广东公路勘察设计

（季刊）

2015 年 3 月 30 日出版

2015 年第 1 期

（总第 157 期）

内部资料　免费交流

登记证编号：粤内登字〇第 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：二广高速公路粤境连州至怀集段

目　　次

桥梁工程

榕江大桥总体设计 …… 王　雷，梁立农，罗新才，杨　钻（1）

大沙水道桥索塔结构设计及受力分析 …… 马玉全，蒋娜芳，孙向东，陈枝洪（7）

广东省公路水文勘测设计地方规定研究 …… 文方针，王　强（14）

道路工程

新型螺旋式 T 形互通立交设计探讨 …… 张　文，李雪莲（17）

软土地基桥梁桩基施工对既有桥桩的影响分析 …… 孙子均（20）

论公路市政化改造市政元素的配置 …… 周文辉（25）

广东某高速公路路堑边坡稳定性分析 …… 罗宇权（30）

水保工程

汕昆高速公路龙川至怀集段工程水土保持方案设计 …… 王俊丽，卓素娟（35）

测量工程

嵌入式精密三角高程测量算法设计与实现 …… 杨　雪（40）

交通经济

基于多元回归的高速公路营运期能耗测算模型研究 …… 向前忠，马书红，韩亚慧（44）

隧道工程

复杂地质山岭隧道涌水分析处理 …… 庄富盛，杨　飚（49）

信息专栏

2014 全国岩土工程原位测试新技术论坛报道 …… （51）

GNS 测量工程综合应用与 RTK 技术实操及案例分析培训报道 …… （52）

中国测绘地理信息学会 2014 年学术年会报道 …… （52）

《公路工程技术标准》（JTG B01－2014）宣贯培训报道 …… （53）

《公路立体交叉设计细则》（JTG/T D21－2014）宣贯会报道 …… （53）

管理体系内审员培训专题报道 …… （54）

二广高速公路粤境连州至怀集段通车报道 …… （54）

榕江大桥总体设计

王　雷,梁立农,罗新才,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: 本文介绍潮惠高速公路榕江大桥主桥总体设计、桥型方案研究及最终实施方案——柔梁矮塔斜拉桥的结构设计等内容。该桥采用双塔混合梁柔梁体系矮塔斜拉桥,斜拉索采用辐射形布置,集中锚固于塔顶,成功解决了航运、航空高程限制问题和结构抗风、抗震问题,为以后同类情况提供借鉴。

关键词: 柔梁体系矮塔斜拉桥;混合梁;榕江大桥;总体设计

1　概述

榕江大桥是潮惠高速公路的一座特大桥,在揭阳市炮台镇和双溪咀之间跨越榕江,主桥采用柔梁体系矮塔斜拉桥。榕江是潮汕地区一条重要的水路运输要道,物流较为发达,通航 10000t 海轮。桥址河道顺直微弯,河面宽约 510m,平均水深约 8.1m,受潮汐影响明显,为不规则半日潮,每天二涨二落,具潮差、潮时不等特征。桥区属南亚热带季节风气候,年平均气温 21.9℃,年平均相对湿度 79. 6%,年平均降水量为 1740.7mm,年平均风速为 1.8m/s,多年平均台风袭击约 1 ~4 次,设计基准风速 39.4m/s。桥区地质条件复杂,覆盖层较厚,基岩埋置深度在 85m 以上;普遍存在淤泥质软土,厚度 2.80 ~ 24.50 m 不等,平均厚度为 12.43m,平均埋深 1.5m。桥址距新潮汕机场约 5Km,要求桥面建筑高度不得超过 96.559m,施工期不得超过 101m。

大桥设计主要技术标准如下:双向六车道高速公路;公路 - Ⅰ级设计荷载;设计行车速度 100km/h;最高设计水位为 4.31m,最高设计通航水位为 2.89m,最低设计通航水位为 -0.64m;通航净空尺度净 347 ×38m,单孔双向通航;主墩横桥向设计船舶撞击力为 36MN,辅助墩横桥向设计撞击力为 12.7MN,纵桥向防撞力取横桥向 50%;地震动峰值加速度 0.183g。

2　桥型方案构思

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。主桥上部结构跨径及梁底高度受到通航净空的控制,桥位处于机场起飞爬升面范围内,桥梁建筑高度(桥塔高度)受飞行净空控制。“上压下顶”两条高程控制线严格限制,梁式桥跨越能力有限,常规斜拉桥塔高受限,可选桥型不多。

图 1　榕江大桥桥位平面

大桥设计征求了航道主管部门和地方相关单位意见，桥位选择进行了多个桥位的比选，最后结合通航净空、两岸接线控制条件及桥位自然条件等因素确定现有桥位如图 1 所示，桥轴线与水流交角控制在 4°，在推荐桥位满足通航条件的主跨要求不小于 380m。

桥型方案概念设计阶段，先后提出变截面混合梁矮塔斜拉桥方案、自锚式悬索桥方案、地锚式悬索桥方案、桁架梁桥方案以及柔梁体系矮塔斜拉桥方案等 5 个方案进行比选，具体情况如下：

（1）主跨 380m 的变截面混合梁矮塔斜拉桥方案（如图 2）以主梁受力为主，力学行为表现为梁桥特征，斜拉索基本上起到体外预应力的作用，本方案用在 380m 的跨径上经济性很差，不推荐采用。

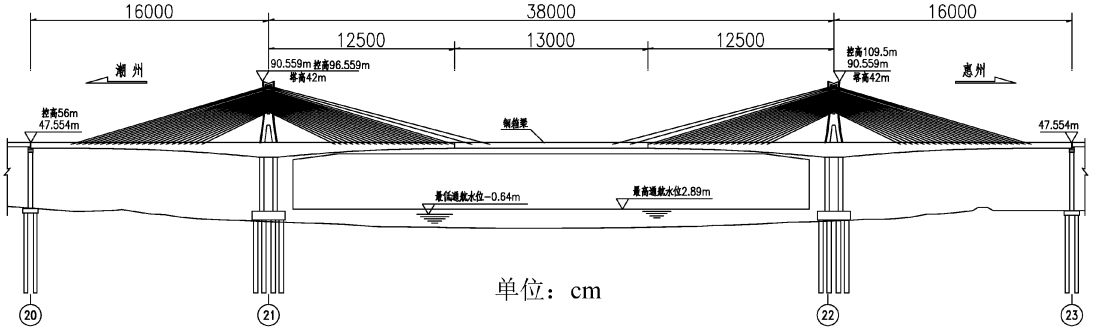


图 2　矮塔斜拉桥方案立面布置

（2）主跨 380m 的自锚式悬索桥方案（如图 3），按先梁后缆的施工工艺进行施工，施工措施代价很大，没有经济优势，同时结构体系转换复杂，经比选不推荐采用。

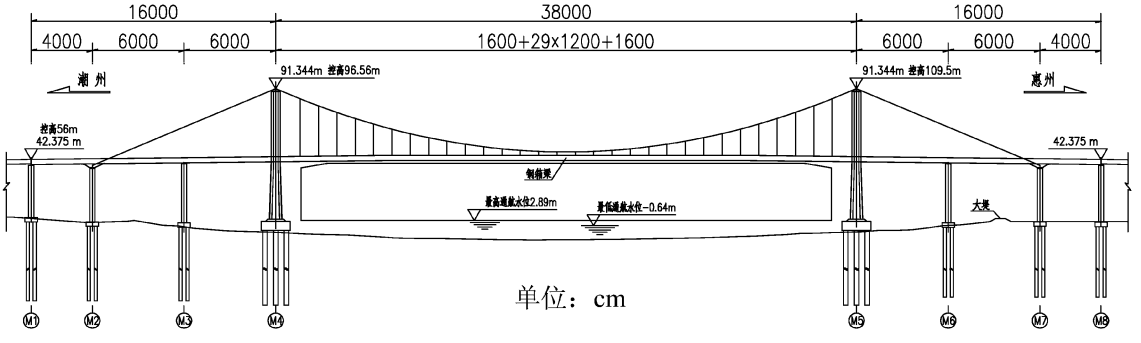


图 3　自锚式悬索桥方案立面布置

（3）主跨 380m 的地锚式悬索桥方案（如图 4），在此跨径上采用本身就是不具有经济优势，同时由于在软弱地基修建锚碇的高昂代价更加使其失去竞争力。

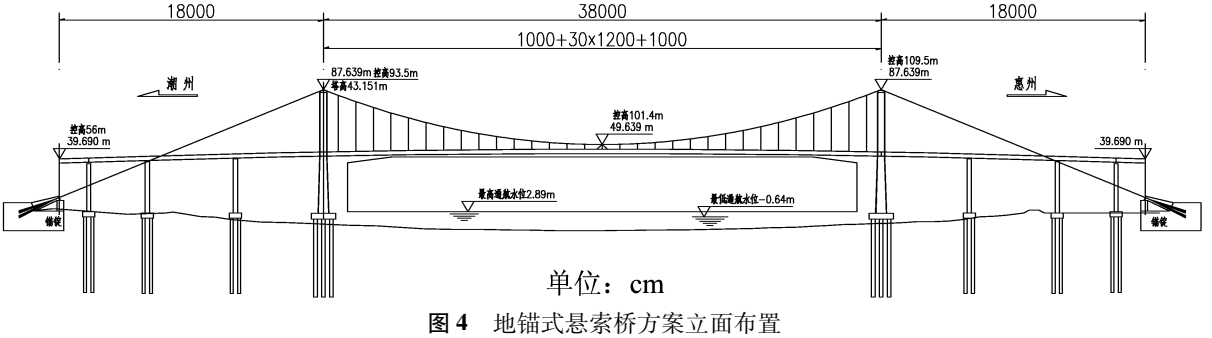
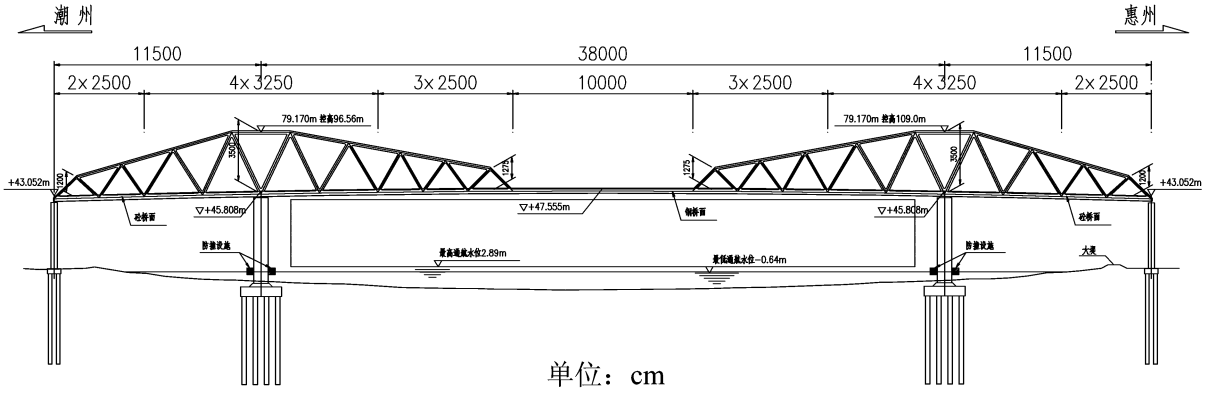


图 4　地锚式悬索桥方案立面布置

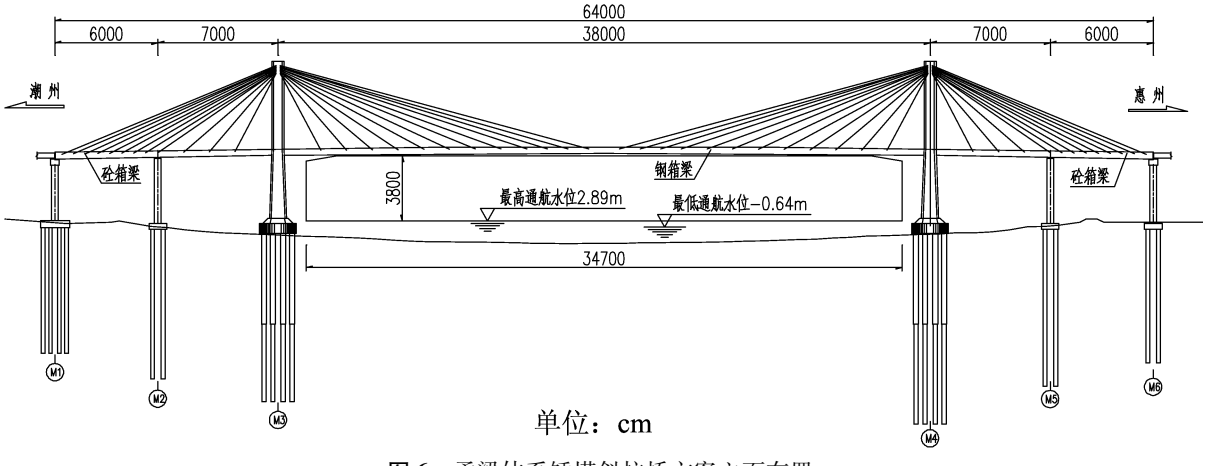
（4）主跨 380m 的钢桁梁桥方案（如图 5）由于跨径大，采用悬拼施工的难度也大，同时造价高，不推荐采用。



单位：cm

图 5　钢桁梁桥方案立面布置

(5)主跨 380m 的柔梁体系矮塔斜拉桥方案,采用 60m + 70m + 380m + 70m + 60m 五跨连续布置,主梁除边跨 60m 部分采用混凝土箱梁外,余均采用钢箱梁,结构体系采用半漂浮体系,索塔高度按照民航部门要求布置,有效高跨比为 1∶8,与普通斜拉桥 1∶4 的高跨比相比矮了一半,从塔高来说是名符其实的矮塔斜拉桥,但由于采用柔梁密索支承体系,因此其力学行为表现为类似于常规斜拉桥的受力特征,斜拉索应力幅值和主梁刚度均能满足规范要求,故推荐采用。为了提高斜拉索的支承刚度和使用效率采用了辐射形斜拉索布置形式,斜拉索集中锚固于塔顶,如图 6 所示。



单位：cm

图 6　柔梁体系矮塔斜拉桥方案立面布置

3　主桥结构设计

3.1　索塔

索塔采用钢筋混凝土门式索塔,塔柱通过上下两道横梁连接成整体,塔柱截面为矩形,通过 50cm(横) × 150cm(顺)的倒角形成八边形断面。自承台顶到塔顶,塔柱总高度为 94.35m,塔顶高程为 95.85m,桥面以上高度为 51.06m。塔柱横桥向内侧面为直线,斜率为 1/21.345,外侧面上段直线斜率为 1/21.345,宽度为 4.0m,下段直线斜率为 1/10.814,塔柱底部宽为 6.0m,上、下直线段之间以半径为 500m 的圆弧光滑连接。顺桥向上、中塔柱宽 7.0m,下塔柱宽度由 7.0m 渐变到 10m,斜率为 1/24.209。中塔柱壁厚 80cm,下塔柱壁厚 100cm。上塔柱顶部为斜拉索锚固区段,内部设置斜拉索集中锚固的钢锚箱,外部为保护钢锚箱的混凝土塔壁,横桥向壁厚 30cm,顺桥向壁厚 50cm。如图 7 所示。

3.2　主墩基础

主墩基础采用钻孔灌注桩,每个承台下设 24 根 φ3.0m - φ2.5m 的变截面钻孔灌注桩,梅花形布置,按支承桩设计,桩尖进入中风化或微风化花岗岩。承台平面呈圆端哑铃型,两个分离的承台通过宽 10m 系梁连接成整体。承台整体平面轮廓

为 73.9m(横)×21.4m(顺),承台厚 6.0m,承台顶设 3.0m 的塔座。

3.3　主梁

榕江大桥主梁采用混合梁设计,60m 边跨采用 P. C. 箱梁,70m 边跨及中跨采用钢箱梁,箱梁断面均为带风嘴的扁平流线型整体式断面,全宽 38.7m,顶宽 34.7m(不含风嘴),底板宽 19.2m,梁高 3.5m,顶面设 2% 的双向横坡,如图 8、如 9 所示。

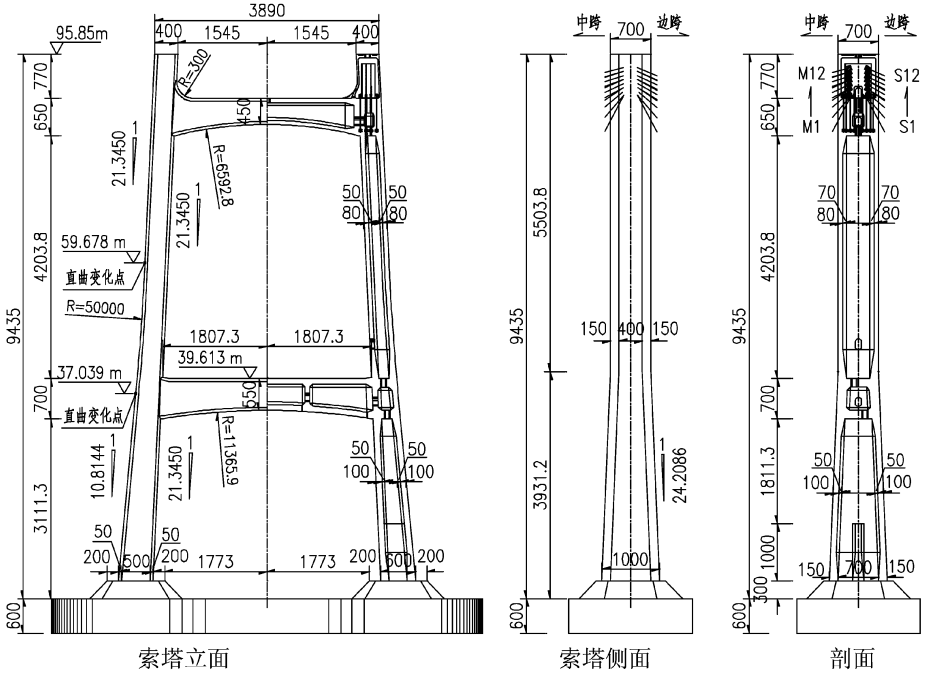


图 7　索塔构造图

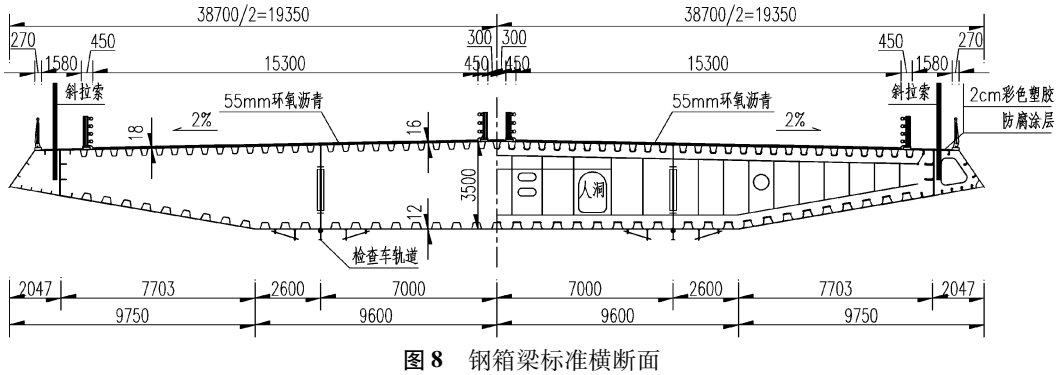


图 8　钢箱梁标准横断面

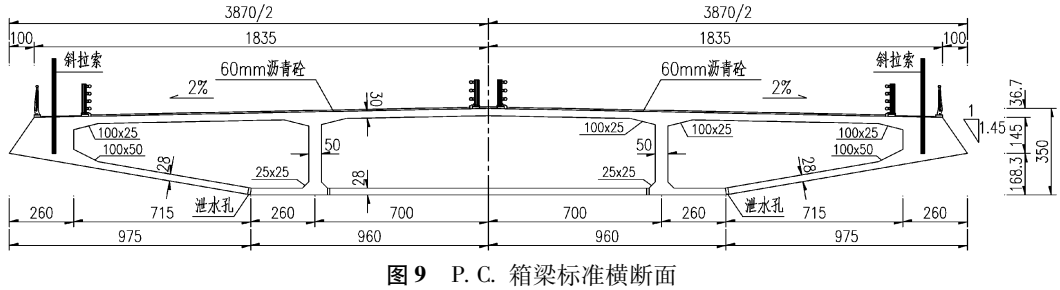


图 9　P. C. 箱梁标准横断面

钢箱梁采用 15m 和 12m 两种标准梁段,标准梁段横隔板间距 3.0m,采用实腹式横隔板。钢箱梁内设置 2 道桁架式中腹板(根部梁段加强为实腹式中腹板),间距 14m。标准梁段快车道范围顶板厚度 16mm,重车道范围顶板厚度 18mm,顶板 U 肋高 300mm、上口宽 300mm、下口宽 180mm、厚度为 8mm,横向标准间距 600mm;底板厚度 12mm,底板 U 肋高 260mm、上口宽 250mm、下口宽 400mm、

厚度为 6mm,横向标准间距 800mm。斜拉索锚固在边腹板上,边腹板厚 32mm,采用 280mm×28mm 的加劲肋进行加劲。其他梁段板厚根据受力需要进行加厚。

P. C. 箱梁采用单箱三室截面,顶板厚度均采用 30cm,底板厚度采用 28cm,腹板厚 50cm。横隔板纵桥向间距为 4m,箱梁中室横隔板壁厚 30cm,边室横隔板壁厚 30cm ~50cm。过渡墩、辅助墩墩顶(钢混结合段)均设置横梁,其厚度分别为 2.0m 和 2.2m,不仅满足主梁受力需要,也能增加主梁的压重作用。

3.4　斜拉索

榕江大桥共设 4×12 对斜拉索,采用平行钢丝拉索,钢丝强度为 1770MPa。为提高斜拉索使用效率和减小主梁轴力,斜拉索采用塔顶集中锚固,钢箱梁上采用钢锚箱锚固,混凝土箱梁上采用齿块锚固。斜拉索倾角较小,索在梁和塔上的锚固构造要求较高,为解决塔上锚固空间,本桥采用整体钢锚箱锚固(如图 10 所示)。整体钢锚箱设置在上塔柱塔腔内,与塔壁不连,而是通过预应力螺杆锚固锚固在塔柱上。

整体钢锚箱竖向高度 6m,横桥向 2.36m,顺桥向 4.7m;横向设 3 个锚室,主要有锚室腹板和侧板、斜拉索锚箱、承压板及临时施工平台构成。斜拉索锚箱上下错开焊接在 3 个锚室的腹板上,每个锚室上下设 8 个钢锚箱。斜拉索索力通过钢锚箱传递给锚室腹板,并向下传给承压板,由承压板传给塔柱,传力路径明确。根据受力需要,锚室中腹板采用 60mm 厚钢板,边腹板及侧板采用 40mm 钢板,承压板采用 80mm 钢板。

钢箱梁上索距采用 15m 和 12m 两种,混凝土箱梁上索距采用 8m 和 4m 两种,斜拉索在主梁上的锚固点均与箱梁横隔板对应,索力的水平分量通过边纵梁(边腹板)向顶板进行扩散,竖向分力则依靠横隔板传递到箱梁腹板。

