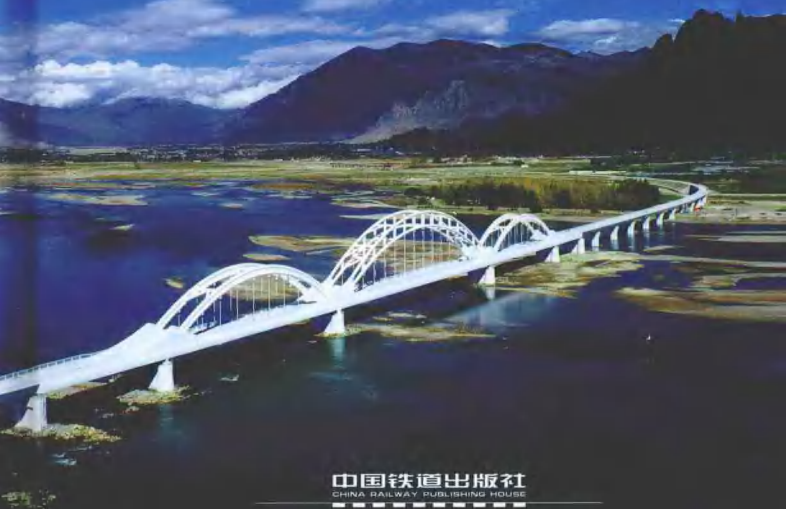




攻克“三大难题”论文集

青藏铁路建设冻土工程研究

孙永福 主编



中国铁道出版社
CHINA RAILWAY PUBLISHING HOUSE

攻克“三大难题”论文集

青藏铁路建设冻土工程研究

青藏铁路建设卫生保障研究

青藏铁路建设环境保护研究



中国铁道出版社

CHINA RAILWAY PUBLISHING HOUSE

地址：北京市宣武区右安门西街8号

邮编：100054

网址：WWW.TDPRESS.COM

ISBN 978-7-113-07201-8



9 787113 072018 >

ISBN 978-7-113-07201-8/TU · 842

定 价： 218.00 元

铁路科技图书出版基金资助出版

攻克“三大难题”论文集

青藏铁路建设冻土工程研究

孙永福 主编

中国铁道出版社

2007年·北京

图书在版编目 (CIP) 数据

青藏铁路建设冻土工程研究/孙永福主编. —北京: 中国铁道出版社, 2007. 7
ISBN 978-7-113-07201-8

I. 青… II. 孙… III. 冻土—铁路路基—研究—青藏高原
IV. U213. 1

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2006) 第 086472 号

书 名: 青藏铁路建设冻土工程研究

作 者: 孙永福 主编

出版发行: 中国铁道出版社 (100054, 北京市宣武区右安门西街 8 号)

策划编辑: 叶 娟 王俊法

责任编辑: 许士杰 徐 艳 张 悦 时 博 张 婕

封面设计: 王凯立

印 刷: 北京盛兰兄弟印装有限公司

开 本: 880 mm×1230 mm 1/16 印张: 32.75 字数: 719 千

版 本: 2007 年 7 月第 1 版 2007 年 7 月第 1 次印刷

印 数: 1~1 200 册

书 号: ISBN 978-7-113-07201-8/TU·842

定 价: 218.00 元

版权所有 侵权必究

凡购买铁道版的图书, 如有缺页、倒页、脱页者, 请与本社发行部调换。

联系电话: 010-63549496 (市电) 021-73174 (路电)

网址: <http://www.tdpress.com>

编辑委员会

主	编	孙永福					
副	主 编	卢春房					
执行副主编	黄 民	何华武	耿志修	郑 健	张曙光		
	杨建兴	方兰珍	安国栋	覃武陵	黄弟福		
编	委	杨忠民	吴克俭	韩树荣	苏全利	周孝文	
	朱振升	铁春林	刘新科	胡书凯	王志坚		
	张克敬	拉有玉	才 凡	吴维洲	赵世运		

本书策划组

组	长	吴克俭					
副	组 长	朱振升	吴克非	赵世运	李 宁		
成	员	冉 理	王应先	马 巍	刘 辉	夏国斌	
		吴云生	张鲁新	辛学忠	钱征宇	胡建明	
		刘 华	张 钊				

序 言

在多年冻土区修建铁路，是一个世界性难题。我们所说的多年冻土，是指处于负温并含有冰的各种岩土，其冻结状态持续两年或两年以上。多年冻土在全球分布较广，约占陆地面积的五分之一，包括欧洲北部、亚洲北部、北美洲、北冰洋浅大陆架，以及部分中低纬度地带的高山或高原。我国多年冻土面积达 215 万平方公里，占国土面积的五分之一强，仅次于俄罗斯、加拿大，位居世界第三。

世界上多年冻土铁路已有百年历史。如俄罗斯从莫斯科至海参崴的西伯利亚铁路、从贝加尔湖乌斯季库特至阿穆尔共青城的贝阿铁路、秋明至鄂毕湾铁路、腾达至雅库茨克铁路等；加拿大埃德蒙顿至海里弗铁路、里贾纳至丘吉尔港铁路、七岛港至谢弗维尔铁路；美国阿拉斯加铁路。这些铁路都处于高纬度多年冻土地区。我国东北地区大兴安岭牙林铁路、嫩林铁路，位于欧亚大陆高纬度多年冻土的南缘。由于受到多年冻土融沉冻胀影响，这些高纬度多年冻土地区铁路变形较大，病害地段大多超过全长三分之一，时速多为 60~70 公里。2001 年我率团考察俄罗斯多年冻土铁路时，看到腾达车站的站台和股道已累计下沉 1.5 米，全靠填补道碴维持轨面标高，夏季常限速 15 公里/小时。有的地方融沉引起路基突然塌陷，危及行车安全。

在青藏高原多年冻土地区修建铁路，比其他地区更加艰难。青藏高原是世界上中低纬度海拔最高、面积最大的多年冻土区。青藏铁路穿越多年冻土区约 550 公里，海拔高达 4 000~5 000 米，最高为 5 072 米。与高纬度多年冻土相比，青藏高原多年冻土的地温变化复杂、含冰量高，对大气升温更为敏感，抵御环境变化的能力更为脆弱。我国青藏公路、川藏公路的病害地段较多，虽几经整治仍未能从根本上解决问题。

40 多年来，我国科学研究和工程技术人员在十分艰难的条件下，坚持多年冻土的研究与实践，为修建青藏铁路奠定了技术基础。我国多年冻土铁路研究大致经历了三个发展阶段：20 世纪 60 年代处于起步阶段，中国科学院成立冰川冻土所筹委会（现中科院寒旱所）系统开展多年冻土研究工作。铁道部成立青藏铁路高原科学技术研究所（现为中铁西北研究院）在海拔 4 750 米的风火山北麓建立了我国第一个多年冻土定位观测站，铁道部第一勘测设计院成立冻土地质队开展工程实践。20 世纪 70 年代进入提高阶段，青藏铁路西宁至格尔木段铺通，开展了部分实体工程试验，多年冻土研究为修建青藏铁路做了一定技术准备。随后，青藏铁路建设搁置起来，多年冻土工程研究受到不利影响。新世纪之初迈向创新阶段，党中央、国务院作出重大战略决策，开工建设青藏铁路格尔木至拉萨段，为多年冻土工程创新提供了广阔舞台和历史机遇。中科院寒旱所把多年冻土作为知识创新重大工程的重要课题，为青藏铁路多年冻土工程建设提供了科学理论和技术支持。中铁西北研究院风火山观测站积累了 40 多年宝贵数据，对热棒等专题进行了深

人研究。铁一院把科研成果转化为工程技术措施,开展了各专业设计工作。青藏铁路建设总指挥部组织联合攻关,创新了多年冻土工程技术。

在青藏铁路格尔木至拉萨段建设前期工作中,我们收集了大量文献资料,出版了《国外铁路冻土技术文献汇编》、《青藏铁路多年冻土科研成果汇编》等。组织了多次技术考察,包括对秘鲁高原铁路、俄罗斯和加拿大冻土铁路、挪威寒区铁路的考察,对我同东北森林铁路以及青藏公路的考察。召开了多年冻土研讨会议,广泛听取专家意见。充分借鉴国内外多年冻土工程经验教训,结合中国多年冻土科研成果,编制了青藏铁路多年冻土区勘察、设计、施工暂行规定,并在建设过程中不断修改完善,为工程建设提供了规范性依据,填补了我国没有冻土区铁路建设规范

的空白。

在青藏铁路建设中,我们加强地质勘探工作,查清沿线多年冻土分布情况,提出多年冻土的地温分区、工程分类。确定合理的选线原则,尽量绕避工程地质条件复杂的不良冻土地段,尽量选择较高地形和干燥地带,多填少挖。经过连续几年暖季寒季地质复查,及时发现和解决了一些不良冻土现象造成的危害。坚持试验先行的原则,先期建设五个不同类型冻土工程试验段,包括清水河高温冻土细颗粒土段、北麓河厚层地下冰段、沱沱河融区和多年冻土过渡段、安多季节性冻土段的路基桥涵试验,以及昆仑山、风火山隧道试验段。针对关键技术安排了39项研究课题,对不同工程措施或同一工程措施的不同方案进行对比试验,以冻土试验段的科研试验成果指导设计施工,发挥了十分重要的作用。

青藏铁路建成通车,表明我国多年冻土工程理论研究和工程实践取得了重大成果,居于世界领先水平。第一,青藏铁路更新设计理念,摒弃了传统采用的增加路堤高度或铺设保温材料的被动措施,首次确定了“主动降温、冷却地基、保护冻土”的设计思想,千方百计减少传入地基的热量,以保持多年冻土的热稳定性。第二,对多年冻土环境分析,由静态转变为动态,除重视地温、含冰量和岩性影响外,同时密切关注地形、地貌、地表水、地下水的影 响。特别是路基、桥涵、隧道工程建成之后,局部环境可能发生变化,会对多年冻土产生新的影响。第三,多年冻土工程设计由单一措施转变为多管齐下、综合施治,主要是调控辐射、调控对流、调控传导或综合调控。大量采用以对流热交换为主要作用机理的片石气冷路基、碎石(或片石)护坡及护道,同时采用无源气液两相转换的散热棒路基。还采用了减少辐射作用的遮阳棚结构。第四,对水文地质条件复杂、不良冻土现象发育的高温高含冰量多年冻土地段,采用桥梁形式通过。大都采用了双柱式轻型桥墩、小跨度钢筋混凝土梁。这类桥梁具有遮阳保护冻土作用,并可兼作野生动物和牛羊通道。由于桥梁造价比一般路基高,因此以桥代路方案须经综合比较后,慎重选用。第五,桥梁基础工程大量采用灌注桩。在通信和电力铁塔基础中采用了钻孔插入桩。第六,隧道工程设置了防水保温层,减轻了冻融作用对隧道结构的不利影响。第七,推广先进的多年冻土工程施工工艺。保护沿线植被,保持排水畅通。路堤填料分层碾压密实,高含冰量冻土路堑采用分段分层开挖方法,涵洞基坑采用快速施工,桥梁钻孔灌注桩大量采用旋挖钻机干法成孔,隧道掘进采用大型空调系统调节洞内温度。青藏铁路创造了一整套多年冻土工程技术措施,经过连续几个冻融循环观察,地基冻土上限普遍抬升,路基下界的负积温增加,路基工后沉降小于设计允许值,已建成的桥隧结构稳定。

鉴于多年冻土工程的复杂性,青藏铁路通车运营后仍要继续深化冻土研究,重点是研究大气

升温和列车重复荷载对多年冻土工程的影响，研究多年冻土工程病害防治的关键技术。要充分发挥多年冻土长期观测系统作用，同时要加强日常检查，及时发现问题，采取整治措施，确保运输安全畅通。

本文文集是参加青藏铁路建设的科学研究和工程技术人员多年艰苦奋斗、开拓创新的智慧结晶，内容十分丰富，经验十分宝贵，既有冻土理论创新成果，又有冻土工程技术创新总结。论文作者来自科研、院校、设计、施工、建设单位，既有年逾古稀的老专家学者，又有中青年骨干力量，也有刚参加工作不久的年轻人。在此，谨对为攻克青藏铁路多年冻土难题做出重要贡献的全体科研技术人员和广大建设者表示衷心感谢！

孫永福

二〇〇七年三月

目 录

综 论

青藏铁路多年冻土工程的研究与实践	孙永福 (1)
用冷却路基的原则修建青藏铁路	程国栋 (15)

冻土工程性质

多年冻土地区线性工程建设	程国栋 何 平 (20)
青藏铁路多年冻土工程的实践与认识	冉 理 (25)
青藏铁路多年冻土工程的主要技术问题及其对策	钱征宇 (35)
冻融循环作用对青藏黏土物理力学性质的影响	王大雁 马 巍 常晓晓 孙志忠 冯文杰 (43)
气候变化对多年冻土及青藏铁路工程的影响	吴青柏 李迷训 刘永智 (51)
青藏铁路沿线的四季划分及温度变化分析	汤懋苍 钟海玲 李栋梁 (56)
青藏铁路沿线多年冻土区地表温度的变化趋势及计算	薛春晓 赵燕洲 (62)
多年冻土区场地震动随机特性研究	严松宏 陈兴冲 高 峰 (66)
青藏铁路施工遇到的主要工程地质问题及处理	孟祥连 (73)

冻土路基工程

论高原冻土区铁路路基的设计原则及其应用	黄小铭 (80)
多年冻土区路堤临界高度的年平均气温临界值	丁靖康 赫贵生 (91)
冻土区路基工程监测关键技术研究	赵世运 张鲁新 (99)
青藏铁路冻土区路基基地温场变化对路基稳定性影响分析	张鲁新 原思民 韩利民 (105)
青藏高原多年冻土区冷却路基技术现场实效监测研究	马 巍 吴青柏 张鲁新 (112)
青藏铁路清水河段冻土路基基填料质量的控制研究	叶阳升 (122)
青藏铁路冻土区路基工程施工过程控制对工程质量的影响	李文军 张鲁新 (135)
青藏铁路冻土路基合理路堤高度研究	张建明 章金利 刘永智 (141)
高原多年冻土区路基沉降及开裂的理论分析与计算探讨	蒋富强 杨永鹏 杨印海 王小军 贾海峰 孙 波 (150)

青藏高原清水河多年冻土区铁路路基沉降变形特征研究	李 忠	岳祖润 (157)
高温多年冻土区普通路堤沉降试验研究	岳祖润 李 忠	葛建军 刘光军 (164)
高温细粒多年冻上路堤变形试验研究	孙增奎 王连俊	白明洲 魏庆朝 (172)
青藏高原多年冻土区铁路加筋路堤的变形特征研究	苏 艺 许兆义	王连俊 (179)
管道通风路基地温变化及工程热效应分析	牛富俊 程国栋	马立峰 (188)
气候变暖条件下冻土通风路基温度特性的空间分析	赖远明 米 隆	王秋生 张克华 肖建章 (196)
厚层地下冰对青藏铁路路基稳定性的影响分析		杨永鹏 (208)
青藏铁路北麓河试验段路基保温材料处理措施初步分析	盛煜 温智	马巍 (212)
多年冻土区片石保温护坡路基降温效果的分析	屈耀辉 徐兵魁	惠旭辉 (220)
青藏铁路多年冻土区碎石护坡路基地温变化特点分析	徐连军	罗 强 (225)
多年冻土区隔热保温层路基温度场的数值模拟	田亚护 刘建坤	钱征宇 何 平 (232)
青藏铁路路基中正融土斜坡稳定性分析	沈宇鹏 许兆义	王连俊 (243)
冻土沼泽化斜坡湿地路基稳定与地温监测	刘尧军 岳祖润	姜国亮 (248)
青藏高原多年冻土区热棒路基设计计算		徐兵魁 吴志刚 (252)
聚苯乙烯隔热层在多年冻土区路基工程中的应用	丁靖康 赫贵生	李永强 (260)
热棒在青藏高原火山区的实测效果分析	李永强 韩龙武	崔 琨 贾海峰 (266)
多年冻土地区 L 型挡墙结构的土压力修正模型	梁 波 王家东 曹元平	葛建军 包黎明 (271)
高原冻土地区路堑爆破开挖施工的基本原则	顾毅成	冯叔瑜 (279)
青藏铁路高原冻土区路基施工技术	白杨军	杨义轩 (285)
青藏铁路多年冻土区倾填片石通风路基施工技术	宋晓兵	张爱忠 (290)
青藏铁路多年冻土区保温板路基施工技术	苏庆国	曹伟宏 (295)
青藏铁路高含冰量冻土路基施工	苑仁增	杨 俊 (300)
多年冻土区路基加固技术措施及施工方法		丁愿文 (304)
青藏高原多年冻土区半填半挖路基施工工艺研究	王永顺 郭小鹏	张云平 任少强 (308)
青藏铁路铺架施工综合技术	和民锁 王崇新	孙 义 王相文 (314)

冻土桥梁工程

青藏铁路多年冻土区桥涵设计与施工	吴少海 (323)
多年冻土区涵洞工程研究	李金城 (337)
多年冻土区未回冻钻孔灌注桩承载力性质试验研究	王 旭 蒋代军 赵新宇 刘德仁 (341)
冻土区桩基回冻过程对单桩承载力和桥梁施工的影响分析	吴亚平 郭春香 潘卫东 赵世运 张鲁新 (347)

青藏铁路多年冻土区桩基础施工中的混凝土温度控制问题	马 辉 廖小平 赖远明 (354)
多年冻土区路桥过渡段一种新结构的试验观测与分析	刘建坤 鲍维猛 韩小明 包黎明 (362)
青藏铁路多年冻土地区桥梁设计浅议	周致强 (368)
青藏铁路冻土区涵洞设计施工简述	王晓黎 马天明 (374)
多年冻土区桥梁基础桩孔桩的施工	王 珣 张富强 (378)
青藏铁路高原冻土区钻孔桩基础成孔施工工艺	殷枝荣 郑 锋 (381)
多年冻土区桥梁桩基础施工技术	苟祖宽 杨安杰 (387)
多年冻土区旋挖钻机扩底桩钻孔施工技术	杨希文 钱立军 (394)
高原冻土区耐久混凝土施工工艺	黄直久 谢永江 邱建玄 杨富民 张俊青 (398)
青藏铁路多年冻土区桥梁施工关键技术	陈 鹏 (410)
高原冻土区混凝土裂缝的成因与预防	谷炼平 (420)

冻土隧道工程

隧道衬砌冻胀压力问题分析	王建宇 胡元芳 (425)
昆仑山隧道冻胀力现场测试及数据分析	张俊儒 仇文革 (436)
冻土隧道冻胀力室内模型试验研究	匡 亮 仇文革 (443)
冻土隧道冻胀力计算方法研究	仇文革 郑余朝 (450)
高原高寒冻土隧道渗漏水防治技术的试验研究	李传富 梅志荣 周先华 李 蓉 李苍松 (457)
昆仑山隧道渗漏水连通试验研究	李苍松 何发亮 梅志荣 (465)
多年冻土区隧道侧沟排水模型试验研究	贾海峰 熊治文 韩龙武 杨永鹏 (473)
青藏铁路多年冻土区隧道施工中围岩温度场研究	贾晓云 朱永全 李文江 (478)
风火山多年冻土隧道信息化施工	谭忠盛 任少强 张 弥 (483)
昆仑山和风火山隧道气温地温的变化特性	宋 冶 伍晓军 黄双林 (491)
青藏铁路风火山隧道设计难点探讨	黄双林 (500)
多年冻土隧道隔热保温设计探讨	刘小刚 贾元霞 (506)
后 记	(511)

青藏铁路多年冻土工程的研究与实践

孙永福

(铁道部, 北京 100844)

摘要: 青藏铁路建设需穿越高原多年冻土区, 在探明沿线多年冻土分布特征的基础上, 合理确定了线路走向方案。有针对性地开展了五个不同类型冻土工程试验段研究, 取得重要成果, 指导优化设计和施工。全面总结四年来青藏铁路多年冻土工程的研究与实践, 确立“主动降温, 冷却地基, 保护冻土”的设计思想, 制定路基、桥涵、隧道等成套工程技术措施和先进施工工艺, 对确保多年冻土工程质量发挥了重要作用。

关键词: 青藏铁路; 冻土; 研究; 实践

0 引言

青藏铁路是世界上海拔最高、线路最长的高原冻土铁路。青藏铁路格尔木至拉萨段北起青海省格尔木市, 溯格尔木河而上, 攀升至昆仑山垭口, 经五道梁、沱沱河、雁石坪, 翻越唐古拉山垭口, 经西藏自治区安多、那曲、当雄, 抵西藏自治区首府拉萨市, 全长 1 142 km。其中海拔 4 000 m 以上的线路有 960 km, 经过连续多年冻土区约 550 km, 岛状冻土、深季节冻土、沼泽湿地和斜坡湿地发育。高原多年冻土是青藏铁路建设最大的技术难题。

在多年冻土区修建铁路已有近百年历史, 但既有的多年冻土区铁路病害相当严重, 行车速度普遍较低。修建于 20 世纪 70 年代的俄罗斯贝阿铁路, 1994 年调查的线路病害率为 27.5%。我国东北森林铁路多年冻土地段的病害率也在 30% 以上。冻土病害对铁路运输效率和安全产生很大影响。为解决青藏铁路冻土工程难题, 充分借鉴国内外冻土科研成果和工程实践经验, 我们对既有冻土研究成果进行汇总分析; 对东北地区冻土铁路和青藏公路工程实践进行认真总结; 对秘鲁高原铁路、俄罗斯和加拿大冻土铁路、挪威寒区铁路进行实地考察, 邀请外国专家来华技术交流等等, 这些都为青藏铁路建设提供了宝贵经验。同时, 中国科学院知识创新重大工程项目“青藏铁路工程与多年冻土相互作用及其环境效应”研究, 也为解决青藏铁路多年冻土难题提供了技术支持。

1 查明冻土分布规律,合理确定线路方案

1.1 制订科学的勘察、设计和施工暂行规定

在青藏铁路开工之前,我们充分借鉴国内外冻土工程的经验教训,结合中国多年冻土科研成果,编制了青藏铁路多年冻土区勘察、设计、施工暂行规定,为工程建设提供了规范性依据,填补了我国没有冻土区建设规范的空白。从高原多年冻土特点出发,提出了评价多年冻土热稳定性的地温分区(见表1)和工程分类方法,并考虑了全球气候变化可能带来的影响;采用综合勘探方法,合理布设地质钻孔,根据冻土特点规范工程勘察要求;积极采用主动降温措施,严格控制路基填料和压实质量,加强防排水工程,采用可靠的桥涵基础形式和隧道衬砌结构;推行机械化施工,合理安排作业工序,减少对冻土的扰动,确保工程的安全稳定。随着工程实践的检验,及时研究工程中出现的问题,认识不断深化,对“暂行规定”及时进行修改完善。“暂行规定”充分体现了中国高原冻土技术的最新水平。

表1 多年冻土的地温分区

冻土地温分区	高温极不稳定	高温不稳定	低温基本稳定	低温稳定
平均地温 T_w (°C)	$T_w \geq -0.5$	$-1.0 \leq T_w < -0.5$	$-2.0 \leq T_w < -1.0$	$T_w < -2.0$

1.2 地质勘察提供多年冻土可靠的基础资料

冻土地质资料是工程的基础。为掌握青藏铁路沿线多年冻土的工程地质条件,青藏铁路采取有效措施加强冻土地质工作。加大了地质钻探密度,一般不超过200m布设一个钻孔。对不良冻土地带,综合考虑局部地形、地貌和水文条件,进一步加大地质勘察力度,开展针对性地工点地质勘察。钻孔时布设测温元件观测地温,现场取样测试冻土的含水量和天然密度。结合地质勘探、地温测试和融化速率分析,综合确定多年冻土的上限深度和设计参数。青藏铁路采取以钻探为主,辅以地质雷达、浅层地震等物探方法,经过三年多的持续勘察和调查,完成地质钻探15万m,土工化验6万多组,地温观测孔900多个,综合物探剖面400km,准确查清了冻土平均地温、岩性和含冰量资料。在青藏铁路地质勘察中首次建立了地质监理制度,由第三方地质监理工程师进行全过程的监督和检查。

在全面系统的地质勘察基础上,查清了沿线多年冻土的分布(见表2),提出了工程地质平纵断面资料,反映出沿线多年冻土的地温分区、工程分类、上限位置和不良冻土现象的分布。我们在实践中认识到,确定冻土工程措施时,除考虑地温、含冰量、地层岩性三个因素外,还应考虑局部微地形、地貌及水文条件。这一认识为合理确定工程措施提供了更为全面的理论依据,对确保工程稳定可靠有重要指导作用。

表2 青藏铁路多年冻土分布

(km)

地温分区	长度	厚层地下冰	富、饱冰冻土	少、多冰冻土
高温极不稳定区	199.75	11.0	75.63	113.12
高温不稳定区	74.51	5.8	29.34	39.37

续上表

地温分区	长度	厚层地下冰	富、饱冰冻上	少、多冰冻上
低温基本稳定区	110.75	24.2	36.64	49.91
低温稳定区	59.75	16.2	24.35	19.19
融区	101.68			
合计	546.43	57.2	165.96	221.59

1.3 青藏铁路多年冻土工程特点

青藏高原多年冻土处于中低纬度，冻土的发育和分布有其特殊性。在大量地质勘察和试验分析的基础上，深刻认识了青藏铁路多年冻土的主要工程特点。

(1) 冻土地温变化复杂，热稳定性差。高原多年冻土的发育主要受高度地带性的控制，同时受纬度地带性的影响。山地与高平原相间分布的地貌特点，强烈的地质构造运动形成的水热活动和河流、植被等区域性因素，对冻土的分布与性状产生直接的影响，使高原多年冻土的分布和地温变化更加复杂。

(2) 厚层地下冰和高含冰量冻土所占比重重大。厚层地下冰和高含冰量冻土广泛分布于湖积和坡积地层，呈分凝形式形成厚度不等的层状冰，富集在冻土上限以下 0.5~3.0 m 深度。青藏铁路通过的厚层地下冰和高含冰量冻土地段的累积长度达 230 km，占多年冻土区总长的 42%。厚层地下冰和高含冰量冻土的埋深较浅，容易受自然和人为活动的影响而发生融化，对工程危害很大。

(3) 对气候变暖反应极为敏感。由于青藏高原海拔高、地表植被稀疏，在全球气候变暖的背景下，气温升高值将高于全球平均值，多年冻土区工程将面临更加明显的外部条件影响。通过冻土热状况变化预测模型的数值模拟，结合青藏铁路多年冻土区冻土热状况的变化特点，对青藏铁路沿线多年冻土的发展趋势进行了分析和预测。合理加强冻土工程措施，提高冻土工程的可靠性，抵御全球气候变暖对工程稳定性的不利影响。

(4) 太阳辐射强烈，坡向效应明显。青藏高原海拔高、日照长，太阳辐射强烈。由于不同坡向导致路基两侧坡面吸热不均，造成路基两侧基底冻土上限上升差异，引起路基的不均匀变形而开裂，影响路基的稳定。强烈的太阳辐射还造成高原地表很大的日温差，经常出现日温差正负交替的变化，地表冻融过程频繁发生，热力胀缩作用和裂隙水的反复冻胀所产生的剥裂作用强烈，对工程结构和混凝土的耐久性有很大影响。同时，太阳辐射还容易使高分子材料老化，缩短使用寿命，必须采取有效的保护措施。

1.4 合理确定线路方案

大量细致的地质工作为多年冻土区选线提供了可靠依据。线路方案的选择是在充分考虑了高原多年冻土的特点、环境保护和技术经济后的一种综合比选。多年冻土区选线基本原则是：尽量绕避工程地质条件复杂的不良冻土地段；尽量选择在相对位置较高、地表干燥的地带通过。确定线路纵坡时尽可能满足路基最小设计高度的要求。路基结构形式以路堤为主，多填少挖，减少路堑、零断面和低填方的长度。线路在冻融过渡地段通过时，线路位置尽量选择在融区，减少

在冻融过渡段和冻土岛等不稳定冻土地段的长度。线路要尽量选择地表排水条件好、地下水不发育的地段,尽量绕避环境敏感地带,保护高原植被和环境。通过对线路方案的不断优化调整,大大减少了不良冻土现象的危害。

多年冻土具有空间分布的不均匀性、冻融状态的季节性的特点,从宏观地质地貌上研究冻土分布的特征十分必要。在铁路建设过程中,先后组织了 14 批次的暖寒季地质勘察,查明了全线多年冻土区不良冻土现象的分布规律和发育特点,重点研究了与线路有关的 192 处不良冻土现象的发展趋势及对线路的危害,特别是热融湖塘、热融滑塌、冻胀丘、冰锥等不良冻土现象。在确定线路方案时,尽可能绕避不良冻土发育的地段,难以绕避的都采取了可靠的工程措施。为防止与青藏公路对多年冻土病害的交叉影响,铁路线位距青藏公路的横向距离一般不少于 100 m。

2 先行组织冻土试验,验证完善工程措施

2.1 冻土试验工程的目的和原则

青藏铁路多年冻土地段全面展开施工之前,选取了最具代表性和典型性的多年冻土地段,先行建设冻土工程试验。经过认真研究和论证,决定以冻土试验工程为突破口,根据不同的地温和地层特点,设计相应的工程措施。通过多个冻融循环连续测试,提出阶段性研究成果,检验冻土工程措施的可靠性和适应性。进一步优化设计,完善措施,暴露尚未认识的问题。确定冻土工程试验段的原则主要有:

(1) 试验段工程地质条件的典型性。在调查和勘察的基础上,选择能够反映高原多年冻土主要工程地质特点的,在全线具有典型性和代表性的地段,作为冻土工程试验段。

(2) 试验段工程措施的针对性。重点验证工程措施的可靠性和适应性,为全线冻土工程提供示范,针对设计、施工中的关键技术展开研究,为完善设计服务。

(3) 试验段研究项目的系统性。充分发挥试验段的现场试验功能,对各种新结构、新材料和新工艺进行系统的研究试验,通过现场测试取得有关设计参数,为在青藏铁路推广应用提供可靠的依据。

(4) 确保试验段测试工作的长期性。测试资料是评价工程措施应用效果和可靠性的依据,也是确保工程长期使用和养护维修所必需的技术资料。通过长期测试,积累资料,掌握冻土工程的动态变化。

2.2 冻土试验工程主要研究内容

根据上述原则,我们建设了清水河、北麓河、沱沱河、安多四处路桥工程以及昆仑山、风火山隧道工程共 5 个冻土工程试验段。

2.2.1 清水河冻土工程试验段

为研究高温不稳定冻土区细颗粒高含冰量冻土强融沉性和强冻胀性问题,建设了清水河冻土工程试验段。该段位于楚玛尔河高平原,全长约 3 km,海拔 4 550~4 600 m。路基试验主要内容为片石气冷、碎石护坡、热棒、通风管等主动降温措施和路基新结构,路基合理高度,路基隔热保温材料,路基沉降变形特征。同时对冻土钻孔灌注桩和拼装式涵洞进行了试验研究。

2.2.2 北麓河冻土工程试验段

为研究高温极不稳定和高温不稳定冻土区厚层地下冰的工程措施问题,建设了北麓河冻土工程试验段。该段位于北麓河冲、洪积高原,试验段全长3.9 km,海拔4 600~4 700 m。该试验段除路堤工程外还有两处冻土路基工程。路基试验工程主要内容为碎石护坡、通风管、隔热保温材料 and 路基沉降变形特征,针对冻土路基支撑结构、坡面防护、基底处理和填挖过渡段进行了大量试验。对冻土钻孔灌注桩和拼装式涵洞进行了试验研究。

2.2.3 沱沱河冻土工程试验段

为研究融区和多年冻上过地段段的工程措施问题,建设了沱沱河冻土工程试验段。该段位于沱沱河盆地冲洪积平原,全长1.5 km,海拔4 500~4 600 m,多年冻土处于极不稳定状态。试验工程主要内容为路基边坡防护、高原草原植被恢复和冻融过渡段路基工程措施,冻融过渡地段的钻孔灌注桩及拼装式涵洞试验研究。

2.2.4 安多冻土工程试验段

为研究深季节冻土的工程技术问题,建设了安多冻土工程试验段。该段位于唐古拉山南麓,分为不相连的5段,总长4.24 km,海拔4 700~4 800 m。唐南段降水量相对较大,沼泽化湿地发育,局部有斜坡湿地,深季节冻土分布广,路基试验工程主要内容为冻土沼泽湿地地基处理、斜坡湿地路基稳定、深季节冻土路基冻胀防治,以及高寒草甸植被恢复等试验研究。

2.2.5 昆仑山和凤火山隧道试验工程

昆仑山隧道长1 686 m,轨面标高4 772 m。凤火山隧道长1 338 m,轨面标高4 905 m。两座隧道均穿过多年冻土层,地质条件复杂,为全线重点控制工程。试验工程主要内容为隧道冻融圈特点、冻融对隧道结构的影响、隧道防水技术、隔热保温技术、支护技术以及施工通风技术、施工温度场控制试验研究。

冻土试验工程共安排了39项研究课题,组织铁一院、中科院寒旱所、中铁西北院等有关科研、设计和高校开展联合攻关。中科院寒旱所全面承担了北麓河厚层地下冰地段冻土试验工程的科技攻关。通过几年来的试验研究,取得了大量的观测数据,提出了阶段成果报告,为修改设计、施工暂规,完善设计思路,优化工程措施起到了很重要的作用。

2.3 多年冻土试验研究主要成果

青藏铁路的工程实践推动了冻土技术的发展,在理论研究、现场试验、勘察设计和科学施工等方面进行了积极探索,取得了丰硕成果,体现了当代冻土区铁路工程建设的先进水平。青藏铁路冻土试验工程研究取得的主要成就体现在:

(1) 掌握了铁路建设期冻土地温变化特点。对多年冻土的发展变化趋势作出了科学预测,完善了评价多年冻土稳定性的地温分区和工程分类原则。

(2) 检验了主要冻土工程措施在高原多年冻土区的应用效果。对其应用条件和可靠性进行了分析评价,确定了主要设计参数,为优化设计和施工提供了可靠依据。

(3) 完善了青藏铁路高原多年冻土区工程勘察、设计和施工暂行规定。为确保冻土工程质量提供了技术保障。

(4) 阐明了主要冻土工程措施的工作机理。在试验工程研究的基础上,进行了大量模型和模

拟试验。冻上工程措施起到了降低基底地温、保护冻土的作用,路基人为上限逐年上升(见图1)。

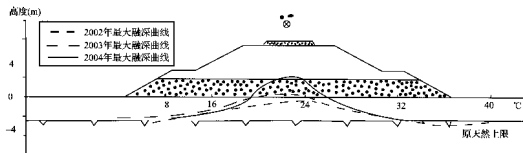


图1 片石气冷路基融深曲线变化

(5) 提出了不同冻土条件下合理路基结构形式。分析总结了影响冻上路基工程稳定的主要因素,阐明了路基基底地温场的变化规律,揭示了路基人为上限的变化过程及对路基沉降变形的影响特点。通过综合应用各种主动降温措施调控路基基底地温场,有效控制了路基的变形,路基沉降基本趋于稳定(见图2)。

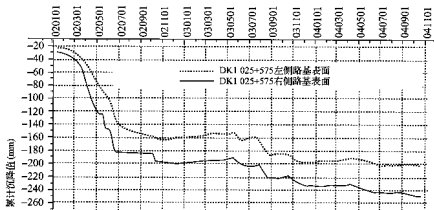


图2 片石气冷路基沉降曲线

(6) 确定了多年冻土区桥涵的基础形式。充分考虑了地温变化对桩基承载力的可能影响,提出了确定冻土桩基承载力、冻结力和冻拔力的计算参数和方法,掌握了桩基施工对地温的影响过程及其回冻规律(见图3)。采取了提高混凝土耐久性的工程措施,制订了冻土钻孔灌注桩成孔、浇筑和检测工艺,确保了冻土桩基的安全可靠。

(7) 探明了隧道施工对围岩地温场的影响特点。通过现场实测和数值模拟研究了围岩冻融圈的变化过程,系统分析了围岩冻融作用对隧道衬砌结构的影响,采取了减轻衬砌冻胀的工程措施,合理确定了隧道衬砌的结构形式。

(8) 制定了冻土工程的合理施工工艺。特别是路堑开挖换填、桩基成孔和隔热保温材料施工工艺,通过采用先进适用的施工装备,最大程度地减少了对冻土的热扰动,加快了工程进度,保

证了工程质量。为保证混凝土工程质量,提高结构耐久性,研制了适合低温环境下使用的专用复合外加剂,创造了恶劣环境下混凝土施工的一整套施工技术。

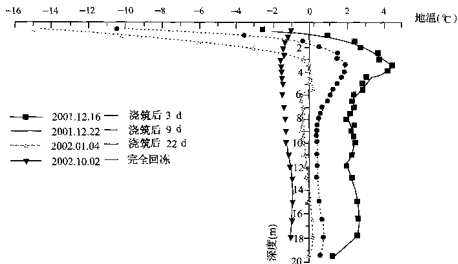


图3 钻孔灌注桩地温回冻曲线

2.4 针对冻土工程薄弱环节采取的强化措施

针对冻土试验工程中发现的问题,积极研究解决办法,提出了强化措施,取得了良好效果,使工程质量进一步提高。

2.4.1 防止路基阴阳坡不均匀变形工程措施

对路基阴阳坡不均匀变形的认识,是通过试验工程逐步加深的。虽然在试验工程设计中对阴阳坡的不均匀变形也采取了土工格栅加固措施,但对其危害的严重性认识不足,有些地段试验工程路基因阴阳坡不均匀变形而产生纵向开裂。在室内外试验基础上,全面采取了防止路基阴阳坡不均匀变形的工程措施,在路基阴阳坡面设置不同厚度的碎石护坡,调节路基两侧坡面吸热的不平衡来减小不均匀变形。

2.4.2 高含冰量冻土地段综合工程措施

试验观测表明,由于影响冻土稳定的因素变化复杂,对高温、高含冰量冻土采取单一的工程措施有局限性,形成稳定的冻土上限需要很长的过程,路基将产生较大的变形。通过试验工程研究和实践认识到,为确保高含冰量冻土地段路基稳定,必须综合应用片石层、碎石护坡和热棒等工程措施。

2.4.3 加强少冰、多冰冻土地段工程措施

以往对于少冰、多冰冻土地段路基均按一般路基设计。实践表明,一些少冰、多冰冻土地段路基原有措施尚嫌不足,必须予以加强。由于多年冻土含冰量分布的不均匀性和地质钻孔密度的限制,可能存在局部遗留或误判。为尽可能消除工程隐患,对少冰、多冰冻土地段进一步加密地质钻孔,通过复查发现了局部高含冰量夹层。根据复查的实际地质条件,及时采取热棒和碎石护坡等补强措施。

2.4.4 提高隔热保温措施可靠性

青藏铁路主要采用了片石层、碎石护坡、热棒等主动降温措施,隔热保温措施仅在局部地段应用。清水河冻土试验工程表明,隔热保温措施虽然在暖季起到隔热作用,但在寒季也有阻止基底冻土散热的负面影响,不利于地层的回冻。在复杂地质条件下,高含冰量冻土地段采用隔热保温措施难以保证冻土的稳定,路基出现了较大的沉降变形。为提高冻土工程的可靠性,隔热保温措施地段必须根据地层情况采取加强措施。

2.4.5 加强冻土路基的防排水措施

试验工程中路基和涵洞的变形都与积水有直接关系,排水不畅是形成冻土病害的主要诱因。冻土区防排水不仅要重视地表水的防治,还要解决好冻土层上水的截排。桥涵的选择要考虑寒区水文地质特点,长年流水的河沟全部采用桥梁,合理布设挡水埝,保证排水通畅。在路堑地段,必须采取综合措施截排冻土层上的水。

3 确立科学设计思想,创新冻土工程措施

在试验研究和理论分析的基础上,确定了科学的设计思想,针对青藏铁路不同地段的冻土条件,创新出一整套多年冻土工程措施。

3.1 冻土工程设计思想

在多年冻土区修建铁路工程,关键在于保护冻土地基不发生融化和退化,使工程结构置于稳固的地基上。以往的多年冻土区铁路工程,主要采取增加路堤高度和铺设保温材料等措施,隔断或减少外界进入路基下部的热量,从而阻止或延缓多年冻土退化。大量工程实践表明,这种方法不能从根本上改善路基的热物理状态。青藏铁路冻土工程设计突破了传统理念,积极探索出解决青藏高原冻土难题的新思路,确立了“主动降温、冷却地基、保护冻土”的设计思想。通过实践—认识—再实践—再认识过程,在多年冻土工程设计上实现了“三大转变”,即:对冻土环境分析由静态转变为动态;对冻土保护由被动保温转变为主动降温;对冻土治理由单一措施转变为多管齐下、综合施治,使地基始终处于冻结状态。对于具体的工点设计,不仅考虑了冻土的地温分区和工程地质分类,而且考虑了局部环境条件对冻土工程的影响,通过综合分析确定合理的冻土工程措施。

3.2 桥梁跨越特殊复杂冻土地段

既有冻土区铁路运营实践表明,冻土路基病害较为普遍,而且冻土病害一旦形成,将造成线路的长期变形,难以彻底治理。青藏铁路多年冻土水文地质条件极其复杂,冻土对外界条件的变化极为敏感,多年冻土区设计行车速度达 100 km/h,采用路基工程措施难以保证特别复杂的冻土地段线路稳定。经反复研究论证,决定在厚层地下冰地段、不良冻土现象发育地段和地质条件复杂的高含冰量冻土地段,以桥梁形式通过为好。对不同设计方案研究比选,确定了合理的孔跨和桥式方案,采用钻孔灌注桩基础和双柱式桥墩,在 550 km 的多年冻土地段修建桥梁 120 多 km,经过 2~3 个冻融循环的考验,以桥梁通过地质条件极为复杂的冻土地段取得了良好效果,受到国内外冻土专家的很高评价。

3.3 路基主动降温措施

3.3.1 片石气冷措施

片石气冷路基是在路基基层之上设置一定厚度和空隙度的片石层,因片石层上下界面间存在温度梯度,引起片石层内空气的对流,热交换作用以对流为主导,利用高原冻土区负积温量值大于正积温量值的气候特点,加快了路基基底地层的散热,取得降低地温、保护冻土的效果。通过室内模拟试验和试验段工程测试分析,对青藏铁路应用片石气冷路基的有效性进行了深入研究,探索出合理的结构形式、设计参数和施工工艺。确定路基基层厚度不小于0.3 m,片石层厚度一般为1.2~1.5 m,块径0.2~0.4 m,强度不小于30 MPa,片石层上再铺厚度不小于0.3 m的碎石层,并加设一层土工布。这一措施已在沿线117 km的高温不稳定冻土区加以应用。经2~3个冻融循环的观测分析表明,路基基底地温降低,地层冷储量增加,冻土上限一般上升0.5~1.0 m,路基沉降变形明显减小并基本趋于稳定。

3.3.2 碎石(片石)护坡措施

在路基一侧或两侧堆填碎石或片石,形成护坡或护道。碎石(片石)护坡空隙内的空气在一定温度梯度的作用下产生对流,寒季碎石(片石)内空气对流换热作用强烈,有利于地层散热;暖季碎石(片石)内空气对流作用减弱,对热量的传入产生屏蔽作用,从而增强了地层寒季的散热,减少了暖季的传热,达到了降低地温、保护冻土的效果(见图4)。深入研究碎石(片石)护坡和护道的作用机理,确定了能够保持或抬高多年冻土上限的最佳厚度和粒径。实测表明,厚度1.0~1.5 m的碎石(片石)护坡都具有很好的降温效果。通过改变路基阴阳坡面上的护坡厚度,可调节路基基底地温场的不均衡性,对解决多年冻土区路基阴阳坡差异造成的不均匀变形具有重要作用。碎石护坡的厚度,通常在阳坡面采用1.6 m,阴坡面采用0.8 m。

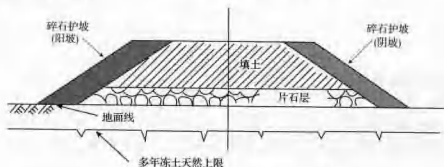


图4 增设碎石护坡路堤横断面结构示意图

3.3.3 通风管措施

在路基内横向埋设水平通风管,冬季冷空气在管内对流,加强了路基填土的散热,降低基底地温,提高冻土的稳定性。现场试验研究表明,通风管宜设置在路基下部,距地表不小于0.7 m,其净距一般不超过1.0 m,管径为0.3~0.4 m。通风管的降温效果受管径、风向及管内积雪、积沙的影响,特别是夏季热空气在管内的对流对冻土有负面影响,在使用上受到一定限制。青藏铁路在部分路段修建了通风管路基(见图5)。

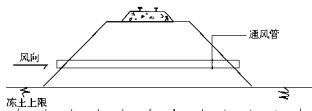


图5 通风管路设计示意图

3.3.4 热棒措施

热棒是利用管内介质的气液两相转换，依靠冷凝器与蒸发器之间的温差，通过对流循环来实现热量传导的系统。当大气温度低于冻土的地温，热棒自动开始工作；当大气温度高于冻土地温，热棒自动停止工作，不会将大气中的热量带入地基。针对青藏铁路多年冻土特性，选用了长12 m、直径83 mm的热棒，测定其有效制冷影响范围为1.3~1.5 m，确定了合理布设方式。青藏铁路有32 km路基采用了热棒措施，降低了基底地温，冻土上限上升（见图6）。

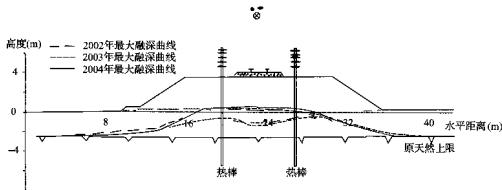


图6 热棒路基融深曲线变化

3.4 路基隔热保温措施

3.4.1 设置隔热保温材料措施

当路基高度达不到最小设计高度时，为减少地表热量向地基传递，采用挤塑聚苯乙烯等隔热材料，可起到当量路基填土高度同样的保温效果（见图7）。实践表明，路基工程宜在地表以上

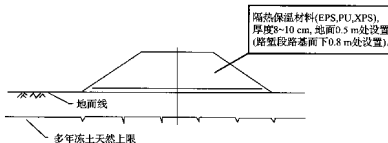


图7 隔热保温材料路基断面结构示意图

0.5 m 处铺设隔热材料, 铺设时间选择在寒季末为好。隔热保温层在暖季减少了向地基传递的热量, 但在冬季也减少了向地基传递的冷量, 属于被动型保温措施。所以, 青藏铁路仅在低路堤和部分路堑采用。

3.4.2 合理路基高度措施

在低温多年冻土区, 路基设计高度应在合理范围内。路基达到一定的填筑高度后, 在一定的气温、地温条件下多年冻土上限可以保持基本稳定。在长期试验研究的基础上, 确定了高含冰量冻土黏性土路基的最小设计高度 (见表 3)。但随着路基高度增加, 边坡受热面增大, 由边坡传入地基的热量增加, 太高的路基不利于稳定。根据不同的地温分区, 把多年冻土路基的合理设计高度确定为 2.5~5.0 m, 以确保冻土上限稳定。若不能满足这个条件时, 需采取其他工程措施。

表 3 青藏铁路多年冻土路基最小设计高度

冻土地温分区	低温稳定区	低温基本稳定区	高温不稳定区
最小设计高度 (m)	1.50	1.90	2.30

3.4.3 基底换填措施

在挖方地段或填土厚度达不到最小设计高度的低路堤, 基底采用了换填粗粒土措施, 防止冻胀融沉, 确保路基稳定 (见图 8)。当基底为高含冰量冻土上层时, 换填厚度为 1.3~1.4 倍天然上限深度。为防止地表水下渗, 换填时设置了复合土工膜防渗层。为保证路堑边坡的稳定, 必须防止冻土上层水对边坡的不利影响, 对坡面采取加固或遮挡措施。

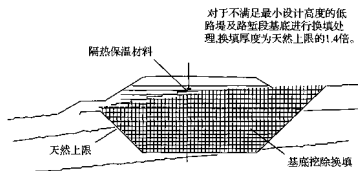


图 8 基底换填处理断面示意图

3.5 桥涵基础工程措施

为减少桥梁工程施工对多年冻土的扰动, 我们对冻土区桥梁钻孔灌注桩、钻孔打入桩和钻孔插入桩等三种桩基形式开展了现场对比试验。钻孔打入桩在冻土层中打入困难; 钻孔插入桩桩周围回填质量难以控制; 钻孔灌注桩具有承载力大、抗冻拔能力强的明确优点。在使用旋挖钻机成孔后, 施工速度快、质量好、对冻土扰动小, 因此在全线绝大多数非坚硬岩石地基的桥梁, 都采用了旋挖钻机成孔的灌注桩基础。在对涵洞工程进行研究比较后, 选用了矩形拼装式钢筋混凝土结构 (见图 9)。这种涵洞采用明挖基坑拼装或混凝土基础, 在寒季施工时对冻土的热扰动小, 基

底冻土回冻时间短,易于控制施工质量。沿线冻土区车站站房采用桩基架空方式。电力塔架采用了钻孔插入桩基础。

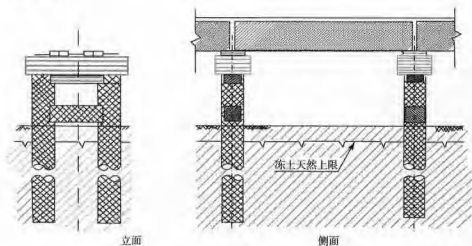


图9 冻土区桥梁结构设计示意图

3.6 隧道结构措施

在多年冻土区昆仑山、风火山隧道施工中,充分考虑冻融作用对隧道结构的影响,控制隧道开挖施工的环境温度,减少围岩冻融圈范围。采用合理的衬砌断面形式和钢筋混凝土衬砌结构,设置隔热保温层,减少围岩的热交换,减轻冻胀作用对衬砌的影响(见图10)。按寒区隧道特点设置排水系统,防止地下水的危害。昆仑山、风火山隧道结构安全可靠。

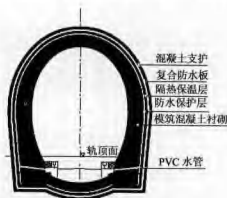


图10 冻土隧道衬砌结构设计示意图

青藏铁路多年冻土区工程已经过2~3个冻融循环的考验。经过观测资料分析,路基填土蓄热影响逐步减小,基底冻土上限普遍上升,沉降变形趋于稳定,没有出现明显的冻胀和融沉变形,阴阳坡不均匀变形得到有效解决。桥梁和隧道结构都处于稳定状态。工程列车运行速度达到100 km/h,证明所采取的冻土工程措施的可靠性。

4 采取先进施工技术, 优化冻土施工工艺

4.1 以减少对冻土扰动为原则组织施工

青藏铁路积极采用先进施工技术, 以减少对冻土的扰动为原则加强施工管理。依据《青藏铁路高原多年冻土区工程施工暂行规定》, 结合不同工程特点分专业制订施工技术细则, 进一步规范现场施工工艺和质量要求。高度重视施工地质工作, 坚持施工图现场复核和优化, 发现问题及时研究解决。按保护冻土的要求优化施工方案, 确保设计意图的全面落实。为加深施工人员对冻土特点的认识, 开工前普遍进行冻土知识的培训, 针对施工中的薄弱环节组织技术攻关, 解决了冻土高原铺架、隧道开挖、桩基成孔、耐久性混凝土施工等一系列技术难题。采用正确的施工方法, 选择适宜的施工时段, 把减少冻土扰动、保护冻土稳定的要求, 贯穿于施工全过程。路基填筑选择适宜的施工时段, 减少填土蓄热对冻土的影响。桥梁桩基采取干钻成孔。控制隧道开挖环境温度, 把洞内开挖温度控制在 $\pm 5^{\circ}\text{C}$, 减少了隧道融化圈的范围。涵洞基坑开挖后不能暴露时间过长, 路堑换填快速施工, 采取遮挡措施减轻太阳辐射。混凝土浇注控制入模温度在 $0^{\circ}\text{C} \sim 5^{\circ}\text{C}$, 采用复合外加剂调节混凝土的水化速率, 减少对冻土的热扰动。同时, 通过提前做好施工排水, 优化施工便道的设置, 保护地表植被, 减少对地表的扰动, 对保护冻土起到了很好的作用。

4.2 创造冻土工程先进施工工艺

青藏铁路建设选择高原适应性强、功率大的先进施工机械装备, 推广成熟可靠的施工技术, 开发先进的工法, 降低工人劳动强度, 提高施工效率, 减少对冻土的扰动。重视冻土地基的加固和处理, 控制路基填料质量和压实工艺, 对不同填料分别设置填筑试验段。通过试验确定压实参数, 制订了“三阶段、四区段、八流程”的标准化施工工艺。在桥梁钻孔灌注桩施工中, 大批使用性能优越的旋挖钻机成孔。旋挖钻机能够自行移动位置, 定位准确, 具有钻速快、成孔质量高、造孔垂直度好的优点, 且不需要泥浆护壁, 融化圈小, 减少了对周围冻土环境的扰动, 既有利于环保, 又能提高桩基质量。在多年冻土隧道开挖施工中, 开发研制大型空调系统, 改善施工通风, 调节洞内温度, 采用弱爆破及光面爆破快速施工, 控制超欠挖, 洞内采取弥漫式供气措施, 为施工人员提供良好的作业环境。为提高恶劣环境下混凝土结构的耐久性, 制订了青藏铁路高原多年冻土区耐久性技术条件。根据结构特点和使用环境要求确定混凝土类型和性能要求, 采用适合高原低温特点的复合外加剂, 综合解决混凝土的抗冻性、耐腐蚀性、抗氯离子渗透、耐风蚀性和碱骨料反应问题, 优化混凝土的配合比设计, 将耐久性混凝土施工过程比照隐蔽工程质量控制模式进行管理, 设立耐久性混凝土专业监理, 对耐久混凝土强制性工艺、工序标准进行检查落实。对高含冰量冻土路堑开挖, 采用分段分层机械或爆破开挖, 减少地基暴露时间。涵洞基坑开挖采取连续快速作业, 白天用遮阳材料覆盖, 减少传入地基的热量, 达到保护冻土的要求。

4.3 加强施工质量检查监督

在设计、施工单位加强质量管理的基础上, 青藏铁路建设总指挥部推行工程监理制, 分标段实施现场监理。同时, 总指挥部组织了一批专业人员对施工过程进行不定期的现场检查抽查。严把工序质量关, 加强过程控制, 使工程质量始终处于受控状态。路基工程是青藏铁路建设的关

键,首先严格控制路基填料质量,确保路基填土采用非冻胀敏感性的粗粒土,同时严格控制填土的压实质量,按规定的含水量和压实工艺进行施工,采用压实系数或相对密度及地基系数双指标检验压实质量。加强基底地质条件的检测,不满足设计要求时及时进行变更,严格控制片石的粒径、材质和厚度,确保路基工程的长期使用安全。在格尔木建立青藏铁路混凝土耐久性试验中心,对全线混凝土耐久性试件实施试验检测,通过现场快速检查混凝土的坍落度、含气量和泌水率,实现对混凝土强度和耐久性的过程控制,抓好混凝土上的拌和、运输、灌注和养生四个环节,确保混凝土工程的质量。对桥梁桩基进行百分之百无损检测,对隧道衬砌进行地质雷达测试。同时严把物资设备采购关,主要物资坚持公开招标,坚持工程材料、半成品质量检验复验制度,从源头上保证工程材料的质量。对涉及重大安全问题的关键工程和设备,委托有关专业机构进行重点检测,质量评估合格后才能在工程上应用,确保了工程质量。加强现场调查,对已建工程及时埋设元件进行地温和变形观测,掌握工程的动态变化,针对存在的问题及时采取加强措施。按照建设世界一流高原铁路的目标,建立不合格施工、监理单位清出制度,加强参建单位的质量责任,始终把确保工程质量放在第一位。

青藏铁路冻土科技攻关取得了重要成果,但面临的任务仍很艰巨,还有不少问题需要去探索 and 解决。青藏高原多年冻土条件非常复杂,气候变化对冻土工程的影响有很大的不确定性。铁路建设不可避免地对多年冻土产生扰动,改变局部地形和水文地质环境,冻土工程需要经受时间和运营的考验。需要继续加强现场调查和检测,及时发现和研究存在的问题,继续完善工程措施。加强冻土理论研究,密切注视全球气温变化对青藏铁路工程的影响,研究冻土工程措施长期使用的可靠性,为病害治理提供技术储备。建立多年冻土长期监测系统,监测多年冻土地温变化和工程变形规律,对冻土的发展变化趋势和工程稳定性进行预测预报。抓紧开展冻土铁路养护维修技术的研究,确保铁路运输安全畅通。

(本文原登载于《冰川冻土》2005年第7卷2期)

用冷却路基的原则修建青藏铁路

程国栋

(中国科学院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘要: 青藏铁路将要穿越的多年冻土半数以上属高温冻土, 有 40% 为高含冰量冻土。在全球转暖的情况下, 青藏铁路的修建必须考虑 50~100 年的气候变化。最近的预测认为: 至 2050 年青藏高原将升温 $2.2^{\circ}\text{C} \sim 2.6^{\circ}\text{C}$ 。因而, 根据国内外在多年冻土区筑路的经验和教训提出: 青藏铁路的设计应该改变单纯依靠增加热阻 (增加路堤高度, 使用保温材料) 的消极的保护冻土的思路, 全面采用“冷却路基”的“降低地温”原则, 尤其在高温、高含冰量地段。此外, 还进一步提出了通过改变路堤的结构和材料来调控辐射、调控对流和调控传导, 以达到“冷却路基”目的的具体措施。

关键词: 冷却路基; 青藏铁路; 多年冻土; 全球转暖

0 引 言

多年冻土是气候变化的灵敏指示器。温度升高将使冻土的强度降低, 而含冰的冻土融化后将完全丧失承载力。所以冻土工程不同于一般的岩土工程, 其重要特点是, 冻土工程中温度是一个关键参数。由此也决定了冻土工程的稳定性与气候变化的关系十分密切。

近年来, 青藏铁路沿线气候变暖是显著的。从 20 世纪 60~90 年代, 40 年来气温升高在 1°C 以上。相应地, 20 世纪 70~90 年代沿线高温冻土的地温平均升高了 $0.3^{\circ}\text{C} \sim 0.5^{\circ}\text{C}$, 低温冻土的地温平均升高了 $0.1^{\circ}\text{C} \sim 0.3^{\circ}\text{C}$ 。1996~2001 年, 多年冻土上限处的地温以 $0.08 \sim 0.01^{\circ}\text{C} \cdot \text{a}^{-1}$ 的速率上升; 高温冻土区上限以 $6.6 \sim 2.6^{\circ}\text{C} \cdot \text{a}^{-1}$ 的速率下降; $6 \sim 8\text{ m}$ 深处的地温也以 $0.053 \sim 0.021^{\circ}\text{C} \cdot \text{a}^{-1}$ 的速率在上升。气候转暖, 冻土退化的事实, 向青藏铁路的建设提出了严峻的挑战。本文在总结全世界冻土区筑路经验教训的基础上, 提出用冷却路基的原则修建青藏铁路的思路, 并介绍几种在青藏铁路试用的冷却路基的方法, 作为应对气候转暖的措施。

中国科学院知识创新工程重大项目 (KZCX1 SW-04)

国家自然科学基金重大项目 (90102006)

“973”国家重点基础研究发展规划项目 (2002CB412704)

1 冻土区修筑铁路的历史

世界上在多年冻土区修筑铁路已有百年以上的历史。俄罗斯早在 1895 年就开始修建第一条西伯利亚大铁路 (The Trans-Siberian Railway)。该线全长 9 446 km, 穿越多年冻土 2 200 km。20 世纪 70 年代末, 又开始修建第二条西伯利亚大铁路 (BAM, 贝阿铁路), 该线全长 3 500 km, 通过多年冻土 2 500 km。目前正在建设的别尔卡基特 (Berkakit) —托莫特 (Tommot) —雅库茨克 (Yakutsk) 铁路全长 818 km, 几乎全部位于多年冻土区。1984~1995 年已完成别尔卡基特托莫特 375 km 的路基工程。另外有一条秋明 (Tyumen) —鄂毕湾 (OB Bay) 的冻土区铁路也正在修建中。美国于 1919 年修建阿拉斯加铁路, 线路长 756 km, 通过多年冻土 378 km。加拿大在多年冻土区建有 5 条铁路, 最早的哈德逊湾铁路建于 1910 年, 全长 820 km, 穿越多年冻土 611 km。

中国在多年冻土区兴建的道路工程有大、小兴安岭地区的两条主要干线——牙林线和嫩林线, 穿越多年冻土 800 km 左右。西北地区有两条铁路遇到多年冻土: 一条是青海海西热水专用线; 另一条是穿越天山的南疆铁路。在高原多年冻土区修筑的青藏公路 (跨越多年冻土 550 km) 和青康公路 (跨越多年冻土 330 km) 已有 40 多年连续通车运营的历史。

多年冻土区由于反复的冻融作用, 产生许多特殊的自然地质现象, 如冻胀、融沉、冻拔、冻裂、冰锥、冻融分选、融冻泥流等, 对工程建设有极大的影响。多年冻土区常见的道路工程病害是融沉和冻胀。以青藏公路为例, 85% 的路基病害是融沉造成的, 15% 为冻胀和翻浆所致。桥梁和涵洞的病害主要由冻胀引起。在高温冻土区的高路堤上, 由于阴、阳坡下的融沉不同, 因而在向阳面的公路一侧产生纵向裂缝。

铁路作为线型工程要跨越各种不同的地质地貌单元, 遇到多种多样的不良冻土现象, 所以修建的难度很大。尽管世界上在多年冻土区修筑铁路已有百年以上的历史, 但回顾这些铁路的运营情况, 却并不令人乐观。据 1994 年俄罗斯贝阿铁路的统计, 线路病害率为 27.5%。1996 年对后贝加尔铁路 (Zabajkalsk Railway) 的调查表明, 运营了 100 多年后, 线路的病害率仍达 40.5%。中国在青藏公路改建工程完成后, 在 1999 年进行了一次调查, 报道的线路病害率也达 31.7%。东北冻土区铁路运营的情况更差一些, 估计线路病害率不会 < 40%, 运营早期还发生过路基突然大量下沉的事故, 如 1962 年, 牙林线潮乌段 8 km 处曾发生 5 h 内路基下沉 1.4 m 造成机车掉道的事故; 牙林线 K197 处, 也发生过一次下沉 1.5 m, 迫使旅客列车停车 4 h 的事故。

2 用冷却路基原则修建青藏铁路

正在修建的青藏铁路格尔木至拉萨段全长 1 142 km, 新建 1 110 km, 将穿越连续多年冻土区 550 km, 岛状多年冻土区 82 km。如果将年平均地温 $0^{\circ}\text{C} \sim -1.0^{\circ}\text{C}$ 的多年冻土定为高温冻土, 则线路将穿越的连续多年冻土中有 275 km, 约一半以上为高温冻土, 40% 为高含冰量冻土。青藏铁路乃百年大计, 在全球变暖的情况下, 必须考虑 50~100 年的气候变化。IPCC 在 2001 年发布的预测称“全球表面温度预计在 1990~2100 年间升高 $1.4^{\circ}\text{C} \sim 5.8^{\circ}\text{C}$ ”。青藏高原是气候变化的“先兆区”, 其升温要早于周围地区; 青藏高原也是气候变化的“放大器”, 其升温值要高于全球

平均值。据最近发布的预测,2050年,青藏高原将升温 $2.2^{\circ}\text{C}\sim 2.6^{\circ}\text{C}$ 。冻土在冻结时强度很大,相当于次坚石,但含冰冻土融化后则完全丧失承载力。因此,能否防止路基下冻土融化,就成为修建青藏铁路成败的关键。

多年来,青藏和青康公路已积累了大量冻土区道路的观测资料。分析冻土区公路修筑的经验和教训,无疑会对青藏铁路的建设提供有益的启示。

对青藏和青康公路资料的分析可得到如下的重要结论:

(1) 冻土区路基的稳定与地温关系密切。青藏公路改建沥青面后,60%的路段下冻土在垂向上不衔接,形成融化夹层,而形成融化夹层的路段大多位于高温冻土区。

(2) 通过对青藏公路沿线两组地温观测孔5年的观测资料分析发现,对已形成融化夹层的高温冻土区的路基,进入路基内活动层的热收支呈明显的热量积累状态,下伏多年冻土层的热收支处于持续不断的吸热状态。低温冻土区路基内的热收支也呈现出吸热明显大于放热的周期性变化。

(3) 通过对采用保温材料的路基热状况的分析证明,保温材料的热阻效应可以减少其下地温的年变幅,起到延缓多年冻土融化的效果,但不能改变因修筑路基而引起的吸热趋势。保温材料在低温冻土区使用有一定的效果,但在高温冻土区保温处理措施的长期效果不佳。

上述结论说明了一个重要的概念,即单纯依靠增加热阻(增加路堤高度、使用保温材料)保护冻土的方法是一种消极的方法。在气候转暖的背景下,这种方法难以保证青藏高原多年冻土区路堤的稳定性,特别是在高温冻土区,大量的工程实践已证明,这种消极方法的成功率不高,因此青藏铁路的设计思想应由“被动保温”转向“主动降温”,采用“冷却地基”的原则确保路基稳定。

3 冷却路基方法

传热的基本形式有三种:辐射、对流和传导。可以通过改变路堤的结构和材料以调控辐射、调控对流和调控传导,达到冷却路基的目的。

3.1 调控辐射的措施

增加表面的反射率可减少表面接收的太阳辐射,降低地温。铁路可考虑采用浅色或白色的道碴和改变边坡的颜色以减少表面的吸热。

俄罗斯科学家 Kondratyev (1996) 提出采用遮阳棚的方法遮蔽太阳辐射。根据铁科院西北分院(现为中铁西北研究院)在风火山的现场试验结果,遮阳棚内地表年平均温度比棚外地表的年平均温度低 8°C ,其降温效果是十分明显的。另一种更简便的方法是在坡面设置遮阳板(见图1)。根据风火山的资料,1月份遮阳板下的地表温度比板外地表温度低 $6^{\circ}\text{C}\sim 15^{\circ}\text{C}$,效果也很明显,这是一种很有应用前途的冷却路基的方法。



图1 风火山遮阳板试验

通风基础是多年冻土区房屋建筑行之有效的办法,已在世界各国冻土区普遍采用,可以把这一方法移植到冻土区的路基工程。青藏高原的气温通常比地表温度低 3°C 以上,所以可以利用路堤遮阳,在堤身中设置通风管,利用比路堤土温度低的空气的流通,带走堤身的热量。我们进行的室内模型试验和数值模拟均证明这种方法是有效的。在青藏高原北麓河试验站的通风路堤试验表明,通风管可以有效地降低路堤填土的温度。在施工后的第2个冻融循环时,其周围土体的温度均降到了 0°C 以下,并使得通风管下全年的热收支表现为放热。为了提高效率,在通风管口安装了能根据气温高低自动关闭或开启的风门(见图2)。观测表明,安装了自动温控风门后,最热月份进入路基的热量仅为没有安装自动温控风门通风路基的 $1/2$,降温效率有所提高。



图2 自动温控通风路堤(气温低时自动开启,气温高时自动关闭)

3.2 调控对流的措施

1969~1970年,前苏联铁路运输研究院斯科沃罗丁冻土研究试验室根据实测资料提出,用大块碎石修筑的路堤较之用其他类型土修筑的路堤其基底土的温度大大降低,并用 Balch 效应解释了这一现象。1973年原中国科学院冰川冻土所在青海省热水煤矿的厚层地下冰地段用直径 0.3 m 的块石修筑了高 2.7 m 的试验路堤(见图3)。观测表明,块石路堤有明显的降低地温的效果。1992年阿拉斯加大学(费尔班克斯)力学工程系对大孔隙碎石层的热对流进行了一系列的计算机模拟研究,1993年在费尔班克斯附近的 Browns Hill Quarry 修建了试验路堤,结果十分令人鼓舞。他们把这种路堤称为空气对流路堤(Air convection embankment, ACE)。

块石路堤降温作用的物理基础是 Rayleigh-Benard 对流。在气温周期性变化的自然条件下,块石层能起到“热半导体”的作用,冷却其下的土体。我们所进行的室内模型试验和数值模拟,以及现场的实体工程试验均证明,在青藏高原的条件下,块石路堤和块石护坡均能起到冷却路基的作用,特别是块石护坡,施工方便、成本不高,现已在青藏铁路上推广应用(见图4)。

利用自然对流换热热管和热桩也是冷却路基的十分有效的措施。用于多年冻土地区的热桩是在20世纪50年代由前苏联的 Gapeyev 和美国的 Long 差



图3 青海热水块石路堤试验(1973年)

不多同时开发出来的。20 世纪 70 年代,阿拉斯加输油管工程使用了 122 000 根冷锚式热桩,成功地解决了在冻土区输送高温油的难题。首次将热管用于保护铁路路堤下的多年冻土大约在 1984 年。近年来,阿拉斯加公路部正在试验的 hairpin thermosyphons 应比现在在青藏铁路上试用的直立式热管更适合道路工程。

3.3 调控传导的措施

自然界中泥炭具有保护多年冻土的功能,其主要作用机制之一是由于泥炭能充分饱水,而冰的导热系数是水的 4 倍,所以饱水泥炭冻结后其导热系数远大于融化时的值。这样在自然条件下,冬季通过冻结泥炭的放热,就要大于夏季通过融化泥炭的吸热,从而使地表温度与多年冻土上限处的温度出现一个差值,称为热补偿,或者在俄文文献中称为温度位移。饱和泥炭融化时的导热系数与冻结时的导热系数之比可达 0.33。在这种条件下,年平均气温为 0°C 的地区热补偿的理论值可达 4°C 。据此,可以用能产生大的热补偿值的材料来冷却路基。如果这种材料的承重能力足够,可用于堤身;如果承重能力不足,则可用于坡面。

在坡面种草也不失为一种可选用的措施。这一措施既能改善路基的热状况,又能防止坡面的风蚀和水蚀,有利于美化和保护环境。

除了单项的调控措施,也可考虑综合利用上述原理。如设置旱桥(见图 5),既能遮阳;又可通风,且有很高的承载能力。但这种措施的成本很高,可在特别困难的高温、高含冰量冻土地段使用。

4 结 论

(1) 面对青藏高原高温、高含冰量的多年冻土以及气候转暖的事实,青藏铁路的建设必须改变单纯依靠增加热阻消极保护冻土的思路,全面采用“冷却路基”的积极的降低地温的原则,特别是对高温、高含冰量地段必须如此。

(2) 可以通过改变路基的结构和填料,以调控辐射、调控对流和调控传导,达到“冷却路基”的目的。

(本文原登载于《科技导报》2005 年第 23 卷 1 期)



图 4 北麓河坡碎石护坡试验
(碎石直径: 5~8 cm 和 40~50 cm)



图 5 清水河旱桥

多年冻土地区线性工程建设

程国栋 何 平

(中国科学院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘 要: 根据多年冻土工程研究, 借鉴多年冻土区道路工程和管道工程的经验, 提出工程问题及其对策。治理冻害的工程措施主要包括: 防治融化下沉、防止下沉变形、改善水分条件、基础改造、环境保护等。

关键词: 多年冻土; 线性建筑; 冻害治理措施

青藏高原分布着世界上中、低纬度地区海拔最高、面积最大的多年冻土, 年平均气温较低, 冻土、地下冰发育。在这样的地区建筑铁路, 必须考虑土体的冻胀、融沉问题以及伴随冻融过程中发生的力学、热学及化学等现象。在多年冻土区成功修筑线性建筑物是有先例的, 1974 年建成的西伯利亚铁路以及随后而建的新西伯利亚铁路、北美高速公路、抽气管道、矿井建设等大型工程在多年冻土区的建成和运营, 积累了许多成功的经验。成功经验的借鉴, 无疑对我国多年冻土区工程建设, 尤其对青藏铁路建设是有益的。

1 多年冻土工程研究

多年冻土工程研究可以追溯到 1570 年。人们在多年冻土地区开采金矿, 对冻土有了认识之后, 随着多年冻土地区的工业建设, 与冻土有关的工程问题, 如冻胀、融沉、道路翻浆、融冻泥石流、边坡及路基失稳等随之而来, 对工程建筑物造成了极大的破坏, 从此也开始了治理冻害的对策、方法研究。前苏联科学院在雅库茨克成立了冻土所。美国陆军寒区研究与工程实验室 (CRREL) 设在新罕布什尔州; 中国科学院兰州冰川冻土研究所的成立 (1958 年), 使我国的冻土研究进入了国际行列, 并于 1989 年成立了冻土工程国家重点实验室。日本、法国、加拿大等国家也都组成了自己本国的冻土科研队伍。

中国科学院寒区旱区环境与工程研究所知识创新工程项目 (CACXZ10013)

中国科学院资源环境领域知识创新工程重大项目 (KZCX2-06) 资助

2 多年冻土区的道路工程

多年冻土区分布着密集的铁、公路网。在北美,全年通车的公路网成功地在多年冻土地区南部建成,不仅通过农业区,而且穿过山区延伸到加拿大,同时公路网与北部的育空地区、西北部以及阿拉斯加连续多年冻土区连接,开发矿业、森林及水电。Dempster 公路建成于 1979 年,它将道森市附近的克朗代克公路与伊努维克连接。在阿拉斯加,从普拉德霍贝向南到费尔班克斯建成一条与 Alyeska 输油管线平行的道尔顿公路。铁路网也主要分布在多年冻土区的南部,但在马尼托巴和魁北克多年冻土地区也建立了干线,开发林莱克及谢弗维尔的矿业,并且保持丘吉尔港与南方的铁路联系。White Pass 及育空铁路为斯卡圭到怀特霍斯提供了便利。

19 世纪末,俄国为了林业开发修筑了穿越多年冻土地区的“横贯西伯利亚”铁路,从莫斯科出发到太平洋海岸的符拉迪沃斯托克,是世界上最长的连贯铁路,全长 9 446 km。西伯利亚大铁路在东西伯利亚、外贝加尔以及更靠东部地段穿过多年冻土区,此线跨越多年冻土区 2 200 km 以上。20 世纪 70 年代末期建成的新西伯利亚铁路贝加尔—阿穆尔(BAM)铁路干线则通过多年冻土带 3 500 km 以上。正在建设的别尔卡基特—托莫特—雅库茨克铁路,全长 817 km,1984~1995 年已完成了别尔卡基特—托莫特段路基工程,长 375 km,属富冰多年冻土地区。

在中国,多年冻土区兴建的道路工程有:大小兴安岭地区两条主要铁路干线:牙林线和嫩林线,穿越的多年冻土共有 800 km 左右。西北地区有两条铁路,其一是青海海西热水专线,其二是穿越天山的南疆铁路。高原多年冻土区修建的青藏公路(跨越多年冻土带 550 km)及青康公路(跨越多年冻土带 330 km),已有 40 年连续通车、运营历史。

3 多年冻土区的管道工程

广大的多年冻土地区富有石油及天然气。早在 1789 年 Alexander Mackenzie 先生就报道了马更些河流域(靠近现在的诺曼韦尔斯油井)多年冻土地区石油的存在,1924 年第一口油井在这里建成,并在这里建成多年冻土地区第一条输油管道。管道直径很小,原油由此运送到小熊湖油田。1943 年第二条管道(Canol 管道)建成,它将诺曼韦尔斯油田与加拿大的怀特霍斯及阿拉斯加的费尔班克斯相连,约 2 000 km 长。由于当时没有充分认识到冻土地区建筑输油管道工程所面临的工程问题,直接将直径 10 cm 及 15 cm 的管道铺设在地面上,导致冻土融化下沉于次年废弃。北美最大的一条油管工程是 Alyeska 管道,位于阿拉斯加北部,从普拉德霍贝到瓦尔迪兹,于 1969~1977 年期间建成,直径为 1.22 m、长 1 300 km。原油温度 70℃~80℃,运输量为 2 亿桶/天。这条管道线有 70% 通过多年冻土地区,在融化敏感类冻土区采用架空油管设计方案,必要的地段还配置了热桩,避免冻土的融化。管道外层包裹着一层 10 cm 厚的玻璃纤维树脂,起到保温的作用。在融化稳定段或冻土即将消失段,管道被铺设在地下。施工期选在冬季,最大限度地减小了对环境的影响。俄罗斯 Ardalin 油田到 Kharyaga 的输油管道建立的高温多年冻土之上,全长 68 km,直径为 30 cm。Kharyaga 油站是由美—俄联合在俄罗斯建成的第一个油站。油站采用钢管桩架空基础,直径为 51 cm,壁厚 1.3 cm。

前苏联有大量的天然气水合物储存量, 1963 年从 Markhinskaya 油气井 (Yakutia 的西北部) 开采到天然气。多年冻土地区第一条天然气管道是在 1970 年前建成的, 即 Tas Tumus-Yakutsk, 直径 32.5 cm 和 52.9 cm, 600 km 长, 60% 被架在枕木上, 8% 直接放置在地面上, 其余的被埋在地下。1971~1973 年在俄罗斯北部建成的天然气管道, 从 Messovakha 到 Norilsk, 直径 72 cm, 长 300 km。管道下面每隔 1 m 或略宽些铺设圆木、混凝土或钢材。阿拉斯加不仅富存石油, 同时也是天然气的富存地, 估计约有 $(9\ 600\sim11\ 000)\times10^3\text{ m}^3$ 。20 世纪 70 年代, 提出了 4 条天然气管道运输方案。到了 1987 年, 在阿拉斯加州政府、阿拉斯加大学以及国家能源部的资助下, 召开了阿拉斯加天然气利用方案讨论会, 在这次会议上, 从阿拉斯加北坡到海港的管道运输方案被认可。

4 工程问题及解决对策

多年冻土地区兴建铁路、公路及其他岩土工程, 都会受到多年冻土稳定性的影响, 冻胀、融沉、道路翻浆、融冻泥流等工程冻害时有发生。正确认识多年冻土的性质, 选择合适的方法避免冻害的发生或将冻害降低到最小的程度, 是多年冻土工程建设和发展的保证。

土壤中的热状况、水分状况及其变化规律是引起冻害严重与否的主要因素。在寒冷的气候条件下, 土壤中的水分会冻结成冰并膨胀, 同时未冻结区的水 (如地下水) 会源源不断地向冻结区迁移并结冰, 引发更大的冻胀及破坏力, 建筑物被抬起、扭曲和折断。在夏季或人为的热干扰下, 原已冻结的土会融化, 融化水排除, 土体下沉、建筑物倾斜、坍塌。因此, 治理冻害的措施是围绕治理和改善水、热状况而进行的。总结多年冻土区的工程建设及运营的历史经验, 治理冻害的工程措施可以概括如下。

4.1 防治融化措施

多年冻土建筑物地基设计原则总体上可归纳为两个: ①多年冻土地基在建设过程和建筑物营运的整个时期保持冻结状态, 即保护冻土设计原则; ②允许多年冻土地基在营运过程中融化或在建设开始前将多年冻土融至预定深度, 即允许融化设计原则。通常, 保护冻土设计原则适用于连续多年冻土及不连续多年冻土地区的较稳定地段 (地温在 -3°C 以下)。而允许融化原则基本上被用于不连续多年冻土地区的不稳定多年冻土上。

防止融化下沉措施是建立在保持冻土设计原则上的。桩基 (架空基础)、热桩、人工制冷、通风管道、抛石路堤等办法都是在这种设计原则思想的支配下而设计的。

桩基: 通风桩基广泛应用于多年冻土区, 通过桩 (如混凝土桩、钢管桩、木制桩等) 将建筑物架空在多年冻土地面之上, 空气在建筑物底部与地面之间可自由通过, 维持着原来的自然地面通风条件, 保护冻土。通常情况下适用于地温低于 -3°C 的多年冻土区。

热桩: 热桩是自我控制的天然对流系统, 有单相和双相系统之分。单相系统是在热桩 (管) 内充填液体或气体, 冬季由于温差的作用, 热量从温度高的底部 (地下) 传到温度较低的上部 (地面), 降低地基的温度。这种方法在多年冻土富冰地段使用具有一定的效果。双相系统是一个密封的管路。内部充填的液体具有两相性, 即液态和气态两相。在低温状态下, 气态凝聚为液态, 在自重的作用下由上至下将上部的冷量带入地下, 同时底部的热量又使液体转换为汽态被带

到上部,由此形成自身的对流系统,降低冻土的温度。实践证明,双相系统较单相系统更有效。通常热桩用于不连续、不稳定的多年冻土地区,在冬季,它能使地温降低幅度约 4°C ,年平均地温降低至少 1°C 左右。热桩管内冷却物质可用氟利昂、氨、混合物(水+丁烷+乙烯)等。

人工制冷:适用于电力方便且廉价的地方。人工制冷较热桩效益大,但造价高。这种方法被广泛用于人工凿井业。

通风管道:普遍应用于路堤工程填土层中,造价最低。冷空气有较大的密度,在白重的作用下将热空气逼出管外,达到降温的目的。

隔热材料:路堤高度的必要增加,能防止多年冻土地基的融化以及不均匀沉降,但是从经济角度来讲,却不一定是合理的。泥炭、苔藓、聚苯乙烯板、聚氨酯板等隔热材料的使用,可以减少路基回填量。泥炭,由于其高含水量的存在,冻结状态下的导热系数是融化状态下的2倍,因此在保持冻土的原则下被用来作为基土的换填材料。

表面涂层:常用一些反光物质(通常为白色)涂在建筑物表面,阻止太阳光的辐射,降低建筑物表面的吸热性能,改善热条件。

遮阳棚:对于富冰冻土地段,若不采用允许融化方案,则必须设置保护冻土措施。除前面提到的方法外,夏季设置遮阳棚防止太阳辐射,也能起到保护冻上路基的作用,这一方法已于西伯利亚铁路建设中。采用遮阳棚可以有效地保证路堤整个基地保持多年冻结状态,且造价低于热桩。

4.2 防止下沉变形措施

一旦保护冻土原则不能适用或选择了允许融化原则。土体融化下沉变形是不可避免的。地基处理要以保证工程建设和运营期间,尽可能小的下沉量。通常采用的办法有:超前融化地基并做前期固结、换填融化稳定材料,如砂砾料等。

4.3 改善水分条件

在热状况改善的同时,也要改善水分状况。建筑物的修建无疑会改变原有的水分条件,如河流、地下水改道等。因此,需要一个比较好的排水方案,避免造成水塘和热侵蚀,必要的地方可加防渗膜覆盖层、防渗幕等,同时为防止水渗入路堤可采用黏土水泥铺面。

4.4 基础改造

换填基础:在原有地面上或浅开挖面上堆砌一层冻胀稳定性材料,如砂砾石料。常用于公路、铁路、机场等线性建筑物基础。

抛石路堤:将石块堆积在路基上,这种方法已经应用于俄罗斯多年冻土区的贝-阿(Baikal-Amur-Mainline)铁路路基工程中。在冬季,抛石路基中的对流冷空气促使路基冻结;在夏季,抛石起到了遮阳的效果,降低路基地温的回升率。通常选用抛石材料直径为 $0.2\sim 0.4\text{ m}$ 。

钢性平板基础或筏基:通常是用钢筋混凝土制成的。板基适用于无热源的房屋,为了更加稳定,可在其底部加通风管。

条基:用于上部荷载较轻情况。西伯利亚、加拿大北部常用木材作条基础。在地板与垫层之间,空气可以对流,从而保护了冻土。

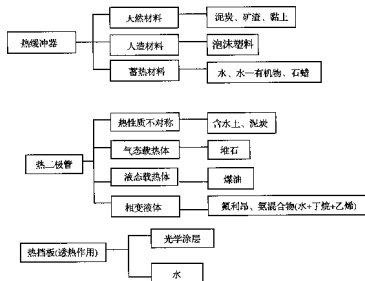
桩扩散脚:适用于融化层较薄的多年冻土地段,通过桩底部的散射脚增加抗拔力将建筑物与

地基连接,减小冻胀变形。

4.5 环境保护

由于树木、草皮的破坏,多年冻土上限下降,热融湖塘遍布、坍塌现象时有发生。据阿拉斯加野外场观测资料表明,草坪遭到破坏后,多年冻土上限从原来的 0.90 m 下降到 1.75 m 左右。因此,自然环境的保护是非常必要的。

总之,解决工程冻害的措施很多,具体采用何种办法,应以工程地质与水文地质条件、冻土环境、工程类型、造价等情况而定。依据物理机理,将上述方法加以概括:一是利用天然或人造材料的热阻性能保护冻土;二是利用材料相变时导热性能的差异保护冻土(见下图)。



改变路基热状况的方法示意图

5 结 论

在多年冻土地区兴建铁路、公路、管道等线性建筑工程,只要充分认识冻土的自然规律及与工程建筑相互影响的规律,设计方案合理,措施得当,安全可靠运营是能够保证的。

(本文原登载于《冰川冻土》2001年第23卷3期)

青藏铁路多年冻土工程的实践与认识

冉 理

(铁道第一勘察设计院, 陕西 西安 710043)

摘 要: 青藏铁路多年冻土区广泛分布各种不良冻土现象, 其类型主要有冰锥和冻胀丘、融冻泥流和热融滑塌、热融湖塘和冻土湿地等。根据多年冻土的分布和特点进行科技攻关, 采取的主要措施有: 确立正确的设计思想, 制定科学的技术规定, 合理选线确定线路方案, 建设试验工程, 指导工程设计, 创新成套多年冻土工程措施, 提升冻土施工技术水平。工程实践表明, 经过两个冻融循环检验, 采取的科学方法、手段和措施, 为攻克冻土难题提供了可靠保障。

关键词: 青藏铁路; 多年冻土; 工程; 设计

1 青藏铁路多年冻土区主要工程问题

1.1 多年冻土区工程面临的主要问题

冻土是一种特殊的岩土体, 其成分、结构、热物理及物理力学性质均有不同于一般岩石的许多特点。冻土区的活动层中每年都发生季节融化和冻结, 并伴有各种不良冻土现象, 由此产生了多年冻土区一系列特殊的工程问题。在冻土区修建工程必须要考虑的工程问题有融沉、冻胀和其他不良冻土现象。

在多年冻土上限附近的细粒土和含有一定量细粒土的粗颗粒土中, 往往存在厚层地下冰和高含冰量冻土, 由于其埋藏浅, 所以很容易受天然因素和各种人为活动的影响而融化。由于厚层地下冰和高含冰量冻土融化而产生的融沉是多年冻土区路基变形和破坏的主要原因, 路基修筑后改变了地表面的水热交换条件, 并引起基底土层压缩等一系列变化, 这些变化是多年冻土上限下降的因素, 而路基本身的存在则增加了热阻, 是有利于上限上升的因素。另外, 路基的修建改变了地表水和地下水的径流条件, 当排水措施不当时会产生路堤过水和堤侧积水现象, 后果是由于水体的热作用, 使地下冰融化, 路基下沉甚至发生突陷。

冻胀是造成冻土区工程变形和破坏的另一个重要原因。在低温冻土区, 活动层厚度一般较

小,且存在双向冻结,冻结速度较快,故冻胀相对较轻。而在高温冻土区,活动层厚度一般较大,冻结速度较低,如存在细颗粒上和足够的水分则冻胀严重。多年冻土区还广泛分布有各种不良冻土现象,在设计和施工中如果处理不当,也会对工程稳定性造成严重影响。其类型主要有冰锥和冻胀丘、融冻泥流和热融滑塌、热融湖塘和冻上湿地。

铁道工程是由各种工程类型构成的系统工程,不同工程类型所遇到的问题也是不同。对多年冻土工程地质问题一般有二种解决问题的思路。

- (1) 保护冻土的设计原则,就是冻土地基在建设和运营中一直保持冻结状态;
- (2) 允许融化设计原则,即设计时充分考虑多年冻土地基在运营过程中可能发生的融化程度,或者在建设开始前就采用人工手段将多年冻土融化至预定深度;
- (3) 融化速率设计原则,即经过精确计算,允许多年冻土地基在运营过程中按一定速率融化。但保护冻土的原则是根本的和广泛应用的原则。

1.2 青藏铁路多年冻土的分布及特点

青藏铁路穿越的青藏北地区是高原多年冻土最发育的地区,基本上呈连续或大片分布,温度低,地下冰厚。随地面海拔降低,周边地区地温逐渐升高,过渡为岛状多年冻土。青藏铁路穿越昆仑山地段的东西滩和昆仑山北麓多年冻土的下界海拔高度大约 4 150~4 250 m,而在这个地区南坡的多年冻土下界海拔高度大约 4 450~4 560 m。由于山地起伏大,这里的岛状冻土带南北宽仅几公里。沿青藏铁路向南一直到唐古拉山南麓的安多附近,在 550 km 长的地段内除局部存在河流、构造地热、地下水等特殊原因形成的融区外,多年冻土基本上是连续分布的。由安多再往南大约 80 多公里范围,多年冻土只在局部地段零星分布。由于纬度变化的差异,这里的多年冻土下界海拔高度上升为 4 600~4 700 m。与其他多年冻土区工程相比,青藏铁路多年冻土区还面临以下几方面的问题。

(1) 热稳定性差。青藏铁路通过的多年冻土区大多属于高温不稳定 ($-1.0^{\circ}\text{C} \leq \text{年平均地温 } T_{50} < -0.5^{\circ}\text{C}$) 和高温极不稳定 (年平均地温 $T_{50} \geq -0.5^{\circ}\text{C}$) 多年冻土。勘察结果表明,铁路通过的高温极不稳定多年冻土区 199.7 km,约占多年冻土区总长的 36.6%;高温不稳定多年冻土累计 74.5 km,占多年冻土区总长的 13.6%。冻土的稳定性比国内外其他地区多年冻土差,对外界影响更加敏感。

(2) 厚层地下冰和高含冰量冻土所占比重大。高含冰量冻土段累积 223 km,其中厚层地下冰和含土冰层累积 57.2 km。而且厚层地下冰和高含冰量冻土多位于上限附近,更容易受自然和人为因素影响发生融化而产生较大的融沉。

(3) 在全球气候变暖的背景下,青藏高原升温值将高于全球平均值。勘察工作也表明,与 70 年代相比,青藏公路通过的多年冻土缩短了 18 km,其中北界缩短 2 km,南界缩短 16 km,多年冻土工程将面临更加严峻的挑战。

(4) 青藏高原是我国大陆现今地壳运动最强烈的地区,活动性断裂规模大,分布密集,造成这个地区水热活动强烈,成为制约和影响高原多年冻土分布发育的重要因素之一,使高原多年冻土的分布特征和热稳定性更加复杂,给勘察、分析和评价多年冻土工程地质条件带来很大困难。

(5) 青藏高原的太阳辐射强烈,致使山坡坡向对冻土的作用增强,路基坡向对多年冻土的影响成为工程建设必须应对的重要问题。

青藏铁路冻土地质条件复杂,必须充分考虑全球气温升高、运营期间的人为活动和由于环境变化形成的次生病害等不良影响。此外,面对敏感、脆弱的高原生态环境要充分满足环境保护的要求,在高原严酷的自然环境下还应尽可能地做到运营期间免维修或少维修。因此,其工程建设相比国内外其他多年冻土工程更为艰巨和困难。

2 科技攻关与采取的措施

2.1 确立正确设计思想

通过对国内外多年冻土区工程经验教训的研究分析,认识到传统简单增加热阻消极保护多年冻土的工程措施(如增大填土高度、使用隔热材料)是不成功的,必须积极探索解决青藏高原冻土难题的新思路。

通过分析研究辐射、对流和传导三种传热方式对多年冻土“异常”分布的作用机理,有目的地选用路基填料和构思新的路堤结构,以调控辐射、调控对流、调控传导和综合调控,达到“主动降温、冷却地基、保护冻土”的目的,是探索解决青藏铁路多年冻土工程问题的基本思路。

2.2 制定科学的技术规定

在充分借鉴国内外冻土工程理论和实践的基础上,结合我国多年冻土科研成果,编制了青藏铁路多年冻土区勘察、设计、施工的暂行规定,为勘测设计和施工提供了规范性依据。在建设过程中不断深化认识,对“暂行规定”及时进行修改完善。提出了评价多年冻土热稳定性的地温分区和工程分类方法,考虑了全球气候变化可能带来的影响,突出了主动降温措施的动态应用,确定了冻土区桥涵基础形式和设计参数,加强了冻土工程防水设施。推行机械化施工,合理安排作业工序,减少对冻土的扰动,确保工程的安全稳定。

2.3 查明沿线多年冻土特征

针对多年冻土分布和特征的复杂性、时效性、敏感性,首先加大地质勘察工作力度,完成详细地质勘察和不良地质现象的调查工作。制订以钻探手段为主导,以探地雷达、地震反射波法、电磁法等多种物探方法为联系和扩充的综合地质勘察工作原则;对线路通过的 550 km 多年冻土区进行详细地质勘察,完成了地质钻探 17 万 m,土工化验 16 万组,地温观测 800 多孔,综合物探剖面勘察 400 km;基本查明了多年冻土地区的年平均地温、冻土含水量、多年冻土上限的分布特征;对多年冻土年平均地温进行了合理的分区;对多年冻土含水量进行了准确合理的分类;划定了多年冻土上限埋藏深度。

针对不良冻土现象的分布、发育特征,于 2001、2002、2003 及 2004 年冬季对冻胀类不良冻土现象组织了四次详细的现场调查;针对融沉类不良冻土现象,于 2001、2002 及 2003 年在其最发育的季节及雨季组织了三次详细的全线调查。通过寒暖季反复的动态分析调查,查明了全线多年冻土区与线路有关的 192 处各类不良冻土的分布范围、发育规模和表现形式。为局部线路方案的选择和工程类型的设置提供了依据。

2.4 地质选线确定合理的线路方案

进行深入、细致的地质选线工作,并通过不断深入的勘察工作优化线路和工程类别设置方案。针对铁路工程特点和多年冻土工程地质特征,在勘察初期,对控制多年冻土地质条件的主要因素、多年冻土年平均地温、冻土含冰量、多年冻土上限和不良冻土现象进行了初步的勘察分区、分类和调查,为稳定线路走向方案和初步确定工程类型提供依据。勘察中期,在基本稳定的线路走向方案和初步确定的工程类别中,对多年冻土工程地质特征进一步细化勘察,以稳定线路走向方案,调整工程类别设置,决定工程处理措施。勘察后期,结合各类别工程的详细勘察,对年平均地温、冻土含冰量、多年冻土上限、不良冻土现象的分布发育状况等控制多年冻土工程地质条件的各种因素进行系统全面的分析研究。

2.5 建设试验工程,指导工程设计

在青藏铁路多年冻土区工程全面展开施工之前,为检验理论研究成果和工程设计措施的可靠性,在清水河高温细颗粒冻土地段、北麓河厚层地下冰地段、沱沱河融区和多年冻土过渡地段、安多深季节冻土地段、昆仑山和凤火山隧道建立了6个工程试验段,组织科研、设计人员进行了大规模的现场试验与科学研究,通过现场测试和科学研究获取以下阶段性科研成果和结论,动态地指导设计和施工工作。

(1) 片石气冷和碎石(片石)护坡路基本体内地温和积温均明显低于对比段相应深度的地温和积温,路基体下原天然上限处的地温和积温也低于对比段原天然上限处的地温和积温,有利于降低路基基底地温,增加基底冷储量,同时路基基底冻土人为上限也有较大幅度的上升,是主动保护多年冻土行之有效的工程措施。

(2) 路基地温场受阴阳坡的影响表现明显,路基右侧(阴坡)路肩孔地温和积温明显低于路基左侧(阳坡)相应深度处的地温和积温,可通过设置左右侧厚度不同的碎石(片石)护坡予以调整。

(3) 路基施工完成后第1年,路基变形相对较大,从第2个冻融循环开始,沉降变形速率变缓,路基变形已基本趋于稳定(见图1和图2)。片石气冷路堤和碎石(片石)护坡路堤的累计沉降量小于对比段相应位置的累计沉降量(见图3),有利于减少路基两侧不均匀沉降,防止路基纵向裂缝的产生。

(4) 采用热棒冷冻路基下多年冻土是可行的。观测期内的平均地温降低,多年冻土上限抬升,热棒路基稳定。

(5) 路基中铺设保温材料是一种加大路基热阻、被动保护多年冻土的措施,可以延缓多年冻土的融化,减小地温波动和周期性的冻胀变形。与热棒等措施配合使用效果更好。

(6) 钻孔灌注桩是适合在青藏高原多年冻土区采用的桩基类型。地温观测和静载试验证明,多年冻土钻孔灌注桩施工后基本可与桩周土体冻结,单桩极限抗拔力均高于设计值,设计中相关参数选择合理,桩基安全可靠。

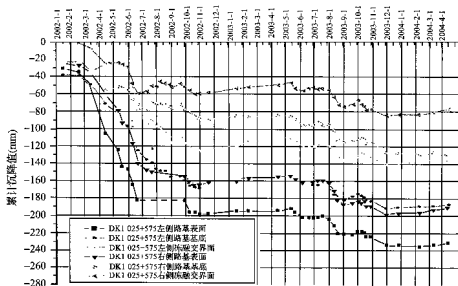


图1 片石气冷路堤断面累计沉降随时间变化曲线

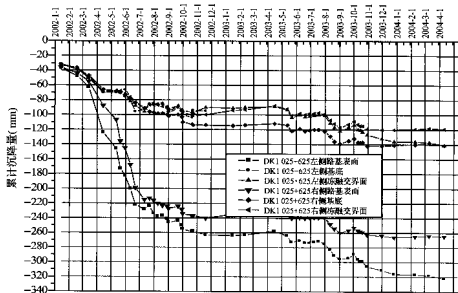


图2 对比断面累计沉降随时间变化曲线

(7) 拼装式涵洞是适合青藏高原多年冻土区采用的涵洞形式,其通风遮阳作用对保护多年冻土地基的效果明显,沉降变形也随时间趋于稳定,未出现明显的冻胀和融沉现象。

依据上述结论,确认了片石气冷路基、碎石(片石)护坡、热棒等主动保护多年冻土措施和保温材料等被动保护多年冻土措施的有效性,以及钻孔灌注桩和拼装式涵洞在多年冻土区的适用性。为选择可靠的工程措施类型,制定合理的设计原则提供了坚实的理论和科学依据。

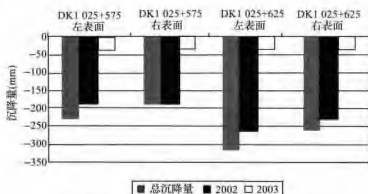


图3 片石气冷路堤和对比断面分年度路基累计沉降值
(DK1 025+575 为片石气冷路堤, DK1 025+625 为对比断面)

2.6 创新成套多年冻土工程措施

依据冻土地质条件的复杂程度确定工程类别设置,并针对不同工程类型提出解决冻土问题的关键控制因素。针对冻土年平均地温、含冰量、不良冻土现象和水文及水文地质等多年冻土工程地质条件控制因素,考虑全球气温升高的影响,青藏铁路冻土区采取的工程对策主要有:在不宜修筑路基的高温极不稳定、高含冰量冻土厚度大、埋藏浅的细颗粒土地段和高含冰量冻土斜坡地段,水文及水文地质条件复杂地段,考虑全球气温升高的影响,修建小跨单排双柱墩低桥跨越通过。其他则依据冻土地质条件的复杂程度采用了片石气冷、碎石(片石)护坡或护道、通风管、热棒、遮阳棚、隔热保温、基底换填、合理路堤高度等工程处理措施。

2.6.1 路基工程

决定冻土路基工程对策的主导控制因素是含冰量、年平均地温、不良冻土现象和水文及水文地质条件,按这些条件的不同组合类型主要采用的措施有以下几种。

(1) 片石气冷措施(见图4)。片石气冷路基是在路基垫层之上设置一定厚度和空隙度的片石层,利用高原冻土区负积温量值大于正积温量值的气候特点,加快路基基底地层散热,取得降低地温、保护冻土的效果。通过室内模拟试验和试验段工程测试分析,提出了合理的结构形式。设计参数和施工工艺。确定路基垫层厚度不小于0.3 m,片石层厚度一般为1.2~1.5 m,粒径0.2~0.4 m,强度不小于30 MPa,片石层上再铺厚度不小于0.3 m的碎石层,并加设一层土工布。这一措施已在沿线117 km的高含冰量、高温不稳定冻土区应用。经两个冻融循环的观测分析证明,起到了降低路基基底地温和增加地层冷储量作用,路基沉降变形明显减小并基本趋于稳定,是主动降温、保护冻土的一种有效工程措施。

(2) 碎石(片石)护坡或护道措施(见图5)。在路基一侧或两侧堆填碎石或片石,形成护坡或护道。碎石(片石)护坡空隙内的空气在一定温度梯度的作用下产生对流,增强了地层冬季的散热,减少了夏季的传热,达到了降低地温、保护冻土的效果。通过试验研究表明,厚度1.0~1.5 m的碎石(片石)护坡都具有很好的降温效果。通过改变路基阴阳坡面上的护坡厚度,可调节路堤基底地温场的不均衡性。这项措施对解决多年冻土区路基不均匀变形具有重要作用。

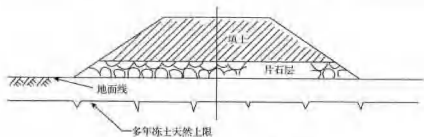


图4 片石气冷路堤横断面结构示意图

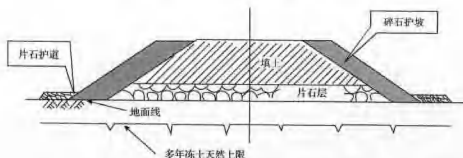


图5 碎石(片石)护坡或护道路堤横断面结构示意图

(3) 通风管措施。通风管基础是多年冻土区房屋建筑行之有效的办法,在路基工程中使用也取得了很好的效果。它的工作原理是依据青藏高原的大气气温一般比地表温度低 3°C 以上的特点,利用路堤遮阳效果和比路堤土温度低的空气流通带走堤身热量。现场试验研究表明,通风管宜设置在路基下部,距地表不小于 0.7 m ,间距一般不超过 1.0 m ,管径为 $0.3\sim 0.4\text{ m}$ 。通风管的降温效果受管径、风向及管内积雪、积沙的影响,在使用上受到一定限制。青藏铁路在部分路段修建了通风管路。

(4) 热棒措施。热棒是密闭真空管体注入低沸点工质构成的利用气液两相转换实现热量传输的无源冷却系统。针对青藏铁路多年冻土特性,通过试验研究确定了热棒工作参数和布设方式,选用了长 12 m 、直径 83 mm 的热棒,有效制冷影响范围为 $1.3\sim 1.5\text{ m}$ 。青藏铁路有 32 km 路基采用了热棒措施,效果良好。

(5) 遮阳棚措施。在路基上部或边坡设置遮阳棚,可有效减少太阳辐射对路基的影响,减少传入冻土地基的热量。现场测试表明,遮阳棚降低基底地温效果明显。这种措施可在一定条件下使用。

(6) 隔热保温措施。当路基高度达不到最小设计高度时,采用聚苯乙烯等隔热材料,起到当量路基填土高度的保温效果。实践表明,路基工程宜在地表以上 0.5 m 处铺设隔热材料,铺设时间选择在寒季末为好。隔热保温层属于被动型保温措施,青藏铁路仅在低路堤和部分路堑采用。

(7) 基底换填措施。在挖方地段或填土厚度达不到最小设计高度的低路堤,基底采用了换填粗粒土措施。当基底为高含冰量冻土层时,换填厚度为 $1.3\sim 1.4$ 倍天然上限深度。为防止地表水下渗,换填时设置了复合土工膜防渗层。

(8) 路基排水措施。研究和实践证明,水是冻土路基病害的最大根源,排水不良将造成多年冻土路基严重病害。青藏铁路设计统筹考虑了多年冻土区的防排水措施。合理布设桥涵,设置挡水埝、排水沟、截水沟等工程,以保证排水畅通。防止路基两侧积水造成冻融变形或引发不良冻土现象。

(9) 合理路基高度措施。在低温多年冻土区,路基设计高度应在合理范围内。路基达到一定的填筑高度后,在一定的气温、地温条件下多年冻土上限可以保持基本稳定。但随着路基高度增加,边坡受热面增大,由边坡传入地基的热量增加,太高的路基不利于稳定。根据不同的地温分区,把多年冻土路基的合理设计高度确定为 2.5~5.0 m,以确保冻土上限稳定。若不能满足这个条件时,尚采取其他工程措施。

(10) 路桥过渡段措施。为减少多年冻土区路桥过渡段的不均匀沉降,桥台后不小于 20 m 范围内,按梯形分层填筑卵石土或碎石土,分层碾压夯实。桥台基坑采用碎石分层填筑压实,其上填筑片石、碎石、碎石土。经工程列车运营检测,没有发现明显的变形,路桥过渡段处于稳定状态。

2.6.2 桥梁工程

多年冻土区的桥梁均采用钻孔灌注桩基础。它的关键是桩长的选择。对高温不稳定冻土按冻结和融化两种状态进行设计检算,取其不利值,确定桩长。对低温稳定的冻土按冻结状态设计桩长。为减少桥梁工程施工对多年冻土的扰动,对冻土区桥梁钻孔灌注桩、钻孔打入桩和钻孔插入桩等桩基形式开展了现场对比试验。钻孔打入桩在冻土层中打入困难,钻孔插入桩桩周围回填质量难以控制。钻孔灌注桩具有承载力大、抗冻拔能力强的优点。在使用旋挖钻机成孔后施工速度快,质量好,对冻土扰动小,全线绝大多数非坚硬岩石地基的桥梁都采用了旋挖钻机成孔的灌注桩基础。

2.6.3 涵洞工程

涵洞工程基础设计考虑的主导因素是地表水迳流和含冰量。涵洞基础的开挖会造成冻土的暴露和融化,现浇混凝土基础的水化热也会对冻土的稳定性、承载力产生不利影响。对地表迳流期长、冻土含冰量高的涵洞采用短桩基础。一般涵洞选用了矩形拼装式钢筋混凝土结构(图6)。这种涵洞采用明挖基坑拼装预制混凝土基础,在寒季施工对冻土的热扰动小,基底冻土回冻时间短,易于控制施工质量。

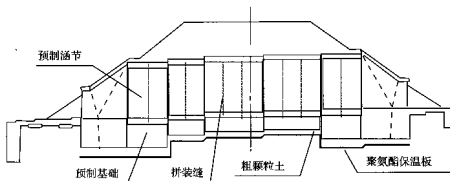


图6 拼装式涵洞结构示意图

2.6.4 隧道工程

多年冻土区的隧道在建成后,往往由于气温等外界条件的影响,衬砌背后的多年冻土会形成一个冻融交替的冻融圈,使衬砌结构处在冻胀力反复作用的不利环境中,往往造成衬砌严重开裂甚至破坏。因此,控制冻融圈的范围、动态变化是关键。设计上全隧道均采用曲墙带仰拱整体式模筑钢筋混凝土衬砌,支护采用模筑混凝土形式,其拱部背后进行回填压浆(见图7)。模筑混凝土支护与模筑衬砌之间设5 cm厚的隔热保温层,以减少洞内外气温与地层热交换的影响。

水是寒区隧道产生病害的根源,也是冻融圈作用的主要影响因素。完整的、有效的防排水体系是多年冻土隧道设计的关键。为避免产生病害,防排水设计遵循“以堵为主,防、截、排、堵、隔热、保温等多道防线综合治理”的原则。隧道洞内设双侧保温水沟,墙脚水沟部位纵向设直径100 mm PVC盲沟,与双侧保温水沟连通,通过进口保温暗管引排。隧道全断面设复合防水板,拱墙结合施工缝位置环向设盲沟与墙脚纵向盲沟连接。

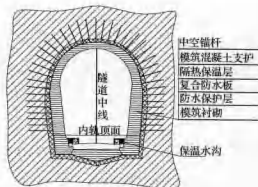


图7 隧道结构示意图

2.7 提升冻土施工技术水平

针对高原多年冻土环境的特点,研究开发先进工法,采用先进机械设备和自动化检测手段,选择合理施工时间,施工全程对多年冻土进行热物理状态监测,努力达到保护冻土的要求。例如,在桥梁桩基施工中,使用性能优越的旋挖钻机。旋挖钻机能够自行移动位置,定位准确;具有钻速快、成孔质量高、造孔垂直度好的优点;不需要泥浆护壁,融化圈小,减少了对周围冻土环境的扰动;既有利于环保,又能提高桩基质量。风火山隧道是多年冻土隧道,施工单位研制了隧道大型空调系统,把洞内开挖温度控制在 $-5^{\circ}\text{C}\sim 5^{\circ}\text{C}$ 之间,衬砌混凝土入模温度控制在 5°C ,提高了冻土回冻速度,减少了对冻土扰动,确保了混凝土质量。在高含冰量冻土路堑地段,分段分层采用机械或爆破开挖,减少地基暴露时间。基坑开挖后白天用遮阳材料覆盖,晚上揭开以利于回冻,施工前作好充分准备,连续快速作业,减少热扰动。

3 取得的主要阶段性成就

(1) 在系统分析研究多年冻土区工程现状和青藏铁路冻土工程环境的基础上,引入多年冻土年平均地温分区作为冻土热稳定性评价指标,以科学的方法和手段深入认识冻土,全面查清了线

路通过地区多年冻土的热稳定性、含冰量和不良冻土现象的分布与变化规律,为攻克冻土难题提供了可靠的基础保证。

(2) 提出了以多年冻土热稳定性、含冰量、不良冻土现象为主要依据,综合考虑其他地质地理影响因素,并按其组合后冻土条件的复杂程度确定工程类别设置的原则。对不同工程类型,提出了解决冻土问题的关键控制因素。对路基工程提出了“主动降温、冷却地基、保护冻土”的设计思想、治理原则和具体工程结构类型。

(3) 实现了多年冻土工程勘察设计模式的“三大转变”。对高原冻土难点和冻土环境的分析由过去的静态转变为动态,主要体现在由热稳定性分区现状预测不同全球气候变暖模式下冻土的响应,以确定工程对策;通过对不良冻土现象的动态调查分析,不断反馈工程设计以优化线路和工程设置方案;对冻土的保护由被动保温转变为主动降温,提出了“冷却地基”的设计思想、治理原则和具体工程结构类型。冻土工程治理手段由过去单一措施治表,转变为多管齐下的综合治本,主要体现在从调控辐射、对流、传导着手,通过改变路基填料和结构等综合技术措施达到减少热量输入、增加冷量输入的“冷却地基”的治本目的。

(4) 3年的工程实践表明,对冻土工程环境认识准确,采取的工程措施有效。经过两个冻融循环检验,路基基底冻土上限普遍上升,路基下沉变形已基本趋于稳定,路基阴阳坡不均匀沉降和开裂问题得到解决,未发生大的冻胀融沉病害;桥涵基础未出现下沉变形现象,桥隧结构处于稳定状态。

4 需要进一步深化研究的几个问题

(1) 对冻土工程引起的次生不良地质现象要进一步深入研究,查清其发生、发展规律和机理,研究和制定可行的整治预案,为将来铁路运营中可能发生的病害整治工作提供依据。

(2) 在全球气温升高条件下,冻土工程的可靠度评价是一项非常复杂的工作,由于影响因素多,不确定性大,无论是定性还是定量评价都存在很多困难,要在今后的工作中进一步深化研究。

(3) 片石气冷措施作为青藏铁路路基工程的重要工程措施,定量分析评价各种工艺参数和边界条件下片石气冷措施降低地温的效果,对建立青藏铁路运营安全预警系统有重要意义,也要在今后的工作中进一步深化。

(4) 热棒路基是美国、加拿大等国家在冻土区工程中广泛采用的方法,目前对热棒的布置方式、位置等课题尚缺乏研究,有必要在今后的工作中进行更为深入的研究。

青藏铁路多年冻土工程的主要技术问题及其对策

钱征宇

(铁道部科技司, 北京 100844)

摘 要: 系统阐述了青藏铁路沿线的自然环境特征, 对青藏铁路建设中的高原多年冻土和环境保护问题进行了全面的分析和论述。通过对高原多年冻土区铁路工程设计原则、主要工程措施及其适应性的研究和讨论, 提出了完善高原多年冻土铁路工程措施的对策和建议。

关键词: 青藏铁路; 冻土; 工程; 对策

青藏高原多年冻土区是中低纬度地带冻土面积分布最广、厚度最大和海拔最高的地区。在青藏高原多年冻土区修建铁路是国内外都未曾实践过的探索性工程, 其特殊性和复杂性在铁路建设史上没有先例。青藏铁路由青海省省会西宁至西藏自治区首府拉萨, 全线分二期修建, 一期工程西宁至格尔木段已于 1984 年建成通车; 二期工程由格尔木至拉萨, 长 1 142 km, 建成后将是世界上海拔最高和最长的高原铁路。青藏高原特殊的自然环境和复杂的冻土地质条件给铁路的设计、施工和运营带来了很大的困难, 在如此复杂的自然条件下修建青藏铁路是一个世界性的工程难题。如何保证冻土铁路工程的安全稳定, 将冻土病害减少到最低程度是青藏铁路建设中面临的严峻考验。

1 青藏铁路沿线的自然环境特征

1.1 地形特征

青藏铁路二期工程的起点格尔木市海拔为 2 832 m, 铁路基本沿青藏公路南行, 沿线地形总体上呈高山丘陵和山间高原相间分布的特点。所经主要山系均呈东西走向, 自北向南主要有昆仑山、可可西里山、风火山、乌丽山、开心岭、唐古拉山、头二九山和念青唐古拉山等。除昆仑山北坡地势较为险峻, 相对高差大于 700 m 外, 其余山系多呈穹形起伏, 相对高差一般小于 300 m, 山岭浑圆、坡度平缓, 宏观上属高准平原地貌。经过的主要高原和盆地有楚玛尔河高平原、北麓河盆地、乌丽盆地、沱沱河盆地、通天河盆地和布曲河谷等, 这些盆地大体呈 NWW

→SEE 向展布,海拔均在 4 500 m 以上,河谷宽浅,地势平缓开阔。

青藏铁路自北向南主要经过柴达木内陆水系、长江水系和扎加藏布内陆水系,横跨格尔木河、楚玛尔河、沱沱河、通天河、布曲和扎加藏布河等主要河流,这些河流主要由冰雪融水补给,水温较低,流量随季节变化较大。

1.2 气候特征

青藏铁路昆仑山以北为柴达木干旱气候区,多年冻土主要分布于昆仑山至唐古拉山间,呈高原干寒气候特征,气候寒冷、空气稀薄、太阳辐射强烈,随海拔高度的增加具有明显的气候垂直分带性,唐古拉山以南为高原亚干旱气候区。

高原多年冻土区年平均气温 $-4.1^{\circ}\text{C} \sim -6.6^{\circ}\text{C}$ 。1 月气温最低,平均 $-14.5^{\circ}\text{C} \sim -17.4^{\circ}\text{C}$,极端最低气温 -45.2°C ;7 月气温最高,平均 $6.5^{\circ}\text{C} \sim 8.1^{\circ}\text{C}$,极端最高气温 24.7°C ,一年内冻结期长达 7~8 个月,即使在最热的 7 月,沱沱河站仍观测到 -8.2°C 的最低气温,高原上没有绝对的无霜期。多年冻土的季节融化层在每年 5 月上旬从地表开始向下融化,至 9 月下旬达到最大融化深度,此后又自上而下和自下而上开始双向冻结,到 11 月上旬冻结完成。

高原多年冻土区年平均降水量 248.5~290.9 mm,主要集中在 5~9 月的暖季,降雪主要在春季和秋季,沱沱河最大一日降雪量达 50.2 mm,最大积雪深度 39 cm。高原冬季多大风,铁路沿线年平均大风日数达 130~180 d。唐古拉山附近是我国雷暴日数最多的地区之一,年平均雷暴日数 60~70 d,最多年可达 90~100 d,主要发生在 4~10 月,而以 6~9 月出现最多。

1.3 多年冻土分布特征

青藏铁路经过多年冻土区约 550 km,实测已知最大冻土厚度 128 m。铁路沿线多年冻土地温变化大、含冰量高、地质条件复杂,尤其是高温极不稳定冻土区范围广,高含冰量冻土段落长,给铁路工程的安全稳定带来极为不利的影响。青藏铁路在昆仑山北麓的西大滩附近进入多年冻土区,相应的海拔高程为 4 360 m,西大滩断陷盆地以岛状冻土与融区相间分布。铁路在海拔 4 500 m 左右进入大片连续多年冻土区,自昆仑山区、楚玛尔河高平原、可可西里山区、北麓河盆地、风火山区、尺曲谷地至乌丽盆地主要为大片连续多年冻土区。由于受大河、温泉和构造作用的影响,局部地段分布有岛状融区。沱沱河盆地至开心岭山区以岛状冻土与融区相间分布,通天河盆地主要为大片连续多年冻土,布曲河谷和温泉断陷盆地融区发育。唐古拉山区和扎加藏布谷地主要为大片连续多年冻土,多年冻土的南界在安多谷地,海拔高程 4 800 m。岛状冻土以南为深季节冻土,最大冻结深度可达 3.5~4.5 m,对建筑物的冻胀危害严重。

根据多年冻土的年平均地温状况,可将青藏铁路沿线的多年冻土划分为高温极不稳定冻土区(年平均地温 $T_{\text{a}} \geq -0.5^{\circ}\text{C}$)、高温不稳定冻土区($-1.0^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{a}} < -0.5^{\circ}\text{C}$)、低温基本稳定冻土区($-2.0^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{a}} < -1.0^{\circ}\text{C}$)和低温稳定冻土区($T_{\text{a}} < -2.0^{\circ}\text{C}$)。低温稳定冻土区主要分布在中高山区,高温极不稳定冻土区和高温不稳定冻土区主要集中在高原地区。

2 高原多年冻土工程的主要技术问题

青藏高原多年冻土区铁路建设主要面临三大技术难题。一是高原,线路经过地区均为高海拔地带,海拔高度大于 4 000 m 的地段长达 965 km,最高点唐古拉山垭口高程达 5 072 m;二是沿

线广泛分布多年冻土,通过多年冻土区 550 km;三是环境保护。青藏高原是地球上一个独特的生态地理区域,为不同生物区系的交汇处,分布有种类繁多的动植物资源,而且还保存了许多特有的古老物种,形成了别具一格的高原自然生态系统。为保护高原环境,铁路沿线已建立了可可西里和三江源自然保护区。在青藏铁路建设中,环境保护问题尤为重要和突出。

2.1 高原问题

青藏高原海拔高,空气稀薄、气候寒冷,高原环境对人体生理、心理和体能都带来较大的影响,导致人体发生一系列高山生理反应和心理变化,造成人体体能和工作效率显著下降。在铁路建设过程中,为解决严寒缺氧对人员的伤害和施工机械的效率降低,保证工程质量,要制定合理的施工组织方案、施工工艺和劳动保护措施,采用适合高原特点的筑路机械和动力设备,制定适合高原冻土特点的施工细则和质量评定标准。为保证铁路建成后的安全运营,必须解决高海拔条件下电气设备的适应性,确定适宜的牵引动力模式和机车车辆技术条件,针对高原的特殊环境制定相应的运输组织和维修养护模式。为避免高原雷电的干扰,必须对通信信号设备的安全性和可靠性提出更高的要求。

2.2 冻土问题

冻土是一种特殊的土体,其特殊性主要表现在冻土的物理学特性与温度密切相关。冻土的物理力学性质除与颗粒组成、密度和含水量有关外,还取决于含冰量,而含冰量又与温度有关。因此冻土是一种对温度极为敏感且性质不稳定的土体。根据总含水率,多年冻土可分为少冰冻土、多冰冻土、富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层等五种类型。多年冻土对工程的影响主要表现为融沉、冻胀和不良冻土现象。

2.2.1 融沉

因多年冻土融化而引起的融沉是多年冻土区建筑物地基变形和破坏的主要原因。铁路的修建改变了地表的热交换条件,使多年冻土的地温场发生变化,可能引起冻土上限下降而产生融沉。多年冻土区排水不畅是引起基底融沉的主要原因之一。路基的修筑可能影响地表水的排泄,若地面排水措施不当造成路基积水则极易发生严重的融沉。此外,地表植被对多年冻土有保护作用,破坏地表植被也可能造成冻土上限下降而产生融沉。

2.2.2 冻胀

多年冻土的季节融化层随季节变化发生周期性的冻融循环,土中所含水分因结晶体积增大而导致土体冻胀。冻胀主要表现为地表的不均匀升高变形,如建筑物基础的抗拔力不能克服冻胀力的作用,建筑物将被拔起而破坏。一般情况下,低温多年冻土的季节融化层厚度不大,且存在双向冻结,冻结速度快,冻胀相对较轻;高温多年冻土的季节融化层厚度较大,冻胀相对严重;深季节冻土的季节融化层厚度可达 3.5~4.5 m,而且为单向冻结,对建筑物的冻胀危害最为严重。

2.2.3 不良冻土现象

高原多年冻土区特殊的气候和地质环境是形成不良冻土现象的根本原因,青藏高原多年冻土区的主要不良冻土现象有与厚层地下冰有关的热融滑塌、热融湖塘和与地下水有关的冻胀丘、冰锥等。

热融滑塌主要发生在有厚层地下冰分布的斜坡,由于开挖等因素破坏了斜坡的热平衡,导致

厚层地下冰融化,斜坡土体沿冻融界面移动而形成滑塌。

热融湖塘分布在地面横坡较小的厚层地下冰地段,因地下冰层融化而形成凹地积水后称为热融湖塘。路基积水后也可能在坡脚附近产生热融湖塘。

冻胀丘是一种含冰核的圆锥形隆起土丘,由差异冻胀作用所产生,冻胀丘的形成发育与地下水的补给有密切的关系。冻胀丘形成时产生巨大的隆胀力,使其上的建筑物发生变形。路基的修筑可能改变地下水的径流条件,诱发新的冻胀丘。青藏公路 62 道班附近北侧的冻胀丘长 140 m,宽 45 m,高 18 m,是我国目前已知最大规模的冻胀丘。

冰锥是溢出地表的水分冻结而形成的地面冰体。绝大多数冰锥是季节性的,冬季可掩埋线路,夏季融化造成路基填土软化。由于路堑开挖改变了地下水的排泄,路堑地段容易形成次生冰锥。

2.3 环境保护问题

青藏高原是中国及南亚许多著名河流的发源地,素有“江河源”之称。幅员辽阔、环境复杂的青藏高原为各种动植物的生长繁衍提供了有利条件,为不同生物区系的交汇处,形成独特而典型的高原自然生态类型,原始的生态环境在全球占有特殊的地位。生活在青藏高原的野生动物大都是珍稀的高原特种,是大自然留给人类的宝贵财富。为保护高原的自然生态环境,沿线已经建立起可可西里、三江源自然保护区。青藏铁路建设不仅冻土技术复杂,环境保护工作亦同样极为艰巨,青藏铁路的环境保护与工程质量一样都是世人关注的焦点。

3 高原多年冻土区铁路工程对策

为解决青藏铁路建设中的高原冻土难题,中国科技人员针对高原冻土工程问题开展了长期系统的科学研究。经过四十年来艰苦探索,取得了大量的研究成果和丰富的实践经验,基本掌握了青藏铁路高原多年冻土的工程特点,并在充分借鉴和吸取国内外高原多年冻土区铁路工程实践经验的基础上,提出了高原多年冻土区不同地温和地质条件下铁路工程的设计原则和工程措施,为青藏铁路建设提供了可靠的技术保障。

3.1 多年冻土区铁路工程的设计原则

多年冻土的年平均地温决定了地基的热稳定状态,多年冻土的工程地质分类决定了地基的融沉特点。为保证多年冻土区铁路工程的安全稳定,应根据冻土的地温分区和工程地质分类确定合理的设计原则。

3.1.1 保护多年冻土的设计原则

保护多年冻土的设计原则主要适用于年平均地温 $T_{\phi} < -1.0^{\circ}\text{C}$ 的地段。按保护多年冻土原则设计的建筑物在规定的使用年限内,通过采取适当的工程措施,保证地基的多年冻土始终处于冻结状态。

3.1.2 控制融化速率的设计原则

控制融化速率的设计原则适用于多年冻土年平均地温 $-0.5^{\circ}\text{C} \sim -1.0^{\circ}\text{C}$ 的地段。按控制融化速率原则设计的建筑物在规定的使用年限内,通过采取工程措施控制多年冻土的融化速率,将建筑物的变形建率和总变形量控制在设计允许的范围内。

3.1.3 预先融化或清除多年冻土的设计原则

对地基一定深度范围内的多年冻土采取预先融化措施以消除其融沉性。当多年冻土埋深较浅时,可在全部或部分清除后采取换填措施。对采取预先融化或清除换填措施后的地基可按季节冻土设计。

多年冻土区铁路工程的设计必须统一考虑冻土的年平均地温和工程地质分类。通过对冻土地基热稳定性和融沉性的综合分析,采取适宜的设计原则。一般情况下低含冰量冻土的融沉量较小,均可按季节冻土地基进行设计。

3.1.4 选择线路位置时应遵循的原则

选择适宜的线路位置对于保证冻土工程的安全稳定具有重要的作用。在多年冻土区选择线路位置时通常应遵循以下原则:

(1) 线路应尽量选择在相对位置较高、地表干燥的地带以路堤通过,多填少挖,尽可能减少路堑、零断面和低填方的长度。

(2) 线路在冻融过渡地段通过时,线路位置应尽量选择在融区,减少在冻融过渡段和冻土岛等不稳定冻土地段的长度。

(3) 确定线路纵坡时,应尽可能满足路基最小设计高度的要求。

(4) 尽量减少高含冰量冻土地段的长度,绕避不良冻土现象发育地段。

(5) 尽量选择地表排水条件好、地下水不发育的地段。

(6) 为保护高原植被,尽量绕避植被生长良好的地段。

3.2 高原多年冻土区铁路工程措施

为保证多年冻土区铁路工程的安全稳定,尽可能减少冻土病害的发生,可根据多年冻土的工程地质条件采取针对性的工程措施。

3.2.1 合理确定路基高度

在多年冻土区填筑路基将改变地表的热交换条件,对地基多年冻土的上限产生影响。通过研究和实践发现,当路基达到一定的填筑高度后,对多年冻土有一定的保护作用。通常将能够保持多年冻土上限基本稳定的最小路基高度为冻土路基的下临界高度,在下临界高度的基础上再综合考虑气温波动等因素的影响后称为路基的最小设计高度。另一方面,多年冻土区的路基也不能太高,因为随着路基高度的增加,边坡的受热面增大,由边坡传入地基的热量增加,同样不利于路基的稳定。将能够保证多年冻土区路基稳定的最大路基高度为上临界高度。多年冻土区路基设计高度应尽可能满足最小设计高度而低于上临界高度,当不满足这个条件时,应采取其他工程措施,如对小于最小路基设计高度的低路堤可采取换填和铺设隔热保温层,对大于上临界高度的路基采用以桥通过,对路堑基底则应按热工计算的要求进行换填处理。

3.2.2 设置隔热保温层

为减少地表热量向地基的传递,可在路基内设隔热保温层。通常用作隔热保温的材料有聚苯乙烯(EPS)、聚氨酯(PU)和挤塑聚苯乙烯(XPS)等。当路基高度不足最小设计高度时,可通过设隔热保温层起到等量填土高度同样的保温效果,对低填方和路堑可采取设置隔热保温层减少换填厚度,以减少对冻土的扰动。在使用隔热保温层时必须注意到,隔热保温层在暖季减少了

向地基传递的热量,但在冬季也减少了向地基传递的冷量,应根据工程特点和冻土的地质条件慎重采用。

3.2.3 片石层路基

在路基垫层之上设置一定厚度和空隙度的片石层,在大气强迫对流和片石层上下界面间温度梯度的作用下,片石层内产生空气对流。由于高原冻土区负积温量值远大于正积温量值,冷空气通过填石空隙在填石层内形成对流,对冻土地基进行冷却降温。空气对流加快了路基基底地层的散热,起到了降低地温、保护冻土的作用。

3.2.4 片石护坡

在路边坡堆填碎石或片石,形成护坡或护道。片石空隙内的空气在一定温度梯度的作用下产生对流。寒季空气对流换热作用强烈,有利于边坡散热;暖季对流作用减弱,对热量的传入产生屏蔽作用,从而增强了片坡寒季的散热,减少了暖季的传热,达到了降低地温、保护冻土的效果。片石护坡在路基本体工程筑筑完成后施工,片石可利用工程列车运输,既经济又减少了对施工干扰。同时,通过调节片石护坡的厚度可防止由于阴阳坡造成的不均匀变形,在运营阶段也可用作冻土路基的一种加固措施。

3.2.5 热棒

热棒是利用管内介质的气液两相转换,值靠冷凝器与蒸发器之间的温差,通过对流循环来实现热量传导的系统。当大气温度低于冻土的地温,热棒自动开始工作;当大气温度高于冻土地温,热棒自动停止工作,不会将大气中的热量带入地基。热棒适合工厂化生产,使用方便灵活并具有较好的降温效果,在路基和桩基工程中均可使用,适合在冻土病害治理工程中的应用。

3.2.6 通风管

在路基中下部横向埋设水平通风管,冬季冷空气在管内对流,加快了路基填上的散热,起到降低基底地温的作用。通风管的降温效果受管径、风向及管内积雪、积沙的影响,特别是夏季热空气在管内的对流对冻土有负面影响,在使用上受到一定限制。

3.2.7 遮阳棚

青藏高原太阳辐射极为强烈,太阳辐射是影响多年冻土地表热量平衡的主要因素。通过在路基上部设置遮阳棚能减少太阳辐射对路基的影响,大大减少传入冻土地基的热量,有利于提高多年冻土的稳定性。遮阳棚的效果明显,其缺点是造价较高。对于冻土工程地质条件特别复杂的地段,通过技术经济比较,可采取遮阳棚工程措施。

3.2.8 以桥代路

对高温极不稳定区的高含冰量冻土地段及不良冻土现象较为发育的地段,为确保铁路工程的安全可靠,可采取以桥代路措施。多年冻土区桥梁设计的关键是保证桩基的安全稳定。除冻胀影响外,多年冻土区桩基的设计必须特别注意地温对桩基承载力的影响,在不利的冻土地质条件下应按冻融两种状态进行检算,按最不利条件控制设计。

3.2.9 加强地表防排水

排水不良是造成多年冻土上路基病害的主要原因。加强路基防排水是防止冻土病害的有效措施。多年冻土区的排水工程应按主体工程的要求统一考虑,合理布设桥涵,确保排水畅通。路基

的修筑可能改变地下水的径流,引发冻胀丘、冰锥等次生不良土上现象,在设计中必须采取必要的拦截或疏排措施。不同于一般地区,多年冻土区通常采用挡水捻截排地表水和冻上层上水。

3.3 重视多年冻土区环境保护

由于自然条件和社会历史的原因,人类活动对高原多年冻土区自然环境的影响相对较弱,但青藏高原严酷的自然条件造成了高原生态环境的敏感性和脆弱性。随着青藏铁路的建设,人为因素对高原自然环境的影响进一步增强,不可避免地会引发一些新的环境问题。鉴于青藏铁路沿线生态环境的特殊性,青藏铁路的环境保护具有不同于一般地区的突出地位,另一方面,搞好青藏铁路建设环境保护不但是保护高原环境的需要,也是保证铁路建成后长期安全运营的需要。

针对青藏铁路多年冻土区的环境问题,从青藏铁路立项开始,铁道部本着对国家和人民高度负责的态度,认真执行环境保护的有关法律和法规,始终把环境保护作为一项政治任务给予高度的重视,贯彻落实到青藏铁路设计、施工和运营的每一个环节。为保护环境,在研究线路方案时尽可能绕避环境敏感地段,采取减少对冻土扰动的工程措施,选择合理的施工工艺和施工季节。为减少对地表植被的破坏,采取了集中取土的原则,严格控制砂石料场和取弃土场的设置,合理布设施工营地和施工便道,加强对废水和生活垃圾的处理。为保护高原野生动物,通过充分的调查论证,在野生动物集中迁移的地段设置了多处各种形式的动物通道。在青藏铁路建设中还首次采取了环境监理制度,针对不同地段的铁路工程特点制定了环境保护的实施方案和具体措施,将环境保护监督检查作为工程质量管理工作的一项重要内容,使青藏铁路的环境保护工作得到了真正落实,取得了实效。

4 认识及建议

青藏铁路是目前世界上海拔最高、线路最长的高原铁路,其技术难度远较国内外既有的高原冻土铁路复杂。不同于高纬度多年冻土,高原多年冻土的分布既受高度地带性的制约,还受纬度地带性的影响,同时还与河流、植被、地质构造等区域因素有关,直接影响多年冻土的季节融化层厚度、上限深度和平均地温。青藏高原特殊的自然环境决定了青藏铁路冻土分布的复杂性,与世界其他地区多年冻土工程相比,青藏铁路建设的技术难度更加复杂,所面临的多年冻土危害更为严峻。多年冻土区既有铁路的病害率都很高,行车速度较低。多年冻土的冻胀和融沉引起轨道变形,线路失去平顺性,影响列车的正常行驶,现有多年冻土铁路的行车速度仅有 60~70 km/h。俄罗斯贝阿铁路于 1974 年分段开工建设,1984 年起分段运营。到 1990 年全线交付运营时,发生路基变形长度占全线的 30%,通车时有 1/3 的路基需要进行治理和大修。限速区段的数量逐年增加,线路状态不断恶化。贝阿铁路东段跨达分局管内线路长约 1 600 km,冻土病害地段占 35%,严重病害地段累计下沉达 2 m。加拿大哈得逊铁路全长约 820 km,有 700 余处融沉地段,年下沉 100~150 mm,其中吉勒姆至赫奇岛状冻土区出现融沉病害的长度占线路长度的 60%,线路明显凹凸不平,累计最大下沉量达 3~5 m。我国东北森林铁路多年冻土地段的病害率也在 30% 以上,热融形成的累计最大下沉量达 4 m,对铁路运输安全产生很大影响。

既有多年冻土区铁路工程的实践充分说明,在多年冻土区修建铁路是一个世界性的工程难题,而在自然环境条件更为恶劣和复杂的青藏高原多年冻土区修建铁路更是史无前例。为解决青

藏铁路建设中的高原冻土难题，我们在充分研究和吸取国内外高原冻土区工程建设经验与教训的同时，更要对青藏铁路建设和运营的特点进行深入的思考和准确全面的认识，依靠科技创新，攻克技术难关。为进一步研究和完善青藏铁路的冻土工程措施，在全线最具代表性和典型性的多年冻土地段，先行建设北麓河厚层地下冰段、清水河高温冻土细粒土段、沱沱河融区和多年冻土过渡段、安多深季节冻土段和风火山、昆仑山隧道 5 个试验段工程，依托冻土试验工程进行路桥隧关键技术的研究。冻土试验工程要充分吸取国内外高原冻土的既有研究成果，把拟用于多年冻土的主要工程措施通过试验进行研究和验证，为多年冻土区铁路工程的设计和施工积累经验，为完善设计和施工提供依据。青藏铁路的工程实践必将有力推动冻土工程技术的发展，体现当代冻土区铁路工程建设的新水平。

（本文原登载于《中国铁路》2002 年第 8 期）

冻融循环作用对青藏黏土物理力学性质的影响

王大雁 马 巍 常小晓 孙志忠 冯文杰

(中国科学院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘 要:为研究冻融循环作用对土物理力学性质的影响,以青藏黏土为研究对象,通过对室内制备的黏土试样在经历 0~21 次完整冻融循环过程后,进行不同围压下三轴压缩试验,经多次冻融循环过程中,根据试样高度、试样含水量、应力-应变行为、破坏强度、弹性模量、抗剪强度指标等物理力学性质的变化,得出结论:冻融循环次数增加,试样高度和试样含水量保持恒定;冻融循环作用不会改变应力-应变曲线的反映形式,只改变其弹性常数和破坏强度的大小。

关键词:冻融循环;青藏黏土;三轴试验;破坏强度;抗剪强度指标

0 引 言

土的强度问题是进行建筑物地基稳定性分析和计算的关键所在,而土粒的矿物成分、土的颗粒形状与级配、土的密度、土的含水量、土的结构以及孔隙水压力等因素又是影响土强度的主要因素。对此,国内外已进行了大量研究。但在寒区工程建设中,不仅要考虑上述因素的作用,还要考虑季节性冻胀融化对土强度的影响。因为土体的冻融过程,实质上就是土中水的冻结和融化过程。当土中水冻结时,体积膨胀,使得土颗粒间的孔隙面积增大;而当冰融化时,孔隙面积减小,所以冻融过程将会改变土颗粒间的结构联接、排列方式,从而改变土的力学性质。虽然已在冻融循环对土物理力学性质作用的研究方面进行了大量工作,但大部分研究都是将黏土用作坝体衬砌、挡水墙、堤坝等挡水材料,讨论其在冻融循环作用下孔隙体积、孔隙率及渗透性等方面的变化。就强度变化而言,所查到的文献很少,现有的文献认为,石灰粉土的剪切强度随冻融循环次数的增加而逐渐衰减,经历 10 次冻融循环的饱水石灰粉土强度最低;冻融作用可使砂质泥岩的强度降低,破坏应变增大,塑性增强;经历一个完整的冻融循环后,土体的弹性模量将会降低 20%~60% (视土质类型不同而定)。Van Klaveren (1987) 表明冻融循环后土的剪切强度低于未冻融的土,然而冻融循环引起土颗粒大小的改变依赖于土的初始状态,譬如说土的类型、颗粒

大小、密度以及冻融循环的次数等,然而,这些研究都远远不能满足寒区工程建设中对地基承载力与地基稳定性计算的要求。为此,以青藏黏土为研究对象,讨论了围压的高低对经冻融循环的黏土力学行为的影响,同时分析了冻融循环次数对其强度特征、力学行为作用,并探讨了冻融循环次数对黏土抗剪强度指标的影响。

1 样品制备及试验设计

试验所用上料取自青藏铁路沿线,根据土的工程分类标准(GB/T 50123—1999)定为黏性土。利用光电式液塑限联合测定仪测得其液限为 36.8%,塑限为 20.7%。此黏土的粒径级配累计曲线如图 1 所示。

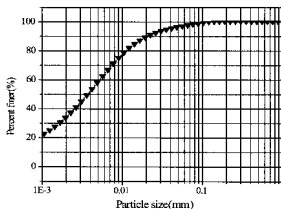


图 1 试验土粒径级配累计曲线

首先根据土工试验规程(GB/T 50123—1999)中有关土样和试样制备的要求,制取含水量为 17.78%,直径 61.8 mm,高为 125 mm 的圆柱体试样,然后将所制备的样品分为 8 组,每组 5 个试样(1 个备用样)。其中一组不进行冻融循环,直接对其进行三轴剪切试验后,确定强度指标,以备与其余 7 组经冻融循环后所测试样的强度进行比较。而其余 7 组需经冻融循环后再进行三轴剪切试验,所有三轴剪切试验均在不固结、不排水条件下进行,围压分别为 200, 400, 600, 800 kPa,轴向加载速率为 0.5 mm/min。经冻融循环试样的制备是在封闭系统,即无外界水源补给条件下进行,冻结温度为 -7°C ,融化温度为 14°C 。先给已制备好的未经冻融的试样套上乳胶套后,将其放入可控制温度的恒温箱内,使其在规定的冻结温度下冻结。当试样温度达到恒定后,将恒温箱温度升高至 14°C ,使试样融化。待试样完全融化后,降低恒温箱体温度至指定冻结温度,再次对试样进行冻结。重复以上过程,就可得到经冻融 1, 3, 5, 7, 10, 15, 21 次的冻融循环试样。冻融过程是通过控制试样完全冻结和融化所需的时间来完成的,为了得到试样在 -7°C 下完全冻结及 14°C 下完全融化所需的时间,事先对埋置有温度探头的试样冻结、融化时间进行标定,在 -7°C 温度下完全冻结需 18 h,而在 14°C 下完全融化需 6 h。

2 试验结果及分析

2.1 冻融循环对试样高度和含水量的影响

冻融过程是土体从不稳定态向动态稳定态的发展过程,反复的冻融循环改变了土体的性状,使得土体向新的动态稳定平衡状态发展。为了较准确地了解冻融循环对试样物理性状方面的影响,我们对冻融前后试样的高度和含水量进行了测定。测定结果如表 1 所示,并定量分析了冻融循环次数对试样高度和试样含水量的影响程度。

表 1 不同冻融循环次数所对应的试样高度和试样含水量

冻融循环次数	试样高度 (cm)	试样含水量 (%)
0	12.5	17.78
1	12.58	17.62
3	12.65	17.46
5	12.68	17.23
7	12.7	16.92
10	12.7	16.69
15	12.7	16.72
21	12.72	16.68

为评价试样高度的变化量,引入一个无量纲的参数 B ,它被定义为每次冻融循环后的试样高度的增量 ΔH 与未经冻融试样的原始高度 H_0 之比的百分数,即:

$$B = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100\% \quad (1)$$

同样,引入无量纲的参数 F 评价冻融循环对试样含水量的影响,即:

$$F = \frac{\Delta w}{w_0} \times 100\% \quad (2)$$

其中, Δw 表示每次冻融后试样含水量的变化量, w_0 表示未经冻融试样的原始含水量。图 2 a 和图 2 b 分别表示试样高度的变化与试样含水量的变化随试样经历冻融循环次数的变化情况。从图中可了解到,当冻融循环次数不超过 7 次时,随着冻融循环次数的增加,试样高度将逐渐升高,同时,试样的含水量也在逐渐降低,但当冻融循环次数超过 7 次后,试样高度和试样含水量都将保持恒定。这说明试样在经历 7 次冻融循环后,其内部结构达到了新的动态平衡。

当将已制备好的试样置于恒温箱中进行冻结时,试样表面会在冷空气的作用下首先发生冻结,这样就会在试样表面与试样中心未冻区之间形成温度梯度,使试样中心水分向四周出现冻结峰面的区域发生水分迁移,并在试样表面有冰晶体析出。同时,此试样四周由于水分迁移的原因而使试样四周土体含水量达到饱和状态,在温度降到 0°C 以下时,土中水分冻结,体积膨胀 9%,这一膨胀破坏了土颗粒之间本身所具有的黏结力。当恒温箱温度开始升高时,试样表面受周围空气的影响,首先开始融化,由于在试样融化过程中,中心温度始终低于试样表面温度,从而导致

表面水分向中心迁移,但这一迁移会由于中心温度的升高而很快终止。伴随着试样温度的升高,土中冰融化,土的孔隙体积会受土颗粒本身自重作用而减少,土的体积也会降低。但土的体积收缩量始终小于由于土中水冻结而发生的膨胀量,经过几次冻融循环后,土体体积的变化达到动态平衡,达到平衡时所需循环次数在本次试验中为7次。设水分由试样中心向四周的迁移为正向迁移,则水分由试样四周向中心的迁移为逆向迁移,那么,水分正向迁移量始终大于逆向迁移量。当经过多次冻融循环后,正向水分迁移量与逆向水分迁移量也达到动态平衡。在本次试验中,达到平衡时所需循环次数为7~10次。

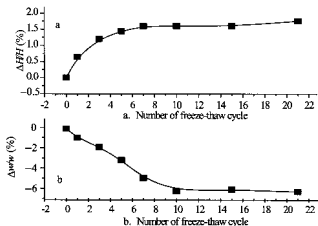


图2 冻融循环对参数B和F的影响

2.2 冻融循环对黏土应力-应变行为的影响

从微观角度讲,冻融循环改变了黏土内部结构与土颗粒的排列方式,这一变化的宏观表现将反映在冻融循环对黏土应力-应变过程的改变上。图3(a, b, c, d)分别是围压为200, 400, 600和800 kPa时,未冻融土和经历3, 7, 10, 21次冻融后,已融土的应力-应变曲线。从图3可看出,随着围压从200 kPa逐渐增大到800 kPa,黏土的应力-应变曲线将从弱软化型逐渐向强硬化型转化,即在低围压下则表现为弱软化型,较高围压下表现为强硬化型。而冻融循环作用并不改变应力-应变曲线的反映形式,只改变其弹性常数和破坏强度大小。

2.2.1 冻融循环对黏土弹性模量的影响

冻融作用对土弹性模量的影响,据参考文献,当1%应变所对应的应力低于55 kPa时,可不考虑冻融作用对土弹性模量的影响;但当所对应的应力水平高于103 kPa时,由于冻融作用引起土弹性模量的降低可超过50%。据参考文献,冻融前后土弹性模量变化的幅值受到土颗粒粗细的影响,当土粒较粗时弹性模量变化较小,而当土粒较细时,影响较大。对多次冻融作用对土弹性模量的影响进行研究,如果以轴向应变为1%所对应的偏应力增量与轴向应变的增量的比值作为研究黏土的弹性模量,即:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{1.0\%} - \sigma_0}{\varepsilon_{1.0\%} - \varepsilon_0} \quad (3)$$

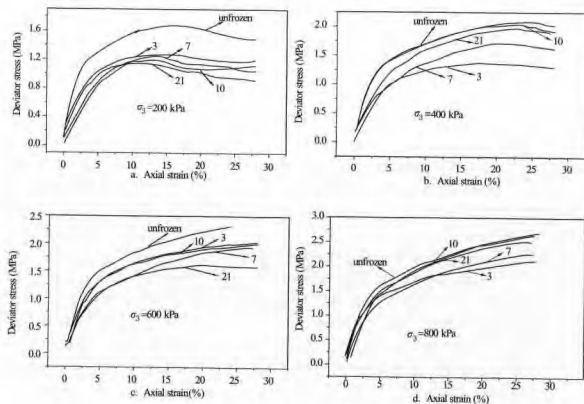


图3 不同围压下未冻融土和经历冻融循环后黏土的应力-应变行为

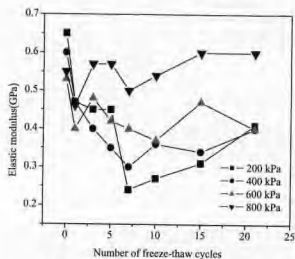


图4 冻融循环对黏土弹性模量的影响

根据上式计算经历多次冻融循环作用黏土的弹性模量, 计算结果如图4所示。从此图显示出, 随着冻融循环次数的增加, 黏土的弹性模量先降低后增大, 其中, 第一次冻融循环对试样扰

动最大,它所对应的弹性模量降低幅度也最大,根据三轴压缩时围压的不同,弹性模量降低的幅值大约为不经冻融循环试样弹性模量的 18%~27%不等。而当试样经历 7 次冻融后,几乎所有围压下试样的弹性模量都降到最低点,冻融 7 次之后,弹性模量将随着冻融循环的进一步发展而升高到某一位置后基本保持不变。

2.2.2 冻融循环对黏土破坏强度的影响

冻融作用一般会降低土的强度。这主要由于土中水的冻结增大了土体的孔隙体积。当孔隙冰融化时,有些已增大的孔隙无法恢复到原始状态,从而使土体变得较为疏松,土颗粒之间的粘接力降低。多次冻融是否会使土的强度继续下降?对未冻融土冻融 1, 3, 5, 7, 10, 15, 21 次后进行分析。对于围压为 200 kPa 的弱软化型应力-应变曲线,以峰值强度作为它的破坏强度;而对围压较高的硬化型应力-应变曲线,以轴向应变为 15% 时所对应的偏应力值作为破坏强度。图 5a 表示多次冻融循环对土破坏强度的影响,从图 5a 可看出,试样所经历的每一次冻融作用都会影响土的破坏强度,即随着冻融循环次数的增加,试样的强度开始降低,然后逐渐增大到某一值后保持恒定,不再受冻融作用的影响。试验显示,试样所对应的强度在冻融 3~7 次后达到最低点,超过 7 次后,试样强度将增大,冻融 10 次后强度值保持恒定,不再受冻融作用的影响。这一强度达到恒定所需的循环次数与前面分析试样高度、试样含水量、试样弹性模量达到恒定所需的循环次数基本相同。因此,在季节冻土区进行工程设计时可参考冻融循环 7 次的力学指标。图 5b 是每次冻融循环后的强度 S_n 与相同条件下未经冻融试样的强度 S_0 的比值随循环次数而变化的情况,此图更能反映冻融循环对土强度的影响程度。

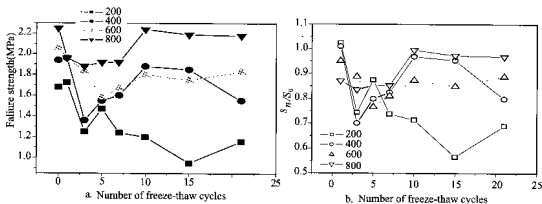


图 5 冻融循环对黏土破坏强度的影响

试样所受的围压应力也会影响土的强度,这是因为围压会减小每次冻融所增大的孔隙体积,从而使土的强度指标得到一定程度的恢复。对于围压为 200 kPa 的弱软化型应力-应变曲线所对应的试样,由于围压应力较小,冻融作用对土的扰动占优势;但随着围压的增大,围压应力将基本恢复到由于冻融而增大的孔隙体积,从而使土的强度随着围压的增大而逐渐接近未经冻融土的强度。

2.3 冻融循环对黏土黏聚力和内摩擦角的影响

土的黏聚力和内摩擦角是决定土抗剪强度的两个指标,对同一种土,在相同试验条件下黏聚

力和内摩擦角为常数。内摩擦角, 主要反映颗粒间的相互移动和咬合作用, 而黏聚力则反映土颗粒间的各种物理化学作用力, 包括库仑力、范德华力、胶结作用力等, 这些力的大小由颗粒间的距离和颗粒间胶结物质的胶结力决定。研究冻融循环对黏土黏聚力和内摩擦角的影响是为了了解冻融循环对土抗剪强度的作用。

表 2 不同冻融循环作用下黏土的三轴试验强度指标

冻融循环次数	a (MPa)	α ($^{\circ}$)	c (MPa)	φ ($^{\circ}$)
0	0.5211	17.5	0.55	18.4
3	0.299	20.8	0.32	22.4
5	0.462	15.9	0.48	15.5
7	0.347	19.3	0.37	20.5
10	0.280	24.4	0.29	26.9
15	0.165	26.7	0.19	30.3
21	0.23	24.5	0.25	27.1

首先根据每次冻融循环后, 试样在不同围压下三轴剪切试验的试验结果, 在 $p-q$ 坐标平面内绘制研究试样的破坏主应力线, 如图 6 所示, 其中: $p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$, $q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$, 然后根据破坏主应力线与 p 轴的倾角 α , 与 q 轴的截距 a , 利用它们之间的关系:

$$\varphi = \arcsin(\sin \alpha) \quad (4)$$

计算土的黏聚力与土内摩擦角。计算结果如表 2 所示。

$$c = \frac{a}{\cos \varphi} \quad (5)$$

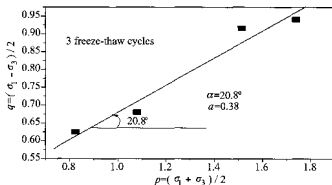
图 6 在 $p-q$ 空间内黏土的破坏包络线

图 7 表示多次冻融后, 试验黏土的黏聚力大小。从图 7 可看出, 随着黏土所经历冻融循环次数的增加, 土的黏聚力逐渐下降。这表明, 当试验土每经一次冻融循环后, 土颗粒之间的距离将随之增大, 与前面的分析结果相似。但冻融循环对土内摩擦角的作用并无规律可循, 如图 8 所

示,在黏土经历 1~21 次的完整冻融循环过程中,试验黏土的内摩擦角在 $15^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 之间波动。

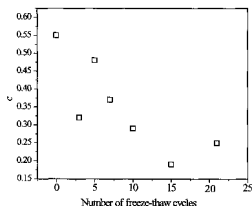


图 7 冻融循环对黏土黏聚力的影响

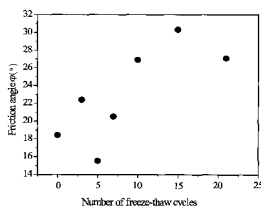


图 8 冻融循环对黏土内摩擦角的影响

3 结 论

冻融循环对土物理力学性质的作用决定着季节冻土区工程建筑物完工后,建筑物的安全和正常运营。为了评价现有寒区建筑物在季节冻融作用下的稳定性,并保证即将兴建工程地基的稳定性,通过研究青藏黏土在室内所经历的多次冻融循环过程中,试样高度、试样含水量、应力-应变行为、破坏强度、弹性模量、抗剪强度指标等物理力学性质的变化,得出以下结论:

(1) 随着冻融循环次数的增加,试样高度将逐渐升高,同时,试样的含水量将逐渐降低,但当冻融循环次数超过 7 次后,试样高度和试样含水量都将保持恒定。

(2) 冻融循环作用不会改变应力-应变曲线的反映形式,只改变其弹性常数和破坏强度大小。就弹性常数来说,随着冻融循环次数的增加,黏土的弹性模量先降低、后增大。其中,第一次冻融循环对试样扰动最大,它所对应的弹性模量降低幅度也最大。根据三轴压缩时围压的不同,弹性模量降低的幅值大约为不经冻融循环试样弹性模量的 $18\%\sim 27\%$ 不等。而当试样经历 7 次冻融后,几乎所有围压下试样的弹性模量都降到最低点。但冻融 7 次之后,弹性模量将随着冻融循环的进一步发展而升高到某一位置后基本保持不变。就破坏强度来说,试样所对应的破坏强度在冻融 3~7 次后达到最低点,超过 7 次后,试样强度将增大,冻融 10 次后强度值保持恒定,不再受冻融作用的影响。

(3) 随着黏土所经历冻融循环次数的增加,土的黏聚力逐渐下降。但冻融循环对土内摩擦角的作用并无规律可循,试验黏土的内摩擦角在 $15^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 之间波动。

(本文原登载于《岩石力学与工程学报》2005 年第 24 卷 23 期)

气候变化对多年冻土及 青藏铁路工程的影响

吴青柏 李述训 刘永智

(中国科学院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘 要: 全球气候正在转暖, 青藏高原多年冻土受气候变化的影响正处于退化状态中, 多年冻土上限下降, 年平均地温升高等。分析青藏铁路沿线气候和工程影响下多年冻土变化, 对 50 年气候升高 1°C 和 2.6°C 后多年冻土热状态和空间分布变化进行了预测。预测结果表明, 气候变化将使多年冻土热状态和空间分布产生较大变化, 对青藏铁路工程的稳定性影响较大, 由于路基下多年冻土上限下降造成的地下冰融化, 引起强烈的融化下沉变形。因此, 青藏铁路工程采取相应的工程措施, 抵御气候变化和工程作用的影响。

关键词: 青藏铁路; 气候变化; 多年冻土; 工程

1 青藏高原多年冻土温度状态

自 1995 年起, 在青藏公路沿线布设了 7 个天然状态下多年冻土热状态的监测点, 连续监测时间已达 8 年。多年冻土热状态监测结果表明, 多年冻土顶板温度、多年冻土温度和活动层厚度均发生了较大的变化。表 1 和表 2 表明, 多年冻土顶板温度和一定深度的多年冻土温度均有大幅度的升温特征。自 1996 年到 2001 年, 多年冻土顶板温度自然变化年平均升温速率最大为 $0.08^{\circ}\text{C}/\text{年}$, 最小为 $0.01^{\circ}\text{C}/\text{年}$ 。多年冻土上限自然变化幅度最大为 $6.6\text{ cm}/\text{年}$, 最小为 $2.6\text{ cm}/\text{年}$ 。一定深度上多年冻土也处在一个整体升温过程中, 升温速率最大为 $0.053^{\circ}\text{C}/\text{年}$, 最小为 $0.021^{\circ}\text{C}/\text{年}$ 。这说明在气候变化影响下青藏公路沿线多年冻土处于一种升温的响应过程, 其响应过程和升温速率大小均与多年冻土地温状态有关, 也与多年冻土区气候条件、土质及地表状况等条件有关。

表 1 多年冻土顶板温度

场 地	多年冻土顶板温度变化 (°C)		年平均升温速率 (°C)
	1996 年	2001 年	
昆仑山 1 号场地	-3.05	-2.68	0.06
昆仑山 2 号场地	-3.08	-2.78	0.05
风火山场地	-3.73	-3.36	0.06
五道梁场地	-1.82	-1.75	0.01
可可西里场地	-2.14	-1.63	0.08
66 道班场地	-0.82	-0.63	0.029
楚马尔河高平原	-0.43	-0.30	0.02

表 2 多年冻土温度变化

场 地	深度 (m)	多年冻土温度变化 (°C)		年平均升温速率 (°C)
		1996 年	2001 年	
昆仑山 1 号场地	6	-3.19	-2.90	0.048
昆仑山 2 号场地	6	-3.06	-2.77	0.047
风火山场地	6	-3.67	-3.48	0.031
五道梁场地	6	-1.63	-1.50	0.021
可可西里场地	6	-2.01	-1.69	0.053
66 道班场地	8	-1.04	-0.91	0.022
楚马尔河高平原	8	-0.84	-0.71	0.022

2 工程作用下多年冻土热状态变化

在工程条件下,由于改变了地表辐射平衡条件和地表热交换条件,导致了地表能量平衡过程的变化,使得进入地下的热交换过程变化,影响多年冻土上限变化、多年冻土温度变化。表 3 和表 4 表明高低温多年冻土区修筑沥青路面后多年冻土发生较大的变化,其年平均变化量要远大于天然状态。沥青路面修建后,升高了浅层土体温度和多年冻土上限温度。高温多年冻土区浅层温度夏季升高了约 10°C~15°C,上限处年平均温度升高了 1.0°C~1.5°C,多年冻土年平均温度升高了约 0.3°C~0.5°C;低温多年冻土区浅层温度夏季升高了 5°C~10°C,上限处年平均温度升高 1.5°C~2°C,多年冻土年平均温度升高了约 1.3°C~1.5°C。同时也改变了路基下土体的季节冻融过程,使路基多年冻土上限不断降低,高温多年冻土上限变化超过了天然状态下上限变化量的 3 倍左右。低温多年冻土加高路基后,上限变化较天然状态要小。沥青路面下低温多年冻土热状态变化较高温多年冻土要大,其原因与地下冰的含量有关。尽管青藏铁路路基与公路有较大的区别,但铁路路基工程作用必然对多年冻土热状态形成较大的影响,因为路基填料改变了热传导过

程,影响了原天然地面以下冻融过程变化。

表3 高温多年冻土区多年冻土上限 (H_p)、上限处年平均温度 (T_{p0})、多年冻土年平均温度 (T_p) 变化

年 份	沥青路面下			天然状态下		
	H_p (m)	T_{p0} (°C)	T_p (°C)	H_p (m)	T_{p0} (°C)	T_p (°C)
1996	6.45	-0.31	-0.59	1.94	-0.82	-1.04
2001	7.40	0.22	-0.37	2.40	-0.68	-0.91
年平均变化量	0.17	0.088	0.036	0.065	0.029	0.022

表4 低温多年冻土区多年冻土上限 (H_p)、上限处年平均温度 (T_{p0})、多年冻土年平均温度 (T_p) 变化

年 份	沥青路面下			天然状态下		
	H_p (m)	T_{p0} (°C)	T_p (°C)	H_p (m)	T_{p0} (°C)	T_p (°C)
1996	2.22	-0.51	-1.52	1.10	-3.05	-3.19
2001	2.41	-0.36	-1.40	1.50	-2.68	-2.90
年平均增长率	0.043	0.025	0.02	0.066	0.06	0.048

3 多年冻土热状态模拟和空间分布变化预测

针对气候变化对多年冻土所造成的影响,分别选取了两种气候背景对青藏铁路沿线多年冻土热状态变化进行了数值模拟预测。多年冻土热状态变化预测结果(表5)显示,50年气温升高1°C,多年冻土基本未发生退化,多年冻土地温状态普遍升高;气温升高2.6°C,多年冻土发生强烈退化,年平均地温高于-1.1°C的多年冻土将退化为季节性冻土。

表5 多年冻土年平均地温 (T_{q0}) 升温前后变化

初始地表温度	0.0	-0.5	-1.5	-2.5	-3.5	-4.5
升温前 T_{q0}	-0.05	-0.42	-1.11	-1.82	-2.49	-3.2
50年升高1°C后 T_{q0}	0.0	-0.11	-0.68	-1.35	-2.02	-2.73
50年升高2.6°C后 T_{q0}	2.0	0.0	0.0	-0.58	-1.31	-1.98

多年冻土具有海拔地带性和纬度地带性,构筑了多年冻土年平均地温与海拔和纬度统计关系模型,在多年冻土热状态预测和空间分布模型的基础上,对青藏铁路沿线多年冻土年平均地温状态的空间分布变化趋势进行预测。预测结果(图1)表明,50年后气温升高1°C,青藏铁路沿线约有1.7%极不稳定型多年冻土(I区)退化为季节性冻土,极不稳定型多年冻土约增加了8%左右,不稳定型多年冻土(II区)约增加5%左右,基本稳定型(III区)和稳定型多年冻土(IV区)地温状态有所升高。50年后气温升高2.6°C,青藏铁路沿线约有27%多年冻土退化为季节性冻土,即极不稳定型和不稳定型多年冻土全部退化为季节性冻土;约有6%左右基本稳定型多年冻土退化为季节性冻土;将有27%基本稳定型和稳定型多年冻土转为极不稳定型和不稳定型多年

