

廣東公路勘察設計

GUANGDONG HIGHWAY SURVEY AND DESIGN



技术交流 信息共享

广东省公路勘察规划设计院股份有限公司

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
网址：www.ghdi.com.cn

2015年第二期
总第158期

2

第十七届中国科协年会第8分会场 交通基础设施安全及耐久性论坛

由中国科协和广东省人民政府主办的第十七届中国科协年会于2015年5月23日至24日在广州举行，其中由中国公路学会、广东省交通运输厅承办，广东省公路学会和我司协办了第8分会场“交通基础设施安全及耐久性论坛”，来自全国交通行业的专家及学者共100多人参加此次论坛，论坛取得圆满成功。



广东省交通运输厅贾绍明副厅长致欢迎辞

黄湛军总经理致欢迎辞

梁立农总工程师作《桥梁建设安全的若干问题》专题报告并主持了24日的论坛会议

中山市二环快速路港口至横栏段工程定测验收

2015年6月24日，公司举办了中山市二环快速路港口至横栏段工程定测验收会议，业主单位领导、设计监理及我司专家、技术人员参加了会议。



项目负责人进行定测验收汇报

专家认真审阅定测验收文件

与会专家、代表评审定测验收文件

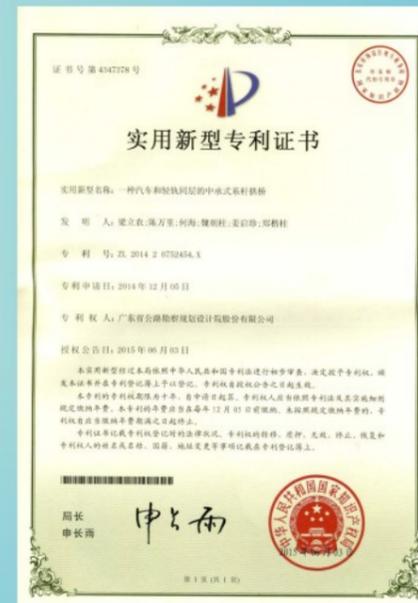
根据中公设协〔2015〕12号文“关于公布2014年度公路交通优秀勘察设计奖获奖项目的通知”，我公司3个勘察设计项目荣获“2014年度中国公路交通优秀勘察设计奖”，获奖情况如下：

- 1、沈阳至海口国家高速公路谢边至三堡段改扩建工程获优秀设计一等奖；
- 2、广东云浮(双凤)至罗定(替滨)高速公路(双凤至双东段)地质勘察获优秀勘察二等奖；
- 3、广东云浮(双凤)至罗定(替滨)高速公路获优秀设计三等奖。



公司研发的两项发明获国家知识产权局颁发实用新型专利：

- 1、一种新型蝴蝶拱桥；
- 2、一种汽车与轻轨同层的中承式系杆拱桥。



公司科研项目再创佳绩，公司参与的《基于交通流理论的公路隧道照明节能技术研究》和《珠三角地区高速公路改扩建关键技术研究》获广东省人民政府科技三等奖、《大跨径钢管拱桥异桥位整体拼装及步履式顶推安装施工技术》荣获2013年度中国施工企业管理协会科学技术奖科技创新成果二等奖。



公司组织技术人员参观江顺大桥

2015年6月25日，公司王强副总工带领技术人员参观了我司设计即将通车的江顺大桥项目。



四分公司万志勇副总工作桥梁技术要点介绍

技术人员参观桥面构造

技术人员合影

广东公路勘察设计

(季刊)

2015年6月30日出版

2015年第2期

(总第158期)

内部资料 免费交流

登记证编号:粤内登字O第10427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

主编:梁立农

副主编:王强

责任编辑:刘祥兴

编辑:《广东公路勘察设计》编辑部

主办主管:广东省公路勘察规划设计院
股份有限公司

出版:广东省公路勘察规划设计院
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

印刷单位:广州广卫印刷厂

封面:珠江三角洲经济区外环公路
江门至肇庆高速公路

目次

桥梁工程

南屏大桥连续钢桁梁柔性拱桥设计

..... 魏朝柱,何海,吴海平(1)

惠州海湾大桥耐久性策略..... 吴海平(8)

柔梁矮塔斜拉桥抗震体系和减隔震措施研究

..... 王雷,梁立农,罗霞,等(13)

道路工程

对于山区公路立交设计的要点分析..... 曾昭宇(19)

珠三角深厚淤泥土层条件下悬臂式挡土墙设计

..... 张会荣(23)

红砂岩的特征和工程分类对广东地区公路建设的启示

..... 李红中,张修杰(27)

绿化工程

高速公路边坡绿化与生态防护设计..... 王瑶(31)

测量工程

机载激光雷达数据与路线设计软件接口程序的研究

..... 杨雪(38)

勘察工程

某市政道路软基勘察及地基处理方法综合比选

..... 罗宇权(41)

隧道工程

王北凹隧道洞口及浅埋段安全风险评估及控制措施

..... 王超(45)

信息专栏

第七届中国公路科技创新高层论坛..... (7)

新常态下混合所有制经济暨PPP通用合同范本实务培训
报道..... (12)

高速公路改扩建设计细则宣贯报道..... (44)

贾绍明副厅长讲话内容摘选..... (49)

第十七届中国高速公路信息化研讨会报道..... (52)

公路工程技术标准培训..... (52)

城市道路交通标志和标线设置规范宣贯培训报道..... (53)

我司与湖南省交通规划设计院展开城市立交设计技术交流
..... (54)

南屏大桥连续钢桁梁柔性拱桥设计

魏朝柱, 何海, 吴海平

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 南屏大桥主桥为三跨连续钢桁梁柔性拱桥, 跨径布置为(48m + 120m + 48m), 横向为三片主桁, 整体受力, 上层为高速公路, 下层为城市桥梁。本文先从总体设计、横断面设计、主桁、主拱、桥面系等方面对主桥设计进行逐一介绍, 然后对其静力特性和稳定性进行了分析, 最后总结了三主桁双层钢桁梁柔性拱组合结构桥梁的受力特点。

关键词: 桁架桥; 钢桥; 三主桁; 双层桥; 桥梁设计

1 工程概述

南屏大桥工程位于珠海市主城区西部, 是跨越前山河道的重要构造物工程, 连接珠海市前山和南屏; 本项目既是主城区与西部、南部城区联系的重要纽带, 也是金琴高速公路全线贯通的重要控制性工程, 兼具解决区内交通和过境交通出行问题的双重功能, 工程起点接造贝立交 A、B 匝道, 终点接南湾互通立交, 路线全长约 1.8km。

主要技术标准如下: 道路等级: 上层桥面: 高速公路, $V = 100\text{km/h}$; 下层桥面: 城市主干道, $V = 50\text{km/h}$; 设计荷载: 上层桥面: 公路 - I 级; 下层桥面: 城 - A 级; 人群 3.5kN/m^2 , 非机动车荷载: 按照《城市桥梁设计规范》(CJJ 11 - 2011); 抗震设防标准, 地震动峰值加速度 $0.1g$, 主桥抗震设防类别为 B 类, 按 8 度采取抗震措施; 通航标准: 内河 IV 级航道, 通航孔净宽 108m, 净高 8m, 上底宽 98m, 侧高 5m; 设计风速: 基本风速 38.4m/s ;

2 主桥设计

2.1 总体设计

主桥跨越前山河道, 为三跨连续钢桁梁柔性

拱桥, 为满足通航净空、水利的要求, 跨径布置为 $48 + 120 + 48\text{m}$, 主桥全长 216m, 边中跨比为 0.4, 如图 1 所示。主桥平面位于直线段上, 纵断面竖曲线上层: $R = 20000\text{m}$, $T = 216\text{m}$, $E = 1.166\text{m}$, 下层: $R = 20000\text{m}$, $T = 108\text{m}$, $E = 0.292\text{m}$, 以主跨对称中心为顶点, 上层设双向 1.08% 人字坡, 下层设双向 0.54% 人字坡, 使得桁架桁高为 12.25m。

主桁由 3 片钢桁架组合, 桁中心距为 $2 \times 18.25\text{m}$, 桥梁总宽 37.8m。边跨为等高度桁梁, 中跨为桁梁与柔性拱的组合结构, 主桥结构为自平衡体系, 拱肋产生的水平推力由钢箱弦杆及腹杆平衡, 不产生外部水平推力。

经设计计算比选后, 中跨拱肋矢高 34m, 矢跨比为 $1/3.53$, 拱肋采用二次抛物线。连续桁梁采用华伦桁架^[1], 桁高采用 12.25m, 节间距 12m。

主桥为无推力三跨连续钢桁梁柔性拱桥, 大桥结构体系可进一步分为下列子结构: 下部结构、钢拱肋、风撑、吊杆、钢桁梁及平联、桥面系、附属结构等, 主桥桥型布置如下图 1 所示。

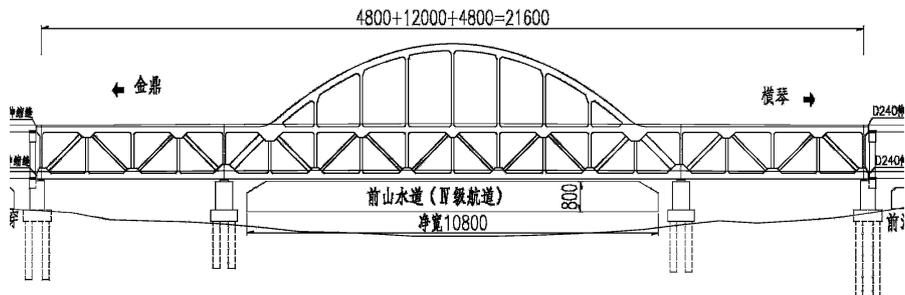


图 1 主桥桥型布置图

2.2 横断面设计

本桥兼具解决区内交通和过境交通出行问题的双重功能,上层高速公路桥梁布置为双向六车道,桥面布置为:50cm(边防撞栏)+350cm(硬路肩含路缘带)+3×375cm(行车道)+65cm(路缘带)+50cm(中防撞栏)+160cm(中央分隔带)+50cm(中防撞栏)+65cm(路缘带)+3×375cm(行车道)+350cm(硬路肩含路缘带)+50cm(边防撞栏)=34.4m;下层城市桥梁布置为双向六车道+非机动车道+人行道,桥面布置为:(每侧)行车道宽度:25cm(路缘带)+3×350cm(行车道)+25cm(路缘带)+285cm(非机动车道)+200cm(人行道),总宽 34.3m。由于上层高速公路桥梁宽度控制主桁设计宽度,因此,将下层非机动车道和人行道均设置在主桁内,主桁横断面布置如图 2 所示。

2.3 主桁

主桁包含上下弦杆、腹杆和整体节点。整体节点具有工厂化程度高、整体性好、现场拼装工作量小、施工速度快等优点,因此,主桁采用整体节点连接,弦杆及拱肋在节点外四面拼接,腹杆与节点采用对齐连接,最大节点板厚 50mm。主桁架弦

杆钢材采用 Q345C,腹杆采用 Q390C。

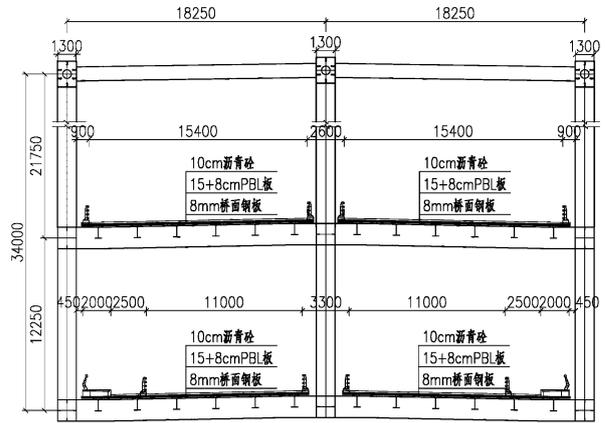


图 2 主桥横断面布置图

主桁上、下弦杆均采用焊接箱型截面,截面内高 1500mm,内宽 1300mm;弦杆顶、底板、腹板厚度 24~40mm。弦杆在腹板及顶底板中部各设一道加劲肋,加劲肋尺寸为 240×24mm。

腹杆基本截面型式采用 H 形截面,与主桁节点采用对齐方式连接,一部分受拉较大的腹杆采用 W 字形截面,与主桁节点采用三面拼接;少量杆件较长压力较大的腹杆采用箱形截面,与主桁节点采用四面对接的方式连接。主桁节点示意图如图 3 所示。

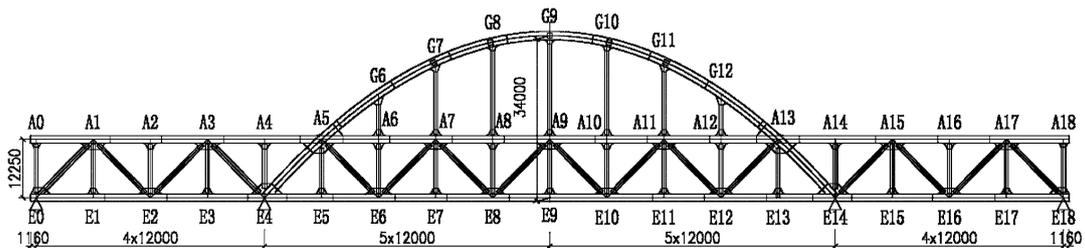


图 3 主桁节点示意图

2.4 主拱

主拱包含拱肋、横撑(风撑)和整体节点。本桥横桥向设三片主拱,主拱肋相互平行,为适应桥面 2% 横坡要求,中桁主拱肋较边桁主拱肋基点高 0.268m。全桥共设置 5 道箱形横撑,位于拱肋 G7~G11 节点板处。主拱肋钢材采用 Q390C,横撑采用 Q345C,整体节点腹板采用 Q390E-Z25。

主拱及横撑均采用焊接箱型截面,拱肋截面

尺寸 1800mm×1300mm(内轮廓尺寸),顶底板厚在 24~50 毫米之间变化,腹板厚在 24~50 毫米之间变化。主拱顶、底板均设置一道加劲肋,加劲肋尺寸根据顶、底板厚取为 240×24mm 或 300×30mm,主拱腹板内设 2 道加劲肋,根据腹板厚取为 240×24mm 或 300×30mm,拱肋中设置实腹式横隔板,开 R=500mm 人洞。纵向加劲板肋在吊杆隔板处与其焊接连接,而在普通隔板处则穿过所设的过焊孔不与隔板连接。主拱与主桁梁

的连接采用整体节点高强螺栓连接,桥面以上主拱节段间的连接采用熔透焊接,所有杆件的对齐方式均采用内表面对齐。

每片主拱分为13个节段,包括:支承点起拱段(E4、E14)、梁间节段(E4A5、E14A13)、拱梁节点(A5、A13)、拱上节段(A5G6、A13G12)、拱上节段(G6G7、G12G11)、拱上节段(G7G8、G11G10)、合拢段(G9)。节段内拱轴线由直线与弧线组成。最重节段E4、E14为53t左右,最长节段A7约18.4m。合拢段在加工时,应留有二次切割的余量,以便拱肋合拢。

横撑截面尺寸980mm×980mm(内轮廓尺寸),顶、底板和腹板均厚20mm,顶、底板和腹板均设置一道加劲肋,加劲肋尺寸为200×16mm。横撑在横桥向设置2%的横坡,横撑与拱肋间设整体节点,整体节点与横撑间连接为高强螺栓连接。

2.5 吊杆

主拱-吊杆、吊杆-上弦杆之间采用整体节点板连接,整体节点板由拱内腹板、梁的腹板及

其延伸部分形成。

吊杆基本截面型式采用H形截面,根据抗风计算结果,吊杆采用2种截面形式,G7A7及G11A11吊杆采用宽700mm,内高1300mm的H形梁,翼缘板宽700mm,厚24mm,腹板高1300mm,厚20mm;其余吊杆采用宽800mm,内高1300mm的H形梁,翼缘板宽800mm,厚24mm,腹板高1300mm,厚18mm;H形吊杆与主桁整体节点采用高强度螺栓连接。

2.6 桥门架与平联

本桥在过渡墩顶、中支座顶横梁与竖杆间分别各设置一道简易桥门架。

本桥主桁梁纵向平联采用V式结构,包括上弦平联,下弦平联两部分。平联主要为杆件构造控制设计,所需传递的内力相对较小,钢材采用Q235C。纵向平联采用箱型截面的杆件,内宽450mm,内高420mm,板厚14mm。平联与节点连接采用工字形截面过渡。主桁梁平面纵向联结系如图4所示。

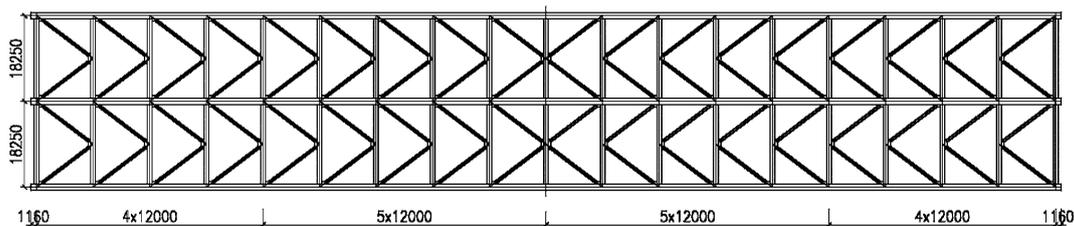


图4 主桁梁平面纵向联结系

2.7 桥面系

桥面系有钢-混凝土组合梁^[2]桥面系和正交异性板钢桥面系两种。经比较分析可知,采用组合梁桥面系时,整体用钢量少,桥面铺装可采用一般沥青铺装,造价较低、耐久性好,养护方便,且避免了正交异性钢桥面系的钢桥面铺装和疲劳问题,因此采用组合梁桥面系结构。

桥面系由横梁、小纵梁、新型钢-砼组合PBL桥面板组成。钢横梁、小纵梁、PBL板钢材均采用Q345C。

横梁采用组合梁形式,由钢横梁及现浇湿接

缝混凝土组成,架设时先将预制钢-砼组合PBL板搭于钢横梁之上,再现浇湿接缝混凝土,使之与桥面连成一体。沿桥纵向每12.0m设置一道横梁,位置与竖杆相对应。钢横梁采用箱型截面,截面内高1500mm,内宽1000mm,顶、底板厚在20mm~24mm之间变化,腹板厚在16mm~20mm之间变化。为适应桥面2%横坡及横梁与弦杆连接的需求,钢横梁顶面采用零坡+2%横坡+零坡折线方案。横梁与小纵梁对应位置设置横隔板,横梁腹板设置一道水平加劲肋,与小纵梁处设与小纵梁翼缘同宽板连接两腹板。

小纵梁采用组合梁形式,由钢工字形梁及现浇接缝段混凝土组成,架设时先将预制的组合板搭于钢小纵梁之上,再现场浇注接缝混凝土,使之与桥面连成一体。小纵梁横向间距为2.77m,高度800mm,腹板厚14mm,顶、底板宽度450mm,厚24mm,上下层单幅桥各设6道小纵梁。小纵梁中跨6m处设横向联结系。小纵梁顶板上设 $\Phi 22$ 剪力钉,现浇混凝土部分厚238mm。小纵梁与横梁之间采用高强度螺栓连接。

主梁桥面板采用新型钢-混凝土组合PBL桥面板,形式为带PBL剪力键的SRC钢纤维混凝土组合桥面板。上面层桥面混凝土板采用CF50钢纤维混凝土,厚150mm,下面层底板采用薄钢板,厚8mm。在钢板上横向每400mm设置一道PBL剪力键,PBL剪力键高95mm、厚10mm,每隔100mm开直径为45mm的圆孔。南屏大桥采用

新型钢-混凝土组合PBL桥面板,优化减小了混凝土桥面板的厚度,也可有效预防桥面板在运营阶段桥面底板开裂的问题,增强了结构的耐久性。

3 静力特性和稳定

3.1 全桥静力分析

静力计算采用桥梁结构空间计算软件Midas Civil 2012进行计算。全桥总共4398个节点,6048个梁单元,其中横梁和小纵梁采用施工阶段联合截面单元。模型边界条件处理:中桁的2号墩为固定支座;边桁的2号墩为纵向和竖向约束;中桁1号、3号、4号墩为竖向和横向约束支座;边桁的1号、3号、4号均为竖向约束支座。结构空间模型图如下图5。(墩编号从左至右依次为1,2,3,4。)

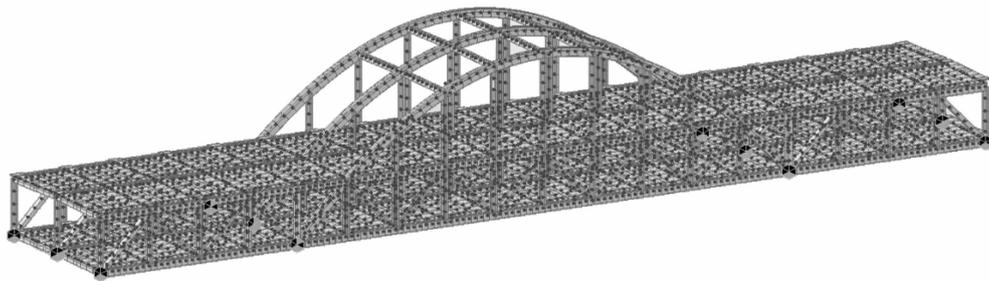


图5 全桥空间计算模型简图

中跨主桁恒载挠度67.5mm,活载挠度15.7mm,恒载加活载挠跨比为1/1442,大于1/1600,中跨主拱恒载挠度55mm,活载挠度11mm,恒载加活载挠跨比为1/1818,因中跨主桁挠度大于1/1600,中跨需要设置预拱度,主拱预拱度大小为55mm,弦杆挠度设置按调节上弦长度,下弦长度不变的方式。钢桁架安装采用无应力法控制,施工过程中预拱度不作调整。

主桁边桁边支点在正常使用状态下最小支座反力为1558kN,墩顶未出现负反力。主拱最大轴力压力出现在拱脚处,中拱为41007kN,边拱为26035kN。弦杆最大轴力拉力出现在中跨下弦和中墩顶处,轴拉力为8322kN,弦杆最大轴力压力出现在边跨下弦处,轴压力为14600kN。

3.2 结构稳定性分析

由于本桥为主跨120米的钢桁架拱桥,对这种具有跨度大、结构柔的体系,成桥状态在活载作用下的静力稳定性验算是十分有必要的。

结构稳定安全系数K定义为: $K = P_{cr}/PT$,式中:K-结构稳定安全系数, P_{cr} -结构的极限承载力,PT-结构恒载与活载之和;实际上,K为结构达到极限承载力时PT的加载倍数。成桥状态恒载包括结构自重与二期恒载,活载为上、下公路桥面6车道公路I级,车道横向折减系数0.55;稳定计算表明:结构一阶模态为拱肋横向面外失稳,其稳定安全系数为24.1,稳定安全系数大于4,满足有关规范的要求,说明结构的静力稳定性是有保证的。由于局部稳定安全系数小

于整体稳定安全系数,设计中对各压杆按规范^[3]要求编制表格进行详细的计算,确保各杆件稳定性的安全储备。

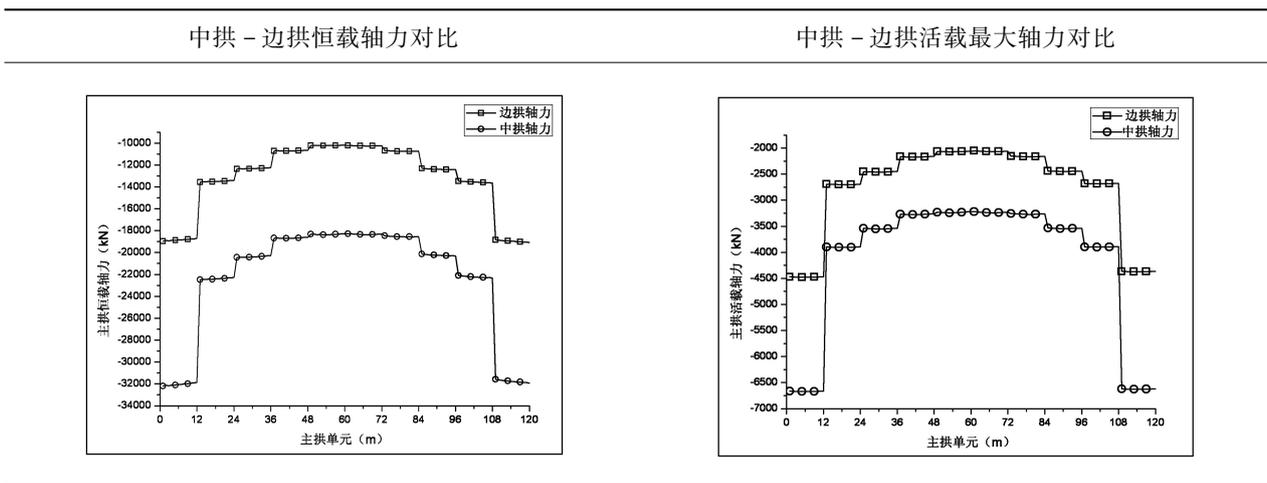
4 结构受力特点

传统钢桁梁桥均采用对称双桁结构,二桁受力均衡,但随着桥面宽度的增加(桁间距增大),若仍采用双桁结构,横梁和主桁高度势必加大,从而导致桥梁整体用钢量过大,经济效益差。为

