

广东公路勘察设计

(季刊)

2014 年 3 月 30 日出版

2014 年第 1 期

(总第 153 期)

内部资料 免费交流

登记证编号: 粤内登字○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: 胡 浩

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: 58026234@qq.com

印刷单位: 广州广卫印刷厂

封 面: 广东云浮(双凤)至罗定
(替滨)高速公路

目 次

桥梁工程

梯形多室宽箱梁上部结构设计研究 宁 立 郭文华(1)

虎门二桥坭洲水道桥索塔结构设计

..... 马玉全 孙向东 陈枝洪(5)

变高度连续梁式桥设计应注意的问题 胡正涛(12)

道路工程

高速公路改扩建工程纵坡设计 陈星光(15)

受限条件较多的山区高速公路枢纽立交设计方案研究

..... 刘健汉(18)

隧道工程

公路隧道通风系统“沿程压力损失系数”取值研究

..... 温玉辉(22)

广明高速公路祈福隧道主体结构工程设计 罗立娜(28)

交通工程

佛开高速公路改扩建工程路面施工阶段交通组织方案

及关键性问题分析 占 辉 李宇春(32)

高速公路计重收费改造工程的分析 黄宇东(36)

京珠北高速公路监控中心高清数字化改造方案研究

..... 关小杰(38)

工程勘测

高等级工程控制网坐标系统的选取与平差计算方法

..... 喻 雄(42)

信息专栏

首届水下隧道建设与管理技术交流会报道 (44)

第七届(2013 年)沥青路面养护技术论坛报道 (45)

项目管理与总体协调知识专题讲座报道 (46)

全国桥梁建设暨港澳大桥技术创新交流研讨与现场

观摩会报道 (46)

高边坡(滑坡)工程治理与深基坑工程技术应用及若干疑难

问题解析高级研讨班报道 (47)

曾兆庚厅长在 2014 年全省交通运输工作会议上的讲话

摘选 (48)

梯形多室宽箱梁上部结构设计研究

宁 立 郭文华

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 肇花高速公路部分路段采用梯形多室宽箱梁。该梁标准跨径 35m, 梁截面宽 33.2m, 结构纵、横向尺寸比接近 1:1, 空间效应明显, 纵、横向耦合效应不可避免, 力学特征与常规箱梁存在差异。在杆系有限元模型基础上, 通过空间实体有限元模型对一联标准梁段进行了分析, 得到结构总体承载能力水平、腹板剪力、截面弯矩、剪力滞效应等结构主要力学特征的分布规律, 以优化结构设计。

关键词: 梯形多室宽箱梁; 剪力; 弯矩; 剪力滞效应

珠江三角洲地区环线高速公路, 中国国家高速公路网编号为 G94。环线起点在香港, 途经深圳、东莞、(广州)增城、花都、(肇庆)四会、(江门)鹤山、新会、中山、珠海、澳门, 最后返回香港, 形成一个大环圈。环线组成部分黄岗(肇庆)至花山(花都)段位于广东省中部珠江三角洲, 路线途经肇庆市四会市、肇庆高新技术产业开发区、佛山市三水区及广州市花都区。起点与江门至肇庆高速公路主线终点顺接, 终点与机场北延线及施工中的广乐高速公路相接。路线呈东西走向, 按双向六车道标准建设, 全长约 60.921km。项目 K47~K49 桩号范围北侧有多个大型高档住宅小区, 南侧为狮岭镇的城市新区, 城市化程度高, 对桥梁景观要求高。在此路段范围, 采用造型美观的 35m 跨梯形多室宽箱梁, 箱梁断面总宽 33.2m, 桥墩处外悬臂长度为 12.85m, 其横向宽

度为国内同类桥型之最, 结构受力状态极为复杂。因此, 需要对该种结构形式进行详细分析研究。

1 结构简介

1.1 结构尺寸

35m 跨梯形多室宽箱梁标准跨径组合为 $3 \times 35\text{m}$, 采用逐孔施工方案。桥梁结构采用单箱五室断面, 梁高 2.4m。断面顶板宽 33.2m, 底板宽 14.25m, 斜腹板水平投影长 4.975m, 悬臂长 4.5m。悬臂厚度由外缘 0.2m 变化至根部 0.7m。两个边室的顶板和斜腹板厚度均为 0.25m。中间三室的顶板、底板厚度分别从跨中 0.25m 变化至支点 0.5m、0.55m; 中腹板厚度从跨中 0.5m 变化至支点 0.7m。跨中、支点断面如图 1。

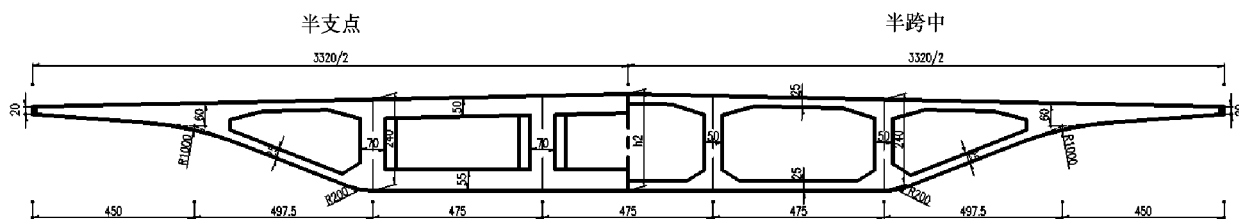


图 1 梯形多室宽箱梁横断面(单位:cm)

1.2 预应力体系

采用纵、横双向预应力体系。纵向设置了腹板束、顶板束和底板束。腹板共 16 束 $21\phi^{*}15.2$; 顶板共有 8 束 $12\phi^{*}15.2$ (腹板处)、4 束 $9\phi^{*}15.24$ (悬臂处)及中支点腹板加强短束, 其中边腹板加强束采用 $15\phi^{*}15.2$, 中腹板加强束采用 $9\phi^{*}15.2$;

底板束共 8 束 $15\phi^{*}15.2$ 、16 束 $5\phi^{*}15.2$ 。桥面板横向预应力由 $4\phi^{*}15.2$ 钢绞线组成, 一端采用 15BP-4 锚于距悬臂边 2.35m 处, 另一端为张拉端, 采用 15B-4 型锚具。顺桥向间距为 50cm, 张拉端交替布置。

1.3 下部结构

35m 跨斜腹板整幅箱梁采用 H 型桥墩,墩柱尺寸为 $2.2 \times 2.2\text{m}$ 。为尽量减小用地,桥墩横桥向总宽度由墩顶的 9.7m 宽通过 R6.25m 的圆弧段变化至 8.9m 宽,变化段长 2.2m。采用钻孔灌注桩基础。

2 结构分析

由于结构的特殊性,在设计过程中进行了两个层次的结构分析:通过平面杆系计算掌握结构

整体受力性能;在此基础上,通过实体模型对结构的应力分布情况以及多腹板受力不均匀等空间力学性能进行详细分析,以便充分、全面地了解该结构的受力性能,确保结构设计的合理性与安全性。

2.1 平面杆系有限元分析

通过杆系结构计算结果表明,结构施工过程中及使用阶段各项指标均满足规范要求,承载能力极限状态弯矩包络如图 2 所示,结构承载能力有一定富余,结构总体设计合理。

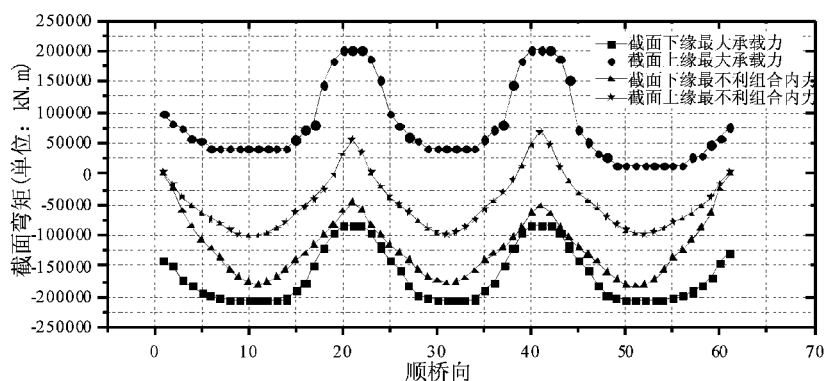


图 2 杆系模型承载能力极限状态弯矩包络图(单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$)

对于如此宽的箱梁,纵、横向耦合效应明显,在平面杆系模型的基础上,本文在以下几个方面进行了进一步的空间实体模型分析:(1)各腹板剪力的分配;(2)截面弯矩的分配;(3)截面剪力滞效应。

2.2 空间实体有限元分析

空间有限元分析采用 ANSYS 进行。建立 $3 \times 35\text{m}$ (一联)实体有限元模型。在空间模型计算中,宽箱梁均采用六面体或八面体实体单元模拟,并根据纵、横向预应力钢束的布置情况模拟了预应力的影响。荷载工况主要考虑成桥状态在恒载和预应力作用下结构的响应。

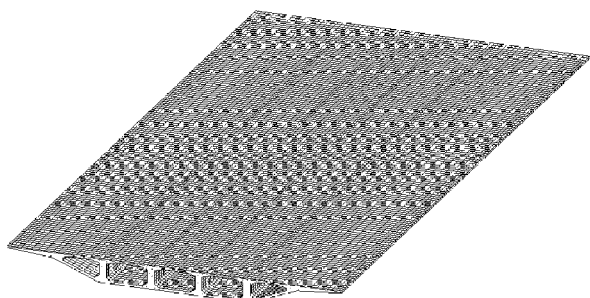


图 3 实体模型

2.2.1 腹板剪力分配

对于梯形多室宽箱梁,各腹板剪力的分配与支撑的横向布置位置及腹板自身刚度有关。同时,各腹板剪力的分配不但控制结构纵向抗剪承载力及腹板抗裂设计,而且对结构横向受力也起关键作用。因此,首先对腹板剪力传递情况进行分析。分析中,将截面的各直腹板区域划分为独立的抗剪区域。

从表 1 数据可以看出,在自重作用下,各直腹板的剪力占截面总剪力的比例依次为 22.7%、19.4%、19.4%、22.7%,直腹板剪力总和占截面总剪力的比例为 84.2%。

在纵、横向预应力钢束与结构自重共同作用下,各直腹板剪力占截面总剪力的比例依次为 21.6%、17.2%、17.2%、21.6%,直腹板剪力总和占截面总剪力的比例为 77.6%。

由此可见:四道直腹板是结构承受剪力的主要构件,各腹板受力较均匀,边腹板剪力略大于中腹板剪力。同时,由于纵、横向预应力提高了结构的整体刚度,增强其抗剪能力,在自重及预

应力共同作用下,各直腹承受剪力所占总比例下降 6.6 个百分点。

2.2.2 截面弯矩分配

对于梯形多室宽箱梁,以各道直腹板为中心的工字型断面是结构承受弯矩的主要构件。由

于本设计预应力布束方式以腹板束为主,腹板承受弯矩的能力是预应力布束的控制性因素。因此,对截面弯矩的分配需进行分析。实体分析中,将 4 道直腹板范围顶、底形成的断面作为抗弯分析构件,计算其承担截面弯矩的能力。

表 1 控制截面总剪力及腹板剪力分配表(单位:kN)

荷载类型	截面位置	总剪力	左边腹板	左中腹板	右中腹板	右边腹板
自重	中支点跨中侧	9038.3	2049.3	1755.2	1755.2	2049.3
自重 + 预应力	中支点跨中侧	3797.0	819.1	652.3	652.3	819.1

表 2 控制截面总弯矩及腹板弯矩分配表(单位:kN·m)

荷载类型	截面位置	截面总弯矩	腹板范围内弯矩
自重	中跨跨中	14952.3	11535.8
自重 + 预应力	中跨跨中	3538.5	2706.7

从表 2 数据可以看出,在自重作用下,4 道直腹板范围顶、底板形成的断面为主要受力区域,承担了 77%左右的截面弯矩,宽箱梁纵向束主要集中于此范围;在自重及预应力共同作用下,该范围提供 76%左右的抗弯承载力,纵向束明确地承担了结构

的纵向弯矩,结构布束位置合理,受力清晰。

2.2.3 截面正应力分布

自重作用下,跨中及支点控制截面上缘正应力沿截面横截面分布如图 4、图 5 所示。图中正值为拉应力,负值为压应力。

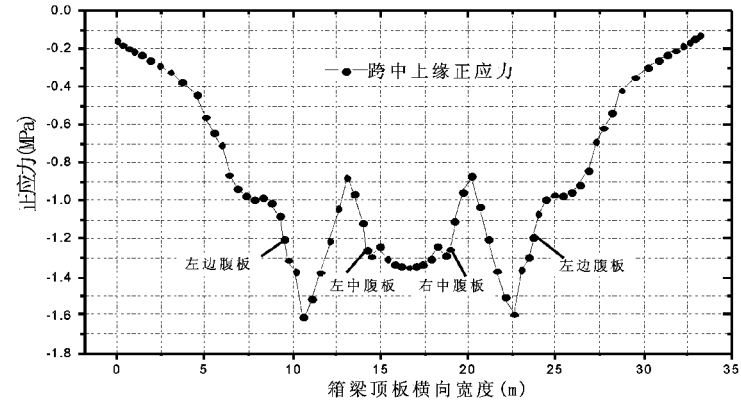


图 4 中跨跨中截面顶板正应力(单位:MPa)

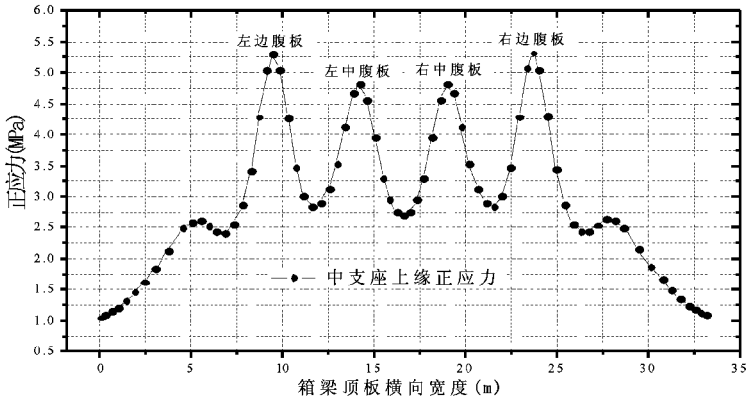


图 5 中支点截面顶板正应力(单位:MPa)

从图 4、5 应力沿横截面分布可以看出:在各控制截面,梯形多室宽箱梁正应力沿横向跨中对称且均匀分布。由此可知:梯形多室宽箱梁腹板间距布设合理且腹板刚度适当,使得截面整体性较好,有效地抑制了宽箱截面的畸变效应。在各控制截面,腹板位置处纵向应力接近,跨中断面,中腹板纵向应力较边腹板增大约 6%;支点断面,边腹板纵向应力较中腹板增大约 10%。结构整体传力途径明确,腹板受力较均匀,结构在总体上主要表现为纵向受力特征。

在跨中截面,压应力峰值出现于边腹板内侧与顶板相交梗腋处,由此位置至同一箱室顶板与中腹板相交梗腋处,压应力线性降低。导致该结果产生的主要原因是由于宽箱梁支座位于中腹板外侧,靠近应力线性下降点,由于宽箱梁具有明显的横向效应,支座外侧悬臂箱梁部分引起截面横向拉应力效应与纵向压应力效应耦合,使得靠近支座附近截面跨中纵向压应力效应降低。

在中支点截面,拉应力峰值出现于各腹板中心。同横向跨中点拉应力相比,边腹板支点处拉应力增大约 97%,中腹板支点处拉应力增大约 79%,截面剪力滞效应非常明显。同时,边腹板拉应力较中腹板增大约 10%,导致该应力差异的原因仍然是由于宽箱梁的横向效应,边腹板外侧部分箱梁悬臂效应通过边腹板传递至支座,由于边腹板自身具有一定的刚度,部分横向应力通过边腹板而纵向扩散,使得边腹板纵向应力效应增大。

3 结语

通过对肇花高速梯形多室宽箱梁的杆系及空间分析,主要得出以下结论:

(1)结构整体性较好,受力比较理想,承载能力有一定的富余,在总体上主要呈现纵向受力的特征。

(2)在恒载及预应力作用下,结构各直腹板区域为主要抗剪部位。一道直腹板承担了截面约 20% 的剪力,边腹板剪力略大于中腹板剪力。同时,由于纵、横向预应力提高了结构的刚度,增强其抗剪能力,在自重及预应力共同作用下,各直腹承受剪力有所下降。

(3)在恒载作用下,4 道直腹板范围顶、底板形成的断面为主要受力区域,承担了 77% 左右的截面弯矩。因此,设计中将结构纵向钢束主要集中于此范围内,纵向束明确地承担了结构的纵向弯矩,结构布束位置合理,受力清晰。

(4)结构腹板间距布设合理且腹板刚度适当,使得截面整体性较好,有效地抑制了宽箱截面的畸变效应,因此,结构纵向正应力沿横向跨中对称,未产生明显的畸变应力。

(5)由于截面较宽,剪力滞效应比较明显,同时,边腹板应力较中腹板应力大 10%。在设计中需考虑各腹板应力的差异,配束时需根据各腹板的实际应力水平采取差异化配束来指导结构设计。

参考文献:

- [1] 郭金琼. 箱形梁设计理论[M]. 北京:人民交通出版社,1991.
- [2] 苏继宏,周军生,陈炜. 多室薄壁箱梁腹板剪力分配规律分析 2004 年全国桥梁学术会议论文集[M]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [3] 王 晖,项贻强. 梯形多室箱梁横向内力计算方法研究[J]. 公路交通科技,2007,24(1):83-86.
- [4] 易祥军. 薄壁宽箱梁剪力滞效益研究[D]. 重庆:重庆交通大学,2006.
- [5] 沙丽新,陆元春. 飞燕弧形宽箱连续梁上部结构设计研究[J]. 中国市政工程,2008,2:14-16.
- [6] 朱 波,刘晓苹,黄锦源. 四跨一联预应力混凝土连续宽箱梁空间分析[J]. 城市道桥与防洪,2005,2:55-57.

虎门二桥坭洲水道桥索塔结构设计

马玉全 孙向东 陈枝洪

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 坭洲水道桥为主跨 1688m 双塔非对称式两跨连续钢箱梁悬索桥, 为世界上最大跨径的钢箱梁悬索桥, 索塔采用门式钢筋混凝土结构, 塔高 260m, 由下塔柱、下横梁、中塔柱、中横梁、上塔柱、上横梁组成。文章详细介绍了该桥索塔的设计思路和构造特点, 并采用 MIDAS CIVIL 2012 专业桥梁分析软件建立全桥三维空间杆系有限元模型, 对索塔结构进行计算, 结果表明塔柱及横梁的应力、强度均满足规范要求。

关键词: 悬索桥; 索塔; 横梁; 群桩基础

1 概述

虎门二桥工程位于经济发达的珠三角核心城市广州, 项目起于广州市番禺区东涌镇, 顺接南二环高速公路, 同时与广珠北线高速公路连接, 经广州市番禺区、南沙区, 并先后跨越大沙水道、海鸥岛、坭洲水道后, 穿越虎门港进入东莞市沙田镇, 终点与广深沿江高速公路相接, 并预留东延穿越厚街镇、大岭山至寮步镇出口。虎门二桥工程上游距珠江黄埔大桥约 20km, 下游距虎门大桥约 10km。本项目的建设, 对于缓解虎门大桥交通压力、改善珠江番禺两岸交通流结构、完善广东省高速公路网、保障珠江两岸交通安全, 均衡珠江两岸

经济发展、促进珠江西岸经济崛起、实施广东省《珠江三角洲地区改革发展规划纲要》将起到至关重要的作用。

本项目主线采用高速公路标准, 设计速度 100km/h, 双向八车道, 桥梁宽度为 40.5m, 荷载标准为公路 I 级。主线全线均采用桥梁方式建设, 共设置跨海特大桥两座, 分别是: 坭洲水道桥和大沙水道桥。其中坭洲水道桥采用 658 + 1688m 两跨连续钢箱梁悬索桥, 为目前中国第一跨径、世界第二跨径的桥梁, 为目前世界最大跨径的钢箱梁悬索桥。桥型布置图如图 1 所示。

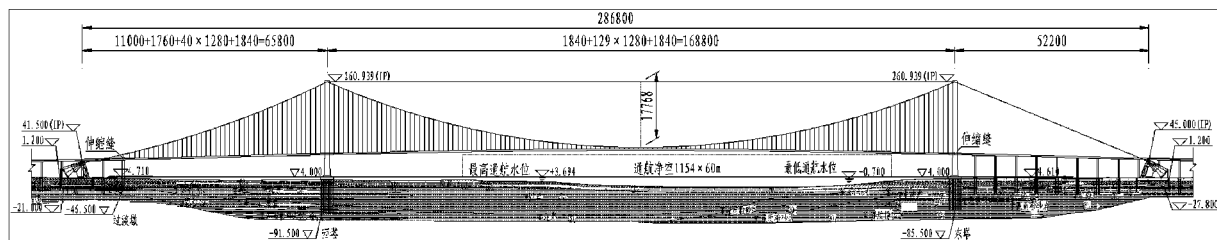


图 1 坭洲水道桥桥型布置图

2 索塔形式的选择

悬索桥桥塔一般采用单层或多层框架结构, 框架由两根立柱和若干道横系梁组成, 立柱可以竖直也可以倾斜, 当采用连续加劲梁时, 一般做成倾斜便于加劲梁通过。

根据悬索桥索塔的受力特点, 塔柱及横梁的断面形式均采用箱形断面。塔柱外形既要考虑抗风性能的要求, 以避免风致涡激振动, 又要考虑景

观的要求。塔柱断面一般都做成带倒角多边形、圆倒角多边形或直线形、圆曲线和局部装饰构造组成的复合断面。这些构造的特点就是抗风性能好, 在景观上满足不同风格要求。

索塔横系梁的设置主要视桥塔的横向刚度和景观要求而定, 塔较高时, 为了增加塔的横向刚度, 可多设几道, 一般桥面下的横系梁受力较复杂, 既要承受边跨荷载又要承受主跨荷载, 需设置得强一些。塔高或塔顶标高是由通航净空、垂跨

比、加劲梁高及吊索长决定,其中通航净空、垂跨比是主要因素。索塔横梁断面一般均设置成直线多边形或圆角多边形断面,也可以设置装饰板或将横梁做成曲线形,以增加景观效果。

坭洲水道桥索塔采用框架式门形索塔,塔柱顶端向桥梁中心倾斜,并且下横梁顶面以上塔柱斜率相同,塔柱断面采用圆倒角八边形,且根据结构受力特点,上、中、下塔柱断面采用不同壁厚,塔柱共设三道横梁,横梁断面也采用圆倒角八边形,塔柱及横梁具体构造尺寸详见下节。

3 索塔设计

3.1 塔柱结构

框架式门形塔高 260.0m,塔柱采用两个对称轴的空心薄壁断面,下塔柱横桥向外侧面斜率为 1/26.687,内侧面竖直,顺桥向侧面斜率为 1/30.571;上、中塔柱内外侧面横桥向斜率均为 1/53.250,竖桥向为竖直。门式塔塔高 260.0m,塔柱采用有两个对称轴的空心薄壁断面,塔柱在横梁、塔底等受力较大的区段设置加厚段,下横梁顶板设置纵向隔板,主索鞍下 7.5m 高度范围为实心段,塔柱底设置 3m 高实心段。为提升索塔景观效果及抗风性能,塔柱及横梁均采用带圆倒角箱形断面,塔柱四角设半径 1.5m 的圆弧形倒角,横梁四角设半径 0.5m 的圆弧形倒角。塔柱截面尺寸为:塔顶至下横梁范围均为 8m(横桥向)×12.5m(顺桥向),下横梁至塔底为 8m(横桥向)×12.5m(顺桥向)~10m(横桥向)×16m(顺桥向)。根据受力计算,壁厚分别采用 120cm(上塔柱)、160cm(中塔柱上端)、220cm(中塔柱下端及下塔柱),索

塔塔柱构造尺寸均经过精心设计选择,以保证塔柱在施工期间具有所需要的刚度和强度,同时使塔柱在最后的阶段保持足够的柔度,以适应主缆由汽车荷载与温度变化引起的变形,而不致产生过大的约束力,同样考虑到支撑主索鞍所需要的空间和美观要求。索塔结构形式如图 2~5 所示。

