

# 基于位移的高桩码头抗震设计等效阻尼比计算公式

高树飞<sup>1</sup>, 贡金鑫<sup>\*1</sup>, 冯云芬<sup>2</sup>

(1. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;

2. 聊城大学 建筑工程学院, 山东 聊城 252059)

**摘要:** 现行高桩码头抗震设计规范中采用的等效阻尼比计算公式并非专门针对码头, 无法反映其结构特点, 也未考虑土体对体系阻尼的贡献, 故通过对码头进行低周往复 Pushover 分析, 研究了考虑桩土相互作用的码头滞回特性, 确定了码头等效阻尼比的计算公式. 为验证所提出的计算公式的准确性和适用性, 采用 60 条地震波对 2 个高桩码头进行了非线性时程分析, 并将采用替代结构法得到的位移需求与时程分析得到的位移需求进行了对比. 研究表明, Pivot 滞回模型可很好地反映混凝土桩码头的滞回和承载力退化特性, 而 Masing 准则可较好地模拟钢管桩码头的滞回特性; 以非线性时程分析结果为判定准则, 采用所提出的等效阻尼比计算公式得到的位移需求精度高于采用规范中计算公式得到的位移需求精度.

**关键词:** 高桩码头; 基于位移的抗震设计; Pivot 滞回模型; 等效阻尼比; 桩-土相互作用

中图分类号: U656.113

文献标识码: A

doi: 10.7511/dllgxb201606006

## 0 引言

近年来, 基于位移的高桩码头抗震设计方法<sup>[1]</sup>为国外多个规范和标准<sup>[2-5]</sup>所采用, 该方法要求给出不同设计地震水准下结构的最大位移反应(位移需求), 以及结构在不同材料应变水平下的变形能力, 并通过比较位移需求与变形能力验算码头的抗震性能是否满足要求. 非线性静力需求分析(Pushover 分析)是确定高桩码头地震位移需求的常用方法, 在码头抗震标准中常用的为替代结构法, 即用一個等效单自由度体系代替原有结构, 等效体系的周期采用割线刚度计算, 体系的耗能用等效黏滞阻尼表征<sup>[6]</sup>. 研究表明, 等效黏滞阻尼比计算公式对确定码头的位移需求有较大影响<sup>[6]</sup>. 在现行标准中, MOTEMS<sup>[2]</sup>和 ASCE/COPRI 61-14<sup>[5]</sup>的阻尼比计算公式是 Kowalsky<sup>[7]</sup>基于 Takeda 滞回模型推导出的公式, 而 Takeda 滞回模型是根据普通钢筋混凝土柱的拟静力试验确定的<sup>[8]</sup>, 将由构件滞回模型推得的公式用于高桩码头体系并不十分合理, 而且 Takeda 模型未考虑

结构达到峰值承载力后的强度退化. POLB<sup>[3]</sup>和 POLA<sup>[4]</sup>采用的计算公式的滞回阻尼部分是 Grant 等<sup>[9]</sup>利用时程分析确定的, 针对的是建筑钢筋混凝土框架结构, 建筑框架抗震设计通常基于“强柱弱梁”的原则, 而高桩码头是“强梁(板)弱柱(桩)”<sup>[3]</sup>, 两种结构体系有很大差异, 而且在高桩码头中预应力混凝土桩和钢管桩亦较为常用. 此外, 高桩码头通过桩基将作用于上部结构的荷载传递到地基深处, 桩-土相互作用应予以重视, 土体的塑性变形会提高码头的阻尼, 而前述阻尼比计算公式均未考虑土体对体系阻尼的贡献. 有关桩-土体系的等效阻尼比研究目前较少, 只有 Suarez 等<sup>[10]</sup>采用时程分析针对桥梁结构确定了 4 种土体类型(内摩擦角分别为 30°和 37°的砂土以及不排水抗剪强度分别为 20 kPa 和 40 kPa 的黏土)下单桩体系的等效阻尼比. 由于码头岸坡通常为倾斜的, 且码头体系也不是单桩体系, 故其是否适用于码头值得研究.

由于现行标准和规范中的等效阻尼比计算公

收稿日期: 2016-02-25; 修回日期: 2016-08-02.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51278081).

作者简介: 高树飞(1989-), 男, 博士生, E-mail: gsf1989@mail.dlut.edu.cn; 贡金鑫\*(1964-), 男, 教授, 博士生导师, E-mail: gong\_jx.vip@you.com.

式存在上述不足,有必要开展研究以合理地确定高桩码头的等效阻尼比.本文通过对高桩码头进行往复加载分析,并根据计算结果确定适合高桩码头体系的滞回规则,再基于相关滞回规则推导得到高桩码头体系的等效阻尼比.另外,通过两个实际高桩码头案例验证本文提出的等效阻尼比计算公式的合理性和准确性,同时对现行标准中计算公式的合理性和准确性进行评价.

## 1 等效黏滞阻尼比的概念及相关计算公式

### 1.1 滞回阻尼的模拟

黏滞阻尼一般被用于描述结构体系在弹性范围内的能量耗散,由于其较为简单易用, Jacobsen<sup>[11]</sup>首次用等效黏滞阻尼比表征非线性结构体系的滞回阻尼,其通过令非线性单自由度体系和线性黏滞阻尼体系在正弦激励的一个振动循环内所耗散的能量相等来确定非线性体系的等效黏滞阻尼,如图1所示.

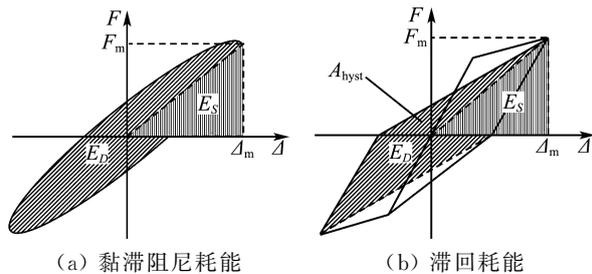


图1 黏滞阻尼耗能和非线性体系滞回耗能

Fig. 1 Dissipated energy of viscous damper and hysteresis dissipated energy of nonlinear system

基于 Jacobsen 的假设,非线性单自由度体系滞回耗能对应的滞回阻尼比  $\xi_{hyst}$  可按下式确定:

$$\xi_{hyst} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{hyst}}{F_m \Delta_m} \quad (1)$$

式中:  $E_D$  为滞回耗能;  $E_S$  为最大弹性应变能.考虑体系在弹性范围内的阻尼  $\xi_{el}$  (一般取 0.05), 体系的等效阻尼比  $\xi_{eq}$  可按式计算:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad (2)$$

### 1.2 现行标准和文献中的等效阻尼比计算公式

MOTEMS 和 ASCE/COPRI 61-14 采用的等效阻尼比计算公式如下:

$$\xi_{eq} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu}} - r\sqrt{\mu} \right) \quad (3)$$

式中:  $\mu$  为体系的延性系数;  $r$  为结构屈服后刚度

与屈服前刚度之比.

