

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2023.02.005

强夯法处治岩溶地基设计参数研究

吕江¹,赵晖¹,杨杓²

(1.杭州交通投资建设管理集团有限公司,浙江 杭州 310024;2.浙江工业大学 土木工程学院,浙江 杭州 310023)

摘要:强夯法是处理岩溶地基常用的方法,然而对于不同工况下强夯设计参数目前没有明确规范。该文采用有限元软件Abaqus模拟强夯法处治岩溶地基时围岩等级和岩层顶板厚度等因素对溶洞顶板稳定性的影响。结果表明:岩溶顶板的竖向位移和最大拉应力与顶板厚度呈负相关。对于围岩性质较好的Ⅱ、Ⅲ级围岩,强夯处理后溶洞未发生破坏;而对于围岩性质较差的Ⅴ级围岩,当溶洞顶板厚度超过3 m时,溶洞同样不会发生破坏;当溶洞顶板厚度不超过2 m时,可采用2 000 kN·m的夯击能进行处理;当顶板厚度为2~3 m时,可采用4 000 kN·m的夯击能处理;当顶板厚度为3 m左右时,宜采用6 000 kN·m的夯击能进行击穿回填处理。

关键词:数值分析;岩溶地基;强夯;稳定性

中图分类号:U416.1

文献标志码:A

随着中国交通事业的不断发展,越来越多的公路不可避免地要在岩溶地区修建。在岩溶发育地区,溶洞顶板的稳定性会影响路基的稳定性和沉降。溶洞的塌陷会造成路基的失稳、破坏^[1-2],因此有必要对岩溶路基进行处理。Gutiérrez等^[3]对岩溶路基的处治方法进行了归纳,强夯法因其设计简单、施工方便、安全经济、施工周期短、质量易控制等优点而被广泛采用;李士友^[4]对浙江省内岩溶地区高速公路路基进行强夯试验,对试验场地进行了动力触探、瑞雷面波测试、深层土体水平位移和复合地基静载试验,证实了强夯法处理岩溶路基的有效性;袁腾方^[5]以实际工程为背景,结合理论分析、数值模拟和现场试验方法对岩溶路基强夯处治技术进行研究,提出强夯法处理岩溶路基的设计参数建议值;何春保等^[6]、黄赫等^[7]、张道玲^[8]采用强夯法对岩溶地基进行了处理,并采用波速检测、荷载试验等方法对处理效果进行检验,结果均表明强夯法能够有效提高原土地基的强度和抗变形能力,处理之后的地基承载力也均达到了设计要求。

以上研究主要结合特定工程的实测数据进行分析,得到的结论都具有一定的局限性,无法指导其他工程设计。本文首先对夯击能、围岩强度和溶洞顶

板厚度等影响溶洞稳定性的因素进行研究,然后建立三维有限元模型,对不同工况下的岩溶地基进行单点多次强夯模拟,并以第一强度理论为判断标准,研究强夯法处理岩溶地基时上述因素对溶洞顶板稳定性的影响规律,提出相应的设计参数建议,以期为类似工程提供参考。

1 模型的建立

1.1 计算模型

三维有限元模型尺寸为60 m×60 m×40 m,上覆土层厚1 m,岩层厚39 m。溶洞简化为球形,夯点位于溶洞的正上方。考虑到模型的对称性,取1/4建立模型,岩层和土体采用线性的三维八节点实体减缩积分单元,本构模型采用Mohr-Coulomb理想弹塑性模型。计算过程中,为了防止强夯产生的振动波在模型边界处产生回弹现象,模型的边界和底面添加厚2 m的无限元边界,模型顶部为自由边界,无限元边界不施加约束,对称面上施加对称约束,具体形式见图1。

为了保证计算的准确性,动力分析过程中还充分考虑动荷载的频率特征。Lysmer等^[9]提出,单元尺寸应小于(1/8~1/10)波长,强夯振动频率约为10

收稿日期:2021-12-28

基金项目:浙江省交通运输厅科技项目(编号:2019035)