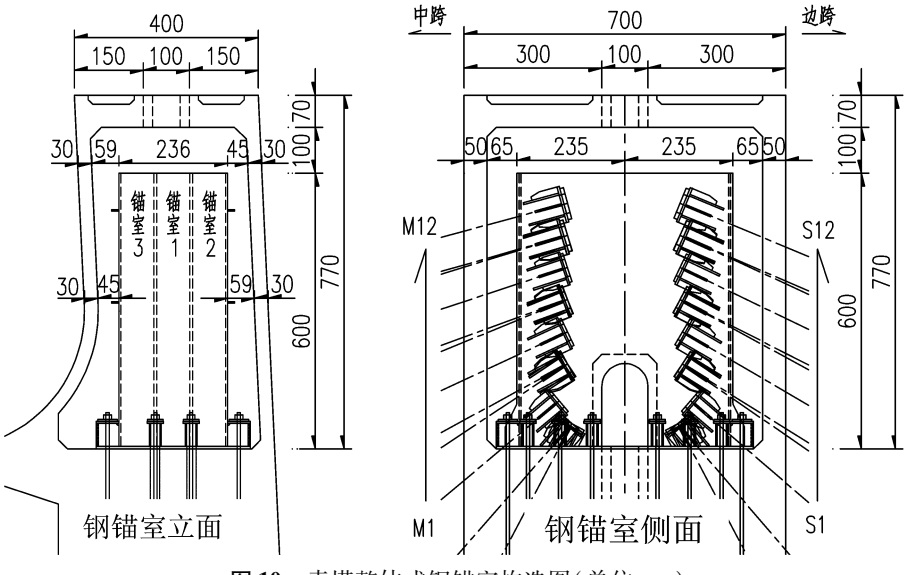


图 10　索塔整体式钢锚室构造图(单位:cm)

3.5　支承体系

全桥采用半漂浮体系,竖向支座均采用球型钢支座,双向活动。为控制顺桥向位移和地震效应,索塔下横梁和主梁之间顺桥向设置粘滞阻尼器装置;为限制横桥向位移和减小地震效应,在索塔下横梁与主梁之间、过渡墩墩顶和辅助墩墩顶均设置横向钢阻尼装置,正常使用阶段横向钢阻尼装置处于弹性状态控制主梁横向变位,满足正常使用要求;地震作用下钢阻尼装置发生弹塑性变形耗能,延长结构振动周期,起到减小地震效应、保护结构的目的。

4　结构分析与计算

4.1　静力计算结果

拉索活载应力幅基本控制在 100 ~140MPa 以内,最大应力幅值为 141.7MPa。标准组合作用下,

斜拉索最大应力为 701.2MPa,安全系数为 2.52;钢主梁在第一体系标准组合下的顶缘最大应力为 68.7MPa,底缘最大应力为 102.6MPa;混凝土主梁短期效应组合下,未出现拉应力,最大主拉应力为 0.22MPa,小于 $0.4f_{tk}=0.4\times2.74=1.096$MPa,正截面及斜截面抗裂性满足规范要求;标准组合下受压区混凝土的最大压应力为 10.4MPa,最大主压应力为 10.4MPa,满足规范要求;加劲梁中跨活载向下挠度为 0.609m,挠跨比为 0.609/380 = 1/624 <1/400,结构刚度满足规范要求。

4.2　动力计算结果

结构动力特性分析结果表明:该桥成桥运营状态竖弯和扭转基频分别为 0.3698Hz 和 0.9731Hz,扭弯频率比为 2.631;最长单悬臂状态为最不利施工状态,竖弯和扭转基频分别为 0.3824Hz 和 1.0826Hz,扭弯频率比为 2.831。

4.2.1　抗震计算

计算结果表明主桥过渡墩、辅助墩及主塔各控制截面在 E2 地震作用下均未出现塑性铰,满足抗震设计要求。纵桥向 E2 地震及恒载作用下,主塔处的纵向阻尼器上的最大反力小于阻尼器设计吨位 3000kN,横桥向 E2 地震及恒载作用下,主塔横向钢阻尼支座最大反力达 6794kN >5000kN,过渡墩和辅助墩横向钢阻尼支座最大反力达 2650kN >2000kN,均进入屈服状态,起到了耗能作用;主桥支座纵桥向和横桥向变形均满足允许变形量。

4.2.2　抗风计算及风洞试验结果

榕江大桥主桥颤振试验表明:在施工和成桥运营状态时,±3°范围内的风攻角情况下,大桥颤振临界风速均远远高于相应阶段的颤振检验风速 75.9m/s(成桥阶段)和 63.6m/s(施工阶段),因而榕江大桥主桥在成桥运营状态和施工阶段均满足颤振稳定性的要求。

榕江大桥成桥运营状态大比例节段模型格栅紊流场涡激共振试结果表明:在顺风向紊流强度为 5% 的紊流场中,±5°攻角范围内没有观察到明显的竖向及扭转涡激共振。

5　施工方案简介

主塔桩基采用大直径钻孔灌注桩,承台采用钢套箱围堰施工。主塔墩拟采用现浇施工,主塔塔柱采用爬模现浇施工。辅助墩位于漫滩浅水区,可采用板桩围堰法施工,边墩位于岸上施工相对简单、常规。边跨混凝土梁采用搭设支架现浇施工;次边跨及中跨的钢箱梁采用工厂制造,运至桥位悬拼安装。边跨混凝土箱梁段对应斜拉索采用梁端张拉,钢箱梁段对应斜拉索采用塔端张拉。

6　结语

(1)通过桥型方案的构思比选,柔梁矮塔斜拉桥在特定的条件下,也是一个经济合理的桥型。

(2)榕江大桥采用柔梁矮塔斜拉桥结构形式,成功解决了“上压下顶”的高程控制问题和抗风、抗震问题。填补了大跨度柔梁矮塔斜拉桥的空白,丰富了斜拉桥的结构形式,为以后类似情况提供有效的解决途径。

(3)斜拉索塔上通过整体钢锚箱集中锚固是本桥设计的一大亮点,改善了斜拉索的使用效率和主梁受力,并成功解决斜拉索塔端有效锚固问题。

(4)通过本桥设计,作者认为矮塔斜拉桥采用混合梁跨径突破 400m 在技术上不存在问题。目前本桥已经开工建设。

参考文献:

[1] 何新平. 矮塔斜拉桥的设计[J]. 公路交通科技,2004(4):66-72.

[2] 减华,刘钊. 部分斜拉桥的应用和发展[J]. 中国市政工程,2004(3) 29-31.

[3] 陈从春,周海智,肖汝诚. 矮塔斜拉桥研究的新进展[J]. 世界桥梁,2006(1):70-73.

[4] 何红丽,黄侨,郑一峰. 部分斜拉桥承载能力的理论研究和数值分析[J]. 中国公路学会 2005 年学术年会论文集,2005:262-267.

[5] 王海战. 矮塔部分斜拉桥主桥施工技术[J]. 铁道标准设计,2006 (2):71-73.

[6] 李晓莉,肖汝诚. 矮塔斜拉桥的力学行为分析与设计实践[J]. 结构工程师,2006(8):7-8.

[7] 王伯惠. 斜拉桥结构发展和中国经验(上册)[M]. 北 京:人民交通出版社,2003.

[8] 严国敏. 现代斜拉桥[M]. 成都:西南交通大学出版社,1996.

大沙水道桥索塔结构设计及受力分析

马玉全,蒋娜芳,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: 大沙水道桥为虎门二桥工程的一座特大桥,为主跨 1200m 单跨简支钢箱梁悬索桥,索塔采用门式钢筋混凝土结构,塔高 190m,由下塔柱、下横梁、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

大沙水道桥为虎门二桥工程的一座特大桥,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、改善珠江番莞两岸交通流结构、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。其中大沙水道桥采用 1200m 单跨简支钢箱梁悬索桥。桥型布置图如图 1 所示。

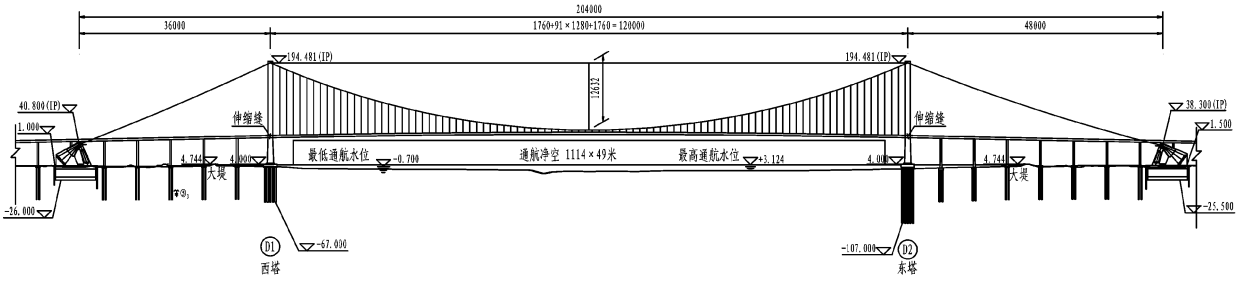


图 1　大沙水道桥桥型布置图

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。

大沙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变形，且根据结构受力特点，上、下塔柱断面采用不同壁厚，塔柱共设两道横梁，横梁断面也采用圆倒角八变形，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 193.1m，塔柱采用有两个对称轴的的空心薄壁断面，下塔柱横桥向外侧面斜率为 1/ 20.793，内侧面斜率为 1/ 151.388，顺桥向侧面斜率为 1/ 36.563；上塔柱内外侧面横桥向斜率均为 1/ 48.205，顺桥向为竖直。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 6.0m 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 6.5m（横桥向）×9.5m（顺桥向），下横至塔底为 6.5m（横桥向）×9.5m（顺桥向）~9m（横桥向）×12m（顺桥向）。根据受力计算，壁厚分别采用 110cm（上塔柱）、130cm（上塔柱下端）、150cm（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使用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 ~ 图 4 所示。

索塔共设上、下两道横梁，为提升索塔整体美观，塔柱横梁采用圆弧型设计，上横梁中间高 8m，端部高 11m，中间由顶底面两段圆弧过渡，上横梁宽 6.0m；下横梁中间高 11m，端部高 13m，中间由底面圆弧过渡，下横梁顶面为直线，下横梁宽 6.5m，下横梁腹板及顶、底板厚 1.2m，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、下横梁均为预应力混凝土结构，上横梁共设置 36 束 15 - 22 钢绞线，下横梁共设置 76 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 φ40mm 的钢筋，内圈竖向配置一层 φ32mm 的钢筋，水平配置 φ20mm 的箍筋；在塔顶实心段分别设置 φ25mm、φ20mm 水平钢筋网，在塔底实心段分别设置 φ25mm 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。

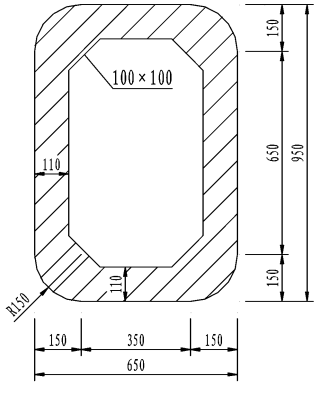


图 2　上塔柱断面

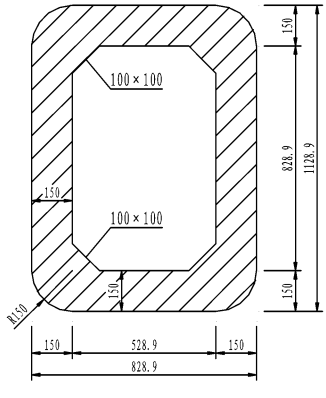


图 3　下塔柱断面

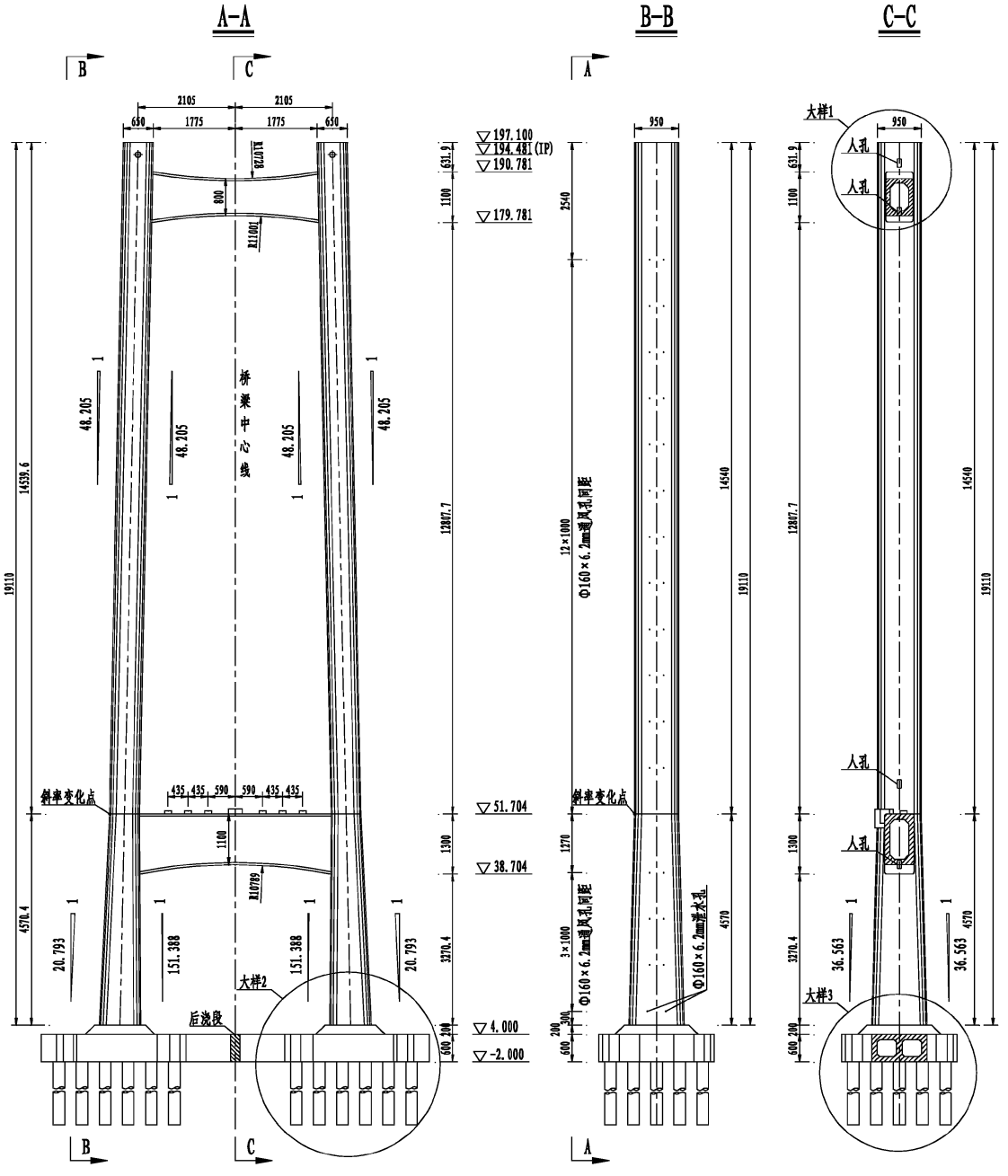


图 4　大沙悬索桥索塔立面布置

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 φ2.5m。索塔每个塔柱下横桥向布设 6 排、顺桥向均布设 5 排,共 26 根。承台布设为圆端哑铃型,平面总尺寸为 82.55(横桥向)×25.0(顺桥向),承台厚 6m,承台系梁宽 12m,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 19.0m(横桥向)×22.0m(顺桥向),顶面为 15.0m(横桥向)×18.0m(顺桥向),厚度为 2m,塔座顶标高为 6m,基础构造图如图 5 所示。

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接的悬臂梁,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 6 所示。

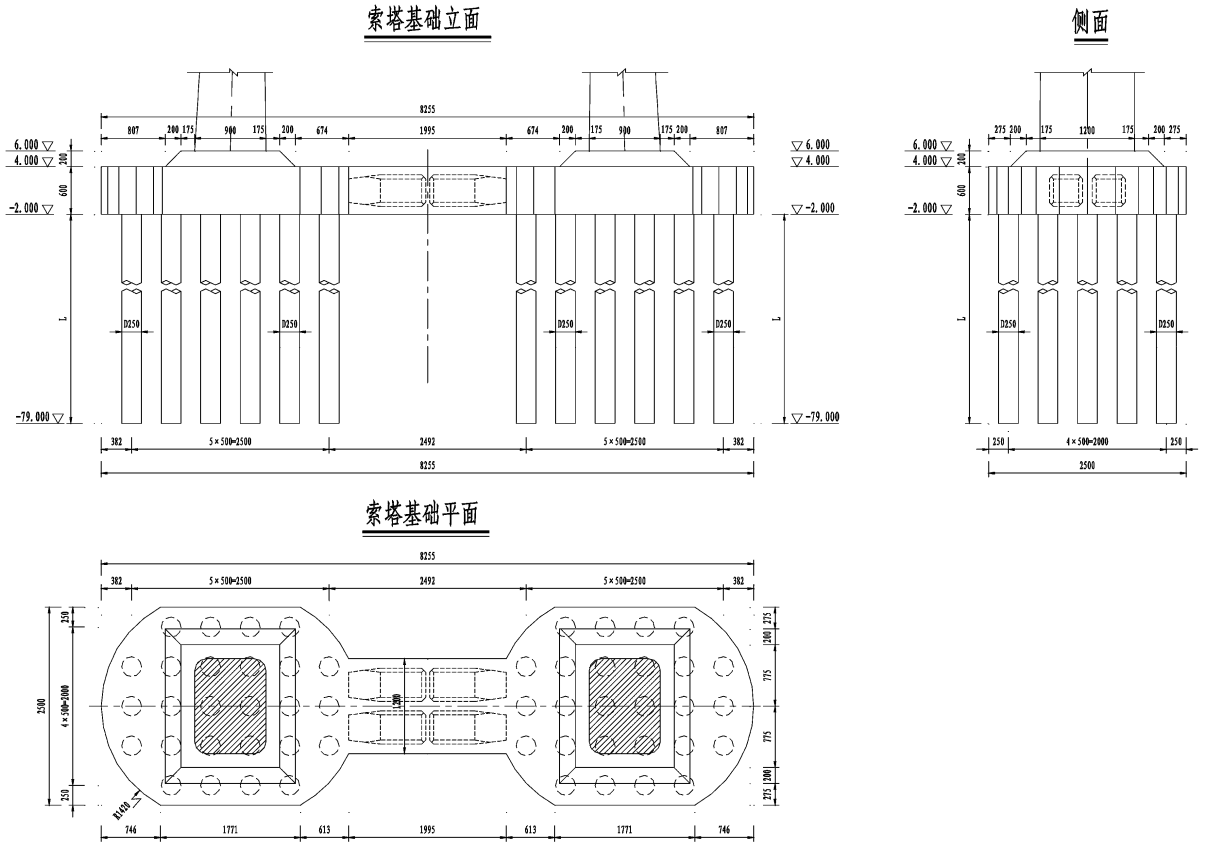


图 5　大沙悬索桥主塔基础构造图

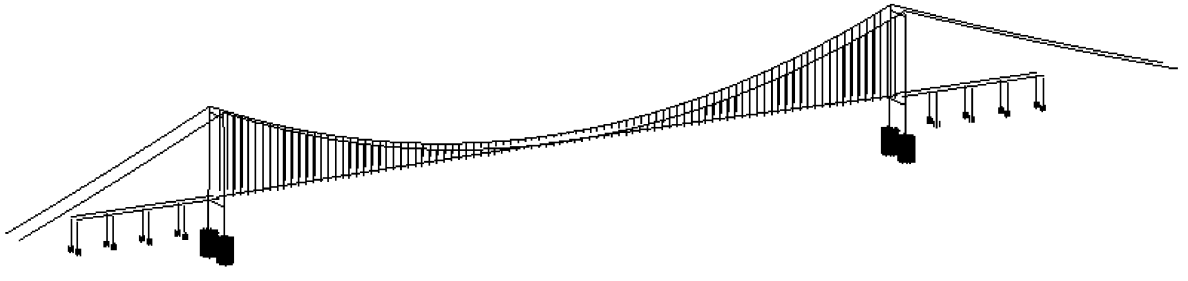


图 6　大沙水道桥有限元模型

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、下横梁顶截面、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	上横梁下	恒载+百横风+温度	314263	459241	16360	735140	477657	728268	469716	469716	1.49
	下横梁上	恒载+百横风+温度	465885	613475	224427	825486	592860	785669	550007	550007	1.18
	塔底	恒载+百横风+温度	540464	947422	342	1339547	864067	1209768	833710	833710	1.54

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	上横梁下	恒载+汽车+温度+组合风	320823	49553	70077	748582	718630	702268	675845	675845	2.11
	下横梁上	恒载+汽车+温度+组合风	493407	47888	504076	753703	859894	715583	655797	655797	1.33
	塔底	恒载+汽车+温度+组合风	613149	89929	622066	1058540	1250993	1070135	1053340	1053340	1.72

(2)塔柱截面应力验算

本索塔设计时参考了公路桥梁混凝土设计规范、铁路桥梁混凝土设计规范及收集计算国内外类似桥梁工程案例,最终所采用的混凝土压应力建议容许值如表 3 所示。

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。

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	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	

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几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	上塔柱下	下塔柱			
塔柱	650	950	110	130	150	13.8	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	上塔柱下	下塔柱			
塔柱	650	950	110	130	150	16.9	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	上塔柱下	下塔柱			
塔柱	650	950	110	130	150	17.6	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	上塔柱下	下塔柱			
塔柱	650	950	110	130	150	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。

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	495643	706677	1.43
下横梁	恒载 + 百横风 + 温度	753441	1308434	1.74

根据上述计算可知,索塔横梁承载能力极限状态满足要求。

(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应力值如表 9 所示。

表 9　索塔横梁正常使用应力验算

位置	对应组合	上缘最大/最小应力值/MPa	下缘最大/最小应力值/MPa
上横梁	短期荷载组合	-1.3/-7.7(压应力)	-1.2/-7.7(压应力)
下横梁	短期荷载组合	-1.1/-10.2(压应力)	-1.0/-10.9(压应力)

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。

在大沙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。通过对大沙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用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].北京:人民交通出版社,2004.

[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.