POLA 和 POLB 的等效阻尼比计算公式如下:

$$\xi_{eq} = 0.10 + 0.565 [(\mu - 1) / \mu \pi] \quad (4)$$

另外, Suarez 等采用时程分析得到了顶部固定的单桩体系的等效阻尼比计算公式,参考文献 [12] 对弹性阻尼比的建议,其中内摩擦角为  $30^\circ$  和  $37^\circ$  的砂土中单桩体系的等效阻尼比计算公式分别如式 (5) 和 (6) 所示,本文考虑式中  $\xi_{el}$  取 0.05.

$$\xi_{eq} = \xi_{el} \mu^{-0.378} + 0.024 + 0.102 [(\mu - 1) / \mu] \quad (5)$$

$$\xi_{eq} = \xi_{el} \mu^{-0.378} + 0.020 + 0.096 [(\mu - 1) / \mu] \quad (6)$$

## 2 高桩码头的等效阻尼比

由于 Jacobsen 的方法较为简单,本文考虑通过对典型高桩码头进行往复加载确定其滞回特性,再确定码头的等效阻尼比.

### 2.1 高桩码头模型概况

某强震区典型高桩码头断面如图2所示,码头宽 28.5 m,排架间距 6.3 m.面板厚 0.45 m,横梁高 1.8 m,宽 1.5 m;码头面堆载为 40 kPa.当地平均海平面为 1.2 m,基岩面高程为 -34.5 m.

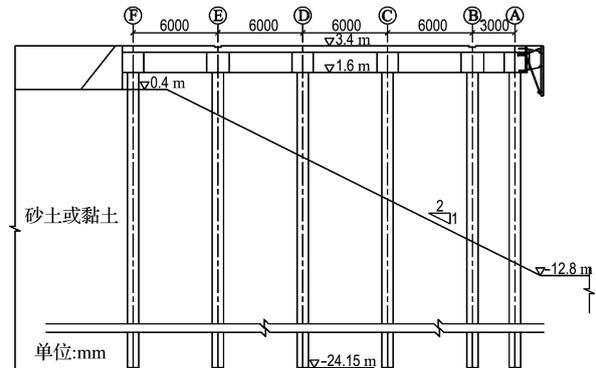


图2 码头断面

Fig. 2 Section of wharf

由于结构沿纵向对称,取一个排架进行分析.采用非线性 Winkler 地基上的梁模型模拟码头结构,由有限元软件 SAP2000 实现.采用土弹簧模拟桩-土相互作用,土弹簧的骨架曲线由  $p-y$  曲线确定,滞回模型采用软件中的 Kinematic 模型.本文考虑砂土和黏土两种土体类型,参数如表1所示,表中  $\gamma$  为有效重度,  $\epsilon_{50}$  为未扰动土样室内不排水压缩试验中最大主应力一半时的应变值,  $s_u$  为黏土不排水抗剪强度,砂土和黏土的  $p-y$  曲线按文献 [13] 确定.

表1 土体参数

Tab. 1 Soil parameters

砂土	$\gamma/$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )		黏土	$\gamma/$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )		
	$\phi/(\circ)$	$s_u/\text{kPa}$		$\epsilon_{50}$		
Sand-30	9	30	Clay-20	8.5	20	0.020
Sand-34	10	34	Clay-40	9.5	40	0.010
Sand-38	11	38	Clay-60	10.5	60	0.007

文中考虑3种常用桩型,即圆形实心混凝土(CSC)桩(灌注桩)、预应力高强混凝土(PHC)管桩和钢管桩,相关规格参考文献[14]和[15]确定,如表2所示.圆形实心混凝土桩的纵筋采用HRB400钢筋,配筋率 $\rho_{sl} \geq 0.6\%$ ,箍筋采用HPB300;预应力高强混凝土管桩采用的预应力钢棒的抗拉强度为1420 MPa,屈服强度为1280 MPa,张拉控制应力为994 MPa,箍筋采用HPB300;钢管桩采用Q345钢材,表中壁厚为有效厚度,不包括预留的腐蚀厚度.桩与横梁的连接通过将桩伸入横梁实现,混凝土管桩和钢管桩内均不填充混凝土.

表2 桩的规格

Tab. 2 Specification for piles

桩型	桩径 $D_p/\text{mm}$	壁厚 $t/\text{mm}$	混凝土 强度	螺旋箍筋 间距/ $\text{mm}$
圆形实心 混凝土桩	800, 1000, 1200	—	C40	200
预应力高强 混凝土 管桩	800 1000 1200	110 130 150	C80 C80 C80	80 80 80
钢管桩	800 1000 1200	10, 12, 14, 16 9, 14, 16, 19 12, 14, 16, 22	— — —	— — —

本文采用塑性铰模拟桩的非线性特性,使用分布塑性铰模型<sup>[16]</sup>代替集中塑性铰模型进而回避塑性铰长度的计算,采用SAP2000中的纤维铰定义塑性铰.本文将上部结构的质量和堆载(参考POLB考虑设计堆载的10%,即4 kPa)的换算质量等效为横梁的质量,另外,对于实心混凝土桩,考虑桩-上部结构连接处钢筋滑移的影响,参考POLB采用一个应变渗透长度 $l_{sp}$ 予以处理, $l_{sp}$ 按POLB计算.由于横梁刚度较大,故将其模拟为刚性.

## 2.2 混凝土桩码头的滞回特性

Walsh等<sup>[17]</sup>对长滩港的3号码头进行了现场拟静力试验,其中8根群桩(预应力混凝土方桩)的桩顶荷载-位移曲线如图3所示.由图3可

以看出,卸载刚度随着桩顶位移的增大逐渐减小,反向加载曲线近似与初始加载曲线的弹性段相交于一点,这一现象与图4所示的Pivot滞回模型较为类似,故本文考虑采用Pivot滞回模型描述混凝土桩码头的滞回特性.Pivot滞回模型由Dowell等<sup>[18]</sup>提出,用于确定钢筋混凝土柱、节点以及框架体系的滞回特性<sup>[19]</sup>.

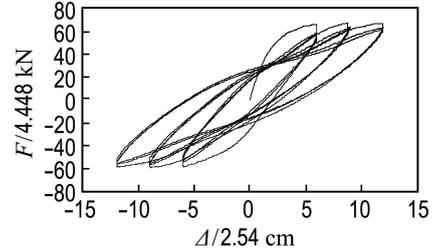


图3 8根群桩的荷载-位移曲线

Fig. 3 Load-displacement curve of 8-pile group

图4中 $\alpha$ 和 $\beta$ 分别为控制滞回环卸载刚度和捏拢程度的参数, $F_i$ 和 $\Delta_i$ 分别为峰值承载力及其对应的位移.图4中骨架曲线为三折线,可通过对高桩码头的实际Pushover曲线进行折线化处理得到,分为弹性段、强化段和软化段,其中弹性段的刚度为 $K$ ,参考POLB取为Pushover曲线原点到曲线上首个桩塑性铰形成点连线的斜率,强化段和软化段刚度分别为 $r_1K$ 和 $-r_2K$ .当位移 $\Delta_m \leq \Delta_i$ 时,可对Pushover曲线进行双折线化得到屈服位移 $\Delta_y$ 和强化段刚度 $r_1K$ ,如图5(a)所示;当位移 $\Delta_m > \Delta_i$ 时,可对Pushover曲线进行三折线化得到 $\Delta_y$ 、 $r_1K$ 和 $-r_2K$ ( $r_2 > 0$ ),如图5(b)所示.

虽然文献[18]和[19]给出了钢筋混凝土柱、节点和框架体系的Pivot滞回模型参数( $\alpha$ 和 $\beta$ ),但是显然这些参数不适合高桩码头.为确定适合于高桩码头的Pivot滞回模型参数,本文考虑对图2所示的典型高桩码头进行往复加载确定码头的滞回曲线,进而得到相关参数.

