

层状软岩隧道稳定性及受力变形特性研究

周 星¹, 高 杭¹, 卫亚科², 胡 炜³

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川成都 610031;

2. 中铁十二局集团有限公司, 山西太原 030024; 3. 中铁二院集团有限责任公司, 四川成都 610031)

【摘 要】 文章以在建郑万高铁某层状软岩隧道为研究对象,应用 ABAQUS 有限元软件,建立带有节理材料模型的二维隧道模型进行计算分析,并结合现场量测结果,得到围岩和衬砌的受力变形特征。结果表明,层状软岩中的隧道会产生明显偏压效应,隧道反倾侧的围岩位移和衬砌受力普遍大于顺倾侧对应位置;层面倾角由 0°增加到 90°过程中,围岩的位移和衬砌的应力均呈现逐渐增大的趋势,隧道的偏压作用由弱变强再变弱,倾角 45°时偏压作用最显著。

【关键词】 隧道; 层状岩体; 节理材料模型; 层面倾角; 有限元

【中图分类号】 U451+.2

【文献标志码】 A

隧道在穿越层状岩体时,由于岩体倾斜且存在层理、节理等弱结构面,隧道的开挖扰动可能使得围岩产生局部失稳,围岩和衬砌结构可能会承受不对称的偏压荷载^[1-3]。对于层状软岩引起的偏压隧道及其围压压力的计算方法研究一般分为模型试验和数值模拟两类。如周晓军^[2]对顺层岩体作用于隧道衬砌结构的偏压荷载进行了模型试验,得出了地质顺层偏压隧道围岩压力的分布特点及其与不同顺层倾角之间的变化关系;裴晓彤^[4]应用 ABAQUS 面-面接触分析对地质偏压隧道围岩压力及衬砌结构内力进行非线性接触分析与计算;李晓红等^[5]结合共和隧道现场监测和数值模拟相结合的方法对隧道层状岩体的破坏特征进行了分析;夏彬伟^[6]通过数值模拟等手段对深埋隧道层状岩体的围岩变形破坏机理进行了研究。以往的数值模拟大多是将层面和基岩分别模拟再定义接触,将层面视为一种特殊的结构,但这种方法不适用于层厚较薄、分层较多的复杂地质模型^[7]。

本文以郑万高铁为工程背景,建立符合围岩体特征的节理材料模型,并结合现场量测结果,研究层状软岩隧道在不同层面角度下的隧道稳定性及其受力变形特征。

1 工程实例

1.1 隧道概况

在建郑万高铁为设计时速 350 km/h 双线隧道。某隧道进口里程 DK500+200,出口里程 DK513+980,全长 14 574 m。以里程 DK508+297 隧道截面为研究对象,埋深 240 m,围岩岩性为页岩夹砂岩,多为薄层状,层厚 10~20 cm,属Ⅳ级围岩,岩层走向与隧道轴线方向一致,倾角大约 45°,倾向隧道右侧。断面掌子面围岩情况见图 1。

1.2 现场监测

根据现场实际情况,选取隧道断面上几个典型特征点进行量测,特征点分布如图 2 所示。在图中所示特征点初期支护背面埋设压力盒,量测围岩压力,并量测记录边墙、拱腰、拱顶五个特征点的围岩位移。

2 算例模型



图 1 DK508+297 掌子面围岩

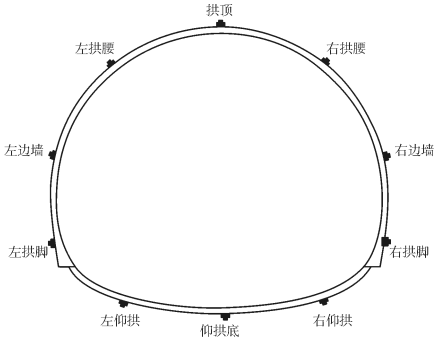


图 2 断面典型特征点布置

[定稿日期] 2019-05-05

[基金项目] 中铁二院工程集团有限责任公司资助项目: 层状软岩力学特性及顺层偏压隧道受力特征研究 (KYY2018070(18-20))。

[作者简介] 周星 (1993~), 男, 硕士, 岩土工程隧道与地下工程方面的试验与研究。

2.1 建立模型

应用 ABAQUS 软件,以隧道断面图为基础建立隧道模型,隧道位于模型中心。围岩和衬砌均采用 solid 实体单元模拟,衬砌结构与围岩之间的接触采用面一面接触的方式。左右边界约束水平位移,底边约束水平和垂直位移。图 3 是按深埋隧道建立的计算模型初始竖向应力。

