

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.03.005

小导管注浆粘土隧道破坏机制的试验与理论研究

许明,刘先珊

(重庆大学土木工程学院,重庆 400045)

摘要:运用 Acutronic 661 型离心机研究超前小导管注浆加固圆形隧道的塑性变形机制,试验隧道在平面应变条件下的超固结粘土中开挖,小导管采用具有一定硬度的合成树脂模拟,管间相互重叠形成拱形加固区,设置在圆形隧道拱顶。模型地表沉降采用位移传感器进行测量,地下位移则通过一种连续的图形采样分析系统获取。目的在于研究隧道建设过程中小导管注浆“拱顶加固”工艺对地表沉降和隧道稳定性的影响。在此基础上,从塑性极限分析上限法的基本原理出发,构建小导管注浆粘土隧道的垮落机制,采用解析法导出稳定率上限方程,通过该方程进一步讨论隧道埋深、土体强度、小导管注浆体对单圆形隧道稳定率上限解的影响。最后,由离心模型试验结果证实其上限解的正确性。

关键词:离心机;注浆导管;隧道;拱顶加固;塑性极限分析

中图分类号:U451.5 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2013)03-0025-07

Experimental and Theoretical Solutions on Collapse Mechanism of Tunnelling with Embedded Forepoles

Xu Ming, Liu Xianshan

(College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: The influence of forepoles on the patterns of a single tunnel plastic collapse was discussed using Acutronic 661. A series of plane strain centrifuge model tests in over-consolidated clay were conducted. Tests were carried out in a circular cavity with stiff resin inclusions embedded around the tunnel vault. These inclusions simulated elements of a secant pipe or forepole arch system. An image processing system was used to measure displacements below surface level and displacement transducers at the surface level of the models. The aim of the experimental work was to study the ground response due to simulated tunnel construction and to analyse how the vault stiff inclusions affect tunnel stability. According to the principle of the upper bound theorem of plastic limit analysis, a collapse mechanism of the single circular tunnels with embedded forepoles in cohesive soil was established. An upper bound equation of stability ratio was obtained. The upper bound solutions of stability ratio under different soil cover above the tunnel, undrained shear strength at tunnel axis level and embedded forepoles range were discussed from the equation. In the end, the correctness of the upper bound solutions was proved by the results of centrifugal model tests.

Key words: centrifuge; forepoles; tunnels and tunnelling; vault reinforcement; plastic limit analysis

收稿日期:2012-10-08

基金项目:国家自然科学基金(51109231);中央高校基本科研业务费科研专项(CDJZR10200022)

作者简介:许明(1975-),男,副教授,博士(后),主要从事岩土工程研究,(E-mail)foretech@163.com。

超前预支护是具有开放工作面的软土隧道掘进施工过程中一种常见的工艺方法,是在隧道开挖之前,在掌子面前方的地层里,沿隧道横断面设置一个类似伞形拱壳的连续体或加固体,用以加固掌子面前方的地层,保证掌子面及地层的稳定,抑制地表的沉降,形成一个超前的支护体系。在实际工程中,虽然已经形成隧道小导管超前注浆的参数设计、施工工艺标准、质量管理和计量控制等相关的标准^[1-2],但主要基于经验类比模式。小导管注浆的加固机理一般均简化为梁拱效应和地层加固效应^[3-6];加固效果的评价多采用环状加固区力学参数反演基础上的数值计算方法^[7-8]。而小导管注浆对于地表沉降和隧道塌陷机制的效应尚缺乏完善的理论分析和验证。

本文运用伦敦城市大学 Acutronic 661 型离心机研究超前小导管注浆加固圆形隧道的塑性变形机制,分析超前小导管作用机理以及小导管注浆“拱顶加固”工艺对隧道稳定性的影响。在此基础上,从塑性极限分析上限法的基本原理出发,构建小导管注浆粘土隧道的垮落机制。Davis E H 曾给出单隧道 4 种上限垮落机制,其中机制 D 是顶部、两帮和底部垮落模式,有 3 个变量角^[9],但该机制主要模拟无支护的圆形隧道,而隧道中的支护结构将显著改变软土隧道的破坏模式。本文依据离心模型试验中“拱顶加固”隧道的变形垮落形迹,重新拟定塑性滑移面位置,采用解析法推导稳定率上限方程,通过该方程进一步讨论隧道埋深、土体强度及小导管注浆体对单圆形隧道稳定率上限解的影响。最后,由离心模型试验结果证实其上限解的正确性。

