。本规范采用了竖向地震系数 K_v 为 $2/3$ 的水平向地震系数 K_H 。

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，当设计烈度为 8、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厉害，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，可仅对端部段进行验算。

采用刚架计算图式，较为真实地反映了高桩码头的受力状况，且随着计算机的应用、计算手段的进步，为设计人员提供了方便条件，所以建议采用刚架的计算图式。

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，潜在安全度足以允许出现少量的不均匀，不对称。对明显不均匀、不对称的桩基码头，应考虑水平地震作用对建筑物的扭转影响。

5.1.8 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，行业标准《船闸设计规范》(JTJ261—266)规定：“岩基上船闸结构地基反力的最小垂直应力 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面，不允许出现拉应力，背水面可允许出现不大的拉应力”。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($\alpha=1$)时，规定截面最大拉应力为0.2MPa。

5.2 地震惯性力

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。

关于水平地震系数 K_H ：原规范是根据 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，仍保持原规范的 K_H 取值。

5.2.2 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，桩重力可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。

5.2.3 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。

5.2.4 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，应按多质点计算，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。

5.2.5 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，土体作为墙自重的一部分。如图 5.2.5 (a)。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，见图 5.2.5 (c)。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 5.2.5 (b)。

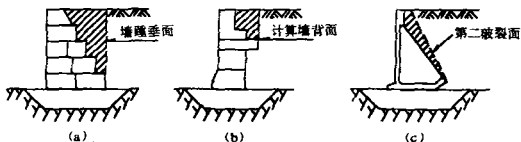


图 5.2.5 结构重力计算示意图

(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

5.2.6 本次修订了斜坡码头重力墩顺桥向的加速度分布系数。由于该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，因此把原规定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原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。

5.2.7 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。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。编制中参照了行业标准《水工建筑物抗震设计规范》（以下简称水工震规）的有关规定。

5.2.8 位于岩基上的船闸，一般多与其它水工建筑物（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，在水工震规中已有规定。为照顾到设计标准的统一和设计工作的方便，本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。

5.2.9 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。

5.2.10 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。因此条文规定，应对支座销钉、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。计算公式是参考公路、铁路抗震规范和日本 80 年代的规定制定的。

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，本规范采用在原规范基础上的简化公式。该公式是基于与物部-岡布公式相同的原理，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-岡布公式多考虑了土内聚力 C 的作用因素，弥补了物部-岡布公式只能适用于砂性土的缺陷。计算公式的详细推导可见《粘性土地震土压力计算方法》等专题报告。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-岡布公式；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。

通过计算比较可知，简化公式与原规范公式相差甚小，且是地震主动土压力略偏大（一般不大于 10%），地震被动土压力略偏小（一般 $\leq 5\%$ ），部分弥补了惯性力法计算地震土压力其总合力比动力法或动力试验结果偏小的缺陷，从工程角度来看也略偏于安全，提高了地震土压力计算的可靠性。

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 。 $\eta = \text{th} \frac{\pi b}{4d}$ ，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。本规范 C_1 取值，介于苏联规范与水工震规之间。

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。本规范则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。

5.5 结构抗震验算

5.5.1 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 $420\text{N}/\text{mm}^2$ 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 $1.01\sim 1.20$ 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。

5.5.2 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 ，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原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 ，其值与国际、国内抗震规范相同。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原规范中的安全系数 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。

5.5.3 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 $1.2\sim 1.35$ 时，相应的抗震调整系数为 $0.9\sim 1.2$ 。

根据对 10 个算例按设计烈度 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 $\gamma_{RE}=1.1\sim 1.15$ ，为了反映原规范中

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》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，作用效应设计值可采用求算出的标准值乘以综合分项系数 1.4。

本条文是在静力设计规范的基础上，考虑原抗震规范中“在抗震强度计算时，对钢结构，其容许应力可提高 50%”的规定，所以综合分项系数取与静力规范相同， $\gamma_{EQ}=1.35$ ，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 $\gamma_{RE}=0.65$ 。

6 抗震措施

6.1 地基和岸坡

6.1.1 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，不宜采用此类砂作为回填料。

6.2 重力式码头和重力墩

6.2.1 在设计烈度为8度、9度地区，宜采用块石作墙后回填料，由于其内摩擦角大，可较大地降低地震土压力，提高码头的抗震能力。

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。为防止方块码头在振动下因损失摩擦力而解体，可减少方块层数、在方块间设置榫槽以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。

