

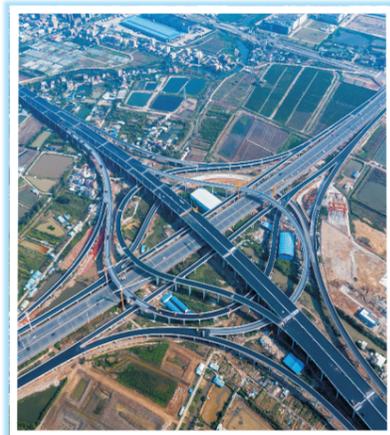
廣東交通規劃設計

GUANGDONG COMMUNICATIONS PLANNING AND DESIGN

2

总第174期

2019



技术交流 信息共享

广东省交通规划设计研究院股份有限公司

地址：广州市沙河兴华路22号
邮政编码：510507
电话：020-3739 3172
传真：020-3739 3172
E-mail：841622401@qq.com
网址：www.ghdi.com.cn

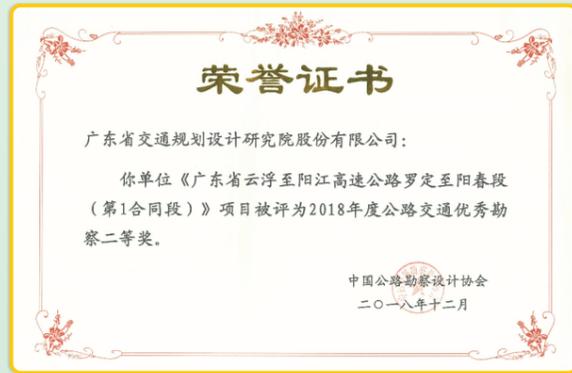
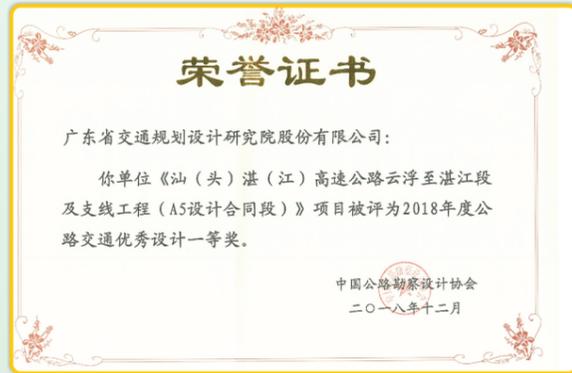


准印证号：(粤O)L0150076号

内部资料 免费交流

获奖喜报

由中国公路勘察设计协会组织的2018年度公路交通优秀勘察设计奖评选，公司所承担的《广东省东山(闽粤界)至潮州古巷公路(A设计合同段)》、《汕(头)湛(江)高速公路云浮至湛江段及支线工程(A5设计合同段)》等八个项目获得2018年度公路交通优秀勘察设计奖一、二、三等奖。



技术质量部于4月3日召开“广深高速公路新塘立交改造工程初步设计”公司级设计评审会议。



会议由梁志勇副总工程师主持



项目组人员向专家介绍设计情况



与会专家为完善设计献计献策

技术质量部于5月13日召开“南海区建设大道工程广佛高速跨线桥”公司级设计评审会议。



会议由王景奇副总工程师主持



项目组人员向专家介绍设计情况

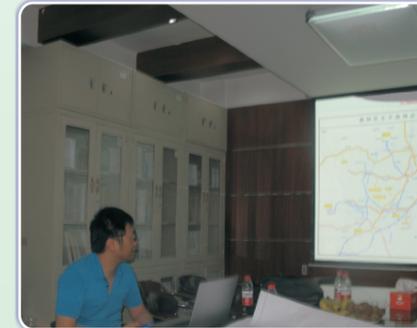


与会专家听取项目组设计情况汇报

技术质量部于5月17日召开“深莞惠红色干线项目初步设计”公司级设计评审会议。



会议由陈新富副总工程师主持



项目组人员向专家介绍设计情况



与会专家为完善设计献计献策

技术质量部于5月17日、5月28日分别召开“边坡防护设计”、“标志标线设计”技术质量分析会，对这两块设计业务需改进的方面进行了分析和总结，并提出了下一步工作要求。



广东交通规划设计

(每季出版)

2019年6月30日印刷

2019年第2期

(总第174期)

内部资料 免费交流

准印证号: (粤O) L0150076号

编辑委员会

主任: 黄湛军

副主任: 梁立农 王强

委员: 谢伟强 彭向荣 陈潮锐

孙向东 王景奇 陈新富

梁志勇 张俐 刘吉福

主编: 梁立农

副主编: 王强

责任编辑: 刘祥兴

编辑: 《广东交通规划设计》编辑部

编印单位: 广东省交通规划设计研究院
股份有限公司

地址: 广州市沙河兴华路22号

邮政编码: 510507

电话: 020-37393172

传真: 020-37393172

E-mail: 841622401@qq.com

发送对象: 公司及行业内部

本期印刷数量: 600本

印刷单位: 广州市艺彩印务有限公司

封面封底: 南沙大桥引桥工程

目次

桥梁工程

- 矮塔斜拉桥索塔整体式钢锚箱受力性能与施工技术研究
..... 韩金豹 (1)
- 双柱式大挑臂桥墩结构设计研究 彭亚军 (6)
- 某UHPC箱梁人行天桥设计研究 刘安兴 (10)

道路工程

- 浅谈高速公路交织区的运行安全 陈新富 (14)
- 泡沫轻质土路堤界面滑动稳定分析方法
..... 刘吉福, 陈忠平, 汪建斌 (20)
- 绿色公路设计理念在高速公路设计项目的应用
..... 李志彬 (25)

交通工程

- 高性能可移动钢护栏设计及碰撞仿真研究 吴琦 (29)

测量工程

- 浅谈西江超深地下输油管线探测 刘定 (36)

隧道工程

- 仙田隧道路改隧方案设计及比选分析 张金龙 (41)

信息专栏

- 2018年版公路工程新定额宣贯培训班报道 (47)
- 2019年高品质沥青路面新技术交流会报道 (47)
- 广东省首届工程勘察与岩土工程学术交流大会报道 (49)
- 交通运输行业标准《绿色交通设施评估技术要求》宣贯报道
..... (50)
- 旅游公路规划与设计专题研究班报道 (50)
- 提升公路桥梁安全防护和公路连续长陡下坡路段安全通行
能力专项行动技术培训报道 (51)
- 中国水土保持学会单位会员交流活动报道 (52)
- 2019首届桥梁智慧建造技术创新发展论坛报道 (53)

矮塔斜拉桥索塔整体式钢锚箱 受力性能与施工技术研究

韩金豹

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:文中介绍了矮塔斜拉桥索、塔锚固区常用的锚固形式以及整体式钢锚箱的构造及受力的特点,并以潮州至惠州高速关键节点工程榕江特大桥为工程实例,介绍了整体式钢锚箱的设计方案,并采用大型有限元软件 ANSYS 对整体式钢锚箱的受力性能进行了分析,指出了其受力特点和受力不利位置,且根据其受力特性,提出了构造调整措施和施工关键技术,为类似项目提供借鉴。

关键词:矮塔斜拉桥;钢锚箱;集中锚固;受力性能;定位架;后压浆;超声冲击;振动时效

矮塔斜拉桥又称部分斜拉桥,矮塔斜拉桥具有斜拉桥的形式,但在塔高、结构尺寸比例、布索和受力性能等方面又与常规斜拉桥有明显的差别^[1]。根据其受力性能,矮塔斜拉桥可分为刚性梁和柔性梁两类,刚性梁矮塔斜拉桥必须采用较大刚度的主梁,斜拉索仅起到体外预应力的作用;柔性梁矮塔斜拉桥由于主梁刚度较小,必须采用较强的索塔和斜拉索,方可保证其具有足够的刚度。

索、塔锚固区是将斜拉索索力安全、均匀地传递到塔柱的重要结构,锚固形式的选择与索塔形式、斜拉索的布置形式、斜拉索数量、索距、索力大小等因素有关^[2]。目前工程中常用的索、塔锚固区形式主要有预应力式、钢锚箱式、钢锚梁式、交叉锚固式和鞍座式5种锚固形式^[3]。传统钢锚箱式是在钢锚梁式基础上发展而来的,大多采用沿索塔轴线分节段预制、分节段安装的非整体式,其索、塔锚固点沿索塔轴向布置,竖向间距较大、布置分散,对于桥面以上索塔高度受限的矮塔斜拉桥,其斜拉索倾角偏小、使用效率较低,且施工工艺复杂,安装精度较难保证^[4]。

整体式钢锚箱可以将斜拉索集中锚固在塔顶,增大斜拉索的竖向倾角,以提高其使用效率;而且钢锚箱整体受力,其正常使用性能和抗疲劳性更优;同时整体式钢锚箱可采用整体加工、整体吊装的施工方案,施工更方便、更快捷、施工质量

更容易控制。由于整体式钢锚箱的这些特点,其已普遍应用于实际工程中。

1 工程概况

榕江特大桥是广东省潮州至惠州高速公路的关键节点工程。本桥为双塔双索面柔性梁矮塔斜拉桥,中跨和次边跨采用流线型扁平封闭钢箱梁,边跨采用预应力混凝土箱梁,钢混结合点设置在辅助墩墩顶处;全桥采用半漂浮体系,其跨径组合为60+70+380+70+60 m,桥梁全长640 m,桥面宽38.7 m,桥塔采用门式框架索塔。

全桥共96根斜拉索,辐射形布置,在塔顶通过整体式钢锚箱集中锚固。其桥型布置见图1。

2 钢锚箱方案设计

2.1 方案构思

榕江特大桥靠近榕江出海口,下穿榕江规划通航万吨海轮,其通航净空抬高了主梁标高;同时桥址位于揭阳潮汕机场障碍物限制面内,主塔高度受限,桥面以上索塔高为51.1 m。

受此限制,本桥巧妙的采用塔顶整体式钢锚箱将斜拉索集中锚固(见图2),该锚固方式提高了斜拉索在塔上的锚固高度,增大了斜拉索的竖向倾角,提高了其使用效率,同时减小了拉索水平分力,改善主梁受力。

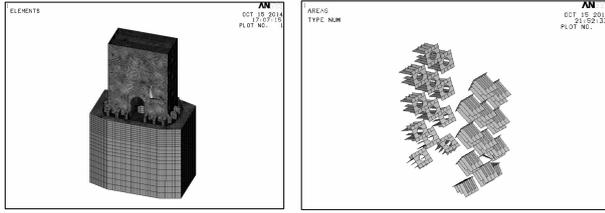


图4 钢锚箱有限元模型

3.2 荷载工况

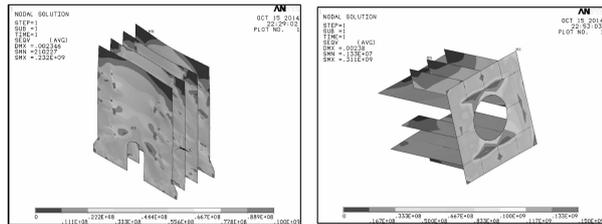
这里主要分析以下2个荷载工况:

- (1) 工况一:最大包络索力工况;
- (2) 工况二:最不利断索工况(S12断索)。

3.3 计算结果

3.3.1 工况一:最大包络索力工况

(1) 钢锚箱腹板应力。从腹板应力云图容易看出,锚室腹板的应力水平较低,平均应力为70 MPa,只有在拉索锚箱与腹板连接的局部区域应力较大,该区域应力最大为180 MPa,如图5a)。因此,宜优化3个箱室的拉索锚箱的布置,以改善腹板受力。



a) 腹板 Von Mises 应力 b) 拉索锚箱 Von Mises 应力

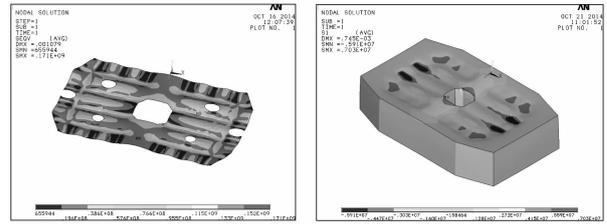
图5 腹板、拉索锚箱应力云图(单位:MPa)

(2) 拉索锚箱应力。从拉索锚箱应力云图容易看出,拉索锚箱承压板之外部分的应力水平不高,平均应力小于70 MPa,承压板的应力水平稍大,平均应力为120 MPa,其与传力腹板的连接区域应力最大,为185 MPa,如图5b),鉴于此,设计中可以适当增加承压板厚度,以降低其应力水平。

(3) 钢锚箱底板应力。从钢锚箱底板应力云图容易看出,承压板的应力水平不高,平均应力小于60 MPa;但承压板与腹板连接区域的应力较大,最大应力170 MPa,见图6a)。

(4) 混凝土塔柱顶部应力。从应力云图容易看出,混凝土塔柱顶大部分区域主拉应力均小于

$f_{tk} = 2.65 \text{ MPa}^{[5]}$,在人洞附近局部区域主拉应力较大,最大应力为5.6 MPa,分布较浅;混凝土塔柱主压应力最大12.0 MPa,小于 $f_{ck} = 32.4 \text{ MPa}^{[5]}$ 。



a) 锚箱底板 Von Mises 应力 b) 塔柱顶部主拉应力

图6 锚箱底板、塔柱顶部应力云图(单位:MPa)

(5) 钢锚箱稳定性分析。在最大包络索力工况下,钢锚箱一阶稳定系数18.036,二阶稳定系数19.082,两阶失稳形态接近,最大变形均发生在钢锚箱边腹板人洞附近,设计中须引起重视,应对该区域进行加劲处理。

3.3.2 工况二:最不利断索工况(S12断索)

经过分析,在最不利断索工况(S12断索)下,钢锚箱变形、应力、稳定性、以及混凝土塔柱顶部应力较工况一偏不利,2个工况结果对比见表1。

表1 工况一与工况二计算结果对比表(单位:MPa,mm)

项目	工况一		工况二	
	平均	最大	平均	最大
腹板应力	70	130	75	160
拉索锚箱应力	70	185	70	185
承压板应力	60	170	60	190
塔柱主拉应力	<2.65	5.6	<2.65	6.0
塔柱主压应力		12.0		16.4
一阶稳定系数	18.036		16.815	

由以上结果容易得出钢锚箱的受力特点如下:

(1) 钢锚箱最大变形发生在腹板顶部,一阶失稳模态中最大变形发生在边腹板人洞附近。

(2) 钢锚箱各部件平均应力水平较低,但焊缝、局部承压部位、角隅和构造突变部位应力水平较高。

(3) 混凝土塔柱顶部大部分区域应力水平小于开裂应力,但人洞附近局部区域主拉应力较大,设计和施工中应引起重视。

4 构造优化措施

为确保钢锚箱受力安全,应根据其受力性能对构造进行调整和局部优化,以改善钢锚箱结构受力。

4.1 增设预埋定位架

鉴于塔顶受力集中,且局部应力较大的情况,本项目在钢锚箱底设置预埋定位架,以保证斜拉索索力更均匀的传递给塔柱,改善塔顶局部受力。

预埋定位架由顶板、PBL板和连接板组成(见图2、7),其在塔顶混凝土浇筑前进行预埋,定位架顶板顶面与塔柱顶平齐,且与钢锚箱底板密贴,顶板设置混凝土浇筑孔和出气孔,以方便混凝土浇筑。

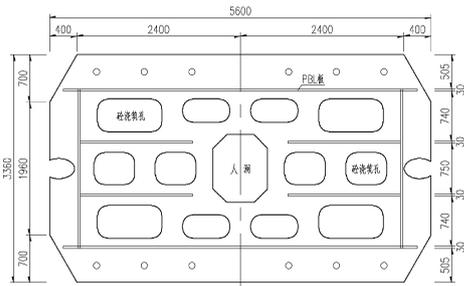


图7 定位架顶板平面示意图(单位:mm)

此外,增设定位架同时可以辅助钢锚箱定位,确保其安装精度。

4.2 优化斜拉索锚头布置

为了改善钢锚箱腹板与拉索锚箱焊接质量和焊缝应力、防止钢锚箱腹板局部应力集中,同一箱室锚头的竖向间距调大至1.3~1.5m,相邻锚室的斜拉索锚头在竖向和水平向错位50cm布置。

经对比计算,相邻锚室的斜拉索锚头在空间错位布置后,拉索锚箱与钢锚箱腹板焊接部位局部应力得到明显改善,最大下降约40~50MPa。

4.3 局部构造优化

(1)根据钢锚箱变形情况和一阶失稳模态,设计中在边腹板外侧设置加劲板肋,在腹板人洞附近增设加劲环板,以防止局部失稳;

(2)鉴于锚箱腹板局部承压在底板上,两者连

接区域应力水平较高,锚箱腹板底部应磨光顶紧在底板上,并采取措施确保两者焊缝质量。

5 施工关键技术

同时,应依据上述计算结果改进钢锚箱施工方案,并采取辅助措施,以改善钢锚箱结构受力。

5.1 塔顶混凝土后压浆施工

钢锚箱底部混凝土密实度影响到塔柱顶部和钢锚箱局部受力,涉及结构安全。塔柱顶部混凝土浇筑施工时,在定位架顶板底预留5~10cm高度的孔隙进行后压浆施工,以确保该部分混凝土的密实,防止局部应力集中。

施工时,预留空隙一次压注完成,具体步骤如下:①水泥浆准备;②打开各出浆孔,用循环清水将预留空隙清洗干净;③开始压浆,水泥浆的压力控制在0.4~0.6MPa;④依次打开各出浆孔,检验出浆孔浆液,当流出浆液和压浆液质量相同时,依次关闭出浆孔;⑤压浆完成后进行稳压操作;⑥压浆结束后,覆盖土工布进行保温养护。

为确保该方案可行,施工前进行了压浆模拟试验,试验装置及压浆效果见图8;根据试验结果,后压浆方案可确保钢锚箱底混凝土密实度满足要求。



a) 试验装置

b) 压浆效果

图8 压浆模拟试验

5.2 焊缝残余应力调整措施

钢锚箱采用钢板较厚,结构焊缝尺寸较大,且焊缝较密集,焊接后整个构件处于较复杂的高残余应力的状态;为了降低钢锚箱的焊接残余应力,提高其抗疲劳性能,本项目采用先后采用“超声冲击工艺”和“整体振动时效工艺”对钢锚箱进行后处理。

(1)超声冲击工艺。超声冲击做为新工艺已

开始应用在桥梁钢结构中,该工艺可有效降低残余拉应力的峰值,改善应力分布状态,防止焊缝受力裂纹及疲劳裂纹的萌生,提高构件的疲劳强度及寿命。

本项目主要对钢锚箱腹板与底板焊缝、腹板与拉索锚箱传力腹板的焊缝进行超声冲击。超声冲击时,冲击针的振荡频率不小于 20 kHz,冲击的振荡幅度不小于 50 μm ,图 9 为超声冲击施工现场。

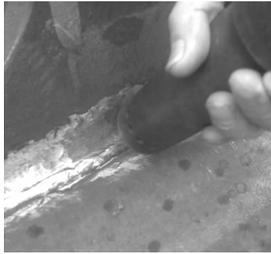


图 9 超声冲击工艺



图 10 整体振动时效工艺

(2)整体振动时效工艺。该工艺主要通过振动时效方法降低、均化钢结构焊缝残余应力,提高焊缝疲劳寿命。振动时效效果的关键是有足够的动应力使构件在应力峰值区产生孪变,使造成残余应力的歪曲晶格一定程度地恢复平衡状态,该工艺对大吨位、高刚度箱体构件有明显的工艺效果。

针对本项目大吨位、高刚度钢锚箱,应采用大激振力、低阶亚共振的振动方法,振动时效工艺实施步骤为:a. 振前应力测试→b. 选择支撑点、拾振点→c. 主振时效共振→d. 分频共振→e. 振后应力测试→f. 效果评定,振动过程见图 10。

(3)效果评定。根据两种工艺处理前后应力测试结果容易看出:①超声冲击可明显降低残余拉应力的峰值,改善应力分布状态,1#钢锚箱焊缝应力最大降低 61.3%;②未进行超声冲击的测点,振动时效可明显降低焊缝应力,1号钢锚箱焊

缝应力最大降低 43.2%,应力均化效果较明显;③经过超声冲击的焊缝再经振动时效后,应力有少许降低,其降低平均幅值为 14%,应力水平更趋于稳定。

6 结论

(1)整体式钢锚箱将斜拉索集中锚固,提高了斜拉索在塔上的锚固高度,增大了斜拉索的竖向倾角,提高了其使用效率,同时减小了拉索水平分力,改善了主梁受力。

(2)整体式钢锚箱各部件平均应力水平较低,局部区域应力较高,应根据受力情况调整和优化局部构造(例如拉索锚头错位布置、增设定位架等);

(3)塔柱顶部人洞附近局部区域主拉应力较大,施工中应采取后压浆等措施保证该部分混凝土密实度和平整度,防止出现应力集中现象,并加强该部位配筋设计,降低混凝土开裂的风险。

(4)采用“超声冲击工艺”和“整体振动时效工艺”对钢锚箱进行后处理,焊缝应力得到明显降低和均化,取得不错的效果。

参考文献:

- [1] 何新平. 矮塔斜拉桥的设计[J]. 公路交通科技, 2004, 21(4): 66-69.
- [2] JTG/T D65-01-2007 公路斜拉桥设计细则[S]. 北京:人民交通出版社, 2007.
- [3] 李福鼎. 斜拉桥索塔分离式斜置钢锚箱受力分析[J]. 桥梁建设, 2016, 46(1): 88-93.
- [4] 李龙辉. 斜拉桥索塔整体式钢锚箱疲劳性能研究及设计优化[D]. 西安:长安大学, 2016.
- [5] JTG D62-2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S]. 北京:人民交通出版社, 2004.