1 离心模型试验

1.1 隧道模型

试验模型由搅拌均匀的 Speswhite 高岭土($G_s = 2.62$, $w_L = 65\%$, $w_p = 35\%$, $\varphi' = 23^\circ$)泥水浆在一个硬铝箱中排水固结制备而成,初始含水量 $w = 120\%$ 。铝箱内径为 $550 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 375 \text{ mm}$,底部加工有连通的 V 型排水槽。竖向有效固结压力 σ'_v 逐级增加并维持在 350 kPa ,历时 8 d ,成型后试件标高 207 mm ,质量 128.5 kg 。铝箱旁固定有一空心立柱,内有溢水管,液面保持与试件等高。

隧道埋深 C 与隧道直径 D 之比取为 2。隧道直径为 50 mm ,离心机回转半径为 1.8 m ,加速度设为 $100g$ (235 rpm),根据相似原理,试件可模拟 5 m 直径的隧道,该尺寸是城市地下铁路开挖中常用的建筑限界。隧道拱脚距离试件模具箱底一倍直径以上,两侧距离箱体 5 倍直径。其他类似尺寸的离心

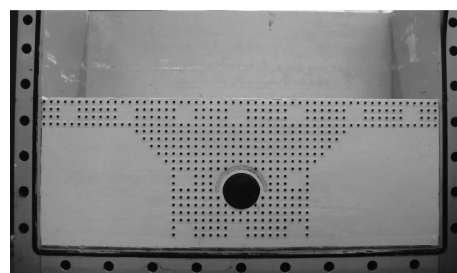
机试验结果表明,隧道拱脚附近的位移较小,该距离可以将边界条件对实验结果之影响减至最低。

在隧道开挖阶段,用空心圆柱状夹具固定一个外径 50 mm 的薄壁不锈钢管,事先润滑,精确校位,将其推入试验隧道位置处,贯穿试件的整个宽度,小心拔出即可开凿出试验所需的隧道。隧道内壁用厚度 0.75 mm 的柱状密闭橡胶膜覆盖,试验过程中通过压缩空气对隧道内壁施加支撑抗力。

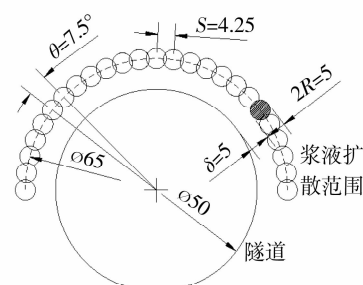
为测量模型的地表以下位移,须在试件侧面布置观测点,每个观测点由一个直径 3 mm 的黑色圆柱状塑料钉镶嵌在试件表面标记,如图 1(a)所示。

1.2 注浆小导管

试件采用拱顶加固方案,注浆小导管加固区采用 $\varphi 5$ 的不锈钢管钻孔后,浇筑可固化的合成树脂(Biresin G27, Sylmasta Ltd)进行模拟^[10]。液态树脂在一定注浆压力作用下,4 min 完成沉积固结,贯穿试件整个宽度(隧道轴向)方向,相互重叠形成环状加固区。环状拱壳布置在隧道拱顶 180° 范围内(共 25 根,图 1(b)),密度 $\rho = 1563.2 \text{ kg/m}^3$,弹性模量 $E = 2535 \text{ MPa}$,距离隧道开挖轮廓线 $\delta = 5 \text{ mm}$,其厚度为浆液扩散半径($R = 2.5 \text{ mm}$)的两倍。注浆管中心距离隧道轴心 32.5 mm ,相邻导管环向间距 $S = 4.25 \text{ mm}$,环向圆心角 $\theta = 7.5^\circ$ 。注浆区的主要尺寸如图 1 所示。



(a) 试件模型



(b) 注浆导管加固区(单位:mm)

图 1 试件模型布局图

为考察小导管注浆工艺对地表沉降和隧道稳定性的影响,试验还进行了无支护隧道的塑性变形机制研究,作为参照及比较。试验关键之处在于确保

试件处于二维平面应变条件下考察隧道内壁所需的支撑应力与土体变形的关系。由于地表沉降与隧道轴向正交^[11],这种简化尽管忽略了花管的倾角,但由于隧道的变形集中在与隧道轴向垂直的平面内,除了不能模拟隧道掌子面的破坏以外,是一种有效的近似。

