

DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.202405024



节理岩体中大跨隧道围岩 变形破坏模式分析

田皓天¹, 俞缙¹, 林聪波¹, 王海猛², 蔡浩慧², 周玮²

(1. 华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021;

2. 中交第二航务工程局有限公司, 湖北 武汉 430000)

摘要: 运用 3DEC 离散元软件, 建立含不同节理分布的大跨隧道模型。考虑节理的走向、倾角、间距和力学参数等因素, 对大跨隧道开挖后无支护的围岩变形破坏情况进行模拟计算, 并对大量计算结果进行分析。研究表明: 大跨隧道围岩开挖后的风险部位主要由节理走向与倾角决定, 该部位失稳及落块由节理间距和力学参数决定; 当考虑双向组合节理时, 围岩情况比单向节理更为复杂, 隧道围岩的变形破坏形式不仅在横截面上呈现一定规律, 并且在隧道轴向上也会有所差异; X 向节理主要影响隧道横截面围岩变形破坏的位置, Y, Z 向节理则会影响隧道轴线方向的围岩变形分布规律, 并且节理倾角愈大, 围岩松动范围愈深。

关键词: 隧道工程; 节理岩体; 离散元模拟; 围岩变形破坏; 大跨隧道

中图分类号: U 451.2

文献标志码: A

文章编号: 1000-5013(2025)01-0030-08

Analysis of Deformation and Failure Mode of Surrounding Rock of Long-Span Tunnel in Jointed Rock Mass

TIAN Haotian¹, YU Jin¹, LIN Congbo¹,
WANG Haimeng², CAI Haohui², ZHOU Wei²

(1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;

2. China Communications Second Navigation Engineering Bureau Limited Company, Wuhan 430000, China)

Abstract: Using 3DEC discrete element software, a model of long-span tunnel with different joint distributions is established. Considering the strikes, dip angles, spacing and mechanical parameters of joints, the deformation and failure of surrounding rocks without support of the long-span tunnel after excavation is simulated and analyzed. The research results show that the risk position of the long-span tunnel surrounding rock after excavation is mainly determined by the strikes and dip angles of the joints. The instability and falling of blocks in this position are determined by the joint spacing and mechanical parameters. When considering the bidirectional combination joints, the surrounding rocks are more complex than the unidirectional joints. The deformation and failure forms of the tunnel surrounding rocks not only present a certain laws in the cross section, but also present difference in the tunnel axis. The X-direction joints mainly affect the deformation and failure location of the tunnel cross-section surrounding rocks, while the Y, Z-direction joints affect the deformation distribution laws of the tunnel axis direction, and the larger the joint dip angle, the deeper the surrounding rocks loosening ranges.

收稿日期: 2024-05-02

通信作者: 俞缙(1978-), 男, 教授, 博士, 博士生导师, 主要从事岩土力学与地下工程的研究。E-mail: bugyu0717@163.com。

基金项目: 国家自然科学基金面上资助项目(52374090)

Keywords: tunnel engineering; jointed rock mass; discrete element simulation; deformation and failure of surrounding rock; long-span tunnel

特大跨度隧道与普通断面公路隧道相比,围岩的自稳时间更长,同时失稳风险也更高^[1]。因此,在特大跨度隧道的开挖过程中,围岩变形的控制成为施工中的重点和难点^[2]。大跨隧道围岩的变形破坏模式是进行合理支护的前提^[3],因此,在隧道设计前需要对围岩的变形破坏进行分析和预判,以确保隧道开挖过程中的稳定性、安全性与经济性。目前,国内外有较多学者通过力学模型试验、数值模拟等方法,分析了围岩变形破坏的影响因素,对于明晰围岩的变形破坏机制有极大的推动作用^[4]。为有效开展隧道围岩的支护设计,学者们针对不同的地质与工程特点,提出了隧道开挖的合理洞型、支护技术、变形控制方法等,保障了隧道的施工安全^[5],但采用传统的均质体方法分析大跨隧道的变形破坏模式不够精确,需要考虑节理岩体的不均匀性。

牛少卿等^[6]对大跨度巷道顶板的层状特征进行了分析,探讨了结构失稳机理,并得出岩层沿节理面滑动是主要失稳原因之一。高峰等^[7]采用 UDEC 离散元软件模拟了隧道塌方情况,发现岩体节理对于塌方形式起着主导作用。Bahaaddini 等^[8]使用 PFC3D 数值模拟软件研究了不同节理对岩体变形破坏的影响,发现破坏模式主要由节理方向和岩桥步距角决定。Chen 等^[9]使用离散元方法模拟了受围压作用下的节理岩体,发现样本的破坏模式和对围压的敏感性都受到节理组倾角的控制。Chen 等^[10]发现了岩体压缩时,在不同节理倾角下和不同连续因子下的变形特征。赵景彭^[11]以大梁山隧道为工程依托,研究发现在不同节理倾角下,隧道围岩稳定性的差异和锚杆的受力情况区别。刘刚等^[12]发现节理分布对大跨隧道的围岩变形破坏模式具有显著的影响,并且也得出了相应的规律。然而,在探究特大跨隧道围岩受力变形特征时,由于岩体介质的不均匀性及节理分布的随机性,目前尚缺乏系统性的研究。不同的节理分布会导致围岩不同的破坏特征,因此,需要采取不同的支护措施确保隧道的稳定性和安全性。基于此,本文对节理岩体中大跨隧道围岩变形破坏模式进行分析。