索塔共设上、中、下三道横梁,为提升索塔整体美观,塔柱横梁采用圆弧型设计,上、中横梁中间高 9m,端部高 12m,中间由顶底面两段圆弧过渡,上横梁宽 6.5m,中横梁宽 7.5m,上横梁腹板及顶、底板厚 1.0m,中横梁腹板及顶、底板厚 1.2m;下横梁中间高 13m,端部高 15m,中间由底面圆弧过渡,下横梁顶面为直线,下横梁宽 8.0m,下横梁腹板及顶、底板厚 1.5m,下横梁顶板内侧在抗风支座垫石及阻尼器垫石位置设置未上下贯通的加劲肋。上、中、下横梁均为预应力混凝土结构,上横梁共设置 56 束 15-22 钢绞线,中横梁共设置 76 束 15-22 钢绞线,下横梁共设置 112 束 15-22 钢绞线。

塔柱在全高范围内截面外圈在竖向配置双层 $\Phi 40\text{mm}$ 的钢筋,内圈竖向配置一层 $\Phi 32\text{mm}$ 的钢筋,水平配置 $\Phi 20\text{mm}$ 的箍筋;在塔顶实心段分别设置 $\Phi 25\text{mm}$ 、 $\Phi 20\text{mm}$ 水平钢筋网,在塔底实心段分别设置 $\Phi 25\text{mm}$ 水平钢筋网。

为把横桥向风力等水平力传给主塔,在加劲梁端部下端设置两个牛腿,形成倒凹榫,在索塔下横梁中部相应地设一水平凸榫,两榫相对处设置一对抗风支座。抗风支座除限制主梁在支座处的横桥向位移外,对主梁的其它自由度均无约束。

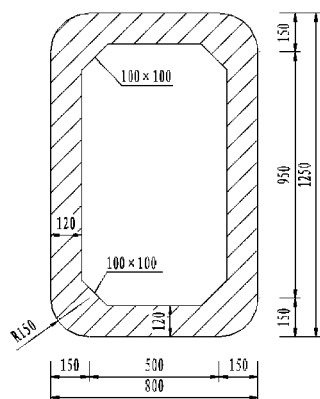


图 2 上塔柱断面

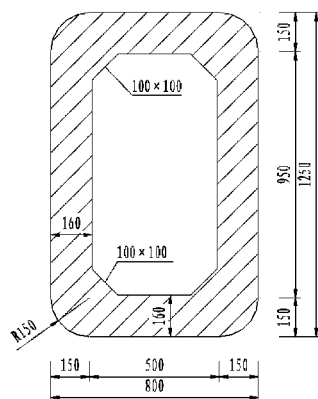


图 3 中塔柱断面

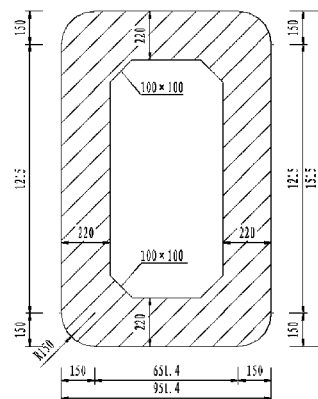


图 4 下塔柱断面

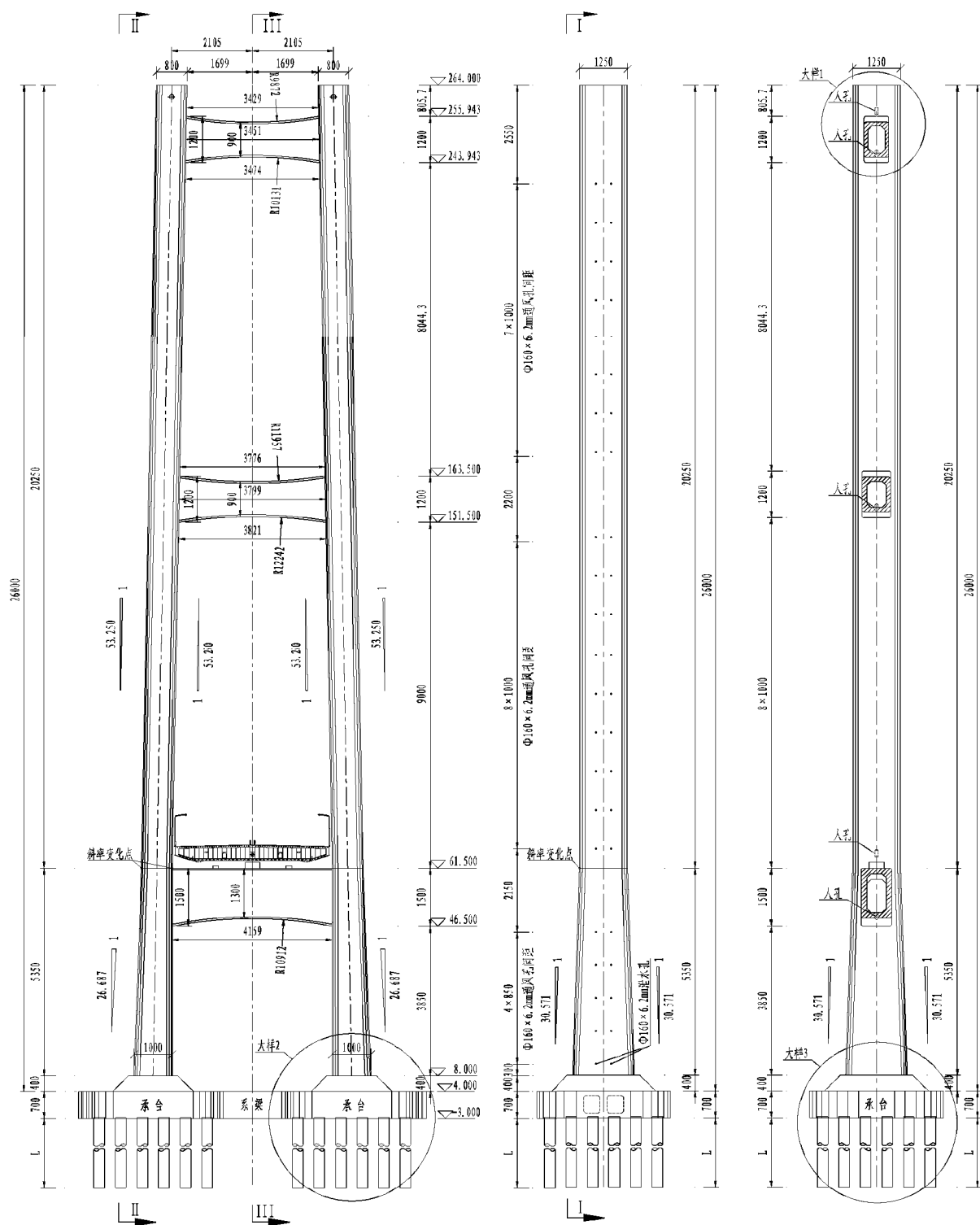


图 5 坭洲悬索桥索塔立面布置

3.2 索塔基础

根据索塔塔位的地形、地质、水文和环境等自然因素以及岩层情况,设计采用群桩基础,单桩直径为 $\phi 2.8\text{m}$ 。索塔每个塔柱下横桥向及顺桥向均布设 6 排,共 32 根。承台布设为圆端哑铃型,平面总尺寸

为 $90.43(\text{横桥向}) \times 34.8(\text{顺桥向})$,承台厚 7m ,承台系梁宽 14m ,与承台等厚,承台顶标高 4m 。塔座为一个棱型台,西塔塔座底面为 $21\text{m}(\text{横桥向}) \times 27\text{m}(\text{顺桥向})$,顶面为 $13\text{m}(\text{横桥向}) \times 19\text{m}(\text{顺桥向})$,厚度为 4m ,塔座顶标高为 8m ,基础构造图如图 6 所示。

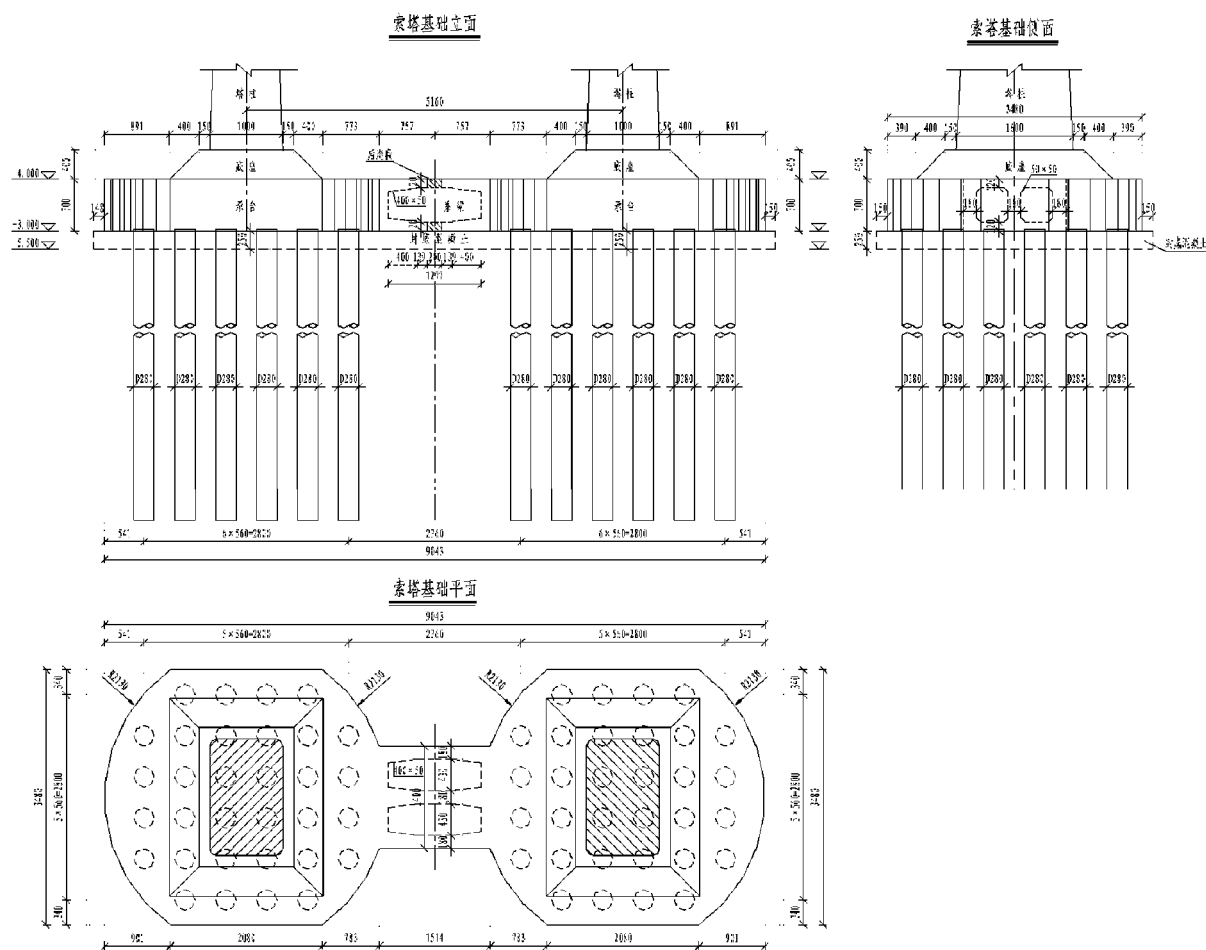


图 6 坭洲悬索桥主塔基础构造图

4 索塔计算

4.1 计算图式及计算阶段划分

塔身包括塔柱及横梁两部分,所受的荷载分为顺桥向和横桥向两部分,受力阶段分为施工阶段和使用阶段。其中塔柱由成桥使用阶段控制设计,横梁由使用阶段横向荷载控制设计。

在施工阶段,顺桥向塔身计算时将其视为塔

底固结的悬臂梁,横桥向塔身计算时将其视为框架结构,以塔柱底为固结点。

在使用阶段,顺桥向和横桥向塔身计算纳入全桥整体计算,将其视为塔底固结塔顶铰的悬臂梁,横桥向塔身计算时将其视为框架结构。

4.2 有限元模型

利用专业桥梁分析软件 Midas Civil2012 建立全桥有限元模型,有限元模型如图 7 所示。

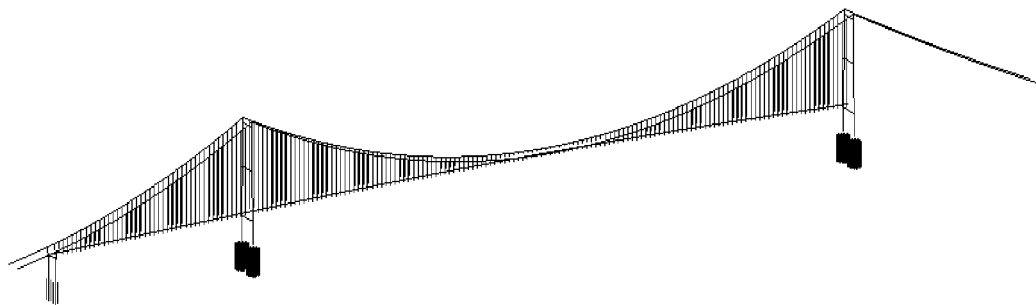


图 7 坭洲水道桥有限元模型

4.3 计算荷载及荷载组合

4.3.1 计算荷载

塔身主要承受由索鞍传下的垂直荷载及风荷载、温度荷载所产生的顺桥向和横桥向水平荷载。计算中所考虑的荷载有:恒载、活载、温度荷载、风荷载、船撞荷载、地震荷载。

4.3.2 荷载组合

根据塔的总体受力特点,取如下荷载组合:

组合一:恒载 + 活载

组合二:恒载 + 活载 + 温度(含塔两侧日照温差 ± 5 度)

组合三:恒载 + 活载 + 温度(含塔两侧日照温差 ± 5 度) + 横向组合风

组合四:恒载 + 活载 + 温度(含塔两侧日照温

差 ± 5 度) + 纵向组合风

组合五:恒载 + 横向百年风 + 升温

组合六:恒载 + 纵向百年风 + 升温

组合七:恒载 + 船撞

组合八:恒载 + 地震

4.4 索塔计算结果

4.4.1 塔身

由于横桥向塔柱内力在塔底及横梁位置截面受力较大,横向验算时选取截面为:上横梁底截面、中横梁顶截面、中横梁底截面、下横梁顶截面、下横梁底截面、塔底截面。塔柱截面强度验算结果如表 1、表 2 所示。

(1)塔柱截面强度验算。

表 1 横向最大弯矩工况对应承载能力极限状态验算

计算方向	位置	控制荷载工况	横向最大弯矩对应内力组合			极限轴力(kN)					安全系数
			轴力(kN)	横向弯矩(kN·m)	纵向弯矩(kN·m)	轴心受压	横向偏心	纵向偏心	双向偏心	最小	
横向计算	塔底	恒载 + 百横风 + 温度	986040	1033063	68445	1837938	1486575	1820758	1475316	1475316	1.50
	下横梁下	恒载 + 百横风 + 温度	1066531	263245	482764	1562856	1550161	1487473	1475968	1475968	1.38
	下横梁上	恒载 + 百横风 + 温度	892757	945705	569883	1490031	1134502	1345673	1048834	1048834	1.17
	中横梁下	恒载 + 百横风 + 温度	734888	828590	252850	1263326	949266	1185166	904447	904447	1.23
	中横梁上	恒载 + 百横风 + 温度	615665	554132	276547	987864	779861	937901	748388	748388	1.22
	上横梁下	恒载 + 百横风 + 温度	511145	590767	38562	987864	727794	998685	733651	727794	1.42

表 2 纵向最大弯矩工况对应承载能力极限状态验算

计算方向	位置	控制荷载工况	横向最大弯矩对应内力组合			极限轴力(kN)					安全系数
			轴力(kN)	横向弯矩(kN·m)	纵向弯矩(kN·m)	轴心受压	横向偏心	纵向偏心	双向偏心	最小	
纵向计算	塔底	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	1106134	1628816	45830	1837938	1800910	1456319	1432974	1432974	1.30
	下横梁下	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	998470	1019104	164271	1562856	1586287	1337063	1354175	1337063	1.34
	下横梁上	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	888912	1010173	34089	1490031	1532926	1219312	1247887	1219312	1.37
	中横梁下	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	707838	575757	178859	1263326	1160988	1080382	1004649	1004649	1.42
	中横梁上	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	651226	523589	40057	987864	974962	875382	865236	865236	1.33
	上横梁下	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	531178	99700	157239	987864	924477	987202	923897	923897	1.74

(2)塔柱截面应力验算。
本索塔设计时所采用的混凝土压应力建议容许值如表 3 所示：

表 3 虎门二桥主塔设计混凝土容许压应力限值

项目	荷载组合	C50 混凝土容许压应力限值(MPa)	备注
虎门二桥主塔设计	主要组合	16.7	附加组合Ⅰ:1.20 附加组合Ⅱ:1.25 极限组合:1.30
	附加组合Ⅰ	20.0	
	附加组合Ⅱ	20.9	
	极限状态组合	21.7	

表 3 备注中的系数为对应主要组合容许压应力限值放大系数。

由于在进行混凝土容许应力验算时,采用的是构件截面应力,构件截面应力计算时考虑了何非线性影响的弯矩增大效应,因此,塔柱构件截面应力较塔柱整体模型中的名义应力有所增大。塔柱压应力以轴向为主,在考虑 20% 的非线性效应后,塔柱构件截面应力较整体干系模型中的名义压应力增大约 10% 左右。塔柱截面应力验算结果如表 4 ~ 表 7 所示。

表 4 塔柱截面主要组合作用下最大压应力汇总

截面类型	外轮廓尺寸(cm)		壁厚(cm)			最大压应力(MPa)	截面位置	控制工况
	横桥向	顺桥向	上塔柱	上塔柱	中塔柱			
塔柱	800	1250	120	160	220	16.3	下横梁上部	恒载+汽车

表 5 塔柱截面附加组合Ⅰ作用下最大压应力汇总

截面类型	外轮廓尺寸(cm)		壁厚(cm)			最大压应力(MPa)	截面位置	控制工况
	横桥向	顺桥向	上塔柱	上塔柱	中塔柱			
塔柱	800	1250	120	160	220	18.0	下横梁上部	恒载+汽车+升温

表 6 塔柱截面附加组合Ⅱ作用下最大压应力汇总

截面类型	外轮廓尺寸(cm)		壁厚(cm)			最大压应力(MPa)	截面位置	控制工况
	横桥向	顺桥向	上塔柱	上塔柱	中塔柱			
截面 2	800	1250	120	160	220	19.4	下横梁上部	恒载+汽车+升温+横向组合风荷载

表 7 塔柱截面极端组合作用下最大压应力汇总

截面类型	外轮廓尺寸(cm)		壁厚(cm)			最大压应力(MPa)	截面位置	控制工况
	横桥向	顺桥向	上塔柱	上塔柱	中塔柱			
截面 2	800	1250	120	160	220	15.6	下横梁上部	恒载+横向极限风荷载

上述各表中所列应力值为考虑几何非线性影响的塔柱构件截面压应力。

4.4.2 索塔横梁

(1)索塔横梁承载能力验算

索塔横梁为受弯构件,在总体计算模型中提取各横梁最不利组合对应的弯矩,根据横梁配束及配筋情况计算各横梁的抗弯承载力,横梁截面承载能力验算如表 8 所示。

根据上述计算可知,索塔横梁承载能力极限状态满足要求。

表 8 索塔横梁抗弯承载力验算

位置	对应组合	最不利弯矩(kN·m)	抗弯承载力(kN·m)	安全系数
上横梁	恒载+百横风+温度	790335	1086483	1.37
中横梁	恒载+百横风+温度	1280225	1575817	1.23
下横梁	恒载+百横风+温度	1496385	2871687	1.92

(2) 索塔横梁正常使用验算

利用有限元模型计算各横梁在短期荷载组合

作用下的截面上下缘应力,各横梁截面上下缘应力包络图如图 8~图 13 所示。

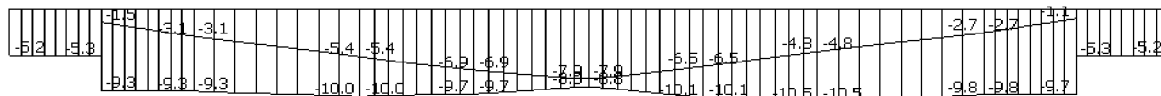


图 8 上横梁上缘短期组合应力包络图

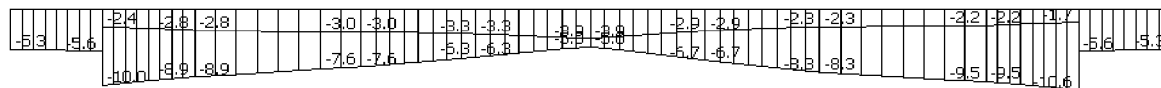


图 9 上横梁下缘短期组合应力包络图

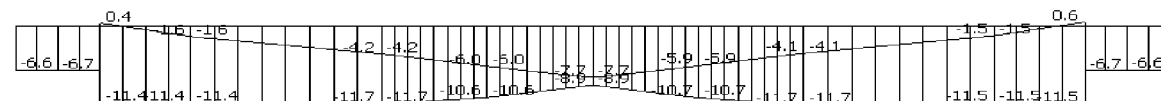


图 10 中横梁上缘短期组合应力包络图

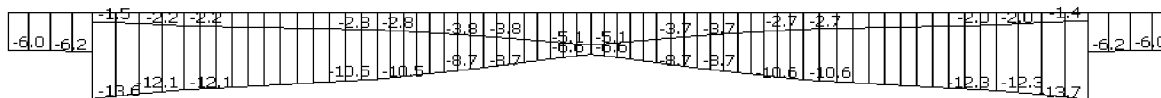


图 11 中横梁下缘短期组合应力包络图



图 12 下横梁上缘短期组合应力包络图



图 13 下横梁下缘短期组合应力包络图

根据上述计算可知,索塔横梁正常使用极限状态满足要求。

5 结语

悬索桥是主要由索塔及基础、主缆、主梁及锚碇基础组成的柔性结构体系。索塔为其主要组成部分,塔柱设计的合理与否决定着整个桥梁的结构安全性和受力合理性。由于悬索桥自身的受力特点决定了大部分悬索桥索塔均为直线型门式结构,索塔造型单一,无新鲜感。本桥索塔景观设计从横梁外形着手,经过多次优化比选,最终确定了圆弧型曲线横梁方案。

在坭洲水道桥索塔设计过程中,设计者采用空间杆系有限元模型对索塔整理进行模拟计算,得到塔柱纵横向最不利内力组合的总体计算结果,并根据计算结果对塔柱各关键截面及横梁进行强度验算及应力验算。通过对坭洲水道悬索桥各部分详细的受力分析,可以得到以下结论:

(1) 塔柱截面形式及尺寸选取合理,横梁截面

尺寸及预应力配置合适,结构具有一定的安全性和可靠性。

(2) 根据索塔的受力特性,索塔为具有超高长细比的偏心受压构件,其内力及应力计算应考虑几何非线性的影响。

(3) 索塔截面应力验算采用不同荷载组合对应不同容许应力放大系数的容许应力法,一定程度上体现了结构可靠度一致性的原则,避免了各种荷载组合采用单一安全系数的不合理性,在一定程度上保证结构安全水平的一致性。

参考文献:

- [1] JTG D62-2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [2] 潘世建,杨盛福.东航道悬索桥[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [3] 雷俊卿,郑明珠,徐恭义.悬索桥设计[M].北京:人民交通出版社,2002.
- [4] 周孟波.悬索桥手册[M].北京:人民交通出版社,2003.
- [5] 张铭.武汉阳逻长江公路大桥主塔设计[J].世界桥梁,2006,(1):9-12.

