岩溶场地地表地震动特性研究。

何 声1,杨仕升1,2,蒙 雷2

(1.广西壮族自治区地震局,广西 南宁 530022; 2.广西大学 土木建筑工程学院,广西 南宁 530004)

摘要:对典型岩溶场地进行土层地震反应分析,并与非岩溶场地土层的地震反应进行对比,研究岩 溶场地地表地震动的基本特性,为岩溶区工程场地地震动参数的确定提供参考。实例研究表明:与 非岩溶场地的土层地震反应相比,岩溶场地土层对地震波的放大效应较强,地表地震动的频率偏 高;当岩溶场地中发育有土洞时,地表地震动加速度峰值比不含土洞的岩溶场地要大。 关键词:岩溶场地;土洞;地震反应;有限元

中图分类号: P315.9 **文献标志码:**A **文章编号:** 1000-0844(2015)02-0534-07 DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2015.02.0534

Ground Motion Characteristics of Karst Sites

HE Sheng¹, YANG Shi-sheng^{1,2}, MENG Lei²

(1.Earthquake Administration of Guangxi Zhuang Autonomous Region, Nanning, Guangxi 530022, China;
2.College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning, Guangxi 530004, China)

Abstract: This study describes the use of finite element analysis to study the seismic response of a typical karst site compared with that of other sites. The results showed that compared with other non-karst sites, karst field soil has a stronger amplification effect on the seismic wave, and the ground motion frequency is higher. When there are holes in the karst site, the seismic peak ground acceleration is larger than that of a non-holed karst foundation. These results provide a reference for the ground motion parameters determined at a karst site.

Key words: karst site; hole; seismic response; finite element method

0 引言

我国可溶性岩石分布广泛,类型众多,在复杂的 岩溶地基上建造建筑物,给工程人员提出了许多新 的问题与挑战。近几年来的宏观震害资料和强震观 测记录已经证明:场地条件对地震动的峰值加速度 及频谱特性具有重要影响,直接关系建筑物遭受地 震作用的破坏程度。因此,在进行岩溶区建筑工程 防震技术的研究之前,必须了解岩溶场地地表地震 动的基本特性,为上部结构的抗震研究提供依据^[1]。

就目前自由场地地震反应的科研资料来看,针 对岩溶场地土层的地震反应研究较少。本文基于动 力有限元的基本理论,运用 ANSYS 软件,选取桂林 市临桂县大学北路西侧一个典型的岩溶场地作为分 析对象,以南宁市科德路一处普通 II 类场地及北海 某软土场地的地震反应作为对比,通过对地表地震 动的加速度峰值、相位及频谱特性等指标的分析比 较,探讨岩溶场地地表地震动特性,对岩溶区工程场 地地震动参数的确定具有一定现实意义。

1 岩溶场地地质性状研究

岩溶场地的岩层主要由石灰岩和白云岩等碳酸 盐岩组成,该类型的岩石物理力学性质相对脆弱,地 震对其破坏性很强。加之岩溶水对这类可溶性岩会

① 收稿日期:2014-06-23

基金项目:广西科学研究与技术开发计划项目(桂科攻 12426001-5)

作者简介:何 声(1987-),女,广西南宁人,硕士研究生,主要从事地震安全性评价及结构抗震研究.E-mail:hhs201331@126.com 通讯作者:杨仕升(1960-),男,广西南宁人,博士,教授级高级工程师,主要从事地震安全性评价和建筑工程防震研究. E-mail:yangss01@163.com.

