

盾构隧道环向开挖面破坏机制及剪胀效应研究

张 箭¹, 戚瑞宇¹, 宗晶瑶², 丰土根¹

(1. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098;
2. 华东建筑设计研究院有限公司上海地下空间与工程设计研究院, 上海 200011)

摘 要: 采用刚性滑块构建两种圆形隧道失稳环向开挖面破坏模式, 利用编制的非线性规划程序求解隧道失稳环向开挖面支护力系数 σ_r/c (σ_r 为均布支护荷载, c 为有效黏聚力) 最优上限解及地层破坏模式, 揭示地层参数对隧道稳定性的影响, 提出简单实用的极限支护力简化公式。研究表明: 不排水条件下, 当隧道埋深比 H/D (H 为埋深, D 为隧道直径) 和重度系数 $\gamma D/c$ (γ 为重度) 较小时, 破坏区域主要集中在隧道中上部, 随着 H/D 和 $\gamma D/c$ 增大, 滑移线起始位置沿着隧道轮廓逐渐向隧道底部扩展, 破坏区域向水平方向扩展。排水条件下, 地层破坏模式主要有 3 种。当内摩擦角 ϕ 和 $\gamma D/c$ 较大时, 随着剪胀系数的减小, 极限支护力和地层破坏范围变化较大, 甚至可能引起破坏模式的改变。针对不同深度提出的极限支护力简化公式可快速获得隧道环向开挖面极限支护力。

关 键 词: 盾构; 刚性滑块法; 破坏模式; 极限支护力; 非关联流动法则

中图分类号: U 451

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2022) 07-1833-12

Failure mechanism of shield tunnel circumferential excavation face and the influence of the dilatancy effect on the tunnel stability

ZHANG Jian¹, QI Rui-yu¹, ZONG Jing-yao², FENG Tu-gen¹

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China;
2. East China Architecture Design & Research Institute Co., Ltd., Shanghai Underground Space & Engineering Design Institute, Shanghai 200011, China)

Abstract: Rigid sliding blocks are used to construct two failure modes of the tunnel's circumferential excavation surface of circular tunnel. The compiled nonlinear programming program is used to solve the optimal upper bound solution of the support force coefficient σ_r/c (σ_r is uniformly distributed support load and c is the effective cohesion) and the stratum failure mode so as to reveal the influences of stratum parameters on tunnel stability. A simple and practical simplified formula for the ultimate support force of the tunnel's circumferential excavation surface is proposed. For undrained condition, the failure region is mainly concentrated in the upper part of the tunnel when the tunnel depth ratio H/D (H is the buried depth and D is the tunnel diameter) and the gravity coefficient $\gamma D/c$ (γ is unit weight) are small. With the increase of H/D and $\gamma D/c$, the starting position of the slip line gradually expands to the bottom of the tunnel along the tunnel contour, and the failure region expands to the horizontal direction. For drainage conditions, there are three main stratum failure modes. When the internal friction angle ϕ and $\gamma D/c$ are large, with the decrease of the dilatancy coefficient, the ultimate supporting force increases significantly, and the range of failure region varies greatly, which may even cause a change in the failure mode. The ultimate supporting force of the tunnel circumferential excavation surface can be quickly obtained through the proposed simplified formulas.

Keywords: shield tunnel; rigid block method; failure mechanism; ultimate support force; non-associated flow rule

1 引 言

城市盾构隧道施工过程中, 工程师主要基于已有施工经验确定隧道初始施工参数, 并根据洞内外

反馈信息 (如水平收敛和出渣量等), 实时调整施工参数, 以达到地层变形控制的目的。然而, 由于选线和经济成本等因素的限制, 城市盾构隧道不可避免地会遇到上覆土层厚度较薄的情况, 易因施工参

收稿日期: 2021-10-20

修回日期: 2022-03-28

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (No. 51808193, No. 52178386); 中央高校基本科研业务费专项资金 (No. B220202016)。

This work was supported by the National Science Foundation of China (51808193, 52178386) and the Fundamental Research Funds for the Central Universities (B220202016).

第一作者简介: 张箭, 男, 1989 年生, 博士, 博士后, 副教授, 从事岩土与地下工程研究。E-mail: zhangj0507@h163.com

通讯作者: 丰土根, 男, 1975 年生, 博士, 博士后, 教授, 从事岩土与地下工程研究。E-mail: fengtugen@hhu.edu.cn

数调整不当引发地层塌陷破坏,出现地下、地上构筑物损坏及车辆陷落等事故。如慕尼黑地铁(1993)、伦敦希思罗机场快线隧道(1994)、巴黎地铁(2003)、南京地铁(2007)、开罗地铁(2009)、广州地铁 8 号线(2013)和佛山地铁 2 号线(2018)等等。大量的工程事故案例表明,城市盾构隧道施工引发的地层塌陷具有随机性、不可预料性和高危害性等特征,不仅造成严重的经济损失和恶劣的社会影响,甚至威胁人民生命安全^[1]。

塑性力学中极限分析法不考虑岩土体复杂的弹塑性过程,对岩土体稳定性分析具有较好的适用性。不同于极限平衡法和滑移线法,极限分析法构建的破坏模式除满足静力平衡条件和屈服条件外,还通过流动法则将应力-应变关系引入岩土体稳定性分析中,计算结果具有严格的理论基础。其中,假定破坏模式极限分析法是研究浅覆隧道稳定性的常用方法。由于隧道横向跨度较纵向长度可忽略不计,部分学者将隧道环向开挖面稳定性问题近似简化为平面应变问题进行研究。Atkinson^[2]、Davis^[3]、杨峰^[4]、杨小礼^[5]、宋春霞^[6]和黄茂松^[7]等通过隧道周边刚性块体构建破坏模式,并允许块体之间产生速度或应力间断。Osman 等^[8]则提出一种基于地层连续变形的破坏模式,其假定滑移面外侧区域为刚性体,仅滑移面之间发生相容的塑性流动变形。隧道开挖面稳定也是隧道极限分析领域中重要的研究课题之一,Leca^[9]、Lee^[10]和 Sourbra^[11]等采用刚性锥体构建隧道开挖面塌陷和隆起破坏三维破坏模式,探讨了隧道开挖面失稳地层滑动特征。随后,Mollon 等^[12]采用空间离散手段,利用“点对点”的方式构建更为灵活的破坏模式,该破坏模式能够使得隧道开挖面整个圆形区域发生破坏,而不像原方法中的局部椭圆区域破坏,进一步提高了上限解的精度。同时,Mollon 等^[13]提出一种基于地层连续变形的环面破坏模式,并采用半离散化的有限差分法研究了隧道开挖面隆起和坍塌破坏。随后,Klar^[14]和 Zhang^[15]等提出一种描述地层塑流场的闭合解析式,有效地提高了 Mollon 等^[13]计算的极限荷载上限解精度。考虑到三维破坏模式较为复杂,陈峥^[16]和吴奔^[17]等将三维破坏模式简化为二维破坏模式,建立了对数螺线机动破坏模型,通过模型进行离散化,实现了破坏区域内部系统耗散功率精确计算,利用上限法推导出隧道支护力上限解。

需要说明的是,上述研究大多假定模型满足关联流动法则,增加了岩土体剪胀效应,计算的极限荷载偏于危险,尤其针对内摩擦角较大的地层。基

于此,本文首先提出浅覆隧道不排水条件下刚体平动滑块简化破坏模式;其次,考虑土体非关联流动特性,提出并修正了排水条件下的刚体滑块破坏模式,揭示表征隧道失稳状态的场量分布特征及岩土体滑动轨迹演变规律,厘清盾构隧道失稳诱发的地层塌陷灾变机制,并通过数值模拟和已有理论成果对比验证;最后,提出浅覆隧道极限荷载上限解简化公式。预期成果可望提高现场施工人员对盾构隧道失稳地层塌陷灾变机制的认识和地层塌陷事故预警能力,对提高我国城市盾构隧道施工风险分析和控制水平具有重要理论意义。

2 隧道环向失稳多滑块破坏模型构建

2.1 刚性滑块上限法

刚性滑块多块体假定破坏模式上限法是假定破坏模式上限法中最常见的方法之一。其主要基于极限分析上限法原理,将隧道破坏范围划分为由多个刚性滑块组成的区域,通过假定的破坏模式及相应机动许可速度场建立力学模型,推导模型中各点之间的几何、速度及应力等关系,最终基于数学规划模型获得极限荷载(或安全系数)的上限解的方法。由于假设能量耗散只发生在刚性块体之间的速度间断面上,刚性块体内部不产生内耗散功率,因而简化了计算过程。