双柱式大挑臂桥墩结构设计研究

彭亚军

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 随着城市空间的不断发展,为了减少规划征地、用地及房屋拆迁,大量环城高速公路采用高架桥的形式上跨市政道路。本文利用有限元软件 MIDAS 与 ANSYS,分别建立了双柱式大悬臂桥墩的平面杆系模型和有限元实体模型,分析和总结了预应力混凝土大悬臂隐式盖梁的结构受力特征,可供此类桥墩的设计和施工提供参考。

关键词: 双柱式桥墩;预应力混凝土;大悬臂;隐式盖梁

0 前言

随着经济的发展与生活水平的逐步提升,城市化程度越来越高,城区新建快速通道可供选择的走廊带越来越少。采用小柱距大悬臂桥墩的城市高架桥既能保证桥下有足够的行车道宽度,又能满足新建行车通道的空间需求,并能够满足城市景观性的要求。

本文结合珠江三角洲环线高速公路黄岗至花山段狮岭高架桥的大悬臂桥墩的设计,考虑平面杆系有限元模型不能完全的反映桥墩真实的受力状态,同时建立了三维实体有限元仿真模型,对其结构受力特征进行深入分析和研究。

1 工程概况

本项目作为珠江三角洲环线高速公路的重要组成部分,穿越人口密集的广州市花都区。狮岭高架桥路段主线走廊带选择在山前旅游大道正上方,与其并行,因而桥墩造型要求美观大方、线形流畅、视野通透,具有一定舒适性及景观性。

狮岭高架桥下部结构在设计上采用了双柱式大悬臂桥墩,桥墩双柱布置于山前旅游大道的中央绿化带中,空间布置如图 1 所示。为降低盖梁露出高度,进一步改善视觉效果,30 m 跨整幅式大悬臂桥墩采用隐盖梁形式。上部结

构采用施工简便、养护简单的预应力混凝土先简支后桥面连续小箱梁。

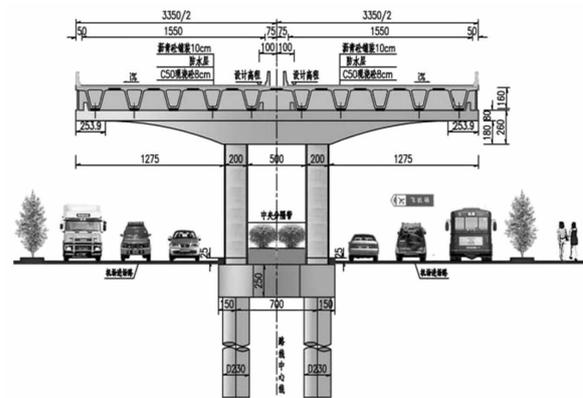


图 1 双柱式大悬臂桥墩空间布置图(单位:cm)

大悬臂双柱桥墩的墩柱尺寸为 2.0×1.8 m,柱间净距 5.0 m。盖梁全长 33.44 m,两侧圆弧形悬臂长 13.22 m,悬臂根部截面宽高尺寸为 2.8×4.25 m,悬臂端部截面宽高尺寸为 2.8×2.45 m。盖梁采用倒 T 型截面,隐入上部梁体高度为 1.65 m。盖梁下缘横桥向采用半径为 29.772 m 的大半径圆弧接端部 1.925 m 直线段。

考虑桥梁侧向景观的协调性,在大悬臂盖梁端部设置挡板,挡板与防撞栏竖向对齐布置,增强结构侧面视觉效果。

盖梁内部横向预应力由五排三列共 15 束 $13\phi_s15.2$ 的预应力钢束组成,每束张拉吨位为 2 538.9 kN。桥墩一般构造和钢束布置如图 1、图 2 所示。

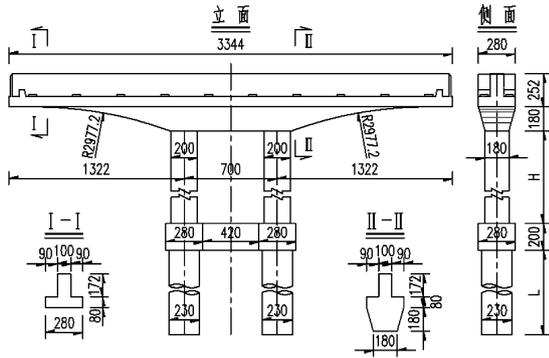


图 2 桥墩构造图(单位:cm)

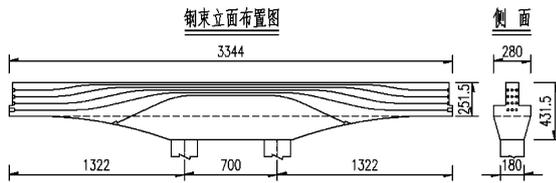


图 3 盖梁钢束布置图(单位:cm)

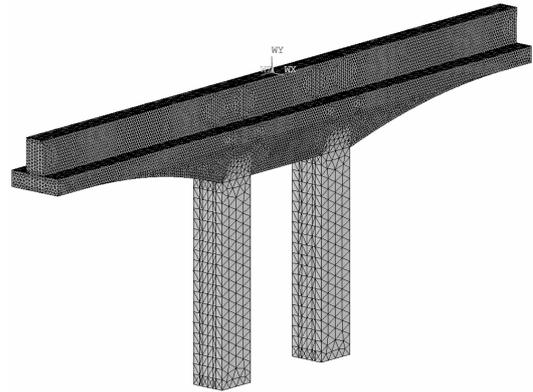


图 5 桥墩实体有限元模型示意图

为了保证计算结果的精度,在有限元网格划分中盖梁控制单元的最大尺寸不超过 0.1 m,并对不规则区域进行网格加密;墩柱网格划分略为加粗以控制模型单元数量。整个有限元模型的单元数 350111 个,节点数 67562 个。

2 分析模型

2.1 平面杆系分析模型

本桥采用了有限元计算软件 MIDAS CIV-IL2012 建立计算模型(图 4)进行计算分析。桥墩受力按平面杆系受力来模拟,采用刚架模型,桩侧土的抗力用弹簧支撑模拟。

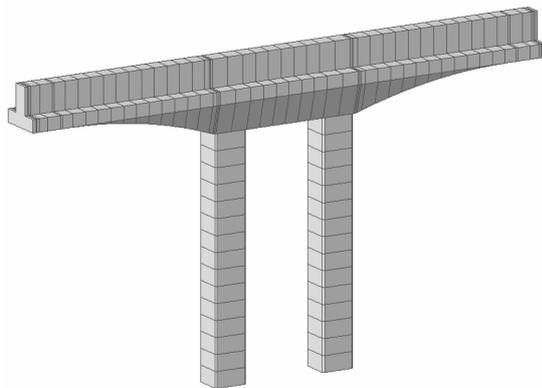


图 4 桥墩杆系有限元模型示意图

2.2 三维实体分析模型

为了准确的模拟桥墩的结构受力状态,采用大型通用有限元计算软件 ANSYS 14.0 建立了三维有限元模型(图 5)来模拟混凝土结构的三维空间应力应变状态。模型中采用 Solid45 结构分析单元模拟混凝土、Link8 杆分析单元模拟预应力钢束。

3 盖梁正应力与挠度分析对比

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)^[1],对平面杆系模型和三维实体模型的桥墩正常使用极限状态作用下短期效应组合的应力及挠度进行对比和分析,见表 1、2。

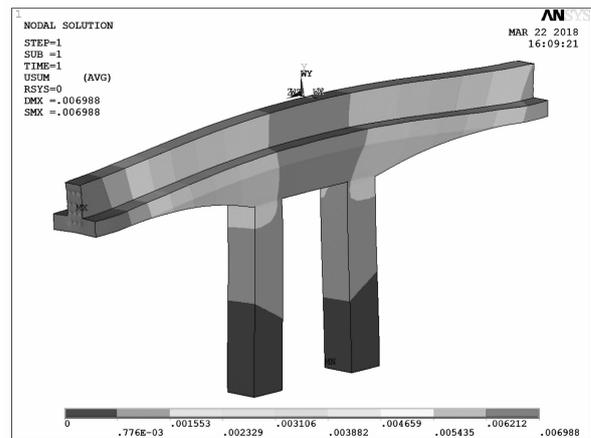


图 6 盖梁短期组合竖向变形(单位:m)

表 1 盖梁短期组合作用下挠度

截面位置	位移大小 (mm)	
	杆系模型	实体模型
悬臂端部最大挠度	6.02	7.75
悬臂端部最小挠度	-1.16	-1.37

经计算分析可知,平面杆系模型得出的盖梁最大挠度与实体模型相差约28%,即实体模型与平面杆系模型计算结果存在较大差异。

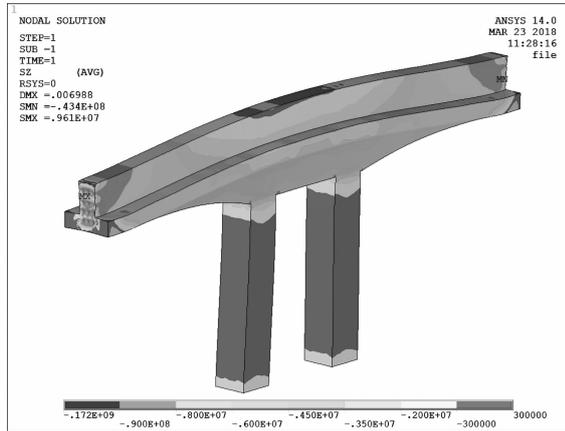


图7 盖梁短期组合横桥向正应力(单位:MPa)

表2 盖梁短期组合作用下正应力

截面位置	最大应力 (MPa)		
	杆系模型	实体模型	
悬臂端部	上缘	-9.11	-8.92 ~ -9.05
	下缘	-3.51	-3.61 ~ -4.03
悬臂根部	上缘	-1.82	-1.22 ~ -1.27
	下缘	-5.10	-4.17 ~ -7.20

盖梁的横桥向正应力杆系模型与实体模型计算得出的结果并不完全一致,特别是悬臂根部及双柱之间的盖梁正应力差异较大。

经细部分析可知,盖梁悬臂距柱顶较远部分,纵向受力特征基本符合平截面假设,而盖梁悬臂根部附近混凝土应力应变沿截面高度不均匀分布,不符合平截面假设,如图8所示。

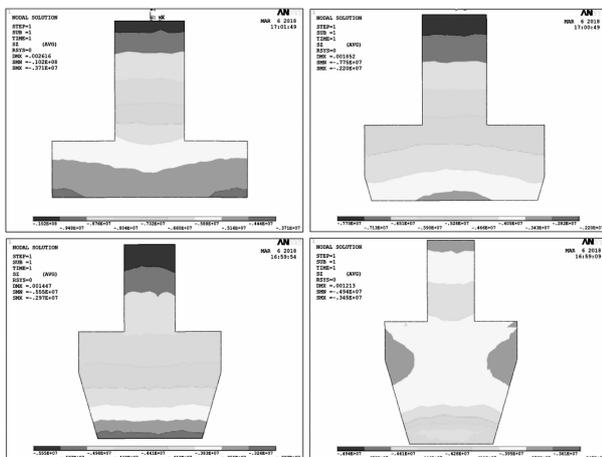


图8 盖梁各截面横桥向正应力(单位:MPa)

平面杆系模型计算首先得到应力,再由应力去推导应变,而三维实体计算软件首先得到的是单元体各节点位移,求导后得到应变,应变再乘以弹性矩阵D得到应力^[2]。

鉴于异形多向受力截面应力分布的空间不均匀性^[3],为防止平面杆系模型对于结构的压应力储备考虑不足而出现开裂现象,保证结构的安全性和耐久性,此类倒T型截面盖梁在结构设计与分析中应建立三维实体有限元模型进行复核计算。

4 盖梁局部应力分析及构造设计

带牛腿的现浇箱梁在以往的城市建设项目中已广泛的使用,而带牛腿的盖梁尚不多见,尤其是大挑臂带牛腿的盖梁。

鉴于牛腿位置开裂病害较为常见,因此盖梁牛腿位置的局部应力控制及钢筋配置显得尤为重要,将直接影响桥墩的结构安全与使用寿命。为了方便分析盖梁牛腿处应力集中规律,截取了典型截面的应力云图,如图9所示。

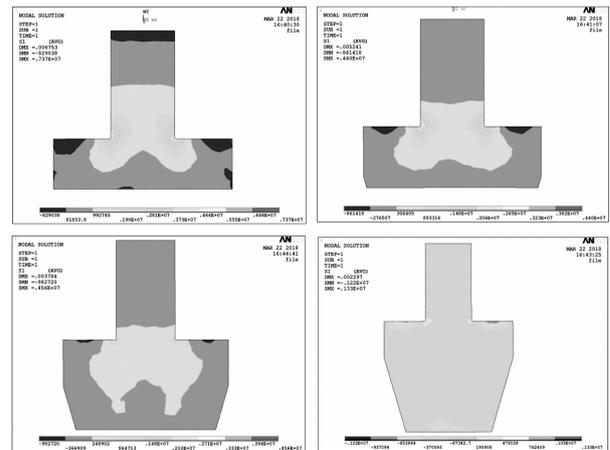


图9 盖梁各截面主拉应力(单位:MPa)

牛腿内侧角点出现了应力集中,最大拉应力与牛腿厚度成反比。在设计中,盖梁悬臂端牛腿最小高度取值80cm。

经统计,盖梁最大主拉应力分布有如下规律:离桥墩中心越远,即牛腿厚度越小,混凝土主拉应力越大;离桥墩中心越近,混凝土主拉应力越小。最大主拉应力出现在盖梁端部最外侧小箱梁支座垫石处,最大值为1.91MPa。

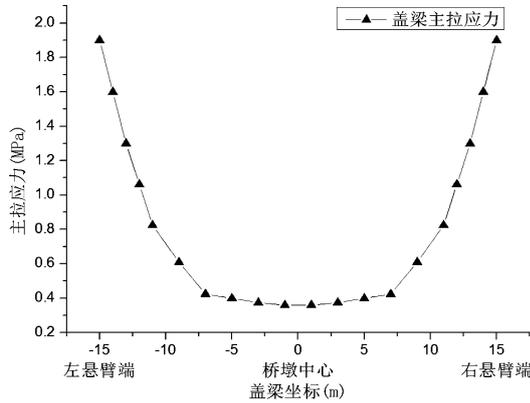


图10 盖梁最大主拉应力分布表

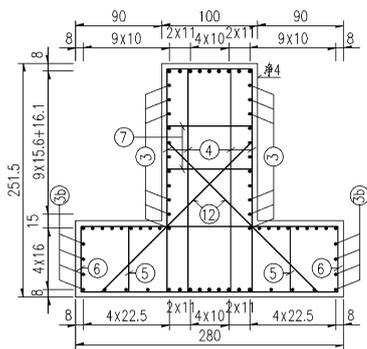


图11 盖梁端部钢筋布置

鉴于盖梁端部出现较大主拉应力,在设计中在牛腿角点位置配置了一层抗拉兼抗剪的斜筋,并根据规范进行验算。

5 结论

(1) 通过实体模型和杆系模型的分析对比可知,在多向受力状态下盖梁的截面受力不完全符合平面杆系中的平截面假设。为避免盖梁出现受力裂缝,设计人员应对此加以重视,对局部位置有针对性的加强配筋。

(2) 在计算盖梁的主应力时,盖梁的横向正应力将对隐盖梁牛腿位置产生较大影响,而平面杆系模型对此是无法计算和体现的。

(3) 基于泊松效应,盖梁内大吨位纵向预应力

将引起较大的横向变形,并且上部结构的恒载与活载引起的牛腿的横向应力应变,两者综合作用容易引起盖梁端部牛腿角点开裂。

(4) 对于此类盖梁的多轴受力体系而言,关注的对象是正应力和主应力,在桥梁设计过程中,应注重桥梁空间应力,特别是局部应力的精细化分析。

6 结语

预应力混凝土双柱式大悬臂桥墩充分利用了城市空间,节约城市用地,并与周围环境协调一致,符合人们的审美要求。下部结构采用大悬臂隐形盖梁,不仅在技术上安全可行,而且墩身结构简洁、美观,值得推广应用。目前本桥已建成通车,运营良好。



图12 狮岭高架桥建成照片

参考文献:

[1] 中交公路规划设计院. 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] 吴迅,贾留锁,王艺桥. 预应力混凝土结构的应变控制分析[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版). 2011(3): 31 - 34.

[3] 王银桥,李朝晖,陈泉,陈为. 大悬臂预应力混凝土盖梁受力特性分析[J]. 城市道桥与防洪. 2007.05(5):100 - 102.

某 UHPC 箱梁人行天桥设计研究

刘安兴

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:超高性能混凝土(UHPC)作为一种新型的水泥基材料,具有高强、耐久性好等优点。本文以一座37m主跨的UHPC箱梁人行天桥为研究背景,提出同跨度预应力普通混凝土箱梁方案,对其上部结构的受力情况 and 经济性能进行了对比分析研究。结果表明:UHPC箱梁方案的整体和局部受力性能均能满足规范要求且存在较大的安全储备;主梁采用UHPC使得主梁各板厚减薄,与NC箱梁方案相比,全桥混凝土用量减少了36%,箱梁重量减轻了34%,普通钢筋节约了80%。UHPC作为一种轻质高强材料,具有很高的工程应用价值和广阔的市场前景。

关键词:UHPC;人行天桥;箱型梁;力学性能

1 概述

超高性能混凝土(UHPC)抗压强度不低于150MPa,约是普通混凝土强度的3倍以上,其抗弯折强度是普通混凝土的10倍左右,材料断裂韧性是普通混凝土的200倍左右,氯离子扩散系数仅为普通混凝土的1/50左右,吸水性仅为普通混凝土的1/14左右,蒸养后的收缩基本为零,徐变系数仅为普通混凝土的20%左右^[1-2]。在开裂情况下,由于超高性能混凝土存在大量未水化水泥颗粒,使得混凝土具有自修复功能^[3],因此UHPC耐久性强、使用寿命长,后期维护费用低,堪称耐久性最好的工程材料。

UHPC的高抗拉强度可以解决普通混凝土构件因抗拉强度低而容易产生裂缝的问题,同时UHPC具有高抗压强度、高弹模、良好的材料断裂韧性及收缩徐变特性等优点,工程实践表明^[4]:UHPC能显著减小结构构件的几何尺寸,有效减轻结构自重,增大结构跨径,减小下部结构及基础工程规模。但为了提高辅助性胶凝材料的反应活性,生产UHPC时通常采用蒸汽养护或蒸压养护,这种复杂的生产工艺限制了UHPC在实际工程的应用,主要应用于预制构件、装配式桥梁,能大大降低起重运输条件的限制。近些年,UHPC的配制、生产、施工和预制

技术已经趋于成熟,结构性能与设计规范正处于发展完善过程,国内已逐步将UHPC材料应用于桥梁工程主体结构中。

本文以某UHPC箱梁人行天桥为研究对象,通过与同跨度预应力普通混凝土连续刚构桥的比较,对其上部结构的受力情况和经济性能进行了分析研究。

2 工程概要及有限元分析

2.1 本桥工程介绍

某人行天桥跨越一级公路,其跨径布置为 $1.75\text{ m} + 37\text{ m} + 37\text{ m} + 1.75\text{ m} = 77.5\text{ m}$,其桥型总体布置如图1所示。上部结构采用超高性能预应力混凝土(UHPC)单箱单室连续刚构,箱梁顶宽5.6m,底宽2.5m,箱梁中心高1.4m,顶板厚0.14m,底板厚0.1m,腹板厚0.2m,标准段主梁构造图如图2所示。桥面宽度: 0.5 m (花槽) $+ 0.3\text{ m}$ (栏杆) $+ 4.0\text{ m}$ (人行道) $+ 0.3\text{ m}$ (栏杆) $+ 0.5\text{ m}$ (花槽) $= 5.6\text{ m}$ 。箱梁全桥共设置8束通长的预应力钢束,底板4束,型号为15-19,顶板4束,型号为15-17,预应力钢筋均采用1860MPa, Φ S15.2低松弛钢绞线,设计锚下张拉控制应力为0.75fpk,即1395MPa,钢束采用两端对称张拉,预应力钢束布置如图3所示。

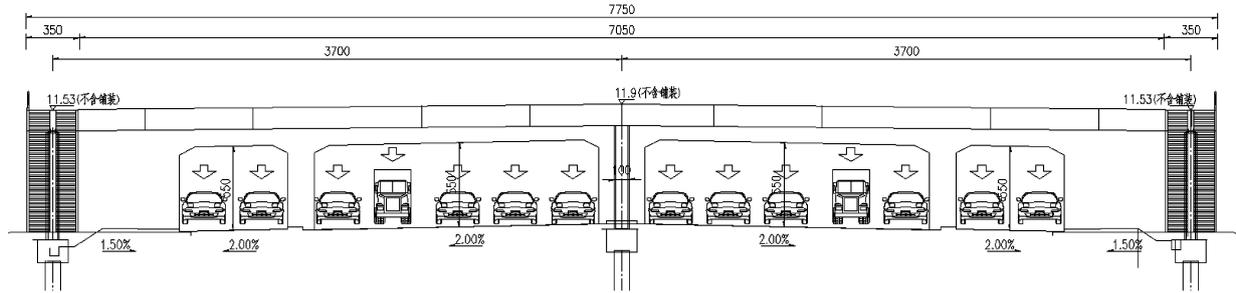


图1 总体布置示意图(单位:cm)

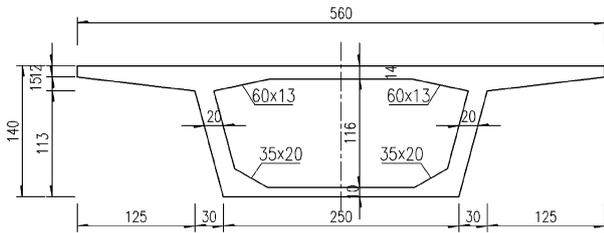
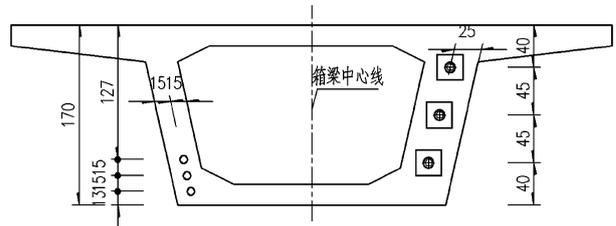
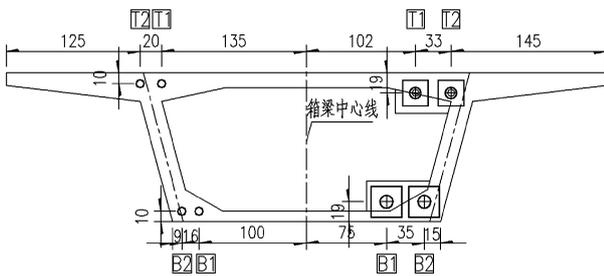


图2 UHPC箱梁标准节段主梁构造图(单位:cm)



1/2 跨中截面 1/2 端部锚固截面

图5 NC箱梁预应力钢筋布置图(单位:cm)



1/2 跨中截面 1/2 端部锚固截面

图3 UHPC箱梁预应力钢筋布置图(单位:cm)

在该桥的基础上,拟定了一座同等跨径布置的NC单箱单室连续刚构桥,箱梁顶宽5.6 m,底宽2.5 m,箱梁中心高1.7 m,顶板厚0.2 m,底板厚0.2 m,腹板厚0.3 m,标准段主梁构造图如图4所示。

箱梁全桥设置6束通长的预应力钢束,型号为15-17,预应力钢筋均采用1 860 MPa,ΦS15.2低松弛钢绞线,设计锚下张拉控制应力为0.75 f_{pk},即1 395 MPa,钢束采用两端对称张拉,预应力钢束布置如图5所示。

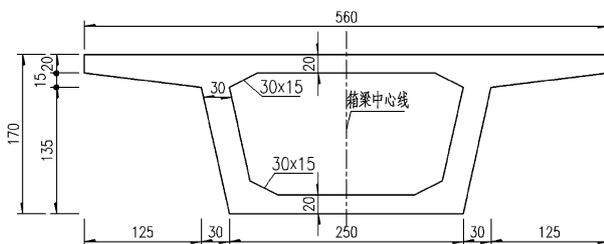


图4 NC箱梁标准节段主梁构造图(单位:cm)



图6 全桥模型

2.2 有限元模型

本文采用有限元软件MIDAS Civil建立空间梁单元模型,结合施工方案进行结构离散,共采用89个节点,76个单元,按实际位置和约束情况模拟支座。模型图如图6所示。

成桥阶段的分析主要考虑以下组合:

组合一:恒载+支座沉降+人群;

组合二:恒载+支座沉降+人群+温度。

2.3 材料参数

UHPC箱梁全部采用立方体抗压强度标准值为160MPa的UHPC,并记为UHPC R160。根据文献[5-7],UHPC R160的轴心抗压强度标准值取为立方体抗压强度的0.7倍,即112 MPa,抗拉强度标准值取为8 MPa,材料分项系数取1.45,整体纤维取向系数1.25,局部纤维取向系数取1.75,弹性模量取41.1 GPa,泊松比为0.2。C50材料参数指标根据《规范》^[8]取值,收缩徐变计算参考《规范》^[8]附录C,其中 $t_s \geq 3d$, $RH = 70%$,文献[9]的试

验结果显示 UHPC 梁的徐变变形仅为常规梁的 20%,《规范》^[6]提到若采用 90℃ 蒸汽养护条件,可近似认为养护结束后将不会产生后期收缩变形,

采用高温蒸养的徐变系数为 0.2。配筋的 NC 箱梁材料容重取 26 kN/m³;UHPC 材料容重取 27 kN/m³。UHPC 及 NC 材料参数如表 1 所示。

表 1 UHPC 及 NC 材料参数表

材料	弹性模量/GPa	抗压强度/MPa			轴心抗拉强度/MPa	
		立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$	轴心抗压强度标准值 f_{ck}	设计值 f_{cd}	标准值 f_{tk}	设计值 f_{td}
UHPC R160	41.1	160	112	80	8	4.41(3.15)
C50	34.5	50	32.4	22.4	2.65	1.83

注:括号值系由局部纤维取向系数换算得到,考虑了局部需要纤维抗力承担的局部应力。

2.4 UHPC 结构设计相关规范讨论

虽然国内已将 UHPC 运用于桥梁结构中,但尚未对 UHPC 桥梁结构形成相应的行业设计规范,法国和日本已有设计指南可以作为 UHPC 结构设计依据,其它国家(德国、韩国等)和国际组织(fib、ACI 等)的规范或指南已经在起草或完善阶段。国内各项目应用 UHPC 作为主要结构时,根据《活性粉末混凝土》及国外的相关规范形成适用于本项目的专用技术规程,如清远市省道 S292 线延长线北江四桥引桥 102 m 简支梁结构,制定了《节段预制拼接预应力超高性能混凝土梁桥专用技术规程》,清远西部一级公路工程制定了《省道 S114 跨线桥主桥 UHPC 连续箱梁桥专用技术规程》。

正截面抗弯承载能力计算时,《规范》^[6]及上述专用技术规程中规定构件验算时应考虑 UHPC 的抗拉作用,且截面受拉区混凝土应力图简化为等效矩形应力图,其抗拉强度可偏安全的取 0.5 倍抗拉强度设计值。因为 UHPC 材料制备过程中掺入了大量的钢纤维(体积掺量不小于 2%),其抗拉强度 ≥ 2000 MPa,是普通混凝土的 700 倍以上,主梁受弯破坏时,与普通混凝土受弯构件相比,UHPC 主梁截面受拉区混凝土对抗弯承载力的贡献较大。本文为了与 NC 混凝土结构对比分析,统一采用《规范》^[8]中的计算方法:极限状态时正截面的应力分布简化为等效矩形分布且不考虑受拉区混凝土的抗拉作用,这样计算 UHPC 结构正截面承