了满足多车道的要求,提高桥梁通行能力和服务水平,桥梁宽度越来越宽,采用三桁或多桁结构更为合理。南屏大桥即是国内首座三主桁钢桁梁柔性拱双层公路大桥。

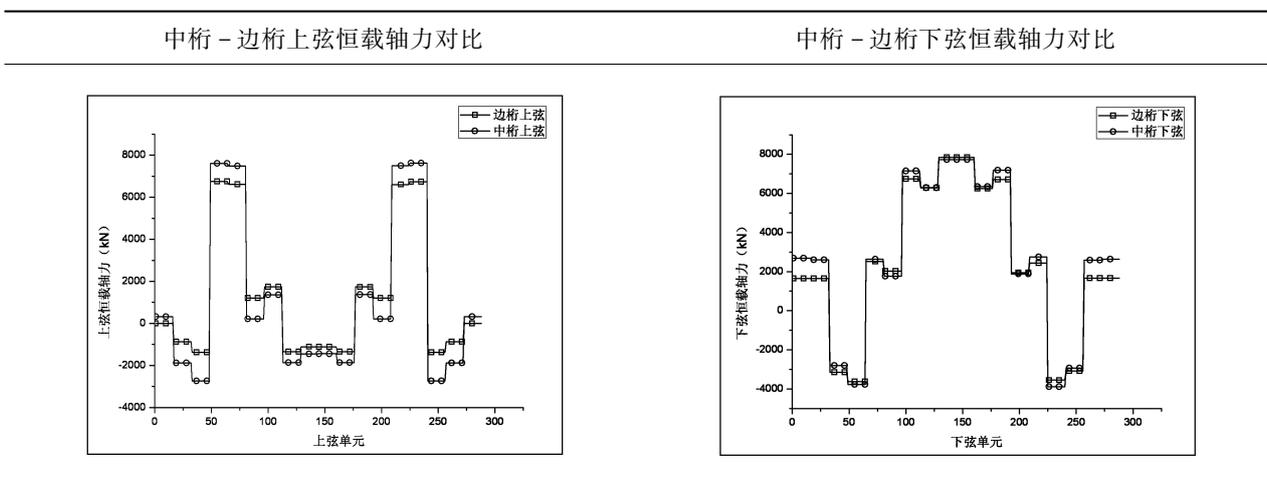
三主桁结构中各主桁内力的分配在对称荷载与偏载作用下都会存在差异,根据空间杆系计算结果,对三片钢桁梁对应杆件内力的计算统计分析,得到恒载及活载作用下钢桁梁不同类型杆件的受力特点如下表 1 ~ 表 4。

表 1 主拱承担恒载、活载内力对比



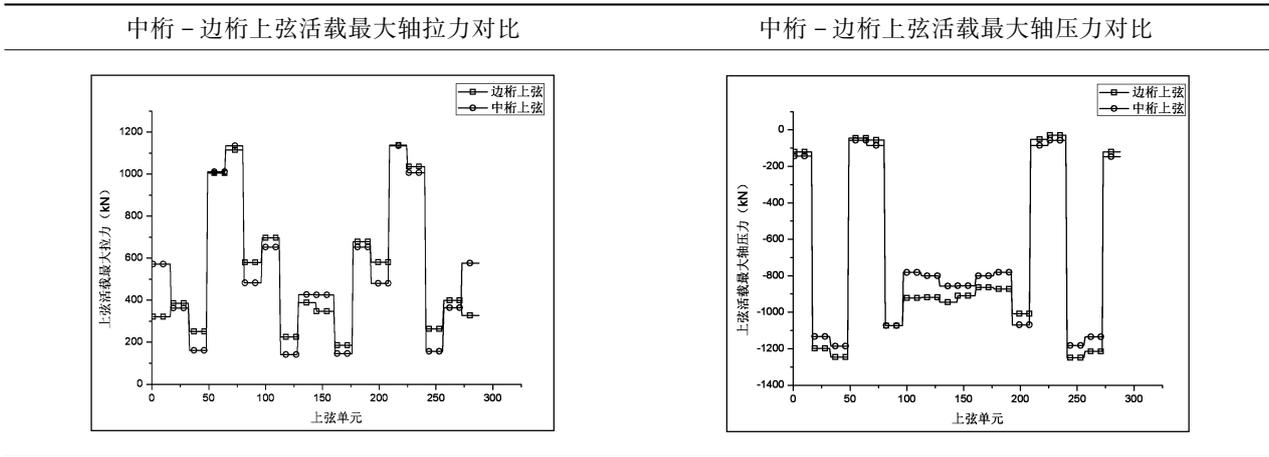
以上拱肋内力分析结果表明:中拱恒载轴力是边拱恒载轴力的 1.63 ~ 1.8 倍,中拱活载轴力是边拱活载轴力的 1.44 ~ 1.57 倍。

表 2 上、下弦杆承担恒载内力对比



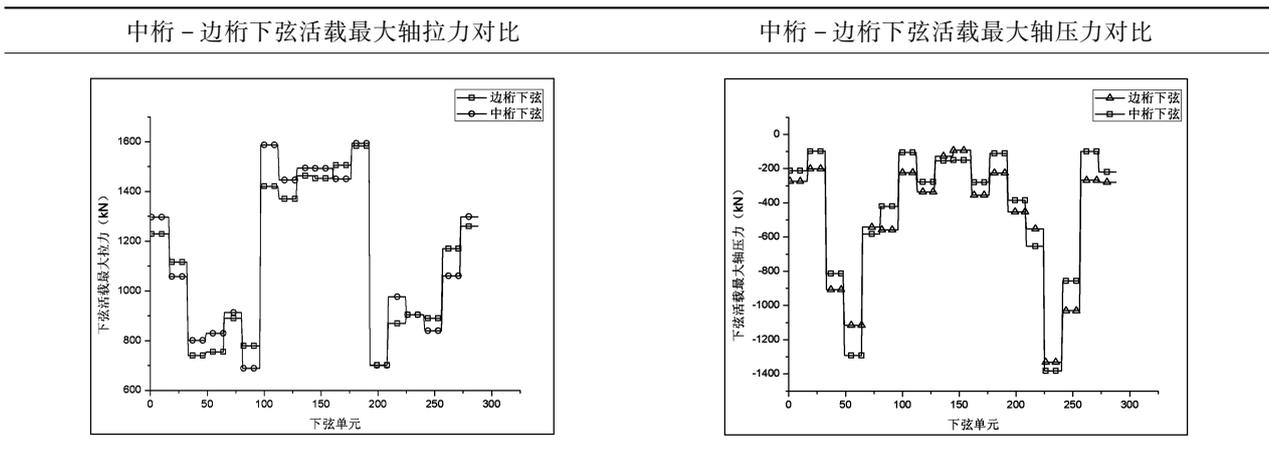
上弦恒载内力分析结果表明:上弦最大受力杆件,中桁上弦恒载轴力是边桁的 1.13 倍左右,下弦最大受力杆件,中桁下弦恒载轴力是边桁的 1.1 倍左右。

表 3 上弦杆承担活载内力对比



上弦活载内力分析结果表明:上弦最大受力杆件,中桁上弦杆件活载最大轴拉力是边桁的约 1.02 倍,中桁上弦活载最大轴压力是边桁的约 0.93 倍。

表 4 下弦杆承担活载内力对比



下弦活载内力分析结果表明:下弦最大受力杆件,中桁下弦杆件活载最大轴拉力是边桁的约 1.1 倍,中桁下弦活载最大轴压力是边桁的约 1.2 倍。

综上所述表明:南屏大桥三片桁梁上、下弦杆受力差异较小,三片拱肋受力差异较大,针对此特点,设计时可增大中拱截面尺寸或增大中拱截面钢板厚度的方式进行调节,鉴于截面高度调整会影响整体景观效果,故考虑增大中拱肋截面钢板厚度,边拱跨中截面钢板厚 24mm,中拱跨中截面钢板厚 34mm,边拱拱脚截面钢板厚 30mm,中拱拱脚截面钢板厚 40mm,以此达到满足受力要求。

5 结论

南屏大桥在设计及技术上具有以下特点:

(1)南屏大桥桥梁总宽 37.8m,主桁 3 片桁架形式,主桁中心距为 $2 \times 18.25\text{m}$,边跨为等高度桁梁,中跨为桁梁与柔性拱的组合结构,主桥结构为自平衡体系,拱肋产生的水平推力由钢箱弦杆及腹杆平衡,不产生外部水平推力,为国内首座三主桁钢桁梁柔性拱双层公路大桥。

(2)经设计计算比选后,中跨拱肋矢高 34m,矢跨比为 1/3.53,拱肋采用二次抛物线。连续桁梁采用华伦桁架,桁高采用 12.25m,节间距 12m。

(3)主桁三片拱肋受力不均匀,桁梁的桥面系横梁面外受力大,横梁均采用箱型断面,对施工安装精度要求高。

(4)南屏大桥采用新型钢-混凝土组合PBL桥面板,优化减小了混凝土桥面板的厚度,也可有效预防桥面板在运营阶段桥面底板开裂的问题,增强了结构的耐久性。

(5)主拱平联通过设计优化后采用了平行箱型横梁,制造安装方便,景观效果好。

参考文献:

[1] 吴冲. 现代钢桥(上册)[M]. 北京:人民交通出版社,2006.9

[2] 刘玉擎. 组合结构桥梁[M]. 北京:人民交通出版社,2004.11

[3] 日本道路协会. 道路桥示方书·同解说[M]. 日本:平成14年3月.

第七届中国公路科技创新高层论坛

由中国公路学会主办、湖南三一路面机械有限公司协办、同济大学、美国交通运输研究会(TRB)、国际道路联合会(IRF)联合主办的“第七届中国公路科技创新高层论坛”于2015年4月20日至4月22日在上海举办。来自全国各地公路、城市交通界的专家、学者及科技工作者以及美国、意大利等10多个国家的60多位国际专家参加了会议。会议的主题为“城市·交通·人”。

论坛共设有18个分论坛会场,分别就大城市交通、智慧交通、公路出行服务技术及管理、城市交通投资、国际路面养护决策及最新技术、桥梁设计理念及创新技术、桥梁快速施工技术、长大桥梁养护与安全运营技术等17个话题进行深

入探讨,其国际分会场5个。

本届论坛彰显了科技创新“以人为本”的真谛,体现了对公路服务的终极目标——“人”的关怀,特别是对城市交通与人的关注。同时,论坛凸显了交通“服务国家开放大局,不断深化国际交流合作”的国际化要求,交流内容进一步拓展,新增设了“世界大城市交通”、“交通规划与战略”、“一带一路交通发展新机遇与挑战”、“基础设计多渠道融资发展(PPP)”等专题分论坛。

论坛期间,中国公路学会宣布了“2014年度中国公路学会科学技术奖”获奖名单,并向5个年度特等奖项目颁发了奖杯和证书。

(周震、杨钻 报道)

惠州海湾大桥耐久性策略

吴海平

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 本文简要阐述了惠州海湾大桥耐久性的主要影响因素,并根据本桥所处环境特点,拟定了合理科学的耐久性根本措施,并对各种耐久性附加措施进行综合分析和比较后,在国内首次引进防腐蚀新技术克汰系统应用于跨海大桥关键工程部位,以确保设计使用寿命内跨海大桥桥梁结构的安全,以期为类似跨海桥梁提供工程经验借鉴与参考。

关键词: 跨海大桥; 耐久性; 海工高性能混凝土; 克汰系统

1 概况

惠州海湾大桥位于惠州市惠东县巽寮旅游度假区,横跨范和港湾。大桥采用双向四车道高速公路标准,设计速度 100km/h。桥梁全长 2741m,主桥采用主跨 300m 的双塔单索面混凝土斜拉桥,引桥采用移动模架法施工的 50m 跨预应力混凝土连续箱梁。大桥设一个双向主通航孔,桥下最大通航净空为 260 × 38m,通航标准 5000 吨级海轮。大桥整体造型轻盈优美,是惠州桥梁建造史上规模和技术难度最大的桥梁。

桥址濒临南海大亚湾,桥位处海面宽约 2.5km,海底较为平缓,深泓线水深约为 7.5m,潮流占主导地位,为往复流,流速较小,最大潮差 2.68m,最大波高达 4.6m。桥址处气温高,湿度大,降水多,基本风速为 43.6m/s。

2 耐久性主要影响因素

本桥主要采用混凝土结构。混凝土结构耐久性设计主要考虑以下几种腐蚀形式:氯盐腐蚀、混凝土的碳化、冻融循环破坏、碱-集料聚合反应、硫酸盐侵蚀等。其中后四种主要涉及砼级配。桥址区年平均气温 22.1℃,因此可不考虑混凝土结构由于冻融循环产生的破坏及相应的除冰盐引起的钢筋锈蚀。本桥耐久性设计主要针对前两者。

2.1 氯盐腐蚀

桥址海域含盐度主要为外海水团控制,低潮时水体含盐度为 14‰,高潮位时水体含盐度为

20‰。海域范围地下水化学成分与海水相似。根据相关规范,桥址处海水及地下水对砼具有强~严重结晶分解复合类腐蚀性。场区海水在干湿交替时对钢筋混凝土结构中的钢筋具有强腐蚀性,在长期浸水时对钢筋混凝土结构中的钢筋具有弱腐蚀性,场区环境水对钢结构具有中等腐蚀性。因此对于本桥而言,需要考虑氯盐腐蚀。对比部分跨海工程,本桥海水含盐度与东海大桥相当,比杭州湾大桥高出 30%,可知本工程含盐度也在较高范围,可借鉴参照上述桥梁耐久性设计经验。

表 1 国内部分跨海大桥桥址含盐度对比表

项目	含盐度(‰)			
	青岛海湾大桥	东海大桥	本桥	杭州湾大桥
低潮位时含盐度	29	15	14	10
高潮位时含盐度	33	25	20	16
含盐度排名	1	2	3	4

2.2 混凝土碳化

本工程区年平均相对湿度为 82%,而 75% 左右湿度是发生碳化的适宜湿度,因此本工程需考虑钢筋混凝土的碳化。从桥址区水体游离 CO₂ 含量来看,最高浓度 46.2mg/L,小于 E 级;侵蚀 CO₂ 浓度仅达到 C 级,故本桥碳化问题不严重,可通过结构预留的保护层厚度和表面抗渗这两方面得到解决。

综上,影响本工程耐久性的主导因素是氯盐腐蚀。对于本桥而言,借鉴国内外跨海大桥耐久性设计经验,制定科学、合理、经济、区别不同腐蚀

环境的混凝土结构耐久性方案具有十分重要的意义。

3 耐久性主要措施

3.1 混凝土结构耐久性根本措施

3.1.1 海工高性能混凝土

根据氯盐腐蚀机理,耐久性设计的根本措施是混凝土本体设计。调查国内外现代跨海工程的设计,发现耐久性设计的根本措施均是基于抗氯离子扩散进行海工高性能混凝土的配合比设计。海工高性能混凝土配置的基本原则是:选用低水化热和低含碱量的水泥;限制混凝土中胶凝材料的最低和最高用量,并尽可能降低胶凝材料中的硅酸盐水泥用量;必须大比例掺用粉煤灰、磨细矿渣等矿物掺合料;通过适当引气提高混凝土的耐久性,并严格控制原材料引入的氯离子总质量(钢筋混凝土结构不应超过胶凝材料总量的 0.1%,预

应力混凝土结构则为 0.06%)。

各部位混凝土抗氯离子渗透性要求见表 2,氯离子扩散系数采用快速非稳态电迁移法(RCM 法)进行测定。

表 2 砼抗氯离子渗透性要求(12 周龄期)

结构部位	砼氯离子扩散系数 (10~12m ² /s)	
钻孔灌注桩	陆上	≤3.5
	海上	≤3.0
海上承台	≤2.5	
主墩、辅助墩、过渡墩	≤2.5	
主梁	≤1.5	
主塔	≤1.5	

根据上述原则及抗氯离子渗透性要求,拟定了本桥各工程部位混凝土配合比,详见表 3。

表 3 海工高性能混凝土典型配合比

结构部位	强度等级	水胶比	配合比原材料用量/kg							
			水泥	粉煤灰	矿粉	砂	碎石	外加剂	水	克汰
海上桩基	C35	0.340	280	90	65	755	1042	4.57	148	
过渡墩、辅助墩墩身、引桥墩身	C40	0.320	230	112	105	760	1050	4.95	143	
海上承台	C40	0.320	230	112	105	760	1050	5.14	113	30
主墩	C50	0.320	272	81	100	757	1045	4.983	145	
主梁	C55	0.300	290	87	106	744	1028	5.313	145	
主塔	C60	0.286	310	100	90	738	1019	5.5	143	

3.1.2 合理的钢筋保护层厚度

除了采用海工高性能混凝土之外,确定合理的钢筋保护层厚度,延迟氯离子渗透到钢筋表面的时间也是保证钢筋混凝土结构使用寿命最有

效、简单且经济的方法之一,但保护层厚度并不能任意增加。当保护层厚度过大会导致钢筋保护层混凝土开裂,反而削弱其对钢筋的保护作用。

表 4 混凝土结构钢筋保护层最小厚度

结构类别	所处的环境类别	部位	混凝土最小保护层厚度/mm
箱梁	轻度盐雾区	预应力管道	70
		内侧、外侧钢筋	40
主塔	轻度盐雾区	钢筋	60
	浪溅区		60
现浇墩身	重度盐雾区	钢筋	60
	轻度盐雾区		60
承台	水位变化区、浪溅区	钢筋	90
钻孔灌注桩	水下区、泥下区	钢筋	75

3.2 混凝土结构耐久性附加措施

3.2.1 混凝土附加措施的关键部位

根据国内近三十年来耐久性调查研究的结果显示,海港工程混凝土结构的腐蚀破坏一般都发生在平均潮位以上的部位,其中处于水下区的混凝土常处于饱水状态,通氧条件差,钢筋的腐蚀较缓慢,泥下区腐蚀速率最小;而浪溅区和水位变动区则均处于干湿交替环境,砼表面的氯离子可通过吸收、扩散、渗透等多种途径侵入砼内部,且此环境下使钢筋脱钝所需的氯离子临界浓度也最低,因此处于水位变动区,尤其是处于浪溅区的砼结构最容易腐蚀,为本项目的关键工程部位,需要采用防腐蚀附加措施,以保证安全度。

3.2.2 附加措施的适用类型及新技术应用

对于本桥混凝土主体结构,海工高性能混凝土的设计与使用可达到结构物的使用寿命至设计要求,而附加措施的使用可以进一步提高高性能混凝土对钢筋的保护作用,增加安全度,进一步保证其结构的耐久性。

附加措施可分为两大类。一类是通过阻止或延缓氯离子渗透进钢筋表面从而达到保护钢筋的目的,例如混凝土涂层、硅烷浸渍、阻锈剂等,另一类是通过提高钢筋原有的抗腐蚀性能使钢筋不锈蚀,如不锈钢钢筋、环氧涂层钢筋以及阴极保护等。

下面将对各种防腐蚀措施的技术要求及成本进行分析比较,从而最终确定大桥不同部位采用的具体外加防腐蚀措施。

表 5 各种附加措施的技术要求及成本分析

附加措施	适用范围	应用实例	成本	优点	缺点
混凝土表面涂装	大气区、浪溅区以及水位变动区	应用广泛,如杭州湾大桥、南澳大桥	成本 65 ~ 100 元/m ²	施工简便,可在湿表面施工,成本较低	(1) 保护年限为 10 ~ 20 年,且防腐作用仅限于混凝土表层,易受外界作用而破坏,需定期维修; (2) 有底基色,局部区域失效时必须全面积复涂,因此涂装区域选择应结合复涂费用综合考虑。
硅烷浸渍	大气区、浪溅区	近年应用较多,如东海大桥、杭州湾大桥、金塘大桥等。	80 ~ 100 元/m ²	施工最为简便,对砼表面无影响,有利于砼表面检查,复涂较容易。	(1) 不适合表面潮湿的水位变动区; (2) 保护年限约为 15 年。
掺加阻锈剂	可在浪溅区以及水位变动区使用	杭州湾大桥	每方砼增加 100 ~ 200 元	掺加阻锈剂能够阻止或延缓氯离子对钢筋钝化膜的破坏。	(1) 对砼主要性能可能产生不良影响; (2) 其防腐效果持续的时间不明确
不锈钢钢筋	浪溅区以及水位变动区	大贝尔特海峡工程、青马大桥、昂船洲大桥	3 万元/t 以上	通过钢筋成分的调整,大大提高钢筋本身的耐腐蚀性能。	造价极高,在本工程上不太现实
环氧涂层钢筋	浪溅区以及水位变动区	国内应用相对较早,如杭州湾大桥、湛江海湾大桥承台,金塘大桥	握裹力损失较大,导致用钢量增加 11%;同时增加钢筋涂层费 2000 ~ 3000 元/t	对钢筋可能发生的点蚀具有很好的防护作用	(1) 运输、加工过程涂层易损坏,防腐性能易失效,施工过程技术要求高,控制较难; (2) 握裹力损失较大,导致用钢量增加,故造价增加较大。
外加电流阴极保护	大气区、浪溅区以及水位变动区	杭州湾大桥、青岛海湾大桥主桥承台、主塔等关键部位有应用	750 ~ 1000 元/m ²	防腐蚀效果好,尤其可避免点蚀	(1) 需避免外加电流阴阳极短路和防止发生过保护,否则极易影响混凝土结构的承载能力; (2) 制造、安装、维护费用相对较昂贵。

从表 5 分析来看,混凝土表面涂装及硅烷浸渍由于防护年限有限,因此不建议用于本桥结构关键部位,且由于在砼中掺加阻锈剂对砼主要性能可能产生不良影响,防腐效果持续的时间不明确,因此不建议在本项目中采用;同时由于表面涂装有底基色,局部区域失效时必须全面积复涂,综合费用考虑在重度盐雾区的墩身采用硅烷浸渍。

而在本桥结构关键部位,如浪溅区以及水位变动区的承台、部分墩身,采用上述不锈钢钢筋、环氧涂层钢筋、外加电流阴极保护等附加措施均存在造价高、施工控制难等问题,因此需考虑引入防腐新技术,进一步提高施工便利性及经济性。

3.2.3 附加措施新技术应用 - 克汰添加剂

经过多方对比,在国内首次引进克汰添加剂应用于跨海大桥。克汰添加剂(疏水化合孔栓物)是一种结合了疏水和堵孔成分的双组分混凝土添加剂。它是一种特殊处理的“脂肪酸化学种类”(CH₃(CH₂)₁₆COONH₄),利用其与砼内部水化物的碱性反应,能显著改变水泥水化物和毛细孔的表面张力,形成疏水性水泥基体;同时分散的液滴孔栓物在静水压力下被聚合形成了毛细孔阻塞效应,从而起到了防水防吸收的作用,有效减少了砼构件对外部离子的吸收和外部氯盐的渗透,因此克汰某种程度上替代了砼表面涂层对混凝土的防水措施,并增加了耐久性。

该系统不影响混凝土结构的外观颜色,施工简便,防腐年限长。在世界上许多极严酷的环保中都得到了应用,如加拿大多伦多市的莱斯利 Les-

lie 桥,1996 年使用至今无腐蚀现象。澳大利亚南部横跨盐沟渠的铁路桥,使用 20 年无腐蚀现象。

克汰添加剂的使用对混凝土本身要求较高,胶凝材料用量不得少于 350kg/m³,水胶比不得超过 0.45。克汰添加比例为 30L/m³,可视同等量的水份,每立方混凝土成本增加 450 元。

对于本桥而言,结构关键部位主要为位于水位变动区和浪溅区的海上承台、墩身。比起环氧涂层钢筋等附加措施,在承台砼中添加克汰添加剂,施工操作方便,经济效益也较好,因此选用克汰添加剂。

施工过程中必须采取措施确保疏水化合孔栓物掺量的准确性;混凝土拌和时,应保证充足的搅拌时间,提高其匀质性;并且应在 7 天龄期时作 30 分钟吸水率试验,所得吸水率不应超过 1%。从工程实例来看,对承台 12 天龄期抗氯离子渗透性测定结果可看出效果良好。工程目前已完工,承台表面拨水反应明显,未见海生物粘覆在承台混凝土表面。

表 6 添加克汰的承台氯离子渗透性测定(12W 龄期)

承台墩号	47#	45#	40#	26
混凝土氯离子扩散系数/10~12m ² /s	0.871	0.914	1.04	1.04
限值	≤2.5	≤2.5	≤2.5	≤2.5

3.2.4 措施汇总

综上,本桥各主要构件耐久性附加措施汇总如表 7。

表 7 各主要构件耐久性附加措施统计表

结构类别	环境部位	环境作用等级	混凝土强度等级	耐久性措施
钻孔桩	水位变化区、水下区	F	C35	海工混凝土 + 钢护筒
	泥下区	D	C35	海工混凝土
承台	水位变化区、浪溅区	F	C40	海工混凝土 + 疏水化合孔栓物
	浪溅区	F		海工混凝土 + 疏水化合孔栓物 + 透水模板布
墩身(含主墩)	重度盐雾区	E	C40(主墩 C50)	海工混凝土 + 硅烷浸渍 + 透水模板布
	轻度盐雾区	D		海工混凝土 + 透水模板布
主塔	大气区(轻度盐雾区)	D	C60	海工混凝土
箱梁	大气区(轻度盐雾区)	D	C50(主桥 C55)	海工混凝土

4 结语

(1)惠州海湾大桥所处海域,对比国内的几座大桥,海水含盐度不低。根据环境类别及作用等级,对各结构部位提出了基于抗氯离子扩散要求的海工高性能混凝土配合比设计,并对混凝土保护层最小厚度作了严格的规定。

(2)通过对各种防腐附加措施的技术要求及成本进行综合分析和比较,从而确定大桥不同部位采用不同的外加防腐措施,并且在国内首次引进防腐新技术克汰添加剂应用于跨海大桥关键工程部位,目前工程效果良好。

参考文献:

- [1] 吕忠达. 杭州湾跨海大桥关键技术研究与实践[J]. 北京:人民交通出版社,2008. 3
- [2] 黄融. 跨海大桥设计与施工——东海大桥[J]. 北京:人民交通出版社,2009. 6
- [3] 混凝土结构耐久性设计规范 GB/T50746 - 2008 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2008.
- [4] 公路工程混凝土结构防腐技术规范 JTG/T B07 - 01 - 2006[S]. 北京:人民交通出版社,2006.
- [5] 混凝土结构耐久性设计与施工指南 CCES01 - 2004[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2005.

