

# 碎石土斜坡场地-桩基地震响应的数值分析

杨薇薇

(中通服咨询设计研究院有限公司, 江苏 南京 210003)

**摘要:**以西南地区穿越典型地形地貌和地基土大类的某线路工程为例,首先通过震害调研获得地震作用下输电线路震害特征。然后采用 FLAD 3D 有限差分软件建立斜坡桩-土体系分析模型,通过模拟明确了动力荷载作用下,斜坡场地永久位移、场地加速度放大系数以及桩身位移、桩身包络弯矩、桩身峰值加速度的动力响应特征。结果表明:坡肩处的场地位移、加速度放大系数以放大为主,全坡面位移平均放大系数范围为 1.0~5.0、加速度最大放大系数约为 1.2~1.5;而桩基地震响应表征参数中桩基础的加速度、位移、内力受地震荷载影响明显,但由于斜坡坡度的影响,一定深度上、下土层差异性逐渐加大,斜坡上部土体丧失了抵抗强度使桩产生了明显的响应突变。

**关键词:**斜坡;场地;桩基;地震响应;数值分析

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2021)05-0409-06

## Numerical analysis of seismic response of gravel soil slope site and pile foundation

YANG Wei-wei

(Zhongtong Service Consulting Design & Research Institute Co., Ltd., Nanjing 210003, Jiangsu, China)

**Abstract:** Taking a line project crossing typical landform and foundation soil in Southwest China as an example, the seismic damage characteristics of transmission line under earthquake action are obtained through seismic damage investigation. Then, the analysis model of slope pile-soil system is established by using FLAD 3D finite difference software. Through simulation, the dynamic response characteristics of the permanent displacement of the slope, the amplification coefficient of the site acceleration, the pile displacement, the pile envelope bending moment and the peak acceleration of the pile under dynamic load are determined. The results show that the amplification coefficients of site displacement and acceleration at the slope shoulder are amplified. The average amplification coefficient of slope displacement ranges from 1.0 to 5.0, and the maximum amplification coefficient of acceleration ranges from 1.2 to 1.5. The acceleration, displacement and internal force of the pile foundation are affected by the seismic load. However, due to the influence of slope gradient, the difference between upper and lower soil layers increases gradually at a certain depth, and the soil at the upper part of the slope loses its resistance strength, resulting in abrupt response of pile.

**Key words:** slope; site; pile foundation; seismic response; numerical analysis

## 0 引言

桩基础因具有适应性强、承载力高等优点,特别适用于山区斜坡地形的施工条件。实际上,西南山区斜坡工程 90%以上为桩基础。但该区受到印度板块和欧亚板块的碰撞影响,经常发生强烈地震,使线路桩基发生损毁<sup>[1]</sup>。

从 1975—2013 年间几次大地震的震害调查结果来看,建筑桩基震害主要是未明确桩-土体系地

震荷载变形效应及相应桩基地震响应特征<sup>[2-3]</sup>。Winkler 地基梁法在桩基的理论研究中较为常用<sup>[4]</sup>,与之相关模型有 Matlock<sup>[5]</sup>、Novak<sup>[6]</sup>等,经历了线性总应力法到非线性有效应力动力分析法,再到复杂的弹塑性模型法;从只能进行饱和土体的分析发展到非饱和土体的动力分析。而模型试验则以离心机试验、振动台试验为主<sup>[7-8]</sup>,对饱和砂土模型桩、群桩等方面开展了振动台试验,并适当的考虑了斜坡坡度、斜坡长度、砂土层厚度对桩基地震响应的

影响。但由于模型试验成本高、模型尺寸小,很难有效的表达实际的桩-土相互作用,试验结果非常有限。随着计算机技术的发展,开展了基于OpenSees的桩-土-结构地震相互作用研究<sup>[9]</sup>、基于Quasi-3D FEM方法结合PILE 3D、PILE-PY对砂土中桩基动力 $p$ - $y$ 曲线进行分析<sup>[10]</sup>。上述成果对于场地地基液化问题考虑较多。而西南地区斜坡桩基础地基土一般为碎石土或基岩,其液化问题并不常见。目前未见斜坡场地碎石土条件下场地及桩基地震响应全体系的研究,设计中仍感到缺乏充分的试验和理论依据。

