

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20221025007

库区水位循环条件下斜坡桩基长期性能预测模型研究*

张高峰^{1,2}, 姚国文^{1,2}, 宋安祥^{1,2}, 蒋欣健³, 冯梓航⁴, 王北辰^{1,2}

(1. 重庆交通大学山区桥梁及隧道工程国家重点实验室, 重庆 400074; 2. 重庆交通大学土木工程学院, 重庆 400074; 3. 重庆交通大学材料科学与工程学院, 重庆 400074; 4. 中铁隧道集团一处有限公司, 重庆 401123)

摘要: 库水位循环作用下, 库岸边坡岩土体强度参数逐年劣化, 岸坡不断变形、下滑, 对桩基产生长期侧向作用, 造成桩基损伤积累, 甚至破坏。为探究库区斜坡桩基的长期性能, 构建了库水位循环作用下考虑岩土体劣化效应的斜坡桩-土耦合体系理论模型; 提出采用FEM-SPH(有限元-光滑粒子流体动力学)转换耦合算法建立三维斜坡桩-土有限元模型。结合工程案例, 将理论模型与有限元模型对比分析, 结果表明: 两种预测模型均能对桩基的长期性能作出预测评估, 二者计算结果吻合较好, 墩桩偏位预测平均误差在14%左右, 承载力预测误差不超过12%; 理论计算模型能较好地反映桩基弹塑性阶段性能, 而对于桩基破坏阶段适用性较差; 有限元模型能较直观准确地揭示库岸边坡失稳演化过程、桩基损伤破坏机制以及桩-土长期相互作用效应。

关键词: 库水位循环作用; 斜坡桩; 长期性能; 预测模型; 有限元模型; FEM-SPH转换耦合算法

中图分类号: TU473.1; P642 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2025)04-0928-13

Research on Long-term Performance Prediction Models of Slope Pile Foundations under Cyclical Reservoir Water-level Condition

ZHANG Gaofeng^{1,2}, YAO Guowen^{1,2}, SONG Anxiang^{1,2}, JIANG Xinjian³,
FENG Zihang⁴, WANG Beichen^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Mountain Bridge and Tunnel Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;

2. School of Civil Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;

3. School of Materials Science and Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;

4. The First Construction Institution of China Railway Tunnel Group, Chongqing 401123, China)

Abstract: Under cyclical reservoir water-level effect, strength parameters of the rock and soil mass gradually deteriorate year by year in the reservoir slope. The slope continuously deforms and slides, exerting long-term lateral force on the pile foundation, causing cumulative damage and even failure. To investigate the long-term performance of slope pile foundations in reservoir areas, a theoretical model of the slope pile-soil coupled system was established, considering the deterioration effects of rock and soil mass under cyclical reservoir water-level conditions. A FEM-SPH (Finite Element Mod-

* 收稿日期: 2022-10-25; 修回日期: 2022-12-29

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(52178273)、重庆市研究生联合培养基地建设项目(JDLHPYJD2020004)、重庆市研究生科研创新项目(2021S0004)资助

作者简介: 张高峰(1998—), 男, 硕士。主要从事边坡及桩基、桥梁长期性能研究。E-mail: 364980094@qq.com

通信作者: 姚国文(1974—), 男, 教授, 博导, 博士。主要从事桥梁损伤机理与长期性能研究。E-mail: yaoguowen@sina.com

el-Smooth Particle Hydrodynamics) coupling algorithm was proposed to establish a three-dimensional slope pile-soil finite element model. Based on an engineering case study, the theoretical model and the FEM were compared and analyzed. The results showed that both prediction models could evaluate the long-term performance of pile foundations, with good agreement between their calculation results. The average error in pile displacement prediction was about 14%, and the bearing capacity prediction error did not exceed 12%. The theoretical calculation model can well reflect the pile foundation performance in the elastoplastic stage, but demonstrates limited applicability in the failure stage. The FEM can more intuitively and accurately reveal the instability evolution process of the reservoir bank slope, the damage and failure mechanisms of pile foundations, and the long-term pile-soil interaction effects.

Keywords: cyclical reservoir water-level effect; slope pile; long-term performance; prediction model; finite element model; FEM-SPH coupling algorithm

0 引言

库区水位周期性涨落导致岸坡岩土体物理力学性质劣化,从而影响岸坡长期稳定性^[1]。库区斜坡地段建有大量架空式斜坡码头^[2]、桥梁^[3]等交通水利设施^[4],而岸坡变形滑移对这些设施的桩基造成长期侧向挤压,结构产生损伤累积效应,对库岸既有工程设施造成不利影响。因此,为保证库岸既有工程结构的安全运营,有必要探究库水位循环下斜坡桩基的长期性能。

针对库水位升降循环问题,许多学者均指出库水位周期性波动对库岸边坡的稳定性影响显著,例如 Y. Xue 等^[5]通过对三峡库区塘角滑坡土体开展干湿循环试验及水-力耦合模拟分析,指出库水位循环引起的消落带岩土体力学性质劣化将导致边坡失稳;L. Kafle 等^[6]依托工程实例,基于瞬态流体力学对库水位波动下边坡稳定性进行评估,指出库水位波动是导致岸坡变形失稳的重要潜在因素;F. S. Miao 等^[7]基于离心式边坡模型试验,对岸坡消落带稳定性进行探究,研究表明库水位循环下岩土体平衡逐渐变差将导致滑坡的发生。随着库水位循环作用不间断,库区滑坡灾害时有发生,威胁到库区既有交通水利设施的安全运营。对此,相关学者对库水位波动下抗滑桩-土耦合体系开展了一系列研究,D. Z. Liu 等^[8]通过实验研究了滑坡桩-土耦合体系在库水位周期循环下的变形机理及失稳演化,提出了库水位循环下桩基加固滑坡的演化模型。S. L. Luo 等^[9]结合实际工程6年的监测数据和物理模型试验结果,提出一种新型排水抗滑桩体系。S. J. Liu 等^[10]通过离心机模型试验,研究了库水位波动情况下抗滑桩的防治效果,指出在桩与土

之间产生土拱效应时防治滑坡效果明显。此外,针对桩基本身的力学性能,程刘勇等^[11]结合模型试验和数值模拟,探讨了临坡距和坡比对桩身水平极限承载力的影响,得到桩身水平承载力与临坡距成正比,与坡比成反比;V. A. Sawant 等^[12]通过数值模拟进一步探究了临坡距和坡比对桩身受力和变形特性的影响,发现桩顶位移和桩身弯矩与坡比成正比,与临坡距成反比。为揭示斜坡桩基的承载机制,尹平保等^[13]通过模型试验得到不同坡度和水平荷载对桩基承载性能的影响规律。上述研究主要聚焦于滑坡桩-土耦合体系,鲜有研究考虑库水位升降循环对斜坡桩-土耦合体系的长期作用,且斜坡桩基长期性能还未明确,故对该问题应进一步深入研究。

针对上述问题,本文通过考虑岩土体劣化效应的斜坡桩-土耦合体系揭示了库水位循环下斜坡桩-土相互作用机理,构建了库水位循环下斜坡桩性能劣化模型,提出采用FEM-SPH转换耦合算法模拟库水位循环引起的岩土体劣化效应,实现对库水位循环下三维斜坡桩-土耦合体系的模拟。为库岸滑坡的防治、桩结构的服役时间及病害处置提供理论依据。