新常态下混合所有制经济暨 PPP 通用 合同范本实务培训报道

由国家发改委中国经济体制改革研究会产业改革与企业发展改革委员会主办的“新常态下混合所有制经济暨 PPP 通用合同范本实务培训班”于2015年4月17日至4月19日在南昌举办。来自全国各地的专家、学者及相关从业者参加了培训。

培训的内容涉及到 PPP 模式的主要行动及最新政策解读,主要从 PPP 模式的基本概念和功能、PPP 项目合作主要模式类型及适用范围、PPP 相关种类和管理运用技巧、项目方案策划需要关注的关键环节及主要内容等方面全面解析 PPP 模式的原理和结构,并结合实际进行讲解。

同时,培训班还设置了政府和社会资本合作(PPP)模式操作实务暨案例分析的专项课程,结

合 PPP 项目的特征,从基础设施开发模式、项目操作流程、项目可行性分析、典型案例分析等几个方面详细介绍了 PPP 项目的实际开发和操作流程,结合典型的案例具体分析,让人更为直观的了解 PPP 项目的开发应用。

针对与我们单位业务密切相关的“政府和社会资本合作项目可行性分析”方面内容,本次培训也讲解了 PPP 项目可行性分析基本框架及主要内容、物有所值(Value for Money)的评价指标及分析框架、政府财政资金使用效率及采用 PPP 模式的财务可行性分析、社会资本合理回报及政府合理补贴财务分析、财务合作伙伴关系及各方财务利益的平衡计算等相关内容。

(程坤 报道)

柔梁矮塔斜拉桥抗震体系和减隔震措施研究

王 雷,梁立农,罗 霞,韩金豹,杨 钻

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘 要:柔梁密索体系矮塔斜拉桥以实桥个例出现,工程界多视其为常规斜拉桥的特例,现有研究。本文针对柔梁密索体系矮塔斜拉桥研究现状,以潮惠高速公路榕江大桥为依托,从减震机理出发,研究柔梁矮塔斜拉桥的合理结构体系和减震措施,并通过有限元仿真计算进行验证。纵向加设粘滞阻尼器对塔顶位移及梁端位移能起到明显的控制作用,同时对塔底受力起到明显的改善作用;横向加设弹塑性钢阻尼器对主梁跨中横向位移及梁端位移能起到明显的控制作用,对塔顶横向位移减震效果不太明显,但对索塔横向受力有明显的改善作用。本桥的分析研究填补了该类斜拉桥研究的空白。

关键词:柔梁矮塔斜拉桥;大跨径;抗震体系;减隔震措施;填补空白

0 引言

20 世纪,全球发生了近 20 起破坏性特别大的强烈地震,其中我国就有 3 起,如唐山大地震。21 世纪,仅 8 年中全球就发生破坏性特别大的强地震 6 起,其中有我国的汶川地震。几次大地震显示了桥梁工程破坏的严重后果,同时也显示了桥梁工程抗震研究的重要性。目前,对于跨径超过 150m 桥梁抗震设计,国内外均无规范可循。

潮惠高速公路榕江大桥是一座主跨 380m 的矮塔斜拉桥,在揭阳市炮台镇与双溪咀之间跨越榕江。榕江大桥设计受水利、航运、航空、抗震、抗风等诸多因素控制,设计难度大。经过多种桥型方案的比选后,推荐主跨 380m 双索面柔梁矮塔斜拉桥方案,采用 60m + 70m + 380m + 70m + 60m 五跨连续布置,桥跨布置如图 1。索塔采用门式索塔,主梁除边跨 60m 部分采用混凝土箱梁外,余均采用钢箱梁,梁高 3.5m,结构体系采用半飘浮体系,成功解决航运、航空两条高程限制和抗震、抗风问题。桥面以上索塔高度与跨径之比为 1 : 8,就这点而言,榕江大桥是名符其实的矮塔斜拉桥。榕江大桥虽为塔塔斜拉桥,但在构造上不具有常规矮塔斜拉桥的“刚梁、索集中”的构造特征,而是柔梁、密索体系的矮塔斜拉桥。

这类矮塔斜拉桥是以实桥个案形式出现,工程界多将其视为斜拉桥特例,对其受力特征和构造要点鲜有研究。桥区地震动峰值加速度为 0.183g,接近 8 度区的 0.2g,榕江大桥一旦在地震中遭到破坏,可能导致的生命财产以及间接经济损失将会非常巨大。目前已有斜拉桥在地震中发生震害的公开报道^[1-3],因此选择合理抗震体系及减隔震措施,对确保大桥抗震安全性具有非常重要的意义。

1 结构体系和减隔震机理

1.1 结构体系

斜拉桥由主梁、斜拉索、索塔及基础等部分构成,常用的结构体系包括:飘浮体系,支承体系(包括半飘浮体系),塔梁固结体系。在有抗震要求的地区修建的斜拉桥宜选择飘浮体系或半飘浮体系,(半)飘浮体系为墩塔固接、塔梁分离,主梁除在索塔或边跨有辅助墩支承外,其余全部用斜拉索悬吊,在地震时允许全梁纵向摆动,成为长周期运动,从而吸震消能。但全飘浮或半飘浮体系斜拉桥,在其振动过程中,主梁的惯性力通过斜拉索传递给索塔,由此引起索塔较大的地震反应,尤其是塔底的弯矩和剪力较大,往往也会导致梁端位移过大,过大的位移可能导致梁端出现碰撞,伸缩缝破坏甚至落梁等震害。在斜拉桥的抗震设计中,延性设计比较困难,且一般不容

许利用索塔的延性能力,《公路桥梁抗震设计细则》和欧洲规范规定“在设计地震下,斜拉桥最好

保持弹性工作状态”。因此,有必要采取一些抗震措施来减小斜拉桥索塔的地震反应。



图1 榕江大桥效果图

大量的分析、研究表明:斜拉桥主梁与塔的联结方式对其动力反应有显著的影响^[4-9]。因此在斜拉桥的主梁与塔联结处安装减震、耗能装置以保证斜拉桥在使用荷载作用下有足够的刚度,而在强震作用下这些装置发生塑性变形,耗散地震能量、减小结构的地震反应是当前斜拉桥抗震研究的一个热点。目前在斜拉桥中研究得较多的减震、耗能装置主要有粘滞阻尼器和弹塑性钢阻尼装置。结合文献^[4-9]的工程经验,本桥减震、耗能装置在纵向采用粘滞阻尼器,在横桥向采用弹塑性钢阻尼器,并在钢阻尼器上加设纵向滑道,实现纵横向减震、耗能装置完全正交分离,实时同步。

1.2 减震机理

斜拉桥的大部分质量集中在桥面系,因而,地

震惯性力也主要集中在桥面系。桥面系的地震惯性力通过斜拉索和支座及减隔震装置传递给桥塔、边墩,再由桥塔、边墩传递给基础,进而传递给地基。

1.2.1 顺桥向

项海帆院士曾对飘浮体系斜拉桥的动力特性进行专门研究,认为在第一阶纵飘振型下主梁的强大惯性力主要通过最外几根斜拉索传入塔顶^[10]。飘浮、半飘浮体系斜拉桥主梁惯性力的传递方式可简化为如图2(a)、(b)所示,在简化模型中将桥面系对桥塔的水平作用力简化为一集中力,集中力的作用位置取斜拉索对桥塔水平力的中心位置,此时塔底弯矩 M 、塔顶位移 y 可表示为^[11]:

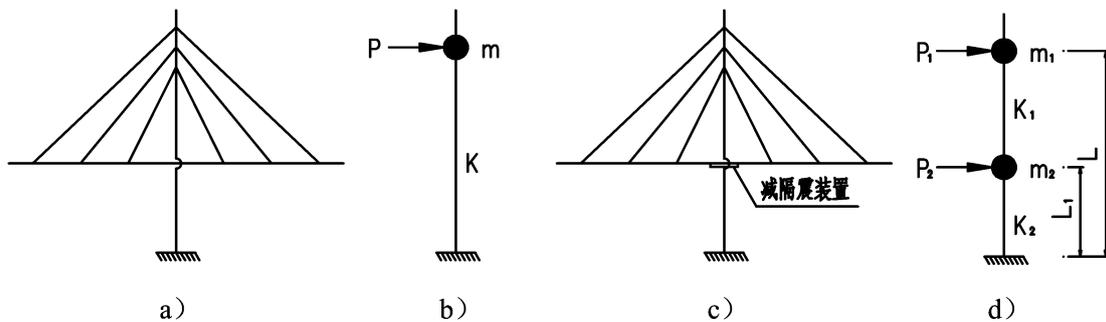


图2 漂浮、半漂浮体系斜拉桥受力模式简化图

$$M = PL \quad (1)$$

$$y = \frac{PL^3}{3EI} \quad (2)$$

式中: P 为水平地震荷载; L 为塔高; E 为索塔弹性模量; I 为索塔截面等代抗弯刚度。

当在塔、梁之间加设粘滞阻尼器等减震、耗能装置后,桥面系惯性力的传力途径发生了改变,一部分仍通过拉索传递给桥塔上部,另一部分通过塔、梁之间的粘滞阻尼器等减震、耗能装置传递到了索塔中部的塔梁连接部,此时的计算简图如图2(c)、(d)所示。此时塔底弯矩为 M_1 、塔顶位移为 y_1 可表示为:

$$M_1 = P_1L + P_2L_1 \quad (3)$$

$$y_1 = \frac{P_1L^3}{3EI} + \frac{P_2L_1^2}{2EI} \left(L - \frac{L_1}{3} \right) \quad (4)$$

式中: P_1 为作用在塔顶的水平地震荷载; P_2 为纵向粘滞阻尼器等减震、耗能装置作用在索塔上的水平地震荷载; L_1 为塔底与塔梁连接处之间的距离。

可见塔梁间设置粘滞阻尼器等减震、耗能装置后改变了桥面系惯性力的传力路径,同时也消耗一部分地震波的输入能量,起到减震的目的。对本桥来说,合理选择塔梁间粘滞阻尼器的设计参数即可有效调节 P_1 和 P_2 的大小,这样就可以有效控制塔顶和梁端的位移,同时也能改善塔底的受力。本桥抗震设计时,在每个索塔的塔梁连接处纵向设置8个300t的粘滞阻尼器(阻尼系数 C_d 为3000kN,阻尼指数 α 为0.4)可有效控制塔顶、梁端的位移和减小塔底弯矩。

1.2.2 横桥向

飘浮或半飘浮体系斜拉桥塔梁横向连接多采用抗风支座进行连接,边墩处设置了单向活动支座限制横向位移,完全约束了塔(墩)梁之间的横向相对位移,在横向形成固结。在横桥向采用塔-梁、墩-梁固结的约束体系,导致其横向整体刚度增加,横向地震惯性力增大。从

一些大跨桥梁的抗震研究结果来看^[4-6],塔、墩的横向地震反应较大,常常会控制截面设计。在横向设置粘滞阻尼器或弹塑性钢阻尼器进行减震、耗能,横向设置阻尼器后,地震作用下阻尼器发生滞回变形,延长了结构在横桥向的周期,有效降低了边墩、索塔的地震剪力和弯矩反应;横桥向塔-梁、墩-梁间的相对位移会增大,可通过减震装置参数的选取将其控制在合理的范围内。本桥设计时在塔-梁连接处设置4个250t的弹塑性钢阻尼器,边墩及过渡墩各设2个200t的钢阻尼器,从而把地震响应控制在合理的范围内。

2 有限元模型

根据桥梁结构总体布置并考虑相邻联的影响,建立了榕江大桥结构动力特性和地震反应分析的三维有限元模型(图3)。模型中主梁、塔、边墩和辅助墩采用空间梁单元模拟,斜拉索采用空间桁架单元模拟,并考虑垂度效应的影响,主塔及各墩基础均在承台底采用 6×6 耦合弹簧来模拟群桩桩土相互作用,各处支座根据其约束特性采用相应的主从约束来模拟。

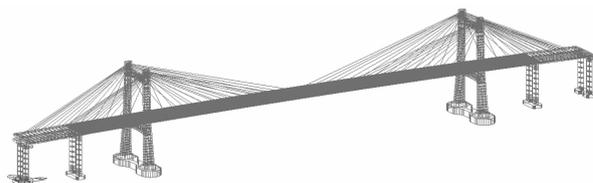


图3 全桥空间有限元分析模型

试验测得的钢阻尼器的滞回曲线如图4(a)所示,在非线性计算中可采用双线型模型模拟这种滞回关系,如图4(b)所示。粘滞阻尼器的试验滞回曲线如图5(a)所示,在非线性分析中,粘滞阻尼器的回复力模型可用式(5)表示,图5(b)为该模型的滞回曲线。

$$F_c = C_d |\dot{u}|^\alpha \text{sgn}(\dot{u}) \quad (5)$$

式中, F_c 为阻尼力; C_d 为阻尼系数; \dot{u} 为塔-梁、墩-梁间相对速度; α 为速度指数。

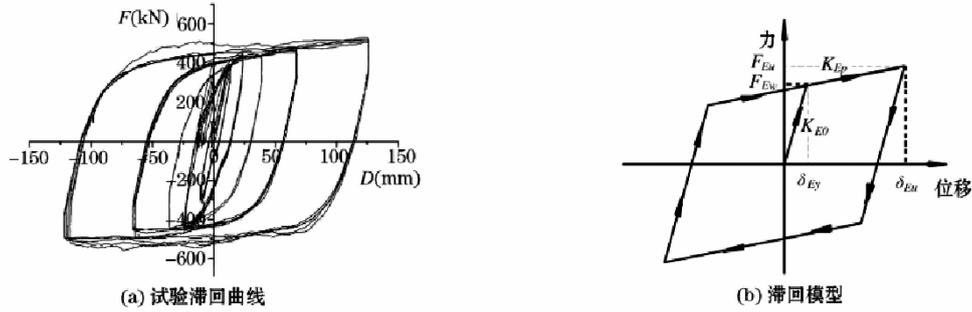


图 4 钢阻尼器的力 - 位移关系

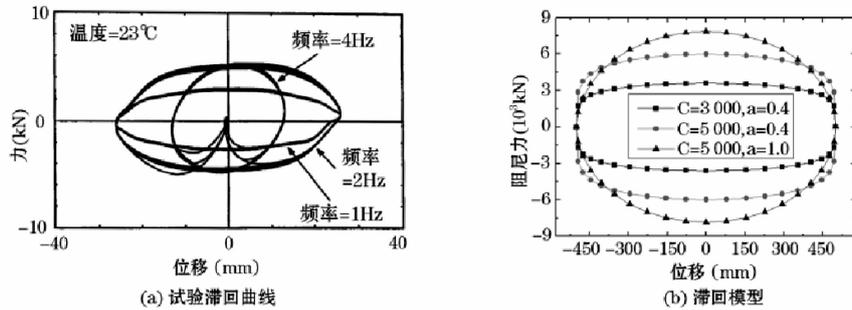


图 5 简谐荷载作用下粘滞阻尼器的力 - 位移关系

3 减震效果

为验证本桥减震装置的合理性和减震效果, 本文对纵桥向自由体系 Z1 和纵桥向粘滞阻尼器体系 Z2 进行比较, 对横桥向弹塑性钢阻尼体系 H1

和横桥向固结体系 H2 进行比较。篇幅有限, 文中仅列出个别控制位置位移、控制截面内力的对比结果。

3.1 纵向对比结果

纵向对比结果见图 6 ~ 图 8。

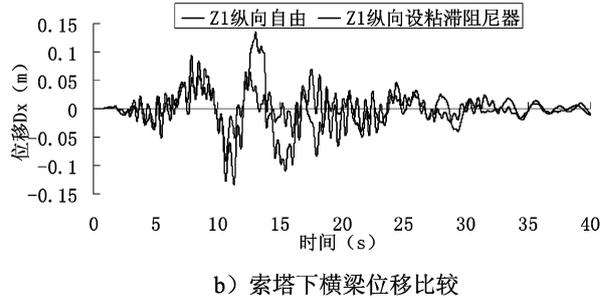
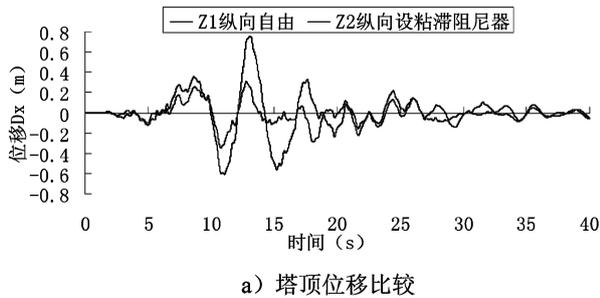


图 6 E2 地震动作用下两种体系索塔位移比较

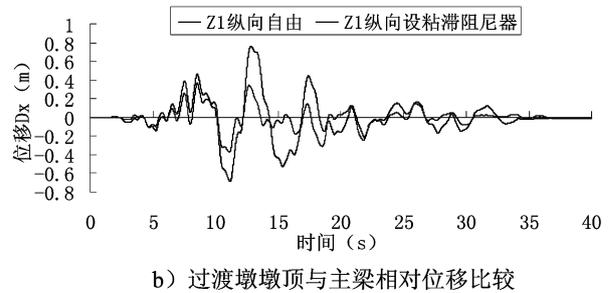
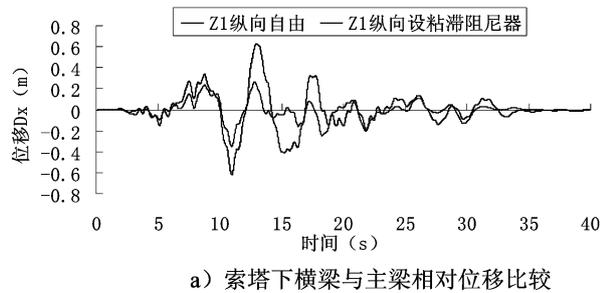


图 7 E2 地震动作用下两种体系主梁相对位移比较

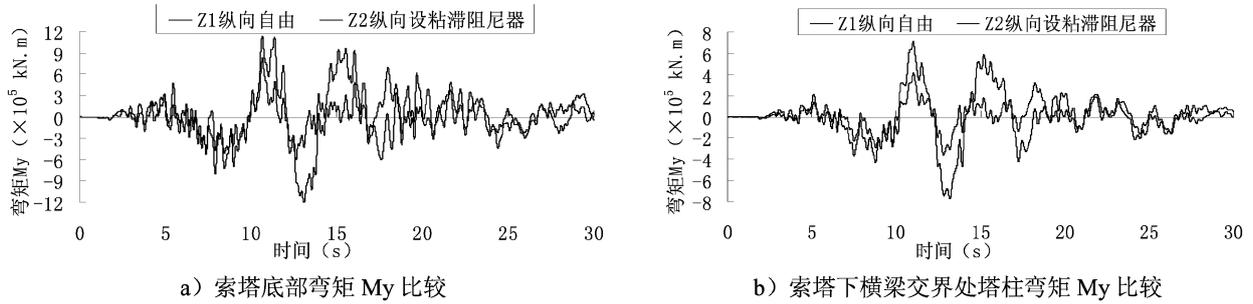


图8 E2地震动作用下两种体系索塔关键截面弯矩比较

从图6~图8的时程对比结果来看,纵向加设粘滞阻尼器后塔顶及梁端位移均得到有效控制,索塔受力也得到明显改善。Z2体系塔顶位移仅为Z1体系的46.4%,梁端位移仅为Z1体系的49.0%;Z2体系塔底截面弯矩为Z1体系的66.7%,塔-梁连接处截面弯矩为Z1体系的

53.6%;可见纵向加设粘滞阻尼器后,在位移方面的减震率为50%左右,在弯矩方面的减震率为40%左右,阻尼器起到明显的减震效果。

3.2 横向对比结果

横向对比结果如图9~图10。

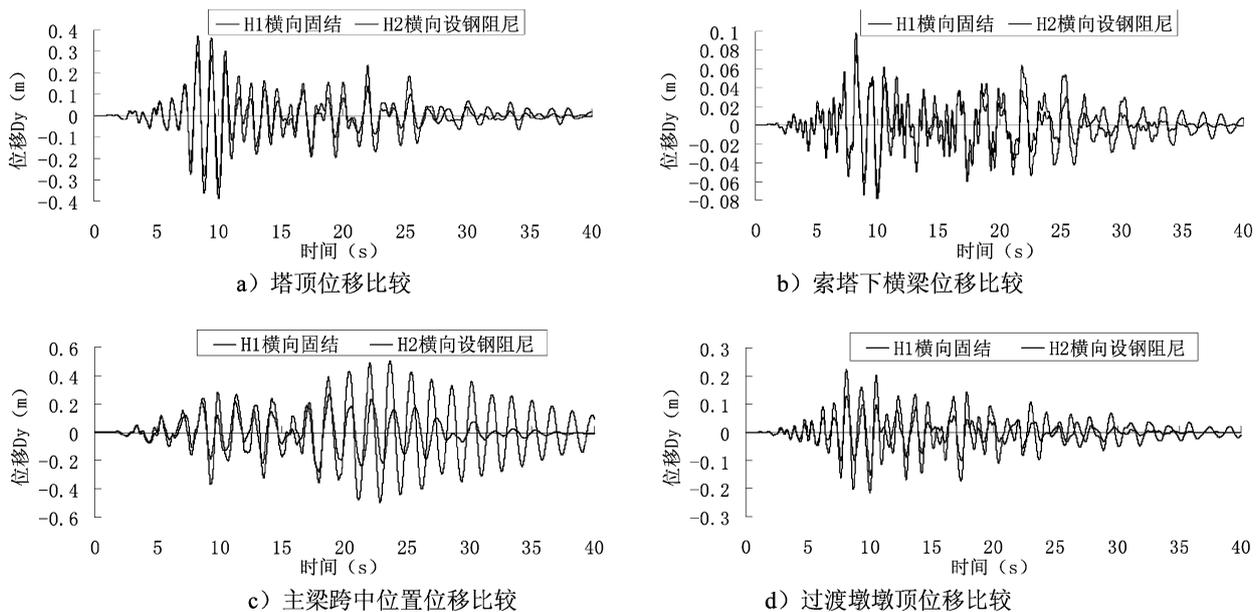


图9 E2地震动作用下两种体系关键位置位移比较

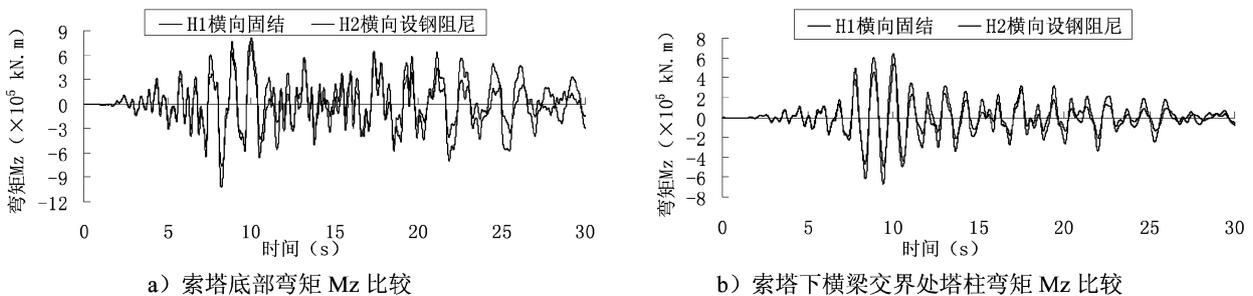


图10 E2地震动作用下两种体系索塔关键截面弯矩 Mz 比较

从图9~图10的时程对比结果来看,横向加设弹塑性钢阻尼器后塔顶及主梁位移衰减明显,尤其是主梁跨中截面位移衰减明显,位移得到明显控制,H2体系主梁跨中位移仅为H1体系的55.7%,减震率为44.3%;H2体系塔顶位移为H1体系的90.1%,塔-梁连接处索塔位移为H1体系的79.6%,减震率为20.4%;梁端位移仅为H1体系的68.9%,减震率为31.1%;H2体系塔底截面弯矩为H1体系的79.4%,减震率为20.6%,塔-梁连接处截面弯矩为H1体系的81.2%,减震率为18.8%。可见横向加设钢阻尼器后,对主梁跨中位移和梁端位移起到明显的抑制作用,对塔顶位移减震效果不太明显;对索塔弯矩也起到明显的减震效果,减震率为20.0%左右。

4 结论

(1)计算结果表明榕江大桥结构体系合理,减隔震装置减震效果明显。

(2)纵向加设粘滞阻尼器后,塔顶位移及梁端位移得到有效控制,索塔受力得到明显改善。

(3)横向加设弹塑性钢阻尼器后,主梁跨中位移及梁端位移衰减明显,位移得到有效控制;塔顶位移减震效果不太明显;索塔受力得到明显改善。

(4)本文提出的斜拉桥减震设计方法和分析过程可以为更一般的斜拉桥抗震设计提供参考。

参考文献:

- [1] 严国敏. 现代斜拉桥[M]. 成都西南交通大学出版社,1996.
- [2] 中国赴日地震考察团. 日本阪神大地震考察[M]. 北京:地震出版社,1995.
- [3] 王胜斌. 斜拉桥在地震作用下的反应分析[C]. 第十二届全国结构工程学术会议论文集,工程力学增刊,2003,105-111.
- [4] 杨喜文,张文华,李建中. 大跨度斜拉桥横向减震研究[J]. 地震工程与工程振动,2012,32(1):86-92.
- [5] 刘伟庆,徐秀丽,吴晓兰等. 大跨度斜拉桥结构横向消能减震设计方法[J]. 振动工程学报,2006,19(3):426-432.
- [6] 叶爱君,范立础. 超大跨度斜拉桥的横向约束体系[J]. 中国公路学报,2007,20(2):63-67.
- [7] 叶爱君,胡世德,范立础. 超大跨度斜拉桥的地震位移控制[J]. 土木工程学报,2004,37(12):38-43.
- [8] Feng M Q, K in J M, Shinozuka M, et al. Viscoelastic dampers at expansion joints for seismic protection of bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 2000, 5(1):67-74.
- [9] Lin W H, Chopra A K. Earthquake response of elastic SDF systems with non-linear fluid viscous dampers[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(9):1623-1642.
- [10] 项海帆,李瑞森,杨昌众. 悬浮体系斜张桥的近似抗震计算[J]. 结构工程师,1986(1):64-69.
- [11] 蒋伟,李洞明,李杨. 塔梁间纵向弹性约束对斜拉桥抗震性能的影响[J]. 现代交通科技,2004,4(5):50-52.