冻土；多年冻土地温状态发生了较大的变化。

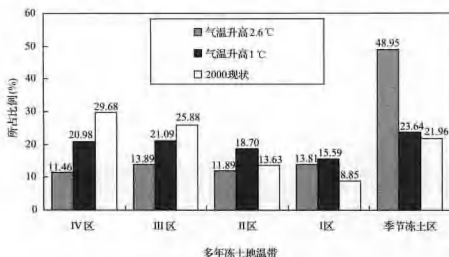


图1 气温升高前后多年冻土空间分布相对面积变化

(I~IV区按青藏铁路多年冻土工程设计暂行规定划分)

4 气候变化对铁路路基稳定性的影响

多年冻土的变化直接影响和威胁青藏铁路工程的稳定性。气温50年升高1℃，多年冻土地温状态有所升高，不会对多年冻土产生大的影响，而气温升高2.6℃，多年冻土将会产生极大的变化。对于多年冻土年平均地温为0℃~-0.5℃、-0.5℃~-1.0℃极不稳定型和不稳定型多年冻土来说，多年冻土退化乃至消失，将会极大地引起路基产生融化下沉变形。退化过程中的多年冻土处在极不稳定状态中，气候变化将给青藏铁路修建、运营、维修带来了更大难度。伴随着多年冻土退化、上限变化及地下冰融化，将会产生热融滑塌、热融湖塘、融冻泥流等次生热融灾害。铁路路基改变水文地质条件，导致路基本体和路基两侧形成冻胀丘、冰锥等次生冻胀灾害。面对气候变化和工程作用以及高温高含冰量路段，青藏铁路必须采取相应工程措施以抵御气候变化和工程作用的影响。在气候变化、高含冰量多年冻土和工程作用的背景下，必须采取积极保护多年冻土冷却路基的工程措施，通过积极调控辐射、对流和传带来实现和确保路基稳定性。青藏铁路工程设计中的冷却路基工程措施能否保证路基稳定性，必须在研究气候—多年冻土—工程间相互作用基础上来确定，而且进行工程实体的监测和室内模拟实验，给出合理的工程设计参数。另外，还必须对多年冻土热状态、路基变形进行长期监测，预测在气候变化下工程措施的长期效果和未来的变化趋势。

5 结论

青藏高原气温与全球气温一样也在升高。青藏高原多年冻土温度监测资料表明，多年冻土正在发生较大的变化。气候对多年冻土的影响是长期过程，工程作用是短时间的。工程作用极大地

升高了夏季土体浅层温度, 升幅最大为 15°C , 最小为 8°C , 冬季土体浅层温度基本未变。多年冻土顶板附近温度升温过程明显, 升幅最大相差 8°C 左右, 最小相差 2°C 。一定深度上的多年冻土温度也在升高, 升温幅度最大约为 2°C , 最小为 0.5°C 。

青藏铁路设计和运营必须考虑气候变化。50 年气温升高 1°C 后, 多年冻土基本未发生退化, 但多年冻土地温状态普遍升高。50 年后气温升高 2.6°C , 青藏铁路沿线约有 27% 多年冻土退化为季节冻土, 约有 6% 左右基本稳定型多年冻土退化为季节冻土, 将有 27% 基本稳定型和稳定型多年冻土转为极不稳定型和不稳定型多年冻土, 多年冻土地温状态发生了较大的变化。

在气候和工程作用下, 多年冻土发生较大变化, 极大地影响了路基稳定性。青藏铁路采取了主动保护多年冻土—冷却路基的设计措施, 较好地抑制了多年冻土状态的恶化和确保了路基稳定性。高温、高含冰量路段大量采用块石路基结构和旱桥措施, 较为有利地保护多年冻土, 为解决以往认为无法解决的冻土工程技术难题提供了途径。

(本文原登载于《中国科学》D 辑 2003 年增刊)

青藏铁路沿线的四季划分及温度变化分析

汤懋苍 钟海玲 李栋梁

(中国科学院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘要:通过对高原地区四季划分标准的讨论, 得出结论: 若以日均温作为指标, 应比适用于我国东部的“张宝堃标准”调低 5°C 。根据铁路沿线的7个气象站40年资料和温泉气象站6年资料, 划出各站四季的开始日期。发现格尔木和拉萨有短暂的夏季, 高原主体上“常年无夏, 春秋相连”, 仅昆仑山口附近“全年皆冬, 春风不渡”。高原上温度随纬度的变化与我国东部平原相似, 即冬季梯度大夏季小; 逆温层厚度以柴达木盆地最为厚, 向南逐渐变薄。

关键词:四季划分标准; 四季开始日期; 纬度效应; 地形逆温

0 引言

根据我国老一辈气候学家张宝堃早期提出的标准: 日平均气温(以下记为 $\bar{T}$) $\geq 22^{\circ}\text{C}$ 为夏季, $\bar{T} \leq 10^{\circ}\text{C}$ 为冬季。有的学者据此认为藏北高原是“全年皆冬”。多年来它对东部平原是基本合适的。但季节更替更根本的指标应是自然环境(特别是植物)的年循环变化, 据此来检验“张氏标准”, 即可发现对高原地区“张氏标准”是过高的。其原因有二: (1) 植物的光合作用是在白天进行, 夜间处于休眠状态。故最好是用白天温度(如最高气温)来作为季节划分的标准, 用日平均温度($\bar{T}$)不是最好指标。但“张氏标准”在全国已沿用多年, 为求一致, 我们也用 $\bar{T}$ 作为高原季节的划分标准。据有关统计, 我国东部同纬平原地区的气温日较差平均为 7.2°C , 而高原地区平均为 14.8°C 。即, 当两地 $\bar{T}$ 相等时, 高原地区的最高气温(记为 T_M)比东部同纬地区要高约 3.8°C 。仅此一项即可知, 若要用 $\bar{T}$ 作为划分高原季节的标准, 需比“张氏标准”低 4°C 左右。(2) 高原地区太阳总辐射量比我国同纬度平原要多近一倍。这使得高原植物在相同温度条

件下(只要水分条件满足),长得比东部平原要好。

根据上述两点可得出:若要用 $\bar{T}$ 作为划分高原四季的指标,则必须比仅适合于我国东部平原的“张氏标准”低。

1 铁路沿线四季划分标准及划分结果

考虑到高原上草本植物“秋枯春荣”的时间,再根据上节所叙两点,我们认为将“张氏标准”调低 5°C ,大体即可作为高原四季的划分标准,即 $\bar{T}\geq 17^{\circ}\text{C}$ 为夏季, $5^{\circ}\text{C}\leq \bar{T}<17^{\circ}\text{C}$ 为春、秋季, $\bar{T}<5^{\circ}\text{C}$ 为冬季。张家诚等还将我国东部 $\bar{T}<0^{\circ}\text{C}$ 的时段称为“严冬季节”。但在高原上, $\bar{T}\approx 0^{\circ}\text{C}$ 时, T_{M} (最高气温)可达 8°C 左右,冰雪尚可融化,故我们将 $\bar{T}\leq -5^{\circ}\text{C}$ 的时段定为高原上的“严冬季节”。于是冬季被分为“前冬、严冬(或隆冬)和后冬”三个季节。

雅鲁藏布江中下游河谷地区有两点特殊之处:(1)位于“大峡谷热点”范围之内或其周边,地下热流量特别大(如林芝可达 2.5 W/m ,比全球平均大地热流要大 $2\sim 3$ 个量级),地气温差也比别处要大。即是说,对同样一个 $\bar{T}$,此处的地温比别处要明显地高,这更有利于植物生长。(2)夜雨量占到总降水量的 $80\%\sim 90\%$,白天太阳辐射强,如拉萨又名“日光城”,这也有利于植物的生长。鉴于上述两点,我们将雅鲁藏布江河谷地区夏季开始期的 $\bar{T}$ 标准又调低 2°C ,即将 $\bar{T}\geq 15^{\circ}\text{C}$ 定义为河谷区的夏季。其余季节的标准不变。

依据上述标准,利用沿线各气象站40年的逐日观测资料,可将各站各季的开始日期定出,列于表1。

表1 铁路沿线各气象站四季平均开始日期

(月·日)

站名	海拔高度(m)	纬度($^{\circ}\text{N}$)	春	夏	秋	前冬	严冬	后冬
格尔木	2 808	$36^{\circ}25'$	4.9	7.7	8.11	10.14	11.23	2.13
五道梁	4 612	$35^{\circ}13'$	7.13	-	—	8.15	10.16	4.16
沱沱河	4 533	$34^{\circ}13'$	6.12	—	—	9.9	10.20	4.9
安多	4 800	$32^{\circ}21'$	6.4	-	—	9.11	10.26	3.30
那曲	4 507	$31^{\circ}29'$	5.26	—	—	9.17	11.3	3.20
当雄	4 200	$30^{\circ}25'$	5.9	-	—	10.3	11.12	2.26
拉萨	3 649	$29^{\circ}40'$	3.3	5.31	7.29	11.1	—	-

由表可见,格尔木和拉萨都有一个多月的短暂夏季。此时白天“阳光灼热,麦浪滚滚,绿树成荫”,与华北北部(如河北坝上)的夏季景色别无二致,只不过晚上更凉爽一些。在海拔4 000 m以上的高原上已是“长年无夏,春秋相连”。春季的开始日期是南面最早,于5月上旬向北推迟至7月中旬。秋季的结束时间(即前冬开始日期)是北面最早,五道梁于8月中旬即开始进入冬季,向南推迟至10月初当雄进入冬季。表2列出了各站各季节的持续天数,其中无夏季的各站,其春、秋季以日平均温度 $\bar{T}$ 的上升期为春季,下降期为秋季。由表可见各气象站以五道梁最为寒冷,春秋两季合计仅有一个月,严冬季节达半年之久。往南春秋季节逐渐延长,冬季变短。到

拉萨后,夏季虽短(不足2个月),但无严冬。

表2 沿途气象站各季节的持续天数

(d)

站名	格尔木	五道梁	沱沱河	安多	那曲	当雄	拉萨
春	90	12	42	50	58	70	90
夏	35	0	0	0	0	0	59
秋	65	20	48	50	57	80	94
冬	175	333	275	265	250	215	122
(严冬)	80	182	170	155	137	105	0

对尚无气象资料的地点,可以根据其纬度和海拔高度大致推算出其各月平均温度。据初步推算结果,昆仑山口(海拔约4 770 m)是全铁路线最冷处,“春风不渡,全年皆冬”,最热月(7月)的 $\bar{T} < 5^{\circ}\text{C}$ (约4.5 $^{\circ}\text{C}$)。唐古拉山北侧的温泉(33 $^{\circ}11' \text{N}$, 4 889 m),在1956~1962年曾有过五年多的正规气象观测,将其实施序列延长订正,可得出该地自6月1日~8月25日为春秋季节(7月 $\bar{T}$ 约为6.4 $^{\circ}\text{C}$)。它距唐古拉山口最近,据此可推算唐古拉山口(海拔约5 070 m)7月中旬~8月中旬仍有一个月左右的春秋季节(7月 $\bar{T} \approx 5.5^{\circ}\text{C}$),比昆仑山口要略微暖和一些。

2 沿线温度变化的基本特征

铁路沿线海拔最高和最低点的高差达2 000多米,而且要翻过昆仑山、唐古拉山和念青唐古拉山,故沿线温度变化非常复杂。但仍有一定规律可寻,它主要受纬度和海拔高度的制约。下面分别叙述。

2.1 纬度效应

那曲和沱沱河两站均处在高原上的河谷之中,其地形影响基本相同,海拔高度也基本相同(沱沱河比那曲高26 m,由此引起的温度订正值仅约0.1 $^{\circ}\text{C}$ ~0.15 $^{\circ}\text{C}$)。于是两地的温度差可以认为是只是纬度差异所致。根据40年的实测资料,我们可以算得各月平均温度的纬度梯度值,见表3。

表3 那曲—沱沱河间各月 $\bar{T}$ 的纬度梯度 $\Delta\bar{T}_{\phi}$

($^{\circ}\text{C}/1^{\circ}\text{Lat}$)

月份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	平均
$\Delta\bar{T}_{\phi}$	1.25	1.21	1.10	0.88	0.84	0.84	0.48	0.40	0.66	1.25	1.61	1.28	0.98

由表3可见 $\Delta\bar{T}_{\phi}$ 是冬大夏小,这与本纬度带上太阳辐射梯度的年变化完全一致。江灏等和朱德琴等曾计算过青藏高原和青海省的 $\Delta\bar{T}_{\phi}$ 值,均与表3基本一致。表明表3的结果对铁路沿线具有代表性。下面以它作为全线各站之间的纬度订正标准。

2.2 高度效应

在山区温度随高度一般是降低的,即 $\gamma = -\frac{\partial T}{\partial Z} > 0$,在山腰以上大体均是如此。但在山脚至山腰间往往有一段温度随高度而升高,此即为山脚逆温现象($\gamma < 0$)。整个高原平均而言, $\gamma \approx$

0.55~0.7℃/100 m (单位下同)。表 4 列出了沿途高差大于 280 m 相邻两站的各月 γ 值 (用表 3 消去了纬度效应)。由表可见, 车过当雄往南, 高度每降低 100 m, 气温平均升高 1℃, 1 月甚至达 1.23℃, 比空气的干绝热递减率 (1℃/100 m) 还要大, 这仅从大气动力学是无法解释的, 必须拉萨河谷有另外的热源或念青唐古拉山另有冷源, 才可出现此种的特异现象。研究结果表明, 雅鲁藏布江河谷的温泉群及大峡弯热点的地下热源可使拉萨近地面的温度升高约 2℃。若无此项增温, 则当雄—拉萨的 γ 值要减小 0.36℃/100 m。这就使得表 4 中各月的 γ 值均小于 1℃/100 m, 符合气象学原理的要求。从表 4 可见拉萨河谷区的 γ 值是冬大夏小, 这表明本区冬季无地形逆温存在。

表 4 沿线各站 γ 随高度变化 (γ) (℃/100 m)

月	格尔木—五道梁	沱沱河—温泉	安多—那曲	那曲—当雄	当雄—拉萨
1	0.48	-0.03	0.42	0.73	1.23
2	0.48	0.12	0.46	0.94	1.15
3	0.67	0.32	0.36	0.85	1.07
4	0.73	0.25	0.44	0.69	1.07
5	0.75	0.36	0.41	0.64	0.97
6	0.77	0.50	0.41	0.61	0.89
7	0.71	0.45	0.39	0.46	0.76
8	0.68	0.42	0.36	0.42	0.78
9	0.63	0.25	0.35	0.53	0.95
10	0.62	0.32	0.56	0.53	0.94
11	0.59	0.19	0.61	0.62	0.98
12	0.47	-0.17	0.39	0.92	1.05
年	0.63	0.25	0.41	0.66	0.99

从当雄往北到那曲河谷盆地, 虽然全年各月均是 $\gamma > 0$, 且冬半年大于夏半年, 但 12 月和 1 月的 γ 值比相邻月份要小。这是因为河谷底部的冬季夜间存在逆温。再往北翻过唐古拉山进入通天河盆地, 冬季逆温已经很强, 以致于 12 月和 1 月温泉的 T 高于沱沱河 (仅有 6 年实测资料), 使得夏季的 γ 值大于冬季。再往北翻过昆仑山口到达柴达木盆地, 虽然在表 4 的第一列中未显示出逆温 ($\gamma < 0$), 但 γ 值冬小夏大的特点已很明显。事实上柴达木盆地冬季存在很强的逆温。

3 铁路沿线的地形逆温

从地形上看, 青藏铁路共穿过 4 个盆地, 3 排高山。即柴达木盆地、通天河谷盆地 (亦可称为“长江源盆地”)、那曲河谷盆地 (亦可称为“怒江源盆地”) 和拉萨河谷盆地; 三排高山分别为昆仑山、唐古拉山和念青唐古拉山。盆地底部在晴空的夜晚会出现逆温, 这是气象学的普遍规律。目前所知只有两类地区例外, 一是昼夜地热释放特大地区 (如雅鲁藏布江河谷); 二是焚风

效应强的背风面（如大兴安岭的东坡）。盆地近地层逆温的时空规律是：冬季比夏季强，逆温强度随着纬度的升高而增强。以东亚内陆地区为例，新疆北部和蒙古国西部冬季逆温最强，河西走廊次之，柴达木盆地再次之。下面以最低温度的空间分布来讨论铁路沿线的逆温。

最低温度亦是随纬度而降低。仍以那曲与沱沱河之间的温差代表全铁路的最低温度随纬度的递减率（ ΔT_m 单位为 $^{\circ}\text{C}/1^{\circ}\text{Lat}$ ）。作为对比，表 5 也列出了该两站之间的最高温度递减率（ ΔT_M ）。可见 ΔT_m 与 ΔT_M 的年变化规律与 $\Delta \bar{T}$ 一致，也是“冬大夏小”，其数值也相差不多。这里以表 5 作为沿途各站最低温度（ T_m ）相互比较时的纬度订正值。

表 5 那曲—沱沱河之间各月的 ΔT_m 和 ΔT_M ($^{\circ}\text{C}/1^{\circ}\text{Lat}$)

月份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年
ΔT_m	0.99	1.10	1.21	1.17	0.99	0.92	0.55	0.48	0.55	1.25	1.65	1.10	1.00
ΔT_M	1.36	1.28	0.88	0.66	0.70	0.84	0.40	0.22	0.66	1.10	1.47	1.32	0.91

表 6 列出了相邻各站月平均最低温度经纬度订正后的随高度递减率（ γ_m ）。可见柴达木盆地夜间的逆温，除 7、8 月外，全年维持。长江源盆地北边的逆温（五道梁—沱沱河间）比其南边强得多。怒江源盆地逆温很弱，只在唐古拉山南坡的山脚到山腰下部于 12~1 月存在微弱逆温，其余月份的 T_m 都是正常递减。翻过念青唐古拉山后则全年各月均无逆温存在。可见铁路沿线的逆温是北面强，越往南越弱。

表 6 相邻各站月平均最低温度的 γ 值 ($^{\circ}\text{C}/100\text{ m}$)

月	察尔汗—格尔木	五道梁—沱沱河	沱沱河—温泉	安多—那曲
1	-0.79	-2.90	-0.22	-0.04
2	-1.15	-1.39	-0.13	0.05
3	-1.11	-0.64	0.10	0.25
4	-1.28	-0.59	0.09	0.15
5	-0.95	-1.12	0.12	0.16
6	-0.17	0.35	0.10	0.20
7	0.38	1.20	0.41	0.15
8	0.28	1.54	0.36	0.12
9	-0.38	0.99	0.07	0.04
10	-1.03	-1.84	0.36	0.25
11	-0.99	-3.86	0.17	0.27
12	-1.07	-3.92	-0.41	-0.01
年	-0.71	-1.01	0.09	0.13

关于逆温层所达到的高度，因为测站密度不够，尚不能精确定出。它应与山脉高度、坡向、风向、风速等很多因素有关。从纳赤台水文站的气温资料来看（它与气象站资料不能严格对比），昆

仓山北坡冬季逆温高度(即“山腰暖带”高度)约在 3 300 m,或者说柴达木盆地南边的逆温层厚度约 700 m,比河西走廊南面冬季逆温层厚度(约 800 m)略微薄一些。这就是说,夜间车从格尔木出发开始爬坡后,气温不是降低而是升高,当到达海拔约 3 300 m 以后,温度才开始降低。从表 6 可推知唐古拉山北坡冬季逆温层厚度可达到约 400 m,而其南边则厚仅约 300 m。

冬季逆温强度还与盆地的下垫面状况关系很大。当盆地底部积雪很厚而四周积雪较少(或无积雪)时,逆温会显得特别强。最明显的例子是 1985 年 11 月~1986 年 2 月,沱沱河遭遇大雪灾,地面积雪很厚,平均温度和最低温度距平均在 -10°C 以下(见表 7),是百年一遇的罕见低温,但沿途其他各站温度变化均在正常范围之内,其最低温的南北向宽度不足 200 km。此类强灾害天气危害很大,不得不防。

表 7 1985 年 11 月~1986 年 2 月沿途各站的 $\bar{T}$ 和 T_m 的距平平均值 ($^{\circ}\text{C}$)

站名	格尔木	五道梁	沱沱河	安多	那曲	当雄	拉萨
$\bar{T}$	0.1	-1.9	-12.5	0.2	0.6	1.2	0.6
T_m	3.0	-0.8	-14.4	0.7	-1.4	1.6	0.5

4 结 论

(1) 考虑到高原上日较差特大且太阳辐射强,用日平均温度作为划分四季的标准时,应比“张氏标准”低 5°C 左右。

(2) 青藏铁路的南北两端存在短暂的夏季(短于 2 个月),高原上是“常年无夏,春秋相连”;全路段整年为冬季的地方,只出现在昆仑山口附近。

(3) 除拉萨河谷盆地外,铁路沿线的其余 3 个盆地均有地形逆温存在,其中以柴达木盆地最强,怒江源盆地最弱。

(本文原登载于《高原气象》2003 年第 22 卷 5 期)

青藏铁路沿线多年冻土区地表温度的变化趋势及计算

薛春晓 赵燕洲

(中铁西北科学研究院, 甘肃 兰州 730000)

摘要: 根据青藏铁路风火山、五道梁和安多气象站近 40 年地表温度的变化趋势, 分析各气象站地表温度的变化规律, 据此对青藏铁路沿线多年冻土区地表温度与气温的相关关系进行研究。青藏铁路沿线多年冻土区 3 个气象站的地表温度变化与气温变化有着明显的一致性 (其相关系数均大于 0.9), 其气温与地表温度的相关关系公式为工程热工计算提供了依据。

关键词: 青藏铁路; 多年冻土; 地表温度; 变化; 趋势

青藏铁路格尔木—拉萨段有 550 km 穿越多年冻土区, 将会遇到气候变化、冻土变化对工程稳定性影响的问题。近 40 年来, 青藏高原年平均气温呈上升趋势, 使多年冻土相对稳定的状态受到影响, 对其上面的工程建筑物造成影响。而且, 工程建筑物的修建也将在一定程度上改变地表的温度状态, 破坏地表热平衡条件, 对高原多年冻土产生热干扰, 导致流入冻土中的热量增加。这两种因素的共同作用, 必然引起多年冻土的部分融化, 使多年冻土产生退化现象, 使多年冻土上的工程建筑物发生病害。根据青藏铁路多年冻土区沿线各气象站的资料, 分析探讨了地表温度的变化规律和青藏铁路多年冻土区工程的稳定性。

1 青藏铁路沿线多年冻土区各气象站地表温度变化规律分析

1.1 各气象站简要介绍

风火山气象站、五道梁气象站和安多气象站位于青藏铁路穿越多年冻土区地段。

风火山气象站位于青藏高原昆仑山与唐古拉山之间, 海拔高度为 4 745 m, 多年冻土年均地温为 $-2.0^{\circ}\text{C} \sim -4.0^{\circ}\text{C}$, 阴坡可达 -4.7°C , 气温变化大, 日较差高达 33.6°C (1977 年), 年平均气温为 -6.0°C 左右。

五道梁气象站地处位于昆仑山与唐古拉山之间, 海拔 4 612.2 m, 气候严寒、干旱, 为高原亚寒带半干旱气候区, 年平均气温 -5.4°C , 年降水量 274.8 mm。

安多气象站位于多年冻土区的南部边界外的深季节冻土区,海拔 4 800.0 m,属于高原亚干旱气候区。年平均气温 -2.8°C ,极端最高气温 23.5°C ,极端最低气温 -36.6°C ,年平均相对湿度为 52%,年降水量 435.7 mm,年日照时数 2 854.7 h,最大季节冻土深度 3.5 m。

1.2 近 40 年地表温度变化趋势

受全球气候变暖大趋势的影响,青藏高原年平均气温呈上升趋势。青藏铁路沿线各气象站地表温度也呈上升趋势,但上升幅度并不大。五道梁和凤火山气象站的年平均地表温度在 0°C 以下,而处于多年冻土区南界附近的安多气象站的年平均地表温度则在 0°C 上下浮动(见图 1)。总体上,1985 年以后 3 个气象站的年平均地表温度都有一个较大的升高,进入一个相对的暖期,其中安多的升温趋势更加明显,只有 1997 年为 -0.5°C 。

凤火山气象站的年平均地表温度比其他两站低,其中 1977 年最低值是 -5.8°C ,1995 年最高是 -1.6°C ,1974~1997 年的平均值是 -3.0°C 。五道梁气象站的年平均地表最低温度是 1983 年的 -3.1°C ,最高值是 1999 年的 0°C ,1980~2002 年的平均值是 -1.2°C 。安多气象站的年平均地表最低温度是 1967 年的 -1.1°C ,最高值是 1999 年的 2.8°C ,1966~2002 年平均值是 0.9°C 。

用各气象站 1980~2002 年年平均地表温度与其平均值的差值做为距平值,绘出距平值随时间变化曲线(见图 2)。距平值变化可以反映升温速度的快慢,图 2 中曲线有明显上升趋势,说明这 3 个气象站的年平均地表温度的升高速度也在加快。距平值为正值时,温度是在升高,图 2 显示,20 世纪 90 年代以后,各气象站的年平均地表温度距平值基本都为正值,可见在这一时期各站的年平均地表温度在持续升高。

1.3 青藏铁路沿线多年冻土区地表温度与气温的相关关系

1.3.1 凤火山观测站地表温度与气温的相关关系

高原地面对大气的加热作用是由辐射过程和湍流输送过程的平衡来决定的。前者指地表吸收

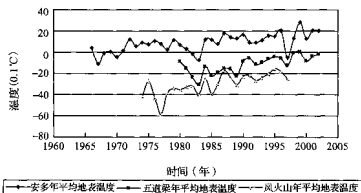


图 1 青藏铁路沿线多年冻土区各气象站地表温度年际变化

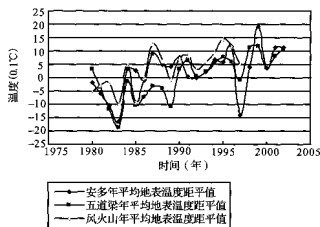


图 2 青藏铁路沿线多年冻土区各气象站地表温度距平值年际变化

的短波辐射和放出的长波辐射的能量变化,后者则指地表层与大气附面层间热交换和物能交换,这说明反映地表热状况的地表温度与气温有着密切的关系。将风火山观测站 1976~2002 年的月平均地表温度、月平均气温看成一组变量 (x, y) 的 n 次取值(本文方程式中变量的单位均为 0.1°C),令月平均气温为 y ,月平均地表温度为 x 。以气温为 y 轴、地表温度为 x 轴绘出曲线(见图 3),可以看出 2 个气象要素的相关性非常好。利用一元线性回归分析方法可得出风火山观测站月平均气温与月平均地表温度的关系公式为式(1),相关系数 r 为 0.9724。

$$y = 0.7949x - 40.666 \quad (1)$$

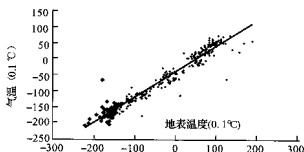


图 3 风火山气象站气温与地表温度相关分析

1.3.2 五道梁气象站地表温度与气温的相关关系

将五道梁气象站 1980~2002 年月平均地表温度、月平均气温看成一组变量 (x, y) 的 n 次取值,令月平均气温为 y ,月平均地表温度为 x 。以气温为 y 轴、地表温度为 x 轴绘出曲线(见图 4),可以看出 2 个气象要素的相关性非常好。利用同上的方法可得出五道梁气象站月平均气温与月平均地表温度的关系公式为式(2), r 为 0.9918。

$$y = 0.8343x - 43.301 \quad (2)$$

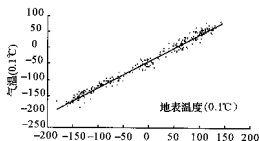


图 4 五道梁气象站气温与地表温度相关分析

1.3.3 安多气象站地表温度与气温的相关关系

将安多气象站 1966~2002 年月平均地表温度、月平均气温看成一组变量 (x, y) 的 n 次取值,令月平均气温为 y ,月平均地表温度为 x 。以气温为 y 轴、地表温度为 x 轴绘出曲线(见图 5),可以看出 2 个气象要素的相关性非常好。利用同上的方法可得出五道梁气象站月平均气温与月平均地表温度的关系公式为式(3), r 为 0.9938。

$$y = 0.8487x - 35.751 \quad (3)$$

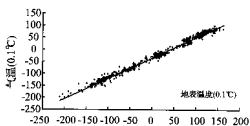


图 5 安多气象站气温与地表温度相关分析

2 结 论

(1) 青藏铁路沿线多年冻土区近 30 年来地表温度呈升高趋势, 20 世纪 90 年代是一个相对的暖期, 地表温度持续升高, 升温速度加快。

(2) 青藏铁路沿线多年冻土区各气象站的地表温度变化与气温变化有着明显的一致性。风火山气象站的气温与地表温度的相关关系公式为 $y = -40.666x - 35.751$, 相关系数 $r=0.9724$; 五道梁气象站的气温与地表温度的相关关系公式为 $y = 0.8343x - 43.301$, 相关系数 $r=0.9918$; 安多气象站的气温与地表温度的相关关系公式为 $y = 0.8487x - 35.751$, 相关系数 $r=0.9938$ 。3 个观测站气温与地表温度的相关系数都大于 0.9。

(3) 这些方程可供工程热工计算使用。

(本文原登载于《兰州大学学报》自然科学版 2006 年第 42 卷专辑)

多年冻土区场地地震动随机特性研究

严松宏 陈兴冲 高峰

(兰州交通大学, 甘肃 兰州 730070)

摘要: 本文利用随机振动理论和动力分析的有限元方法, 对青藏铁路多年冻土区场地进行了随机地震反应分析, 研究了多年冻土区场地随机地震特性、冻土层厚度的变化对场地随机地震特性的影响, 获得了青藏铁路多年冻土区场地卓越频率及地震响应峰值。研究表明, 随着冻土层厚度的增加, 场地卓越频率呈增大趋势, 但变化不大, 场地地震反应呈减小趋势。地层作用不仅改变了地震动的频率组成, 而且改变了地震动强度。

关键词: 多年冻土; 工程; 场地地震动; 随机特性

0 引言

青藏铁路多年冻土区属于 9°地震区, 地震作用对工程结构的影响受到工程人员的普遍重视。场地地震动参数的确定是结构抗震设计中非常重要的问题。因此对多年冻土区场地地震特性进行研究, 进而研究工程结构的抗震特性, 以采取有效的工程措施, 减小地震对工程结构带来的影响, 具有非常重要的现实意义。

由于实际地震运动具有极大的不确定性, 而且永远不会重复, 一般的确定性分析不能真实地反映其动力响应特性, 因而在分析中, 应将地震作用视做随机场或至少视做随机过程来处理。从线弹性有限元动力分析的基本原理出发, 将地震作用视作高斯平稳随机过程, 运用随机振动理论, 研究了青藏铁路多年冻土区场地地震动随机特性, 并对多种冻土分布情况下的场地地震特性进行了分析。研究成果对于工程结构的抗震设计具有一定的参考价值。

1 计算原理

1.1 场地地震反应分析

由地面到基岩之间的地层体系在基岩顶面加速度为 $\ddot{u}_g(t)$ 的地震运动作用下, 其动力响应

方程为:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

式中 $\{u\}$ 为体系各质点沿所论方向的位移向量; $\{\dot{u}\}$ 为体系各质点沿所论方向的速度向量; $\{\ddot{u}\}$ 为体系各质点沿所论方向的加速度向量; $\ddot{u}_g(t)$ 为基岩顶面的地震加速度; $[M]$ 为体系的总换算质量矩阵; $[K]$ 为体系的总刚度矩阵; $[C]$ 为体系的总阻尼矩阵; $[I]$ 为激振方向指示矢量, 由 0 和 1 组成, 与所论位移方向(激振方向)对应的位置上的元素为 1, 其他元素为 0。

将动力方程(1)中的输入基岩加速度 $\ddot{u}_g(t)$ 改为单位脉冲函数 $\delta(t)$, 并运用现有的动力分析软件求解该方程, 即可获得地层体系在地震加速度脉冲作用下的位移、速度、加速度响应(脉冲响应函数)。设对应于地面加速度观测点 P 的位移、速度、加速度脉冲响应分别为 $h_{up}(t)$ 、 $\dot{h}_{up}(t)$ 、 $\ddot{h}_{up}(t)$, 则在输入基岩加速度 $\ddot{u}_g(t)$ 的作用下, P 点位移、速度、加速度响应可通过卷积积分计算得到。为计算简便, 以加速度响应为例来进行说明, 位移和速度响应可以类推。

地面地震加速度观测点的地震运动加速度可通过下式计算:

$$\ddot{u}_p(t) = \int_{-\infty}^{\infty} h_{up}(t-\tau)\ddot{u}_g(\tau)d\tau \quad (2)$$

对上式作傅里叶变换, 可得到地面观测点的地震加速度频域值, 其表达式为:

$$\ddot{u}_p(\omega) = H_{up}(\omega)\ddot{u}_g(\omega) \quad (3)$$

式中 $H_{up}(\omega)$ 为地面观测点的频率响应函数, 由其脉冲响应函数通过傅里叶变换获得。

1.2 地面地震运动加速度的统计特性

结构随机振动分析, 是由体系输入的统计特性来计算体系输出的统计特性。研究的基本问题都是由输入的自相关函数或功率谱密度函数来确定体系输出的自相关函数或功率谱密度函数, 从而确定体系响应的方差和均方差。

虽然实际的地震运动加速度 $\ddot{u}_g(t)$ 是一个非平稳随机过程, 但对大部分地震而言, 其地震加速度 $\ddot{u}_g(t)$ 在强震持续时间内大致是平稳的。一般来说, 弹性结构的最大地震响应也发生在这段时间内, 故通常将地震加速度过程简化为受诸多随机因素影响的平稳随机过程。在地震分析时, 为简化计算, 又进一步假定为平稳高斯过程。

为计算简便, 研究均值为零的平稳高斯过程, 即 $E[\ddot{u}_g(t)] = 0$, 研究中地层参数考虑为确定值。

地面地震运动加速度的数学期望为:

$$\begin{aligned} E\ddot{u}_p &= E[\ddot{u}_p(t)] = E\left[\int_{-\infty}^{\infty} h_{up}(t-\tau)\ddot{u}_g(\tau)d\tau\right] \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} h_{up}(t-\tau) \cdot E[\ddot{u}_g(\tau)]d\tau = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

地面地震运动加速度的自相关函数为:

$$R_{\ddot{u}_p}(\tau) = E[\ddot{u}_p(t)\ddot{u}_p(t+\tau)]$$

$$= \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} h_{\dot{u}_p}(\zeta) h_{\dot{u}_p}(\eta) R_{\dot{u}_g}(\tau + \zeta - \eta) d\zeta d\eta \quad (5)$$

式中 $R_{\dot{u}_g}(\tau + \zeta - \eta)$ 为基岩地震运动加速度的自相关函数, 有:

$$R_{\dot{u}_p}(\tau + \zeta - \eta) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} S_{\dot{u}_g}(\omega) e^{i\omega(\tau + \zeta - \eta)} d\omega \quad (6)$$

因而, 地面地震运动加速度的自相关函数可以写成:

$$R_{\dot{u}_p}(\tau) = \frac{1}{20\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |H_{\dot{u}_p}(\omega)|^2 S_{\dot{u}_g}(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \quad (7)$$

式中 $S_{\dot{u}_g}(\omega)$ 为基岩地震运动功率谱密度函数。

由于地面地震运动加速度的自相关函数 $R_{\dot{u}_g}(\tau)$ 为其谱密度函数 $S_{\dot{u}_g}(\omega)$ 的傅里叶逆变换, 即:

$$R_{\dot{u}_p}(\tau) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} S_{\dot{u}_p}(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \quad (8)$$

显然, 地面地震运动加速度的谱密度函数 $S_{\dot{u}_p}(\omega)$ 可表示为:

$$S_{\dot{u}_p}(\omega) = |H_{\dot{u}_p}(\omega)|^2 S_{\dot{u}_g}(\omega) \quad (9)$$

地面地震运动加速度的方差为:

$$D_{\dot{u}_p} = E[\dot{u}_p(t) - E_{\dot{u}_p}]^2 = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |H_{\dot{u}_p}(\omega)|^2 S_{\dot{u}_g}(\omega) d\omega \quad (10)$$

1.3 地面地震运动加速度最大值的统计特性

由上述, 地面地震运动 $\dot{u}_p(t)$ 也是一个均值为 0 的平稳高斯随机过程。根据 Rice 公式, 其在单位时间内超过限值水平 $x=a$ 的平均次数 N_a^+ 为:

$$N_a^+ = \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_{\dot{u}_p}}{\sigma_{\ddot{u}_p}} \exp\left[-\frac{a^2}{2\sigma_{\ddot{u}_p}^2}\right] \quad (11)$$

式中 $\sigma_{\dot{u}_p}$ 、 $\sigma_{\ddot{u}_p}$ 分别为随机过程 $\dot{u}_p(t)$ 及其导数过程 $\ddot{u}_p(t)$ 的均方差, 由下式计算:

$$\begin{aligned} \sigma_{\dot{u}_p} &= \sqrt{\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |H_{\dot{u}_p}(\omega)|^2 S_{\dot{u}_g}(\omega) d\omega} \\ \sigma_{\ddot{u}_p} &= \sqrt{\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |H_{\ddot{u}_p}(\omega)|^2 \omega^2 S_{\dot{u}_g}(\omega) d\omega} \end{aligned} \quad (12)$$

当 $a=0$ 时, 有:

$$N_0^+ = \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_{\dot{u}_p}}{\sigma_{\ddot{u}_p}}$$

根据 Davenport 公式, 在强震持续时间 T 内, 地面地震运动加速度的极大峰值 $E_{\dot{u}_p,m}$ 及其均方差 $\sigma_{\dot{u}_p,m}$ 为:

$$E_{apm} = \left[\sqrt{2\ln(N_0^+ T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2\ln(N_0^+ T)}} \right] \sigma_{ap}$$

$$\sigma_{apm} = \frac{\pi}{\sqrt{2\ln(N_0^+ T)}} \sigma_{ap} \quad (13)$$

2 边界处理

采用有限元方法进行场地地震反应分析时,需在无限介质中截取出一一定的有限计算区域。边界条件的选择对分析结果有着显著的影响,地震波的传播通常与无限域的辐射阻尼有关,而且无限域的地基动力刚度是激振频率的复杂函数。在数值计算中如何正确有效地模拟无限地基的能量辐射作用,即如何模拟分析体系的边界条件,是决定能否更精确模拟场地地震反应的关键技术之一。目前解决这一问题的方法主要有无穷元法、边界元法、远置人工边界条件、叠加边界条件、黏性边界、clayton-Engquist 人工边界、Higdon 人工边界、一致边界条件、透射边界和黏-弹性边界等。

在分析中采用黏-弹性边界条件,即在截取的计算区域边界上建立黏-弹性人工边界模拟连续介质的辐射阻尼。黏-弹性人工边界不仅考虑了对散射波能量的吸收,还能模拟半无限介质的弹性恢复能力。其切线方向的边界方程为:

$$C_b = \rho \cdot c_s \quad K_b = G/2r_b \quad (14)$$

式中 C_b 、 K_b 分别为施加于人工边界 $r=r_b$ 切线方向上的黏性阻尼系数和弹簧系数; r_b 为极坐标系中人工边界坐标; c_s 为剪切波速,有 $c_s = \sqrt{G/\rho}$; G 为剪切模量; ρ 为质量密度。

若要计算施加于人工边界法线方向上的黏性阻尼系数和弹簧系数,只需将上式中的 G 、 c_s 分别用 K 、 c_p 代替, K 和 c_p 分别为弹性模量和压缩波速。

3 青藏铁路 9°地震区场地随机地震反应分析

青藏铁路多年冻土区场地土层分为 I 类场地和 II 类场地,土层分布情况如图 1 所示。

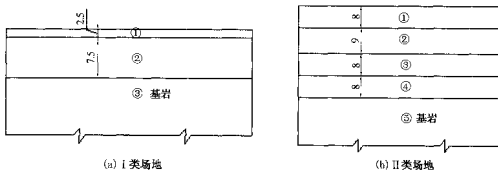


图 1 土层分布情况 (单位: m)

各土层及冻土的物理力学参数参照有关文献及中国地震局工程地震研究中心科研报告“青藏

铁路四座主要桥梁工程场地地震安全性评价报告”选取,如表1所列。强震持续时间取为10 s。

表1 土层材料物理力学参数

场地类别	土层	弹性模量 (kPa)	泊松比	容重 (kN·m ⁻³)	剪切波速 (m·s ⁻¹)
I	①	228 480	0.36	21.0	200
	②	1 365 000	0.30	21.0	500
	冻土	5 225 472	0.35	21.0	960
	③基岩	3 494 400	0.30	21.0	800
II	①	126 000	0.40	20.0	150
	②	313 344	0.36	20.0	240
	③	583 704	0.34	20.0	330
	④	931 392	0.32	20.0	420
	冻土	4 976 640	0.35	20.0	960
	⑤基岩	1 300 000	0.30	20.0	500

根据刘恢先教授给出的地震烈度与地震加速度峰值之间的关系式计算得到9°地震的最大地震加速度 $a_m = 500.35 \text{ cm/s}^2$ 。

由于缺乏该场地基岩地震动模型,分析中采用金井一田治见建议的地震动模型,如图2所示。

$$|H(\omega)|^2 = \frac{\omega_g^4 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \quad (15)$$

$$S_{\ddot{u}_g}(\omega) = |H(\omega)|^2 S_0$$

式中 ω_g 、 ζ_g 为基岩特征频率和特征阻尼比,基岩按硬土考虑,取 $\omega_g = 16.9 \text{ rad/s}$, $\zeta = 0.94$; $|H(\omega)|^2$ 为金井一田治见建议的滤波函数; S_0 为基岩地震加速度谱强度,其值为 $S_0 = 232.45 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 。

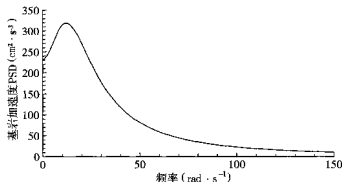


图2 基岩地震加速度功率谱密度

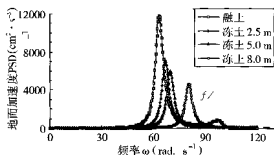


图3 I类场地地面加速度功率谱密度函数

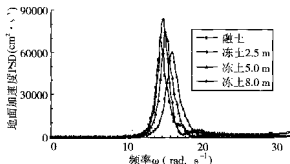


图4 II类场地地面加速度功率谱密度

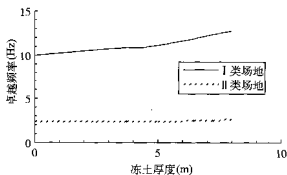


图5 场地卓越频率随冻土厚度的变化

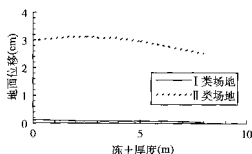


图6 地面最大位移随冻土厚度的变化

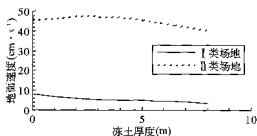


图7 地面最大速度随冻土厚度的变化

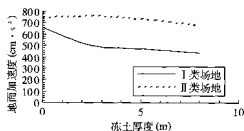


图8 地面最大加速度随冻土厚度的变化

根据上述分析原理和计算公式计算得出在各种场地条件下场地卓越频率以及地面地震运动位移、速度和加速度最大值的统计参数,其中地面反应加速度功率谱密度函数如图3、图4所示;场地卓越频率以及地面地震运动位移、速度和加速度最大值的均值随冻土厚度的变化情况如图5、图6、图7、图8所示。

4 结 论

(1) 青藏铁路多年冻土区Ⅰ类场地的地面地震动强度及地面地震运动位移、速度、加速度均明显低于Ⅱ类场地的地面地震动强度及地面地震运动位移、速度、加速度,Ⅰ类场地卓越频率明显高于Ⅱ类场地卓越频率。

(2) 场地卓越频率随冻土层厚度的增加呈增大趋势,但变化范围不大,当冻土厚度在0~8 m范围内变化时,Ⅰ类场地的卓越频率在10~13 Hz范围内变化;Ⅱ类场地的卓越频率在2.3~2.6 Hz范围内变化。在工程结构设计中,应使结构自振频率避开此范围,防止产生共振。

(3) 场地地震反应随冻土层厚度的增加呈减小趋势。在青藏铁路工程建设中,保护多年冻土不致融化对减小地震反应、防止地震破坏有着极其重要的作用。

(4) 地层作用不仅改变了地震动的频率组成,而且改变了地震动强度。在融土情况下,与基岩最大地震加速度相比,Ⅰ类场地的地面最大地震加速度放大了1.32倍、Ⅱ类场地的地面最大地震加速度放大了1.5倍。当Ⅰ类场地冻土层厚度超过2.5 m时,地面最大地震加速度将小于基岩最大地震加速度。

(5) 需要说明的是,以上结论都是针对文中参数得到的,如果参数(特别是地震动输入模型)发生较大变化,部分结论可能会发生改变。对于工程实际问题,还应根据实际情况进行分析研究。

(本文原登载于《岩土工程学报》2005年9期)

青藏铁路施工中遇到的 主要工程地质问题及处理

孟祥连

(铁道第一勘察设计院, 陕西 西安 710043)

摘 要: 青藏铁路桥涵、路基施工中, 由于受到冷暖季节特殊的气候条件影响, 以及微地形地貌、地表水和地下水径流条件的改变而出现了新增工程地质问题。桥涵施工中的问题主要包括泉眼迁移、承压水问题、冰锥冰幔、次生冰丘等; 路基施工中的问题主要包括风沙路基、地下水路堑、季节性地表饱水软弱地基和冻土路基裂缝等。经相应处理后, 得到了成功的解决。

关键词: 桥涵; 路基; 地质问题; 处理措施

1 桥涵施工中遇到的主要工程地质问题及处理措施

1.1 DK1 011+940 泉眼迁移

DK1 011+940 位于昆仑山南麓不冻泉河谷区, 勘测发现此处发育一处地下泉水出露点, 为避免冬季产生冷生不良地质病害, 设计采用 1~8 m 小桥通过, 2002 年 5 月此段开始施工。由于沿线路修筑纵向施工便道和填筑两侧路基, 改变了原有的微地貌形态和地下水运移条件, 导致泉眼位置向大里程方向迁移了约 10 m。现场优化将 1~8 m 小桥扩孔为 2~24 m 中桥, 效果良好。

1.2 楚玛尔河特大桥 (DK1 068+400 78~32 m) 桩基施工中的承压水问题

桥北区第四系砂砾石覆盖层厚 1~5 m, 基底为上第三系泥灰岩, 多年冻土上限深度 3~5 m, 下限深度 10~30 m, 属高温极不稳定多年冻土。桥墩台桩基施工打穿了多年冻土层, 沟通了冻结层下承压水与地表的联系, 其中 5~8 号墩桩基处承压水喷出地表, 水头高出地表 1~2 m, 单孔出水量达每昼夜上千方至数千方, 导致桥墩桩基难以浇筑施工。采用加高护桶 2~3 m, 保持护桶内承压水头静止然后灌注的施工方案, 成功解决了问题。

1.3 雅玛尔河 2 号以桥代路特大桥 (DK1 182+081 92~8 m) 冰锥冰幔

雅玛尔河 2 号以桥代路特大桥位于雅玛尔河左岸缓坡地带, 桥址 10~40 号墩间及上游斜坡部位泉水成群成片发育, 在冬季形成大面积分布的冰锥冰幔, 因而铁路工程在此地段采用以桥代

路工程通过是合理的,也是十分必要的。问题在于该处泉水水量丰富,冬季局部冰锥规模较大,而桥下净空相对偏低,2003年冬季调查时,22~24墩处冰锥已接近梁底,仅差30cm左右,给桥梁工程带来了极大隐患。采用堵排结合方案,即在桥位上部泉水出露地段设置沿线路方向的纵向挡冰坝,阻挡上部冰幔向桥位方向蔓延,在桥址处设置多条垂直线路的横向排水沟,将泉水引向下部,以避免冬季在桥梁下形成大的冰锥影响工程安全。

1.4 DK1 202+666 大桥 (2~24 m+2~32 m) 次生冰丘

DK1 202+666大桥地处乌丽山低高山区,所跨沟谷为一断层构造沟谷,断层产状N78°W近陡立南倾,断层破碎带宽约100m,沿沟谷形成一小型断裂构造贯通融区,构成两侧山地多年冻土区之地下水排泄通道,沿断层带泉水呈串分布。桥桩基施工打破了原有的地下水排泄平衡条件,为地下水出露提供了便捷的通道条件,施工后大桥2~3号桥墩冬季出现严重次生冰丘,给桥基承台稳定带来了冻胀隐患。设计提出在桥2~3号墩上下游10m各打两个减压孔引排地下水方案,2003年9月实施后冰锥已移至上游减压孔,冻胀问题得以解决。

1.5 DK1 229+290 1.5 m 矩涵次生冰锥

涵址位于沱沱河盆地岛状多年冻土区,表层冲洪积细砂厚约1m,基底为下第三系泥岩夹砂岩,冻土上限深度3m,下限深度16m,属多冰冻土。

该工点为青藏铁路沱沱河实验段涵洞实验工程。2001年涵洞施工未出现工程地质问题,但其后为研究涵洞施工对其下多年冻土的影响,在涵洞两侧布设6个测温钻孔,孔深18~20m,由于钻孔打穿了多年冻土层,引起冻结层下承压水上升,冬季形成大型冰锥冰幔,影响主体工程安全。在完成必要的测试任务后,2003年将其改建为1~16m小桥,解决了问题。

1.6 DK1 352+696 1.3.0 m 矩涵涵节下沉变形

本涵为明挖基础,0~2.8m为圆砾土,2.8~5.3m为风化的页岩、富冰冻土。由于此涵夏季施工,基坑开挖后暴露时间过长,蓄热后造成第二层页岩融化,加载后发生沉降,导致涵节下沉及沉降缝拉裂,其中上游第二节涵节下沉量约20cm,下游部分沉降缝宽达10cm,涵洞已无法使用。由此引起路基下沉形成横向裂缝,裂缝宽度3~4cm,裂缝间距21m。处理上述问题的措施为涵改桥。

2 路基施工中遇到的主要工程地质问题及处理措施

青藏铁路路基施工中出现的工程地质问题相对较多,可分为风沙路基、地下水路堑、季节性地表饱水软弱地基、冻土路基裂缝、下沉开裂变形及滑塌六种类型。

2.1 风沙路基

风沙危害是青藏铁路路基施工中遇到的主要工程地质问题之一,主要出现于五道梁—雁石坪段。该段地处青藏高原腹地,平均海拔4500m以上,气候干旱寒冷,自然条件恶劣,植被稀疏,草场退化,沙害现象严重。路基本体填筑改变了原有的微地貌条件,积沙危害突显,施工阶段调查新增风沙路基工点57处,总长58.806km。其中沙害相对轻微地段14处,累计长度15.640km;沙害相对较严重地段18处,累计长度15.985km;沙害相对严重地段24处,累计长度26.821km;沙害极严重地段1处,长度0.360km。

2.1.1 沙害特征

青藏铁路沙害对工程的影响主要表现为路基两侧坡脚及附近低凹地带严重积沙,形成铺轨通车后流沙上道的隐患;在片石通风路基地段,积沙填埋片石空隙后,将减弱和破坏片石通风路基的通风效果,形成新的路基病害。

风沙对路基工程的危害程度与线路走向和主导风向有关,线路走向与主导风向夹角越大,路基工程对风速、风向的影响就越大,积沙现象就越严重。线路走向与主导风向垂直,风沙对路基工程的危害最大;线路走向平行主导风向,风沙对路基工程危害最小。

2.1.2 沙害严重程度的划分及防治工程措施

(1) 轻微沙害。轻微沙害主要集中在 DK1 250+560~DK1 334+000。从现场情况看,地表土以残留粗颗粒土为主,地形起伏不大,植被覆盖率约 20%~30%,土地有沙漠化、草场退化的趋势,尤其是路基坡脚 15~30 m 范围内,有积沙现象。处理措施为:在路堤两侧坡脚外侧 10 m 范围内平铺卵石土固沙,10~50 m 范围设石方格沙障,50~70 m 范围喷洒黏结固沙剂固沙,100 m 处设置一道透风式挡沙栅栏。

(2) 较严重沙害。较严重沙害集中在 DK1 982+000~DK1 109+000。该段特点是:地形相对平坦,地表松软,植被稀疏,地表以细沙为主,残留碎石。坡脚积沙较多,边坡及路基面积沙较少。处理措施为:在路堤两侧坡脚外侧 10 m 范围内平铺卵石土固沙,迎风侧 10~100 m 范围设石方格沙障,100~120 m 范围喷洒黏结固沙剂固沙,120~200 m 范围设置两道透风式挡沙栅栏;背风侧 10~50 m 范围设石方格沙障,50~70 m 范围喷洒黏结固沙剂固沙,100 m 处设置一道透风式挡沙栅栏。

(3) 严重沙害。严重沙害集中在 DK1 109+000~DK1 136+000。该段特点是:地形起伏,地势开阔,地表松软,植被稀疏,地表以细沙为主,夹碎石。坡脚及边坡积沙严重。处理措施为:在路堤两侧坡脚外侧 10 m 范围内平铺卵石土固沙,迎风侧 10~90 m 范围设石方格沙障,90~110 m 范围喷洒黏结固沙剂固沙,110~200 m 范围设置三道透风式挡沙栅栏;背风侧 10~50 m 范围设石方格沙障,50~100 m 范围设置两道透风式挡沙栅栏。

(4) 极严重沙害。极严重沙害集中在 DK1 113+240~DK1 113+600。本段位于青藏公路左侧 200 m。沙源位于青藏公路右侧 500 m 左右,整个路基边坡及路基面大量积沙。处理措施为:在路堤两侧坡脚外侧 10 m 范围内平铺卵石土固沙,迎风侧 10~100 m 范围设石方格沙障,100~200 m 范围及公路右侧 100 m 喷洒黏结固沙剂固沙,100~200 m 范围设置四道透风式挡沙栅栏;背风侧 10~50 m 范围设石方格沙障,50~100 m 范围设置两道挡沙栅栏。

采取上述治沙措施之后,青藏线沙害基本得到整治,路基两侧积沙现象消除。但青藏高原生态脆弱,植被稀少,草场退化、沙漠化日趋严重,要彻底根治沙害仅靠机械防护措施是不可能的,必须从生态环境的角度来认识青藏线的沙害问题,从生态角度出发处理和解决沙害问题。

2.2 地下水路堑

勘测设计阶段,青藏线地下水处理工程仅 DK1 653+215~DK1 653+375 一处,但由于路堑施工改变了原有的地表水和地下水径流条件,路堑开挖后坡面地下水出露问题得以充分暴露,施工阶段新增地下水路堑工点 10 处(见下页表),主要集中分布于岗秀—那曲高原丘陵区 and 羊八井

— 马乡堆龙曲右岸高阶地斜坡区两段。由于青藏高原季长，冻结期路堑内地下水及山体地下水流排泄困难，如工程处置不当将会引起强烈冻胀、堑坡挂冰和堑内结冰等不良地质问题，影响路堑边坡稳定，对铁路运营安全产生隐患。

青藏铁路地下路堑处理方式同一般地区相似，也是通过渗沟截排水以达到降低工程范围内地下水水位的目的，截排水系统包括排水渗沟、引水管和出水口三部分。不同的是，青藏铁路多处地下路堑位于深季节冻土区，必须确保地下水在整个排出过程当中始终处于不冻结状态，因此应注意以下几个问题：

(1) 保温。要求渗沟、暗沟必须置于最大冻结深度以下不小于 0.5 m；

(2) 出水口应置于路基下侧或将水直接排入桥中，这主要是考虑出水口附近的冰幔对其周围建筑物会产生不利影响，如堵塞涵洞入口等；

(3) 出水口采用发散式跌水，即在出水口检查井或其他集水设施上，设计多个支出水口，每个支出水口安装软式透水管，这样即使外露出水口或冻结深度范围透水管冻结，水仍然可通过保温段排入片石层，通过片石层源源不断地排出。

2.3 季节性地表饱水软弱地基

季节性地表饱水软弱地基是青藏铁路路基前期施工中遇到的较为突出的工程地质问题之一，分为多年冻土区和安多以南非多年冻土区两种情况。

2.3.1 多年冻土区季节性地表饱水软弱地基及处理

青藏铁路多年冻土区高寒的气候特征，决定了路基填筑只能在暖季施工。而随着暖季的来临及延续，多年冻土季节融化层自上而下逐渐融化，冻结层上水、融化雪水及大气降水在高平原相对低洼地段汇集，形成局部积水洼地或饱水湿地，当地表为细颗粒土时，则二者结合构成季节性地表饱水软弱地基，致使施工机械无法进场、路基难以填筑。处理措施为：基底抛填片石或土工格室内填渗水土，一般抛填厚度为 0.3~0.7 m，不铲除草皮，不抽水，不挖淤泥，以保护多年冻土。同时结合路基排水系统做好地表水疏排工程。

施工期新增地下水路堑处理工程统计表

序号	起讫里程	地质条件及地下水出露特征	处理措施
1	DK1 604+880~ DK1 605+175	那曲河左岸冰水沉积斜坡，第四系全新统含砾砂土厚大于 5 m，地下水埋深约 2~3 m，已接近路肩标高。路堑左侧边坡上有 4~5 处泉眼向外渗水，渗水量约 5~10 m ³ /d。	设渗沟截排水地下水
2	DK1 653+065~ DK1 653+123	高平原洪积缓坡区，地势缓坡起伏，表层第四系全新统洪积粉质黏土厚 1~4 m，下部夹中砂透镜体厚 0.5~1.5 m，下伏侏罗系泥岩。	左侧设排水渗沟
3	DK1 653+125~ DK1 653+475	地下水埋深 1~3 m，路堑开挖后形成临空面，边坡沿第四系与侏罗系泥岩接触面渗水。	左侧设排水渗沟
4	DK1 653+425~ DK1 653+487		右侧坡脚 4 m 设渗沟

续上表

序号	起讫里程	地质条件及地下水出露特征	处理措施
5	DK1 654+100~ DK1 654+155	高平原洪积斜坡, 表层第四系全新统洪积淤泥质粉质黏土厚约 2 m, 下伏下第三系泥岩。地下水埋深 2 m, 路基开挖后形成临空面, 边坡沿第四系与下第三系泥岩接触面渗水, 其中 DK1 654+120 处有一泉眼出露, 涌水量约为 10 m ³ /d。	右侧设排水渗沟
6	DK1 654+830~ DK1 655+320	斜坡湿地, 坡度约 6°。表层全新统洪积粉质黏土厚约 1.5~2 m, 下伏下第三系泥岩。地下水埋深约 4 m。路基左侧为大片湿地, 地下水在下流过程中形成一定动能, 在流经路基本体底部粗颗粒土时渗出, 导致路基左侧坡角与便道交汇处大面积渗水, 雨季渗水量更大。DK1 655+370 处出露一泉眼, 流量具有季节性, 雨季为 25~30 m ³ /d。	右侧设排水渗沟
7	DK1 669+480~ DK1 669+730	表层第四系全新统洪积粉质黏土厚 1~5 m, 下伏侏罗系页岩夹砂岩。地下水位与路肩标高基本持平, 在 +610 附近有 5 处地下水出露, 其涌水量为 12 m ³ /d。	设渗沟截排地下水
8	DK1 934+620~ DK1 935+020	堆龙曲右岸高台阶, 地表耕植土厚约 1 m, 现为水浇地, 其上分布灌溉水渠, 其下为冲洪积卵石土, 表水下渗严重, 路堑边坡渗水。	右侧设排水渗沟
9	DK1 940+614~ DK1 940+820	堆龙曲右岸洪积扇, 表层洪积粉质黏土厚 0.8~2 m, 下部卵砾石层厚大于 10 m, 地下水埋深 8.5~9.5 m。路堑右侧地表多为耕地, 分布多条灌溉水渠, 靠小里程侧发育一条常年流水沟谷, 水量大。路堑开挖疏通了地表水的渗流通道, 地表下渗补给的部分地下水自路堑右侧边坡中下部出露, 出水量很大。	右侧设泄水洞
10	DK1 941+477~ DK1 941+850	堆龙曲右岸高台阶洪积斜坡, 上部洪积层为粉质黏土及砂砾石交错层, 下部为堆龙曲二级阶地冲积粉质黏土和卵石层, 地下水埋深 3~4 m。路堑开挖后地下水沿相对隔水层冲积粉质黏土层顶部呈条带状渗出, 水量约 20 m ³ /d。	右侧设排水渗沟

2.3.2 安多以南多年冻土区季节性地表水软弱地基及处理

青藏铁路安多以南段受印度洋海洋性气候影响, 降雨量大, 季节性明显, 降雨集中, 沼泽湿地发育。勘测阶段受时间和季节所限, 既有湿地范围和季节性低洼积水湿地数量与施工期有所变化。处理措施为: 及时进行现场补充调绘, 结合现场实际, 优化处理方案。软弱层厚度小于 2 m 时, 挖除换填渗水土, 或抛石挤淤处理, 地面上 1 m 填渗水土, 两侧设 2 m 宽、1 m 高护道; 软弱层厚度大于 2 m 时, 采用“震冲置换法”碎石桩处理, 碎石桩直径 0.8 m, 按梅花形布置, 间距 1.5 m, 地面上铺厚 0.5 m 的碎石层和厚 0.5 m 渗水土, 两侧设 2 m 宽、1 m 高护道。

2.4 冻土路基裂缝

多年冻土区高含冰量冻土易受人为因素影响而融化, 由此产生的融沉是多年冻土路基变形和破坏的主要原因。融沉过程往往伴随着裂缝产生。2003 年冬季现场调查发现, 在 DK1 024+400~

+800、DK1 100+700~DK1 115+500、DK1 137+350~DK1 141+200、DK1 229+200~+350、DK1 334+000~DK1 335+500 等段落局部路基面出现横向裂缝,尤其在部分涵洞位置比较集中。在 DK1 024+400~DK1 027+600、DK1 039+300~DK1 093+400、DK1 198+600~DK1 229+300、DK1 294+820~DK1 334+050 等段落局部路基面出现纵向裂缝,多数裂缝出现在阳坡侧路肩位置,部分出现在路基中间。裂缝宽度 3~50 mm。

青藏铁路冻土路基裂缝自 2002 年 8 月中旬首先在清水河实验段出现后,随着时间的推移,在其他冻土路基地段也陆续出现,引起了各方的高度重视,组织进行了冻土路基裂缝产生的原因、发展趋势、路基工程结构对路基裂缝的影响、减少冻土路基横向变形差异的结构形式等多个专题的技术攻关。调查研究表明:

(1) 涵洞附近及路桥过度段冻土路基横向裂缝产生的主要原因是由于桥涵与路基工后沉降不同步所致。

(2) 多年冻土路基填筑打破了冻土中的热量平衡。冻土温度升高,土体中的冰融化导致路基下沉,加之青藏高原独有的日照特点产生的路基阴阳坡作用,造成路基下冻土上限呈不对称分布,引起路基的不均匀沉降,形成纵向裂缝。

(3) 路基纵向裂缝的分布与其下多年冻土的含冰量和其上的路基结构形式关系密切。路基纵向裂缝主要产生于高含冰量冻土且未采取有效防护措施普通路基地段,在采用片石通风等主动保护冻土措施的高含冰量冻土和低含冰量地段,路基纵向裂缝很少发育。

(4) 路基填筑改变了原地表的热量平衡,新的热平衡剖面是逐渐形成的,裂缝出现是新热平衡剖面形成过程的产物。在采取适当防护措施的情况下,随着新的热平衡剖面的形成,裂缝将停止发展。

(5) 对已成型的具有明显阴阳坡特征的冻土路基,采取碎石护坡补强措施是可行的,碎石护坡路基不仅消除了普通路基阴阳坡下温度场分布的不对称性及对天然地表下温度场的影响,并能逐渐为路基下提供冷能,确保路基的稳定。处理措施为:既有裂缝重新回填夯实,路基两侧采用阳坡 1.6 m 阴坡 0.8 m 碎石包坡工程措施。施工完成后,2004~2005 年调查未发现新的裂缝现象,说明采用碎石包坡处理和预防多年冻土区路基裂缝是可行的、成功的。

2.5 DK1 290+700~+756 段冻土路基下沉开裂变形

工程位于通天河南侧山前洪积平原上,地势开阔,地形较为平缓,海拔高程 4 600 m 左右。地表粉质黏土层厚 1.5~3.5 m,土质不均;其下粉、细砂层厚 1.5~2 m,稍密,潮湿;下伏下第三系泥岩夹砂岩,砂岩泥质胶结,成岩作用差,全风化至强风化。冻土上限 2.5~3.3 m,地温分区为 $T_{\text{w}}-I$ 。原设计两端为通风路基(高含冰量),中间 DK1 290+680~DK1 291+110 段为一般路基(多冰少冰冻土)。2004 年 4 月发现,DK1 290+700~+756 段路基顶面中部出现弧形纵向裂缝,边坡出现横向裂缝,阳坡侧路基明显沉降,DK1 290+756~DK1 291+102 段路基顶面产生 5 道横向裂缝,贯穿整个路基顶面。2004 年 4 月下旬对该段进行了补充勘探,资料表明,高含冰量地段已由 DK1 290+680 延至 DK1 290+770,DK1 290+770~DK1 291+150 段仍以多冰冰冻土为主,但局部夹有窝状高含冰量冻土。该段路基开裂下沉变形系工程措施处置不当、基底高含冰量冻土融沉所致。为确保工程安全,DK1 290+680~DK1 291+150 段采用以桥

代路工程,彻底根除了隐患。

2.6 DK1 312+640 DK1 312+703 段冻土路堤滑塌

2.6.1 DK1 312+640~DK1 312+703 路堤基本概况

该段路堤位于布曲河左岸缓坡地带,自然坡度 $5^{\circ}\sim 8^{\circ}$,表层第四系洪积粉土厚 $2\sim 8\text{ m}$,中部粉、细砂厚 $0\sim 5\text{ m}$,基底为下第三系泥岩,地下水位埋深 $2\sim 5\text{ m}$,测温资料为融区。路堤填上高度 $8\sim 10\text{ m}$, 8 m 以上坡率 $1:1.5$, 8 m 以下坡率 $1:1.75$ 。

2.6.2 路堤滑塌变形情况

2003年10月10日凌晨4时DK1 312+640~DK1 312+703段路堤,在填筑DK1 312+620中桥拉台后缺口土方(台后填土差 0.6 m 到设计标高)时发生路堤滑塌。滑塌体长约 45 m 、宽约 65 m ,主轴方向 $N50^{\circ}E$,与线路夹角 70° ,滑体后壁位于线路中线(填方高约 9 m),后壁下错最大约 3 m ,并形成滑塌凹地,宽约 $7\sim 8\text{ m}$,路堤水平位移最大约 7 m ,滑塌体内的人工填土每 0.5 m 左右就有一条纵向拉张裂缝,缝宽 $5\sim 20\text{ cm}$,坡脚原地面表土上升 $0.1\sim 0.2\text{ m}$,平均每 2 m 左右,有一道纵向裂缝,缝宽 $1\sim 10\text{ cm}$ 不等,滑塌体外DK1 312+691~DK1 312+755段线路中心右侧 $7\sim 8\text{ m}$,有一条拉张裂缝,长约 60 m ,宽 $10\sim 20\text{ cm}$,未发现位移。滑塌体物质主要为人工填筑的圆砾土及下部的粉质黏土。

2.6.3 滑塌原因分析

在缓坡地段,由于填土高度 $8\sim 10\text{ m}$,填方基底为 $2\sim 6\text{ m}$ 厚的粉质黏土,下部为泥岩夹砂岩,地下水位埋深 $2\sim 5\text{ m}$,由于地表水及雨水浸泡路基土,造成下部地基土(粉质黏土)饱水呈软塑至流塑状,在桥台缺口填筑时,下部土体来不及排水固结,支撑不住上部 $8\sim 10\text{ m}$ 高填方土体荷载,在上部填方土体不密实的情况下,从填方土体中部(即线路中线处)产生滑塌。

2.6.4 处理措施

以桥代路,将DK1 312+620中桥向大里程侧扩孔至 $+750$ 。同时对扩建后大桥两侧斜坡路基进行抗滑工程处理。

(本文原登载于《铁道工程学报》2006年4期)

论高原冻土区铁路路基的设计原则及其应用

黄小铭

(中国铁路工程总公司西北科学研究院, 甘肃 兰州 730000)

摘 要: 青藏铁路格尔木—拉萨段的路基工程占线路总长的 90% 以上, 而其中又有 60% 以上的路基将通过生态环境脆弱、特殊不良地质现象发育的多年冻土区。因此路基设计原则的确定和应用, 就成为该线技术经济决策的一个重要问题。本文结合当前全球气候转暖趋势的环境背景, 分析了国内外冻土区路基设计原则的适用性, 论述了格尔木—拉萨段多年冻土路基的设计原则, 并对制订该原则的依据和应用作了概要分析。

关键词: 冻土区; 路基; 设计原则

青藏铁路由青海省省会西宁经格尔木市至西藏自治区首府拉萨, 全长 1 959 km, 是我国铁路路网规划的重要组成部分, 事关打通南亚、连接西亚、发展西藏、推动西部大开发的战略大局。该线一期工程由西宁—格尔木 815 km 已于 1984 年建成通车; 二期待建工程由青海西部重镇格尔木至拉萨 (简称格拉段), 全长 1 142 km, 新线建筑长度 1 118 km。

青藏铁路格拉段全线走行在世界屋脊的青藏高原上, 起点 (最低点) 格尔木市海拔 2 832 m; 最高点为唐古拉山口, 海拔 5 072 m。海拔高程大于 4 000 m 的地段 965 km, 占格拉段总长的 86%。受海拔高度的影响, 该段有 550 km 穿越连续多年冻土地区, 南、北界尚有 100 km 左右的岛状多年冻土。如何在高海拔多年冻土地区建成高水平的铁路, 是摆在铁路建设者面前必须回答的重大技术经济问题。

由于格拉段走行在青藏高原的高台地上, 地形相对平缓, 因而大中桥和隧道的累计长度只占建筑总长的 3.5%, 绝大部分是路基工程。而这 1 000 km 的路基将在各种冰缘地貌单元、各类筑路气候区中穿行, 必定会在筑路技术方面遇到各种疑难问题。而路基的强度与稳定性是确保铁路正常运营的首要条件, 也是设计和施工工作的目的。因此保持多年冻土区段路基工程的稳定, 是格拉段设计、施工过程中最重要的技术决策之一。

影响多年冻土地区路基的强度和稳定性的, 除了常规地区的地质、地形、土质和水分这四大因素外, 还介入了一个关键因素——温度。温度的介入, 改变了路基强度与稳定性评价的常规概

念,凸显了多年冻土地区路基设计、施工与养护的特殊性。

在冻土区筑路,需着重解决基于环境温度、地温所引发的三大问题:

- (1) 在一定的气候环境条件下,路基及地基的水热输运变化过程;
- (2) 路基的变形特征、过程及其引发原因;
- (3) 路基的纵向连接、过渡与横向的断面形式及相关几何尺寸(厚度、高度)、位置的确定。

这三大问题既是路基设计所必须研究解决的理论与技术问题,也是确定路基设计原则的重要依据。工程设计原则的正确选择和应用,直接关系到工程建筑物的安全、造价、施工工艺以及运营维修养护的难易和成本,是工程设计的纲。尤其是在当前存在全球气候转暖趋势的大背景下,对于十分脆弱的冻土区生态环境,更需要审慎地分析过去采用的设计原则的适应程度并作出必要的修正,丰富和完善确定设计原则的依据,对不同设计原则的正确应用提出示范性建议,才能更好地指导青藏高原多年冻土地区的铁路工程建设。

1 国外冻土区路基设计原则的有关规定

前苏联是世界上最早注意到冻土上的建筑条件的国家。1904~1914年间修建和运营的阿穆尔和外贝加尔铁路所遇到的大量冻土问题,促进了前苏联的冻土研究工作。1912年H.C.鲍格达诺夫的著作,第一次讨论了冻土区建筑的冻土条件问题;1927年M.I.苏姆金发表的《苏联境内的多年冻土》专著,标志着冻土成为一门独立的学科。1928年由国立冶金工厂设计院出版了第一部关于冻土上建筑物基础计算的著作。当时冻土区的建筑基本上遵循保护多年冻土的设计原则,而且大多是针对地基与基础的,道路工程方面的论述很少,如N.A.崔托维奇出版的专著《冻土地基与基础》(1958年),就比较系统地阐明了冻土区建筑物地基和基础的设计原则(方法):“目前有下列三种主要建筑方法:(1)保持地基土为冻结状态的方法;(2)考虑地基土逐渐融化的方法(结构设计法);(3)施工前预先融化的方法。”同时还对以上三类设计原则的应用范围作了说明,这种设计原则分类虽然主要是针对建筑物地基和基础的,但其设计思想具有普遍意义。

1974年,前苏联出版的《北方公路路基》一书,比较系统地阐述了多年冻土地区路基的设计原则:公路的主要部分——路基用土层修筑,土层在一年期间由于自然因素的影响,而首先是由于气温的变化而改变其性质。因此,路基在运营时期的稳定性,主要取决于地基土的状态(冻结或融化)、土的种类和含水量。目前,可按下列原则之一将季节融化层用作路基基底。第Ⅰ原则:保证多年冻土上限上升至路堤坡脚,并在公路运营的整个时期使冻层保持在这一位置;第Ⅱ原则:控制地基上的融化深度,当土融化所产生的变形不致超过允许变形时,按这一原则设计;第Ⅲ原则:保证路基下面的土融化和疏干,在高温冻土区、含水量小于液限的易疏干的沉陷性土中,按这一原则设计。

在加拿大的筑路工程中,与融化的原则比较起来,偏重保持地基土冻结状态的原则。当然在公路运营期间,保持地基土的冻结状态,对保证路基稳定性而言,将形成最有利的条件。1990年苏联发布了建筑规程CH2112.02.04—88《多年冻土上的地基和基础》中,对利用多年冻土作为建筑物地基时,规定了两类利用原则。原则Ⅰ:在建筑物施工和整个运营期间都保持地基中多

年冻土处于冻结状态。原则Ⅱ：地基中的多年冻土允许在施工工程运营期间融化或施工前预先融化。

线形建筑物允许在路线的不同地段采用不同的利用多年冻土地基原则进行设计。在这种情况下，应预先考虑在从一种地段过渡到另一地段的过渡线形建筑结构对地基不均匀变形的适应性。

该规范实际上是将过去的“第Ⅱ”、“第Ⅲ”原则合并成原则Ⅱ，本质上是一样的。前苏联在西伯利亚的铁路建设中，基本上就是沿用了以上的原则指导路基设计。例如1974年动工、1985年正式交付运营的贝阿下线，基本上是按第Ⅰ原则（保护冻土）设计和施工的。直到1984~1995年修建阿穆尔—雅库茨克干线时仍然遵循过去的设计原则和规定，于是也留下了路基稳定性方面的隐患。

美国陆军部寒区研究与工程实验室（CRREL）从第二次世界大战开始，为解决阿拉斯加等寒区的道路、机场及其他军事设施的建筑问题，开展调研积累多年冻土区特殊工程的设计标准与施工准则的素材。1980年3月发表的专题报告《深季节冻土地区和多年冻土地区基础设计与施工》中，将设计原则分为：基础支承条件受融化的不利影响和不受融化的有害影响两大类。前者又分三个亚类：保持既有热况；容许由建筑物和设施引起的热况变化；建筑前改变基础条件（包括预融或预团结、换填）。和俄罗斯所制订的设计原则是一致的。

从20世纪80年代后期开始，有关研究机构和学者认真研讨了由于“温室效应”引起的全球气候变暖的发展趋势及其对多年冻土生存环境的影响。根据一些研究人员的评价，20世纪末和21世纪初，每10年平均气温增加 $0.3^{\circ}\text{C}\sim 0.4^{\circ}\text{C}$ ，到21世纪中后期，年平均气温将比现在升高 $2^{\circ}\text{C}\sim 4^{\circ}\text{C}$ 。尽管报道的内容，尤其是预测值不尽相同，有的甚至是相互矛盾的，但对气候变暖的总的趋势是认同的。因此，工程冻土科技人员的当务之急，就是要研究这一趋势对冻土区建筑物的影响，包括设计原则的适应问题，并提出相应对策。例如俄罗斯学者指出：“多年冻土年平均温度的上升或多年融化，影响建筑物的稳定性。按多年冻土第Ⅰ类原则建造的建筑物最令人担心……”。因此，目前就必须着手加强建筑物基础的设计工作，并制订使冻土热状态稳定的措施。“要评价采用多年冻土上第Ⅱ类建筑原则的可能性，这一类原则允许多年冻土在建筑前或建筑物的运营过程中融化。”为此他们开展了一系列的调查、监测和试验研究，尤其是S. S. 维阿洛夫等所作的“当前气温升高 2°C 和 4°C 的条件下西西伯利亚地区多年冻土地带界限变化”等方面的预测，以及为此而研究采用的减少气候变暖对冻土区工程稳定性影响的措施，都值得借鉴。

2 我国多年冻土地区路基工程设计原则的有关规定

多年冻土区的道路建设，是随着这一地区的人为活动和经济开发而发展的。东北大兴安岭森林资源的开发，促进了林区道路建设，其后随着森林工业的发展，在20世纪50年代初又动工修建冻土区铁路工程。青藏高原第一条“世界屋脊”上的公路，是在1954年12月25日建成通车的，自西宁至拉萨全长约2100 km，穿越多年的冻土区约600 km。随着黑龙江流域和西藏自治区经济、文化和社会的发展，多年冻土区的公路、铁路的里程不断增加，路况不断得到改善，并从实践中总结、提炼了一批筑路的理论与技术性成果，不断充实和完善了有关设计原则、技术规程和实施细则。

国内有关路基设计原则的公开文献,最早见于人民铁道出版社1958年出版的《多年冻土的工程地质和铁路建筑》一书,该书由铁道部第三设计院潘若牧先生主编,是对解放后执行第一个五年计划期间,东北大兴安岭多年冻土地区铁路建设的总结。该书并未单独列出设计原则,但在路基设计中基本上是遵循“保护冻土”的指导思想,同时认为如果符合某些条件,也可以采用允许融化的设计原则。例如在“路基”一节中指出:多年冻土上填筑路堤或开挖路堑,都会引起冻层的变化,设计路基断面时,首先应该考虑到多年冻土上限的升降。路堤采用保护多年冻结原则,不破坏地表植被,尽可能用渗水土坡填筑;路堑基底宜换填砂砾碎石并排除积水以保持基底稳定;填挖交界处的零断面及其前后的低填浅挖路基,应挖除苔草泥炭,换填粗粒土作为路基面,同时需设横向截水暗沟把水引出。即使是地下冰地段路堑,如基底为砂砾石,则埋藏冰化水后迅速渗出,沉陷逐渐缩小,就不必要也不可能保存埋藏冰。

青藏高原多年冻土地区铁路建设的前期研究工作是从1960年开始的。1973年编制完成并报部核备的《青藏高原多年冻土地区铁路勘测设计细则》(初稿),基本上是贯穿了“保护冻土原则”,只是当路堑边坡上部埋藏有小于0.6m厚的富冰冻土而其下部是少冰冻土时,才建议在富冰冻土埋藏位置以下设置2~3m宽的平台,并将其上部边坡放缓任由富冰冻土融化固结自稳。

1975~1978年,在青藏铁路高原冻土区科研会战中,科技人员总结了以往的研究成果与实践经验,第一次明确提出了高原冻土区路基设计的两类原则:一是保持冻结法(即换填保温,简称保温法),一般适用于含冰量较大的连续多年冻土发育的腹部地带;二是融化法(即局部融化或限制融化速度),一般适用于多年冻土层厚度薄、温度高且不稳定的多年冻土边缘地带。

会战期间按照这两类原则设计了483m地下冰地段路基并施工建成实体试验工程;其中460m按“保护冻土原则”设计和施工;23m按允许融化法设计和施工,检验设计原则对该类地层的适用性,经过多年监测,积累了一批很有价值的数据库。

1954年底建成通车的青藏公路于1956年进行了沙石路面的第一期改建;1972年进行了铺设沥青路面的第二期改建。从第二期改建工程开始,交通部以公路第一设计院为核心,组织了三期科研攻关,1978年科研组提出的《改建设计和施工总结》基本上是沿用“保护冻土”原则,提出了“按保护多年冻土要求的路基高度建议值”。1991年科研组根据二、三期科研攻关成果,经上级批准发布的《青藏公路整治工程暂行规定》中提出了“路基设计应遵循保护冻土、控制融化速率及综合治理的设计原则”。在对以上设计原则的说明中(喻文学、武敬民,1986;章金钊,1996)指出:多年冻土地区路基设计应遵守保护冻土的原则,尽量避免零填、浅挖,在此前提下根据高原多年冻土的特性,确定路基设计高度。但随着青藏公路沥青路面的修建和人类活动的影响,使路面下卧多年冻土发生了根本变化。因此,在青藏公路整治工程中,根据不同的冻土条件,分别采用了以下的设计原则:

(1) 保护冻土的设计原则。主要用于多年冻土地温较低、含冰量高、冻土人为上限较浅的路段,由路基临界填土高度再加安全高度的方法确定路基设计高度。

(2) 控制融化速率的设计原则。主要用于地温较高,沥青路面下多年冻土与季节活动层之间寒季存在不冻夹层的路段,其路基高度按满足路面设计使用年限内允许变形量的方法设计。

(3) 综合治理的原则。根据冻土类型、地形、地貌和坡脚积水情况,采用设置隔热保温层、

防水保温护道、钢纤维水泥混凝土路面、加强排水等综合治理措施进行设计。吴紫注等人认为：在“干燥”型冻土地段，也可采用“让多年冻土自由融化或破坏冻土”的设计原则。

青藏公路二期改建工程中，由于能够随着冻土条件的变化，及时调整了路基的设计原则，不仅满足了工程需要，而且节约了工程投资。

3 在全球气候变暖的大背景下，青藏高原铁路冻土区路基的设计原则及其适用条件

全球气候的变暖将改变高原多年冻土的状态。如果升温过程持续一个时段，作为路基基底的多多年冻土层的温度也将升高。对某一个地区而言，多年冻土上层在垂直方向上地温梯度的改变，有可能促使冻土层从散热型转变为过渡型（零梯度），甚至是吸热型，从而迫使该地区新建工程的设计原则和保持既有建筑物强度和稳定的措施也要随之改变；而对于跨越不同冰缘地貌单元的线型建筑而言，大范围的气候变化所引起的地温值的改变，将影响多年冻土的平面分布格局。例如融区的扩大，连续多年冻土区南北界的移动，基本稳定型多年冻土转化为不稳定型多年冻土等等。而多年冻土平面分布及冻土类型的变化，将直接影响到路基设计原则的选用。例如当前可以采用“保护冻土”原则设计的路段，在气候变暖后有可能引起基底冻土的融化而造成路基变形失稳。

正是由于存在上述大环境问题，当前工程技术人员在进行路基设计时，不能拘泥于过去的固定模式，而应根据青藏高原多年冻土区自身的特点，吸取国内外多年冻土区筑路的经验教训，制订符合实际的、较为灵活的而又依之有据的铁路路基设计原则。

3.1 铁路路基的基本设计原则

高原冻土区的路基设计，应重视线路通过地区的气候条件和冻土条件，按勘察要求充分收集有关资料和数据，结合地形地貌、不良地质现象、气温、地温、上限埋深、潜水赋存形式等因素，进行气候与筑路条件（工程与水文地质条件）分区。在此基础上选择适用的设计原则。而设计原则又是确定不同区段（气候、筑路条件）路基断面形式与防护结构类型的主要依据。综合论之，高原冻土区铁路路基的设计应遵循以下三大基本原则（单独应用或综合考虑）。

（1）保持冻土处于冻结状态（保护冻土原则）。对于路基而言，是指应用该原则设计的路基在规定的使用年限内，能保持其热稳定性。即人为上限始终控制在指定的深度范围内，保持其下卧多年冻土的冻结状态。

（2）控制多年冻土逐渐融化或局部融化（控制融化原则）。对路基而言，控制融化原则是指在设计使用年限内允许所设计的路基基底（或边坡）多年冻土逐渐完全融化或产生局部融化，而且经融化下沉变形量计算，可以将融化速率和深度控制在路基稳定性所允许的变形范围之内。

（3）预先融化或消除多年冻土（破坏冻土原则）。对路基而言，破坏冻土原则是指在设计文件中规定在施工过程中将基底（或边坡）多年冻土融化或消除（全部或达到设计深度），并将融化后的水分疏干。

3.2 路基基本设计原则的适用范围

正确选择设计原则，是为了确保路基工程的整体稳定，而冻土区路基稳定性的核心是其热稳定性。衡量多年冻土热稳定状态最重要的能量指标是多年冻土的年平均地温 T_0 ，其量值和变化

是区域气候变化在冻土层中最直接的响应,也是筑路气候条件分区的基本指示性标志。因此,路基设计所遵循的基本原则应和该区多年冻土的地温带相对应。例如在较稳定的多年冻土地带可以按“保护冻土”原则设计路基;而在不稳定地带则不一定可行。因为前者可以凭借冻土相变潜热所赋予的对温度变化的“热惰性”和工程设计中人为提供的热防护,给予路基工程适应一定变温幅度的安全量,达到保护冻土稳定路基的目的,后者则缺乏这种能力。

3.2.1 高原冻土地温带的划分

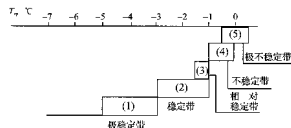
国内外已有不少冻土工作者开展了冻土区地温分带(区)及编图工作,其表述方式和分带借标虽不尽相同,但对稳定程度的评价趋势是相近的。从大范围来看,可以归纳为以下几种类型:极稳定、稳定、相对稳定、不稳定、极不稳定,如表1所述。

表1 多年冻土地温带类型比较表

	多年冻土地温带类型	标志性指标	参考性指标	资料来源 (参考文献)
		年平均地温 T_w (°C)	年平均气温 T_a (°C)	
(1) 极稳定地带	①极稳定带 (I)	< -5.0	< -8.5	[11]
	②极稳定型	< -3.0		[12]
	③极稳定区	< -7.0		[6]
	④稳定区	$-3.0 \sim -7.0$		[6]
	⑤稳定带	< -3.0		[13]
(2) 稳定地带	①稳定带 (II ₁)	$-3.0 \sim -5.0$	-7.0 -5.5 < -5.5	[11]
	②基本稳定带 (II ₂)	$-1.5 \sim -3.0$		[11]
	③稳定型	$-1.0 \sim -3.0$		[12]
	④基本稳定带	$-1.0 \sim -3.0$		[13]
	⑤相对稳定区	$-1.0 \sim -3.0$		[6]
	⑥低温相对稳定带	< -1.8		[14]、[15]
(3) 相对稳定地带	①基本稳定过渡带 (II ₃)	$-1.0 \sim -1.5$	-5.0	[11]
	②相对稳定地带	< -1.0	< -4.0	[8]
	③腹部地带	< -1.5	< -4.0	[16]
	④片状多年冻土地带	< -1.0	< -4.0	[10]
	⑤中温过渡型冻土	$-1.0 \sim -1.8$	$-4.5 \sim -3.5$	[14]、[15]
(4) 不稳定地带	①不稳定带 (III ₁)	$-0.5 \sim -1.0$	-4.0 $-2.0 \sim -4.0$ $0.0 \sim -4.0$ $-2.0 \sim -4.0$ $-3.5 \sim -4.5$	[11]
	②不稳定型	> -1.0		[12]
	③不稳定地带	$0.0 \sim -1.0$		[8]
	④边缘地带	$0.0 \sim -1.5$		[16]
	⑤岛状多年冻土地带	$0.0 \sim -1.0$		[10]
	⑥高温不稳定冻土	$0.0 \sim -1.0$		[14]、[15]
	⑦极不稳定区	$0.0 \sim -1.0$		[6]
(5)	极不稳定地带 (III ₂)	$0.5 \sim -0.5$	-2.0	[11]

分析表 1 可得到如下认识:

(1) 多年冻土的地温区划可以分为: 极稳定地带 (年平均地温 T_g 为 $-3.0^{\circ}\text{C} \sim -5.0^{\circ}\text{C}$ 或更低); 稳定地带 (T_g 为 $-1.0^{\circ}\text{C} \sim -3.0^{\circ}\text{C}$ 或更低); 相对稳定地带 (T_g 为 $-1.0^{\circ}\text{C} \sim -1.5^{\circ}\text{C}$ 或 -1.8°C); 不稳定地带 (T_g 为 $0.0^{\circ}\text{C} \sim -1.0^{\circ}\text{C}$ 或 -1.5°C); 极不稳定地带 (T_g 为 $0.5^{\circ}\text{C} \sim -0.5^{\circ}\text{C}$)。分带示意图见图。



多年冻土区地温分带示意图

在上述分带指标中, $T_g \leq -1.0^{\circ}\text{C}$ 是一个十分重要的分界值。该地温相应的带界处年平均气温 $T_a \approx -4.0^{\circ}\text{C} \sim -5.5^{\circ}\text{C}$, 冻土厚度为 40~60 m。由于青藏高原多年冻土生成的条件为 $T_a = -2^{\circ}\text{C}$ 左右; 其存在条件为 $T_a \approx 4.1^{\circ}\text{C}$ 。因而 $T_g \leq -1.0^{\circ}\text{C}$ 的冻土区界于不稳定带和相对稳定带之间, 虽然不如低温冻土那么稳定, 但仍具备一定的气温上升调节空间和一定的地中冷储量。而 $T_g < -1.5^{\circ}\text{C}$ 或 -1.8°C 则基本稳定。

(2) 近 30 年来, 青藏高原气候变化的总趋势是向着气温升高的方向发展, 气温波动幅度为 $0.7^{\circ}\text{C} \sim 0.8^{\circ}\text{C}$, 由此引起年平均地温升高 $0.2^{\circ}\text{C} \sim 0.3^{\circ}\text{C}$, 不稳定地带的冻土局部退化。对未来青藏高原气候变化的预测反映: 50 年后青藏高原的年平均气温将提高 1.06°C , 降雨量增加 3%, 年平均地温普遍升高 $0.4^{\circ}\text{C} \sim 0.5^{\circ}\text{C}$, 含冰量小的冻土层其升温幅度将更大。统计资料表明: 青海省境内气温升高的平均变率为 $0.015^{\circ}\text{C} \cdot \text{a}^{-1}$, 考虑到其他影响因素, 百年之内高原冻土区的年平均气温可能要比现在升高 $1.5^{\circ}\text{C} \sim 2.0^{\circ}\text{C}$ 。由于冻土中固液相转化等内因的牵制, 气温与地温不呈直线相关而是指数线型, 关系式为:

$$T_g = 0.414 \exp(0.326T_a) - 1$$

式中 T_g 为年均地温, T_a 为年均气温。

由于存在地温对气温变化响应的“滞后”以及植被、地形、含冰量、地温初始值等因素的差异, 百年之内高原冻土区的年平均地温将升高 $0.6 \sim 1.7^{\circ}\text{C}$ 。因此, 高原冻土的地温带划分, 应考虑到气候——地温升温的可能, 在此基础上作出适宜于路基工程设计原则应用的分带。基于以上认识, 推荐程国栋 (1982 年)、童长江 (1996 年) 对我国冰冻圈高海拔多年冻土所作出的地温分带方案 (见表 2)。

表 2 高海拔多年冻土地温带

	带名	带号	年平均地温 ($^{\circ}\text{C}$)	冻土厚度 (m)	地界处年平均气温 ($^{\circ}\text{C}$)
上带	极稳定带	I	< -5.0	> 150	< -8.5
中带	稳定带	II ₁	$-3.0 \sim -5.0$	100~150	-7.0
	基本稳定带	II ₂	$-1.5 \sim -3.0$	60~100	-5.5
	基本稳定过渡带	II ₃	$-1.0 \sim -1.5$	40~60	-5.0
下带	不稳定带	III ₁	$-0.5 \sim -1.0$	20~40	-4.0
	极不稳定带	III ₂	$0.5 \sim -0.5$	0~20	-2.0

3.2.2 高原冻土区路基设计原则的适用范围

(1) 保护冻土原则。适用于多年冻土年平均地温低于 -1.0 ($T_{\text{av}} < -1.0^{\circ}\text{C}$) 的区段, 即基本稳定地温带 (II_2) 和部分相对稳定地温过渡带 (II_3) 地段。如大片连续多年冻土区、多年冻土腹部地区, 尤其是这些地区的富冰、饱冰冻土和含土冰层等潮湿、浸湿地带, 该类冻土融化后将产生强融沉变形, 必须按第 I 类原则设计。在该区段, 若 $T_{\text{av}} < -1.0^{\circ}\text{C}$, 如 $-1.5^{\circ}\text{C} \sim -3.0^{\circ}\text{C}$ 的冻土区, 即在 II_2 、 II_3 带, 实施保护冻土原则设计路基时有较大的安全储备, 只有百年尺度的气温波动对其地温下限 (-1.5°C) 的冻上状态有一定影响; 而当 $T_{\text{av}} < -3.0^{\circ}\text{C}$ 时, 仅少冰冻土 (含冰量 < 0.2) 为中等热惰性冻土, 整体上为强惰性冻土, 只有在千年尺度的气温长期波动影响下, 冻土状态才可能改变, 这对实施保护冻土原则十分有利。

按该原则设计的路堤, 其填上的设计高度应不小于当地路堤最小临界高度, 并预留安全量; 低路堤、零断面和路堑当无法绕避时, 则应以热力相似原理为基础, 通过热工计算和工程比拟, 进行换填、保温隔热; 对于边坡防护则应以柔性支挡结构为主要防护型式, 也可以局部融化排水自理稳定原理为基础, 设置挡护结构。

当路基走行在 $T_{\text{av}} = -1.0^{\circ}\text{C} \sim -1.5^{\circ}\text{C}$ 的 II_3 带时, 由于抵御气温升温的安全储备不大, 如实施保护冻土原则设计路基不能只满足于当前的热稳定, 而应当通过工程措施预留安全储备, 如设置隔热层, 增加抛石护道等。

(2) 控制融化原则。适用于多年冻土年平均地温为 $-0.5^{\circ}\text{C} \sim -1.0^{\circ}\text{C}$ 的区段, 或 $T_{\text{av}} < -1.0^{\circ}\text{C}$, 但经热学分析, 确定在施工或运营期间难以保持或没有必要保持土的完全冻结状态的区段。即带号为 III_1 的不稳定地温带。

地温为 $-0.5^{\circ}\text{C} \sim -1.0^{\circ}\text{C}$ 的多年冻土属弱热惰性或中等惰性的冻土, 这种低的热惰性使其生存条件脆弱, 短周期的气候波动就有可能改变其状态, 一般难以实施保护冻土原则; 有的路段的多年冻土地温虽低于 -1.0°C , 但由于纵断面联结等原因难以给出保护冻土所需要的几何尺寸 (高度、厚度), 而且人为上限范围内含冰量不大, 即使融化也不会造成超限变形, 此时也可按第 II 类原则设计以减少处理费用。

按第 II 类原则设计的路基, 一般应座落在土质和水文地质条件较好的地段, 如基底或边坡无冰透镜体和冰夹层的石质土、碎石土和卵砾石土地带, 或不融沉、弱融沉的少冰冻土、多冰冻土地带。设计时要重视变形量的预测, 包括填土和基底季节融化层的压缩沉降, 以及多年冻土层的热融沉降, 通过施工程序 (如两阶段施工) 或工程防护措施 (如设置隔热层、加强侧向保护和排水等) 以保持路基的稳定。

由于近期已证实气候有逐渐转暖的趋势, 因而控制融化原则的应用已更多地引起研究与设计人员的关注。在考虑路基总体设计的思路时, 应充分注意由于气候转暖所引起地温带界移动对路基稳定性的影响, 必要时用控制融化原则代替保护冻土原则进行路基设计, 例如可以采用适宜于气温渐变条件下的防融蚀路基结构。

(3) 破坏冻土原则。适用于多年冻土年平均地温 $T_{\text{av}} > -0.5^{\circ}\text{C}$ 的极不稳定带 (III_2 带), 或 T_{av} 虽低于 -0.5°C , 但经热学条件分析, 在施工或运营过程中无法保持地基土的冻结状态, 甚至

无法适应局部融化过程的区段；或地层整体稳定性较好，只是在施工允许的厚度内存在厚度不大的地下冰、含土冰层的区段。

$T_g = -0.5^\circ\text{C}$ 的多年冻土基本上没有抵御气温升温的能力， T_g 受到气候波动的影响较易从负温度变成正温、或在零度等温线处摆动，可能形成不衔接冻上和并非贯通（少量贯通）融区。该带冻土中相变和迁移强烈、未冻水量大、土的塑性高、工程稳定性差。

实施破坏冻土原则进行路基设计时，应详尽地收集勘察资料，切实掌握基底和边坡土层的冻土类型、含冰量、季节融深、多年地温及其平面分布范围等地质信息数据，预测修筑路基后可能产生的热融问题。由于路基是线型冷建筑，施工中所能清除或融化的仅仅是基底一定范围的冻土，而该地温带的多年冻土较薄（约 0~20 m），因此在设计时必须从立面上整体设防，不要忽略了路基的两侧防护的竖直方向上的衔接。

4 高原冻土区铁路路基设计原则的应用

4.1 线路纵断面的连接过渡和纵横断面的配合

冻土区路基存在两类连接过渡段。一类是平面分布上由于地温带的不同和冻土条件的差异，带与带之间存在的过渡段。即使在平均地温大体相同的同一个大地貌单元中，由于融区、越岭地段等异常段的切割，以及土性、含冰量等的差异，也将存在连接过渡问题，即从一种设计原则或处理措施变化到另一种设计原则或处理措施变化的过渡。如果处理不当，过渡段就有可能成为遗留的隐患。因此一定要重视线路纵向个别设计与个别设计之间、个别设计与一般设计之间的连接过渡。在处理上，一般是将安全储备高的措施向储备低的一方延伸。另一类是填挖交界的过渡，也就是零断面及其前后的低填浅挖段，包括斜坡上的半填半挖地段，这也是纵断面上的薄弱地段。尤其是在含冰量为富冰冻土及以上的湿凝型冻土区，更应当注意正确选择设计原则。在该类地段，一般是将路堑的设计原则和措施向浅挖低填部分延伸搭接，以保证安全平稳过渡。

冻土路基尤其是地下水地段路基，应尽可能减少挖方而以路堤通过。但在丘陵地区、越岭地段，必然存在路堤与路堑的连接。有时为了减少填挖土方量、或为便于上侧山坡取土及取土坑的稳定、或为减少基底处理难度，需要改变横断面型式或调整线路位置，因此就要求设计人员重视纵横断面的有机配合，当横断面存在防护困难时，调整线路位置去克服；当纵断面上出现连接过渡的困难时，用加强横向往防护弥补。

4.2 注意当前现状与运营期内发展变化的结合，因地制宜，综合选择和应用设计原则

多年冻土是一个复杂的地质体。即使在同一场地，由于朝向、坡度、植被、位置的不同，冻土条件就有可能出现较大的差异；即使接受相同幅度的气温变化，冻土响应的敏感性也可能差别很大。因此在应用设计原则时切不可随意划定“统一标准”，套用固定模式，而应因地制宜，单独或综合应用设计原则，指导进行综合防护。

虽然当前对全球气候变化还缺乏有说服力的量的认定，但为了保证高原冻土区路基的建设质量，在圈定路基设计原则的实施对象时，就必须将气温升温的预后因素考虑在内。立足于当前的地温初始条件，预留变暖的安全空间。为此需要慎重选择防护措施，甚至可以在敏感地段制订有

监测控制的两阶段施工防护方案。当然这些原则的实施效果还有赖于勘察工作的过细和冻土条件资料的数量与质量。

4.3 路基设计原则应用示例

4.3.1 第Ⅰ类原则应用示例

从1960年开始在原风火山地区开展的各项路基试验工程研究,基本上都是依据保护冻土的原则进行的。该地年平均气温 $T_a = -6.21^\circ\text{C}$, 年平均地温 $T_{\text{地}} = -3.2^\circ\text{C}$, 海拔高程 $h = 4\,750\text{ m}$, 属于地温稳定带(Ⅱ带)。地层自地表以下黏砂土以含土冰层、饱冰冻土为主, 5~7 m 以下为冻结砂页岩风火层, 上限埋深约 150 cm。

1975~1976 年在该地修建了 483 m 的试验路基, 其中有 460 m 是按保护冻土原则设计的: 路堑边坡、基底换填保温; 路堤填高大于当地临界高度; 低填浅挖段按路堑防护方式过渡。工程于 1976 年 10 月竣工, 经 1998~1999 年复测, 路基整体上仍然是稳定的。近 30 年来, 当地年平均气温升高 0.8°C , 年平均地温升高 0.3°C 。路堑中心点年平均地温上升幅度与天然地层相近为 0.3°C , 只是浅层(5 m 以上)地温升温幅度较大(0.7°C); 路堤的地中冷储量减少, 尤其是阳坡, 但年平均地温变化很小。说明在该类地段, 按保护冻土原则设计的路基有一定的安全储备, 只要适当加强阳坡的防护, 可以保持路基的稳定。在类似地段如果抗融蚀的安全储备不足, 也可以从路基防护结构和措施方面予以弥补。

4.3.2 第Ⅱ类原则应用示例

青藏公路沥青路面改建工程的一些路段, 用容许变形量为衡量标准, 控制基底的融化速率和最终融化厚度, 并用提高路堤高度或设置隔热保温层等措施予以调节, 收到良好效果。其控制标准如下:

- (1) 容许变形量由总沉降量与年内变形量组成;
- (2) 总沉降量: 从路面竣工到其使用期年末路基发生的累计下沉量, 在稳定路段其值为 15 cm, 在该限值内可保持路基的稳定和路面的平整度;
- (3) 年内变形量: 在一个冻融周期内路基冻胀量与沉降量的差值, 在稳定路段其值控制在 2~4 cm。

据统计, 公路改建工程在地温相对稳定或不稳定地段, 采用第Ⅱ类设计原则可比第Ⅲ类设计原则设计的路堤减少大量的土方量。例如在Ⅲ带的楚玛尔河高平原含土冰层段, 按第Ⅰ类原则(保护冻土)设计时需提高路堤 4.23 m; 而按第Ⅱ类原则(控制融化速率)设计时仅提高 2.06 m, 1 km 路基即节省填土 2.6 万方。

4.3.3 第Ⅲ类原则应用示例

1975 年修建的风火山试验路基有 23 m 是按照第Ⅲ类原则(破坏冻土)设计的路堑(DK0+821), 该堑最大挖方 2.0 m, 基底为少冰—多冰冻土的砂岩风化层, 边坡为富冰冻土并夹有 0.2 m 的地下冰。开挖后边坡放缓到 1:2~1:3, 设 1.0~1.5 m 的坡脚平台。1975 年 9 月竣工, 边坡和基底均自然暴露未加防护。到次年 7 月开始发生强融沉, 路堑中心点从 7 月至 11 月下沉 9 cm。至第三年秋末, 累计下沉量基底为 14 cm、边坡达 17 cm, 路堑断面严重变形, 说明一般情况下在地下冰地段不宜应用破坏冻土原则设计路基。但以上述工点示例中仍然可以总结出有益的

认识：该两点施工中断面能够成型而且未加任何防护的断面保持了近 10 个月，变形量小于 2.0 cm。即便从次年 7 月开始发生的强融沉，由于热融物质有限没有形成溯源的热融滑塌，因而若排水通畅并及时疏干，采用二次施工方法当下沉稳定后对基底进行补方，整平边坡和平台，则仍然可以开通运营该段路堑。即在多年冻土腹部地区的适当地段，选择合适的施工工艺，仍然可以按照Ⅲ原则设计路基。其前提是：要详细掌握该路段的冻土条件（分布、类型、厚度、含冰量等），设置为排水通道，计算出最终下沉量，确定二次作业的内容和时间（包括补方量和补方时间）。

（本文原登载于《中国铁道科学》2002 年第 1 期）

多年冻土区路堤临界高度的年平均气温临界值

丁靖康 赫贵生

(中铁西北科学研究院, 甘肃 兰州 730000)

摘 要:在青藏高原多年冻土区,路堤表面温度受到诸多因素的影响。为获得路堤表面的平均温度,引入了路堤表面的积温与空气积温之比 n 系数的概念。路堤表面温度与 n 系数的关系是: n 系数越大,路堤表面温度越高。根据风火山、五道梁和沱沱河气象观测资料计算,对于细颗粒土表面,冻结期 n 系数变化在0.68~0.91之间,平均0.78;融化期 n 系数变化在1.90~3.90之间,平均2.60。关于路堤临界高度与年平均气温临界值的关系,根据计算,在青藏高原冻土区,只有年平均气温低于某一特定值时,路堤临界高度才存在。因此,路堤临界高度与一定的年平均气温相对应,在路堤设计中,应根据设计地区的年平均气温值和路堤的表面特性考虑路堤临界高度问题。

关键词:青藏高原;气温;临界值;路堤;临界高度

0 引 言

由于在青藏高原多年冻土区修筑路堤,改变了原天然地面的热平衡特性,路堤体的密度、含水量及路堤表面的蒸发特性、反射、漫反射特性以及表面的热阻等都与原天然地面不同,因而路堤下的多年冻土上限位置将发生变化。当路堤高度达到一定值后,多年冻土上限位置才可保持不变,当路堤高度再增加时,多年冻土上限则上升。据20世纪60年代对青藏公路的调查发现,零断面和低路堤下的多年冻土上限均下降。因此,把维持多年冻土上限位置不变的路堤最小高度定义为多年冻土区路堤的临界高度。

在青藏公路的改建和整治实践中,曾按上述思想进行路堤设计,路堤临界高度系根据路堤修筑地点天然上限埋深按经验公式计算得出。由于黑色路面的强吸热特性,青藏公路的多年冻土上限普遍下降。在某些地区(如楚玛尔高平原),虽几次加高路堤,仍不能使多年冻土上限停止下降。路堤的高度似乎对上限的下降影响不大。在西大滩、楚玛尔高平原、秀水河、北麓河盆地、沱沱河盆地、安多河谷等地,黑色路面下的多年冻土上限大幅度下降,路基下多年冻土上已成为不

衔接多年冻土。据交通部第一公路设计院 1991 年调查,在上述地区,多年冻土上限最大下降幅度已达 3.3 m (K2 927+750,不冻泉往南约 10 km),且仍无停止下降的迹象,该处路堤高度 3.6 m,较之原计算的路堤临界高度 1.53 m 已超出许多。

在青藏公路的几处越岭地段,如昆仑山、可可西里山、风火山、唐古拉山等地,黑色路面下的多年冻土上限的下降要小得多。路堤下的多年冻土仍为衔接的,路堤适当加高后,多年冻土上限已趋于稳定,个别地段甚至表现出轻微上升或较大幅度上升。

1 路堤表面温度与 n 系数

路堤表面(包括路堤顶面和路堤边坡表面)的温度状况是决定基底地下温场特点的主要因素。路堤表面温度是辐射平衡量、表面蒸发过程、表面与大气间湍流热交换过程以及表面与地中热交换过程等的函数。辐射平衡量即剩余辐射量可由辐射平衡方程得出:

$$Q(1-\alpha) - I = R \quad (1)$$

式中 Q ——太阳即天空的短波辐射总量,即到达地面的太阳直接辐射和来自天空的散射辐射之和;

α ——表面反射率,以小数计;

I ——有效长波辐射量;

R ——辐射平衡量。

从能量守恒原理可以得出表面的热量平衡方程:

$$R = LE + P + B \quad (2)$$

式中 LE ——消耗于蒸发过程的热量;

P ——表面与大气间的湍流热交换量;

B ——表面与地中热交换量。

从辐射平衡方程和表面热量平衡方程可以看出:决定路堤表面温度状况的主要是辐射平衡量。辐射平衡量越大,路堤表面的温度将越高,而蒸发过程和湍流热交换对路堤表面的温度又将起到调节和控制的作用。如果进一步进行分析,决定路堤表面温度的因素可归纳为:

- (1) 纯短波辐射。与海拔高度、纬度和云层覆盖等有关。
- (2) 纯长波辐射。与空气温度、相对湿度以及表面温度有关。
- (3) 路堤表面特性。即路堤表面的反射率、漫反射率、粗糙度、热阻等。
- (4) 水汽的冷凝和蒸发,土体湿度。
- (5) 显热能流。与风速及大气圈的稳定性有关。
- (6) 七体系统的热性质及渗透性等。

上述因素中的 1、2、3 项是影响辐射平衡量的因素,4、5、6 项则是影响路堤表面与大气层和地中热交换及物质交换过程的因素,路堤表面的温度就是这些因素综合作用的结果。从这里可以看出:由于影响因素众多,且变化较大,所以路堤表面湿度的变化也是较大的。在不同地区、不同表面,其表面温度是不同的。就是在同一地区、同一表面,其温度也是随时间而变化的,见

图 1。

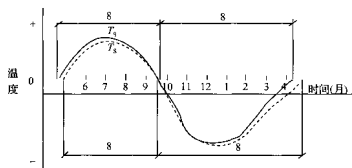


图 1 空气和表面温度随时间的变化

为了求得路堤表面的平均温度 (例如融化季节或冻结季节的平均温度), 引入 n 系数的概念。所谓 n 系数即路堤表面的积温与空气积温之比, 即:

$$n = \frac{I_s}{I_a} = \frac{\int_0^{\theta_s} T_s(t) dt}{\int_0^{\theta_a} T_a(t) dt} \quad (3)$$

式中 I_s ——路堤表面的积温;

I_a ——空气的积温;

$T_s(t)$ ——路堤表面温度, 随时间而变化;

$T_a(t)$ ——空气温度, 随时间而变化;

θ_s ——计算表面积温延续时间;

θ_a ——计算空气积温延续时间。

根据气象观测资料, 可计算出融化期或冻结期空气的积温, 即空气的融化指数和冻结指数。如果已知 n 系数, 即可用 (3) 式计算出路堤表面的平均温度。所以 n 系数也是路堤表面温度的另一种表示方法, n 系数越大, 表面温度越高。对于融化季节, 路堤表面的平均温度可用下式计算:

$$\bar{T}_{st} = n_1 \bar{T}_{at} \frac{\theta_{st}}{\theta_a} \quad (4)$$

式中 $\bar{T}_{st}$ ——融化季节空气的平均温度;

θ_{st} ——空气融化季节的延续时间;

θ_a ——表面融化季节的延续时间;

n_1 ——融化季节表面的 n 系数。

冻结季节表面平均温度的计算只要将冻结季节的参数代入 (4) 式即可。

如前所述, 由于路堤表面温度受诸多因素的影响, 变化较大, 故 n 系数亦变化较大。据风火山、五道梁和沱沱河三气象站的观测资料计算, 对于细颗粒土表面, 冻结期 n 系数变化在 0.68~0.91 之间, 平均 0.78; 融化期 n 系数变化在 1.90~3.90 之间, 平均 2.60, 见表 1。

美国陆军寒区研究与工程试验室的 V. J. 洛拉第尼在“地热状态计算分析方法”一文中提供的 n 系数平均值列于表 2 中。

从表 1 和表 2 可以看出, 两处的 n 系数差别较大, 青藏高原的值较阿拉斯加大许多, 这是因为两地的海拔和纬度差得太多所致。但两表反映了一个共同特点: 即不论表面材料如何, 融化期的 n 系数总是大于冻结期的 n 系数, 且融化期 n 系数大于 1, 而冻结期 n 系数小于 1。也就是说, 融化期表面的融化指数大于空气的融化指数, 冻结期表面的冻结指数小于空气的冻结指数。

表 1 细颗粒土表面的 n 系数值

气象站名	冻结期 n_1	平均 $\bar{n}_1$	融化期 n_2	平均 $\bar{n}_2$	$\frac{\bar{n}_2}{\bar{n}_1}$	平均	备 注
风火山站	0.74~0.91	0.82	2.00~3.90	2.85	2.33~4.59	3.50	1976~1995 年统计
五道梁站	0.68~0.81	0.74	1.90~3.40	2.73	2.50~4.59	3.70	1981~1995 年统计
沱沱河站	0.70~0.90	0.79	2.01~2.43	2.23	2.23~3.26	2.83	1981~1995 年统计
平 均		0.78		2.60			

表 2 n 系数的平均值

表面材料	冻结期 n_1	融化期 n_2	$\frac{n_2}{n_1}$	备 注
混凝土	0.76	1.82	2.39	阿拉斯加资料
柏 油	0.71	1.70	2.39	阿拉斯加资料
砾 石	0.70	1.38	1.97	阿拉斯加资料

据中国科学院兰州冰川冻土研究所资料, 黏性土、砂砾石土和沥青表面融化期的 n 系数如表 3, 而边坡的 n_2 系数较之同类材料水平表面的 n_2 系数大 0.4 倍, 即边坡的 n_2 系数为水平表面 n_2 系数的 1.4 倍。

表 3 不同材料表面的 n 系数

表面材料	融化期 n_2	备 注
黏 砂 土	2.5	
砂砾石土	3.0	
沥 青	4.5	

综上所述, 表面的融化指数较之气温融化指数要大 2~5 倍, 甚至更高。而表面的冻结指数较之气温冻结指数要小, 一般为气温冻结指数的 0.6~0.9。

边坡在冻结期的 n 系数没有观测资料, 据美国陆军寒区研究与工程试验室资料, 朝北 45° 的铺砌表面 $n_1=0.9$, 据此推测, 边坡冻结期 n_1 系数的变化规律可能与水平表面相同。

2 路堤的冻结与融化深度

计算路基冻结和融化深度的方法很多。最简单的计算公式是均匀介质的斯蒂芬方程和多层介质的斯蒂芬方程以及修正的柏格隆方程。

斯蒂芬解是基于半稳态条件，它假定温度在各层中的分布是线性的；各层介质是均匀的；其初始温度为相变温度，即忽略了显热的影响。

这样从相变界面传导的热量就等于相变过程释放的热量。即：

$$\frac{T_f - T_s}{h} = Q \frac{dh}{dt} \quad (5)$$

式中 T_f ——土体冻结起始温度；

T_s ——上体表面的温度；

h ——冻结土体厚度；

λ ——冻结土体的导热系数；

Q ——土的体积潜热；

t ——时间。

积分（5）式，得到计算均质路堤冻结深度的斯蒂芬方程：

$$h = \sqrt{\frac{2\lambda t}{Q} I_{st}} \quad (6)$$

式中 I_{st} ——路堤表面的冻结指数， $I_{st} = \int_1^{t_0} (T_f - T_s) dt$ 。

计算多层介质路堤冻结深度的斯蒂芬方程为如下形式：

$$I_{st} = \frac{Q_n h_n}{24} \left(\sum R_{n-1} + \frac{R_n}{2} \right) \quad (7)$$

式中 Q_n ——第 n 层土的体积潜热；

h_n ——第 n 层的冻结深度；

R_n ——第 n 层土的冻结层的热阻；

R_{n-1} ——第 $(n-1)$ 层冻结层的热阻。

对于融化深度的计算，只需将融化期的参数取代冻结期参数即可。

从表面冻结指数、融化指数与气温冻结指数、融化指数的关系 $I_{st} = n_t I_{st}$ 和 $I_{st} = n_t I_{st}$ 可将斯蒂芬方程变成如下形式：

$$h_t = \sqrt{\frac{2\lambda_t}{Q} n_t I_{st}} \quad (8)$$

和

$$h_t = \sqrt{\frac{2\lambda_t}{Q} n_t I_{st}} \quad (9)$$

以及

$$n_t I_{st} = \frac{Q_n h_{st}}{24} \left[\sum R_{(n-1)t} + \frac{R_{st}}{2} \right] \quad (10)$$

$$\text{和} \quad n_i I_{\text{融}} = \frac{Q_{\text{融}}}{24} \left[\sum R_{\text{融}} + \frac{R_{\text{融}}}{2} \right] \quad (11)$$

式(8)、式(10)为计算路堤冻结深度,式(9)、式(11)为计算路堤融化深度。

在上面公式中,如果忽略 λ_i 和 λ_s 的差别,则冻结和融化深度仅随冻结指数和融化指数而变化,如果 $n_i I_{\text{冻}} = n_i I_{\text{融}}$,则认为冻结深度和融化深度相等。事实上,在冻结和融化的过程中,土体导热系数是要变化的。据冻上地区建筑地基设计规范资料,对细颗粒土(粉质亚黏土),当含水量在20%以下时, λ_i 与 λ_s 差别很小,且 $\lambda_i < \lambda_s$,当含水量在20%~35%时, $\lambda_i = (1.1 \sim 1.6) \lambda_s$,而对于粗颗粒土(砂砾土),含水量在3%~18%时, $\lambda_i = (1.1 \sim 1.6) \lambda_s$,其变化是不大的。所以在讨论路堤临界高度的年平均气温临界值时,为使问题简化,故忽略土体冻融过程 λ 值的变化。

3 路堤临界高度与年平均气温临界值

路堤临界高度的计算以经验公式和半经验公式为主。经验公式大多认为路堤临界高度是天然上限的函数,与天然上限是线性关系。而半经验公式是从一维传热的斯蒂芬方程出发,考虑路堤材料和天然地基土的特性(导热系数和体积潜热)以及天然上限和基底融化层的压密下沉特性等,得出适应一定范围的计算路堤临界高度的方程。这种半经验公式虽然考虑因素较多,计算结果较准确但计算参数较多,应用起来不大方便。故在工程设计中,多采用纯经验公式。

不论何种计算公式,其前提是认为在青藏高原多年冻土区,道路路堤均存在临界高度。不论是在多年冻土区的边缘地带还是在腹部地区,也不考虑年平均气温高低和路堤表面的特性,只要有多年冻土存在,临界高度路堤下的多年冻土上限就可维持不变或上升。事实并非如此,青藏公路的实践就充分证明了这一点。青藏公路自1972年开始铺设黑色路面,对青藏公路进行改建。在改建过程中,采用了路堤临界高度,以期维持多年冻土上限不变。但公路完工后,发现多年冻土上限下降严重,除个别地质冻土条件较好的地段外,路基大量下沉变形。从而不得不修正经验公式,提高路堤临界高度,对青藏公路全面进行整治。有的地段多次对路堤进行加高,其路堤临界高度已提高到2.0~2.5 m。路堤抬高后,多年冻土上限仍未停止下降。在许多地段路基下出现了融化夹层,多年冻土在剖面上已不衔接。这说明路堤临界高度不是在任何条件下都存在的。在青藏高原多年冻土区,只有满足一定条件的地段,填土下的多年冻土上限才能维持不变。也就是说,对于一定表面特性的路堤,只有年平均气温低于某一特定值时,路堤临界高度才存在。否则,临界高度是不存在的。

从路堤的冻结和融化深度的讨论中可知,当 $n_i I_{\text{冻}} = n_i I_{\text{融}}$ 时,路堤的冻结深度与融化深度相等。如果路堤冻结与融化深度等于路堤高度加上天然上限埋深时,则可认为多年冻土上限可维持不变。如果 $n_i I_{\text{冻}} > n_i I_{\text{融}}$ 时,则路堤的融化深度将大于冻结深度,这时,路堤基底地层中将出现融化夹层,多年冻土上限将下降,且随时间的延长,融化夹层加厚,与青藏公路许多地段出现的情形一样。也就是说,在这种情况下,路堤的临界高度是不存在的。

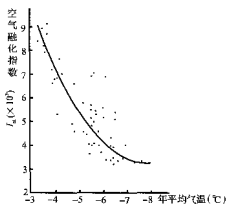


图2 融化指数与年平均气温的关系

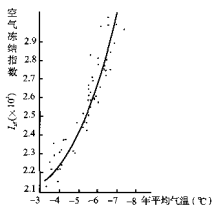


图3 冻结指数与年平均气温的关系

I_{af} 与 I_{df} 值的大小与年平均气温有着较为密切的关系。 I_{df} 随年平均气温的升高而减小，而 I_{af} 值随年平均气温的升高而增大。如图 2、图 3 所示。因此，可以认为一定的年平均气温对应有一定的气温冻结指数和融化指数。把 $n_1 I_{af} = n_2 I_{df}$ 中， I_{af} 与 I_{df} 所对应的年平均气温叫做路堤临界高度的年平均气温临界值。当年平均气温高于临界值时，路堤临界高度不存在，只有年平均气温低于临界值时，才有路堤的临界高度。

把式 $n_1 I_{af} = n_2 I_{df}$ 变成 $\frac{I_{af}}{I_{df}} = \frac{n_2}{n_1}$ 。

绘制 I_{af}/I_{df} 以及 n_2/n_1 与年平均气温的关系曲线图，两曲线的交点所对应的年平均气温值即是研究路堤临界高度的年平均气温临界值，如图 4 所示。

图 4 中 n_1 、 n_2 值是细颗粒土表面的观测值，从图中可以看出，对细颗粒土路堤，其临界高度的年平均气温临界值约为 -3.8°C 。

年平均气温临界值随表面的 n 系数而变化，即不同表面有不同的年平均气温临界值。如前所述，粗颗粒土的 $n_1 = 3.0$ ，黑色路面的 $n_1 = 4.5$ ，对于这两种材料的路堤，其临界高度的年平均气温临界值是不同的于细颗粒土的。据青藏公路调查资料，在昆仑山和风火山，黑色路面下

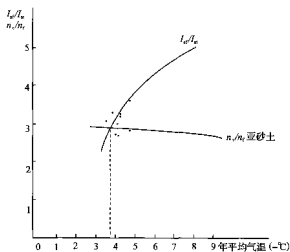


图4 年平均气温临界值的求算

多年冻土上限已稳定或上升，说明路堤临界高度是存在的，而楚玛尔高平原则不存在黑色路面路堤临界高度。据清水河 1978~1986 年 8 年的观测资料计算，该处 I_{af}/I_{df} 变化在 3.85~6.07 之间，平均 5.04，而黑色路面的 n_2/n_1 （设黑色路面的 $n_1 = 4.5$ ， $n_2 = 0.81$ ）为 5.56，大于 I_{af}/I_{df} 值，故黑色路面公路路堤临界高度应不存在，而昆仑山的 I_{af}/I_{df} 的值为 6.19，风火山约为 7.11，均大于黑色路面的 n_2/n_1 值 5.56，故黑色路面路堤的临界高度是存在的。该两处年平均气温分别是 -6.0°C 和 -6.3°C ，故黑色路面路堤临界高度的年平均气温临界值可能为 -5.5°C 。

左右。砂砾石路堤的 $n_1=3.0$, 设 $n_2=0.80$, 则 $n_1/n_2=3.75$, 与细颗粒土略有差别, 故其年平均气温临界值应在 -4.5°C 左右。

综上所述, 在青藏高原多年冻土区, 路堤临界高度是与一定的年平均气温对应的。在路堤设计中, 应根据设计地区的年平均气温值和路堤的表面特性来考虑路堤临界高度问题。

4 保持路堤下多年冻土上限不变的工程措施意见

在路堤临界高度不存在的地区, 如何保持多年冻土上限的稳定, 是高原多年冻土区筑路亟待解决的问题。在这些地区, 抬高路堤不但不能使多年冻土上限稳定, 反而有可能使路堤下融化深度增加, 使上限下降幅度增大。这是因为边坡面积的增加, 使路堤侧向传入的热量增多, 而路堤融化深度大于冻结深度的融化冻结过程将使路堤下融化夹层逐年加厚, 即使路堤较高, 也不能阻止多年冻土上限下降。所以, 在无路堤临界高度的地区, 线路拉坡定线时, 不必考虑路堤的最小高度, 在路基设计中, 只需考虑采取什么措施来防止多年冻土上限下降, 保持路基的稳定。

为防止多年冻土上限下降, 可供选择的工程措施是很多的, 这些工程措施归纳起来可以分为三类: 第一类是减少传入路基中热量的措施; 第二类是冷冻冻土地基, 增大其稳定性的措施; 第三类是改变路基结构, 增大路基对下沉变形适应性的措施。

第一类措施有: 边坡遮阳板 (减小太阳短波直接辐射, 从而减小辐射平衡量)、路基隔热层 (增大路基热阻, 减少传入基底热量)、改变路基表面特性 (降低 n_1 值, 减小表面融化指数, 如用细颗粒土覆盖路基表面, 边坡种草, 采用较陡边坡等) 等。

第二类措施有: 采用热桩等无源冷冻技术冷冻路基、抛石护道、通风路堤等。对于铁路路基可增大道砟层厚度, 改善路基冻结融化过程特性。

第三类措施有: 填石路堤、用粗颗粒土换填路基基底、路基中做砂砾石夹层等。

上述措施综合采用可收到较好效果。

(本文原登载于《冰川冻土》2000年第22卷增刊)

冻土区路基工程监测 关键技术研究

赵世运^{1,2} 张鲁新¹

(1. 青藏铁路公司, 青海 西宁 810007; 2. 青藏铁路建设总指挥部, 青海 格尔木 816000)

摘 要: 冻土路基工程的安全可靠性主要由温度和变形指标决定, 其工程效果通过对路基土体温度和变形的监测来实现。因此, 冻土区路基工程安全可靠性判断应该以长期监测数据为基础。建立路基工程监测的关键技术研究, 一要适合青藏高原严酷自然条件的监测方法和监测手段, 二要符合冻土学基本理论和冻土路基工程特点的数据分析方法。在此基础上, 建立冻土区路基工程安全可靠性监测系统, 确定监测系统应遵循的原则和功能、监测内容和监测方法, 通过对环境温度、路基土体温度监测数据的分析, 对路基工程做出科学分析和病害预警。

关键词: 冻土区; 路基; 监测; 安全可靠; 技术

冻土变化的能量来源来自太阳辐射影响下的环境气温变化, 工程结构物的介入改变了冻土生存环境, 使环境气温的影响过程变得复杂化, 最终导致冻土本身温度特征发生变化, 冻土热稳定状态发生改变, 从而影响了冻土路基工程的稳定性和长期安全性。这种冻土和冻土工程之间在环境气温条件下相互影响相互制约的过程, 是一个复杂的、缓慢的热学—力学过程, 主导因素是气温, 主要表现形式是冻土地温和工程建筑物变形。采用传热性能不同的一些路基工程结构和工程措施, 可以调控这个热学—力学过程的变化趋势, 使其向着有利于冻土稳定和有利于冻土路基工程安全可靠的方向发展。

1 冻土区路基工程安全可靠性分析

1.1 冻土温度和热稳定性

冻土学和工程冻土学理论认为, 冻土工程技术问题的关键和核心是冻土的热稳定性问题, 逐年变化的气温条件和冻土区修建铁路的工程活动破坏了冻土的天然热平衡状态, 改变了冻土的热稳定状态, 从而影响了冻土区路基工程的稳定性和安全性。多年冻土的年平均地温不同, 其热稳定性也不同, 天然条件下的多年冻土根据年平均地温的不同, 分为高温极不稳定多年冻土、

高温不稳定多年冻土、低温基本稳定多年冻土和低温稳定多年冻土四类。环境气温变化和工程活动对不同温度的多年冻土热稳定性影响有着很大区别。

冻土的温度(冻土年平均地温和不同深度的温度)是冻土热稳定性的标志性特征,多年冻土上限(最大季节融化深度)则是冻土热稳定性的表现形式,路基工程变形则是这种热稳定性的力学表现,也是冻土路基工程安全可靠性的工程表现。

1.2 路基土体冷生过程和路基变形

冻土区路基工程的稳定性标准也就是其安全性,是指在长期运营过程中,路基能够保持设计的几何尺寸,并且在垂直方向上发生的变形不影响铺设其上的轨面纵向保持一定的平顺性、横向保持一定轨面高差,从而保证列车安全运营。

冻土区路基变形问题受控于路基土体的冷生过程和冷生结果。铁路路基施工通过人为工程活动、填土自身蓄热或挖方改变散热面,给路基土体冷生过程带来大量外界热量影响,填土和挖方也改变了天然岩性、水分和地表形态,从而使土体冷生过程发生很大改变。这种改变指的是土体冷生过程处在动态变化中时,参与冻融变化土体形态处在动态变化中,导致不同阶段发生冻融变化的土体厚度增加,另外这种冷生过程最后表现的土体温度的差异,影响了路基基底下一定范围内冻土的压缩变形和长期蠕变变形,因而使路基变形处于不稳定状态。不同阶段土体冻胀、融沉变形、冻土压缩变形、冻土长期蠕变变形。这四类变形在路基土体冷生过程不同阶段发生不同变化。

冻土区路基工程设计和施工的指导思想,是采取具有不同传热传质特性的结构和工程措施,在建设期间能够将工程活动热扰动在最短时间内消散,最终形成的路基工程的传热效果能够维持甚至降低路基基底土体和多年冻土温度,力求达到保护冻土热稳定性从而保证路基稳定和安全可靠的目的。这种工程效果的检验则是通过对路基土体温度和变形的监测实现的。

1.3 冻土区路基安全性监测指标

冻土区路基工程的安全性主要由温度和变形两大类指标所决定。温度是安全性的根源,变形是安全性的表现。温度状态决定变形的发展,温度显示安全性发展的趋势,温度可以对路基安全性预警;变形是温度发展变化过程的结果。因此,温度和变形是冻土区路基安全性监测的主要内容。

冻土年平均温度,距离地表面 11~15 m 处的土体温度,当外界热量没有持续变化时,这个温度保持不变,冻土年平均温度越低,冻土热稳定性越好,它是衡量冻土热稳定性的关键指标,地表温度,是引起冻土热稳定性变化的能量来源的标志。土体冻结温度(0℃或稍低一些)等温线形态,决定冻土区路基横向变形差异,而低于这个温度的等温线位置和形态,它决定运营期间路基长期变形发展。未稳定的土体冻结温度(0℃或稍低一些)等温线形态,标识着冻融发展过程中路基土体发生冻胀融沉变形的土层厚度差异,稳定以后土体冻结温度(0℃或稍低一些)等温线形态,实际上是冻土人为上限形态,标识着长期冻融过程中路基土体发生冻胀融沉变形的土层厚度差异,它决定常年路基横向和纵向变形差异。

冻土区铁路路基无论是东西定向或南北定向,即使路基的几何形状关于路堤中轴线对称,但是由于路基坡向不同造成受热不均,使路基两侧表面温度均存在一定的差异;导致路基温度场形

态在冻融发展过程中和稳定状态下均表现出明显的不对称。一是表现为路基人为上限形态的不对称,实质上是路堤两侧季节融化深度存在一定的差异;二是冻融发展过程明显不同步,冻融发展过程中土体冻结温度(0°C 或稍低一些)等温线位置和形态不对称,也就是坡向不同时冻融深度不同,发生冻胀、融沉变形的时间和大小不同。在其他条件相同情况下,环境温度较低的地区坡向对路基温度场的影响较环境温度高的地区更大。

对冻土区路基工程安全可靠性的变形指标有融化季节路基表面总沉降变形、冻结季节的总冻胀变形、融化和冻结季节内路基左右路肩变形差异。

1.4 冻土区工程安全可靠性的影响因素

冻土区路基工程安全性主要由温度和变形决定,因而影响冻土路基土体温度和变形的因素也就成为路基工程安全可靠性的影响因素。这些影响因素主要有:

(1) 环境温度:由太阳辐射控制的环境气温是冻土区路基土体冷生过程的能量来源,地表温度是这种能量大小的重要标志,土体内部地温场形态(等温线分布形态)是这种能量作用的最终体现。

(2) 路基土体季节融化层含水量:路基土体的冻胀融沉变形和季节融化层内土体含水量有直接关系,随着大气降水变化和寒暖季土体冻结和融化发展过程,路基土体含水量发生着动态变化,直接影响不同季节路基变形。

2 冻土区路基工程安全性监测系统

青藏铁路冻土区铁路延长 547 km,其中路基工程 42 km。冻土区路基结构分为两大类,一类是基于主动降低土体温度的主动式结构,如片石气冷路基结构、热棒路基、遮阳棚路基;另一类是基于减少传入土体热量的被动式结构,如铺设保温板路基,土质路基。无论那一类路基,其工程安全性监测都是包括路基土体不同部位温度、环境温度和路基变形三部分内容。

2.1 监测系统布置原则和功能

青藏铁路通过的冻土地段的自然地理和冻土地质条件的复杂性和不同路基结构的传热过程传热效果的差异性,决定了路基工程安全可靠性的不同,因而建立冻土区路基工程安全性监测系统必须遵循以下原则:

- (1) 涵盖青藏铁路冻土区主要气候分区和典型地貌单元;
- (2) 包括各类路基工程结构和各种工程措施;
- (3) 病害发生潜在地段重点布设监测断面;
- (4) 冻土条件、区域地形地貌复杂的路段重点布设监测断面。

该系统功能作用主要体现在:为青藏铁路冻土区路基工程安全性评估提供数据,根据温度、变形指标进行病害预警,为判断青藏铁路冻土区工程状态和安全运营提供决策支持依据。

2.2 监测内容和监测方法

2.2.1 监测内容

(1) 环境温度监测。建立典型地段冻土气象站,监测气温、风速、风向、气压、降水量及强度、相对湿度、蒸发量、天然地面温度、太阳辐射等对冻土生存环境和路基传热过程有直接影响

的气象要素。

(2) 天然条件地温场观测。观测路基工程附近天然条件下季节融化层的动态, 天然地面温度(地表温度发展过程、年平均地表温度), 天然条件季节最大融化深度, 季节融化层底面温度变化和年平均温度, 冻土年变化深度和年平均地温, 天然条件地温曲线, 用以和路基监测断面进行类比。

(3) 路基地温场观测。左右路肩表面温度(表面温度发展过程、年平均地表温度), 路肩下最大季节融化深度, 季节融化层底面温度变化和年平均温度, 路基左侧坡脚最大季节融化深度, 季节融化层底面温度变化; 路基下原天然季节融化层温度, 路基下冻土年变化深度和年平均地温, 路基结构变化面温度变化和年平均温度(如块石层顶面和底面), 人为上限形成过程及其变化动态, 路基下地温曲线, 与区域天然条件地温场类比分析。

(4) 路基变形监测。监测冻融季节冻胀量和融沉量, 确定冻胀和融沉的发展趋势, 测定路基基底冻土蠕变变形以及发展趋势。

2.2.2 监测方法

研制应用两线输入型热敏电阻温度传感器和电磁式变形传感器, 通过能够在环境温度 $-40^{\circ}\text{C}\sim+60^{\circ}\text{C}$ 、湿度 $0\sim95\%\text{RH}$ 的条件下正常工作, 设置温度、湿度监测和非正常工作状态报警装置的数据采集设备进行温度、变形数据采集, 用青藏铁路专用 GSM-R 无线通讯系统进行无线传输和接收。

机箱按照防潮防水外壳设计, 达到 IP66 工业防护等级。可以将现场采集终端埋入地下 $0.5\sim1.5\text{m}$ 的地方长期工作。

2.3 监测系统建立

(1) 现场监测断面。青藏铁路冻土区路基工程安全可靠性监测系统, 包括自动气象站 4 处; 路基土体温度监测断面 66 处, 左右路肩变形监测断面 66 处, 见图 1。每个地温监测断面包括天然地面地温场监测站(深度 20m 的 1 个监测孔, 孔内设置 36 个温度传感器)和路基地温场监测站(路基坡脚和路肩 3 个深度 20m 的监测孔, 每个孔内设 36 个温度传感器)。

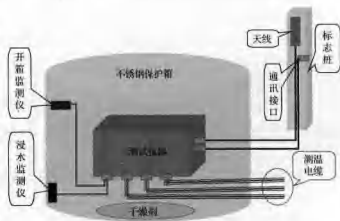


图 1 路基工程安全可靠性现场监测站示意图

(2) 数据采集。数据采集格式与数

字路基空间数据库格式兼容, 126 路热敏电阻模拟输入通道, 采集速率为 6 次/s, 采样间隔和采样时刻可调; 能按照规定的时间实现自动测量和数据存储, 为防止数据丢失现场信号采集模块能存储三个月的采集数据, 具有直接下载采集数据的功能。

(3) 数据自动远程传输。数据采集仪发射口与 GSM-R、GPRS、CDMA 兼容, 能实现利用 GSM-R 网络将现场的采集数据自动传输到主监测中心, 并具有自动传送、实时传送、系统预约、

系统状态信息发送的功能。

(4) 数字路基平台。采集数据进入数字路基平台进行自动分析处理。数字路基平台由冻上和冻土工程基础信息数据库、青藏铁路冻土区路基工程空间数据库(含数字化地形图、变形数据、地温数据、气象数据)冻土热稳定性分析决策支持系统、路基安全可靠性和决策支持软件组成。

3 冻土区路基工程安全可靠监测数据分析

环境温度和冻土上路基不同深度土体温度揭示了冻土区路基工程这种冷生结构物与自然环境之间的传热条件、传热过程和传热结果。对这些温度特征数据的监测和分析,可以对冻土区路基工程的安全可靠性及发展趋势做出科学的判断,为铁路运营和病害预警提供数据支持。

(1) 环境温度数据分析。主要分析年平均气温、气温的年较差、气温的冻结指数和融化指数;这些是天然条件下多年冻土生存和发展的客观条件,同时还是路基工程传热特征及其工程效果的客观条件,这些温度特征的多年变化趋势也揭示了天然条件下多年冻土和工程条件下多年冻土发展的能量条件,对判断路基工程的长期可靠性具有前瞻性。

(2) 路基土体温度数据分析。地表温度是环境温度影响多年冻土的直接能量标志,主要分析年平均地表温度和地表土体的冻结指数和融化指数。多年冻土年平均温度一般是指地表以下10~15 m处的土体温度,它的变化是缓慢的、长期的,但是一旦多年冻土年平均温度升高,意味着路基基底多年冻土热稳定性已经被破坏,路基工程的安全可靠性受到威胁。

路基土体温度为 0°C 或稍低于 0°C (土体冻结或融化温度)的最低位置,也就是多年冻土上限位置,是路基工程稳定性的重要条件,其上土体厚度是发生变形的土层厚度,另外上限以下多年冻土是冻土发生压缩变形和长期蠕变变形的主要区域,上限位置和形态对冻土区路基变形总量和变形差异起着决定性作用,见图2。

沿深度某一时刻地温曲线的类型(吸热、放热、过渡)表征这一时刻土体所处的状态(吸热状态还是放热状态),沿深度年平均地温曲线的类型(吸热、放热、过渡)表征土体全年热周转的结果使土体所处的状态(吸热状态还是放热状态),决定不同路基结构下面的多年冻土发展趋势(保持、退化和发展),也决定了发生冻胀融沉变形的土层厚度变化趋势,以及路基工程长期安全可靠性的变化趋势,见图3和图4。

每年融化季节和冻结季节路基融沉变形和冻胀变形总量以及横向变形差异,都直接影响列车运行的安全可靠。一定运行速度对轨道平顺性和轨面高差有一定要求,而这些对路基变形总量和横向变形差异也有一定要求。

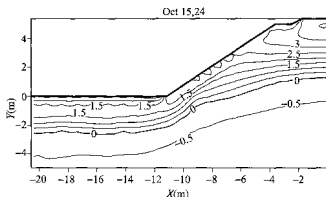


图2 路基土体最大融化深度时温度场(0°C 等温线位置和形态对路基变形影响很大)

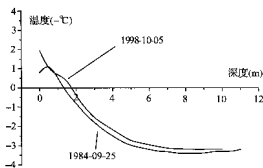


图3 过渡型地温曲线表示路基基底多年冻土热稳定性受到破坏,路基安全可靠受到威胁

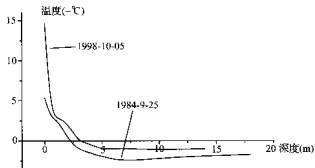


图4 散热型地温曲线表示路基基底多年冻土热稳定性和路基安全可靠没有受到威胁

4 结 论

(1) 冻土区路基工程和冻土之间相互作用过程是一个复杂的热学—力学过程,这个过程以温度为主导,以路基变形为工程表现形式,因而冻土区路基工程的安全可靠性判断应该以长期监测数据为基础。

(2) 冻土区路基工程安全可靠性的长期监测关键技术,一是适合青藏高原严酷自然条件的监测方法和监测手段,二是符合冻土学基本理论和冻土路基工程特点的数据分析方法。

(3) 冻土区路基工程的安全可靠性首先取决于工程周围和工程基底多年冻土的热稳定性,其次取决于发生变形的路基填土厚度及其基底融化层厚度。因此,路基顶面以下不同深度地温监测和年际冻融季节时段路基土层变形监测是冻土区工程长期可靠性监测的主要指标。

(4) 自动观测多年冻土地温和路基变形,能够实现数据无线传输的监测系统方案,并已经在青藏铁路现场实施。

(5) 判断冻土区工程安全可靠性监测数据的分析方法,主要是以现时温度数据为依据,以多年温度统计分析的温度变化趋势为引导,路基变形为标志,对冻土区工程安全可靠性做出科学分析和病害预警,这些对青藏铁路建设和运营都具有一定理论指导作用。

青藏铁路冻土区路基地温场变化 对路基稳定性影响分析

张鲁新^{1,2} 原思民² 韩利民^{2,3}

(1. 青藏铁路建设总指挥部, 青海 格尔木 710043;

2. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044; 3. 中铁十八局集团公司)

摘 要: 青藏铁路冻土路基变形问题主要受路基土体温度场形态的影响和控制, 并在一定荷载作用下表现出不同变形特征。通过路基地温场变化对路基稳定性影响的分析, 认为填土路基变形主要由季节融化层土体冻胀融沉变形、冻土压缩变形、冻土长期蠕变变形组成。观测结果显示, 路基变形规律与冻融过程和地温场形成过程吻合; 路基变形的变化趋势取决于路基地温场主要形态特征的变化, 即路基人为上限位置和形态、季节融化层底面年平均温度、填土路基地温曲线类型的变化。控制路基变形, 必须控制路基地温的形态特征, 而一定的工程活动和路基工程结构可以控制地温场形成过程和最终形态, 从而保证冻土区路基的稳定。

关键词: 青藏铁路; 多年冻土; 路基; 稳定性; 分析

冻土区修建铁路的工程活动改变了冻土层的天然热平衡状态, 削弱和破坏了冻土的热稳定性, 从而影响到路基的稳定性。工程冻土学理论认为, 这种热学问题的力学表现归根结底是路基变形问题。经典土力学理论和工程实践证明, 一般路基土体变形和路基的稳定性受荷载作用下土体压密过程的控制, 青藏铁路冻土路基工程的变形问题则主要是受路基土体(包括基底以下)热稳定性影响和控制, 并在一定荷载作用下表现出不同变形特征。因此, 冻土区筑路技术问题的核心从工程角度来讲, 就是通过特殊工程措施保证路基土体和基底多年冻土的热稳定性, 从而使铁路路基使用期间, 都在允许范围内。

1 土体冻融过程特征的工程意义

1.1 天然状况下土体冻融过程

天然状态下处于长年冻结的多年冻土层, 其上表层由于受到太阳辐射热年际变化的作用, 形成了寒、暖季的交替作用。暖季太阳的辐射能加热地表而形成一定融化厚度, 称季节融化层, 该

层寒季冻结与下伏多年冻土层衔接（隔年层及不衔接多年冻土除外），周而复始形成了季节冻融过程。地表性状的不同，接受太阳辐射导致地表以上土体温度变化过程和形成温度场形态不同，而土体中水分的存在，在季节冻融过程中导致体积发生变化，使土体本身产生冻胀和融沉变形。

天然状况下土体冻融过程具有工程意义的主要特征：多年冻土的季节融化层、季节融化过程的阶段性、与上层的温度状况密切相关的水分迁移和最终形成的天然状况下土体温度场类型。

对路基工程的设计和路基稳定性判断最重要的是冻土层地温曲线形态，冻土层在其生命的不同时期地温曲线状态在不断变化，这种变化提供了冻土层演变过程的信息，它反映了冻土层生成、存在环境和发展趋势。铁路工程修建后，冻土温度场及其状态又是评价冻土地基稳定性和工程措施效果的重要依据。

根据对青藏铁路冻土区温度状况研究，地温曲线分为正梯度型地温曲线、负梯度型地温曲线、零梯度地温曲线和扭曲型地温曲线 4 类。从长期运营观点出发，冻土层地温状况为正梯度型地温曲线时，冻土层处于散热状态，有利于冻土层生存发展；负梯度型地温曲线则不利于冻土生存和发展；零梯度地温曲线处于过渡状态而扭曲型地温曲线处于不稳定状态。

经典土力学理论和工程实践证明，一般路基土体变形和路基的稳定性受荷载作用下土体压密过程的控制，青藏铁路冻土路基工程的变形问题则主要是受路基土体（包括基底以下）温度场形态影响和控制，并在一定荷载作用下表现出不同变形特征。

1.2 填土路基土体冻融过程和路基变形

1.2.1 填土路基土体冻融过程一般规律

冻土区填土路基是横亘地面的条带状冷结构，路堤修筑时填土带给基底热量，路堤自重作为基底土体的附加应力，压缩了基底季节融化层，改变了它的结构，并改变了它的物理、热物理性质，引起融化压缩变形。而不同路基坡面的水平热流对堤身的加热增加了堤身的热储，打破了原地层的能量年周转格局。当填土所增加的热阻不足以抵消堤身的吸热效应时，就会引起基底多年冻土的融化，形成热融槽，影响路基的稳定；当路堤高度足够时，填土所增加的热阻，也就是堤身土体消耗掉大量的热量，改善了基底的热状态。如果路堤高度低于当地气候的潜在冻结能力，就将在基底范围内季节融化层中形成与多年冻土衔接的新的冻土，经过一个以上的冻融循环形成其稳定的冻土上界时称为路基人为上限，图 1 即为填土路基冻融过程。

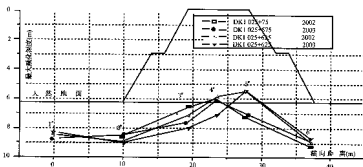


图 1 路基基底多年冻土上限（最大季节融化深度）
路基基底多年冻土发展过程（不同颜色折线）

1.2.2 伴随土体冻融过程发生的路基变形

填土路基冻融过程中,对路基变形最有意义的是季节融化土层厚度的变化。它影响了路基阶段变形量、最大变形量和横向变形差异。冻融发展过程影响了路基变形发展过程,路基人为上限的形态决定了填土路基稳定以后发生冻胀融沉变形的土体厚度,决定了最大变形总量和纵向、横向变形差异。

冻土区填土路基变形分为季节融化层土体冻胀融沉变形、冻土压缩变形、冻土长期蠕变变形三大组成部分。施工建设期间主要发生的是季节融化层的冻胀融沉变形,长期运营期间则是由这三部分组成。

1.2.3 冻土区路基变形观测结果

自2002年9月参与布置和观测青藏铁路冻土区路基变形,先后布置监测了3052个断面,取得358571个路基变形数据,其中将近一半路基监测断面经过3个冻融过程的监测,其余断面也经过了2个冻融过程的监测。自2002年布置施工期变形监测网至今已经进入第三个冻融循环。冻土区路基变形数据从初期最大20~30 cm的变形到中期最大5~10 cm,以及最近稳定在2~5 cm,见图2,变形规律基本与上述冻融过程和地温场形成过程相吻合。冻融过程不同阶段发生季节冻融的土层厚度变化不同,因而冻胀融沉变形也各不相同。根据上述冻融发展阶段热量影响和地温场形成过程,从另外一个角度,即热量影响的角度分析变形。

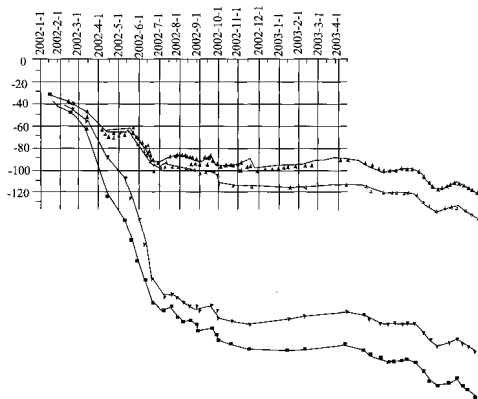


图2 路基变形发展过程实测曲线

(1) 填土蓄热和施工热量影响阶段。由于路堤修筑改变了上体散热条件,施工期间工程活动对冻土环境和冻土本身热影响,填土自身热量等不能及时消散,在冻结季节冻土天然上限以上土体不能及时冻结,冻土本身受到扰动产生部分融化,从计算和实测数据看出,高温冻土区(楚玛尔河地区、沱沱河盆地等)路基变形一般较大。而低温冻土区由于气候冻结能力和冻土地温等因素影响,填土蓄热和施工热量影响在第一个冻结期就大大削弱,冻土天然上限以上土体能够及时冻结,冻土本身受到扰动较小,低温冻土区(昆仑山区、风火山区等)实测变形数据一般较小。根据楚玛尔河路基 DK1 045+000 断面的计算,当高温冻土区上限在 1.5~2.1 m,活动层为粉细沙土,含水量在 18% 左右,路基高度 5~6 m (块石层 1.2 m) 时,活动层沉降量 10~12 cm,冻土融化压缩的沉降变形 10~14 cm。该断面实测变形 18 cm,类似地段观测变形 18~27 cm。低温冻土区(昆仑山区、风火山区等)典型地段实测变形数据一般在 5~10 cm 左右。

(2) 填土蓄热和施工热量影响削弱地温场形成过程阶段。经过一个冻融循环以后,填土热量削弱,气候条件和冻土条件不同的冻土区路基地温场呈现不同特征,气候冻结能力较强的低温冻土区,依靠外部气候条件和冻土自身冷量以及主动冷却路基结构基本抑制了填土蓄热和施工热量影响,多年冻土上限开始上升,发生冻融的土层厚度减小,上限附近冻土温度降低,路基变形大幅度减小(如五道梁地区、昆仑山区、风火山区第二年路基变形一般减小到 5 cm 左右)。

气候冻结能力较弱的高温冻土区,依靠外部气候条件和冻土自身冷量以及主动冷却路基结构继续削弱填土蓄热和施工热量影响,融化的多年冻土开始冻结,发生冻融的土层厚度不再增加,上限附近冻土温度仍然较高,路基变形一般减小到 10 cm 以下(据楚玛尔河地区、沱沱河地区、通天河地区观测数据)。

(3) 地温场形态稳定阶段。经过几个寒季暖季交替以后,冻土区路基地温场都在逐渐稳定形成,但是气候条件和冻土条件不同的冻土区路基地温场主要特征呈现不同程度变化。气候冻结能力较强的低温冻土区,多年冻土上限一般上升幅度较大(据 2003 年 11 月部分路基钻孔数据,五道梁地区多年冻土上限上升 2~2.5 m 左右),部分地段(气候条件、冻土条件、路基结构不同)多年冻土上限甚至于上升到天然地面以上(据五道梁地区钻孔数据),而且原来天然上限附近冻土温度比原来有所降低,这些变化使路基变形稳定在 2 cm 左右(五道梁地区、昆仑山区、风火山区 2004 年观测数据绝大部分都在 2 cm 左右)。气候冻结能力较差的高温冻土区,多年冻土上限一般上升幅度较小,一般在 0.4~2.0 m 之间(楚玛尔河地区 2003 年 11 月钻孔资料和试验段部分资料),部分地段(气候条件、冻土条件、路基结构不同)多年冻土上限位置没有变化,天然上限附近冻土温度较高(楚玛尔河和通天河地区钻孔数据),这些地段路基变形一般在 2~5 cm 之间(据楚玛尔河地区观测数据)。

观测路基变形数据的发生发展规律验证了上述对路基冻融过程中季节融化层发生发展规律的分析,证明了路基变形是土体冻融过程这种热学变化的力学体现。另外还说明这一热学过程自然要受到不同气候条件和冻土条件以及路基结构传热条件的影响。

2 填土路基地温场形态对路基稳定性影响分析

2.1 路基人为上限位置和形态

天然地面以下土体冻结温度（因为土体矿化度不一，可能是 0°C 或稍低一些温度）等温线位置，实际上是多年冻土天然上限位置，路基表面以下土体冻结温度等温线位置，是土体冻融交界面的位置，经过几个冻融循环以后，这个位置相对稳定，成为路基人为上限的位置，也是土体发生冻融变化土层最大的厚度。冻融过程未稳定以前，它的位置不稳定，经过几个冻融循环以后，它的位置逐渐稳定，路基最大变形也相对稳定。冻融过程未稳定以前，土体冻结温度等温线形态，决定不同阶段和不同位置路基土体发生冻胀融沉变形的土层厚度，也即变形发生过程中变形差异；稳定以后土体冻结温度等温线形态实际上是冻土人为上限形态，它决定最终路基横向和纵向变形差异。

2.2 季节融化层底面年平均温度

季节融化层底面年平均温度，也称季节融化层底面的年平均温度，指的是冻融交界面附件土体温度，是下部多年冻土生存状态的一个主要判别条件，也是判别季节融化类型（过渡和稳定），或者说是判别路基变形稳定的一个重要条件。

多年冻土年变化深度范围内（地表以下 $10\sim 15\text{ m}$ ），温度变化最不稳定的土体在上限附近，即冻融交界面附近，它的温度还决定其下冻土压缩变形和冻土蠕变变形的大小。这部分变形是路基长期变形的主要组成部分。

2.3 填土路基地温曲线类型和发展趋势

填土路基地温曲线类型和天然状态地温曲线一样，也是分为正梯度型地温曲线、负梯度型地温曲线、零梯度地温曲线和扭曲型地温曲线四类。从长期运营观点出发，冻土地温状况为正梯度型地温曲线时，冻土层处于散热状态，有利于冻土层生存发展，路基变形比较稳定；负梯度型地温曲线则不利于冻土生存和发展，路基变形有增加的趋势；零梯度地温曲线则处于中间状态，而扭曲型地温曲线处于不稳定状态，这些都不利于冻土区路基的稳定，见图3~图5。

沿深度某时刻地温曲线的类型（吸热、放热、过渡）表征这一时刻土体所处的状态（吸热状态还是放热状态），决定了某一阶段路基变形状况；沿深度年平均地温曲线的类型（吸热、放热、过渡）表征土体全年热周转的结果使土体所处的状态（吸热状态还是放热状态），决定长期运营期间路基变形的状况。因为，沿深度年平均地温曲线的类型决定不同路基结构下面的多年冻土上部发生冻胀融沉变形的土层厚度变化趋势，即路基变形变化趋势。

3 地温场形态决定了冻土区路基变形变化趋势

冻土区路基变形发展趋势取决于路基地温场主要形态特征的变化趋势，即路基人为上限位置和形态、季节融化层底面年平均温度、填土路基地温曲线类型的变化趋势。

不同冻土地温分区和不同气温条件，主导了上述这些变化趋势。

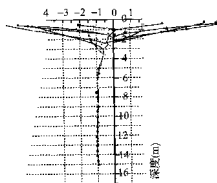


图3 典型散热型地温曲线

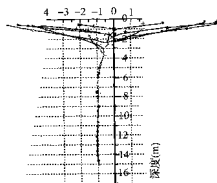


图4 过渡型地温曲线

3.1 低温冻土区路基地温场变化趋势

目前低温冻土区土体冻结温度 (0°C 或稍低一些) 等温线位置, 也即人为上限位置正在稳定在接近地表面甚至于升高到路基本体内的位置, 原来多年冻土上限附近冻土温度正在降低, 路基变形已经稳定, 今后变形将主要发生在路基本体内, 因此变形值很小, 可以稳定在 2 cm 左右。

年平均地温变化曲线一般是散热型曲线, 今后抵御气温升高保护冻土的能力较强, 不会突发灾难性路基变形。

3.2 一般高温冻土区路基地温场变化趋势

一般高温冻土区土体冻结温度 (0°C 或稍低一些) 等温线位置, 也即人为上限位置正在缓慢上升, 相应的路基变形正在趋于稳定。由于地表到冻融界面 (人为上限实际上还没有形成) 之间发生冻融变形的土体厚度正在减小, 而且多次发生冻融变形后土体密度由松散变得较为密实, 路基变形值比较小, 一般可以稳定在 $2\sim 5\text{ cm}$ 之间。

年平均地温曲线一般是梯度较小的散热型曲线, 抵御气温升高保护冻土的能力虽然较低温冻土区弱, 但是由于由于土体冻融过程“零点幕”现象的存在, 一般也不会发生灾难性路基变形。

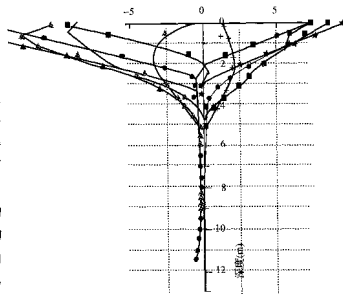


图5 典型吸热型地温曲线 (下部)

3.3 年平均气温较高的盆地冻土区路基地温场变化趋势

年平均气温高于 -4°C , 尤其是年平均气温在 -3°C 左右的一些盆地冻土区, 尽管采取一些块石路基结构和碎石护坡措施, 多年冻土上限变化不明显, 上限附近冻土温度较高接近 0°C , 地表

到天然上限之间发生冻融变形的土体厚度虽然没有明显变化,但是由于该部分土体多次发生冻融变形后土体密度由松散变得较为密实,路基变形值也在逐渐减小。

年平均地温曲线一般是过渡型曲线,抵御气温升高保护冻土的能力较弱,一旦热量积累达到一定范围,虽然土体冻融过程“零点暮”现象的存在对发生灾难性路基变形有一定抵御能力,但是在高含冰量地段发生灾难性路基变形的可能性是存在的。

3.4 冻土区低路堤地温场变化趋势

在越岭地段和其他一些地段,受线路纵向坡度控制,路基无法达到合理设计高度,形成冻土区一些低路堤地段,这些地段路基一般铺设了保温板和其他措施。

低路堤本身保护多年冻土的作用是有限的,一般来讲,这类路基结构如果不提前采用诸如热棒、遮阳板等工程措施增加地中冷量储备,它的地温场在多年冻土上限位置、上限附近冻土温度、年平均地温曲线类型方面都会发生不利于保护冻土的变化,特别是高含冰量地段如果存在低路堤,一定要提前进行工程措施防护。

4 冻土区主要路基结构对路基地温场形态的影响

冻土区填土路基地温场和路基变形的分析可知,若控制路基变形,必须控制路基地温场形态,也就是针对上述三个地温场形态特征,以“冷却地基土体”的技术路线确定路基结构,抬高路基人为上限位置,使人为主上限形态趋近于平滑状,降低冻土层和季节融化层底部温度,使地温曲线向放热型发展,保护了多年冻土,减少路基变形,使冻土区路基在稳定中运行。

目前,青藏铁路冻土区路基所采用的三种主要结构形式,即块石层路基、热棒路基和碎石护坡路基结构,从工作机理上讲都是根据自身结构特征,实现了主动降低土体温度的效果,从观测结果上都使地温曲线成为散热型,路基变形都趋于衰减稳定。

5 结论

冻土区路基地温场的变化和最终稳定形成是一复杂的热学过程,它主导了路基稳定性的工程表现——路基变形的发生和发展。通过一定的工程活动和路基工程结构可以控制地温场形成过程和最终形态,因而也可以控制伴随整个过程发生的路基变形,保证冻土区路基过程的稳定。

(1) 冻土区线路纵向上地温场的差别(冻土人为上限差别)造成路基纵向变形总量差,最终造成线路轨道不平顺横向地温场不对称造成横向变形差异,最终导致轨道高差不一直,这些都是路基稳定性影响冻土区线路正常运行的表现。

(2) 控制冻土区路基工程施工期外界热量传入,可以减少对多年冻土热扰动,减少施工初期路基变形,缩短进入稳定的冻融循环时间。

(3) 采用能够主动降低地基土体温度的路基结构(块石气冷路基、热棒路基、遮阳板路基)可以控制路基地温场形态(抬高冻土上限、降低季节融化层层面年平均温度、降低冻土层温度),从而减少因为这些因素造成的路基变形。

(4) 路基坡向不同造成的地温场形态上的不对称,可以采用几何尺寸不对称的路基结构纠正,从而可以减少由于地温场不对称造成路基横向变形差异。

青藏高原多年冻土区冷却路基 技术现场实效监测研究

马 巍 吴青柏 张鲁新

(中国科学院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘 要: 为对比分析不同地温条件下块石路基基底冻土的变化状态, 在青藏高原清水河地区设立块石路基试验段, 选用块石护坡、通风管路堤和块石路堤等冷却路基技术进行现场试验工程, 并分别在楚玛尔河高平原、风火山、可可西里和布曲河阶地布设了监测断面, 对多年冻土年平均地温、多年冻土天然上限, 以及填土高度、块石层厚度、路基高度等工程参数进行监测。经过观测数据分析, 块石护坡对调节路基温度有着较好的调节作用; 通风管埋设于路堤下部对调控冻土温度起显著作用; 块石层的存在有利于冷量传入路基基底, 降低基底地温, 抬升冻土上限。结果表明, 块石护坡、通风管和块石路堤均具有一定的调节降温作用。

关键词: 冷却路基措施; 多年冻土; 青藏铁路; 工程监测

国内外许多施工实例及试验、数值模拟均表明块(碎)石作为一种价格低廉、施工方便的路基材料, 由于其大孔隙中空气的 Balch 效应, 由该种材料组成的各种结构路堤均能不同程度地抬升多年冻土上限, 且能降低地温。同样, 通风基础的应用在国内冻土地区已经十分普遍, 其热学计算在国家行业标准《冻土地区建筑地基基础设计规范》中有所规定, 青藏高原风火山地区也曾进行过试验研究, 但对通风路基的研究资料却十分有限。国内曾开展的大型室内模型试验结果表明, 通风路基在工程应用中是可行的。虽然这些问题已在不同的国家进行了不同程度的研究, 取得了相当好的研究成果, 但作为高海拔、高温多年冻土区应用, 还未见任何报道。

