



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

廣東交通規劃設計

GUANGDONG COMMUNICATIONS PLANNING AND DESIGN



2017



准印证号：(粤O)L0150076号

内部资料 免费交流

根据中公设协[2016]23号文，公司“广东省信宜（桂粤届）至茂名公路项目（第A1设计合同段）”等六个项目喜获2016公路交通优秀勘察设计奖。



由公司研发的“一种工程地质勘察钻机的专用三脚架组件”、“一种利于改变撞桥船舶航向的扁椭圆形桥梁沉井基础”和“一种山区野外调查、勘察及搜寻工作的导航装置和系统”由国家知识产权局授予实用新型专利权。



为了开拓工程技术人员设计思路，了解变截面挤密螺纹桩软基处理工艺，2016年12月6日，技术质量部组织专业技术人员前深茂高铁阳江段进行为期一天的技术交流参观活动。



“测天地经纬，绘南粤宏图”

—公司工程测量部野外点滴记录



用双脚丈量大地，用镜头观测天地方圆，我们是求真务实的测绘人。



我们逢山开路，遇水架桥，一心投身测绘事业。



我们吃苦耐劳不怕艰辛，认真学习专业知识，培养自身技能。

我们肩负使命，做测绘人，筑测绘魂，圆测绘梦。



广东交通规划设计

(季刊)

2017年03月30日出版

2017年第1期

(总第165期)

内部资料 免费交流

准印证号: (粤O) L0150076号

编辑委员会

主任: 黄湛军

副主任: 梁立农 王 强

委员: 谢伟强 彭向荣 陈潮锐

孙向东 王景奇 陈新富

梁志勇

主编: 梁立农

副主编: 王 强

责任编辑: 刘祥兴

编辑: 《广东交通规划设计》编辑部

编印单位: 广东省交通规划设计研究院
股份有限公司

地址: 广州市沙河兴华路22号

邮政编码: 510507

电 话 : 020-37393172

传 真 : 020-37393172

E - mail : 841622401@qq.com

本刊供行业内部免费交流

本期印刷数量: 600本

印刷单位: 广州广卫印刷厂

封面封底: 阳春至罗定高速公路

目 次

桥梁工程

- 一座景观桥梁的方案设计 陈枝洪(1)
通明海特大桥主桥设计与分析 王兹刚(6)
连续刚构桥悬臂施工线形控制因数分析 钟建国, 林阳子(9)
高填土整体式盖板暗涵力学分析及有限元模拟研究 王 诚(12)
高墩连续刚构左右幅相连横向抗风措施研究 刘明慧(15)

道路工程

- 公路爬坡车道区间设计案例浅析 尹健标(19)
广东省软土分布特征及其对高速公路路基影响的预测研究 李红中, 马占武(22)
江罗高速公路高液限土边坡分析及治理研究 陈运辉(31)
兴华高速新中大桥桥址滑塌成因分析与处治方案 蓝晓锋(35)

市政工程

- 浅谈城市人行天桥的景观与人性化设计 梁建东(39)
新型桥面板结构在市政桥梁中应用稳定性能研究 张 伟(42)

信息专栏

- 《广东公路勘察设计》更名启示 (47)
北斗精确导航与无人机移动测量数据快速获取、处理技术培训报道 (47)
公司博士后科研工作平台建设考察评估报道 (48)
无人机技术交流报道 (49)
2017年公司管理评审会议报道 (50)





一座景观桥梁的方案设计

陈枝洪

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:大洲岛大桥是茂名市海滨新城的一座景观桥梁。本文介绍该桥方案设计方面的相关内容。

关键字:景观桥梁、方案设计、拱桥、独塔斜拉桥

1 项目背景

拟建大洲岛大桥位于广东省茂名市环水东湾片区,是连接水东湾南面岸线至大洲岛的通道。

根据茂名市城市总体规划,环水东湾片区拟建成“宜居生态”海滨新城,是茂名市“一主二副中心、三大组团”功能布局的重要组成部分。环水东湾新城的规划建设,将有效拉开茂名城市发展架构,建设适宜经济发展和生活居住的城市,并打造具有地方特色、时代特征、产业特点的现代化新城区,其将成为展现茂名城市风貌特色的“窗口”和“名片”。

