

廣東交通規劃設計

GUANGDONG COMMUNICATIONS PLANNING AND DESIGN



2017



技术交流 信息共享

广东省交通规划设计研究院股份有限公司

地 址：广州市沙河兴华路22号
邮 政 编 码：510507
电 话：020-3739 3172
传 真：020-3739 3172
E-mail : 841622401@qq.com
网 址：www.ghdi.com.cn



准印证号：(粤O)L0150076号

内部资料 免费交流

根据公学字[2017]3号文，公司承担的“广东省桥梁索杆内部锈蚀断丝导波无损检测技术”课题和参与的“复杂海况及恶劣气象条件下跨海大桥建设和管理关键技术研究”课题喜获2016度中国公路学会科学技术奖二等奖。



由公司研发的“桥墩承台用的大体积柔性防撞护舷安装连接装置及其施工方法”和“一种大型跨海拱桥的整体架设系统及其施工方法”由国家知识产权局授予发明专利；“波形梁防撞护栏”和“一种利用钻机功能的配套发电储电系统”由国家知识产权局授予实用新型专利。



2017年4月6日，公司在六楼会议室召开了“牛田洋特大桥设计关键技术研究”课题研讨会。



会议由梁立农总工程师主持



课题组人员向专家介绍拟研究情况



与会专家讨论技术方案

技术质量部于4月6日召开“汕湛高速公路云浮至湛江段吴川支线工程”路线方案公司级设计评审会议



会议由梁志勇副总工程师主持



项目组人员向专家介绍路线情况



与会专家讨论设计方案

技术质量部于5月23日召开“佛山市富龙西江特大桥工程初步设计”公司级设计评审会议



会议由梁立农总工程师主持



项目组人员向专家介绍设计情况



与会专家为完善方案献计献策

技术质量部于6月8日召开“肇庆市四会南江工业园至肇庆新区一级公路新建工程初步设计”公司级设计评审会议



会议由陈新富副总工程师主持



项目组人员向专家介绍设计情况



与会专家为完善方案献计献策

广东交通规划设计

(季刊)

2017年6月30日出版

2017年第2期

(总第166期)

内部资料 免费交流

准印证号: (粤O)L0150076号

编辑委员会

主任: 黄湛军

副主任: 梁立农 王 强

委员: 谢伟强 彭向荣 陈潮锐

孙向东 王景奇 陈新富

梁志勇

主编: 梁立农

副主编: 王 强

责任编辑: 刘祥兴

编辑: 《广东交通规划设计》编辑部

编印单位: 广东省交通规划设计研究院
股份有限公司

地址: 广州市沙河兴华路22号

邮政编码: 510507

电 话 : 020-37393172

传 真 : 020-37393172

E - mail : 841622401@qq.com

本刊供交通行业内部免费交流

本期印刷数量: 600本

印刷单位: 广州广卫印刷厂

封面封底: 广明广州段高速公路

目 次

桥梁工程

- 独柱墩连续箱梁倾覆全过程机理分析 官快, 徐德志(1)
单肢空心墩和双肢实心墩在高墩连续刚构主墩方案中的比选研究 刘明慧(6)
基于 Midas/Civil 的管道悬索桥建模分析 段银龙(9)

道路工程

- 生态型边沟在高速公路工程中的应用研究 郭海清(11)
广东山区高速公路挖方边坡常见病害及防治策略 刘祥兴, 李红中(14)

勘察工程

- 软土成因、特性及其公路路基勘察关键技术的研究进展 李红中, 张修杰(18)
基于实地监测的常用隧道涌水量预测方法对比分析 张金平(23)

交通工程

- 基于物元分析的山岭地区干线公路交通安全评价 汪明杰(27)
高速公路曲线路段中央分隔带视距问题及交通安全设施改善措施研究 孟云龙(34)

检测工程

- 孔道压降质量对预应力混凝土梁的影响研究 江茂盛, 钟建国, 范立朋(37)

信息专栏

- 2017年“地球物理综合勘探与仪器应用技术交流大会”报道...(42)
《城市排水工程规划规范》(GB50318-2017)宣贯暨城市排水防涝设施规划建设与优化设计、改造技术交流研讨会报道 (42)
公路安全生命防护工程实施技术培训班报道 (43)
公路交通安全与路面工程品质保障技术研讨会报道 (44)
首届道路交通标志技术创新学术研讨峰会报道 (46)
现代交通桥梁新技术发展暨桥梁预制装配化技术、钢结构及组合结构应用技术研讨大会报道 (47)
中国公路学会隧道工程分会第六届理事会暨2017年学术年会报道 (49)
2017年世界交通运输大会报道 (50)





独柱墩连续箱梁倾覆全过程机理分析

官 快,徐德志

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:为了明确独柱墩梁桥的破坏机理,为独柱墩桥梁横向抗倾覆加固提供支持,通过考虑几何非线性和接触非线性,建立了独柱墩梁桥抗倾覆计算的有限元模型。结合直线以及曲线独柱墩连续箱梁有限元模型,分析了独柱墩连续箱梁抗倾覆全过程力学机理。研究结果表明:独柱墩倾覆包括端支座脱空前后两个阶段,脱空前内力变形缓慢,脱空后内力变形急剧变化;此外中墩刚度以及对曲线独柱墩桥梁设置预偏心能明显提高其抗倾覆稳定性。

关键字:独柱墩梁桥;破坏机理;接触非线性;有限元;抗倾覆稳定性

1 引言

近年来独柱墩连续箱梁桥在重载货车作用下倾覆的事故时有发生,重载货车严重超载更是一种普遍现象,独柱墩连续箱梁桥在超重载货车作用下是否安全使人怀疑。哈尔滨阳明滩大桥在几辆重车的作用下发生倾覆^[1];广东省城南立交匝道桥在三辆重载车辆偏载作用下发生倾覆。倾覆事件时有发生,对我们的交通出行安全埋下了重大的安全隐患,这使得独柱墩箱梁的倾覆机理研究显得愈加地迫切。

万世成^[1]等对独柱墩连续梁桥偏载下的抗倾覆稳定性研究进行了较为全面的总结分析,认为我国独柱墩连续箱梁抗倾覆分析还处于起步阶段,计算理论和设计方法还不够成熟。国外车辆限载严格,鲜有针对桥梁在偏载作用下整体倾覆的研究报道。

陈枝洪^[2]等通过对普通双柱支撑与独柱支撑的对比分析,定性的揭示了独柱墩连续箱梁中横梁的受力特性及其对边中腹板内力分布的影响。

本文根据发生倾覆的桥梁以及典型独柱墩连续箱梁进行研究,揭示了独柱墩连续箱梁倾覆过程的受力机理。

2 有限元模型模拟

本文研究的桥梁模型包括了不同桥宽、跨径、曲线半径、端支座间距、跨数的独柱墩连续箱梁模型(如图1),包括发生了倾覆的城南立交(图1a),相应的桥梁模型参数值列于表1。

由于在偏载作用下桥梁发生倾覆是一个非线性较强的受力过程^[2],本文采用大型空间非线性有限元分析软件ANSYS12.0进行建模分析。为全面了解独柱墩箱梁在重载作用下的倾覆过程,本文建立了独柱墩连续箱梁的全桥有限元模型(如图1)。桥梁模型采用solid45号单元进行模拟,模拟了箱梁的端、中横隔梁,并考虑了连续箱梁的桥墩的影响。模型采用的边界条件为:桥墩墩底固结、在独柱墩墩顶选取墩顶中心节点与相应位置处箱梁节点进行耦合连接、在端横梁桥墩位置处,箱梁端部靠近加载侧桥墩同样采用墩梁节点耦合的方式进行约束、远离加载侧的桥墩采用面接触对(只能受压)的方式以模拟脱空支座。模型施加的荷载分为自重荷载与汽车活载两部分,其中自重荷载一个荷载步内施加完成;汽车活载按照最不利偏载方式布载,荷载施加在距离桥面大半径边缘1.9m处,将规范中多个标准车辆荷载进行分级逐步施加。

表1 验算算例桥梁基本参数

	平面线形及参数(m)	桥宽(m)	起端支座间距(m)	终端支座间距(m)	跨径组合(m)	墩高(m)	备注
模型a	A100+R200	8.5	2.5	3.5	3×25	10	
模型b	A100+R200	8.5	2.5	3.5	3×25	10	支座外偏0.3m
模型c	直线	8.5	4.5	4.5	3×25	10	
模型d	直线	8.5	4.5	4.5	3×25	2	

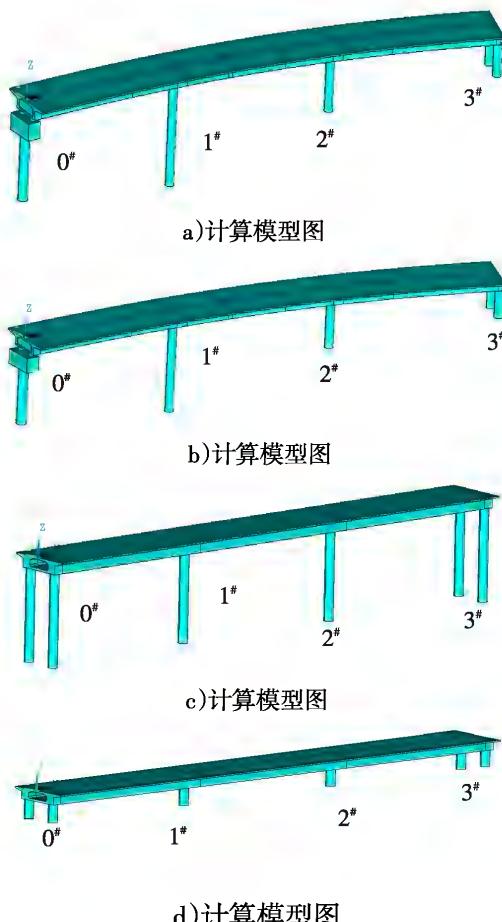


图1 有限元计算模型

3 桥梁横向倾覆机理

独柱墩连续箱梁在发生整体横向倾覆时候会产生一些较为明显的现象,在实际中我们很难现场观察桥梁发生横向倾覆的全过程,借助有限元软件我们能够对其产生倾覆的全过程进行力学行为的研究^[3]。在桥梁倾覆的过程中我们主要关注三个方面:

- ① 桥梁独墩位置梁体转角
- ② 各支座的水平反力变化情况
- ③ 各支座竖向发力的变化情况

本文采用模型均为3×25m跨径组合桥梁,约定起始墩号为0#墩,终止墩号为3#墩,中间独柱墩依次编号为1#、2#墩。本文图表均基于此约定绘制,本文各图表中转角均指独柱墩墩顶箱梁转角,后续图表不再进行相应说明。

3.1 倾覆过程独柱墩墩顶箱梁转角变化规律

通过对表1中四个箱梁模型的有限元计算分

析我们发现,箱梁转角可分为两个阶段^[4]:箱梁转角随着偏心车辆荷载的增加逐渐加大,呈现线性增长,转角变化率较后一阶段小很多;在荷载到达一定程度时,荷载施加位置远端支座脱空,结构体系变为全单支撑结构,转角开始急剧变大,相对荷载来说仍呈线性变化,但转角变化幅度较前一阶段有加大增加,直至荷载加载完毕。

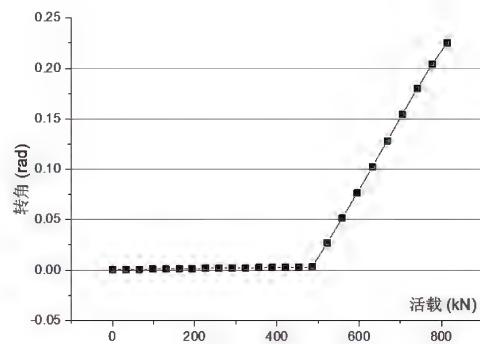


图2 直桥梁转角变化图(rad/kN)

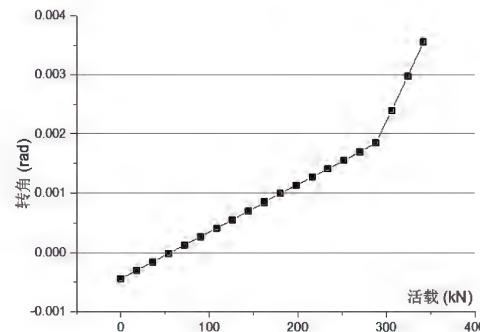


图3 弯桥梁转角变化图(rad/kN)

3.2 倾覆过程支座水平反力变化规律

支座水平反力数值大小可分为两个阶段:前一段线性缓慢增长,到达全单支撑体系时,支座水平反力曲线增加,增加速度加快,直至荷载施加完成。直线独柱墩桥梁支座水平反力随着支座脱空,一般支座水平反力呈现指数型增长(如图4),而弯桥则是线性增长(如图5)。

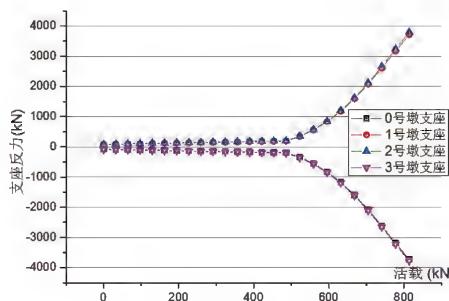


图4 直桥水平反力变化图(kN)

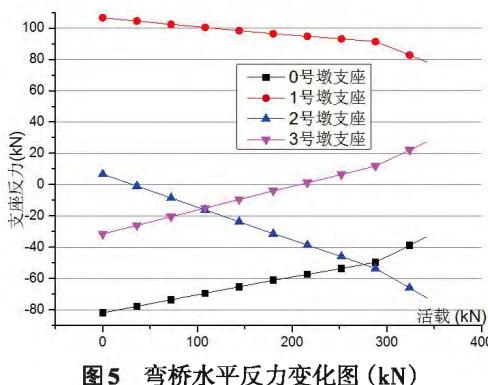


图5 弯桥水平反力变化图 (kN)

3.3 倾覆过程支座竖向反力变化规律

支座竖向反力可分为只压支座和一般支座,只压支座随荷载逐步增加,支座反力逐渐减少,达到全单支撑体系时脱空不再受力。桥台处一般支座竖向力可分为两阶段:第一阶段竖向力随着荷载增加而逐渐增加,达到全单支撑体系时则以更大幅度增量值增加。独柱墩桥墩处支座可分为类似的两阶段,竖向反力值随荷载增加而增大,但达到全单支撑体系后荷载增加斜率小于第一阶段的斜率。

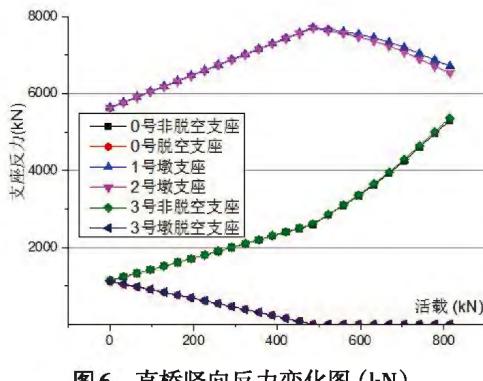


图6 直桥竖向反力变化图 (kN)

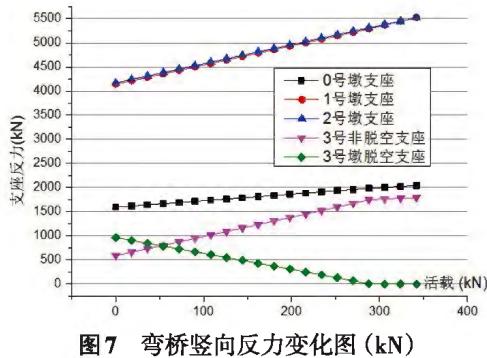


图7 弯桥竖向反力变化图 (kN)

结构在承受逐步施加的汽车荷载时,与荷载施加位置相距较远的桥台支座受力逐渐减少直至脱空,到达全单支撑体系。在脱空时结构支座反

力发生了重分布,同时随着荷载进一步增加,箱梁的转角开始急剧增加,各个支座的反力发生了相应的变化,尤其是水平反力发生非线性的急剧增加,直至荷载施加完毕。

4 横向稳定性影响因素分析

4.1 墩高对横向稳定性的影响

本文分别采用了2m墩高以及10m墩高直线独柱墩连续箱梁桥进行计算分析,计算结果表明2m墩高直线独柱墩连续箱梁桥能承受的倾覆荷载大于10m墩高桥(此处以相同的收敛准则进行两个模型计算,以计算不收敛时记为梁桥到达倾覆承载极限状态)。

4.1.1 墩高对支座竖向支反力的影响

两种墩高的直线独柱墩连续箱梁桥的竖向支反力变化规律相近,发生脱空时所施加的荷载基本相等,如图8、图9所示。

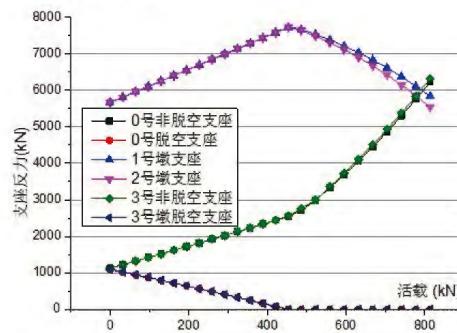


图8 10m墩直桥竖向反力变化图 (kN)

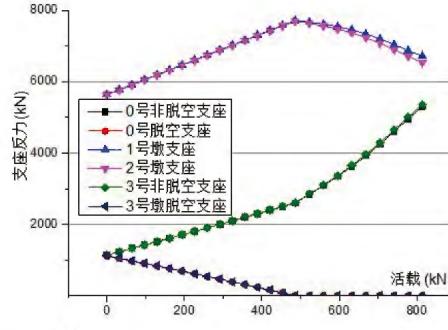


图9 2m墩直桥竖向反力变化图 (kN)

4.1.2 墩高对支座水平反力的影响

从图10、图11可以看出,墩高对未脱空支座的水平反力有较大影响。从荷载施加至支座脱空开始,随着汽车荷载的增加2m墩高模型的水平反力比10m墩高模型水平反力增大的更加剧烈。矮墩在同等荷载作用下,水平反力的数值约为高墩

的5倍,恰好与墩高比成反比,由此可推知两模型墩底的弯矩相等。

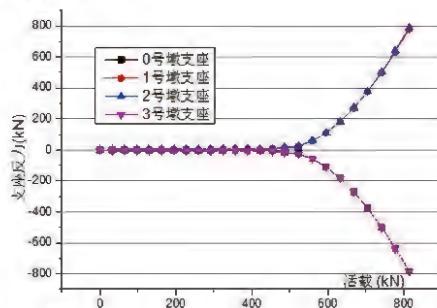


图10 10m墩直桥水平反力变化图(kN)

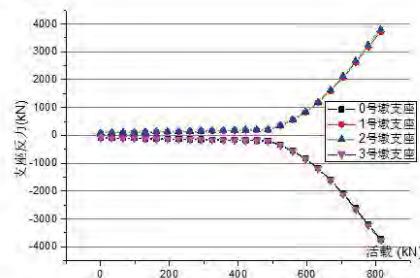


图11 2m墩直桥水平反力变化图(kN)

4.1.3 墩高对倾覆过程中独柱墩墩顶箱梁转角的影响

对比两种墩高模型倾覆过程中的中墩墩顶箱梁转角的变化可以发现:矮墩独柱墩墩顶箱梁转角在支座脱空之后转角增大的速度要小于高墩。在相同的偏心荷载作用下,高墩对应箱梁的转角要大于矮墩。随着偏心荷载的逐渐增大,两模型的转角增大,转角增大的斜率比值趋近一个固定值,如图12所示。

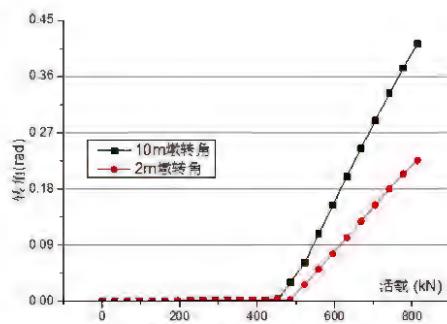


图12 不同墩高转角变化图(rad/kN)

不同墩高体现的是桥梁下部结构的刚度不同,矮墩的抗倾覆性能优于高墩,虽然其水平反力在同等荷载作用下要高于高墩,但支座脱空后产生的墩柱的根部弯矩大小是一样的,但是矮墩能

够明显的缓解箱梁转角增大的速度,有利于增强独柱墩连续箱梁的横向抗倾覆性能。总的来说,随着下部结构的刚度增加,独柱墩连续箱梁各支座竖向反力无较大区别,水平反力发生相应比例的增大,但墩底弯矩不变,箱梁转角得到明显的改善,抗倾覆性能随之相应提高。因此可通过增加下部结构的刚度以提高独柱墩连续箱梁的抗倾覆性能。

4.2 中墩支座偏心的影响

工程实践中进行曲线独柱墩桥梁设计时,有时会采用将中墩支座外偏一定距离,以此来增加桥梁的横向稳定性。通过分析不设置独柱墩墩顶支座偏心和设置相应的偏心来分析其对桥梁横向稳定性的影响。分别对比了两种模型在相同的荷载加载作用下各个支座竖向反力以及独柱墩墩顶箱梁转角的变化情况。

4.2.1 设置预偏心对各支座竖向支反力的影响

独柱墩竖向反力无太大变化,都随着荷载加大逐步加大,支座脱空之后发生突变,变化速度加快。

边墩双支座曲线内侧支座竖向反力线性减少至支座脱空,两端支座内侧支座脱空时间基本相同,相应的外侧支座竖向反力逐渐增大至基本不变。内外侧支座反力和基本保持不变。

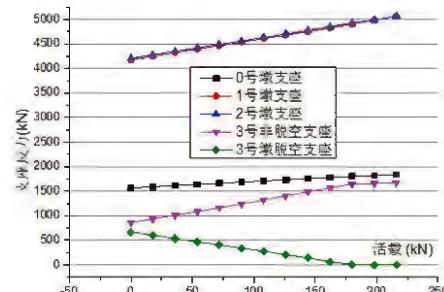


图13 未设预偏心竖向反力变化图(kN)

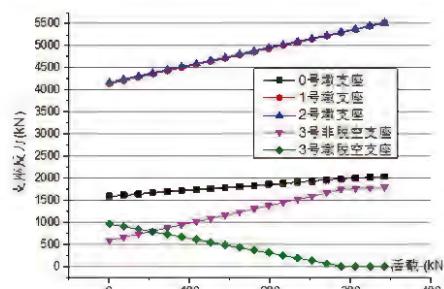


图14 设预偏心竖向反力变化图(kN)

设置支座偏心后,各个墩号支座竖向反力内力和数值分配基本保持不变,仅改变了边墩内外侧支座的反力分配,设置支座偏心能够使边墩内侧支座产生更大的竖向发力,等于预施加一个竖向力,能够增大使支座脱空的偏心作用荷载,增强抗倾覆稳定性。

4.2.2 设置预偏心对中墩墩顶箱梁转角变化的影响

两模型转角呈线性增长至支座脱空时变化加快。由于设置支座偏心使得独柱墩墩顶箱梁产生初始反向转角,在相同变化速度情况下能够承受更大的偏心脱空荷载,通过分析还发现,在支座脱空之后的转角变化斜率依然是相同的,但是相应的倾覆极限荷载得到很大提高^[5]。

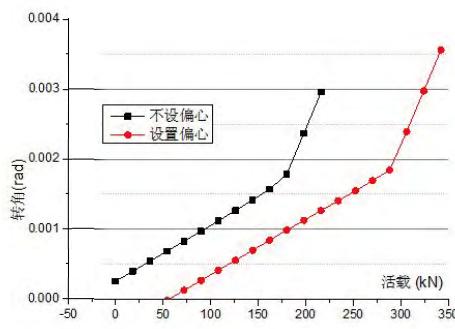


图15 预偏心对箱梁转角影响 (rad/kN)

通过对比分析可以发现设置独柱墩中墩支座预偏心能够明显改善独柱墩连续箱梁的抗倾覆稳定性,设置偏心能够使得支座脱空时的偏心荷载显著提高,同时显著提高柱墩连续箱梁桥能承受的倾覆荷载(此处以相同的收敛准则进行两个模型计算,以计算不收敛时记为梁桥到达倾覆承载极限状态)。

5 结语

独柱墩箱梁倾覆主要包括两个阶段,一个阶段是转角和支座反力随着荷载的增加缓慢的增长;第二个阶段则是随着荷载的进一步增加发生急剧的增大。两个阶段的分界点就是端支座一边脱空。结构在承受逐步施加的汽车荷载时,与荷载施加位置相距较远的桥台支座受力逐渐减少直至脱空,到达全单支撑体系。在脱空时结构支座反力发生了重分布,同时随着荷载进一步增加,箱梁的转角开始急剧增加,各个支座的反力发生了相应的变化,尤其是水平反力发生非线性的急剧增加,直至桥梁发生倾覆。

独柱墩桥梁的桥墩刚度以及曲线独柱墩的预偏心能够较为明显的提高桥梁的横向抗倾覆性能。两种方式都能够提高箱梁支座脱空时的荷载极限值,并降低支座脱空之后的变化速率,从而提高独柱墩箱梁的横向稳定性。

参考文献:

- [1] 万世成,黄侨.独柱墩连续梁桥偏载下的抗倾覆稳定性研究综述[J].中外公路,2015,35(4):156-161.
- [2] 陈枝洪,孙向东.独柱墩连续箱梁结构受力特征[J].公路交通科技,2006,23(6):7-12.
- [3] 吴桂胜.曲线连续刚构桥力学分析[J].广东交通职业技术学院学报,2007,6(2):23-25.
- [4] 彭卫兵,程波,史贤豪,等.独柱墩梁桥倾覆破坏机理研究[J].自然灾害学报,2014(5):98-106.
- [5] 彭卫兵,徐文涛,陈光军,等.独柱墩梁桥抗倾覆承载力计算方法[J].中国公路学报,2015,28(3):66-72.