1 斜坡桩-土耦合作用模型

由于库区水位周期性涨落影响,库区斜坡地段稳定性降低,坡体存在潜在的滑动带对库区斜坡地段桩基存在土体推力作用。根据桩基受力特性,可将桩身分为自由段 h_1 、阻滑段 h_2 以及嵌固段 h_3 ,桩基受桩顶外荷载(竖向力 N_0 、水平力 V_0 及弯矩 M_0)、桩侧摩阻力 τ 、桩后岩土体推力 $q_{(s)}$ 以及桩前岩土体抗力 q ,斜坡桩-土耦合作用模型如图1所示。

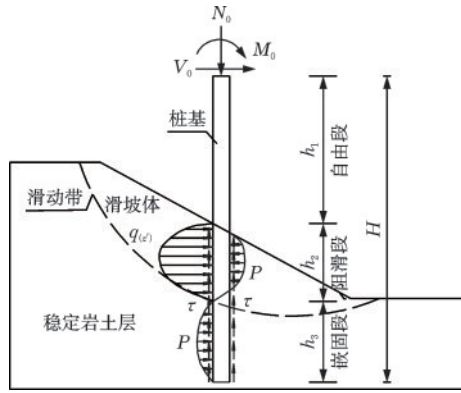


图1 斜坡桩-土耦合作用模型

Fig.1 Slope pile-soil coupling model

1.1 桩-土相互作用机理

斜坡地段桩-土相互作用特性非常复杂,要对侧向受荷桩基的承载特性进行评价,需对桩基受到的岩土体抗力与桩身偏位关系进行定量描述。现有研究多采用 $p-y$ 曲线法对桩基非线性分析^[14],该方法能真实反映岩土体非线性、桩身刚度变化以及外荷载特性,同时可考虑土体软化、折减因素等情况。

1.1.1 黏性土-桩 $p-y$ 曲线

对于不排水抗剪强度 $c_u \leq 96$ kPa 的黏性土,静载条件下的 $p-y$ 曲线^[15]表示为:

$$\frac{p}{p_u} = \begin{cases} 0.5(y/y_{50})^{1/3} & (y/y_{50} \leq 8) \\ 1 & (y/y_{50} \geq 8) \end{cases} \quad (1)$$

其中,

$$y_{50} = 2.5\epsilon_{50}d \quad (2)$$

式中, p 为地面下 z' 处桩前单位长度土抗力标准值; p_u 为地面下 z' 处桩前单位长度极限土抗力,其取值可根据文献^[16]提出的方法计算; y 为地面下 z' 处桩身偏位; y_{50} 为地面下 z' 处桩前极限土抗力发挥一半时桩身偏位; ϵ_{50} 为三轴试验中最大主应力差一半时的应变值; d 为桩径。

1.1.2 砂土-桩 $p-y$ 曲线

桩位于砂性土坡中时,其 $p-y$ 曲线可按式^[17]计算:

$$p = \frac{y}{\frac{1}{k_{in}} + \frac{y}{p_u}} \quad (3)$$

式中, k_{in} 为土抗力初始模量;砂性土坡面下 z' 处桩前单位长度极限土抗力 p_u 计算方法可参看文献^[16]。

1.1.3 硬岩-桩 $p-y$ 曲线

由于软-硬岩土交界面处岩土体特性差异较大,

嵌岩桩的最不利位置通常位于软-硬岩层交界面附近,而桩基在硬岩体中挠曲变形相对较小^[18],因此硬岩层较深处桩周岩土体抗力应该较小。硬岩-桩的 $p-y$ 曲线可按 J. Turner^[19] 给出的方法确定,其表达式如下:

当 $y < 0.0004d$ 时,

$$p = E_1 y = 2000r_{50} y \quad (4)$$

当 $0.0004d \leq y \leq 0.0024d$ 时,

$$p = \min(100r_{50} y + 0.76r_{50} d, r_{50} d) \quad (5)$$

当 $y > 0.0024d$ 时,

$$p = 0 \quad (6)$$

式中, E_1 为岩土体弹性模量; r_{50} 为岩石单轴抗压强度的 1/2。

1.2 桩后斜坡推力分布函数

以我国大量抗滑桩模型试验以及现场试桩实测试验资料为依据,戴自航^[20]针对不同岩土体特性的滑坡体提出桩-土相互作用下滑坡推力分布函数见表 1。

表 1 滑坡推力分布函数

Table 1 Distribution functions of landslide thrust

坡体类别	推力分布形式	推力合力作用点 z_q	推力分布函数 $q(z')$	推力示意图
岩石	矩形或平行四边形	$\frac{1}{2}h_2$	$q(z') = \frac{E_i}{h_2}$	
砂土、散体	三角形	$\frac{3}{5}h_2 \sim \frac{2}{3}h_2$	$q(z') = \frac{(36k-24)E_i}{h_2^3} z'^2 + \frac{(18-24k)E_i}{h_2^2} z'$	
	抛物线形	$\frac{2}{3}h_2$	$q(z') = \frac{(36k-24)E_i}{h_2^3} z'^2 + \frac{(18-24k)E_i}{h_2^2} z'$	
黏土	抛物线~三角形	$\frac{2}{3}h_2 \sim \frac{3}{4}h_2$	$q(z') = \frac{(36k-24)E_i}{h_2^3} z'^2 + \frac{(18-24k)E_i}{h_2^2} z'$	
介于砂土及黏土之间	梯形	$\frac{13}{20}h_2$	$q(z') = \frac{1.8E_i}{h_2^2} z' + \frac{E_i}{10h_2}$	

注: z' 为坡面以下深度; z_q 为坡面至滑坡推力作用点的距离; E_i 为桩位处滑坡推力; $k = \frac{z_q}{h_2}$

工程实际计算中,常采用不平衡推力法将所求得的坡体剩余下滑力与滑动面倾角余弦值的乘积视作抗滑桩受到的滑坡推力,其表达式如下:

$$E_i = P_i \cos \theta_i \quad (7)$$

式中, θ_i 为桩位处滑动面倾角; P_i 为桩位处坡体剩余下滑力,其计算方法可采用陈颖骥等^[21]提出的桩-土耦合作用下滑坡推力优化计算方法。

1.3 桩身受力变形特性

1.3.1 基本假设

岩体对桩基嵌固段有约束作用,而自由段和阻滑段分别受有组合外荷载、土体抗力和滑坡推力,在该受力情况和约束条件下,桩基势必会发生挠曲变形。为便于分析桩身受力变形特性,作出以下基本假设。

(1) 本文基于 Euler-Bernoulli 梁方程,对自由段、阻滑段、嵌固段受力形式不同的桩身分别建立挠曲微分方程以求取位移和内力,因此,桩身内力及位移计算式应满足 Euler-Bernoulli 梁理论的基本假设。

(2) 桩身偏位以向右为正,弯矩以左侧受拉为正,剪力以构成顺时针为正,转角以顺时针旋转为正,桩侧土抗力以受压为正。

(3) 桩基自重及桩侧摩阻力随深度线性变化,距桩顶以下 z 处桩身轴力可按下式计算:

$$N_{(z)} = N_0 + \lambda z \quad (8)$$

其中,

$$\lambda = \begin{cases} A\gamma_p & (0 < z < h_1) \\ A\gamma_p - \phi\tau & (h_1 < z < H) \end{cases} \quad (9)$$

式中, λ 为轴力增长系数; $A\gamma_p$ 为单位桩长桩身自重; $\phi\tau$ 为土体以下单位桩长桩侧受到的摩阻力,可根据实际工程情况对该项进行适当修改。

1.3.2 桩身微分方程建立

(1) 自由段

以桩顶为原点,向下取桩身深度 z 处微元体 dz 进行分析,其受力分析模型如图 2 所示。

以下截面中心为基准点,由力矩平衡得:

$$M - (M + dM) + Ndy + A\gamma_c dz \cdot \frac{dz}{2} + Vdz = 0 \quad (10)$$

略去高阶微量,化简整理得:

$$dM = N_{(z)} dy + Vdz \quad (11)$$

公式左右两侧同时比上 dz 得:

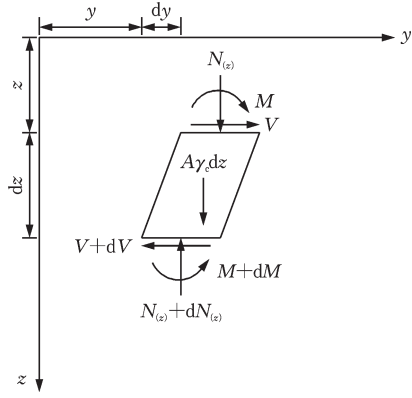


图2 自由段微元体受力示意图

Fig.2 Schematic diagram of force on microelement in free section

$$\frac{dM}{dz} = N_{(z)} \frac{dy}{dz} + V \quad (12)$$

根据图 2 中所建坐标系,由 Euler-Bernoulli 梁理论有:

$$\Phi = -\frac{dy}{dz} \quad (13)$$

$$M = EI \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (14)$$

式中, Φ 为桩身转角; M 为桩身弯矩; EI 为桩身抗弯刚度。

式(14)对 z 一阶求导得:

$$\frac{dM}{dz} = EI \frac{d^3 y}{dz^3} \quad (15)$$

将式(15)代入式(12)得:

$$\frac{d^3 y}{dz^3} = \left(\frac{N_0}{EI} + \frac{\lambda}{EI} z \right) \frac{dy}{dz} + \frac{V}{EI} \quad (16)$$

需要注意:自由段微分方程中,距桩顶距离 z 的取值范围为 $0 \leq z \leq h_1$ 。

(2) 阻滑段

桩身阻滑段微元体的取法与前文所述类似,其受力分析模型如图 3 所示。

由水平方向受力平衡得:

$$q_{(z)} dz - pdz + V - (V + dV) = 0 \quad (17)$$

化简及参数代换方式与前文所述类似,最终整理得:

$$\frac{p}{EI} + \frac{d^4 y}{dz^4} = \left(\frac{N_0}{EI} + \frac{\lambda}{EI} z \right) \frac{d^2 y}{dz^2} + \frac{\lambda}{EI} \frac{dy}{dz} + \frac{q_{(z)}}{EI} \quad (18)$$

需要注意:阻滑段微分方程中,距桩顶距离 z 的取值范围为 $h_1 < z \leq (h_1 + h_2)$ 。

(3) 嵌固段

桩身嵌固段受力分析模型如图 4 所示。

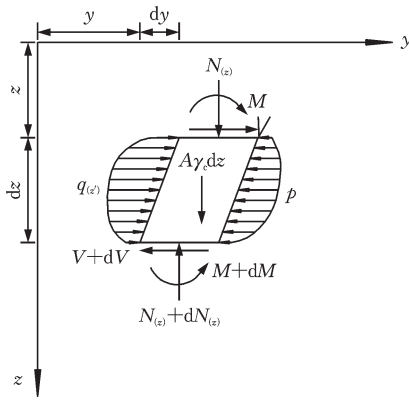


图3 阻滑段微元体受力示意图

Fig.3 Schematic diagram of force on microelement in anti-slide section

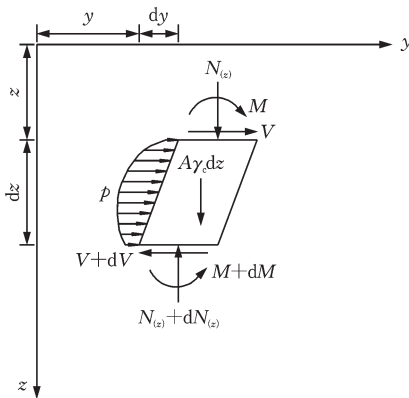


图4 嵌固段微元体受力示意图

Fig.4 Schematic diagram of force on microelement in embedded section

由水平方向受力平衡得:

$$p dz + V - (V + dV) = 0 \quad (19)$$

化简,整理得:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} = \frac{p}{EI} + \left(\frac{N_0}{EI} + \frac{\lambda}{EI} z \right) \frac{d^2 y}{dz^2} + \frac{\lambda}{EI} \frac{dy}{dz} \quad (20)$$

需要注意:嵌固段微分方程中,距桩顶距离 z 的取值范围为 $(h_1 + h_2) < z \leq H$ 。

(4)边界条件

为便于分析,本文以我国常用的桩顶自由、桩底固定为约束条件进行讨论,对于其他边界条件可类比推导。

桩顶自由:

$$\left. \begin{aligned} EI y'' \Big|_{z=0} &= M_0 \\ EI \left[y''' - \left(\frac{N_0}{EI} + \frac{\lambda}{EI} z \right) y' \right] \Big|_{z=0} &= V_0 \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

桩底固定:

$$\left. \begin{aligned} y \Big|_{z=H} &= 0 \\ \Phi \Big|_{z=H} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

1.3.3 桩身微分方程求解

前文所推得的桩身挠曲变形微分方程难以求其解析解,本文采用有限差分迭代法求取桩身挠曲变形微分方程数值解。将桩基沿其竖直方向划分为 n 个单元,每个单元长度为 Δh ,节点号为 $0, 1, 2, 3, \dots, n$ 。

根据中心差分原理可得第 i 个节点位移函数 1~4 阶导数,其表达式如下:

$$\left. \begin{aligned} y_i' &= \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2\Delta h} \\ y_i'' &= \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{\Delta h^2} \\ y_i''' &= \frac{y_{i+2} - 2y_{i+1} + 2y_{i-1} - y_{i-2}}{2\Delta h^3} \\ y_i'''' &= \frac{y_{i+2} - 4y_{i+1} + 6y_i - 4y_{i-1} + y_{i-2}}{\Delta h^4} \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

当 $i=0$ 和 $i=n$ 时,要得到第 0 和第 n 个节点位移函数的 1~4 阶导数,须建立 $-2, -1, n+1$ 和 $n+2$ 这 4 个虚拟节点,如图 5 所示。

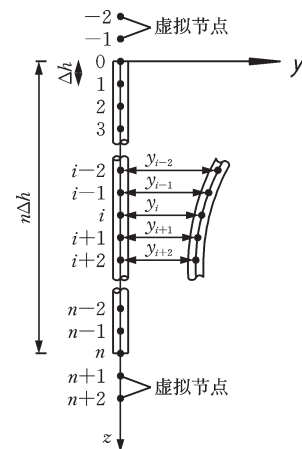


图5 桩身差分节点及单元

Fig.5 Differential nodes and elements along pile shaft

将式(21)与式(16)、(18)、(20)联立分别得到桩身自由段、阻滑段和嵌固段挠曲微分方程的差分格式。

自由段挠曲微分方程的差分公式为:

$$y_{i+2} - \left(2 + \frac{N_0 \Delta h^2}{EI} + \frac{\lambda \Delta h^2}{EI} z_i\right) y_{i+1} + \left(2 + \frac{N_0 \Delta h^2}{EI} + \frac{\lambda \Delta h^2}{EI} z_i\right) y_{i-1} - y_{i-2} = \frac{2V \Delta h^3}{EI} \quad (24)$$