1.3 试验流程

在离心机加速阶段,隧道内的压缩空气压力也逐渐增加,以平衡不断增大的拱顶上覆压力,最终的气压设定为210 kPa,约等于隧道轴线处的地压,土体开始二次固结。在偏离隧道中线横向间距155 mm处预埋有3个不同高程的 Druck PDCR81 微型孔隙水压力计,待24 h后,孔隙水压力趋于稳定,试件达到新的应力平衡后即可开始试验。隧道的开挖过程通过减小其内部充盈的空气压力进行模拟,速率约为每分钟减小100 kPa,隧道将发生显著变形并坍塌。试件地表沉降采用12个间距45 mm的线性位移传感器(LVDTs)进行测量,地下位移则通过图形采样分析系统(Visimet)对不同时刻观测点几何位置的分析来获取相应点的位移^[12-15],采样频率为1 Hz/s。试验结束后,用十字板剪切仪测得隧道轴心深度处土体不排水剪切强度为40 kPa左右。

2 试验结果分析

2.1 地表沉降

图2(a)为无支护隧道横向地表沉降槽曲线,横轴表示偏离隧道轴线的水平距离,5条曲线分别对应地层损失率为2%、5%、10%、15%和20%时地表沉降,可见,横向地表沉降槽符合高斯曲线特征,地表最大沉降位于隧道中心线处,其表达式为^[16]:

$$S_v = S_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

式中: S_v 为横向地表沉降; S_{\max} 为隧道中心线处地表最大沉降量; x 为偏离隧道中线的横向距离; i 为地表沉降槽宽度系数,是自隧道中心至沉降曲线反弯点的距离。

有支护隧道的地表沉降槽曲线如图2(b)所示,在相同的地层损失率情况下,最大地表沉降仅下降了1%~2%, i 值几乎保持不变。注浆导管的存在与否对沉降曲线影响甚微。

2.2 隧道的稳定系数

在隧道的模拟开挖阶段,隧道内壁支撑应力 σ_T 随地层损失率 V_L (单位距离内沉降槽体积占隧道开挖体积的百分比)的变化情况示于图3中。实际工程中地层损失率通常在1%~2%范围内,但试验中

σ_T 持续减小至隧道完全失效, V_L 可达到较大的数值。隧道失效时的临界支撑应力可通过 σ_T-V_L 曲线的渐近线进行估值,无支护隧道 $\sigma_{TC1} = 40.9$ kPa,有支护隧道 $\sigma_{TC2} = 13.5$ kPa。相同的支撑应力条件下,无支护试件的地层损失率较大;相同的地层损失率条件下,无支护试件所需的支撑应力较大,特别是隧道发生大变形时更为显著。

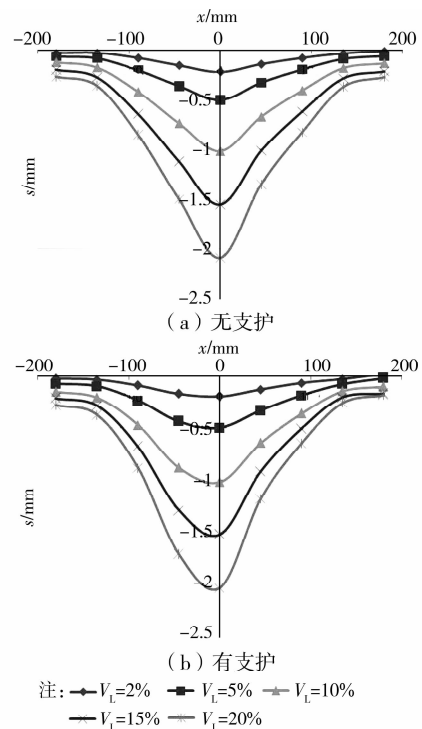


图2 横向地表沉降槽曲线

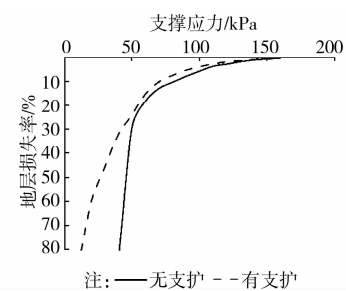


图3 支撑应力与地层损失率的关系

为了衡量隧道的稳定状况,许多学者^[17]提出用稳定率 N (或称稳定系数)作为评价隧道稳定状况的指标,其表达式为:

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma z_0 - \sigma_T}{S_u} \quad (2)$$

式中: σ_s 为隧道上方地表分布压力; γ 为土的容重; z_0 为隧道轴线埋深, $z_0 = C + D/2$; σ_T 为隧道内支撑应力; S_u 为隧道轴心深度处土体不排水剪切强度。

相同条件下,隧道所需的临界支撑应力越大,稳

定率 N 越小,隧道越不稳定。无支护隧道所需的支撑应力大于有支护隧道,由此可见,隧道轮廓线外围的注浆导管对隧道拱顶能提供一定的支撑,进而提高隧道稳定性。

3 极限分析的上限解

极限分析上限法基本原理认为,在一个假设的,且满足速度边界条件及应变与速度相容条件的速度场中,由外功率等于所消耗的内能而得到的荷载不会小于实际破坏荷载。若隧道垮落机制(模型)被确定,据隧道周边的刚性块体机动容许速度场建立功能方程,求得稳定率表达式,从变化角度找到稳定率最优值(最小上限值)^[18]。一旦某隧道稳定率达到此值时,表明此隧道已垮落。在求解稳定率上限解中,为简化计算,假设隧道周边的速度场由理想刚塑性材料组成,不可压缩,土体湿剪切强度 S_0 为定值。

图 4 给出了 $V_L = 20\%$ 时离心机试验的位移场分布,据此拟定上限垮落机制的计算模型,隧道周边的速度场及不连续面的假定如图 5 所示。块体速度矢量指向隧道中线上偏离隧道轴线一定距离的某点。由于小导管注浆体的刚度远大于土体,块体之间的塑形滑移面不允许从小导管注浆区穿过。

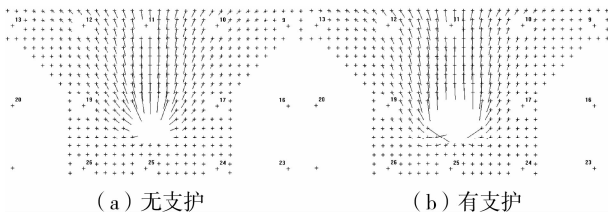


图 4 位移场

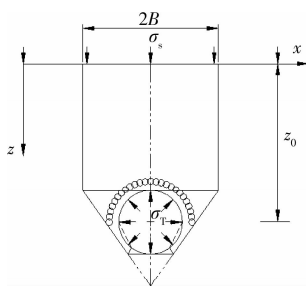


图 5 计算模型

在图 5 中,圆形隧道周边的速度场由 5 个刚性块体组成,块体之间由厚度为 0 的速度不连续面相连接。地表垮落宽度 $2B$ 由隧道直径 D 、赋存深度 C 、土的容重 γ 、湿剪切强度 S_0 、隧道上方地表分布压力 σ_s 和隧道内支撑应力 σ_r 等因素决定。隧道两侧的滑移角 $\alpha, \theta, 2\beta$ 将随上述影响因素而变化。此

垮落机制为中心对称,因此,图 5 左半部被用于图 6 所示的计算模型。

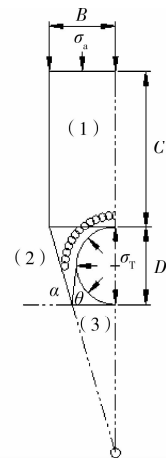


图 6 左半部模型

该模型由块体(1)、(2)和(3)组成,图 7 为块体速度场和外力分布图,块体速度分别为 V_1, V_2, V_3 , 块体间的相对速度为 V_{EA}, V_{NF} 。块体(2)左边界与小导管注浆区相切,速度矢量 V_2 指向隧道中线上 O 点;块体(3)下边界与拱脚平齐,块体(2)与块体(3)交于 NF 线;隧道轴心为 J 点,令 $\angle MJN = 2\beta, OM = x$ 。由于作用在滑移面上的正应力不做功,所以不予考虑。

