

文章编号:1674-2869(2021)02-0197-05

张吉怀铁路酉水大桥锚碇系统稳定性研究

余再富,李元松*,汤新能,戴哲,王玉,李新坤
武汉工程大学土木工程与建筑学院,湖北武汉 430074

摘要:主缆和扣索锚碇系统的安全稳定性评价一直是困扰工程技术人员的关键技术问题。本文以张吉怀酉水大桥施工锚碇系统为例,在详细分析工程地质特点和设计资料的基础上,建立 FLAC3D 实体模型,分析主缆施工前和主缆施工后等多种工况下围岩、预应力锚索、锚固体的应力和变形与塑性区分布特征,计算各构件与关键部位的安全系数,并对其安全性进行评价。结果表明:施工过程中围岩、预应力锚索及锚固体变形均较小,均处于安全稳定状态,并有一定的安全储备。

关键词:酉水大桥;锚碇系统;FLAC3D;稳定性评价

中图分类号:P642

文献标识码:A

DOI:10.19843/j.cnki.CN42-1779/TQ.201911029

Stability of Anchorage System of Youshui Bridge on Zhangjiuhai Railway

YU Zaifu, LI Yuansong*, TANG Xinneng, DAI Zhe, WANG Yu, LI Xinkun

School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan Institute of Technology, Wuhan 430074, China

Abstract: The safety and stability evaluation of main cable and buckle anchorage system is always a key technical problem that puzzles engineers and technicians. This paper takes anchorage system of Youshui bridge on Zhangjiuhai Railway as a study case, builds an FLAC3D physical model based on a detailed analysis of engineering geological characteristics and design materials. We analyzed the stress, deformation and plastic zone distribution characteristics of the surrounding rocks, prestress anchorage cables and anchor solids under various working conditions before and after construction of main cable, calculated the safety coefficients of each component and critical parts, and finally evaluated their safety. The results show that the deformation of surrounding rocks, prestress anchorage cables and anchor solids is small in the construction process, all of them are in a safe and stable state, having the security of reserves.

Keywords: Youshui bridge; anchorage system; FLAC3D; stability evaluation

近年来随着我国西部大开发和“一带一路”倡议的不断推进,我国基础设施建设速度也在不断加快,一座座跨河大桥、跨江大桥和跨海大桥相继建成,缆吊和扣挂法凭借其独特优势广泛用于山区大跨径桥梁的建造,主缆和扣索锚碇系统是桥梁建设过程中的关键受力部位,锚碇结构岩体的安全与稳定性评价一直是困扰工程技术人员的关键

技术问题^[1-3]。对此许多专家学者进行了研究,如夏才初等^[4]通过1:50现场结构模型试验对锚碇结构、岩体的变形机制和可能的破坏模式进行了研究,为确定锚碇结构岩体稳定性提供了依据;李永盛^[5]则通过室内1:100相似材料模型试验探讨了实际结构的变形机制和破坏失稳形式,并提出了加强锚碇结构与相邻地层稳定状况的地基加固

收稿日期:2019-11-26

基金项目:武汉工程大学第十一届研究生教育创新基金(CX2019042)

作者简介:余再富,硕士研究生。E-mail:405395477@qq.com

*通讯作者:李元松,博士,教授,硕士研究生导师。E-mail:li_yuan_song@126.com

引文格式:余再富,李元松,汤新能,等.张吉怀铁路酉水大桥锚碇系统稳定性研究[J].武汉工程大学学报,2021,43(2):197-201.

措施;孙钧等^[6]通过人工智能神经网络多步滚动预测法对锚碇施工进行了预测研究,保证了工程施工的安全及其环境维护;王宇等^[7]采用有限元软件 ANSYS 对锚碇进行建模计算分析,再现了锚碇预应力系统的真实受力状况,验证了设计的合理性。然而,无论是现场模型试验法还是室内模型试验法,时间和造价成本往往较高,神经网络多步滚动预测法^[8]、传统力学解析法对于复杂锚碇结构、软弱岩层分析又具有一定的局限性,随着计算机技术的快速发展,数值模拟分析逐渐成为一种新的便捷分析方法。

为了解张吉怀铁路西水大桥施工过程中锚碇围岩的变形和受力状态,综合考虑各方面因素,本文采用数值模拟法,并充分利用 ANSYS 前处理优势和 FLAC3D 后处理优势,通过 ANSYS 软件建立三维模型,再导入岩土工程数值分析软件 FLAC3D,对张家界侧下游主缆锚碇施工过程进行了计算模拟分析。