2.2 刚性滑块破坏模式

结合工程经验和已有成果可知:当隧道周边地层发生失稳时,隧道顶板上方一定范围内的围岩由于受到其周围岩土体约束的影响,主要发生竖直方向上的位移;隧道轴线两侧岩土体则会有一定的水平向及竖向位移;排水条件下的某些工况,塑性破坏可能仅在隧道周边发生而不延伸至地表。因此,参考 Davis^[3]和黄茂松^[7]等的做法,假定土体遵从 Mohr-Coulomb 屈服准则,考虑模型的对称性,建立如图 1 所示隧道环向开挖面平面应变破坏模式。

由图 1 可知,两种破坏模式中隧道轴线侧向均由一个底部三边形和多个凸四边形滑块组成。图 1(a)中隧道顶板上方破坏区域为五边形滑块,而图 1(b)中为不延伸至地表四边形刚性滑块。其中:隧道直径为 D ,埋深为 H ;地表水平,仅考虑隧道内轮廓作用均布支护荷载 σ_T ;土体重度为 γ ,有效黏聚力为 c ,土体内摩擦角为 ϕ ;破坏模式中刚性滑块与隧道的接触边为圆弧边。各个滑块参数由角度变量 $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_{n+1}, \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_{2n}$ 确定, n 为隧道轴线侧向滑块数量, $a_1, a_2, \dots, a_{n+1}$ 和 $b_1, b_2, \dots, b_{n+1}$ 为节点编号, v_i 为滑块 i 的速度, v_{ir} 为滑块的相对速度。

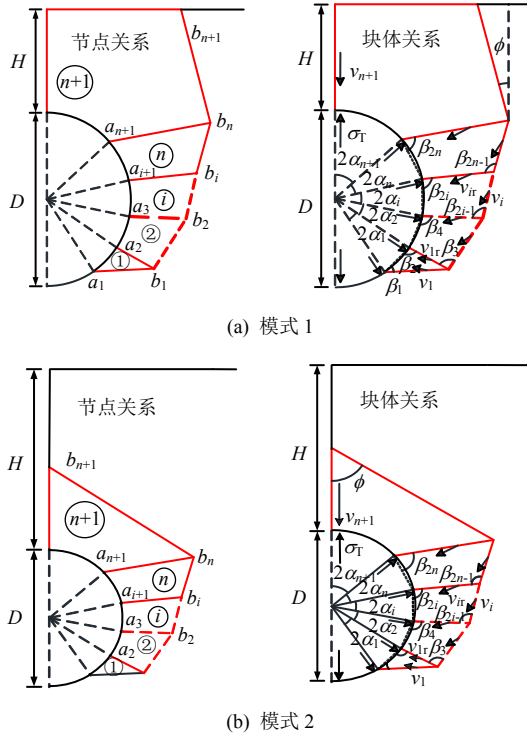


图1 刚性滑块假定破坏模式
Fig.1 Failure mode with rigid blocks

2.3 隧道环向开挖面支护力上限求解

2.3.1 刚性滑块几何参数递推

根据构建的隧道环向开挖面破坏模式推导如下几何参数及速度场递推公式:

隧道轴线侧向底部三边形刚性滑块边长递推公式为

$$a_1 b_1 = \frac{D \cdot \sin \alpha_1 \cdot \sin \beta_2}{\sin(\pi - \beta_1 - \beta_2)} \quad (1)$$

$$a_2 b_1 = a_1 b_1 \cdot \frac{\sin \beta_1}{\sin \beta_2} \quad (2)$$

$$a_{i+1} b_i = a_i b_{i-1} \cdot \frac{\sin \beta_{2i-1}}{\sin(\pi + \beta_{2i-2} - \beta_{2i-1} - \beta_{2i} - \alpha_i - \alpha_{i-1})} - D \cdot \sin \alpha_i \cdot \frac{\sin(\beta_{2i-2} - \beta_{2i-1} - \alpha_i - \alpha_{i-1})}{\sin(\beta_{2i-1} + \beta_{2i} + \alpha_i + \alpha_{i-1} - \beta_{2i-2})} \quad (i=1, \dots, n-1) \quad (3)$$

$$b_i b_{i+1} = \left[D \cdot \sin \alpha_{i+1} + a_{i+1} b_i \cdot \frac{\sin(\alpha_i + \alpha_{i+1} + \beta_{2i+2} - \beta_{2i})}{\sin(\pi - \beta_{2i+2})} \right] \cdot \frac{\sin(\pi - \beta_{2i+2})}{\sin(\alpha_i + \alpha_{i+1} + \beta_{2i+1} + \beta_{2i+2} - \beta_{2i})} \quad (i=1, \dots, n-1) \quad (4)$$

$$b_n b_{n+1} = \left[H + \frac{D}{2} - \frac{D}{2} \cdot \cos \alpha_{n+1} - a_{n+1} b_n \cdot \sin(\beta_{2n} - \alpha_n - \alpha_{n+1}) \right] / \cos \phi \quad (5)$$

$$b_n b_{n+1} = \left[\frac{D}{2} \cdot \sin \alpha_{n+1} + a_{n+1} b_n \cdot \sin(\beta_{2n} - \alpha_n - \alpha_{n+1}) \right] / \sin \phi \quad (6)$$

其中, 式(5)为破坏模式1隧道顶部五边形滑块侧边长, 式(6)为假定破坏模式2隧道顶部四边形滑块侧边长。

2.3.2 刚性滑块速度场递推

假设第*i*个滑块的绝对速度为 v_i , 第*i*个滑块与第*i+1*个滑块的相对速度为 v_{ir} , 根据刚性滑块平动速度相容条件, 绝对速度与相对速度的数值递推关系有:

$$v_2 = v_1 \frac{\sin(\pi - \beta_1 - \beta_2 - 2\phi)}{\sin(\beta_3 + 2\phi)} \quad (7)$$

$$v_{ir} = v_1 \frac{|\sin(\beta_1 + \beta_2 - \beta_3)|}{\sin(\beta_3 + 2\phi)} \quad (8)$$

$$v_{i+1} = v_i \frac{\sin(\pi - \alpha_{i-1} - \alpha_i + \beta_{2i-2} - \beta_{2i-1} - \beta_{2i} - 2\phi)}{\sin(\beta_{2i+1} + 2\phi)} \quad (9)$$

$$v_{ir} = v_i \frac{|\sin(\alpha_{i-1} + \alpha_i - \beta_{2i-2} + \beta_{2i-1} + \beta_{2i} - \beta_{2i+1})|}{\sin(\beta_{2i-2} + 2\phi)} \quad (i=1, \dots, n) \quad (10)$$

$$v_{n+1} = v_n \frac{\sin(\pi - \alpha_{n-1} - \alpha_n + \beta_{2n-2} - \beta_{2n-1} - \beta_{2n} - 2\phi)}{\left| \sin\left(\frac{\pi}{2} + \beta_{2n} - \alpha_{n-1} - \alpha_n + \phi\right) \right|} \quad (11)$$

$$v_{nr} = v_n \frac{\left| \sin(\alpha_{n-1} + 2\alpha_n + \alpha_{n+1} - \beta_{2n-2} + \beta_{2n-1} - \frac{\pi}{2} + \phi) \right|}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \beta_{2n} - \alpha_{n-1} - \alpha_n + \phi\right)} \quad (12)$$

2.3.3 支护力上限解

(1) 外功率计算

不考虑地表超载工况下, 破坏区域的外功率 P_{ext} 包括土体重度功率 P_r 和开挖面支护力所做功率 P_w , 则有:

$$P_{\text{ext}} = P_r + P_w = \gamma \left[\sum_{i=1}^{n+1} S_i \cdot v_i \cdot \cos \xi_i \right] + \sigma_T \int_S v_n^T dS \quad (13)$$

式中: ξ_i 为第*i*个滑块速度与竖直方向夹角; S_i 为

第 i 个滑块的面积; $\int_S v_n^T dS$ 表示支护力作用下隧道开挖面滑块向隧道内坍塌的速度场; 假设隧道内轮廓作用均布支护力荷载 σ_T , $\sigma_T \int_S v_n^T dS$ 即为开挖面支护力所作功率; v_n^T 为隧道开挖面外法向方向速度, 即环向支护力作用方向速度; S 为隧道开挖面发生塑性变形区域, 即刚性滑块总面积。