大洲岛位于水东湾中央,四面环水,地理位置优越,是规划中集旅游观光、休闲度假于一体的新兴海滨景区。大洲岛大桥的建设对打造“美丽的、现代化海滨城市”具有十分积极的意义。



图1 项目地理位置图

2 桥梁方案设计总体原则

桥梁方案选择是研究以交通功能为使用目的,结构、材料、施工技术条件等为基本条件,并结合环境因素,通过形态构成的规律对于桥跨结构和墩台进行优化组合所形成的具有艺术感染力的立体形象,创造出融合周围环境的尽可能完美的

桥梁形体。方案的选择遵循以下总体原则:

1、满足通航净空要求,兼顾周边建筑需求,以满足交通功能为基本要求。

2、根据桥位地形、地质、海床特征、路线纵坡要求,满足水利、海事等主管部门对跨河(海)、跨堤净空的要求,选择合理的主桥跨径布置。

3、富有时代特色,兼顾历史文化传承,展现茂名市现代化海滨新城的精神风貌,体现作为人文建筑的城市桥梁具有的精神质量,富有诗意;大桥建成后能作为水东湾滨海新城的一道亮丽风景。

4、遵循技术可行、经济合理、造型美观的原则,通过桥梁造型、色彩、灯光来营造与周边环境和谐相融的意境。

5、与附近的水东湾跨海大桥建设方案统筹考虑,既要主次分明,又要相互呼应、协调融合。

3 桥梁景观设计的内涵和提炼

现代城市桥梁在功能上不再仅仅是跨越障碍的通道,从另一层面上说,更是一个具有一定象征意义的公共建筑物。“桥能满足人们到达彼岸的心理希望,同时也是使人印象深刻的标志性建筑,并且常常成为审美的对象和文化遗产。”(日本著名桥梁学者伊藤学教授语)

大洲岛大桥位于水东湾滨海新城区,综合考虑其地理位置、建设背景和战略意义,提炼其景观设计内涵如下:

1、“新区”:大洲岛大桥桥位所处的水东湾新城区,虽然有优越的地理位置,由于种种原因,却一直未能充分发挥自身的区位、环境及资源优势。现址附近地势开阔,自然生态保持完好。环水东湾新城的建设犹如在一张新纸上描绘出美丽

的画卷,体现了茂名人开拓、开放的时代精神。

2、“滨水”:大洲岛大桥是典型城市滨水区桥梁。桥位处在新城范围内水域与陆地相接的一定区域,它既是城市陆地的边缘,也是城市水域的边缘。由于城市中的水体以其活跃性和穿透力而成为景观组织中最富有生气的元素,所以城市滨水区极易在历史过程中聚集最具有地域特征的物质及精神遗产。大洲岛大桥的建设正是这一地域特征的“现代”物质及精神遗产之一。

3、“海港”:大洲岛大桥是典型海港桥梁。海港是宽阔的、开放的,碧波蓝水、海轮笛鸣、船舶往来,给人的意境一定是开阔、开放的,现代的。

4、“旅游”:大洲岛规划为旅游休闲游乐区,桥梁宜能营造休闲、雅致的氛围。

4 桥梁方案概念设计

本次方案设计按内河500t级船只通航要求考虑,根据桥位通航尺度要求,大洲岛大桥主桥跨径以75~150米为宜,可供选择的桥型主要有连续梁(刚构)、拱桥、部分斜拉桥、斜拉桥。悬索桥由于适用的跨度较大,本项目并不适合。因此,本项目桥梁方案设计除悬索桥外,其余桥型均可作为设计可行方案。

拱桥造型美观,为我国传统代表桥型之首,从古老的赵州桥到现代的卢浦大桥,无不体现拱桥这一桥型力学上稳健刚强之劲,又不失艺术上柔和灵动之美。而且,主拱平、立面均可做较多变化,构思出独特的艺术造型。因此,本文方案一和方案二均采用拱桥形式。在方案三中,对常规连续梁梁高进行了适当调整,渗入拱桥元素,形成坦拱之美。

