

风化作用下煤系土边坡稳定性数值模拟分析

浣 双

(保利长大工程有限公司, 广东 广州 510000)

摘 要: 煤系土易受风化作用影响而发生强度劣化, 引发边坡失稳。以广东某高速公路煤系土边坡为背景, 基于微波模拟风化试验建立的强度劣化模型, 采用有限元强度折减法, 分析不同风化深度(0.5~2.0 m)边坡位移与安全系数的变化规律。结果表明: 风化深度从1.0 m增至1.5 m时, 安全系数降幅最大, 约为18%; 风化程度由E1增至E2时, 安全系数降低38.2%, 表明风化程度对稳定性影响更为显著。模拟结果与实际监测数据吻合, 验证了模型的可靠性, 为煤系土边坡防护设计提供了理论依据。

关键词: 煤系土; 风化作用; 边坡稳定性; 有限元强度折减法

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2026)08-0070-06

Numerical Simulation Analysis on Stability of Coal-bearing Soil Slopes under Weathering

HUAN Shuang

(Poly Changda Engineering Co., Ltd., Guangzhou 510000, China)

Abstract: Coal-bearing soil is prone to strength degradation due to weathering, which can lead to slope instability. Taking a coal-bearing soil slope of an expressway in Guangdong as the background, and based on a strength deterioration model established through the microwave simulation weathering tests, the finite element strength reduction method is used to analyze the variation patterns of slope displacement and safety factor under different weathering depths (0.5~2.0 m). The results indicate that when the weathering depth increases from 1.0 m to 1.5 m, the safety factor decreases the largest by approximately 18%, and when the weathering degree increases from E1 to E2, the safety factor decreases by 38.2%, which shows that the weathering degree has a more significant impact on the stability. The simulation results agree well with actual monitoring data, verifying the reliability of the model and providing a theoretical basis for the protective design of coal-bearing soil slopes.

Keywords: coal-bearing soil; weathering; slope stability; finite element strength reduction method

0 引 言

在我国西南及南方山丘区的工程建设中, 煤系地层分布广泛, 由其演化形成的煤系土已成为制约基础设施建设与运营安全的关键不良地质体之一^[1-2]。煤系土是指由含煤地层经物理风化、化学分解及生物改造等地质作用演变而成的一类特殊土体, 其母岩主要为碳质页岩、粉砂岩及煤层互层结构。由于成因背景和物质组成的特殊性, 煤系土呈现出结构松散、层间胶结能力弱、风化速率快、遇水易软化及强度劣化显著等不良工程特性^[3-4]。上述特性使煤系土在路堑开挖、边坡暴露及基础施工等

工程活动中极易发生性能突变, 进而引发浅层滑塌、路堤沉陷、翻浆冒泥等工程病害, 对基础设施的安全运营和长期耐久性构成严重威胁^[5-6]。

目前, 国内外学者围绕煤系土的工程特性已开展了较为丰富的研究。刘顺青等^[7]通过剪切试验和数值模拟发现粉状与砾状煤系土的抗剪强度均随含水率增加而显著降低, 但二者的水敏感性存在明显差异。范亚坤等^[8]通过直剪试验与微观观测揭示了干湿循环导致煤系土崩解破碎和胶结弱化, 从而引起抗剪强度持续衰减的内在机制。丁峰等^[9]系统研究了闽西煤系土的高塑性、易崩解和中压缩性特点, 发现其强度指标在经历4~5次干湿或冻融循环后趋于稳定。刘星星等^[10]基于ABAQUS数值模拟指出非饱和煤系土边坡在降雨条件下稳定性显著降低, 降雨初期浅层土体饱和和引发的浅层滑坡风险最高。

收稿日期: 2026-04-13

作者简介: 浣双(1992—), 女, 学士, 工程师, 从事道路与桥梁工程设计与研究工作。

左文贵等^[11]结合数值模拟与现场监测揭示了人工堆载与降雨渗流叠加作用下煤系土滑坡的变形机理。此外,已有研究表明煤系土的力学参数在暴露后受风化作用影响衰减迅速,且在湿热多雨和应力扰动频繁的环境中劣化更为突出^[1,12]。