本文以西南地区穿越典型地形地貌和地基土大类的某线路工程为例,总结其在芦山地震后线塔基础震害的特征。然后采用FLAD 3D有限差分软件建立分析模型,探讨斜坡塔位场地变形破坏情况和桩基地震响应,以明确西南地区斜坡桩基在地震荷载影响下的桩-土体系间相互关系。

## 1 塔位震害特征

某地区发生7.0级地震,本次地震震中烈度达到IX度,共计30座变电站和250余条线路受到不同程度的破坏和影响。其中由于杆塔基础失效造成的线路停运占有相当大的比例。本文所研究的线路位于川西高原向成都平原过渡地带,所经地震烈度区为6~8度区,地形西高东低。地貌为构造侵蚀高中山区,一般海拔标高在1 000~3 000 m,平均坡度30°~40°。基岩为层状砂岩,节理发育。覆盖层为第四系残坡积粉质黏土含碎石,分布在斜坡的表层,厚3~5 m,碎石含量10%~15%,粒径为0.5~5 cm,多呈棱角状,母岩以砂岩为主(见图1)。该线路工程所用基础为混凝土人工挖孔桩基础,桩径0.8~1.2 m,桩长8~10 m。



图1 场地地形地貌

Fig. 1 Terrain and geomorphology of site

该地震造成线路19号塔位场地所在斜坡发生明显变形破坏,造成场地南西方向D腿附近一处滑坡。滑坡范围较大,滑坡面长、宽分别为90 m×50 m,

滑坡深度为4 m左右,滑坡范围的土方约为 $2.25 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。斜坡坡度约45°~65°,坡脚坡度约5°~15°。堆积体主要是砾岩块石和碎石土,砾岩块石最大直径可达5 m。滑坡位置及规模见图2。

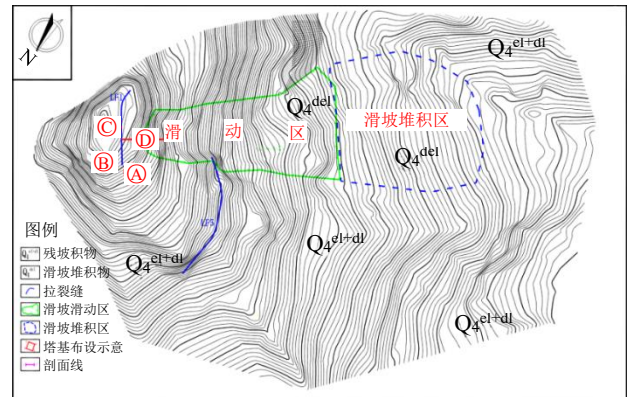


图2 塔位处地形图

Fig. 2 Topographic map of tower site

### (1) 滑坡范围与规模

滑坡体前缘高程约852~855 m,剪出口位于前缘陡坎下部;左侧高程为852 m,位于地形平缓交接处,右侧高程为852 m,位于山脊内侧。滑坡后缘高程为935~940 m,在“四·二〇”地震以后,裂缝发育。该滑坡体左侧以单薄山脊为界,右侧以小山脊为界,零星可见基岩外露。滑坡规模等级属小型滑坡。滑坡边界如图3。



图3 滑坡边界照片

Fig. 3 Landslide boundary

### (2) 滑坡物质结构特征

整个滑坡体物质组成为第四系残坡积土,主要成分为粉质黏土,含碎石,黄褐色,结构较密,碎石含量10%~15%,粒径一般为0.5~3 cm,多呈棱角状,块石粒径约5~20 cm,含量约为5%。母岩多为粉砂岩,厚度为1.5~2.5 m,如图4。



图4 滑坡岩土体组成

Fig. 4 Rock and soil composition of landslide

(3) 滑坡变形破坏特征

塔基在运营期间塔位所在斜坡均无明显变形破坏迹象, 直至“四·二〇”地震后, 滑坡才发生滑动, 说明此次地震为滑坡形成的主因。滑坡所在山体的变形首次出现于上世纪 90 年代特大暴雨与洪水期间, 形成一条总体平行于山脊走向的拉裂缝, 局部形成圈椅状的滑塌破坏, 但这些裂缝已被山体覆盖物覆盖。在地震后, 塔基所在的单薄山脊出现多条大致平行于山脊走向的拉裂缝, 特别是 2013 年 5 月降水增多后, 在滑坡体后部裂缝有明显的向两侧延伸及扩张现象, 随后发生滑动, 并再次发生小规模垮塌。通过分析该滑坡变形受地震及降雨影响强烈, 所以其变形具有集中性和突发性。