(2) 内部耗散功率计算

由于能量耗散仅发生在刚性块体速度间断面上, 则沿速度间断面 $a_1 b_1, a_2 b_1, a_3 b_2, \dots, a_{n+1} b_n, b_1 b_2, b_2 b_3, \dots, b_n b_{n+1}$ 的内部耗散功率 P_{int} 为

$$\frac{\sigma_T}{c} = \frac{P_{int} - P_r}{c \int_S v_n^T dS} = \frac{c \left[\sum_{i=1}^n (a_{i+1} b_i \cdot v_{ir} + b_i b_{i+1} \cdot v_i) \right] \cos \phi - \gamma \left[\sum_{i=1}^{n+1} S_i \cdot v_i \cdot \cos \xi_i \right]}{c \int_S v_n^T dS} = f \left(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_{n+1}, \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n, \frac{H}{D}, \frac{\gamma D}{c}, \phi \right) \quad (15)$$

此时求解目标函数(隧道极限支护力)转化为一个非线性规划问题, 本文通过 Matlab 软件中求解非线性规划问题约束最优化问题的 Fmincon 函数, 编制非线性规划极限分析程序, 进行角度变量优化, 从而求解隧道环向开挖面极限支护力最优上限解及对应破坏模式。针对盾构隧道, 此极限荷载的反力作用在管片上, 可利用这个极限荷载进行管片强度和抗裂等方面的验算, 指导管片中混凝土材料等级、配筋、螺栓强度等方面的设计。

3 不排水条件隧道环向开挖面破坏机制

3.1 极限支护力和破坏模式变化规律

3.1.1 极限支护力

图 2 为不用 H/D 和 $\gamma D/c$ 下极限支护力系数变化曲线(计算过程中先采用破坏模式 1 计算, 当延伸至地表的滑动面和隧道轴线相交时, 采用破坏模式 2 重新进行计算)。当 H/D 不变时, σ_T/c 和 $\gamma D/c$ 近似呈线性正相关关系, 且斜率随着 H/D 的增加而增大。即提高土体的黏聚力 c 能够提高隧道周边地层稳定性, 隧道埋深越深, 效果越明显。当 $\gamma D/c$ 较小时, 隧道埋深越深, σ_T/c 越小, 隧道稳定性越好; 随着 $\gamma D/c$ 增大, σ_T/c 随 H/D 增加而增大, 即此时埋深越深隧道稳定性越差。这主要因为当 c 较大时, 土体黏聚力对隧道稳定性起主要作用, 随着 H 的增大, 隧道上部土体自稳能力强, 可形成稳定的坍塌拱(相较于浅埋隧道上覆荷载更小), 维持隧道稳定所需的极限支护力就越小。随着 c 减小, 地层自稳能力变差, 难以形成有效坍塌拱, 此时上

$$P_{int} = c \left[\sum_{i=1}^n (a_{i+1} b_i \cdot v_{ir} + b_i b_{i+1} \cdot v_{i+1}) + a_1 b_1 \cdot v_1 \right] \cos \phi \quad (14)$$

(3) 支护力求解

求解目标函数上限解的极限分析上限定理表述为: 对于任意的运动许可塑性应变率场和速度场, 由虚功率方程确定的极限荷载大于或等于真实的极限荷载。通过建立虚功率方程 $P_{int} = P_{ext}$, 并引入无量纲化参数隧道埋深比 H/D 、土体重度系数 $\gamma D/c$ 、土层内摩擦角 ϕ , 求得目标函数隧道环向开挖面极限支护力上限解为

覆土体均为作用于隧道的外荷载, 维持隧道稳定所需的极限支护力就越大。

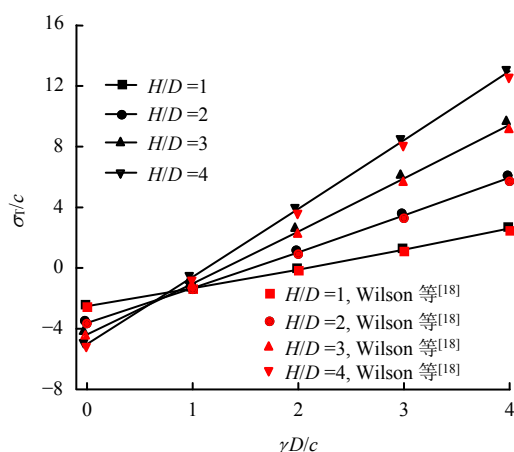


图 2 σ_T/c 和 $\gamma D/c$ 关系曲线

Fig.2 Relationship between σ_T/c and $\gamma D/c$

3.1.2 破坏模式

图 3 为典型数据绘制不同隧道 H/D 下隧道破坏模式图。由图可知, 当隧道埋深比 H/D 和 $\gamma D/c$ 较小时, 破坏区域主要集中在隧道中上部。随着 H/D 或 $\gamma D/c$ 的增大, 塑性破坏区域沿着隧道轮廓逐渐向隧道底部扩展, 可能引起隧道底板隆起破坏。此外, 破坏区域在水平方向影响范围也随 H/D 或 $\gamma D/c$ 的增加而增大, 最大水平方向影响范围可增大甚至 145%。

3.2 极限荷载上限解和破坏模式对比

为了验证本文提出破坏模式的正确性, 将极限支护力和破坏模式理论计算结果分别与数值模拟和 Wilson 解^[18]对比分析。

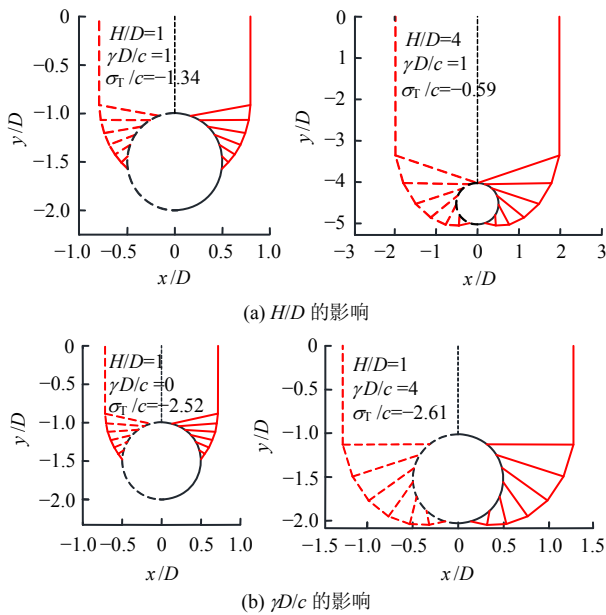


图 3 H/D 和 $\gamma D/c$ 对地层破坏模式的影响
Fig.3 Effect of H/D and $\gamma D/c$ on the failure mode

3.2.1 数值模拟结果对比

采用 ABAQUS 软件构建平面应变隧道力学模型。其中, 隧道埋深 $H=6$ m, 隧道直径 $D=6$ m, 土层重度 $\gamma=20$ kN/m³, 土体黏聚力 c 分别为 30、40、60、120 kPa。取 3~5 倍的 D 为计算模型范围, 即 X 方向 (模型宽度) 为 30 m, Y 方向 (模型高度) 为 48 m。土体采用摩尔-库仑材料力学模型。地表面为不施加约束自由面, 土体四周边界施加变形约束。参考文献[19], 以发生位移突变为失稳判据, 采用试算的方法求解极限支护力。数值计算流程为:

(1) 建立地层分析模型, 设置好边界、荷载条件, 进行初始地应力平衡, 模拟地层初始态, 消除初始应力对模型建立的影响;

(2) 采用生死单元法模拟隧道开挖, 施加隧道开挖面支护力, 随后逐渐减小所施加的开挖面支护力, 记录每步施加的支护力与开挖面附近土体位移;

(3) 不断减小施加的隧道开挖面支护力, 直至位移值发生突变时, 停止计算。

表 1 将数值模拟结果和本文理论计算结果进行对比。两种方法的计算结果较为接近, 且本文方法计算结果略大于数值解, 根据上限定理, 本文方法获得的结果精度更高。

表 1 计算结果对比

Table 1 Comparison of calculation results

H/D	$\gamma D/c$	数值解	本文解	差值	差值比/%
1	1	-1.42	-1.34	0.08	0.06
1	2	-0.17	-0.11	0.06	5.50
1	3	1.08	1.20	0.12	10.00
1	4	2.50	2.61	0.11	4.20

