



国内外主要抗震规范 重力式码头结构地震作用对比

李彬彬¹, 张林²

(1. 浙江数智交院科技股份有限公司, 浙江 杭州 310030;

2. 大连理工大学土木建筑设计研究院有限公司, 辽宁 大连 116023)

摘要: 重力式码头是我国分布较广、使用较多的一种码头结构形式, 其依靠结构本身及其上面填料的重力来保持自身抗滑移稳定和抗倾覆稳定。对于强震区的重力式码头, 除承受施工和使用过程中的一般静力作用外, 还要承受地震产生的惯性力、动土压力、动水压力等作用。特别是水位较高时重力式码头墙身后的回填土处于饱和状态, 强烈的地震作用会产生超孔隙水压力。因此, 重力式码头的抗震设计非常重要。对比了国内外主要抗震规范重力式码头的地震作用。针对北非某拟建港区重力式码头, 采用我国的《水运工程抗震设计规范》与 PIANC《抗震设计指南》, 对比分析地震工况下设计高水位时码头稳定性。

关键词: 重力式码头; 地震作用; 规范对比分析

中图分类号: U 642

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2022)09-0061-09

Comparison of seismic action of gravity quay structure with main seismic codes at home and abroad

LI Bin-bin¹, ZHANG Lin²

(1.Zhejiang Institute of Communications Co., Ltd., Hangzhou 310030, China;

2. The Design Institute of Civil Engineering & Architecture Dalian University of Technology, Dalian 116023, China)

Abstract: Gravity quay is a type of quay structure that is widely distributed and used in our country. It relies on the gravity of the structure itself and the filler on it to maintain its anti-slip stability and anti-overturning stability. For the gravity-type quay in the strong earthquake area, in addition to the general static effect during construction and use, it must also withstand the inertial force, active earth pressure, hydrodynamic pressure, etc. generated by the seismic. Especially, when the water level is high, the backfill behind the gravity quay wall is in a saturated state, and strong seismic action will generate excess pore water pressure. Therefore, the seismic design of the gravity quay is very important. This paper compares the seismic effects of gravity wharves in major domestic and foreign codes. For a gravity quay in a proposed port area in North Africa, my country's *Seismic Design Code for Water Transportation Engineering* and PIANC's *Seismic design Guidelines for Port Structures* are used to compare and analyze the stability of the quay at high water levels under earthquake conditions.

Keywords: gravity quay; seismic action; comparative analysis of specifications

传统地震工况下重力式码头稳定性采用拟静力法进行分析计算。地震作用力主要包括水平惯性力、竖向惯性力、动土压力和动水压力。本文主要对我国的《水运工程抗震设计规范》^[1]与 PIANC 的

Seismic Design Guidelines for Port Structures (简称《抗震设计指南》)^[2]、美国的 *The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures* (简称《海岸挡土结构设计》)^[3]、日本的 *Technical Standards and Commentaries*

for Port and Harbor Facilities in Japan(简称《港口设施技术标准》)^[4]以及《欧洲规范 8:抗震结构设计-第 5 部分:地基、支撑结构和土工技术特点》^[5]中重力式码头的主要地震作用力计算方法进行对比分析。针对北非某拟建港区重力式码头,采用我国的《水运工程抗震设计规范》与 PIANC《抗震设计指南》,对比分析地震工况下设计高水位时码头稳定性,可为海外重力式码头抗震设计提供参考。

1 水平向和竖向惯性力

1.1 中国规范要求

在采用拟静力法进行重力式码头分析计算时,通常用一组重力和地震系数的乘积来表述水平向及竖向的地震效应。

我国规范中的地震系数为峰值地面加速度关于重力加速度的无量纲系数,即地震系数为峰值地面加速度与重力加速度的比值。根据 JTS 146—2012《水运工程抗震设计规范》,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 P_i 可按下式计算:

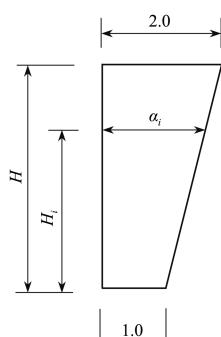
$$P_i = CK_H \alpha_i W_i \quad (1)$$

式中: C 为综合影响系数,取 0.25; K_H 为水平向地震系数,与抗震设防烈度有关,按表 1 采用; α_i 为加速度分布系数,按图 1 确定; W_i 为集中在质点 i 或第 i 分段的重力标准值。

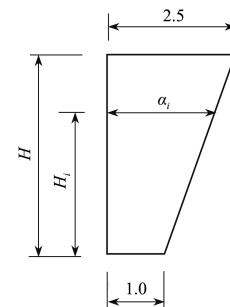
表 1 水平向地震系数 K_H

抗震设防烈度	7 度	8 度	9 度
水平向地震系数 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。