然而,上述研究多集中于室内基本力学试验和特定工况下的数值分析,对于风化作用导致的煤系土边坡渐进性破坏过程及其定量描述方法的系统研究仍显不足。尤其在将室内试验所建立的强度劣化模型与实际工程边坡数值计算相结合、并通过现场监测数据进行验证方面,相关工作尚不充分。鉴于此,以广东省某高速公路煤系土边坡为工程背景,基于前期通过微波辐射技术模拟风化作用的直剪试验结果及所构建的煤系土强度劣化损伤模型^[4,13],采用有限元强度折减法开展煤系土边坡在不同风化深度和风化程度条件下的稳定性数值模拟分析,并结合现场监测数据对模型的合理性进行验证,以期为煤系土边坡的防护设计和稳定性评价提供技术支撑。

1 有限元强度折减法原理

1.1 方法概述

边坡稳定性分析方法主要包括极限平衡法和有限元法两大类。极限平衡法发展较早,应用成熟,其基本原理是将潜在滑动体划分为若干条块,建立各条块的力学平衡方程以求解安全系数。该方法计算简便,工程应用广泛,但其局限性在于需要事先假定滑动面的位置与形态,且无法反映边坡土体的应力-应变行为及渐进性破坏过程^[14]。

有限元法可将边坡离散为大量有限单元,通过求解各单元的应力、应变和位移场来评价边坡的整体稳定性。与极限平衡法相比,有限元法具有诸多优势:能够模拟复杂地形地貌和地质条件的边坡,考虑非均质材料、非线性本构关系及各向异性特征;可以综合考虑降雨、地震、开挖等复杂荷载工况的影响;能够自动确定潜在滑动面的位置,无需预先假定;并且可以系统地获取边坡变形的全场信息,有利于揭示边坡渐进性破坏的演化过程^[14-15]。

1.2 强度折减法基本原理

有限元强度折减法的基本思想是:在有限元静力分析过程中,通过不断降低(折减)土体的抗剪强度参数,逐步弱化边坡的抗滑能力,直至边坡达到临界失稳状态。此时所对应的折减系数即为边坡的安

全系数。具体做法是设定一个折减系数 F_s , 对 Mohr-Coulomb 强度准则中的黏聚力 c 和内摩擦角 φ 分别进行折减,折减公式为:

$$c' = c/F_s \quad (1)$$

$$\varphi' = \arctan(\tan\varphi/F_s) \quad (2)$$

式中: c 为黏聚力, kPa; φ 为内摩擦角, °; c' 、 φ' 为折减后黏聚力和内摩擦角; F_s 为强度折减系数。

在计算过程中,逐步增大 F_s 的取值,每增大一步即进行一次有限元计算,分析边坡的应力、应变和位移场。当 F_s 增大至使抗剪强度指标减小到边坡恰好处于极限平衡状态时,该折减系数即定义为边坡的稳定安全系数。

1.3 边坡失稳判定准则

有限元强度折减法中,准确判定边坡是否达到极限平衡状态是关键环节。常用的失稳判定方法主要有以下 3 种:一是位移拐点法,即通过绘制边坡关键部位(通常为坡顶或坡面中部)的位移与折减系数的关系曲线,以曲线发生突变的拐点所对应的折减系数作为安全系数;二是塑性区贯通法,即当边坡内部的等效塑性应变带从坡脚至坡顶形成贯通的连续滑动面时,判定边坡进入临界状态;三是计算收敛性判据,即在规定的迭代步数内有限元计算不再收敛、不平衡力持续偏大时,认为边坡已发生失稳^[14]。综合采用位移拐点法和计算收敛性判据作为失稳判定标准。

2 数值模拟模型的建立

2.1 工程概况与计算模型

以广东省某高速公路煤系土边坡为研究对象。该路段地层以二叠纪龙潭组含煤地层为主,岩性为灰白色粉砂岩、灰黑色细砂岩、页岩互层夹碳质页岩和煤层。该区域属亚热带季风气候,年均降雨量 1 540~1 637 mm,夏季湿热多雨,煤系土边坡在暴露后受风化作用影响显著,强度衰减迅速。

数值分析模型取该段典型横断面进行简化,坡高为 8 m,坡率为 1:1.3。模型边坡由浅层煤系土(受风化影响层)、深层煤系土和地基土层 3 部分组成。采用平面应变假定进行二维有限元分析,计算网格如图 1 所示。

2.2 计算参数

模型采用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型,各土层的物理力学参数通过室内试验和现场勘察资料综合确定(见表 1)。其中,浅层煤系土的强度指标采用