滑坡体变形主要集中于滑坡后部, 拉裂缝较发育, 并出现有多级错台。CD 腿之间的裂缝距滑壁仅有 1 m, 局部已贯通。另外 AB 腿之间护坡上的裂缝和 D 腿处的护坡上的裂缝也已临空。B 腿附近裂缝已被黏土回填, 且用塑料薄膜覆盖, 降雨几乎不会入渗, 长度为 2 m, 没有贯通, 在后续降雨未发生明显变化, 位于山体半山腰处裂缝是由于“四·二〇”地震作用形成的, 没有贯通, 在后续降雨期间未发生明显变化。因此, 该滑坡的变形具有局部性。

研究区距离芦山地震的主断裂带较近, 地震加速度较大, 地震使该滑坡后部出现多条拉裂缝, 并伴随下错现象。同时, 地震时使滑坡物质结构遭到破坏, 有利于地表水下渗后向深部运移, 增加了斜坡土体向下运动的趋势, 在后期连续强降水的作用下, 导致滑坡失稳破坏。经过分析滑坡的变形破坏特征, 该滑坡的变形是上覆堆积层沿软弱带滑移而引起的。

2 数值分析模型建立

(1) 根据场地、地基条件, 以及桩基础(图 5 中绿色)特征建立计算模型, 模型长(y 方向) 357 m, 宽 290 m(x 方向), 最大高度 150 m, 最小高度 17 m。模型按实际场地覆盖层(蓝色)、基岩(红色)分上下两层设置介质材料类型。模型的计算参数见表 1。

建模过程中, 岩土体采用四面体、五面体和六面体混合网格单元相互匹配、连接组成。桩基实际尺寸采用柱型网格(即六面体网格)进行建模。通过网格节点连接上部结构和桩周土体。上部结构采用空间梁单元模拟。

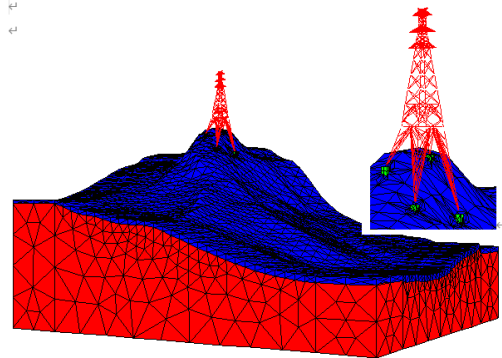


图 5 计算模型示意图

Fig. 5 Schematic diagram of calculation model

表 1 物理力学参数表

Table 1 Physical and mechanical parameters

参数	粉质黏土含 碎石	砂岩	混凝土 C30
密度/(kg/m <sup>3</sup> )	1 900	2 350	2 500
黏聚力/kPa	5	50	—
摩擦角/(°)	25	40	—
体积模量/GPa	0.15	2.39	16.0
剪切模量/GPa	0.10	1.68	11.0

利用结构单元即连杆(梁单元)将铁塔的每个塔腿简化, 取相应的截面惯性矩和角钢的弹性模量 ( $I=1.33 \times 10^{-4}$ ,  $E=220$  GPa)

(2) 边界条件确定: 模型顶部为自由边界, 底部为固定约束, 地震作用下四周为自由边界。

(3) 动力计算中材料阻尼的设定, 本文采用瑞雷阻尼, 可由刚度矩阵  $K$  和质量矩阵  $M$  表示:

$$C = \alpha M + \beta K \tag{1}$$

式中:  $\alpha$ 、 $\beta$  为瑞雷阻尼系数。

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j(\zeta_i\omega_j - \zeta_j\omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2}, \quad \beta = \frac{2(\zeta_j\omega_j - \zeta_i\omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \tag{2}$$