2.2.1 Pushover分析 混凝土桩码头往复加载的位移时程可参考图6(a)确定,加载位置位于上部结构重心处.图6(a)中第一级位移为 $0.5\delta_y$ ,其后每级位移均为 $\delta_y$ ,其中 $\delta_y$ 为单调荷载下码头的屈服位移,可参考图5(b)对Pushover曲线进行三折线化后得到.

对不同土体类型、桩型的码头进行往复加载,得到码头的滞回曲线,如图7所示.图7(b)中 $\rho_{sp}$ 为预应力筋的配筋率,由于程序收敛性的原因,很

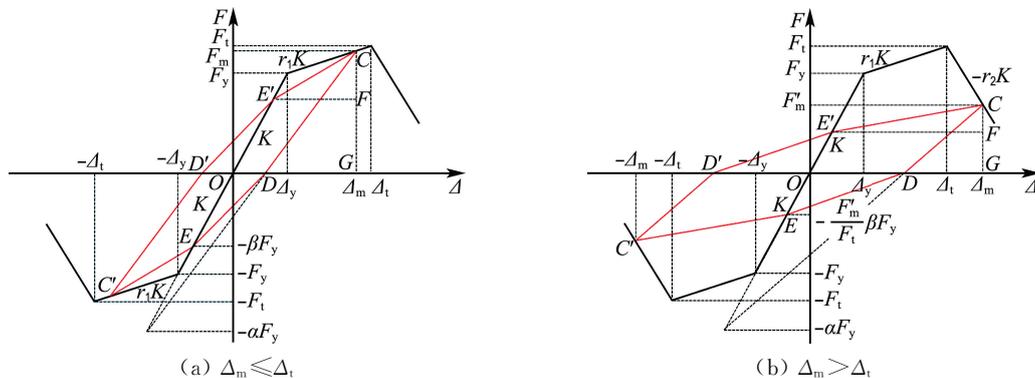


图4 Pivot 滞回模型  
Fig.4 Pivot hysteretic model

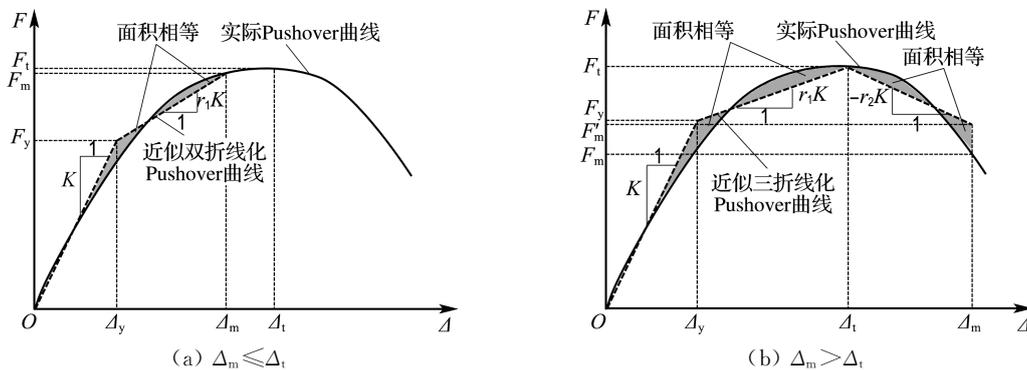


图5 Pushover 曲线线性近似  
Fig.5 Pushover curve linear approximation

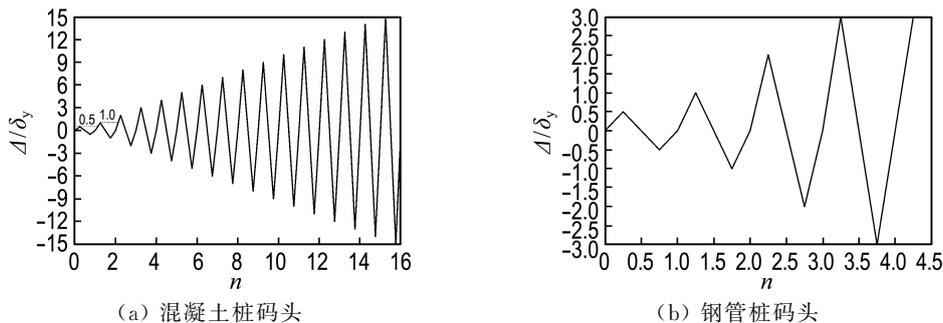


图6 位移加载时程  
Fig.6 Displacement loading time history

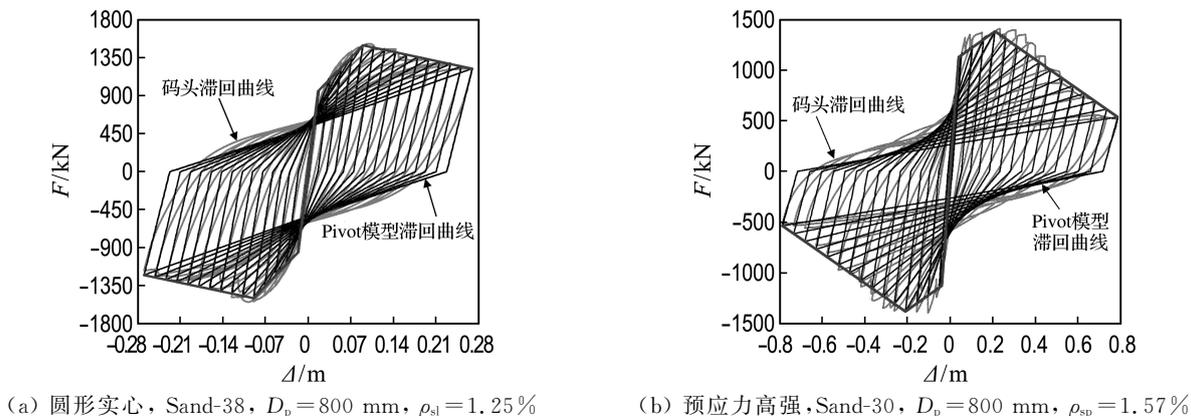


图7 混凝土桩码头的滞回曲线

Fig.7 Hysteretic curves for concrete pile-supported wharves

多计算模型未能达到图 6(a)中的最大循环次数。由图 7 不难看出,圆形实心混凝土桩码头的滞回环较为饱满,表明普通混凝土结构的耗能比预应力结构要好;Pivot 模型滞回曲线与码头滞回曲线符合较好,故可用该模型表征码头的滞回特性。

2.2.2 Pivot 滞回模型参数 根据圆形实心混凝土桩码头的滞回曲线可以得到相应的 Pivot 模型参数,如图 8 所示。由图 8 可以看出,随着配筋率的增大, $\alpha$  和  $\beta$  均增大,这是因为随着结构配筋的增大,耗能能力增大,滞回环变得越来越饱满,而  $\alpha$  和  $\beta$  分别为控制滞回环卸载刚度和捏拢程度的参数,因而随之增大;不同内摩擦角砂土的  $\alpha$  和  $\beta$  相差不大,可以分别用一个公式表示,如式(7)和(8)所示。对于黏土, $\alpha$  和  $\beta$  亦可以分别用同一个公式表示,如式(7)和(8)所示。同理,对于预应力高强混凝土管桩码头, $\alpha$  和  $\beta$  可按式(9)和(10)计算。

$$\alpha = \begin{cases} 6.464\rho_{sl} + 4.206; & \text{砂土} \\ 8.241\rho_{sl} + 11.176; & \text{黏土} \end{cases} \quad (7)$$

