

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.201903030

地震作用下三维抗滑桩加固土质边坡稳定性分析*

范方方¹, 李健¹, 叶茂², 张飞^{3,4}

(1.中交第二公路勘察设计研究院有限公司,湖北武汉 430056; 2.碧桂园控股有限公司,广东佛山 528300;
3.河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室,江苏南京 210098; 4.河海大学土木与交通学院岩土工程研究所,江苏南京 210098)

摘要:基于三维抗滑桩加固边坡稳定性极限分析法,采用拟静力法分别对水平地震作用和竖向地震作用下的三维抗滑桩加固边坡稳定性进行了分析,得到以下结论:在水平地震力作用下,边坡的三维效应(限制宽度 B/H)对抗滑桩的最有效位置几乎没有影响,但在较大水平地震强度下,最有效的桩位置更靠近边坡顶部;竖向地震力方向向下时($k_v > 0$),竖向地震强度绝对值 $|k_v|$ 越大,边坡临界滑动面会变浅,坡顶的破坏区域变小,最有效的桩位置随宽高比 B/H 的减小而越来越远离坡顶,但当竖向地震力方向向上时($k_v < 0$),竖向地震强度绝对值 $|k_v|$ 越大,边坡临界滑动面会变深,坡顶的破坏区域变大,最有效的桩位置随宽高比 B/H 的减小而越来越接近坡顶,并且三维边坡的安全系数要远大于二维解。

关键词:边坡稳定; 三维分析; 极限分析; 抗滑桩; 地震

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)02-0394-09

Three Dimensional Seismic Stability of Earth Slopes Reinforced with Piles

FAN Fangfang¹, LI Jian¹, YE Mao², ZHANG Fei^{3,4}

(1.CCCC Second Highway Consultants Co., Ltd, Wuhan 430056, China; 2.Country Garden Holdings Company Limited, Foshan 528300, China; 3.MOE Key Laboratory of Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 4.Geotechnical Research Institute, College of Civil and Transportation, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: Three dimensional seismic stability of slopes reinforced with a row of piles is analyzed using the kinematic theorem of limit analysis within the framework of the pseudo-static approach. A 3D rotational failure mechanism is adopted to yield the upper bound to obtain the factor of safety. Parametric studies are carried out to explore the effects of seismic intensity, the end effects of slope failure and the effects of pile location on the safety of the reinforced slopes. The results demonstrate that the most effective location of the piles is close to the slope crest under large horizontal seismic intensity. The three-dimensional effects on the most effective location of the piles are significantly different when the vertical seismic force is up or down.

Keywords: slope stability; three-dimensional analyses; limit analysis; anti-slide piles; earthquakes

* 收稿日期:2019-03-09;修回日期:2019-05-24

基金项目:国家自然科学基金面上项目(51878248)资助

作者简介:范方方(1979—),男,高级工程师。主要从事隧道设计研究。E-mail:45844894@qq.com

通讯作者:叶茂(1987—),男,高级工程师,博士。主要从事边坡稳定性方面的研究。E-mail:yemao8023@163.com

引言

诱发滑坡的因素多种多样,如地震、降雨、工程开挖、填筑等,其中地震诱发的滑坡无论从规模、影响范围及造成的损失上都是其他因素不可比拟的。2008年5月12日中国汶川发生8.0级地震,造成公路受损近2.8万 km^2 ,其中许多公路由于路堑边坡破坏引发交通中断,而地震引发的滑坡形成唐家山堰塞湖,严重威胁下游地区生命财产安全。因而开展地震作用下抗滑桩加固边坡稳定性评价是十分必要的,尤其是抗震设防烈度7度及以上地区。

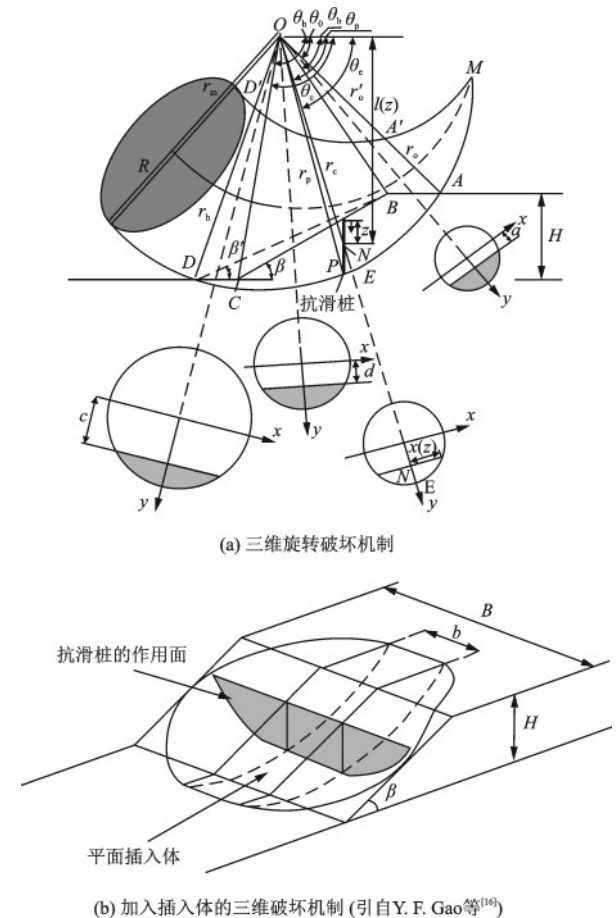
K. Terzaghi^[2]最早提出了拟静力法用于地震边坡稳定分析,拟静力法实际上是将地震的瞬时作用等效为一个水平方向和铅直方向的单向加速度作用,并施加在潜在不稳定的滑体重心上,加速度指向边坡失稳的方向。拟静力法本质上是由静力稳定分析方法扩展而来,使用起来非常简便,故而积累了大量的工程实际经验。基于拟静力法已经开展了许多地震边坡稳定性分析研究^[3-6],X. P. Li等^[7]于2010年基于极限分析上限解法,利用拟静力法对地震作用下抗滑桩加固土质边坡进行了二维稳定分析,计算了不同地震强度下二维边坡的永久位移,但并未对抗滑桩的安置位置等影响因素开展研究。此外,大部分的拟静力分析都只考虑了水平地震力的作用,而忽略了竖向地震力对于边坡稳定性的影响。已有地震记录(如Hokkaido Toho-Okii地震、Loma Prieta地震、Northridge地震等)显示:地震的最大竖向加速度会等于水平加速度,甚至超过。近年来S. Aoi等^[8]通过研究日本的Iwate-Miyagi地震记录发现,该地震的竖向地震加速度大于两倍的水平地震加速度。因此,在地震边坡稳定性分析时有必要考虑竖向地震对于边坡稳定性的影响。A. K. Chopra^[9]采用有限单元法对土坝地震稳定性进行研究,最早考虑了竖向地震对于土坝稳定性的影响。随后一些专家学者^[10-12]也考虑了竖向地震对于边坡稳定性的影响。

