

DOI: 10.11779/CJGE201509002

砂土层中盾构隧道局部破坏引发连续破坏的机理研究

郑刚^{1, 2}, 崔涛^{1, 2}, 姜晓婷^{1, 2}

(1. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072; 2. 天津大学土木工程系, 天津 300072)

摘要: 盾构隧道由混凝土管片拼接而成, 接缝部位薄弱, 在建设和运营过程中存在大量风险。国内外发生过多起因隧道管片局部损坏演变为隧道大范围破损甚至连续坍塌并导致地表沉陷等灾害。通过对隧道管片接头的受力分析, 建立了接头的极限承载力 $M - N$ 包络图, 作为管片接头的破坏准则。以隧道联络通道施工时, 隧道腰部设置洞门作为隧道局部破坏的背景, 利用离散元软件 PFC, 通过 FISH 语言二次开发研究了隧道腰部管片局部破坏引发的隧道连续破坏机理。研究表明, 隧道腰部局部破坏引起土体进入隧道内从而引起隧道腰部外土体松动, 并且松动区外围产生的土拱的拱脚支承于隧道顶部区域, 这都导致隧道内力急剧增大, 直至超过管片及接头的极限承载力, 隧道局部破坏发生扩展。由于隧道环间螺栓的作用, 破坏环过大的变形引起邻近环横向变形增大, 进而引发邻近环的破坏, 破坏沿纵向传递, 隧道发生大范围连续破坏。最后, 初步提出并对比分析了多种隧道防连续破坏措施。

关键词: 管片接头; 极限承载力; 局部破坏; 隧道连续破坏; 破坏机理

中图分类号: TU44; U45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2015)09-1556-16

作者简介: 郑刚 (1967-), 男, 贵州人, 博士, 教授, 博士生导师, 从事土力学及岩土工程的教学与科研工作。

E-mail: zhenggang1967@163.com.

Mechanism of progressive collapse induced by partial failure of shield tunnels in sandy soil

ZHENG Gang^{1, 2}, CUI Tao^{1, 2}, JIANG Xiao-ting^{1, 2}

(1. MOE Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Tianjin 300072, China; 2. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The shield tunnel is generally composed of concrete segments, and there are many risks during both construction and operation because of weak joint parts. Both in China and other countries, the disasters that partial failure of tunnel linings causes a successive failure and even large ground surface subsidence happens in tunneling engineering are not very rare. According to the analysis of joint stresses, an ultimate bearing capacity envelope is established to address the failure criteria for the joints under different internal force conditions, and the failure criteria for both concrete segments and joints are implemented in the discrete element software PFC by using the FISH language. The progressive failure mechanism of the tunnel linings induced by partial failure is discussed. The results show that the partial failure at the springline reduces the resistance of the soil, and the soil arch formed above loose soil area falls on the top of the tunnel, both resulting in a sharp increase in the internal forces of the tunnel, which exceed the ultimate bearing capacity envelope and then induce an extension of partial failure. The failure rings with large transverse deformation cause the adjacent rings to be damaged because of the bolts between the rings. Finally, preliminary prevention measures are proposed and analyzed.

Key words: segment joint; ultimate bearing capacity; partial failure; progressive collapse; failure mechanism

0 引言

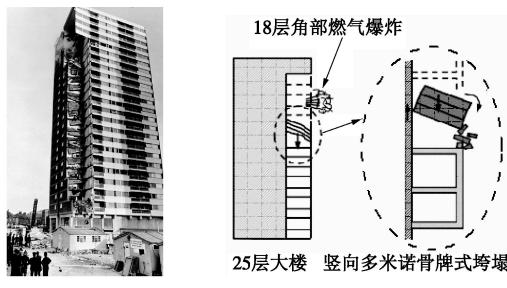
工程的连续破坏指由于工程的局部破坏或失效引发工程的大范围破坏。连续破坏具有连续性和不成比例性, 即后续破坏紧随最初的破坏, 并且最终产生的破坏范围远大于初始破坏。1968年5月16日, 英国伦敦25层、64 m高的Ronan Point公寓由于煤气爆炸发生连续性倒塌, 煤气爆炸发生在18层楼的角部, 进

而引发预制构件发生竖向多米诺骨牌式垮塌, 如图1所示。自此之后, 上部结构连续倒塌问题引起了研究者的关注, 多个国家和地区均制定了相关的规范或指导性文件^[1]。而对于地下工程中结构的连续性破坏问

基金项目: 国家重点基础研究发展计划 (“973”计划) 项目 (2010CB732106)

收稿日期: 2015-01-04

题, 国内外很少有人研究。然而, 在北京、天津、上海、台北、新加坡、德国科隆、韩国首尔等国内外的地下工程建设中, 发生了不少基坑、地下隧道的连续性坍塌事故^[2-10]。长条形的基坑表现为局部(围护桩、锚杆、支撑等)破坏引发数10 m至超过100 m的基坑垮塌, 大面积基坑则表现为水平支撑局部构件破坏引发水平支撑整体破坏进而引发基坑垮塌。

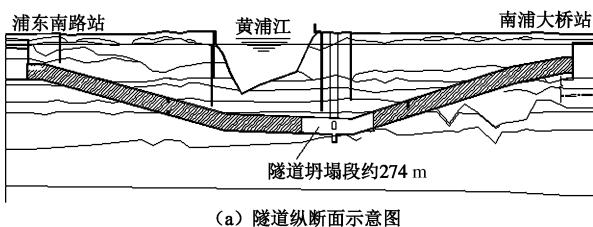


(a) Ronan Point公寓煤气爆炸事故 (b) 结构连续倒塌分析

图1 Ronan Point 公寓煤气爆炸事故

Fig. 1 Gas explosion accident in Ronan Point apartment

2003年7月1日, 上海四号线联络通道处发生工程事故^[2]。承压水冲破土层发生流砂, 导致隧道管片发生类似多米诺骨牌效应的连续破坏, 最终隧道坍塌和破坏范围达到了约274 m, 并引起地面建筑物坍塌、倾斜, 防汛墙沉陷, 如图2所示。这是典型的由于隧道局部破坏而引起的隧道连续破坏案例。

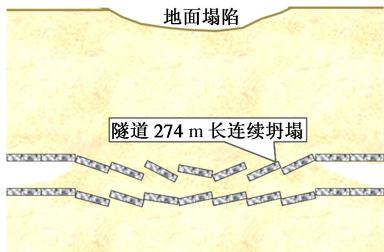
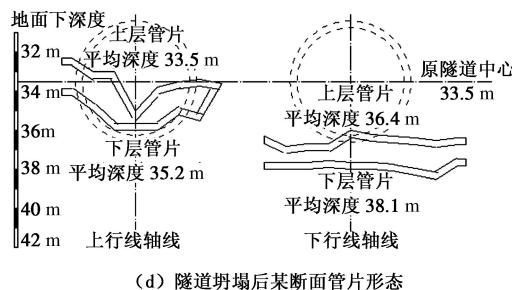


(a) 隧道纵断面示意图



(b) 地面塌陷、建筑物倾斜

(c) 流失到隧道内大量的水和泥沙

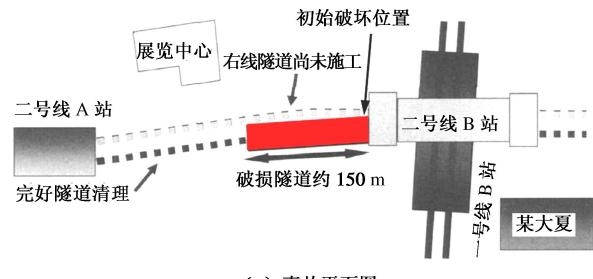


(e) 隧道连续坍塌后示意图

图2 上海地铁四号线连续坍塌事故

Fig. 2 Progressive collapse in Shanghai line No. 4

2007年南京地铁二号线进洞施工时, 盾构机刀盘下部出现漏水漏砂点, 并迅速发展扩大。最终在很短的时间内, 区间隧道损坏长度达150 m, 同时在地面形成长约100 m、宽30 m、深度3~5 m的大范围沉陷^[3], 如图3所示。



(a) 事故平面图



(b) 地面沉陷、开裂

图3 南京地铁二号线连续坍塌事故

Fig. 3 Progressive collapse in Nanjing line No. 2

2012年天津某地铁区间隧道在盾构掘进过程中, 盾构机螺旋输送机发生大量涌水涌砂, 导致盾构机后面已完成施工的隧道及相邻已完成的隧道衬砌管片均发生近100 m长的连续破损, 地面出现大范围沉陷。

此外, 2005年台湾高雄地铁隧道在施工联络通道时发生事故, 致使上部地下通道毁坏并导致地面产生50 m长、30 m宽、10 m深的塌陷区, 联络通道两侧一定长度范围内的隧道连续破坏, 不得不废除重建^[4]。上海轨道交通九号线一期工程在盾构即将到达终点车站时, 在衬砌与洞圈之间发生较大的渗水与流砂, 造成上行线进洞处约20环衬砌的变形、不均匀沉降, 并进一步牵连到了下行线进洞处20环衬砌的受损^[5]。隧道进洞施工引发的隧道破坏与联络通道处隧道破坏的机理有相似之处, 都是由于隧道局部破坏而引发了

隧道的连续破坏，且进洞施工引发的连续破坏相当于联络通道处连续破坏几何尺度的一半。

盾构隧道由钢筋混凝土管片拼装而成，接缝部位薄弱，在局部管片产生破坏的情况下极易引起隧道一环接一环的多米诺骨牌式的沿隧道长度方向的连续破坏。而目前隧道的坍塌问题研究主要集中于暗挖法施工的隧道，且主要集中于开挖面的失稳破坏机理方面^[11-12]，几乎未涉及盾构法施工的隧道沿纵向的连续破坏和坍塌问题。

笔者已经针对大长度、大面积深基坑的连续破坏开展了一些研究^[8-10]。针对大面积基坑水平支撑发生局部构件的连续破坏，指出了目前基坑水平支撑的设计仍是基于构件安全度的设计，当支撑布置不合理时，可能出现因个别杆件的失效引发水平支撑的大面积失效破坏并已有工程事故实例。因此，提出了评价基坑水平支撑防连续破坏的综合冗余度因子和冗余度评价方法。

由于联络通道施工时，需在隧道腰部设置洞门，导致隧道局部削弱。同时，高地下水位的粉土、砂土层中，还易在联络通道施工时发生漏水漏砂。国内外重大隧道连续性破坏的工程事故中，隧道修建联络通道而引发的工程事故占较大比例。因此，本文首先以隧道腰部管片被拆除使隧道局部被削弱开展分析，利用离散元方法模拟联络通道施工引发局部破坏而引起隧道连续破坏，研究隧道的局部破坏发展机理、连续破坏发展机理。在此基础上，提出了防治隧道连续破坏的措施并进行了模拟分析。

1 管片接头破坏准则的制定

研究隧道的连续破坏机理，需要确定管片自身以及管片接头在高荷载水平下的破坏准则。管片自身承载力可以根据规范^[13]中的规范方法进行计算。但是管片接头承载力的计算方法，却没有相关规定。