单肢空心墩和双肢实心墩在高墩连续刚构主墩方案中的比选研究

刘明慧

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510640)

摘要:对某跨径为 $55+100+100+55$ m 的山区连续刚构的主墩截面形式进行方案比选时,以施工便利性为前提,选取等截面单肢空心墩和等截面双肢实心墩 2 种方案,从截面刚度、稳定性、经济性等方面作了比选研究。结果表明在消耗同等工程量的情况下,单肢空心墩的整体刚度和稳定性要优于双肢实心墩。

关键词:高墩;连续刚构;单肢空心墩;双肢实心墩

1 引言

我国地形复杂,山区较多。建设高速公路时难免会遇到地势较复杂的山区,需要大跨度的桥梁来跨越深壑。高墩连续刚构在山区中应用广泛,选择受力合理、经济、施工便利、美观的主墩形式具有重要的意义。

高墩连续刚构主墩截面一般有单肢实心墩、单肢空心墩、双肢实心墩,双肢空心墩 4 种,沿墩高方向又分为等截面和变截面。单肢实心墩早期用得较多,但较浪费材料,在保证受力安全的前提下发展出更经济的空心墩。双肢墩比单肢墩的优越之处在于其顺桥向抗推刚度较小,可满足徐变温度等变形,但在墩高较高的桥梁上与单肢墩相比优势并不大。高墩设计一般由风荷载控制,墩底受力比墩顶大,上窄下宽的变截面墩在设计上更为合理,且更经济,但施工便利性比等截面桥墩差。

本文以施工便利为前提,不选择变截面桥墩作必选,同时综合考虑截面刚度、稳定性、经济性等因素,在某跨径为 $55+100+100+55$ m 的连续刚构主墩形式中选取单肢空心墩和双肢实心墩两种截面进行比较。

2 工程背景

某拟建高速公路上一连续刚构跨径为 $55+100+100+55$ m,跨越山谷。箱梁断面采用单箱单室直腹板断面,顶板宽度为 12.5 m,箱梁根部梁高

5.8 m,跨中高 2.8 m,底宽 6.5 m,主墩墩高分别为 56, 84, 67.6 m。

3 截面特性比较

主墩顺桥向尺寸一般与梁底同宽,即 6.5 m,为方便比较,减少参数,设单肢空心墩的纵横桥向壁厚相同,均为 t ;顺桥向宽度为 b ;双肢实心墩壁厚为 a ,双肢间距为 r ,且抗弯刚度不计单肢墩倒角影响,但面积考虑倒角,本项目设单肢墩倒角尺寸均为 $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ 。

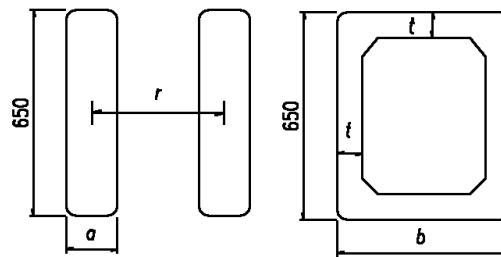


图1 单肢墩和双肢墩截面示意图(单位:cm)

2.1 同等截面积下横向刚度比较

合拢后的连续刚构横桥向抗风问题较为突出,桥墩需要有足够的横向刚度来抵御风荷载。比较同等截面积主墩的横向抗弯刚度可以直观分析出用材料数量相同时效率更高的截面。由于双肢墩间距 r 与其截面的横向刚度无关,本次分析的变化参数为 t, b, a 。当 t 分别为 0.6, 0.8, 1m 时,在相同截面积下,参数 a, b 的变化对单肢墩和双肢墩横向抗弯惯性矩的影响如表 1 所示:



表1 参数不同时,单肢墩和双肢墩的横向抗弯惯性矩

t/m	b/m	a/m	面积/m ²	横向抗弯惯性矩/(kN·m)	
				单肢墩	双肢墩
0.6	3	0.80	10.5	46.3	36.8
	4	0.90	11.7	56.8	41.1
	5	0.99	12.9	67.3	45.3
	6	1.08	14.1	77.8	49.5
0.8	3	1.01	13.1	54.9	46.3
	4	1.13	14.7	68.0	51.9
	5	1.26	16.3	81.1	57.5
	6	1.38	17.9	94.2	63.2
1	3	1.19	15.5	61.1	54.6
	4	1.35	17.5	76.4	61.6
	5	1.50	19.5	91.6	68.7
	6	1.65	21.5	106.9	75.7

由表1可见,在t=0.6~1 m范围内,相同面积下单肢空心墩的横向抗弯惯性矩比双肢实心墩大,而且其随面积变化的速度也比后者快。说明在横向抗弯方面单肢空心墩比双肢实心墩更有效率。

2.2 同等截面积下纵向刚度比较

连续刚构施工阶段最大悬臂下主墩的纵向受力也是值得关注的问题。与横向刚度不同,双肢墩的纵向刚度受间距r的影响较大,而r与面积无关。因此本节讨论在相同面积下,当双肢实心墩的纵向刚度与单肢空心墩的相当时,r的大小见表2。

表2 参数不同时,单肢墩和双肢墩的纵向抗弯惯性矩

t/m	b/m	a/m	面积/ m ²	纵向抗弯惯性矩/ (kN·m)		r/m	(r+a)/b
				单肢墩	双肢墩		
0.6	3	0.8	10.5	12.0	12.0	2.2	1.0
	4	0.9	11.7	25.0	25.3	4.2	1.3
	5	1.0	12.9	43.5	43.5	6.6	1.5
	6	1.1	14.1	68.2	68.2	9.5	1.8
0.8	3	1.0	13.1	13.5	13.6	1.9	1.0
	4	1.1	14.7	29.0	29.6	3.8	1.2
	5	1.3	16.3	51.7	51.2	6.0	1.5
	6	1.4	17.9	82.2	82.7	8.9	1.7
1	3	1.2	15.5	14.3	14.2	1.6	0.9
	4	1.3	17.5	31.7	31.5	3.3	1.2
	5	1.5	19.5	57.6	57.3	5.5	1.4
	6	1.7	21.5	93.0	93.1	8.2	1.6

由表2可见,随着b值的增大,双肢实心墩要在截面积和纵向抗弯惯性矩上与单肢空心墩相当,其纵桥向尺寸与后者的比值(即(r+a)/b)要增大。即要达到同样经济和同样的受力效果,双肢实心墩的0#块现浇段要比单肢空心的做得更长。

另外,由于双肢实心墩顶抗弯惯性矩普遍比单肢空心墩要小,在成桥后其纵向抗推刚度更小,

这反而使其在徐变收缩和温度效应等变形工况下变得较为有利[1]。当然,这种优势也与墩高有关,桥墩越高,这种优势越不明显,本文暂不对其展开讨论。

2.3 同等截面积桥墩的风荷载参数比较

除了桥墩自身的抗弯刚度以外,其受力情况也受外部荷载的影响,同样的风速和地形下,不同截面所受的风荷载不同。根据《公路桥梁抗风设计规范》^[2]计算,作用在桥墩上的风荷载为:

$$F_H = \frac{1}{2} \rho V_g^2 C_H A_n \quad (1)$$

$$V_g = G_v V_z \quad (2)$$

$$V_z = K_1 V_{10} \quad (3)$$

式中,V_z为高度Z处设计基准风速,V₁₀为桥址处地面以上10 m处设计风速,K₁为风速高度变化修正系数,V_g为静阵风速,G_v为静阵风系数,ρ为空气密度取1.25 kg/m³,C_H为桥梁各构件阻力系数,A_n为桥梁各构件顺风向投影面积,对于单位长度上的荷载,A_n即为迎风面桥墩的宽度。根据式(1)~(3),有

$$F_H = \frac{1}{2} \rho G_V^2 K_1^2 V_{10}^2 C_H A_n \quad (4)$$

对于不同墩型,上述公式的差别在于C_H和A_n。

以t=0.8 m、墩高为84 m为例,相同面积下2种桥墩的横向体型系数C_H及最终的C_HA_n如表3所示,其中单肢空心墩的A_n为b,双肢实心墩的A_n为2a。

表3 桥墩横向体型系数变化对比表

b/m	a/m	面积/m ²	单肢墩		双肢墩	
			C _H	C _H *A _n	C _H	C _H *A _n
3	1.01	13.1	1.3	3.9	1.1	2.2
4	1.13	14.7	1.5	5.8	1.1	2.5
5	1.26	16.3	1.6	7.9	1.1	2.8
6	1.38	17.9	1.6	9.8	1.1	3.0

由表3可见,同等面积下,双肢实心墩所受的横向风荷载普遍比单肢空心墩小,单肢墩的横向宽度越大,两者差距越大。

以t=0.8 m、墩高为84 m为例,相同面积下2种桥墩的纵向体型系数C_H及最终的C_HA_n如下表,两者的A_n均为6.5 m。另外,本文暂设双肢实心墩



的纵向风荷载全作用于其中一肢上。

b/m	a/m	面积 /m ²	r/m	单肢墩		双肢墩	
				CH	CH*An	CH	CH*An
3	1.0	13.1	2.0	1.7	11	1.76	11
4	1.1	14.7	4.2	1.8	12	1.76	11
5	1.3	16.3	6.6	1.8	12	1.76	11
6	1.4	17.9	9.5	1.7	11	1.76	11

由表4可见,同等面积下,双肢实心墩迎风面的一肢所受的纵向风荷载与单肢空心墩相当。双肢实心墩背风面的一肢所受的风荷载有待研究,其体型系数除了自身尺寸外也与双肢的距离有关,需要做风洞实验确定。若考虑双肢墩的两肢均受风荷载作用,其效应要比单肢墩大。

3 弹性稳定性分析

根据上述分析,同等截面积下,单肢空心墩抗弯刚度稍占优势,但主墩上承受的风荷载也要比双肢实心墩大。现取单肢空心墩尺寸t=0.8 m,b=5 m,对应同等面积的双肢实心墩尺寸a=1.26 m,对应同等纵向抗弯惯性矩的r=6 m。由于双肢实心墩的稳定性与系梁个数密切相关,本文分别给出系梁个数为1~3的3组数据,系梁位置平均分布在主墩上。

3.1 施工阶段

取最大悬臂阶段自重工况做稳定性分析,其结果如表5所示:

表5 施工阶段两种墩型前五阶稳定系数比较表

屈曲模态	双肢实心墩 系梁个数			单肢空 心墩
	1	2	3	
一阶纵向	6.0	8.6	13.8	12.0
一阶横向	12.9	12.8	12.6	18.0
二阶纵向	7.7	13.9	21.8	90.3
二阶横向				132.4
三阶纵向	25.7	21.1	25.6	219.3
四阶纵向	25.7	36.0	39.0	

3.2 成桥阶段

成桥阶段取自重+二期恒载工况做稳定性分

析,所得结果如表6所示:

表6 成桥阶段两种墩型前五阶稳定系数比较表

屈曲模态	双肢实心墩 系梁个数			单肢空 心墩
	1	2	3	
一阶纵向	6.6	10.9	19.8	47.8
一阶横向	22.4	22.0	21.8	30.4
二阶纵向	9.8	16.4	23.3	103.9
二阶横向				123.2
三阶纵向	13.0	19.8	26.2	
三阶横向				130.2
四阶纵向	17.8	24.3	30.3	

由表6可见,最大悬臂阶段和成桥阶段双肢实心墩的纵向稳定系数随系梁个数的增大而增大。双肢墩的一阶横向稳定性不受系梁个数影响,且比同等面积的单肢墩要小。二阶以上的稳定系数单肢空心墩远比双肢实心墩大。

4 结语

(1)在消耗同等工程量的情况下,单肢空心墩的整体刚度和稳定性要优于双肢实心墩。

(2)由于体型系数和接触面积等因素,单肢空心墩受到的横向风荷载比双肢实心墩大,但主墩的内力除了来自墩自身的风荷载以外,还有上部主梁受风荷载后传递下来的力。本文建议后续工作可研究主梁与主墩各自受风荷载后产生的对主墩的内力影响的占比,以定性分析主墩截面对其内力的影响。

(3)双肢实心墩纵向抗推刚度一般比同等面积的单肢空心墩小,且调整起来比较灵活,这使其在连续刚构这种超静定结构中具有一定优势。本文在此处未作具体分析,建议后续工作可用墩高和跨径为参数,研究这些参数对双肢实心墩各项性能的影响。

参考文献

- [1]杨昀,周列茅,周勇军.弯桥与高墩[M].北京:人民交通出版社,2011.
- [2]JTGT D60-01-2004,公路桥梁抗风设计规范[S].



基于Midas/Civil的管道悬索桥建模分析

段银龙

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:本文首先介绍了管道悬索桥的建模思路,运用Midas Civil软件建立了某管道悬索桥的计算模型,并分析了建模计算中的注意事项,最后通过与ANSYS模型对比,验证了模型的正确性及建模方法的可行性。

关键词:Midas/Civil;管道悬索桥;风缆;ANSYS模型

管道悬索桥又称为管道悬索跨越,是一种主要用于输送油气的带风缆的悬索桥。与常规悬索桥相比,宽跨比更小,远小于常规大跨度悬索桥的 $1/40\sim1/60$,为提高结构的横向稳定性和结构刚度,通常设置风缆。由于风缆线形和主缆线形迭代相互影响,其分析方法不同于常规悬索桥。

1 工程概况

本桥位于云南省保山市,是中缅原油(天然气)管道工程的大型控制性工程。该桥采用带风缆的管道悬索桥,采用三跨式悬索桥,(49+320+85)m,垂跨比为1/10,主跨垂度32m,主跨吊杆间距为5m,两侧边跨不设置吊杆。对于索塔,两侧均采用混凝土塔,根据其地形设置高度分别为44m和57m。该桥采用桁架式加劲梁,为(320+2×30)m连续梁形式,右边跨设置了2个桥墩。主塔采用群桩基础,而风缆锚碇采用扩大基础。其总体布置详见图1。

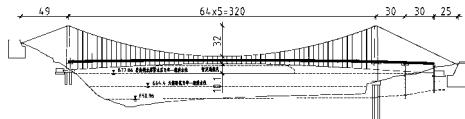


图1 某管道悬索桥总体布置图

2 Midas Civil模型的建立

2.1 模型及材料参数

Midas Civil模型中索塔、加劲梁采用梁单元,主缆、吊索、风缆主索及风拉索均采用索单元。边跨桥墩、索塔的、桩基及承台采用C30混凝土,索塔立柱及横梁采用C40混凝土;加劲梁采用Q345钢材;主缆采用平行钢丝束,吊索、风缆主索及风拉索采用成品索。

2.2 成桥线形的确定

2.2.1 线形确定的流程

管道悬索桥通常宽跨比比较小,常设置风缆以抵抗横向风荷载及维持桥梁的稳定性。由于风缆的存在,主缆线形和风缆线形相互影响,线形确定流程相比常规悬索桥更为复杂。

在线形确定方面,可先采用Midas Civil建立单独的风缆模型,进行风缆线形迭代;然后采用建模助手建立主缆的迭代模型,进行迭代分析;最后将迭代后的主缆模型和风缆模型合并,进行最终迭代,得到管道悬索桥的成桥平衡线形。

2.2.2 风缆线形确定

风缆线形的确定是进行管道悬索桥分析的第一步。根据两端的锚固点及跨中点的位置,可初步按抛物线确定出风缆的形状。按照风缆设置的倾角,建立空间风缆模型,根据风拉索在加劲梁上的位置,可建出风拉索。在迭代计算中,假设加劲梁梁底不发生位移,此时可将风缆在梁底端点固结。然后运用Midas Civil的悬索桥分析数据设置迭代次数、收敛误差、分析方法、更新节点组和垂点组等。风缆迭代模型如图2所示。



图2 风缆迭代的Midas Civil模型

此步值得注意的是:需要勾选主缆内力水平分量,设置索单元组和水平分量。因为风缆受力不同于主缆,风缆受力为主动受力,实际缆索线形与张拉力有关,张拉力需设计确定。经过迭代计算后,可得到风缆各点的空间坐标和几何刚度初始荷载、平衡单元节点和构件的内力。在最终成

桥线形迭代时需要用到这些数据。

2.2.3 主缆线形的确定

主缆初始线形的确定与常规悬索桥类型,常用主要方法有抛物线法、分段悬链线法、节线法等。采用 Midas Civil 进行悬索桥计算时,采用手动多次调整主缆坐标或者无应力长度迭代也可,但大多采用软件内置悬索桥建模助手功能,然后再采用悬索桥分析控制空能进行平衡状态分析。悬索桥建模助手采用的折线法,是基于日本 Ohtsuki 博士计算索平衡状态方程式,基本假定如下:

吊杆仅在横桥向倾斜,且始终垂直于顺桥向;主缆张力沿顺桥向分量在全跨相同;主缆与吊杆的连接点之间的索程悬链线形状;主缆两端的坐标,跨中垂度、吊杆在加劲梁上的吊点位置、加劲梁的恒载等为已知。

经悬索桥建模助手得到的模型是一个初步的线形,考虑到比如索塔,加劲梁及吊索设置可能与实际情况并不相同,然后对模型进行修改,通过悬索桥分析控制选项确定其平衡状态。得到迭代后的模型如图3所示。

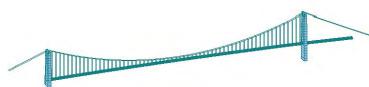


图3 主缆精确迭代模型

此步值得注意的是:荷载分析时应考虑2.2.2节中风缆产生的竖向荷载值,若不考虑,最终线形可能出现不收敛的状况。另外,对于边部无吊杆的悬索桥因为目前悬索桥建模助手并不支持,此处也要稍微处理下,将边部可设置吊索,但其荷载及吊索质量设置一个较小的数值,在主缆精确迭代时一并修改即可。

2.2.4 最终成桥线形的确定

基于2.2.2和2.2.3的分析结果,将两模型进行合并,进行最终线形迭代,此步是最为关键的一步,应注意荷载组、垂点组及软件的设置,迭代后模型如图4所示。



图4 某管道悬索桥最终成桥线形

2.3 成桥平衡状态

经过2.2.2~2.2.4节的分析,可以得到管道悬索的成桥平衡状态,该模型可用于悬索桥模型的静动力分析及倒拆分析等。成桥平衡状态下结构位移如

图5,跨中位移约为13mm,边跨桁架位移约24.7mm。

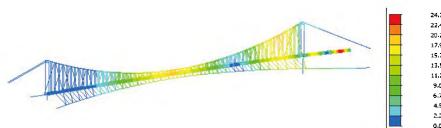


图5 基于 Midas Civil 的成桥位移(单位:mm)

3 模型校验

为验算模型的正确性及该建模方法的可行性,另采用 ANSYS 软件根据以上迭代分析得到的最终平衡状态进行建模。在 ANSYS 模型中,主缆、吊索、风主缆及风拉索均采用 Link10 单元,设置与 Midas Civil 模型等效的初始应变,以考虑结构初始刚度;主塔、桁架加劲梁及鞍座均采用 Beam44 单元模拟。基于 ANSYS 成桥平衡状态下结构位移如图6 所示。结构跨中位移约为 10mm,边跨跨中最大约为 24.2mm,与 Midas Civil 模型计算结构相比相差较小,可认为基于 Midas Civil 分析管道悬索桥方法、思路及模型是正确的。

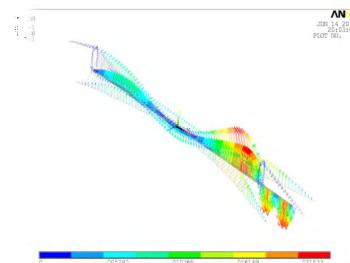


图6 基于 ANSYS 的成桥位移(单位:m)

4 结束语

管道悬索桥的计算分析不同于常规悬索桥,本文采用较为通用的有限元软件 Midas Civil,对管道悬索桥的建模思路、注意事项及其在软件中的实现进行了详细介绍,并通过与 ANSYS 模型的计算结果对比,校验了 Midas Civil 模型的正确性及文中方法的可行性,可为同类型桥的计算分析提供参考。

参考文献

- [1]段银龙.油气输送工程管道悬索桥静动力分析及设计优化研究[D].西南交通大学,2014.
- [2]王新敏.ANSYS 工程结构数值分析[M].北京市:人民交通出版社,2007.
- [3]孟凡超.悬索桥[M].人民交通出版社,2011.
- [4]邱顺冬.桥梁工程软件 Midas Civil 应用工程实例 [M].北京:人民交通出版社,2011.



生态型边沟在高速公路工程中的应用研究

鄂海清

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:随着高速公路景观要求的提高,未来高速公路排水设计中,生态型边沟将是一个趋势。本文在调查分析现有生态型边沟使用效果的基础上,结合实际工程项目,通过计算分析确定生态型边沟的断面尺寸、结构型式和使用条件,为生态型边沟在高速公路项目中的使用推广提供借鉴。

关键词:高速公路;生态型边沟;应用推广

1 概述

近年来高速公路项目建设十分迅速,为了保证建成后能最大限度地发挥环境效益,在勘查设计阶段应加大景观效果考虑。

目前高速公路边沟仍以圬工材料砌筑为主,项目建成后景观效果相对较差。生态型边沟虽已在部分高速公路项目中有所应用,但是由于边沟设计基本采用以经验、工程类比为主,理论计算为辅的设计方法,同等技术条件,地域条件等,不同单位采用的边沟断面尺寸及使用条件还是各不相同。一方面造成浪费,另一方面可能由于过水断面的不足造成高速公路的水毁,影响高速公路的功能性及耐久性。

本文结合广东省内高速公路工程项目,通过计算分析确定生态型边沟的断面尺寸、结构型式和使用条件,为生态型边沟在高速公路项目中的使用和推广提供参考借鉴。

2 现状调查分析

目前高速公路项目常用的生态型边沟,将土路肩外边缘至挖方边坡脚宽度范围(260cm)作为生态型边沟的宽度,深度25~35cm不等,沟身做成浅碟形,沟底铺设草皮或喷播植草,断面型式如图1。

根据调查发现,目前生态型边沟存在的主要问题是:

(1)施工期及运营初期,特别是施工期在边沟开挖未完成草皮铺设或草籽喷播前期,雨水冲刷

严重,沟内堆满淤积土;

(2)运营期杂草生长较快,水流较慢,过水断面缩减严重;

(3)目前生态型边沟尺寸较为单一,仅在挖方路段不长处使用,而长挖方段使用较少,限制了生态型边沟的适用范围。

综上述,目前生态型边沟的断面尺寸及结构型式的单一,在项目施工期及运营期容易造成冲刷或过水断面严重缩减等不良后果,甚者造成沟内雨水倒灌至路面,影响行车安全。

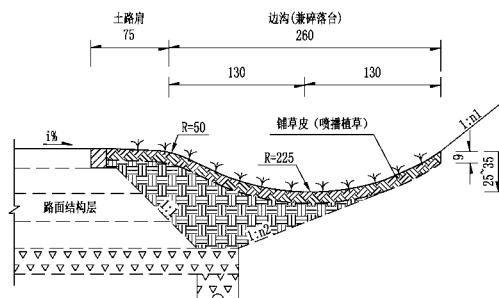


图1 目前生态型边沟典型断面图

3 生态型边沟断面尺寸和结构型式的优化

为解决生态型边沟在高速公路项目应用中存在的冲刷及断面缩减严重等问题,采用以下方式进行优化:

(1)在生态型边沟底部铺设一定宽度混凝土预制块,以解决冲刷及杂草阻水等问题;

(2)适当增大生态型边沟深度或在生态沟底增设矩形沟的方式,以解决过水断面因杂草等缩减严重的问题。

采用公路排水设计理论,计算分析确定生态型边沟断面尺寸、断面型式以及使用条件。

以广东省内粤东地区某在建高速公路工程项目为依托,设计车速为120km/h,双向六车道,正常横坡为2%,纵坡为i%。假定挖方边坡高度为10m,坡面为硬质岩,边坡坡率为1:1.0,出水口长度为100m,土路肩至坡脚宽度为260cm(含碎落台),路面材料为沥青混凝土,根据《公路排水设计规范》(JTG/T D33-2012),具体设计参数如表1。

表1 设计参数一览表

降雨历时	设计降雨重现期	径流系数(ψ)		地表粗度系数(s)		沟壁粗糙系数	
min	年	路面	坡面	路面	坡面	n	
10	15	0.95	0.85	0.013	0.40	0.040	