本文将基于三维边坡稳定性极限分析法,采用拟静力法对地震作用下三维抗滑桩加固边坡稳定性进行分析,考虑三维边界效应,分析抗滑桩的加固效果及抗滑桩的安置位置,同时考虑竖向地震对三维边坡稳定性评价的影响。

1 极限分析上限解

1.1 三维旋转破坏机制

在极限分析框架下,需要建立一个运动学允许的速度场(破坏机制)来获得一个上限。R. L. Michalowski & A. Drescher基于其在2001年提出的用于评价方形基础极限荷载的三维破坏机制^[13],将这种三维机制的构建思路用于处理边坡稳定性问题,如图1(a)所示。本文采用上述三维破坏机制,对三维排桩加固边坡的稳定性进行了分析。根据提出的方法,对一定宽度 B 范围内的边坡三维机制进行修正,采用宽度为 B 的圆柱体,使其在 B 趋于无穷大时过渡到W. F. Chen^[14]的二维破坏,如图1(b)所示。



(a) 三维旋转破坏机制

(b) 加入插入体的三维破坏机制(引自Y. F. Gao等^[16])

图1 原理示意图

Fig.1 Principle schematic diagram

注: θ_0 、 θ_b 、 θ_c 、 θ_h 和 θ_p 分别为破坏机制在A、B、C、D和P点的角度; r_0 为破坏机制下部的对数螺旋线PAD的初始半径; r_m 为两条对数螺旋线的平均半径; R 为三维“号角形”破坏机制的平均半径; β' 为坡底破坏机制的辅助角; β 为土质边坡的坡角; b 为插入单元体的宽度; B 为边坡的约束宽度

三维转动破坏机制细节见参考文献[13,15-16]。

在极限分析上界基础上,建立了运动容许破坏机构能量平衡功率方程,并从该方程中得到一个上界解。考虑桩体阻力所产生额外能量耗散功率 D_p 的平衡功率方程:

$$W_\gamma^{\text{ends}} + W_\gamma^{\text{cylinder}} = D^{\text{ends}} + D^{\text{cylinder}} + D_p^{\text{ends}} + D_p^{\text{cylinder}} \quad (1)$$

式中,上标“ends”表示失效机构两端曲线锥段,“cylinder”表示机构中心的平面嵌入; W_γ^{ends} 、 $W_\gamma^{\text{cylinder}}$ 为土体自重做的功率; D^{ends} 、 D^{cylinder} 为能量耗散功率,具体表达式可以参考文献[14-15]。

1.2 抗滑桩抗滑力的计算

T. Ito等^[17]根据塑性变形理论从单排桩角度提出了移动土体产生的极限侧压力 $p(z)$ 的计算公式,该公式考虑了桩径、桩间距和土性参数对侧压力的影响。

$$p(z) = cD_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{N_\varphi^{1/2} \tan\varphi + N_\varphi - 1} \left[\frac{1}{N_\varphi \tan\varphi} \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} \cdot N_\varphi \tan\varphi \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - 2N_\varphi^{1/2} \tan\varphi - 1 \right] + \frac{2 \tan\varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan\varphi + N_\varphi - 1} \left[c \left(D_1 \frac{2 \tan\varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan\varphi + N_\varphi - 1} - 2D_2 N_\varphi^{-1/2} \right) + \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left(D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{N_\varphi^{1/2} \tan\varphi + N_\varphi - 1} \right) \right] \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan\varphi \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) - D_2 \right) \quad (2)$$

式中, D_1 为相邻两桩桩心之间的距离; D_2 为相邻两桩边缘之间的距离; $D_1 - D_2$ 为桩的直径; γ 为土的重度; c 为土的黏聚力; φ 为土的内摩擦角; z 为桩位置处地表到土层的深度; $N = \tan(\pi/4 + \varphi/2)$ 。

抗滑桩抗滑力产生的内能耗散功率可以由以下公式计算求得:

$$D_p^{\text{ends}} = 2\omega \int_h^0 \frac{p(z)}{D_1} x(z) l(z) dz \quad (3)$$

$$D_p^{\text{cylinder}} = \omega \int_h^0 \frac{p(z)}{D_1} bl(z) dz \quad (4)$$

其中, $x(z)$ 为深度为 z 的桩位置处破坏土体的宽度,如图1(a)所示; $l(z)$ 为桩力; $p(z)$ 为作用点到旋转中心点 O 之间的垂直距离。函数 $x(z)$ 和 $l(z)$ 可以表

