

孕育型土洞地陷判据研究

苏永华[†],周乾,蹇宜霖

(湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082)

摘要:为评价地下孔洞发育过程中地表稳定性,将孔洞发育过程中地表变化过程离散化,依据突变理论建立地表塌陷分析判据;结合覆盖层土体失稳一致性、失稳同时性、塑形贯通判据及塑性区云图分析初步验证判据的有效性.利用上述方法量化地表失稳的判定过程,以此得到临界孔洞半径、地表塌陷范围,并讨论了覆盖层临界厚度与内摩擦角、黏聚力、弹性模量及泊松比之间的关系.研究表明,覆盖层厚度与内摩擦角及黏聚力均能拟合相关性较好的线性关系,覆盖层厚度对泊松比和弹性模量并不敏感.基于突变理论的地表失稳判据可为发育孔洞上方地表稳定性探讨提供有益参考.

关键词:突变理论;失稳判据;FLAC3D;地陷机理

中图分类号:TU997

文献标志码:A

Study on the Criterion of Land Subsidence for Gestation Type Soil Cave

SU Yonghua[†], ZHOU Qian, JIAN Yilin

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: In order to evaluate the surface stability during the development of underground holes, the process of surface displacement change during the development of the hole is discretized, and the criterion of surface collapse analysis is established according to the catastrophe theory. The validity of the criterion is preliminarily verified by combining the consistency of the cover instability, the simultaneity of instability, the plasticity penetration criterion and the plastic zone cloud map analysis. The above method is used to quantify the determination process of the surface instability so as to obtain the critical hole radius and surface collapse range. The relationship among the critical thickness of the cover layer, internal friction angle, cohesion, elastic modulus and Poisson's ratio is discussed. The results show that the thickness of the cover layer, the internal friction angle and cohesion can be fitted into a linear relationship with good correlation. The thickness of the cover layer is not sensitive to Poisson's ratio and elastic modulus. The criterion of surface instability based on catastrophe theory can provide a useful reference for the study of surface stability above the developed pore.

Key words: catastrophe theory; instability criterion; FLAC3D; land subsidence mechanism

* 收稿日期:2019-05-21

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51878266), National Natural Science Foundation of China(51878266)

作者简介:苏永华(1965—),男,湖南涟源人,湖南大学教授,工学博士

[†] 通讯联系人, E-mail: yong_su1965@126.com

地面塌陷是指土中物质移动导致的地表渐进下陷或者突然坍塌,其表现形式以场陷为主,事故现场塌坑多呈圆锥形、圆柱形、球形塌坑.地面塌陷通常与地下孔洞存在密切关系.

蒋小珍等^[1]根据试验提出将发育过程应分成土洞的形成、土洞的扩展、近地表土洞的扩展3个阶段;Ouyang^[2]认为地陷过程分为地下水位下降阶段、地层孔洞产生阶段、孔洞扩张阶段、地陷形成阶段;Fehdi等^[3]认为在地下水溶蚀作用下,石灰岩会溶解形成空洞,空洞到达一定规模后,上覆土层突然失稳,引发地陷;Sagaseta^[4]采用极限分析法研究了无摩擦角的理想土地下球形孔洞的临界覆土厚度;陈国亮等^[5]做了“自模拟”的岩溶塌陷土工模型试验,研究表明,土洞顶部的剥落是由里而外缓慢地发展,是一个渐变连续的过程,但当土洞扩展至近地面时,开始产生突发性破坏发生地面塌陷;贺可强等^[6]将土洞顶部覆盖层土视为压力拱,以此分析其力学机理,从而确定临界土洞厚度;万志清等^[7]推导出基于临界水位降幅、临界地下水流速以及临界抽水涌水量的表达式并分析了土洞的形成机理及土洞发育的影响因素;肖武权^[8]通过有限元软件模拟土洞,以塑性区贯通至地表作为地面塌陷的判据,并以此计算临界深度;李涛等^[9]采用土体塑形极限平衡理论导出了计算地陷的安全系数公式,提出了基于土层厚度和地陷漏斗最大沉降的地陷预测与评估方法.

上述研究基于二维平面研究地陷机理,由于地表失稳判据如塑性区贯通判据、数值计算收敛判据等具有不确定性,因而其有效性有限.而地陷安全系数公式假定路面塌陷的覆盖层塌落体是圆柱体,现实中软土塌落体形状一般有圆柱体、漏斗体,故本文以突变理论为基础,建立三维数值模型模拟地下孔洞的发育,将孔洞发育的连续过程离散化,通过离散的位移序列拟合得到孔洞发育过程引起的地表沉降过程;根据沉降序列与孔洞半径建立突变模型,推导出地表失稳判据;通过覆盖层土体失稳的一致性、同时性、塑性区判据及工程实例初步验证判据的合理性;基于判据得到地表塌陷范围及覆盖层厚度,并探讨临界孔洞半径对土体各参数的敏感性.

1 城区地表塌陷特征

地表沉降过程是一个缓慢渐变、连续的过程,地表被迫从稳定态转变到新稳定态,以此往复.当孔洞发育至地表塌陷阶段,地表稳定态再次破坏,无法到

达另一稳定态时,整个系统失稳彻底破坏,地表剧烈下沉.该类地陷的发生多无明显预兆,位置隐蔽,因此有必要开展土质地层地陷研究,分析地陷产生原因和规律,识别土质地层地陷濒危状态.

