

DOI: 10.11779/CJGE20221269

黏土岩中水泥锚固体滑脱的有限-离散元模型初探

程树范¹, 曾亚武¹, 高睿^{*1,2}, 张嘉凡³, 覃祥瑞⁴

(1. 武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072; 2. 三明学院建筑工程学院, 福建 三明 3650043; 3. 西安科技大学力学系, 陕西 西安 710054; 4. 西安科技大学建筑与土木工程学院, 陕西 西安 710054)

摘要: 锚固体与围岩有效黏结是保证锚杆(索)系统正常工作的重要前提, 为研究黏土岩内水泥锚固体在拉拔荷载作用下的滑移脱黏机理, 开展黏土岩三轴试验、黏土岩-水泥砂浆界面直剪试验和水泥锚固体拉拔的物理模型试验, 基于有限-离散元方法(FDEM), 建立黏土岩-水泥砂浆的二元体模型, 对水泥锚固体拉拔过程进行模拟。研究表明: 黏土岩黏聚力小于黏土岩-水泥砂浆界面的切向黏结强度, 低法向压力时二元体的剪切破坏多为黏土岩的剪切破坏, 但黏土岩内摩擦角较大, 高法向压力下界面抗剪强度低于黏土岩, 二元体剪切破坏逐渐转变为界面脱黏; 考虑剪切失效的双线性黏聚力模型在模拟软岩破坏时是适用的, 而二元体黏结界面更适合通过黏结-摩擦模型模拟; 水泥锚固体拉拔失效过程可分为黏结变形阶段, 界面脱黏阶段, 剪胀咬合阶段和滑移阶段4个阶段, 界面脱黏后, 锚固体附近黏土岩的剪切破坏也是导致锚固失效的重要因素, 剪胀咬合阶段的咬合力决定了锚固体的峰值抗拔能力。研究结果对于软岩地区锚固结构设计有一定的指导作用。

关键词: 二元体界面; 黏聚力单元; 剪胀作用; 锚杆(索)锚固体; 有限-离散元方法

中图分类号: TU452 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2023)12-2594-10

作者简介: 程树范(1992—), 男, 博士研究生, 主要从事软岩隧道大变形方面的研究。E-mail: chengshufan@whu.edu.cn。

Finite-discrete element model for slip debonding of cement anchors in clay rock

CHENG Shufan¹, ZENG Yawu¹, GAO Rui^{1,2}, ZHANG Jiafan³, QIN Xiangrui⁴

(1. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 2. School of Architectural and Civil Engineering, Sanming

University, Sanming 365004, China; 3. Department of Mechanics, Xi'an University of Science and Technology, Xi'an 710054, China;

4. School of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Science and Technology, Xi'an 710054, China)

Abstract: The bond between an anchor and the surrounding rock is the key factor to ensure the effectiveness of the anchorage system. To study the pull-resistance capacity of cement anchor in clay rock and the debonding mechanism of the interface under pull loads, the triaxial tests on clay rock, the direct shear tests on clay rock-cement mortar (C-C) interface, and the physical model for cement anchor pull-resistance tests are carried out. Based on the finite discrete element method (FDEM), the model for C-C binary is established, and the drawing process of cement anchor is numerically simulated. The researches show that the cohesion of clay rock is less than the tangential bond strength of the C-C interface. The internal tangent of friction angle of clay rock is larger than the friction coefficient of the C-C interface. Therefore, the shear failure of the binary gradually changes from the shear failure of clay rock to the shear debonding of the interface with the increase of the normal pressure. The bilinear cohesive model is available to simulate the failure of clay rock. The bonding interface of the binary is more suitable to be simulated by the bonding-friction model rather than the bilinear cohesive model. The failure process of cement anchor can be divided into four stages: bonding deformation stage, interface debonding stage, shear dilatancy & bite stage, and slip stage. In addition to the interface debonding, the shear failure of clay rock near the anchor is also an important factor leading to anchor failure. The bite force at the shear dilatancy stage determines the peak pull-resistance capacity of the anchor. The research results may play a guiding role in the design of anchorage structures in soft rock areas.

Key words: binary interface; cohesive element; shear dilatancy; bolt (cable) anchor solid; finite-discrete element method

0 引言

岩土锚固技术因其适应性强, 工程造价低的特点, 被广泛用于岩体加固和支护, 其中锚杆(索)锚固体-

基金项目: 国家自然科学基金项目(51178358, 42107175)

收稿日期: 2022-10-17

*通信作者(E-mail: gaorui@whu.edu.cn)

岩体界面有效黏结是锚杆(索)正常工作的基础^[1]。大量的工程实践表明, 岩土体与锚固体的界面脱黏是导致锚固系统失效的重要诱因, 对锚固系统的研究应该重点放在这一界面的力学性质上^[2-3]。

岩土体-工程体的界面力学性质受到两侧材料性能差异, 黏结界面粗糙度等众多因素影响, 相关的试验研究已经广泛开展, Ozturk 等^[4]基于界面张拉试验结果, 认为岩石矿物颗粒越大, 则混凝土与岩体的法向黏结越强, 界面粗糙度对法向黏结强度影响较小。Krounis 等^[5]基于岩石-混凝土界面剪切试验, 认为粗糙度对界面剪切强度的影响较为明显; Malngren 等^[6]则指出, 在粗糙界面条件下, 岩石矿物组成对界面抗剪强度影响较大。Shen 等^[7]认为岩石材料的亲疏水特性对于岩石-混凝土二元体黏结强度也有较大影响。Dong 等^[8-9]从断裂力学的角度分析了岩石-混凝土界面的破坏模式, 提出了一种剪切软化模型。岩土体与锚固体的界面是一种典型的岩土体-工程体界面, Kilic 等^[10]认为在水泥材料中增加膨胀剂可以提高水泥锚固体与岩土体间的挤压作用, 从而增加黏结强度。关于水泥锚固体与岩土体的黏结, 尤春安等^[11-12], 陈昌富等^[13-14]开展了较为系统的试验研究, 建立了相应的脱黏模型和松弛模型。综上所述, 现有研究一般认为锚固体-岩体界面是薄弱面, 而没有充分考虑其他形式破坏的可能性, 尤其是对于软弱岩体, 锚固体拉拔过程中岩体可能优先于黏结界面破坏。

除常规的界面剪切和锚固体拉拔试验外, 数值模拟也被广泛用于二元体界面力学性能的研究, 传统的有限元方法可以较好地模拟岩体和锚固体的变形, 但在模拟岩体破碎、界面脱黏等非连续过程时适用性不佳。为模拟混凝土-岩体的界面脱黏, Tian 等^[15]提出了一种基于平界面黏结的接触模型, Dong 等^[16]则给出了界面断裂区模型。Tatone 等^[17-18]采用了无厚度线性单元对锚杆加固进行了研究, 刘泉声等^[19]则进行了软弱围岩锚喷-注浆加固的模拟, 文献[15~19]的模拟均取得了较好的效果。可见基于界面单元的数值方法, 如耦合有限-离散元^[20](FDEM)在一定程度上解决了非连续变形问题的模拟, 且该方法已被用于岩石破坏过程的模拟^[21-24], 计算效率高于离散元模型, 理论上也适用于锚固体脱黏过程的模拟。