广东省公路水文勘测设计地方规定研究

文方针[1,2]，王强[1]

（1. 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507；2. 广东省公路建设有限公司，广州 510000）

摘　要：总结和优化了根据雨量变换到洪峰流量的方法，确定了适用于广东省公路水文的经验公式法、推理公式法、综合单位线法、流量影响线法的使用范围及相关条件和参数。收集并建立“广东省公路工程洪峰流量所依据的雨量数据库”。收集整理了广东省主要河口的水文流量成果，达到了利用现有成果确定公路桥涵设计洪峰流量的目的。在以上研究的基础上，编制了《广东省公路水文勘测设计检定地方规定》。

关键词：公路水文，经验公式法，推理公式法，综合单位线法，流量影响线法

0　前言

公路工程水文是一项地域性很强的学科[1]。改革开放以来，广东省公路交通得到了迅速发展，高速公路网以“九纵五横两环”为主骨架，以加密线和联络线为补充，形成以珠江三角洲为核心，以沿海为扇面，以沿海港口（城市）为龙头向山区和内陆省区辐射的路网布局。公路里程居全国第二位，预计到 2030 年，高速公路将达到 8800km，达到发达国家的水平。广东省地势复杂，北高南低；广东省气候条件比较复杂，跨越北回归线，分属亚热带、热带湿润季风区及亚热带湿润季风区气候，年降水量为 1500mm 至 1600mm。广东省频临南海，河流湖泊众多。主要有珠江、西江、北江、东江等。由于广东省的这些特点，导致在公路工程水文工作中，常常遇到一些水文技术问题，在交通部有关规范[2]中没有涉及或该规范不能解决广东省实际问题，导致实际操作难度较大。为了使广东省的公路工程水文工作在满足交通部有关规范的基础上，更加合乎广东省的实际情况，有必要进行广东省公路水文勘测设计检定地方规定研究。

1　广东省公路水文设计检定地方计算方法

广东省的雨量观测站已经形成网络，广东省水文局建立了水雨情自动测报系统，铁路还有专门的适时雨量观测系统等。必须充分利用现有的社会资源为广东省公路水文服务。为了根据雨量进行公路水文设计计算，在《广东省公路水文勘测设计检定地方规定》附录中收集了广东水文总站 2003 年发布的“广东省暴雨径流查算图表”相关的雨量参数[3]，并编写程序形成数据库以便随时查用。广东省内利用雨量计算流量的现有方法有：经验公式法[4]、推理公式法[3]、流量影响线法[5~9]、广东省综合单位线法[3]等。

1.1　经验公式法

全国有很多利用雨量计算流量的经验公式法，经计算比选，并实测数据进行对比后，《广东省公路水文勘测设计检定地方规定》收录了两种经验公式法。

当汇水面积小于 10km^2，可以使用公路科学研究所经验公式计算洪峰流量。

$$Q_p = KF^{0.75} \tag{1}$$

式中：Q_p—频率为 p% 时的流量（m^3/s）；K—径流模数，查表 1；F—汇水面积（km^2）。

表 1　径流模数 *K*

重现期（y）	2	5	10	15	25	50
K	11.0	15.0	18.0	19.5	22.0	26.4

当汇水区域面积小于 200km^2 时，可以使用广东省经验公式法计算洪峰流量。

$$Q_p = AS_pF^{2/3} \tag{2}$$

$$A = 0.42\varphi v^{0.7} \tag{3}$$

式中：Q_p—频率 p% 的洪峰流量；S_p—频率为 p% 的面雨力（mm/h）；F—汇水面积（km^2）；A—洪峰流量参数；φ—径流系数；v—汇流速度（m/s）。

1.2　推理公式法

在无洪水资料但有暴雨记录的地区,一般采用推理公式法计算洪峰流量。当汇水面积并且小于 1000km^2 时,可使用广东省推理公式法计算洪峰流量。

$$Q_p = 0.278\frac{h_{tp}}{\tau}F \tag{4}$$

$$h_{tp} = h_{tpm} - \bar{f} \times \tau \tag{5}$$

$$\tau = \frac{0.278L}{mJ^{1/3}Q_p^{0.25}} \tag{6}$$

式中:Q_p—频率为 $p\%$ 时的洪峰流量(m^3/s);F—汇水面积(km^2);L—桥址上游干流河道长度(km);τ—汇流历时(h);h_{tp}—频率为 $p\%$ 的净雨量(mm);H_{tpm}—频率为 $p\%$ 的面雨量(mm);m—汇流参数。J—桥址上游干流河道坡降(弧度);$\bar{f}$—平均后损率(mm/h)。

1.3　综合单位线法

单位线法是 L. K. Sherman1932 年提出的分析流域汇流的方法,对于汇水面积小于 1000km^2 的桥涵,可以使用广东省综合单位线法计算洪峰流量。由于广东省综合单位线需要使用图表计算,限于篇幅,本文不再详列算法,具体可参考《广东省水文手册》进行计算处理。

2　流量影响线法

为了充分利用广东省水文局的水雨情自动测报系统和铁路部门的适时雨量观测系统,针对广东省公路水文取概化单位线法的三角形形式,将流量影响线与简支梁应力影响线的对比见图 1。图中括号外的符号为流量影响线的参数,括号内的符号为应力影响线的参数。

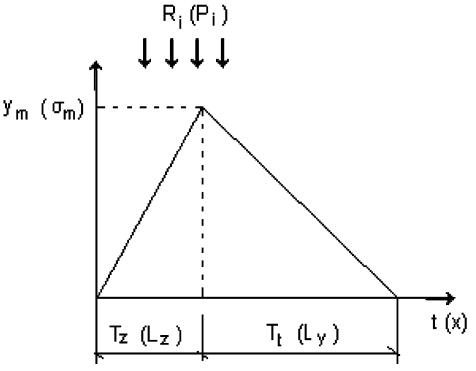


图 1　流量影响线与简支梁应力影响线的对比

在广东省内的桥涵汇水面积估计值小于 300km^2,汇流历时不超过 3h,并可以收集到按时间顺序排列的标定雨量系列可采用流量影响线法。

$$y(t, y_m) = \begin{cases} 0 & t \leqslant 0 \\ \dfrac{t}{T_z}y_m & 0 \leqslant t \leqslant T_z \\ \dfrac{T_z - t}{T_t}y_m + y_m & T_z \leqslant t \leqslant T_z + T_t \\ 0 & T_z + T_t < t \end{cases} \tag{7}$$

式中:$y(t, y_m)$—时刻流量;T_z—涨水历时(h);T_t—退水历时(h);y_m—流量影响线的最大值;t—时间坐标(h)。

对流量影响线法的验证采用了两次洪水相互验证的方式,即一次洪水作标定洪水,另一次洪水作验证洪水,验证结果见表 2.3.2 - 1。表 2.3.2 - 1 表明,流量影响线法的计算结果是可行的。

表 2　流量影响线法实桥验证

桥　名	标定洪水水位高程/m			验证洪水水位高程/m		
	发生日期	水位	影响线最大值	发生日期	预测水位	实际水位
佛山鸪东村桥	09 - 08 - 06	27.09	1.49	09 - 08 - 12	25.9	25.9
佛山文笔村桥	09 - 08 - 06	27.30	0.61	09 - 08 - 12	25.95	26.17
梅州磁性材料厂桥	09 - 06 - 15	176.22	0.95	09 - 08 - 30	175.96	176.06
梅州解放桥	09 - 08 - 30	176	0.61	09 - 09 - 15	175.57	175.77
韶关市宝林山桥	09 - 05 - 19	163.2	0.857	09 - 10 - 24	162.56	162.95
韶关曹溪温泉桥	09 - 05 - 19	173.44	0.616	09 - 10 - 24	173.02	173.39
阳东交通质监站桥	09 - 06 - 27	25.57	0.25	09 - 08 - 12	25.46	25.36
阳东金村桥	09 - 06 - 27	25.78	1.455	09 - 08 - 12	25.57	25.50

3　利用现有成果确定洪峰流量

广东省现有水文站的洪峰流量成果是宝贵资料[10],应当将这些成果运用到公路工程水文设计和水文检定中;对于桥址附近有经过多年安全运用的既有桥涵,可以参考这些桥涵已经安全通过的流量确定洪峰流量。

表 3　广东省现有水文站的洪峰流量成果(部分)

流域	水系	河名	测站	汇水面积/(km^2)	各级频率/(%)洪峰流量/(m^3/s)						备注
					0.5	1	2	3.33	5	10	
珠江流域	西江水系	南盘江	沾益	608	512	448	386	341	305	245	天然
			西桥	3366	1350	1190	1030	909	817	660	天然
			柴石滩	4656	2850	2440	2040	1750	1530	1160	天然
		红水河	天峨	105535	25100	23200	21200	19700	18500	16300	天然
			迁江	128938	27600	25700	23700	22200	21000	18800	天然
		柳江	柳州	45413	35600	32700	29700	27500	25700	22500	天然
		黔江	武宣	196655	57800	53600	49200	45900	43200	38400	天然
		郁江	南宁	72656	22100	20200	18400	17000	15800	13900	天然
		浔江	大湟江口+甘王水道	288544	55300	52100	48700	46600	44600	41200	部分归槽
		西江	梧州	327006	55700	52700	50400	48500	46900	44900	部分归槽
			高要	351535	55900	52900	50500	48600	47000	45000	部分归槽
	北江		韶关	14653	11400	10500	9590	8900	8340	7330	天然
			横石	34013	20700	19200	17700	16500	15500	13800	天然
			石角	38363	20400	19000	17600	16400	15500	13900	部分归槽
	西北江三角洲		三水		17200	16000	15000	14100	13500	12800	部分归槽
			马口		51800	48900	46600	44400	43300	41800	部分归槽
			思贤滘	399830	67800	63900	60700	58200	56100	54400	部分归槽
	东江		博罗	25325	15800	14500	13000	12000	11200	9650	天然

4　结语

(1)首次在国内编写了针对省份地区的水文地方规定;

(2)确定了适用于广东省的地方水文计算方法;

(3)首次提出“流量影响线法”计算暴雨洪水流量;

(4)首次收集整理了广东省各主要河口的频率水位资料,可供桥梁设计参考或直接使用。

该项目的研究成果已在广东省公路水文设计计算中得到了应用和验证,编写了对应的程序,具有先进性和实用性,且具有较好的社会经济效益,可应用于广东省范围内的公路桥涵水文设计、检算计算;同时可应用于广东省境内的铁路、水利等相关工程的计算处理,具有广阔的推广应用前景。

参考文献:

[1] 文雨松. 桥涵水文[M]. 北京:中国铁道出版社,2005.

[2] 中华人民共和国行业标准《公路工程水文勘测设计规范 JTG C30－2002》北京:人民交通出版社,2002.

[3] 广东省水文总站. 广东省暴雨径流查算图表 使用手册. 2003.

[4] 黄兴安主编. 公路与城市道路设计手册. 北京:中国建筑工业出版社,2005.

[5] 文雨松,李整,邹希云,刘小丰. 基于桥墩历史洪痕与气象预报的中小桥水害预测. 铁道学报,2010 年,第 2 期.

[6] 李整,文雨松,罗艺,赵尊焘. 基于典型断面雨量－水位函数的中小桥梁水害预测. 中南大学学报(自然科学版). 2010 年,第 4 期.

[7] 文雨松,李整,崔阳华,谢麟. 流量影响线及其在桥梁山洪水害预报中的应用. 铁道学报,2011 年,第 12 期.

[8] 刘洋宇,李整,文雨松. 流量影响线法的可行性验证分析. 铁道建筑,2011 年,第 3 期.

[9] 胡嫄;李整;文雨松;罗叶峰. 流量影响线法的广东省中小桥换算雨量荷载系列研究. 铁道科学与工程,2011 年,第 1 期.

[10] 广东省水利厅. 西、北江下游及其三角洲网河道设计洪潮水面线(试行). 2002.

新型螺旋式 T 形互通立交设计探讨

张　文[1], 李雪莲[2]
(1. 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507; 2. 广东省建筑设计研究院, 广州 510010)

摘　要: 在某些跨越重要航道的公路建设中,有时会遇到互通式立交两条衔接道路高差较大的情况。结合广东省虎门二桥工程海鸥岛互通立交的初步设计,提出了一种新型螺旋式 T 形互通立交设计的应用研究,分析了具体的设计方法和技术要求。该种新型螺旋式 T 形互通立交具有克服大高差、增长匝道展线、减缓匝道纵坡、节省用地的优点。

关键词: 互通立交; 螺旋式 T 形; 虎门二桥; 设计

1　新型螺旋式 T 形互通立交的设置

在某些跨越重要航道的公路建设中,有时会遇到互通式立交的两条衔接道路高差较大的情况,甚至会达到 40 ~ 50m[1]。由于公路路线设计规范和行车安全对互通立交匝道最大纵坡的需要,大高差互通立交的匝道展线长度会因此增大[2]。而受到地形、地物和用地条件的限制,互通立交的设置往往会不具备足够的匝道延展范围。上海市的南浦大桥、重庆涪陵的乌江二桥,以及日本大阪千本松桥等桥头立交均采用了上下两层的螺旋形展线的立交匝道来解决这个问题[3]。在虎门二桥工程海鸥岛互通立交的设计中,创造性地将 T 形互通立交与匝道螺旋形展线结合,研究了新型螺旋式 T 形互通立交的方案,见图 1,图 2。

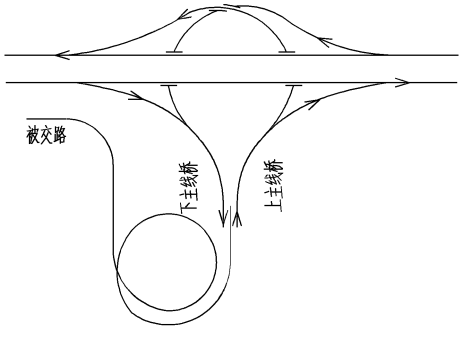


图 1　普通螺旋式 T 形互通式立交

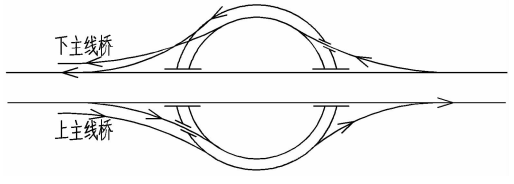


图 2　新型螺旋式 T 形互通式立交

2　新型螺旋式 T 形互通立交的特点与设计

T 形互通立交具有以下特点:①造型美观,结构对称,行车转向明确;②各转向匝道独立,交通流全互通,无交织段和冲突点,行车干扰小;③左转车辆均用半定向匝道来实现转向,转弯半径较喇叭形立交的小环道大,行车条件较好;④半定向匝道绕行距离较喇叭形立交的小环道短,标准较较高,适应的交通量较大,对于两侧方向交通量大小无明显差异的互通立交尤为适用;⑤匝道布置方式多,布置类型较灵活[4-5];⑥半定向匝道交叉主线或匝道均需设置跨线结构物,因而高差较大、桥跨较多,有时甚至需要布置两层至三层结构物。

T 形互通立交布置时可结合设计要求、环境条件和投资条件灵活布置,采用适宜的形式,使得结构紧凑,用地及拆迁较小。如图 2 所示,新型螺旋式 T 形互通立交充分发挥了 T 形互通立交的优点外,采用多层螺旋式内、外双环圈匝道设计的展线方式,不但解决大高差难题,同时节约用地,减少了下部结构。

2.1　新型螺旋式 T 形互通立交匝道设计速度

匝道设计速度的合理确定是充分发挥互通立

交功能的要素之一,关系到立交的选型、平纵面指标、横断面布置,以及超高设置、视距长度等。对新型螺旋式 T 形互通立交:①互通立交匝道在不同区间设计速度的最小值应满足路线设计规范的规定值;②环圈外连接匝道由主线右转弯减速驶出或由环圈匝道加速驶入主线(以下称“连接匝道”),其设计速度一般范围为主线的 50% ~70%,同时平面线形宜对称布置;③螺旋式环圈匝道同时也为左转弯方向半定向匝道,为利于交通流的便捷转换,其设计速度不宜过低,但由于匝道为克服高差采用多层螺旋式环圈匝道设计,其设计速度宜控制为 40 ~60km/h。

2.2　新型螺旋式 T 形互通立交平面线形设计

新型螺旋式 T 形互通立交采用多层螺旋式内、外双环圈匝道设计的展线方式,这是螺旋式 T 形互通立交与一般 T 形互通立交设计的不同之处。主线桥交通流通过减速车道流入内环圈匝道螺旋下降后到达地面;地面交通流通过外环圈匝道螺旋上升后接入主线桥。其平面与环圈匝道断面布置见图 3、图 4。

对新型螺旋式 T 形互通立交平面线形设计:①环圈匝道的半径设置:需考虑匝道为克服大高差延展匝道长度以减缓纵坡的要求,以及节省占地需布置紧凑,同时利于交通流转换以确保行车安全,一般为 100 ~200m;该平面半径指标比文献[1]螺旋式喇叭形立交环形匝道要高;②环圈外连接主线的匝道用回旋曲线做圆→缓→缓→圆的 S 形曲线连接,S 形反向曲线应满足 $R_{大}$: $R_{小} \leqslant 2$, $R_{小} \leqslant 2A$;③每段匝道线元的长度至少应满足 3s 汽车行驶时间控制;④匝道变速车道及变宽段不宜进入重要大桥、特大桥的主跨部分;⑤接地出入口匝道收费站可分离设置主线桥两侧也可整体式设置主线桥下。

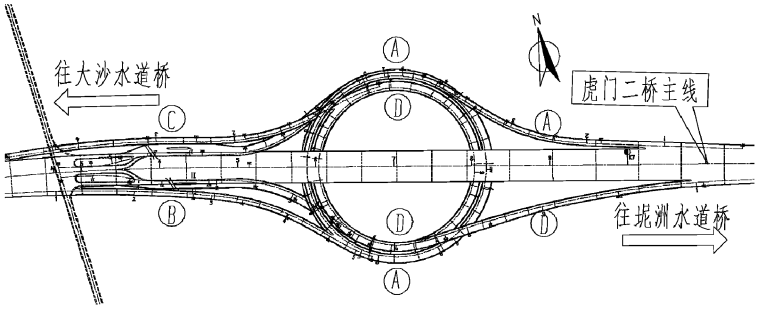


图 3　新型螺旋式 T 型立交平面

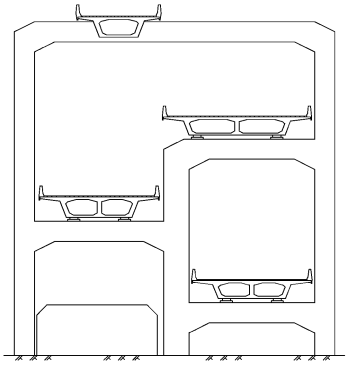


图 4　新型螺旋式 T 型立交环圈匝道断面

2.3　新型螺旋式 T 形互通立交纵断面设计

螺旋式 T 形互通立交匝道的纵断面线形主要受接线处与被交路高差、环圈匝道的半径及环圈匝道的层数、连接主线处的纵坡值等因素限制。

由于采用“地面上升主线桥的交通流通过内圈多层环形匝道驶入,主线桥下降地面的交通流通过外圈多层环形匝道驶出”这一创新设计理念,使得内环圈匝道总是下降,外环圈匝道总是上升,内外圈匝道纵断面的设计相对独立,环圈匝道纵断面布置较文献[1]采用整体式横断面的螺旋式喇叭形立交更自由;通过调整环圈匝道的半径及环圈匝道的层数增大展线长度,纵断面设计更加灵活。

纵断面设计应考虑:①环圈匝道的纵坡应能克服上、下线的高差,并适当留有余地,宜控制在 2.5% 以内,以利于行车安全;②连接匝道纵坡应小于公路路线设计规范规定的出入口匝道上下坡要求,同样应适当留有余地,避免采用较大的纵坡值;③连接匝道的起、终点应与主线和环圈匝道相顺接,匝道竖曲线应设在分流之后和合流之前的匝道

上,分流前和合流后匝道的纵断面应与主线和环圈匝道保持一致;④接地后匝道收费站中心前后 100m 范围最大纵坡应不大于 2%;⑤环圈匝道和连接匝道设计时应尽量采用一般值以上的竖曲线半径;⑥在最小坡长、最大纵坡、竖曲线半径等条件受限情况下,可考虑增加大环圈匝道圆曲线半径或者环圈匝道的层数,从而增大坡长以达到减小各匝道纵坡的目的;⑦由于立交各匝道纵坡相对较缓,可结合设计要求、环境条件,灵活布置环圈匝道与连接匝道的上跨下穿关系,进一步优化立交匝道平纵面设计。

3　虎门二桥海鸥岛互通立交设计情况介绍

作为连接广州与东莞的重要跨江通道,虎门二桥路线长 12.886km,跨越大沙水道、海鸥岛、坭洲水道。项目设置大沙水道桥和坭洲水道桥两座跨海特大桥,航道部门要求通航净空尺度:大沙水道不小于 1114m×49m;跨坭洲水道桥不小于 1154m×60m。海鸥岛位于两座跨海特大桥之间,项目与被交路存在近 50m 的高差[6]。海鸥岛互通立交新型螺旋式 T 形互通立交设计方案介绍如下:

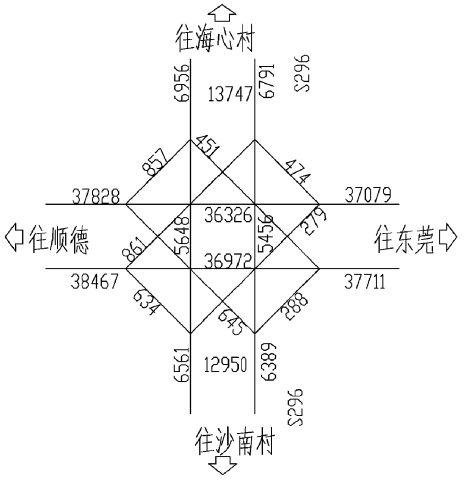


图 5　海鸥岛互通立交交通量(折算小客车 辆/日)

3.1　项目技术标准与预测交通量

项目采用双向 8 车道高速公路标准,路基标准横断面宽度为 41.0m,设计速度为 100km/h;设计荷载采用公路 - I 级;设计洪水频率:特大桥 1/300,大、中、小桥、涵洞及路基 1/100。被交路为规划城市主干道。立交预测交通量见图 5,匝道转向交通量均不大。

3.2　海鸥岛互通立交平面布置

根据地方规划要求及交通预测情况,海鸥岛上必须设置互通立交出入口。由于被交道路的左转向交通量相当,考虑 T 形互通立交为初步设计方案之一。结合项目主线与被交路存在近 50m 的高差,立交采用多层螺旋式内外双环圈匝道设计,下穿高速公路主线的新型螺旋式 T 形互通立交。立交方案效果图见图 6。

海鸥岛互通立交内、外双环圈匝道曲线半径为 $R_{小}=100m$、$R_{大}=115m$,环圈匝道设计速度为 $v=40km/h$;连接匝道的最小半径 $R=240m$,设计速度为 $v=60km/h$;立交匝道的圆曲线半经均为 100m 以上,可满足 $v=50km/h$ 的行驶要求。各匝道线元的最小长度均大于 60m,满足最小行车曲线长度的要求。互通立交平面线形各要素均符合一般 T 形立交的设计要求,其占地仅为 15.7hm^2,比一般 T 型立交节省约 60%。

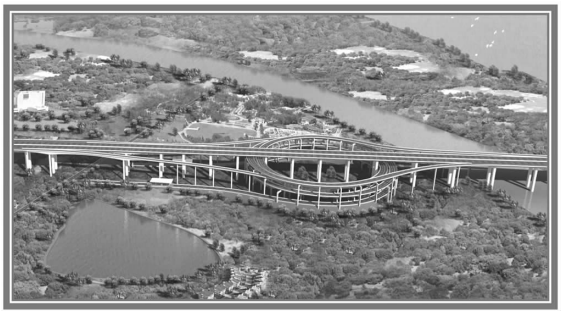


图 6　海鸥岛互通立交方案效果图

3.3　海鸥岛互通立交纵断面布置

立交范围虎门二桥主线最大纵坡为 1.0%;最小凹形竖曲线半径为 16000m。环圈匝道最大纵坡/坡长为:外环圈 2.60%/850m(下主线)、内环圈 2.80%/660m(上主线);平均坡度/坡长为:外环圈 1.81%/2369.9m(下主线)、内环圈 2.09%/2081.9m(上主线);最小凸形竖曲线半径为 14000m,最小凹形竖曲线半径为 8000m,满足规范要求。环圈与主线相连的匝道纵断面上坡最大纵坡为 3.35%,下坡最大纵坡为 3.20%,最小凸形竖曲线半径为 2000m,最小凹形竖曲线半径为 6000m,均能满足规范较高指标。

(下转第 29 页)

软土地基桥梁桩基施工对既有桥桩的影响分析

孙子钧
（广东和立土木工程有限公司，广州 510507）

摘　要：采用三维数值模拟的方法，对新建桥梁的钻孔灌注桩及管桩的施工工程进行计算，对深厚软土地基下，新建旱桥桩基和管桩的施工可能会对既有桩基带来不利影响进行分析。结果表明：(1)新建旱桥桩基及管桩的施工对既有桥梁的桩基内力的影响是存在的。(2)新桥桩基施工时，若干作业塌孔会对桩基产生较大影响，承载力和裂缝宽度均不能满足规范要求，而采用泥浆护壁或钢护筒护壁后将会有效地减小对既有桩基的内力影响。(3)在预应力管桩施工的过程中，管桩的强制位移在 10mm 或以下时，既有桩截面极限状态下承载力基本上满足规范要求的，在正常使用极限状态的裂缝会稍超过规范的限值，考虑到管桩对桩身的影响应为短暂状态，土体在管桩施工完毕后应力重新分布，对桩基的影响会逐渐减小，预应力管桩的方案可以考虑实施。

关键词：软土地基；钻孔桩；管桩；既有桩基；数值模拟

1　工程概况

省道 365 线中心涌～井岸二桥段，在中心桩号为 K15＋764.3～K15＋831.5 范围处下穿粤西沿海高速斗门互通粤西沿海匝道合同段的 H、A、I 匝道桥（以下称斗门互通桥底）。线路相对于现状地面（旧路基）填高为 2.171m～2.168m。现状桥梁梁底到现状地面净空约为 7.5～9.0m。斗门互通桥底素填土为 1.8～3.8m 厚，两处地表素填土以下有 23.3m～27.1m 不等厚的软土层。斗门互通桥底段拟采用的路基处理方案为：采用旱桥方案，旱桥长度范围内行车道两侧的人行道、边绿化带仍保留为路基，台后辅以管桩复合地基渐变处理。由于该处软土较为深厚，新建旱桥桩基和过渡段管桩的施工可能会对既有桩基带来不利影响，需对新建桥桩和管桩施工对既有桥桩的影响进行分析。

