

振动荷载作用下导洞临空面土体的稳定性分析与研究

褚芸萱, 李 洁, 张亚晨

空军勤务学院机场阵地工程系, 江苏 徐州

收稿日期: 2026年9月27日; 录用日期: 2026年10月19日; 发布日期: 2026年10月29日

摘 要

新建地铁隧道近距离下穿既有运营地铁线路时, 既有线列车循环振动荷载会造成新建隧道掌子面低围压临空土体发生强度软化, 诱发土体疲劳破坏失稳, 是暗挖施工的重大安全风险。以北京地铁17号线东大桥站-工人体育馆站区间下穿既有6号线工程为研究背景, 采用FLAC2D有限差分软件开展数值模拟, 采用强度折减法 and 拟静力分析方法计算不同工况下导洞临空面土体安全系数。计算结果表明, 由于土体在循环荷载作用下的强度软化效应, 若不进行注浆加固, 导洞临空面土体在列车振动荷载作用下将会发生疲劳破坏, 以致土体结构失稳破坏, 注浆加固后, 不同位置处的导洞临空面土体在振动荷载作用下的安全系数均在1.5左右, 土体结构处于相对稳定的状态。

关键词

振动荷载, 低围压土体, 疲劳破坏, 强度折减法, 强度软化

Stability Analysis and Research on Soil at Free Face of Pilot Tunnel under Vibration Loads

Yunxuan Chu, Jie Li, Yachen Zhang

Department of Airfield Ground Engineering, Air Force Logistics University, Xuzhou Jiangsu

Received: September 27, 2026; accepted: October 19, 2026; published: October 29, 2026

Abstract

When a newly built metro tunnel passes underneath an existing operating metro line at a short distance, cyclic vibration loads induced by trains on the existing line may cause strength softening of the soil at the tunnel face with low confining pressure of the new tunnel, triggering fatigue failure and

文章引用: 褚芸萱, 李洁, 张亚晨. 振动荷载作用下导洞临空面土体的稳定性分析与研究[J]. 土木工程, 2026, 15(10): 167-178. DOI: 10.12677/hjce.2026.1510248

instability of the soil. This constitutes a major safety risk for mined tunnelling construction. Taking the undercrossing project of the interval between Dongdaqiao Station and Workers' Stadium Station of Beijing Metro Line 17 beneath the existing Line 6 as the research background, FLAC2D finite difference software is adopted for numerical simulation. The strength reduction method and pseudo-static analysis are used to calculate the safety factor of soil at the free face of the pilot tunnel under various working cases. The calculation results show that due to the strength softening effect of soil under cyclic loads, fatigue failure and subsequent instability of the soil mass will occur at the free face of the pilot tunnel under train vibration loads without grouting reinforcement. After grouting reinforcement, the safety factors of soil at the free face of the pilot tunnel at different positions under vibration loads are all approximately 1.5, and the soil mass remains relatively stable.

Keywords

Vibration Loads, Soil under Low Confining Pressure, Fatigue Failure, Strength Reduction Method, Strength Softening

Copyright © 2026 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

国内大城市地铁网络化建设过程中,大量新建隧道需要近距离下穿已运营地铁线路,施工过程中,既有线路列车持续运行产生循环振动荷载,会向地层传递动应力场。新建暗挖隧道导洞开挖后,掌子面形成临空边界,土体处于低围压应力状态,在长期循环振动荷载作用下,土体将会出现刚度、强度软化现象,累积塑性变形不断发展,进而发生疲劳破坏,严重时诱发掌子面坍塌,造成工程事故。因此,开展振动荷载作用下导洞临空面土体稳定性分析,对下穿工程施工风险防控具有现实工程意义。

目前掌子面稳定性研究手段主要包含理论解析、数值模拟、模型试验三类。理论方面多采用极限平衡法、极限分析法求解掌子面极限支护力,多以静力条件为基础;数值模拟中强度折减法被广泛用于隧道掌子面、边坡类岩土体稳定性评价,可直接输出安全系数,直观反映岩土体临界失稳状态;模型试验多用于揭示破坏模式,但对于循环列车振动疲劳效应模拟成本较高。现有大量研究重点集中在开挖扰动对既有隧道的影响,针对既有运营列车振动反作用新建隧道临空面低围压土体疲劳失稳的研究相对较少,土体在振动荷载下的强度软化效应经常被忽略。部分研究仅将列车荷载作为普通动荷载输入,没有考虑循环加载带来的土体抗剪强度衰减,会高估临空面土体的实际安全储备。

本文以北京地铁 17 号线下穿既有 6 号线实际工程为依托,采用 FLAC2D 有限差分软件,引入土体循环荷载强度软化折减,结合拟静力等效手段,采用强度折减法计算不同工况下导洞临空土体安全系数,揭示原状土、注浆加固土体在自重、列车振动荷载下的失稳演化规律,确定危险施工区段,给出注浆加固的效果评价,为同类工程提供参考。