作者简介:吕江,男,硕士,高级工程师.E-mail:107604815@qq.com

Hz,根据土体参数计算得到最小波速为153.48 m/s,因此网格尺寸选定为1 m。另一方面,计算过程中也应选择合理的时间步距 Δt ^[10],且满足:

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{V} \quad (1)$$

式中: Δx 为网格单元的长度; V 为波速。

经计算,选择时间步距为0.002 s。

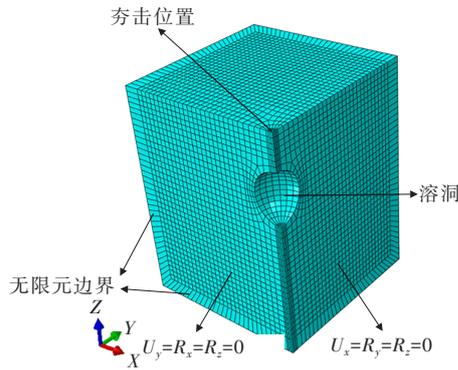


图1 有限元模型示意图

1.2 强夯加载模式

研究表明^[11-12]:夯锤冲击地面过程中产生的应力波只有一个波峰,作用时间仅为0.04~0.2 s。因此本文忽略夯锤的自由下落过程,并假设夯锤底部的应力均匀分布,将强夯荷载简化为三角形荷载^[13-14],如图2所示。

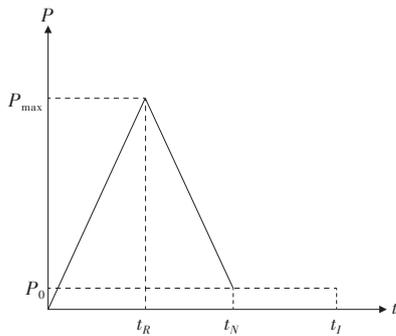


图2 强夯冲击荷载示意图

图2中: P_{\max} 为峰值应力; P_0 为夯锤的自重应力; t_N 为冲击荷载作用时间; t_R 为达到峰值应力的时间; t_I 为单次夯击过程的总时间,图2中各个参数按照式(2)~(5)计算:

$$P_{\max} = \frac{v\sqrt{mS}}{\pi r^2} \quad (2)$$

$$t_N = \pi \sqrt{\frac{m}{S}} \quad (3)$$

$$t_R = \frac{1}{2} t_N \quad (4)$$

$$S = \frac{2rE}{1-\mu^2} \quad (5)$$

式中: v 为夯锤冲击地面时的速度; m 为夯锤的质量; r 为夯锤半径; S 为地基弹性常数; E 为弹性模量; μ 为泊松比。

2 溶洞顶板稳定性分析

为了验证模型的准确性,首先建立地基中不存在溶洞的有限元模型,并将本文模拟结果与文献[10]中的单击夯沉量和累计夯沉量进行对比,如图3所示。

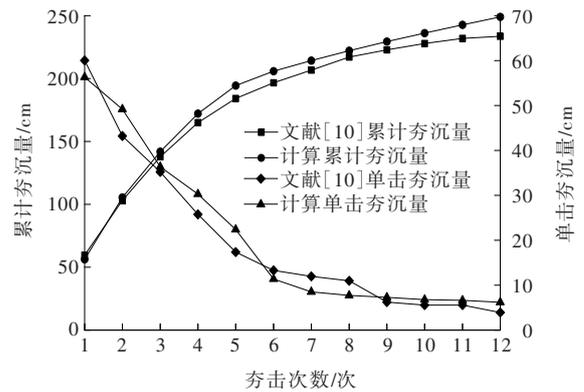


图3 夯沉量与夯击次数的关系曲线

由图3可知:累计夯沉量随夯击次数的增加而增加,但增长趋势逐渐变缓。总体上两者结果较为吻合,验证了有限元模型的准确性。

2.1 围岩等级对溶洞稳定性的影响

围岩的自身强度是影响岩溶顶板稳定性的主要因素之一,为了分析围岩强度对溶洞稳定性的影响,考虑了不同级别的围岩参数,研究其对溶洞顶板稳定性的影响。围岩参数参考文献[15]选取,如表1所示。模拟过程中围岩等级作为变量,不变量为溶洞半径5 m、顶板厚度1 m、上覆土层厚1 m,夯击能分别采用2 000 kN·m、4 000 kN·m和6 000 kN·m。

