

柳林,姜伏伟,张发旺,等.岩溶地下工程施工抽水诱发黏土层地面塌陷机理及临界条件探讨[J].中国岩溶,2019,38(5):752-758.
DOI:10.11932/karst20190511

岩溶地下工程施工抽水诱发黏土层地面塌陷机理及临界条件探讨

柳林¹,姜伏伟^{2,3},张发旺³,刘伟²,栾崧³

(1. 南宁轨道交通集团有限责任公司, 南宁 530029; 2. 贵州理工学院, 贵阳 550003;
3. 中国地质科学院岩溶地质研究所, 广西 桂林 541004)

摘要:岩溶地下工程施工抽水容易诱发地面塌陷工程事故,目前关于此问题的研究,主要针对砂性土层,较少涉及黏土层,但大量的抽水致塌事例发生在黏土层。本文分析施工抽水对界面上黏土性质、地下水动力条件的影响,并划分出I、II、III三个影响区。依据“土-水”耦合作用,在I、II区建立非饱和黏土地面塌陷崩解作用模式及其判据,在III区建立饱和黏土地面塌陷潜蚀作用模式及其判据。为了应用于施工抽水实践,推导出潜水非完整孔和承压水非完整孔抽水诱发地面塌陷的临界抽水量表达式,并计算出南宁地铁工程场地地面塌陷的临界抽水量为 $17.97 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ 。在场地内进行的现场抽水验证性试验的结果表明此临界抽水量具有一定的工程应用性及参考借鉴意义。

关键词:岩溶地下工程;施工抽水;黏土层塌陷;临界条件

中图分类号:P642.26 文献标识码:A

文章编号:1001-4810(2019)05-0752-07 开放科学(资源服务)标识码(OSID):



0 引言

岩溶地下工程场地内水文地质、工程地质条件具有特殊性、复杂性及不确定性。若地下水位高于地下工程底板面,施工过程中常通过抽取地下水的方式降低水位。这种施工抽水存在安全隐患,因为在抽水过程中地下水位升降波动频繁,形成局部强径流—排泄带,引起水动力条件突变,易诱发地面塌陷^[1-3],例如,2007年广州金沙洲地面塌陷^[4]。抽水诱发地面塌陷的基本条件为岩溶发育、上覆松散盖层及高强度抽水^[5],其中降低地下水位、增大地下水流是主要原因^[6]。陈学军等^[7]通过破坏性抽水试验,认为潜蚀作用是导致地面塌陷的原因;谢忠球等^[8-9]认

为抽水引起的渗流剥落力大于黏土抗拉强度是地面塌陷的原因。一般情况下,距抽水孔越近,越可能产生地面塌陷^[10]。

已有研究分析了抽水诱发地面塌陷的条件、机理等,而关于抽水诱发地面塌陷的临界条件参数的研究较少,且已有研究主要针对砂性土层,较少涉及黏土层,但大量的塌陷事例发生在黏土层。一般情况下,黏土层因渗透系数较低而被当成相对隔水层或非含水层,往往不受地下水的渗透作用影响。但当黏土层发育有裂隙时,裂隙面中存在地下水的渗透。裂隙面局部两侧土体多发育微观羽状裂隙,这些羽状裂隙导致这部分土体具有高富水性及强渗透性,因此可认为这部分黏土属于局部含水层。另外,

基金项目:贵州理工学院学术新苗培养及探索创新项目(黔科合平台人才[2017]5789-15);南宁轨道交通集团有限责任公司产学研联合项目(YR-JJHT-2016-454);广西科技厅重点研发计划项目(桂科AB17195036)

第一作者:柳林(1974-),男,博士,教授级高级工程师,主要从事地下工程施工与管理研究工作。E-mail:804591146@qq.com。

通信作者:姜伏伟(1987-),男,博士,副教授,主要从事岩溶工程灾害研究。E-mail:jfwei_666@126.com。

收稿日期:2018-11-09

在岩土界面上的黏土,也受到界面径流及地下水位在界面上波动的影响。在抽水工况下,这些界面上的黏土受地下水的渗透作用,可能发生渗透破坏诱发工程问题。本文以界面上黏土为研究对象,拟探讨施工抽水诱发界面黏土流失导致地面塌陷的机理及临界条件,以期对相关工程施工和安全抽水提供参考。