2. 工程概况

2.1. 工程与周边环境概况

本文以北京地铁 17 号线东大桥站至工人体育馆站区间隧道为研究对象,地铁 17 号线区间隧道在暗挖施工过程中需要垂直下穿既有运营 6 号线朝阳门-东大桥区间隧道。17 号线东大桥站为全线第 10 座车站,与既有 6 号线东大桥站呈“T”型通道换乘,东大桥新旧车站总平面如图 1 所示。

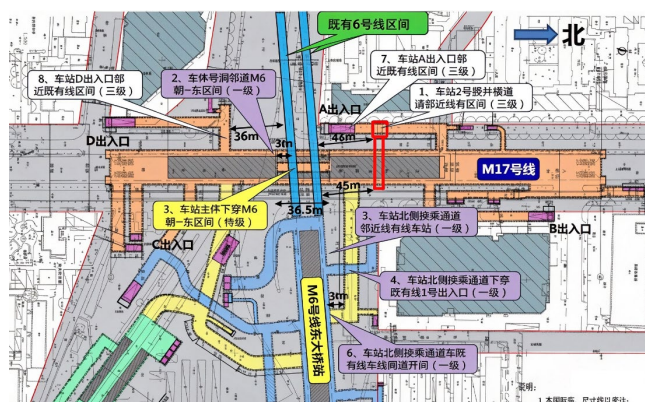


Figure 1. General site plan of the new and old Dongdaqiao Stations
图 1. 东大桥新旧车站总平面图

其中既有 6 号线东大桥站为已运营车站, 于 2012 年竣工通车, 该站位于朝阳北路与东大桥路交叉口, 沿朝阳北路东西向布置, 朝阳门站~东大桥站区间主要以复合式衬砌构建, 应用了马蹄形断面形式, 临近东大桥站区段设置区间隧道, 开挖了 6.5 米深、6.2 米宽的断面, 区间隧道如图 2 所示。新建 17 号线东大桥站分离式单洞隧道断面垂直下穿既有 6 号线朝阳门~东大桥区间, 结构下穿既有区间段长度为 36.5 m, 结构拱顶与既有有线底板底部竖向最小距离为 2.086 m, 分离单洞隧道下穿既有区间结构图如图 3 所示。

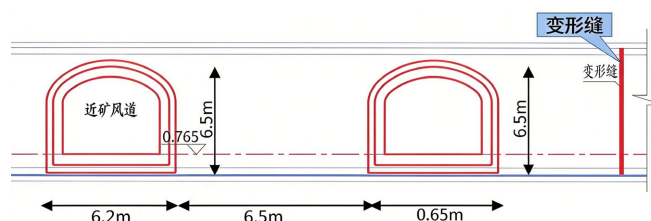


Figure 2. Cross-section of running tunnel
图 2. 区间隧道横断面图

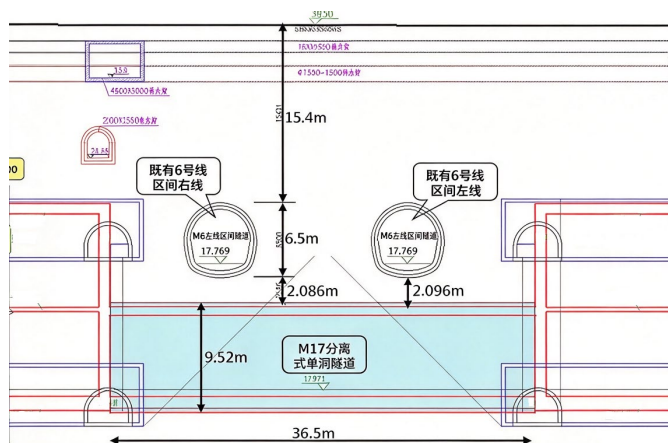


Figure 3. Longitudinal profile of running tunnel
图 3. 区间隧道纵断面图

此项工程在实施过程中最大的安全隐患是分离式单洞隧道掌子面的安全稳定性问题,在开挖 17 号线分离式单洞隧道的过程中,既有 6 号线地铁将会正常运行,不间断循环运作的振动荷载将会对临空面土

体造成疲劳破坏, 掌子面土体极易发生失稳坍塌, 本文重点研究 17 号线下穿既有 6 号线区间隧道在列车振动荷载作用下的土体稳定性问题。

2.2. 工程地质条件

本文研究的重点是新建东大桥站分离式单洞隧道下穿既有 6 号线隧道区间段, 此区间段的地质状况复杂, 并且勘探范围内土层含有地下水, 导致数值模拟存在一定困难, 所以在建立模型时需对土层进行简化。将本区段的十大土层等效简化, 简化为四种土层, 分别为:

1[#]层土, 29.5 m~38.5 m, 由杂填土、素填土、粘质粉土、粉质黏土构成;