现代斜拉桥技术成熟,施工相对方便,造型美观,塔柱可以做多种造型变化,单塔柱、多塔柱、直塔柱、曲塔柱、斜塔柱,均为小跨径斜拉桥可以选择的形式。本文件结合大洲岛大桥通航要求及建设条件,选定方案四为曲线独塔斜拉桥,其横、纵面均呈“人”字形,造型独特,寓意丰富。

5 主桥方案设计

1、方案一:钢管混凝土系杆斜拱桥



图2 方案一景观模拟图

1) 总体布置

本方案按满足2×60m(500吨散杂货轮)双孔单向通航净宽要求布置。

跨径组合为8×30m+(2×75)m+9×30m,桥长660m,桥型布置如图3。

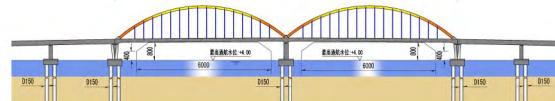


图3 方案一桥梁立面布置图

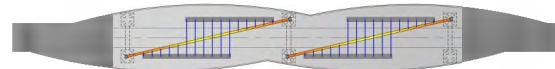


图4 方案一桥梁平面布置图

主桥采用(2x75)m两跨连续钢管混凝土系杆斜拱桥,两侧设弧形观景平台。采用预应力系杆,以平衡拱脚水平推力。

2) 上、下部构造

主拱采用钢管混凝土结构,圆形截面,管径1.0m。主梁断面采用单箱单室箱梁,顶板宽13m,两边各挑出3.5m的悬臂。纵桥向采用等高度梁,横桥向中央分隔带处梁高1.8m,悬臂根部厚度0.5m,高宽比为1:10,拱脚部位梁高适当增加以满足预应力系杆锚固要求,并于引桥梁高协调。(见桥梁横断面图5)。

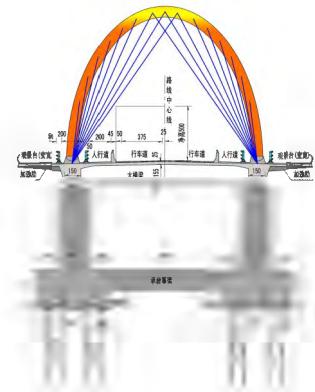


图5 方案一桥梁横断面图



纵梁内设置纵、横向预应力系杆,以平衡主拱拱脚的推力。

主桥采用分离式承台,平面尺寸为6.5(纵桥向)×6.5m(横桥向),承台厚3.0m,两承台间以承台系梁连接。引桥采用倒梯形圆弧实体墩,为增加桥下通透感,弱化实体墩体量,墩顶部分除去放置支座所需部分外,均采用镂空处理。基础均采用钻孔灌注桩。

3) 主题创意:海鸥戏水,琵琶奏乐

在遵照“适用、经济、安全、美观”的一般性原则下,选择了两跨连续钢管混凝土系杆斜拱方案。

主桥两侧设置成弧形的观景平台,站在平台上,视野开阔,水东湾新区周边美景尽收眼底。

从船行方向正看,主桥两个连续拱圈宛如一只戏水“海鸥”,正振翅欲飞,寓示着水东湾新城区的欣欣向荣,蓬勃发展。

在高处的水东湾跨海大桥上俯瞰,两个斜向平行的拱圈配合张紧的吊杆(琴弦),俯卧在弧形变宽的桥面上,犹如二把神奇的琵琶,正弹奏舒缓轻柔的乐章。

双斜拱桥造型独特、新颖、富于动感和灵气;连续弧形观景平台的设计别出心裁,既满足了观景休息的功能,又构造出琵琶面板的外形。

全桥正视如“海鸥戏水”,远眺若“琵琶奏乐”。

2、方案二:多跨上承式叠拱桥



图6 方案二景观模拟图

1) 总体布置

本方案按满足2×60m(500吨散杂货轮)双孔单向通航净宽要求布置。

全桥采用(20+35+50+65+75+85+85+75+65+50+35+20)m多跨连续混凝土叠拱桥,桥长660m,桥跨主拱圈采用较小的矢跨比(最小1/8.1),以减小建筑高度。