变高度连续梁式桥设计应注意的问题

胡正涛

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 变高度连续梁式桥, 由于设计和施工方面对一些问题的认识不足, 有部分在建或已建桥梁出现各种裂缝。本文主要从设计方面分析应注意的问题, 并探讨如何解决问题。

关键词: 变高度连续梁式桥; 设计

1 引言

随着公路基建的快速发展, 变高度连续梁式桥(包括连续梁、连续刚构、刚构-连续组合体系)以其设计理论明确、结构刚度大、外形简洁、伸缩缝少、行车平顺性好、建造费用相对较低、施工工艺成熟、后期运营维护费用少而得到广泛应用。但在运营阶段, 有部分预应力连续梁式桥会出现各种裂缝, 甚至跨中下挠过大。作者从设计角度认为, 是因为桥梁设计人员忽视了一些设计的细节问题, 从而导致桥梁的裂缝、下挠过大等问题的出现。

2 工程概况

以广东江门某一级公路上一座大跨连续刚构桥为例。由于是扩建项目, 桥跨必须与原桥桥跨对齐, 因而主桥桥跨组合为 $70 + 110 + 70\text{m}$ 。主梁采用变高度单箱单室截面, 顶板宽 12.8m , 底板宽 6.5m , 悬臂长 3.15m ; 拟定根部梁高 6.6m , 为主跨跨径的 $1/16.67$, 跨中梁高 2.8m , 为主跨跨径的 $1/39.3$, 梁高按 2 次抛物线变化; 腹板厚从跨中 45cm 变化到根部 70cm , 底板厚按 2 次抛物线变化; 跨中底板厚 30cm , 根部底板厚 90cm 。主墩采用薄壁空心墩, 墩身厚 3.0m , 宽与箱底同宽取 6.5m , 半幅桥下设 3.5m 厚承台, 承台下设 6 根 $\text{D}200\text{cm}$ 桩基。

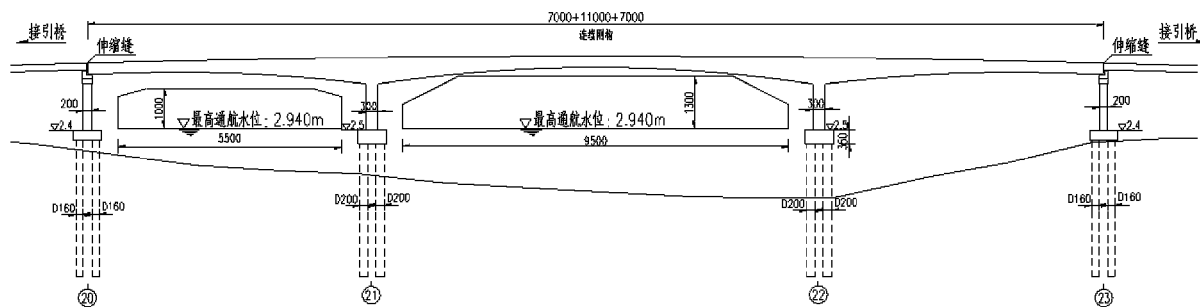


图 1 主桥桥型布置图

3 应注意的问题

3.1 梁高渐变规律问题

在变高度连续梁式桥发展的前期, 梁高多采用 2 次抛物线进行变化。工程运营后, 发现很多桥梁在主跨 $L/4$ 附近出现腹板斜裂缝的现象。于是设计人员逐步形成“通过降低抛物线次数来增大主跨 $L/4$ 附近的梁高, 改善截面应力状况, 并提高梁的刚度”的共识, 之后很多桥梁均采用了 1.6

- 1.8 次抛物线变化的变高度连续梁式桥。

本桥如采用 1.6 次抛物线, 梁高是增大了, 但同时会出现其他问题。如图 3 所示, 跨中附近的梁高变化较 2 次大, 即曲率半径较 2 次小, 中跨合拢钢束产生的径向力较 2 次大。结合本桥的纵曲线, 3.8% 的纵坡, $R = 4500\text{m}$ 的竖曲线, 在 1.6 次抛物线曲率的基础上还会增大曲率, 相当于降低次数, 中跨合拢钢束对底板越不利。因而本桥选用 2 次抛物线作为梁高变化曲线。

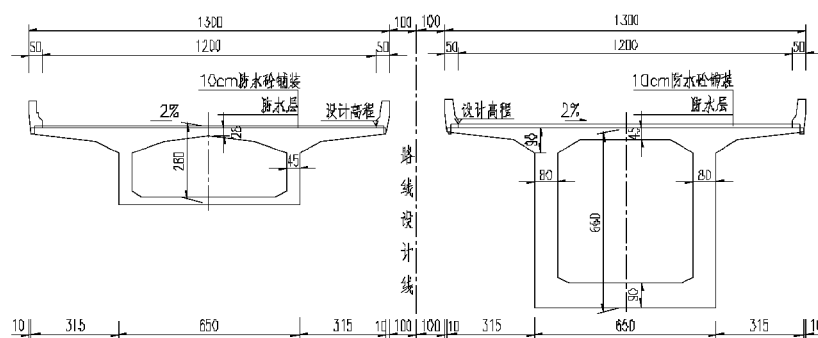


图 2 跨中、根部主梁横断面图

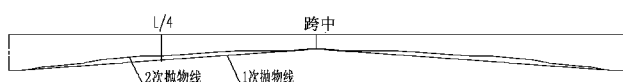


图 3 不同次抛物线梁高对比图

对由于采用了 2 次抛物线引起主跨 $L/4$ 附近的梁高相对 1.6 次降低产生的问题,可以通过增大腹板厚度、增大跨中梁高以及在跨中设置横梁的方法进行解决。

3.2 腹板钢束设置问题

在连续梁式桥设计中腹板布设下弯束式是必要的,特别是墩顶附近梁段,直线束的布设引起的预应力盲区的存在对箱梁腹板受力十分不利。如图 4 所示,上图墩顶梁段没有布设腹板下弯束,下图墩顶梁段布设了腹板下弯束。

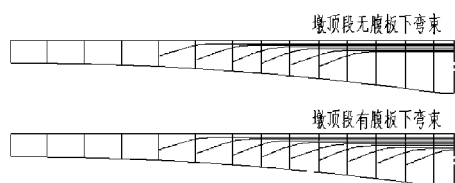


图 4 腹板下弯束示意图

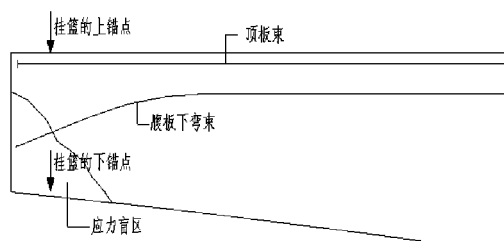


图 5 挂篮锚点及腹板下弯束示意图

由于预应力是通过一定的扩散角而逐渐均匀的传递给整个结构的,如腹板采用直线型布束或者墩顶附近梁段无下弯束,在截面的下缘存在应力盲区,且应力盲区随着截面高度的增大而增大。但采用挂篮悬臂施工时,大多数挂篮的上下锚点布置在钢束

锚固端附近,如图 5 所示。由于挂篮下锚点位于应力盲区内,此布置方式将在箱梁腹板内产生局部拉应力。因此在墩顶附近梁段也应布设下弯束,可减小应力盲区,同时还可以提供一定的预剪力。

3.3 合拢段横向钢束张拉问题

合拢段横向钢束张拉程序也是值得关注的问题,因为横向钢束的张拉也会影响到合拢段箱梁顶板纵向裂缝。

现在工地一般是在合拢段砼浇注前就已经将相邻梁段的横向钢束张拉完毕,在合拢段砼浇注完并达到张拉强度后再张拉合拢段横向钢束。文献【1】中提到另外一种张拉方案,即在合拢段砼浇注前,对相邻的一到两个梁段不进行横向钢束的张拉,待合拢段砼浇注完并达到张拉强度后,将合拢段和这些相邻的梁段横向钢束一并张拉。这个最后张拉区的长度记为 L ,如图 6 所示。

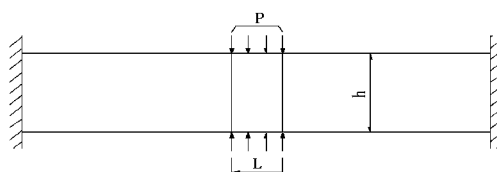


图 6 顶板横向钢束张拉计算模型

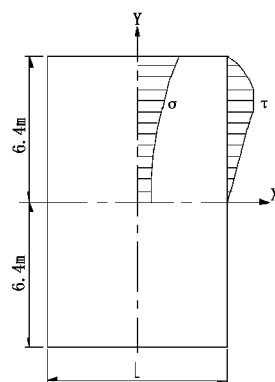


图 7 剪应力与预应力沿 y 轴分布

假定合拢段及相邻梁段长度均为 2m, 各梁段上的张力均为 $4 \times 390 \text{ kN}$ (钢束为扁锚的 $2 - \phi^{*} 15.2$), 则一个梁段设计的预应力为 $\sigma_m = \frac{P}{A} 2785 (\text{kPa})$ 。

图 7 为最后张拉区结合面上的剪应力 τ 以及纵截面上预应力 σ 的沿 y 轴的分布情况, 各点的应力见表 1。由图 7 与表 1 可见, 张拉区长 $L = 2 \text{ m}$ 时, 由于临近梁段的约束作用, 最后张拉区纵截面的预应力 σ 低于设计值 σ_m , 不到 30%; 张拉区长 $L = 10 \text{ m}$ 时, 这一比值为 90% 左右。由此可见, 增大最后张拉区长度可以提高该区段顶板纵截面上的预应力, 即可以减少合拢段顶板纵裂缝的产生的可能性。

3.4 预拱度设置问题

采用 2 次抛物线法对成桥预拱度进行设置是目前国内通行的做法, 作者认为这种方法存在一定问题, 成桥后桥面线形在墩顶位置会出现尖点, 不平顺, 不满足规范“预拱度设置应按最大的预拱值沿顺桥向做成平顺曲线”的要求。试想, 如果采

用正弦或余弦这种在墩顶附近的切线斜率为 0 的曲线进行预拱度的设置, 则可满足规范“预拱度设置应按最大的预拱值沿顺桥向做成平顺曲线”的要求。

表 1 剪应力、预应力沿 y 轴方向的值

$y(\text{m})$	$L = 2 \text{ m}$		$L = 6 \text{ m}$		$L = 10 \text{ m}$	
	$\tau(\text{kPa})$	$\sigma(\text{kPa})$	$\tau(\text{kPa})$	$\sigma(\text{kPa})$	$\tau(\text{kPa})$	$\sigma(\text{kPa})$
6.4	0	3101	0	3139	0	3142
6	745	2500	831	2912	671	2950
5	472	1610	685	2624	591	2794
4	254	1163	540	2403	479	2752
3	147	931	398	2191	361	2693
2	82	805	260	2031	376	2631
1	37	740	128	1936	121	2590
0	0	721	0	1904	0	2575

本桥跨径组合为 $70 + 110 + 70 \text{ m}$, 边中跨比为 0.636, 中跨跨中按照 $f = 12L/10000 = 0.121 \text{ m}$ 的经验设置预拱度, 边跨跨中按照 $f/4 = 0.03025 \text{ m}$ 设置预拱度。

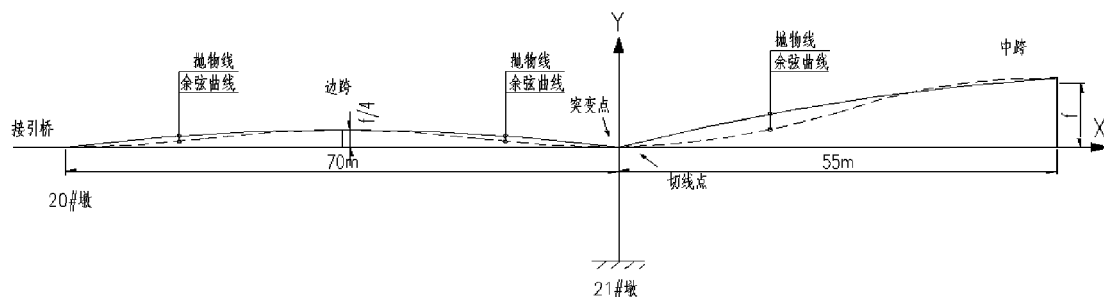


图 8 预拱度设置方法对比示意图

①按 2 次抛物线设置, 则:

$$\text{边跨 } y = -0.00002469x^2 + 0.001729x,$$

$$\text{中跨 } y = -0.00004x^2 + 0.0044x;$$

②按余弦曲线设置, 则:

$$\text{边跨 } y = \frac{f}{8}(1 - \cos x) = 0.015125(1 - \cos x),$$

$$\text{中跨 } y = \frac{f}{2}(1 - \cos x) = 0.0605(1 - \cos x);$$

从施工现场控制来看, 采用余弦或正弦曲线设置预拱度实际效果很好, 比较平顺, 是合理的一种处理方式。

4 结论

在连续梁式桥设计中应注意以下几个问题。

(1) 采用 2 次抛物线的梁高变化规律可以减少

小径向力, 但应根据 $1/4$ 跨处梁高处的抗剪验算结果确定是否需要加厚腹板、增大跨中梁高;

(2) 在墩顶附近梁段也需要设置腹板钢束, 以避免应力盲区;

(3) 合理增大合拢段横向钢束的张拉范围可以减少合拢段顶板纵向裂缝的产生;

(4) 采用正弦或余弦曲线设置预拱度可以减少线形的不平顺。

参考文献:

[1] 林元培. 桥梁设计工程师手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.

[2] 杨昀等. 弯桥与高墩[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011.

[3] 罗明等. 高墩大跨度连续刚构桥仿真模型及预拱度设置[J]. 四川建筑, 2009.

高速公路改扩建工程纵坡设计

陈星光

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 本文结合广东省广佛高速、佛开高速扩建工程项目实践, 总结高速公路扩建工程纵坡设计所需统筹考虑的主要因素并阐述其设计方法。

关键词: 高速公路; 改扩建工程; 纵坡设计

1 引言

近年来, 随着我国经济的快速发展以及交通量的增加, 越来越多的高速公路扩建工程被提到日程上来, 目前我省已完成和正在实施的高速公路扩建项目有广佛高速公路二次扩建工程、佛开高速公路扩建工程、广清高速公路扩建工程以及广三高速公路扩建工程等。高速公路扩建工程纵坡设计受原有路面纵坡、桥梁结构物、路面沉降、路面改造方案等影响, 相对新建高速公路而言受制约因素较多。扩建高速公路纵坡设计是在拟合原有路面纵坡前提下, 考虑上述制约因素对原有路面纵坡进行调整优化的结果。

2 纵坡设计原则

高速公路改扩建工程的纵坡设计应遵循以下原则:

(1) 由于左右幅路面状况、路面沉降、旧路改造方案、左右幅的桥跨布置等均有可能不同, 因此, 纵坡设计原则上应分左右幅独立设计, 以便于根据两侧不同情况进行具有针对性的调坡。

(2) 由于各个路段的路面状况、路面沉降、旧路改造方案均有可能不同, 因此纵坡设计应分段进行。为了保证纵坡设计的连续性和较高的设计指标, 应注意分段不宜过多。

(3) 由于改扩建工程纵坡设计受到的制约因素较多, 允许采用较低的设计指标, 但应尽量满足规范中极限值的要求。

(4) 纵坡设计应满足行车安全性和舒适性的要求。

3 纵坡设计主要影响因素

3.1 路面改造方案对纵坡设计的影响

高速公路改扩建工程中, 通常会对原有路面进行改造以延长其使用年限。对于旧路改造, 主要有两大类方案, 即对原有路面进行一定厚度范围内铣刨后加铺新结构层的铣刨加铺方案以及仅对原有路面进行简单处治后直接加铺的直接加铺方案。不管采用何种处治方式, 应明确改造后路面高程相对原有路面高程的理论抬高值, 纵坡应首先根据这个理论抬高值进行设计。

佛开扩建项目中采用直接加铺方案, 理论抬高值即理论加铺厚度值, 通过设计弯沉值、路面检测代表弯沉值计算得到, 表 1 为佛开扩建工程路面加铺厚度计算数据。

表 1 佛开扩建工程路面加铺厚度计算数据

代表弯沉值 (0.01mm)	计算原路 当量回弹 模量 (MPa)	理论加铺 厚度 (cm)	备注
38	431.6	7.1	累计当量轴次 5.475×10^7 , 按柔性基层计算并考虑施工条件取设计弯沉为 30(0.01mm)
40	410.0	9.4	
42	390.5	10.9	
45	364.5	12.7	

依据纵坡分段设计原则, 应根据旧路检测情况在小范围内 (1 ~ 2km) 进行分段, 并逐一计算各路段理论加铺最小厚度值 (当采用铣刨加铺方案时计算新路面相对旧路面理论最小抬高值)。参考各个路段计算的理论加铺最小厚度, 在更大范围内进行分段 (若各路段无明显区别可以大桥、特大桥为控制点分段), 并分段明确纵坡抬高最小

值。佛开高速公路扩建工程以潭州大桥和九江大桥为控制点,将全线 46.6km 分为三段。表 2 为其中第二段(即潭州大桥至九江大桥路段)中计算理论加铺厚度值数据。

表 2 小范围分段与大范围分段得到的加铺厚度值

潭州大桥至 九江大桥路段	小范围路段 理论加铺 最小值 (cm)	综合分析后 大范围路段 加铺厚度 (cm)
K9 + 606 ~ K10 + 000	6.2	综合分析各路段 计算理论加铺最 小值, 加铺 15.1cm 可满足 理论计算要求, 但考虑到路面施 工的适宜厚度以 及一定的安全储 备,因此将整个 潭州大桥至九江 大桥路段路面加 铺厚度定为 18cm,刚好可按 (4+6+8)cm 的 结构分三层施 工。
K10 + 000 ~ K11 + 000	9.3	
K11 + 000 ~ K12 + 000	12.8	
K12 + 000 ~ K13 + 000	15.1	
K13 + 000 ~ K14 + 000	13.8	
K14 + 000 ~ K15 + 000	9.8	
K15 + 000 ~ K16 + 000	14.8	
K16 + 000 ~ K17 + 000	14.1	
K17 + 000 ~ K18 + 000	10.2	
K18 + 000 ~ K19 + 000	5.2	
K19 + 000 ~ K20 + 000	8.9	
K20 + 000 ~ K21 + 000	9.5	
K21 + 000 ~ K22 + 000	14.8	
K22 + 000 ~ K23 + 000	11.7	
K23 + 000 ~ K24 + 000	14.6	
K24 + 000 ~ K25 + 000	8.1	
K25 + 000 ~ K26 + 311	10.7	

应当指出,纵坡设计原则上由路面加铺厚度制约,但纵坡同样影响路面结构,二者是相互作用、相互影响的关系。当局部路段理论计算加铺厚度较大,而纵坡设计上又无法实现时(如特大桥桥头处),路面结构即需要依据纵坡所能实现的加铺厚度设计,可考虑对该路段路面结构方案进行调整。

3.2 桥梁结构物对纵坡设计的影响

在高速公路改扩建工程中,路面加铺补强后,路面高程相对原有路面有较大幅度的提高(约 10 ~ 30cm),一般的桥面结构往往不能承受加铺层所增加的恒载作用,因此在桥头处往往要进行调坡处理。但对于结构物较多的项目,频繁调坡不仅造成较大施工不便,同时也对行车舒适性有一定影响。

近年来较流行的做法,同时也是佛开高速扩建工程中所采用的方法是:仅对大桥、特大桥桥头进行调坡处理,并采用较高标准进行微调;拉坡中不考虑中小桥及明涵,纵坡设计完成后,中小桥按照新的设计高程进行顶升,明涵则进行换板处理。由于纵坡设计不用考虑中小桥及涵洞的影响,大大降低了调坡频率,且在特大桥、大桥桥头采用较长路段内较高指标进行微调,完全可以保证行车安全性和舒适性。

纵坡微调的实质是在满足一定线性标准原则下在新旧纵坡之间插入一段调坡段,以使新旧纵坡能顺利衔接。桥头位置微调可分两种情况,第一种是桥头位于直线坡段内,第二种是桥头位于竖曲线内。当桥头位于直线坡段内时,微调示意图如图 1,调坡段长度为 L ,坡率为 i_0 。一般情况下,新纵坡是在原纵坡基础上统一抬高一个加铺厚度值,因此新旧纵坡相互平行,即 $i_1 = i_2, \omega_1 = \omega_2$ 。相关理论研究以及实践经验表明,纵坡微调中,坡差 ω 宜控制 0.1 ~ 0.3%,调坡段 L 宜控制在 60 ~ 120m^[2],调坡段中前后两个竖曲线宜径向相接,即 $T_1 + T_2 = L$ 。同时,由竖曲线计算公式可推导得到: $T_1/T_2 = R_1/R_2$, R_1, R_2 大致在 10000 ~ 60000 之间。

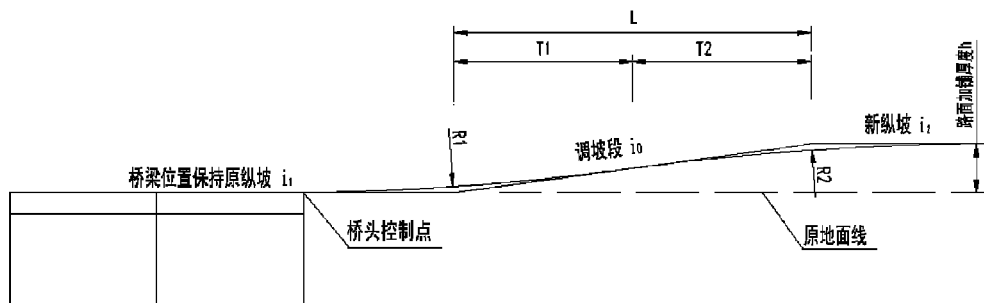


图 1 直线坡段内桥头纵坡微调示意图

当桥头位于竖曲线内时,微调示意图如图 2。以桥头位置作为控制点,通过调整切线以及半径(图中实线),使桥头位置新旧纵断面高差接近零。由于切线以及竖曲线半径不一致,新旧纵坡无法

做到完全吻合,但理论上可证明,在桥头附近较大范围($L = 50 \sim 100\text{m}$)内,新旧纵坡高差可控制在足够小的范围($< 2\text{cm}$)内,结合施工中对桥面铺装或桥头路面厚度进行微调,不会导致桥头跳车现象。

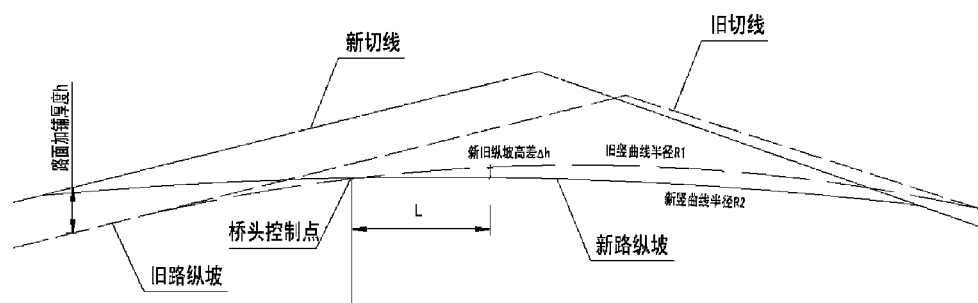


图2 竖曲线内桥头纵坡微调示意图

3.3 路面沉降对纵坡设计的影响

在高速公路改扩建工程中,原有路面产生沉降是经常会遇到的问题。纵坡设计中,针对路面沉降可分两种情况进行处理。第一种情况是,当路面沉降较小或沉降较大但沉降路段较短时,可不考虑沉降的影响,按路面纵坡最小抬高值进行纵坡设计,沉降路段仅相当于加厚了加铺层厚

度,可通过路面结构中的调平层进行调平。第二种情况是,沉陷路段过长过深(长度大于 100m,深度大于 15cm)的情况,若完全根据非沉陷路段纵坡最小抬高值设计将导致沉陷路段加铺层过厚,往往导致造价较高。针对该情况,可通过在沉陷区与非沉陷区之间进行微调,使沉陷路段的纵坡得到较显著改善,如图 3 所示,微调方法同上述。

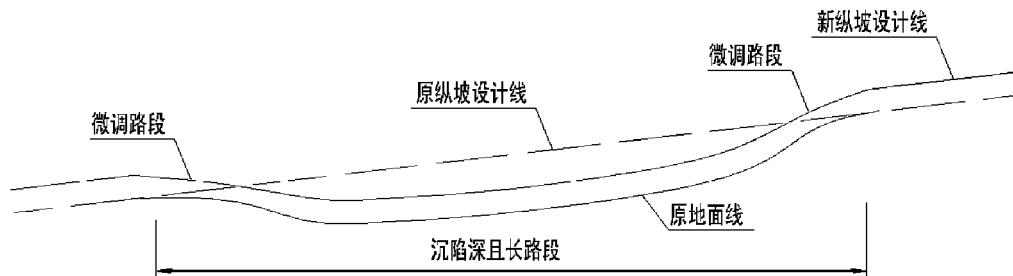


图3 沉陷路段纵坡微调示意图

4 纵坡设计方法

高速公路改扩建工程纵坡设计的实质,是在原有路面纵坡拟合的基础上,根据路面要求的加铺厚度进行抬高,对局部纵坡受限路段进行微调。具体设计可依据以下流程进行:

(1)先对原有纵坡进行拟合,纵坡拟合应以实测高程数据为基础资料。考虑到原有路面的沉降,纵坡拟合应尽量利用桥梁、明涵等结构物位置高程测点拟合直线以及竖曲线。同时,也可参照原路施工图纸或竣工图纸进行拟合。

(2)根据理论计算得到的路面分段抬高值,对拟合纵坡进行分段抬高。抬高过程中,不考虑中小桥、明涵的影响,对于特大桥、大桥应尽量在本阶段降低其高程,即尽量接近原有设计高程。

(3)对局部路段如特大桥、大桥桥头以及沉陷深长路段进行微调。

(4)对全线的纵坡进行检验。检验的目的主要有两个,即加铺厚度是否满足路面结构补强需要,桥头等调坡路段是否接顺。因为纵坡抬高值

是综合各个小路段理论计算值后得到的一个较大范围内路段应抬高的参照值,在纵坡设计过程中允许个别路段小于该值,但应检验该路段内弯沉值是否满足要求。

(5)再调整。对检验不合格部分路段进行调整,调整后重复进行检验。

5 主要结论

(1)改扩建工程纵坡设计应遵循分幅、分段设计的原则,并应满足行车安全性和舒适性的要求。

(2)改扩建工程纵坡设计的主要影响因素是路面改造方案、桥梁结构物以及路面沉降。

(3)改扩建工程纵坡微调,坡差宜控制 0.1 ~ 0.3%,调坡段 L 宜控制在 60 ~ 120m。

(4)改扩建工程纵坡设计可遵循拟合、抬高、微调、检验、再调整的一般步骤进行。

参考文献:

[1] JTGD20-2006,公路路线设计规范[S].