示为:

$$x(z) = \sqrt{R_e^2 - (\sqrt{l^2 + (r_p \cos\theta_p)^2} - r_{me})^2} \quad (5)$$

$$l(z) = r_h \sin\theta_h - X_F \tan\beta + z \quad (6)$$

桩在破坏土体中作用的最大深度(即 z 的积分上限)为:

$$h = r_p \sin\theta_p - r_h \sin\theta_h + X_F \tan\beta \quad (7)$$

其中, X_F 为桩位置处到坡脚处的水平距离,如图2所示;半径 $R_e = (r_e - r_e')/2$,半径 $r_{me} = (r_e + r_e')/2$,其中 r_e 为破坏机制下部的对数螺旋线在 E 点的半径, r_e' 为破坏机制上部的对数螺旋线在 E 点的半径;角度 θ_e 和 θ_p 可以通过三角函数关系求得:

$$\theta_e = \arccos\left(\frac{r_p \cos\theta_p}{\sqrt{(r_p \cos\theta_p)^2 + l^2}} \right) \quad (8)$$

坡底破坏形式下:

$$X_F = r_p \cos\theta_p - r_h \cos\theta_h - H(\cot\beta' - \cot\beta) \quad (9)$$

坡面破坏形式下:

$$X_F = r_p \cos\theta_p - r_h \cos\theta_h + H(1 - n) \cot(\beta) \quad (10)$$

以上两种情况皆可以优化到坡脚破坏模式。

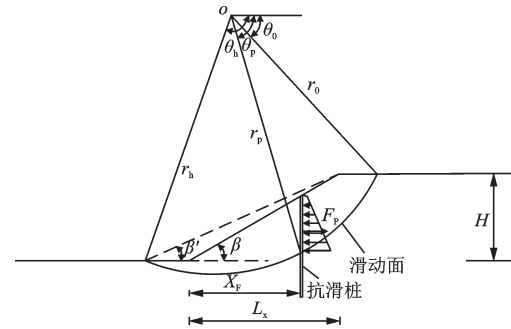


图2 抗滑桩加固边坡三维破坏面的最深滑移线

Fig.2 The maximum cross section of the 3D failure surface for slopes reinforced with piles

1.3 安全系数的定义

边坡安全系数 F_s 定义为:土体实际抗剪强度与使边坡保持极限平衡状态的土体抗剪强度之比。

$$F_s = \frac{c}{c_d} = \frac{\tan\varphi}{\tan\varphi_d} \quad (11)$$

其中, c_d 和 φ_d 为边坡极限稳定状态时土体的黏聚力与内摩擦角。当 $\varphi > 0$ 时,为了避免反复迭代计算得到最小安全系数,J. M. Bell^[18]提出了一种稳定数(N)的形式:

$$N = \frac{c_d}{\gamma H \tan\varphi_d} = \frac{c/F_s}{\gamma H \tan\varphi/F_s} = \frac{c}{\gamma H \tan\varphi} \quad (12)$$

从中可以看出,稳定数 N 与安全系数 F_s 无关。这种

方法已被很多学者^[19-20]采用。

1.4 拟静力法

拟静力法将地震效应简化为均匀分布的水平方向惯性力,尽管这种分析方法并没有真实地反映地震特性(如时长、频率和放大效应等),但是可以定量地得到抗滑桩加固边坡安全系数,为地震作用下三维抗滑桩加固边坡稳定性提供有效的评价。在地震作用下三维抗滑桩加固边坡稳定性极限分析中,建立能量平衡方程时,根据拟静力法将地震效应考虑为地震惯性力做的功率,地震动包括水平地震动和竖向地震动。基于1.1节给出的三维转动破坏机制,建立能量平衡方程:

$$(1+k_v)(W_Y^{\text{ends}}+W_Y^{\text{cylinder}})+k_h(W_S^{\text{ends}}+W_S^{\text{cylinder}})=D^{\text{ends}}+D^{\text{cylinder}}+D_p^{\text{ends}}+D_p^{\text{cylinder}} \quad (13)$$

其中, k_h 、 k_v 分别为水平向和竖向地震加速度系数。

(1)两端曲面体的 W_s^{ends} :

坡面破坏机制下,

$$W_s^{\text{ends}}=2\omega\gamma\left[\int_{\theta_0}^{\theta_B}\int_0^{\sqrt{R^2-a^2}}\int_a^{\sqrt{R^2-x^2}}(r_m+y)^2\sin\theta dy dx d\theta+\int_{\theta_B}^{\theta_C}\int_0^{\sqrt{R^2-g^2}}\int_g^{\sqrt{R^2-x^2}}(r_m+y)^2\sin\theta dy dx d\theta\right] \quad (14)$$

坡底破坏机制下,

$$W_s^{\text{ends}}=2\omega\gamma\left[\int_{\theta_0}^{\theta_B}\int_0^{\sqrt{R^2-a^2}}\int_a^{\sqrt{R^2-x^2}}(r_m+y)^2\sin\theta dy dx d\theta+\int_{\theta_B}^{\theta_C}\int_0^{\sqrt{R^2-g^2}}\int_g^{\sqrt{R^2-x^2}}(r_m+y)^2\sin\theta dy dx d\theta+\int_{\theta_C}^{\theta_h}\int_0^{\sqrt{R^2-e^2}}\int_e^{\sqrt{R^2-x^2}}(r_m+y)^2\sin\theta dy dx d\theta\right] \quad (15)$$

(2)中间的插入体部分 W_s^{cylinder} :

坡面破坏机制下,

$$W_s^{\text{cylinder}}=b\omega\gamma r_0^3(f_{s1}-f_{s2}-f_{s3}) \quad (16)$$

坡底破坏机制下,

$$W_s^{\text{cylinder}}=b\omega\gamma r_0^3(f_{s1}-f_{s2}-f_{s3}-f_{s4}) \quad (17)$$

这里需要特别指出,地震作用下的边坡最危险滑动面会出现在很深的位置,甚至远远超过坡高,这时需要对滑动面深度进行一定约束才可以得到可靠的上限解,通常对滑动面最大深度 d_m 限制在 $2H$ 以下。本文基于极限分析法的上限定理,使用 Matlab 软件编写求解程序。给定边坡参数和水平、竖向地震加速度系数 k_h 、 k_v ,采用随机搜索法得到安全系数及其对应的最危险滑动面。

