

DOI: 10.11779/CJGE2024S20004

地震作用下高桩码头岸坡整体稳定性拟静力分析

张家瑞¹, 刘先林^{1,2}, 吕 龙³, 邵 羽², 吕玺琳^{*1,4}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029; 3. 成都理工大学, 四川 成都 610059;
4. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 高桩码头是一种常见的沿海水工建筑物, 在强震作用下码头岸坡可能产生较大的侧向位移乃至整体失稳。采用极限分析上限法, 从拟静力角度分析地震作用下高桩码头岸坡的整体稳定性。将码头排桩对岸坡的稳定作用简化为梯形分布力, 采用对数螺旋破坏机制推导出临界地震系数理论公式, 并通过优化分析确定临界地震系数的最小上限解和对应的临界破坏面。通过具体算例分析, 将提出的理论方法与有限元极限分析结果对比, 验证了其合理性。进一步地, 结合强度折减法, 研究了排桩布置和土体强度变化对地震作用下岸坡稳定性和破坏模式的影响规律。

关键词: 高桩码头; 边坡稳定性; 地震; 极限分析

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2024)S2-0205-05

作者简介: 张家瑞 (1999—), 男, 硕士研究生, 主要从事岩土工程方面的研究工作。E-mail:1076349570@qq.com。

Pseudo-static analysis of overall stability of slopes of high pile wharves subjected to earthquakes

ZHANG Jiarui¹, LIU Xianlin^{1,2}, LÜ Long³, SHAO Yu², LÜ Xilin^{1,4}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Guangxi Communication Design Group Co., Ltd., Nanning 530029, China; 3. Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China; 4. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The pile-supported wharf is a common type of coastal structures, and the slope of pile-supported wharf may experience the overall instability and large lateral deformation during earthquakes. The upper bound limit analysis method is used to assess the pseudo-static stability of a slope of the pile-supported wharf. The stability effects of pile rows on the slope is simplified to a trapezoidal distributed force, the critical seismic coefficient is derived using the log-spiral failure mechanism, and the minimum upper bound solution for the critical seismic coefficient and the corresponding critical slip surface are determined through optimization. To verify the rationality, the results obtained from the proposed method and the finite element limit analysis are compared through a specific example. Furthermore, combined with the strength reduction method, the influences of row-pile arrangement and soil strength on the seismic stability and failure mechanism of the slope are obtained.

Key words: pile-supported wharf; slope stability; earthquake; limit analysis

0 引言

高桩码头是一种典型的沿海水工建筑物。高桩码头的岸坡在地震期间可能发生整体失稳、产生较大的侧向位移进而导致结构损坏。

在进行高桩码头抗震设计时, 需对岸坡地震稳定性进行验算, 并可采用拟静力法^[1]开展。在拟静力分析方法中, 地震引起的荷载通过等效静态水平力施加, 边坡的拟静力地震稳定性常用临界地震系数表示。针对边坡拟静力地震稳定性问题, Sarma^[2]在 1973 年提出了一种使用极限平衡法确定边坡临界地震系数的方法。Chang 等^[3]采用极限分析法, 确定了平面和对数螺旋两种破坏机制下边坡临界地震系数的严格上限解。

Sloan^[4-5]基于有限元法将土体离散进行极限分析, 并开发了适用于边坡稳定性分析的数值极限分析程序。Loukidis 等^[6]使用有限元极限分析方法, 评估了地震作用下边坡的稳定性。

考虑排桩稳定效果的高桩码头岸坡稳定性分析可采用有限元方法开展, 但其计算较为复杂。Ito 等^[7-8]使用塑性变形理论计算抗滑桩受到的极限侧向力, 提出了多排抗滑桩边坡的设计方法。Lee 等^[9]基于非耦

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2021YFB2600700); 广西科技重大专项 (2022AA15001)

收稿日期: 2024-06-21

*通信作者 (E-mail: xilinlu@tongji.edu.cn)