对于山区公路立交设计的要点分析

曾昭宇

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:我国目前对山区公路立交设计使用平原地区的互通式立交的设计模式,对山区的地质条件和山区地形不够重视。本文主要通过介绍山区高速公路立交设计的特点,提出自己的一些见解。对山区高速公路立交的“环形匝道的速度、半径取值”和“变速车道长度的修正”进行计算研究总结。

关键词:山区立交;互通式立交;设计特点

1 前言

随着我国经济和物流行业的快速发展,我国高速公路的建设正以较大规模逐渐向山区延伸,且面临着地质条件和地形越来越复杂。在进行山区高速公路建设时,应该综合考虑气候、生态、水文、地质条件等多个因素。其无论是从交通安全、桥隧设计、设计标准等方面都比平原区高速公路建设更加复杂。

2 山区互通式立交特点

山区高速公路互通式立交与平原区高速公路互通式立交在交通分布、场地条件等方面都有很大的不同。

2.1 自然条件影响

山区为高海拔地区,地形复杂,在南方多雨和北方冰雪天气下,行车安全隐患要大于平原地区。

2.2 工程地质条件复杂

山区工程地质条件复杂,互通式立交区可能蕴含着不利于工程建设的地质病害。

2.3 忽视安全性设计

在县城以下的城市,其交通量较低,在进行高等级公路立交设计时往往过分强调其经济因素、作用、地位和功能等因素,而对安全性不够重视。

2.4 匝道线形标准低

山区互通式立交由于受到地形或经济因素

影响,其匝道平纵面线形往往采取极限值或仅高于极限值的设计标准。例如有些喇叭形立交匝道会出现最小平面线半径值低于标准值、大纵坡匝道紧接着收费站、收费站的纵坡设计超过标准值的2%等现象。这种设计的互通式立交非常不利行车安全,甚至会引发安全事故。

2.5 地形条件复杂

布置互通式立交场地时往往受到山区的地形因素的约束,而且山区的土地资源较为紧张。布置立交场地时,需要尽量少占用土地。但是线位如果朝地形复杂的地方移动一点,将增加工程的工作量和立交的造价,同时也将对环境造成破坏。山区立交的匝道的线位标准会因此有所降低。

2.6 主线调整的余地较小

山区匝道平纵面的指标较低,成为了互通式立交设计的一大难题。

2.7 山区互通式立交类型多

为了适应山区环境,互通式立交在常有的形式上,变换出许多不同类型的立交。例如螺旋展线型立交,该立交是将养护区、停车区、服务区合并构成的综合性立交。还有将隧道、长大桥梁或高架桥等相连的约束型立交等。

3 山区高速公路立交设计的要点

3.1 立交范围内主线指标

山区互通式立交的场地布置应该考虑立交的主线指标,具体如表1所示。

表 1 立交范围内的主线指标

设计速度/(km/h)		120	100	80	60	
最小圆曲线半径/m	一般值	2000	1500	1100	500	
	极限值	1500	1000	700	350	
最小竖曲线半径/m	凸型	一般值	45000	25000	12000	6000
		极限值	23000	15000	6000	3000
	凹形	一般值	16000	12000	8000	4000
		极限值	12000	8000	4000	2000
最大纵坡/(%)	一般值	2	2	3	4.5/4	
	极限值	2	2	4/3.5	5.5/4.5	

互通式立交主线指标包含平面和纵面两个指标,主线指标是对互通立交的视觉、视距和对面前道路的预见性等一系列要素的宏观控制。从驾驶员的角度考虑,总是希望在匝道的分、合流和主线部位有较高的几何线形指标,这样才能使其有很好的视觉、视距和对前面道路的预见性。

在对已营运的高速公路互通式立交主线纵坡的研究分析,大纵坡主线长的路段在互通式立交出口处容易发生交通事故。其原因在于车辆驶离大纵坡的主线时,不利于车辆减速,在车辆高速驶入匝道容易失去控制,发生交通事故。同样处于入口处,匝道内车辆在没有完全加速的情况下驶入主线,容易干扰主线上的车速较快的车辆,降低整个路线的通行能力。因此互通式立交的主线坡度不易过大,尤其在主线的出入口处,在对主线的纵坡设计时,应该综合考虑匝道纵坡

设计和互通范围的均衡性。

在对山区设置立交时,应当将被交道路主线指标尽量符合上表范围,如果只能达到临界值或不能满足要求的,需要选择不同位置进行比较或者改善被交道路的主线方案。

3.2 匝道的计算速度

立交匝道的交通量设计和行车速度的计算是确定匝道横断面几何尺寸和匝道平纵线形指标的主要依据。在匝道计算的运行速度与正线一样时,即使是正线计算的行车速度较低,车辆也能顺畅运行。但是,由于受到投资费用、用地和地形等限制,立交匝道的计算运行速度都是低于正线。但是如果差值较大,车辆进入或离开正线的时候,容易急剧的加速或减速,导致不顺畅和行车危险。因此期望值接近正线的平均行驶速度最为理想。表 2 为不同形式的互通式立交匝道的速度设计参考值。

表 2 不同形式的互通式立交匝道的速度设计参考值

匝道形式	直连式	半直连式	环形匝道
枢纽互通式立交	80、70、60、50	80、70、60、50、40	40
一般互通式立交	60、50、40	60、50、40	40、35、30

在用地或自然气候等条件限制时,匝道出入口附近的计算行车速度可以适当的降低,一般数值在主线计算行车速度的 50% 到 70% 之间。

3.2.1 环形匝道的半径取值

匝道的平曲线半径的设计应该保证汽车行驶的稳定性、安全性及旅客的舒适性。一般我们

采用横向力速度大小评价汽车行驶的稳定性。

R —平曲线半径(m)

$$u = \frac{V^2}{127R} - i_h$$

i_h —超高坡度(%)

公式中: V —计算速度(km/h);

环形匝道的横向力系数在不同设计下的取值如表 3 所示。

u —横向力系数;

表 3 环形匝道各设计速度对应各平曲线半径时的横向力系数

平曲线半径	环形匝道各设计速度(km/h)对应各平曲线半径及超高横坡时的横向力系数							
	50		40		35		30	
R/m	$i_h/(%)$	u	$i_h/(%)$	u	$i_h/(%)$	u	$i_h/(%)$	u
100	8	0.1169	7	0.056	6	0.0365	5	0.0209
80	8	0.1661	8	0.0775	7	0.056	5	0.0386
72	8	0.1934	8	0.095	7	0.064	6	0.0384
60	8	0.2481	8	0.13	7	0.098	6	0.0581
50	8	0.3137	8	0.172	8	0.1129	7	0.0717
40	8	0.4121	8	0.235	8	0.1611	7	0.1072
30	8	0.5762	8	0.339	8	0.2415	8	0.0156

分析表 3 可以得到横向力系数 u 随着半径 R 变化曲线如图 1、图 2 所示。

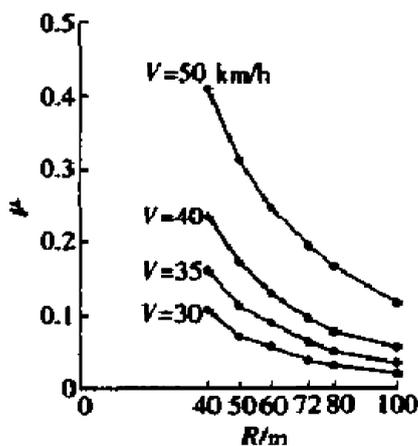


图 1 横向力系数 u 随着半径 R 变化曲线图

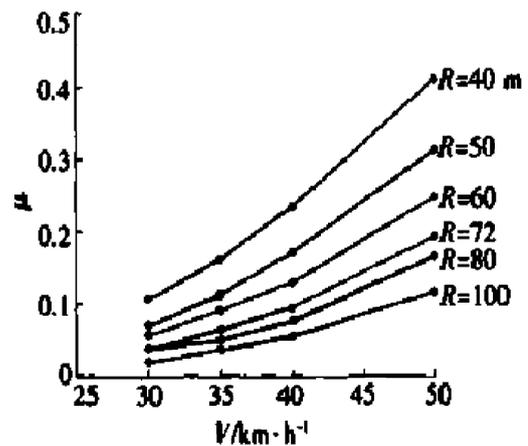


图 2 横向力系数 u 随着半径 R 变化曲线图

从人的舒适感和承受能力考虑,国内外均认为:(1)当 $u < 0.1$ 时,车辆转弯时,车辆会很平稳,人不会感到曲线的存在;(2)当 $u = 0.15$ 时,车辆转弯时,车辆尚平稳,人会感受到曲线的存在;(3)当 $u = 0.2$ 时,车辆转弯时,车辆不是很平稳,人会感受到曲线的存在;(4)当 $u = 0.35$ 时,

车辆转弯时,车辆不稳定,人会感受到曲线的存在;(5)当 $u > 0.4$ 时,车辆转弯时,车辆非常不平稳,将有倾斜的危险。

根据我国的研究资料,在对互通式立交设计时,最大横向力取值如表 4 所示。

表4 最大横向力系数取值

设计速度/(km/h)	120	100	80	60	40	30
最大横向力系数	0.1	0.12	0.13	0.15	0.16	0.17

环形匝道的的设计速度影响着匝道的半径取值,环形匝道的半径取值又直接影响着匝道的造价、规模、用地和形式,如果从行车角度出发,匝道半径越大,横向力系数越小,对于行车越安全,但是这种方式占地也会越大,因此需要综合考虑造价、路线长度、立交的用地等因素选取匝道的半径。

3.3 变速车道长度的修正

高速公路互通式立交的变速车道的主要作用是保证匝道上的车辆能够顺利汇入或者完全分离主流。变速车道的长度不够时,将会出现两种现象:(1)匝道内车辆出现排队现象,车辆不能正常驶入主流,同时影响主道上车辆的正常行驶。(2)匝道内车辆强行驶入或分离主流,容易发生交通事故。但是在实际过程中经常碰到主线车辆的行驶速度经常大大超过计算车辆。因此在山区高速公路设计过程中,不能生搬硬套使用变速车道规范取值,实际设计中要使用较高的主线指标。

3.4 行车视距及其保证

行车视距是保证行车安全的重要条件。笔者根据多年的工作经验总结出几个需要注意的问题。

(1)主流一侧流入匝道入口处,匝道距合流处60m,主流距合流处100m的三角范围应该保持很好的通视,如图3所示。

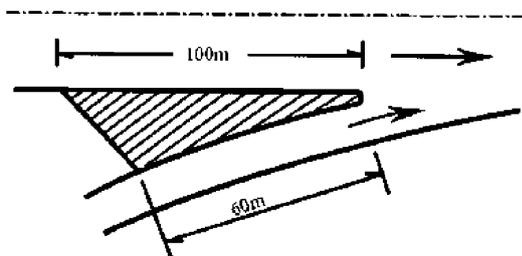


图3 匝道入口通视三角区示意图

(2)主流一侧流出匝道出口处,停车视距的长度可有由分流点的行驶速度来检测。

(3)由于山区的地形限制,高速公路的视距应该用货车来验算。虽然货车驾驶员的位置较高,能够看到更远的障碍物。但是货车在山区高速公路上其受到纵坡、道路曲率和制动性能差等不利因素的影响,货车的停车视距不会大于小型客车的停车视距。同时,当货车行驶到下穿式通道或跨线桥前时,货车的高度优势将会丧失。因此在平面交叉处。通道桥下、跨线桥、出入口匝道和变速车道都需要进行视距检测。

(4)在进行桥跨设计时,很多工程为了节约造价或者方便施工,在设计跨桥时刚刚满足建筑限界的要求,忽视桥前车辆对桥后情况的识别。如果出现这种现象,可以加大桥跨和改变桥下道路平曲线半径。

4 总结

在进行山区高速公路互通式立交设计时需要考虑匝道设计速度、立交范围内的主线技术指标,变速车道的长度设计时要综合考虑行车速度和主线情况,同时需要重视立交区行车视距的合理性设计。只有在环形匝道的半径、设计速度使用合理取值时,才能保证山区高速公路立交的环保、经济、安全的要求。

参考文献:

- [1] 王宁,杨锡武. 山区高速公路互通立交几何线形设计的探讨[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版)第26卷增刊. 2010(10).
- [2] 陈泰忠. 互通立交减速车道长度设计[J]. 中南公路工程,2012,(3):45-50.
- [3] 赵竹莹,王剑峰. 山区高速公路互通式立交设计要点[J]. 林业科技情报,2012,(3):11-15.

珠三角深厚淤泥土层条件下悬臂式挡土墙设计

张会荣

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 在深厚淤泥土层条件下,高悬臂式挡土墙容易产生各种病害。本文分析了各种病害产生的原因,并提出了采用钉形水泥土双向搅拌桩、预应力管桩进行处理的方式,能有效防止各种病害发生,同时施工周期短,造价适中,便于施工过程控制及管理。

关键词: 淤泥钉形水泥土双向搅拌桩管桩;复合地基病害

1 工程概况

1.1 前言

挡土墙为道路工程中常见的结构物,主要作用为支撑天然边坡或人工填土边坡,以保持土体稳定。广泛应用于支撑路堤、路堑、隧道洞口、桥梁两端及河岸壁等。而悬臂式挡土墙作为挡土墙结构的主要形式之一,路堤段填方段使用较多。但是挡土墙的病害发生率较高,如何减少或避免这些病害,采用更加合理、切合实际的结构设计是设计人员面临的问题之一。

1.2 项目概况

本文以珠三角地区广州南沙地区地质为参考进行分析,根据钻探揭露,沿线分布的地层主要有第四系填筑土层、种植土层、海陆交互相沉积层、冲积层、残积层等。

淤泥质土为灰色、深灰色,含腐殖质,局部含少量贝壳,饱和,流塑。上部含较多粉细砂,呈薄层状不均匀混于淤泥中;中下部以淤泥质粘土或淤泥质亚粘土为主,局部为淤泥。全部钻孔均揭露,厚度 4.0~35.7m,平均厚度 18.0m,顶面标高 0.26~7.13m(埋深 0.007~7.50m)。

表1 软土的主要物理性质指标表

埋藏深度 /m	天然含水量 ω /(%)	容重 γ /(kN/m ³)	孔隙比 e	压缩模量 Es/MPa	固结系数 $C_v/(10^{-3} \text{cm}^2/\text{s})$		直接快剪(标准值)	
					水平向	垂直向	凝聚力 C/KPa	内摩擦角 Φ (度)
0~5	54.6	16.4	1.514	2.46	1.55	1.37	6.3	5.5
5~10	52.7	16.2	1.494	2.25	1.45	1.32	7.1	5.5
10~29	56.5	16.0	1.584	2.06	1.09	1.01	6.8	5.5

软土下覆层为中砂,密实,标贯值 $N=37$,可作持力层。

2 现有深厚淤泥下悬臂式挡土墙常见处理方式及病害

现有处理方式大部分为复合地基:主要为水泥搅拌桩。水泥搅拌桩施工成本相对较低、易于操作。少部分采用 CFG 桩,高压旋喷桩造价较高,

使用较少。复合地基主要满足挡土墙地基承载力要求、及沉降要求。

2.1 现有处理方式常见挡土墙病害症状

笔者在多条道路中发现,采用复合地基处理,挡土墙容易出现一下病害:

(1)挡土墙出现不均匀沉降,挡土墙接缝处出现较大错台、楔形缝或挡土墙接缝处因变形过大而挤碎现象。分析原因挡土墙局部地基承载力不

够,复合地基桩身强度没有达到设计值。

(2)挡土墙区部强度出现整体下沉,变形过大,影响正常使用功能。经分析,复合地基桩长处理深度不够,出现局部桩长过短,下卧层变形过大而引起。

(3)挡土墙出现向外倾斜或滑移,挡土墙产生破坏。

2.2 挡土墙病害原因分析

(1)挡土墙墙趾部地基承载力不够,施工时施工单位缺少验槽措施而造成。

(2)挡土墙墙身范围外没有处理或处理范围过小,被动土压力过大,产生剪切破坏发生失稳。

(3)路基填土过程中没有按照设计要求施工,填料不符合设计要求,采用含水量较大土层或土层分层过大、施工荷载过大造成的。

(4)对挡土墙所在位置周围的环境,尤其是排水缺乏深入了解或者考虑不周,如挡墙后地面有无排水设施,地表水的排除是否通畅等。

(5)碎石垫层施工没有达到设计要求。复合地基软基处理过程中碎石垫层可以起到扩散应力的作用,同时可以起到排水的作用。碎石垫层施工过程中存在石材质量、压实度等质量达不到设计要求现象,客观上造成挡土墙一定沉降。

(6)为防止工后沉降过大,许多项目采取了先堆载预压,后采水泥搅拌桩复合地基方式,该工法需大量堆载土方,工期又长,既不经济又不环保,限制了该方法的使用。

3 深厚淤泥条件下设计改进

对软土埋深不超过20m的路段建议采取钉形水泥土双向搅拌桩;软土埋深大于20m的路段建议采取预应力管桩。

3.1 钉形水泥土双向搅拌桩设计要点

传统的水泥搅拌桩施工中易出现桩顶冒浆、桩体强度上下不均、处理深度浅、直径小而成本高,随着国内许多水泥搅拌桩工程的质量问题及

其造成的工程事故,已经影响了水泥搅拌桩桩的生存空间。钉形水泥土搅拌桩和双向水泥土搅拌桩为一种新型的软土地基处理方法,即大直径(钉型)双向深层水泥土搅拌桩,处理深度深、桩体强度均匀、施工质量可靠,采用大直径($\geq 100\text{cm}$)钉型桩的形式后可以降低工程造价。

钉形水泥土双向搅拌桩改变了常规水泥搅拌桩的等截面桩的形式,在桩体上部扩大桩体直径,相当于在常规水泥搅拌桩上部设置桩帽。由于软土地基上大多存在地表填土层活粘土硬壳层,其提供的桩侧摩阻力分担了1/3的桩顶荷载,提高了桩体的承载力。在荷载作用下,其受力特性与等截面水泥搅拌桩有很大区别,更接近地基附加应力曲线走势更为吻合。

3.1.1 处理方案

钉形双向水泥土搅拌桩桩径为600mm,扩大桩径为1200mm,扩大头长度为5m,按矩形布置,桩间距为1.8m,桩长进入持力层1m并小于20m,桩顶设置0.5m未筛分碎石垫层。

3.1.2 受力分析

(1)单桩承载力

①桩体整体刺入式破坏

$$R_{a1}^k = u_{p1} \sum_{i=1}^{n1} q_{si} \cdot h_i + u_{p2} \sum_{j=1}^{n1} q_{sj} \cdot h_j + \alpha \cdot A_{p2} \cdot q_{pa} + \alpha_1 \cdot (A_{p1} - A_{p2}) \cdot q_{pa} = 377.27\text{kN}$$

②变截面“翼缘”下部桩体屈服破坏(或“翼缘”下部桩体刺入变截面破坏)

$$R_{a2}^k = u_{p1} \sum_{i=1}^{n1} q_{si} \cdot h_i + \eta_2 \cdot f_{cu,k} + \alpha_1 \cdot (A_{p1} - A_{p2}) \cdot q_{pa} = 416.84\text{kN}$$

③桩顶屈服破坏时:

$$R_{a3}^k = \eta_1 \cdot f_{cu,k} \cdot A_{p1} = 949.54\text{kN}$$

单桩承载力特征值为:

$$R_a^k = \min \{ R_{a1}^k, R_{a2}^k, R_{a3}^k \} = 377.27\text{kN}$$

(2)复合地基承载力

$$m_1 = 0.378, m_2 = 0.087, f_{sk} = 80\text{KPa}, \beta = 0.85$$

$$f_{spk} = m_1 \cdot \frac{R_a^k}{A_{p1}} + \beta(1 - m_1)f_{sk} = 160\text{kPa}$$

3.1.3 沉降计算

(1) 复合地基沉降

沉降计算分为三部分,即复合地基加固区扩大头部分沉降、下部桩体部分沉降、以及下卧层沉降: $s = s_1 + s_2 + s_3 = 98\text{mm}$,其中 $s_1 = 9\text{mm}$, $s_2 = 87\text{mm}$, $s_3 = 2\text{mm}$ 。

(2) 工后沉降

工后沉降根据《建筑地基基础设计规范》5.3.3 条,同时参考《高速公路海相软土地基水泥土搅拌桩加固技术》第 187 页提供的统计公式估算:

$$s_f = -0.74h + 0.24S - 14 = 9.5\text{mm}$$

3.2 预应力管桩设计要点

3.2.1 处理方案

挡土墙基础采用直径 60cm PHC A 型管桩,横向间距 2.5m,纵向间距 2m,管桩长度为 30m,管桩嵌入承台 10cm,挡土墙分段长度为 10m,每段挡墙总计 10 根桩。考虑水平推力较大,在挡土墙外侧设置两排密排直径 50cm 的水泥搅拌桩抗滑桩,搅拌桩桩长 10m。管桩顶部采用焊接钢筋笼与承台相连接的方式。

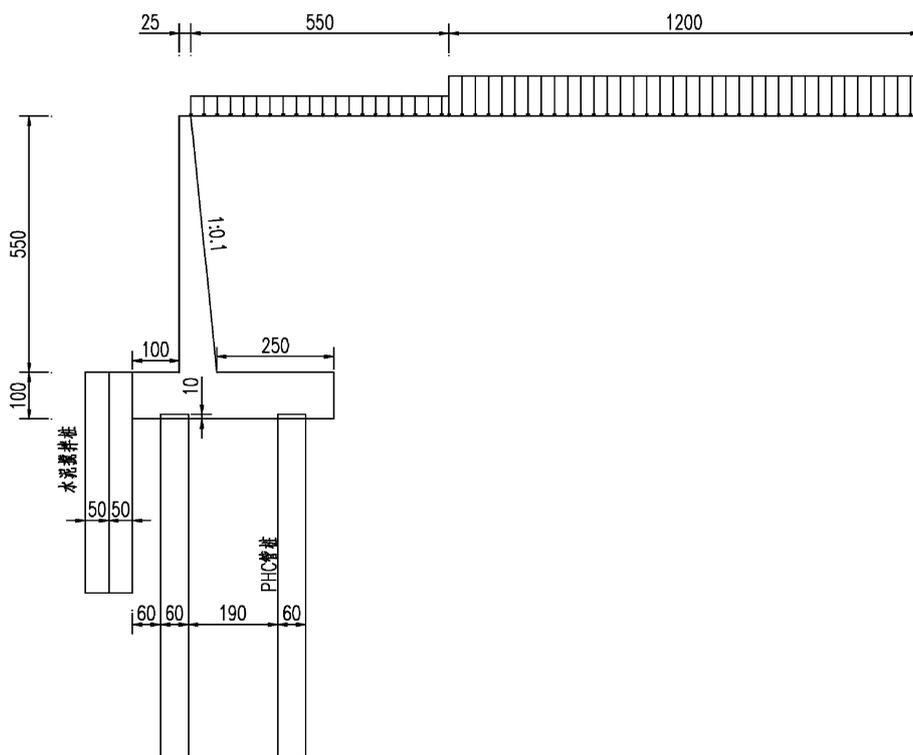


图 1 挡土墙设计断面

3.2.2 受力分析

(1) 竖向力受力计算

单桩竖向极限承载力 $Q_{uk} = \mu \sum q_{sik}l_i + q_{pk}A_p = 3.14 \times 0.6(6.3 \times 5 + 7.1 \times 5 + 6.8 \times 19 + 60 \times 1) + 3.14 \times 0.3 \times 0.3 \times 180 = 533 \text{ kN}$