载能力是偏安全的。

3 有限元计算结果及分析

3.1 持久状况承载能力极限状态计算

3.1.1 结构整体受力验算

根据《规范》^[8]相关公式,分别对 UHPC 和 NC 箱梁两个方案的抗弯承载能力进行验算,其结果如表 2 所示。

表 2 抗弯承载能力验算

	项目	设计值	抗力值	是否满足要求
UHPC 梁	正弯矩(kN·m)	16 866.6	19 560.9	是
	负弯矩(kN·m)	8 312.2	17 041.5	是
NC 梁	正弯矩(kN·m)	22 594.3	24 259.4	是
	负弯矩(kN·m)	6 818.4	15 475.0	是

3.1.2 桥面板抗弯验算

UHPC 箱梁与 NC 箱梁顶板均设置双层钢筋网,采用 HRB400 钢筋,直径 12 mm,间距 15 cm,UHPC 箱梁保护层取 2 cm,NC 保护层厚度取 4 cm。桥面板按单向板对横向局部抗弯承载能力进行验算,其中,验算跨中正弯矩时不考虑悬臂的人群荷载,最不利验算截面如图 7 所示。

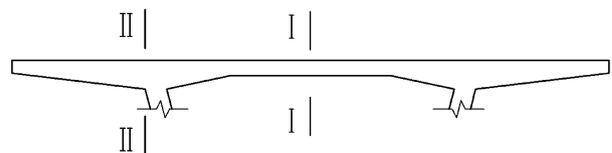


图 7 桥面板最不利验算截面

根据《规范》^[8]相关公式,UHPC和NC箱梁两个方案桥面板抗弯承载能力的验算结果如表3所示。

表3 桥面板局部抗弯验算

项目	设计值	抗力值	是否满足要求	
UHPC梁	截面 I (kN·m/m)	8.1	25.0	是
	截面 II (kN·m/m)	-6.8	-54.1	是
NC梁	截面 I (kN·m/m)	5.9	33.1	是
	截面 II (kN·m/m)	-10.0	-55.5	是

3.1.3 桥面板抗冲切计算

人行天桥由于没有车轮大吨位的集中力作用,其桥面板可以不进行抗冲切验算,为了对比两种方案的受力特性,本文根据《规范》^[8]相关公式,分别对UHPC和NC箱梁两个方案的桥面板不配抗冲切钢筋时顶板抗冲切承载能力进行计算,其结果如表4所示。

表4 不配抗冲切钢筋时顶板抗冲切承载能力

项目	UHPC梁	NC梁	UHPC梁/NC梁
抗冲切承载能力(kN)	594.4	337.9	175.9%

由上表可知,虽然UHPC桥面板薄,但其抗冲切承载能力比普通混凝土厚板的高出75.9%。

3.1.4 锚固区局部承压验算

两个方案的钢束均采用群锚,根据《规范》^[8]相关公式,分别对UHPC和NC箱梁两个方案的预应力钢束锚固区局部承压进行验算,其结果如表5所示。

表5 局部承压验算

项目	设计值	抗力值	是否满足要求	
UHPC梁	顶板束(kN)	4 382.5	6 893.7	是
	底板束(kN)	4 898.1	7 100.9	是
NC梁	腹板束(kN)	4 382.5	5 248.1	是

3.2 持久状况正常使用极限状态计算

3.2.1 抗裂验算

根据《规范》^[8]相关公式,分别对UHPC和NC箱梁两个方案进行抗裂验算,其结果如表6所示。

3.2.2 持久状态应力验算及挠度验算

根据《规范》^[8]相关公式,分别对UHPC和NC箱梁两个方案进行持久状态应力验算及挠度验算,其结果如表7所示。

表6 抗裂验算

项目	正截面抗裂验算/MPa				斜截面抗裂验算/MPa	
	短期组合	规范限值	长期组合	规范限值	短期组合	规范限值
UHPC梁	0.8	5.6	-0.1	0.0	0.6	4.0
NC梁	-0.2	1.9	-0.2	0.0	0.6	1.3

注:应力以拉为正,以压为负。

表7 持久状态应力验算及挠度验算

项目	压应力验算/MPa		主压应力验算/MPa		挠度验算/cm	
	标准组合	规范限值	标准组合	规范限值	竖向挠度	规范限值
UHPC梁	-32.5	-56.0	-32.5	-67.2	0.6	6.2
NC梁	-15.8	-16.2	-15.8	-19.44	0.4	6.2

注:应力以拉为正,以压为负。

3.3 模态分析

采用Midas Civil有限元软件分别计算了UH-

PC和NC箱梁两个方案的前4阶振动模态,其结果如表8所示。

由表8可知,UHPC箱梁与NC箱梁跨径布置相同,约束条件一致,其自振频率均能够满足《规范》^[10]要求。NC箱梁梁高较UHPC箱梁增加21.4%,但一阶竖向振动固有频率仅增大16.6%;

UHPC箱梁高采用1.7m时,其一阶竖弯频率为3.72,较NC箱梁的增大了4%,说明UHPC材料利用率更高,UHPC箱梁比NC箱梁更有利于避开共振现象的发生,行人行走舒适性更好。

表8 UHPC和NC箱梁两个方案的前4阶振型

振型阶数	固有频率/Hz			振型		
	UHPC梁		NC梁	UHPC梁		NC梁
	梁高h=1.4m	梁高h=1.7m		梁高h=1.4m	梁高h=1.7m	
1	3.07	3.72	3.58	一阶竖弯	一阶竖弯	一阶竖弯
2	7.85	7.88	7.57	一阶横弯	一阶横弯	一阶横弯
3	9.51	11.41	11.03	二阶竖弯	二阶竖弯	二阶竖弯
4	18.70	22.03	21.36	三阶竖弯	二阶横弯	二阶横弯

从表2~7验算结果可知:UHPC箱梁的各项指标均能满足的相关规定,能够满足正常使用要求,较NC箱梁有更大的安全储备,增加了结构抵抗使用荷载的有效性。

4 经济性能分析

根据UHPC和NC箱梁两个方案的几何尺寸、配筋和配束、混凝土材料等信息,对两个方案的经济性能指标进行对比分析,如表9所示。

表9 经济性能对比

项目	混凝土/m ³	预应力钢束/kg	普通钢筋/kg	梁重/t
UHPC梁	153.1	12201.3	14077.6	413.4
NC梁	240.6	10828.7	69977.4	625.7
节约比	0.36	-0.13	0.80	0.34

注:节约比表示采用UHPC箱梁材料用量跟NC箱梁的材料之差除以NC梁材料用量。正号表示减少,负号表示增多。

由表9可知,同等跨径布置的两种结构,UHPC箱梁较NC箱梁混凝土用量减少了36%,箱梁重量减轻了34%,普通钢筋节约了80%,相应的还能减小基础规模,作为预制结构时还能提高转运

架设效率,降低施工成本。

同时,UHPC箱梁较NC箱梁,具有承载能力高、收缩徐变小和耐久性好等优点,在同等条件下,使用寿命长、维护养护工程量及费用少。目前UHPC的配制、生产、施工和预制技术还未全面普及和应用,UHPC材料市场价格较高,使得该人行天桥主梁上部结构的造价偏高,随着工程应用不断推广,其材料单价也会逐渐降低。

5 结论

本文以某UHPC人行天桥为工程背景,对其受力性能及经济性与NC箱梁方案的进行了对比分析,得到以下结论:

(1) 主梁采用UHPC箱梁方案的整体和局部受力性能均能满足规范要求且存在较大的安全储备。

(2) 主梁采用UHPC使得主梁各板厚减薄,与NC箱梁方案相比,全桥混凝土用量减少了36%,箱梁重量减轻了34%,普通钢筋节约了80%。

(3) 与NC箱梁方案相比,UHPC材料市场价格较高,但从箱梁的运输吊装、使用寿命、维修保养等多方面综合考虑,UHPC箱梁具有良好的经济性,同时,UHPC上部结构重量的减轻使得基

础规模相应减少,跨径越大,越能体现其经济性能。

随着UHPC的配制、生产、施工和预制技术趋于成熟,结构性能与设计规范发展完善,UHPC作为一种轻质高强、耐久性好的材料,应用于桥梁结构中能使得结构变得细、薄、巧、轻,权衡整个设计全寿命周期中,具有更好的经济性,因此,未来UHPC具有很高的工程应用价值和广阔的市场前景。

参考文献:

- [1] RICHARD P. CHEYREZY M. Reactive Powder Concretes with High Ductility and 200 ~ 800 MPa Compressive Strength [J]. ACI Special Publication 1994, 144: 507 - 518.
- [2] 刘勇,邵旭东,詹豪. 主跨400m的UHPC连续梁桥优化设计[J]. 公路交通科技, 2014, 31(8): 83 - 90.
- [3] 赵筠,廉慧珍,金建昌. 钢-混凝土复合的新模式——超高性能混凝土(UHPC/UHPRC)之三:收缩与裂缝,耐高温性能,渗透性与耐久性,设计指南[J]. 混凝土世界, 2013, 54: 60 - 71.
- [4] 赵筠,廉慧珍,金建昌. 钢-混凝土复合的新模式——超高性能混凝土(UHPC/UHPRC)之四:工程与产品应用,价值、潜力与可持续发展[J]. 混凝土世界, 2014, 55: 48 - 64.
- [5] 活性粉末混凝土 GB/T 31387 - 2015(S). 北京:中国标准出版社, 2015.
- [6] Association Francaise de Génie Civil(AFGC). Ultra High Performance Fibre - Reinforced Concrete - Recommendations, Revised edition(S). June 2013.
- [7] Japan Society of Civil Engineers (JSCE). Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Concrete Structures - Draft(S). Sept. 2006.
- [8] 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 JTG 3362 - 2018(S). 北京:人民交通出版社股份有限公司, 2018.
- [9] 邵旭东,詹豪,雷薇,等. 超大跨径单向预应力UHPC连续箱梁桥概念设计与初步实验[J]. 土木工程学报, 2013, 46(8): 83 - 89.
- [10] 城市人行天桥与人行地道技术规范 CJJ 69 - 95(S). 北京:中国建筑工业出版社, 1996.
- [11] 广东省交通规划设计研究院股份有限公司,佛山市禅西大道南延线工程(樵乐路至佛山一环段)施工图设计, 2019.

浅谈高速公路交织区的运行安全

陈新富

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要: 本文通过对高速公路交织区车辆运行安全性的分析,介绍了交织区的构造类型,以及影响交织区车辆运行的主要因素,并通过具体算例的计算,介绍了交织区通行能力的计算方法,并对交织区的安全性设计提出了一些见解。

关键词: 高速公路;交织;服务水平;运行速度

1 高速公路交织区的定义及对运行安全的影响

行驶方向相同的两股或多股交通流,沿着相当长的路段,不借助交通控制措施(不含交通标志)进行的交叉,定义为交织。当高速公路入口合流区后面紧跟着出口分流区,或当一条驶入匝道紧接一条驶出匝道,并在二者之间有辅助车道连接时,就构成了交织区。高速公路范围的交织区常见于互通立交间距不能满足设计要求路段。

我国现行《公路工程技术标准(JTG B01 - 2014)》(以下简称《标准》)及《公路路线设计规范(JTG D20 - 2017)》(以下简称《规范》)规定,高速公路相邻互通立交的最小间距,不宜小于4 km;因路网结构或其他特殊情况限制,经论证需适当减小时,其净距不宜小于1 000 m,小于1 000 m时,应考虑将两者合并为复合式互通立交。

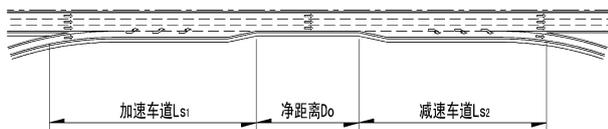


图1 互通立交间距示意图

当互通立交的间距不能满足《规范》要求时,对于前一立交的入口匝道,交通流必须由加速车道变换车道进入高速公路主线,而对于后一立交的出口匝道,交通流须变换车道驶往高速公路出口,驶入车流与驶出车流之间将形成同方向小角度的交织角,交织角随着交织段长度的缩短及车辆变换车道数的增多而加大;当车流变换车道时,需根据将驶入车道上的车流运行情况,调整车速

等待机会插入,而被驶入车道上的后方车流,则必须根据插入车辆的运行速度调整自身的行驶速度,以避免交通事故,此时两互通立交间主线路段的车流运行将出现紊乱,而紊乱程度也将随着车流交织角度的加大、变换车道车辆数的增加,而急剧上升,因此有必要对高速公路交织区的情况进行分析。

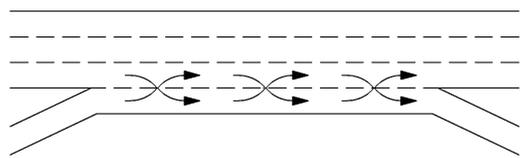


图2 小间距互通立交交织区构造图

2 影响交织段车流运行的主要因素

影响交织区车流运行的主要因素包括人、车、路、环境等等,而本节中探讨的内容主要为交织区的构造对车流运行的影响,其主要影响因素包括交织区的构造类型、交织区的长度、以及交织宽度等。

2.1 交织区的构造类型

一般情况下,交织区的构造类型可分为以下三种:

A型——为完全交织运行,两个交织方向的所有车辆都必须进行一次变换车道;

B型——一个方向的交织车辆不需要变换车道即可完成交织运行,但另一方向的交织车辆,必须变换一次车道才能完成交织运行;

C型——一个方向的交织车辆不需要变换车

道即可完成交织运行,但另一方向的交织车辆,必须两次或两次以上变换车道才能完成交织运行。

高速公路的交织区,一般均属于A型,如图2所示,从入口匝道进入主线的交通流、以及从主线驶出高速公路的交通流,均须变换一次车道,以下对交织区通行能力的分析也以A型构造为基础进行分析。

2.2 交织区的长度

交织区长度是指合流三角区上的一点,即从驶入高速的匝道行车道左边缘至主线最外侧行车道右边缘距离为0.6m的点,至分流三角区上的一点,即驶出高速公路匝道行车道左边缘至主线最外侧行车道右边缘距离为3.7m的点,两点之间的距离。

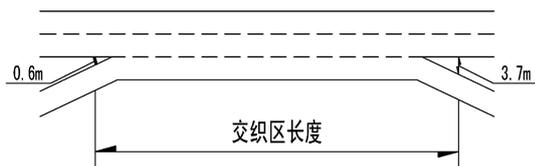


图3 交织区长度示意图

交织区长度的最大值规定:当交织区的最大长度超过一定的限定值时,互通立交的主线范围虽然仍存在一定程度的交织,但此时匝道的合流与分流已相隔较远,交通流的车道变换一般均较靠近合流与分流的三角区附近,此时两互通立交的中间路段车流运行接近高速公路主线的基本路段,因此可不进行交织区运行安全性研究,而仅对匝道分、合流的出入口通行能力进行分析;本文中交织区最大长度参考《道路通行能力手册》的相关规定,对交织区长度的最大值限定为750m。

交织区长度的最小值,必须满足相邻入口匝道与出口匝道的构造要求,对于A型构造的交织区,即必须满足《规范》中规定的互通立交加速车道与减速车道的长度要求。

2.3 交织区的宽度

交织区宽度是指从合流三角区到分流三角区之间的车道数量,包含增设的辅助车道。随着车

道数的增加,交织区的车流特别是直行交通流可选择的余地也增加,车流的总体运行速度也将提高,交织区的通行能力也将总体上升;但同时,交织车辆随意变换车道的机会也将相应增加。

因此,交织区宽度对交织运行的影响并不只是简单体现在总车道数目的多少,而是受交织车辆与非交织车辆相互间占用的车道数影响。

在交织区内,非交织车辆试图保持在外侧车道上行驶,而交织车辆除占用辅助车道外,总是希望能尽可能多的占用行车道,通常条件下,交织与非交织车辆最终将达到平衡运行,此时对于A型交织区,一般情况下交织车流将完全占用辅助车道,同时还将与非交织车辆共同占用主线的外侧行车道,其占用的车道数 N_w 很少超过1.4条车道。

当交织车辆占用的车道数 $N_w \leq 1.4$ 时,交织区的运行处于平衡,车辆处于非约束运行状态;当 $N_w > 1.4$ 时,由于受交织区构造条件限制,交织车辆所能占用的车道数也仅为1.4,此时交织车辆占用的空间比达到运行平衡状态所需要的空间小,而非交织车辆则占用较多的车道,交织车辆处于约束运行状态。当交织区的车流处于非约束运行时,交织与非交织车辆的运行特征相近,而当处于约束运行时,同一路段上交织车辆的运行状态将明显不如非交织车辆。

3 高速公路交织区运行安全的判别标准

高速公路交织区的运行安全性,可采用交织区的通行能力及服务水平情况进行判别:《规范》规定高速公路以不低于三级服务水平进行设计,条件受限的互通式立交匝道、分合流及交织区段,设计服务水平可降低一级。

4 交织段通行能力及服务水平计算

交织段通行能力的计算,主要是需确定下表中的关键技术参数,从而确定交织区的服务水平,并结合服务水平情况,对交织区的运行安全性进行评价。

表 1 影响交织区运行的主要技术参数

参数	含义	参数	含义
L	交织区长度(m)	VR	交织流量比 V_w/V
N	交织区总车道数	S_w	交织区交织车速(km/h)
N_w	非约束运行时交织车辆所占车道数	S_{NW}	交织区非交织车速(km/h)
N_{NW}	非交织车辆占用的车道数	S	交织区所有车辆平均车速(km/h)
V	交织区总交通量(pcu/h)	D	交织区车流密度(pcu/km/ln)
V_w	交织区总交织交通量(pcu/h)	W_w	预测交织车速的交织强度系数
V_{NW}	交织区非交织交通量(pcu/h)	W_{NW}	预测非交织车速的交织强度系数

以下以某高速公路两距离较近的互通立交间交织区为例,对交织区通行能力的计算方法及服务水平的确定进行说明:

深圳方向的主线交织区长仅为 540 m,需对交织区段进行服务水平计算。

根据交通量预测,交织区的总交通量 $V = 3\ 351$ pcu/h,由地方道路驶入高速公路深圳方向的交通量为 305 pcu/h,由高速公路主线驶出往顺德方向的交通量为 875 pcu/h,同时按最不利情况考虑由地方道路直接驶往顺德方向的交通量为 0,因此:

$V_w = 1\ 180$ pcu/h, $V_{NW} = 2\ 171$ pcu/h, $V_R = 0.352$, $L = 540$ m, $N = 4$ (包含辅助车道);

首先应计算出交织区交通流的交织强度系数:

$$W = \frac{a(1 + V_R)^b \left(\frac{V}{N}\right)^c}{(3.28L)^d} \quad (1)$$

公式中 a、b、c、d 等常量的选取可参考下表:

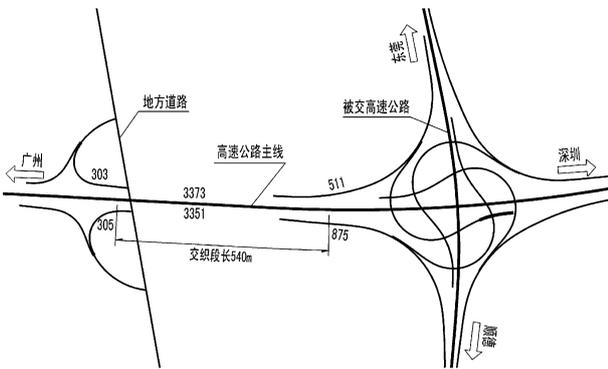


图 4 某高速公路交织区示意图(单位:pcu/h)

如图 4 所示,高速公路主线为设计速度 100 km/h 的双向六车道高速公路,由于建设条件受限,需设置两处距离较近的互通立交,由于广州往

表 2 A 型交织区交织强度系数计算常数表

	计算交织速度 S_w 的常量				计算非交织速度 S_{NW} 的常量			
	a	b	c	d	a	b	c	d
非约束型	0.15	2.20	0.97	0.80	0.003 5	4.00	1.30	0.75
约束型	0.35	2.20	0.97	0.80	0.002 0	4.00	1.30	0.75

由于交织区运行速度计算前,尚未能确定交织车辆所需占用的车道数,因此无法确定交织段车辆的运行状态,计算时可先假设交织车辆为非约束运行状态,取各常数值进行 W_w 、 S_w 、 N_w 等参数计算,由 N_w 的计算结果判断车辆是否为约束运行,若计算值不大于 A 型交织区可占用的最大车道数 1.4,则计算结果有效,否则应重新选取约束型的计算常数,重新进行 W_w 、 S_w 、 N_w 等参数计算。

将非约束型的常数值代入(式 1)中,可得: $W_w = 0.503$, $W_{NW} = 0.270$,因此可计算出交织区交织及非交织车辆的平均运行速度:

$$S = 24 + \frac{S_{FF} - 16}{1 + W} \quad (2)$$

S_{FF} ——高速公路基本路段的平均运行速度,本项目取主线设计速度 100 km/h。

将 $W_w = 0.503$, $W_{NW} = 0.270$ 代入式(2)中,可

得: $S_w = 79.907 \text{ km/h}$, $S_{NW} = 90.121 \text{ km/h}$, 此时非约束运行所需车道数:

$$N_w = 1.21(N)VR^{0.571}L^{0.234}/S_w^{0.438} \quad (3)$$

计算得出 $N_w = 1.706 > 1.4$, 因此此时交织区的交织车辆处于约束运行状态, 需重新选取交织强度系数计算时的各常数, 重新计算。

再次套用式(1)、式(2), 可得出:

$W_w = 1.173$, $W_{NW} = 0.155$, $S_w = 62.665 \text{ km/h}$, $S_{NW} = 96.758 \text{ km/h}$, 此时交织区所有车辆的平均运行速度:

$$S = \frac{V}{\left(\frac{V_w}{S_w}\right) + \left(\frac{V_{NW}}{S_{NW}}\right)} \quad (4)$$

经计算, $S = 81.201 \text{ km/h}$, 此时交织区的车流密度:

$$D = \frac{\left(\frac{V}{N}\right)}{S} \quad (5)$$

计算结果, $D = 10.317 \text{ pcu/km/ln}$ 。

根据《规范》中的相关规定, 高速公路互通立交交织区的服务水平可采用车流密度进行评价。参考《道路通行能力手册》的评价标准, 详见下表:

表3 高速公路交织区服务水平标准

服务水平	密度 (pcu/km/ln)
一级	≤ 6.0
二级	$> 6.0 - 12.0$
三级	$> 12.0 - 17.0$
四级	$> 17.0 - 22.0$
五级	$> 22.0 - 27.0$
六级	> 27

本路段交织区的车流密度为 10.317 pcu/km/ln , 满足二级服务水平。

5 结语

通过以上的服务水平计算过程可以看出:

①当交织区长度增加时, 交织区的交织强度系数将减小, 相应的交织及非交织车流的平均运行速度将增加, 交织区的车流密度将减小, 服务水平将提高;

②当交织区的车道数较少时, 交织区的交织强度系数增大, 交织车辆实际运行车道数不能满足非约束运行所需的数量, 车辆运行空间严重受限, 而非交织车辆却相应占用了较多的运行空间, 导致交织车辆与非交织车辆的平均运行速度相差较大, 也将导致交织区的车流密度增大, 服务水平降低;

③当总交通流中交织车辆比例较高时, 也将引起交织强度系数的增大, 引起交织及非交织车流的平均运行速度降低, 交织区的车流密度增大, 服务水平降低;

④为了保证高速公路交织区的运行安全, 除了在路侧设置辅助车道外, 应尽可能从结构上避免设置交织区, 特别是对于双向四车道的高速公路, 由于主线单侧本身仅有两个车道, 将导致交织车辆的运行状态严重受限; 因此, 应尽可能考虑加大两立交相邻出入口间的距离, 避免交织的形成; 在无法调整立交间距时, 则应考虑在路侧设置结构上与主线分离的集散车道, 将两互通立交合并成复合立交, 使车流的交织在设计标准相对较低的集散车道上进行, 不对主线的直行车辆产生影响, 保证路段的运行安全。

参考文献:

- [1] JTG B01-2014, 公路工程技术标准[S]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2014.
- [2] JTG D20-2017, 公路路线设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2017.
- [3] 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.
- [4] 冯心宜. 高速公路互通立交安全性评价[D]. 广州: 华南理工大学, 2010.
- [5] 美国交通研究委员会. 道路通行能力手册[M]. 2000年版. 任福田等译. 北京: 人民交通出版社, 2007.
- [6] 中国公路学会《交通工程手册》编委会. 交通工程手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 1998.
- [7] 日本道路公团. 日本高速公路设计要领——几何设计·休息设施[M]. 交通部工程管理局译制组译. 西安: 陕西旅游出版社, 1991.