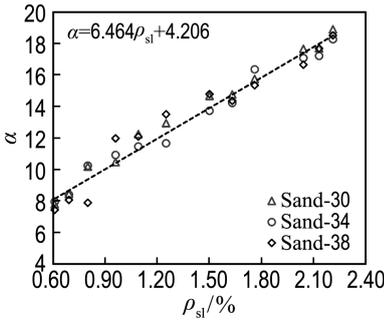
$$\beta = \begin{cases} 0.703\rho_{sl}^{0.284}; & \text{砂土} \\ 0.627\rho_{sl}^{0.251}; & \text{黏土} \end{cases} \quad (8)$$

$$\alpha = \begin{cases} 3.784\rho_{sp} - 0.452; & \text{砂土} \\ 6.159\rho_{sp} + 2.702; & \text{黏土} \end{cases} \quad (9)$$

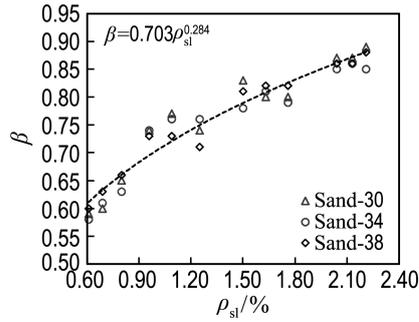
$$\beta = \begin{cases} 0.347\rho_{sp}^{1.065}; & \text{砂土} \\ 0.324\rho_{sp}^{0.795}; & \text{黏土} \end{cases} \quad (10)$$

### 2.3 钢管桩码头的滞回特性

2.3.1 Pushover 分析 目前,尚未有钢管桩码头低周往复试验研究,故本文采用数值方法分析钢管桩码头的滞回特性。由图 7 可以看出,混凝土桩码头均有明显的承载力退化,而钢结构在破坏前一般不会出现承载力退化,故对于钢管桩码头往复加载的每级位移  $\delta_y$  取为单调荷载下首个桩塑性铰形成时横梁的水平位移,加载的位移时程如图 6(b)所示。单调荷载下部分钢管桩码头的 Pushover 曲线如图 9(a)所示,往复荷载下钢管桩码头的滞回曲线如图 9(b)所示。



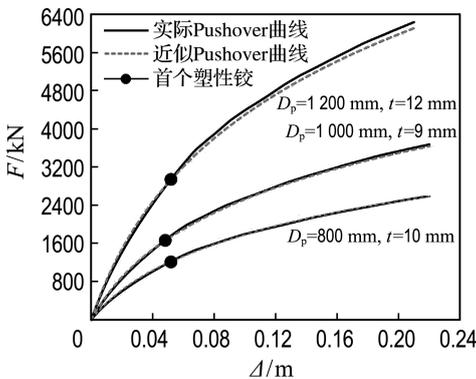
(a) 参数  $\alpha$



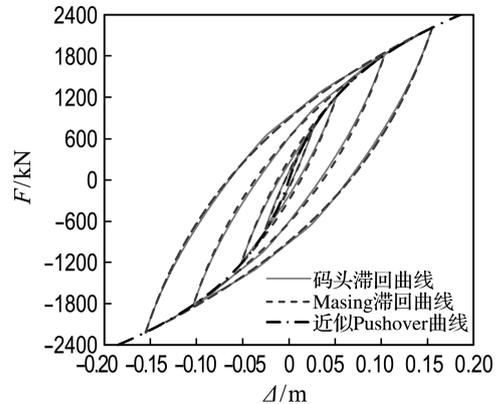
(b) 参数  $\beta$

图 8 砂土中圆形实心混凝土桩码头的 Pivot 模型参数

Fig. 8 Pivot model parameters for circular solid concrete pile-supported wharves in sand



(a) Pushover 曲线, Sand-30



(b) 滞回曲线, Sand-30,  $D_p=800$  mm,  $t=10$  mm

图 9 钢管桩码头的 Pushover 曲线和滞回曲线

Fig. 9 Pushover and hysteretic curves for steel pipe pile-supported wharves

2.3.2 Masing 准则的相关参数 由图 9(b)可以看出,码头滞回曲线可用图 10 所示的 Masing 准则<sup>[20]</sup>模拟. 骨架曲线可通过对 Pushover 曲线拟合后得到,可用式(11)表示,式中  $\Delta_1$  和  $F_1$  分别为首个桩塑性铰形成时的上部结构水平位移和水平力,  $a$  和  $b$  为参数,可按表 3 确定,对于黏土,  $a$  和  $b$  也可分别按式(12)和(13)确定.

$$F = \begin{cases} bF_1 \ln[a(\Delta/\Delta_1) + 1]; & \Delta \geq 0 \\ -bF_1 \ln[a(-\Delta/\Delta_1) + 1]; & \Delta < 0 \end{cases} \quad (11)$$

$$a = 0.0537s_u + 1.4710 \quad (12)$$

$$b = -0.0055s_u + 0.8963 \quad (13)$$

图 9(a)中给出了按式(11)确定的近似 Pushover 曲线,可以发现拟合效果较好. 图 9(b)中给出了按 Masing 准则确定的滞回曲线,可发现其与码头滞回曲线吻合较好,相对而言,对于砂土中的码头效果更好.

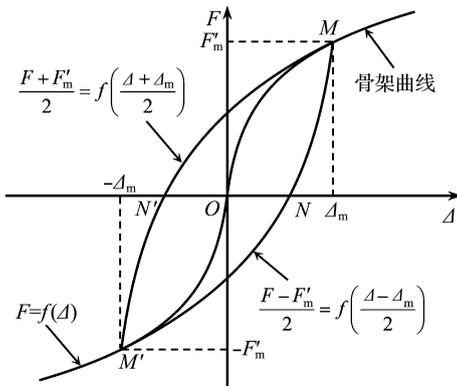


图 10 Masing 准则

Fig. 10 Masing rule

表 3 参数  $a$  和  $b$  的取值

Tab. 3 Values for parameters  $a$  and  $b$

土体类型	$a$	$b$
砂土	1.691	1.006
$s_u = 20$ kPa	2.571	0.793
黏土 $s_u = 40$ kPa	3.565	0.665
$s_u = 60$ kPa	4.718	0.574

注:对于  $s_u$  的中间值可以通过线性插值确定  $a$  和  $b$ .

## 2.4 等效阻尼比的确定

2.4.1 混凝土桩码头 在确定混凝土桩码头的 Pivot 滞回模型的参数后,可根据式(1)和(2)确定码头的等效阻尼比. 当  $\Delta_m \leq \Delta_1$  ( $\mu \leq \mu_t$ ,  $\mu_t$  为达到最大承载力时对应的延性系数)时,滞回耗能  $E_D$  为图 4(a)中六边形  $CDEC'D'E'$  的面积,可按下式计算:

$$E_D = 2(A_1 + A_2 - A_3) \quad (14)$$

式中:  $A_1$  为三角形  $CFE'$  的面积;  $A_2$  为梯形  $E'FGD'$  的面积;  $A_3$  为三角形  $CGD$  的面积. 经推导后可得

$$\xi_{\text{hyst}} = \frac{1}{2\pi} \frac{(\mu - \psi)(\alpha\psi + \beta\psi + 2\alpha\beta)}{(\psi + \alpha)\psi\mu} \quad (15)$$

式中:  $\mu = \Delta_m/\Delta_y$ ,  $\psi = 1 + r_1\mu - r_1$ .