1 塌陷机理

1.1 施工抽水对黏土性质的影响

当地下水位位于黏土层底部以下时,抽取地下水对黏土层渗透无影响。当地下水位在黏土层顶部以上砂土层时,抽水主要影响砂土层,较少影响黏土层。这两种情况较难发生黏土层地面塌陷问题。

当地下水位位于黏土层中时,岩溶地下工程施工抽水对黏土性质、地下水动力条件均产生一定影响。按照地下水动力条件变化的特征,将黏土层的抽水影响范围划分为 I、II、III 三个区(图 1):

I 区位于天然水位线(图 1 中虚线区域)上,始终处于包气带中。抽水过程中, I 区黏土无渗流作用,但随着地下水位的降低,孔隙水压力减小, I 区黏土中有效应力增大,黏土被压缩,往往在局部产生地面沉降。

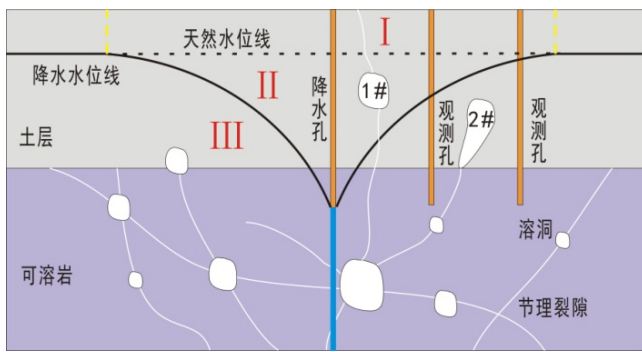


图 1 岩溶地下工程施工抽水影响示意图

Fig. 1 Influence sketch map of pumping effect in karst underground engineering construction

II 区为抽水漏斗区域,是由天然水位线及抽水水位线为边界组成的区域。抽水开始阶段, II 区地下水流速增大,黏土中存在渗流作用,但一段时间后随着水位下降而消失。抽水中后期, II 区黏土不断失水,含水量逐渐降低,由饱和黏土转变为非饱和黏土,随之黏土性质也将发生变化。

III 区为抽水水位线以下区域。抽水过程中,始终存在地下水的渗流。抽水强度越大, III 区黏土中潜蚀作用越强,越有可能造成黏土渗透破坏而发育地面塌陷。

1.2 机理模型

抽水对黏土性质的影响主要表现为含水量降低和渗流作用增强两方面。根据饱和程度,黏土层分为: I、II 区非饱和黏土层和 III 区饱和黏土层两类。

(1) I、II 区非饱和黏土层塌陷

抽水过程中, I、II 区黏土中有效应力增大,引起地面轻微沉降,一般很难引起地面塌陷。同时, II 区黏土由潜水层转化为包气带过程中,受到地下水的潜蚀作用,但其时间短暂,较难引起地面塌陷。因此,抽水过程中,在 I、II 区一般不引起地面塌陷。

抽水后,随着地下水位的降低,水位线以上黏土的含水量逐渐降低,由饱和转化为非饱和状态。当 I、II 区遇到雨水沿裂隙入渗或地下水位上升时,非饱和黏土吸水。若含水量越低,黏土吸水越多,越可能发生崩解作用而流失形成土洞,进而导致地面塌陷^[11-12](图 2)。由图 2 可知, I、II 区非饱和黏土层地面塌陷演化过程主要为三个基本阶段:

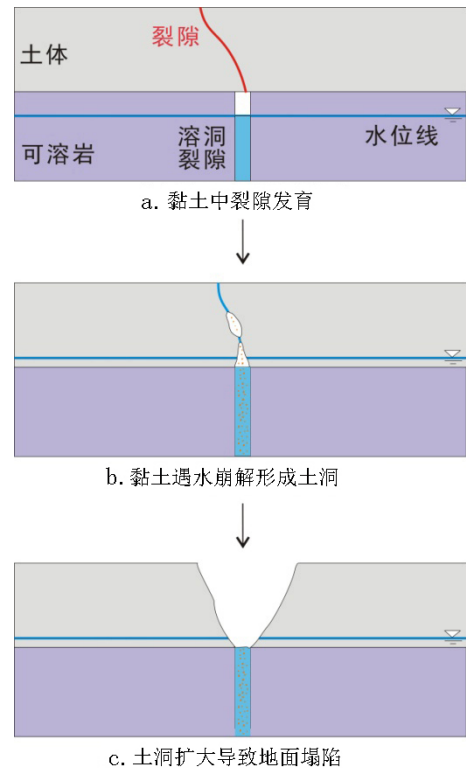


图 2 I、II 区地面塌陷机理

Fig. 2 Mechanism of ground collapse in the area I and II

a. 黏土中裂隙发育

施工抽水后,地下水位降低,导致 I、II 区水位线以上的黏土因失水而含水量降低、体积缩小。由于黏土内部失水具有非均匀性,越靠近抽水孔位置失水越多,其体积缩小幅度越大。这种体积变化的非均匀性,往往在黏土内部发育裂隙。同时,在地表蒸发的作用下, I、II 区黏土进一步失水,且表部存在热胀冷缩现象,从而加剧了黏土内部裂隙扩展,形成贯通性裂隙(图 2a)。

b. 黏土遇水崩解形成土洞

降雨形成的地表径流沿着贯通性裂隙入渗,引起裂隙两侧黏土崩解,并顺着裂隙流入基岩溶洞裂隙中。另外,当水位上升时,引起岩土界面溶洞裂隙上方的黏土崩解,或者沿着土层裂隙上升导致两侧黏土崩解。随着黏土崩解流失,其留下的空间形成土洞,例如,图 1 中的 1#土洞。

c. 土洞扩大导致地面塌陷

当土洞扩大到一定程度后,上覆盖层在重力作用下,失去平衡导致地面塌陷。一般情况下, I、II 区土层厚度越薄,发育地面塌陷的可能性越大。

(2) III 区饱和黏土层塌陷

抽水过程中,III 区黏土在地下水强径流作用下,地下水渗透流速增大,引起渗透力较大。若渗透力大于黏土的抗拉强度,将发生潜蚀作用而引起黏土流失形成土洞,例如,图 1 中的 2#土洞。由于溶洞裂隙尺寸远大于黏土孔隙,地下水向溶洞裂隙集中渗流,其渗流速度最大,所产生的渗透力最大,因此溶洞裂隙上方较容易发育土洞(图 3a)。随着潜蚀作用的持续作用,黏土不断流失导致土洞不断扩大,最终形成地面塌陷(图 3b)。

2 临界条件

2.1 崩解作用

非饱和黏土遇水后,黏土表面优先吸水体积变大,造成表面黏土向临空面膨胀。而黏土内部吸水量少于表面,其膨胀的程度及所产生的膨胀力小于表面。因此,黏土浸水后形成膨胀力应力差,且在临空面产生应力集中现象。当应力差超过黏土抗拉强度时,黏土发生崩解。含水量越小,黏土吸水膨胀力越大,发生崩解的可能性越大。相反,含水量越大,