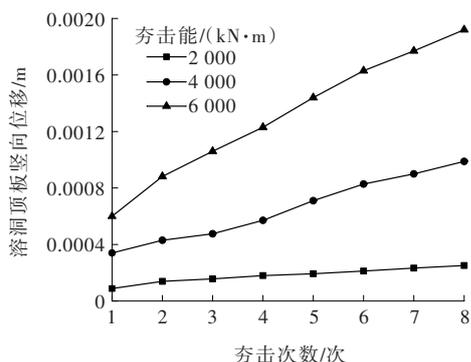
2.1.1 围岩等级对位移的影响

图4为不同围岩等级情况下,岩溶顶板的竖向位移随夯击次数的变化情况。

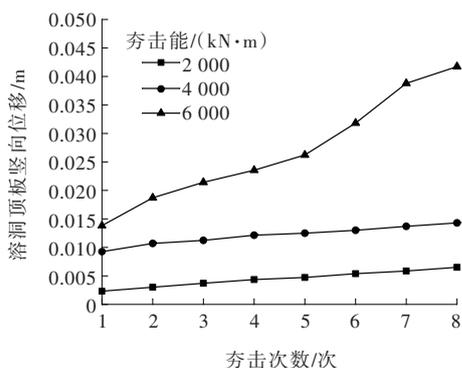
由图4可知:溶洞顶板的竖向位移随围岩强度的增加而减少。当岩层为Ⅱ级围岩时,采用6 000 kN·m的夯击能夯击8次之后溶洞顶板的竖向位移仅为2 mm,采用2 000 kN·m夯击能时,Ⅱ、Ⅲ级围岩的溶洞顶板竖向位移变化微小,Ⅱ级围岩时顶板的最终竖向位移为0.25 mm,而Ⅲ级围岩时最终位移为1 mm。

表1 不同围岩的材料参数

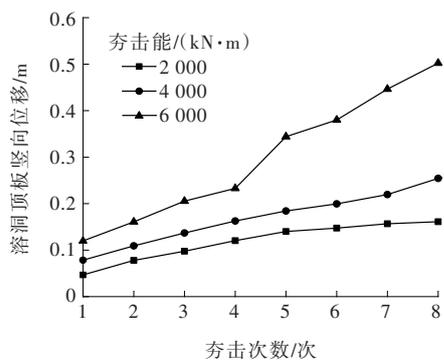
围岩等级	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/ MPa	泊松比	黏聚力/ kPa	内摩擦角/ ($^{\circ}$)	膨胀角/ ($^{\circ}$)	抗拉强度/ MPa
覆土	2 000	35	0.30	20	25	0	—
Ⅱ级	2 500	22 000	0.22	1 500	65	0	4.5
Ⅲ级	2 200	6 000	0.22	700	55	0	3.5
V级	2 000	2 000	0.22	200	45	0	2.5