2 计算结果与讨论

2.1 地震作用下三维边坡抗滑桩最有效位置

2.1.1 水平地震作用下抗滑桩最有效位置

通常情况下地震边坡稳定性评价只考虑水平地震的影响,所以这里选取了三种不同的水平地震加速度系数 $k_h=0.1, 0.2, 0.3$, 计算地震作用下抗滑桩加固在边坡不同位置时的安全系数。为了阐明抗滑桩位置 X_F 对边坡稳定性的影响,本文首先考虑坡脚为 30° 、对应坡高为 13.7 m 边坡的研究。在给定水平地震加速度系数 k_h 下,假定在坡顶和坡脚之间取不同的桩位置,算出一系列相对应的安全系数,然后对应无量纲横坐标 X_F/L_x (其中 $L_x=H/\tan\beta$) 绘图,如图 3 所示。

可以看出,随着水平地震强度的增大,边坡安全性显著降低。但当抗滑桩安置合理时,无论是在二维还是三维条件下,对地震作用下的边坡都能起到较好的加固效果,边坡安全系数可以提高 50% 左右。而三维条件下的边坡比二维条件下的更安全些。由 4 种边坡宽高比 B/H 的抗滑桩加固边坡的安全系数曲线可以看出,坡高 H 相同情况下,安全系数 F_s 随着边坡宽高比 B/H 的减小有一个明显的增大趋势。随着水平地震强度增大,三维效应引起的安全系数增大有了轻微减小。

此外,在三维分析中抗滑桩的最有效位置在边坡的中部和上部之间。随着水平地震力系数 k_h 的增大,抗滑桩的最有效位置逐渐向坡顶移动。另外,三维分析和二维分析的结果也有相同的趋势和规律,说明在水平地震条件下,三维效应并不会影响抗滑桩的最有效位置。

2.1.2 竖向地震对抗滑桩最优位置的影响

为了考虑竖向地震对三维边坡稳定性的影响,首先定义竖直-水平地震加速度系数比 $\lambda=k_v/k_h$, 通过设定不同的 λ 考虑竖向和水平地震共同作用下三维边坡的稳定性。这里需要特别指出的是,竖向地震方向可为竖直向下和竖直向上。通常情况下,认为最不利竖向地震作用方向为竖直向下。但 H. I. Ling 等^[10-11]在平面应变分析中发现对于较缓的边坡在强震作用下,最不利竖向地震作用方向为竖直向上。因此,本文在三维分析时特别考虑了竖向地震作用的方向,通过计算与对比选取最不利作用方向对应的结果。这里选取了三种不同的地震加速度

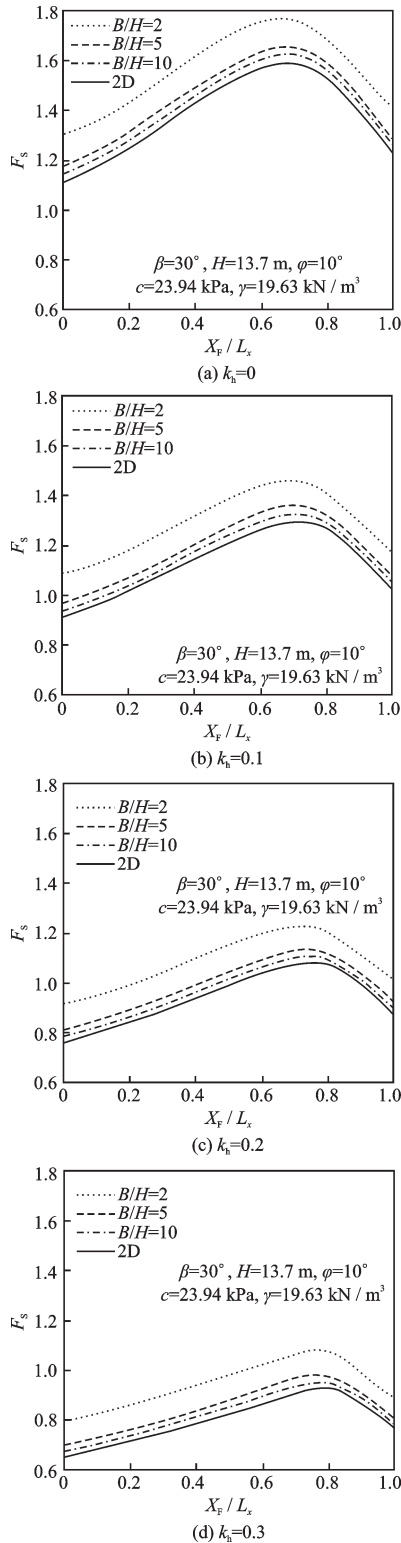


图3 不同强度水平地震动对三维边坡抗滑桩最优位置的影响(坡角 30°)

Fig.3 Effects of the horizontal seismic intensity on the most effective location of the piles with $\beta=30^\circ$

系数比 $\lambda=-1.0$ 、 -0.5 、 0.0 、 0.5 、 1.0 ,当 $\lambda=0.0$ 时即只有水平地震作用的解; $\lambda>0$ 时,表示竖向地震的作用方向竖直向下; $\lambda<0$ 时,表示竖向地震的作用

方向竖直向上。

表1给出了坡角为 30° 、坡高为13.7 m、黏聚力 $c=23.94$ kPa、内摩擦角 $\varphi=0^\circ$ 的情况下,抗滑桩被安置在 $X_p=0.7$ m时的加固边坡,在水平地震强度 $k_h=0.2$ 单独作用和加入竖向地震强度 $k_v=\pm 0.2$ 共同作用时,二维和三维分析得出的安全系数 F_s ,以及加入竖向地震对 F_s 的影响比例。

表1 竖向地震力对边坡安全系数的影响($k_h=0.2$)

Table 1 Effects of the vertical seismic force on the factor of safety for slopes ($k_h=0.2$)