式中:  $\omega_i$ 、 $\omega_j$  分别为结构的第  $i$  和第  $j$  振型的固有频率;  $\zeta_i$ 、 $\zeta_j$  为相应的阻尼比。一般情况下,  $i$ 、 $j$  分别取 1 和 2。

(4) 地震荷载选取芦山地震名山科技强震动台数据, 仅考虑水平地震作用。通过 SeismoSignal 进行人工滤波, 处理后的地震波时长 30 s, 计算步长 0.005 s, 历时 8~18 s 左右为振动峰值区, 地震主震频率为 10 Hz。地震计算分析时将基岩地震加速度(图 6 所示)施加在所有单元的质点上, 这是基岩的加速度时程曲线, 通过积分可以得到基岩的速度和位移, 通过软件计算得到质点的位移、速度和加速度是相对于基岩的, 质点的真实位移、速度和加速度是要叠加基岩的位移、速度和加速度。



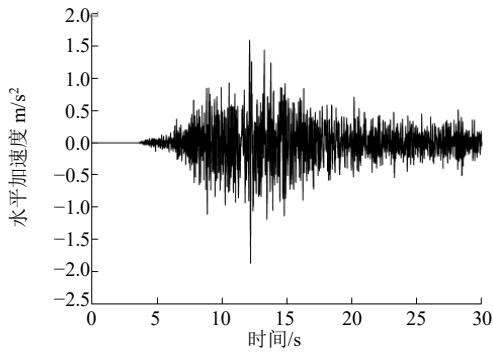


图6 地震加速度时程曲线

Fig. 6 Seismic acceleration time history curve

### 3 场地地震响应

#### 3.1 位移分析

该区域位移时程曲线如图7所示。

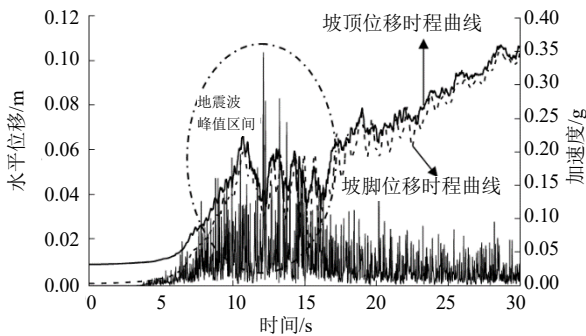


图7 地表永久位移时程曲线

Fig. 7 Surface permanent displacement-time curve

从图7可见,剖面水平位移从坡脚至坡顶持续增大,至坡顶最大,塔位处水平和竖向位移分别约为0.06 m和0.05 m。地震初期加速度较小时,仅引起坡顶处发生位移,约1 cm,坡脚未有明显位移发生。随地震历时增加,尤其在峰值加速度期间,斜坡产生了较大的瞬态位移,进而导致边坡产生一定的永久位移,此时斜坡位移约为8 cm,产生了较为明显的塑性变形。越过峰值区间,斜坡永久位移持续累加,总体上水平位移在坡顶附近为10 cm左右。从该图可见,场地位移放大系数最大值出现在坡顶,全坡面位移平均放大系数范围为1.0~5.0,放大系数最大值为5.0左右。竖向位移变化情况与水平位移相似,量值亦相同。

从计算结果看,场地水平和竖向位移在坡顶附近最大值近似可达10 cm,其与实际滑坡后缘变形位移量值近似相同,分析获得的坡体剪切应变增量云图(塑性贯通区域),即潜在滑动面与现场调查结论一致,均为沿岩土体界面滑动,如图8所示。可以认为场地发生最大位移能够触发与实际震害