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

注: H 为质点系的总计算高度; H_i 为质点 i 的计算高度。

图 1 重力式码头加速度分布系数

对于重力式码头抗震设计,当抗震设防烈度为 8、9 度时,我国规范的抗震验算应同时计入水平向和竖向惯性力。竖向惯性力系数取水平向惯性力系数的 2/3,并乘以 0.5 的组合系数。

1.2 美国规范要求

水平地震系数 k_h 由项目抗震设计组或设计管理机构按结构所在区域的地震地质构造确定。虽然美国重力式结构抗震设计以承载力进行验算,但实际上控制的是重力式码头的位移。调查表明,地震诱发 1 in(25 mm)的永久位移对重力式码头的影响不大;有些情况下,4 in(100 mm)的位移也不会严重影响码头及设施运行或造成财产损失,出现这些情况并不认为结构失效。因此,美国规范建议采用表 2 的 k_h 值进行重力式结构抗震设计。

表 2 地震系数 k_h 与重力式结构位移的关系

位移	$A = 0.2$	$A = 0.4$
<1 in(25 mm)	$k_h = 0.13$	$k_h = 0.30$
<4 in(100 mm)	$k_h = 0.10$	$k_h = 0.25$

注: A 为峰值地面加速度与重力加速度的比值。

当采用地震系数法进行设计时,竖向地震系数 k_v 按正值、0 和负值 3 种情况考虑,当计算表明竖向地震系数有重大影响且采用保守的假定对成本影响很大时,应考虑进行更复杂的动力分析;当采用位移控制法进行设计或分析已有结构位移时,按照 Whitman 和 Liao^[6]的方法, k_v 取为 0。

1.3 日本规范和 PIANC 要求

2002 版日本 OCDI 规范和 PIANC《抗震设计指南》都做了如下规定:

$$k_h = \begin{cases} \frac{a}{g} & (a \leq 0.2g) \\ \frac{1}{3} \left(\frac{a}{g} \right)^{1/3} & (a > 0.2g) \end{cases} \quad (2)$$

式中: a 为地表地面峰值加速度; g 为重力加速度。

式(2)已经综合考虑竖向地震的影响, 仅适用于结构性能等级为 S 的设施, 其他类别的结构需要按照重要性参数进行折减。按照结构性能等级的分类, 结构重要性系数可按表 3 进行取值。

表 3 结构重要性系数

结构重要性等级	S	A	B	C
结构重要性系数	1.5	1.2	1	0.8

同时, PIANC《抗震设计指南》指出有效地震系数和地面峰值加速度 a 比值是基于经验数据和工程判断得到的, k_h 与 a 的关系如下:

表 4 计算水平地震系数的 r 值

挡土结构的类型	r
允许位移不超过 $d_r = 300\alpha S$ (mm) 的自由重力墙体	2.0
允许位移不超过 $d_r = 200\alpha S$ (mm) 的自由重力墙体	1.5
钢筋混凝土弯墙, 锚固式或支撑式墙, 竖向桩为基础的钢筋混凝土墙, 约束地下室墙和桥墩	1.0

对不高于 10 m 的挡土结构, 地震系数沿高度取为常数; 对高度超过 10 m 的挡土结构, 可进行自由场一维竖向传播的分析。对于式(4)中使用的 α , 可通过沿结构高度取用土水平峰值加速度的平均值得到更精确的估计。

2 动主动土压力

2.1 理论公式

日本学者冈部(Okabe)等采用拟静力法, 在库仑理论^[7]的基础上提出了经典物部-冈部(Mononobe-Okabe)地震土压力理论。该理论计算过程简便、力学原理明确, 假设地震土压力是由墙背和土体中通过墙后趾的破坏面构成的三角形土楔体产生, 在地震作用下, 整个三角形土楔体作为刚体具有相同的加速度。Mononobe-Okabe 理论给出的是作用在墙背上的地震土压力合力, 如果取挡墙后的土楔体作整体受力平衡分析时, 通常能求得土压力合力而无法求解合力作用点的位置及土压力强度分布情况。

$$k_h = 0.6 \left(\frac{a}{g} \right) \quad (3)$$

为简化计算, PIANC《抗震设计指南》通常认为在实际设计中竖向地震系数 $k_v = 0$ 。

欧洲标准规定, 在缺乏专门研究的情况下, 影响所有土体的水平地震系数 k_h 和竖向地震系数 k_v 应取为:

$$k_h = \alpha \left(\frac{S}{r} \right) \quad (4)$$

$$\begin{cases} k_v = \pm 0.5 k_h & (\text{如果 } a_{vg}/a_g > 0.6) \\ k_v = \pm 0.33 k_h & (\text{其他情况}) \end{cases} \quad (5)$$