本文首先开展了黏土岩的三轴剪切试验(固结不排水)和黏土岩-砂浆的界面剪切试验, 基于试验结果建立了二元体的耦合有限-离散元模型, 讨论了界面模型的选择, 并标定了相关模型参数; 然后通过对界面形态的优化, 使得界面咬合和剪胀作用得以体现, 模拟了黏土岩中水泥锚固体的拉拔试验, 分析了锚固体

滑移脱黏过程。最后对本文模拟方法的可靠性, 网格依赖性和适用性条件进行了补充讨论。

1 试验设计

1.1 黏土岩三轴剪切试验

首先通过室内试验对黏土岩的物理力学参数进行测定。试验样品采自甘肃天水罗峪沟附近某在建穿山隧道, 为新近系红层泥岩, 中等风化, 含少量赤铁矿, 泥质结构半成岩, 天然状态下为红棕色弱可塑性块体, 室内试验测得其基础物理参数如表 1 所示。

表 1 黏土岩基础物理参数

Table 1 Physical parameters of clay rock

干密度/ (g·cm ⁻³)	塑限/%	液限/%	缩限/%	天然含水率/%	灵敏度	莫氏硬度
1.72	22.4	31.6	10.8	14.2	1.07	2

将天然试样粉碎烘干后, 按天然含水率重新压实, 制成 39.1 mm×80 mm 的试样, 测得重塑后的黏土岩密度为 1.94~1.97 g/cm³, 与原状样品一致。重塑黏土岩试样制备完成后(不饱水)直接进行三轴剪切试验。

三轴试验采用固结不排水(CU)方式进行加载, 试验分为 5 组, 围压分别为 50, 100, 200, 300, 400 kPa, 对应的偏应力-位移曲线如图 1 所示。

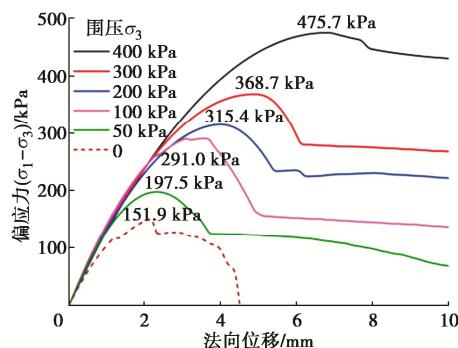


图 1 黏土岩三轴固结不排水剪切试验

Fig. 1 Triaxial shear (CU) tests on clay rock

由图 1 所示的三轴试验结果计算得固结不排水条件下黏土岩的内摩擦角为 36.8°, 黏聚力为 170.4 kPa。

1.2 黏土岩-砂浆二元体界面剪切试验

黏土岩与锚固体的界面力学性能采用直接剪切试验获得。考虑到黏土岩易于模具黏连, 大尺寸方形试样难以制备, 本文待测试样的制备过程如图 2(a) 所示, 首先利用直径 61.8 mm, 高 20 mm 的环刀制作黏土岩试样, 然后利用顶样器(垫块)将试样顶出 10 mm, 并用钢丝锯将顶出部分切除, 最后在环刀内浇注 10 mm 水泥砂浆, 待养护完成后顶出即可。制备试样所用砂浆配比为水:水泥:砂 = 0.5 : 1 : 1.2, 其中水泥为标号 42.5 的普通硅酸盐水泥, 砂为洗净的级配粗砂。界面剪切试验装置为应变式电动直剪仪, 剪切速度为

1 mm/min, 试验也分为 5 组, 法向压力分别为 50, 100, 200, 300, 400 kPa, 得到得黏土岩-水泥砂浆二元体典型的破坏形态如图 2 (b) 所示, 剪应力-剪切位移曲线如图 2 (c) 所示。

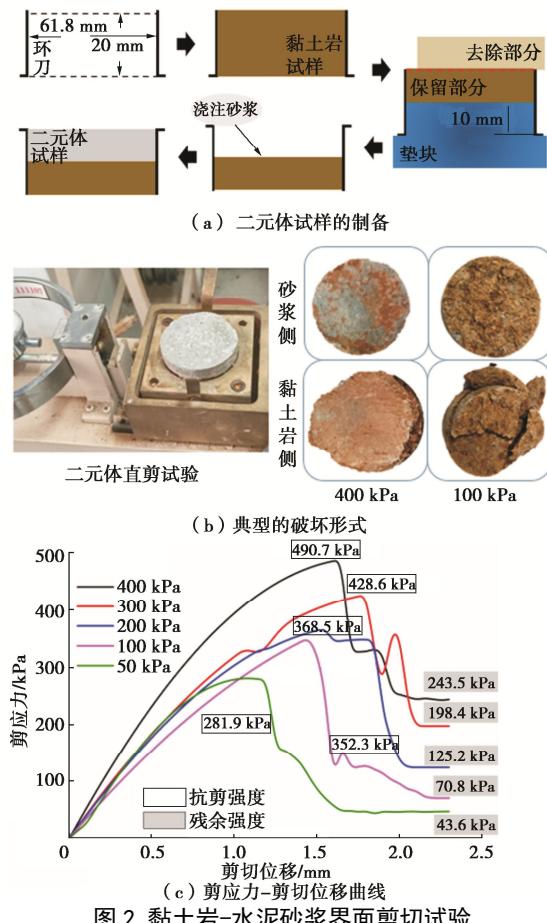


Fig. 2 Direct shear tests on clay rock-cement mortar (C-C) interface

由图 2 (c) 中的剪应力-剪切位移曲线可知, 二元体界面的破坏有明显的脆性特征, 在剪应力达到峰值后出现了快速跌落, 随后趋于稳定, 抗剪强度和残余强度均与法向压力正相关。再结合图 2 (b) 中的破坏形态可知, 在不同法向压力条件下黏土岩-水泥砂浆的界面破坏模式有本质性的区别, 当法向压力为 50, 100 kPa 时, 破坏面位于黏土岩区域, 在砂浆侧可以观察到大量的黏土岩黏连; 而当法向压力大于或等于 200 kPa 时, 破坏面均为二元体界面。分析认为, 由于黏土岩的黏聚力小于黏土岩-砂浆二元体间的切向黏结强度, 法向压力较小时 ($\sigma_n \leq 100$ kPa) 主要为黏土岩的剪切破坏; 同时, 黏土岩的内摩擦角较大, $\tan\phi=0.75$, 内摩擦产生的抗剪强度大于二元体界面摩擦效应, 因此随着法向压力的增加, 二元体的剪切破坏由黏土岩自身的剪切破坏逐渐转变为界面的剪切脱黏, 这一特点明显区别于硬岩-混凝土二元体。

2 界面模型与参数标定

2.1 二元体的 FDEM 模型

数值模拟方法作为一种辅助性的研究手段, 有助于定量描述二元体的抗剪性能, 本文基于有限-离散元方法, 建立了二元体组合结构模型, 对界面破坏过程进行具体分析。

如图 3 所示, 有限-离散元方法 (FDEM) 的基本思想是采用独立节点和接触模型替代有限元的共节点模型, 通过接触单元或接触关系的失效来模拟裂纹的萌生和扩展, 从而实现材料由连续介质模型向非连续介质模型的过渡。