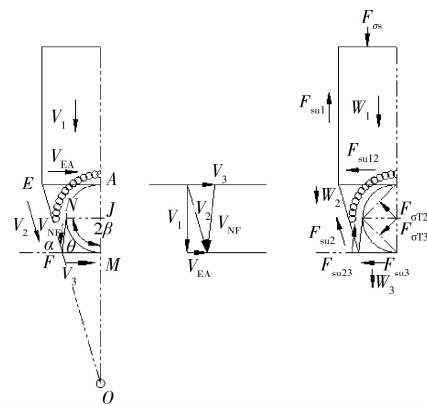


图 7 块体速度场和外力分布图

由几何关系,滑移面长度 EA, EF, FM, NF 分别为

$$EA = B = \frac{(D+x)}{\tan \alpha}$$

$$EF = \frac{D}{\sin \alpha}$$

$$FM = \frac{x}{\tan \alpha}$$

$$NF = \frac{D \sin^2 \beta}{\sin \theta}$$

$$\text{式中 } x = \frac{D \sin \beta \sin(\theta + \beta) \tan \alpha}{\sin \theta}$$

设块体(1)的下降速度 $V_1 = V$, 则其余速度可表示为

$$\begin{aligned} V_2 &= \frac{V}{\sin \alpha} \\ V_3 &= \frac{V \sin(\alpha + \theta)}{\sin \alpha \sin \theta} \\ V_{NF} &= \frac{V}{\sin \theta} \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} W_1 &= \gamma BC = \gamma \frac{(D+x)C}{\tan \alpha} \\ W_2 &= \gamma \left[\frac{D}{2 \tan \alpha} (D+2x-x \sin^2 \beta) + \frac{D^2}{8} (2\beta - \sin 2\beta - \pi) \right] \\ W_3 &= \gamma \left[\frac{Dx \sin^2 \beta}{2 \tan \alpha} - \frac{D^2}{8} (2\beta - \sin 2\beta) \right] \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} F_{\sigma_s} &= \sigma_s \frac{(D+x)}{\tan \alpha} \\ F_{\sigma_{T2}} &= \sigma_T D \cos \beta \\ F_{\sigma_{T3}} &= \sigma_T D \sin \beta \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} F_{S_{u1}} &= S_u C \\ F_{S_{u2}} &= \frac{S_u D}{\sin \alpha} \\ F_{S_{u3}} &= S_u \frac{x}{\tan \alpha} \\ F_{S_{u12}} &= S_u \frac{(D+x)}{\tan \alpha} \\ F_{S_{u23}} &= \frac{S_u D \sin^2 \beta}{\sin \theta} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

由假设可知,块体为刚体,块体内土的变形能为 0,则外力所做的功 W 和滑移面所耗内能 E 可分别表示为

$$W = F_{\sigma_s} V_1 + W_1 V_1 + W_2 V_2 \sin \alpha - F_{\sigma_{T2}} V_2 \cos(\alpha - \beta) - F_{\sigma_{T3}} V_3 \sin \beta \quad (6)$$

$$E = F_{S_{u1}} V_1 + F_{S_{u2}} V_2 + F_{S_{u3}} V_3 + F_{S_{u12}} V_{EA} + F_{S_{u23}} V_{NF}$$

据功能原理 $W = E$, 有

$$\begin{aligned} \sigma_T D \left[\frac{\cos \beta \cos(\alpha - \beta)}{\sin \alpha} + \frac{\sin^2 \beta \sin(\alpha + \theta)}{\sin \alpha \sin \theta} \right] = & \\ \frac{D+x}{\tan \alpha} (\sigma_s + \gamma C) + \gamma D \left[\frac{D+2x-x \sin^2 \beta}{2 \tan \alpha} + \right. & \\ \left. \frac{D}{8} (2\beta - \sin 2\beta - \pi) \right] - S_u \left[C + \frac{D}{\sin^2 \alpha} + \frac{x \sin(\alpha + \theta)}{\tan \alpha \sin \alpha \sin \theta} + \right. & \\ \left. \frac{D+x}{\tan^2 \alpha} + \frac{D \sin^2 \beta}{\sin^2 \theta} \right] & \quad (7) \end{aligned}$$