相当的破坏情况。

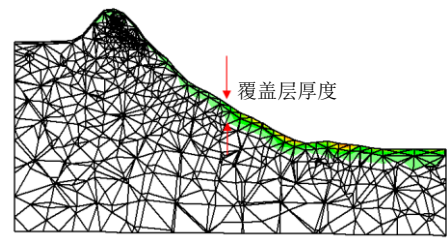


图8 坡面塑性贯通区域

Fig. 8 Plastic zone of slope surface

#### 3.2 场地加速度放大系数

该区域加速度变化曲线如图9所示。图中地震加速度放大系数是针对输出地震波的最大地震加速度相对于输入地震波的最大地震加速度而言。

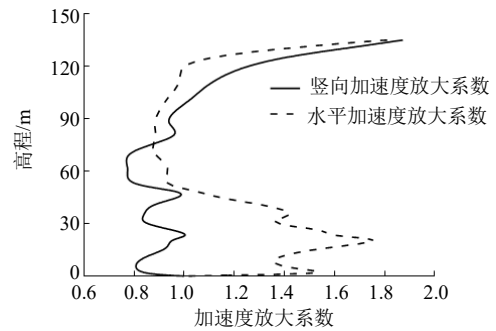


图9 地表加速度放大系数-高程曲线

Fig. 9 Surface acceleration amplification coefficient-elevation curve

分析图9的变化曲线可以得出:当坡面与地震波方向平行时,对于下伏较软岩的场地,不同方向的加速度放大系数,水平和竖向约为1.8,水平方向增大,呈动态波动增大的变化趋势,最大值出现在1/5坡体的位置处,在1/2坡体的位置处最小为1.0。竖向方向增大趋势在4/5坡高以下呈现不断波动的变化趋势,在4/5坡体位置处增大速率突变,当在坡顶位置时增大到最大值1.8。

水平和竖向的加速度约为0.72 g和0.70 g,对于地震效应而言,其值为IX度,与原始比较增大了约I~II度,这是由于该坡体变化幅度较大,高低不平,坡体呈现两边低中间高的变化趋势,这种地势是地震波增大的主要原因。

### 4 斜坡桩基地震影响

#### 4.1 桩基位移

监测点的布置为在桩体中心位置水平向等间距布置,通过该观测点监测地震波的水平位移值如图10所示。

从图10可见,不同深度桩基地震位移反映不

同, 峰值水平位移区间为震动 5~10 s 左右, 峰值时刻基本与输入的地震波峰值相对应。

从桩顶到桩底, 桩身位移随深度逐渐减小, 桩顶位移最大, 约为 25 mm, 桩底位移最小, 说明桩身中上部变形受地震荷载影响较为明显, 但距桩顶一定深度后 (约 6~7 倍桩径埋深) 位移极小。

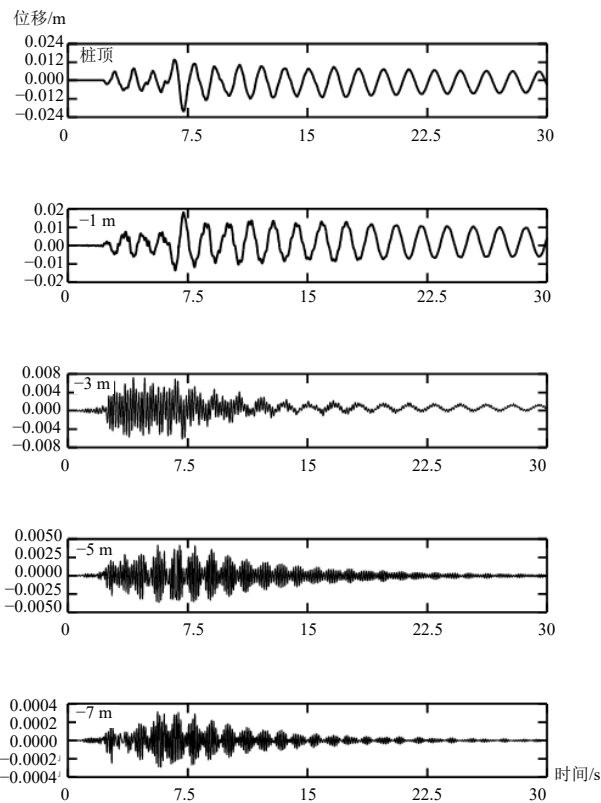


图 10 桩身位移时程曲线

Fig. 10 Time history curves of pile displacements

### 4.2 斜坡桩基内力

通过对监测数据的整理分析得到桩体的弯矩值如图 11 所示。

从图 11 可见, 不同深度桩身弯矩时程曲线均在震动 5~10 s 左右达到峰值。桩身弯矩从桩底到桩顶先增后减, 桩顶至 3~3.5 倍桩径范围增大, 随后开始减小, 至桩底为最小值, 说明在桩顶遭受水平地震荷载时, 桩身下部并不会受到明显的影响。因为由于斜坡坡度的影响, 一定深度上、下土层差异性逐渐加大, 斜坡土体失效与未失效处桩产生了明显的弯矩突变, 该处较其他位置弯矩绝对值要大很多。