新建桥桩与既有桩基的距离约为 4.5m，满足规范要求的大于 2.5d 的要求。由于本区段软土深厚，在深厚软土中新建桥桩施工对既有桩基的影响值得关注。根据相关工程经验，在地下水位以下的土层中，一般采取泥浆护壁防止塌孔，或采用钢套管（护筒）护孔，以减小对地基土层或结构物的扰动。

根据新建桥桩的布置情况，本文主要从两方面来分析新建桥桩施工对既有桥桩的影响。一是新建旋转成孔灌注桩施工时，护筒设置与否及设置长度对既有桥桩的影响；二是考虑到过渡段管桩施工存在挤土效应，应进行管桩沉桩时对既有桥桩的影响分析。最后根据分析结果，提出相关建议。

2　有限单元法计算分析

2.1　计算模型

计算采用 Midas GTS 和 Midas civil 相结合来分析新建桥桩对既有桩的影响分析：

(1)先采用 Midas GTS 建立简化三维单桩模型，来模拟单桩施工对既有桥桩的内力影响。根据《建筑桩基技术规范》，旋挖钻孔灌注桩应根据不同的地层情况及地下水位埋深，采用干作业成孔或泥浆护壁成孔。本文采用板单元来模拟新建桥桩旋挖孔壁和护筒，通过对新建桩侧壁施加面压力的方式来模拟泥浆护壁成孔，面载荷按水重度乘以相应深度施加。对侧壁不施加面压力的方式来模拟干作业成孔。采用施加强制位移模拟挤土效应。

(2)再采用 Midas civil 简化单桩模型，将既有桥上部结构的荷载效应加载在桥墩上，然后叠加上新桥桩基施工时引起的附加效应，然后对既有桩基的最不利截面进行验算。建模采用梁单元对

桥墩立柱和桩基进行模拟,桩基四周土体采用弹性支撑进行模拟。具体桥墩构造和有限元模型见图 1、图 2。

2.2　计算参数条件

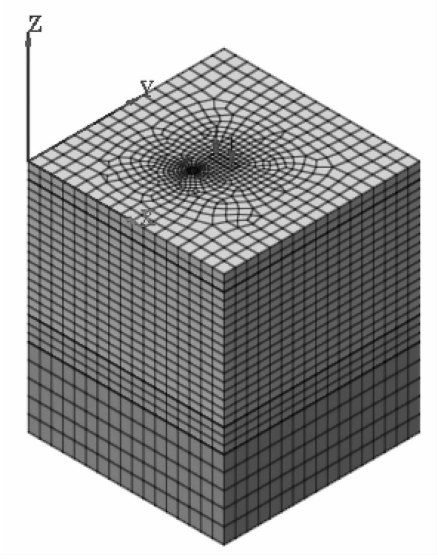


图 1　Midas GTS 岩土模型

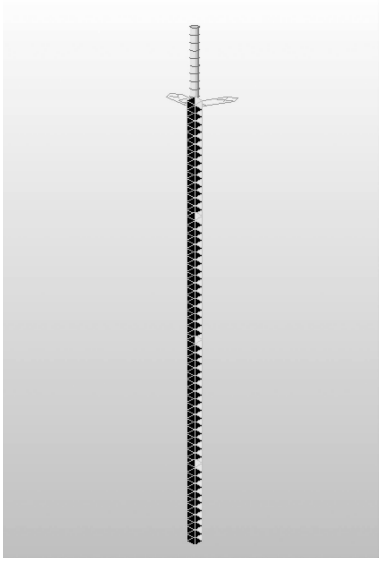


图 2　Midas civil 简化桩基模型

2.2.1　土层参数

根据勘察报告所给出参考值进行选取及相关工程经验,计算时所用的土体参数如表 1 所示。

表 1　土层参数

土层	厚度/m	重度/(kN/m^3)	内摩擦角(°)	粘聚力/kPa	泊松比	变形模量/kPa	弹性模量/kPa
填筑土①	4	18.0		12	0.4	1500	
淤泥②-1	20	16.1	3(6)	3(10)	0.43	2000	
淤泥质粘土②-2	10	17.2	4(8)	4(10)	0.43	2000	
粉质粘土③-1	6	19.0	20	25	0.33	5500	
全风化粉砂岩	8	20.0	25	28	0.28		80000
强风化粉砂岩	24	20.2	35	35	0.25		150000

2.2.2　结构布置参数

既有桩桩顶高程取 -2.0m,新建桥桩桩顶高程 0.0,既有桩桩长取 40m,新建桥桩桩长取 55m,新建桥桩与既有桩基的距离按 4.5m,管桩与既有桩基的距离按 4.2m。

计算中所用的结构计算参数如表 2 所示。

3　有限元分析结果

3.1　新建桥桩施工对既有桩基的内力影响

先计算得到新建桥桩施工对既有桩的内力影响,得到内力增加值后,验算既有桩基的承载力极限状态及正常使用极限状态。计算以下工况:(1)计算新建桥桩设置 4m 长度护筒,淤泥质土段全段泥浆护壁及干成孔分别对既有桩的影响;(2)分别计算护筒长度为 8m 及 14m 时对既有桩的保护效果。

表 2　结构参数

地层名称	截面尺寸/mm	重度 γ/(kN/m^3)	弹性模量/GPa
承台	1000×1000	25	30
既有桩	1200	25	30
钢护筒	1200(直径)×8(壁厚)	78	206
护壁	1200(直径)×10(壁厚)	21	3e-6

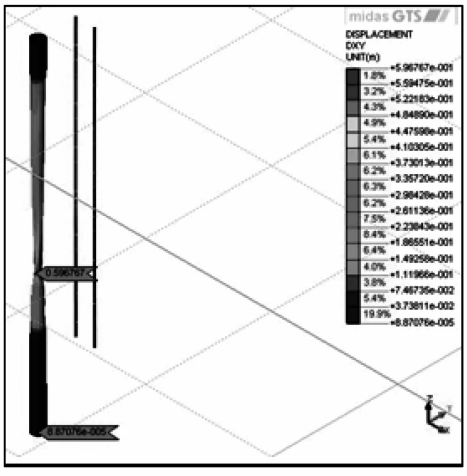


图 3　不施加面压力时的新桩侧壁变形

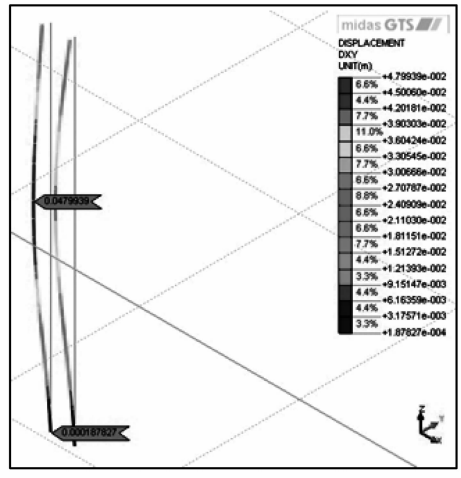


图 4　不施加面压力时的既有桩变形

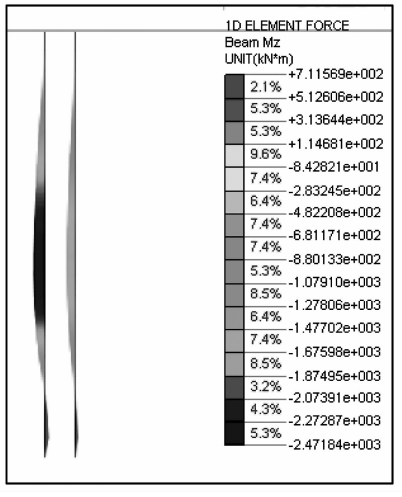


图 5　不施加面压力时的既有桩内力

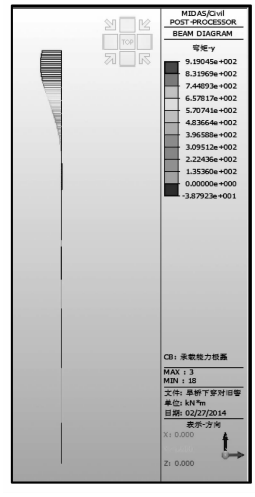


图 6　不施加面压力时的承载力极限状态下弯矩图

表 3　新建桩塌孔与未塌孔对既有桩的影响对比

工况	既有桩变形/mm	既有桩弯矩/(kN·m)	
		M_y	M_x
4m 钢护筒 + 干成孔	48	760	2472
4m 钢护筒 + 泥浆护壁	8.7	724	218
8m 钢护筒 + 泥浆护壁	7.1	722	203
14m 钢护筒 + 泥浆护壁	5.3	723	198

表 4　既有桩承载力极限状态下的验算结果

新桥桩基施工工况	新桩施工时引起最大附加弯矩 M2/(kN·m)	桩基最不利截面弯矩合计 M/(kN·m)	桩基截面配筋	桩基截面竖向承载能力/kN	桩基截面抗弯承载能力/(kN·m)	截面验算结果
4m 钢护筒 + 干成孔	2586	3506	28φ25	3807.15	3166.75	不通过
4m 钢护筒 + 泥浆护壁	756	1676	28φ25	8202.54	3261.56	通过
8m 钢护筒 + 泥浆护壁	750	1670	28φ25	8239.84	3264.64	通过
14m 钢护筒 + 泥浆护壁	750	1670	28φ25	8239.84	3265.29	通过

表 5　既有桩正常使用状态下的验算结果

新桥桩基施工方案	新桩施工时引起最大附加弯矩 M2/(kN·m)	桩基最不利截面弯矩合计 M/(kN·m)	桩基截面配筋	裂缝宽度/mm	验算结果
4m 钢护筒 + 干成孔	2586	3246	28φ25	0.3316	不通过
4m 钢护筒 + 泥浆护壁	756	1416	28φ25	0.1005	通过
8m 钢护筒 + 泥浆护壁	750	1410	28φ25	0.0998	通过
14m 钢护筒 + 泥浆护壁	750	1410	28φ25	0.0998	通过

结果表明:

(1)在深厚软土中干作业施工钻孔桩,将出现较大的变形,容易出现塌孔。若干作业塌孔会对桩基产生较大影响,承载力和裂缝宽度均不能满足规范要求。采取泥浆护壁后,新桩侧壁变形减小,从而既有桩变形减小,弯矩减小。采用泥浆护壁或钢护筒护壁后将会有效地减小对既有桩基的内力影响。根据相关工程经验,含有深厚淤泥或淤泥质土软弱土层,且地下水位埋深很浅,不适合采用干作业成孔。这与计算结果相符合。

(2)采用泥浆护壁后随着钢护筒长度由 4m 到 14m 不断增加,既有桩的桩身变形和内力均有所减小,但变化幅度不大。但造价上升较多。考虑施工过程在清孔等关键环节存在一定不确定性,当施工过程无法保证施工中泥浆护壁能形成理想防护时,应采取其他有利措施防止新桩施工过程塌孔。

3.2　管桩施工对既有桩基的影响

先计算得到管桩施工对既有桩的内力影响,得到内力增加值后,验算既有桩基的承载力极限状态及正常使用极限状态。分别计算管桩强制位移为 5mm、10mm,20mm 时对既有桥桩的影响。

表 6　管桩侧壁强制位移对既有桩的影响对比

工况	既有桩变形/mm	既有桩弯矩/(kN·m)	
		M_y	M_x
管桩侧壁强制位移 5mm	5.8	1794	143
管桩侧壁强制位移 10mm	8.5	1828	156
管桩侧壁强制位移 20mm	10.5	1903	172

表 7　既有桩承载力极限状态下的验算结果

新桥桩基施工工况	新桩施工时引起最大附加弯矩 M2/(kN·m)	桩基最不利截面弯矩合计 M/(kN·m)	桩基截面竖向承载能力/kN	桩基截面抗弯承载能力/(kN·m)	截面验算结果
管桩侧壁强制位移 5mm	1800	2164	3705.04	2271.3	不通过
管桩侧壁强制位移 10mm	1835	2199	3635.97	2265.01	通过
管桩侧壁强制位移 20mm	1911	2275	3492.88	2251.08	通过

表 8　既有桩正常使用状态下的验算结果

新桥桩基施工方案	新桩施工时引起最大附加弯矩 M2/(kN·m)	桩基最不利截面弯矩合计 M/(kN·m)	裂缝宽度/mm	验算结果
管桩侧壁强制位移 5mm	1800	1982	0.30	不通过
管桩侧壁强制位移 10mm	1835	2017	0.31	不通过
管桩侧壁强制位移 20mm	1911	2093	0.32	不通过

结果表明：

（1）随着强制位移的增加，既有桩的变形及弯矩都有增加，当强制位移小于 10mm，最大弯矩发生在桩底，当强制位移大于 20mm，桩顶弯矩开始增加，桩底弯矩减少，表明桩底开始发生位移。

（2）桩基在预应力管桩施工的过程中，当管桩强制位移在 10mm 或以下时，截面极限状态下承载力基本上满足规范要求的。虽然在正常使用极限状态的裂缝会稍超过规范的限值，考虑到管桩对桩身的影响应为短暂状态，也即桩身产生开裂时间持续很短，土体在管桩施工完毕后应力重新分布，对桩基的影响会逐渐减小，所以预应力管桩的方案可以考虑实施。建议在施工过程中预应力桩的振入应尽使用小进程打入，不能使用过大的荷载，尽量减小对桩基产生的不利效应。

4　结论与建议

（1）新建旱桥钻孔桩和管桩施工会对斗门互通既有桥梁的桩基内力产生影响。

（2）钻孔施工时，若干作业塌孔会对桩基产生较大影响，承载力和裂缝宽度均不能满足规范要求，而采用泥浆护壁或钢护筒护壁后将会有效地减小对既有桩基的内力影响。当施工时采用泥浆护壁能形成理想防护时，可以防止塌孔并对既有桩有较好的保护作用。但考虑施工过程在清孔等关键环节存在一定不确定性，当施工过程无法保证施工中泥浆护壁能形成理想防护时，应采取其他有利措施防止新桩施工过程塌孔。

（3）预应力管桩的施工对桩基的影响也是存在的，从计算结果来看，桩基在预应力管桩施工的过程中，当管桩强制位移在 10mm 或以下时，截面极限状态下承载力基本上满足规范要求的。虽然在正常使用极限状态的裂缝会稍超过规范的限值，考虑到管桩对桩身的影响应为短暂状态，也即桩身产生开裂时间持续很短，土体在管桩施工完毕后应力重新分布，对桩基的影响会逐渐减小，所以预应力管桩的方案可以考虑实施。建议在施工过程中预应力桩的振入应尽使用小进程打入，不能使用过大的荷载，尽量减小对桩基产生的不利效应。

参考文献：

［1］陈磊，邬洪波，张其浪. 高速公路桥梁桩基施工对既有高压铁塔基础影响分析［J］. 公路交通科技（应用技术版），2012，95（11）：275－278.

［2］李智彦，丁振明. 钻孔灌注桩施工对邻近桥桩基影响的数值模拟［J］. 公路交通科技，2013，30（4）：70－75.

［3］朱建才，许明来，朱剑锋等. 钻孔桩施工对既有桥桥墩安全性影响试验研究［J］. 工程勘察，2012，32（4）：27－32.

浅谈公路市政化改造市政元素的配置

周文辉
（广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：随着我国城镇化的发展，越来越多的城市近郊变为城区，原有的公路也逐渐改造为城市道路，道路的功能和服务对象也相应的改变，为了适合这种发展趋势，结合多年道路改造设计经验，浅议公路市政化改造设计中的市政元素配置的一些问题。

关键词：市政化；人行道；公交停靠站；无障碍设施

1　公路市政化改造的设计理念

做好公路市政化改造的设计首先要转变设计理念，公路主要是满足远距离之间的交通功能，服务车辆以大型运输车和过境车辆为主，道路交叉密度较少，设计车速一般较高，公共配套设施较少，景观要求不高。市政道路则不同于公路，其更注重近距离的交通功能，服务车辆一般以道路周边小型车为主，道路交叉密度较大，设计车速一般较低，对道路的服务功能、景观功能要求较高，同时也是城市公共服务设施的载体，需要建设较多的配套设施以保证周边居民的安全、舒适出行。

公路因所处位置和建设年代久远等原因作为城市道路使用存在先天不足，主要表现在以下几个方面：

（1）公路的道路横断面不能满足城市道路的需求，道路两侧一般无人行道非机动车道等慢行系统的配套设施，更没有为残障人群设置的无障碍设施。

（2）绝大多数公路缺少或仅有简易的公交停靠站，达不到市政道路的标准。

（3）公路的交叉口大多无信号控制，交通组织比较混乱，行人过街横道设置比较随意，存在较多的安全隐患。

（4）以前公路周边多为农田、村庄或厂房，公路排水系统一般为边沟排水，随着公路周边地块的开发，边沟排水不能满足城市雨污分流的要求。

（5）公路的交通设施设置简单、信息量小，随着公路周边车辆和人口的增多，采用原来的交通设施不能满足市政道路的需求。

（6）多数公路无照明设施，作为市政道路使用存在治安和安全方面的隐患。

（7）公路绿化景观要求较低，与城市景观不匹配不协调，且不利于周边地块的升值和市民的舒适出行。

（8）公路两侧管线相对较少，埋设比较随意，没有经过综合规划和统筹考虑，达不到城市道路各类管线的埋设标准。

为了能使近郊公路达到城市道路的功能，需针对以上环节对其进行改造，使改造后的道路更大程度的满足城市发展的需求。

2　公路市政化的道路横断面改造

公路的横断面改造主要是在现有道路外侧，将原有公路拓宽，再根据规划要求，按城市道路横断面组成布置车道、绿化带、人行道等，城市道路的横断面主要组成部分有：机动车道、非机动车道、人行道、港湾车站、绿化带设施带等。

2.1　机动车道改造

根据《城市道路工程设计规范》的要求，划分机动车道，各级道路一条车道的宽度一般按表 1 取值。

表 1　各类道路一条车道宽度

车型及车道类型	设计速度/(km/h)	
	>60	≤60
大型客货车或混行车道	3.75	3.50
小客车专用车道	3.50	3.25

2.2　增加非机动车道

公路改造设计,非机动车道原则上不采用机非混行的形式,与人行道共面的非机动车道应通过划线或设置压条标示出非机动车道的位置,或从纵面上实现非机动车和行人的分离。

自行车道道路宽度应按车道数的倍数计算,车道数应按自行车高峰小时交通量确定,一条车道的宽度为 1.5m,以后每增加 1 条自行车道就增加 1.0m 车道宽度,一般同一个方向不宜少于 2 条自行车道。自行车道双向行驶的最小宽度不应小于 3.0m。非机动车道可与绿道统一设置。

2.3　增加人行道

公路改造设计基本上均需在道路两侧拓宽原有路基,新设人行道,人行道最小宽度应符合表 2 规定。

表 2　人行道最小宽度要求

项　　目	人行道最小宽度/m	
	中心区、次中心区	一般区域
各级道路	3	2
商业文化中心区、大型酒店或大型公共文化机构集中路段	5	4
火车站、码头附近路段	5	4
轨道交通站、长途汽车站	4	3

2.4　增设绿化带

一般为了节省投资,公路改造一般保持原有中央绿化带宽度不进行拓宽只对其进行升级改造,在道路两侧新增机非分隔带或边分带。侧绿化带宽度宜为 2 ~ 3m。改建后的道路横断面示例如图 1。

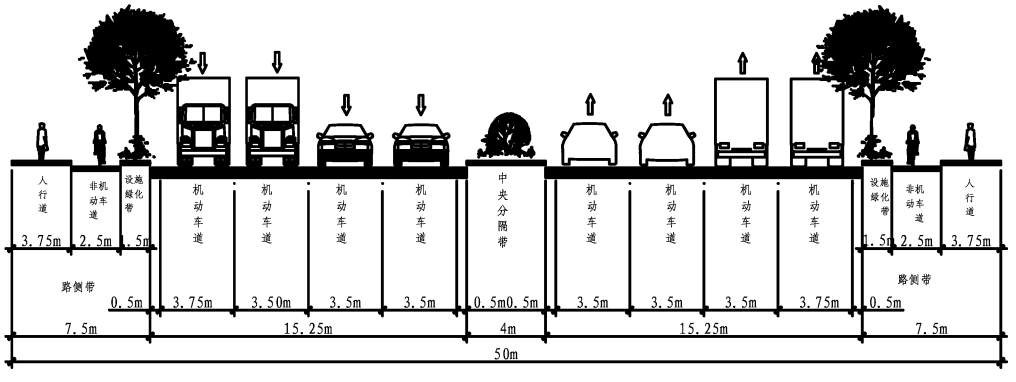


图 1　改造后道路典型横断面示例

3　增设无障碍设施

公路市政化后,为了提高周边居民的出行安全、舒适、便捷,根据《城市道路工程设计规范》的要求必须增设无障碍设施,无障碍设施的设计应遵从《无障碍设计规范》的要求。公路改造设计的同时应对无障碍设施进行同步设计。人行道的各种路口、人行横道口必须设置无障碍缘石坡道,缘石坡道宜优先采用全宽式单面坡缘石坡道应设置在人行道的范围内,并应与人行横道对应,缘石坡道的坡面应平整,且不应光滑。

铺设位置一般距绿化带或者道路树池 0.25m ~0.5m,具体可视道路情况进行调整,盲道宽度为 0.3m ~0.6m,行进盲道转折处设提示盲道,对于存在障碍,或可能引起视残者危险的物体,采用铺设提示盲道,以提醒视残者绕行。盲道砖(包括行进盲道及提示盲道)宜统一采用 30 × 30cm 的块材,当人行道较宽时可考虑设置 2 排盲道,其外边缘距人行道外边缘应≥50cm。