将 x 带入式(7),有

$$\begin{aligned} \sigma_T [\sin \theta \cos \beta \cos(\alpha - \beta) + \sin^2 \beta \sin(\alpha + \theta)] = & \\ (\sigma_s + \gamma z_0) [\cos \alpha \sin \theta + \sin \alpha \sin \beta \sin(\theta + \beta)] + & \\ \frac{\gamma D}{2} \left[\sin \alpha \sin \beta \cos^2 \beta \sin(\theta + \beta) + \frac{\sin \alpha \sin \theta}{4} (2\beta - \sin 2\beta - \pi) \right] - & \end{aligned}$$

$$V_{EA} = \frac{V}{\tan \alpha}$$

图 7 中, W_1, W_2, W_3 为块体所受的重力; $F_{\sigma_s}, F_{\sigma_{T2}}, F_{\sigma_{T3}}$ 为 σ_s, σ_T 作用于地表及隧道周边的合力; $F_{S_{u1}}, F_{S_{u2}}, F_{S_{u3}}, F_{S_{u12}}, F_{S_{u23}}$ 为作用于滑移面上的剪力,以阻止块体运动。这些力可表示为:

$$\begin{aligned} S_u \left\{ \frac{C}{D} \sin \alpha \sin \theta + \frac{\sin \theta}{\sin \alpha} (1 + \cos^2 \alpha) + \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \cdot \right. & \\ \left. [\sin(\theta + \beta) \sin(\alpha + \theta) + \cos \alpha \sin \theta \sin(\theta + \beta) + \right. & \\ \left. \sin \alpha \sin \beta] \right\} & \quad (8) \end{aligned}$$

式中 $z_0 = C + \frac{D}{2}$ 。

以稳定率 N 表示式(8),即可得到无支护隧道稳定率上限方程,要获得最小稳定率上限,可采用解析法或数值计算求最优值(极小值)。

3.1 埋深(C/D)的影响

通过求解式(8),在 $\sigma_s = 0, D = 5 \text{ m}, \gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3, s_u = 40 \text{ kPa}$ 条件下,临界稳定率 N_c 与覆跨比 C/D 的关系见表 1。

表 1 不同埋深时的临界支撑应力和稳定率

C/D	$\alpha / (^\circ)$	$\theta / (^\circ)$	$\beta / (^\circ)$	σ_T / kPa	N_c
1	61.6	62.8	42.7	-13.90	3.6
2	56.1	57.3	46.0	44.80	4.3
3	51.9	53.1	48.7	107.34	5.0
4	48.6	49.7	50.9	172.53	5.5
5	45.8	47.0	52.8	239.67	6.0

当隧道稳定率达到临界值时,刚性块体的边界如图 8 所示,图中数值代表不同覆跨比时对应的边界位置。随着隧道埋深的增加,隧道失稳时周边滑动块体的面积增大,洞壁的变形区域减小,维持隧道稳定所需的内支撑应力随之增加,块体(2)速度矢量交点由拱脚以下某点逐渐向拱脚靠拢。

对于离心机试验中无支护隧道,覆跨比 $C/D=2$,隧道失效时的临界支撑应力 $\sigma_T = 44.80 \text{ kPa}, \alpha = 56.1^\circ, \theta = 57.3^\circ, \beta = 46.0^\circ$,与通过 $\sigma_T - V_L$ 曲线的渐近线获得的临界支撑应力接近(无支护隧道 $\sigma_{TC1} = 40.9 \text{ kPa}$)。临界稳定率 $N_c = 4.3$,与其他学者获得的

平面应变圆形隧道塑性极限分析的上限解一致;土体位移矢量指向隧道中线上距离隧道轴线 $1.74D$ 的一点,与图 4(a)位移场观测结果一致。

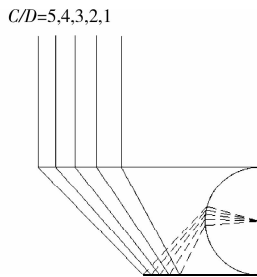
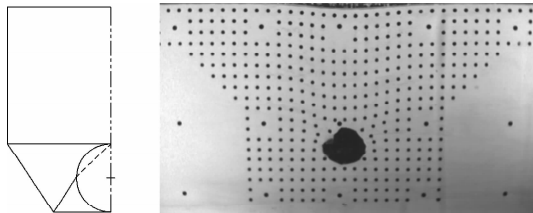