1 工程概况

1.1 项目背景

张吉怀铁路西水大桥位于湖南省湘西州古丈县罗依溪镇与芙蓉镇交界处,全长 452.46 m,主拱跨度 292 m,为非对称上承式钢管混凝土拱桥,拱座高差 43.5 m,全桥共 21 个吊装节段。主拱钢拱肋单元件工厂制作,运输至现场组拼成整节段后,再通过缆索吊机逐段吊装。主拱施工采用扣挂法悬拼,两岸同步进行,在拱顶处合龙形成稳定拱圈。施工总布置立面图如图 1 所示,张家界侧(北侧)主缆与工作索共同锚固于张家界侧主缆锚碇上,每组主缆由 12 根 $\phi 60$ 钢丝绳组成,共两组主缆,每组主缆在锚碇上分上下两层锚固。每层有 6 根主缆锚固于锚固梁上,锚固梁通过型钢锚固于主缆锚碇中。两岸主缆锚碇均采用预应力岩锚的结构形式,预应力锚索锚于山体岩石中,其中张家界侧主缆锚碇布置如图 2 所示。

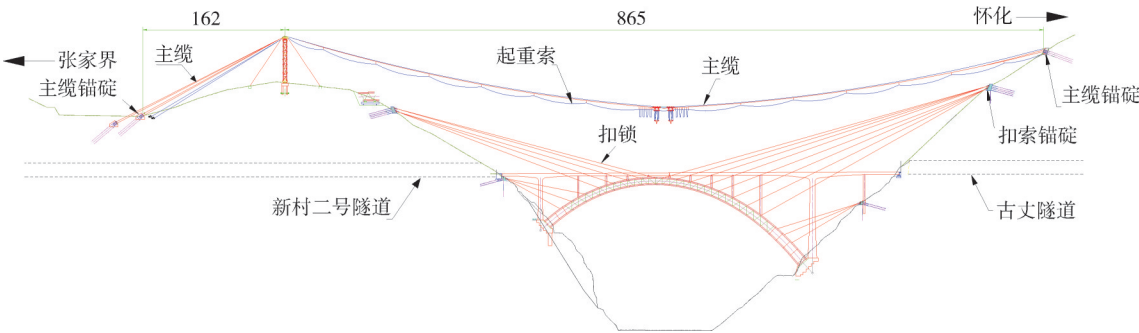


图 1 施工立面布置图(单位:m)
Fig. 1 Elevation layout of construction (unit: m)

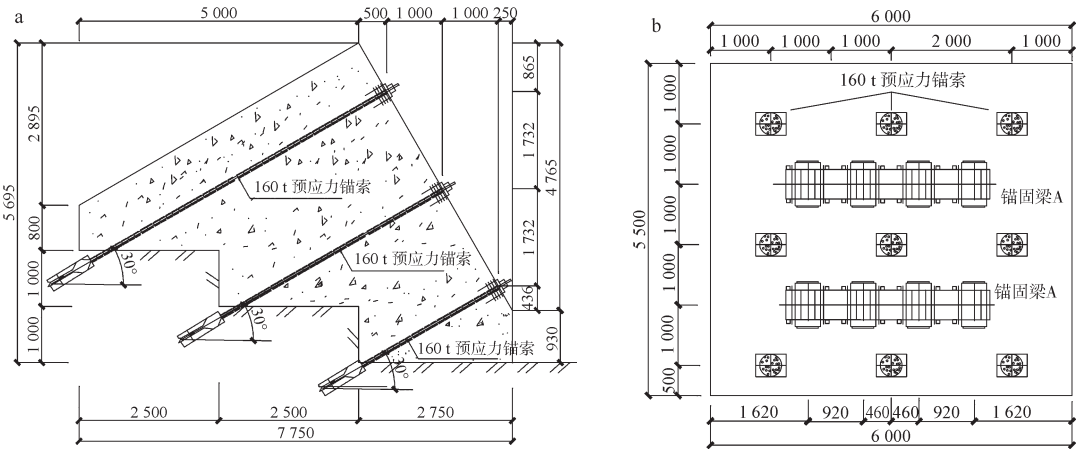


图 2 锚碇设计图(单位:mm):(a)侧视图,(b)正视图
Fig. 2 Design drawing of anchorage (unit:mm):(a)side view,(b)front view