产生溶蚀作用,岩石内常常发育有溶洞、溶槽、溶沟 等,破坏了地基的连续性与完整性,对地基的抗震产 生诸多不利。根据岩体的完整或破碎程度,岩溶场 地的岩层质量等级划在Ⅲ~Ⅴ级^[2]。

岩溶场地的覆盖土层厚度一般不大,通常在 3 ~10 m,个别地带厚达 20~30 m。岩溶区主要的土 类有:红黏粘土、粉土、砂、卵砾石等。其中红黏土是 与工程建设关系较密切的一种土类,具有特殊的工 程性质^[3]。由表 2 的数据可知:与一般的黏土不同, 岩溶区红黏土的天然含水量、孔隙比、饱和度以及塑 性界限很高。岩溶区的降水丰富,地震波经过包含 水的传播介质会产生放大效应。另外,红黏土具有 较高的力学强度,土质偏硬的特点不利于地震波在 传播过程中能量的耗散。

表 1 岩体完整程度的定性划分

Table 1 Qualitative division of the rock mass integrity

当休甘木	重力密度	抗剪断岬	峰值强度	赤亚齿旦	泊松 比 μ	
石 仲 基 平 质 量 级 别	重刀留度 /(kN•m ⁻³)	内摩擦角 $arphi/(°)$	黏聚力 c /MPa	受形模重 E/GPa		
Ι	<u>></u> 2€ E	>60	> 21	>33	<0.2	
П	~20.5	$60 \sim 50$	$2.1 \sim 1.5$	$33 \sim 20$	$0.2 \sim 0.25$	
Ш	$26.5 \sim 24.5$	$50 \sim 39$	$1.5 \sim 0.7$	$20 \sim 6$	0.25~0.3	
IV	$24.5 \sim 22.5$	$39 \sim 27$	$0.7 \sim 0.2$	$6 \sim 1.3$	0.3~0.35	
V	<22.5	$<\!\!27$	<0.2	<1.3	>0.35	

表 2 红黏土与一般黏土物理力学性质比较

Table 2 Physical and mechanical properties comparison between the red clay and normal clay

指标	含水量 ω/%	天然密度 ρ/(g・cm ⁻³)	孔隙比 e	液限 ω_L	塑限 ω _p	压缩系数	摩擦角 /(°)	黏聚力 c
红黏土	$21\!\sim\!50$	1.61~2.01	$0.671 \sim 1.461$	$42\!\sim\!86$	$23 \sim 56$	0.10~0.72	$5 \sim 12$	$14\!\sim\!129$
一般黏土	$15\!\sim\!30$	1.75~1.90	$0.55 \sim 1.0$	$25\!\sim\!45$	$22.5 \sim 26.4$	0.1~0.4	$15 \sim 22$	$10\!\sim\!50$

2 土层地震反应有限元理论研究

在小尺寸范围内,土体具有明显的非连续性和 不均匀性,是一种多孔多相的松散介质,其应力应变 关系十分复杂。一般情况下,研究者在对地基进行 动力学研究时,往往是在较大尺度的范围内进行,此 时认为与连续场有关的数学分析对任意体积的土体 一律有效,即假定土体均匀连续分布在所研究的区 域里。基于这个假定,人们就可以借用现代连续介 质力学的方法来研究土动力学问题了^[4-5]。

2.1 黏弹性人工边界

有限元法是将连续的无限自由度问题转化为离 散的有限自由度问题进行求解的一种数值分析方 法。采用有限元数值模拟技术求解自由场地土层的 地震反应,需要从无限介质中截取有限尺寸的计算 区域建立有限元模型,首先遇到的是边界条件问题。 场地本身是无限远的土体介质,当地震波在土体中 向远处传播时会携走相当一部分能量,若直接约束 土体边界,土体内会因地震波在边界上的反射而聚 集大量能量使计算结果失真。因此模拟地震波在土 体边界的透射是数值模拟自由场地地震反应分析的 关键环节。刘晶波等^[6]提出的三维时域黏弹性人工 边界数值模拟技术可以方便地应用于三维波动问题 的模拟分析,在通用有限元软件中已经得到初步实 现,并且经过实际工程验证能够满足工程精度要求, 具有良好的稳定性。

