

# 排架式微型桩组合结构受力分析

徐小林<sup>1,2,3</sup>, 王全才<sup>1,2</sup>, 王浩<sup>1,2,3</sup>, 吴清<sup>1,2,3</sup>

(1. 中国科学院 山地灾害与地表过程重点实验室, 四川 成都 610041;

2. 中国科学院 水利部 成都山地灾害与环境研究所, 四川 成都 610041; 3. 中国科学院大学, 北京 100049)

**摘要:** 排架式微型桩组合结构作为边坡防护的一种轻型支挡结构, 施工安全便捷, 对非常环境适应性强。基于弹性地基梁理论应用的基本条件是土体为稳定体, 以及排架式微型桩组合结构对不稳定坡体的改善作用使不同位置的微型桩前抗力条件有所差别, 在弹性地基梁理论的基础上, 借鉴一般微型桩水平承载力计算的思路, 通过不同的  $m$  (弹性抗力系数) 计算值和桩顶大变形对  $m$  值的限定条件, 来体现微型桩前其他微型桩的存在对地基反力的贡献。以 3 种基本计算模型建立排架式微型桩组合结构的计算公式, 计算并分析该类桩群的内力及对地震力的特殊反应, 为微型桩的设计提供一定的参考依据。

**关键词:** 弹性地基梁; 桩前抗力; 地震力; 微型桩; 组合结构; 桩顶大变形

文献标识码: B

文章编号: 1000-288X(2013)01-0280-05

中图分类号: TU 47

## An Analysis of Mechanical Behaviors of Row Micro-pile Composite Structure

XU Xiao-lin<sup>1,2,3</sup>, WANG Quan-cai<sup>1,2</sup>, WANG Hao<sup>1,2,3</sup>, WU Qing<sup>1,2,3</sup>

(1. Key Laboratory of Mountain Hazards and Earth Surface Process, Chinese Academy of Sciences, Chengdu, Sichuan 610041, China; 2. Institute of Mountain Hazards and Environment, Chinese Academy of Sciences and Ministry of Water Resources, Chengdu, Sichuan 610041, China; 3. University of the Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

**Abstract:** The composite structure of row posture micro-piles, as a light-weight protection structure in side-slope protection, has the advantages of safe and quick construction and high adaptability to some special environments. A basic requirement of the elastic foundation-beam theory application is that the foundation should be stable. Because the row posture micro-piles composite structure improves the stability of slope, the resistant forces in front of different positions of micro-piles are different. On the basis of the elastic foundation-beam theory and by using the idea of the general micro-piles horizontal bearing capacity calculation method, the row posture micro-piles advantages are revealed by the different calculated  $m$  (the coefficient of rock resistance) values and the limited conditions of pile top large deformation. The computational formula of row posture micro-pile composite structure is established from three basic calculation models. The special response to seismic force is calculated and analyzed in a practical case, which may provide certain reference for the micro-piles design.

**Keywords:** elastic foundation-beam; fore pile resistant force; seismic force; micro-pile; composite structure; large deformation of pile top

微型桩最初由意大利人 Fernando Lizzi 于 20 世纪 50 年代提出来, 之后 Armour 等<sup>[1]</sup>对微型桩的应用做了相对全面的阐述。微型桩成孔直径一般在 10~30 cm, 通常以组合形式的群桩出现, 起初主要用来承受竖向荷载, 对于承受水平荷载的微型桩理论, 近年来国内外学者也做了一些相关研究<sup>[2-5]</sup>。冯君等<sup>[6]</sup>将微型桩体系和桩间岩土体视为桩—岩土体复合结构, 建立分析模型, 并加以计算; 肖世国等<sup>[7]</sup>按弹性地基梁理论对

微型桩滑面上下部分别用“ $m$ ”法和“ $k$ ”法进行了计算分析( $k$ 法: 弹性抗力系数  $k$  为定值;  $m$ 法: 弹性抗力系数  $m$  随深度线性变化); 周德培等<sup>[8]</sup>总结了微型桩组合结构布置形式, 并按照桩土作用原理, 在弹性地基梁理论上提出了一种组合结构的计算公式。国内部分学者对于地震力下微型桩变形及内力也做了相关研究<sup>[9-11]</sup>。罗红名等<sup>[12]</sup>针对规范中拟静力法的地震力作用方向为水平方向, 提出考虑地震力最危险