工况	F_s	$(F_s(k_v \neq 0) - F_s(k_v = 0)) / F_s(k_v = 0)$
2D, $\lambda=1.0$	0.999	-7.5%
2D, $\lambda=-1.0$	0.951	-12%
2D, $\lambda=0.0$	1.080	-
3D($B/H=2$), $\lambda=1.0$	1.124	-8.9%
3D($B/H=2$), $\lambda=-1.0$	1.441	16.8%
3D($B/H=2$), $\lambda=0$	1.234	-

从表中可以看出,无论是二维还是三维的分析结果,竖向地震对安全系数 F_s 的影响皆大于5%,说明竖向地震力对边坡的安全系数有着不可忽略的影响。因此,开展关于竖向地震力影响的研究是很有必要的。

当水平地震强度 $k_h=0.3$ 、内摩擦角 $\varphi=10^\circ$ 时,针对不同竖向地震强度($\lambda=-0.5, -1.0, 0.5, 1.0$)进行的抗滑桩最有效位置的分析优化结果如图4所示。可以发现,竖向地震力方向向下时($k_v>0$),最有效的抗滑桩位置随宽高比 B/H 的减小而越来越远离坡顶。但当竖向地震力方向向上时($k_v<0$),最有效的抗滑桩位置随宽高比 B/H 的减小而越来越接近坡顶,并且三维边坡($B/H=2$)的安全系数相对大得多。当竖向地震力方向向上时($k_v<0$),边坡安全系数随 B/H 的减小而增大的量比竖向地震力方向向下时($k_v>0$)的大,即在竖向地震力方向向上时($k_v<0$),三维效应更加明显。且在竖向地震力方向向上时($k_v<0$),三维条件下抗滑桩的加固效果远远好于二维条件。

2.2 滑动面分析

当边坡受到地震力作用时,不但会改变安全系数,也会改变边坡潜在的滑动面。因此,其他潜在的滑动面可能会比未受地震力作用的边坡临界滑动面更危险。而对地震作用下边坡滑动面的分析

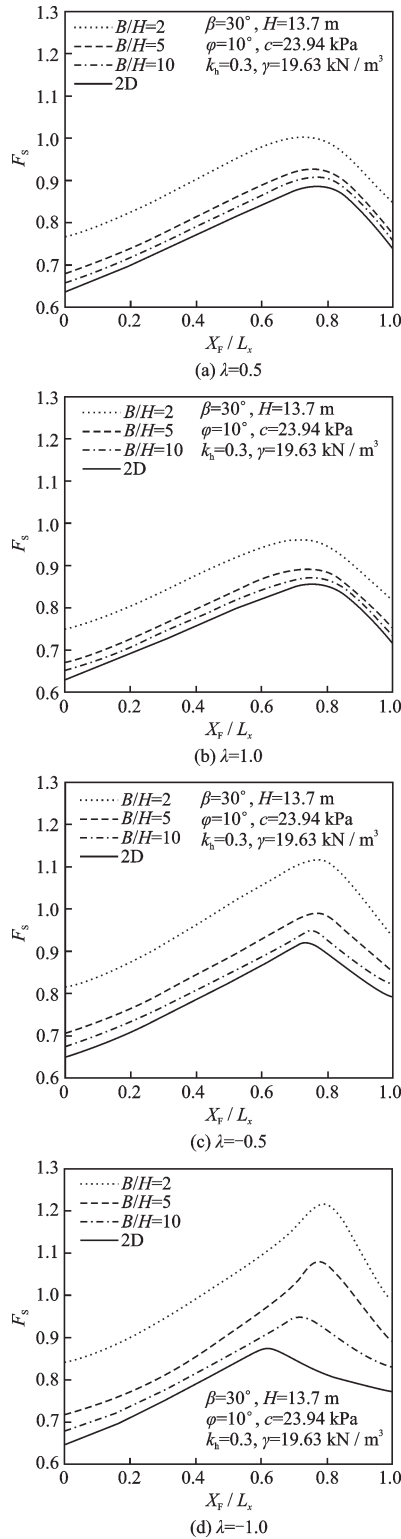


图4 不同强度竖向地震动对三维边坡抗滑桩最优位置的影响(坡角 30°)

Fig.4 Effects of the vertical seismic intensity on the most effective location of the piles with $\beta=30^\circ$

可以探究一些理论规律趋势的本质或缘由,为抗滑桩的设计提供依据,找到边坡破坏的危险点,并对边坡破坏可能造成的危害进行一定量的评估。所

以下文将讨论影响临界滑动面的因素。

2.2.1 水平地震作用下滑动面分析

图5和图6分别给出了 $D_1/d_p=2.5$ (其中 d_p 为桩的直径),抗滑桩分别被安置在 $X_p/L_x=0.7$ 时的三维加固边坡($B/H=2$)在水平地震强度 k_h 分别为0.0、0.1、0.2、0.3时的三维滑动面分析图和最深滑移线的平面图。

可以看出,水平地震强度会对边坡临界滑动面造成很大影响。水平地震强度越大,临界滑动面就越深,坡顶的破坏区域就越大并且边坡的三维效应相对增加(从边坡的宽度方向看,边坡破坏面的曲面部分增大,而插入体部分减小),说明当水平地震