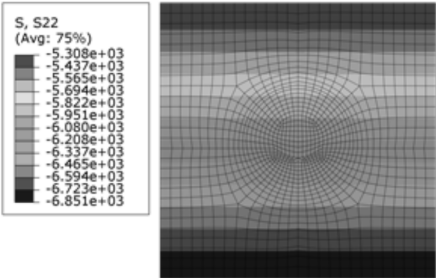


图 3 初始竖向应力场(单位:kPa)

2.2 计算参数

结合隧道现场地勘资料、相关文献^[8]和教程^[9,10],相关计算参数见表 1。衬砌采用线弹性模型,而岩体和层理面采用 ABAQUS 节理材料模型。

表 1 计算参数

材料	重度 /(kN·m ⁻³)	弹性 模量 /GPa	泊松比	粘聚力 c/MPa	摩擦角 /°	剪胀角 /°
岩体	22	1.8	0.35	1.5	30	—
层理面	—	—	—	0.3	22	12
衬砌	24	25	0.2	—	—	—

2.3 计算假定

本例为模拟实际情况,假设岩层走向与隧道轴线平行,倾向与轴线垂直且以倾角 β 倾向隧道右侧,此时 β 取 45° ;假设围岩层理面平行均匀分布,层理面间距小,各层理面计算参数相同。

3 结果分析

3.1 围岩的位移

围岩开挖后的总位移云图如图 4 所示,围岩变形计算结果与量测结果对比如图 5 所示。计算结果显示:围岩总位移云图呈现明显不对称现象,最大位移出现在拱顶与右拱腰,最大值为 5.868 cm,边墙变形量最小,仰拱隆起量较大最大可达 4 cm。现场围岩监测变形显示拱顶出现较大沉降,最大 7.4 cm,与计算值相差 1.2 cm。计算结果较实测结果位移偏小但具有相似的规律,最大位移均为拱顶和右拱腰部位,隧道右侧位移普遍大于左侧,较好地模拟了隧道的偏压作用。

3.2 围岩压力

围岩压力计算值与实测值对比如图 6 所示。计算结果显示:右侧边墙和拱腰压力较大,最大压力 246.9 kPa,仰拱压力最小,拱脚局部压力较大,如左拱脚 150 kPa,断面右侧压力整体大于左侧相应位置。实测结果中,拱顶、右侧拱腰边墙压力较大,最大达到 390 kPa,与计算差值 165 kPa,左侧和仰拱则较小,实测结果与计算结果具有相似的规律,但偏

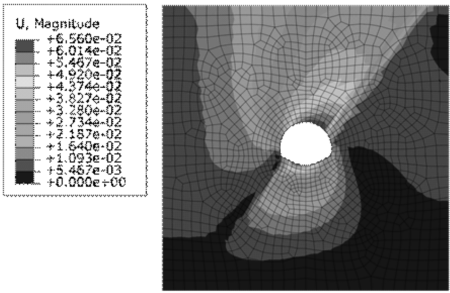


图 4 开挖后总位移云图(单位:m)

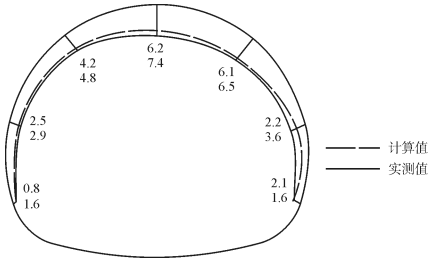


图 5 围岩位移计算与实测对比(单位:cm)

压效应更显著,围岩两侧压力差值较大。

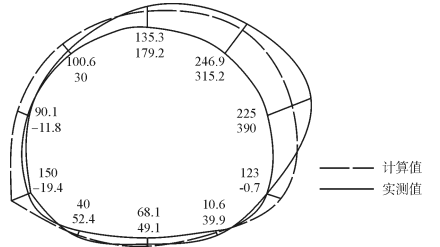


图 6 围岩压力计算与实测对比(单位:kPa)

上述结果还表明,由 ABAQUS 节理材料模型计算得到的结果与现场量测结果具有较好的统一性。以下将进一步利用其研究层理面倾角对隧道及围岩受力变形的影响。

4 层理面倾角对隧道及围岩受力变形的影响

为更全面地了解层状软岩中围岩及隧道的受力变形规律,以下将进一步计算分析岩层倾角的影响。此时倾角 β 分别采用 0° 、 15° 、 30° 、 45° 、 60° 、 75° 、 90° 以及无层面八种工况进行计算分析。