合公式, 分别考虑桩的响应和边坡稳定性, 使用简化 Bishop 法寻找边坡的临界滑动面。Hassiotis 等^[10]推广摩擦圆法, 将反作用力纳入到边坡稳定性分析中, 从而确定了边坡临界滑动面和安全系数。Ausilio^[11]采用极限分析上限法分析抗滑桩边坡稳定性, 得出了给定安全系数条件下所需抗滑力的理论表达式。

针对考虑排桩加固的高桩码头岸坡稳定性, 使用梯形分布抗滑力考虑排桩对岸坡的稳定作用, 假设临界破坏面为穿过坡脚的对数螺旋面, 基于极限分析上限法推导了岸坡临界地震系数的表达式。通过变量优化, 得到临界地震系数最小上限解和对应的临界破坏面。进一步地, 采用强度折减法计算给定水平地震加速度下高桩码头岸坡的安全系数, 并分析不同因素对岸坡地震稳定安全系数和破坏模式的影响规律。

1 高桩码头岸坡临界地震系数

根据极限分析上限定理, 对于任何假定的破坏机制, 若外力功率超过内部能量耗散速率, 则土体不能承受施加的荷载。

$$\int_S T_i v_i dS + \int_V X_i v_i dV \leq \int_V \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} dV \quad i, j = 1, 2, 3. \quad (1)$$

式中: T_i 为作用在边界 S 上的牵引力; X_i 为作用在体积 V 上的体力; v_i 为运动学容许的速度场; ε_{ij} 为与 v_i 相容的应变速率场; σ_{ij} 为与 T_i 和 X_i 相对应的应力场。

对岸坡地震稳定性的分析基于以下条件开展: 土体为均质、各向同性; 平面应变条件; 拟静力地震荷载; 土体服从莫尔-库伦破坏准则及关联流动法则。

使用极限分析上限法计算临界水平地震系数, 假设破坏面为穿过坡脚的对数螺旋面, 破坏面方程为

$$r = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi}. \quad (2)$$

式中: r 为对数螺旋线的半径; φ 为土体内摩擦角; r_0 为对数螺旋线与坡顶面相交处的半径; θ_0 和 θ 为 r_0 和 r 与水平线的夹角。

建立岸坡地震稳定性极限分析模型, 如图 1 所示。水位线与坡顶平齐, 岸坡坡高为 H , 坡角为 β 。土体的总重度和有效重度分别为 γ 和 γ' 。破坏时 ABC 区域的土体作为刚体绕点 O 以角速度 ω 旋转, L 为滑动土体顶面宽度, 参数 θ_0 和 θ_h 用于确定滑动面的具体位置, θ_{fl} 至 θ_{fn} 分别代表码头从近海侧到陆地侧的第 i 排桩在对数螺旋破坏机制中所处的位置($i=1, 2, \dots, n$)。最靠近坡脚的一排桩与坡脚的距离为 l , 桩间距为 d 。

破坏模式的几何关系如下:

$$\frac{H}{r_0} = \left[\sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_0 \right], \quad (3)$$

$$\frac{L}{r_0} = \frac{\sin(\beta + \theta_0) - e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \sin(\theta_h + \beta)}{\sin \beta}, \quad (4)$$

$$r_0 e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \cos \theta_h + l = r_0 e^{(\theta_{fl} - \theta_0) \tan \varphi} \cos \theta_{fl}, \\ \dots \\ r_0 e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \cos \theta_h + l + (n-1)d = r_0 e^{(\theta_{fn} - \theta_0) \tan \varphi} \cos \theta_{fn}. \quad (5)$$

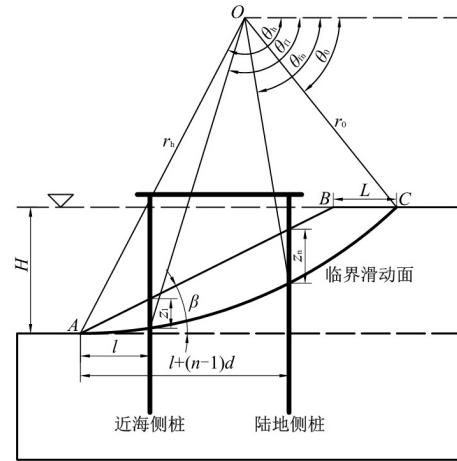


图 1 上限分析破坏机制

Fig. 1 Failure mechanism of upper bound analysis

速度不连续面 AC 上能量耗散速率为

$$D = \frac{c r_0^2 \omega}{2 \tan \varphi} \left(e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 1 \right). \quad (6)$$