生态型边沟宽度：260cm（土路肩外缘至坡脚距离），针对不同的挖方边坡长度，即排水路径不同，确定不同的边沟深度，计算结果如图2。

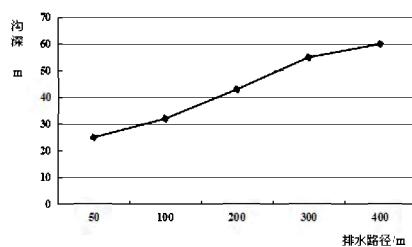


图2 沟深与排水路径关系趋势图

图2表明,排水路径不大时,生态型边沟深度不大于40cm,随着排水路径的增大,在边沟深度需随之增大,方可满足排水需求,但当排水路径达到一定长度后,沟深较大,为达到生态景观效果良好的效果,可在生态沟底增设矩形沟的方式进行处理,在兼顾排水需求和景观需要的情况下,将生态型边沟沟深加深至45cm(生态型边沟(一))和增设矩形沟(生态型边沟(二)),如图3和4。

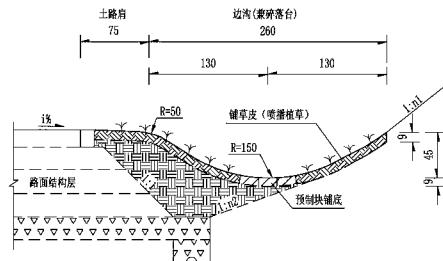


图3 优化后生态型边沟(一)典型断面图

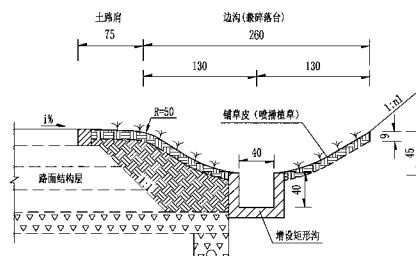


图4 优化后生态型边沟(二)典型断面图

4 生态型边沟使用条件的确定

4.1 生态型边沟(一)

生态型边沟(一)的抗冲刷能力特别是施工期及运营初期,是其能否广泛使用的决定性因素,也是其使用范围的决定性要素。表2为生态型边沟(一)的抗冲刷验算一览表。

表2 生态型边沟(一)抗冲刷验算一览表

允许沟底最大纵坡(%)	设计流速(m/s)	明沟最大允许流速(m/s)	备注
0.505	1.198	1.2	土质明沟 (黏土)
0.76	1.198	1.2	带杂草土质明沟(黏土)
2.27	1.597	1.6	草皮护面 (流速1.8m/s)

表2表明,对于生态型边沟(一),施工期及运营初期,由植草生长未完全,容易造成冲刷,故在边沟施工完成后,应及时喷播植草并用养生膜覆盖,或直接铺设草皮。

随着时间的增加,植被生长较为旺盛,对流速有较大的降低,在保证边沟不受冲刷的情况下,也应满足不淤积和流量的要求,故在路线纵坡比较小时应以不淤积和流量控制,纵坡比较大时以不冲刷即最大流速控制,从而得到较为合理的适用于高速公路施工、运营和养护各阶段的使用条件。

以本次依托项目为例,确定生态型边沟(一)的使用条件:

表3 喷播植被生态型边沟(一)使用条件一览表

沟底 纵坡 (%)	出水口 间距 (m)	设计径 流量 (m³/s)	边沟泄 水能力 (m³/s)	设计 流速 (m/s)	最大允 许流速 (m/s)	备注
≤1.0	460	0.733	0.734	1.19		
≤2.0	195	0.310	0.311	1.18		土质
≤3.0	125	0.199	0.204	1.18	1.2	明沟
≤4.0	100	0.159	0.160	1.18		(黏土)



表3表明,对于喷播植草的生态型边沟(一),由于前期抗冲刷能力较小,随着路线纵坡的增大,为满足抗冲刷的要求,其使用长度逐渐减小。

表4 铺草皮生态型边沟(一)使用条件一览表

沟底 纵坡 (%)	出水口 间距 (m)	设计径 流量 (m³/s)	边沟泄 水能力 (m³/s)	设计 流速 (m/s)	最大允 许流速 (m/s)	备注
≤1.0	280	0.454	0.462	0.75		草皮
≤2.0	405	0.646	0.652	1.06		护面
≤3.0	575	0.917	0.922	1.50	1.6	(流速 1.8m/s)
≤4.0	485	0.778	0.781	1.59		

表4表明,对于铺设草皮的生态型边沟(一),在设计流速不超过抗冲刷最大流速时,随着路线纵坡的增大,其使用长度逐渐增大,当设计流速超过最大允许流速时,为满足抗冲刷的要求,其使用长度应适当减少。

4.2 生态型边沟(二)

为了解决生态型边沟适用范围受限的问题,在生态型边沟(一)底部增设矩形沟,既可以解决生态型边沟(一)可能存在的冲刷问题,又可满足更大的排水路径。

由于不同的矩形沟沟身材料,存在不同的粗糙系数,抗冲刷性能不同,故相同的沟身尺寸可满足的排水路径不同。

以本次依托项目为例,确定生态型边沟(二)的使用条件:

表5 生态型边沟(二)使用条件一览表

沟底 纵坡 (%)	出水口 间距 (m)	设计径 流量 (m³/s)	边沟泄 水能力 (m³/s)	设计 流速 (m/s)	最大允 许流速 (m/s)	备注
≤1.0	440	0.644	0.649	1.5		矩形沟
≤2.0	625	0.914	0.918	2.2		沟身材
≤3.0	800	1.295	1.299	3.1	4.0	料采用
≤4.0	1180	1.580	1.590	3.8		C20混 凝土预 制块

表5表明,对于生态型边沟(二),由于增设圬工材料的矩形沟,其抗冲刷性较好,且过水断面增大,可适用较长的排水路径。

5 结论

(1)在生态型边沟底部增设混凝土预制块或矩形沟后,其抗冲刷能力和适用范围将大大增加;

(2)生态型边沟的使用条件,应结合区域气候条件、技术指标等,按照公路排水设计理论进行计算确定;

(3)生态型边沟采用铺草皮或喷播植草时,应重点考虑其抗冲刷性,并结合项目具体条件,确定其使用条件;

(4)生态型边沟具有美观,与周围环境相协调等优势,在高速公路工程中可广泛应用。

参考文献

- [1]中华人民共和国行业标准.公路排水设计规范[S].人民交通出版社.2013.
- [2]姚祖康.公路排水设计手册[M].人民交通出版社.2002.1第一版.
- [3]俞玉良,允许流速的修正系数[J].重庆交通大学学报,1997,16(3):117~120.
- [4]黄开宇.高速公路路面防排水设计探讨[J].中外公路.2003.8:68~70.
- [5]杨铁轮.高速公路排水设计的改进[J].兰州铁道学院学报.2002.6:99~102.



广东山区高速公路挖方边坡常见病害及防治策略

刘祥兴,李红中

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:广东省内山区高速公路发展迅速,但诸多挖方边坡在修建过程中就产生面临了不同程度的病害。这些病害产生的原因包括气候、地质条件和人为因素,它们给施工工期、造价及安全管理造成较大影响。鉴于塌方病害在广东地区山区高速公路挖方边坡中极为常见,本文根据破坏方式及影响范围的深度将其划分为浅层溜塌、浅层滑塌和深层滑塌(滑坡)。结合广东地区的工程建设经验,本文提出了山区路堑边坡的防治策略,该研究成果可为该区域类似设计和施工处治提供参考借鉴。

关键词:高速公路;挖方边坡;常见病害;防治策略

1 引言

我国山区高速公路的路堑边坡病害极为常见。我国山区地质灾害非常频繁并以与边坡相关的滑坡、泥石流、危岩落石等最为常见^[1-7],这主要归因于域内山区面积约高达总国土总面积的2/3^[8]。在公路工程建设中,开挖路堑所形成的斜坡称为路堑边坡。工程实践表明^[2-7, 9],坡面越陡和坡角越大可以有效减少开挖过程中涉及的土石方量,但路堑边坡越陡则安全问题愈突出并表现为受外力作用易于发生崩塌、倾倒、坍塌、落石、滑塌、错落等病害。随着交通基础设施的快速发展,高速公路路堑边坡受到了学术界的广泛关注,尤其是在路堑边坡加固技术^[6, 10, 11]、防护技术^[12, 13]、改扩建工程施工技术^[14]、变形监测^[15]、稳定性^[16]和生态保护方法^[17]等方面取得了大量成果。

路堑边坡病害在广东省山区高速公路中极为常见。目前,广东省已逐步形成以“十纵五横两环”为主骨架和53条加密联络线为补充,辐射粤东西北地区和内陆省区的高速公路网络。随着路网的不断完善,广东省的高速公路网络形成了以珠江三角洲地区为核心,沿海地区为扇面,主要城市和港口为重点的格局,其中与陆路相邻省份均有3条以上高速公路连通。截至2017年底,全省高速公路通车里程将超过8100公里,这些公路中的绝大部分都存在路堑边坡。工程实践表明,山区高速公路的挖方边坡在修建过程中就面临了不同程度的病害,这些病害的成因涉及了气候、地质和人

为因素等^[18-21],它们给高速公路的施工工期、工程造价及安全管理等造成了极大影响。鉴于此,本研究综合前人研究成果^[9, 12, 16, 18, 22, 27, 23-26]和广东省山区高速公路路堑边坡的工程实践,对广东省山区高速公路挖方边坡常见的病害类型、病害成因及防治策略等进行了系统梳理和总结,以期为相关的研究及工程实践提供一定的借鉴。

2 常见病害类型

山区高速公路的路堑边坡病害类型较多,影响较大的病害类型主要有崩塌、倾倒、坍塌、落石、滑塌、错落等。在广东地区,山区高速公路挖方边坡出现的塌方病害最为常见,可根据破坏方式及影响范围的深度划分成浅层溜塌、浅层滑塌和深层滑塌(滑坡)。

2.1 浅层溜塌

溜塌类似于坡面泥石流,这种边坡破坏现象是指^[27-29]:大量雨水的渗入、浸润导致边坡上松散的表层土体吸水饱和而降低了粒间连结力,土体的强度显著降低(严重时土体甚至变成为流动状态)并产生顺坡流动。在广东地区,浅层溜塌主要发育在自然边坡在坡口线汇水段,这些部位的地层风化程度较深、坡积层较厚,透水性强,抗冲刷能力弱。



图1 广东地区典型浅层溜塌照片

2.2 滑塌

滑塌是指重力和其它外力作用导致边坡在水平方向上发生整体向下滑移的现象,通常表现为滑塌体前部有剪切裂缝、后部有拉张裂缝和两侧土体有挤出^[8]。研究表明^[1, 5, 7],边坡滑塌发生多为自重作用下导致的边坡沿滑裂带的剪切作用,边坡滑坡体后部往往受到拉张作用。根据滑坡发生的深度,广东地区的滑坡大致可以分为如下两类:

(1)浅层滑塌:主要发育在自然边坡在坡口线汇水段;地层局部顺陡倾结构面发育,结构面贯通性较好,属小型楔体滑动破坏。



图2 广东地区典型浅层滑塌照片

(2)深层滑塌(滑坡):主要发育在煤系地层边坡、地下水发育边坡、岩层顺层外倾边坡、沿构造带分布岩体破碎边坡、坡积层或风化层覆盖较厚边坡。



图3 广东地区典型深层滑塌照片

3 病害成因分析

3.1 设计原因分析

设计方案是导致边坡病害发生的重要原因,具体原因有:

(1)因受业主征地原因、主要桥隧比原因、挖方、弃方等因素控制,边坡不能完全按照稳定坡率设计。

(2)边坡外业地质地形地貌调查不够,主要是:^①设计工期紧,高边坡外业调查时间不够,高边坡工程地质条件、水文地质条件等现场地质资料收集不够完善。^②受勘察工作量限制,地勘资料不足,高边坡地质断面偏少,且高边坡勘察断面一般布置在最高断面位置,未能结合地形、地貌变化具针对性布置勘察断面,对地形、地貌变化较大

挖方边坡,其地层岩性控制不足,导致边坡设计针对性不足。

(3)边坡排水系统设计存在缺陷:^①各类截水沟设计尺寸统一,导致汇水面积较大边坡,各类截水沟尺寸不足,导致漫流,冲刷坡面;^②急流槽设置随意,与地形、地貌变化结合度不够;^③边坡平台截水沟长度、纵坡变化结合不强,导致边坡整体排水系统排水不畅、漫流,冲刷坡面。

(4)骨架设置随意性较大,未能按照边坡地层抗冲刷能力、地层风化程度进行设置,针对性不足。

(5)锚杆、锚索框架等加固措施设置不合理,锚杆、锚索设置及其长度、规格设置与现场地形地貌、地层情况结合度不够。

(6)绿化防护以经验性设计为主,与边坡整体地层风化程度变化结合不够紧密,导致边坡工点部分段落绿化措施过强或过弱,在过弱段落,可能造成病害发生。

3.2 施工原因分析

除了设计方案的因素外,施工不当也是边坡发生病害的重要因素。工程实践表明,施工导致的边坡病害类型及主要原因:

(1)浅层溜塌,导致该类病害发生的主要施工原因有:^①开挖后未及时防护;^②防护时三维网未按设计要求铺设、固定,未能起到固设绿化层作用;^③客土喷播未按设计要求铺设、固定,未能起到固设绿化层作用,客土厚度不足;^④拱形骨架厚度不足,未开槽砌筑、仅在坡面采用抹面代替骨架,不能起到骨架支撑作用;^⑤平台截水沟砌筑质量较差,靠坡体侧水沟漏水,沿沟底对坡面掏蚀;堑顶截水沟积水,排水不畅,沟内水溢出冲刷坡面,截水沟后侧随意开挖;^⑥截水沟砌筑质量差,沟侧冲刷、掏蚀严重;^⑦平台截水沟、堑顶截水沟与急流槽衔接不畅,冲蚀坡面。

(2)浅层滑塌,导致该类病害发生的主要施工原因有:^①开挖后未及时防护;^②平台截水沟、堑顶截水沟与急流槽衔接不畅,冲蚀坡面;^③锚杆格梁施工中梁与锚杆连接质量较差,造成格梁整体滑塌;^④格梁整体未按设计嵌入坡面,脱空,沿梁底冲蚀坡面。

(3)深层滑塌(工程滑坡),导致该类病害发生



的主要施工原因有:①未按设计要求开挖,加固、防护不及时,导致边坡病害逐渐扩大;②预应力锚索未按设计要求施工,防护长度不够,锚头混凝土质量差,在张拉过程中造成锚头混凝土和锚垫板开裂,造成预应力损失,起不到相应的防护作用;③未按设计要求施工工序进行加固措施施工;④抗滑桩未按设计要求进行施工。

4 病害防治策略

4.1 防治原则

综合广东省山区路堑边坡的建设经验,挖方边坡病害防治原则为:预防为主;治早治小;彻底治理;因地制宜,技术先进;绿色生态防护。

4.2 防治策略

4.2.1 边坡设计方面

边坡设计原则以“一次根治,不留后患”调整为“彻底治理”,加强生态防护设计。结合新的《路基设计规范》,细化挖方边坡设计。加强与总体设计思路协调,在降低桥隧比、控制弃方等主要控制性因素下,边坡设计一般按稳定坡形设计为主,坡面以绿化防护为主。

4.2.2 边坡调查及勘察

加强挖方边坡的外业调查及勘察工作,具体包括:

①外业调查:对挖方边坡所处地形、地貌;地层岩性及其风化程度;地层结构;地质构造及构造面性质;地下水发育情况;沿线附近地质病害及其规模、发育地质条件、病害原因等进行详细调查并在地形图上定点、记录;

②地质勘察:勘察断面对长、高边坡,在地形、地貌变化较大位置需要布设勘察断面,进一步摸清边坡地层变化情况。

③设计过程:依据现场定点、记录情况具针对性设计,避免因线位局部调整导致调查点与设计工点的不对应而导致设计的针对性不足。

4.2.3 边坡排水系统设置

依据汇水面积计算各类截水沟排水能力,设置截水沟尺寸;依据地形、地貌变化、及各类截水沟排水能力设置急流槽,分流各类截水沟排水。完善边坡整体排水系统保证排水通畅、不漫流,不

冲刷坡面。

4.2.4 骨架及绿化设置

明确骨架设置原则:按照边坡地层抗冲刷能力进行设置,对砂性土层、风化土层等抗冲刷能力较弱地层,应设置骨架防护,降低大面积设置骨架防护。明确骨架挖槽深度,设置找平层。

绿化防护进行针对性设计,与边坡整体地层风化程度变化紧密结合,边坡绿化选择的植物种类要求能适应边坡的特殊立地条件,根系要发达,固土能力强,前期生长较快,后期生长相对缓慢,选择植株低矮,寿命长,冠幅相对较大,能形成密实的植被覆盖层物种。

4.2.5 加固措施设置

锚杆、锚索和框梁的加固措施设置包括:①锚杆、锚索长度设置:依据地勘及现场调查,合理设置长度及规格;锚索长度依据合理潜在滑面设置其长度,并经过合理稳定性验算设置规格及布置。②框梁:对可以挖槽嵌入坡面地层,明确挖槽深度,设置找平层。对难以挖槽嵌入坡面地层,优化框梁尺寸或设置锚墩,并设置找平层。③锚索制安:明确自由段制作细图;明确孔口补浆原则、明确框梁内自由段部分注浆细图。保证防腐效果。④锚索锁定:针对挖方边坡普遍存在张拉锁定后预应力损失较大现象,结合在“江罗高速”对锚索张拉锁定试验,锁定值一般控制在超张拉20~30%锁定后,预应力损失一般可控制在±10%左右,方能满足设计要求。

4.2.6 深层滑塌治理

鉴于深层滑塌的影响较为严重,本文提出的针对性治理发式为“支挡+排水”或“下挡+上锚”等。具体内容为:①对滑坡已发生大滑动,有随时滑下可能,首先将滑体顶部进行刷方减载,在滑坡体剪出前沿堆积碎石进行反压,防止坡体下滑蠕动。②为抵抗深层滑塌的滑动,在一级坡坡顶平台设置一排锚索抗滑桩。③为减轻坡体内地下承压水对滑动面软化润滑作用,在坡体适当位置增设排水孔,及时将坡体地下水排出。④在抗滑桩排上部钢筋锚杆(预应力锚索)框梁进行加固,防止浅层滑塌或坡体二次剪出。⑤其他部位可采用拱形骨架或绿化进行防护。



5 结语

综上所述,本文针对广东省挖方边坡的建设主要得到了如下认识:

(1)重视开挖山体后的应力释放。施工时应严格遵循开挖一级、加固防护一级的原则施工,必要时应开挖半级,加固防护半级进行施工,确保施工期边坡稳定。

(2)重视雨水对边坡病害的影响。由于雨水对边坡病害的影响非常大,建议尽量选择旱季进行施工,并及时做好防护。

(3)挖方边坡稳定性的影响因素复杂。应树立动态设计思想,设计单位要做好设计后服务,及时跟进施工,根据不同地质和水文情况及时变更和完善设计。

(4)施工过程应采取合理的技术手段及措施。对开挖坡体进行监测,分析边坡发生病害的可能性,及早做出应对措施,减小边坡病害造成的损失。

(5)高边坡病害发生后应立即采取措施。这可以有效的防止边坡病害进一步扩展,做到预防为主,防治结合,尽量把挖方边坡病害消灭在萌芽状态或初期阶段。

参考文献

- [1]佟强,薛玲,王维昭.陇南山区高速公路路堑边坡病害类型分析与防治工程对策[J].公路.2014(09): 55-59.
- [2]程强,黄绍槟,周永江.公路深挖路堑边坡工程施工监测与动态设计[J].岩石力学与工程学报.2005(08): 1335-1340.
- [3]胡新丽,唐辉明,陈建平.高速公路顺层路堑边坡优化设计方法[J].地球科学.2001(04): 373-376.
- [4]王惠勇,李玉娟,肖梅峰,等.高速公路路堑边坡滑坡机理及其加固技术探讨[J].中南公路工程.2005(02): 80-82.
- [5]韦世卓.公路路堑边坡滑坡治理[J].中南公路工程.2003(04): 92-94.
- [6]杨杰.高速公路路堑边坡加固预应力锚索施工技术与质量控制[J].岩石力学与工程学报.2003(S2): 2759-2764.
- [7]杨明亮,袁从华,骆行文,等.高速公路路堑边坡顺层滑坡分析与治理[J].岩石力学与工程学报.2005(23): 4383-4389.
- [8]孙润东.既有铁路路堑边坡无损检测技术应用研究(硕士学位论文,导师:黄志军)[D].兰州:兰州交通大学,2014.
- [9]李建林.边坡工程[M].重庆:重庆大学出版社,2013.
- [10]张发明,刘汉龙,赵维炳.某高等级公路路堑边坡预应力锚索加固设计[J].地球科学与环境学报.2000(02): 38-40.
- [11]郑鹏,陈斌,李世慧.高速公路红砂岩高路堑边坡加固处治技术研究[J].公路工程.2011(03): 42-46.
- [12]龚东雪,赵鑫.公路路堑边坡防护技术探讨[J].交通科技.2014(S1): 76-78.
- [13]王刚,才华.公路路堑边坡防护方法研究[J].北方交通.2008(12): 32-34.
- [14]何兴华.基于FLAC~(3D)的高速公路改扩建路堑边坡施工方案分析[J].公路与汽运.2013(03): 123-126.
- [15]葛宝.测斜仪在山区公路路堑边坡位移监测中的应用[J].长江大学学报(自科版).2014(25): 69-72.
- [16]许宇明,胡庆国.锚杆布设方式对高速公路路堑边坡稳定性的影响[J].公路与汽运.2016(02): 138-140.
- [17]段海澎,黄健敏,程温莹.汤屯高速公路路堑边坡土质特征与生态防护植物配置研究[J].工程地质学报.2008(03): 101-105.
- [18]陈运辉.广河高速公路惠州段K81路堑滑坡成因分析、治理及监测措施[J].广东公路交通.2014(05): 13-17.
- [19]张家慧,郭林泉,聂彪.营运中的高速公路高路堑边坡病害分析与加固处治实例[J].公路交通科技(应用技术版).2013(01): 29-33.
- [20]陈明晓.红砂岩路堑边坡的病害浅析[Z].中国广西桂林:20065.
- [21]黄水泉,丘旭富.广东高速公路典型顺层边坡破坏机理分析及防治对策研究[J].公路与汽运.2014(06): 112-115.
- [22]苟栋元,翟文光.Slide软件在山区公路路堑边坡加固设计中的应用[J].公路与汽运.2016(03): 134-137.
- [23]王喜.梅河高速公路16合同段K103处右侧边坡塌方原因及处理措施[J].铁道建筑.2007(05): 55-56.
- [24]申振刚.广河高速公路高边坡病害分析及处理措施[J].交通标准化.2013(06): 24-27.
- [25]吴少汉.梅河高速公路三标高边坡病害分析及处理措施[J].广东公路交通.2006(01): 51-53.
- [26]陈东梅,张琳.公路边坡滑塌稳定性分析[J].黑龙江科技信息.2004(5): 87.
- [27]洪德海.某路堑边坡溜塌形成机理分析[J].铁道勘察.2015(03): 64-66.
- [28]吴昊.高液限土路基典型病害及其处治技术[J].北方交通.2013(07): 1-4.
- [29]罗一农,魏永幸,丁兆峰.路堤边坡溜坍风险因素分析[J].铁道工程学报.2013(03): 97-100.