4.1 围岩破坏区

图 7 所示为不同层面倾角时围岩的塑性区。倾角为 0° 和 90° 时塑性区对称,最大塑性应变均位于仰拱部分,其余角度最大塑性应变分布在边墙和拱腰位置,无层面时围岩无塑性区,说明层面存在对围岩破坏有显著影响。随着层面倾角的增大,隧道右侧塑形区范围从拱顶逐渐向下转移到右拱腰、右边墙,左侧塑性区范围从仰拱向上转移到左拱脚、左边墙。

4.2 围岩位移

不同层面倾角下围岩位移沿拱墙路径距离分布如图 8 所示。各特征点位移随倾角变化如图 9 所示。路径距离指以左拱脚为起点,右拱脚为终点,沿着洞壁顺时针向的弧长距离。

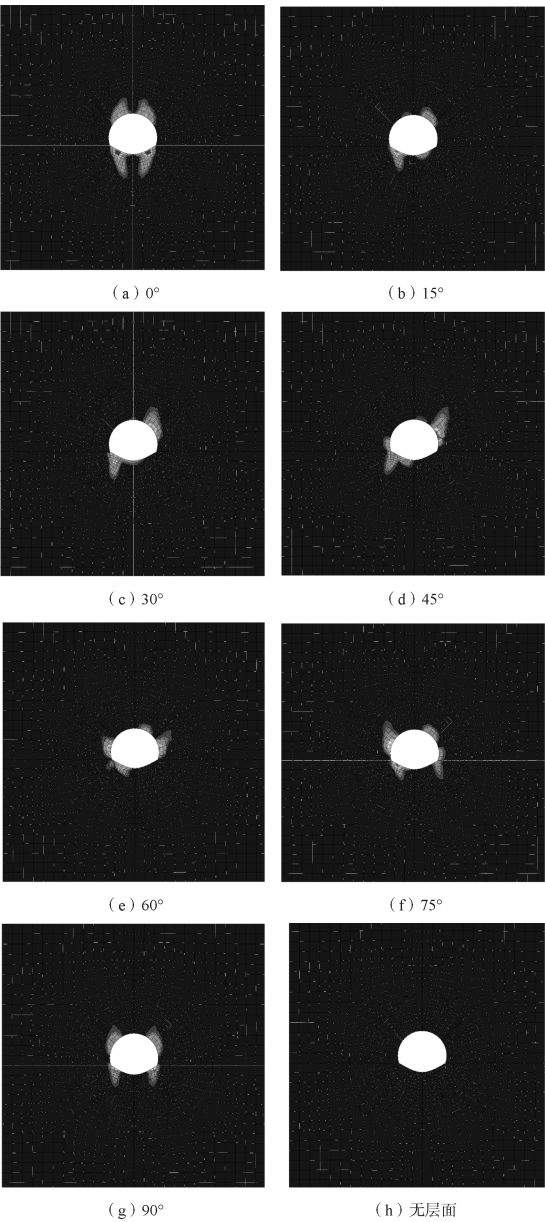


图7 不同层面倾角下围岩塑性区分布

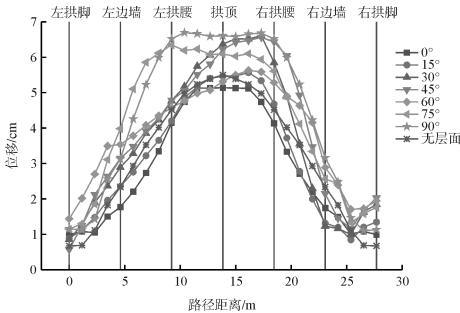


图8 围岩位移沿拱墙路径距离分布曲线

从图8、图9可知：

(1)在同一倾角下，围岩位移沿着路径距离先增大后减小，即拱顶和拱腰的位移较两侧拱脚和边墙大；围岩左右两侧对应的特征点位移对比，除倾角为0°和90°具有对称性

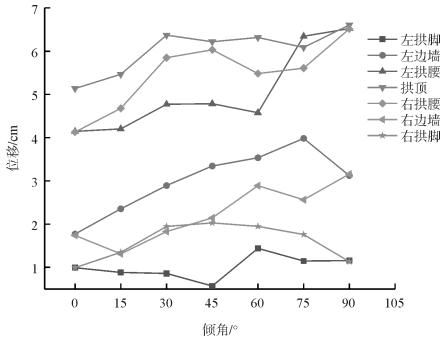


图9 各特征点位移变化曲线

外，其余角度均呈现出不同程度的偏压现象，整体为断面右侧位移大于左侧，值得注意的是，左侧边墙位移均大于右侧。

(2)在不同倾角下，随着层面倾角逐渐增大，围岩位移呈现逐渐增大的趋势，即0°、15°时位移最小，75°、90°时位移最大，无层面时位移大于0°和15°而小于其他角度；左右两侧对应特征点位移差值随倾角增大呈现先增大后减小的趋势，即位移差值在倾角 $\beta \in [0^\circ, 45^\circ]$ 时从零逐渐增大至最大，约1.5 cm，在倾角 $\beta \in [45^\circ, 90^\circ]$ 时，两侧位移差值逐渐减小为零。

4.3 衬砌主应力

ABAQUS 中默认应力以受拉为正，受压为负，通常采用最大主应力评判受拉状况，采用最小主应力评判受压状况。隧道衬砌受力主要为压应力，因此选取代表性的最小主应力来分析衬砌的应力状况。不同倾角下衬砌最小主应力沿拱墙路径距离分布如图10所示。各特征点最小主应力随倾角变化如图11所示。