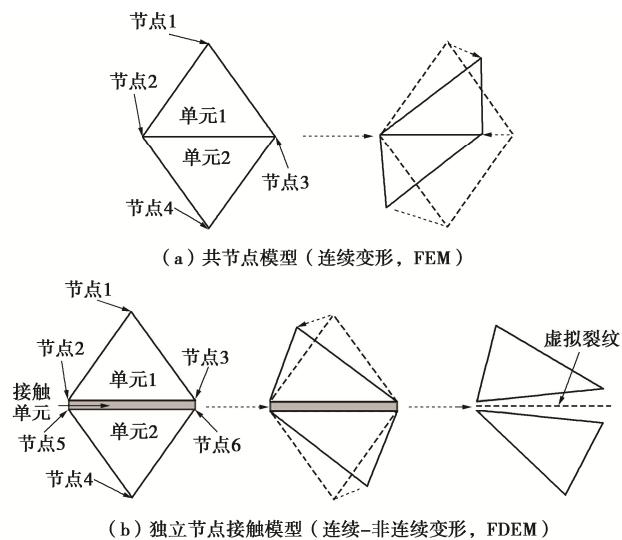


Fig. 3 Basic theory and deformation modes of FDEM

当接触单元未失效前, FDEM 采用有限元方法 (FEM) 计算模型的连续变形和节点力; 当接触单元达到失效条件后, 虚拟裂纹被激活, FDEM 将使用离散元方法 (DEM) 计算两侧单元的相互作用 (节点的非连续位移和节点力)。

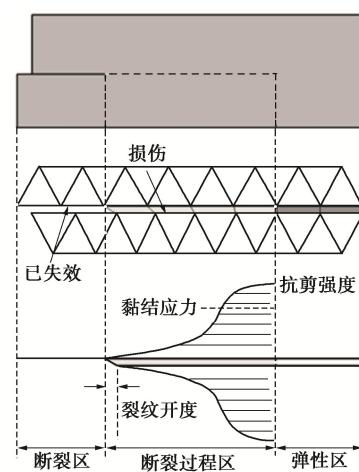


Fig. 4 Shear fracture process zone (FPZ)

对于岩石和混凝土等准脆性材料, 一般认为裂纹尖端附近区域存在如图 4 所示的剪切断裂过程区 (FPZ)。在宏观裂纹出现以前, 这一区域应力应变曲线可以分为峰值变形前的应变硬化阶段和达到峰值应变后的应变软化阶段, 而非在应力峰值点出现脆性断裂。因此, 为了体现裂纹尖端附近区域力学性质的变化, 在岩石和混凝土的 FDEM 模型中, 常选择无厚度的黏聚力单元作为接触单元。

根据室内试验结果, 二元体的潜在破坏面位于黏结界面和黏土岩区域, 而水泥砂浆部分在剪切过程中未出现破坏, 同时砂浆弹性模量实测值 $24.7\sim27.5$ GPa 也远大于黏土岩, 因此可将砂浆部简化为线弹性材料甚至刚体, 采用有限元模型进行分析。对于界面和黏土岩区域, 由于其力学性能的差异较大, 应当分别进行建模, 为此本文建立的 FDEM 模型如图 5 所示, 包括两类黏聚力单元 (黏土岩黏聚力单元和界面黏聚力单元)。由于本文的研究重点关注剪切破坏, 故只考虑切向损伤和对应的剪切失效模式, 黏聚力单元自身没有厚度, 无“应变”的概念, 其本构方程为应力-位移关系 (τ - δ 曲线):

$$\tau = \begin{cases} K_s \delta & (0 \leq \delta < \delta_{ini}) \\ K_s \delta_{ini} (1 - D) & (\delta_{ini} \leq \delta < \delta_{fa}) \end{cases} \quad (1)$$

式中: τ 为黏聚力单元的切应力; K_s 为剪切刚度, 其定义为单位剪切变形产生的切应力, 量纲为 $ML^{-2}T^{-2}$; D 为损伤变量; δ 为对应的剪切位移; δ_{ini} 为损伤起始位移; δ_{fa} 为剪切失效位移。

考虑到黏土岩的塑形特征, 拟采用软化型的双线性黏聚力单元进行模拟, 其损伤变量可表示为

$$D = \frac{\delta - \delta_{ini}}{\delta_{fa} - \delta_{ini}} \quad (\delta > \delta_{ini}) \quad (2)$$

当 $\delta < \delta_{ini}$ 时, 黏聚力单元处于无损的线弹性状态, 当 $\delta_{ini} \leq \delta < \delta_{fa}$, 黏聚力单元出现损伤, 当 $\delta = \delta_{fa}$ 时, 黏结失效。

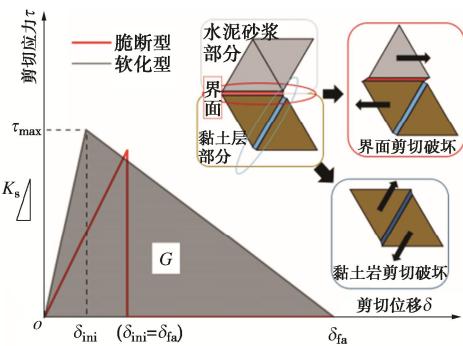


图 5 双线性黏聚力单元本构及破坏模式 (示意图)

Fig. 5 Bi-linear constitutive equation for cohesive element

由式(1)及图 5 可知, 黏聚力单元在剪切方向具有 3 个独立的参数, 从直观的角度, 选择损伤起始位

移 δ_{ini} , 失效位移 δ_{fa} 和抗剪强度 τ_{max} 为基础参数是合适的; 而从力学的角度, 选择抗剪强度 τ_{max} , 剪切刚度 K_s 和剪切断裂能 G 为基础参数更具有代表性, 其中剪切断裂 G 为图 5 中剪应力-剪切位移曲线下方面积, 具有 MT^2 量纲, 可表示为

$$G = \frac{1}{2} \delta_{fa} \tau_{max} \quad (3)$$

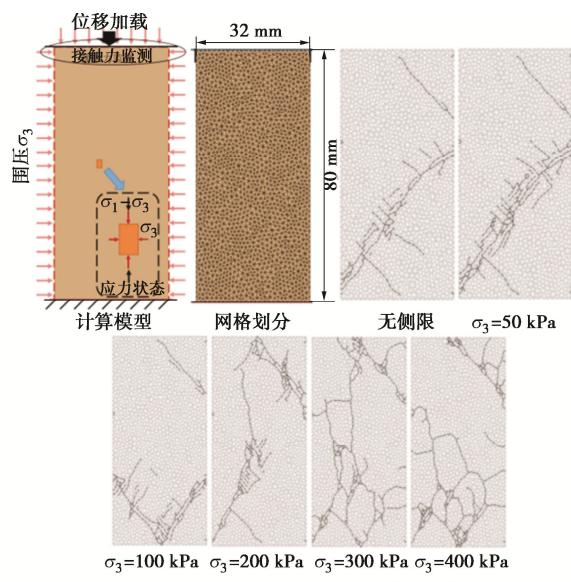
2.2 黏土岩参数的标定

黏土岩部分的实体单元为线弹性材料, 材料参数可由无侧限试验得到, 弹性模量 $E_c=12.7$ MPa, 泊松比 $\nu_c=0.3$ 。而黏聚力单元的参数则需要通过三轴剪切试验进行标定, 要求数值模拟得到的三轴剪切强度包络线与室内试验基本一致。标定的参数如表 2 所示, 所建立的数值模型及模拟的破坏形态如图 6(a)所示, 对应的三轴剪切包络线如图 6(b) 所示。