式中: α 为 A 类场地设计地面加速度 a_g 与重力加速度 g 的比值; a_{vg} 为设计地面峰值加速度竖向分量; r 根据挡土结构的类型按表 4 选取; S 为与场地类别有关的放大系数。竖向地震作用向上时 k_v 为负号, 向下时为正号。

按静力计算时, 可认为主动土压力沿高度呈三角形分布; 对于受地震作用的情况, 由于土楔体为倒三角形, 惯性力在楔体高度一半之上, 因此仍假设动主动土压力沿高度呈三角形分布是不理想的^[8]。

美国规范采用 Seed 和 Whitman 提出的简化计算方法, 将动主动土压力分解为静主动土压力和动主动土压力增量两部分, 静土压力作用点取在重心处, 动土压力增量部分取距墙底 0.6H 处。这也是美国规范与其他规范不同之处。

Choudhury 等^[9]考虑了地震荷载的时间效应, 对地震土压力的非线性分布特征进行了研究。刘忠玉等^[10]采用水平微分单元法, 得到了挡土墙非线性分布的动土压力计算公式。还有学者利用拟静力法和有限元分析也得到了类似非线性分布的动土压力。

大量试验研究成果表明, 地震土压力合力大小与 Mononobe-Okabe 公式计算结果非常接近, 地震土压力分布是非线性的, 合力作用点要比线性分布假设高。理论动主动土压力系数 K_a 为:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \theta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (6)$$

式中: φ 为土的内摩擦角; α 为墙背与铅垂线的夹角; θ 为地震惯性角; δ 为土与墙背间的摩擦角。

Mononobe-Okabe 公式通过经典库仑公式旋转地震惯性角 θ 和增大重力及惯性力的合力求得地震土压力系数。国内外主要规范动土压力计算都采用物部-冈部公式, 但对地震惯性角的取值、在剩余水位以下对水平地震系数的修正, 以及土和水如何对墙体产生作用的处理存在差异。

2.2 国内规范

地震惯性角和地震加速度与土体水上、水下的状态有关, 《水运工程抗震设计规范》根据地震加速度值查表获得, 水下地震惯性角大约是水上的 2 倍, 见表 5。

表 5 地震惯性角 θ

抗震设防烈度	地震加速度	地震惯性角 $\theta/(^\circ)$	
		水上	水下
7 度	0.10g	1.5	3.0
	0.15g	2.3	4.5
8 度	0.20g	3.0	6.0
	0.30g	4.5	9.0
9 度	0.40g	6.0	12.0

在水利水电行业规范 NB 35047—2015《水电工程水工建筑物抗震设计规范》^[11] 中, 地震系数角为:

$$\theta_e = \arctan \frac{\varepsilon a_h}{g \pm \varepsilon a_v} \quad (7)$$

式中: θ_e 为地震系数角; ε 为地震作用效应折减系数; a_h 为水平向设计地震加速度代表值; a_v 为竖直向设计地震加速度代表值, 向上时为正号, 向下为负号。从上述公式可以看出, 地震惯性角计算不仅考虑了水平向地震加速度的影响, 也考虑了竖直向地震加速度的影响, 但该公式并未对水下回填土地震系数进行修正。

2.3 国外相关规范及标准

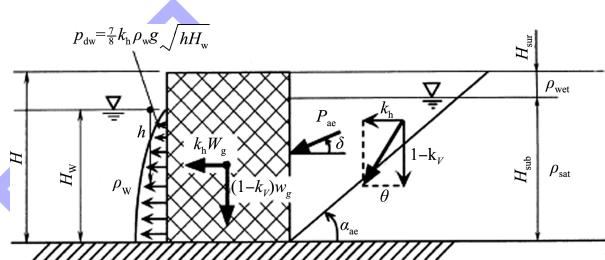
对于后方为干回填土情况下的地震惯性角, 除日本规范 OCDI 未考虑库仑楔体竖向惯性力的影响之外, 国外其他主要规范均考虑了竖向惯性力

的影响。OCDI 采用的公式为 $\theta = \arctan k$, k 为地震系数; 国外其他主要规范采用的公式为 $\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$ 。

2.3.1 PIANC 规范

重力式码头结构地震受力情况见图 2。

《抗震设计指南》干回填料地震惯性角为 $\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$ 。



注: H_{sur} 为墙后水面上回填料高度; ρ_{wet} 为湿密度; H_{sat} 为墙后水面下回填料高度; ρ_{sat} 为饱和密度; W_g 为结构自重; ρ_w 为水密度; H_w 为墙前水深; h 动水压力合理作用点; P_{dw} 为动水压力。