国家自然科学基金重大项目 (90102006)

“973” 国家重点基础研究发展规划项目 (2002CB412704)

中科院知识创新工程重大项目 (No. KZCX1-SW-04)

1 试验场地及测试断面布设

块石护坡和通风管路堤试验段位于青藏高原北麓河盆地南部。区域年平均气温 -5.2°C ，年平均风速 4.10 m/s ，主导风向为NW。多年冻土上限为 $1.9\sim 2.1\text{ m}$ ，年平均地温为 $-0.9^{\circ}\text{C}\sim -1.6^{\circ}\text{C}$ ，为厚层地下冰地段。块石路基试验段位于青藏高原清水河地区。该地区年平均气温 -4.2°C ，年平均风速为 4.5 m/s ，主导风向为NE，多年冻土上限为 $2.0\sim 2.5\text{ m}$ ，年平均地温 $-0.7^{\circ}\text{C}\sim -0.9^{\circ}\text{C}$ ，为多冰和富冰冻土地段。为了对比分析其他地温条件下块石路基基底冻土的变化状态，分别在楚玛尔河高平原、风火山、可可西里和布曲河阶地布设了监测断面。

1.1 块石护坡

块石护坡试验段选址在里程DK1 141+300~DK1 141+395，路堤高度为 $4.1\sim 4.9\text{ m}$ ，路基最大宽度为 25 m （包括护道部分）。在护道两侧铺设两种不同粒径的块石层，粒径分别为 $5\sim 8\text{ cm}$ 与 $40\sim 50\text{ cm}$ ，厚度均为 80 cm 。观测断面位于里程DK1 141+324和DK1 141+374.47。观测孔位置分别位于路基左坡脚、左护道中、中心孔、右护道中、右坡脚和天然地面。另在DK 1 140+880布设一对比观测断面。

1.2 通风管路堤

通风管路堤试验段选址在里程DK1 141+000~DK1 141+300，DK1 141+000~DK1 141+200段路堤高度为 3.12 m ，DK1 141+200~DK1 141+300段路堤高度为 2.8 m ，路基最大宽度为 25 m （包括护道部分）。通风管横向铺设，铺设时纵向净间距为两倍管径。铺设情况如表1所示。每个路段中部各布置一个监测位，其一为通过通风管中轴线横断面，每个断面3个测温孔（通风管中心点下、两侧路肩中心通风管下）；其二为两通风管间中间的断面，每个断面设5个测温孔（路堤中心，两侧护道或路肩中心和两侧坡脚处）。另在DK1 140+880布设一对比观测断面。

试验路基测温孔深度分别为：路基中心孔 20 m ，左、右护道两孔 12 m ，左、右两坡脚孔 10 m ，距离右护坡坡脚 10 m 处天然地面孔 18 m 。在各钻孔内埋设相应深度的镀锌铁管，然后在管内沿深度方向布设温度探头，测温精度为 $\pm 0.05^{\circ}\text{C}$ 。

表1 通风路堤试验段分段试验里程划分

埋置深度 (m)	试验内容	试 验 分 段		管径 (m)	管间距 (m)
		里程	长度 (m)		
路堤中部	钢筋混凝土管	DK1 141+000~DK1 141+050	50	0.3	0.6
路堤中部	钢筋混凝土管	DK1 141+050~DK1 141+100	50	0.4	0.8
断地面 0.5	钢筋混凝土管	DK1 141+200~DK1 141+250	50	0.3	0.6
距地面 0.5	钢筋混凝土管	DK1 141+250~DK1 141+300	50	0.4	0.8

1.3 块石路堤

块石路堤试验段选址在里程DK1 025+550~DK1 025+650。路基填高 6.3 m ，路基最大宽度为 25 m （包括护道部分）。在路基填筑前先填筑 30 cm 厚的砾砂垫层，其上填筑厚度为 1.5 m 的块石，粒径为 $20\sim 40\text{ cm}$ ，在块石层顶部铺筑一层圆砾石垫层，厚度为 30 cm ，垫层上铺设一层防渗土工

布。路基本体用粗颗粒土填筑。观测断面位于里程 DK1 025+575, DK1 025+625 对观测断面。每个断面布置 6 个测温孔, 路基中心 1 个, 两侧路肩处各 1 个, 两侧坡脚处各 1 个, 天然孔 1 个。

在青藏铁路沿线选择了 4 个块石路基的监测场地, 分别在块石路基布设了路基中心孔、路肩孔和天然孔冻土温度场监测断面(见表 2)。

表 2 块石路基工程效果的监测断面

地 点	多年冻土年平均地温 ($^{\circ}\text{C}$)	多年冻土天然上限 (m)	工程设计参数		
			填土高度(m)	块石层厚度(m)	路基高度(m)
楚玛尔河	-1.41	2.80	1.8	1.2	3.0
可可西里	-2.64	1.80	2.68	1.2	3.88
风火山	-2.23	1.5	5.35	1.2	6.55
布曲河阶地	-0.34	2.40	1.8	1.2	3.0

2 观测结果分析

2.1 块石护坡

图 1 中 a、b 分别为不同时间粒径 5~8 cm 的块石护坡路基的地温剖面图。从图中可以看出, 2003 年此块石护坡路基下 0°C 等温线已基本到达原天然地表处, 比 2002 年同期相比略有抬升, 当然这种抬升部分依靠消耗下部土体的冷能来实现, 这也可以从其下部等温线呈下凹形态上反映出来, 说明路基下温度场仍处在不稳定状态。图 1 还表明阴坡护道下的 0°C 等温线高于阳坡护道下的 0°C 等温线, 呈现出不对称的分布形态, 说明路基此时依靠自身还不能使 0°C 等温线处于完全的对称状态。图 2 中 a、b 分别是不同时间粒径 40~50 cm 块石护坡路基的地温剖面图, 两图中可以看出从 2002 年 10 月到 2003 年 10 月, 路基阳坡下 0°C 等温线有较大幅度的抬升, 而在路基中心下 0°C 等温线已基本达到原天然地表处, 与粒径 5~8 cm 的块石护坡试验段相似的是, 阴坡护道下 0°C 等温线的位置高于阳坡护道下的 0°C 等温线, 0°C 等温线的抬升依旧要消耗下部土体的冷能。

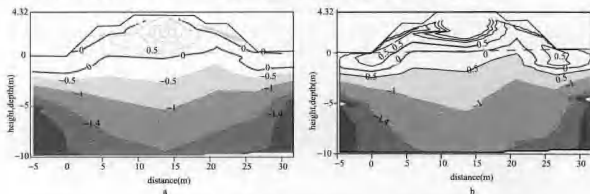


图 1 粒径为 5~8 cm 的块石护坡试验段的地温剖面图

(a: 2002-10-19; b: 2003-10-19)

图3中a、b分别是不同时间普通路基的地温剖面图,与2002年相比,2003年路基下 0°C 等温线在路基中心偏右侧(阴面)有抬升, 0°C 等温线不对称现象较为明显,很可能为冻土路基病害的发生带来隐患。对比三处试验段同一时间地温剖面图,可以看出普通路基在路基本体部分有着较高的地温分布,说明块护坡对路基本体有着较好的调节作用,即降低路基内部土体的温度,使路基朝着有利于稳定的一面发展。

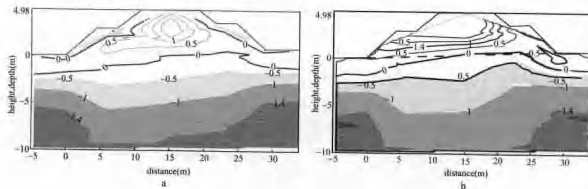


图2 粒径为40~50 cm的块石护坡试验段的地温剖面图

(a: 2002-10-19; b: 2003-10-19)

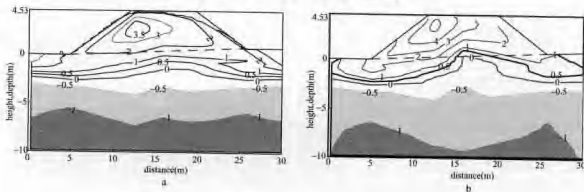


图3 普通路基试验段的地温剖面图

(a: 2002-10-19; b: 2003-10-19)

块石护坡调节路基温度将是一个长期的过程。首先通过在路基边坡上增设片石、碎石层,依靠内部孔隙中空气对流降温机理及块石层的遮阳作用,改变路基边坡温度边界条件,最终影响路基内部温度的变化。图4、图5分别是不同粒径下阳坡和阴坡块石层下0.7m地温比较曲线。从这些曲线可以看出,暖季5~8 cm块石下地温低于40~50 cm块石下地温,而冷季40~50 cm块石下温度要明显低于5~8 cm块石下的温度。2002年暖季5~8 cm块石层下地温低于40~50 cm块石层下地温,在随后的冻结期内大块石层下的地温明显低于小块石层下的地温,但是这种低温是以快速降温与快速升温而结束,并没有使低温保持长久,也没有储备过多的冷能。2003年暖季,大块石层下温度仍略低于小块石层下的温度。通过以上分析可以看出,暖季小块石层具有较好的热屏蔽作用,冷季大块石层具有较好的降温制冷作用。同时经过一个融冻循环,到2003年

暖季块石层下温度比 2002 年同期都有不同程度的降低。

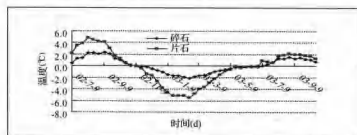


图 4 不同粒径下阳坡块石层下 0.7 m 地温比较曲线

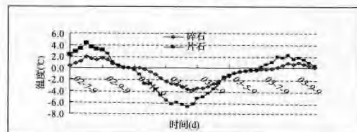


图 5 不同粒径下阴坡块石层下 0.7 m 地温比较曲线

2.2 通风管路堤

图 6 和图 7 为 DK1 140+880 对比断面和 DK1 141+284 断面测温孔的地温剖面图。图 6 表明, 2002 年最大融化深度在路基中心偏右侧(阴坡)抬升了 1.1 m, 但抬升的范围在横向上仅为 6 m。2003 年最大融化深度抬升幅度有所加大, 但 -1°C 线整体下移, 且中部下凹深度加大。表明路堤填土对于下伏多年冻土并没有起到真正意义上的保护。另一方面, 由左肩孔、中心孔和右肩孔的地温分布差异可以看出, 路基左肩孔的地温高于中心孔, 而右肩孔的地温整体低于前两者, 显示了路基坡向在施工后 3 年内对于地温分布产生“偏移”影响。

而通风管路基的地温场形态与普通填土路基有极大的不同(见图

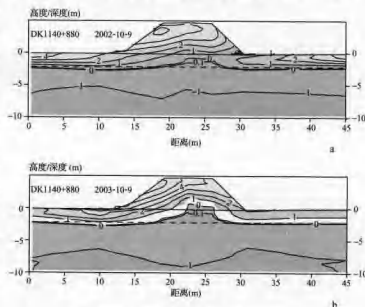


图 6 DK1 140+880 对比断面地温场分布

(a: 2002-10-9; b: 2003-10-9)

7), 其一是该断面中的融化区域仅限于路堤填土中, 深度未涉及到原天然地面以下。虽然融化核主

体略偏于左侧（主要局限于通风管以上范围内），但整体上地温的分布在横向上比较对称；其二是一 1°C 线在2002年与原地面线基本平行，2003年则高于天然状态，表明设有通风管的填土对于其下冻土的升温影响只局限于路基施工后的两年内，从第3年开始，其下伏多年冻土的地温基本上已经恢复到了原始状态，并有一定的降低。

图8为通风管埋设于路堤中部的路基监测断面天然孔和路基中心孔地温变化情况。该图表明，如果以 0°C 作为融化深度的标志， $\phi 30\text{ mm}$ 通风管的路基（ZBH30）冻土年最大融化深度由天然状态下的 2.8 m 抬升到了第二年年底的 0.9 m ，融化期基本上没有变化，但相对推后了近 60 d ，同时与对比断面中心孔类似，零温带同样在时空上存在着较大范围的分布。 3 m 深度处的平均地温在第一个周期由 -1.38°C 上升到了 -0.45°C 和第二个周期的 -0.39°C 。 $\phi 40\text{ mm}$ 通风管的路基（ZBH40）土体在路堤施工后的监测期间基本上保持了常年冻结， 3 m 深度处的平均地温在第一

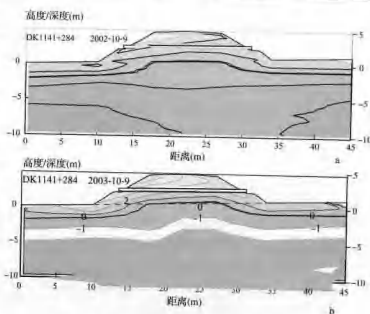


图7 DK1141+284断面地温场分布

(a: 2002-10-9; b: 2003-10-9)

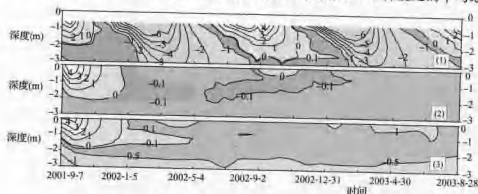


图8 路堤中部通风管路基（ZBH30、ZBH40）天然孔和路基中心孔等温线分布图

(1) ZBH40天然孔；(2) ZBH30路基中心孔；(3) ZBH40路基中心孔

个周期为 -0.80°C ，第二个周期为 -0.67°C ，同时零温带分布范围十分有限。ZBH30中心孔地温变化情况与对比断面相似，这不仅表现在路基土体整体温度抬升，且都存在大范围的零温带。表明 $\phi 30\text{ mm}$ 埋设于路堤中部对于调控下部冻土起到十分有限的作用。ZBH40路基土体虽然同样有所抬高，但地温平均值仍然明显低于前两者，并消除了由于路堤填土热阻和温度均衡作用产生的零温带，显示了 $\phi 40\text{ mm}$ 通风管对于积极调控下伏土体温度起到了一定的作用。总体上，一般

填土路基和设置于路堤中部的通风管路基在施工后的两个冻融周期内仍处于整体升温的过程。

图9为通风管理设于路堤下部、原地面上0.7 m处的路基监测断面天然孔和路基中心孔地温变化情况。该图表明, $\phi 30$ mm 通风管的路基(XBH30)冻土年最大融化深度由天然状态下的2.4 m抬升到了1.2 m, 3 m深度处的平均地温在路堤施工后的第一个冻融循环周期内由 -1.44°C 上升到了 -0.61°C , 在第二个周期内有所下降, 其值为 -0.84°C , 而零温带分布十分有限。在融化时间方面时, 原季节融化层融化时间由天然条件下的144 d缩短为60 d。 $\phi 40$ mm 通风管的路基(XBH40)土体监测期间保持了常年冻结, 3 m深度处的平均地温在第一个周期为 -0.77°C , 第二个周期为 -0.83°C , 且基本上没有零温带的分布。这表明路堤施工后由于填土的热阻影响, 前两个冻融循环周期内原土体季节融化深度都有所减小, 同时土体温度都有不同的升高, 但通风管理设于路堤下部的路基内基本上没有零温带的分布, 同时土体温度有逐渐降低的趋势, 表明通风管理设于路堤下部对于调控冻土温度会起到显著的作用。

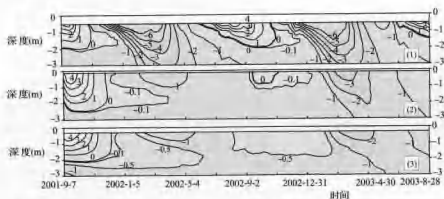


图9 路堤下部通风管路基(XBH30、XBH40)天然孔和路基中心孔等温线分布图

(1) XBH30 天然孔; (2) XBH30 路基中心孔; (3) XBH40 路基中心孔

2.3 块石路堤

图10为块石路基DK1 025+575测试断面和对比断面DK1 025+625不同深度下地温随时间变化曲线图。从图10可以看出, 块石层顶面(4.6 m)处地温在一年内基本为负温, 而且温度相对较低, 最低达 -5.95°C (2002年3月), 有四个月时间温度为正温, 最高达 2.48°C (2002年10月), 而对比段相应深度(4.6 m)处温度变化幅度相对较小, 最低为 -2.97°C (2002年3月), 有四个月时间温度为正温, 最高达 0.76°C (2002年10月)。寒季, 块石层顶面地温明显低于(低 3.98°C)对比段相应深度, 暖季块石层顶面地温高于对比段相应深度。块石层底面(6.1 m)处地温相对块石层顶面温度变化幅较小, 在一年内最低地温达 -3.74°C (2002年4月), 最高地温达 1.07°C (2002年10月), 而对比段相应深度(6.1 m)处最低地温为 -3.13°C (2002年4月)最高地温达 0.83°C (2002年10月)。寒季, 块石层底面地温低于(低 0.61°C)对比段相应深度, 暖季块石层底面地温略高于对比段相应深度。路基基底(6.3 m)处地温相对片石层顶面温度变化幅较小, 在一年内最低地温达 -3.25°C (2002年4

月), 最高地温达 0.80°C (2002 年 10 月), 而对比段相应深度 (6.1 m) 处最低地温为 -0.75°C (2002 年 5 月) 最高地温达 0.0°C (2003 年 1 月), 冬季, 路基基底地温低于 (低 2.50°C) 对比段相应深度, 暖季块石层顶面地温略高于对比段相应深度。从以上路基不同深度的地温随时间的变化分析可以看出: 冬季, 块石路基不同深度处的地温均明显低于对比段相应深度处的地温。这说明块石层的存在有利于冷量传入路基基底, 降低基底地温, 抬升冻土上限, 保护多年冻土的稳定。

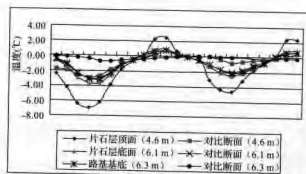


图 10 路基不同深度地温随时间变化曲线

同样, 在楚玛尔河高原、风火山、可可西里和布曲河阶地的监测断面也反映了同样的效果 (见表 3 和图 11)。块石路基下多年冻土上限抬升幅度较大, 幅度在 $1.3 \sim 2.4 \text{ m}$, 块石路基正在起着积极而良好的降温作用。尽管楚玛尔河高原路段、可可西里路段和布曲河阶地路段块石路基下多年冻土上限抬升, 但下部多年冻土温度处于升温过程, 这也说明块石路基下多年冻土上限抬升不完全是由于块石路基的作用造成的, 下部地温升高也促进了上限的抬升。然而, 风火山监测资料与上述三个路段均有所不同, 多年冻土上限抬升的同时, 下部多年冻土地温并未升高。从风火山资料来看, 由于风火山路段块石路基上部在修筑的一年中, 上部仅铺设了较低的填土垫层, 冻土体的温度降低幅度较大, 这就给予我们一些启示, 应该重视块石路基的施工季节和施工方法, 最好的施工方法是在 9 月底修筑完块石路基, 上部填筑少许填土, 然后存放一个冬季, 到第二年 5 月开始将上部填土铺设到设计高度, 这样将会有利于块石下部土体的降温效果。

表 3 块石路基下部多年冻土上限变化

地 段	多年冻土年平均地温 ($^{\circ}\text{C}$)	天然上限 (m)	路基下人为多年 冻土上限 (m)	路基高度 (m)	上限变化 (m)
楚玛尔河	-1.41	2.80	4.50	3.0	+1.30
可可西里	-2.64	1.80	3.38	3.88	+2.30
风火山	-2.23	1.50	6.35	6.55	+1.70
布曲河阶地	-0.34	2.40	3.80	3.0	+1.80

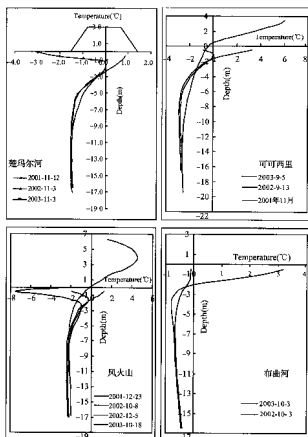


图 11 楚玛尔河高原、可可西里、风火山和布曲河阶地块石路基温度场变化情况

3 结 论

(1) 观测期内, 块石护坡路基、通风管路基和块石路基均具有一定的调节降温作用, 有利于下覆多年冻土的保护。但是 0°C 等温线的抬升需要消耗下部土体的冷能来实现, 说明冻土路基温度场还处于不稳定阶段。

(2) 暖季小粒径的块石层的隔热屏蔽作用好于大粒径的, 而冷季大粒径的块石层对流降温的作用强于小粒径的, 同时路基阴阳坡下温度场具有不对称形态。

(3) 通风管路基在施工后的两个冻融周期内仍处于整体升温的过程, 但 $\phi 40\text{ mm}$ 通风管路基整体温度低于一般路基和 $\phi 30\text{ mm}$ 通风管路基。通风管位于路堤中部的路基, 整体温度都比较高, 地温场的分布在横向左右对称性差; 通风管位于路堤下部的路基, 整体温度相对较低, 地温场的分布在横向上的对称性也比较好。

(4) 所有的块石路基监测断面中, 下部多年冻土上限均得到了有效的抬升, 且抬升幅度在 $1.3\sim 2.4\text{ m}$ 。在多年冻土上限抬升的同时, 块石路基下部冻土热状态存在三种情况, ① 块石路

基下部冻土温度基本不变；②块石路基下部多年冻土温度升高；③块石路基下部多年冻土温度降低。这三种情况说明多年冻土上限抬升与块石路基的降温作用有关的，且也不排除下部冻土温度升高对上限抬升起到了一定的作用。

（本文原登载于《岩石力学与工程学报》2006年第25卷3期）

青藏铁路清水河段冻土路基 填料质量的控制研究

叶阳升

(铁道科学研究院, 北京 100081)

摘 要:地基的冻、融和路基填料的冻胀敏感性是青藏铁路必须解决的两大重要问题。产生路基冻胀主要有冻胀敏感性的土、足够的负温总量和路基土的水源补给。通过对影响路基冻胀主要因素和外部条件的分析, 提出冻土路基填土质量控制的标准, 分析青藏公路路基变形的原因, 主要由冻土的不良工程地质条件、黑色沥青路面和施工开挖不当等方面引起, 与路基填料无关。通过青藏铁路多年冻土区清水河段 17 种土样的击实、物理、力学、含盐量、冻胀试验, 结果表明级配良好的砾砂, 不会发生冻胀。应注意边坡稳定和细粒的含量。

关键词: 青藏铁路; 冻土路基; 填料; 控制

青藏高原气候条件严寒多变, 其地表活动层随着季节的变化而融化和冻结, 其下为常年不融的冻土层。在这种地质环境中筑路, 使原有的生态环境和地表热平衡条件遭到破坏, 造成冻土路基的特有病害。冻胀和融沉是高原多年冻土区建筑物破坏的重要原因, 路基一旦发生融化下沉和不均匀的冻胀, 其床将会产生开裂和隆起等病害, 严重时危及行车安全。修建青藏铁路, 地基的冻、融问题和路基填料的冻胀敏感性问题必须解决的两大重要问题。

1 影响路基冻胀的主要因素

冻土是具有零温或负温并含有冰的土和岩石的统称。冻害是冻土地区分布广泛的一种路基病害。对于填土路基来说, 病害主要表现为寒冷季节路基基床的不均匀冻胀变形。产生路基冻胀有三个基本条件, 即冻胀敏感性的土、足够的负温总量和路基土的水源补给, 其中: 冻胀敏感性的土属于填料自身特征, 是填料冻胀的内因, 而负温和水源补给是引起冻胀的外部条件, 当三个条件都具备时, 路基就会不可避免地发生冻胀。影响路基冻胀的主要因素分析如下。

1.1 冻胀敏感性的土

土体在一定的外界条件下能引起冻胀的发生, 称冻胀敏感性的土。其中关键的指标是土的颗

粒分布和矿物成分。

1.1.1 土的颗粒分布

土的颗粒大小和组成是冻胀敏感性土的主要指标。经过长期的研究和观察认为:土的粒径越小,表面积越大,与水的作用能量和水分迁移的能力越大,冻结时越容易引起冻胀。细粒(小于0.075 mm)含量小于15%的碎石、砾石、砂类土,无冻胀性或冻胀很小;而由颗粒粒径小于0.075 mm组成的黏性土有较大的冻胀性,特别是粉、黏粒含量大且密度小的粉质土冻胀性最强。目前,国内、外有用粒径大小和组成单项指标定性划分冻胀性,但所用的界线指标略有不同,铁路路基设计规范中粒组分界指标用的是0.074 mm或0.1 mm进行冻土分类。

1.1.2 土的矿物成分

土的矿物成分是指细粒土中的黏粒矿物成分,黏粒组中矿物成分主要是蒙脱石、水云母和高岭土,其中蒙脱石表面活性最大,有较强的吸水能力,阻碍毛细管的导水性能,减弱了这类土的冻胀性能;相反,高岭土表面活性较小,具有较大的可移动薄膜水,冻胀性较大,纯黏土的冻胀强度按下列顺序增加:蒙脱石<水云母<高岭土。

1.1.3 土的含盐量

土中的含盐量大于土重的0.5%时该土称为盐渍土。当土中的含盐量小于0.5%时,土的物理力学性质决定于土的颗粒组成和矿物成分;而含盐量大于0.5%时,盐渍土路基改变了土的基本性质,包括土的冻结温度、热量迁移,土的冻胀性和水分迁移强度随含盐量的变化而变化。盐渍土地基可有效地影响土体的冻胀性。正在修建的青藏铁路有许多地段通过盐渍土地区,必须考虑路基的冻胀问题。

1.2 影响路基冻胀的外部条件

1.2.1 土中水的含量

水是造成冻胀的必要条件,土中水的含量分初始含水量和外界水补给后的含水量两种,具有初始含水量的土在冻结时并非都会发生冻胀,只有达到或超过一定界限后才会发生冻胀,这一界限与土的密度和塑限含水量有关。若有外界水的补给,如雨水、地表水和地下水侵蚀路基时,任何粒径的土都可能发生冻胀。当路堤高度小于毛细管上升高度时,由于地基上层滞水或地表水在冻结过程中会向冷的方向转移,水分就上升到路基基床部分,使基床产生冻害,融化后还可能形成翻浆冒泥。

1.2.2 冻结温度和冻结时间

冻结温度主要表现在土层中的负温总数和冻结速率,当土层中温度处于相转换区,且气温变化缓慢,冻结速率较小时,土中水分迁移的条件最充分,可以形成较大的冻胀。土体的冻结温度与土中水的含量、土的颗粒成分和结构特性有关。

1.2.3 其他

当路基施工时填土压实密度不够,填土在短距离范围内使用了性质不同的填料填筑,或路基两侧温度、水文和水的补给量不同,积雪厚度不同等都会引起冻害。

总之,上述指标虽然影响路基冻胀,但都不能独立地起到作用,只有几种因素的适当结合,才会发生冻胀。因此,在分析路基冻胀时,应结合具体情况综合考虑。

2 冻土区路基填土质量的控制标准

研究冻上路基的填土质量控制问题,需在冻土路基处于封闭系统的条件下进行,即不考虑地基的冻融和外界水的补给。控制路基填土质量的标准是以确保冻土路基的强度、稳定性、水稳性和抗冻胀性为准,从室内试验测定土性的控制指标如下。

2.1 控制路基填料的等级

要保证路基的质量,首先要选择好的路基填料。自然界中土的种类很多,在路基设计规范中,按坚硬程度、粒径大小、颗粒形状、级配、细粒含量和液、塑限指标进行定名和分级。填料共分三大类、两种等级,路基按不同部位,选择填料等级。

2.2 控制填料的密实度

由于土的强度指标决定于土的密实程度,故需控制路基填料的填筑密度。当填料为细粒土、粗粒土中的黏砂、粉砂时,路基填筑压实标准用压实系数或地基系数 K_{30} 控制。对于砂类土和砾石类土来说,填土密度用相对密度或地基系数 K_{30} 控制,地基系数 K_{30} 是由现场直接测定,是反映土的强度和变形特性的综合指标。路基需按不同部位及浸水情况对填料提出不同的压实要求。

2.3 判别土的冻胀性

在冻土区,路基的冻胀等级决定于填料的粒径组成、初始含水量和饱和程度。在没有试验的情况下,一般可按特殊土规范中季节性冻土分类方法进行初判,见表1。表1中天然含水量 W_n 指路基冻结前的含水量, W_L 为土的塑限。有条件时,对粗粒土中的黏砂、粉砂和细粒土应做室内封闭系统冻结试验,当考虑路基防水不利时也可做开敞系统冻结试验,定量地检测路基土的冻胀等级。

表1 季节性冻土分类

分类名称	土类别	天然含水量 W_n (%)	潮湿程度	冻胀分级	
				分级名称	冻胀高 (mm)
弱冻胀土	粉粒和黏粒含量 $\leq 15\%$ (或粒径小于0.1 mm的颗粒含量 $\leq 25\%$)的粗粒土(包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂)	$W_n \leq 10$	潮湿	微冻胀	≤ 4
		$W_n > 10$	饱和	弱冻胀	5~24
冻胀土	粉粒和黏粒含量 $> 15\%$ (或粒径小于0.1 mm的颗粒含量 $> 25\%$)的粗粒土(包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂)	$W_n \leq 12$	精湿	微冻胀	≤ 4
		$12 < W_n \leq 18$	潮湿	弱冻胀	5~24
		$W_n > 18$	饱和	冻胀	25~50
强冻胀土	黏性土	$W_n \leq W_p$	半干硬	微冻胀	$2 \leq 4$
		$W_p < W_n \leq W_p + 7$	硬塑	弱冻胀	5~24
		$W_p + 7 < W_n \leq W_p + 15$	软塑	冻胀	25~50
		$W_p > W_p + 15$	流塑	强冻胀	> 50

2.4 控制路基强度和变形

为了确保路基在长期运营中的安全和稳定,在路基设计时,要根据荷载情况和路基的地基条件及填料特性,计算路基变形和边坡及整体稳定情况。施工时,对粗粒料来说,只要控制土的级配和碾压功能,一般容易满足现场填筑的要求。而对细粒料来说,施工时压实系数较易满足要求,但地基系数 K_{30} 往往难以达到标准。因此,在试验室内对细粒土填料应进行压缩和剪切试验,分析土的强度、变形和边坡稳定情况。

3 清水河路基填料室内试验分析

青藏铁路清水河段地层岩性为全新统冲、洪积黏土、粉质黏土、砂、角砾土、圆砾土、碎石土、风积粉砂和细砂等,下伏为第三系泥岩,松散层厚约 0~10 m。在本区(不冻泉水—楚玛尔河)60 km 长的铁路设计线右侧为青藏公路。为测定该区填料土性,本次沿铁路线左侧 200~300 m 处共取土样 12 组,加上现已设定的取土场填料 4 组和试验路堤上的 1 组,共 17 组。土样种类从砾石到黏性土,基本上代表了清水河区段的土性。对这 17 种土进行物理、力学、冻胀和化学等试验和分析,结果如下。

3.1 室内试验内容和方法

试验内容共 11 项,其测定指标见表 2。

表 2 土工试验内容和方法

编号	试验内容	直接测定指标	计算求得指标
1	比重试验	土颗粒比重	—
2	颗粒分析试验	颗粒级配曲线	曲率系数 C_u 、不均匀系数 C_c
3	液、塑限试验	液限、塑限	塑性指数
4	砂的密度试验	最大密度、最小密度	最大、最小孔隙比
5	击实试验	击实曲线	最大干密度、最佳含水量
6	渗透试验	—	渗透系数
7	毛细水上升高度试验	—	毛细水上升高度
8	易溶盐试验	易溶盐含量	—
9	冻胀试验	冻胀量、冻胀率	—
10	压缩试验	—	压缩系数 a_{1-2} 、压缩模量 E_s
11	剪切试验	—	黏聚力、摩擦角

3.2 土的物理试验和填料定名

首先对 17 种土进行颗分和液、塑限试验,进行土的分类和定名,按不均匀系数,评定填料级配等级,对砂类土进行了最大、最小孔隙比试验,其结果见表 3。表中可见:在 17 种土中,粗粒上有 14 组,细粒上 3 组。其中,对于细粒土中的粉黏土和砂黏土,粗粒土中黏砂、粉砂以及 12# 土的砾砂(细粒含达 41%),一般认为,这些土在冻土区不宜用作填料,故本次应重点分析

它们的土性。

表 3 填料的物理试验

编号	土名	比重	塑性界限		孔隙比		粗粒土颗粒级配 (%)						填料评定		
			液限	塑性指数	最大值	最小值	>20	>5	>2	>0.5	>0.25	>0.075	细粒含量	级配	组别
1	粉黏土	2.67	30.7	11.5			/	/	21.0	34.5	37.0	45.0	55.0	良好	C
2	砂黏土	2.71	24.1	7.1			/	11.9	21.0	25.0	28.5	39.5	60.5	不良	B
3	砂质土	2.73	25.5	11.7			/	1.0	6.0	11.5	17.5	34.5	65.5	不良	B
4	黏砂	2.69	23.0	10.3			1.0	7.0	15.0	22.0	33.0	55.0	45.0	良好	B
5	粉砂	2.70	21.9	8.7			/	16.0	21.5	30.0	36.5	65.5	34.5	良好	C
6	粉砂	2.69	21.2	9.1			2.5	10.0	15.5	24.5	32.0	67.0	33.0	良好	C
7	细砂	2.70			0.82	0.45	/	1.0	2.8	14.0	28.0	91.0	9.0	不良	B
8	细砂	2.69			0.95	0.49	/	/	1.0	5.0	15.0	85.0	15.0	不良	B
9	细砂	2.69			0.92	0.17	/	2.3	4.5	9.0	27.0	90.5	9.5	不良	B
10	细砂	2.66			0.89	0.46	/	/	1.0	2.0	20.0	89.0	10.5	不良	B
11	细砂	2.66			0.95	0.45	/	3.0	3.5	13.5	24.5	85.5	14.5	不良	B
12	砾砂	2.75	26.5	10.3			6.0	21.0	27.0	35.0	43.0	59.0	41.0	不良	B
13	砾砂	2.71					6.0	24.0	31.0	43.5	51.0	90.1	9.9	不良	A
14	砾砂	2.69			0.85	0.38	13.0	36.0	44.0	61.0	75.0	88.0	12.0	良好	B
15	砾砂	2.70					9.0	30.0	45.5	63.4	75.9	89.0	11.0	不良	B
16	角砾土	2.71			0.92	0.39	6.0	42.0	57.0	76.0	83.0	99.0	1.0	不良	A
17	角砾土	2.66					12.0	60.0	74.0	88.3	93.3	96.8	3.2	良好	A

3.3 击实试验

为提供压实系数,对 17 组试样进行了室内击实试验,测定填料的^①最大干密度和最佳含水量。考虑到做冻胀试验的土样最大粒径为 2 mm,因此用内径为 10 cm 的击实筒(称小筒),对最大粒径不超过 5 mm 的上样作重型击实试验,同时也按规范要求,用内径为 15 cm 的击实筒(称大筒),对最大粒径不超过 19.1 mm 的土样进行重型击实试验,两种试验的技术参数见表 4,对比试验见表 5。为验证土的均匀性和试验人员的操作水平,对细粒含量较多的 5 组土(1[#]~5[#])作小筒重型击实平行试验。根据试验结果分析如下:

(1) 小筒击实平行试验结果表明:最大干密度平均误差为 0.8%,表明所取土质较均匀,试验结果可靠。

(2) 17 种土中,作小筒击实试验时,有 9 种土击实曲线线型较好,其中包括 3 种细粒土、4

种细粒含量大于 30% 的黏砂、粉砂和砾砂土, 以及 2 种级配良好的砾砂和角砾土; 另有 5 组细砂、2 组砾砂和 1 组砾石土因细粒含量较少、级配不良而击实曲线没有峰值。在作大筒击实试验时, 有 12 组击实曲线线型较好, 但有 5 组细砂、1 组砾石土的击实曲线没有峰值, 表明了粗粒土的压实与粒径、级配和细粒含量有关而与含水量的关系不大。

(3) 从大、小筒对比试验结果来看, 虽然两种试验的单位体积击实能相同, 但大筒试验的最大干密度均比小筒的大, 相差约 1.1%~14.1%, 而最佳含水量大筒的比小筒的小, 相差约 2.2%~29.2%。引起误差的原因除因大筒试验时粗粒含量较多外, 与两种试验技术参数的不同也有很大关系。因此在有条件时应统一击实试验标准, 提高试验结果的可比性。

表 4 两种击实标准的基本参数

击实标准	击实筒尺寸				锤质量 (kg)	锤底直径 (mm)	落距 (m)	击实层数	每层占数	单位击实功 (kJ/m ³)	土样最大粒径 (mm)
	筒称	直径 (mm)	高度 (mm)	体积 (mm ³)							
重型击实	大筒	150	125	2 209	4.5	50	450	5	56	2 518.0	19.1
	小筒	100	127	997	4.5	50	450	5	27	2 687.0	5.0

表 5 不同击实筒试验的对比

编号	定名	小击实筒		小筒平行试验		大击实筒		平行试验误差		大、小筒比值	
		W _d (%)	γ _{max} (g/cm ³)	W _d (%)	γ _{max} (g/cm ³)	W _d (%)	γ _{max} (g/cm ³)	W _d (%)	γ _{max} (%)	含水量	干密度
1	粉黏土	18.0	1.626	18.5	1.612	16.2	1.723	3.0	0.9	0.90	1.06
2	砂黏土	13.5	1.750	14.0	1.716	13.2	1.854	3.6	1.9	0.98	1.06
3	砂黏土	9.9	1.977	10.7	1.952	9.3	2.052	7.4	1.3	0.94	1.04
4	黏砂	9.5	1.974	9.6	1.958	8.1	2.065	0.0	0.8	0.85	1.05
5	粉砂	6.9	2.070	/	/	6.5	2.186	/	/	0.94	1.06
6	粉砂	11.3	1.940	/	/	8.0	2.108	/	/	0.71	1.09
7	细砂	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
11	细砂	/	/	/	/	5.1	1.826	/	/	/	/
12	砾砂	9.6	1.960	10.0	1.900	9.2	2.04	4.0	0.2	0.89	1.10
13	砾砂	/	/	/	/	9.1	2.120	/	/	/	/
14	砾砂	8.8	1.920	/	/	6.9	2.192	/	/	0.78	1.14
15	砾砂	/	/	/	/	7.3	2.150	/	/	/	/
16	角砾土	6.1	2.050	/	/	4.8	2.160	/	/	0.79	1.05
17	角砾土	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

3.4 不同干密度下的物理、力学试验

路基填土的物理、力学特性是指土在一定压实状态下土的压缩性、稳定性和透水性等。本次试验选用密度是压实系数在 0.85 和 0.94 时的干密度, 相应的含水量是最佳含水量加 2 和减 3 两种。试验内容有压缩试验、剪切试验、渗透试验和毛细水上升高度试验等。试验结果见表 6, 表中表明几种土的特性如下:

(1) 对击实试验线型较好的 12 组土样进行了压缩试验, 计算出在 100~200 kPa 压力下所得压缩系数 a_{1-2} 和压缩等级。结果表明: 对于 3 种细粒土, 在两种压实系数下的压实等级基本为中等压缩。粗粒土中的黏砂和粉砂, 压实系数在 0.85 时, 为中等压缩; 在 0.92 以上时, 均为低压缩土。表中 12[#] 土定名为砾砂, 但由于细粒含量高达 41%, 其土性接近黏砂土。

(2) 土的抗剪强度指标黏聚力 c 和内摩擦角 φ 是评价路基边坡稳定的基本参数。表中剪切试验一栏中列出的 7 组土在不同密度下的直剪试验结果表明: 土的压实系数在 0.92 时, 黏聚力 c 和内摩擦角 φ 值均大于压实系数 0.85 时的 c 和 φ 值。用两种压实系数下的剪切结果计算路基的边坡稳定, 均能满足规范要求。

(3) 为了评价地表水 (如降雨) 对路基的影响, 需考虑土的渗透性。对 12 组土样在压实系数 0.85 和 0.92 时的干密度下作变水头法渗透试验, 结果表明: 由于所做试验的上样中细粒含量较多、选用的干密度较高, 土的渗透系数基本较低。粗粒土中细粒含量少时则透水性大; 土体密实时, 透水性相对比较松时低。

(4) 毛细水上升高度试验。为了研究地下水或冻土路基融化的水对路基的影响, 对 3 种细粒上和 1 种黏砂土作不同密度下的毛细管上升高度试验, 试验表明: 4 种土中毛细管高度达 1.34~2.01 m, 说明地下水对路基稳定性会产生较大的影响; 对于同一种细粒土, 干密度大, 毛细管上升高度也大。这表明要消除地下水的影响, 不能单靠增加干密度来解决, 有时会造成不利影响, 而必须采取其他措施。

表 6 不同干密度下的土性试验

编号	土名	试验干密度 (g/cm ³)	试验含水量 (%)	压实系数	压缩试验		剪切试验		渗透	毛细水上升高度 (cm)
					压缩系数 (MPa ⁻¹)	压缩等级	c (kPa)	φ (°)		
1	粉黏土	1.624	18.0	0.94	0.13	中	75.8	15° 25'	1.14E-07	141
		1.463	20.5	0.85	0.31	中	14.4	33° 25'	9.64E-06	134
2	砂黏土	1.750	13.5	0.94	0.05	低	56.0	43° 13'	3.50E-06	174
		1.579	15.5	0.85	0.33	中	4.0	34° 12'	1.81E-04	140
3	砂黏土	1.977	9.9	0.96	0.11	中	126.0	25° 38'	1.68E-07	201
		1.779	11.9	0.87	0.48	中	66.0	16° 36'	3.77E-06	179
4	黏砂	1.974	9.5	0.96	0.07	低	62.8	33° 49'	5.40E-06	>200
		1.777	11.5	0.86	0.21	中	21.1	14° 19'	9.04E-05	169

续上表

编号	土名	试验干密度 (g/cm ³)	试验 含水 量(%)	压实 系数	压缩试验		剪切试验		渗透	毛细 水上 升高 度 (cm)
					压缩 系数 (MPa ⁻¹)	压缩 等级	σ (kPa)	φ (°)		
5	粉砂	2.070	6.9	0.95	0.03	低	58.0	31° 35'	1.70E-06	
		1.863	8.9	0.85	0.16	中	30.0	24° 36'	2.73E-04	
6	粉砂	1.940	11.3	0.92	0.09	低	13.4	33° 47'	4.60E-07	
		1.746	13.3	0.83	0.33	中	9.0	23° 44'	5.47E-05	
7	细砂	1.682	7.3		0.06	低			5.47E-04	
		1.564	6.9		0.07	低			2.33E-03	
8	细砂	1.697	8.6		0.04	低			1.19E-04	
		1.570	9.0		0.08	低			5.47E-04	
9	细砂	1.699	6.7		0.02	低			1.46E-04	
		1.558	7.7		0.09	低			1.28E-04	
10	细砂	1.699	7.0		0.03	低			2.56E-04	
		1.564	7.2		0.08	低			3.35E-04	
11	细砂	1.692	9.0		0.04	低			1.31E-05	
		1.565	8.7		0.08	低			5.70E-04	
12	砾砂	1.960	9.6	0.96	0.12	中	108.0	35° 22'		
		1.764	11.6	0.86	0.31	中	96.0	30° 35'		

3.5 含盐量试验

为测试土的敏感性指标,本次取均布该区内五种土进行土的易溶盐含量(矿化度)、钠离子(Na^+)、钾离子(K^+)、钙离子(Ca^{2+})、镁离子(Mg^{2+})、氯根(Cl^-)、硫酸根(SO_4^{2-})、碳酸根(CO_3^{2-})和重碳酸根(HCO_3^-)试验,结果见表7,表中可见,土的易溶盐含量(矿化度)均小于0.3%,表明该区的土质未盐渍化,对土的工程性质影响较小。

表7 含盐量试验结果

取土点阳离子含量 含盐成分	DK1 008+744	DK1 021+860	DK1 031+583	DK1 048+413	DK1 059+000	注
	($\mu\text{g/g}$)	($\mu\text{g/g}$)	($\mu\text{g/g}$)	($\mu\text{g/g}$)	($\mu\text{g/g}$)	
易溶盐含量(矿化度)	955.9	637.2	655.0	863.3	823.9	$\leq 0.3\%$
钠离子(Na^+)	218.5	32.0	28.0	82.6	81.9	
钾离子(K^+)	44.7	9.38	16.4	15.6	35.3	
钙离子(Ca^{2+})	54.2	138.4	134.3	112.9	70.1	
镁离子(Mg^{2+})	26.0	33.5	34.0	37.4	24.3	

续上表

取土点阳离子含量 含盐成分	DK1 008+744 ($\mu\text{g/g}$)	DK1 021+860 ($\mu\text{g/g}$)	DK1 031+583 ($\mu\text{g/g}$)	DK1 048+413 ($\mu\text{g/g}$)	DK1 059+000 ($\mu\text{g/g}$)	注
氯根 (Cl^-)	109.8	89.7	50.2	73.4	50.2	
硫酸根 (SO_4^{2-})	135.3	40.9	72.9	104.2	45.5	
碳酸根 (CO_3^{2-})	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	
重碳酸根 (HCO_3^-)	714.6	653.8	652.9	657.3	641.7	
酸度 (pH)	9.16	9.06	9.24	9.24	9.24	

3.6 土的冻胀试验

为分析填料的冻胀性,对16种土冻胀性进行初步判别,判别方法按《铁路特殊路基设计规范》中“季节性冻土分类”的规定进行。由于表中没有压实度与冻胀关系的规定,故初判时不考虑干密度指标,表中天然含水量一栏用击实试验中最佳含水量($+2\%\sim-3\%$)范围的含水量代替,结果见表8。初判表明:黏土类、黏砂、粉砂和细粒含量较高的砾砂均有微冻胀发生,而细粒含量小于15%的细砂、中砂、砾砂和角砾上,均不会发生冻胀。

表8 初判填料冻胀表

试验 土 样 编 号	土名	碎石、砾砂、粗砂、中砂	碎石、砾砂、粗砂、中砂、细砂、粉砂	设计含水量 W (%)			冻胀分级
		粒 径 小 于 0.075 mm 的颗粒含量 $\leq 15\%$ 的粗粒土	粒 径 小 于 0.075 mm 的颗粒含量 $> 15\%$ 的粗粒土	最佳含水量	设 $W_d + (+2\sim-3)$ 为天然含水量	界限	
				ω_{Li}	$\omega_{Li} - 3 \sim \omega_{Li} + 2$		
1	粉黏土		55.0	18.0	15.0~20.0	19.2	微~弱冻胀
2	砂黏土		60.5	13.5	10.5~15.5	17.0	微冻胀
3	砂黏土		65.5	9.9	6.9~11.9	13.8	微冻胀
4	黏砂		45.0	9.5	6.5~11.5	12.7	微冻胀
5	粉砂		34.5	6.5	3.5~8.5	13.2	微冻胀
6	粉砂		33.0	11.3	8.3~13.3	12.9	微冻胀
7	细砂	9.0				/	不冻胀
8	细砂	15.0				/	不冻胀
9	细砂	9.5				/	不冻胀
10	细砂	11.0				/	不冻胀
11	细砂	14.5		5.1	2.1~7.1	/	不冻胀
12	砾砂		41	9.6	6.6~11.6	16.2	微冻胀

续上表

试验 室土 样编 号	土名	碎石、砾砂、粗 砂、中砂	碎石、砾砂、粗 砂、中砂、细 砂、粉砂	设计含水量 W (%)			冻胀分级
		粒 径 小 于 0.075 mm 的 颗 粒含量 $\leq 15\%$ 的 粗粒土	粒 径 小 于 0.075 mm 的 颗 粒含量 $> 15\%$ 的粗 粒土	最佳含 水量	设 $W_d + (+2 \sim -3)$ 为天然含水量	塑限	
				W_d	$W_d - 3 \sim W_d + 2$		
13	砾砂	9.9		9.1	6.1~11.1	10.0	不冻胀
14	砾砂	12.0		8.8	5.8~10.8	/	不冻胀
15	角砾土	3.2		5.0	2.0~7.0	/	不冻胀
16	角砾土	1.0		6.1	3.1~9.1	/	不冻胀

为了进一步的定量研究,选取了3组细粒土和细粒含量较多的黏砂和砾砂共5组土进行室内冻胀试验,试验所取上的指标是在每组击实曲线上选取二点,即:最大干密度和最佳含水量和0.9倍的干密度和最佳含水量+2%,分别进行的封闭系统和开敞系统的冻胀试验,试验结果见表9。表中用平均冻胀率判别冻胀等级, $\eta \leq 1$ 为Ⅰ级,不冻胀; $1 < \eta \leq 3.5$, 为Ⅱ级,弱冻胀; $3.5 < \eta \leq 6$, 为Ⅲ级,冻胀; $6 < \eta \leq 12$, 为Ⅳ级,强冻胀; $\eta > 12$, 为Ⅴ级,特强冻胀。从表9中可见:封闭系统情况下,压实系数在0.85时土样为不冻胀~弱冻胀;压实系数在0.94时,土样为不冻胀;开敞系统情况下,该5组土在两种压实系数下,均发生冻胀,有的达特强冻胀,说明同一种土开敞系统试验的冻胀量大于封闭系统试验冻胀。

表9 五种土的冻胀试验结果

编号	土名	最大干 容重 γ_{max} (g/cm ³)	K_h (%)	含水量 W (%)	冻胀试验				判别冻胀等级	
					封闭系统		开敞系统		封闭 系统	开敞 系统
					冻胀量 (mm)	冻胀率 (%)	冻胀量 (mm)	冻胀率 (%)		
1	粉黏土	1.723	94	18.5	0.12	0.27	2.39	5.30	不冻胀	冻胀
			84	20.5	0.20	0.44	8.64	19.2	不冻胀	特强冻胀
2	砂黏土	1.854	93	14.3	0.0	0.0	2.18	4.84	不冻胀	冻胀
			83	16.3						
3	砂黏土	2.052	95	10.5	0.01	0.02	0.34	0.76	不冻胀	不冻胀
			85	12.5	1.01	2.04	15.94	35.4	弱冻胀	特强冻胀
4	黏砂土	2.065	95	9.5			10.4	23.11		特强冻胀
			85	11.5	0.0	0.0			不冻胀	
12	砾砂	2.040	96	9.6	0.0	0.0	0.138	0.306	不冻胀	不冻胀
			86	11.6						

4 青藏公路清水河段路基变形原因分析

青藏铁路从格尔木—拉萨段基本与早已修建的青藏公路平行,在清水河区公路病害严重,表现为路面起伏不平、多处开裂和裂缝,影响车辆正常运行。由于路面的变形,该区曾在老沥青路面上进行过两次填筑整平,第一次填中砂、砾砂 0.9 m,第二次填砾砂 1.0 m。本次对公路里程 K2 923~2 983 段进行了病害调查,其中 K2 933~2 942 和 K2 947~2 954 两段路面变形最为严重。在 K2 939+690 处路面起伏高差约 0.5 m,裂宽 1.9 m;在 K2 948+095 处,路面起伏高差约 0.2 m,裂宽 1.2 m。为了分析病害原因,查看路基填料的性质,在该区路面变形最为严重地段钻孔取土共 2 孔,进行试验分析,同时,收集了当地气象资料、地质资料和有关专家调查资料后,综合分析病害原因,为铁路路基的设计提供参考资料。

4.1 对路基填料的调查

1[#] 钻孔在 K2 939+690 处,孔深 8.3 m,现路面为第二次填筑,路基填料为砾砂类,老沥青路面深 2.6 m,地下水埋深 3.8 m,孔深 7.35 m 见冰块,柱状图和土性试验结果见表 10。2[#] 孔在 K2 948+095 处,孔深 7.3 m 深,路基填料种类和土性试验结果柱状图基本与 1[#] 钻孔同。从表 10 中可见,公路路基深 4 m 内填料为粗砂和砾砂,为优质填料,表明了变形与路基填料的关系不大。

表 10 青藏公路 K2 939+690 钻孔取样土工试验结果

土 层	1	2	3	5	6	8	9
埋深 (m)	0.4~0.7	1.5~1.8	2.0~2.5	2.7~2.8	3.3~3.6	4.4~5.5	8.3
土 名	砾砂	粗砂	角砾	角砾	砾砂	粉土	粉砂
天然含水量 (%)	4.1	6.4	4.0	11.6	12.9	42.4	18.2
比 重	2.66	2.67	2.66	2.67	2.70	2.74	2.73
液 限						41.0	34.0
塑 限						28.3	24.8
塑性指数						12.7	9.2
粒 径 级 配 (mm)	>20	4.5	4.0	15.4	10.9	0.0	0.0
	>5	28.3	23.1	40.8	55.7	29.2	13.6
	>2	41.4	37.1	53.8	72.7	35.0	30.0
	>0.5	63.9	56.6	72.8	70.2	45.1	50.0
	>0.25	84.4	77.4	82.5	81.1	53.9	55.0
	>0.075	99.8	99.0	97.9	99.4	72.9	64.0
	>0.005					16.0	36.0
	<0.005					11.0	0.0
级配情况	不良	不良	不良	不良	良好	不良	不良
填料等级	B	B	B	B	A	C	C

4.2 多年不良冻土现象对路基变形的影响

清水河段地貌为典型的多年冻土不良现象,除热融湖塘外,还可能有厚层地下冰和高含冰量冻土。经调查,本区高含冰量冻土的存在是路基变形的基本地质条件。从多年冻土年平均地温来看,本段气候属于青藏高原冰雪型气候区。年平均气温为 -5.2°C ,属于高温不稳定多年冻土区的气象条件,在高温不稳定多年冻土区筑路,容易破坏原来热平衡,促使公路路基下面的冻土融化,引起路基病害。为此,多年不良冻土现象和多年冻土年平均地温为 $0.0^{\circ}\text{C}\sim 1.0^{\circ}\text{C}$ 的高温多年冻土区是公路路基变形破坏的主要环境条件。

4.3 黑色沥青路面及施工开挖对路基变形的影响

由于铺设黑色沥青路面而没有采取保温隔热措施,沥青路面吸收的热量不能在原有冻土上限以上平衡,热量向下传递,使多年冻土上限不断下降,上限附近高含冰量冻土不断融化,造成了路基不断下沉变形。另外,在施工中没有对路基两侧冻土环境进行保护,为了就近取材而在路基两侧挖土填路,打破了原有冻土热平衡,造成冻土融化后路基下沉。这些均为公路路基病害严重的主要原因,公路路面与铁路情况有所不同,但用不同的型式破坏地基土的热平衡,均会引起病害。

总之,该区公路路基的变形是由冻土的不良工程地质条件、黑色沥青路面和施工开挖不当等原因破坏了原有热平衡,引起路基的下沉变形,与填筑的填料无关。

5 结论与建议

本次在青藏铁路清水河段共取土样 17 组,其中包括已修筑的试验路堤填土 1 组和已选定的取土场填料 4 组。取得的填料有砾类、砂类和黏性土类,取土覆盖面大,土类齐全,在清水河段具有一定的代表性。对 17 种土所做的各种调查、试验和分析研究后,对该区填料的使用作出如下结论:

(1) 清水河试验路堤的填料情况:为级配良好的砾砂,不会发生冻胀,为 A 组填料。

(2) 清水河取土场填料情况:均为粗粒土,土性一般较好,但其中有一组为粉砂,填筑时应注意边坡稳定和细粒含量对冻胀的影响。

(3) 非取土场填料情况。

① 细粒土(粉黏土、砂黏土)。从细粒土的冻胀性来说:填料在开敞系统的情况下,均会发生冻胀;在封闭系统时,冻胀与含水量和压实系数有关,当含水量稍大于冻胀起始含水量,压实系数在 0.85 时,为不冻胀~弱冻胀;当压实系数在 0.94 时,填料不会发生冻胀,但均表现出有水分迁移的现象,会减弱路基的强度,故不宜做基床部分的填料,在做本体填料时,也应注意隔水。当路堤不高时做隔水处理应与使用粗粒填料作经济技术比较。

从细粒土的压缩性来说:压缩变形量也与压实系数有关,当压实系数为 0.86 时,为中等压缩,相对变形在 $4\%\sim 14\%$ 之间,压实系数为 0.94 时,相对变形在 $1.3\%\sim 5.5\%$ 之间,为低压缩性土。因此,在使用该类填料时,压实系数应比规范要求的提高一级,以期改善土的压缩性和冻胀性。

②粗粒土中的黏砂和粉砂。从冻胀性来看,该类土在开敞系统的情况下,均会发生冻胀;在封闭系统时,冻胀性为不冻胀~弱冻胀;从压缩试验来看,压缩变形量与压实系数有关,当压实系数为 0.86 时,为中等压缩,相对变形在 1.9%~7.4%之间;压实系数为 0.94 时,为低压缩性,相对变形在 1.1%~2.5%之间。因此,该类填料的土性基本与黏性土同,在用作填料时,也应提高其压实系数。

③细砂。该区细砂为低压缩性土,但有轻微的冻胀性,使用时应注意外界水的影响。

④砾砂。砾砂中除 12[#] 填料外,细粒含量均小于 10%,为冻土区的优质填料;12[#] 填料虽定名为砾砂土,但该土细粒含量达到 41%,其土性受细粒控制,冻胀性、压缩性有与细粒土有相似的性质,使用时应注意。

(4) 该区填料可不考虑含盐量的影响。

(5) 青藏公路清水河段路基变形原因为:该区公路路基填料为砾砂,土质优良,不会引起冻胀和变形。高寒冰冻土和高温冻土区是变形的最主要外在条件,黑色沥青路面和没有采取保温隔热措施是变形的主要影响因素。

(6) 路基的冻胀决定于填料的粒径组成、土中水的含量和连续低温,冻土区虽然采取种种措施隔断地表水和地下水,使路基处于封闭系统下工作,但一定的雨雪也会引起基床的冻胀,填料的不均匀又会使冻胀量不均匀而引起路基冻害。本次试验结果表明,土的冻胀性与土的密实度关系密切,由于土的密实阻碍了水分的迁移,从而使冻胀减少,所以,冻土区路基基床应有防雨雪浸入的功能,也可用提高高压实标准来完成。

(7) 试验表明:用总击实功相同的两种击实仪器进行击实试验时,其结果也有一定的误差,影响设计参数的选用,建议击实试验标准应该相对统一,以提高试验精度。

青藏铁路冻土区路基工程施工过程控制对工程质量的影响

李文军 张鲁新

(青藏铁路建设总指挥部, 青海 格尔木 816000)

摘 要: 根据冻土学理论, 路基工程由于开挖或填筑改变了天然地表的散热条件或天然地层的传热条件, 使多年冻土区和周围环境的动态平衡关系发生变化, 进而影响了路基的稳定性。由于温度的介入, 使路基工程质量监督具有特殊性。通过分析冻土区路基施工工程对工程质量的影响, 认为路基填料控制、路基周围地面性状控制和填土挖方季节控制等路基施工过程控制就是对工程活动进行调整, 来减少路基变形, 并尽快达到路基地温场的稳定的过程。从施工过程监督和施工质量监督两个方面保证冻土区路基工程的外观质量和内在质量, 从而保证冻土区路基工程质量和路基的长期稳定性。

关键词: 青藏铁路; 多年冻土; 路基; 冻胀敏感性; 控制; 质量

青藏铁路冻土区路基的工程质量, 首先体现在施工过程中路基能够形成一定的设计几何断面, 施工建设期间路基变形控制在满足铁路运行速度的范围内; 其次应在工程竣工后铁路长期运营期间, 路基本体及基底和边坡在一定影响范围内与周围环境建立起新的热力平衡体系, 形成新的能够保证路基在运营期间强度和稳定的路基温度场。

1 青藏铁路冻土区路基工程质量监督的特殊性

冻土学理论认为, 冻土区的铁路路基是一种条带型冷生结构物, 它紧密地依存于天然地层, 并共同接受太阳辐射能对其表面及地中温度的影响。由于填、挖等人为作用, 路基形成一定尺寸的几何断面, 从而改变了本身的受热条件, 也改变了天然地面的散热条件, 人为地使其上限呈现出等量、不对称的特征, 从而影响其局部或整体的稳定。基于满足工程结构强度的要求, 路基本体的介质性质(物理和热物理性质)和路基结构的传热性能不同于天然地层, 使其与天然地层之间在施工期间和运营期间出现了新的热力平衡关系, 在结构物的一定范围内逐渐形成新的温度场。

与常规地区的路基工程不同, 由于温度的介入, 多年冻土地区路基土体及其基底土层的工程

性质,就制约于正、负温交替和波动所引起的上中固液相转化所带来的一系列影响。这种影响从施工过程开始到路基形成一直存在,从而决定了路基工程质量监督,不仅仅是传统的外观施工质量监督,更重要的是决定工程质量的主要因素温度和水分影响的施工过程的监督。

2 青藏铁路冻土区路基施工过程对工程质量的影响

多年冻土作为一种地质历史形成产物,它的特殊性在于它和周围环境的相互依存、相互制约的动态平衡关系。而路基是多年冻土上部的条带型冻结结构建筑,它虽然没有连续热源的介入,但由于开挖或填筑改变了天然地表的散热条件和天然地层的传热条件,最终改变热平衡状态(水热运输路径、热量年周转、初始热储量),也就是改变了多年冻土和周围环境的动态平衡关系,进而影响了路基的稳定性。

根据以上分析,多年冻土区路基工程质量除了从施工建设期间路基的施工质量(外观几何尺寸、土体密实度等)监督和评价外,还要从施工过程热扰动和水热侧蚀两个方面进行监督。这是因为温度和水分将对路基工程长期可靠性形成潜在的影响。路基施工过程对工程质量的影响主要从以下两个方面体现:

(1) 工程活动对多年冻土造成短暂而剧烈的热扰动,热扰动的消散过程及其对冻上的热影响的不可逆性在不同地温分区有不同表现。

(2) 施工过程包括路基填土和挖方及施工季节时段选择、路基填料选择和加筋、路基坡脚地面的使用等。这些工程活动的过程和內容会影响路基地温场形态的形成过程和最终形态,将对路基的稳定性和工程长期可靠性产生重要影响。

3 冻土区路基施工过程控制

根据青藏铁路冻土区路基工程质量监督的特殊性及其对工程质量的内在影响分析可以看出,在冻土区路基施工过程中,一旦工程结构设计确定,就只能通过工程活动的调整,来减少温度和水分对冻土的影响,缩短建立新的热平衡体系的过程,在施工过程尽量减小路基变形并尽快达到路基地温场的稳定。路基填料控制、路基周围地面性状控制和填土挖方季节控制等路基施工的过程控制就是这种工程活动调整的主要方面。

3.1 路堤填料及密实度控制

冻土区路基填料除了一般路基填土规定以外,最重要的是土的冻胀敏感性指标。粗粒土的冻胀敏感性由细粒含量和初始含水量决定,细粒土的冻胀敏感性则由界限和湿润程度所决定。粗粒土通过施工压密,能够较快地达到最佳结构,细粒土填料,在降水及天然地表毛细水渗透作用下疏干较慢,只受运动荷载、频度影响较大,不易达到最佳结构。

青藏铁路冻土区路基填料要求均用A类粗颗粒土,为了满足压实密度要求,填土采用的最佳含水量低于起始冻胀含水量,在封闭系统条件下不易发生冻胀,反复冻融过程中的冻胀融沉变形较小。但是当外界补给水源如大气降水和路基坡脚积水等存在时,改变了路基填土的初始含水量,有可能发生冻胀和融沉变形。坡脚积水不仅浸泡坡脚使基底松软,而且携带热量下渗,将提高冻结层上水的水温(同时也提高坡脚基底土温),对基底冻土面的稳定将造成不良影响。携带

有较高温度的冻结层上水在路堤坡脚及路堑坡面下冻层面流动时,将直接与冻层面发生强烈的热交换,使冻层融化、冻融面迅速下降,这股动水若渗入基底,后果将更为严重。

随着填土密度增加,冻胀系数减小,所以在同等条件下应该尽量提高填土压实度(见下表)。

冻胀性与压实度和含水量关系

试样编号	土质类型	最大干密度	压实系数	含水量	冻胀判别	
					封闭系统	开敞系统
1	粉粘土	1.724	0.94	18.5	不冻胀	冻胀
			0.84	20.5	不冻胀	强冻胀
2	砂粘土	1.854	0.93	14.3	不冻胀	冻胀
3	砂粘土	2.052	0.95	10.5	不冻胀	不冻胀
			0.85	12.5	弱冻胀	特强冻胀
4	粘土	2.065	0.85	11.5	不冻胀	强冻胀
5	砾砂	2.040	0.96	9.6	不冻胀	不冻胀

3.2 填土加筋

填料控制虽然可以减少土体冻胀和融沉变形,但是由于粗颗粒填土的黏聚力小,在列车荷载、轨道及土重量和各种自然应力作用下,特别是水文、气候条件的变化,会使路基本体抗剪强度下降,土体冷生过程造成路基季节融化层部分土体中含水量的增加,将引起路基边坡土体滑动,造成路基失稳破坏。

填料自重荷载和道床上部荷载引起的水平应力产生的向路堤外部的水平推力将降低地基土的承载能力。粗颗粒填土抗拉应力能力较弱,极易引起地基土的侧向变形,如在路堤填料中靠近地基表面处布置一层土工合成材料,可充分利用其具有较高的抵抗拉应力的特性,改变路堤中力的传递方式和地基土的受力特性,即土工合成材料可在地表提供向路堤内的剪应力来抵消地基的侧向应力,从而抵消或减小地基土的侧向位移,同时由于土工合成材料受到填料的重力拉直后形成的成拱作用,可使土工合成材料下地基土的竖向变形趋向均匀,从而减小地基土的不均匀沉降。

清水河路基试验段曾经出现的纵向变形裂缝,除了土体冻融过程造成冻土上限形态不均(发生冻胀融沉变形的土体厚度不均)外,填土抗拉强度是一个很重要的影响因素。因此在施工过程中,填土不同部位适当布置一些土工材料(如土工格栅等),可以有效地减少路基不均匀沉降变形,提高路基稳定性。

3.3 路基坡脚地面性状控制

路基坡脚附近天然地面性状变化主要是指工程活动和施工便道修建引起的变化,这种改变主要表现在两个方面:水分和压实度。

路基坡脚部分积水造成侧向热侵蚀,坡脚附近天然地面压实度增加会增加对路基本体的侧向热流。这种对路基内部的热传递过程影响会对路基温度场形态产生循序渐进的长期影响。

冻土区路基施工便道一般为高度0.7m的压实砂砾路面,如果距离路基本体太近,对路基将

产生的影响表现在:压实的粗颗粒砂石地面传热条件改变,便道基底多年冻土上限下降,靠近便道的路基坡脚附近多年冻土上限也受到一定影响,路基坡脚附近冻结层上水径流条件改变,路基稳定性受到影响。

青藏铁路清水河试验路基 DK1 027 附近便道紧邻路基,2002 年观测数据表明,坡脚处多年冻土上限比相同其他部位低 0.4 m。楚玛尔河车站附近 DK1 048+800 右侧施工便道紧邻并平行路基,路基坡脚附近积水严重影响坡脚稳定,最终在路肩部位形成多条 2~3 m 长的纵向裂缝。

施工过程主要通过减少纵向便道,统一设计和施工进入路基本体的横向便道,尽量利用路基本体作施工便道,规定机械车辆行走路线、停放位置,严禁超界碾压天然地表,施工便道要有效预防翻浆冒泥和陷车。采用后倾法铺设施工与运输便道并进行填土作业,及时引流路基附近地表水。

不论是路堤还是路堑都要首先进行永久或临时排水系统施工,防止坡脚积水和地表水从垓顶顺边流下。要随时观察已完工的路基(垓),发现坡脚(面)有积(流)水,必须及时处理,防止产生病害。

排水系统(排水沟、挡水埝)和坡脚之间区域必须保证排水顺畅,挡水埝迎水面侧也要适当平整,防止凸凹不平、产生积水,造成病害。

3.4 填土和挖方最佳施工季节控制

3.4.1 路基填土

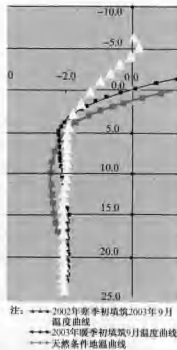
暖季路基填土施工赋予路堤提体的总热储,在当年的冬季不能全部消除,堤体内和基底形成残留融化区,这种热量的影响在第二个寒季有可能仍然存在,其表现是路基本体和基底土体内形成一个较高温度的区域,对路基变形和路基稳定性造成较长时间的影响。

青藏铁路多年冻土区路基填土施工季节的控制,要充分考虑人、机、工程对象三者同气候条件的协调。最适宜的作业时间是寒末暖初的 3~6 月,此期间热融活动较弱,地表承载力能较好,填料初融蓄热较小,天然地面即将转入以吸热为主的热传导阶段,填土可以充当保温层减缓吸热过程。

暖季其他时间,热融活动活跃,填料从冻融平衡阶段开始蓄热逐渐增加,天然地面从散热为主转为吸热为主,填土作业对多年冻土的不利影响逐渐加剧。暖季末寒季初,天然地面由吸热转为散热,填土作业最不利于多年冻土层通过天然地面散热。

3.4.2 路基挖方

路基挖方作业主要是破坏了原天然地面和大气热交换的界面性质,进而破坏了作为多年冻土保温层的季节融化层,加速热量向挖方裸露面以下多年冻土的传递。



DK1 137 片石层温度
曲线对比图

施工规范中“暖季挖方施工应该分段开挖和加强热遮挡”防护的规定,在执行时应该对暖季末的具体气候条件加以区分。在进行工程质量监理时,对暖季末(9月底至10月中旬)挖方施工控制注意区分气温条件,当日平均气温高于 0°C 时,严格按照施工规范控制;当日平均气温低于 0°C 时,则实行全段敞开式和无遮挡开挖施工,以有利于开挖面散热和土体蓄冷,尽量减少第二年土体融化深度,尽快形成稳定的多年冻土上限。

3.4.3 片石层填筑

寒末暖初的3~6月,也是冻土区主要路基工程结构——片石气冷路基的片石层部分最佳施工季节,片石层的“热开关”作用使其充当了天然地面的保温层。如果施工工期允许,片石层和其上填土分为当年寒季初始和次年暖季初始阶段施工,更有利于片石层发挥其热开关效应。

图质是2002年10月填筑片石层第二年再填土地段,与当年完成片石层填筑和上覆填土的地温曲线与天然地层条件下地温曲线的对比。从上图质可以看出,寒季初填筑片石层经过一个寒季后,多年冻土上限上升明显,片石层对其底部以下多年冻土的降温作用十分迅速且有效,而当年填筑片石层则不能起到这种作用。

3.5 路基基床排水路拱施工安排

路基修筑稳定后会发生一定的沉降变形,这种变形将影响原来施工的路拱质量及其功能的发挥。路拱的修建应该安排在铺轨之前,检查路基顶面标高并填筑至设计标高,然后修筑路拱。这样可以尽可能减少铺设道砟轨道以后形成的道砟陷槽,减少路基季节融化层内水分向线路中心的迁移,减轻由于轨底土体冻胀对轨面平顺性的影响。

4 结 论

冻土区路基工程质量监督的特殊性,要求质量监督技术人员首先要对路基通过的高原多年冻土区的气候特征、冻土条件及冻结融化规律有较深入的了解和认识,与设计思想在“冷却地基土体,减少传入地基土体热量”技术路线上保持一致性;然后在质量监督工作中,从施工过程监督(有可能对多年冻土天然热平衡状态产生扰动的施工过程、积极恢复或营造可替代的新的热稳定状态的施工过程)和施工质量监督(土体密实度、路基几何尺寸)两个方面保证冻土区路基工程的外观质量和内在质量。施工质量监督已经有一套成熟的监督程序和监督手段,施工过程监督是一种全新的概念,对应有一套全新的程序和手段。

从上述对冻土区路基施工过程对工程质量影响的分析,对施工过程监督原则和方法的探讨后可以概括以下几点:

(1) 路基施工的关键部位——路基本体施工主要是填土和挖方过程。填土季节和时段的控制取决于天然地面散热、吸热特征和不同气候变化时段填土传热特征;挖方季节和时段的控制取决于气温日平均值和地表温度的日平均值影响的天然地面(或挖方暴露面)散热特征。

(2) 填土最佳施工季节为暖季初,挖方最佳施工季节为暖季末。片石气冷路基的片石层和上覆土体在同一年度施工时,应该控制在暖季初进行,在不同年度施工时,片石层应该安排在寒季初,上覆土体在次年暖季初施工。

(3) 填料类别选择及其含水量控制,既要考虑填土冻胀融沉变形大小,还要考虑路基本体抗

拉性能。通过对路基热平衡状态稳定以后冻土上限变化的预测,在路基填土底部可以适当增加填料黏粒含量。

(4) 控制对路基本体及路基地温场产生直接影响的施工过程,对建设期间和运营期间路基稳定过程和稳定状态形成具有重要意义。这种施工过程控制主要表现在对平行于路基本体且距离较近的施工便道设置,接近路基本体地表水的截排,站后送变电塔设置、通讯基站设置及上述工程的工后环境恢复等。

(5) 路堤挡水埝设置应该以不对路基本体造成直接热影响和不能在挡水埝和路基之间形成积水为原则。设置时间应该在路基本体稳定以后,而不是在路基修筑以前和修筑过程之中。

总之,冻土区路基施工的过程控制是保证冻土区路基工程质量和路基长期稳定性不可缺少的重要技术环节,这种过程控制也最终体现了施工过程与设计思想在冻土区工程建设技术路线上的一致性。

青藏铁路冻土路基 合理路堤高度研究

张建明 章金钊 刘永智

(中国科学院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘 要:从反映冻土路基热稳定性的路堤临界高度出发, 结合青藏铁路冻土路基试验工程, 对青藏高原冻土路基的合理路堤高度进行了现场试验研究及数值模拟研究。现场试验结果表明: 路基下冻土人为上限的变化与路堤高度呈非线性关系, 路堤高度太小或太大都会造成路基下多年冻土上限的下降。数值计算结果表明: 在相同的年平均地温条件下, 路基下冻土的人为上限随路堤高度的增大而上升, 随路基运行时间的增长而下降; 当路堤高度大于一定数值时, 在路堤建成的第一个寒季过后, 路堤内会残留融化夹层, 并且融化夹层的厚度随路堤高度的增加而增大。铁路路堤临界高度存在的年平均地温临界值约为 -0.6°C 。

关键词:青藏铁路; 冻土路基; 临界高度; 现场试验; 数值模拟

在多年冻土地区进行道路工程建设, 改变了原天然地表与大气之间的热量平衡条件, 使路基下天然季节融化层的深度发生变化。大量的现场观测资料表明: 对零断面或较低路堤, 由于表面性状的改变, 可使夏季的吸热量明显增大, 致使人为上限的深度超过了路堤高度与天然上限之和, 于是路基下多年冻土上限开始下降。对于稍高的路堤, 即使在夏季施工, 由于多年冻土地区存在着冬季的冻结深度大于夏季融化深度的能力, 从而有可能使冬令期的回冻深度大于路堤高度与天然上限之和, 于是形成衔接的冻土层, 但来年的融化深度却小于路堤高度与天然上限之和, 因而冻土上限开始上升, 形成冻土核。随着路堤高度的继续增大, 当路堤内夏季的吸热量超过了冬季的潜在冻结能力时, 就会在堤体或基底土层内残留融化夹层, 形成融化核, 并导致路基下多年冻土上限的持续下降。路基工程设计中, 为了利用季节融化层作为路基基底, 防止多年冻土上

中国科学院寒区旱区环境与工程研究所知识创新工程项目 (2004104)

中国科学院知识创新工程重要方向性项目 (KZCX3 SW-351)

中国科学院知识创新工程重大项目 (KZCX1-SW-04)

限附近高含冰量土层发生融化,要求最低的路堤高度不致引起天然上限下降,这个最低的路堤高度称为下临界高度。同时,最高的路堤高度又不会在堤体或其基底土层内形成融化夹层,这个最高的路堤高度称为上临界高度。因此,下临界高度和上临界高度构成了评价冻土路基热稳定性的两个指标。

1 现场试验研究

为了研究多年冻土地区路堤合理高度问题,随着2001年青藏铁路的全面开工,在青藏高原北麓河地区开展了青藏铁路厚层地下冰地段冻土路基合理路堤高度的现场试验研究。研究内容主要为不同路堤高度测试断面的地温监测,研究的主要目的是通过对冻土路基温度场及路基下冻土人为上限变化规律的分析,确定冻土上限变化与路堤高度的关系,提出铁路路基的合理路堤高度。

1.1 试验工程概况

冻土路基合理路堤高度试验段设计里程为DK1 136+755~DK1 136+800,长度45 m。共设3个测试断面:DK1 136+755, DK1 136+775, DK1 136+800,其路堤高度分别为3.0 m, 4.2 m, 5.4 m。测试元件的布设方案为:分别在路基中心、两侧路肩及天然地表布设4个测温孔。路中孔深度为25 m,左路肩(阳坡)孔深为20 m,右路肩(阴坡)孔深为10 m,天然地表孔深为18 m。左路肩孔路面以下0~15 m测温探头的间隔为0.5 m,15~20 m的探头间隔为1 m,其余孔内探头间隔均为0.5 m。在相同温度监测剖面位置,分别在两侧路肩的路基表面、路基基底及原天然上限附近布设6个路基变形监测点,如图1所示。

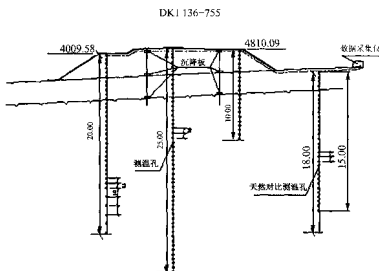


图1 合理路堤高度试验段典型断面测试元件布设情况

测试断面的测温探头采用热敏电阻,用高精度数字式万用电表现场量测其电阻值,然后根据室内标定的回归方程换算出各测点的温度。路基变形监测采用沉降板,用高精度数字式电子水准

仪直接测量其相对于现场水准点的高程变化。观测的频率均为 1 次/10 天。本试验段已获得 2001 年 9 月~2004 年 12 月 4 个冻融循环比较完整的地温观测资料。根据天然孔测温资料,该试验段冻土的年平均地温为 $-0.5^{\circ}\text{C} \sim -1.0^{\circ}\text{C}$ 。

1.2 试验结果分析

根据 4 个融化季节的地温观测资料,得出该试验段及相邻试验段 8 个测试断面路基中心孔的冻土上限及其变化值(见表 1)。由表中可以看出,虽然所有测试断面路基中心孔的上限深度均大于施工前(2001 年)的天然上限,但由于采取了修筑路堤、保温护道等保护多年冻土的工程措施,其人为上限均有所上升,升高的幅度为 $0.3 \sim 1.7 \text{ m}$ 。同时,由表中还可以看出,路基施工前后冻土上限上升的幅度并不随路堤高度的增加而增大。相反,路堤高度越大冻土上限上升的幅度越小。由此可见,从保护多年冻土的原则考虑,的确存在一个合理路堤高度的问题,路堤高度过大反而会造成路基下多年冻土上限的下降。

表 1 路基中心孔冻土上限变化特征

断面位置	路堤高度(m)	上限深度 (m)				上限变化 (m)		
		2001	2002	2003	2004	2002	2003	2004
DK1 136+520	2.9	2.2	4.5	4.4	4.5	+0.6	+0.7	+0.6
DK1 136+540	4.5	2.0	5.5	5.5	5.5	+1.0	+1.0	+1.0
DK1 136+580	5.0	1.9	6.5	6.5	5.5	+0.4	+0.4	+1.4
DK1 136+600	4.0	1.9	4.9	4.8	4.2	+1.0	+1.1	+1.7
DK1 136+620	3.2	1.9	4.1	3.9	3.5	+1.0	+1.2	+1.6
DK1 136+755	3.0	2.0	4.4	4.3	3.7	+0.6	+0.7	+1.3
DK1 136+775	4.2	2.0	6.0	5.9	5.9	+0.2	+0.3	+0.3
DK1 136+800	5.4	2.3	7.4	7.4	7.4	+0.3	+0.3	+0.3

通过整理分析,从表 1 中冻土上限与路堤高度的关系可以发现,路基中心孔的上限深度与路堤高度具有良好的对应关系(见图 2),冻土的人为上限深度随路堤高度的增加呈线性增大趋势,并且人为上限深度增加的幅度大于路堤高度增加的幅度,其比率为 $1:1.2$ 。同时,冻土上限变化值与路堤高度呈非线性变化关系(见图 3)。由此说明,路堤高度过大必然会引起路基下冻土上限的下降。从目前获取的观测资料来看,该地区合理的路堤高度应为 $2.5 \sim 5.0 \text{ m}$ 。路堤高度太大或太小都会造成路基下多年冻土上限的下降。

2 数值模拟研究

大量的研究结果表明,冻土路基的临界路堤高度除了受路基表面的热学性状、路堤填土和基底土层的岩性、水分等内部因素控制之外,还与路基所处位置的环境、气候等外部条件以及路基的设计使用年限有关,尤其与当地的年平均气温密切相关。现场试验研究由于受人力、物力等各种条件的限制,不可能对这些问题进行全面而深入的分析,针对这类问题必须开展大量的数值模

拟研究。为了确定冻土路基在不同年平均气温、不同设计使用年限条件下的临界路堤高度及路堤临界高度存在的年平均气温条件,对冻土路基在不同年平均气温条件下的温度场进行二维有限元非稳态数值分析,得出路基设计使用年限内路堤上、下临界高度随年平均气温的变化规律,并给出铁路路堤临界高度存在的年平均气温临界值。

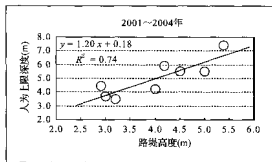


图2 路基下冻土人为上限与路堤高度的关系

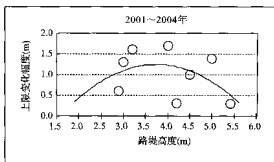


图3 路基下冻土上限变化与路堤高度的关系

2.1 控制方程及计算区域

众所周知,在冻土路基温度场计算中,当仅考虑介质的热传导、冰水相变而忽略热对流及其他作用,并认为未冻水含量仅是温度的函数时,路基断面内温度场的分布可用如下伴有相变问题的二维热传导微分方程描述:

$$\rho C \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) \quad (1)$$

$$C = \begin{cases} C_u & (T > T_f) \\ C_t + \frac{C_u - C_t}{T_f - T_b} (T - T_b) + \frac{L}{(1+W)} \frac{\partial W_i}{\partial T} & (T_b \leq T \leq T_f) \\ C_t & (T < T_b) \end{cases} \quad (2)$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_u & (T > T_f) \\ \lambda_t + \frac{\lambda_u - \lambda_t}{T_f - T_b} (T - T_b) & (T_b \leq T \leq T_f) \\ \lambda_t & (T < T_b) \end{cases} \quad (3)$$

式中 ρ 为土的天然容重 (kg/m^3); C 为土的视比热 [$\text{J}/(\text{kg} \cdot \text{K})$]; C_u , C_t 分别为融土及冻土的比热; λ 为土的视导热系数 [$\text{J}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot \text{K})$]; λ_u , λ_t 分别为融土及冻土的导热系数; L 为水的相变潜热 (J/kg); W , W_i 分别为冻土的总含水量及含冰量; T_p , T_b 分别为冻上剧烈相变区的上、下界温度值 ($^{\circ}\text{C}$); T 为温度 ($^{\circ}\text{C}$); t 为时间 (h); x , y 为空间变量 (m)。

参照现场实际情况,计算模型中路面宽度取为 10 m,路堤边坡坡率取为 1:1.5,路基两侧计算宽度为路堤坡脚各向外延伸 30 m,计算深度为天然地面以下 30 m。根据青藏铁路北麓河试验段典型钻孔资料,计算区域按土的岩性分为 5 层:卵石土(路堤填土),碎石亚砂土

(0~0.5 m), 砾砂 (0.5~2.0 m), 亚黏土 (2.0~8.0 m), 砂岩夹泥岩 (8.0~30 m), 如图 4 所示。

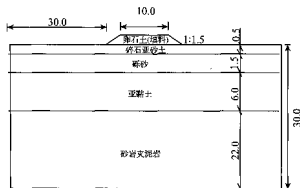


图 4 冻土路基温度场计算区域图 (单位: m)

2.2 边界条件及初始条件

根据青藏高原多年观测资料及“附面层”原理, 计算区域的上边界温度条件可以表示为如下的三角函数形式:

$$T = T_0 + \alpha \cdot t + A \sin \left[\frac{2\pi \cdot t}{8760} + \frac{\pi}{2} \right]$$

式中 T_0 为下附面层底的年平均地温; α 为未来 50 年内由全球升温引起的上边界年平均温度的增温率; t 为路基的运行时间 (h); A 为上边界温度的年振幅; $\pi/2$ 为计算的初始相位 (对应一年中上边界温度最高的时刻)。

根据最近的研究结果, $\alpha = 0.02^\circ\text{C}/8\ 760\ \text{h}$, 对天然地表, $A = 11.5^\circ\text{C}$, 对路堤表面, $A = 14.5^\circ\text{C}$ 。根据青藏高原多年冻土地区年平均地温的变化范围, 分别取天然地表的 T_0 为 -0.3°C , -0.5°C , -1.0°C , -1.5°C , -2.0°C , -2.5°C , -3.0°C 进行计算。按照“附面层”原理, 对应路堤表面 T_0 的取值见表 2。

表 2 上边界条件的年平均温度取值

($^\circ\text{C}$)

气温	-2.8	-3.0	-3.5	-4.0	-4.5	-5.0	-5.5	附面层总增温
天然地表	-0.3	-0.5	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0	2.5
路堤边坡	1.2	1.0	0.5	0.0	-0.5	-1.0	-1.5	4.0
砂砾路面	1.2	1.0	0.5	0.0	-0.5	-1.0	-1.5	4.0

根据青藏高原北麓河气象站 60 m 深钻孔测温资料, 天然地表以下 30 m 处地温梯度的平均值为 $0.03^\circ\text{C}/\text{m}$, 故以此作为计算区域的下部边界条件。考虑到路基两侧选取的计算宽度较大, 且模型以路堤中心线为对称, 故可取其一半进行计算, 并将计算区域的两个侧面设为绝热边界, 如图 5 所示。

初始条件的选取是以 $\alpha = 0$ 时的天然地表为上边界, 计算 100 年后天然场地的温度场, 并以此作为计算区域天然地表以下土层的初始温度。同时, 从安全的角度考虑, 路堤填土的初始温度取为一年中天然地表的最高温度。

2.3 土层的热物理参数

根据现场实测及有关参考资料, 将计算中所需各土层的热物理参数归纳为表 3。土层的视比热是根据不同温度区间内土中未冻水含量或结冰率, 考虑水的相变潜热通过计算而得出的等效比热, 见表 4。

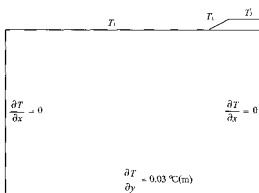


图 5 计算区域边界条件示意图

表 3 土层的热物理参数

岩性	深度 (m)	干容重 (kg/m ³)	含水量 (%)	导热系数 [J/(m·h·K)]		比热 [J/(kg·K)]	
				冻土	融土	冻土	融土
卵石土	路堤填土	2 060	6	5 040	4 140	707	862
碎石亚砂土	0~0.5	1 800	15	6 552	5 760	977	1 266
砾砂	0.5~2.0	1 900	10	9 405	6 897	810	1 044
亚黏土	2.0~8.0	1 600	30	7 632	5 112	1 222	1 608
砂岩夹泥岩	8.0~30	1 800	15	6 552	5 760	982	1 272

表 4 土层的视比热值

[J/(kg·K)]

岩性 \ 温度(°C)	20~0.0	0.0~-0.2	-0.2~-0.5	-0.5~-1.0	-1.0~-2.0	-2.0~-3.0	-3.0~-5.0	-5.0~-10	-10~-20
卵石土	861.7	62 405	9 060	3 497	2 156	1 004	973.5	820.2	706.6
碎石亚砂土	1 266	66 718	30 344	18 693	5 572	3 362	1 776	1 152	977.2
砾砂	1 044	99 886	14 212	5 278	3 126	1 278	1 231	992.5	810.0
亚黏土	1 608	130 278	35 903	11 864	6 678	6 640	2 702	1 737	1 222
砂岩夹泥岩	1 272	1 267	30 562	16 080	6 160	3 658	2 364	1 476	981.8

2.4 计算结果及分析

将上述边界条件、初始条件及土层的热物理参数代入模型中, 利用有限元分析软件 MSC. Marc 进行计算。首先得出不同年平均地温条件下冻土的天然上限深度, 然后根据不同路堤高度条件下路基中心位置在设计使用年限末 (50 年) 的人为上限深度, 得出不同年平均地温条件下冻土人为上限的变化值与路堤高度的关系, 如图 6 所示。由图中可以看出, 路基下冻土的人为上限随年平均地温的降低及路堤高度的增大而上升。

计算结果同时显示, 当路堤高度大于一定数值 (一般为 4~5 m) 时, 在路堤修筑当年的冬令期

过后,路堤内会残留融化夹层,并且融化夹层的厚度随年平均地温的升高及路堤高度的增加而增大,见图7。

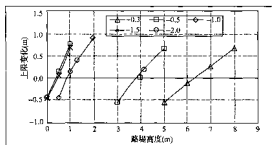


图6 铁路路基下冻土人为上限变化与路堤高度的关系

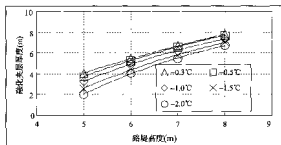


图7 铁路路堤内融化夹层厚度与路堤高度的关系

2.5 路堤临界高度的确定

根据下临界高度的定义,以设计使用年限内路基下冻土的人为上限与天然上限相比不致下降作为判定标准,由图6中各条曲线与X轴的交点可以得出不同年平均温度条件下路堤的下临界高度,见表5。

表5 不同年平均温度条件下路堤的下临界高度

年平均气温(°C)	-2.8	-3.0	-3.5	-4.0	-4.5	-5.0	-5.5
年平均地温(°C)	-0.3	-0.5	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0
下临界高度(m)	6.8	4.2	1.1	0.6	0.5	—	—

按照上临界高度的定义,以路堤建成的第一个寒季后路堤内是否残留融化夹层作为判别标准,将图7中的曲线进行二次多项式回归,并计算其与X轴的交点可以得出不同年平均温度条件下路堤的上临界高度,见表6。

表6 不同年平均温度条件下路堤的上临界高度

年平均气温(°C)	-2.8	-3.0	-3.5	-4.0	-4.5	-5.0	-5.5
年平均地温(°C)	-0.3	-0.5	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0
上临界高度(m)	3.4	3.4	3.9	4.1	4.4	—	—

2.6 临界高度的存在条件

最新的研究结果表明,路堤临界高度的存在条件主要与当地的年平均气温有关。为此,以路堤上、下临界高度随年平均气温变化的关系作为限制条件,其交点处对应的气温即为路堤临界高度存在的年平均气温临界值,如图8所示。由图可见,铁路路基路堤临界高度存在的年平均气温临界值约为 -3.1°C 。

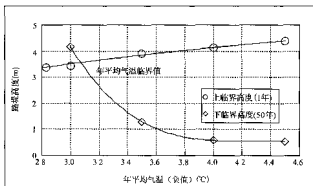


图8 铁路路堤上、下临界高度随年平均气温的变化关系

3 结论及建议

(1) 修筑路堤对路基下多年冻土的生存和发育条件具有非常明显的影响。现场试验结果表明,路基下冻土人为上限深度随路堤高度的增加呈线性增大趋势,并且人为上限深度增加的幅度大于路堤高度增加的幅度。同时,路基下冻土人为上限的变化值与路堤高度呈非线性关系。由此说明,路堤高度太大或太小都会造成路基下多年冻土上限的下降。

(2) 数值计算结果表明,在相同的年平均温度条件下,路基下冻土的人为上限随路堤高度的增大而上升,随路基运行时间的增长而下降。取路基的设计使用年限为 50 年时,年平均地温分别为 -0.3°C , -0.5°C , -1.0°C , -1.5°C , -2.0°C 条件下,铁路路堤的下临界高度分别为 6.8 m, 4.2 m, 1.1 m, 0.6 m, 0.5 m。

(3) 计算结果同时显示,当路堤高度大于一定值(一般为 4~5 m)时,在路堤建成的第一个寒季过后,路堤内会残留融化夹层,并且融化夹层的厚度随路堤高度的增加而增大。根据上路界高度的定义,年平均地温分别为 -0.3°C , -0.5°C , -1.0°C , -1.5°C , -2.0°C 条件下,铁路路堤的上临界高度分别为 3.4 m, 3.4 m, 3.9 m, 4.1 m, 4.4 m。

(4) 根据有关参考文献建议的影响路堤临界高度存在条件的主要因素及其确定方法,得出路基设计使用年限为 50 年时,铁路路堤临界高度存在的年平均气温临界值约为 -3.1°C ,相应的年平均地温约为 -0.6°C 。

(5) 大量的研究结果及工程实践均表明,冻土路基热稳定性是多年冻土地区道路工程稳定性的核心。为了保证冻土路基的热稳定性,路堤高度必须大于下临界高度而小于上路界高度。然而,当年平均气(地)温高于上述临界值时,这个路堤高度是不存在的。因此,在这类地区应采取何种措施来保证冻土路基的稳定性,需要开展研究。

(6) 限于目前冻土学理论研究的实际水平,本文在冻土路基温度场计算中仅考虑了冻土的相变及热量传输问题,而没有考虑冻融过程中的质量迁移。同时,假设冻土在冻融过程中含水量保

持不变,即没有考虑冻土融化后的排水问题。这种假设显然与实际情况存在一定的差距,建议在今后的计算中适当改进,并且要加强有关方面的基础理论研究。

(本文原登载于《中国铁道科学》2006年第27卷5期)

高原多年冻土区路基沉降及开裂的理论分析与计算探讨

蒋富强 杨永鹏 杨印海 王小军 贾海锋 孙波

(中铁西北科学研究院, 甘肃 兰州 730000)

摘 要:高原多年冻土区路基表面裂缝主要有三大类: 暖季末的融沉张拉裂缝、寒冻裂缝和固结沉降裂缝。青藏铁路试验段路基观测表明, 在高原多年冻土区的路基中暖季末形成的融沉张拉裂缝, 其形成机理是由路基体原活动层中的水分相变而引起路基土体体积变化进而导致路基体左右侧不均匀沉降所致; 在寒季形成的寒冻裂缝是由于冻土层的不同热膨胀量, 引起个别层的不均匀收缩; 在高原多年冻土区的路基体形成的固结沉降裂缝, 与施工质量、施工方法及大气降水过程紧密相关。针对高原多年冻土区路基的变形及开裂机理进行理论分析, 建立计算模式: 在对路基横断面进行条块划分的基础上, 路基条块按人为上限旋转, 从而进行融沉裂缝计算。考虑变形与时间之间的联系, 建立了计算裂缝的理论模式。

关键词:多年冻土; 路基; 裂缝; 变形; 理论分析; 计算

在高原多年冻土区修建铁路, 路基的稳定性是整个工程成败的关键。路基在暖季产生的融沉裂缝, 在寒季产生的寒冻裂缝, 都可能对路基稳定性构成一定影响。正确认识各种裂缝的形成机理, 根据裂缝形成机理及原因进行理论分析计算, 并通过实践验证, 对正确认识各种裂缝的形成机理可以起到相互补充和完善的作用。国内针对高原多年冻土区路基沉降、裂缝进行理论分析与计算还未开展过, 国外针对天然地面发生的寒冻裂缝有所涉及。通过分析多年冻土区路基沉降及开裂原因, 并根据其形成原因来计算其发生发展, 以期在理论上有所结论。

1 高原多年冻土区路基变形及裂缝性质、分类

1.1 高原多年冻土区路基变形特点及计算

通过对青藏铁路试验段路基成型一年后的变形特点分析得出, 路基施工刚完成两、三个月内, 粗颗粒填料为主的路基变形是以沉降为主, 沉降幅度较大, 固结沉降变形机理在发挥主要作用。随后的变形也以沉降为主, 但沉降速率逐渐减小, 沉降机理主要以人为上限变化引起的路基

横断面各部位不均匀沉降,同时也与路基体内的水分迁移规律及热缩效应有关。

目前,国内主要是按以下方法计算高原多年冻土区路基的沉降量。利用试验及观测资料,确定路堤本体融化至最大融化深度时的总沉降量。

$$S = \frac{e_2 - e_1}{1 + e_1} h = \frac{\Delta e}{1 + e_1} h \quad (1)$$

$$\Delta e = A_m + f(p) \quad (2)$$

也就是说,有两种因素引起冻土融化后孔隙比的变化, A_m 是体融化后水分相变、迁移引起的体积变化, $f(p)$ 是路基土体在外压力作用下土体发生位移沉降。根据(1)、(2)式,引入融化下沉系数 A_0 和融化后体积压缩系数 m_v ,求得:

$$S = A_0 h + m_v h p$$

以上计算在路基体成型的一年内是可以的,但随时间推移,路基体的变形就以人为上限变化而引起路基变形的作用机理为主,固结沉降变形过程基本完成,可以不考虑。故路基体在暖季变形是以融沉为主,其变形量:

$$\Delta S = A_0 h + f(w, \gamma)$$

式中 A_0 是指路基上体含水率超过其起始融沉含水率后,路基土体融化后的融化下沉系数; $f(w, \gamma)$ 是指路基土体融化后水分下渗、细颗粒上下沉引起的路基体变形。

路基体在寒季的变形应以冻胀为主,其变形量:

$$\Delta S = A_0 h - f(w, \gamma)$$

式中 A_0 是指路基体含水率超过其起始冻胀含水率后,路基土体回冻后的冻胀系数; $f(w, \gamma)$ 是指路基体在回冻过程中,路基体内水分迁移引起高温夹层的压缩沉降变形量。

1.2 基本特性

青藏铁路试验段自2002年8月开始出现了路基纵向裂缝,其主要特点是,基本与路基中心线平行,并分布于路基阳侧坡面和顶面上。根据对清水河试验段路基调查发现,裂缝主要展布在各试验路基的对比段、站场路基、普通路基的阳坡路肩及坡面上和通风管路堤的保温护道上。2002年12月后又出现了不同性质的裂缝,分布于各路基表面,以横向裂缝为主,有部分纵向裂缝出现在路基面和路基坡面上。它们的形成是冻土冷生现象在路基表面的一种表现。

清水河试验段直线段路基的走向为 $S80^\circ W$,基本为东西走向,线路左侧坡面为阳面,受热程度明显区别于线路右侧坡面。

1.3 裂缝分类

现场所观察到的裂缝基本呈现一定的规律,按其形态、所处位置、形成原因及裂缝延伸与线路前进方向的对比可分为以下几类:

- (1) 按裂缝形态分为直线形、圆弧形和折线形;
- (2) 从裂缝所处位置分为坡面裂缝、路基面裂缝、保温护道边坡和顶面裂缝;
- (3) 按裂缝形成原因分为融沉张拉裂缝、寒冻裂缝和固结沉降裂缝;

(4) 按裂缝延伸与线路前进方向的对比分为纵向裂缝、横向裂缝、斜向裂缝。

2 变形原因及对裂缝形成机理分析与计算

根据对裂缝发生所呈现的一些规律可以判断,高原多年冻土上路基表面裂缝主要有三大类,即暖季末的融沉张拉裂缝、冬季的寒冻裂缝和冻结沉降裂缝。前两种裂缝出现的较多。

在高原多年冻土上的路基暖季末形成的融沉张拉裂缝,其形成机理是由路基体内的水分迁移、路基填土及原活动层中的水分相变而引起路基土体体积变化,导致路基体左右侧不均匀沉降,其主要特点是:裂缝延伸方向多与路基中心线平行;发生时间基本在每年8~10月间;裂缝呈上宽下窄形状,无明显错台;裂缝深度较深,属于典型的张口裂缝。

当路基土体开始冻结时,沿路基体垂向温度存在着一定量的梯度,温度的这种不均匀变化引起冻土中各层不均匀收缩,并导致在接近路基表面处的应力达到最大值。在足够的冷却强度下,应力可以超过土的极限强度,并在正在冻结或已冻结的土中出现扩展到一定的裂隙,这就是寒冻裂缝。其形成条件与土层中形成的相当水温度梯度有关,这种现象只能发生在密实的冻土体中,含水量超过塑限的松散砂、亚黏土及黏土层,以及全部孔隙中被冰充填的砂、砂砾土中(B. A. 库德尼雅采夫, 1974a)。此类裂缝的特点是在冬季发生;裂缝规律性差,在路基表面及天然地面均有发生;在路基体中基本是以横向展布为主;裂缝深度较浅。根据以上对裂缝形成机理的分析来计算路基沉降及开裂。

2.1 暖季末融沉纵向裂缝计算

暖季末纵向裂缝形成原因主要由路基左右侧的不均匀沉降引起,如图1所示。

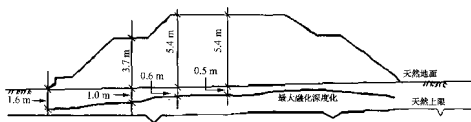


图1 横断面沉降计算图

2.1.1 不均匀沉降量计算

图1显示出,其人为上限已抬升接近于原地面附近,路基填高5.3m;路基中心孔的最大融化深度5.9m;左侧路肩孔最大融化深度6m;保温护道高度3.7m;根据坡脚孔最大融化深度1.60m,与路肩孔的最大融化深度内差;保温护道处的最大融化深度进入原活动层1.0m。

根据2002年11月的钻孔资料,该段路基填料含水率在2%~8%之间,填料的干容重平均为2.0 g/cm³,填料成分属角砾土,压实程度较高。原季节融化层含水率平均35%,容重1.75 g/cm³,原地面下0.3~1.5m,属砂砾土,其下为泥灰岩。根据以上基础资料试计算路基不同部位的沉降量。

据《冻土地区建筑地基基础设计规范》(JGJ 118—98),路基填料部分只存在融化后体积压

缩沉降量,而不存在融化下沉沉降量。路基填料的压缩系数 $m_v = 0.009 \text{ cm}^2/\text{kg}$, 原活动层 $m_v = 0.03 \text{ cm}^2/\text{kg}$, $\alpha_1 = 0.5$, $W_0 = 11\%$ 。

原活动层的融化下沉系数:

$$S_0 = \alpha_1 (W - W_0) = 0.5 \times (35\% - 11\%) = 0.12。$$

路基中心沉降量由本体填料体积压缩沉降量、原活动层的融化下沉沉降量和融化后体积压缩沉降组成。因此路基中心的沉降量:

$$S_1 = 0.009 \text{ cm}^2/1000 \text{ g} \times 1/2 \times 530 \text{ cm} \times 530 \text{ cm} \times 2.0 \text{ g/cm}^3 + 0.12 \times 60 \text{ cm} + 0.03 \text{ cm}^2/1000 \text{ g} \times 60 \text{ cm} \times 530 \text{ cm} \times 2.0 \text{ g/cm}^3 = 11.64 \text{ cm}$$

同理,路肩位置处的沉降量:

$$S_2 = 0.009 \text{ cm}^2/1000 \text{ g} \times 1/2 \times 530 \text{ cm} \times 530 \text{ cm} \times 2.0 \text{ g/cm}^3 + 0.12 \times 70 \text{ cm} + 0.03 \text{ cm}^2/1000 \text{ g} \times 70 \text{ cm} \times 530 \text{ cm} \times 2.0 \text{ g/cm}^3 = 13.15 \text{ cm}$$

保温护道位置处的沉降量:

$$S_3 = 0.009 \text{ cm}^2/1000 \text{ g} \times 1/2 \times 370 \text{ cm} \times 370 \text{ cm} \times 2.0 \text{ g/cm}^3 + 0.12 \times 100 \text{ cm} + 0.03 \text{ cm}^2/1000 \text{ g} \times 100 \text{ cm} \times 370 \text{ cm} \times 2.0 \text{ g/cm}^3 = 15.45 \text{ cm}$$

2.1.2 裂缝计算

根据路基中心、路肩及保温护道位置处沉降量计算,发现各部位沉降量有差异。以路基表面变形点把路基划分成4条块(见图2),各条块沿路基横断面变形均不一致,这样就形成了各条块的重心沿冻融交界面发生旋转。从上述条块变形来看,在路基表面路肩部位、路基中心部位、保温护道与路基边坡交界



图2 横断面不均匀沉降分析图

处、保温护道肩部位易发生裂缝,这与现场调查情况基本相符。条块1的重心较条块2高,在发生旋转时受条块2的阻力较大;条块3在旋转时受条块4的阻力相对较小,条块2、3的沉降量差不多,因此存在着保温护道与路基边坡交界处裂缝较宽;裂缝呈上宽下窄形状,无明显错台,属张口裂缝特点,这也与现场调查情况相符。

试算条块1沿路基中心所发生的裂缝宽度,条块1在左边界沉降量为13.15 cm,在右边界沉降量为11.64 cm,左边界比右边界多沉降1.51 cm。如果路基宽度为8 m,路基左侧最大融化深度为6 m,以条块1的右下角为旋转中心,那么它影响到路基中心位置处的裂缝宽度为:

$$D = 6 \times \tan \left(\arctan \frac{1.51}{400} \right) = 0.023 \text{ m} = 23 \text{ mm}$$

土体本身抗拉强度,主要取决于土体的含冰量,而路基填土均为粗颗粒土,持水率较低,因此抗拉强度也较低。如果裂缝出现,即表明土体已不能承受拉应力。计算裂缝的深度需要知道路基体条块在旋转时,究竟沿原天然地面发生,还是沿人为上限发生。由于原季节活动层土的性质和路基填料性质差别很大,因此路基条块按原天然地面线发生旋转的可能性大。裂缝的深度还取决于条块各部在旋转时所受阻力的程度。沿着阳侧坡脚,随着融化深度的加深,条块4先行于条

块 3 沉降旋转, 条块 3 先行于条块 2 沉降旋转, 而条块 1 在最大融化季节最后沉降, 因此条块 1 所受阻力较小。由此判断发生在路基表面中心部位的融沉张拉裂缝深度在 5.4 m。

2.2 寒冻裂缝的计算

路基表面发生寒冻裂缝与路基表面形态及寒季路基的温度场相关。在季节融化层中具有最大温度梯度的地段, 可能出现寒冻开裂的最大值 (库德里亚采夫, 郭东信等译, 1992a)。根据托斯托瓦洛夫的推导, 在假定应力和温度的变化成比例的条件下, 冻结土体表面附近的剪应力值可用下面近似方程表示:

$$\tau_x = \frac{1}{2} n \cdot \alpha \cdot G \cdot x \cdot \text{grad } \xi t \quad (3)$$

式中 $\text{grad } \xi t$ 表示冻土的温度 $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ 梯度, 表示剪切弹性模量; E 表示弹性模量; μ 表示冻土的泊松比; α 表示冻土的线性 (温度) 压缩系数; n 是接近于 1 的比例系数。从路基温度场分析 (见图 3), 发生寒冻裂缝最严重位置应在路基中心处, 由于路基宽度为 8 m, 一般发生寒冻裂缝均是沿路基横向, 在路基表面 30 cm 的土层含水率普遍偏低, 粗颗粒土的黏聚力普遍偏低, 因此, 其表面易于发生寒冻裂缝。

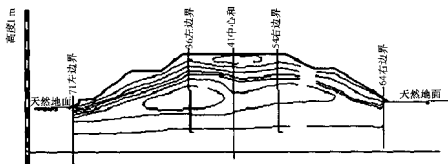


图 3 某路基断面 12 月 28 日地温曲线

根据公式 (3) 进行变换, 设 $n=1$, 得出有确定热膨胀系数的冻结土体的冻裂间的近似距离:

$$x = \frac{2\tau_x}{\alpha \cdot G \cdot \text{grad } \xi t}$$

根据观测资料, 路基表面位置处的地温值 $t_m = -30^\circ\text{C}$, 活动层 $h = 6\text{ m}$, 其

$$\text{grad } \xi t = \frac{t_m}{\xi} = \frac{30}{6} = 5 \text{ } (^\circ\text{C}/\text{m})$$

结果表明: 冻结砂土与冻结黏土相比, 其特征为具有高得多的极限抗压强度。冻土的抗拉强度也随温度的降低而增加, 并取决于土的含冰量。极限抗拉强度 (相当于快速增加荷载时的瞬时强度) 约为极限抗压强度的 $1/2 \sim 1/3$, 在快速增加荷载作用下, 低温饱冰冻结砂土的强度可高达

几百 kg/cm^2 (崔托维奇, 卢继洁译, 1984a)。亚黏土 $\tau_c = 24 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $\alpha = 130 \times 10^{-6}/^\circ$, 变形模数 $G = 2.6 \times 10^4 \text{ kg}/\text{cm}^2$ (库德里亚采夫, 郭东信等译, 1992a)。由于现成的规范中没有冻结砂土的基础数据资料可供参考, 参考国内外冻结砂土上的试验数据, 取 $\tau_c = 50 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $\alpha = 30 \times 10^{-6}/^\circ$, 变形模数 $G = 2.0 \times 10^4 \text{ kg}/\text{cm}^2$, 试算路基冻结砂土的寒冻裂缝之间的距离:

$$x = \frac{2 \times 50}{30 \times 10^{-6} \times 2.0 \times 10^4 \times 5} = 33 \text{ (m)}$$

以上的计算结果仅供参考。

裂缝宽度: $D = a \cdot t_{\text{em}} \cdot x = 30 \times 10^{-6} \times 30 \times 33 = 0.03 \text{ (m)}$ 。

以上计算是建立在路基填土在非常均匀的理想状态下。当然不可避免地存在着路基填土的含水率、密度不均匀, 冻土抗拉强度的应力薄弱处, 横向裂缝间距要较计算结果小, 个别情况要偏大的情况。裂缝的发生是必然的, 不过随着暖季来临, 寒冻裂缝将会消失。

寒冻裂缝的深度取决于路基体中温度梯度的分布规律, 温度梯度较大的部位在路基体表面下 50 cm 的深度, 因此基本可以判断寒冻裂缝的深度在 50 cm 左右。

2.3 其他裂缝分析

除了上述两大类裂缝外, 高原多年冻土区的路基体还存在着固结沉降裂缝, 产生原因与施工过程及大气降水过程紧密相关。例如涵洞两侧发生的横向沉降裂缝、路基边坡的圆弧形、纵向裂缝等均属固结沉降裂缝, 但它并不影响路基的整体稳定性。固结沉降裂缝主要是由于压实程度不均造成的, 例如边坡位置处大型压实机械无法靠边, 造成较路基中心部位处要疏松得多, 在雨季慢慢固结而造成部分沉降。不必担心路基表面会出现冻胀裂缝, 但在路基坡脚位置处出现冻胀丘、冰锥、冰幔的可能性还是存在的, 正如路基变形观测数据所显示的, 路基左侧边坡某一位置处和天然地面在寒季发生冻胀, 而路基左侧边坡及路基表面在寒季仍然发生沉降, 这主要是受路基体内水分迁移规律、热障效应的影响。极大的温度梯度及原活动层土体的高含水率为水分的迁移创造了条件, 水分迁移引起水分相变, 导致在路基左侧下部边坡和天然地面在寒季发生冻胀, 条件具备的地方甚至引起冻胀丘、冰锥、冰幔等。

3 结 论

(1) 通过对青藏铁路试验段路基成型一年后的变形特点分析, 路基施工刚完成一段时间内, 以粗颗粒填料为主的路基变形以沉降为主, 且沉降幅度较大, 沉降机理属固结沉降。随后的变形也是以沉降为主, 但沉降速率逐渐减小, 主要是由人为上限变化引起路基横断面各部位不均匀沉降所致, 从而引发路基体产生融沉张拉裂缝。

(2) 高原多年冻土区路基表面裂缝主要有三大类: 暖季末的融沉张拉裂缝、寒冻裂缝和固结沉降裂缝。高原多年冻土区的路基中暖季末形成的融沉张拉裂缝, 其形成机理是由路基体原活动层中的水分相变, 引起路基土体体积变化导致路基体左右侧不均匀沉降所致; 寒季形成的寒冻裂缝是由于冻土层的不同热膨胀量导致个别层的不均匀收缩而引起的。高原多年冻土区的路基体还存在着固结沉降裂缝, 它与施工质量、施工方法及大气降水过程紧密相关。

(3) 裂缝的分析计算结果表明, 对路基体稳定构成隐患的主要是以暖季末发生的融沉纵向裂

缝，深度较深，基本可达原天然地面，在严重地段应采取相应的措施加以预防。寒冻裂缝对路基体稳定性不构成威胁，裂缝深度较浅，随着温度的升高会自然消失。

（本文原登载于《铁道工程学报》2003 年增刊）

青藏高原清水河多年冻土区 铁路路基沉降变形特征研究

李 忠 岳祖润

(石家庄铁道学院土木工程分院, 河北 石家庄 050043)

摘 要: 结合路基沉降变形试验段的地貌和冻土特征, 通过精确续密的实地观测, 试验数据表明, 在一个冻胀—融沉变形循环内, 多年冻土路基在横断面上的变形主要以融沉幅度大于冻胀幅度的缓慢下沉变形为主, 变形速率随时间逐渐降低; 路基工后变形主要集中在路基下伏的天然层中, 路基本体的变形很小; 路基变形在横断面上表现出向阳一侧变形幅度明显大于背阴一侧的变形幅度, 变形中心靠近向阳一侧, 而且路基变形与下伏多年冻土性质的变化关系密切。

关键词: 青藏铁路; 高原多年冻土; 路基沉降; 冻土上限; 观测

青藏高原高温冻土地区, 由于冻土对于外界的影响十分敏感, 温度和热量的扰动直接影响冻土的上限变化, 因此, 详细研究青藏铁路路基施工过程中及建成后对天然冻土的影响, 分析铁路路基下伏高原多年冻土记录基本体的沉降变形特征, 对于在高原地区进一步的科研和施工设计工作均具有重要的实际意义。

1 现场观测

1.1 观测场地

1.1.1 观测场地地貌特征

观测试验段位于青藏铁路格拉段昆仑山口—风火山之间的楚玛尔河高原准平原区, 里程为 DK1 024+900~DK1 025+000, 平均海拔 4 500 m。该试验区处于北纬 $32^{\circ}\sim 36^{\circ}$ 的(长)江(黄)河源多年冻土区的片状多年冻土带中, 平均海拔 4 500 m, 地势开阔平坦, 属典型的高原河流相沉积地貌, 植被覆盖率 10%, 热融湖塘集中分布, 地下水以大气补给的、暖季分布的冻结层

上水为主,水位不稳定,水量较小。该区属于青藏高原冰雪型气候区,冻结期为九月至次年四月,本段年平均气温 -6.2°C ,极端最高气温 23.1°C ,极端最低气温 -46.1°C ,年平均气温较差 27.8°C ;全年的主导风向为西风。太阳辐射强烈,不同坡向地面受热差别很大,阴面地温比阳面地温平均低 $1.5^{\circ}\text{C}\sim 2.5^{\circ}\text{C}$,冻土厚度阴坡比阳坡大 $50\sim 70\text{m}$ 。

1.1.2 观测场地冻土特征

该区上层为松散潮湿的棕黄色的细砂,颗粒成分以石英、长石为主,砂土质较均匀,上层见冻深度一般为 $1.9\sim 2.5\text{m}$ 之间,冻土上限一般为 2.5m ;中层为中密浅灰色砾砂,颗粒成分以长石、石英为主,砾石含量约 50% ,见冻深度一般为 $2.3\sim 2.6\text{m}$ 之间, $1.9\sim 2.5\text{m}$ 出发于厚层冰;岩芯松软潮湿;下层为厚度 $2\sim 3\text{m}$ 的杂色含土冰层,含砾砂团块包裹体,冰以厚层状网状产出,具厚层状网状构造,厚层冰中有气泡,体积含冰率 $50\%\sim 60\%$,为饱冰冻土。岩芯呈短柱状,融化后有大量水溢出。底层为深灰色强~中等风化的泥岩,块状构造,泥质结构,局部夹灰绿色页岩及坚硬的泥灰岩。薄层冰发育,局部可见厚达 10cm 的厚层地下冰,地下冰层状构造,体积含冰率 $25\%\sim 30\%$,为富冰冻土,岩芯呈短柱状,融化后很湿、软化,局部溢出大量水。

该地区年平均地温约 $-1.5^{\circ}\text{C}\sim -1^{\circ}\text{C}$,低于 -0.5°C ,属于细颗粒土高温不稳定冻土区。冻土主要为高含冰量衍接型冻土,它的分布明显受到岩性、含水量的控制。在位于湖相沉积发育、细粒土为主的一级阶地上,高含冰量冻土为主;而在颗粒较粗的由冰水扇、洪积扇二、三级阶地及河漫滩上,则以整体状构造的少冰冻土或多冰冻土为主。

1.2 观测场地观测仪器选择、布置与测试

1.2.1 测斜管理设

为了保证试验数据的真实可靠,本次试验特选择了优质PVC管和高灵敏度的沉降测斜仪,分别在DK1 024+940和DK1 024+970两断面的地基表面、基床底层、路基表面各埋设二层(沉降管布置示意图见图1、图2),水平沉降管由每节 4m 的特制PVC管组成,管内水平和竖直方向刻有4根导槽。管与管的连接由套箍和螺丝完成,导槽可精确对准。DK1 024+940和DK1 024+970两断面的地基表面、基床底层、路基表面各三层水平沉降管2001年10月22日完成后便开始测试工作,至今已完测试86次。

1.2.2 测斜仪沉降测试

- (1) 将电缆一端接记录仪,一端接探头。工作示意图见图3。
- (2) 用普通 $6^{\#}$ 铁丝将探头及电缆拉至沉降管的起始端,然后缓缓地拉动电缆,每等长刻度

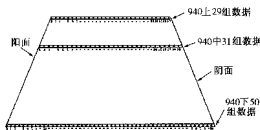


图1 DK1 024+940沉降测试断面
测点示意图(面向拉萨方向)

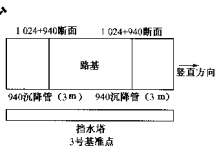


图2 青藏铁路格拉段清水河试验段
路基沉降测试平面示意图

线处(0.5 m的倍数)读数一次,直至沉降管的终止端。然后将测斜仪水平掉转180°,从另一端按同样的方法进行第二次测试,读数。注意每次测试读数都要把电缆拉紧,位置要拉准确,以防读数不稳。通常采用正反测试的目的是提高精度,可以抵消探头的初始值和沟槽倾斜偏差等因素所造成的系统误差。

(3) 用水准仪和现场3^等水准基点(海拔4 521.068 m,埋深16 m)抄平,得到沉降管起始端的标高,从而根据沉降差可得到各读数点的标高。第一次测试推算出各点的标高,即为未来测试的基准标高,即初始标高。

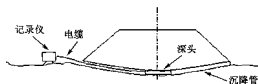


图3 水平测斜仪的工作示意图

(4) 直接读取水平测斜仪在DK1 024+940、DK1 024+970两个断面的读数,通过室内水平测斜仪的标定参数,计算路基沉降值,定期观测路基的沉降变化,为了最大限度地消除由于人工测试所带来的误差,将分别从每一根测试管的两头测试两次,综合处理所读取的路基沉降数值。

2 路基沉降变形特征分析

高原多年冻土路基的沉降变形主要与多年冻土的构造类型、多年冻土的工程地质条件、路基施工的质量以及路基所在地区的太阳辐射等条件有关。从2001年10月22日~2004年6月底,通过对DK1 024+940断面和DK1 024+970断面共进行的55次测试,在对15 000多数据进行处理后,发现多年冻土地区铁路路基的沉降表现出下列4个特点。

2.1 多年冻土地区铁路路基的变形虽然也分为冻胀—融沉两部分,但主体上缓慢沉降为主

从图4可以看出,高原多年冻土路基的沉降变形随时间变化主要有以下特点:

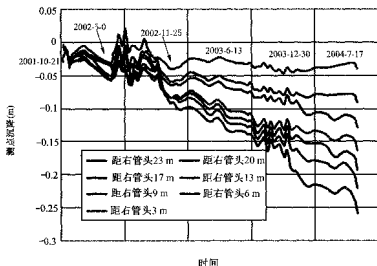


图4 多年冻土区铁路路基横向往变形随时间变化图

(1) 工后 1~2 个月, 路基填土初期, 随着地基本身的不断压密, 沉降在不断增加, 后期的沉降速率比填土初期有所减小, 但不明显。

(2) 随着冬季的到来, 地温下降至零度以下, 路基出现冻胀变形, 但幅度较小。例如 2002 年底至 2003 年初、2003 年底至 2004 年初的寒季, 冻胀量在 10~15 mm 左右, 而且路基表现为冻胀变形的时间短, 一般每年仅为 3~4 个月。

(3) 随着夏季的到来, 地温上升至零度以上, 路基出现融沉变形, 幅度较大。例如 2003 年 4~9 月、2004 年 4~9 月, 融沉量在 35~50 mm 左右, 而且路基表现为融沉变形的时间长, 一般每年为 6~7 个月。

从沉降曲线随时间变化的趋势分析, 路基的冻胀变形和融沉变形相互作用, 使路基的冻胀变形没有表现出来, 因此在一个冻胀—融沉变形循环内, 高原多年冻土铁路路基在横断面上的变形主要以融沉幅度大于冻胀幅度的缓慢下沉变形为主, 而且随着时间的推移, 这种变形速率虽会逐渐降低, 但短时间内不会停止。

2.2 多年冻土地区铁路路基的工后变形主要集中在路基下伏的天然土层中, 路基本体的变形不大

图 5 显示了 DK1 024+940、DK1 024+970 两个断面上的路基各层填土间的冻胀—融沉变形差, 从图中可以看出, 路基内各层的变形在工后 6 个月内有较大的差别, 但随着时间的推移, 路基本体的压密程度和整体性日趋提高, 路基上中下各层填料的变形差逐渐稳定在 1~5 mm 以内。高原多年冻土路基的冻胀—融沉变形主要发生在路基下伏的天然土层当中, 路基本体的变形已经很小, 特别是幅度较大的融沉变形, 主要是由于路基下伏多年冻土的融化下沉造成的。

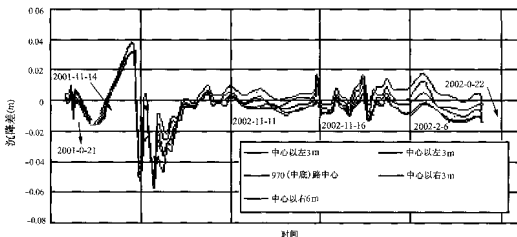


图 5 多年冻土地区铁路路基各层填土间变形差随时间变化图

2.3 多年冻土地区铁路路基的变形在横断面上表现出不均匀的特点, 向阳一侧的变形幅度明显要大于背阴一侧的变形幅度, 变形的中心不在路基中央, 而在靠近向阳一侧的路肩

图 6 显示了路基两侧向阳面和被阴面不同位置处的沉降曲线分散, 从图上可以看到路基两侧

的沉降曲线有明显的不同,阴坡沉降量小,变形幅度小,越靠近阳坡沉降量及变形幅度越大。阳坡坡脚向右 5~8 m 处的沉降最大。2002 年 9 月初至 2003 年 9 月初约,阴坡地基面沉降约 20 mm,阳坡地基面最大沉降达 60 mm。由于这种变形差异的发展,在路基完工 18 个月后,与路基向阳一侧出现了一系列的纵向张性裂隙,裂隙宽度介于 0.5~1.5 cm 不等。

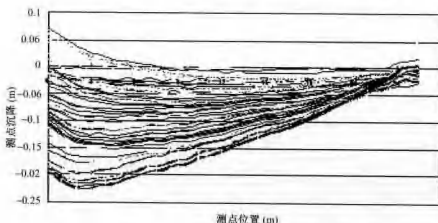


图 6 多年冻土区铁路路基向阳面与背阴面横向沉降变形图

2.4 多年冻土地区铁路路基的变形与路基下伏多年冻土的工程地质性质的变化关系密切

由于试验段路基所在冻土区属于细颗粒土高温不稳定冻土区,年平均地温高于 -1.5°C ,下伏多年冻土对外界的影响十分敏感,因此铁路路基的修建与施工直接影响了下伏多年冻土的赋存状态,特别是由于路基填高较大,在阳坡边坡形成吸热凹面,造成了进入路基下伏多年冻土的热通量大大多于进入天然地面下多年冻土的热通量。

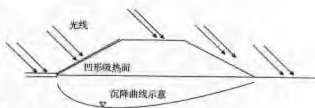


图 7 多年冻土区铁路路基向阳面接收太阳辐射及融化夹层中心示意图

如图 7 所示,由于铁路路基横断面上呈等腰梯形剖面,其向阳的一面承受太阳照射时间长,角度大必然能够接受更多的太阳辐射能量,使得路基两侧所吸收的太阳辐射能有很大的差异。

由下列公式可以简单计算路基两侧所接受的日太阳辐射总量:

$$Q_{\text{d}} = \int_{\delta_1}^{\delta_2} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \int_{\phi_1}^{\phi_2} S_0 \cos \phi d\phi d\theta d\delta$$

式中 Q_{d} 表示年太阳辐射总量; t 表示每天接收太阳辐射时间; δ 表示太阳辐射平面扫描角; θ 表示太阳辐射剖面扫描角; S_0 表示日太阳辐射系数,单位 $(\text{MJ} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1})$ 。

通过计算,可以发现向阳面所接受的太阳辐射时间长 3~4 h,日太阳辐射总量比背阴面大 8~10 ($\text{MJ} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$),而且路基两侧差异在夏季更为明显。再通过下列公式,可以计算不同地区进入多年冻土的热通量:

$$q = -\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \approx -\lambda \frac{T_0 - T_1}{\Delta z}$$

式中 q 表示进入多年冻土的热通量; T 表示多年冻土上限附近的温度; λ 表示多年冻土的导热系数单位 ($\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{C}^{-1}$); $\Delta z = 0.5 \text{ m}$ 。

图 8 显示了进入天然地面向下和铁路路基下的多年冻土的热通量曲线。由图中可以看到,天然地面向下的多年冻土的热通量曲线平缓,吸热期和放热期基本相等,说明多年冻土上处于相对稳定的状态;而路基下多年冻土的热通量曲线显示路基下多年冻土的吸热期远远大于放热期,多年冻土的热平衡已经被破坏,势必加大了多年冻土的融化深度,改变了多年冻土的上限位置,使得路基下伏多年冻土的工程地质特征向差的方向转变,并在路基下部靠近向阳面一侧形成了一个终年不冻的融化夹层,引起路基即使在冬季仍然会发生沉降。

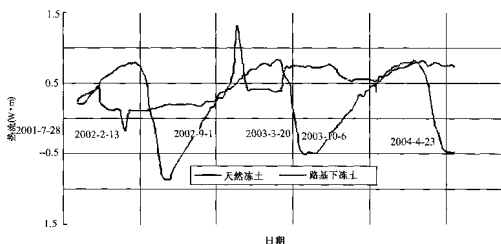


图 8 进入多年冻土区铁路运输路基中的热通量随时间变化图

由于融化夹层的中心靠近向阳面一侧的路肩(如图 7 所示),路基两侧的多年冻土活动层厚度不均匀,沉降变化幅度也就不均匀,向阳面明显要厚于被阴面,这也就造成了路基向阳面一侧出现的张性裂隙数量与规模明显要大于被阴面一侧。

3 结 论

综上所述,在青藏高原多年冻土区进行铁路施工在历史上还是第一次,虽然施工地区多年冻土的类型、年平均气温、地质、水文特点对于铁路路基的工后沉降变形关系密切,当时太阳辐射以及由于铁路路基施工所造成的多年冻土上限的变化及融化夹层的出现,决定着铁路路基沉降变形的特征。

只有通过精确缜密的实地观测,在分析了大量现场科研数据的基础上,准确可靠地掌握该地

区铁路路基沉降变形的特征，才能为在该地区铁路的设计、施工以及以后的运营管理、防治冻土路基各种病害提供理论依据和保障。

（本文原登载于《铁道标准设计》2005 年 10 期）

高温多年冻土区 普通路堤沉降试验研究

岳祖润 李 忠 葛建军 刘尧军

(石家庄铁道学院土木工程分院, 河北 石家庄 050043)

摘 要:选取未有任何冻土保护措施的清水河路堤试验段进行了连续三年的现场沉降、地温和气象监测。测试数据表明, 试验段冻土属于高温不稳定多年冻土区, 路基填筑后, 融化夹层厚度为 3.5 m, 成为路基沉降变形的主要因素; 路基阳坡与阴坡的沉降差异十分明显, 但路堤存在一个既可有效抵抗冻胀融沉, 又不至于产生过大差异的沉降合理高度范围; 地基沉降的最大值可能出现在阳面坡脚或其外侧附近, 沉降量随时间呈直线增加, 但因沉降速度没有明显增加, 该路基有可能最终趋于稳定。因此, 采取合理的冻土保护技术措施, 铺设隔热板, 加强阳坡的陆路热措施; 选择在寒季进行路堤填筑施工, 大大减小融化夹层厚度。

关键词:多年冻土区; 铁路; 路基; 沉降; 现场监测

在青藏高原清水河高温多年冻土区, 为了保护多年冻土, 路堤需要设置通风制冷隔热措施, 如通风管、热棒、片石垫层等。在试验段设置了两个断面(940 断面和 970 断面), 路堤没有采取任何冻土保护措施, 进行了长达三年的现场沉降、地温和气象监测, 分析路基沉降受冻土季节性冻融深度和温度分布的影响规律, 提出沉降预测方法, 研究高温多年冻土区填筑普通路基的可行性和技术措施。

1 采用的主要研究手段

1.1 路基概况

试验段位于高温不稳定细粒土多年冻土区。试验段路堤长度 100 m, 填高 4.0~4.25 m。两个试验断面的里程分别为 DK1 024+940 和 DK1 024+970。断面示意图见图 1。

室内实验测得地基土的性质: 地基表面 2.0 m 范围内属细砂土; 具弱冻胀性, 地基土的冻胀率在 0.4%~2% 之间; 融沉系数在 1%~5% 之间; 导热系数为 0.9~1.6; 渗透系数约为 6×10^{-3} cm/s; 冻融循环的土样强度有所降低, 压缩量有所增加。

路堤填料的性质: 试验段的路基填料属砾砂土, 具弱冻胀性, 冻胀率在 $0.5\% \sim 3\%$ 之间; 融沉系数在 $1\% \sim 5\%$ 之间; 导热系数 $0.86 \sim 1.16$; 填料的渗透系数大于 $3 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 。经过冻融循环的土样强度和压缩量变化不大。

1.2 沉降测试

采用的主要仪器是水平测斜仪。该仪器由沉降管、探头和二次记录仪组成, 其工作原理见图 1。探头内的主要元件是伺服加速度传感器。通过重力加速度在敏感水平轴上的投影, 可精确测量探头的倾角, 再根据探头长度得到探头两端的高程差, 从而得到沉降值。

水平测斜仪具有其他仪器无法比

拟的优点: (1) 精度高。每次读数的误差小于 0.1 mm , 经误差处理, 36 m 长剖面测试的累计误差小于 2 mm 。(2) 操作方便。整个测试系统可由一个人携带, 移动非常方便, 测试操作仅需两个人即可。(3) 可得到整个剖面的沉降曲线, 测点间距最小为 0.5 m 。(4) 对填土施工无干扰。(5) 不受气候影响。不足之处, 沉降管制制的 PVC 管造价比较高, 约为普通 PVC 管的四倍。

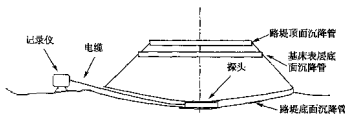


图 1 水平测斜仪的工作示意图

拟的优点: (1) 精度高。每次读数的误差小于 0.1 mm , 经误差处理, 36 m 长剖面测试的累计误差小于 2 mm 。(2) 操作方便。整个测试系统可由一个人携带, 移动非常方便, 测试操作仅需两个人即可。(3) 可得到整个剖面的沉降曲线, 测点间距最小为 0.5 m 。(4) 对填土施工无干扰。(5) 不受气候影响。不足之处, 沉降管制制的 PVC 管造价比较高, 约为普通 PVC 管的四倍。

1.3 温度测试

主要采用热敏电阻进行温度测试。尽管其造价较为昂贵, 但是其精度、稳定性和耐久性比其他方法高。

2 路堤温度场的变化特点

在监测断面路基中心, 以及阳坡坡脚外 20 m 天然地面处钻孔, 埋设热敏电阻测温传感器进行路堤和天然地温测试。天然孔和路基中心孔的温度分布按竖向位置对应放在一起 (见图 2)。为了便于说明问题, 略去了地表 6 m 以下温度基本不随深度变化的曲线。

2.1 天然孔反映的冻土基本形态

由于 -0.5 m 深度处地温受气温日变化影响较小, 基本反映了近地表处地温变化的程度。本地区天然场地 -0.5 m 深度处在每年的 1 月底达到最低温度, 约 -8°C 左右; 每年的 7 月底达到最高温度, 约 7.5°C 左右。年平均地温为 0.25°C , 年变幅接近 16°C 。

天然温度场以地面 4.0 m 处为界, 以上地温随气温剧烈变化, 以下地温基本稳定。自地面以下 4.0 m 开始, 地温从 -1.6°C 逐渐升高, 至地面以下 18 m 升至 -1.3°C 。说明此段冻土的年平均地温随深度增加而升高, 该曲线具有负梯度, 标志着该地区年热流方向自上而下, 即年散热量小于吸热量, 属吸热型地温曲线, 表明该地区多年冻土可能正在退化, 冻土的年平均地温相对较高, 冻土的生存状态脆弱, 对外界的扰动敏感, 如果改变这些地区的自然条件, 将会对冻土的环境条件产生扰动, 造成冻土上限下移, 加剧该地区多年冻土的退化。

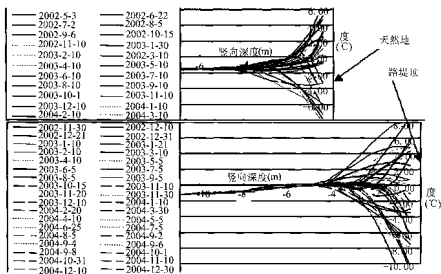


图2 温度场随深度的变化

2.2 天然孔与路堤中心孔温度分布的比较

从图2中可以发现几个重要现象:

(1) 路堤顶面处的温度变化要比天然地面的剧烈的多。因为路堤不像天然地面的半无限体,与空气接触面积大,暖季更容易吸热,寒季更容易散热。

(2) 路堤填筑后,天然上限仍旧处在天然地面4 m附近,亦即路堤顶面以下8 m附近,并没有受到填土热量的影响而发生明显的移动。但是,未填路堤前的季节冻融层,填筑路堤后长期处于融化状态,不再冻结。诱因有两个,一是在暖季进行填筑施工,季节冻融层正处于融化状态,填土覆盖后,寒季热量不能散发,不再冻结;二是填土本身储存了热量,直接阻碍了这一层的冻结。

由冻土物理特性可知,地表以下实际冻土的融化界限温度受到诸如土粒表面能、冻土中所含地下水的成分以及大气压力等因素的影响,一般都低于 0°C 。本项目以 $-0.65^{\circ}\text{C} \sim -0.7^{\circ}\text{C}$ 作为实际冻土的融化界限温度,因为根据钻探资料:在7月天然地面下可见冻土处的地温平均为 -0.7°C 。

根据两个断面的测试结果,结合融化界限温度,推得融化夹层厚度约为3.5 m。路基填土使多年冻土在垂向上呈现出上衔接的特点,融化夹层导致了路基缓慢固结压缩沉降,是路基沉降变形的主要因素。这一层长期融化对路基十分不利。可以推断,如果在寒季进行填筑施工,此时的季节冻融层正处于冻结状态,融化夹层的厚度会大大减小,路基沉降会大为减小。

3 路堤沉降的分布

利用水平测斜仪进行埋设沉降管的沉降测试,测点间距0.5 m,历时3年,共进行了80多次测试。横向位置以路堤左侧(阳坡)边坡沉降管管口为起点。同一断面竖向位置在地基面处、基床表层底面处和路堤顶面处布置了三层沉降管,分别以“底”、“中”、“上”表示(见图1)。

3.1 沿路堤断面的沉降分布

图3、图4和图5分别是路堤断面在“上”、“中”和“底”三个位置测得的沉降分布。由于测试的数据量非常大,只能选取几条典型的曲线分析。这些沉降分布曲线表明:

(1) 随着时间的推移,路堤的沉降不断增大,特别是路堤阳坡与阴坡的沉降差越来越大。原因是:①铁路在此段基本为东西走向,路堤阳坡边坡受太阳光直射,边坡与地面形成凹形受热面,大量吸热;而阴坡边坡与太阳光线的夹角很小,吸热量相对较少,造成了阴阳坡吸热的反差;②路基的修建,改变了天然地基的气流场。寒季冷风更容易冷却阴坡,暖季暖风不易冷却阳坡。吸热差引起了融化夹层的厚度不均匀,阳厚阴薄,从而引起了沉降的不均匀,阳大阴小。由图3、图4、图5可知,该工点路堤阳面沉降是阴面沉降的4~6倍。对比以往的经验,路堤高度小于临界高度时,冻胀融沉起主导作用;路堤高度较大时,固结压密沉降起主导作用。可以断定,路堤存在一个既可有效抵抗冻胀融沉,又不至于产生过大的差异沉降的合理高度范围。

(2) 路堤沿横断面的沉降接近直线。只有路堤底部的沉降曲线有少许的弯曲。这证明填土自重对沉降的影响是次要的和间接的,而融化夹层性质对沉降的影响是主要的和直接的。因为如果填土自重的压密作用明显,沉降曲线应该出现两头大,中间小的锅底状。

(3) 在路堤底面阴坡坡脚处,出现了数值有限的冻胀抬高现象,冻胀量最大不超过30 mm。

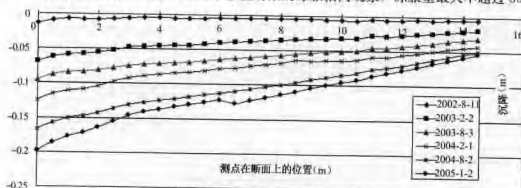


图3 路堤顶面沉降沿断面的分布

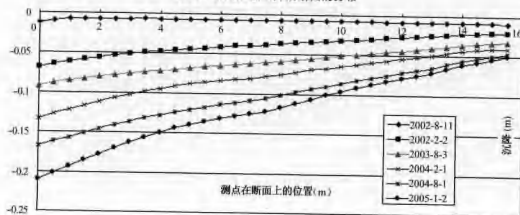


图4 路堤基床表层底面处沉降沿断面的分布

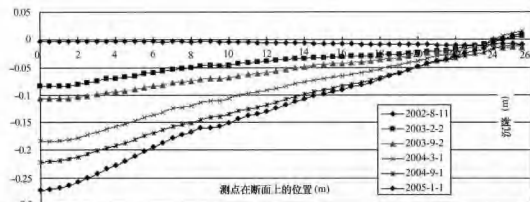


图5 路堤底面沉降沿路基断面的分布

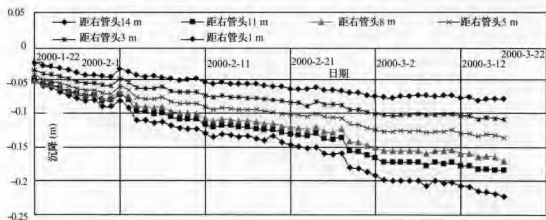


图6 路堤顶面沉降随时间的变化

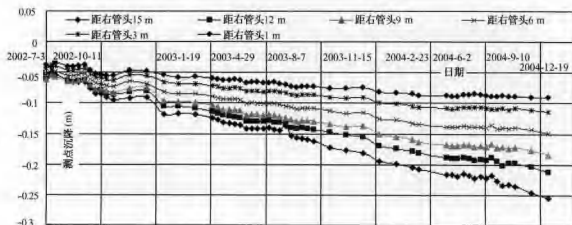


图7 路堤基床表层底面沉降随时间的变化

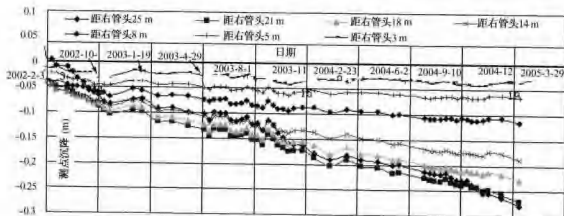


图8 路堤底面沉降随时间的变化

(4) 尽管图3、图4、图5的起点坐标不统一,随边坡升高横向移动了一段距离。但是,还是可以看出来,路堤顶部与基床表层底部的沉降差、路堤顶部与路堤底部的沉降差都比较大,表明填土本身的压缩变形很小。路堤的填筑质量高,填土自身的压缩变形可以不予考虑。

(5) 从沉降曲线的发展趋势可以推断,地基的沉降最大值可能出现在阳面坡脚或其外侧附近,而不是在路基中心。因为路堤底部沉降曲线在坡脚与水平线几乎相切。证明对于基本东西走向的铁路路基,路基阳面的构造形成了高效的吸热机制,改变了此处的温度场,融化沉降起主导作用,填土自重只能作为荷载起间接作用。

由于路基条形结构的特点,只要地基的地质条件沿纵向均匀,其纵向差异沉降不大,使得阳面与阴面的横向差异沉降成为矛盾的主要方面,因此路基将较多地发生纵向裂缝。由此可见,路基的阴阳坡均等的通风、制冷和隔热措施是不适宜的。应该采取针对性强的措施。以铺设隔热板为例,应该在阳坡大面积铺设,甚至在阳坡附近的天然地基面上也要铺设一定宽度的隔热板,从而起到减少差异沉降的目的。

对比以往的经验,路堤高度小于临界高度时,冻胀融沉起主导作用;路堤高度较大时,差异沉降起主导作用。可以断定,路堤存在一个既可有效抵抗冻胀融沉,又不至于产生过大的差异沉降的合理高度范围。

3.2 沉降随时间的变化规律

路堤各部位沉降随时间的变化曲线见图6、图7、图8。同一路堤部位的各测点初始竖向标高相同,只是横向位置不一样。从许多测点中挑出几条典型的进行分析。由图可知:

(1) 同一部位测点的沉降曲线不重合,而是扇形散开。这是由于阴阳坡有沉降差,离阳面近的测点沉降大,反之亦然。

(2) 所有的沉降曲线更接近于直线,而不是像普通软土路基那样为双曲线。这表明,沉降保持了不变的沉降速率。到目前为止,除了阴坡坡脚等个别点以外,沉降还未趋向于稳定。该段路堤最大沉降速率(阳坡坡脚)约为0.1 m;最小沉降速率(阴坡坡脚)约为0.02 m;可以认为阴坡坡脚沉降已经趋于稳定。根据青藏公路的经验,上限上移,路基趋于稳定需要6~9年的时间。

因为未发现融化层不断增厚, 沉降速率也没有明显的变化, 因此, 该路基最终趋于稳定还是可能的。

(3) 按照最初的推想, 路堤沉降随时间的变化曲线, 由于受寒季和暖季交替的作用, 冻胀和融沉交替出现, 沉降曲线会呈现暖季上升, 寒季下降的波浪形状, 但实际测试得到的曲线并非如此, 波动值很小, 基本接近于直线。原因主要有: 利用透水性好的砾砂土填筑路堤, 排水及时, 自身不会发生冻胀融沉; 地基土在路堤的覆盖下, 已不能形成冻融循环, 只有融沉, 没有冻胀。

4 结 论

4.1 试验段冻土温度场特性

测试资料表明: 试验段冻土属于高温不稳定多年冻土区。冻土的年平均地温相对较高, 测得的地温曲线呈吸热型, 冻土的生存状态脆弱, 对外界的扰动敏感。

路堤填筑后, 在填土热量的影响下, 天然上限并没有发生明显的移动。但是, 地面以下的季节冻融层变为长期融化状态, 不再冻结。该融化夹层厚度约为 3.5 m, 导致了路基缓慢固结压缩沉降, 是路基沉降变形的主要因素。对路基的正常使用十分不利。

4.2 路堤沉降的横向分布特点

当线路基本为东西走向时, 路基阳坡与阴坡的差异沉降十分明显。试验点路堤阳坡最大沉降是阴坡沉降的 4~6 倍。横向差异沉降必然在路堤内引起纵向裂缝病害发生。当路堤高度小于临界高度时, 冻胀融沉起主导作用; 当路堤高度较大, 超过某一现值时, 路基阳坡形成了高效吸热机制, 差异沉降起主导作用。因此, 路堤存在一个既可有效抵抗冻胀融沉, 又不至于产生过大的差异沉降的合理高度范围。该试验点的路基合理高度必定小于 4 m。

4.3 路堤沉降随时间的分布特点

由于融化层的存在和横向变化, 路堤填筑完成以后, 历经 3 年的监测, 沉降量一直随时间呈直线增加, 沉降速率没有减小的迹象。最大沉降速率发生在阳坡坡脚, 年沉降量约 0.1 m, 最小沉降速率发生在阴坡坡脚, 年沉降量约 0.02 m。根据青藏公路的经验, 上限上移和路基趋于稳定需要 6~9 年的时间, 沉降速率也没有明显的增加, 因此, 该路基最终趋于稳定还是可能的。

4.4 合理的冻土保护技术措施

试验证明, 在高温不稳定多年冻土区修建铁路路基, 必须采取一些合理的冻土保护措施, 才能保证路基变形尽早稳定。合理的措施有:

(1) 路堤合理高度。在保证满足避免冻胀融沉的最小极限高度以后, 应尽量减小路堤高度。因为路堤越高, 阴阳坡的热效应越不平衡, 差异沉降越大, 越容易出现纵向裂缝路基病害。

(2) 主次分明的技术措施。对路堤而言, 应避免采取阴阳坡均衡的通风、制冷和隔热措施。因为这样不能有效缓解差异沉降。应该重点加强阳坡的隔热措施, 而且不局限于路基本体。以铺设隔热板, 处理纵向裂缝路堤病害为例, 阴面不铺设, 阳面除铺设边坡外, 应自坡脚向外, 在天然地面上铺设 3~5 m, 会收到良好效果。

(3) 对于新线建设,路堤填筑施工选在寒季进行,是非常重要的工程措施。此时的季节冻融层正处于冻结状态,填筑完成后,融化夹层的厚度会大大减小。

(本文原登载于《Cold Regions Science and Technology》2006 年 11 期)

高温细粒多年冻土路堤 变形试验研究

孙增奎 王连俊 白明洲 魏庆朝

(北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044)

摘要:通过对青藏铁路高温细粒多年冻土区试验段路堤温度场和变形的监测, 分析了路堤阳坡、阴坡不同部位土体的融化、冻结深度随时间的变化规律以及路堤、地基在一个完整的冻融循环过程中的变形特征。研究表明: 铁路路堤修建后, 多年冻土天然上限发生上移; 路堤阳坡、阴坡出现差异变形; 路堤顶面所表现出的冻胀变形是由地基土冻胀变形引起的, 路堤本体并未发生冻胀变形; 大气降水对路堤变形特征产生重要影响。最后, 对减小路堤变形提出了建议。

关键词: 高温细粒多年冻土区; 青藏铁路; 路堤; 变形

0 引言

青藏铁路的工程地质条件的特殊性和复杂性在世界上是独一无二的。高温、高含冰量冻土极易在工程的影响下失去原有的热平衡状态。尤其是容易产生冻土上限的改变及土层融化下沉, 从而对工程产生负面影响, 这一点已由高温冻土地带各类工程病害特征及数量所证实。

保持多年冻土处于冻结状态(保护冻土原则)是青藏铁路路堤设计中的一个重要基本原则。通过广泛借鉴青藏公路的改建、整治经验, 可以利用加大路堤高度的措施来确保多年冻土上限位置不发生变化或上升。但修筑路堤后, 由于改变了地表条件, 引起了地表辐射能量平衡条件的改变, 从而也影响了冻融过程和冻土年平均温度的变化。同时, 铁路路堤的修建也极大地改变了地表水和地下水原来的流动条件, 当排水措施不完善时, 冰雪融水、大气降水等就会聚集在路堤侧面产生渗流, 由此引起的对流换热作用将对冻土路基的稳定性产生很大的影响。因此, 加强对多年冻土路堤变形特征的研究, 尤其加强温度与降水等因素对路堤变形影响的研究, 不仅有利于揭

示路堤变形的发生、发展规律,而且对青藏铁路的工程建设、运营和维护也具有一定的指导和借鉴意义。

1 试验段概况及其监测项目

1.1 试验段概况

试验段位于青藏高原楚玛尔河高原上,平均海拔 4 518 m,属于高温细粒多年冻土区,地形平坦开阔,地表植被覆盖率约为 10%。该段属于青藏高原冰雪型气候区,疾风、暴雪等变化剧烈无常,年平均气温 -5.2°C ,极端最高气温 23.2°C ,极端最低气温 -37.7°C ,年均降水量 290.9 mm,年均蒸发量 1 316.9 mm,相对湿度平均为 57%。地层主要为细砂、圆砾土、下伏第三系泥灰岩。多年冻土天然上限 2.0 m。地下水主要为暖季分布的冻结层上水,由大气补给,水位不稳定,水量较小。试验段内主要的工程地质问题是广泛分布的高含冰量多年冻土(厚度约 2~3 m)在衰退和冻融过程中所引起的不良冻土现象。试验段路堤长 50 m,路堤主体于 2001 年 9 月 1 日~11 月 20 日填筑完毕。路堤高度 5.2~6.2 m,路堤两侧设保温护道,保温护道宽度为 3.0 m。

1.2 监测项目

试验段内共设置 2 个测试断面,每个测试断面布设 6 个地温监测孔、4 块冻胀板、3 根水平差异沉降管。路堤截面形式及监测项目的布设见图 1。

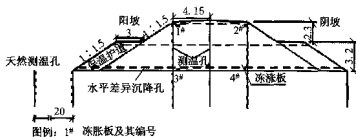


图 1 路堤截面形式及监测项目布设示意图(单位: m)

2 主要监测结果及分析

2.1 监测结果

根据位于路堤阳坡坡脚、阳坡路肩、路堤中心、阴坡路肩、阴坡坡脚 5 个位置地温监测孔的实际观测资料,绘制各测温孔 2001 年 12 月 5 日~2003 年 3 月 2 日季节融化和季节冻结深度随时间变化曲线(见图 2)。其中:季节融化和季节冻结深度线对应的高程是以原天然地表即路堤底面为基准零点;2001 年 12 月 5 日路堤及地基全部处于冻结状态;季节融化深度线是指处于完全冻结状态的路堤、地基,随着大气温度的升高而出现的自路堤、地基表面向下的融化深度线;季节冻结深度线是指处于部分融化状态的路堤、地基,随着大气温度的下降而出现的自路堤、地基表面向下的冻结深度线;当冻结深度线与融化深度线相交时,表示该曲线所对应的测温孔在整个测温深度范围内的土体全部处于冻结状态。

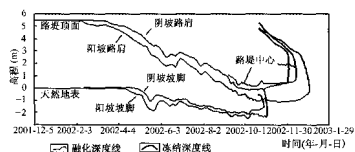


图2 路堤和地基季节融化(冻结)深度随时间变化曲线

为比较路堤不同时间温度场的状况和路堤阳坡、阴坡土体温度场的差异,根据各测温孔观测数据绘制 2002 年 4 月 16 日、7 月 22 日、11 月 30 日路堤温度场(见图 3、图 4、图 5)。其中:图中纵坐标高程值以原天然地表为基准零点。

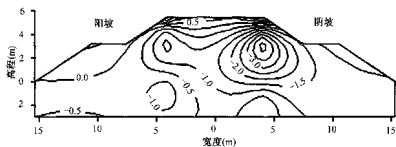


图3 2002年4月16日温度场(单位:℃)

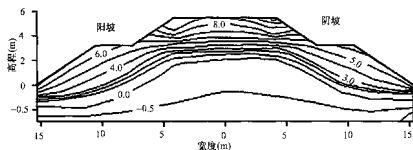


图4 2002年7月22日温度场(单位:℃)

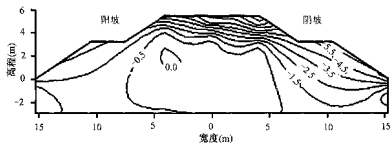


图5 2002年11月30日温度场(单位:℃)

根据图 1 中 1[#]~4[#]冻胀板的实际变形观测数据,绘制 2001 年 12 月 25 日~2003 年 3 月 2 日冻胀板高程随时间变化曲线(见图 6、图 7)。其中:冻胀板高程以原天然地表为基准零点。

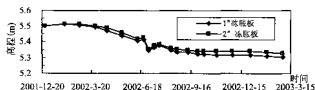


图 6 1[#]、2[#]冻胀板高程随时间变化

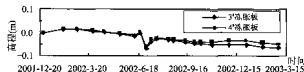


图 7 3[#]、4[#]冻胀板高程随时间变化

1[#]与 3[#]冻胀板变形量之差以及 2[#]与 4[#]冻胀板变形量之差分别为阳坡、阴坡路堤本体竖直变形量。绘制阳坡、阴坡路堤本体竖直变形量随时间变化曲线(见图 8)。其中:变形量为负值时表示路堤产生压缩变形。

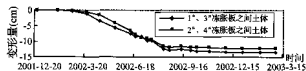


图 8 路堤本体变形量随时间变化

根据中层水平差异沉降管(埋在保温护道顶面以下 20 cm)的实际观测数据,选取路堤填筑完毕后由完全冻结状态—融化状态—完全冻结状态过程中有代表性的 4 次数据,绘制路堤水平差异沉降曲线(见图 9)。其中:沉降管各点高程以原天然地表为基准零点。

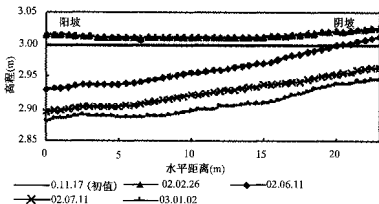


图 9 路堤中层水平差异沉降管变形

2.2 结果分析

2.2.1 融化、冻结深度随时间变化特征

由图2~图5可以看出:(1)阳坡坡脚、阴坡坡脚融化起始时间分别为2002年4月16日和5月5日;阳坡路肩、阴坡路肩融化起始时间分别为2002年3月5日和3月25日。造成路堤不同坡向土体融化起始时间不一致的主要原因在于高路堤填筑后,由于路堤不同位置的土体所接受的太阳辐射、地表湍流以及地表与大气之间的热交换条件不同,使路堤、地基中的地温分布状态有较大的差异,路堤阳坡土体地温明显高于路堤阴坡土体。

阳坡坡脚、阴坡坡脚回冻起始时间分别为2002年10月25日和10月22日,阳坡路肩、路堤中心、阴坡路肩的回冻起始时间均为2002年10月22日。可见路堤、地基土体回冻起始时间基本一致,一方面,冬季太阳辐射强度较低,路堤、地基土体因坡向不同而接受太阳辐射能量的差值随之相应减小;另一方面,当大气温度开始降至0℃以下时,处于融化状态的路堤、地基表层土体均表现为放热状态,而放热过程与路堤、地基土体所在坡向和位置关系很小。

阳坡坡脚、阴坡坡脚回冻完成时间(即已经融化的土体被重新完全冻结的时间)分别为2002年10月19日和10月14日;阳坡路肩、路堤中心和阴坡路肩的回冻结束时间分别为2003年1月2日、2002年12月13日和2002年11月30日。路堤、地基不同位置土体回冻完成时间的差异主要原因在于不同位置土体在融化期间所蓄积的热量值和融化深度不同,从而导致其放热历程的不同。

路堤阳坡坡脚、阳坡路肩、路堤中心、阴坡路肩、阴坡坡脚5个位置的人为上限(季节最大融化深度)与天然上限相比,其变化量分别为:下降0.22 m,上升1.63 m,上升2.76 m,上升2.60 m,上升0.50 m。除阳坡坡脚局部范围以外,路堤下冻土人为上限均高于路堤修筑前的冻土天然上限。造成路堤阳坡坡脚冻土人为上限低于天然上限的原因是:该处一侧为天然地表,没有路堤的覆盖,另一侧虽有路堤覆盖,但其一定范围内的路堤高度也相对较小。同时由于路堤的修建,改变了大气与地基土体之间的热交换方式,暖季的东南风会滞留于此,而冷季的西北风则会被路堤阻挡于阴坡。因此,较之天然地表,阳坡坡脚处地基土体吸收的热量多,输送给外界的热量少,因此其冻土人为上限有所下降。青藏公路路基病害的实际调查结果也表明:路堤阴面边坡坡脚处的多年冻土上限一般小于或接近天然地面下的上限埋深,阳坡坡脚处上限深度一般大于天然地面下的上限埋深,且路堤高度愈大,则边坡影响愈大,差异愈明显。另外,冻土人为上限关于路堤中心线不对称,呈现出阳坡低、阴坡高的现象。

2.2.2 路堤变形随时间变化特征

由图6、图7可见,1#~4#冻胀板高程随时间变化曲线主要分为四个阶段:第一阶段,即2001年12月25日~2002年2月26日为冻胀变形持续增大的阶段,且1#与2#冻胀板变形量、3#与4#冻胀板变形量基本一致。第二阶段,2002年2月26日~2002年6月12日为融沉变形持续增大的阶段,且1#冻胀板沉降量大于同期2#冻胀板沉降量,这与图2中该阶段路堤融化深度逐渐加大,并且阳坡融化深度大于同期阴坡融化深度的现象相吻合。3#、4#冻胀板变形量随时间变化基本一致,其原因在于该阶段路堤融化深度还未到达路堤底部,3#、4#冻胀板所在位置

以下的地基土体地温值接近,并且均处于冻结状态,因此未出现差异变形。第三阶段,2002年6月12日~7月22日为冻胀—融沉 冻胀的冻、融交替变化阶段。为分析其原因,查阅了大量有关试验段的气象、尤其是降水资料,同时参照邻近的其他试验段的测试结果。经分析,该阶段路堤变形出现异常的主要原因是:根据实测降水观测资料,2002年6月初至7月初,试验段降水量为40年以来同期降水量的最大值,一个月的降水量高达200 mm左右,且雨量集中、路堤排水不畅。初期降水通过入渗作用到达处于负温状态的地基土体后被冻结,继而发生冻胀变形;但随着入渗水量的加大,更多的热量被带入地下,地基土中处于负温状态的冰变为水,地基发生急剧的融沉变形;当降水量逐渐减少,带入地下的热量也随之减少,已经融化的土体在与其下伏冻土的热交换过程中被重新冻结,产生第二次冻胀变形。第四阶段,2002年7月22日~2003年3月2日为平稳沉降阶段,但1[#]、3[#]冻胀板沉降量分别大于2[#]、4[#]冻胀板沉降量。

由图8可以看出:路堤填筑完毕后,处于完全冻结状态的路堤本体未发生冻胀变形。室内上T试验的结果也表明,路堤填料为不良级配的砾砂土,根据《冻土地区建筑地基基础设计规范》(JGJ 118—98),该级配的路堤填料不具备冻胀性。路堤本体90%左右的压缩变形发生在2002年4月中旬至8月上旬,即路堤由开始融化至绝大部分已经融化的阶段。阳坡路堤本体压缩量大于同期阴坡路堤本体压缩量,原因在于处于部分融化状态的路堤,其阳坡土体融化深度始终大于同期阴坡土体的融化深度。路堤填料在经历第二次回冻期间仍未发生冻胀。

结合图6、图7、图8可知,路堤顶面表现出的冻胀变形是由地基上冻胀变形引起的,而路堤本体并未发生冻胀变形。

结合图2、图3、图4、图5、图9可以看出:路堤填筑完毕至开始融化前,路堤整体呈现出冻胀状态,但阴坡保温护道土体冻胀变形量大于路堤其他部分土体冻胀变形量。原因:在于阴坡坡脚处的土体接受太阳辐射量较少,地温值也相对较低,导致土体中未冻水含量小,从而含冰量较大,因此,阴坡保温护道土体冻胀变形量较大。路堤开始融化至第二次完全冻结期间,路堤变形特征为阳坡方向土体沉降量大、阴坡方向土体沉降量小的平面倾斜状态,其原因在于阳坡地温值高于同期阴坡地温值,阳坡土体融化深度大于同期阴坡土体融化深度。

3 结 论

路堤或地基不同坡向的土体,其融化起始时间、融化深度以及回冻完成时间均不一致,总体来说是阳坡向土体的融化起始时间早、融化深度大、回冻完成时间晚。以上现象是造成路堤各部分土体不均匀变形的根本原因,而过大的不均匀变形将导致路堤产生裂缝。据现场观测,该试验段于2002年9~12月,路堤阳坡土体先后出现4条宽8~40 mm,长9~38 m的纵向裂缝。

从整体上说,路堤的修建对多年冻土起到了保护作用,从而可以避免路堤产生过大的融沉变形。路堤本体未发生冻胀变形,路堤顶面所表现出的冻胀变形是由地基土冻胀变形引起的。在路堤排水不畅的情况下,大气降水尤其是短时间内大量降水将导致地基土体产生交替的冻胀、融沉变形。路堤本体90%左右的压缩变形发生在2002年4月中旬至2002年8月上旬,同时,路堤阳坡方向土体的压缩变形量始终大于同期阴坡方向土体的压缩变形量。路堤填筑完毕至开始融化前,路堤各部分土体均处于冻胀状态,路堤阴坡保温护道土体冻胀变形量较大。路堤开始融化至