国内外学者对管片接头的研究主要是在试验的基础上，以各种简化模型对其进行描述。黄钟晖^[14]引入简化假设，得到了表征接头抗弯性能的 $M-\theta$ 曲线。张建刚等^[15]提出了管片接头的改进条带算法，从而解出了结构内力和变形的数值关系。董新平等^[16]提出了管片接头破坏分析模型，并对该模型在抗弯全程的理论解进行了推导，但忽略了螺栓的影响。张厚美等^[17]介绍了管片接头荷载试验的方法及结果，并给出了接头的两组极限承载力组合值 M ， N 。Ding 等^[18]通过对八组接头的原型试验，得到了在管片出现裂缝之前接头抗弯刚度是线性的结论，并提出了一种新的接头

抗弯刚度计算方法。

上述学者无论是通过试验或者理论计算，对管片接头的研究主要集中在管片抗弯刚度的取值上。但对于管片接头在不同 $M-N$ 组合下的极限承载力问题很少有人研究，而董新平等^[16]虽然提出了管片接头破坏分析模型，却忽略了螺栓的影响。本章在对管片接头进行基本假设的基础上，针对天津市地铁盾构隧道常用的单弯螺栓的接头型式，考虑螺栓及其初始预紧力的影响，推导管片接头在不同 $M-N$ 组合下的极限承载力公式，该公式将作为隧道管片接头的破坏准则。

1.1 极限承载力推导

管片接头的基本假设：

(1) 接头位置弹性密封垫所受应力很小，不考虑弹性密封垫的承载力。

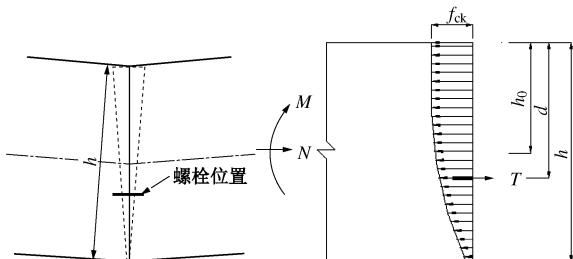
(2) 不考虑凹凸榫的影响，接头截面为直截面。

(3) 接头变形符合平截面假定，接头张开面上应力为 0。

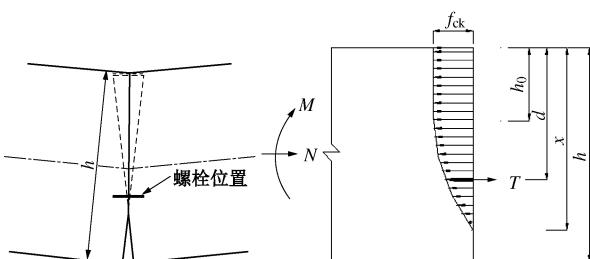
(4) 接头混凝土压缩变形的影响深度等于受压区高度。

对于管片接头承受正弯矩（外侧受压）和负弯矩（内侧受压）两种情况，极限承载力的推导方法是相同的，此处只给出接头承受正弯矩的推导过程。

管片接头在承受正弯矩和轴力时，接头的几何状态可分为接头全截面受压、接头内侧张开螺栓位置受压、螺栓位置张开 3 种变形，如图 4 所示。图中， h 为管片接头的厚度， d 为螺栓中心与接头外表面的距离， T 为螺栓拉力， T_0 为螺栓预拉力， x 为接头受压区高度， h_0 为接头受压屈服区的高度。



(a) 接头全截面受压（左为变形图、右为受力图）



(b) 螺栓位置受压，接头内侧张开

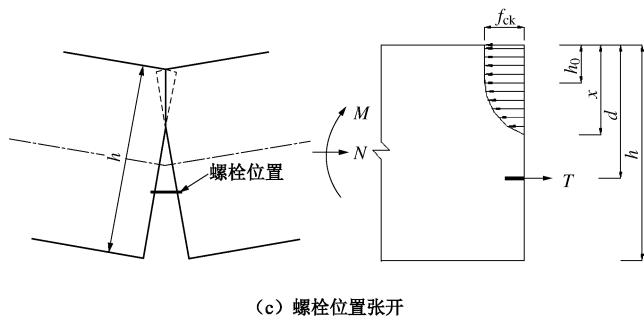


图 4 接头极限承载力示意图

Fig. 4 Ultimate bearing capacity of joints

为简洁起见, 此处只给出图 4(c) 所示螺栓位置张开状态下的推导过程。管片接头破坏时分为外侧混凝土受压破坏而螺栓未拉断和螺栓受拉断裂而外侧混凝土未破坏两种情况。

(1) 螺栓位置张开, 外侧混凝土受压破坏

根据受力平衡条件和基本假设, 可以得到如下公式:

$$N + T = E_c \cdot \varepsilon_c \cdot b \cdot \frac{x + h_0}{2} , \quad (1)$$

$$M + E_c \cdot \varepsilon_c \cdot b \cdot \left(h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + \frac{x - h_0}{2} \cdot \frac{x + 2h}{3} \right) = N \cdot \frac{h}{2} + T \cdot d , \quad (2)$$

$$T = T_0 + \frac{2E_1 \cdot A \cdot \varepsilon_{cu}}{L} \cdot (d - x) , \quad (3)$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} = \frac{x - h_0}{x} , \quad (4)$$

式中, E_c 为管片的弹性模量, E_1 为螺栓的弹性模量, T_0 为单根螺栓的预紧力, T 为管片外侧混凝土压碎时单根螺栓所受拉力, ε_c 为管片混凝土屈服压应变, ε_{cu} 为管片混凝土极限压应变, b 为管片宽度, L 为单根螺栓长度, A 为单根螺栓的横截面积。混凝土接头受压区变形符合平截面假定, 式(1)、(2) 是根据接头处受力平衡计算得出, 受压屈服区的屈服应力为 $E_c \cdot \varepsilon_c$, 式(3) 是利用管片边缘的极限压应变 ε_{cu} , 根据几何关系求螺栓的拉伸应变。令

$$E = \frac{2 \times L \cdot (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_c)}{4 \times E_1 \cdot A \cdot \varepsilon_{cu}^2 + f_{ck} \cdot b \cdot L (2 \times \varepsilon_{cu} - \varepsilon_c)} , \quad (5)$$

$$F = \frac{2 \times (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_c) (L \cdot T_0 + 2 \cdot E_1 \cdot A \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d)}{4 \cdot E_1 \cdot A \cdot \varepsilon_{cu}^2 + f_{ck} \cdot b \cdot L (2 \times \varepsilon_{cu} - \varepsilon_c)} , \quad (6)$$

$$G = 0.5 \times f_{ck} \cdot b + \frac{f_{ck} \cdot b \cdot \varepsilon_c (3 \times \varepsilon_{cu} - 2 \times \varepsilon_c)}{6 (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_c)^2} , \quad (7)$$

$$H = \frac{2 \times E_1 \cdot A \cdot \varepsilon_{cu}^2 \cdot d}{L (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_c)} , \quad (8)$$

$$K = T_0 \cdot d + \frac{2 \times E_1 \cdot A \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d^2}{L} , \quad (9)$$

可以得到关于 M , N 的包络线公式:

$$M = -G \cdot E^2 \cdot N^2 - (2 \times G \cdot E \cdot F + H \cdot E - 0.5 \times h)N - (G \cdot F^2 + H \cdot F - K) , \quad (10)$$

式中, E , F , G , H , K 对某一特定截面是常量。

(2) 螺栓位置张开, 螺栓受拉断裂

根据受力平衡条件和基本假设, 可以得到如下公式:

$$N + T = f_{ck} \cdot b \cdot \frac{x + h_0}{2} , \quad (11)$$

$$M + f_{ck} \cdot b \cdot \left(h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + \frac{x - h_0}{2} \cdot \frac{x + 2h_0}{3} \right) = N \cdot \frac{h}{2} + T \cdot d , \quad (12)$$

$$T = f_{su} \cdot A , \quad (13)$$

$$\frac{(\varepsilon_{su} \cdot A \cdot E_1 - T_0) \cdot L}{\varepsilon_c \cdot A \cdot E_1} = \frac{x \cdot (d - x)}{x - h_0} , \quad (14)$$

式中, f_{ck} 为管片抗压强度标准值, f_{su} 为螺栓抗拉强度极限值, ε_{su} 为螺栓极限拉应变。令

$$E = \frac{(\varepsilon_{su} \cdot A \cdot E_1 - T_0) \cdot L}{\varepsilon_c \cdot A \cdot E_1} , \quad (15)$$

$$F = \frac{2(N + T)}{f_{ck} \cdot b} , \quad (16)$$

$$x = \frac{(d - 2 \times E) + \sqrt{(2 \times E - d)^2 + 4 \times E \cdot F}}{2} , \quad (17)$$

式中, 对于某一特定截面 E 已知, 将 N 代入式(16), 将 E , F 代入式(17), 即可得到关于 M , N 包络线公式:

$$M = -\frac{1}{6} \times f_{ck} \cdot b (F^2 - F \cdot x + x^2) + N \cdot \frac{h}{2} + T \cdot d . \quad (18)$$

1.2 破坏准则的验证

在规范^[13]中, 防连续倒塌设计原则建议: 当进行偶然作用下结构防连续倒塌验算时, 结构抗力函数计算中, 混凝土强度取强度标准值, 钢筋强度取极限强度标准值。计算管片接头的极限强度值时, 混凝土及钢筋的材料强度均可参照规范^[13]。

以下利用周海鹰^[19]和张厚美等^[17]所做的管片接头荷载试验结果对本文推导的理论解进行验证。周海鹰^[19]接头试验主要参数为管片环宽 1.2 m, 管片厚度为 0.30 m, 混凝土等级为 C50, 钢筋采用 HRB335 级, 接头螺栓为 M24, 螺栓预紧力为 20 kN。张厚美等^[17]接头荷载试验主要参数为管片环宽 1.2 m, 管片厚度为 0.45 m, 混凝土等级为 C50, 钢筋采用 HRB335 级, 接头螺栓为 M36, 螺栓预紧力为 100 kN。试验值以及本文推导的理论值见表 1, 其中理论计算值是以试验中轴力 N 为已知条件求弯矩值 M 。从表 1 可以看出, 误差最大为 15.6%, 由于实际试验中材料参数的离散性, 该误差可以接受, 推导的理论公式可以作为管片的破坏准则。

表 1 接头试验值与本文推导的理论值

Table 1 Experimental and theoretical values of joints

类型	施加正弯矩		施加负弯矩	
	弯矩 / (kN·m)	轴力 / kN	弯矩 / (kN·m)	轴力 / kN
周试验 ^[19]	试验值	180	1200	195
	理论值	208	1200	188
	误差	15.6%	—	-3.6%
张试验 ^[17]	试验值	460	2000	432
	理论值	507	2000	471
	误差	10.2%	—	9.0%