[2] 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司. 高速公路改扩建工程路面设计参考图[R]. 广州: 2010.

受限条件较多的山区高速公路枢纽立交设计方案研究

刘健汉^{1,2}

(1. 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507; 2. 华南理工大学, 广州 510507)

摘 要: 在互通立交设计水平较高的国家如美国、德国, 立交布设选址大多在地势平缓区域。由于交通规划和需求的原因, 其立交设计速度、匝道平纵指标较高, 其规模较国内的立交规模大。国内以载重交通为主、较小交通量的山区互通立交设计难以参考国外的立交设计经验。笔者总结了所参与过的山区高速公路互通立交的设计经验, 在本文中提出了山区高速公路互通立交的设计原则, 以存在诸多限制因素的枢纽立交的工程实例为基础, 结合所提出的设计原则对设计过程中出现的问题逐一计算与论证、对限制因素逐一提出解决方法, 最后综合诸多因素进行比选后得出推荐方案, 并由此引申出山区互通立交的设计比选和研究方式。

关键词: 山区; 高速公路; 互通立交; 方案研究

在新一轮的高速公路发展周期中, 环境约束和资源约束是两大突出矛盾。处理好公路大发展与环境相和谐、资源有效利用的关系, 是公路建设者面临的重要课题, 随着国家高速公路网的全面实施, 高速公路向山区延伸使其对土地资源的依赖越来越大, 环境保护的要求越来越高, 建设资金不足的矛盾越来越突出, 前方百计的节约每一寸土地, 精雕细琢地处理好每一个工程细节, 精打细算的用好每一分钱, 显得尤为重要。

本文以众多条件限制下的牛牯墩枢纽立交方案为例, 对受限条件下山区高速公路互通立交设计方案进行了研究探讨。

1 山区高速公路互通立交的特点

山区多为高山峻岭、沟壑纵横交错, 地形、地质及水文、气候条件均十分复杂。相较平原区的互通立交, 山区互通立交有以下特点:

(1) 自然条件复杂, 布设互通立交的场地多受地貌、地质、水文及气候条件制约。

(2) 交通量较小, 在设计过程中常因强调功能、定位、作用和经济因素忽略了应有的安全性检验。

(3) 主线平纵指标较低, 长纵坡路段、高填深挖路基段较多, 桥隧结构物布设密度较大的特点

给互通立交布设带来困难。

(4) 被交路的结构物(如特大桥及涵洞)的布设位置增加了互通立交布设的限制性因素。

目前国内山区高速公路互通式立交大多数还遵循平原区互通式立交的设计理念进行设计, 随着山区高速公路建设里程的不断延伸, 已建成的互通式立交暴露出的问题也越来越多^[1]。

2 受限山区高速公路互通立交设计原则

互通立交设计应综合考虑路网情况、交叉道路情况、交通量、交通组成、收费制式、地形、地物、地质、环境条件、是否分期实施等各种因素, 互通立交设计主要依据以下设计原则^[2]:

(1) 满足交通功能需求

(2) 保证行车安全

保证行车安全是贯穿整个山区高速公路互通立交设计中必须坚持的第一位设计原则, 为此, 必须考虑以下因素:

(1) 考虑汽车在互通区域行驶特点, 即行驶速度在不断变化的特点, 使车辆在各部位的行驶中均能处于有利安全的状态。

(2) 考虑车辆的运行速度、驾驶特征、根据主线、匝道的平面、纵面等技术指标, 分析推断可能的行驶速度, 从而判断指标选用是否合适, 过渡是

否自然、均匀、平缓。

(3) 控制规模、降低造价

(4) 重视环境保护

(5) 重视景观、绿化、美化设计

(6) 尽量减少对现有交通的影响

在受限条件下互通立交设计工作开展的前期,应当首先分析交通功能需求,在此基础上展开初步的方案设计,而设计过程从始至终应该贯彻保证行车安全的理念,当一个方案不能兼顾所有原则时,行车的安全性必须保证,行车安全是其他设计原则的基础。

3 受限山区高速公路互通立交设计方案实例^[3]

3.1 实例受限条件简述

牛牯墩枢纽立交位于惠州市稔山镇牛牯墩,是实现本项目与惠深沿海高速公路(原称东部沿海)交通转换的枢纽型立交。

惠深沿海高速公路是正在建设的高速公路,双向 4 车道设计速度 80km。

惠深沿海高速公路项目中的稔山立交(双喇叭)与国道 324 相交、新村立交与深汕高速公路相交;汕头往返凌坑方向车流选择通过国道 324、或选择深汕高速公路通转至广惠的行驶方式均较选择通过本立交转换便捷,故本立交设计不布设惠州往返汕头方向匝道。

由于惠深项目设计时没有预留立交位置,存在以下受限因素:

(1) 被交路惠深沿海高速公路 3.5% 的纵坡

惠深沿海高速公路在 YK10 + 380 ~ YK11 + 280 立交布设范围内有 900m 的 3.508% 纵坡,3.5% 是规范对 80km/h 设计速度的高速公路进入互通立交所接减速车道下坡的极限值,车辆在该路段变速车道行驶存在着安全隐患。

(2) 立交分汇流点离隧道口的距离

惠深高速的老虎岩隧道口与牛牯墩枢纽立交减速车道渐变段起点的距离,不满足规范要求的 1km。

(3) 立交第一象限内地形陡峭

惠深沿海高速公路坡顶处高程为 38,第一象

限处山体高程为 96,惠深高速立交的第一象限设有 7 级的高边坡,第一象限不适合布设太多匝道。

3.2 研究思路

3.2.1 对被交路惠深沿海高速公路现有纵坡是否调整的研究

由于 K 线与惠深沿海高速公路的交点,非常靠近其高边坡,因此此处主线下穿惠深沿海高速公路的工程规模较大。而且 K 线布设的牛牯墩立交匝道接入 3.5% 纵坡的惠深沿海高速公路主线存在安全隐患,为保证行车安全,笔者首先对惠深沿海高速公路的主线纵断面进行了调坡设计研究:

对惠深沿海高速公路现有的 3.5% 纵坡全范围进行调整,通过调整 K10 + 380 边坡点把纵坡分别调整为 3%、2.5%、2%。在调整过程中,笔者对影响惠深沿海高速公路主线及现有结构物影响范围进行了统计。

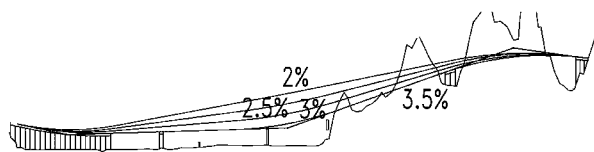


图 1 调坡方案

表 1 调坡影响结构物一览

桩号范围 YK9 + 316.95 ~ YK11 + 572.091, 长 2.255km			
受影响的结构物			
中心桩号	桥名	跨径	结构形式
YK9 + 473	石桥河	20 × 20	预应力砼空心板
YK9 + 876	下柠檬立交桥	1 - 16	预应力砼空心板
YK10 + 027	通道	1 - 4	盖板涵
YK10 + 300	机耕通道	1 - 8	钢筋砼空心板
YK10 + 538.2	老虎岩汽车通道	1 - 8	箱涵
YK11 + 028.2	龙颈筋分离式立交	2 × 20	预应力砼空心板
YK11 + 555	单桥	3 × 16	预应力砼空心板

综上所述,由于受影响的已建成的结构物较多,笔者认为通过调坡解决纵断面的安全隐患并不合适。因此,在立交方案设计中,应当尽量布设匝道线位在惠深高速坡顶处的竖曲线范围内接入,同时,匝道平纵现行综合考虑,尽量以较小的匝道纵坡接入惠深主线。

3.2.2 提出了新的主线方案 L 与原有的主线推荐方案 K 进行比选

K 线是在惠深高速公路纵断面坡顶处上跨的线位。

L 线是在保证与隧道一定安全距离,且减少该路段工程规模前提下,提出上跨/下穿惠深沿海高速与原 K 线进行比较,其线位见图 2。

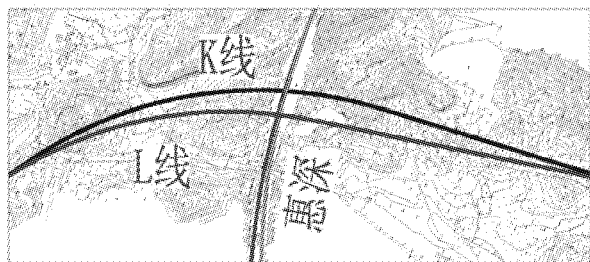


图 2 K、L 路线方案比选

表 2 K 线、L 线(上跨)/(下穿)主要工程量指标比较

项目		K 线	L 线(下穿)	L 线(上跨)
长度	m	5645.502	5592.713	5592.713
特大桥、大桥	m/座	795/1	390/1	1415/3
土方	挖方	万 m ³	112.6	100.0
	填方	万 m ³	76.3	60.0
占地	亩	453	437	403.2
预估造价	万元	12876.9	9227.9	16467.7

K 线优点:上跨惠深沿海高速公路,对其影响小,且离老虎岩隧道距离较远。缺点:从惠深高速高边坡处跨越,且布设立交的匝道下坡纵坡较大,不利行车安全;上跨惠深沿海高速公路主线桥梁规模较大。

L 线(下穿)优点:下穿惠深沿海高速公路,使牛牯墩立交碧甲往汕头方向匝道以上坡形式接入惠深沿海高速公路;本项目主线桥梁规模较上跨方案小,占地也较小。缺点:离老虎岩隧道隧道口更近,需在惠深沿海高速公路已建成路基部分,开挖成通道,保证本项目主线下穿。

L 线(上跨)优点:上跨惠深沿海高速、不存在影响工期问题;占地少。缺点:主线上跨导致立交接入惠深沿海高速汕头方向匝道的纵坡较陡;桥梁工程量、总造价在三个方案中最大。

综上所述,由于主线上跨,K 线布设立交各方案虽不同程度的改善了变速车道与隧道口的距离,但也未能满足规范所要求的 1km 的长度。更重要的是,这以 K 线上跨为基础布设立交均存在匝道以大纵坡接入惠深沿海主线的问题,安全隐患问题没有得到改善。同时,K 线立交 D 匝道均位于山顶,在第一象限处的土方工程量也很大。因此,笔者认为 K 线布设立交方案不理想。而 L 线的上跨与下穿需要布设立交进一步进行比选。

3.2.3 惠深沿海高速公路的老虎岩隧道口间距不满足 1km 的限制因素处理

隧道口与牛牯墩枢纽立交交叉点的距离仅为 600m,立交方案的布设时,必须满足分合流点出现的判别视距要求。(立交分合流点的判别视距要求:100km/h 的设计速度:10s ~ 13s 的行车长度为 278m ~ 361m;80km/h 的设计速度:10s ~ 13s 的行车长度为 222m ~ 289m)。

3.3 牛牯墩枢纽立交方案设计与论证

在前文的基础上,笔者对立交方案进行了研究,提出了以下方案。

3.3.1 L 线立交方案

(1) 立交方案一(L 线下穿)

考虑到第一象限的陡峭地形,笔者结合交通量分析,第一象限内只布设一条匝道,部分匝道进行绕行设计。

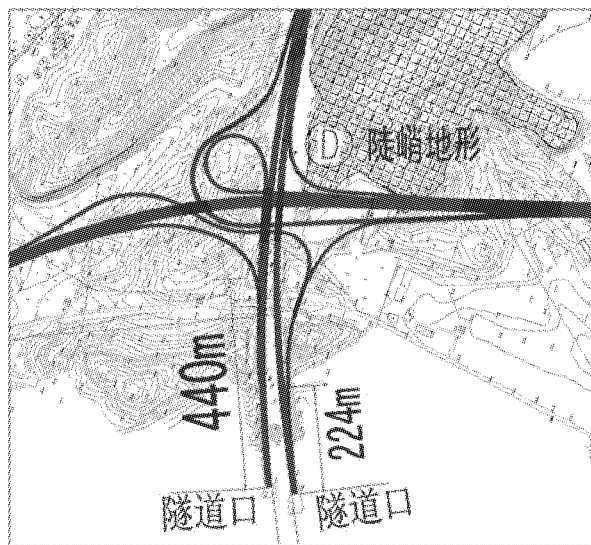


图 3 立交方案一

方案一有两条匝道下穿主线及惠深沿海高速公路, C 匝道与主线下穿惠深沿海高速公路; 在第一象限挖方约 32 万 m^3 , 总挖方量为 134 万 m^3 。

(2) 立交方案二(L 线上跨)

笔者在方案一的基础上提出了主线上跨惠深沿海高速公路的立交方案二。

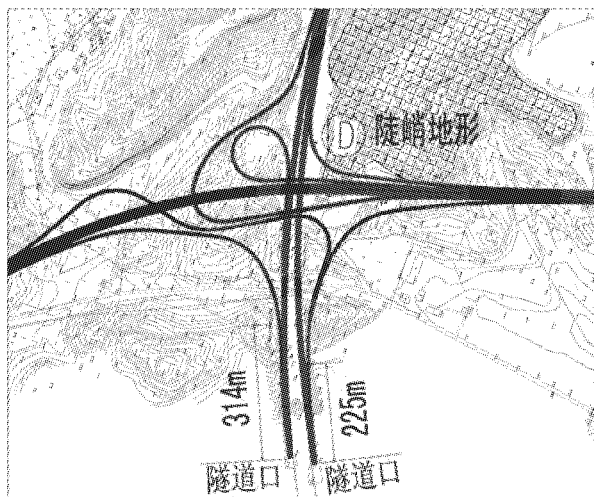


图 4 立交方案二

方案二布设形式与方案一基本相同, 只是主线和匝道都采用上跨惠深沿海高速公路的方式。采用主线上跨后, 立交整体挖方减少至 55 万 m^3 , 但桥梁规模增加较大。

(3) 综合比选

表 3 牛牯墩立交方案土石方及桥梁工程规模经济估算比较表

方案	挖方(m^3)		
	总体积(m^3)	土方(m^3)	石方(m^3)
方案一	1340597	292435	1048162
方案二	551234	133748	417487
方案	填方(m^3)	桥梁面积(m^2)	初步造价估算(元)
方案一	776308	14552	105935431
方案二	746634	42789	155690486

综上所述, 方案一工程规模较小, 造价低, 接入惠深高速的匝道是上坡(较安全), 推荐采用。

4 结语

山区高速公路的设计由于自然条件极为复杂, 立交方案不仅会受到地形、地质、水文条件的制约而且也会受到已有项目的众多的不利条件的限制, 因此, 在保证运行安全的基础上, 对互通立交方案进行多方案设计, 是十分有必要的。

设计人员应当熟悉了解路线、立交、桥、涵、隧道等各个方面的设计要求、安全评定方法, 并在此基础上, 因地制宜, 灵活设计, 针对受限条件提出不同的处理方法, 并对不同的侧重条件进行组合分析, 进而提出利用不同的匝道形式组成不同的立交方案。

在结束方案设计之后, 对各方案进行安全性、经济性、工程规模等各个方面的比选, 才能筛选出安全、经济、环保的山区高速公路互通立交设计方案。

致谢: 本文得到广东省交通运输厅副总工程师张健高级工程师及华南理工大学的符锌砂教授的指导, 特此致谢。

参考文献:

- [1] 交通部公路司. 新理念公路设计指南(2005版)[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005.
- [2] 霍明. 山区高速公路勘察设计指南[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.
- [3] 刘健汉. (节选) 山区高速公路立交方案设计探讨及实例[D]. 华南理工大学硕士学位论文, 2009.

公路隧道通风系统“沿程压力损失系数”取值研究

温玉辉

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 对公路隧道通风系统中的沿程压力损失系数取值进行了理论分析和计算模拟。研究表明,尼古拉兹经验计算式适用于联络风道和竖井的沿程压力损失系数计算且可满足工程精度要求,但并不适用于运营工况下隧道正洞的沿程压力损失系数计算。在充分考虑高速公路隧道洞内附属设施的情况下,对两车道、三车道以及四车道公路隧道的“等效通风沿程压力损失系数”进行模拟,得出了对应隧道“等效通风沿程压力损失系数”的最小值。在此基础上,考虑隧道内行驶车辆的体积对隧道通风的影响,求出了隧道“等效通风沿程压力损失系数”的最大值。相关研究结论可供公路隧道通风设计计算参考。

关键词: 隧道工程;沿程压力损失系数;理论分析;数值计算

1 概述

“沿程压力损失系数”是公路隧道通风设计中最基本、同时也是最关键的设计参数之一。长期以来,隧道通风设计一直借鉴水利工程和空调管道工程的研究成果,在一定程度上满足了一般隧道通风工程的精度需要。但是随着公路建设和公路交通安全的需要,公路隧道特别是高速公路隧道洞内安全辅助设施和通风设施越来越多,使其隧道通风具有自身显著的特点:

(1)隧道洞身严格意义上并不是一个均匀的管道。特别是高速公路特长隧道,洞身的交通工程设施(含各类消防洞室、紧急电话洞室、相关指示牌、电缆桥架等)非常完备,同时隧道拱顶设置一定数量的射流风机。典型的运营隧道断面见图 1。这些附属设施无形中都提高了隧道通风的阻力。

(2)处于运营状态下的隧道,不可忽视交通量的影响。各种运营车辆均有一定的体积,当车辆通过运营隧道时,车辆所在的隧道断面过风面积被压缩,根据质量守恒定律,该断面处的风速将变大,因而可知该处的风阻也较一般正常断面的风阻大。对于大交通量的运营隧道而言,这种由于车辆体积局部阻塞而造成的压力损失是非常可观的。

综上所述可知,处于运营状态下的隧道,其断面并不是沿程均匀不变的。同时考虑车辆在隧道行驶的速度不同、车辆体积不同,进而实际隧道内的风流速度也不是沿程均匀不变的。所以从严格意义上讲,处于运营状态下的隧道并不存在“沿程均匀不变的压力损失”,其通风压力损失是由各个局部压力损失组成的。所以对处于运营状态下的公路隧道,严格意义上的“沿程压力损失系数(即壁面摩擦损失系数)”是不存在的。这一点与水工隧洞或自来水管道的工程是有本质区别的,水工隧洞或自来水管道的断面沿程不变,管道内没有其他固体介质影响,则“沿程压力损失系数”适用其流体压力计算。

根据以上分析,运营状态下的公路隧道通风压力损失是随交通量的变化而变化的,即与在洞内行驶的车辆数和体积有关,宏观上两者是成正比的。这样如果严格按洞内附属设施影响、运营车辆影响分别计算其压力损失的话,则对隧道通

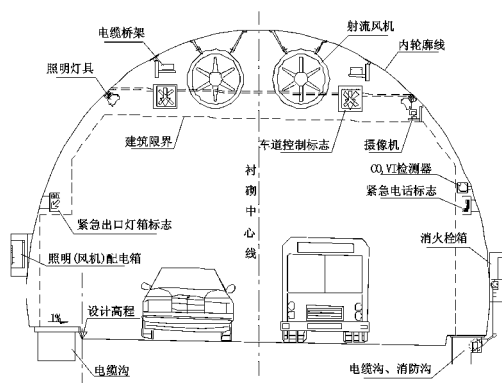


图 1 典型隧道断面

风计算来说将是非常复杂且庞大的工作。对特长公路隧道来说,几乎是不可能完成的任务。因此有必要对其进行简化分析,故引入“等效沿程压力损失系数”的概念,做如下必要的假定:①按交通工程设计,其各类洞室是大致按相同距离分布的,同时射流风机的间距也是固定的。这样就可视附属设施的影响沿全隧道是大致均匀分布的。②运营状态下隧道内交通量是均匀分布的。这样就可以根据不同的设计速度(隧道内运营车速)下,计算出隧道内的车辆数,进而考虑车辆的体积阻塞对隧道运营通风的影响。据此可直观推出,运营隧道的“等效沿程阻力损失系数”是一个变值,其数值主要随洞内行驶车辆数量的变化而变化。

而对于联络风道、竖井送、排风道等,由于不存在附属交通工程设施及运营车辆的影响,故严格意义上的沿程压力损失系数也是适用的。但随着施工技术的提高,这些风道的壁面粗糙度不断降低,其沿程风阻损失系数应该也是在降低的。故有必要结合具体工程对其进行重新计算验证。

本文通过采用国际上通用的大型计算流体力学(CFD)软件,结合广州至梧州高速公路隧道断面(单洞两车道)及其相关联络风道、竖井工程以及博罗至深圳高速公路隧道断面(单洞三车道)和广乐高速公路隧道断面(单洞四车道)展开相关沿程压力损失系数的三维计算工作。

2 风道(竖井)沿程压力损失系数计算分析

采用竖井排送纵向通风的土建工程一般均涉及联络风道的设计。联络风道的几何尺寸根据排、送风量的大小,断面风速(控制断面风速在 $13\text{m/s} \sim 18\text{m/s}$)以及围岩情况进行拟定。一般断面都不规则,其沿程压力损失系数无法按理论计算得出,一般只能通过数值计算或模型试验求得。依托广梧高速公路石牙山特长公路隧道(单洞长近 5km)的土建联络风道的尺寸进行沿程压力损失系数模拟计算。排、送风联络风道模型如图 2、图 3。

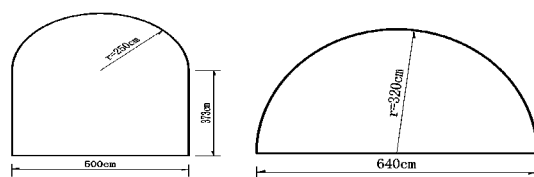


图 2 排、送风联络风道模型图

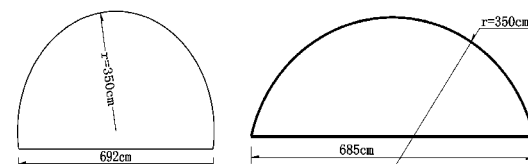


图 3 排、送风竖井模型图

2.1 几何参数

计算模型长度 $L: 200\text{m}$;

排风联络风道面积 $A: 28.47\text{m}^2$;

排风联络风道断面当量直径 $D: 5.6055\text{m}$;

送风联络风道面积 $A: 16.085\text{m}^2$;

送风联络风道断面当量直径 $D: 3.911\text{m}$ 。

2.2 计算参数

空气密度: 1.2047kg/m^3 ;

空气动力粘滞系数 $\mu: 1.817 \times 10^{-5}\text{Pa} \cdot \text{s}$;