第二次完全冻结期间,路堤变形特征为阳坡方向土体沉降量大、阴坡方向土体沉降量小的平面倾斜状态。

4 建 议

在利用加大路堤高度保护多年冻土的工程措施时,必须充分考虑高路堤阴、阳坡向不同所引起的路堤差异变形、路堤裂缝等问题。建议可采取搭建遮阳棚、边坡植草或在路堤内铺设土工格栅等措施来防止以上问题的出现或降低其危害程度。必须做好路堤排水措施,防止冰雪融水、大气降水等聚集在路堤坡脚。

(本文原登载于《岩石力学与工程学报》2004年24期)

青藏高原多年冻土区 铁路加筋路堤的变形特征研究

苏 艺 许兆义 王连俊

(北京交通大学, 北京 100044)

摘 要: 针对青藏铁路清水河路堤试验工程冻土加筋试验段及不加筋对比试验段等不同方案, 对冻土路堤和地基的沉降变形、水平位移、地温及路堤温度等进行较全面的试验、监测和分析, 论述了加筋土路堤的地温变化和变形特征, 并对土工格栅在多年冻土区铁路工程中应用的效果进行了初步评价。

关键词: 青藏铁路; 加筋; 地温变化; 变形

1 研究背景

青藏铁路清水河加筋路堤试验段(DK1 025+400~DK1 025+550)属高温冻土细粒土段, 地温为 $-0.5^{\circ}\text{C}\sim-1.0^{\circ}\text{C}$, 多年冻土上限埋深 $2\sim 3\text{ m}$, 在青藏铁路格拉段整个工程中具有较广泛的代表性。本试验段路堤设计高度 $5.7\sim 6.3\text{ m}$, 路堤较高。根据现有研究成果和实际工程的观测结果, 对于高度大于 6 m 的高路堤, 向阳坡与背阴坡受热情况大不相同, 两侧边坡融化深度也不相同, 造成人为上限不对称, 这是引起路基面纵向裂缝的重要因素之一。另外, 高路堤成型后多年冻土的上限可能发生上移, 在路堤内部形成冻上核, 路基土体可能沿冻土核表面产生滑移, 也会导致路基产生纵向裂缝。所以, 一方向在路堤向阳边坡面的路堤下坡一侧边坡设保温护道或在路堤两侧边坡设不对称的保温护道, 以纠正上限不对称给路基稳定带来的影响; 另一方面对于高度大于 6 m 的路堤, 为防止路基面出现纵向裂缝, 应加强路堤的强度, 在路堤上部一定范围内铺设单向土工格栅或土工网对路堤进行加固。

土工格栅在秦沈客运专线路基以及在国内高速公路路基、边坡中已得到广泛的应用, 并产生了较好的工程效果和良好的经济效益。尽管国内外对加筋土加固机理的理论分析与试验研究已取

得较大的进展,尤其是在软基加固和高陡边坡方面的研究已比较深入。但对于在高原多年冻土区高路堤中应用和研究还较缺乏,现有的计算方法尚难以对高原多年冻土路堤土的变形进行准确的评价和预测。

2 工程概况

青藏铁路清水河路堤试验工程冻土加筋试验段(100 m)及不加筋对比试验段(50 m),总计长度150 m,起迄里程为DK1 025+400~DK1 025+550。该试验段位于楚玛尔河高平原区,地形平坦开阔,路堤填土高度5.5~6.4 m。土工格栅的抗拉强度为25 kN/m;耐冻-45℃,反复冻融200次强度不变;采用涤纶经编或玻璃纤维经编。其工程措施如下:

- (1) 路基面两侧加宽0.6 m;
- (2) 路堤两侧坡中设宽6 m、高6 m的保温护道;
- (3) DK1 025+400~DK1 025+450:路基面下铺设土工格栅,格栅间距为0.6 m;DK1 025+450~DK1 025+500:路基面下铺设土工格栅,格栅间距为0.9 m;DK1 025+500~DK1 025+550:路基面下不设土工格栅。

2.1 断面里程及监测内容

青藏铁路清水河加筋路堤试验工程的现场试验情况见下表和图1。

加筋路堤试验工程断面里程及测试内容表

序号	断面里程	加筋情况间距	测试内容
1	DK1 025+425	加筋, 间距0.6 m	1. 地温测试
2	DK1 025+440		2. 冻胀板测试
3	DK1 025+470	加筋, 间距0.9 m	3. 沿水平方向上的竖直变形监测
4	DK1 025+485		4. 沿竖直方向上的水平位移监测
5	DK1 025+525	不加筋	注: 五个断面测试项目均相同

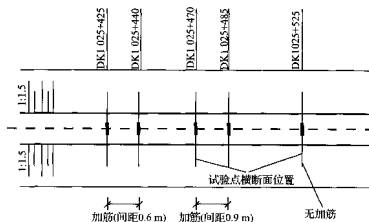


图1 测试断面平面布置示意图

2.2 监测孔点布置

(1) 每个断面在路基中轴线、路肩和坡脚处对称各设测温孔一个 ($2^{\circ} \sim 6^{\circ}$ 孔), 路基左侧坡脚外 20 m 设天然测温孔一个 (1° 孔), 在最大融化深度、地基表面处加密测温点, 路基内基本均匀分布。

(2) 每断面两侧路肩布置沉降监测线, 冻胀板每测线 2 个, 分别位于路肩以下 25 cm 和原始地基表面处, 共计沉降板 20 个。

(3) 每断面在路肩、坡面中部和坡脚处布置监测水平位移的竖向测斜管 3 根, 长度一般为 11 m, 8 m, 6 m。测斜管内刻导槽一个方向与路基延展方向平行, 另一个方向与路基延展方向垂直。

(4) 每个断面在路基底、保温护道高度和路肩高度下约 25 cm 布置差异沉降测斜管 3 根, 长度分别为 9 m, 17 m, 27 m。测斜管拉槽后铺设, 两端各延至路基外 0.5 m; 测斜管内刻导槽一个方向为垂直, 另一个方向呈水平放置。

3 加筋路堤地温变化及变形特征分析

3.1 地温变化特征分析

3.1.1 地温随时间的变化

(1) 1° 孔天然地表以下 2 m 处的温度基本不变保持在 -1.2°C 左右;

(2) 阳坡 2° 孔和阴坡 6° 孔路堤外地表以下分别在 2 m 处和 1.5 m 处的温度随时间的变化幅度不大, 且两坡脚处阳坡的温度明显高于阴坡;

(3) 路肩处阳坡 3° 孔与阴坡 5° 孔的温度分别自 4 月中旬和 5 月初以来处于正温状态且变化幅度基本一致, 并且阳坡温度略高于阴坡, 阳坡坡肩正温深度为 6 m, 阴坡坡肩正温深度为 5.5 m;

(4) 路堤中心 4° 孔的温度至 10 月底在 5.8 m 以上处于正温状态;

(5) 融化季节 (2002 年 8 月) 在左路肩、路堤中心和右路肩处路堤负温土层的埋深分别在 6 m, 5.8 m, 5.5 m; 较之天然地基土负温土层上限分别提高了 2 m, 2.2 m, 2.5 m, 如图 2、图 3 所示。

3.1.2 不同深度地温随时间的变化

(1) 路堤面上测温孔 (阳坡 3° 、中心 4° 、阴坡 5°) 温度变化规律: 各孔 0.6 m 深度地温与气温波动特征相同, 地温呈正弦波动曲线; 各孔 3.1 m 深度地温与气温波动特征相同, 地温呈正弦波动曲线, 但地温波动滞后; 各孔 5.6 m 深度地温与气温波动特征相类似不一致, 但地温波动明显 40 天左右;

(2) 各断面测温孔 (阳坡 3° 、中心 4° 、阴坡 5°) 地温变化规律: 阳坡 3° 孔地温较阴坡 5° 孔地温在各相同深度偏高, 随着深度的增加, 这种差异逐渐减小。

3.1.3 原地面以下 2.1 m 深度路堤各部位地温随时间的变化

从图 4、图 5、图 6 可以看出, 各断面路堤不同部位的地温总体特征十分相近。总体特征是: 阳坡坡脚 2° 测温孔地温在 2.1 m 深度处相对最高, 阳坡坡顶 3° 测温孔次之, 阴坡坡脚 6° 测温孔

最低,中心孔介于3[#]孔和6[#]孔之间,5[#]孔在各断面中相对最高。反映出路堤地温分布的非对称性,路堤最大融化深度不对称(见图2、图3),因此会造成阳坡地基融化深度大于阴坡,路堤阳坡变形将大于阴坡。

3.2 变形特征分析

变形在一个完整的施工期间和冻融循环期间,加筋路堤的变形主要由路基本体压缩变形(融土本身压密变形、施工中未融化冰晶包裹土粒融化后整个上体压密变形、高温冻土压密变形)和冻胀变形组成。

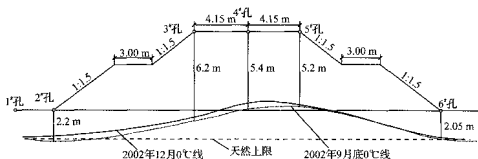


图2 加筋路堤断面 DK1 025+425 的 0℃ 线示意图

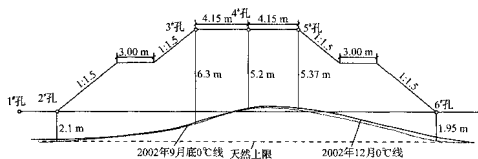


图3 未加筋路堤断面 DK1 025+525 的 0℃ 线示意图

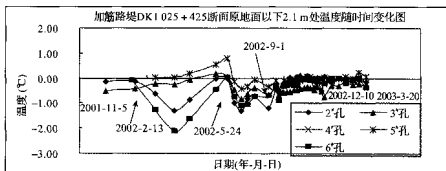


图4 DK1 025+425 断面原地面以下 2.1 m 处温度随时间变化图

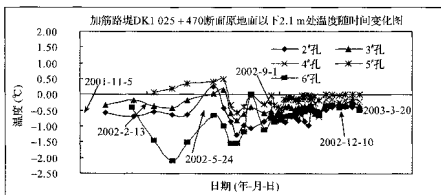


图5 DK1 025+470断面原地面以下2.1 m处温度随时间变化图

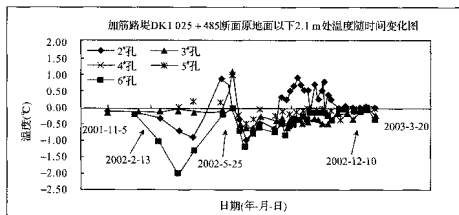


图6 DK1 025+485断面原地面以下2.1 m处温度随时间变化图

3.2.1 冻胀板变形特征分析

(1) 2002年2月底至4月初:路堤总体处于融沉变形状态,总体沉降量为10~41 mm;但地基表面冻胀板仍有小量的冻胀,冻胀量为5~10 mm。

(2) 2002年4月中旬至6月中旬:路堤表面冻胀板的变形处于融沉变形发展的快速阶段,阳坡沉降量为87~147 mm,阴坡沉降量为71~104 mm,即阳坡坡肩沉降量比阴坡坡肩大,差异沉降值最大为50 mm;在6月中旬随着温度的下降,上层冻胀板出现较小的冻胀变化,冻胀幅度约为10~20 mm;但地基表面冻胀板变形在此阶段出现非沉反胀的特点。从温度纵向对比曲线图来看,从4月初~6月10日之间温度升高变为正温,而变形是以冻胀变形为主,6月中旬达到最大,冻胀量为100 mm,说明路堤本体的冻胀变形对温度变化具有一定的滞后性。由于路堤下胀上沉,因此该阶段是路堤全面压密变形的重要阶段。

(3) 2002年6月中旬至7月下旬:路堤与路基开始全面沉降。随着温度的增加,变形以融沉变形为主,由于温度的变化幅度在 -2°C ~ 2°C 之间,说明路堤本体的融沉变形对温度变化也具有一定的滞后性。上层路堤表面冻胀板沉降约为60 mm;地基表面冻胀板的沉降幅度最大,最大下

沉降近 200 mm。该阶段是清水河路堤开始出现纵向裂缝的初期。

(4) 2002 年 8 月初以来至 10 月初,上、下冻胀板均表现出极为缓慢的沉降特征,下沉量在 5~7 mm 之间,路基沉降趋于稳定。

(5) 2002 年 10 月中旬以后截止到 2003 年 1 月初,上、下冻胀板均表现出极为缓慢的冻胀特征,二者的变形差值几乎为零,说明该阶段路堤本体变形已经很小,路堤的变形主要来自于地基的冻胀变化。

(6) 根据纵向变形曲线图 7、图 8、图 9、图 10 分析可得出:

① 路堤同一高程沉降变形的分析:从 5 个断面路堤表面冻胀板随时间的变化来看,阳坡坡肩的沉降变形大于阴坡坡肩的沉降变形,沉降差约为 50 mm;从 5 个断面地基表面冻胀板随时间的变化来看,阳坡地基的沉降变形小于阴坡地基的沉降变形,沉降差约为 20 mm;

② 纵断面同一高程沉降变形的分析:5 个断面纵向路堤表面冻胀板随时间的变化来看,阳坡坡肩的沉降变形变化大于阴坡坡肩的沉降变形,尤其在中部加筋间距为 0.9 m 的 2 个断面,其阳坡变化大于阴坡,说明路基纵横向沉降的不均匀性;5 个断面纵向地基表面冻胀板随时间的变化来看,阳坡地基的沉降变形同样大于阴坡的沉降变形,同样是在中部加筋间距为 0.9 m 的 2 个断面,说明路基纵横向沉降的不均匀性。

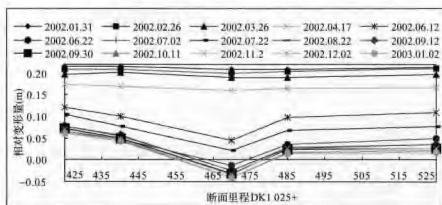


图 7 加筋路堤纵向相对变形曲线图 (左侧上层冻胀板)

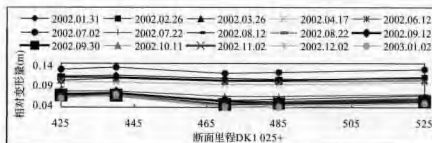


图 8 加筋路堤纵向相对变形曲线图 (左侧下层冻胀板)

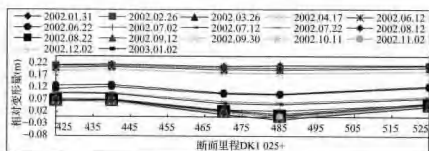


图9 加筋路堤纵向相对变形曲线图(右侧上层冻胀板)

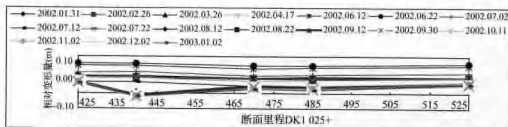


图10 加筋路堤纵向相对变形曲线图(右侧下层冻胀板)

3.2.2 差异沉降变形特征分析

五个断面在路基面、路堤中部的10个沉降水平测斜孔已布设完毕,于2001年11月17日开始进行正常测试。测试结果表明:

(1) 2001年12月底,加筋路堤各测试断面总体均出现沉降特征,但变形表现出不均匀特征,路堤左侧阳坡沉降明显,路堤右侧阴坡出现冻胀抬升现象。

(2) 随着气温的下降,2002年1月底~2月底的测试结果显示,各测试断面均产生明显的冻胀回抬现象,但路堤右侧冻胀抬升尤其明显。阳坡左侧路堤冻胀幅度一般为10~15 mm,阴坡右侧路堤冻胀幅度为20~40 mm,最大约50 mm。说明路堤冬季变形横向上表现出明显的不均匀性。

(3) 自2002年3月开始,随着气温的升高,各测试断面产生融沉变形,路堤填土在融化状态下土颗粒重新排列,产生进一步的压缩变形。进入5月之后,温度变为正温,路堤土体的融沉变形也随之增大,路堤沉降量在100 mm左右;6月初至7月初,温度突然降为负温,变形表现为冻胀变形,冻胀幅度在60 mm左右,但加筋断面的变形要小于未加筋断面的冻胀变形。一般情况下,5~9月底路基主要表现为融沉变形,但由于青藏高原在该时段雨水较多,温度突然降为负温,故6月初到7月初主要表现为冻胀变形。8月初之后,随着温度的回升,发生融沉变形,融沉变形大约为90 mm。10月以后,地温降低,路堤各高度均发生冻胀变形,但本次冻胀变形的幅度明显比2001年底路堤刚刚成型后的变化要小。测试数据表明,4个加筋测试断面中部阳坡冻胀与融沉差值介于45~70 mm,阴坡冻胀与融沉差值介于64~97 mm,阴阳两坡差值为16 mm;不加筋测试断面中部阴坡与阳坡两端差值为44 mm。因此阴坡的冻胀变形比阳坡大,而

融沉变形比阳坡稍小。

(4) 从变形曲线来看,不同断面的不同位置表现出变形的不均匀特征,说明路基填料存在局部的不均匀性,变性不均匀与含水量或压实度有关。

3.2.3 水平测斜变形特征分析

从各测试断面的测试结果来看,各孔不同深度处的水平位移具有明显的规律性。

(1) 阴坡所有水平位移均表现出向外的位移特征(见图 11)。坡脚位移相对较小,侧向位移开始变化的深度约在原地面以下 2 m 深度处,最大位移量为 4 mm;护道位移界于中间,侧向位移开始变化的深度约在原地面以下 1.5 m 深度处,最大位移量为 6~8 mm;阴坡坡肩处的位移最大,侧向位移开始变化的深度约在原地面以下 0.8 m 深度处,最大位移量为 7~10 mm。

(2) 阳坡水平位移的变化特征(见图 12)。阳坡坡脚位移较小,侧向位移开始变化的深度约在原地面以下 2.7 m 深度处,下部位移向路堤内部,上部位移指向外部,最大位移量为 3~7 mm;护道位移在所监测的 2 个断面中,均表现出位移向路堤内部的特征,DK1 025+440 的位移明显大于 DK1 025+485,侧向位移开始变化的深度约在原地面以下 3m 深度处,最大位移量为 12 mm;两个测试断面阳坡坡肩处的位移方向不同,DK1 025+440 的位移指向路堤内部,最大位移量 14 mm;DK1 025+485 的位移指向坡外,位移量 3 mm。侧向位移开始变化的深度约在原地面以下 2.7 m 深度处。

4 总 结

4.1 路基与路堤地温及变形特征

(1) 本试验段影响天然地基地温变化幅度的最大范围为 0~3 m,4 m 以下地温基本保持在 -1.8℃;阳坡坡脚由于路堤对冷风的遮挡保温作用,地温 0℃点基本保持在 2 m 深度;保温护道及路堤本体对地基土的保温作用明显,在左侧路肩、路堤中部和右侧路肩使最大融化深度分别上升了接近 2.0 m,2.2 m,2.5 m。

(2) 地基内形成的冻土核在路基中心线两侧并不完全对称,阳坡偏陡,阴坡偏缓。

(3) 路堤变形的初步观测结果表明,路堤在未完成沉降变形的情况下,受冬季地基土体的冻胀影响,自 2001 年 12 月~2002 年 2 月底路堤各部位发生冻胀变形,且阴坡部分冻胀量较大。一

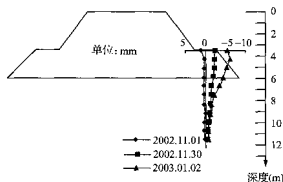


图 11 加筋路堤阴坡水平位移曲线图

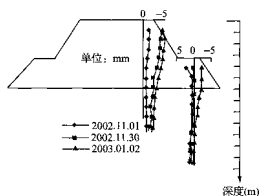


图 12 未加筋路堤阴坡水平位移曲线图

一般为 20~40 mm, 最大约 50 mm, 并且仍有一定的冻胀量尚未完成。自 2002 年 3 月以来, 随着气温的升高, 路堤变形开始出现明显的融沉变形, 由于 6 月中下旬至 7 月初温度突然降低, 路堤变形产生回冻现象, 最大冻胀量为 20 cm。之后又随着温度的升高而发生融沉变形, 最大沉降量为 10 cm。

(4) 对于采用土工格栅的加筋路堤来讲, 加筋路堤试段较之非加筋路堤其空间变形要均匀, 主要与加筋后土体的受力均匀有关, 说明路堤加筋对应力均匀分布起到了一定作用。

(5) 由于最大融化深度上移, 在地基土体和部分路堤本体中出现 2~2.5 m 厚的冻结核, 该部分土体的冻结是路堤冻胀变形的主要原因; 并使得路堤边坡部位变形不均匀, 以致路堤边坡出现纵向裂缝; 随着新的热平衡剖面的形成, 裂缝将停止发展。

4.2 工程措施效果

(1) 从目前的测试结果分析, 对于采用土工格栅的加筋路堤来讲, 路堤土体的变形较未加筋路堤土体的变形要均匀一些, 主要与加筋后土体的受力均匀有关。

(2) 加筋后的路堤本体抗拉强度增大, 目前裂缝产生在保温护道阳坡坡面, 且裂缝发育少, 规模小, 说明加筋后的路堤本体变形协调能力增强, 大大提高了路堤土体抗纵向裂缝的能力。

(本文原登载于《岩土工程学报》2004 年 1 期)

管道通风路基地温变化及工程热效应分析

牛富俊 程国栋 马立峰

(中科院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘要:管道通风路基是主动保护冻土的方法之一。为研究管道通风路基地温变化及工程效果,在青藏高原北麓河试验段开展了实体试验工程,根据路基结构形式,通风管的埋设高度、材料、管径等不同,在不同的通风路基段进行地温监测。经过对普通路基通风路基实体试验工程三年的监测数据分析,高位埋设的通风管,大管径比小管径的管体热周转表现剧烈,一年内热收支差异不大;低位埋设的通风管,两种管径管体热周转程度相近;试验路基地温场特征明显,通风路基优于普通路基的,低位埋设优于高位埋设通风管的路基,温控效果良好;通风路基对于下伏多年来冻土可以起到保护作用。

关键词:青藏高原;铁路;通风路基;地温;热流量

0 引言

青藏铁路格拉段穿越的连续多年冻土区长达 550 km,由于全球变暖和铁路工程对冻土退化的双重影响,使得路基的设计和施工面临着很大的难度。多年冻土天然热状况和地下冰是影响路基稳定性的重要因素,选用何种路基结构、以保护冻土不致退化是工程设计的主导原则。在正在施工和完成的路基工程中,出于保护冻土的原则,设计和科研人员提出并采用的方法包括抛片石(碎石)护坡、抛片石路基、设置热棒、埋设保温材料、加宽、加高路堤及管道通风路基等,在这些方法中,通风路基是主动保护冻土的工程方法之一。

为研究管道通风路基的工程效果及其在青藏铁路建设中的可行性,国内学者曾有针对性地开展了大型室内模型试验研究,模型试验结果表明,通风路基在工程应用中是可行的。但是模型研究毕竟有其局限性,为充分研究通风路基对于多年冻土的工程影响,2001年在青藏高原北麓河试验段开展了一段长 422 m 的实体试验工程。

1 试验场地及工程概况

北麓河试验段位于青藏高原可可西里与风火山之间,属北麓河盆地南部山前冲、洪积高平原地貌。根据现场钻探工作,试验段内沉积地层主要为上第三系湖相沉积及第四系全新统冲洪积层,地表土层以细粒土(黏土、全风化石岩)为主,局部分布少量粗粒土(角砾土、碎石土)。试验段为厚层地下冰地段,多年冻土上限深度2~2.5 m,其下1~3 m深度范围内为含土冰层,厚度一般为1~2 m,最厚可达3 m。饱冰、富冰冻土在剖面上主要分布在含土冰层以下一定深度范围内。试验段年平均地温为 $-1.6^{\circ}\text{C}\sim-0.9^{\circ}\text{C}$ (见图1),其中试验段大部分地温低于 -1°C ,属低温基本稳定区。

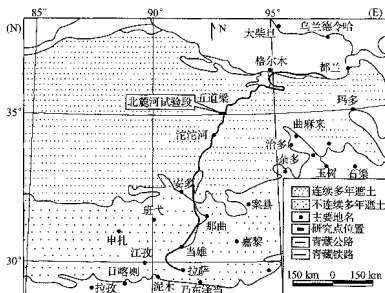


图1 青藏高原多年冻土分布及试验段

试验段路堤中通风管垂直于路基走向近水平铺设,根据路基结构形式和通风管埋设高度不同,将试验段全段划分为3大段:素土填筑(无任何特殊结构)的对比试验段(DB)、通风管埋设在填土中部的试验段(ZB,以下称高位埋设通风管)和通风管埋设在填土下部、原天然地面上0.7 m的试验段(XB,以下称低位埋设通风管),通风管水平间距为2倍的管径。管体材料包括PVC管和钢筋混凝土管两种,管径分 $\phi 30\text{ cm}$ 和 $\phi 40\text{ cm}$ 两种。通风管的材料包括PVC管和钢筋混凝土管两种,管径分 $\phi 30\text{ cm}$ 和 $\phi 40\text{ cm}$ 两种,因此,根据路基结构形式、通风管埋设高度、通风管材料、管径等的不同,通风路基段又划分了8个分段(见图2),在各段内都布置了横向地温监测断面,每个断面设有天然、路中、路基两肩4个温度监测测孔,并在对比断面及混凝土通风管段设有路堤两侧的坡脚孔,地温监测孔深度为15~18 m,探头测温间隔0.5 m(见图3)。地温监测采用冻土工程国家重点实验室研制的热敏电阻探头(室内标定精度达 0.02°C)。对于温度的观测,在试验前期对探头电阻采用高精度万用表测量,后期安装了数采仪自动记录,对所测电阻经标定参数换算后得到温度值。前期人工测量频率为每月3次,后期数采仪采集频率为每

2 h 1 次。本文分析的数据期限为路基施工后的 2001 年 9 月~2004 年 12 月, 仅讨论铺设了钢筋混凝土通风管的 4 个试验段路基热状况。

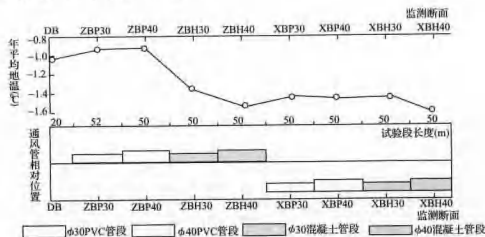


图 2 通风路基试验段多年冻土年平均地温及试验路基分段

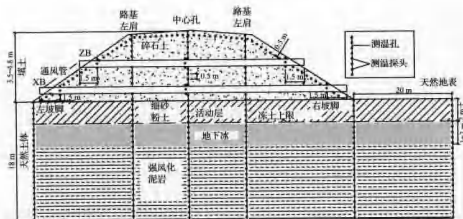


图 3 通风路基试验段地温监测断面示意图

2 通风管与周边土体热交换状况分析

多年冻土之上上填筑了路基后, 原土体的地温将产生很大的变化, 青藏公路沿线许多地方在公路运营过程中都产生了下伏多年冻土的融化, 导致融化的原因在于路基填土改变了原多年冻土的热交换条件, 使得吸热量大于放热量。在路基中埋设通风管, 其首先调节的对象为管体周围的填土。为了解通风路基中通风管的热效应, 将各研究断面通风管壁及其下 0.5 m 及对比断面相应深度处的地温随时间的变化绘制于图 4 中。图 4 (a) 为气温、管壁及对比断面相应深度处地温随时间变化曲线, 该图表明, 在正温期, 气温与埋设于路堤中部的通风管管壁温度基本一致, 但略高于埋设于地面上 0.7 m 的通风管管壁温度; 但在负温期, 气温显著高于管壁温度, 最高相差

3.2℃；在无特殊措施的普通路堤（对比断面，DB）中相应位置，地温波动很小且逐渐趋近于0℃。这种差异现象表明，在通风路基中，冻结期间通风管与气温之间的温度梯度要比融化期间高，意味着冻结期间热交换要比融化期间相对剧烈；而普通路基只表现了由于填土热阻作用导致的保温效果。

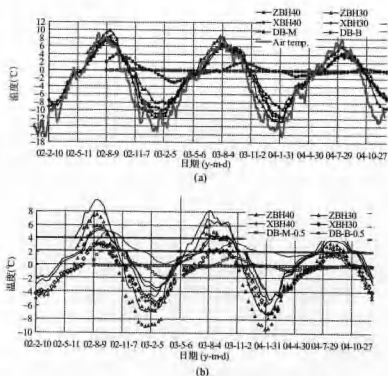


图4 通风管壁、通风管下0.5 m及对比断面相应深度位置处温度随时间变化

(a) 曲线管壁温度及气温；(b) 管下0.5 m处地温

(注：DB-M、DB-B：无特殊措施一般填土路基中部、下部与通风管相对应位置)

为相对消除温度变化的短期波动，突出显示管体周边土体的温度变化，在图4(b)中绘制了管壁下0.5 m及对比断面相应深度处地温随时间变化曲线。此图表明，管下0.5 m处地温变化趋势与管壁温度相似，但在ZB断面中，土体最高温度为6.0℃，最低温度为-9.4℃；而在XB断面中，土体最高温度为2.4℃，最低温度为-7.0℃。同时，通风路基中管下0.5 m处平均地温在2003~2004年间降低了0.32℃~0.77℃，而DB断面中相应深度处的地温仍然趋近于0℃。表明普通填土路堤由于其自身温度还在趋向于土体中水分的相变温度，对下伏多年冻土除了被动的或适应性的保护外，无法起到积极保护的作用。

为进一步分析通风管对于土体的热影响，分析导致其周边土体温度变化的原因，可以通过热传导原理，利用一定范围内土体来近似估算进入土体中的热流量。由于路基填料的含水量一般相对较小，其在冻融过程中水分迁移、相变潜热相对有限，且导热系数相对稳定，因此可以选取通风管中心处管外壁至其下0.5 m深度作为热流通量的计算区域。根据热传导原理，垂直一维方向

上进入管壁至其下 0.5 m 深度范围的热流通量可以近似描述为:

$$q_s = -\lambda_{u/z} \frac{\partial t}{\partial z} \approx -\lambda_{u/z} \frac{t_{u,z} - t_w}{\Delta z} \quad (1)$$

式中 q_s 为热流通量 ($W \cdot m^{-2}$); $\lambda_{u/z}$ 为填土融化和冻结时的导热系数 ($W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$), 根据实验测定, $\lambda_u = 1.278$, $\lambda_z = 1.400$; t 为温度, 下标表示深度; $\Delta z = 0.5$ m。

利用 (1) 式将监测的温度数据进行计算得到热流通量, 通过对时间积分得到管壁至其下 0.5 m 深度范围的热收支, 计算结果见图 5。图中正值表示吸热, 负值表示放热。图 5 表明, 一般路基内的热交换十分有限, 且表现为轻微吸热。而通风路基通风管周围土体进行着显著的剧烈热交换, 无论是吸热还是放热, 其幅度明显高于一般路基相应深度的热量变化, 同时全年的热收支表现为放热。对于不同的管径, 高位埋设的通风管其热周转剧烈程度不同, 大管径的热周转要比小管径表现的剧烈, 但两者一年内的热收支差异不大。低位埋设的通风管, 两种管径管体热周转剧烈程度相近, 大管径管体一年内的放热量略大于小管径管体。显然, 通风管的这种热周转过程和热收支决定了前述管壁及其周边土体的温度状况, 同时从本质上体现了对于路基填土的温度调控作用。

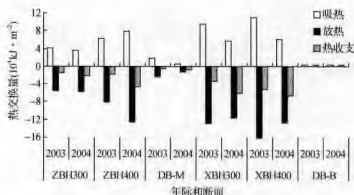


图 5 各监测断面进入通风管壁至其下 0.5 m 深度范围的热收支

3 试验路基地温场特征

根据监测数据, 路基下冻土的最大融化深度一般出现在当年的 10 月, 为此将 DB、ZBH40 及 XBH40 各断面测温孔 2002 年 10 月 29 日的地温数据综合绘制成图 6、图 7、图 8, 反映了路基土体地温场的分布情况。因试验所测的浅层土体的冻结温度为 $-0.1^{\circ}C$, 图中特别标出了 $-0.1^{\circ}C$ 的范围。

DB 断面的温度场分布 (图 6) 表明, 当年最大融化深度线 ($-0.1^{\circ}C$ 线) 于施工完成后的第二年 (2002 年), 在水平方向上 6 m 的范围内抬升了 1.2 m, 与此同时, $-1.0^{\circ}C$ 线却降低了 2 m, 涉及的水平范围达 20 m, 即在路基底部的整个范围内, $-1.0^{\circ}C$ 线下降了 2 m。至 2003 年、2004 年, 最大融化深度线进一步抬升到原天然地表附近, $-1.0^{\circ}C$ 线则继续下降。这种变化表明, 对于路基热稳定性而言, 尽管多年冻土上限的抬升是有利的, 但造成了上限附近的地温梯度的降

低。从长期的角度看,这种地温梯度的降低对工程稳定性是不利的。此外,图6也显示了地温场的横向不对称性,以 -0.1°C 为标志的最大融化深度线,其抬升基本上局限于路基的右半部,该部分边坡朝北,表明边坡朝向不同导致的路基换热量差异,在路基完成后的3年内已经严重地引起了温度场的不对称分布,这种不对称分布使得经历冻结—融化循环过程的土层厚度不同,在土层冻胀敏感性强、水分补给比较丰富的情况下,会造成路基表面变形的差异,严重的会引起纵向裂缝的产生。尽管目前试验工程未出现明显的变形或裂缝,但长期的影响如何值得重视。

图7为ZBH40断面的温度场分布图,该图显示,2002年季节最大融化深度线在路基全范围整体上从原先的2.2 m深上升到了1.8 m,2003年、2004年基本上接近于原天然地面。与普通路基相似, -1.0°C 线同样有所下降,但程度较低;同时温度场的横向不对称性相对轻微。低位埋设通风管的路基地温场(XBH40,图8)与前两类断面相比有着显著差异:其一,年季节最大融化深度线在施工完成后的第二年(2002年)已经上升到原天然地面,并一直维持着稳定;其二, -1.0°C 线除在2002年略有下降外,2003年、2004年都呈现抬升的趋势;其三,以 -0.1°C 为标志,温度场横向对称特征明显。因此,通过对比上述三类不同的路基断面温度场,无论对下伏多年冻土的地温状况还是由于温度分布可能导致的变形差异角度,都说明通风路基优于普通路基,而低位埋设通风管的路基又优于高位埋设通风管的路基。

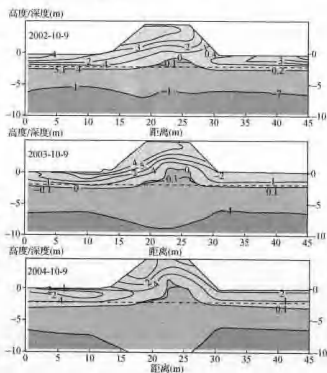


图6 对比断面(DB)路基温度场分布图(单位: $^{\circ}\text{C}$)

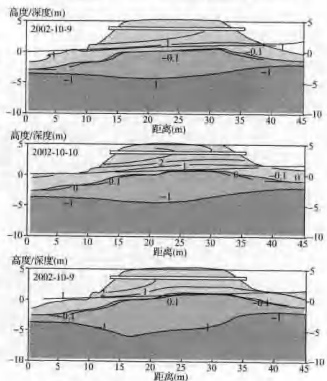


图7 高位埋设通风管断面(ZB)路基温度场分布图(单位: $^{\circ}\text{C}$)

4 试验路基下伏多年冻土热流量分析

路基工程改变了原地表的热交换条件,并最终会影响到进入下伏多年的热量变化,为此在研究地温场变化和多年冻土的变化时需要计算进入冻土的热流量。本文所讨论的各试验段在路基施工后土体虽然有温度的变化,但上限以下的多年冻土都没有融化,因此可以利用上限下的含土冰层来近似估算进入多年冻土的热流量,因其在冻融过程中水分迁移、相变潜热相对有限,且导热系数为一相对恒定值。为进一步消除上限附近水分迁移、相变的影响,可以选取 2.5~3.0 m 深度作为热流通量的计算区域。将 (1) 式变换为:

$$q_s = -\lambda_{\text{ice}} \frac{\partial t}{\partial z} \approx -\lambda_{\text{ice}} \frac{t_{3.0} - t_{2.5}}{\Delta z} \quad (2)$$

式中 λ_{ice} 为冰的导热系数,其值为 2.22; t 为温度,下标表示深度。

利用 (2) 式将监测周期内的温度数据的温度数据进行计算得到热流量,通过对时间积分得到不同断面路基中心地面下进入 2.5~3.0 m 范围内多年冻土中的热流量,为对比起见,计算结果由图 9 表示。

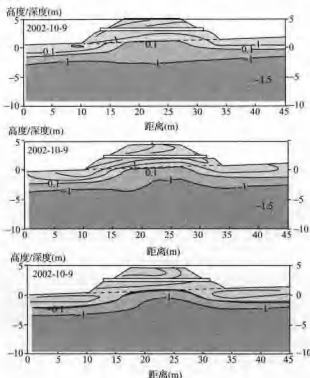


图 8 低位埋设通风管断面 (XB3) 路基温度场分布图 (单位: $^{\circ}\text{C}$)

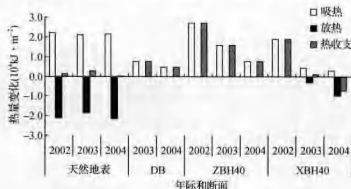


图 9 各监测断面进入通风管壁至其下 0.5 m 深度范围的热收支

图 9 表明,试验段天然地表条件下多年冻土的吸热大于放热,但计算时间段内热流量正负基本平衡,而路基下多年冻土的热收支却存在着极大的差异。各断面在施工后的第二年 (2002 年)

都处于单一的吸热过程,没有放热现象。之后虽然吸热量有所减少,但 DB、ZBH40 断面在施工 3 年后(2004 年)仍处于单一的吸热过程,在这种热量变化过程导致了前述多年冻土上的整体升温现象(-1.0°C 线下降);XBH40 断面在施工 2 年后(2003 年)已经开始出现放热现象,且放热量大于吸热量,2004 年吸热量进一步降低、放热量显著增加,表明低位埋设的通风路基对下伏多年冻土开始起到降温、散热的作用。对于不同结构路基的热收支差异,虽然由于取得的资料周期有限,但值得肯定的是,对于保护多年冻土而言,显然将通风管设置在路基填土下部比中部效果显著。

5 结 论

通过对普通路基和管道通风路基实体试验工程 3 年的监测数据分析,得出以下结论:

(1) 路基填土对于保护多年冻土而言,可以起到适应性或被动的保护作用。但通风管可以积极调节填土的温度,主要表现在冻结期间通风管与气温之间的温度梯度比融化期间高,使得其全年的热收支表现为放热,这对于促进路基热稳定性、防止融沉的发生具有良好的作用。

(2) 路基的施工对于其下多年冻土将产生极大的影响,单纯的高填土路基虽然初期可以减小多年冻土季节融化深度,但却升高了多年冻土的整体温度,同时由于阴、阳坡向引起的路基温度场横向不对称现象严重。

(3) 通风路基对于下伏多年冻土可以起到保护甚至进一步发展的作用。但高位埋设通风管的路基温度变化和发展情况与一般路基类似,路基下多年冻土在施工后 3 年内仍处于整体升温的过程,表明通风管设置高度过高,其对于下伏多年冻土的温控作用将十分有限;低位埋设通风管的路基温度虽然在施工后第二年同样有所升高,但之后路基下多年冻土开始逐渐降低,且基本上不存在路基温度场横向上的不对称现象。

(4) 由于路基填土的热影响,路基工程施工后要经历一段时间的非平衡调节过程。一般填土路基和高位埋设通风管的路基下伏多年冻土在施工后的 3 年内一直处于单一的吸热过程,而低位埋设通风管的路基经过 1 年的持续吸热后,在第三年开始出现放热现象,并使得全年的热收支表现为放热,从而在根本上表明通风管低位埋设比高位埋设的温控效果良好。

(5) 对于多年冻土地区的路基工程而言,通风路基是可以采用的一种有效措施,管体埋设易靠近原地面,但也要考虑当地积雪、地表水等的影响。

(本文原登载于《冰川冻土》2003 年第 25 卷 6 期)

气候变暖条件下冻土 通风路基温度特性的空间分析

赖远明¹ 米 隆² 王秋生³ 张克华³ 肖建章¹

(1. 中国科学院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000;
2. 北京交通大学, 北京 100044; 3. 兰州交通大学, 甘肃 兰州 730000)

摘 要:以海拔4 000多米处的通风路基为计算模型,对其温度场进行三维有限元的计算和分析,研究通风管对路基温度场的影响。不考虑气候变暖的影响,在天然地表年平均温度为 -0.4°C 或年平均气温为 -2.9°C 的高温地区,通风路基能保证路基下冻土的热稳定,以及对路基下的冻土进行制冷;考虑气候变暖,通风路基下的冻土温度低于普通路基下的冻土温度,说明通风路基具有制冷作用。

关键词:气候变暖;冻土通风路基;温度特性;三维非线性分析

0 引 言

当地表的年平均温度接近于零度时,为了保护路基下的冻土,铁路和公路穿越冻土地区时需要抬高路基,通过泡沫塑料板隔热可降低填土厚度。另一个导致道路结构变坏的原因为融沉导致路面倾斜。在许多情况下,即使在道路中心部分的回填土中能保持冻土活动层的厚度,但在路基断面上厚度较少处至路基断面的坡脚的斜坡部分将会使得原始冻土退化,由于道路边坡上的风吹雪的隔热效果,阻止活动层回冻,会进一步加速冻土的退化,而由这一效果产生的融沉将致使路面产生开裂。解决这一问题的办法之一为在路面下铺设通风管。目前青藏铁路通风路基试验段中通风管的净距离为 $1.5\sim 2.0d$ ($d=0.4\text{ m}$),除导致筑路成本过高外,更重要的是致使路基施工过程中夯实极其困难。通风管间的净距离应为何值时,既能节省筑路成本又能在气候变暖条件下

国家杰出青年科学基金资助项目 (No. 40225001)

中科院“百人计划”资助项目

铁道部科技项目 (No. 2001G043)

保证路基的热稳定,到目前为止,还未见到这类通风路基温度场数值分的报道。为了了解通风路基温度的温度特性及气候变暖条件下的降温效果,为设计提供理论依据,对通风基的温度场进行三维有限元分析。

1 控制微分方程及其有限元公式

在寒区,无论是天然条件下的浅层岩土或人工开挖具有自然通风的地下洞室围岩每年均要发生冻结和融化,所以本问题应该具有相变的传热问题。带相变瞬态温度场问题的热量平衡控制微分方程:

在 Ω_i 内,

$$C_i \frac{\partial T_i}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\lambda_i \frac{\partial T_i}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\lambda_i \frac{\partial T_i}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\lambda_i \frac{\partial T_i}{\partial z} \right] \quad (1)$$

在 Ω_u 内,

$$C_u \frac{\partial T_u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\lambda_u \frac{\partial T_u}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\lambda_u \frac{\partial T_u}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\lambda_u \frac{\partial T_u}{\partial z} \right] \quad (2)$$

式中 符号 f, u 分别表示冻、融状态; T_i, C_i, λ_i 分别为正冻区 Ω_i 内围岩的温度、体积比热和导热系数。带“ u ”者为融区 Ω_u 内的相应物理量。

在移动边 $s(t)$ 上,必须满足连续条件和守恒条件,即:

$$T[s(t), t] = T_u[s(t), t] = T_u \quad (3)$$

$$\lambda_i \frac{\partial T_i}{\partial n} - \lambda_u \frac{\partial T_u}{\partial n} = L \frac{ds(t)}{dt} \quad (4)$$

式中 L 为含水岩土的体积相变潜热。

固定边界上的边界条件为:

$$T = T_u - \lambda \frac{\partial T}{\partial n} = \alpha (T - T_a) \quad (5)$$

式中 α 为常数, T_a 为环境温度。

初始条件为:

$$T_u|_{t=0} = T_0 \quad (6)$$

假设相变是发生在 T_m 附近的一个温度范围内 ($T_m \pm \Delta T$)。在构造等价热容时还必须计入 ΔT 的影响,构造的热容表达式和导热系数的表达式为:

$$C = \begin{cases} C_i, & T < T_m - \Delta T \\ \frac{L}{2\Delta T} + \frac{C_i + C_u}{2}, & T_m - \Delta T \leq T \leq T_m + \Delta T \\ C_u, & T > T_m + \Delta T \end{cases} \quad (7)$$

和

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i, & T < T_m - \Delta T \\ \lambda_i + \frac{\lambda_u - \lambda_i}{2\Delta T} [T - (T_m - \Delta T)], & T_m - \Delta T \leq T \leq T_m + \Delta T \\ \lambda_u, & T > T_m + \Delta T \end{cases} \quad (8)$$

应用公式 (7) ~ (8), 可将式 (1) ~ (4) 简化为:

$$C \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right] \quad (9)$$

由于围岩的比热和导热系数是随着温度的变化而变化的, 加上两相界面的位置也不是固定的, 因此, 界面的能量守恒条件是非线性的。所以该问题在数学上是一个强非线性问题。无法获得解析解, 故采用数值计算方法获得数值解。本文采用伽辽金法, 可得该问题的有限元计算公式为:

$$[M] \left\{ \frac{\partial T}{\partial t} \right\} + [K] \{T\} = \{F\} \quad (10)$$

式中,

$$M_{ij} = \sum_{\Omega} C N_i N_j d\Omega \quad (11)$$

$$K_{ij} = \sum_{\Omega} \int_{\Omega} \lambda \left[\frac{\partial N_i}{\partial x} \cdot \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \cdot \frac{\partial N_j}{\partial y} + \frac{\partial N_i}{\partial z} \cdot \frac{\partial N_j}{\partial z} \right] d\Omega + \sum_{\Gamma_s} \int_{\Gamma_s} a N_i N_j d\Gamma \quad (12)$$

$$F_i = \sum_{\Gamma_s} \int_{\Gamma_s} a T_s N_i d\Gamma \quad (13)$$

式中 N_i, N_j 为单元的形函数。

2 数值分析结果

本文以海拔 4 000 多米处的通风路基为计算模型, 计算域如图 1 所示。区域 I 为道渣, 区域 II 为碎石砂砾, 区域 III 为亚黏土, 区域 IV 为弱风化基岩, 它们的热力学参数见下表。通风管设置在区域 II 内, 其中心线离地面距离为 $h=1.40$ m, 直径 $d=0.4$ m。两通风管中心之间的距离为 2 m。空气和管壁的对流换热系数为 $a=15.0$ ($W/m^2 \cdot ^\circ C$)。

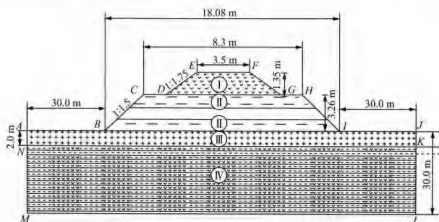


图1 通风路基结构示意图

路基结构中各介质的热力学参数表

物理量	λ_i (W/m·°C)	C_i (J/m³·°C)	λ_0 (W/m·°C)	C_0 (J/m³·°C)	L (J/m³)
道渣	0.346	1.006×10^6	0.346	1.006×10^6	0.0
砂砾	1.980	1.913×10^6	1.919	2.227×10^6	20.4×10^6
亚黏土	1.351	1.879×10^6	1.125	2.357×10^6	60.3×10^6
弱风化岩	1.824	1.846×10^6	1.474	2.099×10^6	37.7×10^6

为了研究通风管对冻土路基温度场的影响,对图1所示通风路基结构在7月15日施工完成后温度场的变化进行了分析。用空间8节点单元对图1所示通风路基结构进行单元划分,单元网格图见图2。

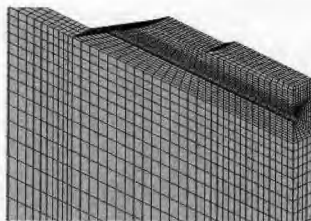


图2 单元网格划分图

为了更好地了解通风路基的温度特性,对下面两种气候条件下的通风路基在将来运营阶段温度的分布规律及变化情况进行了数值模拟,并以此为依据研究通风路基的可行性;

气候不变暖,地表温度 -0.4°C ,年平均气温为 -2.9°C ,路面年平均温度 2.6°C ,路基斜坡年平均温度 1.8°C ,计算至完工后10年。

气候变暖,地表温度 -1.0°C ,年平均气温为 -3.5°C ,路面年平均温度 2.0°C ,路基斜坡年平均温度 1.2°C ,计算至完工后50年。

2.1 不考虑气候变暖的影响,年平均气温为 -2.9°C 处通风路基的温度特性

在不考虑气候变暖时,对于在年平均气温为 -2.9°C 或地表年平均温度为 -0.4°C ,年较差为 24°C 的冻土地区的通风路基,假设通风管内的年平均气温比通风管外的年平均气温高 0.5°C ,按下式变化:

$$T_a = -2.4 + 12 \sin \left[\frac{2\pi}{8760} t_a + \frac{\pi}{2} \right] \quad (14)$$

根据附面层理论,则在天然地表AB和IJ边的温度按下式变化:

$$T_n = -0.4 + 12 \sin \left[\frac{2\pi}{8760} t_n + \frac{\pi}{2} \right] \quad (15)$$

路堤斜坡BCDE和FGHI边的温度按如下正弦规律变化

$$T_s = 1.8 + 15 \sin \left[\frac{2\pi}{8760} t_s + \frac{\pi}{2} \right] \quad (16)$$

路基中路面EF的温度变化规律为:

$$T_p = 2.6 + 15 \sin \left[\frac{2\pi}{8760} t_p + \frac{\pi}{2} \right] \quad (17)$$

地热通过LK边的热流密度为 $q = 0.06 \text{ W/m}^2$ 。AM, JL为绝热边界。

计算域的初始温度为:区域I和区域II的温度为 8.5°C ,区域III和区域IV的温度则由公式(10)在(15)式作为上边界条件下作逐时段求解,直到年变化层以下温度场基本保持稳定且年变化层以上相同位置上的温度值在一时间逐年相同为止,以此时各个结点的温度值作为初始条件。对于7月15日施工完成的通风路基温度场进行了数值模拟。

从图3(a)可以看到,在通风路基完工后第5年7月15日路基的最高温度为 16°C ,路基下冻土最低温度为 -1°C 。由于逐年冷季降温效果的积累,通风管下冻土的温度比天然地表下冻土的温度低 0.99 m ,在路基下 0°C 等温线的坐标为 -0.45 m ,而在天然地表下为 -1.44 m 。图3(b)为通风路基完工后第5年9月30日的温度

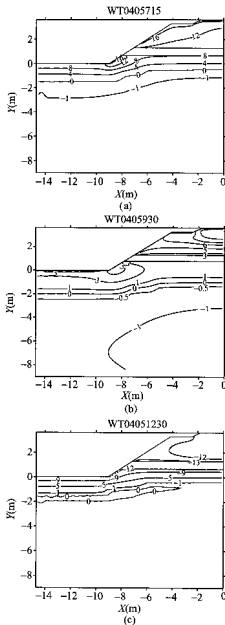


图3 通风路基完工5年后的温度分布图

分布图。从该图可以看到路基的最高温度为 7°C ，最低是 -1°C 。从图 3 (c) 可以看到在第五年 12 月 30 日，路基坡脚下 2 m 附近有一融化盘，其最高温度为 0°C ，最低为 -13°C ，且路基下 -1°C 等温线比天然地表下高 0.90 m。

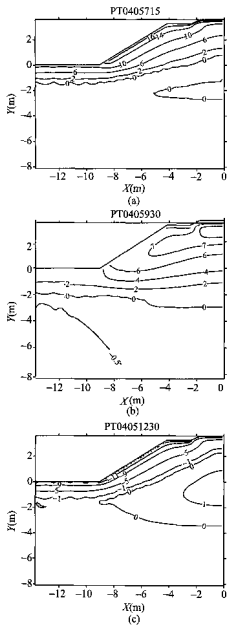


图 4 普通路基完工 5 年后的温度分布图

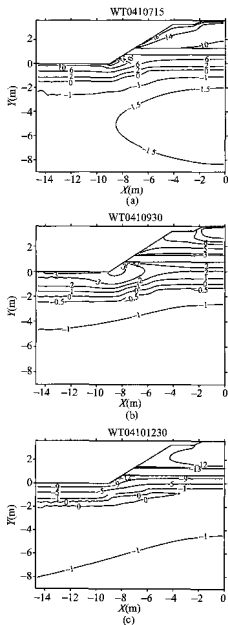


图 5 通风路基完工 10 年后的温度分布图

为了更好地说明通风路基的降温效果，对同样大小尺寸的普通路基的温度场进行分析。图 4 (a), (b), (c) 为普通路基完工后在第 5 年 7 月 15 日，9 月 30 日和 12 月 30 日的温度分布图。从图 4 (a) 可以看出在天然地表下 0°C 等温线的坐标值为 $y = -1.31\text{ m}$ ，路基下 0°C 等温线比天然

地表下 0°C 线低了 1.48 m ,在路基下有一下限为 $y=-2.79\text{ m}$ 上限为 $y=-1.09\text{ m}$ 融化盘,这种融化盘的存在将使路面产生较大的竖向变形。从图4(b)可以看到路基下面冻上的温度最高为 7°C ,最低为 -0.5°C ,路基下 0°C 等温线的位置比天然地表下的低了 0.59 m 。从图4(c)可以看到最低温度为 -11°C ,路基内有一巨大的融化盘,其上限坐标为 $y=2.20\text{ m}$,下限坐标为 $y=-3.56\text{ m}$,融化盘内的最高温度为 1°C 。

图5(a),(b),(c)为通风路基完工后在第10年7月15日,9月30日和12月30日的温度分布图。由图5(a)和图3(a)可以看到,尽管 0°C 等温线的位置没有多大变化,但在通风路基下的最低温度已由5年前的一 1°C 降到了一 1.5°C ,且通风管下 6°C 等温线也明显上移。比较图5(b)和图3(b),可以看出路基下 -1°C 等温线已从图3(b)中的 $y=-3.17\text{ m}$ 上升到了图5(b)中的 $y=-2.64\text{ m}$ 。比较图5(c)和图3(c),可以发现图5(c)中通风路基即使过了5年其温度线分布的上面部分基本不变,下面出现了一 1.0°C 等温线。从这些分析可以发现,在天然地表年平均温度为 -0.4°C 或年平均气温为 -2.9°C 的高温地区,通风路基对其下面的冻土进行制冷降温的作用也很明显,而且在高温的夏季,通风路基下面也没有出现人们所担心的高温融化现象。

图6(a),(b),(c)为普通路基完工后在第10年7月15日,9月30日和12月30日的温度分布图。从图6(a)可以看到路基的最高温度为 16°C ,路基下融化盘的下限已扩展到 $y=-3.90\text{ m}$ 处。图6(b)中路基最高温度为 7.5°C ,天然地表下 0°C 等温线的坐标值为 $y=-1.95\text{ m}$,而在路基下为 $y=-3.60\text{ m}$,降低了 1.65 m 。将图6(b)和图4(b)比较,可以发现路基下 0°C 等温线的坐标值从第5~10年的5年间,由图4(b)的 $y=-2.81\text{ m}$ 下移到了图6(b)的 $y=-3.60\text{ m}$ 。图6(c)中也可以看到路基下有一巨大的融化盘,其下限坐标为 $y=-4.40\text{ m}$,而图4(c)下限坐标为 $y=-3.56\text{ m}$,由此可知随着时间的推移融化盘面积在逐渐扩大。从上面的分析得知,在天然地表温度为 -0.4°C 的地方修筑这种普通路基将出现热不稳定现象,并且会产生较大的竖向变形,影响交通安全。

将图3,图4和图5,图6分别进行比较,不难发现,即使在天然地表年平均温度为 -0.4°C 或年平均气温为 -2.9°C 的高温地区,通风路基除能保证路基下冻土的热

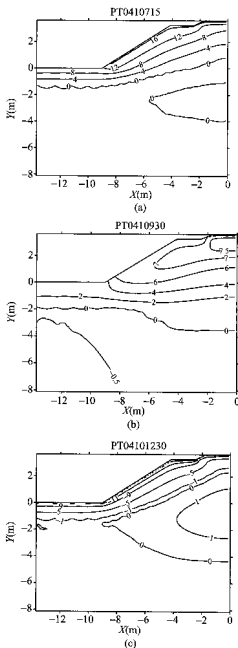


图6 普通路基完工10年后的温度分布图

稳定外,随着时间的推移还能对路基下的冻土进行制冷。而普通路基在这样的高温区将使路基下的冻土温度升高,导致路基下的冻土产生热不稳定现象。

2.2 气候变暖对年平均气温为 -3.5°C 地区通风路基温度场的影响分析

考虑气候变暖,对于在年平均气温为 -3.5°C 或年平均地表温度为 -1.0°C ,年较差 24°C 的冻土地区的通风路基,假设管道内的年平均气温比管道外的年平均气温高 0.5°C ,按下式变化:

$$T_a = -3.0 + 12 \sin\left[\frac{2\pi}{8760}t_n + \frac{\pi}{2}\right] \quad (18)$$

根据附面层理论,则在天然地表 AB 和 IJ 边的温度按下式变化:

$$T_b = -1.0 + 12 \sin\left[\frac{2\pi}{8760}t_n + \frac{\pi}{2}\right] + \frac{2.0}{50 \times 365 \times 24}t_h \quad (19)$$

路堤斜坡 $BCDE$ 和 $FGHI$ 边的温度按如下规律变化:

$$T_c = 1.2 + 15 \sin\left[\frac{2\pi}{8760}t_n + \frac{\pi}{2}\right] + \frac{2.0}{50 \times 365 \times 24}t_h \quad (20)$$

路基中路面 EF 的温度变化规律为:

$$T_p = 2.0 + 15 \sin\left[\frac{2\pi}{8760}t_n + \frac{\pi}{2}\right] + \frac{2.0}{50 \times 365 \times 24}t_h \quad (21)$$

地热通过 LK 边的热流密度为 $q=0.06\text{ W/m}^2$ 。 AM 、 JL 为绝热边界。对于7月15日施工完成的通风路基和普通路基在(18)~(21)式描述的气候变暖条件下的温度变化进行了数值模拟,计算结果分析如下。

图7(a),(b),(c)为通风路基完工后在第5年7月15日,9月30日和12月30日的温度分布图。由图7(a)可以看到路基的最低温度为 -2°C ,最高温度 15°C 出现在路基坡脚处,路基下 0°C 等温线的坐标比天然地表下 0°C 等温线的坐标值高 1.0 m 。从图7(b)可以看到在9月30日路基的最高温度为 5.0°C ,最低为 -1.5°C ,路基下 0°C 等温线比天然地表下的高出了 1.02 m 。图7(c)表明路基的最低温度为 -12°C ,最高温度为 0°C ,在路基坡脚处有一融化盘。

图8(a),(b),(c)为普通路基完工后在第5年7月15日,9月30日和12月30日的温度分布图。从图8(a)可以看到其最高温度为 15°C ,最低为 -1°C 。从 -1°C 等温线的分布可知普通路基的修建使得其下面的冻土温度上升,这与通风路基的降温相反。从图8(b)可以看到该普通路基的最高温度为 6.5°C ,最低为 -1°C ,从 0°C 和 -0.5°C 等温线的分布规律可知,路基在向其下面的冻土提供热量。图8(c)表明在路基下存在一温度大于 0°C 的融化盘,其上边界坐标为 $y=2.1\text{ m}$,下边界坐标为 $y=-2.45\text{ m}$ 。比较图7和图8后不难发现通风路基下的冻土温度比普通路基下的冻土温度在相同时刻要低 1°C 多,这一数据说明了通风路基的制冷作用。

图9(a),(b),(c)为通风路基完工后在第25年7月15日,9月30日和12月30日的温度分布图。从图9(a)中可发现路基下的 0°C 等温线的位置比天然地表下的位置高出了 0.94 m 为 $y=-0.53\text{ m}$,还可以看出即便完工25年后通风路基的最高温度仍为 16°C ,路基下冻土的温度仍为 -1°C ,仅比第5年上升 1°C 。由图9(b)可知,路基的最高温度为 6.5°C ,冻土的最低温度已由

图 7 (b) 中的 -1.5°C 上升到了 -1°C 。但在路基下 0°C 等温线仍比天然地表下的高出 0.95 m , 说明此时路基下的冻土还是热稳定的, 和图 7 (c) 相比, 图 9 (c) 所示路基下的融化盘横向有所伸长, 且 -1°C 等温线由所下移。

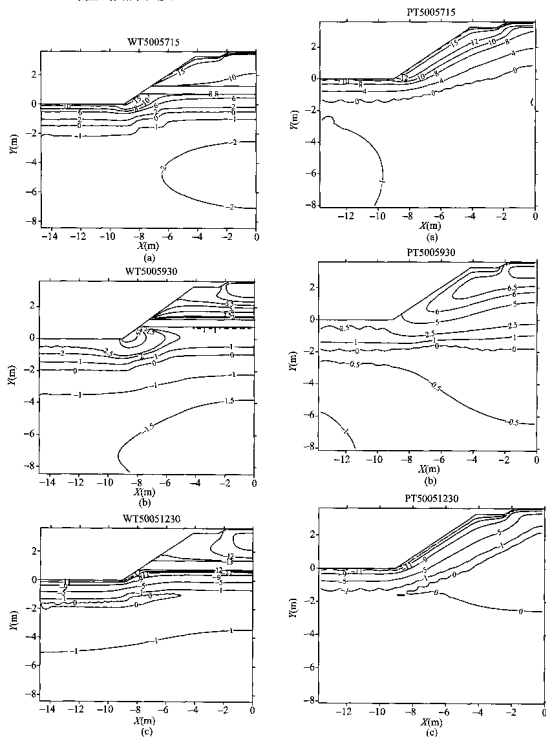


图 7 通风路基完工 5 年后的温度分布图

图 8 普通路基完工 5 年后的温度分布图

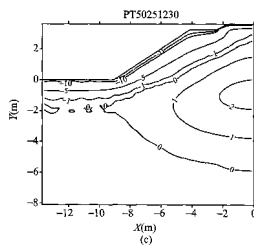
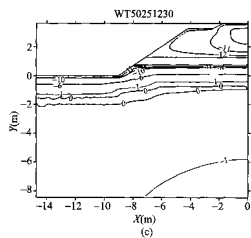
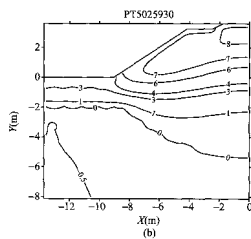
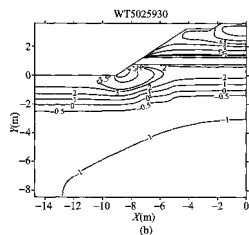
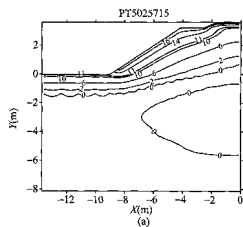
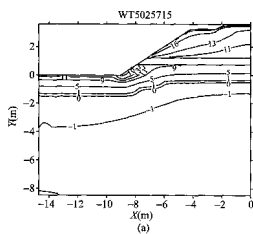


图9 通风路基完工25年后的温度分布图

图10 普通路基完工25年后的温度分布图

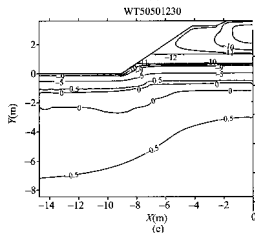
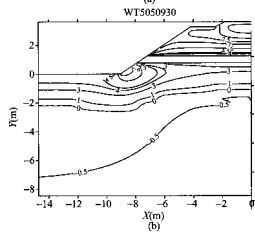
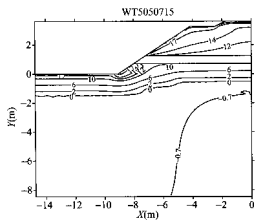


图 11 通风路基完工 50 年后的温度分布图

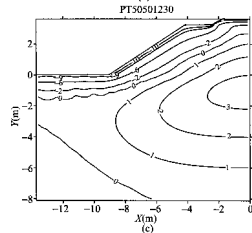
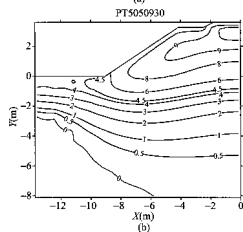
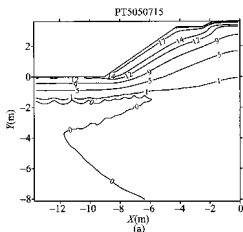


图 12 普通路基完工 50 年后的温度分布图

普通路基由于气候变暖的影响,在图 10 (a) 所示的 7 月 15 日路基的最高温度为 16°C ,在路基下融区范围已扩展到 $y = -5.70\text{ m}$ 处。由图 10 (b) 可以看到在 9 月 30 日路基的最高温度已升到了 8°C ,比图 9 (b) 所示通风路基的最高温度高 1.5°C ,在路基下融化范围已扩展到 $y = -5.4\text{ m}$ 处,比天然地表下的 0°C 等温线坐标 $y = -2.0\text{ m}$ 下降了 3.4 m 。图 10 (c) 中可以看到

在12月30日路基下融化盘内的最高温度为 2°C ，其融化范围下限已扩展到 $y=-5.9\text{ m}$ 处，此时的冻土路基除热不稳定外，还会出现较大的融沉，将失去承载能力。

图11(a), (b), (c)为通风路基完工后在第50年7月15日, 9月30日和12月30日的温度分布图。图11(a)中可以看到在天然地表下最低温度为 0°C ，且路基下等温线保持不变仍比天然地表下高 0.9 m 左右，路基下的最低温度为 -0.7°C 。图11(b)可以看到在9月30日通风路基下冻土 -0.5°C 等温线比天然地表下的冻土 -0.5°C 等温线高出近 5 m ， 0°C 等温线在路基下的位置也比天然地表下的位置高 1.0 m ，路基在此时仍能保证热稳定，这很好的说明了通风路基的制冷作用。从图11(c)可以看到在天然地表和路基坡脚下的融化盘仍有所扩大，要保证路肩不开裂路基至少要再增加 1 m 厚的护坡。

图12(a), (b), (c)为普通路基在气候变暖条件下运营50年后的温度分布。从这些图可以看到在路基下 $0\sim 8\text{ m}$ 的范围内的温度都大于 0°C 。冻土已经融化，并丧失承载能力。可见在气候变暖的条件下，这种普通路基不适合在天然地表年平均温度为 -1°C 的地区使用。

3 结 论

通过上面的分析，可以得出如下结论：

如果气候不变暖，在年平均气温为 -2.9°C 或天然地表年平均温度为 -0.4°C 的地区采用直径为 0.4 m ，管径之间相距 2 m ，离地面高 1.4 m 的通风路基也能保证冻土的热稳定和确保路基的承载能力。

考虑气候变暖的影响，在年平均气温低于 -3.5°C 或天然地表的年平均温度低于 -1°C 的地方采用本文提出的通风路基结构，路基使用50年也能保证其下面冻土的热稳定性。为了提高路基的承载力，最好将护道加宽 1 m ，或再增加抛石护坡措施。

(本文原登载于《庆祝邓学钧教授七十寿辰文集》，2006年)

厚层地下冰对青藏铁路路基稳定性的影响分析

杨永鹏

(中铁西北科学研究院, 甘肃 兰州 730000)

摘 要: 厚层地下冰作为青藏高原多年冻土区一种特殊冻土, 在青藏铁路的建设中主要表现为融沉、塌陷等不良地质现象。根据厚层地下冰地段的地质特点及分布情况分析表冻水的不等量迁移、冰的共生共长等厚层地下冰形成原因, 以及厚层地下冰与铁路路基的相互影响。结论是: 厚层地下冰作为多年冻土中的最薄弱环节, 在冻土工程中, 不可避免会产生蠕变变形, 发生热融沉陷、路基翻浆等灾害, 因此, 要充分重视厚层地下冰抗压、抗剪强度极小和动荷载对路基稳定性的影响。

关键词: 青藏铁路; 厚层地下冰; 荷载; 强度

青藏铁路(格拉段)是当今世界上海拔最高的穿越高寒缺氧及连续多年冻土区的高原铁路, 其中经过多年冻土区有 550 km, 不稳定的多年冻土地段约有 190 km, 极不稳定高温多年冻土地段约有 100 km。人为活动或工程影响也将导致多年冻土上限变化和地下冰融化, 从而直接影响多年冻土区路基的稳定性。

青藏高原多年冻土区厚层地下冰发育分布在多年冻土上限附近, 几乎遍及含水量较大的黏性土地区。在山岳丘陵区, 厚层地下冰呈透明状分布。厚层地下冰不容易绕避, 对温度的变化十分敏感, 因此对铁路工程的影响很大, 如果处理措施不当引起厚层地下冰融化、蠕变、流变等, 会引起铁路路基的变形和破坏, 严重影响青藏铁路的建设和运营。

1 厚层地下冰地段的地质特点及分布情况

1.1 厚层地下冰地段的地质岩性

厚层地下冰地段的地质层一般是指地表 0.2 m 为草皮, 0.2~2.0 m 为黏性土或黏性土加碎石、块石, 多年冻土上限一般为 1.2~2.0 m, 其下即为厚层地下冰。厚层地下冰上部和季节融化层衔接, 下部和多年冻土层衔接, 地下冰厚度 0.1~5.0 m, 含冰量和冰的纯度不一, 有无色透明的冰层, 也有冰和土层相间或冰和土的混合物, 体积含冰量不一, 最大可达 80% 以上。5.0 m 以

下一一般为基岩风化层,含冰量很小,岩层除少数为火成岩和变质岩外,多数均为中生代的灰岩、泥灰岩、页岩和砂岩。

黏性土地区水分主要向冻结锋面迁移、富集并形成厚层地下冰。因此,厚层地下冰主要发育在第三系风化泥岩、泥灰岩区。由于铁路路基的修建和人为因素的影响,厚层地下冰可能形成新的热融湖塘、沼泽化湿地以及冻胀丘等不良地质现象。

1.2 厚层地下冰地段的水文地质条件

厚层地下冰地区地下水的冻结层上的水埋藏在季节融化层中,一般为非承压水,系大气降水补给,受气候变化影响大,动态不稳定,水量不大,但路基工程必须考虑和重视。而冻结层间水和冻结层下的水补给是动态变化的,视补给水源而定,水量较大。冻结层下的水埋藏在多年冻土下限以下,承压或不承压,动态稳定,水量较大,水质好。这两层水,路基工程一般不易碰到。

1.3 厚层地下冰的分布情况

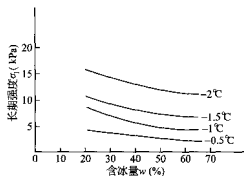
厚层地下冰在平面上多分布在山岳丘陵地带,如:昆仑山、可可西里、风火山、唐古拉山等,以风火山和唐古拉山厚层地下冰最为发育。在这些地带中,厚层地下冰一般埋藏在坡度小于 16° 的平缓山坡、山间洼地、山间盆地和沟谷的第四纪坡积层中。地下冰的分布、厚度以及埋藏深度受岩性、坡向影响较明显,在埋藏有厚层地下冰的地方,一般草皮覆盖较好,冰面一般与地面平行。

2 厚层地下冰形成原因

厚层地下冰的形成原因,国内外许多学者对此都有研究,未冻水的不等量迁移、冰的共生共长等观点是形成的主要原因。

2.1 未冻水的不等量迁移

据有关资料显示,在已冻结上体中,如果存在温度梯度,则仍有未冻水向温度降低方向迁移的现象。所以在寒季,当季节冻结层或季节融化层中出现正的地温梯度时,其上部的含冰量将有所增加。在暖季,当活动层中地温为负梯度时,未冻水应向下迁移,造成多年冻土上部含冰量的增加。地温分别为负、正梯度时产生的这两种作用,其造成的未冻水向下和向上的迁移量是不等的。这样,每年冻融循环的净结果是活动层中的水分将向多年冻土顶部积聚。这一规律可称之为未冻水的不等量迁移规律。可以看出,水分向冻结锋面后方已冻土中的迁移和水分向融化界面下冻结土中的迁移,促使水分大量富积,造成了斑杂状冰的形成。



冻土长期强度与冻土含冰量的关系

2.2 冰的共生共长

当地表有沉积物周期性的加积时,造成了上限周期性的上升。此时,上述各种作用的周期性重复,将形成厚度很大的地下冰层。两次堆积之间的间隔时间越长,土层的含冰量往往越高,累计的堆积越厚,则冰层的厚度也越大。

3 厚层地下冰与铁路路基相互影响

3.1 修建铁路对厚层地下冰的影响

3.1.1 多年冻土的长期强度变化是在铁路路基融沉的主要原因

多年冻土的长期强度是指在规定的有效使用年限,即设计基准期(一般取 50 年)内仍不破坏的最大应力。

多年冻土的长期强度随含冰量的增加而呈规律性减小,因而厚层地下冰的长期强度较其他常规冻土弱很多(见上页图)。由于冻土具有强烈的流变性,强度随荷载作用时间的延长而降低,其值可降低到瞬时强度的 $1/3 \sim 1/15$ 。

厚层地下冰具有强烈的流变性,其长期强度又受到温度、荷载、含冰量的影响,因而对研究路基的稳定性具有很强的实用价值。

3.1.2 动荷载对厚层地下冰的影响

随着青藏铁路的施工完成和运营,动荷载对厚层地下冰的影响也进一步引人关注。据有关非多年冻土区动荷载资料显示,铁路机车的影响范围为 2 m 左右,但对青藏高原多年冻土区动荷载的影响范围还是一个空白。

动荷载影响厚层地下冰蠕变的要素为最大加载应力、温度和加载频率。

(1) 当最大加载应力变大时,破坏应变增加,破坏时间缩短,最小蠕变速率变快,且变化率在 2MPa 左右。

(2) 当最大加载条件相同时,温度越低,破坏应变越小,破坏时间越长,最小蠕变速率越小,且变化率在 -10°C 左右。

厚层地下冰作为多年冻土中的最薄弱环节,其抗压、抗剪强度极小,动荷载的影响使其更容易破坏,造成铁路路基的失稳。

3.2 厚层地下冰蠕变对铁路路基的影响

3.2.1 厚层地下冰的蠕变特征

冻土在应力作用下,应变随时间变化的现象称为蠕变,冻土的蠕变分为衰减蠕变和非衰减蠕变。衰减蠕变是在一定的土物理状态和负温下,衰减应力小于某一确定界限值时出现的蠕变,此时,冻土中发生微裂隙的闭合,开敞空隙的减小和颗粒间的相对剪移,以及冰的重结晶和重新定向,冰晶变小,冰的密度变大,其特征是变形速度逐渐减小,最终趋于零。当土中应力大于某个界限值时,则出现随时间不可逆转的结构变形称为非衰减蠕变。

对于典型冻土,只有当外荷载大于破坏荷载时才能出现非衰减蠕变,而厚层地下冰即使荷载较小也可出现非衰减蠕变。

在厚层地下冰地段修筑路基,由于温度载荷的影响,厚层地下冰不可避免会产生蠕变变形,必然对路基的稳定性产生影响。

3.2.2 厚层地下冰蠕变对路基稳定性的影响

厚层地下冰的蠕变对道路工程具有灾难性的破坏。随着青藏铁路的建设,铁路路基带来的荷载和路基蓄热的影响为厚层地下冰的蠕变变形提供了条件。

厚层地下冰的蠕变所造成灾害的主要表现可概括为热融沉陷、道路翻浆。

(1) 热融沉陷。该类病害在青藏高原多年冻土区普遍存在。气温的升高、路基的进一步加荷致使人为上限的下移,其必然造成厚层地下冰的局部融化,主要表现为融化冰以水土混合物的形式向四周进行迁移,土体进行融化固结,造成路基的严重失稳和沉陷。

(2) 道路翻浆。青藏高原铁路路基在不同地段、不同地质条件下,都出现了不同程度的路面开裂,有的裂缝已经延伸到基底以下。在厚层地下冰地段,由于人为活动的原因,在暖季地下冰加速融化时释放出的过剩水和泥浆的堆积作用下,通常使土变软或成为泥浆,并从裂缝中溢出,影响铁路路基的稳定。

4 结 论

(1) 厚层地下冰作为一种特殊的冻土,对青藏铁路的建设有很大的影响,研究其对路基的稳定性具有极其重要的意义;

(2) 厚层地下冰蠕变所造成的灾害主要表现为热融沉陷、道路翻浆;

(3) 厚层地下冰作为多年冻土中的最薄弱环节,其抗压、抗剪强度极小,动荷载的影响使其更加容易破坏,造成铁路路基的失稳;

(4) 厚层地下冰具有强烈的流变性,其强度又受到温度、荷载、含冰量的影响,在冻土工程中应加以重视。

青藏铁路北麓河试验段 路基保温材料处理措施初步分析

盛煜 温智 马巍

(中国科学院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘要:在青藏铁路北麓河依照保温材料类型、保温板厚度、埋设方式等方式设置试验段,并增设一个无保温处理的断面,在每种结构的试验段各选择一个断面开展试验监测研究。根据监测数据,分析了保温材料试验段的地温规律、路基及下覆土层的地温变化规律,并计算了保温板上下面积温。结论显示,保温板下部积温明显减小,阳面地温高于阴面地温。

关键词:保温材料;路基;积温

0 引言

在多年冻土区修筑道路工程后,原有的地气热交换条件发生了变化,其结果通常是路基内的吸热量增加。路基内逐年的热积累使下伏土体温度升高、多年冻土融化,从而引起道路的下沉变形。为了保证道路路基的稳定性,保护多年冻土是最为普遍被采纳的设计原则,即采取各种措施尽量使得路基下伏多年冻土上限不下降,保温法就是其中较为适用的一种。保温法就是在路基内加铺一层保温材料,利用保温材料的低热导性(热阻)阻止上部热量进入下部土层,从而起到保护多年冻土作用的一种方法。20世纪50年代,挪威就已经开始尝试保温材料在道路路基中的应用;70年代起,前苏联、美国等采用聚苯乙烯保温材料在道路路基中进行了试验性研究。90年代,在青藏公路昆仑山越岭地段将保温材料铺设于实体道路工程进行试验研究,得出了保温处理路基可以降低多年冻土上限的初步结论。

铺设保温板后,保温板下的最高温度包络线始终处于无保温板时的最高温度包络线的内侧,即有保温板时多年冻土的上限总是高于无保温板时的多年冻土上限。对于道路工程,表面热交换条件的改变所引起的路基内的热积累会导致多年冻土上限的下降,当铺设保温板后,则有可能补偿这部分上限下降,保持多年冻土上限稳定、甚至抬升。青藏铁路北麓河试验段设计了307 m长的路基保温材料试验工程段,以探求保温处理措施的有效性和合理使用条件。

1 试验工程概况

1.1 试验段地质情况及冻土条件

北麓河试验段位于青藏高原可可西里与风火山之间,北麓河盆地南部,属北麓河冲、洪积高平原地貌。青藏铁路保温材料试验段设计里程 DK1 139+618~DK1 139+925 范围,地处孤山山脚的残破积地带,地表纵向呈拱形、横向呈斜坡,地面高程介于 4 635~4 639 m 范围,路基填土高度 2~5 m。试验段地表植被稀疏,覆盖率不足 20%。该段地表为厚约 1 m 的细砂夹残破积砂岩片石,下部至 2.5 m 范围以黄棕色粉质黏土为主,多年冻土上限为 2.5 m 左右,上限以下普遍存在 1~4 m 厚的含土冰层,含土冰层呈悬浮状构造。含土冰层以下以全风化棕红色泥岩为主,局部夹有灰色强风化砂岩。岩芯裂隙发育,裂隙中常常被纯冰充填,在局部形成饱冰、富冰冻土。试验段多年冻土年平均地温从 DK1 139+670 的 -0.28°C 逐渐降低至 DK1 139+940 段面的 -0.69°C ,属于高温极不稳定和高温不稳定多年冻土区。

1.2 工程措施

路基保温材料试验段依照保温材料类型、保温板厚度、埋设方式等共 5 个试验段,在 DK1 139+940 增设一个无保温处理对比观测断面。每个试验段具体试验断面位置及保温板铺设方式见表 1。

表 1 保温处理路段保温板埋设位置

保温段	里程范围	长度 (m)	保温板厚度 (m)	观测断面位置	埋设深度
EPS 保温板-1	DK1 139+618~700	82	0.10	DK1 139+670	地表上 0.5 m
EPS 保温板-2	DK1 139+700~750	50	0.08	DK1 139+740	路肩下 0.8 m
PU 保温板-1	DK1 139+750~800	50	0.04	DK1 139+780	路肩下 0.8 m
EPS 保温板-3	DK1 139+800~850	50	0.08	DK1 139+820	地表上 0.5 m
PU 保温板-2	DK1 139+850~925	75	0.04	DK1 139+900	地表上 0.5 m
无保温段				DK1 139+940	

2001 年 10 月中旬,保温材料试验段正式开始施工。考虑到该试验段地处山坡脚,且上方有泉水出露,施工前在设计路基范围上方预先开挖了排水沟,旨在防止路基坡脚积水而影响施工质量。2001 年 10 月 20 日,完成地面以上 0.5 m 高填土(以右侧地面为准,填土呈水平面),10 月 30 日开始铺设第一段保温材料(DK1 139+618~DK1 139+700),随后在 11 月上旬逐个完成各段保温材料的铺设并将路基高度填至设计面。为了防止保温板局部被填土中块石压碎破坏,保温板上下均铺设了 0.1 m 厚的砂垫层。现场施工中,将下部砂垫层铺垫、整平后铺设保温板,然后铺设上部砂垫层,并在砂垫层上铺 0.3~0.5 m 厚填土层后开始碾压,随后按照普通路基施工方法进行。

2 现场测试方案

根据该试验段工程措施设计,在每种结构形式路段各选择一个观测断面开展试验监测研究。各观测断面及温度监测孔的平面位置如图 1 所示。每个断面均布置有路基中心、两侧路肩及天然

地温观测孔, 天然孔深 15 m; 路基中心孔原天然地表下测深 18 m; 路肩孔原天然地表下 10~15 m。在所有保温处理观测断面保温板上下面的中心、两侧均布置了单点测温探头以监测保温板上下面的温度。

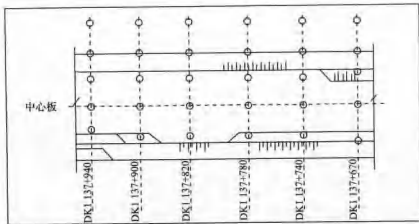


图 1 各观测断面及温度监测孔的平面位置

自试验段面设置至今, 采用人工观测, 观测频率为 1 次/10d。温度测试探头采用中科院寒区旱区环境与工程研究所冻土工程国家重点实验室组装自制的热敏电阻观测, 人工观测电阻时采用 0.1 Ω 分辨率的 Fluke IV 多功能万用表测试, 通过实验室标定的参数将电阻值换算为温度。

3 保温材料试验段地温规律分析

3.1 天然条件下地温变化过程

截至 2002 年 10 月 19 日, 试验段基本已经获得了一个完整周期年的地温资料。图 2 给出了 DK1 139+780 断面应天然场地地表以下土层地温变化过程 (其余断面的天然场地地文变化规律相似)。实测地温结果表明, 其他试验段面天然场地地温变化具有较好的一致性。该地段 11 月初浅地表 (0.5 m 深度) 开始冻结, 12 月中土层完全冻结。5 月中浅地表开始融化。因此冻结期为 6.5 个月, 其中土层完全冻结期可达 5 个月; 融化期为 5.5 个月。各断面多年冻土天然上限基本均为 2.5 m 左右。



图 2 DK1 139+780 断面天然场地 2001 年 9 月~2002 年 9 月地温变化过程

3.2 路基及下覆土层的地温变化规律

图3绘出了DK1 139+670断面从路基修筑前的2001年9月7日~2002年10月19日路基中心孔地温剖面随时间的变化过程图,施工前地温变化规律与天然地地下土层类似;修筑路基后,原天然地表下地温停止剧烈变化(与天然条件下的明显区别);原天然地表附近未发现受上部路基表面地气热交换而引起的温度相应;原天然上限以下多年冻土温度呈现出缓慢升高的趋势。原活动层内的地温从修筑路基伊始的正温逐渐向0℃变化,修筑路基约2个月后(2001年2月底)活动层内基本变成了均匀的0℃温度带;此后直至2002年10月原活动层内的地温基本保持于0℃,即在原活动层范围内形成了长期存在的零温带(zero temperature zone)。零温带与天然状况下的0℃幕情形不同,它是由于修筑路基后暂时阻隔与外界的热交换而在活动层内部热平衡过程中形成的。

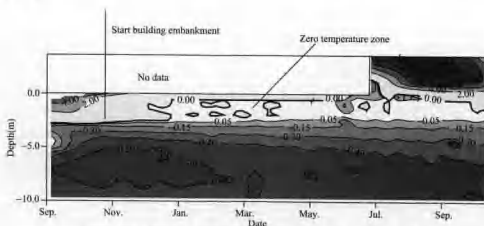


图3 DK1 139+670路基中心孔地温剖面随时间的变化过程图

从这个地温变化过程可以认为在相当长的时间内,零温带是依赖于天然地表以下土层间的温度差异的自身调节而产生、发展的。针对这个现象,不应该简单地将0℃等温线人为地确认为融化或冻结深度,因为其下部零温带不一定是冻结状态。其一,测量精度出现0.05℃的偏差是可能的;其二,0℃未必就是土体的冻结点。但是零温带的存在却是无可争议的事实,在北麓河路基保温材料试验段的其他断面也同样观测到了这种现象。零温带的存在说明在路基基带采用保温材料隔热处理措施有可能使得路基表面的热交换条件不足以满足使下部土体完全冻结的能力,无论零温带持久存在还是最终依靠下部多年冻土的升温而逐渐消失都对保护多年冻土不利,尤其在高温多年冻土区更是如此。

4 通过保温板的热收支分析

由于保温材料本身的热导性能基本不随温度变化,因此通过监测保温板上下面的温度,即可得到进入保温板的热收支。下式表述了计算热流通量的计算公式:

$$q = \lambda \frac{\Delta T}{d}$$

式中 q 为单位时间进入保温板的热流量 (W/m^2); λ 为保温材料的导热系数 ($\text{W}/\text{m} \cdot \text{K}$); ΔT 为保温板上下面的温差 (K); d 为保温板的厚度 (m)。

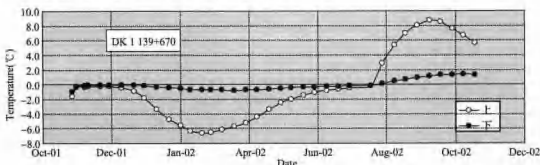


图4 DK1 139+670断面保温板上下面温度变化过程

图4给出了DK1 139+670断面(深埋保温板)路基中心部位保温板上下面温度在修筑路基近一年内的变化过程。修筑路基后进入冷季,保温板上部温度迅速受路基上部土体的冷却作用而降温,而保温板下部温度降温极为缓慢,这正是保温板阻热效应的结果,在此阶段保温板不利于下部土层的散热。至2002年6~7月,上下面温度在 0°C 附近趋于一致,此前通过保温板的热量为放热。随后,保温板上部土体在暖季升温作用下开始迅速升温,保温板下部温度虽然也逐渐开始升温,但是其升温幅度较小,在此阶段通过保温板的热量为吸热过程,保温板得以充分发挥其夏季隔热性能。整个年周期内保温板上部最高温度达到 9°C ,最低温度达到 -6.5°C ;保温板下部最高温度不到 2°C ,最低温度也不足 -1°C 。

图5为DK1 139+740断面(浅埋保温板)保温板上下面温度变化过程。由于保温板埋设于路面下 0.8 m 位置,因此保温板上部对环境温度变化得响应快且剧烈。保温板上部最高温度可达近 15°C ,最低温度至 -12°C ;保温板下部最高温度接近 5°C ,最低温度也可达到 -4°C 。对于浅埋保温板,放热期集中在10月底~4月初,共5个月左右;吸热期可达约7个月。

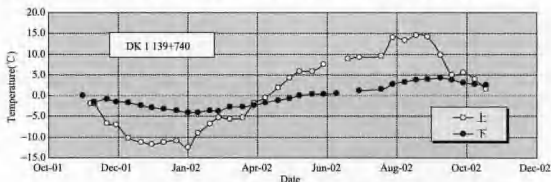


图5 DK1 139+740断面保温板上下面温度变化过程

根据前述热流量计算原理,将保温材料上下面温度曲线对时间积分,再乘以保温材料的导热系数即可求出进入保温板的热周转及热收支,表2列出了5个保温处理断面保温板内吸热、放

热及间内热收支计算结果。

表 2 通过保温板的热收支

断面位置	DK1 139+670	DK1 139+740	DK1 139+780	DK1 139+820	DK1 139+900
断面编号	1	2	3	4	5
保温材料	0.1 mEPS	0.08 mEPS	0.04 mPU	0.08 mEPS	0.04mPU
埋设位置	地面上 0.5 m	路面下 0.8 m	路面下 0.8 m	地面上 0.5 m	地面上 0.5 m
位置	内容	热流计算结果 (kJ)			
路基 左侧	吸热	24 967	28 431	28 513	33 770
	放热	-15 667	-21 300	-16 623	-26 886
	收支	9 300	7 132	11 890	6 884
	吸热/放热	1.60	1.33	1.71	1.26
路基 中心	吸热	13 761	34 952	41 858	28 163
	放热	-15 663	-24 929	-29 714	-23 334
	收支	-1 902	10 023	12 144	4 828
	吸热/放热	0.88	1.40	1.41	1.21
路基 右侧	吸热	23 015	32 669	32 769	26 708
	放热	-28 257	-26 648	-27 827	-25 877
	收支	-5 242	6 021	4 942	831
	吸热/放热	0.81	1.22	1.18	1.03

注：计算中取 EPS 的导热系数为 $0.030 \text{ W/m} \cdot \text{K}$ ；PU 导热系数为 $0.0197 \text{ W/m} \cdot \text{K}$ 。

计算结果表明，路基修筑后第一年，绝大多数通过保温板的热收支都表现为吸热。路基左侧（阳面）则全部为吸热状况，吸热量大致为放热量的 1.5 倍。路基中心 DK1 137+670、DK1 139+900 断面放热量大于吸热量，其余 3 个断面均为吸热量大于放热量，与路基左侧相比，吸热量大于放热量的程度较低（约 1.4 倍）。路基右侧尽管总体上仍然表现为吸热大于放热的状况，但是热收支平衡相对较好。由此也看出，路基阴阳坡的热交换差异还是比较明显的。

图 6 为 DK1 139+900 断面 2002 年 10 月 9 日的地温分布图，从该图可以明显看到路基阴阳面地温的不对称性。从热周转量看，浅埋保温板（DK1 139+740、DK1 139+780 断面）通过的热交换强度要远大于深埋保温板。然而，并不能通过这个计算就确定今后路基内的热交换状况，一方面，这个计算较为粗略，另一方面，尽管已经观测了一个完整年度的资料，但是由于温度传递的滞后效应，实际上保温板部位并没有完成一个受环境周期性变化而响应的周期变化。更何况路基修筑第一年本身存在路基填土温度调节的过程。但是，总体上计算所表现出的吸热效应、不对称效应应该是不可否认的事实。

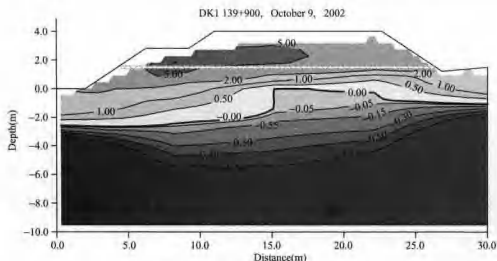


图6 DK1 139+900 断面 2002 年 10 月 9 日温度分布

5 保温板上下面积温计算与分析

积温指一定计算时段内的温度累计, 数学意义上就是计算时段内温度过程线的积分; 物理意义上积温代表了计算时段天数与该时段内温度平均值的乘积。青藏铁路北麓河试验段路基保温材料试验在路基修筑后经过第一年的监测, 计算出保温板上下面的积温结果列于表 3。

表 3 路基保温材料试验段测试断面保温板上下面总积温统计 (°C · d)

断面位置			DK1 139+670	DK1 139+740	DK1 139+780	DK1 139+820	DK1 139+900
位置	左侧	上	521.26	426.47		470.84	350.36
		下	184.18	68.71	125.24	154.54	33.31
	中心	上	-159.15	349.12	250.65	-21.88	-72.31
		下	-34.36	-55.15	-19.91	-102.85	-53.13
	右侧	上	-286.32	176.95	18.72	-118.36	
		下	-59.01	-126.98	-100.05	-115.61	

注: 积温计算时间为 2001 年 10 月 27 日~2002 年 10 月 19 日。

计算结果表明, 路基左侧 (阳面) 对于所有断面, 保温板上下面的年度总积温均为正温积累; 路基中心、路基右侧 (阴面) 保温板下表面均为负温积累; 保温板埋深处于天然地表以上的断面 (1, 4, 5) 路基中心保温板上表面也为负温积累, 而保温板埋深较浅的断面 (3, 4) 保温板上部呈现为正温积累。由此可见, 从第一年的积温角度讲, 阳面效果较差; 保温板埋于深部效果较好。积温计算结果对于保温材料的类型表现不明显。

6 初步结论

(1) 第一年的观测资料在一定程度上显示了保温材料保护多年冻土的效果, 尤其表现在保温板下部积温明显减小上。

(2) 位于天然地面以上 0.8 m 埋深的保温板保护多年冻土的效果优于路基表面下 0.8 m 埋深的保温板。

(3) 路基左右温度场表现出明显的不对称性, 左侧(阳面)地温高于右侧。在左侧护道无保温处理的 DK1 139+740、DK1 139+780 两个断面尤为明显。

(4) 进入保温板的热收支分析表明, 修筑路基后第一年, 路基总体上表现为吸热大于放热的正平衡状态, 阳面最为明显, 阴面相对接近于平衡。

(本文原登载于《岩石力学与工程学报》2003 年第 22 卷 2 期)

多年冻土区片石保温护坡路基降温效果的分析

屈耀辉 徐兵魁 惠旭辉

(中铁西北科学研究院, 甘肃 兰州 730000)

摘 要: 片石保温护坡是保护多年冻土的一种有效工程措施。通过建立片石保温护坡路基试验段, 与普通路基断面进行对比分析, 结果表明, 片石护坡能降低多年冻土地温、保护多年冻土; 加在边坡上的片石层, 暖季能减少热量传入路基, 寒季能增加“冷量”传入路基; 片石护坡路基在暖季比寒季的降温幅度更大、效果更明显。

关键词: 多年冻土; 护坡; 路基; 降温

0 引 言

片石保温护坡是指在路基的边坡上铺设一定厚度的片石层, 用来保护路基及基底下的多年冻土(见图1)。片石保温护坡的片石层通过以下两种作用来改善路基热传输过程: 一是热开关效应; 二是遮断太阳辐射, 从而降低多年冻土地温。片石保温护坡不侵入路基本体, 因此在新线的修建和旧线的整治过程中施工都非常方便。结合青藏铁路片石保温护坡路基试验工程的一些测试资料, 通过片石护坡路基与普通路基的对比分析, 说明在路基边坡上铺设了片石层后, 片石层对路基及基底多年冻土降温效果的特征。



图1 片石保温护坡

1 试验工程概况

片石保温护坡试验段位于DK1 026+110~DK1 026+265, 海拔4 470 m, 属青藏高原冰雪型气候, 该地区年平均气温 -4.4°C , 气温正积温为 $762^{\circ}\text{C}\cdot\text{d}$, 负积温为 $-2\,336^{\circ}\text{C}\cdot\text{d}$ 。年平均降水量187.2 mm, 平均风速为4.5 m/s, 主导风向为NE、WNW。

出露地层主要为第四系全新统风积细砂,厚度1~2 m,第四系下伏地层为上第三系泥岩、泥灰岩及砂岩。上限附近分布高含冰量冻土,包括含土冰层、富冰、饱冰冻土,往下为多冰、少冰冻土。试验路基走向南偏西77°,往拉萨方向左侧为阳侧,右侧为阴侧。所铺设的片石主要呈块状、扁平状和长条状,粒径集中在20~40 cm的范围内,以20 cm左右的为主。将片石护坡测试断面DK1 026+155和普通路基断面DK1 026+230进行对比分析,两断面的工程概况见下表。由下表可看出,两测试断面的尺寸及多年冻土条件差异较大。

各测试断面工程概况表

断面里程	路基填高 (m)			工程措施	天然上限 (m)	年平均地温	地温分区
	左侧	中心	右侧				
DK1 026+155	4.4	3.9	3.4	片石保温护坡厚1.2 m	2.8	-0.46℃	$T_{cp}-I$
DK1 026+230	6.2	6.0	5.8	保温护道与路堤填料相同	1.5	-1.3℃	$T_{cp}-III$

2 片石保温护坡路基降温效果的分析

2.1 地温沿深度变化对比分析

分别计算出了路肩孔2003年10月~2004年4月(寒季)、2004年5月~2004年9月(暖季)的平均地温,并将片石护坡断面与一般路基断面进行对比分析,以说明片石保温护坡路基降温效果的特征。

2.1.1 暖季平均地温沿深度变化对比分析

如图2、图3所示,暖季在左侧路肩DK1 026+155比DK1 026+230地温平均低1.77℃;在右侧路肩,DK1 026+155比DK1 026+230地温平均低1.17℃。这说明加在路基边坡上的片石层,暖季能起到很好的隔热作用,使得传入片石护坡路基的热量较未铺设时明显减少,从而达到降低多年冻土地温、保护多年冻土的目的。

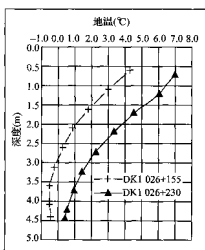


图2 暖季左路肩孔平均地温对比

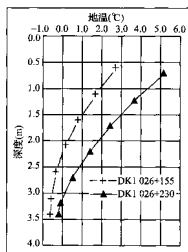


图3 暖季右路肩孔平均地温对比

2.1.2 冬季平均地温沿深度变化对比分析

如图4、图5所示,冬季在左侧路肩 DK1 026+155 比 DK1 026+230 地温平均低 1.92℃;在右侧路肩,DK1 026+155 比 DK1 026+230 地温平均低 0.47℃。这说明加在路基边坡上的片石层,冬季能增加路基“冷量”的传入。

综合暖、冬季平均地温沿深度变化的对比分析可知,加在边坡上的片石层,暖季能减少热量传入路基,冬季能增加“冷量”传入路基,从而达到降低多年冻土地温、保护多年冻土的目的。片石护坡作为一种有效的主动工程措施,按保护多年冻土原则设计路基可以采用。

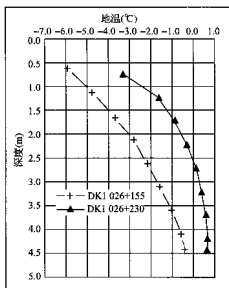


图4 冬季左路肩平均地温对比

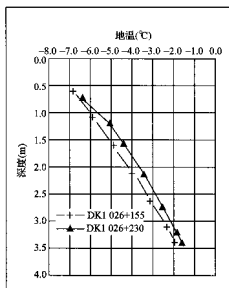


图5 冬季右路肩平均地温对比

2.2 特定深度地温随时间变化的对比分析

现以 DK1 026+155 断面的尺寸为基准,选取路基顶面下 2 m 和基底两个深度,并在 DK1 026+230 断面选取与之相同的深度,通过对比分析这些特定点的月平均地温随时间的变化曲线,进一步说明片石保温护坡路基降温效果的特征。

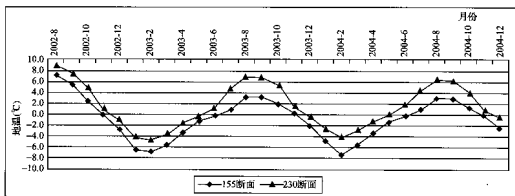


图6 左路肩孔 2.0 m 处月平均地温随时间的变化曲线埋深

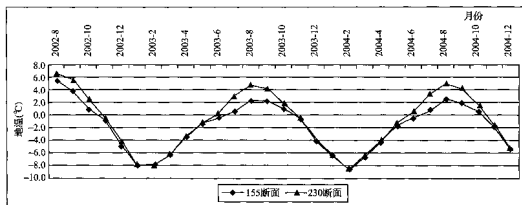


图7 右路肩孔 2.0 m 处月平均地温随时间的变化曲线

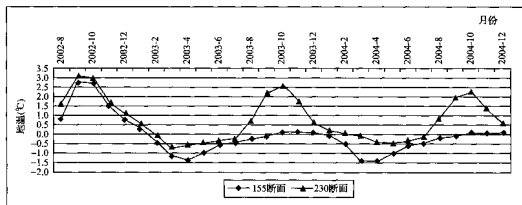


图8 左路肩孔 4.4 m 处月平均地温随时间的变化曲线

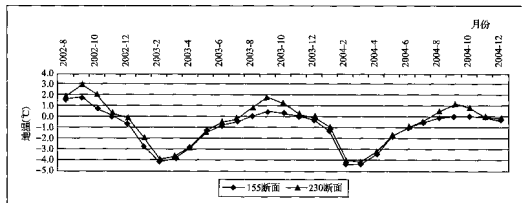


图9 右路肩孔 3.4 m 处月平均地温随时间的变化曲线

(1) 路基顶面下 2 m 处月平均地温随时间变化的对比分析。如图 6、图 7 所示, 无论在左侧路肩, 还是在右侧路肩, 自 2002 年 8 月~2004 年 12 月, 路基顶面下 2.0 m 处的地温 DK1 026+155 断面较对比断面低; 如图 6 中, 2003 年 8 月 DK1 026+155 断面比 DK1 026+230 断面月平均地温要低 3.6℃。可见, 在路基边坡上铺设片石层后, 路基顶面下 2.0 m 处的降温效果是明显的。

(2) 基底处月平均地温随时间变化的对比分析。如图 8、图 9 所示, 自 2002 年 8 月~2004 年 12 月, 基底处的地温 DK1 026+155 断面较对比断面低; 如图 8 中, 2003 年 10 月 DK1 026+155 断面比 DK1 026+230 断面月平均地温要低 2.7℃。这说明加在路基边坡上的片石层起到了降温效果。

(3) 综合路基顶面下 2.0 m 处和基底处月平均地温随时间变化的对比分析可得, 铺设在路基边坡上的片石层, 暖季能减少热量传入路基, 寒季能增加“冷量”传入路基, 使路基地温较未铺设片石时降低。

(4) 从图 6、图 9 可看出, 在曲线的波峰段片石断面较对比断面的地温差值大, 在曲线的波谷段片石断面较对比断面的地温差值相对较小, 说明片石护坡路基在暖季比寒季的降温幅度更大、效果更明显。

3 结 论

(1) 从寒、暖季平均地温、特定深度地温, 将 DK1 026+155 断面与 DK1 026+230 断面进行对比分析。结果表明, 片石护坡能降低多年冻土地温、保护多年冻土, 是一种有效的主动工程措施。

(2) 加在边坡上的片石层, 暖季能减少热量传入路基, 寒季能增加“冷量”传入路基。

(3) 片石护坡路基在暖季比寒季的降温幅度更大、效果更明显。

(本文原登载于《兰州大学学报》自然科学版 2006 年第 42 卷专辑)

青藏铁路多年冻土区 碎石护坡路基地温变化特点分析

徐连军 罗 强

(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘 要: 碎石护坡具有调控对流和调控传导两方面的作用, 为了研究碎石护坡路基的热稳定性及对多年冻土的保护效果, 在青藏铁路多年冻土区 DK1 082+350~500 设置了不等厚碎石护坡路基试验段。试验段路基为土质路堤, 试验在左护道坡脚、左路肩、右路肩、右护道坡脚的 4 个位置布置地温测孔, 并安装了热敏传感器。两年的试验数据表明, 左右路肩不同深度处月平均地温随时间变化基本符合正(余)弦变化规律, 路基浅层地温受气温影响较大, 随着深度增加, 地温变化幅度减小, 利用碎石层及片(块)石层的热屏蔽效应, 可有效地提高多年冻土路基的蓄冷量, 保护多年冻土效果明显。

关键词: 青藏铁路; 多年冻土; 碎石护坡路基; 地温; 冻土上限

为了研究碎石护坡路基的热稳定性及保护多年冻土的工程效果, 在青藏铁路多年冻土区 DK1 082+350~500 设置了不等厚碎石护坡路基试验段, 研究采用基于 DK1 082+425 监测断面两个冻融循环的观测数据, 对 DK1 082+400~450 碎石护坡路基地温的变化特点进行了分析。

1 碎石护坡保护多年冻土机理

从理论上讲, 碎石护坡具有调控对流和调控传导两个方面的作用, 是一种典型的主动积极调控地温、保护冻土的工程措施。碎石层由于存在较大的连通孔隙, 空气可在其中自由流动或受迫流动, 产生自然对流和强制对流的效果。对于碎石护坡路基, 传导、自然对流和强制对流这三种热传输形式可同时存在。

在暖季, 外界环境温度高于碎石层温度, 碎石层表面受热后, 热空气上升, 不能形成自然对流。在寒季, 外界环境温度低于碎石层温度, 密度较大的冷空气沿孔隙下渗, 同时密度较小的热

空气沿孔隙上升,发生自然换热向下的对流,使较多的冷量传入路基中。

强制对流与自然对流不同,如果碎石孔隙内外存在风压差,且碎石层温度与环境温度间存在温差,就会产生强制对流,即外界空气在风压差的作用下强制进入孔隙中。降温效果只有在碎石层温度高于外界环境温度时才能较明显地体现出来。一年中,青藏高原寒季漫长,暖季短暂,长远来看,强制对流有利于冷却路基。

夏季外界环境温度高于碎石层温度,热量由外界传入碎石层及路基;冬季外界环境温度低于碎石层温度,热量由路基及碎石层散出外界环境。根据文献得知:块石层的有效导热系数在冬季是夏季的12.2倍。由此可见,碎石层的冬季热传导能力远大于夏季,所以散出外界环境的热量要远大于传入碎石层及路基的热量。

总之,对于碎石护坡路基,在导热、强制对流换热和自然对流换热三种机制共同作用下,综合效果是冷量输入大于热量输入,碎石护坡能起到热屏蔽的作用,有利于形成对多年冻土的保护。

2 碎石护坡路基试验工程概况

DK1 082+400~450 试验段位于青藏高原楚玛尔河高平原上,属湖相沉积高平原地貌。地势开阔,地形呈波浪状起伏平缓,海拔约4 600 m。地表植被稀疏,覆盖率约5%~20%。

试验场地内沉积的地层由上至下主要为第四系全新统细砂,及上第三系砂岩、泥灰岩和泉华堆积物等。垂直方向冻土上限以下土层含冰情况依次为含土层、富冰冻土、饱冰冻土和少冰冻土。试验场地年平均气温 -5.6°C ,1月份平均气温 -16.9°C ,7月份平均气温 5.4°C ,年平均气温较差 22.3°C ,日平均气温小于等于 0°C 的天数约243 d。年平均降水量约264.8 mm,年最大积雪深度约14 cm。

2.1 试验段碎石护坡路基结构

DK1 082+400~+450 试验段路基结构为土质路堤,路基面宽7.1 m,路堤高约2.5 m,路堤边坡坡度1:1.5,土护道高1.5 m,左侧宽3 m,右侧宽2 m。线路呈东北-西南走向,左侧(阳坡)碎石护坡厚1.3 m,右侧(阴坡)碎石护坡厚0.8 m,碎石粒径约10 cm(见图1)。

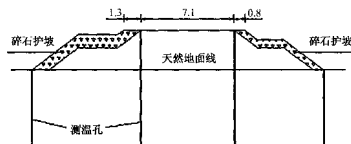


图1 测试断面路基结构示意图(单位:m)

2.2 地温测试方案

在DK1 082+425断面,左护道坡脚、左路肩、右路肩、右护道坡脚的4个位置布置地温测

孔,测温孔深分别为 10 m、12 m、12 m、10 m,测温孔布置见图 1。在 DK1 082+600 断面路堤右坡脚外侧 20 m 处,布置了 1 个天然地温测孔,孔深 20 m。测试断面测温孔总长约 64 m。天然测温孔内热敏电阻传感器按 0.5 m 间隔布置;左右路肩测温孔内 0~6 m 深度热敏电阻传感器按 0.5 m 间隔布置,6~12 m 深度热敏电阻传感器按 1.0 m 间隔布置;左右护坡坡脚测温孔内 0~4 m 深度热敏电阻传感器按 0.5 m 间隔布置,4~10 m 深度热敏电阻传感器按 1.0 m 间隔布置。测试断面传感器总计 109 个。在两年的试验过程中,采用自制的数据采集仪自动采集数据,地温观测频率为每 5 d 1 次。分析采用的数据时间段为 2004 年 1 月 14 日至 2005 年 12 月 28 日,共采集了约 15 700 个数据。

3 地温变化特点分析

3.1 左右路肩孔地温时空变化

在一年中地温变化幅度随着深度的增加按指数规律衰减。左路肩 2004 年 0~3.4 m (最大融深,下同) 为不稳定温度层,月平均地温变化幅度为 $25.53^{\circ}\text{C}\sim 0.33^{\circ}\text{C}$; 3.4~12 m (测温孔底,下同) 为准稳定温度层,月平均地温变化幅度为 $0.33^{\circ}\text{C}\sim 0.17^{\circ}\text{C}$; 地温年变化深度超过 12 m。左路肩 2005 年 0~3.8 m 为不稳定温度层,月平均地温变化幅度为 $22.42^{\circ}\text{C}\sim 0.96^{\circ}\text{C}$; 3.4~12 m (年变化深度) 为准稳定温度层,月平均地温变化幅度为 $0.96^{\circ}\text{C}\sim 0.10^{\circ}\text{C}$; 地温年变化深度为 12 m,其下为稳定温度层,月平均地温变化幅度不大于 0.10°C 。右路肩 2004 年 0~3.3 m 为不稳定温度层,月平均地温变化幅度为 $22.4^{\circ}\text{C}\sim 1.37^{\circ}\text{C}$; 3.3~12 m 为准稳定温度层,月平均地温变化幅度为 $1.37^{\circ}\text{C}\sim 0.25^{\circ}\text{C}$; 地温年变化深度超过 12 m。右路肩 2005 年 0~3.3 m 为不稳定温度场,月平均地温变化幅度为 $24.5^{\circ}\text{C}\sim 2.6^{\circ}\text{C}$; 3.3~12 m 为准稳定温度层,月平均地温变化幅度为 $2.6^{\circ}\text{C}\sim 0.24^{\circ}\text{C}$; 地温年变化深度超过 12 m。左路肩地温孔 2004 年 3、6、9、12 月地温变化曲线见图 2。

根据左右路肩地温随深度变化特点可见,不稳定温度层地温变化幅度大且衰减迅速;准稳定温度层地温变化幅度

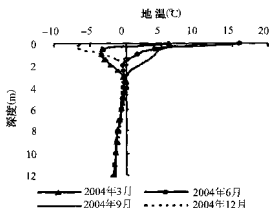


图 2 DK1 082+425 断面左路肩地温孔地温变化曲线

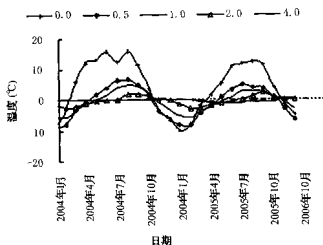


图 3 DK1 082+425 断面左路肩不同深度月平均地温变化曲线

较小且衰减缓慢；稳定温度层地温基本不随时间变化。

左右路肩不同深度处月平均地温随时间变化基本上符合正（余）弦变化。路基浅层地温受气温影响较大，地温曲线起伏较大，随着深度增加，地温变化幅度减小，且达到地温最大值的时间逐渐滞后。左路肩 0~3 m 深度范围内月平均地温出现最大值的时间由 6 月延迟到 10 月。4 m 以下月平均地温随时间变化幅度很小，变化曲线接近直线。左路肩 0~4 m 深度范围内月平均地温在两个冻融循环中随时间变化曲线见图 3。

图 4 为左右路肩年平均地温沿深度变化曲线。由图 4 可知，左右路肩不同深度 2005 年年平均地温小于 2004 年，说明路基体内冷储量出现上升趋势，碎石护坡起到了制冷作用。右路肩年平均地温 2004 年和 2005 年都小于左路肩，可见左右路肩地温场仍然存在不均匀性。阳坡（路基左侧）日照时间长，冬季放热小，夏季吸热大；阴坡（路基右侧）日照时间短，冬季放热多，夏季吸热少。路基体内地温场的不均匀性是由阴阳坡的地气热交换条件存在很大差异造成的。

表 1 给出了 2005 年天然地表以下不同深度处的年平均地温统计结果。由表 1 可知，修筑碎石护坡路基后路基下部原天然上层地温与未修路基的天然地表下地温相比明显升高。该现象估计与修筑路基后的地气热交换条件改变有关，同时也与路基施工带入的热量，对原天然土层产生了热扰动有关。碎石护坡虽然发挥了冷却作用，但是至 2005 年底路基下原天然土层地温仍然高于天然土层。

表 1 2005 年天然地表下不同深度年平均地温

深度 (m)	左路肩	右路肩	天然场地
0.5	-0.26	-1.14	-2.39
2.5	-0.70	-1.26	-2.13
3.5	-0.84	-1.29	-2.12
4.5	-0.97	-1.30	-2.13
6.5	-1.20	-1.42	-2.16
8.5	-1.45	-1.57	-2.19

3.2 冻融过程对比分析

从两个完整年的观测情况来看，天然孔地温变化基本相同，冻土上限保持在 2.3~2.4 m 之间，如图 5 (a) 所示。因为天然场地与外界进行热交换过程中，热量输出与输入基本处于平衡状态，多年冻土中储存的冷量基本不变。

从图 5 (b), (c) 可以看出，左路肩孔冻土上限 2004 年在天然地表以下 0.8 m，比天然冻土

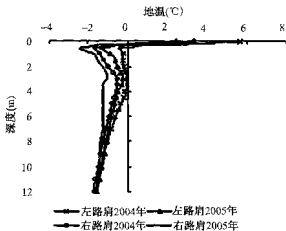


图 4 DK1 082+425 断面左右路肩年平均地温

上限抬升了 1.5 m, 2005 年在天然地表以下 1.2 m, 比天然冻土上限抬升了 1.2 m; 右路肩冻土上限 2004 年在天然地表以下 0.6 m, 比天然冻土上限抬升了 1.7 m, 2005 年仍在天然地表以下 0.6 m, 比天然冻土上限抬升了 1.8 m。

从冻融过程曲线图可知, 以 0°C 作为融化深度标志, 多年冻土具有双向回冻的特性 (即从地表向地下和从多年冻土上限向地表的双向冻结), 这是多年冻土的一个重要特征。与天然孔相比, 2004 年左路肩地表开始融化要提前约 1 个月, 回冻时间基本相同。在垂向上完全冻结要滞后约 2 个多月; 2005 年左路肩地表开始融化提前约 20 天, 回冻时间基本相同, 在垂向上完全冻结约滞后 1 个多月。与左路肩相比, 右路肩具有晚融早冻的规律。2004 年右路肩地表开始融化延迟 10 天左右, 回冻时间提前 5 天左右, 在垂向上完全冻结提前约 1 个月; 2005 年右路肩地表开始融化延迟 5 天左右, 回冻时间提前 10 天左右, 在垂向上完全冻结仍提前将近 1 个月。

3.3 多年冻土上限位置地温对比分析

多年冻土上限位置温度是多年冻土是否发育的一个重要能量标志。2004 年左路肩冻土上限年平均地温为 -0.05°C , 属高温极不稳定冻土, 冻土上限位置极易变化。到 2005 年, 虽然碎石护坡发挥了冷却路基的作用, 冻土上限位置年平均地温降至 -0.46°C , 热稳定性增强, 但是冻土上限却下降了约 0.4 m。右路肩 2004 年冻土上限年平均地温为 -0.51°C , 属高温不稳定冻土。2005 年冻土上限位置没有变动, 但年平均地温降至 -1.17°C , 属低温基本稳定冻土。

3.4 原天然地表位置地温对比分析

碎石护坡路基基底 (原天然地表) 温度直接体现外界传入地下的热量, 是碎石护坡路基工程效果评价的直接指标。从表 2 可见, 与 2004 年比, 左右路肩 2005 年年平均地温都有所降低, 降低幅度在 $0.21^{\circ}\text{C} \sim 0.45^{\circ}\text{C}$ 之间, 说明基底热稳定性进一步增强。在 2004 年和 2005 年, 左右路肩年变化幅度在 $1.85^{\circ}\text{C} \sim 4.41^{\circ}\text{C}$, 这说明外界环境温度变化对原天然地表热量收支有很大影响。

表 2 左右路肩原天然地表位置地温特征值

位置	2004 年			2005 年		
	年均	最大	最小	年均	最大	最小
左路肩	-0.14	0.72	-1.13	-0.35	1.12	-1.56
右路肩	-0.63	0.14	-1.74	-1.08	0.80	-3.61

3.5 原天然冻土上限位置地温对比分析

在多年冻土地区修筑路基, 由于人为地改交了原来天然状态的传热条件, 破坏了天然条件下的热平衡状态, 原天然冻土上限位置地温必然会发生相应的变化。天然场地冻土上限位置热量收支受气温影响较大, 地温年变化幅度也很大, 地温年平均值很低, 热稳定性很高。在观测期内地温年变化幅度为 $6.77^{\circ}\text{C} \sim 7.10^{\circ}\text{C}$, 地温年平均值为 $-2.38^{\circ}\text{C} \sim -2.13^{\circ}\text{C}$ (见表 3)。左右路肩原天然冻土上限位置地温年平均值、最大值和最小值出现降低趋势, 且年变化幅度都有不同程度的增大, 其中地温年平均值降低 $0.37^{\circ}\text{C} \sim 0.51^{\circ}\text{C}$, 地温最大值降低 $0.10^{\circ}\text{C} \sim 0.11^{\circ}\text{C}$, 地温最小值降低 $0.75^{\circ}\text{C} \sim 1.03^{\circ}\text{C}$, 这都表明原天然冻土上限位置冷储量在增加, 热稳定性在提高 (见表 4)。与天然场地冻土上限位置相比, 左右路肩原天然冻土上限位置地温年平均值和最小值较高, 最大值和年变化幅度较

低,由此可知,该位置的冷量积累低于天然冻土上限位置,从而导致热稳定性也相对较低。

表 3 天然场地地温特征值 (°C)

2004 年			2005 年		
年均	最大	最小	年均	最大	最小
-2.38	0.00	-7.10	-2.13	0.00	-6.77

表 4 左右路肩原天然冻土上限位置地温特征值 (°C)

位置	2004 年			2005 年		
	年均	最大	最小	年均	最大	最小
左路肩	-0.32	-0.21	-0.43	-0.69	-0.32	-1.18
右路肩	-0.74	-0.37	-1.21	-1.25	-0.47	-2.24

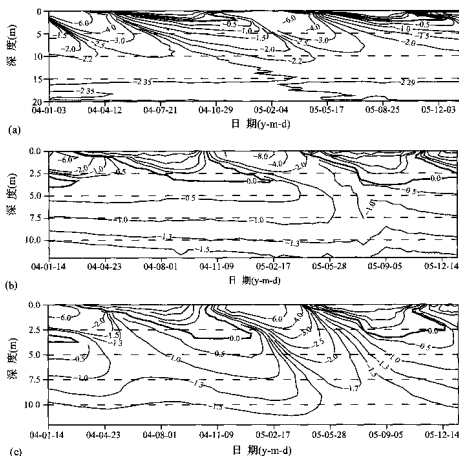


图 5 冻融过程线

注: (a) 天然地温孔; (b) 左路肩地温孔; (c) 右路肩地温孔。

3.6 地温场分析

DK1 082+425 断面在 2004 年 9 月 21 日和 2005 年 9 月 14 日各测温孔融化深度基本达到最大值。图 6 (a), (b) 分别为 2004 和 2005 年 DK1 082+425 断面最大融深时刻的剖面地温等值线图。路堤外部轮廓线根据实测数据绘成。

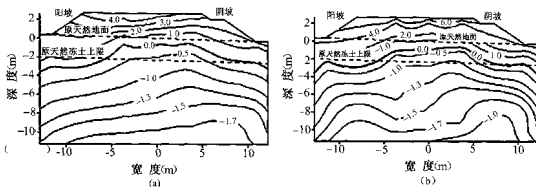


图 6 DK1 082+425 断面地温等值线图

2004 年, 左右路肩冻土上限基本相同, 且都高于原天然冻土上限, 但是低于原天然地面。左坡脚冻土上限低于原天然冻土上限, 右坡脚冻土上限在原天然冻土上限附近, 变化较小。 0°C 以下等温线向上呈凸形, 同时路基体内在原天然冻土上限以上形成冻土核, 但等温线向右偏移, 说明地温场存在不均匀性 (见图 6 (a))。

2005 年, 左路肩冻土上限有所下降, 右路肩冻土上限基本未变化, 但是仍然都高于原天然冻土上限, 低于原天然地面。左坡脚冻土上限有一定抬升, 略低于原天然冻土上限, 右坡脚冻土上限基本未发生变化。路基体内在原天然冻土上限以上仍然存在冻土核, 地温场不均匀性仍存在。

4 结 论

(1) 受阴阳坡位置的影响, 碎石护坡路基左右路肩位置的冻融过程有较明显的差异。由于阳坡位置 (左路肩) 日照充分, 太阳辐射强, 受热条件好, 地温相对较高, 地表呈现早融晚冻的现象, 冻土活动层完全衔接更需较长时间; 相反, 阴坡位置日照时间短, 太阳辐射弱, 散热条件好, 地温相对较低, 地表呈现晚融早冻的现象, 冻结活动层完全衔接只需较短的时间。

(2) 碎石护坡是一种保护多年冻土的有效工程措施。碎石护坡路基体内冷储量表现为上升趋势, 左右路肩多年冻土上限高于原天然冻土上限, 多年冻土得到了保护。

(3) 阴阳坡的地气热交换条件存在很大差异, 在设置了不对称碎石护坡条件下, 路基阴阳坡地温场的不均匀性仍然存在。主要表现为处于阳坡位置的左路肩地温高于位于阴坡位置的右路肩地温, 位于阳坡的左路肩最大融化深度较位于阴坡的右路肩大。

(4) 路基左路肩的地温处于高温不稳定冻土区和高温极不稳定冻土区, 冻土上限的位置极易发生变动。右路肩的地温多处于低温基本稳定冻土区和低温稳定冻土区, 冻土上限的位置较稳定。

多年冻土区隔热保温层 路基温度场的数值模拟

田亚护¹ 刘建坤^{2,4} 钱征宇³ 何平⁴

(1. 铁道科学研究院, 北京 100081; 2. 北京交通大学土建学院, 北京 100044;
3. 铁道部科技教育司, 北京 100844; 4. 中科院寒区旱区环境工程研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘要:运用有限元数值方法和含有相变的二维瞬态热传导方程,选取土体特性参数和热参数,对多年冻土区隔热保温层的路基温度场进行了数值模拟。计算时采用改变埋置在路基中的保温材料聚苯乙烯(EPS)或聚氨酯(PU)的厚度、宽度、埋设位置及路基表面条件,表模拟路基面下多年冻土季节最大融化深度在今后50年内随时间的变化。对比分析保温材料板在不同的埋置条件下所产生的保温效果和对多年冻土上限提升幅度的影响,得出了在多年冻土区路基中铺设保温材料对路基面下多年冻土具有明显的保护作用,总结出在多年冻土区路基工程中铺设保温层的合理厚度与位置。

关键词:多年冻土;保温材料;相变;未冻水含量;融化深度

0 引言

多年冻土区道路的修筑,改变了地表与大气间的热交换关系,从而使通过路堤的年吸热量发生变化,导致路堤下冻土上限深度也随之发生变化。根据多年的观测资料,虽然青藏高原多年冻土区的气温冻结指数比融化指数大得多,但是在填土路堤的高度小于一定的值时,地温的冻结指数要降低,从而使多年冻土区的冻土融化,冻土上限下降,导致路基沉降,路面破坏,严重影响道路运营。

除了抬高路堤高度以外,在冻土区路堤填土中间铺设保温材料也是增大路堤热阻,减少传入路基中热量的一种重要措施。从20世纪70年代起,前苏联、日本、美国、加拿大等国家开始采用聚苯乙烯(EPS)作为路基保温材料,取得了良好的效果。从70年代中期,中国开始进行铺设EPS保温材料对路基稳定性影响的研究,在青藏高原风火山地区修筑了试验路基,并进行了一维路基模型试验研究和初步分析,1992年开始在青藏公路昆仑山越岭地段进行铺设保温材料对冻土路基热状况作用的试验研究。上述试验研究均对保温材料在青藏高原多年冻土区路基工程

中的效果作了充分的肯定。但是,保温材料在多年冻土中的应用实测毕竟很少,能够直接借鉴的资料更少,给一些关键设计参数如埋设位置及厚度等的确定带来困难。在这种情况下,对施加保温层的路基进行数值模拟和路基热状况的发展趋势的分析,可以给冻土区铁路路基工程的设计提供一些设计思路。本文对铺设保温层的效果运用伴有相变的热传导方程的有限元数值解法,模拟分析了在不同的宽度、厚度、埋深和路基上界面条件下,分别铺设 EPS 和 PU 保温材料板对路基下多年冻土最大季节融化深度在以后 50 年内随时间的变化,在数值模拟的基础上总结了在多年冻土区路基工程中埋设保温层的合理厚度和位置。

1 模型的建立

1.1 计算区域

在冻土路堤填土中铺设保温层的根本目的在于,在不过多加高路堤的高度前提下增大路基热阻,减少从路面传入路基的热量,以确保路基稳定。因此在研究路堤高度比较低的条件下铺设保温层的效果更有实际意义。为了分析在路堤中铺设 EPS 板或 PU 板的保温效果,计算中取路堤的高度分别为 1.5 m、2.0 m 和 3 m,路面宽度为 6.4 m,边坡坡度取为 1:1.5。保温层厚度分别取 0.1 m 和 0.06 m,宽度分别取 6.4 m 宽和保温层宽度与铺设面宽度一样宽(见表 3)两种宽度,埋深分别在路基面下 0.8 m 处和天然地表面上 0.3 m 处,路基面材料分别为砂砾土和沥青。对于路基可以认为是无限延伸的,因此本文研究温度状况时取其横断面以二维问题来处理,计算宽度为从路基中心线向左右各 30 m,深度为 20 m,计算区域由三层均匀介质组成。计算中为了减少单元和节点数目,并考虑到对称性,计算区域取以路基中心线为对称轴的整个路基横断面的一半。

1.2 控制微分方程

在土体融化和冻结过程中,考虑到土骨架和介质水的热传导和冰水相变作用,且认为未冻水含量是温度的函数,又因为青藏高原土体普遍含水量不高,忽略融化过程中的对流作用、质量迁移、水热蒸发和其他作用,仅考虑土骨架、介质水的热传导作用和冰水相变作用,土体中温度 $T(x, y, t)$ 应满足热传导微分方程:

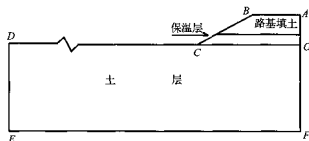


图1 路基温度场计算区域

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (\lambda \frac{\partial T}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (\lambda \frac{\partial T}{\partial y}) \quad (1)$$

式中 ρ ——材料密度 (kg/m^3);

c ——材料比热 ($\text{J}/(\text{kg} \cdot \text{K})$);

t ——时间 (s);

λ ——材料的热传导系数 ($\text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})$)。

对于含有相变的热传导问题来说,由于相变界面上土体的参数随时间变化曲线是间断的,所

以在计算采入了一个新的变量焓,把焓和温度同时作为待求函数,而且焓随时间的变化 $H-t$ 是连续的,因此用数值方法求解焓分布时不需要跟踪两相界面,从而使液相区和固相区统一处理成为可能。焓场解出后,温度场就可容易解得。焓的单位是 $\text{J}/\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C}$,是密度与比热的乘积对温度的积分:

$$H = \int \rho C(T) dT \quad (2)$$

式中 ρ ——材料的密度;

$C(T)$ ——土的比热对温度的函数。

土是由有机质、矿物骨架、水溶液和气体组成的多相细碎介质。冻土与融土的主要区别在于其中含有冰。实验表明,土的比热具有按各物质成分的质量加权平均的性质,即

$$C_{du} = \frac{C_{su} + WC_w}{1+W} \quad (3)$$

$$C_{df} = \frac{C_{sf} + (W - W_u) C_i + W_u C_w}{1+W} \quad (4)$$

式中 C_{du} , C_{df} ——分别为融上和冻土的比热;

C_{su} , C_{sf} , C_w , C_i ——分别为融上骨架、冻上骨架、水和冰的比热;

W , W_u ——分别为总含水量、未冻水含量。

土骨架的比热主要取决于矿物成分和有机质含量,并与温度有关,但温度对其影响较小。同类土的测定值略有不同,主要是由于矿物的成分差异所造成。土冻结后并非土中所有液态水全部冻结成冰,其中始终保持一定数量的未冻水,未冻水含量主要取决于土的分散度、矿物成分、土中水的化学成分及温度和外载。对于给定土质,未冻水含量始终与温度保持动态平衡关系,即随温度升高,未冻水含量增大,随温度降低,未冻水含量减小。所以未冻水含量 W_u 是温度 T 的函数。把式(3)和式(4)代入式(2),则可以得到下式:

当 $T > 0^\circ\text{C}$ 时

$$H = \int \rho C(T) dT = \int \rho_d (C_{su} + WC_w) dT \quad (5)$$

当 $T < 0^\circ\text{C}$ 时

$$H = \int \rho C(T) dT = \int \rho_d [C_{sf} + (W - W_u) C_i + W_u C_w] dT \quad (6)$$

因为

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial H}{\partial T} \frac{\partial T}{\partial t} = \rho C(T) \frac{\partial T}{\partial t} \quad (7)$$

把式(7)代入式(1)就可以得到:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) \quad (8)$$

其中式(8)中焓 H 应满足式(5)和式(6)。本文通过 ANSYS 有限元分析软件,由已知的实验数据计算土体在不同温度时土体中的未冻水含量,通过式(5)和式(6)计算出土体在不同温度时刻的焓值,在时间领域内采用差分法和在空间领域内采用有限单元法,来求出在不同时刻空间领域内的温度场的分布。

1.3 定解条件

1.3.1 边界条件

根据青藏高原多年的观测资料,用下附面层底温度作为上界计算上边界条件。引用附面层原理就是企图抛弃干扰因素众多的土表面层,代之以变化稳定的附面层底作为上边界。根据青藏高原气温变化特征将其地面年平均温度即下附面层底的温度可以简化为三角函数形式。路堤的固定边界的上边界条件如下:

$$f(t) = T_0 + g(t) + 12.2 \sin(2\pi t/8760 - 3\pi/5) \quad (9)$$

式(9)中 T_0 为下附面层底的初始年平均地温, $T_0 = T_v + \Delta T$,其中 T_v 为年平均气温取 -3.5°C , ΔT 为附面层总温度增量,对于路面为砂砾土的路堤来讲,在 AB 、 BC 和 CD 边上(图1)其取值都为 3.0°C ;对于路面为沥青的路堤来讲,在 AB 边上 ΔT 取值为 6.5°C ,在 BC 和 CD 边上其取值为 3.0°C 。 $g(t) = A \cdot t$, A 取 $0.02^\circ\text{C}/\text{a}$, t 为时间。

$$\frac{\partial T}{\partial n} = 0 \quad (x, y) \in DE \text{ 和 } AF \quad (10)$$

这里, n 为边界面的外法线方向。

$$T = t_0 \quad (x, y) \in EF \quad (11)$$

式(11)中 t_0 为下边界面的温度,因为在地温年变化深度以下地温变化量很小,计算区域的底边界处于20 m深处,这里土体温度近似取为常量 -3.0°C 。

1.3.2 初始条件

根据边界条件和计算区域土体的热参数及特性参数,假设季节融化开始时计算区域温度场的估计值,然后利用式(9)中 $g(t) = 0$ 作为上边界条件求解方程(8),直到年变化层以下的温度场基本保持稳定且相同位置上的温度在同一时间段逐年相同为止,取此时各个节点的温度作为初始条件。

2 保温材料及土体的特性参数

计算中所用土体特性参数和热参数见表1,表中 ρ 为土体容重, λ_l 为融化状态导热系数, λ_u 为冻结状态导热系数, W_u 为重未冻水含量, H 为土体的焓, C_l 为融化状态比热, C_u 为冻结状态比热。由于弱风化基岩中含水量较少,在处于冻结状态时,未冻水含量更少,所以在计算中假定弱风化基岩温度低于 0°C 时,其中的水全部冻结成冰。

表 1 土体热参数及特性参数

土体及参数		-10℃	-5℃	-2℃	-1℃	-0.5℃	0℃	15℃
砂砾碎石土	ρ	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$	1 980	1 980	1 980	1 980	1 980	1 980
	λ	$\text{J} \cdot \text{m}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1} \cdot \text{h}^{-1}$	9 396	9 396	9 396	9 396	6 875.1	6 875.1
	C	$\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$	839	845	851	864	877	1 098
	W_0	$\text{kg} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot 10^{-2}$	0.2	0.5	0.8	1.5	2.2	10
	H	$\text{J} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{h}^{-1} \cdot 10^6$	0	8.341	13.378	15.078	15.938	16.916
泥炭亚黏土	ρ	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$	1 708	1 708	1 708	1 708	1 708	1 708
	λ	$\text{J} \cdot \text{m}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1} \cdot \text{h}^{-1}$	6 249.1	6 249.1	6 249.1	6 249.1	5 110.8	5 110.8
	C	$\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$	1 167	1 196	1 214	1 231	1 265	1 442
	W_0	$\text{kg} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot 10^{-2}$	9.3	11	12	13	15	22
	H	$\text{J} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{h}^{-1} \cdot 10^6$	0	10.09	16.26	18.35	19.41	20.56
弱风化基岩	ρ	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$	2 376	2 376	2 376	2 376	2 376	2 376
	λ	$\text{J} \cdot \text{m}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1} \cdot \text{h}^{-1}$	9 689.2	9 689.2	9 689.2	9 689.2	7 164.8	7 164.8
	C	$\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$	922	922	922	922	1 172	1 172

表 2 保温材料热物理参数

保温材料	密度 (kg/m^3)	导热系数 ($\text{W}/\text{m} \cdot ^\circ\text{C}$)	比热 ($\text{J}/\text{kg} \cdot ^\circ\text{C}$)
聚苯乙烯 (EPS)	40	0.03	1 400
聚氨酯 (PU)	50	0.025	1 300

3 计算结果分析

为了对比保温层 EPS 板设置后,路基的温度场变化及其保温效果,本文进行了表 3 中 47 种不同情况的数值模拟。

表 3 算例组合类型总结

序号	路基填筑高度 (m)	保温层厚度 (m)	保温层宽度 (m)	路基面材料	保温板的埋设
1	1.5	0.1	8.8	砂砾土	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
2	1.5	0.1	8.8	砂砾土	PU 板在路基面下 0.8 m 处
3	1.5	0.1	9.8	砂砾土	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
4	1.5	0.1	9.8	砂砾土	PU 板在天然地表上 0.3 m 处
5	1.5	0.06	8.8	砂砾土	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
6	1.5	0.06	8.8	砂砾土	PU 板在路基面下 0.8 m 处

续上表

序号	路基填筑高度 (m)	保温层厚度 (m)	保温层宽度 (m)	路基面材料	保温板的铺设
7	1.5	0.06	9.8	砂砾土	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
8	1.5	0.06	9.8	砂砾土	PU 板在天然地表上 0.3 m 处
9	1.5	—	—	砂砾土	无保温层
10	2.0	0.1	8.8	砂砾土	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
11	2.0	0.1	8.8	砂砾土	PU 板在路基面下 0.8 m 处
12	2.0	0.1	11.2	砂砾土	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
13	2.0	0.1	11.2	砂砾土	PU 板在天然地表上 0.3 m 处
14	2.0	0.06	8.8	砂砾土	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
15	2.0	0.06	8.8	砂砾土	PU 板在路基面下 0.8 m 处
16	2.0	0.06	11.2	砂砾土	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
17	2.0	0.06	11.2	砂砾土	PU 板在天然地表上 0.3 m 处
18	2.0	—	—	砂砾土	无保温层
19	3.0	0.1	8.8	砂砾土	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
20	3.0	0.1	8.8	砂砾土	PU 板在路基面下 0.8 m 处
21	3.0	0.1	14.2	砂砾土	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
22	3.0	0.1	14.2	砂砾土	PU 板在天然地表上 0.3 m 处
23	3.0	0.06	8.8	砂砾土	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
24	3.0	0.06	8.8	砂砾土	PU 板在路基面下 0.8 m 处
25	3.0	0.06	14.2	砂砾土	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
26	3.0	0.06	14.2	砂砾土	PU 板在天然地表上 0.3 m 处
27	3.0	—	—	砂砾土	无保温层
28	1.5	0.1	6.4	砂砾土	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
29	1.5	0.1	6.4	砂砾土	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
30	1.5	0.06	6.4	砂砾土	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
31	1.5	0.06	6.4	砂砾土	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
32	2.0	0.1	6.4	砂砾土	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
33	2.0	0.1	6.4	砂砾土	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
34	2.0	0.06	6.4	砂砾土	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
35	2.0	0.06	6.4	砂砾土	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
36	3.0	0.1	6.4	砂砾土	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
37	3.0	0.1	6.4	砂砾土	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处

续上表

序号	路基填筑高度 (m)	保温层厚度 (m)	保温层宽度 (m)	路基面材料	保温板的埋设
38	2.0	0.1	6.4	沥青	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
39	2.0	0.1	6.4	沥青	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
40	2.0	0.06	6.4	沥青	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
41	2.0	0.06	6.4	沥青	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
42	2.0	—	—	沥青	无保温层
43	3.0	0.1	6.4	沥青	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
44	3.0	0.1	6.4	沥青	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
45	3.0	0.06	6.4	沥青	EPS 板在路基面下 0.8 m 处
46	3.0	0.06	6.4	沥青	EPS 板在天然地表上 0.3 m 处
47	3.0	—	—	沥青	无保温层

图 2~图 8 为根据不同条件计算的结果绘制的不同高度路堤在 50 年时间内路基中心位置下 (沿 AF, 图 1) 最大融化深度的变化。

图 2、图 3 和图 4 是路面为砂砾土、保温层宽度与铺设面宽度一样宽。

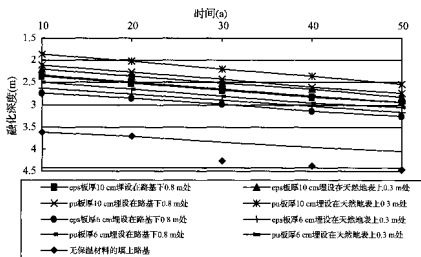


图 2 1.5 m 高路基中心位置下的最大融化深度

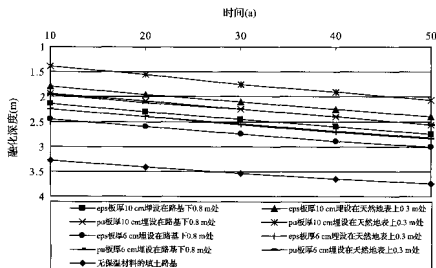


图3 2 m 高路基中心位置下的最大融化深度

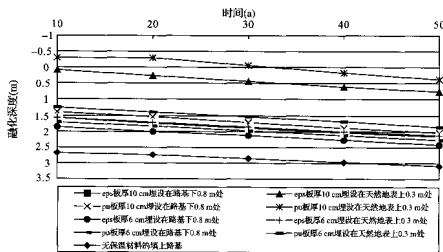


图4 3 m 高路基中心位置下的最大融化深度

图 5 和图 6 是路面为砂砾土、保温层宽度为 6.4 m。

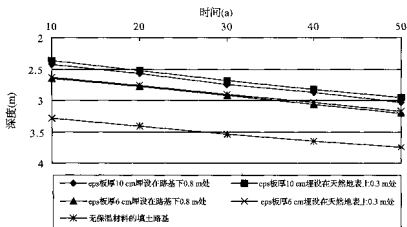


图 5 1.5 m 高路基中心位置下的最大融化深度

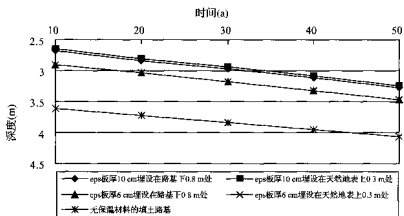


图 6 2 m 高路基中心位置下的最大融化深度

图 7 和图 8 是路面为沥青、保温层宽度为 6.4 m。

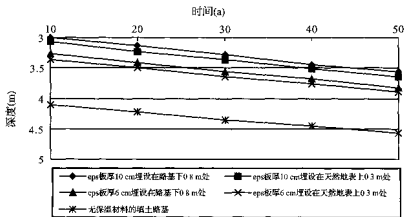


图 7 2 m 高路基中心位置下的最大融化深度

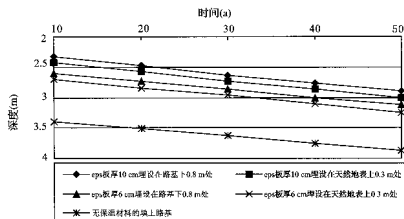


图8 3 m 高路基中心位置下的最大融化深度

从图2、图3和图4中可以看出，在路基填高为1.5 m、2 m和3 m的三种路基当中，铺设保温层的路基与没有铺设保温层的路基的上限上升的幅度有很大的差异。在最初10年，它们二者之间的差值最小为0.8 m，随着路基填筑高度的增加，这种差值不断增大，最大值可以超过2 m。随着时间的推移，保温层的保温效果会逐渐有所减弱，但在50年内还是有效的，而且保温层铺设越深，所产生的保温效果越理想，对于0.1 m厚的EPS板，其铺设在路肩下0.8 m处和天然地表上0.3 m处，上限上升的幅度后者比前者明显增大，二者差值最大为1.2 m，最小为0.15 m；0.06 m厚的EPS板，差值最大为0.30 m，最小为0.10 m；0.1 m厚的PU板，差值最大为1.5 m，最小为0.22 m；0.06 m厚的PU板，差值最大为0.45 m，最小为0.15 m。当路基填土高度一定时，保温层无论是用EPS板还是PU板，随其埋置深度和厚度的增大，在同一时刻上限提升的幅度也在增大，保温效果更理想。对于隔热性能比EPS板好的PU板来说，相同条件其保温效果比EPS板理想。一方面主要因为保温层铺设位置越深，可以更好地阻止从路基边坡上传导进来的热量，减小融化深度；另一方面也说明了随着路基高度的增加，路堤填土对多年冻土的融化深度也有很大的影响。

图5和图6也表明了铺设EPS保温层的路基与没有铺设保温层的路基在相同时刻冻土的上限提升的幅度有很明显的差异，但不如前面那种差异大。在最初10年它们二者之间的差值最小为0.6 m，最大为1.2 m。不但相同厚度的保温层的埋设位置对冻土上限的提升几乎没有影响，而且保温层不同厚度之间所产生的保温效果差异也比较小，计算中10 cm厚与6 cm厚的保温层埋设在相同位置差值在0.25 m左右。这时候保温层的作用

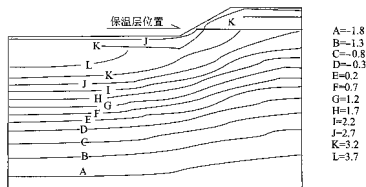


图9 路基下土体温度场分布

是主要阻止路基从上表面传入进来的热量,对于从边坡上传入的热量基本没有阻止作用。从图 7 和图 8 更能说明这种问题,因为沥青表面更具有吸热性,从路基上表面传入更多的热量,这时保温层位置靠上可以更大可能阻止热量在路基中的扩散,从而更好的起到保温效果,这也与实际中所观测的现象相吻合,保温层厚度的影响上限提升的差值在 0.3 m 左右。

为了更直观地观察路堤下面温度场的变化情况,图 9 绘出了路堤及天然地表以下地温场在最大融化时刻的温度等值线,表明通过路基边坡进入土体中的热量对其温度场有很大影响。计算中还表明,保温层不但可以阻止外界热流的传入,当外界气温变冷时,也可以阻止地中热流的散发。

4 结 论

在路基中铺设保温层对提高冻土上限具有明显的作用。对于不同的保温材料,其隔热性能越好,对冻土的上限提升效果越显著,尤其在低路堤中铺设保温层更具有实际意义。当保温层厚度与铺设面位置宽度一样宽时,保温层埋设位置越靠下保温效果越好,此时 6 cm 厚的保温层已经能满足一般的工程要求;当保温层宽度为 6.4 m 时,保温层埋设位置向上保温效果会好一些,此时的保温层厚度取 6~10 cm 之间可以达到保温目的。保温材料铺设后不但其可以阻止外界热流传入路基中,也可以阻止土体内部热量向外的散发,综合考虑铺设保温层时最好在当地每年的最热季节到来之前铺设,并尽量减少其他因素的影响。

冻土路基的温度场是与水分场、应力场相等互耦合的复杂体系。由于本文仅考虑相变和热传导作用,与客观实际存在一定的差距,而且计算中边界条件的选择、计算时间步长的选择等也存在一定的理论误差,故如何优化模型加强数学模型与实际观测值的进一步联系,来提高计算精度和准确性,也是今后应该值得重视的问题。

青藏铁路路基中正融土斜坡稳定性分析

沈宇鹏 许兆义 王连俊

(北京交通大学, 北京 100044)

摘要: 冻土边坡稳定性主要是对热融泥流稳定性分析。冻土斜坡的失稳主要发生在冻土融化期。通过对常用的5种分析正融土斜坡稳定性方法进行比较和公式推导, 得出安全系数可用于分析青藏铁路冻土路基斜坡稳定性。冻土边坡随流变学的深入发展, 将蠕变引入了对正融斜坡稳定性的分析。

关键词: 正融土斜坡; 冻土; 边坡; 稳定性; 分析

1 概述

冻土边坡稳定性主要集中对热融泥流稳定性分析。热融泥流的其中一种形式是蠕变。热融泥流是发生在冻土区内的一种表面侵蚀(见下图)。图(a)表示冬季时, 整个土体处于冻结状态; 图(b)表示冻土融化时, 表层没有植皮保护, 表土出现了不稳定; 图(c)表示表层的土开始向下滑动, 形成热融泥流。由于下层的土仍处于冻结状态, 相当于隔水底板, 使得孔隙水压力增加。

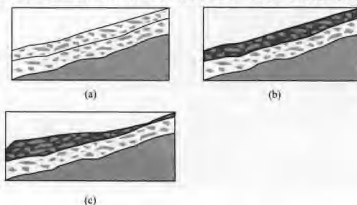


图 热融泥流破坏示意图

冻土斜坡的失稳主要发生在冻土融化期, 根据 McRoberts 对失稳的划分, 可分为热融泥流, 表层流和双模流。由于正融土斜坡的特殊性, 常用的分析方法不能满足。在失稳的分析中, 多数人认为斜坡上中的孔隙水压力是主导因素。作者在比较前人的冻土边坡分析方法和膨胀土的表层滑塌理论, 同时考虑冻土蠕变特性, 进行力学分析, 最后得出适合于冻土边坡的稳定性分析方法。

2 几种方法的比较

在所有参考文献中, 所阐述的正融土斜坡稳定性分析均基于极限平衡法, 如 McRoberts 和 Morgenstern 认为, 在斜坡坡角小于 1° 时, 也会出现失稳, 因此常用的极限平衡法无法满足。

方法 1 最早由 Weeks (1969a) 提出, 并由 R. J. Candler 用于分析 Vestspitsbergen 冻土斜坡稳定性方法。这种分析方法原理称为“冰堵法”, 其实质是融土的下卧层阻止了孔隙水的向外排出, 从而形成了超孔隙水压力。这种方法基于有效应力分析, 其安全系数表达式如下:

$$F_s = (1 - \frac{\gamma_w D_w}{\gamma Z}) \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + \frac{2c'}{\gamma Z \sin \beta} \quad (1)$$

式中 γ_w ——水的重度;

γ ——土的重度;

Z ——融化深度;

D_w ——滑动面上的水头压力;

ϕ' ——有效内摩擦角;

c' ——有效内聚力;

β ——坡角。

通常正融土的内聚力为 0, 所以式 (1) 也可以表示为

$$F_s = (1 - \frac{\gamma_w D_w}{\gamma Z}) \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (2)$$

式中 ϕ_r ——残余内摩擦角。

引用孔隙水压力比 r_u , 分析其斜坡稳定性

$$\gamma_u = \frac{\gamma_w D_w}{\gamma Z} \quad (3)$$

因此式 (2) 可以表示为

$$F_s = \frac{(\cos^2 \beta - r_u) \tan \phi'}{\sin \beta \cos \beta} \quad (2')$$

方法 2 Skempton 和 Hutchinson 认为, 在富冰黏土斜坡中引起失稳的主要原因是形成了超孔隙水压力。他们认为其安全系数表示为

$$F_s = \frac{2C_u}{\gamma \sin^2 \beta} \quad (4)$$

式中 C_0 ——滑面不排水抗剪强度,其他符号同上。

方法3 Luis E. Vallejo 在分析冻土斜坡时提出建设性的想法。他们认为斜坡失稳可以由两个方面组成,其安全系数可以表示为

$$F_s = \frac{(\gamma_s - \gamma_l) CZ \cos \beta \tan \varphi'}{[\gamma_l + (\gamma_s - \gamma_l) C] Z \sin \beta} \quad (5)$$

式中 γ_s ——大块粒的冻土重度;

γ_l ——热融泥流中流体物质重度(当热融泥流流体全为水时,数值上等于 γ_w);

C ——为小块粒占总体积的比例;

Z ——块体厚度其他符号同上。

方法4 由 E. C. McRoberts 和 N. R. Moggenstern 提出,并由 D. E. Pufahl 和 N. R. Moggenstern 改进。他们引用固结比 R 分析斜坡稳定性,其安全系数表示为

$$F_s = \frac{\gamma_s h (1 - R') + \gamma_l' Z (1 - R')}{\gamma_s h + \gamma_l' Z} \quad (6)$$

R' 和 R'' 表示由固结和渗流引起的超孔隙水压力的简写

$$R' = 1 - \frac{1}{1 + \frac{1}{2R^2}}, R'' = \frac{\text{erf}(R)}{\left[\text{erf}(R) + \frac{e^{-R^2}}{R\pi^{\frac{1}{2}}} \right]}$$

正融土的黏聚力常为零,因此(6)变为

$$F_s = \frac{\gamma_l'}{\gamma_l} \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{1}{2R^2}} \right) \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (6')$$

式中 γ_l' ——潜水面下土的重度;

γ_s ——排水面上的总重度;

erf——误差函数。

R 可以表示为 $R = \frac{\alpha}{2\sqrt{C_s}}$, C_s 固结系数; α 为土的等效重度,可以表示为 $\alpha = \frac{2k_s T_s}{L}$; k_s 为融土的热传导系数; T_s 为地表温度; L 为冰土混合物的潜热,可以表示为 $L = \gamma_s (W - W_u) L'$; γ_s 为土的干重度; W 总含水量; W_u 为土中未冻水的含水量; L' 为冰的潜热。

方法5 Chandler (1972年)考虑表层土的主动土压力,其计算表达式为

$$F_s = \frac{(1 - \gamma_u) \tan \varphi'}{[K_a (1 - \gamma_u) + \gamma_u] \tan \beta} \quad (7)$$

式中 K_a ——主动土压力系数。

其余同上。

方法1和2引用了残余内聚力和残余内摩擦角的概念,但在实际情况中,许多正融土斜坡失稳发生在很小的坡度 Vallejo (1980)。因此用残余强度考虑时,此时斜坡还应该是稳定的,所以这两种方法不太适用。方法3不容易测定大块占总体积的比例,同时,也不易测定热融泥流流体

的重度。方法 4 将失稳归结于孔隙水压力,并将水压力分成三个部分,既由渗透压力,由自重产生的固结压力和由融化产生的固结压力。方法 5 添加了主动土压力,由于热融滑塌的深度不大,主动土压力所占比例很小,因此常不能符合实际要求。

在实际情况中,由于孔隙水压力中包括其孔隙气压力,因此实际的孔隙水压力还应该稍小些。引用非饱和理论,代入方法 4 分析中。

3 公式推导

考虑非饱和土中三相分析,并根据平衡方程,几何方程和有效应力原理,推出其孔隙水压力(P_1)和气压(P_2)分别为

$$(a_s a_1 x + a_2) \frac{\partial P_1}{\partial t} + [a_s a_1 (1-x) + a_3] \frac{\partial P_2}{\partial t} = K_1 \frac{\partial^2 P_1}{\partial z^2} \quad (7a)$$

$$(a_s b_1 x - a_2) \frac{\partial P_1}{\partial t} + [a_s b_1 (1-x) + b_3] \frac{\partial P_2}{\partial t} = K_2 \frac{\partial^2 P_1}{\partial z^2} \quad (7b)$$

应用 Laplace 变换 (7a) 和 (7b) 可表示为

$$P_1(z, t) = \frac{4}{\pi} q \sum_{m=0}^{\infty} \frac{F_1(n, t)}{2n+1} \exp[-m^2 C t] \sin mz \quad (8a)$$

$$P_2(z, t) = \frac{4}{\pi} q \sum_{m=0}^{\infty} \frac{F_2(n, t)}{2n+1} \exp[-m^2 C t] \sin mz \quad (8b)$$

式中 $m = \frac{(2n+1)\pi}{2h}$, $C = \frac{\Delta_{11} + \Delta_{22}}{2\Delta}$

$$\left. \begin{aligned} F_1(n, t) &= \frac{\Delta_{10}}{\Delta} \operatorname{ch} \bar{\omega} t + \frac{(\Delta_{10}/\Delta)(\Delta_{22} - \Delta_{11}) + 2(\Delta_{10}/\Delta)\Delta_{12}}{\sqrt{(\Delta_{11} - \Delta_{22})^2 - 4\Delta_{12}\Delta_{21}}} \operatorname{sh} \bar{\omega} t \\ F_2(n, t) &= \frac{\Delta_{20}}{\Delta} \operatorname{ch} \bar{\omega} t + \frac{(\Delta_{20}/\Delta)(\Delta_{11} - \Delta_{22}) + 2(\Delta_{10}/\Delta)\Delta_{21}}{\sqrt{(\Delta_{11} - \Delta_{22})^2 - 4\Delta_{12}\Delta_{21}}} \operatorname{sh} \bar{\omega} t \\ \bar{\omega} &= m \sqrt{\frac{(\Delta_{11} - \Delta_{22})^2 - 4\Delta_{12}\Delta_{21}}{2\Delta}} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{11} &= [a_s b_1 (1-x) + b_3] K_1, \Delta_{12} = [a_s a_1 (1-x) + a_3] K_2 \\ \Delta_{21} &= [a_s b_1 x - a_2] K_1, \Delta_{22} = [a_s a_1 x + a_2] K_2 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= S - \alpha n, a_2 = \beta n, a_3 = -\beta n \\ b_1 &= 1 - a_1, b_3 = n(1-S)/P_g + \beta n \\ P_1 &= \delta P_1, P_2 = \delta P_g, K_1 = \frac{K_w}{\gamma_w}, K_2 = \frac{K_g}{\gamma_w} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

式中 n ——融土孔隙率;

S ——饱和度;

K_w ——导水的渗透系数;

K_g — 导气渗透系数。

α, β 可用下式导出:

$$\alpha = (1-n) (2.2857 - 0.7330) \lg [(P_g - P_w) / P_s]$$

$$\beta = 0.4343 (0.6830 - 0.330n) / (P_g - P_w)$$

将式 (8a) 和式 (8b) 代入式 (6), 安全系数可用下式表示:

$$F_s = \frac{\gamma_s h (1-R'') + \gamma'_1 Z (1-P_1 + P_2)}{\gamma_s h + \gamma_1 Z} \quad (11)$$

式 (11) 比较复杂, 实际效用不是很好, 应把这公式制成表或图, 以便在工程中直接应用。

4 结论与展望

分析前人的工作成果和应用非饱和理论分析, 结论如下:

(1) 对 5 种不同分析斜坡稳定性方法的比较, 并指出各种方法的优缺点。

(2) 根据一维固结理论分析得出, 只是最简单的形式, 如果要考虑二维或三维情况, 必须根据数值分析方法, 比如 FEM。

(3) 为使青藏铁路正常运营, 式 (11) 可用于分析青藏铁路冻土路基斜坡稳定性。

冻土边坡分析的展望: 关于边坡稳定性问题、判断滑动面的位置问题, 要着重研究冻土边坡表层破坏的滑动面; 在冻土边坡随着流变学的深入发展, 把蠕变引入到分析正融斜坡稳定性中, 考虑斜坡稳定和时间关系, 这是将来研究的主要方向。

(本文原登载于《中国安全科学学报》2005 年 7 期)

冻土沼泽化斜坡湿地路基 稳定与地温监测

刘尧军 岳祖润 娄国充

(石家庄铁道学院土木工程分院, 河北 石家庄 050043)

摘要: 青藏铁路安多段分布大范围的冻土沼泽化斜坡湿地, 该地段冻胀变化大, 易形成沼泽化湿地, 严重影响铁路路基的稳定性, 以位于头二九车站至安多车站之间里程为 DK1 487+717~DK1 487+880 的区间为试验段, 对其在试验段为保护路基稳定性而采取的工程措施的效果进行监测, 在每种措施范围内, 选择两个断面进行测试, 测试内容有含水量变化监测、路基稳定性监测和温度监测等。含水量变化监测采取钻孔取样法, 提出各种测试元件在埋设时应注意的事项及保护措施。通过对冻土沼泽化斜坡湿地路基稳定性监测数据的分析, 对比不同冻结层上水的处理方法, 提出合理的技术措施。

关键词: 青藏铁路; 沼泽; 斜坡路基; 稳定性; 监测

青藏铁路安多段分布着大范围的冻土沼泽化斜坡湿地, 该地段冻胀变化大, 热融后强度迅速降低、并存积大量的水分, 形成沼泽化湿地, 而且地基存在横向斜坡, 冻结层上水会沿坡向流动, 降低潜在滑动面上土的强度, 严重影响铁路路基的稳定性。由于路堤的修建可能导致冻土的上限发生变化, 也将引起路基稳定性的变化。因此进行现场试验, 选择准确、快速、可靠的监测方法获取第一手材料, 分析研究冻土沼泽化斜坡湿地路基稳定性受冻土融化深度和温度分布的影响规律, 提出冻结层上水的处理方法, 达到提高路基稳定的目的, 对后续类似工程的设计、施工和养护服务显得尤为重要。

1 试验段概况

试验段位于头二九—安多车站之间, 起止里程为 DK1 487+717~DK1 487+880, 长 163 m, 地形起伏, 冲沟发育, 河床浅, 无明显阶地, 海拔高程 4 700 m。地层主要为细砂、角砾土、含土冰层, 下伏基岩为侏罗系灰岩。工程措施如下: 在路基两侧各加宽 0.6 m, 在 DK1 487+717~DK1 487+800 基底采用抛填片石进行冻土湿地处理, 片石上分别设 0.2 m 碎砾石和中粗砂。试验段范围内上游均设置挡水埝及埝外排水沟, 沟内采用 C15 混凝土预制块板铺砌, 板块下设复合

土工膜, 下设 0.1 mm 厚中粗砂层, 其中 DK1 486+717~DK1 487+800 挡水埝下设 SPRE 防水板; DK1 487+800~DK1 487+880 挡水埝上设热棒; DK1 487+717~DK1 487+880 段边坡设置路堤骨架护坡; DK1 487+717~DK1 487+760 段路堤内设两层双层土工格栅。以减少上游水浸入路基, 从而提高路基的稳定性, 减少路基病害的发生。为了对比上述措施的优劣, 在每种措施的范围, 选择两个断面进行测试。通过观测挡水板和热棒两侧土体含水量及路基本体的稳定性, 分析挡水板、热棒阻止冻结层上水进入路基本体的效果, 验证该措施的可行性, 为设计服务。

试验将对挡水埝两侧含水量的变化规律、埝外排水沟的防水效果以及冻土沼泽化斜坡湿地路基的稳定性进行监测, 提出路基地段冻土层上水的处理措施, 为冻结层上水的处理和冻土沼泽化斜坡湿地路基的施工提供依据。