将典型工况下数值模拟开挖面失稳塑性区云图与刚性滑块破坏模式绘制在图 4 中, V_1 和 V_7 为块体 1 和 7 的速度方向。

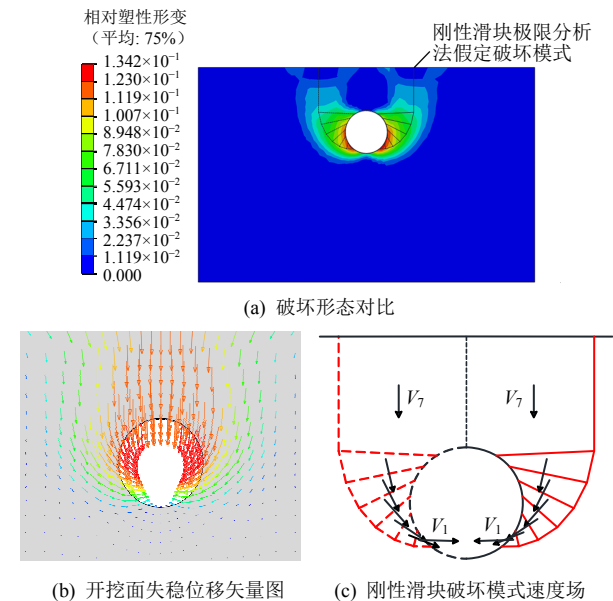


图 4 破坏模式对比
Fig.4 Comparison of failure modes

对比发现, 云图中塑性变形大的区域与刚性滑块法假定破坏区域较为吻合, 两种方法求解的失稳破坏形态均表现为隧道失稳起始于边墙近底板处并延伸至地表。此外, 将两种方法求解的隧道失稳破坏塑性变形方向绘制在图 4 中。由图 4(b)可看出, 当隧道发生失稳时, 隧道顶部区域主要发生竖直向下的位移, 并随埋深增大土体变形逐渐趋向水平位移, 这与刚性滑块破坏模式速度场描述的隧道失稳塑性变形方向 (见图 4(c)) 趋势一致。因此, 可以认为本文提出的刚性滑块破坏模式求解能够较好地反映隧道失稳破坏特征。

3.2.2 文献结果对比

目前针对不考虑地表超载工况下隧道环向极限支护力的研究极少, 而当在不排水条件 ($\phi=0^\circ$) 下考虑地表超载 σ_s 时, 根据相关联流动法则, 此时土体不发生体积变化, 外荷载所作功率表示为 $P_w = (\sigma_s - \sigma_T) \int_S v_n^T dS$, 与不考虑地表超载工况外功功率等效。因此选取不排水条件下本文方法结果与文献[18]中考虑地表超载工况结果对比验证。

将 Wilson 等^[18]计算的结果绘制在图 2 中。对比发现本文假定破坏模式求解的计算结果接近且略大于 Wilson 等^[18]所得上限解。

由数值结果和文献[18]结果对比可知, 本文假定刚性滑块假定破坏模式是合理的, 且计算获得的上限解精度足够高。

4 排水条件隧道环向开挖面破坏机制

前述章节分析主要建立在 Mohr-Coulomb 屈服准则, 并假定岩土材料遵从相关流动法则。然而, 研究表明, 岩土体材料一般不遵从相关流动法则^[20]。上述分析针对的是不排水条件 ($\phi=0^\circ$), 基于关联流动法则的结果与非关联流动法则结果一致, 稳定性计算结果与实际接近。而当 $\phi>0^\circ$ 时, 基于关联流动法则, 会导致岩土体产生较大的剪胀, 对隧道稳定性评价结果偏于危险。因此, 本节通过对土体强度参数进行修正引入非关联流动法则, 研究剪胀角等参数对临界支护力和地层破坏机制等的影响。

当岩土体材料满足 Mohr-Coulomb 屈服准则, 并同时遵从相关流动法则, 则其剪胀角 ψ 等于内摩擦角 ϕ 。若假定岩土体材料满足非关联流动法则, 则此时剪胀角不再等于内摩擦角, 可通过引入剪胀系数计算剪胀角^[20], 采用下式对岩土体强度参数进行修正:

$$\delta = \psi / \phi \quad (16)$$

$$\tan \phi^* = \tan \phi \frac{\cos \phi \cos \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \quad (17)$$

$$c^* = c \frac{\cos \phi \cos \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \quad (18)$$

式中: δ 为剪胀系数; c^* 和 ϕ^* 为修正后的岩土体黏聚力和内摩擦角。

4.1 隧道稳定性参数敏感性分析

为分析排水条件下参数对隧道环向开挖面稳定性的影响, 选取计算参数为: 隧道埋深比 $H/D=1\sim 4$, 土体重度系数 $\gamma D/c=0\sim 4$, 土层内摩擦角 $\phi=5^\circ\sim 35^\circ$, 剪胀系数 $\delta=0\sim 1$ 。通过计算发现, 破坏模式主要分为①第 1 种破坏模式: 隧道周边土体破坏范围起始于隧道边墙, 延伸至地表, 破坏发生在隧道边墙两侧及顶板上方; ②第 2 种破坏模式: 隧道周边土体破坏范围起始于隧道底板位置, 延伸至地表, 破坏基本围绕隧道周边区域 (底板、边墙及顶板) 发生; ③第 3 种破坏模式: 隧道周边土体破坏范围集中在隧道边墙及顶板上方, 未延伸至地表。

4.1.1 H/D 对隧道稳定性的影响

图 5 为不同 H/D 下极限支护力变化曲线。当 $\gamma D/c$ 的取值为 0 或 1 时, σ_T/c 随 H/D 的增加而减小; 随着 $\gamma D/c$ 逐渐增大, 当 ϕ 较小时, σ_T/c 随 H/D 的增加而增大; 而在 ϕ 较大的工况下, σ_T/c 随

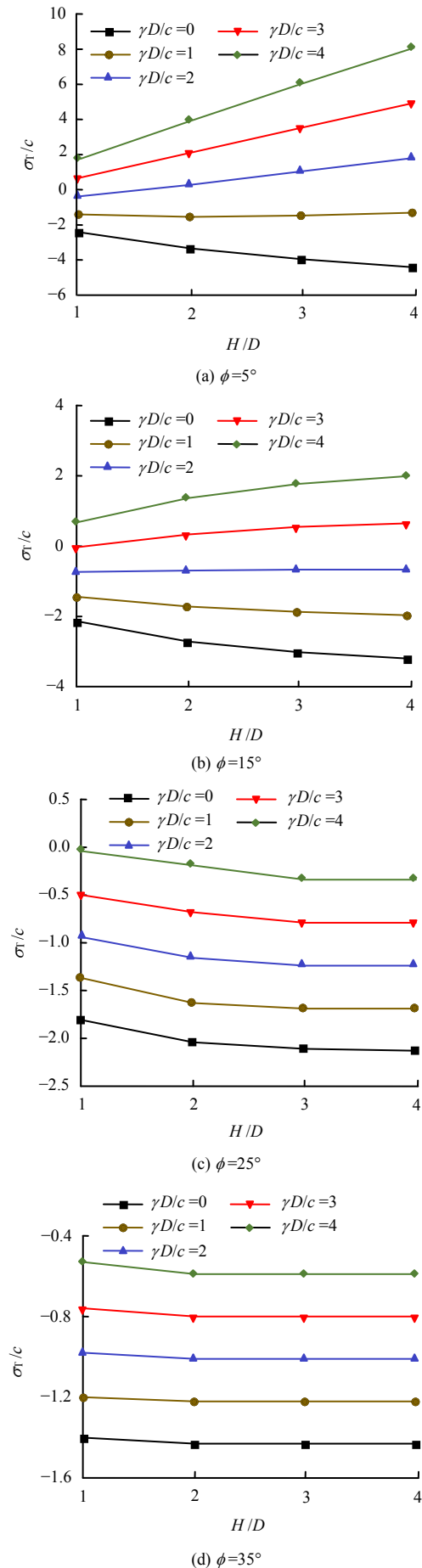


图 5 H/D 对 σ_T/c 的影响
Fig.5 Effect of H/D on σ_T/c

H/D 的增加而减小, 后趋于稳定。这表明当 $\gamma D/c$ 较小时, 土体黏聚力对隧道稳定性起主要作用, 随着的 H 增大, 隧道上部土体自稳能力强, 可形成稳定的坍塌拱, 维持隧道稳定所需的极限支护力越小。随着 $\gamma D/c$ 逐渐增大, 地层的自稳能力变差, H/D 越大, 越容易发生塑性破坏。当内摩擦角 ϕ 较大时, 隧道埋深达到一定深度后, 隧道周边地层破坏范围仅局限于隧道周边, 不会影响到地表, 此时再增加隧道埋深对隧道极限支护力影响较小。