(a) Ⅱ级围岩



(b) Ⅲ级围岩

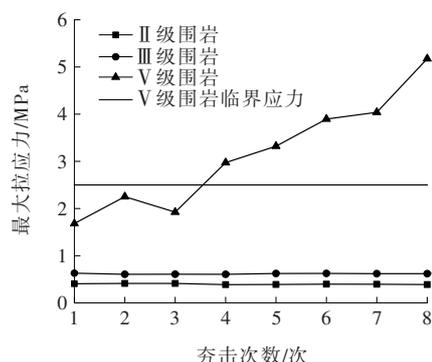


(c) V级围岩

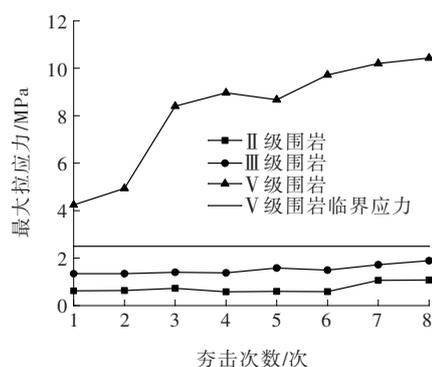
图4 溶洞顶板竖向位移与围岩等级关系曲线

2.1.2 围岩等级对顶板最大拉应力的影响

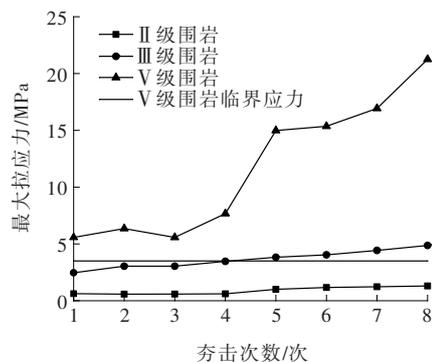
图5为岩溶洞顶板的最大拉应力随冲击次数的变化曲线。



(a) 2 000 kN·m 冲击能



(b) 4 000 kN·m 冲击能



(c) 6 000 kN·m 冲击能

图5 最大拉应力与围岩等级关系曲线

由图5可知:若采用的强冲击能级为2 000 kN·m,Ⅱ、Ⅲ级围岩的溶洞顶板最大拉应力几乎不随冲击次数的增加而变化,并且在3种不同的冲击能作用下,V级围岩顶板的最大拉应力值均超过了临界拉

应力值,但Ⅱ级围岩的溶洞顶板最大拉应力较小,均小于临界拉应力值,即溶洞处于稳定状态;而围岩为Ⅲ级时,只有在采用6 000 kN·m的夯击能时溶洞顶板的最大拉应力超过临界拉应力值。

2.2 岩溶顶板厚度对溶洞稳定性的影响

由上述分析可以看出,Ⅴ级围岩工况下溶洞顶板的稳定性较差,因此下文分析不同顶板厚度情况下,强夯法处理岩溶地基时溶洞顶板的竖向位移和最大拉应力的变化情况,具体工况见表2,每种工况下的溶洞半径和上覆土层厚度保持不变,分别为5 m和1 m。

表2 模拟工况

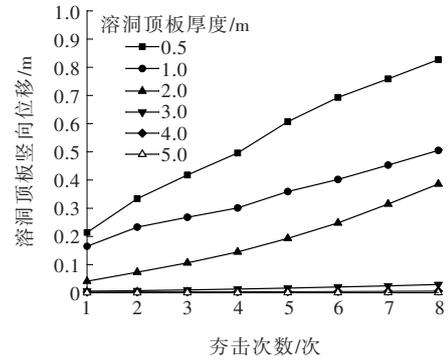
工况	溶洞顶板厚度/m	夯击能/(kN·m)	工况	溶洞顶板厚度/m	夯击能/(kN·m)
1	0.5	2 000	4	3	2 000
		4 000			4 000
		6 000			6 000
2	1	2 000	5	4	2 000
		4 000			4 000
		6 000			6 000
3	2	2 000	6	5	2 000
		4 000			4 000
		6 000			6 000

2.2.1 岩溶顶板厚度对位移的影响

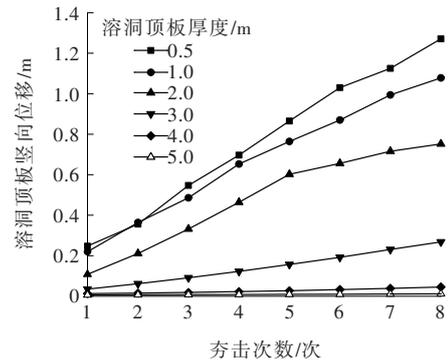
溶洞顶板竖向位移与夯击次数、岩溶顶板厚度关系如图6所示。由图6可知:①随着夯击次数的增加,3种工况下溶洞顶板的竖向位移逐渐增加;随着岩溶顶板厚度的增加,顶板竖向位移逐渐减小。当溶洞顶板厚度为0.5 m时,其竖向位移变化最为明显;②当溶洞顶板厚度为4 m和5 m时,夯击8次之后顶板的竖向位移变化并不明显,尤其是在2 000 kN·m夯击能的作用下,4 m厚的溶洞顶板最大竖向位移仅为6 mm;③从位移变化上看,在3种夯击能作用下,随着溶洞顶板厚度的增加,竖向位移的变化趋势可以分为两类:一类是顶板的竖向位移变化明显,另一类是变化趋势相对平缓,两者之间存在一个界限值,夯击能为2 000 kN·m时,溶洞顶板厚度的界限值是2 m;夯击能为4 000 kN·m和6 000 kN·m时,溶洞顶板厚度的界限值是3 m。