泡沫轻质土路堤界面滑动稳定分析方法

刘吉福^{1*}, 陈忠平², 汪建斌³

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507;

2. 广州大学土木工程学院, 广州 510006; 3. 广东盛瑞科技股份有限公司, 广州 511400)

摘要: 泡沫轻质土路堤在既有路基拓宽、陡坡路堤中的应用越来越多。泡沫轻质土路堤可能沿其与普通土的界面滑动。现行规范通常将泡沫轻质土路堤看作重力式挡土墙分析界面滑动稳定性, 该方法对台阶形界面难以应用。当泡沫轻质土路堤因不均匀沉降或上部荷载等出现断裂现象时该方法不再适用。泡沫轻质土路堤建议同时采用挡土墙法和剩余下滑力法进行界面滑动稳定分析, 并提出相应的计算公式。算例表明。挡土墙法计算的界面滑动安全系数大于剩余下滑力法计算的界面滑动安全系数; 界面上设置台阶可显著提高界面滑动稳定性, 连续台阶界面滑动稳定性不如断续台阶界面。在界面中下部设置 1~2 个断续台阶最有利于提高界面滑动稳定性。

关键词: 泡沫轻质土; 界面滑动; 剩余下滑力法; 挡土墙法

0 前言

泡沫轻质土路堤具有轻质、直立等特点, 不但可以减少地基处理费用, 而且可以减少征地拆迁数量, 因此在既有路基拓宽工程中应用较为广泛^[1-4]。对半填半挖的陡坡路堤, 泡沫轻质土路堤不但可以大幅度减少征地面积, 而且有利于减少路堤的差异沉降, 因此泡沫轻质土路堤在陡坡路堤工程中也有应用^[5,6]。泡沫轻质土路堤与普通土之间的界面处可能成为路堤中的渗排水通道, 界面抗剪强度指标通常小于普通土的抗剪强度指标。对于既有路基拓宽、陡坡路基中泡沫轻质路堤, 在泡沫轻质土、路面、汽车荷载或者主动土压力下, 泡沫轻质土路堤可能沿着与普通土之间的界面发生滑动^[5], 此种路堤需要验算泡沫轻质土路堤的界面滑动稳定性。

1 泡沫轻质土路堤常见界面形式

泡沫轻质土路堤与普通土之间常见界面形式如图 1~图 4 所示。

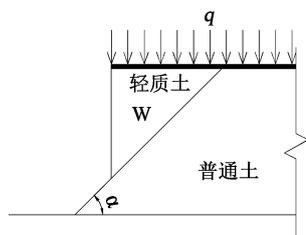


图 1 单直线界面

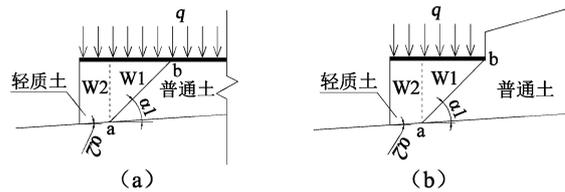


图 2 双直线界面

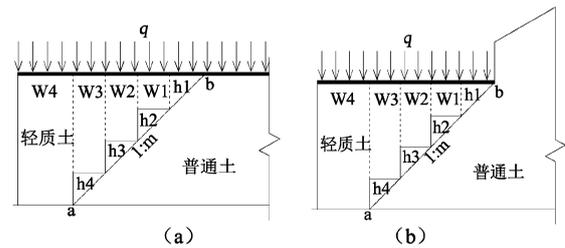


图 3 连续台阶界面

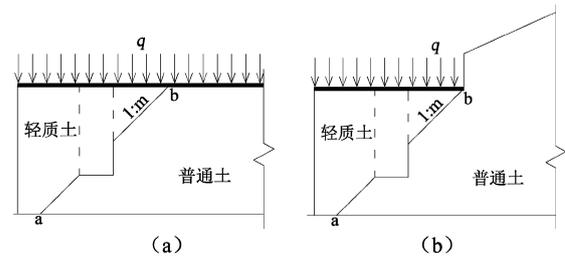


图 4 断续台阶界面

图 1 所示界面为文献[5]中的界面, 该种界面稳定性较差, 需要较缓的界面, 工程中较少采用。文

献[5]要求轻质土底宽不小于2 m,多为图2所示的界面形式。柳州~南宁高速公路改扩建工程、塘津高速公路改扩建工程均采用图3所示的界面形式;湖南莲花冲~株洲高速公路采用图4所示的界面。

2 现有分析方法及其缺陷

文献[5]对图1所示界面,给出界面滑动安全系数计算公式为:

$$F_s = \frac{W \cos \alpha f + c_e l}{W \sin \alpha} \quad (1)$$

式中: F_s 为界面滑动安全系数, W 为泡沫轻质土路堤自重和上部竖向荷载之和, α 为界面倾角, f 为界面摩擦系数, c_e 为界面黏聚力, l 为界面长度。

文献[5]对图2所示界面,假设 α_2 为零,给出界面滑动安全系数公式为:

$$F_s = \frac{w_2 f_2 + c_{e2} l_2 + W_1 \cos^2 \alpha_1 f_1 + c_{e1} l_1 \cos \alpha_1}{W_1 \sin \alpha_1 \cos \alpha_1} \quad (2)$$

式中: W_1 为第1个土条的自重和上部竖向荷载之和, W_2 为第2个土条的自重和上部竖向荷载之和。

式(1)不存在缺陷。式(2)先计算各条轻质土的滑动力和阻滑力,然后将滑动力和阻滑力沿水平方向分解,并将其比值作为安全系数。式(2)未考虑土条1的滑动力与阻滑力之差(剩余下滑力)对土条2滑动力和阻滑力的影响。另外,式(2)的前提是普通土边坡是稳定的。与泡沫轻质土相邻的普通土边坡可能是短期稳定、长期不稳定,会对泡沫轻质土路堤产生主动土压力。式(2)未考虑主动土压力对泡沫轻质土路堤界面滑动稳定性的影响。

文献[7]、[8]建议参照挡土墙滑动安全系数计算方法,对图2所示泡沫轻质土路堤采用下式计算界面滑动安全系数:

$$E_a = -A \frac{\cos(\theta + \varphi) \cos(\theta - \alpha)}{\sin(\theta + \psi) \cos(\theta + \beta)} - B \frac{\cos(\theta + \varphi) \cos \alpha_1}{\sin(\theta + \psi)} - m \frac{\sin \varphi_1 \cos \alpha_1}{\sin(\theta + \psi) \cos(\theta + \beta)} \quad (7)$$

$$\theta = \arctan \left\{ -\tan \psi_1 \pm \sqrt{\frac{(\tan \psi_1 + 1/\tan \varphi_1) [A(\tan \psi_1 - \tan \alpha_1) + B] + m(1 + \tan^2 \psi_1)}{A + m}} \right\} - \beta \quad (8)$$

$$A = \frac{1}{2} \gamma_s \left(h_l - \frac{h_c}{1 - \cos \alpha \tan \beta} \right)^2 \left(1 + \frac{\frac{2h_c}{1 - \cot \alpha \tan \beta}}{h_l - \frac{h_c}{1 - \cot \alpha \tan \beta}} \right) \frac{\cos \alpha_1}{\sin^2 \alpha} \quad (9)$$

$$F_s = \frac{[(W + E_y) \cos \alpha_2 - E_x \sin \alpha_2] f}{E_x \cos \alpha_2 + (W + E_y) \sin \alpha_2} \quad (3)$$

式中: E_y 为主动土压力竖向分力, E_x 为主动土压力水平分力。

很显然,式(3)对图1所示界面不适用。对图3、图4,由于界面形状复杂,主动土压力计算困难;式(3)没有考虑界面黏聚力,适用性差。

另外,由于泡沫轻质土抗拉强度低、加筋少,路面、汽车荷载可能导致泡沫轻质土路堤在变截面处断裂;路基不均匀沉降也可能导致泡沫轻质土路堤发生断裂,特别是不均匀沉降部位。当泡沫轻质土路堤断裂时,按照挡土墙分析界面滑动稳定性是不合适的。

3 界面滑动稳定分析方法

基于第2节的分析,泡沫轻质土路堤界面滑动稳定分析建议同时采用挡土墙法和剩余下滑力法。

3.1 单直线界面

此时不需要采用挡土墙法,直接采用式(1)分析。

3.2 双直线界面

3.2.1 挡土墙法

将泡沫轻质土路堤当作重力式挡土墙,墙后作用力为主动土压力和界面黏聚力,界面滑动安全系数采用式(4)计算。

$$F_s = \frac{[(W + E_y) \cos \alpha_2 - E_x \sin \alpha_2 + l_1 c_{e1} \sin(\alpha_1 - \alpha_2)] f}{E_x \cos \alpha_2 + (W + E_y) \sin \alpha_2 + l_1 c_{e1} \cos(\alpha_1 - \alpha_2)} + \frac{l_2 c_{e2}}{E_x \cos \alpha_2 + (W + E_y) \sin \alpha_2 + l_1 c_{e1} \cos(\alpha_1 - \alpha_2)} \quad (4)$$

式(4)中主动土压力计算采用下列公式^[9]:

$$E_x = E_a \cos(\alpha - \delta) \quad (5)$$

$$E_y = E_a \sin(\alpha - \delta) \quad (6)$$

$$B = \frac{1}{2} \gamma_s \frac{h_0 h_c}{1 - \cot \alpha \tan \beta} \frac{\cot \alpha}{\cos \alpha_1} \quad (10)$$

$$m = \frac{c \left(h_l \frac{\cos \alpha_1}{\sin \alpha \rho} - h_c \cos \beta \right) \cos \varphi}{\sin \varphi_1 \cos \alpha_1} \quad (11)$$

$$h_c = \frac{2c}{\gamma_s \sqrt{K_a}} \quad (12)$$

式中： E_a 为总主动土压力， α 为界面倾角， δ 为界面的摩擦角， θ 为破裂面倾角， φ 为普通土的内摩擦角， β 为普通土顶面倾角， $\psi = \varphi + \alpha - \pi/2 + \delta$ ， $\alpha_1 = \alpha - \pi/2 - \beta$ ， $\varphi_1 = \varphi - \beta$ ， $\psi_1 = \psi - \beta$ ， γ_s 为普通土的重度， h_l 为轻质土路堤高度， h_c 为裂缝深度， h_0 为普通土坡顶荷载的等效土高度， K_a 为主动土压力系数， c 为普通土的黏聚力。

3.2.2 剩余下滑力法

将泡沫轻质土路堤划分为图 2 所示的土条，采用剩余下滑力法分析界面滑动稳定性。界面滑动稳定安全系数按式(13)计算。

$$E_i = W_i \sin \alpha_i - \frac{1}{F_s} (c_{ei} l_i + W_i \cos \alpha_i f_i) + E_{i-1} \left| \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \frac{f_i}{F_s} \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \right| \quad (13)$$

式中： E_i 为第 i 个土条的剩余下滑力， W_i 为第 i 个土条的自重和上部竖向荷载之和， α_i 为第 i 个土条底面倾角； c_{ei} 为第 i 个土条底面黏聚力， l_i 为第 i 个土条底面长度， f_i 为第 i 个土条底面摩擦系数。

E_i 为负值时，取零。

滑动安全系数为最后一个土条的剩余下滑力等于零时的安全系数。

3.3 连续台阶界面

3.3.1 挡土墙法

将泡沫轻质土路堤当作重力式挡土墙，将图 3 中 ab 看作泡沫轻质土路堤与既有路堤之间的虚拟界面，然后采用第 3.2.1 节方法计算界面滑动安全系数。

3.3.2 剩余下滑力法

将泡沫轻质土路堤划分为图 3 所示的土条。由于泡沫轻质土能够自立，泡沫轻质土不产生水平土压力，水平土压力由土条侧面的普通土产生，普通土的水平土压力取主动土压力。每个土条底

部产生摩擦力。台阶上土条的剩余下滑力计算采用式(14)：

$$E_i = P_{ai-1} - \frac{1}{F_s} (c_{ei} l_i + W_i f_i) + E_{i-1} \quad (14)$$

$$P_{ai} = 0.5 [(q_i + h_i \gamma_{si}) K_{ai} - 2c_i \sqrt{K_{ai}}] (h_i - h_{ci}) \quad (15)$$

$$h_{ci} = \frac{2c_i}{\gamma_{si} \sqrt{K_{ai}}} - \frac{q_i}{\gamma_{si}} \quad (16)$$

式中： P_{ai} 为第 i 个土条侧面总主动土压力， q_i 为第 i 个土条侧面普通土顶面的竖向荷载集度， h_i 为第 i 个土条侧面普通土的高度， γ_{si} 为第 i 个土条侧面普通土的重度， K_{ai} 为第 i 个土条侧面普通土的主动土压力， c_i 为第 i 个土条侧面普通土的黏聚力， h_{ci} 为第 i 个土条侧面普通土裂缝深度。

如果 $h_{ci} < 0$ ，则取 0；如果 $h_{ci} > h_i$ ，则取 h_i 。

E_i 为负值时，取零。

滑动安全系数为最后一个土条的剩余下滑力等于零时的安全系数。

3.4 断续台阶界面

3.4.1 挡土墙法

将泡沫轻质土路堤当作重力式挡土墙，将图 4 中 ab 看作泡沫轻质土路堤与既有路堤之间的虚拟界面，然后采用第 3.2.1 节方法计算界面滑动安全系数。

3.4.2 剩余下滑力法

将泡沫轻质土路堤划分为图 4 所示的土条。界面为斜面的土条剩余下滑力计算采用式(13)，台阶上土条的剩余下滑力计算采用式(17)：

$$E_i = P_{ai-1} - \frac{1}{F_s} (c_{ei} l_i + W_i f_i) + E_{i-1} \left| \cos \alpha_{i-1} - \frac{f_i}{F_s} \sin \alpha_{i-1} \right| \quad (17)$$

式中 P_{ai-1} 按照式(15)计算，其中 q_i 采用相应土条范围内的平均值。

E_i 为负值时，取零。

滑动安全系数为最后一个土条的剩余下滑力等于零时的安全系数。

4 工程算例

4.1 双直线界面

既有路基高 6.7 m，路面厚 0.7 m，由粉质黏土

组成,重度为 20 kN/m^3 ,内摩擦角为 20° ,黏聚力为 20 kPa ,坡率为 $1:1.5$ 。路基拓宽时既有路基边坡开挖至 $1:1$,泡沫轻质土路堤高 6.0 m ,顶宽 8 m ,底宽 2 m 。泡沫轻质土路堤与既有路堤之间的界面摩擦角为 14° ,界面黏聚力为 12 kPa 。汽车荷载取 20 kPa ,路面重度取 24 kN/m^3 。

采用剩余下滑力法计算得到的界面滑动安全系数为 1.155 ,不满足规范要求。

采用式(2)计算的安全系数为 1.054 ,小于剩余下滑力法的安全系数,其主要原因是未考虑土条1剩余下滑力对土条2下滑力和抗滑力的影响。

采用挡土墙法得到的主动土压力为负值。由于泡沫轻质土路堤底面水平,界面滑动安全系数为无穷大。

4.2 连续台阶界面

既有路基情况与4.1节相同,既有路基边坡开挖成 $1:1$,并设置连续台阶,台阶宽 1 m ,抗剪强度指标同4.1节。

采用剩余下滑力法计算得到的界面滑动安全系数为 11.531 ,满足规范要求。比较4.1和4.2节可知,设置台阶可以将前面土条的剩余下滑力转换为抗滑力,有效提高界面滑动稳定性。

采用挡土墙法得到的主动土压力为负值。由于泡沫轻质土路堤底面水平,界面滑动安全系数为无穷大。

4.3 断续台阶界面一

既有路基情况与4.1节相同,既有路基边坡开挖成 $1:1$,在边坡 2 m 处设置图4(a)所示的一个台阶,台阶宽 1 m ,抗剪强度指标同4.1节。

采用剩余下滑力法计算得到的界面滑动安全系数为 88.5 ,满足规范要求。比较4.2和4.3节可知,设置一个台阶时的安全系数大于连续台阶界面的安全系数,其主要原因是台阶设置较多时,相应的主动土压力增大,其提高界面滑动稳定性的作用会被削弱。

采用挡土墙法得到的主动土压力为负值。由于泡沫轻质土路堤底面水平,界面滑动安全系数为无穷大。

4.4 断续台阶界面二

既有路基情况与4.1节相同,既有路基边坡开挖成 $1:1$,在边坡 3 m 处设置图4(a)所示的一个台阶,台阶宽 1 m ,抗剪强度指标同4.1节。

采用剩余下滑力法计算得到的界面滑动安全系数为 88.5 ,满足规范要求。比较4.3和4.4节可知,界面上部设置台阶时的安全系数小于界面下部设置台阶时的安全系数。

采用挡土墙法得到的主动土压力为负值。由于泡沫轻质土路堤底面水平,界面滑动安全系数为无穷大。

4.5 断续台阶界面三

既有路基情况与4.1节相同,既有路基边坡开挖成 $1:1$,在边坡 3 m 处设置图4(c)所示的一个台阶,台阶宽 1 m ,抗剪强度指标同4.1节。

采用剩余下滑力法计算得到的界面滑动安全系数为 88.5 ,满足规范要求,且与4.3节安全系数相等。图4(c)界面与图4(a)界面相比,虽然台阶侧面没有主动土压力,但是上部土条土体增大,增大了剩余下滑力,因此两者安全系数相等。但是图4(c)界面的挖方多于图4(a)界面,且开挖边坡时不利于既有道路行车安全。

采用挡土墙法得到的主动土压力为负值。由于泡沫轻质土路堤底面水平,界面滑动安全系数为无穷大。

4.6 断续台阶界面四

既有路基情况与4.1节相同,既有路基边坡开挖成 $1:1$,在边坡 1 m 、 3 m 处设置图4(a)所示的两个台阶,台阶宽 1 m ,抗剪强度指标同4.1节。

采用剩余下滑力法计算得到的界面滑动安全系数为 151 ,满足规范要求,且大于连续台阶界面的安全系数,也大于设置1个台阶时的安全系数。

采用挡土墙法得到的主动土压力为负值。由于泡沫轻质土路堤底面水平,界面滑动安全系数为无穷大。

5 讨论

第3、4节表明,剩余下滑力法比挡土墙法适应

性更强,更能反映界面形式对界面滑动安全系数的影响。

应用剩余下滑力法时应注意,剩余下滑力法将泡沫轻质土路堤离散为若干刚体,在泡沫轻质土路堤未断裂时实际的界面滑动安全系数与计算值存在一定出入,其主要原因是:泡沫轻质土路堤未断裂时,以图2~图4中a点为转点,a点外侧的轻质土对a点内侧轻质土产生弯矩M(如图5所示),M使a点内侧轻质土对界面的压力减小。

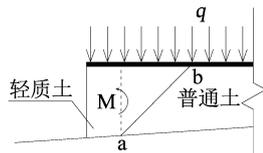


图5 轻质土路堤内部弯矩示意

M同时受泡沫轻质土抗拉强度和路堤力矩平衡条件控制,M不可能很大,对界面压力的调整作用不可能很大。稳定分析时忽略其影响是可行的。

为发挥泡沫轻质土路堤应力调整作用,需在轻质土路堤上部设置延伸率较小的加筋材料。

6 结语

(1)泡沫轻质土路堤应分别采用挡土墙法和剩余下滑力法分析界面滑动稳定性。

(2)挡土墙法计算的界面滑动安全系数大于剩余下滑力法计算的界面滑动安全系数。

(3)界面上设置台阶可显著提高界面滑动稳定性,连续台阶界面滑动稳定性不如断续台阶界面。

(4)在界面中下部设置1~2个断续台阶最有利于提高界面滑动稳定性。

(5)设置一个台阶时宜设置在界面中下部,宜采用图4(a)所示台阶。

参考文献:

- [1] 蔡力,陈忠平,吴立坚. 气泡混合轻质土的主要力学特性及应用综述[J]. 公路交通科技,2005,22(12):7174.
- [2] 谢学钦,周志敏. 气泡混合轻质土性能及其在土木工程中的应用综述[A]. 2011年第9届两岸四地工程师(广州)论坛论文集[C]. 334-339.
- [3] 邓飞. 泡沫轻质土在杭州东站软土路基地基处理中的应用[J]. 铁路标准设计,2018.62(8):31-35.
- [4] 马云燕. 现浇泡沫轻质土在广明高速公路罗格收费广场应用效果研究[D]. 广州大学,2017.
- [5] 陈忠平. 气泡混合轻质填土新技术[M]. 北京:人民交通出版社,2006.
- [6] 陈忠平,王树林. 气泡混合轻质土及其应用综述[J]. 中外公路,2003,23(5):117-120.
- [7] JTG D30-2015. 公路路基设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2015.
- [8] CJJ/T 177-2012. 气泡混合轻质土填筑工程的技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [9] 交通部第二公路勘察设计院. 公路设计手册(路基)[M]. 北京:人民交通出版社,1997.

绿色公路设计理念在高速公路设计项目的应用

李志彬

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:绿色公路建设是交通运输部大力推进的公路发展理念。本文以广东省云茂高速公路设计为实例,阐述绿色公路设计理念如何在设计过程中应用,为实现绿色公路快速发展奠定一定的实践经验。

关键词:绿色公路;设计理念;应用

1 引言

为贯彻落实交通运输部办公厅《关于实施绿色公路建设的指导意见》(交办公路[2016]93号)精神,推进绿色公路建设,促进公路建设可持续发展,提高公路工程建设品质。

绿色公路是指通过技术创新和新材料、新设备、新工艺的利用,使公路在全寿命周期内建设与养护所消耗的资源、能源及排放显著降低的一种公路发展模式。绿色公路的核心是控制资源占用和材料使用,减少能源消耗和优化耗能结构,提高使用效率,降低碳排放。

2 绿色公路设计理念在项目的应用

2.1 坚持生态环保的理念,打造绿色环保、休闲旅游的绿色生态公路

项目区所在的信宜市旅游资源丰富,项目区山青水秀、风光旖旎、生态环境较好,如何最大限度地保护自然生态和水资源环境提出了较高的要求,如何把以圻工结构为主的高速公路与自然环境和諧融为一体,作为本项目设计的一个重点。具体措施如下:

(1)贯彻“生态、环保、绿色通道”的建设理念,加强对重要环境敏感点的设计研究,减少施工和运营期公路对地方环境的污染。云茂高速沿线尽可能的绕避自然保护区、生态严控区等,其中黄华江大鲩水产资源及自然保护区范围较大,在工可阶段进行了路线唯一性论证,无法绕

避,并取得相关主管部门的同意。

桥梁在保护区范围内设置较大跨径桥梁,目的是一跨跨越保护区范围河道,减小对保护区的影响,主要设置有以下桥梁:响水大桥(55+100+55)、省道S370跨线桥(45+70+45)、石更河2号大桥(40+70+40)、古党坪大桥(65+120+65)。

(2)贯彻落实全线景观总体规划指导意见,充分体现生态、环保、景观相结合的原则,将线外景观与线内景观有机融合,维护自然平衡,增添人文景观。为了能让景观绿化与现有景观更好的协调统一,我司作为总体设计单位,将绿化进行专项设计,并统一主要绿化树种及绿化通用图,保证全线绿化统一及协调性。

(3)选线时注意顺应地形,减少高填深挖,在线位选择、路堑边坡坡率的选择、路侧填平区的绿化利用等充分考虑与自然环境相协调。

(4)桥梁设计时,充分考虑桥梁与周围环境和自然景观相协调,对主线跨线桥,一般采用连续箱梁,并选用美观的桥墩型式;对于支线上跨桥梁采用斜腿刚构、T形刚构、系杆拱桥、拱梁组合体系等多种桥型方案,改善了高速公路的路域景观。

(5)路基边沟、超高段排水沟或截水沟采用生态形浅碟式或暗埋形式,尽量减少圻工痕迹,美化路幅景观。本设计合同段共设置草皮生态型边沟2971m,减少了圻工体的使用,增强了绿化景观效果。

2.2 注重细节设计,贯彻“安全、环保、舒适、和谐、节约”的设计原则

(1)在设计过程中多次优化平纵线形,使本设计合同段土石方趋于平衡,尽量减少弃方,施工图修编稿相比施工图(送审稿)减少了208万方的弃方,大量节约了工程造价、土地资源,保护了生态环境。