极限状态下, 作用在排桩上的侧向力可由 Ito 等^[7]提出的公式确定。排桩对单位宽度岸坡的反作用力可由排桩受力除以桩间距得到, 故可将高桩码头岸坡稳定性问题简化为平面应变问题。将排桩对岸坡稳定作用等效为梯形分布力, 表达为

$$p = \alpha_m (a + bz), \quad (7)$$

式中: a 和 b 为使用 Ito 等^[7]提出的公式计算出的参数; α_m 为群桩抗滑力系数; z 为计算点距地表的深度。

近海侧到陆地侧排桩在滑动面以上产生抗滑力的有效深度 z_1 至 z_n 分别为:

$$z_1 = r_0 e^{(\theta_{fl} - \theta_0) \tan \varphi} \sin \theta_{fl} - r_0 e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \sin \theta_h + l \tan \beta, \\ \dots \\ z_n = r_0 e^{(\theta_{fn} - \theta_0) \tan \varphi} \sin \theta_{fn} - r_0 e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \sin \theta_h + \\ [l + (n-1)d] \tan \beta. \quad (8)$$

近海侧到陆地侧排桩的抗滑力做功功率 W_{fl} 至 W_{fn} 分别为:

$$W_{fl} = -\omega \alpha_m \left\{ \left(az_1 + \frac{bz_1^2}{2} \right) \left[r_0 e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \sin \theta_h - l \tan \beta \right] + \left(\frac{az_1^2}{2} + \frac{bz_1^3}{3} \right) \right\}, \\ \dots \\ W_{fn} = -\omega \alpha_m \left\{ \left(az_n + \frac{bz_n^2}{2} \right) \left[r_0 e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \sin \theta_h - \right. \right.$$

$$\left[l + (n-1)d \right] \tan \beta \left\{ \left(\frac{az_n^2}{2} + \frac{bz_n^3}{3} \right) \right\} \quad (9)$$

ABC 区滑动土体重力做功功率可由 *OAC*、*OBC* 和 *OAB* 区土体重力的功率 ($W_1-W_2-W_3$) 得到:

$$W_1 = \frac{\gamma' r_0^3 \omega}{3(1+9 \tan^2 \varphi)} \left\{ (3 \tan \varphi \cos \theta_h + \sin \theta_h) e^{[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi]} - 3 \tan \varphi \cos \theta_0 - \sin \theta_0 \right\} \quad (10)$$

$$W_2 = \frac{\gamma' r_0^3 \omega L}{6 r_0} \left(2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \right) \sin \theta_0 \quad (11)$$

$$W_3 = \frac{\gamma' r_0^3 \omega}{6} e^{[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi]} \left[\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \theta_h \right] \left\{ \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} + \cos \theta_h e^{[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi]} \right\} \quad (12)$$

ABC 区域土体单位重力加速度的水平惯性力做功功率可同理可表示为 ($W_4-W_5-W_6$):

$$W_4 = \frac{\gamma r_0^3 \omega}{3(1+9 \tan^2 \varphi)} \left\{ (3 \tan \varphi \sin \theta_h - \cos \theta_h) \cdot e^{[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi]} - 3 \tan \varphi \sin \theta_h + \cos \theta_0 \right\} \quad (13)$$

$$W_5 = \frac{\gamma r_0^3 \omega L}{6 r_0} \sin \theta_0 \sin \theta_0 \quad (14)$$

$$W_6 = \frac{\gamma r_0^3 \omega}{6} e^{[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi]} \left[\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \theta_h \right] \left\{ \sin \theta_0 + \sin \theta_h e^{[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi]} \right\} \quad (15)$$