1.2 地质条件及不良地质作用

根据前期勘察资料和地质资料对比分析,桥址所在的地层比较简单,按其成因和时代分类主

要有:第四系全新统残坡积层粉质黏土,钻探揭露层顶标高 323.21~408.76 m,层厚 0.60~2.80 m;下伏基岩为寒武系上统车夫组泥质条带灰岩,中厚

层层状构造,少量碎块状,层顶埋深0.00~24.9 m,层厚10.20~70.92 m,张家界侧主缆锚碇地质剖面如图3所示。桥址区山体节理裂隙较发育,节理长4~36 cm,局部风化不均,零星分布松散岩体,遇外力干扰易剥落、发生崩塌落石危险。并据钻孔揭露,局部地段有岩石溶隙、溶洞较发育。本区属隐伏岩溶区,地表植被覆盖,仅靠钻探揭露,根据前期勘察已钻的25个钻孔中,见溶洞的钻孔2个,钻孔见洞率为8%,多呈单个分布,并且桥址区地表水系发育,主要受大气降雨补给,地下水的主要类型为第四系松散岩类孔隙水、基岩裂隙水及岩溶水。这些地质缺陷破坏了岩体的完整性并降低了岩体的强度,影响边坡及山体的稳定,从而可能对锚碇稳定性带来隐患。

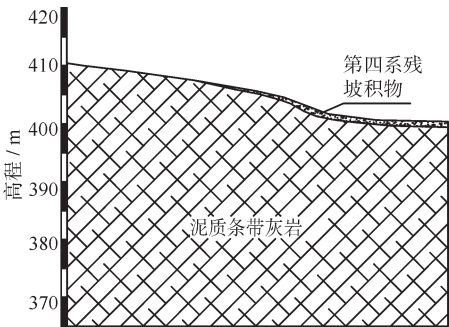


图3 主缆锚碇地质剖面图
Fig. 3 Geological profile of main cable anchorage

2 数值模拟

2.1 模型及边界条件

模型尺寸取3~5倍锚固体系(锚索、锚碇板、锚固区围岩构成的空间范围)边长,该模型沿桥梁轴线方向长60 m,宽40 m,高40 m,共198 020个节点,1 033 183个单元,对模型4个侧面约束水平方向位移,对底面约束垂直方向位移,顶面自由。预应力锚索采用Cable单元来进行模拟^[9],将锚索的端头、自由段、锚固段分别赋不同的材料属性模拟非全长锚固预应力锚索,端头的锚固参数设为极大值模拟托盘,从而保证锚索受力时端头不会滑动,相当于托盘的作用,预紧力则施加在锚索自由段,计算模型如图4所示。

2.2 本构模型及材料参数

本次分析考虑锚索拉力作用下岩体及水泥砂浆会发生剪切性破坏,故围岩及M30锚固水泥砂浆采用目前岩土工程界常用Mohr-Coulomb模型^[10],节理裂隙较发育部位岩体参数根据岩体节理密度相应折减^[11],锚固钢梁及C30钢筋混凝土则采用各向同性弹性模型^[12],材料参数见表1。

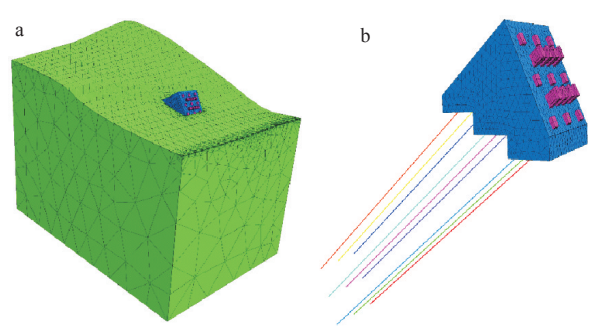


图4 锚碇计算模型:(a)整体计算模型,(b)局部放大图
Fig. 4 Computing models of anchorage:(a)model of overall calculation,(b)drawing of partial enlargement