盲道砖颜色宜采用中黄色;为突出盲道颜色,与盲道相邻的人行道砖的铺设不宜使用黄色的块材。

为了保持盲道的连贯性,全线均需设置盲道,当过街人行道设有渠化岛时,渠化岛内必须设有盲道,以形成道路全线无障碍过街系统。

站台对应公交车停靠后门位置,设置无障碍标志及标示出等候区。

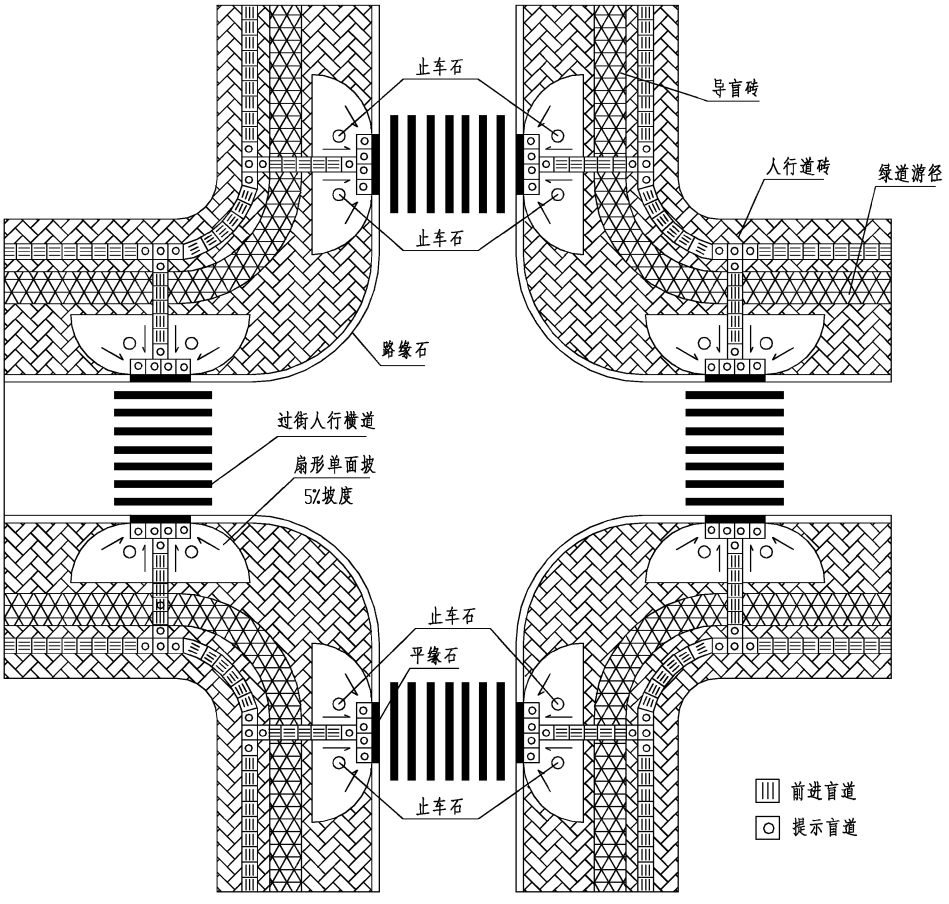


图 2　交叉口无障碍设计示例

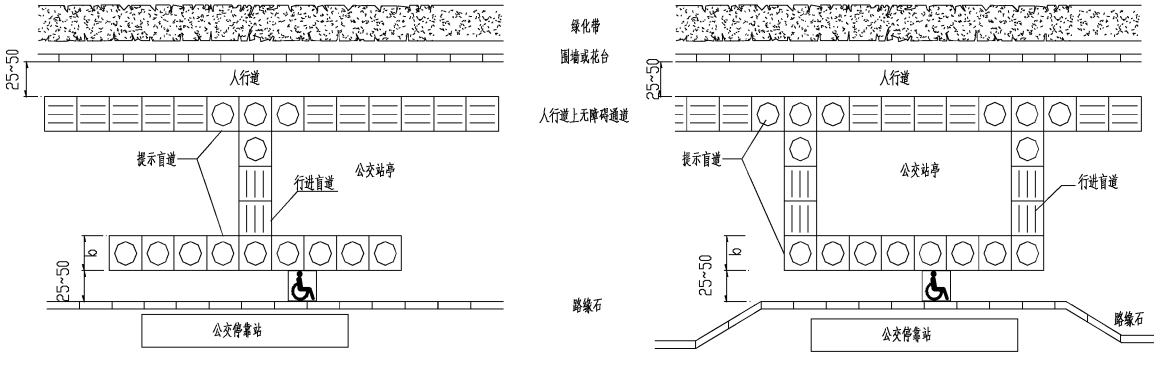


图 3　公交站台无障碍设计示例

4　增设公交停靠站

公路市政化改造的同时应根据公交规划的要求布设公交停靠站，停靠站应布置为港湾车站的型式，且根据公交线路来确定公交站的长度。

4.1　港湾停靠站尺寸

公交停靠站车道宽度一般取 3.0m，最小为 2.75m。站台长度最短应按同时停靠 2 辆车，困难路段按停靠 1 辆车，最长不应超过同时停靠 4 辆车的长度，否则应分开设置同名公交站，停车站布置如图 4 所示。

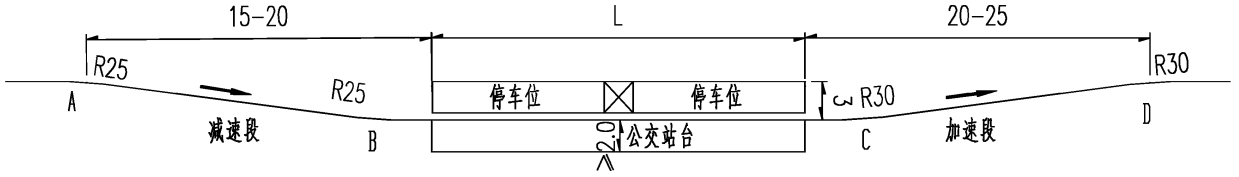


图 4　公交停靠的公交站尺寸示例

4.2　公交停靠站加减速段长度

港湾式车站沿路缘向人行道侧呈梯形状的凹进，分为减速段、停车位、加速段，几何尺寸如图所示。一辆公交车停车长度取 15m，多辆公交车停靠的站台长度按 3 确定。

表 3　港湾式停靠站站台长度设置表

停车位个数/个	站台长度 L/m	减速段推荐长度/m	加速段推荐长度/m	总长/m
1	15	20	25	60
2	27.5	20	25	72.5
3	42.5	20	25	87.5
4	57.5	20	25	102.5

5　排水系统改造

城市市区的排水系统大部分为雨、污分流制，有完整的雨水排放系统，部分沿公路周边建成的住宅区、工业园均建有完善的雨、污水排放系统，但大部分公路一般只考虑道路本身的雨水排放，没有考虑道路两侧地块的雨水排放，也没有污水排放系统，且很多发展快的地区，建成了工业园、住宅区，均雨水、污水排入公路的排水沟中，造成雨污合流，对沿线片区的居民造成不良影响。

排水工程一般是公路市政化改造的难点，因为情况比较复杂，与规划往往不符，尤其是远郊一些公路的改造中，必须对现状及规划雨水管网进行核算，不仅要与城市水利、防洪规划相结合，还要根据实际情况，道路周边自然地形以及道路两侧地块的近远期用地性质进行调整，并做到因地制宜，灵活选取各项参数。考虑到雨水工程的特殊性和不稳定性，要注重实地调查资料及降雨水文等资料，综合考虑，并采取经济、快速排放雨水的原则。设计时要特别注意的是，必须充分考虑与道路纵坡设计及原道路两侧边沟、排水沟、截水沟、急流槽、涵洞等原有公路排水设施相协调，同时有机的考虑道路的排水系统。新建的排水管线一般布设在拓宽部分非机动车道或人行道下，尽量不要设置在原有机动车道下，造成开挖现有道路造成浪费。

6　管线综合设计

城市道路同时也是各类管线的走廊，公路改造的同时，需将相关各类管线统一规划，统一设计，提前预埋过路管线，避免后期开挖造成浪费，各类管线的设计需满足《城市工程管线综合规划规范》的要求。

7　绿化景观

公路绿化一般以功能型为主，中央分隔带绿化基本为了防眩、边绿化带一般为了降尘降噪，边坡绿化一般为了坡面防护，市政绿化除了满足以上要求外，还需增加景观效果，并与城市道路的周边环境相协调，提高城市品位和居民出行舒适性，一般均要进行景观专项设计。

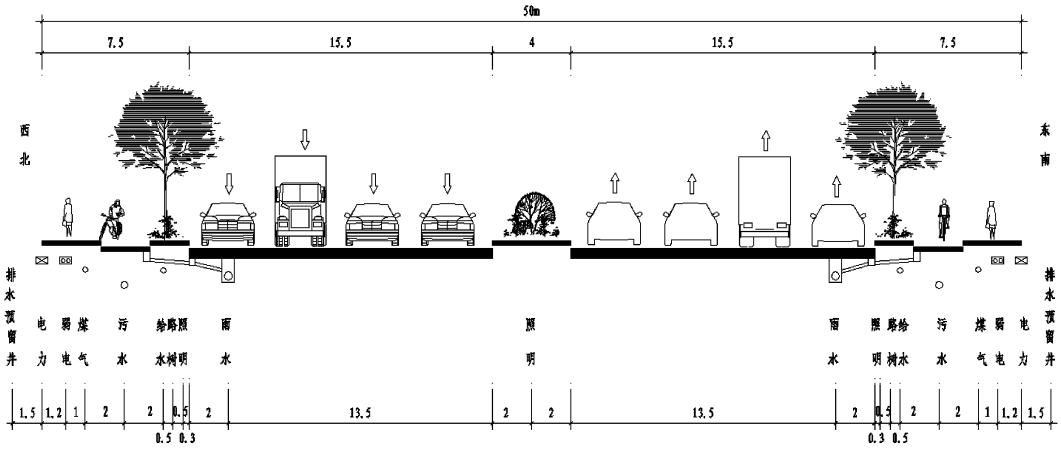


图 5　道路管线布置断面图例

8　增加照明设施

增设照明设施应配合城市建设，满足交通的要求，布局合理，景观优美，资源优化，同时提高路灯设计效率，方便维护管理。灯杆、灯具等应于全城风格一致，应进行专项设计。

9　结语

公路市政化是个比较复杂的系统工程，应征求多方面的意见，综合考虑各专业之间的交叉，协调好各类管线的相互关系，与现有道路及相关给排水设施等有效衔接，与现有道路结合成有机整体，完成道路功能的转换。

参考文献：

[1]《城市道路设计规范》(CJJ 37－2012) 中华人民共和国行业标准.

[2]《无障碍设计规范》GB 50763－2012.

[3]《城市道路交叉口设计规程》(CJJ152－2010).

[4]《公路与城市道路设计手册》黄兴安主编 中国建筑工业出版社.

(上接第 19 页)

3.4　海鸥岛互通立交横断面布置

为确保行车安全及“车道平衡”要求，结合预测交通量(图 5)，根据《公路路线设计规范》，连接匝道采用单向单车道匝道，匝道宽度为 8.5m；内、外环圈匝道均采用独立的双车道匝道，匝道宽为 10.5m。匝道横断面布置见图 7。

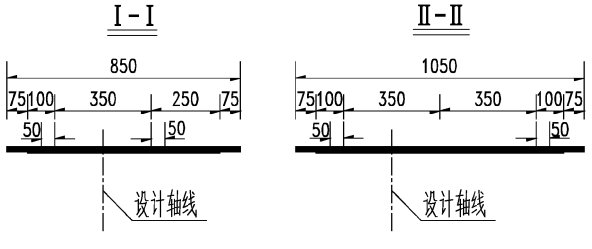


图 7　匝道横断面布置图

4　结语

由于采用多层螺旋式内、外双环圈匝道设计的展线方式，新型螺旋式 T 形互通立交除了具有一般 T 形立交的优点外，还能克服较大的连接高差、显著减少占地面积，改善平纵线形指标、提高运行速度，具有可观的技术、经济适应性与应用前景。

参考文献：

[1] 张 文，李雪莲. 新型螺旋式喇叭形互通立交设计探讨[J]. 交通科技，2011(3)：48－52.

[2] JTG D20－2006 公路路线设计规范[S]. 北京：人民交通出版社，2006，41－43.

[3] 杨 春，赖亚平，任国雷. 一种立交螺旋匝道的新型结构设计[J]. 公路，2008，(10)：18－22.

[4] 孙家驷. 道路立交规划与设计[M]. 北京：人民交通出版社，2009，223－224.

[5] 贺栓海，徐 岳，胡大琳. 道路立交的规划与设计[M]. 北京：人民交通出版社，1994，78－80.

[6] 广东省公路勘察规划设计院有限公司. 虎门二桥工程初步设计[R]. 广州：广东省公路勘察规划设计院有限公司，2010.

广东某高速公路路堑边坡稳定性分析

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：广东某高速公路高边坡在开挖至运营期间，先后出现三次病害，主要为坡面及堑顶出现贯通裂缝、平台下错、平台水沟变形、坡面外鼓、行车道上拱等，这些病害是由坡体发生滑坡导致。通过对该滑坡进行了工程地质调绘、钻探、物探、室内试验等综合勘察，查明各勘察断面滑面及潜在滑面的形态及特征，在滑坡推力计算的基础上，对其进行稳定性分析，并提出治理意见，同时总结设计及施工阶段的经验教训。

关键词：滑坡；勘察；滑面；潜在滑面；滑坡推力计算；稳定性分析

1　工程概况

1.1　边坡概况

该路堑边坡位于广东某高速的丘陵地貌中，边坡原设计坡高 32m，坡长 284m，一级坡坡率 1∶1.0，二、三级坡坡率 1∶ 1.25，各级平台宽 2m，坡面采用绿化防护。该边坡先后出现三次病害，主要为坡面及堑顶出现贯通裂缝、平台下错、平台水沟变形、坡面外鼓、坡脚行车道上拱等。2012 年 6 月底，在边坡发生第三次病害后及时对边坡进行了反压处理，边坡处于暂时稳定状态。

图 1　边坡远景照片

1.2　第一次病害及处理情况

2010 年 6 月，边坡的二、三级坡面及堑顶出现了贯通裂缝，堑顶及二级平台下错、一级平台水沟变形、坡面中下部外鼓。经补勘及多方现场调查讨论后对该边坡作出变更设计：一级边坡设置四排锚杆格梁，锚杆长 11.5m，设计抗拔为 90kN；二级边坡设置三排锚索框梁，锚索长 24m，设计拉力为 400kN，锁定拉力为 440kN；三级边坡设置锚杆格梁，锚杆长 11.5m，设计抗拔为 90kN；全部坡面三维网植草防护。

1.3　第二次病害及处理情况

2011 年 6 月，在变更设计方案的一级坡面加固施工过程中，边坡在原病害基础上进一步发展，出现坡面坍塌、水沟严重变形、裂缝向堑顶及坡脚延伸等现象。多方讨论后采取以下应急措施：在一级、堑顶设置深孔位移监测孔；一级坡面坍塌区段设置 3 排预应力锚索框梁，锚索长 20m，设计拉力为 400kN，锁定拉力为 440kN；二级坡大里程段设置锚杆格梁加固，锚杆长 11.5m；一二级坡平台上 1m 位置坡面设置仰斜排水孔等。

2　滑坡工程地质特征

为了彻底根治滑坡，对该滑坡进行了工程地质专项勘察。工程地质专项勘察工作历时 20 天，完成钻孔 14 个，进尺 372.6m，采取原状样 26，扰动样 4 个，岩样 1 组；完成标贯试验 32 次；设置深孔位移观测点 12 个，完成瞬态面波和高密度电法物探测线 5 条，工程地质平面图见图 2。

2.1　地形地貌

该边坡位于丘陵区，地形起伏大，现地面标高约 24.47m～123.5m，高差达 99.03m，未开挖坡体植被发育，生长大量松树及蕨类植物。边坡走向基本平行山脊，山坡自然坡角约 15～25°，后缘变形裂缝后侧自然坡角约 30～35°，汇水面积较大，

但无深切沟谷。

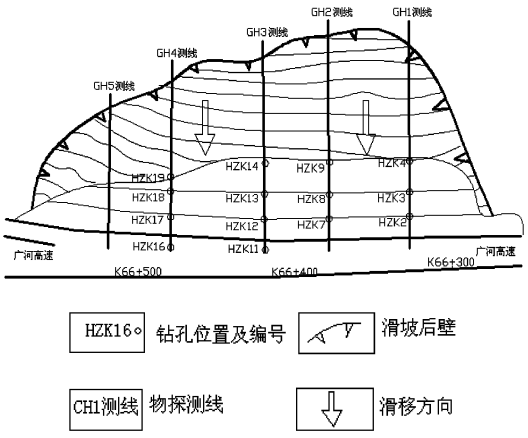


图 2　程地质平面图

2.2　地质构造

根据区域地质资料，本边坡所在区域未见大型断裂构造形迹，滑坡所在地块为稳定地块。但其位于两条北北东向断裂之间，边坡内小断裂、小褶皱发育，众多节理裂隙交错，可见岩层间拖曳、揉皱痕迹和大量石英脉充填，结构面产状混乱，导致岩体破碎。

坡体存在大量揉皱等小构造，且岩土物理特征差异较大，软硬、密实程度和渗透性不一。岩土层节理发育，岩石呈片状、碎块状，且风化不均。边坡开挖期间在二级坡面测得几组结构面产状。岩层产状：286°∠20°、305°∠19°、324°∠20°，层面多为泥质充填；节理产状：311°∠54°、26°∠58°、290°∠57°等。边坡范围内路线走向约 30°，边坡倾向约 300°，结构面产状与边坡倾向小角度相交，且为顺向不利结构面。

2.3　地层岩性

（1）第四系坡积层（Q^{dl}）

粉质粘土：黄色、黄褐色，稍湿～湿，可塑状，厚度 0～2m。

（2）第四系残积层（Q^{el}）

粉质粘土：棕红色夹土黄色，稍湿，硬塑，粘性较好，厚度 0.5～9.5m。

（3）泥盆系帽子峰组（D_3m）

粉砂岩、泥质粉砂岩：紫红色、土黄色，岩石风化较强，泥质含量较高。该层全～强风化岩分布于整个山体，局部夹柱状中风化岩块，岩芯可见母岩发育三组隙面轴心角约 5°、20°、55°的裂隙，钻进时局部微漏水或完全漏水。

（4）泥盆系天子岭组（D_3t）

灰岩：灰色，微晶结构，层状构造，节理裂隙局部发育，岩芯较完整，局部较破碎，呈长柱状夹碎块状，局部发育全充填溶洞，钻进时岩面局部漏水，揭露厚度 2.2～11.2m。该层为滑坡体下卧基岩。

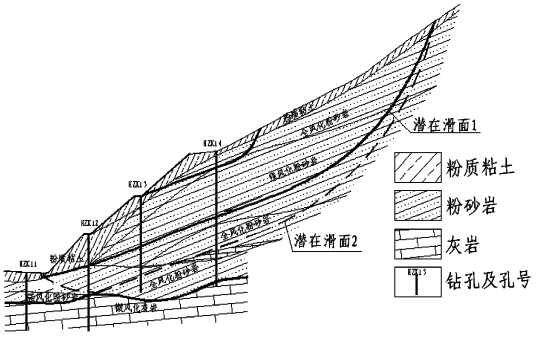


图 3　GH2 地质勘察断面

2.4　水文地质条件

区内雨量充沛，年降雨量约 2000mm。地下水主要为覆盖层潜水及基岩裂隙水，勘探期间测得路床位置稳定水位埋深 6.5～10.1m，标高 14.37～20.4m；一、二级坡体稳定水位埋深 13.0～20.5m，标高 18.79～29.37。地下水受大气降雨补给为主，以侧向径流向坡外谷地排泄；边坡未形成有深切冲沟，地表径流不发育，雨季降水多以坡面冲刷流为主，部分沿坡面下渗流进坡体形成丰富地下水。

3　滑坡特征及成因分析

3.1　滑坡特征

滑坡总体滑动主轴方向为北西 302°，近垂直于高速走向，滑坡前缘宽度约 300m，后缘宽度约 215m，顺主滑方向长约 130m，滑体最大厚度约 20m，总体积约 40 万 m3。

从平面上看，滑动体大致呈弧状或弓状，滑体表面拉张裂缝或陡坎较发育，裂缝宽约 5～15cm，深 0.5～1.5m，该滑坡为牵引式滑坡，具有多层滑动形迹，滑动后缘陡坎高约 0.5～1.0m。

3.2　成因分析

根据地质调绘及勘察成果,造成该滑坡发生、发展是多种因素综合作用的结果。

(1)地质构造因素

坡体覆盖层松散,软硬相间,层间胶结差,易渗水;地质构造强发育,造成粉砂岩、泥质粉砂岩等节理裂隙发育,风化不均,易软化,是形成滑坡的内在因素。

(2)人为活动因素

由于人工开挖山体坡脚导致坡体卸荷,形成临空面,破坏了岩土体间原有的平衡;已施工的部分锚索起不到加固作用,使土体失稳;几次病害发生适逢雨季,因未能及时做好隔水排水措施,导致大量地表水下渗进入坡体。

(3)水的作用

本边坡发生滑坡病害均适逢雨季,连日大强度、频次密的暴雨,导致大量地表水下渗,土体饱水,土层重度增大,抗剪强度降低,形成了顺向不利软弱带或软弱面,则是滑坡发生的触发因素。

4　滑动面的综合确定

4.1　滑面的确定

钻探过程中出现缩径、钻进加快、塌孔及卡钻、漏水等位置;岩芯粘性土含量较高,含水量明显偏高,泥化现象明显位置;结合深孔位移监测曲线发生突变部位及坡体存在的控制性结构面,确定各勘察断面滑面的分布,详见表 1。

4.2　潜在滑面的确定

坡体岩土体具软硬互的分布特征,且风化层底部为中 ~ 微风化灰岩,基岩顶面以上风化层为富水、过水带,易形成软弱带,各种软弱带倾向路基,结合深孔位移监测曲线发生突变部位及各级边坡形成剪出口位置及后缘裂缝位置分布特征,确定各勘察断面潜在滑面的分布,详见表 2。

表 1　各勘察断面滑面分布表

剖面	滑面	滑面深度/m	剪出口位置	后缘位置/m
GH1	滑面 1	6.60	三级坡脚	开口线外侧 20.8
	滑面 3	17.75	一级坡脚	开口线外侧 67.8
GH2	滑面 1	5.96	三级坡脚	开口线外侧 20.0
	滑面 2	11.36	二级坡脚	开口线外侧 20.0
	滑面 3	19.50	一级坡脚下 1.5m	开口线外侧 83.7
GH3	滑面 1	6.82	三级坡脚	开口线外侧 20.0
	滑面 3	19.04	一级坡脚下 1.5m	开口线外侧 70.0
GH4	滑面 2	6.64	二级坡脚	开口线外侧 20.0
	滑面 3	12.61	一级坡脚	开口线外侧 55.7

表 2　各勘察断面潜在滑面分布表

剖面	滑面	滑面深度/m	剪出口位置	后缘位置/m
GH1	潜在滑面 1	26.7	一级坡脚	开口线外侧 67.8
GH2	潜在滑面 1	25.0	一级坡脚下 1.5m	开口线外侧 83.7
GH3	潜在滑面 1	23.4	一级坡脚下 1.5m	开口线外侧 70.0
	潜在滑面 2	27.5	一级坡脚下 1.5m	开口线外侧 70.0
GH4	潜在滑面 1	20.8	一级坡脚	开口线外侧 56.0

5　滑坡稳定性分析

5.1　滑坡推力计算方法

根据《岩土工程勘察规范》推荐的滑坡稳定性计算公式计算本滑坡的稳定系数。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n-1}\left(R_i\prod_{j=i}^{n-1}\Psi_j\right)+R_n}{\sum_{i=1}^{n-1}\left(T_i\prod_{j=i}^{n-1}\Psi_j\right)+T_n}$$

其中：$\Psi_j = \cos(\theta_i - \theta_{i+1}) - \sin(\theta_i - \theta_{i+1})\tan\varphi_{i+1}$

$$\prod_{j=i}^{n-1}\Psi_j = \Psi_i \cdot \Psi_{i+1} \cdot \Psi_{i+2}\cdots\cdots\Psi_{n-1}$$

$$R_i = (N_i - u_i)\tan\varphi_i + c_iL_i$$

$$N_i = w_i\cos\theta_i$$

$$T_i = w_i\sin\theta_i$$

式中：F_s—稳定系数；

w_i—第 i 块段滑体所受的重力(kN/m)；

R_i—作用于第 i 块段的抗滑力(kN/m)；

T_i—作用于第 i 块段的滑动分力(kN/m)；

c_i—第 i 块段土的粘聚力(kPa)；

φ_i—第 i 块段土的内摩擦角(°)；

θ_i—第 i 块段滑动面倾角(°)；

L_i—第 i 块段滑动面长度(m)。

滑坡推力采用《建筑地基基础设计规范》(GB50007－2002)推荐的计算公式计算，计算公式为：

$$E_i = kw_i\sin\theta_i + \Psi_{i-1}\cdot E_{i-1} - w_i\cos\theta_i\tan\varphi_i - c_iL_i$$

式中：E_i—第 i 块剩余下滑力(kN/m)；

E_{i-1}—第 $i-1$ 块剩余下滑力(kN/m)；

k—滑坡推力安全系数，取 1.25；

其余参数同前。

若所得某条块的滑坡推力为负值时，说明自该条块以上的滑体是稳定的，并考虑其对下一条块的推力为零。此计算中未考虑已有加固措施提供的抗滑力。

5.2　岩土 C、φ 值及重度选取

参考勘察岩土体强度试验参数，考虑坡体现状滑面已基本形成，滑面强度参数不能完全按非滑动带岩土体强度取值。针对不同滑面的变形程度，选取不同工况下边坡稳定安全系数，反算得到边坡各滑面强度参数。滑坡滑体重度取 $\gamma = 18.5\text{kN/m}^3$，饱和重度取 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$；岩土抗剪强度指标根据不同滑面进行反算，结果见表 4。