软土成因、特性及其公路路基勘察 关键技术的研究进展

李红中,张修杰

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:软土是一种从软塑到流塑状态的粘性土系,它具有强度低、压缩性大、含水量高、孔隙比大和灵敏度高等工程不良特性,这也就是软土路基成为了交通基础工程快速发展中的重要障碍的原因所在。近年来,人们围绕软土开展了大量研究,研究成果表明:软土主要可分为沼泽型、海洋型、平原型和山地型四大类,其主要特性为孔隙比大、含水量高、压缩型高、渗透系数低、灵敏度高、显著流变性、抗剪强度低、厚度不均、可塑性大、具有限结构性、存在硬壳层。目前,软土路基的公路工程地质勘察的常用方法包括钻探取样与土工试验相结合、CPT(或改进后的CPTU)技术和BAT技术。钻探取样和土工试验(即原位测试和室内试验)相结合虽然是软土路基勘察最常见的勘察方法,但该方法容易对土样产生扰动、破坏土体的本构模型并导致试验数据失真。静力触探试验(CPT)、孔压静力触探试验(CPTU)和地基原位固结系数和渗透系数测试系统(BAT)等原位测试技术在线形分布、范围宽广的公路工程中具有明显的速度快、经济等优点,但这些技术在我国的重视程度远不及国外,因而急切需要在理论、仪器设备和实践应用经验方面开展深入的总结和研究工作。

关键词:公路;软土;路基;勘察技术;进展

1 引言

软土是我国公路工程中极为常见的特殊性岩土类型,这类土体因具有诸多工程不良特性而倍受人们的关注^[1]。目前正处于高速公路快速发展的时期,地理条件和土地资源的有限性约束下的高速公路选线很难回避软土分布地区。我国的软土多具有高灵敏度且遭受完全扰动后的强度会降低70~80%^[2],这也就是软土地区许多高速公路面临路面整体沉降^[3, 4]、开裂^[5]、凹凸变形^[6]、伸缩缝^[7]、桥头跳车^[8]和麻涌^[9]等病害的原因所在。近年来,这些影响车速、乘员舒适度、车辆磨损速度和公路破坏速度的路面病害构成了高速公路快速发展的障碍,软土的成因、特点和勘察技术等也因此受到了人们的广泛关注^[5, 10-18]。由于广东省内发育有多种环境下淤积的软土,尤其是在沿海地区淤积的淤泥质软土厚度高达数十米,因而软基勘察构成了公路路基勘察的重要组成部分。鉴于工程项目的需要,本单位在广东地区围绕公路软基勘察开展了大量的工作,对软土的性质及勘察方法进行了系统总结和比对。基于此,本研究以广东省内开展公路工程项目实践经验为基础,综

合梳理及评述了已有关于公路工程中常见的软土成因、工程特性及关键勘察技术等方面的主要研究成果^[18-25],旨在为软土路基及其关键勘察技术的研究及应用提供借鉴。

2 软土及成因分类

2.1 软土的定义

软土也称软粘土(是软弱粘性土的简称),它是一种从软塑到流塑状态的粘性土系,它是在静水或缓流环境中沉积并经生物化学作用而形成的^[2]。在工程分类中,软土属于细粒土的中、高塑性粘性土,该类型土的种类主要包括淤泥、淤泥质土(如淤泥质粘土、淤泥质粉质粘土、淤泥混砂土)、有机土、腐殖土和泥炭^[1, 2],它长期处于饱和状态且孔隙中充满着水分^[26]。虽然软土的种类和形成环境多样且复杂,但所有软土均具有天然含水量高、塑性指数大、显著流变性、抗剪强度低、孔隙比大、压缩性高、渗透性低等工程性质^[1, 27, 28]。虽然我国铁路、港口、建筑等专业技术部门对软土的定义不同,但所给出的解释均基本相似。在公路工程领域,《公路工程名词术语》(JTJ002-87)^[29]给出的软土定义为“主要是由天然含水量大、压缩



性高、承载能力低的淤泥沉积物及少量腐殖质所组成的土。”，《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ 017)^[30]中给出的软土定义是“滨海、湖泊、谷地河滩沉积的，天然含水量高、孔隙比大、压缩性高、抗剪强度低的细粒土”，而《公路工程地质勘察规范》(JTG C20-2011)^[31]则在定性描述的基础上给出了更为具体的“天然含水率 ω 、天然孔隙比 e 、压缩系数 $a_{0.1-0.2}$ 、标贯击数 N 、静力触探比贯入阻力 p_s 、十字板抗剪强度 C_v ”等工程判别指标。

2.2 成因分类

软土的分布极为广泛，其形成环境较多且复杂。综合前人对我国软土形成环境的研究成果^[2, 20, 28, 32, 33]及本单位在广东省内开展的项目实践，软土的沉积环境大致可划分为如下类型：

(1)山地型软土，其淤积多发生在冲沟、河流阶地、谷地和池地环境。它是泥炭岩、泥砂质页岩、炭质页岩等风化产物和地表的有机物质相互作用的产物，该类型软土的分布面积不大且厚度变化大。该类型软土的成因类型多以坡洪积、冲积和湖积三种为主，常以坡洪积相软土的分布最为广泛。不同成因的软土物理力学性质存在较大差异：①湖沼相软土的泥炭层和淤泥层厚度均较大；②冲积相软土的土层很薄且土质较好；③坡洪积相软土的性质介于上述二者之间。

(2)平原型软土，其淤积多发生在盆地(如内陆盆地、山区盆地、河流盆地和湖相盆地)和谷地(如山前谷底)。在河流的发展过程中，河流漫滩二元结构的沉积物中的软土常以局部淤泥透镜体的形式存在，废河道牛轭湖相沉积的软土多属于河道淤塞沉积的淤泥和淤泥质粘性土。湖相沉积软土以较厚的淤泥层为代表，其很少夹砂且颗粒细、富含有机质、均质，极易以厚度和大小不等的厚淤泥或泥炭夹层或透镜体的形式存在。

(3)滨海型软土，其淤积主要发生在海洋沿岸的滨海相、泻湖相、三角洲相和溺谷相环境。滨海相环境受破浪和潮汐作用，复杂水动力下的砂土沉积导致软土在沿岸与垂直岸方向有较大的变化。三角洲相位于陆海相边界处，河流急剧减速并与海洋交替作用沉积了交错的薄砂层和软土层及结构疏松、颗粒细小且不规则的夹层状软土透

镜体，厚层的软土或软土夹薄砂层常常为表层褐色的粘性土所覆盖。泻湖相沉积物颗粒小，厚度较大的淤泥层以上的表面部位通常覆盖了较薄的粘性土层，常常还有泥炭堆积于泻湖边缘部位。溺谷相沉积的软土的孔隙比大、结构疏松、含水量高且有时甚于泻湖相，该类软土分布范围相对较窄且边缘表层常堆积有泥炭。

(4)沼泽型软土，其淤积主要发生在湖盆地、海滩环境下的地下水、地表水排泄不畅的低洼地带。该地区的蒸发量不足以干化淹水地面，喜水植物滋生并“经年淤积和逐渐衰退”形成的沉积物，该沉积物常出露于地表并以泥炭为主且下部分布有淤泥层或底部与泥炭互层。

3 物理力学特征

学术界和生产单位针对软土的特性开展的研究工作表明，软土的工程性质存在很大差异并归因于其复杂的形成过程。综合前人研究成果^[28, 34-37]和本单位在广东省内开展的项目实践，软土的特性可大致归纳如下：

(1)孔隙比大。软土的孔隙比一般大于1.0，有的可大于2.0。这也就是软土地基极易发生较大变形的原因。

(2)含水量高。软土的含水量常大于液限，一般介于45%~60%，最大可达100%~200%。在各类型软土中，淤泥(40%~70%)和淤泥质土(40%~60%)的含水量和液限最高，含水量、液限和软基沉降量呈正相关关系。

(3)压缩型高。软土的压缩性与液限和含水量呈正相关关系，一般软土的压缩系数($a_{0.1-0.2}$)介于0.5~1.5MPa⁻¹，最大时可高达4.5MPa⁻¹。

(4)渗透系数低。软土的渗透系数一般在 $1\times 10^{-5}\sim 1\times 10^{-8}$ cm/s之间，低渗透系数的软土地基排水速度缓慢、固结时间长，易导致较大的工后沉降。

(5)灵敏度高。软土具有的土体强度受扰动而降低且静置后又会增长的特性称为触变性。以灵敏度(S)为触变性的判据，软土的灵敏度范围为 $4 < S < 8$ 且扰动后强度会减小40~60%。

(6)显著流变性。软土在荷载作用下除了主固结沉降外还会产生很大的次固结沉降，这种现



象称为软土的流变性。这种流变特性导致土体的蠕动变形可以持续数年至数十年并引起较大比例的沉降变形量。

(7)抗剪强度低。软土的固结系数为 $(0.1 \sim 1.0) \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ 。加载速度和排水固结条件与软土的抗剪强度密切相关,其中:①不排水三轴快剪条件下的抗剪强度较小,抗剪强度值一般为 $\varphi=0$ 且 $c<20\text{kPa}$;②在直剪快剪条件下,抗剪强度值通常为 $2^\circ < \varphi < 5^\circ$ 和 $10\text{kPa} < c < 15\text{kPa}$;③排水有利于提高软土的抗剪强度和固结度,固结快剪条件下的抗剪强度值为 $8^\circ < \varphi < 12^\circ$ 且 $c \approx 20\text{kPa}$ 。因此,软土的排水固结缓慢,过大过快的加载就不利于提高软土的强度。

(8)厚度不均。软土的分布和厚度往往极为不均匀并往往导致沉降的不均匀。由于这种不均匀性,软土地基的工后沉降和施工沉降的控制、桥头过渡段与结构物路段间的差异沉降的解决将面临更大的难度。

(9)可塑性大。塑性是表征细粒土物理性能一个重要特征,一般用塑性指数 IP(Plasticity Index, $IP = \omega_L - \omega_P$, ω_L 和 ω_P 分别为液限和塑限)来表示。软土的塑性指数为 20 左右。

(10)有限结构性。除了湛江地区的高结构性土除以外,软土基本都具有有限程度的结构性^[38],这也就是软土骨架具有一定刚度的原因所在。软土的结构性有限,它随土沉积环境、沉积年代、矿物成分、孔隙水成分的不同而存在差异。另一方面,软土的力学特性受控于应力水平,具体表现为:①软土的结构性在应力水平在超过某临界值后会发生破坏,表现为力学性质明显恶化并在短期内难以恢复;②软土的应力水平较低时,它会呈现较好的力学特性。据报道^[39],考虑软土的结构性可以使计算沉降量减少 20%~25% 且更符合实际。

(11)存在硬壳层。地表部分风化、淋洗作用会导致软土的上部常常存在硬壳层。当硬壳层被破坏后,加荷初期的沉降、侧向位移、差异沉降均较大,这是因为硬壳层具有中等或低的压缩性、较高的强度、较强的结构性。因此,软土地区的路基填筑存在“填筑临界高度”,即路堤的高度一般为

2~3m 时可充分利用硬壳层而无需处理软土^[37]。

4 主要勘察技术

鉴于软土的诸多工程不良特性,软土的勘察构成了公路路基勘察的重要组成部分,因而需要查明地基的基本性质、特点及需要处理的范围进而为地基处理设计提供基础。为了获得地基处理的设计参数,软土地基工程地质勘察的重点包括^[40]:①地区地形、地貌特征、软土分布规律及其水文地质条件;②软土成因类型、岩性、分布、厚度及物理力学性质;③软土下卧硬土层性质及横向坡度;④硬壳厚度、性质及其随季节变化情况。由于软土的特殊性,常规的钻探取样方法容易对土样产生扰动、破坏土体的本构模型并导致试验数据失真^[41, 42]。随着研究和实践的深入,静力触探试验(CPT)、孔压静力触探试验(CPTU)和地基原位固结系数和渗透系数测试系统(BAT)等原位测试技术在软土勘察中越发表现出了极大的优越性,这些方法在线形分布、范围宽广的工程中具有明显的速度快、经济等优点,但其运用的广泛程度及工作经验还需进一步的总结加强。

4.1 常规勘察技术

钻探取样和土工试验(即原位测试和室内试验)相结合是软土路基勘察最常见的方法^[30, 31]。利用钻机对软土进行钻探,取样应使用薄壁取土器。除了取样外,在野外还要进行多种勘察手段的原位测试(细分为直接测试和间接测试),其中:直接测试的方法有十字板剪切试验、扁铲侧胀试验、荷载试验(螺旋板和浅层平板)、旁压试验及动弹性模量试验等,可以测定软土的不排水抗剪强度、地基承载力、固结系数、强度参数、变形参数、基床系数、静止侧压力系数、水平基床系数、压缩模量;间接测试法有静力触探试验、动力触探试验、标准贯入试验、同位素测定密度和含水量试验等,用于获得反映软土特征的间接指标。样品的室内试验分析包括常规试验和专门试验,其中物理性指标试验(如液限和塑限试验、颗粒分析试验、容重、含水量、比重试验等)和力学性指标试验(如压缩试验、抗剪强度试验等)的分析称为常规试验,而获得渗透系数、灵敏度、烧灼失重、固结系



数、前期固结压力等指标的专门试验一般在有特殊要求时才进行。

4.2 CPT技术

静力触探技术(CPT)是最主要的原位测试技术,其具有快速便捷、不需取样、采集数据量大、干扰小及费用低廉的优点^[37]。20世纪80年代以来,人们围绕CPT的传感器开展了大量的研发工作,现在已经成功使CPTU(孔压静力触探技术)向多功能和数字化方向发展^[43]。目前我国与国外CPT在技术方面还存在一定的差距,主要表现在:①探头规格与国际通用不同,即我国主要使用的是单桥探头和双桥探头;②我国主要采用CPT获取qc、fs、ps三个指标,而国际已普遍采用CPTU技术获取Bq、Rf;③我国采用的单桥和双桥探头功能单一,国外多采用地震波探头、电阻率探头等新型传感器技术功能多样。

4.3 BAT技术

BAT系统由瑞典工程师Beng-Arne Tosrtensson于20世纪80年代被开发出来,该系统专门用于测试地基原位孔隙水压力、固结系数和渗透系数的^[37]。系统的构成主要包括电子压力传感器、滤头、控制系统、玻璃容器和套管等,固结土体的原位渗透系数的计算主要通过测试过程中玻璃容器内的压力来完成。BAT系统现场操作时可根据地下水压力不同而具有抽水试验和压水试验两种测试方法,其中:①当玻璃容器内压力大于地下水压力时水从玻璃容器内向外流称为压水试验;②当地下水压力大于玻璃容器内压力时将向滤头渗流称为抽水试验。该系统通过测量滤头贯入所引起的超静孔隙水压力消散过程测试地基水平固结系数^[37],即采用圆柱型空腔扩张及轴对称一维固结理论模拟分析并最终得出水平固结系数。实践表明^[44,45],该方法还可以取水样进行化学分析,尤其以操作简单快速构成了最显著的特点。

5 结语

软土是内陆盆地、谷地以及海洋沿岸淤积的产物,它具有强度低、压缩性大、含水量高、孔隙比大和灵敏度高等工程不良特性。软土路基成为了交通基础工程快速发展中的重要障碍,尤其是高

等级公路的路线通常难以回避。随着研究的深入和技术的进步,软土的成因类型和工程特性也越来越清晰。作为地基处理设计的基础,公路工程地质勘察需要查明地基的基本性质和特点及需要处理的范围。在软土分布区进行路基勘察,软土成因类型、软土分布的区域特征、软土的硬壳特点和下卧硬土层特征等相关的内容是高速公路工程软土地基勘察的重点。鉴于软土路基勘察的重要性,人们在“钻探取样与土工试验相结合”这一常用方法的基础上研发并推广了CPT(或CPTU)技术和BAT技术。随着人们研发的深入,公路软土路基的勘察势必向着轻便、简单、操作容易及数值化方向发展。相信随着科技发展的不断推进,建成成套的多角度关键勘察技术、数据获取技术、传输技术和评价技术将势在必行。

参考文献

- [1]杨顺安,冯晓腊,张聪辰.软土理论与工程[M].北京:地质出版社,2000.
- [2]陈天翔.岳阳松阳湖港区软土地基沉降观测及沉降预测研究(硕士学位论文,导师:刘晓平)[D].长沙:长沙理工大学,2009.
- [3]朱得华,梁斌,李治国.软岩隧道掌子面挤出与拱顶沉降变形相关性[J].河南科技大学学报(自然科学版).2013,34(3): 68–73.
- [4]李立,马秉务,薛祥.北京某高速公路软土段高填方路基沉降计算及地基处理方法分析[J].工程勘察.2010(S1): 242–247.
- [5]傅波,王桂尧.路基差异沉降的形成原因及对路面开裂的影响分析[J].中外公路.2006, (3): 39–41.
- [6]Dayong H, Ai Y, Hu J. Finite Element Analysis of Influence of Soft Clays Creep Deformation on Highways Roadbed Settlement and Widening Engineering [J].Journal of China Three Gorges University(Natural Sciences).2014,36(2):56–62.
- [7]陈永昌.粉喷搅拌桩施工工艺[J].交通世界(建筑·机械).2012, (7): 122–123.
- [8]Zhao H, Hui Z, Lin J. Study on Soft Foundation Settlement Analysis and Treatment of Bridge-Head [J]. Advanced Materials Research. 2013, 779–780: 632–635.
- [9]曹利凌.车辆荷载作用下道路—软土地基结构体系动态响应分析(硕士学位论文,导师:王俊刚)[D].青岛:青岛理工大学, 2014.
- [10]Peng X, Wang Z, Yu M. A Soft-roadbed Settlement Prediction Model based on RBFNN[J]. Advanced Mate-



- rials Research. 2013, 639–640(1): 535–538.
- [11] Xie L, Wang X, Zhang M. Analysis of consolidation for soft lying-layer soil of roadbed[J]. Journal of Central South University (Science and Technology). 2012, 43 (11): 4426–4432.
- [12] Zhou A, Gu W, Wang W. Study on Prediction Models for Time-Dependent Settlement of Soft Road Foundation [J]. Applied Mechanics and Materials. 2012, 204–208: 1880–1885.
- [13] Sun M, Su Z, Liu H. Settlement prediction of soft clay roadbed based on Richards model [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development. 2008, 25 (10): 41–44.
- [14] 彭小东, 刘望坤. 山区硬壳软土路基变形特性研究[J]. 公路与汽运. 2013, (6): 117–120.
- [15] 李国维, 边圣川, 陆晓岑, 等. 软基路堤拓宽静压PHC管桩挤土效应现场试验[J]. 岩土力学. 2013, 34(4): 1089–1096.
- [16] 姚兆明, 侯潇, 徐颖. 考虑主应力轴偏转角影响的饱和软粘土路基长期沉降分析[J]. 水文地质工程地质. 2012, 39(5): 49–53.
- [17] 丁洲祥, 袁大军, 赵成刚, 等. 路基固结性状的非保守大变形有限元分析[J]. 中国公路学报. 2009, 22(4): 9–14.
- [18] Pang Y L, Dai D M. Simulation of dynamic compaction on soft soil foundation [J]. Computer and Information Technology. 2014, 989–994: 2373–2376.
- [19] Wu X, Feng Z, Tian T, et al. Improved Technology of Cast-in-Site Concrete Pile on Soft Soil Foundation [J]. Electronic Journal of Geotechnical Engineering. 2013, 2013: 4343–4352.
- [20] Du Y. The application for reinforced concrete piles of marine sedimentary soft soil foundation treatment [J]. Applied Mechanics and Materials. 2013, 353–354: 411–414.
- [21] Feng Y Q. The applied research of underwater vacuum preloading method in soft soil foundation [J]. Advances in Civil and Industrial Engineering IV. 2014, 580–583: 742–745.
- [22] Feng Y Q, Zhang L. The application of vacuum preloading method in soft soil foundation underwater[J]. Advances in Civil and Industrial Engineering IV. 2014, 580–583: 209–212.
- [23] Tao S, Zhao Z, Zhang Z, et al. New construction technique of soft soil foundation consolidated by plastic drainage slab [J]. Trends in Civil Engineering. 2012, 446–449: 2673–2680.
- [24] Hu H Y, Zhang Y C, Huang Z X. Experimental research for the soft soil foundation reinforced by vibro-replacement stone pile [J]. Advances in Civil and Structural Engineering III. 2014, 501–504: 101–106.
- [25] Yan S, Zhang L, Sun L. Research on settlement and wavy failure of road on very soft soil foundation [J]. Advances in Building Materials. 2011, 261–263: 1370–1373.
- [26] 孙四平, 刘胜利. 浅谈软土路基施工观测与控制[J]. 安徽建筑. 2002, (2): 39–41.
- [27] 陈文苏. 软土蠕变沉降的数值模拟(硕士学位论文, 导师: 别社安)[D]. 天津: 天津大学, 2004.
- [28] 王克红. 粉煤灰处理软基的数值模拟研究与应用(硕士学位论文, 导师: 杨万斌)[D]. 邢台: 河北工程大学, 2010.
- [29] 交通部. 公路工程名词术语(JTJ002—87)[M]. 北京: 人民交通出版社, 1987.
- [30] 交通部. 公路软土地基路堤设计与施工技术规范(JTJ 017—96)[M]. 北京: 人民交通出版社, 1997.
- [31] 交通部. 公路工程地质勘察规范(JTG C20—2011)[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011.
- [32] 侯兆霞, 刘中欣, 开春龙. 特殊土地基[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2007.
- [33] 马艳. 虎门港西大坦进港道路软基沉降监控和预报(硕士毕业论文, 导师: 赵利平)[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2007.
- [34] 许永明, 徐泽中. 一种预测路基工后沉降量的方法[J]. 河海大学学报(自然科学版). 2000, 28(5): 111–113.
- [35] 宰金珉, 梅国雄. 成长曲线在地基沉降预测中的应用[J]. 南京建筑工程学院学报. 2000, (2): 8–13.
- [36] 王晓谋, 袁怀宇. 高等级公路软土地基路堤设计与施工技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [37] 刘松玉, 陈国靖, 章定文. 我国高速公路软土地基处理技术进展[A]. 第十四届中国科协年会第21会场: 山区高速公路技术创新论坛论文集[C]. 中国: 河北石家庄, 2012, 1–8.
- [38] 沈珠江. 软土工程特性和软土地基设计[J]. 岩土工程学报. 1998, 20(1): 100–111.
- [39] 张诚厚, 袁文明, 戴济群. 高速公路软基处理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [40] 交通部. 公路路基设计规范(JTG D30—2004)[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [41] 王丙兴. 考虑软土结构性损伤的路基沉降预测反分析[J]. 公路交通科技. 2011, (1): 47–51.
- [42] 熊传祥, 龚晓南. 一种改进的软土结构性弹塑性损伤模型[J]. 2006.
- [43] 刘松玉, 吴燕开. 论我国静力触探技术(CPT)现状与发展[J]. 岩土工程学报. 2004, 26(4): 553–556.
- [44] 林政, 陈仁朋, 陈云敏, 等. 一种现场测定地基固结系数与渗透系数的方法[J]. 岩土工程学报. 2004, 26(4): 505–510.
- [45] 陈云敏, 林政, Schellingenhorst A. J. G. IFCO BAT系统测试地基孔压及原位渗透系数理论及其应用[J]. 岩石力学与工程学报. 2005, 24(24): 4440–4448.