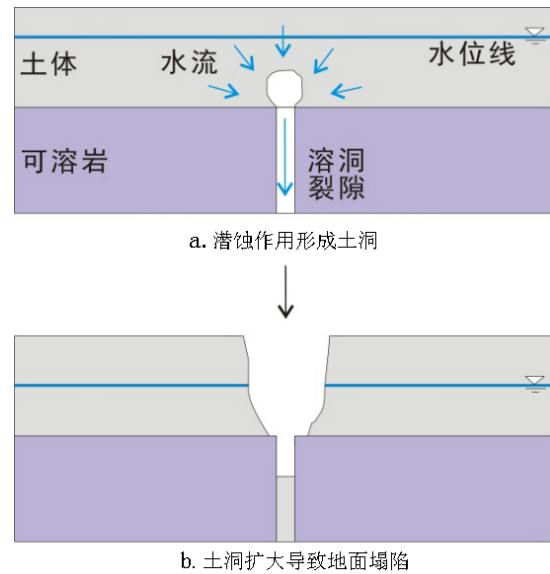


图 3 III 区地面塌陷机理

Fig. 3 Mechanism of ground collapse in the area III

黏土遇水吸水量越小,产生的膨胀力越小。这说明非饱和黏土的崩解与含水量密切相关,且在某一个含水量下,黏土遇水不发生崩解现象。因此,含水量是黏土崩解的控制性参数。

据前期研究成果^[11-13],通过黏土不同含水量的原状样进行崩解试验,分析含水量与崩解量的关系,可得出黏土崩解的临界含水量(W_{cr})。当黏土含水量 $W < W_{cr}$ 时,黏土发生崩解作用形成地面塌陷。反之, $W > W_{cr}$ 时,黏土不发生崩解作用,但可能发生其他形式的破坏作用。

2.2 潜蚀作用

2.2.1 地下水临界流速

渗流过程中,地下水在孔隙中渗流,但孔隙的大小、分布及形态未知,导致测试计算黏土孔隙中渗透力困难较大。本文依据前期研究成果^[14-16],对地下水在孔隙中的渗流进行抽象概化,采用管道流机理模型分析黏土中发生潜蚀作用的临界条件,其表达式为:

$$V_{cr} = \frac{\tau_{cr} d}{8\mu} \quad (1)$$

式中: V_{cr} 为地下水临界流速; τ_{cr} 为潜蚀作用临界切应力; d 为孔隙等效圆管的直径; μ 为地下水运动粘滞系数(后 3 个参数可通过模拟试验测试得出,试验原理、方法、步骤见参考文献[14]、[15])。

2.2.2 地下水流速计算

在黏土层裂隙发育或黏土中砂砾含量较高的情况下,黏土层具有一定的透水性,粗略将该条件下黏土层认为是潜水位,并在该层抽水。如果黏土层致密且透水性很弱,底部岩溶水为承压水,在这种情况下施工抽水抽取岩溶水。在岩溶地下工程施工降水过程中,常采用非完整孔抽水的形式。因此,本文讨论潜水非完整孔和承压水非完整孔抽水的地下水流速。

(1) 潜水非完整孔

依据《水利水电工程钻孔抽水试验规程》(SL320-2005),潜水非完整孔抽水渗透系数计算采用斯卡巴拉诺维奇公式(适用条件为潜水含水层及抽水过滤器位于含水层中部),即:

$$K = \frac{0.366Q}{(2s_0 - s_1 - s_2 + l)(s_1 - s_2)} \times \lg \frac{r_2}{r_1} \quad (2)$$

式中: K 为渗透系数, $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$; Q 为抽水孔抽水量, $\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$; r_1 为第一个观测孔与抽水孔的距离, m ; r_2 为第二个观测孔与抽水孔的距离, m ; s_0 为抽水井中水位降深, m ; s_1 为第一个观测孔的水位降深, m ; s_2 为第二个观测孔的水位降深, m ; l 为过滤器长度, m 。

依据达西定理,两个观测孔间地下水渗流的平均速度(V_a)为:

$$V_a = Ki = \frac{0.366Q}{(2s_0 - s_1 - s_2 + l)(s_1 - s_2)} \times \lg \frac{r_2}{r_1} \times \frac{s_1 - s_2}{r_2 - r_1} \quad (3)$$

$$= \frac{0.366Q}{(2s_0 - s_1 - s_2 + l)(r_2 - r_1)} \times \lg \frac{r_2}{r_1}$$