收稿日期: 2012-01-05

修回日期: 2012-03-22

资助项目: 中国科学院知识创新项目“震裂坡地暴雨型泥石流滑坡物源的分布规律与孕灾环境变化”(KZCX2-YW-332); 国家自然科学基金项目“新型围桩—土耦合式抗滑桩作用机理及计算方法研究”(51068006)

作者简介: 徐小林(1986—), 男(汉族), 山东省潍坊市人, 硕士研究生, 研究方向为边(滑)坡防治工程技术。E-mail: xuxiaolin2005@tom.com。  
通信作者: 王全才(1959—), 男(汉族), 河南省平顶山市人, 博士研究生, 研究员, 研究方向为滑坡崩塌防治技术。E-mail: slopeok@imde.ac.cn。

方向的计算方法。不过与微型桩越来越广泛的应用相比,其计算理论的研究却仍然显得比较滞后。

本文在前人研究的基础上,针对微型桩处治对象多为小型滑坡或不稳定边坡(以下通称为滑坡)的特点,认识到不稳定坡体完全不同于一般可以提供正常地基反力的地基的实际情况,从分析微型桩排架组合结构本身、结构与土体对外力的响应和反力作用条件入手,注意到组合结构中不同位置的微型桩前抗力和微型桩不同高度地基反力的明显差别,在弹性地基梁理论的基础上,借鉴一般微型桩水平承载力计算的思路,通过不同的  $m$  计算值(考虑到组合结构中桩的位置不同,效果不同,导致相应的荷载及位移不同,计算出的  $m$  的值就不一样;同时,考虑到要保证桩间土体不被挤出,从而对  $m$  值产生影响)和桩顶大变形对  $m$  值的限定条件,来体现微型桩前其他微型桩的存在对地基反力的影响(称为弹性地基梁“变  $m$  法”),据此建立了滑坡体在外力尤其是地震力作用下排架式微型桩组合结构的简化计算公式,并通过实例计算探讨了排架式微型桩组合结构对地震力的特殊反应。

### 1 计算模型

#### 1.1 模型的建立

排架式微型桩组合结构是把一组一定间距的微型桩用顶梁连接起来,抵抗滑坡推力的一种轻型支挡结构,图 1 为排架式微型桩组合结构 3 个单元的平面示意图,其中  $a, b$  分别为桩间距和单元间距。图 2 为图 1 中排架式微型桩组合结构单元受力示意图和计算模型,其中,虚线为结构受力变形示意线,在该简化模型中将滑坡推力简化为梯形分布的线性荷载,以弹性地基梁理论为基础考虑桩土相互作用。采用拟静力法把地震力以一个突发性常量侧向荷载  $P_H$  和不平衡弯矩  $M$  的形式施加在最靠近主滑体的 1# 桩上,如图 2a 所示。图 2b 中,系数  $\zeta_1, \zeta_2$  根据规范进行取值,  $\gamma, b, L$  分别为滑体重度、单元间距、受荷段高度。

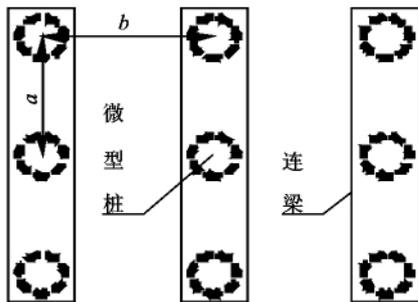


图 1 三个排架式微型桩组合结构单元平面示意图

对桩前的抗力,特按边坡的特性和桩前结构的作用来分析确定:正常情况下滑面以上不稳定滑体中已

不再适宜按弹性地基梁来考虑,但由于排架式微型桩组合结构单元是由 3 个微型桩通过顶梁连接组成,它们对滑体的滑动起到一定的约束作用,所以除 3# 桩外,1#, 2# 桩作为弹性地基梁来考虑还是可以的,但其桩前抗力的大小因位置和约束力的不同而有所区别,主要体现在  $m$  值的变化上。因此,本文在弹性地基梁理论基础上,提出按“变  $m$  法”来考虑排架式微型桩的桩土作用。