2.2.2 岩溶顶板厚度对顶板最大拉应力的影响

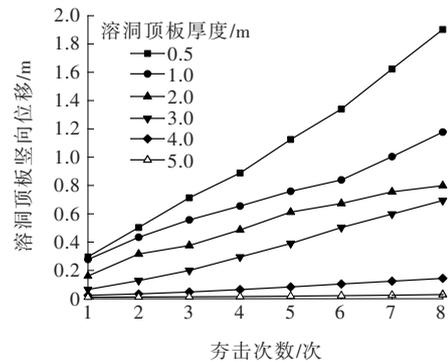
图7为3种夯击能作用下,不同溶洞顶板厚度下顶板最大拉应力的变化云图。



(a) 2 000 kN·m 夯击能



(b) 4 000 kN·m 夯击能



(c) 6 000 kN·m 夯击能

图6 溶洞顶板竖向位移与夯击次数关系曲线

从图7可以看出:溶洞顶板的最大拉应力随顶板厚度的增加而减小,当溶洞顶板的最大拉应力超过临界值2.5 MPa后,其最大拉应力值随夯击次数的增加有所波动,且每次夯击之后出现最大拉应力的位置也会发生变动,主要是计算过程中一些节点应力超过强度限值后该节点的材料矩阵不收敛,但拉应力值一直处在临界拉应力之上。应力云图表明:3种夯击能作用下,溶洞顶板的最大拉应力分别出现在第8次、第6次和第4次夯击附近。与竖向位移的变化趋势类似,最大拉应力随溶洞顶板厚度的变化也存在一个界限厚度,2 000 kN·m、4 000 kN·m和6 000 kN·m夯击能对应的界限顶板厚度分别在2 m、2.5 m和3 m左右。说明在溶洞半径为5 m时,若

溶洞顶板的厚度小于 2 m, 2 000 kN·m 的夯击能即可将其击穿;若溶洞顶板厚度大于 4 m, 即使在 6 000 kN·m 夯击能作用下其最大拉应力值一直小于 2.5 MPa, 即该能级下溶洞顶板不会发生破坏。

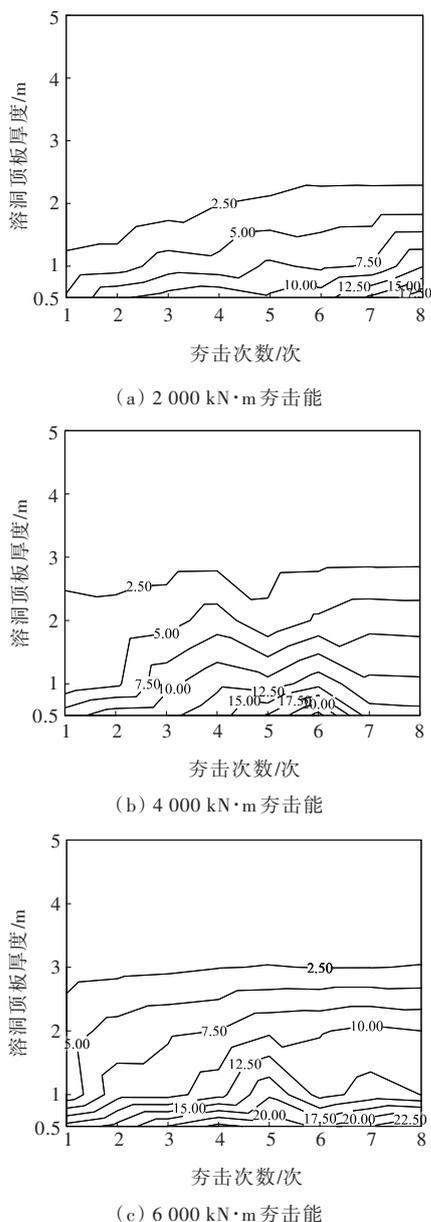


图 7 溶洞顶板最大拉应力变化云图(单位:MPa)