竖向承载力满足设计要求。

(2) 水平力受力计算

经计算作用在单根管桩上的水平力 $T = 45\text{kN}$,

弯矩 $W = 30\text{kN} \cdot \text{M}$ 。

经计算桩顶水位位移为 $x_0 = 5.8\text{mm} < 6\text{mm}$ 。

所受最大弯矩为 $M = 90\text{kN} \cdot \text{M}$,位于深度 $z = 2.5\text{m}$ 。

由规范知:PHC 60cm A 型管桩抗裂弯矩为 $164\text{kN} \cdot \text{M}$,满足设计要求。

3.2.3 方案比较

方案比较如表 2 所示。

表2 预应力管桩与其他处理方式比较表

方案 (10m挡土墙)	桩径 /cm	桩间距/m		处理深度 /m	地基处理 造价/万元	优点	缺点
		纵向	横向				
PHC管桩	60	2	2.5	30	6.6	工期短,施工方便,质量易控制	需要一定的插打设备,成本相对较高
CFG桩	50	1.8	1.8	30	5.7	工程造价低,施工方便,竖向受力好	成桩需要一定周期,成桩过程不易于控制
钻孔贯注桩	80	3.5	2.5	30	28.8	抗竖直力和水平推力性能好	工程造价很高,施工工期长
高压旋喷桩	50	2	2	30	14.9	施工方便,工艺比较成熟	工程造价高,施工周期长

从表2可见,在软土较为深厚的情况下,采用PHC管桩造价适中,施工周期短,同时便于控制施工质量。在南沙、东莞、顺德多条道路中采用该处理方式,取得良好效果。

4 结论

通过以上分析,可以得到以下几点结论:

(1)在深厚淤泥土层条件下,高悬臂挡土墙,采用复合地基处理,容易出现挡土墙不均匀下沉、倾斜及失稳等各种病害。应加强设计及施工控制管理,确保挡土墙安全。

(2)建议采用素水泥混凝土垫层代替碎石垫层,提高基地整体性,减少工后沉降。

(3)软土埋深不超过20m的路段建议采取钉形水泥土双向搅拌桩,扩大头的存在提高了复合地基的整体性性能,能有效防止挡土墙不均匀沉降、开裂、整体失稳等问题。

(4)软土埋深大于20m的路段挡土墙基础采用嵌入式预应力管桩处理,能解决深厚淤泥条件下挡土墙沉降过大、位移、失稳等问题,造价虽然

相对较高,但施工周期短,便于施工控制,后期病害少。

(5)在进行挡土墙设计之前,应该对挡土墙所在位置周围的环境,地形情况有一个较为全面的了解,加强排水设计。

(6)上述处理方式在广州南沙、佛山、东莞等地区多项市政公路项目中得到广泛应用,后期运营过程中没有出现整体失稳、沉降过大、不均匀沉降等病害,使用良好,得到一致好评。

参考文献:

[1]凌治平,易经武,洪毓康. 基础工程[J]. 人民交通出版社,2000.

[2]朱芝华. 钉形水泥土搅拌桩承载力特性研究[D]. 东南大学硕士论文,2007.

[3]钉形水泥土双向搅拌桩复合地基技术规范苏JG/T024-2007[S].

[4]钱国超,陈功,等著. 高速公路海相软土地基水泥土搅拌桩加固技术[J]. 人民交通出版社,2008.

红砂岩的特征和工程分类对 广东地区公路建设的启示

李红中,张修杰

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘要:红砂岩是广东地区广泛分布的一种性质特殊的软弱岩石,这类岩石在大气环境或干湿循环作用下极易发生崩解碎裂、颗粒软化或泥化。岩石的强度、抗冲刷能力、抗风化能力和工程稳定性均会因此迅速降低,这将引发边坡失稳和路基软化膨胀失稳、承载力降低及路面开裂等工程问题。鉴于此,人们通过研究揭示出影响崩解性的主要因素为结构、胶结物、粘土含量和颗粒大小,并进一步提出了基于红砂岩崩解性强弱的岩石分类方案。本研究在梳理已有研究成果的基础上,以广东曲江至南雄高速公路的某处红砂岩为例,分析了红砂岩的崩解机理并提出了该路段内红砂岩边坡和路基土的应对策略。

关键词:红砂岩;崩解性;工程分类;广东;公路

0 引言

红砂岩是一种性质特殊的软弱岩体^[1],其分布面积约占全国陆地总面积的8.61%^[2]。该类岩石在我国的西南、中南及华东地区分布最为广泛^[3],是道路工程建设中最为常见的软弱岩土体之一^[4]。随着公路建设的不断推进,红砂岩常常被用作山区公路和铁路常用的重要路基填料^[5],这些红砂岩路基土在车辆荷载和自然环境的作用下却常常面临了路基软化膨胀失稳或沉降、承载力降低、路面严重开裂等工程问题^[6]。研究表明,红砂岩崩解后产生的红砂土经压实后表现出良好的路用性能^[7],这是因为红砂岩及其风化土具有其特有的力学性质^[8]。在广东地区,以红砂岩为代表的“红层”也广泛分布^[9],其崩解性导致的地质灾害也已经引起了人们的关注^[10,11]。因此,本研究以广东省部分已完成公路勘察项目为契机,对红砂岩及其主要特征进行了总结梳理,最后提出了应对该路段内红砂岩边坡和路基土崩解作用的策略。

1 红砂岩的概念

“红层”是陆相沉积或陆缘浅水沉积的产物^[12],它主要是指一套呈红、深红或褐色的砂岩、

泥岩或砾岩的碎屑岩类地层^[3],该地层富含高价铁质氧化物并常常被统称为“红砂岩(即”红层“中最具有代表性的岩石^[14])”^[3]。红砂岩的天然结构主要包含泥状结构和粒状碎屑结构^[15],进而依据岩石学分类划分为粘土岩类(泥岩、砂质泥岩、页岩及砂质页岩等)和碎屑岩类(泥质砂岩、泥质细砂岩、泥质粉砂岩、粉砂岩、砾岩、砂岩以及长石砂岩等)。关于红砂岩的大量研究表明,红砂岩主要具有如下特征:

(1)红砂岩在地质时代上主要形成于中、新生代。红砂岩地层的主要形成于“白垩纪(K)~第三纪(N)”^[13]并主要集中于“晚白垩世~早第三世(渐新世)”^[16]。关于红层中粘土矿物的研究结果显示^[17],形成于中生代的红砂岩内高岭石偏少且主要包括大量蒙脱石-伊利石的混层及少量蒙脱石,而新生代红砂岩内的蒙脱石含量高且比表面积大(150~450m²)/g并表现出较强的吸水性。

(2)红砂岩的组成较为复杂且变化较大。红砂岩中的SiO₂、Al₂O₃、FeOx、CaO和MgO等构成了石英、长石、粘土矿物(高岭石、蒙脱石及伊利石)、方解石、云母、隧石、芒硝、石膏等矿物^[18]。在红砂岩内,铁的氧化物和氢氧化物可高达10%^[19],这些红色高价铁呈浸染状分布形成了红砂岩在外观上呈现出红色基调^[15],如此高含量的高价铁应该

反映了相对干燥的陆相强氧化环境^[13]。

(3)红砂岩在微观上表现为细砂-粉砂状碎屑颗粒呈孔隙(或基底)式胶结。在微观上,红砂岩较常见的石英质砂岩的孔隙率偏高且部分空隙明显较大,其内部碎屑颗粒间的胶结形式包括孔隙式胶结、基底式胶结、铁质碳酸盐胶结和泥质接触式胶结^[15],主要表现为细砂-粉砂状结构(碎屑颗粒小于0.5mm)的矿物呈孔隙(或基底)式胶结^[13]。颗粒间的胶结物以钙质为主、铁质次之并充填了大量粘土杂基^[13],因铁质并非主要以胶结物的形式存在而并未对岩石的工程性质造成明显影响^[15]。

2 红砂岩的崩解性及分类

2.1 崩解性及其影响因素

崩解性是红砂岩最重要的工程劣性^[2,3,20-22],具体表现为:红砂岩在大气环境或干湿循环作用下极易崩解碎裂、颗粒软化或泥化,这导致其强度、抗冲刷、抗风化能力和工程稳定性均迅速降低,进而在被用作路基填料时极易出现路基软化膨胀失稳(或沉陷)、承载力降低和路面开裂等工程病害(图1)。从矿物组成来看,红砂岩的崩解性在很大程度上归因于其内部粘土矿物(伊利石和蒙脱石)吸水性及自由膨胀性^[13]。进一步研究表明,红砂岩崩解性强弱主要取决于岩石类型、胶结物类别和岩石内粘土矿物含量等内在因素^[3]:

(1)结构:泥质结构的崩解性高于粒状碎屑结构,如泥质岩石浸水后主要呈渣状及粒状崩解,而砂岩则主要为块状崩解或不崩解。

(2)胶结物:泥质胶结的崩解性高于硅质、铁质胶结,如以硅质胶结为主的砂岩经多次干湿循环后并未发生崩解;泥质胶结(或以泥质胶结为主)的岩石则明显表现出不同程度的崩解性。

(3)粘土含量:红砂岩的粘土矿物含量越高则崩解性越强,如粘土矿物含量较大的泥岩崩解性较为强烈,而粘土矿物含量偏低的岩石崩解性则明显偏弱。

(4)颗粒大小:颗粒越大则崩解性越强,如崩

解物的崩解性随崩解的进行而颗粒逐渐变小,而颗粒从大到小变化过程中伴随了崩解性的逐渐减弱直至消失。

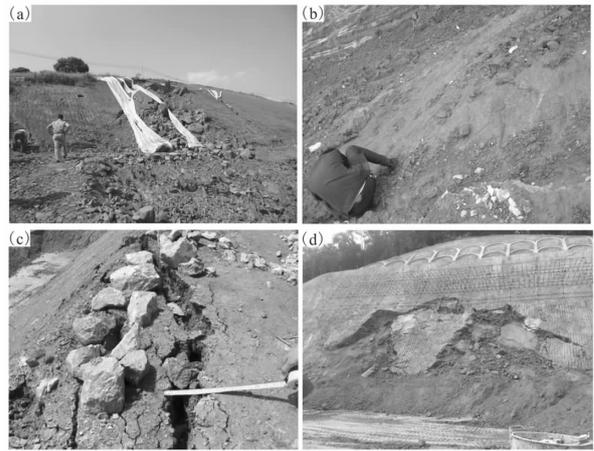


图1 广东省内红砂岩崩解相关的公路地质灾害

(a-云岑高速边坡垮塌;b-云罗高速边坡垮塌;c-博深高速的边坡裂缝;d-梅大高速边坡垮塌。)

2.2 工程分类

在天然条件下,红砂岩的单轴抗压强度较低并归属于软质岩^[5,15,17,23]。红砂岩抗水和抗风化能力均较差,其风化产物遇水易软化、崩解、扩容膨胀导致母岩的工程稳定性差^[3]。鉴于此,人们根据红砂岩烘干后浸水24小时(h)的浸水崩解特性将其划分为强弱不同的三类^[21,22]:

(1)I类红砂岩:烘干试样浸水24h后呈泥状(或渣状)崩解。岩石具有膨胀性,自由膨胀率平均值为40.0%~41.3%。岩石的亲水性粘土矿物含量高,水稳定性和强度稳定性差。

(2)II类红砂岩:烘干试样浸水24h后呈碎块状崩解。具碎屑结构特征,但不存在膨胀性。水稳定性和强度稳定性均优于I类岩。

(3)III类红砂岩:烘干浸水24h后基本不崩解(或棱角处少量崩解)。岩石的强度较高,工程性能较好。

3 广东地区典型案例

3.1 典型案例

在韶关市曲江至南雄高速公路的勘察过程

中,主田组的红砂岩具有强烈的崩解性。该高速公路始于曲江周田镇月岭村,总体呈北东走向延伸至南雄古市镇倚逢村以北。在南雄地区,南雄群(包括浚水组、主田组、大风组地层)与丹霞群为同一时期的沉积产物,都属于典型的红色沉积岩系。尽管形成于同一时期,但南雄群主田组红色岩系的崩解性并非如丹霞群具有同样高的稳定性,这得到了钻探结果中主田组岩芯的有力证实(图 2)。钻探结果表明,南雄群主田组内的泥岩呈

夹层或互层的形式产出与一套红砂岩地层内,泥夹层或泥质岩石内含有大量亲水性粘土矿物,因而具有吸水膨胀和失水收缩等特征。当岩心暴露地表后,因气候变化导致岩心产生张裂、日久变为散体,这与其它地区的红砂岩(或红色岩系)的崩解现象完全吻合。值得说明的是,这种胀缩性张裂与构造作用无关,但与气候条件和卸荷节理有一定关系,而岩石的崩裂程度与其中所含粘土矿物含量、水分的增减速率、反复频率密切相关。



图 2 暴露时间不同的主田组红砂岩的岩心照片(暴露时间长短关系: $T_a < T_b < T_c$)

3.2 崩解机理及应对对策

粘土矿物的吸水膨胀是引起红砂岩崩解的根本因素,这主要归因于粘土矿物(如伊利石、高岭石、蒙脱石)的比表面积大且亲水性极强。岩石浸水后,水分子极易被吸引而向岩石孔隙运动并主要发生“膨胀和软化”变化:

一方面,粘土矿物吸水引发膨胀。前人研究表明^[3],红砂岩内的粘土矿物(尤其是蒙脱石)的结构单元层间以键力极弱的 O-O(氧-氧键)相联结,遇水后具有氧键的强极化水分子很容易楔入这些连接力极弱的结构单元层间致使其分开。结构单元体中的 Al^{3+} 也极易被低价阳离子(如镁离子 Mg^{2+} 等)所置换并致使八面体浅层面上出现多余负电荷,吸附水中的阳离子使极化水分子变为 H_3O^+ (水化阳离子)并进入其结构单元的层间和水化膜之中导致矿物的层间间距及水化膜厚度增大并发生颗粒膨胀。然而,这种体积膨胀在岩石内部并不均匀,它进一步导致岩石内部应力的不均匀并最终使得岩石颗粒碎裂。

另一方面,粘土矿物吸水导致胶结软化。岩石浸水后,岩石内部分胶结物被水所稀释、软化或者溶解,岩石因此失去颗粒间的联结而解体^[17,24]。

这种结构的软化将有利于岩石发生膨胀和碎裂。

当岩石经过反复的“失水-浸水”干湿循环,岩石颗粒经历往复的膨胀、收缩会加速岩石的崩解。根据上述崩解机理,本研究提出了关于南雄群主田组红砂岩的应对策略:

(1)在边坡方面,采取得当的边坡封闭措施可控制红色岩系边坡不会发生崩解失稳。边坡开挖后由于其含泥导致透水性差,故影响深度一般不大。只要通过及时支护、隔水封闭,边坡不会造成大面积深度崩解。

(2)在路基填料方面,只要采取适当的预处理消除其崩解性便可以作为路基填料。选择击实指标和 CBR 指标符合路基填料要求的岩石,在其开挖暴露后进行反复的“晾晒-浇水”并配合振动机进行压碎等预崩解处理。引进“预崩解-耙压-碾压”为核心的红砂岩路基填筑施工工艺和处理技术^[25]和固化剂的掺入^[15]同样可以有效提高红砂岩的抗渗性与水稳定性。此外,还需要进行填筑并作好分隔底部、包边处理、确保排水通道畅通、路基表面无积水。

4 结语

红砂岩是广东地区广泛分布的一种性质特殊

软弱岩石,在道路工程建设中极为常见并常被用作山区道路的路基填料。在大气环境或干湿循环作用下,红砂岩极易崩解碎裂并导致工程病害。红砂岩的崩解性与岩石结构、胶结物、粘土含量及颗粒大小密切相关,因而需要对红砂岩进行工程分类。在前人研究的基础上,本研究以广东曲江至南雄高速公路的某处红砂岩为例,分析了红砂岩的崩解机理并提出了关于边坡和路基土的应对策略。

参考文献:

- [1] 周翠英,谭祥韶,邓毅梅,等. 特殊软岩软化的微观机制研究[J]. 岩石力学与工程学报. 2005, 24(3): 394-400.
- [2] 甘文宁,朱大勇,刘拴奇,等. 皖南山区崩解性红砂岩路用性能研究[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版). 2014, 37(2): 209-214.
- [3] 吴道祥,刘宏杰,王国强. 红层软岩崩解性室内试验研究[J]. 岩石力学与工程学报. 2010, 29(S2): 4173-4179.
- [4] 蒋建清,杨果林,李响,等. 格宾网加筋红砂岩粗粒土的强度和变形特性[J]. 岩土工程学报. 2010, 32(7): 1079-1086.
- [5] 李雪连,陈宇亮,周志刚,等. 红砂岩路基土动态模量影响因素及预估模型研究[J]. 实验力学. 2014, 29(5): 627-634.
- [6] 朱珍德,邢福东,刘汉龙,等. 南京红山窑第三系红砂岩膨胀变形性质试验研究[J]. 岩土力学. 2004, (7): 1041-1044.
- [7] 刘多文,熊承仁. 红砂岩路用性质的试验研究[J]. 中南公路工程. 2003, 28(4): 27-31.
- [8] 廖明红,王轶. 红砂岩风化土路基填料力学特性研究[J]. 交通标准化. 2011, (22): 96-99.
- [9] 周翠英,邓毅梅,谭祥韶,等. 软岩在饱水过程中水溶液化学成分变化规律研究[J]. 岩石力学与工程学报. 2004, 23(22): 3813-3817.
- [10] 李铀,朱维申,彭意,等. 某地红砂岩多轴受力状态蠕变松弛特性试验研究[J]. 岩土力学. 2006, 27(8): 1248-1252.
- [11] 刘尚仁. 广东的红层岩溶及其机制[J]. 中国岩溶. 1994(4): 395-403.
- [12] 张忠胤. 俄罗斯地台东部上二叠纪红层的成因及该地层粘土质岩石的工程地质性质[M]. 北京:地质出版社, 1958.
- [13] 李健,苏检来,侯运秋. 红砂岩筑路材料的工程性质研究[J]. 公路交通科技. 1999, 16(4): 5-7.
- [14] 蒋爵光,李隽蓬,钱惠国,等. 红砂岩工程性质的研究[J]. 西南交通大学学报. 1984, 19(4): 23-31.
- [15] 赵华,雷茂锦. 红砂岩水敏感性影响因素及路用性能改善措施研究[J]. 公路. 2012(1): 46-48.
- [16] 章泽军. 长-平陆相红色盆地北东段量化沉积学特征及其演化[J]. 沉积学报. 1998, 16(4): 55-61.
- [17] 何满潮,景海河,孙晓明. 软岩工程力学[M]. 北京:科学出版社, 2002.
- [18] 魏安辉. 川中红层工程地质特性与路用性研究(硕士学位论文,导师:文江泉)[D]. 成都:西南交通大学, 2006.
- [19] 刘汝明,孙英勋,鲁志强,等. 滇西红层的工程地质特征及工程对策[J]. 云南交通科技. 2001(6): 1-10.
- [20] 刘多文,熊承仁. 红砂岩的渐进崩解特性试验研究[J]. 中外公路. 2002, 22(6): 19-22.
- [21] 刘晓明,熊力,张亮亮,等. I类红砂岩崩解性抑制措施试验研究[J]. 公路交通科技. 2011, 28(3): 25-29.
- [22] 赵明华,苏永华,刘晓明. 湘南红砂岩崩解机理研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版). 2006, 33(1): 16-19.
- [23] 周翠英,朱凤贤,张磊. 软岩饱水试验与软化临界现象研究[J]. 岩土力学. 2010, 31(6): 1709-1715.
- [24] 赵明华,邓觐宇,曹文贵. 红砂岩崩解特性及其路堤填筑技术研究[J]. 中国公路学报. 2003, 16(3): 2-6.
- [25] 邓觐宇. 高速公路红砂岩的路用性能及施工工艺研究[J]. 岩土工程技术. 2003, (5): 253-257.

高速公路边坡绿化与生态防护设计

王 瑶

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 在越来越重视环境保护和人类自身生存质量的今天,生态防护已经成为公路边坡防护的一种趋势,代表着边坡防护的发展方向。本文对生态护坡的原理进行了归纳总结,并阐述了边坡绿化植物选择的方法。最后,提出了液压喷播植草护坡、三维植被网护坡、浆砌片石骨架植草护坡、喷混植生护坡、厚层基材喷射绿化护坡、土壤菌绿化护坡等6种生态护坡方法的适用条件、施工要点及工艺,以期对今后高速公路边坡绿化和生态防护工作提供参考。

关键词: 高速公路;边坡;绿化;生态防护

所谓生态公路就是要在现存条件下综合运用各种工程措施、生物措施、园艺措施、管理措施,将公路建设的破坏限制在最小的范围内,实现对自然环境最小程度的破坏和最大程度的恢复。

边坡是公路的重要组成部分,起着保护路基、延长公路使用年限和保障公路安全畅通的重要作用。传统的工程护坡过分追求强度、稳定,忽视了坡面与周边环境的和谐,并且随着时间的推移,出现老化、风化,甚至造成破坏,其防护效果不断削弱。边坡生态防护是指用活的植物或者用植物和非生命的材料相结合的方式,代替纯工程防护方式,起到稳定坡面和防止侵蚀的作用^[2]。不同的生态防护形式,不同的植物配置等因素都将影响到边坡生态防护的效果。在越来越重视环境保护和人类自身生存质量的今天,生态防护已经成为公路边坡防护的一种趋势,代表着边坡防护的发展方向^[2]。

1 生态护坡的原理

边坡绿化和生态防护是指利用草、灌、乔植物通过一定的比例配植在边坡上,利用三者之间不同的地下根系及地上茎、叶涵水固土的防护能力和高度不一的层次感,以达到较好的边坡防护和美化环境的效果^[3-4]。其基本原理如下:

(1)浅根的增加作用草本植物的根系在土壤

中错综盘结,使边坡土体在其延伸的范围内成为草根与土的复合材料,从而增强土体的粘聚力。

(2)深根的锚固作用植物的垂直根系穿过坡体浅层的松散风化带,锚固到深层较稳定的岩土上,起到预应力锚杆的作用。研究证明小灌木在地下0.75-1.0m深处有明显的土壤加固作用。

(3)降雨截留,削弱溅蚀一部分降雨在到达坡面以前就被植被截留,重新蒸发到大气中,另一部分降雨虽能到达坡面,但由于植被的阻挡,其动能大大减小,减轻了对坡面的滴溅作用。

(4)降低坡体孔隙水压力降雨是诱发滑坡的重要原因之一,坡体的稳定性与坡体水压力的大小有密切关系,植物通过吸收、蒸腾坡体内的水分降低坡体孔隙水压力,有利于坡体的稳定。

(5)控制土粒流失,植被能抑制地表径流,从而减少土粒流失。

2 边坡绿化物种选择

高速公路边坡植被立地条件具有一定的特殊性,开挖的边坡上无植物生长的土壤和土壤常为生土,或为外来客土,斜坡土壤蓄水、保肥能力较差,在南方由于常有暴雨冲刷,加上行车尾气的污染,不利于植物的生长生存。边坡绿化要求防护坡面土岩,植被群落有长期的生态稳定性,养护管理粗放。因此,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,植株低矮,寿命长,冠幅相对较大,能形成密实的植被覆盖层,而大量的乡土植物具有以上特性,成为首选。

2.1 边坡植物群落的构建类型

在观察地区环境、调查周边环境、边坡地形地质勘察的基础上,进行坡面植物群落设计,为了体现边坡植物群落与周边环境协调,在群落形态、物种组成上和周围环境的植物群落相近,即可达到或近似于自然景观。因此,一般可根据周围环境设计成森林型、灌草型、草本型、观赏型等。