当  $\Delta_m > \Delta_1$  时,可得

$$\xi_{\text{hyst}} = \frac{1}{2\pi} \frac{(\mu - \psi')(\alpha\psi' + \beta'\psi' + 2\alpha\beta')}{(\psi' + \alpha)\psi'\mu} \quad (16)$$

式中:  $\psi' = 1 + r_1\mu_t - r_1 - r_2\mu + r_2\mu_t$ ,  $\beta' = [1 - (r_2\mu - r_2\mu_t)/(1 + r_1\mu - r_1)]\beta$ .

由前文可知,不同标准对于弹性阻尼比  $\xi_{el}$  的取值并不相同,对于高桩码头  $\xi_{el}$  的取值,已开展了部分研究<sup>[21]</sup>,得出码头第一自振周期为 0.31~0.33 s,第二自振周期为 0.22~0.25 s,结构阻尼比在 0.058~0.068<sup>[22]</sup>;研究表明码头的线性等效阻尼比约为 0.03<sup>[23]</sup>,可用于运行荷载和小震下(弹性范围)的高桩码头分析. 综合考虑,本文将  $\xi_{el}$  取为 0.05,则高桩码头的等效阻尼比  $\xi_{eq}$  可按下式计算:

$$\xi_{eq} = \begin{cases} 0.05 + \frac{(\mu - \psi)(\alpha\psi + \beta\psi + 2\alpha\beta)}{2\pi(\psi + \alpha)\psi\mu}; & \mu \leq \mu_t \\ 0.05 + \frac{(\mu - \psi')(\alpha\psi' + \beta'\psi' + 2\alpha\beta')}{2\pi(\psi' + \alpha)\psi'\mu}; & \mu > \mu_t \end{cases} \quad (17)$$

2.4.2 钢管桩码头 根据前文确定的钢管桩码头的滞回特性,再依据式(1)和式(2)可确定码头的等效阻尼比. 滞回耗能  $E_D$  为图 10 中滞回环包围的面积.

根据式(2),并考虑  $\xi_{el}$  取为 0.05,则

$$\xi_{eq} = 0.05 + \left\{ \left( 4bF_1\Delta_m + \frac{8bF_1\Delta_1}{a} \right) \ln \left[ a \left( \frac{\Delta_m}{\Delta_1} \right) + 1 \right] - 8bF_1\Delta_m \right\} / \left\{ 2\pi bF_1\Delta_m \ln \left[ a \left( \frac{\Delta_m}{\Delta_1} \right) + 1 \right] \right\} \quad (18)$$

将  $F'_m = bF_1 \ln[a(\Delta_m/\Delta_1) + 1]$  代入式(18),则式(18)亦可表示为

$$\xi_{eq} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left( 2 + \frac{4\Delta_1}{a\Delta_m} - \frac{4bF_1}{F'_m} \right) \quad (19)$$

式(17)和(18)中相关参数的计算式,即式(7)~(10)、式(12)和(13),均是基于图 2 中的典型断面得到的,可适用于类似结构,具有一定的普遍适用性,对于差别极大的情况,可参考本文方法确定相关参数. 本文分析时采用了单层土,虽然实际岸坡可能为多层土,但根据分析结果看,对于同

一种土体(砂土或黏土),土体参数的影响不大,故只要多层土为同一土体类型或者同一土体类型占多数,前述公式均可适用于多层土的情况.此外,岸坡以下10倍桩径范围的土体对结构的反应起主导作用<sup>[3]</sup>,这一范围内土层的变化一般不大.

### 3 等效阻尼比的验证

#### 3.1 验证步骤

为验证现行标准和相关文献以及本文提出的等效阻尼比计算公式在基于位移的高桩码头抗震设计中的合理性和有效性,按如下步骤进行分析:

(1)选取一组地震动记录,分别计算其在不同等效阻尼比下的加速度反应谱.

(2)对高桩码头进行推覆分析确定 Pushover 曲线,采用替代结构法确定每一条地震动下采用不同等效阻尼比计算公式时的码头位移需求  $\Delta_{NSA}$ ,等效阻尼比分别按照式(3)~(6)、(17)或(19)计算.在使用式(17)时,采用图5对 Pushover 曲线进行折线化处理;在使用式(3)~(6)时,按照 POLB 中的方法对 Pushover 曲线进行双折线化处理,与图5(a)类似,只是在结构达到峰值承载力后,仍采用双折线 Pushover 曲线;使用式(19)时,无需对 Pushover 曲线进行折线化处理.

(3)采用非线性时程分析方法确定每一条地震动下码头的位移需求  $\Delta_{NTHA}$ .

(4)计算  $\Delta_{NTHA}$  和  $\Delta_{NSA}$  的比值  $\Delta_R$  及相关系数  $\rho_\Delta$ ,计算  $\Delta_R$  的平均值  $\bar{\Delta}_R$  和变异系数  $\delta_{\Delta_R}$ .

#### 3.2 案例 I

3.2.1 案例概况 码头断面采用图2所示的断面图,桩采用直径为800 mm的圆形实心混凝土桩.桩截面配有20根直径为20 mm的HRB400钢筋,纵筋配筋率  $\rho_{sl} = 1.25\%$ .箍筋采用HPB300,箍筋间距为200 mm.岸坡土体为砂土,砂土内摩擦角为  $38^\circ$ .

3.2.2 地震动记录 从美国太平洋地震工程研究中心强震数据库(PEER Ground Motion Database)选取60条地表地震波,选取的原则如下:(1)等效剪切波速  $\bar{v}_s > 180$  m/s;(2)峰值地面加速度大于  $0.20g$ .限于篇幅,地震波的具体信息从略.

3.2.3 Pushover 分析 对高桩码头进行 Pushover 分析,分析模型按照2.1节中相关内容建立,得到荷载变形曲线,如图11所示.按式(7)和(8)计算可得  $\alpha = 12.29$ ,  $\beta = 0.75$ ,分别按照式(3)、(4)、(6)和(17)计算各水平位移下的码头等

效阻尼比,如图12所示.由图可看出,按本文提出的等效阻尼比公式计算得到的阻尼比最大, Suarez 等的最小.