将内部能量耗散速率与外力做功的功率相等, 可得到岸坡的临界地震系数 k_c 。

$$k_c = \frac{D - W_{f1} - \dots - W_{fn} - (W_1 - W_2 - W_3)}{(W_4 - W_5 - W_6)} \quad (16)$$

前述分析表明, 临界地震系数 k_c 中有 $n+2$ 个未知参数 $\theta_0, \theta_h, \theta_{f1}, \dots, \theta_{fn}$ 。将式 (5) 中的 n 个几何关系作为非线性约束条件, 对 k_c 进行优化, 从而得到临界地震系数 k_c 的最小上限解和破坏模式参数 θ_0 和 θ_h 。

2 高桩码头地震稳定性极限有限元分析

2.1 计算案例

地震作用下高桩码头岸坡断面如图 2 所示, 水位与坡顶地表平齐, 岸坡坡高 $H = 10$ m, 坡度为 1:2。高桩码头在垂直海岸线的方向上有四排桩, 近海排桩与坡脚的距离为 2.5 m, 排桩间距为 5 m。在平行海岸线方向上, 桩间距 $D_1 = 5$ m, 桩间净距 $D_2 = 3.8$ m。岸坡土的黏聚力 $c = 5$ kPa, 内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$ 重度 $\gamma = 20$ kN/m³。群桩抗滑力系数 α_m 取 0.5。

使用本文理论方法求出临界地震系数 $k_c = 0.2521$, 对应的破坏面形态参数 $\theta_0 = 1.3763$ 、 $\theta_h = 1.9883$ 。

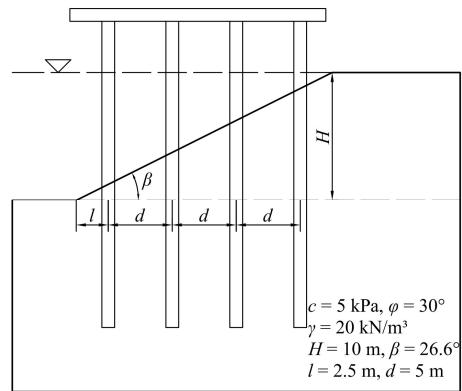


图 2 高桩码头结构断面

Fig. 2 Cross section of pile-supported wharf

2.2 计算结果

为验证本文方法所得结果的合理性, 使用有限元极限分析软件 OPTUM G2 对案例进行计算。OPTUM G2 通过网格自适应迭代技术来获得更为精确的上、下限解, 有限元极限分析网格如图 3 所示。

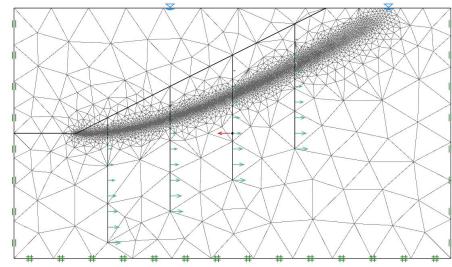


图 3 有限元极限分析网格

Fig. 3 Meshes of finite element limit analysis

通过极限分析有限元上、下限分析计算得到的临界地震系数 k_c 分别为 0.2493 和 0.2473。将上、下限解平均值作为精确解的估计, 本文理论方法与有限元极限分析结果误差约为 1.2%, 这表明本文理论方法在计算岸坡临界地震系数方面的有效性。岸坡在拟静力地震荷载作用下的破坏模式可根据极限分析有限元上限分析得到的剪切耗散云图确定。理论方法得到的对数螺旋破坏面与有限元极限分析得到的剪切耗散分布如图 4 所示, 可看到对数螺旋破坏面与剪切耗散集中区域接近重合, 证明了假设的破坏机制的合理性。