(1)森林型是以乔木、小乔木、灌木为主要组成树种建植的植物群落,适合周围为森林、山地、丘陵等环境的边坡。

(2)灌草型是以灌木、草本种类为主要物种建植的植物群落,适合边坡开挖后,较陡、易侵蚀的坡面及周围农田、山地矮林为主的环境。

(3)草本型是以多种乡土草种为主,外来草种为辅建植的植物群落,适合边坡开挖后,边坡陡峭、岩石边坡等不利于乔、灌木生长的环境。

(4)观赏型是以多种草本类、灌木类、攀援植物为主要植物建植而成的植物群落,适合在经过城市、旅游景点等地的边坡或互通立交边坡营造特殊植物群落。

对于高陡的岩石边坡,立地环境较差,多采用喷混植生、厚层基材改善岩石边坡的立地条件,因此,应以构建灌草型或草本型植物群落为宜,然后在自然力的作用下,由灌草型或草本型植物群落逐渐演替到矮林型植物群落。

坡面植物群落的设计应遵循植物群落的演替规律,典型的植物群落演替是从地衣群落→苔藓群落→草本群落→木本群落的顺序进行演替。违背群落演替规律,试图一举构建成顶级群落是不现实的做法。对于硬质岩石坡面,虽然通过绿化防护技术如喷混植生或厚层基材喷射绿化护坡技术在其坡面人为构建了一层植物赖以生长的土壤,但由于植物赖以生长的土层太薄,要短

时间在其上面建成顶级群落,是不现实的。一般是在其上先构建草本群落,然后依靠自然的力量慢慢在其上形成有草灌种类的植物群落,如可以由蕨类植物的芒萁、乌毛蕨、小叶榕、斜叶榕等植物的入侵而形成。

2.2 边坡植物群落设计的方法

(1)周边植物调查

在待实施边坡附近进行植物调查,统计分析草、灌、乔种类和组成及分布情况,根据调查结果,筛选建植种类似植物群落的种类。

(2)周边环境调查

调查周边环境是何种类型的群落,确定待实施的边坡将建植成何种类型的边坡,如待实施边坡周围为森林为主时,就可以确定设计成建植森林型为目标。

(3)边坡地形地质的勘察

调查附近公路是否有塌方、滑坡等现象,根据待实施边坡开挖后的地形地质情况,确定建植植物群落类型。

2.3 边坡植物种类的选择

科学地选择适宜于高速公路边坡生长的植物种类是建植边坡植物群落的重要手段。边坡植物群落植物是否成功,除与使用的种植基质密切相关外,就是与选择的植物种类密切相关,而选择的种类应以种子喷播为主,移栽苗木为辅,这样既节省成本也有利于植物在边坡上的自然生长。

2.3.1 种类选择的原则

(1)适应当地气候条件;(2)适应当地土壤条件(水分、土壤性质、pH值等);(3)抗逆性(包括抗旱性、抗寒性、耐热性、耐瘠薄、抗病虫害能力等)强;(4)地上部较矮、根系发达,生长迅速,能在短期内覆盖坡面;(5)多年生;(6)要求粗放管理,能产生适量种子,而且种子成熟落地后能发芽、生长;(7)种子量多易得,可自行采收或市场有售。

2.3.2 播种量的计算

应用与护坡的植物种的密度必须遵循种群

密度制约原理,不能太高也不能太低。根据所选种类的发芽率、千粒重、种子纯净度、合理的期望成株数。根据草种的单株营养面积为 $4 \sim 12\text{cm}^2$,高速公路边坡合理的期望成株数一般草本为 $1000 \sim 2000$ 株/ m^2 ,灌木 $4 \sim 6$ 株/ m^2 。

$$W = \frac{S \times Q}{1000 \times E \times P}$$

式中:W—植物种类单位面积的播种量(g/m^2);

S—表示播种后期望成苗的株数(株/ m^2);

Q—种子的千粒重;

E—种子发芽率;

P—种子纯净度。

2.4 多种植物种类混播设计

生物多样性是保证生态系统稳定和持久的基础,根据植物多样性的理论,植物种的多样性使生态系统的网状食物链结构更加复杂,使生态系统更趋向稳定,另外,植物种的多样性也促使趋于平衡的群落容量增加而导致生态系统的稳定。因此,护坡植物采用多种种子(尤其是含有草、灌、乔种子)混播更易于形成稳定的植物群落。

根据生态位原理,若具有生态位相同的植物种,必然会造成种间的相互竞争而不利于生态系统的群体发展,退化生态系统的恢复重建需考虑各植物种类在水平、垂直空间和地下根系的生态位分化^[5]。因此,混播的不同植物种类必须考虑植物间的生态位、生物型的搭配是否合理。

一般自然形成的植物群落,每平方米范围包含的植物种类常超过十种,但是在高速公路边坡人工建植植物群落,由于高速公路边坡坡面情况特殊,一般混播4种以上即可满足要求,而根据日本多年的护坡经验,也人为合理选用4~8种植物就可满足建立坡面植物群落的要求。

根据植物种的多样性理论和种群生态位原理,确定植物种的混播设计原则:

(1) 每种植物需满足坡面植物种的选择原则;

(2) 一般应包括禾本科(草本种类)和豆科(灌木种类)及其他科的植物种类;

(3) 植物种的生态型要互相搭配,以减少种间竞争,如浅根种与深根种的搭配,匍匐型、根茎型与丛生型的搭配等;

(4) 不同植物种的发芽天数尽可能相近,否则有可能造成发芽慢的植物种由于发芽慢而被淘汰。通过种子预处理技术使发芽慢的种类提早发芽。

不同植物种混播后,一般要求每平方米草本植物株数占60%~70%,灌木株数占30%~40%。

3 边坡生态防护的方法及技术关键

3.1 液压喷播植草防护

液压喷播是将草种、木纤维、保水剂、粘合剂、肥料、染色剂等与水的混合物通过专用喷播机喷射到预定区域建植草坪的高效绿化技术^[6]。是一种高速度、高质量和现代化的绿化技术。液压喷播植草防护具有机械化程度高、施工效率高、成本低、成坪速度快、草坪覆盖度、均匀度好、质量高的特点。

(1) 适用条件

适合填方、挖方土质边坡,土石混合填方边坡经人工回填种植土后也可应用,适合边坡坡率为 $1:1.5 \sim 1:2.0$,边坡高度低于10m的稳定边坡。

(2) 施工要点

由于植物生长受水分、温度的限制,而高速公路边坡养护管理困难,一般要求在雨季进行施工,但严禁在暴雨时施工。尽量避免冬季施工,以保证植物种子有足够的生长时间和达到一定的生长量,以抵御冬季的干旱和低温,否则,在植物非生长季施工,需增加保水、保温措施,如洒水、增加种子量、覆盖草帘等。

施工工艺如图1。

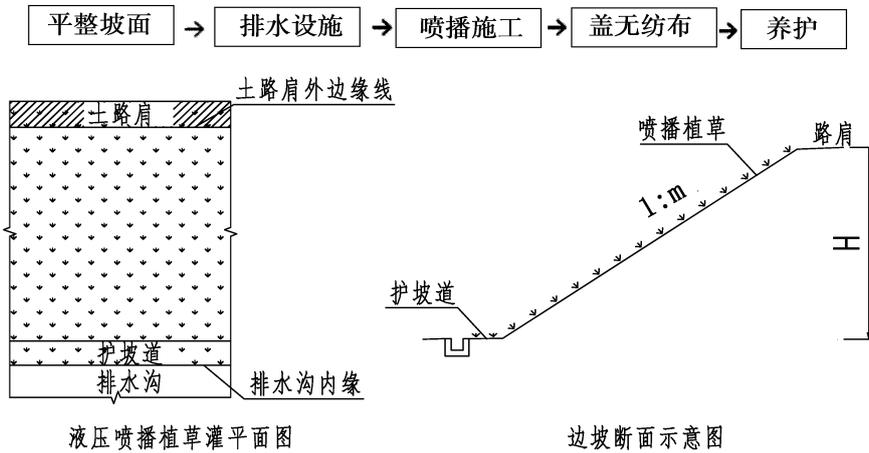


图 1

3.2 三维植被网护坡

三维植被网也称固土网垫,它以热塑性树脂为原料,经科学方法配制成三维立体结构网垫;具有质地疏松、柔软的特性和抗水冲刷、固土蓄水、防风滞水等功能,并具有合适的高度和空间充填储存泥土,在坡面上构建一个具有自身生长能力的防护系统、通过植物的根系可以穿过凹凸网包,舒适、整齐、均衡的生长,并与边坡土壤更好地结合;成活后的植物可使三维植被网与植被及所附着的泥土形成一牢固的嵌锁体系,从而有效防止水土流失,保护路基,形成坡面绿色复合保护层,提高坡面的稳定性,同时达到改善路域

生态环境的目的^[7]。

(1) 适用条件

适合各类土质边坡,包括路堤和路堑边坡,强风化岩石边坡也可用,土石混合路堤边坡经处理后也可使用。常用边坡坡率为 1:1.25-1:1.5。结合按一定行距人工开挖楔形沟,在沟内回填改良客土,则可用于坡率 1:1.0 的较陡的泥岩、页岩等软岩边坡。每级坡高不超过 10m 的稳定边坡。

(2) 施工要点

在南方,不受季节限制,但尽量避免暴雨季节施工

施工工艺如图 2。

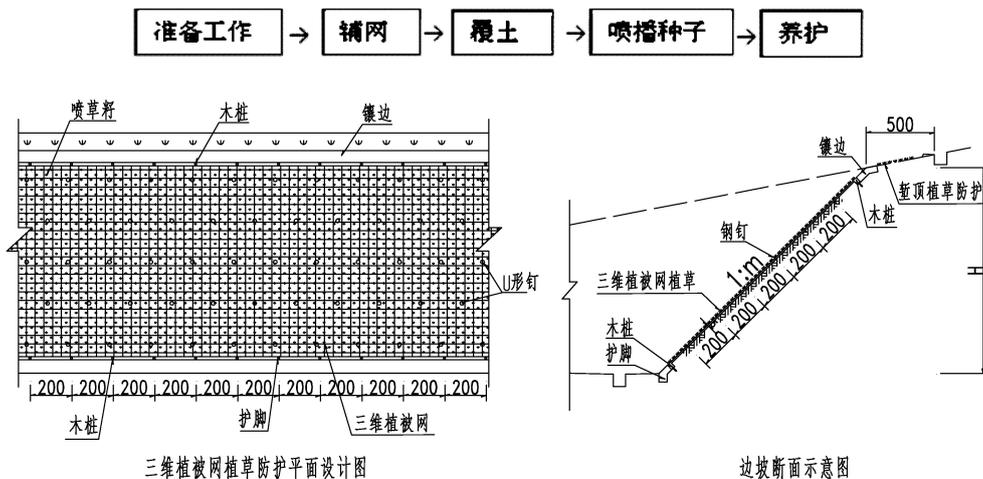


图 2

3.3 浆砌片石骨架植草护坡

浆砌片石骨架植草护坡是指采用浆砌片石在坡面形成框架,结合铺草皮、三维植被网、喷播植草等方法的一种护坡技术。浆砌片石根据形状不

同,常见的有方格形、拱形、人字形等。

(1) 适用条件

各类土质边坡均可应用,全风化至强分化岩质边坡也可应用。常用边坡坡率为 1:1.0~1:

3.5 厚层基材喷射绿化护坡

厚层基材喷射绿化护坡是液压喷播绿化的一种特殊形式,它通过在边坡坡面喷附一层结构类似于自然土壤(人工配制而成)且能够贮存水分和养分的植物生长所需的种植材料,以达到解决岩石边坡无法生长植物的难题。它是采用混凝土喷射机把基材和植物种子的混合物按照设计厚度均匀喷射到需要防护的边坡坡面的绿色防护技术。它主要是针对岩石边坡的立地环境而开发的绿化防护技术。混合植被对岩石边坡进行绿化防护,形成与周围生态环境相协调的永久性绿化防护工

程,以达到快速恢复边坡植被景观。

它主要有锚杆、土工网或铁丝网和厚层基材混合物组成。

(1) 适用条件

适用于开挖后的深层稳定的岩石边坡的植被恢复,尤其对不宜进行植被恢复的恶劣地质环境,如砾石、软岩、破碎岩等。

(2) 施工要点

一般施工应在春、夏和秋季进行,尽量避免在暴雨时施工。

施工工艺如图 5。

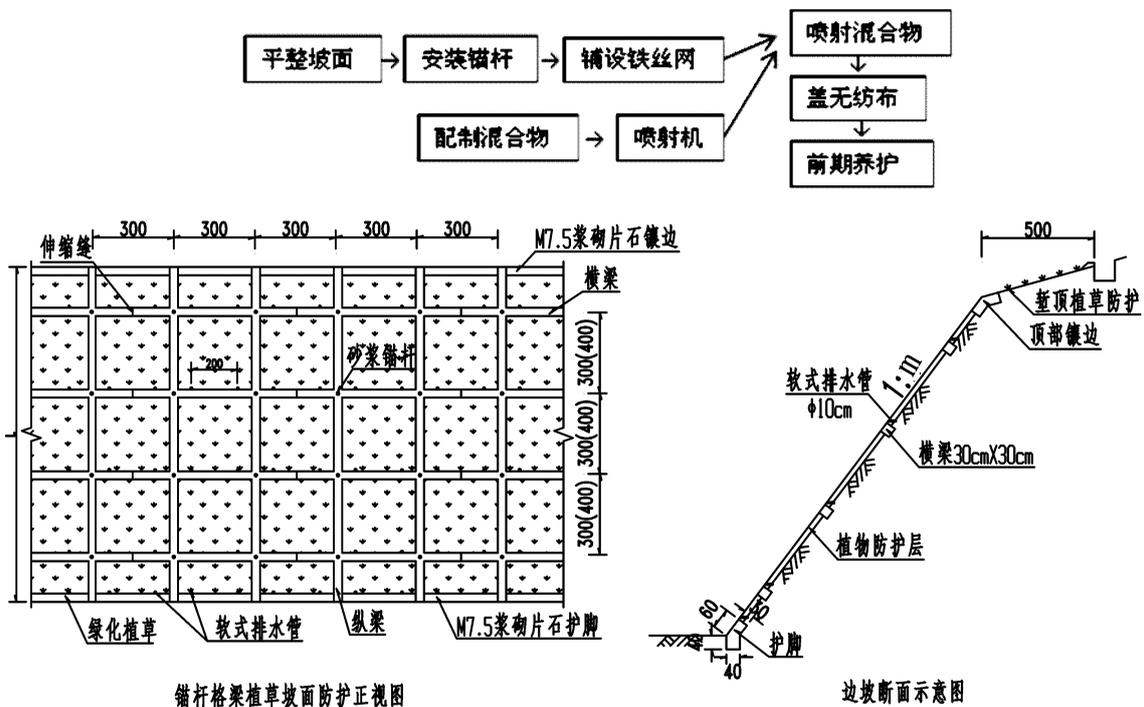


图 5

3.6 土壤菌绿化法

土壤菌绿化法是以绿化岩石边坡为主要目的而开发的施工方法。“岩石绿化”必须在岩石边坡上实际种植真正的草木。一般的岩石绿化是岩石表面的绿化,只是将岩石表面的砂浆覆盖换成草皮覆盖而已,根系没有到达岩石内部,因此经过数年将枯死剥落。土壤菌绿化法解决了以上的问题,它用有效土壤菌将岩石的风化/土壤化过程加速几万倍,并从岩土及大气中自主吸取养分,使岩石的植物生长及其永久绿化成为可能。

土壤菌绿化法不仅适用于岩石,对以前被视为绿化困难的土质砂质边坡及贫瘠地也有效,使永远不会枯死的真正的绿化成为可能,这是因为土壤菌绿化法的基本理念就是地球表土的再生。土壤菌绿化法创造的自然循环将自然条件归还给地球,使大地恢复绿装。经土壤菌绿化法改造的边坡恢复了植被,具有防冻融,防侵蚀,防风化作用,有自然边坡免维修,不施肥,不再追加投入的良好功效。

(1) 适用条件

适用于各种边坡条件。

(2) 施工要点

一般施工应在春、夏和秋季进行, 尽量避免在

暴雨时施工。

施工工艺如图 6。

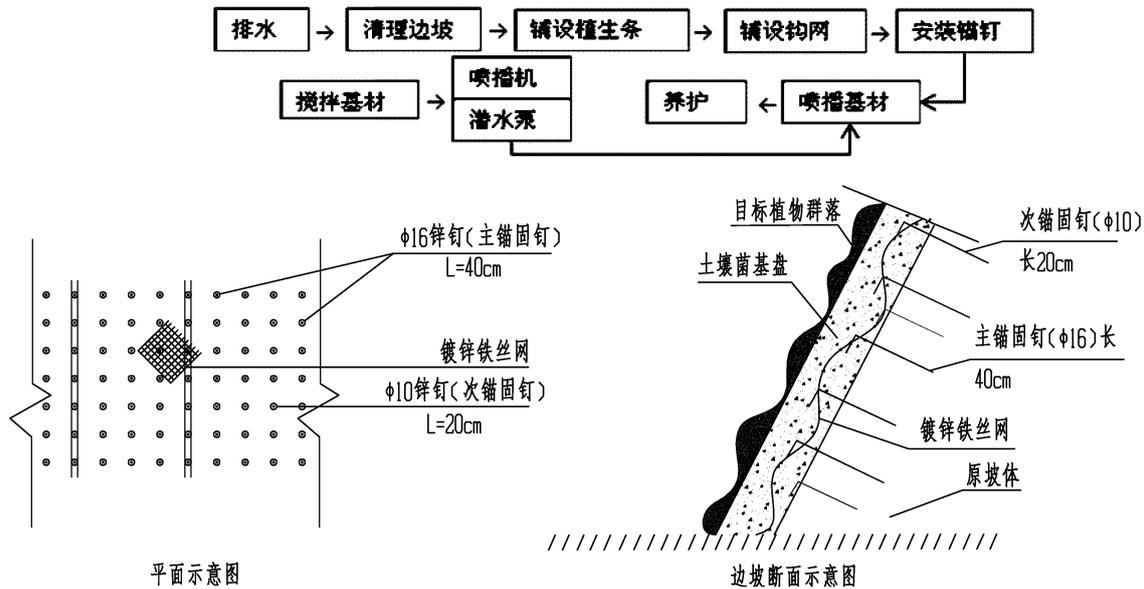


图 6

4 小结

高速公路边坡生态防护具有良好的生态、景观和社会效益,是高速公路建设可持续发展的重要对策之一,但由于国内对边坡生态防护技术开展研究起步较晚,尚处于对国外技术的引进、消化和吸收的初级阶段。目前对高速公路绿化的环境效益还处在有认识无评价,或有评价而无计量的状况。受各种因素的影响,普遍存在施工方与绿化科研的脱节、设计方与苗木生产的脱节,以及植物研究者与苗木生产者的脱节,这些都直接或间接地影响这高速公路的环境效益。现在的当务之急是,在借鉴国外先进经验的同时,结合我国国情及环境要求,研究和开发出易于操作并能大力推广的技术工艺,为今后我国高速公路生态环境建设提供科学依据和成功范例。

参考文献:

[1] 胡晋茹, 杨建英, 赵强. 公路建设的生态影响与生态公路建设[J]. 中国水土保持科学, 2006, 4(Supp.)

[2] 芦建国, 于冬梅. 高速公路边坡生态防护研究综述[J]. 中外公路, 2008, 28(5).

[3] 周跃. 植被与侵蚀控制: 坡面生态工程基本原理探索[J]. 应用生态学报, 2000, 11(2).

[4] 刘书套, 叶慧海, 等. 高速公路环境保护与绿化[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001.

[5] 牛克昌, 沈泽昊, 何芳良, 等. 群落构建的中性理论和生态位理论[J]. 生物多样性, 2009, 17(6).

[6] 孟繁玲. 液压喷播植物群落结构动态研究方法初探[J]. 草业科学, 2001, 18(5).

[7] 张宝森. 三维植被网技术的护坡机理及应用[J]. 中国水土保持, 2001(3).

机载激光雷达数据与路线设计软件 接口程序的研究

杨 雪

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 利用各勘测常用软件的现有优势,分析和处理激光点云数据,编写与道路设计软件接口的程序,制作三维数字地形图,提供构建数字高程模型的精细源数据。

关键词: 激光点云修正;接口程序;三维数字地形图

1 引言

机载激光雷达扫描数码摄影测量系统是近些年来公路行业初步设计应用较广泛的一种勘测手段,其具有自动化程度高、受天气影响小、数据生产周期短、精度高等特点,其获取到的地面点密度大,尤其是在高程精度方面优势明显,该系统处理得到的正射影像能够给内业人员提供丰富的参考资料。

公路勘测数据准确性和精度直接影响到后续设计质量,因此对机载 Lidar 的成果数据进行一定的分析和处理,可以达到提高数据精度和工作效率的目的。

随着公路三维可视化设计的需要,数字高程模型得到了越来越多的应用。数模应用是公路勘测设计建立三维数模的最终目的,其核心问题在于高程插值和对数模进行各种方式的剖切^[1]。目前国内外各种建模软件种类繁多,而且发展已日渐成熟。

本文重点关注的是利用机载 Lidar 这种勘测技术手段,结合外业实测点、正射影像、相关软件以及相应接口程序的编写,对海量激光点云数据进行改正和处理,为构建数字高程模型提供更加精细、更加贴近显示地貌的源数据。

2 研究背景

2.1 机载 Lidar 数据

机载 lidar 由 GPS、IMU(惯性测量装置)、数

码相机、激光扫描等单元组成。其测得的数据以 DSM(数字表面模型)的离散点表示,数据中包含有空间三维信息和激光强度信息。应用分类技术在这些原始 DSM 模型中删除建筑物、人造物、覆盖植被等测点,即可以得到 DEM(数字高程模型),并同时得到地面覆盖物的高度^[11]。

机载 lidar 得到的作业成果包括激光点云数据(分为地面点云和非地面点云两种),正射影像图,数字高程模型 DEM,以及数据处理与计算过程的各种报告文件等。激光点云数据的密度大,高程精度高,可大大减少野外测绘人员的工作强度,激光点云数据通常为 *.coo 或者 *.xyz 格式;正射影像数据常为 *.jpg 或者 *.tif 格式。

2.2 路线设计软件

公路设计软件指公路计算机辅助设计软件系统(CAD)。具体又分道路和桥梁计算机辅助设计软件系统两种类型。国际主流道路辅助设计软件主要有:CARD/1、Bently、Civil3D。国内道路辅助设计软件主要有纬地道路辅助设计系统(HintCAD),路线大师,EICAD,海地公路优化设计系统(Hard)等等。

2.3 程序设计

接口程序的设计语言为 C#,程序设计系统平台采用 Microsoft Visual Studio 2005。

3 数据处理流程图与接口程序

数据处理流程图与接口程序如图 1 所示。

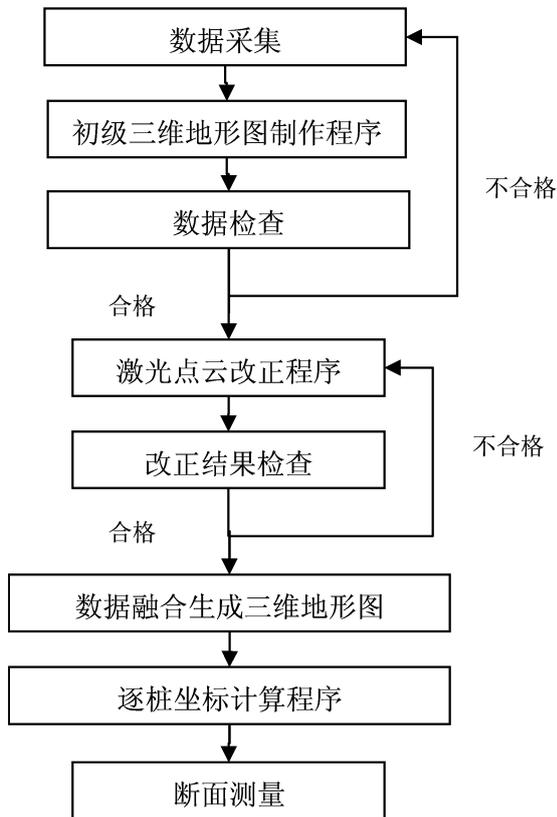


图1 机载激光雷达数据与线路设计软件接口流程图

3.1 数据采集

数据采集包括对地物、地貌的空间信息与属性信息的采集,包括机载 Lidar 数据后续处理的地形图矢量化数据,野外采集实测数据等,建立地面断裂线集,地物数据集等。

3.2 初级三维地形图制作程序

利用采集的地面特征线集绘制初级三维数字地形图,结合地物数据集新建三维地形图 3D-JMD(居民地层)、3D-DLSS(道路设施层)、3D-SXSS(水系设施层)、3D-DMTZ(地貌特征层)等新图层,并着色表示房屋、道路、水系、坡坎等三维特征线,做到各类特征线分层存储。

初级三维地形图中需要展入所有人工实测的地面点数据。

3.3 数据检查

对初级三维地形图的数据检查有两种方法,一种是生成等高线检查,等高线突变和异常区域为重点检查区域;第二种是建立初级 DEM 模型,进行地表可视化检查。通过检查剔除粗差点和