2[#]层土, 16 m~29.5 m, 由粉细砂、细中砂、圆砾、粘质粉土构成;

3[#]层土, -7 m~16 m, 由中砂、圆砾、粉质黏土、卵石构成;

4[#]层土, -21.5 m~-7 m, 由粉砂、粉质黏土、粉细砂、粉质黏土、中砂构成。

等效后各土层的物理力学参数如表 1 所示, 6 号线和 17 号线的围岩衬砌参数指标如表 2 所示。

Table 1. Physical and mechanical parameters of each soil layer

表 1. 各土层物理力学参数

类型	密度/kg/m ³	弹性模量/MPa	黏聚力/kPa	内摩擦角/°	泊松比
1 [#]	1955	4.32	13	18.4	0.24
2 [#]	2094	21.19	16.8	31.3	0.27
3 [#]	2176	42.38	9	34.9	0.26
4 [#]	2051	22.83	28.3	24	0.28

Table 2. Physical and mechanical parameters of surrounding rock and lining

表 2. 围岩衬砌物理力学参数

结构		弹性模量(MPa)	泊松比	厚度
17 号线	初衬	2.6×10^4	0.2	0.35
	中隔壁	3.12×10^4	0.2	0.25
	临时仰拱	3.12×10^4	0.2	0.25
	二衬	3.45×10^4	0.2	0.8/1
6 号线	初衬	2.0×10^4	0.2	-
	二衬	3.45×10^4	0.2	-

3. 数值模型建立

3.1. 列车振动荷载的简化

地铁列车振动荷载模拟主要分为实测分析法、模型分析法、经验分析法、人工激振函数法。结合张玉娥等[1]的研究成果, 本文选用人工激振力函数法模拟列车竖向振动荷载, 该方法将车轮静载与多组正弦函数叠加, 能够综合反映轨道不平顺、列车轴重、运行速度带来的动荷载效应。荷载表达式如下:

$$F(t) = k_1 k_2 [P_0 + P_1 \sin(w_1 t) + P_2 \sin(w_2 t) + P_3 \sin(w_3 t)] \quad (1)$$

式中, k_1, k_2 ——修正系数;

P_0 ——单个车轮静载, kN;

P_1, P_2, P_3 ——分别为表中三种不同控制条件下的某一典型振动荷载值, kN。

其中

$$P_i = M_0 \alpha_i w_i^2 \quad (i = 1, 2, 3) \tag{2}$$

式中, α_i ——对应表中三种控制条件下的某一典型矢高, mm;

w_i ——对应表中三种控制条件下的不平顺振动波长的圆频率, rad/s;

其中

$$w_i = 2\pi v / L_i \quad (i = 1, 2, 3) \tag{3}$$

式中, v ——列车的行驶速度, km/h;

L_i ——典型波长, m。

依据北京地铁 A 型车辆参数、英国轨道几何不平顺管理值, 计算得到 3 组控制条件下的动荷载幅值与圆频率, 如表 3 所示。将参数分别代入式(1)~(3)可得到较快时速下地铁列车荷载表达式:

$$F(t) = 84750 + 1813.61 \sin(21t) + 5181.75 \sin(105t) + 16424.056 \sin(418t) \tag{4}$$

Table 3. Calculation of parameter values under three control conditions
表 3. 三种控制条件下各参数取值计算

控制条件	簧下质量 M_0/kg	速度 $v/\text{km/h}^{-1}$	波长 L/m	矢高 α/mm	圆频率 w/s^{-1}	动荷载 P_i/N
I	1175	120	10	35	21	1813.61
II	1175	120	2	0.4	105	5181.75
III	1175	120	0.5	0.08	418	16424.06

3.2. 模型尺寸与网格划分

为研究列车循环振动荷载作用下新建导洞临空面土体的稳定性问题, 本文采用 FLAC2D 有限差分软件建立二维平面应变数值模型。在动力数值计算中, 振动波在土体介质内会随传播距离发生幅值衰减, 一般以振动位移幅值衰减至振源峰值 5% 的范围作为振动有效影响区域, 并以此确定模型边界尺寸, 消除边界截断效应对计算结果的干扰。综合考虑最低激励频率对应的振动影响半径, 确定模型整体几何尺寸为 80 m × 50 m。依据新旧车站的相对位置、单洞隧道下穿既有区间的结构位置以及单洞隧道的开挖顺序, 针对振动荷载下地铁下穿导洞临空面土体稳定性问题研究建立的二维土体计算简图如图 4 所示。图中标号 1 表示既有 6 号线的两个区间迂回风道, 6 号线隧道的高度为 6.5 m, 宽为 6.2 m, 两隧道的间距为 9.8 m。标号 2 表示新建车站下穿既有有线区段处单洞隧道的 1 部导洞, 1 部导洞至既有线的距离为 2.09 m。