基于实地监测的常用隧道涌水量 预测方法对比分析

张金平

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:[目的]揭示隧道发生涌水病害的内在原因,分析目前各种预测隧道涌水量计算方法准确性和适用性,为相关工程及理论公式的进一步完善提供参考。[方法]采用工程地质调查测绘、钻探、物探、现场及室内试验等方法;将隧道长期涌水量记录数据与隧道涌水量计算公式计算结果进行对比。[结果]全面掌握了事故段工程地质及水文地质情况;不同公式所得涌水量预测结果相差较大。[结论]

隧道发生涌水病害的内在原因主要是由于附近民用水塘长期蓄水所致;采用古得曼公式所得的预测结果与本工程实测值最为接近。

关键词:隧道涌水;涌水量预测;勘察;地下水动力学法

长期以来,涌水问题一直是隧道工程中普遍存在且容易造成严重后果的工程灾害^[1]。在长期水力作用下,隧道围岩与水产生物理和化学反应,使得围岩强度降低、膨胀、变形,甚至失稳破坏,给隧道长期安全服役性能带来严重挑战。针对此问题,众多工程师及科研学者进行了积极的探索,提出并拓展了多种预测隧道涌水量的理论及经验方法,主要包括:地下水动力学方法、水理统计法、水平衡法、比拟法、数值分析法、非线性理论方法等等^[2-7]。

其中,地下水动力学法又称解析法,是根据地下水动力学原理用数学解析的方法对给定边界条件和初值条件下的地下水运动建立解析式,从而达到预测隧道涌水量的目的。由于该方法综合考虑了隧道所处地质环境、水文地质条件、施工方式、当地气候等关键因素,在隧道涌水量计算中最为常用。主要包括:柯斯嘉科夫公式、大岛洋志公式、佐藤邦明公式、古得曼公式等^[8-9]。

但总体而言,不同的公式和计算方法所得结果差别较大,迄今尚无能被一致认可的隧道涌水量预测算法。而要准确地预测隧道涌水量,选取合适的涌水量预测方法是准确预测隧道涌水量的关键。因此有必要结合具体工程实例,在全面掌握隧道所处工程地质及水文地质情况的基础上,对目前常用的隧道涌水量预测方法进行适用性和准确性检验,积累隧道涌水量预测工程经验,为涌

水量预测方法的进一步完善提供借鉴和参考。

1 隧址区地质概况

1.1 地形地貌特征

隧道穿过丘陵地貌区,地面标高158.7~236.0m,相对高差约77.3m。岩体节理裂隙发育,为地下水的赋存、渗流提供了物质条件。区内断裂及节理以北东走向为主,其次为北西走向。地表水体主要为距隧道右侧约127m山塘1及88m的山塘2为主;山塘1水位施工前后至今正常无变化,水位0.6~1.5m,水面标高约158.9,山塘2现在无水,山塘2拦水坝坝顶高程为161m。山体植被茂密,并建有旅游区盘山公路。

1.2 地质构造

项目区域地质构造主要为梅县-蕉岭山字型构造、莲花山断裂构造带及大埔~饶平北西向构造带、盆地构造。与圣人山隧道相关的主要为龙坑断裂、蛇子龙断裂、梅子坝断裂。

(1)龙坑断裂:龙坑断裂分布于北东部西阳龙坑一带,总体走向N80°,两端为第四系覆盖,区内延伸10km,与线路在RK5+780处约45°斜交。

(2)蛇子龙断裂:为近东西向断裂,走向约80°,区内延伸8km,位于线路北侧,距RK6+000约1km,属逆冲挤压型断裂,发育于震旦系老虎塘组地层中。具体特征为发育硅化构造角砾岩,角砾呈不规则棱角状,大小0.5~3cm,胶结物为粉碎状



岩粉,具强烈硅化。

(3)梅子坝断裂:走向约 60° ,产状 $145^{\circ}\angle 65^{\circ}$,区内延伸6km,位于线路北侧,距RK6+000约1.5km,断裂带宽10~20m,发育于震旦系老虎组地层中。断层带由断层角砾及断层泥组成。

1.3 地层岩性

1、素填土(Qml):灰色,0~0.15m为砂路面,0.15~0.3m由碎石,风化土等组成。局部分布,厚度0.30~1.50m,属强透水。

2、强风化变质砂岩(Z):灰白混土黄、褐红色,岩芯呈碎块状,岩质软,节理裂隙发育密集,隙面锈染,变余砂质结构,层状构造,构造影响基岩破碎,岩芯未见明显构造带形迹。大部分分布,厚度47.70~80.60m,中等透水。

3、强风化变质砂岩(Z):黄褐色,岩石风化剧烈,岩芯呈半岩半土状,遇水软化,质软。零星分布,厚度为8.10m,弱透水。

4、中风化变质砂岩(Z):青灰色,岩芯碎块-短柱状,节理裂隙发育,隙面锈染,岩质较硬,敲击响脆,变余砂质结构,层状构造,构造影响基岩破碎,但岩芯未见明显构造带形迹。大部分分布,厚度1.00~47.50m,中等透水。

其中,对据代表性的强风化变质砂岩层开展了常规土力学室内试验,每一测点取样不少于6个,所得土体基本物理力学参数为:含水率21%、密度 1.9 g/cm^3 、土粒比重2.7、孔隙比0.7、液限28.4%、塑限18.7%、粘聚力 17 kPa 、内摩擦角 33.6° 、压缩系数 0.27 MPa^{-1} 、压缩模量 6.2 MPa 。

2 水文地质特征分析

本区处亚热带,雨量充沛,地下水补给来源充足。丘陵范围,构造裂隙和风化裂隙发育,大部分地方植被茂盛,裂隙水广泛分布。根据梅县幅区域水文地质图(1:20万),地下水为松散层孔隙水、基岩类裂隙水和断层破碎带水三大类水:

(1)松散层孔隙水:广泛分布于第四系中,其中砂、砂砾为主要含水层,主要为潜水,水量贫乏。单井涌水量 $76.73 \sim 653.57 \text{ 吨/日}$,个别孔 2380.41 吨/日 ,水位埋深 $0.21 \sim 3.85 \text{ 米}$,水质以 $\text{HCO}_3\text{-Ca}$ 型为主,矿化度 $0.02 \sim 0.36 \text{ 克/升}$ 。

(2)基岩类裂隙水:分布于基底碎屑岩、变质岩中,如砂岩、粉砂岩、变质砂岩、千枚岩的风化裂隙和构造裂隙中,地下水的补给和排泄途径不通畅,水量较贫乏。泉常见流量 $0.039 \sim 0.325 \text{ 升/秒}$,地下水径流模数 $1.21 \sim 5.537 \text{ 升/秒}\cdot\text{平方公里}$ 。水质以 $\text{HCO}_3\text{-Ca}$ 及 $\text{HCO}_3\text{-Ca.Mg}$ 型为主,矿化度 $0.02 \sim 0.1 \text{ 克/升}$ 。

(3)断层破碎带水:项目区内断裂构造发育,以北东走向为主,其次为北西走向。属中等~强透水层,为山塘向隧道渗水的主要通道。

3 隧道涌水量预测及分析

3.1 隧道涌水量预测常用方法

目前,预测隧道涌水量的方法多种多样,在我国常用的是地下水动力学方法和经验公式法,并已纳入国家行业标准及规范。具体算法如下:

(1)柯斯嘉科夫计算涌水量理论公式:

$$Q_s = \frac{(\pi + 2H/R)HLK}{\ln R - \ln r} \quad (1)$$

式中: Q_s 为隧道通过含水体段正常涌水量(m^3/d); H 为静止水位至隧道洞底距离(m); L 为隧道通过含水体的长度(m); K 为含水体的渗透系数(m/d); R 为隧道涌水量影响宽度(m); r 为隧道横断面宽度的一半(m)。

(2)大岛洋志最大涌水量计算公式:

$$q_0 = \frac{2\pi\lambda K(H - r_0)}{\ln[4(H - r_0)/d]} \quad (2)$$

式中: q_0 为洞身通过含水体单位长度最大涌水量(m^3/d); d 为隧道洞身横断面等价圆直径(m); r_0 为洞身横断面等价圆半径(m); λ 为转换系数,一般取值0.86。

(3)佐藤邦明非稳定流理论公式:

$$q_0 = 2\pi\lambda Kk / \ln \left[\tan \frac{\pi(2h - r_0)}{4h_c} \cot \frac{\pi r_0}{4h_c} \right] \quad (3)$$

$$q_s = q_0 - 0.584\varepsilon Kr_0 \quad (4)$$

式中: q_0 为洞身单位长度最大涌水量(m^3/d); q_s 为单位长度正常涌水量(m^3/d); h 为静止水位至洞身横断面等价圆中心的距离; h_c 为含水体有效厚度; λ 为转换系数; ε 为平均试验系数,一般取作

12.8, 其他符号意义同上。

(4) 古得曼经验公式：

$$Q_0 = L \frac{2\pi HK}{\ln \frac{4H}{d}} \quad (5)$$

式中 Q_0 为隧道通过段落可能最大涌水量 (m^3/d), 其他符合同上。

(5) 铁路勘测规范经验公式

正常涌水量计算公式

$$Q_s = LHK(0.676 - 0.06K) \quad (6)$$

最大涌水量计算公式

$$Q_0 = L(0.0255 + 1.9224HK) \quad (7)$$

3.2 隧道洞身涌水量预测

结合前期现场勘察结果并考虑到附近水塘的影响, 计算图式如图1所示。

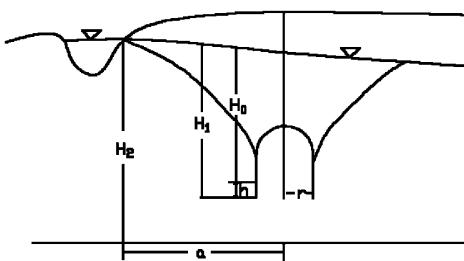


图1 隧道涌水量计算图式

为获得隧道围岩渗透系数, 在地质勘探的基础上, 选取代表性的区域进行多个钻孔并开展了常水头注水试验, 试验关键参数及所得成果平均值分别为: 水平、垂直方向渗透率比 10、渗水段长度 20m、形状系数 15.32、注入流量 1240 m^3 、水头高度 40m、渗透系数 2.02 m/d 。

利用上述公式, 分别计算隧道正常涌水量与最大涌水量结果如表3所示。

表3 涌水量计算结果对比

计算方法	单位正常涌水量 (m^3/d)	段落正常涌水量 (m^3/d)	单位最大涌水量 (m^3/d)	段落最大涌水量 (m^3/d)
柯斯嘉科夫公式	100.4	5018.7	-	-
大岛洋志公式	-	-	142.1	7105.4
佐藤邦明公式	133.7	6687.5	135.3	6763.0
古得曼公式	-	-	180.1	9004.15
铁路勘察经验公式	43.7	2185.4	151.5	7573.6

可以看出, 不同的公式所得隧道涌水量相差较大, 预测涌水量从小到大依次是: 柯斯嘉科夫公式 < 佐藤邦明公式 < 大岛洋志公式 < 经验公式 < 古得曼公式。其中柯斯嘉科夫公式计算结果约为古得曼公式所得涌水量的一半。

3.3 隧道洞身涌水量实际检测

对该隧道涌水段分别在 2011 年及 2012 年进行了隧道涌水量实地检测, 得到隧道实际涌水量曲线如图2所示。



图2 涌水量曲线图

根据实地检测结果可以看出, 枯水期隧道涌水量 KQ 约为 $1200 \text{ m}^3/\text{d}$, 雨期涌水量 BQ 约 $2800 \text{ m}^3/\text{d}$, 水塘蓄水后最大涌水量 XQ 约 $10540 \text{ m}^3/\text{d}$ 。从而知由于降雨增加的涌水量 $(BQ-KQ)$ 为 $1600 \text{ m}^3/\text{d}$, 由于水库蓄水增加涌水量 $(XQ-KQ)$ 为 $9340 \text{ m}^3/\text{d}$ 。

梅州年降雨量 1400–1800mm, 平均降雨量 1500mm, 降雨系数取 1.2($1800/1500$), 测量精度系数取 1.3, 则实际总涌水量约为:

$$\begin{aligned} Q &= 1.3 \times [KQ + 1.2 \times (BQ - KQ) + (XQ - KQ)] \quad (8) \\ &= 16198 \text{ m}^3/\text{d} \end{aligned}$$

与表3所得计算结果相比较可知, 常用的各预测隧道涌水量的方法均偏于保守, 其中古得曼公式预测结果真实涌水量最为接近, 也仅为实测值的 55.69%, 仍存在较大偏差。

4 结论

文章结合实际工程长期涌水量监测结果, 对比分析了目前常用隧道涌水量计算公式, 得到以下结论:

(1) 即使对于同一工况, 采用不同的隧道涌水量预测方法所得到的预测结果相差大。其中柯斯嘉科夫公式预测结果最为保守, 而古得曼公式所



得涌水量最大。

(2)常用的隧道涌水量预测方法与实测值相比较普遍偏小,古得曼公式与真实值最为接近,但也仅为实测值的55.69%。

(3)值得注意的是,对于特定的工程情况,工程地质及水文地质条件具有特殊性和复杂性,且涌水量是多种因素综合作用的结果,而目前尚无为大家公认的计算方法,有必要总结以往工程经验进一步完善涌水量预测方法。

参考文献

- [1]吕燕,邓林.大相岭隧道涌水预测数值模拟分析[J].路基工程,2010(6):90-92..
- [2]林传年,李利平,韩行瑞.复杂岩溶地区隧道涌水预测方法研究[J].岩石力学与工程学报,2008,27(7):1469-1476.
- [3]张夏临,冯涛,王晓伟.代家坳隧道涌水量计算[J].路基工程,2008,2008(5):121-123.
- [4]职常应,李永生,罗占夫.关角隧道二郎洞断层束破碎带涌水分析[J].路基工程,2010(5):59-61.
- [5]李树忱,冯现大,李术才,等.新型固流耦合相似材料的研制及其应用[J].岩石力学与工程学报,2010,29(2):281-288.
- [6]方振华,王鹰,冯涛.贵广高速铁路坪山隧道涌水量预测及涌水防治[J].路基工程,2010(1):197-199.
- [7]潘海泽,黄涛,孙殿国.隧道涌水灾害的防治对策及工程措施量化研究[J].路基工程,2008(5):42-44.
- [8]田海涛,董益华,王延辉.隧道涌水量预测的研究[J].水利与建筑工程学报,2007,5(3):75-77.
- [9]徐国锋,杨建锋,陈侃福.台缙高速公路苍岭隧道水文地质勘察与涌水量预测[J].岩石力学与工程学报,2005(A02):5531-5542.



基于物元分析的山岭地区干线公路 交通安全评价

汪明杰

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要：结合交通安全评价方法的选取原则和山岭地区干线公路道路交通特征,利用物元分析评价法建立基于可能性分析和严重性分析的山岭地区干线公路评价模型,并应用实例验证分析模型的可操作性和科学性,为改善山区干线公路交通运行条件、消除事故黑点和提高交通安全运行水平提供理论依据和技术支持。

关键词：山岭地区;干线公路;交通安全;评价模型;物元分析;

近年来,大量山区公路基础建设为我国山岭地区的经济发展提供了坚实的交通运输保障,改变了山区人民的交通出行方式和生活方式。但是受到特殊地形条件的限制,山岭地区公路在实际运营中交通事故的多发性与事故高死亡率已经成为山区交通的重点难题。

目前,国外对交通安全评价的研究重点已从绝对指标过度到指标体系和评价模型领域,建立了交通安全评价指标体系和评价方法;国内在交通安全研究中关注的重点主要包括事故统计分析、交通安全评价、交通事故预测、交通事故预防等4个方面^[1]。但是常规评价方法与山岭地区的地形条件、道路线形的特殊性相冲突,不能满足山岭地区干线公路的交通安全需求。本文基于物元分析评价法建立山岭地区干线公路交通安全评价模型,以期能够真实高效的评价山岭地区干线公路的交通安全。

1 交通安全评价方法的选取

1.1 交通安全评价方法选取原则

借鉴相关领域的研究经验,山岭地区干线公路交通安全评价方法选择应遵循以下原则^[2]:

1)科学性。评价方法能够真实反映山岭地区干线公路安全的本质,体现交通安全影响因素的内部联系,保证评价过程的科学合理性、评价结果的可靠性、客观性与可信性。

2)可操作性。评价方法确保评价过程切实可

行,能够兼顾部门使用和服务基层,保证参与评价的基础数据容易获取,评价过程简明清晰、操作简便。

3)实际性。评价方法应与山岭地区干线公路特征紧密联系,得出道路安全水平的确切结论,为山岭地区干线公路的治理与改善提供可靠的措施与依据。

4)可比性。评价方法能对山岭地区干线公路安全进行科学合理比较,并对道路安全运行水平做出评判。

1.2 交通安全评价方法的确定

山岭地区干线公路交通安全体系中影响交通安全的因素种类繁多,并且各评价因素和指标对应的评价值域在评价过程中存在显著的差异性,形成的评价结果在相容性和匹配性上很难达到要求。因此须从山岭地区干线公路交通安全评价的特殊性出发,选取一种既能满足山岭地区干线公路交通安全评价要求,又能够对山岭地区干线公路交通安全水平作出总体科学评判的评价方法。^[3-5]

目前相关学者针对不同评价指标值的差异性主要通过线性类比进行简单处理进行分析研究,但是它并不能真实反映出指标间的差异。因此本文提出利用物元分析模型对山岭地区干线公路安全进行评价,其优点是:物元分析无需对原始指标数值进行无量纲化处理,在评价过程中,不需将各因素的评价指标值域换算成标准的统一值



域,从而保证评价指标数据的完整性;物元分析模型中的评价指标是具有特性的相互联系的元素,恰好可以解决在综合作用下多个不相容的单项指标所反映的规律性问题。

2 物元分析评价法

2.1 物元模型的基本理论

1)物元矩阵^[6]

物元,即是指由事物N、事物特征C以及各特征的量值X所构成的三元组,记作(N, C, X)。

若事物N₀具有n个特征C₁, C₂, …, C_n,那么,其相应的指标量值则记作X₁, X₂, …, X_n,该事物可称为n维物元,则物元矩阵

$$R = \begin{bmatrix} N_0 & C_1 & X_1 \\ C_2 & X_2 \\ \vdots & \vdots \\ C_n & X_n \end{bmatrix}$$

根据特征值的一般量值范围与最高允许量值范围,将R分成经典域物元矩阵和节域物元矩阵2类。

若记标准事物为N_{0j},则称其特征C_i的值域X_{0ji}为经典域,则经典域物元矩阵

$$R_{0j} = (N_{0j}, C_i, X_{0ji}) = \begin{bmatrix} N_{0j} & C_1 & X_{0j1} \\ C_2 & X_{0j2} \\ \vdots & \vdots \\ C_n & X_{0jn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_{0j} & C_1 & < a_{0j1}, b_{0j1} > \\ C_2 & C_2 & < a_{0j2}, b_{0j2} > \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ C_n & C_n & < a_{0jn}, b_{0jn} > \end{bmatrix} \quad (1)$$

若记待评价事物N₀的特征量值的全体为P,则称其特征C_i的值域X_{pi}为节域,则节域物元矩阵

$$R_p = (P, C, X_p) = \begin{bmatrix} P & C_1 & X_{p1} \\ C_2 & X_{p2} \\ \vdots & \vdots \\ C_n & X_{pn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P & C_1 & < a_{p1}, b_{p1} > \\ C_2 & C_2 & < a_{p2}, b_{p2} > \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ C_n & C_n & < a_{pn}, b_{pn} > \end{bmatrix} \quad (2)$$

2)关联函数

在物元分析模型中,关联函数是用来表示当物元的量值取值为实轴上一点X_i时,物元所符合要求的程度。

根据区间的模计算公式,将量值区间(a_{0ji}, b_{0ji})的模d定义为

$$d = |X_{0ji}| = |b_{0ji} - a_{0ji}| \quad (3)$$

则某点X_i到(a_{0ji}, b_{0ji})的距离为

$$\rho(X_i, X_{0ji}) = |X_i - (a_{0ji} + b_{0ji})/2| - (b_{0ji} - a_{0ji})/2 \quad (4)$$

因此,定义关联函数

$$K_j(X_i) = \begin{cases} -\rho(X_i, X_{0ji})/d & X_i \in X_{0ji} \\ \rho(X_i, X_{0ji})/(\rho(X_i, X_{pi}) - \rho(X_i, X_{0ji})) & X_i \notin X_{0ji} \end{cases} \quad (5)$$

式中ρ(X_i, X_{pi})为X_i到量值区间(a_{pi}, b_{pi})的距离。

3)确定权重

在实际评价过程中,事物各特征因素C_i对事物本身的影响重要程度不同,在分析中需给予各特征因素C_i不同的权重。权值w_i的获取可通过层次分析法、专家调查法等方法确定。^[7-9]

2.2 评价模型等级划分

待评事物N₀关于等级j的关联度

$$K_{j(N_0)} = \sum_{i=1}^n w_i K_j(X_i)$$

式中:K_{j(N_0)}为待评价事物N₀关于等级j₀的关联度,如果K_{j(N_0)}=max K_{j(N_0)},则可判定待评价事物N₀属于评价等级j₀。

1)当K_{j(N_0)}>1时,评价事物超过要求上限,且数值越大,其开发潜力越大。

2)当0≤K_{j(N_0)}≤1时,评价事物符合标准对象要求的程度,且数值越大,越接近标准对象的上限。

3)当-1≤K_{j(N_0)}<0时,评价事物不符合标准对象要求,但具备转化为标准对象的条件。

4)当K_{j(N_0)}<-1时,评价事物不符合标准对象要求,且又不具备转化为标准对象的条件。

计算待评价事物N₀的评价级别变量特征值j^{*},以判别评价对象偏向某一评价等级的程度,有

$$j^* = \frac{\sum_{j=1}^n j \cdot \overline{K_{j(N_0)}}}{\sum_{j=1}^n \overline{K_{j(N_0)}}} \quad (6)$$

式中

$$\overline{K_{j(N_0)}} = \frac{K_{j(N_0)} - \min K_{j(N_0)}}{\max K_{j(N_0)} - \min K_{j(N_0)}}$$

2.3 多级评价模型

当评价对象有多个评价指标时,可将指标分类进行多级评价^[10]。根据评价指标自身的特征,可将众多评价指标分为n类,即C={C₁, C₂, …, C_n};若每个指标子集C_i存在m个子指标,则记作



$C_i = \{C_{i1}, C_{i2}, \dots, C_{im}\}$ 。其中, C_{ik} 则表示第 i 类指标中的第 k 个子指标。

根据层次分析法、专家调查法等方法确定出计算各级评价指标于所在评价等级中所占权重。并假设第 i 类评价指标的权重记作 a_i ($i=1, 2, \dots, n$) ; 同样地, 将第 i 类中的第 k 个子因素的权重记作 a_{ik} ($k=1, 2, \dots, m$) 。

分别对子系统 C_i 进行初级评价, 待评事物 N_0 对于子系统 C_i 关于等级 j 的关联度

$$K_{j(N_0)} = \sum_{k=1}^m a_{ik} K_j(X_{ik}) \quad (7)$$

待评事物 N_0 关于等级 j 的关联度

$$K_{j(N_0)} = \sum_{i=1}^n a_i K_{j(N_0)} \quad (8)$$

如果对于 C_i 由式(6)计算出的级别变量特征值为 j^* , 则事物 N_0 的级别变量特征值

$$j^{**} = \sum_{i=1}^{n_i} a_i j_i^* \quad (9)$$

则 j^{**} 称为待评事物 N_0 的级别变量特征值, j^{**} 值用于判别偏向另一评价等级的程度。如 $j_0 = 2, j^{**} = 2.8$ 表示 N_0 属于评价等级 2 级, 且偏向于第 3 级。

3 山岭地区干线公路交通安全评价模型

3.1 评价路段单元

影响山岭地区干线公路交通安全运行水平的技术指标存在较大差异, 为了对其交通安全运行水平进行准确评价, 将路网体系划分为若干个评价路段单元, 评价路段单元划分的基本原则为: 评价单元路段宽度控制在 1 km 左右, 特殊情况不应超过 2 km; 评价单元路段起讫点宜位于直线段处; 同一处圆曲线路段应划分在同一个评价单元内; 同一处桥梁隧道路段应划分在同一个评价单元内; 同一个评价单元路段路侧净区宽度应基本相同。^[11-14]

3.2 基于可能性分析的评价模型

1) 模型评价指标与等级划分

根据山岭地区干线公路交通安全评价指标体系, 选择相应可能性评价指标集为道路线形与道路环境, 作为当前物元模型的特征指标集 C_i 。选

择圆曲线、竖曲线、纵坡等交通安全影响因素作为各特征指标的子指标集 C_i 的子指标, 即 $C_i = \{C_{i1}, C_{i2}, \dots, C_{im}\}$, 圆曲线、竖曲线、纵坡等交通安全影响因素实际量值则记作子指标的特征量值 X_1, X_2, \dots, X_m 。另外, 应根据所评价公路单元的实际情况, 对评价指标体系内的子指标加以取舍。^[15-16]

由于具体的评价指标包含有性质不同的定性指标与定量指标, 导致评价指标等级的确定具有一定的复杂性。因此, 为使评价等级的划分简单而明确, 将评价结果总共分为 4 个等级, 如表 1 所示。

表 1 山岭地区干线公路交通安全评价等级划分

评价等级	等级描述	等级属性
1 优	系统安全水平好, 发生事故的可能性较小, 事故严重程度轻微	
2 良	系统安全水平较好, 发生事故的可能性小, 事故严重程度较轻	
3 中	系统安全水平一般, 可能发生事故, 事故严重程度一般	
4 差	系统安全水平较差, 发生事故的可能性较大, 事故严重程度较重	

根据道路的设计参数、要点和基本特征, 构建基于可能性的山岭地区干线公路交通安全评价指标体系如表 2 所示。将各指标数值划分为不同的区间, 表 2 括弧内的参数即为相应指标等级下的指标区间。如: 表 2 中子指标圆曲线半径 C_{11} , 如根据规范要求, 当设计速度为 40 km/h 时, 圆曲线最小半径取值为 65 m, 同时考虑圆曲线半径对行车安全的影响程度, 根据其取值范围将山区公路的圆曲线半径划分为 [500, 300]、[300, 150]、[150, 65]、[65, 0] 四个等级。特征量值一般选取于对系统安全水平较好, 发生事故的可能性小, 事故严重程度较轻等级情况下的某一指标数值。如: 表 2 中特征量值 X_{11} 应在 $[b_{11}, c_{11}]$ 范围内。

2) 构造评价模型物元矩阵

根据式(1)、(2)以及各评价指标 C_i 的分级情况, 由道路线形 C_1 指标集和指标等级的划分构成经典域物元矩阵 $R1_1 \sim R1_4$, 以及节域物元矩阵 $R1_p$; 由道路环境 C_2 指标集和指标等级的划分构成经典域物元矩阵 $R2_1 \sim R2_4$, 以及节域物元矩阵 $R2_p$ 。

表2 基于可能性的山岭地区干线公路交通安全评价指标体系

指标 C_i	子指标 C_{im}	指标的等级划分				特征量值 X_{im}
		1	2	3	4	
道路线形 C_1	圆曲线半径 C_{11}	[a_{11}, b_{11})	[b_{11}, c_{11})	[c_{11}, d_{11})	[d_{11}, e_{11})	X_{11}
	凸竖曲线半径 C_{12}	[a_{12}, b_{12})	[b_{12}, c_{12})	[c_{12}, d_{12})	[d_{12}, e_{12})	X_{12}
	凹竖曲线半径 C_{13}	[a_{13}, b_{13})	[b_{13}, c_{13})	[c_{13}, d_{13})	[d_{13}, e_{13})	X_{13}
	竖曲线长度 C_{14}	[a_{14}, b_{14})	[b_{14}, c_{14})	[c_{14}, d_{14})	[d_{14}, e_{14})	X_{14}
	纵坡坡度 C_{15}	[a_{15}, b_{15})	[b_{15}, c_{15})	[c_{15}, d_{15})	[d_{15}, e_{15})	X_{15}
	纵坡长度 C_{16}	[a_{16}, b_{16})	[b_{16}, c_{16})	[c_{16}, d_{16})	[d_{16}, e_{16})	X_{16}
	超高 C_{17}	[a_{17}, b_{17})	[b_{17}, c_{17})	[c_{17}, d_{17})	[d_{17}, e_{17})	X_{17}
	视距条件 C_{18}	[a_{18}, b_{18})	[b_{18}, c_{18})	[c_{18}, d_{18})	[d_{18}, e_{18})	X_{18}
道路环境 C_2	线形组合 C_{19}	[a_{19}, b_{19})	[b_{19}, c_{19})	[c_{19}, d_{19})	[d_{19}, e_{19})	X_{19}
	冲突点 C_{21}	[a_{21}, b_{21})	[b_{21}, c_{21})	[c_{21}, d_{21})	[d_{21}, e_{21})	X_{21}
	可视性 C_{22}	[a_{22}, b_{22})	[b_{22}, c_{22})	[c_{22}, d_{22})	[d_{22}, e_{22})	X_{22}
	交叉角度 C_{23}	[a_{23}, b_{23})	[b_{23}, c_{23})	[c_{23}, d_{23})	[d_{23}, e_{23})	X_{23}