施工图设计期间,主动积极核查设计指标,当发现土石方数量较大时,反复核查原因,并拟定多段可优化的平纵方案,在施工图评审会之前主动向业主及主管单位提出在修编阶段的平纵优化方案。为了减少弃方,除了优化平纵方案外,还考虑了以下技术措施:

a. 设置路侧填平区:既可以消耗土方,又能保证排水,减小涵洞长度或取消涵洞设置,节约工程造价;

b. 设置宽平台:既能消耗土方,又能增强路基稳定性。

c. 第九合同段钱排互通立交内存在100 985立方高液限土,若此部分高液限土全部作弃方处理,则钱排立交范围内需要借土填筑,由于立交前后为桥梁,且地形陡坡无便捷的运输道路,从其他路段借土运输困难且运距长;设计采取处治高液限土74 469立方用于填筑钱排养护工区场区。

d. 充分对比分析高填路基与桥梁方案的优劣,结合设计实际情况选用合适的方案,如第七合同段K49+746-K49+900段,由于该段大桩号方向为长230 m,挖深50 m的路堑边坡,该路堑边坡挖方由前后填方段消化填方后仍有大量弃方,设计将K49+746-K49+900段设计为高填路基,消化了18.5万挖方,既节省了造价,又减少了大量的弃土。

(2)S2设计合同段内地形陡峭,部分陡坡路段设计了路基挡土墙,既增强了路基的稳定性又减少了较多的耕地占用;当路基挡土墙有条件时尽量采用生态型的加筋土挡土墙,减少圪工痕

迹,美化路容景观。

(3)路基边坡以生物防护为主,工程防护为辅,为司乘人员提供舒心悦的视野环境,使高速公路成为绵延在青山绿水之间富有动感的绿色长廊。云茂高速填方路基边坡第一级采用喷播植草或三维网植草防护,既经济又能增强绿化景观效果。

(4)路堑边坡支护措施尽可能采用耐久性好的结构(如锚杆、压力分散型锚索等),并采用二次劈裂注浆等工艺以保证边坡的长久稳定。

(5)表层耕植土是宝贵的自然资源,应给予保护,路基施工时清除的表层耕植土,通过分段集中堆放的办法,用于公路绿化、耕地开垦、弃土场复耕等。

(6)避免路面水直接流入保护水源和养殖水体,对服务区和管理区的生活污水必须通过净水达标后才能排放。吸取山区高速公路的经验,部分桥梁采取集中排水,桥下设置排水沟,避免泄水管的出水冲刷山体。

(7)在施工技术要点中建议充分利用原状土作为上跨天桥的施工支架,以减少施工费用。

(8)结合地质补勘,加强不良地质、特殊路基、边坡工程、隧道工程等的动态设计。

2.3 采用新技术、新工艺,注重节能减排,响应国家政策

为深入贯彻《国务院关于钢铁行业化解过剩产能实现脱困发展的意见》(国发[2016]6号)的有关要求,2016年7月1日,交通运输部发布了《交通运输部关于推进公路钢结构桥梁的指导意见》(交公路发[2016]115号),决定推进公路钢结构桥梁(包括钢箱梁、钢桁梁、钢混组合梁等桥梁)发展应用,加快低碳绿色环保公路建设。

本项目试点采用了双工字钢型钢板组合梁,采用小横梁体系。

(1)组合梁的设计采用以国家标准规范为主、有限元分析软件为辅的设计计算及分析方法,进行了细致而深入的研究,确保结构安全、可

靠,并且有一定的经济性、适用性。

(2)组合结构桥梁的施工,普遍采用钢梁与混凝土桥面板分步进行的方法,一般将钢梁先行架设就位,再施工混凝土桥面板。这种方法利用了钢梁自重较轻的特点,可以降低运输、吊装以及顶推等作业对机具设备与临时设施的要求。

(3)钢梁采用连续千斤顶拖拉法的顶推方法。组合梁中常用的混凝土桥面板可分为现浇混凝土桥面板、叠合板桥面板和预制混凝土桥面板。本项目拟采用的钢梁由两片工字形主梁与多片横梁组成,在顶推施工主梁的情况下,采用混凝土桥面板滑模现浇施工为不失为一种施工便利、工艺简单的优良方案。现浇混凝土桥面板具有整体性好,容易满足各种桥面的截面要求的特点。但现场现浇混凝土的工作量大,施工速度相对较慢。同时现浇桥面板能够有效的减少混凝土接缝的数量,能够适应桥面板内钢筋骨架的几何缺陷,并使桥面板中钢筋用量最省最优。

2.4 强化隧道洞门设计,坚持“早进晚出”理念,深入推行“零开挖”

隧道设计应秉承“早进晚出”的设计理念,切忌大填大挖,在进洞方案上优先考虑“零开挖”方案。

隧道洞门设计优先采用削竹式洞门,充分发挥削竹式洞门利用自然光及与周边环境自然协调的特点,如竹瓦岭隧道进口、黄楼河隧道进口、金林隧道及新屋隧道洞门等。

对于个别偏压严重的洞口的隧道洞门,通过采用端墙式洞门接偏压明洞、套拱进洞等方法,避免因地形偏压等进行大规模清方、刷坡,尽量保留原有植被,保护洞口生态环境,如河南寨隧道、竹瓦岭隧道出口。

针对本次设计中河南寨隧道进口及黄楼河隧道出口存在浅层滑塌,我们通过设置端墙式洞门或地表加固进行相应处理。其中河南寨隧道进口发育两处中型浅层滑塌,主要是由于雨季雨

水冲刷,导致地表土层发生滑塌。考虑滑塌体处于洞门位置处,设计直接清除滑塌体,并采用端墙式洞门,充分发挥端墙式洞门的挡土作用,实现资源节约和高效利用。

2.5 隧道工程中水、土资源的有效利用及其保护

(1)地下水限量排放

隧道防排水设计应遵循“防、排、截、堵相结合,因地制宜,综合治理”的原则,使隧道建成后达到洞内基本干燥的要求,保证结构和设备的正常使用及行车安全;当对隧道开挖后存在大面积淋水地段或开挖后局部的出露股水地段采用“限量排放”注浆堵水措施,减少地下水的排放量。为保证隧道工程与自然环境相协调,对于不同的地段应结合地质勘察及水文地质勘察资料,根据总体防排水设计原则,采用不同的防排水措施,对可能出现突涌水或大面积淋雨的断面,应采用预注浆与后注浆相互结合的方法,实现“限量排放”,保护环境。本次设计中结合各隧道实际勘察资料,针对金林隧道和新屋隧道考虑了后注浆堵水措施,为施工期间可能出现的突涌水预留堵水方案及费用。

(2)施工期隧道污水处理

由于隧道施工过程将产生大量施工污水,其主要污染物的颗粒悬浮物,因此在设计中根据不同隧道的涌水量均设计了多级污水处理池,施工过程中,要求施工污水必须经过沉淀处理,待满足国家标准以后方可排放。

(3)运营期隧道内清污分排

结合隧道清污分排设计理念,我们设计了矩形盖板边沟进行污水排放,运营期路面污水将通过路面矩形盖板沟排水沟引导至洞外,与路基路面污水统一处理。

(4)隧道弃渣利用

本次设计隧道弃渣方量大,其中不乏可通过碎石加工,用于砌筑路面(如第九土建合同段利用黄楼河隧道弃渣石方7.3万方,金林隧道弃渣石方37万方用于路面底基层或基层),因此在设

计过程中结合岩石试验指标及施工进度,研究弃渣利用消化的可能,减少因设置弃渣场地而占用过多土地资源。

2.6 统筹公路施工临时便道、驻地、预制场、拌和站的布置,做到永临结合

云茂高速在施工图设计阶段,专门安排项目组人员进行临建设施调查,尽量做到施工临时便道、驻地、预制场、拌和站在设计布置时充分考虑后期可供地方或企业使用,统筹资源的高效利用,做到永临结合。

3 结语

绿色公路建设理念的实施,应由绿色公路设计开始贯穿整个项目始终,充分认识绿色公路建设的重要性和紧迫性,切实增强责任感和使命

感,提升绿色生态公路设计水平,加强总体设计、精细化设计、动态设计和标准化设计,践行绿色生态环保建设理念。

参考文献:

- [1] 关于实施绿色公路建设的指导意见. 交通运输部, 2016.
- [2] 广东省公路工程绿色生态排水系统设计指南. 广东省交通运输厅, 2017.
- [3] 公路工程技术标准 JTG B01 - 2014[S]. 北京: 人民交通出版社, 2014.
- [4] 公路路线设计规范 JTG D20 - 2006[S]. 北京: 人民交通出版社, 2006.
- [5] 云浮罗定至茂名信宜(粤桂界)高速公路项目 S2 设计合同段 两阶段初步设计及施工图设计文件.

高性能可移动钢护栏设计及碰撞仿真研究

吴琦

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:本研究依托经实车碰撞试验验证、防护等级满足A级的高性能金属护栏进行二次开发,开发一种防撞性能好、安装拆移简便、对既有道路损害较少、具备良好复用性和回收性、可作为永(久)临(时)综合利用功能的高性能可移动钢护栏。在不改变原有护栏的受力结构的基础上,优化护栏的安装、连接细部构造,使护栏便于安装、拆卸;优化护栏的底部构造,设置活动滚轮,使护栏便于转运;优化后的护栏作为临时设施使用时仍具备满足A级的防撞性能,并运用有限元软件进行碰撞仿真实验验证其防护性能。

关键词:关键词:钢护栏;可移动;数值模拟;防撞性能

1 引言

近年来,我国高速公路建设速度较快,高速公路路网已接近完善,新建道路已渐渐趋向于缓和。但随着经济的发展,交通量的日益增加,高速公路路网也将出现局部交通量饱和甚至拥堵,日后高速公路将迎来较多的改扩建工程^[1,2]。高速公路改扩建工程通常是在不封闭交通的情况下进行的,高速的交通流和复杂的现场作业环境容易诱发交通事故和交通拥堵,因此,施工作业区需设置完善的交通安全保障措施。目前,我国公路作业区隔离设施主要以水马、交通锥、水泥隔离墩为主,只有警示或者硬隔离的作用,基本不具备防撞性能、导向功能,在发生交通事故时保护不了行驶车辆及施工区内的工作人员,其碰撞解体后的抛洒物更有可能造成较大的二次事故^[3]。国外部分在用的公路施工区隔离护栏,虽具备一定的防撞性能,但安装时需对道路路面进行锚固,造成较大路面损毁,难以符合工程的需求。为此开发一种防撞性能好、安装拆移简便、对既有道路损害较少、具备良好复用性和回收性、可作为永(久)临(时)综合利用功能的隔离护栏显得尤为必要。

2 高性能可移动钢护栏设计

本研究依托经实车碰撞试验验证,防护等级满足A级的高性能金属护栏进行二次开发^[4]。现

有高性能金属护栏的主要技术原理为:采用以人文宽容性设计为本的技术原理,一警示,二缓冲,三吸能,四拦截。虽然该护栏作为永久设施具备较好性能与适用性,但作为临时护栏存在以下问题:①节段间采用强连接,螺栓数量多,拆装较为费时;②节段较长,拆卸、运输对机具要求较高;③锚栓设置密集,且打入深度较大,会对路面产生一定的破损。基于上述问题,本研究在不改变原有护栏受力结构的基础上,保证其具备A级以上的防护性能,优化其底部构造,设置活动滚轮,使护栏便于拆卸、转运,具有较好的重复利用率,有利于节能环保。

2.1 快速安装拆卸结构研究与开发

本研究钢护栏拟采用套管拼接方式。拼接套管的尺寸可根据横梁的尺寸确定,但应保证其能够套入横梁内,且与横梁内壁的间隙应控制在2~4 mm范围内。本护栏考虑减少护栏安装过程中横梁拼装工作量、方便施工,拟将拼接螺栓数量设置为6个(每侧各3个),护栏顶部设置了4个短螺栓(每侧各2个)。底座采用连接板连接,每段标准梁设置3根立柱,立柱与横梁和底座采用螺栓连接。在永久使用时,标准梁两端有地脚螺栓可以和地面进行固结;作为临时使用时,在标准梁中间拟设置两个强度高的地面连接锚杆 $\phi 30 \times 160$ mm,需要移动护栏时,可将锚杆头切除或拔出。

2.2 快速移动结构研究与开发

在不改变已有护栏结构的基础上,在每节护栏标准段两端距离端部1.5 m处各设置一组滚轮,由两个轮子组成一组,每组都具有转向功能,使得护栏具有可移动性。轮组通过连接板与护栏底座螺栓相连,在护栏镀锌完成后安装轮组。每组轮子通过旋转丝杠可以上下调节,当护栏需要移动时旋转丝杠,将轮子顶出护栏底座,直接在路面上推走即可。移动到指定位置后,反方向旋转丝杠,将轮子提升,护栏落地,标准段连接即可重新使用。护栏总高900 mm,底座高385 mm,截面呈几字形;横梁为C型,通过400 mm长C型套管进行连接。护栏以移动轮升降方式见图1。

2.3 整体结构研究与开发

将移动护栏的底座设计为弧形几字,形成一定的坡度,使两侧具有良好的卸力弧度,并且紧贴

地面,在车辆的冲击下,能够有效吸收碰撞能量,校正车轮,护栏标准段长6 000 mm,底座宽600 mm,高900 mm。安装护栏时,在端部采用鲨鱼嘴造型段,配置专用的连接板与护栏板或者新泽西护栏连接,并且中间单元每节配备防渗水铆销与路面进行固定。

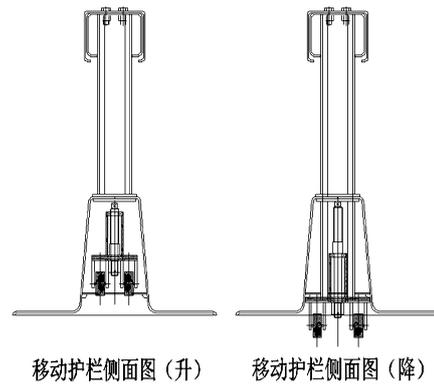


图1 护栏移动轮升降方式

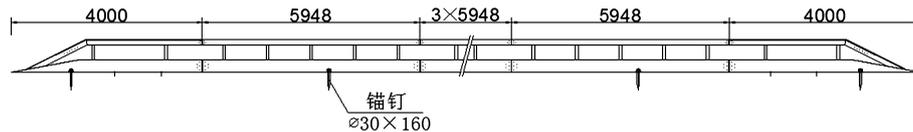


图2 护栏整体设计方案(mm)

该护栏在改为可移动时,每标准段只是增加了两组轮组,轮组和护栏靠螺栓来连接,可以很方便的拆卸和安装,护栏结构没有变化,只是增加了几个螺栓孔。护栏在使用时,轮组隐藏在护栏底座内,不与地面接触。综上所述,护栏增加轮组,结构没有变化,轮组在护栏内,对防撞能力的影响可以忽略,本设计具有如下优点:(1)优越的防撞性能;(2)使用寿命长:产品采用整体加工,整体热浸镀锌或者镀锌喷塑的处理方式,寿命可以达到15年以上。(3)安装养护方便:安装过程简单,无需提前预埋。不破坏桥梁路面。养护便捷,轻微撞损无需更换,严重撞损则更换相应破损节即可。(4)周转利用率高:活动节下面带有隐藏滚轮,通过特殊装置可将滚轮降下,从而可以方便挪动周转。

3 高性能可移动钢护栏碰撞仿真评价

随着计算机技术的快速发展,计算机仿真在

研究汽车碰撞安全领域得到广泛应用,尤其在司乘人员保护措施、汽车和护栏结构的优化等方面发挥着巨大作用。计算机仿真是根据力学原理,通过理论分析建立相应的数学模型,借助计算机进行数值模拟计算,仿真汽车与护栏实际碰撞过程以获取碰撞数据的方法,具有成本低廉、方便快捷、可重复性好等优点,现已成为实车碰撞的有力补充和重要参考^[5-8]。目前,较为常用的力学模型主要以有限元模型和多刚体模型为主,大多数还是以动态显示非线性有限元为理论依据。本研究基于LS-DYNA及Hypermesh软件进行碰撞仿真及分析。Hypermesh具有强大的有限元网格划分前处理功能,具有很好的适应性、定制性和高效的处理速度,并且模型规模没有限制。经过多年的二次开发与改进,LS-DYNA功能不断完善,现今被广泛应用于工程领域,并通过大量的实验对比证实了其工作的可靠性。LS-

DYNA 主要以拉格朗日算法为基础,利用计算机程序自动计算满足稳定性的时间步长,能够有效缩短动态分析过程,特别是大变形、粘弹性、接触问题等。应用 Hypermesh 建立有限元模型与 LS-DYNA 强大的数据分析功能相结合能够真实模拟车辆碰撞问题,并可以直观的观察车辆、护栏变形情况,观察计算结果和进行数据分析^[9-11]。

3.1 仿真模型

本次模拟仿真的钢结构护栏长度近 72 m,由 12 段护栏标准段连接组成护栏每标准段长 5 928 mm,护栏中间拼缝 20 mm,每隔 18 m 在护栏中间左右两侧设置两根 $\varphi 30 \times 160$ mm 锚杆,与地面连接,护栏模型见图 3、4。车辆撞击护栏位置在护栏顺行车方向 1/3 处。

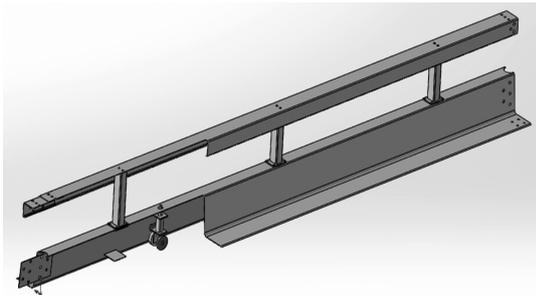


图3 护栏几何模型局部剖视

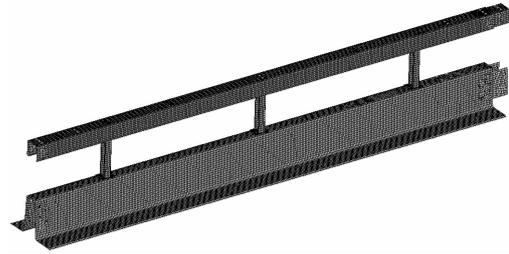


图4 护栏有限元模型

3.2 参数校核

基于有限元方法的仿真模型只有经过参数校核才能达到科学可靠的效果。通过多次与试验比对校核,不断调整模型的参数,使仿真结果满足精度要求,图 5、6 为仿真与试验结果对比图。由图 5、6 可以看出波形梁及组合式护栏的碰撞仿真结果与试验结果有很好的吻合,因此,采用该模型的参数能够精确的模拟本护栏的碰撞结果。

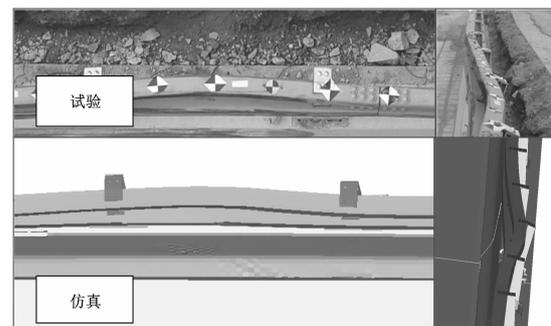


图5 波形梁护栏仿真与试验比较

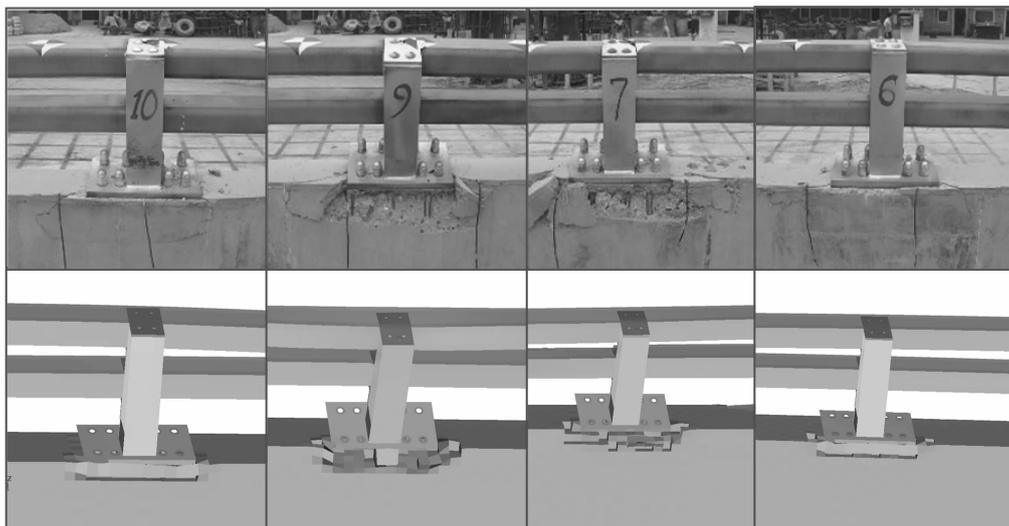


图6 组合式护栏仿真与试验比较

3.3 碰撞条件及评价标准

根据交通运输部 2013. 12. 01 发布实施的《公

路护栏安全性能评价标准》(JTG B05-01-2013)进行碰撞仿真的评价。

表 1 A 级护栏碰撞条件

防护等级	防护等级代码	设计防护能量(kJ)	车型	车辆总质量(t)	碰撞速度(km/h)	碰撞角度(o)
三级	A	≥160	小型客车	1.5	100	20
			中型客车	10	60	20
			中型货车	10	60	20

对护栏的碰撞评价主要分为三个方面:(1)阻挡功能:能够阻挡车辆穿越、翻越和骑跨。护栏构件及其脱离件不得侵入车辆乘员舱。(2)缓冲功能:乘员碰撞速度的纵向与横向分量不得大于 12 m/s。乘员碰撞后加速度的纵向与横向分量均不得大于 200 m/s²。(3)导向功能:车辆碰撞后不得翻车。车辆驶出驶离点后的轮迹符合导向驶出框的要求见图 8,即不能超越直线 F,参数 A 和 B 的按表 2 取值。

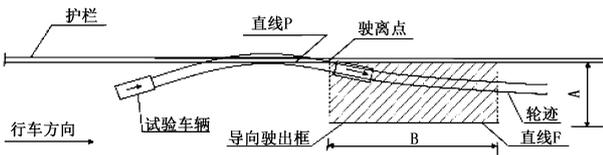


图 7 车辆导向驶出框示意图

图中:直线 P 为试验护栏迎撞面最内边缘的地面投影线;直线 F 与直线 P 平行且间距为 A;直线 F 的起点位于驶离点在直线 F 上的投影点,长度为 B。参数 A 和 B 的取值见表 2。

3.4 A 级护栏碰撞仿真

本研究分别进行了小型客车、中型客车、中型货车的 A 级护栏碰撞仿真实验,护栏摆放在硬质地面上,基础每 18 m 即 3 个护栏之间,用地锚固定一次。

表 2 导向驶出框取值

碰撞车型	A	B
小型客车	$2.2 + V_w + 0.16V_L$	10
大中型客车(包括特大型客车) 大中型货车	$4.4 + V_w + 0.16V_L$	20

表中: V_w —车辆总宽(m); V_L —车辆总长(m)。

(1)小型客车碰撞仿真

小客车重量为 1.5 t,碰撞速度 100 km/h,小客车碰撞过程的行驶状态见图 8,碰撞过程中姿态正常,无绊阻,能够顺利导出。护栏和小客车碰撞后变形见图 9,模拟结果可以直观的看出护栏碰撞后较最初位置的变形情况,小客车主要是保险杠和碰撞侧面发生变形。小客车导向驶出框示意图见图 10,由标准中公式可以计算出允许小型客车横向偏移为 4.71 m,仿真结果为 2.9 m,符合标准要求。仿真数据经处理后,可以得出司乘人员头部碰撞时刻 $t^* = 0.134$ s,司乘人员碰撞后加速度 x 方向为 19.3 m/s^2 ,y 方向为 62.4 m/s^2 ,乘员碰撞速度 x 方向为 4.9 m/s ,y 方向为 6.1 m/s ,符合标准要求。