地下孔洞发育过程中,地表状态从沉降、下陷到突塌,是一个渐变下陷到突变破坏失稳的过程,地表的动力学行为具有多重性,演化路径也具有典型的非线性特征,即分叉行为.该现象在数学上可用一个分叉集来描述,地表状态的突变正是受这些突变集中奇点性质控制的,因此考虑引入突变理论.为此,本文利用突变理论建立三维土洞发育过程地表失稳判定数学模型,进而量化判定过程,并以此获得地表塌陷临界覆盖层厚度及地表塌陷范围.研究成果不仅有利于加深对土质地层地陷机理的了解,而且对城区地陷的预测和防治具有参考价值,能够为工程实践提供参考.

2 地表塌陷的突变分析模型

2.1 地表失稳判据及临界孔洞半径确定

初期孔洞,其覆盖层厚度较厚,孔洞半径较小,由于平衡拱存在,孔洞上方地表处于稳定态.在渗流作用下,洞壁逐渐剥落,使得半径扩大,原稳定态遭到破坏,到达新稳定态,此时覆盖层厚度变薄.由于各种因素对孔洞的影响,系统远离稳定无法达到新稳定态时,地面会给人突然下陷的视觉感,即地面突塌,此时导致地陷时的孔洞半径称之为塌陷半径.地表沉降变形会随孔洞发育而逐渐增大,监测地表失稳敏感点,分析地表濒危状态,以此分析地陷是可行的.因此,本文建立地下孔洞球心竖直对应的地面点A的沉降序列和地下孔洞扩展半径R的数学关系表达式,再将其转变为突变理论中的突变尖点理论模型势函数,通过计算其交叉集值来判断地表稳定状态.

利用FLAC^{3D}的NULL命令,监测模型孔洞半径以0.1m为间隔离散发育时A点的竖向沉降值,可得到孔洞发育过程中一系列半径下的地表沉降值,将两者拟合为泰勒级数形式的关系曲线.为获得尖点突变势函数的标准形式,将其截取至函数4次项如下:

$$\delta(R) = a_0 + a_1R + a_2R^2 + a_3R^3 + a_4R^4 \quad (1)$$

式中: a_0, a_1, a_2, a_3, a_4 为待定常数项; R 为地下孔洞的发育半径.令 $R = b - c, c = \frac{a_3}{4a_4}$,则:

$$M = d_4b^4 + d_3b^3 + d_2b^2 + d_1b + d_0 \quad (2)$$

$$\begin{bmatrix} d_0 \\ d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c^4 & -c^3 & c^2 & -c & 1 \\ -4c^3 & 3c^2 & -2c & 1 & 0 \\ 6c^2 & -3c & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} a_4 \\ a_3 \\ a_2 \\ a_1 \\ a_0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

进一步研究式(2),可将其化为

$$N = b^4 + ub^2 + vb + B \quad (4)$$

式中:

$$\begin{cases} N = \frac{M}{d_4} \\ u = \frac{d_2}{d_4} = \frac{a_2}{a_4} - \frac{3d_3^2}{8a_4^2} \\ v = \frac{d_1}{d_4} = \frac{a_1}{a_4} - \frac{a_2a_3}{2a_4^2} + \frac{a_3^3}{8a_4^3} \\ B = \frac{d_0}{d_4} = \frac{a_0}{a_4} - \frac{a_1a_3}{4a_4^2} + \frac{a_2a_3^2}{16a_4^3} - \frac{3a_3^4}{256a_4^4} \end{cases} \quad (5)$$

由尖点突变模型知,对式(4)分别求一阶、二阶导数得:

$$N' = 4b^3 + 2ub + v \quad (6)$$

$$N'' = 12b^2 + 2u \quad (7)$$

式(6)是突变理论中尖点突变的 A_3 类标准开折,式(6)(7)均与常数项 B 无关,根据以上各式的推导,孔洞发育极限半径的尖点突变理论标准势函数模型可确定为:

$$L(b) = b^4 + ub^2 + vb \quad (8)$$

在地下孔洞扩展的过程中,该过程的状态是由控制变量 u 和 v 以及状态变量 b 确定.在由 (b, u, v) 所构成的三维状态空间中,突变流形即平衡曲面为所有平衡点的集合,平衡点应满足

$$L'(b) = 4b^3 + 2ub + v \quad (9)$$

对于突变点,不仅要满足式(9),还要满足

$$L''(b) = 12b^2 + 2u \quad (10)$$

联合求解方程(9)(10),可得到突变点应服从的控制参数曲面为

$$\Delta = 8u^3 + 27v^2 \quad (11)$$

图 1 的突变流形是皱折曲面.在流形上,任何相位点 (b, u, v) 的 b 值总是随控制参数 $u-v$ 连续变化而平滑变化,而控制参数 $u-v$ 的取值越过曲线 $8u^3 + 27v^2 = 0$ 时, b 值将发生突变,即当相点在曲面边缘上时,它必定回跳到另一叶上.所以,当系统控制变量 u 和 v 位于交叉集外区域 $\Delta > 0$ 时,相应的突变流形空间点在流形上叶或下叶会平衡变化,地表稳定; $\Delta = 0$ 时,流形点位于中叶或上叶边缘,即将发生突变,此时系统处于临界状态,也就是极限平衡状态,此时的

孔洞半径即临界半径;而 $\Delta < 0$ 时,流形点位于不稳定的中叶,所以系统处于不稳定状态,地面发生塌陷.