令 $r_1 \rightarrow r_2 \rightarrow r$ (两观测孔无限趋近), 则 $s_1 \rightarrow s_2 \rightarrow s$, V_a 则为距抽水井中心距离为 r 点的渗透流速(V_r), 得出:

$$V_r = \lim_{r_1 \rightarrow r_2 \rightarrow r} \frac{0.366Q}{(2s_0 - 2s + l)(r_2 - r_1) \ln 10} \times \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (4)$$

$$= \frac{0.16Q}{(2s_0 - 2s + l)(r_2 - r_1)} \times \ln \frac{r_2}{r_1}$$

根据高等数学等价无穷小公式, 当 $x \rightarrow 1$ 时, $\ln x \rightarrow x - 1$, 可得:

$$V_r = \lim_{r_1 \rightarrow r_2 \rightarrow r} \frac{0.16Q}{(2s_0 - 2s + l)(r_2 - r_1)} \times \left(\frac{r_2}{r_1} - 1 \right)$$

$$= \lim_{r_1 \rightarrow r_2 \rightarrow r} \frac{0.16Q}{(2s_0 - 2s + l)(r_2 - r_1)} \times \frac{r_2 - r_1}{r_1} \quad (5)$$

$$= \frac{0.16Q}{(2s_0 - 2s + l)r}$$

(2) 承压水非完整孔

岩溶地下工程中,承压水非完整孔抽取岩溶水。由于岩溶水的复杂性,较难计算实际的地下水渗透流速。为了能够得到定量解,本文提出 3 个基本假设:(1)岩溶水为均匀介质的含水层;(2)岩溶水运动符合达西定理;(3)抽水过程中,地下水渗流速度具有连续性。

依据《水利水电工程钻孔抽水试验规程》(SL320-2005),承压水非完整孔抽水渗透系数计算采用吉林斯基公式(适用条件:过滤器紧接含水层, $l < 0.3M$, $r_2 \leq 0.3M$, $r_1 = 0.3r_2$):

$$K = \frac{0.16Q}{l(s_1 - s_2)} \times \left(\operatorname{arsh} \frac{l}{r_1} - \operatorname{arsh} \frac{l}{r_2} \right) \quad (6)$$

依据达西定理,两个观测孔间地下水渗流的平均速度(V_a)为:

$$V_a = Ki = \frac{0.16Q}{l(s_1 - s_2)} \times \left(\operatorname{arsh} \frac{l}{r_1} - \operatorname{arsh} \frac{l}{r_2} \right) \frac{s_1 - s_2}{r_2 - r_1}$$

$$= \frac{0.16Q}{l(r_2 - r_1)} \times \left(\operatorname{arsh} \frac{l}{r_1} - \operatorname{arsh} \frac{l}{r_2} \right) \quad (7)$$

2.2.3 抽水流量判据

(1) 潜水非完整孔抽水临界流量

式(5)中,由于变量 r 越小且变量 s 越大,可知 V_r 是关于 r 的单调递减函数,并在井壁处(距离抽水井中心距离为 r_0)达到最大渗流速度:

$$V_{\max} = \frac{0.16Q}{(2s_0 - 2s_0 + l)r_0} = \frac{0.16Q}{lr_0} \quad (8)$$

式中: r_0 为抽水井半径, m ; s_0 为井壁处水位降深, m 。当 $V_{\max} = V_{cr}$ 时,黏土达到潜蚀作用破坏的临界条件,联

合式(1)和式(8),可得潜水非完整孔临界抽水量(Q_{cr})表达式为:

$$Q_{cr} = \frac{V_{cr}lr_0}{0.16} \quad (9)$$

(2) 承压水非完整孔抽水临界流量

由于抽水过程中,越靠近抽水孔位置,地下水的流速越大。令第一个观测孔半径无限趋近于0且位于抽水井井壁位置,则 $r_1=r_0$,此时两观测孔间达到最大平均流速(V_{max}):

$$\begin{aligned} V_{max} &= \frac{0.16Q}{l(3.33r_0-r_0)} \times \left(\operatorname{arsh} \frac{l}{r_0} - \operatorname{arsh} \frac{l}{3.33r_0} \right) \\ &= \frac{0.16Q}{2.33lr_0} \times \left(\operatorname{arsh} \frac{l}{r_0} - \operatorname{arsh} \frac{l}{3.33r_0} \right) \end{aligned} \quad (10)$$