表 2 黏土岩黏聚力单元参数

Table 2 Parameters of cohesive element of clay rock

$G/(N \cdot m^{-1})$	$K_s/(Pa \cdot m^{-1})$	τ_{max}/Pa	δ_{ini}/m	δ_f/m
18.9	6.30×10^9	1.68×10^5	3.33×10^{-5}	2.25×10^{-4}



(a) 三轴剪切模型及黏土岩破坏形态 (裂纹图)

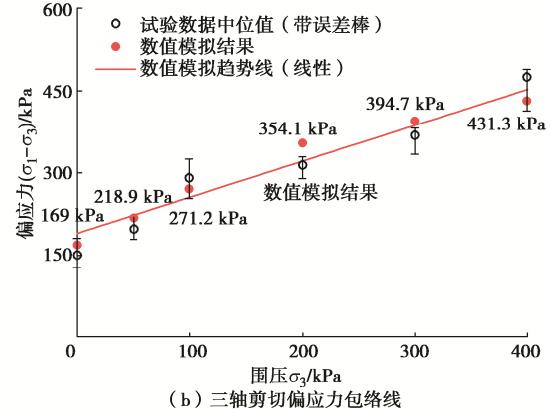


图 6 黏土岩黏聚力单元参数的标定过程

Fig. 6 Calibration process of cohesive parameters of clay rock

由图 4 可知, 表 2 中的参数所模拟得到的偏应力包络线与试验值的差异较小, 且破坏形态较为类似, 均为斜截面的剪切破坏除 100 kPa 数值模型外, 其余模型均由左下角起裂, 并向右上延伸形成剪切带。根据数值模拟结果, 笔者认为只考虑剪切失效的 FDEM 在模拟软岩、极软岩, 甚至压实硬黏土时也是适用的。

2.3 界面参数的标定

根据图 2 (c) 中的界面试验结果, 二元体界面剪切破坏无软化阶段, 即损伤起始位移与剪切失效位移相等。假定界面为唯一潜在的脆性破坏面, 仍采用式(1)中的模型, 那么界面黏聚力参数理论上与宏观力学参数存在如下的对应关系:

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A}, \quad (4)$$

$$\delta_{fa} = \delta_{ini} = \frac{d_{fa}}{n}. \quad (5)$$

式中: T_{\max} 为宏观的界面抗剪力; d_{fa} 为宏观的破坏位移; A 为界面面积, 对于二维模型, 则表示界面长度; n 为界面在剪切方向的单元数, 与模型网格尺寸相关。

本文建立的界面剪切试验数值模型如图 7 (a) 所示, 水泥砂浆和黏土岩部分尺寸均为 61.8 mm×10 mm, 其中砂浆部分采用有限元模型, 黏土岩部分采用已标定的 FDEM 模型, 界面部分为一层参数待标定的黏聚力单元。以法向压力 300, 400 kPa 时的剪应力-剪切位移曲线为依据, 得到界面黏聚力模型的参数如表 3 所示, 模拟得到法向压力为 50, 100 kPa 时的剪应力-剪切位移曲线如图 7 (b) 所示。

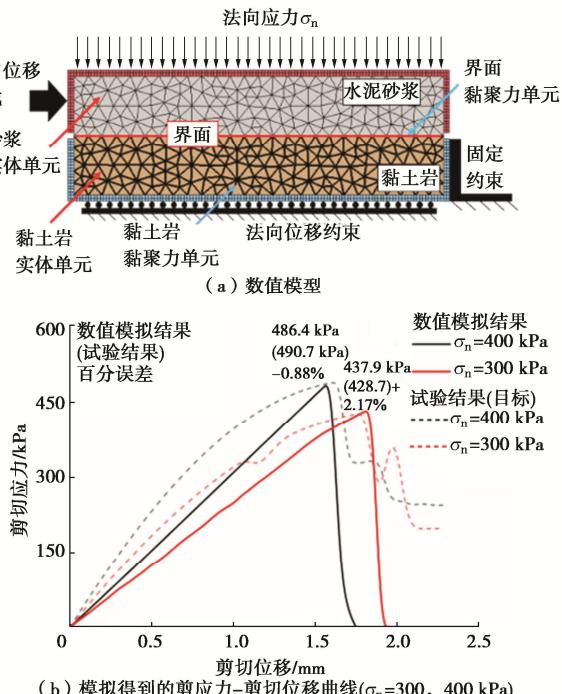


图 7 黏土岩-砂浆二元体界面剪切模型

Fig. 7 Direct shear model for C-C interface

表 3 界面黏聚力单元参数

Table 3 Parameters of cohesive elements of C-C interface

σ_n/kPa	$G/(N\cdot m^{-1})$	$K_s/(Pa\cdot m^{-1})$	τ_{\max}/Pa	$\frac{\delta_{ini}}{\delta_{fa}}/m$
400	11.51	1.04×10^{10}	4.91×10^5	4.69×10^{-5}
300	12.28	7.45×10^9	4.28×10^5	5.74×10^{-5}

由图 7 (b) 可知, 基于宏观试验得到的细观参数能够描述界面的破坏过程, 且数值模拟得到的抗剪强度与试验值之差小于 5%。但这一方法也存在一个明显的不足, 即需要通过重复标定参数来考虑法向压力对界面抗剪强度的影响, 且无法考虑界面脱黏后的残余变形阶段, 模拟得到的脆性断裂与试验结果不一致, 因此在理论上并不完善, 也不适用于复杂应力状态下的模拟。笔者认为, 可以将切向黏结效应和摩擦效应分开考虑, 并假设两者独立, 即脱黏并不影响摩擦效应

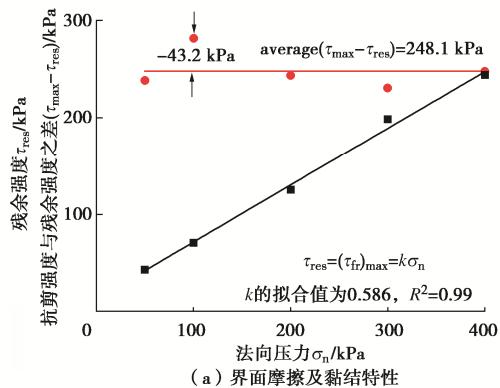
$$\tau = \tau_{coh} + \tau_{fr}. \quad (6)$$