黏弹性人工边界是通过在土体边界设置弹簧阻

尼器来考虑无限介质的弹性恢复性能和辐射阻尼, 在有限元软件中的实现方法如图 1 所示:在边界处 结点的法向和两个切向分别施加弹簧-阻尼器单元, 弹簧阻尼器单元的一端与边界上的块单元通过耦合 结点实现相互作用,另一端则为固定支座。弹簧-阻 尼器单元的弹簧刚度和阻尼器的阻尼系数按式(1) 和式(2)的计算结果选取。

$$K_{\rm BN} = \frac{4G}{3R} \sum_{i=1}^{l} A_i , C_{\rm BN} = \rho c_{\rm P}$$
(1)

$$K_{\rm BT} = \frac{3G}{3R} \sum_{i=1}^{l} A_i, C_{\rm BT} = \rho c_{\rm S}$$
(2)

式中, K_{BN} 、 K_{BT} 为法向、切向弹簧刚度; C_{BN} 、 C_{BT} 为 法向、切向阻尼器的阻尼系数;R为波源至人工边界 点的距离; ρ 为介质密度;G为介质剪切模量; c_{P} 、 c_{S} 为 P 波、S 波波速; $\sum_{i=1}^{l} A_i$ 为有限元节点所从属网格 面积,在图 1(b)所示的情况中 l=4。

2.2 Drucker-Prager 本构模型

在场地土层地震反应的确定性分析中,土体动 力本构关系的确定至关重要。在地震荷载作用下土 体表现出很强的非线性,而人们对土体非线性的认 识和处理也随着试验技术的不断提高而日趋成熟。 目前土体非线性动力本构模型主要有:弹塑性理论 模型、非线性全量理论模型及内时理论模型^[7]。其 中非线性全量本构模型仅适用于均压固结和小变形 的情况,无法计算土体因塑性变形引起的永久变形; 内时理论虽然体系严密,应用基础很广,但其在土动



图 1 三维黏弹性人工边界示意图 Fig.1 Three dimensional viscous-spring artificial boundary

力本构模型的应用研究中还只处于起步阶段。相比 之下,弹塑性理论模型在土动力本构关系中发展较 为完善,其中基于弹塑性增量理论的 Drucker-Prage 模型在岩土工程界得到广泛应用并取得较好效果。 1983 年 Toki^[8]在做土-结构动力相互作用的研究 中,采用 Mohr-Coulomb 破坏准则来考虑土体介质 的非线性;陆怀民等^[9]采用 Drucker-Prager 屈服准 则进行了切土部件与土壤相互作用的有限元分析, 并与实验进行了对比,两者吻合度较好;陈清军 等^[10]在进行桩-土相互作用的三维有限元分析中也 采用了 Drucker-Prager 理想弹塑性模型来模拟地 基土的非线性。因此,基于前人对该模型研究的广 泛性和成熟性,本文采用 Drucker-Prager 本构模型 作为岩土材料动力力学模型。

Drucker-Prager 本构模型是理想的弹塑性本构模型,没有强化准则,其屈服准则的屈服面不随材料的逐渐屈服而改变,表达式为:

 $f = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - K = 0$ (3) 式中: I_1 为应力张量第一不变量, $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 =$ $3\sigma_m$; J_2 为应力张量第二不变量, $J_2 = \frac{1}{6}$ $[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$; α 、K为土体 黏聚力 c、土体内摩擦角 ϕ 有关的试验常数。

为推导 Drucker-Prager 屈服准则的弹塑性矩阵, 假定 Drucker-Prager 屈服准则的塑性势面和屈服面重合, 即服从相关联的流动法则。由于 Drucker-Prager 屈服准则为理想弹塑性, 无硬化法则, 因此设硬化常数 A 等于 0, 推导如下^[11]: 令塑性矩阵[**D**], 为:

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{D} \end{bmatrix}_{\boldsymbol{\rho}} = \frac{\begin{bmatrix} \boldsymbol{D} \end{bmatrix}_{\boldsymbol{\rho}} \left\{ \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma} \right\}^{T} \begin{bmatrix} \boldsymbol{D} \end{bmatrix} \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}}{\left\{ \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma} \right\}^{T} \begin{bmatrix} \boldsymbol{D} \end{bmatrix}_{\boldsymbol{\rho}} \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}}$$
(4)

则弹塑性矩阵为:

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{D} \end{bmatrix}_{ep} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{D} \end{bmatrix}_{e} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{D} \end{bmatrix}_{p}$$
(5)

由式(3)~(5),得到在平面应力下 Drucker-Prager 材料弹塑性矩阵 [**D**]_{ep}

$$\begin{bmatrix} \mathbf{D} \end{bmatrix}_{ep} = \frac{E}{1+\mu} \begin{bmatrix} \frac{1-\mu}{1-2\mu} & \frac{\mu}{1-2\mu} & 0\\ \frac{\mu}{1-2\mu} & \frac{1-\mu}{1-2} & 0\\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} -$$

$$\begin{bmatrix} \frac{\overline{S}_{1}^{2}}{\overline{S}} & \frac{\overline{S}_{1}\overline{S}_{2}}{\overline{S}} & \frac{\overline{S}_{1}\overline{S}_{3}}{\overline{S}} \\ \frac{\overline{S}_{1}\overline{S}_{2}}{\overline{S}} & \frac{\overline{S}_{2}^{2}}{\overline{S}} & \frac{\overline{S}_{2}\overline{S}_{3}}{\overline{S}} \\ \frac{\overline{S}_{1}\overline{S}_{2}}{\overline{S}} & \frac{\overline{S}_{2}}{\overline{S}} & \frac{\overline{S}_{2}\overline{S}_{3}}{\overline{S}} \\ \frac{\overline{S}_{1}\overline{S}_{3}}{\overline{S}} & \frac{\overline{S}_{2}\overline{S}_{3}}{\overline{S}} & \frac{\overline{S}_{3}^{2}}{\overline{S}} \end{bmatrix}$$
(6)

其中:

 $\bar{S} = \bar{S}_{1}\sigma'_{x} + \bar{S}_{2}\sigma'_{y} + 2\bar{S}_{3}\tau_{xy} + a\sqrt{3J_{2}}(\bar{S}_{1} + \bar{S}_{2})$ (7)

$$\bar{S}_{1} = \frac{E}{1+\mu} \left(\frac{1-\mu}{1+2\mu} \sigma''_{x} + \frac{\mu}{1-2\mu} \sigma'_{y} + \frac{2}{1-2\mu} \alpha \sqrt{J_{2}} \right)$$
(8)

$$\bar{S}_{2} = \frac{E}{1+\mu} \left(\frac{\mu}{1+2\mu} \sigma_{x}^{'} + \frac{1-\mu}{1-2\mu} \sigma_{y}^{'} + \frac{2}{1-2\mu} \alpha \sqrt{J_{2}} \right)$$
(9)

$$\bar{S}_{3} = \frac{E}{1+\mu} \tau_{xy} \tag{10}$$

由式(6)可知,对于 Drucker-Prager 材料模型, 需要确定五个参数:黏聚力c、内摩擦角 φ 、弹性模量 E、密度 ρ 、泊松比 μ 。其中地基弹性模量E由现场测 试的波速值经估算修正得到,其他参数由岩土工程地 质勘查资料提供。基于半无限弹性介质的波动理论 $v_{\rm S}$,无限岩体中剪切波速 理论上可用下式表示:

$$v_{\rm s} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\mu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{11}$$