图 2 重力式码头结构地震受力情况

对于干回填料来说, 动主动土压力计算公式为:

$$P_{\text{ae}} = K_{\text{ae}} \frac{1}{2} \rho_d g (1 - k_v) H^2 \quad (8)$$

式中: ρ_d 为回填料干密度; H 为回填料回填高度; K_{ae} 为动主动土压力系数。

对于黏性回填料全部或部分处于水下时, 由于 Mononobe-Okabe 公式是在刚性墙干回填料的情况下推导出来的, 如果回填料饱和时, 通常假设孔隙水和土壤颗粒同时移动。考虑完全饱和的库仑楔体, 水平惯性力与饱和密度 ρ_{sat} 成正比, 竖向惯性力与浮密度 ($\rho_b = \rho_{\text{sat}} - \rho_w$) 成正比。修正的水平地震系数如下:

1) 对于回填料全部处于水下, 地震系数按下列式进行修正:

$$k'_h = \frac{\rho_{\text{sat}}}{\rho_b} k_h \quad (9)$$

2) 对于回填料部分处于水下的情况, 地震系

数按下式进行修正:

$$k'_h = \frac{1}{2}q_{\text{sur}}H + \frac{1}{2}\rho_{\text{wet}}gH_{\text{sur}}^2 + \rho_{\text{wet}}gH_{\text{sub}}H_{\text{sur}} + \frac{1}{2}\rho_{\text{sat}}gH_{\text{sub}}^2 - k_h \quad (10)$$

$$= \frac{1}{2}q_{\text{sur}}H + \frac{1}{2}\rho_{\text{wet}}gH_{\text{sur}}^2 + \rho_{\text{wet}}gH_{\text{sub}}H_{\text{sur}} + \frac{1}{2}\rho_b gH_{\text{sub}}^2$$

式中: q_{sur} 为均布荷载。

还有一种替代方法考虑回填料部分处于水下的情况, 是将覆盖土层效应理想化为附加土层。从水位上的土层到其下的饱和土层组成的附加荷载等于 $\rho_{\text{wet}}gH_{\text{sur}}$, ρ_b 应该由 $\rho_b + (q_{\text{sur}} + \rho_{\text{wet}}gH_{\text{sur}})/(g \cdot H_{\text{sub}})$ 替代。根据公式(9)能导出等效公式来定义修正地震系数:

$$k'_{\text{h}} = \frac{q_{\text{sur}} + \rho_{\text{wet}}gH_{\text{sur}} + \rho_{\text{sat}}gH_{\text{sub}}}{q_{\text{sur}} + \rho_{\text{wet}}gH_{\text{sur}} + \rho_b gH_{\text{sub}}} k_h \quad (11)$$

对于无黏性的粗颗粒回填料(如砾石和回填大块石), 土骨架和孔隙水将分开作用。渗透系数 k 通常表示孔隙水相对于土骨架运动的常用参数^[12], 孔隙水、土骨架的独立运动与两者合为一体, 两种状态的过渡范围为 0.01~10 cm/s。实践中, 该状态下的渗透系数限值还存在争议。上述过渡范围内, 一部分孔隙水附着于土骨架运动, 一部分独立运动。孔隙水运动同时还受其他因素影响, 如土骨架的压缩系数、循环荷载的加载速度以及孔隙水在透水性回填土内流动的边界条件, 确定设计方案前需考虑这些因素。

对粗颗粒回填土, 很难形成一套完整的逻辑假定, 一种方法假定水平压力构成如下: 1)回填料的动土压力在通过式(10)修正水平地震系数时用 ρ_d 替代 ρ_{sat} ; 2)墙后孔隙水作用按 Westergaard 公式^[13]的动水压力来计算。

这一方法并不精确, 因为计算土骨架的水平压力时忽略了由动水压力产生的超孔隙水压力的影响。

评估水下回填土中超孔隙水压力对作用于挡土墙的动水压力的影响非常重要, 方法之一是减小内摩擦角。这样, 在水平压力降低的情况下同样可产生相同的土抗剪强度, 但只有准确评估超孔隙水压力的大小, 该法才有效。实验室试验结果表明, 一旦地基土发生变形, 孔隙水压力将不

再保持常量, 循环荷载作用下砂的较大应变及膨胀使水下回填土的性能复杂化。同时, 内部应力差、各向异性应力及主应力轴旋转都将使砂的循环特性更加复杂化。基于有效应力分析砂的循环特性, 需充分考虑砂土与结构相互作用关系, 必要时进行试验及数值模拟分析。