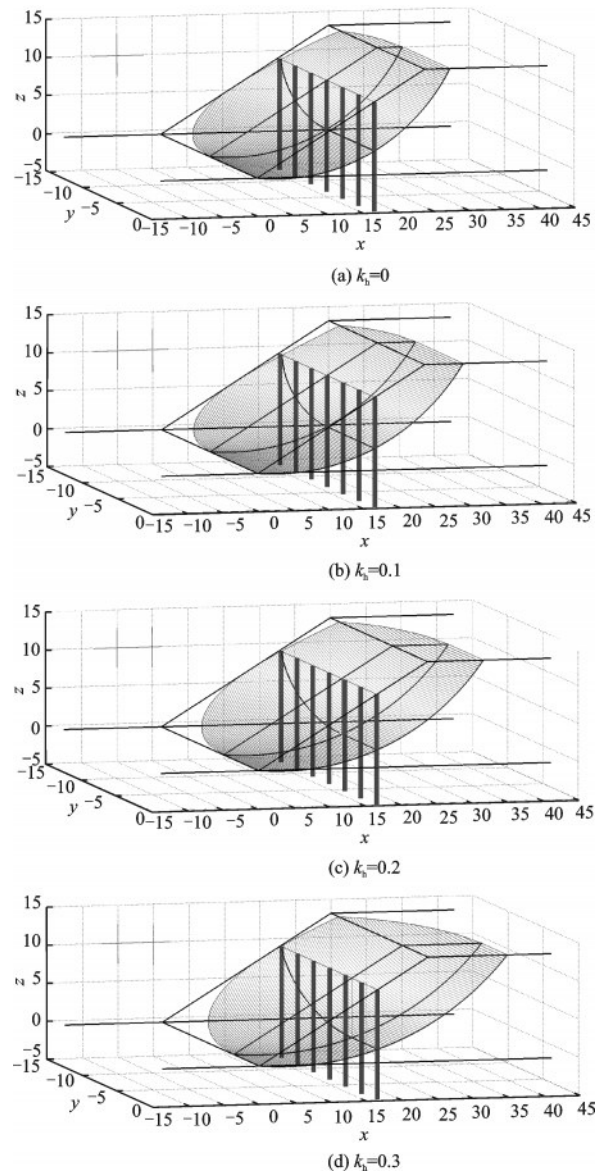


图5 不同强度水平地震动对边坡滑动面的影响(坡角 30°)

Fig.5 Effects of the horizontal seismic intensity on the critical slip surfaces for 3D slopes with $\beta=30^\circ$

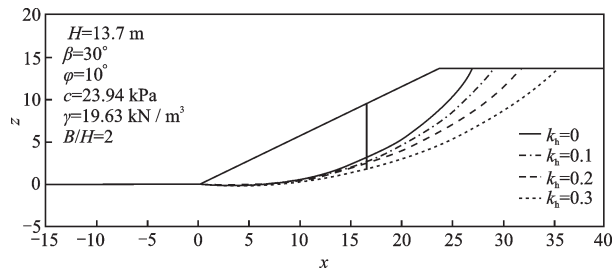


图6 不同强度水平地震动对边坡最深滑移线的影响(坡角 30°)

Fig.6 Effects of the horizontal seismic intensity on the maximum cross section of the failure surface for 3D slopes with $\beta=30^\circ$

强度增大时,三维效应更多起到的是抗滑作用。

2.2.2 竖向地震作用下滑动面分析

图7和图8分别给出了当水平地震强度 $k_h=0.3$ 时,不同强度竖向地震动($\lambda=-1.0, -0.5, 0.5, 1.0$)对三维边坡滑动面和最深滑移线的影响规律。

由图7、8可以发现,竖向地震强度会对边坡临界滑动面造成很大影响。竖向地震强度向下时($k_v > 0$),边坡临界滑动面会变浅,坡顶的破坏区域变小,竖向地震强度绝对值 $|k_v|$ 越大,临界滑动面就越浅并且坡顶的破坏区域就越小。而当竖向地震强度向上时($k_v < 0$),边坡临界滑动面会变深,坡顶的破坏区域变大,竖向地震强度绝对值 $|k_v|$ 越大,临界滑动面就越深并且坡顶的破坏区域就越大。另外,边坡的三维效应相对减小(从边坡的宽度方向看,边坡破坏面的曲面部分增大,而插入体部分减小)。我们可以清楚看到,尽管竖向地震向上时,边坡安全性较高,但是一旦边坡破坏,破坏区域要大很多,可能造成的危害也会很大。

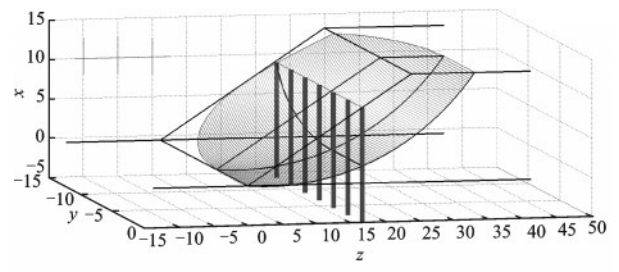
2.2.3 边坡宽高比 B/H 对滑动面的影响

图9给出了当水平地震强度 $k_h=0.3$ 时,不同地震动方向作用下边坡宽高比 B/H 对三维边坡最深滑移线的影响。

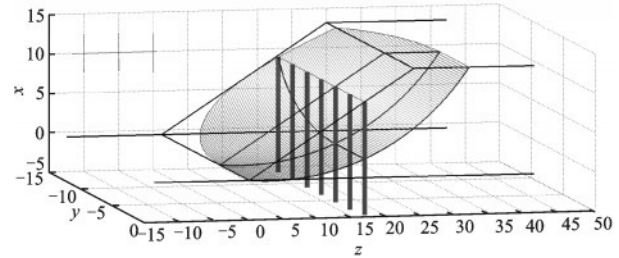
由图9可以看出,在地震作用下,随着边坡宽高比 B/H 的增大,边坡最深滑移线逐渐变深,且坡顶破坏区域逐渐增大,二维比三维的滑动面深,破坏区域也更大,说明三维效应在地震作用下的抗滑作用被突显。