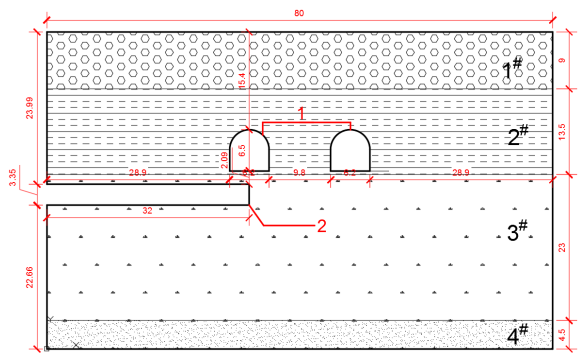


Figure 4. 2D calculation sketch of soil mass
图 4. 二维土体计算简图

在动力分析中，有限元模型网格尺寸的大小对土体随机响应分析的结果产生重要影响，所以有限元网格的划分需满足一定的细化准则，依据动力数值分析相关准则，单元最大尺寸不宜超过计算最高激励频率所对应土体剪切波长的 1/8~1/10 [2]。结合本研究列车荷载激励频率范围，模型单元网格尺寸取 0.3 m。网格划分完成后，模型共计 44589 个单元、45024 个节点。根据土层简化划分为 4 类土层，隧道和导洞周围的衬砌用梁单元代替，从而达到支撑隧道围岩的效果，梁单元参数设置为：质量密度为 2500 kg/m³，弹性模量为 3.45 × 10¹⁰ Pa，高度 0.5 m，宽度 1 m。建立有限元模型时在 17 号线导洞的末端预留一米宽的临空面土体不设置梁单元衬砌，以此还原掌子面临空暴露的工程状态，有限元土体模型如图 5 所示。

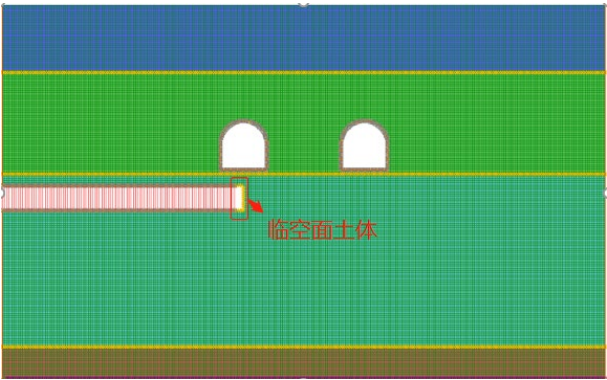


Figure 5. Finite element soil mass model
图 5. 有限元土体模型

3.3. 动力计算的拟静力分析

地铁列车振动属于循环动力荷载，直接开展全过程动力时程计算虽可还原真实振动响应，但循环时程迭代会大幅增加计算成本，不利于多工况下的参数对比分析。为兼顾计算效率与力学等效性，本文采用拟静力法对列车动力荷载进行等效转化，将动力效应转化为等效静力荷载施加于模型，以此开展后续强度折减稳定性分析。

首先开展动力时程计算与纯静力对比计算，提取临空面关键监测位置的位移响应结果。在相同模型、相同荷载幅值条件下，分别完成动力时程分析与静力加载计算，统计各监测点的动力位移峰值与静力位移，定义动力放大系数为监测点动力位移峰值与静力位移的比值。该系数用以表征土体在动荷载激励下的动力放大效应。通过对掌子面周边 7 处监测点位计算结果统计对比可得，如表 4 所示，本工程条件下动、静位移最大比值为 1.1。因此，拟静力分析时将等效静力荷载取为 1.1 倍列车动荷载幅值，实现列车振动动力效应的等效施加。

Table 4. Comparison data of peak dynamic displacement and static displacement
表 4. 动位移峰值与静位移的对比数据

监测点	静位移(10 ⁻³ m)	动位移(10 ⁻³ m)	动位移/静位移
A	2.6	2.71	1.04
B	2.48	2.73	1.1
C	2.53	2.53	1.0
D	2.58	2.36	0.915
E	2.39	2.19	0.92
F	2.09	1.95	0.933
G	2.01	1.9	0.95

3.4. 强度折减与土体循环强度软化原理

强度折减法是岩土工程中评价边坡、隧道掌子面等临空岩土体稳定性的重要数值分析方法,该方法无需预先假定滑移面位置与形态,通过逐步折减岩土体抗剪强度参数,使土体逐步达到临界失稳状态,直接求解岩土体的安全系数 F_s ,安全系数定义为土体实际抗剪强度与土体达到临界破坏状态时折减后抗剪强度的比值。FLAC 有限差分软件在计算土体稳定性安全系数时,先对岩土体的强度指标黏聚力 c 内摩擦角 ϕ 进行调整,然后对土体的稳定性进行数值分析,通过不断调整折减系数,反复计算直至土体达到临界破坏状态,此时得到的折减系数即为岩土体的稳定性安全系数。现阶段,主要可依据三大指标对土体失稳破坏形态作出判定,一是数值运算阶段的不收敛性[3][4],二是土体某点位移的突变[5],三是塑性区贯通[6]-[8]。