错误点,室内无法判读的需外业调查核实或者重测。

3.4 激光点云改正程序

模块一:对特征线间点云数据的处理。如双线路面间,闭合水域间、双线沟渠间、陡坎坎上坎下间。此步针对双线型特征线、闭合水域特征线,构建与识别特征线,构成封闭区域计算,自动删除封闭区域内的激光点等。

模块二:特征线邻域内点云数据的处理。利用缓冲区分析,对每条特征线附近区域设置阈值,距离阈值内的点云进行自动删除。

模块三:激光点云高程改正,利用实测数据进行区域改正

此步骤针对密林地区、局部地区等激光点云与野外实测散点高差相差较大区域的区域性高程改正。包括,绘制区域范围线--范围线提取--改正值设置--区域高程改正等功能的编程和操作。

以上三个模块在人工实测数据与正射影像图的图像分析的基础上进行,原始激光散点数据在进行上述三个模块处理前,先根据设计线位和设置宽度情况自动进行数据过滤与压缩,以提高数据处理速度。

3.5 数据融合生成三维地形图

该步骤设计了“激光点云数据格式转换接口程序”。

修正后的点云数据经过接口程序进行格式转换,把经过点云改正处理过的“*.coo”格式转为“*.dat”格式,AutoCAD 可以把 dat 格式的激光点云数据展入视图中。把经过数据检查的三维地形图叠加进来,生成附带有激光点云数据的三维地形图。该三维地形图既可以带有原始地形图信息,也可以带有属性信息,最重要的是可以直接引入道路设计软件中进行建模以及数模应用。

三维地形图制作时可以适当扩大激光点云数据范围,在线位调整、工期紧张的情况下可以作为应急补充数据,超出修测激光点云区域的数

据在线位基本确定后再进行补测和补修。

3.6 逐桩坐标计算程序

该接口程序用于计算设计线位与地面特征线交会点的坐标,并按顺序插入到相应固定间隔中桩桩号文件中,该中桩桩号文件可引入道路设计软件中直接使用,指导道路设计软件建模后的纵断面剖分。程序包括纵断面上的中桩加密计算和横断面测点加密计算,确保两个方向上的要素点数据完整性,此步骤主要提高了路桥设计软件在建模剖分地面线时的数据可靠性。

3.7 断面测量

主线横断面根据初步设计平面总体设计图测量其宽度,按一定中桩间隔提供一条横断面数据,横断面左右宽度提供到规定范围以内存在三维地形图数据的范围。

以“纬地”软件为例,引入数据融合后的三维数字地形图,利用三维空间点、三维线图层作为约束条件,建立测区 Delauney 三角网,形成区域精细数字地面模型(TIN);引入逐桩坐标计算后生成的桩号 sta 文件,内部文本格式为每行:“里程… ,高程…”;最后,在数字地面模型上剖分能满足公路施工图设计要求的线路横断面。

横断面检查采样抽查的方式进行,沿线分布均匀,比较实测横断面特征点与提交的成果横断面线上等距离位置的高程较差,横断面高程检查限差满足下式的规定:

4 结语

接合 CAD,纬地道路、南方 cass 等软件的优点,编写相应的处理程序和接口程序,有效利用了各种软件的优势,数据融合后的三维地形图,除了带有实测三维点要素、三维线要素、注记要素外,还附加了经过高程改正与剔除等操作后的激光点云数据,该三维地形图不但精度得到了提

高,大量的激光点云的加入,为后续精细三维建模提供了必要的条件,为未来公路动态三维可视化设计的发展提供了数据基础。道路设计者可直接引入该三维地形图的空间要素图层进行数模构网与数模应用,减少了设计部门设计过程中与勘测部门互提线位与地面线资料的时间消耗,提高了工作效率。

参考文献:

- [1] 郭腾峰等. 道路三维集成 CAD 技术[M]. 北京:人民交通出版社,2006. 12
- [2] 阳德胜,杨雪,邱赞富. 机载激光扫描数字摄影测量系统在公路勘测中的应用[R]. 广州:广东省公路勘察规划设计院有限公司,2010. 11
- [3] 邱赞富等. 一种基于精细数字地面模型的公路测设方法:中国,10068333.9[P]. 2014. 02
- [4] 邱赞富,阳德胜. 再次改正 LIDAR 点云高程的方法研究[J]. 测绘工程,2011,20(4):18-21
- [5] 3S 技术与数字交通. 第三届全国交通工程测量学术研讨会论文集[C]. 西安:西安地图出版社,2007. 10
- [6] 俞志强等. 一种基于 AutoCAD 的异构数据对象化智能识别方法[J]. 测绘通报,2014,(5):103-106.
- [7] 刘钊等. 利用顶点删除法简化道路三维地形模型[J]. 测绘通报,2014.(8):62-64.
- [8] 郭岚,杨永崇,唐红涛. 地理信息的三维表达理论与技术的研究[J]. 工程勘察,2009. 37
- [9] 舒宁. 激光成像[M]. 武汉:武汉大学出版社,2005. 08
- [10] Raaflaub LD., Collins M. J. The effect of error in gridded digital elevation models on the estimation of topographic parameters [J]. Environmental Modelling & Software, 21 (2006):710-732.
- [11] Ranzinger M, Gleixner G. GIS Datasets for 3D Urban Planning [J]. Comput Environ and Urban Systems, 1997, 21(2).

某市政道路软基勘察及地基处理方法综合比选

罗宇权

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 通过地质勘察, 查明了某市政道路软土的分布范围、埋深、厚度、状态及物理力学性质指标; 本文根据软土的赋存规律及力学性质, 通过对比常用于处理较深厚软土的排水固结法、CFG 桩、管桩、水泥搅拌桩等方法, 并综合考虑方案的适用性、可行性、经济性、环境影响、施工简便等, 提出采用 CFG 桩的地基处理方案的建议。

关键词: 软基勘察; 排水固结法; CFG 桩; 管桩; 水泥搅拌桩

1 工程概况及勘察重点

本项目位于某新城核心区, 为城市次干道, 道路全长 1786m, 宽度 31m, 双向 6 车道, 设计车速 60km/h, 路堤填高 1~4m。地处三角洲平原, 地形平坦, 地面高程约 1.0~6.0m。

勘察重点: 查明软土的分布范围、埋深、厚度及状态, 通过取样试验统计软土的物理力学性质指标, 提出地基处理方案。

2 勘察成果

2.1 勘察方案及完成工作量

勘察采用“资料收集与利用、调绘、钻探、原位测试、水文地质试验、取样试验、内业综合分析等”手段, 完成钻孔 36 个, 进尺 1079.1m, 采取原状土样 125 件, 砂样 46 件, 岩样 13 组, 水样 4 组, 完成标贯试验 230 次。

2.2 地层岩性

本项目主要地层自上而下分述如下:

①粉质粘土 (Q_4^{al}): 灰黄色, 湿, 可塑, 厚度 0.50~4.00m, 地层编号为 2。

②砂层 (Q_4^{sl}): 黄色, 饱和, 粉砂、中砂为松散状, 砾砂中密状。厚度 1.40~7.40m。

③淤泥 (Q_4^{mc}): 灰黑色, 饱和, 流塑~软塑, 土质粘滑。厚度 11.20~23.00m, 地层编号为 4₀。标贯实测击数 1~4 击。

④粉质粘土 (Q_4^{al}): 灰黄色, 湿, 可塑, 厚度 1.00~11.00m, 地层编号为 5。

⑤砂卵石层 (Q_4^{sl}): 黄色, 饱和, 粉砂、细砂为松散~稍密状, 砾砂、卵石中密状。

⑥强-中风化层 (N1): 棕红色, 半岩状~柱状, 主要为泥质砂岩、含砾砂岩、砂岩等。

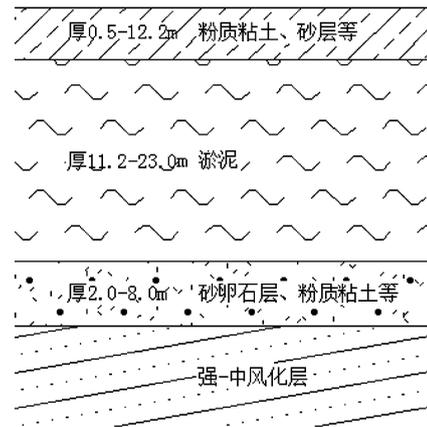


图1 地层岩性分布示意图

2.3 水文地质条件

本项目地下水为第四系松散层孔隙水及基岩裂隙水。孔隙水赋存于第四系砂卵石层中, 水量丰富; 裂隙水主要赋存于碎屑岩裂隙中, 水量贫乏。测得地下水埋深约 0.1~4.0m。

采取环境水 4 组进行腐蚀性分析, 结果表明环境水对砼及砼结构中的钢筋具微~弱腐蚀性。

2.4 软土的赋存规律

本道路全线分布软土(淤泥), 埋深一般约 0.5m~6.5m, 最深处达 12.2m, 厚度 11.2m~23.0m, 平均厚度 18.44m, 层底埋深约 19.0m~25.1m; 上覆层为粉质粘土、砂层、素填土等, 下卧层主要为砂砾卵石层。

2.5 物理力学性质指标

根据室内试验统计淤泥的物理力学性质指标(见表 1),淤泥呈饱和、流塑状,具有含水量

高、孔隙比大、抗剪强度低、透水性差、压缩性高、灵敏度强、承载力低、变形持续时间长等特点。

表 1 淤泥物理力学性质统计表

项目	含水率 ω /(%)	重度 γ / (kN/m ³)	土粒比 重 G_s	孔隙 比 e	液限 W_L /(%)	塑限 W_p /(%)	塑性指 数 I_p	液性指 数 I_L	直接快剪		固结快剪		固结试验	
									c_q /kPa	φ_q /度	c_{cq} /kPa	φ_{cq} /度	a_v /MPa ⁻¹	E_s /MPa
最大值	79.8	16.9	2.68	1.979	60.9	39.6	29.3	2.66	8.0	8.5	13.0	19.8	3.037	2.97
最小值	48.0	14.4	2.64	1.334	37.3	17.2	12.6	1.02	2.0	2.9	2.0	9.1	0.836	1.11
平均值	62.8	15.8	2.65	1.645	48.0	29.2	19.4	1.68	4.2	5.0	5.6	14.8	1.559	1.89
标准值	65.2	15.7	2.65	1.700					3.7	4.4	4.7	13.9	1.682	1.77

(续表 1)

项目	三轴试验				高压固结			渗透 系数 K_v 20℃/ (cm/s)	渗透 系数 K_h 20℃/ (cm/s)	无侧限试验			有机 质含 量 W_u / (%)		
	总应力		有效应力		前期固 结压力 p_c /kPa	压缩 指数 c_c	回弹 指数 c_s			原状土抗 压强度 q_u /kPa	重塑土 抗压强度 q'_u /kPa	灵敏 度 s			
	c_{uu} /kPa	φ_{uu} /度	c_{cu} /kPa	φ_{cu} /度										c_{cu}' /kPa	φ_{cu}' /度
最大值	4.0	3.6	4.0	16.1	3.0	20.5	78.6	0.6744	0.0945	6.00E-6	6.50E-6	28.00	6.50	5.67	5.9
最小值	3.0	1.5	3.0	15.8	3.0	17.9	34.1	0.3409	0.0229	1.10E-7	1.20E-7	14.20	2.80	4.31	2.4
平均值	3.5	2.6	3.5	16.0	3.0	19.2	49.1	0.5088	0.0623	4.48E-7	7.70E-7	21.10	4.65	4.99	4.1

3 地基处理方案对比

根据软土的赋存规律及物理力学性质指标、填土高度、行车荷载等数据,经过计算可知若不对软土进行处理,路基平均沉降将达到 2m 左右。故综合考虑场地工程地质和水文地质条件、周围环境条件、材料供应情况、施工条件、工期等因素,经过技术经济指标比较分析后择优采用可行的、综合效果最佳的地基处理方法。本项目软土埋深及厚度均较大,可供比选的软土处理方案主要为:排水固结法、管桩、CFG 桩、水泥搅拌桩等。

3.1 排水固结法

排水固结法可采用堆载预压法 + 塑料排水板或袋装砂井配合砂垫层进行处理。该方法通过在软土地基中设置的竖向排水体,改变原有地基的边界条件,增加孔隙水的排除途径。

适用地基:软粘土、淤泥和淤泥质土等,不适用于超固结土、泥炭土、有机质土等。

处理深度:堆载预压法 + 袋装砂井不超过

25m,堆载预压法 + 塑料排水板不超过 30m。一般为 12 ~ 15m,超过这一深度,孔隙水压力消散相当困难和缓慢。

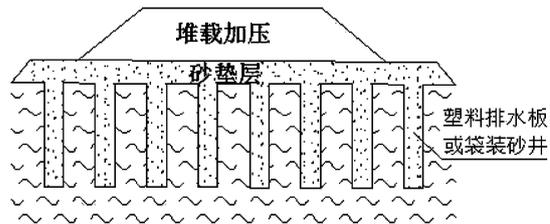


图 2 排水固结法示意图

优点:施工技术成熟,相对缩短固结时间,造价低,基价匡算约 240 元/m²。

不足:预压时间长,施工工期长;不能减少固结沉降量。塑料排水板排水效果不稳定,袋装砂井容易缩颈。需要一定预压土方,需处理卸载土方。

3.2 CFG 桩

CFG 桩即水泥粉煤灰碎石桩,由碎石、石屑、砂、粉煤灰掺水泥加水拌和形成的高粘结强度桩。

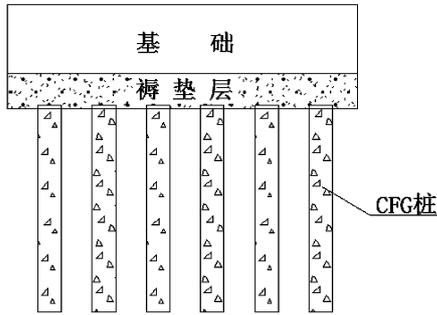


图3 CFG桩复合地基示意图

适用地基:砂土、粉土、粘土、杂填土等地基,淤泥质土应通过现场试验确定其适用性。

处理深度:一般不超过25m。

优点:承载力提高幅度大(250%~300%),地基沉降变形小,工期较短;质量容易控制、检验,对环境污染小;强度高、不存在有效桩长,兼挤密、褥垫层和复合地基作用。

不足:桩端持力层应选择承载力相对较高的土层,以避免造成不均匀沉降,且由于CFG桩不配筋,桩太长容易缩颈、断桩,而且对提高承载力贡献有限。单位造价较高,基价匡算约500元/m²。

3.3 管桩

管桩是一种空心筒体细长混凝土预制构件,主要由圆筒形桩身、端头板和钢套箍等组成,分为后张法预应力管桩和先张法预应力管桩。适用地基:粘性土、粉土、砂土、软土等。

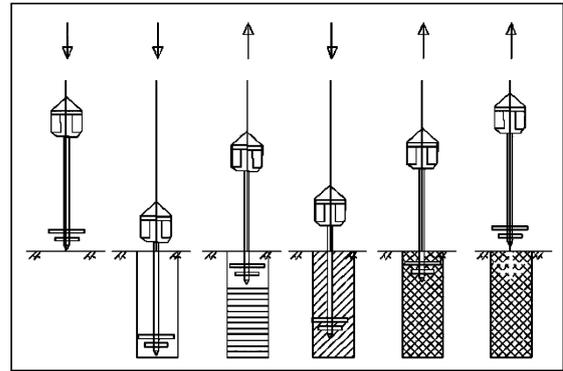
处理深度:可任意拼接,长度为数米~数十米。

优点:单桩承载力高,桩身耐锤击和抗裂性好,穿透力强。

不足:管桩单节长度有限,需进行拼接施工,对拼接施工要求高,施工中容易断桩,且管桩预制后运输较困难。单位造价高,基价匡算约850元/m²。

3.4 水泥搅拌桩

通过搅拌机将水泥或(石灰)等材料作为固化剂与软弱地基土搅拌成桩柱体,可以提高地基承载力、提高地基强度、增大地基变形模量,减少地基沉降,阻止水体流动,增强地基的稳定性,阻止地下水的渗透。



1 定位下沉 2 深入到设计深度 3 喷浆搅拌提升
4 重复搅拌下沉 5 重复搅拌提升 6 搅拌完成形成桩柱体

图4 水泥搅拌桩施工示意图

适用地基:正常固结的淤泥、淤泥质土、素填土、粘性土、粉土等地基。对有机质含量较高的土应慎重考虑。

处理深度:喷浆法的加固深度不宜大于20m,喷粉法的加固深度不宜大于15m,并在满足强度的基础上通过变形计算来确定。

优点:减少地基沉降,沉降较快趋于稳定,施工技术成熟,工期较短,对环境污染小。

不足:原则上桩长应穿透软弱层到达下卧强度较高的土层上,尽量避免采用“悬浮”桩型;存在有效桩长,超过15m时处理效果不好;单位造价相对较高,基价匡算约460元/m²。

4 地基处理方案选择

本项目位于新城核心区,虽然排水固结法造价具明显优势,但项目建设时间较紧迫,不宜选择。起点段500m长度内道路两侧紧邻居民区,南侧不到200m处为正在施工的和线位基本平行的轻轨桥梁,管桩施工对周围环境影响过大且成本太高,不应选择。水泥搅拌桩处理深度一般不超过15m,将造成桩端无法进入较好的持力层,形成“悬浮”桩型,且桩端下剩余较厚软土将造成过大工后沉降,不宜采用。

CFG桩虽然造价较高,但其处理深度恰好适合本项目软土埋深,能保证桩底进入软土下卧中密状砂卵石层,提高地基承载力,减少工后沉降。再考虑材料的购买和运输、环境影响、施工简便等因素,并结合附近类似项目的施工经验,建议采用CFG桩对本项目软基进行处理。

5 设计及施工注意事项

由于CFG桩不配筋,桩太长容易缩颈、断桩,故施工时应保证桩身质量及有效桩长,并加强现场监管及桩体检测。

6 结语

通过地质勘察查明了本项目软土的赋存情况及物理力学性质指标,软土呈饱和、流塑状,具有含水量高、孔隙比大、抗剪强度低、透水性差、压缩性高、灵敏度强、承载力低、变形持续时间长等特点。通过对排水固结法、管桩、CFG桩、水泥搅拌桩的适用范围、处理深度、优点与不足、造价、工期等方面的比选,并综合考虑材料的购买和运输、环境影响、施工简便等,建议采用CFG桩地基处理方案。

参考文献:

- [1] JGJ 79 - 2012, 建筑地基处理技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [2] DBJ15 - 38 - 2005, 建筑地基处理技术规范[S]广东:中国建筑工业出版社,2005.
- [3] 赖听云. 珠三角软土地区公路建设地基处理方案选择研究[J]. 科技创新导报. 2014(26).
- [4] 黄建华等. 饱和软土地基堆载预压排水固结沉降特性研究[J]. 贵州大学学报(自然科学版). 2011(06).
- [5] 黄晓. CFG桩在地基处理中的应用研究[J]. 吉林大学. 2014.
- [6] 王杰. 预应力管桩设计理论及其工程应用研究[J]. 湖南大学. 2009.
- [7] 许春松. 水泥搅拌桩复合地基承载特性及其在软土路基中的应用[J]. 湖南大学. 2012.

《高速公路改扩建设计细则》(JTG/TL11 - 2014) 及 《高速公路改扩建交通工程及沿线设施设计细则》 (JTG/TL80 - 2014) 宣贯培训报道

新颁标准《高速公路改扩建设计细则》(JTG/TL11 - 2014)及《高速公路改扩建交通工程及沿线设施设计细则》(JTG/TL80 - 2014)(以下简称《细则》)于2015年3月1日起正式施行。为提高公路设计水平,帮助从业人员及时、准确的掌握《细则》的相关技术要求,中国公路学会交通工程分会于2015年2月9日至10日,在广州市举办了《高速公路改扩建设计细则》(JTG/TL11 - 2014)及《高速公路改扩建交通工程及沿线设施设计细则》(JTG/TL80 - 2014)宣贯培训班。

宣贯会主讲专家为长沙理工大学公路学院副院长李清波教授(《细则》主编),培训内容主要为《高速公路改扩建设计细则》(JTG/TL11 - 2014)及《高速公路改扩建交通工程及沿线设施设计细则》(JTG/TL80 - 2014)的全文解读与应用。主要包括:

1、《细则》的编制背景和编制依据。

2、依托《细则》章节与条文,就高等级公路路线、路基、路面、桥涵、隧道、路线交叉、交通工程设施和交通组织等方面的重、难点问题进行宣传,相比《公路工程技术标准》(JTG B01 - 2003)中有关“改扩建”内容上新增和修改的内容。

3、《细则》中部分条文、规定的详细解读及在工程实例中的应用,并在会后进行了现场交流及解疑。

4、由于《公路工程技术标准》(JTG B01 - 2003)已废止,《细则》将在颁布前根据新颁《公路工程技术标准》(JTG B01 - 2014)修订。

通过此次宣贯会的举办,使相关人员迅速地掌握新规范的要点,对新规范在全国范围快速推广并执行起到了促进作用。

(黎敏、李勇泉 报道)

王北凹隧道洞口及浅埋段安全风险评估及控制措施

王超

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 由于受山区地形的限制,山岭隧道洞口及浅埋段地质条件一般较为恶劣,容易造成洞口失稳、初期支护大变形等风险,对隧道的安全施工造成较大隐患。基于王北凹隧道的地质勘察资料、水文地质资料及相关设计资料,通过专家调查法对隧道洞口及浅埋段风险源进行辨识与排序,对其失稳可能发生的风险等级进行了分析,并提出了相应的风险控制措施。

关键词: 洞口及浅埋段; 风险分析; 风险源; 安全评估; 控制措施

0 概述

隧道洞口及浅埋段一般风化严重,岩体破碎,隧道埋深较浅,围岩压力大,洞口段是最容易发生工程事故的地段,故在初步设计阶段,洞口及浅埋段应作为隧道安全风险评估内容中重大风险事件进行专项评估,对下阶段隧道的设计和施工提供参考。

本文以江门至罗定高速公路王北凹隧道为依托,同时结合该隧道的工程地质情况,利用专家调查法对其初步设计阶段洞口及浅埋段进行安全风险评估,同时提出了相应的风险控制措施建议。

1 工程概况

江门至罗定高速公路是广东省高速公路网规划第四横线的重要组成部分。第四横线为福建漳州(省界)至广西玉林(省界),起于福建漳州,经饶平、潮州、揭东、中山、江门、新兴、罗定等地,至广西岑溪,全长约767公里,是我省东西向的一条重要通道。

王北凹隧道是江罗高速西段上的一座特长隧道,左线长度3751m,右线长度3713m。隧址区位于丘陵及低山区,隧道最大埋深约480m,最大相对高差约为503m。隧址区内山脊线大部分呈南北

向,隧道进口处地形陡峻,呈陡坎状。

根据现场地质调查和地质钻探成果,隧址区地层岩性为寒武系八村群变质砂岩及其风化层及泥盆系桂头组粉砂岩组成。在K96+927处(洞口段)发育小型断层,岩体节理发育不均,岩体较为破碎,地表露头风化裂隙局部较发育。在隧道出口,存在一浅层滑塌,坡体表层主要为坡残积粉质粘土,坡积层厚约3~6m,夹极少量碎石颗粒。坡体表面局部存在雨水冲刷导致的浅层滑塌现象,局部树木稍有倾斜。

2 王北凹隧道洞口及浅埋段的风险分析

2.1 洞口及浅埋段风险因素分析

隧道洞口附近风险的主要形式有洞口边仰坡滑塌、洞内塌方、冒顶、初期支护大变形等。根据对王北凹隧道工程地质的分析,洞口存有潜在风险的因素主要有以下三点:

2.1.1 洞口断层破碎带

王北凹隧道共有一条断层破碎带及一条不整合接触带,其中断层破碎带位于RK96+935~RK96+973,洞身围岩主要为强~中风化变质砂岩,节理裂隙发育,岩体破碎,围岩承载力低,隧道开挖过程中易沿着断层破碎带强度最低的位置发生变形,造成失稳破坏,引发突涌水、大变形、塌方等不良地质灾害,故在施工过程中应引

起足够的重视。王北凹进口断层破碎带如图1所示。

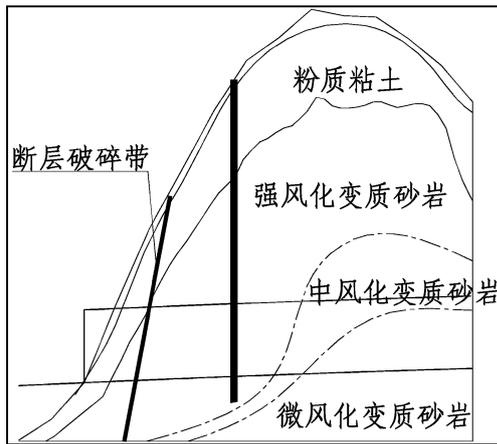


图1 进口断层破碎带纵断面图

2.1.2 洞口浅埋、软弱围岩段

王北凹左线隧道罗定端 LK100 + 545 ~ LK100 + 650 段,长 105m,埋深 2m ~ 30m。围岩主要为粉质粘土、全风化粉砂岩及强风化粉砂岩组成(如图所示)。由于该段落围岩整体性、稳定性差,而且受雨水浸泡造成其强度降低,易产生冲刷变形破坏。