此外，增大扶壁立板宽度，减少每段码头的扶壁块数，码头的纵向整体性就相应更好些。

6.3 高桩码头

6.3.1 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。

6.3.2 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，可减少扭转。

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。

目前钢筋混凝土方桩最大为 $650\text{mm} \times 650\text{mm}$ ，桩基码头若全部采用直桩，地震时，桩易遭到破坏。若采用大管径预应力混凝土管桩，则要有足够的管桩提供侧向抗力，桩顶与上部结构的连接应保证其整体性，并应具备良好的延性。

位于 8、9 度震区的高桩码头，后方桩台的桩顶宜作成固接，以提高桩台的侧向刚度，减少后方桩台的动位移及对前方桩台的碰撞力。

6.3.3 以往叉桩桩帽与横梁间联系钢筋布置在叉桩的中心位置，震害发现这一习惯作法不太合理。若在靠拉桩一侧适当多配置一

些钢筋，会大大改善桩帽的受力状态。联系钢筋宜采用软钢，以提高节点延性。

6.3.4 无梁面板式码头地震时，均遭到比较严重的破坏。这种码头上部结构刚度小，一旦叉桩节点破坏，压桩就以泥面以下某处为支点发生转动，将面板“顶破”。若上部结构刚度较大，相邻直桩就能帮助限制压桩的转动，减轻破坏程度。

6.3.5 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 6.3.5），以便地震时该板较易滑出。

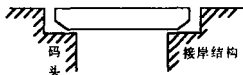


图 6.3.5 过渡板示意图

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，可提高其抗震性能。换填时应保证施工质量，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。故可采用短桩支承或其它有效措施减少拉杆下垂，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。所以宜采用抗震性能好的叉桩锚碇，它入土深度较深，承受水平作用能力大。另外，加强帽梁可提高抗地震作用的整体性。

6.5 斜坡码头和浮码头

6.5.1 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，对桥跨支座应采取限制位移或歪斜过大的措施，以防止发生落梁破坏。图 6.5.1 为防止落梁的参考示例。

6.5.2 强烈地震可以使梁桥上、下部构造之间产生较大的变位，

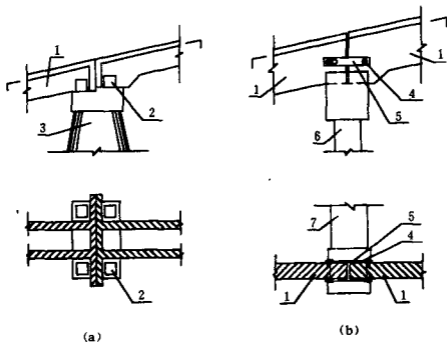


图 6.5.1 防止落梁措施示意图

(a) 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

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，可造成落梁破坏。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参照《公路工程抗震设计规范》和 1980 年日本道路桥规范综合考虑提出的。

6.5.3 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。

6.5.4 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

应设置构造短钢筋。施工中应采取措 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。

6.5.5 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 的例子不少，因此，要求加强桥台胸墙 的强度，如图 6.5.5，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。

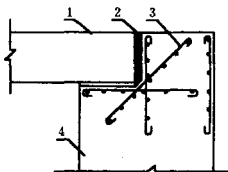


图 6.5.5 加强桥台胸墙示意图

- 1-梁；2-橡胶块或沥青油毡；
3-加强筋；4-桥台

6.6 船 闸

6.6.1 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，因此规定高烈度区最好选用这种结构型式。

6.6.2 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，不宜采用素混凝土或浆砌石横撑梁。故规定横撑和闸墙底板前趾，均宜采用钢筋混凝土结构。

6.6.3 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，近年来在高烈度区又试探性地采用了几种不同的止水型式：① 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，缝间铺防撞油毡和加宽止水铜片等措施。② 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，一旦破坏，橡胶止水带可以很方便地更换。

6.6.6 船闸机架桥地震反应较大，震害率较高，因此机架桥纵横两个方向尽量采用框架式结构。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，应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，连接部位应增加抗地震作用的抗剪钢筋，并采取防止落梁的措施。

6.6.7 码头、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，可防止钢筋被压弯，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，可用 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

B.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%，因此本规范把需要考虑多振型的界限定在 30m。