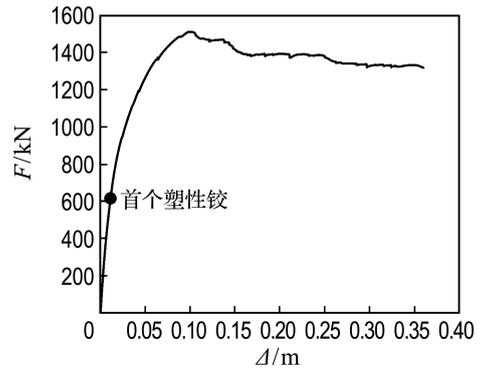


图11 实心混凝土桩码头的 Pushover 曲线

Fig. 11 Pushover curve for solid concrete pile-supported wharf

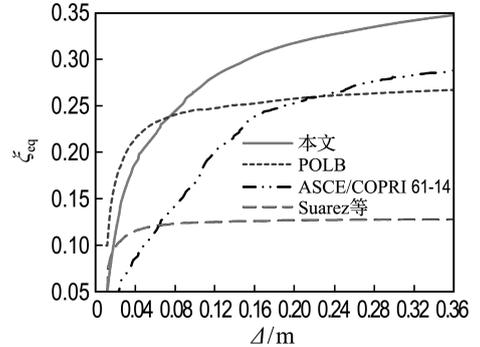


图12 实心混凝土桩码头的等效阻尼比

Fig. 12 Equivalent damping ratios for solid concrete pile-supported wharf

POLB 和文献[21]在计算地震惯性质量时均考虑上部结构质量和其他外荷载的换算质量,但对桩参与振动的质量的处理并不相同,显然若按以上标准确定地震质量会得到不同的结果,将对计算结果产生影响,另外上述方法均是经验性的,并不适用所有工程条件.故本文通过对建立的考虑桩-土相互作用的高桩码头模型进行振型分析,选取对码头横向反应贡献最大(振型参与系数最大)的振型对应的自振周期  $T$ ,再根据弹性刚度  $K$ ,按下式计算地震质量:

$$m = KT^2 / 4\pi^2 \quad (20)$$

3.2.4 时程分析 对码头进行时程分析以确定不同地震波下码头的位移需求,采用 Rayleigh 阻尼考虑体系在弹性范围内的阻尼,阻尼比分别取 0.05 和 0.10,以与不同等效阻尼比计算公式内的弹性阻尼比相对应.

3.2.5 计算结果及分析 按 3.1 节所述的分析步骤进行相关计算. 图 13 给出了每条地震动分别按替代结构法和非线性时程分析确定的位移需求  $\Delta_{NSA}$  和  $\Delta_{NTHA}$  及其相关系数  $\rho_{\Delta}$ , 图 13(a)、(b)、(c) 和 (d) 分别为由本文提出的等效阻尼比公式以及 ASCE/COPRI 61-14、POLB 和 Suarez 等的阻尼比公式得到的  $\Delta_{NSA}$  以及相应的  $\Delta_{NTHA}$ . 由图 13 可以看出, 由本文提出的等效阻尼比公式得到的  $\Delta_{NSA}$  与  $\Delta_{NTHA}$  的相关性最好, POLB 和 ASCE/COPRI 61-14 次之, Suarez 等的较差.

图 14 给出了位移比  $\Delta_R$  的频率直方图以及相应的平均值和变异系数, 由图可以看出, 由本文提出的等效阻尼比计算公式得到的  $\Delta_{NSA}$  与非线性时程分析结果  $\Delta_{NTHA}$  的比值接近于 1, 且变异系数最小, 准确性最好. ASCE/COPRI 61-14、POLB 和 Suarez 等的等效阻尼比公式由于未考虑土体对码头体系阻尼的贡献, 低估了码头的滞回阻尼, 造成估算的位移需求偏大, 相对而言, POLB 的较好, Suarez 等的最差, 可以认为 Suarez 等的公式并不适合用于估算实心混凝土桩码头的等效阻尼比.

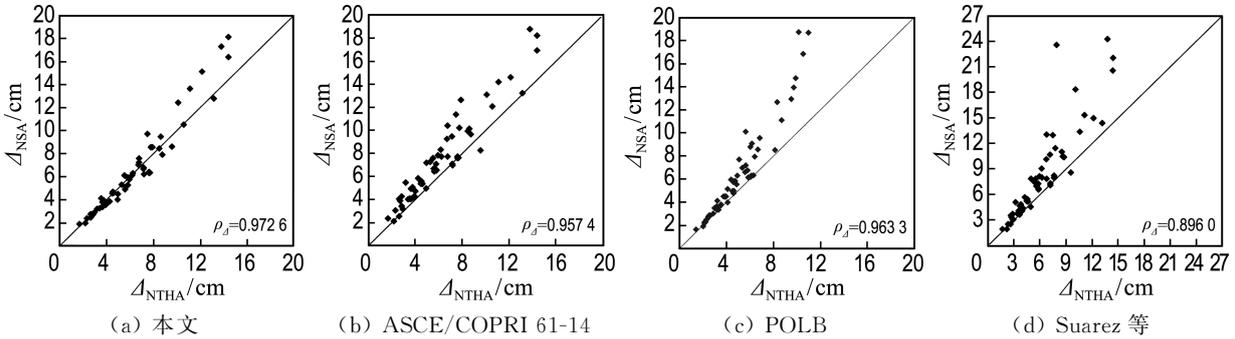


图 13 圆形实心混凝土桩码头的位移需求  $\Delta_{NSA}$  和  $\Delta_{NTHA}$

Fig. 13 Displacement demand  $\Delta_{NSA}$  and  $\Delta_{NTHA}$  for circular solid concrete pile-supported wharf

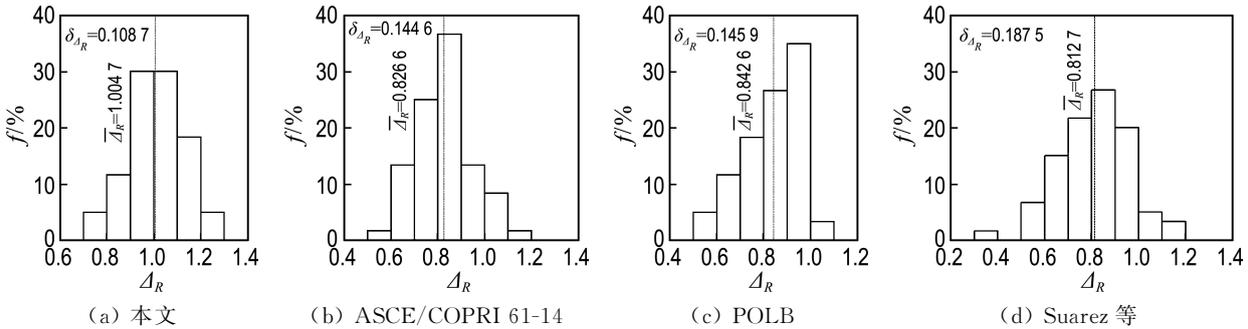


图 14 圆形实心混凝土桩码头位移比  $\Delta_R$  的频率直方图

Fig. 14 Frequency histogram for displacement ratio  $\Delta_R$  of circular solid concrete pile-supported wharf

### 3.3 案例 II

3.3.1 案例概况 码头断面仍采用图 2 所示的断面图, 桩采用直径为 800 mm 的钢管桩, 壁厚为 10 mm, 钢管桩采用 Q345 钢材. 岸坡土体类型为砂土, 砂土内摩擦角为  $30^\circ$ . 采用 SAP2000 建模, 具体可参看 2.1 节.

3.3.2 地震动记录 采用与案例 I 相同的地震动记录.