2.3.2 美国规范

美国规范《海岸挡土结构设计》对于动主动土压力也采用 Mononobe-Okabe 公式, 与《抗震设计指南》大体相同, 但对于回填料中水的影响处理有所不同。

土中水的影响分为无超孔隙水压力和有超孔隙水压力两种情况, 两种情况均按结合水的情况考虑。

2.3.2.1 无超孔隙水压力

1)矿物骨架的推力。假定孔隙水压力不会因水平加速度而变化。考虑库仑楔体并减去静水压力, 剩下的为与 $\rho_{\text{sat}}gk_h$ 成比例的水平惯性力和与 $\rho_b g$ 成比例的竖向力, ρ_{sat} 为土的饱和密度, ρ_b 为土的浮密度。因此, 当无竖向加速度时, 等效地震角为:

$$\psi_{\text{el}} = \arctan \left(\frac{\rho_{\text{sat}}k_h}{\rho_b} \right) \quad (12)$$

等效水平地震系数为:

$$k_{\text{hel}} = \frac{\rho_{\text{sat}}}{\rho_b} k_h \quad (13)$$

如果有竖向加速度, 则等效地震角为:

$$\psi_{\text{el}} = \arctan \left[\frac{\rho_{\text{sat}}k_h}{\rho_b(1-k_v)} \right] \quad (14)$$

2)作用于墙的静孔隙水压力。作用于墙的静孔隙水压力按下式计算:

$$U_{\text{static}} = \frac{1}{2}\rho_w gH_w^2 \quad (15)$$

式中: ρ_w 为水的密度; H_w 为静水面到土楔底部的距离。

2.3.2.2 有超孔隙水压力

1)土体骨架的推力。忽略竖向加速度, 土的有效密度为:

$$\rho_{e3} = \rho_b(1-r_u) \quad (16)$$

式中: r_u 为超孔隙水压力比。

水的有效密度为:

$$\rho_{w3} = \rho_w + \rho_b r_u \quad (17)$$

土体骨架的推力 P_{AE} 可利用下式计算等效地震惯性角, 然后代入式(7)(8)求得。

$$k_{he3} = \frac{\rho_t}{\rho_{e3}} k_h \quad (18)$$

$$\psi_{e3} = \arctan k_{he3} \quad (19)$$

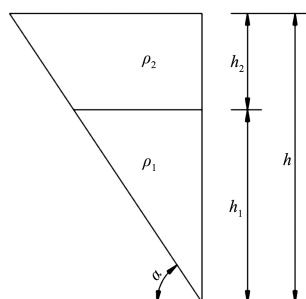
式中: k_{he3} 为结合水情况下 $r_u > 0$ 时的等效水平地震系数; ψ_{e3} 为结合水情况下 $r_u > 0$ 时的等效地震惯性角。

2) 静孔隙水压力。采用公式(17)计算水的有效密度, 代入式(14)计算静孔隙水压力。竖向加速度的影响通过在式(19)的分母中插入 $(1-k_v)$ 考虑。

2.3.2.3 部分回填土处于水下的情况

部分回填土处于水下的情况可按水位以上和水位以下滑动楔体的体积对土密度进行加权来处理, 如对于图 3 所示的情况, 等效密度^[14]为:

$$\rho_e = \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 \rho_1 + \left[1 - \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 \right] \rho_2 \quad (20)$$



注: h_1 为水面下回填料高度; h_2 为水面上回填料高度; ρ_1 为水下密度; ρ_2 为水上密度; h 为回填土高度。

图 3 部分回填土处于水下时土的有效密度

2.3.2.4 地震作用时水下回填土完全液化

假设地震作用时水下回填土完全液化 ($r_u = 100\%$), 地基土产生超孔隙水压力 ($r_u < 100\%$)。回填土液化性能的评估以及地基土残余超孔隙水压的计算可采用文献[15-16]提出的方法。当回填土液化时, 沿墙背作用的土压力按密度为 ρ_{sat} 的流体计算, 液化回填土的惯性力参照 Westregaard 计算动水压力的方法进行计算, 作用点位于墙底以上 $0.4H$ 处。墙背上的作用力为:

$$HF_{static} = \frac{1}{2} \rho_{sat} g H^2 \quad (21)$$

$$HF_{inertia} = \frac{7}{12} k_b \rho_{sat} g H^2 \quad (22)$$

式中: HF_{static} 为抵挡液化回填土墙后的重流体力的静力分量; $HF_{inertia}$ 为地震震动时抵挡液化回填土墙后的重流体力的惯性分量。

2.3.3 日本规范

日本规范《港口设施技术标准》中地震动主动土压力的计算, 根据后方回填料的不同分为砂质土土压力和黏性土土压力两种情况。

1) 砂质土动主动土压力。在地震期间作用在结构墙背的砂质土动主动土压力系数也是采用 Mononobe-Okabe 公式, 复合地震惯性角 θ 分为回填料处于剩余水位以上和剩余水位以下两种情况进行计算, 剩余水位以上和剩余水位以下回填料地震惯性角分别按式(23)(24)进行计算。

$$\theta = \arctan k \quad (23)$$

$$\theta' = \arctan k' \quad (24)$$

式中: k 为地震系数; k' 为表观地震系数。

表观地震系数按下式进行计算:

$$k' = \frac{2 \left(\sum \rho_i g h_i + \sum \rho g h_j + \omega \right) + \rho g h}{2 \left[\sum \rho_i g h_i + \sum (\rho g - 10) h_j + \omega \right] + (\rho g - 10) h} k \quad (25)$$