表 3　K66＋420 横断面潜在滑面 1 暴雨工况下的滑坡推力计算表

块号	面积 S	重度 λ	滑块重量 Q_i/(kN/m)	滑面长 L_i/m	滑面倾角 i	粘聚力 C_i/kPa	内摩擦角 i	下滑力 T_i /(kN/m)	抗滑力 R_i /(kN/m)	传递系数 j	安全系数 K	滑坡推力 E/(kN/m)
1	131.32	20	2626.4	30.23	60	19.5	23.5	2274.53	1160.48	0.80	1.15	1682.68
2	213.18	20	4263.6	16.41	41	19.5	23.5	2797.17	1719.13	0.85	1.15	3130.14
3	297.62	20	5952.4	16.9	26	19.5	23.5	2609.36	2655.79	0.94	1.15	3277.14
4	359.92	20	7198.4	20.6	19	19.5	23.5	2343.57	3361.13	1.00	1.15	2647.39
5	143.06	20	2861.2	8.3	19	19.5	23.5	931.52	1338.16	1.00	1.15	2473.63
6	223.36	20	4679.6	14.53	19	19.5	23.5	1523.53	2207.23	0.99	1.15	2170.81
7	164	20	4076.8	15.74	18	19.5	23.5	1259.80	1992.81	0.96	1.15	1735.95
8	64.89	20	2011.8	12.97	13	19.5	23.5	452.56	1105.25	0.97	1.15	1124.00

5.3　滑坡推力计算

以 GH3 勘察断面为例，计算该断面中潜在滑面 1 在暴雨工况下的滑坡推力，经反算得到的该滑面岩土抗剪强度指标为 $c = 19.5\text{kPa}$，$\varphi = 23.5°$。滑坡推力计算分块示意图见图 3，计算结果见表 3。

同理分别计算有钻孔控制的 4 条勘察断面的滑面在暴雨工况下的滑坡推力及总剩余下滑力，其结果见表 4。

据表 4，抗滑桩的抗滑力按各断面总剩余下滑力选取为 1637KN，安全系数为 1.15。

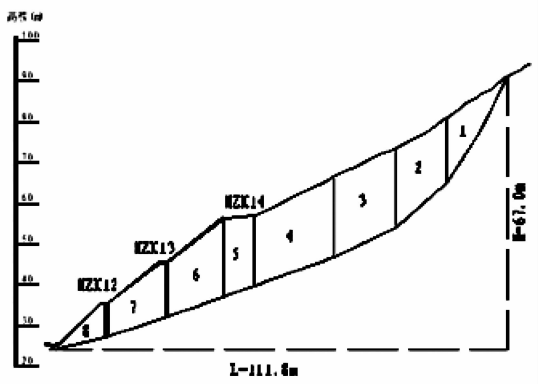


图 3　K66 + 420 横断面计算分块示意图

表 4　各勘察断面潜在滑面暴雨工况下滑坡推力计算结果表

计算剖面	滑面	工况	强度参数		总剩余下滑力
			C 值	*Φ* 值	暴雨 *K* = 1.15
GH2	潜在滑面 1	暴雨	17.0	22.0	1174
GH2	潜在滑面 1	暴雨	17.0	22.0	1637
GH3	潜在滑面 1	暴雨	19.5	23.5	1124
	潜在滑面 2	暴雨	19.5	23.5	787
GH4	潜在滑面 1	暴雨	17.0	20.5	789

6　滑坡整治措施

根据滑面及潜在滑面分布情况及计算结果，在维持现坡率及已有加固措施的状况下，在坡脚堆载反压，一级边坡平台设锚索抗滑桩，桩尺寸为 2 × 3 × 25m，桩间距 5m，桩顶设 2 根锚索，长 38m、42m，设计张拉吨位 75t；二级坡设置 3 排锚索框架，锚索长 34m，设计张拉吨位 45t；在三级坡设置三排 3 排锚索框架加固，锚索长 20m，设计张拉吨位 45t。并设置深孔监测孔对边坡进行长期监测。

7　结语

（1）该边坡勘察设计阶段未能有效发现滑坡发生的潜在可能导致原设计方案过于简单；在第一次发生病害后及时进行了变更设计，但因施工周期过长且恰逢强降雨期等，导致方案未施工完成但病害加剧；第二次病害发生后加强了支护措施，但因支护措施施工质量差，影响支护效果。

因此边坡勘察设计阶段勘察及设计人员应加强现场调查及结构面量测，结合坡体岩土地质条件应设置必要的支护措施；边坡病害治理阶段，需严格控制施工质量，加快施工速度以避免在雨季施工。

（2）通过对本滑坡进行“资料收集与利用、工程地质调绘、钻探、物探、深孔位移监测、室内试验”等专项勘察，查明了滑坡特征及成因，确定了滑面及潜在滑面的形态，提供了合理可靠的岩土参数。

（3）根据已有资料及专项地质勘察成果，本次滑坡治理采用锚索抗滑桩 + 预应力锚索框架方案，并结合支挡、排水工程等措施对本滑坡进行整治。

（4）施工应严格按照制定的治理方案，加快施工速度，保证施工质量，同时必须全程做好监测，以确保从根本上解决滑坡病害。

参考文献：

［1］袁善策. 福建顺昌水泥厂滑坡整治岩土工程实录［A］. 第三届全国岩土工程实录交流会岩土工程实录集［C］. 北京：兵器工业出版社，1993. 227 – 232.

［2］王松龄. 深圳某滑坡治理工程实录与问题探讨［A］. 第三届全国岩土工程实录交流会岩土工程实录集［C］. 北京：兵器工业出版社，，1993. 243 – 246.

［3］GB50021 – 2001，岩土工程勘察规范（2009 年版）［S］. 北京：中国建筑工业出版社，2009.

汕昆高速公路龙川至怀集段工程水土保持方案设计

王俊丽,卓素娟
(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘　要: 根据汕昆高速公路龙川至怀集段工程的基本情况和水土保持法等有关要求,通过现场查看和调查,编制了汕昆高速公路龙川至怀集段工程水土保持方案报告,重点对工程的水土流失特征进行分析,对可能造成的水土流失量进行预测,并着重介绍了水土流失防治措施的设计。方案已于 2013 年 9 月通过水利部评审。

关键词: 高速公路;水土保持;水土流失;防治措施

1　前言

汕昆高速公路属于国家公路网规划中第“17 横”。汕昆公路广东境内汕头至龙川段已通车,怀集至粤桂界在建,本项目的建设对于完善国家高速公路网非常重要,其主要功能是强化各经济区和省际间的交通联系,促进区域经济协调均衡发展和保障国防战备需要。

高速公路的建设将改变沿线的自然景观,公路建设过程中的挖方、填方和取土、弃渣等活动难免会对工程建设区带来大量的水土流失。依照“预防为主,综合防治”的水土保持工作方针,与主体工程相结合,按照水土保持设施建设应与主体工程同时设计、同时施工、同时投产使用的“三同时”防治原则,制定切实可行的水土保持方案,控制和减少因公路建设引起的水土流失,保护项目区的生态环境。

2　项目概况

2.1　项目概况

本项目线路起于河源市龙川县梅村,顺接梅河高速,依次经过河源市龙川县、东源县、连平县,韶关市翁源县,清远市英德市、清新区、阳山县,肇庆市怀集县,终于怀集县鹤塘,顺接汕昆高速公路怀集至岗坪段,路线全长 366.394km。全线按双向四车道高速公路标准设计,设计行车速度 100km/h,路基宽 26m,路面采用沥青混凝土路面。

项目需建设路基 227.238km;全线共设桥梁 240 座,总长 90731m(不含立交匝道桥),其中特大桥 16439/10 座,大中桥 74292m/230 座;全线共设隧道 43 座,总长 48425m,其中特长隧道 19300m/4 座,长隧道 14675m/11 座,中隧道 10870m/16 座,短隧道 3580m/12 座,分离式立交 45 处。桥隧总长度 139156m,桥隧占路线长度的比例为 37.98%。全线共设互通式立交 34 处。全线设服务区 8 处、停车区 8 处、养护工区 3 处、管理分中心 2 处、收费站 25 处。施工生产生活区 73 个,施工道路 251.33km。

本工程总占地面积为 3223.83hm^2,其中永久占地 2715.89hm^2,临时用地 507.94hm^2;本项目总投资 382.45 亿元,土建投资 258.72 亿元。整个项目的资金筹措为资本金 40%,国内银行贷款 60%。本工程计划于 2014 年 12 月开工,2018 年 12 月建成通车,总工期 4 年。

2.2　项目料场及弃渣场概况

项目土石方总挖方 5391.43 万 m^3,填方 5062.92 万 m^3,借方 755.33 万 m^3,弃方 1083.84 万 m^3,临时堆放表土 490.78 万 m^3。

土料场:所需土方主要用于路基填筑,全线共设置 12 处取土场。取土场一般为土质小山包。

砂石料场:本项目沿线经过区域砂石料资源丰富,可直接在砂石料场购买,料场均有道路可直达工地,运输条件良好。项目所需砂石料必须购自当地政府批准的有合法手续的采石和采砂场。

弃渣场:全线有大量的土石方和隧道弃渣等需要集中堆放。在沿线荒沟、凹地、支毛沟和鱼塘共设置弃渣场 32 个,用于存放多余的土石方和建筑垃圾。

临时堆土场:工程施工过程中,需将表土临时堆放,本工程选择旱桥的桥底和交叉工程区的空闲地作为表土临时堆放的地点,供选择了 93 个临时堆土场。

项目土石方综合利用,取土场、弃渣场等设置均符合水土保持要求。

3　项目区水土流失及主体工程水土保持分析与评价

3.1　水土流失分区

项目区地貌类型为中低山丘陵地貌。项目区经过区域涉及国家级水土保持规划的东江中上游水土流失重点预防区(河源市连平县、东源县)、粤闽赣红壤水土流失重点治理区(河源市龙川县)、广东省水土流失重点预防区(河源市龙川县、东源县、连平县、韶关市翁源县、清远市的英德市、清新区、阳山县)和重点治理区(肇庆市怀集县)。

3.2　水土流失的特点

(1)水土流失呈线状分布,增加了植被恢复的难度;(2)挖、填方路段边坡容易造成水土流失;(3)取土场和弃渣场较多,防护不当易造成水土流失;(4)水土流失重点发生在施工建设期。

3.3　水土流失的危害评价

工程建设将损坏沿线地表植被,破坏土壤结构,导致土壤抗冲蚀能力降低,在路基施工过程中,若遇滑坡或破碎带等不良地质现象时,有可能诱发严重水土流失现象,加剧了人与土地资源的矛盾,制约社会和经济的发展。若不实施完善的水土保持措施,水土流失将直接危害主体工程安全,甚至危及沿线居民安全,必须引起高度重视。

3.4　水土保持现状评价

公路沿线所经地市非常重视水土保持生态建设,当地政府近几年加大了对破坏水土保持设施查处、监督管理的力度,目前,乱砍滥伐和随意弃土现象基本得到控制。公路沿线所经地区的植被覆盖状况良好,森林覆盖率为 60%,水土流失轻微,由于农业耕作等人为因素造成的水土流失,均在允许侵蚀范围之内。

3.5　主体工程水土保持分析与评价

制约性因素分析与评价:推荐方案工程线路走向,选址和总体布局满足《开发建设项目水土保持技术规范》(GB50433 - 2008)的相关规定,无绝对或严格限制性因素。

路线比选分析与评价:项目选取多条线路方案进行比选,通过从占地、土石方、拆迁量、扰动地表面积、可能造成的水土流失量及敏感点方面进行比较,从水保角度出发,同意主体工程推荐的 A 线方案。

水土流失敏感区分析与评价:线路经过水土流失敏感区主要有水库、山塘、河流、村庄、农田、鱼塘和沿线跨越的公路和铁路等,因施工会对这些敏感区域造成一定的水土流失,在加强施工管理,并增设相应的水保防治措施后,可减少水土流失对上述敏感区的影响。

项目占地的分析与评价:主体工程未考虑临时占地,方案根据项目概况、类似项目经验以及 GB50433 - 2008 的要求,考虑了弃渣场、取土场、施工营地、施工临时道路等临时用地。

项目土石方平衡分析与评价:主体工程土方平衡未考虑建筑垃圾,本方案考虑将建筑垃圾就近堆置在选定的弃渣场;主线为减少占用农田、水塘等低洼地,以桥梁形式大跨度跨越农地,减少了高填路基放坡占用大量农地,符合水土保持要求,但也导致大量弃土,增加了临时占地面积及弃土水土流失风险;剥离表土用于后期绿化及

植被恢复覆土,充分利用本项目建设已破坏的土地资源,符合水土保持要求;桥梁灌注桩钻渣集中堆放,禁止河边乱堆,符合水土保持要求。

4　水土流失预测

4.1　水土流失预测时段划分

根据本工程的施工及运行特点,并结合水土保持工程与主体工程“三同时”的需要,本工程预测时段分为项目建设期(施工期和施工准备期)和自然恢复期两个时段。

4.2　水土流失区域划分

本工程所处的地貌类型为山地丘陵区,根据公路不同路段的特点和施工工艺,划分为 10 个水土流失防治区:(1)路基工程区;(2)桥梁工程区;(3)隧道工程区;(4)交叉工程区;(5)附属设施区;(6)施工生产生活区;(7)施工道路区;(8)临时堆土场;(9)弃渣场区;(10)取土场区。其中路基工程区又分为填方路段、挖方路段两个二级分区。

4.3　水土流失预测内容和方法

根据开发建设项目水土保持方案技术规范的要求,并结合本工程特点,在施工过程中水土流失预测包括以下内容:(1)扰动原地貌、损坏土地和植被的面积预测;(2)弃土、弃石、弃渣量预测;(3)损坏水土保持设施的面积和数量预测;(4)可能造成水土流失面积和流失总量预测;(5)可能造成水土流失危害预测。

水土流失预测采用定性和定量相结合的方式进行,根据不同的预测内容采用不同的预测方法。对扰动原地貌、损坏土地和植被面积以及损坏水土保持设施面积等主要根据主体工程有关的设计资料结合实地调查进行预测,可能造成的水土流失量主要通过类比方法进行预测。

4.4　新增水土流失量预测

通过公路建设项目主体工程设计要求的施工计划和施工区地质、地形、地貌、植被、降雨等因子综合判定,确定项目施工建设各区的水土流失量,来估算新增水土流失总量。根据以上各水土流失区的水土流失量预测,本项目新增水土流失总量可达 31.63 万 t,见表 1。

表 1　新增水土流失量预测表

序号	项目	水土流失面积/hm^2	水土流失量	
			t	%
1	路基工程区	1495.26	205667	65
2	桥梁工程区	189.79	13763	4
3	隧道工程区	83.09	5893	2
4	交叉工程区	694.26	35420	11
5	附属设施区	67.80	4767	2
6	施工生产生活区	83.54	2436	1
7	施工道路区	208.32	15292	5
8	临时堆土场	185.69	12998	4
9	弃渣场区	134.64	14003	4
10	取土场区	81.44	6067	2
11	合计	3223.83	316306	100

5　水土流失防治方案

5.1　防治目标

根据《开发建设项目水土流失防治标准》(GB50434－2008)规定:依法划定的国家级水土流失重点预防保护区、重点监督区和重点治理区及省级预防保护区应执行一级标准;依法划定的省级水土流失重点治理区和重点监督区应执行二级标准;同一个项目所处的区域出现两个标准时,采用高一级标准,即一级标准:(1)工程建设扰动土地治理率达 95%;(2)水土流失治理度 97%;(3)水土流失控制率 1.0;(4)拦渣率 95%;(5)植被恢复系数 99%;(6)林草植被覆盖率 27%。

5.2　防治责任范围

根据“谁开发保护,谁造成水土流失谁负责治理”的原则划分防治责任范围。开发建设项目水土保持方案技术规范规定,建设单位应防治的责任范围主要包括项目建设区和直接影响区两部分。本项目防治责任范围总面积为 3873.37hm^2。

项目建设区包括公路占地范围、料场、渣场和附属建设区范围,总面积 3223.83hm^2. 这是直接

造成土壤扰动和水土流失的区域，是水土流失防治的重要地区。

直接影响区是对下游或周边地区造成水土流失危害的区域，直接影响区虽然不属于征地范围，但建设单位应该对其影响负责防治。本项目的直接影响区主要包括公路沿线两侧、临时公路两侧，取土场、弃渣场周边及其它附属建筑物周边范围。通过分析，界定本项目的直接影响区范围为 649.54hm^2。

5.3　防治措施总体布局

水土保持综合措施应包括工程措施和非工程措施。对于公路建设项目，除了落实工程措施外，还要重视非工程措施对减少水土流失的作用。工程措施包括土建工程措施和植物工程措施。土建工程措施主要包括拦渣挡墙、边坡防护、截（排）水沟、沉沙池、临时栏档等，有临时的和永久的措施；植物工程措施主要针对施工后期，公路边坡及场地清理后的生态恢复工程。非工程措施是指合理的施工工序、科学的施工方法和严密的施工管理等，不合理的施工方法和人为的土石资源浪费，都会加重水土流失。因此，需要制定出科学、合理的方法和管理制度。防治水土流失应从规划设计抓起，直到竣工的全过程。特别是在整个施工过程中，通过各种措施的合理配套，才能发挥最大效果。

5.4　防治措施工程量

根据水土保持工程措施、植物措施及临时措施的布置，水保工程量汇总见表 2。

表 2　防治措施工程量汇总表

序号	项目名称	工程量
工程措施		
1	排水沟/m	576402.3
2	截水沟/m	349806
3	急流槽/m	62078.5
4	排水管涵/m	1611
5	骨架护坡/m^2	1705548
6	浆砌石挡土墙/hm^2	2971.9
7	表土剥离/m	8076
植物措施		
1	全面整地/hm^2	1105.22
2	铺植草皮/hm^2	10.21
3	植草护坡/hm^2	358.399
4	三维网植草/hm^2	103.43
5	喷播植草/hm^2	46.54
6	景观绿化/hm^2	175.44
7	撒播草籽/hm^2	451.5
8	种植灌木/株	581213
9	种植乔木/株	78353
临时措施		
1	临时排水沟/km	544.58
2	临时截水沟/km	158.58
3	临时急流槽/m	177121.1
4	挡土埂/km	275.17
5	编织土袋拦挡/m	182919.8
6	塑料彩布条覆盖/m^2	1921462
7	沉沙池/个	1736
8	围堰拆除/m^3	25286

5.5　防治措施实施进度安排

本项目总工期 4 年，即 2014 年 12 月 ~ 2018 年 12 月。本项目水土保持实施初步安排为：排水工程、护坡工程以及临时拦挡工程应与主体工程施工同步进行；植物措施略微滞后于工程措施，但可根据分项工程或单元工程的实施进度，工程措施和植物措施同步或交叉进行，分期实施、分期验收。

6　水土流失监测

6.1　监测点的布置

依据工程建设时间的先后顺序，地表扰动程度的强弱，可能造成的水土流失大小，监测的内容及防治责任范围的大小合理布设监测点对防治水土流失、恢复生态环境有着重要的意义。根据本项目的实际情况，分别在各个分区选取了 37 个有代表性的监测点。其中路基工程区 6 个，桥梁工程区 4 个，隧道工程区 4 个，立交工程区 4 个，附属

设施区 3 个,弃渣场 4 个,取土场 3 个,施工生产生活区 3 个,施工道路区 3 个,临时堆土场 3 个。

6.2　监测内容和方法

主要对防治责任区范围内的水土流失面积、土壤流失量、植被覆盖率以及水土保持措施防护效果进行监测,监测内容应能满足水土保持设施竣工验收要求。重点监测土壤流失量和植被覆盖率。采用遥感、巡查及地面监测相结合的方法进行监测。结合工程施工进度,通过调查来了解水土流失治理程度和植被覆盖率等。

6.3　监测实施

监测实施由具有水土保持生态建设监测资格的单位承担,根据批复的水土保持方案报告书以及《水土保持监测技术规程》(SL277 - 2002)要求布设监测点和安装监测设施。

7　水土保持投资估算及效益分析

7.1　水土保持投资估算

根据水利部水总[2003]67 号文等进行水土保持投资估算。工程估算总投资为 85630.17 万元,其中工程措施 52747.73 万元、植物措施 19404.35 万元、临时工程措施 3477.99 万元、独立费用 4645.23 万元、基本预备费 4816.52 万元、水土保持补偿费 538.35 万元。

7.2　效益分析

经计算六项指标值均可达到或超过目标值,水土保持方案可行。具体指标见表 3。

表 3　防治目标分析与方案确定目标值对比分析表

指标	预计达标值	防治目标值	达标情况
扰动土地整治率/(%)	96.0	95	达标
水土流失总治理度/(%)	97.7	97	达标
土壤流失控制比	1.0	1.0	达标
拦渣率/(%)	95.0	95	达标
林草植被恢复率/(%)	99.1	99	达标
林草覆盖率/(%)	40.7	27	达标

水土保持综合效益包括生态效益、社会效益、经济效益和损益分析。主要以生态效益为主。水土保持方案实施后,通过工程、植物和其它综合治理措施,可有效控制水土流失,裸露面得到有效的防护,宜林宜草面积得到绿化,可为建设区内带来显著的生态和社会效益。水土保持方案实施后,减少水土流失量达 95% 以上,可有效拦截 67.61 万 t 的土壤流失。工程弃渣和取土场全面得到治理,施工过程中的开挖土方得到有效利用,扰动原地貌得以恢复,保水保土的功能有所提高。对临建区等都作了规范要求,结合当地实际,整理平整后作经济发展用地,做到一举两得,发挥因水保工程的实施而增加的经济效益;同时,由于环境景观的改善,吸引交通流量和吸引外资,促进当地经济发展。

参考文献:

[1] 中华人民共和国行业标准:《开发建设项目水土保持方案技术规范》(GB50433 - 2008).

[2] 中华人民共和国水利部水土保持概算定额. 黄河水利出版社,2003.

[4] 汕昆高速公路龙川至怀集段工程水土保持方案报告书(报批稿). 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,2013,11.