3.3.3 Pushover 分析 对高桩码头进行 Pushover 分析, 得到荷载变形曲线, 如图 15 所示. 根据表 3 可得  $a = 1.691, b = 1.006$ . 分别按照式

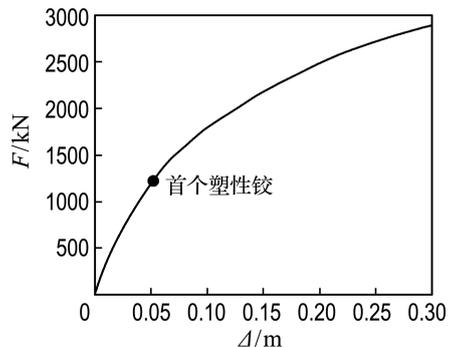


图 15 钢管桩码头的 Pushover 曲线

Fig. 15 Pushover curve for steel pipe pile-supported wharf

(3)、(4)、(5)和(19)计算各水平位移下的码头等效阻尼比,如图 16 所示。

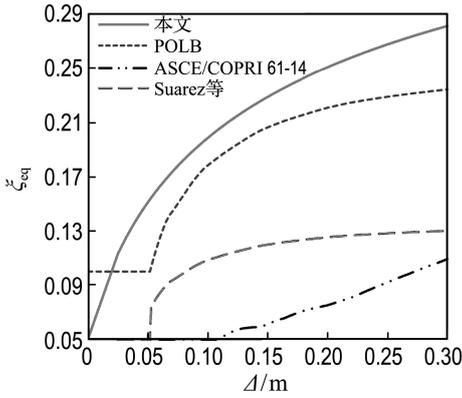


图 16 钢管桩码头的等效阻尼比

Fig. 16 Equivalent damping ratios for steel pipe pile-supported wharf

由图 16 可以看出,按本文的等效阻尼比公式得到的阻尼比最大,ASCE/COPRI 61-14 的最小,其中 ASCE/COPRI 61-14 的公式的计算结果在很大的位移范围内均为弹性阻尼比 0.05,是因为在  $r$  较大时,按式(3)得到的等效阻尼比会小于 0.05,这显然不符合实际情况,故本文在式(3)的计

算结果小于 0.05 时,直接取为 0.05。

3.3.4 时程分析 计算方法与案例 I 相同。

3.3.5 计算结果及分析 图 17 给出了每条地震动分别按替代结构法和非线性时程分析确定的位移需求  $\Delta_{NSA}$  和  $\Delta_{NTHA}$  及其相关系数  $\rho_{\Delta}$ ,图 17(a)、(b)、(c)和(d)分别为由本文提出的等效阻尼比公式以及 ASCE/COPRI 61-14、POLB 和 Suarez 等的阻尼比公式得到的  $\Delta_{NSA}$  以及相应的  $\Delta_{NTHA}$ 。由图 17 可看出,由本文提出的阻尼比计算公式得到的  $\Delta_{NSA}$  与  $\Delta_{NTHA}$  的相关性最好, POLB 次之, Suarez 等和 ASCE/COPRI 61-14 的较差。

图 18 给出了钢管桩码头位移比  $\Delta_R$  的频率直方图以及相应的平均值和变异系数,由图可以看出,由本文提出的等效阻尼比计算公式得到的  $\Delta_{NSA}$  与非线性时程分析结果  $\Delta_{NTHA}$  的比值较接近于 1,且变异系数最小,准确性最好;与 POLB 和 Suarez 等的等效阻尼比公式分别对应的  $\Delta_R$  的平均值均较为接近 1,但变异系数较大;与 ASCE/COPRI 61-14 的等效阻尼比公式对应的  $\Delta_R$  的平均值偏离 1 最多,且变异系数较大,准确性最差,不太适用于钢管桩码头。

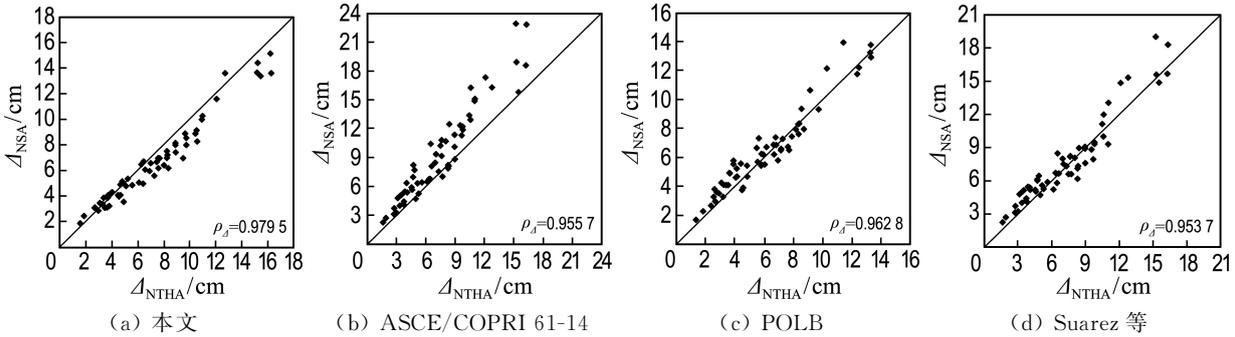


图 17 钢管桩码头的位移需求  $\Delta_{NSA}$  和  $\Delta_{NTHA}$

Fig. 17 Displacement demand  $\Delta_{NSA}$  and  $\Delta_{NTHA}$  for steel pipe pile-supported wharf

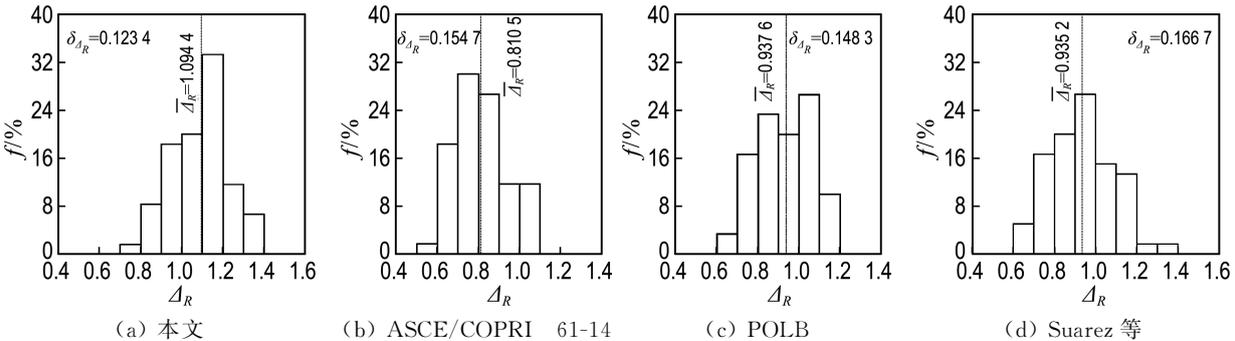


图 18 钢管桩码头位移比  $\Delta_R$  的频率直方图

Fig. 18 Frequency histogram for displacement ratio  $\Delta_R$  of steel pipe pile-supported wharf

## 4 结 论

(1) Pivot 滞回模型可以很好地反映混凝土桩码头的滞回特性,由其确定的等效阻尼比计算公式可以较准确地估计混凝土桩码头的位移需求; Masing 准则可以用于确定钢管桩码头的滞回特性,由其确定的等效阻尼比计算公式对于钢管桩码头具有良好的适用性。