式中: ρ 为岩土密度;E、 μ 为弹性模量和泊松比系数。

3 实例研究

3.1 工程地质概况

选取桂林市临桂县大学北路西侧一典型岩溶场 地进行自由场地地震反应分析。场地土层由上至下 分布为第四系杂填土(Q^{ml})、种植土(Q^{pd})、第三系冲 洪积(Q^{al+pl})形成的次生红黏土,下伏基岩为泥盆 系东岗岭组(D₂d)灰岩,岩溶场地各土层物理参数 见表 3。为探讨岩溶场地土层地震反应的特点,本 文与南宁市科德路一处普通Ⅱ类场地、北海某软土场 地地震反应分析进行了对比,工程地质概况见表 3。

3.2 有限元模型

采用 ANSYS 有限元软件中 SILID95 号单元来 模拟土体,土体范围取 500 m×500 m 矩形区域^[12], 基岩处固结。矩形土体模型四周施加的黏弹性人工 边界采用 COMBIN14 号单元,有限元模型示意图 见图 2^[13]。

表 3 不同场地各层土体物理参数

Table 5	Physical	parameters	of each	SOIL 1	layer at	anterent	sites	

场地	土层编号	土层名称	土层厚度/m	密度 p/(g・cm ⁻³)	内摩擦角 ø/(°)	黏聚力 c/kPa	泊松比μ 真	『切波速 v/(m・s ^{−1} 】
	1	硬塑状次生红黏土	14	2 130	12	45	0.25	313
溶场地	2	可塑状次生红黏土	11	1 965	8	27	0.35	281
	3	软塑状次生红黏土	8	1 765	-	-	0.4	265
	4	破碎石灰岩	4	-	-	-	0.5	>500
	5	较完整石灰岩	6	-	-	-	0.5	>500
	1	素填土	3	2 000	32.0	21.6	0.35	165
南宁Ⅱ 类场地	2	淤泥质黏土	2.5	1 850	19.3	10.0	0.35	175
	3	黏土	9	1 940	14.56	73.64	0.35	240
	4	粉质黏土	8	2 010	15.16	62.01	0.35	285
	5	粉土	6.5	1 970	10.91	41.98	0.35	315
	1	黏性土	3	1 800	20.8	15	0.35	100
业海劫	2	淤泥质粉质黏土	7	1 750	21.7	11.0	0.4	130
北伊扒	3	淤泥质黏土	10	1 750	6.1	8	0.4	160
土场地	4	黏性土	7	1 820	51.4	36.2	0.3	240
	5	粉土	6	1 920	24.3	5	0.3	270



图 2 场地土有限元模型 Fig.2 The finite element model of site soil

岩溶地区覆盖的红黏土有演变发育成土洞的可能,这是岩溶地区覆盖土层的一个重要特点。为探究土洞的存在对场地土层地震反应的影响,本文还对比了相同地质条件下,含有土洞的岩溶场地和不含土洞的岩溶场地地震反应分析结果。假设土洞的发育在所截取的岩溶场地地表中心正下方5m处, 土洞近似看成半径5m的"乒乓球",内为空,土洞岩溶场地有限元模型如图3所示。由潘旦光^[14]的研究可知,单元网格尺寸取式(12)的下限,可满足实 际的地震反应需要。

$$h \leq \lambda_{\min} / 8$$
 (12)

本文综合考虑计算机容量及计算精度要求,网格尺寸采用6m×6m。



图 3 土洞岩溶场地土有限元模型 Fig.3 The finite element model of karst site with hole

本文不考虑地震过程中土洞坍塌、土体液化等现象,对场地土层进行常遇地震反应分析。根据我国《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)的相关规定,将 EL-Centro 波和 Taft 波的加速度峰值调整为 0.35 m/s²,取 10 s 作为输入地震动。

4 岩溶场地土层地震反应特点研究

4.1 岩溶场地土层对地震波的放大效应

提取岩溶场地地表中心加速度时程与另两个非 岩溶场地地表中心加速度时程进行对比(图 4),加 速度峰值的比较见表 4。



图 4 地表中心加速度时程曲线比较



表 4 岩溶场地与非岩溶场地地表中心加速度峰值比较

 Table 6
 Peak ground acceleration at center of the surface on korst site and non-harst site