上游风道入口风速: 2m/s 、 4m/s 、 6m/s 、 8m/s 、 10m/s 、 12m/s 、 14m/s 、 16m/s 以及 18m/s 共 9 种工况;

联络风道壁面绝对粗糙度 $\Delta: 0.001\text{m}$ 、 0.002m 以及 0.003m ;

下游风道出口相对压强取为 0。

2.3 计算

根据以上几何参数和计算参数,排、送联络风道(竖井)三维模型各计算了 27 组工况。考虑到入口边界条件的影响沿联络风道会延伸一定距离,并结合公路隧道通风的实际情况,分别截取各模型中间(100m)断面处的压强值、流速值进行后续的计算分析。

公路隧道通风压力分布符合达西定律。根据给定条件,则有 ΔP 与联络风道内的流速平方成线性关系:

$$\Delta P = k \cdot v^2 \quad (1)$$

据此对原始计算数据进行一元线性回归分析,分别得出了排风联络风道压力损失 ΔP 与速

度平方的线形回归方程以及送风联络风道压力损失 ΔP 与速度平方的线形回归方程。通过对线形回归方程的反算则可推算出排、送联络风道的沿程压力损失系数 λ 。可知公路隧道通风系统中,断面雷诺数大于 10^6 处于完全湍流状态。本文已通过计算分析,证明尼古拉兹公式对圆管湍流较适用,误差在 5% 以下。则可根据给定的联络风道壁面粗糙度值 Δ ,利用尼古拉兹经验计算公式计算出相应的经验沿程压力损失系数 λ 。对两者计算出的数值进行比较,并确定差值。

经过综合分析可得如下计算结果(表 1 ~ 表 4)。

表 1 排风风道沿程压力损失系数计算值与经验值比较

粗糙度/m	0.001	0.002	0.003
CFD 计算值	0.0139	0.0155	0.0166
尼古拉兹经验计算值	0.0134	0.0155	0.0169
差别/(%)	3.88	0.05	2.27

表 2 送风风道沿程压力损失系数计算值与经验值比较

粗糙度/m	0.001	0.002	0.003
CFD 计算值	0.0146	0.0160	0.0178
尼古拉兹经验计算值	0.0144	0.0168	0.0184
差别/(%)	0.82	4.65	4.71

表 3 排风竖井沿程压力损失系数计算值与经验值比较

粗糙度/m	0.001	0.002	0.003
CFD 计算值	0.0141	0.0163	0.0174
尼古拉兹经验计算值	0.0138	0.0160	0.0175
差别/(%)	2.17	2.05	0.93

表 4 送风竖井沿程压力损失系数计算值与经验值比较

粗糙度/m	0.001	0.002	0.003
CFD 计算值	0.0152	0.0181	0.0195
尼古拉兹经验计算值	0.0149	0.0173	0.0190
差别/(%)	2.01	4.62	2.63

2.4 分析

(1) CFD 值与尼古拉兹经验计算公式计算值规律一致,差别较小,均在工程可接受的范围内。

(2) 对于断面不规则的排、送联络风道,其通风沿程压力损失系数随壁面粗糙度的增大而增大。在给定的壁面粗糙度(0.001m ~ 0.003m)范围内,排风联络风道沿程压力损失系数在 0.0139 ~ 0.0166 之间;送风联络风道沿程压力损失系数在 0.0146 ~ 0.0170 之间。送风联络风道的沿程压力损失系数值偏大,究其原因其断面相对不规则且断面当量直径小。

(3) 现行《公路隧道通风照明设计规范》规定联络风道沿程通风压力损失系数值为 0.025,相对计算结果偏大。究其原因在于壁面粗糙度的影响。通过查阅相关文献可知,以前的铁路隧道或部分公路隧道的联络风道一般均修建在围岩条件相对较好处,为了节约造价,一般仅采用喷射混凝土支护,很少采用模筑混凝土支护。而根据已有现场实测资料以及《水工隧洞规范》,喷射混凝土的壁面粗糙度可以达到 250mm。其次以前隧道多采用木模板,现在多采用钢模板,这也是造成壁面粗糙度变化较大的一个主要原因。

(4) 综上分析并考虑现行施工均采用钢模板模筑混凝土的情况,按现行《公路隧道通风照明设计规范》附录之描述,衬砌壁面粗糙度一般不大于 0.0025m。从保守角度考虑,建议排、送风联络风道的沿程压力损失系数取为 0.017,竖井风道的沿程压力损失系数取为 0.02。

3 隧道正洞“等效沿程压力损失系数”仿真分析

如前所述,运营状态下隧道正洞“等效沿程压力损失系数”的精确计算是非常困难的,究其原因在于行驶车辆对隧道正洞的影响是随机的。不同隧道的车道数不同(目前隧道设计主要是单洞两车道和单洞三车道以及单洞四车道),车辆的行车速度是变值、车辆数量是变值、同时车型也是变化的,这也直接导致隧道正洞的“等效沿程压力损失系数”也是一个变值。

从公路隧道通风设计的角度,首先必须把握计算设计参数值的具体范围,再结合工程的具体情况和专家合理意见,最终确定设计参数。

就“等效沿程压力损失系数”而言,显然可以

通过计算确定其值的范围。然后针对具体工程的交通量分布特征、并结合高速公路运营情况,可以针对性地确定具体工点所需的设计参数。

3.1 未考虑车辆影响隧道正洞“等效沿程压力损失系数”仿真分析

对于运营状态下的隧道,直观上可以判断,在没有车辆体积阻塞影响的情况下,其通风沿程压力损失系数应该是最小的;而当隧道正洞内行驶的车辆数达到极限时,其通风沿程压力损失系数应该最大。基于以上判断,本文展开后续计算分析。

结合交通工程设计,分别建立含有交通工程附属洞室(含消防洞室、紧急电话洞室、车辆检测器机箱、照明配电箱洞室、隧道洞内摄像机等),照明灯具,通风设施(主要是射流风机)以及电缆桥架等的三维隧道实体模型。其中交通工程附属洞室在隧道纵向上的分布距离,照明灯具的间距等严格按交通工程设计设置。射流风机以两台一组布置,纵向间距取 100m。

在给定模型壁面粗糙度时,考虑现代隧道模筑混凝土技术的发展,隧道壁面的粗糙度应该可以降低到一个稳定的水平,偏保守计取 0.001m。隧道内的路面一般采用水泥混凝土路面或沥青混凝土路面。根据现行《公路水泥混凝土路面施工技术规范》(JTG F30-2003)以及《公路工程质量检验评定标准》(JTJ 071)关于路面平均构造深度(相当于平均绝对粗糙度)的要求,高速公路抗滑构造深度在特殊路段应在 0.0008m~0.0012m 范围内,故隧道路面的抗滑构造深度适当放大(相当于平均绝对粗糙度)取 0.0015m。最终的计算参数如下:

(1)几何参数:

- 计算模型长度 L :204m;
- 两车道隧道面积 A :62.57m²;
- 两车道隧道断面当量直径 D :8.12m;
- 三车道隧道面积 A :102.84m²;
- 三车道隧道断面当量直径 D :10.07m;
- 四车道隧道面积 A :150.47m²;
- 四车道隧道断面当量直径 D :11.92m。

(2)计算参数:

- 空气密度:1.2047kg/m³;
- 空气动力粘滞系数 μ :1.817×10⁻⁵Pa·s;
- 上游隧道入口风速:2m/s、3m/s、4m/s、5m/s、6 m/s、7m/s 共 6 种工况;
- 隧道拱墙、射流风机、电缆桥架平均壁面粗糙度 Δ :0.001m;
- 隧道路面平均壁面粗糙度 Δ :0.0015m。
- 下游风道出口相对压强取为 0。
- 计算模型如下(以两车道隧道为例):

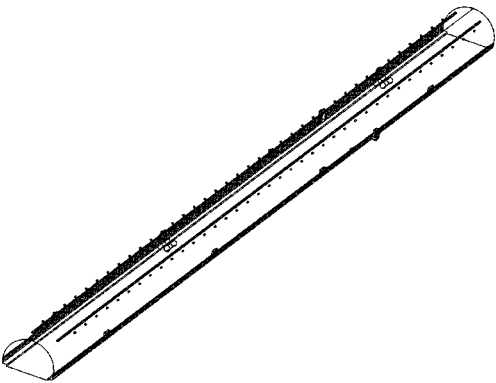


图 4 洞内设施完整的两车道隧道三维图

根据以上几何参数和计算参数,对两车道、三车道以及四车道隧道三维模型各计算了 6 组工况。计算原理同风道计算,则经过综合分析得到的计算结果如表 5。

表 5 附属设施完备隧道“等效沿程压力损失系数”计算结果

隧道类型	“等效沿程压力损失系数” λ	等效壁面粗糙度 Δ /m	当量直径 D /m
两车道隧道	0.0157	0.0031	8.12
三车道隧道	0.0154	0.0035	10.07
四车道隧道	0.0151	0.0079	11.92

对计算结果进行初步分析:

(1)根据计算结果,可知随着隧道断面面积的增大,保证相同隧道设计风速所需的压强减小。即从某种意义上可认为隧道断面越大,越有利于隧道通风,越有利于隧道通风减少压强损失、进而节约能量。

(2)考虑建立三维模型时各类洞室、电缆桥架

以及射流风机等尺寸相同,但两车道隧道断面比三车道及四车道隧道断面面积小。则这些附属设施的体积(或面积)的阻流作用对两车道隧道影响效应要更显著些;对断面面积大的隧道影响则相对小一些。所以两车道隧道的“等效沿程压力损失系数”计算值最大,而四车道隧道的“等效沿程压力损失系数”计算值最小。

(3) 因为四车道隧道断面的当量直径(为 11.92m)比三车道隧道断面的当量直径(为 10.07m)大,同时三车道隧道断面的当量直径(为 10.07m)比两车道隧道断面的当量直径(为 8.12m)大,所以计算出的四车道隧道断面等效壁面粗糙度最大,而两车道隧道断面等效壁面粗糙度最小。

以上计算未考虑隧道内车辆对“等效沿程压力损失系数”之影响,因此计算出的数值为最小值。如前文所述,隧道内车辆的体积和数量是一个非常关键的影响因素,后续计算将考虑车辆的影响。

3.2 考虑车辆影响隧道正洞“等效沿程压力损失系数”仿真计算分析

要考虑车辆对隧道正洞通风影响必须确定如下两个重要问题:第一要确定车辆的尺寸。目前公路工程中的交通量计算均以“pcu(小客车单位)”为计算单位。根据《公路工程技术标准》(JTG B01-2003)表 2.0.1 之规定,可以确定小客车的外廓尺寸。第二必须计算出运营状态下隧道内行驶的车辆数,这是最困难的一点。高速公路的运营是一个随机状态,故隧道内车辆的数量也是随机的。从严格意义上讲,必须在采集大规模高速公路运营现场数据的基础上,对其进行概率分析。囿于各种原因所限,对计算进行一定的简化。参考文献[3]初步研究结论:“汽车在曲线隧道内行驶时,在汽车与隧道壁面的环状空间内均出现了强烈的回流现象;同时,由于汽车尾部低负压区的作用和高速气流的卷吸,使汽车尾部出现了强烈的涡流,相邻的车辆将产生相互影响,这种影响势必增加空气流动的能量损失”。同时可知这些强烈涡流的存在将极大消耗通风压力。

目前公路隧道通风设计是基于“满足通风需求最大值”极限工况的思想。即计算多个工况,然后确定某个控制工况,按该工况的需风量再进行通风压力计算进而确定风机配置。这样就往往导致隧道内通风控制工况的设计速度并不是该隧道土建标准的设计速度。这样隧道内车辆的行驶速度可能在 0 ~ 120km/h 之间的任何一个区位上。为简化计,根据《公路工程技术标准》(JTG B01-2003)以及《公路隧道通风照明设计规范》,引入“适应交通量”之概念。简言之,即对应某一运行速度的交通量是相对固定的,如此将大大简化计算。根据《公路隧道通风照明设计规范》的“各工况车速的适应交通量”,即可计算出相应运行车速下隧道内的车辆数。必须指出的是,车辆在隧道内并不是相对隧道壁面静止的,车辆是运动的,而且运动速度比较大。但由于本计算假定“隧道内车辆行驶是均匀的”,故从宏观上分析,隧道内的车辆数是相对固定不变的。所以本阶段的分析属于“拟静态”分析。车辆采用简化立方体模拟,尺寸按《公路工程技术标准》(JTG B01-2003)给定的尺寸,计算模型如表 5 所示(以四车道隧道为例)。

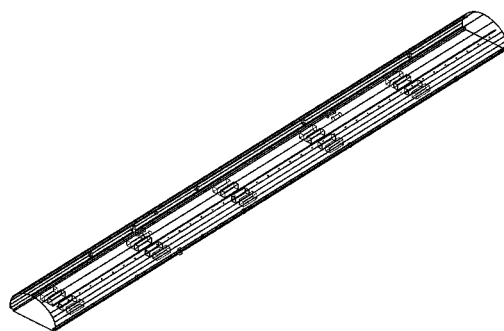


图 5 洞内设施完整有车辆的四车道隧道三维图

经过综合分析得到的计算结果如表 6。

表 6 附属设施完备隧道“等效沿程压力损失系数”计算结果

隧道类型	“等效沿程压力损失系数” λ	等效壁面粗糙度 Δ/m	当量直径 D/m
两车道隧道	0.0386	0.0857	8.12
三车道隧道	0.0368	0.0927	10.07
四车道隧道	0.0308	0.0624	11.92

则可得隧道“等效沿程压力损失系数” λ 范围见表 7。

表 7 运营状态下隧道“等效沿程压力损失系数”值范围

隧道类型	“等效沿程压力损失系数” λ 范围	平均值
两车道隧道	0.0157 ~ 0.0386	0.0272
三车道隧道	0.0154 ~ 0.0368	0.0261
四车道隧道	0.0151 ~ 0.0308	0.0230

综上,对计算结果的分析:

(1) 根据计算结果,可知随着隧道断面面积的增大,保证相同隧道设计风速所需的压强减小。即从某种意义上可认为隧道断面越大,越有利于隧道通风,越有利于隧道通风减少压强损失、进而节约能量。

(2) 考虑隧道内行驶车辆的尺寸相同,但两车道隧道断面比三车道和四车道隧道断面面积小,则行驶车辆的体积阻流作用对两车道影响效应要更显著些,所以两车道隧道的“等效沿程压力损失系数”计算值最大,而四车道隧道的“等效沿程压力损失系数”计算值最小。

(3) 因为三车道隧道断面的当量直径(为 10.07m)比两车道隧道断面的当量直径(为 8.12m)大,所以计算出的三车道隧道断面等效壁面粗糙度比两车道隧道断面等效壁面粗糙度大。

(4) 根据计算结果,运营状态下,两车道隧道的“等效沿程压力损失系数” λ 值比四车道隧道的“等效沿程压力损失系数” λ 值要大。究其主要原因在于三车道(四车道)隧道断面面积大(对应当量直径也大),则在同等条件下,隧道洞内的交通工程以及通风等附属设施和车辆尺寸对其的影响相对较小,局部过流风速较两车道隧道小,进而局部风阻也小。

(5) 在没有实测分析数据的基础上,本计算结果的平均值可作为隧道通风设计的参数。即两车道隧道的“等效沿程压力损失系数” λ 取 0.0272,三车道隧道的“等效沿程压力损失系数” λ 取 0.0261,四车道隧道的“等效沿程压力损失系数” λ

取 0.0230。

4 结语

(1) 本文对公路隧道送、排风联络风道以及竖井送、排风道的沿程压力损失系数进行了有效的三维仿真计算分析,与传统的流体力学经验计算公式比较,计算结果可信度较高。建议数值如下:排、送风联络风道的沿程压力损失系数取为 0.017;竖井风道的沿程压力损失系数取为 0.02。

(2) 在充分考虑高速公路隧道洞内附属设施情况下,对两车道、三车道以及四车道公路隧道的“等效通风沿程压力损失系数”进行有效的三维数值模拟,得出了对应隧道“等效通风沿程压力损失系数”的最小值。在此基础上,引入“适应交通量”的概念,考虑隧道内正常行驶(最大车辆数)的车辆体积对隧道通风影响,进而通过三维计算求出隧道“等效通风沿程压力损失系数”的最大值。得出了可供隧道通风设计采用的建议值:两车道隧道:0.0157 ~ 0.0386;三车道隧道:0.0154 ~ 0.0368;四车道隧道:0.0151 ~ 0.0308。

参考文献:

[1] 公路隧道通风照明设计规范 JTJ026.1 - 1999 [S]. 北京:人民交通出版社,1999.

[2] 吕康成. 公路隧道运营设施[M]. 北京:人民交通出版社,1999.

[3] 王峰. 曲线公路隧道营运通风关键参数研究[D]. 成都:西南交通大学,2010.

[4] 仇玉良. 公路隧道复杂通风网络分析技术研究[D]. 西安:长安大学,2005.

[5] 吕康成,吴毅敏. 特长公路隧道排送组合通风设计计算[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2009,29(5):81-85.

[6] Blue Ridge Numeric Company. CFdesign tutorial manual[R]. 1998.

[7] D. Pelletier, E. Turgeon, D. Lacasse. Adaptively, sensitivity, and Uncertainty: Towards Standards Good Practice of CFD [J]. AIAA, 2003, (10):1925-1933.

[8] 广梧高速公路石牙山隧道施工图设计文件[R]. 广州:广东省公路勘察规划设计院有限公司,2007.

广明高速公路祈福隧道主体结构工程设计

罗立娜

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 祈福隧道位于广州市番禺区, 全长 1988m, 按设计行车速度 100km/h, 双向六车道设置, 是目前国内罕见的大规模明挖暗埋高速公路城市下穿隧道。本文介绍了祈福隧道主体结构工程设计的相关技术和处理原则, 对隧道的结构设计、抗浮设计、防排水设计及通风设计等方面进行了探讨, 为其他同类隧道工程的建设提供参考。

关键词: 城市下穿隧道; 结构设计; 抗浮设计; 防排水设计; 通风设计

广明高速公路广州段呈东北~西南~西北走向, 起点位于广州市番禺区化龙镇复甦村北侧, 接番禺区金枫大道, 自东向西依次途径广州市番禺区化龙镇、石基镇、南村镇、钟村镇、佛山市顺德区陈村镇, 终点位于佛山市顺德区陈村镇吴家围。其中, 沿途经过市广路、学院路口、祈福大道等多个路口以及祈福新村活力花园和祈福医院环境敏感点路段, 为解决交通问题, 减少对周边居民的干扰, 在该路段设一下穿隧道——祈

福隧道。

祈福隧道起于 K18+942, 止于 K20+930, 全长 1988m。其中, 东端敞开段长 100m, 西端敞开段长 240m, 市广路平交路段和祈福医院路段为封闭段, 分别长 498m 和 680m, 在敞开段和封闭段之间设天井段, 分别长 130m、220m 和 120m, 此外, 为排出隧道范围内汇集的雨水, 在 K19+312 和 K20+588 处各设雨水泵房一座。祈福隧道总体平面布置如图 1 所示。

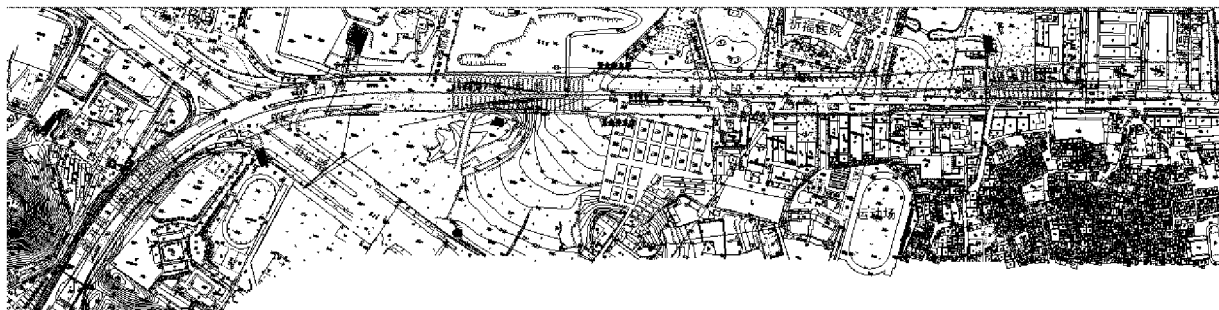


图 1 祈福隧道总体平面布置图

1 工程地质及水文地质

隧道地处剥蚀残丘间夹洼地或三角洲平原地貌。岩土层主要由第四系冲积粘性土、砂层、海陆交互相软土及残积粘性土层及基底震旦系混合岩系及少量中侏罗统的砂岩、泥质粉砂岩组成。隧址区地下水主要由第四系松散层中的上层滞水、孔隙水及基岩裂隙水组成, 地下水水位埋深变化较大, 约 0.98~6.52m, 砂层富水中等, 其余岩土层总体富水性不大, 基坑最大涌水量约 3377.66m³/d。

2 设计技术标准

与其他城市下穿隧道不同, 祈福隧道公路等级为高速公路, 按设计行车速度 100km/h (由于隧道平面存在 550m 小半径曲线, 根据交通安全需要, 隧道内行车按 80km/h 限速), 双向六车道设置。

隧道设计主要依照《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002)、《公路工程技术标准》(JT-GB01-2003)、《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004) 等进行设计。隧道建筑限界净宽: 0.75+0.