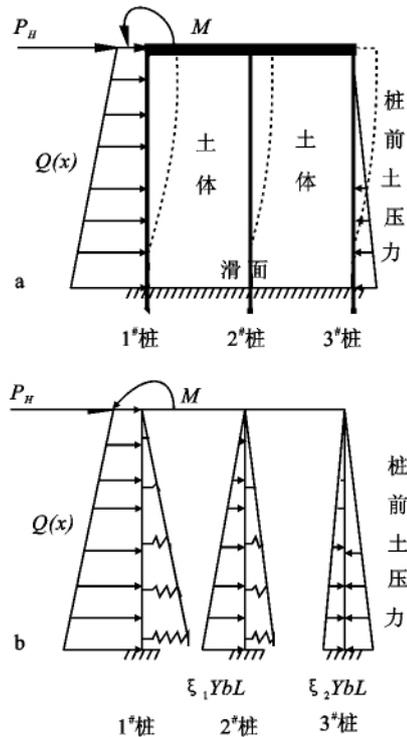


图 2 排架式微型桩组合结构受力示意图及计算模型

首先,  $m$  值要受到桩间土体抗剪强度的制约,以保证土体不会因被挤出而丧失承载能力,如式(1)所示:

$$\frac{1}{2}(mb_kxy - \sigma_3) \sin 2\alpha_f \leq \tau_f \tag{1}$$

式中:  $\alpha_f$ ——破坏面与大主应力作用面的夹角;  $\tau_f$ ——抗剪强度;  $b_k$ ——桩的计算宽度;  $m$ ——地基土横向抗力系数随深度变化的比例系数;  $x$ ——计算深度;  $y$ ——桩的挠度;  $\sigma_3$ ——第三主应力。

其次,考虑边坡特性、组合结构特点和土层特性等对  $m$  值的影响<sup>[11-14]</sup>,如式(2)所示,然后与各桩的计算公式相结合,计算确定合理的  $m$  值<sup>[15]</sup>:

$$m = \left( \frac{H_{\sigma} v_y}{y_{\sigma}} \right)^{5/3} / (b_k E_1^{2/3}) \tag{2}$$

式中:  $H_{\sigma}, y_{\sigma}$ ——相应的荷载、位移;  $v_y$ ——桩顶水平位移系数;  $E_1$ ——桩的抗弯刚度。

考虑到桩前滑坡体表面在多数情况下为一倾斜斜

面,则桩前土体能够提供的最大土压力要明显小于被动土压力,国外很多试验结果证明了这一点。因此,对于 3# 桩前土压力应取剩余抗滑力和“能够提供的土压力”二者中的较小值。在实际工程中,滑面处各桩并未按完全固定端来约束,但由于微型桩所处理的滑坡量级很小,导致滑面处的桩体位移较小,对上部结构的影响不大,所以在此处作为固定端约束来假定,同时滑面以下结构内力暂不作为本文讨论的内容。

1.2 基本假定

按照图 2 所示的排架式微型桩组合结构及以上讨论,模型计算基本假定如下:

(1) 滑面处视为固定端,滑面以下微型桩部分不发生移动变形。

(2) 微型桩与顶梁的连接为刚性连接,顶梁视为刚性构件,且顶梁只发生水平位移,没有转动,各桩桩顶处水平位移相等。

(3) 滑面以上排架结构承受边坡力系简化为梯形线性荷载。

(4) 地震力简化为一个突发性常量侧向荷载  $P_H$  和一个弯矩  $M$  施加在最靠近主滑体的 1# 桩位置。

1.3 计算模型分解及公式建立

1.3.1 计算模型分解 通过分析图 2b 所示模型,可以建立 3 种基本计算模型,顶梁对桩的影响通过的水平推力  $P(P_H)$  及弯矩  $(M)$  来体现(如图 3 所示)。1# 桩受力模型可以通过图 3a,3b,3c 的基本模型组合得到;2# 桩受力模型通过图 3b,3c 所示基本模型组合计算;3# 桩可根据结构力学理论来进行计算。