为便于表达阻滑段和嵌固段的差分公式,现将 p - y 曲线简化表达为 $p = \eta y_i$, η 与岩土体物理参数有关。阻滑段挠曲微分方程的差分公式为:

$$y_{i+2} - \left(4 + \frac{N_0 \Delta h^2}{EI} + \frac{\lambda \Delta h^2}{EI} z_i + \frac{\lambda \Delta h^3}{2EI}\right) y_{i+1} + \left(6 + \frac{\eta \Delta h^4}{EI} + \frac{2N_0 \Delta h^2}{EI} + \frac{2\lambda \Delta h^2}{EI} z_i\right) y_i - \left(4 + \frac{N_0 \Delta h^2}{EI} + \frac{\lambda \Delta h^2}{EI} z_i - \frac{\lambda \Delta h^3}{2EI}\right) y_{i-1} + y_{i-2} = \frac{q_{(z')} \Delta h^4}{EI} \quad (25)$$

嵌固段挠曲微分方程的差分公式为:

$$y_{i+2} - \left(4 + \frac{N_0 \Delta h^2}{EI} + \frac{\lambda \Delta h^2}{EI} z_i + \frac{\lambda \Delta h^3}{2EI}\right) y_{i+1} + \left(6 - \frac{\eta \Delta h^4}{EI} + \frac{2N_0 \Delta h^2}{EI} + \frac{2\lambda \Delta h^2}{EI} z_i\right) y_i - \left(4 + \frac{N_0 \Delta h^2}{EI} + \frac{\lambda \Delta h^2}{EI} z_i - \frac{\lambda \Delta h^3}{2EI}\right) y_{i-1} + y_{i-2} = 0 \quad (26)$$

同理,将差分公式(23)分别代入式(21)和式(22)可以得到边界条件的差分格式如下:

桩顶自由:

$$\left. \begin{aligned} (y_1 - 2y_0 + y_{-1}) &= \frac{M_0 \Delta h^2}{EI} \\ y_2 - \left(2 + \frac{N_0 \Delta h^2}{EI}\right) y_1 + \left(2 + \frac{N_0 \Delta h^2}{EI}\right) y_{-1} - y_{-2} &= \frac{2V_0 \Delta h^3}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

桩底固定:

$$\left. \begin{aligned} y_n &= 0 \\ -\left(\frac{y_{n+1} - y_{n-1}}{2\Delta h}\right) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

根据边界及连续条件的差分方程,联立已有的 $n+1$ 个桩身挠曲微分方程的差分公式,可得到桩身位移矩阵方程如下:

$$\{F\} = [K] \{y\} \quad (29)$$

式中, $\{F\}$ 外荷载列阵; $[K]$ 为桩身刚度矩阵; $\{y\}$ 为桩身水平位移列阵。

根据式(29)可求得桩身各节点的偏位 y_i , 进而可将求得的 y_i 代入式(13)、(14)、(16)的差分形式可

以得到桩身转角 Φ_i 、弯矩 M_i 和剪力 V_i 的差分公式如下:

$$\left. \begin{aligned} \Phi_i &= -\left(\frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2\Delta h^2}\right) \\ M_i &= EI \left(\frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{\Delta h^2}\right) \\ V_i &= \frac{EI}{2\Delta h^3} \left[y_{i+2} - \left(2 + \frac{N_0 \Delta h^2}{EI} + \frac{\lambda \Delta h^2}{EI} z_i\right) y_{i+1} + \left(2 + \frac{N_0 \Delta h^2}{EI} + \frac{\lambda \Delta h^2}{EI} z_i\right) y_{i-1} - y_{i-2} \right] \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

2 库水位循环条件下斜坡桩基性能预测模型

2.1 数值模型构建

由于库区水位周期性涨落,导致库岸边坡消落带岩土体物理力学性质劣化(主要包括岩土体的弹性模量 E_t 、黏聚力 c 以及内摩擦角 φ 的劣化),从而引起桩-土耦合作用下 p - y 曲线和桩基受到的坡体推力 $q_{(z')}$ 的改变。

由前文分析可知桩前土体抗力 p 和桩后所受土体推力函数 $q_{(z')}$ 分别与桩身偏位 y 和坡面以下深度 z' 有关,但 p - y 曲线和 $q_{(z')}$ 的函数形式也由岩土体物理参数 (E_t 、 c 、 φ) 决定,因此其表达形式也可写为:

$$\left. \begin{aligned} q_{(z')} &= f_q(E_t, c, \varphi, z') \\ p &= f_p(E_t, c, \varphi, y) \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

为探讨岩土体物理力学性质劣化与库水位循环次数的关系,可针对 E_t 、 c 、 φ 三者分别建立各自函数关系如下:

$$\left. \begin{aligned} E_{t(m)} &= f_{E_t}[E_{t(0)}, m] \\ c_{(m)} &= f_c[c_{(0)}, m] \\ \varphi_{(m)} &= f_\varphi[\varphi_{(0)}, m] \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

式中, $E_{t(m)}$ 为库区水位循环 m 次后的岩土体弹性模量; $E_{t(0)}$ 为岩土体初始弹性模量; $c_{(m)}$ 为库区水位循环 m 次后的岩土体黏聚力; $c_{(0)}$ 为岩土体初始黏聚力; $\varphi_{(m)}$ 为库区水位循环 m 次后的岩土体内摩擦角; $\varphi_{(0)}$ 为岩土体初始内摩擦角; 函数式 f_{E_t} 、 f_c 、 f_φ 可通过对岩土体开展干湿循环试验得到的岩土体物理参数随干湿循环次数劣化规律来确定。

式(32)确定后,将其代入式(31)可表示为:

$$\left. \begin{aligned} q(z') &= f_q(m, z') \\ p &= f_p(m, y) \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

将式(33)代入桩身挠曲微分方程,桩身挠曲微分方程可重新表示为:

自由段:

$$\frac{d^3 y}{dz^3} = \left(\frac{N_0}{EI} + \frac{\lambda}{EI} z \right) \frac{dy}{dz} + \frac{V}{EI} \quad (34)$$

阻滑段:

$$\frac{f_p(m, y)}{EI} + \frac{d^4 y}{dz^4} = \left(\frac{N_0}{EI} + \frac{\lambda}{EI} z \right) \frac{d^2 y}{dz^2} + \frac{\lambda}{EI} \frac{dy}{dz} + \frac{f_q(m, z')}{EI} \quad (35)$$

嵌固段:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} = \frac{f_p(m, y)}{EI} + \left(\frac{N_0}{EI} + \frac{\lambda}{EI} z \right) \frac{d^2 y}{dz^2} + \frac{\lambda}{EI} \frac{dy}{dz} \quad (36)$$

上式中,桩身自由段挠曲微分方程不变,阻滑段和嵌固段挠曲微分方程均是关于库区水位循环次数 m 的方程式。将式(34)~(36)化为差分格式,根据边界条件及连续条件的差分方程,可得桩身位移矩阵方程(式(29)的形式),而刚度矩阵和荷载列阵均受有库水位循环次数 m 的影响,因此桩身位移列阵也随着库区水位循环次数 m 的增加而改变,其表达式如下:

$$\{y\}_{(m)} = [K]^{-1}_{(m)} \{F\}_{(m)} \quad (37)$$

前文所述公式均是基于 Euler-Bernoulli 梁理论推导所得,因此根据式(37)只能求解桩体处于弹性阶段各节点的偏位 $y_{i(m)}$,而当斜坡体处于欠稳定状态,桩基会受到较大的滑坡推力,桩身往往已经开裂并存在较严重的损伤积累,因此,为更好地评价桩身进入塑性阶段后的情况,定义一个由损伤积累引起的桩身偏位放大因子 ζ ,修正的桩身位移表达式如下:

$$y_{ri(m)} = \begin{cases} y_{i(m)} & (y_{0(m)} \leq y_e) \\ y_{i(m)}(1 + \zeta) & (y_{0(m)} > y_e) \end{cases} \quad (38)$$