图 8 隧道垮落时的块体边界

无支护隧道的破坏机制及失稳图像如图 9 所示,洞壁变形区域集中在隧道轴线以上高程,塑性极限分析的上限法与试验结果一致。



(a) 破坏机制 (b) 失稳图像

图 9 无支护隧道失稳图像

3.2 土体强度 ($\gamma D/S_u$) 的影响

在 $\sigma_s = 0, C/D = 2, D = 5 \text{ m}, \gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ 条件下,临界稳定率 N_c 与 $\gamma D/S_u$ 的关系见表 2 (s_u 分别等于 87.50、43.75、29.17、21.88 kPa)。

表 2 不同强度时的临界支撑应力和稳定率

$\gamma D/S_u$	$\alpha / (^\circ)$	$\theta / (^\circ)$	$\beta / (^\circ)$	σ_T / kPa	N_c
1	55.7	62.0	44.7	-153.11	4.2
2	56.1	58.0	45.8	29.13	4.3
3	56.3	54.6	46.5	90.15	4.4
4	56.6	51.7	46.8	120.86	4.5

当隧道稳定率达到临界值时,刚性块体的边界如图 10 所示,图中数值代表不同土体强度时对应的边界位置。随着土体不排水剪切强度的降低,隧道失稳时周边滑动块体的面积略有增大,洞壁的变形区域及块体速度矢量交点几乎保持不变,仅维持隧道稳定所需的内支撑应力增大。可见,相同埋深条件下,土体强度对隧道失稳模式的影响较小。

3.3 小导管注浆区的影响

对于隧道有支护的试件而言, $\sigma_s = 0, C/D = 2, \gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3, D = 5 \text{ m}, s_u = 40 \text{ kPa}$,隧道失效时

的临界支撑应力 $\sigma_T = 18.43 \text{ kPa}, \alpha = 54.6^\circ, \theta = 60.8^\circ, \beta = 18.4^\circ$,与通过 $\sigma_T - V_L$ 曲线的渐近线获得的临界支撑应力接近(有支护隧道 $\sigma_{TC2} = 13.5 \text{ kPa}$)。与无支护隧道比较,滑移角 α, θ 变化不大,但隧道开挖轮廓线外布置的密排注浆管,将显著改变地层剪应力的分布,使滑移面 EF 向注浆区移动, σ_T 及 β 显著减小,洞壁破坏轮廓线从块体(2)的隧道轴线以上高程向轴线以下高程转移,并逐渐向拱脚集中(图 11(a),虚线为隧道失稳时的洞壁轮廓线)。土体位移矢量指向隧道中线上距离隧道轴线 D 的一点,与图 4(b)位移场观测结果一致。

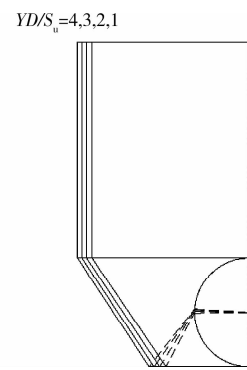
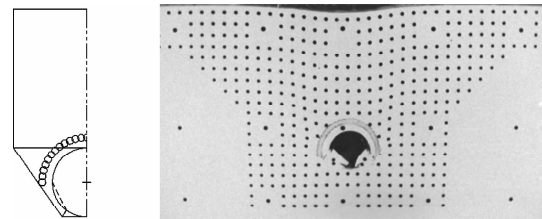


图 10 隧道垮落时的块体边界



(a) 破坏机制 (b) 失稳图像

图 11 有支护隧道失稳图像

4 结论

1) 采用离心机模型试验对粘土隧道超前导管注浆的加固机理与地层运动机制进行研究,注浆导管改变了隧道外围的边界条件和剪应力分布,能对隧道拱顶提供一定的支撑,隧道塑性区由拱顶向拱脚转移,深部土体逐渐开始参与承载,滑移面向注浆区移动,并逐渐向拱脚集中,隧道稳定性得以提高。

2) 注浆导管的存在与否对地表沉降及沉降槽形状影响甚微,土体位移矢量近似指向隧道中线上拱脚以下某一点,注浆导管的布置方式决定着该点与隧道轴线的距离,原因在于土体水平位移分量与竖直位移分量之比较之参照试验发生了改变。

3) 通过对单个圆形隧道稳定率上限方程的分

析,建立了小导管注浆圆形隧道的垮落机制,得出了稳定率上限解。在 $\sigma_s = 0, C/D = 2, D = 5 \text{ m}, \gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3, s_u = 40 \text{ kPa}$ 条件下,求得的稳定率上限解与离心机试验结果一致,所建立的破坏机制也与隧道失稳图像吻合。

(致谢 伦敦城市大学 R. N. Taylor 教授在圆形隧道稳定性分析方面给予第一作者悉心指导,在此表示衷心感谢!)