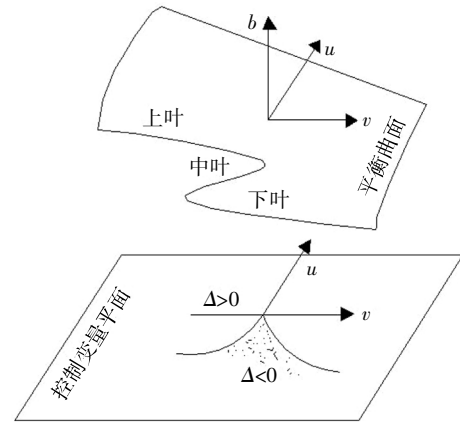


图 1 尖点突变模型的平衡曲面和分叉集
Fig.1 Balance curved surface and bifurcation set of cusp catastrophe model

2.2 地下孔洞发育下地面稳定性判定的实现过程

地下孔洞发育过程中,土体的破坏方式主要是拉破坏与剪破坏.采用 FLAC^{3D} 中既能考虑剪切破坏又能考虑拉伸破坏的 Mohr-Coulomb 准则进行计算,比较符合实际情况,且 FLAC^{3D} 能考虑大变形.其破坏准则的剪切破坏判据为:

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} = 0 \quad (12)$$

拉破坏判据:

$$f^t = \sigma_t - \sigma_3 = 0 \quad (13)$$

其中:

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (14)$$

φ 是土体内摩擦角, c 是黏聚力, σ_t 为抗拉强度.

基于尖点突变模型理论的地下孔洞发育极限半径稳定性判定过程如下:

1) FLAC^{3D} 软件建立地下孔洞几何模型并合理划分网格,进行初始地应力平衡.

2) 采用 Mohr-Coulomb 模型,使用 FLAC^{3D} NULL 0.1 m,进行弹塑性求解,计算直至收敛,并记录监测点竖向位移;然后向外 NULL 0.1 m 以模拟地下孔洞发育,再次记录监测点竖向位移;依此类推,记录孔洞发育过程中地面监测点的竖向位移.

3) 地下孔洞逐层发育过程中,对记录好的竖向位移和孔洞半径进行泰勒级数拟合,并截断至 4 次项,得到孔洞发育过程中,地面监测点的竖向位移和孔洞发育半径 R 的拟合函数 $\delta(R_i)$.

4) 采用地下孔洞发育过程地面位移变化的尖点突变模型,根据判据确定地下孔洞的极限半径.需要

说明的是,本文对地下孔洞的模拟,每次孔洞半径发育长度相等,因此,在计算过程中,只有在确定此半径下,系统稳定,才进行下一次发育,如果下一次发育后系统状态判定为不稳定,则视上一次半径为极限半径. 地下孔洞模拟流程图 2.

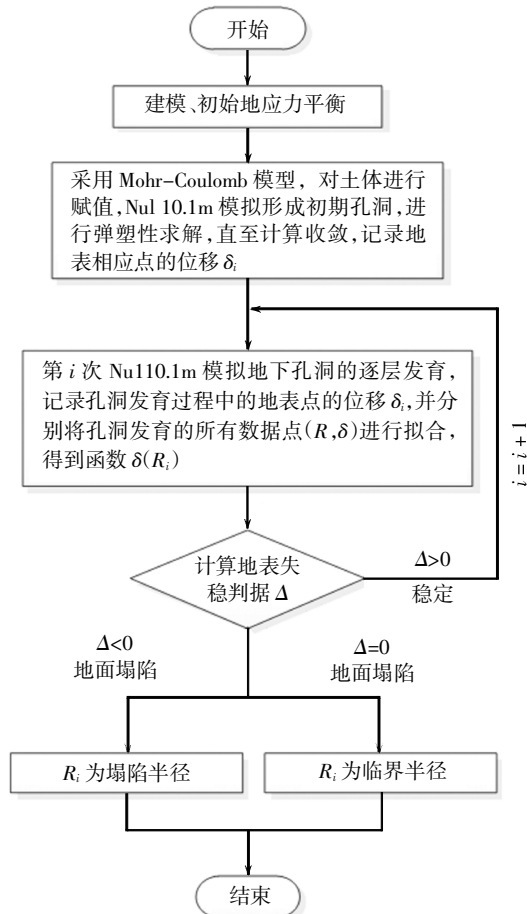


图 2 判定过程流程图

Fig.2 Flow chart of determination process

3 骤发型塌陷机制分析

3.1 模型建立

地下孔洞的形状各异,为研究方便,不少学者对地下孔洞进行合理简化^[1-2,7-9]. 本文利用 FLAC^{3D} 软件建立三维模型,将地下孔洞的形状简化为球形,利用地表失稳判据来分析一定埋深下孔洞发育的极限半径. 鉴于宋谷长等^[10]统计的北京路面塌陷,其 80% 发生在深度约 5 m 内的塌坑,故采取孔洞埋深 5 m,模型长 30 m,宽 15 m,高 13 m,共 110 000 个单元. 计算模型的边界条件设置为:设球心坐标(0,0,0),监测点 1 坐标(0,0,5),模型的两侧均为 x 方向位移约束,模型底部为水平和垂直方向位移约束,模型顶部为自由边界,模型前后是 y 方向约束. 地下孔洞模型

见图 3,岩土参数见表 1.