3 结论

(1) 随着围岩等级的弱化, 溶洞顶板的最大拉应力和竖向位移逐渐增大。对于岩性较好的 II 级围岩, 采用 6 000 kN·m 的夯击能处理溶洞未发生破坏, 仍能够处于稳定状态; 当岩层为 III 级围岩时, 可采用 6 000 kN·m 进行处理; 当岩层为性质较差的 V 级围岩

时, 采用 2 000 kN·m 的夯击能即可击穿顶板厚度不超过 2 m 的溶洞。

(2) 岩溶顶板厚度对竖向位移和最大拉应力有明显影响。当围岩性质较差时, 若顶板厚度大于 3 m, 溶洞顶板未发生破坏, 该类溶洞可不做击穿回填处理; 若顶板厚度为 2~3 m, 可选用 4 000 kN·m 的夯击能; 若顶板厚度为 3 m 左右, 可采用 6 000 kN·m 的夯击能进行处理; 若顶板厚度不超过 2 m, 采用 2 000 kN·m 的夯击能即可将其击穿。

参考文献:

- [1] 彭晖. 强夯及注浆法在娄新高速公路下伏岩溶治理工程中的应用研究[D]. 长沙: 中南大学, 2013.
- [2] 胡涛, 魏婷, 张超, 等. 强夯法处理娄新高速公路岩溶塌陷地基的现场试验研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2014, 11(5): 118-124.
- [3] GUTIÉRREZ F, PARISE M, WAELE J De, et al. A review on natural and human-induced geohazards and impacts in karst [J]. Earth-Science Reviews, 2014, 138: 61-88.
- [4] 李士友. 杭金衢高速公路溶洞发育区地基处理技术研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2006.
- [5] 袁腾方. 岩溶区高速公路路基强夯处治技术及其稳定性分析[D]. 长沙: 湖南大学, 2018.
- [6] 何春保, 姜志全. 垫层强夯法在岩溶地貌地基处理中的试验研究[J]. 长江科学院院报, 2014, 31(8): 60-65.
- [7] 黄赫, 李凤岭, 马永峰, 等. 岩溶地质条件下双层强夯地基处理效果分析[J]. 石油工程建设, 2017, 43(1): 6-12.
- [8] 张道玲. 岩溶地质特征下的溶洞地基处治研究[J]. 城市道桥与防洪, 2020(4): 164-167, 22.
- [9] LYSMER J, WAAS G. Shear waves in plane infinite structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1972, 98(1): 85-105.
- [10] 蔡袁强, 陈超, 徐长节. 强夯加固回填土地基的三维数值模拟[J]. 岩土力学, 2007, 28(6): 1108-1112.
- [11] ZHANG L, YANG G, ZHANG D, et al. Field test and numerical simulation of dynamic compaction of high embankment filled with soil-rock[J]. Advances in Civil Engineering, 2019, 2019: 1-9.
- [12] 宋修广, 周志东, 杨阳, 等. 强夯法加固无黏性土路基的现场试验与数值分析[J]. 公路交通科技, 2014, 10(3): 1-6, 37.
- [13] 刘汉龙, 高有斌, 曹建建, 等. 强夯作用下接触应力与土体竖向位移计算[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(10): 1493-1497.
- [14] 范文超, 蔡新, 徐宝明, 等. 强夯荷载作用下地基竖向位移数值分析[J]. 水利水电科技进展, 2018, 38(4): 75-80.
- [15] 孙箭林. 钻爆法施工下穿既有隧道的影响研究[D]. 长沙: 中南大学, 2014.