	EL-Centro 波			Taft 波		
工况	加速度峰值 /(m・s ⁻²)	放大系数		加速度峰值 /(m•s ⁻²)	放大系数	
岩溶场地	0.566	1.62		0.573	1.64	
普通 II 类场地	0.502	1.43		0.543	1.55	
软土场地	0.463	1.32		0.523	1.50	

注:放大系数为地表地震动加速度峰值与输入地震动加速度峰 值 0.35 m/s² 的比值。

由上述图表分析可知,与非岩溶场地相比,岩溶 场地地表中心加速度时程曲线的相位相对靠前,加 速度峰值较大,对输入地震动的放大系数达到1.62 (EL 波)、1.64(Taft 波),而其他两个场地的放大系 数都在 1.6 以下。从场地土层各物理参数分析,岩 溶场地地表地震动加速度峰值较大的原因主要有两 方面:(1)岩溶场地覆盖土层较薄。薄景山^[15]在对 土层结构对地表加速度峰值的影响研究中有这样的 结论:当覆盖土层大于 15 m 时,土层越厚,地表加 速度峰值越小;(2)对比三个场地各土层的剪切波 速,岩溶场地等效土层剪切波速大,场地偏硬,自振 频率较高,对输入地震动的高频成分的放大效应强, 低频成分放大效应相对弱,而自振频率较小的软土 场地则对输入地震波的低频成分放大效应强。由于 输入地震动加速度峰值集中在高频成分,因此岩溶 场地十层对加速度峰值放大效应最强。

4.2 岩溶场地土层对地震波的滤波作用

场地土层对基岩输入地震动的另一个重要影响 是滤波作用。本文采用 SeismoSignal 软件对三个 场地地表中心加速度时程进行傅里叶谱分析。

经过对地表中心加速度时程的频谱分析可知, 输入地震波经过土层传播后,其频谱特性发生了很 大变化,远离场地自振频率的高频分量被滤掉,而接 近场地自振频率的低频分量被充分保留并得到放 大,经讨滤波后的地表地震动以接近场地自振频率 的分量为主。在图 5 和图 6 中可以看到,从软土场 地、普通Ⅱ类场地,到岩溶场地,其地表地震动频率 逐渐向右偏移,即岩溶场地地表地震动频率最大。 这是因为剪切波在岩溶场地土层中的传播速度较快 (表 3),说明岩溶场地刚度比非岩溶场地的刚度要 大,地震波经过岩溶场地土层传播后保留下来的频 率就偏高。表5统计了三个场地地表地震动的卓越 周期、平均周期。其中岩溶场地地表地震动的周期 较短,分别为 0.26 s(EL-Centro 波)和 0.30 s(Taft 波),这一周期更接近地面中低楼层房屋的固有周期 (0.1~0.3 s),在地震波的作用下容易产生共振,设 计时应避免这种的情况^[16]。

表 5 岩溶场地与非岩溶场地地表中心地震动周期比较 Table 5 Seismic cycle comparison at center of the surface on

karst site and non-karst site

	EL-Centro 波			Taft 波				
周期	岩溶场地	普通Ⅱ 类场地	软土 场地	岩溶场地	普通Ⅱ 类场地	软土 场地		
卓越周期	0.26	0.46	0.52	0.30	0.36	0.50		
平均周期	0.38	0.44	0.575	0.35	0.40	0.55		

4.3 土洞的存在对岩溶场地土层地震反应的影响

对比土洞岩溶场地与不含土洞岩溶场地地表地 震动加速度时程曲线(图 7),表 6 列出了这两种工 况地表中心地震动加速度峰值。

两种地震波的反应分析结果都表明,当岩溶场 地土层发育有土洞时,其地表地震动加速度大于不



图 5 EL-Centro 波及对应各场地地表中心加速度时程傅里叶谱分析







Fig.6 The Taft wave and corresponding acceleration time-history at center of the surface on three sites using Fourier analysis