式中, $y_{0(m)}$ 为库水位循环 m 次后基于 Euler-Bernoulli 梁理论计算所得的桩顶偏位; y_e 为桩身处于弹性阶段桩顶最大偏位值; y_e 和 ζ 可根据工程经验或针对具体工程的桩-土耦合作用特性进行弹塑性分析^[22]确定。

据式(38)可得桩身各节点的修正偏位 $y_{ri(m)}$,将

其代入式(30)得到随库水位循环次数 m 改变而改变的桩身转角 $\Phi_{i(m)}$ 、弯矩 $M_{i(m)}$ 和剪力 $V_{i(m)}$ 。

由前文分析可知,斜坡承重桩基通常会发生挠曲变形。因此,本文将该类桩基按压弯构件^[23]进行考虑,并将承载力计算公式中钢筋强度按强度极限值计算,桩基承载力表达式如下:

$$N_u y_{ri(m)} = \frac{2}{3} f_{cd} A r \frac{\sin^3 \pi \alpha}{\pi} + f_{su} A_s r_s \left(\frac{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_1}{\pi} \right) \quad (39)$$

式中, A 为圆形截面面积; A_s 为全部纵向钢筋截面面积; r 为圆形截面半径; r_s 为纵向钢筋重心所在圆周半径; α 为圆形截面受压区混凝土截面面积圆心角与 2π 的比值; α_1 为纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向普通钢筋截面面积的比值,且当 $\alpha > 0.625$ 时, $\alpha_1 = 0$, f_{su} 为钢筋强度极限。

2.2 迭代计算流程

针对上述数值计算模型,可采用 Matlab 软件对桩身受力变形特性进行编程,从而实现迭代求解过程以获取桩身微分方程的数值解,计算流程如图 6 所示。

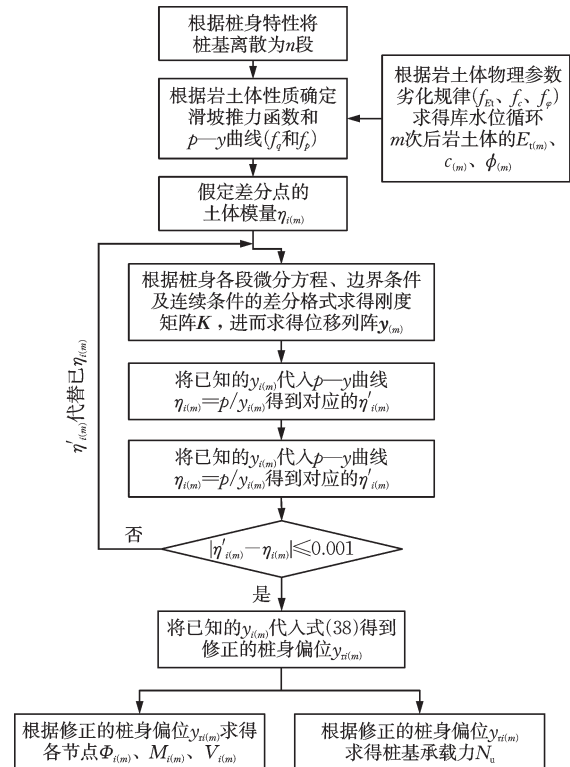


图6 计算流程

Fig.6 Calculation flowchart

3 工程算例及有限元模型

3.1 案例概况及计算参数

现以三峡库区某长江大桥北岸引桥库岸边坡失稳致损6#墩桩基为例^[24],上部构造采用7×40 m预应力简支T梁,横桥向布置10片梁,下部结构为双柱墩、桩基础。6#墩直径为2.8 m,两桩基横向间距为11.4 m,采用C30混凝土;桩位处斜坡坡度约32°,为岩、土质混合边坡,坡面覆盖土层为黏土,下伏长石砂岩。该桥自竣工以来,由于三峡库区季节性蓄、放水,库岸边坡经受每年1次干湿循环,6#墩位处已经受共14次水位升降循环($m=14$),黏土层物理力学性质劣化引起坡体产生严重变形滑移,6#墩上、下游墩柱顶端偏移量分别为0.63 m、0.58 m,岸坡-墩桩结构如图7所示。

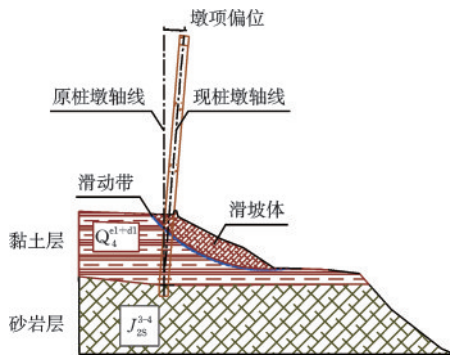


图7 岸坡-墩桩示意图

Fig.7 Schematic diagram of bank slope-pier pile

6#墩桩总长81.5 m,桩基埋入黏土层深度22.86 m,嵌入基岩深度3.5 m;墩桩纵筋和箍筋均为HRB335,纵筋布置56φ25 mm,箍筋为φ12 mm,每2 m布置一道。采用理论计算时,将上部结构、盖梁及横梁等效为竖向荷载平均分配到2根桩基上,每根墩桩承受1 000.8 t, y_e 取0.214 m, ζ 取0.274;砂岩内摩擦角为42°,黏聚力为2 700 kPa,弹性模量为6 300 MPa,重度为25 kN/m³,泊松比为0.25;黏土层容重为21 kN/m³,其弹性模量、黏聚力和内摩擦角均随库水位周期循环而劣化,结合现场勘测结果,涂义亮等^[25]和刘小强^[26]提出的土体参数劣化规律与该案例相关性较高,劣化曲线表达式如下:

$$\left. \begin{aligned} E_{t(m)} &= E_{t(0)} [0.671e^{-0.219m} + (1 - 0.671)] \\ c_{(m)} &= c_{(0)} [1 - 0.2709e^{-0.01p_\sigma} \ln(m + 1)] \\ \varphi_{(m)} &= \varphi_{(0)} [0.386e^{-0.163m} + (1 - 0.386)] \end{aligned} \right\} (40)$$

式中, p_σ 为围压, 取为15 kPa。

本文以库水位升降循环0~20次进行研究,按式(40)计算得覆盖土层参数见表2,桩身阻滑段滑坡推力函数及 p - y 曲线类型按黏土-桩相互作用特性确定,嵌固段 p - y 曲线类型按岩体-桩相互作用特性确定。

表2 覆盖土层参数劣化表

Table 2 Degradation of overburden parameters

次数 m / 次	土体参数		
	弹性模量 $E_{t(m)}$ /MPa	黏聚力 $c_{(m)}$ /kPa	内摩擦角 $\varphi_{(m)}/(^{\circ})$
0	60	56	21
1	52.08	46.95	19.78
2	45.72	41.66	18.74
3	40.61	37.9	17.86
4	36.51	34.99	17.12
5	33.21	32.6	16.48
6	30.56	30.59	15.94
7	28.43	28.85	15.48
8	26.72	27.31	15.09
9	25.35	25.93	14.76
10	24.25	24.69	14.48
11	23.36	23.55	14.24
12	22.65	22.51	14.04
13	22.08	21.54	13.87
14	21.62	20.64	13.72
15	21.25	19.8	13.6
16	20.95	19.01	13.49
17	20.71	18.26	13.4
18	20.52	17.55	13.33
19	20.37	16.88	13.26
20	20.24	16.25	13.21