2 测试内容及技术关键

2.1 含水量变化监测

DK1 487+726 断面、DK1 487+760 断面在路基的上游侧设挡水埝, 挡水埝下埋设厚度为 1.2 mm 的 SPRE 防水板。分别在防水板的两侧设含水量测试孔, 测试不同条件下挡水埝下设隔水材料的隔水效果; 在 DK1 487+830 断面、DK1 487+850 断面设挡水埝上设热棒。在热棒两侧设含水量测试孔, 观测热棒对地温的改变规律和隔水效果。含水量的测试关键在于测试方法, 由于在高原冻土区段, 含水量测试原件受冻融影响较大, 很难准确测定其含水量, 因此我们采用最原始的钻孔取样法, 测试其不同时刻的冻土含水量。因在高原地区, 严重缺氧, 为了减少人力消耗和机械的使用, 在测试时, 首先在需测试含水量的部位进行机械钻孔, 然后用不含较大粒径砾石的原状土对钻孔进行填充并压实, 在钻孔周围用混凝土进行保护, 每次测试时, 用麻花钻在原孔位钻孔, 用取土器取样, 土棒取完后, 再用原状土回填并压实。现场应用表明, 这种方法对于比较同一断面挡水埝两侧土体含水量的变化是可行的。含水量测试孔的布置见图 1、图 2。

2.2 路基的稳定性监测

在 DK1 487+726 断面、DK1 487+760 断面、DK1 487+830 断面和 DK1 487+850 断面两侧埋设路基水平位移测试管, 测试上游采取不同措施后路基的稳定性。路基的稳定性监测关键在于: 一是测试仪器在低温和低压下能正常工作且精度满足要求, 二是测斜管的接头、管头和测斜管本身的密封性能良好, 以防止测斜管渗水结冰而导致无法进行水平位移的测试。上述这些情况必须在测斜管埋设前进行室内低温试验。测试孔的布置见图 1、图 2 所示。

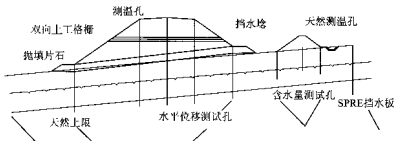


图 1 DK1 487+726 和 DK1 487+760 断面测点布置

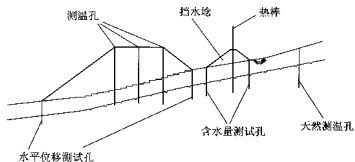


图2 DK1 487+830和DK1 487+850断面测点布置

2.3 温度监测

各断面的路基中心孔和左、右路肩均埋设测温传感器，测试路堤内的地温分布和上限变化。并在DK1 487+830断面、DK1 487+850断面挡水埝下热棒两侧设测温孔，观测热棒对地温的改变规律。在DK1 487+726、DK1 487+830断面的右侧坡脚外20 m埋设竖向地温套管，测试路基本体两侧和自然地温的变化规律。测温孔的布置见图1、图2。

3 测试元件的埋设及保护

3.1 测试管的埋设与保护

四个断面的两侧路基坡角埋设竖向测斜管，测试路基本体在冻土上限、地基表面等处的水平位移，监测路基本体的稳定性。竖向测斜管在埋设时，应检查其管头和接头的防渗性能，管内十字凹槽须与路基走向垂直。竖向测斜管埋设完成后，管头用混凝土砌成一长方形沟槽，上面加密封盖板加以保护，以防止施工破坏和管头进水。

3.2 测温元件的埋设与保护

挡水埝和热棒施工完成后，在DK1 487+830断面和DK1 487+850处沿线路方向分别在挡水埝上距热棒50 cm、150 cm和200 cm处钻孔，埋设竖向地温套管，布置测温传感器，测试埋设热棒后地温的变化；当路基填至标高后，在各断面的线路中心线和左、右路肩处的路基面上钻孔至冻土上限以下3 m，布设钢管和测温传感器，测试路基本体及冻土地温变化；同样，在路堤坡脚以外20 m处地基表面钻孔至冻土上限以下18 m范围内，放置测温传感器，测试冻土地温。管内测温传感器均按每隔0.5 m布置一个进行布设，钢管的地表端口进行密封，使孔内空气与外部空气不对流，确保测点的温度为此处土体的温度，测温孔的地表端口用护筒保护，以防止施工机械和动物破坏。

4 现场测试与数据处理

测试前，应首先进行仪器校正，使测试仪器处于良好的工作状态，保证测试数据的准确性。隔水板和热棒两侧含水量测试：每年的5~10月份，10天测1次；其他月份30天测1次。路基本体稳定性测试：施工阶段每月测6次；后续阶段，每年5~10月份，10天测1次；其他月份30天测1次。地温和地基土强度测试：均按每年的5~10月份，10天测1次；其他月份30天测1次。

1次进行。

通过测试和数据分析,提出冻结层上水采取不同的处理措施后地基含水量的变化规律,并通过对比不同的冻结层上水的处理方法,提出合理的技术措施。根据冻土沼泽化斜坡湿地路基稳定性的监测数据,做出稳定性评价,提供经济可行的工程技术措施。

5 结束语

准确、可靠的测试方法必须克服高原地区海拔高、缺氧、严寒和气候恶劣等对仪器和传感器的影响,才能保证较高的沉降测试精度。本试验段在监测方面综合考虑以上各方面的因素,特别是在含水量测试方面采用了既准确又简便省力的测试方法,经过近一年的监测实践证明,监测数据准确可靠,达到了预期的目的。

(本文原登载于《铁道标准设计》2004年3期)

青藏高原多年冻土区 热棒路基设计计算

徐兵魁 吴志刚

(铁道科学研究院, 北京 100081)

摘 要: 热棒路基是多年冻土区路基的一种特殊结构形式, 利用热棒高效的传热性能, 有效地保护路基下的多年冻土, 从而保持路基热稳定性。根据热棒路基的热工特性, 提出利用简单的计算工程模型, 并对热棒路基主要参数进行了设计计算, 其中包括耗冷量、产冷量的计算, 安全系数的选取等。通过热棒路基设计计算, 取得了散热系数、散热面积、蒸发段长度、绝热段长度、冷凝段长度等主要参数值。

关键词: 热棒; 路基; 设计计算; 多年冻土; 青藏高原

1 热棒路基概况

热棒是一种无芯重力式热管, 首先由美国陆军工程兵团的 Erwin long 先生于 20 世纪 50 年代为了养护多年冻土而引入土木工程。经过几十年的工程实践, 热棒已广泛地应用于管线、桥涵、路基、机场跑道、通讯输电线杆塔以及港口等工程领域, 其冷却多年冻土、提高地基强度、抗冻胀融沉的作用得到了工程界的普遍认同。

热棒路基是多年冻土区路基的一种特殊结构形式。在全球气温升高的背景下, 在“保护多年冻土”为指导思想的设计原则下, 热棒路基利用热棒高效的传热特性, 可以有效的保护路基下的多年冻土, 保持路基热稳定性。青藏铁路施工前期和施工期间的大量科研工作证实了热棒路基“冷却多年冻土”的效果。目前, 热棒路基在中国还没有完整的设计计算方法, 在总结青藏铁路热棒路基试验科研成果的基础上, 将进一步探讨青藏铁路多年冻土区热棒路基设计计算。

2 热棒路基设计计算模型

2.1 热棒路基工作原理的热工分析

通过分析热棒试验路基观测资料 (图 1), 得出如下认识:

(1) 热棒每年寒季从地基多年冻土中带走的热量, 使地基多年冻土温度降低。

(2) 热棒路基暖季融化时, 地基多年冻土较之无热棒的普通路基要低 $0.6 \sim 0.8^{\circ}\text{C}$, 因而减小了热棒路基的融化速率和深度。

(3) 热棒在暖季后期 (9 月初) 就开始从地中带走热量, 这样热棒路基在 9 月初就停止融化, 而普通路基的融化一直要进行到 10 月初。从而热棒路基的融化深度较普通路基要小。

(4) 热棒冷冻效果表现为路基下天然上限的抬升。试验测试数据表明: 热棒路基第一年人为上限抬升所需要的热量为热棒产冷量的 0.9 左右。

(5) 热棒路基—地基系统热力学平衡的建立即路基下稳定人为上限的形成需要多年完成, 且第一年抬升高度最大, 以后逐年迅速递减。测试数据表明: 稳定人为上限的形成需要 $3 \sim 5$ 年。

2.2 简化工程模型

基于上述热棒路基的热工特性, 可以将其简化为如下计算工程模型 (图 2)。

(1) 气温: $T_a = -4.5 + 13 \sin [2\pi (t - 82) / 365]$, 其方程是通过清水河试验段实测的气温日平均资料拟合得到的。气温冻结指数 $-3\,127.8^{\circ}\text{C} \cdot \text{d}$, 融化指数 $901.98^{\circ}\text{C} \cdot \text{d}$ 。

(2) 风速: 通过每日实测资料得到的月平均值。

(3) 路基结构: 土层物性参数见表 2, 资料取自清水河试验段“热棒路基新结构”现场实测资料 (图 2)。

(4) 热棒的埋设位置: 热棒的埋设位置因其作用不同而不同。为养护多年冻土, 一般将热棒埋设在两侧路肩; 为“改善路基下的人为上限形状, 减缓人为上限坡度”, 可将其埋设在坡脚位置; 为“带走路基中心线下多年冻土中的热量”, 可将热棒从路肩或坡面倾斜插入路基; 为突出“防冻胀效果”, 可将 L 形热棒水平埋设在路基基床内。本文只讨论为“养护多年冻土、抬升上限”而将热棒垂直埋设在两侧路肩的情况, 并且忽略路基阴阳坡差异而在两侧路肩对称埋设。

在计算上述模型时, 取纵向两侧 $1/2$ 间距 S 长的路基体作为计算对象, 假定左右两侧坡脚上限不动, 中心位置上限抬升 1 m 。抬升后的上限形状忽略热棒位置的“隆起”而假定为一个均匀抛物线型 (图 3)。

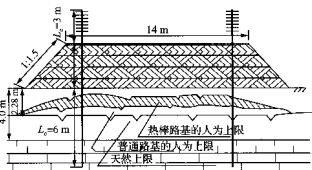


图 1 热棒试验路结构及人为上限示意图

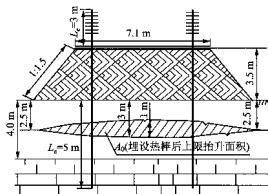


图 2 简化计算工程模型图

表 1 风速表

月 份	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9
风速 (m/s)	6.6	4.9	5.0	4.8	5.0	4.9	4.0	4.8	5.0	4.9	4.0	4.5

表2 土层物理参数表

类别	干密度 γ_d (kg/m^3)	含水量 W (%)	平均导热系数 λ ($\text{W}/\text{m} \cdot ^\circ\text{C}$)
填料土	1 500	6	2.33
细砂	1 500	9	1.59
泥灰岩	1 430	20	1.10

2.3 计算模型及其计算公式

考虑到热棒路基的具体热周转过程还不是很清楚以及计算参数的不确定性,从岩土工程计算的简单性原则出发,采用简单实际的工程计算公式,具体推导过程参见文献。

$$q = (T_s - T_g) / (R_i + R_g) \quad (1)$$

$$R_i = 1 / (\alpha A) \quad (2)$$

$$R_g = \ln(2r/D) / (2\pi\lambda L_g) \quad (3)$$

$$Q_g = 2qT \quad (4)$$

$$Q_m = (1/K) Q_g \quad (5)$$

式中, q 为热棒的热通量; T 为热棒连续工作时间; T_s 、 T_g 分别为 T 时间内气温平均值和地温平均值; R_i 、 R_g 为蒸发段土体热阻和冷凝段散热热阻; α 和 A 分别为散热器的散热系数和散热面积; r 为热棒的计算传热半径,根据青藏高原多年冻土区试验工程资料,该值一般取 1.5~1.8 m,本文取 1.5 m; L_g 为蒸发段长度; λ 为热棒影响范围内土体平均导热系数; Q_g 为 T 时间内两侧路肩热棒的总产冷量; K 为热棒的安全系数; Q_m 为从路基原来的热平衡达到假定的新平衡,计算土体上限抬升所消耗的冷量(简称耗冷量)。

3 设计计算及其主要参数的选取

3.1 耗冷量 Q_m 的计算

考虑到上限抬升所消耗的潜热远大于显热,计算中忽略显热部分,值定 Q_m 即为土体消耗的潜热。具体计算如下:

(1) 主要抬升部分的面积 A_0 (参见图 3): $A_0 = (4/3ab) = 2 \times 4/3 \times (5 + 3.5 \times 1.5) \times 1.0 = 9.778 \text{ (m}^2\text{)}$, 其中 $A_0 = 4/3ab$ 为抛物线面积计算公式。

(2) 不考虑水分迁移,单位体积的土体潜热值: $L = \gamma_w u l_0 = 45.21 \text{ (MJ)}$, 其中 l_0 为水的结晶潜热量,其值为 334.9 kJ/kg。

(3) 求 Q_m : $Q_m = LV = LA_0 S = 1\,768.3 \text{ (MJ)}$, 其中 $S = 4 \text{ m}$ 是比照工程经验的试算值。

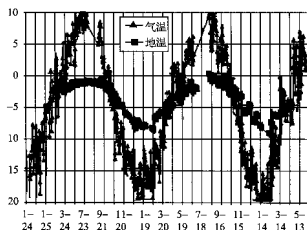


图3 气温与侧壁地温随时间变化图

3.2 产冷量 Q_y 的计算

比照工程经验取 $D=76\text{ mm}$, $A=3.27\text{ m}^2$, $L_e=5\text{ m}$, $\alpha=2.99\text{ W/m}^2\cdot^\circ\text{C}$ 。由图3可以得热棒连续工作的起始时间为10月6日、终止时间为来年的3月31日, 工作时间 $T=176\text{ d}$ 。从而得到气温平均值 $T_a=-12.68^\circ\text{C}$, 地温平均值 $T_s=-1.40^\circ\text{C}$ 。由式(1)~(4)可求得土体热阻 R_t 、冷凝段散热热阻 R_s 、热通量 q 、产冷量 Q_y :

$$R_t = 1 / (\alpha A) = 1 / (3.27 \times 2.571) = 0.102\text{ } (^\circ\text{C/W})$$

$$R_s = \ln(2r/D) / (2\pi\lambda L_e) = \ln(2 \times 1.5 / 0.076) / (2 \times 3.14159 \times 1.49 \times 5) = 0.0785\text{ } (^\circ\text{C/W})$$

$$q = (T_a - T_s) / (R_t + R_s) = 62.49\text{ (W)}$$

$$Q_y = 2qT = 2 \times 62.49 \times 176 \times 24 \times 3600 / 10^6 = 1900\text{ (MJ)}$$

为了验证 Q_y 计算值的合理性, 用同样计算方法可以算出寒季各月的产冷量, 见表3。

表3 热棒月平均产冷量 Q_y 计算表

月 份	10	11	12	1	2	3
$T_a\text{ } (^\circ\text{C})$	-3.9	-10.3	-15.5	-17.4	-14.3	-11.4
$T_s\text{ } (^\circ\text{C})$	-1.2	-2.0	-2.9	-3.6	-2.8	-3.9
$T\text{ (d)}$	25	30	31	31	28	31
$Q_y\text{ (MJ)}$	84.6	271.4	387.6	483.2	318.2	235.2
$Q_y / \sum Q_y / \%$	5	15	22	27	18	13
$\sum Q_y / \text{MJ}$	1780.2					

表中的计算结果从定性上来看是合理的, 与整个寒季 Q_y 计算值比较, 误差为6.3%。这样只需计算时间 T 内的 Q_y , 与月平均计算相比自然要简单得多。

3.3 产冷量 Q_y 与直径 D 、散热面积 A 、蒸发段长度 L_e 、间距 S 、土体导热系数 λ 的关系分析

3.3.1 产冷量 Q_y 与直径 D 的关系

由式(1)~(4)可知,若 t_c (温 T_a 、地温 T_e 一定, Q_y 是热棒直径 D 、蒸发段长度 L_e 、散热面积 A 、散热系数 α 、间距 S 及其土体的平均导热系数 λ 的函数,即 $Q_y=f(D, A, L_e, \alpha, S, \lambda)$ 。不考虑各参数间的耦合效果,以 D 为变量、视其他参数为常数,用数值拟合可得 Q_y 与 D 的关系式:

$$Q_y=f(D) \approx 1500D+856.2 \text{ (MJ)}$$

由此可知,随着直径 D 增大 Q_y 线性增加,但其增量较小, D 每增加1mm, Q_y 增加1.5MJ。这样在设计中通过调整 D 来改变 Q_y 的作用就不太大了。

3.3.2 产冷量 Q_y 与散热面积 A 的关系

按照同样的计算方法可得 Q_y 与 A 的关系式:

$$Q_y=f(A) \approx 131.5A+162.0 \text{ (MJ)}$$

由上式可知, Q_y 也是随 A 的增加而线性增加,其增量为 A 每增加1m², Q_y 增加131.5MJ。比照这个数值可以在设计中合理的调整散热面积 A 。

3.3.3 产冷量 Q_y 与蒸发段长度 L_e 的关系

同样可以得到 Q_y 与 L_e 的关系式:

$$Q_y=f(L_e) \approx -10.3L_e^2+187.6L_e+372.6 \text{ (MJ)}$$

由上式可知,产冷量随蒸发段长度增大而增大,但不再是线性关系。将上式微分得到产冷量增量 ΔQ 与蒸发段长度增量 ΔL_e 的关系式:

$$\Delta Q \approx (-20.6L_e+187.6) \Delta L_e \text{ (MJ)}$$

当 $L_e=187.6/20.6=9.1$ m,增加 L_e 不能再有效的提高 Q_y 了。比照表4中的计算资料可以合理的选取 L_e 。

表4 产冷量增量 ΔQ_y 与蒸发段长度 L_e 的关系表

L_e (m)	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	7.0	8.0
ΔL_e (m)	1							
ΔQ_y (MJ)	115.5	105.2	94.9	84.6	74.3	64	43.4	22.8

3.3.4 产冷量 Q_y 与间距 S 的关系

文中没有考虑热群桩效应的影响。根据青藏铁路科研成果:热棒的传热影响范围在1.5~1.8m左右。这样从理论上讲,当 S 大于3.6m,热棒就没有群桩效应了。实践中,若 S 大于3.6m,其影响也不大。

3.3.5 产冷量 Q_y 与土体导热系数 λ 的关系

在岩土工程中,土体物理参数在实测中误差一般较大,为了指导设计计算中参数的现场实测,有必要分析导热系数 λ 的测量误差对 Q_y 的影响。按照上面的方法同样可以得到 Q_y 与 λ 及产

冷量增量 ΔQ_r 与导热系数增量 $\Delta \lambda$ 的关系式:

$$Q_r = f(\lambda) \approx -118.5\lambda^2 + 628\lambda + 335 \text{ (MJ)}$$

$$\Delta Q_r \approx (-237\lambda + 628) \Delta \lambda \text{ (MJ)}$$

由此可得产冷量增量 ΔQ_r 与导热系数增量 $\Delta \lambda$ 的关系表 (如表 5)。由表中可见, 按照 0.1 的精度考虑导热系数 λ 的误差, 产冷量 Q_r 的影响误差还不到 2%。这样在设计计算中可以通过土体基本物理参数直接查表得到热工参数, 这当然比现场实测要方便得多。

表 5 产冷量增量 ΔQ_r 与导热系数增量 $\Delta \lambda$ 的关系表

$\lambda \text{ (W/m} \cdot ^\circ\text{C)}$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
$\Delta \lambda \text{ (W/m} \cdot ^\circ\text{C)}$	0.1									
$\Delta Q_r \text{ (MJ)}$	39.1	36.7	34.4	32.0	29.6	27.3	24.9	22.5	20.1	17.8

通过以上计算分析, 可以确定热棒的直径 D 、蒸发段长度 L_e 和散热面积 A , 再根据散热系数和相关的风速资料可以选择相应的散热齿片 (当然这已经是热管设计的问题了), 有了 L_e 便可以根据路基结构和上限位置确定绝热段长度 L_a , 最后根据选定的散热齿片可以确定下来热棒的冷凝段长度 L_c , 这样单根热棒的设计便完成了。下面的问题是热棒的纵向间距 S , 这便涉及到安全系数 (K) 的选取了。

3.4 安全系数 K 的选取

由式 (5) 与耗冷量 Q_m 的计算公式可知, 若不考虑热群桩效应的影响, 则间距 S 与产冷量 Q_r 无关了, 只与耗冷量 Q_m 有关。这样 K 确定后, S 便惟一确定了。把水的结晶潜热 $L = 45.21 \text{ MJ}$, 上限抬升面积 $A_0 = 9.778 \text{ m}^2$, 产冷量 $Q_r = 1900 \text{ MJ}$ 代入公式 (5) 得到: $KS = 4.3$, 从而得到 K 与间距 S 的关系 (如表 6)。

表 6 安全系数 K 与产冷量增量 ΔQ_r 、间距 S 的关系表

K	1	1.2	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0
$\Delta Q_r \text{ (MJ)}$	0.0	188.4	376.8	473.1	565.2	753.6	900.2
$S \text{ (m)}$	4.4	3.7	3.1	2.9	2.8	2.4	2.2

从表 6 中可以看出 K 对 Q_r 的影响很明显, 它直接决定了间距 S 的选取, 从而反过来决定了其他参数的选定。那么在具体工程设计中 K 怎么选取了。考虑到人为上限稳定形成并不是在 1 年而是 3~5 年才完成的, 这里就有较大的安全储备。若按一般的工程标准选取 $K = 1.5$ 就不大适合了。因热棒路基第一年的有效传热系数为 0.9 左右。考虑这个结论, 取安全系数 $K = 1/0.9 = 1.1$, 由 $KS = 4.3$, 得到 $S = 3.9 \text{ m}$ 。

当然考虑到全球气温升高的影响, 对于高等级的路基工程, 将安全系数 K 提高一些, 比如 K 取 1.2, 求得 $S = 3.6 \text{ m}$, 也是比较适合的。但考虑到热棒的群桩效应, 如果取 K 取 1.2 会导致间距 S 小于 3.6 m, 从而产生热群桩效应, 提高热棒本身的功率而不是减少间距可能更合理一些。

总之,在热棒设计计算中,热棒的直径 D 、蒸发段长度 L_e 、散热面积 A 和间距 S 是主要的参数。从工业化产生的角度来看,可以先确定几种不同直径的热棒系列(建议用3~5种);在每种系列中再选定不同的蒸发段长度 L_e (建议2~3种),根据蒸发段长度 L_e 确定散热面积 A 及其相应的绝热段和冷凝段长度,最后根据实际的工程选定合理间距 S (建议在3~5 m之间)。

4 设计计算过程综述

4.1 资料收集与相关处理

(1) 气温资料。要得到气温随时间变化函数,需要收集到工点的气温日平均值。若难以取得,用该地区的冻结指数、融化指数、最高气温和最低气温4个参数,拟合得到气温随时间的函数关系式: $T = A + B \sin [2\pi (t - C) / 365]$ 。

(2) 风速资料。计算需要冬季的平均风速。考虑到热管散热器的齿片设计需要风向资料,还应该收集寒季月平均风向资料。

(3) 地表温度数据。计算需要地表温度随时间变化函数关系式。一般可以从中从工点附近气象站收集地表温度日平均值,拟合得到所需函数关系式。对于大量使用热棒的重要工程或高等级工程,应进行现场实测。对于一般等级的普通工程,若附近没有气象站,收集工点的经纬度、海拔和地表状况资料,利用各地的气温与地表温关系的经验公式可求得地表温度随时间变化函数关系式。

(4) 路基几何尺寸和各土层的基本物理热物理参数资料。

(5) 基本地质资料:地层岩性、多年冻土类型、天然上限(人为上限)深度、地温年平均变化深度和年平均地温。

4.2 设计计算过程

(1) 比照其他工程经验,初步确定间距 S 值,根据路基结构和要求的上限抬升值计算耗冷量 Q_m 。

(2) 根据 Q_m 和路基结构初选热棒的直径 D 、蒸发段长度 L_e 、散热面积 A (据经验,散热面积 A 不小于蒸发面积的1.3倍)。

(3) 绘出气温和热棒蒸发段区段内的平均地温随时间变化曲线图(如图2所示),从图中确定热棒连续工作时间 T 和在时间 T 内的气温平均值 T_a 和地温平均值 T_s 。

(4) 用式(2)和(3)求得土体热阻 R_s 和冷凝段散热热阻 R_l 。

(5) 用式(1)、(4)分别计算热棒的热通量 q 和产冷量 Q_r 。

(6) 根据工程等级要求选定安全系数 K ,由式(5)求得间距 S 。

(7) 间距 S 不能太小,否则热群桩效应会影响热棒的产冷量;同时也不能太大,否则热棒热通量太大。其合理区间一般为3.5~4.5之间。若 S 不在该区间,重选 S 值从步骤(1)重新开始计算,直到所选 S 值在合理区间为止。

(8) 对于以上的计算结果,可以通过对间距 S 、蒸发段长度 L_e 、散热面积 A 三者间的微调使设计计算满足实际工程的具体需要。当然若能够给出满足实际需要的控制函数 $f(S, L_e, A)$,从而把问题转化为求解控制函数的最小值问题,那会得到更好的结果。

因计算过程需要循环往复计算, 计算过程一般较繁, 建议采用简单的计算程序来实现自动计算。根据计算经验, 利用 Excel 强大的数据处理功能和便捷的绘图功能, 计算方便, 也便于原始数据的收集和处理。

5 结束语

对于文中的简化工程模型, 通过热工设计计算, 最后的主要参数值如表 7 所示。

表 7 热棒路基设计计算主要参数值

参数	直径 D (mm)	散热系数 α ($\text{W}/\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)	散热面积 A (m^2)	蒸发段长度 L_e (m)	绝热段长度 L_a (m)	冷凝段长度 L_c (m)	间距 S (m)
计算值	76	2.99	3.27	5	3.5	3	3.9

因目前对热棒路基从一种热力平衡到另一种新的热力平衡的热周转过程了解有限, 无法对热棒路基进行详细的温度场分析及其理论验证。

将热棒路基设计计算与热管本身的设计分开是基于这样的事实: 受土体传热限制, 热棒的实际工作功率最大也不会超过 150 W, 平均功率不到 100 W, 只有标准功率的 1/100 或者更少。所以功率不是热棒设计需要考虑的问题, 关键是利用热棒高数的传热特性。另一方面, 热管设计本身也是一个非常复杂的问题, 那么把它们分开来考虑就更合理了。

为了保证路基的热稳定性, 需要确定上限抬升的具体高度。考虑到地质和气候条件的复杂性, 这本身就是一个复杂的路基稳定计算问题。因上限抬升高度直接决定了耗冷量 Q_m , 从而决定了土体需要的产冷量 Q_r , 在设计计算中将其纳入资料收集部分, 而不作为热棒路基设计本身的问题。

聚苯乙烯隔热层在多年冻区路基工程中的应用

丁靖康 赫贵生 李永强

(铁道科学研究院西北分院, 甘肃 兰州 730000)

摘 要:通过对聚苯乙烯泡沫塑料(简称EPS)的绝热特性和力学强度的试验,在浸水和冻融循环条件下,EPS可以保持良好的绝热性能和力学强度。在青藏高原风火山试验段,对采用EPS隔热层的观测结果显示,EPS具有减少冻胀和融沉的作用。EPS隔热层的设计根据工程需要和行车要求,确定隔热层的埋置深度和厚度,保证EPS的隔热效果。

关键词:聚苯乙烯隔热层;路基;多年冻土区;青藏铁路

0 引 言

聚苯乙烯泡沫塑料在中国已有30余年的生产历史,它的英文全称是“Expandable Polystyrene”人们常简称为EPS,为轻型半刚性多孔材料,含有无数封闭的小孔,其中空气所占体积在97%以上。每立方米重量仅15~35 kg,具有导热系数小、抗压强度较高、吸水性小、耐老化等特点,是良好的隔热保温材料,在热绝缘工程中得到了广泛应用。

EPS隔热层在中国土工工程中的应用开始于1976年。铁道部科学研究院西北分院在青藏高原多年冻土区的风火山路基试验工程中采用了EPS板隔热层,隔热层厚4 cm,埋于路基面下约65 cm,用以减小路堤融化深度,防止冻胀和融沉。1992年,交通部第一公路设计院在青藏公路整治工程中,在昆仑山进行了EPS隔热板试验,试验路位于昆仑山垭口附近,总长2 km,隔热板厚度为6 cm、8 cm和10 cm,铺设长度分别为0.9 km、0.7 km和0.4 km。隔热层位置在路面下约0.7 m。据第一公路设计院试验观测人员介绍,昆仑山试验路下多年冻土上限已经稳定,EPS隔热层起到了良好的隔热保温作用。

1 EPS的物理、热物理和力学特性

EPS是一种热塑性材料,经加热发泡以后,每升体积内含有300万~600万个独立密闭的气

泡, 内含空气的体积在 97%~98%。路基工程中采用 EPS 作隔热材料时, 最关心的是 EPS 的导热系数和抗压强度。

1.1 EPS 的绝热特性

(1) 随着环境温度的下降, 其导热系数将随之下降。例如容重为 30 kg/m^3 的 EPS, 当环境温度从 $+50^\circ\text{C}$ 降低到 -50°C 时, 其导热系数将从 $0.033 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$ 减小至 $0.022 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$ 。

(2) EPS 的导热系数随其密度的增加而增大, 但 EPS 的密度过小时, 其导热系数仍将增大。在常温下, 当 EPS 泡沫塑料的密度在 32 kg/m^3 时其导热系数最小。据西德 BASF 公司试验, EPS 容重为 8 kg/m^3 时, 导热系数为 $0.035 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$; 容重为 32 kg/m^3 时, 导热系数为 $0.028 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$; 容重为 80 kg/m^3 时, 导热系数为 $0.030 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$ 。

(3) EPS 的导热系数随吸水率的增加而增大。如前所述, EPS 板材的孔隙中充满了空气, 而空气的导热系数约为 $0.0238 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$, 这是 EPS 导热系数的下限, 也是其他隔热材料导热系数的下限。水的导热系数约为 $0.515 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$, 是空气导热系数的 20 倍。EPS 吸水后, 其导热系数将大大增加, 对工程使用来说是很不利的。

隔热材料吸水的机理有以下三种: 重力、毛细吸力、蒸汽压力梯度。对于 EPS 板来说, 由于它的孔隙都是密闭的。因此, 重力和毛细吸力都是不重要的, 只有蒸汽压力梯度才是影响 EPS 吸水的主要因素。EPS 中的温度梯度可使蒸汽压力梯度增加, 从而使 EPS 的水分吸水率增大。采用浸水试验和冻融循环试验对国产 EPS 板材的吸水率和导热系数进行了测定, 试验结果如下:

① 浸水试验: 试样容重 $21 \sim 31 \text{ kg/m}^3$, 将 EPS 样品浸泡在水中, 每隔一段时间测定其吸水率和导热系数。试验结果如表 1。

表 1 EPS 浸水试验结果

浸泡时间 (h)	0	84	180	468	816	2 544
吸水率体积 (%)	0	0.157	0.142	0.162	0.162	0.251
导热系数 ($\text{kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$)	0.024 9	0.027 0	0.026 7	0.026 8	0.027 6	0.027 4

由于 EPS 的孔隙是封闭的, 所以吸水主要是表面。从表 1 可以看出, 吸水率随浸泡时间的变化是很小的。这就说明, EPS 在使用过程中, 吸水率不会有大的变化, 即 EPS 在使用过程中能保持良好的绝热特性。

② 冻融循环试验: 埋于路基中的 EPS, 每年要经受一次冻融循环作用。在反复冻融循环后, EPS 的吸水率和导热系数会有什么变化呢? 为了回答这个问题, 我们进行了 EPS 的冻融循环试验。试验方法如下: 将 EPS 样品 (容重 $21 \sim 31 \text{ kg/m}^3$) 浸泡于水中 7 h, 取出后置于 -15°C 的冰箱中冻 17 h, 从冰箱取出后再放入水中泡 7 h。如此反复循环试验, 测定 EPS 的吸水率和导热系数。冻融循环试验在样品中建立起温度梯度, 从而使样品中蒸汽压力梯度增加, 样品的水分吸收率应产生变化。在 25 次冻融循环试验中, 样品的吸水率变化如表 2。

表2 EPS 冻融循环过程吸水率的变化

冻融次数	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
吸水率体积(%)	0.22	0.27	0.24	0.28	0.26	0.28	0.28	0.28	0.28	0.27
冻融次数	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
吸水率体积(%)	0.25	0.27	0.27	0.27	0.25	0.23	0.25	0.25	0.25	0.25

表2列出了第6~25次冻融循环过程中样品吸水率的变化。前5次冻融循环是干冻,吸水率无变化;第6次开始为浸水冻融,这与现场的使用条件是相似的。从表2可以看出,冻融循环对样品的吸水率影响很小,可以认为冻融循环过程中样品的吸水率无变化。但与浸水试验相比,由于蒸汽压力梯度的作用,样品的吸水率有所增加。冻融循环过程中导热系数的变化如表3。

表3 EPS 冻融循环过程导热系数的变化

冻融循环次数	0	5	10	15	20	25
导热系数(kcal/m·h·℃)	0.026 2	0.026 2	0.027 4	0.028 2	0.027 3	0.027 5

从表3可以看出,干冻过程中,导热系数无变化(因吸水率无变化)第六次开始浸水冻融,样品吸水率增大,所以导热系数增大。但10~25次冻融过程中,导热系数变化很小,也可以认为导热系数无变化,即冻融循环对EPS的导热系数无明显影响。

1.2 EPS的力学强度

EPS的力学强度随容重的增加而增大。如图1、图2所示。从图1、图2可以看出,EPS的抗压强度是容重和变形的函数,容重越大,允许变形越大,则抗压强度越大。为了得到足够的强度,应增加EPS的容重,但容重增大后,导热系数增大,隔热效果降低,两者有些矛盾。因此,在路基工程中,应用EPS隔热层时,应兼顾强度和导热系数,选择合适的容重,做到经济、技术合理,满足工程需要。

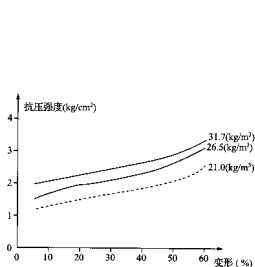


图1 抗压强度与容重及压缩变形的关系

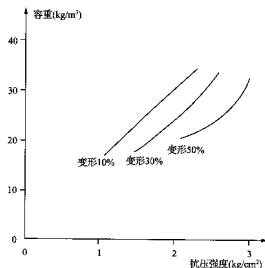


图2 抗压强度与容重的关系

EPS 板材的抗拉强度和抗弯强度与抗压强度一样,亦随其容重和变形而变化。抗拉强度一般为抗压强度的 2.5~3.5 倍(表 3)。抗弯强度一般为抗压强度的 1.2 倍。

表 4 EPS 板材的抗压强度与抗弯强度

容重 (kg/m^3)	15~20	20~25	25~30
压缩强度 (kg/cm^2)	0.8~1.2	1.2~1.6	1.6~2.2
抗拉强度 (kg/m^2)	3~4	4~5	5~6

注:变形为 10%时强度。

表 5 冻融循环对 EPS 强度的影响

变形(%)	冻融前强度 (kg/cm^2)	冻融循环后强度 (kg/cm^2)				
		5 次	10 次	15 次	20 次	25 次
5	1.859	1.693	1.731	1.731	1.794	1.832
10	2.049	1.844	1.895	1.870	1.920	1.970
20	2.304	2.065	2.147	2.115	2.187	2.170
30	2.540	2.298	2.392	2.336	2.411	2.382
40	2.813	2.524	2.638	2.581	2.656	2.619
50	3.116	2.820	2.933	2.871	2.978	2.984
60	3.572	3.280	3.355	3.305	3.475	3.512

表 5 列出了冻融循环对 EPS 强度的影响。从表 5 可以看出,冻融循环使 EPS 的强度降低,但强度降低程度较小,且冻融循环次数的多少对强度降低程度影响不明显,在 25 次冻融循环中,EPS 板材的强度平均降低约 6%。

综上所述,在浸水和冻融循环条件下,EPS 仍可保持良好的绝热性能和力学强度。

2 实体工程试验

1976 年,铁道部科学研究院西北分院为研究多年冻土地区铁路路基工程的有关问题,在青藏高原风火山修筑了试验路基 465 m。分为 23 段 19 个单独工点进行设计。在其中一段路堤上采用了 EPS 板材隔热层,其目的是减小路堤的冻胀和融沉。隔热层厚度 4 cm,设置在路面下 0.65 m 处,试验段长度 20 m,按Ⅲ级单线铁路轻型轨道标准设计,路基顶面宽度 5.6 m,路堤高度 1.5 m,路堤填料为亚砂亚黏土夹碎石。试验工程于 1976 年 10 月竣工,随后开始观测,图 3 给出了该段和未设隔热层相邻段的地温变化曲线。

从图 3 可以看出,由于 EPS 隔热层的存在,在隔热层的上下,地温有跳跃,即在 60~80 cm 深度,地温梯度突然增大。寒季和暖季地温变化曲线都表现出这一特点,而未设隔热层段路堤地温曲线则无这一表现。这说明,EPS 隔热层在暖季确能减少热量的传入,但寒季隔热层同样减少了冷量的传入。从图中还可以看出,在暖季 EPS 隔热层上下(0.6~0.8 m)的温度梯度为 23℃/m,而寒季为 28.5℃/m,即寒季的温度梯度大于暖季的温度梯度。这说明,EPS 隔热层寒

季的导热系数较暖季小。这一变化特点使设隔热层段路堤寒季传入地基的冷量大为减小,这是使用 EPS 隔热层的不利之处。

据 1977 年和 1978 年地温观测资料,设隔热层段路堤融化深度为 1.7 m,未设隔热层段路堤融化深度为 2.25 m,即 4 cm 的 EPS 隔热层的阻热作用,使路堤融化深度减小 24%。由于填筑路堤和设置 EPS 隔热层,使试验路堤下多年冻土上限上升 1.05 m, EPS 隔热层确实起到了减小冻胀和融沉的作用。

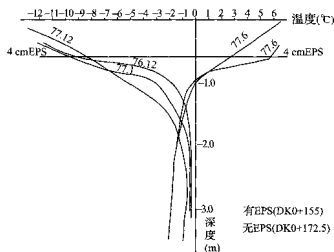


图3 试验路堤地温变化曲线

3 EPS 隔热层的设计

EPS 具有良好的绝热性能,是多年冻土区路基工程中可供使用的良好隔热材料,但由于它的导热系数具有随环境温度降低而减小的特性,使得隔热层在寒季阻滞的冷量较夏季阻滞的热量多,因此 EPS 隔热层仅能在冻结深度大于融化深度的条件下采用。如果不是这样,则隔热层下将出现融化夹层,多年冻土上限将下降,这与使用隔热层的初衷是背道而驰的。

3.1 EPS 隔热层的设置位置

隔热层在路基中的位置应从隔热效果和强度要求两方面来考虑。由于 EPS 板材的强度较小,从行车需要(附加应力和弯沉)出发,隔热层埋深越大越好,而从隔热效果考虑,则隔热层埋深越浅越好。图 4 为隔热层埋置深度对隔热效果的影响曲线。从图 4 可以看出:EPS 的隔热效果随隔热层埋深的增大而减小。即隔热层埋深越小,路基融化深度越小。但这种影响是较小的。据计算,隔热层埋深从 20 cm 增加到 1.0 m 时,路基融化深度仅增大 15 cm。因此,隔热层的埋设位置主要由行车要求决定,在满足行车要求的前提下,兼顾考虑隔热效果来确定隔热层的设置位置。

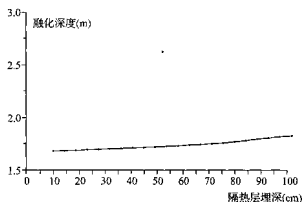


图4 隔热层埋深对隔热效果的影响

3.2 隔热层的厚度

隔热层的厚度应根据工程需要确定,也就是说应根据需要减少的路堤填筑高度或需要减少的基底融化深度来确定。当路基表面融化指数确定后,路基融化深度随隔热层厚度增加而减小(见图 5)。以风火山亚砂亚黏土夹碎石路堤为例,当隔热层厚度为 1 cm 时,可使融化深度减小 9.2%,隔热层厚度为 10 cm 时,可使融化深度减小 43.3%。

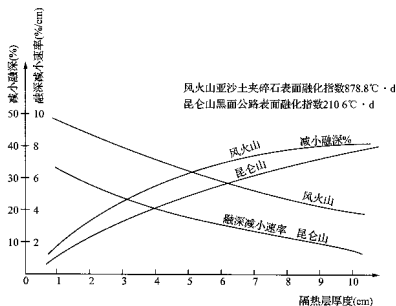


图5 隔热效果与隔热层厚度的关系

从图5可以看出,隔热层的隔热效果与隔热层厚度并不成正比,而是随隔热层厚度的增加而逐渐衰减的。当隔热层从1 cm增加到5 cm时,融化深度迅速减小(曲线率较大),从5 cm增加到10 cm时,融化深度的减小就缓慢了(曲线斜率明显减小)。以风火山为例,当隔热层厚度为5 cm时,路堤融化深度减小32.7%;隔热层厚度增加至10 cm时,路堤融深减小43.3%。隔热层厚度增加1倍,融深减小仅增加10.6%。从融深减小速率曲线来看就更清楚了,厚度增加,速率迅速减小,近似反比关系。以昆仑山为例,隔热层厚度从1 cm增加到2 cm时,可使融深减小5.8%,从9 cm增加到10 cm时,仅使融深减小1.9%。因此,在选择隔热层厚度时,应结合工程需要,经济合理的确定。

4 结 语

(1) EPS具有良好的绝热性能,就是在浸水和冻融循环条件下,其绝热性能亦无明显改变,所以EPS在土工工程中得到了广泛应用。但EPS的导热系数具有随环境温度降低而减小的特性,故在多年冻土区路基工程中的使用受到了一定限制,即只有当路基表面的冻结指数显著大于融化指数时,EPS隔热层方可采用,否则,隔热层下将产生融化夹层,多年冻土上限将出现下降。

(2) 在路基工程中采用EPS隔热层时,应根据工程需要,选用合理密度的EPS板材,而后考虑行车要求和隔热效果,确定隔热层的埋置深度和厚度。

(3) EPS板材由于其强度较小,容易被压缩。如果施工不当或路基结构不合理时,则隔热层将被压缩,厚度减小,导热系数增大,热阻将明显减小,其隔热效果将达不到设计要求。采用什么样的施工方法和路基结构来保证EPS的设计隔热效果是今后需要进一步研究的。

(本文原登载于《冰川冻土》2000年第22卷增刊)

热棒在青藏高原风火山地区的 实测效果分析

李永强¹ 韩龙武¹ 崔 璇² 贾海锋¹

(1. 中铁西北科学研究院, 甘肃 兰州 730000)

2. 铁道部工程管理中心, 北京 100844)

摘 要:热棒利用潜热进行热传输, 是一种无需外动力的制冷装置。在青藏高原使用热棒可以冷冻冻土地段的路基。通过分析风火山试验路基中热棒的工作状态及热棒周围土体地温场的变化, 根据现有观测数据得出, 热棒的传热影响范围将随热棒工作时间的延长而扩大, 对降低基底地温、保护多年冻土具有较明显的效果。

关键词:热棒; 路基; 多年冻土; 效果分析

1 概 述

热棒是一种液汽两相对流循环的热传输装置。由于其利用潜热进行热传输, 因此效率极高, 是一般对流换热效率的 40 倍以上。热棒实际上是一种无需外动力的制冷装置, 其优点是无需外加动力, 无运动部件、无噪声干扰、无需日常维修养护, 是真正的环保型产品。所以, 热棒已广泛用于多年冻土区土木工程中。在冬季, 用热棒采集大气中的冷量, 传输到地基中, 冷冻地基多年冻土, 提高多年冻土地基的稳定性。国外用热棒冷冻地基的成功经验很多。例如在美国阿拉斯加输油管支架基础中, 曾采用 112 000 根热棒来冷冻支架地基; 在加舒大哈德逊湾多年冻土区铁路上, 曾用热棒冷冻 4 km 铁路路基, 以提高路基稳定性, 防止热融下沉, 达到良好的效果。目前, 热棒正在铁路工程、公路工程、房屋工程、飞机跑道、通讯输电线塔、水塔、港口工程、输油管道工程等的多种土木工程中得到了广泛应用。

中国热棒技术于 20 世纪 80 年代研究成功, 并应用于青藏公路多年冻土区涵洞基础工程中, 用以防止多年冻土融化, 减少涵洞冻胀变形。经四年观测, 效果明显。涵洞下多年冻土土层上抬 0.5 m, 冻胀和融沉变形消失。获得了满意的效果。

青藏铁路沿线多年冻土全长 550 km, 其中融区约 90 km, 实际通过多年冻土地段 460 km。其中年平均地温高于 -1°C 地段约 310 km。这种多年冻土属不稳定多年冻土, 热稳定差。一旦受

到外界热干扰,其温度状况很难恢复,有的地段甚至永远不能恢复。用热棒来冷冻这些地段的地基,可以防止上述现象产生,确保地基基础稳定。

2 热棒工作的基本原理

迄今为止,热棒是无源冷却系统中热量传输效率最高的一种装置。热棒由密闭真空腔体注入低沸点工质而构成。

热棒一般是以无水液氨做工作介质的重力热管(图1)。管的下端为蒸发段(吸热段),上端为冷凝段(放热段)。根据实际工程要求,在两段中间可布置绝热段,制造时管内抽真空并充入适量的液氨后密封,使用时热量从热源通过吸热段管壁传给液氨,液氨在蒸发段内蒸发,蒸汽从蒸发段流到冷凝段,并在冷凝段内凝结,热量通过放热段管壁传给冷源,冷凝段凝结的液氨靠重力返回吸热段。通过以上循环,热源热量源源不断流向冷源。由于管内液氨靠重力循环,所以该元件使用时只能是热源在下端冷源在上端,即传热具有单向性,不可逆向传热。在寒季,由于空气温度低于多年冻土的温度,蒸发器中液体工质吸收多年冻土中的热量而蒸发,蒸汽在管内压差的驱动下沿热棒中心通道向上流动至冷凝器,与相对温度较低的冷凝器管壁接触后放出汽化潜热冷凝成液体,液体工质在重力作用下沿管壁流回蒸发器再蒸发,如此循环即将多年冻土中的热量源源不断地传达到大气中。在暖季,由于空气温度高于多年冻土温度,热棒中的液体工质蒸发后形成的蒸汽到达冷凝器后不能冷凝(汽液两相达到平衡),液体停止蒸发,热棒停止工作,因此大气中的热量不能通过热棒传至冻土中,从而保持冻土良好的冻结状态(图2)。

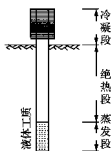


图1 热棒结构示意图

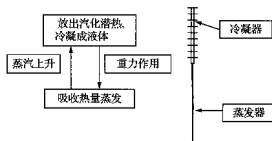


图2 热棒工作原理示意图

热棒具有下列特点：(1)导热性好，当量导热系数高达纯银的数千倍；(2)传热温差小，热棒的蒸发器与冷凝器仅有 $0.1^{\circ}\text{C}\sim 0.5^{\circ}\text{C}$ 温差时，即可启动工作；(3)传热能力大，直径 $\phi 83\text{ mm}\times 5$ 液氨热棒在零下 5°C 时，传热能力可达 6.0 kW ；(4)适用温度范围广，在 $-60^{\circ}\text{C}\sim +60^{\circ}\text{C}$ 可有效工作；(5)单向传热，热量仅能从下端传向上端，反向不传热；(6)使用寿命长，热棒经严格工艺处理，可靠使用寿命不低于30年。每一支热棒都是一个独立传热单元，工作可靠。群桩作用时，工作效率更高。

3 试验工点的地质概况

热棒埋设于1976年竣工的风火山试验路基上，试验段平均填土高度 1.05 m 。

3.1 地形地貌

风火山试验路位于青藏高原风火山北麓、青藏公路 3 069 km 左侧。试验路基部分横跨风火山一条山谷,部分位于风火山山坡上,路基走向大体呈西北向,大致与青藏公路平行。该处山谷宽约 15 m,深约 5 m,山坡坡度约为 20°,植被发育,植被覆盖率 80%,植被厚约 5~10 cm。

3.2 地层岩性

根据钻孔资料,试验路基所处地段地层岩性自上而下主要为:(1)砂黏土(Q_4^{Pt2}),黄褐色,呈软塑—硬塑状,厚度约为 0.4~1.0 m;(2)黏土,红褐色,融化后呈硬塑状,黏土呈层状构造,孔隙发育,夹杂少量未风化泥岩碎块。厚度约为 0.7~1.7 m;(3)泥岩(N_2),红褐色,岩石呈泥质结构,块状构造,岩体中有裂隙、孔隙发育,风化程度不一,基本完全风化。

4 热棒的规格及现场埋设

4.1 热棒的规格

风火山试验路基所采用热棒的规格为:热棒外径 83 mm×5,热棒总长度 12 m,其中热棒蒸发段长度 6 m,热棒冷凝段长度 3 m,绝热段长度 3 m。热棒散热段有效长度 2.8 m,散热片高度 0.025 m,散热片厚度 0.001 5 m,散热片间距 0.01 m;散热片采用开花锯齿型翅片。

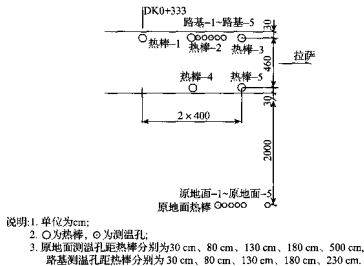


图3 热棒及测温孔布置示意图

此次共埋设试验热棒 6 根,分别在风火山试验路基上和路基旁天然地面各埋设 5 根和 1 根热棒,并布设 10 个测温孔。2003 年 2 月 17 日正式开始埋设,先钻设测温孔,测温孔深度为 8.5 m。2 月 25 日开始埋设热棒,热棒埋入路基面(或天然地面)以下 8.0 m,外露 4.0 m。2003 年 3 月 2 日埋设完成(图 3)。

地温观测采用热电偶,测温元件布设原则为每根热棒侧壁布设一组热电偶。在路肩上选 1 根热棒,距其中心 30 cm、80 cm、130 cm、180 cm、230 cm 距离布设 5 个测温孔;天然地面热棒附近距热棒中心 30 cm、80 cm、130 cm、180 cm、500 cm 布设 5 个测温孔。共埋设测温元件 22 组。

地温观测工作于 2003 年 2 月 28 日开始。测试频率为热棒埋设完成后的半月内每天观测 1 次,以后则 5 天观测 1 次。

5 实测效果分析

5.1 热棒工作状态分析

热棒侧壁的地温数据反映了热棒的工作状态。图 4、图 5 是风火山试验路基和天然地面热棒侧壁地温随深度的变化曲线。从图 4、图 5 热棒侧壁地温随深度的变化曲线可以看出:

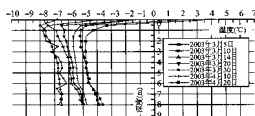


图4 试验路基热棒侧壁地温随深度的变化曲线

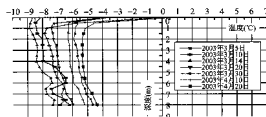


图5 天然地面热棒侧壁地温随深度的变化曲线

(1) 热棒埋设完成的初期, 热棒蒸发段周围土体的温度处在变化过程中, 地温曲线有波动的情况; 随着时间的延长, 热棒蒸发段周围土体的温度基本接近, 说明热棒工作是正常的。

(2) 从2003年4月20日的地温曲线可以看出, 路基面(或天然地面)下热棒蒸发段(侧壁)3~8 m温度的最大差值在0.92℃~1.28℃之间, 而天然地面孔(距离热棒5.0 m)天然地面下3~8 m土体温度的最大差值为1.75℃, 说明热棒蒸发段土体的温度得到了调整。

(3) 随着时间从寒季向暖季发展, 大气日平均温度升高, 热棒蒸发段工作温度逐渐升高。

5.2 天然地面和试验路基热棒地温数据分析

由于热棒蒸发段周围温度场的分布是轴对称的, 因此, 将热棒周围各测温孔路基面(或天然地面)下3.0~8.0 m深度的温度平均计算, 以分析热棒降低周围土体温度的效果及传热影响范围。图6、图7是天然地面和试验路基距热棒不同距离的测温孔3.0~8.0 m的平均温度随时间的变化曲线。

从图6和图7可以看出: (1) 在观测期内热棒的传热影响范围随时间的延长而扩大; (2) 热棒蒸发段的平均温度随大气平均温度的升高而升高, 而热棒周围冻土的平均温度随时间的延长而降低; (3) 热棒周围冻土的温度随距热棒距离的增加而升高, 且其温度梯度随时间的延长而减小, 这是由土的热物理性质和热棒蒸发段的温度特性决定的。

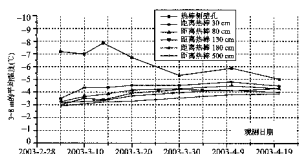


图6 天然地面距热棒不同距离的测温孔
3.0~8.0 m的平均温度随时间的变化曲线

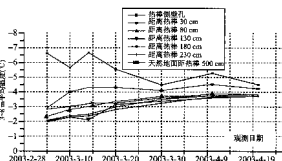


图7 试验路基距热棒不同距离的测温孔
3.0~8.0 m的平均温度随时间的变化曲线

6 结 论

从现场试验结果和地温场的变化趋势可以看出,热棒工作是正常的,并且观测期内热棒的传热影响范围随热棒工作时间的延长而扩大。热棒路基对于降低基底地温、保护多年冻土,防止多年冻土上限下降,维持多年冻土地区路基的稳定具有较明显的效果。这种措施在全球气候转暖的条件下仍然是有效的。因此,用热棒来冷冻青藏高原多年冻土区的路基是可行的。

(本文原登载于《岩石力学与工程学报》2003年第22卷增2)

多年冻土地区 L 型挡墙结构的土压力修正模型

梁波¹ 王家东¹ 曹元平² 葛建军² 包黎明²

(1. 兰州交通大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730070;

2. 铁道第一勘察设计院地路处, 陕西 西安 710043)

摘要:考虑到多年冻土冻胀融沉的固有属性, 利用 L 型支挡结构轻型、柔性的特点, 可以起到很好的防护效果。多年冻土区 L 型挡墙结构的设计, 采用粗颗粒换填料。设计荷载无论是考虑一般模式下的土压力, 还是考虑冻胀分析模式下的冻胀力, 其理论分析值均小于实际所测荷载, 具有较大误差。土压力计算通常采用简化模型, 便于工程技术人员应用。为与实际土压力分布规律相协调, 对理论模型中最大值所处位置进行调整, 以便在挡土墙设计时, 有针对性地进行墙体抗拉、抗剪强度的控制。土压力修正模型和现场试验结果对比表明, 模型具有较高的可靠度。修正模型是现场试验资料归纳总结出来简化的模型, 能够反映类似条件下土压力分布规律。在实际设计计算中可参考。

关键词:多年冻土; L 型挡墙; 分析; 模型; 冻胀力

0 引言

考虑到多年冻土冻胀融沉的固有属性, 利用 L 型支挡结构轻型、柔性的特点, 可以起到很好的防护效果。首先, L 型支挡结构柔性变形的卸载特点适应于冻胀融沉的交替变形过程; 其次, 其轻型预制拼装化特点适应降低劳动强度, 减少对冻土热干扰的需要; 此外, L 型挡土墙是预制拼装的, 所需场地较小, 对施工现场周边环境的影响程度也就较小, 植被破坏的可能性也不会很大。因此, 这种结构的应用, 对于环境保护具有重要的现实意义。

在多年冻土地区设计挡土墙的截面尺寸, 关键是确定设计荷载, 主要是定量的确定土压力或冻胀力。20 年来, 无论是公路还是铁路, 有关多年冻土地区的支挡结构资料都非常少, 尤其是

实际工程的土压力实测资料。为了全面了解墙后土压力的分布特性,除了理论分析模型和计算土压力外,还结合青藏铁路格拉段目前唯一的支挡结构措施,对墙背及假想墙背处的土压力进行了测定。通过实测结果来分析土压力的关系及冻胀融沉水平,验证实际受力状态与设计应力状态的一致性,并优化设计参数,提出在多年冻土区工程应用土压力分析模型,为今后类似工程的设计、施工提供参考依据。

1 L型挡墙的分析模型

1.1 土压力分析模型

对于悬臂式支挡结构的土压力计算,一般是根据库仑理论,采用假想墙背的方式进行力学分析,具体作法有两种。模式1:墙踵与墙顶角的连线所在平面作为假想墙背,见图1;模式2:假设墙后填土出现第二破裂面,见图2。不同之处在于要考虑第一与第二破裂面之间的土楔体。

此外,根据能量守恒原理,按照外力所作之功与内部消耗的能量相等的原则,考虑下滑面沿冻结面滑动的受力分析模式3,见图3。

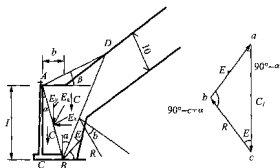


图1 库仑土压力分析模式1受力图示

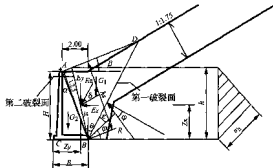


图2 库仑土压力分析模式2受力图示

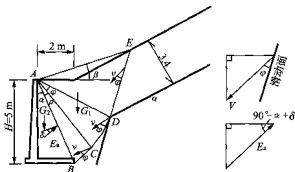


图3 极限平衡分析模式3受力图示

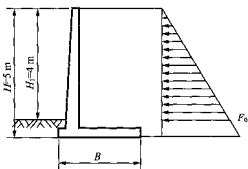


图4 冻胀力分析模式受力示意

1.2 考虑水平冻胀力的受力分析模式

在多年冻土地区挡土墙路基支挡结构中,冻结作用或水平冻胀力远远大于土压力,若考虑水平冻胀力时,墙后冻结力和土压力不能同时考虑。当考虑冻结作用时,墙后只承受水平冻胀力的作用,设作用在挡土墙纵断面上的最大水平冻胀力为 F_0 。

由于墙后换填土是粗颗粒保温材料,根据《多年冻土地区建筑地基基础设计规范》(JGJ 118-98)规定:对于粗颗粒土,不论墙高为何值,均可假定水平冻胀力为直角三角形分布,见图 4。

1.3 L 型挡墙设计及填料条件

该试验段工程地质为厚层地下冰段,地形地貌为北麓河高准平原区,年平均地温低于 -0.5°C 。通过土压力和冻胀受力分析模式可知,对于粗颗粒土填料,能量理论进行的滑动组合面分析模式,为几种分析模式所得土压力或冻胀力上限值,因此按此模式进行设计。从试验段施工现场带回的填料土样经试验测定,内摩擦角 φ 为 37° ,容重 γ 为 22 kN/m^3 ,冻胀率 $\gamma\leq 1\%$,根据《规范》属不冻胀土类型,为安全起见,取 $F_0=40\text{ kPa}$ 进行荷载检算,并与土压力进行对比分析。

1.4 土压力分析结果对比

根据前述分析模型,土压力分析结果参见表 1。

2 实测土压力分布规律

在该试验段,选取 DK1 137+750、DK1 137+830、DK1 137+910、DK1 137+000 四个断面,进行地温、墙背及假想墙背的侧向土压力及竖向土压力、钢筋应力和挡墙的变形测试,主要分析研究土压力或冻胀力随季节变化的变化。

2.1 土压力盒的布置

为保证土压力盒不被施工机械破坏,在回填夯实过程中,先分层夯实填土,再掘一个比土压力盒略大一点的小槽,然后埋设。为防止压力盒周边土冻结成块,以保证压力盒测试的有效性,在所掘小槽里侧铺上预先准备的烘干沙袋。

这里选取了较有代表性的 DK1 137+750、DK1 137+830 和 DK1 137+910 断面假想墙背的部分测试结果进行分析。

2.2 土压力的测试结果

经过 2001 年 12 月~2003 年 9 月的测试,图 5、图 6、图 7 给出了不同断面随季节变化(寒季和暖季)的实测土压力或冻胀力值。

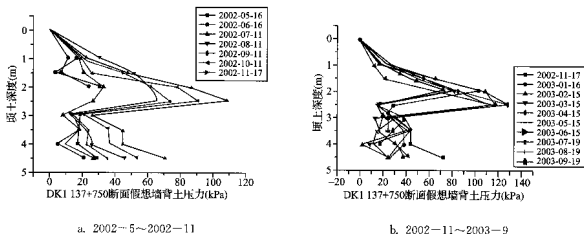


图 5 DK1 137+750 断面假想墙背土压力随深度的变化

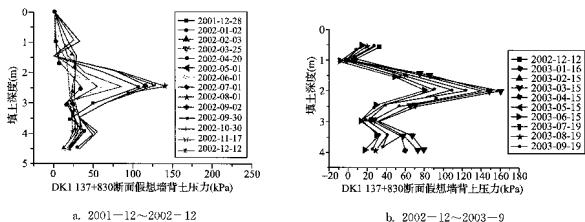


图6 DK1 137+830 断面假想墙背土压力随深度的变化

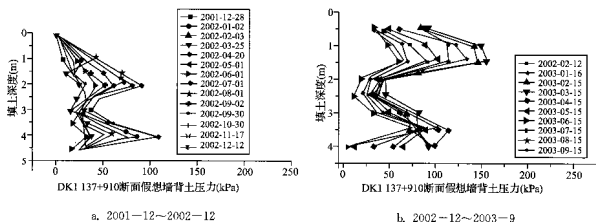


图7 DK1 137+910 断面假想墙背土压力随深度的变化

从图5、图6、图7可以看出：假想墙背处的实测土压力符合实际土压力抛物形分布的一般规律；随着气温的上升，墙体中部土压力强度逐渐增大，尤其是DK1 137+830断面，中部土压力增加剧烈；最大土压力作用点上移；墙背与假想墙背处的实测土压力大于理论土压力（假想墙背朗金土压值为75 kN）。

从图中可以看出：在2002年4月~2002年10月冷—暖—冷交替的季节，实测土压力变化较大，而在2002年10月后，实测土压力逐渐增加，到2002年4月前后，压力值达到最大。这说明在融—冻季节里，土压力是增大的，说明可能产生了冻胀力。2003年1~5月底，除DK1 137+910断面土压力有所增大外，其余断面上压力或冻胀力基本保持不变。2003年5~9月底，各断面压力又有减小的趋势。通过近两年的观测，配合墙后填土的地温测试数据，随季节变化，墙背与假想墙背处的土压力规律如下：最大冻胀力发生在寒季的3~4月，随着回暖，冻胀力逐渐演化为土压力，土压力变化范围不大，最大土压力发生在暖季9月。测试结果还表明，暖季土压力已基本趋于稳定，但冻胀力似乎还略有增大的趋势。此外，尽管换填土的冻胀量是很小的，但由于冻土上层土（不随季节变化的冻土层上顶面的活动水分）或其他水分的作用，当填土中

的含水量超过临界冻胀含水量时,将产生冻胀,冻胀力不可忽略不计,挡土墙设计时采用上压力而不采用水平冻胀力作为设计控制荷载还需修正。

2.3 测试压力与计算压力的差异

不同断面计算上压力与实测上压力对比见表 1 (2001 年 12 月~2003 年 9 月)。实测值是从土压力分布曲线回归所得。

表 1 实测土压力与计算土压力汇总

分析模式	水平土压力分量 计算值 (kN/m)	墙背实测回归平均值 (kN/m)	假想墙背实测回归平均值 (kN/m)
库仑土压力分析 1	109.60	DK1 137+750 断面约 143.55 DK1 137+830 断面约 134.81 DK1 137+910 断面约 134.37	DK1 137+750 断面约 144.42 DK1 137+830 断面约 132.22 DK1 137+910 断面约 138.55
库仑土压力分析 2	110.31		
沿冻结面滑动模式	116.11		
库尔曼图解法	93.29		
按弱冻胀方式	80.0		

从计算值与实测值对比可以看出:实测值比所有分析模式中的上限值——沿冻结面滑动模式计算所得还要大一些(见表 1),说明即使不考虑冻胀力(冻胀力回归值为 DK1 137+750 断面约 187.75 kN/m, DK1 137+830 断面约 193.75 kN/m, DK1 137+910 断面约 200.55 kN/m),而简单依赖理论土压力上限值作为控制值进行挡墙设计虽然较接近,但仍然偏于不安全。由于讨论的主要是土压力,因此,这里主要分析土压力偏大的原因。经分析论证,产生的原因如下:

(1) 理论分析中的土压力仅为极限滑动面土体即破裂滑动楔体所产生的压力,未考虑墙顶斜坡尤其是冻土上限的土体在层上水及融化状态共同作用下,沿换填面或冻融交界面向下滑动所产生的推力。这是墙体中部实测结果土压力偏大的主要原因。

(2) 挡土墙修建后,形成新的倾向线路的上限面,边坡中的冻结层上水沿冻土上限向墙后聚集,使墙后填料含水量增大。此外,墙后填土水分在重力作用下向下迁移,形成墙后填土上部含水量小,中、下部含水量增大,从而引起墙体中部土体自重及土压力增大。

(3) 此外,寒冷季节由于土温降低,土体冷却收缩,土压力减小;温暖季节由于土温上升和水分迁移,墙体中、下部尤其中部冻融交界面处土层自重应力增大,土压力有增大趋势。总之,水的作用改变了土体的物性参数及受力状态,从而改变了挡土结构的力学特性。

3 多年冻土区土压力修正模型

3.1 实测土压力修正模型

如前所述,库仑土压力计算通常采用力多边形模型,如果边界、受力条件复杂,则理论模型的推导和计算过程较为烦琐。因此,规范通常采用简化模型,便于工程技术人员应用。

根据图 5、图 6、图 7 实测土压力抛物形分布规律,其最大值并不在墙根部,而在墙底部 1/3 稍上处。另外,据变形测试结果表明,变形的特征与土压力计算结果线性递增分布也是相矛盾

的, 变形属于中部大, 两头小的曲线形分布。为了与实测土压力分布规律相协调, 必须对理论模型中最大值所处位置进行调整, 以便进行挡土墙设计时, 能够有针对性地进行墙体抗拉、抗剪强度的控制。此外, 墙后土压力最大值的所处位置与墙后有无换填面有关。因此, 根据工程实际, 分成两种简化土压力模型进行讨论。

(1) 有换填面。如果存在换填, 则土压力的分布形式与换填面的形状有关。假设是直立壁, 墙后土压力在正常情况下呈直角三角形分布, 最大值在墙底部; 如果是折线型面, 墙后土压力也为三角形, 但非直角三角形, 其最大值在折线面的阳角处。根据填土的自稳特性, 在实际工程中, 换填面一般设计为折线型。因此, 在有折线型换填面时, 墙后土压力呈三角形分布, 最大值在折线阳角处。这里的依据主要是考虑了原土层的稳定性和折线阳角以下填土范围的有限性, 见图 8(a)。

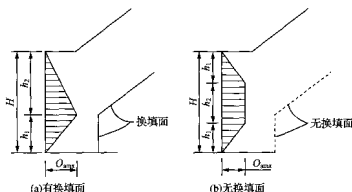


图 8 土压力修正简化模型

其中, H 为挡土墙高, h_1 为换填面竖直部分高度。最大土压应力 σ_{max} 为

$$\sigma_{max} = \xi K_0 \gamma H \quad (1)$$

式中, K_0 为静止土压力系数, 其值可以通过 (1) $K_0 = \frac{\mu}{1-\mu}$ 或 (2) $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ 计算而得, μ 为换填土泊松比, 此处 $\mu = 0.28$, φ' 为填土有效内摩擦角, 此处 $\varphi' = \varphi = 37^\circ$; γ 为填土容重; H 为挡土墙高 ($H = 5 \text{ m}$); ξ 为根据换填面形状进行修正的一个系数, 一般情况下取 $\xi = 1.0 \sim 1.5$ 。

根据上述模型及前述试验资料, 可以计算本试验挡土墙的土压力 (取 $\xi = 1.25$); 按 (1) 法考虑, $E_a = 134.08 \text{ kPa}$; 按 (2) 法考虑, $E_a = 136.83 \text{ kPa}$ 。

(2) 无换填面。假如没有换填面, 墙背土体是完全换填的, 不存在天然土部分或者天然土与墙的距离较远。此时, 墙后土压力呈梯形分布。这里的依据主要是考虑了填土范围的无限性和设计的安全性, 见图 8(b)。

其中, $h_1 = 0.3H$, $h_2 = 0.4H$, 最大土压应力 σ_{max} 为

$$\sigma_{max} = K_a \gamma H \quad (2)$$

式中, K_a 为主动土压力系数, 其值可以通过 $K_a = \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ 计算而得, φ 为换填土内

摩擦角, 此处 $\varphi=37^{\circ}$; γ 为填土容重; H 为挡土墙高。各指标见前述。

据此模型和图 8 (b), 可以计算本试验挡土墙的土压力: $E_0=137.5 \text{ kPa}$ 。

3.2 现场试验结果与修正模型分析结果对比

表 2 给出了现场测试结果与修正模型分析结果的对比关系。从表 2 可知, 此模型计算结果与现场实测值非常接近, 与 DK1 137+750 断面假想墙背实测土压力平均值 144.42 kPa 比, 最大误差不超过 4%, 实测土压力偏小; 但温暖季节的到来, 实测土压力有迅速增大的趋势, 中部土压力尤其明显。因此, 土压力分析必须考虑多年冻土的特点, 尤其是冻土上限层上水及融化土层下滑所产生的推力作用。

表 2 分析结果对比

项目	组合滑动面模型	现场试验结果	土压力分布修正模型	
			有换填面	无换填面
水平向土压力结果 (kN/m)	109.60	132.22~144.42	134.08~136.83	137.5

此外, 从表 2 可以看出, 土压力修正模型和现场试验结果相比, 处于现场试验结果的平均应力状态, 说明所建模型具有较高的可靠度。模型考虑了因换填面使得换填土与原状土之间的结合程度较差, 而导致换填部分由于外界雨水和内部融化水的渗透, 在自重应力的作用下造成滑移趋势。其滑移势对挡土墙作额外功, 导致负担加重, 土压力随之增大。因此, 如果按一般土压力理论进行分析的话, 势必造成计算结果的较大偏差, 使得结构设计增加不安全因素。

由于修正模型是通过现场试验资料归纳总结出来简化的模型, 在一定程度上能够反映类似条件下土压力分布规律, 在具体应用或实际设计计算中参考。

4 结论及建议

4.1 分析结论

在经过近两年完全冻融循环周期的前提下, 通过分析及测试, 得到如下结论:

(1) 假想墙背处的实测土压力符合实际土压力抛物形分布的一般规律, 说明了现场测试的可靠性。

(2) 实际墙背处的实测土压力在竣工初期 (当时为寒季) 均普遍小于理论土压力, 尤其是墙中部分土压力小; 但温暖季节的到来, 实测土压力有迅速增大的趋势, 中部土压力尤其明显。因此, 土压力分析必须考虑多年冻土的特点, 尤其是冻土上限层上水及融化土层下滑所产生的推力作用。

(3) 多年冻土区支挡结构的设计, 采用具有一定厚度的粗颗粒换填料, 其设计荷载无论是采用考虑一般模式下的土压力, 还是考虑具有一定冻胀分析模式下的冻胀力, 其理论分析值均小于实际所测荷载, 具有较大误差。分析模式还要考虑破裂滑动楔体以外可能的其他作用力, 尤其是层上水的影响因素予以修正。

(4) 墙背与假想墙背处的土压力随季节变化规律如下: 最大冻胀力发生在寒季的 3~4 月份,

随着回暖,冻胀力逐渐演化为土压力,土压力变化范围不大,最大土压力发生在暖季9月份。测试结果还表明暖季土压力已基本趋于稳定,但冻胀力似乎还略有增大的趋势。此外,尽管换填土的冻胀量是很小的,但由于冻土上层水或其他水分的作用,当填土中的含水量超过临界冻胀含水量时,将产生冻胀,冻胀力不可忽略不计。挡土墙设计时采用土压力而不采用水平冻胀力作为设计控制荷载的思路还需修正。

4.2 建 议

充分考虑可能的层上水作用是在多年冻土地区进行结构设计或工程施工的重要特征,主要包括天然降水、内部融化水等。总之,水的作用改变了土体的物性参数及受力状态,从而改变了挡土结构的力学特性,因此,要充分考虑水的作用。实测结果表明:由于墙顶斜坡冻土上层水及下滑所产生的推力作用,加大了挡墙压力;二是填土中的水分超过粗粒土的临界冻胀含水量后,产生了更大的冻胀力,因此,多年冻土地区结构设计中防水或水的处理措施尤为重要。具体到该试验段,可在墙顶上方设计挡水坎,加设深入冻土上限以下的隔水板;换填面可设计成斜向阶梯状面,而不是斜平面,这样可有效地增加抗滑阻力,减轻挡土墙的负荷。

(本文原登载于《土木工程学报》2005年第35卷3期)

高原冻土地区路堑爆破开挖施工的基本原则

顾毅成 冯叔瑜

(铁道科学研究院, 北京 100081)

摘 要: 高原冻土爆破技术是修建青藏铁路需要解决的技术问题之一。在青藏高原风火山和清水河冻土爆破试验所取得成果的基础上, 结合 20 多年来爆破技术的发展, 提出高原冻土地区路堑爆破开挖施工应遵循快速施工、保护生态环境、安全作业等原则。根据爆破开挖快速施工的原则, 选择确定合理的一次爆破规模, 努力提高爆破钻孔与成孔效率, 优化爆破设计参数, 做好施工组织设计。爆破开挖施工要严格控制爆破开挖在设计界限内进行, 减少冻土热融, 严格遵循爆破作业安全原则。

关键词: 青藏铁路; 多年冻土; 爆破; 施工

1 高原冻土地区爆破开挖试验概况

针对修建青藏铁路, 早在 1974~1977 年间在青藏高原风火山(海拔 4 700 m)和清水河(海拔 4 500 m)试验场进行了高原冻土爆破试验。1975 年及 1976 年 5~9 月, 冻土爆破试验的主要内容:

(1) 在冻土中钻孔的试验。对 71-05 型小钻机、XJ-100 型手把地质钻机、DPP-100 型汽车钻、DG-1 型电杆工程车及自制螺旋钻头在冻土中钻进速度及其工作状况进行了考核。

(2) 聚-2 号浆状炸药及其他有关爆破器材(硝铵炸药、雷管、导爆索等)的防水抗冻性能、爆轰性能、安全性能进行了试验, 并在现场应用。

(3) 冻土爆破基本参数试验, 包括标准爆破漏斗试验、爆扩药壶试验, 并进行了药包布置形式、钻孔间距、排距与孔深的关系、爆破破坏半径、压缩圈半径的试验与测量。

(4) 在风火山试验场进行了 40 m 长铁路路堑深孔和深孔药壶爆破及开挖的试验。试验的路槽路堑挖深 5~7 m, 地表开挖宽度 15~20 m, 边坡坡度 1:1.5, 并分别以挡墙或各种保温材料保护边坡, 路堑基底以换填当地细颗粒土处理; 爆破有效方量 1 820 m³, 总装药量 1 108 kg。

(5) 在清水河试验场进行了两个桥涵明挖基坑爆破与开挖试验, 基坑分别为砌筑混凝土预制

块基础和灌注冷混凝土基础,基础开挖方量分别为 100 m^3 和 140 m^3 ,做到当天爆破,当天基坑由 W_1-60 型挖掘机开挖成型。

试验区山坡自然坡度为 $5^\circ \sim 10^\circ$,原地表草皮覆盖度 $80\% \sim 90\%$,草皮厚 $0.15 \sim 0.20 \text{ m}$; 1.55 m 左右为多年冻土天然上限; $1.55 \sim 2.0 \text{ m}$ 为含七冰层,体积含冰量 $80\% \sim 90\%$,冰中夹紫红色砂黏土和碎石; $2.0 \sim 2.8 \text{ m}$ 为饱冰冻土,体积含冰量 $60\% \sim 70\%$; $2.8 \sim 5.3 \text{ m}$ 为含土冰层,体积含冰量 90% 左右; $5.3 \sim 7.0 \text{ m}$ 为少冰至多冰冻土,体积含冰量 $5\% \sim 10\%$,骨架为砂岩及页岩风化物;其下为砂页岩风化层。试验区年平均地温为 $-2.5^\circ\text{C} \sim -1.5^\circ\text{C}$ 。

2 遵循快速施工的原则

对于冻土爆破,一般都是按保持冻结的原则进行开挖施工。在青藏铁路高原冻土地区,高含冰量冻土路基应在 $10 \sim 11$ 月和 $3 \sim 5$ 月进行开挖,在 6 月中旬前完成基底和边坡换填和保温层施工。由于高寒缺氧,满足保持冻结原则施工的工期有限,因此必然会有相当数量的低含冰量冻土和石质冻土路基爆破开挖施工安排在暖季进行,并按允许融化的原则施工。这时,必须遵循爆破开挖快速施工的有关技术要求。

现场观测试验表明,在暖季施工条件下,暴露的基坑迅速热融,对基底在 48 h 可热融 $16 \sim 18 \text{ cm}$ 深;对爆堆,其热融程度更为可观。路基爆破后如不及时清运,并抓紧做好隔热层及路基后续工程的施工,或者施工处理不当,路基极易形成热融坍塌,为施工作业带来很大困难,乃至留下路基病害隐患。贯彻爆破开挖快速施工的原则,要从以下几个方面给予重视。

2.1 选择确定合理的一次爆破规模

一般来讲,爆破技术人员希望一次爆破的规模较大。但对路基冻土爆破,为防止爆后因开挖及后续作业衔接不紧而造成病害,应选择确定合理的一次爆破规模。路基开挖应视长度分段施工,开挖一段,处理一段。以路基冻土暴露时间最短为原则,一般不应超过 7 d 。对于一次爆破的规模,可根据高原冻土的工程地质条件和施工力量来安排。由爆破清碴和对基底与边坡的处理能力来确定,只有在对前次爆破一开挖一基底处理循环完成后,方可进行第二次爆破作业。

2.2 努力提高爆破钻孔与成孔效率

由于冻土的特殊工程性质,在暖季不宜采用风动冲击式潜孔凿岩台车或钻机。在试验期间,曾采用 $71-05$ 型小钻机、 $\text{XJ}-100$ 型地质钻机、 $\text{DDP}-100$ 型汽车地质钻机、 $\text{DG}-1$ 型电杆工程车等螺旋式钻机,但由于高原地区空气稀薄,气压仅为 $560 \sim 600 \text{ mb}$,使钻进效率降低,如回转次数设计指标为 80 r/min ,实际仅达到 $17 \sim 21 \text{ r/min}$,平均每个台班的进尺分别为 $4.0 \sim 10.1 \text{ m}$ 。即使采用自制设计的螺旋钻头,平均纯钻进效率也仅为 0.11 m/min 。冻土在钻进热融作用下,使切削物结成黏泥团,挤压在螺旋叶片之间,不能自动排出,也是影响钻进效率的因素。因此,为满足大规模施工的需要,应进一步选择或研制高效率的冻土爆破用钻机,这种钻机的钻孔深度应达到 $10 \sim 12 \text{ m}$,钻孔孔径为 $100 \sim 200 \text{ mm}$,钻进效率应达到 0.5 m/min 和具有一定的爬坡能力。

高原冻土地区,钻孔会随时间变迁,因回淤、回冻,孔深逐渐变浅,而影响装药深度和爆破效果。在钻孔后 $1 \sim 15 \text{ d}$,钻孔的最大保存率为 92% ,最小为 23% ,平均为 65% ,而钻孔深度变

化,主要发生在钻后第二天。观测分析表明,钻孔深度变浅的原因,主要是钻进过程中引起冻土热融形成泥浆未及时排出回冻;地表水、冻结层上水流入孔内回冻;局部地层中因流沙或不良地质造成孔壁坍塌。

为避免钻孔深度变化采取的措施是:切断地表水流入钻孔中的途径;用小药包(100~300 g)爆破法在钻后立即清除钻孔中的积水和淤泥;在钻孔底部放置小药包(100~300 g)定期(1~3 d)爆破清底;对遇有局部流沙地层的钻孔,采取下套管或用黏性土护壁、挖导向坑和钻完一孔,立即装药的措施。通过这些措施,可以保证钻孔深度符合设计要求。

为了提高单位延米钻孔的爆落冻土量,对机械设备不足的工地,可以采用深孔药壶爆破。冻土层中的药壶爆扩宜采用“少药多扩”的方法,对于一个直径为60 cm的药壶,可装药150 kg,可大幅度地减少钻孔数量。在暖季爆扩药壶,对地表为砂土层等容易造成孔口坍塌地质条件的工地,孔口可采取挖导向坑等预防孔口坍塌的措施。

2.3 优化爆破设计参数,做到路堑一次爆破成型

实现爆破开挖快速施工,科学、合理的爆破设计是前提。要因地制宜地选择爆破方案,对开挖冻土量较小、地形较复杂的工地,可采用浅孔爆破;对开挖冻土量比较集中、开挖台阶高度>5 m的工地,可采用深孔爆破和深孔药壶爆破;在一个工地,可以采用综合爆破技术。

单位耗药量是最重要的爆破设计参数。不同地质条件下单位耗药量值 q 、 k 列于表1。冻土爆破的单位耗药量与地温有关,必要时,应在现场进行标准爆破漏斗试验予以确定。

对挖深不超过15 m的冻土路堑,爆破设计应做到一次爆破成型,为防止钻孔深度因塌孔、回淤、回冻而造成的减少,在实际钻孔中,可考虑增加20~50 cm的附加超钻量,在对基底破坏没有严格要求时,深孔台阶爆破的超钻量为40~50 cm;浅孔台阶爆破和深孔药壶爆破的超钻量为20~30 cm;在不允许对基底有破坏时,其超钻量应酌量减少。对深孔药壶爆破,为保护边坡不受破坏,临近边坡的深孔药壶位置,应用预留边坡保护半径 ρ 予以控制($\rho=AW$, W 为药包最小抵抗线值), A 值的选取见表2。

表1 单位耗药量 q 、 k 值

岩石名称	浅孔,深孔爆破 q 值 (kg/m^3)		深孔药壶爆破 k 值 (kg/m^3)
	松动	加强松动	
砂黏土	0.30~0.40	0.60~0.75	1.0~1.2
泥灰土	0.40~0.50	0.80~1.00	1.1~1.3
砂页岩	0.50~0.65	1.0~1.2	1.2~1.4
石灰岩	0.60~0.75	1.1~1.3	1.4~1.6
风火山地区 (饱冰冻土5~9月)	0.55~0.65	0.75~1.00	1.2~1.3
清水河地区 (冻结泥灰土7~8月)	0.45~0.55	0.70~0.90	1.1~1.2

表2 预留边坡保护半径系数A值

土壤及岩石类别	A 值		
	松动爆破	$n=1.0$	$N=1.25$
坚硬土	0.36	0.41	0.48
冻土	0.23	0.27	0.31
坚硬岩石	0.21	0.24	0.28

2.4 做好施工组织设计, 实现不间断高效作业

实现爆破开挖快速施工, 做好施工组织设计, 实现不间断高效作业是关键。冻土爆破前, 应将爆破后冻土的开挖设备、工具、路基隔热层施工材料及其他建筑材料准备就绪, 并放置在爆破工地周围安全、使用方便的适当地点。冻土爆破后应立即开挖, 对浅壁开挖, 可先基底后边坡; 对深壁开挖, 宜先边坡后基底。开挖应注意在基面位置拉出一定宽度的排水槽, 以防融化泥流淤积室内。

3 遵循保护生态环境的原则

多年冻土地区的生态环境极其脆弱, 一经破坏, 难以恢复, 有时甚至是不可逆的。因此, 爆破开挖施工应尽量减少对多年冻土环境的破坏, 认真贯彻“预防为主、保护优先、开发和保护并重”的原则。

3.1 严格控制爆破开挖在设计界限内进行

为保护冻土生态环境, 不留路基病害隐患, 路基冻土爆破应严格控制超爆超挖。为提高路基边坡质量, 使爆破后形成的边坡稳定、平整、光滑, 便于隔热层和路基支挡建筑物的施工, 对边坡宜采用光面爆破或预裂爆破; 地表为松软土质时, 沿开挖限界, 亦可以设置预裂沟。光面、预裂爆破应作好钻孔布置及爆破参数、装药结构设计。光面和预裂爆破所用钻孔, 其方位角和倾角验收误差标准要控制在 $\pm 1^{\circ}30'$ 。

3.2 努力避免爆破开挖对工点周围生态环境的破坏

为避免爆破开挖对工点周围生态环境的破坏, 高原冻土地区路基施工中, 原则上不得采用峒室爆破。深孔及深孔药壶爆破, 宜采用松动爆破, 当必须采用扬弃爆破时, 应具备爆破弃渣对开挖限界以外的生态环境(如地表植被等)不受破坏的条件, 或采取相应的保护生态环境的技术措施。为降低爆破振动, 提高爆破破碎效果, 多排和多孔爆破, 宜采用毫秒微差爆破。对爆破体的开挖清运, 宜配备挖掘机和自卸汽车, 不宜使用履带式推土机和铲运机。

3.3 在施工中采取措施, 减少冻土的热融

20世纪70年代在风火山进行的试验工程中, 由于缺乏经验, 在钻爆作业前, 试验路基的地表草皮事先用推土机推除, 造成了严重的融沉并形成泥流河, 在坍落位移和推挤作用下, 部分地表鼓起成弹性波浪状, 加上在大气降水(雨、雪、雹)的融、冻交替作用下, 不仅施工困难, 也破坏了原有生态环境。

在施工中必须采取措施,减少冻土的热融。爆破开挖地表范围内的草皮,爆破前一般不宜破坏;如为利用爆破开挖地表范围内的草皮,并先行铲下,挖掘后地面应采取临时保温措施以防铲去草皮后的冻土融化。在暖季施工条件下应遵循快速施工的原则,因故暂时不能开挖或开挖中途停顿时,对爆破体应敷设临时保温材料,或采取其他措施控制爆破体的冻融。在暖季,高原冻土地区路堑爆破开挖施工的基本原则开挖后路堑暴露的冻土层,应作昼盖夜开的简易遮挡防护,以减少热融影响。路堑初步开挖后,应按设计要求,及时作好刷坡、清底,并尽快进行隔热层铺砌和路堑的其他作业施工。

4 遵循安全作业的原则

4.1 采用防水抗冻爆破器材,提高爆破的准爆率

20世纪70年代风火山试验场的深孔爆破试验中,尽管对二号岩石炸药采用浸涂防水剂的措施,拒爆药包仍达63%,开挖后拒爆的炸药冻结成像白薯干一样呈玻璃晶体状的黄色块体,而导爆索则多数已软化腐烂成黑色,表明钻孔中的炸药和导爆索浸水后经融夜冻,极易变质失效。因此,在暖季施工时,建议采用防水抗冻型炸药。

在1975~1976年的高原铁路试验工程中,选择聚-2号抗冻浆状炸药(以聚丙烯酰胺为胶结剂的浆状炸药)进行试验,在高原施工现场进行长途运输、储存、安全性能、爆轰性能(浸水及低温下起爆能量、爆轰速度的测定)、标准爆破漏斗等项试验,并在试验工程的深孔爆破和深孔药壶爆破中实际应用了21炸药。

聚-2号抗冻浆状炸药在高原冻土地区的试验和使用表明,该炸药的加工、运输、储存和使用比较安全,价格比较低廉,有良好的防水抗冻性能。由于炸药自身密度大,且具有可塑性,因而装药密度高,爆破效果好。标准爆破漏斗试验表明,其炸药换算系数 $e=0.86$ 。由于聚-2号抗冻浆状炸药爆轰临界直径的最大试验值为 $\phi 90$ mm,需要用黑梯(黑索金梯思梯)药包或二号岩石炸药(2.5 kg)起爆,因此,其应用有一定的局限性。

20世纪90年代初,KDW-3型抗严寒乳化炸药密度为 $1.10\sim 1.25$ g/cm³,爆速为 $4\,000\sim 4\,500$ m/s,在低温 $-45^{\circ}\text{C}\sim -50^{\circ}\text{C}$ 条件下均软而不冻结、不变质、不导电,用一个8[#]工业雷管可以可靠起爆,使用药卷直径为32 mm。该种炸药生产工艺简单,成本较低,无环境污染。

近年来,SJ-1-4型钝感水胶炸药,密度大、爆速高、威力强,药卷直径为60 mm,在 $0^{\circ}\text{C}\sim 50^{\circ}\text{C}$ 温度下可正常使用。该种炸药必须用起爆弹或专用起爆药包起爆。

总之,中国已拥有多种防水抗冻型炸药,在高原冻土爆破作业中可选择应用。

现场试验表明,普通电雷管可以不采取措施,可在高原冻土地区使用,但必须注意防雷;普通导爆索可以在高原冻土地区使用,但应避免浸水和日晒;使用硝酸炸药,应采取防水措施;在寒季施工中,对确实干燥的钻孔,硝酸炸药也可以散装在钻孔中,但必须在装药后立即予以爆破,否则,由于硝酸成热融化冻土而容易使炸药受潮。

对于非电导爆管起爆系统,建议采用高强复合型导爆管。由于采用内壁、外壁材料的优化及特殊复合层工艺,使导爆管内药剂附着力及抗拉、耐低温性能大大提高。

4.2 确保高原雷电气象环境下爆破器材的安全

据五道梁气象站资料,该地平均雷暴日数年最多 36.7 d。高原雷电气象环境下爆破器材的安全问题,应该引起足够的重视。依据《建筑物防雷设计规范》(GB50 057—94)规定,炸药库防雷等级属于Ⅰ类,必须有防直击雷、防雷电磁感应和防雷电波侵入措施。工地的爆破器材临时性地面库和运输爆破器材的汽车,应符合《爆破安全规程》(GB6 722—86)有关规定,并对防雷措施进行专门的设计和检测。

雷雨天气的爆破作业宜采用非电起爆方法。如采用电爆网路,为预防雷电引起电磁感应和静电感应的影 响,应采用平行于起爆网路主线布设接地线的方法以降低感应电压。在目前人们所掌握的防雷技术及爆破工地可投入成本等条件下,爆破工地防直接雷击还是非常困难的,避开有雷电活动的日子或时段进行爆破作业也是至关重要的。遇雷雨来临时,应立即停止爆破作业,一切人员迅速撤离危险区。

4.3 高度重视高原冻土爆破作业的施工安全

高原冻土地区尽管人烟稀少,爆破工地周围一般也没有重要的建(构)筑物,但当爆破工地周围有通讯、电力线路、输油管道、公路或其他应保护设施时,爆破设计应考虑爆破个别飞散物、爆破空气冲击波、爆破震动对这些设施的安全影响,应在爆破设计中进行安全检验并提出安全措施。

高原冻土爆破作业应遵守《中华人民共和国民用爆炸物品管理条例》和《爆破安全规程》(GB6 722—86)》有关规定,参加爆破施工作业的工程技术人员和其他爆破作业人员应持国家主管部门颁发的安全作业证上岗,并经过高原冻土爆破施工技术的短期培训。

在高原冻土爆破作业中,要坚持以人为本,关心施工作业人员的身体状况及施工安全,做好劳动保护工作。当遇有高寒、大雪、大风等情况时,应在保证施工安全条件下,由工地指挥部门决定能否进行爆破施工作业,必要时,应采取相应的安全措施。

青藏铁路高原冻土区 路基施工技术

白杨军 杨义轩

(中铁一局集团有限公司青藏铁路工程指挥部, 青海 格尔木 816000)

摘 要:在青藏铁路 14 标段南段工程建设中, 选择地势平坦、具有代表性的地段作为试验段, 主要采取先施工排水设施, 后施工路基主体等技术措施。路基表用水平分层填筑、分层摊铺、分层碾压、逐层检测压实质量的方法组织施工, 按照施工工艺, 铺设土工格栅、倾填片石、聚氨酯板等方法保护多年冻土, 工程实效达到了预期效果。

关键词:多年冻土; 路基; 施工; 技术

青藏铁路多年冻土区铁路工程建筑物稳定性主要取决于下伏多年冻土的年平均地温和多年冻土的含冰量特征。冻土作为铁路建筑物地基材料, 如何采取科学的、有针对性的施工工艺和施工组织设计是青藏铁路施工的关键所在。热侵蚀是导致冻土地基变形的核心要素, 为了保证多年冻土上限不下移, 填土宜选择在 6~10 月份, 并采取合理的断面形式和处理措施, 尽量减少对多年冻土的扰动和破坏, 增加基底的冷储和减少基底的蓄热, 保持路基基底的多年冻土处于冻结状态。

1 工程概况

中铁一局集团有限公司青藏铁路第...项目经理部承建 14 标南段, DK1 269+000~DK1 282+124, 线路全长 13.318 km, 设有通天河车站, 土石方工程量 102 万 m^3 。该段处于青藏腹地通天河盆地, 为冲洪积平原, 由河谷阶地组成, 海拔高度 4 600~4 700 m, 地形平坦, 地势开阔, 地面以下 2 m 为季节性冻融区, 2 m 以下为连续多年冻土, 其主要类型为融沉性冻土、富含冰量冻土和发育的冻土湿地。施工前对施工沿线进行了调查, 为土石方调配收集资料, 并根据工程数量、工程特点、多年冻土工程地质条件、工期及环保要求, 按照充分体现高原和多年冻土特点和以人为本、机械化快速施工的原则, 编制实施性施工组织设计, 制定详细的、贯穿于整个施工过程的环境保护方案, 做好沿线环保、生态保护工作。

2 施工方案及技术措施

2.1 取土场的选择

根据具体的施工情况,共选择4个取土场,分别位于青藏公路K3 189+000左侧500 m、青藏铁路DK1 275+800右侧500 m、DK1 279+000右侧500 m和DK1 281+200右侧500 m。

路基中心最大填高9 m,施工前,将取土场范围内的植被以 $30\sim 40\text{ cm}^2$ 用人工铲下,移植至适当的地方栽培、堆放,并洒水养护,必要时覆盖塑料膜、草袋保湿养护,施工结束后进行复原。

2.2 施工便道

施工主便道底宽为4.5 m,顶宽为3.5 m,每间隔200 m设8 m宽会车道一处。

2.3 试验段的选择

DK1 280+700~DK1 281+000试验段地势平坦、断面形式具有代表性,通过对该试验段的施工,确定施工机械的最佳组合、填土厚度与碾压遍数之间相互的关系及最佳含水量控制等技术参数,以指导全线施工。

2.4 技术措施及安排

先施工排水设施,后施工路基主体,路堤填筑安排在6~10月份进行,避开中午高温时段。填土高度大于5 m的路堤,分两次经过一个寒季完成,前一年的填筑高度不小于最小设计高度,其余部分在翌年填筑,填筑材料不能掺杂冻土、冻块及腐殖土。

2.5 施工工艺

路基采用水平分层填筑、分层摊铺、分层碾压、逐层检测压实质量的方法组织施工。填筑施工按照“三阶段、四区段、八流程”的施工工艺进行全断面机械化施工、人工配合。利用推土机摊铺,平地机整平,重型压路机碾压,核子密度仪和K₃₀试验车进行压实结果检测。

路基填土高度大于最小设计高度的区段,不铲除地表植被,在原地面进行碾压后直接填筑。原地面碾压完毕后,先用石灰打出方格,控制倒土间距,用推土机初平,再用平地机进行终平,填料的虚铺厚度根据实验段结果确定,宜控制在0.3~0.4 m,填料终平后用压路机进行碾压。基底填土厚度在0.6 m以下,不做压实质量检测,根据试验段所取得的技术参数进行碾压遍数控制。

2.5.1 土工格栅路堤

高度大于6 m的路堤填筑成型后,经过一定时间,多年冻土人为上限将上移,为防止路堤本体填土沿冻土核滑动,在路基顶面以下4 m范围内铺设土工格栅,每隔0.9 m铺设一层,最上一层距路肩0.4 m铺设,宽度与路基同宽。

(1) 土工格栅用黑色厚塑料袋包装,在运输、储存时应避免阳光直接照射,并保持通风干燥和远离高温源,以保证其性能不受影响。

(2) 当路堤填筑至每层土工格栅的铺设高度时,将路基面整平压实进行测量放线,标出线路中线、边线、铺设范围,再铺设土工格栅。

(3) 土工格栅铺设时,强度高的方向与受力方向一致,即土工格栅纵轴方向垂直于路基纵向

铺设。受力方向连接牢固,另一方向密贴排放,铺设时保证铺平、拉直,不容许有褶皱,幅与幅之间的连接采用土工绳绑扎,每隔 1.5 m 用勾头钢筋梅花形固定于下层,检验合格后及时进行填土,每层压实厚度为 0.3 m,达到 0.3 m 后方可行车。填土时先填土工格栅两端,第一层采用轻型推土机摊铺。自卸车和压路机不得在已铺、固定好的土工格栅上直接碾压。土工格栅纵轴方向不得设接头缝。横向搭接长度不得小于 0.1 m。填筑时填料的粒径不得大于填层厚度的二分之一。

2.5.2 倾填片石施工

为了延缓多年冻土融化速度,防止多年冻土上限下移,达到保护冻土的目的,采用片石通风路基保证路基的稳定性。

(1) 施工前,进行测量放线,标出线路的边线,填筑范围。施工时,安排好运输路线,先低后高,先两侧后中央投料,片石应洁净,无级配,强度不低于 30 MPa,粒径为 20~40 cm。

(2) 倾填片石前,基底先碾压填筑一层路拱,自路基中心向外设 2% 的排水横坡(或根据地形设单面坡),坡脚处最小填土厚度不得小于 30 cm。

中央石料为倾填施工,不得人工摆砌,片石应一次倾填到设计厚度。边坡挂线顺直,采用粒径为 30 cm 的石块码放整齐。用挖掘机配合人工进行摊铺平整。采用重型震动压路机碾压倾填片石层 6~8 遍,以控制填石路堤整体稳定性。

(3) 在填石全宽范围内填筑 0.2 m 厚、粒径为 0.1~0.2 m 的小石块找平倾填片石表层,按石质路堤要求控制其密实度及平整度。

(4) 在填石全宽范围内填筑 0.2 m 厚中粗沙反滤侧层并碾压,按中密要求控制其密实度,按土质路基面控制其平整度。

(5) 严格控制碎砾石和中粗砂的级配,防止碎砾石和中粗砂漏入片石中。

2.5.3 聚氨酯板施工

填土高度小于路堤最小设计高度的路堤,采用聚氨酯作保温层。设在路肩以下 0.8 m,保温板上下各设一层 0.20 m 的中粗砂垫层。

(1) 材料要求:聚氨酯板进场时,每批产品必须有合格证和质量检验报告单。聚氨酯板应储存在干燥通风、干净的库房内,不得接近热源,不得与化学品接触;在运输和保管中应平整堆放,严禁烟火,不可重压猛摔,防止日晒雨淋和断裂掉角。

(2) 施工工艺:上下垫层选用颗粒级配良好,质地坚硬的中粗砂,砂中不得含有杂草、垃圾及粒径大于 10 mm 的石块等杂质,含泥量不得大于 5%。下垫层施工前,路基基床和本体应检验合格,将表面清理平整,设置标志桩,控制下垫层的铺设,由路基中心向两侧设 4% 的排水横坡,中粗砂垫层的虚铺厚度以 25~27 cm 为宜,压实后的厚度为 20 cm,用压路机压实。

下垫层铺设完毕后,进行测量放线,标出聚氨酯板铺设范围,保温板用人工密贴排放,接缝处的粘接符合设计要求。铺设完毕,经检查合格后,及时铺筑上垫层,避免聚氨酯板长时间暴露。

上垫层填筑时,采用人工摊铺、人工平整,禁止机械、车辆直接驶入聚氨酯板表面。碾压采用轻型光轮压路机进行静压,压实顺序为先两侧后中间、先慢后快,碾压轮纵向碾压重叠宽度为

20~25 cm, 压路机碾压不到之处, 用平板夯实机械配合夯实。

2.5.4 路堤与涵洞过渡段

基底按设计要求进行处理。过渡段的长度根据结构物孔径大小确定, 每侧取孔径的 2 倍长度。两侧按均匀、分层、对称的原则进行施工, 不得单侧分别填筑。横向结构物 1 m 范围内用小翻斗车运土, 人工摊铺, 每次摊铺厚度不大于 20 cm, 用平板式打夯机夯实, 夯实密度符合规范要求。结构物 1 m 范围以外过渡段用振动压路机压实, 结构物顶填土厚度大于 1.2 m 后, 方可通行重型机械。

2.6 路基施工放样

路基填筑前对路基中线、坡脚线进行测量放样, 每 20 m 设一组控制桩, 每 300 m 增设一个临时水准点, 供施工控制标高使用。

2.7 路基填筑

路基填筑采用横断面全宽纵向水平分层填筑、压实。高含冰量多年冻土区高于 5 m 的路堤分两次进行填筑, 取运土采用挖掘机、自卸车等, 填筑时根据设计断面在坡脚线处设标杆控制松铺厚度, 分层填筑、分层压实。路基填土宽度每侧加宽 30 cm, 并利用坡脚处标杆进行宽度控制, 从而保证路基边坡的密实度。根据松铺厚度及路基长度, 按照计算好的每车料的摊铺面积, 计算出堆土间距, 用白灰打格印土, 控制厚度, 用推土机进行初平, 控制层面平整、均匀。在施工中始终坚持“三线四度”, 三线即: 中线、两侧边线; 四度即: 厚度、密度、拱度, 平整度。摊铺时层面做成 3% 的横向排水坡, 且在边线上每隔 20 m 插杆标记, 明确中线的控制点。控制路基分层厚度以确保每层的压实度, 严格控制填筑压实密度, 以确保路基质量及后期沉降不超标; 控制拱度以确保雨水及时排出, 控制平整度以确保路基碾压均匀, 排水坡达到表面平顺、不积水; 分段填筑的路堤, 在两段交接处同时填筑时, 应分层相互交错衔接, 衔接长度不得小于 2 m, 不在同一时间填筑时, 先填地段应做成高度不大于 0.5 m, 宽度不小于 1.0 m 的台阶, 并保证搭接处的含水量及密实度。

2.8 路基压实

路基压实应在该种填料的最佳含水量 $\pm 2\%$ 以内压实, 如土的含水量超出范围时, 要均匀加水翻拌或将土摊开晾晒, 使之达到要求的含水量范围后再进行压实。用振动压路机碾压时, 先静压一遍, 然后先慢后快, 由弱振至强振, 最后, 再静压一遍, 碾压时由两侧路肩向中间进行, 振动压路机要横向重叠 0.4 m, 前后相临两区段纵向重叠 2.0 m, 达到无漏压, 无死角, 并确保均匀碾压。

2.9 路基整修

(1) 恢复各项标志桩, 按设计图纸要求检查路基的中线位置、宽度、纵断面高程、横坡、边坡等。

(2) 土质路基用人工配合机械刷上的方法整修成型。

(3) 路基整修完后, 对堆于路基范围内的剩余土料进行清除。

(4) 填土路基两侧超填的宽度予以切除, 如遇边坡缺土时, 挖成台阶, 分层填补压实。

3 工程实效

中铁一局集团有限公司青藏铁路第一项目经理部承建的 14 标南段,自 2002 年 5~11 月,已完成路基填筑工程总量 90%,经检测,质量符合青藏铁路路基工程高度要求,未出现较大变形和不稳定现象,按拟定的施工工艺和施工组织设计施工,达到了预期的目的。

(本文原登载于《铁道工程学报》2003 年增刊)

青藏铁路多年冻土区 倾填片石通风路基施工技术

宋晓兵 张爱忠

(中铁十二局集团公司青藏铁路工程指挥部)

摘要:经过多种路基新结构的试验,青藏高原多年冻土区通风路基,特别是倾填片石通风路基的机理是通过改变路堤结构改变一般填筑路堤的传热方式,形成导热与对流传热混合的传热机制,使路堤具有吸收冷量、屏蔽热量的可变导热性质,有效解决路基融沉问题,保护多年冻土的稳定。倾填片石通风路基施工工艺要求在施工准备、基底处理及路拱填筑、倾片石施工、片石顶面找平、碎砾石及中粗沙反滤层施工,以及路基土方填筑等方面进行质量控制,选择适宜的施工季节和时段,严格控制各道工序和各个环节的质量,是保证工程效果的关键。

关键词:片石通风路堤;多年冻土区;施工技术;青藏铁路

0 引言

在青藏高原多年冻土区修建铁路,面临的最大难题之一是如何解决路基的融沉问题。为此,建设单位安排在多年冻土区进行了多种路基新结构的试验。通风路基是有效的措施之一,其基本原理是利用人为造成的孔隙来改变一般填筑路堤的传热方式,促进堤身热量的散失,提高堤身的冷储量,从而达到保护多年冻土的目的。倾填片石通风路基是通风路基中通风效果最好的一种。倾填片石通风路基,最初在清水河试验段和北麓河试验段进行试验,通过试验阶段性成果和专家论证,得以在青藏线全线高含冰量冻土地段应用。

1 倾填片石通风路基设计情况及作用机理

1.1 倾填片石通风路基设计情况

2002年在第6、11标段普遍采用的倾填片石通风路基设计措施为:在路基基底设一层土路拱,路拱最小厚度为30cm,原地面为平地时路拱做成人字坡,原地面为斜坡时,路拱做成单面坡。路拱上设1.0~1.2m厚倾填片石层;其中当路堤高度 $H \geq 3.5$ m时,倾填片石层厚度为

1.2 m; 当 $3.5 > H \geq 2.5$ m 时, 倾填片石层厚度为 1.0 m。其顶部设 0.2 m 后碎石层和中粗砂反滤层。如图 1 为倾填片石通风路基横断面设计图。

1.2 倾填片石通风路基作用机理及特点

1.2.1 倾填片石通风路基的作用机理

倾填片石通风路基并没有改变路堤的整体结构形式, 只是增加了堤身的空隙度。通过寒季气温低于堤体温度梯度在垂直方向上的分布特征, 形成堤外比重“大”的冷空气下降置换堤身空隙内比重比较“小”的热空气的空气对流换热, 从而不断促进堤身热量的散逸; 而暖季由于气温高于堤身温度, 地—气温度梯度逆转, 又抑制了对流换热作用, 减少了堤中热量的积累。

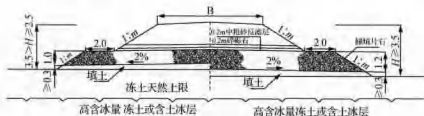


图 1 倾填片石通风路基横断面设计图

倾填片石层是自由堆积体, 片石层的孔隙率大, 石块之间基本上为点接触。而且片石块径较大, 表面能小, 表面无吸附水, 其含水量可近视认为零。因而倾填片石可视为固、气两相组合体。片石层中空隙的存在, 使片石层中空气可自由与堤外对流。片石层中热传输方式主要为对流和传导。片石层的有效导热系数主要由对流来决定。

由于倾填片石通风路堤存在空隙, 空气可以在其间自由流动。暖季, 太阳辐射和热堤表面(坡面), 在堤表(坡面)将形成一层热幕。外部热空气比孔隙中的冷空气的密度小, 故外部热空气不与孔隙中的冷空气发生对流, 加之堤表(坡面)的热幕像围幕一样, 使孔隙中的空气处于相对静止状态, 空隙的存在起到一定的热屏蔽作用, 相应减少了传入地中的热量。寒季, 堤中温度高于外界气温, 密度大的强冷空气在冷却堤表(坡面)的同时, 还进入堤中的空隙, 通过对流换热不断地置换空隙中相对较热的空气, 从而进一步降低堤身和基底的温度。此时导热换热与对流换热的热流方向一致, 这样堤身与基底热量的散发速率加快, 较大地增加了地基中的冷储量, 有效地保护了多年冻土的相对稳定。暖季蓄热量的减少和寒季冷储量的增加, 其综合效应就反映了片石通风路堤结构对降低路堤堤身和基底温度, 保护多年冻土稳定的优势。

1.2.2 倾填片石通风路基的特点

倾填片石通风路堤具有如下主要特点:

(1) 倾填片石的点接触及足够大的孔隙度, 能够减少基底的冻胀及融沉变形, 有效地保证了铁路路基的稳定性。

(2) 倾填片石块径大小合适、填筑厚度适当时, 具有明显的热开关作用, 能够有效降低基底的温度。

(3) 通过填筑倾填片石, 改变路堤内人为上限, 能够防止路基坡侧出现纵向裂缝及滑塌的

形成。

2 倾填片石通风路堤施工工艺

2.1 施工工艺流程

倾填片石通风路堤施工工艺流程见图 2。

2.2 施工工艺要点

2.2.1 施工准备

(1) 料源选择及备料。开工前提前进行料源调查及取样试验,要求片石饱水抗压强度不小于 30 MPa。根据环保要求选择采石场位置,以便尽快开始开采备料。如我管段于 2001 年 11 月份就确定了采石场位置,2003 年 2 月份开采,提前进行了备料,这就为 2003 年 6 月倾填片石通风路基的开工争取了时间。

(2) 施工机械、劳力配备。根据工程量及采石场距工地距离合理配备施工机械及运输车辆,安排劳力。由于是在高原上施工,机械设备和劳力配备要留有富余量。

(3) 熟悉资料和现场调查。认真熟悉设计图纸及文件,充分领会设计意图;详细调查现场地形地质情况,以便确定合理的施工方案和切合实际的处理措施。如当路基基底底洼积水时,在施做基底路拱时要将路拱顶面标高适当抬高,并将路拱适当加宽 (3~5 m),以防止地表水浸泡路堤坡脚。

(4) 测量放样。准确进行路基边桩放样,在路基边线上插彩旗,设限界标志,防止超欠填现象发生。

2.2.2 基底处理及路拱填筑

根据《高原多年冻土区路基(含环保)施工技术细则》要求,严格进行路基基底处理,经监理工程师检查许可后方可进行路拱填筑。路拱填料采用粗粒土,最小厚度控制在 30 cm,采用后倾法倒土填筑。路拱坡度控制在 2%~4%。

2.2.3 倾填片石施工

(1) 片石开采及质量控制。倾填片石通风路堤对片石粒径要求很高,设计片石粒径规格为 20~40 cm。片石的粒径控制的好坏,直接关系到通风效果。因此,片石的生产是倾填片石通风路堤施工中的质量控制关键。在倾填片石通风路堤开工初期,曾尝试在施工现场对片石质量进行控制,但效果较差。后来主要采取了在采石场控制片石质量。在片石生产过程中,采取了如下措施。

① 爆破:采取小洞室爆破方案,通过合理选择爆破施工的各项技术参数,取得良好的爆破效果,对片石的粒径进行初步控制。

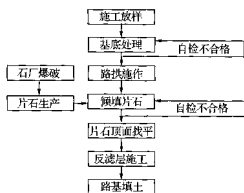


图 2 倾填片石通风路堤施工工艺流程图

② 选料:采用挖掘机进行选料和装车,将大于 40 cm 片石挑选出来,进行解小或采用冲击气锤分解;将小于 20 cm 的石块挑出集中堆放,用于倾填片石层顶面找平。

(2) 倾填片石。采取倾填法填筑片石,人工配合挖掘机进行倾填片石层整形,边卸车边整理。按顺序一次成型。

① 填筑时,先根据片石层厚度及宽度、虚铺系数等计算填石数量,并在土路拱表面上用白灰划出方格网,按方格网卸料。采用插钢筋挂线方法,控制片石层厚度。片石层顶面坡度应与路拱顶面一致。

② 片石填筑采用先低后高、先两侧后中央投料、水平不分层的填筑方法。

③ 对少量不合格的片石,及时进行清理。小石块用于顶面找平,大石块人工改锤。

2.2.4 片石顶面找平

为保证片石顶面平整,并防止将片石空隙堵塞,在片石倾填过程中,及时采用粒径为 5~10 cm 的小石块将顶面找平,并堵住空隙。以防止碎砾石漏入片石空隙,影响通风效果。

2.2.5 碎砾石及中粗砂反滤层施工

因倾填片石层顶面无法行车,故碎砾石填筑边填筑边推进的方法。

(1) 倾填片石施工完毕,并经监理工程师检测签认后,方可进行碎砾石施工。

(2) 碎砾石施工前,先行在倾填片石边坡铺设彩条布或其他材料(并伸入护道顶面 50 cm),以防碎砾石滑入边坡堵塞空隙,从而影响通风效果。

(3) 填筑前,在倾填片石顶面上用白灰线划出方格网,按照方格网进行布料。

(4) 插杆挂线控制碎砾石虚铺厚度,推土机配合人工摊平,YZ18T 压路机碾压路机碾压,碾压采用静压法。检测合格后,进行中粗砂填筑。

(5) 中粗砂施工前,首先需对中粗砂进行外观、筛分析、细度模量、含泥量、有机物含量等进行检验,要求选用颗粒级配良好、质地坚硬耐久的中粗砂,砂中不得含有杂草、垃圾及粒径大于 10 mm 的石块等杂质,含泥量不得大于 5%。

(6) 中粗砂填筑前,根据设计厚度及填筑宽度、长度、虚铺系数计算出填料数量,同时在其碎砾石顶面上用白灰划出方格网,按方格网卸料。

(7) 采用推土机初平,平地机配合人工终平,碾压采用 YZ18T 压路机,碾压时遵循先两侧后中间、先慢后快,先静压后振动的原则,行与行之间重叠 0.4 m 以上,前后相邻地段重叠 2.0 m 以上。检测合格后,进行下道工序施工。

(8) 在填筑碎砾石和中粗砂时,路基边部采用人工配合摊铺平整,以防止填料落下。

2.2.6 路基土方填筑

倾填片石通风路基完成后,其上的路基土方填筑严格按照“四区段、八流程”工艺施工。

3 质量标准

3.1 片石质量标准

片石饱水抗压强度: ≥ 30 MPa。

片石表面无裂纹,无锈蚀。

片石粒径：20~40 cm。

3.2 土路拱质量标准

路拱最小填筑厚度不小于 30 cm，人字形排水坡率 4%。填料采用弱冻胀性的粗粒土，顶面密实平整。

3.3 倾填片石层质量标准

片石层厚不小于设计标准；反滤层质地良好，级配良好，含泥量小，顶面密实平整，边坡平顺。

4 质量控制要点

(1) 路拱填筑。严格控制填料质量，并确保路拱面平整度、标高、横坡及压实度达到验标要求。

(2) 倾填片石层填筑。重点控制片石粒径，在料源上把关，不合格的片石严禁运往工地。另外要保证倾填片石层的厚度符合设计要求，顶面找平时将孔洞堵塞严密，保证通风效果。

(3) 反滤层铺设。严格进行碎砾石层、中粗砂的选料，严格控制粒径、级配、细度模量、含泥量等各项指标。填筑时，控制好虚铺厚度、碾压遍数，保证压实度和平整度。

5 小 结

倾填片石通风路基施工应安排在寒季末、暖季初施工，以减少带入路基的热量，提高通风效果。这就要求要提前进行路拱填料、片石、碎砾石、中粗砂的备料。如果在暖季施工时，应将路拱施工安排在每日温度较低时段进行。施工中，要严格控制各道工序和各个环节的质量，关键要把好片石的质量关；片石粒径要在采石场控制，从源头上解决。只有严格按照倾填片石的各项质量标准进行施工控制，才能取得良好的效果。

青藏铁路多年冻土区保温板路基施工技术

苏庆国 曹伟宏

(中铁十六局集团青藏铁路工程指挥部, 青海 格尔木 816000)

摘 要: 青藏铁路的修建势必会对铁路路基下的冻土及冻土环境造成一定影响。为确保青藏铁路多年冻土区路基的整体稳定, 根据冻土区保温板路基技术的技术特点、适用范围和工艺原理, 确定了多年冻土区铺设保温板路基施工技术要点。观测数据显示, 保温板路基的沉降量达到设计和规范要求。

关键词: 青藏铁路; 冻土区; 路基; 保温板

修建青藏铁路势必对铁路路基下的冻土及冻土环境造成一定影响。为确保路基工程的整体稳定, 在对待多年冻土的问题上, 设计原则有三个: 一是采取保护多年冻土的原则; 二是采取延缓多年冻土融化原则; 三是破坏多年冻土的原则。保温板路基施工技术就是根据保护多年冻土的原则而采取的有效措施。

1 技术简介

1.1 技术特点

- (1) 施工工艺简单, 易于推广。
- (2) 施工劳动强度低、速度快。
- (3) 施工质量易于保证。
- (4) 施工安全、效果好。

1.2 适用范围

该工法适用于多年冻土区的铁路、公路路基及其他结构物隔热层施工。

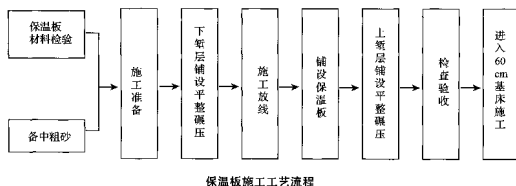
1.3 工艺原理

铁路路基施工中铺设保温板, 保温板块与块之间连接形成完全的整体, 目的是形成冻土隔热层, 提高保温隔热效果, 避免热力通过路基基床和保温板缝隙传入冻土层, 引起冻土融化或上限下移, 从而造成路基下沉或破坏。

2 工艺流程和施工要点

2.1 工艺流程

路肩下 1.0 m 范围外的路基本体或基床严格按《青藏铁路多年冻土区路基工程施工技术细则》的规定,并结合一般路基“三阶段、四区段、八流程”施工。施工到路肩下 1.0 m 时,进入保温板施工程序,其工艺流程如下图所示。



为了保证路基的隔热效果,选择合适的工业保温隔热材料铺设在基床顶下 80 cm 处。目前采用的保温隔热材料主要有挤塑式聚苯乙烯板(XPS 保温板)、硬质聚苯乙烯板、聚氨酯板等。

2.2 施工要点

- (1) 保温材料物理力学性能满足设计要求。
- (2) 保温板连接严密。
- (3) 上下垫层平整,垫层应选用颗粒级配良好、质地坚硬的中粗砂。
- (4) 选择正确施工时段,减少保温层下路基的蓄热。

3 施工注意事项

3.1 对保温板的要求

- (1) 保温板的物理力学性能必须满足设计要求,如密度、抗压强度、吸水率、导热系数等。
- (2) 聚氨酯板和聚苯乙烯板的外观应基本平整,无明显的膨胀和收缩变形,其长度、宽度、厚度偏差应符合表 1 中的规定。

表 1 聚氨酯板和聚苯乙烯板尺寸允许偏差 (单位: mm)

长度、宽度	允许偏差	厚度	允许偏差
<1 000	±5	<50	±2
1 000~2 000	±8	50~75	±3
2 000~4 000	±10	75~100	±4
>4 000	正偏差不限,负偏差<10	>100	±5

- (3) 聚氨酯板和聚苯乙烯板进场时,每批产品除必须有产品合格证和质量检验报告单外,

施工单位还应按如下要求由进行抽检:

①外观尺寸、密度、抗压强度项目:每批产品聚氨酯板 1 000 m³, 聚苯乙烯板 5 000 m³。其他项目:每批产品不超过 5 000 m³。

②外观尺寸每批抽检 20 块,其中有 2 块以上(包括 2 块)不合格时,应重新从原批中双倍取样复验,4 块以上(包括 4 块)不合格,则该批产品为不合格。

③物理力学性能,每批抽取 2 块进行检验,如其中任何一项不合格时,应重新从原批中双倍取样,对不合格项目复检。复检结果按双倍取样的算术平均值计算,仍不合格时,则该批产品为不合格。

④试验方法应按照《建筑物隔热用硬质聚氨酯泡沫塑料》(GB 1080089)、《隔热用聚苯乙烯泡沫塑料》(GB 1080189)的有关规定进行。

3.2 对浇筑材料的要求

(1)浇筑材料与发泡材料基本相同,即将厂制好的白料和黑料根据寒区的特殊地理位置和气候环境将配合比作合理调整后勾兑,一般情况下,按 1:1 的比例勾兑。

(2)在浇筑接缝发泡过程中,原料温度与环境温度的高低及恒定与否影响接缝的质量,环境温度以 18~30℃或稍高一点为宜,这就要求在天气寒冷、气温较低时,必须对黑料进行加热,使之达到适宜的温度。

3.3 对下垫层的要求

(1)垫层应平整。下采用中粗砂,砂中不得含有杂草、垃圾及粒径大于 10 mm 的石块等杂质,其含泥量不得大于 5%。

(2)下垫层厚度、宽度平整度、顶面高程应符合表 2 中的规定。

表 2 下垫层质量标准

检查项目	规定或允许偏差	检查方法和频率
下垫层厚度	不小于设计值	每 100 m 检查 3 点, 尺量
下垫层宽度	±50 mm	每 100 m 检查 3 点, 尺量
平整度	<15 mm	每 100 m 检查 10 点, 直尺量测
顶面高程	±50 mm	每 100 m 检查 3 点, 水准仪

3.4 对上垫层的要求

(1)上垫层的材质要求同下垫层,应选用颗粒级配良好、质地坚硬的中粗砂。

(2)上垫层压实后的厚度为 20 cm。其虚铺厚度、垫层材料的含水量应根据试验确定。

(3)上垫层施工质量要求应符合表 3 中的规定。

表 3 上垫层质量标准

检查项目	规定或允许偏差	检查方法和频率
上垫层厚度	±10 mm	每 100 m 检查 3 点, 尺量
上垫层宽度	不小于设计值	每 100 m 检查 3 点, 尺量
平整度	<15 mm	每 100 m 检查 10 点, 直尺量测
顶面高程	±50 mm	每 100 m 检查 3 点, 水准仪

3.5 保温板的铺设及浇筑

- (1) 保温板铺设前应检查核对所用材料的规格及性能是否符合设计要求。
- (2) 保温板铺设前应根据施工图设计尺寸计算好保温板的排列顺序。
- (3) 下垫层应平整,表面的杂物应清除干净。依据计算好的排列顺序进行测量放线,标出铺设范围。
- (4) 保温板用人工密贴排放,保温板块与块之间应留有一定缝隙,以利浇筑接缝。
- (5) 保温板铺设时,气温相对较低,因此要对接缝材料加温处理。
- (6) 保温板边铺设边浇筑。接缝处应连续浇筑,不能留下间隙,否则形不成连续接缝,影响保温效果;浇筑时要细心操作,均匀浇筑。浇筑材料不能过多,也不能过少,过多浪费原材料,过少填充不满,影响黏结效果。
- (7) 保温层的施工质量要求应符合表4中的规定。

表4 保温层质量标准

检查项目	规定或允许偏差	检查方法和频率
保温层厚度	± 5 mm	每100 m检查20点,钢针
保温层宽度	不小于设计值	每100 m检查5点,尺量
中线至边缘	± 30 mm	每100 m检查5点,直尺量测
保温层接缝	符合设计要求	每100 m检查20点,尺量、目测

3.6 注意事项

- (1) 下垫层施工前,路基基床或本体应检验合格,并将其表面清理、平整并设置标桩。下垫层压实后的厚度为20 cm。
- (2) 下垫层的密实度标准应达到相对密度不小于0.7,每100 m检查3点。
- (3) 下垫层的压实宜采用压路机或平板式振捣器压实,严禁采用喷水饱和方法。
- (4) 保温板下垫层要平整坚实,无高低坑洼和机械错痕印。
- (5) 保温板上下垫层采用20 cm厚的中粗砂,避免保温板直接与路基填料中的卵石石接触,影响到保温层的完整性。
- (6) 保温板应贮存在干燥、通风、干净的库房内,不得接近热源,不得与化学药品接触;在运输和保管过程中应平整堆放,严禁烟火,不可重压、猛摔,要采取覆盖措施,防止日晒雨淋和断裂、缺角。
- (7) 铺设时间应选择在水温较低的时段(夜间或日出前),以增加路基的冷储量。
- (8) 为保证保温层的效果,防止保温板埋设后因水分等侵蚀而受到影响,建议在有条件的情况下,铺设前在保温层表面涂抹沥青等防水材料作为防水层。
- (9) 雨雪天不宜铺设保温板,更不宜浇筑接缝。有露水和霜冻的保温板接缝处应清理干净或予以部分切除,否则会影响保温板之间的黏结性。
- (10) 浇筑接缝时应戴口罩,防止对人体造成伤害。

(11) 在铺设保温板过程中和浇筑接缝时, 严禁非工作人员在板面上踩踏, 以防板材错位和初接缝时原料未发泡凝固, 而产生开裂和翘角, 影响黏结效果。

(12) 接缝后 12 h 内为凝固期, 严禁行人和机械车辆在上面行走。

(13) 凝固期过后, 检查合格, 应及时铺筑上垫层, 避免保温板长时间暴露。

(14) 上垫层采用人工摊铺、人工整平。严禁机械、车辆等直接驶入保温层面。

(15) 上垫层碾压宜采用轻型光轮压路机, 严禁使用羊足碾, 也不得使用重型振动压路机。压实采用静压, 压实顺序为先两侧后中间, 先慢后快, 碾压轮纵向碾压重叠宽度为 20~25m。压路机碾压不到之处, 可用平板夯实机械配合夯实。

4 安全环保措施

(1) 保温板具有一定的可燃性, 因此运输、贮存、使用过程中应注意防火。

(2) 浇筑材料有一定的毒性, 尤其是在加热稀料时更应注意戴好口罩防毒。

(3) 人员、机械、设备的活动以及材料堆码等一定要严格限制在规定的区域内。

(4) 生产、生活垃圾要按规定及时回收处理。

5 结束语

青藏铁路 16 标段起自雁石坪车站 (不含) 终至布强格车站 (含), 全长 46.6 km, 共铺设聚氨酯保温板 8 处, 合计 18 732 m², 全部采用冻土区保温板路基施工技术进行施工。通过 2002 年下半年和 2003 年上半年的路基变形观测得出结论: 保温板路基的沉降量达到设计和规范要求。证明在冻土区采用该技术可起到保护多年冻土的效果。

青藏铁路高含冰量冻土路堑施工

苑仁增 杨俊

(中铁十六局集团公司青藏铁路工程指挥部, 青海 格尔木 816000)

摘要:为减少对多年冻土的热干扰, 青藏铁路 16 标段高含冰量冻土压区路堑施工应采用寒季施工, 在 9~11 月份和 3~5 月份开挖的方案。路堑基地和边坡采用换填, 增加保温层, 防止多年冻土路基不均匀冻胀和热融下沉。通过 16 标段高含水量路堑施工完成后自然沉降数据观测, 路基面和边坡没有出现开裂和不均匀下沉。

关键词:青藏铁路; 多年冻土区; 路堑; 施工

1 工程概况

中铁十六局承建的青藏铁路 16 标段 DK1 334+050~DK1 380+650, 全长 46.6 km。属布曲河谷阶地及温泉断陷盆地, 海拔高程 4 700~4 850 m, 冰雪型气候, 干燥, 气温低、气压低, 春秋季节短暂, 冻结期长, 急风、暴雪、雷电等变化剧烈无常。年平均气温 -4°C , 极端最低气温 -45.2°C 。线路通过地段主要为高温极不稳定多年冻土区。这样的条件给青藏铁路施工造成了极大困难。

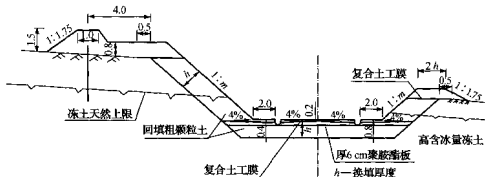
本文以 DK1 350+200~DK1 350+370 段路基工程为例, 介绍青藏铁路高含冰量冻土区路堑施工。此段路堑位于布曲河左岸山前缓坡上, 青藏公路右侧 150 m 处, 植被覆盖率 60% 左右, 其中 DK1 350+220~DK1 350+350 段年平均地温大于 -0.5°C , 属于高温极不稳定区, 两端属于融区, 冻土上限 2.5 m, 上限以上有季节性融水。

2 施工方案

高含冰量冻土路堑开挖, 将多年冻土直接暴露在大气和阳光下, 多年冻土的热状态受到严重干扰, 高含冰量冻土融化, 甚至使施工无法进行。为了减小对多年冻土的热干扰, 路堑选择在寒季施工, 这样暴露的多年冻土不会融化, 相反, 多年冻土的湿度还将下降, 有利于多年冻土的稳定。

路堑基底和边坡采用换填、增加冻土保温层、来防止多年冻土路基不均匀冻胀和热融下沉。换填料选择质地均匀、冻胀性比较小的粗颗粒土, 在施工过程中做好不同冻胀性能填料的过渡,

防止出现冻软等不均匀下沉。为了减小换填厚度,路基边坡、基底铺设厚 6 cm 轻质工业保温板(聚氨酯板),其上下各设厚 0.2 m 中粗砂垫层,形成保温层,增大热阻,减小大气和人为热源的热量进入冻土层,防止多年冻土冷量损失。



路堑典型断面 (单位: m)

采用复合土工膜(两布一膜)隔断层能够阻止上部地表水渗入路基下部范围,防止因水的流动带来的大量热量,使多年冻土融化。路堑典型断面见上图。路堑开挖选在9、10、11月和3、4、5月,6月底前完成基底和边坡的保温层施工及坡面修整,暖季进行路基面平整以及堑内排水系统的修建。

路基面下 0.4 m 处铺设 750 g/m² 的复合土工膜 (与侧沟沟底复合土工膜一同铺设), 膜上膜下各设厚 0.1 m 的中粗砂垫层, 路基面下 0.8 m 处铺设厚 6 cm 聚氨酯板保温层, 上、下各铺设厚 0.2 m 中粗砂垫层。蛭石进行保温处理, 采用包角形式高 0.8 m 的挡土墙。路堑两侧设宽 0.6 m、深 0.5 m U 形侧沟, 侧沟平台宽 2.0 m, 沟底设中粗砂和土工膜, 边坡坡率 1:1.75。

3 施工方法

3.1 施工准备

- (1) 编制实施性施工组织设计和网络施工计划,安排好各道工序的衔接,减少多年冻土暴露时间,防止多年冻土融化。
- (2) 按设计文件要求,遵循“宁超勿欠”的原则,对路堑换填边坡界精确测量放样,以确保边坡换填厚度满足设计要求。
- (3) 按多年冻土环境保护要求选好弃土地,修建施工便道(宽6m,每50m设一车台)。
- (4) 开挖前,按设计要求做好排水;移植铲除的草皮;以各绿化用。

3.2 路堑开挖

采用全宽、分段、分层开挖方法,先挖阴坡,后挖阳坡,弃土用机械运输。路堑上部土层采用松土机法开挖,下部岩层采用爆破法开挖。以开挖暴露时间最短为原则,开挖一段,处理一段。分段一般200 m以下路堑从两端开挖,在端口下方设横排淤槽;200 m以上路堑也可从中段分段开挖,增设中部排淤槽口。施工注意切不可一次掏槽至基底再刷坡,这样会引起边坡坍塌,钻孔前不要破坏地表植被,爆破后渣方与后段钻孔、揭草皮同步进行,前后衔接。无论开挖

深浅,均应在基面一侧或两侧拉出排水(泥)沟槽,以便于泥流、水流的排泄。

3.3 路堑基底、边坡换填

路堑开挖至换填底部,标高、宽度尺寸达到设计要求后,整平基坑表面,而后按下列程序施工:

(1) 全断面分层回填,分层碾压。换填料(中粗砂)直接用自卸车运到填筑区段,根据计算好的每车料的摊铺面积,等距离堆放成堆。用推土机初平,平地机终平。摊铺按照试验段的虚铺厚度进行,厚度要均匀,表面要平整,不均匀及低洼处人工整平。

(2) 用重型振动压路机进行碾压,碾压要遵循“先轻后重,先慢后快,先两侧后中间”的原则,衔接处沿线路纵向搭接长度不小于2 m,横向重叠0.4 m。每层碾压完成后,检测压实度。

(3) 路堑基床填筑完成后,进行边坡换填。边坡换填先阳坡,后阴坡。至顶送土,分层进行回填、碾压,分层厚度和压实标准满足设计要求。边坡换填至至顶后做包角和挡水埝,包角、挡水埝填料和压实标准符合设计要求。

(4) 路堑全部换填完后,再进行边坡修整,路基面平整及坡面处理,最后修建侧沟。

3.4 保温层施工

(1) 下垫层选用颗粒级配良好、质地坚硬的中粗砂。砂中不得含有杂草、垃圾及颗粒大于10 mm的石块,含泥量不得大于5%。下垫层施工,在路基基床换填至路基顶面0.8 m时,将表面压实、平整、清理干净,经检测合格后填铺下垫层。下垫层的铺设厚度和垫层材料的含水量通过试验确定,下垫层的压实用压路机或平板震动器,严禁喷水饱和方法。下垫层施工质量要求见下表。

下垫层质量标准

序号	检查项目	规定或允许偏差	检查方法和频率
1	下垫层厚度	不小于设计值	每100 m检查3点,尺量
2	下垫层宽度	±50 mm	每100 m检查3点,尺量
3	平整度	15 mm	每100 m检查10点,直尺量测
4	顶面高程	±50 mm	每100 m检查3点,水准仪

(2) 铺设保温板。铺设前,检查所用保温板的规格及性能是否符合设计要求,测量放样标出铺设范围,采用挂线施工。施工时下垫层应平整,表面无杂物,保温板用人工密贴排放,接缝交错布置,然后用胶粘结,避免保温板有空隙。保温板铺设完,检查合格后及时铺筑上垫层,避免保温板长时间暴露。

(3) 上垫层材料及摊铺方法与下垫层相同。严禁机械、车辆等直接驶入保温板表面。上垫层碾压采用轻型压路机,严禁使用羊足碾,也不能使用重型振动压路机碾压。压实采用静压先两侧,后中间,先慢后快,碾压轮纵向重叠20~25 cm,碾压不到之处,可用平板夯实机械配合夯实,不必做密实检测。

3.5 复合土工膜施工

(1) 每批复合土工膜进场应抽检,检验单位面积质量、厚度、条带拉伸是否符合设计要求。

(2) 路基施工至复合土工膜设计铺设高程时, 消除基面尖锐碎石, 将基面整平, 并做成向路基外侧不小于 4% 的排水坡。碾压密实检测合格后, 铺设 0.1 m 厚的砂垫层并夯拍密实, 然后进行测量放线, 标出土工膜铺设位置。

(3) 铺设前按设计尺寸剪裁, 铺在砂垫层上, 坡面上铺设应自上而下进行, 连接处高端压低端, 搭接长不小于 30 cm, 连接处的各项指标不低于设计要求, 缝接的接缝强度不低于原材料的设计强度。铺设时作业人员不得穿硬底鞋, 复合土工膜应平整无褶皱, 松紧适度, 并与路基面密贴。

(4) 复合土工膜铺设完后, 检测施工质量, 及时铺设砂垫层, 夯拍密实。严禁施工机械在复合土工膜上进行作业。施工中如发现复合土工膜被破坏, 应及时修补, 修补面积不小于破坏面积的 4 倍。

3.6 路堤与路堑过渡段施工

路堤与路堑结合部应按设计提前作好防排水工程, 并与路基的防排水系统连接。填挖过渡段地基换填时, 换填基底与挖方地段换填基底顺接, 顺接长度符合设计要求。过渡段保温层和复合土工膜防渗层应按设计要求及时铺设。路基与路堑过渡段换填压实质量标准视回填土层位置而定。当回填土层位于基床以下时, 按路基本体控制, 回填土层位于基床范围内时, 按基床填土控制, 其质量标准及检测频次同路基本体或基床。

4 结束语

该段高含冰量冻土路基施工完成后, 通过一年的自然沉降, 路基面和边坡没有出现开裂和不均匀下沉。说明路基本底和边坡换填料能减少多年冻土冻胀和融化; 保温层能保温隔热; 复合土工膜隔断了上部水的侵入, 这些均起到了保护下部多年冻土的作用。

多年冻土区路基加固 技术措施及施工方法

丁愿文

(中铁十七局集团青藏铁路指挥部)

摘 要: 针对多年冻土路基的冻胀和融沉病害机理, 为保证路基的稳定, 设计采用了片石通风路基、保温隔热板、热棒等路基加固技术措施, 通过研究提出了适合高原多年冻土条件结构形式的施工方法、施工步骤和质量控制措施。

关键词: 多年冻土; 路基加固; 冻胀; 隔沉

1 工程概况

青藏铁路第 17 标段(布强格—唐古拉), 线路起止里程为 DK1 380+650~DK1 419+300, 全长 38.571 km。工程范围为布强格(不含)—唐古拉之间的站前工程。线路起点至第一次横跨布曲河之间属唐古拉山北麓的温泉断陷盆地, 之后进入唐古拉山北麓无人区, 线路所经地层除河流、河床内为融区和岛状多年冻土外, 其余为大片连续多年冻土。为保证路基的稳定, 该标段在设计中采取了有效的加固技术措施。

2 路基加固技术措施

多年冻土路基施中最容易出现的病害是冻胀和融沉, 高含冰量冻土更容易出现病害, 是影响路基等结构稳定的主要因素, 必须根据病害产生的机理, 在设计施工中采取有效的技术措施, 17 标段采取的主要措施为片石通风路基、保温隔热板、热棒以及片石护道、铺设土工格栅加筋材料、以桥代路、防排水措施等, 通过介绍片石通风路基、保温隔热板路基、热棒路基, 实施保护多年冻土的技术措施。

3 技术措施的实施

3.1 片石通风路基

片石通风路基是指空气可以在路基片石层内流动的路基结构, 通过路基内人为造成的孔隙来

改变一般填筑路基的传热方式,将单一的导热散热方式变为导热和对流两种散热方式,加强了对流换热,促进堤身热量的散发;同时片石通风路基利用片石层的热开关效应,减少传入地基多年冻土中的热量维护基底多年冻土的稳定,从而提高路堤的稳定性。具体作用机理是:

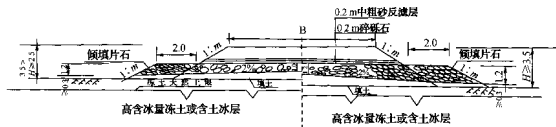
在寒冷季节,由于外界气温低于堤身温度,形成堤外比重“大”的冷空气置换堤身空隙内比重“小”的热空气,加强了对流换热,从而不断促进堤身热量的散逸,而达到保护基底多年冻土的目的,提高路堤的稳定性。在温暖季节,由于外界气温高于堤身温度,堤内外温度梯度逆转,片石层的热开关效应抑制了对流换热作用,减少传入地基中热量,从而达到保护基底多年冻土的目的,提高路堤的稳定性。

3.1.1 片石通风路堤的结构形式

片石通风路堤的结构形式是根据片石通风路基的填土高度 H 值确定的,其结构形式有下列两种:

- (1) 当填土高度 $H \geq 3.5$ m 时,片石通风路基自下而上的结构为:0.3 m 厚土拱+1.2 m 厚片石+0.2 m 厚碎砾石+0.2 m 厚中粗砂反滤层+路堤填土层。
- (2) 当填土高度 $3.5 \text{ m} > H \geq 2.5$ m 时,片石通风路基自下而上的结构为:0.3 m 厚土拱+1.0 m 厚片石+0.2 m 厚碎砾石+0.2 m 厚中粗砂反滤层+路堤填土层。

片石通风路堤标准横断面见下图。



片石通风路堤标准横断面示意图

3.1.2 片石通风路堤施工技术

(1) 材料要求。倾填片石强度不小于 30 MPa,石料应洁净,无风化、水锈、裂纹、无级配,耐冻性好,粒径控制在 10~30 cm。粒径在 30~40 cm 间的片石不得超过 5%。施工时要严格控制片石质量。

(2) 施工步骤。包括以下 5 个环节:

① 基底处理。按设计和《青藏铁路高原多年冻土区路基工程(含环保)施工技术细则》的要求保存地表植被,平整地面,采用重型压路机碾压密实。

对热融湖塘和低洼地段采取换填或抛填片石等处理措施,换填质量按基床以下路堤的压实标准控制。值得注意的是,基底处理采取原地面平整碾压和抛填片石等处理措施时,严禁清除多年冻土区原地面的植被和泥土,避免多年冻土环境被破坏引起地基多年冻土衰退,甚至融化,严重危及路堤的稳定和安全。

② 基底土拱填筑。基底处理完毕后,选用 A、B 组填料填筑基底上拱,基底土拱设 2% 的排

水横坡；地面为斜坡时，土拱为单面坡；地面为平坡时，土拱为人字坡。坡脚处填筑厚度不小于 30 cm，上拱填筑质量按基床以下路堤质量标准控制。

③ 倾填片石施工。施工时，应安排好石料运输路线，专人指挥，采用挖掘机配合抛填片石施工，先低后高，先两侧后中央投料，片石要一次倾填至设计标高，在不影响通风效果的前提下，对边坡片石适当归整，路堤边坡坡脚采用粒径大于 25 cm 的硬度石料码砌，高度与块石路堤设计高度一致，厚度满足设计要求。抛填时注意防止挖掘机将底部填土带起，以免影响通风效果。

④ 倾填片石表面找平及碾压。表面找平采用反铲找平，个别不平处人工用小石块找平，小石块粒径应控制在 5~10 cm。碾压采用重型振动压路机或冲击式压路机碾压倾填片石层。应先压两侧，后压中间，纵向进行，反复碾压，碾压遍数经实验确定，一般不少于 6~8 次。碾压时，纵向行与行之间重叠 0.4 m 以上，前后相邻区段应重叠 2 m 以上，以控制倾填片石层整体稳定性。片石碾压后，采用 K_{30} 荷载板进行检测，当 $H \geq 3.5$ m 时， K_{30} 地基系数取 0.8 MPa/cm；当 $3.5 \text{ m} > H \geq 2.5$ m 时， K_{30} 地基系数取 1.0 MPa/cm。

⑤ 碎砾石过渡层填筑。在倾填片石路堤全宽范围内填筑 20 cm 厚碎砾石过渡层。要严格控制碎砾石粒径（30~50 mm），以防其漏入倾填片石中，影响通风效果。填筑后进行碾压，按石质路堤控制其密实度和平整度。碎砾石过渡层填筑后，采用 K_{30} 荷载板进行检测，当 $H \geq 3.5$ m 时， K_{30} 地基系数取 0.8 MPa/cm，当 $3.5 \text{ m} > H \geq 2.5$ m 时， K_{30} 地基系数取 1.0 MPa/cm。

⑥ 中粗砂反滤层填筑。在填石全宽范围内填筑 20 cm 厚中粗砂反滤层并碾压，按中密度控制其密实度，按填土路堤要求控制其平整度。

3.2 保温隔热板

保温隔热板主要用于高含冰量冻土路基地段，设于路基工程的顶部或四周，增大热阻，以减少大气和人为热源进入到冻土层，使路基避免受热侵蚀作用，保护冻土上限下移，增加路基稳定性。

3.2.1 保温材料要求及铺设位置

青藏铁路所用的保温材料为挤塑聚苯乙烯（XPS），厚度 0.08 m，压缩强度大于 600 kPa，导热系数小于 0.026 W/m·℃，-45℃低温冻融循环 200 次抗拉强度不小于设计标准值，具有长期抗老化性能。铺设于路基面 0.8 m 位置处。

3.2.2 施工步骤

（1）施工准备。对基顶面进行中线、高程、宽度、平整度、压实度验收，测量放出下垫层中、边线，铺设高度控制线。检查保温板质量、数量，符合质量要求的保温板方可使用，同时检查其数量是否满足应铺地段的使用数量要求，必须备足材料方可开工铺设。

（2）试验段施工。在正式开展保温层施工前，先进行试验段施工，通过试验确定上垫层的上料、摊铺、平整和碾压工艺以及合理的机械配套，确保路基的整体强度满足设计要求而保温板不被破坏。

（3）下垫层施工。下垫层选用颗粒级配良好，质地坚硬的中粗砂，砂中不得含有杂草、垃圾及粒径大于 10 mm 的石块等杂质。按设置标桩控制下垫层的铺设。下垫层的虚铺厚度、砂的含

水率应通过试验确定。采用压路机、平板式夯实机械压实。

(4) 隔热层的铺设。在下垫层铺设压实后,按设计要求及时进行隔热层的铺设。对下垫层进行平整,清除表面杂物,隔热层接缝应交错,错开距离不应小于 0.2 m,层与层之间的接缝处的粘接采用厂家提供的黏结剂,黏结紧密,接口部位最好剪为斜口。隔热层铺设完毕,检查合格后,及时铺筑上垫层,避免保温板长时间暴露。

(5) 上垫层施工。材料同下垫层,压实厚度为 0.2 m,采用一次填筑,虚铺厚度根据试验确定。控制好最佳含水率,小翻斗车前进式上料,采用人工摊铺、人工平整,严禁机械、车辆直接驶入保温层表面。平整面做成向两侧入字坡。碾压夯实采用轻型光轮压路机,压实采用静压,压实顺序按先两侧后中间,先慢后快,碾压速度、碾压遍数通过试验确定,压路机碾压不到之处,用平板夯实机械夯实保温层。严禁重型压路机进行碾压,防止隔热层被压缩过量或损坏。

3.3 热棒

热棒技术是 20 世纪 60 年代初发展起来的一种广泛用于土木工程中的无需外加动力源的冷冻技术,它实际是一种无芯重力热管,在多年冻土区基础工程中的应用,解决了基础冻胀、融沉等热力过程中的许多工程问题,它的特点在于充分利用能源,在温差作用下驱动内部制冷工质的汽液两相对流循环,通过蒸发段蒸发吸热作用降低周围冷土温度,增加冻土本身的冷储量,提高热稳定性,从而保证修建在其上的铁路建筑物的稳定。

(1) 施工中对 $\phi 89$ mm 热棒产品的技术要求。

- ① 冷凝段散热器长度 3.5 m, 冷凝段散热面积不少于 6.9 m^2 ;
- ② 翅片厚度不少于 1.9 mm;
- ③ 冷凝器采用高频电阻焊螺旋翅片,翅片外圆表面平整、无开口;
- ④ 热棒外表面应严格处理,使其具有良好的反射、辐射及防腐性能;
- ⑤ 热棒力学强度:屈服强度 $\delta_s > 290 \text{ N/mm}^2$, 抗拉强度 $\delta_b > 480 \text{ N/mm}^2$, 伸长率 $\delta > 23\%$, 抗弯截面模量 $E > 30\,441 \text{ mm}^3$;
- ⑥ 采用的热棒型号应经过现场不小于一个冷融循环试验检验,检验其热工稳定性,有效传热半径不少于 1.5 m, 并应有可靠的防腐与防护措施;
- ⑦ 做好热棒处的隔水处理,以免水从热棒与隔水层的连接处灌入。

(2) 施工要点。首先对热棒插入位置准确定位,再选用钻孔直径为 150 mm 的小钻机钻孔,该标段有 14 m、12 m 两种长度的热棒,插入长度分别为 10 m、8 m,地面以上外露 4 m 散热,热棒与线路的关系与竖直线成 13° 角和垂直两种插入方式,要求钻进过程中一定要控制好深度和方向,成孔后将热棒插入即可。

青藏高原多年冻土区 半填半挖路基施工工艺研究

王永顺 郭小鹏 张云平 任少强

(中铁二十局集团公司, 陕西 西安 710016)

摘 要:半填半挖路基是路堤与路堑过渡段的一种形式。对低含水量地段只需将边坡开挖作宽度不小于 1.0 m 的台阶, 而后分层回填压实即可。对高含冰量地段则需在路基以下 0.2 m 处与路堑边坡换填底面, 与原地面衔接处平铺一层复合土工膜隔水层; 在路基面以下 0.8 处平铺一层 0.6 m 的聚氨酯板保温层, 并在隔水层与保温层上下分别铺 0.1 m 和 0.2 m 厚的中粗砂垫层。在施工工艺方面, 低含冰量半填半挖路基与非冻土区同类路基基本相同, 而高含冰量该类路基的施工工艺主要包括施作上游侧排水系统, 埋设 SPRE 挡水板、填筑挡水墙、施作挡水墙外侧天沟, 开挖基底和路堑边坡、分层回填及压实路基、铺设保温层及上下垫层、铺设复合土工膜隔水层、回填边坡、完善排水系统等。经过一个冻融循环周期的观测, 路基的平均下沉仅 10~25 mm。

关键词:多年冻土; 半填半挖路基; 含冰量; 施工工艺

1 工程概况

中铁二十局集团公司施工的青藏铁路第七标段 DK1 152+540~DK1 163+500 段路基, 有 6.56 km 路基修筑在天然地面横坡为 1:5~1:3 的山体上, 路基主要以路堤或半路堤形式通过, 半填半挖路基多出现在填挖过渡段及局部陡坡地段。工点所在位置平均海拔 4 852 m, 年平均气温 -7℃, 最低极限气温 -37℃, 年降雨量 291 mm, 仅为蒸发量的四分之一, 雨季集中在 6~8 月份, 地下水主要为冻结层上水, 多年冻土上限 1.5~2.5m, 上限以上主要为洪积、坡积粉土、角砾土, 上限以下卵石土、碎石土、泥岩夹沙岩, 少冰、多冰冻上或富冰、饱冰冻土, 属低温基本稳定多年冻土区。

半填半挖路基为路堤与路堑过渡段的一种形式, 分为低含冰量地段半填半挖路基(图 1)和高含冰量地段半填半挖路基(图 2)两种类型。

(1) 低含冰量地段半填半挖路基处理措施。与非冻土区半填半挖路基处理措施相同, 将边坡

开挖宽度不小于 1.0 m 的台阶,而后分层回填压实。

(2) 高含冰量地段半填半挖路基处理措施。将路基面及开挖边坡 3.5 m 深度范围内的地基上挖除,换填粗颗粒土。路堑开挖边坡坡率 $1:1.75$,填方边坡坡率 $1:1.5$ 。路基面以下 0.2 m 处及路堑边坡换填底面与原地面衔接处平铺一层复合土工膜隔水层,隔水层上下各平铺一层 0.1 m 厚中粗砂垫层。路基面以下 0.8 m 处平铺一层 0.06 m 厚聚氨酯板保温层,保温层上下各平铺一层 0.2 m 厚中粗砂垫层。路基靠近路堑侧设预制 U 形侧沟和 2 m 宽侧沟平台,侧沟下部铺设复合土工膜隔水层,每 10~15 m 设伸缩缝一道,缝内用沥青麻筋全断面填塞。筑顶外设土质包角,包角处铺设一层复合土工膜。包角外设挡水捻,挡水捻下设 SPRE 挡水板,并在挡水捻外侧铺设 0.1 m 厚混凝土块板;挡水捻外侧设预制 U 形天沟。

2 施工工艺流程

低含冰量半填半挖路基与非冻土区半填半挖路基施工工艺相同,高含冰量地段半填半挖路基施工包含低含冰量地段路基施工的各作业工序,这里仅以高含冰量半填半挖路基为例,结合我们的现场施工经验,研讨高原多年冻土区半填半挖路基的施工工艺技术。

高含冰量地段半填半挖路基施工工艺,见图 3。

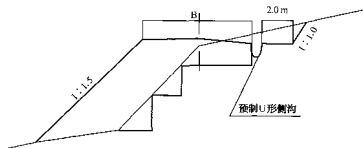


图1 低含冰量地段半填半挖路基横断面图

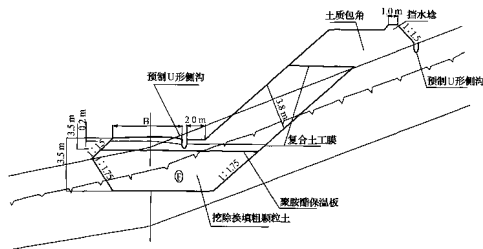


图2 高含冰量地段半填半挖路基横断面图

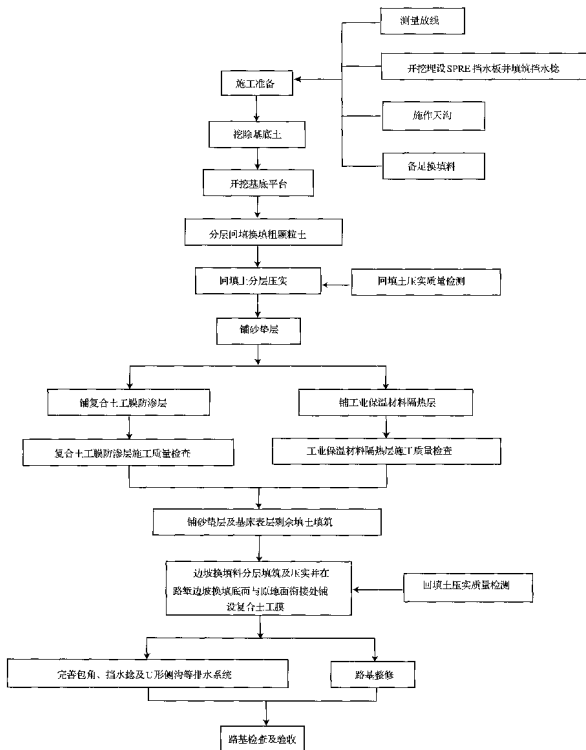


图3 高含冰量地段半填半挖路基施工工艺流程图

3 施工要点

3.1 施工准备

依据设计、施工细则及施工规范要求:高含冰量路堑开挖在寒季进行,换填保温层在开挖后及时填筑,并确保在暖季融化到来之前完工。高含冰量半填半挖路基要在冷暖交替的4~6月份开挖换填,施工时要备足施工力量,一鼓作气、快速连续完成。

施工前采用全站仪或观测测距仪放样,准确放出路基填筑坡脚线、路堑边坡开挖线、挡水挖挡水板埋设开挖线、U形水沟开挖线,要确保这几条线准确无误。

3.2 施作上游侧的排水系统

水是妨碍正常施工和造成工程病害的主要隐患,影响半填半挖路基的水源主要为地表水和冻结层上水,进入4月份,气温和地温开始回升,地表积雪开始融化,活动层开始解冻,地表水和冻结层上水汇入路基施工范围,造成路基各种病害,为此,施工前要先做好上游侧的永久排水系统。依设计要求于上游侧填顶外设置挡水埝,挡水埝下埋设SPRE挡水板;挡水埝外侧设排水沟。

(1) SPRE挡水板埋设。SPRE挡水板埋设于原地面以上40 cm至冻土天然上限以下50 cm范围内,最好安排在半填半挖路基施工的前一年9~10月份施工,因为这个时段是多年冻土融化最深季节,冻土天然上限显示清晰,而且开槽无需爆破,既能很好的控制挡水板的埋深,又能保证沟槽回填压实质量。根据工期要求,挡水板也可以安排在其他季节施工,而安排到寒季施工,就困难多了。

沟槽采用挖掘机或开槽机开挖,在寒季开挖时采用浅孔小爆破;SPRE卷材采用渗膜热合焊接机在现场焊接连接,人工埋设,埋设挡水板紧靠沟槽的一侧,挡水板底部要深入天然上限以下长度及上部伸出地面以上长度要满足设计要求,沟槽用原土分层回填压实。

(2) 挡水埝填筑。挡水埝高度根据具体工点冻结层上水的水量设计,高度一般为1.5 m,选用黏性土质填筑,陡坡地段挡水埝基底挖台阶处理,分层填筑压实,每层厚度小大于25 cm。挡水埝密实度较路基本体密实度标准减少5%。

(3) 施作挡水埝外侧天沟。挡水埝外侧预制拼装U形排水沟、天沟用以通畅排除地表水,但其内边缘距挡水埝中距离不小于5.0 m,U形水沟在预制厂集中统一预制,运输至现场人工安装。若U形排水沟的预制安装速度不能满足路基施工需要,可在沟内铺隔水彩条布(或其他隔水物),用以临时排水。

3.3 开挖基底及路堑边坡

(1) 路基填顶排水系统完成后,路基主体开始组织施工,高含冰量半填半挖路基施工安排在冷暖交替季节的4~6月份施工完成。

(2) 开挖换填前,人工配合挖掘机、装载机移植草皮,我们把发育良好的草皮移植在就近的低路堤边坡,把施工范围表层30 cm粉质黏土开挖堆在填顶(原地面表层土为很好的填顶包角填料)。

(3) 依设计断面全宽分层开挖基底和路堑边坡,半填半挖路基基底及边坡挖方深度较浅,下

面的冻土软岩和风化岩石用推土机松土器配合挖掘机基本能正常开挖,个别地段配合小爆破开挖,即可完成开挖作业。为最大限度减小开挖后冻土暴露时间,开挖作业要连续进行,每日11:00至15:00冻土边坡用保温板临时覆盖,防止热融滑塌。半填半挖路基基底换填过渡段不得小于10 m,换填厚度不小于3.5 m,经检查路基开挖断面及基底土质符合设计要求后,方可进入不道工序施工。

3.4 路基分层回填及压实

半填半挖路基采用粗颗粒土分层填筑分层压实,根据施工配套机械试验测定,每层填筑最佳铺厚度35 cm,压实质量标准视换填层位置而定,当换填层位于基床以下时,按路堤本体控制,换填土层位于基床范围时,按基床填土控制,边坡换填压实度按基床以下路堤本体控制。路基填筑至保温层(或复合土工膜防渗层时),填筑面自线路中心向外做成4%的横坡。

3.5 铺设保温层

在路基面以下0.8 m处平铺一层0.06 m厚聚氨酯板保温层,保温层上下各平铺一层0.2 m厚中粗砂垫层。

(1) 铺设保温层下垫层。下垫层选用颗粒级配良好、质地坚硬的中粗砂,含泥量不大于5%,且砂中不得含有杂草、垃圾及粒径大于10 mm的石块等杂质,压实厚度为0.2 m。下垫层采用在路肩上每隔20 m设标桩控制层厚,采用平地机摊铺,振动压路机压实,确保密实,表面平整。

(2) 铺设保温板。聚氨酯板密度不小于55 kg/m³,导热系数 λ 不大于0.021 W/m $\cdot$ °C,吸水率不大于4%,在压缩变形量不大于5%时抗压强度不小于0.3 MPa。采用人工铺设0.06 m厚PU保温板,使保温板与垫层密切接触,不留孔隙,聚氨酯板块之间采用聚氨酯单组分粘结剂企口粘结,粘结强度不小于0.2 MPa。

(3) 铺设保温层上垫层。保温板20 cm上垫层,也采用中粗砂,填料要求与下垫层相同,采用人工小推车摊铺、人工平整,严禁机械车辆等大型机械直接驶入保温板表面,采用轻型机具压实。随后进入正常路基填筑。

3.6 铺设复合土工膜隔水层

高含冰量半填半挖路基面下20 cm铺设一层复合土工膜隔水层,隔水层上下各平铺一层0.1 m厚中粗砂垫层。复合土工膜下0.1 m厚中粗砂垫层表面做成中心向两段4%排水横坡,基面中不允许含有尖锐杂物和碎石;土工膜采用搭接连接,搭接宽度不小于30 cm,纵向搭接时高的一端要压在低的一端之上;土工膜铺设要平整无褶皱,并与基面密贴;上垫层中粗砂应入工摊铺,砂垫层连同基床表层、路拱、预留沉落量一次摊铺到位碾压。

3.7 边坡回填

在填筑路基同时,分层回填压实边坡换填料并在路堑边坡换填底面与原地面衔接处铺设复合土工膜,边坡换填层压实度同路堤本体压实度即0.86。

3.8 完善排水系统

整项外土质包角用原准备好的路基范围的表层土填筑;挡水捻修整并铺砌混凝土预制块;开挖换填层侧沟,组织U形侧沟排装,U形侧沟下铺的土工膜要与路基土工膜搭接在一起,确保路基土工膜隔水层上20 cm填土排水通过U形侧沟泄水孔排入侧沟内。

4 几点体会

(1) 多年冻土路基工程质量优劣的关键环节是合理选择最佳施工季节和施工时段,及时隔绝地表水和冻结层上水,加强各道工序的衔接,保持各工序连续性,最大限度减少冻土的暴露时间,在施工中一定要引起足够的重视。

(2) 为更好的掌握路基变形情况,确保路基稳定,为日后运营维修提供可靠参数,要及时埋设沉降观测点,定期进行沉降观测。经过我管区半填半挖路堤一个冻融循环的观测,路基面平均下沉10~25 mm,路堤侧较路堑侧下沉量稍大。

青藏铁路铺架施工综合技术

和民锁 王崇新 孙 义 王相文

(中铁一局集团有限公司青藏铁路工程指挥部, 青海 格尔木 816000)

摘 要: 青藏铁路铺架工程是全线总工期的控制工程, 本文从铺架施工组织、运输组织、工程组织措施等方案入手, 进行反复分析和比较论证, 优化铺架施工组织方案。主要包括: 采用单向双口铺架总体方案; 经过对铺架作业指标分析确定铺架工期, 同时按照铺架项目总体思路确定铺架施工总体方案; 制定铺架设备配备计划、确保铺架工期的主要措施方案及施工安全保证措施。在青藏铁路铺架施工中, 大扭矩扣件施工及维护和大温差条件下轨缝控制两项研究成果, 对提高青藏铁路铺架质量和效率起到了良好的促进作用。

关键词: 青藏铁路; 铺架; 施工; 组织; 方案

1 概 述

铁路铺架施工是铺轨架梁的联合作业, 新建铁路铺架至终点, 标志着新线建设主体工程基本完工, 由此表明铺架工程是全线总工期的控制工程。在严寒、缺氧和低压条件下, 铺架工程所使用的架桥机、铺轨机、机车、机养车等大型设备, 都必须进行必要的改造, 才能满足铺轨、架梁正常作业的要求。此外, 严寒、超长距离、长大区段、长大坡度、独头单方向运送建设物资、组织铺架施工, 管理难度、协调难度很大。

为确保铺架工期, 应从优化铺架施工组织、运输组织、工程组织措施方案, 减少机械铺架数量提高铺架进度, 加强和改善机械及作业人员对作业环境的适应能力等方面入手, 通过对铺架方案反复分析、比较论证, 并采取一些特殊的辅助加强措施才能确保铺架工期, 同时在劳动力调配、设备配置、后勤医疗保障等方面进行优化。包括: 前方铺架、运输、机械化养路施工作业人员, 采取分期分批的轮换工作制, 原则上施工作业人员每年工作时间不超过 6 个月。铺架施工机械和运输设备, 采用高原增压器等措施, 以解决功率降低问题; 对柴油机、增压器、冷却系统、制动装置等零部件进行改造, 满足适应高原气候条件下的技术需要; 在铺架施工前, 对施工人员进行全面岗前知识培训及安全培训, 制定强有力的安全、质量保证措施, 建立健全规章制度和岗位责任制, 使铺架施工安全、质量始终处于受控之中。