嵌入式精密三角高程测量算法设计与实现

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：基于嵌入式操作系统和开发环境，利用精密三角高程测量算法，进行了精密三角高程测量的功能设计和算法实现，并通过某桥梁工程的应用对算法实现进行了数据分析和精度评测实验。结果表明，在地形起伏变化和坡度较大的区域，采用本文算法，精密三角高程测量可以达到水准测量相当的精度。通过合理设定棱镜常数、观测距离、测回数目等关键技术参数，嵌入式精密三角高程测量在地形复杂地区工程测量应用中，完全可以代替传统水准测量技术，具有很高的应用潜力。

关键词：掌上电脑；嵌入式算法；二次开发；精密三角高程测量

1　引言

几何水准测量具有测量精度高、方法简便等特点，一直是高程测量的主要方法。但其：视线短、速度慢、劳动强度大，仅适用于平坦地区。因此许多学者都对高度角观测和大气折光的影响进行了深入研究，通过提高三角高程测量的精度，在一定的精度范围内，代替几何水准测量。

EDM 三角高程测量研究已取得很大的进展。EDM 三角高程测量通过观测水平距离和天顶距求定两点间高差，且顾及地球弯曲和大气垂直折光影响。研究表明，三角高程测量可以代替四等水准测量，甚至达到二等水准测量要求[1]。

2　技术原理

2.1　EDM 精密三角高程测量基本原理

精密三角高程测量观测原理如图 1 所示[2]：

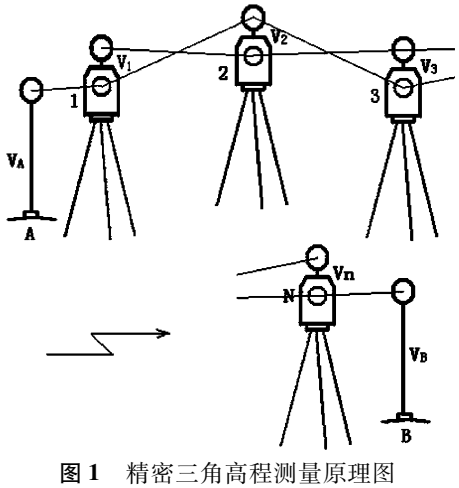


图 1　精密三角高程测量原理图

在 1 位置上的全站仪对 A 点棱镜观测斜距和竖直角，则可计算 A 点到 1 位置上全站仪中心的高差：

$$h_{A1} = -S_{1A} \cdot \sin\alpha_{1A} + V_A \tag{1}$$

在 1、2 位置上的全站仪进行对向观测，两仪器中心间的高差为：

$$h_{12} = 0.5 \cdot [(S_{12} \cdot \sin\alpha_{12} - S_{21} \cdot \sin\alpha_{21}) + (V_1 + V_2)] \tag{2}$$

将 1 位置上的全站仪迁至 3 位置，2 ~ 3 为对向观测边，两仪器中心间的高差为：

$$h_{23} = 0.5 \cdot [(S_{23} \cdot \sin\alpha_{23} - S_{32} \cdot \sin\alpha_{32}) + (V_2 - V_3)] \tag{3}$$

在 N 位置上的全站仪对 B 点棱镜观测斜距和竖直角，则可计算 3 位置上全站仪中心到水准点 B 的高差[2]：

$$h_{NB} = S_{NB} \cdot \sin\alpha_{NB} - V_B$$

若 $V_1 = V_3 = \cdots = V_N$，$V_A = V_B$，则

$$\begin{aligned} h_{AB} = & -S_{1A} \cdot \sin\alpha_{1A} + 0.5 \cdot (S_{12} \cdot \sin\alpha_{12} - S_{21} \cdot \sin\alpha_{21}) \\ & + 0.5 \cdot (S_{23} \cdot \sin\alpha_{23} - S_{32} \cdot \sin\alpha_{32}) + \cdots + S_{NB} \cdot \sin\alpha_{NB} \end{aligned} \tag{4}$$

在实际应用中，为提高测量精度，采用两台自动照准的高精度全站仪，并将照准棱镜固定在全站仪的把手上（如图 4 所示），进行同时对向观测，可基本消除大气垂直折光的影响。设计测段对向观测为偶数边，测段起末固定棱镜杆，可消除仪器高和觇标高影响。最后限制观测边的长度和高度角，可减少相对垂线偏差的影响[3]。

2.2　嵌入式开发环境与设备

Windows CE 是微软公司嵌入式、移动计算平台的基础，它是一个开放的、可升级的 32 位嵌入式

操作系统,是基于掌上型电脑类的电子设备操作系统[4]。野外实时电子记录要求载体小巧轻便,便于携带,载体功能和可扩展性强,能够满足测绘作业记录与实时测算等多方面要求。选择 WINCE 系统是由于目前很多载体如掌上电脑、GPS 测量手薄、智能手机等移动设备都应用 WINCE 系统。本文介绍的精密三角高程测量记录与测算应用程序不仅可以应用于掌上电脑,所有 WINCE 系统平台或者是 Windows 系统平台的操作系统均可以安装并使用。

3　功能设计和算法实现

程序运用 C#编程语言,开发平台为 Microsoft Visual Studio 2005(简称 VS2005),运用 VS2005 的设备模拟器对编写的程序进行 PDA(掌上电脑)上的调试。精密三角高程测量程序界面布置及功能如图 2 所示。

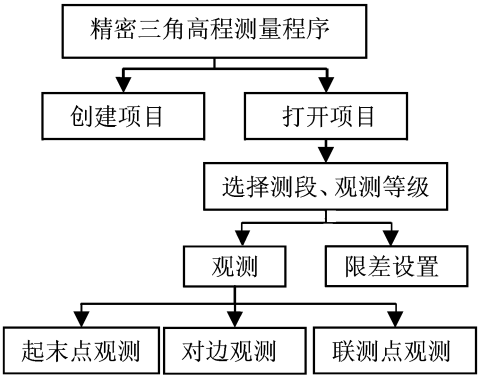


图 2　精密三角高程测量程序功能布置图

每条测边需要测量一次平距用于计算本测段限差与需要满足限差要求的测回数目。每半测回分别观测记录对面高低棱镜的斜距、天顶距、高差,一个测回结束后“保存”,重复观测几个测回后进行“重新通过”计算。重新通过用于计算各项指标是否超限。以下介绍了二等、三等观测的限差要求:

二等观测限差:各测回垂直角和指标差不超过 5s,距离不超过 3mm。测段往返测高差不符值不超出 $\pm 4\sqrt{L}$mm,双棱镜观测时按高低棱镜观测值分别计算高差,不符值不超出 $\pm 4\sqrt{L}$mm,并在测站上要检核高低棱镜观测高差之差。

三等观测限差:各测回垂直角和指标差不超过 6s,距离不超过 5mm。双棱镜观测时按高低棱镜观测值分别计算高差,不符值不超出 $\pm 12\sqrt{L}$mm(L 为测量线路长,单位 km),并在测站上要检核高低棱镜观测高差之差。

观测数据的解算流程图如图 3 所示:

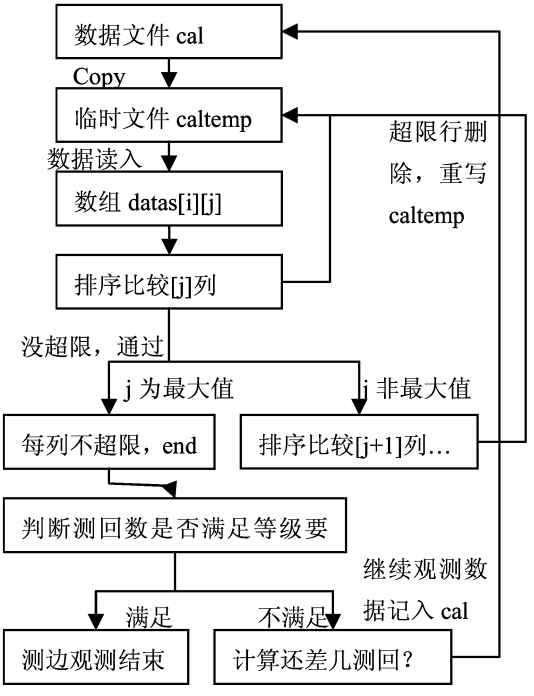


图 3　观测数据解算流程图

4　实验基本情况

某市江顺大桥工程项目中心位置在东经 113°04′,北纬 22°47′,全长约 4km。

采用徕卡 TC702、徕卡 TS06(标称精度 2s)全站仪。

4.1　高低棱镜的定制

高低棱镜镜头中心之间高差常数的测定。在平地相隔 20m 左右,分别架设全站仪和高低棱镜,全站仪直接设置测定高差。先测定低棱镜高差,读 10 次取平均值。再测定高棱镜高差,读 10 次取平均值。将高棱镜高差减去低棱镜高差,即得高、低棱镜常数。本次实验的两组高低棱镜的棱镜高低差分别为 0.117m 和 0.113m。

制作框架要求安装后两个棱镜尽可能垂直,如果不垂直对观测精度的影响较大。

4.2　测量过程

西江两侧分别测取了 GM、JS 线路两个闭合环：

GM 路线：GM18 – JS15 – JS16 – GM18；

JS 路线：JS04 – JS18 – JS17 – JS04。

每个测段的起末点观测，要求在测段水准点附近架设全站仪，在水准点上架设棱镜杆（起、末点为同一根杆，长度不变），进行距离和高度角观测；低棱镜两测回，高棱镜两测回；观测时各站上要在观测前测定温度和气压，以便对边长进行改正。

对向观测时，按仪器前进方向，先进行后测站观测，再进行前测站观测。每个测段进行单棱镜往返测或高低双棱镜观测，高低双棱镜观测顺序为：后低，前低，前高，后高。支线测段进行单棱镜往返测。一条边观测结束后，进行下条边观测，这时特别要注意，前站仪器不动，为下条边的后站，原后仪器迁至前面，为下条边的前站，在一个测段上对向观测的边为偶数条边。对向观测顺序可见图 4：

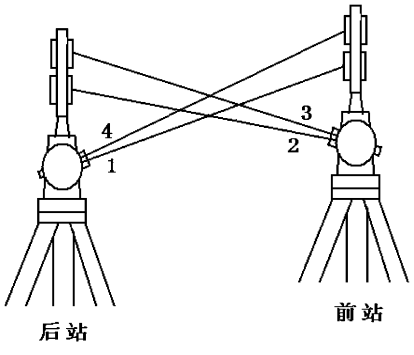


图 4　对向观测顺序示意图

4.3　数据精度统计

经过对 GM 线路和 JS 线路的记录数据进行解算分别得到表 1、表 2 所示结果，并分别与传统水准测量的成果进行了比较。

表 1　GM 线路计算成果比较表

测段	精密三角高程高差/m	传统测量高差/m	△高差/m
GM18 – JS15	–4.87400	–4.87202	0.00198
JS15 – JS16	3.87002	3.87266	0.00264
JS16 – GM18	0.96579	0.99936	0.03357
闭合差	–0.03819	0	—

表 2　JS 线路计算成果比较表

测段	精密三角高程高差/m	传统测量高差/m	△高差/m
JS04 – JS18	–3.75108	–3.74409	0.00699
JS18 – JS17	1.09028	1.08301	–0.00727
JS17 – JS04	2.63976	2.66378	0.02402
闭合差	–0.02104	0.0027	—

以上两表中所示精密三角高程测量高差由高低棱镜分别得到的高差取平均所得。

5　数据分析

表 1 中 JS16 – GM18 测段是导致 GM 路线精密三角高程测量闭合差偏大的主因；而导致 JS 路线精密三角高程测量闭合差偏大的主因是表 2 中 JS17 – JS04 测段。

对观测数据进行统计分析发现，JS16 – GM18、JS17 – JS04 测段普遍存在三个因素导致数据精度下降。

5.1　高、低棱镜常数的检核

测站高低棱镜常数检核反映的是同一测回高低棱镜分别计算的高差差值，理论上该差值应该等于该测站上仪器所观测的对面高低棱镜的高、低棱镜常数，即 0.117m 或 0.113m。该值可以判断出观测质量，对后期高差准确性起重要作用，实验数据显示距离大的测段，由每测回观测数据计算的高低棱镜高差与事先测好的高低棱镜常数偏大均较大。这说明观测质量较差，误差比较大。

根据实际作业情况，认为每观测一组数据经记录后，程序计算的高低棱镜高差值与高低镜事先测定的常数（0.117m/0.113m）不超过 3mm 为宜。

高低棱镜常数为 0.117m 的高低棱镜组在定制时有些许倾斜，原因是在定制过程中茆钉没有十分垂直，在距离较近的观测中这种误差几乎可以忽略，但是当距离加大时，这种影响就会总使高低棱镜高差检核达不到要求。

5.2　观测距离的影响

表 3　GM 路线各测段测边与距离

测段名	测边	水平距离 D/m
GM18 – JS15	1	88.4849
	2	244.4197
	3	321.7105
	4	57.4854
JS15 – JS16	1	301.1295
	2	207.0396
JS16 – GM18	1	76.3321
	2	521.4301
	3	209.7975
	4	151.8865

如表 3 所示,JS16 至 GM18 这个测段测站最长距离 521m,对于普通全站仪,当距离较大时,棱镜目标模糊而微小,观测员只能靠估读。根据精密三角高程测量原理,智能全站仪在二、三等观测对边观测边长一般在 200 ~ 500m,丘陵地区、山地最长为 1000m。可见该测段的观测距离选择为 521m,已经超出平地智能全站仪观测限制距离,作业人员选择的观测距离过长,人眼观测误差和仪器精度限制使得 GM 路线第 4 测段最终算得高差产生了较大的误差。

表 4　JS 路线 JS17 – JS04 测段测边与距离

测段名	测边	水平距离 D/m
JS17 – JS04	1	204
	2	423
	3	668
	4	119

同理表 4 所示的 JS 线路 JS17 – JS04 路段第 3 个测边达到 668m,可见距离过长对普通全站仪来讲是导致精度损失的主要因素。

根据实验结果,在平坦地区受距离因素制约,使用精密三角高程测量无法充分体现其优越性,但是在地形起伏变化较大的山区和坡度较大的路段,可以考虑精密三角高程测量代替传统水准测量[5]。

5.3　测回数目的影响

距离越长要求符合条件的测回数相应越要增加,满足要求的测回数不足也是导致 JS16 – GM18 路段误差较大的重要因素。

表 5　GM 路线 JS16 – GM18 测段测回数

测边	有效测回数	
	镜 0.117m	镜 0.113m
1	2 测回	2 测回
2	3 测回	5 测回
3	2 测回	3 测回
4	2 测回	2 测回

综上,实验表明,保证天气条件良好稳定、保证严格检核高低棱镜常数、保证观测测回数充足,保证观测距离合理,EDM 三角高程测量可以满足精密工程测量要求[7]。

6　结语

(1)对于普通全站仪,影响数据精度的首要因素是距离,因为距离长人眼观测大多为估测;仪器本身精度情况也有限制;棱镜与望远镜之间的大气涌动在长距离也表现明显,尤其是日出与日落、大风、气温渐渐升高等天气影响尤为严重。距离大于 600m 时开始观测困难,无效数据增多,数据误差也相应变大。距离较长时为了增加观测的可靠性,可以定做合适的觇标。

(2)观测数据经过解算后满足要求的测回数目要充足。尤其在远距离观测时,满足指标差和垂直角限差的测回数目要足够多,才能保证精度的可靠性。

(3)测站上要严格检核高低棱镜常数。由分析数据可知,观测数据计算的高低棱镜高差与之前测定好的高低棱镜常数(本试验中是 0.117m 与 0.113m)之间的差值越小越准。建议差异在 3mm 以内,如果超出 3mm,要重新测量,可以多测

(下转第 48 页)

基于多元回归的高速公路营运期耗能测算模型研究

向前忠[1],马书红[2],韩亚慧[2]
(1. 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507; 2. 长安大学公路学院,陕西 西安 710064)

摘　要: 高速公路营运期能耗水平测算对于高速公路节能至关重要,本文在分析高速公路营运期能耗构成及影响因素的基础上,用相关分析与多元线性回归方法相结合,以广东省为例,提出了高速公路营运期能耗测算的计量模型,并对模型进行验证。

关键词: 高速公路;营运期;耗能;测算

0　引言

近年来我国能源供需矛盾日益突出,国民经济发展面临极大的节能减排压力。高速公路作为能源消耗大户,如何提高能源利用效率,优化能源消费结构,采取切实可行的节能措施,不仅是当前和今后时期公路行业面临的重要任务,也是全面贯彻落实节能减排政策、推动公路节能评估工作的重点内容。但从实际情况来看,目前我国公路节能评估尚没有统一的标准与规范,公路营运期节能减排绩效也没有一个可遵循的审核标准,对高速公路营运期能耗水平的测算也缺乏系统的研究。在这种背景下,从高速公路营运期能耗构成及影响因素出发,通过大量高速公路营运期的实际能耗数据,运用相关分析与多元回归,探讨如何建立高速公路营运期能耗水平的测算模型,为高速公路节能减排提供依据,为高速公路节能研究提供基点,这不仅具有较好的实际价值,同时也具有一定的理论意义。

1　高速公路营运期能耗及构成

高速公路营运期能耗是指高速公路及附属设施在日常营运过程中所消耗的各类能源的总称。具体地说是以收费站、服务区、营运管理中心、养护中心及其他附属设施等为实现载体,为满足高速公路日常营运(包括照明、监控、管理、服务、收费等营运功能的过程)、养护与维修及其他附属设施等功能而产生的对电、石油、水、燃气、煤等各类能源的消耗[2]。

根据其实现载体的不同,可将高速公路耗能设施划分为隧道、收费站、营运管理中心、养护中心、服务区与停车区、生活区及沿线设施等七部分;根据耗能类型的不同,高速公路营运期耗能可分为电能、柴油、汽油、液化石油气、水等,其中以电能为主。在高速公路营运期耗能测算中,一般根据七类耗能设施的耗能特点、耗能类别等分析计算其耗能量。

2　高速公路营运期能耗影响因素

高速公路营运期耗能的影响因素包括宏观和微观两个方面。其中宏观因素主要是指外部因素,即社会环境、科技水平等方面;微观因素指高速公路自身的因素,涉及高速公路路线方案、设备选购及营运管理等多个方面。高速公路营运期耗能的不同主要体现在微观的差异上,具体有设施规模、设施设备、环境影响、交通特征等多方面。高速公路七类耗能设施的主要影响因素具体分析如表 1。

表 1　高速公路营运期能耗水平影响因素分析表

项目	影响因素			
	设施规模	设施设备	环境影响	交通特征
隧道	长度、路面及墙面、纵坡	控制方式、布设方式、灯具选型、通风机选型	洞口亮度、气候、植被覆盖情况、地形地貌、空气质量	隧道近、远期设计交通量、设计车速，主要影响照明设计参数
收费站	建设面积、收费亭个数、收费车道数、工作人员数、自动化程度	收费设备选型、广场照明灯具选型及布设方式	收费站周围气候、温度、光照等特征	交通量、服务水平
营运管理中心	建设面积、工作人员数量、运营保障车辆数	办公设备选型及数量、办公自动化程度、营运管理自动化程度	周围气候特征和地形地貌特征	营运管理路段交通量等
服务区与停车区	服务区面积、工作人员数量、流动人员数量	生活及办公设备设施选型及数量、供电方式、供暖供热系统	污水处理方式、垃圾处理方式等	所处地段交通量
养护中心	养护路段里程数	养护模式、实施水平、管理技术	养护路段所处自然环境、气候特征	养护路段交通量
生活区	建设面积、员工数量、车辆数	生活设施选型、数量及布控方式	自然地理特征及气候、污水处理方式、垃圾处理方式等	——
沿线设施	主路段总里程数	监控及通信设备布设间距	路段光照、气候特征	路段交通量

3　多元线性回归模型

（1）基本公式

假定因变量 Y 与 P 个自变量 $X_1, X_2, \cdots\cdots, X_p$ 之间的回归关系可以用线性函数来近似反映。多元线性回归模型的一般表达式如下[3]：

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \cdots + \beta_P X_P + \varepsilon \tag{1}$$

其中，ε 是随机扰动项；$\beta_1, \beta_2, \cdots\cdots, \beta_p$ 是总体回归参数。

（2）模型估计

多元线性回归模型中回归参数的估计可采用最小二乘法。多元线性回归模型中的随机扰动项的方差 σ^2 是利用残差平方和除以其自由度来估计的。

（3）模型检验

多元线性回归模型的检验用样本判定系数 R^2、调整的判定系数 $\overline{R^2}$、复相关系数 R、回归参数的显著性检验。

（4）多重共线性及其处理

线性回归模型中多重共线性是指若干解释变量或全部解释变量的样本观测值之间具有某种线性关系。而解释变量之间没有任何线性关系，即无多重共线性，是标准线性回归模型的基本假定之一。实践中，是否具有多元共线性可以用简单相关系数检验法、容限度（Tolerance）法、方差扩大因子（VIF，Variance Inflation Factor）法等来进行检验。

4　广东省高速公路营运期能耗测算模型

本次研究共选取广东省 29 条高速公路（合计里程为 2000.52km，占 2011 年底广东省高速公路

总里程的 40% 左右)在 2005 – 2011 年间的实际营运耗能数据进行统计分析,其中有隧道的高速公路 13 条,无隧道的高速公路 16 条。

根据对广东省 29 条高速公路营运期能耗数据的初步研究,选取以下七个指标进行相关分析:总里程(公里)、隧道里程比(千分比)、车道数、收费站数量(个)、收费车道数、服务区数量(个)、服务区面积(亩)。

(1)多变量相关分析

由于线性回归往往会出现共线性问题,在进行线性回归之前先进行相关关系分析,以剔除两个具有显著相关关系变量中的一个,减少变量之间的相关性,使得回归模型的建立更加合理[4]。通过 spss 统计分析软件对七个变量(总里程、隧道里程比、车道数、收费站数量、收费车道数、服务区数量、服务区面积)进行两两之间的相关分析,得到 Pearson 相关系数及其显著性检验结果,如表 2。

表 2　Pearson 相关系数

Correlations

		总里程	隧道里程比	车道数	收费站数量	收费车道数	服务区数量	服务区面积
总里程	Pearson Correlation	1	.153	–.065	.723**	.409	.847**	.813**
	Sig. (2 – tailed)		.487	.768	.000	.053	.000	.000
	N	23	23	23	23	23	23	23
隧道里程比	Pearson Correlation	.153	1	–.173	–.115	–.068	.337	.335
	Sig. (2 – tailed)	.487		.429	.600	.757	.116	.118
	N	23	23	23	23	23	23	23
车道数	Pearson Correlation	–.065	–.173	1	.169	.326	.066	–.092
	Sig. (2 – tailed)	.768	.429		.439	.129	.766	.678
	N	23	23	23	23	23	23	23
收费站数量	Pearson Correlation	.723**	–.115	.169	1	.843**	.641**	.482*
	Sig. (2 – tailed)	.000	.600	.439		.000	.001	.020
	N	23	23	23	23	23	23	23
收费车道数	Pearson Correlation	.409	–.068	.326	.843**	1	.442*	.204
	Sig. (2 – tailed)	.053	.757	.129	.000		.035	.350
	N	23	23	23	23	23	23	23
服务区数量	Pearson Correlation	.847**	.337	.066	.641**	.442*	1	.928**
	Sig. (2 – tailed)	.000	.116	.766	.001	.035		.000
	N	23	23	23	23	23	23	23
服务区面积	Pearson Correlation	.813**	.335	–.092	.482*	.204	.928**	1
	Sig. (2 – tailed)	.000	.118	.678	.020	.350	.000	
	N	23	23	23	23	23	23	23

**. Correlation is significant at the 0.01 level (2 – tailed).

*. Correlation is significant at the 0.05 level (2 – tailed).

分析表明总里程与收费站数量的相关性是高度显著的;总里程与服务区数量、服务区面积、收费车道数的相关性也是显著的;收费站数量除了与总里程有显著相关外,还与收费车道数、服务区数量有显著相关;服务区数量与服务区面积相关性较为显著;而隧道里程比与车道数这两个变量

与其它变量之间则不存在显著的相关性。

(2)回归模型的建立

根据相关分析,选取总里程、隧道里程比、车道数、收费车道数与服务区数量等五个变量与总能耗之间进行回归分析,分析结果如表 3 所示。建立模型如下:

$$y = 162.919x_5 + 63.024x_3 + 6.387x_4 + 3.662x_2 + 0.621x_1 - 228.445 \quad (2)$$

其中:y—总能耗(吨标准煤/年);

x_1—总里程(公里);

x_2—隧道里程比(‰);

x_3—车道数;

x_4—收费车道数;

x_5—服务区与停车区数量(个);

由模型拟合度的检验结果可知,R 方值为 0.916,调整的决定系数(Adjusted R Square)值为 0.840,说明其拟合程度较好,可以接受。由模型检验结果可知,回归模型的 Sig. 值为 0.000,小于 0.05 的显著水平,说明该模型具有显著的统计意义。

表 3　回归分析结果

Coefficients[a]								
Model		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.	Collinearity Statistics	
		B	Std. Error	Beta			Tolerance	VIF
1	(Constant)	-228.445	597.650		-.382	.707		
	隧道里程比 x_2	3.662	.851	.487	4.305	.000	.737	1.357
	车道数 x_3	63.024	114.660	.060	.550	.590	.784	1.276
	收费车道数 x_4	6.387	1.317	.572	4.849	.000	.679	1.472
	服务区数量 x_5	162.919	140.770	.247	1.157	.263	.207	4.833
	总里程 x_1	.621	4.555	.027	.136	.893	.237	4.216

a. Dependent Variable:总能耗

(3)回归模型的检验

对于多元线性模型,还需检验其自变量之间是否存在共线性的问题。根据共线性检验结果,五个自变量的容忍度(Tolerance)均大于 0.1、特征根(Eigenvalue)均不等于 0、条件指数(Condition)均小于 30,表明该模型不存在共线性问题。分析结果里与残差有关的一些统计量也无离群值,且数据的标准差也比较小。通过标准化残差的直方图和标准化残差的标准 P-P 图可以发现,由于残差具有正态分布的趋势,因此可以判断所建立的回归模型是恰当的。

(4)模型效果的验证

在模型验证过程中,把样本实际的参数值代入回归模型,预测出各高速公路总能耗,然后利用非参数检验方法将预测值与实际发生值进行对比,以此验证模型的准确性。

根据非参数检验的方法,要验算预测总能耗与实际值是否有差异应该采用“两个配对样本的非参数检验”。两配对样本的非参数检验是通过对两配对样本的分析,判断样本来自的两个总体的分布是否存在显著差异。该检验经常用于同一研究对象(或两配对对象)分别给予两种处理或处理前后的效果比较,前者推断两种处理效果有无差异,后者推断某处理是否有效。

SPSS 为两配对样本检验提供了 Wicoxon 符号秩检验法、符号检验法(Sign)、显著性检验法(McNemar)、边际同质检验法(Marginal Homogeneity)4 种检验方法,都有各自的侧重。本次模型验证采用 Wilcoxon 符号秩检验。

Wicoxon 符号秩检验法,主要用于连续型变量。其检验思路:先按符号检验的方法,用一组样本的观测值减去另一组样本的观测值,记下差值的符号和差值的绝对值;然后将绝对值按升序排序,计算绝对值的秩;最后比较正号秩总和与负号

秩总和。若正号秩总和与负号秩总和大致相当，则说明两组样本数据差的正负变化程度基本相当，两配对样本来自的总体的分布无显著差异，反之，两配对样本来自的总体的分布存在显著差异。

表 4　Wilcoxon 检验结果表

Test Statistics[b]	
	实际值 － 预测值
Z	－.213[a]
Asymp. Sig. (2－tailed)	.831

a. Based on positive ranks;

b. Wilcoxon Signed Ranks Test.