$5 + 3.75 \times 3 + 1.0 + 1.0 = 14.5\text{m}$; 建筑限界高: 5.0m 。衬砌内轮廓的确定在满足隧道建筑限界的要求下,应考虑隧道照明、运营管理设备设施的布设以及必要的富余量等。

工程结构安全等级:一级;结构抗渗等级:P8;钢筋混凝土裂缝宽度控制: $\leq 0.2\text{mm}$;辅道等级:城市次干道;基本烈度:Ⅷ度。

3 结构设计

按结构形式,隧道可分为 U 型框架段、顶部支撑梁双孔框架段和封闭双孔框架段。

1、地下位以下的敞开段采用 U 型框架结构,其典型断面如图 2 所示。

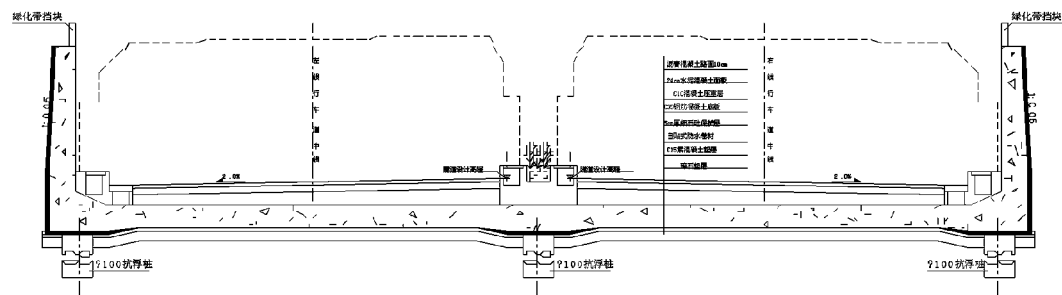


图 2 U 型框架结构典型断面图

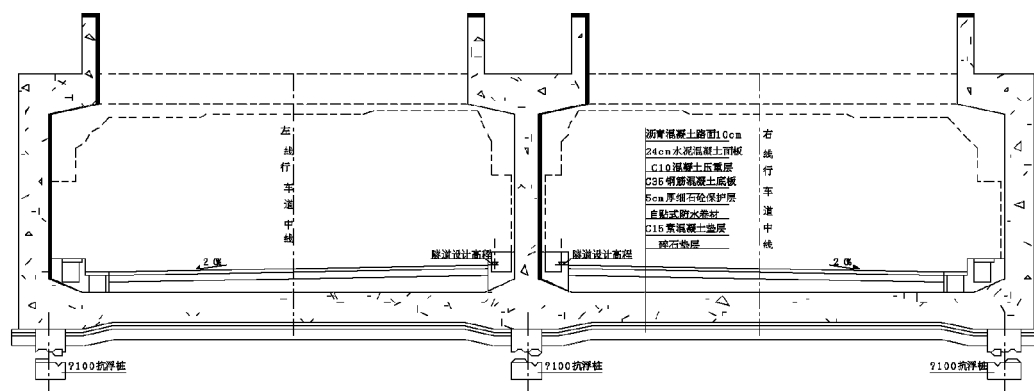


图 3 顶部支撑梁双孔框架结构典型断面图

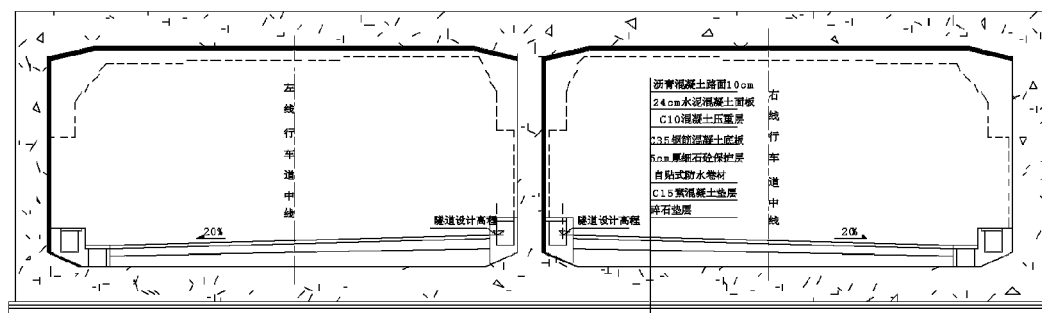


图 4 封闭双孔框架结构典型断面图

U 型框架结构底板厚度按隧道埋深分别为 70cm 、 80cm 和 100cm , 对应的侧墙厚度分别为 80cm 、 90cm 和 110cm 。不同结构厚度设 3m 的过渡段。敞开段侧墙顶部设高 80cm 的绿化带挡块。

2、设天井段采用顶部支撑梁双孔框架结构^[3],其典型断面如图 3 所示。

顶部支撑梁双孔框架结构底板厚 100cm , 外墙厚 100cm , 中墙厚 80cm 。 40m 区段顶部支撑梁为 $100 \times 125\text{cm}$ (高 $\times$ 宽), 间距 7.75m ; 30m 区段顶部支撑梁为 $100 \times 120\text{cm}$ (高 $\times$ 宽), 间距 7.2m 。天井外沿上方设防护栏杆。

3、封闭段采用封闭双孔框架结构,其典型断面如图 4 所示。

封闭双孔框架结构顶板厚 100cm, 底板厚 100cm, 外墙厚 100cm, 中墙厚 80cm。

结构计算模型按荷载结构模型考虑。结构框架用梁单元模拟, 结构与地基的作用按弹性地基梁考虑, 地基反力用受压弹簧模拟。公路桥涵结构按承载能力极限状态设计时, 采用基本组合和偶然组合; 按正常使用极限状态设计时, 根据不同的设计要求, 采用作用短期效应组合和作用长期效应组合。计算中尚考虑了膨胀土的膨胀力, 地震作用下砂土液化和软土震陷等不良地质情况对隧道结构的影响。

4 防排水设计

隧道防排水设计遵循“防、排、截、堵相结合, 刚柔并济, 因地制宜, 综合治理”的原则, 保证结构物和营运设备的正常使用和行车安全。采用多道设防、复合防水、节点密封的措施, 确保结构使用不渗水。

4.1 防水设计

4.1.1 主体结构防水

(1) 隧道主体结构采用 C40 防水钢筋混凝土。防水混凝土抗渗等级为 P8。为防止由于隧道纵向发生过大收缩和地基不均匀导致结构过大变形引起的裂缝, 每 25m ~ 40m 设一道变形缝。为降低混凝土水化热, 防止温度裂缝的产生, 在混凝土浇筑前应对混凝土的水化热、收缩、温升和配合比等项目进行试验选择合适的水泥用量、配合比及添加剂等。混凝土的浇筑应合理分段分层进行, 使混凝土沿高度均匀上升, 浇筑应在室外气温较低时进行, 混凝土浇筑温度不应超过 28℃。暗埋段和敞开段 60cm 以上厚度侧墙结构内可采用在浇筑过程中加入冰水, 控制砼的温度, 抑制裂缝发生^[4]。

(2) 主体结构采用外包式防水板。在隧道结构外侧先涂 3mm 水泥粘结层, 再铺设 4mm 厚宽幅双向自贴橡胶沥青防水卷材, 并作保护层以防止施工作业损伤防水层^[5]。

4.1.2 变形缝及施工缝

(1) 变形缝的防水处理采用外贴式和中埋式

注浆止水带双重防水设计, 每道止水带均独立成环状封闭。隧道阶段施工时必须特别保护止水带安全。

(2) 混凝土浇筑时底板和墙体、顶板分两次浇筑, 两次浇筑之间设纵向水平施工缝; 混凝土结构分段浇筑时在两次浇筑之间设横向施工缝, 在施工缝中部设置钢板止水带防水。

4.2 排水设计

广州地区年降水量大, 6 ~ 8 月间经常有大暴雨, 因此, 排水设计至关重要。本次排水设计暴雨强度采用重现期为 50 年一遇, 汇流时间 5min 计算。隧道进出口端设截水沟截断地面水, 防止隧道范围以外周边雨水进入。在隧道路面下设置排水沟, 收集路面雨水, 并沿着隧道纵坡流向路面最低点汇集至泵房, 再经泵房导致地面, 经跌水井、检查井与周边管网衔接。

根据暴雨强度, 通过计算汇流面积及排水量, 雨水泵房分别设在市广路口封闭段 K19 + 312 处和纵坡最低点天井段 K20 + 588 处。

5 抗浮设计

据地质勘察报告, 隧址区地下水水位埋藏较浅, 地下水稳定水位(钻孔混合水位)埋深为 0.5 ~ 3.52m。隧道为全埋式结构, 一般情况下抗浮水位取至地面标高。

整体抗浮验算公式:

$$\gamma_w F_w - \gamma_c G < R_t$$

式中: F_w —浮力作用标准值;

γ_w —浮力分项系数, 不计侧壁摩阻力时取 1.05, 计入侧壁摩阻力时取 1.15;

G —结构自重;

γ_c —结构自重分项系数, 取 1.0;

R_t —抗浮桩抗浮承载力。

经验算, 上方覆土大于 1m 的封闭段, 结构自身满足抗浮要求, 可不设抗浮桩。

设计中需采取抗浮措施的地段, 抗浮桩可采用以下二种方式设置:

(1) 支护桩联合抗浮。基坑支护采用支护桩

+ 内支撑的区段,隧道结构可利用支护桩和立柱下的钻孔桩抗浮,节省造价。支护桩设计除满足基坑支护要求外,尚应考虑隧道结构抗浮。

(2)隧道结构底板下设抗浮桩。基坑采用锚喷支护的区段,抗浮桩设置在隧道底板以下,桩与结构成为一个有机的整体,起到抗浮作用。抗浮桩桩径 1.0m,间距 5m,桩长根据实际情况计算,长约 8~36m。

6 人行、车行横通道及紧急停车带

人行横通道是连接左右线相邻隧道,作为紧急避难用的横向通道。火灾时,可让隧道人员安全转移到隧道外。祈福隧道内设 4 处人行横通道,间距约为 400m。人行横通道净宽 2.2m,净高 2.6m。

为了保证出现紧急情况时救援车辆能尽快赶到事故现场指挥交通,供避难人员通行。祈福隧道设车行横通道 4 处,间距为 400m。车行横通道净宽 5.2m,净高 5.1m。

为了避免事故车诱发二次事故影响其他车辆行驶,以备事故车临时停靠。祈福隧道中部设 1 处紧急停车带。紧急停车带设在行车前进方向右侧,有效长度 30m,全长 40m,宽度较正常地段加宽 2.5m。紧急停车带与正常地段衬砌断面设 5m 渐变段。

7 通风设计

为了防止行驶中的汽车排出废气造成隧道内空气污染,为行车创造良好的视觉条件和卫生条件,保证隧道内行车的安全性和舒适性,同时,保证在火灾状况下及时将火灾产生的烟雾排除,为隧道火灾救援提供良好的通行条件,隧道通风设计以“安全性、可靠性和及时性”为原则。

根据祈福隧道的高峰小时交通量及《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ026.1-1999)和《建筑设计防火规范》(GB 50016-2006),对左、右线隧道的洞内单向行车分别进行计算。祈福隧道封闭段分别为 498m 和 680m,两端均设有天井段,以减少隧道内空气污染,改善隧道运营状况,正常情况下不需采用机械通风。为了满足防灾的通风需要,左、右线隧道在 K20+110 和 K20+260 处各设置 2 组 6 台 SDS90T-4P-22 型射流风机,纵向间距 150m。

8 结论

位于广明高速公路广州段的祈福隧道成功地解决了市广路、学院路口、祈福大道等多个路口的交通问题,减少了对祈福新村活力花园和祈福医院环境敏感点路段周边居民的干扰,全长近 2km,如此大规模的城市下穿隧道在国内极为少见。

祈福隧道主体结构设计主要涉及结构设计、防排水设计、抗浮设计、通风设计、逃难通道设计等,具有一定的特殊性和复杂性。设计人员在隧道设计过程中以“安全实用、质量可靠、经济合理、技术进步”为原则,提升设计理念,采用一系列的新工艺和新方法,其设计经验对同类隧道的设计有较好的参考价值。

参考文献:

- [1] JTG D70-2004,公路隧道设计规范[S].
- [2] GB 50108-2008,地下工程防水技术规范[S].
- [3] 刘爱荣,王定文,赖泉水.广州黄埔大道隧道土建工程设计[J].公路交通科技,2003.
- [4] 朱伯芳.大体积混凝土温度应力与温度控制[M].中国电力出版社,1999.
- [5] 祝如意.广州地铁车站暗挖隧道防水施工技术[J],铁道工程学报.2011.

佛开高速公路改扩建工程路面施工阶段交通组织方案及关键性问题分析

占 辉¹ 李宇春²

(1. 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507;

2. 广东省高速公路有限公司佛开扩建工程管理处, 佛山 528231)

摘 要: 高速公路改扩建施工对原高速公路交通影响较大, 而路面施工又是交通影响相对较大的阶段, 如何保证路面施工阶段的道路通行能力, 成为整个交通组织的一个关键, 本文通过对佛开高速公路改扩建工程路面施工阶段交通组织方案及实施关键性问题进行探讨, 以期今后的改扩建项目提供一些借鉴。

关键词: 高速公路; 改扩建; 路面施工; 交通组织; 通行能力

1 引言

高速公路改扩建的施工阶段大体上可以分为路基阶段和路面阶段, 一般来说, 对于两侧拼接加宽的高速公路, 路基阶段的施工对原有高速公路交通的影响较小, 基本上可以采用全开放式施工, 而路面阶段需要开挖土路肩、拼接底基层、基层及统一罩面, 施工对原有高速公路交通运行的影响较大, 为减少社会影响, 通常需要采取“交通优先”尽量保证高速公路能维持原有的通行能力, 本文以佛开高速公路扩建路面施工为例, 对改扩建路面施工交通组织进行探讨。

2 路面施工交通组织

2.1 整体式路基路面交通组织

第一阶段: 首先挖除半幅道路土路肩, 在路侧设置防撞型隔离墩分离行车区与施工区, 保证道路安全, 然后施工道路左幅扩建部分垫层及 26cm 水泥混凝土至扩建侧与原有路面齐平, 并完成新建路基土路肩位置护栏等设施, 此阶段车辆在原道路双向四车道通行。

第二阶段: 将交通转移至道路加宽的左幅双向四车道通行, 即利用原道路左幅、左幅扩建部分双向四车道通行, 中间采用防撞隔离设施进行隔离分开对向车流, 在适当位置设置开口以备紧急情况使用, 道路右幅封闭施工垫层及路面至设计

标高, 并改造半幅中央分隔带及护栏, 根据施工情况在此半幅留出应急车道。

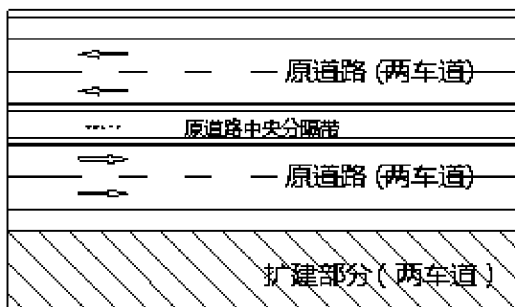


图 1 路面施工第一阶段示意图

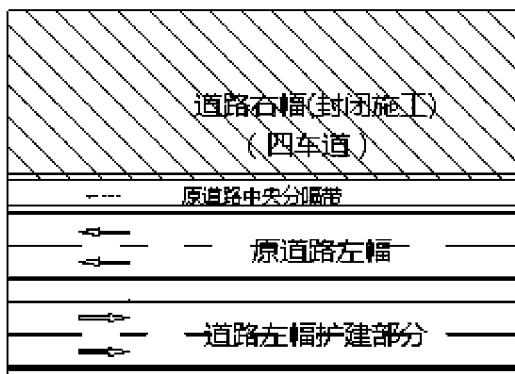


图 2 路面施工第二阶段示意图

第三阶段: 将交通转移至道路新建好的右幅双向四车道通行, 即原道路右幅、右幅扩建部分双向四车道通行, 中间采用防撞隔离设施进行隔离分开对向车流, 对道路左幅封闭施工, 挖除硬路肩位置, 并对旧路面进行修补, 改造半幅中央分隔带及护栏。对道路半幅统一罩面, 施工护栏等安全

设施,最终完成道路八车道扩建。

2.2 分离式路基路面交通组织

第一阶段:挖除原有道路两侧土路肩,拔除波形梁护栏设置于硬路肩位置,施工两侧新加宽部分(包含护栏等设施),此阶段道路仍维持双向四车道通行。

第二阶段:在完成两侧车道加宽后,拔除硬路肩位置旧护栏,对旧路面及硬路肩进行修补,改造中央分隔带及护栏,然后再统一罩面,完成内侧车道的改建,最终完成道路八车道扩建。

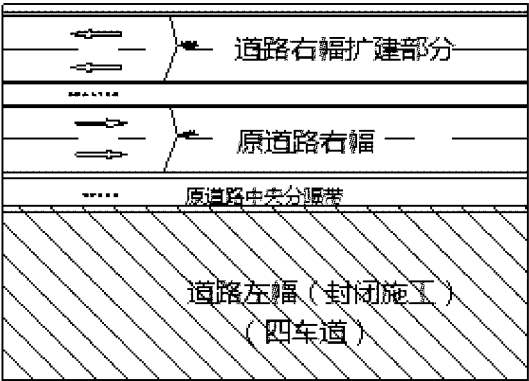


图3 路面施工第三阶段示意图

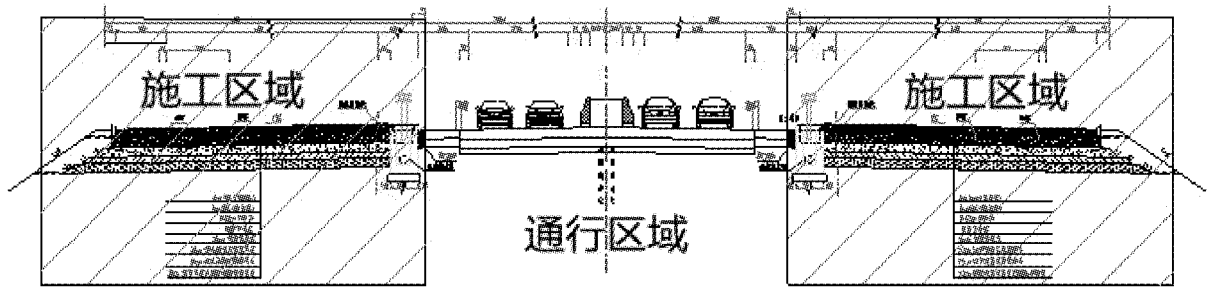


图4 分离式路基路面施工第一阶段示意图

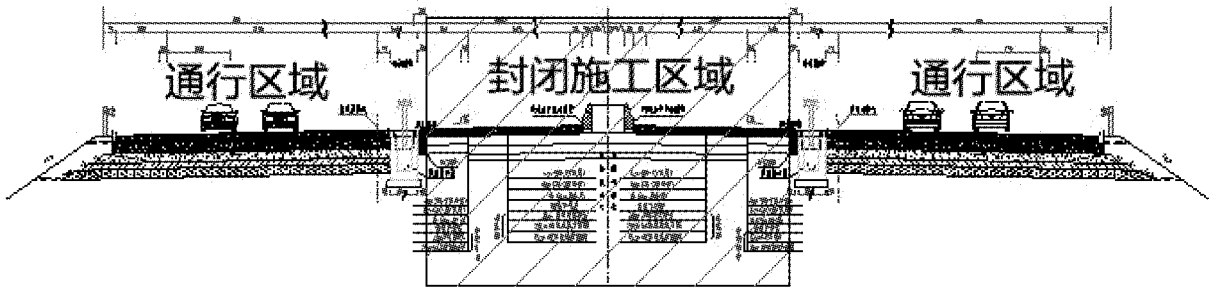


图5 离式路基路面施工第二阶段示意图

3 交通组织关键性问题分析

3.1 桥梁加宽部分车道划分方案

对于采用两侧加宽方式高速公路改扩建,如要保证道路半幅双向通行时道路的通行能力,桥梁新扩建加宽部分也需要用来行车,而加宽部分宽度要小于原桥梁宽度,如下图,因此造成加宽部分往往不能划出两个车道。

为保证道路通行的车道数,佛开扩建桥梁部分在路面施工第二阶段采取小桥原护栏临时拼接、大中桥原护栏不拆除,减小车道宽度保证单向两车道通行,即车道宽度变为3.5m,同时根据桥面宽度适当减小路缘带宽度,这样既满足施工实施

的可行性,又保证了道路通行能力,减少地方路网的分流压力。



图6 桥梁拼接加宽

3.2 防撞性隔离设施

目前国内高速公路改扩建施工时对于路侧和半幅双向通行时的防护设施以隔离设施为主,基

本上不具备防撞能力,安新高速改扩建采用路侧旧波形梁移至硬路肩位置也仅只具备一定的防撞能力,而其实施有一定的局限性,根据国内外的研究,目前主要有三种防护设施满足要求,分别是链式护栏、Vulcan 钢屏障移动式护栏、注水交通隔离墩(水马)。



图7 沪杭甬高速

3.2.1 链式护栏

链式护栏已在上海沪宁高速的中央分隔带开口处应用,其防撞能力经过实车碰撞试验验证 113kJ,满足 JTG/T F83 - 01 - 2004《高速公路护栏安全性能评价标准》中 B 级碰撞等级要求。



图8 安新高速

表1 实车碰撞实验碰撞条件实测数据

序号	碰撞车型	车重(kg)	碰撞速度(km/h)	碰撞角度(°)	碰撞能量(kJ)
1	大客车	9988	59.3	16.8	113
2	小客车	1500	98.2	19.7	63



图9 试验碰撞过程及碰撞后护栏

3.2.2 Vulcan 钢屏障移动式护栏

Vulcan 钢屏障移动式护栏是一种可移动和固定安装的钢制护栏,符合美国 NCHRP350 TL - 3 及欧盟 EN1317 - 3(时速 100km)对纵向导正性安全护栏的要求。护栏有 4m 和 12m 两种种长度。Vulcan 钢屏障移动式护栏使用销钉连接各模块,从而使该系统每 4 米区间内可以形成 6 度的曲线。

小型车和大型车实车碰撞试验结果符合 JTG/T F83 - 01 - 2004《高速公路护栏安全性能评价标准》中 A 级碰撞等级及碰撞条件下对小型车和大型车的防护性能、乘员风险、驶出角度等六项性能

的相关规定。

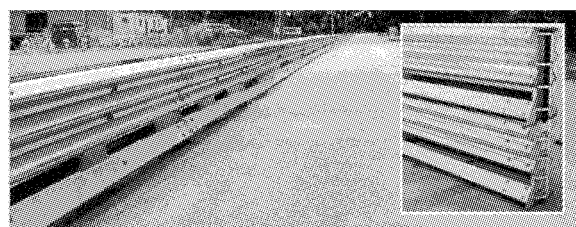


图10 Vulcan 钢屏障移动式护栏

3.2.3 注水交通隔离墩(水马)

采用高强度工程塑料“滚塑”一次成型。安置时向隔离墩内注入水,即可稳定,搬迁时排出水,便可轻松移动。在发生交通意外时,由于产生弹

性碰撞,隔离墩起到了吸收一部分冲击力的作用,而不是与冲撞体发生硬性撞击,因而大大提高了车辆和司乘人员的安全。在外观上其色彩明亮,无论白天黑夜都可以保证应有的警示作用。由于采用了高强度工程塑料,因此具备了强度高、不褪色、耐腐蚀、耐高温、耐严寒、耐日晒、耐雨淋等系列优点。其表面光滑流畅,因而又极易清洁。最重要的是该种隔离墩运输安装收回非常方便,可重复利用性强,非常适用于道路施工中将施工现场和道路行车隔离设施。

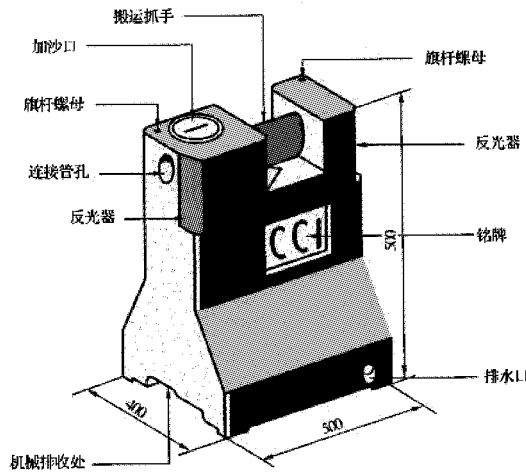


图 11 注水交通隔离墩(水马)

3.2.4 隔离防护方案综合比选

表 2 隔离防护方案比较表

隔离防护方案	防护等级	费用(元/m)
链式护栏	B 级	600
Vulcan 钢屏障移动式护栏	A 级	3000
注水交通隔离墩(水马)	等级未评定	500

为保证项目扩建在施工期间隔离设施具有一定的防撞能力,从经济性、安全性、施工难易程度、施工工期、环保等因素考虑,项目采用水马作为双向通行中分带隔离设施。

3.3 临时交通标线

高速公路改扩建施工中,当路面半幅完成四车道扩建,交通转移至新建半幅道路双向四车道通行,由于临时通行车道与完工后道路车道位置并不重合,因此设置热熔标线则日后难以铲除,采用预成型标线带可满足道路临时通车短时车道划

分对标线的要求,而日后也方便清除后施划永久道路交通标线。

3.4 中央分隔开口长度

由于施工需要,路面施工需要在某段半幅封闭,这时车流需变换至对向车道行驶,因此,车辆需越过中央分隔带,中央分隔带开口长度对车道数和交通流运行产生较大影响,合理的中分带开口度有利于减少行车延误,提高运行速度及通过能力。

根据目前国内的相关研究、仿真实验和现场实际交通运行状况,综合考虑道路行车安全性及通畅性,建议采用单车道通行时,中央分隔带开口长度不小于 50m,采用双车道通行时,中央分隔带开口长度不小于 100m。

4 结语

对原有高速公路进行改扩建,无论采用何种施工组织方式,必然对原有的高速公路交通流产生干扰,从而影响道路的正常行车,因此,如何减少改扩建施工对交通的影响,避免造成大范围的交通拥堵,成为高速公路改扩建施工中一个亟待解决的问题。

本文通过对佛开高速公路改扩建工程路面施工阶段交通组织方案及实施关键性问题分析,保证了道路通行能力,同时也为今后的改扩建项目提供一些借鉴。

参考文献:

[1] GB 5768-2009 道路交通标志和标线[S].
[2] JTG D82-2009 公路交通标志和标线设置规范[S].
[3] JTG H30-2004 公路养护安全作业规程[S].
[4] GA/T 900-2010 城市道路施工作业区交通组织规范[S].
[5] Highway on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways(MUTCD),2009 Edition,Federal Highway Administration,Washington D. C 2009.
[6] DB33/704-2008《浙江省地方标准——高速公路交通安全设施设计规范》[S].
[7] 王宏伟.贾日学.王彦卿.张绍理.高岩渊,沪宁高速公路安全体系和中分带开口护栏研究,《现代交通技术》2006 年第 5 期.
[8] 邓润飞.李冬梅,基于 Vissim 仿真软件的交通组织方案研究,《现代交通技术》2006 年第 3 期.