2 铺架施工组织方案

2.1 铺架总体方案的确定

铺架的方向和头数的确定,对铺架施工的工期、成本都有重大影响。青藏铁路西格段已于1984年投入运营,南山口车站是新线唯一的接轨点,这时铺架作业只能单向、单段进行。按正常铺架作业进度计算,南山口—拉萨1110 km,架梁4397孔,铺架工期4.5年,则2006年到达拉萨无法实现,所以应选择在适当地点设置接续铺架基地。

轨排、轨料及梁体供应地点和位置、规模也是制约铺架工期的因素之一。首先在青藏铁路南山口车站接轨点设置铺架基地,负责南山口—唐古拉山—安多间的铺架工程。根据唐南段线下工程安排,加之安多—拉萨间桥梁孔数相对较少,在安多拟建车站设置接续铺架基地,负责安多—拉萨间的铺架工程。铺架基地提前建设,届时青藏公路改造已完成,安多接续铺架基地规模根据工期、基地建设情况而定。由此决定青藏铁路铺架应采用单向双向铺架方案。

2.2 铺架工期的确定

青藏铁路实现总工期的关键在于确保铺架工期。铺架工期确定的关键在于如何根据客观条件、线路具体条件、铺架设备情况,合理确定铺架综合进度指标,以确定铺架施工组织方案、合理工期,便于在施工中及时调整铺架进度。

铺架作业线路长、涉及面广,对工期影响因素很多,对青藏铁路客观方面的影响较大,主要表现在气候影响、机械故障影响、施工影响(主要为铺架两机交换时间)、上砟整道及其他因素影响。其中最重要的影响因素是青藏铁路沿线的恶劣气候,恶劣的气候会严重影响铺架有效作业时间。青藏铁路经过主要地区气候资料见表1。

表1 青藏铁路经过主要地区气候资料

气象站 项目	格尔木	西大滩	五道梁	沱沱河	安多	那曲	当雄	拉萨
年平均气温(℃)	6.7	-3.6	-5.2	-4	2.9	1.3	1.6	7.8
极端最低气温(℃)	-33.6	-27.7	-37.7	-45.2	-36.7	-41.2	-35.5	-6.5
冬季平均气温(℃)	-6.1	-8.7	-11.2	-10.1	11.6	-7.5	-5.1	-1.1
冬季平均天数	124	316	258	225	204	203	163	59
年平均降雨量(mm)	42	221	291	249	128	293	458	407
年平均降雨天数(d)	29	102	180	173	87	121	113	90
年平均蒸发量(mm)	2393	1470	1317	1639	1783	962	1866	1976
年平均大风天数(d)	10	9	130	178	147	106	57	26

2.2.1 青藏铁路铺架有效作业时间计算 (以南山口—安多为例, 其他区间据具体情况做以调整)

(1) 劳动力组织。南山口—安多段铺轨、架梁均按三班作业考虑, 一天 24 h, 有效作业时间为 18 h, 工地换班, 铺架机械不停; 铺轨每班 40 人, 架梁每班 45 人, 考虑到机械作业的安全性, 机械及作业司机铺轨每班按 8 人配置, 架梁每班按 10 人配置; 每班作业时间为 6 h/d。

(2) 机械铺轨、架梁时间计算 (以 PG-30 重型铺轨机、JQ-130 架桥机为例)。

① PG-30 重型铺轨机铺轨时间。一组轨排铺设所需时间 (一组轨排按 6 节计算) 计算如下:

轨排拖拉速度为 7.67 m/min, 25 m 轨排拖拉到铺轨机, 长度为 28.3 m, 共需 $28.3 \text{ m} \div 7.67 \text{ m/min} = 3.7 \text{ min}$; 吊轨走行速度为 34.5 m/min, 一节 25 m 轨排需吊起走行 28 m, 共需 $28 \text{ m} \div 34.5 \text{ m/min} = 0.81 \text{ min}$, 一组需 $0.81 \text{ min} \times 6 = 4.9 \text{ min}$; 升降速度为 7.2 m/min, 高度按 6.3 m 计算, 一节 25 m 轨排降落到位置需 $6.3 \text{ m} \div 7.2 \text{ m/min} = 0.875 \text{ min}$, 一组需 $0.875 \text{ min} \times 6 = 5.25 \text{ min}$; 上接头及上轨缝卡 (采用特制的轨缝卡), 所需时间为一节 1 min, 一组需 6 min。

以上合计, 一组轨排 6 节 150 m 作业时间为 19.85 min, 铺轨作业指标按 3 km/d 计算, 每天实际作业时间 $3 \text{ km} \div 0.15 \text{ km} \times 19.85 \text{ min} = 331 \text{ min} = 6.6 \text{ h}$ 。

② PG-30 重型铺轨机架梁时间。一孔梁架设所需时间 (按 16 m 梁计算) 计算如下:

拖梁速度为 7.67 m/min, 拖梁距离为 25 m, 所需时间为 $25 \text{ m} \div 7.67 \text{ m/min} \times 2 = 6.5 \text{ min}$; 吊梁走行速度为 8.63 m/min, 吊梁走行距离为 27.5 m, 所需时间为 $27.5 \text{ m} \div 8.63 \text{ m/min} \times 2 = 6.4 \text{ min}$; 升降速度为 2.4 m/min, 高度按 8.3 m 计算, 所需时间为 $8.3 \text{ m} \div 2.4 \text{ m/min} \times 2 = 7 \text{ min}$; 架桥准备工作 30 min; 墩台移梁就位, 一孔梁 40 min。

以上合计, 一孔梁架设所需时间为 90 min (1.5 h), 架梁作业指标按 4 孔/d 计算, 每天实际作业时间为 6 h。

③ JQ-130 架桥机架梁时间。一孔梁架设所需时间 (按 32 m 梁计算) 计算如下:

拖梁速度为 5.08 m/min, 拖梁距离为 42.6 m, 所需时间为 $42.6 \text{ m} \div 5.08 \text{ m/min} \times 2 = 16.8 \text{ min}$; 吊梁走行速度 6 m/min, 走行距离为 32.8 m, 所需时间为 $32.8 \text{ m} \div 6 \text{ m/min} \times 2 = 11 \text{ min}$; 吊梁升降速度为 0.48 m/min, 高度按 9.9 m 计算, 所需时间 $9.9 \text{ m} \div 0.48 \text{ m/min} \times 2 = 41.3 \text{ min}$; 空中横移梁速度 0.25 m/min, 横移距离按 0.95 m 计算, 所需时间 $0.95 \text{ m} \div 0.25 \text{ m/min} \times 2 = 7.6 \text{ min}$; 就位安装支座 10 min; 架梁准备工作 40 min。

以上合计, 一孔梁架设所需时间为 126.7 min, 架桥作业指标按 3 孔/d 计算, 实际作业时间为 380 min, 每天实际作业时间为 6.3 h。

④ JQ-130 架桥机铺轨时间 (按一节 25 m 轨排计算) 计算如下:

拖拉轨排速度为 5.08 m/min, 拖拉距离 28 m, 所需时间为 $28 \text{ m} \div 5.08 \text{ m/min} = 5.5 \text{ min}$; 吊轨走行速度为 19.3 m/min, 走行距离 28 m, 所需时间为 $28 \text{ m} \div 19.3 \text{ m/min} = 1.5 \text{ min}$; 吊轨升降速度为 7 m/min, 高度按 7 m 计算, 所需时间为 1 min。上接头 1 min。

以上合计 9 min, 如按一次拖拉 3 节轨排计算, 铺一节轨所需时间为 5.3 min。

(3) 机械性能影响时间计算。改造后的铺轨机、架桥机及其他机械设备完好率为 96%, 平均每天机械影响时间为: $24 \text{ h} \times (100\% - 96\%) = 1 \text{ h}$ 。

(4) 工程运输方面影响时间。单线铁路, 工程运输对铺架作业时间的影响主要表现在空、重

车会让方面,长大区间为 10 km~15 km。设 400 m 长贯通式岔线一条,故会让距离按 15 km 计算,行车速度按 15 km/h 考虑。

对铺轨方面的影响:铺轨期间,每天发送轨排车 3 列,前方空、重车会让 3 次,计算时间为 $15 \text{ km} \div 15 \text{ km/h} \times 6 = 6 \text{ h/d}$ 。

对架桥方面的影响:架桥期间,每天发送桥梁 1 列,前方空、重车会让 1 次,计算时间为 $15 \text{ km} \div 15 \text{ km/h} \times 2 = 2 \text{ h/d}$ 。

(5) 雷暴影响时间。根据气象统计资料,西大滩—安多,年平均雷暴日数 42~71 d,按月计算,月平均雷暴天数为 3~6 d,雷暴期间考虑到施工机械和人员的安全,严禁作业,故月平均雷暴影响天数为 3~6 d,取 3.5 d。

(6) 大风影响时间。由于大风是间断性的,故大风影响时间按每天计算,格尔木—安多年平均大风天数为 94.8 d,平均每天影响时间为 $24 \times 94.8 \div 365 = 6.23 \text{ h}$,冬休期大风天气居多,故施工期按 5 d/月影响考虑。

(7) 低温影响时间(除冬休期外)。铺轨机、架桥机改造后,低温并不影响其工作性能,且低温时对架桥来说并不影响。低温时铺轨的影响主要表现在轨缝方面,依据气象资料,按极端温度计算预留轨缝如下:

格尔木—西大滩,极端最高气温 33℃,极端最低气温 -27℃,预留轨缝 $a = 0.0118 [(33^\circ\text{C} + 20^\circ\text{C}) - (-27^\circ\text{C})] 25 - 6 = 17.6 \text{ mm}$,未超过构造轨缝 (18 mm)。

西大滩—安多,极端最高气温 23℃,极端最低气温 -38℃,预留轨缝 $a = 0.0118 [(23^\circ\text{C} + 20^\circ\text{C}) - (-38^\circ\text{C})] 25 - 6 = 17.895 \text{ mm}$,未超过构造轨缝 (18 mm)。

经计算,低温并不影响铺轨作业。

(8) 严寒、低气压、缺氧对施工人员的影响(即冬休期)。

有关气象资料表明,每年的元月、2月、12月,青藏高原温度、气压最低,空气中氧气含量最少,使人的身体和机能发生一系列复杂的适应性变化,人的体质和对疾病的抵抗能力,机体的恢复能力、劳动能力、生存能力都大大降低。恶劣的生存环境和现有的技术装备水平,使人无法长时间、超强度的进行重力劳动,故 3 个月放假休息,停止作业,每年作业时间按 9 个月计算。

(9) 铺轨机、架桥机改造后的主要性能。

铺轨机、架桥机的一号车经过改造后,自轮运转爬坡由原来的 12%,提高到 24%,运行速度由原来的 6 km/h,提高到 8.6 km/h,架桥机 2 号车运行速度达 15 km/h 以上。

铺轨机、架桥机两端安装与钢轨的机械锁定装置,在大坡道上作业时,可防止意外冲击产生的纵向滑动,并有效防止了侧向风可能带来的危险,同时,可在大风、大坡道上停机。

(10) 每天铺架作业时间和全线铺架综合指标。

铺轨: (3 km/d, 可根据区间影响因素调整) 影响时间为 13.23 h/d; 铺轨有效时间为 6.6 h/d; 合计作业时间为 19.83 h/d。

架梁: (16 m 梁 4 孔/d, 32 m 梁 3 孔/d, 可根据区间影响因素调整) 影响时间为 9.23 h/d; 架梁有效时间为 6.4 h/d; 合计作业时间为 15.63 h/d。

故每天铺轨架梁平均时间为 $(19.83 + 15.63) \div 2 = 17.73 \text{ h}$,符合每天铺架按三班作业、每

班6 h劳动力安排的原则,剩余时间0.27 h(18—17.73)为其他意想不到的影响时间。

(11) 铺架每年作业时间及每月作业时间。

经上述计算,铺架每年作业时间为9个月,每月作业时间为26 d(可根据区间影响因素调整),并按此进行施工组织安排。

2.2.2 铺架工期的确定

通过上述铺架作业有效时间计算及铺架作业指标分析,结合青藏铁路实际工程量,根据青藏铁路指挥部对青藏铁路总工期要求,计算铺架工期与总工期要求基本相符。

综上所述,新建铁路青藏铁路铺架施工工期安排如下:2002年7月1日从南山口车站开始铺架,12月12日到达昆仑山隧道进口;2003年3月10日从昆仑山隧道进口开始铺架,2003年12月31日到二道沟;2004年3月10日从二道沟开始铺架,2004年11月25日到安多;2005年3月10日从安多开始铺架,2006年9月30日到拉萨。

2.3 铺架施工总体技术方案

据青藏铁路格拉段现有设计资料,为保证铺架施工的整体性和连续性,确保总工期,根据青藏铁路建设总指挥部关于铺架项目的总体思路全线拟设南山口、安多2个铺架基地,分段启用,由北向南单向双向铺架,特制定以下铺架总体技术方案。

(1) 南山口铺架基地规模满足南山口—安多第一铺架区段铺轨、架梁(除预架梁外)的要求,安多铺架基地规模满足安多—那曲铺轨、架梁及那曲—拉萨铺轨第二区段的铺轨要求。

(2) 南山口—望昆段所有大中小桥桥梁,全部采用机架。

(3) 二道沟—拉萨间于桥梁设置集中地段设置现场制梁场。

(4) 为保证铺架施工的顺利进行,确保青藏铁路总工期目标,在工程运输合理、经济的前提下,沱沱河及那曲车站设轨排、桥梁换装站。

(5) 路基面提前顶上好底砟(或面砟)进行铺架作业,铺轨通过后应及时整道,1周内达到线路平顺,1个月行车速度达到30 km/h,机养后达到45 km/h。

(6) 为满足长大区间架桥机、铺轨机或空重车会让,缩短铺架作业准备时间,提高有效铺架作业时间,加快铺架进度,保证铺架指标,沿线所开站股道一次铺设到位,缓开站(预留站)增铺临时到发线股道一条约400 m,发挥辅助铺架作用。长大区间每10~15 km左右处及大桥、特大桥桥头附近设置岔线,岔线长100~400 m不等。

(7) 跨度为16 m的桥梁采用PG-30重型铺轨机架设。20 m及以上桥梁采用JQ-130架桥机架设。跨度为20 m及以上桥梁当桥与桥之间的距离等于或小于500 m时,采用架桥机铺轨并架桥,以加快铺架进度,提高有效铺架作业时间。

(8) 沿线桥面护轮轨在轨排拼装线组装成半成品,现场合龙联接,减少区间体力劳动强度和线路材料工程运输量。沿线各站站线铺设,均不占用正线铺架时间,当出站距离超过10 km架桥时,利用备用铺轨机铺设。

(9) 车站道岔采用人工提前顶铺和预留岔位临时过渡通过换铺轨相结合的方式完成。

(10) 配备经技术改造,满足长大坡道施工的精良铺架机械运输设备。其中,架桥机2台、备用1台;铺轨机1台,备用1台;内燃机车30台,备用3台。

(11) 前方铺架施工作业人员采取分期分批轮换工作制,原则上每个劳动者一次在高原连续施工的时间不应超过6个月。铺架作业每天实行四班制,每班工作时间不超过6h。

(12) 铺架主要作业指标:南山口一二道沟,架梁:3.5孔/d;铺轨:3.0km/d。二道沟安多,架梁:3.5孔/d;铺轨:2.9km/d。安多—拉萨,架梁:3.5孔/d;铺轨:3.0km/d。

2.4 铺架设备配备计划

根据青藏铁路高原缺氧、气温低等特点,青藏铁路设备配备应尽量减少重体力劳动,尽可能使用机械,其型号优选目前国内性能优良的设备,并按青藏铁路特点进行全面改造,在关键设备和技术上选用进口或国内军工产品和技术。针对青藏铁路工期紧、全线维修困难等特点,还应增加备机和维修配件,以满足施工需要,确保工期。青藏铁路主要铺架施工设备配备见表2。

表2 青藏铁路主要铺架施工设备配备表

序号	设备名称	规格	型号	数量	功率	备注
1	铺轨机	25M	PG30	1	243kW	改造
2	铺轨机	25M	PG28	1	243kW	改造
3	架桥机	130T	JQ130		1 243kW	改造
4	架桥机	130 T	JQ130G	1	243 kW	新制
5	倒装龙门架	65 T	YD65	2	35kW	改造1台 新制1台
6	钉联机	25 M	DL25	1	243 kW	改造
7	龙门吊	10 T	MDH×17M	10	30 kW	新购4台
8	桥式龙门吊	5 T	5T×17M	1	28 kW	新购
9	起拨道捣固车		08—32	2	235 kW	改造
10	配碴整形车		SPZ200	2	157 kW	改造
11	稳定车		WD320	1	235 kW	改造
12	卷扬机	5 T	JM—5	4	11 kW	整修
13	轨道车(带75 kW发电机)	220 kW	GC220G	3	220 kW	新购
14	轨道车	600 PS	JY600G	1	448 kW	新购
15	轨道救护车(带75 kW发电机)	220 kW	GC220GJ	1	220 kW	新购
16	轨道吊	16 T	DQ16—3G	1	120 kW	新购
17	汽车起重机	20 T	QY20B		120 kW	新购
18	低温起动器	1 500 A	DQ—1V	2	10 kW	新购

2.5 确保铺架工期的主要措施方案

为确保青藏铁路格拉段工期目标的全面实现,要制定详细的分段工期控制计划,并实行动态管理。在具备作业条件的情况下,实行弹性作业时段,把停工日数压缩到最小。以前方铺架为龙头,工程运输为保障,在确保铺架施工连续有序进行的同时,线路上碴整道(大型机养)作业亦将穿插进行,使已铺线路质量尽快提高,以满足快速铺架及工程列车安全运行的需要,最终全面实现工期目标。

2.5.1 铺架运输组织措施方案

每 200 km 左右设一个机务折返段;铺架作业一个月后,由铺架单位及时的大型机养,确保列车运行速度 30 km/h,二次大型机养后确保列车运行速度 45 km/h,三次大型机养后确保列车运行速度 60 km/h;双机牵引(或三机牵引)定数为 1 200 t;

铺架作业按 4 班安排;铺架期间,开行铺架运行列车 3 列/日,运砵列车 2 列/日,线下工程材料运输列车 3 列/日(2003 年、2004 年)。

2.5.2 铺架机械适应性改造方案

(1) 主要设备原动机—内燃机的改造。主要针对机车、铺架设备、大型养路设备进行内燃机的改造,采取的主要方法有:改增增压器、重新设计发动机排气管、改进发动机冷却系统、重新调整发动机扭矩曲线、增大空气滤清器流量等。

(2) 铺架设备牵引系统改造。铺架设备牵引系统改造主要方法包括:提高原发动机功率、增大牵引电机功率、增大牵引减速器速比等。

(3) 铺架设备制动系统的改造。针对架桥机 1st 车进行改造:主机前后转向架 14 寸闸缸各由一台增为 2 台,全车共 4 台。

(4) 其他铺架设备适应性改造。其他铺架设备需在保温预热装置、起吊装置、防风防滑装置、吸氧装置等方面进行适应性改造。

2.5.3 铺架工期保证的弥补方案

为了进一步确保青藏铁路施工总工期,除采取铺架运输组织、工程组织措施方案及铺架机械适应性改造方案外,必要时采取以下补救措施。

(1) 在安多铺架口设置铺架基地,届时青藏公路改造基本完成,铺架基地设备可利用青藏公路运输,对于大型铺架设备提前进行拼装式公路运输适应性改造,可有效提高铺架工期。

(2) 在总工程量不变的情况下,在以桥代路地段(小梁提前架设)、路基成型段,采用人工铺轨,从而减少机械铺架数量,提高铺架工期。

(3) 除选用先进的铺架设备外,在施工组织与管理方案方面,最大限度减少非生产性时间消耗,提高有效作业时间。

(4) 对桥梁集中地段设现场制梁厂,进行预制、预铺、预架,以提高铺架工期。

2.6 特殊气候条件下施工安全保证措施

2.6.1 冬季施工安全保证措施

(1) 对冬季从事铺架施工的高空作业人员,要有防滑、防寒、防坠落措施,特别是架桥机大臂、墩台作业人员,各级领导和相关部门都要加强检查监督。

(2) 铺架机械起重设备的钢丝绳要选用低含油、挠性好的钢丝绳。对铺架和运输机械易冻结的制动部分,要及时排水,做好检查,必要时采取空气和电瓶双制动的方式,确保制动状态良好。对液压传动系统,要采用冬用液压油和利用添加剂,降低凝固点,密封件采用适应低温的橡胶。电器系统增设紧急断电措施。并应加强日常检查,消除冬季易发事故的隐患。

2.6.2 大风季节施工安全保证措施

(1) 与当地气象部门加强联系,随时掌握气象信息,在大风到来之前提前采取有效的防范措施,对现场各种设备和临时设施进行必要的防护,避免造成设备、设施损坏及人员伤亡。

(2) 风力大于 6 级时,根据情况采取相应的措施后方可架梁。

(3) 风力为 4~6 级时架梁则应区别顺风、横风,在连续或间歇有风等具体情况下对轮压、稳定、桥梁摆动、防护等问题按《架规》规定办理,以防发生意外。

(4) 大风条件下,司乘人员必须加强瞭望,确保安全运输。

2.6.3 雷雨季节(防雷电)施工安全保证措施

(1) 在雷雨季节到来之前,对防雷电装置进行全面检查和维修完善,雷雨期间坚持日常检查,确保雷雨季节施工安全。

(2) 雷雨天,所有高空作业人员应下至地面,人体不得接触防雷装置。

(3) 配电室的进线或出处要将绝缘子铁脚与配电室的接地装置相连接。

(4) 铺轨机、架桥机、龙门架等机械及运输设备,若在相邻建筑物、构筑物的防雷装置保护范围以外,要安装防雷装置,防雷引线可利用设备的金属结构体,但应保证电气连接。避雷针(接闪器)长度为 1~2 m。

(5) 安装避雷针的机械、运输设备上的动力、控制、照明、信号及通讯等线路,应以钢管敷设,并将钢管与该机械设备的金属结构体作电气连接。

(6) 在施工或运输过程中,如遇有地滚雷,应回避到安全地带,不得接触钢轨和机车。在唐古拉山以南区段进行铺架施工和工程运输过程中,要求操纵和作业人员均穿绝缘鞋,带绝缘手套。

3 青藏铁路铺架施工科研成果

3.1 青藏铁路大扭矩扣件施工及维护

在保证运营安全的前提下,降低劳动强度、最大限度减少养护工作量是青藏铁路的特殊要求,也是研究开发大扭矩防松扣件的目的。在青藏铁路轨道工程施工中,试验研究采用大扭矩扣件及与之相配套的钉联机具、生产工艺,是保证青藏铁路工期、质量和运营安全的重要举措,同时此项研究在国内外也尚属首次。其研究内容及技术关键是测试大扭矩紧固弹条 I 型扣件的防松性能;测试硫磺锚固螺旋道钉抗扭、抗拔性能;研制、测试大扭矩专用工具实用性及使用效果;研制钉联机具、生产线钉联工艺;测试大扭矩扣件防松、防腐蚀、抗老化、抗低温性能。

3.2 青藏铁路大温差条件下轨缝控制

青藏铁路沿线昼夜温差较大,即使在暖季也一日中常见四季,环境、温度变化无常。因此,轨道铺架施工中的轨缝预留、轨缝变化控制在青藏铁路施工中是一个全新的项目,其研究内容及

技术关键是通过理论计算、数据分析,探索出大温差地区轨缝预留值及轨缝控制办法。选定一段适当线路作为实验段,现场铺轨,测试各项技术指标是否满足青藏高原气候条件要求;研制有效控制轨缝的轨缝卡,在施工中严格控制轨缝,以达到预期目的;严把各道工序质量关,提前消灭各种控制轨缝的不利因素,分阶段调查轨缝,对不合适的轨缝采取有效的改正措施,最终达到控制轨缝的目的。这两项研究的进展对提高青藏铁路铺架质量和效率起到了良好的促进作用。

(本文原登载于《铁道工程学报》2003年增刊)

青藏铁路多年冻土区桥涵设计与施工

吴少海

(铁道第一勘察设计院, 陕西 西安 730000)

摘要: 青藏铁路的桥涵应从结构、材料、工艺等方面研究桥梁合理的孔跨式样以及桥式方案, 应以大跨度简支梁为主, 充分考虑简支梁墩台的结构设计和桥梁基础设计的合理性, 涵洞基础采用预制拼装结构。此外, 经过一系列物理、力学性能和耐久性能试验研究, 研制低温早强耐久混凝土, 体现了桥涵设计的安全性、可靠性和耐久性。

关键词: 青藏铁路; 桥梁; 涵洞; 设计; 施工

0 引言

青藏铁路地处高原严寒地带, 沿线高寒缺氧, 空气稀薄, 气候多变, 自然条件十分恶劣。大部分线路在海拔 4 000~5 000 m 之间, 最低气温达 -45℃, 其中 550 km 为多年冻土区。铁路的建设将涉及“高原、冻土”两大问题。整条铁路所处的自然环境是我国铁路建设史上最恶劣的。铁路建成后桥涵结构将经受冻融循环、冻胀、融沉等不利环境的影响。铁路沿线交通不便, 人烟稀少, 一旦出现病害, 养护维修将极为困难。因此, 必须采取积极稳妥的可靠措施, 提高青藏铁路桥涵结构的使用寿命。桥涵应从结构、材料、工艺等方面, 研究施工简便可行、耐久性好、维护量少的结构形式, 以满足青藏铁路的特殊需要。提高耐久性应从桥涵结构、支座类型、墩台结构形式、基础类型、混凝土材料、合理的施工工艺等方面进行。

1 桥涵结构形式选择

1.1 桥梁孔跨式样

青藏高原地形相对平坦, 河流多属宽浅型, 铁路沿线呈现出“山高坡缓, 河宽水浅”高原地形、地貌特征。冻土区内无重点桥梁结构工程, 从适应冻土冻胀、融沉等方面考虑, 桥梁形式应采用简支梁桥跨结构为宜。为确定合理的桥跨形式, 结合造价、工期、耐久性基础等因素, 研究了桥梁合理的孔跨式样及桥式方案。根据冻土区典型地质条件, 选择了 4 座不同桥长, 不同桥高

的桥梁工点进行了方案比选,比较结果见表1。

表1 桥梁孔跨式样指标比较

桥梁名称	桥高 (m)	孔跨式样	桥长 (m)	指标(万元/m)
沱沱河桥	11.6	56~24 42~32	1386.50 1396.28	4.77 4.78
昆仑沟桥	20.0	15~32 20~24	503.00 506.00	4.91 6.03
秀水河桥	7.8	10~32 20~16	341.0 345.4	3.05 3.54
		40~8	359.36	4.03
中桥	9.3	3~32	109.30	4.41
		5~16	93.70	5.67
		10~8	97.60	7.16

经过对4座桥梁工点的几种孔跨布置分析,无论桥梁长短、高低,均为32m跨度最为经济。这是因为基础埋置深度受冻土上限控制,桩必须达到一定的深度,因此桥墩越少总的圬工越少,相应桩数也少,总的桩长也短。加之采用大跨度对冻土扰动小,施工快,有利于冻土保护及环境保护。因此,青藏铁路多年冻土区合理的桥式方案应以大跨度简支梁为主。

1.2 涵洞结构类型的选择

多年冻土地区涵洞千余座,量大面广,工程地质条件差异很大。涵洞设计的成败是青藏铁路格拉段多年冻土地区桥涵设计的关键。根据青藏公路多年冻土区涵洞的病害特征,铁路应选用能够适应一定变形能力且强度较高的封闭型结构。另外,青藏铁路多年冻土地区,高寒缺氧,环境恶劣,涵洞的施工应降低劳动强度,提高机械化程度,应集中预制,采用拼装化。因此,青藏铁路首选的涵洞为拼装式钢筋混凝土矩形涵洞。

国外(如美国、加拿大)多年冻土地区公路、铁路上普遍使用金属波纹管涵洞。近几年,国内对该种结构形式也进行了积极的研究和探索,在214国道上也设计了近10座,积累了不少资料和经验。波纹管涵洞是一种柔性结构物,能够适应较大的地基变形,对场地破坏较小,有结构简单,施工快速等优点。但此结构对管涵周边的回填土要求很高。由于波纹管涵洞采用无基,地基因沉降将导致涵洞变形过大,失去排水作用。另外,波纹管涵洞为金属结构,埋入地下,长期受水、酸碱性土壤的侵蚀以及泥沙的磨蚀,势必会产生锈蚀和损坏,大量采用风险较大。为此,已在青藏铁路试验段上设计了4座孔径1.2~1.5m的波纹管涵洞,进行实验观测,逐步积累经验。并根据试验的情况,逐步推广应用。

2 简支梁结构设计

常规的简支梁受到日照、温度、干湿循环、交变应力等内外劣化作用,使混凝土受损劣化而导致强度与结构安全度降低。尤其后张法预应力混凝土梁因管道压浆不密实及泌水产生的月牙槽极易积水,在本线极低的气温下有可能发生冻裂事故,产生病害。所以常规铁路简支梁应用于青藏铁路有明显的不适应性。为了适应青藏铁路建设的需要,必须研究适应青藏铁路特点的简支梁

结构。

2.1 简支梁结构处理措施

优先采用先张法预应力混凝土梁,其中16 m及以下梁采用直线配筋,24 m梁采用折线配筋。根据受力性能分析,32 m梁仍然采用后张法预应力混凝土梁。优化人行道布置,缩小人行道宽度。结构处理方面,适当提高梁体高度,增加结构刚度,降低混凝土及预应力筋的应力幅,降低恒载下梁体混凝土压应力。增大梁体普通钢筋的保护层,采用耐低温新型防水层。优化梁片间构造连接,增加横向预应力,改善梁片间的受力性能。

与标准设计相比,道砟槽宽度由3.9 m加大到4.2 m,主筋保护层由30 mm增加到40 mm,箍筋保护层由20 mm增加到25 mm。24 m梁高由210 cm增加到220 cm,32 m梁高由250 cm增加到260 cm。

2.2 采用简支梁圆柱面钢支座

常规的铁路简支梁支座,养护维修工作量大,采用最近研制的新型圆柱面钢支座,该支座具有结构高度低,密封性能好,具有良好的受力性能等优势。研究试验表明新型圆柱面钢支座可达到50年免维护的要求。

2.3 预应力管道采用真空压浆施工工艺

后张法预应力混凝土梁管道的压浆质量与简支梁耐久性有直接的关系,经试验研究采用真空压浆新技术。管道真空压浆对提高后张梁耐久性具有明显的效果。真空压浆浆液水灰比小,有效地减少了泌水和收缩。通过对管道抽真空,使浆体在负压状态下流动,可以达到所有空隙,同时水泥浆中的气泡被有效地抽出,从而增加了浆体的密实度。可确保管道密实,杜绝管道冻裂病害的产生。张法预应力混凝土梁的耐久性得到有效的提高。

2.4 梁体混凝土耐久性措施

在混凝土中掺入部分改性材料,如硅粉、粉煤灰、引气剂等,提高混凝土的密实度和抗冻融性能。在300次冻融循环作用下梁体混凝土强度及弹性模量不得小于设计值的80%。并进行混凝土配合比和抗冻融性能的研究,以指导施工。

3 墩台结构设计

常规铁路桥梁墩台一般采用混凝土实体结构,在青藏线如此严酷、恶劣的气候条件下,墩台混凝土极易发生冻融破坏,危及结构安全,使其耐久性大为降低。借鉴青藏公路和东北冻土铁路的经验和教训,墩台结构措施应予以加强。

(1) 墩台表面加设护面钢筋,提高混凝土的抗裂安全度。主体及附属结构禁止采用浆砌片石材料,桥台锥体铺砌采用混凝土预制块砌筑。墩台及基础承台与土接触部位涂1 cm厚的沥青,置于地面下的承台周围换填粗颗粒土壤,减少地基土的冻胀力。

(2) 混凝土中掺入“低温、早强、耐久”混凝土外加剂,以改善混凝土性能,提高抗冻融强度。冻融循环次数应达到300次以上,抗渗等级应达到S12级以上。

(3) 加强桥路过渡段的处理措施,填土高超过6 m者,锥体及台后路基加设土工格栅和保温材料,对于高含冰量冻土地段,地面以上1.2 m范围内设片石路堤(通风降温),见图1。

4 基础的选择与施工

4.1 桥梁基础类型选择

多年冻土区桥梁基础设计的合理性是桥梁设计的关键,是桥梁工程成败的关键。冻土区天然上限冻胀隆起、融化下沉等不良地质十分普遍。因此,绝大多数桥梁基础根据工程地质条件只能采用深基础即桩基础。桩基础又可分为钻孔打入桩,钻孔插入桩,钻孔灌注桩三种类型。

(1) 钻孔打入桩,是一种先钻孔后打桩的基础形式,一般钻孔孔径比桩径小 50~100 mm。在冻土地区打入桩适用于以黏性土、砂性土为主的地基,不适用于岩层、漂石、卵石土等坚硬地基。这种桩基的优点是:对冻土地基的扰动小,对冻土破坏小,承载力比插入桩高。缺点是:对冻土区不同地质条件的适应性差,钻孔的成孔工艺要求高,施工工艺复杂。打入桩设计承载力的计算方法目前尚不成熟,设计参数的合理选用缺少试验数据和工程实践。

(2) 钻孔插入桩,是一种先钻孔后插桩的基础形式,一般钻孔孔径比桩径大 50~100 mm,这种桩型可以适用于各类冻土地基,钻孔孔径要求也不高,无需打桩设备,因而在施工工艺和对地基的适应性方面均比钻孔打入桩优越。但是钻孔插入桩也存在着许多缺点,插入桩周边灌入的砂浆如何保证密实施工工艺尚不成熟,砂浆的密度检测方法、检测手段缺乏研究,不能保证施工质量。另外,砂浆的冻结力如何确定等问题也缺乏系统的试验研究和工程实践,直接影响基础的承载力设计。对高温极不稳定区冻土,一旦冻土退化,插入桩承载力将急剧降低,严重影响结构的安全和稳定。

(3) 钻孔灌注桩,是国内外桥梁工程广泛采用的基础形式,可适用于各类地质条件,有一套完整的施工质量保证措施,设计理论和计算方法成熟,施工技术成熟,施工机械装备先进。钻孔灌注桩承载能力大,安全度高,在多年冻土地区使用的主要缺点为混凝土水化热的影响对冻土扰动大。

分析表明,钻孔打入桩及插入桩均存在自身难以克服的缺点,不宜在青藏铁路桥梁结构上推广采用,而钻孔灌注桩由于设计理论、施工技术成熟,可适用于各类工程地质条件,因而成为冻土区桥梁基础的首选形式。

4.2 桩基础成孔施工工艺研究

传统的桩基础成孔工艺,对冻土地基影响大,施工后冻土的回冻慢。经研究采用旋挖钻机,干法成孔,具有突出的优点。旋挖钻机不需要泥浆护壁,对周围冻土环境扰动少,冻土融化圈亦小,对保持地基土的天然状态有益。而且可减小对环境的污染。由于成孔速度快,成孔质量好,孔壁规则,可以极大提高工效。因此,青藏铁路多年冻土区推广采用旋挖钻机成孔工艺,可大幅度提高钻孔灌注桩的施工质量,且有利于环境保护。

4.3 涵洞基础类型的选择及埋置深度

根据青藏公路多年冻土地区涵洞设计与施工经验,多年冻土地区涵洞的病害绝大部分是由于涵洞基础埋置深度不足引起的。此外,对地基土冻胀性重视程度不够,忽视了涵洞水流对土限下降的影响,这些都是多年冻土地区涵洞产生病害的主要因素。

综合以上分析表明,多年冻土地区涵洞入土限与涵洞结构类型、地基工程地质和水文条

件、涵洞的水流情况等因素有关。涵洞基础埋置深度不宜追求繁琐的公式推导,而应根据冻土类型以及不同的融沉性和稳定的天然上限,涵洞结构对地基变形的适应性等各种因素综合考虑确定。同时,应重视涵洞出入口的处理。涵洞洞口虽然是涵洞工程的附属工程,但它的作用更大,直接影响着涵洞工程的正常使用,也决定着该涵洞能否承受住冻胀和融沉的作用。为此,青藏铁路多年冻土地区涵洞基础埋置深度应根据涵洞的过水情况决定,当按保持冻结原则时对于暖季小径流的涵洞,由于此类涵洞基底冻土上限也多呈上升状态,但出入口段则普遍下移,故涵洞明挖基础埋深,中间段采用 $0.7 H_K$ (H_K 指天然上限深度);过渡段采用 $0.8 H_K$;出入口段采用 $1.2 H_K$,涵洞各部位基础埋深详见图 1。对于径流期长、流量大和间歇性径流的涵洞,基础埋深应当适当进行增减。当按容许融化原则设计时涵洞基础埋深为 $(0.7 \sim 0.8) H_K$ 。多年冻土区涵洞基础设计见图 2。

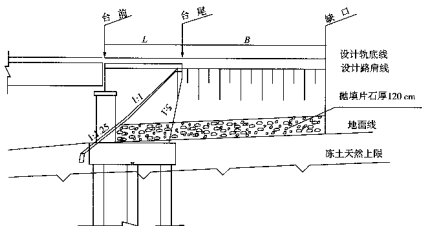


图 1 桥路过渡段路基处理

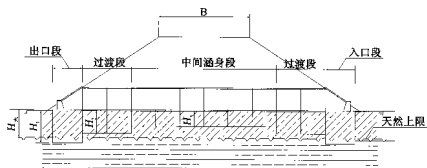


图 2 涵洞各部位基础埋深示意图

对位于含土冰层且地温较高的地基,当含土冰层较厚无法完全清除时,涵洞基础采用短桩基础。桩基采用插入桩,桩径 40 cm,桩长不超过 10 m,桩底置于含土冰层以下的多冰或少冰冻土内。短桩基础涵洞结构,见图 3。

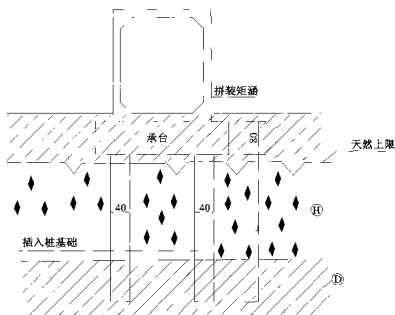


图3 涵洞短桩基础示意图

采用短桩基础的涵洞出入口加强防渗漏水处理。出入口铺砌垂裙加深至天然上限以下50 cm，同时加设防水板等材料，严防水流渗漏形成潜流，破坏涵底冻土。涵洞出入口防水处理见图4。

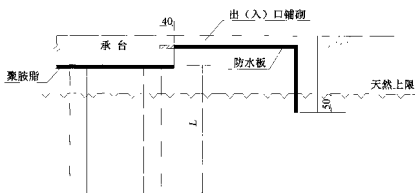


图4 短桩基础涵洞出入口防水处理示意图

4.4 涵洞的施工方案

青藏铁路多年冻土地区涵洞，数量大、工程分散。为减少涵洞明挖基础现浇混凝土水化热对冻土的扰动和破坏，涵洞基础采用预制拼装结构。一方面可降低劳动强度，提高机械化程度，另一方面也有利于环境的保护。

青藏公路的经验表明，多年冻土地区涵洞基础施工不当是造成涵洞病害的重要原因，主要表现在基坑暴露时间过长，地表水长时间浸泡基坑，使多年冻土遭受严重扰动与破坏。由于涵洞基

基础一般埋深较浅，故基坑开挖应明挖为主。但采用这种方法开挖冻土基坑不仅劳动条件困难，效率低，而且对冻土地基的扰动很大，回冻时间长。为减少对多年冻土上的扰动与破坏，涵洞基础施工应采用“爆破开挖基坑快速施工”方法。

从青藏铁路多年冻土地区的气候条件来看，全年只有暖季与寒季之分，施工季节从保护冻土的观点出发，以寒季施工为最好，但从施工机具和人员来说，在暖季最好。因此，应根据涵洞地基的工程地质条件合理选择施工季节。对于地表干燥，地基良好的地段可在暖季 6~9 月份施工。对于地表松软湿润，地基土含冰量大的地段应尽量在暖、寒季交替时期 4~6 月或 9~10 月施工。对于厚层地下冰、地表沼泽化、地表径流大的地段应安排在冬季施工。无论何种施工方法，都应减少基坑暴露时间，一般不应超过 15 d，并应防止基坑暴晒和积雪、积水。整个涵洞的施工时间不宜超过 50 d。总之，合理安排涵洞基础的施工季节对提高施工质量，减少涵洞病害，提高工程质量有很大关系。

桥梁钻孔灌注桩基础设计。进行桥梁钻孔灌注桩设计时必须注意以下几个问题。

(1) 钻孔灌注桩基础设计必须根据桥址处的工程地质条件，冻土地温，冻土含冰量等综合因素，做到安全可靠，经济合理。当位于高温极不稳定区 ($T_{q0} \geq -0.5^{\circ}\text{C}$) 和高温不稳定区 ($-1.0^{\circ}\text{C} \leq T_{q0} < -0.5^{\circ}\text{C}$) 冻土时，桩基础设计应考虑冻结和融化两种状态，并应留有一定的安全度。对于低温稳定区冻土 ($T_{q0} \leq -1.0^{\circ}\text{C}$)，按冻结状态设计，冻结力的选择应根据地基土的工程地质条件和冻土的含冰量综合考虑，且适当留有余地。

(2) 天然上限深度 1.5 倍范围内的地基土不计冻结力或摩擦力，含土冰层不计冻结力。桩底不得置于含土冰层上。钻孔灌注桩通长配筋，配筋率不少于 0.6%，天然上限附近为高含冰量冻土时根据工程地质条件，另行增设短钢筋，以抵抗土壤冻胀产生的冻拔力。

(3) 适当加大钻孔灌注桩的桩间距，以减少钻孔和灌注混凝土对冻土的扰动和破坏，同时可增加基础的刚度，提高桥梁运营时的稳定性。青藏铁路多年冻土区孔灌注桩桩间距采用 3 倍的成孔孔径。

(4) 必须重视土壤冻胀力对基础的影响。当承台置于冻胀性土壤中，承台底将承受法向冻胀力，承台侧面承受切向冻胀力，极易使基础冻胀拔起或因受力不均而使桥墩产生倾斜，严重时还有可能将桩基础拔断。为减少冻胀力对基础的作用，位于冻胀性土壤的基础将承台置于地面上不少于 30 cm。当桥梁高度较低时，取消桥墩将桥梁直接置于承台上，见图 5、图 6。

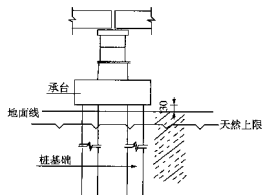


图 5 冻胀性土壤基础处理措施

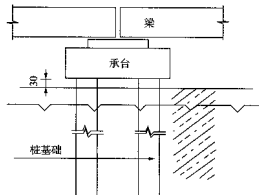


图 6 冻胀性土壤基础处理措施

(5) 当基础位于弱冻胀性土壤时, 承台底及周边换填粗颗粒非冻胀性土壤, 加强桩与承台的连接, 增加桩基的配筋率。位于冻胀性土壤, 而承台无法置于地面以上时桩基础采用扩底桩 (见图 7), 以抵抗土壤产生的冻拔力。

5 低温、早强耐久混凝土研制

青藏铁路地理位置特殊, 环境十分恶劣。多年冻土区冻融交替频繁, 水中有酸、盐有害离子, 骨料存在碱活性物质, 局部地段有强烈的风沙磨蚀, 常规混凝土无法满足青藏铁路耐久性的要求。因此, 在综合分析国内外有关低温/早强混凝土及其改善混凝土耐久性研究成果的基础上, 结合青藏线气候特点, 通过一系列物理、力学性能和耐久性性能试验研究, 研制桥墩台基础高性能混凝土, 在有效改善混凝土孔结构及界面结构的条件下。大幅度改善或提高混凝土的抗冻性, 混凝土的抗冻融循环次数至少应达到 300 次以上。应具有耐硫酸盐, 耐强镁盐侵蚀的性能, 氯离子渗透值不得大于 1000 C。混凝土的抗渗等级应不小于 S12。混凝土应具有抗碱-硅酸反应的性能以及抗腐蚀性, 混凝土对钢筋无锈蚀作用。

环境温度为 -20°C 时, 桥墩台高性能混凝土, -7 d (-20°C 养护 7 d, 以下同)、 $-7+28\text{ d}$ 的混凝土抗压强度比基准混凝土分别提高 60%~80% 和 30%~40%; 当单方水泥用量为 400 kg/m^3 时内掺 10% 外加剂, 混凝土的 $-7+28\text{ d}$ 抗压强度超过 30 MPa。环境温度为 -20°C 时混凝土的力学性能指标见表 2。

表 2 环境气温在 -20°C 条件下不同混凝土平均强度统计表

水泥品种	外加剂掺量	胶材总量 (kg/m^3)	平均抗压强度 (MPa) 掺量 (kg/m^3)			
			R-7	R-7+7	R-7+28	R28
42.5R 级	0	400	2.0	20.6	23.1	44.7
	10%	400	3.6	28.3	32.5	53.6
	10%	440	4.4	34.0	49.6	59.8
	10%	360	2.1	23.9	33.9	50.4
32.5R 级普硅	10%	440	2.9	27.4	34.9	49.8
	10%	400	2.0	20.3	33.6	54.1
	10%	440	4.4	34.0	49.6	59.8
	10%	360	1.9	17.5	23.1	48.6

多年冻土区的冻土层平均温度为 $0^{\circ}\text{C} \sim -5^{\circ}\text{C}$, 桩基混凝土在满足在周围介质在负温条件下, 各项力学性能指标达到或超过设计要求。在满足强度增长的前提下, 随灌注过程带入桩孔中的热量较小, 混凝土的水化热引起的温升对周围冻土结构不产生明显的破坏作用。具有较强抗融破坏的能力, 混凝土的抗冻融等级超过 F300。具有较强抵抗有害离子渗透的能力; 具有较强耐硫酸盐腐蚀的能力; 具有较强抗碱-骨料反应的能力。

低温早强高性能混凝土在 $-5^{\circ}\text{C} \sim 20^{\circ}\text{C}$ 的正负变温条件下, -7 d , $-7+28\text{ d}$ 混凝土的抗压

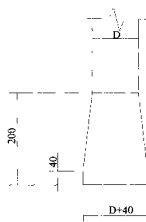


图 7 冻土区扩底桩

强度比同期基准混凝土分别提高 300% 和 30% 左右, 当单方水泥用量为 400 kg/m^3 时, 内掺 10% 外加剂的混凝土在周围介质长期为 $-2^\circ\text{C} \sim -5^\circ\text{C}$ 的条件下, 各项力学性能指标达到或超过设计要求, 混凝土的力学性能指标见表 3。

多年冻土区的冻土层平均温度为 $0^\circ\text{C} \sim -5^\circ\text{C}$, 桩基混凝土在满足在周围介质在负温条件下, 各项力学性能指标达到或超过设计要求。在满足强度增长的前提下, 随灌注过程带入桩孔中的热量较小, 混凝土的水化热引起的温升对周围冻土结构不产生明显的破坏作用。具有较强抗融破坏的能力, 混凝土的抗冻融等级超过 F300。具有较强抵抗有害离子渗透的能力; 具有较强耐硫酸盐腐蚀的能力; 具有较强抗碱—骨料反应的能力。

低温早强高性能混凝土在 $-5^\circ\text{C} \sim 20^\circ\text{C}$ 的正负变温条件下, -7 d , $-7+28 \text{ d}$ 混凝土的抗压强度比同期基准混凝土分别提高 300% 和 30% 左右, 当单方水泥用量为 400 kg/m^3 时, 内掺 10% 外加剂的混凝土在周围介质长期为 $-2^\circ\text{C} \sim -5^\circ\text{C}$ 的条件下, 各项力学性能指标达到或超过设计要求, 混凝土的力学性能指标见表 3。

表 3 周围介质 -5°C 的条件下不同混凝土平均强度统计表

水泥品种	外加剂掺量	胶材总量 (kg/m^3)	平均抗压强度 (MPa)					
			R-7	R-28	R-7+7	R-7+28	R ₂₈	
42.5R 级普硅	0	400	3.6	7.4	18.2	36.5	41.7	
	10%	400	14.4	30.0	39.5	48.9	45.5	
	10%	440	26.1	47.8	50.0	57.2	59.6	
32.5R 级普硅	10%	440	16.7	31.3	40.9	41.8	42.8	
	10%	400	15.4	22.6	32.4	41.0	38.5	

理论计算及现场应用结果表明当混凝土的入模温度控制在 5°C 左右的条件下, 桩基灌注过程中由低温早强混凝土带入桩孔的热量较小, 对多年冻土层不产生明显的破坏作用。

混凝土的施工必须根据不同冻土地段、不同环境条件、不同温度范围以及不同地质条件进行混凝土配合比设计, 并经过试验验证。不同混凝土的最大水胶比与最小胶凝材料用量限值见表 4。

表 4 不同结构部位最大水胶比与最小胶凝材料表

混凝土结构部位	最大水胶比	最小胶凝材料用量 (kg/m^3)
水位变动区	0.35	450
冲刷、冰凌撞击区	0.40	420
经常为水湿润部分	0.40	420
暴露于大气中	0.40	330
长期埋于冻土内部	0.40	360
钢筋混凝土	0.40	420
预应力混凝土	0.35	450

6 RPC 混凝土的应用

RPC 是活性粉末混凝土的简称 (Reactive Powder Concrete), 它是一种超高强度、高韧性、体积稳定性良好, 结构致密、无缺陷的水泥基材。其抗压强度可达 200 MPa, 抗拉强度可达 30~50 MPa。RPC 混凝土在耐久性方面具有突出的优点, 根据有关试验资料, 300 次冻融循环后材料强度没有损失。在青藏线选择合适的工程采用 RPC 材料, 对于探索在恶劣条件下混凝土结构耐久性问题的新的解决方案, 是十分必要的。

由于 RPC 的工程实践较少, 本着积极稳妥的原则, 在青藏铁路设计中首先考虑在一些的次要结构进行工程实践, 以逐步积累经验。常规的铁路桥梁人行道一般采用角钢支架及混凝土板, 养护维修量大, 需耗费大量人力、物力, 在青藏铁路恶劣的自然条件下, 这一问题更为突出。综合考虑上述因素, 同时又可以充分展示其结构的优越性能, 决定在青藏铁路自然条件最为恶劣的无人区选择一个标段, 采用 RPC 混凝土人行道支架及人行道板如图 8。

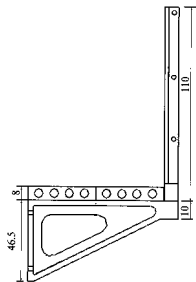


图 8 RPC 人行道示意图 (单位: cm)

RPC 人行道设计研究表明, 人行道自重较常规角钢支架人行道重量减轻 40%, 通过破坏性试验表明结构有足够的安安全储备。由于结构简单, 易于工厂化制作, 工程造价与常规角钢支架人行道相当。因此, 青藏线使用 RPC 混凝土为工程设计“少维护, 高耐久性”做了有益的尝试。

7 多年冻土区特长桥梁设计简介

线路经过昆仑山南麓楚玛尔河高平原区的清水河处, 该范围工程地质条件差, 地表以下高含冰量冻土分布广, 埋藏浅。其中, 含土冰层埋深 2~7 m, 厚度 1~13 m, 最大厚度可达 17 m, 以下为风化严重的泥灰岩, 承载力低。多年冻土地温一般在 -0.5°C ~ -0.2°C 之间, 属高温极不稳定区。若采用路基通过, 其冻胀融沉无法克服, 病害难以治理, 运营安全无法保证。因此, 采用以桥代路方案。

7.1 孔跨式样的选择

在设计方案中, 先后进行了钢筋混凝土刚架桥, 预应力混凝土刚架桥, 8 m、12 m、16 m 简支梁等多种方案的比选。刚架桥方案, 对基础的沉降变形敏感, 施工复杂, 现场工作量大, 质量不易保证, 结构耐久性差, 而且不利于冻土环境的保护, 而最终否定。在简支梁方案的比选中, 8 m 跨度重量轻、长度小、架设简便, 可实现在工厂预制通过青藏公路运至现场, 施工质量以及耐久性均可得到保证。从经济造价方面也以 8 m 简支梁略占优势, 而最终获得采用。因此, 桥式方案为 1366 孔 8 m 先张法预应力混凝土简支梁, 全长 11700 m, 为青藏铁路长桥之最。本桥位

于可可西里自然保护区内, 11.7 km 范围内设桥也有利于藏羚羊的迁徙, 起到了野生动物通道的作用, 可谓一举两得。

7.2 桥墩基础形式

桥址处地表以下为高含冰量冻土, 工程地质条件极差, 若采用实体墩群桩基础, 承台置于地面以下, 法向冻胀力无法克服, 又由于桥梁高度低, 承台基本无法置于地面以上。而且采用实体墩群桩基础, 工程造价将大为增加。由于为 8 m 小跨度梁, 重量轻, 桥梁高度也不高, 经计算比较决定采用双柱式轻型桥墩, 桩柱同直径。采用双柱式桥墩基础, 有两个方面的优点, 一方面, 钻孔少, 对冻土的干扰和破坏小, 有利于冻土环境的保护。另一方面, 采用轻型墩无承台, 因而基础无法向冻胀力。两个方面都对结构的耐久性有利。

双柱墩有两种形式, 高度小于 4 m 者, 桩柱直径为 100 cm。高度为 4~8 m 者, 桩柱直径为 125 cm。为增加结构刚度, 桩柱直径为 100 cm 者, 高度大于 2.5 m 时设一道横系梁。桩柱直径为 125 cm 者, 高度为 4~7 m 时设一道横系梁, 高度大于 7 m 时设两道横系梁。

7.3 车桥动力仿真分析

由于本桥很长, 虽然为小跨度, 但桥墩基础刚度相对较低。为了确保铁路建成后桥梁运营的安全稳定, 在设计期间对本桥进行了车桥耦合动力仿真分析, 对桥梁的刚度和行车的安全性、平稳性和旅客舒适度进行评价。经计算分析列车过桥时桥梁的竖向、横向动力位移均满足有关规定的要求, 行车的安全性、平稳性和旅客舒适度指标均在良好及合格的范围以内, 表明桩基础设计有关参数选用合理, 墩台结构形式及构件尺寸选择安全合理。

8 工程试验段桥涵试验简介

青藏铁路建设安排了大量的科研项目。目的为设计、施工提供指导性依据, 验证桥涵设计计算的有关参数。在多年冻土区清水河、北麓河、沱沱河 3 个试验段安排了桥涵工程试验研究项目。一些试验项目已部分完成, 取得了许多宝贵的研究成果, 对多年冻土区桥涵的设计和施工起到了验证和指导作用。

8.1 钻孔灌注桩试验研究

在清水河、北麓河、沱沱河三个试验段各安排了一根钻孔灌注桩进行现场静载试验, 地温回冻规律观测, 施工工艺等试验研究。目前项目已基本完成, 研究成果已通过审查。三个试验场地工程地质状况分别为:

清水河试验场, 地层上部为粉细砂厚 5~7 m, 以下为强风化泥灰岩, 富冰冻土, 厚度 10 m, 以下为少冰冻土。冻土天然上限深度为 2.0~2.5 m, 多年冻土年平均地温 -0.9°C , 设计地温分区为 $T_{\phi}-\text{II}$ 。试桩桩径 1.0 m, 桩长 16.0 m。

北麓河试验场, 地层上部为厚度 4 m 的细砂及黏土, 以下强风化泥岩, 厚度 7.4 m, 以下为强风化页岩。冻土天然上限深度 2.1 m, 2.3~2.8 m 为含土冰层, 2.8~3.4 m 为多冰冻土, 以下为少冰冻土。多年冻土年平均地温 -0.77°C , 设计地温分区为 $T_{\phi}-\text{II}$ 。试桩桩径 1.0 m, 桩长 12.5 m。

沱沱河试验场, 地层上部砾砂层厚度 2~3 m, 以下为强风化泥岩, 并夹有砂岩薄层。多冰

冻、局部夹有含土冰层薄层。冻土上限 2~3.5 m, 冻土下限为 14 m, 为岛状多年冻土区。设计地温分区为 $T_{\text{eq}}-I$ 。试桩桩径 1.0 m, 桩长 21.5 m。

为掌握桩身混凝土浇筑后以及在形成强度过程中对冻土层地温的影响, 在试验桩基浇筑后即开始即进行地温的观测工作, 通过对测温数据资料分析, 对试桩混凝土浇筑过程中、浇筑后的地温变化以及桩基的回冻规律进行整理, 试验场基准孔、桩侧孔测试结果详见表 5。

表 5 试验桩基混凝土浇筑后地基回冻测试结果

项 目	清水河	北麓河	沱沱河
基准孔地温 ($^{\circ}\text{C}$)	-0.9	-0.77	-0.12
混凝土入模温度 ($^{\circ}\text{C}$)	4~6	1~3	5
混凝土养生期最大升温 ($^{\circ}\text{C}$)	4.6	12.78	6.75
桩侧降至 0°C 以下时间 (d)	32	56	200
桩侧回冻时间 (d)	53	75	未回冻
静载试验前桩侧地温 ($^{\circ}\text{C}$)	-0.9	-0.16	1.0

根据表 5 数据整理可知, 清水河、北麓河试验桩基础地温下降至 0°C 时, 大约时间为 30~60 d, 基本回冻时间为 50~75 d。进一步分析可以看出地温越低回冻时间越短, 而岛状冻土区及 $T_{\text{eq}}-I$ 区由于施工的干扰和灌注桩水化热的影响, 桩基周边土体基本不回冻。

3 个试验场钻孔灌注桩基础进行了竖向静载试验, 采用锚桩一反力梁千斤顶加载系统, 分级加载。结果详见表 6。

表 6 桩基竖向静载试验成果汇总 (kN)

项目	设计承载力	最大加载值	极限承载力
清水河试验场	1 670	3 000	—
北麓河试验场	1 229	6 000	3 800
沱沱河试验场	1 368	6 600	5 400

清水河试桩由于锚桩钢筋拉断, 未获得极限承载力。3 根试桩承载力试验, 表明桩基承载力较大, 极限承载力, 均已超过设计承载力的两倍以上, 设计承载力有较大的安全系数。说明青藏铁路钻孔灌注桩的设计及有关参数的选择是合理的, 且偏于安全的。试验表明, 青藏铁路采用钻孔灌注桩是正确的, 合理的。

尽管试验桩数量偏少, 但对青藏铁路桥梁钻孔灌注桩的设计起到了验证和指导作用, 其中, 清水河试桩期间地基土已基本回冻, 而北麓河试桩期间冻土地温处于冻结—非冻结的临界状态, 沱沱河岛状冻土试桩期间桩基周围冻土退化, 已基本为融土。很明显无论地基土处于何种状态, 钻孔灌注桩基础均有较大的承载能力, 特别是通过北麓河试验桩, 可以看出冻土回冻过程中桩基承载力是存在的, 而且承载力较高。从另一个方面也说明, 青藏铁路多年冻土区高温极不稳定冻土按冻结与融化两种状态设计的原则是正确的。

8.2 拼装式涵洞试验研究

在多年冻土区清水河、北麓河、沱沱河 3 个试验段共安排了 6 座试验涵洞, 研究各类涵洞在

多年冻土区的适应性、可靠性及稳定性,通过地温观测,分析研究冻土上限变化以及涵洞的变形情况,评价涵洞基础形式及埋置深度的合理性。研究不同施工工艺对冻土的影响等试验研究项目。6座试验涵洞的设计概况见表7。

表7 试验涵洞设计汇总

试验区	序号	孔径(m)	基础埋深(m)	填土高(m)	工程地质概况	地温分区 T_F	天然上限(m)	施工日期 (基础)
清水河	圆涵 1	1~2.5	2.2 (1.5)	2.71	强风化泥灰岩	II	1.8	2001.10
清水河	矩涵 2	1~3.0	3.1 (2.0)	1.50	强风化泥灰岩	II	2.6	2001.10
北麓河	矩涵 1	1~1.5	2.7 (1.5)	3.70	强风化泥岩	I	2.0	2001.10
北麓河	圆涵 2	1~1.5	2.7 (1.5)	4.65	强风化砂岩	I	2.0	2001.11
沱沱河	矩涵 1	1~2.0	2.5 (1.5)	2.90	强风化泥岩	I	3.3	2001.9
沱沱河	圆涵 2	1~1.5	2.4 (1.4)	4.17	强风化泥岩	I	3.0	2001.9

表内基础埋深括号内为涵身段,括号外为出入口段。其中,清水河 1~3.0 m 矩涵为现浇混凝土基础,其余均为拼装基础。

涵洞施工后从地温的测试数据来看,经过一个冻融循环后冻土的上限有所下降。出入口段下降 0.5~2.0 m,涵身段下降 0.25~0.5 m。而现浇混凝土基础水化热对基底的影响深度为 1.2~1.5 m。6 座试验涵洞施工完成后都有不同程度的沉降变形,截至 2002 年 10 月沉降变形量见表 8。

表8 试验涵洞沉降变形统计

试验区	序号	孔径	最大沉降量 (mm)	发生的部位
清水河	圆涵 1	1~2.5	70	涵洞的中间部位人口过渡段
清水河	矩涵 2	1~3.0	90	
北麓河	矩涵 1	1~1.5	83	出、人口过渡段出、人口过渡段
北麓河	圆涵 2	1~1.5	30	
沱沱河	矩涵 1	1~2.0	52	出口及过渡段 人口过渡段
沱沱河	圆涵 2	1~1.5	12	

根据初步的试验研究报告,涵洞沉降变形的原因主要有以下两个原因。其一,渗水加速地基冻土的融化,清水河试验段两涵,施工中由于对涵洞上游来水实施了拦截处理,这样就在涵前形成了大量的积水。经日照升温,在水头压力作用下,携带着热量直接作用于冻土表面,致使冻土迅速融化。涵洞基础下部已形成良好的过水条件,使上游水未从涵洞内流出,而是从涵洞下基础当中渗流,从而加速了基础下多年冻土的融化,造成涵洞下沉变形。其二,涵洞基坑开挖,基础拼装(或浇筑),涵节拼装等施工过程,不可避免使天然上限下降,涵洞基底地基融化,产生沉降变形。另外,设计时基底有厚 30 cm 的基地换填层。在寒季施工,压实难以达到标准。换填层压实而发生涵洞沉降。

初步的试验研究报告还认为,涵洞在设计 and 施工存在以下几个方面的不足。首先,拼装结构施工后施工接缝较多,施工后大多数接缝均未处理,给水下渗涵底留下通道。应改进涵洞沉降缝及涵节接缝的填充材料。加强施工接缝的施工质量,涵洞沉降缝及涵节接缝应做到密不透水。加

强出入口的排水和防渗处理,以便通畅地表径流和层上水的潜流。其次,基底的换填层应减薄。最后,涵洞施工应做好上游来水的疏排,采取拦截和疏导相结合的原则快速施工。严禁在涵前单纯拦截和长期蓄水。涵洞施工完成后还应做好涵洞进出口、排水沟的疏通,避免留下长期隐患。

初步的试验研究报告认为,目前所试验的6个涵洞虽然不同程度的沉降,但总体情况基本较好,未发现存在严重病害。所选用的拼装式矩洞适合于青藏高原多年冻土地区的特殊环境条件,具有施工方便、安装迅速、工程质量易于控制等优点。涵洞基础埋置深度基本合理。从涵洞沉降变形测试的情况看,沉降基本趋于稳定。

9 结束语

青藏铁路特殊的地理位置,严酷的自然条件,脆弱的生态环境,给铁路建设提出了严峻的挑战。建设一流的高原铁路,必须依靠科技,采用积极稳妥的手段和措施,认真贯彻“耐久性好、维修量少”的设计原则和指导思想。目前铁路施工建设正在顺利进行,桥涵设计的安全性、可靠性、耐久性正在逐步体现出来。

青藏铁路的特殊性和复杂性在世界铁路建设史上是独一无二的,它的成功修建必将受到全世界工程界的瞩目。

(本文原登载于《冰川冻土》2003年专刊)

多年冻土区涵洞工程研究

李金城

(铁道第一勘察设计院, 陕西 西安 710043)

摘要: 为了把握涵洞基坑开挖、基础施工过程中对冻土地基的影响范围, 以及涵洞基地回冻时间, 通过对地温、涵洞基础变形、涵洞内外气温的观测, 说明涵洞沉降的原因主要与融化层的压密过程、冻土蠕变的影响、渗与加速地基冻土的融化等方面密切相关。结论显示, 适合选用拼装式矩形涵洞; 宜于在寒季进行施工; 进一步改进涵洞防水、防渗措施。

关键词: 多年冻土; 涵洞工程; 基础施工; 青藏铁路

1 工程概况

从确保青藏线多年冻土区铁路建设的安全可靠考虑, 为设计与施工提供可靠的依据。根据青藏铁路格拉段建设的总体建设安排, 在多年冻土区选择了3个试验段(清水河、北麓河、沱沱河)进行路基、桥梁、涵洞的监测。其中涵洞试验工点分别布置在3个试验段内, 试验内容和目的为:

(1) 通过观测涵洞地基土温分布及变化规律, 对分析涵洞对冻土地基的适应性提供依据;

(2) 通过对涵洞变形的观测, 分析涵洞一定水文条件下的变形特征, 为病害防治提供依据。

试验结果对指导后续工程的设计和施工具有重要的意义。

2 试验涵洞工程简介

表1给出了4座试验涵洞工程情况。DK1 020+1201——2.5 m 拼装式圆涵, 基底置于全风化的泥灰岩上, 富冰冻土。DK1 020+5481——3.0 m 拼装式矩涵, 基底置于风化的泥灰岩上, 属细颗粒土, 多冰冻土。采取保护冻土的原则设计, 两涵洞基础为现浇混凝土, 基地铺设保温材料。DK 1137+4881——1.5 m 矩涵, 基底置于全风化泥岩上, 富冰冻土。涵址处于厚层地下冰分布较多地段。DK1229+2141——2.0 m 矩涵, 处于融区和多年冻土过渡段, 基底置于少冰的泥岩上。均采取保护冻土的原则设计, 涵洞基础为拼装式基础。

表1 四座试验涵洞工程情况

项 目	清水河		北麓河	沱沱河
涵洞位置	DK1 020+120 圆涵	DK1 020+548 矩涵	DK1 137+488 矩涵	DK1 229+214 矩涵
涵洞编号	①	②	③	④
施工前基准孔地温(℃)	-0.87	-1.64	-0.28	-0.37
施工季节	10月, 寒季	10月, 寒季	10月, 寒季	9月, 暖寒交错期
基础形式	现浇	现浇	预制	预制
基础施工影响深度(m)	3.5	3.6	3.5	3.3
天然上限(m)	1.8	2.6	2.2	上限 2.1, 下限 10.5
施工影响天然上限以下 限度(m)	1.4	1.0	1.3	1.2
回冻时间(d)	40	55	50	40~45
人为 2002 年上限(m)	出 1.9 中 1.1 进 1.4	出 1.9 中 1.2 进 1.3	出 3.5 中 3.1 进 3.4	—
上限 2003 年上限(m)	出 1.8 中 0.8 进 1.1	出 2.1 中 1.2 进 1.5	出 2.5 中 2.3 进 2.4	

3 地温、沉降分析研究

3.1 地温分析

为了把握涵洞基坑开挖、基础施工过程中对冻土地基的影响范围, 以及涵洞基地回冻时间, 在涵洞基坑开挖初期即进行地温、沉降观测, 为分析地温变化和涵洞的变形积累了基础资料。根据涵洞修筑后 2 个冻融循环后冻土上限变化情况, 以及涵洞稳定性的观测, 通过对地温数据资料的分析, 对基坑开挖、基础施工过程中对冻土地基的影响深度、地基的回冻时间、冻土上限的变化进行整理汇总。4 座涵洞的测试结果见表 2。

表2 四座涵洞的测试结果

项 目	清水河		北麓河	沱沱河
涵洞编号	①	②	③	④
最小沉降量 (cm)	-7.29	-5.18	-4.85	-8.06
最大沉降量 (cm)	-10.0	-9.3	-8.4	-11.6

根据表 2 数据可知, 试验段涵洞基础施工过程中对地基的影响深度一般在 1.0~2.0 m 之间。清水河涵洞为现浇混凝土基础, 在基础混凝土浇注过程中产生的水化热和基坑开挖中热能的潜入等热扰动影响到基底以下 1.2~1.5 m 之间, 就其原因是基坑开挖和混凝土的浇注时间比较理想, 环境温度低散热条件好, 潜入基底热能相对较小。而北麓河、沱沱河涵洞均是预制基础, 影响因素主要是大气热能的潜入, 而且施工季节不同影响的深度有所差异。

涵洞基底的回冻时间与地温和施工季节有关, 进一步分析可以看出地温越低、或者在寒季施工基础, 回冻时间越短。而岛状冻土区由于施工等因素干扰, 地基土地温目前仍在波动, 且岛状

冻土有所退化。

涵洞的人为上限沿涵纵呈拱形, 两头大中间小, 人为上限在经过 2 个冻融循环后逐年上升, 逐步趋于稳定。图 1 列举了 3 号涵洞人为上限来说明人为上限的变化趋势。

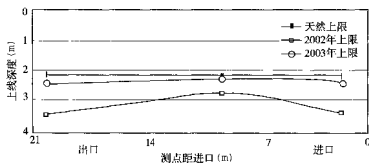


图 1 ③号涵从出口到入口人为上限曲线

3.2 涵洞基础变形观测及分析

根据近两年的沉降观测资料, 发现涵洞在寒季没有发生冻胀现象。综合几个涵洞的观测结果来看, 涵洞变形总体上是渐减沉降的, 涵洞中间的沉降量大于两端, 而且阴面沉降量小于阳面。说明阴面和阳面由于受太阳辐射不同而导致涵洞基础下冻土融化程度的不同, 阴面融化深度较浅, 而阳面融化深度较深, 因而阳面发生较大融沉, 而阴面融沉很小。以下给出 4 座试验涵洞的最大、最小沉降点的沉降量 (见表 2)。

为了更加直观的认识试验涵洞随着时间的变化趋势, 图 2 列举了 2 号涵洞沉降与时间关系曲线。从变形曲线的走势来看试验涵洞沉降随着时间的推移逐渐平稳、沉降速率变小, 地基变形基本趋于稳定状态。

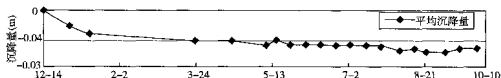


图 2 ②号涵沉降与时间的关系曲线 (进→出)

3.3 涵洞内外气温观测分析

在测试地温、变形的同时进行了涵洞内外气温的监测, 对涵洞内外温度的测试结果统计出, 洞内的气温总体上低于洞外 $1^{\circ}\text{C} \sim 3^{\circ}\text{C}$ 。总的来看, 洞内气温滞后于环境气温的变化, 这说明涵洞有通风遮阳的作用, 对保护冻土是有利的。

从涵洞周围填土的地温看, 随着时间的推移, 冻融循环次数的增加, 涵洞周围土体的温度逐年递减, 以及涵洞处人为上限逐年上升的现象分析, 说明涵洞对路堤及下伏冻土具有明显降温作用, 从保护冻土的角度来说是有利的。

4 涵洞沉降原因分析

(1) 融化层的压密过程: 涵洞基坑在开挖过程中带大量的热量, 导致基地冻土在一定范围内形成融化层。而融化层在未完全回冻前, 在外部压力的作用下, 地基土层会形成一种新的平衡, 有逐步压密的过程, 而这种压密的过程中就会伴随着涵洞基础的沉降, 这是冻土区涵洞沉降的主要原因。但随着压密过程的完成, 这部分沉降也会终结。应该说这部分沉降界于正常的工后沉降的一部分。

(2) 冻土蠕变的影响: 根据涵洞沉降观测, 在基底土层常年处于冻结状态情况下, 涵洞一直在缓慢的沉降, 可能在上部结构荷载的长期作用下, 基地冻土存在受压蠕变状态。这也是冻土特有的特征, 基地冻土因蠕变而产生的沉降是长期缓慢的过程, 而沉降量很小。

(3) 渗水加速地基冻土的融化: 施工中由于雨季等因素的影响基坑开挖后在日光和水中长时间浸泡或对涵洞上游来水实施了拦截处理, 这样就在涵洞前形成了大量的积水。涵洞前积水经日照升温, 在水头压力作用下, 携带着热量通过基础缝隙和换填的粗粒土下渗致使冻土迅速融化。从而加速了基础下多年冻土的融化, 造成涵洞基础的下沉变形。水分测试资料也证实了这一点: 在 2002 年 7 月份对涵洞渗流水温度变化情况进行了测试, 中午渗出水温度较积水温度低 $7\sim 12^{\circ}\text{C}$ 。可见渗流在地基内部发生了强烈的热交换。

(4) 根据 3 个试验段涵洞测试数据的比较, 充分说明了施工方法、工序不当对保护冻土非常不利。至于沉降的不均匀性和不同步性产生的原因在于地基不同部位融化的进程和幅度不同以及荷载大小的差异。

5 结 论

(1) 采用明挖基础基本适用于青藏铁路多年冻土区多冰、少冰、富冰等冻土地基。所试验的涵洞虽然不同程度的沉降, 但总体情况基本较好, 未发现存在严重病害。所选用的拼装式矩形涵洞适合于青藏高原多年冻土地区的特殊环境条件, 具有施工方便、安装迅速、工程质量易于控制等优点。但基础施工方法, 宜采用现浇混凝土。

(2) 基础施工对地基热扰动的影响深度与施工季节、冻土的类型、施工方法、速度等因素有关。清水河段两试验涵洞明挖现浇基础在 10 月下旬施工, 混凝土的水化热对基底冻土的影响深度在 $1.2\sim 1.5\text{ m}$, 回冻时间大约在 40 d 左右。

(3) 基础施工无论拼装或现浇, 均宜在寒季 (10 月~5 月上旬) 进行, 对保护冻土最为有利。在基础施工中必须规范施工方法、注意工序衔接, 尽可能减少雨水浸泡和阳光照射。

(4) 沉降观测可知进口端 (阴面) 沉降量小于出口端 (阳面), 涵洞中间的沉降量大于两端, 但沉降总体趋势是渐减的, 在 2~3 年内涵洞基本趋于稳定。

(5) 进一步改进涵洞防水、防渗措施。改进涵洞沉降缝及涵节接缝的填充材料 (如遇水膨胀橡胶)。加强出入口的排水和防渗处理, 以便保持地表径流和层上水的潜流通畅。

(本文原登载于《兰州大学学报》2005 年 6 期)

多年冻土区未回冻钻孔灌注桩 承载性质试验研究

王旭¹ 蒋代军¹ 赵新宇² 刘德仁¹

(1. 兰州交通大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730070;

2. 青藏铁路建设总指挥部, 青海 格尔木 816000)

摘 要:桩身混凝土灌注后桩周冻土的地温急剧升高, 随后沿桩身各点地温逐渐降低。试桩灌注后在同一深度处, 桩侧孔地温与桩壁孔地温存在地温梯度, 桩侧孔地温比桩壁孔地温回冻得更快, 随着时间推移, 同一深度处桩侧孔与桩壁孔地温的地温梯度逐渐变小。在基桩未回冻状态下会产生较大的塑性变形, 桩土体系在未回冻状态竖向承载力是较低的。夏季施工中, 在混凝土入模温度较高的情况下, 在基桩回冻之前不宜修筑重力式桥墩, 避免产生塑性沉降。

关键词:多年冻土; 高温细颗粒冻土; 钻孔灌注桩; 地温; 竖向承载

1 概述

基桩试验场地位于青藏高原楚玛尔河高原上, 清水河一级阶地, 海拔 4 530 m。天然冻土上限为 2.0~2.5 m, 无冻结层上水, 年平均地温在 $-1.0^{\circ}\text{C} \sim -0.5^{\circ}\text{C}$ 之间, 属于高温不稳定多年冻土区, 设计地温分区为 T_0 -II 区。工程地质柱状图如图 1 所示。为解决该地区桥梁基桩灌注后桩周冻土地温的变化以及灌注桩承载力形成规律, 把握后续工程施工的进程, 如桥墩(台)的施工、上部结构的铺架以及对工期的影响等工程实际问题, 需要确定钻孔灌注桩灌注后未回冻状态下基桩承载力和变形性质。所以研究桩土体系的回冻过程及其回冻过程中在不同地温条件下的竖向承载力及变形性质, 可以为施工进度提供可靠依据, 具有重要的工程实用价值。

2 试桩的施工及元件布设

2.1 试桩施工

试桩长度 14.5 m, 设计桩径 1.25 m。试桩于 2002 年 7 月 21 日灌注完毕。混凝土入模温度为 $11.5^{\circ}\text{C} \sim 11.9^{\circ}\text{C}$ 之间。基桩的施工采用了 HC60 型 R-618 旋挖钻机, 这种施工方法具有成孔

速度快,成孔质量好,孔壁规则,对周围冻土环境扰动少,融化圈亦小,对保持冻土地基的天然状态有益等优点。桩身混凝土采用低温早强混凝土。

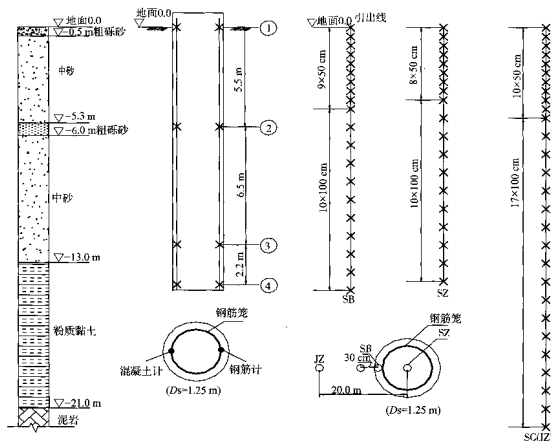


图1 工程地质柱状图、试桩测点布置、测试温度元件布置图
(‘×’表示测试元件设置点)

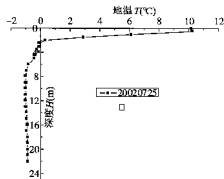
2.2 试桩及测温元件布置

为确定试桩的竖向承载力以及各层土的侧摩阻值(或冻结力)和桩端阻力值,依据试桩处的工程地质资料、土层分布情况等,在桩身不同断面处对称埋设2只钢筋计或混凝土应变计,测点位置如图1所示。为把握钻孔施工及灌注混凝土后对桩周冻土的热扰动,在试桩中心、桩壁、桩周土体中埋设了地温测试孔,分别称为桩中心测温孔(SZ)、桩壁测温孔(SB)、桩侧测温孔(SC)。测温元件的布设如图1所示。为进行比较,同时布设了未受施工扰动的基准测温孔(JZ)。

3 地温测试及桩—土回冻过程分析

对于试桩的回冻过程,由图3试桩桩壁孔(SB)地温测试曲线可知,桩身混凝土灌注后桩周冻土的地温急剧升高。试桩在灌注第三天桩壁孔在天然冻土上限附近(2.5 m处)的地温达到6.51℃,桩底处地温也在升高,达到0.47℃。随后沿桩身各点地温逐渐降低。18 d后首先在桩

底处出现负温（为 -0.18°C ）；至第一次加载时，从地面以下 8.5 m （ -0.10°C ）至桩底范围内均出现负温（ -0.57°C ），即桩身混凝土浇筑后经过 34 d 桩底断面的地温恢复到设计地温范围。至第二次加载时，从地面以下 4.5 m （ -0.026°C ）至桩底范围内均出现负温（ -0.57°C ），即桩身混凝土浇筑后经过 57 d 沿桩身出现负温的范围在扩大，但负温并未达到该地区的设计地温范围。



2 试验场地基准测温孔地温曲线

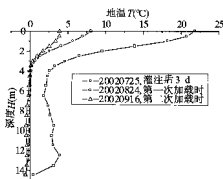


图3 试验场地试桩桩壁测温孔地温曲线

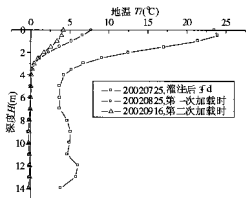


图4 试验场地试桩中心测温孔地温曲线

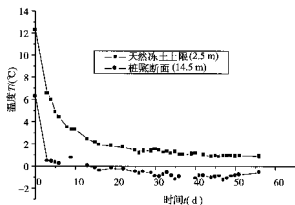


图5 试验场地试桩桩壁测温孔地温曲线

从试桩中心孔地温曲线可知，试桩在灌注后第三天中心孔在天然冻土上限附近（ 2.5 m 处）的地温达到 9.1°C ，桩底处地温达到 3.8°C 。至第一次加载时（ 34 d 后），首先在桩底处出现负温（为 -0.05°C ），说明此时桩底土即将开始冻结。至第二次加载时，从地面以下 7.0 m （ -0.05°C ）至桩底范围内均出现负温（ -0.27°C ），即桩身混凝土灌注后经过 57 d 试桩中心负温的范围在扩大。从试桩桩侧孔地温曲线可知，试桩灌注后在同一深度处桩侧孔地温与桩壁孔地温存在地温梯度，即桩侧孔地温比桩壁孔地温回冻得更快，随着时间推移，同一深度处桩侧孔与桩壁孔地温的地温梯度在逐渐变小。基准测温孔因未受施工的扰动，地温随时间基本不变化。从桩壁孔、试桩中心孔、基准测温孔地温曲线及该地区的设计地温范围相比较可知，回冻过程是缓慢的。

4 现场试验及结果分析

4.1 试验加载方法

多年冻土区桩基试验加载方法应依据桩周土的性质确定。本次试验第一次加载考虑到试桩桩周土大部分处于正温尚未冻结, 依据文献采用一般地区桩基试验的慢速加载方法进行。第二次加载时桩周土温度降低, 范围增大, 考虑到冻土的流变性质以及其他因素, 采用多年冻土区桩基快速加载的加载方式。试验采用锚桩—反力梁—千斤顶加载系统。

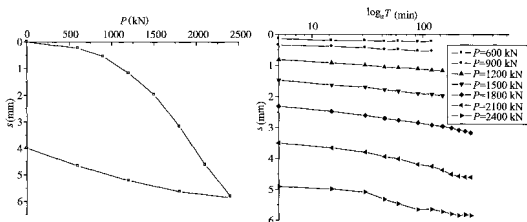


图6 第一次加载的 P - S 、 S - $\log_0 T$ 曲线

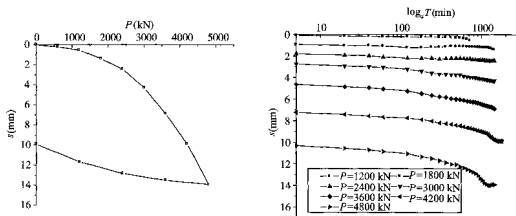


图7 第二次加载的 P - S 、 S - $\log_0 T$ 曲线

4.2 试验曲线

图6和图7为两次不同地温条件下竖向静载试验的 P - S 曲线、 S - $\log_0 T$ 曲线。第一次试验加载至 2 400 kN, 最大沉降量为 5.85 mm, 残余沉降量为 3.99 mm, 回弹率为 31.8%, 大部分为塑性沉降。第二次试验加载至 4 800 kN, 最大沉降量为 13.92 mm, 残余沉降量为 9.90 mm, 回弹率为 28.9%, 产生了较大的塑性沉降。从两次试验的 S - $\log_0 T$ 曲线可知, 桩顶沉降速率都

逐渐增大。试验的加载量是根据具体工程的需要确定的,即以高度为 22 m 重力式桥墩所需单桩极限承载力的 2 倍。从试验曲线不易判断两次试验的极限承载力。

4.3 试验结果分析

图 8 和图 9 为两次桩身轴力图、桩侧摩阻(冻结力)分布曲线。第一次加载至 2 400 kN 时的分段平均侧摩阻值分别为: 0~5.5 m, 59.8 kPa; 5.5~11.5 m, 25.8 kPa; 11.5~14.4 m, 15.8 kPa。沿全长平均值为 36.9 kPa, 桩端阻为 255.8 kPa, 说明桩土体系在未回冻时承载力是较小的。第二次加载至 2 400 kN 时的分段平均侧摩阻值分别为: 0~5.5 m, 54.0 kPa; 5.5~11.5 m 的冻结力为 27.01 kPa; 11.5~14.4 m 冻结力为 21.5 kPa。沿全长平均值为 36.1 kPa, 桩端阻为 292.0 kPa, 相应的位移为 2.43 mm, 比第一次加载相同荷载下位移小。第二次加载至 4 800 kN 时的分段平均侧摩阻值分别为: 0~5.5 m, 110.8 kPa; 5.5~11.5 m 的冻结力为 44.5 kPa; 11.5~14.4 m 冻结力为 42.7 kPa, 沿桩身平均值为 68.9 kPa, 桩端阻为 735.3 kPa。说明随着桩周土及桩底土温的降低桩侧阻及桩端阻有较大的发挥。但此时相应的沉降量较大, 为 13.92 mm, 残余沉降量为 9.90 mm, 沉降量较大。

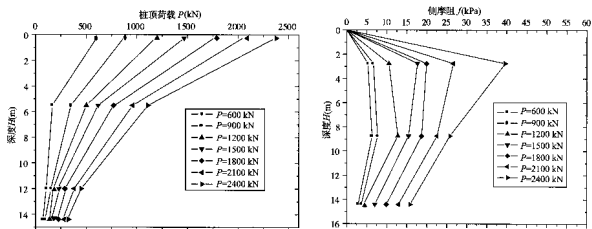


图 8 第一次加载时桩身轴力图、桩侧摩阻(冻结力)分布曲线

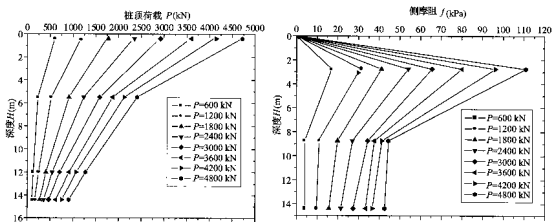


图 9 第二次加载时桩身轴力图、桩侧摩阻(冻结力)分布曲线

5 主要结论

(1) 高温细颗粒多年冻土区 ($T_{\text{sp}} - \text{II}$ 区), 夏季进行钻孔灌注桩施工, 桩身混凝土入模温度为 11.5°C 的情形下, 经过 34 天后, 桩壁孔在地表以下 8.5 m 范围内为正温, 8.5 m 以下范围内出现负温 ($-0.10^{\circ}\text{C} \sim -0.57^{\circ}\text{C}$), 而试桩中心孔此时刚出现负温。与基准孔地温相比较可知, 钻孔灌注桩处于回冻初期。

(2) 现场静载试验表明, 第一次试验加载至 2 400 kN, 最大沉降量为 5.85 mm, 残余沉降量为 3.99 mm, 回弹率为 31.8%, 大部分为塑性沉降。第二次试验加载至 4 800 kN, 最大沉降量为 13.92 mm, 残余沉降量为 9.90 mm, 回弹率为 28.9%, 也产生了较大的塑性沉降。说明在基桩未回冻状态下会产生较大的塑性变形, 桩土体系在未回冻状态竖向承载力是较低的。

(3) 基桩第一次加载至 2 400 kN 时的平均侧摩阻值为 36.9 kPa, 桩端阻为 255.8 kPa。第二次加载至 2 400 kN 时的平均冻结力为 36.1 kPa, 桩端阻为 292.0 kPa。第二次加载至 4 800 kN 时平均冻结力为 68.9 kPa, 桩端阻为 735.3 kPa。说明桩周土及桩底土地温与桩侧阻及桩端阻有着较强的相关性。

(4) 现场静载试验表明, 夏季施工中, 在混凝土入模温度较高的情况下, 在基桩回冻之前不宜修筑重力式桥墩, 避免产生塑性沉降。

(本文原登载于《岩土工程学报》2005 年 1 期)

冻土区桩基回冻过程对单桩承载力和桥梁施工的影响分析

吴亚平¹ 郭春香¹ 潘卫东² 赵世运³ 张鲁新³

(1. 兰州交通大学土木工程学院, 甘肃 兰州, 730070;

2. 兰州大学物理学院, 甘肃 兰州, 730000;

3. 中科院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州, 730000)

摘 要: 混凝土水化热对地温的热扰动是一个长期过程, 随着回冻时间的增加而减少, 通过采用控制微分方程及计算方法得出, 混凝土水化热对地温的热扰动完全消除后进行施工是不现实的, 只要混凝土强度达到设计标准, 单桩的承载力均可满足架梁前承台及墩(桥)台的施工要求, 可将冻土层与桩侧面交界面处月最高平均温度回冻至 -0.5°C , 完全满足钻孔灌注桩单桩的运营设计荷载要求。

关键词: 多年冻土; 桩基; 回冻; 单桩; 承载力; 钻孔灌注桩

0 引 言

冻土区桥梁桩基础施工会给冻土带来一定的热量, 这些热量在自然回冻过程中传到周围的多年冻土中, 破坏冻土的稳定冻结状态, 尤其是灌注桩中的水化热会给稳定的冻土带来了很大的热扰动, 可能会导致冻土的冻结强度降低, 致使桩的承载力严重下降, 直接影响施工进度。所以, 研究大气温度、水文地质条件、入模温度、冻土本身的负温对桩自然回冻的影响及其计算模式, 可以为施工进度安排提供可靠的理论依据, 具有重要的实用价值。目前有关这方面的研究报道及规范尚未见到, 本文主要研究青藏高原典型湿润性地段暖季条件下钻孔灌注桩单桩回冻过程的有限元空间分析计算模式, 以及回冻过程对单桩承载力和桥梁施工进程的影响。

1 计算模型及基本假设

(1) 以具有代表性的青藏高原典型湿润性地段某 3 孔 16 m 中桥桩基础的钻孔灌注桩作为分析模型, 桩直径为 1 m, 桩长为 20 m, 鉴于所研究对象的特点, 本问题可视为一个轴对称问题。桩侧和桩底界面应分别取在水化热对冻土热扰动范围外及冻土下限, 经试验性计算, 本计算模型

的半径取 10 m, 深度取 30 m (即桩以下的冻土上取 10 m) 即可满足要求。计算模型及地层构造可见图 1。

(2) 混凝土入模初期, 由于低温早强混凝土水泥的水化放热速度快, 远大于传热速度, 故可把浇注初期的混凝土作为绝热温升处理。计算中采用混凝土的绝热温升的温度作为混凝土上的初始温度。混凝土放热主要在 7~12 d 内完成, 即混凝土在入模后 7~12 d 内放出绝大部分水化热使其升温。所以, 将混凝土的绝热温升作为其初始条件, 这样的考虑对混凝土达到强度龄期 (28 d) 后的计算结果不会产生很大的影响。

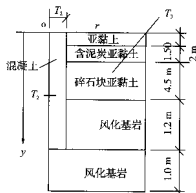


图 1 计算模型简图

2 控制微分方程及计算方法

对于图 1 所示计算模型及坐标, 设导热系数各向不变, 则轴对称条件下考虑相变的热传导方程形式为:

$$C \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial r} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial r} \right) + \frac{\lambda}{r} \frac{\partial T}{\partial r} \quad (1)$$

式中 T , C , λ 分别为土的温度、容积热容量和导热系数。

在计算过程中采用显热容法来模拟物质模型的相变计算。假设相变时发生在 T_m 附近的一个温度范围内 ($T_m \pm \Delta T$), 将相变潜热的影响作为附加热容, 则所构造的热容表达式和导热系数的表达式为 [3] [6]:

$$C = \begin{cases} C_1 & T < T_m - \Delta T \\ \frac{L}{2\Delta T} + \frac{C_1 + C_2}{2} & T_m - \Delta T \leq T \leq T_m + \Delta T \\ C_2 & T > T_m + \Delta T \end{cases} \quad (2)$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_1 & T < T_m - \Delta T \\ \lambda_1 + \frac{\lambda_2 - \lambda_1}{2\Delta T} [T - (T_m - \Delta T)] & T_m - \Delta T \leq T \leq T_m + \Delta T \\ \lambda_2 & T > T_m + \Delta T \end{cases} \quad (3)$$

式中 符号 f , u 分别表示冻、融状态; T_f , C_f , λ_f 分别为正冻区内冻土的温度 ($^{\circ}\text{C}$)、容积热容

量 ($\text{kJ}/\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C}$) 和导热系数 ($\text{kJ}/\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$); 带“ u ”者为桩区内的相应物理量; T_m 为冻结温度; L 为含水岩上的相变潜热。

初始条件为:

$$T(y, r, t) \big|_{t=0} = T_1 \quad (0 \leq r \leq 0.5 \text{ m}) \quad (4)$$

$$T(y, r, t) \big|_{t=0} = T_2 \quad (r > 0.5 \text{ m}) \quad (5)$$

式中: T_1 为混凝土的入模温度加绝热温升, T_2 为灌注桩前的冻土的初始地温 (通过实地地温观测取值) 固定边界上的边界条件为:

$$\frac{\partial T}{\partial n} = 0 \quad (r=R) \quad (6)$$

$$\frac{\partial T}{\partial n} = \zeta \quad (y=30 \text{ m}) \quad (7)$$

$$\lambda \frac{\partial T}{\partial n} = h(T_a - T) \quad (y=0) \quad (8)$$

式中 h 为空气与地面的对流换热系数, 可取为 $15 \text{ W}/\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$ [7]; 地温梯度 $\zeta = 0.055 ^\circ\text{C}/\text{m}$; T_a 为地表下附面层底温度。

$$T_s = T_a + At + 12.2 \sin\left(\frac{2\pi}{8640}t + \frac{4\pi}{3}\right) \quad (9)$$

式中 $A = 2.28 \times 10^{-6} \text{ C}/\text{h}$, $T_a = -2.0 ^\circ\text{C}$, 对应于年平均气温 $-4.5 ^\circ\text{C}$, t 的单位为 h 。

由于冻土的比热和导热系数是随温度的变化而变化, 加上两界面的位置也不是固定的, 因此, 界面的能量守恒条件是非线性的。所以该问题在数学上是一个强非线性问题。无法获得解析解, 本文用有限元方法求解, 从微分方程式 (1) 出发用离散伽辽金方法推导轴对称条件下的热传导问题有限元公式, 可得整体热平衡方程 (9)。

$$[K] \{T\}_t + [M] \frac{d}{dt} \{T\}_t = \{P\}_t \quad (10)$$

式中 $[K]$ 为温度刚度矩阵; $[M]$ 为非稳态变温矩阵; $\{T\}$ 为未知温度值的列向量; $\{p\}$ 为与边界条件有关的温度荷载列向量; 下标 t 表示这些列向量都取同一个 t 时刻的值, 且有

$$[K] = \sum \int_V r_k \left(\frac{\partial}{\partial y} [N]^T \frac{\partial}{\partial r} [N] + \frac{\partial}{\partial y} [N]^T \frac{\partial}{\partial y} [N] \right) dy dr + \sum \int_S h r [N]^T ds \quad (11)$$

$$[M] = \sum \int_V c r h [N]^T [N] dy dr \quad (12)$$

$$\{p\}_t = \sum \int_S c r h T_s [N]^T ds \quad (13)$$

对于式 (10) 在时间域内采用精度较高的 Crank-Nicolson 差分格式可得

$$\left([K] + \frac{2[M]}{\Delta t} \right) \{T\}_{t+\Delta t} = \left(\{p\}_{t+\Delta t} - \{p\}_t \right) + \left(\frac{2[M]}{\Delta t} - [K] \right) \{T\}_t \quad (14)$$

利用式 (6) ~ (9), 考虑 C 与 λ 与温度有关, 采用合适的时间步长 Δt 和迭代求解精度求解 (14), 即可求得本问题的解。

3 数值结果

表 1 给出了青藏高原典型湿润性地段的水文地质资料及其热参数。表中: C_{10} —— 相变区正冻

土的显热容。

计算过程中,混凝土的种类及绝热温升的计算采用中铁十二局青藏铁路铁路工程指挥部试验室提供的方案及计算公式,这里采用水泥+DZ系列外加剂方案,且胶材用量 422.2 kg/m^3 。当混凝土入模温度为 5°C 时混凝土绝热温升为 51.2°C 。

在用有限方法求解时的四分之一计算模型的单元剖分图 2 所示。为了清楚的从定量上对本文计算结果进行分析,表 2 列出了灌桩时间为 8 月 1 日,入模温度为 5°C 时在不同回冻时间条件下桩身表面处地温及模型中未受扰动处地温(天然地温)的变化值。

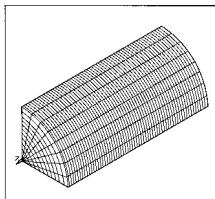


图 2 四分之一计算模型的单元剖分图

从表 2 中可见,混凝土水化热对地温的热扰动是一个较为长期的过程,它随着回冻时间的增加而减少,但回冻两个月后单桩桩身表面处地温平均值也只达到了天然孔地温平均值的 57.07% ,因此要等混凝土水化热对地温的热扰动完全消除(既达到新的热平衡状态,平均回冻率接近 100%)再施工是不现实的,实际上只要基桩承载力满足施工要求即可。

表 1 水文地质资料及热参数

材 料	离地面 深度 (m)	含水 量 (%)	干容重 (kg/m^3)	λ_0 ($\text{kJ/m} \cdot \text{h}^\circ\text{C}$)	λ_1 ($\text{kJ/m} \cdot \text{h}^\circ\text{C}$)	C_0 ($\text{kJ/m}^3 \cdot ^\circ\text{C}$)	C_1 ($\text{kJ/m}^3 \cdot ^\circ\text{C}$)	$C_{\text{总}}$ ($\text{kJ/m}^3 \cdot ^\circ\text{C}$)
亚黏土	0~1.5	40	1 200	4.059	5.690	2 830	2 230	62 254
含泥炭 亚黏土	1.5~3.5	60	900	2.050	3.054	2 480	1 980	78 125
碎石块 亚黏土	3.5~8.0	24.5	1 500	5.105	5.648	2 480	1 871	38 258
强风化 基岩	8 m 以下	4	2 500	9.720	9.720	2 290	2 290	39 865
钢筋 混凝土		2 500	6.264	6.264	2 300	2 300		

表2 地温随深度及回冻时间变化值

离地面深度 (m)	30 d		15 d		60 d	
	桩身表面处	未受扰动处	桩身表面处	未受扰动处	桩身表面处	未受扰动处
	地温 (°C)	地温 (°C)	地温 (°C)	地温 (°C)	地温 (°C)	地温 (°C)
1	-0.032	0.533	-0.213	-0.659	-0.473	-0.79
2	-0.055	-1.625	-0.311	-1.611	-0.497	-1.597
3	-0.193	-2.053	-0.561	-2.045	-0.791	-2.037
4	-0.756	-2.08	-1.036	-2.072	-1.207	-2.065
5	-0.698	-2.042	-0.995	-2.036	-1.186	-2.031
6	-0.525	-1.957	-0.909	-1.953	-1.097	-1.951
7	-0.495	-1.845	-0.771	-1.846	-0.966	-1.817
8	-0.532	-1.759	-0.856	-1.755	-1.046	-1.751
9	-0.713	-1.704	-1.006	-1.695	1.16	-1.686
10	-0.588	-1.644	-0.945	-1.632	-1.118	-1.62
11	-0.417	-1.579	-0.828	-1.566	-1.029	-1.552
12	-0.271	-1.509	-0.709	-1.498	-0.931	-1.483
13	-0.160	-1.436	-0.607	-1.428	-0.839	-1.415
14	-0.074	-1.363	-0.524	-1.36	-0.763	-1.349
15	-0.013	-1.294	-0.466	-1.294	-0.706	-1.286
16	0.019	-1.231	-0.433	-1.234	-0.669	-1.228
17	0.009	-1.176	-0.430	-1.18	-0.653	-1.176
18	-0.059	-1.129	-0.459	-1.133	-0.659	-1.129
19	-0.187	-1.09	-0.517	-1.092	-0.682	-1.088
20	-0.364	-1.055	-0.597	-1.055	-0.719	-1.052
平均值	-0.305	-1.452	-0.659	-1.507	-0.860	-1.507
平均回冻率 (%)	21		43.73		57.07	

4 桩基回冻过程对单桩承载力和桥梁施工的影响

以某3孔16m中桥桩基础的钻孔灌注桩为例,根据设计资料可得其单桩设计荷载见表3。

表3 单桩设计荷载 (kN)

各阶段荷载种类	桥台	1 [#] 墩	2 [#] 墩
运营荷载 (主+附)	2 278.96	2 599.65	2 599.65
架梁后 (主力)	2 037.14	1 676.98	1 676.98
架梁前 (桩重+承台重+墩 (桥)台重)	1 402.5	1 062.5	1 062.5

根据铁路桥涵地基和基础设计规范 (TB10 002.5-99) 中条款 G.0.1 及表 G.0.1-1 之规定,混凝土桩侧面与融土之间的单位摩阻力及与冻土之间的冻结强度由表4所示。

表 4 桩侧表面与土之间的切向强度

混凝土桩侧表面 与融土单位摩阻力 (kPa)	上层月最高平均温度 (°C)					
	混凝土桩侧表面与冻土的冻结强度 (kPa)					
30	-0.5	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0
	70	110	150	190	230	270

根据铁路桥涵地基和基础设计规范 (TB 10002.5-99) 中式 6.2.2-2 之规定, 融土条件下本例钻孔灌注桩的容许承载力为:

$$[P] = \frac{1}{2} U \sum f_i l_i + m_0 A [\sigma] = 623.5 \text{ kN} \quad (15)$$

式中 $[P]$ ——桩的容许承载力 (kN), U ——成孔桩径周长, 按螺旋线计算 $U = 3.14 \times 1.03 = 3.234 \text{ m}$, f_i ——各土层的极限摩阻力 (kPa), l_i ——各土层的厚度 (m), 在本问题中根据表 4 及条款 G.0.1 取 $\sum f_i l_i = 30 \times 20 = 600$ (kN), 桩底支承力则折减系数 $m_0 = 0.7$, 桩底支承面积 $A = 1.54 \text{ m}^2$, 桩底地基土容许承载应力为:

$$[\sigma] = \sigma_0 + k_2 \gamma_2 (4d - 3) + k' \gamma_2 (6d) = 350 + 4 \times 16 \times 1 + 2 \times 16 \times 6 = 606 \text{ (kPa)} \quad (16)$$

将式 15 的计算结果与表 3 对比可知, 在冻土地区钻孔灌注桩灌注后, 只要混凝土强度达到设计标准, 不管是否回冻, 单桩的承载力均可满足架梁前的承台及墩 (桥) 台的施工要求。

根据《铁路桥涵地基和基础设计规范 TB 10002.5-99》中式 8.3.5 之规定, 冻土条件下本例钻孔灌注桩的容许承载力为:

$$[P] = \frac{1}{2} \sum \tau_i F_i m' + m'_0 A [\sigma] \quad (17)$$

式中 τ_i ——各冻土层与桩侧表面的冻结强度 (kPa), F_i ——各冻土层中桩侧表面的冻结面积 (m^2), 在本问题中根据条款 8.3.5, 取冻结力修正系数 $m' = 1.4$, 桩底支承力则折减系数 $m'_0 = 0.7$, 桩底支承面积按扩底面积算 $A = 3.14 \times 0.72 = 1.54 \text{ m}^2$, 桩底冻土地基容许承载应力为 $[\sigma] = \sigma_0 = 350$ (kPa)。

根据表 4 当冻土层与桩侧表面交界处月最高平均温度回冻至 -0.5°C 时, 由式 17 可得 $[P] = 3456 \text{ kN}$, 对比表 3 可知, 此时的冻结温度已完全满足钻孔灌注桩单桩的运营设计荷载要求。因此, 可将冻土层与桩侧表面交界面处月最高平均温度回冻至 -0.5°C 作为钻孔灌注桩的回冻标准。当满足此标准, 任何施工过程均可进行。在本例中当单桩入模温度 5°C 条件下, 回冻时间为 30 d 时, 桩身表面处平均地温达到了 -0.305°C , 已满足架梁前的承台及墩 (桥) 台的施工要求; 回冻时间为 45 d 时, 桩身表面处平均地温达到了 -0.659°C , 已满足运营设计荷载要求, 可进行任何施工。

5 结束语

(1) 混凝土水化热对地温的热扰动是一个较为长期的过程, 因此要等混凝土水化热对地温的热扰动完全消除 (既达到新的热平衡状态) 再施工是不现实的。实际上, 只要基桩承载力满足施

工要求即可。事实上在冻土地区钻孔灌注桩灌浆后,只要混凝土强度达到设计标准,不管是否完全回冻,单桩的承载力均可满足架梁前承台及墩(桥)台的施工要求。

(2) 可将冻土层与桩侧表面交界面处月最高平均温度回冻至 -0.5°C 作为钻孔灌注桩的回冻标准。当满足此标准,任何施工过程均可进行。

(本文原登载于《岩石力学与工程学报》2005年9期)

青藏铁路多年冻土区桩基础施工中的混凝土温度控制问题

马 辉¹ 廖小平² 赖远明³

(1. 青藏铁路公司, 青海 西宁 817000;

2. 中铁西北科学研究院, 甘肃 兰州 730000;

3. 中国科学院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000)

摘 要:在青藏铁路多年冻土区应用钻孔灌注桩施工,为解决桩基混凝土和桩周冻土相互影响的矛盾,混凝土的入模温度至关重要。在寒季低温、负温环境下,通过对原材料进行预热、保温、保湿,应用低温、早强复合外加剂等措施便可保证混凝土的施工质量和早期强度;但在暖季,通过利用新型混凝土添加剂,改善混凝土配合比,减少混凝土水化热的方法,将多年冻土区桩基混凝土的入模温度适当提高是完全可行的。实践证明,在青藏铁路多年冻土区桥梁桩基工程中执行了“2℃~10℃的混凝土入模温度”新条款后,未发现因回冻时间不足而引起对上部结构承载力不足的问题。

关键词:冻土工程;桩基础;钻孔灌注桩;混凝土入模温度;青藏铁路

1 青藏铁路沿线多年冻土的工程特性及其分布情况

有别于常规土类,长年处于冻结状态的多年冻土的物理性质、化学性质和工程特性除了与土颗粒的矿物成分、密度和含水量等因素有关外,还与土中含冰量和冻土的温度状态密切相关。在受到太阳辐射、气温波动、水文条件变化和人为热扰动等外界因素影响时,冻土层的表层(活动层)或深层会产生寒冻暖融的交替变化,同时也会造成其影响范围内冻土层的温度变化。

热扰动引起的土中水分的相变会造成冻胀融沉问题,而冻土的温度状态对其工程性质也起着决定性作用,温度不同,冻土的力学性质可以有很大差别。例如,在0℃~-7℃范围内,冻土的冻结力与负温间存在着近似线性的增长关系:含水率为15%的中砂,当温度从-1℃降至-4℃时,短时冻结强度从0.156 MPa增加至0.553 MPa,即增加约2.5倍;含水率为13%的亚黏土,当温度从-1℃降至-4℃时,短时冻结强度从0.133 MPa增加至0.435 MPa,即增加约2.3倍。由此可见,冻土的冻胀和融沉,以及冻土温度状态的反复变化是造成高原多年冻土区工程建筑物

不稳定的主要原因,也是青藏铁路建设和建成后安全运营所面对的主要问题。

鉴于冻土的“冻胀”、“融沉”以及冻土本身的强度变化主要决定于冻土的含水(冰)情况和温度状态,国内冻土工程界主要依据冻土中的总含水(冰)率和冻土的年平均地温(T_m)对冻土的工程分类进行了划分。据统计,青藏铁路沿线的多年冻土中,高含冰量(富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层)地段 223.16 km, 占全长 41%;(少冰、多冰冻土)地段 221.57 km, 占全长 40%,其余为融区。其中 4 种类型的年平均地温分区所占比例分别为:Ⅰ区全长 197.43 km, 占全长 35.7%;Ⅱ区全长 87.12 km, 占全长 15.7%;Ⅲ区全长 113.98 km, 占全长 20.6%;Ⅳ区全长 49.74 km, 占全长 9%;融区全长 105.49 km, 占全长 19%。

由此可见,青藏铁路沿线的多年冻土中以高温冻土($T_m \geq -1.0^\circ\text{C}$)居多,而且含冰量较大,容易产生各种不良冻土工程问题。考虑到现有的路基结构形式在热传导特性上还没有绝对把握保护基底多年冻土的热稳定性和路基的稳定性,在青藏铁路沿线的高温高含冰量冻土地段,设计了 60 多座,总长约 50 km 的以桥代路桥梁。其中,最长的清水河以桥代路特大桥长达 11 704.62 m, 共有桩基 2 878 根。对冻土区桩基础工程而言,冻土的温度状态是影响其承载力的主要因素之一。以下重点讨论青藏铁路建设实际工程中较为突出的冻土区桥梁桩基混凝土施工质量保障和早期承载力形成问题,桩基混凝土和桩周多年冻土是这一问题的工程载体,二者相互关联,相互影响,它们的温度状态则是二者在这一问题中的联系纽带。

2 多年冻土与桩基础工程间的相互影响及施工中需要解决的问题

青藏铁路多年冻土区的桥梁、房屋等结构物基础主要采用桩结构,避免采用浅基础结构形式,以增加基础的可靠性,同时也减少了施工对多年冻土的热扰动。根据已有的研究成果,冻土区可采用的桩基形式主要包括钻孔打入桩、钻孔插入桩和钻孔灌注桩 3 种。因为钻孔灌注桩施工简便,适用于各种地质条件,利于使用当前较成熟的先进施工设备和工艺,而且在 3 种类型的桩中,钻孔灌注桩的承载能力最大,所以青藏铁路的桥梁桩基础,除一处试验工点外,均采用了钻孔灌注桩。

但是,在多年冻土区应用钻孔灌注桩首先要解决好两个问题:一是如何保障冻土低温环境下桩基混凝土本身的强度和耐久性满足工程要求;二是如何减少桩基施工对地基冻土温度场的扰动,保证经施工扰动的桩周多年冻土在工期容许的时间内回冻,及早形成桩基承载力,以便上部结构施工。从下文的分析可知,在不同的施工季节,表现上述不同的问题,二者在一定程度上是一对矛盾体。

混凝土本身的强度和耐久性成为工程难题是由青藏铁路沿线的多年冻土和气候条件所决定的。青藏铁路沿线的多年冻土主要集中在昆仑山至唐古拉山间的干旱气候区,年平均地温一般在 $0^\circ\text{C} \sim -6^\circ\text{C}$ 之间,年平均气温在 $-1^\circ\text{C} \sim -6^\circ\text{C}$ 以下,每年的 9 月至翌年的 4 月为负温月份,月平均最低气温在 -10°C 以下,极限最低气温达 -45.2°C ,即使在最热的 7、8 月份极端最低气温也有可能在一 8°C 以下。这就意味着,在很多情况下,混凝土的拌和、运输、浇注只能在负温环境下进行,而桩周多年冻土的温度环境则是其自然的养护硬化环境。

从保障混凝土耐久性的角度出发,在低温和负温环境下,混凝土的入模温度宜控制在 $5 \sim$

10℃。若入模温度偏低,不利于混凝土的早期强度形成,在不能及早形成混凝土上的临界抗冻强度时,还会发生混凝土的冻裂破坏,表1所列不同养护温度下混凝土的临界抗冻强度值。另一方面,若入模温度偏高,不仅会引起冻土热扰动问题,还容易造成养护过程中混凝土表层和内部温度之差以及混凝土表层和环境温度之差过大,这同样会影响混凝土的耐久性。在《青藏铁路高原地区耐久性混凝土目标管理措施》(由青藏铁路建设总指挥部于2002年7月28日发布执行)中规定,混凝土表面和内部的温差应符合设计要求,当设计无要求时,温差不宜超过15℃;混凝土结构拆模后,表面温度与环境温度之差不大于15℃,否则应迅速采取保温措施。

表1 不同环境温度下混凝土的临界抗冻强度

混凝土的最低环境温度(℃)	混凝土的临界抗冻强度(MPa)
0~-10	5.0
-10~-15	7.5
-15~-20	10.0

实际上,在寒季,如何保障低温、负温环境下混凝土的施工质量和早期强度(包括临界抗冻强度)青藏铁路混凝土施工过程中的主要矛盾。在环境温度过低,混凝土拌和物无法满足温度要求时,往往需要对原材料中的水和骨料进行预热,

水和骨料需要加热的温度根据热工计算和实际试拌确定。一般优先采用加热水的方法,当仅加热水还不能满足要求时,采用同时加热骨料的方法,水的加热温度宜在60℃以下,最高不得超过80℃,骨料的加热温度不得超过60℃,水泥、外加剂不直接加热,但可在使用前运入暖棚进行预热。拌和好的混凝土用在运输过程中还要注意保暖,减少运输过程中的散热时间。在环境气温低于-10℃条件下进行较小体积的混凝土浇筑时,在浇筑部位的周围搭设暖棚并事先预热,以避免浇注期间混凝土受冻。混凝土浇筑后,立即覆盖,进行保温、保湿养护。

此外,为解决低温、负温环境下混凝土的施工问题,青藏铁路建设中推广应用了低温、早强高性能复合外加剂。以中国铁道科学研究院等单位研制的青藏铁路专用DZ型高性能混凝土外加剂为例,它具有防冻、早强、降低水化热、提高耐久性等一系列功效,使混凝土的最低养护温度可达-5℃,在单位胶凝材料用量相同、规定温度为-20℃条件下,7d和28d龄期的抗压强度比同期基准混凝土分别提高20%~40%和10%~25%。低温、早强高性能复合外加剂的应用不仅能较大程度地简化现场施工操作程序,使桩基混凝土施工中的入模温度控制范围扩大到2~10℃,而且有力地保障了混凝土的施工质量,高原寒季低温环境不再成为混凝土施工的主要制约因素。

多年冻土区桩基施工中要解决好的另一个问题是减少对桩周多年冻土的热扰动,缩短桩周多年冻土的回冻时间。回冻时间的长短对桩的设计与施工具有重要意义,它是确定回冻方式(自然或人工)、桩基类型、沉桩方式、桩距及施工季节的重要根据,也直接决定着桩基实际承载力的形成时间(与桩基本身的强度无关)。依已有研究成果及实践经验,多年冻土区钻孔灌注桩宜在寒季施工,以利于桩周地基上的回冻,在暖季施工时,应避免在回冻期间基础承受荷载。但是,青藏铁路工程浩大,自然条件严酷,要使所有工程都在其最合适的季节施工显然是不现实

的,桩基础施工就是其中之一。

在暖季进行桩基施工时,混凝土的入模温度被认为是减少桩周冻土热扰动的重点控制指标。《青藏铁路高原多年冻土区工程施工暂行规定》(2001年10版)及《青藏铁路高原多年冻土区桥涵工程施工技术细则》(分别由铁道部建设管理司和青藏铁路公司颁布执行)关于桩基混凝土施工的条款中规定:“混凝土拌和物出机温度应保证其入模温度控制在 5°C 左右”,“高温高含冰量冻土地段混凝土浇注时入模温度不宜高于 5°C ”。这一指标在寒季施工时是容易实现的,然而,在暖季,随着气温的升高和日照时间的加长,实现这一目标就显得很困难,主要原因是原材料的温度较高导致混凝土的出料温度偏高。

2002年6月中、下旬,笔者在现场工作时,正值青藏铁路多年冻土区段的施工全面展开,并进入施工高峰期。根据全线建设总体规划和工期进度要求,昆仑山至唐古拉山段将有大量的桩基工程在当年的暖季施工,而且有部分混凝土浇灌桩将在其浇注30~45天后开始上部结构的施工(认为桩周土已回冻)。现场的实际情况是,虽然施工人员采取了混凝土骨料遮阳、水洗降温,夜间集中拌和等措施,混凝土的入模温度仍在 8°C ~ 12°C 之间,造成拌和好的混凝土不能浇注,部分工点被迫停工。以下是2002年6月24日笔者在不冻泉拌和站现场调研时实测的一些数据。

上午11时左右,天气晴朗,太阳辐射强,砂石料场所处地形开阔,空气流通,气温约为 11°C ,太阳辐射下的地表温度 25°C ,拌和场取水处地表浅层自然水流温度 9°C ;砂堆阳坡面温度 6°C ,碎石堆阳坡面温度 14°C ,碎石堆阴坡面温度 2°C ;库棚敞开,空气流通时,水泥温度 5.5°C 。上午11时30分左右,距拌和站3 km外的不冻泉地下水出口处水温约为 1°C (多年冻土区地下水温一般在 0°C ~ 1°C 之间),在旁近的水池内水表尚有约1 cm厚的冰层,说明夜间气温在 0°C 以下,距地下水出口下游30 m处的浅层水流温度升至 4.5°C ,原因是太阳辐射及其他地表水的混入。下午8时,碎石表面温度为 18°C ,去掉表面50 cm,温度为 4°C ,去掉表面1 m,温度为 3°C ;储水池表面水温为 8°C ,去掉表面50 cm,温度为 4°C ;露天水泥温度为 12°C ,运输混凝土的罐车内部温度为 14°C 。夜间零时左右,揭去原材料的表面,取低温原材料进行拌和,混凝土出机温度为 7°C 左右。

由以上温度参数可以看出,太阳辐射热是造成混凝土入模温度偏高的主要因素,若不采取必要措施,混凝土温度是很难控制在规范范围内的。结合施工现场实际情况、高原气候特点及混凝土原材料的热学特性(这里主要考虑水的高热容和碎石吸热、散热较快的特性),工程技术人员提出控制混凝土出炉温度的以下措施:

- (1) 将桩基混凝土的拌制及浇筑工序安排在夜间无太阳辐射和气温降低时进行;
- (2) 控制水温,考虑取用合格的地下源头水,将拌和用储水池掩埋于地下,防止日间高温及太阳辐射导致池内水温升高,运水和上水设备采取保温措施;
- (3) 对其他原材料的降温措施包括水泥库棚的通风散热,骨料尤其是粗骨料的遮阳覆盖,必要时进行吹风散热。

采取以上措施后,对控制混凝土的出炉温度和入模温度有一定的效果,但并没有完全解决问题,在部分情况下,施工仍然难以满足规范中入模温度不高于 5°C 的要求。另一方面,单纯依赖

以上措施不仅增加了施工成本和施工难度,造成工期滞后,也增加了施工人员的劳动强度,而且,夜间施工也不利于保证混凝土的整体施工质量。

既然这些措施不能完全克服施工中的实际困难,那么可否考虑在充分了解设计原则大背景的前提下,适当调整相关规范中混凝土施工的温度控制指标,例如,把混凝土的人模温度范围放宽到 $2^{\circ}\text{C}\sim 10^{\circ}\text{C}$ 之间。下面的论述和此后的工程实践证明,这个建议是可行的,也是有必要的。

3 调整混凝土的入模温度指标的可行性

3.1 混凝土入模温度提高对桩周回冻时间的影响程度

桩基混凝土入模温度的确定,是基于已有的研究成果,目的是为了缩短桩基的回冻时间。一般认为,影响桩基回冻过程的因素主要有地基土的热物理特征,桩的类型及大小、钻孔方法、施工季节以及混凝土携带热量的多少等。对钻孔灌注桩而言,在桩的位置、桩径大小和施工季节确定的情况下,桩基施工对地基输入热量的多少取决于钻孔时的摩擦热,循环泥浆的热量和灌注桩混凝土的显热、潜热及水化热等。也就是说,混凝土入模温度的控制仅仅是在一定程度上减少了灌注混凝土带入地基土的显热部分。

首先分析混凝土入模温度分别提高 5°C 和 10°C 时增加的热量在混凝土携带总热量中所占的比重以及这部分热量对桩周冻土造成的影响。

根据《青藏铁路高原地区耐久性混凝土目标管理措施》的要求,混凝土的抗冻融循环次数必须达到 300 次,满足这一指标要求混凝土的最小水泥用量宜为 $466\text{ kg}/\text{m}^3$ 左右,对应的混凝土配合比为:

水泥 M_c : 砂 M_s : 碎石 M_g : 水 M_w : 高效减水剂 $M_a=466.8:684:1071:179:4.7$

取普通硅酸盐水泥的水化热系数 $q=314\text{ kJ}/\text{kg}$, 上述配合比对应的拌和混凝土比热加权平均值为 $C=1.09\text{ kJ}/\text{kg}\cdot^{\circ}\text{C}$, 容重 $\gamma=2405.5\text{ kg}/\text{m}^3$ 。

那么,单位体积混凝土产生的水化热为:

$$Q=q\cdot M_c=146575\text{ kJ} \quad (1)$$

单位体积混凝土从入模温度 t 降至 0°C 释放的显热为:

$$Q_a=C\cdot\gamma\cdot t \quad (2)$$

表 2 所列为不同入模温度下混凝土释放的显热与其水化热的对比关系。

表 2 不同入模温度下混凝土释放的显热与其水化热的对比关系

混凝土入模温度 ($^{\circ}\text{C}$)	单位体积混凝土释放的显热 (kJ)	显热与水化热之比 (%)	显热与总热量之比 (%)
5	13 110	8.94	8.21
10	26 220	17.89	15.17
15	39 330	26.83	21.16

再计算这部分显热造成的桩周冻土融化量。桩周地温场计算实质上是温度场随时间变化的带相变的圆筒壁不稳定导热问题,采用数学模型应该是带相变瞬态温度场问题的热量平衡控制微分

方程,应用数值求解。但对于工程分析来说,这里采取简化的考虑相变的计算方法。这个计算过程基于以下假设:混凝土的水化热和显热全部传入多年冻土;传入多年冻土的热量全部转化为多年冻土融化所需的潜热,而忽略了多年冻土融化前和融化后消耗的显热;在融化过程中,融化圈范围内没有外界冷量的补充。显然,这些计算假设是偏于保守的,但仍可说明问题。若桩周冻土以亚黏土为主,可根据有关资料计算其不同含冰量条件下的相变热容和桩径为1 m时单位桩长桩周冻土上的融化量和相应的融化厚度(见表3)。

表3 亚黏土在不同含冰量条件下的相变热容、单位桩长的融化量和融化厚度

冻土类型	相变热容 (kJ/m ³)	水化热融化的冻土体积和厚度		5℃温差混凝土显热的融化量	
		体积(m ³)	厚度(m)	体积(m ³)	厚度(m)
少冰冻土	77 952	1.47	0.347	0.13	0.040
多冰冻土	96 688	1.18	0.292	0.11	0.033
富冰冻土	139 177	0.82	0.215	0.07	0.023
饱冰冻土	194 379	0.59	0.161	0.05	0.017
含土冰层	大于194 379	小于0.59	小于0.161	小于0.05	小于0.017

实际上,在青藏铁路多年冻土区灌注桩用的混凝土,除采用水泥胶凝材料外,还内掺了10%的包含部分活性混合材料的DZ系列混凝土外加剂,即当胶凝材料总用量为466.8 kg/m³时,水和外加剂的用量分别为420 kg和46.8 kg,对应的配合比为水泥Mc:外加剂Mj:砂Ms:碎石Mg:水Mw=420:46.8:684:1071:179。这样,单位体积的混凝土减少的水泥用量为46.8 kg,对应的水化热为14 695 kJ,相当于将混凝土入模温度提高5.6℃增加的显热。

3.2 影响桩周回冻时间及其重要性的其他因素

钻孔灌注桩的成孔方式对桩基回冻时间的影响是很大的。青藏铁路冻土区采用的成孔方式主要有钢索冲击式钻机成孔、旋转循环钻机成孔和大功率旋挖钻机成孔。钢索冲击式钻机适应于各种地层条件、冻土条件及地下水条件,但钻进速度较低,孔径误差较大,且成孔不规则,泥浆护壁和冲击机械能对冻土的热扰动较大。据风火山地区的施工记录,设计尺寸相同的桩基,用冲击钻机成孔比用旋挖钻机成孔要多浇注10%~15%的混凝土,这就是由成孔不规则造成的。用旋转循环钻机成孔时,需要的泥浆不仅携带了大量的热量,也不利于环保,而且同冲击钻成孔一样,循环钻机相对漫长的成孔时间也是增加热扰动的主要原因。据相关分析,循环钻机在成孔过程中对桩周冻土的热扰动不亚于桩基混凝土全部显热造成的热扰动。大功率旋挖钻机因钻杆刚度大,孔径孔径误差小,成孔质量好,孔壁规则,对冻土环境热扰动小,尤其在采用下法成孔时,这一优势显得更为突出。另一方面,旋挖钻机成孔速度快也在很大程度上减少了对冻土的热扰动。例如,2001年10月,在沱沱河试验段试验桩施工中,桩径1 m,桩长24 m的钻孔,用常规泥浆护壁反循环钻机,15 d天左右才可成孔,采用意大利soil MEC公司生产的HC60型R-618旋挖钻机,通常6~12 h即可成孔,在风化泥岩中的钻进速度可达6~8 m/h,相对于循环钻机,提高工效20倍以上。

桩基回冻时间重要性的确定,还与冻土区桩基所采用的设计原则直接相关。根据《青藏铁路高原多年冻土区设计暂行规定》,多年冻土区桩基应视工点所在位置处的冻土地温分区,结合冻土含冰量、岩性成分等地质情况确定其设计原则;对于高温冻土一般采用“允许融化原则”设计;对于低温冻土,一般采用“保持基底冻土冻结状态”原则设计;对于 T_{m-III} 、 T_{m-IV} 区的高含冰量地段,桩基承载力按以上两种原则进行检算,取其不利者。青藏铁路多年冻土区的大部分过水桥桩基和几乎所有以桥代路桥梁的桩基都是按这一原则进行设计。这就是说,在青藏铁路高温高含冰量冻土地段,桩基是按融化原则设计的,上部结构的施工只考虑桩基本身的强度要求,而不考虑桩周是否回冻,这一区段内桩基混凝土的入模温度可在不违背相关规范的前提下适当放宽要求。而在低温冻土地段、按回冻原则设计的桩基,则应当严格要求混凝土的入模温度,以免因为桩周回冻周期长而影响上部结构的施工。

3.3 综合分析

由以上计算分析可以看出,桩基混凝土带入地基土的显热相对于混凝土的水化热是很小的,将混凝土的入模温度提高 5°C 所增加的显热仅占混凝土携带(产生)供以融化桩周冻土总热量的 8.21% ; 5°C 的混凝土入模温差对应的显热最多能融化桩周 23 mm 厚的富冰冻土和 17 mm 厚的饱冰冻土,对含土冰层的融化量则更小(少冰冻土和多冰冻土的融化对桩基承载力的影响较小),这个融化量与桩基施工其他因素(成桩工艺)造成的总融化量相比是次要的;通过利用新型混凝土添加剂,改善混凝土的配合比,可减少混凝土的水化热,很容易弥补因入模温度提高所增加的显热;桩基回冻时间重要性的确定还与冻土区桩基所采用的设计原则直接相关。所以,在特定环境下,适当提高桩基混凝土的入模温度是可行的。

基于以上几个方面的分析,青藏铁路建设总指挥部于 2002 年 8 月修改了施工规范中的相关条款,将多年冻土区桩基混凝土的入模温度调整到 $2^{\circ}\text{C} \sim 10^{\circ}\text{C}$ 之间,并在全线执行。这不仅在较大程度上降低了施工成本和施工难度,保障了施工进度,也保障了桩基混凝土的整体施工质量。到目前为止,青藏铁路多年冻土区的桥梁桩基全部进行了上部结构施工,未发现因回冻时间不足引起的承载力不足问题。

4 结 论

在青藏铁路多年冻土区的施工环境下,钻孔灌注桩施工要解决好混凝土的温度控制问题,既要保证好混凝土本身的强度和耐久性,又要减少施工对地基冻土的扰动,保证经施工扰动的桩周多年冻土在工期容许的时间内回冻,及早形成桩基承载力,以便上部结构施工。

在寒季低温、负温环境下,可通过对原材料进行预热,加强保温、保湿养护,应用低温、早强复合外加剂等措施保障混凝土的施工质量和早期强度(包括临界抗冻强度)。

在暖季,桩基混凝土的入模温度控制能在一定程度上减少对桩周多年冻土的热扰动,缩短桩同冻土的回冻时间,但它不是唯一和主要的影响因素。将桩基混凝土入模温度提高 5°C 增加的显热相对于混凝土的水化热是很小的。通过利用新型混凝土添加剂,改善混凝土的配合比,减少混凝土的水化热,可以弥补因入模温度适度提高所增加的显热。将桩基混凝土的入模温度适度提高所造成的冻土热扰动与桩基施工其他因素(如桩的成孔方式等)造成的热扰动相比是次要的。桩

基回冻时间重要性的确定还与冻土区桩基所采用的设计原则直接相关。因此,在特定条件下,适当提高桩基混凝土的入模温度是可行的,也是有必要的,这不仅可降低施工成本和施工难度,保障施工进度,也有利于整体施工质量的提高。

多年冻土区路桥过渡段 一种新结构的试验观测与分析

刘建坤¹ 鲍维猛¹ 韩小刚¹ 包黎明²

(1. 北京交通大学土木建筑学院, 北京 100044;

2. 铁道第一勘察设计院, 陕西 西安 710043)

摘要: 清水河试验段路桥过渡段的设置, 是在路堤底层堆砌一定厚度的片石填料而形成通风型路基, 片石区以上采用倒梯形的填筑形式, 并在路基两侧加设保温护道, 主要考虑减小温度变化产生的不利影响。试验段选取了具有代表性的 4 个路基沉降测试断石和 3 个地温检测断石, 通过地温和沉降观测数据分析, 在冻土区过渡段采用路基片石填料的方法, 对于防止冻土冻胀、融沉、降低路基本体沉降变形等方面具有明显效果, 并达到保持线路平顺过渡的要求。

关键词: 路桥过渡段; 多年冻土; 沉降变形; 热状况; 观测

0 引言

在路基与桥梁连接处, 由于路基与桥梁刚度差别很大, 一方面引起轨道刚度的变化, 另一方面, 路基与桥台的沉降也不一致, 在路桥过渡点附近极易产生沉降差, 影响线路结构物的稳定性和列车本身的舒适性。在路基与桥梁之间设置一定长度的过渡段, 可使轨道的刚度逐渐变化并最大限度地减少路基与桥台之间的沉降差, 达到降低列车与线路的振动, 减缓线路结构的变形, 保证列车安全、平稳、舒适运行的目的。

近年来我国对高速铁路路桥过渡段进行了大量的研究, 在设置方法和施工技术等方面取得了一些成果, 对过渡段的动力学性能等问题进行了研究, 同时在冻土区路基热状态及沉降方面以及多年冻土区一般路基保护措施已经有很多研究, 但对于冻土地区铁路路桥过渡段的研究则很少。

铁道部科技开发计划项目 (2001G001-8-06-01)

国家自然科学基金 (40171018; 90102006)

多年冻土地区路桥过渡带的问题更为复杂,路基施工对表层土体产生的扰动破坏了土中原有的温度平衡状态,这种平衡状态的破坏将引起冻土上限的移动。如果冻土上限下移,则表明冻土融化,其体积将缩小,同时承载能力将降低,这将对上部结构的稳定性产生不利的影响。另外在多年冻土的冻融过程中伴随着水、热的迁移问题,也会引起路基土体的变形,这对于保持线路的平顺性非常不利。基于碎石通风路基和一般过渡段的设计原理,提出一种用于多年冻土地区路桥过渡段的设置方法,并根据青藏铁路清水河试验段的部分现场测试数据,对所采用的试验新结构进行分析和应用效果评价。

1 多年冻土区路桥过渡段新结构的提出

针对冻土所特有的工程性质,对于冻土地区路桥过渡段的处理除采用已有的一般方法外,主要考虑减小温度变化产生的不利影响。清水河试验段通过在路桥过渡段路堤底层堆砌一定厚度的片石填料而形成通风路路基,片石区以上采用倒梯形的过渡段填筑形式,并于路基两侧加设保温护道。具体工程设置横纵断面如图1、图2所示。路基高6m,顶面宽8.5m,边坡坡度1:1.5,左右各设置宽3m,高3m的保温护道。出于保护冻土的目的,基底土体未作任何工程处理,稍平整后直接从天然地面向上修筑,最下层为30cm厚的沙土垫层,其约上1.2m的高15m长的范围内为直径20~40cm的花岗岩片石填料,其上为30cm厚的碎石。最上部为倒梯形粗颗粒砂砾碎石土填筑,倒梯形底长8m左右,过渡坡度1:2。

片石通风路基的应用既保证了过渡段对于刚度的要求,又可以起到保护冻土的作用。片石间的孔隙可以形成空气对流的环境,在寒季冷空气有较大的密度,在自重和风的作用下使孔隙中的热空气上升,冷空气下降,在暖季由于热空气密度小而很难进入地基,从而达到防止冻土融化的效果。同时由于片石填料的含水量几乎为零,所以在冬季虽然路基体内的温度为0℃以下,但是冻结面却并未进入到路基体内,在顶部填料含水量较低且外部给水量很小的情况下发生的冻胀变形被大大降低。片石区上部采用一般过渡段中常见的倒梯形过渡型式,保证路基沉降变形量和刚度的平顺过渡,其填料方面主要选择无冻胀性的粗颗粒土,从而消除冻胀的影响。

2 测试元件的布设方法

本试验选取具有代表性的4个路基沉降测试断面和3个地温监测断面。沉降观测采用剖面沉降管配水平沉降仪,沉降管为内直径63mm的带有导槽的PVC管,设有上下两层,上层位于路基面以下0.5m左右,下层埋置于片石层上0.5m,埋设断面距桥台分别为2m、5m、7m、和10m。测温元件采用热电偶数据采集仪,具体布置为各断面路基中心、阳坡路肩与保温护道处设置测温孔,另于未受施工扰动处设天然测温孔,以便进行比较。各孔深均达天然地表以下15m,每孔中设置热电偶电缆,测温点数目根据孔深变化,在顶部加密。具体布设方法示意如图1、图2所示。

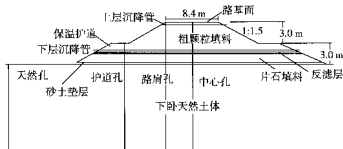


图1 过渡段设置方法及测试元件布置横断面图

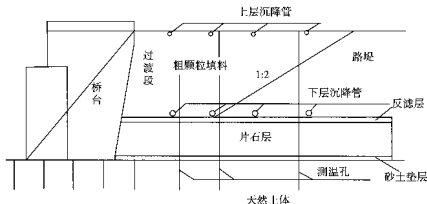


图2 过渡段设置方法及测试元件布置纵断面图

3 数据分析

3.1 地温观测数据分析

温度是多年冻土区路基沉降变形最重要的影响因素，冻土区路基的冻胀、融沉变形和温度都直接相关，因此非常有必要对路基的温度状况进行监测。根据已有的地质资料，本段原上限以下一定范围内土体含冰量很大，因此冻土上限极有可能下降，这就会引起多年冻土的冻胀和融沉变形。

选取施工结束后一个冻融循环内的数据进行分析，根据所测得的地温随路基土体深度变化的数据，得到路基体不同位置处于天然地面下不同时间的温度随深度变化规律。图3、图4、图5、图6分别为典型天然区、保温护坡、阳坡路肩与路基中心月平均地温观测曲线图。

天然孔距离路基坡脚的距离在20 m以上，由于距离较远，其地温基本不会受到路基体的影响，因此，我们可以认为温度变化保持未受扰动的天然状态，这样，就可以和施工扰动后其他各孔所测的地温相比较。其地温状况和变化规律如图3所示：土体上部一定深度范围内温度随季节的更替和

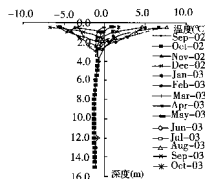


图3 典型天然孔月平均地温监测曲线

外界温度的变化有明显变化,在此范围以下温度几乎为一定值,即不随深度的变化产生较大的波动。

图4为典型阳坡保温护道孔处的地温监测曲线,修筑保温护道的目的在于削弱热传导作用对多年冻土温度状况的影响,防止冻土上限特别是阳坡冻土上限下降,减少因人为活动对路基在坡脚及附近天然地表的破坏,阻止路堤侧向地表积水渗入基底,同时对路基边坡产生反压,防止路肩滑塌。由图可见,地温在保温护道及其以下一定范围内受地表气温变化的影响较明显,温度变化范围比天然孔略大,而在此范围以下同样趋于一稳定值,不同时间地温曲线交于同一深度处,这说明冻土并未产生较明显的融化,保温护道起到了防止路基坡脚产生较大融化的效果。

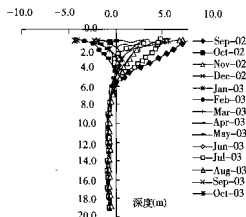


图4 典型护道孔月平均地温监测曲线

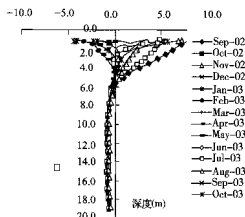


图5 典型阳坡路肩孔月平均地温监测曲线

图5为典型阳坡面路肩孔地温监测曲线,由图可见,路肩处地温变化规律同样是在上部一定范围内受地表气温影响明显,显而在较深范围内则保持稳定值。与天然区地温变化规律相比,路基体上部地温的变化范围很大,这主要是因为路基填土与天然未扰动土相比,物理性质不同,且新填筑的路基体还未达到完全的稳定状态。由图中所绘曲线可见11、12月平均地温曲线与纵轴也就是0°C有两个交点,这很好的说明路基体的冻结过程是随着寒季到来而分别由地表向下和由冻结上限向上的双向冻结过程。

图6为典型路基中心孔地温监测曲线,其地温变化规律与路肩孔相似,但达到稳定温度的深度随时间略有变化,这应是路基下卧冻土发生融化的结果,其发展变化有待进一步观察、监测,以便更全面地认识。根据各测温点所测定的温度,分别列出施工完成当年与完工一年后10月1日土体0°C位置如下页表所示。表中测温面1、2和3距桥台的距离分别为2m、5m和8m。由表中数据可以看出经过一个冻融循环的变化,路基下冻土上限的位置有明显的抬升,部分位置冻土上限已达到或超过原天然地表,这充分说明片石层填料的应用很好地起到了散发路基体热量、降低地基温度、防止冻土上限下移的作用,这也就保证了路基稳定性。

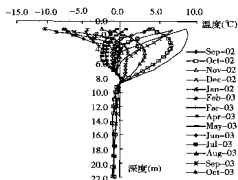


图6 典型路基中心孔月平均地温监测曲线

不同时间各测温孔测定的 0℃ 位置 (以天然地表为 0 位置点)

(m)

	天然孔		护道孔		路肩孔		中心孔	
	2002 -10-1	2003 -10-1	2002 -10-1	2003 -10-1	2002 -10-1	2003 -10-1	2002 -10-1	2003 -10-1
测温面 1	—	-2.7	-2.6	-0.5	-3.9	—	-1.2	+0.2
测温面 2	-2.1	-2.1	-3.3	-1.8	—	—	—	—
测温面 3	—	—	-2.5	-2.5	-2.5	-0.5	-	—

3.2 沉降观测数据分析

设置路桥过渡段的主要目的之一是尽量减小路基与桥台之间的沉降差异,保持轨道的平顺性。对冻土区的路桥过渡段而言,还要消除过渡段的季节性变形。因此沉降变形控制、观测是路桥过渡段施工与试验的重点。冻土区路基的沉降变形主要来自如下几个方面:路基体本身的固结沉降、地基土在上部结构的作用下引起的压实沉降、冻土的融化沉降和长期蠕变变形。轨道铺设在过渡段施工完成 8 个月后进行,铺轨时间为 5 月初。这里选择轨道铺设完成后一段时间的工后沉降进行观测,总结过渡段工后沉降变形的规律。

路基中心沉降变形值与距桥台距离之间的关系如图 7 所示:从整体上看,逐渐远离桥台的各点上的沉降值逐渐增大,对比不同点的沉降值可以发现,在路基纵向距桥台 10 m 范围内沉降差最大值不超过 2 cm。最大沉降值为 6.0 cm,距离桥台为 10 m。初始阶段的沉降最小值并不在距桥台最近的测点上,主要是因为施工过程中对于距桥台很近的地方处理不便,很难进行有效压实,因其密实效果不好而在施工后产生了相对较大的固结沉降值。随着时间的变化,沉降在纵向上趋于平缓变化。过渡段范围内沉降变形基本保持平顺过渡。

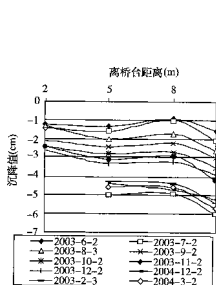


图 7 过渡段路基中心纵向沉降曲线

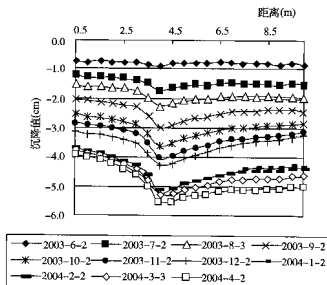


图 8 典型测试断面横向沉降曲线

图 8 绘出了同一典型测试断面不同时间的沉降曲线图, 由图中可以看出整个断面上各点基本保持均匀沉降, 而总体趋势是沉降值由阴坡方向向阳坡方向逐渐增加。这是受线路走向的影响, 阳坡面受到的太阳辐射较强, 冻土融化深度相对阴坡面较大, 沉降值相应增加, 造成整个路基面向一侧稍稍倾斜, 在某些工程区甚至在路基体的纵向产生裂缝。这种横向的不均匀变形一般的工程对策是通过调整保温护道的形状尺寸来解决。从观测资料看, 横向最大的沉降差不超过 1.0 cm, 线路横向基本保持平顺, 所采用的保温护道起到了一定效果。

图 9 为该断面路基中心、阴坡路肩和阳坡路肩表面沉降值随时间的变化曲线, 从图中可以看出铺轨完成后的 6 个月内路基体沉降基本保持相同速率, 从发展的趋势看, 路基体要达到最终的稳定还需要一段时间。由于道砟与轨道荷载的作用, 路基中心沉降量逐渐增加, 经过两个月的时间, 路基沉降量超过阳坡路肩沉降量并且沉降差值进一步增加。图中所用数据均为暖季采集, 所以路基体保持持续的沉降增长而并没有冻胀现象发生。随着时间的增长和冬季的到来, 路基体沉降速率将相应降低。

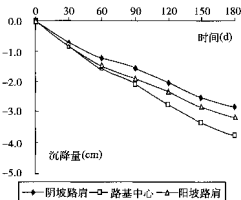


图 9 典型测试断面不同位置沉降曲线

图 10 绘出了同一典型断面路基中心上下两层所测定的沉降值随时间变化的对比曲线图。由图中看出, 上下两层的沉降在同一时间的值表现为上层的沉降值稍大, 但总体上两层的沉降值非常的接近。由于片石区路基可认为是刚性不可压缩的, 所以得到以下结论, 路基的沉降变形主要来自天然地基的沉降变形, 而路基体本身的压密沉降量很小, 从监测资料看路基本体压密沉降占总沉降量不超过 10%。片石通风设置有利于降低路基本体的沉降变形。

4 结 论

(1) 路基下部应用片石填料的方法, 在冻土区路桥过渡段设置中对于防止冻土冻胀、融沉、降低路基本体沉降变形等方面具有较明显的效果。

(2) 此路桥过渡段沿纵向沉降变形基本表现为随着远离桥台沉降值增加的特点, 达到了保持线路平顺过渡的要求。

(3) 所采用的综合性路桥过渡段设置方法适应于多年冻土区。

本实验的数据是在施工完成后一个冻融循环内进行的监测, 对于长期的变化与通车后的变形情况仍需要进一步的观察与探讨。

(本文原登载于《冰川冻土》2006 年 6 期)

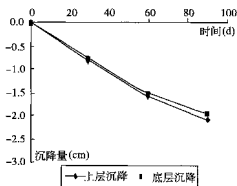


图 10 过渡段路基表面与基底沉降对比曲线

青藏铁路多年冻土地区 桥梁设计浅议

周致强

(铁道第一勘察设计院桥隧处, 陕西 西安 710043)

摘 要: 青藏铁路多年冻土区桥梁设计, 要考虑环境、气候对建筑物的影响及冰层和融冻等不良地质条件。在桥梁型式上, 要考虑高原综合水文、气象和工程的要求, 并满足路基通过困难地区时采用以桥代路的需要。青藏铁路多年冻土区桥梁基础一般不采用明挖方式, 而较广泛地应用钻孔灌注桩。按照保护冻土和允许融化等不同的设计原则进行检算, 得出多年冻土区钻孔灌注桩以及在同地区桩基础的切向冻胀力和地基沉降量的计算方法。

关键词: 青藏铁路; 多年冻土; 桥梁; 基础; 耐久性

1 总的原则

青藏高原多年冻土区河流发育, 因地形、地貌、气候影响, 该区具有独特的桥涵水文特征、特殊的不良地质现象。桥梁设计中既要考虑环境、气候对建筑物的影响, 又要处理厚层地下冰、冰锥、冰丘、河冰丘、热融滑塌、热融湖塘、融冻泥流等不良地质, 并且在桥式、孔径、基础设计等方面对冻土区有较好的适宜性。

2 桥式、结构类型

青藏高原多年冻土区人迹罕至, 水文实测资料匮乏, 桥梁孔径选择应充分利用现有资料, 综合水文、气象、工程多方面要求, 尤其要重视春融河冰堵塞桥孔的问题, 确定孔跨时适当留有富裕。在地温较高、高含冰、细颗粒地段采用路基通过有困难时, 采用以桥代路。结构形式上, 因考虑桥位地处高原, 偏僻缺氧, 无通航要求, 施工养护困难等因素, 采用桥式简单的简支梁桥。因铺工期的限制, 清水河、巴拉才曲两段较长的以桥代路线路走行较低, 梁跨采用小跨度梁, 以便于预铺架。其余桥梁有条件尽量采用大跨, 以减少对冻土的扰动。由于青藏高原环境恶劣, 为增加桥梁的耐久性, 专为青藏铁路多年冻土区设计了高耐久性梁, 以减少梁部养护、维修工作量。

3 墩台设计

桥梁墩台设计主要考虑其耐久性的问题,墩台的耐久性主要是材料的耐久性。混凝土在青藏高原如此恶劣环境下,能否经受高频率的冻融循环是问题的关键。低温、早强、耐久混凝土添加剂研制成功,解决这一难题。为解决混凝土收缩而产生裂缝,设计中所有墩台均设护面钢筋,以增加混凝土耐久性。清水河、巴拉大才曲以桥代路地段,因线路走行较低,梁跨采用小跨,桥墩采用单排架桩柱式桥墩(双柱墩),根据动力仿真试验结果,结合工点地形、地质等条件确定桩柱直径及横系梁的设置,为增加桥的整体刚度,每隔150 m左右设一实体桥墩(四根桩)。

4 桥梁基础

多年冻土区桥梁基础的设计合理与否是该地区桥梁设计的重中之重,桥梁基础的设计主要考虑到:尽量避免对河床热状况的扰动和防止融沉和冻胀作用对桥梁结构的破坏。设计前,除按一般地区桥渡要求工作外,还需摸清该处河床及河岸地层的热状态情况。

4.1 明挖基础

从以前该区桥梁建筑物的使用资料看,明挖基础在冻土区存在不少技术问题。最突出的是极易发生冻胀隆起、融化下沉病害。关键在于根据地质情况,控制好基础埋深以及施工中采取先进适宜的方法,减少地基的热扰动。因此青藏铁路多年冻土区桥梁基础设计时,除岩石较好地段及融区地质较好地段方可适当使用外,其他地段均不采用。

4.2 钻孔灌注桩

该种基础以往在青藏高原冻土区使用较广泛,效果也理想。其优点有:一是施工工艺成熟;二是“低温、早强、耐久混凝土”等先进材料的采用,能保证桩的质量;三是适用于多种地质情况;四是受冻融影响小。其缺点是造价较高些,对地基温度场扰动较大(如果掌握好入模温度且选用较大跨度对区域地温则影响不大)。青藏铁路桥梁桩基础除两座试验工点外,其余均采用钻孔灌注桩,桩径采用 $\phi 125$ cm、 $\phi 100$ cm。

4.3 钻孔打入桩

多年冻土区采用该基础时,要考虑岩性、冻土特征及地下水条件、打桩机具能力,从而确定孔径和桩径。一般全面开工前,应在不同孔径中作试打试验。钻孔打入桩适用于黏性土、砂类土地基,不适用于岩层及含漂石、块石的地基。这种桩的优点是:对地基热扰动最小;回冻快;承载力比插入桩高。缺点是:受地质条件限制;桩的平面位置和标高不易严格控制;受施工机具能力限制,大于60 cm桩径施工困难;施工设备较复杂。青藏铁路只有一座中桥试验工点采用,在施工中由于打桩困难而改为钻孔灌注桩基础。

4.4 桩孔插入桩

桩孔插入桩基础的优点是:适用于各种岩性和冻土条件的地基土;施工设备较简单;施工效率高;对地热扰动小,回冻时间短。缺点是:承载力低,桩径受机具能力限制,目前采用大直径桩施工困难;对层上水和层间水发育的各种土及松散土、粉细砂组成的季节融化层,易发生坍孔、流沙;同时回填密实程度受各种因素影响大,质量不稳定。因此,适用于小跨度桥梁。青藏铁路只有

一座中桥试验工点采用。

4.5 钻孔扩底灌注桩

青藏铁路桥梁基础设计中,对于桩基础完全置于粉土或粉质黏土中基础或河流中冬季结冰较厚,冻胀力较大,采用其他方法消除冻胀力效果不理想。采用将桩的底部 2.4 m 范围扩大的钻孔灌注桩,从而加大了桩的抗冻拔能力。多年冻土区共有 11 座桥采用了此种桩,其中 $\phi 125$ cm 采用 834 根; $\phi 100$ cm 采用 243 根。现场试验表明,这种桩抗冻拔能力明显优于非扩底桩,但施工控制扩孔较困难。如果将这种扩底广义化,即在非底部扩孔或非规则扩孔,效果要好一点。

4.6 高承台钻孔灌注桩

对于桥墩较高距青藏公路较远,表层一定深度范围为粉土或粉质黏土且含冰量较高,承台底换填有困难地段,将承台底置于地面以上一定高度,使承台悬空(设计中一般采用 30 cm)。这种基础美观程度较差,但消除法向冻胀力效果很好,对青藏铁路桥梁工程可靠度起了很好的作用。

4.7 承台墩

以桥代路地段一般情况下填土高度较低,采用通常的桥墩下挖很多,不利于保护多年冻土,为解决此类问题,将文承垫石直接置于承台上,取消墩身,节省空间。也可将承台置于地面以上,减少基坑的开挖,已达到保护冻土的目的。

5 多年冻土区钻孔灌注桩的计算

多年冻土上用作地基应视冻土所在位置区域地温分区,工点所在位置实测地温,结合工点地质、冻土含冰量等情况确定其设计原则。对于高温极不稳定冻土($T_{\phi}-I$)、高温不稳定冻土($T_{\phi}-II$),一般采用“允许融化原则”设计基础;对于低温基本稳定冻土($T_{\phi}-III$)、低温稳定冻土($T_{\phi}-IV$),一般采用“保持基底冻土冻结状态”设计基础。对于 $T_{\phi}-II$ 、 $T_{\phi}-III$ 区的高含冰量地段地基基础按两种原则进行检算取其不利者。

5.1 按保护冻土原则设计

$$[P] = 1/2 \sum \tau_i F_i m + m_0 A [\sigma] \quad (1)$$

式中 $[P]$ ——桩的容许承载力(kN);

τ_i ——第 i 层冻土的桩侧表面冻结强度(kPa);

F_i ——第 i 层冻土的桩侧表面的冻结面积(m^2),不包括季节融化层;

m ——冻结力修正系数青藏铁路取 1.3;

m_0 ——桩底文承力折减系数,根据孔底含冰量取值,含冰量越大取值越低,青藏铁路取 0.5;

A ——桩底面积(m^2);

$[\sigma]$ ——桩底多年冻土容许承载力(kPa),按工点地质资料取,不进行修正。

5.2 按允许融化原则设计

$$[P] = 1/2U \sum f_i l_i + m_0 A [\sigma] \quad (2)$$

式中 $[P]$ ——桩的容许承载力 (kN);

U ——桩身截面周长 (m), 按成孔桩径;

f_i ——各土层的极限摩阻力 (kPa);

l_i ——各土层的厚度 (m);

m_0 ——桩底支承力折减系数, 青藏铁路取 0.5;

A ——桩底面积 (m^2);

$[\sigma]$ ——桩底地基土容许承载力 (kPa), 按工点地质资料取, 不进行修正。

当基础位于冻胀、强冻胀性土时, 应检算其抗冻胀稳定性及基础受冻胀力作用的抗拉强度, 并据此确定防冻胀措施: (1) 设计时尽可能减小墩身及基础同冻胀土接触的表面积, 使切向冻胀力最小, 如采用双柱式桥墩 (用于清水河、巴拉大才曲以桥代路); (2) 尽量使墩身和基础侧面光滑, 做表面渣油涂层; (3) 在基础周围换填粗颗粒土; 对于承台无法离开地面的工点采用承台底铺设聚氨酯 (PUC) 缓冲层, 其下采用粗颗粒土换填的方法来减少法向冻胀力。

6 切向冻胀力的计算

(1) 基础的切向冻胀力 (kN) 按下式计算:

$$T = A_0 \tau + A'_0 \tau' \quad (3)$$

式中 A_0 ——70%冻深范围内基础和墩身侧面积;

τ ——70%冻深范围内基础和墩身侧面的单位切向冻胀力 (kPa, 见表 1);

A'_0 ——河底以上冰层中墩身侧面积;

τ' ——冰的切向冻胀力, $\tau' = 190$ kPa。

表 1 切向冻胀力设计值

(kPa)

冻胀类别	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特强冻胀
τ	$30 < \tau \leq 60$	$60 < \tau \leq 80$	$80 < \tau \leq 120$	$120 < \tau \leq 150$

注: ①根据土的含水量和土的黏粒含量取值, 含水量和土的黏粒含量越大取值。

②根据基础表面的粗糙度乘以 1.1~1.3 的系数。

③冻胀分类详见《桥规》表 A.0.10-1。

(2) 无河冰时切向冻胀力 (m^2) 计算, 见表 2。

表 2 无河冰时切向冻胀力计算表

冻胀力	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特强冻胀
T (kN)	30~60	60~80	80~120	120~150

(3) 基底位于多年冻土上限内或最大季节冻深以下时, 应符合公式 (4)。

$$N + C + Q \geq (1.2 \sim 1.1) T \quad (4)$$

式中 N ——基顶反力;

C——襟边上柱重；

Q₀——基础位于融化层内的摩擦力，按下式算。

$$Q_0 = (20 \sim 30) A_t \text{ (kN)} \quad (5)$$

注：架梁后取 1.2；架梁前取 1.1，一般架梁前控制。

(4) 基底位于多年冻土上限以下时，应符合下式

$$N + C + Q_0 + Q_{00} \geq (1.2 \sim 1.1) T \quad (6)$$

式中 Q₀₀——基础位于多年冻土内的冻结力 (kN)。

(5) 当切向冻胀力较大时，应检算墩身或基础薄弱截面的拉应力。

7 多年冻地区基础沉降量计算：

多年冻地区当按允许融化原则设计时地基的沉降量按下式计算：

$$S = \sum A_i \cdot h_i + \sum a_i \cdot h_i \cdot \sigma_i + \sum a_i \cdot W_i \cdot h_i \quad (7)$$

式中 S——沉降量 (m)；

A_i——第 i 层土的融沉系数；

h_i——第 i 层土的厚度 (m)；

a_i——第 i 层土的压缩系数；

σ_i——第 i 层土的附加压应力；

W_i——第 i 层土的自重压应力。

融沉系数 A_i 按两种办法计算。

当按含水量 w 确定时：

(1) I、II、III、IV 类冻土。

$$A_i = K_1 (w - w_0)$$

(2) V 类冻土。

$$A_i = 3 \sqrt{w - w_0} + A_0$$

式中 w——冻土的含水量；

w₀——起始融沉含水量，对于黏性土 w₀ = 5 + 0.8w_p；

K₁——经验系数；

A₀——相当于 w = w_c 之值。

表 3 K₁ 和 w₀ 值

	砾石、碎石土	砂土	粉性土	黏性土
K ₁	0.5	0.6	0.7	0.6
w ₀	11.0	14.0	18.0	23.0

注：砾石、碎石土当粉黏粒含量小于 12% 时，K₁ 取 0.4。

表4 A_0 和 α_k 值

	砾石、碎石土	砂土	粉性土	黏性土
α_k	46	49	52	58
A_0	18	20	25	20

注：砾石、碎石土当粉黏粒含量小于12%时， α_k 取44， A_0 取14。

表5 各种冻土融化后的压缩系数 α

冻土的干密度	砾石、碎石土	砂土	黏性土
ρ_d ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	$\sigma_c=10 \sim 210$	$\sigma_c=10 \sim 210$	$\sigma_c=10 \sim 210$
21	0.00		
20	0.10		
19	0.20	0.00	0.00
18	0.30	0.12	0.15
17	0.30	0.24	0.3
16	0.40	0.36	0.45
15	0.40	0.48	0.75
14		0.48	0.75
13		0.48	0.75
12		0.48	0.75
11			0.75

表5中 σ_c 为基底的压应力。 ρ_d 为冻土的干密度，即土的固相质量 g_s 与土的总体积 V 之比。

(本文原登载于《冰川冻土》2003年专刊)

青藏铁路冻土区 涵洞设计施工简述

王晓黎¹ 马天明²

(1. 铁道第一勘察设计院, 甘肃 兰州 730000;

2. 中铁十四局集团青藏铁路工程指挥部, 青海 格尔木 816000)

摘要: 青藏铁路多年冻土区涵洞设计, 采用预制拼装结构, 以及整体式基础和钢筋混凝土短桩基础, 其深度根据冻土类型、地温、天然上限、涵洞修筑后人为上限变化规律以及涵洞结构类型等因素计算确定。涵洞基坑开挖使基坑内和基坑外多年冻土的温度场发生变化, 温度场的变化使融化区有逐渐加厚的发展趋势。由于高原多年冻土天然上限埋藏较深, 涵洞施工基坑开挖均采用挖掘机开挖, 当遇到较为坚硬土层时采取快速爆破。涵洞暖季施工采用分段开挖, 常流水涵洞施工前加强排水; 涵洞基础施工选在寒季, 对冻土的热扰动小, 基底冻土回冻时间短。

关键词: 高原; 冻土; 上限; 涵洞; 冻胀; 融沉

1 冻土区涵洞设计

青藏高原气候恶劣, 施工条件困难, 涵洞工程采用预制拼装结构, 以改善施工条件、加快施工进度, 减轻施工对冻土的热扰动。为改善养护维修条件及通风条件, 优先采用拼装式钢筋混凝土矩涵。

(1) 涵洞基础类型、基础埋深: 基础类型与冻土类型相适应, 尽量少挖, 缩短基坑开挖及暴露时间, 减少对冻土的破坏。主要有整体式基础、钢筋混凝土短桩基础(采用钻孔插入桩)。涵洞基础埋置深度, 应根据冻土类型、地温、天然上限、涵洞修筑后人为上限变化规律以及涵洞结构类型等因素, 按出入口段、过渡段以及涵身中间段计算确定。

(2) 防冻胀、防融沉措施: 涵洞基础侧面回填非冻胀砂砾石土(其中粉黏粒含量不得大于12%)。并在涵洞基础侧面及填土接触面涂抹10 mm厚的油渣, 以减少冻胀力的作用, 防止涵洞在冻胀期发生冻胀上拔现象。在高含冰地质条件下明挖基础基底下设隔热层, 防止施工时热量下侵,

引起冻土融化、上限下降。加强防水防渗漏措施,沉降缝内必须填充具有防水防冻胀性能的填料(改性沥青麻绳),以及在涵洞出入口铺砌下铺设止水板,以隔断冻土层上水渗入涵底。

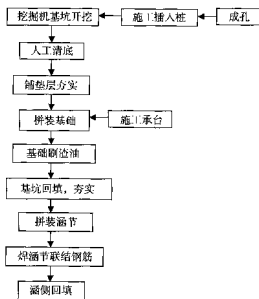
另外,在涵节之间以及涵节与翼墙之间设联接钢筋,旨在将各涵节及涵节与出入口紧密地联系在一起,既能适应各涵节在融沉不均匀状态下相应的沉降,又能防止各沉降缝被拉开的现象发生。

2 冻土区涵洞施工工艺研究

涵洞基坑的开挖使基坑内和基坑外多年冻土的温度场发生变化。温度场的变化使融化区有逐渐加厚的发展趋势,水分逐渐向地层深处冻土区迁移积累,可能加大上部季节活动层的冻胀和融沉,危害结构物;同时基坑开挖使得地基内的部分多年冻土融化,并且在建筑物的荷载和土体自重压力的作用下,冻土融化,孔隙水流失,孔隙剧烈减少,造成了土体的较大变形。