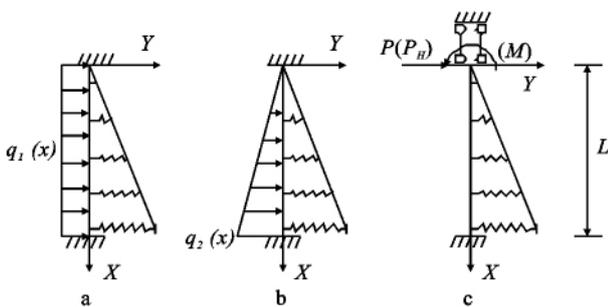


图 3 基本计算模型示意图

图 3 中,  $q_1(x)$  取值为滑坡推力的矩形部分;  $q_2(x)$  在用于计算 1# 桩时,取值为滑坡推力的三角形部分,用于计算 2# 桩时,取值为  $\zeta_2 \gamma b x$ ;  $(P_H)$  表示如果计算中需考虑地震力,则在  $P$  中加入  $P_H$ 。  $(M)$  表示根据边坡与组合结构的相对位置,根据实际情况考虑是否存在该弯矩,如果存在就考虑,不存在则不考虑。“ $()$ ”表达的意思是实际计算需要,选择是否考虑。

1.3.2 公式的建立 由于 1#, 2# 桩的计算模型都可以通过基本计算模型组合得到,因此,根据弹性地基梁理论,通过幂级数法建立 3 种基本计算模型的挠度计算公式,如式(3)所示,然后根据 1#, 2# 桩的受力模型,选择需要的计算公式,整合为总挠度  $y$  的计算公式。桩的转角  $\theta$ , 弯矩  $M$ , 剪力  $Q$  的计算公式可以通过与挠度  $y$  的微分关系得到。

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= a_1 f_0(x) + b_1 f_1(x) + c_1 f_2(x) + d_1 f_3(x) + e_1 x^5 \\ y_2 &= (a_2 + \zeta \parallel_{k=1}) f_0(x) + b_2 f_1(x) + c_2 f_2(x) + d_2 f_3(x) \\ y_3 &= a_3 f_0(x) + b_3 f_1(x) + c_3 f_2(x) + d_3 f_3(x) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

图 3 所示的 3 种基本计算模型 a, b, c 的挠度公式分别与式(3)中的  $y_1, y_2, y_3$  相对应,式(3)中  $\zeta = q_2/L$ 。未知系数可以根据其对应的边界条件求得,如式(4)所示(下标 0 和 L 分别表示桩顶和固定端):

$$\left. \begin{aligned} \text{基本计算模型 a} \quad & Q_0 = P_a, \theta_0 = 0, y_L = 0, \theta_L = 0 \\ \text{基本计算模型 b} \quad & Q_0 = P_b, \theta_0 = 0, y_L = 0, \theta_L = 0 \\ \text{基本计算模型 c} \quad & Q_0 = P_c, M_0 = M, y_L = 0, \theta_L = 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

其余各计算系数的表达式如下:

$$a_1 = \frac{f_2'(d_1 f_3 + e_1 L^5) - f_2(d_1 f_3' + 5e_1 L^4)}{f_0' f_2 - f_0 f_2'}$$

$$b_1 = b_2 = 0$$

$$c_1 = \frac{f_0'(d_1 f_3 + e_1 L^5) f_0(d_1 f_3' + 5e_1 L^4)}{f_2' f_0 - f_2 f_0'}$$

$$d_1 = d_2 = d_3 = -\frac{P}{6E_I}$$

$$e_1 = q_1/24$$

$$a_2 = \frac{P}{6E_I f_0} \left[ f_3 - \frac{f_3' f_0 - f_3 f_0'}{f_2' f_0 - f_2 f_0'} \right] - \zeta \parallel_{k=1}$$

$$c_2 = \frac{P}{6E_I} \left( \frac{f_3' f_0 - f_3 f_0'}{f_2' f_0 - f_2 f_0'} \right)$$

$$a_3 = \frac{f_1(c_3 f_2' + d_3 f_3') - f_1'(c_3 f_2 + d_3 f_3)}{f_0' f_1 - f_0 f_1'}$$

$$b_3 = \frac{f_0(c_3 f_2' + d_3 f_3') - f_0'(c_3 f_2 + d_3 f_3)}{f_0' f_1 - f_0 f_1'}$$

$$c_3 = \frac{M}{2E_I}$$

$$f_0(x) = 1 + \sum_{k=1}^{\infty} (-1)^k \frac{H_5^4(k)}{(5k)!} (\alpha x)^{5k}$$

$$f_1(x) = x + \sum_{k=1}^{\infty} (-1)^k \frac{H_5^3(k)}{(5k+1)! \alpha} (\alpha x)^{5k+1}$$

$$f_2(x) = x^2 + \sum_{k=1}^{\infty} (-1)^k \frac{2H_5^2(k)}{(5k+2)! \alpha^2} (\alpha x)^{5k+2}$$

$$f_3(x) = x^3 + \sum_{k=1}^{\infty} (-1)^k \frac{6H_5^1(k)}{(5k+3)! \alpha^3} (\alpha x)^{5k+3}$$