通过图9中(a)与(b)的对比可见,由于竖向地震向下作用的影响,边坡最深滑移线随边坡宽高比 B/H 的增大而变深的程度有所减小,坡顶破坏区域的变化也较小。

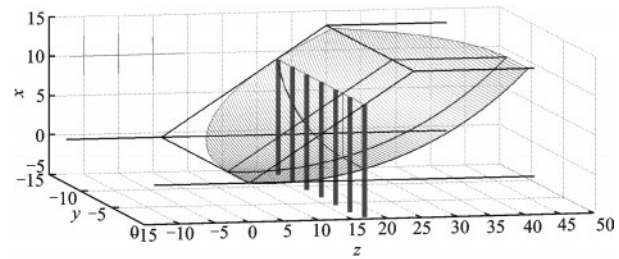
图10给出了当水平地震强度 $k_h=0.3$,而竖向地



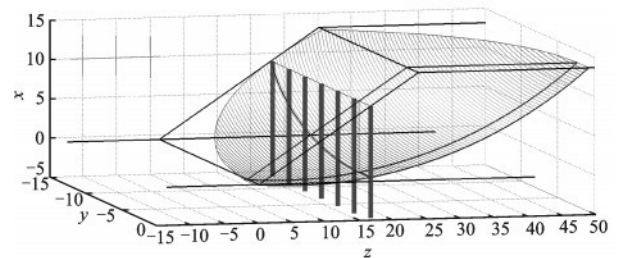
(a) $\lambda=0.5$



(b) $\lambda=1.0$



(c) $\lambda=-0.5$



(d) $\lambda=-1.0$

图7 不同强度竖向地震动对边坡滑动面的影响(坡角 30°)

Fig.7 Effects of the vertical seismic intensity on the critical slip surfaces for 3D slopes with $\beta=30^\circ$

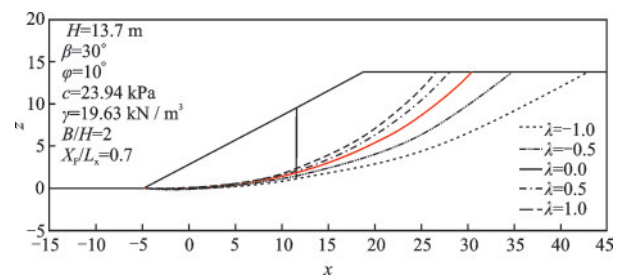


图8 不同强度竖向地震动对边坡最深滑移线的影响(坡角 30°)

Fig.8 Effects of the vertical seismic intensity on the maximum cross section of the failure surface for 3D slopes with $\beta=30^\circ$

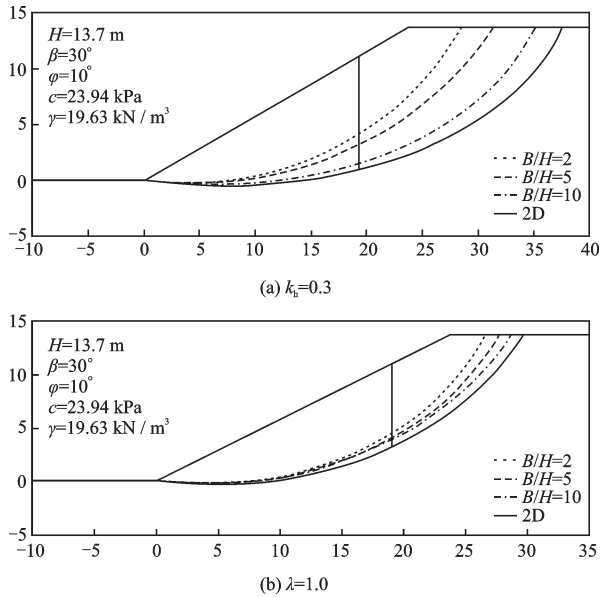


图9 不同地震动方向作用下边坡宽高比对三维边坡最深滑移线的影响

Fig.9 Effects of B/H on the maximum cross section of the 3D failure surfaces subjected to different seismic directions

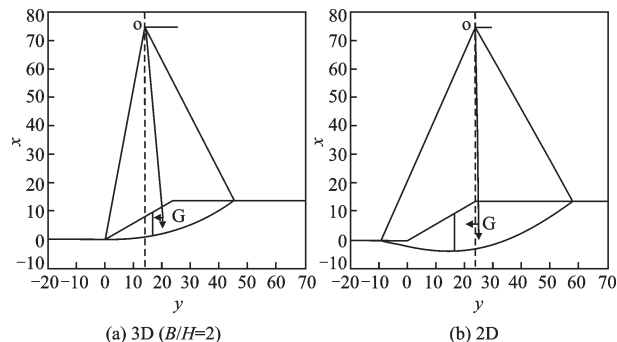


图10 竖向地震向上作用时三维边坡与二维边坡最大滑动面对比

Fig.10 Effects of the vertical up seismic loading on the maximum cross section of the 3D and 2D failure surfaces 3D($B/H=2$) 2D

震向上且 $\lambda=-1.0$ 时,三维与二维条件下最深滑移线的平面对比图。

由图10可以看出,地震方向向上时,二维的滑动面不但比三维的更深,且滑出脚前移到坡底,滑动面最深处也前移,导致桩的最有效位置前移;二维的转动半径几近垂直,水平地震力的影响加大,三维效应的缺失使得安全系数急剧减小。这在一定程度上解释了竖向地震向上作用下,抗滑桩最有效位置的变化,三维效应的影响以及安全系数剧变的缘由。

3 结论

基于三维抗滑桩加固边坡稳定性极限分析法,采用拟静力法分别对水平地震作用和竖向地震作用下的三维抗滑桩加固边坡稳定性进行了分析,得出以下结论:

(1)在水平地震力作用下,边坡的三维效应(限制宽度 B/H)对抗滑桩的最有效位置几乎没有影响,但对边坡的安全性有显著的影响;且在较大水平地震强度下,最有效的桩位置更靠近边坡顶部。

(2)竖向地震力方向向下时($k_v > 0$),最有效的桩位置随宽高比 B/H 的减小而越来越远离坡顶。但当竖向地震力方向向上时($k_v < 0$),最有效的桩位置随宽高比 B/H 的减小而越来越接近坡顶,且三维边坡($B/H=2$)的安全系数远大于二维的。