1 离散元模拟试验

1.1 模型建立

采用 3DEC 离散元软件模拟计算不同节理情况下大跨隧道围岩的变形破坏特征,将岩石看作各向同性的连续等效介质,且每个节理的力学性质相同,隧道模型是基于某大断面隧道的加宽段进行设计^[13]。扁平形的大跨度公路隧道的跨度为 30 m,高度为 17 m,扁平率约为 0.57,隧道的埋深为 80 m,总开挖长度为 50 m,每个开挖步长为 5 m。在数值计算中,按照隧道直径的 3 倍设置模型的上、下、左、右边界^[14]。隧道模型建立示意图,如图 1 所示。图 1 中: φ_x 表示 X 向节理的倾角,即与 XOY 平面的夹角; φ_y 表示 Y 向节理的倾角,即与 YOZ 平面的夹角; φ_z 表示 Z 向节理的倾角,即与 YOZ 平面的夹角。

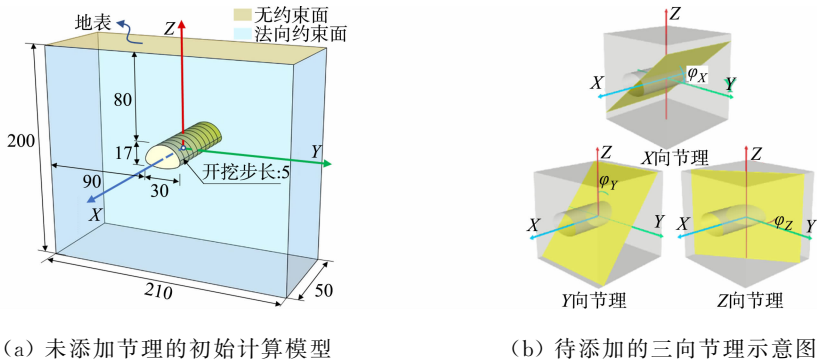


图 1 隧道模型建立示意图(单位:m)

Fig. 1 Schematic diagrams of tunnel model establishment (unit: m)

未考虑节理的影响,隧道模型包含约 200 万个网格单元,设置最大网格尺寸不超过 3 m。边界条件设置如下:模型的四周和底部添加约束,顶部为自由面,整体仅考虑重力作用,同时法向速度被设定为 0。在数值计算模型中,采用笛卡尔坐标系,其中,X,Y,Z 轴分别代表隧道轴线方向、隧道横轴方向和竖

直轴线方向。为了方便描述,将围绕这 3 个轴旋转的节理分别称为 X,Y,Z 向节理。

1.2 参数的确定

岩石块体选取花岗岩作为研究对象,并使用摩尔-库伦塑性模型描述岩石块体的变形特性。采用节理面接触库仑滑移模型作为节理的本构,将节理视作岩体参数劣化的主要原因,通过现场取样随后进行室内三轴试验测定无节理岩体参数,岩石力学参数如下:密度(ρ)为 $2\,643.3\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$;变形模量(E)为 51 GPa ;泊松比(μ)为 0.23 ;粘聚力(c_R)为 23.38 MPa ;内摩擦角(φ_R)为 59° 。Shreedharan 等^[15]经过多次试验验证的数据,并通过反分析法再次修正,得到各项力学参数:切向刚度(k_s)为 $6.42\text{ GPa}\cdot\text{m}^{-1}$;法向刚度(k_n)为 $2.7\text{ GPa}\cdot\text{m}^{-1}$;抗拉强度(σ)为 5 kPa ;粘聚力(c_j)为 0.4 MPa ;内摩擦角(φ_j)为 20° 。模型及其参数的准确性已通过现场变形监测数据进行验证^[16]。

1.3 模拟方案

隧道模型采用双侧壁导坑 9 步开挖法。在计算过程中,主要考虑了节理倾角、间距和力学参数等因素。在以节理倾角为主要因素进行分析时,节理的间距统一取 2 m ;仅单向节理时,在 $0^\circ\sim90^\circ$ 之间,隔 10° 模拟计算一次;对于双向节理组合,分别计算不同倾角的 X,Y,Z 各向节理组合。当间距为主要因素分析时,为了减小隧道开挖跨度对计算结果的影响,并且提高研究的适用性,引入间跨比 $\alpha,\alpha=d/B$,其中, d 为节理间距, B 为隧道跨度。由于天然节理间距一般为 $0.1\sim3.0\text{ m}$ ^[17],在隧道跨度为 30 m 的情况下,设置间跨比取值 $0.01\sim0.10$ 之间,以 0.01 为间隔渐增进行计算模拟。当力学参数为主要因素分析时,法向刚度、切向刚度、黏聚力三者取原有数值的 $0.1,0.5,1.0,1.5,2.0$ 倍,以此对应不同围岩级别的岩体参数。