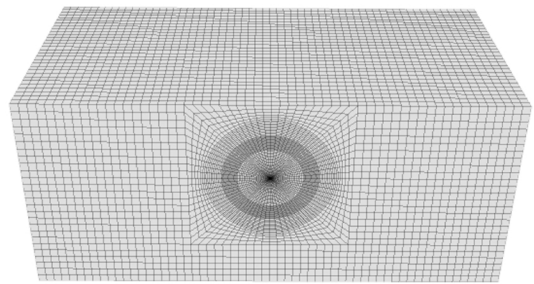


图 3 计算模型

Fig.3 The numerical mode

表 1 岩土体物理参数表

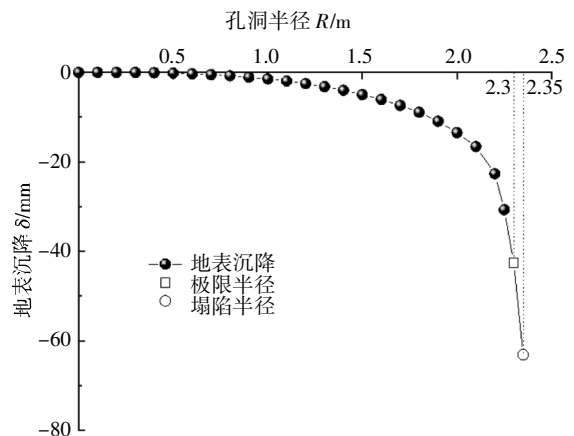
Tab.1 Mechanical parameters of geotechnical

土体	$\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	E_i/MPa	μ_s	c/kPa	$\varphi/(\text{°})$	F_t/kPa
粉质黏土	1 900	15	0.3	10	22	1

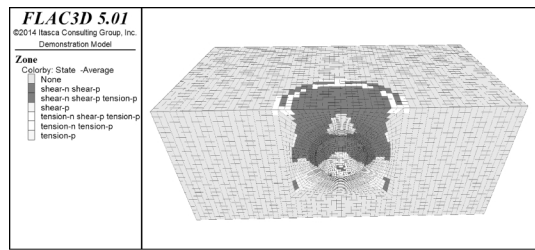
随着地下孔洞的发育,地表沉降值逐渐增大,其沉降发展趋势如图 4(a)所示.

当孔洞半径超过 2.0 m 时,沉降趋势明显,其下沉趋势越来越大,利用判据计算可定量判定地表稳定性. 首先将各监测点之前所有数据点进行泰勒级数拟合,表 2 为模拟孔洞半径从 2.2 m 发育到 2.35 m 的过程判定计算结果. 根据地表失稳判据,当孔洞发育到 2.3 m 时, Δ 值大于 0,故稳定;当地下孔洞半径发育到 2.35 m 时, Δ 值小于 0,地面失稳;那么孔洞发育临界半径处于 2.3~2.35 m 之间,两者相差不大,基于安全角度考虑,视 2.3 m 为孔洞极限半径,将 2.35 m 视为地面失稳的塌陷半径.

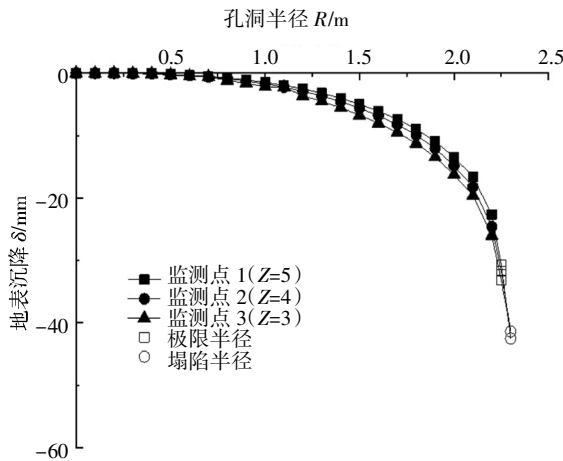
孔洞发展到 2.35 m 时,由图 4(b)可知,孔洞上方塑性区已贯通,且地表深色剪切破坏区大致呈现圆形,地表塌陷区的边界是白色拉破坏区,同时孔洞发育过程中,尽管上部地表发生塌陷,但塌陷体内部存在稳定区域.



(a) 孔洞发育地表沉降曲线



(b)塑性区



(c)监测点沉降图

图 4 模拟结果

Fig.4 The result of simulation

表 2 各半径下突变模型控制变量及 Δ

Tab.2 Control variables of cusp catastrophe models and Δ

R/m	δ /mm	控制变量		Δ
		μ	ν	
2.20	22.65	0.22	0.89	21.28
2.25	30.68	-0.29	0.56	8.36
2.30	42.49	-0.57	0.36	1.92
2.35	63.10	-0.78	0.21	-2.55

图 4(c)中,监测点 1 位于模型 3 上表面(0,0,5)处,监测点 2、3 位于监测点 1 竖直向下 1 m、2 m 处,监测内容为竖向位移。通过比较可知,孔洞发育的过程中,三点位移趋势一致,故而上部土体位移趋势一致;表 3 中,Z 表示孔洞球心距离 A 点的竖向距离。由表 3 知,球心位置分别位于 Z = 3、Z = 4、Z = 5 的 3 种孔洞,其极限半径均为 2.3 m,即当孔洞半径为 2.35 m 时,其 Δ 均小于 0,而孔洞半径为 2.3 m 时,三者 Δ 均大于 0,因此孔洞上方土体沉降趋势是一致和同时的,所以当地下孔洞半径发育到塌陷半径时,整个上部土体一同塌落,造成地面塌陷。