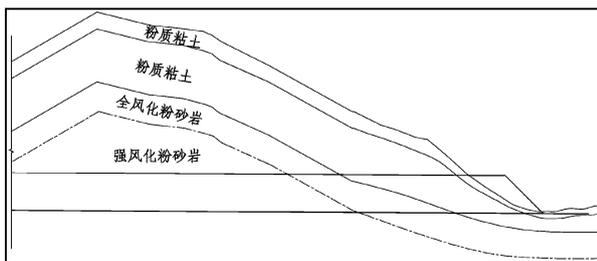


图2 出口浅埋、软岩段纵断面图

2.1.3 隧道出口浅层滑塌

根据工程地质调绘成果,王北凹右线隧道出口即 RK100 + 600 ~ RK100 + 750 段落存在一浅层滑塌。地形地貌属丘陵坡地边缘,地形较陡,坡脚处发育一条冲沟,地面标高约 121.67 ~ 178.72m,植被发育,生长松树及各种灌木、蕨类植物。根据钻孔资料及地质调绘资料,坡体表层主要为坡残积粉质粘土,坡积层厚约 3 ~ 6m,夹极少量碎石颗粒。地表存在明显的地形差,约 2 ~ 5m,坡体表面局部存在雨水冲刷导致的浅层滑塌现象,局部树

木稍有倾斜。

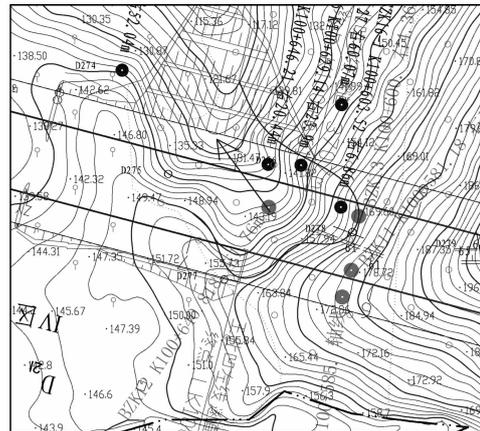


图3 隧道出口浅层滑塌平面图

2.2 隧道风险分析的专家调查法

本次风险评估采用专家调查法。

专家调查法是一种最常用、最简单易用的方法。它的应用由两步组成:首先辨识出某一特定项目可能遇到的所有风险,列出风险调查表;然后利用专家经验对可能的风险因素的重要性进行评价,综合成整个项目风险。具体步骤如下:

确定每个风险因素的权重,以表征其对项目风险的影响程度。确定每个风险因素的等级值,按可能性很大、比较大、中等、不大、较小这五个等级打分,分别乘以 1.0、0.8、0.6、0.4 及 0.2 的系数,然后将每项风险因素的权数与等级值相乘,求得该项风险因素的得分,再求出该项目风险因素的总分。显然,总分越高者该项目风险越大。

2.3 洞口及浅埋段塌方风险因素辨识

风险因素辨识是风险分析的基础,通过建立专家调查表,对王北凹隧道存在的主要风险进行调查。根据专家调查结果,对洞口及浅埋段失稳的风险因素进行辨识(风险因素的排序以调查结果为准),主要风险因素为以下几项:

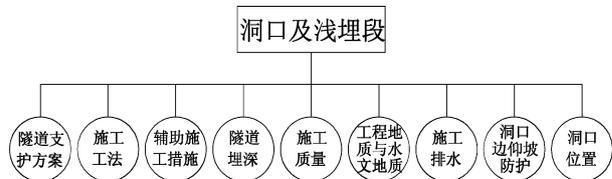


图4 隧道洞口及浅埋段风险源辨识

2.4 洞口及浅埋段风险评估

2.4.1 分段评估结果

结合王北凹隧道的实际情况,对隧道洞口及浅埋段风险事件进行综合分析,可以得到隧道洞口及浅埋段初始风险等级如表1。

表1 洞口及浅埋段初始风险等级表

起点里程	终点里程	初始风险		
		概率等级	后果等级	风险等级
LK96+835	LK96+853	3	2	II
LK96+853	LK96+871	4	3	III
LK96+871	LK96+891	4	3	III
LK100+577	LK100+597	4	3	III
LK100+597	LK100+617	4	3	III
LK100+617	LK100+635	3	2	II
RK96+895	RK96+910	3	2	II
RK96+910	RK96+928	4	3	III
RK96+928	RK96+948	4	3	III
RK100+583	RK100+613	4	3	III
RK100+603	RK100+621	4	3	III
RK100+621	RK100+639	3	2	II

2.4.2 风险因素排序

根据专家调查法,确定每个风险因素的等级值,按可能性很大、比较大、中等、不大、较小这五个等级打分,分别为1.0、0.8、0.6、0.4及0.2的系数。然后将该风险事件的不同专家对各个风险因素的打分作加权平均统计,根据统计结果按不同风险因素的得分从高到低排序。根据专家评分值可知:洞口及浅埋段风险源重要性排序结果为:

工程地质及水文地质 > 洞口边仰坡防护 > 隧道支护方案 > 施工质量 > 洞口位置 > 施工防排水 > 隧道埋深 > 施工工法 > 施工辅助措施。

3 风险控制措施

根据王北凹隧道洞口及浅埋段的地质条件,结合对风险因素的辨识结果,对隧道在初步设计阶段洞口及浅埋段的风险控制措施建议如下:

(1)尽量获取更详细的地质勘察资料,以便设计更合理的支护参数;在施工过程中动态设计,及时根据最新的围岩情况变更支护参数;

(2)施工过程中贯彻“短进尺、弱爆破、强支护、早封闭”的施工原则,尽快缩短掘进过程中各工序间步距,及时支护,保证支护结构具有足够的刚度和稳定性。

(3)洞口施工中须严格控制仰坡的稳定性,严格控制刷坡,加强对洞口仰坡地表的监控量测工作,如发现仰坡有不稳定现象,应及时采取加强措施保证施工安全,如地表注浆加固、提高防护参数等措施。

(4)加强洞口及浅埋段施工期间防排水工作,将山岭地表水截排于坑道之外。

(5)安排合理的施工进度,洞口软弱围岩段落尽量采用人工开挖,严格控制开挖进尺。若采用爆破施工,则应严格控制装药量和爆破速率;

(6)对于断层破碎带,应在此处加强地质勘察并进行超前地质预报,若初步推断前方富水时,应采用超前钻孔进行核实,采用全断面深孔注浆或后注浆措施保护地下水资源环境。

(7)加强施工管理,提高施工队伍的技术水平,同时加强对职工的教育,学习树立“安全第一”的施工思想。

4 评估结果

通过对王北凹隧道洞口及浅埋段初始风险等级评定,对安全风险等级为“III和IV”的风险事件必须采取有效的措施,使风险降低到可以接受的范围。对洞口及浅埋段初始风险采用相应的工程措施处理以后,进行残余风险评估,其残余风险等级评定见表2。

表2 洞口及浅埋段残余风险等级表

起点里程	终点里程	残余风险		
		概率等级	后果等级	风险等级
LK96 + 835	LK96 + 853	2	1	I
LK96 + 853	LK96 + 871	3	2	II
LK96 + 871	LK96 + 891	3	2	II
LK100 + 577	LK100 + 597	3	2	II
LK100 + 597	LK100 + 617	3	2	II
LK100 + 617	LK100 + 635	2	1	I
RK96 + 895	RK96 + 910	2	1	I
RK96 + 910	RK96 + 928	3	2	II
RK96 + 928	RK96 + 948	3	2	II
RK100 + 583	RK100 + 613	3	2	II
RK100 + 603	RK100 + 621	3	2	II
RK100 + 621	RK100 + 639	2	1	I

5 结论

(1)结合王北凹隧道的具体工点情况,通过专家调查法的分析方法,对隧道洞口及浅埋段风险

源进行辨识与排序,为隧道风险等级的评定提供了依据;

(2)通过对王北凹隧道洞口及浅埋段初始风险等级进行统计分析,该段落不存在“IV”等级风险,最高风险等级为“III”,所占比例为89.0%;

(3)提出了施工阶段洞口及浅埋段失稳风险控制措施,从多方面综合全面预防洞口及浅埋段失稳的发生,同时给出了该段落的残余风险等级。

参考文献:

- [1] 公路隧道设计规范 JTJ D70 - 2004[S]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [2] 型钢混凝土组合结构技术规程 JGJ 138 - 2001[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [3] 陈蔚. 山岭隧道洞口稳定性分析及失稳风险评估[J]. 低温建筑技术,2012,5(167):108 - 110.
- [4] 徐慧芬,魏龙海,等. 梅花管隧道安全风险评估研究[J]. 路基工程,2011,5(158):153 - 155.
- [5] 罗立娜. 上坪隧道重大风险事件安全风险评估与控制[J]. 广东公路交通,2011,4(118):49 - 53.

践行生态文明建设 深化环保设计理念 提升公路设计水平 推进绿色交通发展

——广东省交通运输厅副厅长贾绍明在2015年全省公路勘察设计工作暨全省高速公路管理“五赛五比”活动动员会议上的讲话内容摘选

2015年5月20日,全省公路勘察设计工作暨全省高速公路管理“五赛五比”活动动员会议在广州市召开,省交通运输厅副厅长贾绍明同志作了《践行生态文明建设 深化环保设计理念 提升公路设计水平 推进绿色交通发展》主题讲话,讲话总结了我省公路勘察设计工作,分析了当前存在的问题,部署下阶段勘察设计工作,并要提高认识,深化公路环境保护设计理念,巩固建设标准化成果,开展公路建设“五赛五比”活动。现就贾绍明副厅长有关勘察设计讲话内容进行摘选刊登,以便大家学习,贯彻讲话精神。

一、公路勘察设计工作业绩

截至2014年底,广东省公路密度达118公里/百平方公里,公路通车总里程21.2万公里,其中高速公路通车里程达6280公里,跃居全国首位。

一是坚持设计引领,公路勘察设计成果丰硕。这当中涌现出一大批在全国具有一定影响力或技术复杂的工程。如广梧高速公路、佛开扩建工程、广乐高速公路等。也有一大批优秀设计项目得到了行业的肯定和奖励,如广东珠江黄埔大桥获“建国60周年公路交通勘察设计经典工程”和“2014年詹天佑土木工程大奖”;广东省西部沿海高速公路崖门大桥获得“詹天佑土木工程大奖”和“全国优秀勘察设计奖铜质奖”;渝湛高速公路(高桥(粤桂界)至遂溪)获得詹天佑土木工程大奖等。

二是坚持创新驱动,勘察设计理念不断更新。更加关注公路建设与自然环境的和谐关系,更加重视公路建设的同时重视生态环境的保护,始终坚持绿色交通为向导,着重研究解决生态防

护工程、生态排水设施在工程中的应用。积极推广新技术、新材料、新工艺、新设备应用。采用GPS及北斗卫星定位系统、机载激光数码航测设备、精细数字工程模型技术进行测量。采用遥感航拍图地质调绘、钻孔孔内摄像、勘察钻孔地质编录数据采集等新的勘察技术进行地质勘察工作,提升了设计水平和质量。虎门二桥采用1960MPa高强主缆钢丝绳索股、新型可更换无粘结预应力主缆锚固系统、全桥一体化钢结构主动防腐技术、基于三维数字模型的桥梁建管养一体化BIM系统等。

三是坚持诚信导向,勘察设计市场建设不断完善。广东省公路勘察设计市场开放程度较高,省内外很多的设计单位均在广东承担了勘察设计项目,为广东交通事业的发展做出了贡献。为进一步规范我省公路勘察设计市场管理,促进公路设计企业增强诚信自律意识,推动诚信体系的建设,制定了《关于公路设计企业信用评价的管理办法》等文件,采用“广东省交通建设市场信用管理系统”进行网上评价,客观公正地反映了参评企业在广东省的从业情况。建立信用动态评价机制,建立台账进行动态管理,及时开展信用评价结果的动态调整,并将评价结果和招投标挂钩。

四是坚持先行先试,高速公路设计标准化开花结果。依托潮惠、包茂高速公路两个项目,经过三年的广泛调研、深入研究、试验论证、专家评审,编制形成了《广东省高速公路设计通用图(参考图)》、以及《广东省高速公路设计标准化管理办法》、《指南》等配套管理办法和规程等系列成果。

五是坚持严格把关,勘察设计咨询审查不断增强。推行“双院制”咨询审查、专家审查并行,近几年设计咨询审查在深度和广度上有了很大提高,较好的把住了设计审查关,为政府决策、审批提供了有力的技术支撑。逐渐完善了咨询审查各项制度,强化了设计管理手段,提高了设计质量,减少了设计变更,合理控制了工程造价。

二、公路勘察设计工作中存在的主要问题

与国内外先进建设经验相比,我省公路勘察设计工作还有较大提升空间,主要有如下几点:

一是总体设计一致性协调不足。主要表现为:总体设计原则与技术指标不够统一,具体细则设计、主要构件设计不够统一,很多总体设计单位未起到总体设计的作用,仅是“简单汇总”;总体设计未能很好落实,存在各自为“政”,线形设计生搬硬套,造成路线与环境协调不够,斜陡山坡开挖架桥;桥隧服从路线,动辄就是特大跨径桥、特长隧道,桥隧比例高,增加了工程造价。

二是生态环保设计理念落实不够。我省高速公路不断向山区延伸,生态环境要求越来越高,而目前设计山区线形设计与生态环保线形协调性不足。造成对沿线生态环境影响大,圪工砌体、锚杆锚索防护工程成为主流防护方案,自然、绿色、生态的理念逐渐被弱化。

三是地勘外业调查深度不足。地勘与设计脱节,勘察成果不能指导设计。小桥涵、线外及附属工程的外业调查马虎,个别甚至与实际情况完全不符。有些项目设计者专业知识障碍和隔阂,不能很好地利用地勘资料。

四是设计质量通病依然存在,精细化设计不够。设计“制作”多于“创作”、“粗放”多于“精细”。有特色的设计少,照抄照搬现象较多。桩基钢筋含量高,隧道超前支付越来越保守,交通工程未能与路段的运营管理模式有机地结合等。

五是增加造价的设计变更有上升趋势。除赶工、征地拆迁及不可抗力等延误或影响等因素外,施工图设计深度、地勘深度不足引起的变更

比较集中。

六是勘察设计管理力度不够。个别设计单位履约意识不强,内部质量保证体系不健全,设计质量负责人不明确,人员素质参差不齐,造成设计深度不足。

此外,变更设计管理混乱,报批滞后,个别业主采取“先斩后奏”做法,变更后不按基建程序报批,待工程建设完毕后再上报设计变更,有些项目甚至通车几年还未完善手续,迟迟不能竣工验收。

三、增强责任感和使命感,提升绿色生态公路设计理念和水平

党的十八大将生态文明建设纳入中国特色社会主义事业总体布局。习近平总书记指出:保护生态环境就是保护生产力,改善生态环境就是发展生产力,决不以牺牲环境为代价去换取一时的经济增长。具体到我们在推进高速公路建设时,更加要重视抓好生态文明建设,切实增强责任感和使命感,要牢固树立尊重自然、顺应自然、保护自然的生态文明理念,提升环保意识,尽可能减少公路建设对自然环境造成不良影响,尽最大努力进行生态环境恢复,构建公路与生态环境和谐发展的现代化新思路,践行生态文明理念落实在勘察设计工作中。

(一)强化公路功能与环境保护并重,着力绿色生态公路设计。

要处理好公路主题工程与生态环境保护之间的关系,建立线形设计与自然环境线形相互适应协调,尽可能采用曲线顺应山区地形,做到适应山区地形的自然性设计,注重生态环境的保护性设计,避免造成大填大挖,桥隧比例高,避免与沿线自然环境不适应,人为的造成工程设计浪费。

(二)强化山区公路总体设计,着力创作设计和灵活设计。

树立绿色生态设计理念,必须坚持做好山区公路总体设计。要处理好路线设计与路基、桥

梁、隧道、互通立交等设计关系,协调好各分项工程设计,科学确定工程规模,合理控制造价。

(三)强化地质勘察管理,着力做好外业调查。

初测、定测及地质勘察资料是工程设计的基础和依据,直接影响工程方案的确定和结构安全。特殊及不良地质条件直接影响工程技术方案。要消除地勘工作就是钻探的误区。地质勘察是一项综合外业工作,地勘资料收集是一个循序暂进的过程,要从区域地质基本情况、遥感地质、地表调查、物探等各种手段逐渐掌握区域地质基本情况,根据工程要求,才用钻孔探明。强化地质勘察管理工作,重点提高地质勘察工作质量。

(四)强化设计标准化管理,着力标准化体系建设和完善。

加强设计标准化成果维护管理,结合成果推广运用情况,积极总结经验,适时更新完善相关通用图纸等,尽快补充完善现浇箱梁、路基、波纹管涵洞等研究工作,深化完善标准化研究系列成果,积极推进设计标准化和施工标准化的无缝对接,切实将设计标准化理念落到实处,为我省乃至全国高速公路标准化建设管理做出新的贡献。

(五)强化勘察设计管理,着力做好工程变更设计审查。

项目业主加强设计管理,重视工程设计审查核对工作,及时解决发现的存在设计问题,切实减少工程变更。加强设计变更管理,特别重视增加造价的较大、重大工程变更初审关,切实把好内部审查关,严格变更费用审查。切实提高申报和审批效率,力争工完账清,解决好变更审批滞

后顽疾。

(六)强化国道改造示范引领作用,着力做好改造工程设计。

公路大修养护工程应认真坚持低碳、环保、循环利用原则,尽可能综合利用旧路材料;重视鼓励动态带案设计,施工单位联合设计单位带方案参加投标,节省工程投资。

(七)强化勘察设计市场管理,着力规范竞标择优原则。

进一步完善勘察设计招投标的方式和评标标准。坚持以设计单位业绩、设计人员能力以及对项目理解、投标方案质量为依据,综合择优选择勘察设计单位,通过竞争,择优选择有设计创新能力、有技术创造性的勘察设计单位。

(八)强化人才培养制度建设,着力勘察设计人才队伍建设。

勘察设计单位是知识密集型、技术密集型企业,做大做强必须依靠人力和智力资源。要把加强人才培养,作为提升设计理念、提高设计质量的重要抓手,积极创造条件,为优秀人才培训,设计专家大师成长提供机会,鼓励他们扎根勘察设计工作,安心钻研业务知识、提高业务水平。真正成为我省公路交通发展的科学技术带头人。要发挥勘察设计人才培养传帮带作用,注重中青年技术骨干的培养和选拔。要创新人才工作机制,营造一个吸引人才、留住人才、鼓励创新的氛围。特别是,刚刚毕业的年轻同志,要继承老工程师们的优良传统,要虚心向老师傅学习,勤学苦练,扎实工作,努力提高理论修养和政治素质,不断拓宽知识面,提高业务技能。

第十七届中国高速公路信息化研讨会

由中国公路学会主办、《中国公路》、《中国交通信息化》杂志社承办、江西省公路学会协办的“第十七届中国高速公路信息化研讨会”于2015年3月18日至3月20日在南昌举办。

会上,行业专家共同研讨了包括物联网、大数据、云计算等新技术在高速公路应用前景;高速公路信息化发展展望与应用需求;高速公路信息化技术发展趋势;智慧高速公路发展展望以及信息化管理、规划设计、联网收费、联网监控、高速公路运营节能等信息化前沿技术领域的内容。这个被誉为高速公路信息化行业的“奥林匹克”盛会也再次吸引了来自全国各地140多家高速公路信息技术企业参展,集中反映了近年来我国高速公路信息化装备技术和产品的最高水平。

主要内容如下:

- 1、高速公路信息化形势分析论坛;
- 2、信息化管理论坛;
- 3、综合技术论坛;
- 4、联网收费论坛;
- 5、ETC联网论坛;
- 6、计重收费论坛;
- 7、联网监控论坛;
- 8、新技术、设计创新、机电养护论坛;

9、技术产品展示会。

江西高速公路智能交通企业赣粤高速方兴科技在会上除展示“自测距滑动式无人值守发卡机、便携式手持收费机”等国内两项人性化设计产品外,还首次推出了国内首创的“高速公路特殊路段安全行车诱导系统”、“高速公路ETC应急刷卡屏”等最新技术理念新产品,被受到与会人员的极大关注。其中,“高速公路特殊路段安全行车诱导系统”是针对多雾、多雨、高速公路岔道口、道路急转弯和长上下坡、桥梁等事故多发路段而设计开发的诱导设备,并具备气象信息提示功能,保障司乘人员行车安全。“高速公路ETC应急刷卡屏”则是顺应我国高速公路联网收费管理发展需要,提高ETC车道自助刷卡通行效率,改进和提升高速公路应急管理水平。

2015年是我国交通运输信息化发展关键的一年,为进一步提高高速公路信息化建设、管理和服务水平,必须加强同行间的经验与技术交流。要以智慧交通为主战场,大力提升交通运输信息化智能化水平,积极推进移动互联网、物联网、大数据等现代信息技术在智慧公路中的应用。

(姚杰 报道)

《公路工程技术标准》(JTG B01-2014)宣贯培训

为了适应公路交通事业的发展,交通部对《公路工程技术标准》进行了修订,并于2015年1月1日颁布了2014版本;为了使本省公路行业加深对标准的理解,广东省公路学会于2015年4月9日,在广州市举办了《公路工程技术标准》(JTG B01-2014)宣贯培训,各相关单位管理及技术人员参加了本次宣贯培训。

宣贯培训由标准编制的相关专家主讲,对规范编制背景、编写原则、基本思路及特点进行深入解读,对主要修改条文及条文说明、新旧规范对比分析及使用注意事项进行了说明。

一、本次标准的修订,充分体现“综合交通、智慧交通、绿色交通、平安交通”理念,明确公路建设首先以功能为基本原则,其次才是交通量、

地区特点等来确定技术指标,提出公路六种功能分类以及对应的技术等级。

二、对一些技术指标进行弱化,让交通建设相关单位充分发挥灵活设计:对设计速度、运行速度、限制速度关系进行明确,指出设计速度是基准速度是技术指标,运行速度是管理指标;对中央分隔带的宽度不再提供明确指标;对行车道、路肩指标可根据服务功能进行灵活设计;对兼顾市政功能的公路提供了指导性原则。

三、对一些指标、原则进行了修改、完善,如各级公路交通量、增加了设计车辆、调整了服务

水平分类、提出低等级公路设置慢车道概念、长陡纵坡进行安全评价设计并取消中间设置缓坡、小跨径结构物车道荷载调整、隧道洞内经比较后可设置在缓和曲线段、对管线与路线交叉要求进行调整、服务设施的设置间距可进行灵活设计等。

通过此次宣贯培训的举办,使相关人员迅速了解新旧规范的变化,掌握新规范的要点,对新规范在全国范围快速推广并执行起到了促进作用。

(梁志勇、程正刚、王钊 报道)

《城市道路交通标志和标线设置规范》(GB51038-2015) 宣贯培训报道

为使各方充分了解新编制的《城市道路交通标志和标线设置规范》(GB51038-2015)的编制目的及相关具体规定,并对城市道路交通设施设计实例进行讲解,中国勘察设计协会于2015年6月6日至7日,在上海市举办了《城市道路交通标志和标线设置规范》(GB51038-2015)宣贯培训及城市道路交通设施设计及实例分析技术交流研讨会,各相关单位管理及技术人员参加了本次宣贯培训。

《规范》宣贯培训部分邀请上海市工程设计研究院总工、副总工(《规范》主要编写人)主讲,各位专家主要针对规范编制背景、编写原则、基本思路及特点进行深入解读,对《规范》新设置的条文及条文说明、对比GB5768的使用注意事项进行了说明,并在会后进行了现场交流

及解疑。

此外主办单位还邀请了《城市道路交通设施设计规范》的主编人对城市道路交通设施进行了应用实例讲解及交流。主要以上海虹桥交通枢纽的交通组织及设施设置为实例,同时对各类的交通安全护栏、护垫等设施的最新技术进行了介绍及交流。

通过此次宣贯培训研讨,使相关人员迅速了解新《规范》的主要内容,掌握新《规范》与GB5768的区别与协同使用的要点,同时了解到了城市道路交通设施的最新设置设计理念及技术,为进一步提高城市道路交通设施的设计质量积累了新的经验。

(徐俊德 报道)

我司与湖南省交通规划设计院 展开城市立交设计技术交流

5月7日至8日,湖南省交通规划设计院一行17人在张贵明副总工的带领下来我司参观考察并展开城市立交技术交流。

7日下午我司技术质量部王强副总工带领湖

南院一行考察了由我司设计的广清高速广清立交桥、东新高速东沙立交桥、南二环高速鱼窝头立交。



8日上午,梁立农总工程师代表公司致欢迎辞,随后由五分公司郭文华总工详细介绍了广清立交的设计要点、三分公司卢绍鸿总工介绍了南二环高速鱼窝头互通立交折形腹板设计要点、四分

公司万志勇总工介绍了虎门二桥大高差互通立交设计要点。双方技术人员就相关立交设计展开探讨,公司王景奇副总工也详细解答湖南院同行的各种问题。



(刘祥兴 报道)