2 大跨隧道破坏模式

2.1 单向节理变形破坏模式

在 X,Y,Z 三向节理条件下,选取一部分代表性位移云图进行讨论。经过计算分析,当间跨比 $\alpha=0.07$ 时,隧道围岩易发生失稳^[16],因此,选取的位移云图间跨比 α 均为 0.07 。各向节理围岩横截面位移云图,如图 2 所示。图 2 中: φ 为节理倾角; $s()$ 为位移函数。由图 2 可知如下 3 点结论。

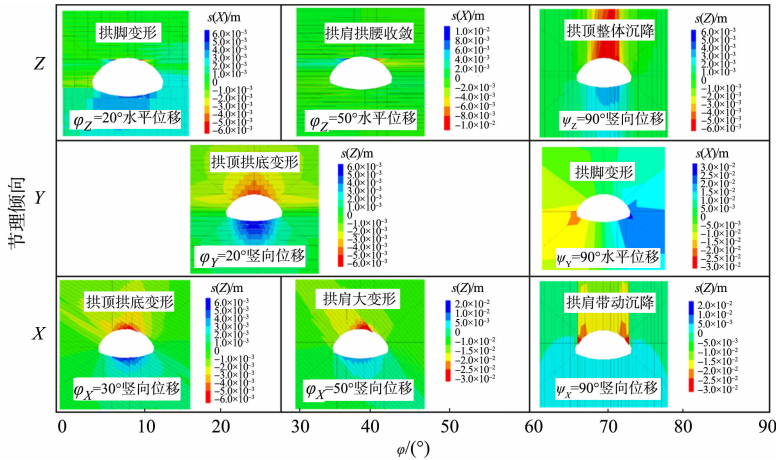


图 2 各向节理围岩横截面位移云图

Fig. 2 Cross-sectional displacement nephograms of jointed surrounding rocks for various directions

1) 当仅存在 X 向节理时,围岩的水平变形远远小于竖直变形,破坏以竖直位移为主。当 φ_X 在 30° 以下时,围岩的主要破坏地点发生在隧道上、下两处;当 φ_X 为 $30^\circ\sim70^\circ$ 时,变形上移至拱肩和拱顶部位,在隧道上半部分的拱顶和拱肩处发生大变形;当 $\varphi_X>70^\circ$ 时,拱肩可能会发生掉块的危险,并且由于拱肩发生向下的位移,隧道自身稳定性较差,因此,此处产生剪切破坏,从而整个隧道发生失稳。

2) 当仅存在 Y 向节理时,这些节理在隧道的横截面上主要呈现出相切于隧道轮廓线的水平岩层形状。当 φ_Y 为 $0^\circ\sim70^\circ$ 时,围岩主要以拱底和拱顶变形为主,且拱底的隆起量稍大,但是当倾角逐渐变大时,变形量逐渐减少;当 φ_Y 为 $70^\circ\sim90^\circ$ 时,拱顶和拱底的变形量降低,但两侧的拱脚处会由于应力集中

发生向内侧的位移。因此,岩体相对完整且具备较好的强度,整个隧道的稳定性较好。

3) 当仅存在 Z 向节理时,在 φ_z 为 20° 以内时,围岩整体具有较高的稳定性,但在拱脚处可能会发生变形破坏;当 φ_z 为 $20^\circ\sim70^\circ$ 时,隧道围岩下方变形量较小,主要分布在上半部分拱肩拱腰处;当 $\varphi_z>70^\circ$ 时,可以看作隧道上方存在许多平行层岩,极易引起大规模的滑动变形,使隧道顶部整体发生大变形。

2.2 X,Y 双向节理变形破坏模式

当考虑双向组合节理时,围岩情况比单向节理更为复杂,隧道围岩的变形破坏形式不仅在横截面上呈现一定规律,并且在隧道轴向上也会有所差异。因此,双向节理需要考虑三维中的变形破坏情况。为了便于显示和分析,同样在间跨比为 0.07 时,选取主要变形破坏部位来展示变形破坏云图的横截面,并提取同一模型的隧道中线剖面处的隧道剖面图。