式中: ρ_i 为剩余水位以上土层密度; h_i 为剩余水位以上土层 i 的厚度; ρ_{sat} 为饱和土密度; h_j 为剩余水位以下, 计算土压力的土层以上第 j 层土层的厚度; ω 为地面均布荷载; h 为按剩余水位以下计算土压力的回填料土层厚度。

地震中水位以下土体通常假定为土颗粒和水是以一个整体方式移动的, 地面运动作用于土体的力为土体饱和质量与地震系数的乘积。此外, 水位以下土体受到浮力作用, 作用于土体的竖向力为土体的水下重力。因此, 地震中水下土体受到的合力与水上不同。当计算地震土压力时, 利用复合地震惯性角推导出的表观地震系数, 可将地震时空气中土的土压力计算公式应用于水下土。作用于水下土体的竖向力包含计算土层之上的所

有土层重力及地面荷载。

土压力理论假定回填料和孔隙水是一个整体。因此, 上述公式不适用于液化土壤。液化土需要通过动态有效应力分析或模型试验来评价地面和结构的地震稳定性。

2) 黏性土动主动土压力。地震作用下, 黏性土作用在结构墙体上的动主动土压力 p_a 及破裂角 ζ_a 可通过下式计算:

$$p_a = \frac{\left(\sum \rho_i g h_i + \omega \right) \sin(\zeta_a + \theta)}{\cos \theta \sin \zeta_a} - \frac{c}{\cos \zeta_a \sin \zeta_a} \quad (26)$$

$$\zeta_a = \arctan \sqrt{1 - \left(\frac{\sum \rho_i g h_i + 2\omega}{2c} \right) \tan \theta} \quad (27)$$

式中: p_a 为主动土压力特征值; ρ_i 为土层密度; h_i 为土层厚度; ω 为地面均布荷载; c 为黏聚力; ζ_a 为破裂角。

2.3.4 欧洲规范

《欧洲规范 8: 抗震结构设计-第 5 部分: 地基、支撑结构和土工技术特点》中, 地震期间挡土墙后方的作用力 E_d 包括动主动土压力、静水压力和动水压力:

$$E_d = \frac{1}{2} \rho_b g (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (28)$$

式中: H 为墙体高度; E_{ws} 为静水压力; E_{wd} 为动水压力; ρ_b 为回填料浮密度; K 为动主动土压力系数; k_v 为竖向地震系数。

对于地下水位以下的土, 应区分动态透水条件和动态不透水条件。动态透水条件的内部水在土骨架间是自由运动的, 动态不透水条件在地震作用下实质上不发生排水。

1) 挡土墙后方为干回填料时, 地震惯性角与 PIANC 规范相同, $\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$, 动水压力为零, 当竖向地震作用向上时 k_v 为负号, 向下时为正号。

2) 地下水位以下动态不透水土的土压力系数按下式计算:

$$\tan \theta = \frac{\rho_{sat}}{\rho_b} \frac{k_h}{(1 \mp k_v)} \quad (29)$$

式中: ρ_{sat} 为土的饱和密度, 动水压力为零。

3) 地下水位以下动态(高)透水土的土压力系数按下式计算:

$$\tan \theta = \frac{\rho_d}{\rho_b} \cdot \frac{k_h}{(1 \mp k_v)} \quad (30)$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \rho_w g H'^2 \quad (31)$$

式中: E_{wd} 为动水压力; ρ_d 为土的干密度; H' 为自墙基础算起的地下水位高度。

3 动水压力

根据我国《水运工程抗震设计规范》规定, 重力式码头前的动水压力, 抗震计算时可不予考虑。

PIANC 的《抗震设计指南》和欧洲规范需要考虑墙前的动水压力, 动水压力按经典的 Westergaard 公式计算:

$$P_{dw} = \frac{7}{12} k_h \rho_w g H_w^2 \quad (32)$$

同时对于高透水性粗颗粒回填土, 还需要考虑墙后孔隙水产生的动水压力。动水压力计算公式与墙前计算公式相同。

美国《海岸挡土结构设计》规定墙前动水压力按式(32)计算、不考虑墙后的动水压力。

日本规范 OCDI 需要考虑墙前的动水压力, 对于墙后的动水压力有如下说明: 1) 当动土压力采用式(25)表观地震系数, 墙前动态水压力方向指向海侧, 并且不应考虑墙后的动态水压力; 2) 如果设施两侧均有动水压力, 则动水压力合力总值应乘以 2。