高速公路计重收费改造工程的分析

黄宇东

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 本文概述了计重收费实施的背景, 分析了计重收费系统的构成和工作原理, 总结了实施计重收费改造对收费土建和收费系统的影响。

关键词: 计重收费; 收费土建; 收费系统

1 引言

近年来, 国家经济快速发展, 国家加大了对高速公路建设投资力度, 高速公路建设取得了突破性的进展, 高速公路里程数大幅度增加, 公路运输业得以迅速的发展。然而, 伴随而来的是日趋严重的车辆超载超限, 这既扰乱了运输市场的经济秩序, 破坏了公路交通设施, 也给国家和人民生命财产造成了巨大损失, 存在很大的安全隐患。

为遏制高速公路超载超限现象, 交通部下发了《关于收费公路试行计重收费的指导意见》, 全国各省地正在研究和推行计重收费模式。目前, 计重收费已成为一种通过经济手段治理对道路破坏性使用的严重超载运输的有效方法。

计重收费改造是一项与收费土建、收费系统密切相关的工程, 本文针对计重收费改造的特点, 分析和总结了实施计重收费改造对收费土建和收费系统的影响。

2 计重收费系统构成及工作原理

2.1 计重收费系统构成

计重收费系统是一套安装在高速公路出口收费车道的称重系统, 通过对通行车辆进行称重, 对载货车辆按计重收费方式收取通行费, 其系统一般由红外线车辆分离器、称重传感器、轮胎识别器、线圈、称重控制器等设备组成, 系统构成图如图 1 所示。

(1) 称重传感器: 主要完成车轴的称重、速度检测、轴型判断等工作。

(2) 车辆分离器: 用来进行车辆的分离及提供开始、结束等信号。

(3) 轮胎识别器: 主要用来检测通过车辆每轴

的轮胎数。

(4) 线圈: 主要用来完成测速、倒车的检测, 并与红外线车辆分离器一起对车辆以外的物体或人通过时进行判断, 以减少对车辆判断的出错。

(5) 称重控制器: 处理来自于各传感器的信号、称重数据, 把相关数据传送给收费计算机。

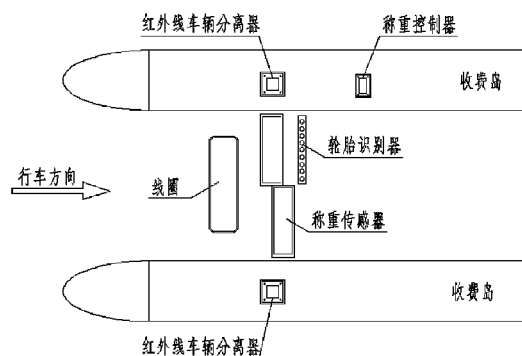


图 1 计重收费系统构成

2.2 计重收费系统工作原理

系统的工作原理是当车辆进入收费车道时, 车辆前部遮挡红外线车辆分离器, 称重控制器启动称重传感器测量车辆的轴重; 车辆每轴车轮通过称重传感器时, 系统均测量一个轴重数据。各轴车轮均通过称重传感器后, 系统记录了车辆各轴重。车辆完全通过红外线车辆分离器后, 系统自动计算出车辆总重。同时, 轮胎识别器检测出每轴每边轮胎个数并记录于系统中。称重控制器统计出通行车辆的轴数、轴重、轮胎数等信息并上传到收费亭计算机, 收费软件自动计算该车辆的车型、通行费额等信息。

3 计重收费改造对收费土建的影响

计重收费系统设备安装在收费站出口车道, 根据 GB 1589 - 2004《道路车辆外廓尺寸、轴荷及

质量限值》规定,车辆最大车长为 20m。为确保完整记录车辆的轴数、轴重等信息,出口侧收费岛需进行相应的改造,在收费岛上增设控制柜基础、光幕基础、手孔、接线井等设施,并预埋排水管以满足计重设备的排水要求。设备基础及管线预埋可参照图 2 所示。

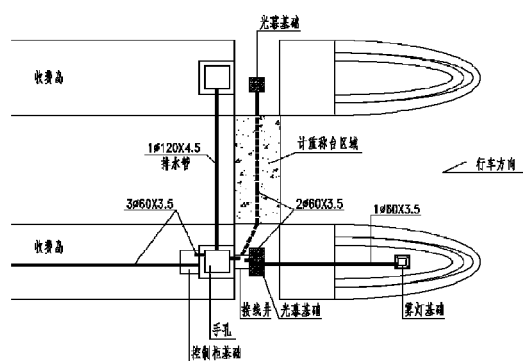


图 2 设备基础及管线设计图

计重收费改造对收费土建的影响归纳起来主要有以下几点:

- (1) 延长收费岛,使收费岛岛头至收费亭中心线的距离 $\geq 27\text{m}$;
- (2) 称重传感器离收费岛岛头的距离约 6m;
- (3) 收费岛上预留 1~2m 的工艺缺口,以便安装计重收费设备;
- (4) 称重传感器安装区域的素混凝土板不得有横向纵向伸缩缝,板块平整度 $\pm 3\text{mm}$ 范围内,满足 GB/T21296-2007 对于路面的相关要求;
- (5) 设置手孔及接线井,以便线缆敷设及计重设备进行排水。

4 计重收费改造对收费系统的影响

高速公路实施计重收费,除了增加计重收费设备和对现有的收费车道进行土建改造外,还必须对收费系统进行相应的改造,包括对硬件系统、应用软件及其他相关部分进行相应的设计调整和改造,使其适应计重收费的要求。

4.1 收费系统硬件改造

实施计重收费后,原有的收费系统需要对硬件设备进行相应的改造,涉及的内容包括计算机硬件系统、数据通讯、数据显示、收费员操作、设备供电等方面,归纳起来有以下几点:

- (1) 计算机硬件系统:主要考虑 CPU 数据处

理能力、数据存储能力。当前,绝大部分的计算机仍能满足数据处理要求,由于增加计重设备后增加了数据处理量,需要为系统配备有一定余量的数据存储设备。

- (2) 车道计算机:至少有一个空闲的 RS232 串口与计重收费控制器进行数据通讯;

- (3) 费额显示器:增加总重和超重等显示信息;

- (4) 收费员专用键盘:增加一些计重收费的按键,方便收费员在计重收费方式下快速输入信息;

- (5) 设备供电:估算每条车道计重设备的耗电量,当车道供电能力接近饱和时,供电回路需要进行扩容或为计重设备更换供电回路。

4.2 收费系统软件改造

实施计重收费后,应对原有的联网收费软件进行改造,增加计重收费的相关内容,主要包括以下内容:

- (1) 车道级收费软件改造:在原有收费数据库的基础上添加计重收费数据,包括车辆的总重、轴数、轴距、车型、轴重、总超限重等;视频图像上增加记录车辆总重和超重数据信息、客车/货车信息等;票据内容增加总重、超重等信息。

- (2) 站级/中心收费软件改造:系统参数表中增加计重收费费率表、超限超载费率表、超限超载认定标准等;对超限超载车辆进行监视和稽查;统计分析计重数据,设计各类计重汇总表。

5 结束语

计重收费实施是一项系统工程,在不中断交通运营的情况下,计重收费改造具有技术难度较大、交通组织和运营保障任务繁重等特点。因此,在实施计重收费改造时,各收费站应根据本站的交通流量,避开交通流量峰值,合理安排工期,提前进行告示,确保公路行车畅通和行车安全。

参考文献:

- [1] 中国交通信息产业公路计重收费特刊[J]. 总第 65 期, 2005.
- [2] 刘芳. 高速公路计重收费改造方式研究[J]. 交通标准化. 第 02/03 期, 2008.
- [3] 雷栋. 高速公路计重设备现状与选型探讨[J]. 机电信息. 第 21 期总第 303 期, 2011.

京珠北高速公路监控中心高清数字化改造方案研究

关小杰

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 自 2012 年以来, 高清网络摄像机在广东省高速公路上开始大规模应用, 目前, 广东省交通集团所辖路段新增摄像机均采用高清网络摄像机, 并替换了部分已到使用年限的模拟摄像机, 实现了部分监控、收费视频的高清化、数字化, 从而对各路段监控中心软、硬件提出了新的要求, 因此各路段监控中心均面临着高清数字化改造的需求, 如何实现模拟、高清视频共存和过渡正是目前监控中心改造的热点, 本文以正在实施的京珠北高速公路东田监控中心改造为例, 探讨监控中心高清数字化改造方案。

关键词: 监控中心; 高清数字化; 电视墙

1 项目概况

京港澳高速公路粤境北段(简称京珠北高速)北起湘粤界的小塘, 接京珠高速湖南段, 终点与京港澳高速公路粤境南段相连, 全长 108.7km。全线按照双向四车道高速公路标准设计, 全立交、全封闭, 于 2003 年 4 月 3 日建成通车。

全线设置坪石、梅花、大桥、东田、乳源和韶关北 6 处互通, 设置坪石、梅子坳、砭霜坳、洋碰、乌坑坝、温泉和石门坳 7 座隧道, 设置云岩服务区、粤北停车区和乳源停车区。管理分中心设在东田互通附近, 内设监控、通信、收费分中心。

2 监控设施现状

2.1 全线监控设施现状

目前, 京珠北高速共有监控视频(含主线、隧道、服务区/停车区)158 路, 其中主线 56 路(另高清 8 路), 隧道洞口 12 路, 隧道洞内 80 路, 服务区/停车区 10 路, 高清卡口 6 套; 收费视频(含广场、车道、收费亭、投包室)154 路, 其中广场 16 路, 车道 62 路, 收费亭 62 路, 投包室 14 路。

2.2 东田监控中心现状

东田监控中心包括 CRT 电视墙、计算机系统、闭路电视系统等机电设备, 现有模拟摄像机视频均采用光端机传往监控中心在电视墙上显示。

东田监控中心分设监控大厅和收费大厅, 采

用“监控中心——监控外场”两级管理模式。监控大厅电视墙两侧分别为 3 行 5 列和 3 行 10 列 29 寸 CRT 彩色监视器, 中间为地图板组成。收费大厅电视墙由 3 行 11 列 29 寸 CRT 彩色监视器组成。如图 1、图 2 所示:



图 1 监控大厅



图 2 收费大厅

以上两套电视墙自本路段 2003 年通车使用至今, 由于使用时间长、设备备件停产等原因, 部分

显示单元出现黑屏、闪烁、清晰度降低等故障。现已面临 CRT 监视器显像管全面停产的维护困难,地图板已不再使用且占地较大的问题,已不能适应监控中心运营管理的需要。

2.3 视频传输和存储现状



图 3 监控机房

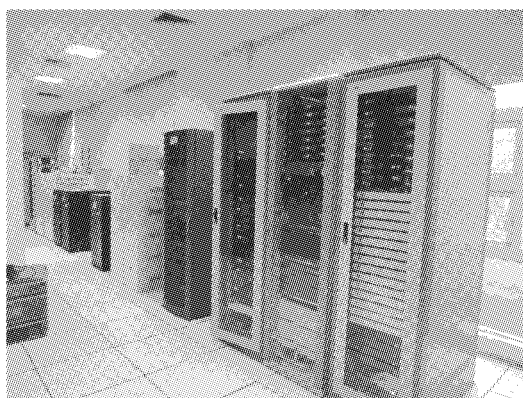


图 4 收费机房

目前,外场监控均采用模拟摄像机(另 8 路高清视频除外),采用“视频光端机+视频矩阵+硬盘录像机”的监控架构,外场视频采用视频光端机直接传往监控中心,在监控大厅电视墙上四画面分割显示,采用硬盘录像机在监控中心集中存储。2011 年实施的 8 路高清视频和 6 路高清卡口采用光纤收发器传往监控中心,8 路高清视频在桌面监视器上 9 画面分割显示,高清卡口视频目前仅存储和上传,暂未在桌面和墙上显示。

目前,收费系统均采用模拟摄像机,采用“视频光端机+视频矩阵+硬盘录像机”的监控架构,收费视频利用 8/16/32 路复用光端机传往监控中心,在收费大厅电视墙上四画面分割显示,

采用硬盘录像机在中心机房集中存储,粤北主线站图像在本地存储。

3 监控中心高清数字化改造方案

3.1 高清数字化改造总体规划

由于本路段已新建万兆以太网平台用于视频传输,根据本路段高清数字化规划,第一阶段在监控中心搭建高清数字化平台(含软件平台),第二阶段实现外场监控(含主线、服务区/停车区、收费广场)的数字化,收费视频(含车道、收费亭、投包室)、隧道视频仍然使用原有模拟摄像机。因此,本次改造仅在监控中心新增 1 套高清数字化监控平台,不涉及外场和收费站视频改造部分,但考虑未来外场摄像机高清数字化后视频在监控中心的显示、存储和管理要求,原有模拟摄像机将在下阶段根据使用年限逐渐分批更换。以上两阶段数字高清化改造后,将组成一套模拟和高清混合的视频监控系统。

3.2 外场视频高清数字化对监控中心要求

考虑到未来外场高清数字化改造后,外场视频(含主线、服务区/停车区、收费广场)通过光纤收发器传往就近的通信站,接入各站内万兆以太网交换机,利用万兆以太网平台传往监控中心实现显示和存储,如图 5 所示。

因此,本次在监控中心新增高清视频解码器,采用“工控机+视频采集卡+视频解码软件”,软解码方式实现外场视频的解码上墙显示;新增网络硬盘录像机(NVR),实现外场视频在监控中心的集中存储;新增网络控制键盘,实现对外场摄像机的远程遥控;并对核心万兆以太网交换机扩容,实现视频的接入和转发。新增 1 套视频综合管理平台软件安装于视频管理服务器/流媒体服务器,视频综合管理平台主要负责完成视频管理、录像回放、解码控制、PTZ 控制、用户管理、权限管理、设备管理、系统配置、日志管理、网管功能、系统安全等功能;流媒体软件用于实现内外网视频发布功能。

对于收费视频(含车道、收费亭、投包室)、

隧道视频不在未来高清数字化改造范围,依然采用“视频光端机+视频矩阵+硬盘录像机”的监控架构,实现视频的传输、显示和存储。以上模拟视频传往监控中心后在电视墙上采用矩阵

轮询和四画面分割显示,并从现有监控、收费视频矩阵中分别输出 18 路图像接入新增的液晶拼接控制器,在电视墙液晶拼接大屏上显示。

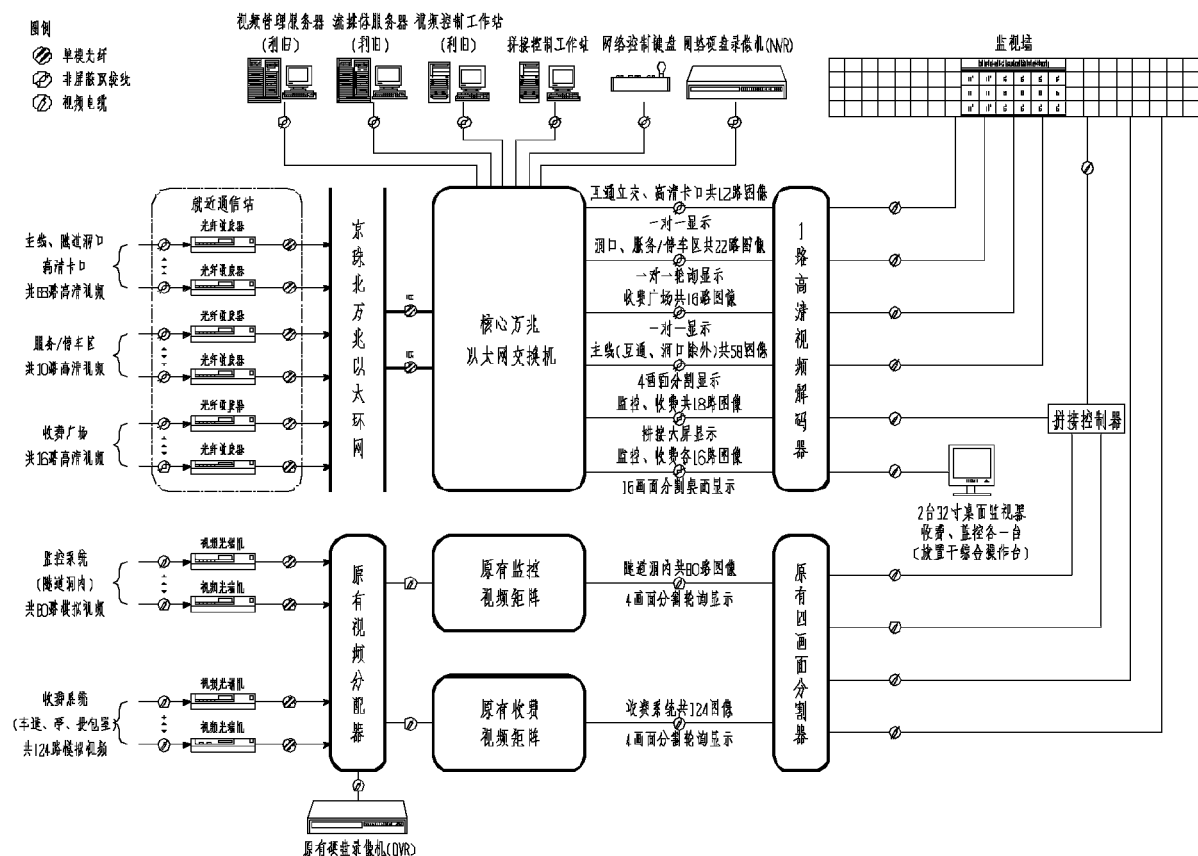


图 5 京珠北高速闭路电视系统构成图

3.3 监控中心电视墙改造方案

由于原有 CRT 显示器已经超过使用年限,液晶监视屏已是主流显示方式,考虑到未来新增高清视频需要,本次改造新增 1 套液晶电视墙。

根据图像显示方案和房建尺寸,监控中心电

视墙两侧均采用 4 行×8 列共 32 台 42"液晶显示器,中央大屏采用 3 行×6 列共 18 块 46"窄边液晶拼接屏组成,如下图所示。液晶拼接屏上方为 1 块可同步显示的室内 LED 屏。

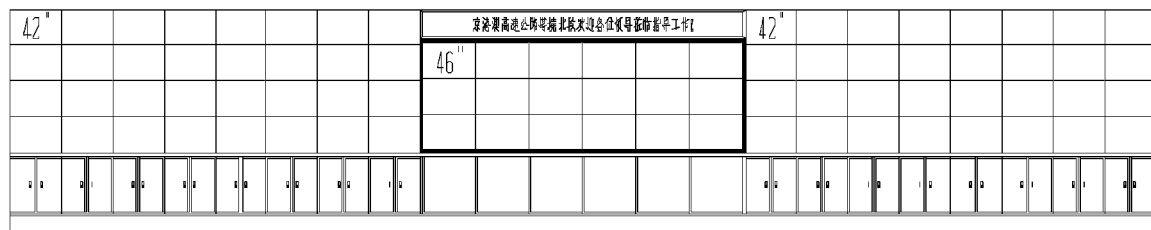


图 6 监控中心新增液晶电视墙示意图

监控、收费图像通过高清视频解码器解码后上墙显示,电视墙总体划分为左侧显示收费图

像,右侧显示监控图像,重点图像显示于中央拼接屏上。

安装在两侧的 64 台 42" 独立液晶显示器, 采用四画面分割的显示方式, 共计能显示 256 路图像, 安装在中央的 18 块液晶拼接屏由液晶拼接控制器和拼接控制工作站控制操作, 可实现每个显示单元独立显示, 也可实现整体或局部区域的拼接显示, 可以把全墙作为统一的逻辑屏来显示高分辨率的系统应用程序, 比如电子地图、工作站图形信息的综合显示。

3.4 监控中心设备利旧

监控中心原有的监控服务器、紧急电话服务器、事件检测服务器、收费服务器、入口车道服务器、OA 服务器、高清卡口服务器等所有设备利旧。

收费大厅共有 10 台工作站, 根据现场调查和日常管理需要, 本次保留 6 台, 依次为: 1 台收费视频管理工作站、4 台 HOS 管理工作站(内网、外网)、1 台 IC 卡管理工作站。

监控大厅共有 22 台工作站, 目前正在进行监控系统平台软件整合工程, 将根据监控系统平台软件整合情况和日常管理需要, 调整所需工作站数量。

3.5 视频综合管理平台软件

本次改造为适应未来高清视频接入和管理, 在监控中心新增 1 套视频综合管理平台软件(含流媒体视频发布模块), 用于对各类视频的控制、管理和发布, 本软件良好兼容于监控系统平台软件, 并满足广东交通集团数字化视频联网要求。

视频综合管理平台软件应充分考虑开放性、安全性、可靠性、扩展性、兼容性、运维方便性、经济性等因素, 要求满足《高速公路数字化视频监控及存储联网技术要求(试行)》, 支持 SIP 协议, 能够实现与集团监控中心管理平台软件顺利对

接, 另外该平台能够兼容符合《技术要求》的标清、高清编码视频以及主流的 DVR 和 NVR, 可实现标清和高清数字化视频图像的有效融合管理和内外网视频发布。

该平台设计应支持 B/S 模式和 C/S 模式, B/S 模式可更加便捷的通过浏览器直接连接服务器, C/S 模式可有效减少服务器负荷, 提高客户端处理能力, 平台软件应根据实际工作要求选取不同的工作模式。平台软件的管理业务应至少包含用户管理、权限管理、设备管理、系统配置、日志管理、网管功能、系统安全等; 应用业务应至少包含视频管理、录像回放、流媒体转发、解码控制、PTZ 控制、报警处理、电子地图等。流媒体模块除应开发 PC 客户端软件外, 还应开发移动客户端软件, 应支持 Android 系统和 OS 系统, 可在主流手机终端以及 IPAD 等平板设备终端上应用。

4 结束语

本次东田监控中心除包含高清数字化改造以外, 也对监控服务器、流媒体服务器等现有 8 台服务器采用集群冗余技术和负载均衡技术进行优化, 建立一个可扩展的、可靠的并易于管理的服务器集群。同时也对原有的房建如天花板、静电地板进行了改造, 满足新增电视墙和综合工作台的要求, 做到整齐美观。

综上, 由于各路段管理模式的差异, 且在前几年模拟至数字化发展中进度不同, 监控中心改造应结合路段运营实际需要, 在满足新技术发展需要并预留发展空间的同时尽量保护原有投资, 节省资源。

高等级工程控制网坐标系统的选取与 平差计算方法

喻 雄

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 本文以一个工程项目为例,通过叙述坐标系统的选择及控制网的平差计算方法,介绍了高精度工程控制网的建立过程与方法。

关键词: 高精度工程控制网;坐标系统;平差方法

1 引言

江门市江顺大桥工程是规划连接江门市蓬江区与佛山市顺德区的桥梁。项目起点位于顺德区杏坛镇,中间跨越西江干流,终于江门市北部的蓬江区棠下镇附近,项目中心位置在东经 $113^{\circ}04'$,北纬 $22^{\circ}47'$,全长约 4km(含两岸连接线),其中河面主跨径为 700m。本项目的建设,对于完善地区公路网络,满足不断增长的西江两岸交通运输需求,适应江门市政府的北上发展战略,促进江门市和滨江新区的经济发展,以及加强与佛山地区的经济交流等方面,均具有重要意义。

为保证工程质量,建立符合规范要求并满足工程实际需要的工程控制网,显得非常重要。

2 平面坐标系统的选择

根据《公路勘测规范》规定的要求,本项目须建立二等工程控制网。

采用 GPS 技术建立工程独立控制网,首先要解决坐标系统的选择,也就是说,要按规范要求,设置合理的坐标系统,按现行《公路勘测规范》要求,大型构造物平面控制测量坐标系,其投影长度变形值应小于 1cm/km 。

根据当地实际情况,大桥的设计平均高程,选择了两个坐标系统,进行对比,如表 1 所示。

从计算的对比可知,两套坐标系统均达到规范要求,其投影长度变形值均小于 1cm/km ,选用 1980 西安 $113^{\circ}04'$ (投影高 20m),投影长度变形值

较小,是无疑的。但大桥的东岸为佛山市顺德区,其国土与规划部门均使用 1980 西安坐标系(中央子午线 113°),为便于工程后期的征地与报建,选用 1980 西安坐标系(中央子午线 113°),就有了依据。大桥的西岸为江门市,其国土与规划部门均使用江门独立坐标系,如选用江门独立坐标系,投影变形会大于 1cm/km ,这样,在本项目中,要同时兼顾两岸,就只有采用坐标转换了。基于以上的考虑,最后选定 1980 西安坐标系(中央子午线 113°)。