引入记号:  $H_m^n(k) = (mk - n)[m(k-1) - n] \cdots [m(k-2) - n] \cdots \{m[k - (k-1) - n]\} \quad (m > n)$

弹性地基梁特征系数  $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_k}{E_I}}$ ; 在考虑无地震力作用时, 基本计算模型(c)中  $P$  值不考虑地震力的影响, 即可推得挠度  $y$ , 转角  $\theta$ , 弯矩  $M$ , 剪力  $Q$  的相关计算公式, 从而得到桩的挠度及内力。

## 2 计算实例

### 2.1 工程概况

在达渝高速 K151+200 松散滑坡体上, 在靠近坡脚位置采用多排排架式微型桩组合结构进行加固。该滑坡长约为 48 m, 宽约为 60 m, 深度约为 7 m, 滑面以上主要由人工填土、碎石土构成。经过实际勘测计算把作用在组合结构上的滑坡推力简化为梯形分布的线性荷载, 在桩顶和固定端值分别为 10 kN/m 和 15.97 kN/m。

考虑地震力为突发性常量侧向荷载, 地震烈度为 8°, 根据抗震设计规范, 计算出大小约为  $P_H = 160$  kN。滑体重心与桩顶高程基本一致, 因此不考虑不平衡力矩  $M$  的作用。

每根微型桩由 3 根  $\phi 32$  mm 钢筋、套管及混凝土组合而成, 排架式微型桩计算单元共采用 3 根微型桩通过顶梁连接。根据等效原理得到的相应圆形截面的抗剪力为  $\tau_{fa} = [\tau] A_{CS} = 788.8$  kN, 其中  $A_{CS} = 0.0068$  m<sup>2</sup>, 为等效截面积。相关计算参数如表 1 所示。

表 1 工程实例计算参数

参数名称	参数值
钢筋弹性模量 $E_s$ /kPa	$2.0 \times 10^8$
混凝土弹性模量 $E_c$ /kPa	$3.0 \times 10^7$
微型桩直径 $D$ /m	0.20
钢筋直径 $d$ /m	0.032
钢筋屈服强度 $\tau$ /MPa	116