3) 确定各级指标的权重

根据层次分析法和道路的实际情况,确定各二级指标 C_{ik} 的权重 a_{ik} 及各一级指标 C_i 相对于整个体系的权重 a_i 。

4) 确定关联度函数计算关联度

利用式(3)~(5),首先针对于二级评价指标进行评判。计算出山岭地区干线公路交通安全可能性对于系统指标 C_i 关于评价等级 j 的关联度 K_{ij} (X_{ik});其次,再进行针对第一级评价指标的评判,从而获得山岭地区干线公路交通安全可能性关于评价等级 j 的关联度 $K_j(X_i)$ 。

5) 确定评价等级

根据式(7)、(8)计算 $K_{j(N_0)}$,若 $K_{j_0(N_0)} = \max K_{j(N_0)}$,则可确定待评事物 N_0 归属于等级 j_0 ,根据表1,可判断山岭地区干线公路交通事故发生可能性的等级。

根据式(6)、(9)计算得待评事物 N_0 的级别变量特征值 j^* ,判别山岭地区干线公路交通发生事故的可能性偏向某一安全等级的趋势。

根据山岭地区干线公路交通安全可能性 N_0 关于评价等级 j_0 的归属等级,结合山岭地区干线公路交通安全可能性的发展态势,可评定:该评价路段单元是否安全,并根据实际的评级等级,确定是否需对该评价路段单元的相关安全因素的影响进行进一步的改善与调整,从而提高该公路的安全水平。

3.3 基于严重性分析的评价模型

与基于可能性分析的山岭地区干线公路交通安全评价相似,基于严重性分析的山岭地区干线

公路交通安全评价是通过严重性评价指标所构成的评价体系,运用物元分析模型基本理论对所需评价的公路单元进行综合评价。

1) 确定模型评价指标与等级

根据山岭地区干线公路影响因素对行车安全机理的分析和交通安全事故数据的处理,并结合参考相关文献^[17~20],选择相应的严重性评价指标集作为山岭地区干线公路交通安全严重性评价指标体系,如表3所示。

表3 基于严重性的山岭地区干线公路交通安全评价指标体系

指标 C_i	子指标 C_{im}	指标的等级划分				特征量值 X_{im}
		1	2	3	4	
C_3	护栏完备率 C_{31}	[a_{31}, b_{31})	[b_{31}, c_{31})	[c_{31}, d_{31})	[d_{31}, e_{31})	X_{31}
	护栏防撞等级 C_{32}	[a_{32}, b_{32})	[b_{32}, c_{32})	[c_{32}, d_{32})	[d_{32}, e_{32})	X_{32}
C_4	路基边坡 C_{41}	[a_{41}, b_{41})	[b_{41}, c_{41})	[c_{41}, d_{41})	[d_{41}, e_{41})	X_{41}

2) 构造评价模型物元矩阵

针对交通安全设施 C_3 以及道路结构 C_4 指标集,分别构造经典域物元矩阵与节域物元矩阵。

3) 确定各级指标的权重

根据层次分析法,结合所评价山岭地区干线公路的实际情况,进行各等级评价指标的权重值计算。

4) 确定关联度函数计算关联度

根据式(3)~(5),计算各二级指标 C_{ik} 其相对于各评价等级的关联度 $K_j(X_{ik})$ 。根据式(7)、(8),计算山岭地区干线公路交通安全严重性关于评价等



级 j 的关联度 $K_j(X_i)$ 。

5) 确定评价等级

若 $K_{j_0(N_0)} = \max K_{j(N_0)}$, 则可确定待评事物 N_0 归属于等级 j_0 , 参照表1, 判断山岭地区干线公路交通事故发生严重性等级, 根据式(6)、(9)计算得待评事物 N_0 的级别变量特征值 j^* , 判断山岭地区干线公路交通事故严重性偏向某一安全等级的趋势。

根据山岭地区干线公路交通安全严重性 N_0 关于评价等级 j_0 的归属等级与系统子指标 C_i 所归属的评级等级 j_i , 能评判该评价路段单元是否安全,

判断出是否需要针对交通安全作出相应的改善, 为安全改善的方向和措施提供依据和指导。

4 应用实例

4.1 路段概况

依据山区干线公路的交通事故特征, 选取国道G206 广东省兴宁市松陂村(K2210+926~K2211+260)路段, 重点进行基于严重性分析的交通安全评价。该路段的各项指标的设计标准如表4所示。

表4 G206兴宁松陂村K2210+926~K2211+260路段指标的设计标准

公路等级	设计速度 /(km·h ⁻¹)	路基宽度/m	桥梁宽度/m	停车视距/m	平曲线最小半径/m	不设超高最小平曲线半径/m
二级公路	60	12	12	75	170	1 500
最大纵坡/%	最小坡长/m	凹形竖曲线最小半径/m	凸形竖曲线最小半径/m	设计车辆荷载	地震动峰值加速度	大、中桥设计洪水频率
6	160	1 567.4	1 700	公路-I级	0.05、0.10	1/100

K2210+926~K2211+260 路段路侧沿线设有A级波形梁护栏, 并且在K2211+200处与S120形成T字型交叉口, 沿线基本上为填方路段。

4.2 基于严重性分析的山区干线公路交通安全评价

1) 确定评价指标与等级

根据(K2210+926~K2211+260)路段的设计标准与实际情况, 同时参照文献[20~21]确定严重性评价指标体系以及对评价指标进行具体的等级划分, 特征值的量值的选取均选取高于规范一级的评价值, 其中与规范等级对应的是等级3。如表5所示。

表5 山区干线公路交通安全严重性评价指标体系

一级指标	二级指标	指标的等级划分				特征量值
		1	2	3	4	
C_3	护栏完备率 C_{31}	[100,90)	[90,80)	[80,60)	[60,0]	85
	护栏防撞等级 C_{32}	[10,7.5)	[7.5,5)	[5,2.5)	[2.5,0]	6
C_4	路基边坡 C_{41}	[0,8)	[8,15)	[15,30)	[30,50]	10

2) 构造评价模型物元矩阵

根据式(2)、(3)与各评价指标分级情况, 针对指标 C_3, C_4 构造待评物元矩阵 R 。其中, 针对交通安全设施 C_3 指标集的物元矩阵有:

$$R3_1 = \begin{bmatrix} 1 & C_{31} & [100,90) \\ & C_{32} & [10,7.5) \end{bmatrix}$$

$$R3_2 = \begin{bmatrix} 2 & C_{31} & [90,80) \\ & C_{32} & [7.5,5) \end{bmatrix}$$

$$R3_3 = \begin{bmatrix} 3 & C_{31} & [80,60) \\ & C_{32} & [5,2.5) \end{bmatrix}$$

$$R3_4 = \begin{bmatrix} 4 & C_{31} & [60,0] \\ & C_{32} & [2.5,0] \end{bmatrix}$$

$$R3_p = \begin{bmatrix} 1 \sim 4 & C_{31} & [100,0] \\ & C_{32} & [10,0] \end{bmatrix}$$

同理, 针对道路结构 C_4 指标集亦可构成上述形式的经典域物元矩阵 $R4_1 \sim R4_4$ 以及节域物元矩阵 $R4_p$ 。

3) 确定各级指标的权重

根据层次分析法以及护栏工程在交通事故中重要程度, 并通过相关计算处理, 赋予各特征指标相应的权重。(K2210+926~K2211+260)路段交通安全严重性二级评价指标护栏完备率 C_{31} 的权重为0.401 6, 护栏防撞等级 C_{32} 的权重为0.598 4。

同理, 计算山区干线公路交通安全严重性评价一级指标道路设施 C_3 的权重为0.598 4, 道路结



构 C_4 的权重为 0.4016。

4) 确定关联度函数计算关联度

计算出各特征指标 C_i 所包含的各子指标 C_{ik} 其相对于各评价等级的关联度 $K_j(X_{ik})$, 再根据式(7)、(8)进行综合关联度的处理, 计算出国道 G206(K2210+926~K2211+260)路段交通安全严重性评价指标关联度如表 6 所示。如: 表中数字 0.4035 为评价路段二级指标 C_{31} 对于 1 级评级等级的关联度; 1.2647 为评价路段所有评价指标对于 2 级评价等级的综合关联度。

表 6 评价路段交通安全严重性评价指标对评价等级的关联度

指标	子指 标	特征 量值	权重	相对于评价等级的关联度			
				1	2	3	4
C_3	C_{31}	80	0.2403	0.4035	-0.1940	-1.4000	-3.8571
	C_{32}	6	0.3581	1.1818	-0.3000	-0.8462	-7.0000
C_4	C_{41}	10	0.4016	-0.6667	1.0714	-0.8182	-1.4444
	综合关联度			-1.139	1.2647	0.0745	0.4464

将表 6 的结果, 代入式(6)、(9)计算得出各级指标的特征值, 二级指标 $C_{31}、C_{32}、C_{41}$ 的特征值 j^* 分别为 1.83、1.90、1.96, 一级指标 $C_3、C_4$ 的特征值 j^{**} 分别为 1.87、1.96。

5) 确定评价等级

由表 6 可知, $K_{2(N0)} = \max K_{j(N0)} = 1.2647$, 由表 1 可得出国道 G206 广东省兴宁市松陂村路段(K2210+926~K2211+260)基于严重性分析的山区干线公路交通安全评价等级为 2 级, 交通安全性处于“良”状态。根据一级指标 $C_3、C_4$ 的计算结果(1.87、1.96)可得, 评价路段(K2210+926~K2211+260)基于严重性分析的山区干线公路交通安全处于“良”状态, 并且更倾向于“优”。评价结果与国道 G206 广东省兴宁市松陂村(K2210+926~K2211+260)路段的实际情况相符, 证明了所建模型的正确性。

5 结语

通过分析交通安全评价的基本原则和山岭地区干线公路地形、道路特征对交通安全的影响, 选取物元分析法作为山岭地区干线公路交通安全的评价方法。基于物元分析评价法建立山岭地区干线公路交通安全评价模型, 对评价模型的指标体系和权重进行优化, 构建基于可能性与严重性分

析的山岭地区干线公路交通安全评价模型, 并结合实例对模型加以应用, 验证了所建模型的正确性。

参考文献:

- [1] 唐国利. 山区公路道路条件与事故作用机理及事故对策研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2004.
- TAGN Guoli. Study on the road condition and accident mechanism of mountainous highway and the countermeasures [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2004.
- [2] 李娟. 山区高速公路交通安全指标分析与安全评价研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2008.
- LI Juan. Study on traffic safety index analysis and safety evaluation of mountainous expressway [D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2008.
- [3] 屠书荣, 吴敏刚, 程永华. 基于道路和环境条件的干线公路安全性评价方法[J]. 重庆交通大学学报·自然科学版, 2010, 6(3):425~429.
- TU Shurong, WU Mingang, CHENG Yonghua. Evaluation method of trunk highway safety based on road and environmental conditions [J]. Journal of Chongqing Jiaotong University·Natural Science, 2010, 6(3):425~429.
- [4] 刘敏. 山区公路路线安全评价系统开发与应用[D]. 南京: 东南大学, 2010.
- LIU Min. Development and application of mountain road route safety evaluation system [D]. Nanjing: Southeast University, 2010.
- [5] 王媛媛. 山区公路事故成因分析研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2008.
- WANG Yuanyuan. Study on the causes of highway accidents in mountainous areas [D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2008.
- [6] 沈海剑. 基于物元模型的建设项目交通影响程度研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2006.
- SHEN Haijian. Research on traffic impact degree of construction project based on matter-element model [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2004.
- [7] 骆玉清, 杨善林. 层次分析法中几种标度的比较[J]. 系统工程理论与实践, 2004, (9):51~60.
- LUO Yuqing, YANG Shanlin. The comparison of several kinds of scale in the analytic hierarchy process [J]. System Engineering—Theory & Practice, 2004, (9):51~60.
- [8] 徐泽水. 层次分析新标度法[J]. 系统工程理论与实



- 践,1998,18(10):74-77.
- XU Zeshui.New scale hierarchical analysis [J].System Engineering-Theory & Practice, 1998, 18(10):74-77.
- [9]许树柏.层次分析法原理[M].天津:天津大学出版社,1988.
- [10]许洪国,刘兆惠,王超.道路安全等级定权聚类评价模型及因素辨析[J].交通运输工程学报,2007,4(2):94-98.
- XU Hongguo, LIU Zaohui, WANG Chao.Evaluation model and factor analysis of road safety level fixed weight clustering [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2007, 4(2):94-98.
- [11]曲亮鹏.山区干线公路交通安全评价研究[D].西安:长安大学,2015.
- QU Liangpeng.Study on traffic safety evaluation of mountainous trunk highway [D].Xian: Chang'an University, 2015.
- [12]沈海剑,祝烨.基于物元模型的交通影响程度研究[J].西南民族大学学报·自然科学版,2005,31(4):583-587.
- SHEN Haijian, ZHU Ye.Research on Traffic impact degree based on matter-element model J].Journal of Southwest University for Nationalities Natural Science, 2005, 31 (4) : 583-587.
- [13]徐吉谦主编.交通工程总论(第三版)[M].北京:人民交通出版社,2008.
- [14]杨少伟.道路勘测设计[M].北京:人民交通出版社,2004,6.
- [15]熊静,金志良,王红.道路条件对交通安全的影响分析[J].道路交通与安全,2006,6(12):26-29.
- XIONG Jing, JIN Zhiliang, WANG Hong.Analysis on the influence of road condition on traffic safety [J]. Road Traffic & Safety, 2006, 6(12):26-29.
- [16]李显全.山区公路事故多发段道路条件分析与防治对策[J].交通世界,2006,(2):124-125.
- LI Xianquan.Analysis on the conditions of roadway accident and the countermeasures [J].Transpo World, 2006, (2): 124-125.
- [17]李富勇.高速公路交通安全设施系统评价研究[D].西安:长安大学,2006.
- LI Fuyong. Study on systematic evaluation of expressway traffic safety facilities [D].Xian: Chang'an University, 2006.
- [18]彭泽众.山区公路安全防护设施调查与设置研究[D].重庆:重庆交通大学,2014.
- PENG Zezhong.Investigation and setting of safety facilities in mountainous highway [D].Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2014.
- [19]张玲.山区公路安全评价方法的综合运用研究[D].重庆:重庆交通大学,2014.
- ZHANG Lin.Research on comprehensive application of highway safety evaluation method in mountain area [D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2014.
- [20]交通部公路科学研究院,北京交科公路勘察设计研究院,广东省交通集团有限公司,北京中路安交通科技有限公司.公路交通安全设施设计细则:JTGT D81—2006 [S].北京:人民交通出版社,2006.
- [21]河南省交通厅公路管理局.公路养护质量检查评定标准:JTJ075—94 [S].北京:人民交通出版社,1995.

高速公路曲线路段中央分隔带视距问题及交通安全设施改善措施研究

孟云龙

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:结合我国公路路线设计规范以及广东省高速公路设计与管理实践,对高速公路中央分带曲线路段视距进行了计算分析,有较多高速公路靠近中央分带的内侧车道停车视距不能满足规范要求,本文提出了解决问题的方案和措施,为高速公路设计和运营管理提供参考。

关键词:高速公路;中央分带;视距;交通安全设施

1 概况

目前,国内外对横间距、视距的研究成果较多,但基本从横间距角度出发进行相关计算和分析,并提出相关的改善措施,专门针对中央分带视距不足形成的机理进行的相关分析还较少,本文从该角度出发,对高速公路曲线路段中央分带视距问题和交通安全设施进行了相关研究。

2 中央分带视距和圆曲线半径关系

为了保证驾驶人能及时了解前方的道路状况和周边的瞬时环境,公路线形应有足够的视距,能保证驾驶人准确的预测公路的平纵线性,选择车道、避让其它车辆及路上障碍物以及在紧急状态时及时停车和避让危险。可见,足够的视距和清晰的视野,是保证安全行车的重要因素,也是增强司乘人员视觉心理上的安全感和舒适感的重要因素。

视距不良往往显著增加事故率,这在小半径弯道视距不良路段,小半径凸形竖曲线视距不良路段,交叉口以及超车视距不足地段尤为明显。

高速公路路基路段波形梁板、中央分带内的绿化植物、桥梁路段的护栏与防眩板等对曲线段行驶车辆的视距会产生一定的影响。



图1 中分带视距不足实例图

《公路路线设计规范》JTG D20-2006(下称规范)规定,停车视距计算中的目高和物高分别是1.2m和0.1m,路基中央分带采用波形梁护栏,桥梁段采用砼护栏,护栏为垂直安放。由于护栏距离车道较近,弯道上,容易阻挡司机的视线,影响停车视距。

中央分带横净距计算公式:

$B=1.2m$ (小客车视点距离车道标线的距离)+左侧路缘带+C值(余宽)。

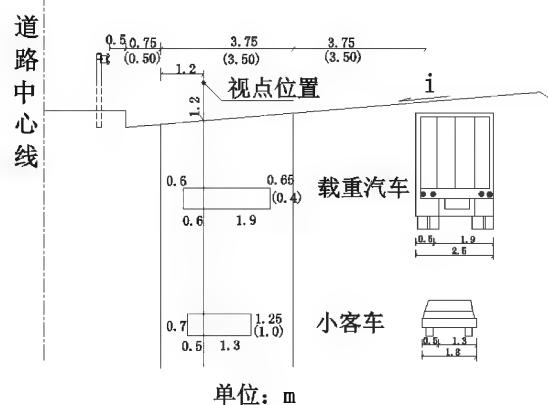


图2 视点位置示意图

根据横净距、停车视距规范值计算的圆曲线半径,如表1、表3所示。

$$m = R \left[1 - \cos \left(\frac{90}{\pi R} S \right) \right]$$

式中: m ——所需横净距(m);

R ——内车道中线处的曲线半径(m);

S ——小客车或货车的相应停车视距(m);

表1 圆曲线半径计算值

设计速度 (km/h)	C值 (m)	左侧路缘带宽度 (m)	中央分隔带横净距 (m)	停车视距 (m)	圆曲线半径计算值 (m)
120	0.5	0.75	2.45	210	2250
100	0.25	0.75	2.2	160	1455

满足设计速度120km/h、100 km/h对应停车视距210 m、160 m条件下所需圆曲线半径如表1所示,《公路路线设计规范》JTG D20-2006规定的一般值:设计速度120 km/h圆曲线最小半径一般指1000m,极限值650m;设计速度100 km/h圆曲线最小半径一般指700m,极限值400m;需满足停车视距的圆曲线半径比圆曲线最小半径规范值要求高很多。

表2 规范中圆曲线最小半径对应的停车视距

设计速度 (km/h)	C值 (m)	左侧路缘带宽度 (m)	中央分隔带横净距 (m)	圆曲线最小半径 (m)	停车视距(m)
120	0.5	0.75	2.45	1000	142
	0.5	0.75	2.45	650	115
100	0.25	0.75	2.2	700	114
	0.25	0.75	2.2	400	84

3 动态制动视距

规范规定的停车视距的假设条件为:(1)视点目标为静止不动物体;(2)车辆间距不小于停车视距。这两个假设条件与高速公路靠近中央分隔带第一行车道(内侧车道)的一般为运动中车辆以及车辆间距一般小于停车视距的实际情况不符,从而造成用停车视距来控制行车安全依据不足。至

表3 动态制动视距计算表

设计速度 (km/h)	后车行驶速度 $V_{\text{后}}$ (km/h)	前车行驶速度 $V_{\text{前}}$ (km/h)	L_1 (m)	L_2 (m)	L_3 (m)	动态制动视距 $S_{\text{动}}$ (m)	对应圆曲线半径 R (m)
120	120	50	48.6	161.5	95.0	115	663
	120	40	55.6	173.8	86.9	142	1014
	120	30	62.5	183.3	73.3	172	1487
	120	20	69.4	190.1	54.3	205	2105
	120	10	76.4	194.1	29.9	241	2896
	120	0	83.3	195.5	0.0	279	3887
100	100	40	41.7	110.2	63.0	89	395
	100	30	48.6	119.4	55.1	113	637
	100	20	55.6	126.0	42.0	140	974
	100	10	62.5	129.9	23.6	169	1425
	100	0	69.4	131.2	0.00	201	2013

由表2、表3可知,限速120km/h路段,规范规定的圆曲线极限最小半径R=650m,所能提供的视

于外侧车道常有速度较慢的大型货车行驶,同时有较宽的硬路肩,停车视距一般很容易满足,为了使行车视野开阔,行车更舒适,主要是能及时发现偶尔停靠在硬路肩上的车辆,外侧车道用满足停车视距来保证行车安全是合理的。

结合相关法律规定,高速公路靠近中央分隔带第一行车道(内侧车道)主要行驶小客车。

将视点目标设置为运动车辆,后车高速度、前车低速度,高速度的后车如发现前车速度低,通过制动将后车降低与前车相同的速度时,后车相对前车行驶的距离定义为动态制动视距 $S_{\text{动}}$,由以下三部分组成:①反应时间(反应时间 $t=2.5$ 秒)内后车相对前车的行驶距离 L_1 ;②后车降至前车行驶速度时后车制动行驶距离 L_2 ;③后车降至前车行驶速度时前车行驶距离 L_3 。动态制动视距与三者的关系为:

$$S_{\text{动}} = L_1 + L_2 - L_3$$

$$L_1 = \frac{V_{\text{后}} - V_{\text{前}}}{3.6} \times t$$

$$L_2 = \frac{\left(\frac{V_{\text{后}}}{3.6}\right)^2 - \left(\frac{V_{\text{前}}}{3.6}\right)^2}{2gf}$$

$$L_3 = \frac{V_{\text{前}}}{3.6} \times \frac{V_{\text{后}} - V_{\text{前}}}{gf}$$

式中:

g —重力加速度,取9.8m/s²;

f —纵向摩阻系数

不同前后车运行速度所需的动态制动视距见表3动态制动视距计算表:

距 $S=115$ m,和前车运行速度为50km/h所需的动态制动视距115m一致;限速100km/h路段,规范规定

的圆曲线极限最小半径 $R=400\text{m}$ 所能提供的视距 $S=84\text{m}$, 接近前车速度为 40km/h 所需的动态制动视距 89m 。

规范规定高速公路二级服务水平时, 每条车道的车辆密度为 $7 \sim 18$ 辆/ km , 较高二级服务水平(车辆密度取中值)时车辆间距为 91m , 最低二级服务水平(车辆密度取低值)时车辆间距 59m , 车辆间距一般只有规范停车视距 $1/3 \sim 1/2$, 且小于圆曲线极限最小半径所能提供的视距 $S=115\text{m}$ (84m)。由此可知, 高速公路上的车辆间距基本上小于或远小于停车视距, 左侧第一车道车辆的行驶安全的主控因素是车辆间距而不是停车视距。

单向三车道以上的多车道高速公路的左侧第一行车道(内车道)一般为车速高的小客车车道, 车辆的行驶速度低 40 km/h 或停止不动是相当小概率的, 只有双向四车道高速公路才会有 30 km/h 左右的大型货车行驶在第一行车道上。

综合车道数、车辆运行状态和间距, 根据动态制动视距的分析结果, 建议 120km/h 运行速度单向三车道及以上路段, 按前车行车速度 40km/h 的动态制动视距来控制行车安全性, 动态制动视距为 $S_{\text{动}}=142\text{m}$, 对应规范最小圆曲线半径一般指 1000m , 对应视距 $S=142\text{m}$, 它所能提供的视距一般都大于车辆间距, 同时满足前车 40km/h 行驶速度所需的动态制动视距 $S_{\text{动}}=142\text{m}$;

建议 100km/h 运行速度单向三车道及以上路段, 按前车运行速度 30km/h 的动态制动视距来控制行车安全性, 动态制动视距 $S_{\text{动}}=113\text{m}$, 其最小圆曲线半径取 700m , 对应视距 $S=114\text{m}$, 它所能提供的视距一般都大于车辆间距, 同时大于前车 30km/h 行驶速度所需的动态制动视距 $S_{\text{动}}=113\text{m}$ 。