桥型布置如图7。

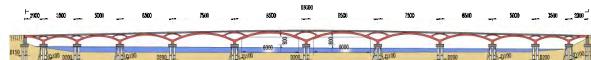


图7 方案二主桥立面布置图

2) 上、下部构造

主拱圈和腹拱圈均采用钢筋混凝土结构,空心矩形断面,宽6m,高度及顶底板厚度由中跨向边跨递减;纵梁采用预应力混凝土结构,断面采用单箱单室箱形断面,底板宽度同主、腹拱圈,为6.0m,两边各挑出3.5m的悬臂。纵梁在纵桥向等高,横桥向中央分隔带处梁高1.3m,悬臂根部厚度0.5m。

纵梁内设置预应力系杆,以平衡主拱拱脚的水平推力。

墩身采用矩形截面实体墩,侧立面采用圆倒角接顺主拱弧线,墩身横桥向与主拱同宽为6.0m。

为平衡主拱圈不等跨造成的不平衡水平推力,采用“高强预应力钢绞线系杆+现浇砼灌注桩+预应力砼预制斜管桩”相结合来抵抗水平推力,预应力管桩与竖向轴线夹角12度。

主墩采用群桩基础,每墩设置10φ2.0m钻孔灌注桩配3.0m承台,在承台迎水面采用圆弧倒角,减少水流阻力。同时在部分承台设置8φ1.0m预应力砼预制斜管桩,以抵抗主拱不平衡水平推力。

3) 主题创意:碧波层叠、海燕齐飞

在遵照“适用、经济、安全、美观”的一般性原则下,选择了多跨连续叠拱方案。

本方案桥梁拱座与两侧相邻的拱圈形成了一个正在展翅飞翔的“海燕”,连拱之间相互依托,酷似众多“海燕”并排在一起振翅高飞,象征着茂名人民手牵手,和谐同乐的奔向更辉煌的未来。在高处的水东湾大桥望去,大拱叠合小拱,增添了丰富的层次感,犹如碧波层叠,悠悠向前荡漾,游船在其间穿梭,好一幅醉人美景。

多跨连续叠拱造型美观、施工方便、结构合理、造价低廉。大拱小拱相互叠合,有较强的艺术之美,能充分体现茂名海滨新城的开放和现代气息。

3、方案三:预应力混凝土连续梁桥



图8 方案三景观模拟图

1) 总体布置

本方案按满足 $2 \times 60m$ (500吨散杂货轮)双孔单向通航净宽要求布置。

跨径组合为 $(40+8 \times 75+40)m$, 桥长680m, 桥型布置如图9。

主桥采用预应力混凝土连续坦拱桥, 边中跨比值为0.53。

本方案采用连续梁结构, 工程投资规模较小, 但又不同于常规的连续梁结构, 在设计中适当增加了根部梁高, 减小了跨中梁高, 以达到桥梁立面接近拱的效果。

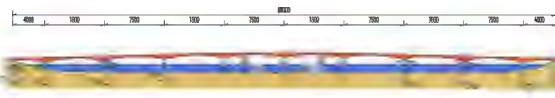


图9 方案三主桥立面布置图

2) 上、下部构造

主梁为预应力混凝土结构, 采用单箱单室箱形截面。根部梁高4.7m, 跨中梁高1.8m, 梁高曲线采用1.8次抛物线变化。桥面全宽13m, 箱梁两边各挑出3.0m的悬臂, 腹板按12度倾斜。主梁采用三向预应力

主桥桥墩设计为柔美的花瓶形板墩, 侧面根据箱梁腹板以12度向内收缩, 以保证上下部构造的顺直圆滑。主桥桥墩设 $6\phi 1.5m$ 钻孔灌注桩配3.0m承台。

3) 主题创意: 长虹卧波

本方案在遵照“适用、经济、安全、美观”的一般性原则下, 本方案对常规的连续梁梁高进行了调整, 渗入拱的元素, 增大梁根部梁高, 减小跨中梁高, 以追求坦拱的效果。