表 3 监测点 Δ 计算结果

Tab.3 Calculation results of the monitoring point about Δ

距离 A 点 垂直距离 s/m	R/m	δ /mm	控制变量		Δ
			μ	ν	
Z = 3	2.20	-26.00	0.52	1.27	44.72
	2.25	-33.17	-0.09	0.82	18.28
	2.30	-41.39	-0.38	0.59	8.87
	2.35	-64.58	-0.71	0.32	-0.12
	2.40	-102.08	-0.83	0.15	-4.05
Z = 4	2.20	-24.57	0.27	0.96	24.95
	2.25	-31.68	-0.19	0.66	11.61
	2.30	-41.39	-0.47	0.46	4.76
	2.35	-62.93	-0.73	0.26	-1.29
	2.40	-100.39	-0.90	0.14	-5.31
Z = 5	2.20	-22.65	0.22	0.89	21.28
	2.25	-30.68	-0.29	0.56	8.36
	2.30	-42.49	-0.57	0.36	1.92
	2.35	-63.10	-0.78	0.21	-2.55
	2.40	-105.94	-0.94	0.10	-6.36

3.2 粘聚力、摩擦角对临界覆盖层厚度的影响律

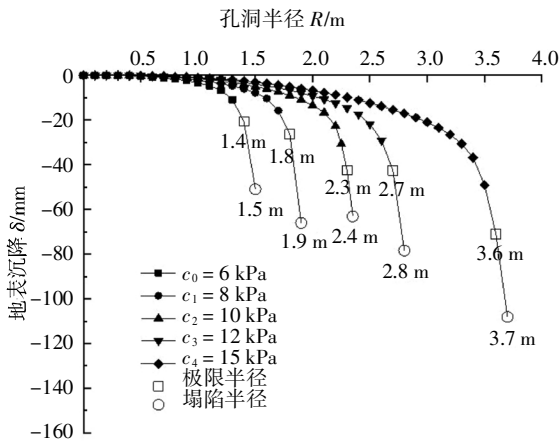
粘聚力分别为 6 kPa、8 kPa、10 kPa、12 kPa、15 kPa 时,其地下孔洞的极限半径分别为 1.4 m、1.8 m、2.3m、2.7 m、3.6 m。故其临界覆土厚度分别为 3.6 m、3.2m、2.7 m、2.3 m、1.4 m,粘聚力与临界覆盖层厚度的关系如图 6(b)所示。

由判据得到的临界覆盖层厚度标注在图 5(a)上,从图 5(b)可以看出:随着粘聚力降低,地下孔洞临界覆盖层厚度在不断变大,粘聚力越大,土体抗剪强度越高,相同尺寸孔洞上的临界覆土厚度应该越大,这与一般事实相符。两者可以较好地拟合线性函数。

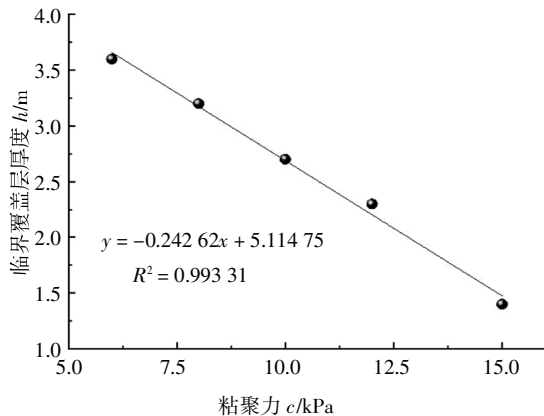
摩擦角分别为 12°、14°、17°、20°、22°时,其地下孔洞的极限半径分别为 1.5 m、1.7 m、1.9 m、2.1 m、2.3 m。故其临界覆盖层厚度分别为 3.5 m、3.3 m、3.1 m、2.9 m、2.7 m。内摩擦角与临界覆盖层厚度的关系如图 6(d)所示。

对比粘聚力和内摩擦角与临界覆盖层厚度的两个函数关系式,临界覆盖层厚度显然对粘聚力更敏

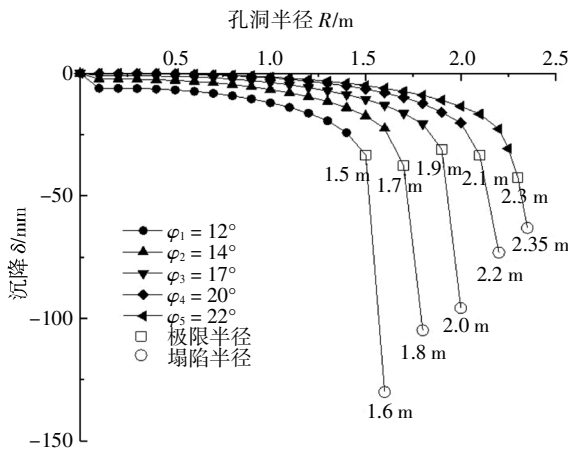
感.但是土体粘聚力、内摩擦角降低时,临界覆盖层厚度无疑是增大的,所以当孔洞覆盖土体厚度处于临界覆盖层厚度时,土体粘聚力、内摩擦角分别或同时减小,地表会失稳造成塌陷事故.当遇见暴雨天气,土体遇水变软,地表相比平时更容易失稳,覆盖层厚度在原有自重下又新增一部分雨水重量,使地表更加危险.因此部分塌陷发生在降雨过后.