为进一步验证本文理论方法的合理性, 分析了不同桩间净距与桩间距之比 D_2/D_1 、土体强度指标 c 和 φ 条件下理论分析方法与极限分析有限元方法得到的临界地震系数 k_c , 如表 1 所示。从表 1 可知, 理论分析方法得到的临界地震系数 k_c 略大于极限分析上限有限元解, 与本文方法上、下限解平均值误差均为 1% 左右, 表明采用本文理论分析方法所得的岸坡临界地震系数合理。

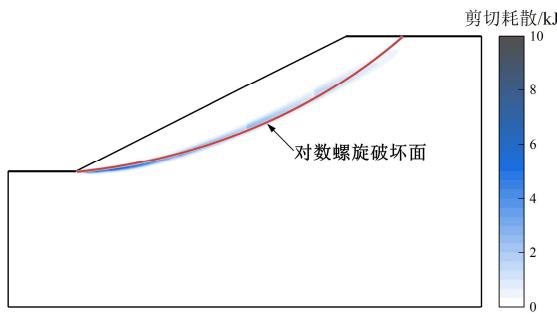


图 4 岸坡破坏机制对比

Fig. 4 Comparison of failure mechanisms

表 1 临界地震系数对比

Table 1 Comparison of critical seismic coefficients

| D_2/D_1 | c/kPa | $\varphi/^\circ$ | k_c | | |
|-----------|---------|------------------|------------|------------|------------|
| | | | 有限元 下限解 | 有限元 上限解 | 本文理 论方法 |
| 0.76 | 5 | 30 | 0.2473 | 0.2493 | 0.2521 |
| 0.80 | 5 | 30 | 0.2269 | 0.2287 | 0.2303 |
| 0.84 | 5 | 30 | 0.2107 | 0.2122 | 0.2131 |
| 0.76 | 2.5 | 30 | 0.1722 | 0.1747 | 0.1760 |
| 0.76 | 7.5 | 30 | 0.3040 | 0.3061 | 0.3101 |
| 0.76 | 5 | 27.5 | 0.2164 | 0.2181 | 0.2201 |
| 0.76 | 5 | 32.5 | 0.2810 | 0.2837 | 0.2870 |

3 岸坡地震稳定性影响因素分析

强度折减法被广泛应用于边坡稳定性分析中, 其通过安全系数 F_s 折减土体强度指标 c 和 φ , 直至边坡达到临界状态, 安全系数与土体强度参数的关系为

$$F_s = \frac{c}{c'} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi'}, \quad (17)$$

式中: c 和 φ 为土体的黏聚力和内摩擦角, c' 和 φ' 为折减后的黏聚力和内摩擦角。

为分析土体强度参数 c, φ 和影响抗滑力的排桩布置参数 D_2/D_1 对稳定性和临界破坏面的影响, 在岸坡拟静力稳定性分析中, 使用临界地震系数 k_c 和 0.15g 水平地震作用下岸坡安全系数 F_s 评估其抗震性能。

3.1 排桩布置影响

排桩抗滑力受桩间净距与柱间距之比 D_2/D_1 影响。分别计算不同 D_2/D_1 条件下岸坡临界地震系数 k_c 和在 0.15g 水平地震加速度条件下的安全系数, 桩间净距与柱间距之比 D_2/D_1 分别为 0.84, 0.80, 0.76, 0.72, 0.68。得到 D_2/D_1 对岸坡稳定性影响如图 5 所示, 临界地震系数 k_c 和安全系数 F_s 随 D_2/D_1 增大而减小。

不同 D_2/D_1 对应的临界破坏面如图 6 所示, 图 6 表明随着 D_2/D_1 增大, 滑动土体在上部范围缩小而在中下部范围扩大, 破坏面曲率增大, 但 D_2/D_1 对破坏机制的影响并不显著。

3.2 黏聚力的影响

计算不同黏聚力条件下岸坡临界地震系数 k_c 和在 0.15g 水平地震加速度条件下的安全系数 F_s , 其中, 土体黏聚力 c 分别为 1, 3, 5, 7, 9 kPa。黏聚力 c