4 对比分析

北非某拟建港区所在工程区域长期以来因地震活动活跃而著称。该工程位于防震规范定义的地震Ⅱ区, 地震频率高。建筑物等级属于组 1B, 地震动水准 L2(50 a 内超越概率为 10% 地震动, 相应的重现期为 475 a)。根据项目地震风险评估, 地面峰值加速度 0.22g。码头采用重力式沉箱结构, 码头顶高程为 3.0 m, 沉箱底高程为 -20.6 m、顶高程为 0.5m, 沉箱带趾宽度为 22.5 m, 码头后方回

填 10~100 kg 块石棱体，断面见图 4。在地震工况下，采用我国的《水运工程抗震设计规范》与

PIANC《抗震设计指南》，对比分析设计高水位时码头稳定性拟静力法计算。

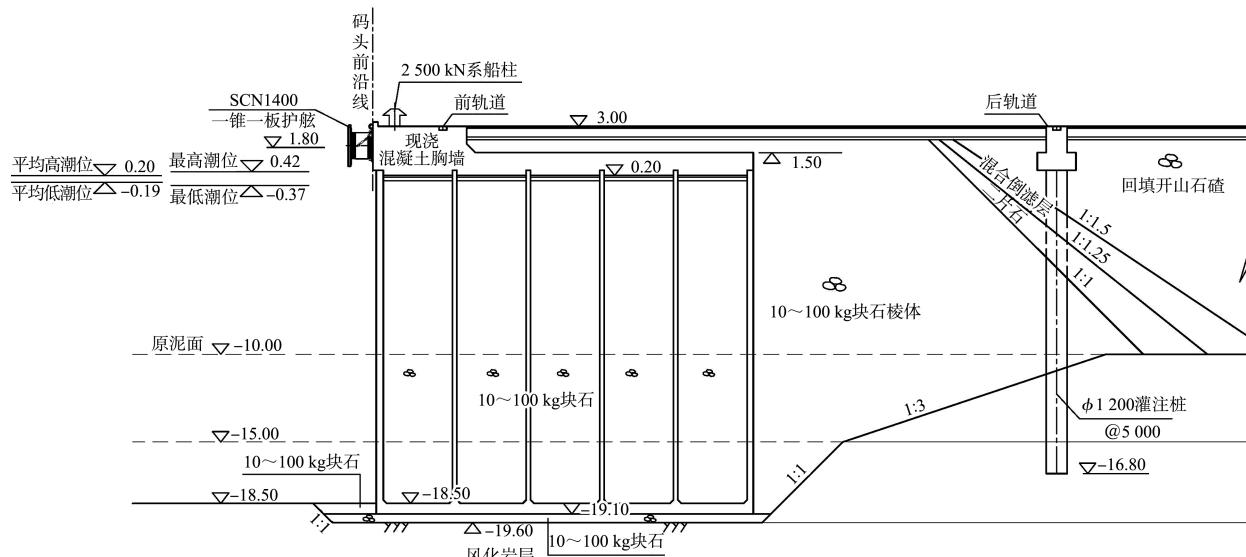


图 4 北非某拟建港区码头断面 (高程: m; 尺寸: mm)

表 6 地震各主要作用力 kN

规范	水平向惯性力	竖向惯性力	动主动土压力	动水压力
《水运工程抗震设计规范》	824.9	549.9	957.9	0.0
《抗震设计指南》	1 298.7	0.0	799.2	634.0

表 7 地震各主要作用力对计算面前趾产生的倾覆力矩

规范	倾覆力矩/(kN·m·m ⁻¹)			
	M_{PH}	M_{PV}	M_{PEH}	M_{PD}
《水运工程抗震设计规范》	9 956.9	6 435.1	8 755.6	0.0
《港口工程结构抗震设计指南》	15 175.0	0.0	8 371.1	5 331.0

注: M_{PH} 为计算面上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; M_{PV} 为计算面上以上垂直向地震惯性力标准值对计算面前趾产生的倾覆力矩; M_{PEH} 为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; M_{PD} 为地震水压力的准值对计算面前趾产生的倾覆力矩。

《水运工程抗震设计规范》与《结构抗震设计指南》抗滑移安全系数分别为 1.76 和 1.34，抗倾覆安全系数分别为 2.37 和 2.52(国内规范作用力和承载力计算考虑了结构重要性系数、抗震调整系数、分项系数和组合系数)。