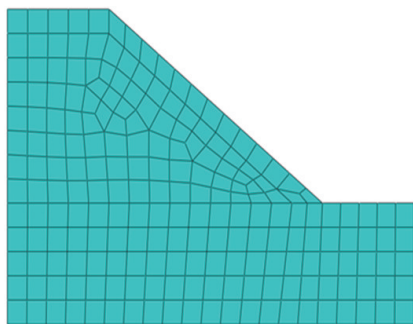


图1 煤系土边坡计算模型网格图

前期微波辐射模拟风化试验后经直剪试验测定的劣化值^[4],以反映风化作用对煤系土力学性能的实际影响。

表1 煤系土边坡计算参数表

边坡土体	密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模 量/MPa	泊松比	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/($^{\circ}$)
浅层煤系土	1 600	15	0.35	11.1	22
深层煤系土	1 700	16	0.30	15.0	28
地基土层	2 000	20	0.30	27.0	33

2.3 边界条件与计算工况

模型的边界条件设置如下:边坡坡面为自由面,不施加任何约束;模型底部边界为全固定约束,限制水平和竖向位移;左右两侧边界施加水平位移约束,仅允许竖向位移。荷载仅考虑自重作用。

计算分为2个阶段:首先在重力荷载下进行弹性求解,计算至力学平衡状态后对位移场和速度场清零,生成边坡的初始应力场;然后切换为 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型,启动强度折减法进行弹塑性求解,逐步折减土体强度参数直至边坡失稳,获取安全系数及相应的应力场和变形场。

为系统研究风化作用对煤系土边坡稳定性的影响,设置了2组计算工况:第一组为不同风化深度工况,固定浅层煤系土的强度参数(取天然状态初始值),分别模拟风化影响深度为0.5、1.0、1.5、2.0 m时边坡的稳定性;第二组为不同风化程度工况,固定风化深度为1.5 m,将浅层煤系土的强度参数分别取前期微波辐射试验中不同辐射能量级别E1、E2、E3、E4所对应的劣化值^[4],分析不同风化程度下边坡的变形与稳定特征。

3 计算结果与分析

3.1 不同风化深度对边坡稳定性的影响

图2、图3分别给出了风化深度为0.5 m和2.0 m时煤系土边坡水平位移云图。由图可知,随着风化深度的增加,边坡坡面中上部的水平位移逐渐增大,

位移集中区域也随之向坡体深部和坡顶方向扩展。当风化深度为0.5 m时,边坡表层位移较小,整体变形以微小弹性变形为主,边坡处于较为稳定的状态;当风化深度增加至1.0 m时,坡面中部水平位移有所增大,但增幅相对平缓;当风化深度进一步增大至1.5 m时,坡面位移出现显著增长,位移集中区域明显扩大,表明风化作用已开始对边坡的整体稳定性产生实质性影响;当风化深度达到2.0 m时,边坡水平位移继续增大,位移量较0.5 m工况增长了数倍,坡体已处于缓慢蠕变滑动状态。