在循环振动荷载作用下岩土体的抗剪强度和刚度均随着循环次数的增加而逐渐衰减,即刚度弱化和强度弱化现象[9]-[12]。本文采用拟静力法对列车振动荷载作用下临空面土体进行稳定性分析时,需要考虑到岩土体在振动荷载作用下的疲劳破坏效应,即在振动荷载作用下土体的刚度衰减和强度软化效应。因此土体在进行安全稳定性计算时,需对土体强度参数进行折减,此处采用焉振等[13]的不排水强度动态折减规律,对土体的黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 进行折减,折减系数计算公式如下所示:

$$\beta = \begin{cases} \left(1 - \frac{(1.31\sigma_d^* - 0.09)N}{N + 1030.6\sigma_d^* - 183.27} \right)^{\frac{\lg(1.04 - 0.86\sigma_d^*)}{\lg(1 - (1.31\sigma_d^* - 0.09))}}, & (\sigma_0^* < 0.1) \\ \left(0.79 - \frac{(1.31\sigma_d^* - 0.09)N}{N + 1030.6\sigma_d^* - 183.27} - 0.23\sigma_0^* \right)^{0.32}, & (\sigma_0^* \geq 0.1) \end{cases} \quad (5)$$

式中, N ——循环次数;

σ_0^* ——静偏应力比;

σ_d^* ——循环应力比。

$$\phi' = \arctan(\beta \tan \phi) \quad (6)$$

$$c' = \beta c \quad (7)$$

式中, ϕ' ——内摩擦角;

c' ——黏聚力。

结合文献[13]中的动三轴试验数据,计算可得强度折减系数 $\beta = 0.6$ 。

4. 计算工况设计

为研究处于低围压状态下导洞临空面土体在列车振动荷载作用下的稳定性问题,基于土体在循环荷载作用下的强度软化原理,通过 FLAC2D 强度折减技术和拟静力法对土体进行安全稳定性分析,采用安全系数对临空面土体结构进行稳定性评估,从而为临空面的注浆加固提供参数依据。利用 FLAC2D 对临空面土体进行数值模拟分析时,土体模型本构采用摩尔库伦本构模型,隧道衬砌采用弹性模型,模型边界条件设定为上表面自由,下表面完全约束,四周仅约束住水平向位移。导洞开挖时,地铁振动荷载会使不同位置导洞临空面土体产生差异化动力响应,各临空面安全系数随之不同,因此采用临空面到 6 号线隧道底部中心点的距离 L 表征临空面位置,导洞临空面位置见图 6。

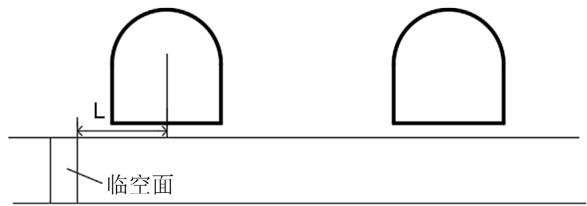


Figure 6. Schematic diagram of free face location
图 6. 临空面位置示意图

为研究处于不同位置的 17 号线导洞临空面在振动荷载作用下的疲劳破坏程度和稳定性安全系数的异同，设计五个工况用于振动荷载作用下低围压土体疲劳破坏的研究与分析，工况设计如表 5 所示(注：表 5 中 c 、 φ 表示原状土的黏聚力和内摩擦角， c' 、 φ' 表示为注浆加固后等效土体的黏聚力和内摩擦角)。

工况一：在土体自重作用下，计算分析不同位置处临空面土体的安全系数。

工况二：在土体自重和振动荷载双重作用下，基于忽略土体强度软化效应的前提下计算不同位置处临空面土体的安全系数，此种工况实际不存在的，主要用于与工况一、三形成对比分析。

工况三：在土体自重和振动荷载双重作用下，因强度软化效应对注浆区域土体进行 0.6 倍的强度折减(施工过程中将 17 号线导洞上至 4 m 下至 8.17 米范围内的土体范围限定为注浆加固区域)，计算不同位置处临空面土体的安全系数。

工况四：在土体自重作用下，计算注浆加固后不同位置处临空面土体的安全系数。

工况五：在土体自重和振动荷载双重作用下，基于土体强度软化效应，计算注浆加固后不同位置处临空面土体的安全系数。

Table 5. Design condition table
表 5. 设计工况表

工况	加载方式	距离 L	注浆区强度参数
工况一	自重	-5 m	c 、 φ
		0 m	
		8 m	
		16 m	
工况二	自重 + 动载	-5 m	c 、 φ
		0 m	
		8 m	
		16 m	
工况三	自重 + 动载	-5 m	0.6 c 、0.6 φ
		0 m	
		8 m	
		16 m	
工况四	自重	-5 m	c^* 、 φ^*
		0 m	
		8 m	
		16 m	