120km/h 、 100km/h 运行速度的动态制动视距均小于对应规范要求的停车视距。

由上述分析可知, 可以认为满足动态制动视距, 没有位于其他车道车辆进入靠近中央分隔带第一行车道(内侧车道)的情况下, 在该车道车辆行车是安全的。

4 交通安全设施改善措施

小客车在靠近中央分隔带第一行车道(内车道)行驶过程中, 车辆故障、紧急刹车、第二车道向

第一车道仓促变换车道最容易发生交通事故。如果约束车辆不能从第二行车道向第一行车道变换车道, 将有效减少交通事故。

在限速 120km/h 路段, 当圆曲线半径位于 $1000 \sim 2250\text{m}$ 时, 虽然不满足停车视距要求, 但满足动态制动视距的要求, 建议在第一车道与第二车道间画虚实组合标线, 只准车辆从第一行车道向第二行车道变道, 不准车辆从第二车道向第一车道变道, 使第一行车道车辆不受第二行车道车辆变换车道的干扰, 提高行车安全度。

在限速 100km/h 路段, 当圆曲线半径位于 $700 \sim 1455\text{m}$ 时, 虽然不满足停车视距要求, 但满足动态制动视距的要求, 建议在第一行车道和第二行车道间画虚实组合标线, 使第一行车道车辆不受第二行车道车辆变换车道的干扰, 提高行车安全度。



图3 交通安全设施改善措施实例图

5 总结

本文从高速公路建设特征和工程实际出发, 结合对相关规范的分析, 利用数据分析, 从交通安全、运行速度、驾驶员识别特性、反应时间和车辆操作时间需求等角度, 运用动态制动视距, 对高速公路曲线路段中央分隔带视距问题做了重点分析, 综合考虑定量分析结果和相关研究成果, 提出了相应的交通安全设施改善措施建议。

参考文献:

- [1]赵永平,杨少伟,赵一飞.高速公路中央分隔带外侧超车道停车视距分析[J].公路,2014,6:39-42.
- [2]JTG D20-2006公路路线设计规范[S].
- [3]文浩雄,钟琨,刘卓,董城.高速公路中央分隔带横净距问题及对策[J].公路工程,2013,38(6):20-23.
- [4]陈江涛.高速公路停车视距分析[J].湖南交通科技,2005,31(2):128-129.
- [5]潘仁泉.关于公路平曲线内最大横净距计算方法的商榷[J].中外公路,2005,25(2):8-10



孔道压浆质量对预应力混凝土梁的影响研究

江茂盛¹,钟建国²,范立朋²

(1.广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507; 2.广东盛翔交通工程检测有限公司,广州 511400;)

摘要:本文基于孔道压浆密实度的分级标准和实际工程调查结果,首先分析了预应力钢筋锈蚀后的力学性能,并推导出预应力钢筋锈蚀后梁的抗弯承载能力计算式;然后分析了预应力钢筋与混凝土的整体性降低对梁的抗弯性能影响;最后利用有限元软件ANSYS模拟不同压浆质量下的预应力混凝土梁,计算出结构频率和在外力作用下跨中截面的应变和挠度。研究表明提高孔道压浆质量能提高预应力混凝土梁的刚度,梁的受力也更加合理。

关键词:预应力混凝土梁;压浆质量;承载能力;有限元模拟

1 引言

后张法预应力梁是先预制梁体后张拉预应力筋,在桥梁工程中应用广泛。后张法施工在张拉了预应力钢筋后,要进行孔道的压浆。孔道压浆是一道重要的工序,压浆的质量将影响预应力梁的力学性能。但由于工艺和材料等原因,预应力筋孔道容易出现压浆不密实或空洞等现象。大量调查表明,我国很多早期建设和部分近年建设的桥梁,孔道压浆质量问题非常严重。

本文首先分析了预应力钢筋锈蚀后的力学性能,并推导出预应力钢筋锈蚀后梁的抗弯承载能力计算式;然后研究了预应力钢筋与混凝土的整体性降低对梁的抗弯性能的影响;最后利用大型有限元软件ANSYS模拟不同压浆质量下的预应力混凝土梁,计算出结构频率和外力作用下跨中截面的应变和挠度,进行对比分析。

2 压浆不密实的危害与分级

孔道压浆的质量是保证预应力钢绞线在桥梁长期运营的过程中发挥作用的重要因素。压浆不密实给预应力梁带来的影响主要有两个方面,第一是水和空气的进入使钢绞线更容易发生锈蚀,锈蚀严重时钢绞线甚至会断裂,极大地影响桥梁的耐久性和安全性。第二是降低了预应力与周围混凝土的整体性,使得预应力筋上的力不能均匀地传到结构物中,从而增加锚具的受力,影响梁的

承载能力、抗裂性能和使用寿命。参考国内外相关经验和分级标准,张武毅^[1]等学者将孔道压浆密实度分为如表1所示。

表1 孔道压浆密实度分级标准

评价等级	孔道状态描述
A级	注浆饱满或波纹管上部有小蜂窝状气泡,与钢绞线不接触
B级	波纹管上部有空隙,与钢绞线不接触
C级	波纹管上部有空隙,与钢绞线相接触
D级	波纹管上部无砂浆,与钢绞线相接触并严重缺少砂浆

其中,D级又可以分为D1、D2和D3级,分别对应于大半空、接近全空和全空的孔道。C级和D级对钢绞线的危害很大。

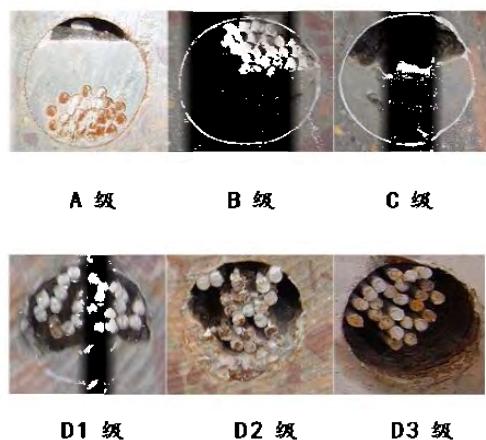


图1 压浆密实度分级

3 孔道压浆密实度的调查

东南大学交通学院桥梁与隧道研究对沪宁高速公路扩建工程中锡澄运河大桥、北兴塘大桥和锡北运河大桥结合拆除对压浆密实度进行了实体调查验证^[2]。这3座桥大都是在上个世纪八九十年代竣工,采用支架现浇混凝土、节段悬臂现浇混凝土等施工方法建造。调查结果如表2所示,可以看出,在九千多个调查点中:

- (1)完全密实的比例仅有39%,而全空(未压浆)的比例则高达12%;
- (2)对钢绞线锈蚀有严重影响的C、D级占调查总数的38%,基本等于压浆完全密实的比例。

表2 孔道压浆密实度调查结果表

桥名	调查 总数	密实		1/5空	2/5空	3/5~4/ 5 D1- D2级	全空
		A级	B级				
锡澄运河大桥	3117	42%	15%	9%	19%	15%	
北兴塘大桥	3689	40%	28%	13%	10%	9%	
锡北运河大桥	1519	29%	25%	15%	14%	17%	
合计	8325	39%	23%	12%	14%	13%	

为深入了解广东省预应力混凝土桥梁孔道压浆质量状况,我们对广东某大桥进行了调查。调查发现对钢绞线锈蚀有严重影响的D级占调查总数的28%。

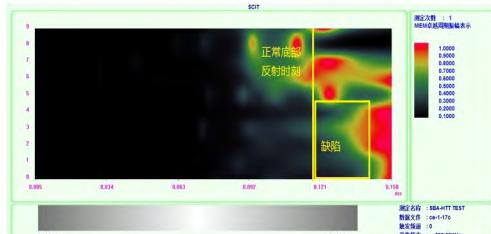


图2 某大桥测试孔道等值线图
(纵坐标为测点位置依次排列,横坐标为测点时间轴)

图2 某大桥测试孔道等值线图



图3 现场钻孔验证

4 压浆不密实对预应力混凝土梁的影响

孔道压浆不密实对预应力混凝土梁性能的影响

响主要表现在两个方面,一是降低了对预应力筋的保护,水和空气的进入使钢绞线更容易发生锈蚀;二是降低了预应力与周围混凝土的整体性,预应力筋上的力不能均匀地传到结构物中,从而增加锚具的负担,影响梁的受力。

4.1 压浆不密实对预应力钢绞线的影响

后张法施工的预应力混凝土梁预留孔道直径大于预应力筋的直径,张拉了预应力钢筋后,要进行孔道的压浆,排除孔道内的空气和水,避免预应力筋受到空气和水的影响而锈蚀。如果压浆质量太差,管道存在空洞,水和空气会导致预应力筋钢绞线锈蚀概率增加,锈蚀时间提前。

4.1.1 锈蚀预应力钢绞线的有效截面面积

钢绞线锈蚀,首先会导致钢绞线的有效截面面积减小,从而使其力学性能下降。引入预应力钢绞线的锈蚀率计算式为^[3]:

$$\eta = \frac{4\Delta D}{D_0} \quad (1)$$

则预应力钢绞线的有效截面面积的计算式为:

$$A(\eta) = (1 - \eta) A_0 \quad (2)$$

上面二式中, ΔD 为钢绞线的锈蚀量, D_0 为没有锈蚀前钢绞线的直径, A_0 为没有锈蚀前钢绞线的截面面积。

4.1.2 锈蚀预应力钢绞线的屈服强度

国内外非常多的学者对预应力钢束锈蚀后的强度与钢绞线锈蚀率的关系进行了研究,研究结果表明,预应力钢绞线的名义强度随锈蚀率的增加而线性退化。罗小勇^[4]等的锈蚀试验表明,随着锈蚀率增加,钢绞线的名义屈服强度降低,并通过大量实验数据统计回归给出了名义屈服强度与锈蚀率的关系式。

$$f(\eta) = 1668.67 - 13.816\eta \quad (0 < \eta < 6.4) \quad (3)$$

式中 $f(\eta)$ 为不同锈蚀率下的名义屈服强度, MPa。

4.1.3 锈蚀预应力混凝土梁的抗弯承载力^[5]

预应力钢束锈蚀所引起的钢绞线有效截面面积减小和强度降低是导致锈蚀预应力混凝土梁抗弯承载能力降低的主要原因。在不考虑锚具锈蚀对抗弯承载能力影响的前提下,对于锈蚀的预应



力混凝土梁,预应力钢绞线的面积、抗拉强度可分别采用锈蚀预应力钢绞线有效截面面积和抗拉强度代替。参考《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)5.2.2条规定,可推导锈蚀预应力混凝土梁抗弯承载能力计算公式为:

$$M_p = f_{cd}bx(h_0 - \frac{x}{2}) + f'_{sd}A_s(h_0 - a_s) + (f'_{pd}(\eta) - \sigma'_{p0})A_p(\eta)(h_0 - a_p) \quad (4)$$

$$f_{cd}bx + f'_{sd}A_s + (f'_{pd}(\eta) - \sigma'_{p0})A_p(\eta) = f_{sd}A_s + f_{pd}(\eta)A_p(\eta) \quad (5)$$

式中参数含义详见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)。

4.2 压浆不密实对预应力混凝土梁受弯性能的影响^[6]

4.2.1 压浆不密实对裂缝开展和跨中挠度的影响
压浆不密实区域钢绞线与混凝土之间的粘结退化或失效会影响到预应力混凝土梁的裂缝开展。混凝土开裂会引起混凝土受拉应变能损失,有效粘结能够减少能量损失。若粘结力退化或失效,则混凝土开裂导致的混凝土受拉应变能损失较大,混凝土剩余拉应变减小,裂缝周边不易出现新裂缝,导致梁裂缝数量减少、裂缝间距增大。

在预应力混凝土梁开裂之前,梁承受的荷载比较小,梁的刚度基本由混凝土截面控制,压浆质量缺陷导致的截面削弱影响很小,因此这个阶段压浆不密实对跨中挠度的影响不大;荷载增加引起混凝土开裂后,预应力梁的刚度退化,压浆空洞或不密实区域越长,结构的刚度退化越明显,承受相同荷载时跨中的挠度也就越大。

4.2.2 压浆不密实对受压区高度和承载力的影响

压浆不密实或者空洞导致的预应力混凝土梁截面面积减小对其抗弯承载力的影响很小。主要原因在于压浆质量变差会导致预应力钢束和混凝土的变形不协调,从而引起预应力混凝土梁抗弯性能的降低。由于预应力钢束与混凝土间的不协调变形降低了跨中预应力钢绞线的拉力,根据规范中抗弯承载能力计算公式,预应力钢绞线拉力变小就需要更长的力臂来平衡截面弯矩,使得混凝土受压区的合力作用点往上移,受压区高度变

小,从而降低预应力混凝土梁的抗弯承载力。压浆空洞或不密实段越长,跨中截面处钢绞线拉力减少越大,预应力混凝土梁抗弯承载力降低也就越明显。

5 预应力混凝土梁的有限元分析

大型有限元分析软件 ANSYS 能采用合适的单元,模拟预应力混凝土梁的静动力性能。因此,本文利用大型有限元软件 ANSYS 模拟不同压浆质量下的预应力混凝土梁,分别计算出结构频率和外力作用下跨中截面的应变和挠度,进行对比分析。

5.1 ANSYS 模拟计算过程

5.1.1 有限元模型的建立^[7]

某梁场 30m 简支预应力混凝土 T 梁,预制长度 29.96m,计算跨径 29.20m,梁高 1.60m,预制梁宽 1.20m,混凝土强度等级为 C50,其中,钢绞线的强度标准值为 1860Mpa,各束预应力筋的张拉控制应力是 1395Mpa。利用大型有限元软件 ANSYS 对其进行建模分析,混凝土用 solid65 单元模拟,预应力钢筋用 link8 单元模拟。建立的几何模型见图 4。

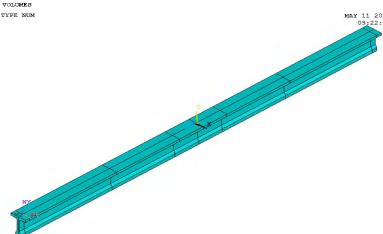


图 4 预应力混凝土梁几何模型

5.1.2 施加约束

采用节点耦合法模拟预应力混凝土梁,即将预应力钢筋和混凝土分别建模并划分网格。如果孔道压浆密实,则耦合预应力筋与混凝土的三个方向位移,而对于孔道无压浆的梁,只将预应力筋和混凝土在预应力筋的法线方向上耦合,切线方向上可以自由滑动,来模拟钢筋与混凝土间无粘结的特点。预应力钢绞线与混凝土之间的粘结效果用 combin14 单元模拟,通过调节 combin14 单元的弹性系数来模拟预应力筋和混凝土之间的粘结效果,从而模拟压浆质量对梁的影响^[8]。如图 5 所示,图中绿色部分代表预应力筋与混凝土之间的粘结作用。

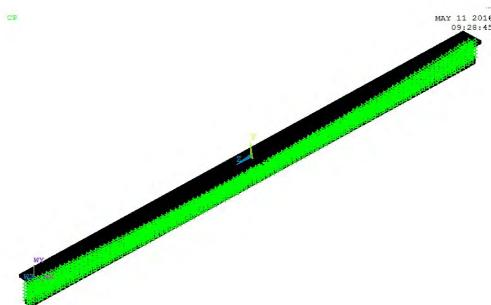


图5 预应力筋与混凝土之间粘结模型

5.1.3 求解设置

采用ANSYS中的APDL命令设置静力分析求解,对预应力筋采用初应变法施加预应力,计算得到该T梁在重力作用下的变形如图6所示。

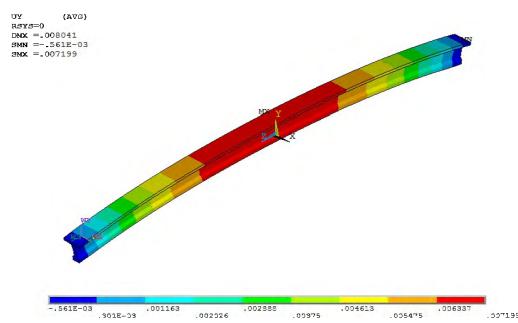


图6 简支梁变形图(单位:mm)

5.2 数值模拟结果分析

5.2.1 压浆质量对预应力混凝土梁的频率影响

不同压浆质量的预应力混凝土梁,结构的频率会有所不同。模型分无粘结、combin14单元的弹性常数为 10^8 、 10^{10} 、 10^{12} 、有粘结五种类型,模拟五种不同压浆质量。进入ANSYS求解器,分析类型设置为模态分析,计算结构的前三阶固有频率。计算结果如图7所示。

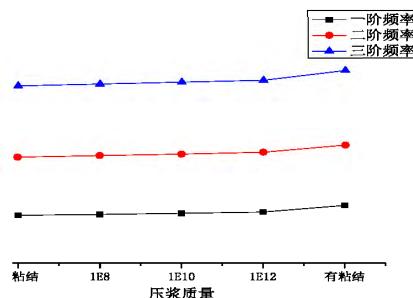


图7 不同压浆质量预应力混凝土梁的频率

从上图可以看出,随着压浆质量的提高,预应力混凝土梁的前三阶频率也随之增加,这主要是压浆质量差异造成了自振频率的不同。

5.2.2 压浆质量对跨中混凝土应力分布的影响

不同压浆质量的预应力混凝土梁,在相同荷载作用下的结构响应也会有所不同,现取预应力筋与混凝土有粘结和无粘结的两种极端情况(即压浆密实和未压浆)进行分析。在跨中计算分五级加载,第一级98.4kN、第二级193.1kN、第三级290.2kN、第四级386.0kN、第五级470.1kN,卸载分两级进行,首先卸载到238.9kN,最后卸零。计算得到T梁在各级荷载作用下的跨中截面梁顶和梁底混凝土的应变见表3和表4。

表3 压浆密实时跨中混凝土应变

加载荷载(kN)	梁顶应力(Mpa)	梁底应力(Mpa)	受压区高度(m)
自重	-4.5	-7.7	1.60
98.4	-6.5	-4.9	1.60
193.1	-8.5	-2.2	1.60
290.2	-10.4	0.5	1.53
386.0	-12.4	3.2	1.27
470.1	-14.4	5.9	1.13
238.9	-9.3	-1.1	1.60
卸零	-4.5	-7.7	1.60

表4 未压浆时跨中混凝土应变

加载荷载(kN)	梁顶应力(Mpa)	梁底应力(Mpa)	受压区高度(m)
自重	-4.6	-6.8	1.60
98.4	-6.6	-4.0	1.60
193.1	-8.6	-1.3	1.60
290.2	-10.6	1.5	1.40
386.0	-12.6	4.3	1.20
470.1	-14.6	7.0	1.08
238.9	-9.5	0.4	1.53
卸零	-4.6	-6.8	1.60

由上表的计算结果可以看出,对于两种压浆质量完全不同的预应力混凝土梁模型,当加载的荷载比较小时,由于预应力的作用跨中截面全部受压;随着荷载的增大,跨中梁顶压应力两者基本相等,但是跨中梁底开始受拉,压浆密实的梁比未进行压浆的梁出现拉应力要晚,在同级荷载作用下,压浆密实的梁的拉应力比未进行压浆的梁的拉应力要小。这说明压浆密实的预应力混凝土梁比未进行压浆的梁更不容易开裂,而且在加载过程中,压浆密实的梁的受压区高度也大于未进行压浆的梁的受压区高度,可见提高压浆质量对预应力混凝土梁的受力有利。

5.2.3 压浆质量对预应力混凝土梁跨中挠度的影响



有限元模型计算得到的各级荷载下不同压浆质量预应力混凝土梁的跨中挠度曲线如图8所示,位移取向下为正。

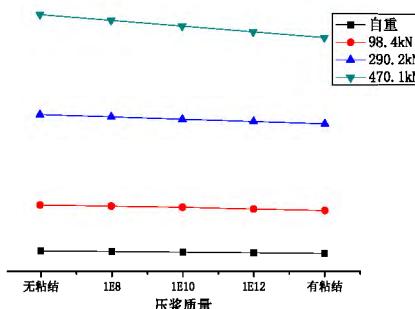


图8 各级荷载下预应力混凝土梁的跨中挠度

由跨中挠度曲线图可以看出,随着压浆质量逐渐提高,在不相同荷载作用下,预应力混凝土梁跨中截面的挠度逐渐变小,可见提高压浆质量可以提高预应力混凝土梁的刚度。

6 结语

(1)基于孔道压浆密实度分级标准,实际工程调查发现孔道压浆密实度C、D两级占比较高。

(2)预应力混凝土梁压浆质量差会导致预应力筋钢绞线锈蚀概率增加,锈蚀造成钢绞线有效截面面积减小,强度降低,从而影响预应力混凝土梁的抗弯承载力。

(3)预应力钢筋与混凝土的粘结性能退化,影

响梁体裂缝开展;预应力钢筋与混凝土的变形不协调,影响预应力混凝土梁的刚度和受压区高度,进而影响承载能力。

(4)通过ANSYS软件的模拟分析,随着压浆质量的提高,预应力混凝土梁频率增大,跨中应力更加合理,跨中挠度减小,因此提高压浆质量能够提高预应力混凝土梁的刚度,对受力有利。

参考文献:

- [1]张武毅.预应力孔道灌浆密实度检测评价技术体系的研究[J].四川理工学院学报(自然科学版),2015,01:46-49.
- [2]叶见曙,张峰.预应力混凝土连续箱梁调查研究报告[R].东南大学交通学院桥梁与隧道研究所,2004.
- [3]陈淮,李杰,陆慧琳.腐蚀预应力混凝土梁桥抗弯承载能力计算方法研究[J].世界桥梁,2015,01:42-47.
- [4]罗小勇,李政.无粘结预应力钢绞线锈蚀后力学性能研究[J].铁道学报,2008,02:108-112.
- [5]JTG D62-2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [6]王磊,张旭辉,张建仁.局部无压浆PC梁抗弯性能试验及计算方法[J].中国公路学报,2014,10:64-74.
- [7]王兴奎.MIDAS与ANSYS在桥梁检测中的应用实例[M].北京:人民交通出版社,2015
- [8]白杨.灌浆与张拉力对预应力砼梁的性能影响分析[D].大连海事大学,2009.