### 4.3 斜坡桩基加速度

监测点的布置为在桩体中心位置竖向等间距布置, 通过该观测点监测地震波的加速度值如图 12 所示。

图 12 可见, 不同深度桩基水平加速度时程曲线均在震动 5~10 s 左右达到峰值加速度。曲线幅值随深度逐渐降低, 说明土层对输入地震波具有不

同程度的衰减作用。桩身加速度最大值在桩顶, 最小值在桩底, 桩顶加速度在 2~4 m/s<sup>2</sup> 范围, 约比原始地震输入放大了 1.5~2 倍。

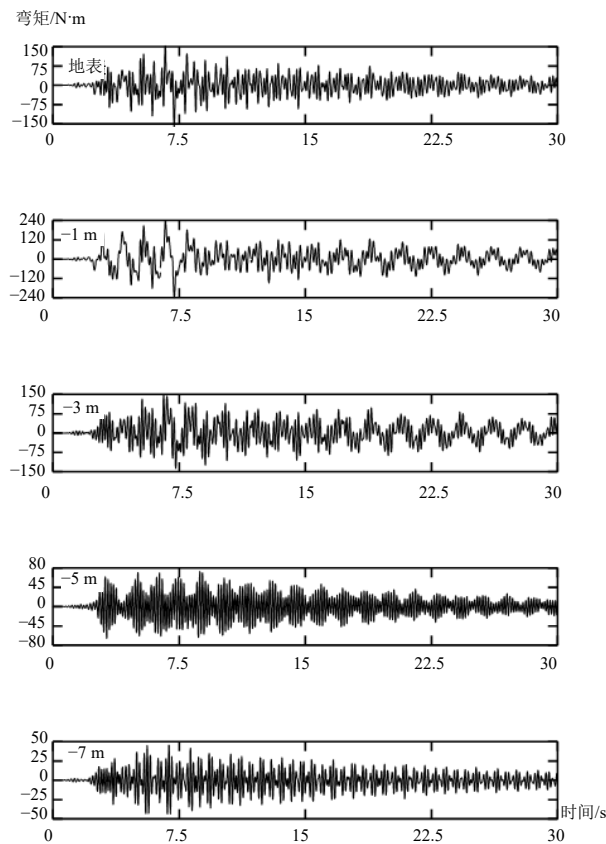


图 11 桩身弯矩时程曲线

Fig. 11 Time history curves of pile bending moments

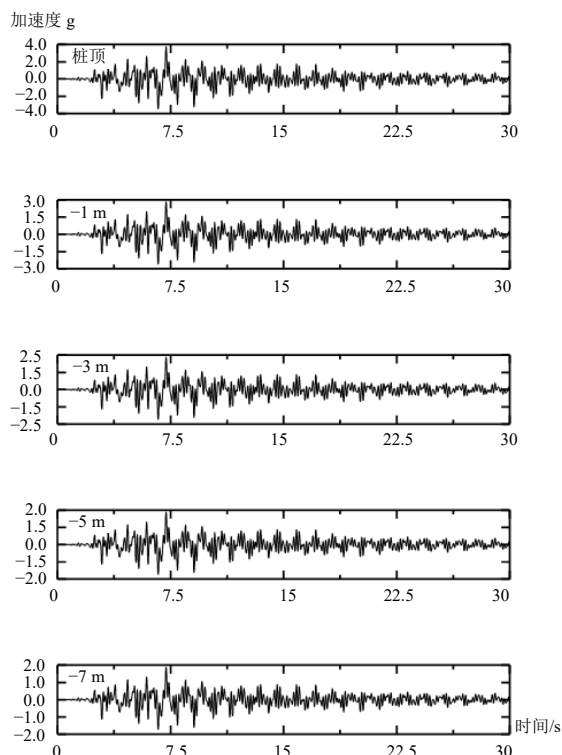


图 12 桩身加速度时程曲线

Fig. 12 Time history curves of pile acceleration

## 5 结 论

以西南地区穿越典型地形地貌和地基土大类的某一线路工程为例,首先通过对该线路震后桩基础震害的调研情况,得出线塔基础震害的特点,获得地震作用下输电线路震害特征的初步认识。进一步采用 FLAD 3D 有限差分软件建立斜坡桩-土体系数值分析模型,详细分析斜坡场地、桩基地震响应,深入研究斜坡桩-土体系动力响应特征。研究结果如下:

(1) 塔位滑坡地层倾向与临空面方向平行,即为顺层坡,该处特殊的地形为滑坡变形失稳提供了临空面,从而使滑体在重力作用下容易向下运移。

(2) 斜坡坡面各点振幅相对坡脚监测点放大效应受地形地貌、地形坡度等多因素影响或控制,表现为非线性特征。坡肩处的水平及竖向加速度放大系数以放大为主,最大放大系数约为 1.2~1.5。

(3) 场地位移放大系数最大值出现在坡顶,全坡面位移平均放大系数范围为 1.0~5.0,放大系数最大值为 5.0 左右。竖向位移变化情况与水平位移相似。

(4) 斜坡场地桩基地震响应表征参数中桩基础的加速度、位移、内力受地震荷载影响明显,但由于斜坡坡度的影响,一定深度上、下土层差异性逐渐加大,斜坡上部土体丧失了抵抗强度使桩产生了明显的响应突变。

### 参考文献

- [1] 贺炜,罗智猛,尹平保,等.山区斜坡桩基地震响应的离心模型试验[J].中国公路学报,2018,31(9):43-51.  
HE Wei, LUO Zhi-meng, YIN Ping-bao, et al. Centrifuge model tests of bridge pile foundations in sloping ground of mountainous areas[J]. Chinese Journal of Highway, 2018, 31(9): 43-51
- [2] 张卢明,周勇,王志佳,等.倾斜场地非均匀土-桩-结构地震相互作用振动台试验与数值分析[J].地震工程与工程振动,2020,40(5):226-238.  
ZHANG Lu-ming, ZHOU Yong, WANG Zhi-jia, et al. Shaking table test and numerical analysis of non-uniform soil-pile-structure seismic interaction in inclined ground

- [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2020, 40(5): 226-238
- [3] 赵晓光,高文生,倪克闯,等.基于 ABAQUS 高承台群桩基础振动台试验地震反应分析[J].建筑科学,2020,36(1):83-90.  
ZHAO Xiao-guang, GAO Wen-sheng, NI Ke-chuang, et al. Seismic response analysis of shaking table test of pile foundation with high cap based on ABAQUS[J]. Building Science, 2020, 36(1): 83-90.
- [4] AI-DEFAE A H, KNAPPETT J A. Centrifuge modeling of the seismic performance of pile-reinforced slopes[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(6): 04014014.
- [5] MATLOCK H, FOO S H, BRYANT L L. Simulation of lateral pile behavior[J]. Proc. Earthquake Engineering and Soil Dynamic, ASCE, New York, 1978: 577-594.
- [6] NOVAK M, NOGAMI T, ABUL-ELLA F. Dynamic soil reactions for plane strain case[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1978, 104(4): 953-959.
- [7] 吴琪,丁选明,陈志雄,等.不同地震动强度下珊瑚礁砂地基中桩-土-结构地震响应试验研究[J].岩土力学,2020,41(2):571-580.  
WU Qi, DING Xuan-ming, CHEN Zhi-xiong, et al. Seismic response of pile-soil-structure in coral sand under different earthquake intensities[J]. Geotechnical Mechanics, 2020, 41(2): 571-580.
- [8] 李再先,李小军,张智.桩-土-结构相互作用分析的等效计算桩长简化模型[J].地震工程与工程振动,2019,39(1):8-17.  
LI Zai-xian, LI Xiao-jun, ZHANG Zhi. A simplified model of equivalent calculated pile length for soil-pile-structure interaction analysis[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2019, 39(1): 8-17.
- [9] OpenSees. Open system for earthquake engineering simulation[EB/OL]. <http://opensees.berkeley.edu>. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). University of California, Berkeley: 2007.
- [10] FINN W D L. Geotechnical engineering aspects of microzonation[C]//Proceedings of the Fourth International Conference on Seismic Zonation. Stanford, California. 1991: 199-259.