图 6 为不同 H/D 时地层破坏模式。当 H/D 较小时, 此时隧道失稳地层破坏模式以周边土体破坏范围起始于隧道边墙延伸至地表的第 1 种破坏模式为主要破坏形式; 而随着 H/D 的增加, 隧道周边塑性破坏区域也逐渐扩大, 土体破坏范围发展为由隧道底板处开始延伸至地表, 逐渐发展为第二种隧道失稳地层破坏模式; 当隧道埋深比 H/D 较大且土体内摩擦角 ϕ 也较大时, 破坏模式转变为不延伸至地表的第三种隧道失稳地层破坏模式。

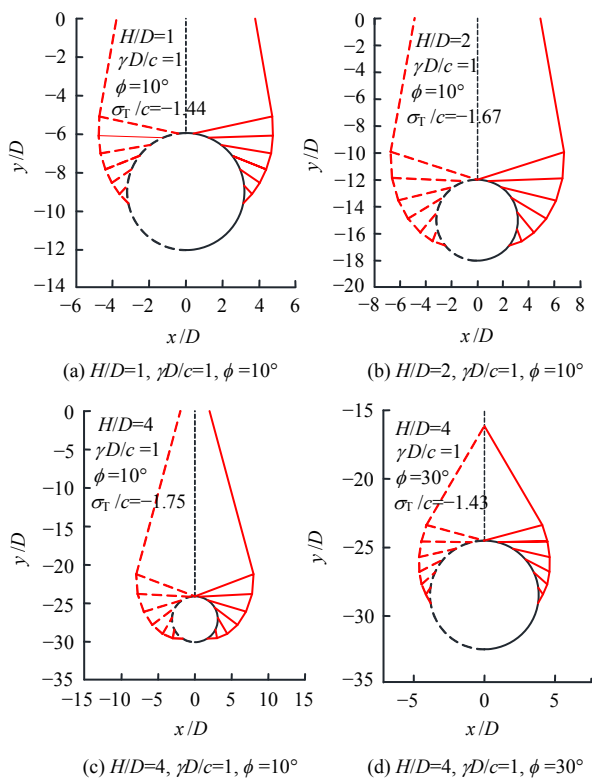
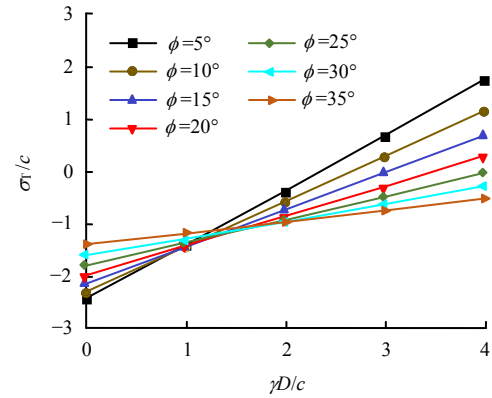


图 6 H/D 对地层破坏模式的影响
Fig.6 Effect of H/D on failure mode

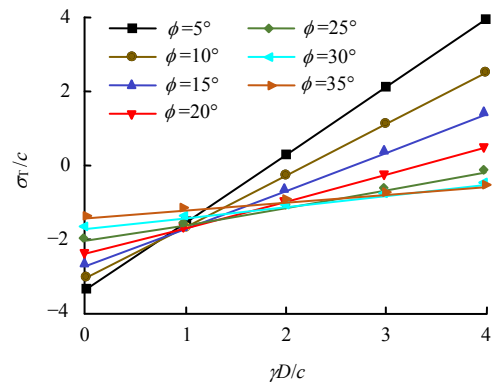
4.1.2 $\gamma D/c$ 对隧道稳定性的影响

图 7 为不同 $\gamma D/c$ 下极限支护力变化曲线。

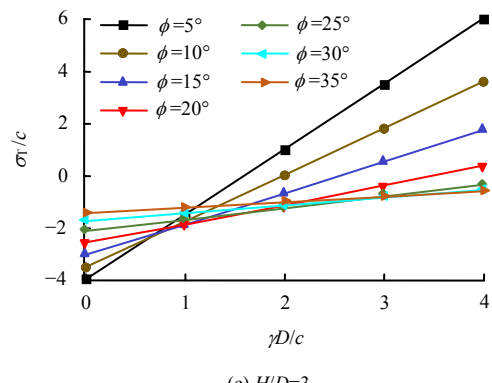
σ_T/c 与 $\gamma D/c$ 近似呈线性正相关关系, 且其线性斜率随着 ϕ 的增大而减小。这说明当 ϕ 较大时, c 对隧道稳定性的影响程度逐渐降低。当 $\gamma D/c$ 由 0



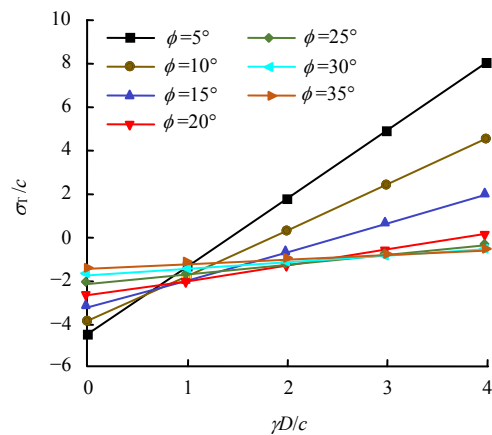
(a) $H/D=1$



(b) $H/D=2$



(c) $H/D=3$



(d) $H/D=4$

图 7 $\gamma D/c$ 对 σ_T/c 的影响
Fig.7 Effect of $\gamma D/c$ on σ_T/c

增加到 4 时① $H/D=1$ 时, σ_T/c 增大了 4.17($\phi=5^\circ$)、2.83($\phi=15^\circ$)、1.77($\phi=25^\circ$)、0.87($\phi=35^\circ$); ② $H/D=4$ 时, σ_T/c 增大了 12.48($\phi=5^\circ$)、5.19($\phi=15^\circ$)、1.79($\phi=25^\circ$)、0.84($\phi=35^\circ$)。

选取 $H/D=1$ 、 $\phi=20^\circ$ 工况下地层破坏模式进行分析。图 8 为不同 $\gamma D/c$ 下隧道失稳地层破坏模式图。 $\gamma D/c$ 变化对地层塑性破坏模式的影响较小。随 $\gamma D/c$ 的增加, 地层塑性破坏范围略有缩小。

4.1.3 ϕ 对隧道稳定性的影响

图 9 为不同 ϕ 下极限支护力变化曲线。内摩擦角 ϕ 对隧道极限支护力系数的影响较为复杂。当 $\gamma D/c=0$ 时 (即土体黏聚力无穷大时), 此时 σ_T/c 随 ϕ 的增大而增大。当 $\gamma D/c=1$ 时, σ_T/c 随 ϕ 的增大先减小后增大; 之后随 $\gamma D/c$ 逐渐增加 (即土体黏聚力参数 c 逐渐减小), 隧道极限支护力系数 σ_T/c 随着 ϕ 增大而减小。

图 10 为 $\gamma D/c$ 分别为 0、4 时, 不同 ϕ 对应的隧道失稳地层破坏模式。结合 ϕ 对隧道极限支护力的影响分析发现, 当 $\gamma D/c$ 较小时, 随着 ϕ 增加时,

隧道周边土体破坏范围向隧道底板延伸, 因而需要更大的支护力来维持隧道稳定。随着 $\gamma D/c$ 的增大, ϕ 对隧道周边土体破坏范围的影响逐渐增大。此时, 土体破坏范围随 ϕ 增大逐渐减小, 因此, 隧道极限支护力逐渐减小。