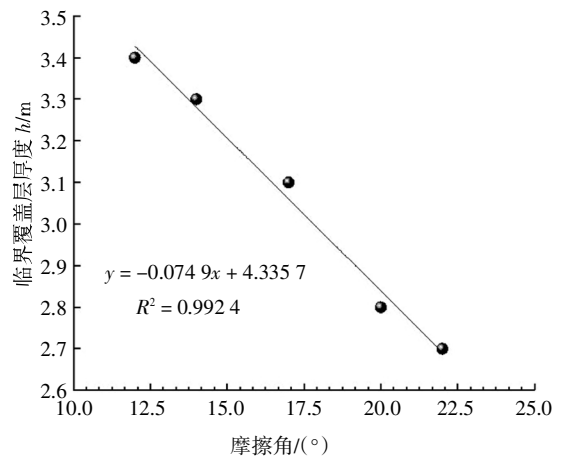
(a)各粘聚力下的地表沉降图



(b)粘聚力与临界覆盖层厚度关系



(c)各摩擦角下的地表沉降图



(d)摩擦角与临界覆盖层厚度关系

图5 抗剪强度指标与临界覆盖层厚度关系

Fig.5 The relationship between the shear strength index and critical soil thickness

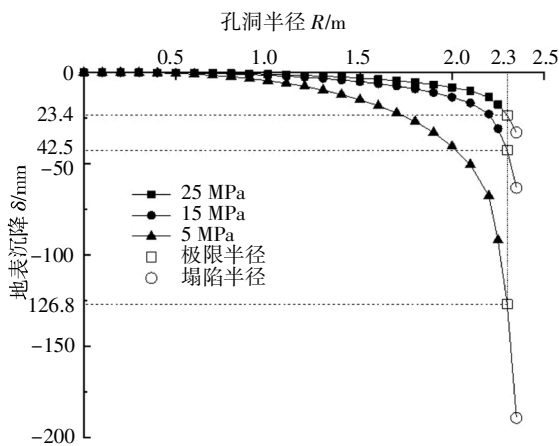
3.3 土体弹模、泊松比对临界覆盖层厚度的影响

弹性模量值分别为 5 MPa、15 MPa、25 MPa 时,其地表沉降曲线图如图 6(a)所示.从图上可以看出,弹性模量越大,地表沉降越小,曲线彼此不相交,由地面稳定性判据得到的计算结果表 4 可知,不同弹性模量的塌陷半径均为 2.35 m,临界覆盖层厚度对弹性模量的变化不敏感.在地表沉降图 6(a)中,尽管极限半径为 2.3 m,对于弹性模量较小的土体,孔洞发育到极限半径时,地表沉降已达到 12.7 cm,容易引起警示从而采取措施避免事故.但对于弹性模量较大的土体,孔洞发育到极限半径时,其沉降仅为 2.3 cm,此时地表已临近失稳.所以,对于弹性模量较大的土体而言地表易发生突发性塌陷,因为地表失稳前的沉降不易察觉;而弹性模量相对较小的土体,其发生塌陷前地表会发生较大位移变化.因此对于地表沉降失稳判据不应以绝对位移作为地面稳定性与否的判据,不同弹性模量下,地面塌陷前的地表沉降是不一样的,不妨将极限半径下的地表沉降称为安全沉降值,则 25 MPa、15 MPa 和 5 MPa 下的安全沉降值分别为 2.3 cm、4.3 cm 和 12.7 cm.而泊松比分别为 0.2、0.3、0.4 时,根据判据的结算结果,其临界覆盖层厚度均为 2.7 m,其安全允许沉降变化也不大,分别为 4.1 cm、4.2 cm、4.3 cm.所以安全沉降值和临界半径对泊松比的变化并不敏感.

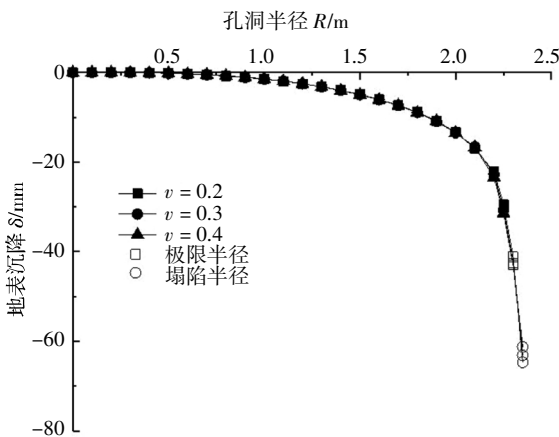
表 4 不同弹性模量下的 Δ 计算结果

Tab.4 Calculation results of Δ under different elastic moduli

E_s/MPa	R/m	δ/mm	控制变量		Δ
			μ	ν	
5	2.3	-126.81	-0.57	0.36	2.07
	2.35	-189	-0.77	0.21	-2.5
15	2.3	-42.49	-0.57	0.36	1.92
	2.35	-63.1	-0.78	0.21	-2.55
25	2.3	-23.39	-0.5	0.42	3.76
	2.35	-32.75	-0.71	0.27	-0.85