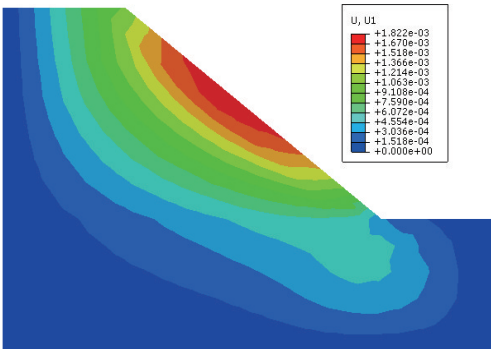


图2 风化深度为0.5 m时边坡水平位移

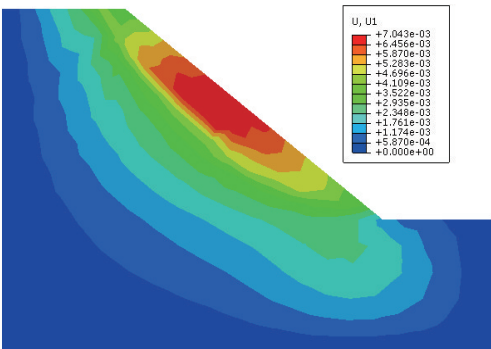


图3 风化深度为2.0 m时边坡水平位移

图4为不同风化深度条件下煤系土边坡安全系数的变化曲线。

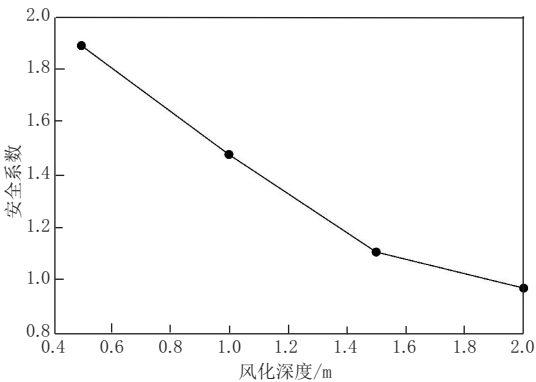


图4 不同风化深度下煤系土边坡安全系数变化

由图4可知,安全系数随风化深度的增加呈非线性递减趋势。当风化深度由0.5 m增大至1.0 m时,

安全系数降幅约为 8%,降低速率相对平缓;当风化深度由 1.0 m 增大至 1.5 m 时,安全系数出现显著下降,降幅约为 18%,这一阶段为边坡稳定性对风化深度最为敏感的区间。分析其原因,当风化深度突破一定临界值后,风化劣化层厚度已足以形成有效的潜在滑动面,致使边坡抗滑力急剧削弱。当风化深度继续增大至 2.0 m 后,安全系数的下降速率有所趋缓,但边坡安全储备已显著不足,处于临界稳定或不稳定状态。

3.2 不同风化程度对边坡稳定性的影响

图 5、图 6 分别给出了风化程度为 E1 和 E4 条件下煤系土边坡的水平位移云图。其中,E1~E4 对应前期微波辐射模拟风化试验中不同辐射能量级别所引起的强度劣化程度,E1 为轻度风化,E4 为强烈风化^[4]。由计算结果可知,随着风化程度的增强,边坡的水平位移逐渐增大,位移集中区从坡面中下部逐步向坡面中上部和坡顶方向扩展。在轻度风化(E1)条件下,边坡变形以坡脚附近的微小局部位移为主;当风化程度增大至 E2 后,边坡水平位移出现显著跃升,坡面中部形成明显的位移集中带;在 E3 和 E4 条件下,位移进一步增大,边坡坡体呈现出整体向临空面蠕滑的变形趋势。

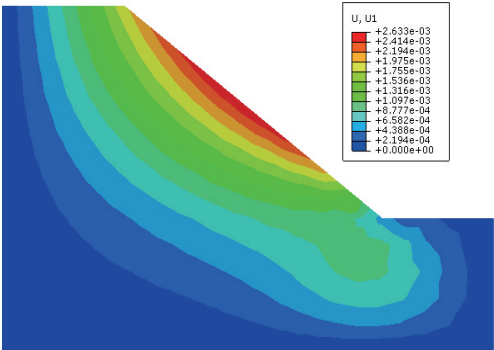


图 5 风化程度为 E1 时边坡水平位移

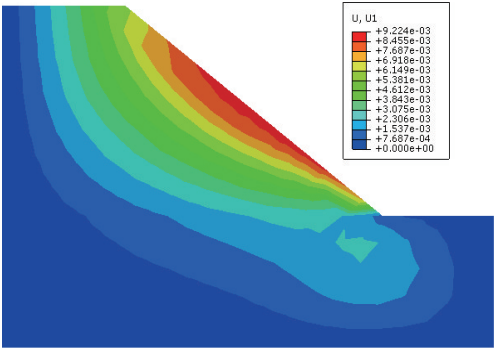


图 6 风化程度为 E4 时边坡水平位移

图 7 为不同风化程度条件下煤系土边坡安全系数的变化情况。由图可知,边坡安全系数随风化程

度的增强呈陡降趋势,且不同阶段的降幅存在显著差异。风化程度从 E1 增大至 E2 时,安全系数下降了约 38.2%,降幅最为剧烈,表明煤系土在经历初始风化阶段后其抗剪强度即发生了大幅度衰减。从 E2 增大至 E3 和 E4 时,安全系数继续下降,但降速趋于平缓,这与煤系土强度劣化呈先快后缓的非线性衰减规律一致。将风化深度和风化程度 2 组工况的分析结果进行对比可以发现,风化程度对边坡安全系数的影响更为显著。这一结果揭示了在煤系土边坡防护设计中,不仅要关注风化影响范围的扩展,更应重视风化强度的发展演变对土体强度的急剧弱化效应。