行在桥上, 视野开阔, 水东湾美景尽收眼底, 微微海风吹来, 让人心旷神怡。红色涂装的连续坦拱, 远远望去, 宛如卧波长虹, 给人无限想象空间。

4. 方案四: 独曲塔双索面斜拉桥



图10 方案四景观模拟图

1) 总体布置

本方案按满足 $120m$ (500吨散杂货轮)单孔双向通航净宽要求布置, 主通航孔布于深槽处。大桥桥位选址在大洲岛与水东湾港区连接水域。

跨径组合为 $7 \times 30m + (150+90)m + 7 \times 30m$, 桥长660m, 桥型布置如图11。

主桥采用 $(150+90)m$ 独曲塔双索面斜拉桥, 边中跨比值为0.6。

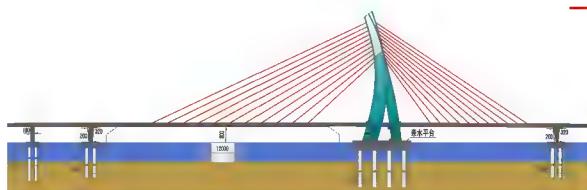


图11 方案四主桥立面布置图

2) 上、下部构造

主梁为预应力混凝土结构, 采用分离式实体双主梁截面, 主梁间采用25cm厚桥面板相连接。桥面全宽17m, 中央分隔带处梁高1.8m, 箱梁两边各挑出2.0m的悬臂。

主塔采用形状非常优美的曲线状, 塔顶设6m装饰段, 塔柱采用空心矩形截面。顺桥向向下逐渐变宽, 在塔柱中部分成两柱。横桥向采用双柱式, 由下而上逐渐收紧, 在塔顶装饰段合为一柱。桥塔下粗上细, 沿竖向逐渐收窄, 采用柔和的曲线过渡, 达到力学的稳定和视觉的美观。下塔柱采用四柱式空心矩形截面至承台顶面。在下塔柱外侧面设置人行步梯通往承台, 承台设计为亲水型, 平面尺寸为 $30.0m$ (纵桥向) $\times 26.0m$ (横桥向), 在迎水面采用圆弧倒角, 减少水流阻力。主塔墩采用群桩基础, 设置 $12\phi 2.5m$ 钻孔灌注桩(见主塔横立面图12、主塔纵立面图13)。

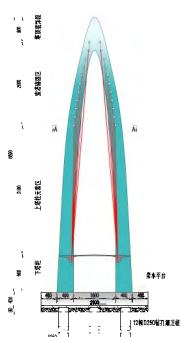


图12 方案四桥塔横立图

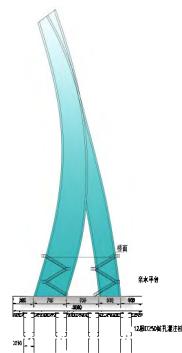


图13 方案四桥塔纵立图

3) 主题创意:人(形)性之美

在遵照“适用、经济、安全、美观”的一般性原则下,选择了独曲塔斜拉桥方案。

主塔无论从立面,正面和任何一个角度看上去,都宛如巨大的“人”字,不同角度呈现不同的体态,其优雅的曲线充分展现了“人形”之美,寓意“人性”之美。

下塔柱侧面设置人行步梯通往承台,承台顶面设计为亲水观光休闲平台,设计更加人性化,进一步呼应了桥塔所展现出的“人性之美”。

6 结语

从某种意义上说,城市景观桥梁是一个具有一定象征意义的公共建筑物,有时甚至是一个地方的标志性建筑物。

参考文献

- [1]交通部公路司.新理念-公路设计指南[M].北京:人民交通出版社,2005.
- [2]范立础.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [3][日]伊藤学.桥梁造型[M].刘健新 和丕壮译.北京:人民交通出版社,2001.
- [4]杨士金 唐虎翔.景观桥梁设计[M].上海:同济大学出版社,2003.
- [5][德]弗里茨·莱昂哈特.桥梁建筑艺术与造型[M].北京:人民交通出版社,2001.