3.2 库水位循环条件下斜坡桩-土耦合作用模型

3.2.1 模型建立方法

考虑到库岸边坡将经历从起初的稳态逐渐到土体下滑失稳这一小变形向大变形转换的过程,若采用传统的FEM(有限元)法模拟库岸边坡,则有限元网格会发生扭曲、畸变等问题,导致计算结果不准确。然而,FEM-SPH(有限元-光滑粒子流体动力

学)转换耦合算法^[27]可避免上述问题,既能保留有限元法计算效率高的优势又较好地模拟大变形、溅射、破坏等行为,从而实现了对岸坡的变形、滑移至失稳破坏整个过程的模拟。FEM-SPH转换耦合算法是以等效应变为FEM向SPH转换的依据,当有限元网格达到所设等效应变阈值时便以SPH积分形式代替有限元网格参与后续计算^[28]。

为更好地考虑工程实际并与前文提出的数值模型对比验证,采用ABAQUS软件按照实际情况建立三维岸坡-墩桩模型如图8所示。

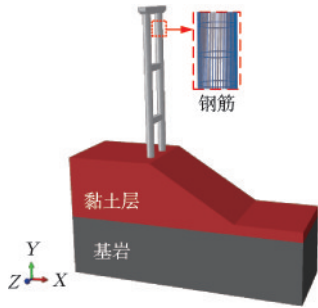


图8 三维岸坡-墩桩模型

Fig.8 Three-dimensional bank slope-pier pile model

(1)本构关系

混凝土采用塑性损伤模型,其拉、压行为及损伤演化参数参照文献[29]中提到的计算方法确定;钢筋采用弹塑性强化模型,弹性模量为200 GPa,泊松比为0.3,屈服强度为335 MPa,强度极限为460 MPa。黏土层及基岩均采用Mohr-Coulomb屈服准则,利用场变量控制黏土层的物理参数按表2进行折减,以实现库水位循环下土体强度参数的劣化效应的模拟。

(2)边界荷载

坡体与基岩周围设置四面固定刚体边界挡墙以形成法向约束,基岩底部采用三向固定约束。桩土接触行为法向采用“硬接触”,切向为“罚摩擦”。盖梁顶承受1 345 t竖向荷载,将其等效为面荷载施加。

(3)网格划分

黏土层转换为SPH粒子前采用C3D8R单元,等效应变设为0.065;基岩和墩桩采用C3D8R单元,钢筋采用T3D2单元。墩桩单元数量为96 181个,对坡体以下桩基网格划分加密处理,钢筋单元数量22 424个,岸坡和基岩单元数量共82 324个,三维岸坡-墩桩模型网格划分如图9所示。

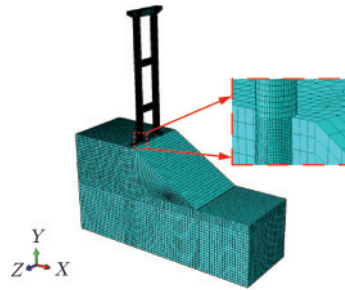


图9 网格划分

Fig.9 Mesh division

3.2.2 模型验证

为验证上述模拟方法的可行性,将模型中岸坡滑动带形成位置和墩桩偏位值与勘测结果进行对比。图10所示为岸坡滑动带位置,有限元网格转化为SPH粒子的区域即为滑动带,实际滑动带位置与模拟结果吻合良好,因此采用FEM-SPH转换耦合算法模拟库岸边坡是合理的。

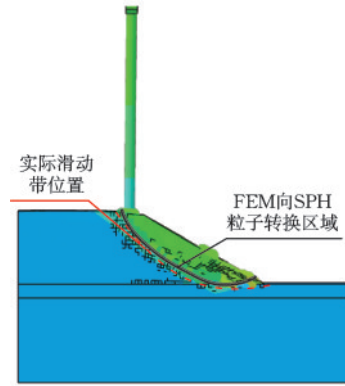


图10 岸坡滑动区域

Fig.10 Sliding zone of bank slope

6#墩桩位处岸坡已经历14次水位升降循环,取模型中第14次水位循环后的上、下游墩桩轴线偏位平均值与工程实测值进行比较,墩桩偏位对比如图11所示。

由图11可知,墩顶以下20 m段墩身实测位移较模拟结果偏小,最大偏差10%左右,其原因是模型中未考虑盖梁与桥梁上部结构相互作用,实际上桥墩产生偏位时,桥梁上部结构会对盖梁上表面产生摩阻力,因此上半段墩身实际偏位出现局部减小的现象。坡面以上35 m段墩身模拟结果和实测值基本一致,总体来说数值模拟结果与工程实测偏位吻合较好,该有限元模型能较好地说明工程实际情况。

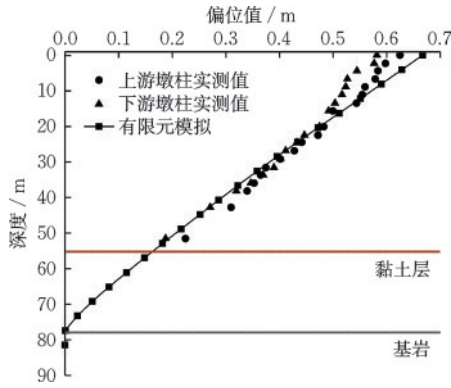


图 11 墩顶偏位值对比($m=14$)

Fig.11 Comparison of pier top displacement ($m=14$)

4 结果分析

4.1 库岸边坡变形与稳定

边坡稳定性评判依据一般有三种^[30],包括特征点位移突变、计算不收敛、塑性区贯通。区别于传统的有限元法,FEM-SPH转换耦合算法不能直接采用后两种判据,因此以特征点位移突变为依据判断岸坡稳定性,周元辅等^[31]提出特征点选在边坡坡顶更为合理。坡顶竖向位移平均值 \bar{U} 定义为:

$$\bar{U} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n U_i \quad (41)$$

式中, U_i 为坡顶第*i*个点的竖向位移值; n 为坡顶点数量。

图 12 为特征点位移曲线,坡顶平均竖向位移拐点表示岸坡失稳临界点。

由图 12 可知,前 15 次库水位循环过程中,坡顶位移较小,岸坡处于稳态,但位移增量有增大的趋势,其原因是库水位循环作用会使岸坡发生加速变形;在第 16 次库水位循环过程中,坡顶位移发生断

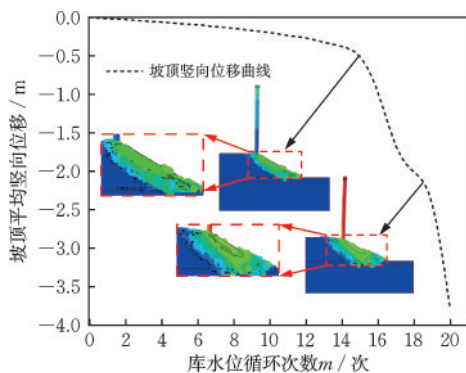


图 12 特征点位移

Fig.12 Displacement of characteristic points

崖式突变,出现明显的拐点,有限元网格沿滑动带转化为 SPH 粒子,岸坡发生失稳下滑;第 17 次库水位循环后,滑坡土体已经脱离原岸坡,下滑至新的稳定状态,位移增量有短暂减小趋势,但在第 20 次水位循环过程中,位移增量再次发生突变,桩后坡体发生第 2 次失稳破坏。