本文数值模型以天津市地铁隧道为背景, 管片环宽为 1.2 m, 管片厚度为 0.35 m, 混凝土强度等级为 C50, 钢筋采用 HRB335 级, 环内接头通过 2 根 M30 螺栓联结, 螺栓等级为 8.8 级。利用推导的理论公式可以得到管片接头的极限承载力包络图如图 5 所示, 该包络图将作为下文数值模型中管片接头是否破坏的判别准则。从图 5 可以看出, 接头承受轴向压力低于 6000 kN 时, 接头受到的轴力越大, 能够抵抗的弯矩也越大。在工程范围内, 隧道衬砌的轴力基本上都低于 6000 kN, 所以接头受到的轴力越大, 接头越安全。

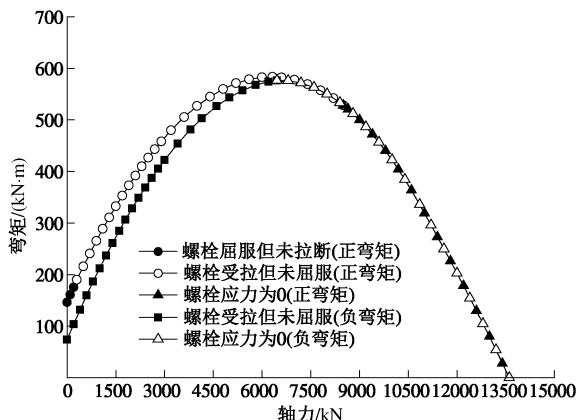
图 5 接头极限承载力 $M-N$ 包络图

Fig. 5 Envelope curves of ultimate bearing capacity of joints

2 离散元数值模型的建立

在研究隧道稳定性问题中, 最常用的为有限元法, 采用离散元法的相关研究还较少。有限元法可用来研究隧道在即将破坏时的临界破坏机制^[20-23], 但很难模拟隧道的失稳破坏过程与最终状态。相反, 由于在大变形模拟方面的优势, 离散元法更适用于研究隧道破坏过程。Kamata 等^[24]采用了一种离散元程序 UDEC (universal distinct element code), 模拟了砂土中隧道开挖面失稳破坏的离心机试验, 并将结果与离心机试

验进行了对比, 发现数值模拟得到的破坏模式与离心机试验在一定程度上较为接近。Zhang 等^[25]采用了另一种离散元方法模拟了隧道开挖面的变形和破坏, 得到了二维隧道开挖面的破坏模式。Chen 等^[26]同样采用离散元模拟了三维隧道开挖面的破坏。

颗粒流方法是一种离散元方法, 它将土体的微观结构同宏观力学反应联系起来, 是模拟土这种离散介质物质产生大变形以及流动的有效方法。离散元计算软件 PFC 采用颗粒的集合来模拟土体和结构构件, 通过标定试验来拟合土体和结构构件的物理力学性能。利用 PFC 中颗粒的平行黏结 (parallel bond) 可以很好的模拟结构构件的抵抗拉力、压力、剪力以及承担弯矩的作用, 并且平行黏结的断裂也能模拟结构构件的破坏。本文利用 PFC 内置的 FISH 语言, 通过二次开发, 监测隧道发生局部破坏后隧道管片自身及接头部位的内力 $M-N$, 并检验内力 $M-N$ 组合是否超过管片自身或者接头极限承载力包络线, 若内力组合超过包络线, 则判定该部位破坏, 据此实现了管片破坏的自动判断以及隧道的连续破坏模拟。

天津错缝拼装地铁盾构隧道按照隧道顶部埋深的不同分为浅埋、中埋和深埋 3 种形式, 并设计了 3 种不同型式的配筋, 其中浅埋和中埋形式的分界埋深为 10 m。数值分析以此为背景, 隧道顶部覆土厚度为 10 m, 隧道衬砌外径为 6.2 m, 衬砌厚度为 350 mm。采用天津典型砂土构成土层的土质参数, 数值模型中土体物理力学参数如表 2 所示。采用 PFC^{3D} 建模, 如图 6 所示, 土体物理力学参数如表 2 所示。为了准确获得隧道衬砌的内力, 衬砌周围土体颗粒直径不能过大。本文主要研究的是隧道中间环处隧道局部破坏引发的隧道连续破坏过程, 计算表明, 采用图 6 所示的模型边界尺寸, 不会影响隧道内力及其周围土体应力的变化过程。综合考虑计算精度与计算能力两方面因素, 最终采用颗粒共计约 593000 个。

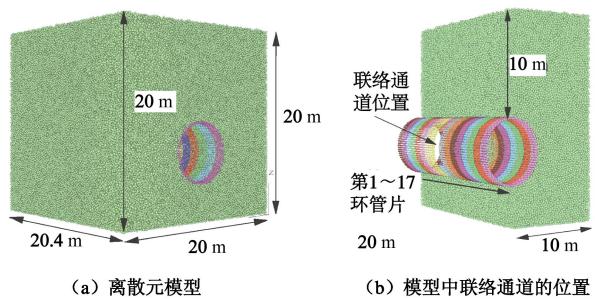


图 6 隧道离散元模型

Fig. 6 PFC model for shield tunnel

表2 土体基本物理力学参数

Table 2 Parameters of soils

内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	弹性模量/MPa	天然孔隙比	干密度/(g·cm⁻³)
30	3.0	13.11	0.632	1.742

2.1 土体参数标定

离散元与有限元等计算方法不同, 在离散元软件PFC中, 利用颗粒集合体来模拟土体, 这种方法无法利用基于连续介质理论的本构模型, 而必须将颗粒的微观参数(颗粒的刚度、摩擦系数、黏结强度、大小形状等)与土体的宏观力学参数(黏聚力、内摩擦角、变形模量等)统一起来, 建立起一定的对应关系, 拟合土体的宏观力学行为。

文中, 采用PFC^{3D}数值三轴试验来实现这一目的。如图7(a)所示为数值三轴试验的模型, 将大量颗粒组合成土体, 利用刚性墙作为边界。采用荷载伺服机制保持试样围压恒定, 增加其上下两边界的应力, 直至土体屈服。在不同围压下, 利用三轴试验可以得到如图7(b)所示的偏应力与轴向应变的关系曲线。通过曲线可以得到某一围压下的剪切峰值强度及变形模量(利用曲线起始弹性阶段的斜率)。利用不同围压下试样的峰值强度绘制出莫尔圆, 进而可以得到试样的黏聚力及内摩擦角。不断调整颗粒的微观参数, 直至试样的宏观参数与真实土体的宏观参数相吻合。最终得到的土体颗粒的微观参数如表3所示。

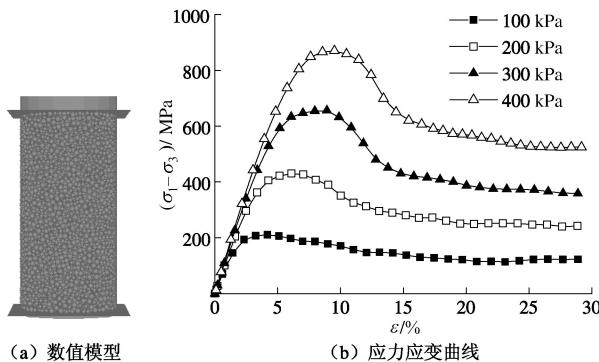
图7 PFC^{3D} 数值三轴试验Fig. 7 Triaxial tests of PFC^{3D} model

表3 数值模型的微观参数

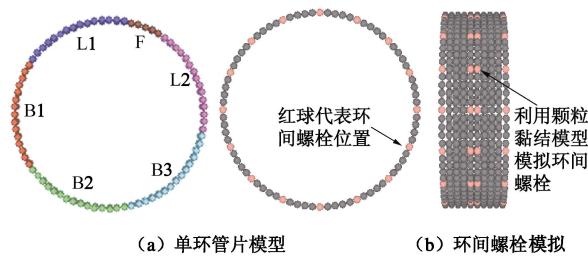
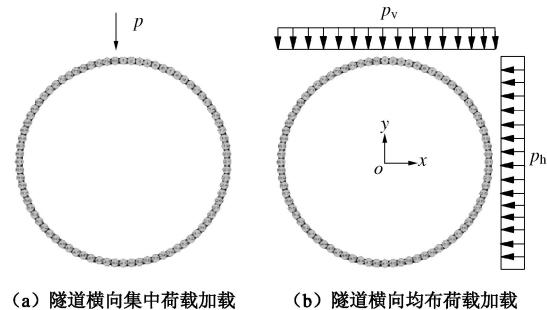
Table 3 Micro-parameters of PFC^{3D} model

材料	密度/(kg·m⁻³)	法向刚度/(N·m⁻¹)	切向刚度/(N·m⁻¹)	平行黏结法向刚度/(N·m⁻³)	平行黏结切向刚度/(N·m⁻³)	摩擦系数
土体颗粒	2901	8.74×10^6	3.36×10^6	—	—	0.6
墙体	—	1.25×10^7	1.25×10^7	—	—	0
衬砌颗粒	6963	1.9×10^9	1.9×10^9	1.27×10^{11}	5.08×10^{10}	—

2.2 隧道衬砌管片模拟

以天津错缝拼装地铁盾构隧道为背景, 隧道衬砌外径为6.2 m, 内径为5.5 m, 管片厚度为350 mm。管环由1块封顶块TF(22.5°)、2块邻接块L(67.5°)和3块标准块B(67.5°)组成, 环宽为1.2 m, 以封顶块中心线向左向右各旋转 22.5° 错缝拼装而成。

衬砌管片参数选取与天津市实际工程中错缝拼装的地铁盾构隧道衬砌相关参数(尺寸、质量、刚度)相匹配。采用5圈紧密规则排列的颗粒来模拟管片环, 颗粒球心与圆心的距离为2.925 m, 颗粒之间采用平行黏结(parallel bond)连接为整体, 组成一环管片, 如图8(a)所示。隧道环间螺栓采用颗粒接触黏结(contact bond)模拟, 如图8(b)所示。钢筋混凝土管片的密度约为 2500 kg/m^3 , 根据质量等效原则, 组成衬砌的颗粒密度为 6963 kg/m^3 。在衬砌模型中, 平行黏结的法向刚度和切向刚度是影响隧道横向变形和受力的主要因素, 颗粒的法向刚度是影响隧道纵向变形的主要因素。使模型中隧道结构的力学特征与天津市实际采用的隧道衬砌力学特征相吻合, 最终确定的参数值如表3所示。隧道衬砌主要发生横向收敛和纵向挠曲变形, 为了验证隧道数值模型的准确性, 对模型横向采用隧道顶部底部两点加载, 以及顶部侧部均匀布加载试验, 对模型纵向采用简支线性加载试验, 如图9所示, 并将隧道的横向收敛值、纵向挠曲值与理论解进行对比。其中理论解中隧道横向采用修正均质圆环法, 刚度有效率取 $\eta = 0.75$ ^[27], 纵向刚度折减系数为0.10^[28]。表4为隧道模型在不同加载试验下数值解与理论解的对比, 由此表可见, 数值解与理论解误差很小, 可以忽略。由以上验证结果可知, 此隧道模型可以较好的完成模拟任务。