X,Y 向节理部分倾角组合下围岩横截面位移云图,如图 3 所示。

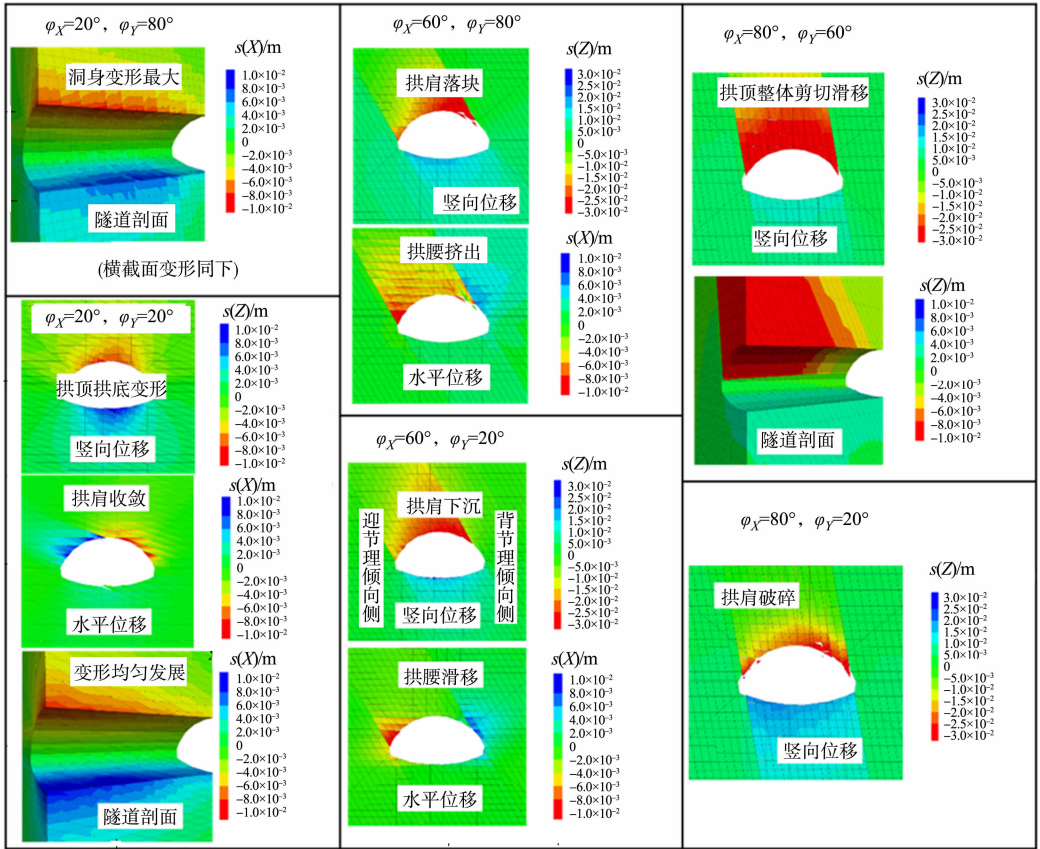


图 3 X,Y 向节理部分倾角组合下围岩横截面位移云图

Fig. 3 Cross-sectional displacement nephograms of surrounding rocks under partial dip angle combination of X, Y-direction joints

由图 3 可知:当双向节理中的 φ_x 为 $0^\circ\sim30^\circ$ 时,隧道拱底和拱顶发生变形,并且在拱肩处发生收敛,此时,竖向变形部位会稍微有所偏移,但 Y 向节理倾角的改变对横截面的破坏模式几乎没有影响;当 φ_x 为 $30^\circ\sim70^\circ$ 时,隧道围岩表现为拱肩的破碎和拱腰的滑移收敛,背节理倾向一侧的拱肩发生破坏,而迎节理倾向一侧的拱腰则出现较严重的滑移破坏,增加 φ_y 会导致围岩更加破碎,变形范围更深,并增加隧道围岩失稳的风险;当 $\varphi_x>70^\circ, \varphi_y<40^\circ$ 时,截面处的围岩非常破碎,在开挖后最先发生的是拱肩处块体的破碎和掉落,接踵而至的是沿 X 向节理面的破坏,这导致隧道的稳定性较差,当 $\varphi_y>40^\circ$ 后,隧道围岩的岩块比较大,上半部分围岩相对完整,容易整体沿节理面滑移变形,可能导致拱肩处的块体掉落;在隧道纵向上,当 $\varphi_x<30^\circ, \varphi_y<60^\circ$ 时,围岩在最先开挖的拱顶和拱底处发生最大的变形,隧道入口处的围岩若发生松动,则会引起后续围岩的破坏,当 $\varphi_y>60^\circ$ 后,在隧道中部截面上出现大变形。

2.3 X,Z 双向节理变形破坏模式

当 X,Z 双向节理组合时,它们对于围岩的破坏模式都起着主导作用。X,Z 向节理部分倾角组合下围岩横截面位移云图,如图 4 所示。图 4 中:横截面和剖面的位置与节 2.2 相同;间跨比为 0.07。