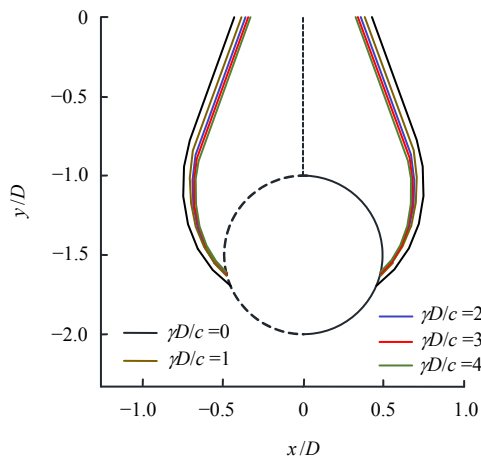


图 8 $\gamma D/c$ 对地层破坏模式的影响
Fig.8 Effect of $\gamma D/c$ on failure mode

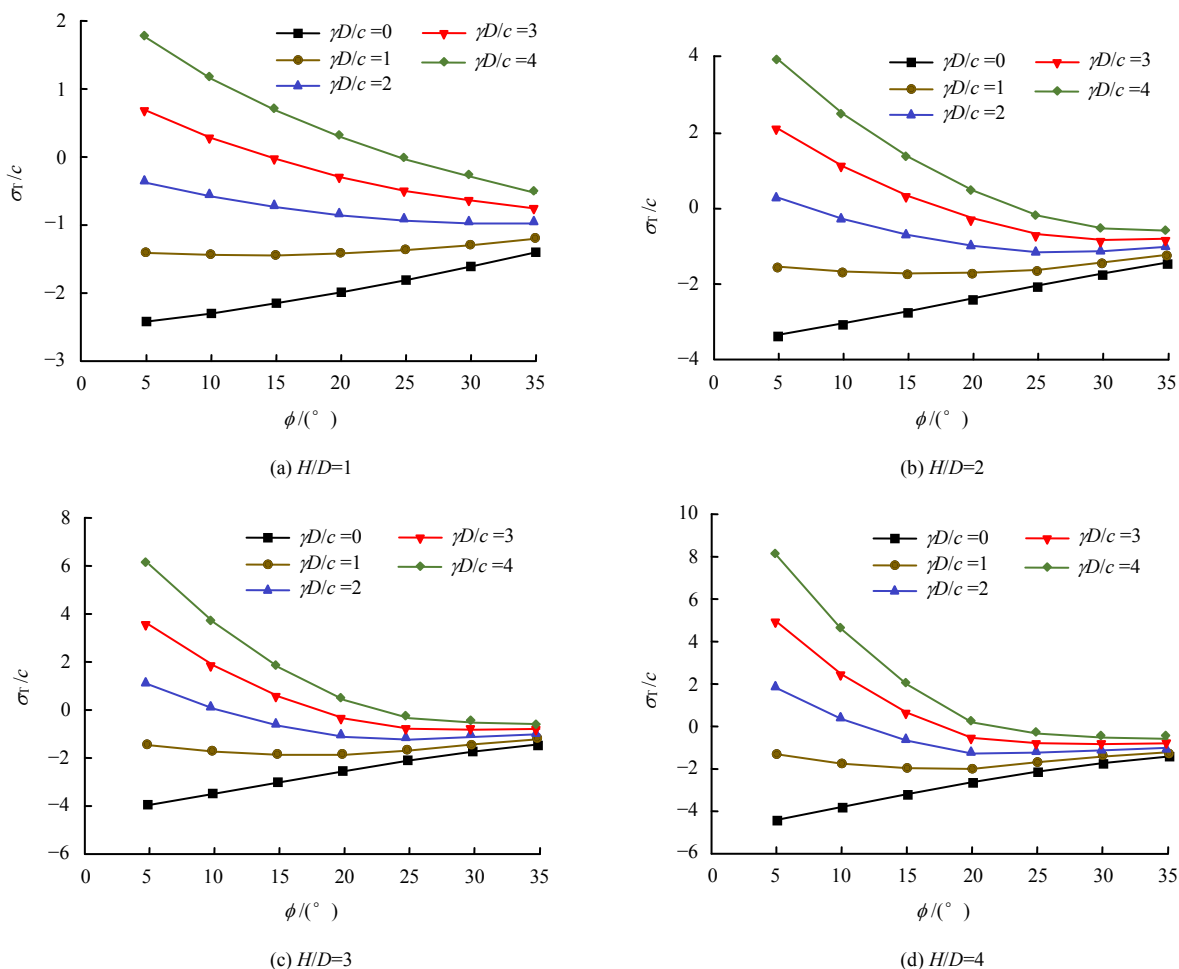


图 9 ϕ 对 σ_T/c 的影响
Fig.9 Effect of ϕ on σ_T/c

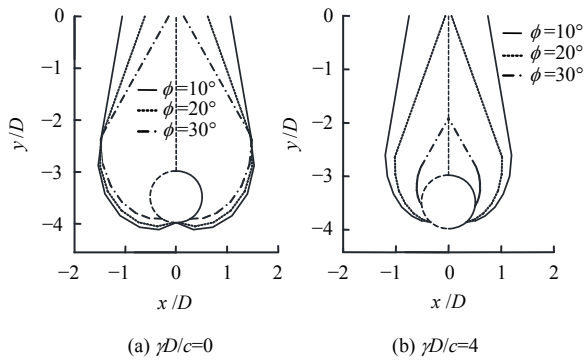


图 10 ϕ 对地层破坏模式的影响
Fig.10 Effect of ϕ on failure mode

4.1.4 δ 对极限支护力的影响

图 11 为 $H/D=1$ 下 σ_T/c 随 δ 的变化曲线。当 ϕ 较小时, δ 对 σ_T/c 影响较小, 剪胀效应不明显; 但当 ϕ 逐渐增大时, 随着 δ 的减小, σ_T/c 的增大幅度变大。当 $\gamma D/c=1$, δ 由 1 减小到 0 时, σ_T/c 增大了 0.01 ($\phi=5^\circ$)、0.07 ($\phi=15^\circ$)、0.14 ($\phi=25^\circ$)、0.19 ($\phi=35^\circ$)。同时, 当 ϕ 相同, $\gamma D/c$ 逐渐增大时, 随着 δ 的减小, σ_T/c 增大幅度变大, 剪胀效应的影响增大。当 $\phi=35^\circ$, δ 由 1 减小到 0 时, σ_T/c 增

大了 0.19 ($\gamma D/c=1$)、0.30 ($\gamma D/c=2$)、0.43 ($\gamma D/c=3$)、0.55 ($\gamma D/c=4$)。

图 12 为不同 δ 的地层破坏模式。引入岩土体非关联流动法则, 随着 δ 的减小, 隧道周边塑性破坏区域 (水平及竖直方向) 逐渐扩大, 隧道周边破坏范围逐渐向隧道底板处延伸, 在 $\delta=0$ 时, 地层破坏已完全转变为第 1 种破坏模式, 隧道周边塑性破坏区域集中在隧道周边, 破坏未延伸至地表。

结合非关联流动法则对极限支护力的影响分析发现, 当 ϕ 取 $20^\circ \sim 35^\circ$, $\gamma D/c$ 取 2~4 时, 岩土体材料的剪胀效应对隧道稳定性有较大影响, 极限支护力系数及周边地层破坏范围变化幅度较大, 甚至可能引起隧道失稳破坏模式的改变。此时, 在研究隧道稳定性问题时, 不能忽略岩土体剪胀效应的影响。

4.2 简化公式拟合

通过以上分析可知, 在 H/D 确定的工况下, σ_T/c 随着 $\gamma D/c$ 增大而呈现近似线性增加, 且 σ_T/c 与 $\gamma D/c$ 的曲线斜率与 ϕ 具有多项式相关, σ_T/c 与 $\gamma D/c$ 曲线截距与 ϕ 是线性相关。考虑这种规律性以及数学模型的简化, 确定的数学模型为