2.1 施工工艺

由于高原多年冻土地区多年冻土天然上限埋藏较深,一般在3.0 m附近,基坑最多只需开挖到冻土上限以下1.0 m左右,因此涵洞施工基坑开挖均采用挖掘机开挖,当遇到较为坚硬的土层时采取快速爆破。实践证明,采用大功率的挖掘设备进行基坑开挖,既可避免人工爆破造成地基松动,承载力下降,又能形成坑底清理平整的便利。而施工对地温的影响深度只限于基础以下1 m的范围内。基坑回填后基础下1 m范围内地温发生波动,但上升幅度较小。



涵洞施工工艺流程图工艺要点

涵洞的基础砌块体积庞大,结构稳定性好些,但安装就位困难。必须采用吊车才能吊装就位,比较而言,第一层砌块的安装就位往往就位耗时较长,上面的几层较为容易。因此,建议第一层砌块采用较小尺寸,涵洞施工工艺流程图见上图。在涵洞的施工工序中应特别注意以下几个方面:

(1) 如果施工安排在暖季,由于基坑开挖过程中容易造成冻土层的融化,不但基坑很快滑塌,而且引起基底融化深度加深,给工程留下隐患,采用分段开挖(在开挖时先挖出入口,待出入口基

础施工后再开挖中间段)可大大消除上述弊端。同时,必须注意开挖时间,根据气温变化规律,一般安排在下午4点左右开始开挖,并随时在基坑边坡上铺设碎石,可防止冻土融化。

(2)对有常流水的涵洞,施工前应加强临时排水措施,且宜修筑边沟顺排,不应在涵前拦截形成积水。基坑在开挖过程中设集水坑,并配泥浆泵抽出污水。通过上述措施减少水对冻土的扰动。

(3)当冻土层上水丰富时,将基坑开挖线放大2m,先用挖土机挖到冻土上限后,采用挡板将融化层支护好,再开挖冻土层,进入冻土开挖时,基坑放大1m。

(4)涵洞回填时,路基施工时在涵侧预留适当的空间,可使于机械化回填作业。采用推土机在涵洞两侧同时分层摊平回填料,压路机分层碾压,保证了压实质量,提高了工作效率。

2.2 冬期施工总结分析

多年冻土地区涵洞工程冬期施工有弊也有利。首先,涵洞工程地基基础冬期施工对冻土的热扰动较小。地基内仅较浅的层位受到微弱影响,且回冻迅速。其次,对于冻结层上水丰富地段,采用冻结法施工,可有效地解决基坑积水问题。当然,涵洞工程冬期施工存在混凝土养生困难、回填料压实问题以及涉及跨年度施工等问题。但是通过对涵洞设计、施工工艺的改进和施工组织科学化,兴利除弊,可消除季节对施工的限制,延长高原作业期。

3 经验教训

涵洞基础下均为多年冻土层,如施工组织安排不好,就会留下病害隐患。涵洞施工的施工组织安排要合理。工序之间要紧密衔接,协调动作,达到快速施工,防止冻层融化坍塌。在施工开挖时均不同程度地有地下水,并且冻土上限位置与设计不符,因此在施工前要探明涵洞的地质情况和天然上限位置。

涵洞基础开始时,基坑开挖采取了全断面开挖,结果后面的立模、浇筑混凝土等工序跟不上,没能形成快速施工。当时有几座涵洞是在9月份施工,气候还处于暖季,虽采取了遮阳措施,也造成了基坑下冻土的融化,清理冻土融化层投入了大量的人力和设备,给施工带来了极大的不便。后经改进,决定分段施工,先施工出水口(下游)的端翼墙基础,再施工进水口(上游)的端翼墙基础,最后施工中间段,减少了开挖量。并且利用下午时间开挖地表土,晚上放炮开挖冻土,并及时回填粗粒土,减少了冻土融化时间。

4 拼装式涵洞施工总体评价

通过冻土区涵洞施工过程的实践,取得如下认识:

(1)高原多年冻土地区涵洞工程采用装配式结构,将质量保证的关键环节由零散分布的安装工程转移到集约化管理的预制厂,由生活工作条件恶劣的高原地区转移到环境相对较好的地区,便于实现标准化、工厂化生产,便于施工质量的控制和提高以及制造效率的提高。

(2)青藏高原冬期较长,涵洞工程采用装配式结构,一方面,施工方便,安装迅速,可大幅度提高現地施工安装效率、加快施工进度,有效地利用施工的最佳季节,缩短工期;另一方面,进一步减少混凝土养生的环节,加大拼装化比率,可以延长一年中施工可利用的时期。

(3)涵洞工程采用装配式结构便于机械化施工,有利于降低高原区作业人员的劳动强度。缩短

基坑的暴露时间,减轻工程对冻土的热扰动,有利于实现工程的稳定。装配式涵洞工程对施工技术要求较高,更适用于批量生产;运输和安装有运输便道和吊装设备方面的要求。

5 结束语

青藏线地理位置独特,自然环境恶劣,地质条件复杂,不但参建人员要克服高原缺氧,机械效率下降,而且必须探索出冻土施工的正确方法。经过一年的施工,已初步掌握了冻土区工程施工基本特点。

在开工前必须作好施工组织,在修筑便道时应尽可能的利用线路本体,减少对冻土的扰动,时刻注意环保。工序之间要紧密衔接,协调动作,达到快速施工。涵洞基础施工选在寒季(10月~次年5月上旬),对冻土的热扰动小,基底冻土回冻时间短。

(本文原登载于《铁道工程学报》2003年专刊)

多年冻土区桥梁基础钻孔桩的施工

王 珣 张富强

(中铁一局青藏第四项目部)

摘 要:以 DK1 255+128 开心岭 2[#]特大桥的施工实践中,采用了钻孔、扩底、测孔、钢筋笼的制作与安装,封孔混凝土及其干、湿法封孔等施工工艺,介绍这些工艺在青藏铁路多年来冻土区冻土湿地段的运用。经过初步检验旋挖钻在冻土钻孔中的应用、高寒地区的封孔工艺,以及环保措施等得到设计单位的认可。

关键词:多年冻土;桥梁;钻孔桩;施工

1 工程概况

DK1 255+128 开心岭 2[#]特大桥位于 109 国道 3171 附近。该桥全长为 672.82 m,由 19 墩两台构成,基础全部采用钻孔桩承台基础。钻孔桩共 88 根,单根长度在 18~29 m 之间,孔径为 1.25 m,其中自桩底向上 2.45 m 为扩大头基础部分。该桥所处地段为冻土湿地,属不良地质地段,冻土上限为 1.5~4.4 m。该地区气候属高原冰雪型气候,地温干燥且变化无常,地温属 T_q -Ⅲ区,给施工带来相当大的难度。

2 施工原则

(1) 钻孔扩底桩的应用。由于该地段属于冻土湿地,该地区钻孔桩的施工与青藏线其他地区的钻孔桩施工有所不同。因为在冻土湿地进行钻孔、封孔后由于再次冻胀会产生很大的冻胀上拔力,因此利用扩大头基础部分可以大大减小这种由于冻胀产生的上拔力。

(2) 防止冻土的热扰动。在青藏铁路冻土区钻孔桩的施工重点在于严禁破坏冻土的热平衡,避免冻土的融化。根据近几个月的钻孔施工经验可知,DK1 255+128 开心岭 2[#]特大桥地下水位均在 3.5 m 以下,在钻孔过程中一般均为干孔。出现湿孔的主要原因有二,其一是在地势较低的地方由于护筒埋设不紧,地表水会通过护筒壁渗漏到孔内,即为湿孔。其二是由于钻孔时间过长,外界热量大量进入孔内,造成孔内温度升高,致使孔内周围冻土融化而造成湿孔。施工过程中注意了以上两点,也就防止了冻土的热扰动。

3 施工工艺

3.1 钻 孔

在青藏线为避免破坏冻土的热平衡,这就要求在钻孔时突出一个“快”字。因此,在钻机的选择上要求功率大、钻孔速度快的钻机。经考察,宝峨 180 型以上钻机能适应这一特点。钻孔前首先由技术人员对孔位进行放样,确保桩的纵横方向误差不大于 ± 2 cm,并在桩的前后左右设置护桩,以供随时检测桩位中心及标高,之后开始钻孔。首先让钻机的钻头中心对准桩位中心,然后用仪器对钻杆的垂直度进行调整。当钻杆的垂直度符合设计要求后,用与护筒外径相等的筒式钻头开始钻进,在钻孔的过程中应根据不同的地质情况选择不同的钻头。一般黏土、砂性土选用筒式钻头,碎砾土选用平底钻头,岩性地层选用尖底钻头。

开始钻进冻土层时一定要确保钻杆的垂直度,并加大钻杆对地层的压力,减缓进尺,采用高钻速、小钻进量均压施钻。当钻到冻土上限以下 0.5 m 左右时埋设护筒,用护桩校核其正确位置,护筒周围用黏土填实,然后高速钻进。

3.2 扩 底

当钻孔深度钻到设计标高后,提起钻头改换扩底钻头进行扩孔。先缓慢施压,钻大致 15 min 后,换用螺旋钻头清孔,应特别注意在清孔时严禁施压,以避免加深孔的深度。清孔后再次用扩底钻头进行扩底,压力不断增大,而后再次清孔,这样直至达到设计要求为止。

3.3 测 孔

当钻孔符合设计要求后,用细绳绑一高低温温度计,降至孔底,5 min 后将其提出,读取读数,看是否超过规范要求($\leq 12^{\circ}\text{C}$)。如果孔内温度过高,且冻土平衡已经破坏,这就必须将孔重新填掉,让其再次冻结,一般一个月后才能再次钻孔。

3.4 钢筋笼的制作与安装

钢筋笼的制作应严格按照设计图纸和青藏线钢筋操作规范进行制作。除此之外,为免除钢筋笼主筋与孔壁接触,在每道加强筋周围加设三个 5 cm 厚耳环,以保证钢筋笼与孔壁有足够的保护尺寸。在放下钢筋笼时,为保证其不变形,在每道加强筋中加设两根对撑筋,然后在下放过程中将其割掉。

3.5 封孔混凝土要求

由于青藏铁路多年冻土区特殊的地理环境,对封孔混凝土提出了严格的要求,要求采用耐久性混凝土。其质量要求如下:

- (1) 混凝土的抗冻融循环次数不小于 300 次;
- (2) 其抗渗等级不小于 S12;
- (3) 其应具有良好的护筋性;
- (4) 混凝土的氯离子渗透值不得大于 1 000 C;
- (5) 混凝土的表面非受力裂缝平均宽度不得大于 0.2 mm;
- (6) 其应具有较好的耐腐蚀性;
- (7) 混凝土应具有抗碱-骨料反应性能。

耐久性混凝土试件应与工程环境相同条件下养护 7 d, 再转入标准条件下养护 28 d。

3.6 封孔

3.6.1 干法封孔

对于无水孔, 桩基成孔后应尽快安放钢筋笼进行灌孔, 以减少成孔的闲置时间。首先, 根据护筒顶和桩顶标高计算出吊筋长度和导管的配置长度, 在配置导管前一定要检查导管变形及裂纹情况, 并且对导进行水密成压和接头抗拉试验。在配置时导管接头必须加垫片, 接头及垫片涂黄油, 螺丝先拧一半后再上紧螺丝, 保证其在钻孔过程中不漏气。一旦漏气, 就可能出现大的质量事故。在下放导管时保证其底部距孔底为 0.3~0.4 m 左右, 以便利用混凝土在灌注时反压出导管形成扰动从而起振捣作用。在浇注过程中一定要确保导管埋设在混凝土以下 1~5 m, 每浇注完一盘混凝土后立即用测绳测设导管的埋设深度, 以确保导管的拔出长度。在浇注混凝土的同时用温度计测设混凝土的入模温度, 保证其在 3℃~7℃之间。温度过高, 易破坏冻土的热平衡。

3.6.2 湿法封孔

湿法封孔与干法封孔所不同的是湿法封孔需用一个大漏斗, 保证大漏斗中的混凝土一次性浇注完后能埋住导管底部, 否则混凝土会被水大面积的冲刷, 产生石子和水泥浆分离, 从而产生不良的后果。灌孔前用测绳反复测量孔内沉渣厚度。当孔内沉渣超过 0.3 m 时, 需重新清孔, 然后继续测量, 20 min 后再次测量, 如果沉渣厚度始终大于 0.3 m, 则须把孔重新填掉, 一个月后再次钻孔。配置导管方法, 干孔和湿孔相同。灌注方法, 干孔和湿孔也基本相同。

4 安全质量控制

(1) 利用各种宣传工具, 采取多种教育形式, 对全体施工人员进行培训, 使全体工作人员牢固树立安全第一的思想。建立安全保证体系, 使安全管理制度化, 教育经常化。

(2) 质量上严格执行各项质量管理制度, 认真执行工程“三检制”。坚持测量双控制, 隐蔽工程签证制, 质量挂牌, 质量讲评, 质量事故分析等行之有效的质量管理制度。

(3) 积极开展 QC 小组活动, 针对冻土湿地钻孔桩施工进行科技攻关, 解决施工难题。

5 环保措施

为避免施工中破坏高原草甸湿地, 施工单位在施工区与非施工区之间用防护网隔开, 达到了“嫩间见草”的效果; 在特大桥贯通便道下埋设通水管, 保证湿地内水流畅通; 对于钻孔过程中出现的废渣, 派专车拉到指定地点倾倒; 对于施工中产生的废水, 及时注入到泥浆箱中, 做到施工场地干净、整洁。

经过短短的三个月时间, 已全部完成 DK1 255+128 开心岭 2# 特大桥钻孔桩的施工。经过设计院对钻孔桩进行检测, 无一出现质量事故, 全部达到 I、II 类桩标准。此桥的环保工作, 也多次受到上级领导的赞扬。

(本文原登载于《科技通讯》2003 年 1 期)

青藏铁路高原冻土区钻孔桩基础成孔施工工艺

殷校荣 郑 锋

(中铁四局集团有限公司, 安徽 合肥 230041)

摘 要:高原冻土区桩基础施工机械优先考虑采用旋挖钻机, 旋挖钻机能够适应多年冻土区的各种地质情况, 特别适合青藏铁路高标准的环保要求, 并可以把对冻土热平衡的影响降到最低限度。旋挖钻机钻孔桩成孔施工过程依次是: 施工准备、埋设护筒、钻机就位, 最后进行正式钻机成孔。其中钻孔桩施工时, 护筒除保护孔口正常进行钻孔作业外, 应采取有效措施以降低冻土对桩基础抗拔力的载体。钻机钻孔施工中应依据地质情况, 对不同土层应采用不同的钻速、钻头、冲程、钻压、泥浆比重, 确保钻孔桩的成孔时间和质量要求。

关键词:高原冻土区; 钻孔桩; 施工; 工艺

1 青藏铁路沿线高原冻土情况

1.1 多年冻土的平面分布特征

多年冻土在平面分布上的特征主要是呈大片连续多年冻土(包括其间的融区)和岛状多年冻土分布。

1.2 河流、湖塘和构造融区的分布特征

近30年来, 由于气温升高、降水增加, 整个高原多年冻土融区范围已经扩大了近10%左右, 从第一勘测设计院目前现场实地勘测结果看, 沿线路方向片状多年冻土区内融延长总长度约为64 km, 多年冻土总延长为494 km, 融区的分布和发展趋势以及在工程设计和修建中应该考虑的对策, 是不容忽略的问题, 不冻泉—楚玛尔河、二道沟—沱沱河都包括不同成因和不同类型的融区在内。

1.3 多年冻土在垂直剖面上的特征

(1) 第一种类型: 冻土年平均地温在 $0^{\circ}\text{C}\sim-0.5^{\circ}\text{C}$, 对应的冻土厚度 $0\sim 25\text{ m}$, 主要分布在公路沿线南, 北段岛状冻土区和融区边缘的地段, 包括布曲河谷地亦属于此类类型。

(2) 第二种类型: 冻土年平均地温为 $-0.5^{\circ}\text{C} \sim -1.5^{\circ}\text{C}$, 对应冻土厚度 $25 \sim 60\text{ m}$, 主要分布于楚玛河、北麓河、沱沱河、通天河高原及开阔的山间盆地、谷地。

(3) 第三种类型: 冻土年平均地温为 $-1.5^{\circ}\text{C} \sim -3.5^{\circ}\text{C}$, 冻土厚度 $60 \sim 120\text{ m}$, 主要分布于公路路线的低山、丘陵及中高的下部, 此类冻土稳定性较好。

(4) 第四种类型: 冻土年平均地温为低于 -3.5°C , 冻土厚度大于 120 m , 此类型冻土在昆仑山, 唐古拉山中上部基岩带, 此类冻土稳定性较好。

1.4 不良冻土地质现象发育变化特征

青藏铁路沿线多年冻土区对铁路工程有直接影响的主要不良冻土地质现象包括: 冰锥、冻胀丘、地下冰、高含冻土、融冻泥流、热事滑塌、热事湖塘、热事洼地、冻土沼泽、寒冻泥流等, 在气温变暖的情况下其变化趋势必对铁路建设产生巨大影响, 施工建设前必须做好重新勘察上。对多年冻土的工程地质分区, 主要是根据多年平均地温值 T_{a} 进行划分的, 可分为以下四类:

- (1) $T_{\text{a}} \geq -0.5^{\circ}\text{C}$ 时, 为高温极不稳定多年冻土亚区(I);
- (2) $-0.5^{\circ}\text{C} > T_{\text{a}} \geq -1.0^{\circ}\text{C}$ 时, 为高温不稳定多年冻土亚区(II);
- (3) $-1.0^{\circ}\text{C} > T_{\text{a}} \geq -2.0^{\circ}\text{C}$ 时, 为高温低温基本稳定多年冻土亚区(III);
- (4) $T_{\text{a}} < -2.0^{\circ}\text{C}$ 时, 为低温稳定多年冻土亚区(IV)。

2 工程概况

(1) DK1 318+323 柴旦大桥, 桥处地形平缓, 地温 $T_{\text{a}} \geq -0.5^{\circ}\text{C}$, 为高温极不稳定多年冻土亚区(I), 冻土厚度 $0 \sim 25.0\text{ m}$, 属高含冰量冻土, 路基通过困难, 故以桥代路, 本桥钻孔桩共42根、8墩、两T型台。地质情况为(自上而下): 圆砾土(砾砂)、泥岩、含土冰层、泥岩。

(2) DK1 323+315 大桥, 该桥通过低矮丘陵, 冻土上限以上属第四系全新统洪积层, 地温 $T_{\text{a}} \geq -0.5^{\circ}\text{C}$ 为高温极不稳定多年冻土亚区(I), 冻土厚度 $0 \sim 25.0\text{ m}$, 因天然上限以下有含土冰层, 故以桥代路, 本桥钻孔共71根, 双柱式桥墩。地质情况为(自上而下): 粉土(圆砾土), 含土冰层, 泥灰岩夹泥岩、强风化成岩碎裂泥岩夹砂岩。

3 钻机的选择

3.1 钻机和施工条件

青藏高原气候恶劣, 有效施工工期较短, 科学合理地选择好桩基础施工机械是重中之重。依据桥址地质、多年冻土类型以及青藏线高原施工高标准的环保要求, 当旋挖钻机不适用时, 优先考虑使用其他类型的钻机。

3.2 旋挖钻机、冲击钻机在青藏高原施工的优劣

在青藏高原高寒缺氧、高光照、强紫外线、常年大风、雷电天气频繁的恶劣环境下, 好的钻机不仅降低了操作人员的劳动强度, 而且还达到了高原生态环保的要求, 两种机型的优劣见表1。

表 1 旋挖钻机和冲击钻机的比较

序号	钻机类型	优劣情况
1	旋挖钻机	当前最先进的桩基施工机械,具有功效高、机动性强的特点,能够适应多年冻土区的各种地质情况,但对于大于 500 kPa 的岩层不适用,无需采用正反转循环排渣,不会污染环境,特别适合青藏线高标准的环保要求,并可以把对冻土热平衡的影响降到最低限度,该机驾驶室加设保温层,并有取暖空调,保证操作人员工作的舒适性,整机设接地避雷装置,使电器设备和人员避免雷击损失和伤亡
2	冲击钻机	国内较为普遍、普通的桩基施工机械,成孔进尺缓慢,操作人员劳动量较大,工作的舒适性差,但该机能够适应多年冻土区的各种地质情况,对坚硬的岩石同样适用,不足之处是冲击钻机泥浆污染较大,对冻土的热干扰较大,在青藏铁路高要求的环保施工中不宜采用的桩基成孔机型

4 钻孔桩成孔施工

4.1 施工准备

依据机械作业和下道工序的施工需要、严格确定钻孔场地平台尺寸,为保护多年冻土、减少对原地表开挖引起的热扰动,场地以填代挖,填料以角砾土、圆砾土为主,并进行夯实、整平。冬季作业时,钻机底座下发动机散热部分铺设厚 5 cm 的聚氨酯保温板作为隔热层,以减少对地基土的热侵入。

4.2 埋设护筒

在青藏铁路钻孔桩施工中,护筒除保护孔口使钻孔作业正常进行外,还要采取有效措施,降低冻土对桩基础抗拔力的载体。具体做法是将护筒埋入冻土上限以下 0.5 m 的深度,并按设计要求在护筒的外表面涂以渣油,成桩后不拆除护筒,以减少外表面的亲水程度,减小冻土对桩基础的上拔力,柴旦大桥护筒采用 10 mm 厚的钢板卷制,内径为 140 cm 的护筒,由于护筒外表面要涂渣油,其埋设方法与常规有所不同,DK1 318+323 柴旦大桥属冻土上限以下有含土冰层故以桥代路设计,所以地表土稳定性较好,地表没有积水现象。采用的方法是:钻机就位后,选用比护筒直径大一级别的螺旋钻头施工钻,冲击钻机护筒的埋设也采用方法,钻至护筒埋设的深度后停钻,安放前,护筒外侧预先涂渣油,准确就位后,护筒外侧与孔壁所形成的空隙用渣油拌制的粗粒土回填密实,护筒埋设的中心误差不得大于 5 cm,护筒上下要竖直,其误差不得大于 1% 的护筒长度,桩基施工完成后,护筒不取出,靠其外侧所涂渣油减少冻胀力对桩基产生的不良影响。

表2 钻机选择

工程名称	地层分布及多年冻土类型	地质情况分析	选择钻机类型
DK1 318+323 柴旦大桥	格台 圆砾土 4.14 m, 砾砂 6.3 m, 泥岩 13.93 m	该桥处最大季节冻结深度 为 5 m, 地下水位埋深 0.2~7.8 m, 由于在暖季 施工, 冻土区上限以上的 圆砾土、砾砂层黏土成分 较少, 渗透力强、胶结力 差, 地下水均为孔隙潜 水, 且水量较为丰富, 再 加上施工过程的振动, 对 于圆砾、砾砂层的孔壁极 易坍塌。因此依据地层分 布, 在护筒埋设的范围 内, 圆砾、砾砂层的分布 超过护筒长度的均使用冲 击钻机, 其余根据地层强 度小于 400 kPa 的均使用 旋挖钻机	冲击钻机
	1 墩 圆砾土 2.7 m, 砾砂 3.9 m, 泥岩 12.46 m		冲击钻机
	2 墩 圆砾土 2.7 m, 含土冰层 3.9 m, 泥岩 13.82 m		旋挖钻机
	3 墩 圆砾土 2.5 m, 泥岩 4.56 m, 含土冰层 6.42 m, 泥岩 13.07 m		旋挖钻机
	4 墩 圆砾土 2.5 m, 泥岩 4.56 m, 含土冰层 6.92 m, 泥岩 13.67 m		旋挖钻机
	5 墩 圆砾土 2.5 m, 泥岩 4.56 m, 含土冰层 7.42 m, 泥岩 14.67 m		旋挖钻机
	6 墩 圆砾土 2.5 m, 泥岩 4.56 m, 含土冰层 7.42 m, 泥岩 16.67 m		旋挖钻机
	7 墩 圆砾土 2.5 m, 泥岩 4.56 m, 含土冰层 6.92 m, 泥岩 13.67 m		旋挖钻机
	8 墩 圆砾土 4.9 m, 泥岩 3.53 m, 含土冰层 2.5 m, 泥岩 13.78 m		旋挖钻机
	拉台 砾砂 2.5 m, 圆砾土 3.0 m, 泥岩 23.0 m		冲击钻机

当旋挖埋设护筒位置时, 由于地下水位高、水量大、地层土胶结性差, 易塌孔的情况下, 采取下述方法处理: 做一个更大的护筒 (比桩径大 80~100 cm), 采用 10 mm 厚的钢板卷制, 用震动打桩锤沉入, 直到冻土上限以下 1 m, 再插入外表面涂渣油的防冻胀内护筒, 大小护筒之间用渣油拌制粒土回填密实, 等桩基施工完成后, 才允许拔拆大护筒。

为了保证多年冻土区护筒的护壁以及特殊的作用, 柴旦大桥钢筒护的埋设依据土层的稳定性以及护筒埋设长度超过冻土上限 0.5 m 以上的要求进行埋设, 1 号墩处为原设计 DK1 318+221 拼装涵涵址, 以桥代路变更前涵洞基础已施工完, 此处为原土回填, 土层松软, 故 1 号墩钻孔桩护筒采用双护筒埋设, 保证孔口的稳定, 埋设情况见表 3。

表 3 DK1 318+323 柴旦大桥大桥护筒埋设

工程名称		冻土上限 (m)	护筒埋设深度 (m)	埋设方法
柴旦大桥	格台	4.14	5.0	单护筒
	1号墩	2.7	5.0	双护筒
	2号墩	2.7	5.0	单护筒
	3号墩	2.5	4.0	单护筒
	4号墩	2.5	4.0	单护筒
	5号墩	2.5	4.0	单护筒
	6号墩	2.8	5.0	单护筒
	7号墩	4.0	5.0	单护筒
	8号墩	4.9	5.5	单护筒
拉台		4.0	5.0	单护筒

4.3 钻机就位

(1) 旋挖钻机：机动性好，利用自行系统就位，内有电脑系统显示屏，依靠调整机座，大臂和钻杆座之间的相对位置来确定就位的垂直度，机座上装水准仪，利用水准仪可以将机座调平，将钻头对准桩中心调整垂直度和水平。

(2) 冲击钻机：利用吊机吊放入位，千斤顶，撬棍精确对位，用水平靠尺测量底座的水平，利用卷扬机提升钻头，使钢丝绳的中心对准并垂直于桩中心，底盘用方木或枕木垫起，悬空 20~30 cm，减少钻进过程振动引起的热动。

4.4 成孔工艺

钻机就位后，经中心复核合格后，进行正式钻进。

(1) 干法成孔即孔内无水。旋挖钻机将垂直度，水准仪初始参数锁定，深度记录仪初始值调整为零，旋挖钻进是利用旋挖钻头杆顶的液压马达往下压，同时利用旋挖钻头旋转切入土体，土被挤入料斗中，再提出孔外卸弃。开始钻进冻土层时应准确保证钻杆垂直，加大钻杆对土层压力，缓慢进尺，采用高转速，小跟进量，均压钻进，在含水量较大的软塑性土层中，钻进时，要减缓进尺速度，减少钻杆晃动，以免扩大孔径。当进尺深度达到设计标高时，在原处正向空转数圈，然后停止，提升钻杆，空转时不得加深钻进，提钻时不得回转钻杆，钻杆提出地面后，用钢板进行覆盖保护。

(2) 湿法钻孔即孔中有地下水渗出。柴旦大桥 2~7 号墩地层有含土冰层，钻进中由于热扰动以及冻融层地下水的流入产生了孔中水，故此 6 个墩均为旋挖钻机湿法钻孔。使用冲击钻机的墩位钻孔施工方法雷同，先购置优质的黏土，在钻进过程中投入黏土，利用旋挖钻机旋转的离心力制浆并使其透入孔壁起到护壁作用，开钻时，先低档慢速钻进，钻至护筒下 1 m 后，再以正常速度钻进，钻进过程中，经常注意进行泥浆循环。

旋挖钻功率高，成孔时间短，柴旦大桥 7 号墩钻孔施工，发现成孔后孔内水位仍较低，在混

凝土灌注前,孔隙水不断渗出,孔隙水的流出导致孔壁慢慢坍塌,这样即使下钢筋笼和灌注混凝土的各工序衔接得很流水线,在这过程中也会使孔底产生沉渣、孔壁损坏,影响成孔质量,施工中应补充孔中水,同时投入黏土,保证孔内水位不低于护筒底,利用孔内的水位产生的水压力来遏制孔壁渗水导致的坍塌。

(3) 钻孔方法控制。旋挖钻机、冲击钻机在钻孔施工中应依据地质情况,对不同的土层采用不同的钻速、钻头、冲程、钻压、泥浆比重,确保钻孔桩的成孔时间和质量要求(冲击钻机冲程等与其他地方相一致)。DK1 318+323.9~32.0 m 柴旦大桥钻孔施工中旋挖钻机依据不同的地层情况不断的探索,总结出对应的进孔机械工作参数。

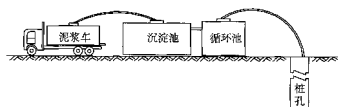
表 4 旋挖钻机(德国 BS 型钻机)所采用的钻进方法

地层	压力 (MPa)	转速 (r/min)	进度 (m/h)
圆砾土、砾砂	100~130	8~10	5~6
泥岩	80~130	9~10	3~8
含土冰层	80~125	8~10	8~15

5 钻孔桩施工环保措施

5.1 湿法钻孔施工泥浆处理

冲击钻机钻孔以及旋挖钻机湿法钻孔,施钻前现场设钢制泥浆池、沉淀池各一个,串联并用,钻孔过程中,沉淀池中沉淀的废渣由人工装入泥浆车外运至指定地点倾倒,运输过程中,严禁泥浆车泄漏、泼洒泥浆造成环境污染。灌注桩身混凝土时排除的多余废浆经过钢制泥浆沉淀池后,由泥浆泵即时抽入泥浆车运到指定地点倾倒,泥浆均采用低温泥浆,确保对冻土的干扰降到最低程度(见下图)。



湿法钻孔施工泥浆处理图

5.2 旋挖钻机干法弃渣处理

旋挖钻机旋转切入上体于料斗中,提出孔外,直接装入自御汽车运至取土场废弃。施工便道以填代挖,土宽严格按照 3.5 m 进行填筑压实,定期洒水避免扬尘。钻孔桩施工平台填筑前,移植承台范围内的植被,以便竣工后恢复。

多年冻土区桥梁桩基础施工技术

苟祖宽 杨安杰

(中铁五局技术开发部, 贵州 贵阳 550003)

摘 要: 多年冻土区桥梁桩基础施工技术难度较大, 在选择施工方法时, 对旋挖钻机和冲击钻机的性能进行了比较分析。大功率旋挖钻机适用于各种岩层, 效率较高, 小功率旋挖钻机适用于土质比较均匀的冻土, 比较经济; 冲击钻机能适用于旋挖钻机成孔困难的地质条件。多年冻土区桩基混凝土施工选用低温早强耐久混凝土并严格控制其入模温度, 保证混凝土施工质量, 减少施工对地基冻土的热扰动。

关键词: 多年冻土; 桥梁; 基础; 施工

1 工程概况

中铁五局集团公司承建的青藏铁路 5 标段, 海拔高度 4 300~4 800 m 之间, 具有低气压、低含氧、低气温、大风速、强辐射的高原干寒气候特点。其中西大滩断陷盆地多以圆砾土、卵石土为主, 为岛状、片状多年冻土区, 多年冻土上限 2.8~3.5 m, 厚度 5~20 m, 冻土年平均地温高于 -0.5°C , 以少冰、多冰冻土为主; 昆仑山区主要为粉质黏土、粉土、角砾土, 出露基岩为板岩、千枚岩及片岩, 多年冻土上限 1.5~2.8 m, 厚度 60~120 m, 年平均地温 -0.5°C ~ -2.6°C 、含冰量分布极不均匀, 少冰、多冰、富冰、饱冰冻土及含土冰层均有分布。另外, DK980~DK990 段冻结层上水水位不稳定, 连续性差, 具有圪工侵蚀性。5 标段全长 47.98 km, 共有桥梁 42 座 10 828 延长米, 其中特大桥 5 座, 大桥 13 座, 中桥 7 座, 小桥 17 座。桥梁基础为钻孔灌注桩基础, 共 1 699 根桩基, 总桩长 35 382 m。桩径主要为 1.0 m, 部分为 1.25 m。

设计要求基础混凝土采用低温早强耐久混凝土和低温早强耐久耐侵蚀混凝土, 施工中尽量少扰动多年冻土的热平衡, 同时采用了高桩承台、回填粗颗粒土、涂沥青油渣、钻孔扩底桩等多种防冻胀措施, 这对桥梁桩基础施工提出了新的要求。

2 钻孔施工

2.1 钻孔方法选择

为了充分体现设计意图, 加快施工速度, 减少施工对冻土地基的热扰动, 提高机械化程度,

降低劳动强度,同时尽量避免施工造成环境污染,经过对旋挖钻机及冲击钻机的性能进行比较(见下表),在选择多年冻土区桥梁桩基础钻孔施工方法时,遵循以下原则:在粉质黏土、粉土、圆砾土、角砾土等土质比较均匀的冻土地段及软岩、强风化岩层等地段,采用旋挖钻机成孔;在旋挖钻机施工容易坍孔的地段及旋挖钻机钻进困难的坚硬岩层等地段,采用冲击钻机成孔。

旋挖钻机及冲击钻机性能比较表

钻机类型	成孔效率	成孔质量	劳动强度	热扰动	环境污染	适用范围
旋挖钻机	高	规则	低	小	轻	较窄
冲击钻机	低	不规则	高	大	较重	较广

2.2 旋挖钻机成孔

2.2.1 施工工艺流程

多年冻土区旋挖钻机成孔施工工艺流程如图1。

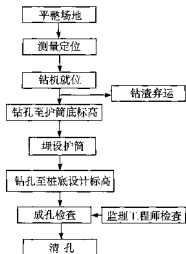


图1 旋挖钻机成孔施工工艺流程图

2.2.2 钻孔准备

多年冻土区桩基施工现场布置时尽量以填挖挖,减少对原地表地基土的热扰动。因为旋挖钻机的桅杆垂直度调整系统是调整桅杆与底盘垂直,只有当钻机底盘水平时,其桅杆才能正确调整,所以,在平整场地时,钻机停放位置一定要保证水平。当地基土松散或比较潮湿时,在钻机下垫厚钢板,以防地基沉降导致钻机倾斜变位。

2.2.3 埋设钢护筒

根据以往的科研观测,青藏高原多年冻土区钻孔灌注桩基础的人为上限一般比天然上限加深不到0.5 m。设计要求桥梁桩基施工时钢护筒埋至天然上限以下0.5 m,以保证人为上限范围内基桩光滑圆顺、减小切向冻胀力,施工中必须将钢护筒埋至设计要求的深度。

埋设护筒时,先用桩孔直径的钻头钻孔至护筒底标高以下一定深度,再换护筒直径的钻头扩

孔到护筒底标高,然后安装护筒并回填护筒与孔壁间的空隙。钢护筒埋设完毕后,再换桩孔直径的钻头沿原孔位继续钻进。

2.2.4 钻进

(1) 旋挖钻机钻孔时,由钻机自带的柴油机驱动液压马达来提供扭矩带动钻杆,通过液压加压,在扭矩和压力的共同作用下,利用钻头下端的切削刃对土体进行切削破碎。钻孔过程中需根据不同地质条件选用不同的钻头型式(见图2)。如孔位为上质比较均匀的冻土时,采用旋挖钻头,切削的上体被挤进桶内,装满后关闭阀门并将钻头提出孔口,待主机旋转到预定位置后,人工配合开启阀门将土体卸出。

当遇到较硬土质或软岩时,可采用短螺旋钻头,将土体切削后挤进钻头叶片内,钻头提出孔口后,主机旋转到预定位置,通过正反转钻杆卸土。当遇到较硬的岩层,采用短螺旋钻头钻进困难时,可采用凿岩钻头切削岩层,把岩层切削后,将凿岩钻头提出孔外,换用旋挖钻头取土。钻孔达到设计深度后,采用旋挖钻头进行清孔。

(2) 钻进过程中如发现钻杆摇晃,可能遇到漂石或岩层,应立即提钻检查,查明原因并处理。当遇到较大的漂石时,可先采用凿岩钻头切削,再用旋挖钻头取土;当遇到很大的孤石时,亦可采用孔下爆破的方法处理。如发现轻微偏孔,可采用凿岩钻头慢速钻进,纠正后再更换钻头以正常速度钻进。

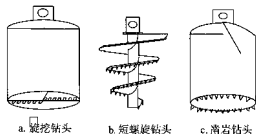


图2 不同型式的钻头结构示意图

2.2.5 钻孔扩底桩扩孔

在预计冻胀较为严重的情况下,设计采用钻孔扩底桩,以增加桩基的抗拔力,扩底桩设计尺寸如图3所示。钻孔扩底桩施工是一项新技术,没有值得借鉴的经验,最后尝试采用自制机械式扩孔钻头进行桩基底部扩孔,获得了成功。

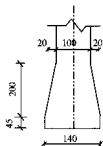


图3 钻孔扩底桩设计尺寸 (cm)

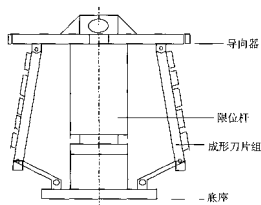


图4 扩孔钻头示意图

钻孔扩底桩采用旋挖钻机钻孔达到设计孔深后，将旋挖钻头换为机械片式扩孔钻头（见图4），钻头达到孔底后，利用压力使扩孔钻头扩张，旋挖扩孔。根据孔的设计形状从小到大逐步进行扩孔，最后达到设计要求。扩孔产生的钻渣采用旋挖钻头取出，扩孔后经多次检查，孔径和孔深略大于设计尺寸，满足设计要求。

2.2.6 钻孔注意事项

- （1）钻孔过程中，应采取措施防止地表水流入孔内，以免造成孔内冻土融化。
- （2）开始钻进或穿过软硬层交界处时，应保证钻杆垂直，缓慢进尺，减少钻杆晃动。
- （3）钻孔施工应连续进行，如因故停机，应及时提钻，以防钻头被冻结在孔内。
- （4）当遇到较硬岩层时，应缓慢钻进，不能强行加压，以防损坏钻杆。
- （5）孔底清理完毕并经检查合格后，应立即做好孔口防护并及时灌注混凝土。

2.2.7 钻孔效果

5标段钻孔桩施工先后投入德国 Bauer BG25、北京巨力 ZY-180、日本日立 KH125 等型号的旋挖钻机共 15 台，钻孔施工比较顺利。在土质均匀的冻土中钻孔非常快，最快单机速度达 100 m/d，在岩层中钻孔较慢，个别桩孔成孔速度仅为 8 m/d。

经过对各型号旋挖钻机的使用和对比，大功率钻机用于各种岩层效率较高，而小功率钻机用于土质均匀的冻土上比较经济，施工时应根据具体的地质条件选择适宜的旋挖钻机型号，以最大限度地降低施工成本。

2.3 冲击钻机成孔

2.3.1 施工工艺流程

多年冻土区冲击钻机成孔施工工艺流程如图 5。

2.3.2 埋设护筒

采用冲击钻机成孔时，埋设护筒前先在桩位处用机械或人工开挖至护筒底标高。安装护筒并将周围回填密实后，才平整夯实场地，吊装钻机就位开始钻孔。

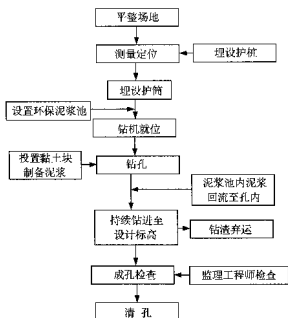


图5 冲击钻机成孔工艺流程图

2.3.3 钻进

多年冻土区冲击钻机成孔时，施工工艺与一般地区有所不同，须控制泥浆温度及采取泥浆净化措施。钻孔施工时，根据施工现场环境条件确定泥浆温度，在保证钻孔过程中泥浆不结冰的前提下尽量降低泥浆的温度，以减少施工对地基冻土的热扰动。

5标段内缺乏黏土，造浆所用黏土需从几百公里外运输，如按一般地区冲击钻成孔工艺施工，不但环境污染较重，而且施工成本较高。为此对施工工艺进行了改进，泥浆池全部在地表砌筑且保证不渗漏，把孔口溢出的泥浆人工用网筛过滤净化后引至泥浆池，再用泥浆泵把净化后的泥浆泵至孔底，形成“冲击正循环”施工工艺。过滤出的粗渣清运至弃土场，从而既避免了用抽渣筒将浮渣直接抽出排放污染环境，又节约黏土用量。

2.3.4 钻孔效果

5标段在旋挖钻机不适用的桥位共投入冲击钻机约50台，施工速度不理想。虽然在土质松软的表层进尺较快，单机速度可达8 m/d，但钻到坚硬的岩层后，速度非常缓慢，仅能达到1 m/d。工艺改进后，施工造成的环境污染明显得到了控制，同时又节约了施工成本。施工中控制泥浆的温度，有效减少了施工对地基冻土的热扰动。

3 灌注桩身混凝土

3.1 原材料选择

多年冻土区桥梁桩基础混凝土灌注后，混凝土在冻土负温环境条件下水化，上限范围内的桩还要经受频繁的冻融循环，设计要求桩身混凝土采用低温早强耐久混凝土。低温早强耐久混凝土施工时，除选择合格的粗细集料及适宜的水泥外，还需掺入防冻剂、早强剂等，保证混凝土浇筑

筑后能在低温期获得早强,从而在规定的时间内达到抗冻临界强度,使混凝土不遭受冻害,并且在允许的负温条件下继续水化,最终达到设计强度。在地下水对混凝土具有侵蚀性的地段,桩身混凝土施工还需掺入耐蚀外加剂,使混凝土具有抗侵蚀性能。

3.2 混凝土入模温度控制

灌注桩身混凝土时,既要保证混凝土灌注后,能在规定的时间内达到抗冻临界强度,使混凝土免遭冻害,又要使混凝土灌注时带入的热量最小,不致破坏桩周冻土结构,尽量缩短桩基施工后桩周地基土回冻时间。因此要求施工时严格控制混凝土的入模温度,通过热工计算确定拌和用水及砂石料的加热温度,将桩身混凝土入模温度控制在 $5^{\circ}\text{C}\sim 10^{\circ}\text{C}$ 范围内。

3.3 混凝土灌注工艺及养护措施

灌注桩身混凝土时,无论是干孔还是孔内有水,均按灌注水下混凝土的工艺施工,确保桩身混凝土灌注质量。灌注前,先在孔内安装密不漏水的导管,灌注时,采用混凝土输送车直接灌入导管上方的小漏斗,两台运输车交替灌注,中途不间断。灌注完毕后,高承台桩基立即用塑料薄膜及保温材料覆盖进行保温保湿养护,低承台桩基先在混凝土顶面设置隔板,再向孔内回填土体进行保温养护。

3.4 桩基孔壁温度变化情况

桩身混凝土灌注后,我们对部分桩基孔壁温度进行了观测,结果显示,位于低温基本稳定及低温稳定区的桩基如在暖季施工,当采用旋挖钻机成孔且入模温度控制在 $5^{\circ}\text{C}\sim 10^{\circ}\text{C}$ 范围内时,混凝土灌注后3 d左右桩基底部孔壁出现负温,4~5 d左右桩基中部孔壁出现负温,7~10 d左右上限以下范围内桩基孔壁均为负温。这表明桩基混凝土灌注后,至少有3 d的正温养护时间,而在3 d正温养护期内,混凝土强度已达到其抗冻临界强度,桩身混凝土不会遭受冻害。5标段桩基施工完毕后,经第三方100%无损检测,1 699根桩基全部合格,且97%为I类桩。

4 承台施工及防冻胀处理

桩基混凝土灌注后,钢护筒不取出,以减少切向冻胀力。在承台施工前,将伸入承台部分的护筒截掉,以免影响桩基与承台的连接。基桩检测合格后,方可进行承台施工。

4.1 低桩承台施工及防冻胀处理

低桩承台施工前,先开挖基坑,基坑整平后,按图6所示尺寸换填粗颗粒土(其中粉黏粒含量小于12%,含水量小于5%)至承台底标高,以削弱承台所受的法向冻胀力,换填后绑扎钢筋并立模浇筑承台混凝土。

承台模板采用钢模板,尽量使承台侧面光滑,拆模后,在承台侧面均匀涂刷10 mm厚沥青油渣,以消除切向冻胀力。待承台施工完毕且墩台身施工高出地面后,向基坑内回填粗颗粒土至地面标高。

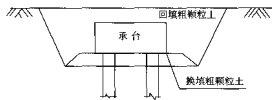


图6 承台底换填示意图

4.2 高桩承台施工

在预计冻胀较为严重的情况下,设计采用高桩承台。高桩承台施工不需开挖基坑,而采用筑岛至承台底标高,然后铺设底模进行承台施工。承台混凝土达到设计强度等级后,人工将承台施工前用以筑岛的土体挖除,拆除承台底模,保证承台底高出地面 30 cm,以消除巨大的法向冻胀力。

5 结束语

(1) 虽然多年冻土区桥梁桩基础施工技术难度较大,只要充分领会设计意图,合理选择施工机械,在施工中及时采取有效的技术措施,仍能保证工程质量并实现快速施工。

(2) 多年冻土区桥梁桩基础采用旋挖钻机成孔可加快施工进度、提高工程质量、降低劳动强度、保护冻土环境,而且如钻机型号选择合理,还可大大降低施工成本,所以施工中应优先选用旋挖钻机成孔。因为冲击钻机能适用于旋挖钻机成孔困难的地质条件,所以,在多年冻土区桥梁桩基础施工中,冲击钻机成孔不失为一种弥补旋挖钻机不足的成孔方法。

(3) 钻孔扩底桩采用机械片式扩孔钻头扩孔完全能满足设计要求。

(4) 多年冻土区桩基混凝土施工中,只有选用低温早强耐久混凝土并严格控制其入模温度,才能做到既保证混凝土施工质量又减少施工对地基冻土的热扰动。

多年冻土区旋挖钻机 扩底桩钻孔施工技术

杨希文 钱立军

(中铁十二局集团公司青藏铁路工程指挥部)

摘 要:在多年冻土区的青藏铁路清水河试验段清东5号中桥的施工中,利用旋挖钻机采用了大功率扩底桩钻孔施工技术,针对特制机具、施工方法和工艺流程进行介绍,特别是对钻孔及扩底、桩孔检查内护筒安装,以及孔口防护等环节提出了技术要求,加强护筒埋设,孔口防护及成孔验收等质量控制。

关键词:多年冻土区;旋挖钻机;扩底桩;钻孔施工

在公路、铁路桥梁混凝土钻孔灌注桩基础的施工中,利用旋挖钻机进行钻孔施工日益普及,但在多年冻土区利用大功率旋挖钻机进行扩底桩钻孔施工在目前还只是尝试,仍没有定型的扩底施工机具。现结合青藏线桥梁施工实际,对在多年冻土区利用旋挖钻机进行扩底桩钻孔施工的特制机具、施工方法和工艺简述如下。

1 工程概况

1.1 扩底桩施工技术的发展和应用

多年冻土地区铁路桥涵工程由于地基土的冻胀和热融作用,以及不良冻土地质现象(冰丘、冰锥、融冻滑塌、融冻泥流等)的影响,会产生各种病害。土体冻结时,冻胀力与土冻结时产生的切线冻着力成正比,一般来说,在高温冻土区,活动层厚度较大,冻结速度低,若存在粉质土和足够水份,则冻胀严重。如果不采取预防措施,未埋入永久冻层的基础将被挤出地面,致使桥梁基础变形、隆起,影响上部结构,甚至造成桥梁结构破坏。而利用扩底桩设计,不仅可以增大桩的承载力,而且可以增大桩的抗拔力,能有效地防止冻胀,因而扩底桩在多年冻土区高温、高含冰地段桥梁施工中更具有推广意义。

1.2 设计概况

2001年10月开工的青藏铁路清水河试验段清东5号中桥(中心里程DK1 019+230)全长61.04 m,为3~16 m先张法预应力混凝土梁桥,其基础设计为钻孔扩底桩。该桥2001年年底基

础施工结束,由于扩底桩与普通灌注桩的对比试验结果表明扩底桩的抗拔效果更为理想,因而在2002年的不冻泉以桥代路特大桥、楚玛尔河以桥代路特大桥等设计中推广。清东5号中桥位于高原多年冻土区,高寒缺氧,春秋季节短暂,冻结期为九月一次年四月,急风、暴雨、雷电等变化无常。该桥桥址地表覆盖细砂层($\sigma_0=100$ kPa),下伏泥灰岩(上部1~2 m处 $\sigma_0=100$ kPa,其余下部 $\sigma_0=350$ kPa),为富冰冻土,冻土上限1.9~2.1 m。全桥立面设计简图见图1,扩底桩细部尺寸见图2。

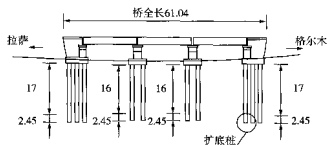


图1 清东5号中桥立面设计简图(单位:m)

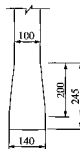


图2 扩底桩细部设计(单位:m)

2 主要设备

2.1 设备选型

利用冲击法成孔,由于施工速度慢,加之泥浆循环和冲击能对孔内冻土的热扰动很大,因而不宜采用。另外,由于高原缺氧致使机械效率折减,为保证工期,加快桩基施工速度,因此在钻孔设备选型上应优先考虑大功率进口旋挖钻机。

2.2 设备配备

设备配备情况详见下表。

设备配备表

序号	名称	规格型号	额定功率	单位	数量
1	旋挖钻机	宝峨 BG25	300 kW	台	1
2	扩底钻具	定制		套	1
3	吊车	长江 25 t		台	1
4	发电机	200 GF	200 kW	台	1
5	电焊机	BX250	25 kW	台	4
6	自卸车	东风	5 t	台	2
7	泥浆泵	BW250-50	15 kW	台	1

3 扩底机具的原理和结构

扩底机具是钻孔扩底桩施工的关键。其构造原理:利用钻杆下压带动活动套杆,使铰接钻齿扩张至设计尺寸(活动套杆与铰接齿连为一体),通过活动套杆底部的限制挡板与顶杆底部的限

位挡板的间距控制来控制钻齿扩张尺寸。施工时根据扩底桩设计尺寸及旋挖钻机的型号,设计好扩底机具。在清东5号中桥施工中使用的扩底钻具结构大样见图3。

4 钻孔施工方法、工艺

钻孔施工具体工艺详见图4。

4.1 施工准备

- (1) 场地平整。为减小施工对冻土环境的扰动破坏,本着“宁填勿挖”的原则对施工场地进行垫平和压实。
- (2) 测量定位。根据桩位测量精度要求准确放样,并设置护桩,以便随时对桩位和成孔质量进行检查。
- (3) 人员、设备、机具进场到位。
- (4) 钢护筒制作与安装。

为解决桩周上部冻土暴露融化、滑塌,护筒埋设采用内外双钢护筒。外钢护筒制作时按直径较桩径大30~40 cm制作,内钢护筒按直径较桩径大10 cm制作。外护筒在埋设时采用旋挖钻机旋转压入地面。灌注混凝土后外护筒拔出循环使用。内护筒成孔后安装,灌注后不拔出成为永久性钢护筒。为减小冻胀和热融引起桩的切向力对桩的影响,内护筒外侧涂刷1 cm厚渣油,且其底部要埋入冻土上限以下0.5 m。

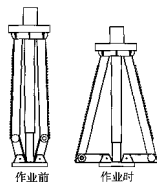


图3 扩底机具结构图

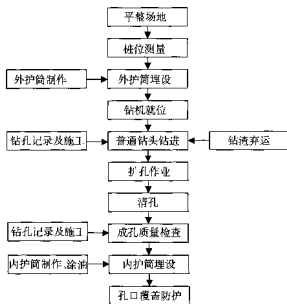


图4 扩底桩钻孔施工工艺流程图

4.2 钻机就位

履带式旋挖钻机自行到位,钻机钻头与桩位对位,其位置偏差不大于2 cm。钻机一旦就位,成孔前不得随意移动。

4.3 钻孔及扩底

- (1) 钻孔前, 先将钻机纵横调平, 调直桅杆, 确保其垂直度。
- (2) 利用旋挖钻头按正常钻孔工艺钻至不扩底桩底设计标高 (即扩底桩变截面位置标高)。
- (3) 将钻杆提出孔外, 用扩底钻具替换桶钻。
- (4) 将扩底钻具放至孔底后, 钻机施压, 使钻具展开进行扩底施工。施工中要认真观察钻机行程表及深度表的变化情况, 以掌握扩底钻具是否扩张至设计尺寸, 扩底是否到位。
- (5) 扩底完成后, 再利用桶钻进行清孔。
- (6) 钻孔过程中要做好钻孔记录, 并与设计对比, 严重不符时要提请变更。
- (7) 清孔后及时将孔口用绝热板覆盖, 防止热渗入破坏冻土而引起坍孔。

4.4 桩孔检查

利用测绳及自制的检孔器检测孔深、孔径、垂直度及沉渣厚度, 并利用扩底钻具对桩基底部扩孔部分进行检查。检孔合格后, 及时进行下一道工序。

4.5 内护筒安装及孔口防护

成孔后, 在永久性内护筒深范围内扫孔, 完成后将外涂 1 cm 厚油渣的内护筒吊装入孔内就位。在灌注前对孔口进行覆盖防护。注意灌注前间歇时间不宜过长。

5 质量控制

5.1 护筒埋设

外钢护筒应高出地面 0.3 m 以上, 其底部应埋入冻土以下 0.5 m。永久性内护筒应高出设计桩顶 0.3~0.5 m, 且其底部要埋入冻土上限以下 0.5 m, 平面位置偏差不得大于 5 cm, 护筒垂直度不大于 1%。破桩头后内护筒伸出桩顶部分要拆除。

5.2 孔口防护及成孔验收

成孔检查合格后应及时灌注, 间歇时间不宜过长。间歇期间对孔口进行覆盖, 防止虚土掉入孔内, 防止热渗入引起孔内坍塌, 并有效保障安全。目前施工对扩底部分仍无理想的验孔设备, 仍用扩底钻具对桩基扩底部分进行验孔。

6 施工进度及使用效果

使用该扩底机具, 配合大功率旋挖钻机, 扩底作业时间一般需 1.5 h 左右, 若地质条件好, 扩孔作业可在 1 h 内完成。

该型扩底钻具结构简单, 制作和使用方便, 扩孔时间短, 适用于多年冻土区扩底桩基础施工。

高原冻土区耐久混凝土施工工艺

黄直久¹ 谢永江² 邱建玄¹ 杨富民¹ 张俊青¹

(1. 中铁十二局集团有限公司, 山西 太原 030024; 2. 铁道科学研究院, 北京 100081)

摘要: 青藏铁路工程中使用的混凝土必须具有低温负温早强、抗冻融、耐腐蚀、抗氯离子侵蚀和耐风腐蚀、耐久性等优良性能, 铁道科学研究院等有关单位研制的“DZ系列高性能混凝土专用添加剂”, 和“DZ系列耐久性混凝土”, 经过一段时间的应用及改进, 形成了一套适用于高原多年冻土区的施工工艺方法。主要包括低温早强耐久混凝土施工工艺和蒸养耐久混凝土施工工艺, 必须特别重视其配合比的选择、混凝土成型后的保温措施以及相关的工艺措施等各个环节, 采取措施对不同环节的施工过程进行质量管理 and 控制。

关键词: 耐久混凝土; 施工工艺; 多年冻土区; 青藏铁路

0 引言

新建青藏铁路穿越青藏高原 550 km 的多年冻土区, 面临着高原缺氧、负温施工、冻土和环境保护等多种难题, 混凝土施工必须体现以人为本、安全可靠、顺应环保的指导思想。为了满足上述要求, 铁道科学研究院等单位率先开展了“青藏铁路低温早强耐腐蚀高性能混凝土的应用试验研究”, 提出了《铁路高原冻土区混凝土耐久性技术条件》, 并研制成功了“DZ 系列高性能混凝土专用外加剂”。该研究成果于 2001 年 12 月通过铁道部评审。

青藏铁路格拉段多年冻土区施工的有关单位和铁道科学研究院自 2001 年 6 月起在青藏铁路施工和技术服务过程中, 结合工程所处的环境条件、气候条件以及设计的具体要求, 采用实用先进的技术装备和管理模式, 依靠科技, 不断研究改进施工组织方案和施工机具, 总结形成了一套适用于高原多年冻土区的耐久混凝土施工工艺, 自 2002 年 8 月在青藏铁路全线推广应用。

1 工艺原理

(1) 在混凝土中掺加含有高效减水、保坍、引气、细化孔结构等组分的复合高性能混凝土外加剂, 可有效地改善混凝土的工作性能和耐久性能, 青藏铁路采用 DZ 系列外加剂的混凝土即耐久混凝土。耐久混凝土施工过程的各个环节是相互依存的, 任一环节出现问题都将影响其耐久性。

能,依据这一特点,将耐久混凝土的施工过程控制划分为原材料选择、配合比选定、混凝土拌和、运输、浇筑、养护几个程序,并分别采取措施对不同的施工过程进行质量管理和控制,从而确保实体混凝土的质量及耐久性达到设计要求。

(2) 耐久混凝土的耐久性指标是混凝土整体性能的控制指标,由于混凝土耐久性指标的试验时间长、操作繁琐、设备复杂,不利于混凝土质量的有效控制,因此施工开始前,严格检验混凝土原材料的品质,采用合格原材料调配混凝土配合比,将混凝土的坍落度、含气量和泌水率调整到合理的范围内,从而确保进行大范围、全面施工时混凝土的上述过程控制指标能控制在规定的范围内。

(3) 鉴于高原地区大风、气候干燥的特点,为使混凝土结构脱模后内部水分不致迅速失去,混凝土结构养生采取脱模早期用保湿材料包裹、后期表面喷洒混凝土养护剂并同时包裹的“二阶段养生”工艺。

2 工艺特点

(1) 通过掺加能有效降低混凝土的水胶比、促使混凝土在低温、负温条件下早期强度发展、细化硬化混凝土孔结构的多功能复合外加剂,使混凝土获得较好的长期耐久性能。

(2) 严格控制原材料品质,将砂、石料的部分关键指标按高于铁道部普通混凝土相关标准的要求控制,进行混凝土耐久性8项指标检验,选定合格配合比。

(3) 通过测试新拌混凝土的含气量、坍落度和泌水率,控制混凝土拌制质量,预测耐久混凝土的长期耐久性能。

(4) 选用水化热低的胶凝材料拌制混凝土,尽量选择紫外线辐射较弱的夜间施工,控制拌和物入模温度在 $2^{\circ}\text{C}\sim 10^{\circ}\text{C}$,从而最大限度降低浇筑混凝土对冻土的热扰动,缩短结构物周围冻土的回冻时间,为后续施工创造条件。

(5) 延长脱模后混凝土的浇水或包裹时间,加强脱模后结构物的保温保湿养护,防止混凝土出现早期收缩裂缝。

(6) 拌和站集中供应混凝土,利于青藏高原的生态环境保护,可降低混凝土的生产成本。

3 适用范围

适用于高原多年冻土地区对混凝土低温负温早强、抗冻融、耐腐蚀、抗氯离子侵蚀和耐风蚀等性能要求较高的铁路混凝土工程,对其他地区耐久性要求较高的混凝土和高性能混凝土施工也有借鉴作用。

4 耐久混凝土的配制及要求

4.1 原材料的选择

(1) 水泥:选用普通硅酸盐系列产品,其性能符合《硅酸盐水泥、普通硅酸盐水泥》(GB175—1999)的规定。

(2) 细骨料:选用坚固性优良、有害物含量小、级配良好的天然中粗砂。C50以下混凝土用砂含泥量不超过3.0%,氯离子含量小于0.06%,C50及以上等级混凝土用砂含泥量不超过

2.0%，泥块含量小于0.1%，坚固性小于5%，氯离子含量小于0.06%。其他技术指标符合《铁路混凝土与砌体工程施工规范》（TB10210—2001）的规定。

（3）粗骨料：选用坚固性优良、含泥量小、连续级配、坚硬耐久的碎石、卵石或两者的混合物，最大骨料粒径不得大于40 mm。C50以下等级混凝土用粗骨料的含泥量不超过1.0%，C50及以上等级混凝土用粗骨料的含泥量不超过0.5%，泥块含量不超过0.10%，针片状颗粒含量不超过8%，坚固性不超过5%，岩石抗压强度与混凝土强度等级之比不低于1.5。其他技术指标应符合《铁路混凝土与砌体工程施工规范》（TB10210—2001）的规定。当因条件所限不得不使用碱活性骨料时，骨料的砂浆棒膨胀率不应大于0.20%，且混凝土的碱含量应满足《铁路混凝土工程预防碱—骨料反应技术条件》（TB/T3054—2002）的规定。否则，应采用具有明显抑制碱—骨料反应功能的外加剂或掺和料并经试验确定。

（4）外加剂：选用DZ系列低温、早强、耐腐蚀高性能混凝土外加剂，其技术性能指标符合《混凝土外加剂》（GB8076—1997）、《混凝土防冻剂》（JC475—92）和《青藏铁路高原冻土区混凝土耐久性技术条件》的规定。

（5）掺和料：具强腐蚀性矿化水冻融区环境和采用蒸养法生产预应力混凝土耐久梁的混凝土中，除掺加DZ系列耐久混凝土外加剂外，还应同时掺加粉煤灰。粉煤灰品质符合（GB1596—91）规定的Ⅰ级灰要求。

（6）拌和水：混凝土搅拌用水满足《铁路混凝土与砌体工程施工规范》（TB10210—2001）的规定。

4.2 配合比设计

耐久混凝土的配合比设计按以下原则进行：

（1）水胶比和胶凝材料用量应根据工程结构环境及施工条件确定。即：

① 采用导管法施工时，具中等及以下腐蚀性环境的灌注桩混凝土水胶比不大于0.38，胶凝材料用量为400~470 kg/m³；具有强腐蚀性或矿化水冻融区环境的混凝土灌注桩的水胶比不大于0.38，胶凝材料用量为450~480 kg/m³。

② 采用泵送法施工时，具中等及以下腐蚀性环境的基础、墩台、墩柱等混凝土的水胶比不大于0.38，胶凝材料用量为420~440 kg/m³；具有强腐蚀性或矿化水冻融区环境的基础、墩台、墩柱等混凝土的水胶比不大于0.36，胶凝材料用量为440~460 kg/m³。

③ 采用斗送法布料施工时，具中等及以下腐蚀性环境的基础、墩台、墩柱等混凝土的水胶比不大于0.38，胶凝材料用量为400~420 kg/m³；具有强腐蚀或矿化水冻融区环境的基础、墩台、墩柱等混凝土的水胶比不大于0.37，胶凝材料用量为420~440 kg/m³。

④ 采用泵送法输送混凝土和蒸养法生产预应力混凝土耐久梁时，混凝土的水胶比不大于0.34，胶凝材料用量为480~530 kg/m³。

⑤ 采用斗送法布料施工时，具中等及以下腐蚀性环境的预制圆矩涵及其基础等结构构件混凝土的水胶比不大于0.37，胶凝材料用量为380~400 kg/m³；具有强腐蚀性或矿化水冻融区环境的预制圆矩涵及其基础等结构构件混凝土的水胶比不大于0.36，胶凝材料用量为420~440 kg/m³。

(2) 采用导管法浇筑水下混凝土的砂率为 38%~44%，采用泵送法施工普通结构的混凝土砂率为 38%~42%，采用泵送法施工预应力混凝土耐久梁的混凝土砂率为 34%~36%，采用斗送布料施工的混凝土砂率为 30%~34%。

(3) DZ 系列外加剂和掺和料的型号和掺量应按施工环境温度及腐蚀条件确定。表 1 列出了 DZ 型低温早强高性能混凝土系列外加剂的适用范围和掺量大小。

表 1 DZ 型低温早强高性能混凝土系列外加剂的适用范围及掺量

序号	型号	适用工程部位	适用最低环境温度 (或蒸汽养护温度)	掺量 (内掺)	粉煤灰掺量 (内掺)
1	DZ-0	中等及以下硫酸盐侵蚀环境中的承台、墩台、涵洞基础、隧道衬砌等	0℃以上	10%	—
2	DZ-1	中等及以下硫酸盐侵蚀环境中的钻孔灌注桩、隧道衬砌等	-5℃以上	10%	—
3	DZ-2	中等及以下硫酸盐侵蚀环境中的承台、墩台、涵洞基础、隧道衬砌等	-10℃以上	10%	—
4	DZ-3	中等及以下硫酸盐侵蚀环境中的承台、墩台、涵洞基础、隧道衬砌等	-20℃以上	10%	—
5	DZ-4	预制圆、矩涵	50℃蒸汽或自然养护	10%	10%~15%
		预制插入桩、打入桩、电杆			
		预制桥梁			
		预制轨枕	60℃蒸汽		

(4) 混凝土拌和物的坍落度应根据工程结构的性质，混凝土的运送和浇筑方法确定。导管法浇筑水下混凝土的坍落度为 180~200 mm，泵送法运送混凝土的坍落度为 120~180 mm，斗送法布料的混凝土坍落度为 30~90 mm。

(5) 混凝土拌和物的含气量应根据混凝土的抗冻标号和混凝土养护工艺确定。抗冻标号为 F300，采用常温养护的混凝土拌和物的含气量为 3.5%~6.0%，采用蒸养法养护的混凝土拌和物的含气量应为 2%~3%。

采用按上述原则选定的配合比计算参数，按《普通混凝土配合比设计规程》(JGJ55—2000) 进行计算和试拌，得出初步理论配合比，再经混凝土 8 项耐久性指标和强度试验验证，选定出合

适的耐久混凝土配合比。

4.3 混凝土的耐久性要求

- (1) 抗冻融循环指标: $F \geq 300$ 。
- (2) 抗渗指标: $S \geq 12$ 。
- (3) 护筋性: 混凝土砂浆中的钢筋不得锈蚀。
- (4) 抗氯离子渗透性: 氯离子渗透值不得大于 1 000 库仑。
- (5) 抗裂性: 混凝土的表面非受力裂缝平均宽度不得大于 0.20 mm。
- (6) 耐腐蚀性: 混凝土能耐 SO_4^{2-} 的极限浓度为 2 000~10 000 mg/L, 耐 Mg^{2+} 的极限浓度为 3 000~15 000 mg/L。
- (7) 抗碱—骨料反应性能: 骨料的砂浆棒膨胀率按《铁路混凝土用骨料碱活性试方法》(TB/T2992) 检验不得大于 0.2%, 且混凝土的总碱含量应满足《铁路混凝土工程预防碱—骨料反应技术条件》(TB/T3 054—2002) 的规定。
- (8) 耐风蚀性能: 暴露于大气中的混凝土, 其砂浆的磨耗量不大于 0.5 kg/m²。

5 工艺流程及施工要点

5.1 工艺流程

- (1) 低温早强耐久混凝土施工工艺流程见图 1。
- (2) 蒸养耐久混凝土施工工艺流程见图 2。

5.2 施工要点

5.2.1 混凝土拌制与运输

(1) 原材料的保温与加热。当环境温度过低, 混凝土拌和物温度无法满足要求时, 优先采用加热水的方法, 当只加热水还不能满足要求时, 采用骨料同时加热的方法。根据热工计算和实际试拌, 确定水或骨料需要加热的温度。水的最高加热温度不超过 60℃。当加热水还不能满足要求时, 再将骨料均匀地进行加热, 但加热温度不高于 60℃。水泥、外加剂在使用前运入暖棚进行预热。7~8 月份灌注混凝土基础时, 为控制混凝土的入模温度, 一般安排在夜间进行, 对存放的粗、细骨料采取遮阳和在混凝土拌和前采用冷水冲洗骨料降温的措施。

(2) 混凝土的拌和。混凝土的拌和集中在拌和站进行, 采用具有自动计量上料系统的强制式搅拌机搅拌。搅拌时间一般控制在 2~3 min, 最长不得超过 5 min。混凝土拌和物坍落度根据灌注工艺要求, 按配合比设计严格控制。采用常温养护法生产混凝土时, 混凝土拌和物含气量控制在 3.5%~6.0%; 采用蒸养法生产混凝土预制梁或构件时, 混凝土拌和物的含气量控制在 2%~3%。混凝土的含气量采用日本直读式含气量测定仪测定。当石子温度低于 0℃时, 先投入石子与热水预拌, 以避免石子表面出现冰膜。

(3) 混凝土的运输。运输工作对流程的要求是:

- ① 运输设备的内壁保持平整光滑, 不吸水、不漏水, 并经常清除黏附的混凝土。
- ② 远距离运输混凝土采用输送车, 运输途中以 2~4 r/min 的转速转动, 卸料前以常速再次搅拌。

③ 近距离运输混凝土采用机斗车,混凝土的装载厚度不小于 40 cm,机斗车贮料斗予以覆盖。

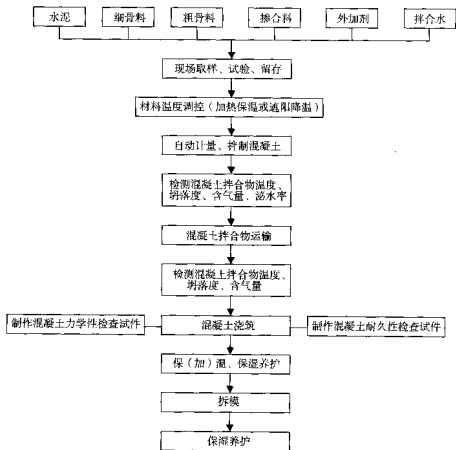


图 1 低温早强耐久混凝土施工工艺流程

④ 用吊斗(罐)垂直运输混凝土时,吊斗出口到承接面间的高度不大于 2 m。吊斗(罐)底部的卸料活门应开启方便,并保证不漏浆。

⑤ 当气候寒冷时,在运输混凝土拌和物的容器外罩上保温套,混凝土运输至浇筑处的温度与要求不相符时,及时采取措施进行调整。

⑥ 混凝土在运输过程中保证不发生离析、漏浆、严重泌水及坍落度损失过多等现象。

5.2.2 混凝土浇筑

(1) 混凝土运至浇筑地点后,及时浇筑,以减少热量损失。混凝土失去流动性浇筑困难时,不得二次加水拌和使用。

(2) 浇筑对冻土层有直接影响的混凝土结构时,入模温度一般控制在 5°C 左右,最高不大于 10°C 。

(3) 浇筑与冻土层不直接接触且在低温或负温下养护的混凝土结构时,模板温度不低於 -3°C ,混凝土的入模温度一般控制在 10°C 左右,最高不大于 15°C ;预应力耐久混凝土的入模温

度一般为 $10^{\circ}\text{C} \sim 20^{\circ}\text{C}$ ，最高不大于 25°C 。

(4) 环境气温低于 -10°C 条件下进行较小体积的混凝土浇筑时，在浇筑部位的周围搭设暖棚并事先预热，以避免浇筑期间混凝土受冻。

(5) 浇筑混凝土应分层进行，其分层厚度应根据混凝土拌制能力、运输条件、浇筑速度、振捣能力和结构要求等条件决定。现浇混凝土结构的分层厚度为 $20 \sim 30\text{ cm}$ 。预制梁体混凝土浇筑分层厚度不大于 20 cm 。

(6) 每一点的振捣延续时间宜为 $20 \sim 30\text{ s}$ ，以混凝土不再沉落，不出现明显的大气泡，表面呈现浮浆为度。

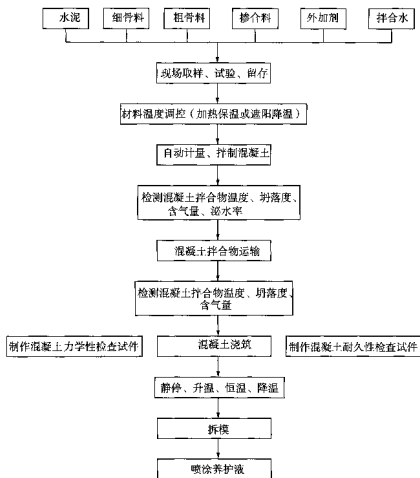


图2 蒸汽耐久混凝土施工工艺流程

(7) 混凝土浇筑连续进行，因故间歇时，间歇的时间根据环境温度、水泥性能、水灰比和外加剂类型等条件通过试验确定。当间歇时间超过允许值时，按浇筑中断处理，同时留置施工缝，并作出记录。施工缝的平面与结构的轴线相垂直，施工缝处应埋入适量的接茬片石、钢筋或型钢，并使其体积露出前层混凝土一半左右。

(8) 浇筑施工缝上层混凝土时,前层混凝土的抗压强度不小于 1.2 MPa,并凿除原混凝土表层的水泥砂浆薄膜、松动石子或松动混凝土层,将杂物消除干净。混凝土接合面原混凝土温度保持在 2℃以上,先铺抹一层厚约 15 mm 并与混凝土灰砂比相同而水灰比略小的水泥砂浆,或铺一层厚约 30 mm 的混凝土,其粗骨料应比新浇混凝土减少 10%,然后再继续浇筑新层混凝土。

(9) 浇筑梁体混凝土时,在全梁范围内水平分层连续浇筑混凝土;其他混凝土结构平面面积较大时,采用斜向分段、水平分层的方法连续浇筑混凝土。

(10) 采用泵送混凝土浇筑时,将浇筑至表层产生的浮浆及时除去,并在混凝土初凝前进行混凝土表面的提浆、压实、抹光工作。在初凝后,终凝之前进行二次压抹,以减少混凝土表面收缩。

(11) 混凝土浇筑过程中,混凝土拌和物实测坍落度与要求坍落度之差的允许偏差符合以下规定:要求坍落度不大于 40 mm 时,允许偏差为 ±10 mm;要求坍落度为 50~90 mm 时,允许偏差为 ±20 mm;要求坍落度不低于 100 mm 时,允许偏差为 ±30 mm。

(12) 每一工作班拌制的同配比混凝土每 100 盘且不超过 100 m³ 时(不足 100 m³ 亦按 100 m³ 计),应制作 6 组混凝土抗压强度检查试件:1 组用作测定临界抗压强度;1 组用作确定拆模时间;2 组在同条件养护至 7 d 时再转入标准条件养护 28 d,用作测定同条件养护转标准条件养护试件的抗压强度 R_{-7+28} ;2 组在标准条件下养护 28 d,用作测定混凝土试件的标准抗压强度 R_{28} 。

蒸养法生产的混凝土耐久梁和预制构件的力学性能检查试件的制作频率同普通混凝土梁和预制构件的相关规定。

(13) 同标段、同配比、同拌和站的混凝土耐久梁及其他混凝土预制构件每使用 3 000 m³,其他混凝土每使用 5 000 m³ 时,制作 1 组混凝土耐久性检查试件。

5.3 混凝土养护与拆模

(1) 混凝土养护。混凝土养护的施工要点包括:

① 混凝土浇筑后,立即覆盖,进行保温、保湿养护。

② 严格控制混凝土的早期养护温度不低于所用外加剂规定的最低温度。当环境温度低于 -5℃ 时,采取临时保温养护措施,直至混凝土的强度达到临界抗冻强度。不同养护温度下混凝土的临界抗冻强度值列于表 2。

表 2 不同环境温度下混凝土的临界抗冻强度

混凝土的最低养护温度 (℃)	混凝土的临界抗冻强度 (MPa)
0~-10	5.0
-10~-15	7.5
-15~-20	10.0

③ 当新浇筑的混凝土与流动水或地下水相接触时,采取临时防护措施,直至混凝土达到 50% 以上的设计强度为止。当环境水具有侵蚀作用时,临时防护措施延续到混凝土达到 75% 以上的设计强度且龄期达 28 d 以上。

④ 在混凝土拆模前的养护过程中,选择有代表性的混凝土结构部位定时测定浇筑后混凝土表面和内部的温度,其温差应符合设计要求。当设计无要求时,温差不宜超过 15℃。

⑤ 混凝土结构拆模后,表面温度与环境温度之差不得大于 15°C 。若混凝土的表面温度与环境温度之差大于 15°C ,则迅速对混凝土采取有效保温措施。

⑥ 混凝土结构拆模后,及时采用塑料薄膜包裹混凝土表面,及时对混凝土进行补水养护,保湿养护的时间不少于 2 个月。在环境温度较低条件下,还应在塑料薄膜外包裹保温材料。当最终需拆除塑料薄膜或保温材料时,宜在混凝土表面涂刷混凝土养护液。

⑦ 采用外部热源养护的混凝土,当环境温度低于 0°C 时,养护完毕后待混凝土冷却至 5°C 以下再拆除模板。拆模后根据本节第 (6) 条的要求继续采取有效的保温保湿措施,保湿养护时间不少于 2 个月。

⑧ 先张法预应力混凝土耐久梁采用蒸气养护时,养护过程分为静养、升温、恒温、降温 4 个阶段。静养时间为 4~6 h,静养期间的温度为 $10^{\circ}\text{C} \sim 20^{\circ}\text{C}$ 。升温过程分为两个阶段。第一阶段升温温差不大于 20°C ,恒温温度不大于 40°C ,待混凝土强度达到 10 MPa 后再进行第二阶段升温;第二阶段的恒温温度不大于 50°C ,普通梁待混凝土达 85% 设计强度,混凝土弹性模量达到 85% 设计强度对应的弹性模量,曲线梁混凝土达 90% 设计强度,混凝土弹性模量达 90% 设计强度对应的弹性模量方可放张。混凝土升降温速度不超过每小时 10°C 。

⑨ 后张法预应力混凝土耐久梁采用蒸气养护时,养护过程分为静停、升温、恒温、降温 4 个阶段。浇筑 2 h 后开始升温,升温速度不得大于 $10^{\circ}\text{C}/\text{h}$,恒温应控制在 50°C 以下,恒温时间由试验确定。降温速度不得大于 $10^{\circ}\text{C}/\text{h}$ 。梁体表面与环境温度之差和梁体表面与梁体内部温度之差不得超过 15°C 。

⑩ 先张法预应力混凝土耐久梁放张并拆模后,立即在混凝土表面涂刷一层混凝土养护液。涂刷养护液时,严格按操作工艺要求进行涂刷,保证不漏刷。

(2) 混凝土拆模。混凝土拆模的施工要点是:

① 耐久混凝土拆模强度应符合设计要求,同时还应符合下列规定:当混凝土强度达到临界抗冻强度,且其表面及棱角不因拆模而受损时再拆侧模;当混凝土强度符合《铁路混凝土与砌体工程施工规范》(TB10210—2001)表 5.13.1 的规定时再拆底模。拆模时应作到边拆模边包裹混凝土。

② 拆模按立模顺序反向进行,不得损伤混凝土,并减少模板破损。拆模后的耐久混凝土结构在混凝土强度达到 100% 的设计值后,再承受全部设计荷载。

6 主要机具设备及劳动组织

按日产 500 m^3 混凝土配备,所需的主要机具设备见表 3,施工劳动组织见表 4。

表 3 主要机具设备

序 号	名 称	规 格	单 位	数 量	备 注
1	强制式混凝土搅拌机	JS1000	台	2	带自动计量装置
2	混凝土运输搅拌机	6 m^3	台	6	
3	混凝土输送泵车		台	1	
4	混凝土灌注振捣工具			据需要	

表4 施工劳动组织

序号	工 种	人 数	主要工作内容
1	搅拌站人员	14	配料, 搅拌, 维修保养
2	钢筋工	18	钢筋加工, 绑扎焊接
3	模板工	26	制作、支立、拆模、维修模板
4	混凝土工	22	装卸混凝土输送管道, 灌注、振捣、养护
5	测试工	6	测量, 控制混凝土配合比
6	安全员	2	现场安全监督检查
7	组织指挥	2	搅拌、灌注调度指挥
8	运输车司机	6	运送混凝土
9	输送泵司机	1	操纵输送泵

注: 钢筋工、模板工、混凝土工可根据结构物种类及工作量大小适当调整人数。

7 质量控制

(1) 混凝土拌和站配备经专门培训的负责人和试验人员, 从事混凝土拌和和质量的管理、检测工作。

(2) 混凝土搅拌设备及计量装置经常保持良好状态。计量装置定期进行鉴定, 鉴定合格后方可使用。在每次拌和施工前, 拌和计量系统必须经过调试并复检调试程序, 确保计量与配合比的统一。

(3) 混凝土用原材料按《青藏铁路高原冻土区混凝土耐久性技术条件》的要求进行相关试验, 经试验合格的原材料方可进场, 不合格原材料消除拌和场或明显标示“废料”以防误用。

(4) 混凝土拌制前测定砂石料含水量、砂、石、水泥、外加剂、掺和料和水的温度, 换算施工配合比, 填写混凝土施工配料单, 经工地技术主管审签后, 送交拌和站负责人。拌和站严格按照配料通知单上规定的材料用量及规格进行计量和控制, 并挂牌标明其用量。

(5) 在拌和站检测首盘混凝土的坍落度、含气量及 0.5 h 泌水率; 在浇筑地点每 50 m³抽检一次拌和物温度、坍落度以及含气量, 并按规定详细填写耐久混凝土拌和过程检查表。

(6) 每日开工前测定 1 次砂石含水量, 开工后每隔 4~6 h 测定 1 次, 如遇雨雪或其他原因集料含水量发生变化时, 随时进行检测。

(7) 每批进场的水泥、外加剂和掺和料及时抽样复查。水泥存放过期或受潮未重新鉴定的不得使用。

(8) 混凝土浇筑后的温度, 在强度未达到临界抗冻强度以前每 2 h 检测 1 次, 达到临界抗冻强度以后每 4 h 检测 1 次。

(9) 认真作好混凝土耐久性检查试件的制作、养护和运送过程中的管理工作, 以保证混凝土耐久性检查试件的代表性。避免因试验工作的失误造成对混凝土结构物耐久性质量的误判。

(10) 严格按混凝土浇筑、养护和拆模各工序的作业要点进行施工, 加强各工序间的质量检

查和控制。

(11) 重视拆模后的继续养护,防止混凝土表面失水过快而产生对耐久性极为不利的表面裂纹。

耐久混凝土施工中各主要环节的质量控制见图3。

8 安全注意事项

(1) 严格现场用电管理,机电设备应固定专人操作,认真遵守安全操作规程,加强机械设备的检查、保养和维修。

(2) 如需用人工擦拭搅拌机和泵机内部件,必须断电停机作业,以保证人身机械安全。

(3) 所有工作人员都应戴安全帽和必要的防护用品。劳动工作时间每天不超过8h。

(4) 在拌和站与混凝土浇筑地点应设有对讲机或电话,便于联络。

(5) 保持现场运输道路畅通,视野开阔,保证车辆行车安全。

(6) 作好防雪、防雨、防雷和防沙尘暴等应急准备。

(7) 在混凝土搅拌站和浇筑现场附近应有流动医护人员值班,保证施工人员在工作期间身体不适时能得到及时医治。

9 结 论

(1) 高原多年冻土区耐久混凝土配制的核心问题是配合比的选择,因为耐久性指标的试验需要很长时间,其试验结果需要3个月以后才能得出结论。施工过程中不可能一一对其进行试验,只能通过监督抽查的方式来进行质量控制。

(2) 耐久混凝土的拌和工艺为关键工艺,混凝土拌和站必须配有培训经验的负责人及试验人员,并持证上岗,从事混凝土拌和质量管理、检测工作;混凝土拌和站应采用有自动计量上料系统的强制式搅拌机,搅拌机机械须状态良好,其搅拌能力应满足与质量有关的浇筑速度要求。

(3) 耐久混凝土的拌制为关键工序,在拌制生产混凝土的过程中必须按规定抽检混凝土坍落度、混凝土含气量和泌水率等与耐久性紧密相关的试验项目,通过对这些项目的测试与监控,可提前预测和保证混凝土上的耐久性能。

(4) 集中拌制和供应混凝土,既有利于保证耐久混凝土的生产质量,还有益于保护青藏高原的生态环境。

(5) 耐久混凝土浇筑完后,前期的预养温度和预养时间对混凝土后期的强度发展和耐久性能影响较大,所以,应重视混凝土前期的保温养护。鉴于青藏铁路气候干湿交替频繁、干燥多风、昼夜温差大,应特别重视混凝土的保温保湿工作。

(6) 桥梁墩台、涵洞混凝土养护采取适宜高原地区混凝土上的保温保湿养护措施,实行在脱模早期用保温保湿材料包裹混凝土、后期在混凝土表面喷涂混凝土养护剂,并同时包裹的“二阶段养护”工艺,可防止由于高原地区昼夜温差大、风大和气候干燥导致脱模后混凝土内部较大温度压力差和水分迅速散失,从而有效地避免对混凝土耐久性极为不利的表面裂纹。

(7) 高原多年冻土区耐久混凝土的配制与施工是一个系统工程,其各个环节环环相扣,如果疏忽

某一个环节,最终可能导致配制的失败和施工质量不合格。出现问题再进行加固或返工处理,难度较大,同时会带来巨大的经济损失,所以,耐久混凝土必须加强施工过程中各个环节的质量预控。

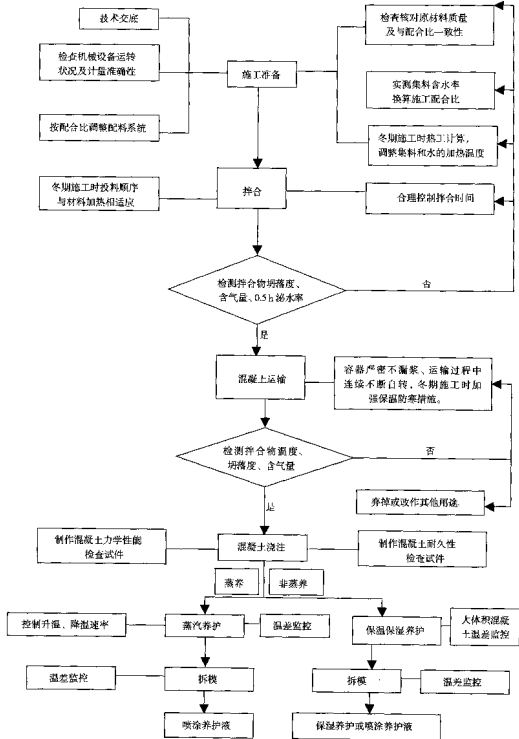


图3 耐久混凝土施工质量控制图

青藏铁路多年冻土区 桥梁施工关键技术

陈 鹏

(中铁十八局集团公司青藏铁路工程指挥部, 西藏 拉萨 853400)

摘 要: 围绕多年冻土区桥梁施工需要解决桩基础对多年冻土的热扰动, 严寒大温差条件下混凝土的温度控制、防裂, 耐久性混凝土的质量控制进行了分析, 通过拌制“低温混凝土”以减少温缩和干缩裂缝, 提高混凝土耐久性。此外, 还应采取提高混凝土的品质、均质性和抗拉强度等防裂措施, 以保证耐久混凝土的施工质量。

关键词: 青藏铁路; 多年冻土; 钻孔桩; 耐久混凝土; 混凝土温度; 混凝土裂缝

1 工程概述

中铁 18 局集团公司承建了青藏铁路格拉段 9 标和 18 标, 全长约 80 km, 均位于青藏高原腹地无人区, 线路经过地段海拔高程 4 685~5 072 m, 是全线海拔最高的段落, 为多年冻土区。两个标段跨越唐古拉山山前冰水沉积平原区、唐古拉山低山丘陵区和头二九山区。区内多年冻土上限 1.8~3.5 m, 地温分区涵盖了高温极不稳定区、高温不稳定区、低温基本稳定区和低温稳定区, 含冰量涵盖了少冰冻土、多冰冻土、富冰冻土和含土冰层。

9 标和 18 标两个标段共有桥梁 78 座, 累计长度 22 km 左右, 2003 年开工, 现已基本完工。由于两个标段地处气候最为恶劣、地质条件最为复杂的唐古拉山越岭地段, 因此所遇到的技术问题在全线多年冻土区桥梁施工中具有典型性和普遍性。

根据多年冻土区桥梁施工要解决的三个问题。(1) 桩基施工对多年冻土的热扰动问题;(2) 严寒大温差条件下混凝土的施工方案、温度控制及防裂;(3) 耐久性混凝土质量控制。

2 多年冻土区桩基础施工

2.1 减少对冻土热扰动的施工方案及措施

2.1.1 组织快速、连续施工

旋挖钻机下法快速成孔。青藏铁路格拉段施工初期桩基成孔采用冲击钻,泥浆护壁、浮渣。经过2001年的对比试验后,在多年冻土区广泛采用大功率旋挖钻机下法成孔。采用大功率旋挖钻机钻孔速度快,在非岩石地层3 m/h以上,功效为普通冲击钻机的数倍,更为可取的是钻机自出渣,不用泥浆浮渣,杜绝了泥浆的热量带入。

长钢筋笼一次快速吊装入孔。当桩长达到20 m后,一台吊车无法将钢筋笼一次调入孔内时,通常的做法是分段吊装,孔口接长焊接,作业时间长,焊接质量差。对于长钢筋笼我们采取两台吊车5个吊点一次吊装入孔。加强工序衔接的组织协调。成孔前,钢筋笼、导管、吊车就位;钢筋笼下到底,下导管时,混凝土就位,最大限度地减少工序衔接时间。

2.1.2 选择适宜的施工季节和时段

多年冻土区桩基混凝土入模温度要求控制在5℃,困难时可以放宽至10℃。桩基的适宜施工时间为暖初、暖末的4, 5, 10, 11月份,混凝土的入模温度易于保证,同时由于地表水和冻结层上水处于冻结状态,不易塌孔。暖季6, 7, 8, 9月份施工必须选择施工时段和采取降温措施,否则混凝土的入模温度会超标,最高可以达到15℃以上。为保证入模温度,暖季桩基灌注一般选择在20:00~次日09:00,并对骨料采取洒水、遮阳等措施,不得已可在09:00~20:00期间灌注时,对混凝土运输车进行包裹后保温降温。

2.2 旋挖钻机钻具的地质适用性及非均质地层快速施工

短螺旋钻头适用于一般地质条件下,细砂、中砂、砾砂、角砾土、圆砾土及抗压强度不高的风化、中风化岩层;带导向管的磨岩钻头适用于强度不均匀、易偏孔地质情况以及风化、中风化岩层;筒式切削钻头适用于岩层局部破碎、软硬不均、存在孤石与冰层、破碎岩无规律交织,局部抗压强度极高的地质条件;普通旋挖筒式钻头适用于冻结层上水较多致使孔内积水较多,其他钻头提渣困难的地段。

因地制宜选择钻头,可大大提高钻孔速度及成孔质量;对于下部嵌岩深度深,表层风化覆盖层厚的情况,上部风化层采用旋挖钻机成孔,进入微风化岩层后再改用普通冲击钻成孔可以大大加快整根桩的施工速度。

2.3 不良地质成孔技术

(1) 冻结层上水发育,地层透水性强的易塌孔地层,采取埋设双层护筒,护筒之间填塞黏土,解决冻结层上水引起的塌孔。

(2) 对桩基穿透多年冻土上限,出现承压水塌孔严重的地段,采用膨润土泥浆提供水头压力,全护筒旋挖钻机钻进,并严格控制钻进速度。

2.4 桩头养护

根据多年冻土地温情况桩基混凝土具备在-5℃以上负温环境中硬化,获得设计强度,但青藏高原即使在暖季环境温度也经常出现低于-5℃的情况,因此桩头是桩基的薄弱环节且容易被

忽视,必须按地面混凝土进行保温保湿养护。

3 严寒大温差条件下混凝土施工

3.1 承台、墩台身综合蓄热法施工

铁路桥梁承台及墩身表面系数一般小于 2,根据严寒地区混凝土施工经验,最低温度 -18°C ,平均温度 -12°C 的环境下可以采用综合蓄热法施工。以桥墩为例,配合比为满足青藏铁路高原冻土区混凝土耐久性技术条件的墩台身混凝土配合比、保温材料为棉被,每层厚度 5cm、入模温度分别取 5°C 、 10°C 为条件,采用蓄热法养护,计算不同工况条件下混凝土温度下降到 0°C 所需的时间,计算结果见表 1。根据计算结果,可得出:当环境气温在 0°C 时,混凝土只需要保湿养生,无需保温;环境温度在 $0^{\circ}\text{C}\sim-15^{\circ}\text{C}$ 之间,只需要覆盖一层棉被采用蓄热法养生,在混凝土温度下降到 0°C 前,完全可以获得抗冻临界强度。

表 1 不同工况下混凝土温度下降到 0°C 所需时间一览表

$\begin{matrix} d \\ t_2 \end{matrix}$		0 m	0.05 m	0.10 m	0.15 m	0.20 m	0.25 m	0.3 m
0°C	5°C	210 h	585 h	900 h	1 250 h	1 650 h	2 000 h	2 350 h
	10°C	210 h	585 h	900 h	1 250 h	1 650 h	2 000 h	2 350 h
-5°C	5°C	—	257 h	410 h	566 h	724 h	868 h	1 009 h
	10°C	—	258 h	413 h	573 h	735 h	882 h	1 026 h
-10°C	5°C	—	192 h	322 h	447 h	570 h	679 h	787 h
	10°C	—	194 h	326 h	454 h	580 h	693 h	803 h
-15°C	5°C	—	151 h	269 h	377 h	481 h	573 h	662 h
	10°C	—	154 h	273 h	384 h	491 h	586 h	678 h

注: t 为环境温度; t_2 为入模温度; d 为保温层厚度。

3.2 综合蓄热法施工保温保湿养生温度监控

实时监控混凝土结构内外温差及结构表面与环境的温差对混凝土结构防裂及掌握结构实体强度发展意义重大,为此我们进行了大量的握度实测,取得了大量的相关数据。暖季、暖末桥梁混凝土结构温度测试典型情况见图 1、图 2。

(1) 根据成熟度理论,从图 1、图 2 中混凝土表面及中心温度曲线推算,混凝土可在短期内获得抗冻临界强度并最终获得设计强度。

(2) 混凝土中心温度在 3 d 以内达到最大,持续时间 4 d 左右,此阶段混凝土内外温差最大,是混凝土防止温度裂缝的关键阶段。随着环境温度的下降,混凝土内外温差增大,必须根据环境温度变化及时调整保温层厚度以控制混凝土内外温差。《青藏铁路高原冻土区混凝土技术条件》

(以下简称技术条件)要求混凝土内外温差不超过 15°C , 从温差监控及混凝土实体开裂统计情况看, 过于保守, 将温差控制指标定为 25°C 更为适宜。

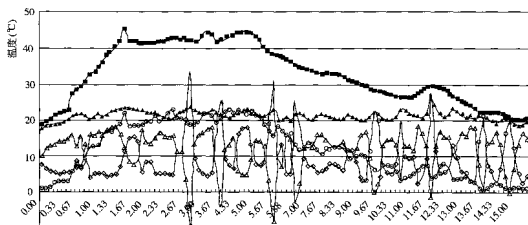


图1 休冬曲大桥 9[#] 承台温度

注: (1) 结构尺寸: $6.4\text{ m} \times 10.4\text{ m} \times 2.5\text{ m}$; (2) 浇注完成时间 2003 年 9 月 23 日; (3) 混凝土浇筑完成后立即进行三层 (塑料布+1cm 棉毡+塑料布) 包裹保温保湿养生。

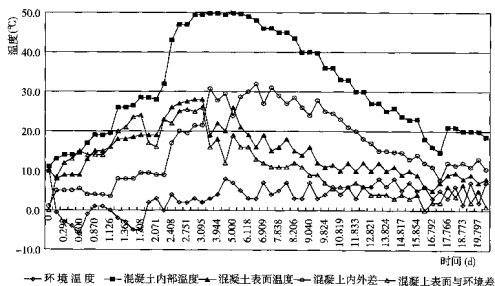


图2 DK1 423+883 特大桥台座承台温度曲线

注: (1) 结构尺寸: $5.4\text{ m} \times 6.4\text{ m} \times 2\text{ m}$; (2) 浇注完成时间 2003 年 8 月 19 日; (3) 混凝土浇筑完成后立即进行三层 (塑料布+1cm 棉毡+塑料布) 包裹保温保湿养生。

3.3 混凝土入模温度问题

3.3.1 《技术条件》对混凝土拌和物的温度要求

(1) 浇筑对冻土有直接影响的混凝土(例如钻孔桩混凝土),其入模温度宜控制在 $2^{\circ}\text{C} \sim 5^{\circ}\text{C}$,暖季困难时可放宽到 10°C ,但必须采取降低水化热的措施。

(2) 浇筑在低温或负温条件下养护,不直接与冻土接触的混凝土,其入模温度宜以 $5^{\circ}\text{C} \sim 10^{\circ}\text{C}$ 为宜。

3.3.2 满足入模温度的工况

以配合比为符合青藏铁路高原冻土区混凝土耐久性技术条件的拌基混凝土配合比、碎石露天堆放,温度与外界环境温度一致、水泥及外加剂存放在暖棚内,温度与搅拌棚温度一致、运输环境温度与外界环境温度一致为计算条件,满足入模温度的各工况见表 3。

3.3.3 对入模温度的认识

根据表 2,可知混凝土的入模温度由 5°C 提高到 10°C ,混凝土温度下降延续的时间变化很小,即混凝土入模温度对降温时间的影响可以忽略不计,混凝土的入模温度只需达到规定下限即可。因此,应该改变以往冬季混凝土施工的作法——强调加热原材料拌制“热混凝土”以自体御寒,应该拌制“低温混凝土”,强调体外保温以达到抗冻临界强度。混凝土拌制温度低时,其拌和用水量较低,和易性好,流动性大,有利于混凝土浇筑均匀密实和混凝土的耐久性,也有利于增强混凝土的抗裂性。减少拌和用水量意味着增加骨料含量,这又可减低混凝土的干缩性。也就是说,低温混凝土不仅可以减少温缩裂缝和干缩裂缝,还能提高混凝土的耐久性。

表 2 满足入模温度的各工况表

T_i		0 °C					5 °C					10 °C					15 °C				
t (h)	T_a	0.25	0.5	0.75	1	1.25	0.25	0.5	0.75	1	1.25	0.25	0.5	0.75	1	1.25	0.25	0.5	0.75	1	1.25
-15	T_w (°C)	65	70	80	80	75	55	65	75	75	75	75	53	65	75	80	80	80	55	65	80
	T_m (°C)	5	5	5	15	25	5	5	5	10	20	0	5	5	5	10	-10	0	5	5	5
	T_2 (°C)	3.62	3.05	3.02	3.51	3.16	3.52	3.64	3.57	3.08	3.29	3.07	3.54	3.48	3.22	3.10	3.02	3.8	3.39	3.14	3.23
-10	T_w (°C)	50	60	65	75	75	80	80	55	65	75	80	80	80	55	65	70	75	75	80	55
	T_m (°C)	5	5	5	5	10	-5	0	5	5	5	-10	-5	0	5	5	-10	-10	-5	0	5
	T_2 (°C)	3.12	3.60	3.26	3.11	3.15	3.06	3.18	3.17	3.32	3.28	3.36	3.46	3.42	3.24	3.21	3.26	3.05	3.04	3.47	3.13
-5	T_w (°C)	75	75	75	55	60	70	75	80	75	50	60	65	70	75	80	50	55	60	65	70
	T_m (°C)	-5	0	0	5	5	-5	-5	5	0	5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	5	-5	-5
	T_2 (°C)	2.67	3.15	2.57	3.43	3.26	3.3	3.42	3.45	3.07	3.18	3.2	3.33	3.36	3.30	3.14	3.09	3.28	3.28	3.22	3.07
0	T_w (°C)	60	60	65	65	70	50	55	55	55	60	40	45	45	45	50	35	35	35	40	40
	T_m (°C)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	T_2 (°C)	3.23	3.02	3.43	3.17	3.44	3.13	3.60	3.35	3.08	3.36	3.03	3.51	3.26	3.01	3.29	3.66	3.42	3.17	3.51	3.22

注: (1) 碎石不加热,其温度为环境温度; (2) 水泥贮存于水泥库房,其温度按暖棚的温度计; (3) T_w 、 T_m 、 T_2 、 T_i 、 T_a 、 t 分别代表拌和水的温度、混凝土的温度、混凝土的入模温度、搅拌棚温度、环境温度、混凝土运输时间。

4 耐久混凝土施工质量控制

4.1 耐久混凝土指标

除格尔木和拉萨外,沿线年平均气温 $-2^{\circ}\text{C}\sim-6^{\circ}\text{C}$,年日正负温交替天数约180 d左右;沿线地区年均降水量248.5 mm,而年均蒸发量达到1 945.5 mm,气候干燥缺水。年大风天数达178 d之多,大风挟裹沙子,冲击到混凝土表面,对混凝土表面产生强烈的风沙磨蚀。沿线砂石骨料很大程度上存在碱骨料或潜在的碱骨料反应。青藏高原恶劣的自然环境条件下混凝土除必须具备常规的物理力学指标外,混凝土的耐久性显得尤为重要。为此,根据铁道部科技发展计划项目“青藏线低温早强耐腐蚀高性能混凝土应用试验研究”的要求及相关科研成果对青藏铁路多年冻土区桥梁混凝土提出了以下8项耐久性指标。

- (1) 抗冻性:抗冻融循环次数不小于300。
- (2) 抗渗性:抗渗等级应不小于P12。
- (3) 护筋性:混凝土砂浆中的钢筋不得锈蚀。
- (4) 抗氯离子渗透性:氯离子渗透值不得大于1 000 C。
- (5) 抗裂性:表面非受力裂缝平均宽度不得大于0.20 mm。
- (6) 耐腐蚀性:当环境水或岩土中存在有害离子侵蚀时,混凝土受有害离子侵蚀的浓度允许值应符合要求。
- (7) 抗碱—骨料反应性。
- (8) 耐风蚀性:暴露于大气中的混凝土,其砂浆的磨耗率不大于 0.5 kg/m^2 。

4.2 专用高效外加剂及参考配合比

4.2.1 DZ系列专用高效外加剂性能

掺加DZ系列专用高效外加剂的混凝土性能如下:

- (1) 超塑化:在坍落度达到200 mm的条件下,混凝土不泌水、不离析。
- (2) 负温增强效果明显:在单位胶凝材料用量相同的条件下,DZ型混凝土在规定温度为 -20°C 的条件下7 d和28 d龄期的抗压强度比同期基准混凝土分别提高20%~40%和10%~25%。
- (3) 对冻上的热扰动小:当入模温度在 5°C 左右时,离钻孔灌注桩表面20 cm处冻土的最大温升为 3°C ,离桩表面1 m处冻土的最大温升为 0.66°C ,离桩表面2 m处的最大温升为 0.21°C (去除环境温度影响因素)。
- (4) 坍落度损失适宜:当初始坍落度为200~210 mm时,1 h后混凝土的坍落度可保持在170~180 mm。
- (5) 凝结时间适宜:凝结时间差一般在30~60 min。
- (6) 使用范围广: $-20^{\circ}\text{C}\sim 10^{\circ}\text{C}$ 。
- (7) 高耐久性:坍落度达到200 mm左右时,混凝土的抗冻融循环次数达300次以上;采用适当的配比混凝土耐 SO_4^{2-} 的极限浓度达15 000 mg/L的硫酸盐腐蚀;混凝土的氯离子渗透值不

超过 1 000℃; 混凝土耐风蚀性能达到或超过道路水泥混凝土的相应水平。

4.2.2 参考配合比 (见下页表 3)

表 3 青藏铁路耐久混凝土参考配合比

结构类型	环境水质或岩土土质	施工方法	水泥品种	水胶比	水泥+外加剂+粉煤灰 kg/m ³	外加剂掺量	砂率/%	含气量/%
灌注桩	中等及以下腐蚀	导管法	32.5 级	≤0.39	440~470	内掺 10%	40~45	3~5
	强腐蚀		普硅	≤0.38	450~480			
基础墩台	中等及以下腐蚀性	泵送法	32.5 级普硅	≤0.39	420~440	内掺 10%	38~42	3~6
	或淡水冻融区	斗送法		≤0.38	400~420		32~36	
	强腐蚀性或矿	泵送法		≤0.38	440~460		38~42	
	水冻融区	斗送法		≤0.37	420~440		32~36	
预制构件	中等及以下腐蚀性或淡水冻融区	斗送法	32.5 级普硅	≤0.37	380~400	内掺 10%	32~36	自然养护 4~6; 整齐养护 3
	强腐蚀性或矿水冻融区			≤0.36	420~440			

4.3 耐久混凝土质量控制

4.3.1 质量控制程序及内容

由于混凝土耐久性抽检试验的周期较长, 检测结果相对滞后于施工过程, 信息不能及时反馈给施工单位。混凝土耐久性检验应遵循过程控制的方法, 分施工前检验、施工过程检验和施工后检验。

(1) 施工前检验: 施工前进行混凝土原材料品质检验及按《技术条件》要求对配合比混凝土八项耐久性指标进行的检验。

(2) 施工过程检验: 原材料品质的抽检、现场混凝土拌和物性能检验—首盘混凝土坍落度、含气量、0.5 h 泌水率以及施工现场抽取的混凝土耐久性试件检验。施工过程混凝土试件耐久性检验项目为抗冻性、抗渗性、抗氯离子渗透性。

(3) 施工后检验: 施工后对混凝土结构物表面裂缝进行观测。

4.3.2 影响混凝土拌和物含气量的因素

在现场混凝土拌和物 3 项指标控制中最困难的是含气量, 含气量往往偏低, 达不到 3%, 而混凝土中适量的含气量不仅可减少混凝土拌和物泌水离析, 改善和易性, 更重要的是能显著提高硬化混凝土抗冻融耐久性, 同时提高新拌混凝土抵抗早期冻害的能力。因此必须针对影响混凝土含气量的各种因素进行综合控制, 使混凝土含气量达到 3%~6%。影响混凝土含气量的主要因素有:

(1) 引气剂掺量。用量增加含气量增大, 但达到某一极限值时含气量不再随掺量增多而

增大。

(2) 水泥。水泥用量增大, 含气量减少, 每增加 90 kg/m^3 水泥, 含气量约减少 1%。水泥细度增大, 含气量减少。水泥中增加矿物混合材, 含气量减少。当含碳量高的粉煤灰掺和料加入时, 由于碳的吸附, 需要掺入较多的引气剂。

(3) 砂子和碎石。砂子粒径在 $0.3 \sim 0.6 \text{ mm}$ 时, 含气量较大; 小于 0.3 和大于 0.6 颗粒较多时, 含气量显著下降; 含气量随着砂率增大而增大, 随着碎石粒径增大而减少。

(4) 水。水的硬度增加, 含气量减少。

(5) 温度。温度升高含气量减少。

(6) 搅拌及振捣。含气量随搅拌时间延长而增大, 搅拌时间在 5 min 之内增大较明显, 但搅拌时间过长含气量又减少, 搅拌 10 min 后含气量明显减少。振捣会引起含气量的损失, 振捣 2 min 含气量损失约 50%, 振捣 9 min 损失约 80%。

5 对耐久混凝土非结构性开裂问题的探讨

耐久混凝土在青藏铁路应用出现了不同程度的非结构性开裂, 裂缝主要是小于 0.2 mm 的龟裂。

5.1 影响耐久混凝土开裂的主要因素

(1) 寒冷、日温差大, 干燥、多风的恶劣自然条件。

(2) 低温早强耐久混凝土胶凝材料用量大, 收缩量大, 水化热大且释放集中。

5.2 开裂情况

(1) 以承台为例, 在混凝土浇筑过程及以后的 1 个月的养生期内, 开裂主要集中在承台顶面及承台侧面上边缘及侧面上 $1/3$ 范围内。

(2) 经过冬期, 混凝土表面裂纹显著增多, 遍及承台侧面, 承台侧面上边缘裂纹又增长、增宽迹象。

5.3 开裂原因分析

(1) 在混凝土内外温差得到适度控制的情况下 (见图 1、图 2), 出现 5.2 中 (1) 所描述的情况主要原因应是干缩裂纹。大体积混凝土在内约束条件下产生的干缩裂纹是浅表性的。混凝土脱水干燥始于裸露表面, 愈深入内部, 脱水愈少, 超过相当深度后 (如深过 30 cm) 甚至可不予考虑。从现场情况看, 干缩裂纹的深度一般不小于 5 cm 。

(2) 出现 5.2 中 (2) 所描述的情况主要原因应是冬期混凝土表面受到寒流冲击, 混凝土表面温度梯度大造成的。我国水上混凝土经验: 当日平均气温在 $2 \sim 4 \text{ d}$ 内连续下降 $6^\circ\text{C} \sim 9^\circ\text{C}$ 时混凝土 (龄龄 $5 \sim 20 \text{ d}$) 裸露面可能产生裂缝。在大坝块体的表面裂缝中曾有因遭多次气温骤降发展成为深层裂缝的实情。

5.4 耐久混凝土防裂措施探讨

制约混凝土开裂的三大因素是混凝土变形量的大小、抗拉性能及约束条件。影响混凝土变形量大小的内因是混凝土的材质, 外因是混凝土所处的环境条件。在约束条件、自然环境不可成变的情况下, 混凝土防裂措施主要应着眼于提高混凝土的品质, 减少混凝土干缩, 提高混凝土的均

质性和抗拉强度。

5.4.1 降低混凝土的干缩

(1) 优化配合比。混凝土的收缩主要来源于水泥石的干缩,降低胶凝材料用量可直接降低混凝土的干缩量,对此有一经验公式 $\epsilon_s = \epsilon_{s0} (1 - V_a)^2$, 式中 ϵ_s 为混凝土收缩量, ϵ_{s0} 为水泥石收缩量, V_a 为骨料容积。采用较小拌和水量、较小的水灰比、较好的骨料级配以及较小的坍落度、较低的拌和温度,都有助于减低混凝土的干缩。

(2) 选用优质骨料。粗骨料的岩石种类和骨料品质(吸水率、比重)对混凝土干缩产生的影响见表4。

表4 混凝土干缩量受骨料岩种的影响

骨料岩种	比重	吸水率(%)	混凝土1年材龄的干缩率(%)
砂岩	2.47	5.0	0.116
黏板岩	2.75	1.3	0.068
花岗岩	2.67	0.8	0.047
石灰岩	2.74	0.2	0.041
石英岩	2.66	0.3	0.032

(3) 选用优质水泥。水泥品质影响水泥凝胶的组分、结构和数量,所以也影响水泥石细孔、凝胶孔的形状、尺寸和数量,并进而影响到混凝土的干缩型。水泥石干缩性随下列因素而降低:较低的 C_3A/SO_3 比、较低的 Na_2O 、 K_2O 含量、较高的 C_4AF 含量。

5.4.2 提高混凝土的均质性

混凝土表面发生较大干缩裂纹的主要原因是由于施工工艺不当导致的混凝土周边水泥浆多,骨料少。因此施工中在严格混凝土搅拌、运输质量控制的同时,必须加强混凝土浇注过程的质量控制,做到均匀布料、均匀竖向振捣,严禁用振动棒拖拉混凝土。

5.4.3 提高混凝土的抗拉强度

桥梁结构设计中通常通过增加构造配筋(护面筋)措施来改善混凝土表面裂缝分布、控制裂缝宽度发展,但这一措施无益于控制混凝土表面裂缝和混凝土内外温差引气混凝土内部微裂纹的产生。提高混凝土整体抗拉强度才是问题的根本解决之道,纤维混凝土是混凝土防裂的一种解决方案。在混凝土中掺入适量钢纤维,其抗拉强度提高25%~40%,抗弯强度提高40%~80%,抗剪强度提高50~100,冲击抗压韧性提高2~7倍,收缩值降低7%~9%,抗疲劳性能、耐冻融性、耐水性、耐磨性、抗腐蚀性、抗腐蚀性均有显著提高。暴露在污水和海水中的5年后钢纤维混凝土试件碳化深度小于5cm,只有表层钢纤维产生锈蚀,内部纤维未锈蚀,不像普通钢筋混凝土中钢筋锈蚀后,锈蚀层体积膨胀而将混凝土胀裂。笔者认为桥梁结构宜取消构造配筋改用纤维混凝土来防裂。此外,在拌制“低温混凝土”时要控制入模温度(见3.3.3);加强养护,控制混凝土内外温差。

6 结束语

多年冻土区桩基施工、严寒大温差地区混凝土施工、耐久混凝土的应用及防裂等技术在青藏铁路施工中相继取得了一定的成功经验,但多年冻土、耐久混凝土对科研、设计、施工单位仍是一个新领域、新课题,对它们的认识有一个逐步加深的过程,还需要做许多进一步的深入研究。

高原冻土区混凝土裂缝的成因与预防

谷炼平

(中铁二十局集团中心实验室, 陕西 西安 710016)

摘 要: 受泵送低(负)温早强耐久混凝土自身特点及墩台施工工艺和环境的影响, 裂缝时有发生。裂缝的发展顺序依次为塑性开裂、水化热开裂、干缩开裂、锈蚀开裂、碱-骨料反应开裂。在分析开裂成因的基础上, 提出了通过尽可能减少水泥用量和单方混凝土用水量, 合理选择混凝土外加剂和原材料料源等方法, 使混凝土配合比更趋合理, 并采用埋设散热管、蓄热法保温、喷涂无机类养护液等措施, 对混凝土现场施工予以科学控制, 是可以达到防治混凝土裂缝病害, 提高混凝土的耐久性。

关键词: 高原冻土; 耐久混凝土; 裂缝病害; 施工工艺; 防治措施

中铁二十局集团公司承担施工的风火山地段, 位于可可西里国家级自然保护区, 属青藏高原冰雪型气候, 干燥、急风、暴雪、雷电等变化剧烈无常; 年平均降水量 290.9 mm, 年均蒸发量 1 316.9 mm, 相对湿度平均为 57%, 最大风速 31 m/s, 俗有“一天见四季”之称。线路长度 36.02 km, 其中桥梁工程约 7 198 延米, 墩台约 270 多个, 特大桥中最高墩为 27.9 m。

1 配合比设计与施工

1.1 配合比设计

鉴于该区段环境条件极其恶劣, 配合比设计上主要考虑低(负)温早强以及混凝土的耐久性能, 经过对各种配比的优化及耐久性指标的检测, 最终配比如下表所示。

混凝土配合比一览表

编号	石子种类	部 位	水泥用量 ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	砂率 (%)	水胶比	备 注
037	5~40 碎石	承台、墩身	380~400	40~44	<0.39	C25

从表 1 可以看到, 相对于同等标号泵送混凝土, 该低(负)温早强耐久混凝土具有以下特点:

(1) 水泥用量较大: 为确保青藏铁路高原冻土区混凝土的耐久性, 经过对比试验, 水泥用量较内地工程偏大, 一般在 $380 \sim 420 \text{ kg/m}^3$ 。

(2) 水灰比小: 泵送混凝土水灰比宜为 $0.4 \sim 0.6$, 水灰比小于 0.4 时, 混凝土的泵送阻力急剧增大, 大于 0.6 时, 混凝土则易泌水, 分层, 离析, 影响泵送; 而该配比考虑到混凝土的耐久性能, 其水灰比在满足施工要求的情况下小于了 0.40 。

(3) 沙率偏高: 鉴于青藏铁路沿线河沙普遍偏粗, 为提高泵送效果, 沙率普遍偏高。

1.2 施工工艺

风火山地段高寒缺氧, 为贯彻“以人为本, 修筑环保铁路”的思想, 施工主要以机械为主, 混凝土采用集中搅拌, 罐车运输, 泵送的方式, 因而不可避免的存在以下问题:

(1) 各级拌和站采用自动计量, 但由于青藏铁路高原冻土区地处可可西里无人区, 均采用自发电, 且严重缺氧, 水流速受电压不稳的影响变化较大, 造成水灰比波动较大。

(2) 拌和站均未设置外加剂掺入自动计量, 存在一定配料误差。

(3) 袋装水泥本身重量偏差, 以及偶尔存在砂石混杂计量等因素, 均影响到混凝土的均匀性。

2 混凝土裂缝的成因

在青藏铁路高原冻土区这一特殊环境下, 混凝土裂缝发生既具有内地混凝土的普遍性, 又具有一定的特殊性。

按裂缝的发展顺序主要有塑性开裂、水化热开裂、干缩开裂、锈蚀开裂, 碱—骨料反应开裂。

2.1 塑性开裂

塑性开裂主要发生在混凝土表面, 为不规则分布; 裂缝较浅, 长短不一, 互不连贯, 危害较小; 一旦形成贯穿性裂缝, 危害则非常严重。

(1) 混凝土浇注成型初凝前, 由于重力作用, 粗细骨料及水泥颗粒比重大, 产生不均匀沉降; 水分比重小, 上浮至混凝土上表面, 产生泌水; 混凝土泌水造成塑性收缩, 而产生塑性开裂是一种不可逆的变形。

(2) 青藏铁路低温早强耐久混凝土由于水胶比低, 胶凝材料用量大, 浇筑成型后, 在凝结硬化过程中, 由于自收缩而易产生塑性开裂。

(3) 风火山地段, 自然气候恶劣, 温差大, 风沙强烈, 混凝土因失水较快而容易产生塑性裂缝。

2.2 水化热开裂

为确保混凝土的耐久性, 混凝土的水泥用量相对较高。水泥水化过程中产生大量的热量, 从而使混凝土内部温度升高; 每克水泥水化约放出 502 J 的热量, 按该配合比 $380 \sim 400 \text{ kg/m}^3$ 来计算, 每立方米混凝土释放出 $19\,076 \sim 20\,080 \text{ kJ}$ 的热量; 由于混凝土内部和表面的散热条件的不同, 混凝土中心温度低, 形成温度梯度, 产生温度变形和温度应力, 当温度应力超过混凝土的内外约束应力时就会产生裂缝。

2.3 干缩开裂

干缩开裂是由毛细管压力造成的,混凝土中的毛细管孔隙,在混凝土干燥过程中逐步失水,毛细管也逐步变形,产生巨大的毛细管张力,使混凝土体积收缩,产生干燥收缩裂缝。

(1) 泵送混凝土相对于普通混凝土用水量偏大,毛细管孔隙也增多,混凝土因失水产生的体积收缩增大,造成干燥收缩裂缝的概率相对较高。在同一水泥用量条件下,用水量越大,混凝土的干燥收缩越大,且在水泥用量较高条件下,混凝土的干燥收缩随着用水量的增加而急剧增大。

(2) 合理化的砂率可增强混凝土的施工性能,砂率过高,则增大混凝土的收缩,易产生干燥裂缝。

(3) 青藏高原自然气候温差大,风沙强烈,养护不当易造成混凝土失水速度加快,毛细管变形速度加快而产生干燥收缩开裂。

2.4 锈蚀开裂

钢筋锈蚀是影响钢筋混凝土结构安全和耐久性的关键因素,也是产生裂缝的主要原因之一。

(1) 青藏铁路高原冻土区地质条件复杂,自然水源中有害物质含量较多,尤其是碱盐含量的存在,与混凝土内部钢筋易发生化学反应,析出 $\text{Fe}(\text{OH})_2$,该化合物被氧化生成 $\text{Fe}(\text{OH})_3$,进一步可生成 $n\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot m\text{H}_2\text{O}$ (红锈),体积增大至原来的4倍;如氧化不完全,则生成 Fe_3O_4 (黑锈),体积增大至原来的2倍。铁锈的体积膨胀对周围混凝土产生压力,致使混凝土产生顺筋裂缝,加剧了钢筋的进一步锈蚀。

(2) 混凝土碳化过程中一方面使得混凝土变硬且密实,另一方面,它消耗了混凝土中的羟基离子,使混凝土的碱性降低,其pH值甚至降到10以下。在高碱性环境下,钢筋表面可形成氧化铁保护膜,而当其pH值降到11以下时,这层氧化膜极易破坏,因而加快钢筋的腐蚀。

2.5 碱—骨料反应开裂

碱—骨料反应是混凝土原材料中水泥、外加剂、混合材料及水中的碱性物质与骨料中的活性成分发生的化学反应。青藏铁路沿线料源中碱性骨料时有存在,水源中碱性物质含量偏高,极易引起碱—骨料反应的发生。

碱—骨料反应通常在混凝土浇筑成型若干年(约10年)后逐渐进行,反应生成物吸水膨胀,使混凝土产生内部应力而开裂。由于碱性物质与活性成分分布的均匀性,一旦产生碱—骨料反应开裂,其破坏将是毁灭性的。

3 预防措施

鉴于青藏铁路高原冻土区自然环境的恶劣性,对于混凝土的耐久性的要求极具重要性,裂缝的产生又是对耐久性的极大威胁,为确保低温早强耐久混凝土的质量,综合采取了如下措施。

3.1 混凝土配合比的设计与试配

3.1.1 合理的选择水泥品种,尽可能减小水泥用量。

据有关资料显示,不同的水泥品种,其水化热相差较大且收缩率不同,如矿渣水泥混凝土收缩率>普通水泥混凝土收缩率>粉煤灰水泥混凝土收缩率。同时,在满足混凝土耐久性的前提

下,尽可能降低水泥用量,因此,在水泥品种的选择上主要采用低水化热,低碱及低收缩率的普通硅酸盐水泥,可尽量避免塑性裂缝,水化热裂缝,干缩裂缝及碱-骨料反应开裂的发生。

3.1.2 降低单方混凝土用水量

降低单方混凝土用水量及适当降低水灰比,可降低塑性收缩开裂与干燥收缩开裂的发生。单方混凝土用水量控制在 170 kg/m^3 以下时,混凝土塑性及干缩开裂发生概率小,因此,在配合比设计上增加了减水率较大的外加剂以尽量降低水灰比,控制在 0.4 以下,且单方混凝土用水量小于 170 kg/m^3 (实际用量 $150 \sim 155 \text{ kg/m}^3$)。

3.1.3 合理选择混凝土外加剂

外加剂不仅改善混凝土的工艺性能,降低水灰比,提高强度及耐久性。强度的提高,一定程度上减缓混凝土的碳化,抑制钢筋锈蚀的发生;水胶比的降低,直接影响单方混凝土用水量的减少,抑制塑性开裂及干缩开裂。

在该配合比设计上采用了以铁科院为主持单位的课题组研制的“DZ 系列低温早强耐腐蚀高性能混凝土外加剂”,该外加剂通过了铁道部评审,具有高减水率、低泌水率,对钢筋的锈蚀、碱-骨料反应具有较强的抑制能力,同时,具有较强的耐腐蚀及抗风蚀性能。

DZ 系列外加剂是以粉煤灰为载体,其掺量相对较高,对降低混凝土的水化热和温升的效果非常显著,且其减水作用和分散作用,在降低用水量和提高强度的同时,还可以降低水化热,推迟放热峰的出现时间,减少温度裂缝。总之,该外加剂的参加,在不同程度上减少了上述裂缝发生的概率。

3.2 混凝土现场施工控制

3.2.1 合理的选择原材料来源

砂、石等原材料是否含有活性矿物质,对混凝土碱-骨料发生反应起决定性作用。在上场之初,我指挥部就对管段进行料源调查,并多次试验,根据试验结果,选择了青藏公路里程 3 022 处的碎石及秀水河河沙均不具备碱活性,为抑制混凝土后期发生碱-骨料反应开裂奠定了一定的基础。

3.2.2 埋设散热管,降低水化裂缝发生的概率

混凝土内部的温度与混凝土的厚度及水泥品种、用量有关,混凝土越厚大,水泥用量越大,其内部温度越高,形成温度应力越大,产生裂缝的可能性越大。

青藏铁路高原冻土区自然环境的恶劣,混凝土耐久性要求较高,水泥存在用量大的不可避免性,引起混凝土内部水化热产生温度应力较大,为此,在承台等厚大混凝土内埋设散热管,缩小温度梯度,减小温度应力,降低了水化热产生裂缝的概率。

3.2.3 采用蓄热法保温、保湿降低内外温差并及时补水

青藏铁路风火山地段气候多变,紫外线照射强、温差大,浇筑后的混凝土温度梯度易于产生,因此,在混凝土浇筑、成型及拆模前,采用搭设暖棚、加热水法以确保混凝土早期的温湿度。拆模后采用湿棉麻布包裹、塑料密封等保湿保温措施并及时补水,降低了混凝土内外温差及失水,抑制了混凝土水化热裂缝、干缩裂缝、塑性裂缝等的产生。

3.2.4 喷涂无机类养护液，确保混凝土的早期养护

鉴于青藏高原紫外线强烈，混凝土易失水开裂，而无机类养护液易渗入到混凝土毛细孔内部，与 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 反应产生的流性物质可堵住混凝土的毛细孔，阻止了水分的蒸发；同时可在混凝土表面形成一种具有刚性的无形硬化层，减缓了混凝土的碳化速度，从而降低了塑性开裂、干缩开裂及钢筋锈蚀开裂发生的可能性。因此，在混凝土的养护上，均采用两阶段养生：

- (1) 拆模后喷涂一次无机类养护液，麻布包裹并补水，塑料薄膜密封，外层蓄热。
- (2) 养护 60 d 或更长时间后，在混凝土表面喷涂一次养护液，进行自然养护。

总之，通过上述措施的综合实施，尤其是 DZ 系列混凝土外加剂的使用，确保了青藏铁路高原冻土区混凝土的施工质量及混凝土在低温期的早强和负温期的硬化，减少了混凝土各种裂缝病害的发生，为混凝土的耐久性奠定了良好的基础。

隧道衬砌冻胀压力问题分析

王建宇 胡元芳

(中铁西南科学研究院, 四川 成都 610031)

摘 要: 提高衬砌混凝土的密实度以及加强排水系统对消除寒冷地区隧道冻害有重要作用, 但也不能完全排除冻胀压力对衬砌的危害。冻胀压力的量值和分布不仅取决于围岩的性态和气象条件, 而且与衬砌结构的材料、刚度以及施工质量密切相关。本文从岩石和土层两种围岩中衬砌承受冻胀压力的机理出发, 运用有限元计算方法, 通过公式推导和实例的计算, 以及对水体位置和衬砌厚度影响的敏感度分析, 对寒冷地区隧道衬砌的设计和施工提出建议, 即寒冷地区隧道衬砌采用钢筋混凝土结构; 要保证施工中衬砌和围岩紧密贴合; 设置具备弹性和交变负荷下具备抗疲劳特性的隔热层等。

关键词: 冻土; 隧道工程; 衬砌; 冻胀压力

1 概 述

1.1 寒冷地区隧道衬砌裂损的主要形式

调查表明, 寒冷地区隧道衬砌裂损的主要形式有三种:

(1) 混凝土温差收缩引起的衬砌环向开裂。这种环向开裂在相对温差很大地区的隧道中较为常见(例如在我国东北林区, 相对温差可达 $20^{\circ}\text{C} \sim 80^{\circ}\text{C}$)。

(2) 衬砌混凝土酥碎。衬砌酥碎、剥落主要由渗入混凝土中的水份冻胀引起, 其防止措施是提高混凝土的密实度(通过外加剂、添加料及改进施工工艺)。

(3) 冻胀压力致使衬砌纵向及斜向开裂。含水土层围岩或进入围岩与衬砌之间的地下水的冻结会对衬砌产生冻胀压力, 致使衬砌破损, 产生纵向、斜向等方向的裂纹。

1.2 防止衬砌裂损的主要途径

根据寒冷地区隧道修建、营运和维修中积累的经验, 防止冻胀压力使衬砌裂损的主要途径是:

(1) 排水防冻, 加强地下水的排导。从原则上说, 地下水的排导应该是防止衬砌冻胀的重要措施。对于埋置在多年冻结层内的隧道, 设置排导系统的目的在于在暖季将隧道围岩融化深度范围内的液态水排除, 以消除这部分水复冻时产生的冻胀。但实际上, 这部分水很难完全排除。据

研究冻土上的专家说,即使是冻融圈以外的多年冻结层,也会有液态水向冻融圈内补给。对于埋置在季节冻结层内或多年冻结层下限以下融层中的隧道,理想的排导系统应能阻止冻融圈以外的水向围岩冻融圈范围内补给,而将其直接排出隧道外。这在设计上是困难的,即使采用中心深水沟或低标高的泄水洞,仍然有一部分地下水要流经衬砌背后,才能经盲沟排出。因此,靠地下水的排导很难消除衬砌的冻胀压力。

(2) 设置隔热层。在围岩表面(或初期支护与二次衬砌之间)设置隔热层,隔绝或消减围岩和隧道内空气之间的热交换,可减小冻融圈的范围。以昆仑山隧道拟采用的聚氨酯硬质泡沫型隔热材料为例,根据中科院寒旱环境研究所赖远明同志的计算,在埋深为 100 m、空气和围岩对流换热系数为 $10 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$ 、隔热层厚度为 5 cm 时,采用导热系数分别为 $0.01856 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$ 和 $0.037 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$ 的保温材料,隧道围岩在暖季最大融化深度分别为 0.8 m 和 1.5 m 左右。这就是说,在这种情况下隔热层并不能完全消除衬砌的冻胀压力。

(3) 衬砌按承受冻胀压力设计。既然采用地下水排导及隔热层并不能完全消除冻胀压力,那么在隧道衬砌设计中就应考虑冻胀压力荷载。

衬砌周围的土体或水体因冻结产生体积膨胀,衬砌结构的存在约束了这种膨胀,从而形成作用在衬砌结构上的冻胀压力。因此,冻胀压力从本质上说属于形变压力,同由于坍塌岩块的重量引起的松散压力相比,有两个显著的特点:一是冻胀压力的量值同结构的刚度(结构形状和截面尺寸)有关;二是冻胀压力量值和分布同衬砌周围冻融质(包括土体或水体)的分布有关。而在岩石隧道中这往往取决于施工条件。因此,在衬砌设计中很难简单地假定冻胀压力的量值(例如 0.5 MPa)及分布规律(例如,假定冻胀压力为垂直和水平方向的均布荷载,垂直与水平之比为 $1:1$)。

冻胀力对隧道衬砌的作用是冻土工程中的一个课题。目前还没有见到可运用于具体设计的计算分析方法。

2 岩石隧道

2.1 计算模型

由于岩石本身的冻胀可以忽略不计,因此在岩石隧道中,衬砌的冻胀压力主要由衬砌背后积存的水体的冻胀引起。由于岩石隧道开挖面不规则,施工中常常没有做到让围岩同衬砌结构(包括防水层)紧密贴合在一起,而在衬砌和围岩之间留下存水空间。特别是在拱顶部位,由于混凝土浇筑工艺方面的困难,这种空间是普遍存在的。

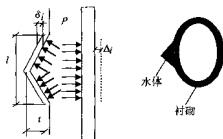


图1 冻胀力对隧道衬砌作用的计算模型

为简化起见, 存水空间假定为三角形, 见图 1。

2.2 计算公式的推导

先计算在单位冻胀力 1 MPa 作用下 i 点上衬砌和围岩的位移 Δ_i 及 δ_i ($i=1 \sim n$),

$$\text{水体的膨胀量为: } \Omega = PB \frac{l}{n} \sum_{i=1}^n (\Delta_i + \delta_i) \quad (1)$$

$$\text{原水体的体积为: } \Omega_0 = \frac{1}{2} l B \quad (2)$$

根据水冻结时的膨胀特性 $\Omega_0 = \alpha \Omega_0$, 所以

$$P = \frac{n \alpha l}{2 \sum_{i=1}^n (\Delta_i + \delta_i)} = \frac{\alpha l}{2 (\Delta_m + \delta_m)} \quad (3)$$

式中 P ——冻胀压力 (MPa);

l ——水体环向长度 (m);

B ——水体纵向长度 (m);

i ——水体深度 (m);

Δ_m ——在 1 MPa 冻胀力作用下衬砌各点位移的平均值 (m);

δ_m ——在 1 MPa 冻胀力作用下围岩各点位移的平均值 (m);

α ——水的冻胀率, 取值 $\alpha=0.09$ 。

2.3 三维效应的处理

为了简便起见, 采用二维有限元程序来计算冻胀力作用下各点的位移值, 这就是说, 在计算中认为衬砌背后的水体沿隧道纵向是无限长的, 这显然不符合实际。

在均布荷载数值相同的情况下, 沿隧道纵向有限长范围作用下, 结构的内力和变形同二维计算结果相比应有所折减, 可近似地写成:

$$\begin{aligned} F_3 &= \beta F_2 \\ \Delta_3 &= \beta \Delta_2 \end{aligned} \quad (4)$$

式中 F_2, Δ_2 ——二维计算所得的内力和变形; F_3, Δ_3 ——荷载在有限长范围内作用时结构中的内力和变形。

因此, 考虑水体沿纵长分布的有限长度, 冻胀压力为:

$$P = \frac{\alpha l}{2 (\delta_m + \Delta_m) \beta} = \frac{\alpha l}{2 (\delta_m + \Delta_m) \beta} \frac{1}{\beta} = \frac{P_c}{\beta} \quad (5)$$

式中 P_c 系根据二维计算所得的冻胀压力, 称“计算冻胀压力”。将 P_c 作用下二维计算求得的结构内力表为 F_c 。由于 $P = \frac{P_c}{\beta}$, 则 P 作用下二维计算求得的结构内力为 $\frac{F_c}{\beta}$, 考虑水体沿纵长分布的有限长度 $F = \beta \frac{F_c}{\beta} = F_c$, 因此在衬砌计算时, 若采取二维模型, 可近似地根据得出的计算冻胀压力直接计算衬砌的内力。

2.4 算 例

2.4.1 计算参数

表 1 隧道衬砌材料参数

材料	E (MPa)	μ	c (kPa)	ϕ	γ (kN/m ³)
围岩	15 000	0.4	150	23.5	18.5
喷层	2 500	0.2			
隔热层	5				
二次衬砌	31 000	0.2			

喷层厚度 30 cm, 隔热层厚度 5 cm, 围岩抗力系数 150 MPa/m。

2.4.2 计算方案

计算中除采用第一设计院提供的昆仑山隧道 V 级围岩衬砌断面外, 还采用了等厚截面衬砌, 以资比较, 见图 2。

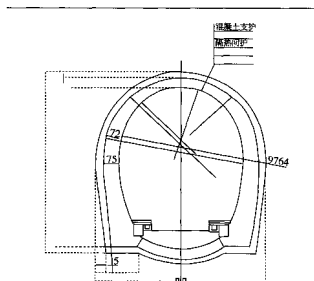


图 2 隧道衬砌断面

表 2 局部水空间模型计算方案

方案	存水部分	二衬厚度 (cm)	水体 (m)	备注
1	仰拱	50 变截面	0.5	不计保温材料的压缩性
2	侧沟		0.5	
3	边墙		0.5	
4	拱腰		0.5	
5	拱顶		0.5	

续上表

方案	存水部分	二衬厚度 (cm)	水体 (m)	备注
6	拱顶	50 等截面	0.5	衬砌考虑为线单元 不计保温材料的压缩性
7	边墙		0.5	
8	仰拱		0.5	
9	拱顶	50 变截面	0.5	不计保温材料的压缩性
10	拱顶	70 变截面	0.5	
11	拱顶	30 等截面	0.5	
12	拱顶	50 等截面	0.5	
13	拱顶	70 等截面	0.5	
14	拱顶	50 变截面	0.2	
15	拱顶		1.0	
16	拱顶		0.5	考虑保温材料的压缩性, 保温层弹性模量依次为 5.0, 2.0, 10.0 MPa
17	拱顶		0.5	
18	拱顶		0.5	

注: 存水空间的深度 $\ell=0.1\text{ m}$, 表中衬砌厚度对变截面衬砌系指拱顶厚度。

2.4.3 计算结果

有限元计算对二次衬砌采用两种处理方法: 一是将衬砌划分为平面单元, 输出的计算结果是各单元的主应力。这种处理方法能比较实际地反映冻胀压力作用下衬砌结构中的应力分布, 特别是对变截面情况能得出较好的结果。但考虑到在设计钢筋混凝土衬砌时, 设计人员需要根据宏观的内力即弯矩和轴力配筋, 因此第二种处理方法是等截面衬砌划分为线单元 (方案 6, 7, 8) 并进行了计算, 单位冻胀力作用下的计算结果见图 3、图 4 和图 5。

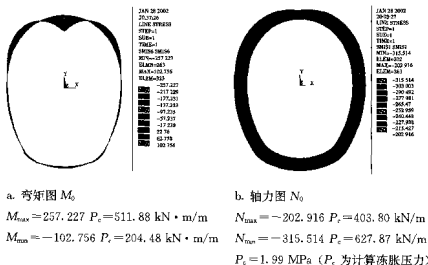


图3 水体长 0.5 m 作用于拱顶, 衬砌内力

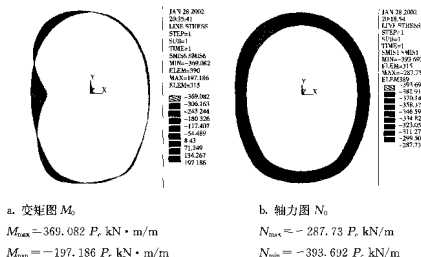


图4 水体长0.5 m作用于边墙, 衬砌内力

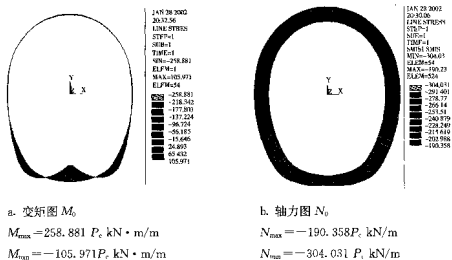


图5 水体长0.5 m作用于仰拱, 衬砌内力

2.4.4 敏感度分析

表3 水体位置的影响

水体位置	计算冻胀压力 P_k (MPa)		二衬最大拉应力 (MPa)		二衬最不利截面内力	
	计算值	相对值	计算值	相对值	弯矩 $\text{kN} \cdot \text{m/m}$	轴力 kN/m
不等厚断面, 拱顶厚 50 cm, $l=0.5 \text{ m}$, $t=0.1 \text{ m}$						
仰拱	2.47	1.1	11.58	0.94		
侧沟	2.02	0.9	6.52	0.49		
边墙	1.59	0.71	6.99	0.57		
拱腰	1.85	0.83	8.55	0.69		
拱顶	2.24	1.0	12.26	1.0		
等厚断面, 衬砌厚 50 cm, $l=0.5 \text{ m}$, $t=0.1 \text{ m}$						

续上表

水体位置	计算冻胀压力 P_c (MPa)		二衬最大拉应力 (MPa)		二衬最不利截面内力	
	计算值	相对值	计算值	相对值	弯矩 $kN \cdot m/m$	轴力 (kN/m)
仰拱					258.88 P_c	190.358 P_c
边墙					369.08 P_c	287.73 P_c
拱顶	1.99	1.0			257.23 P_c	202.92 P_c

表 4 初衬厚度的影响

初衬形式	厚度 (cm)	计算冻胀压力 (MPa)		二次衬砌最大拉应力 (MPa)	
		计算值	相对值	计算值	相对值
不等厚	30	1.39	0.62	15.69	1.28
不等厚	50	2.24	1	12.26	1.0
不等厚	70	2.79	1.25	9.56	0.78
不等厚	30	1.22	0.54	14.34	1.17
等厚	50	1.99	0.89	11.52	0.94
等厚	70	2.57	1.15	9.32	0.76

注：水体位置：拱顶， $l=0.5m$ ， $t=0.1m$ 。

表 5 水体长度的影响

水体长度 (m)	冻胀压力 (MPa)		二次衬砌最大拉应力 (MPa)	
	计算值	相对值	计算值	相对值
0.2	2.16	0.96	5.03	0.41
0.5	2.24	1	12.26	1.0
1.0	2.34	1.05	22.19	1.81

注：不等厚衬砌，拱顶厚 50 cm，水体位置：拱顶。

表 6 隔热层的影响

隔热材料弹性模量(MPa)	冻胀压力 (MPa)		二次衬砌最大拉应力 (MPa)	
	计算值	相对值	计算值	相对值
不考虑压缩	2.24	1	12.26	1.0
10	0.75	0.33	4.046	0.33
5	0.45	0.2	2.45	0.2
2	0.2	0.09	1.103	0.09

注：隔热层厚度 5 cm，不等厚衬砌，拱顶厚 50 cm，水体位置：拱顶， $i=0.5m$ 。

通过以上分析,可以看出:

(1) 当存水部位在仰拱和拱顶位置时所诱发的冻胀压力量值最大,相应地,结构中产生的拉应力值亦较大。但从施工角度看,衬砌背后最容易产生空洞的部位恰恰是拱顶。浇筑仰拱时,底部石渣不清理干净则会成在仰拱下形成存水空洞。

(2) 厚度的加大会增大衬砌结构的刚度,从而加大冻胀压力的量值。当然,截面模量的加大会使最大拉应力仍然有所降低。从计算结果看,采用上薄下厚边端的变截面衬砌,并不能显著提高结构在冻胀应力作用下的安全度。

(3) 水体长度 l 的增大并不会使冻胀压力显著加大。但由于总荷载加大了,结构中的内力仍有增加。

(4) 低弹性模量的隔热层可以吸收变形,从而缓解作用在衬砌上的冻胀压力。但是,由于隔热层材料具有脆性,受压后变形难以恢复,当水体在下一个寒季复冻时,其可压缩性会显著降低。因此,在计算中难以考虑隔热材料的变形。

3 土层隧道

3.1 冻土的冻胀机理

与岩石的情况不同,土是由矿物颗粒和均匀散布于颗粒之间孔隙中的水份以及部分气体组成。当温度下降到 0°C 以下时,液态水大部分都转化为固态水(冰),使土体产生相对均匀的体积膨胀。这种膨胀可以用 $\Omega = \eta\Omega_0$ 来描述。其中 Ω_0 为土体未冻结前的体积, Ω 为土体冻结后的体积增量, η 为土的冻胀系数,主要取决于土中矿物颗粒组成和含水量。根据文献,按冻胀系数的不同可将冻土分为 4 类(见表 7)。

表 7 冻土的冻胀系数

冻胀分类	冻胀系数 (%)		
I—不冻胀土	<0.5		
II—弱冻胀土	0.5~2.5		
III—冻胀土	2.5~5.0		
IV—强冻胀土	>5.0		
土的组成	天然含水量 W_n (%)	湿度或稠度状态	冻胀分类
粗颗粒土(粉粒含量 $\leq 15\%$ 或粒径小于 0.1mm 的颗粒含量 $\leq 25\%$) 包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂	$W_n \leq 10$ $W_n > 10$	潮湿饱和	不冻胀土 I 弱冻胀 II
粗野粒土(粉粒含量 $> 15\%$ 或粒径小于 0.1mm 的颗粒含量 $> 25\%$) 包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂、细砂、粉砂	$W_n \leq 12$ $12 < W_n \leq 18$ $W_n > 18$	稍湿 潮湿 饱和	不冻胀土 I 弱冻胀土 II 冻胀土 III

续上表

冻胀分类	冻胀系数 (%)		
黏性土	$W_n \leq W_p$	$W_p < W_n$	半干硬、硬胀型、软塑、流塑 不冻胀土 I 弱冻胀土 II 冻胀土 III 强冻胀土 IV
	$\leq W_p + 7$	$W_p + 7 <$	
	$W_n < M_p + 15$		
	$W_n > W_p + 15$		

同岩石的情况类似, 可以得出土体的膨胀量:

$$\Omega = PB \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i + \frac{L}{n} \sum_{i=1}^n \delta_i \right) = PB (\Delta_m + L\delta_m) \quad (6)$$

与岩石中膨胀水体分布在衬砌背后局部空间的情况不同, 冻胀土体则沿隧道轮廓全周分布。相应地, 冻胀压力 P 亦沿隧道衬砌周边均匀分布。

式中 位移 Δ_m 及 δ_m 系用有限元计算所得的在单位冻胀压力作用下衬砌和围岩各点位移的平均值。

从原土体 (冻融圈) 的体积计算所得的膨胀量:

$$\Omega = \frac{1}{2} (l+L) t B \eta \quad (7)$$

冻胀压力:

$$P = \frac{\eta (l+L)}{2 (\Delta_m + L\delta_m)} \quad (8)$$

式中 t 为冻融圈的厚度, l 和 L 分别为开挖轮廓周长及冻融圈外缘周长。

冻融圈厚度取决于围岩和洞内空气热交换的情况。对于埋置在多年冻结层和季节冻结层内的隧道 t 分别是指暖季融化层及寒季冻结层的厚度。根据中科院寒旱研究所的计算, 对位于多年冻结层中的昆仑山隧道浅埋和深埋地段冻融圈的厚度见表 8。

表 8 昆仑山隧道浅埋和深埋地段冻融圈的厚度

埋深 (m)	隔热材料导热系数 ($W/m^2 \cdot K$)	融化深度 t (m)
5	无隔热层	2.0
	0.018 56	0
	0.037	0.5
100	无隔热层	2.5
	0.018 56	0.8
	0.037	1.5

注: 该地区年平均地温 $-2^\circ C$, 地热梯度 3% , 空气与围岩对流换算系数 $10 W/(m \cdot K)$, 隔热层厚度为 $5 cm$ 。

3.2 计算结果及分析

兹以 $50 cm$ 等厚衬砌为例进行计算, 计算结果为单位冻胀压力下的弯矩 M_0 及 N_0 , 见图 6。

冻胀压力和衬砌应力的计算结果见表 9。

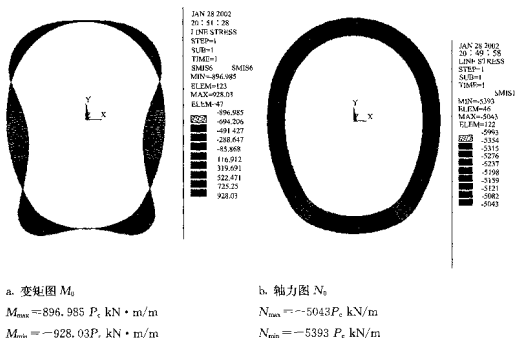


图 6 冻土围岩冻胀力作用下的衬砌内力

表 9 土质围岩的计算结果

衬砌厚度 (cm)	是否考虑隔热层的弹性	冻胀压力 (MPa)		二次衬砌最大拉应力 (MPa)	
		计算值	相对值	计算值	相对值
30	不	1.41	0.76	46.38	1.74
50	不	1.85	1.0	26.71	1.0
50	是	0.77	0.42	11.09	0.42
70	不	2.31	1.25	24.45	0.92

计算中假定衬砌为等厚截面, 冻融圈厚度 0.5 m (相当于隔热材料绝热系数为 0.037 W/(m·K) 的情况), 隔热层厚度 5 cm, 弹性模量为 5 MPa, 土的冻胀系数取 2.5% (冻胀土)。表中所得出的结果显示同岩石隧道类似的情况, 但冻胀引起的衬砌应力量值显然要大得多。

4 结论与建议

对寒冷地区隧道, 通过材料和工艺措施提高衬砌混凝土的密实度以及加强排水系统对消除隧道冻害虽然有重要作用, 但并不能完全排除冻胀压力对衬砌的危害。冻胀压力的量值和分布不仅取决于围岩的性态和气象条件, 而且同衬砌结构的材料、刚度以及施工质量密切相关, 是一个十分复杂的问题, 目前尚未形成可供设计使用的成熟的计算方法。

从岩石和土层两种情况下衬砌承受冻胀压力的机理出发, 提出一种计算方法, 通过计算分

析,对寒冷地区隧道衬砌的设计和施工建议如下:

(1) 关于衬砌结构形式。冻胀压力的量值随着衬砌刚度的加大而增大。因此,单纯加大衬砌截面的尺寸并不能取得很好的效果。计算表明,在拱顶截面相等的情况下,采用变截面衬砌,加大边墙下部的尺寸并不能降低衬砌危险截面的应力。因此,寒冷地区隧道衬砌要采用钢筋混凝土结构。

(2) 对衬砌施工的要求——保证衬砌和围岩紧密贴合。对于岩石隧道,冻胀压力主要来自衬砌和围岩之间的存水空间。计算表明,即使在衬砌背后产生深度为 0.1 m、底边为 0.5 m 的三角形存水空间,就能产生量值相当可观、足以使混凝土衬砌裂损的冻胀压力。因此,在施工中,确保衬砌和围岩之间的紧密贴合格外重要。为了做到这一点,除了加强光面爆破外,必须明确规定在存在超挖的情况下,超挖空间必须一律采用同级混凝土填充,严禁用异物(例如块石等)回填,更不能在衬砌与围岩之间留下空隙。值得指出的是在拱顶和仰拱部位的空隙特别有害,因此必须采取措施来保证拱顶背后的密实(例如在灌注混凝土时预留排气孔等措施)。同时,在浇筑仰拱时,必须将底渣清理干净。

(3) 关于隔热层。设置隔热层,可以减少围岩与隧道内空气之间的热交换,能缓解和在一定程度上消除衬砌的冻胀压力。特别是土层围岩隧道,若不设置隔热层,冻胀压力将达到十分可观的量级。但对于岩石隧道,即使设置了隔热层也难以消除冻胀压力的作用。上面已提到,对于岩石隧道,即使在衬砌背后形成深度为 0.1 m 的水体,所产生的冻胀压力就足以使混凝土衬砌裂损。而以昆仑山隧道为例,即使采用隔热系数为 $0.018\ 56\ \text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 、厚度为 5 cm 的隔热层,所形成的暖季融化深度仍可达 0.8 m。值得指出的是若隔热层为变形可恢复的弹性材料(抗疲劳),则可适应冻融循环条件,吸收冻胀引起的变形,大大缓解作用在衬砌上的冻胀压力,改善衬砌的设计,提高安全度。可惜青藏铁路中拟采用的隔热材料并不具备这种弹性和交变荷载下的抗疲劳特性。

(本文原登载于《铁道工程学报》2004 年 1 期)

昆仑山隧道冻胀力 现场测试及数据分析

张俊儒 仇文革

(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘 要: 昆仑山隧道是目前世界上最长的多年冻土隧道, 隧道进口段基岩面以下 1.5 m 强风化层为饱冰冻土, 其余地段强风化层为多冰或少冰冻土, 昆仑山隧道深埋地段从多年冻土层穿过, 地下水不发育。冻胀力是冻土隧道衬砌结构产生病害的主要原因之一。为掌握昆仑山隧道冻胀力分布形态及随温度变化的规律, 选取了 6 个典型断面, 在每一测试断面上布置 6 个测点, 分别布置于拱顶、拱腰、边墙和仰拱, 进行了现场测试研究。测试结果表明: 昆仑山隧道整个支护结构是安全可靠的。在冻胀力随温度变化不定的情况下, 冻胀力包络图确定为作用于支护结构上的最不利荷载提供了一种合理有效的方法。

关键词: 昆仑山隧道; 冻胀力; 现场测试; 包络图

0 引 言

在我国东北和西北地区有 30 多座隧道, 由于地处高纬度或高海拔的寒冷地区, 衬砌结构都产生了不同程度的冻害, 如酥碎、剥落、冻胀开裂等现象, 有的衬砌裂缝宽达 5 cm 以上, 严重影响了隧道的正常运营, 究其原因, 冻胀力是冻土隧道中衬砌结构产生病害的主要因素。关于冻胀力的研究, 赖远明教授等认为冻胀力的计算要考虑渗流场、温度场、应力场之间的相互影响, 根据传热学、渗流理论和冻土力学导出了带相变的温度场、渗流场和应力场三场耦合问题的数学力学模型及其控制微分方程, 并采用伽辽金法导出了这一问题的有限元计算公式; 仇文革教授等提出了半理论半经验的冻土隧道冻胀力计算方法, 即以地温测试确定隧道围岩冻结圈的范围、以原样力学测试确定冻结与非冻结状态围岩的物理力学参数为先导, 在通过室内试验确定冻土本构曲线的基础上, 进行自重应力场与温度应力场双场耦合的数值模拟分析的技术路线。可以看出,

上述这些研究只局限于理论,为了寻求冻胀力实际分布形态和变化规律,以青藏铁路昆仑山隧道为工程背景,采取现场测试的手段对其进行研究分析。

1 工程概况

昆仑山隧道是青藏铁路第一大控制工程。该隧道位于青藏高原海拔4 600~4 700 m的连续多年冻土区,多年冻土上限1.5~2.5 m,下限60~120 m,所在地区属于昆仑山北麓低、中高山区,地形起伏大,山坡陡峭,地面破碎,植被稀少,以古冰川、现代冰川以及寒冻风化地貌为主,隧道纵断面见图1。

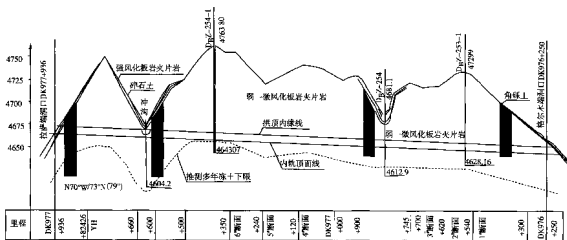


图1 昆仑山隧道纵剖面图

1.1 气候特征

昆仑山隧道处于青藏高原腹地,具有独特的冰缘干寒气候特征,且随海拔增高而有明显的气候垂直分布特征。区内寒冷干旱,气候多变,四季不明,空气稀薄,一年冻结期长达7~8个月。该地区年平均气温为-5.2℃,极端最高气温为23.7℃,极端最低气温为-37.7℃。蒸发量远远大于降水量,年平均降雨量220.9 mm,而年平均蒸发量1 469.8 mm,相对湿度平均为44.8%,最大风速为23.0 m/s,主导风向为西风。

1.2 地质构造及岩性

昆仑山体为三叠系板岩夹片岩,山坡分布有坡积角砾碎石土、碎石土和洪积碎石土。坡积角砾石厚为2~3 m,分布于隧道进口,灰黄色角砾成分以板岩为主,片岩次之;坡积碎石土厚为2~20 m,分布于山体表层及隧道出口,灰黑色碎石成分以板岩为主;洪积碎石土厚为4~8 m,分布于山坡冲沟中,灰色碎石成分以板岩为主,片岩次之。昆仑山隧道洞身通过板岩夹片岩,以板岩为主,局部夹片岩,浅灰色和灰黑色的变晶结构。板岩为板状结构,岩体致密坚硬。片岩为片状结构,岩体多柔软破碎,板理片理及裂隙发育。强风化层厚为1.7~4 m,板岩成碎块状,片岩为碎片状,局部为粉土状,含较多裂隙冰。隧道进口段基岩面以下1.5 m强风化层为饱冰冻土。山坡冲沟中强风化层中为富冰冻土,其余地段强风化层为多冰或少冰冻土。

1.3 水文地质特征

昆仑山隧道地下水主要为冻结层上水和多年冻土下限的基岩裂隙水,总体上地下水不发育,流动的地下水较少。但隧道顶部发育有南、北两条冲沟,其中南冲沟床下隧道最小埋深仅3 m左右,暖季沟内汇集的地表水比较充沛。昆仑山隧道进口山坡为阴坡,冻土上限较浅,一般为2.7 m,除隧道进口处分布1.8 m左右厚的饱冰冻土需要处理外,其余为少冰或多冰冻土。阳坡,冻土上限较浅,一般为2.1~3 m,为少冰或多冰冻土。

1.4 设计概况

在昆仑山隧道设计中,隧道开挖完成后,在设置系统锚杆和格栅钢架的同时,初期支护采用模筑混凝土,二次衬砌采用曲墙式模筑钢筋混凝土整体衬砌;在初期支护和二次衬砌之间设置隔热层,厚度为5 cm,其为隔热系数 $0.01856 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$ 的聚氨酯硬质泡沫塑料。在防排水设计中,为防止地下水渗漏影响隔热层效果,在隔热层外侧全断面设防水板,环向结合施工缝位置设置盲沟,在墙脚纵向设100 mm PVC盲沟,与洞内双侧保温水沟连通。图2为昆仑山隧道IV级围岩的支护形式。

2 关于冻胀力的概念

众所周知,冻胀力是冻土隧道中衬砌结构产生病害的主要原因之一,为了便于区别和分析方便,这里提出狭义冻胀力和广义冻胀力的概念。狭义冻胀力是指由于衬砌周围的上体或水体因冻胀所产生的作用于支护结构上的附加应力;广义冻胀力是指衬砌周围的土体或水体冻结后,支护与围岩之间达到平衡后的围岩压力。国内王建军研究员曾对冻胀力进行过定义:衬砌周围的土体

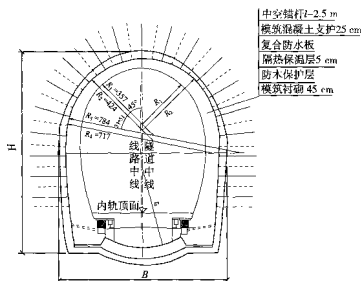


图2 昆仑山隧道衬砌支护形式

或水体因冻结产生体积膨胀,衬砌结构的存在约束了这种膨胀,从而形成作用在衬砌结构上的冻胀压力,因此,冻胀压力从本质上说属于形变压力,冻胀压力的量值同结构的刚度、衬砌周围冻

融介质的分布有关。可以看出,这种提法也属于广义冻胀力的范畴,在现场测试中,得到的数据也是广义冻胀力。

3 冻胀力测试方案

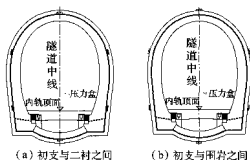


图3 压力盒埋设位置示意图

3.1 测试断面及测试部位的确定

为全面掌握多年冻土区在围岩冻融循环作用下,冻胀力的分布形态以及随温度变化的规律,在现场测试中,选取了6个典型断面,压力盒的埋设部位有两种形式:围岩与初期支护之间和初期支护与二次衬砌之间,具体见图3;在每一测试断面上布置6个测点,分别布置于拱顶、拱腰、边墙和仰拱,见表1;各断面在隧道轴向上的分布见图1。

表1 测试断面分布及说明

断面号	分布里程	压力盒埋设位置
1 [#]	DK976+540	围岩与初期支护之间
2 [#]	DK976+620	初期支护与二次衬砌之间
3 [#]	DK976+700	围岩与初期支护之间
4 [#]	DK977+120	初期支护与二次衬砌之间
5 [#]	DK977+240	围岩与初期支护之间
6 [#]	DK977+350	初期支护与二次衬砌之间

3.2 使用测试元件及埋设方法

为保证压力盒在低温条件下的良好工作性能,采用JXY-4型压轴双膜土压力传感器(见图4)进行量测,其技术指标见表2。压力盒埋设前,在其周围包一层厚度为1~2 mm橡胶圈,目的是为了减小或消除结构中横向力对测量结果的影响;现场埋设时,将埋设处的围岩或混凝土仔细夯实找平,然后使压力盒就位,同时,就位的压力盒工作面与结构物底面齐平,不要凹进或凸出,还要防止压力盒偏斜,以避免偏载造成的误差;最后,在采集数据时,采用钢弦式频率仪,见图5。

表 2 压力盒主要技术指标

分辨率	$\leq 0.2\% \text{FS}$	温度范围	$-40^{\circ}\text{C} \sim +50^{\circ}\text{C}$
重复性	$< 0.5\% \text{FS}$	综合误差	$< 2\% \text{FS}$
非线性度	$< 2\% \text{FS}$	量程	$0.3 \sim 0.5 \text{ MPa}$
温度漂移	$3 \sim 4 \text{ Hz}/10^{\circ}\text{C}$	外形尺寸	$\phi 114 \times 35$



图 4 JXY-4 型压力盒



图 5 测频仪采集数据

4 测试数据处理及分析

现场测试得到的数据是埋设压力盒的频率，冻胀力根据元件的标定公式可计算得到。限于篇幅，只对 2[#]断面和 5[#]断面的测试数据进行处理和分析。

4.1 2[#]断面冻胀力分析

2[#]断面测试得到的是初期支护与二次衬砌之间的冻胀力，图 6 为 2[#]断面冻胀力随测试时间变化相关曲线。由图可以看出：初期支护与二次衬砌之间的冻胀力是很小的，最大仅为 0.12 MPa，且其受季节、温度的影响不是很明显。而在施工中二次衬砌采用了钢筋混凝土，造成了一定的浪费，建议在以后类似的工程中二次衬砌适当减弱。

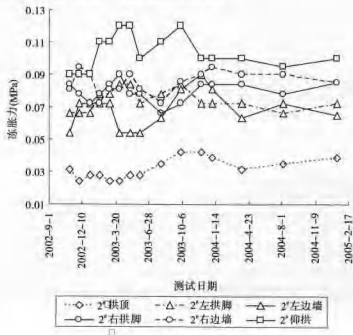


图 6 2[#]断面冻胀力随测试时间变化相关曲线

4.2 5[#]断面冻胀力分析

5[#]断面测试得到的是围岩与初期支护之间的冻胀力, 图7为5[#]断面冻胀力随测试时间变化相关曲线, 图8为作用于支护结构上的冻胀力包络图, 由图中可以看出:

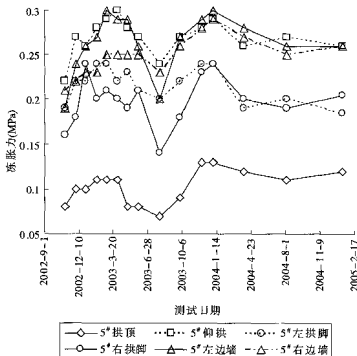


图7 5[#]断面冻胀力随测试时间变化相关曲线

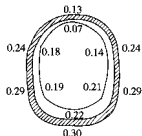


图8 冻胀力包络图 (单位: MPa)

(1) 冻胀力随着气温、季节的变化而变化, 但到2004年之后, 其变化基本趋于稳定。这是由于2004年后昆仑山隧道整个施工已经完成, 洞内年平均气温为低于0℃, 使得围岩的热融及回冻深度很小, 导致冻胀引起的附加应力很小。