### 2.2 地震力对排架式微型桩组合结构影响的分析

对比排架式微型桩组合结构承受的各荷载值大小可以发现, 地震力值处于较大的水平, 因此特别对比分析了地震力施加前后组合结构的反应, 如图 4—5 所示。

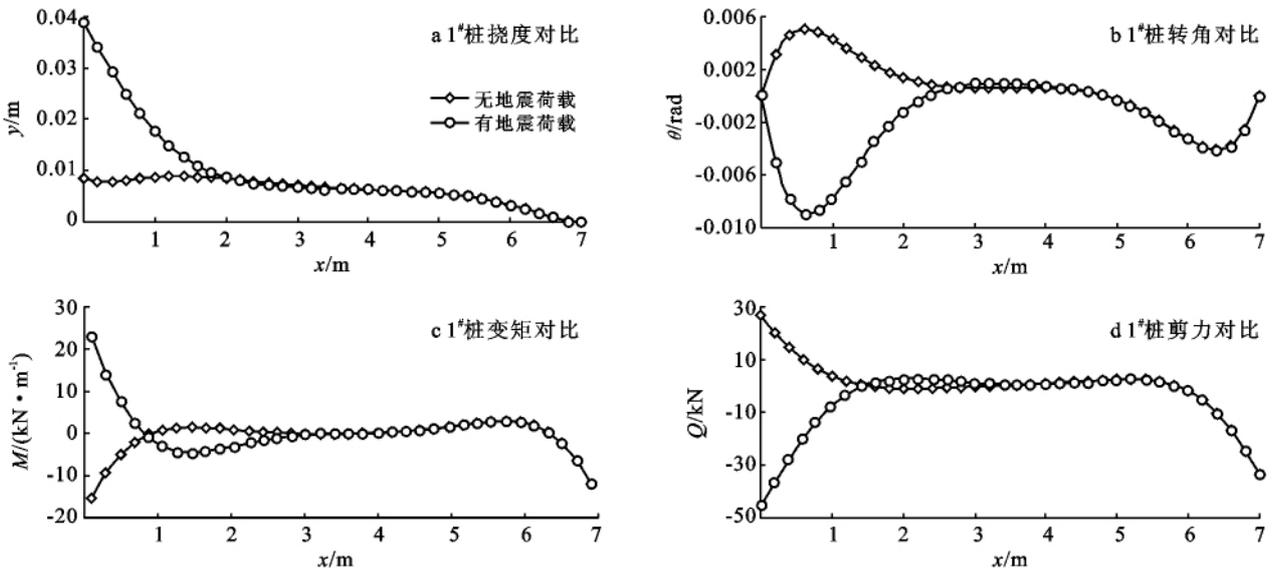


图 4 地震力对 1# 桩挠度  $y$ , 转角  $\theta$ , 弯矩  $M$  和剪力  $Q$  影响对比

如图 4 所示, 地震力对 1# 桩的影响主要位于桩顶至 3.5 m 深度范围内, 尤其是桩顶位置附近, 其挠度及内力值都发生了显著的变化:

挠度值由地震力施加前的 0.0086 m, 增大为 0.0389 m, 约为施加前的 4.5 倍。未施加地震力时转角最大值为 0.0049, 施加地震力后, 转角值变为 -0.0086, 方向上发生了变化。

桩顶的弯矩值由地震力前 -15.46 kN·m 变为 23.25 kN·m, 变化幅度为 38.71 kN·m。与弯矩的变化相对应, 剪力的主要变化也位于桩顶位置, 由地

震力施加前的 26.77 kN 变为 -45.78 kN, 变化幅度为 72.55 kN。

图 5 给出了地震力对 2# 桩挠度、转角及内力影响曲线, 从图 5 中可以看出, 地震力对 2# 桩挠度、转角及内力的影响也主要位于桩顶至 3.5 m 深度范围内, 桩顶位置附近最明显, 挠度和内力值都有显著变化, 但未发生方向的改变。