图8 PFC^{3D} 隧道数值模型示意Fig. 8 Numerical model for tunnel in PFC^{3D}

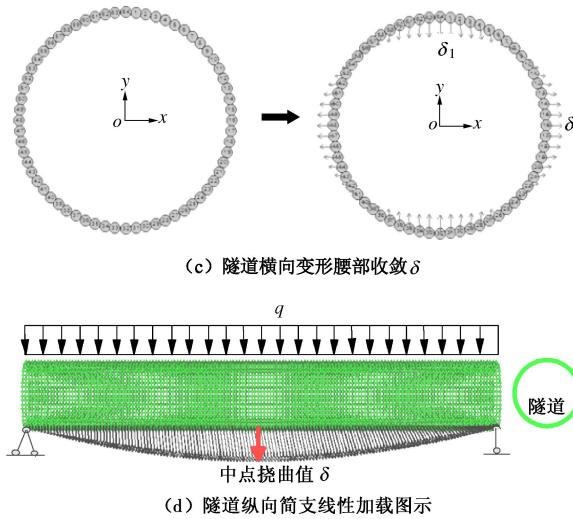
图 9 PFC^{3D} 隧道数值模型加载示意Fig. 9 Loading of numerical model for tunnel in PFC^{3D}

表 4 隧道模型腰部收敛和纵向中点挠曲数值解与理论解
Table 4 Numerical and analytical solutions of tunnel deformation
of springline and longitudinal midpoint

荷载形式	荷载大小	数值解 δ/mm	理论解 δ/mm	相对误差 差/%
横向集中荷载 P	100 kN	1.758	1.742	0.918
横向均匀荷载 P_v	50 kN/m	8.370	8.324	0.553
	P_h	25 kN/m	8.370	8.324
纵向线性荷载 q	1.0 kN/m	1.552	1.538	0.910

3 模拟结果分析

3.1 模拟步骤

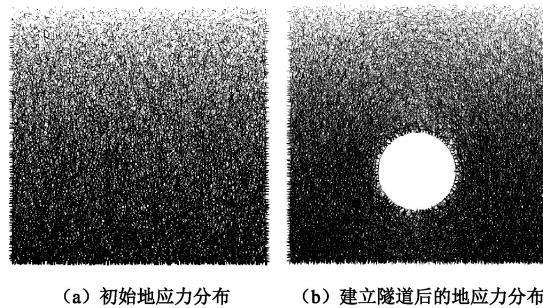
依据地铁隧道建设过程的各个环节，在隧道发生局部破坏之前的模拟过程中，各个环节均运算一定步数，使模型达到相对稳定。以不平衡力比例来控制内力的平衡，不平衡力比例小于 0.0001 时即认为模型达到稳定状态，可进行下一步模拟。

(1) 建立土体模型，赋予土体颗粒微观参数，平衡地应力，此步模拟建立隧道建设前的初始地应力场。地应力结果如图 10 (a) 所示。图中所示黑线为颗粒之间的接触力(此图中均为压力)，黑线的粗细代表接触力的大小。

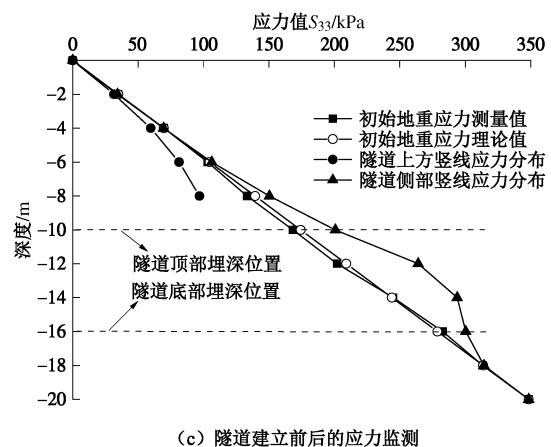
(2) 将隧道外径范围以内的颗粒删除，同时生成隧道衬砌颗粒，运行达到稳定状态，如图 10 (b) 所示。此步模拟开挖土体并建立隧道，作为后续模拟局部破坏引发连续破坏的基础。

(3) 将隧道中间第 9 环腰部管片拆除。以隧道联络通道施工时，隧道腰部设置洞门为背景，此步模拟隧道的局部破坏并引发隧道外部土体进入隧道内进而导致隧道外面土体松动、垮塌(见图 15)。

由于是初次开展盾构法施工地下隧道管片的连续破坏研究，鉴于考虑水-砂耦合的破坏过程的模拟极为复杂，因此，为简化起见，本文的模拟过程中不考虑水的影响，仅考虑了干砂的情形，关于有水的情形将在后续研究中考虑。



(a) 初始地应力分布 (b) 建立隧道后的地应力分布



(c) 隧道建立前后的应力监测

图 10 隧道建立前后土体不同位置竖向应力

Fig. 10 Vertical stress at different positions before and after establishment of tunnel

3.2 模拟结果分析

土体自重应力平衡之后，利用测量圈测量不同深度处土体的竖向应力值 S_{33} ，与理论计算值非常吻合，如图 10 (c) 所示。开挖土体建立隧道后，测量土体中不同位置的竖向应力值。隧道顶部之上土体的竖向应力 S_{33} 减小，越接近隧道竖向应力值减小量越大，隧道侧部土体的竖向应力 S_{33} 相应增加。说明建立隧道后，隧道顶部存在卸荷，卸荷区的土体应力传递到了隧道侧部土体，隧道上方有土拱形成，拱脚落在隧道侧部土体上。

(1) 隧道弯矩的变化

图 11 所示是隧道发生局部破坏之前测得的隧道内力图，计算得到的内力非常稳定，且与文献中[29]隧道内力变化规律一致，说明了该离散元模型的可行性，可以作为后续模拟的基础。

本文根据天津市地铁管片浅埋设计和中埋设计下的配筋型式，分别计算了两种配筋型式下隧道的连续破坏规律。监测隧道破坏过程中各环隧道的最大弯

矩, 如图 12 所示, 各环弯矩时程曲线出现的波动点代表了该时刻管片环发生了接头的破坏。两种配筋型式下隧道的连续破坏规律类似, 可分为 4 个阶段。

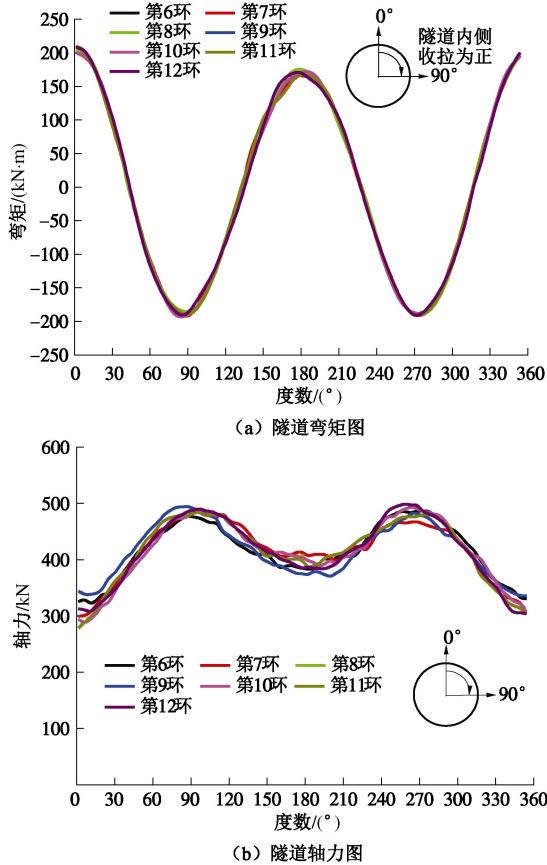


图 11 隧道衬砌内力图

Fig. 11 Internal forces of tunnel linings

第一阶段: 拆除第 9 环腰部的管片而引起隧道局部破坏之后, 发生土体流动现象, 导致第 8, 10 环最大弯矩迅速增加, 其他较远环最大弯矩增加缓慢;

第二阶段: 模型运行一定时步之后, 第 9 环局部破坏引发了第 5~14 环顶部接头发生连续破坏;

第三阶段: 隧道各环横向变形继续增加, 该阶段暂未发生隧道接头破坏;

第四阶段: 变形发展到一定程度之后, 第 5~14 环腰部之上其他接头也发生连续破坏, 并引发隧道两端其他环发生了连续破坏, 隧道发生大坍塌。

以中埋设计下隧道的连续破坏为例。第 9 环发生局部破坏之后, 模型运行到第 12.10 万步 (采用显式算法, 时步代表时间的概念) 时, 第 8 环顶部接头发生破坏, 运行到第 12.25 万步时, 第 10 环顶部接头也发生破坏。土体继续流动, 到达 18.10 万步时, 第 7 环顶部接头破坏。运行到 22.95 万步时, 第 11, 12 环顶部接头位置破坏, 运行到第 50.60 万步时, 第 6, 5 环顶部接头位置破坏, 运行到第 61.25 万步时, 第 13,

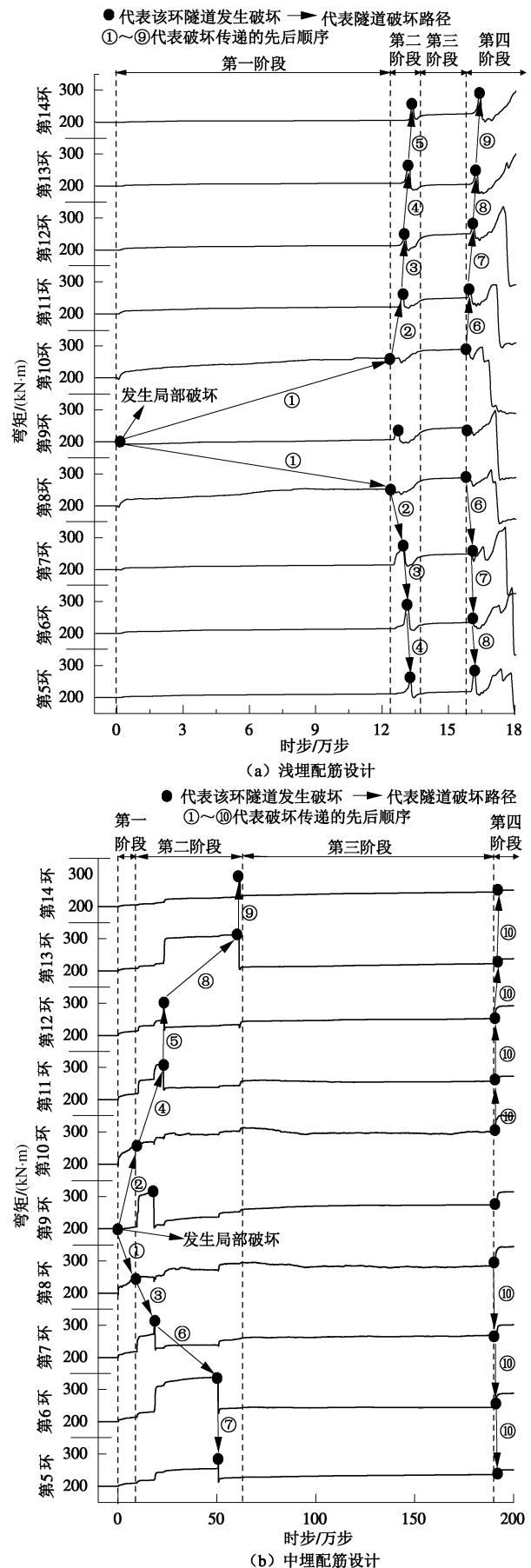


图 12 局部破坏发生后隧道各环最大弯矩时程变化图

Fig. 12 Changes of internal forces after partial damage of springline

14 顶部接头位置破坏。此后隧道暂时未发生连续破坏，各环变形继续增大。运行到第 190.60 万步时，中间 5~14 环腰部之上的其他接头发生破坏，破坏引发了模型两端其他环的破坏。至此，各环隧道完全破坏，隧道发生大坍塌。隧道连续破坏过程中管片的破损情况如图 13 所示。