4.2 墩顶偏位变化规律及桩基破坏模式

为探究库水位循环作用对墩桩的间接影响,结合岸坡的变形失稳分析库水位循环作用下墩顶偏位变化规律如图 13 所示。

由前文分析可知,前 15 次库水位循环过程中岸坡处于稳态,墩顶偏位增长较为缓慢,数值计算与有限元模拟趋势吻合较好,平均误差在 12% 左右。

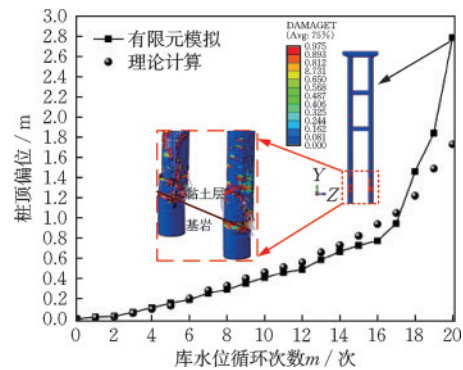


图 13 墩顶偏位变化规律

Fig.13 Variation pattern of pier top displacement

第 16 次库水位循环后,岸坡发生第 1 次失稳,坡体下滑致损桩基,墩顶偏位由之前的缓增转为激增;岸坡发生第 1 次失稳后,桩后土体虽有形成新稳态的趋势,但桩后土体物理力学性质依旧不断劣化,在这过程中桩基也起到了一定阻滑作用,因此桩后土体不平衡推力在逐渐增加,墩顶偏位激增趋势并未得到缓和,理论计算与有限元模拟结果平均误差在 17% 左右。

第 20 次水位循环过程中,桩后坡体发生第 2 次失稳,坡体下滑再次致损桩基,桩基受拉区大面积失效,墩顶偏位激增趋势相比之前更加剧烈,最终在桩基土-岩交界面附近发生破坏。由于理论计算模型是基于弹性假设推导所得,塑性阶段采用损伤放大因子 ζ 对桩基塑性阶段的位移进行修正,因此理论计算并不能很好地适用于后期塑性破坏阶段,其计算结果与有限元模拟结果误差达 38%。

4.3 墩桩承载特性

由于库水位升降循环作用,斜坡-桩基耦合体系中墩桩会发生较大挠曲变形,前文的分析明确了桩基破坏前夕墩顶位移将急剧增大,因此针对每1次库水位循环后的有限元模型,在盖梁上逐级施加竖向荷载 N_0 直至桩基破坏,得到荷载与墩顶偏位关系 N_0-y_0 曲线如图14所示。

结合前文分析和图14可知,初期库水位循环下坡体变形程度较小,其对桩基的推力较小,墩桩挠曲变形程度小,因此加载至桩基破坏时墩顶位移相对较小,而随着库水位不断循环,桩基挠曲变形不断增大,破坏时对应的墩顶位移也不断增加;在第14次库水位循环后,即使盖梁上不施加荷载,墩顶也发生了偏移,说明桩基在坡体力学性质劣化的过程中起到了阻滑作用,这与前文的分析结果以及工程实际相符。

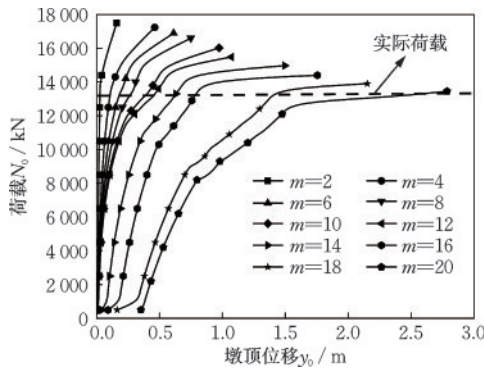


图14 N_0-y_0 曲线

Fig.14 N_0-y_0 curves

N_0-y_0 曲线对应的拐点表示桩基承载力极限,随着库水位不断循环,桩基的承载力不断降低,第18次库水位循环后桩基承载力为13 700 kN已接近实际荷载值,处于欠安全的状态;第20次库水位循环后桩基承载力已小于实际荷载13 450 kN,因此第20次库水位循环过程中桩基发生破坏。

该案例为单排双柱墩桩,理论计算的桩基承载力按桩基数线性叠加即可。理论计算与有限元结果对比如图15所示。

由图15可知,前14次库水位循环理论计算值较有限元模拟结果小,理论计算偏于安全;第15次库水位循环后,桩基由于损伤积累进入塑性破坏阶段,而理论计算并不能很好地考虑损伤积累效应,通过理论计算所得的承载力劣化速率低于模拟结

果,反而出现误差减小的情况,并在最终阶段出现负误差,但整体来说吻合的较好,最大误差在12%左右。

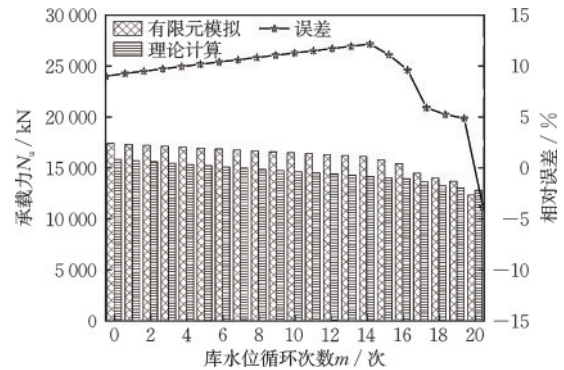


图15 墩桩承载力对比

Fig.15 Comparison of bearing capacity of pier pile

5 结论

构建了考虑库水位循环致使岩土体物理力学性质劣化的斜坡桩-土耦合体系数值模型,提出采用FEM-SPH转换耦合算法建立三维分析模型,结合实际工程案例,利用两种模型探究了库水位循环条件下斜坡桩-土体系长期相互作用效应,得到以下结论:

(1)理论计算模型与有限元模型均能对桩基的长期性能做出预测评估,两种模型计算结果总体吻合较好,桩基偏位预测值平均误差在14%左右,承载力预测值误差不超过12%。

(2)理论计算模型能较好地反映桩基弹塑性阶段性能,而对于桩基的破坏阶段适用性较差;基于FEM-SPH转换耦合算法建立的有限元模型能较准确直观地反映工程实际,揭示出库岸边坡失稳演化过程、桩基损伤破坏机制以及桩-土长期相互作用机理。

(3)分析实例表明:库水位循环初期,岸坡处于稳态,桩基性能劣化不明显;第14次水位循环后,桩基发挥明显阻滑作用,墩桩产生较大偏位;第16次水位循环后,岸坡失稳下滑致损桩基,墩桩承载性能劣化明显;第17~19次水位循环过程中,桩基阻滑作用效果明显,岸坡有形成新稳态的趋势;第20次水位循环过程中,岸坡发生第2次失稳,桩基由于桩身土-岩交界面附近受拉区大面积失效而发生破坏。

参考文献:

- [1] Wang W D, Wang P C, Zhang Z H. Study on gravel soil strength degradation and its influence on the slope stability in reservoir bank fluctuating zone[J]. *Engineering Failure Analysis*, 2022, 134: 105980.
- [2] 曹师宝. 三峡库区架空直立式码头损伤诱因反演分析[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2021.
Cao S B. Inversion analysis of damage inducement of overhead vertical Wharf in Three Gorges Reservoir Area [D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2021. (in Chinese)
- [3] 晏长根, 李为, 赵珍祥, 等. 郑家湾滑坡体蠕变对上跨桥梁的影响分析[J]. *工程地质学报*, 2017, 25(2): 416-423.
Yan C G, Li W, Zhao Z X, et al. Impact analysis of creep movement of Zhengjiawan landslide to bridge across[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2017, 25(2): 416-423. (in Chinese)
- [4] 张新华, 薛睿瑛, 王明, 等. 金沙江白格滑坡堰塞坝溃决洪水灾害调查与致灾浅析[J]. *工程科学与技术*, 2020, 52(5): 89-100.
Zhang X H, Xue R Y, Wang M, et al. Field investigation and analysis on flood disasters due to Baige landslide dam break in Jinsha River[J]. *Advanced Engineering Sciences*, 2020, 52(5): 89-100. (in Chinese)
- [5] Xue Y, Miao F S, Wu Y P, et al. Dynamic stability assessment of reservoir colluvial landslide using a hypoplastic clay constitutive model considering the effects of drying-wetting cycles on the hydro-fluctuation belt[J]. *Engineering Geology*, 2022, 307: 106791.
- [6] Kafle L, Xu W J, Zeng S Y, et al. A numerical investigation of slope stability influenced by the combined effects of reservoir water level fluctuations and precipitation: A case study of the Bianjiazhai landslide in China [J]. *Engineering Geology*, 2022, 297: 106508.
- [7] Miao F S, Wu Y P, Li L W, et al. Centrifuge model test on the retrogressive landslide subjected to reservoir water level fluctuation[J]. *Engineering Geology*, 2018, 245: 169-179.
- [8] Liu D Z, Hu X L, Zhou C, et al. Deformation mechanisms and evolution of a pile-reinforced landslide under long-term reservoir operation [J]. *Engineering Geology*, 2020, 275: 105747.
- [9] Luo S L, Huang D, Peng J B, et al. Performance and application of a novel drainage anti-slide pile on accumulation landslide with a chair-like deposit-bedrock interface in the Three Gorges Reservoir area[J]. *Computers and Geotechnics*, 2023, 155: 105199.
- [10] Liu S J, Luo F Y, Zhang G. Centrifuge model tests on pile-reinforced slopes subjected to drawdown[J]. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2020, 12(6): 1290-1300.
- [11] 程刘勇, 许锡昌, 陈善雄, 等. 斜坡基桩水平极限承载力及影响因素模型试验和数值模拟[J]. *岩土力学*, 2014, 35(9): 2685-2691.
Cheng L Y, Xu X C, Chen S X, et al. Model test and numerical simulation of horizontal bearing capacity and impact factors for foundation piles in slope[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, 35(9): 2685-2691. (in Chinese)
- [12] Sawant V A, Shukla S K. Effect of edge distance from the slope crest on the response of a laterally loaded pile in sloping ground[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2014, 32(1): 197-204.
- [13] 尹平保, 贺炜, 张建仁, 等. 斜坡基桩的斜坡空间效应及其水平承载特性研究[J]. *土木工程学报*, 2018, 51(4): 94-101.
Yin P B, He W, Zhang J R, et al. Study on spatial effect of slope and horizontal bearing behavior of piles in sloping ground [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2018, 51(4): 94-101. (in Chinese)
- [14] 杨光华, 贾恺, 李泽源, 等. 基于切线模量的 $p-y$ 曲线法[J]. *岩土工程学报*, 2021, 43(增2): 1-6.
Yang G H, Jia K, Li Z Y, et al. $p-y$ curve method based on tangent modulus[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2021, 43(Sup2): 1-6. (in Chinese)
- [15] American Petroleum Institute. RP2A-WSD Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms-working stress design [S]. Washington, D. C.: American Petroleum Institute, 2000.
- [16] 尹平保, 聂道流, 杨朝晖, 等. 斜坡基桩 $p-y$ 曲线及水平承载计算方法研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2018, 37(4): 996-1003.
Yin P B, Nie D L, Yang Z H, et al. The $p-y$ curve and computation method of the horizontal bearing capacity of piles in sloping ground [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2018, 37(4): 996-1003. (in Chinese)
- [17] 王国粹, 杨敏. 砂土中水平受荷桩非线性分析[J]. *岩土力学*, 2011, 32(增2): 261-267.
Wang G C, Yang M. Nonlinear analysis of laterally loaded piles in sand [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, 32(Sup2): 261-267. (in Chinese)
- [18] 刘润, 李天亮, 练继建, 等. 海上风电嵌岩桩水平抗力

- 影响因素研究[J]. 海洋工程, 2022, 40(4): 65-76.
- Liu R, Li T L, Lian J J, et al. Research on influencing factors of horizontal resistance of rock-socketed piles in offshore wind power [J]. The Ocean Engineering, 2022, 40(4): 65-76. (in Chinese)
- [19] Turner J. Rock-socketed shafts for highway structure foundations [C]//Transportation Research Board of the National Academies. NCHRP Synthesis of Highway Practice. Washington D. C.: Transportation Research Board of the National Academies, 2006.
- [20] 戴自航. 抗滑桩滑坡推力和桩前滑体抗力分布规律的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 517-521.
- Dai Z H. Study on distribution laws of landslide-thrust and resistance of sliding mass acting on anti-slide piles [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(4): 517-521. (in Chinese)
- [21] 陈颖琪, 王全才. 滑坡设计推力优化计算[J]. 浙江大学学报(工学版), 2018, 52(7): 1320-1328.
- Chen Y Q, Wang Q C. Optimization calculation of design thrust for landslide[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2018, 52(7): 1320-1328. (in Chinese)
- [22] 邓涛, 林聪煜, 柳志鹏, 等. 大位移条件下水平受荷单桩的简明弹塑性计算方法[J]. 岩土力学, 2020, 41(1): 95-102.
- Deng T, Lin C Y, Liu Z P, et al. A simplified elastoplastic method for laterally loaded single pile with large displacement[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(1): 95-102. (in Chinese)
- [23] 叶见曙. 结构设计原理[M]. 4版. 北京: 人民交通出版社, 2018: 194-195.
- [24] 周干评. 库岸滑坡作用下桥梁下部结构损伤机理及处治方法研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2020.
- Zhou G P. Study on damage mechanism and maintenance method of bridge substructure under loading reservoir bank landslide [D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2020. (in Chinese)
- [25] 涂义亮, 刘新荣, 钟祖良, 等. 干湿循环下粉质黏土强度及变形特性试验研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(12): 3581-3589.
- Tu Y L, Liu X R, Zhong Z L, et al. Experimental study on strength and deformation characteristics of silty clay during wetting-drying cycles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(12): 3581-3589. (in Chinese)
- [26] 刘小强. 基于水岩相互作用的库岸边坡稳定性和架空斜坡式码头结构特性研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2012.
- Liu X Q. Study on reservoir bank slope stability and structural Characteristics of overhead slope wharf based on water-rock interaction [D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2012. (in Chinese)
- [27] Xiong H, Qiu Y Y, Lin X T, et al. Multiple arching in cohesion - friction soils: Insights from deformation behavior and failure mechanisms using FEM-SPH approach [J]. Computers and Geotechnics, 2022, 154: 105146.
- [28] 强洪夫. 光滑粒子流体动力学新方法及应用[M]. 北京: 科学出版社, 2017: 152-159.
- [29] 张田. 典型混凝土模型在单调和循环荷载下数值模拟应用研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2020.
- Zhang T. Evaluation and application of typical material models used in FE modeling under monotonic and cyclic loading conditions[D]. Kunming: Kunming University of Science and Technology, 2020. (in Chinese)
- [30] 陈力华, 靳晓光. 有限元强度折减法中边坡三种失效判据的适用性研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(9): 136-146.
- Chen L H, Jin X G. Study on the applicability of three criteria for slope instability using finite element strength reduction method[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(9): 136-146. (in Chinese)
- [31] 周元辅, 邓建辉, 崔玉龙, 等. 基于强度折减法的三维边坡失稳判据[J]. 岩土力学, 2014, 35(5): 1430-1437.
- Zhou Y F, Deng J H, Cui Y L, et al. Instability criterion of three-dimensional slope based on strength reduction method [J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(5): 1430-1437. (in Chinese)

(本文编辑:池营营)