(a)各弹性模量下的地表沉降曲线



(b)各泊松比下的地表沉降曲线

图 6 变形参数下的地表沉降曲线

Fig.6 Ground settlement curve under deformation parameters

4 工程实例

4.1 项目背景

珠三角城际轨道交通广佛环线广州南站至白云机场段广佛东环隧道大源站-太和站区间工程位于广州市白云区太和镇.场地地下水主要以第四系孔

隙水及基岩裂隙水、岩溶裂隙水为主,地下水丰富.根据钻探揭示了太和站属覆盖型岩溶区,存在隐伏溶洞和土洞,除土洞发育外,还分布大量的冲洪积物,上覆地层多为黏土、粉质黏土、粗砾砂、圆砾土等,由于地下水位较高,第四系地层多受地下水影响,强度较低,易引起地面塌陷,其埋深在 2~15 m 范围内,项目勘测前期现场发现一处塌坑,塌坑底部为椭球状,半径约 2.5 m,坑深约 7.6 m,塌区平面范围类似圆形,尺寸约为 2.0 m x 2.1 m,塌陷周边出现明显的裂缝.由于塌坑临近勘测钻孔区域,其土层由上至下依次为人工填土层,主要为杂填土和素填土,颜色较杂,厚度为 1.86 m;可塑状冲洪积黏性土层,呈褐黄色、浅黄色、褐红色等,主要由粉质黏土、黏土组成,含砂粒和粉粒,层厚 0.57 m;硬塑状残积-坡积粉质黏土层,呈褐红、褐黄、灰褐色、灰白等色,组织结构已全部破坏,层厚 5.82 m;全风化粉砂岩带,呈灰黄色、褐红色,原岩矿物基本风化,层厚 12.67 m.由于坑深 7.6 m,塌坑底部半径近似为 2.5 m,可认为其初期孔洞处于地下 5 m 左右,并由此逐渐发育从而导致地表突塌,接下来分析此次塌陷.土体参数见表 5.

表 5 土体参数表

Tab.5 The table of soil parameter

岩土名称	$\rho/(\text{g}\cdot\text{m}^{-3})$	$\omega/\%$	孔隙比	直接快剪	
				c/kPa	$\varphi/(\text{°})$
人工填土	16.4	36.8	0.700	4	8
砂质黏土	17.5	26.9	0.943	16	15
粉质黏土	1.96	30.6	0.860	22	14
全风化粉砂岩	1.96	26.3	0.798	25	18

4.2 模拟结果及对比

地表沉降如图 7 所示.地表沉降等值线从 A 点向外呈圆形分布,且等值线上的数值不断减小.因为地表沉降等值线呈圆形分布,那么地表塌陷范围也应呈圆形分布,即塌陷区是圆形的.

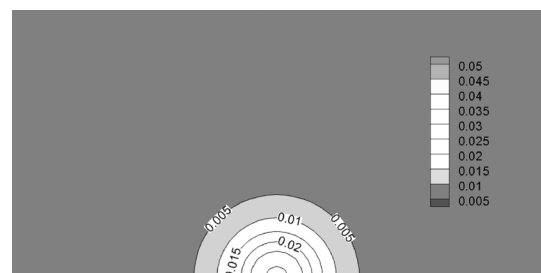


图 7 地表沉降图

Fig.7 Surface settlement map

根据地表失稳判据,地表塌陷范围的计算结果如表6所示.地表半径为0时即孔洞对应的上方地表点的判别如下.当孔洞半径发育到2.5 m时其判据计算值大于0,此时地表稳定,地表沉降值为3.0 cm;当孔洞半径进一步发育到2.6 m时,地表失稳,其塌陷半径为2.6 m,孔洞极限半径为2.5 m.由于球形孔洞引起的地表沉降呈圆形分布,故可用地表塌陷半径 R_c 来描述地表塌陷范围.孔洞半径发育至塌陷半径时,临塌边界处的 $\Delta < 0$;而孔洞半径发育至临界半径时, $\Delta > 0$.满足这一条件的位置即临塌边界,以 R_c 为半径,塌陷中心为圆心,可绘出塌陷范围.而通过计算可以得知其地表塌陷区呈明显圆形分布,该圆形塌陷区半径 R_c 可反映塌陷区范围.计算得到地表塌陷范围半径 R_c 值为 $2.0 \text{ m} < R_c < 2.5 \text{ m}$.

表6 路面塌陷范围 Δ 计算结果Tab.6 Calculation results of surface area cover the hole about Δ

地表圆半径 R/m	R_c/m	δ/mm	控制变量		Δ
			μ	ν	
0	2.5	29.61	-0.24	0.98	25.58
	2.6	63.09	-0.94	0.32	-3.85
0.5	2.5	29.17	-0.23	0.97	25.39
	2.6	62.26	-0.94	0.32	-3.86
1	2.5	27.74	-0.21	0.97	25.57
	2.6	59.13	-0.93	0.32	-3.68
1.5	2.5	25.36	-0.16	1.00	26.84
	2.6	53.37	-0.91	0.33	-3.07
2	2.5	21.81	0.08	1.12	33.85
	2.6	44.91	-0.85	0.38	-0.90
2.5	2.5	17.82	0.31	1.30	46.17
	2.6	34.40	-0.77	0.47	2.42

由塌陷半径时的地表沉降值,可绘制出塌陷后塌坑平面形状.由于交叉集值-0.9相比于2.42更接近0,同时出于安全角度考虑,本文认定塌陷范围半径为2.0 m.数值模拟塌坑深度为球心深度与临界半径之和,其值为7.5 m,而现场塌坑深度为7.6 m;现场塌坑范围为 $2.0 \text{ m} \times 2.1 \text{ m}$,地表塌陷范围模拟为2.0

m,故地表塌陷区范围与塌陷深度与现场情况较为接近;现场底部近球状孔洞尺寸为2.3 m左右,模拟结果显示为2.5 m,数值模拟的孔洞半径比现场塌坑底部的半径大,实际塌陷时由于覆盖层土体掉入坑洞,这会造成现场塌坑孔洞半径比孔洞临界半径小,故模拟结果较好地反应了现场情况.