式中: τ_{coh} 为切向界面黏结应力; τ_{fr} 为界面摩擦应力。

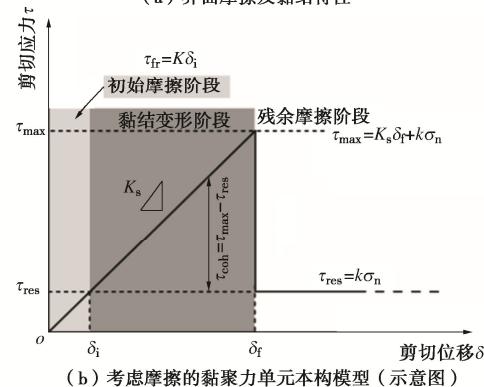
通过对图 2 (c) 中的抗剪强度和残余强度的分析发现, 残余强度 τ_{res} 与法向压力间存在较好的线性关系; 而抗剪强度与残余强度之差 ($\tau_{\max} - \tau_{res}$) 随法向应力的增加无明显变化, 具体如图 8 (a) 所示, 即有

$$\left. \begin{aligned} \tau_{res} &= k\sigma_n, \\ (\tau_{\max} - \tau_{res}) &= (\tau_{coh})_{\max} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中: k 为界面动摩擦系数; $(\tau_{coh})_{\max}$ 为界面最大黏结应力, 对于黏土岩-砂浆界面, 可取 0.586, 248.1 kPa。



(a) 界面摩擦及黏结特性



(b) 考虑摩擦的黏聚力单元本构模型 (示意图)

图 8 界面摩擦效应及本构模型

Fig. 8 Friction characteristics and constitutive model for interface

根据试验结果, 黏结界面的剪切没有静摩擦阶段,

因此需要对加载初期 $\tau < \tau_{\text{res}}$ 阶段(初始摩擦阶段)进行特殊处理, 本文将该阶段剪应力与剪切位移的关系线性化处理, 那么就有

$$\tau_{\text{fr}} = \begin{cases} K_t \cdot \delta & (0 \leq \delta < \delta_i) \\ \tau_{\text{res}} = K_t \cdot \delta_i & (\delta \geq \delta_i) \end{cases} \quad (8)$$

式中: δ_i 为初始摩擦阶段的最大位移; K_t 为初始摩擦阶段的剪切刚度。当 $\delta \geq \delta_i$ 后, 界面的摩擦强度不再增加, 剪应力由摩擦效应和黏结效应共同产生, 其中黏结效应产生的剪应力满足:

$$\tau_{\text{coh}} = \begin{cases} K_s \cdot \delta & (\delta_i \leq \delta < \delta_f) \\ 0 & (\delta \geq \delta_f, \delta \leq \delta_i) \end{cases} \quad (9)$$

式(7)~(9)对应的黏结摩擦模型本构如图 6(b)所示。特别地, 根据图 2 中的剪应力-剪切位移曲线, 在峰前段的线性特征, 本模型认为初始摩擦阶段和黏结变形阶段具有相同的剪切刚度, 即 $K_t = K_s$ 。

图 6 的新模型仍有 δ_f , K_s , k 3 个待标定的模型参数。其中 δ_f 仍可按式(5)标定 δ_{fa} 的方法进行标定; k 可以由图 6(a)的曲线拟合得到, K_s 则可以由抗剪强度和破坏位移进行标定,

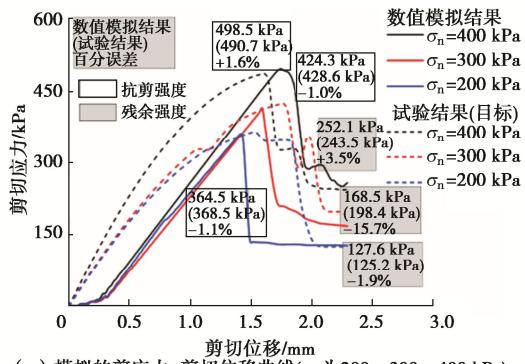
$$K_s = \text{average} \left(\frac{\tau_{\max}}{\delta_f} \right) \quad (10)$$

基于新的界面黏聚力模型, 按式(4), (7), (10)计算得到相应模型参数如表 4 所示, 以 200, 300, 400 kPa 组的界面直剪试验为例, 采用新模型得到的剪应力-剪切位移曲线如图 9 所示。

表 4 界面黏聚力单元参数

Table 4 Parameters of cohesive element of C-C interface

k	$K_s / (\text{Pa} \cdot \text{m}^{-1})$	δ_f / m
0.59	2.07×10^8	3.86×10^{-5}



(a) 模拟的剪应力-剪切位移曲线(σ_n 为 200, 300, 400 kPa)

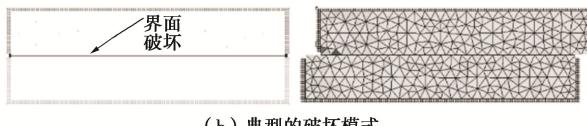
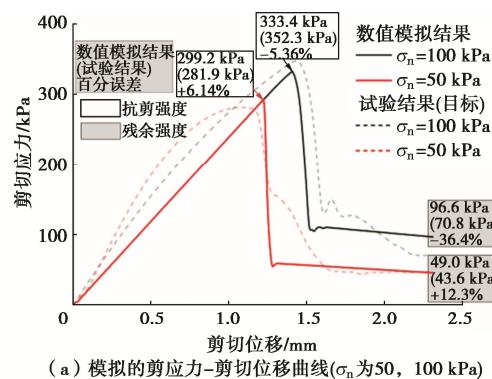


图 9 较低法向压力下模拟的界面剪切破坏过程

Fig. 9 Failure process of C-C interface simulated by friction-cohesive model ($\sigma_n \geq 200$ kPa)

由图 9 可知, 采用摩擦-黏结模型后模拟得到的剪应力-剪切位移曲线与试验值得接近程度有所增加, 且峰后残余变形阶段也可以较好地体现。相较于图 3 中的黏结模型, 图 9(b)的黏结摩擦模型更适合于界面剪切破坏的模拟。

但模型参数的选取和标定都是在界面为破坏面的预设条件下进行的, 在低法向压力时是否适用, 尚未验证。为此, 本文采用表 2, 4 中的参数模拟得到法向压力为 50, 100 kPa 时二元体直剪破坏形态和对应的剪应力-剪切位移曲线如图 10 所示。



(a) 模拟的剪应力-剪切位移曲线(σ_n 为 50, 100 kPa)

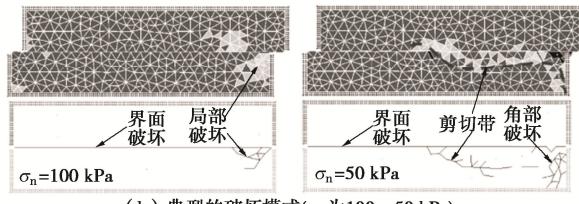


图 10 较高法向压力下模拟的界面剪切破坏过程

Fig. 10 Failure process of C-C interface simulated by friction-cohesive model ($\sigma_n=100$ & 50 kPa)

由图 10(a)可知, 在低法向压力条件下, 数值模拟的结果与试验结果仍较为一致, 同时较高法向应力时黏土岩内产生的剪切裂纹也能够得以体现, 验证了本文模拟方法在模拟二元体界面剪切破坏时的可靠性, 表 2, 4 中的黏聚力单元参数则可用于后文水泥锚固体拉拔的数值模拟。

3 水泥锚固体拔出试验与模拟

3.1 水泥锚固体的拉拔试验

水泥锚固体的物理模型采用直径 15 cm, 高 30 cm 的圆柱形模具制作, 制作时首先铺 2 cm 砂垫层, 随后分层填入黏土岩并压, 要求压实度与室内试验试样相同; 随后在黏土岩内钻直径 50 mm, 长 150 mm 的圆孔, 并套上密封圈, 利用注浆泵以 0.6 MPa 压力注入水泥砂浆, 并插入直径 8 mm 的 HRB400 级钢筋。待水泥砂浆初凝后拆除密封圈, 自然养护 48 h。水泥锚固体的拉拔试验采用如图 11 所示的试验装置进行, 通