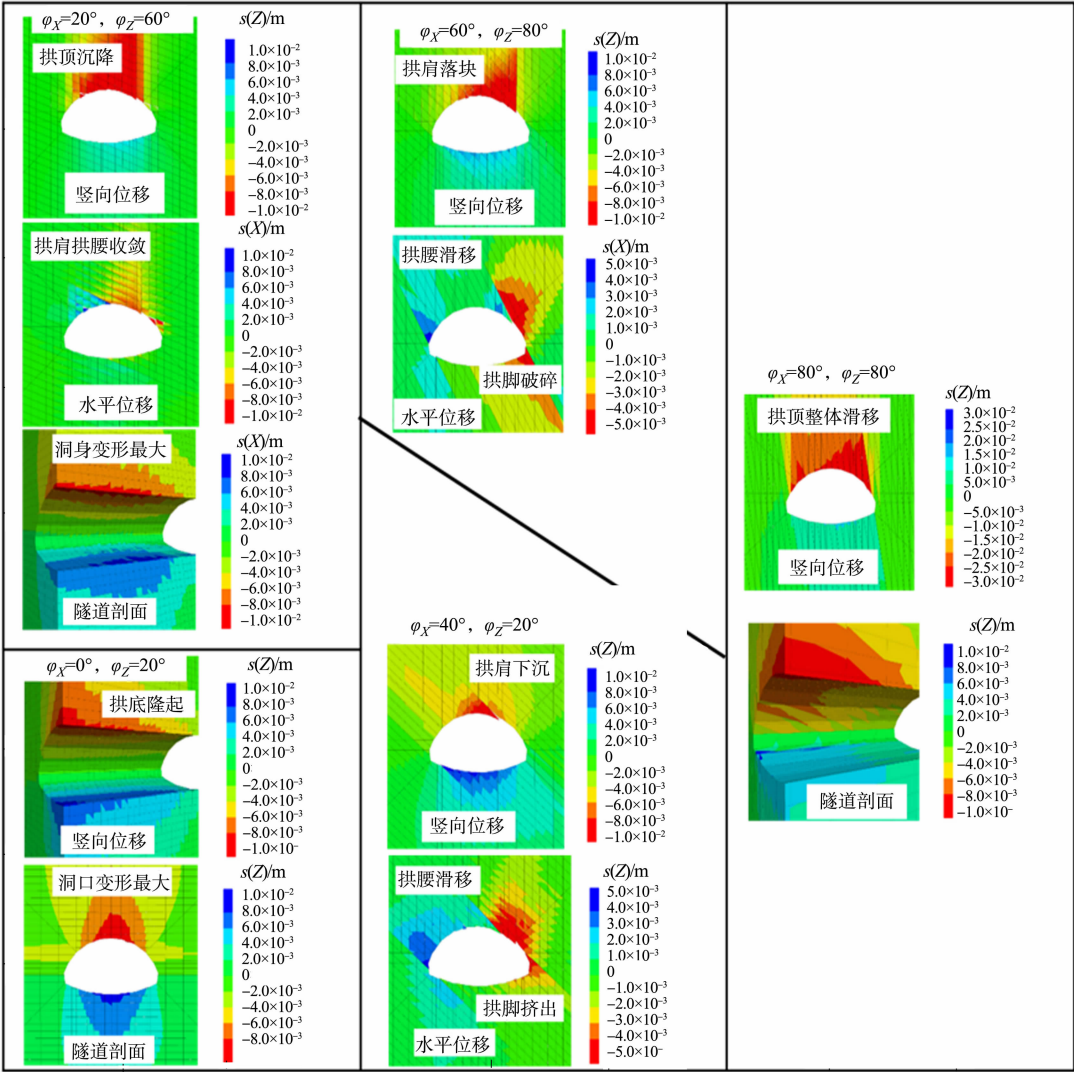


图 4 X,Z 向节理部分倾角组合下围岩横截面位移云图

Fig. 4 Cross-sectional displacement nephograms of surrounding rocks under partial dip angle combination of X, Z-direction joints

由图 4 可知:当 $\varphi_X < 40^\circ$ 时,在 Z 向节理的影响下,出现的两种破坏模式较为相似,当 $\varphi_Z < 40^\circ$ 时,隧道围岩变形大多为拱底隆起及拱顶的沉降,拱肩处附近区域为一些小的收敛变形,增加 X 向节理倾角只会导致隧道变形不对称,基本上没有掉落块体的情况发生,而当 $\varphi_Z > 40^\circ$ 后,变形破坏模式会发生一些变化,拱顶的沉降远大于拱底的变形量,拱肩处还会出现一些落块,对称收敛的拱肩还会变成不对称的一侧收敛;当 φ_X 为 $40^\circ \sim 70^\circ$ 时,围岩的变形发生了转变,从隧道上下部位转移到中间拱腰处,会出现拱腰滑移现象,还可能会出现岩块掉落的情况,当 $\varphi_Z < 40^\circ$ 时,拱肩及对称面拱脚两处的位移相差不大,并且影响范围也相似,同时拱腰和拱脚处还会发生收敛和挤出变形;随着 φ_X 与 φ_Z 的增加,拱底和拱脚两处变形渐渐变小,同时拱肩的变形更大,更容易出现落块现象;当 $\varphi_X > 70^\circ$ 后,围岩变形愈来愈大,拱肩大变形上移转变为拱顶沉降,拱肩沉降一侧大于另一侧,导致围岩更加不稳定,并出现沿拱肩变形破坏缺口的滑移,随着 φ_Z 的增加,塌落范围变大,两侧拱肩也有较大的沉降变形;对于隧道纵深向的围岩变形破坏,当 $\varphi_X < 40^\circ, \varphi_Z < 40^\circ$ 时,隧道开挖进口处变形较大,且变形持续时间较长,当 $\varphi_Z > 40^\circ$,拱顶的围岩均匀变形同时范围缩小,而在隧道中部拱底隆起现象更为明显,在 $\varphi_X > 80^\circ$ 后,隧道上方的变形范围逐渐由拱顶扩大至拱肩,在拱腰处的围岩也出现斜向位移,围岩纵向变形已经不随 φ_X 的改变而变化,随着 φ_Z 的增大,围岩的变形主要集中在拱顶并且范围增大。