续表

工况五	自重 + 动载	-5 m	0.6c*、0.6φ*
		0 m	
		8 m	
		16 m	

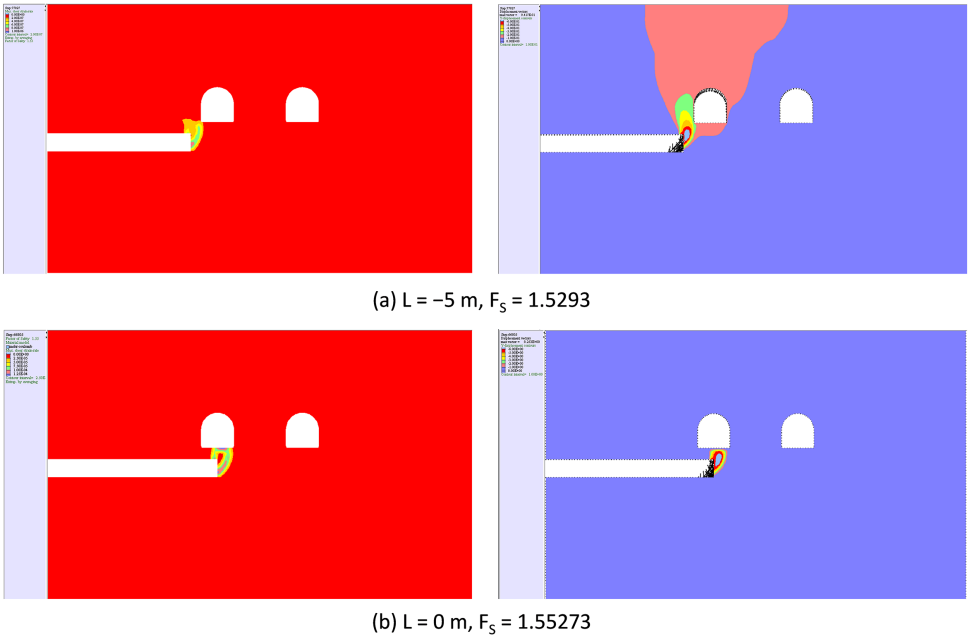
5. 数值模拟结果与分析

5.1. 原状土体无加固条件稳定性分析

通过数值模拟可得工况一~工况五不同位置处临空面土体达到临界破坏状态时所对应的土体安全系数如表 6 所示。工况一仅在土体自重作用下，塑性剪切变形主要集中在导洞掌子临空面周边，潜在滑移破坏区域局限于掌子面附近，不同位置处的临空面土体所对应的安全系数介于 1.142~1.147 之间，参考《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330-2002)，边坡稳定安全系数达到 1.20 以上才可被确认为已满足工程实践安全需求。虽然此处的安全系数大于 1 但其值均小于 1.2，说明仅在自重作用下，17 号线导洞临空面土体处于 $L = -5\text{ m} \sim 16\text{ m}$ 范围时临空面土体在实践工程中仍需要进行注浆加固以保证工程安全。

工况二在不考虑土体循环强度软化效应前提下，基于土体自重和列车荷载作用下，不同位置处的临空面土体所对应的安全系数均大于 1，但其值均小于 1.2，说明此时四个位置处的临空面土体暂未满足工程规范安全要求。进而说明在不考虑土体强度软化效应的前提下，导洞临空面土体在列车振动荷载作用下仍处于不稳定状态。

工况三在考虑土体软化效应时，在列车荷载作用下，不同位置处的临空面土体所对应的安全系数均小于 1，说明在列车振动荷载作用下，17 号线导洞临空面土体会因强度弱化效应将产生塑性贯通区(如图 7 所示)，从而引发土体结构失稳破坏，所以原状土体的强度已无法满足安全需求。当 $L = 8\text{ m}$ 时导洞临空面土体的安全系数最小，说明处于 $L = 0\text{ m} \sim 8\text{ m}$ 范围内的临空面土体相较其他范围区域的土体安全系数更小，土体更易发生失稳破坏。