根据假设抽水过程中,地下水渗流速度是连续的,那么岩土界面上岩土受到的渗透流速相同。因此,当抽水孔岩土界面处实际速度达到临界渗流速度时,即 $V_{max} > V_{cr}$,则岩土界面上黏土发生潜蚀作用。由此得出承压水非完整孔抽水诱发潜蚀作用导致地面塌陷的临界条件为:

$$Q_{cr} = \frac{2.33V_{cr}lr_0}{0.16 \left(\operatorname{arsh} \frac{l}{r_0} - \operatorname{arsh} \frac{l}{3.33r_0} \right)} \quad (11)$$

3 实例应用

3.1 工程概况

岩溶基坑工程位于南宁市五象大道与龙岗大道交叉口,长90 m,宽40 m,埋深22~24 m,底板高程为63 m。场地内覆盖土层厚度为10~15 m,以黏土、粉质黏土为主,局部夹薄层粉土或粉砂。底部基岩为石炭系中风化石灰岩,裂隙发育。地下水稳定水位埋深1.5~9.6 m,年变化幅度为2~5 m。水位埋深标高为68.6~72.5 m,承压水头高度为8.1~12.8 m。地下水位高于基坑底板,且具有承压性,因此该基坑工程施工需要抽水以降低地下水位,属于承压水非完整孔抽水。

根据现场钻孔勘察,场地内14个钻孔(钻孔深度为30~50 m,总进尺为1 505 m)揭露24个溶洞,洞径为0.2~6.9 m,遇洞率为15.05%。溶洞裂隙累计高度为

59.04 m,线岩溶率为3.92%。存在无充填型溶洞2个,半充填型溶洞2个,全充填型溶洞20个,充填物以砾砂、粉砂、软塑状黏土为主。在底板面以上存在7个溶洞,溶洞高度为0.7~4.6 m。这表明,该基坑工程场地岩溶强发育,施工抽水易诱发场地地面塌陷。

3.2 临界抽水量

3.2.1 临界流速

取黏性土原状样6组,采用自行研制的管道流试验装置进行潜蚀作用模拟试验(试验方法、步骤及计算见参考文献[14]、[15],计算出黏土潜蚀作用临界切应力(τ_{cr})为10.12~10.86 Pa,平均值为10.46 Pa。采用平均值10.46 Pa作为场地黏土潜蚀作用的临界切应力。

通过热场发射扫描电子显微镜测试场地内原状土的孔隙直径(d),共测试孔隙251个。孔隙等效直径13.46~95.04 nm,平均值为41.16 nm。采用平均值41.16 nm作为场地内黏土的孔隙直径。

根据现场地下水水温的监测,场地内全年水温为24.15~24.56 °C,平均值为24.32 °C。采用平均值24.32 °C作为场地地下水温度。查表得地下水动力粘滞系数 $\mu=0.904 \times 10^{-3} \text{ Pa}\cdot\text{s}$ 。

依据式(1),代入 τ_{cr} 、 d 和 μ 参数,计算得出临界流速 $V_{cr}=5.953 \times 10^{-5} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ 。

3.2.2 抽水临界流量

场地内实际抽水有效过滤长度 $l_0=5.0 \text{ m}$,抽水孔半径为57.5 mm。代入式(11),计算出场地内地面塌陷临界抽水量为 $Q_{cr}=17.97 \text{ m}^3\cdot\text{d}^{-1}$ 。

工程施工实际抽水量控制在 $8.0 \text{ m}^3\cdot\text{d}^{-1}$,直至施工结束未发现场地内存在地面塌陷或较大幅度的地面沉降。这说明场地内抽水临界流量大于 $8.0 \text{ m}^3\cdot\text{d}^{-1}$ 。