图 7 土洞岩溶场地与不含土洞岩溶场地地表加速 度时程曲线比较

Fig. 7 Comparision of ground acceleration time-history curves on karst sites with hole and without hole

含土洞的岩溶场地,对输入地震波加速度峰值的放 大系数增大到 1.7 以上。这主要是因为土洞的存在 不利于地震波的传播^[14],地震波经过内空的土洞时 会产生折射与反射作用,从而使地震波在场地内积 聚一定能量,导致对地震波的放大效应增强。两种 工况下地表加速度时程的相位没有发生太大改变, 波形图基本相似。

表 6 土洞岩溶场地与不含土洞岩溶场地地表中心地震动 加速度峰值比较

 Table 6
 Comparision of the peak ground acceleration at center of the surface on karst sites with hole and without hole

周期 -	EL-Centro 波			Taft 波		
	无洞地基	土洞地基	-	无洞地基	土洞地基	
加速度峰值	0.566	0.62		0.573	0.61	
放大系数	1.62	1.77		1.64	1.74	

地震中,土洞的坍塌会使地基基础失稳而导致 上部结构破坏是岩溶区建筑结构的常见震害。岩溶 区建筑的施工过程遇到土洞地基,采用充填法或换 填法进行有效处理,不仅可以提高岩溶地基的稳定 性,增大承载能力,还能控制岩溶场地土层对地震波 放大作用的影响。

5 结论

本文基于动力有限元的基本理论,采用 Drucker-Prager 本构模型作为岩土材料动力力学模型,运 用 ANSYS 有限元软件对桂林市临桂县一处典型岩 溶场地进行地震反应分析,并与非岩溶场地的地震 反应进行对比,探讨地震波在岩溶场地中的传播特 点,得到以下结论:

(1)地震波经过岩溶场地土层传播后加速度峰 值被放大,与非岩溶场地相比,这种放大效应更强。 因此对于岩溶地基上的建筑结构应更注重上部结构 的抗震能力;

(2) 岩溶场地地表地震动频率较高,其卓越频率与地面低矮建筑的固有频率较接近,地震过程中易产生共振,设计时应避免这样的情况;

(3)在岩溶地基中土洞的发育不利于地震波的 能量耗散,使地表地震动峰值较大,施工时若遇到土 洞应进行有效处理。

参考文献(References)

- [1] 杨仕升,何声,谢开仲,等.我国岩溶区建筑震害分析与抗震研究进展[J].地震研究,2013,36(3):401-406.
 YANG Shi-sheng, HE Sheng, XIE Kai-zhong, et al. Seismic Damage Analysis and Seismic Resistance Research Progress of Architectural Structures in Karst Area of China[J].Journal of Seismological Research,2013,36(3):401-406. (in Chinese)
- [2] 《工程地质手册》编委会.工程地质手册(第四版)[M].北京:中国建筑工业出版社,2007:181.
 Editorial Committee of Manual of Engineering Geology. Manual of Engineering Geology (4th Edition)[M]. Beijing: China Architecture & Building Press,2007:181. (in Chinese)
- [3] 何声.岩溶区高层框架结构抗震性能研究[D].南宁:广西大学, 2013.