过千斤顶进行位移加载，最大加载距离为 5 cm，最大拉拔力为 2000 kN，并配有油压表，加载过程中通过平行黏贴在钢筋外伸段的两组应变片测量拉拔力，并以千斤顶油压表读数作为参考，当 3 者读数差异较大时试验结果无效，并重新试验。加载位移则通过引伸计测量，位移引伸计读数每增加 0.1 mm，对拉拔力进行一次记录（取两应变片的均值）。

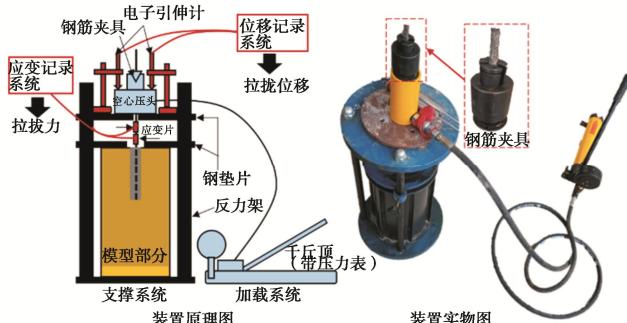


图 11 锚固体物理模型及拉拔试验装置

Fig. 11 Physical model and self-designed instrument for tensile tests on anchor solid in clay rock



图 12 拔出的水泥锚固体

Fig. 12 Extracted cement anchor solid

试验拔出的锚固体如图 12 所示。锚固体拔出过程中钢筋未出现脱黏，水泥锚固体也保持完整，由于黏土岩本身强度较低，灌浆孔在注浆过程中不可避免的会出现轻微破坏，因此锚固体并不是规则的圆柱，侧

边有明显的凹凸，不是理想的平界面。锚固体拔出后侧面有黏土岩黏连，但黏连不紧密，说明该部分黏土岩已破坏。根据锚固体最终的破坏形态，其破坏模式与低法向压力时黏土岩-砂浆二元体界面剪切基本相同，包括界面剪切脱黏和黏土岩的剪切破坏。

3.2 数值模型的建立

根据室内试验的结果，锚固体在拔出后仍能保持完整，为减小计算量，锚固体采用有限元模型计算，对于黏土岩-锚固体界面和黏土岩部分，则采用 FDEM 模型，分别插入第 2 节中已标定的黏聚力单元，按实际的锚固深度，建立锚固体拉拔有限离散元模型如图 13 所示。由于锚固体界面并不平整，建模时先划分网格，再根据锚固体和黏土岩区域赋予实体单元材料模型，最后插入两类黏聚力单元。

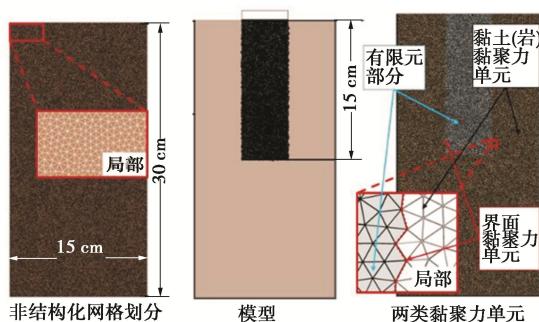


图 13 锚固体拉拔的有限-离散元模型

Fig. 13 FEM-FDEM model for anchor solid in clay

3.3 锚固体界面滑移破坏及脱黏机理

以模型 3 为例，数值模拟得到的锚固体拔出过程如图 14 所示，拉拔过程可分为黏结变形阶段，界面脱黏阶段，剪胀摩擦阶段和滑移阶段 4 个阶段。

黏结变形阶段对应的拉拔位移很小（小于 3 mm），界面黏聚力单元未出现破坏，锚固体与黏土岩间出现

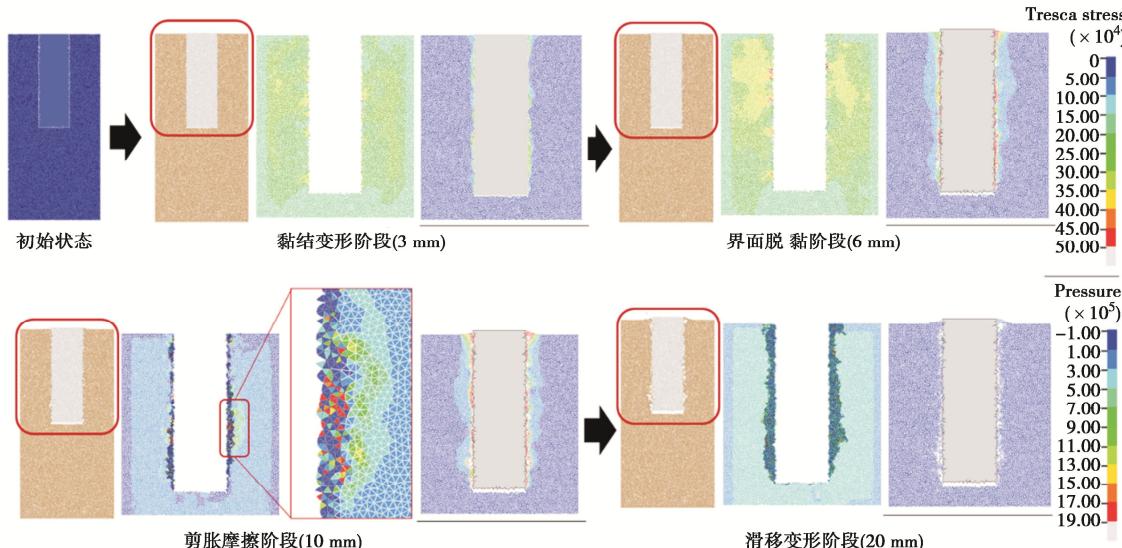


图 14 锚固体拉拔的破坏过程

Fig. 14 Failure process of anchor solid in clay

了剪应力和较小的正应力, 由于锚固体与黏土岩间尚有有效黏结, 整体变形是连续的, 系统处于弹性状态。随着拉拔位移的增加, 锚固体与黏土岩间的界面剪应力持续增加, 界面黏聚力单元开始出现破坏, 进入界面脱黏阶段, 当拉拔位移到达 6 mm 后, 锚固体完全脱黏, 界面脱黏阶段锚固体周边黏土岩内也出现了少量的裂纹。在锚固体完全脱黏后, 破坏过程进入剪胀摩擦阶段, 由于界面网格间存在咬合效应, 界面附近