5 结论

本文对地表失稳判据做了相关研究,得到的成果如下:

1)根据土洞引起的城区塌陷特点,考虑三维土洞发育对地表稳定性的影响,与现有模型相比,其更符合工程实际情况,并基于突变理论分析地表失稳机制及失稳范围,可为土洞上方地表稳定性的研究提供新的定量判定方法.

2)通过先离散后连续的手法模拟地下孔洞发育过程,地表失稳判据经塑性区判据、孔洞覆盖层土体位移一致性、位移同时性得到初步验证.

3)临界覆盖层厚度对泊松比和弹性模量的变化不敏感,弹性模量越大的土层越容易发生骤发性塌陷.安全沉降值对弹性模量的变化比较敏感.临界覆盖层土厚度对于粘聚力的变化较摩擦角更敏感,且粘聚力和摩擦角均与临界覆盖层厚度较好地拟合成线性函数.

4)模型及判据模拟广佛东环隧道大源站-太和站区间工程塌陷现场,模拟结果较好地反映了塌陷现场的塌坑深度及地表塌陷范围.地表塌陷区的确定,有助于做好警示预防工作,从而降低塌陷带来的突发性危害,对预防由于地下孔洞引起的塌陷危险有一定的指导作用.

参考文献

- [1] 蒋小珍,雷明堂,管振德.单层土体结构岩溶土洞的形成机理[J].中国岩溶,2012,31(4):426-432.
JIANG X Z, LEI M T, GUAN Z D. Formation mechanism of karst soil-void in single-layer soil structure condition [J]. Carsologica Sinica, 2012, 31(4): 426-432. (In Chinese)
- [2] OUYANG Z H. The role of potential soil cavity on ground subsidence and collapse in coal mining area [J]. Journal of Coal Science and Engineering (China), 2010, 16(3): 240-245.

- [3] FEHDI C, BAALI F, BOUBAYA D, *et al.* Detection of sinkholes using 2D electrical resistivity imaging in the Cheria Basin (north-east of Algeria) [J]. *Arabian Journal of Geosciences*, 2011, 4 (1/2): 181—187.
- [4] SAGASETA C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss [J]. *Geotechnique*, 1988, 37(3): 301—320.
- [5] 陈国亮, 陈裕昌, 谭鸿增, 等. 岩溶地面塌陷机制、预测及整治研究 [J]. *中国地质灾害与防治学报*, 1990, 1(3): 41—50.
CHEN G L, CHEN Y C, TAN H Z, *et al.* Study on the mechanism, prediction and regulation of karst ground subsidence [J]. *The Chinese Journal of Geological Hazard and Control*, 1990, 1(3): 41—50. (In Chinese)
- [6] 王滨, 贺可强. 岩溶塌陷临界土洞的极限平衡高度公式 [J]. *岩土力学*, 2006, 27(3): 458—462.
WANG B, HE K Q. Study on limit equilibrium height expression of critical soil cave of karst collapse [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, 27(3): 458—462. (In Chinese)
- [7] 万志清, 秦四清, 李志刚, 等. 土洞形成的机理及起始条件 [J]. *岩石力学与工程学报*, 2003, 22(8): 1377—1382.
WAN Z Q, QIN S Q, LI Z G, *et al.* Formation mechanism and initial condition of soil cavity [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2003, 22(8): 1377—1382. (In Chinese)
- [8] 肖武权. 岩溶土洞稳定临界深度的初步研究 [J]. *中国岩溶*, 2016, 35(2): 197—201.
XIAO W Q. Preliminary exploration on the critical buried depth of the soil cave in karst arear [J]. *Carsologica Sinica*, 2016, 35(2): 197—201. (In Chinese)
- [9] 李涛, 张子真, 宗露丹. 地下空洞引起土质地层地陷的形成机制与预测研究 [J]. *岩土力学*, 2015, 36(7): 1995—2002.
LI T, ZHANG Z Z, ZONG L D. Study of formation mechanism and prediction of sinkholes in soil stratum induced by subterranean cavity [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2015, 36 (7): 1995—2002. (In Chinese)
- [10] 宋谷长, 叶远春, 刘庆仁. 北京市城市道路塌陷成因及对策分析 [J]. *城市道桥与防洪*, 2011(8): 250—252.
SONG G C, YE Y C, LIU Q R. Analysis on the causes and countermeasures of urban road collapse in Beijing [J]. *Urban Roads Bridges & Flood Control*, 2011(8): 250—252. (In Chinese)
- [11] 龚先兵, 赵明华, 张永杰. 桩端下伏溶洞顶板稳定非概率可靠性分析方法 [J]. *湖南大学学报 (自然科学版)*, 2011, 38(1): 13—17.
GONG X B, ZHAO M H, ZHANG Y J. Non-probabilistic reliability analysis method of karst roof stability under pile tip [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2011, 38 (1): 13—17. (In Chinese)
- [12] 方勇, 汪辉武, 周超月, 等. 隧道掌子面前方小型有压溶腔对围岩稳定性影响分析 [J]. *湖南大学学报 (自然科学版)*, 2017, 44(9): 142—150.
FANG Y, WANG H W, ZHOU C Y, *et al.* Research on the tunnel face stability influenced by forward concealed cave with internal water pressure [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2017, 44(9): 142—150. (In Chinese)