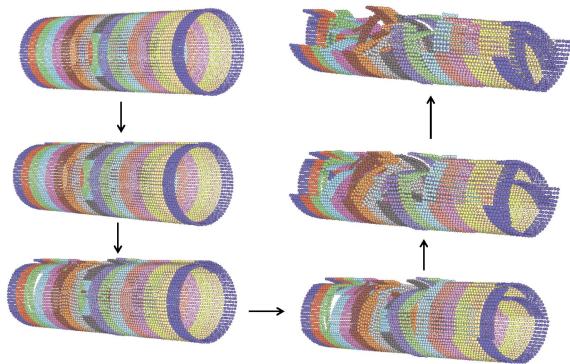


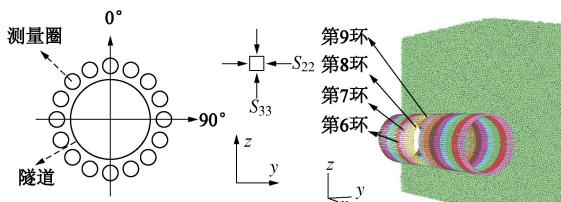
图 13 隧道管片破坏进程图示

Fig. 13 Progressive failure of tunnel

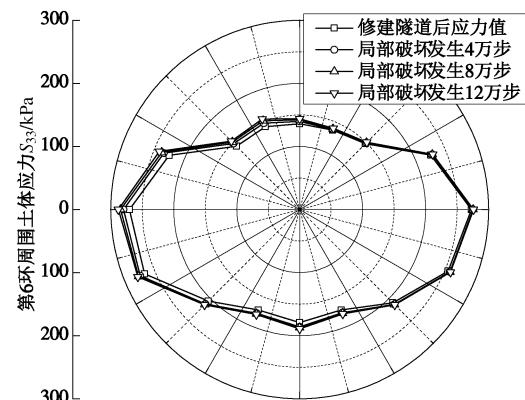
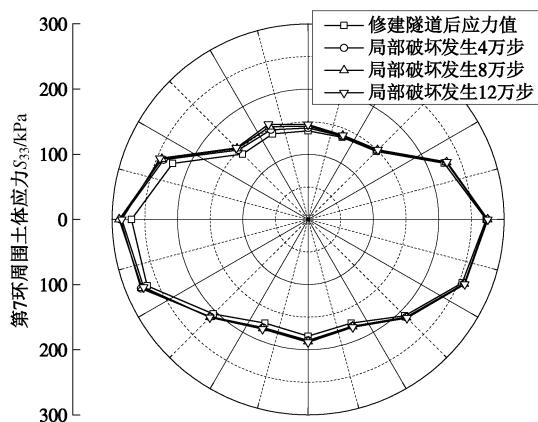
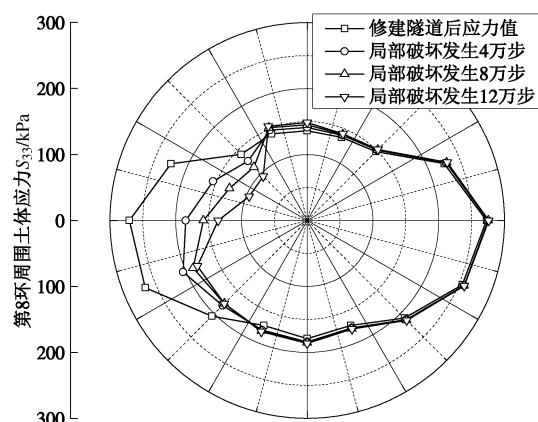
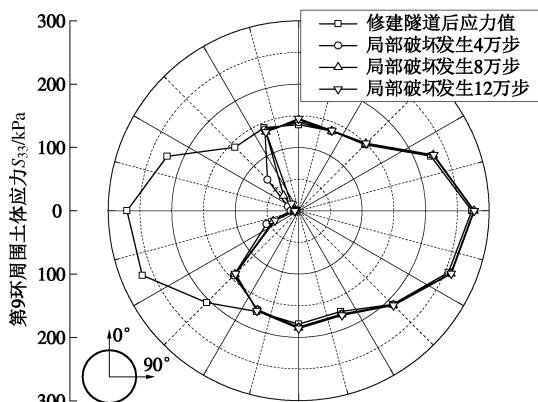
(2) 隧道周围土体应力的变化

导致隧道内力变化的原因有两个，一是隧道周围土体应力的变化，二是隧道相邻环间螺栓拉力及剪力的变化。监测隧道第 6, 7, 8, 9 环周围土体应力 S_{22} , S_{33} 的变化，其中， S_{22} 为垂直于隧道轴线方向土体的水平应力， S_{33} 为土体的竖向应力，如图 14 (a) 所示。对于隧道管环的内力， S_{22} 和 S_{33} 是主要的影响因素。浅埋设计下隧道破坏前第 6, 7, 8, 9 环隧道周围土体应力的变化如图 14 (b)、(c) 所示，其中，第 9 环被拆除的管片中心在 270° 位置处，圆心角为 67.5° 。

从图 14 可以看出，局部破坏引发土体松动，第 9 环 270° 位置土体应力 S_{22} , S_{33} 急剧下降，距离腰部角度越大的位置应力下降值越小，角度更大的位置应力值略有上升。这是因为第 9 环横截面内土拱的拱脚落在了距离腰部角度更大的位置。第 8 环横截面内土体应力 S_{22} , S_{33} 下降趋势比第 9 环明显减弱。第 7, 6 环外侧的土体应力略微增加，并保持增加的势头，说明管片初始破坏前拱脚落在第 7, 6 环位置。从土体应力变化规律可知，局部破坏引起土体松动，并且松动区的范围逐渐扩大，松动区外围有土拱形成，土拱的拱脚持续向更外侧范围移动。隧道局部破坏处水平截面及竖向截面形成的土拱如图 15 所示。



(a) 隧道外侧土体应力测量圈位置



(b) 隧道外侧土体应力 S_{33} 时程曲线图

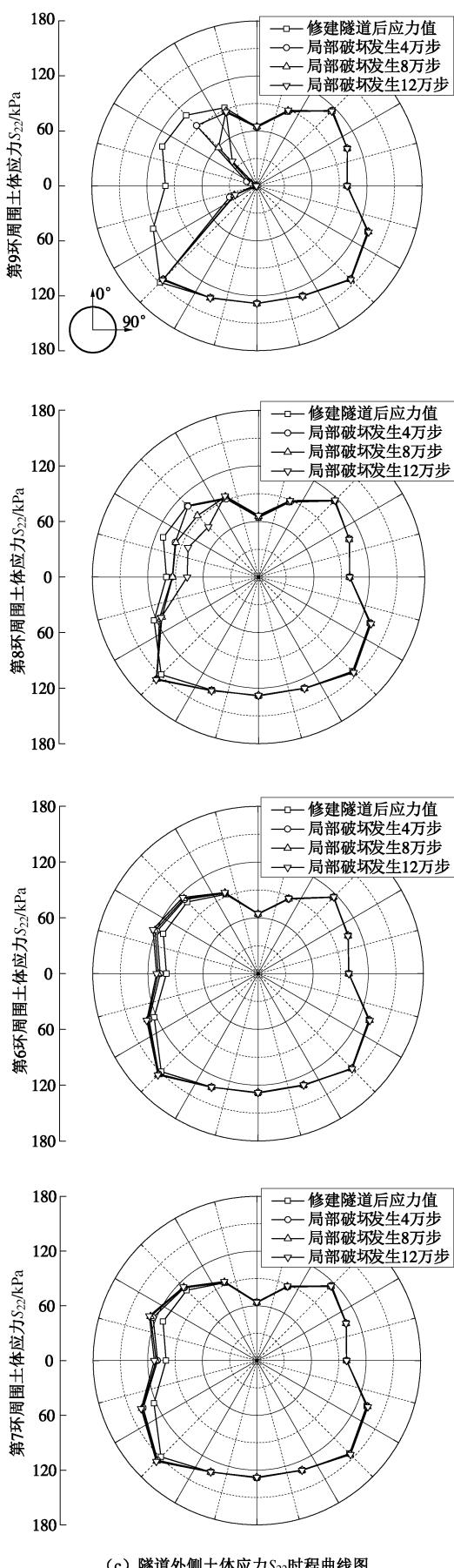


图 14 隧道周围土体应力变化时程图

Fig. 14 Changes of soil stresses around tunnel

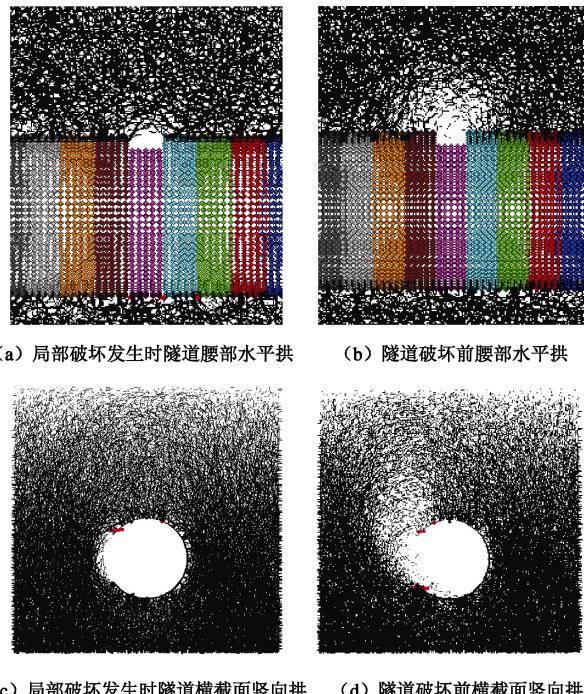


图 15 隧道局部破坏处水平及竖向拱的变化图

Fig. 15 Changes of soil arching around springline

土体流动发生 4 万步时, 对松动区土体竖向截面的轮廓线进行拟合, 如图 16 所示。定义 $\lambda_v = \sigma_v / \sigma_{v0}$, $\lambda_h = \sigma_h / \sigma_{h0}$, 其中 σ_{v0} , σ_{h0} 为隧道未发生土体流动前土体的竖向应力和水平向应力, σ_v , σ_h 为隧道发生土体流动 4 万步时土体的竖向应力和水平向应力。土体应力比 λ_v , λ_h 代表隧道的竖向及水平向的加载 ($\lambda_v > 1$, $\lambda_h > 1$) 及卸载 ($\lambda_v < 1$, $\lambda_h < 1$)。在松动区的外侧有土拱形成。松动区土体符合楔形体理论模型^[30-31], 松动区楔形体随土体的流动逐渐向外扩展, 直至隧道发生大坍塌。