(1 cm) 区域内黏土岩黏聚力单元也出现了大量的失效, 并出现错动, 该阶段黏土岩单元与锚固体间局部出现了较大的挤压应力, 剪胀摩擦现象比较明显, 其原因在于, 碎屑颗粒间出现相对位移以后将不再紧密接触, 而是会产生空隙, 即产生剪胀效应。同时, 试样的体积变形受到了较强的约束, 因此颗粒间相互挤压, 又会产生较大的挤压, 增大了颗粒间的摩擦和咬合作用。根据数值模拟结果, 此阶段摩擦和咬合作用仍能提供足够的抗拔力。随着拉拔位移的进一步增加, 黏土岩内破碎的单元不断增加, 黏土岩实体单元与未破坏黏土岩以及锚固体间仍存在较弱的咬合, 因此黏土岩内未完全卸载, 仍保留了较小的抗拔能力。最后当拉拔位移足够大时, 界面附近的黏土岩被完全剪碎, 咬合作用和剪胀产生的摩擦作用消失, 锚固体最终出现滑移破坏。

根据数值模拟结果, 黏土岩黏聚力单元的失效有局部化特征, 除少量的裂纹出现了扩展, 大部分裂纹均是独立的, 且主要分布在界面周边 2 cm 范围内。

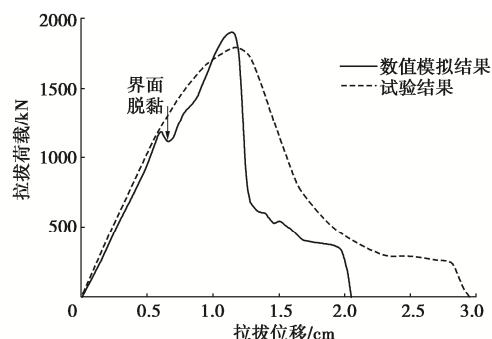


图 15 数值模拟得到的锚固体拉拔荷载-位移曲线

Fig. 15 Tensile force-displacement curves of anchor solid in numerical simulation

数值模拟得到拉拔过程的荷载位移曲线如图 15 所示, 与室内试验结果在趋势上基本一致, 但在数值上存在一些差异, 尤其是在峰后段差异比较明显, 这是由于锚固体的最大抗拔力除了与界面黏结强度有关, 也与界面形态所产生的咬合效应、剪胀效应相关, 相较于岩石碎屑物, 数值模拟时采用的网格尺寸较大, 且随机网格与真实的界面形态存在差异, 因此数值上的差异是不可避免的。

图 15 中还给出了界面完全脱黏时对应的拉拔位移, 脱黏位移受锚固体长度影响不大, 为 0.55~0.65

cm, 对比图 14, 15 可知, 在拉拔力达到峰值前, 锚固体已经与黏土岩完全脱黏, 脱黏时对应的拉拔位移约为峰值拉拔力对应位移的 60%~85%, 说明, 锚固体的抗拔力并非完全来自于界面黏结, 脱黏后的界面咬合力和剪胀作用产生的摩擦力也有助于提高锚固体的抗拔能力。

4 讨 论

对于咬合与剪胀, 与网格尺寸和网格形态密切相关, 根据常识判断, 当剪切破碎后的碎屑较小, 且球度较高时对应的剪胀和摩擦较小, 而碎块尺寸大且具有棱角时剪胀、咬合和摩擦则较大。本文虽然采用了非结构化的随机 Delaunay 三角划分, 但采用固定网格来模拟剪胀效应可能存在很大的主观性, 模拟结果是否可靠, 还需要专门进行讨论。

本文在图 5 (a) 所示模型的基础上, 采用先划分网格后赋予材料, 最后形成界面的方法生成了新的界面剪切模型如图 16(a) 所示, 界面粗糙度系数 JRC=13, 并采用表 2, 4 中的参数进行模拟, 以 50, 400 kPa 法向压力为例, 得到不同模型的剪切破坏形态和剪应力-剪切位移曲线如图 16 (b) 所示, 对应的上剪切盒纵横向位移关系如图 16 (c) 所示。

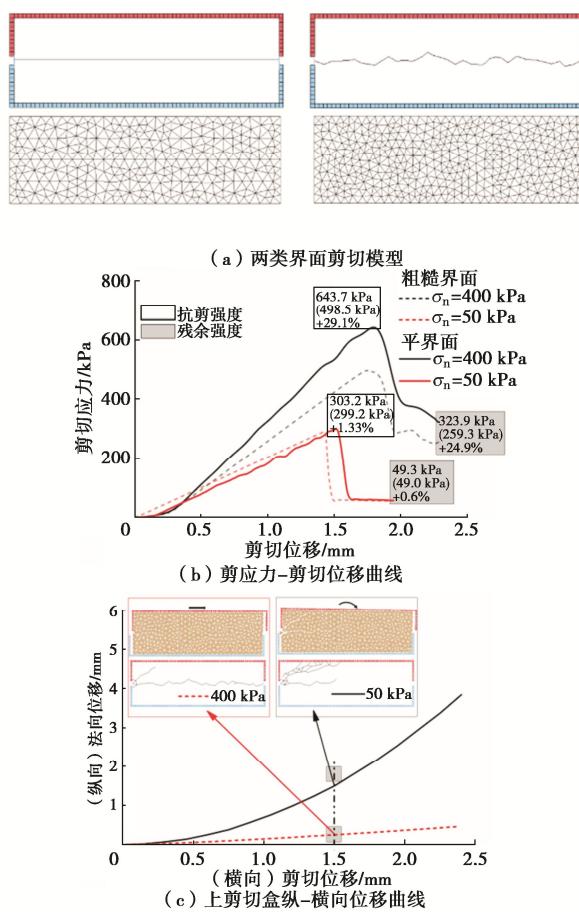


图 16 两类界面剪切模型的区别

Fig. 16 Differences of two shear test models for interface

由图 14 可知, 在小尺寸条件下, 本文方法具有网格依赖性, 当法向应力较大时, 较粗糙的界面网格对应的峰值剪应力大于平截面, 且增加幅度为 29.1%, 但剪胀产生的法向位移很小, 上剪切盒几乎无旋转。而对于法向应力较小的情况, 由界面粗糙产生的剪应力增加有所减弱, 然而仍略大于平截面, 且上剪切盒出现了 9.2° 的旋转, 这是由于高法向应力条件下的剪切破坏面位于黏土岩内, 受界面参数和形态影响相对较小。同时由图 14(c), 8(b) 的对比还可知, 粗糙界面的剪切脱黏会受到界面咬合的影响而滞后于平界面, 在 50 kPa 条件下界面裂纹甚至没有贯穿整个试件。

综上所述, 界面形态也是决定剪胀效应的主要因素, 在进行工程模拟时应当着重考虑。根据室内试验对参数进行标定后, 本文模型对于平整界面以及脱黏前的粗糙界面的模拟, 在理论上是可靠的, 当由剪胀作用产生的法向应力较小时, 二元体的破坏主要受黏土岩部分控制, 本文的模拟结果与真实情况较为接近, 因此可用于软岩内的锚固体拉拔模拟。但对于硬岩粗糙截面, 本文模型虽然也能够模拟脱黏后的剪胀摩擦, 但如不考虑具体的界面形态, 本文模拟在数值上可能严重失真, 适用性也需要进一步验证。

5 结 论

锚固体与围岩脱黏及脱黏后的变形过程十分复杂, 本文基于两类黏聚力模型, 建立了黏土岩-水泥砂浆二元体的 FDEM 模型, 基于室内试验对参数进行了标定, 通过基于网格的界面识别方法模拟了水泥锚固体拉拔过程, 并与模型试验进行对比, 主要得到 4 点结论。