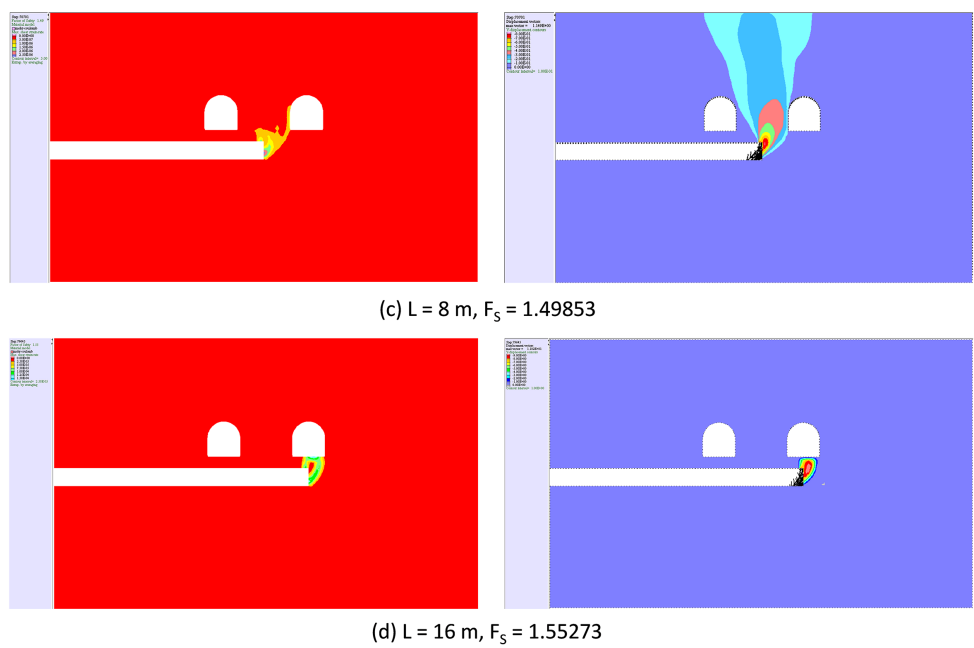


Figure 7. Contour plots of maximum shear strain rate and displacement vectors
图 7. 最大剪应变率云图和位移矢量云图

Table 6. Safety factor of soil at free face for each location under case 1~case 3
表 6. 工况一~工况三各位置处临空面土体安全系数

临空面位置 L (m)	工况一安全系数 F_s	工况二安全系数 F_s	工况三安全系数 F_s
-5	1.14648	1.14548	0.66992
0	1.14258	1.14178	0.666016
8	1.14258	1.14158	0.621423
16	1.14648	1.14548	0.666016

5.2. 注浆加固后土体稳定性分析

为评估注浆加固措施对低围压临空土体抗振动疲劳性能的提升效果，参考北京相关地铁隧道建设经验得到注浆土体力学参数值，将其赋给模型内对应加固区域单元，掌子面注浆区域主要涉及到 2[#]、3[#]土层，注浆土体的强度参数值如表 7 所示。

Table 7. Strength parameter values of grouted soil
表 7. 注浆土体强度参数值

距离 L (m)	土层	黏聚力 c^* (KPa)	内摩擦角 φ^* (°)	弹性模量 E^* (MPa)
-5	2 [#]	37.616	53.7004	47.446
	3 [#]	20.152	57.373	94.892
0	2 [#]	37.837	53.86	47.724
	3 [#]	20.27	57.525	95.484
8	2 [#]	40.645	55.7916	51.266
	3 [#]	21.774	59.35	102.53
16	2 [#]	37.837	53.86	47.724
	3 [#]	20.27	57.525	95.484

工况四和工况五不同位置处临空面土体达到临界破坏状态时所对应的土体安全系数如表 8 所示, 由表 8 可知, 工况四各典型位置临空土体安全系数介于 1.499~1.553, 全部高于 1.2 的工程安全控制阈值。通过注浆加固改善地层的黏聚力与内摩擦角, 整体提升了土体抗剪切破坏能力。工况五综合考虑自重应力、拟静力等效列车振动荷载与土体循环强度软化效应, 用以评价注浆加固地层在列车长期循环振动诱发疲劳损伤条件下的实际服役性能。计算结果显示, 各断面临空土体安全系数分布在 1.411~1.478, 全部满足安全系数不小于 1.2 的控制要求, 说明注浆加固可有效抑制循环振动作用下塑性剪切带的萌生、扩展与贯通, 能够抵御列车振动带来的土体疲劳劣化作用, 保障下穿施工过程中掌子面的安全。

Table 8. Safety factor of soil at free face for each location under case 4~case 5
表 8. 工况四~工况五各位置处临空面土体安全系数

临空面位置 L (m)	工况四安全系数 F_s	工况五安全系数 F_s
-5	1.5293	1.49023
0	1.55273	1.50586
8	1.49853	1.48633
16	1.55273	1.50586

5.3. 五种设计工况计算结果的对比与分析研究

将上述五种工况所对应的安全系数结果绘制成图表如图 8 所示, 对比图中的工况一和工况三可知, 自重作用下临空面土体所对应的安全系数远大于振动荷载作用下的安全系数, 说明既有线列车振动荷载对 17 号线导洞临空土体结构稳定性的影响不容忽视。对比工况二和工况三可知, 在列车振动荷载的长期作用下, 土体在循环荷载作用下的强度软化效应将是临空面土体结构失稳破坏的关键因素, 则在 17 号线导洞掌子面安全稳定性评估中, 土体的疲劳破坏效应不容忽视。对比工况四和工况五可知, 土体注浆加固后, 在土体自重下和列车振动荷载作用下, 17 号线导洞临空面土体的稳定性均能满足工程规范要求。