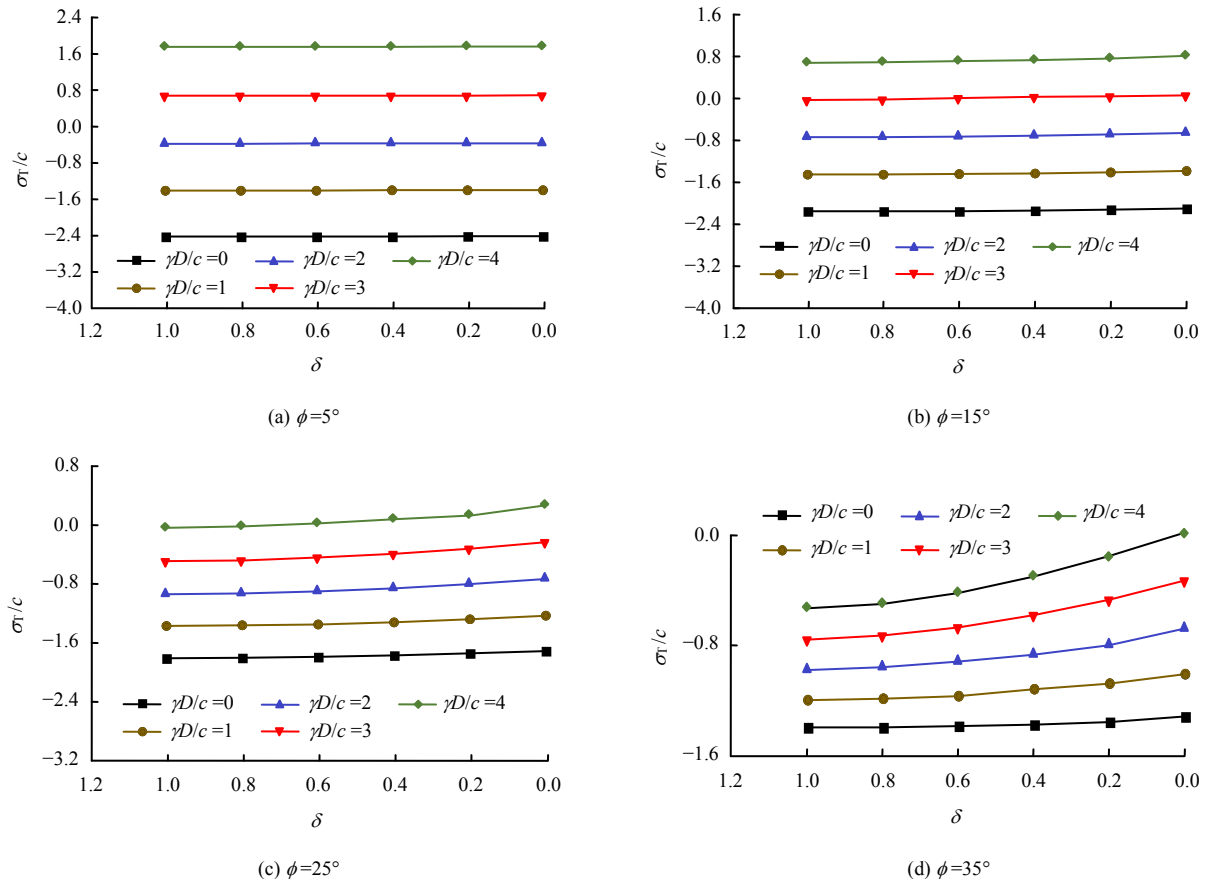


图 11 δ 对 σ_T/c 的影响 ($H/D=1$)
Fig.11 Effect of δ on σ_T/c ($H/D=1$)

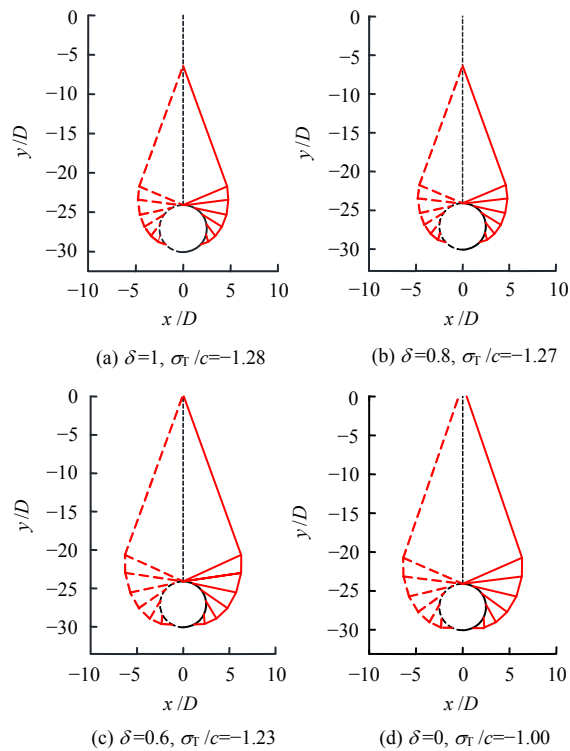


图 12 δ 对破坏模式的影响
Fig.12 Effect of δ on failure mode

$$\frac{\sigma_T}{c} = a'_0 + a'_1 \cdot \phi + a'_2 \cdot \frac{\gamma D}{c} + a'_3 \cdot \phi \cdot \frac{\gamma D}{c} + a'_4 \cdot \phi^2 \cdot \frac{\gamma D}{c} \quad (19)$$

式中: a'_0 、 a'_1 、 a'_2 、 a'_3 和 a'_4 为待定回归系数。

采用式 (19) 对计算结果拟合, 不同埋深比下数学模型拟合的相应系数如表 2 所示。

表 2 非线性数学模型回归系数拟合表

Table 2 Fitting value of regression coefficient of nonlinear mathematical model

H/D	a'_0	a'_1	a'_2	a'_3	a'_4
1	-2.647 143	0.034 229	1.252 286	-0.042 233	0.000 376
2	-3.694 571	0.064 971	2.336 810	-0.108 639	0.001 364
3	-4.354 286	0.086 357	3.294 810	-0.176 372	0.002 517
4	-4.818 286	0.101 957	4.158 619	-0.241 794	0.003 693

根据数值绘制了拟合曲线结果与理论计算值的对比图, 如图 13 所示(图中曲线为拟合曲线结果, 数据点为理论计算值)。

通过对数据的对比可以看出, 应用拟合公式计算的回归结果与各工况下实际极限支护力系数值的相对误差较小, 不排水条件下相对误差在 1%~10% (此时影响的回归系数仅为 a'_0 和 a'_2) , 排水条件下相对误差在 0.3%~5% 之间。考虑到拟合公式的简化性, 该回归公式拟合结果有一定精度, 可以用于简单预测隧道开挖面极限支护力。

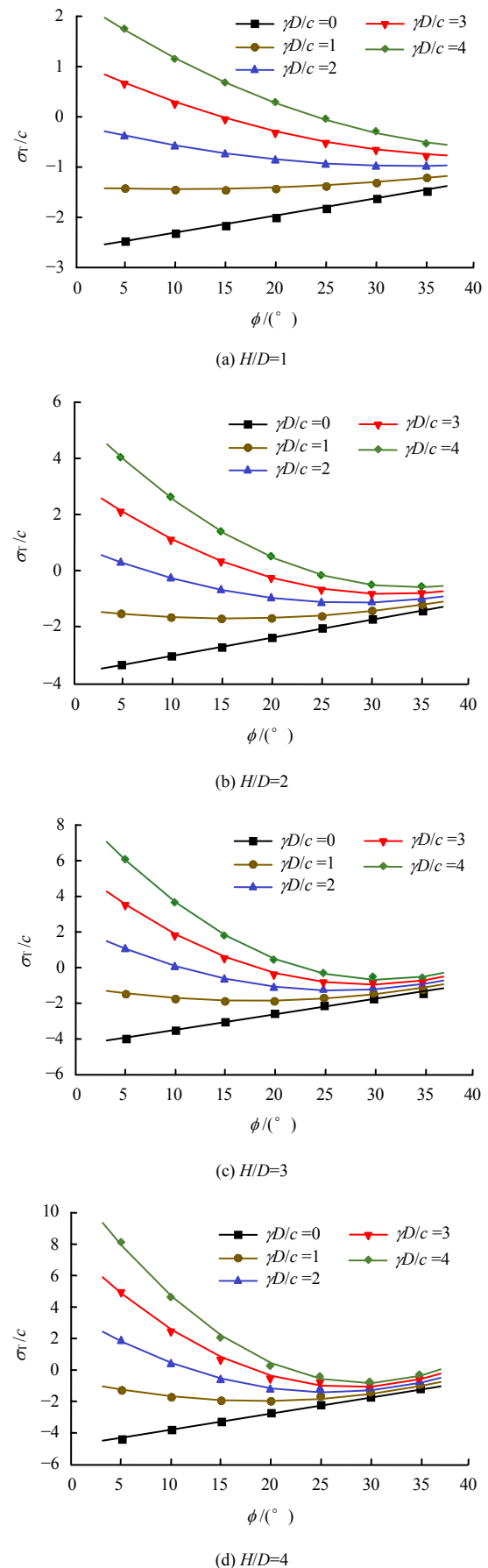


图 13 简化公式计算值与拟合曲线对比图
Fig.13 Comparison of the calculated value by the simplified formula and the value of the fitted curve

5 结 论

本文围绕浅覆隧道环向开挖面稳定性问题,提出了两种隧道失稳环向开挖面刚性滑块破坏模式,求解了不排水条件及排水条件下隧道极限支护力上限解和破坏模式,拟合了排水条件下的极限支护力简化公式。主要研究结论如下:

(1) 不排水条件下,隧道失稳极限支护力系数 σ_T/c 随 $\gamma D/c$ 增大而近似呈线性增大;随着 H/D 和 $\gamma D/c$ 的增大,隧道周边地层塑性破坏区域逐渐扩大向周边延伸。排水条件下 σ_T/c 随着 $\gamma D/c$ 增大而呈现近似线性增加,且随着 ϕ 的增大, σ_T/c 与 $\gamma D/c$ 关系曲线斜率减小。

(2) 排水条件下,隧道失稳地层塑性破坏模式大致分为3类:①隧道周边土体破坏范围起始于隧道边墙,延伸至地表,破坏发生在隧道边墙两侧及顶板上方;②隧道周边土体破坏范围起始于隧道底板位置,延伸至地表,破坏基本围绕隧道周边区域发生;③隧道周边土体破坏范围集中在隧道边墙及顶板上方,未延伸至地表。 H/D 和 ϕ 对地层破坏模式影响较大,土体黏聚力对地层破坏模式影响较小。

(3) 当 ϕ 较小时,剪胀角对 σ_T/c 影响较小;但随着 ϕ 的增加, σ_T/c 的增加幅度变大,岩土体剪胀效应不可忽视,且随 $\gamma D/c$ 增大,剪胀效应也有所增大。随着 δ 减小,隧道周边塑性破坏区域逐渐扩大,当 ϕ 取 $20^\circ \sim 35^\circ$, $\gamma D/c=2 \sim 4$ 时,甚至可能引起隧道破坏模式改变。

(4) 土体的剪胀效应可通过强度参数修正体现,而修正后的土体参数可直接带入极限荷载简化公式进行计算,因此,本文提出的简化公式也可以用来分析考虑剪胀的隧道稳定性问题。

参 考 文 献

- [1] 张成平, 张顶立, 王梦恕, 等. 城市隧道施工诱发的地面塌陷灾变机制及其控制[J]. 岩土力学, 2010, 31(增刊1): 303-309.
ZHANG Cheng-ping, ZHANG Ding-li, WANG Meng-shu, et al. Catastrophe mechanism and control technology of ground collapse induced by urban tunneling[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(Suppl. 1): 303-309.
- [2] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of shallow tunnel in cohesionless soil[J]. **Géotechnique**, 1977, 27(2): 203-215.
- [3] DAVIS E H, GUNN M J, MAIR R J, et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J]. **Géotechnique**, 1980, 30(4): 397-416.
- [4] 杨峰, 阳军生. 浅埋隧道围岩压力确定的极限分析方法[J]. 工程力学, 2008, 25(7): 179-184.
YANG Feng, YANG Jun-sheng. Limit analysis method for determination of earth pressure on shallow tunnel[J]. **Engineering Mechanics**, 2008, 25(7): 179-184.
- [5] 杨小礼, 王作伟. 非线性破坏准则下浅埋隧道围岩压力的极限分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2010, 41(1): 299-302.
YANG Xiao-li, WANG Zuo-wei. Limit analysis of earth pressure on shallow tunnel using nonlinear failure criterion[J]. **Journal of Central South University (Science and Technology)**, 2010, 41(1): 299-302.
- [6] 宋春霞, 黄茂松, 吕玺琳. 非均质地基中平面应变隧道开挖面稳定上限分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(9): 2645-2650.
SONG Chun-xia, HUANG Mao-song, LÜ Xi-lin. Upper bound analysis of plane strain tunnel in nonhomogeneous clays[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(9): 2645-2650.
- [7] 黄茂松, 宋春霞, 吕玺琳. 非均质黏土地基隧道环向开挖面稳定上限分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(8): 1504-1512.
HUANG Mao-song, SONG Chun-xia, LÜ Xi-lin. Upper bound analysis for stability of a circular tunnel in heterogeneous clay[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2013, 35(8): 1504-1512.
- [8] OSMAN A S, MAIR R J, BOLTON M D. On the kinematics of 2D tunnel collapse in undrained clay[J]. **Géotechnique**, 2006, 56(9): 585-595.
- [9] LECA E, DORMIEUX L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material[J]. **Géotechnique**, 1990, 40(4): 581-606.
- [10] LEE I M, NAM S W, JAE H A. Effect of seepage force on tunnel face stability[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2003, 40: 342-350.
- [11] SOUBRA A H. Three-dimensional face stability analysis of shallow circular tunnels[C]//International Conference on Geotechnical and Geological Engineering. Melbourne, Australia: [s. n.], 2000.
- [12] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2010, 136(1): 215-229.

- [13] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Continuous velocity fields for collapse and blowout of a pressurized tunnel face in purely cohesive soil[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2013, 37(13): 2061-2083.
- [14] KLAR A, KLEIN B. Energy-based volume loss prediction for tunnel face advancement in clays[J]. **Géotechnique**, 2014, 64(10): 776-786.
- [15] ZHANG F, GAO Y F, WU Y X, et al. Upper-bound solutions for face stability of circular tunnels in undrained clays[J]. **Géotechnique**, 2018, 68(1): 76-85.
- [16] 陈峥, 何平, 颜杜民, 等. 超前支护下隧道掌子面稳定性极限上限分析[J]. 岩土力学, 2019, 40(6): 2154-2162.
CHEN Zheng, HE Ping, YAN Du-min, et al. Upper-bound limit analysis of tunnel face stability under advanced support[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(6): 2154-2162.
- [17] 吴奔, 刘维, 史培新, 等. 盾构隧道掘进面失稳螺旋破坏机制分析[J]. 岩土力学, 2021, 42(3): 767-774.
- WU Ben, LIU Wei, SHI Pei-xin, et al. Two-dimensional spiral failure model of the heading face of shield tunneling[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2021, 42(3): 767-774.
- [18] WILSON D W, ABBO A J, SLOAN S W, et al. Undrained stability of a circular tunnel where the shear strength increases linearly with depth[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2011, 48(9): 1328-1342.
- [19] 张箭, 杨峰, 刘志, 等. 浅覆盾构隧道开挖面挤出刚性锥体破坏模式极限分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(7): 1344-1349.
ZHANG Jian, YANG Feng, LIU Zhi, et al. Three-dimensional limit analysis of blow-out failure modes of shallow shield tunnels[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2014, 36(7): 1344-1349.
- [20] DRESCHER A, DETOURNAY E. Limit load translational failure mechanisms for associative and non-associative materials[J]. **Géotechnique**, 1993, 43(3): 443-456.

上接第 1824 页

- [20] 庄心善, 彭伟珂. 不同干密度下土水特征曲线模型参数确定简化方法[J]. 长江科学院院报, 2019, 36(3): 64-67.
ZHUANG Xin-shan, PENG Wei-ke. A simplified method for determining the model parameters of soil-water characteristic curve under different dry densities[J]. **Journal of Yangtze River Scientific Research Institute**, 2019, 36(3): 64-67.
- [21] 周洪文, 仇在林. 考虑干密度与含水率的压实粉土持水性能研究[J]. 路基工程, 2016, (1): 92-95.
ZHOU Hong-wen, QIU Zai-lin. Research on water holding capacity of compacted silt with dry density and water content[J]. **Subgrade Engineering**, 2016, (1): 92-95.
- [22] NG C W W, ZHAN L T, CUI Y J. A new simple system for measuring volume changes in unsaturated soils[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2002, 39(2): 757-764.
- [23] SIVAKUMAR V. A critical state framework for unsaturated soils[D]. Sheffield: University of Sheffield, 1993.
- [24] 陈宗基, 康文法. 岩石的封闭应力、蠕变和扩容及本构方程[J]. 岩石力学与工程学报, 1991, 10(4): 299-312.
TAN Tjong-kie, KANG Wen-fa. On the locked in stress, creep and dilatation of rocks, and the constitutive equations[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1991, 10(4): 299-312.
- [25] ZHANG Y, TATSUYA I, TETSUYA T, et al. Influences of degree of saturation and strain rate on strength characteristics of unsaturated granular subbase course material[J]. **Transportation Geotechnics**, 2014, 1(2): 74-89.
- [26] CHANDLER H D. A comparison between steady state creep and stress relaxation in copper[J]. **Materials Science and Engineering: A**, 2010, 527(23): 6219-6223.
- [27] ADACHI T, OKA F. Constitutive equations for normally consolidated clays based on viscoplasticity[J]. **Soils and Foundations**, 1982, 22(4): 57-70.