(1)同一倾角下，衬砌受力沿着路径距离先减小后增大，即拱顶和拱腰的压应力较小，而两侧拱脚和边墙的所受应力较大；除倾角为0°和90°应力具有对称性外，其余角度衬砌结构右侧所受压应力普遍大于左侧对应特征点。

(2)在不同的倾角下，随着层面倾角的增大，应力整体呈现逐渐增大的趋势，其中边墙和拱脚的增幅较大，而拱顶和拱腰则略有减小；当层面倾角 $\beta \in [0^\circ, 45^\circ]$ 时，左右两侧应力差从零逐渐增大，在45°时差值最大达35 MPa，当层面倾角 $\beta \in [45^\circ, 90^\circ]$ 时，两侧应力差逐渐减小，直至90°时重新趋于对称状态。以上结果表明，层面倾角从0°增大到90°过程中，衬砌结构左右两侧的偏压效应从弱变强再变弱，在倾角45°时右侧偏压作用最为显著。

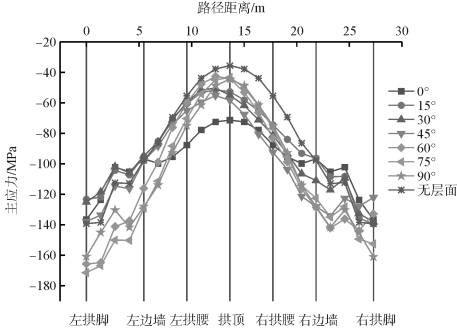


图10 最小主应力沿拱墙路径距离分布曲线

(下转第142页)

中不同同步注浆充填率下的地层及地表沉降进行了计算分析,得出以下结论:

(1)隧道壁后浆液充填率是控制地表变形的重要影响因素,地表沉降随注浆充填率的增大而减小,注浆充填率为60%,80%,100%以及120%时,最大地表沉降分别为18.1 mm、13.3 mm、4.98 mm以及3.79 mm。

(2)当注浆充填率由100%增加至120%,地表最大沉降值仅减小1.19 mm,而当注浆充填率由100%减少至80%时,地表最大沉降则增加8.32 mm,由此可见,注浆充填率不足100%时,地表沉降将会明显增大。

(3)实际工程中理论注浆充填率一般均超过100%,但是由于地层渗透性及地下水赋存的差异性,会导致实际注浆充填率偏低,工程中应结合注浆压力实现对地表沉降的综合控制。

参 考 文 献

[1] 杜军. 盾构隧道壁后注浆探测图像识别及沉降控制研究[D]. 上海:同济大学,2006.

[2] 韩日美,宋战平,吴焕通. 盾尾间隙注浆对地表沉降的影响研究[J]. 西安建筑科技大学学报. 自然科学版,2010,42(3):353-357.

[3] 王晖,李大勇,夏广红. 盾构机盾尾注浆施工中存在的问题及其对策分析[J]. 苏州科技学院学报. 工程技术版,2004(1):40

-45.

[4] 徐方京,侯学渊. 盾尾间隙引起地层移动的机理及注浆方法分析[J]. 地下工程与隧道,1993(3):12-16+20.