通明海特大桥主桥设计与分析

王兹刚

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:通明海特大桥主桥采用双塔双索面组合梁斜拉桥结构形式,跨径布置为(146+338+146)m。本文对该桥设计、计算分析进行了介绍。

关键词:通明海 双塔双索面 组合梁 斜拉桥 设计

1 工程概述

通明海特大桥是位于湛江东海岛至雷州高速公路主线上的特大型桥梁,跨越通明海域。桥梁全长5755m,跨径布置为 $23\times25\text{m}+11\times50\text{m}+(146+338+146)\text{m}+71\times50\text{m}+18\times25\text{m}$,引桥由25m跨的先简支后桥面连续预制小箱梁和50m跨的现浇连续箱梁组成,主桥采用双塔双索面组合梁斜拉桥结构形式。

2 技术标准

- (1)公路等级:高速公路;
- (2)行车道数:双向6车道;
- (3)行车速度:100 km/h;
- (4)汽车荷载标准:公路—Ⅰ级;
- (5)桥宽:整体式路基33.5m,桥梁与路基同宽;
- (6)地震烈度:设计基本地震加速度为0.1g,基本烈度Ⅶ度;
- (7)桥址处设计风速:54m/s;
- (8)设计洪水频率:1/300;
- (9)通航标准:3000t海轮,双孔单向通航,270×28m;

3 结构设计

3.1 总体布置

通明海特大桥初步设计阶段,针对主桥提出了双索面组合梁斜拉桥和单索面组合梁斜拉桥两种方案进行了经济技术比较。单索面造型美观,行车舒适度高于双索面;然而其抗风稳定性不如双索面,而桥址处基本风速达到54m/s,抗风设计

要求较高。因此,本桥主桥最终选取了双索面组合梁斜拉桥结构形式。

通明海特大桥主桥跨径布置为146m+338m+146m,结构体系采用半漂浮体系。塔梁间及过渡墩处分别各设置2个单向支座,横向约束,纵向可自由活动。

桥梁结构布置如图1所示。



图1 桥型布置图(单位:cm)

主塔上拉索间距为2m;主梁上拉索间距标准梁段为10.5m,边跨尾索区为5.8m。边跨距梁端33m范围内配置不同重量的压重以平衡边、中跨结构重力。

3.2 主梁设计

主梁采用钢-混凝土组合梁,为改善主梁抗风稳定稳定性而设置了风嘴。主梁主要轮廓尺寸为:含风嘴全宽约38.5m,不含风嘴顶板宽36m,底板宽为(5.52+3.45+3.45+5.52)m,中心线处高度3.2m(不含铺装)。

钢梁主要构造如下:

(1) 上翼缘板

上翼缘板包括外腹板上翼缘板、中腹板上翼缘和横隔板上翼缘板。其中外腹板上翼缘宽为600mm;中腹板上翼缘宽为800mm;横隔板上翼缘顺桥向宽度为600mm;厚度全部采用24mm。

(2) 底板及其加劲肋

底板包括水平底板和斜底板两部分,根据受力需要,水平及斜底板在顺桥向不同区段采用了18mm、22mm、24mm、28mm四种不同的钢板厚度。

底板采用U型加劲肋加劲,基本间距800mm。加劲肋厚度6~8mm。

(3) 外腹板及其加劲肋

外腹板厚均为32mm。为保证其具有足够的抗压屈能力,设置了两道200×20mm水平板式加劲肋。

(4) 中腹板及其加劲肋

中腹板厚为18mm,在过渡墩、索塔附近加厚至22mm、28mm。为保证其具有足够的抗压屈能力,设置了5道200×14mm水平板式加劲肋。

(5) 横隔板

横隔板标准间距为3.5m,保证钢箱梁具有足够的横向刚度、抗扭刚度,保证施工期间桥面吊机及运营荷载产生的局部变形及应力要求。非拉索处横隔板厚12mm,拉索吊点处厚16mm,支座处横隔板厚28mm。

混凝土桥面板厚度28cm,与钢梁连接处为40cm厚,为满足受力需要,混凝土桥面板设置纵向预应力。

主梁横断面如图2所示。

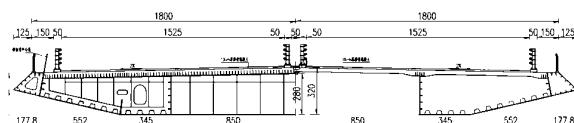


图2 主梁横断面(单位:cm)