(3)竖向地震强度向下时($k_v > 0$),边坡临界滑动面会变浅,坡顶的破坏区域变小,且竖向地震强度绝对值 $|k_v|$ 越大,临界滑动面越浅,坡顶的破坏区域越小。而当竖向地震强度向上时($k_v < 0$),边坡临界滑动面会变深,坡顶的破坏区域变大,且竖向地震强度绝对值 $|k_v|$ 越大,临界滑动面越深,坡顶的破坏区域越大。

(4)在地震作用下,随着边坡宽高比 B/H 的增大,边坡最深滑移线逐渐变深,坡顶破坏区域逐渐增大,二维比三维的滑动面深,破坏区域也更大,说明三维效应在地震作用下的抗滑作用被突显。

参考文献:

- [1] 张永双,雷伟志,石菊松,等.四川5.12地震次生地质灾害的基本特征初析[J].地质力学学报,2008,14(2):109-114.
Zhang Y Sh, Lei W Zh, Shi J S, et al. General characteristics of 5.12 earthquake-induced geohazards in Sichuan[J]. Journal of Geomechanics, 2008, 14(2): 109-114. (in Chinese)
- [2] Terzaghi K. Mechanisms of landslides[M]. Berkeley: Geotechnical Society of America, 1950: 83-125.
- [3] Koppula S D. Pseudo-static analysis of clay slopes subjected to earthquakes[J]. Geotechnique, 1984, 34(1): 71-79.
- [4] Leshchinsky D, San K C. Pseudostatic seismic stability of slopes: Design charts[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 120(9): 1514-1532.

- [5] Loukidis D, Bandini P, Salgado R. Stability of seismically loaded slopes using limit analysis [J]. *Geotechnique*, 2003, 53(5): 463-480.
- [6] Baker R, Shukha R, Operstein V, et al. Stability charts for pseudo-static slope stability analysis [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2006, 26(9): 813-823.
- [7] Li X P, He S M, Wu Y. Seismic displacement of slopes reinforced with piles [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, 136(6): 880-884.
- [8] Aoi S, Kunugi T, Fujiwara H. Trampoline effect in extreme ground motion [J]. *Science*, 2008, 322(5902): 727-730.
- [9] Chopra A K. The importance of the vertical component of earthquake motions [J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1966, 56(5): 1163-1175.
- [10] Ling H I, Leshchinsky D, Mohri Y. Soil slopes under combined horizontal and vertical seismic accelerations [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1997, 26(12): 1231-1241.
- [11] Ling H I, Mohri Y, Kawabata T. Seismic analysis of sliding wedge: extended Francais - Culmann's analysis [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1999, 18: 387 - 393.
- [12] Shukha R, Baker R. Design implications of the vertical pseudo-static coefficient in slope analysis [J]. *Computers and Geotechnics*, 2008, 35(1): 86-96.
- [13] Michalowski R L, Drescher A. Three-dimensional stability of slopes and excavations [J]. *Geotechnique*, 2009, 59(10): 839-850.
- [14] Chen W F. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles [J]. *Soils and Foundations*, 1975, 15(4): 43-59.
- [15] Gao Y F, Zhang F, Lei G H, et al. An extended limit analysis of three-dimensional slope stability [J]. *Geotechnique*, 2013, 63(6): 518-524.
- [16] Gao Y F, Ye M, Zhang F. Three-dimensional analysis of slopes reinforced with piles [J]. *Journal of Central South University*, 2015, 22(6): 2322-2327.
- [17] Ito T, Matsui T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles [J]. *Soils and Foundations*, 1975, 15: 43-59.
- [18] Bell J M. Dimensionless parameters for homogeneous earth slopes [J]. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 1966, 92(5): 51-66.
- [19] Michalowski R L. Stability charts for uniform slopes [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2002, 128(4): 351-355.
- [20] Michalowski R L. Limit analysis and stability charts for 3D slope failures [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, 136(4): 583-593.

(本文责编:赵霞)



(上接第 384 页)

- [11] Choe D, Gardoni P, Rosowsky D, et al. Probabilistic capacity models and seismic fragility estimates for RC columns subject to corrosion [J]. *Reliability Engineering & System Safety*, 2008, 93(3): 383-393.
- [12] Biondini F, Palermo A, Toniolo G. Seismic performance of concrete structures exposed to corrosion: case studies of low-rise precast buildings [J]. *Structure and Infrastructure Engineering*, 2011, 7(1-2): 109-119.
- [13] Asghshahr M S, Alireza R. Seismic Assessment of Reinforced Concrete Bridge Under Chloride-Induced Corrosion [J]. *International Journal of Civil Engineering*, 2018, 16(6A): 681-693.
- [14] Malerba P G, Bontempi F, Frangopol D M, et al. Cellular automata approach to durability analysis of concrete structures in aggressive environments [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2004, 130(11): 1724-1737.
- [15] Zuo X B, Sun W, Cheng Y, et al. Modeling of ion diffusion coefficient in saturated concrete [J]. *Computers & Concrete*, 2010, 7(5): 421-435.
- [16] Val D V, Melchers R. Reliability of deteriorating reinforced concrete slab bridges [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1997, 123(12): 1638-1644.
- [17] Vu K A T, Stewart M G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models [J]. *Structural Safety*, 2000, 22(4): 313-333.
- [18] González J A, Andrade C, Alonso C. Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement [J]. *Cement & Concrete Research*, 1995, 25(2): 257-264.
- [19] 左晓宝, 孙伟. 硫酸盐侵蚀下的混凝土损伤破坏全过程 [J]. *硅酸盐学报*, 2009, 37(7): 1063-1067.
Zuo X B, Sun W. Full process analysis of damage and failure of concrete subjected to external sulfate attack [J]. *Journal of the Chinese Ceramic Society*, 2009, 37(7): 1063-1067. (in Chinese)
- [20] Arora P, Popov B N, Haran B, et al. Corrosion initiation time of steel reinforcement in a chloride environment—A one dimensional solution [J]. *Corrosion Science*, 1997, 39(4): 739-759.