的影响如图 7 所示, 图 7 表明 k_c 和 F_s 随黏聚力 c 增大呈非线性增大, 且随着黏聚力 c 增大, k_c 和 F_s 增长速率降低。

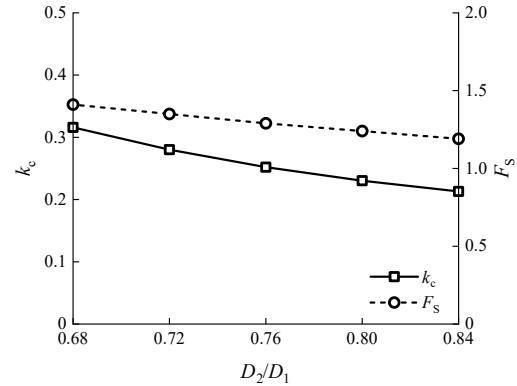
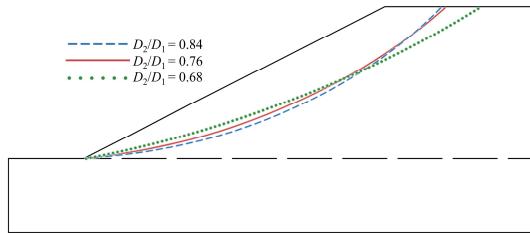
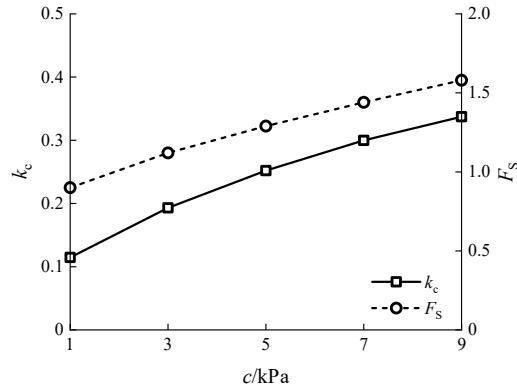
图 5 D_2/D_1 对地震稳定性的影响Fig. 5 Influences of D_2/D_1 on seismic stability图 6 D_2/D_1 对破坏机制的影响Fig. 6 Influences of D_2/D_1 on failure mechanism

图 7 黏聚力对地震稳定性的影响

Fig. 7 Influences of cohesion on seismic stability

不同黏聚力 c 对应的岸坡破坏面如图 8 所示, 从图 8 可知, 随着黏聚力 c 增大, 临界破坏面以上滑动土体的范围明显增大, 这表明土体黏聚力对岸坡的破坏机制有较显著的影响。

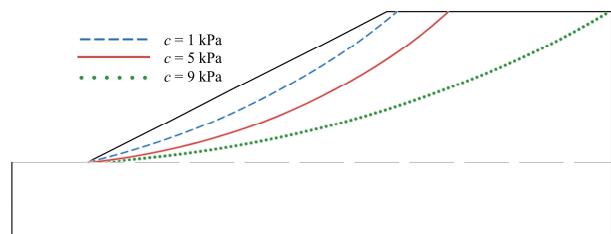


图 8 黏聚力对破坏模式的影响

Fig. 8 Influences of cohesion on failure mechanism

3.3 内摩擦角的影响

计算不同内摩擦角的岸坡临界地震系数 k_c 和在 $0.15g$ 水平地震加速度条件下的安全系数 F_s , 内摩擦角 φ 分别为 25° , 27.5° , 30° , 32.5° , 35° , 内摩擦角 φ 对岸坡地震稳定性的影响如图 9 所示, 图 9 表明 k_c 和 F_s 均随内摩擦角增大而增大。