(2) 在基于位移的高桩码头抗震设计中,等效阻尼比计算公式对于码头位移需求的确定具有很大影响,准确确定其取值是合理计算码头位移需求的关键。

(3) 现行规范和标准中的等效阻尼比计算公式由于并非专门针对高桩码头结构提出的,因而并不适用于所有桩型的码头,其中 POLB 的计算公式对于混凝土桩码头的适用性较差,对于钢管桩码头尚可,ASCE/COPRI 61-14 的计算公式对于钢管桩和混凝土桩码头适用性较差,不建议将 Suarez 等提出的公式用于高桩码头。

(4) 桩-土相互作用在高桩码头抗震计算中不可忽视,土体对码头阻尼有较大贡献,本文确定的滞回模型可以很好地考虑土体对码头的影响。

## 参考文献:

- [1] 高树飞,贡金鑫. 基于位移的高桩码头抗震设计方法[J]. 水运工程, 2014(10):39-46.  
GAO Shu-fei, GONG Jin-xin. Displacement-based seismic design method for pile-supported wharf [J]. **Port & Waterway Engineering**, 2014 (10): 39-46. (in Chinese)
- [2] California State Lands Commission, California Building Standards Commission. California Building Code, Chapter 31F, Marine Oil Terminal Engineering and Maintenance Standards (MOTEMS) [S]. Sacramento: California Building Standards Commission, 2013.
- [3] Port of Long Beach. Wharf Design Criteria (Version 3.0) [S]. Long Beach: Port of Long Beach, 2012.
- [4] Port of Los Angeles. Code for Seismic Design, Repair, and Upgrade of Container Wharves [S]. Los Angeles: Port of Los Angeles, 2010.
- [5] American Society of Civil Engineers. Seismic Design of Piers and Wharves: ASCE/COPRI 61-14 [S]. Reston: American Society of Civil Engineers, 2014.
- [6] 高树飞,贡金鑫,冯云芬. 高桩码头 Pushover 分析

影响因素研究[J]. 水利水运工程学报, 2015(5):1-14.

- GAO Shu-fei, GONG Jin-xin, FENG Yun-fen. Influencing factors of Pushover analysis for open type wharf with standing piles [J]. **Hydro-Science and Engineering**, 2015(5):1-14. (in Chinese)
- [7] Kowalsky M J. Displacement-based design — a methodology for seismic design applied to RC bridge columns [D]. La Jolla: University of California at San Diego, 1994.
- [8] Dwairi H M, Kowalsky M J, Nau J M. Equivalent damping in support of direct displacement-based design [J]. **Journal of Earthquake Engineering**, 2007, **11**(4):512-530.
- [9] Grant D N, Blandon C A, Priestley M J N. Modeling inelastic response in direct displacement-based design: Report No. Rose 2005/03 [R]. Pavia: European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, 2005.
- [10] Suarez V, Kowalsky M J. Displacement-based seismic design of drilled shaft bents with soil-structure interaction [J]. **Journal of Earthquake Engineering**, 2007, **11**(6):1010-1030.
- [11] Jacobsen S L. Steady forced vibrations as influenced by damping [J]. **ASME Transaction**, 1930, **52**(1): 169-181.
- [12] Priestley M J N, Grant D N. Viscous damping in seismic design and analysis [J]. **Journal of Earthquake Engineering**, 2005, **9**(spec02):229-255.
- [13] American Petroleum Institute. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design: API RP 2A-WSD-2005 [S]. Washington D C: American Petroleum Institute, 2005.
- [14] 中交第三航务工程勘察设计院有限公司. 港口工程桩基规范:JTS 167-4—2012 [S]. 北京:人民交通出版社, 2012.  
CCCC Third Harbor Consultants Co., Ltd. Code for Pile Foundation of Harbor Engineering: JTS 167-4-2012 [S]. Beijing: China Communications Press, 2012. (in Chinese)
- [15] 中交第三航务工程局有限公司. 水运工程先张法预应力高强混凝土管桩设计与施工规程:JTS 167-8—2013 [S]. 北京:人民交通出版社, 2013.  
CCCC Third Harbor Engineering Co., Ltd. Code for Design and Construction for Pretensioned Spun High-strength Concrete Pile of Port and Waterway Engineering: JTS 167-8-2013 [S]. Beijing: China

Communications Press, 2013. (in Chinese)

- [16] Chiou J S, Yang H H, Chen C H. Plastic hinge setting for nonlinear Pushover analysis of pile foundations [C] // **The 14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)**. Beijing: WCEE, 2008.
- [17] Walsh S M, Ashford S A. Full-scale lateral load testing of Pier 3 at the Port of Long Beach [R]. California: University of California at San Diego, 2004.
- [18] Dowell R K, Seible F, Wilson E L. Pivot hysteresis model for reinforced concrete members [J]. **ACI Structural Journal**, 1998, **95**(5):607-617.
- [19] Sharma A, Eligehausen R, Reddy G R. Pivot hysteresis model parameters for reinforced concrete columns, joints and structures [J]. **ACI Structural Journal**, 2013, **110**(2):217-228.
- [20] 陈国兴. 岩土地震工程学 [M]. 北京: 科学出版社, 2007.  
CHEN Guo-xing. **Geotechnical Earthquake Engineering** [M]. Beijing: Science Press, 2007. (in Chinese)
- [21] 中交水运规划设计院有限公司. 水运工程抗震设计规范: JTS 146—2012 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2012.  
CCCC Water Transportation Consultants Co. Ltd. Code for Seismic Design of Water Transport Engineering: JTS 146-2012 [S]. Beijing: China Communications Press, 2012. (in Chinese)
- [22] 交通部第一航务工程局科学研究所. 天津新港集装箱码头强迫振动试验报告 [R]. 天津: 交通部第一航务工程局科学研究所, 1979.  
Scientific Research Institute of First Harbor Engineering Bureau for Transportation Ministry. Report on forced vibration tests of container wharf at Tianjin New Port [R]. Tianjin: Scientific Research Institute of First Harbor Engineering Bureau for Transportation Ministry, 1979. (in Chinese)
- [23] Boroschek R L, Baesler H, Vega C. Experimental evaluation of the dynamic properties of a wharf structure [J]. **Engineering Structures**, 2011, **33**(2): 344-356.

## Equivalent damping ratio equations for displacement-based seismic design of pile-supported wharves

GAO Shu-fei<sup>1</sup>, GONG Jin-xin<sup>\*1</sup>, FENG Yun-fen<sup>2</sup>

( 1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;  
2. School of Architecture and Civil Engineering, Liaocheng University, Liaocheng 252059, China )

**Abstract:** In current seismic design codes for pile-supported wharves, the equivalent damping ratio equations are not aimed at wharf structures, which can not represent their structural characteristics and the contribution of soil to the damping of system. Consequently, the hysteresis characteristics of wharves with pile-soil interaction are investigated by low-period cyclic Pushover analyses, resulting in the appearance of new equivalent damping ratio equations for wharves. In order to validate the applicability and accuracy of the proposed equations, two cases' studies are conducted by comparing the demand displacements obtained from time history analyses under 60 ground motion records to those obtained by using substitute structure method with various equivalent damping ratio equations. The results indicate that Pivot hysteretic model can represent hysteresis characteristics and strength degradation of concrete pile-supported wharves, and the Masing rule can be used to simulate the hysteresis response for steel pipe pile-supported wharves. It is also shown that the accuracy determined by using the proposed equations is better than that determined by using the equations in current codes according to nonlinear time history analyses.

**Key words:** pile-supported wharves; displacement-based seismic design; Pivot hysteretic model; equivalent damping ratio; pile-soil interaction