表1 材料参数

| Tab. 1 Material parameters | | | | | |
|----------------------------|-----------|------------|------------|------|------------|
| 材料 | 黏聚力 / MPa | 内摩擦角 / (°) | 弹性模量 / GPa | 泊松比 | 抗拉强度 / MPa |
| 中风化灰岩 | 1.16 | 38 | 65 | 0.23 | 2.40 |
| M30水泥砂浆 | 2.58 | 45 | 10 | 0.25 | 2.01 |
| C30混凝土 | - | - | 30 | 0.20 | 2.01 (标准值) |
| 钢绞线 | - | - | 195 | 0.30 | 1 860 |
| 钢材 Q345B | - | - | 200 | 0.20 | 300/240 |

2.3 计算结果分析

2.3.1 预应力锚索轴力变化分析 图5(a)和图5(b)分别为主缆施工前后的轴力云图,图6(a)为锚索轴力曲线图,由图6(a)可知,主缆施工前预应力锚索有效张拉力为1.608 MN,接近设计值1.600 MN,对于单根锚索而言,其自由端轴力恒定,由于锚索轴力在锚固段逐渐通过锚固砂浆传递到围岩中,自由端末向锚固端方向轴力逐渐降低。主缆施工后,由于受到主缆拉力作用,锚索自由端轴力相对主缆施工前有所增大,最大轴力为1.694 MN,但小于锚索设计破断力2.600 MN,轴力分布规律与前一阶段相同,自由端轴力为恒定值,锚固端轴力随锚固深度增大而减小。

2.3.2 锚碇围岩位移分析 图6(b)为主缆施工前后锚碇围岩位移曲线图,图7(a)和图7(b)分别为主缆施工前后的围岩锚碇位移云图,由图7(a)和图7(b)可知,主缆施工前受锚索张拉应力作用,锚碇板沿锚索轴线向山体内侧发生变形,顺着锚索方向锚碇板变形量逐渐减小,最大变形量为0.26 mm,围岩变形较大的区域主要分布在锚碇板下方0~4 m范围内及锚索锚固段前12 m,由于锚索锚固端轴力逐渐减小,因而锚固段围岩变形量也逐渐减小,最大变形量约为0.08 mm。主缆施工后的锚碇围

岩受到主缆拉力作用,整体向外移动,变形最大的部位在锚碇板上,最大变形量为 0.16 mm,围岩变形规律与混凝土锚碇板基本相同,均沿主缆拉力方向发生变形,且变形量随着锚固深度逐渐减小。

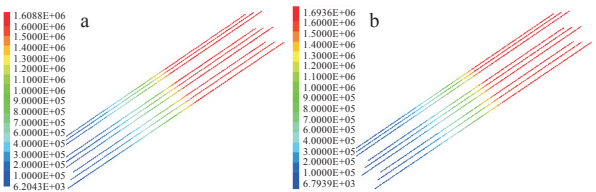


图 5 锚索轴力云图:(a)主缆施工前,(b)主缆施工后
Fig. 5 Contours of cable axial force: (a) before construction of main cable, (b) after construction of main cable

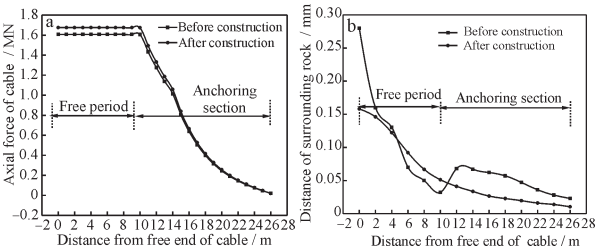


图 6 主缆施工前后:(a)锚索轴力,(b)围岩位移
Fig. 6 Before and after construction of main cable: (a)axial force of cable, (b)displacement of surrounding rock

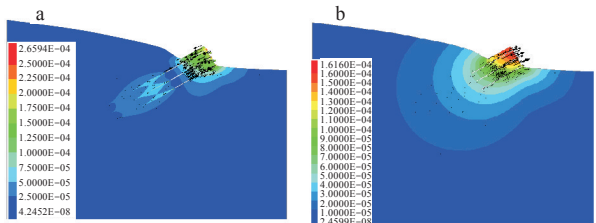


图 7 围岩位移云图:(a)主缆施工前,(b)主缆施工后
Fig. 7 Cloud charts of surrounding rock displacement: (a) before construction of main cable, (b) after construction of main cable