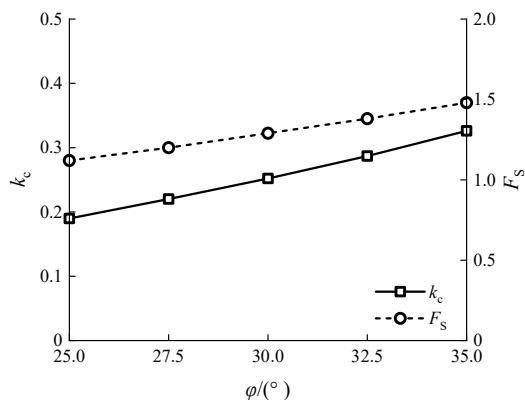


图 9 内摩擦角对地震稳定性的影响

Fig. 9 Influences of friction angle on seismic stability

不同内摩擦角对应的临界破坏面如图 10 所示。从图 10 可知随着内摩擦角增大, 滑动土体在岸坡中下部范围减小, 对数螺旋面曲率减小。内摩擦角对岸坡临界破坏面形态的影响在三个因素中最小。

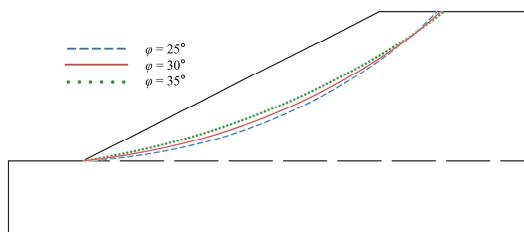


图 10 内摩擦角对破坏机制的影响

Fig. 10 Influences of friction angle on failure mechanism

4 结 论

针对地震条件下高桩码头岸坡稳定性提出了一种理论分析方法, 分析了高桩码头岸坡的破坏模式和安全系数及随主要因素的变化规律。

(1) 将排桩对码头岸坡的稳定作用简化为梯形分布力, 采用对数螺旋破坏机制推导出岸坡的临界地震系数, 并确定临界地震系数的最小上限解和对应的临界破坏面, 建立了适用于高桩码头岸坡地震稳定性的理论分析方法。

(2) 采用提出的理论分析方法分析了一个高桩码头案例的临界地震系数和破坏机制, 并与极限分析有限元结果进行对比, 所得结果与有限元极限分析结果相符, 验证了理论分析方法的合理性。

(3) 采用建立的理论分析方法, 分析得出排桩布置、黏聚力、内摩擦角等对临界地震系数和破坏机制的影响规律, 并通过强度折减法计算 $0.15g$ 水平地震加速度条件下岸坡的安全系数。

(4) 高桩码头岸坡的临界地震系数和安全系数随桩间净距与桩间距之比增大而减小, 随着土体黏聚力和内摩擦角增大而增大。桩间净距与桩间距之比、土体黏聚力和内摩擦角均影响岸坡的临界破坏模式, 但土体黏聚力对破坏面模式的影响更明显。

参考文献:

- [1] American Society of Civil Engineers. Seismic design of piers and wharves[C]. American Society of Civil Engineers, 2014.
- [2] SARMA S K. Stability analysis of embankments and slopes[J]. Géotechnique, 1973, **23**(3): 423-433.
- [3] CHANG C J, CHEN W F, YAO J T P. Seismic displacements in slopes by limit analysis[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, **110**(7): 860-874.
- [4] SLOAN S W. Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1988, **12**(1): 61-77.
- [5] SLOAN S W. Upper bound limit analysis using finite elements and linear programming[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1989, **13**(3): 263-282.
- [6] LOUKIDIS D, BANDINI P, SALGADO R. Stability of seismically loaded slopes using limit analysis[J]. Géotechnique, 2003, **53**(5): 463-479.
- [7] ITO T, MATSUI T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles[J]. Soils and Foundations, 1975, **15**(4): 43-59.
- [8] ITO T, MATSUI T, HONG W P. Extended design method for multi-row stabilizing piles against landslide[J]. Soils and Foundations, 1982, **22**(1): 1-13.
- [9] LEE C Y, HULL T S, POULOS H G. Simplified pile-slope stability analysis[J]. Computers and Geotechnics, 1995, **17**(1): 1-16.
- [10] HASSIOTIS S, CHAMEAU J L, GUNARATNE M. Design method for stabilization of slopes with piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, **123**(4): 314-323.
- [11] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Stability analysis of slopes reinforced with piles[J]. Computers and Geotechnics, 2001, **28**(8): 591-611.

(编校: 明经平)