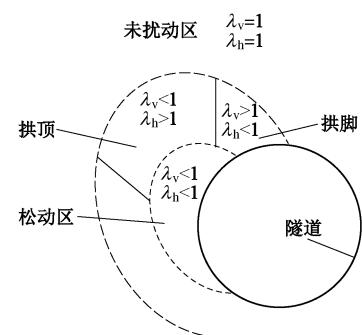


图 16 土体松动区范围示意

Fig. 16 Expanded range of loose soils

(3) 隧道环间螺栓内力的变化

前文提到, 引起某环隧道内力变化的原因除了该环周围土体应力的变化之外, 另一个原因是相邻环间螺栓应力的变化。螺栓可以提供拉力和剪力作用, 隧道第 8, 10 环破坏后产生更大的横向收敛变形时, 必然会因为环间螺栓的拉力和剪力带动其邻近环第 7,

11环的横向变形。

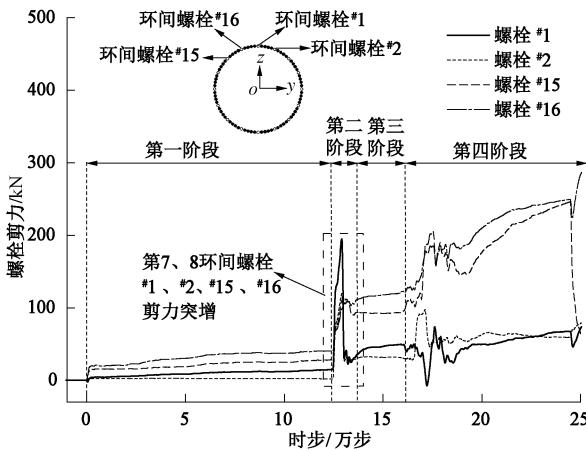


图 17 浅埋设计下第 7、8 环间螺栓剪力时程曲线

Fig. 17 Shear forces between seventh and eighth rings

从图 12 可以看出,当第 8 环隧道顶部接头发生破坏时,第 7 环的最大弯矩突增,随后发生了第 7 环的破坏。导致这种现象的原因是第 7 环和第 8 环环间螺栓的剪力增大所致,如图 17 所示。由于第 8 环顶部接头的破坏,第 8 环管片顶部下移,第 8 环和第 7 环间的螺栓(螺栓#1、#2、#15、#16)剪力突增(其中螺栓#1 的剪力由原来的 14.8 kN 增大到 212.8 kN)。第 8 环的变形带动了第 7 环管片顶部下移,隧道横向收敛变形以及内力增加,继而导致第 7 环管片顶部接头的破坏。第 10 环破坏引起第 11 环内力增大继而破坏的机理类似。

3.3 模拟结果的验证

以上海地铁四号线^[2]的破坏情况与本文数值分析进行对比,验证数值分析的有效性。

上海地铁四号线发生事故的隧道段处于砂质粉土、粉细砂层中。联络通道处局部没有成功冻结,开挖过程中承压水冲破土层,而发生流砂。以流砂发生处为中心的地面开始出现裂缝、沉降,并逐步形成沉陷漏斗。期间,管片损坏程度加剧,并伴有管片连接螺栓绷断的响声,管片最终的破损状态如图 2(d) 所示。

数值模拟中,土体参数采用砂土的参数指标。由于隧道局部破坏而发生土体流动后,管片接头及管片自身发生破坏,破坏进程如图 13 所示。期间,管片连接螺栓内力发展规律如图 17 所示,螺栓内力急剧增大并发生拉屈断裂。以隧道局部破坏处为中心的地面发生沉降,并形成沉降漏斗,如图 18 所示。数值模拟能够很好地再现隧道发生连续破坏的过程。

由于隧道的连续破坏属于大变形灾难性的事故,没有现场实测数据。因此,只能将数值分析与隧道的破坏现象进行对比分析。在后续的研究中,将通过模

型试验研究隧道因局部破坏引发的连续破坏过程,并进而验证数值模拟的正确性。

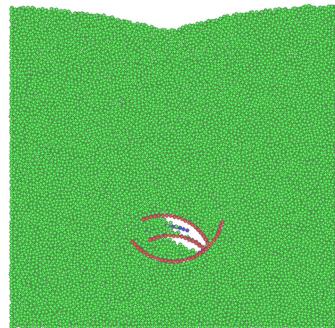


图 18 连续破坏形成的地面沉降漏斗

Fig. 18 Subsidence funnel formed in ground

4 隧道连续破坏的防治措施

根据隧道局部破坏引发隧道连续破坏的机理可以看出,隧道腰部局部破坏导致了腰部土体松动甚至流动,隧道侧向失去抗力作用,横向收敛变形急剧增大,顶部接头处弯矩急剧上升,进而引起隧道发生顶部接头破坏。隧道破坏环变形过大,通过环间螺栓的作用带动邻近环变形,导致了隧道破坏沿纵向的传递。

引起隧道沿纵向连续破坏的传力途径有两条:通过土体的传递途径和通过隧道结构自身的传递途径。为防止隧道发生连续破坏,可采取截断隧道破坏沿纵向传递途径的措施,既加强隧道结构本身的防连续破坏性能,又加固隧道外土体,从根本上杜绝隧道连续破坏的发生。

4.1 提高隧道结构本身防连续破坏性能的措施

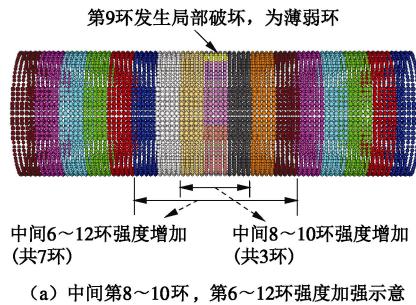
提高隧道结构本身防连续破坏性能的措施就是要提高隧道的安全冗余度,加强隧道的强度以及刚度,在局部破坏情况下抑制及截断隧道破坏通过环间螺栓的传力途径沿纵向的传递。对于隧道结构本身,可采取加强薄弱环处管片强度、施加横向钢骨架以及在隧道数环之间增加纵向型钢等措施,以增加隧道强度、刚度,实现共同受力。下文通过采取管片强度加强、增加横向钢骨架等措施研究其加固效果。

(1) 管片强度加强

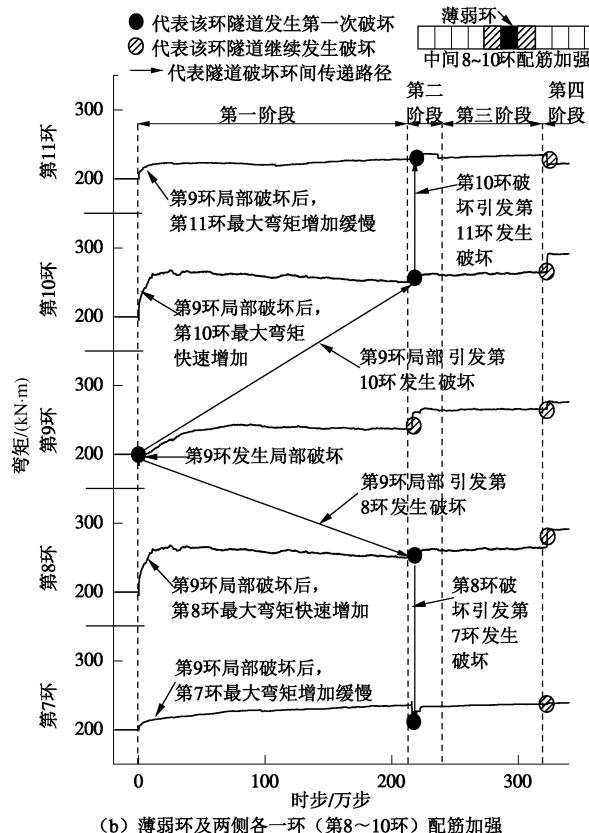
隧道管片的配筋型式根据隧道的埋深有浅埋、中埋、深埋 3 种配筋设计。前面计算中采用的是浅埋和中埋的配筋型式,为了研究配筋加强的影响,如图 19(a) 所示,分别对薄弱环(第 9 环)及其两侧各一环(即第 8、10 环)、薄弱环及其两侧各三环(即第 6~8 环和 10~12 环)管片采用深埋设计配筋的型式,其他环仍采用浅埋设计配筋型式。

监测配筋加强后各环隧道的最大弯矩,如图 19 所示。从图 19(b) 可以看出,隧道薄弱环(第 9 环)

及其两侧各一环配筋加强之后, 隧道仍发生了破坏, 说明这种短距离的加强作用未能达到有效控制隧道灾害发生的作用。采用扩大配筋加强区范围的措施来检测加强的作用, 如图 19 (c) 所示。隧道薄弱环及其两侧各三环配筋加强之后, 计算运行 340 万步后隧道未发生破坏, 且薄弱环的最大弯矩有减小的趋势, 而未采取加强措施时, 计算显式运行 12 万步后隧道发生了破坏, 隧道薄弱环及其两侧各一环配筋加强之后, 计算运行 210 万步后隧道也发生了破坏, 说明增加加强区的长度, 可以在一定程度上减缓或者消除隧道薄弱区段的连续破坏。薄弱区段采用高等级的配筋设计, 可以减缓隧道破坏的发生, 但是要想消除隧道破坏的隐患, 必须使加强区达到一定的长度。隧道强度增加, 可以承受更大的变形而不至于破坏, 提高了隧道的安全冗余度, 为了获得最优的加固长度, 有待进一步的研究。