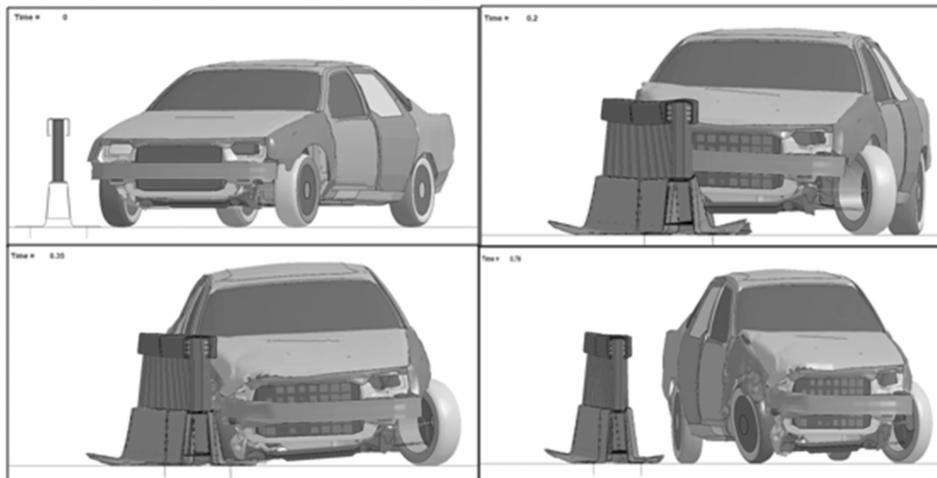


图 8 小客车碰撞过程行驶状态

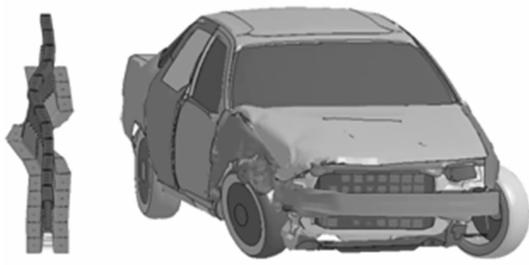


图9 护栏和小型客车变形

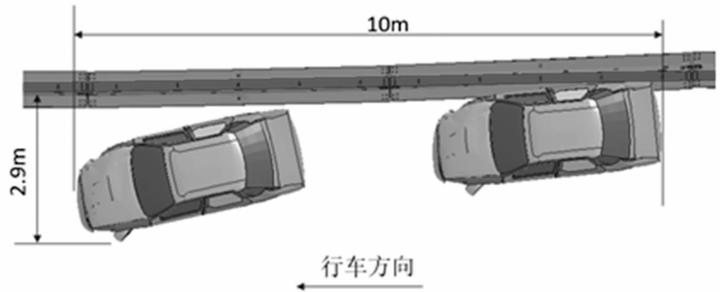
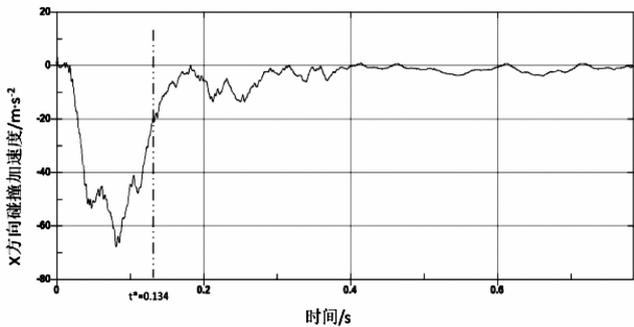
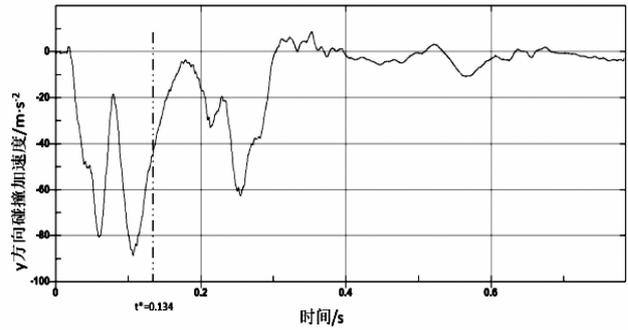


图10 小型客车导向驶出框示意图

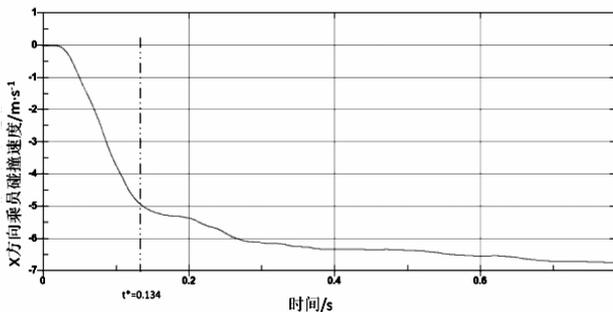


(a)纵向加速度(x方向)

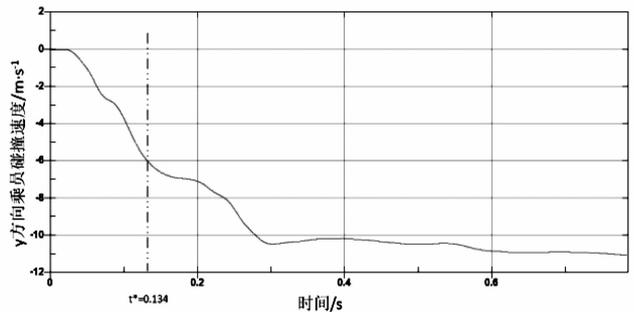


(b)横向加速度(y方向)

图11 司乘人员碰撞加速度



(a)纵向速度(x方向)



(b)横向速度(y方向)

图12 司乘人员碰撞速度

(2) 中型客车碰撞仿真

中型客车重量为 10 t, 碰撞速度为 60 km/h, 碰撞过程中车辆行驶姿态正常, 玻璃破碎, 行驶无阻碍, 可以顺利导出, 护栏在碰撞过程中翻到。护

栏和中型客车碰撞后的变形情况见图 13, 客车导向驶出框示意图见图 14, 由标准中公式可以计算出允许中型客车横向偏移为 7.64 m, 仿真结果为 4.65 m, 符合标准要求。

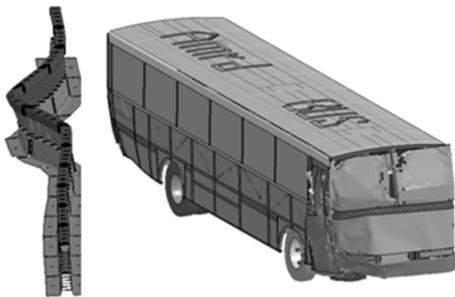


图13 护栏和中型客车变形

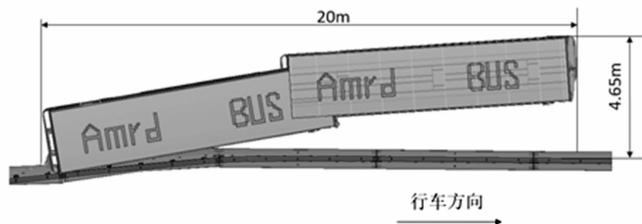


图14 中型客车导向驶出框示意图

(3) 中型货车碰撞仿真

中型货车为 10 吨、2 轴整体式货车, 碰撞速度为 60 km/h, 碰撞过程无绊阻, 导出顺利。护栏和中型货车碰撞后的变形见图 15, 车辆尾部处碰

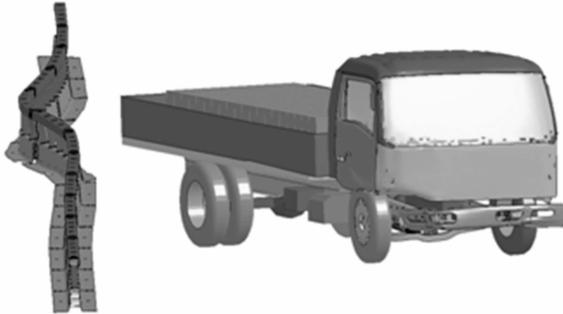


图 15 护栏和中型货车变形

撞护栏位移最大; 中型货车导向驶出框见图 16, 由标准中公式可以计算出允许中型货车横向偏移为 7.82 m, 仿真结果为 5.20 m, 符合标准要求。

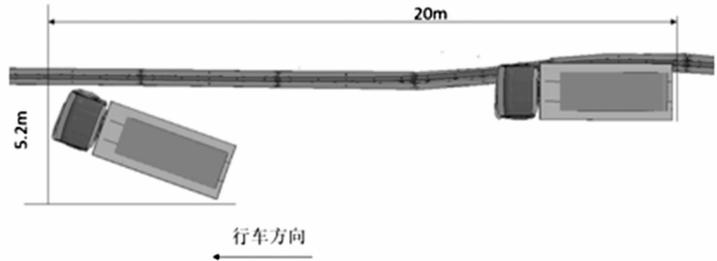


图 16 中型货车导向驶出框示意图

一般护栏的评价除了阻挡、导向、缓冲功能项目以外, 还有四项需要记录的护栏及车辆变形的指标, 这四项纪录指标规范上不作硬性规定, 但是在具体项目要求上需要考虑。也就是说护栏的碰撞主要是保护路面上的车辆, 对于护栏的损

坏、及对护栏背后物体的保护, 没有硬性的规定, 视项目的具体情况而定, 本研究各项指标仿真结果如表 3 所示, 根据以上对仿真结果的分析评价, 本研究护栏作为公路施工隔离的临时护栏, 能够满足 A 级护栏的标准。

表 3 仿真评价结果

评价项目	小型客车		中型客车		中型货车		
	仿真结果	是否符合评价要求	仿真结果	是否符合评价要求	仿真结果	是否符合评价要求	
阻挡	车辆是否穿越、翻越和骑跨护栏	否	符合	否	符合	否	符合
功能	试验护栏构件及其脱离件是否侵入车辆乘员舱。	否	符合	否	符合	否	符合
导向	车辆碰撞后是否翻车	否	符合	否	符合	否	符合
功能	车辆碰撞后的轮迹是否满足导向驶出框要求	2.9 m	符合	4.7 m	符合	5.2 m	符合
缓冲功能	小客车乘员碰撞加速度不得大于 200 m/s ²	X = 19.3 m/s ² Y = 62.4 m/s ²	符合	-	-	-	-
	小客车乘员碰撞速度不得大于 12 m/s	X = 4.9 m/s Y = 6.1 m/s	符合	-	-	-	-
	护栏最大横向动态变形值 D	0.496 m		0.91 m		0.84 m	
	护栏最大横向动态位移外延值 W	0.746 m		1.09m		1.02 m	
	车辆最大动态外倾值 VI	-		0.97 m		0.9 m	
	车辆最大动态外倾当量值 VI _n	-		0.97 m		0.9 m	

4 结语

本研究依托经实车碰撞试验验证、防护等级

满足 A 级的高性能金属护栏进行二次开发, 开发一种防撞性能好、安装拆移简便、对既有道路损害较少、具备良好复用性和回收性的高性能可移动

钢护栏,并通过计算机模拟碰撞试验,对新型移动护栏结构设计方案进行验证,保证安全防护性能满足要求,作为临时护栏,可以周转使用,节能环保,降低使用成本,并可作为隔离设施永久利用。该护栏的研发应用,补充和完善了我国高速公路防护体系,具有良好的发展前景和广大的社会效益。

参考文献:

- [1] 聂鹏飞,丁亚碧,赵兵,随素珍.高速公路改扩建工程地基拓宽段力学响应分析[J].公路,2019,64(02):39-44.
- [2] 卢建,金生斌.高速公路改扩建中既有中小跨径桥梁处置方案[J].公路,2019,64(02):142-146.
- [3] 胡源.高速公路二次事故成因及其预防对策研究[D].哈尔滨工业大学,2017.
- [4] 陈涛,吴灵生,田东翔, et al.高速公路波形梁护栏安全性评价[J].长安大学学报:自然科学版,2017(6):92-98.
- [5] 夏利霞.高速公路移动护栏[P].湖北:CN303469172S,2015-11-25.
- [6] 范慕辉,刘巧会,孙兆岩,等.高速公路中央分隔带活动护栏碰撞仿真[J].河北工业大学学报,2016,45(1):27-30.
- [7] 伊政.高速公路波形梁护栏碰撞仿真研究及其优化[D].湖南大学,2014.
- [8] 韩海峰,杨轶,郑挺.高速公路路侧护栏碰撞能量需求研究[J].公路交通科技,2016,33(12):118-124.
- [9] 孔文,张铁柱,赵红,等.基于HyperWorks和LS-DYNA的客车碰撞仿真分析[J].青岛大学学报:工程技术版,2015,30(4):101-104.
- [10] 李南云.基于HYPERMESH和LS-DYNA的高速弓网动力学建模及仿真[D].中南大学,2014.
- [11] 聂贤海,李雷,张建华.基于仿真分析的SB级旋转式护栏与A级波形梁护栏过渡段研究[J].公路交通科技(应用技术版),2018,v.14;No.159(03):47-50.

浅谈西江超深地下输油管线探测

刘 定

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 采用直连法的方式对输油管道进行信号激发, 使用 VLP2、RD8000 管线探测仪, 采用不同的频率, 结合不同信号采集方式, 进行水平剖面法探测, 采集数据进行分析、计算, 判定管线信号异常的中心位置和埋深。

关键词: 长距离接地; 加强信号激发; 反演分析

1 概述

佛山市富龙西江特大桥工程是佛山一环西拓方案的重要组成部分, 路线西接杨西大道北延线、经 X499, 荷富路, 跨越西江, 经金白线、接季华路西延线。路线沿输油管道布设, 为了保证输油管道的安全, 我公司对管线定位做了详细的探测工作。

2 管线探测

首先收集了相关管线的详细资料, 确定管线的大概走向, 由浅到深进行探测。

2.1 测量

地面管标位置用 RTK 或全站仪进行测量, 并测出地面高程; 地下管线确定位置后采用 RTK 或全站仪测量相应地表位置和高程。

2.2 地下浅埋段探测

常规地下浅埋段管线使用管线定位仪进行探测。

在管线不多及走向变化不大的地段, 采用水平分量(梯度)极大值来定位, 并利用特征点的对称来校正。

2.3 超深管线探测

靠近中线埋深超深的输油管道采用水平剖面法进行探测及分析, 确定管线位置。

2.3.1 工作量

超深段进行了水平剖面法探测, 实地共标定管线点 2 个, 均为隐蔽点; 水平剖面探测 2 条剖面。

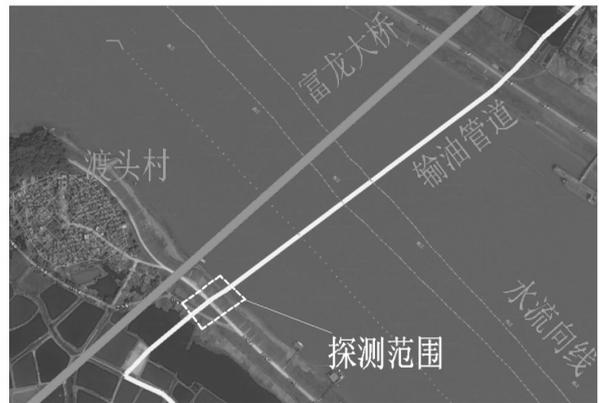


图 1 超深段探测位置

2.3.2 精度

表 1 隐蔽管线点的探查精度

类型	水平位置限差 δts (cm)	埋深限差 δth (cm)
水平剖面法探测	$\pm 0.10 h$	$\pm 0.15 h$

注: 式中, h 为地下管线的中心埋深, 单位为 cm。

2.3.3 工作方法

水平剖面观测法, 即在目标管道上方, 垂直管道走向进行水平剖面观测, 记录水平天线接收 Hx 信号强度, 并设置相应的点距与剖面长度(点距和剖面长度视目标管道埋深而定, 一般点距取埋深/50, 剖面长度取 3 倍埋深)。信号激发方法可分为主动源法和被动源法。主动源法(直连法)如下图所示, 将连接线阳极与目标管道相连, 阴极接地, 施加不同频率的电磁信号。探测人员手持信号接收机, 在地面上追踪管线信号, 并做好剖面数据记录。

水平剖面法探测理论公式及理论曲线如下所

示,当 $x=0$ 时, $Hx = Ki/h$ 达到最大值,当 $x=h$ 时, $Hx = Ki/2h$ 是峰值的一半,据此可以推算出目标管道的埋深。

$$Hx = K \cdot i \frac{h}{x^2 + h^2}$$

水平剖面法探测理论曲线图如图2所示。

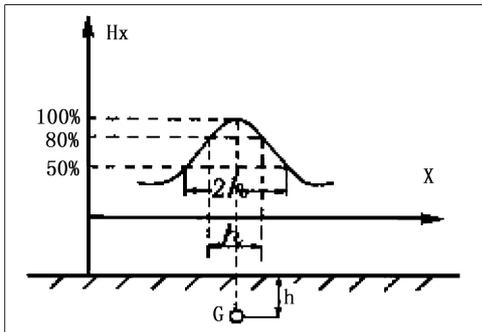


图2 水平剖面法探测理论曲线图

2.3.4 测线布置

水平剖面观测法布设导线时要充分考虑尽量避开浅部管线干扰,如果有干扰时要考虑改变导线布设方式(如绕开干扰管线或架高导线跨过浅部管线等)和选择适合的激发方式、激发频率等手段,一般双端连接比单端连接抗干扰能力强,低频比高频信号更稳定。在内业处理时,要充分利用软件反演分析功能将干扰管线信号剔除。

(1) 连接方式

本项目采用直连法的方式对输油管道进行信号激发,加大发射机功率,发射机阳极连接输油管道的阴极保护装置,发射机阴极采用长距离导线接地,加强信号激发,通过此方法对输油管道进行探测,如下图3。



图3 阳极连接图

(2) 布线方式

本项目水平剖面法探测在测区内共布设2条

测线,分别在 G1、G2 两点布设水平剖面测线,G1点测线 A' - A''长度 60.5 m;G2 点测线 B' - B''长度 80 m,详见测线布设示意图如下4。

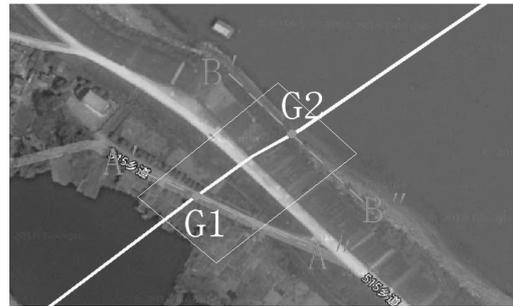


图4 测线布设示意图

2.3.5 水平剖面数据分析

本次水平剖面法探测使用 VLP2、RD8000 管线探测仪,分别对 G1、G2 点进行了共 10 次的水平剖面探测,点距采用 0.25 m 和 0.5 m,采用不同的频率,结合不同信号采集方式,接收电磁场信号,数据采集方式如表2。

表2 数据采集方式汇总表

测点	序号	仪器名称	使用频率	采集方式	点距
G1	1	RD8000	640HZ	双天线	0.25 m
	2	RD8000	8KHZ	双天线	
	3	RD8000	8KHZ	单天线	
	4	VLP2	8KHZ	单天线	
	5	VLP2	8KHZ	双天线	
	6	VLP2	640HZ	单天线	
G2	1	RD8000	640HZ	双天线	0.5 m
	2	RD8000	8KHZ	单天线	
	3	VLP2	640HZ	双天线	
	4	VLP2	8KHZ	单天线	

将水平剖面观测数据录入分析软件,利用自行开发的剖面观测数据计算机反演分析软件进行分析、计算,判定管线信号异常的中心位置和埋深。

$$Hx = K \cdot \left[i_1 \frac{h_1}{(x_1 - x_0)^2 + h_2^1} + i_2 \frac{h_2}{(x_2 - x_1)^2 + h_2^2} \right]$$

通过人工干预,不断地变换参数,使正演曲线

(拟合曲线)趋近于实测曲线,一定情况下,认为输入参数为探测结果,如图5所示。

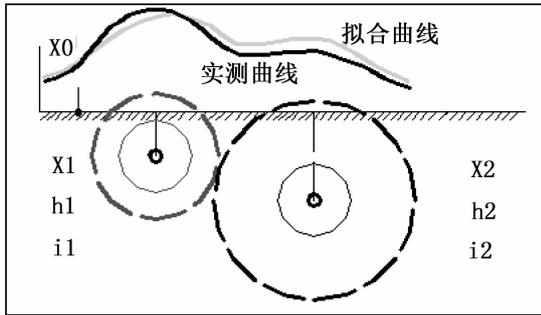


图5 正反演拟合曲线图

(1)G1点测线数据分析

G1点测线A'-A"长度共60.5m,不同设备、不同采集方式获得的曲线如下:

1)RD8000 640HZ 双天线

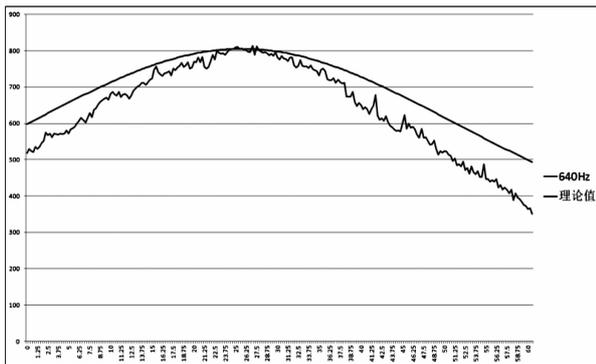


图6 RD8000 640HZ 双天线探测曲线图

由图6可见,实际探测曲线与理论曲线的峰值重合,但整条曲线未拟合,实际探测曲线存在一定波动,且右侧接收电磁场信号较左侧衰变较大。

2)RD8000 8KHZ 双天线

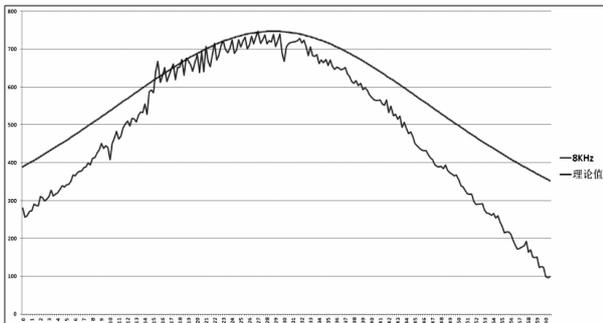


图7 RD8000 8KHZ 双天线探测曲线图

图7显示实际探测曲线波动较大,且与理论

曲线完全不拟合。

3)RD8000 8KHZ 单天线

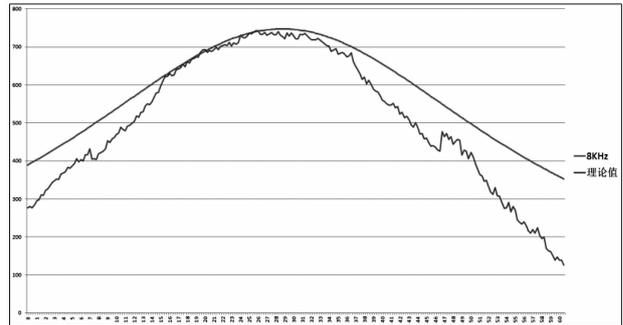


图8 RD8000 8KHZ 单天线探测曲线图

依图8可见,实际探测曲线变化不规则,且在47m处,出现较小的递增变化,且与理论曲线无法拟合,可见实际探测信号不稳定。

4)VLP2 8KHZ 单天线

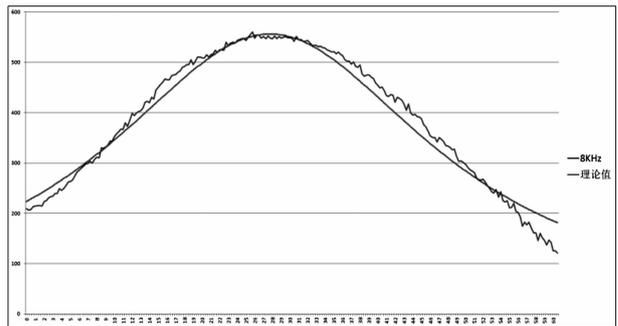


图9 VLP28KHZ 单天线探测曲线图

由图9可知,实际探测曲线变化较稳定,峰值两侧较对称,但与理论曲线存在部分不拟合。

5)VLP2 8KHZ 双天线

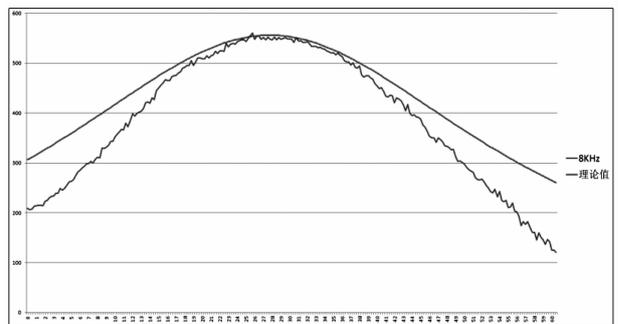


图10 VLP28KHZ 双天线探测曲线图

由图10可见,实际探测曲线与理论曲线在曲线峰值区间接近重合,但在磁场信号递减区域无法与理论值拟合。

6) VLP2 640HZ 单天线

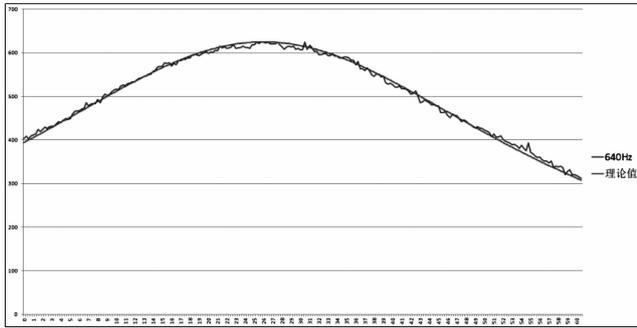


图 11 VLP2640HZ 单天线探测曲线图

由图 11 曲线图可见,实际探测曲线与理论曲线拟合较为完整,实际探测曲线信号波动小,两侧磁场信号变化对称。

综上所述,经反演分析,VLP2 640HZ 单天线探测曲线与理论曲线拟合最完整,其探测结果最可靠,由此确定 G1 测点中心位置位于 26.00 m 处(相对于测线“0 点”位置),埋深 34.00 m,见曲线图 12:

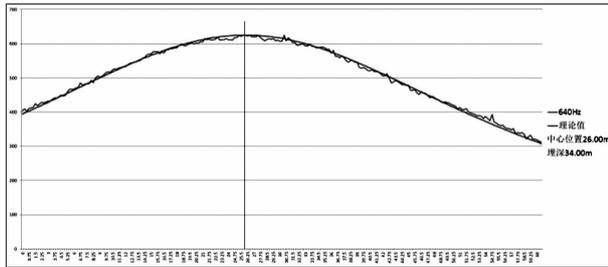


图 12 G1 点最终水平剖面曲线图

(2) G2 点测线数据分析

G2 点测线 B' - B''长度共 80 m,不同设备、不同采集方式获得的曲线如下:

1) RD8000 640HZ 双天线

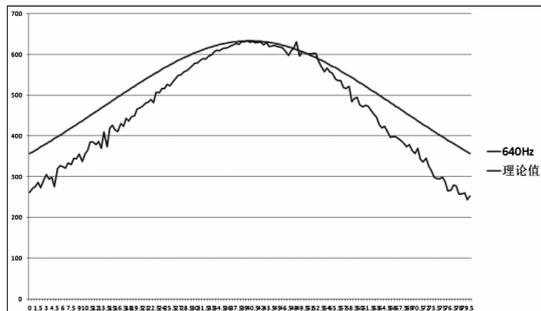


图 13 RD8000640HZ 双天线探测曲线图

由图 13 可见,实际探测曲线与理论曲线虽在峰值处重合,但整条曲线无法拟合。

2) RD8000 8KHZ 单天线

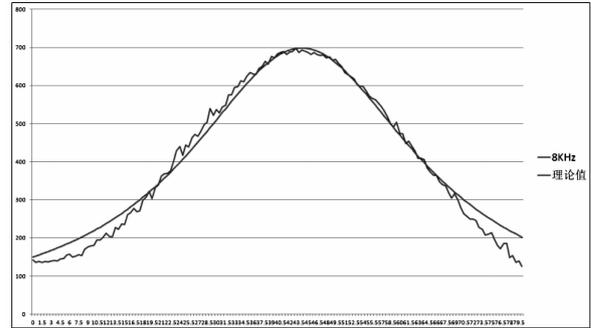


图 14 RD8000 8KHZ 单天线探测曲线图

图 14 显示,两条曲线在部分区域拟合较好,但离中心处越远,数据变化越大,与理论曲线分离越大,拟合越差。

3) VLP2 640HZ 双天线

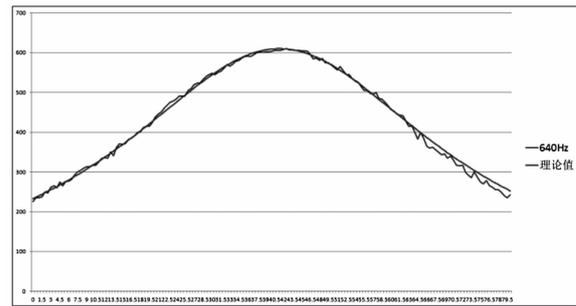


图 15 VLP2 640HZ 双天线探测曲线图

此探测曲线与理论曲线拟合性较好,两侧信号变化稳定,呈对称状态,探测信号良好。

4) VLP2 8KHZ 单天线

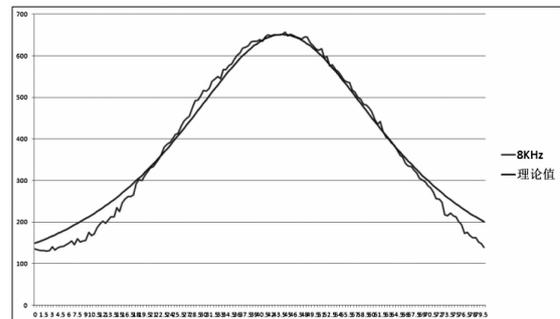


图 16 VLP2 8KHZ 单天线探测曲线图

由图 16 可见,实际探测曲线与图 16 类似,虽与理论曲线存在部分拟合,但随着接收的磁场信号的递减,实际探测曲线与理论曲线拟合性越差。

综上所述,经反演分析,VLP2 640HZ 双天线探测曲线与理论曲线拟合最好,其探测结果最可靠,由此确定 G2 测点中心位置位于 41.30 m 处

(相对于测线“0 点”位置),埋深 42.00 m,见曲线图 17:



图 17 G2 点最终水平剖面曲线图

(3) G1、G2 探测结果

表 3 水平剖面探测结果

测点	中心位置 (相对于测线“0 点”位置)	埋深 /m	X 坐标	Y 坐标	高程 H
G1	26.00 m	34.00	483 457.070	2 543 997.424	7.305
G2	41.30 m	42.00	483 506.724	2 544 032.455	4.059

(4) 成果说明

水平剖面法探测,完成对 2 条共 140.5 m、10 次的水平剖面探测,G1 点平面位置误差 ± 3.40 m,G2 点平面位置误差 ± 4.20 m。

3 成果整理

管线数据处理及图形编辑主要采用 office 和 AutoCAD 软件进行处理;最后提供管线成果。

4 结论

超深输油管线的探测,首先要积极收集资料,通过资料分析、地面标志的标识、测量辅助等确定管线的大概位置,找到最近的输油管道的阴极保护装置,采用直连法的方式对输油管道进行信号激发,加大功率的发射机阳极连接输油管道的阴极保护装置,发射机阴极采用长距离导线接地,加强信号激发;布设足够长的测线,使用管线探测仪,采用不同的频率,结合不同信号采集方式,进行水平剖面法探测,采集数据进行分析、计算,判定管线信号异常的中心位置和埋深。

参考文献:

- [1] 姜文青. 超深管线探测方法探讨.
- [2] 姜文青. 珠海大道 HDD 天然气管道的探测.

仙田隧道路改隧方案设计及比选分析

张金龙

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:为解决高边坡对景观的破坏问题,提出明洞和暗洞两种替代高边坡的隧道方案。采用有限元软件计算分析了两种方案结构受力,确定了设计参数;从结构设计、施工风险、环境影响、建设成本、工期要求、后期维护等方面对比分析了两种方案。分析结果表明:暗洞方案在环境影响、工期、经济上及后期运营方面优势明显,综合考虑推荐暗洞方案作为变更方案。

关键词:隧道方案;结构受力;设计参数;对比分析

0 引言

近年来,随着高速公路隧道技术的不断提高,国内修建了越来越多的隧道工程。截至2017年底,我国公路隧道共有1528.5万米^[1]。隧道作为高速公路中重要的建筑物,为高速公路线型选择提供了多种选择。“遇水架桥、遇山开洞”已成为公路设计师的共识。仙田隧道(起讫桩号K47+200~K47+270)为广东省揭阳至惠来高速公路的一段。该段落原设计方案为路堑高边坡,由于山顶处有一块景观石,本着保护周边环境,因地制宜、灵活设计的原则,最终确定了增设隧道的设计变更方案。

1 工程概况

(1)地形地貌:本路段地处低缓丘陵地貌,坡体地面标高133.0~145.0 m。山体植被发育,生长松树及各种灌木、蕨类植物。坡体局部见花岗岩风化孤石出露,大小以1~2 m为主。

(2)地层岩性:根据钻探资料及结合野外地质调查,边坡主要为第四系残积粉质粘土和燕山期花岗岩、侏罗系熔结凝灰岩及其风化层组成,钻孔及地面调绘均见孤石发育。

2 原设计方案

K47+200~K47+270段地表距设计高程高差为5.9~38.2 m,原设计为路堑高边坡方案,路

线左侧边坡为1级,路线右侧边坡为3级,路堑右侧高边坡工点设计立面图如图1(a)所示。

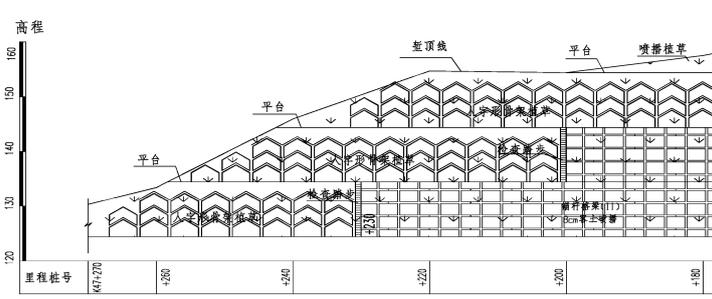
各级边坡根据地质情况,采用不同坡率及坡高放坡开挖,两级边坡间设置2 m宽平台及截水沟,第一级边坡坡脚设碎落台及边沟排水。为防止强降雨引起岩土体强度降低破坏边坡稳定性,可采用格构、锚杆或其他构造设计进行有效加固,详见边坡横断面设计图(图1(b))及边坡设计表(表1)。其中(1)表示砂质粉质粘土、(2)表示粉质粘土、(3)表示碎石土、(4)表示全风化花岗岩、(5)表示强风化花岗岩、(6)表示中风化花岗岩。

由于高边坡施工会破坏山上风景石,该方案遭到当地村民反对,经多方协调,最终决定变更为隧道方案,以确保工程进度如期完成。

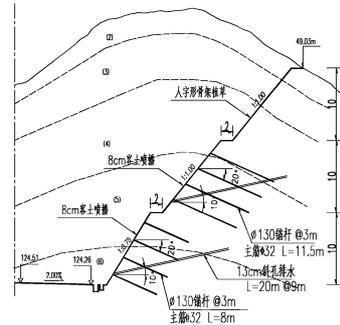
3 隧道方案

本次变更给出明挖(明洞)方案和暗挖(暗洞)方案两种设计方案及其设计参数,并对两种设计方案进行比选分析。根据《公路工程技术标准》^[2]和《公路隧道设计规范》^[3]的规定^[3],仙田隧道主要设计标准见下表2。

根据表2技术标准,对隧道内轮廓断面设计如下:修筑限界净高5.0 m,净宽11.77 m,其中左侧检修道0.75 m,余宽0.25 m,左侧向宽度0.5 m,行车道宽2×3.75 m,右侧向宽度1.0 m,右检修道1.0 m,步道高0.4 m。详见图3。



(a) 路堑右侧高边坡工点设计立面图



(b) K47+200 断面横断面设计图

图1 高边坡设计图

表1 边坡设计表

构造设计	K47+200 - K47+230			K47+230 - K47+260			K47+260 - K47+270
边坡级别	1级	2级	3级	1级	2级	3级	1级
坡高	10	10	10	10	10	10	10
坡率	1:0.75	1:1	1:1.25	1:1	1:1	1:1.25	1:0.1
防护措施	8cm客土喷播+格梁	人字形骨架植草	人字形骨架植草	人字形骨架植草	人字形骨架植草	喷播植草	人字形骨架植草
加固措施	Φ130mm 锚杆@3m						

表2 技术标准

序号	项目	单位
1	道路等级	高速公路
2	设计车速	100 km/h
3	设计车道	双向四车道
4	建筑限界	11×5.0 m
5	设计荷载	公路-I级
6	结构安全等级	一级
7	防水等级	二级
8	地震动峰值加速度	0.15 g

3.1 明洞方案

(1) 结构设计

明洞方案为明挖法施工。首先移开景观石并开挖明洞边坡,边坡开挖顺序为先开挖3级边坡至第1级边坡,每级边坡开挖完成后,需要及时施工边坡防护工程,待上一级边坡防护施工完成后方可进行下一级边坡的开挖。右线2、3级边坡开挖完成后直接采用永久性防护形式,8cm厚客土喷播防护,第1级边坡采用临时防护形式为锚喷网防护(3m长Φ22砂浆锚杆、Φ8钢筋网、10cm厚C25喷射混凝土);其次施工仰拱、仰拱回填、路面结构、明洞衬砌、防排水、管水沟及洞门工程;然后进行明洞回填,压实度不小于90%;最后恢复原地貌,移回景观石并进行洞顶绿化。

明洞结构采用拱形结构,见图4。二衬混凝土为C30防水混凝土,厚度为80cm,二衬钢筋主筋为C25钢筋,间距20cm。

(2) 结构计算

明洞方案施工顺序是先开挖土体,然后施做

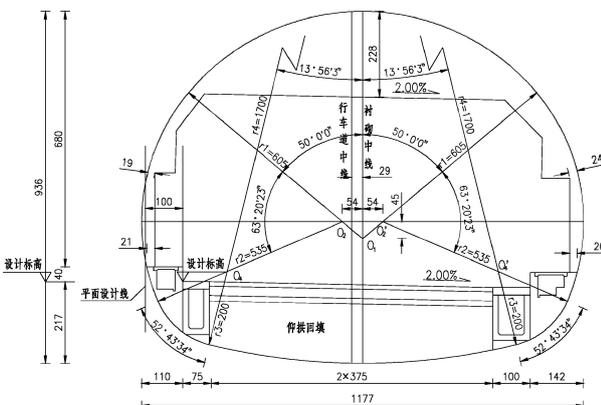


图3 隧道内轮廓断面设计图

明洞衬砌,最后洞顶回填覆土。因此,明洞受力与一般地面结构受力方式相似,《公路隧道设计细则》^[4]规定,明洞衬砌应采用荷载-结构法计算。在建模时一般采用平面梁单元模拟结构,采用地基弹簧模拟地基土及侧墙浆砌片石等抗力作用^[5]。本次计算按容许应力法进行弹性受力阶段内力分析与强度校核,隧道衬砌承担 100% 的荷载。其计算结果见表 3。

(3) 结果分析

由于明洞洞顶回填土坡度较小,本次计算荷载按衬砌中心线轴对称考虑,因此隧道受力、弯矩及变形均对称。计算结果取拱顶、右拱腰 30°、右拱腰 60°、右边墙 90°、右边墙 120°、右仰拱 150°及

仰拱 180°进行分析。分析结果见表 4。

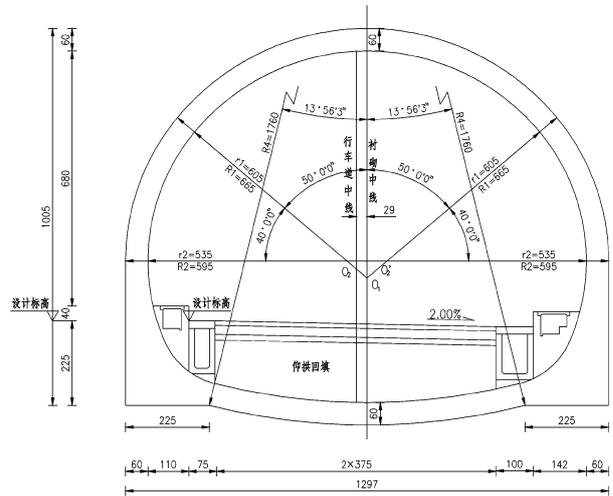


图 4 明洞结构断面设计图

表 3 明洞结构计算表

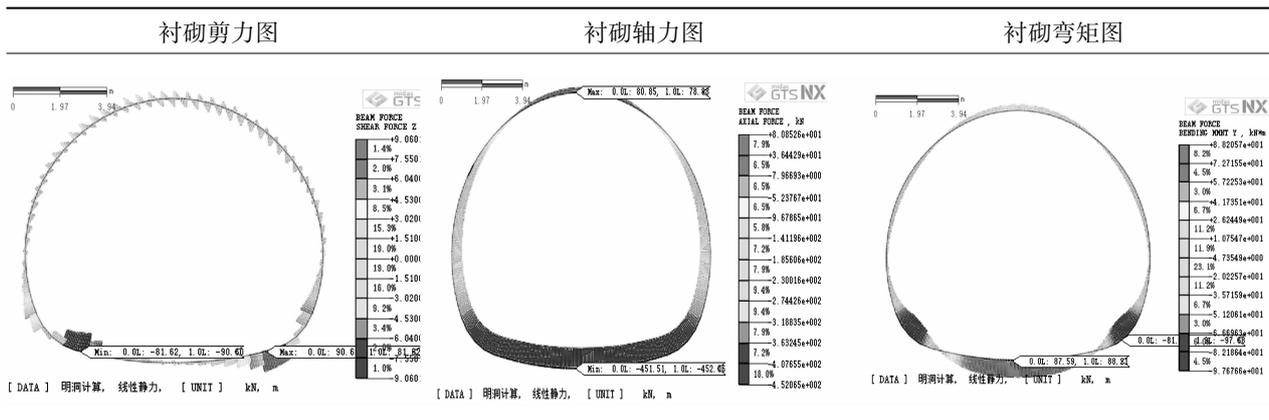


表 4 明洞结构分析表

位置	弯矩 M / (kN · m)	轴力 N / kN	偏心类型	安全系数
拱顶	21.75	62.29	大偏心	107.91
右拱腰 30°	19.90	52.38	大偏心	110.62
右拱腰 60°	9.74	62.60	小偏心	209.09
右边墙 90°	11.29	254.36	小偏心	65.69
右边墙 120°	66.70	358.39	小偏心	34.47
右仰拱 150°	85.65	432.72	小偏心	27.94
仰拱 180°	87.59	451.59	小偏心	26.97

规范要求,在“永久荷载 + 基本可变荷载”组合下,混凝土达到抗压极限强度,混凝土结构的强度安全系数为 2.4;在混凝土达到抗拉极限强度,

混凝土结构的强度安全系数为 3.6。经验算,配置 C25@20 cm 主筋,结构裂缝宽度小于 0.2 mm。因此,明洞结构设计满足规范要求。

3.2 暗洞方案

(1) 结构设计

暗洞方案为暗挖法施工。隧道按新奥法原理进行结构设计,以系统锚杆、喷射混凝土、钢筋网、工字钢架组成初期支护与二次模筑(钢筋混凝土)相结合的复合式衬砌形式。暗挖法施工顺序是,先进行超前支护,然后开挖洞身、初期支护,最后施工二衬。根据勘察资料,该段落地质为 V 级围岩,隧道采用 V 级浅埋软岩支护形式,其断面图及支护参数分别见图 5 和表 5。

(2) 结构计算

暗埋隧道计算方法一般有地层结构法和荷载结构法两种,地层结构法计算时考虑围岩自承能力,所以深浅埋分界面为结构的最不利受力类型。按《公路隧道设计规范》可计算出V级浅埋软岩深浅埋分界面高度为33.4 m,将该高度土体转化为均布荷载作用在结构上,按荷载结构法进行计算。根据规范要求,取二衬结构承担70%的荷载计算,计算结果见表6。

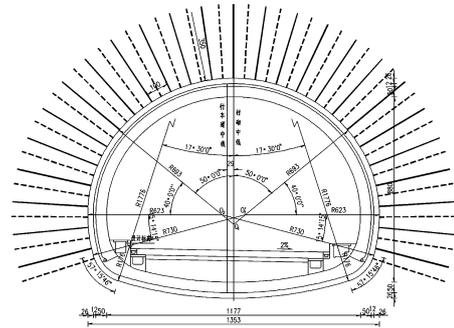
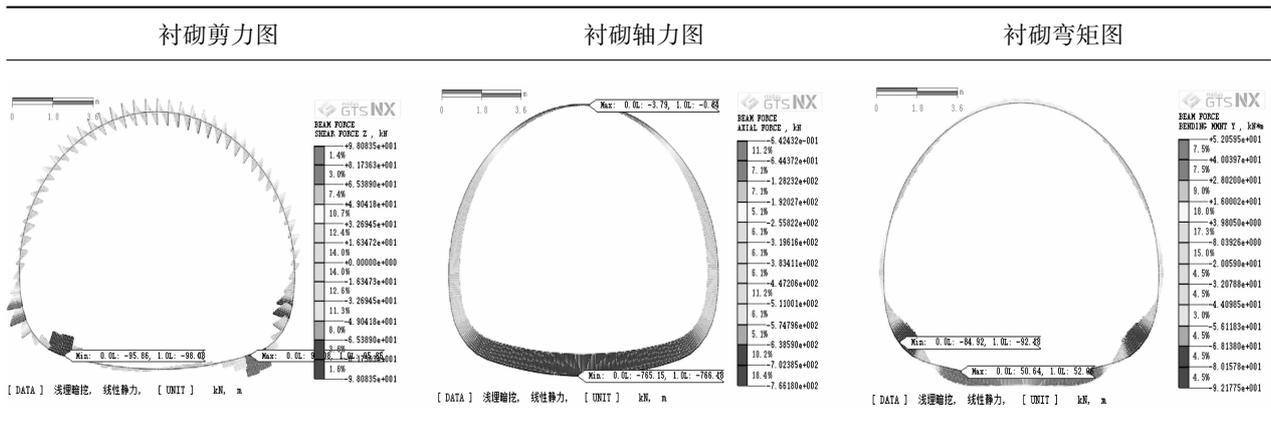


图5 V级围岩结构断面图

表5 V级围岩支护参数表

超前支护		初期支护			二次衬砌		辅助措施	
φ42 注浆小导管	φ25 中空注浆锚杆	钢拱架	钢筋网	喷射砼	模筑砼	钢筋	φ108 超前长管棚	粉喷桩地表加固
L = 4.0 m	L = 3.5 m	I20 工字钢	φ6 mm	C25 砼	C30 砼	主筋	L = 40 m (两端对打)	L = 8 m
间距 40 × 240 cm	间距 100 × 60 cm	间距 60 cm	20 × 20 cm	26 cm	50 cm	C22@25cm	间距 40 cm	间距 2 m, 梅花形布设

表6 暗洞结构计算表



(3) 结果分析

通过计算模型可知:隧道受力、弯矩及变形为中轴对称,故计算结果仅对隧道单边进行分析。计算结果仍取拱顶、右拱腰 30°、右拱腰 60°、右边墙 90°、右边墙 120°、右仰拱 150°及仰拱 180°进行分析。

经验算,配置 C22@20 cm 主筋,结构裂缝宽度小于 0.2 mm。计算结果表明:二衬厚度为 50 cm 时,混凝土结构设计满足规范要求。

(4) 辅助工法设计

隧道埋深较浅且偏压严重,地质资料显示洞身段围岩由残坡积粉质粘土、燕山期花岗岩与侏罗系熔结凝灰岩及其风化层组成,地质条件较差。为稳定地层、保障开挖和支护安全,隧道洞外及洞内综合采取辅助措施配合开挖。1) 洞外地表加固:隧道埋深小于 8 m 段落,根据隧道监控量测结构,可考虑采用粉喷桩对地表粉质粘土进行加固,粉喷桩直径 0.5 m,间距 2 m,梅花形

布设,水泥掺量为 55 kg/m,加固范围为洞身外 5 m 宽度。2) 洞内辅助工法:采取隧道两端对打 40 m 超前长管棚注浆辅助措施,加固破碎围岩,提高围岩稳定性,隧道开挖支护都在管棚棚架保护之下进行,可提高施工安全保证;开挖工法推荐采用单侧壁导坑,进一步控制沉降收敛,提高施工安全稳定性。

表7 暗洞结构分析表

位置	弯矩 M /(kN·m)	轴力 N /kN	偏心类型	安全系数
拱顶	31.23	765.41	小偏心	12.69
右拱腰 30°	28.08	528.52	小偏心	17.52
右拱腰 60°	45.61	698.87	小偏心	12.66
右边墙 90°	10.18	50.23	大偏心	92.78
右边墙 120°	19.21	298.39	小偏心	29.75
右仰拱 150°	11.48	34.56	大偏心	55.01
仰拱 180°	6.17	458.62	小偏心	23.79

3.3 对比分析

经上述隧道方案变更分析可知,明洞方案和暗洞方案隧道结构均可满足规范要求,同时可保护风景石。两种方案对比见表 8。

表8 方案对比表

对比项目	明洞方案	暗洞方案
结构设计	满足结构安全要求	满足结构安全要求
施工风险	相对较低	相对较高
环境影响	影响较大	影响较小
建设成本	1 430 万元	1 178 万元
工期要求	10 个月	8 个月
后期维护	维修加固费用高	维护费用很低

(1) 结构设计:两种方案结构形式均比较成熟,经过计算,在技术上都可以满足结构安全要求。

(2) 施工风险:两种结构对施工技术要求均不高,一般的施工队伍均可进行。明洞方案难度

在于景观石,可能需要特殊的吊装设备;暗洞的施工风险在于隧道埋深较浅,围岩差,较易发生塌方风险。总体来说,暗洞施工技术水平要求高,施工风险较大。

(3) 环境影响:明洞方案要对自然环境大开大挖,且难以完全恢复,暗洞方案仅需开挖洞口位置,对环境影响较小。

(4) 建设成本:明洞方案建安费约 1 430 万元,暗洞方案建安费约 1 178 万元,暗洞方案经济效益明显。其中明洞方案主要工程数量表见表 9;参考本项目其它隧道造价,V 级浅埋围岩每延米 6.7 万元,超前长管棚每延米 2.3 万元计,地表粉喷桩处理暂定 150 万元。

表9 明洞方案主要工程数量表

明洞长度	m	126
土方开挖	m ³	25 541
洞口及明洞	石方开挖	m ³ 96 695
	土方回填	m ³ 26 016
景观石	景观石移出及复位	m ³ 800(估算)
边仰坡	Φ8 钢筋网	kg 5 365
	C22 砂浆锚杆	kg 5 404
钢筋	HRB400 钢筋	kg 337 128
	HPB300 钢筋	kg 25 074
混凝土	C20 混凝土	m ³ 2 323
	C25 混凝土	m ³ 2 930
	C30 防水混凝土	m ³ 4 213

(5) 工期要求:明洞方案工期约为 10 个月,暗洞隧道工期约为 8 个月,暗洞方案工期较短。

(6) 后期维护:明洞方案洞顶开挖后 2 级和 3 级边坡进行了永久防护,防护措施经年累月会慢慢减弱,后期会产生维修加固费用,暗洞方案一劳永逸,后期只需对洞内进行维护。

通过对比分析,暗洞方案在环境影响、工期、经济上及后期运营方面优势明显,综合考虑推荐暗洞方案作为变更方案。隧道施工完成后效果

图见图6。

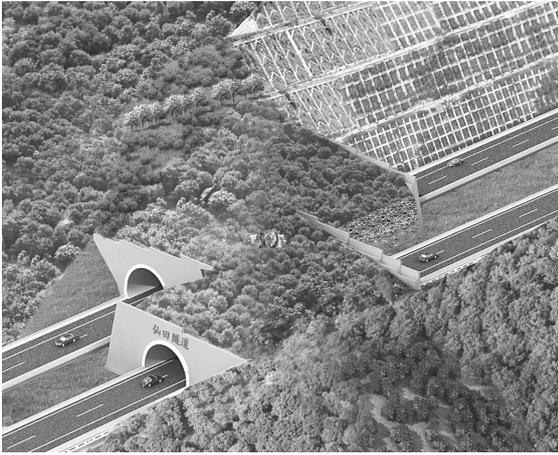


图6 隧道方案效果图

4 结语

隧道方案是高速公路中的一种重要建筑物,可以丰富高速公路线行选择。当线路需穿越难以逾越的构筑物时,隧道方案可显现出其优越性。

本文通过分析隧道下穿景观石的变更方案可知:明洞和暗洞方案都可满足设计要求;粉喷桩地表加固及长管棚作为暗挖隧道的辅助工法,其保护施工安全作用明显。不同的设计方案适应不同的工程条件,今后的设计工作应根据实际工程条件综合选择合理的隧道结构形式。

参考文献:

- [1] 交通运输部综合规划司. 2017年交通运输行业发展统计公报[R]. 北京:交通运输部,2018.
- [2] 中华人民共和国行业标准. 公路工程技术标准[S]. 北京:人民交通出版社,2014.
- [3] 中华人民共和国行业标准. 公路隧道设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [4] 中华人民共和国行业标准. 公路隧道设计细则[S]. 北京:人民交通出版社,2010.
- [5] 谢卓雄. 公路隧道计算方法[J]. 山西建筑. 2010. 36(29):313-314.