2.4 Y,Z 双向节理变形破坏模式

在 Y,Z 向上的节理相较于 X 向节理,对隧道的变形破坏影响较小。在考虑节理参数折减的情况

下,它的变形破坏有所增加。为了进一步了解其特征,采用节理参数折减为 0.5 倍后计算位移,Y,Z 向节理部分倾角组合下围岩横截面位移云图,如图 5 所示。图 5 中:横截面和剖面的位置与节 2.2 相同。

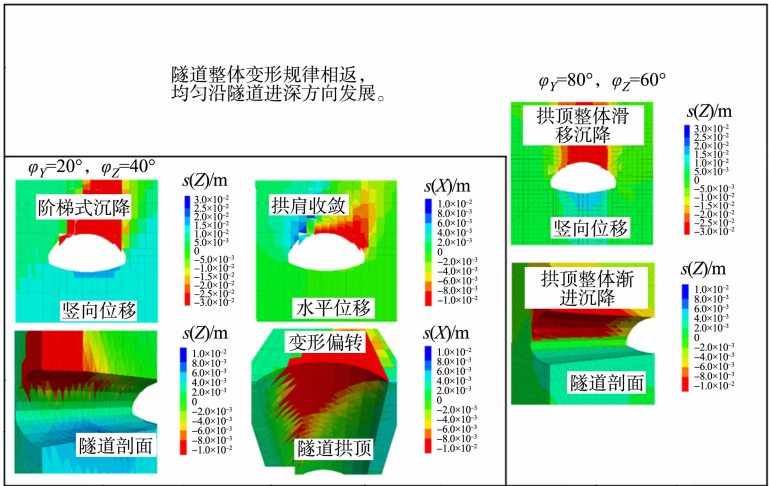


图 5 Y,Z 向节理部分倾角组合下围岩横截面位移云图

Fig. 5 Cross-sectional displacement nephograms of surrounding rocks under partial dip angle combination of Y, Z-direction joints

由图 5 可知:当 $\varphi_Z < 60^\circ$, $\varphi_Y < 50^\circ$ 时,围岩的变形形式相似,隧道的拱底几乎没有隆起,而拱肩处会出现部分块体的破碎,可能会发生掉落。根据隧道的俯视图,在隧道纵深方向,右侧拱肩变形减小,但左侧拱肩变形逐渐增大,当 φ_Y 愈接近 50° 时,这种情况则没有那么明显;当 φ_Z 为 $60^\circ \sim 90^\circ$ 时,无论 φ_Y 怎么变化,隧道的变形破坏模式均以整体性的拱顶和拱肩变形为主,上方拱顶处整体由于剪切破坏而发生滑动沉降,从而可能会引发大规模的坍塌,拱肩也可能会因为围岩破碎出现落块;特别是当 $\varphi_Y = 50^\circ$, $\varphi_Z = 90^\circ$ 时,整体崩塌的程度最大,且 $\varphi_Z > 70^\circ$ 时,所有岩块都会发生塌落,说明控制围岩稳定性要格外注意 Z 向节理的倾角。

2.5 大跨隧道围岩变形破坏模式判别表

节理岩体中大跨隧道围岩变形破坏模式判别图,如图 6 所示。

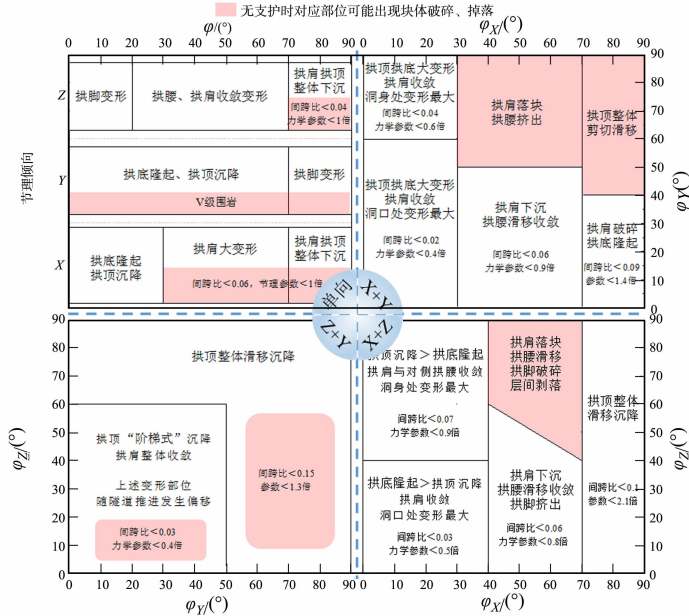


图 6 节理岩体中大跨隧道围岩变形破坏模式判别图

Fig. 6 Discriminant diagrams of deformation and failure modes of surrounding rocks of long-span tunnel in jointed rock mass