HE Sheng. Study on Seismic Behavior of High-Rise Frame Structure in Karst Area [D]. Nanning: Guangxi University, 2013. (in Chinese)

- [4] 王国波,杨林德.上海软土自由场的三维地震响应分析[J].西 北地震学报,2008,30(4):326-331.
 WANG Guo-bo, YANG Lin-de. 3-D Seismic Response Analysis of Free-filed Soft Soil in Shanghai[J]. Northwestern Seismological Journal,2008,30(4):326-331. (in Chinese)
- [5] 曾金艳,李自红,陈文.基岩输入参数对场地地震反应的影响分析[J].西北地震学报,2009,31(2):110-114.
 ZENG JIN-yang, LI Zi-hong, CHEN Wen. Analysis on Influence of the Input Parameters of Bedrock on Site Earthquake Response[J]. Northwest Seismological Journal, 2009, 31(2): 110-114. (in Chinese)

- [6] Liu Jing-bo, Do Yi-xin, Wang Zhen-yu, et al. 3D Viscous-spring Artificial Boundary in Time Domain[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, 5(1):93-102.
- [7] 张斌,王钊,彭亚明.土本构模型研究的现状及展望[J].桂林工 学院学报,2003,23(3):274-278.
 ZHANG Bin,WANG Zhao,PENG Ya-ming.et al.Prospect for Constitutive Model of Soil[J].Journal of Guilin Institute of Technology,2003,23(3):274-278. (in Chinese)
- [8] Kenzo Toki. Generalized Method for Non-linear Seismic Response Analysis of Three Dimensional Soil-structure Interaction System[J]. Earthquake Engineering & Structure Dynamics, 1987, 15:945-961.
- [9] 陆怀民.切土部件与土壤相互作用的粘弹性塑性有限元分析
 [J].土木工程学报,2002,35(6):79-81.
 LU Huai-min. Finite Element Analysis for the Interaction of Soil Cutting Part and Soil[J].China Civil Engineering Journal, 2002,35(6):79-81. (in Chinese)
- [10] 陈清军,朱庆群,土-桩-结构相互作用体系随机地震反应分析
 [J],力学季刊,2004,25(3);417-423.
 CHEN Qing-jun, ZHU Qing-qun. Random Seismic Response
 Analysis of Soil Pile Structure Interaction System[J].Chinese
 Quarterly of Mechanics,2004,25(3); 417-423. (in Chinese)
- [11] 刘立平.水平地震作用下桩-土-上部结构弹塑性动力相互作用 分析[D].重庆:重庆大学,2004.
 LIU Li-Ping.Study on Pile-Soil-Superstructure Elasto-plastic Dynamic Interaction under the Horizontal Earthquake Action[D].
 Chongqing:Chongqing University.2004. (in Chinese)
- [12] 白建方,楼梦麟.复杂场地土层有限元建模的两个问题研究
 [J].岩土工程界,2008,11(9):27-30.
 BAI Jian-fang,LOU Meng-lin.Study of Finite Element Modeling on Complex Site Soil[J]. Geotechnical Engineering World,2008,11(9):27-30. (in Chinese)
- [13] 韩春秀,董羽蕙. ANSYS 对岩土材料进行三维模拟的技巧探 讨[J].岩土工程界,2006,9(9):40-43.
 HAN Chun-Xiu, DONG Yu-hui, Discussion of 3D Simulation of Geotechnical Materials Technology by ANSYS[J]. Geotechnical Engineering World,2006,9(9):40-43. (in Chinese)
- [14] 潘旦光.复杂场地的土层地震反应分析[D].上海:同济大学, 2003.

PAN Dan-guang. Seismic Response Analysis of Soil Layer on Complex Site[D].Shanghai:Tongji University,2003. (in Chinese)

[15] 薄景山,李秀领,刘红帅.土层结构对地表加速度峰值的影响
[J].地震工程与工程震动,2003,23(3):35-40.
BO Jing-shan, LI Xiu-ling, LIU Hong-shuai. Effect of Soil Layer Construction on Peak Acceleration of Ground Motions
[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003,23(3):35-40. (in Chinese)

[16] 廖建裕.罕见小震级高烈度的地震[J].华南地震,1987,7(3): 25-27.

LIAO Jian-yu.An Exceptional Earthquake of Small in Magnitude but High in Intensity[J].South China Journal of Seismology,1987,7(3):25-27. (in Chinese)