(2) 昆仑山隧道深埋地段从多年冻土层中穿过, 地下水不发育。文献显示, 如果在施工时对多年冻土层保护较好, 则深埋段回冻深度不大。当隧道内温度升高时, 冻融圈融化会产生一定的松弛压力, 但当水分流失后, 温度再降低时, 围岩只会产生干冻胀, 由此引起的附加应力是非常小的, 并不影响整个衬砌结构的安全, 这正是冻胀力逐渐趋于稳定的主要原因。

(3) 一般情况下,冻胀力是随着温度的变化而起伏不定的。为准确反映作用于支护结构上冻胀力的分布规律,运用结构力学中的影响线理论,通过对不同温度条件下冻胀力测试结果的统计,绘制了作用于支护结构上的冻胀力包络图,见图8。这样就可根据冻胀力包络图来确定作用于支护结构上的最不利荷载,进行结构检算,保证整个隧道结构的安全。

(4) 拱顶的冻胀力小一些,边墙与拱脚的冻胀力要大一些,仰拱冻胀力最大,可达到0.3 MPa;同时,每年1月份年最低气温时产生的冻胀力最大,而8月份年最高气温时的冻胀力最小。这样在整个支护系统中,由于冻胀作用引起的附加应力就约等于年最低气温时产生的冻胀力与年最高气温时冻胀力的差值,图中显示,这个差值最大不超过0.1 MPa。

5 结 论

(1) 从测试结果来看,到目前为止整个支护结构是安全可靠的。昆仑山隧道从多年冻土区穿过,且地下水不发育,实测到冻胀力最大值为0.3 MPa,分布于围岩与初期支护之间仰拱部位,可为类似工程的设计提供参考。

(2) 初期支护与二次衬砌之间的冻胀力很小,二次衬砌支护强度可考虑适当减弱。

(3) 冻胀力随温度变化不定的情况下,冻胀力包络图确定为作用于支护结构上的最不利荷载提供了一种合理有效的方法。

冻土隧道冻胀力 室内模型试验研究

匡 亮 仇文革

(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘 要:采用重晶石粉、细砂和机油制作隧道模型,通过室内模拟试验,探讨在均匀破碎岩体中隧道结构冻胀压力的量值和分布规律,对曲墙式、直墙式和圆形断面隧道衬砌在约束条件、隔热保温层及含水状况等因素变化情况下对12种工况进行室内模型试验。试验结果表明:直墙式断面所受冻胀力最大,曲墙式断面次之,圆形断面最小;圆形断面冻胀力分布荷载要比直墙式断面和曲墙式断面均匀;隔热层可以起到一定的保温隔热效果,对于作用在衬砌上的冻胀力起到了释放作用。

关键词:冻土隧道;冻胀力;模型试验;相似比

0 引 言

在高纬度或高海拔的寒冷地区,当地下水比较发育时,常常会发生冻害,直接威胁到线、桥、隧等结构物及行车的安全。隧道冻害的主要表现有:洞身衬砌冻胀开裂、酥碎、剥落;拱顶和边墙挂冰、底部积冰;洞口处的热融滑塌、洞门产生端翼墙冻胀开裂失稳破坏;水沟沟身冻结、出口冰塞等。在国内,东北兴安岭中林区铁路工程的修建屡遭挫折,有“高寒禁区”之称,岭顶隧道,西罗奇1[#]、2[#]隧道就是典型的例证。此外,西北的乌鞘岭、奎先、关角隧道也很典型,而新疆的天山公路隧道没有运营几年就因冻害而报废。在国外,日本、俄罗斯、北美、北欧的隧道冻害情况也十分严重。

通过研究得知,冻胀力是引起冻土隧道冻害的重要原因,加强地下水的排导和设置保温隔热层等防冻措施并不能完全消除衬砌的冻胀力,那么在隧道衬砌设计中就应该考虑冻胀力荷载。然而由于影响冻胀力大小及分布的因素众多,目前在规范中还没有可运用于具体设计的计算分析方

法,使得设计者在遇到这类工程时带有很大的盲目性。青藏铁路格拉段全长 1 142 km,其中有 10 座隧道穿过多年冻土区,其余 5 座也位于季节冻结区。冻害问题解决不好,将会出现修得起而养不起的被动局面。因此有必要通过室内试验探讨在均匀破碎岩体中隧道结构冻胀压力的量值和分布规律的问题,进而研究青藏铁路昆仑山隧道冻融作用对隧道结构的影响。

1 模型试验设计

1.1 相似比的确定

通过对模型试验相似准则的分析,根据研究的目的、实际隧道工程大小、具备的冻结试验条件及保证良好的试验模拟效果,决定模型的几何相似常数 $C_l=50$,容重相似比 $C_\gamma=1$,温度相似常数 $C_t=1$ 。根据 Buckingham 的 π 定理,泊松比、应变、内摩擦角相似比 $C_\nu=C_\epsilon=C_\varphi=1$,应力、内聚力、弹性模量、位移相似比 $C_\sigma=C_c=C_E=C_u=50$ 。

1.2 相似材料的配制及力学性能

根据试验要求,隧道衬砌周围围岩为均质破碎岩体,故考虑为 V 级围岩,V 级围岩的主要物理力学参数见表 1。根据围岩原型参数必须满足的相似关系,经正交试验反复比选调配,最后确定围岩相似材料主要由重晶石粉、细砂和机油配制而成。其配比为重晶石粉:细砂:机油=1:0.87:0.0067;结构衬砌主要由石膏和水配制而成。模型浇筑过程中加入少许柠檬酸作为缓凝剂。其试验参数力学指标见表 2。

表 1 V 级围岩的主要物理力学参数

容重 γ (kN/m ³)	弹性模量 E (GPa)	泊松比 (μ)	内聚力 c (MPa)	内摩擦角 φ (°)
17~20	1~2	0.35~0.45	0.05~0.2	20~27

表 2 相似材料物理力学指标

类 别	情 况	γ (kN/m ³)	E (MPa)	μ	c (KPa)	φ (°)	冻胀率 (η)
围岩	未冻原型	18	2 000	0.40	150	25	0.5%
	未冻模型	18	40	0.40	3	25	
	冻结原型	18	3 600	0.32	450	33	
	冻结模型	18	72	0.32	9	33	
衬砌	原型	23	30 000	—	—	—	—
	模型	23	600	—	—	—	

1.3 试验域的确定

对隧道横向边界考虑:从理论上讲,开挖对周围岩体的影响,将会远离开挖部位而逐渐消失(圣维南原理)。实践证明,对于地下洞室开挖后的应力应变,仅在洞室周围距洞室中心点 3~5 倍开挖宽度(或高度)范围内存在实际影响。因试验采用的冷冻设备的尺寸所限,隧道横向影响范围为 20 m(原型)。对隧道纵向范围考虑:模型试验的理想情况是考虑冻胀力影响的纵向效应,模拟整条隧道的力学状况。由于受到试验条件的限制,模拟冻胀力的纵向效应比较困难。因

此在本试验中没有考虑空间效应,把模型试验简化为平面问题。试验域取值见表3。

表3 试验域取值

	覆土厚度 (m)	横向影响范围 (m)	纵向影响范围 (m)
原型	根据不同模型, 周围取 6 m 左右	总体取 20 m 范围	纵向取 25 m 范围
模型	0.12 左右	0.4	0.5

1.4 试验测点的布置

结构横向按压弯构件考虑,按荷载分量法要求,应变片在结构拱顶、拱脚、边墙及仰拱位置的内外侧布置。压力盒在结构拱顶、拱脚、边墙及仰拱位置的外侧布置。隧道横断面测点布置见图1,纵断面测试断面布置见图2。

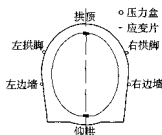


图1 横断面测点布置图

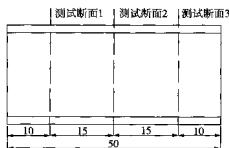


图2 纵断面测试断面布置图 (单位: cm)

结构应变数据采集采用7V-13多点应变数据采集仪,围岩压力数据采集采用YJ-26型静态电阻应变仪。

1.5 试验工况

模型试验主要考虑了衬砌断面形状、周围岩体约束作用、隔热保温层、围岩含水情况等因素的影响,考虑周围岩体约束作用的影响时,试验分为完全约束和(顶面)无约束两种情况,(顶面)无约束模拟一定深度的浅埋冻土隧道,完全约束则用来近似模拟深埋冻土隧道。模型试验共分为12种工况,见表4。

表4 试验工况

工 况	衬砌 形状	约束状况	保温 隔热层	含水 状况	工 况	衬砌 形状	约束状况	保温 隔热层	含水状况
1	曲墙式	完全约束	有		7	直墙式	完全约束	无	
2	曲墙式	无约束	有		8	直墙式	无约束	无	
3	曲墙式	完全约束	无	饱和	9	圆形	完全约束	有	饱和
4	曲墙式	无约束	无	含水	10	圆形	无约束	有	含水
5	直墙式	完全约束	有		11	圆形	完全约束	无	
6	直墙式	无约束	有		12	圆形	无约束	无	

2 模型试验结果分析

2.1 冻胀压力分布特征

2.1.1 曲墙式断面的冻胀压力分布

根据冻结前后围岩压力统计分析, 绘制出工况 1~4 在冻结前、后测试的围岩压力及由于冻胀作用引起的附加应力(冻胀力)分布图, 见表 5。

冻胀力 = 冻结后测试的围岩压力 - 冻结前测试的围岩压力

表 5 工况 1~4 在冻结前、后测试的围岩压力及冻胀力分布 (MPa)

	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4
冻结前围岩压力				
冻结后围岩压力				
冻胀力				

从测试的围岩压力来看, 可以发觉曲墙式断面的冻胀压力有如下特征:

- (1) 冻胀力呈分布荷载形态, 在完全约束情况下, 四周分布基本均衡, 冻胀力较大值发生在两拱脚、两仰拱脚处, 在边墙处较小。
- (2) 在无约束情况下, 冻胀力整体比完全约束时小, 左右近似对称分布, 在两仰拱脚处最大, 拱顶及仰拱中心处最小。
- (3) 有隔热层时衬砌受力要比无隔热层小, 隔热层起到了一定的保温隔热效果, 对于作用在衬砌上的冻胀力起到了一个释放的作用。

2.1.2 直墙式断面的冻胀压力分布

根据冻结前后围岩压力统计分析, 绘制出工况 5~8 在冻结前、后测试的围岩压力及由于冻胀作用引起的附加应力(冻胀力)分布图, 见表 6。

表6 工况5~8在冻结前、后测试的围岩压力及冻胀力分布

(MPa)

	工况 5	工况 6	工况 7	工况 8
冻结前围岩压力				
冻结后围岩压力				
冻胀力				

从测试的围岩压力来看,可以发现直墙式断面的冻胀压力有如下特征:

- (1) 冻胀力呈分布荷载形态,在完全约束情况下,左右近似对称分布,拱顶、拱脚位置冻胀力较小,边墙及底板处冻胀力较大,冻胀力最大值发生在边墙脚处。
- (2) 在无约束情况下,冻胀力整体比完全约束时小,拱部、底板中心冻胀力较小,边墙处冻胀力较大。
- (3) 隔热层起到了一定的保温隔热效果,对于作用在衬砌上的冻胀力起到了一个释放的作用。

2.1.3 圆形断面的冻胀压力分布

根据冻结前后围岩压力统计分析,绘制出工况9~12在冻结前、后测试的围岩压力及由于冻胀作用引起的附加应力(冻胀力)分布图,见下页表7。

从测试的围岩压力来看,可以发现圆形断面的冻胀压力有如下特征:

- (1) 在完全约束情况下,冻胀力分布四周基本均匀。
- (2) 在无约束情况下,水平冻胀力比竖向冻胀力大,拱部、仰拱冻胀力较小,边墙处冻胀力较大。
- (3) 隔热层起到了一定的保温隔热效果,对于作用在衬砌上的冻胀力起到了一个释放的作用。

(MPa)

	工况 9	工况 10	工况 11	工况 12
冻结前围岩压力				
冻结后围岩压力				
冻胀力				

根据冻结前后测点内外侧应变统计分析,绘制出曲墙式衬砌在工况 1~4 情况下由冻胀力产生的隧道衬砌结构弯矩、轴力分布图,见表 8。

		工况 1	工况 2	工况 3	工况 4
轴力					
	弯矩				

从测试的结果来看,可以发现曲墙式衬砌在冻胀力作用下结构内力分布有如下特征:

(1) 曲墙式断面冻胀力作用下衬砌结构轴力表现为整体受压,压力较大值发生在衬砌拱顶和仰拱处,拱脚、边墙处轴力相对较小。

(2) 衬砌结构弯矩表现为边墙处受正弯矩,拱顶及仰拱处受负弯矩,弯矩左右近似对称分布。

3 结 论

(1) 从3种衬砌断面所受冻胀力大小来看,直墙式断面冻胀力最大,曲墙式断面次之,圆形断面最小,对于改善冻胀力作用下的隧道衬砌结构受力状态,圆形断面比曲墙式断面有利,曲墙式断面比直墙式断面有利。

(2) 曲墙式断面冻胀力呈分布荷载形态,在完全约束情况下,上下左右分布基本均衡,冻胀力较大值发生在拱脚及仰拱脚处,边墙处冻胀力相对较小;在无约束情况下,冻胀力分布在两仰拱脚处最大,在拱顶及仰拱中心处最小,土体表面略有隆起变形,导致一部分冻胀力被释放,作用在衬砌上的冻胀力减小。直墙式断面冻胀力呈分布荷载形态,边墙脚处冻胀力最大,边墙、底板处冻胀力数值较大对结构受力不利。圆形断面衬砌与围岩间的冻胀力分布基本是均匀的。

(3) 曲墙式断面冻胀力作用下衬砌结构轴力表现为整体受压,压力较大值发生在衬砌拱顶和仰拱处,拱脚、边墙处轴力相对较小;衬砌结构弯矩表现为边墙处受正弯矩,拱顶及仰拱处受负弯矩,弯矩左右近似对称分布。

(4) 有隔热层时衬砌受力要比无隔热层小,隔热层起到了一定的保温隔热效果,对于作用在衬砌上的冻胀力起到了一个释放的作用。

冻土隧道冻胀力计算方法研究

仇文革 郑余朝

(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要: 冻土隧道研究最关键的问题是搞清冻土隧道衬砌的冻胀力, 本文提出选择半理论半经验的方法作为冻胀力计算公式, 即以地温测试确定隧道围岩冻结圈的范围、以原样力学测试确定冻结与非冻结状态围岩的物理力学参数为先导, 在通过室内试验确定冻土本构曲线的基础上, 进行自重应力场与温度应力场双场耦合的数值模拟分析。在计算过程中, 冻结体随着变形的增大, 冻胀力逐渐减小, 而支护结构随着变形增大其应力逐渐增大, 当变形到达某一数值时, 冻胀力与支护阻力达到耦合平衡, 此时整个系统处于稳定状态。将数值计算得到的结果与同比例的模型试验相比较, 其分布和变化趋势具有良好的一致性, 从而证明半理论半经验的冻土隧道冻胀力计算是可行的。

关键词: 冻土隧道; 冻胀力; 模型试验; 数值计算

0 引言

高纬度或高海拔寒冷地区的隧道, 特别是多年冻土地区的隧道, 由于受到寒冷气候的影响, 隧道衬砌结构在冻胀力的作用下, 经常会发生开裂、酥碎、剥落等病害, 因此冻土隧道冻胀力的计算方法, 长期以来一直是国内外隧道工程界都在探讨的课题之一。对于这一问题, 中科院寒区旱区环境与工程研究所进行了研究, 认为冻土隧道冻胀力的计算要考虑到实际隧道工程中气温按正弦规律变化而不是常温及渗流场、温度场、应力场之间的相互影响, 根据传热学、渗流理论和冻土力学导出了带相变的温度场、渗流场和应力场三场耦合问题的数学力学模型及其控制微分方程, 采用伽辽金法导出了冻结圈及冻胀力的有限元计算公式。

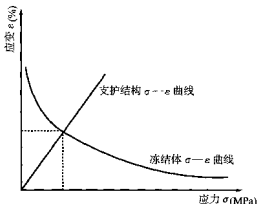


图1 冻胀力与支护阻力耦合平衡曲线

选择半经验半理论的方法对冻土隧道的冻胀力计算方法进行研究,并通过同比例的模型试验和数值计算模型进行验证。

1 冻胀力计算方法概述

通过对大量冻土隧道冻害现象及其形成的力学机理的研究,发现冻土的力学特性与其他类型的土体有着显著的差别。未冻土体转化为冻土时的体积膨胀、冻土相对于未冻土体物理力学性质的改变、冻胀力对隧道衬砌的作用是冻土隧道冻害产生的主要原因,冻土隧道冻害产生的基本因素是温度条件、水文条件、围岩条件和工程措施。因此,在冻土隧道的研究中,最关键的问题就是研究未冻围岩、冻结圈、隧道衬砌之间的相互作用,搞清冻土隧道衬砌的冻胀力。

半理论半经验的冻土隧道冻胀力计算方法,即以地温测试确定隧道围岩冻结圈的范围、以原样力学测试确定冻结与非冻结状态围岩的物理力学参数为先导,在通过室内试验确定冻土本构曲线的基础上,进行自重应力场与温度应力场双场耦合的数值模拟分析的技术路线,见图1。在计算过程中,冻结体随着变形的增大,冻胀力逐渐减小,而支护结构随着变形增大其应力逐渐增大,当变形到达某一数值时,冻胀力与支护阻力达到耦合平衡,此时整个系统处于稳定状态。

2 冻土隧道冻胀力模型试验

2.1 模型试验概况

模型试验的目的是模拟冻土隧道冻结圈内的围岩冻结膨胀时和隧道衬砌的相互作用,从模型试验的结果中分析出隧道冻胀力的作用机理和大小,对数值模拟计算结果进行试验验证。在试验中,模拟在Ⅴ级围岩、周围完全约束的情况下,曲墙式隧道衬砌结构受到的冻胀力。

为了使模型上产生的物理现象与原型相似,模型材料、模型尺寸及作用荷载等都必须遵循一定的规律,即相似原理。试验以几何相似比 $C_l=50$ 和容重相似比 $C_\gamma=1$ 为基础相似比,根据 Buckingham 的 π 定理,可得模型试验中其他参数相似比,见表1。

表1 模型试验中各种参数相似比

参数名称	相似比	参数名称	相似比
应力 C_σ	50	弹性模量 C_E	50
应变 C_ϵ	1	内聚力 C_c	50
位移 C_u	50	内摩擦角 C_ϕ	1

2.2 模型试验相似材料的配置及物理力学参数

根据试验要求,隧道衬砌周围为Ⅴ级围岩,而且围岩原型参数必须满足相似关系,经正交试验反复比选调配,最后确定围岩相似材料主要由重晶石粉、细砂和机油配制而成。其配比为重晶石粉:细砂:机油=1:0.87:0.0067;结构衬砌主要由石膏和水配制而成;模型浇筑过程中加入少许柠檬酸作为缓凝剂。模型试验相似材料的物理力学参数具体见表2。

表2 模型试验原型及相似材料的物理力学参数

项目	γ (kN/m ³)	E (GPa)	μ	C (kPa)	φ (°)	冻胀率 η
未冻围岩原型	18	2.0	0.40	150	25	0.5%
未冻围岩模型	18	0.04	0.40	3	25	
冻结围岩原型	18	3.6	0.32	450	33	
冻结围岩模型	18	0.072	0.32	9	33	
衬砌原型	23	30	—	—	—	
衬砌模型	23	0.6	—	—		

2.3 模型试验范围

根据以往研究经验,冻胀力对隧道衬砌的作用在整个隧道内都可能发生,模型试验的理想情况是考虑冻胀力影响的纵向效应,模拟整条隧道的力学状况。但是由于受到试验条件的限制,模拟整条隧道冻胀力的纵向效应比较困难,因此,试验中没有考虑空间效应,把模型试验简化为平面问题。试验中,根据试验采用的冰柜的实际大小尺寸,把装衬砌结构和围岩相似材料的铁箱外形尺寸设计为 $0.4\text{ m} \times 0.4\text{ m} \times 0.5\text{ m}$,铁箱用厚度 $d=1\text{ cm}$ 的钢板焊接而成,顶板采用螺栓和箱体连结。模型试验的横断面、纵断面布置见图2、图3。

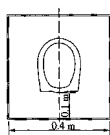


图2 模型试验横断面

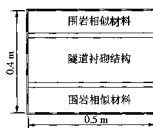


图3 模型试验纵断面

2.4 模型试验数据测试

在模型中设置3个测试断面,隧道衬砌结构受力按压弯构件考虑。应变片布置在隧道衬砌结构模型的内外侧,位置分别为拱顶、左拱腰、右拱腰、左边墙、右边墙、仰拱处,应变片采用低温应变片;围岩与隧道衬砌结构模型之间的接触压力采用压力盒量测,布置在与应变片相应的位置,压力盒采用低温土压力盒。模型试验数据测试横断面、纵断面布置见图4、图5。把隧道衬砌结构模型与围岩相似材料放入特制的铁箱中,做好石膏防水工作,接出应变片和压力盒的传感线,把整个模型放入冰箱中进行冻结试验。结构应变数据采用7V-13多点应变数据采集仪采集,围岩压力数据采用YJ-26型静态电阻应变仪采集。



图4 数据测试横断面

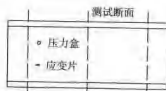


图5 数据测试纵断面

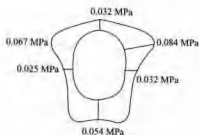


图6 隧道衬砌与围岩之间的冻胀力

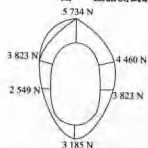


图7 隧道衬砌结构轴力

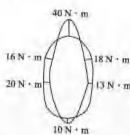


图8 隧道衬砌结构弯矩

2.5 模型试验结果及分析

对模型试验的数据进行处理时先剔除坏值,然后取中间测试断面对应位置的测试值进行数据处理和分析。隧道衬砌与围岩之间的冻胀力、衬砌结构轴力以及弯矩分别见图6、图7、图8。

图中显示,由模型试验得到隧道衬砌与围岩之间的冻胀力分布是不均匀的,最大冻胀力为0.084 MPa,发生于隧道衬砌右拱脚处;由冻胀力产生的隧道衬砌结构最大轴力为5734 N,发生于隧道拱顶处;由冻胀力产生的隧道衬砌结构最大弯矩为40 N·m,发生于隧道拱顶处。

3 冻土隧道冻胀力数值计算

冻土隧道冻胀力数值计算完全是针对冻胀力模型试验进行的,目的是将数值计算和模型试验的结果进行对比验证,从而验证半经验半理论冻土隧道冻胀力计算方法的可行性。

3.1 计算范围和模型

根据模型试验情况,在模型试验中没有考虑空间效应,把模型试验简化为平面问题。因此,相应地把数值计算模型简化为平面应变问题的有限元模型。计算范围参照模型试验的情况,见图9,隧道纵向为Z轴,竖向为Y轴,横向为X轴。在确定了计算范围的前提下,建立计算模型。计算模型分为三个部分:铁箱(模拟约束)、围岩、隧道衬砌结构,冻结时隧道衬砌结构周围所有围岩发生冻结,计算模型见图10。

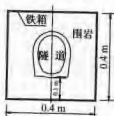


图9 计算范围



图10 计算模型

3.2 围岩和隧道衬砌结构模拟

模拟计算采用 ANSYS 通用有限元程序, 计算模型中铁箱 (模拟约束)、围岩采用六面体和四面体等参实体单元, 隧道衬砌结构采用梁单元。计算时所选取的物理力学参数见表 3。

表 3 计算时所选取的物理力学参数

项目	γ (kN/m ³)	E (GPa)	μ	C (kPa)	φ (°)	冻胀率 η
未冻围岩	18	0.04	0.40	3	25	—
冻结围岩	18	0.072	0.32	9	33	0.5%
铁箱	23	210	—	—	—	—
隧道衬砌	78	0.6	—	—	—	—

3.3 隧道围岩冻结圈形成模拟

在模型试验中, 主要目的是考察隧道受到的冻胀力, 因而没有模拟隧道施工开挖及支护。因此, 在数值计算时也不考虑施工的影响, 把隧道看成是已经存在于围岩中的情况, 隧道围岩冻结圈形成的模拟分为两步: (1) 隧道在围岩中初始情况的计算; (2) 隧道围岩冻结圈形成的计算。

3.4 计算时采用的塑性准则和边界条件

计算采用弹塑性模型, 采用 Drucker-Prager 屈服准则来计算隧道衬砌结构在围岩冻结圈形成过程中的弹塑性非线性变形特性。DP 模型的等效应力为:

$$\sigma = 3\beta\sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{S\}^T [M] \{S\} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

式中 $\{S\} = \{\sigma\} - \sigma_m [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T$;

$$\sigma_m = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z);$$

$$\beta = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3} (3 - \sin \varphi)};$$

$$\sigma_y = \frac{6 \cos \varphi}{\sqrt{3} (3 - \sin \varphi)};$$

c ——材料的内聚力;

φ ——材料的内摩擦角。

材料的屈服准则为:

$$F = 3\beta\sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{S\}^T [M] \{S\} \right]^{\frac{1}{2}} - \sigma_y = 0 \quad (2)$$

边界条件均采用位移边界条件, 上面、两侧面、底面用铁箱模拟约束, 底面施加法向约束。

3.5 数值计算结果及分析

经计算, 隧道衬砌与围岩之间的冻胀力、衬砌结构的轴力以及弯矩分别见图 11、图 12、图 13。

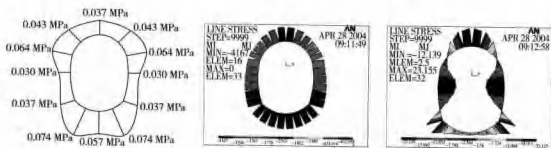


图 11 隧道衬砌与围岩之间的冻胀力

图 12 隧道衬砌结构轴力

图 13 隧道衬砌结构弯矩

图中显示,由数值计算得到模型的隧道衬砌与围岩之间的冻胀力分布是不均匀的,最大冻胀力为 0.074 MPa,发生于隧道衬砌仰拱处;由冻胀力产生的隧道衬砌结构最大压力为 4 167 N,发生于隧道拱顶和仰拱处;由冻胀力产生的隧道衬砌结构最大弯距为 23 N·m,发生于隧道拱顶和仰拱处。

4 冻土隧道冻胀力模型试验与数值计算结果的对比较证

为便于结果的分析 and 比较,将试验数据和计算结果分别列于表 4 和表 5。表 4 为模型试验与数值计算得到的隧道衬砌与围岩之间冻胀力结果比较;表 5 为模型试验与数值计算得到的隧道衬砌内力的结果比较。

表 4 模型试验和数值计算得到的隧道衬砌与围岩之间冻胀力比较 (MPa)

项目	拱顶	左拱脚	右拱脚	左边墙	右边墙	仰拱
数值计算	0.037	0.064	0.064	0.030	0.030	0.057
模型试验	0.032	0.067	0.084	0.025	0.032	0.054

表 5 模型试验与数值计算得到的隧道衬砌结构内力比较

内力	项目	拱顶	左拱脚	右拱脚	左边墙	右边墙	仰拱
(N·m)	数值计算	23	8	8	23	23	8
	模型试验	40	16	18	20	13	10
(N)	数值计算	4 167	3 241	3 241	3 704	3 704	4 167
	模型试验	5 734	3 823	4 460	2 549	3 823	3 185

表 4、表 5 表明,在断面的同一位置,由模型试验与数值计算得到的结果尽管有一定差异,这种差异主要是由于模型试验材料相对与数值计算时物理力学参数的离散性产生的,但基本能够吻合,并且其分布和变化趋势具有良好的一致性。

5 结论

通过模型试验以及同比例的数值计算分析可知,以低温测试确定隧道围岩冻结圈的范围、以

原样力学测试确定冻结与非冻结状态围岩的物理力学参数为先导,在通过室内试验确定冻土本构曲线的基础上,进行自重应力场与温度应力场双场耦合的半经验半理论的冻土隧道冻胀力计算方法是可行的,将来可为类似隧道工程的设计提供一定的参考。

高原高寒冻土隧道 渗漏水防治技术的试验研究

李传富 梅志荣 周先华 李 蓉 李苍松

(中铁西南科学研究院, 四川 成都 610031)

摘 要: 针对高原高寒冻土隧道渗漏水防治面临的诸多难题, 本文通过隧道渗漏治理的试验研究, 确定了隧道渗漏水的防治原则。在此基础上, 重点加强注浆材料的选择、注浆技术参数的设计和施工工艺的现场试验。试验结果表明, 渗漏水防治技术治理效果明显。

关键词: 高原隧道; 高寒隧道; 冻土; 化学注浆; 防水

0 引 言

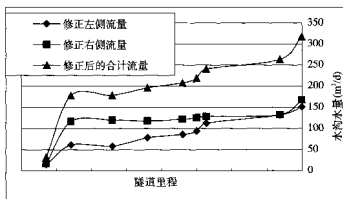
高原高寒冻土隧道的特殊水文地质环境条件给此类隧道工程的设计施工造成了很大的困难。尽管经过广泛的调研和论证, 提出了隧道防排水设计应该遵循“以堵为主, 防、截、排、堵、隔热、保温等多道防线综合治理”的原则, 并在施工中采用了初期支护(或者衬砌)+复合防水板+隔热保温层+防水保护层+防水衬砌+排水设施的结构形式, 形成了多道防线, 但是工程完成后有的隧道内渗漏水仍然严重。并且冬季结冰, 造成水沟胀裂、排水不畅以及轨道(床)结冰, 影响安全行车, 为今后的运营和维护留下隐患。与普通隧道不同, 高原高寒冻土隧道的渗漏水防治同样也面临了不少难题, 比如环境敏感地区的生态保护、地下水排放量的控制、材料选择的高原高寒条件适应性、施工工艺的低温条件可操作性等问题。因此结合具体工程的实践, 对这些问题进行试验和研究, 并且认真加以解决, 具有十分重要的意义。

1 隧道渗漏水治理前的试验研究

(1) 隧道渗漏水联通试验。水环境和温度变化是高原高寒冻土隧道渗漏水防治设计、施工中必须首先考虑的重要因素。为了摸清楚地表水下渗情况、地下水发育(包括基岩裂隙水)程度、地表水和地下水的水力联系以及它们与高寒外部环境和常年处于冻结状态的冻土(岩)的关系等, 开展了隧道渗漏水联通试验研究。现场试验分3个阶段进行, 历时14 d。现场试验共取样65

次, 获取原始数据约 1 300 条。现场试验共投入食盐 300 kg、蓝墨水 5 000 瓶、高锰酸钾 7.5 kg、氯化钾 300 kg。根据隧道渗漏水联通试验结果, 获得如下结论: 隧道内 DK977+630 左侧避车洞涌水是与地表 2[#] 冲沟的流水直接联通的, 且左侧避车洞涌水点是 2[#] 冲沟内的地表水在转化为地下水后的主要排泄点; 隧道 1[#] 冲沟的地表水是与 DK976+793 左侧避车洞涌水点联通的, 并且 DK976+793 左侧避车洞与进口浅埋段 DK976+283 右侧避车洞涌水点是通过隧道衬砌外侧空隙联通的; 隧道进口浅埋段 DK976+283 右侧避车洞涌水主要来自于 1[#] 冲沟, 但由于该段隧道拱顶上方的围岩非常破碎, 地表降雪在融化后垂直下渗, 其中的一部分补给 DK976+283 右侧避车洞涌水; 隧道 2[#] 冲沟与 1[#] 冲沟之间地下水是通过隧道衬砌背后的空隙局部联通的。这些试验结果为隧道渗漏水防治设计施工提供了依据。

(2) 地表水调查和地下水监测。地表水调查和监测、地下水观测、隧道内水排放情况统计等工作, 可定量地调查隧道渗漏水基本情况。隧道水沟内地下水排放量统计情况见图。



隧道水沟内地下水排放量统计情况

(3) 水化学分析。水的冰点问题。根据对隧道洞内的冰水混合物进行测试, 得到隧道地下水的冰点在 -1°C 以下。测试情况见表 1。同时在隧道出水点取样进行水常规化学分析, 得到水的矿物质成分及其含量, 更精确地测定其冰点, 了解高原高寒冻土隧道渗漏水的基本化学成分。

表 1 隧道洞内冰水混合物化学分析数据

取水时间 (min)	地下水温度 ($^{\circ}\text{C}$)	状态	环境温度 ($^{\circ}\text{C}$)
1~2	-1.0	冰水混合物	5~10
5	-2.0	冰水混合物	8~15
10	-1.5	冰水混合物	8~15
12	1.0	冰水混合物	15~25

(4) 隧道内结构裂损情况调查。采用地质勘探和无损检测方法, 摸清隧道内结构裂损情况和衬砌背后回填密实状况, 确定纵向缝和环向缝渗漏水治理范围。纵向缝: 大多出现在边墙与仰拱连接处, 隧道全线两侧共计 3 372 m; 环向缝: 环向施工缝 97 条, 环向变形缝 4 条。一、二次

衬砌间出现空隙和空洞现象,需要回填注浆。隧道全线共计注浆 1 686 m,左右边墙中部(距水沟盖板 1.8 m 处)、左右拱脚及拱顶均布孔,拱顶孔纵向间距 3 m,其余孔纵向间距 2 m。洞内所有集中出水点均是需要进行处理的集中出水点。

2 隧道渗漏水防治原则

首先应该考虑到高原高寒冻土隧道位于环境敏感地区,其生态极其脆弱,生态环境保护十分重要,必须保证隧道不渗不漏,防止地下水流失破坏水环境;其次对于多年冻土地区,通车后隧道冻融圈是影响隧道结构稳定的重要的因素,地下水对冻融圈和冻胀力的作用不可忽视,应该尽量减少地表水下渗,避免地下水循环作用对冻融圈的影响;另一方面,高原高寒冻土地区,冬季隧道内容易结冰,应该严格控制隧道内水的排放量,防止排水不畅,引起水沟和基底破坏。因此,经过反复论证,提出了隧道渗漏水治理的主要原则为:“彻底治理,保护冻土,不留后患,地表截、排、降结合,洞内以堵为主,控制排放量,综合治理”。并且决定采用的主要措施为:

- (1) 设置降水井,采取截、排、降的措施,切断洞内水的主要来源;
- (2) 对纵、环向缝采取化学注浆的措施进行堵漏和补强;
- (3) 对一、二次衬砌间的空隙和空洞,用水泥类注浆进行全环填充;
- (4) 对集中出水点采用水泥注浆和化学注浆相结合的方法。

3 注浆材料和施工工艺的试验选择

隧道渗漏水治理的原则和方法确定后,注浆材料的选择、注浆技术参数的设计和施工工艺成为整个防治工程成败的关键,尤其是化学注浆技术更为重要。与普通隧道工程不同,材料选择必须满足高原高寒条件适应性,以及抗干一湿变化、抗冻一融循环变化、抗温差变化等条件;技术参数设计和施工工艺必须满足低温条件可操作性以及经济实用性、快速方便、机械化程度高等条件。

注浆材料有百余种,主要分为粒状材料(水泥浆材)、化学材料以及由粒状材料和化学材料组成的复合材料。水泥浆材具有结石强度高、材料来源广、价格低、运输储存方便以及注浆工艺简单等优点,是应用广泛的基本注浆材料。缺点是它属于颗粒材料,不适宜用于微小裂隙的注浆处理;水泥浆材凝固时间比较长,在有一定流速的流水部位注浆处理时浆液容易在凝固前被水稀释或者冲走。因此,在要求强度高或者凝固时间快的情况下,水泥浆材通常和化学浆材结合使用。化学浆材比水泥浆材具有较好的可靠性,并且可按工程要求调节其浆液的凝固时间,有时可达到瞬间凝胶,比较适合在有流动水部位进行堵漏或者防渗处理;缺点主要是价格高、工艺相对复杂、强度低、有明显的蠕变性。化学浆材按材料分类,主要有丙烯酸酯类、丙烯酸盐类、环氧树脂、聚氨酯类等。各种化学浆材都具有各自的性能特点,其应用的针对性极强。弹性聚氨酯是一种弹性好、强度高、黏结力强的柔性灌缝浆材,常用于处理变形缝或者处理变形反复条件下的混凝土裂缝。它主要由多异氰酸酯和多元醇反应而成,可以根据工程要求选择配合比,调节性能,满足需要。研究结合工程实际情况,重点对以下 4 种材料进行了各项性能指标的测试试验和现场试验:

- (1) Ha Flex Lv 油溶性聚氨酯;
- (2) Ha Cut 油溶性聚氨酯;
- (3) Ha Flex Lv 油溶性聚氨酯 + Ha Cut 油溶性聚氨酯 (1:1 混合);
- (4) IP-II 型水溶性聚氨酯。

试验内容包括材料在低温 (2℃) 下的施工工艺指标 (胶凝时间、发泡率、黏度等) 和 20 次冻融循环后各项性能指标 (抗渗性、收缩率、断裂延伸率、抗压强度、抗折强度、黏接强度、脆点等)。

3.1 20 次冻融循环后各项性能指标试验结果 (见表 2)

表 2 20 次冻融循环后各项性能指标试验数据

性能指标 材料名称	抗渗性	收缩率	断裂 伸长率	抗压强度	黏结 强度	抗折 强度	脆点
Ha Flex Lv	②	④	①	④	③	—	③
Ha Cut	③	①	④	③	④	③	④
IP-II	①	②	③	①	①	①	①
Ha Flex Lv + Ha Cut (1:1)	④	③	②	②	②	②	②

注: (1) Ha Flex Lv 油溶性聚氨酯弹性很好, 抗折强度未进行测试;

(2) 上表是根据试验数据对 4 种材料的各项指标进行比较排序, 其中: ① 表示最优, ② 表示其次, ③ 表示再次, ④ 表示最差。

3.2 低温条件下 (2℃) 材料的施工工艺指标试验结果 (见表 3、表 4)

表 3 胶凝时间、发泡率数据

材料名称	催化剂 (w/w)	水掺量 (w/w)	胶凝时间	发泡率 (%)
Ha Flex Lv	1%	0	37 min	2
	1%	5%	8 min	10
	3%	5%	82 s	—
Ha Cut	1%	0	130 min	1
	1%	5%	21 min	5.2
	3%	5%	186 s	—
IP-II	—	0	12 h	—
	—	5%	4 h	—
	—	15%	170 s	8.5
Ha Flex Lv + Ha Cut (1:1)	各 0.5%	0	48 min	1
	各 0.5%	5%	9 min	9
	各 1.5%	—	158 s	—

表4 黏度试验数据

材料名称	催化剂 (w/w)	黏度 (MPa·s)				
		加催化剂前	10 min	20 min	25 min	50 min
Ha Flex Lv	1%	1 200	1 400	2 750	3 300	—
Ha Cut	1%	150	450	1 200	1 500	1 500
IP-Ⅱ	0	550	240	240	250	250
Ha Flex Lv + Ha Cut (1:1)	催化剂 各 0.5%	920	1 200	—	—	—

3.3 试验结论

根据上述试验结果进行分析,对拟选材料综合比较,得出如下结论:

(1) IP-Ⅱ水溶性聚氨酯各项综合指标相对较优,适用于变形基本稳定的隧道环向施工缝和纵向施工缝的堵漏。

(2) Ha Flex Lv油溶性聚氨酯发泡体具有突出的弹性性能,适用于隧道环向变形缝的堵漏(使用时参加1%的催化剂),但是在自由状态或封闭不好的情况下,该材料的发泡体失水收缩较大,所以缝的封闭一定要可靠、有效。

(3) 上述两种材料在低温条件下黏度较大,现场施工时浆液需要进行加热方能保证其可灌性。

4 注浆施工的技术参数及工艺

4.1 纵、环向缝的注浆技术参数(见表5、表6)

表5 纵向缝注浆技术参数

项目	1	2	3	4	5
纵向缝特点	压水通畅,纵缝出水量大	压水通畅,孔周裂隙或孔洞出水	压水通畅,但无水滴出	压水基本通畅,纵缝微渗	压水不通畅
处理方法	用R-6双快封缝材料将出水段落纵缝封住	将出水部位用R-6双快封缝材料将出水部位封堵	衬砌内部或背后可能有蜂窝、空洞	不处理	(1) 调整孔位或将孔加深,直至压水通畅 (2) 如确系缝细或缝闭合无法压入,则无须采取进一步措施

续上表

项目	1	2	3	4	5
第一次注浆标准	以封缝边缘或孔周纵向缝出浆结束为宜	以孔周纵向缝出浆结束为宜	注浆量较大,根据现场实际情况判断并确定结束标准	以孔周纵向缝出浆结束为宜	20~40 MPa 压力维持 3~4 min
补注标准	孔口周围或纵向缝被挤出新的浆液				20~40 MPa, 稳压 2~3 min
浆液加热温度	25℃~30℃ (注浆过程中应控制浆液温度不低于 10℃)				
孔间距 (cm)	30				
适宜注浆压力 (MPa)	15~40				
注浆机具	特种高压化学注浆泵 (70 MPa) 及专用注浆嘴				

表 6 环向缝注浆技术参数

裂缝宽度 (mm)	小于 1	1~3	大于 3	备 注 注浆过程中应控制 浆液温度不低于 10℃
浆液加热温度 (℃)	30	30	30	
钻孔间距 (cm)	30	40	50	
适宜注浆压力 (MPa)	15~50	15~40	15~40	
第一次注浆结束标准	上方检查孔出浆,即可结束注浆			
补注结束标准	稳压 40 MPa 维持 3 min,即可结束注浆			
注浆机具	特种高压化学注浆泵 (70 MPa) 及专用注浆嘴			

4.2 注浆施工工艺

(1) 钻孔。采用斜向钻孔的方式,纵向缝由缝上向下钻孔,环向缝由缝左右侧向缝方向钻孔,钻孔后对孔进行统一编号以便记录。

(2) 压水冲洗孔缝。先用高压水冲洗钻孔,然后用手动试压泵和注浆嘴向孔内压水,压力控制在 2~13 MPa,压水结束标准为:缝位置有水流或试压泵压力在达到一极限值后在小范围内 (0~4 MPa) 波动时可结束压水。压水结束后用高压风将孔缝内余水吹干。

(3) 安装注浆嘴及封缝。将专用注浆嘴插入预先钻好的孔内,孔外留 3 cm,然后紧固注浆嘴,确保其与钻孔紧密接触。由于纵向施工缝很细,注浆前基本不做封缝处理,只在缝周边 30 cm 范围内个别混凝土麻面位置和压水时纵向缝出水量大的位置用 R-6 快硬水泥进行封抹。对环向缝来讲,注浆前全部要用快硬水泥进行封缝处理,并且在骑缝位置预留注浆检查孔,检查

孔间距为2倍注浆孔间距。

(4) 注浆。将预先加热好的浆液倒入注浆泵内开始注浆。每一环纵向缝和环向缝可两台注浆泵同时进行注浆,纵向缝由每一环的左右侧向中间顺序注浆,环向缝从每一环的左右侧由下向上进行顺序注浆,待环向缝观察孔出浆后立即用备好的木楔进行封堵。纵向缝每一环(6或9m)注浆结束后进行补注,环向缝每3m注浆结束后进行补注,补注也要对各孔进行顺序注浆。注浆过程中,如孔或缝上个别位置出浆量过大,要暂停注浆,然后向出浆位置喷水以加快浆液的反应速度,待浆液胶凝后方可继续注浆。

(5) 注浆结束后的清理。注浆结束后,用备好的清洗剂(Ha Flex Lv 油性聚氨酯用专用清洗剂,IP-II 水溶性聚氨酯用丙酮清洗)清洗与浆液接触过的所有注浆设备和工具。清洗工作应在注浆结束后30 min内进行,清洗废液应回收后集中妥善处理,以免造成环境污染。

4.3 注浆效果的检验

化学注浆后,原先缝周边的渗水部位明显变干燥,通过抽样检查,即凿开纵向缝混凝土观察和在环向缝骑缝位置钻孔取芯观察,浆液能够很好地填充到缝内起到止水作用。

5 隧道衬砌表面漏水缝隙及漏水点的注浆

渗水裂缝的注浆处理方法同上述隧道结构缝的注浆。而对于集中渗水点,由于其渗水的来源通道难以确定,可采用水泥注浆和化学注浆相结合的方法。即先在出水位置2~3m范围内穿透衬砌打孔压注水泥浆液,然后采用表面式化学注浆,即把特制注浆嘴对准出水点,并固定在混凝土表面然后进行压力注浆,让浆液在压力作用下自己寻找水通道并进行封堵。

6 隧道衬砌背后回填注浆

受施工工艺的影响,隧道二次衬砌和初期支护间必然会在不同程度的间隙,尤以拱顶部位为甚,它既是衬砌渗水的通道又提供了水源补给,危害很大。最常用的方法是进行拱顶回填注浆,对某些有特殊要求的隧道要在拱顶、拱腰和边墙进行全方位注浆,做到“全面封堵,不留后患”。目前,隧道工程防水注浆使用的水泥主要有普通水泥、矿渣水泥、超细水泥、高铝水泥和湿磨水泥等。实际工程中可根据缝隙的大小、所需要的胶凝时间以及注浆造价对比来确定选用不同品种的水泥,其中以普通水泥和超细水泥最为常用。通常情况下,水泥+水玻璃浆液中的水泥浆的水灰比为 $0.5:1 \sim 1:1$,水玻璃溶液占浆液体积的25%~50%,水玻璃溶液的浓度多为30~45°Be,水泥+水玻璃浆液适用于动水的围岩防水注浆。根据工程实际试验选用材料为普通525水泥,外加剂为HEA抗裂膨胀剂,浆液配比为 $1:0.4:0.09$ (水泥:水:外加剂)。本次试验的钻孔部位及深度分为如下5种情况:

- (1) 边墙钻孔,孔深以打破第二层防水板穿透保温层为标准;
- (2) 拱脚钻孔,孔深以穿透保温层打破两层防水板为标准;
- (3) 拱脚钻孔,孔深以打破第二层防水板穿透保温层为标准;
- (4) 拱顶钻孔,孔深以打破第二层防水板进入保温层为标准;
- (5) 拱顶钻孔,孔深以打破第二层防水板穿透保温层为标准。

7 结论及建议

工程实践表明,针对高海拔、高寒、冻土隧道的特殊水文地质环境条件,通过试验研究,选择其渗漏水防治技术的基本原则、方法,以及施工中注浆材料的选择、注浆的技术参数和施工工艺等,基本上是合理的,治理效果明显。隧道内基本实现了地下水零排放,目前没有发生结冰现象。但是,注浆止水进一步破坏了隧道的保温层,衬砌内部及背后的余水可能会重新聚集结冰,所以,其长期效果和耐久性有待于进一步检验。另外,化学注浆后的效果检验仍旧是一个老大难的问题,迫切需要一种既全面又及时的检验方法。现在注浆工程中大多有 $p-t$ (压力-时间) 和 $q-t$ (速度-时间) 以及 $Q-t$ (注浆量-时间) 的记录,如果能够通过这些记录直接判断注浆效果的好坏,这将是注浆效果检验方法的一项突破。

(本文原登载于《现代隧道技术》2005 年 4 期)

昆仑山隧道渗漏水连通试验研究

李苍松 何发亮 梅志荣

(中铁西南科学研究院, 四川 成都 610031)

摘要: 昆仑山隧道在衬砌完成后, 多处发生渗水现象。经过实地调查, 隧道内的出水点主要集中在3个地段, 并对这3个地段进行了渗漏水连通试验研究。根据隧道内出水严重程度、地表示踪剂投放条件和水害治理的紧迫性, 将昆仑山隧道连通试验分3个阶段进行。试验研究结果认为, 昆仑山隧道因施工扰动, 局部改变了隧道穿越区域多年冻土的水—盐循环条件和水流场, 并对隧道穿越区域的温度场造成较大的影响, 导致隧道内渗(涌)水与地表水之间以及隧道衬砌背后与破碎围岩之间的地下水连通, 造成隧道内多处发生渗(涌)水的现象。针对此问题本文提出了渗(涌)水整治建议。

关键词: 昆仑山; 隧道; 渗漏水; 试验; 研究

0 引言

昆仑山隧道全长1 686 m, 线路高程4 666 m, 区内寒冷干旱, 气候多变, 年冻结期长达7~8个月。年平均气温-5℃左右, 极端最高气温23.7℃, 极端最低气温-27.7℃; 年平均降水量220.9 mm, 年平均蒸发量1 469.8 mm。山体为三叠系板岩夹片岩, 山坡有坡积角砾土、碎石土, 地表冲沟中有洪积碎石土。冻土上限为2.1~3 m, 推测冻土下限为100~110 m, 年平均地温-1.81℃~2.65℃, 属低温稳定冻土区或低温基本稳定区。

隧道衬砌完成后, DK976+283右侧避车洞内壁墙脚呈股状涌水, DK976+793左侧避车洞多处呈射状喷水, DK977+600~+660段左与右侧多处发生渗水现象, 见图1, 严重影响隧道安全运营。为准确查找到渗水源和渗水原因, 进行渗(涌)水治理, 在昆仑山隧道开展了涌水连通试验研究。

1 试验点的选择、试验阶段划分及示踪剂的选择

1.1 试验点的选择

据实地调查, 隧道内主要的出水点集中在3个地段: DK976+283右侧避车洞; DK976+793左侧避车洞, 当日监测流量 $5 \text{ m}^3/\text{d}$; DK977+573左侧避车洞, 股状涌水, 当日监测流量 $40 \text{ m}^3/\text{d}$ 。

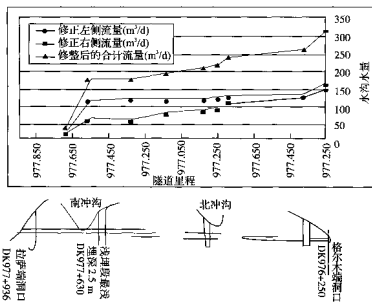


图1 昆仑山隧道出水情况示意图

因其他出水点多为渗水,流量及流速比较小,在出水点处均以结冰形式出现,无法采取水样进行水质分析。为此,选定3个水流点为连通试验的监测点。

1.2 试验阶段的划分

根据隧道内出水严重程度、地表示踪剂投放条件和水害治理的紧迫性,将昆仑山隧道连通试验分3个阶段进行。第一阶段试验:地表2[#]沟(沟心里程DK977+630)与DK977+573左侧避车洞涌水的连通试验;地表1[#]沟(沟心里程DK976+970)与DK976+793左侧避车洞流水的连通试验。第二阶段试验:DK976+283右侧避车洞涌水与进口地表浅埋段的连通试验。第三阶段试验:地表2[#]沟与1[#]沟对应的DK976+793左侧避车洞涌水的连通试验。

1.3 示踪剂的选择

示踪剂选择的原则是能够与地下水背景值明显区分,易于测试分析,不造成对环境的严重污染;几种示踪剂的不会互相干扰,便于区分。主要采用食盐(NaCl)、氯化钾(KCl)、蓝墨水和亚甲基蓝等为示踪剂。

2 现场连通试验及分析

2.1 地表2[#]沟与DK977+573左侧避车洞涌水的连通试验

在DK977+573左侧避车洞处股状涌水最严重,9月23日监测流量40 m³/d。地表2[#]沟处隧道拱顶最小埋深2.5 m,地表采取混凝土封堵(沿沟方向长约50 m),上游有地表水流,几乎全部下渗转化为地下水。

试验采用无碘食盐为示踪剂。表1为投盐现场及洞内初始水样分析结果。图2、图3分别为氯离子浓度历时曲线和电导率—时间曲线。

表 1 地表 2[#] 沟投盐现场及洞内 DK977+573 初始水样分析结果

编 号	分析项目		
2 [#] 沟地表水	[Cl ⁻] (mg/L)	电导率 (10 ³ us/cm)	当日监测流量 (m ³ /d)
2 [#] 沟盐水	124.1	0.58	60.3
DK977+573 左侧	10 546.4	8.0	总盐量 150 kg
避车洞原水	150.7	0.61	27.9

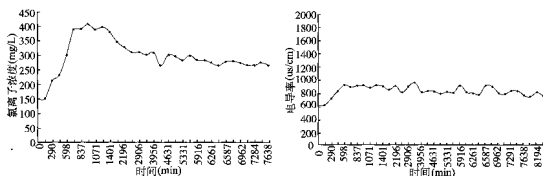
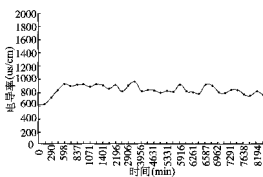
图 2 DK977+573 左侧避车洞滴水 [Cl⁻] 历时曲线

图 3 DK977+573 滴水的电导率—时间曲线

从图 2 得知,地表投盐 180 min 后,NaCl 示踪剂的“前峰值”抵达 DK977+573 左侧避车洞。随着时间的推移,[Cl⁻] 逐渐增大直至最大值 407.7 mg/L,历时 895 min 之后,[Cl⁻] 保持在 390~407 mg/L,持续 624 min 之后,[Cl⁻] 呈现衰减趋势,中间略有波动。分析认为,主要是 2[#] 沟地表水转化为地下水后,地下水沿不同的路径抵达出水点所致。历时 7 638 min 后,[Cl⁻] 衰减至 265.9 mg/L,为背景值的 1.76 倍,为盐水的 2.5%,但远未恢复到背景值 150.7 mg/L。

根据图 2 所示的 [Cl⁻] 衰减趋势,在保持现有水文地质条件下,预计在 16 000 min 后,[Cl⁻] 才可能恢复到原背景值。采用积分法计算,在 2[#] 沟地表所投的盐有 62.9% 从 DK977+573 左侧避车洞涌出,表明它是 2[#] 沟地表水的主要排泄点。

图 3 反映了 DK977+573 左侧避车洞滴水的电导率变化规律。在投入食盐 180 min 后,电导率“前峰值”抵达 DK977+573 左侧避车洞,并随着时间的推移逐渐增大至 910 us/cm,而后一直保持在 910 us/cm 附近波动,下降趋势不明显。分析原因可能是电导率受温度的影响较大,随时间的变化有些滞后,并且存在不敏感性。

综合图 2 和图 3 所反映的 [Cl⁻] 和电导率变化规律,昆仑山隧道内 DK977+573 左侧避车洞涌水与地表 2[#] 沟的流水是直接连通的,且 DK977+573 左侧避车洞涌水点是 2[#] 沟内的地表水转化为地下水后的主要排泄点。

2.2 地表 1[#] 沟与 DK976+793 左侧避车洞涌水的连通试验

DK976+793 左侧避车洞流水当日监测流量 5 m³/d;地表 1[#] 沟的沟心里程为 DK976+970,隧道拱顶最小埋深 25 m,在沟心上游(线路的右侧)约 10 m 有地表流水,几乎全部下渗转化为

地下水。表 2 为投盐现场及水样分析结果,水样取自 DK976+793 左侧避车洞涌水点、DK976+818 右侧排水沟内流水点和进口浅埋段 DK976+283 右侧避车洞涌水点。

表 2 地表 1^号沟投盐现场及洞内 DK976+793 水样分析结果

编 号	分 析 项 目		
1 ^号 沟地表水	$[Cl^-]$ (mg/L)	电导率 ($10^3 \mu S/cm$)	当日监测流量 (m^3/d)
1 ^号 沟盐水	70.9	03.8	7.3
DK976+793 左侧	10 945.2	8.1	总盐量 150 kg
避车洞原水	97.5	0.51	5.2

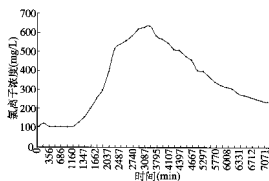


图 4 DK976+793 左侧避车洞涌水 $[Cl^-]$ 历时曲线

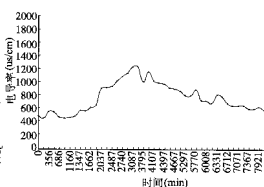


图 5 DK976+793 涌水的电导率—时间曲线

据图 4 和图 5 可获得以下结论: 昆仑山隧道内 DK976+793 左侧避车洞涌水与地表 1^号沟的流水有直接联系, 但它不是地表 1^号沟流水主要的排泄点。

图 6 和图 7 所反映的规律与图 4 和图 5 基本一致, 表明这些部位出水与地表 1^号沟的流水有直接联系。

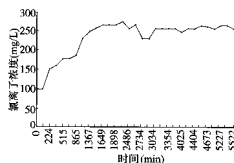


图 6 DK976+818 流水 $[Cl^-]$ 历时曲线

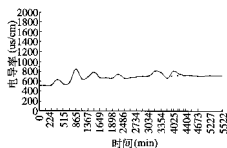


图 7 DK976+818 流水的电导率—时间曲线

从图 8 得知, 1^号沟 9 月 27 日 15:33 投盐后, 历时 3 042 min, $[Cl^-]$ 为 327.9 mg/L, 是背景值 97.5 mg/L 的 3.36 倍。 $[Cl^-]$ 从 9 月 30 日至 10 月 2 日 (历时 3 417 min) 始终在 360~407 mg/L 间波动。居高不下的事实表明, DK976+283 右侧避车洞出水 $[Cl^-]$ 有较稳定的补给

来源,且径流途径较长。图9反映了进口浅埋段DK976+283右侧避车洞涌水的电导率变化规律。同样,于10月3日09:23电导率值(970 us/cm)始终高于背景值510 us/cm,是背景值的1.9倍。

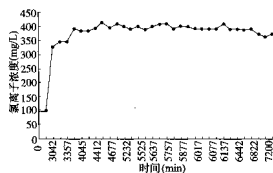


图8 DK976+283右侧避车洞涌水 $[C1^-]$ 历时曲线

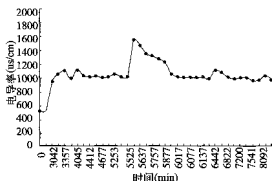


图9 DK976+283涌水的电导率—时间曲线

根据图8和图9反映的变化规律可知,昆仑山隧道地表 $1^{\#}$ 沟的地表水下渗至隧道内后继续沿隧道衬砌外侧和围岩间的空隙,朝隧道进口方向转移。也就是说,DK976+793与DK976+283之间隧道衬砌外侧的地下水是连通的,DK976+793左侧避车洞涌水点和DK976+28右侧避车洞涌水点均为地表 $1^{\#}$ 沟的地表水转化为地下水后的排泄点。

2.3 DK976+283右侧避车洞涌水与进口地表浅埋段的连通试验

DK976+283右侧避车洞取到 $1^{\#}$ 沟所投的盐水,因而对DK976+283右侧避车洞与进口地表浅埋段的连通试验更换了蓝色墨水为示踪剂。

2.3.1 示踪剂投放点的确定

昆仑山隧道进口线路的左、右侧为两条与隧道大致平行的小冲沟,左侧为一大沟谷,青藏公路从该沟谷通过。根据隧道进口地形、地貌,分析隧道穿越区域的水文地质条件。在隧道拱顶上方的降水(主要为降雪)沿冲沟下渗转化为地下水,并在隧道左侧的大沟谷内转化为地表河水。在隧道的左侧和右侧冲沟内,距洞口1000 m范围内均无明水存在。为此,在隧道进口浅埋段开展连通试验无条件利用现存地表水源,必须采取人为补充地表水源。

根据上述情况,在DK976+296拱顶开挖了土坑作为连通试验的示踪剂投放点。土坑直径80 m、深度60 cm。

2.3.2 示踪剂试验

从10月1日11:38开始在DK976+283右侧避车洞取水样,至10月2日09:15,所采取的水样均未出现“蓝色”,这不能说明出水点与地表投放点之间不连通,因此对取到水样进行 $[C1^-]$ 、电导率和pH值分析。

图10为DK976+283右侧避车洞 $[C1^-]$ 历时曲线。从图中可以看出,自墨水示踪剂投放时间开始至10月2日09:15所采取的所有水样, $[C1^-]$ 几乎都是389.9 mg/L,非常稳定。

图11为电导率—时间曲线。自10月1日11:38开始,电导率值上扬,在12:12达到最大值1550 us/cm,之后于20:20下降至1000 us/cm,并始终维持在1000 us/cm。

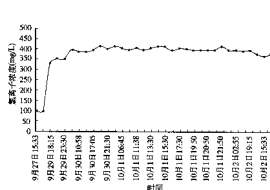
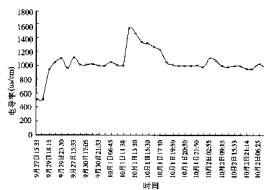
图 10 DK976+283 右侧避车洞 $[\text{Cl}^-]$ 历时曲线

图 11 DK976+283 右侧避车洞电导率—时间曲线

对水样进行 pH 分析, 蓝墨水的 pH 值为 3.06 (显酸性), 而 DK976+283 右侧避车洞内水样的 pH 值基本在 9.38~9.43, 平均为 9.40 (显碱性)。

根据以上测试结果分析认为, 蓝墨水在向避车洞出水点转移的过程中, 其蓝色色素物质被土层吸附, 即酸性物质被吸附, 从而导致 $[\text{Cl}^-]$ 在未发生变化的情况下 pH 值增大, 电导率值能增。随着时间增加, 电导率值又逐渐降低并恢复到初值。为此, 从水的颜色无变化也不能说明出水点与地表投放点的连通性, 但是经 $[\text{Cl}^-]$ 、pH 值和电导率值的综合分析, 可以认为 DK976+296 拱顶开挖土坑内投放蓝墨水中的物质对 DK976+283 左侧避车洞内出水是有影响的。

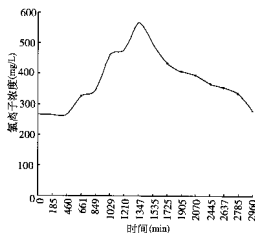
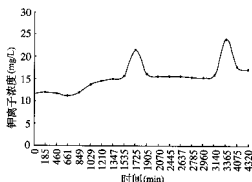
通过对进口浅埋段的连通试验分析认为, 昆仑山隧道进口浅埋段 DK976+283 右侧避车洞上方岩层是破碎的, 地表降雪融化后垂直下渗, 其中部分补给给了 DK976+283 右侧避车洞涌水。

2.4 地表 2[#] 沟与 1[#] 沟对应的 DK976+793 左侧避车洞涌水的连通试验

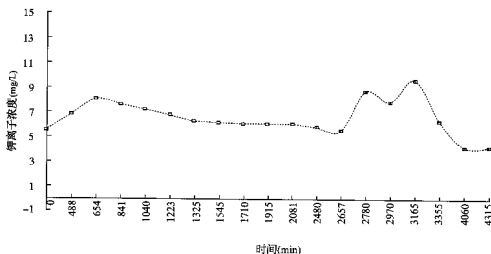
试验采用高锰酸钾为示踪剂。2003 年 10 月 1 日下午 14:10 在 2[#] 沟地表水池内投放 7.5 kg 高锰酸钾, 至 10 月 3 日 12:00, 未出现“紫红色”。对采取的水样进行 $[\text{K}^+]$ 和 $[\text{Mn}^{2+}]$ 的原子吸收光谱分析, 测试结果 $[\text{K}^+]$ 不但没增加, 反而从 12.55 mg/L 逐渐减小到 11.54 mg/L; $[\text{Mn}^{2+}]$ 则几乎检测不出。试验表明高锰酸钾被吸收, 未能达到 DK977+573 涌水点。

试验采用 KCl 为示踪剂。2003 年 10 月 3 日 13:15 至 14:00 在 2[#] 沟投入 250 kg 氯化钾。图 12 和图 13 分别为 DK977+573 左侧避车洞涌水中 $[\text{Cl}^-]$ 和 $[\text{K}^+]$ 一时间曲线。

DK977+573 左侧避车洞涌水 10 月 3 日 20:55 (历时 460 min) 后 $[\text{Cl}^-]$ 开始增加, 表明 $[\text{Cl}^-]$ 的“前峰值”抵达该处。 $[\text{K}^+]$ 则在 10 月 4 日 03:24 (历时 661 min) 开始增加, 略比 $[\text{Cl}^-]$ 滞后。其原因可能为 K^+ 和 Na^+ 的交换吸附, Cl^- 与 Na^+ 结合紧密并随水运移较快, 而 K^+ 则部分被矿物质吸附, 因此运移较 Cl^- 慢。同样, 10 月 4 日 11:42 (历时 1347 min) 后 $[\text{Cl}^-]$ 达到最大值 567.2 mg/L; 而 $[\text{K}^+]$ 则是在 10 月 4 日 18:00 (历时 1725 min) 达到最大值 21.6 mg/L。

图 12 DK977+573 左侧避车洞涌水中 $[Cl^-]$ 历时曲线图 13 DK977+573 左侧避车洞涌水中 $[K^+]$ 历时曲线

在 DK977+573 左侧避车洞涌水 $[Cl^-]$ 的“前峰值”后，加密对 DK976+793 左侧避车洞涌水的取样监测，为与前两阶段的 $[Cl^-]$ 区分，主要以 $[K^+]$ 变化为连通性判断依据。

图 14 DK976+793 左侧避车洞涌水中 $[K^+]$ 历时曲线。

从图 14 中 $[K^+]$ 历时曲线可以看出，10 月 5 日 09:32 开始 $[K^+]$ 逐渐增大（历时 2 657 min），比 DK977+573 左侧避车洞涌水滞后 33.3 h；10 月 5 日 18:00 达到最大值 9.72 mg/L（历时 3 165 min/L），是初始值 5.61 mg/L 的 1.7 倍，比 DK977+573 左侧避车洞涌水滞后 30.3 h。而后 $[K^+]$ 逐渐减小，自 10 月 6 日 13:10 下降为 4.33 mg/L。

曲线的变化规律表明，2[#] 沟的 KCl 确实运移到了 DK976+793 左侧避车洞涌水点，也就是说 2[#] 沟的地表水下渗转化为地下水后，经隧道 DK977+573 段衬砌背后与围岩间的空隙向 DK976+793 运移。

3 结 论

根据前述 3 个阶段的试验, 获得如下结论:

(1) 昆仑山隧道内 DK977+573 左侧避车洞涌水是与地表 2[#] 沟的流水直接连通的, 且 DK977+573 左侧避车洞涌水点是 2[#] 沟内的地表水在转化为地下水后的主要排泄点。

(2) 昆仑山隧道 1[#] 沟的地表水是与 DK976+793 左侧避车洞涌水点连通的, 且 DK976+793 左侧避车洞与进口浅埋段 DK976+283 右侧避车洞涌水点是通过隧道衬砌外侧与围岩间的空隙连通的。

(3) 昆仑山隧道进口浅埋段 DK976+283 右侧避车洞涌水主要来自 1[#] 沟, 由于该段隧道拱顶上方的围岩破碎, 地表降雪在融化后下渗, 部分补给 DK976+283 右侧避车洞涌水。

(4) 昆仑山隧道 2[#] 沟与 1[#] 沟之间是通过隧道衬砌背后与围岩之间的空隙连通的。

在上述结论基础上进一步分析认为, 昆仑山隧道因施工扰动, 局部改变了隧道穿越区域多年冻土的水—盐循环条件和水流场, 并对隧道穿越区域的温度场造成较大的影响, 导致隧道内渗(涌)水与地表水之间和隧道衬砌背后与破碎围岩之间的地下水连通, 造成隧道内多处发生渗(涌)水的现象。

4 建 议

根据昆仑山隧道连通试验结果, 建议对隧道渗(涌)水进行如下治理:

(1) 对 2[#] 沟和 1[#] 沟地表水治理重点应以“封堵”和“引排”为主。

(2) 对 2[#] 沟和 1[#] 沟隧道穿越区域除实施地表注浆和地表混凝土铺砌外, 建议在冲沟铺砌段的上游向下设斜隔水墙, 将上游的地表水和地下水引排到隧道线路的左侧冲沟。

(3) 建议在 2[#] 沟和 1[#] 沟附近和隧道线路右侧设泄水洞, 限量排放隧道衬砌外侧的地下水, 减小因地下水冻胀产生的压力。

(4) 对进口浅埋段地表注浆和两侧冲沟适当范围内进行混凝土铺砌。

(本文原登载于《现代隧道技术》2004 年 5 期)

多年冻土区隧道 侧沟排水模型试验研究

贾海锋 熊治文 韩龙武 杨永鹏

(中铁西北科学研究院, 甘肃 兰州 730000)

摘 要: 本文以青藏铁路昆仑山隧道排水侧沟为实体, 通过室内模型模拟试验, 采取在隧道排水侧沟内铺设加热电缆进行加热除冰, 通过研究寒季隧道侧沟电热除冰、冰完全融化后对隧道围岩的影响程度和最大影响幅度, 分析在极端不利条件下隧道侧沟电热除冰方案的可行性。数据显示, 采用 70 W/m 的发热电缆加热后侧沟排水通畅, 不会导致隧道围岩融化, 对隧道围岩的影响很小。

关键词: 多年冻土; 隧道; 排水; 模型试验

1 概 述

昆仑山隧道全长 $1\,686\text{ m}$, 起讫里程 $\text{DK}976+250\sim\text{DK}977+936$, 线路最大高程 $4\,666\text{ m}$, 最大埋深 106 m 。该地区气候寒冷干旱, 一年冻结期长达七八个月, 年平均气温 -5°C 左右, 极端最高气温 23.7°C , 极端最低气温 -27.7°C ; 年平均降水量 220.9 mm , 年平均蒸发量 $1\,469.8\text{ mm}$ 。根据勘测钻孔资料, 昆仑山隧道多年冻土上限为 $2.1\sim 3\text{ m}$, 多年冻土下限约为 $100\sim 110\text{ m}$, 年平均地温 $-1.81^{\circ}\text{C}\sim -2.65^{\circ}\text{C}$, 属低温稳定冻土区或低温基本稳定冻土区, 洞身基本上位于多冰、少冰冻土区。隧道围岩为三叠系板岩加片岩结构。昆仑山隧道地下水主要为冻结层上水和多年冻土下限的基岩裂隙水, 总体上地下水不发育, 流动的地下水较少。隧道顶部发育有两条大的冲沟, 最小埋深约 3 m 。隧道衬砌渗漏水的部位主要为: 衬砌墙脚、施工缝和避车洞。根据观测资料, 2003 年 10 月, 隧道进口段排水侧沟内水开始结冰, 堵塞侧沟排水通道, 隧道排水侧沟冰逐渐积满侧沟及保温沟, 而后侵入电缆沟并漫入道床。随着隧道内气温降低, 道床内积水结冰, 形成冻害, 危及行车安全。为了解决这一问题, 首先在室内进行模型模拟试验, 采取在隧道两侧排水侧沟内铺设加热电缆 (单位功率为 70 W/m), 对排水侧沟进行加热, 防止流水在侧沟内结冰而堵塞, 从而保证侧沟正常排水, 见图 1。



图1 昆仑山隧道侧沟排水试验模型

2 试验模型设计

根据昆仑山隧道实体工程及现场条件,选取单侧排水侧沟,按照最不利条件进行试验模型设计。侧沟采用1:1的几何比例进行模型设计试验。侧沟铺设加热电缆后,作为热影响源,对不同部位围岩影响程度的大小取决于该方向上的热阻(混凝土厚度)。沿侧沟向下方向热阻最小,所以,侧沟正下方围岩对这一加热方式的响应程度就可以代表该措施对围岩的热影响程度。模型在竖直方向主要考虑热传导能力,在水平方向上主要考虑热容量的影响,据此计算,模型保温板以上的中粗砂厚度为75 cm,实取75 cm;模型的宽度为284 cm,受试验场地的影响,实取150 cm,见图2。事实上,现场水温始终保持在1℃以下,对侧沟周围温度场的热扰动程度有限,这种简化对试验结果不会产生大的影响。

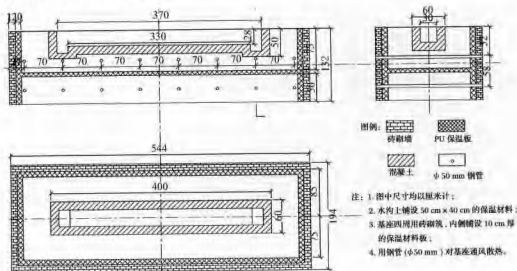


图2 昆仑山隧道侧沟排水试验模型设计

根据 2003 年测试资料, 昆仑山隧道进口段气温, 1~2 月洞内气温最低, 平均气温为 -12.9°C 左右, 在本模型试验中, 气温按 -13.0°C 考虑。10 月份水沟冻结前的单侧流量小于 $50\text{ m}^3/\text{d}$, 冻结后的流量无法测定, 而且寒季的流量会较冻结前有所减小。在本模型试验中, 单沟流量按可能的最大值 $50\text{ m}^3/\text{d}$ 考虑。昆仑山隧道进口段围岩最冷月 (3 月) 温度 -2.2°C , 最热月 (8 月) 温度 -0.4°C 。在本试验中, 进口段围岩温度按 -2.0°C 考虑, 侧沟温度选取沟温为 -2.0°C , 见图 3。

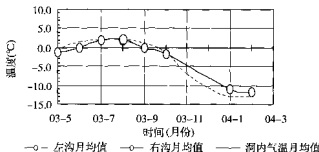


图 3 昆仑山隧道进口段空气与水沟月平均温度

3 侧沟加热方式对隧道围岩的热扰动程度及范围

采用发热电缆开始对水沟内冰体进行加热并计时。由于冰体温度不大于温度控制上限 (发热电缆温控范围 $-0.5\sim-1.0^{\circ}\text{C}$), 因此发热电缆连续加热, 水沟内温度和模型上部温度随之升高。模型上部 (隧道底板) 温度受水沟温度变化的影响比较明显, 水沟温度变化幅度较大, 幅度为 $0.2203^{\circ}\text{C}/\text{h}$; 水沟底部温度的变化幅度为 $0.0426^{\circ}\text{C}/\text{h}$, 相关系数 $r=0.975$; 隧道底板温度的变化幅度为 $0.0581^{\circ}\text{C}/\text{h}$, 相关系数 $r=0.989$; 隧底围岩温度升高幅度为 $0.0047^{\circ}\text{C}/\text{h}$, 相关系数 $r=0.984$; 模型底部温度升高幅度为 $0.004^{\circ}\text{C}/\text{h}$, 相关系数 $r=0.976$ 。

根据模型试验资料, 水沟及隧道围岩温度随时间变化的相关关系为:

$$\text{水沟温度变化} \quad T_1 = 0.1165t - 2.345 \quad \frac{\partial T}{\partial t} = 0.1165^{\circ}\text{C}/\text{h} \quad (1)$$

$$\text{围岩顶部 (测点 2~3) 温度变化} \quad T_2 = 0.0047t - 7.709 \quad \left[\frac{\partial T}{\partial t} \right]_3 = 0.0047^{\circ}\text{C}/\text{h} \quad (2)$$

$$\text{围岩底部 (测点 2~4) 温度变化} \quad T_3 = 0.0040t - 7.804 \quad \left[\frac{\partial T}{\partial t} \right]_4 = 0.0040^{\circ}\text{C}/\text{h} \quad (3)$$

试验中模型侧沟内冰全部融化的时间 $\Delta T_3 = 150.5\text{ h}$, 依据围岩温度的变化率趋势, 计算试验中侧沟内冰完全融化后对隧道围岩的影响深度 H 和最大影响幅度 ΔT_3 (围岩顶部的温度变化值)。

$$\Delta T_3 = \left[\frac{\partial T}{\partial t} \right]_3 \cdot \Delta t = 0.71^{\circ}\text{C} \quad (4)$$

$$\Delta T_4 = \left[\frac{\partial T}{\partial t} \right]_4 \cdot \Delta t = 0.60^{\circ}\text{C} \quad (5)$$

假设在模型内部同种材料之间温度沿竖向呈线性分布, 即 $\Delta T_3 - \Delta T_4 = K \cdot L$

式中 K 为在试验结束时深度每增加 1 m 温度变化的值, $K = 0.24^{\circ}\text{C}/\text{m}$;

L 为测点 2~3 (围岩顶部)、2~4 (围岩底部) 之间的距离。

$$H = \Delta T_4 / K + L = 2.95\text{ m}$$

由以上分析可知,水沟 $370\text{m} \times 30\text{m} \times 28\text{m}$ 内装满水 (300 kg) 完全冻结后,采用 70 W/m 发热电缆连续加热化冰,冰完全融化所需要的时间为 150.5 h 左右。化冰过程中,发热电缆对隧道围岩温度的最大影响深度为 2.95 m ,围岩温度最大升高值为 0.71°C ,根据昆仑山现场测试资料可知,隧道围岩的最低温度为 -2.2°C 。因此,发热电缆加热化冰过程会使得隧道围岩温度有所升高,但不会导致隧道围岩融化。

4 极端不利条件下发热电缆加热方式的工程效果

由试验条件和试验数据可以看出,该试验中水沟温度介于 $-0.5^\circ\text{C} \sim 1.0^\circ\text{C}$ 之间,在实验过程总发热电缆脉冲加热,侧沟水温在很小的范围内波动。为了便于分析计算,假设侧沟内水温在加热过程中随时间呈线性变化,从而研究水沟温度变化对隧道围岩的影响范围和影响幅度。

根据模型试验资料,水沟及隧道围岩温度随时间变化的相关关系为:

$$\begin{aligned} \text{水沟 (测点 1~2) 温度变化} \quad T_1 &= -0.002t + 0.2593 \quad \frac{\partial T}{\partial t} = -0.002^\circ\text{C/h} \quad (6) \\ (-0.5^\circ\text{C} < T < 1.0^\circ\text{C}) \end{aligned}$$

$$\text{围岩顶部 (测点 2~3) 温度变化} \quad T_2 = 0.0012t - 6.115 \quad \left[\frac{\partial T}{\partial t} \right]_3 = 0.0012^\circ\text{C/h} \quad (7)$$

$$\text{围岩底部 (测点 2~4) 温度变化} \quad T_3 = 0.0001t - 6.1463 \quad \left[\frac{\partial T}{\partial t} \right]_4 = 0.0001^\circ\text{C/h} \quad (8)$$

水沟温度在试验开始出现降温,试验进行至 20 h 后,水沟温度相对稳定,变化幅度较小。侧沟内水温随时间的变化较小, $\frac{\partial T}{\partial t} = -0.002^\circ\text{C/h}$,隧道围岩温度 (测点 2~3、2~4) 随时间变化 $\frac{\partial T}{\partial t} \approx 0$,在试验过程中围岩温度变化很小。

由于温控范围为 $-0.5^\circ\text{C} \sim 1.0^\circ\text{C}$,发热电缆脉冲加热,在试验中侧沟内水温变化较小,水温基本在 $-0.1^\circ\text{C} \sim 0.3^\circ\text{C}$ 之间波动,未有冻结现象发生。

通过上述计算分析可以看出,在极端不利情况下 (气温 -13.0°C),水沟流量为 $50\text{ m}^3/\text{d}$,采用 70 W/m 的发热电缆,保持水沟温度控制范围在 $-0.5^\circ\text{C} \sim 1.0^\circ\text{C}$,侧沟内水温基本在 $-0.1^\circ\text{C} \sim 0.3^\circ\text{C}$ 之间波动,沟内水不结冰,水沟排水通畅,而且对隧道围岩的影响很小。

5 结 论

(1) 化冰过程中隧道围岩温度的最大影响深度为 2.95 m ,围岩温度最大升高值为 0.71°C ,发热电缆加热化冰过程会使得隧道围岩温度有所升高,但不会导致隧道围岩融化。

(2) 由于隧道围岩的温度场变化明显滞后,在试验时间内,隧道围岩温度场的有些变化特性有可能未能完全反映出来。试验是从水沟内积满冰开始的,在化冰过程中发热电缆连续加热,隧道围岩温度变化有可能增大。但在实际工程中,侧沟内水是从流动到冻结变化,在水温降低到 $-0.5^\circ\text{C} \sim 1.0^\circ\text{C}$ 范围时,发热电缆开始脉冲加热,产生的热量相对较少,对隧道围岩的影响相应较小,不会出现试验中温度升高 0.71°C 的现象。

(3) 在极端不利情况下(气温 -13.0°C)，水沟流量为 $50\text{ m}^3/\text{d}$ ，采用 70 W/m 的发热电缆，保持水沟温度控制范围在 $-0.5^{\circ}\text{C}\sim 1.0^{\circ}\text{C}$ ，侧沟内水温基本在 $-0.1^{\circ}\text{C}\sim 0.3^{\circ}\text{C}$ 之间波动，沟内水不结冰，水沟排水通畅，而且对隧道围岩的影响很小。

(本文原登载于《兰州大学学报》自然科学版 2006 年第 42 卷专辑)

青藏铁路多年冻土区隧道施工中 围岩温度场研究

贾晓云 朱永全 李文江

(石家庄铁道学院土木工程分院, 河北 石家庄 050043)

摘 要: 针对冻土隧道施工会引起隧道围岩地温场变化, 本文采用 Ansys5.7 大型有限元计算程序, 对多年冻土区昆仑山隧道施工过程中地温场进行模拟计算, 得出高原冻土隧道施工过程中围岩温度场的变化规律和分布规律, 即隧道开挖后在未进行初期支护之前, 融化圈范围随时间的增加而逐渐增大; 随着毛洞暴露时间的增加, 围岩中同一点的温度呈上升趋势; 在同一时间, 距壁面越近, 围岩温度受施工的影响越大, 反之受施工的影响越小。因此, 应尽可能提早地施作初期支护, 使毛洞暴露时间尽可能短, 从而减少融化圈的范围。

关键词: 多年冻土; 隧道施工; 温度场

0 引 言

在我国北方和西部及西南高山地区, 分布着广大的冻土地带。随着我国经济的发展以及西部大开发战略的实施, 越来越多的建筑物修筑或将要修筑在多年冻土地区。在该地区进行建筑施工破坏了原有土层的天然状态, 使土体原有的各种平衡遭到了破坏, 尤其是热力学平衡对多年冻土地区的影响。

在冻土隧道施工过程中, 随着开挖、施作初衬和二衬等施工, 施工热源和洞内外热量交换, 隧道围岩地温场将相应地发生变化, 而这种地温场的变化破坏了冻土地层的热力学平衡, 使其热物理力学性能发生改变, 其中包括冻土的融沉性、冻土回冻过程的膨胀性以及冻土地基的承载力等工程性能的改变。因此, 分析施工过程中隧道围岩地温场的变化规律具有十分重要的意义。

1 工程概况

昆仑山隧道起迄里程 DK976+250~DK977+936, 全长 1 686 m。隧道位置海拔约 4 800 m, 冻土下限 100~120 m。

该隧道洞身为三叠系板岩夹片岩,山坡为坡积角砾土、碎石土、洪积碎石土,根据现场调查、钻孔资料,详述如下:

(1) 积角砾土。厚 2~3 m,角砾土成分以板岩为主,片岩次之,为Ⅳ级软石,Ⅰ级不冻胀, $\sigma_0=250$ kPa,上限 2.8 m。上限以下为饱冰冻土,Ⅳ级强融沉。

(2) 积碎石土。厚 2~20 m,碎石成分以板岩为主,片岩次之,为Ⅳ级软石,Ⅰ级不冻胀, $\sigma_0=800$ kPa,上限 2.5~3.1 m。上限以下为饱冰冻土,Ⅱ级弱融沉。

(3) 洪积碎石土。厚 4~8 m,碎石成分以板岩为主,片岩次之,为Ⅳ级软石,Ⅰ级不冻胀, $\sigma_0=500$ kPa,上限 2.6~2.7 m。上限以下为饱冰冻土,Ⅱ级弱融沉。

(4) 板岩夹片岩。强风化层厚 1.7~4 m,板岩呈碎块状,片岩为碎片状, $\sigma_0=250$ kPa,Ⅳ级强融沉;弱风化层厚 2.3~9 m,片体呈大块状, $\sigma_0=1\ 000$ kPa。

2 隧道围岩温度场变化的有限元分析

2.1 计算公式及假定条件

施工中由于洞内温度高于围岩温度,所以热量将从洞内向围岩传递,因此导热过程属于有热源的导热。

热传导方程为:

$$\frac{\partial t}{\partial t} = a \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + \frac{q_v}{\rho c} \quad (1)$$

式中 T 为温度 ($^{\circ}\text{C}$); t 为时间 (h); $a = \frac{\lambda}{\rho c}$ 为导热系数 (m^2/s), 其中 λ 为热传导系数 ($\text{W}/\text{m} \cdot ^{\circ}\text{C}$), c 为比热容 ($\text{kJ}/(\text{kg} \cdot ^{\circ}\text{C})$), ρ 为密度 (kg/m^3); x, y, z 分别表示直角坐标系中的 3 个坐标。

由于沿隧道轴向的围岩温度差很小,该方向的热流密度几乎为零,所以可将围岩温度场视为二维非稳态温度场。则该问题地导热方程可简化为:

$$\frac{\partial t}{\partial t} = a \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + \frac{q_v}{\rho c} \quad (2)$$

因为此问题的边界条件复杂,且属于非线性问题,很难得到它的解析解,故采用数值解法,借助于 Ansys5.7 进行求解。

为了分析地温场在这种工程因素影响下变化的规律,采用了基于 Windows98 操作平台下的 Ansys5.7 大型有限元计算软件,进行了毛洞阶段的计算分析。计算过程中作如下假定:

(1) 由于在施工过程中,隧道周围地层的温度变化幅度不会太大,因此值定在计算过程中材料的热力学属性(热传导系数、对流换热系数、比热、密度等)为常数。

(2) 为简化计算,同时保证不失一般性,计算中假定地层原始地温沿深度方向,各处相等。

(3) 假定隧道周围土层为均质、各向同性材料。

(4) 由于沿隧道轴向的围岩温度差很小,该方向的热流密度几乎为零,所以可将围岩温度场视为二维非稳态温度场。

计算参数见表 1。

表 1 热力学计算参数

材料	密度(kg/m^3)	热传导系数 ($\text{W}/\text{m} \cdot ^\circ\text{C}$)	比热($\text{kJ}/\text{kg} \cdot ^\circ\text{C}$)	对流换热系数($\text{W}/\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)
钢筋混凝土	2 400	1.74	0.96	12
围岩	1 920	1.82	0.84	12

计算中,根据青藏铁路昆仑山隧道所处的环境条件,天然冻土下限 100~120 m,多年冻土地温在 -2°C 左右的实际情况,选定冻土层厚度为 100~120 m,平均温度为 -2°C 。

在施工过程中,措施不同,围岩温度场的变化随洞内气温,围岩暴露时间不同。计算选取进口段 DK976+450 断面,2002 年 4 月开始施工,洞内温度根据石家庄铁道学院对昆仑山隧道的实测结果选取,取其平均温度为 2.37°C 。对毛洞阶段进行了计算和分析,说明所选用计算方法的可行性及正确性,为以后隧道及相关工程的施工提供依据及参考。

2.2 计算模型

根据青藏铁路昆仑山隧道的实际情况,同时考虑到冻土层的计算范围既要保证计算结果的精确性,又要保证计算时少占机时和计算机内存空间,计算中冻土计算范围选为距隧道中心 45 m 方形区域。单元类型为四节点四边形单元。计算模型见图 1。

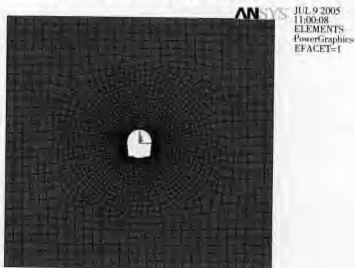


图 1 计算模型

2.3 计算结果分析

在上述假设条件下,主要计算分析了昆仑山隧道施工过程中冻土层在不同施工作业时期围岩温度场变化规律、距隧道周边不同距离位置上的点在不同时刻温度的变化规律。具体结果如下。

在隧道开挖后,围岩全部暴露在空气中,由于洞内空气温度高于围岩温度,所以热量将从洞内向围岩传递,使得围岩温度升高,冻土融化。设开挖后围岩暴露(即毛洞)时间为 30 d、暴露

时间长短不同、温度场分布及冻融圈范围不同。为分析在隧道开挖过程中围岩温度场的变化情况以及冻土冻融圈范围,计算中选取一条沿 X 轴向的温度路径加以分析,该温度路径在不同时期的计算结果见表 2、图 2 和图 3。

表 2 距壁面不同距离的点在不同时间的温度计算结果

($^{\circ}\text{C}$)

距岩面距离 (m)	时间 (d)			
	1	3	7	30
0	0.90	1.63	1.87	2.10
0.4	-1.23	-0.07	0.65	1.45
0.8	-1.84	-1.14	-0.31	0.84
1.5	-1.99	-1.89	-1.46	-0.16
2.4	-2.00	-1.99	-1.87	-0.89
3.0	-2.00	-2.00	-1.97	-1.38
4.0	-2.00	-2.00	-1.99	-1.67
6.0	-2.00	-2.00	-2.00	-1.95
7.0	-2.00	-2.00	-2.00	-1.99

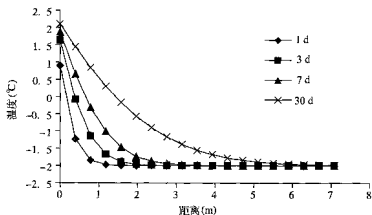


图 2 隧道开挖后同一时间的温度—距离曲线

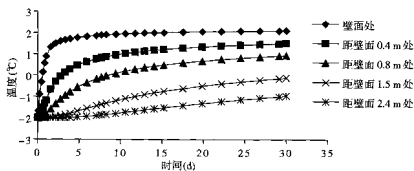


图 3 隧道开挖后距壁面不同距离处的温度—时间曲线

从图2、图3可以看出,隧道开挖后,在未进行初期支护之前,随着时间的增加融化圈的范围也逐渐增大。开挖1 d后,最大融化圈的范围约为0.12 m,3 d后约为0.35 m,7 d后约为0.59 m,而30 d后,融化圈可达1.42 m,比开挖1 d后的最大融化圈大1.30 m左右;距壁面大约7.0 m范围内地温都将受到隧道开挖的影响。同时随着暴露时间的增加,围岩中同一点的温度呈上升趋势,在同一时间,距壁面越近,围岩温度受施工的影响越大,距壁面越远,受施工的影响越小。如开挖后第3天,壁面的温度约为 1.63°C ,距壁面0.4 m处温度约为 -0.07°C ,距壁面0.8 m处约为 -1.14°C ,距壁面1.5 m处温度则约为 -1.89°C ,距壁面2.4 m处温度约为 -1.99°C ,即基本上不受隧道开挖的影响。

通过计算比较可知,隧道开挖后,毛洞暴露时间越长融化圈越大。由于冻土融化后,其物理力学参数(如 c , ϕ 等)发生了变化,使得围岩应力场及位移场发生改变,从而影响围岩的稳定性。为了尽量减小融化圈的范围,隧道开挖后,应尽快施作初期支护。在施工过程中,及时测量洞内及围岩的温度,并及时反馈,采用信息反馈法指导施工。

3 结 论

通过计算,分析了围岩冻土地层温度场在隧道施工过程中的变化和分布规律,进而可以有效地指导隧道的设计和施工。

(1) 冻土地层的原始地温对施工过程中温度场的分布有一定的影响。这些影响包括:冻融圈的大小、地层的最高温度等。

(2) 从计算结果来看,地层温度场受毛洞暴露时间的影响较大。毛洞暴露时间越长,融化圈的范围越大。因此,在隧道施工过程中,应尽可能早的施作初期支护,使毛洞暴露时间尽可能短,从而减小融化圈的范围。

(本文原登载于《国防交通工程与技术》2003年4期)

风火山多年冻土隧道信息化施工

谭忠盛¹ 任少强² 张 弥¹

(1. 北京交通大学, 北京 100044;

2. 中铁二十局集团有限公司, 陕西 西安 710016)

摘 要: 针对多年冻土隧道的特点, 青藏铁路风火山隧道施工中建立了完整的信息化管理体系。信息采集除一般隧道常有项目外, 重点对隧道掌子面岩面温度、环境温度、围岩温度、衬砌冻胀力、衬砌背后水压力及锚杆轴力等进行监测, 并及时反馈信息。施工中根据掌子面岩面温度及环境温度的信息, 及时调控通风温度, 保证掌子面的稳定及混凝土的施工质量; 根据围岩温度、衬砌背后水压、衬砌冻胀力变化的信息可以判断防水保温系统的效果, 根据衬砌冻胀力、锚杆轴力变化的信息可以判断支护系统的力学效应。

关键词: 多年冻土; 隧道; 信息化; 施工

1 工程概况

青藏铁路风火山隧道全长 1 338 m, 轨面标高 4 905 m, 是目前世界上海拔最高的隧道。风火山隧道全部穿越青藏高原多年冻土, 冻土深度 100~150 m, 地温 $-2^{\circ}\text{C} \sim -4^{\circ}\text{C}$, 属低温稳定多年冻土区, 冻土上限 1.5~2 m。洞口及浅埋段为饱冰、富冰冻土, 裂隙冰发育, 局部含冰量高达 50% 以上。

冻土隧道设计与普通隧道有较大的区别, 主要是解决施工及运营过程中冻土的冻胀与融沉产生的病害问题。设计采取的支护措施、衬砌形式及强大的防排水、保温体系均是结合冻土特点, 采用“防水板+隔热层+防水板”的防水、保温结构体系。

由于高原多年冻土环境的特殊性, 冻土隧道的施工面临着不同于普通隧道的特殊技术难题, 针对风火山隧道, 专门建立了完整的信息化施工管理体系。

2 隧道信息化施工方法

在传统的“设计—施工”模式中, 影响设计的因素繁多复杂, 如设计参数难以准确确定以及设计方法不够完善等, 均影响到工程施工的质量和安

状况产生较大差异。因此,充分利用施工过程中的各项信息,对设计和施工进行动态调整及控制,进而保证工程施工质量及安全的新型施工方法应运而生。这种利用施工过程中获取的信息指导施工的方法逐步发展成信息化施工方法。

2.1 信息采集

信息采集可分为施工前地质勘测的信息采集、施工过程中的围岩和支护系统的力学行为的信息采集、施工过程中地质的信息采集。根据风火山多年冻土隧道特点,选择以下一些信息采集项目:隧道变形,包括收敛和拱顶下沉;隧道掌子面岩石温度;隧道围岩温度、冻融圈厚度;隧道衬砌冻胀力;隧道衬砌背后水压力;锚杆受力(包括抗拔力和轴力)等。

2.2 信息处理

信息处理是采用反演分析法将施工监测到的岩土体的一些基础信息,通过逆计算来求解岩土体的参数。其目的是为了对施工设计提出改进性意见或修改方案。

2.3 信息反馈

根据隧道变形量测结果,可以监视围岩变形随着时间的变化情况,对于最终位移及变形速率的变化进行预测预报;探求围岩变形的空间分布规律,了解围岩稳定性的特征,设计合理的支护系统。

冻土隧道内施工对掌子面围岩湿度有特殊要求,一方面如果温度过高,高含冰量的冻土会产生热融滑塌现象,从而降低围岩等级及掌子面的稳定性;另一方面,如果温度过低,混凝土质量难以保证。隧道施工中可以通过调节隧道通风的空气温度来使掌子面湿度保持在一个合理的范围内,掌子面湿度量测的数据作为隧道通风温度的反馈数据。

锚杆轴力随季节变化的试验数据,可以分析锚杆的传热状况,分析冻土隧道中设置锚杆可行性以及相应的地层条件。根据围岩温度、衬砌背后冻胀力和水压力的量测数据,可以分析冻融循环对于隧道衬砌的影响,分析防水、保温系统的效果,为高原冻土地区的隧道设计、施工提供依据。

3 隧道信息采集项目

3.1 隧道变形监测及信息反馈

隧道岩体变形是应力状态变化的直接反映,可为地下空间的稳定性提供可靠的信息,而且比较容易测量。围岩的变形特征,除了可以对隧道围岩的稳定性和支护结构的安全性进行评价外,由于它本身包含了岩体和岩体应力的信息,因此也是进行围岩分类的重要依据。

风火山隧道施工中设置了大量的变形量测断面,这里只给出洞Ⅱ段里程 DK 1160+310 处收敛量测结果,该断面采用台阶法施工。变形—时间关系曲线见图 1,收敛速度—时间关系曲线见图 2。

结果分析及反馈:洞Ⅱ浅埋段地层围岩破碎,主要为坡积粉质土。当到达一定时间后,位移趋向稳定。变形大体经历了 3 个阶段。增长和急剧增长阶段,此阶段变形量约占趋向稳定时总变形量的 70% 左右;慢增长阶段;开始趋向稳定阶段,约占总变形量的 30%。从位移收敛速率上可以看出,位移在施工后的第九天显著减少,拱顶下沉量都在 120 mm 左右,拱腰和边墙最终收敛值接近 40 mm。实测值均在设定的基准值以下,说明隧道支护结构和围岩是稳定的。

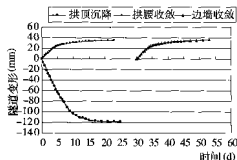


图1 变形—时间关系曲线

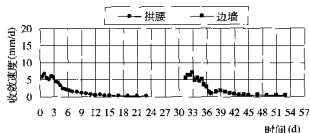


图2 收敛速度—时间关系曲线

3.2 隧道掌子面温度监测及信息反馈

冻土隧道施工掌子面需要负温防止融化塌方及冻融圈扩散，而支护及初衬混凝土需要正温保证强度，这需要通过温度调控来解决。冬季施工时，洞口段环境温度很低，一般在 -10°C 以下，地层稳定性好，利于开挖，但混凝土施工难度很大，必须采取适当的升温、保温措施；暖季施工时，隧道贯通前，洞内环境温度高，且爆破、机械设备等的散热使洞内温度更高，一般在 5°C 以上，此时混凝土质量较易保证，但开挖难度非常大，尤其多冰地段，迅速融化滑塌，必须采取洞内降温措施。

根据现场实践，洞内温度控制在 $-5^{\circ}\text{C} \sim +5^{\circ}\text{C}$ 之间较合适，开挖和混凝土施工质量均能有效控制。因此，在风火山隧道施工中，对掌子面围岩温度及洞内环境温度进行连续监测，并根据监测结果来进行温度调控。

作为示例，这里只给出2002年6月份洞内外气温及温度调控后掌子面的温度对照曲线，见图3，以及2002年6月某一昼夜温度调控后掌子面的温度连续变化分布，见图4。

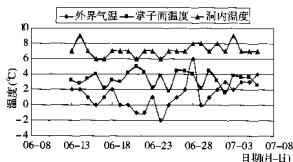


图3 洞内外气温及掌子面温度对照

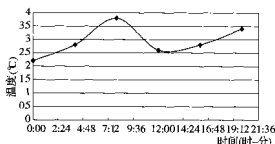


图4 掌子面一昼夜温度变化

结果分析及反馈：

(1) 依据洞内外及掌子面测温情况，及时反馈，调节洞内通风温度，有数控制掌子面围岩的表面温度，确保围岩的稳定和混凝土施工质量，并使施工得以顺利进行。从图4所示的一昼夜掌

子面温度变化曲线可以看出,暖季掌子面温度始终有效控制于 $2^{\circ}\text{C}\sim 4^{\circ}\text{C}$ 之间,按照正弦规律周期性变化。

(2) 洞外昼夜温差较大,因此需要在夜间提高隧道内空气通风温度,而日间可适当降低,从而保证洞内及掌子面围岩温度控制在合理范围内。

3.3 隧道围岩温度监测及信息反馈

高原多年冻土隧道的修建,改变了地气热交换界面,打破了原有热平衡状态,导致隧道开挖及运营过程中,暖季温暖气流侵入造成衬砌壁后冻结围岩的融化,及冬季寒冷气流作用下的冻结,形成季节性冻融圈。为防止运营过程中加剧围岩季节冻融程度,风火山隧道在全长范围内设置了保温隔热层。

为了研究隧道施工及运营过程中冻土融化深度和温度变化的影响规律,及保温隔热层的保温效果,分别对隧道的进口、出口及洞身不同断面的围岩不同深度处埋置了测温元件,测试不同季节保温隔热层内外的温度变化情况,以及不同季节、围岩不同深度处的温度分布情况,从而掌握隧道施工及运营对地温的影响,确立围岩冻融圈分布情况以及检验保温隔热层在多年冻土隧道的适应性。

共布置8个测试断面,分别位于进口段、洞身段和出口段,进、出口段各3个测试断面,洞身段2个断面。每个断面共布置6个围岩地温测孔,分别布置在拱顶、拱腰、边墙及仰拱部。这里只给出出口段断面DK1 160+302及洞身段断面DK1 159+821的测试结果,分别如图5~图7所示。

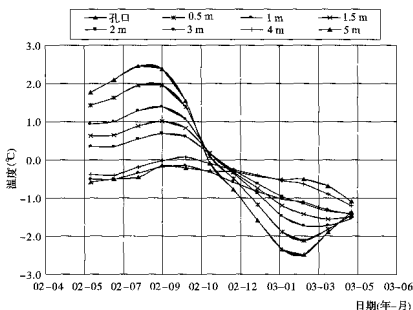


图5 断面DK1 160+302右边墙围岩温度-时间曲线

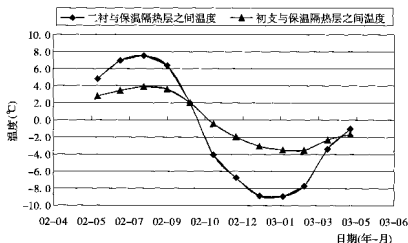


图6 断面DK1 160+302保温层内外侧温度—时间曲线

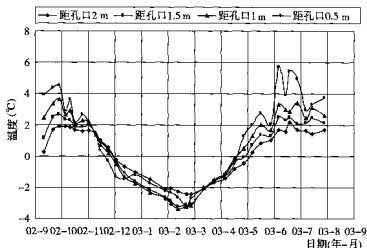


图7 断面DK1 159+821右边墙围岩温度—时间曲线

结果分析及反馈:

(1) 洞口段试验数据表明,衬砌背后围岩存在冻融圈。以左边墙为例,2002年8~11月期间融化圈逐渐增大,由1.8 m变为3.1 m,直至12月才开始回冻;2003年1~5月围岩全部处于冻结状态。而对比洞外月平均气温可以看出,围岩的冻结与融化有滞后于外界气温变化的趋势。

(2) 由不同围岩深度地温随时间变化的规律可知,在外界气温最高的时候,并不是围岩融化范围最大的时候,其融化范围还在缓慢增加,但融化速率减小;在外界气温变冷的时候,围岩以一定的速率由外到里开始回冻,其靠近多年冻土侧的界限达到最大融化深度后开始由里到外缓慢冻结。

(3) 保温隔热层的隔热保温效果显著。由图6可以看出,保温层外侧受气温影响明显,温度变化幅度较大,在 -10°C ~ 10°C 之间;而保温层内侧,受气温影响仅在 -3°C ~ 3°C 范围内变

化。说明保温隔热层的效果是明显的。

(4) 洞身段围岩温度梯度较洞口段温度梯度小,说明洞中围岩受外界气温变化的影响较小。

(5) 地温沿围岩深度以一定的梯度递减,并在一定深度地温变为负值。

3.4 隧道衬砌冻胀力监测及信息反馈

为了解风火山隧道衬砌压力随时间的变化规律,分别在隧道的进口段、出口段、洞身段各布置 2 个试验断面,每个断面共布置 10 个压力计,其中围岩与一次模筑衬砌之间布 5 个,一次模筑衬砌与二次模筑衬砌之间布 5 个,分别位于隧道拱顶、拱腰和边墙部位。

作为示例,这里只给出出口段断面 DK1 160+302 二次衬砌所受的压力与时间的关系曲线,见图 8。

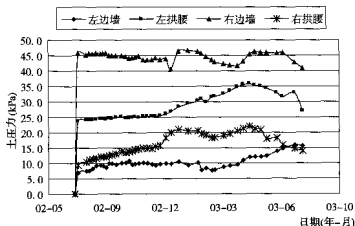


图 8 断面 DK1 160+302 二衬土压力—时间曲线

结果分析反馈表明:

(1) 洞口段作用于二衬上的围岩压力较小,其值最大不超过 50 kPa,经检算二衬结构是安全的。

(2) 洞口段作用于二衬上的冻胀力很小。由温度曲线可知,进入冬季后,从 2002 年 10 月开始,气温明显降低,围岩温度全部降至负温,此时围岩开始冻结,产生冻胀力。对照土压力曲线可以看出,二次衬砌所受压力有所上升,但变化不大,变化范围大致在 15 kPa 范围内。至次年 5 月,气温回升,围岩融化,冻胀作用力减弱,二衬所受压力降低,但降低幅度较小,变化范围在 10 kPa 以内。

(3) 洞身段作用于二衬上的冻胀力也不大,在围岩冻结、融化过程的变化范围大致为 5 kPa,说明洞身段受气温的影响比洞口段小。

3.5 隧道衬砌背后水压监测及信息反馈

冻土隧道常见病害有隧道顶部、边墙挂冰,底部积冰,道床冻胀,隧道衬砌因冻胀而开裂、酥碎、剥落以及洞口处的热融滑塌等,病害的发生主要缘于隧道壁后水的存在。水压监测可以评价施工中防水板以及排水系统的施工质量,及时发现安全隐患,并进行补救措施。

为此在风火山隧道施工中共布置 6 个测试断面,其中,隧道进出口两端洞口段各布置 2 个,

洞身布置 2 个。每断面布置 10 个渗压计, 分别布置在隧道的拱腰、边墙和仰拱处的防水保温层的内外侧。

作为示例, 这里只给出进口段断面 DK1 159+046 的防水保温系统内外侧的水压—时间关系曲线, 如图 9、图 10 所示。

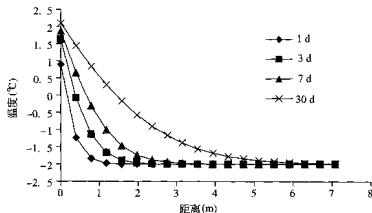


图 9 断面 DK1 159+046 防水层内侧水压力—时间曲线

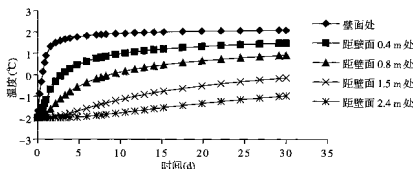


图 10 断面 DK1 159+046 防水保温层外侧水压力—时间曲线

结果分析及反馈:

(1) 隧道洞口处水压不超过 30 kPa, 洞身处水压不超过 20 kPa, 这说明隧道内水量较少, 没有大量的水聚集在初次支护与二次衬砌之间。

(2) 防水层内外侧水压力有明显不同, 防水层与初次支护之间, 水压力较大, 表明水量亦大, 而防水层与二次衬砌之间, 水压力则较小, 这说明水量亦小。防水层的防水效果显著, 有效地将水挡在二次衬砌之外。

(3) 随着时间的变化, 水压力呈现出较缓慢的变化趋势, 在暖季与寒季之间水压变化起伏不大, 说明衬砌背后水量较小, 因此不会出现强烈的冻融现象。

3.6 锚杆轴力变化监测及信息反馈

为了检验锚杆在多年冻土隧道中设置的可行性, 在风火山隧道施工中布置了 4 个试验断面, 进出口各 1 个, 洞身段 2 个。每个断面 4 根锚杆, 每根锚杆上安装 4 个钢筋计, 并布置温度传感器。

为了检验锚杆的施工质量,对系统锚杆选择3%进行抗拔力量测。在DK1 160+068.8~315之间抽取30根锚杆进行了抗拔力试验,锚杆抗拔力变化幅度较小,最小的抗拔力为49.4 kN,最大为53.2 kN,满足设计要求。

这里只给出洞口段DK1 159+046断面杆轴力随时间变化的试验结果,如图11所示。

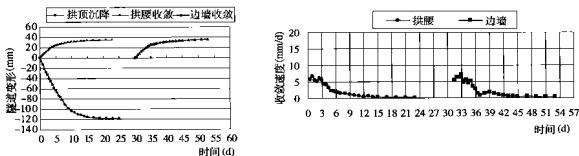


图 11 断面 DK1 159+046 左边墙锚杆轴力—时间曲线

结果分析及反馈:

- (1) 洞口段锚杆受力远小于锚杆的极限承载能力,而洞身段锚杆受力接近极限承载能力。
- (2) 锚杆温度监测信息表明,锚杆上温度随深度的变化规律与附近围岩测温孔内的围岩温度随深度的变化规律一致,这说明锚杆对传热的不良作用不大,不会明显地增大冻融圈。
- (3) 洞口段锚杆受力随着温度的变化而波动,当温度升高时,轴力减小,温度降低时,轴力增大;洞身段锚杆轴力基本不随温度的变化而波动,这可能是由于洞身段含冰量较少的缘故。

4 结 论

- (1) 在隧道变形量测方面,依据隧道变形量测结果,及时反馈指导施工,确保了隧道施工得以安全顺利进行,为设计合理的支护系统提供依据。
- (2) 通过量测掌子面围岩表面温度、洞内外气温及围岩内部温度,进行信息反馈,施工中根据所获得的信息来调节洞内通风温度,使掌子面温度保持于合理的范围之内。此外,根据保温层内外侧温度信息,判断保温层的保温效果。
- (3) 水压监测方面,在隧道的拱腰、边墙、仰拱等处的防水保温层内外侧分别布置水压力计,依据所获的水压信息,可评价施工中防水板以及排水系统的施工质量,及时发现安全隐患。
- (4) 通过对锚杆轴力变化规律的监测,说明在有隔热保温系统的冻土隧道中采用锚杆是有效的。

(本文原登载于《土木工程学报》2005年1期)

昆仑山和风火山隧道 气温地温的变化特性

宋 冶¹ 伍晓军¹ 黄双林²

(1. 中铁西南科学研究院, 四川 成都 610031;

2. 铁道第一勘测设计院, 陕西 西安 710043)

摘 要: 针对高原多年冻土隧道围岩冻融圈受气温变化影响, 本文开展了隧道洞内外气温和地温规律以及气温变化对围岩地温的影响的研究。在昆仑山和风火山隧道内分别设置了测温断面温度元件, 对隧道内气温、围岩地温的年平均温度、年最高最低温度的年变化及月变化特性等进行了测试。根据围岩年平均地温随深度变化的分布形态确认围岩地温下降, 全隧道 5 m 深度范围内围岩年平均地温均为负温。

关键词: 昆仑山隧道; 风火山隧道; 围岩; 气温; 地温; 变化; 特性

0 引 言

在多年冻土中修建隧道, 其周边将成为贯穿冻土层的管状热交换面, 洞中热交换主要受空气对流影响, 这与地面工程对多年冻土的影响有很大不同。因此, 在多年冻土中修建隧道, 需考虑隧道对围岩热环境的影响, 尤其是气温变化对衬砌背后围岩的冻土热稳定性的长期影响。

针对高原多年冻土隧道围岩的热稳定性及受气温变化的影响, 铁道部青藏铁路试验工程试验项目昆仑山和风火山隧道关键技术——洞内外气温变化对围岩冻融圈影响子课题“隧道内气温地温测试及变化规律研究”, 在海拔近 4 700 m 的昆仑山隧道和 4 900 m 的风火山隧道开展了研究。通过埋设大量温度传感器和气象要素的测试, 针对隧道洞内外气温规律和地温规律以及气温变化对围岩地温的影响进行研究。该研究测试时间已近 4 年 (从 2002 年开始), 围岩测试深度达 5 m。目前测试仍在进行。

1 隧道概况

昆仑山隧道全长 1 686 m, 线路最大高程 4 666 m, 最大埋深 106 m, 是目前世界上高原冻土第一长隧。风火山隧道全长 1 338 m, 线路最高程 4 905 m, 是目前世界上海拔最高的隧道。

昆仑山隧道进口年平均气温 -5.2°C ,最高气温 18.3°C ,最低气温 -26.5°C (中铁西南科学研究院,2004年)。风火山隧道地区年平均气温 -6.2°C ,最高气温 13.0°C ,最低气温 -28.2°C (中科院寒旱所,1978年)。昆仑山和风火山隧道地区月平均气温为正温的月份均是6~9月,最热是7和8月。其余月份月平均气温为负温,最冷是1月。

昆仑山隧道多年冻土年平均温度为 -2°C 左右,属低温稳定冻土区或低温基本稳定区。其多年冻土下限推测为 $100\sim 110\text{ m}$ 。进口为阴坡,冻土上限一般为 2.7 m ;出口为阳坡,冻土上限一般为 $2.1\sim 3\text{ m}$ 。风火山隧道多年冻土年平均温度为 $-2^{\circ}\text{C}\sim -3^{\circ}\text{C}$,属低温稳定冻土区。多年冻土上限为 $1.5\sim 1.8\text{ m}$,下限大于 110 m ,全隧均位于多年冻土中。

昆仑山隧道围岩为三叠系板岩夹片岩结构。板岩体致密坚硬,片岩体多柔软破碎。强风化层厚 $1.7\sim 4\text{ m}$,含较多裂隙冰。洞身围岩为IV~V级,洞口为VI级。风火山隧道洞身通过砂岩、泥岩,风化层厚 20 m ,破碎呈土状、碎石土状。基岩裂隙冰发育。洞身围岩级别为IV~V级,洞口为VI级。

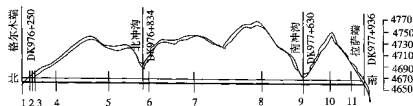
两隧道均采用钻爆法施工,采用曲墙带仰拱整体式模筑钢筋混凝土二次衬砌、一次模筑混凝土支护。在一次模筑混凝土支护于二次衬砌之间按“防水板+保温板+防水板”形式设置防水层及隔热保温层。昆仑山隧道于2001年9月开工,2002年9月26日贯通,2003年2月隧道主体竣工。风火山隧道于2001年10月开工,2002年10月12日贯通,2003年10月隧道主体竣工。

2 测试方法

2.1 断面布置

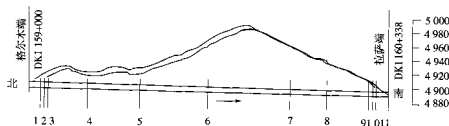
本研究在昆仑山和风火山隧道各布置11个测温断面。测温断面上温度元件分别布置在两个边墙、拱腰以及仰拱和拱顶的 5 m 测温孔内。每个测温孔内布置16个温度元件,其中 $0\sim 3\text{ m}$ 深度范围,元件布置间距为 0.25 m ; $3\sim 4\text{ m}$ 深度范围,间距为 0.5 m ,最后一点间距为 1 m 。

图1、图2为昆仑山和风火山隧道测温断面布置情况,图3为测温断面上温度元件布置图。两隧道总计布置2600多个温度元件。



断面编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
里程	+280	+292	+304	+410	+670	1+872	1+100	1+430	1+630	1+770	1+876
DK976											
埋深(m)	10	15	19	44	68	30	95	100	3	84	42
埋设时间	2002.3	2002.3	2002.4	2002.4	2002.11	2003.1	2002.12	2002.9	2002.12	2002.12	2002.11

图1 昆仑山隧道测温断面布置



断面编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
里程 DK1159	+046	+058	+070	+220	+418	+671	977	1+116	1+278	1+290	1+302
埋深 (m)	6	9	12	12	24	68	63	38	12	9	6
埋设时间	2002.5	2002.5	2002.5	2003.5	2003.6	2003.7	2003.7	2003.5	2002.5	2002.5	2002.4

图2 凤火山隧道测温断面布置

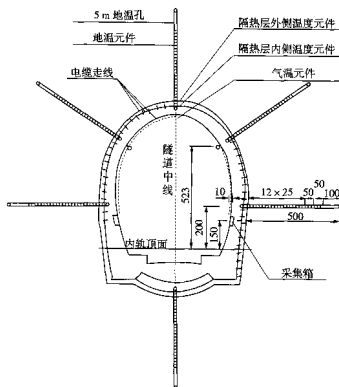


图3 洞内气温地温测试元件布置 (单位: m)

2.2 测试手段及频率

昆仑山和凤火山隧道洞内气温、地温开始测试于2002年5月。2002年5月~2003年10月隧道施工期间采用人工测试,测试频率为每月3~6次(包括月初、月中、月末3个时段)。隧道竣工后从2003年11月开始,两隧道采用自动测试,测试频率为每月 10×4 次(3d一个测试日,测试日每6h测试1次)。

2.3 温度元件

温度元件选用中科院新疆传感器仪表公司(国家 NTC 热敏传感器生产基地)生产的负温型热敏元件(NTC),精度为 1%,标定范围为 $-26.0^{\circ}\text{C}\sim 20.0^{\circ}\text{C}$ 。地温元件由工厂封装成测温电缆形式,每根测温电缆内置 16 个 NTC 元件。隔热层温度及气温元件由 NTC 单体元件构成(铜壳封装)。

2.4 隧道自动测试系统

系统由采集器、中继器、测试终端接口、测试软件、数据传输电缆及笔记本电脑组成,其中采集器、中继器、测试终端接口和测试软件由中铁西南科学研究院研制,数据传输电缆和笔记本电脑选用适应高海拔严寒环境的市售产品。

该系统的采集器按设定的频率自动测试、采集并存储测试数据。测试人员通过测试终端将存储在采集器内的测试数据快速传输到笔记本电脑中。温度最小测试单位为 0.01°C 。系统同时预留异地通讯功能。

3 昆仑山和风火山隧道内气温的变化特性

3.1 洞内年平均气温

测试显示,竣工后的 2004 年,两隧道洞内年均气温显著下降,其中昆仑山隧道洞内气温略低于风火山隧道,至 2005 年昆仑山隧道洞内气温变化已稳定(年均气温略回升)。风火山隧道洞内气温较 2004 年仍有下降(但幅度显著减小)。图 4 为两隧道洞内年均气温逐年变化情况(按全隧道平均统计)。图 5、图 6 为 2003~2005 年两隧道洞内年均气温沿隧道纵向分布的测试结果。2005 年昆仑山隧道进出口处处年均气温为 -4.8°C (北口)、 -5.2°C (南口);风火山隧道为 -4.9°C (北口)、 -5.0°C (南口)。竣工后洞内气温呈北高南低的分布特征(这与负积温较大的寒季风的方向有关,该风由南口进北口出)。与洞外气温相比,昆仑山隧道竣工后洞内气温在进口处的年均气温高于洞外气温 0.4°C (2004 和 2005 年)。

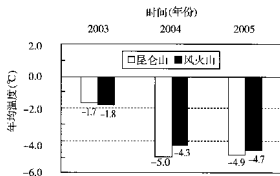


图 4 洞内年均气温逐年变化情况

3.2 洞内年最高、最低气温

图 7、图 8 为昆仑山和风火山隧道 2003~2005 年洞内各断面年最高、最低月均气温的测试结果。可以看出,竣工后两隧道洞内年最高气温均出现在隧道北坡进口处,而年最低气温均出现在隧道南坡出口处。2005 年昆仑山隧道各断面最高月均气温为 2.9°C (南口)~ 3.9°C (北口),风火山隧道为 3.4°C (洞中)~ 3.9°C (北口)。而各断面最低月均气温,昆仑山隧道为

-12.0℃(北口)~-14.3℃(南口), 凤火山隧道为-11.5℃(洞中)~-13.8℃(南口)。可以看出, 两隧道洞内气温在隧道南坡洞口处的变化更为剧烈。与洞外气温相比, 昆仑山隧道竣工后的洞内气温早暖季低于洞外气温(最低月温差-2℃左右)、寒季高于洞外气温(最高月温差3℃左右)的特征。

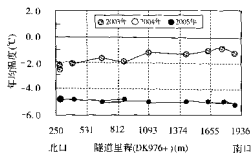


图5 昆仑山隧道洞内年平均气温沿隧道纵向的分布

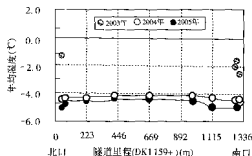


图6 凤火山隧道洞内年平均气温沿隧道纵向的分布

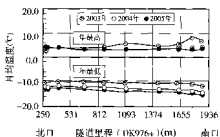


图7 昆仑山隧道洞内年最高、最低气温沿隧道纵向的分布

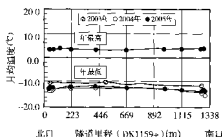


图8 凤火山隧道洞内年最高、最低气温沿隧道纵向的分布

3.3 洞内气温的月变化特性

图9、图10为昆仑山和凤火山隧道洞内各断面气温的月变化曲线。施工阶段洞内气温明显受影响, 尤其是昆仑山隧道2002年底至2003年初的冬季施工, 使洞内气温显著高于同期洞外气温, 竣工后, 洞内外气温之间呈高度相关性, 如图9所示, 两隧道洞内气温月变化情况具有规律的周期变化特征, 其正温期为6~9月(最热是8月), 负温期为10~5月(最冷是1月), 可用周期函数拟合。

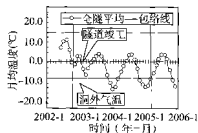


图9 昆仑山隧道洞内各断面气温月变化曲线

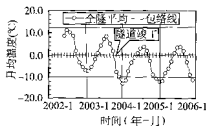


图10 凤火山隧道洞内各断面气温月变化曲线

4 昆仑山和风火山隧道围岩地温的变化特性

4.1 不同深度围岩年平均地温

根据 2003~2005 年度洞内 5 m 测温孔的测试数据,对昆仑山和风火山隧道 22 个测温断面的衬砌背后 5 m 深度范围内不同深度 (0, 1, 2, 3, 4, 5 m) 围岩年平均地温进行统计,其结果如图 11 和图 12 所示。

可以看出,在含施工阶段的 2003 年,两隧道衬砌背后 5 m 深度范围内不同深度围岩的年平均地温随深度增加主要呈递减的负梯度分布形态,显示围岩处于吸热状态。进入 2004 年,两隧道围岩年平均地温沿深度的分布与 2003 年已有不同,各断面围岩年平均地温表现为沿深度递增的正梯度分布形态,显示全隧道围岩已处于放热状态。据此确认,2004 年随洞内气温已显著下降,两隧道衬砌背后 5 m 深度范围内围岩已进入放热,趋于冻结的回冻阶段。这一年两隧道各断面地温较 2003 年显著下降,其中风火山隧道 5 m 深度范围内围岩年平均地温均呈负温,而昆仑山隧道尚有一个断面(最大埋深处)在 5 m 深处的年平均地温为正温。在 2005 年,两隧道围岩地温继续下降,昆仑山隧道各断面衬砌背后 5 m 深度范围内围岩的年平均地温已均为负温。其中,5 m 深度处年平均地温为 $-0.6^{\circ}\text{C}\sim 3.3^{\circ}\text{C}$,孔口处为 $-2.0^{\circ}\text{C}\sim 4.0^{\circ}\text{C}$ 。而风火山隧道各断面 5 m 深度处年平均地温为 $-1.3^{\circ}\text{C}\sim 3.2^{\circ}\text{C}$,孔口处为 $-2.1^{\circ}\text{C}\sim 3.6^{\circ}\text{C}$ 。还可以看出,两隧道北坡进口与南坡出口处的围岩地温呈北低南高的差异,其中洞口坡度较陡的昆仑山隧道更为明显。

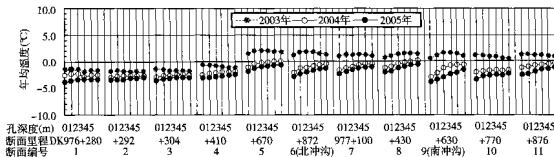


图 11 2003~2005 年度昆仑山隧道衬砌背后不同深度围岩年平均地温

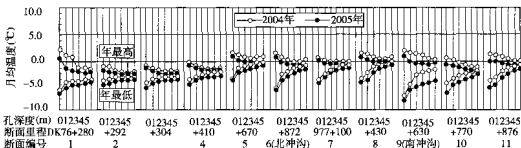


图 12 2003~2005 年度风火山隧道衬砌背后不同深度围岩年平均地温

4.2 年最高、最低地温

图 13 和图 14 为竣工后 2004~2005 年两隧道各断面衬砌背后 5 m 深度范围内围岩年最高、

最低月均地温的统计结果。图 15 为两隧道 2005 年围岩年最高地温沿隧道纵向分布的情况(图中同时给出洞内最热月气温的分布,以进行比较)。

可以看出,两隧道衬砌背后季节最大融化深度逐年下降。2004 年,季节最大融化深度达到 5 m 以上。2005 年,两隧道各断面衬砌背后围岩的年最高月均地温,昆仑山隧道有 4 个断面(最大埋深及南北两个冲沟处)在 1.5 m 深度内为正温(最大值 0.9℃,南冲沟),凤火山隧道只有 1 个断面(最大埋深处)在 1 m 深度内为正温(最大值 0.7℃)。两隧道其余断面 5 m 深度内的年最高月均地温均为负温。这表明,目前(2005 年)两隧道中仅局部地段在暖季最热月出现季节融化,其最大融深昆仑山隧道小于 1.5 m、凤火山隧道小于 1 m。

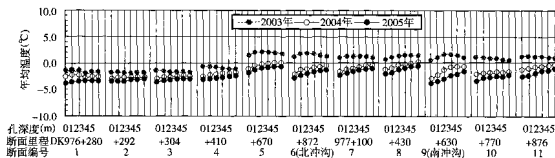


图 13 竣工后 2004~2005 年度昆仑山隧道衬砌背后不同深度围岩年最高、最低地温

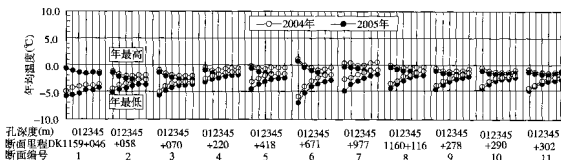


图 14 竣工后 2004~2005 年度凤火山隧道衬砌背后不同深度围岩年最高、最低地温

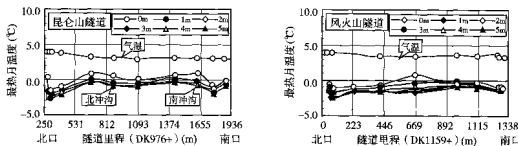


图 15 2005 年度昆仑山和凤火山隧道衬砌背后不同深度围岩年最高地温沿隧道纵向的分布

4.3 围岩地温年变化幅度

按年最高、最低月均温度的较差统计两隧道围岩地温年变化幅度,图 16 给出 2005 年两隧道围岩地温年变化幅度沿深度变化的情况。可以看出,两隧道 5 m 深度范围内围岩地温的年变化幅

度沿深度呈指数规律衰减。2005 年两隧道各断面 5 m 深度处围岩地温年变化幅度, 昆仑山隧道为 $0.6^{\circ}\text{C}\sim 3.6^{\circ}\text{C}$, 风火山隧道为 $0.1^{\circ}\text{C}\sim 2.4^{\circ}\text{C}$ 。这表明, 目前 (2005 年) 两隧道衬砌背后 5 m 深度范围的围岩均处于地温年变化层内。

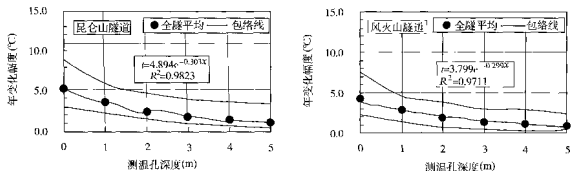


图 16 2005 年度昆仑山和风火山隧道围岩地温年变化幅度沿深度的分布

4.4 围岩地温的月变化特性

图 17 为 2003~2005 年两隧道衬砌背后 5 m 深度范围内不同深度围岩地温的月变化曲线 (按全隧道平均统计)。如图所示, 两隧道衬砌背后 5 m 深度范围内的围岩地温均随气温而变化且逐年下降, 而变化周期随深度呈不同程度滞后。按全隧道平均统计, 2005 年两隧道衬砌背后 0~5 m 深度范围的围岩地温月变化的周期参数见下表。统计显示, 两隧道衬砌背后 5 m 深度处围岩地温最热月滞后洞内气温分别为 2 个月 (昆仑山) 和 3 个月 (风火山), 最冷月分别滞后 3 个月 (昆仑山) 和 4 个月 (风火山); 砂岩、泥岩结构的风火山隧道围岩地温相对洞内气温变化的滞后性要大于板岩结构的昆仑山隧道。

2005 年昆仑山和风火山隧道不同深度围岩地温月变化周期统计

洞内气温 ($^{\circ}\text{C}$)		昆仑山隧道		风火山隧道	
		最热月/月	最冷月/月	最热月/月	最冷月/月
		8	1	8	1
测温孔深 (m)	0	8	2	9	2
	1	9	3	9	3
	2	9	3	10	4
	3	10	4	10	5
	4	10	4	11	5
	5	10	4	11	5

5 结束语

隧道内气温地温测试及变化规律研究针对高海拔隧道与多年冻土环境, 成功解决了高原多年冻土隧道围岩冻融关键测试技术与分析方法, 在海拔近 4 700 m 的昆仑山隧道和 4 900 m 的风

火山隧道建成测试系统。经过近 4 年的测试,获得隧道气温、围岩地温测试数据 200 多个,为青藏高原多年冻土隧道围岩冻融圈的研究提供了大量宝贵的第一手资料。研究将为验证青藏高原多年冻土铁路隧道衬砌设计及冻害防治提供重要依据。

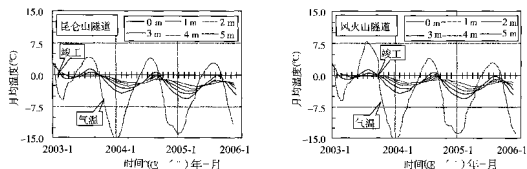


图 17 昆仑山和风火山隧道不同深度围岩地温月变化曲线 (按全隧平均统计)

根据围岩年平均地温随深度变化的分布形态确认,两隧道在建成后第二年(2004年),随洞内气温的显著下降,衬砌背后 5 m 深度范围内的围岩已进入放热、趋于冻结的回冻阶段,围岩地温较 2003 年显著下降。进入 2005 年,两隧道围岩地温继续下降,全隧道 5 m 深度范围内围岩年平均地温均为负温(风火山隧道围岩地温下降更快些,2004 年全隧道围岩年均地温已为负温)。同时衬砌背后季节融化层逐年减小,2005 年两隧道仅局部地段(主要是最大埋深和冲沟处)出现季节融化层,最大融深昆仑山隧道小于 1.5 m、风火山隧道小于 1 m。目前两隧道衬砌背后 5 m 深度范围内围岩均处于地温年变化层内,其地温随气温而变化,热交换主要受空气对流影响,但变化幅度沿深度明显衰减,变化周期也呈不同程度滞后。而在洞口浅埋段,围岩地温还明显受到坡向影响,两隧道洞口处围岩地温均呈北低南高的非对称分布特征(其中以洞口坡度较陡的昆仑山隧道更为明显)。

青藏铁路风火山隧道 设计难点探讨

黄双林

(铁道第一勘察设计院, 陕西 西安 710043)

摘 要: 青藏铁路风火山隧道的设计与施工面临冻融圈的控制、冻胀力的作用、防排水设计、施工温度场控制、高原缺氧等问题。风火山隧道的设计采取了以隔热保温技术为核心, 综合考虑防排水、防冻胀措施的设计思路。隧道施工采取端面分散供氧方式。在施工温度场控制方面, 应使洞内温度处在既不会导致多年冻土大范围融化又能确保工程施工质量的平衡点, 首先应能控制洞内环境温度, 寒季结合施工通风向洞内供暖, 暖季充分利用其昼夜温差, 控制洞内环境温度。

关键词: 风火山隧道; 设计; 技术; 多年冻土; 施工

1 工程概况

青藏铁路风火山隧道地处低高山区, 地形起伏较大, 地表冲沟较发育, 隧道通过部位山顶最高海拔 4 996 m, 全长 1 338 m, 线路高程约 4 900 m。气候属于青藏高原冰雪型气候区, 气候干燥, 变化无常, 气温、气压低, 春秋季节短暂, 冻结期为 9 月至次年 4 月份。根据五道梁气象站以及 20 世纪 70 年代风火山临时气象站观测资料, 年平均气温 -6.11°C , 极端最高气温 23.2°C , 极端最低气温 -37.7°C ; 年平均降雨量 290.9 mm, 年平均蒸发量 1 316.19 mm, 相对湿度平均 57%; 最大风速 31 m/s, 主导风向西; 平均雷暴日数年最多 36.7 天; 地震基本烈度为 7°。风火山隧道主要地层为第四系全新统洪积、坡积粉质黏土, 下伏第三系砂岩、泥岩, 基本以砂岩为主, 夹泥岩层, 节理裂隙较发育。风火山隧道最大埋深约 100 m, 根据青藏公路资料风火山地区冻土下限深度大于 110 m, 隧道洞身全部位于多年冻土之中, 年平均地温 $-2.6^{\circ}\text{C} \sim -3.75^{\circ}\text{C}$, 属低温稳定冻土区。进口端多年冻土上限 1.2~1.5 m, 出口端多年冻土上限 1.45~1.8 m。地表水主要为山体表层冲沟中的季节性流水, 主要为大气降水补给, 水质较好; 地下水主要为暖季分布的冻结层上水。含水层主要为基岩风化层, 基岩中地下水不发育。

2 风火山隧道的特殊性问题

2.1 冻融圈的控制

隧道穿越多年冻土层,由于施工、列车散热及气温等外界条件的影响,冻土层的边界条件发生改变,隧道周围处于多年冻结状态的围岩就要发生融化,变成季节性冻土,亦即形成冻融圈。冻融圈的循环使衬砌结构处在冻胀力往复作用的不利环境中,往往造成衬砌严重开裂甚至破坏。因此,冻融圈是多年冻土地区影响隧道结构稳定的一个极其重要的因素,对其范围、动态变化的控制十分必要。

2.2 冻胀力作用

冻融圈内的季节性冻土,每年至少冻结一次。若是含水围岩,冻结时围岩裂隙中的自由水产生约9%的体积膨胀,当冻胀受到衬砌与围岩的约束就会产生冻胀压力。冻胀力是导致衬砌结构破坏的一个直接因素。冻胀力的大小和冻融圈范围、围岩裂隙、含水量、围岩弹性模量及衬砌刚度等因素有关。有关研究试验表明,当冻结深度由1m增至4m时,其冻胀力要增加4~5倍;冻胀力的增长几乎随围岩含水率的相同倍数增长而增长。

2.3 防排水设计

水是产生隧道冻害的根源,已建严寒地区或多年冻土地区隧道的冻害,都是从防排水设施失效开始的。在多年冻土地区,地下水情况复杂,排水通道因所处低温环境而难以顺畅,防水材料在负温及冻融条件下性能降低,施工缝、变形缝等薄弱环节的处理与一般地区也不相同。因此,有一个适合于多年冻土地区的、完整的、有效的防排水体系是避免隧道产生冻害的关键。

2.4 衬砌及支护设计

多年冻土地区隧道的结构受力特点和普通地区不同,这主要是由于冻胀力的存在,隧道衬砌结构的设计必须考虑冻胀力作用的特点,采用合适的衬砌结构及断面形式,使其受力更加合理。

根据以往严寒地区隧道的施工经验,在多年冻土地区,尤其在富含冰量冻土地段,施工环境温度过低使得喷射混凝土回弹量大、强度低,不能很好地起到支护的作用。对于多年冻土隧道,如果岩面含冰量较大,普通喷混凝土的施工工艺及黏结强度也存在一定的问题。

2.5 耐久性问题

冻融圈的变化一般均穿透衬砌厚度,并深入围岩1~3m,所以说,冻融不仅会造成围岩的强度损失,还会使衬砌混凝土劣化并逐渐丧失使用功能,这种损失随冻融次数的增加呈叠加数应,并且不可逆转。因此,隧道设计中还必须考虑混凝土耐久性的问题。

2.6 隧道施工

青藏高原气候严寒,氧气含量很低,环境非常恶劣,尤其在多年冻土地区,许多地方被称为“生命禁区”。在这种条件下进行隧道施工,必须解决人的生存环境与工程的施工环境问题。生存环境即洞内有足够的含氧量,有害气体和粉尘含量符合国家卫生标准;施工环境即洞内温度既不会导致周边冻土大范围融化,又能保证混凝土的施工质量。人类工程史上,在如此恶劣环境下施工尚无成熟的经验,青藏铁路隧道施工结合试验工程,及时应用取得的科研成果,对隧道施工起到很好的指导作用。

3 风火山隧道设计

3.1 设计思路

众所周知,产生冻胀力的必要条件是温度变化和水。解决温度变化和水的问题是多年冻土隧道设计的关键。单从解决温度变化问题的角度出发,寒区隧道有采取防冻、防融两种方法;单从解决水的问题的角度出发,可以有以防为主和以排为主的不同思路。青藏铁路多年冻土隧道所在地区的特点是:高寒、干燥的外部环境和常年处于冻结状态的冻土(岩),地下水不发育,主要为基岩裂隙冰。因此,多年冻土隧道设计,考虑温度变化问题时只能采取暖季防止融化的办法,暖季融化范围减小了,寒季冻结时产生的冻胀力也就减小了;解决水的问题考虑以防为主的综合治理措施,是因为冻土地区水量较小,且负温及冻上环境使得排水通道处处受阻,很容易冻结堵塞。基于以上分析,风火山隧道的设计采取了以隔热保温技术为核心,综合考虑防排水、防冻胀措施的设计思路。

3.2 隔热保温技术的应用

通过在一、二次衬砌间设隔热保温层,以减小洞内外气温与围岩的热交换,达到减小冻融圈的目的。隔热保温层设计主要考虑了以下因素:

- (1) 隧道所处多年冻土地区上限值、最冷月与最热月平均气温差是隔热保温层设计的主要依据;
- (2) 两层衬砌之间设隔热保温层,其厚度除了考虑隔热作用,还需考虑传递围岩压力的要求,因此,隔热保温层选择的材料应具有足够的强度,以确保其自身的稳定性;
- (3) 隔热保温层设计应充分考虑施工中的可操作性,并选用低毒性、阻燃性的材料;
- (4) 隧道结构设计应为铺设隔热保温层提供条件;
- (5) 应充分考虑到隔热保温材料因老化造成导热系数的增大甚至材料的失效,必要时预留补救条件。

保温材料采用聚氨酯板材,其主要性能应满足以下要求:导热系数 $\lambda < 0.03 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$,抗压强度 $> 0.3 \text{ MPa}$,体积吸水率 $< 3\%$,自重 $> 60 \text{ kg}/\text{m}^3$,弹性模量 $E \geq 7 \sim 10 \text{ MPa}$,老化寿命 > 50 年,具有一定弹性和低毒性。

根据青藏铁路高原多年冻土试验工程的相关课题分析资料,如果风火山隧道没有铺设保温材料,则隧道附近围岩将会出现 1.5 m 左右的季节性融化;在风火山隧道的内、外衬砌之间铺设 $\lambda < 0.03 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$ 的保温材料,隧道附近围岩都不会出现季节性融化,即使考虑气候变暖——气温 50 年升高 2.6°C ,也能够保证隧道不出现季节性融化。

课题组对风火山隧道隔热保温措施的效果进行了现场测试。测试结果表明,当洞内月均气温变化 1°C 时,隔热层内侧(靠近衬砌侧)月均温度将变化 0.8°C ,隔热层外侧(靠近围岩侧)月均温度变化 $0.2^\circ\text{C} \sim 0.3^\circ\text{C}$ 。隔热层内外侧存在较大的温差,表明隔热效果明显。

图 1 为风火山隧道隔热层温差时态曲线,可以看出,隔热层内外侧温差随洞内气温波动而变化,在最热月附近出现最大正温差,在最冷月附近出现最小负温差。而出现零温差的月份,风火山隧道为 4、5 月间和 10、11 月间。同时,随洞内气温的下降,第二年暖季的最大正温差也呈比

较明显的下降趋势。

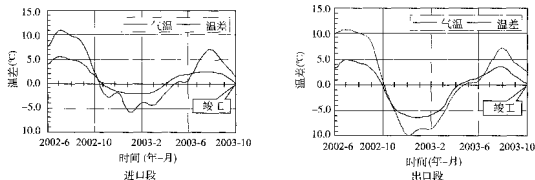


图1 风火山隧道隔热层温差时态曲线

3.3 防排水设计

考虑到风火山隧道处于多年冻土中,地下水主要为冻结层上水及基岩裂隙水,总体上地下水不发育,流动的地下水比较少,不会有大量的水向隧道中迁移,隧道的排水系统主要排除少量的暖季融水,而且这部分水会越来越减少。经过广泛的调研和专题论证,确定多年冻土隧道防排水设计遵循“以堵为主,防、截、排、堵、隔热、保温等多道防线综合治理”的原则。措施如图2所示。

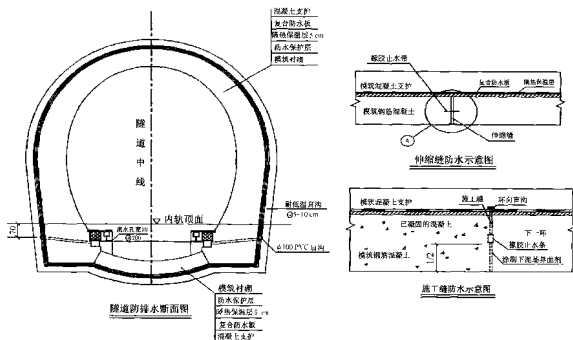


图2 多年冻土隧道防排水结构图

3.4 衬砌结构及支护设计

多年冻土地区隧道主要荷载为围岩压力和结构自重,附加荷载为冻胀力。冻融圈以外的围岩基本不产生围岩压力或围岩压力很小,因此围岩压力只考虑融化圈范围内的松弛压力。根据孔隙度和冻融深度计算分析,考虑气温、地下水、围岩等因素的影响,冻胀力按均匀荷载考虑,垂直与水平之比为1:1。计算时按融化圈内松弛压力或冻胀力两种比较确定。隧道采用曲墙带仰拱模筑钢筋混凝土整体衬砌,衬砌内轮廓在一般单线电气化铁路的基础上调整边墙曲率,以适应多年冻土地区衬砌的受力特点。冻胀力按最大为0.5 MPa控制对结构进行检算。

考虑风火山隧道所处地区施工环境温度较低,结合隔热保温层的设置,设计中采用模筑混凝土支护,现场进行喷射混凝土试验。模筑混凝土支护作为隧道结构的组成部分,设计中主要考虑了其承受围岩的松弛荷载,同时,模筑混凝土支护为铺设隔热保温层提供了平顺基面。通过现场试验研究,解决了喷射混凝土的施工工艺和强度的问题,在隧道施工中,喷射混凝土在破碎围岩地段也起到了很好的临时支护和封闭掌子面的作用。

4 隧道施工

结合高原多年冻土试验工程,隧道施工中进行了“隧道施工通风技术及施工温度场研究”等有关课题的研究,并取得了一些成果。

4.1 施工供氧

青藏铁路施工条件极其恶劣,尤其在多年冻土区,气候干燥、变化无常,气温、气压低,空气稀薄,缺氧严重,空气中的含氧量非常低。因此,须采取安全、可靠、经济、科学有效的措施进行隧道供氧,为施工人员提供方便、及时的吸氧条件。

通过对各种制氧方法的对比分析比较,研究认为变压吸附法技术成熟,浓度适中(93%),规模灵活(0.1~4 000 m³/h),能耗低(约0.4~0.5 kW·h/m³),投资约为深冷法的1/2,可直接制造医用氧。因此,该方法比较适应于高原隧道施工的制氧。

研究中曾考虑隧道内全部空间供氧和工作面局部供氧的方法,但因投资太大、配套电力要求太高及安全问题而放弃,最终采用以隧道氧吧与个人携带呼吸器相结合的方法,来解决隧道施工环境缺氧问题。为了便于操作,采取端面分散供氧方式,即在两端各设置一个供氧系统。该方法是制氧机产生的氧气一路送给氧气压缩机,压缩后输送到灌充台充装呼吸器,以供作业人员施工时使用。另一路经输氧机送到隧道氧吧,供作业人员休息时吸氧,或充装氧气袋等。通过施工证明,隧道氧吧与个人携氧相结合的方法灵活、方便、有效、可行。

4.2 施工温度场控制

在多年冻土地区进行隧道施工时,冻土的热敏感性 & 现场施工对环境温度的要求,使得洞内温度成为影响施工安全和施工质量的一个重要因素。从冻土的热敏感性考虑,洞内需要低温的环境以保持冻土的稳定;但从施工考虑,洞内需要较高的环境温度以确保喷射混凝土、模筑混凝土的施工质量,并且能够满足施工人员、施工机械的正常工作环境。因此,洞内的环境温度应当处在一个既不会导致多年冻土大范围的融化又能确保工程施工质量的平衡点上。

研究结果表明,冻土隧道施工中,洞内气温是影响冻土围岩融化圈深度的重要指标。当洞内

气温分别为 2.37℃、4.32℃、和 10℃时,毛洞状态 30 d 后围岩融化圈深度分别为 1.42 m、1.99 m 和 3.0 m。洞内月平均气温为 2.37℃,围岩原始地温为 -2℃时,隧道开挖后冻土围岩的暴露时间越长,对围岩融化圈深度的影响越大。当围岩暴露时间分别为 1 d 和 30 d 时,其融化圈深度分别为 0.12 m 和 1.42 m,其原始地温影响圈深度分别为 1.5 m 和 7.0 m。

2002 年 4~8 月隧道洞内月平均气温分别为 2.37℃、4.32℃、6.95℃、8.25℃和 9.20℃,围岩原始地温为 -2℃时,一次混凝土施工对冻土围岩地温场的扰动,其混凝土水化热的影响最大,其次是洞内气温和衬砌混凝土施作时(或围岩暴露时间)的影响。衬砌混凝土水化热的影响主要集中在前 30 d。而衬砌施作时机的影响显著,隧道开挖后及时衬砌和 30 d 后再初衬时,衬砌后 30 d 围岩融化圈深度分别为 3.11 m 和 3.88 m,其地温场影响圈深度分别为 3.53 m 和 4.79 m。冻土隧道一衬和二衬之间设置了 5 cm 厚聚氨酯泡沫保温、隔热层,在二衬混凝土施作后 5 d 保温层内外侧温度分别为 38.66℃和 8.93℃,达到了约 30℃的最大温差,起到了良好的保温、隔热作用。

上述温度场分析说明,在冻土隧道施工中,首先应能控制洞内环境温度,寒季结合施工通风向洞内供暖,方便施工作业和保证施工质量;暖季难以向洞内供冷时,应充分利用其昼夜温差,控制洞内环境温度。洞内环境温度一般略高于或高于围岩原始地温,施工中应尽可能缩短围岩暴露时间,及早施作初衬、保温层和二次衬砌。

5 结束语

青藏铁路风火山隧道设计是在类比已建寒区隧道修建技术的基础上,结合青藏铁路高原冻土试验工程,通过大量的课题研究、专题研讨及计算分析完成的。从目前的情况来看,隧道设计是安全可靠的,防排水措施及隔热保温措施是合理的。但由于青藏铁路所处的特殊环境,尤其是多年冻土地质及地下水情况复杂,国内又没有成熟的修建经验,还要做进一步的探讨,力争形成一套系统的多年冻土隧道修建技术,为我国今后类似工程的建设提供借鉴。

多年冻土隧道隔热保温设计探讨

刘小刚 贾元霞

(铁道第一勘察设计院, 陕西 西安 710043)

摘 要: 昆仑山、风火山隧道隔热保温设计采用两层衬砌之间敷设保温层的形式, 防水板及隔热保温层位于初期模筑与二次衬砌之间, 按“防水板—隔热保温+防水保护层”的结构形式, 根据保温层施工工艺, 沿隧道全周铺设。经过对隔热保温层强度检算和效果检测, 隔热保温层均符合设计要求。

关键词: 冻土; 隔热保温; 冻融圈; 冻胀; 温度

青藏铁路格拉段全线共有两座隧道位于多年冻土区, 分别为昆仑山隧道和风火山隧道。由于昆仑山、风火山隧道地处青藏高原, 为高海拔、高寒、多年冻土隧道, 在隧道修建时, 首先要充分考虑修建隧道对围岩的影响, 特别是要考虑围岩冻融产生的冻胀力对隧道衬砌结构的影响, 故防止隧道产生冻融成为多年冻土隧道设计的核心所在。

1 冻土隧道冻害产生的基本因素

根据冻土隧道冻害产生的力学机理和工程实践, 冻土隧道冻害产生主要决定于四个基本因素: 温度条件、水文条件、围岩条件和工程措施。

(1) 温度条件: 在多年冻土隧道中, 当隧道围岩全年散失的热量与外界大气补给的热量达到动态平衡时, 隧道周围围岩的温度仍保持开挖前的温度, 这样在隧道周围就不会形成新的冻结圈, 隧道就不会发生冻胀破坏。但是由于多年冻土温度变化的影响, 在全年热交换过程中, 寒季围岩散失的热量大于外界大气补给的热量, 暖季围岩散失的热量小于外界大气补给的热量, 且由于隧道贯通后及运营中机车散热的影响, 将在隧道周围形成新的热交换方式, 使得隧道周围围岩处于反复冻融之中。

(2) 水文条件: 在冻上地段, 当温度降低到土体的冻结温度以下时, 水分向正在冻结的土体中迁移并发生相态变化, 体积增大 9%, 当此温度持续或继续降低时, 液态水大部分转变为固态水, 相态变化逐渐消失。在这个过程中, 当隧道结构处于土体中时, 土体中的液态水凝固以冰的形式充填到土颗粒中, 并引起土颗粒之间的相对位移, 而产生冻胀; 在裂隙岩体中, 由于液态水的凝固, 将在裂隙中产生冰塞作用, 以冰胀力的形式作用于衬砌结构。

(3) 围岩条件: 由于多年冻土温度的变化, 将使隧道周围的岩体处于反复冻融循环之中。由于冻融的作用, 引起周围岩体的劣化, 从而导致围岩强度的降低, 使衬砌结构承受的围岩荷载加大。

(4) 工程施工措施: 施工及设计中采取的措施不当, 也可能导致隧道冻害的发生。

2 隧道围岩冻融圈

多年冻土地区在隧道建成后, 由于气温等外界条件的影响, 大气的热量将通过衬砌向围岩传递, 暖季, 整个大气环境温度为正温, 大量的热量将传递到围岩, 而使衬砌背后一定范围内冻土融化, 冻土内水也将由固态转变为液态; 在寒季, 由于大气温度的降低, 大量的冷量将由洞内传向围岩, 隧道周围的融化圈将冻结, 融化圈内的水将由液态转变为固态, 并由于围岩与衬砌的约束, 而对衬砌产生冻胀。随着温度及时间的变化, 在衬砌背后的多年冻土中会形成一个冻融交替的冻融圈, 使衬砌结构处在冻胀力往复作用的不利环境中, 最终造成衬砌严重开裂甚至破坏, 因此冻融圈是多年冻土地区影响隧道结构稳定的一个极其重要的因素, 对其范围、动态变化的控制十分必要。

形成冻融圈的热量有两个来源。一是在施工中由于放炮、人为活动等造成的融化, 它是暂时的, 并且随着时间的推移将逐渐减小直至消失; 二是外界气温变化的影响及运营中机车散热等, 它是长期的, 季节影响。因此, 季节性变化的洞内外气温是形成冻融圈深度变化的主要因素。

考虑全球气候变暖, 青藏高原的气温在未来 50 年内将升高 2.6°C 。在未铺设保温层的情况下, 经理论分析, 昆仑山隧道最大融化深度为 1.08 m , 风火山隧道最大融化深度 1.65 m 。

3 隧道隔热保温

3.1 主动保温措施

主动保温是采用人工方法经常、适量地向隧道围岩供给、补充热量, 消除或减缓隧道周围冻融圈的形成, 以达到保护冻土、防止冻胀的目的。主动保温防治冻害的方式在原苏联的隧道应用较多。主动保温措施可根据洞内外气温变化有目的、适量的改变洞内的环境温度, 而使隧道背后的围岩维持原有冻结状态, 防止冻胀。如果当地能源比较丰富 (如太阳能、风能、水能), 且比较廉价, 采取主动方式是比较适合的, 并且可很好的控制洞内温度, 但是后期运营管理比较复杂。

3.2 被动保温措施

被动保温是依靠在衬砌表面或在衬砌与围岩之间铺设保温材料, 以延缓围岩内温度随外界气温的变化, 从而达到控制围岩冻融圈范围的目的。被动保温防治冻害的方式目前在我国、日本、美国及欧洲各国的隧道应用较多。被动保温设置及运营管理简单, 但是保温材料老化后, 保温性能将降低或失去保温作用, 且不能根据洞内温度变化进行调节。

被动保温有两种敷设方式。一种是在衬砌内缘表面敷设保温层, 如国内的大坂山隧道, 在衬砌表面敷设聚氨酯, 以防止隧道衬砌产生冻害; 在日本严寒地区许多既有隧道, 为防止挂冰而在隧道建成后采取表面绝热处理。另一种是在两层衬砌之间敷设保温层, 如日本采用新奥法施工的某新建隧道, 在初期支护与二次衬砌之间设保温层。

保温层敷设在衬砌内缘,施工敷设方便,但是在后期运营中管理较难,尤其在有火的情况下,将对运营构成危险。

保温层敷设在两层衬砌之间,运营管理较好,并且可起到很好保护冻土的作用。缺点是敷设较困难,尤其保温层为低弹模材料,夹在两层衬砌之间,对整个结构的稳定性具有一定的影响。如果保温效果良好,冻胀力和土压力都将控制在一个很小的范围,支护结构采取一定刚度后,变形将很小,这种双层衬砌夹保温层的结构是可行的;如果保温效果不好,在受较大的土压力或冻胀力作用下,支护结构将产生较大变形,对整个结构的稳定是不利的。

4 昆仑山、风火山隧道隔热保温设计

4.1 昆仑山、风火山隧道概况

昆仑山隧道全长 1 686 m,进、出口海拔高程分别为 4 642.66 m 和 4 665.91 m,年平均气温 -5.2°C ,极端气温分别为 -23.7°C 和 23.7°C ,年平均地温为 -2.5°C 左右,属低温基本稳定区。多年冻土上限为 100~110 m,隧道洞身通过地层主要为三叠系板岩夹片岩。风火山隧道全长 1 338 m,进、出口海拔高程分别为 4 905.35 m 和 4 888.62 m,年平均气温 -6.11°C ,极端气温分别为 -37.7°C 和 23.2°C ,年平均地温为 -3.0°C 左右,属低温基本稳定区。多年冻土上限大于 110 m,隧道洞身通过地层主要为砂岩和泥岩。

4.2 昆仑山、风火山隧道隔热保温设计

目前还没在多年冻土隧道中采用隔热保温措施的先例。昆仑山、风火山隧道均位于多年冻土中,隧道区域内气候、自然环境十分恶劣。结合青藏铁路少维修或不维修的思路,昆仑山、风火山隧道隔热保温措施采取被动保温的形式,并考虑列车产生火花时有可能引起隔热保温层燃烧,故昆仑山、风火山隧道采用两层衬砌之间敷设保温层的形式,并且衬砌内表面预留隔热保温层补强净空条件。

保温层选择的材料应该具有足够的强度,并且在结构承受一定荷载时,可与结构共同变形,使初衬、保温层与二次衬砌组成共同变形体,以防止保温层在两层衬砌之间形成软弱夹层;保温材料应选用低毒、阻燃性的材料,并且便于洞内敷设。

通过以上分析,并结合数值模拟分析,类似工程的经验及昆仑山、风火山隧道支护形式,采用在初期支护与二次衬砌之间设 5 cm 厚的隔热保温层的方式,保温层采用聚氨酯硬质泡沫型材。

(1) 敷设形式:防水板及隔热保温层位于初期衬砌与二次衬砌之间,按“防水板+隔热保温层+防水保护层”的结构形式,并沿隧道全周敷设。

(2) 保温层材料技术指标:导热系数 $\lambda < 0.03 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$;抗压强度 $> 0.3 \text{ MPa}$;体积吸水率 $< 3\%$;自重 $> 60 \text{ kg}/\text{m}^2$;弹性模量 $E \geq 7 \sim 10 \text{ MPa}$;老化寿命 > 50 年,具有一定弹性及低毒性。

(3) 保温层施工工艺:施工时,首先在初期衬砌衬砌表面铺设一层防水板,防水板采用黏贴工艺,并使其与初期衬砌混凝土表面黏接牢靠;然后按洞外预制聚氨酯板材,洞内拼装工艺敷设隔热保温层,并且保温层应与基面黏接紧密;为防止二次衬砌对保温层产生损坏,在隔热保温层内表面再施做一层防水板。其施工工艺流程依次为,板材制作→混凝土表面清理→铺设防水板→质量检查→聚氨酯板材敷设→质量检查→施作防水板→整体验收。

4.3 昆仑山、风火山隧道隔热保温层强度检算

保温层为低弹性材料,夹在两层衬砌之间,对整个结构的稳定性具有一定的影响,在昆仑山、风火山隧道设计中对保温层进行了力学分析,以检验其强度是否满足要求。

(1) 计算理论:数值模拟分析采用共同变形理论和弹塑性有限元法,屈服准则采用摩尔-库仑准则。计算中将围岩、初期模筑、保温层及二次模筑作为共同受力变形的整体,并按照施工工序对其进行二维平面有限元分析。

(2) 荷载:设置保温层后,理论上隧道周围的岩体处于开挖前的最初状态,围岩、初期模筑、保温层及二次模筑只承受围岩荷载,但是实际上隧道周围的少部分岩体还要产生冻融,这样围岩、支护结构及保温层还要承受冻胀。由于冻胀力的大小、作用及分布比较复杂,在保温层的结构计算中,对冻胀力的影响按降低一级围岩级别进行考虑。

通过数值模拟分析可知,风火山隧道在埋深 15 m 处,保温层基本都处于受压状态,最大压应力大约为 0.055 MPa,密度增大了 0.80 kg/m³,导热系数增大了 0.000 29 W/(m·K);在埋深 96 m 处,保温层基本都处于受压状态,最大压应力大约为 0.14 MPa,密度增大了 1.76 kg/m³,导热系数增大了 0.000 64 W/(m·K)。经模拟分析,风火山隧道设置 5 cm 厚聚氨酯板材可满足设计要求。

昆仑山隧道在埋深 30 m 处,保温层基本都处于受压状态,最大压应力大约为 0.09 MPa;在埋深 106 m 处,保温层基本都处于受压状态,最大压应力大约为 0.234 MPa,密度增大了 2.28 kg/m³,导热系数增大了 0.000 83 W/(m·K)。经模拟分析,昆仑山隧道设置 5 cm 厚聚氨酯板材可满足设计要求。

4.4 昆仑山、风火山隧道隔热保温层效果检测

为检验昆仑山、风火山隧道隔热保温层及冻融圈的作用,在昆仑山和风火山隧道各设置 11 个测温断面,每个断面在左右边墙、左右拱腰、拱顶和仰拱部位设置 6 根 5 m 深地温孔,孔内埋设 16 个测温元件。同时,在每个断面的左右边墙、左右拱腰、拱顶和仰拱部位隔热层内外侧设置 12 个测温元件,在每个断面的左右边墙、左右拱腰和拱顶部位设置 5 个气温元件。

从测试资料统计的图 1、图 2 可以看出,两隧道各断面隔热层内外侧年平均温度均明显下降,其中内侧年平均温度更接近于洞内气温,而外侧年平均温度则明显高于内侧(昆仑山平均高 1.5℃,风火山平均高 1.2℃)。表明由于隔热层的隔温作用,使隔热层外侧温度的下降滞后于内侧,但是围岩的温度呈整体下降的趋势,围岩处于回冻阶段。

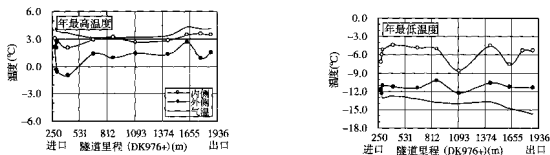


图 1 2004 年度昆仑山隧道隔热层内外侧年最高、最低温度沿隧道纵向的分布

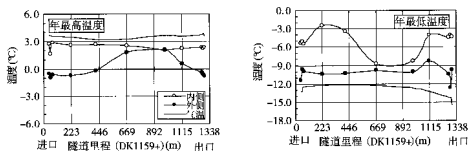


图2 2004年度风火山隧道隔热层内外侧年最高、最低温度沿隧道纵向的分布

综上所述,昆仑山、风火山隧道隔热保温设计中,在选择隔热保温方式时,应根据隧道所在地气候温度条件,并结合当地能源情况及工程所处地区进行设计。由于隔热保温层为低弹模材料,板材采用洞内拼装方式,设计中,应加强初期支护的刚度,以使隔热保温层承受较小的围岩压力,并且整个断面应以压应力为主,不应出现拉应力。为防止保温层老化,保温效果失效,设计时,应考虑在二次衬砌内表面预留净空补强条件。

后 记

本论文集是青藏铁路开工建设以来多年冻土工程科研、设计和施工技术成果,是广大建设者和科技工作者辛勤劳动的结晶,从一个重要方面反映了青藏铁路冻土工程技术的水平。本论文集由铁道部科技司、青藏铁路领导小组办公室、青藏铁路公司负责组织,在编辑过程中得到中国铁道博物馆和铁道部科学技术信息研究所的大力支持,在论文征集过程中得到有关建设、设计、施工、科研等参建单位的积极配合,胡建明、侯敬、葛化一、范今、杨倩、王志明、陈晓云、刘妍君、杨玲、苟艳红、徐红、董文平、李创等同志为论文集做了大量具体的工作。在此对所有关心和支持本论文集编辑和出版工作的单位和个人表示衷心的感谢。由于受工作深度和时间的限制,论文征集可能不够全面,不足之处也在所难免。受论文集篇幅限制,还有很多征集论文未能编入,参考文献均予省略,敬请谅解。