(a) 中间第8~10环, 第6~12环强度加强示意



(b) 薄弱环及两侧各一环 (第8~10环) 配筋加强

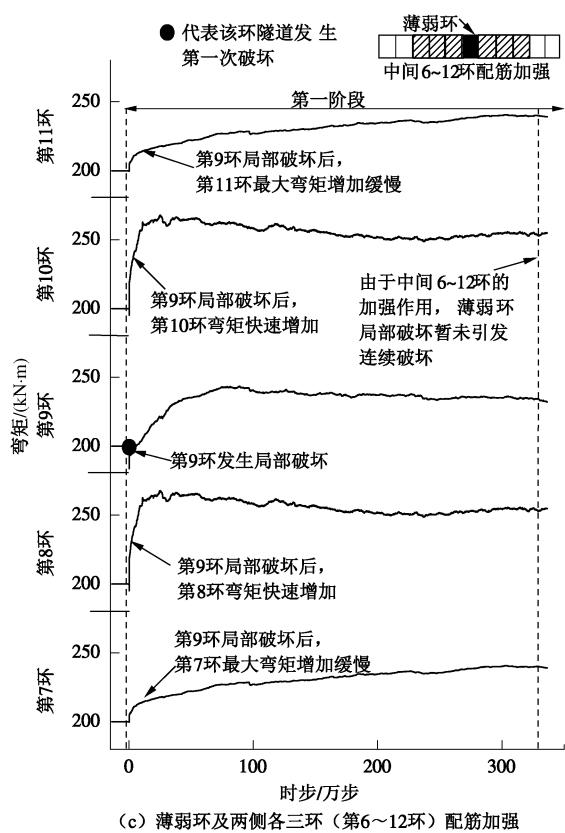


图 19 薄弱环及两侧各 1 环、3 环配筋加强时各环隧道最大弯矩发展时程图

Fig. 19 Maximum bending moments of various rings

(2) 增加横向钢骨架

在浅埋设计配筋情况下, 第 9 环发生局部破坏, 在薄弱环两侧各一环 (第 8, 10 环) 增加横向钢骨架, 如图 20 (a) 所示。从图 20 (b) 中各环最大弯矩时程图可以看出, 局部破坏发生后, 由于第 8, 10 环钢骨架控制变形的作用, 第 8, 10 环隧道弯矩基本未增加, 邻近其他环的弯矩缓慢增加, 土体流动发生 230 万步后隧道未破坏。从图 21 中各环新增竖向收敛值时程图可以看出, 采用加强措施后, 第 8, 10 环增加横向钢骨架后基本未发生变形, 而越远离加强环的隧道横向新增收敛值越大, 说明加强环对更远处的管片环的约束作用越来越小。未采取增加横向钢骨架措施时, 隧道局部的破坏引起邻近环横向变形迅速增加, 并很快引起隧道的连续破坏。薄弱环处采用增加横向钢骨架的措施能够有效抑制薄弱环段的变形, 但由于横向钢骨架能够控制的区段长度有限, 必须间隔一定间距设置新的加强环, 才能抑制局部破坏沿隧道的传递, 彻底消除局部破坏带来的灾害。

隧道联络通道位置是隧道的薄弱区段, 可以采取提高管片强度和增加横向钢骨架等措施予以加强。其核心问题是截断隧道局部破坏沿隧道的传力途径。隧

道变形增加进而引起内力增加, 增加横向钢骨架可以有效抑制管片的变形, 管片配筋加强使隧道能够抵抗更大的变形。为防止加强区段之外的隧道发生破坏, 可以采取隔段加强的措施, 保证隧道的安全。提高管片强度的措施是从管片结构本身着手, 通过对地质不良地段及管片结构后期可能会发生破损的薄弱区段的调研, 在设计时对这些区段采用更高强度配筋等级的管片。而增加横向钢骨架主要是用在隧道发生了局部破损或破坏的部位以及施工中的危险区段, 对这些区段采取临时性的应急支护措施。

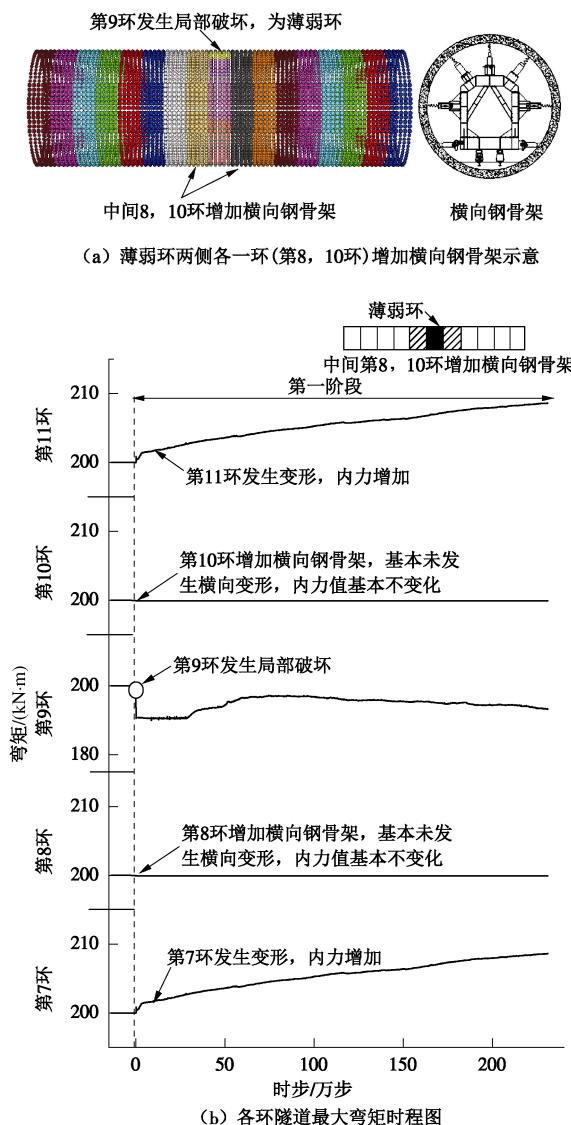


图 20 薄弱环两侧各一环(第8, 10环)增加横向钢骨架

Fig. 20 Role of lateral steel skeleton

4.2 隧道外土体加固措施

隧道在外界土压力作用下发生“横鸭蛋”的收敛变形。隧道发生局部破坏后引起隧道外侧的土体发生流动, 隧道周围有土拱形成。松动区的卸载作用和拱脚区的加载作用, 构成了隧道纵向连续破坏沿土体的传力途径。在隧道发生局部破坏后, 应将破坏限制在

最小可能的范围内, 截断隧道外土体传力途径, 可采取如下措施。

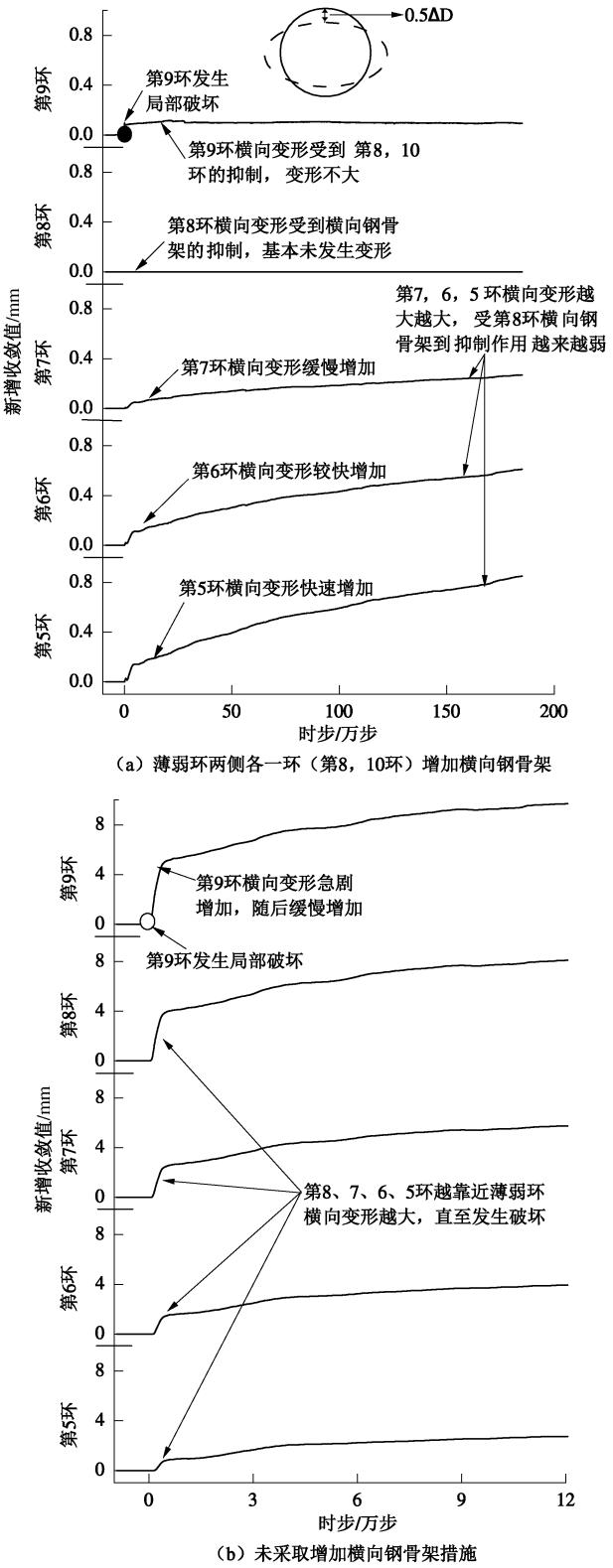


图 21 浅埋设计下各环隧道新增竖向收敛值

Fig. 21 New vertical convergence values of various rings

在隧道外部对薄弱环处的土体充分冻结加固或者注浆加固, 确保冻结加固区土体强度满足要求。此外, 为防止局部破坏引发大范围的土体流动, 可以在

薄弱区段周围打设隔离墙, 将其限制在一个小的范围之内, 如图 22 (a) 所示。

在隧道顶部尽量减小覆土压力, 如进行顶部覆土卸载或者将顶部土体置换为轻质材料以减小隧道上覆荷载, 如图 22 (b) 所示。例如, 上海地铁一号线上行线宁海西路隧道加固措施采用卸土施工, EPS 板材回填, 并取得成功。

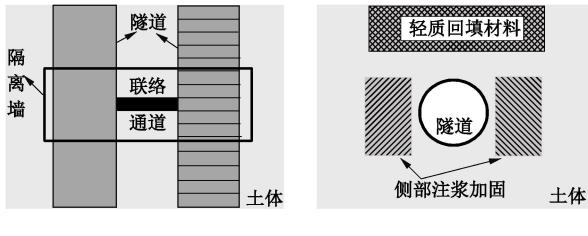


图 22 隧道外土体防治措施

Fig. 22 Prevention and control measures of soils

5 结 论

本文研究了隧道因局部破坏引发连续破坏的传递机理。提出了管片接头极限承载能力 $M - N$ 包络曲线的理论解, 作为管片接头的破坏准则。利用离散元软件 PFC 模拟了隧道连续破坏过程, 并提出了隧道连续破坏的防治措施, 得到了如下结论:

(1) 在实际工程中进行管片设计时, 设计人员一般是根据算得的内力对管片进行配筋, 而接头的承载力没有相应的验算方法。因此, 建立接头承载力的 $M - N$ 包络图对于隧道衬砌设计以及研究工作提供了极大的方便。

(2) 将离散元软件引入到隧道连续破坏机理的研究中, 探索了隧道管片的离散元模拟方法, 验证了离散元 PFC^{3D} 在隧道大变形问题模拟中的适用性及可行性, 为类似隧道破坏的模拟提供了参考。