2018 年版公路工程新定额宣贯培训班报道

交通运输部于 2018 年 12 月 17 日发布第 86 号公告,《公路工程建设项目投资估算编制办法》(JTG 3820-2018)、《公路工程建设项目概算预算编制办法》(JTG 3830-2018),作为公路工程行业标准;《公路工程估算指标》(JTG/T 3821-2018)、《公路工程概算定额》(JTG/T 3831-2018)、《公路工程预算定额》(JTG/T 3832-2018)、《公路工程机械台班费用定额》(JTG/T 3833-2018),作为公路工程行业推荐性标准,自 2019 年 5 月 1 日起施行,原公路工程估、概、预算编制办法和定额同时废止。

为加强对新定额的宣传解读,帮助各相关单位更好地理解 and 准确使用新定额,交通运输部管理干部学院、路网监测与应急处置中心和职业资格中心联合举办六期新定额宣贯培训班,我公司为了造价人员能加深理解和正确使用新定额,提高公司的造价编制质量,于 2019 年 3 月 19 日至 21 日派 8 位主要造价人员到福州参加第四期新定额宣贯培训班。



培训班由新定额主编和参编专家讲课,主要对新旧编制办法和定额的内容进行对比以及造价测算情况说明,对新编制办法和定额的格式介绍、各项内容的全面分析、新增内容的含义和重点提示、编制过程要注意的问题等进行详细解读。

大家通过这次培训,提高对新定额的认识,全面了解新定额的内容、加深对新定额的理解,能更好地掌握新定额的使用方法和注意内容,取得较好的培训效果,达到公司本次新定额的培训目标。



(报道者:陈潮锐)

2019 年高品质沥青路面新技术交流会报道

2019 年高品质沥青路面新技术交流会于 2019 年 5 月 8 日 - 10 日在江西省南昌市举办;本次交流会由中国公路学会主办,江西省公路学会、江西省高速公路投资集团有限责任公司协办。

此次交流会得到了业内的广泛响应,来自全国各地的 350 余位代表齐聚一堂共同参与。中国公路学会副秘书长乔云主持大会开幕式,江西省交通运输厅总工程师胡钊芳、江西省公路学会秘书长卢少鹏、江西省高速公路投资集团有限责任公司

任公司总工程师邝宏柱、江西省交通工程集团有限公司董事长、党委书记徐志华分别为大会致开幕词。

本次会议为期两天,共邀请了14位来自公路行业科研院所、高等院校以及企业的专家,围绕橡胶沥青在应用过程中存在的问题和应对的方法以及路面新技术、新材料的发展趋势与方向展开交流研讨,并于10日下午赴昌九高速公路试验段进行了现场摊铺观摩。本次交流会的专家报告主要有:

1. 长寿命路面橡胶沥青技术(交通运输部公路科学研究院 王旭东);
2. 橡胶沥青薄层加铺复合式路面技术在广西的应用和展望(广西交通科学研究院有限公司企业技术中心 熊剑平博士);
3. 环保橡胶沥青在我国的发展前景与应用实践(长安大学材料学院 陈华鑫教授);
4. 江西广吉高速绿色公路建设实践(李刚);
5. 寒区抗冰防滑功能型沥青路面设计(哈尔滨工程大学 谭忆秋教授);
6. 橡胶沥青材料在河北的推广与应用(河北交投集团 李彦伟);
7. 低碳环保技术在绿色公路建设中的应用(余强);
8. 高性能胶粉改性沥青的应用介绍(王伟);
9. 基于超薄磨耗层异步施工技术的不粘轮粘层油研究(吴水辉);
10. 耐久性沥青路面实践及发展(韦金城);
11. 低排放沥青混合料技术及其在长大隧道铺装中应用(徐世法);
12. 干拌直投废胎胶粉复合改性沥青技术(河南省交通设计院 王笑风);
13. 绿色耐久性沥青路面实践及展望(山东省交通科研院 韦金城);
14. 稳定型橡胶沥青混合料在昌樟高速改扩建工程中的应用(江西省交通设计院 马泽欣)。

通过学习参观,有几点心得体会:

- 1、橡胶(改性)沥青已成为长寿命路面建设

中的材料选择之一。橡胶沥青提高了沥青混凝土的模量,形成了高模量沥青混凝土,提高了路面结构的承载能力;橡胶沥青旋转黏度高、PG分级高低温等级高,提高了抗车辙能力;从相态转化温度角度看,橡胶沥青混合料改善了适用温度范围、兼顾了高低温性能的平衡;经3年自然老化,橡胶沥青残留针入度比最高,延度衰减最小,延缓了沥青混合料老化;橡胶沥青通过提高黏度、减小最大粒径、提高孔隙率,增大了材料阻尼,降低了路面/轮胎噪声。优质的橡胶沥青≠优质的橡胶沥青路面,加强工程的过程化控制问题日益突出。

- 2、传统橡胶沥青的应用仍有较多技术问题:(1)胶粉活性不足、掺量不大,在沥青中的作用机理不明;(2)基质沥青选择标准不清;(3)加工改性技术落后,性能不高;(4)、贮存性差,无法工厂化生产;(5)粘度高,施工难;(6)公众认识不足。

- 3、水泥路面加铺橡胶沥青复合式路面是绿色高性能路面的发展趋势之一;特别是废旧橡胶轮胎粉改性沥青高粘高弹,环保型突出,适合于复合式路面沥青层,成本低于SBS改性沥青,是最有前途替代SBS改性沥青的材料。

- 4、山东省交科院依托工程实际提出的一些耐久性路面结构:(1)解决了结构耐久问题,但厚度较大,资源消耗仍有很大的优化空间;(2)与高品质新材料的结合不够紧密,路面构性能提升空间巨大;(3)结合耐久路面构进一步推动性能智感知及智慧化路面技术发展。新一代耐久性路面技术应具有节约资源(减薄路面结构层厚度)、经济耐久(长使用寿命)、高效安全(缩短建设养护时间)、绿色耐久、节能环保、智慧高效等特征和优点。

(报道者:唐春燕)

广东省首届工程勘察与岩土工程学术交流大会报道

2019 年 4 月 19 ~ 20 日,由广东省工程勘察设计行业协会及广东省岩土力学与工程学会联合主办的广东省首届工程勘察与岩土工程学术交流大会在广州从化温泉镇召开,共有来自全省各地 400 多名代表参加了本次会议。我司作为承办单位之一,派出了张修杰副总工兼岩土勘察分院院长、刘吉福副总工及岩土勘察分院和市政分院等共 10 名技术人员参加交流大会。

本次大会由广东省工程勘察设计大师、广州市城市规划勘测设计研究院总工彭卫平主持,广东省工程勘察设计行业协会陈星会长、广州市规划局测绘管理处张志媛处长、广东省岩土力学与工程学会理事长曹洪分别为大会致辞。



广东省工程勘察设计行业协会 陈星会长 致开幕词

会议期间有 37 位专家作大会报告,报告主题主要涉及粤港澳大湾区地质环境研究与保护,工程勘察新理论、新技术,岩土工程设计与治理新技术,地质灾害勘查设计与预警技术,软土地基处理技术和新发展,高陡边坡加固治理与自动化监,环境岩土工程研究,岩土工程测试新方法、新技术工程勘察与岩土工程典型案例等。华南理工大学曹洪教授、广东省工程勘察设计大师史海欧、杨光华、张文华、李爱国等众多专家学者作大会报告。我司张修杰作为专家在会上作了《广东省高液限土特征及处理方法》的报告。



广东省岩土力学与工程学会理事长 曹洪 致开幕词



大会现场



我司张修杰在会上作报告

本届大会的学术报告总结了广东地区岩土工程研究与实践经验,紧密结合当前城市地下空间开发中涉及的工程勘察与岩土工程设计领域中的关键理论和技术难点,报告内容丰富,学术水平高,真正起到了驱动岩土技术创新、助力广东新发展的作用,是一次名副其实的学术盛会。通过参加本次盛会,我们收获颇多,受益匪浅,开拓了眼界,也加强了与各单位岩土工程师之间的交流。

(报道者:黄宏)

交通运输行业标准《绿色交通设施评估技术要求》 宣贯报道

为推进绿色公路建设,践行绿色交通,交通运输部2018年第52号公告颁布了《绿色交通设施评估技术要求 第一部分:绿色公路》(JT/T 1199.1-2018)和《绿色交通设施评估技术要求 第二部分:绿色服务区》(JT/T 1199.2-2018)交通运输行业标准(以下简称“《绿色公路与绿色服务区评估技术要求》标准”)。为使各单位从业人员及时、准确地掌握绿色公路与绿色服务区评估技术要求,交通运输部环境保护标准化技术委员会、《公路交通科技》杂志社于4月24~26日在贵阳联合开展《绿色公路与绿色服务区评估技术要求》宣贯培训工作。

宣贯培训内容:

- 1.《绿色公路与绿色服务区评估技术要求》标准制定原则、背景及总体介绍。
- 2.《绿色公路与绿色服务区评估技术要求》标准解读。
- 3.绿色公路建造和绿色服务区建设的关键技术及典型工程案例分析和工程现场教学。

主讲专家:

1.王新岐,标准第一起草人,天津市市政工程设计研究院,《绿色公路与绿色服务区评估技术要求 第1部分:绿色公路》标准解读。

2.邵少刚,标准主要起草人,交通运输部科学研究院,主要介绍绿色公路标准制定背景、关键技术。

3.简丽,标准主要起草人,交通运输部科学研究院,《绿色公路与绿色服务区评估技术要求 第2部分:绿色公路服务区》标准解读。

4.李琦剑,专家,贵州省交通科学研究院,主要介绍贵州省典型绿色公路工程。

5.参观贵阳至翁安高速公路(清水河大桥),进行现场教学。

通过本次宣贯培训及现场参观,更全面、深刻掌握《绿色公路与绿色服务区评估技术要求》标准制定的原则、背景和内容,有利于在实际工作中更好的掌握应用。

(报道者:陈竞飞)

旅游公路规划与设计专题研究班报道

由中国公路学会主办、中国公路学会旅游交通工作委员会承办的“旅游公路规划与设计专题研究班”于2019年3月26~29日在湖北省恩施华龙城大酒店举行。

本期研究班将重点聚焦旅游公路规划与设计。通过专家授课、案例研讨、主题互动和现场考察等多种方式进行学习和交流。以下为与会专家、学者主要授课情况的报道。

课程一:旅游公路规划

宁琳(招商交科创新研究院创新主管、招商

生态景观事业部技术总监)

主要授课内容:

1.旅游系统与交通关系概述;2.旅游公路规划设计核心概念;3.旅游公路规划设计原则等。

课程二:旅游公路设计

宁琳(招商交科创新研究院创新主管、招商生态景观事业部技术总监)

袁平(中交公路规划设计院有限公司副总工程师)

主要授课内容:

1. 旅游公路规划设计方法;2. 旅游公路景观设计探究等。

课程三:旅游公路沿线旅游产品

樊宝华(中交建融租赁有限公司交旅筹备组负责人)

胡晓苒(北京巅峰职业旅游文化创意股份有限公司旅游综合开发规划院院长)

主要授课内容:

1. 汽车露营地的规划设计及融资租赁模式;
2. 汽车露营地的运营与管理;3. 廊道旅游规划设计等。

课程四:美丽乡村路规划与建设

1. 关于美丽农村路评价指标体系的初步思考

王萌萌(交通运输部科学研究院旅游交通规划研究室总工)

2. 美丽乡村路建设中的环境保护

孟强(中路高科交通科技集团有限公司环境咨询事业部副经理)

3. 浙江台州美丽乡村路建设与实践

李威(台州市美丽公路办公室副主任、台州市交通局“四好农村路”办公室主任)

4. 乡村振兴背景下的田园综合体实践与探索

郑光强(乡伴文旅联合创始人、开发集团副总裁、乡伴设计院院长)

课程五:案例研讨

1. “一带双核”铜仁至梵净山旅游通道建设方案研究

茅娜(中交和美环境生态建设有限公司景观院院长)

2. 守望乡愁 诗画山海——美丽乡村路支撑下的旅游区块开发

杨星(交通运输部规划研究院公路所主任)

3. 生态路 富民路——浙江省淳安县淳杨公路及绿色通道项目介绍

何小林(淳安县交通运输局局长)

4. 旅游公路和自驾营地规划建设策略

杨航卓(招商局重庆交通科研设计院有限公司景观建筑院院长)

考察恩施服务区、泗渡河特大桥

与会的专家及学员均来自全国各大设计院,从事公路规划设计及旅游规划等相关工作,此次研究班学员人数达到300人以上,会后大家相互分享经验和研究成果,同时就工作中出现的问题、关键技术进行了进一步的探讨,为进一步探索我国旅游与公路交通发展的新机遇与新模式,完善旅游公路网络设施,提升旅游公路规划、建设的能力,创新旅游公路沿线旅游产品,提升旅游公路服务品质,更好地适应经济社会发展和人民群众旅游需求新变化。

(报道者:李志彬)

提升公路桥梁安全防护和公路连续长陡下坡路段 安全通行能力专项行动技术培训报道

根据交通运输部《关于认真贯彻习近平总书记重要指示批示精神开展冬季公路水路安全生产行动的通知》(交安监发[2018]169号)要求,为进一步做好公路桥梁安全防护和连续长陡下坡路段安全通行能力专项行动,2019年部公路局组织编制了专项行动技术指南。按照部公路局的工作部署,为帮助各相关单位和人员更好的理

解和使用技术指南,交通运输部管理干部学院与交通运输部公路科学院联合举办了专项行动技术培训班。共分六期,本次培训为第五期,于2019年4月16~18日,在长沙举办。

本次研讨会共分六部分。

一、宣贯会主讲专家为交通运输部公路局养护处处长杨亮。主要针对提升公路桥梁安全防

护和连续长陡下坡路段安全通行能力专项行动方案进行了解读,主要内容简介如下:(1)专项行动背景意义;(2)正确的公路安全观;(3)指南的总体思路;(4)主要工作内容;(5)做好各项推进工作。

二、主讲专家为中交一公院副总工郭腾峰(教高)。主要针对长大纵坡指标与车路协同矛盾探究进行了解读,主要内容简介如下:(1)第一部分:什么是长大纵坡;(2)第二部分:车路协同矛盾的根结在哪里;(3)第三部分:如何破解车路协同矛盾;(4)第四部分:连续长陡下坡指标与应用。

三、主讲专家为中交一公院交通安全中心主任刘建蓓(教高)。主要针对提升公路连续长陡下坡路段安全通行能力专项行动技术指南条文内容解读。主要内容简介:(1)总则;(2)总体要求;(3)方案与设计;(4)施工与验收;(5)总结与评估。

四、主讲专家为中交一公院交通安全中心张志伟(高工),主要针对提升公路连续长陡下坡路段安全通行能力专项行动技术指南工程验收相关内容进行了解读。主要内容简介:(1)总则;

(2)工作内容;(3)主要验收依据;(4)相关设施验收要求。

五、主讲专家为中交一公院交通安全中心靳媛媛(高工),主要针对提升公路连续长陡下坡路段安全通行能力专项行动技术指南典型案例进行了解读。主要内容简介:(1)Ⅲ类提升路段典型案例;(2)Ⅱ类提升路段典型案例。

六、主讲专家为交通运输部公路科学研究所道路交通安全研究中心李勇(研究员),主要针对提升公路桥梁安全防护能力专项行动技术指南进行了解读。主要内容简介:(1)指南编制背景与典型事故案例;(2)公路桥梁护栏设计标准;(3)指南的主要内容;(4)计算实例。

通过此次研讨会的学习和交流,更快速、更全面的掌握了公路桥梁安全防护和公路连续长陡下坡路段安全通行能力专项行动技术要点和重点需要关注的内容,对设计工作中需要注意的问题有了更好的理解;对行业内的最新动态有了更进一步的了解,在以后的工作中能更好的运用指南开展相关工作。

(报道者:谢陈峰)

中国水土保持学会单位会员交流活动报道

2019年3月25-27日,中国水土保持学会在湖南长沙举办单位会员交流活动,我院受邀参加。本次交流活动旨在帮助单位会员了解行业发展新动向,搭建单位会员交流平台,增进单位会员间交流沟通,共享单位会员的实践经验。

中国水土保持学会副理事长兼秘书长王玉杰出席会议并讲话,中国水土保持学会单位会员代表160余人出席。会议由中国水土保持学会副秘书长弓成主持。

王玉杰副理事长在讲话中阐述了新时代中

央对水土保持和科技社团的新要求,介绍了中国水土学会现在开展的工作、目前会员发展情况及今后做好会员服务系列举措,充分肯定了会员是立会之本的重要性,明确了当前和今后学会会员工作的思路、目标和任务。

水利部水土保持监测中心、中国水土保持学会预防监督专业委员会主任委员姜德文,中国环境保护产业协会环境影响评价行业分会副秘书长张希柱,水利部水利水电规划设计总院、中国水土保持学会水土保持规划设计专业委员会副主任委员王治国分别做了题为“建设项目水土保

持管理新形势要求”、“环境服务,服务生态文明建设”、“树立生态和安全理念,不断拓展建设项目水土保持业务领域”的特邀报告。



中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司、深圳市深水水务咨询有限公司、北京圣海林生态环境科技股份有限公司、四川众望安全环保

技术咨询有限公司、中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司 5 家单位在交流会上进行了经验交流。中国水土保持学会水平评价中心主任宋如华就生产建设项目水土保持方案编制(监测)单位水平评价工作等内容进行了详解及咨询。

本次活动是中国水土保持学会首次举办的单位会员大规模交流活动,活动时间紧凑、内容丰富,此次交流活动使大家了解了水土保持及相关行业的新形势、新政策、新趋势,掌握了单位水平评价申报的条件、要求、标准、信用管理等内容准确涵义,拓宽了视野,开阔了思路,收获颇多,受益匪浅。

(报道者:白芝兵)

2019 首届桥梁智慧建造技术创新发展论坛报道

由中国高科技产业化研究会科技成果转化协作工作委员会 交通基础设施智能制造技术交通运输行业研发中心主办的 2019 首届桥梁智慧建造技术创新发展论坛于 2019. 03. 30 - 2019. 04.

01 在广东珠海召开。

会议主要包括:

- 1、智慧桥梁建设与制造;
- 2、大跨复杂桥梁建造与施工关键技术;
- 3、工业化绿色智能建造技术在桥梁建设中的应用与实践;
- 4、BIM 信息化技术“智”造桥梁案例;
- 5、交通基础设施智慧梁场建设;
- 6、装配化钢结构组合桥梁示范工程应用成果案例;
- 7、耐海洋大气腐蚀高耐候桥梁用钢的开发;
- 8、桥梁自动化监测,三维扫描数字建档与管养;
- 9、新材料工艺设备技术的推广应用;

10、科技创新引领行业发展时代。

多位专家学者分别就相关专业方向进行经验交流与报告。

会议主要交流内容如下

1、大会报告由国家勘察大师邵长宇、同济大学教授石学飞,交通运输部公路科学研究院智慧桥梁中心主任李法雄,安徽省交通规划设计研究总院股份有限公司研究院院长吴平平,安徽省交通规划设计研究总院股份有限公司副总工杨善红等依次开展。邵长宇大师在《正交异性组合板及其工程应用》报告中简要介绍了正交异性组合板的基本构造和主要力学特征,从不同桥梁结构体系特点分析了正交异性组合板的应用。石学飞教授在《基于 BIM 技术的桥梁施工监控信息管理系统开发》报告中介绍 BIM 技术在桥梁施工监控中的应用,基于 WEB 的桥梁施工监控数据管理系统,该系统利用 BIM 模型管理施工监控技术数据,可以在参见各方直观、及时交流,成功体

现了 BIM 技术的一种应用方式。与会者济济一堂,展开了一场场生动而热烈的学术交流。

2、第一天会后,与会专家和代表参观了正在建设中的珠海洪鹤大桥和深中通道。珠海市洪鹤大桥起点位于珠海市香洲区南屏镇洪湾,对接港珠澳大桥连接线、并与广澳高速珠海段及横琴二桥形成十字交叉,向西跨越洪湾涌、洪湾水道、磨刀门水道至鹤洲,终点与鹤洲至高栏高速公路相接,路线长 9.654 km,全部为桥梁工程。主桥为两座主跨 500 m 的斜拉桥。

深中通道项目路线全长 23.977 km。其中桥梁全长 17.034 km,隧道全长 6 845 m;分别设置东人工岛、隧道、西人工岛、伶仃航道悬索桥(主跨 1 666 m 悬索桥)、横门东水道斜拉桥及非通航孔桥。本次主要参观了中铁大桥局深中通道项目 S07 合同段智慧桥梁预制场。

3、第三天,与会专家和代表参观了已经通车的港珠澳大桥。港珠澳大桥的成功建造支撑了中国桥梁新高度,引领中国跨海桥梁建设踏上新征程。

通过专家学者报告和参观活动,使与会人员了解学习了公路桥梁的新技术、新工艺、新材料的发展与应用,开拓眼界,了解目前国家桥梁发展水平,推动基础创新,对于进一步推广应用公路桥梁新技术、新工艺和新材料,提高公路桥梁工程建设和管养水平将起到积极的推动作用。通过本次参观,对新一代桥梁技术有了一些新的认识和收获。与此同时,也深感诸如桥梁设计标准图、桥梁预制构件技术标准等一些基础性问题亟待解决,但我们坚信中国桥梁工业化前景光明!

(报道者:杜磊)