[5] 陈亮,周泽林. 考虑盾构隧道壁后间隙与注浆分布模式的地表沉降随机预测方法[J]. 现代隧道技术,2017,54(4):137-145.

[6] 叶飞,朱合华,何川. 盾构隧道壁后注浆扩散模式及对管片的压力分析[J]. 岩土力学,2009,30(5):1307-1312.

[7] 刘军,张弥. 盾构开挖盾尾空隙引起的地层移动[J]. 铁道工程学报,1987(2):203-208.

[8] 林杰明,林世达. 盾构同步注浆量对地层变形的影响[J]. 设备管理与维修,2019(1):30-32.

[9] 尤玉云. 盾构隧道同步注浆施工引起的地层变形分析[D]. 浙江科技学院,2018.

[10] 朱才辉. 西安黄土层地铁盾构施工引起地层变形规律研究[D]. 西安:西安理工大学,2009.

[11] 许朋成. 盾构下穿高铁的地层变形分析及列车的动力响应研究[D]. 北京:北京交通大学,2014

[12] 何川,苏宗贤,曾东洋. 盾构隧道施工对已建平行隧道变形和附加内力的影响研究[J]. 岩石力学与工程学报,2007(10):2063-2069.

[13] 杨悦,侯公羽,李晶晶,等. 隧道衬砌背后注浆复合材料等效弹性模量研究[J]. 沈阳建筑大学学报. 自然科学版,2013,29(2):215-219.

(上接第139页)

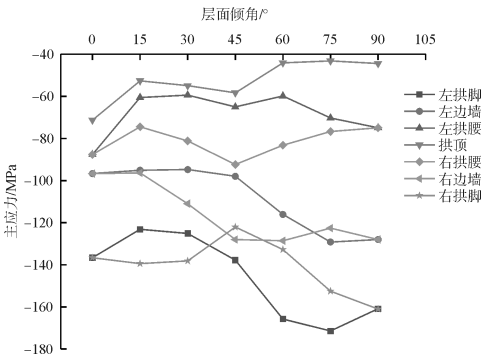


图 11 特征点最小主应力变化曲线

5 结束语

本文通过现场监测数据结合数值模拟结果对比分析,得出以下结论:

(1)随着倾角的增大,隧道反倾侧塑性破坏区范围从拱顶逐渐向下转移到右拱腰、右边墙,顺倾侧塑性区范围从仰拱向上转移到左拱脚、左边墙。

(2)在岩层倾角一定时,沿着路径距离,围岩位移先增大后减小,衬砌压应力则相反;隧道反倾侧的围岩位移和衬砌受力普遍大于顺倾侧对应位置,体现出层状围岩隧道的偏压效应。

(3)在不同倾角下,随着层面倾角的增大,对应特征点围岩位移和衬砌压应力均呈现逐渐增大的趋势,层状软岩隧道

的偏压作用由弱变强再变弱,倾角45°时偏压作用最显著。

参 考 文 献

[1] 钟桂彤. 铁路隧道[M]. 北京:中国铁道出版社,1996.

[2] 周晓军,高杨,李泽龙,等. 地质顺层偏压隧道围岩压力及其分布特点的试验研究[J]. 现代隧道技术,2006,43(1):12-21.

[3] 钟新樵. 土质偏压隧道衬砌模型试验分析[J]. 西南交通大学学报,1996(6):28-32.

[4] 裴晓彤,周晓军. 基于 ABAQUS 的地质偏压隧道非线性接触分析[J]. 铁道标准设计,2016,60(10):94-97+117.

[5] 李晓红,夏彬伟,李丹,等. 深埋隧道层状围岩变形特征分析[J]. 岩土力学,2010,31(4):1163-1167.

[6] 夏彬伟. 深埋隧道层状岩体破坏失稳机理实验研究[D]. 重庆:重庆大学,2009.

[7] 吴渤. 层状岩体隧道围岩扰动区演化与锚固机理研究[D]. 中国地质大学,2016.

[8] 王军祥,孙姣姣,陈四利. 基于 ABAQUS 和正交试验的隧道围岩稳定性分析[J]. 沈阳工业大学学报,2018,40(4):474-480.

[9] 王金昌. ABAQUS 在岩土工程中的应用[M]. 杭州:浙江大学出版社.

[10] 朱以文. ABAQUS 与岩土工程分析[M]. 北京:中国图书出版社,2005.