(3) 隧道腰部局部破坏后, 土体发生向隧道内的流动现象, 引起隧道侧向土体松动; 松动区外围形成土拱, 拱脚落在隧道顶部区域。这都会引起隧道内力的急剧增加, 继而发生薄弱环处隧道的破坏。隧道破坏时伴随着隧道横向大变形的发生, 环间螺栓的作用使相邻未破坏环变形骤增, 内力增加, 继而引发了隧道破坏的纵向传递。

(4) 隧道连续破坏现象可以分为 4 个阶段。第一阶段: 薄弱区段隧道最大弯矩持续增加; 第二阶段: 薄弱区段隧道顶部接头发生连续破坏; 第三阶段: 隧道各环横向变形继续增加; 第四阶段: 薄弱区段隧道腰部之上其他接头发生连续破坏, 连续破坏向两端传递, 隧道发生大坍塌。

(5) 隧道沿纵向的传力途径有两条, 沿隧道结构自身的传力途径和隧道外土体的传力途径。为防止隧道发生连续破坏, 可采取隧道自身加固以及隧道外土体加固的措施。其总体思路是控制隧道变形, 提高隧道安全冗余度, 首先避免局部破坏的发生, 并采取防止连续破坏的措施, 尽可能将破坏区限制在最小的范围之内。

参 考 文 献:

- [1] DUSENBERRY D O, JUNEJA G. Review of existing guidelines and provisions related to progressive collapse[R]. Washington: National Institute of Building Sciences, 2002.
- [2] 方江华, 张志红, 张景钰. 人工冻结法在上海轨道交通四号线修复工程中的应用[J]. 土木工程学报, 2009, 42(8): 124 - 128. (FANG Jiang-hua, ZHANG Zhi-hong, ZHANG Jing-yu. Application of artificial freezing to recovering a collapsed tunnel in Shanghai metro No.4 line[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(8): 124 - 128. (in Chinese))
- [3] 杨磊. 某市地铁区间隧道事故修复施工技术[C]// 地下交通工程与工程安全——第五届中国国际隧道工程研讨会文集. 上海, 2011: 48 - 52. (YANG Lei. The repair construction technology for a tunnel accident in a city[C]// Underground Transportation Projects and Work Safety: Proceedings of China's 5th International Symposium on Tunneling. Shanghai, 2011: 48 - 52. (in Chinese))
- [4] 白云. 国内外重大地下工程事故与修复技术[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012. (BAI Yun. Major accidents in underground engineering and repair technology at home and abroad[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2012. (in Chinese))
- [5] 陆明, 秦灏, 朱祖熹. 上海轨道交通 9 号线盾构区间隧道抢险修复工程介绍[J]. 中国建筑防水, 2007, 27(4): 27 - 30. (LU Ming, QIN Hao, ZHU Zu-xi. Introduction of shield tunnel emergency repair of Shanghai rail rapid transit No.9 line[J]. China Building Waterproofing, 2007, 27(4): 27 - 30. (in Chinese))
- [6] 张矿成, 李继民. 杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 338 - 342. (ZHANG Kuang-cheng, LI Ji-min. Accident analysis for ‘08.11.15’ foundation pit collapse of Xianghu Station of Hangzhou metro[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 338 - 342. (in Chinese))
- [7] 肖晓春, 袁金荣, 朱雁飞. 新加坡地铁环线 C824 标段失事原因分析(一)——工程总体情况及事故发生过程[J]. 现代隧道技术, 2009, 46(5): 66 - 72. (XIAO Xiao-chun, YUAN

- Jin-rong, ZHU Yan-fei. Causation analysis of the collapse on Singapore MRT circle line lot C824 (Part I)——Project background and process of collapse[J]. Modern Tunneling Technology, 2009, **46**(5): 66 – 72. (in Chinese))
- [8] 郑 刚, 程雪松, 张 雁. 基坑环梁支撑结构的连续破坏模拟及冗余度研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(1): 105 – 117. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, ZHANG Yan. Simulation of progressive collapse and redundancy of ring-beam supporting structures of excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(1): 105 – 117. (in Chinese))
- [9] 郑 刚, 程雪松, 刁 钰. 基坑垮塌的离散元模拟及冗余度分析[J]. 岩土力学, 2014, **35**(2): 573 – 583. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, DIAO Yu. DEM simulation and redundancy analysis of excavation collapse[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(2): 573 – 583. (in Chinese))
- [10] ZHENG G, CHENG X S, DIAO Y, et al. Concept and design methodology of redundancy in braced excavation and case histories[J]. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 2011, **42**(3): 13 – 21.
- [11] KIM S H, TONON F. Face stability and required support pressure for TBM driven tunnels with ideal face membrane—Drained case[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2010, **25**: 526 – 542.
- [12] 张成平, 张顶立, 王梦恕, 等. 城市隧道施工诱发的地面上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**(S1): 303 – 309. (in Chinese))
- [13] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. (GB 50010—2010 Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010. (in Chinese))
- [14] 黄钟晖. 盾构法隧道管片衬砌纵缝接头受力模型的研究[J]. 地下空间, 2003, **23**(3): 296 – 305. (HUANG Zhong-hui. Study on loading model of joints at longitudinal seam of lining segments in shield tunnel[J]. Underground Space, 2003, **23**(3): 296 – 305. (in Chinese))
- [15] 张建刚, 何 川. 管片接头力学解析法: 改进条带算法[J]. 铁道学报, 2013, **35**(3): 102 – 107. (ZHANG Jian-gang, HE Chuan. Mechanical calculation method of segmental joints: improved strip method[J]. Journal of the China Railway Society, 2013, **35**(3): 102 – 107. (in Chinese))
- [16] 董新平, 解枫赞. 一类盾构管片接头破坏历程的解析解[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1870 – 1875. (DONG Xin-ping, XIE Feng-zan. Analytical solution of segment joint model for segmented tunnel lining[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1870 – 1875. (in Chinese))
- [17] 张厚美, 傅德明, 过 迟. 盾构隧道管片接头荷载试验[J]. 现代隧道技术, 2002, **39**(6): 28 – 33. (ZHANG Hou-mei, FU De-ming, GUO Chi. Study on load test of segment joint in shield driven tunnel[J]. Modern Tunneling Techonlogy, 2002, **39**(6): 28 – 33. (in Chinese))
- [18] DING Wen-qi, PENG Yi-cheng, et al. Full-scale testing and modeling of the mechanical behavior of shield TBM tunnel joints[J]. Structural Engineering and Mechanics, 2013, **45**(3): 337 – 354.
- [19] 周海鹰. 盾构隧道衬砌管片结构的力学性能试验及理论研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2011. (ZHOU Hai-ying. Theoretical study and test on mechanic behavior of lining segment in shield tunnel[D]. Dalian: Dalian University of Technolgy, 2011. (in Chinese))
- [20] POTTS D M. Behaviour of lined and unlined tunnels in sand[D]. Cambridge: University of Cambridge, 1976.
- [21] MAIR R J, TAYLOR R N. Bored tunneling in the urban environment[C]// Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, 1997: 2353 – 2385.
- [22] VERMEER P A, BEUTH L, BENZ T. A quasi-static method for large deformation problems in geomechanics[C]// The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG). Goa, 2008.
- [23] CALLARI C. The application of a strong-discontinuity FEM to the analysis of strain localization induced by underground openings[C]// Proceedings of the Eighth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics. NUMOG VIII, Balkema, Rotterdam, 2002: 163 – 170.
- [24] KAMATA H, MASHIMO H. Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2003, **18**: 205 – 212.
- [25] ZHANG Z X, HU X Y, SCOTT K D. A discrete numerical approach for modeling face stability in slurry shield tunneling in soft soils[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**: 94 – 104.

- [26] CHEN R P, TANG L J, LING D S, et al. Face stability analysis of shallow shield tunnels in dry sandy ground using the discrete element method[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**: 187 - 195.
- [27] 黄宏伟, 徐陵, 严佳梁, 等. 盾构隧道横向刚度有效率研究[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(1): 11 - 18. (HUANG Hong-wei, XU ling, YAN Jia-liang, et al. Study on transverse effective rigidity ratio of shield tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(1): 11 - 18. (in Chinese))
- [28] 叶飞, 何川, 朱合华, 等. 考虑横向性能的盾构隧道纵向等效刚度分析[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(12): 1870 - 1876. (YE Fei, HE Chuan, ZHU He-hua, et al. Longitudinal equivalent rigidity analysis of shield tunnel considering transverse characteristics[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(12): 1870 - 1876. (in Chinese))
- [29] 朱伟, 黄正荣, 梁精华. 盾构衬砌管片的壳-弹簧设计模型研究[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(8): 940 - 947. (ZHU Wei, HUANG Zheng-rong, LIANG Jing-hua. Studies on shell-spring design model for segment of shield tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(8): 940 - 947. (in Chinese))
- [30] ANAGNOSTOU G, KOVARI K. The face stability of slurry-shield-driven tunnels[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1991, **9**(2): 165 - 174.
- [31] BROER W. Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous soft soils[J]. Tunnels and Metropolises, 1998, **23**: 215 - 218.

第 12 届全国土力学及岩土工程学术大会

2015 年 7 月 17~20 日在上海隆重举行

中国土木工程学会第 12 届全国土力学及岩土工程学术大会于 2015 年 7 月 17~20 日在上海隆重举行。大会由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会主办, 由上海交通大学、华东建筑设计研究院有限公司、同济大学和同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司等 6 个单位承办。本届大会与会代表达到 2066 人, 投稿论文 720 篇, 收录论文 467 篇, 300 多人在会上演讲交流。参会代表人数、投稿论文数、收录论文数和演讲交流人数均创历史新高记录。大会以“岩土工程安全与创新”为主题。黄茂松、沈小克、刘汉龙、滕延京、郑刚、张丙印、刘松玉、蔡袁强等 8 位教授牵头精心准备的 8 个大会主题报告高水平地综述和展示了土力学及岩土工程的最新研究成果。王建华、谢永利、叶阳生、汪稳、王卫东和杨光华等 6 位教授分别针对土体与结构动力相互作用、黄土隧道、高速铁路、南海岛礁、深大基坑、港珠澳大桥海底隧道等重要工程建设领域的难

点和热点科技问题分别做了 6 个大会特邀报告。大会还组织了由龚晓南院士牵头的岩土工程院士专家高峰论坛、岩土创新前沿国际论坛、茅以升土力学及岩土工程论坛、岩土工程创新技术与工艺装备论坛、岩土工程青年论坛等 5 个系列专题论坛。本届大会不仅规模大、而且质量之高、内容之丰富、形式之多样, 都是前所未有的, 展现了我国岩土工程创新与实践已经发展到前所未有的深度、广度和高度, 展示了我国岩土工程科技已经从改革开放初的“学步”、到当今基本达到与国际“同步”, 特别是在相当多的方面开始走向“领步”。本届大会将象 1985 年的老河口会议、2011 年的兰州会议一样, 成为我国土力学及岩土工程学科发展历史进程中一个极其重要的里程碑。谨此向以王建华和王卫东为主席、陈锦剑为秘书长的大会组委会以及会务工作人员表示崇高的敬意和衷心的感谢。

(中国土木工程学会土力学及岩土工程分会 供稿)