参考文献:

- [1] 重庆交通科研设计院. JTG D70—2004 公路隧道设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2004:214-215.
- [2] 张凤爱. 浅谈对隧道超前小导管注浆的质量管理[J]. 公路交通科技:应用技术版,2011,7(8):292-294.
Zhang F A. Elementary talk about quality administration on the tunnel per-fore pouring liquid with small pipe [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development: Application Technology Edition, 2011,7(8):292-294.
- [3] 周兴国,高永涛,卢宏建,等. 超前注浆小导管支护机理与效果分析[J]. 西安建筑科技大学学报:自然科学版,2010,42(4):545-549.
Zhou X G, Gao Y T, Lu H J, et al. Study of support mechanism and effect of advance grouting ductile technology [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology: Natural Science Edition, 2010,42(4):545-549.
- [4] 王铁男,郝哲,杨青潮. 超前小导管注浆布置范围对地铁隧道开挖的影响分析[J]. 公路,2011,40(5):222-227.
Wang T N, Hao Z, Yang Q C. Analysis of influence of advance small duct pre-grouting layout on metro tunnel excavation [J]. Highway, 2011,40(5):222-227.
- [5] 许宏发,江森,王发军. 变径洞室超前支护开挖模拟与分析[J]. 岩土力学,2010,31(Sup1):376-382.
Xu H F, Jiang M, Wang F J. Simulation and analysis of excavation of variable cross-section cavern with advanced support [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(Sup1):376-382.
- [6] 练志勇. 突变大断面地铁隧道施工力学行为及地表沉降研究[D]. 成都:西南交通大学,2009.
- [7] 张宏洲. 隧道小导管注浆加固区围岩力学参数反分析研究[D]. 北京:中国地质大学,2007.
- [8] 郭小红,陈卫忠,曹俊杰. 跨海峡隧道风化槽围岩衬砌防排水技术研究[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29(7):1481-1488.
Guo X H, Chen W Z, Cao J J. Waterproof and drainage technologies for lining of subsea tunnel in weathered trough [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010,29(7):1481-1488.
- [9] Davis E H, Gunn M J, Mair R J, et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material [J]. Geotechnique, 1980,30(4):397-416.
- [10] Gorasia R J, Mcnamara A M. High shear capacity ribbed piles [C]//Proc. 2nd European Conference on Physical Modelling in Geotechnics. Ghent: Ghent University, 2012:1-10.
- [11] Taylor R N. Tunnelling in soft ground in the UK [C]//Underground Construction in Soft Ground. Rotterdam: Balkema Publishers, 1995:123-126.
- [12] Bilotta E. Centrifuge modeling of tunnelling close to a diaphragm wall [J]. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 2005,5(1):27-41.
- [13] Bilotta E. Diaphragm walls to mitigate ground movements induced by tunnelling, Experimental and numerical analysis [D]. Naples: University of Naples Federico II, Department of Geotechnical Engineering, 2004.
- [14] Grant R J. Movements around a tunnel in 2-layer ground [D]. London: City University, 1998.
- [15] Kimura T, Mair R J. Centrifugal testing of model tunnels in soft clay [C]//Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam: Balkema Publishers, 1981:319-322.
- [16] O'Reilly M P, New B M. Settlements above tunnels in the United Kingdom—their magnitude and prediction [C]//Proceedings of Tunnelling' 82 Symposium. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1982:173-181.
- [17] Mair R J, Taylor R N. Bored tunnelling in the urban environment [C]//Proc. 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam: Balkema Publishers, 1997:2353-2385.
- [18] 谢骏,刘纯贵,于海勇. 双平行圆形隧道稳定的塑性极限分析上限解[J]. 岩石力学与工程学报,2006,25(9):1835-1841.
Xie J, Liu C G, Yu H Y. Upper bound solutions of plastic limit analysis for the stability of two parallel circular tunnels [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006,25(9):1835-1841.

(编辑 王秀玲)