为进一步验证临界流量计算值的适用性,在同样地质条件的附近施工场地进行破坏性抽水试验。试验过程中,抽水流量从 $10 \text{ m}^3\cdot\text{d}^{-1}$ 开始,并逐渐增加。当抽水流量增加到 $22.3 \text{ m}^3\cdot\text{d}^{-1}$ 时,水中出现浑浊及黏土颗粒。此时抽水引起了黏土破坏,且抽水流量 $22.3 \text{ m}^3\cdot\text{d}^{-1}$ 大于计算值。这说明抽水临界流量的理论计算可供实际工程参考。

4 结论与讨论

4.1 结论

(1)根据岩溶地下工程施工抽水引起地下水动力条件变化特征,将黏土层中抽水影响范围划分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ三个区。Ⅰ区位于天然水位线上,Ⅱ区为抽水漏斗区域,Ⅲ区为抽水水位线以下区域。

(2)Ⅰ、Ⅱ区非饱和黏土地面塌陷由崩解作用造成,经历三个基本阶段:黏土中裂隙发育→黏土遇水崩解形成土洞→土洞扩大导致地面塌陷。在Ⅰ、Ⅱ区,黏土地面塌陷发育判据参数为含水量。Ⅲ区饱和黏土地面塌陷由潜蚀作用引起,判据参数为地下水流速。潜水非完整孔抽水诱发潜蚀作用的临界条件

$$Q_{cr} = \frac{V_{cr}lr_0}{0.16}, \text{承压水非完整孔为: } Q_{cr} = \frac{2.33V_{cr}lr_0}{0.16(\operatorname{arsh} \frac{l}{r_0} - \operatorname{arsh} \frac{l}{3.33r_0})}$$

(3)以南宁市基坑工程为例,计算出场地抽水诱发黏土层地面塌陷的临界抽水量为 $17.97 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ 。

4.2 讨论

施工抽水诱发地面塌陷是岩溶地下工程普遍面临的问题,并可能造成工程事故。普遍认为抽水导致地下水流速过大以致黏土层发生潜蚀破坏,是抽水致塌的原因。但潜蚀作用是一种现象,其形成条件主要依据临界水力坡降作为判断依据。实际上,临界水力坡降较难通过模拟试验测试获得,而且场地内的水力坡降也不易监测。因此,采用水力坡降作为潜蚀作用判据,具有不便性。

本文将地下水临界流速作为潜蚀作用的判据,主要基于前期研究成果中推导的临界流速的公式及设计的模拟实验。相比水力坡降,潜蚀作用发生的地下水临界流速可测,但场地内的实际地下水流速监测也较困难。

为克服实际应用的不便,依据相关规程中抽水试验渗透系数的计算公式及达西定理,推导出界面上黏土发生潜蚀作用的抽水临界流量表达式,并代入相关参数便可求出最终的临界流量。这在抽

水过程中抽水的流量具有可控性。但本文的方法原理,是基于一定的理想条件而推导获得,与实际情况有一定的差异。如果能进行大量的试验及工程验证,则可缩小理论计算值与实际值的差异。另外,通过设置一定的安全系数,采用保守值可控制施工抽水诱发的黏土层地面塌陷。