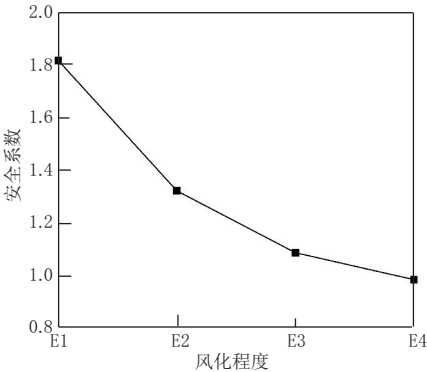


图 7 不同风化程度下煤系土边坡安全系数变化

4 工程验证

4.1 工程概况

为验证数值分析方法和煤系土强度劣化模型的合理性,选取广东某高速一段实际煤系土边坡进行计算与监测数据对比分析。

该路段位于侵蚀丘陵与冲洪积阶地过渡区域,地层以二叠纪龙潭组含煤岩系为主,岩性由灰白色粉砂岩、灰黑色薄层状细砂岩、页岩及碳质页岩、煤层互层组成。该区域属亚热带季风气候,气候湿热多雨,年均降雨量超过 1 500 mm,夏季台风雨频繁,工程环境对煤系土的风化劣化具有显著的促进作用。

4.2 计算模型与参数

根据该路段煤系土边坡的实际勘察设计资料建立数值计算模型。模型将边坡划分为浅层煤系土、深层煤系土和地基土层 3 个分区,考虑风化影响深度为 1.5 m。边坡现场见图 8,各土层的计算力学参数采用现场取样室内试验测定值(见表 2)。

4.3 监测方案

为获取边坡在自然风化条件下的变形实测数



图8 路段煤系土边坡现场

表2 路段边坡各土层计算力学参数

边坡土体	密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模 量/MPa	泊松比	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/($^{\circ}$)
浅层煤系土	1 400	14	0.32	8.3	24
深层煤系土	1 750	16	0.30	15.0	28
地基土层	1 900	20	0.29	24.0	36

据,对该路段煤系土边坡实施了为期6个月的系统监测。监测内容包括坡体竖向沉降和水平位移2项指标。竖向沉降监测采用DS05水准仪在坡顶设置沉降观测点,测量精度为0.5 mm/km;水平位移监测采用拓普康TKS-202型全站仪在近坡面中点处设置位移观测点。监测频率为每月2~3次,预警值设定为最大位移(沉降)达50 mm或变形速率连续3 d大于3 mm/d。

4.4 数值模拟结果与监测数据对比

图9和图10分别给出了坡体竖向沉降和水平位移的数值模拟结果与现场监测数据的对比曲线。

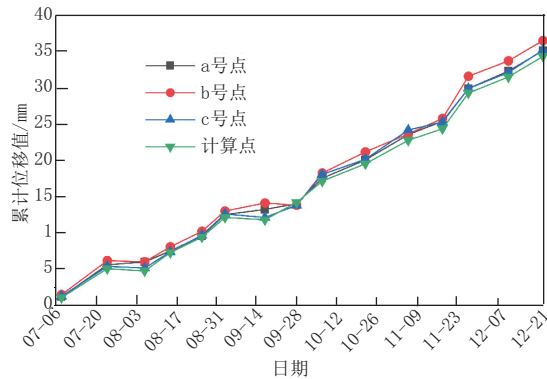


图9 坡体竖向沉降数值模拟结果与监测数据对比

由对比结果可以看出:①在竖向沉降方面,数值模拟计算值与监测实测值在量级和发展趋势上总体吻合较好。监测数据显示边坡沉降随时间持续增长,前期增速较快,后期趋于平缓,模拟结果较好地反映了这一变化规律。②在水平位移方面,数值计算结果与监测数据的整体趋势一致,均表现为随时间推移水平位移逐渐增大,说明边坡在风化作用下强度不断降低,坡体在自重荷载下发生持续缓慢变