2.4 基于强度折减法的稳定性分析

强度折减法^[13-14]中边坡稳定的安全系数定义为:使边坡刚好达到临界破坏状态时,对岩、土体的抗剪强度进行折减的程度,即定义安全系数为岩土体的实际抗剪强度与临界破坏时的折减后剪切强度的比值。强度折减法利用公式 $c'=c/F_i$ 和 $\varphi'=\arctan(\tan\varphi/F_i)$ 调整岩土体的强度指标 c 和 φ (式中, c' 为折减后的黏聚力, φ' 为折减后的摩擦角, F_i 为折减系数),然后对边坡稳定性进行数值模拟计算分析,通过不断地增加折减系数,反复计算,直至其达到临界破坏,此时得到的折减系数即为安全系数。

目前,在利用有限元强度折减法分析边坡稳定性的研究中,主要有以下 3 种判据来判定边坡失稳:判据 1 以有限元计算不收敛作为边坡失稳的

标志;判据 2 以位移的突变作为判别边坡破坏的标志;判据 3 以塑性区贯通作为边坡破坏的标志^[15-16]。本文采用强度折减法对锚固砂浆、围岩强度指标分别进行折减,选择上述 3 种较广泛应用于边坡强度折减的判据进行锚碇围岩稳定性分析。

图 8(a)为锚固砂浆塑性区体积、最大位移与折减系数的关系曲线,其中锚固砂浆黏聚力 c 和内摩擦角 φ 的折减系数 F_i 依次取 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 2.7, 2.9, 3.1, 3.3, 3.4, 3.5, 从图 8(a)中可看出,随着折减系数的不断增大,锚固砂浆塑性区体积、最大位移均随之增大,并当折减系数取 3.5 时,锚固砂浆最大和位移发生突变,锚固砂浆塑性区贯通且计算不收敛,依据强度折减法的边坡失稳三大判据(位移突变判据、塑性区贯通判据、计算不收敛判据)可知,当锚固砂浆折减系数取 3.5 时锚固砂浆达到极限平衡状态,即锚固砂浆的稳定安全系数为 3.5。

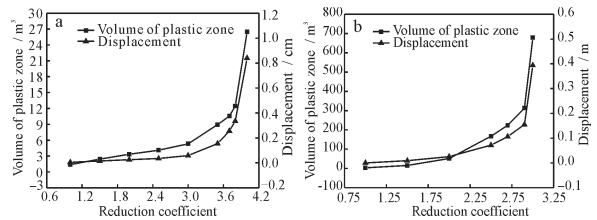


图 8 塑性区体积、位移与折减系数关系:
(a)锚固砂浆,(b)围岩
Fig. 8 Relationship among volume of plastic zone, displacement and reduction coefficient: (a)anchorage mortar, (b)surrounding rock

图 8(b)为围岩塑性区体积、最大位移与折减系数的关系曲线,围岩黏聚力 c 和内摩擦角 φ 的折减系数 F_i 依次取 1.0, 1.5, 1.8, 2.0, 2.2, 2.4, 2.6, 2.7, 2.8, 由图 8(b)可知,随着折减系数的不断增大,围岩塑性区体积、最大位移也随之增大,并当折减系数取 2.8 时,围岩最大位移发生突变,塑性区贯通且计算不收敛,依据强度折减法的边坡失稳三大判据(位移突变判据、塑性区贯通判据、计算不收敛判据)可知,当锚固砂浆折减系数取 2.8 时锚固砂浆达到极限平衡状态,即锚固砂浆的稳定安全系数约为 2.8。

3 结 论

西水大桥锚碇所处地质条件复杂,岩溶较发育,岩体破碎,主缆、扣锁锚碇又是该桥施工过程中的关键受力部位,为了解施工过程中锚碇围岩的稳定性。本文以张家界侧主缆锚碇为例,通过

建立三维实体模型,利用岩土工程数值分析软件FLAC3D对施工过程进行了模拟分析,得出如下结论:

- 1)在预应力锚索施作后和主拱施工过程中,锚碇围岩变形量均较小,最大变形量为0.26 mm,单根锚索自由端最大轴力为1.694 MN,小于锚索破断力2.600 MN,处于安全状态。
- 2)通过强度折减法求得锚固砂浆和围岩的安全系数分别为3.5和2.8,因此在施工过程中整个锚固系统处于安全状态,并有一定安全储备。
- 3)采用数值模拟软件建立三维模型,利用分部分类强度折减法,分别求得锚固砂浆体及锚碇围岩稳定性系数,并直观显示变形、塑性区分布及其演变规律,相对传统的手工简算更加直观,可为今后类似工程采用数值方法解决问题提供借鉴。

参考文献

[1] 张奇华,胡建华,陈国平,等.矮寨大桥基础岩体稳定问题研究[J].岩石力学与工程学报,2012,31(12):2420-2430.