文献[16]总结和归纳各种节理分布的数值模拟计算结果,并结合节理对大跨隧道围岩稳定性的影

响规律。文中通过分析工程现场的节理信息,可以初步预测出大跨隧道中的危险区域、失稳风险及可能发生的变形破坏类型。根据这些结果,在实际工程中就可以针对性的制定施工方案,规避风险。

目前的工程岩体分级标准主要是根据岩体基本质量指标(BQ)划分,并对自身稳定性进行初步评估。然后,根据这些粗略的围岩等级,提供不同施工方案。然而,这种将围岩视为均质岩体的方法,不仅在判断隧道稳定性上有欠缺,并且提供的施工方案也不太清晰。此外,还有一种通过霍克布朗公式估算围岩参数,并使用有限元数值模拟进行计算的方法。然而,这种方法对于隧道围岩变形破坏的位置和变形破坏的形式也无能为力,而且过程比较繁琐^[18]。相比之下,判别法可以直接根据现场勘察的节理信息预测隧道施工过程中可能出现的危险和围岩破坏的位置,保证了人员的安全和施工顺利进行,并且得出了节理分布对隧道围岩破坏模式的影响,填补了这一部分研究的空缺。

根据不同的变形破坏模式的特点,结合不同施工工法的优缺点及施工的难易程度,考虑围岩变形控制的效果及施工的安全性及经济性,不同节理情况下大跨隧道施工工法建议图,如图 7 所示。

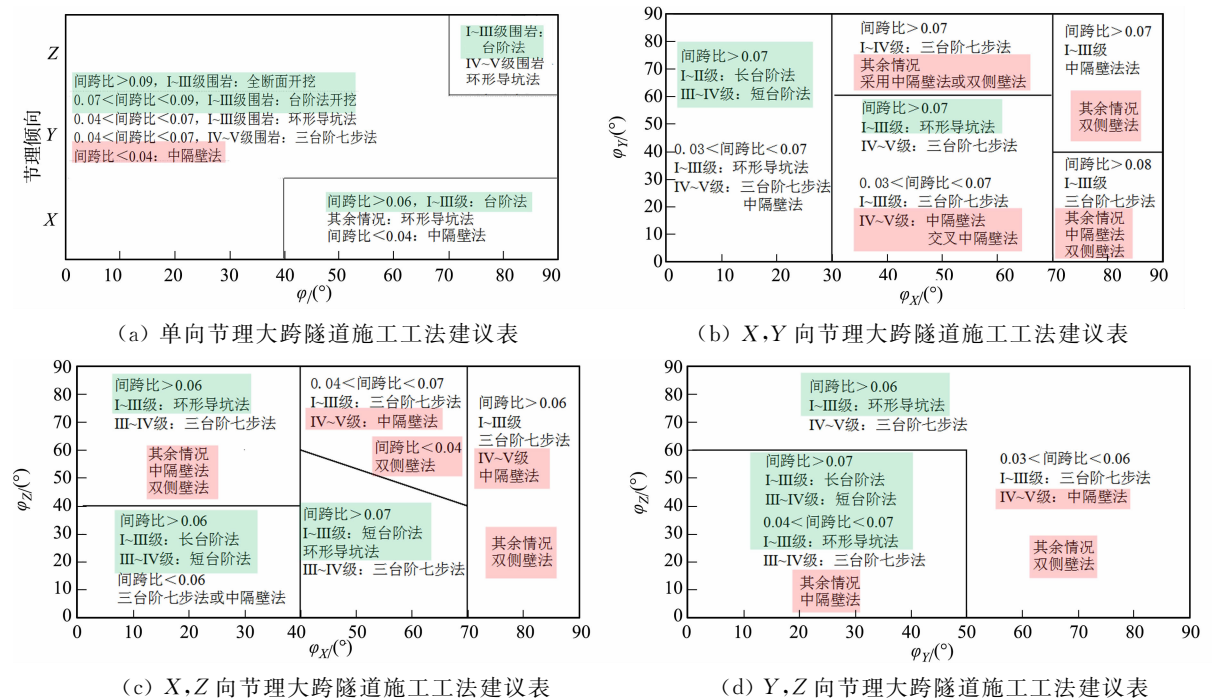


图 7 不同节理情况下大跨隧道施工工法建议图

Fig. 7 Construction method suggestion diagrams of long-span tunnel under different joint conditions