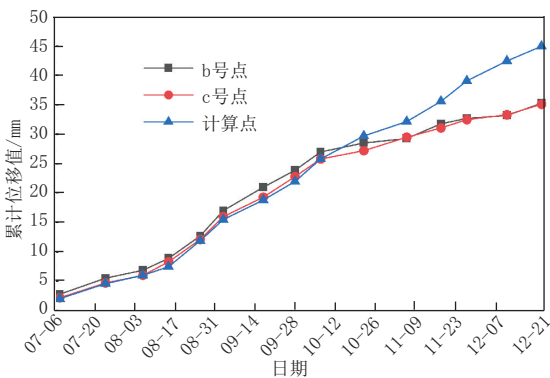


图10 坡体水平位移数值模拟结果与监测数据对比

形。③数值模拟值总体略小于现场监测值,分析原因主要有以下3方面:一是数值模型仅考虑了风化因素对强度的影响,未纳入降雨入渗、温度循环、地下水位变动等其他环境因素的叠加效应;二是模型在几何形态和土层分界方面进行了必要的简化;三是现场监测过程中不可避免地存在一定的测量误差。

尽管存在上述偏差,数值模拟结果与监测数据的差异处于工程可接受范围之内,二者在量级和趋势上的良好一致性表明:所采用的微波辐射模拟风化试验方法和所建立的煤系土强度劣化模型能够合理反映风化作用对煤系土力学性能的影响;有限元强度折减法结合劣化模型对煤系土边坡稳定性进行数值分析的技术路线是可行的。同时,风化作用确实是煤系土边坡变形破坏的主控因素之一,在煤系土边坡的防护设计和稳定性评价中应予以充分重视。

5 结 语

基于前期微波辐射模拟风化试验建立的煤系土强度劣化模型,采用有限元强度折减法对煤系土边坡在不同风化深度和风化程度条件下的稳定性进行了数值模拟分析,并通过实际工程监测数据进行了验证。主要研究结论如下。

(1)风化深度对煤系土边坡稳定性具有显著影响。随着风化深度从0.5 m增大至2.0 m,边坡水平位移逐渐增大,安全系数呈非线性递减。其中风化深度由1.0 m增至1.5 m时安全系数降幅最大(约18%),该深度范围为边坡稳定性对风化深度的敏感区间。

(2)风化程度对边坡稳定性的影响更为突出。风化程度从E1增大至E2时安全系数降低了38.2%,降幅远大于同等条件下风化深度变化的影响。煤系

土强度在初始风化阶段即发生大幅衰减,随后劣化速率趋缓,呈先快后缓的非线性衰减特征。

(3)将数值模拟结果与该路段煤系土边坡现场监测数据进行对比,二者在竖向沉降和水平位移的量级及发展趋势上吻合良好,验证了所建立的强度劣化模型和数值分析方法的合理性与可靠性。

(4)风化作用是煤系土边坡变形破坏的主控因素之一。在煤系土边坡的防护设计与稳定性评价中,应充分考虑风化深度和风化程度的综合影响,尤其需要关注风化初期强度急剧衰减对边坡稳定性的不利效应,以确保工程结构的长期安全与耐久性。

参考文献:

[1] 单浩,李政远,尹杰,等.风化作用下煤系土边坡稳定性分析及失稳机理研究[J].路基工程,2023(6):52-58.
[2] 杨汶明,郑明新,李正阳,等.基于组合赋权云模型的煤系土边坡失稳风险评价[J].公路交通科技,2022,39(2):49-57.
[3] 张鸿,张榜,丰浩然,等.基于DEM-CFD耦合方法的煤系土边坡失稳机理宏观分析[J].工程科学与技术,2021,53(4):63-72.
[4] 浣双,王贵森,单浩,等.不同暴露时间下煤系土性能劣变规律的多尺度试验研究[J].河南科学,2024,42(5):636-645.
[5] Que Y, Dai Y, Hong Q, et al.Pull-Out Tests for GFRP/BFRP/Steel Bars Used as Nailing for Coal-Bearing Soil Slopes in Humid Regions