从 Wilcoxon 检验结果表可以看出检验统计量 Z 的值为 －0.213，假设检验的概率值为 0.831，远远大于 0.05 的显著性水平，因此接受原假设，认为高速公路总能耗的预测值与实际值不具有明显的差异，从而验证了高速公路总能耗回归模型的准确性。

5　结语

本文在分析高速公路营运期能耗构成及影响因素的基础上，运用相关分析与回归模型，以广东省为例，建立了高速公路营运期能耗的定量测算模型，提出的测算方法为高速公路项目的节能评估提供理论依据和实用手段；具有较强的适用性和可拓展性强，可用于对其它等级公路进行能耗水平的研究。同时，鉴于数据采集的关系，本次研究中没有考虑项目耗能与交通量的关系，需在今后的工作进一步深入探索。

参考文献：

[1] 马书红、向前忠等. 高速公路营运期能耗体系和统计指标研究[J]. 公路，2013(10)：

[2] 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司[R]，长安大学. 广东省高速公路能耗水平及节能措施研究[D]. 2012.

[3] 孙艳玲，何源. SPSS 统计分析[M]. 北京：人民邮电出版社，2010.

[4] 陈永胜. 宋立新. 多元线性回归建模以及 SPSS 软件求解[J]. 通化师范学院学报，2007，28(12)：8－9.

(上接第 43 页)

一些测回，但是不能少测，否则会影响整体精度，精密三角高程测量如果有一条测边测错，那么整个测段都要重新测过，所以保证每个测站上的观测测回数目，避免重复劳动。棱镜固定框定制的环节要使安装后的两棱镜中心线尽量垂直重合。

(4)在天气条件较差的情况下精密三角高程测量精度和效率同时降低[8]，因此一定要选择天气状况平稳，温度气压适宜的时间段进行精密三角高程测量。

参考文献：

[1] 宁津生，陈俊勇，李德仁等. 测绘学概论[M]. 武汉：武汉大学出版社，2008.

[2] 潘正风，程校军，成枢等. 数字测图原理与方法[M]. 武汉：武汉大学出版社，2009.

[3] 杨敏，陈国世. 高精度对向三角高程代替等级水准测量的可行性研究[J]. 地理空间信息，2011，(01)：131－132.

[4] Karli Watson，Jacob Vibe Hammer 等. C－#入门经典(第六版)[M]. 北京：清华大学出版社，2013，06.

[5] 昝峰. 精密三角高程测量在公路测量中的应用[J]. 测绘与空间地理信息，2011，(01)：186－187.

[6] 李凯，石力，朱清海. 应用精密三角高程测量替代二等水准测量[J]. 城市勘测，2012，(5)：89－93.

[7] 刘冠兰，李东宇，丁文宏. 精密三角高程测量在宽水域跨河水准中的应用[J]. 工程勘察，2010，(10)：71－74.

[8] 孙良宇，潘国盛，康继波. 浅析一、二等测距三角高程法跨河水准测量的误差来源[J]. 测绘与空间地理信息，2012，(05)：179－182.

复杂地质山岭隧道涌水分析处理

庄富盛[1], 杨　飚[2]

(1. 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507; 2. 广东二广高速公路有限公司,广东清远 513200)

摘　要: 隧道涌水是隧道工程施工中的一个复杂问题。隧道施工时,涌水、流土和围岩失稳等问题,将导致工程造价增高、施工困难、施工人员人身安全受到严重威胁以及工期延长等问题。以二广高速公路某隧道为例,对隧道区作专项水文地质勘察,对隧道的水文地质条件进行分析,确定隧道施工所需的支护参数,为隧道工程的施工安全提供保证,为类似隧道工程设计施工提供一定的参考。

关键词: 山岭隧道;水文地质;涌水量

0　引言

广东省连州(湘粤界)至怀集公路项目位于广东省西北部山区,该隧道地处连山县福堂镇和小三江镇交界处,穿过丘陵地貌区,隧道长度2 218 m,多次下穿省道 S263。2012 年 8 月,隧道掌子面出现多处管状涌水,掌子面围岩稳定性极差,施工一度中止。

本文就该隧道复杂地质情况下出现大量涌水,开挖进尺困难的情况进行分析,提出具体处理方案,确定隧道施工所需支护参数,为隧道工程的安全提供保证。

1　工程概况

该隧道穿过低山丘陵地貌区,地表植被茂盛,山脚处滚石密布,ZK111 + 350 ~ ZK111 + 680 段顺着一条山间沟谷而过。YK111 + 615 ~ YK111 + 700 为洼地,洼地内水流量较大,属浅埋段。根据钻探成果,该隧道穿越地层主要由第四系覆盖层及基岩组成,覆盖层主要为冲积成因碎石、块石、坡残积粉质粘土、块石、砂质粘性土等,基底为加里东期全~微风化花岗闪长岩等。钻探揭示强风化岩层较厚,风化程度高,中~微风化岩体节理裂隙较发育,岩体较破碎。

施工期间,勘察单位对该隧道 YK111 + 350 ~ YK111 + 942(左线 ZK111 + 350 ~ ZK111 + 951)路段进行了专项水文地质勘察。专项勘察钻孔揭示的构造角砾岩为 F22 断裂带岩石,角砾状结构,块状构造,不均匀多见硅化岩、少量碎裂岩,节理裂隙极发育,节理面见有擦痕。物探结果揭示,在隧道物探勘察范围内发现 2 处明显低波速异常带,D2 异常带里程范围为 YK111 + 470 ~ YK111 + 545、ZK111 + 420 ~ ZK111 + 535;D3 异常带里程范围为 YK111 + 690 ~ YK111 + 771、ZK111 + 680 ~ ZK111 + 765。推测该两处低速异常带为由断层引起的构造破碎带,断层破碎带 6m 左右,水量丰富,连通性较好。

隧址区水系主要为山涧小河,流向多由北向南。河流呈树枝状分布,山区河谷断面多为“V”型,坡高坎多,源近流长。经地表河床水量观测,勘察期间流量约为 3 000m^3/d,因地表降水作用,水流及流量变化较大,但常年流水。隧址区地下水按含水层性质可划分为松散层孔隙水、块状基岩类裂隙水及断层破碎带水。松散层孔隙水:松散层孔隙水分布在山间溪流、冲沟附近,分布范围不大,主要赋存于冲积成因的碎石夹砂砾层中。块状基岩类裂隙水:分布于基底强~微风化花岗闪长岩的风化裂隙和构造裂隙中,地下水的补给和排泄途径局部较通畅(钻探岩芯揭示较多岩石见有水力冲刷痕迹),具有水量分布不均、富水不均等特点。断层破碎带水:揭示在补 11SZK11 孔区(里程 ZK111 + 600 范围),有断裂破碎带或断裂影响带分布。钻孔揭示有构造角砾岩,灰褐色,岩芯极破碎。隧址区雨量充沛,植被发育,地表水与地下水普遍存在互补关系,特别是地表冲沟水下渗补给,为地下水的主要补给来源。

2　施工涌水概况

该隧道富水段掌子面围岩多为强风化花岗闪长岩，节理裂隙发育，大面积渗水，稳定性极差。2012 年 8 月 19 日，掘进至 ZK111 + 725 掌子面时出现多处管状涌水，涌水量在 13m^3/h（312m^3/d）左右，2012 年 8 月 20 日晚 YK111 + 658.5 掌子面右侧拱腰出现大股状突水（16m^3/h）（384m^3/d），施工中止。

2012 年 8 月 28 日，水平机械钻机进场，施工方进行了洞内水平钻孔排水处理。2012 年 9 月 1 日 ~ 9 月 4 日，左洞共施钻 4 ~ 5 个排水孔，右洞 6 ~ 7 个排水孔，施钻后，水平孔排水效果较为明显，左洞约为 800m^3/d，右洞约为 1 200m^3/d。

地表水沟修筑围堰三处，测水流量结果：ZK111 + 500 流量 128m^3/h，ZK111 + 600 流量 108m^3/h，YK111 + 650 流量 91m^3/h。该段地表水流量沿程损失分别为 484m^3/d 和 390m^3/d，合计 874m^3/d。2012 年 9 月 4 日 ~ 9 月 5 日，对地表山涧水在 ZK111 + 550 ~ YK111 + 650 范围内进行了截流处理，处理后，洞内出水量有逐日减少的趋势，截止至 9 月 17 日，洞内流量左洞减少至约 350m^3/d，右洞减少至约 500m^3/d。

3　隧道涌水原因分析

根据地表不同里程处水量观测结果可知，地表水从上游至下游逐渐减少，表明地表水在流经途径时，是有下渗的。同时，地表水在 ZK111 + 550 ~ YK111 + 650 范围内进行了截流处理后，洞内的水量逐渐减少，表明地表水与地下水存在连接通道。隧道开挖遇随机分布基岩裂隙发育带，基岩裂隙水涌出，改变了地下水排泄途径；同时由于隧道开挖形成的后生裂隙且隧道埋深浅（局部洞顶埋深仅 26m），导致地表水和地下水形成连通的通道，造成地表水直接补给地下水。

根据详勘勘察成果及该隧道专项水文地质勘察报告，本段范围断裂构造较为发育，存在断层破碎带及其影响带，左线 ZK111 + 510 ~ ZK111 + 630、右线 YK111 + 552 ~ YK111 + 625 段内岩体极破碎处，节理裂隙极发育，且有断层破碎带的存在，其水量较丰富，局部具承压水性质。

强风化花岗闪长岩裂隙发育、遇水软化，同时由于水头压力差较大（大致 40m 左右，压强约 400kPa），导致岩体强度尤其是结构面强度降低，造成核心土或出水点岩石稳定性差，当遇到开挖面核心土坡脚过大等情况时，形成崩塌、流土等现象。

4　处理措施

该隧道施工难度大，进尺困难，主要是因为地下水丰富，围岩风化严重，对此处地下水的处理主要应采取“截、排、堵、防”相结合，加强支护的方法处治，将围岩体范围地下水水位及掌子面流量降至可进行或正常施工的范围或适当加固围岩体，并加强初期支护，同时加强监控量测工作，及时反馈。经从处理效果、施工进度、经济比较等方面综合考虑，排除了隧道围岩帷幕注浆整体硬化等措施。采取的工程措施建议如下：

（1）在洞顶地表山沟上游修建拦水堰，将流经隧道洞身范围内的地表水进行截流，切断地下水的主要补给来源。

（2）通过洞内深层水平钻孔排水措施降低水头，减少地下水的影响。

（3）采取超前地质预报，探明前方地质及水文情况。

（4）采用双层小导管超前支护，注水泥 - 水玻璃双液浆。

（5）严格控制进尺，采用机械配合人工开挖，及时支护，封闭掌子面。

（6）增设上台阶临时仰拱使初期支护成环，加强锁脚，保证隧道初支安全。

（7）加强施工监控量测工作，及时反馈。

基于新奥法动态设计的理念，以上措施应建立在监控量测的基础上，施工中应加强监控量测工作，根据量测数据分析结果，综合考虑隧道工程地质及水文地质，确定具体的施工处理长度，及时调整支护参数和采取应对措施。同时，应制定本工程隧道突水、突泥应急救援预案并实施。

5　结语

经处理后，隧道围岩状况得到改善，掌子面缓

缓前进,终于顺利完成了本段软弱围岩段施工。根据第三方的监测资料,本段隧道在开挖过程中拱顶下沉、周边收敛、地表下沉等变形均较小,满足规范要求。对于这种地下水丰富且围岩风化严重的隧道,施工时首要是处理降低地下水的影响,本文采用的“截、排、堵、防”相结合、加强支护的处治方法,相对于帷幕注浆等方法,具有快速、经济等特点,特别是采取洞内水平钻孔排水后,掌子面涌水明显减少,稳定性得到加强,保证了施工安全,效果较好,可供同类工程借鉴参考应用。

参考文献:

[1] 公路隧道施工技术规范 JTG F60 - 2009[S]. 北京:人民交通出版社,2009.

[2] 关宝树,隧道工程施工要点集[M]. 北京:人民交通出版社,2003.

[3] 广东省公路勘察规划设计院有限公司. 两阶段施工图设计文件[R]. 广州:广东省公路勘察规划设计院有限公司,2009.

[4] 李宁军,曹文贵,刘生. 隧道设计与施工百问[M]. 北京:人民交通出版社,2003.

[5] 何伟兵. 专项水文地质勘察在山岭高速公路隧道中的应用[J]. 广东交通职业技术学院学报,2013(3):15 - 19.

2014 全国岩土工程原位测试新技术论坛

2014 年 11 月 27 - 30 日,由中国建筑学会工程勘察分会岩土工程测试专业委员会和浙江省土木建筑学会工程勘察学术委员会共同主办的“2014 全国岩土工程原位测试新技术论坛”在浙江温岭举行。本次会议的专家主要来自岩土工程测试专业委员会、东南大学、上海岩土工程勘察设计研究院有限公司及国内外原位测试仪器的公司,与会代表 100 余人则主要来自于国内外各大地质工程勘察、设计和施工单位。

会议以岩土工程原位测试新技术研发及应用为主题展开了研讨和交流。会议对岩土工程原位测试新技术的研发及应用历史进行了回顾,对国内及国际上最前沿的研究理论和技术进行了介绍,并就原位测试技术的成果及效益进行了展示。专家与代表相互探讨了各种原位测试技术的优缺点及应用中的注意事项,尤其是就“静力触探”技术展开了深入的交流。

开幕式结束后,首先是会议特邀专家“顾国荣勘察大师”所做的名为《原位测试在工程设计中应用》的报告,报告就岩土工程的特点、工作原则及主要岩土参数,常用原位测试技术及其适用范围进行了系统的阐述,并在此基础上利用诸多典型的工程案例进行了分析展示。其次为东南大学的刘松玉教授开展的题为《现代多功能 CPTU 技术理论与工程应用发展》的特邀报告,报告对国内外现代数字式多功能孔压静力触探(缩写为 CPTU)技术的研究发展历史、理论基础及工程实践等进行了详细阐述。在此基础上,来自生产单位和测试仪器公司的对了,杨石飞、易爱华、陈偲和高亮等专家分别就相关仪器的研究现状作了名为《静探计算单桩承载力方法深化研究》、《旁压测试技术的最新发展》、《新一代国产扁铲侧胀仪创新研制》和《数字式静力触探测斜仪的研究与应用》等的报告,它们分别介绍了目前关于岩土工程原位测试相关的研究进展。报告之后,来自不同领域的与会代表与专家们进行了长时间的互动交流,大家分享了自己的研究和实践经验及面临的各种问题。

与会专家和代表一致认为岩土工程原位测试非常重要,它对后期的设计、施工等均具有非常重要的意义。我国目前的原位测试技术仪器的研发及使用与国际上存在明显差距,这也为我国未来该领域的发展提供了导向。

(李红中　报道)

GNS 测量工程综合应用与 RTK 技术实操及案例分析专题培训报道

2014 年 12 月 12 日至 14 日，由中国测绘地理信息学会工程测量分会举办的“GNS 测量工程综合应用与 RTK 技术实操及案例分析专题培训班”在长沙举行。

随着新一代的卫星定位导航系统的发展，GNSS（BDS，GPS，GALLIEO，GLONASS 等）系统已经在军事、交通运输、空间信息科学以及资源等诸多领域得到广泛应用。同时，为更好的推动和规范 GNSS RTK 技术的发展和应用，国家测绘地理信息局发布实施了一系列有关 GNSS 测量、RTK 的测量技术标准。本次培训主要为进一步宣传贯彻测绘与地理信息标准、提高标准执行力，熟练应用以北斗、GPS 为代表的 GNSS 测量技术在工程中的应用，掌握数据处理的实务核心问题，推动我国测绘与地理信息事业发展。

培训班上主讲专家武汉大学教授、博士生导师、武汉大学测绘工程系主任黄声享给大家介绍了 GNSS 的发展，卫星定位的基本原理与方法、设计与实施、及其数据处理。还讲解了 GPS 网平差与坐标转换、卫星定位误差源分析，GNSS 在测量工程中的应用及发展。最后结合实际工作，举例了大坝 GPS 自动监测系统、亚 mm 级坝体 GNSS 变形监测系统、GPS 在高层建筑测量中的应用、填筑工程碾压施工 GPS 实时监控系统等项目的经验。全国城市测量 GPS 应用研究中心主任朱照荣主讲的内容是测量工程中 GNSS 的应用以及发展，从 GNSS 在变形监测中的应用出发，介绍了 GNSS 在大型构筑的位移、倾斜、风振监测中的作用；从 RTK 技术应用与实操、标准与仪器出发，重点介绍了 CORS 系统技术在实际工作的应用，并列举了多个城市 CORS 中心的建立实例；介绍了 GNSS 的新技术“精密单点定位”的应用；以及 GNSS 在汶川地震中建立的同震形变场、日本宫城地震的中场同震位移等。

GNSS 技术高速发展的今天，我们可以利用的卫星已经有美国 GPS、俄罗斯 GLONSS、中国北斗、以及即将建成的欧盟伽利略卫星定位系统。GNSS 在民用和军用领域的应用范围越来越广泛，在国家即将大力推广北斗卫星定位系统的今天，我们更加要把握最新的 GNSS 技术动态，以应用到自身实际的工程项目中，提高工作效率。

（汤　敏　报道）

中国测绘地理信息学会 2014 年学术年会报道

一年一次的全国测绘学术年会 2014 年 12 月 17－18 日在武汉召开，同时对 2014 年度的全国测绘科技进步奖、全国优秀测绘工程奖进行了颁奖。全国 31 个省市共 1200 多人参加，我公司派工程测量部主任邱赞富参加并领奖（一银二铜）。

2014 年 12 月 17 日进行了大会开幕式，由国家测绘局李维森副局长主持，湖北省许克振副省长致欢迎词、中国科协党组书记沈爱民讲话、国家测绘局库热西局长讲话；然后大会颁奖和 8 个特邀报告会。这 8 个特邀报告会是：

中国工程院院士李德毅重点介绍了“大数据时代的位置服务”；

中国工程院院士刘先林报告主题是“测绘技术装备的发展趋势”；

中国工程院院士周成虎就“地貌学在测绘地理信息中的作用”做了专题报告；

国家测绘局测绘司司长白贵霞介绍了“全国卫星导航定位基准服务体系建设与应用”；

国际摄影测量与遥感学会主席陈军介绍了“全球 30 米地表覆盖遥感制图”；

北京四维图新总裁孙玉国介绍了“移动互联时代的实时地图”；

北京超图软件总裁宋关福介绍了“云时代的 GIS 软件技术发展探索”；

地信创投基金董事长陶闯介绍了“互联网浪潮与地信行业发展趋势”；

2014 年 12 月 18 日进行了二个专题论坛：

“测绘学科与地理信息学科高等教育高端论坛”

“新技术在地理国情监测中的应用研讨”；共有 24 个专家、学者、教授发言。

2014 年 12 月 18 日还同时进行了四个分会场论坛，分别是：

“大数据时代测绘地理信息软件平台的发展机遇与挑战论坛”

“现代测绘地理信息装备新发展论坛”

“测绘地理信息跨界融合及应用论坛”

“2014 年度测绘科技奖励项目报告会”；共有 49 个专家、学者、教授、企业家发言。

（邱赞富　报道）

《公路工程技术标准》(JTG B01－2014)宣贯培训报道

为使各方充分了解新修订的《公路工程技术标准》(JTG B01－2014)的相关规定，进一步学习我国公路建设方面积累的经验，中国交通运输协会培训中心于 2015 年 1 月 10 日至 11 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。

宣贯培训邀请长安大学相关专家主讲，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，并在会后进行了现场交流及解疑。

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。

（周　震　报道）

《公路立体交叉设计细则》(JTG/T D21－2014)宣贯会报道

根据交通运输部 2014 年第 45 号文，新颁标准《公路立体交叉设计细则》(JTG/T D21－2014)(以下简称《细则》)于 2014 年 11 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，《公路》杂志社于 2015 年 1 月 14 日至 16 日，在成都市举办了《公路立体交叉设计细则》(JTG/T D21－2014)宣贯培训班。

宣贯会主讲专家为中国公路工程咨询集团有限公司刘子剑(《细则》主编)，培训内容主要为《公路立体交叉设计细则》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、相比《公路工程技术标准》(JTG B01－2003)与《公路路线设计规范》(JTG D20－2006)中有关“立体交叉”内容上新增的内容和修改的内容。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。

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

（吴艳、王秋颖　报道）

管理体系内审员培训专题报道

2 月 3 日上午，在我司二号楼 9 楼会议室举行了一场题为“质量管理体系、环境与职业健康安全管理体系内审员培训”的专题讲座，主讲专家为广州誉杰管理咨询有限公司肖宁老师。李琴副总经理、技术质量部王强主任以及各部门、子(分)公司拟担任内审员的人员共计 30 多人参加了本次培训。

讲座内容主要包括三部分：一、管理体系文件解读；二、内审程序介绍；三、相关表格规范填写。公司于去年 11 月 1 日刚实施环境与职业健康安全管理体系，肖宁老师对该体系文件进行了详细讲解，并以文件为基础，从细处着眼，介绍了工作环境中需切实注意的安全隐患及解决的措施方法。在程序介绍部分，着重介绍了内审流程及各阶段重点和注意事项。在讲座的第三部分，针对环境与职业健康安全管理体系迎审工作，对相关评审文件进行解读，并详细讲解了各类评审表格的规范填写。

在讲座的最后，肖宁老师与参课人员进行了良好互动，对参课人员提出的疑问一一作了解答。通过举办此次讲座，让内审员了解和认识到管理体系评审的重要性及实际的操作流程和方法，有效提高内审员在审核中发现及解决问题的能力，并对公司顺利通过环境与职业健康安全管理体系审核起着积极作用。

(姚泽宾　报道)

二广高速公路连州至怀集段建成通车

历时四年建设，二广高速粤境段于 2014 年 12 月 31 日建成通车，省委书记胡春华亲临通车仪式现场并接见了一线建设人员。二广高速公路粤境连州至怀集段是国家高速公路网第 6 纵(二连浩特至广州高速公路)的重要组成部分，北起清远市连州三水(湘粤界)，向南延伸经连州市、连南县、连山县、肇庆市怀集县，止于怀集怀城，接广贺高速公路，向西通过怀集支线接广西自治区。项目建设里程 191.7km，其中主线 168km(国家高速编号 G55 线)，怀集支线 19 公里(国家高速编号 G78 线)，连州连接线约 4.7km(待建)，概算总投资 166.17 亿元。

本项目 A2 合同段(连州～连山段)由我公司承担勘察设计工作，从 2007 年启动初步设计至 2010 年完成施工图设计，广大设计人员付出了极大的心血，同时通过本项目为我公司积累了丰富的山区高速公路设计经验。

(罗勇、李勇泉　报道)