3 结 论

- 1) 围岩的变形发生部位和空间位置主要与节理走向及倾角有关,间距和力学参数仅影响围岩是否发生破坏及落块。隧道跨度愈大,围岩变形破坏受节理影响的差异愈明显。
- 2) 对于 X 向节理,隧道围岩主要以竖向变形为主,当节理倾角超过 70°后,隧道极易失稳;对于 Y 向节理,随着倾角的增大,围岩的变形量逐渐减小,岩石具有一定强度,因此,稳定性较好;对于 Z 向节理,围岩破坏形式大致可以分为 3 种:在 φ_z 为 20°以内时,拱脚处可能会发生变形破坏;当 φ_z 为 20°~70°时,变形区域主要分布在隧道上方;当 $\varphi_z > 70^\circ$ 时,拱顶处易发生滑动变形。
- 3) 在双向节理组合下,X 向节理的倾角变化是影响隧道截面上围岩变形破坏部位的主要因素,Y,Z 向节理主要影响隧道纵深方向变形破坏空间位置的变化。节理倾角愈大,围岩松动范围愈深。
- 4) 根据节理情况,得到围岩变形破坏模式的判别方法,提出了相应的施工工法建议表,该方法考虑了岩体不均匀性的特点,具有高效性与实用性,对大跨隧道的支护与施工设计具有指导意义。

参考文献:

[1] 张顶立. 隧道及地下工程的基本问题及其研究进展[J]. 力学学报, 2017, 49(1): 3-21. DOI:10. 6052/0459-1879-16-

348.

[2] 洪开荣,冯欢欢.中国公路隧道近 10 年的发展趋势与思考[J].中国公路学报,2020,33(12):62-76. DOI:10.19721/j.cnki.1001-7372.2020.12.005.

[3] 熊自明,卢浩,王明洋,等.我国大型岩土工程施工安全风险管理研究进展[J].岩土力学,2018,39(10):3703-3716. DOI:10.16285/j.rsm.2017.2138.

[4] 左建平,魏旭,王军,等.深部巷道围岩梯度破坏机理及模型研究[J].中国矿业大学学报,2018,47(3):478-485. DOI:10.13247/j.cnki.jcumt.000853.

[5] 杨忠民,高永涛,吴顺川,等.隧道大变形机制及处治关键技术模型试验研究[J].岩土力学,2018,39(12):4482-4492. DOI:10.16285/j.rsm.2018.0542.

[6] 牛少卿,杨双锁,李义,等.大跨度巷道顶板层面剪切失稳机理及支护方法[J].煤炭学报,2014,39(增刊 2):325-331. DOI:10.13225/j.cnki.jccs.2013.1404.

[7] 高峰,唐星,李星,等.基于 UDEC 离散元法的隧道塌方特征分析[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2018,37(1):24-28,34. DOI:10.3969/j.issn.1674-0696.2018.01.04.

[8] BAHAAADDINI M,SHARROCK G,HEBBLEWHITE B K. Numerical investigation of the effect of joint geometrical parameters on the mechanical properties of a non-persistent jointed rock mass under uniaxial compression[J]. Computers and Geotechnics,2013,49:206-225. DOI:10.1016/j.compgeo.2012.10.012.

[9] CHEN Miao,ZANG Chuanwei,DING Ziwei,*et al.* Effects of confining pressure on deformation failure behavior of jointed rock [J]. Journal of Central South University,2022,29(4):1305-1319. DOI:10.1007/s11771-022-4991-z.

[10] CHEN Xin,LIAO Zhihong,PENG Xi. Deformability characteristics of jointed rock masses under uniaxial compression [J]. International Journal of Mining Science and Technology,2012,22(2):213-221. DOI:10.1016/j.ijmst.2011.08.012.

[11] 赵景彭.节理倾角对层状岩体大断面隧道稳定性研究[J].铁道建筑,2011(9):58-61. DOI:10.3969/j.issn.1003-1995.2011.09.018.

[12] 刘刚,赵坚,宋宏伟,等.断续节理方位对巷道稳定性的影响[J].煤炭学报,2008,167(8):860-865. DOI:10.3321/j.issn:0253-9993.2008.08.005.

[13] 黄建国,俞缙,李小刚,等.超大断面隧道不同加宽段围岩变形及围岩压力监测分析[J].隧道建设:中英文,2021,41(增刊 2):115-122. DOI:10.3973/j.issn.2096-4498.2021.S2.014.

[14] 苏晓堃.隧道开挖数值模拟的围岩边界取值范围研究[J].铁道工程学报,2012,29(3):64-68. DOI:10.3969/j.issn.1006-2106.2012.03.014.

[15] SHREEDHARAN S,KULATILAKES P. Discontinuum-equivalent continuum analysis of the stability of tunnels in a deep coal mine using the distinct element method[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering,2016,49(5):1903-1922. DOI:10.1007/s00603-015-0885-9.

[16] 林聪波,俞缙,常方强,等.三维贯通节理对大跨隧道围岩稳定性的影响[J].中南大学学报(自然科学版),2023,54(3):1141-1152. DOI:10.11817/j.issn.1672-7207.2023.03.030.

[17] 廖国华.节理间距及岩石质量指标的估算[J].岩石力学与工程学报,1990(1):68-75.

[18] 赵坚,李海波.莫尔-库仑和霍克-布朗强度准则用于评估脆性岩石动态强度的适用性[J].岩石力学与工程学报,2003(2):171-176. DOI:10.3321/j.issn:1000-6915.2003.02.001.

(责任编辑: 陈志贤 英文审校: 方德平)