对比图 4 可以看出, 2# 桩的挠度及内力分布图与 1# 桩的分布图有较大的差别, 主要因为这 2 桩的受力及位置不同。在采用排架式微型桩群加固该滑坡的

同时,设计并建立了深部位移监测孔和地表位移监测点,通过与监测数据的比较,正常荷载情况下模型计

算结果和现场实测结果基本一致,说明模型是有效并正确的,基本上能反映现场的实际情况。

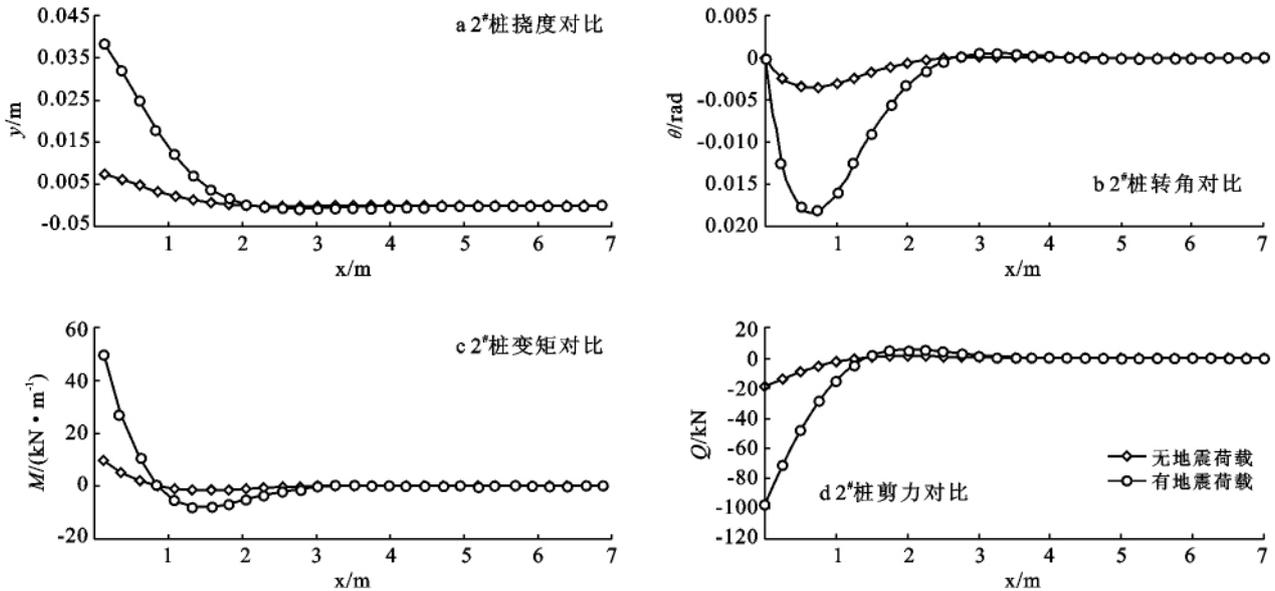


图 5 地震力对 2# 桩挠度  $y$ , 转角  $\theta$ , 弯矩  $M$  和剪力  $Q$  影响对比

### 3 结论

(1) 对不稳定坡体,引用弹性地基梁理论时应满足一定的条件。

(2) 借助一般微型桩水平承载力计算思路,通过弹性地基梁“变  $m$  法”来体现微型桩前其他桩对地基反力的影响作用,使计算更加合理。

(3) 对桩前存在不同约束条件的 3 根微型桩,分别采用不同的基本计算模型组合,建立了较为完善的排架式微型桩组合结构的计算公式。工程实例计算结果与现场实测结果的一致性验证了本模型的合理性。

(4) 区别于刚性支护结构,排架式微型桩组合结构可以利用自身的变形,削弱地震力对边坡稳定的影响,提高工程的安全性。

(5) 为减小桩顶变形,必要时可以用横梁或顶板对排架式微型桩组合结构进行连接。

#### [ 参 考 文 献 ]

[1] Armour T, Groneck P, Keeley J, et al. Micropile design and construction guidelines implementation manual [R]. Washington D C. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2000.

[2] Shields D R. Buckling of micro-piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2007,133(3):334-337.

[3] Cadden A, Gomez J, Bruce D, et al. Micro-piles; recent

advances and future trends[C]// Current Practices and Future Trends in Deep Foundations. Reston, USA: American Society of Civil Engineers, 2004:140-165.

[4] 丁光文. 微型桩处理滑坡的设计方法[J]. 西部探矿工程, 2001,13(4):15-17.

[5] 史佩栋,何开胜. 小桩的起源、应用与发展(II)[J]. 岩土工程界, 2005,8(9):15-18.

[6] 冯君,周德培,江南,等. 微型桩体系加固顺层岩质边坡的内力计算模式[J]. 岩石力学与工程学报, 2006,25(2):284-288.

[7] 肖世国,鲜飞,王唤龙. 一种微型桩组合抗滑结构内力分析方法[J]. 岩土力学, 2010,31(8):2553-2559.

[8] 周德培,王唤龙,孙宏伟. 微型桩组合抗滑结构及其设计理论[J]. 岩石力学与工程学报, 2009,28(7):1353-1362.

[9] 韩金平. 液化场地微型桩基地震响应数值仿真研究[D]. 合肥:合肥工业大学, 2007.

[10] 贺传友. 液化场地微型桩基地震响应三维数值分析[D]. 合肥:合肥工业大学, 2009.

[11] 陈正,梅岭,梅国雄. 柔性微型桩水平承载力数值模拟[J]. 岩土力学, 2011,32(7):2219-2224.

[12] 罗红明,唐辉明,胡斌,等. 考虑地震力的刚体极限平衡法及其工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2007,26(1):3590-3595.

[13] 王念秦,姚勇,罗东海. 滑坡综合治理方案比选评价模型[J]. 水土保持通报, 2009,29(1):111-114.

[14] 严金凯,殷跃平,门玉明,等. 滑坡微型桩群加固工程试验研究[J]. 土木工程学报, 2011,44(4):120-128.

[15] 贾庆山. 桩基水平承载力标准值与  $m$  值确定[J]. 特种结构, 1995,12(2):23-24.