(1) 黏土岩黏聚力为 170.4 kPa, 内摩擦角为 36.8°, 黏聚力小于黏土岩-水泥砂浆界面的切向黏结强度 248.1 kPa, 而内摩擦角的正切值为 0.75, 大于界面摩擦系数 0.59, 因此随着法向压力的增加二元体的剪切破坏由黏土岩剪切破坏逐渐转变为界面脱黏。

(2) 只考虑剪切失效的双线性黏聚力模型在模拟软岩或者固结硬土的破坏时也是适用的, 但对于复杂应力状态下的二元体界面适用性不佳, 黏结界面更适合采用黏结-摩擦型黏聚力单元模拟。

(3) 水泥锚固体拉拔失效过程可分为黏结变形阶段, 界面脱黏阶段, 剪胀咬合阶段和滑移阶段 4 个阶段, 锚固体-黏土岩界面完全脱黏时拉拔荷载尚未达到峰值, 而剪胀咬合阶段的咬合力决定了锚固体的峰值抗拔能力, 锚固体附近黏土岩的剪切破坏和界面脱黏共同导致锚固失效。

(4) 本文模型在经过参数标定后, 可以定量地模

拟平界面的剪切破坏, 也可以模拟出粗糙界面的剪胀阶段, 但水泥锚固体的抗拔能力与锚固体-黏土岩的黏结界面形态密切相关, 本文模型的模拟结果是否可靠, 则还需进一步验证。

本文研究结果可以指导软岩地区锚固结构设计。

参 考 文 献:

- [1] 程良奎, 张培文, 王帆. 岩土锚固工程的若干力学概念问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(4): 668-682. (CHENG Liangkui, ZHANG Peiwen, WANG Fan. Several mechanical concepts for anchored structures in rock and soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(4): 668-682. (in Chinese))
- [2] 邬爱清, 韩军, 罗超文, 等. 单孔复合型锚杆锚固体应力分布特征研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(2): 247-251. (WU Aiqing, HAN Jun, LUO Chaowen, et al. Research on stress distribution along bolts with single borehole and multiple anchors[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(2): 247-251. (in Chinese))
- [3] 段建, 言志信, 郭锐剑, 等. 土层锚杆拉拔界面松动破坏分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(5): 936-941. (DUAN Jian, YAN Zhixin, GUO Ruijian, et al. Failure analysis of soil anchors induced by loose interface under pullout load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 936-941. (in Chinese))
- [4] OZTURK H, TANNANT D D. Influence of rock properties and environmental conditions on thin spray-on liner adhesive bond[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2011, 48(7): 1196-1198.
- [5] KROUNIS A, JOHANSSON F, LARSSON S. Shear strength of partially bonded concrete-rock interfaces for application in dam stability analyses[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2016, 49(7): 2711-2722.
- [6] MALMGREN L, NORDLUND E, ROLUND S. Adhesion strength and shrinkage of shotcrete[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2005, 20(1): 33-48.
- [7] SHEN Y J, WANG Y Z, YANG Y, et al. Influence of surface roughness and hydrophilicity on bonding strength of concrete-rock interface[J]. Construction and Building Materials, 2019, 213: 156-166.
- [8] DONG W, YANG D, ZHANG B, et al. Rock-concrete interfacial crack propagation under mixed mode I-II fracture[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2018, 144(6): 1943-7889.

- [9] DONG W, WU Z M, ZHANG B S, et al. Study on shear-softening constitutive law of rock-concrete interface[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2021, **54**(9): 4677-4694.
- [10] KILIC A, YASAR E, CELIK A G. Effect of grout properties on the pull-out load capacity of fully grouted rock bolt[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2002, **17**(4): 355-362.
- [11] 尤春安. 全长黏结式锚杆的受力分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, **19**(3): 339-341. (YOU Chunan. Mechanical analysis on wholly grouted anchor[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, **19**(3): 339-341. (in Chinese))
- [12] 尤春安, 战玉宝, 刘秋媛. 预应力锚索锚固段的剪滞-脱黏模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(4): 800-806. (YOU Chunan, ZHAN Yubao, LIU Qiuyuan. Shear lag-debonding model for anchorage section of prestressed anchor cable[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(4): 800-806. (in Chinese))
- [13] 陈昌富, 杜成, 朱世民, 等. 红黏土土层锚杆界面剪切应力松弛试验及其模型[J]. 岩土力学, 2021, **42**(5): 1201-1209. (CHEN Changfu, DU Cheng, ZHU Shimin, et al. Experimental study and model of interface shear stress relaxation behavior of anchors in red clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, **42**(5): 1201-1209. (in Chinese))
- [14] 陈昌富, 梁冠亭, 汤宇, 等. 锚杆锚固体与土体界面特性室内测试新方法[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(6): 1115-1122. (CHEN Changfu, LIANG Guanting, TANG Yu, et al. Anchoring solid-soil interface behavior using a novel laboratory testing technique[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(6): 1115-1122. (in Chinese))
- [15] TIAN H M, CHEN W Z, YANG D S, et al. Experimental and numerical analysis of the shear behaviour of cemented concrete-rock joints[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2015, **48**(1): 213-222.
- [16] DONG W, WU Z, ZHOU X. Fracture mechanisms of rock-concrete interface: experimental and numerical[J]. Journal of Engineering Mechanics. 2016, **142**(7): 04016040.
- [17] TATONE B, LISJAK A, MAHABADI O, et al. Verification of the implementation of rock-reinforcement elements in numerical analyses based on the hybrid combined finite-discrete element method (FDEM)[C]// Proceedings of the US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium. San Francisco, 2015.
- [18] TATONE B, LISJAK A, MAHABADI O, et al. Incorporating rock reinforcement elements into numerical analyses based on the hybrid finite-discrete element method (FDEM) [C]// Proceedings of the 13th ISRM Congress. Montreal, 2015.
- [19] 刘泉声, 邓鹏海, 毕晨, 等. 深部巷道软弱围岩破裂碎胀过程及锚喷-注浆加固 FDEM 数值模拟[J]. 岩土力学, 2019, **40**(10): 4065-4083. (LIU Quansheng, DENG Penghai, BI Chen, et al. FDEM numerical simulation of the fracture and extraction process of soft surrounding rock mass and its rockbolt-shotcrete-grouting reinforcement methods in the deep tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(10): 4065-4083. (in Chinese))
- [20] MUNJIZA A. The combined finite-discrete element method[M]. London: John Wiley & Sons, Ltd., 2004.
- [21] YE Y, MA J W, WU Z J, et al. A novel 3D-FDEM method using finite-thickness cohesive elements to simulate the nonlinear mechanical behaviors of rocks[J]. Computers and Geotechnics, 2021, **140**: 104478.
- [22] WU Z J, ZHANG P L, FAN L F, et al. Numerical study of the effect of confining pressure on the rock breakage efficiency and fragment size distribution of a TBM cutter using a coupled FEM-DEM method[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, **88**: 260-275.
- [23] WU Z J, MA L L, FAN L F. Investigation of the characteristics of rock fracture process zone using coupled FEM/DEM method[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2018, **200**: 355-374.
- [24] LIU Q S, DENG P H. A numerical investigation of element size and loading/unloading rate for intact rock in laboratory-scale and field-scale based on the combined finite-discrete element method[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2019, **211**: 442-462.