2017年“地球物理综合勘探与仪器应用技术交流大会”报道

2017年3月18日-20日,土木工程(中国)科学研究会在长沙主办召开了“地球物理综合勘探与仪器应用技术交流大会”,全国40余家物探仪器厂商及勘察单位共70余人与会,会议邀请了刘云祯教授、赵竹占教授等多名全国知名物探专家开展了技术交流。

技术交流内容主要有以下内容:1、工程物探方法技术及应用实例;2、盐矿采卤溶腔地面塌陷二、三维精细地震勘探技术;3、水域地震波勘探技

术;4、城市地下空洞探测与地铁隧道的地质超前预报应用分析;5、地铁次生灾害地下空洞探测及地铁隧道地质超前预报应用分析;6、我国金属矿勘查物探方法技术及应用实例;7、工程物探软件设计与仪器研发;8、管道探测数字化技术应用

通过交流,与会人员更好地了解我国物探行业的现状、前景及新技术,对今后我司物探工作的开展、研发具有一定的借鉴作用。

(报道者:李水清)

《城市排水工程规划规范》(GB50318-2017)宣贯暨城市排水防涝设施规划建设与优化设计、改造技术交流研讨会报道

2017年4月7日至9日,中国建设培训协会培训中心在浙江省杭州市举办《城市排水工程规划规范》(GB50318-2017)宣贯暨城市排水防涝设施规划建设与优化设计、改造技术交流研讨会。

近年来,受全球气候变化影响,暴雨等极端天气对社会管理、城市运行和人民群众生产生活造成了巨大影响,加之部分城市排水防涝等基础设施建设滞后、调蓄雨洪和应急管理水平不足,出现了严重的暴雨内涝灾害。故住房和城乡建设部以第1447号公告批准《城市排水工程规划规范》为国家标准,编号为GB50318-2017,旨在规范排水工程规划的编制,统一现行的海绵城市、排水管道、排洪防涝等多个排水领域交叉的规范纲要。其主要内容包括总则、术语、基本规定、污水系统、雨水系统、合流制系统及监控与预警。希望通过新规

范的实施,能够指导排水工程的规划及设计,为保障人民群众的生命财产安全,提高城市防灾减灾能力和安全保障水平,加强城市排水防涝设施建设,推广和应用低影响开发建设模式,加大城市径流雨水源头减排的刚性约束,建设生态排水设施,有效缓解城市内涝、削减城市径流污染负荷、节约水资源、保护和改善城市生态环境提供重要保障。

本次培训首先由中国城市规划设计研究院的孔彦鸿教授对城市排水工程规划规范的编制背景和主要内容做出了讲解,并对其中的强制性条文做出了解析。下午中国城市规划设计研究院的刘广奇高工对城市排水系统现状的问题进行了分析并提出了战略对策。他进一步讲解了城市排水体统规划的经典案例,并提出了城市新兴排水系统



构建与海绵城市规划设计要点及提高城市排水防涝标准的工程性措施和案例。第二天由福州市规划设计研究院的梁小光对典型城市水文学模型进行了简要的介绍，并依此分析了超标雨水排放系统设计与计算、生态护坡衬砌设计与计算及非自由出流时雨水管道水力计算。之后又对海绵城市

理论与案例进行了分析。

本次培训对城市排水工程规划规范做出了详尽的讲解，对于今后的排水工程设计有非常好的指导作用。

(报道者：葛晓光)

公路安全生命防护工程实施技术培训班报道

交通运输部公路科学研究院于2017年5月10日至12日，在贵阳市举办了“公路安全生命防护工程实施技术培训班”。

本次培训共分五部分。

一、培训主讲专家为交通运输部公路科学研究院公路交通安全工程研究中心副主任侯德藻（研究员、《公路安全生命防护工程实施技术指南（试行）》主要编写人）。对公路安全生命防护工程实施进展进行了介绍，并对六个示范省份（河北、山东、浙江、湖南、广东、贵州和甘肃）的建设情况及今后的主要工作任务进行了详细的说明；并对公路安全生命防护工程计划管理与验收要求进行了分析及实例说明。

二、主讲专家为交通运输部公路科学研究院安全中心司法鉴定中心主任陈宏云（高级工程师）。关于“公路安全生命防护工程法律责任风险分析”的专题报告，主讲内容共分四部分：第一部分 安全中心、司法鉴定中心简介；第二部分 公路安全相关规定；第三部分 事故案例分析；第四部分 安全管理工作注意事项。

三、主讲专家为交通运输部公路科学研究院安全中心交通安全领域客座研究员李克山（江苏省道路交通安全联席会议交通工程专家）。关于“国省干线公路生命防护工程实施案例分析”的专

题报告，主讲内容共分四部分：第一部分：建设背景；第二部分：对平面交叉的分类进行详细介绍；第三部分：重点对实施案例进行了分析；第四部分：对交通路权、视距及后续的安防管理进行说明。

四、主讲专家为交通运输部公路科学研究院杨曼娟（高级工程师），关于“农村公路安全生命防护工程实施要点与案例分析”的专题报告，主要内容为：方案设计要点、线性限制路段实施要点与案例、路侧危险路段实施要点与案例、平交口实施要点与案例、行人集中路段实施要点与案例；

五、主讲专家为交通运输部公路科学研究院胡晗（高级工程师），关于“公路安全生命防护工程后评估方法和案例分析”的专题报告，主要内容：基本情况、基本方法、案例分析。

通过此次培训的学习和交流，更快速、更全面的掌握了公路安全生命防护工程的内容，对公路安全生命防护有了进一步的认识，掌握了相关技能和方法，对设计工作中需要注意的相关问题有了更好的理解；对行业内的最新动态、最新研究方法有了更进一步的了解，在以后的工作中能更好的运用《公路安全生命防护工程实施技术指南（试行）》开展相关工作。

(报道者：谢陈峰)



公路交通安全与路面工程品质保障技术研讨会报道

由广东省公路学会主办,交通运输部公路交通安全与应急保障技术及装备行业研发中心、广东华路交通科技有限公司、广东省公路学会路面工程专业委员会等多家单位联合承办的“公路交通安全与路面工程品质保障技术研讨会”于2017年5月18~19日在广州珠江宾馆举行。

大会围绕采用新型材料的路面技术、路面测试新方法和新设备、高性能路面外掺剂、路面养护维修新技术、路面施工安全标准化等方面展开。以下为与会专家、学者主要交流情况的报道。

李善强(广东华路交通科技有限公司道路研究所副所长):通过对广东省典型隧道路段交通量与路面工作环境调查,指出中、长隧道水泥路面的横向力系数普遍比隧道外低,建议新建水泥路面应优选耐磨性好的水泥(大于 2.5kg/m^2)和硅质含量高(大于25%)的河砂;施工工艺上应重视前后场信号畅通,尽量在完成照明通风后再施工水泥砼路面;路面整平过程中应尽量少洒水以避免形成表面浮浆层,降低路面耐磨性;隧道路面采用纵向或横向刻槽应根据洞内可能的积水情况、车辆主要侧滑方向、路面类型变化情况、照明变化情况、长下坡刹车减速情况等因素综合确定;在曲线弯道路段上宜采用斜向刻槽及纵、横向沟槽结合的方式提高抗滑性能。

王复明(中国工程院院士、郑州大学教授):通过工程实例分析了水引发的基础工程灾害及病害,指出传统的水反应材料在应急抢险方面存在的不足,提出基于非水反应材料防渗加固支护技术理念,并对非水反应高聚物防渗修复材料的扩散机理、劈裂流动模型作了介绍。王院士还介绍了基于电磁波和动力波原理的道路无损检测技术、基于系统识别和奇异值分解原理的层状结构反演方法等路面隐蔽病害诊断技术在高速公路领域里的应用实践情况。

黄成造(广东省交通运输厅总工程师、教授级

高工):从国家政策导向、十三五计划面临的严峻安全生产形势论述了在本省推进高速公路工程施工标准化的必要性。在管理行为方面,提出从全员安全生产责任制、工程项目体系化管理规划、设计阶段安全风险评估与控制、招投标阶段风险控制、安全费用清单化、专控工序安全验收六方面的相关措施;在安全技术方面,介绍了临时用电、预制场和钢筋加工场、拌合站、龙门吊、张拉挡板、标志标牌、个人防护与职业健康等方面的安全技术措施要点;在施工班组建设方面,提出在劳动用工实名制管理系统、明确层级关系和责任体系、从组建到管理的全过程建设、加强合同约束、规范高速公路施工班组类别、编制班前危险预知手册六方面的加强控制措施。

吴传海(广东华路交通科技有限公司副总工程师、教授级高工):主要介绍了新式碾压混凝土基层的设计与施工技术。比起传统半刚性基层,碾压混凝土在强度和耐疲劳性、减少不规则裂缝、抗冲刷性、施工期强度方面具备明显优势。以碾压混凝土基层在云罗高速、梅大高速和广乐高速的应用实践为依托,详细讲解了碾压砼沥青路面应力分析、新式碾压砼配合比设计与路用性能、施工工艺与质量控制等方面要点。

沙爱民(长安大学副校长、博士生导师/教授):提出路面中的“品质工程”概念,从保证质量、技术创新、经久耐用、适度超前、节能减排、艺术生态、文化传承等方面指出品质工程的关键要素,并从如何提升工程建设管理水平、质量水平、安全保障水平、绿色环保水平、工程科技创新能力、品质工程创建软实力、环境友好度等方面潜力提出不少有益的建议,给工程技术人员带来很大启发。

杨东来(广东省长大公路工程有限公司副总工程师、教授级高工):针对目前我省路面集料加工现状,指出现有设计规范的存在以下不足:没有



加工过程分级标准、没有统一的加工工艺、没有集料的质量检验标准。通过大量的试验和工程实例，提出 S16 的细集料 1.18mm、0.3mm、0.15、0.075mm 筛孔通过率以 55~80%、15~45%、10~25%、8~12% 的比例控制更符合广东地区公路的实际状况，同时还对沥青混合料用粗级料的压碎值、洛杉矶磨耗损失、细长扁平颗粒含量的合适比例进行了讨论，建议基层集料的分级按 0~3mm、3~5mm、5~10mm、10~20mm、20~30mm 备料比较合适。

此外，大会还邀请了国际沥青路面协会、国际水泥路面协会的专家学者介绍了国外先进的安全

环保型沥青路面技术、水泥路面养护维修技术的主要进展。还有壳牌沥青公司、银禧科技公司等国内外一些知名路用材料厂商介绍了他们的沥青路面混合料、沥青路面高性能外掺剂产品的研发进展情况。

本次研讨会参会专家和代表在相互分享经验和研究成果的同时，进一步开阔了眼界，拓宽了思路，为我省高等级路面技术的发展提供了技术新理念，推动了现代路面技术的新发展。

(报道者：曾昭宇)



首届道路交通标志技术创新学术研讨峰会报道

由交通运输部公路科学研究院主办、北京公科桥梁技术有限公司、北京神州奋腾科技中心承办的“首届道路交通标志技术创新学术研讨峰会”于2017年3月23日至3月24日在南京举办,会议还邀请到江苏省公路学会、中国道路交通安全协会、中关村中科公路养护产业技术创新联盟、公安部交通管理科学研究所、同济大学等单位的教授和专家。

会上,行业专家从标志的视认性、标志应用及创新、标志的管理三大主题进行研讨,主要内容如下:1、交通标志现状及发展;2、美国交通标志实践;3、上海市农村公路安全与改造;4、应变视距与道路交通安全之关联性;5、国家公路网指路体系构建的思路与方法;6、主动发光道路交通标志技术与应用创新研究;7、城市道路交通标志应用现状及发展趋势;8、道路指路标志的发展与建议;9、德国的交通标志及照明技术;10、韩国道路标志系统和防露道路标志技术;11、城市快速路指路标志系统桥形标志优化方法及应用;12、反光材料国产化的意义探析;13、自动驾驶环境感知;14、中国国家公路网指路标志设置技术研究。

随着近年国家公路建设的飞速发展,道路交通标志作为指引驾驶员安全正确行驶的设施,其重要性不言而喻。但通过多年的实践应用,其存在问题也日益凸显,主要问题包括指路信息方面、安全方面以及管理层面。指路信息的问题有标志缺失、标志信息过载或不足、信息不连续不一致等;安全方面主要指部分标志设置的位置对行车构成威胁,危险及重要路段标志设置不合理导致驾驶员未能及时察觉等;管理层面主要指养护不够及时等。

针对以上问题,教授专家进行了相关的学术研究报告。北京交科的刘学会总工对国家公路网指路体系构建的思路与方法进行了深入浅出的汇

报,构建思路可概括为五个方面:1)从路网一体化的角度进行相关交通标志的设置;2)交通标志的设置应科学合理,规模适当,版面美观,符合标准要求;3)充分考虑与航空、水运、铁路等其他交通运输方式的衔接互补;4)符合驾驶人的行为习惯,设置形式和版面应便于驾驶人的视认与理解;5)尽量考虑采用原有支撑结构,需拆除的标志也应考虑二次利用。同济大学的陆建教授以上海市农村公路安全改造的成功案例,介绍了危险路段标志标线及安全设施的设置思路。逢甲大学的徐耀赐教授强调视距的重要性,在路线及标志设计过程中应提供驾驶员充分的视距以保证安全。北京工业大学的赵晓华教授从学术方面,对城市快速路指路标志系统中桥形标志的优化及应用进行了精彩的汇报,一段时间后其研究成果将纳入规范,用于指导设计。国家标准《道路交通标志和标线》的主要编写人姜明博士针对规范中设计的重要指标进行了深入的阐述,主要包括视认性提升技术、指路标志指引系统构建技术、公路网指路标志设置质量监督抽查三方面。同时也有来自美国、德国、韩国、香港的专家,针对世界上具有代表性国家的交通标志设计原则及现状进行了介绍。

对于标志材料的新技术方面,南京赛康交通安全科技股份有限公司的刘教授针对主动发光道路交通标志技术的应用创新研究进行了报告;道明股份市场部经理求海滨提出国内反光材料的质量已经接近国外先进水平;韩国的尹德根博士分享了韩国防露道路标志的应用情况。

本次道路交通标志技术创新论坛的研讨会上,全国各地乃至世界各国的专家学者汇聚于此,进行了研究实践的心得交流,相信通过这次开端,道路交通标志技术将更快的发展与完善。

(报道者:高子翔)



现代交通桥梁新技术发展暨桥梁预制装配化技术、钢结构及组合结构应用技术研讨大会报道

近年来,我国桥梁建设进入了最辉煌的发展时期,开展了全球最大规模的建设,取得了世人瞩目的成就,由桥梁大国走向桥梁强国。众多桥梁的建设,凝聚着中华民族的智慧,是我国综合国力的真实体现,反映了我国桥梁建设领域日益提高的科技水平和自主创新能力。为综合我国铁路、公路、市政等现代交通桥梁技术整合,促进现代交通桥梁又一新技术——装配式桥梁结构技术推广与发展,由中国交通运输协会新技术促进分会、安徽省交通规划设计研究总院股份有限公司、上海市城市建设设计研究总院(集团)有限公司联合举办的“现代交通桥梁新技术发展暨桥梁预制装配化技术、钢结构及组合结构应用技术研讨大会”于2017年5月11~12日在上海举行。

大会主要围绕装配化钢结构桥梁产业技术创新、预应力装配式预制混凝土桥梁设计概要(含上部和下部),装配式桥梁上部结构施工技术(预制、架设、连接等)、装配式桥墩施工技术(预制、架设、连接等)以及高性能桥梁结构等议题,通过在“一带一路”重点工程中,促进现代交通桥梁技术走出国门、走向世界。

一、论坛大会专题报道

邱守峦:介绍了台湾桥梁工业化发展情况。重点讲述了模块化思维及应用、同步作业的思维及应用,结合台湾高速铁路工程案例,介绍了摩擦焊、钢筋蘑菇头、方形钢板及螺帽在施工案例中应用。

徐宏光:以《工业化桥梁建造技术》为主题,结合安徽省工业化桥梁工程应用的诸多案例,重点讲述了新型组合梁桥、高强混凝土预制墩、装配式通道、超薄型节段预制梁等桥梁工业化技术。首先,他详细介绍了I型、II型钢板组合梁桥在济祁高速寿阳淮河大桥、巢芜高速中的裕溪河大桥中的应用,分别从经济和技术两个角度分析钢板组合梁桥在工业化桥梁的推广应用中巨大优势;随

后,他讲述了高强预制墩在济祁高速淮河特大桥中的应用,通过与传统现浇墩相比,阐述了高强预制墩在工期、质量、效率、风险控制、环保方面的明显优势;同时,他讲述了装配式混凝土通道技术在徐明高速、北沿江高速等项目中的应用以及超薄型节段预制梁在芜湖长江公路二桥中的应用;最后,他介绍了桥梁PHC管桩、桩板式路基、高性能混凝土等桥梁工业化建造技术中的关键技术。

周良:首先,他汇报了装配式桥梁技术在国内外应用现状,讲解了下部结构的预制拼装技术中的关键问题,例如连接构造及其受力性能研究。他详细介绍了灌浆套筒连接器、灌浆金属波纹管连接、预应力连接、插槽式连接、承插式连接等5种连接方式,并且介绍了连接件测试实验及预制拼装墩柱的抗震性能研究情况,最后,汇报了上部结构预制技术的优化技术在工程中的应用。

吴平平:以《中等跨径组合梁桥应用技术》为题,首先介绍了钢板组合梁桥的经济和结构优势以及在安徽省建设发展历程,随后,结合济祁高速、巢芜高速中的典型桥梁,重点介绍了I型、II型、III型钢板组合梁在安徽省推广应用,同时,他建议可以将高性能耐候钢应用至钢板组合梁桥中以充分发挥材料和结构的优势,最后,他以雅加达-芝坎佩高架桥为例,从施工技术、结构安全、经济性能等方面详细讲述了窄钢箱组合梁桥的关键技术。

邵旭东:以《面向未来的高性能桥梁结构研发与应用》为题,首先介绍了UHPC材料特性以及其在国内外桥梁工程中的应用、钢-超韧性混凝土在轻型组合桥面中的应用,重点介绍了钢-超韧性混凝土在轻型组合桥面在强度、抗裂、疲劳等方面优势,并讲解了钢-超韧性混凝土中通过掺配、矮剪力键、UHPC混凝土蒸汽养护等关键技术,最后介绍了UHPC箱梁设计理念。

张福军:讲述了安徽省钢结构桥梁发展现状、



国家相关部门及地方产业政策对钢桥的支持,同时还讲述了钢桥在结构、成本、环保方面的优势。

薛花娟:以《桥梁缆索用锌铝合金钢丝的技术研究及应用》为题,介绍了锌铝合金镀层的发展历史和防腐机理、锌铝合金镀层钢丝的质量评价指标(如镀层均匀性)和缆索用锌铝合金镀层钢丝试验检测情况等四方面内容。

石雪飞:结合芜湖长江公路二桥案例,描述了节段预制梁中的关键技术如减少腹板厚度、墩顶块、转向块以及相关力学性能试验,同时,还介绍了预制桥面板接缝的连接研究现状(环形交叉连接方式),论证了有间距的环形钢筋间隔互叉连接方式比紧靠环形钢筋连接的承载力高,最后,讲述了预制墩柱杯口连接技术、UHPC墩柱连接性能试验。

张春:他重点讲述了新型梳齿板桥梁伸缩装置原理,该伸缩装置采用了钢混组合的锚固方式,其特有的手枪形竖齿钢板能够解决稳定与疲劳问题;同时,他汇报了波浪形弹性钢阻尼支座减隔震原理,该支座采用的弹性钢阻尼器创造性采用波浪形结构,具有结构紧凑、耗能及疲劳性能优异等诸多优点。

王应良:首先,阐述公铁合建桥优缺点和公铁(轨)合建桥梁的分类(平层布置、双层布置、混合布置、错层布置),随后,他依次介绍了塞尔维亚的萨瓦河公铁两用桥(该桥是钢-砼结合梁在公铁合建桥中的应用与创新)、塞-匈高速铁路多瑙河公铁合建拱桥和海口如意岛公轨合建跨海大桥中的关键技术。

万水:结合河北省组合梁桥工程案例,汇报了钢-混凝土工字组合梁、钢-混组合结构箱梁、波形钢腹板PC组合箱梁、装配式组合钢箱梁、基于GFRP桥面板组合结构梁桥等相关技术应用。

刘加平:以《现代混凝土技术新进展》为题,介绍了混凝土增稠技术、多场耦合收缩开裂机制及模型、无收缩水泥基材料技术、塑性开裂控制技术、双重调控抗裂技术、混凝土力学性能提升(超早强技术、超早强无收缩技术应用)技术,其中,重

点介绍了“隔、阻、缓”技术在高性能混凝土中的应用;

侯华兴:详细介绍了高性能钢材的材料的力学性能以及其在桥梁中的应用,他重点介绍了高性能钢材的材料以及用高性能钢材桥梁的优点,提出应该进一步推广钢材以及高性能钢材在桥梁中使用。

孙力军:重点讲述了芜湖长江公路二桥节段梁高精度预制安装施工的关键技术,他汇报了实现高精度预制及安装施工九大主要措施(包括:标准的工厂建设、精确的钢筋安装及预埋件定位、精确的模板、混凝土品质控制、精确监控计算及测控调整、严格的管理制度、高精度安装施工),同时,他为预制桥梁建设提出了相关建议。

林敏:主要讲述了基于BIM的装配式桥梁施工协同应用探索,汇报了当前BIM技术在桥梁工程中应用情况,他结合工程案例,重点讲述了BIM技术在桥梁工程设计阶段、施工阶段以及运营养护阶段的应用以及其带来的相关优势。

周福彪:主要讲述了瑞雷波方法在贵阳地铁工程岩溶探测中的应用,结合贵阳地铁延安路站工程,首先介绍了瑞雷波的物理特性,随后重点介绍了其在贵阳地铁工程中的应用,他指出瑞雷波方法能够较好地确定了岩体中岩溶带的分布,为工程岩溶注浆止水方案制定提供了参考,为强岩溶地区溶洞及软弱破碎带的探测积累了经验,给工程提供了有力的技术支持。

二、参观考察活动报道

12日下午,根据活动议程安排,参观了上海城建预制构件有限公司自动化装配式桥梁预制工厂。

本次研讨会参会专家和代表在相互分享经验和研究成果的同时,进一步开阔了眼界,拓宽了思路,为我国桥梁预制装配化技术、钢结构及组合结构应用技术的广泛应用提供了技术新理念,推动了现代交通桥梁的新发展。

(报道者:黄国清)



中国公路学会隧道工程分会第六届理事会暨 2017年学术年会报道

2017年4月23日至2017年4月25日,由中国公路学会隧道工程分会主办的中国公路学会隧道工程分会第六届理事会暨2017年学术年会在重庆召开。



2017年4月23日,中国公路学会隧道工程分会召开了理事会第六届一次会议,中国公路学会翁孟勇理事长、分会蒋树屏理事长、吴梦君秘书长及理事成员出席了本次会议,理事会认真听取并审议通过了蒋树屏理事长的“第五届理事会工作报告”及秦峰副秘书长的“第五届理事会财务报告”,蒋树屏理事长为我们回顾了第五届理事会以来的工作历程,并对下一届理事会工作提出了宝贵意见。本次会议推选蒋树屏为名誉理事长,并选举产生了以姬为宇理事长为首的新一届理事会,我院梁澄波副总工当选为第六届理事会理事。会议上还审议并通过了《中国公路隧道优秀工程师评选办法》、《中国公路学会隧道工程分会

会费收取管理办法》。

4月24日至4月25日召开了2017年全国公路隧道学术年会,重庆市公路学会理事长陈孝来,招商局重庆交通科研设计院有限公司董事长王福敏,分会理事长姬为宇等领导出席会议并致辞。全国各地的三百余名隧道专家、技术人员和管理人员参加了本次学术年会。本次年会主要议题包括:复杂环境条件下隧道修建技术、特殊结构隧道设计施工技术、城市地下道路修建技术、运营隧道监控检测与诊断技术、公路隧道环保节能技术及隧道智能检测维修加固技术等。

本次年会邀请了相关院士、专家等进行学术报告,共进行21个学术报告交流(含3个特邀报告)。中国工程院郑颖人院士介绍了轨道交通隧道围岩分级方法及其优化。蒋树屏名誉理事长结合众多工程实例阐述了公路隧道工程品质的内涵,并呼吁大力推进“机械化、装配化和信息化”提高公路隧道工程品质。同济大学朱合华教授介绍了隧道围岩三维非连续变形分析方法与应用。重庆交通大学梁波教授、武汉广益交通科技股份有限公司冯守中董事长和招商局重交科马非高工分别从节能照明、绿色照明和精细化照明等角度探讨了各自在隧道照明系统中的研究成果。以港珠澳大桥海底隧道为工程背景,长安大学谢永利教授探讨了海底沉管隧道地基变形特性与剪力键受力性能,中交公路规划设计研究院吕勇刚总工介绍了港珠澳大桥海底隧道减光罩设计及行车影响评价研究。西南交通大学于丽副教授从供氧技术、通风技术、施工人员劳动强度和机械设备效率等方面介绍了高海拔地区隧道关键技术。上海市城市建设设计研究总院姜弘副总工介绍了地面出入式盾构法隧道,探讨了取消端头井的盾构法的工法特点及难点。四川省公规院郑金龙博士结合工程实例介绍了在隧道运营通风中如何运用自然风以实



现节能通风。云南省交规院陈树汪总工讲解了无中隔墙连拱隧道的工程运用。山东大学李利平教授介绍了深长隧道突涌水灾害演化机理及检测预警方法。同济大学袁勇教授讲述了盾构隧道的多点振动台试验研究。重庆交通大学林志教授、苏交科张忠宇、西南交通大学仇文革教授从隧道运营维护方面讨论了各自的研究成果。长安大学吕康成教授和陈建勋教授、西南交通大学徐华教授

分别介绍了隧道火灾、岩溶和冻害等常见灾(病)害的防治技术。

本次会议涵盖了公路隧道的科研、设计、施工、监测及运营等各个方面的交流探讨,会议内容充实,既有的扎实的理论研究,又有极富价值的工程实践。

(报道者:罗超)

2017年世界交通运输大会报道

由中国科协主办,中国公路学会承办的以“创新引领 绿色融合”为主题的2017世界交通运输大会于6月5-6日在北京国家会议中心盛大举行,大会吸引了来自40多个国家和地区的近四千名嘉宾参加。

中国科协党组书记、常务副主席、书记处第一书记尚勇主持开幕式,全国政协副主席、中国科协主席、科技部部长万钢出席会议并致辞。全国政协副主席刘晓峰,全国人大财政经济委员会主任李盛霖,交通运输部副部长戴东昌,尼日利亚联邦交通部部长罗蒂米·阿马埃奇,国际道路联盟主席基兰·卡比拉,国际航行学会联合会高级副主席希沙姆·希拉勒,世界道路协会副主席菊川冈茂,国际桥梁隧道和收费公路协会副主席克劳斯·茨瓦海科,美国交通运输研究委员会主席尼尔·佩德森,中国公路学会理事长、大会执委会主任翁孟勇,重庆大学校长、中国工程院院士、大会学术委员会主席周绪红,美国工程院院士、大会学术委员会主席迈克·沃肯,中国科协党组书记处领

导项昌乐、宋军等出席会议。

大会期间,安排220个交流单元约1300个各具特色的学术报告,5000多位交通运输领域专家学者分别聚焦“一带一路”交通互联互通、高铁技术、未来交通、世界长大桥梁发展、智能交通、共享经济与绿色出行等交通运输领域热点问题和前沿技术趋势等焦点话题展开研讨。200多家国内外知名企业、科研院所、高校参加大会博览会,港珠澳大桥、墨脱公路、共享单车、智能交通、北斗导航等300多项具有代表性的交通工程领域科技创新成果集中亮相。同期,大会还举办了中国公路学会及中国航海学会科学技术奖颁奖,其中公司承担的科研课题“广东省桥梁索杆内部锈蚀断丝导波无损检测技术标准”和参与的科研课题“复杂海况与恶劣气象条件下跨海大桥建设和管理关键技术研究”荣获2016年度中国公路学会科学技术奖二等奖。

(报道者:刘祥兴)