从表 6、7 可知，按照《抗震设计指南》进行计算，动主动土压力计算值要略小于我国规范计算值、水平向惯性力要远大于我国规范计算值。我

国规范未考虑动水压力的作用，《抗震设计指南》未考虑竖向惯性力的作用，抗倾覆安全系数两者相差不大，抗滑移安全系数我国规范比《抗震设计指南》大 30% 左右。总体来说，由于码头结构抗震稳定性计算受抗滑移计算控制，《抗震设计指南》相对于国内规范计算更为保守。

5 结论

1) 我国规范的水平地震系数为峰值地面加速度与重力加速度的比值，美国和欧洲规范的水平地震系数根据峰值地面加速度系数和容许位移确定，日本规范和 PIANC 规范根据历史地震统计结果确定了水平地震系数和峰值地面加速度系数的关系。

2) 各国规范的动主动土压力计算均以物部-冈部 (Mononobe-Okabe) 公式为基础，但对地震惯性角的取值、在剩余水位以下对水平地震系数的修正以及土和水如何对墙体产生作用的处理存在差异。

3) 我国规范规定：抗震计算时可不予考虑重力式码头前的动水压力，仅需考虑墙后动水压力；而国外规范需要考虑墙前的动水压力。PIANC 和欧洲规范对高透水性粗颗粒回填土还需要考虑墙

后孔隙水产生的动水压力; 美国规范则不考虑墙后的动水压力; 日本规范则根据具体情况进行判断, 确定是否需要考虑墙后的动水压力。

4) 通过工程实例的计算对比结果可知, PIANC 和我国规范抗倾覆安全系数两者相差不多, 抗滑移安全系数我国规范比《抗震设计指南》大 30% 左右。总体来说, 由于码头结构抗震稳定性计算受抗滑移计算控制, 《抗震设计指南》相对于国内规范计算更为保守。

参考文献:

- [1] 中交水运规划设计研究院有限公司. 水运工程抗震设计规范: JTS 146—2012 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2012.
- [2] PIANC. Seismic design Guidelines for Port Structures [S]. LISSE: A.A. BALKEMA PUBLISHERS, 2011.
- [3] EBELING R M, MORRISON E E. The seismic design of waterfront retaining structures[R]. Vicksburg: Department of The ARMY Waterways Experiment Station, 1992.
- [4] OCDI. Technical standards and commentaries for port and harbor facilities in Japan[S]. Tokyo: Daikousha Printing Co., Ltd, 2010.
- [5] BSI. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects: CEN.BS EN1998-5: 2004 [S]. London: BSI, 2004.
- [6] WHITMAN R, LIAO S. Seismic design of retaining walls[R]. Vicksburg: US Army Engineer Waterways Experiment Station, 1985.
- [7] MONONOBE N, MATSUO H. On the determination of earth pressure during earthquakes [C]//Proc World Engineering Conf., Tokyo: [s.n.], 1929: 177-185.
- [8] 刘跃, 中美重力式码头抗震设计方法对比分析[D]. 大连: 大连理工大学, 2016.
- [9] CHOUDHURY D, NIMBALKAR S S. Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall[J]. Geotechnical and geological engineering, 2006, 24(5): 1103-1113.
- [10] 刘忠玉, 闫富有. 有地下水时刚性挡土墙的动主动土压力[J]. 岩土力学, 2006, 27(4): 566-570.
- [11] 水利水电规划设计总院, 中国水利水电科学研究院. 水电工程水工建筑物抗震设计规范: NB 35047—2015[S]. 北京: 中国电力出版社, 2015.
- [12] MATSUZAWA H, ISHIBASHI I, KAWAMURA M. Dynamic soil and water pressures of submerged soils[J]. Journal of geotechnical engineering, 1985, 111 (10): 1161-1176.
- [13] WESTERGAARD H M. Water pressures on dams during earthquakes[J]. Transactions of ASCE, 1933, 98: 418-433.
- [14] 韩石, 贡金鑫, 张艳青, 等. 美国重力式结构抗震设计方法[J]. 水运工程, 2015(10): 39-45.
- [15] SEED R B. SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength[C]//Proceedings H. Bolton Seed Memorial Symposium. Richmond: BiTech Publishers, Ltd., 1990: 351-376.
- [16] MARCUSON W F, HYNES M E, FRANKLIN A G. Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments[J]. Earthquake spectra, 1990, 6(3): 529-572.

(本文编辑 武亚庆)

· 消息 ·

中交集团连续十六年荣膺 ENR 全球最大 250 家国际承包商 中国企业第一名

8月25日, 2022年度美国《工程新闻纪录》(ENR)发布“全球最大250家国际承包商”榜单, 中交集团列第3位, 较上年排名提升1位, 重返前三强, 仅次于西班牙ACS/霍赫蒂芙集团和法国万喜公司, 连续十六年荣膺上榜中国企业第一名。