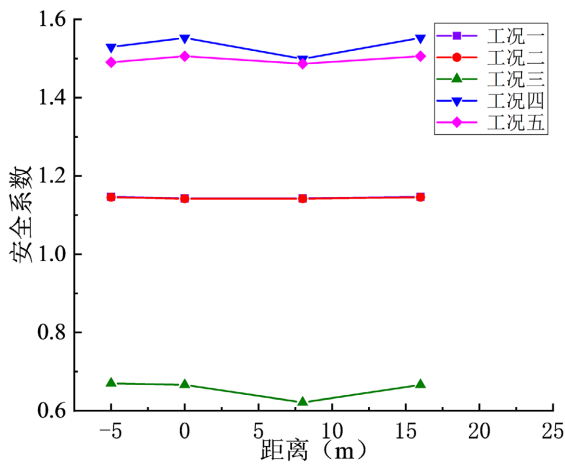


Figure 8. Variation curves of safety factor under five cases
图 8. 五种工况安全系数变化曲线图

6. 结论与展望

本文依托北京地铁 17 号线下穿既有运营 6 号线工程, 采用 FLAC2D 有限差分软件, 结合拟静力等

效方法与强度折减法,探究列车振动荷载作用下低围压导洞临空土体的稳定特性。结果表明,忽略振动荷载带来的土体强度软化时,原状临空土体安全储备无法达到规范要求;考虑疲劳破坏效应后原状土将发生掌子面疲劳失稳,土体在振动荷载下的强度软化是失稳的主控因素;注浆加固后可显著提高土体抗振动疲劳性能,加固后各工况安全系数均满足规范要求,注浆参数宜基于考虑疲劳破坏效应的计算结果确定。既有隧道下方 $L=0\text{ m}\sim 8\text{ m}$ 安全系数最低,受振动扰动显著,为施工重点管控区段。本研究仅采用二维平面应变模型开展计算,忽略了隧道纵向空间效应,假定地层响应沿隧道纵向保持一致。但实际工程中,列车振动、掌子面开挖扰动均存在显著的三维空间分布特征,二维模型无法反映振动波沿隧道纵向的传播衰减,也难以体现掌子面纵向拱效应,可能会对安全系数、塑性区分布结果带来一定偏差。后续可构建三维动力数值模型,全面考虑隧道纵向空间效应,进一步完善同类下穿工程的理论与设计依据。

参考文献

- [1] 张玉娥,白宝鸿. 地铁列车振动对隧道结构激振荷载的模拟[J]. 振动与冲击, 2000, 19(3): 68-70.
- [2] 刘波,韩彦辉. FLAC 原理、实例与应用指南[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005.
- [3] Ugai, K. and Leshchinsky, D. (1995) Three-Dimensional Limit Equilibrium and Finite Element Analyses: A Comparison of Results. *Soils and Foundations*, **35**, 1-7. https://doi.org/10.3208/sandf.35.4_1
- [4] Dawson, E.M., Roth, W.H. and Drescher, A. (1999) Slope Stability Analysis by Strength Reduction. *Géotechnique*, **49**, 835-840. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.6.835>
- [5] 栾茂田,武亚军,年廷凯. 强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判据及其应用[J]. 防灾减灾工程学报, 2003, 23(3): 1-8.
- [6] Griffiths, D.V. and Lane, P.A. (1999) Slope Stability Analysis by Finite Elements. *Géotechnique*, **49**, 387-403. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.3.387>
- [7] 宋二祥. 土工结构安全系数的有限元计算[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(2): 1-7.
- [8] 张培文,陈祖煜. 糯扎渡大坝设计边坡稳定的有限元分析[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2003, 1(3): 207-210.
- [9] Kokusho, T. (1980) Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range. *Soils and Foundations*, **20**, 45-60. https://doi.org/10.3208/sandf1972.20.2_45
- [10] Andersen, K.H., Pool, J.H., Brown, S.F. and Rosenbrand, W.F. (1988) Cyclic and Static Laboratory Tests on Drammen Clay. *Journal of the Geotechnical Engineering*, **114**, 540-555.
- [11] Hyodo, M., Hyde, A.F.L., Yamamoto, Y. and Fujii, T. (1999) Cyclic Shear Strength of Undisturbed and Remoulded Marine Clays. *Soils and Foundations*, **39**, 45-58. https://doi.org/10.3208/sandf.39.2_45
- [12] Matsui, T., Bahr, M.A. and Abe, N. (1992) Estimation of Shear Characteristics Degradation and Stress-Strain Relationship of Saturated Clays after Cyclic Loading. *Soils and Foundations*, **32**, 161-172. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.32.161>
- [13] 焉振,王元战,肖忠,孙熙平. 循环荷载下软粘土不排水强度弱化分析的动力有限元 ABAQUS 实现[J]. 岩土力学, 2016, 37(2): 735-744.