[2] 光明,李鸿盛,阳华国,等.重力式锚碇预应力锚固系统施工技术[J].公路,2013(7):162-165.

[3] 汪学省,芮佳,宣世艳,等.江津中渡长江大桥南锚碇预应力锚固系统施工技术[J].施工技术,2016,45(24):24-25,48.

[4] 夏才初,程鸿鑫,李荣强.广东虎门大桥东锚碇现场结构模型试验研究[J].岩石力学与工程学报,1997,16(6):571-576.

[5] 李永盛.江阴长江公路大桥北锚碇模型试验研究[J].同济大学学报(自然科学版),1995,20(2):134-140.

[6] 孙钧,赵其华,熊孝波.润扬长江公路大桥北锚碇基础施工变形的只能预测——工程实录研究[J].岩土

力学,2003,24(增刊2):1-7.

[7] 王宇,董必昌.桥梁锚碇预应力锚固系统数值仿真研究[J].交通科技,2018(6):25-27.

[8] 任守纲,刘鑫,顾兴健,等.基于R-BP神经网络的温室小气候多步滚动预测模型[J].中国农业气象,2018,39(5):314-324.

[9] 刘龙飞.某岩质高陡边坡开挖卸荷的锚索支护FLAC^{3D}分析[J].西部探矿工程,2019,31(10):18-20,25.

[10] SI X F, GONG F Q, LI X B, et al. Dynamic Mohr-Coulomb and Hoek-Brown strength criteria of sandstone at high strain rates [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2019,115:48-59.

[11] 向娟,陈占锋,范文臣.考虑岩体节理密度影响的高陡边坡稳定性研究[J].中国科技论文,2018,13(24):2790-2795.

[12] 谷钰.混凝土的损伤模型的比较研究[J].科技与创新,2019(5):17-19.

[13] 郭昊天,王志丰,王亚琼.基于有限元强度折减法的路堑高边坡稳定性分析[J].公路,2019,64(11):27-32.

[14] SHI A J. Stability analysis of twin circular tunnels using shear strength reduction method [J]. Geotechnique Letters,2020,10(2):311-319.

[15] NIE Z B, ZHANG Z H, ZHENG H. Slope stability analysis using convergent strength reduction method [J]. Engineering Analysis with Boundary Elements, 2019,108:402-410.

[16] 周元辅,邓建辉,崔玉龙,等.基于强度折减法的三维边坡失稳判据[J].岩土力学,2014,35(5):1430-1437.

本文编辑:苗 变

(上接第196页)

[10] 李峰,黄颂昌,徐剑,等.冷补沥青混合料性能评价及技术要求[J].同济大学学报(自然科学版),2010,38(10):1463-1467.

[11] 彭东波.冷补沥青混合料矿料级配研究[D].重庆:重庆交通大学,2012.

[12] 徐文远,李文赛,夏冬.坑槽修补中冷补料级配及冷补添加剂[J].辽宁工程技术大学学报(自然科学版),2016,35(12):1463-1469.

[13] 李峰,黄颂昌,徐剑,等.冷补沥青混合料性能评价指标体系[J].公路,2010(11):156-162.

[14] 刘大梁,刘小燕,罗立武,等.高性能预拌式冷铺沥青混合料的研制和应用[J].公路,2004(10):112-115.

[15] BISWAS S, HASHEMIAN L, HASANUZZAMAN M, et al. A study on pothole repair in Canada through questionnaire survey and laboratory evaluation of patching materials [J]. Canadian Journal of Civil Engineering,2016,43(5):443-450.

[16] 胡丹.沥青路面坑槽冷补材料研究[D].长沙:长沙理工大学,2008.

[17] 马全红,邢雪婷,许雪松,等.冷补沥青混合料的制备及其性能分析[J].东南大学学报(自然科学版),2016,46(3):594-598.

[18] 肖卫东.聚合物材料用化学助剂[M].北京:化学工业出版社,2003.

本文编辑:苗 变