参考文献

- [1] 包惠明,周琼芳,刘宝臣,等.工程活动对桂林市西城区岩溶塌陷的影响分析[J].地质灾害与环境保护,2001,12(1):30-32.
- [2] 邓启江,李星宇,王峥嵘,等.某新建国际机场岩溶塌陷易发性预测评价研究[J].地下空间与工程学报,2009,5(4):814-819.
- [3] 蒋小珍,雷明堂,管振德.岩溶塌陷灾害的水动力条件危险性评价指标:以广西贵港青云村为例[J].地下空间与工程学报,2012,8(6):1316-1321.
- [4] 黄健民,吕镁娜,郭宇,等.广州金沙洲岩溶地面塌陷地质灾害成因分析[J].中国岩溶,2013,32(2):167-174.
- [5] 张伟.抽水岩溶地面塌陷的形成及防治[J].河北地质学院学报,1996,19(1):46-51.
- [6] 苏维词.贵州水城盆地的抽水塌陷研究[J].灾害学,1998,13(3):47-50.
- [7] 陈学军,周明芳,陈富坚,等.岩溶地区破坏性抽水致塌试验研究:以广西桂林西城区为例[J].地质科技情报,2002,21(1):79-82.
- [8] 谢忠球,万志清,钱海涛.抽水引起岩溶区路基塌陷的机理分析及控制[J].公路,2006,51(7):25-29.
- [9] 谢忠球,万志清,钱海涛.人工抽水引起土洞扩展条件的分析[J].吉林大学学报(地球科学版),2007,37(4):778-782.
- [10] 刘之葵,梁金城,熊丽芳.人工抽水引起土洞塌陷的可能性[J].地质找矿论丛,2004,19(3):213-216.
- [11] 姜伏伟.大藤峡水利枢纽工程防护区岩溶塌陷灾害防治综合研究[D].北京:中国地质大学(北京),2015.
- [12] 姜伏伟.岩溶塌陷发育机理模式研究[J].中国岩溶,2017,36(6):759-763.
- [13] 姜伏伟.贵阳永温中学岩溶塌陷发育临界条件研究[J].中国岩溶,2018,37(2):294-299.
- [14] 姜伏伟.粘性土渗透破坏临界条件推导及试验探讨[J].地下空间与工程学报,2017,13(6):1472-1476.
- [15] 姜伏伟.广西武宣土洞发育水动力条件评价[J].水文地质工程地质,2017,45(2):90-95.
- [16] Jiang Fuwei. Discussion of the pipe flow model to analyze the critical parameter of seepage erosion forming sinkholes in Liuzhou, China[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2019,78(3):1417-1425.

Discussion on the mechanism and critical condition of ground collapse of clay layer induced by karst groundwater pumping in underground engineering construction

LIU Lin¹, JIANG Fuwei^{2,3}, ZHANG Fawang³, LIU Wei², LUAN Song³

(1. Nanning Rail Transit Co., Ltd., Nanning, Guangxi 530029, China; 2. Guizhou Institute of Technology, Guiyang, Guizhou 550003, China; 3. Institute of Karst Geology, CAGS, Guilin, Guangxi 541004, China)

Abstract In the process of underground engineering construction in karst area, pumping groundwater can easily induce ground collapse and thus leads to engineering accidents. Many researches on the issue are mainly focused on sandy soil, with limited on clay layer which usually has low permeability for groundwater flow. However, a large number of cases show that some serious collapse events are caused by pumping occurred in the clay layer. This paper discusses the mechanism and critical conditions of the collapse caused by groundwater pumping in the clay layer. Firstly, we analyses the influence of construction dewatering on the clay properties and groundwater dynamic conditions on the interface, and the affected area are divided into three areas of I, II and III. Secondly, based on the coupling effect of soil-water interaction, the mechanism of ground collapse induced by pumping water is established. In I and II area, the mechanism is disintegration, and its criterion parameter is soil water content. In area III, the mechanism is the potential erosion, and its criterion parameter is the velocity of groundwater. Thirdly, in order to establish the relationship between pumping volume and criterion parameters, the paper derives the formulas of pumping volume under two conditions, pumping phreatic water and confined water in partially penetration well, $Q_{cr} = \frac{V_{cr} l r_0}{0.16}$ and

$Q_{cr} = \frac{2.33 V_{cr} l r_0}{0.16 (\operatorname{arsh} \frac{l}{r_0} - \operatorname{arsh} \frac{l}{3.33 r_0})}$. Then, taking Nanning karst foundation pit as an example, it is calculated that

the critical pumping volume of ground collapse at the site is $17.97 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$. Furthermore, the field pumping verification test was carried out in the site to verify the correctness of the value. The results show that the theoretically calculated critical pumping volume has certain engineering application and reference significance in this paper. However, more engineering examples and research are still needed to continuously improve the calculation method.

Key words karst underground engineering, pumping construction, clay layer collapse, critical condition

(编辑 黄晨晖)