[J]. Journal of Testing and Evaluation, 2024, 52(1): 491-510.
[6] 朱瑞,廖良健,周子敬,等.聚丙烯纤维与土壤稳定剂联合改良煤系土的应力-应变特征及其本构模型研究[J].南昌工程学院学报,2025,44(1):27-36.
[7] 刘顺青,洪宝宁,朱俊杰,等.粉状和砾状煤系土的水敏性及边坡稳定性分析[J].科学技术与工程,2016,16(8):143-149.
[8] 范亚坤,郑明新,吴珺华,等.干湿循环下煤系土抗剪强度与微观结构参数关联度研究[J].南昌航空大学学报(自然科学版),2023,37(2):52-62.
[9] 丁峰,洪启枫,阙云,等.闽西地区典型煤系土的工程性质分析[J].水利与建筑工程学报,2022,20(6):102-109;115.
[10] 刘星星,鞠海燕,万灵,等.降雨条件下非饱和煤系土坡削坡后稳定性分析研究[J].公路,2022,67(9):22-29.
[11] 左文贵,张家林,贺勇.郴州某二叠系煤系土滑坡变形机理分析[J].浙江工业大学学报,2018,46(6):672-676.
[12] Li H, Yang M. Study on influencing factors of slope stability and evolution law of safety factor in coal measure strata[J].Frontiers in Earth Science, 2023(11): 1167962.
[13] GB/T 50123—2019 土工试验方法标准[S].
[14] JTG 3430—2020 公路土工试验规程[S].
[15] LEMAITRE J. A continuous damage mechanics model for ductile materials[J]. Journal of Engineering Materials and Technology, 1985, 107(1): 83-89.
[16] 乔建永,刘冬桥,郭允朋.岩石迭代损伤与膨胀演化规律研究[J].中国矿业,2022,31(9):12-23.

(上接第37页)

结构对比分析[J].公路,2019,64(1):9-12.
[16] 王建章,李红.沥青路面半刚性基层结构承载能力评价方法研究[J].公路工程,2018,43(5):209-212.
[17] 刘敬辉,王端宜.采用半刚性基层预裂缝技术减少反射裂缝[J].公路,2009(3):70-75.
[18] 夏蕊芳.基于有限元分析法在半刚性基层路面反射裂缝的研究[J].公路工程,2017,42(3):18-25.
[19] 房娜仁,胡士清,李琪琪,等.基于半刚性基层强度控制的反射裂缝防治对策研究[J].公路,2022,67(9):51-60.
[20] 房娜仁,胡士清,李琪琪,等.基于半刚性基层强度控制的反射裂缝防治对策研究[J].公路,2022,67(9):51-60.
[21] Gao Y. Theoretical analysis of reflective cracking in asphalt pavement with semi-rigid base[J]. Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, 2019, 43(1): 149-157.
[22] 单超,郑传峰,杨雪,等.半刚性基层沥青路面反射裂缝形成试验及扩展机理研究[J].路基工程,2021(6):69-74.
[23] 黄立葵,张攀,胡志强,等.半刚性基层沥青路面温缩反射裂缝疲劳扩展分析[J].公路工程,2020,45(5):79-83.
[24] 李新宏.温度作用下半刚性基层道路反射裂缝的应力分析与处理方法研究[J].公路,2017,62(6):54-60.
[25] 赵毅山.荷载-温湿耦合作用下半刚性基层反射裂缝处治效果

评价[J].市政技术,2025,43(5):67-75.
[26] FengChen,AijunYue Research on the Propagation Law of Temperature Induced Reflective Cracks in Semi-Rigid Base Asphalt Pavement[J]. Buildings, 2024, 14(11): 3586.
[27] MengGuo, XiupengYao, XiuliDu. Low temperature cracking behavior of asphalt bindersandmixtures: Areview TheAuthors. Publishing services by ElsevierB. V. on behalf of KeAi Communications Co. Ltd.
[28] 刘丽,郝培文.沥青路面下封层材料试验研究及技术性能比较[J].中外公路,2011,31(4):217-220.
[29] 刘小燕,张志强,王晓燕.聚丙烯纤维增强水泥稳定碎石抗裂性能试验研究[J].建筑材料学报,2020,23(4):123-129.
[30] 杨建华,方滢,张争奇.水泥路面水性环氧稀浆下封层与半刚性基层间的黏结性能研究[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2022,41(6):79-86.
[31] 刘宁,朱磊,杜海丽,等.稀浆封层用于新旧沥青路面联结层中的试验研究[J].公路工程,2015,40(6):242-246.
[32] 王礼根,谭继宗,袁海涛,等.动态荷载作用下橡胶沥青应力吸收层的力学性能[J].筑路机械与施工机械化,2017,34(12):53-58.
[33] 袁媛.半刚性基层沥青路面反射裂缝成因及其防治措施研究[J].交通世界,2019(16):32-33.