表 1

坐标系统	1980 西安 113°	1980 西安 $113^{\circ}04'$ (投影高 20m)
投影变形 cm/km	-0.46	0.24

3 独立 GPS 控制网的设计与选点埋石

按规范要求首先在地形图上进行桥位控制网点位的选择,在其基础上进行现场踏勘并确定点位,采用 $\phi 16\text{mm}$ 、顶部中间钻有 1mm 直径小孔的不锈钢标志,点位选定后,采用现场埋设予制桩。埋石规格为 $20 \times 20 \times 60\text{cm}$,保证每点至少有二个通视方向。

考虑到日后使用方便及本工程特殊性, GPS 点选择在基础牢固不易破坏的地方。选点时, GPS 点点位远离高压线、微波台、发射塔等影响 GPS 信号的物体,同时高度角 15° 内无障碍物。网形如图 1 所示。

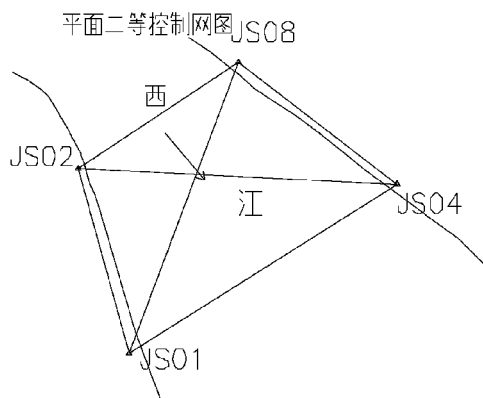


图 1 江顺大桥二等独立控制网

4 二等 GPS 控制网观测

二等 GPS 观测用采取网联式静态观测法进行,先编写观测调度计划,再按规范严格执行进行同步观测,使用 4 台徕卡 GX1230 + GPS 接收机(精度:平面 $\pm 5\text{mm} + 1\text{ppm}$,高程 $\pm 10\text{mm} + 1\text{ppm}$),观测时,每台 GPS 接收机设站时严格对中整平,并在观测开始和结束分别量一次仪器高,记录在 GPS 主机和 GPS 测量记录手簿上。

二等 GPS 网测量外业观测符合表 2 要求。

表 2

观测方法	卫星高度角($^{\circ}$)	有效观测卫星数(个)	时段长度(分钟)	数据采集率(秒)	重复设站数(次/点)	GDOP
静态	≥ 15	≥ 4	≥ 240	≤ 30	≥ 4	≤ 6

观测时,基本是每天早上 7:30 分左右开始观测,到下午 6:30 分左右结束,连续观测两天。

5 二等 GPS 解算与平差

每天观测结束后及时下载数据,并将当天的基线进行解算及分析,进行 GPS 数据预处理,基线解算采用随机 GPS 软件解算分析,检验重复基线、同步环和异步环闭合差符合规范要求后,先进行 WGS84 坐标三维无约束平差,当基线解算符合检验后,输出基线解的通用格式,采用武汉大学 PowerAdj4.0 专用 GPS 解算软件进行平差计算,平差计算时,采用一点一方向的方法计算,也就是固定一个起算点,以某一条边的方位角为方向值,进行计算;为与项目实地情况建立更加合理的尺度关系,加入采用全站仪观测采集的高精度观测边长

(观测时进行温度与气压改正,不进行投影改正)进行约束,再输入已知控制点进行二维约束平差,输出独立控制坐标系平差成果,坐标成果取小数点后 4 位。

计算中,由于采用独立控制网,并且是一点一方向的计算方法,所以不再进行已知点的相容性分析,只以平差计算结果精度为指标评价网的优劣。平差后,二等 GPS 独立网控制网的主要信息见表 3。

表 3

最弱点位中误差	最弱点位中限差	最弱边相对中误差	最弱边相对中误差限差
0.34cm(JS01)	5cm	1/377887(JS04 - JS01)	1/100000

从中可见精度指标大大优于规范要求。坐标系统的设置与计算方法的使用是成功的。

6 结束语

(1)由于我国的工程项目建设基本分期进行,工程控制网有很强的局部概念,少量控制性工程对精度要求非常高,从坐标系统的选择到平差方法,都须仔细分析,严格挑选才使用。

(2)项目一旦启动,要组织所有参与本项目的内外业作业人员认真学习相关《规范》,并根据项目的具体特点,研究与确定测量作业方案,为保证质量制定相应的预防措施。

(3)必须保证使用的仪器均在检定的有效期内。作业前,对仪器进行检查,确认仪器保持良好状态,观测过程中,如发生意外,要有预备的仪器补充。

(4)由于本项目的总里程不长,桥位独立控制网以外路线距离不远,平差计算后可将二等控制网各点独立控制网坐标作为路线网的起算数据,与路线网联测后,对路线网进行约束平差计算,直接实现桥位独立网与路线网的统一。

参考文献:

- [1] JTJ C10 - 2007,公路勘察规范[S].
- [2] 宁津生,陈俊勇,李德仁等.测绘学概论[M].武汉大学出版社,2004.
- [3] 孔祥元,郭际明,刘宗泉,大地测量学基础[M].武汉:武汉大学出版社,2010.

首届水下隧道建设与管理技术交流会报道

近年来,我国水下隧道建设技术发展十分迅猛,相继建成了厦门翔安海底隧道、青岛胶州湾海底隧道、上海长江隧桥等工程,积累了丰富的设计、施工及管理经验和技术创新成果。目前在建的重点工程有南京纬三路长江隧道和港珠澳大桥海底隧道项目等。

为推进我国公路水下隧道建设技术的创新与发展,2013 年 11 月 27~29 日,中国公路学会在江苏省南京市组织召开了“首届水下隧道建设与管理技术交流会”。本届会议的主题为“我国水下公路隧道建设技术的发展与突破”,主办方邀请了国内相关行业的专家、学者和从业技术人员做相关领域研究成果技术交流,并组织参会人员实地考察南京纬三路长江隧道工程。

会议过程中,举办方安排了专家作专题报告,主要内容如下:

1、水下隧道发展现状与存在的问题,由中国工程院院士钱七虎作报告;

2、双层六车道浅埋暗挖拱北隧道的技术挑战,由中交第二公路勘察设计研究院有限公司副总工程师、隧道院院长郭小红作报告;

3、港珠澳大桥隧道建设管理技术,由中交股份联合体港珠澳大桥岛隧工程项目常务副总工程师尹海卿作报告;

4、厦门海底隧道建设关键技术,由厦门路桥建设集团有限公司副总经理、总工程师曾超作报告;

5、南京纬三路长江隧道建设关键技术,由中交南京纬三路建设指挥部总工程师张亚果作报告;

6、南京纬三路长江隧道总体设计及关键技术,由中交第二公路勘察设计研究院有限公司隧道院副院长拓勇飞作报告;

7、双层大直径盾构隧道内部结构预制化研究,由中交公路规划设计院有限公司高级工程师黄俊作报告;

8、盾构刀具刀盘可视化检测技术,由中交隧道工程局有限公司盾构公司副总经理姚占虎作报告;

9、高水压复合地层条件下盾构机带压换刀技术,由中交第二航务工程局有限公司副总工程师吴忠善作报告;

10、高水压复合地层条件下大直径盾构机自主制造,由中交天和机械设备制造有限公司副总经理周骏作报告。

会议结束后,举办方组织参会人员到南京纬三路长江隧道工程进行实地考察,考察了以下项目:

1、南京纬三路项目工程沙盘;

2、盾构机设备;

3、超高水压大直径盾构带压换刀生活舱及始发端预制管片存放场;

4、盾构隧道洞内施工现场。

(梁雄 报道)

第七届(2013 年)沥青路面养护技术论坛报道

为总结我国公路建设和养护中的新技术、新成果,学习国外的先进经验,促进我国公路维修养护技术的发展和 innovation,提高建设与养护的质量和技术水平。2013 年 11 月 28 ~ 29 日,由中国公路学会道路工程分会、交通运输部公路科学研究院、广东省交通运输厅、广东省公路学会等联合举办的“第七届(2013 年)沥青路面养护技术论坛”在深圳市举行。

论坛主要围绕四个主题进行,一是围绕《公路沥青路面再生技术规范》的修订,探讨沥青路面再生技术;二是围绕“预防为主,防治结合”的公路养护方针,交流路面预防性养护技术;三是围绕交通运输行业节能减排相关工作,研讨绿色低碳公路技术;四是围绕畅通保障和服务社会,交流快速养护、路面冬季融冰除雪、特种功能路面等。

论坛举办方还邀请了杨东来、郑健龙、王旭东、沙爱民、徐剑、郝培文、张肖宁、王林、黄颂昌、Stephane (Pan) Charmot、Kin Jenkins、Martin vande Ven 等 23 位国内外知名专家、学者作专题报告,主要内容如下:

1、钢桥面 ERS 体系机械化施工技术,由广东省长大公路工程有限公司教授级高工杨东来作报告;

2、高等级公路路基工作性能快速检测、评价与加固技术,由长沙理工大学校长郑健龙作报告;

3、再论长寿命沥青路面的建养技术,由交

通运输部公路科学研究院研究员王旭东作报告;

4、路面工程温室气体排放评价体系与方法由长安大学副校长沙爱民作报告;

5、路面融雪除冰与植物基非氯环保型融雪剂,由交通运输部公路科学研究院 副主任徐剑作报告;

6、沥青路面厂拌热再生新旧沥青融合机理及配合比设计,长安大学教授郝培文作报告;

7、基于芯样的沥青路面性能评价,由华南理工大学教授张肖宁作报告;

8、大粒径沥青混合料加铺结构与性能衰变,由山东省交通科学研究所总工程师王林作报告;

9、绿色公路技术评价体系及行动,由交通运输部公路科学研究院副总工程师黄颂昌作报告;

10、微表处的影响因素,由美德维实伟克 MWV 中国沥青技术总监 Stephane (Pan) Charmot 作报告;

11、Road Recycling Technology How to bring theory and practice together, Stellenbosch University Kin Jenkins Professor;

12、Sustainability: a EU perspective, Delft University of Technology Martin vande Ven Professor.

(杨均 报道)

项目管理与总体协调知识专题讲座报道

2013 年 12 月 9 日,公司举办了主题为“项目管理与总体协调知识”的专题讲座,由第三路桥设计分公司副总经理李旭华担任主讲,公司 20 多名青年项目负责人参与听课。

李总的讲课围绕以下几个方面的内容展开:

- 1、介绍工程咨询与设计的范围及特点;
- 2、介绍项目审批的过程与各阶段工作的重点和难点;
- 3、介绍其项目管理的工作经验,着重介绍了如何做好外业调查、如何做好沟通与汇报工作等。

课后,李总与参与听课的人员进行了深入、细致的交流,对于大家提出的问题,都给予了耐

心的解答,无私分享了其工作多年来积累的经验 and 技巧,给予了参与听课的青年项目负责人很好的指引和帮助。



(简玉荣 报道)

全国桥梁建设暨港珠澳大桥 技术创新交流研讨与现场观摩会报道

改革开放以来特别是近十年来,我国桥梁建设取得了举世瞩目的发展成就。目前在建的港珠澳大桥是在一国两制条件下跨越粤港澳三地,在国内外均具有空前影响力的跨海通道工程;是迄今为止中国交通建设史上规模最大、技术最复杂、标准最高的工程,其创新建设理念将引领中国桥梁及交通建设领域的工业化革命,是中国迈向桥梁强国的里程碑项目。

为进一步推动我国桥梁建设技术创新和质量创优工作,提升桥梁建设水平,使桥梁建设和管理部门、设计施工技术人员及时了解先进技术发展动态,促进新技术、新工艺的推广与应用,提供学习和技术交流研讨的机会,中国土木

工程学会于 2013 年 12 月 17 ~ 19 日在珠海市组织召开了“全国桥梁建设暨港珠澳大桥技术创新交流研讨与现场观摩会”。

本次会议的议程主要为两大部分,一是由港珠澳大桥各参建单位技术负责人分享其建设港珠澳大桥的经验,作技术报告;二是组织参会人员实地考察港珠澳大桥 CB05 标中山预制厂。技术报告的主要内容如下:

- 1、港珠澳大桥建设思想、建设意义及总体建设进展情况;
- 2、港珠澳大桥总体设计思想及设计总体方案;
- 3、港珠澳大桥岛隧工程技术难点与设计创新;

4、港珠澳大桥岛隧工程施工难点与技术创新；

5、港珠澳大桥新技术应用——预应力智能张拉与压浆技术；

6、港珠澳大桥主体工程桥梁设计方案及创新；

7、港珠澳大桥主体工程桥梁工程施工新工

艺及关键技术；

8、港珠澳大桥主体工程桥梁工程钢箱梁制造新工艺及关键技术；

9、港珠澳大桥主体工程交通工程施工图设计。

(李国安 报道)

高边坡(滑坡)工程治理与深基坑工程技术应用及若干疑难问题解析高级研讨班报道

2014 年 1 月 11~12 日,中国建筑学会科技培训中心在北京市组织主办了“高边坡(滑坡)工程治理与深基坑工程技术应用及若干疑难问题解析高级研讨班”,由中铁西北科学研究院研究员王恭先、同济大学博士生导师应惠清担任主讲老师,国内相关专业的约 100 余名技术人员参加了研讨班。

本次研讨班授课的主要内容有:

1、大型复杂滑坡的勘察及稳定性评价等,主讲人:王恭先;

2、高边坡与病害、变形类型及高边坡的勘察设计,主讲人:王恭先;

3、深基坑支护结构和施工新技术、地下工程逆作法的设计与施工,主讲人:应惠清;

4、《建筑深基坑工程施工安全技术规范》(JGJ 311-2013)解读及基坑工程安全技术与事故分析,主讲人:应惠清。

通过参加本次研讨班,笔者有如下几点收获:

1、大型滑坡范围广、影响深、治理难度大、费用高,且在长期运营中,存在后期隐患。我们在公路工程,特别是山区高速工程的线位选择中,应注意地质选线的重要性。避开大型滑坡、崩塌、软弱土等地质灾害,从而保证工程安全,降低工程造价,获得良好的社会效益。

2、山区高速公路高边坡勘察过程中,在条件允许的前提下,应做好工程地质调绘,特别是软弱岩土层、不利结构面的探查。根据边坡岩土层特点,布置足够的勘察工作量。以翔实的勘察成果作为设计的基础。

3、深基坑工程属跨行业内容,但其工程特点与公路下沉式隧道有相似之处,对于我们的勘察设计工作有一定的借鉴学习作用。

(李志宏 报道)

改革创新加快建设 全力推进交通运输事业上新台阶

——广东省交通运输厅厅长曾兆庚在 2014 年全省交通运输工作会议上的讲话内容摘选

2014 年 1 月 7 日,2014 年广东省交通运输工作会议在深圳市召开,省交通运输厅党组书记、厅长曾兆庚出席会议,并向大会作了题为《改革创新加快建设全力推进交通运输事业上新台阶》的工作报告,对今年全省交通运输工作进行了具体部署,现就厅长的报告中关于公路建设的内容进行摘选刊登,以便大家学习、贯彻报告精神。

一、2013 年公路建设情况

至 2013 年底,全省公路通车总里程达 20 万公里,公路网密度 112.98 公里/百平方公里,其中,高速公路通车里程 5705 公里,新增 181 公里。全省交通基本建设完成投资 960 亿元,较原计划超额完成 26.5%。其中,高速公路完成投资 650 亿元,较原计划超额完成 55%;国省道 60 亿元,地方公路 130 亿元。2013 年,我们主要完成以下工作:

(一)全力加快高速公路建设,促进区域交通协调发展

2013 年建成通车 7 个项目 200 公里,新增通车里程 181 公里。梅大高速公路一期建成通车,新增大埔县通高速;二广高速公路怀集支线和云罗高速双东至替滨段建成通车,新增 2 条与广西对接的省际通道。新开工 13 项 896 公里,其中,粤东西北项目 6 项 592 公里,出省通道项目 3 个。其他在建 23 项 1781 公里总体进展顺利,港珠澳大桥全面推进,海底沉管隧道建设突破“千米”大关,珠海连接线工程全面开工建设。实施“并联审批”和“绿色通道”,项目前期审批工作取得重大进展,完成了 2 个国家项目和 5 个省项目共 518 公里的核准或审批,以及 7 个项目初步设计、9 个项目(18 段)整体用

地和 3 个项目先行用地的批复。

(二)夯实基础,促进普通公路和水运协调发展

强化规划引领作用。继续推进全省综合运输体系规划编制工作,完成并上报国家公路网粤境段线位规划和省高速公路网规划(修编),完成了普通省道网、沿海公共锚地、邮轮游艇码头布局等规划。指导地市积极开展市级综合运输体系规划,完成了汕潮揭交通运输同城化规划的编制工作。

普通公路保障能力进一步增强。完成了 2.5 万公里国省干线路面检测评价工作,完善了普通公路管理系统和桥梁养护系统。完善制定养护示范路技术指南、实施方案、管理制度、验收办法等,推进养护管理示范路建设。国道 6205 线改造示范工程已顺利完成并通过了交通运输部的检查验收。继续完善县乡公路路网结构和通达水平,加大危桥改造力度,推进安保整治工程,完成 5000 公里新农村公路路面硬化任务。

二、2014 年公路建设主要任务

2014 年交通运输基础设施计划投资 990 亿元。其中:高速公路 700 亿元,国省道 80 亿元,地方公路 139 亿元。2014 年主要做好以下工作:

(一)全力以赴加快以高速公路为重点的交通基础设施建设

攻坚克难,乘势而上,确保高速公路建设再上新台阶。根据省政府出台的 2013-2017 年高速公路建设计划,2014 年全省高速公路通车里程要达到 6290 公里左右,2015 年 6840 公里,2017 年 8140 公里。今年的建设目标能否顺利完成直接关系到 2015 年末和 2017 年末两大

目标能否顺利实现。为此,要继续坚持适度超前发展原则,切实加快构建覆盖粤东西北地区的高速公路网络。进一步创新投融资模式,继续完善和推行 BOT + EPC 模式,开展 BT 建设模式试点,加大引入社会资本力度,多方开拓建设资金渠道。探索高速公路沿线土地综合开发模式。进一步落实责任,分解项目关键环节责任目标,强化动态监管,建立倒逼机制。进一步加强督导协调,继续强力推进“省市共建”,重点抓好征地拆迁包干责任制的落实,全力确保在建、续建项目进度。进一步落实“并联审批”和“绿色通道”,加快项目前期和审批工作,促使项目尽早开工建设。

——建成高速公路 8 项共 586 公里,包括广乐高速公路韶关段及广州清远段(连通湖南的出省通道)、梅大高速公路二期(大埔大麻至三河段)及东延线(连通福建的出省通道)、二广高速公路连州至怀集段(连通湖南的出省通道,实现连山县通高速)、珠三角环线高速公路肇庆至花都段、汕揭高速公路汕头段二期、广高明高速公路陈村至西樵段一期。

——新开工 8 个项目 938 公里,重点推进宁莞高速公路潮州北段、汕昆高速公路龙川至怀集段、武深高速公路仁化至博罗段、汕湛高速公路清远至云浮段、佛(山)江(门)高速公路顺德段、深圳外环高速公路、广清和清连高速连接线、花都至东莞高速公路等项目建设。

——确保其它 30 项在续建高速公路 2093 公里按计划推进,加快港珠澳大桥及珠海连接线、虎门二桥等重大基础设施建设。

——加快中开、大潮等 13 个高速公路项目前期工作进度,力争年内完成 2015 年计划新开工项目的立项审批。加快推进深中通道前期工作。

(二)着力改进提升交通运输服务水平

加大改造力度,提高普通公路服务水平。根据春华书记“做好高速公路与地方道路的统

筹规划、协调推进,切实发挥好公路网的整体效益”的要求,进一步创新制度、科学决策,加快国省干线路网结构优化升级,提升普通公路网服务水平。总结 G205 国道改造示范工程经验,修订完善公路养护管理相关制度、规范及规定,研究养护资金补助政策,健全完善公路养护资金保障机制,推进我省公路管理科学发展。制定国省干线改造计划,全力推进“双十公路”示范工程创建活动和国家重点补助的国省干线改造项目建设。推进 G106、G324、G325 国道改造(养护)工程前期工作,加强对国省干线穿城段改线工程的研究,合理确定路面改造、大修方案。加快制订全省公路养护管理检查工作实施方案,切实做好“迎国检”相关准备。建设 5000 公里左右的新农村公路,稳步推进县乡公路建设,加强农村公路养护管理。

(三)切实加强交通运输行业治理

推进市场监管体系和标准化建设。强化运输市场监管,加快推进行业诚信管理体系建设。完善《广东省水路运输行业诚信管理试行办法》相关配套政策和措施,制定《广东省道路客货运输企业诚信评价办法》及从业人员诚信考核制度。加强对驾培机构、教练员及维修行业的监管,提高社会满意度。进一步推动道路货运价格与成本监测试点,逐步建立道路货运行业成本核算、企业成本报送和发布机制。加强重点港口企业监测,保障重要物资有序运输。深化现代工程管理,强化质量监督和造价管理。强化建设市场监管,加强监理和检验检测管理,深化公路、水运建设市场信用体系建设和应用,制定《广东省公路设计企业信用评价管理办法》。推动标准管理改革,加强行业地方标准建设,继续大力推行高速公路标准化设计,制定完善高速公路及国省干道交通标志管理制度和技术标准。

(四)加快完善智慧交通发展基础

实施创新驱动战略。继续组织重大工程科

攻关关,利用政府引导性课题持续开展行业发展的前瞻性课题研究。加快建立以企业为主体的行业科技创新体系,鼓励和支持企业建设高水平研发平台,依托首批国家物联网在城市公交建设、管理和运营服务中的示范应用,有序推进数字交通研发平台发展。继续培育我省交通企业科技研发中心,积极推动科技成果转化。

(五)深入推进交通绿色循环低碳发展

牢固树立绿色交通发展理念。在规划、建设、运营、养护等各个环节,深入贯彻绿色发展理念。加强生态保护,集约节约利用土地、通道、岸线等资源。积极发挥水运比较优势,探索建立大宗货物水路运输诱导机制。继续推进公路生态景观林带建设。广泛宣传和积极倡导绿色低碳出行。

开展绿色循环低碳交通运输体系建设。加强顶层设计和系统规划,开展绿色交通运输体系机制与政策研究,推进交通运输环境监测网规划编制。开展部省共建绿色循环低碳示范省工作,建设绿色循环低碳交通区域性试点城市以及包含公路、港口、航道的低碳试点主题性项目。进一步推动全省交通运输节能减排部门规章和标准规范等建设工作,加强节能减排的结构性、技术性、监管能力建设。

今年交通运输工作任务艰巨,全省交通运输系统广大干部职工要始终保持奋发有为的精神状态,增强责任意识,努力加强自身建设。一是要加强廉政建设和改进作风。落实各级党组织党风廉政建设的主体责任,认真贯彻中央惩治和预防腐败体系建设新的五年规划,深化廉

政风险防控,突出抓好工程建设领域特别是在建重大项目、基层交通行政执法、各级行政机关的廉政建设。突出抓好制度防腐和科技防腐,深化源头治理,强化权力运行全过程监管,进一步规范权力运行。严格落实中央“八项规定”,努力营造廉洁自律、厉行节约的氛围。继续深化群众路线教育实践活动,解决“四风”方面存在的突出问题,整顿庸懒散奢,切实转变工作作风。二是要加强队伍建设和人才培养。严格落实干部管理制度,优化干部队伍结构,促进干部管理工作的科学化、制度化和规范化。加强党风廉政建设、党性纪律和道德教育,全面提高党员干部的党性修养、理论水平、业务技能和人文修养。大力开展管理及技能业务的教育培训,强化队伍建设,着力加强专业技术人才培养。三是要加强精神文明和行业文化建设。继续深入开展“学树创建”活动,推进学习型、服务型、创新型党组织建设,努力探索交通志愿服务新模式,充分发挥工青妇等群团组织的作用。积极开展行业核心价值体系建设,开展形式多样的文化活动,提升“用心服务畅享交通”文化品牌。

同志们,成绩代表过去,实干创造未来。在新的历史起点上,我们要在省委、省政府的正确领导下,进一步解放思想,改革创新,锐意进取,发挥勇拼搏、敢担当、能争先、善创新的交通实干精神,打好交通基础设施的攻坚战,努力完成各项目标任务,坚定不移地加快交通运输发展,为广东实现“三个定位,两个率先”总目标作出新的贡献!