主梁标准阶段长度10.5m,边跨尾索区节段长度为5.8m。施工采用整体吊装,即钢梁和混凝土板完成叠合后运至桥位处整体吊装。其中,桥面吊机吊装最大吊装重量约为480t,浮吊吊装最大起吊重量约536t。

梁上拉索锚固形式采用锚拉板锚固形式。

3.3 主塔设计

索塔采用钻石形,分为塔座、下塔柱、下横梁、中塔柱、上横梁、上塔柱及塔冠五个部分。索塔总高121.338m;其中中上塔柱高95.6m,下塔柱高25.738m。索塔在桥面以上高度为87.992m,高跨

比为0.358。

塔柱采用空心箱形断面,上塔柱锚固区塔壁厚度为横桥向0.80m,顺桥向为1.20m;中塔柱非锚固区壁厚为横桥向由0.8及1.1m两种,顺桥向1.2m;下塔柱塔壁厚为横桥向1.0m,顺桥向1.2m。

中、上塔柱截面顺桥向宽度为6.5m,横桥向宽度为3.8m。下塔柱截面顺桥向宽度由6.5m渐变到9m,横桥向宽度由5.04m渐变到8m。

为增加索塔景观效果,减少风荷载作用,塔柱外侧均设半径1m的圆角。

主塔结构如图3所示。

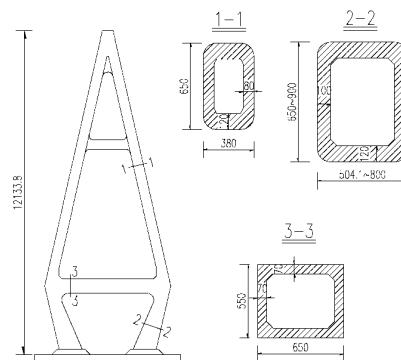


图3 主塔结构图(单位:cm)

塔上拉索锚固采用环向预应力锚固形式。

3.4 拉索设计

通明海特大桥主桥斜拉索采用强度为1770MPa的平行钢丝,全桥共8×15=120根斜拉索,最长约179m,最大规格为PES7-313,单根最大重量约为17.4t。

为使拉索的风雨激振和涡激振动得到抑制,本桥采用阻尼器、气动措施并用的综合减振方案。

3.5 约束体系

由于本桥跨越通明海域,采用高桩承台基础,考虑冲刷后自由桩长较长;同时,桥址位于Ⅶ度区,场地特征周期较长,重现期2000年时特征周期达到1.1s,这些都给桥梁结构的抗震设计带来巨大的挑战。设计阶段对纵、横向分别采取不同的抗震方案进行对比。纵向对无装置、粘滞阻尼装置、钢阻尼装置进行了对比,横向对粘滞阻尼装置、钢阻尼装置、双曲面减隔震支座装置进行了对比。最终采用了纵向粘滞阻尼、横向钢阻尼的减隔震



方案。纵向采用粘滞阻尼不仅降低了结构纵向地震力,而且有效降低主梁纵向地震位移和支座的纵向变形;横向采用钢阻尼装置有效减小了主塔、过渡墩横向地震力,并同时降低桩基内力值,解决了高桩承台桩基受力的难题。

本桥约束体系如图4所示。全桥采用半漂浮体系,塔梁间及过渡墩处均采用单向支座,纵向自由,横向约束。每个塔梁间设置4个纵向粘滞阻尼,全桥共8个;每个塔梁间及每个过渡墩处均设置2个横向钢阻尼,全桥共8个横向钢阻尼装置。

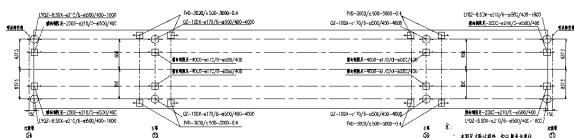


图4 约束体系图(单位:cm)

3.6 防撞设计

防撞设计采用了“复合材料防撞套箱+柔性护弦/护板”的防撞方案。本防撞方案对桥梁通航孔两侧的33、34、35、36、37和38号桥墩进行防撞设计。35和36号主墩现有结构抗力满足抗撞要求,而33、34、37和38号墩现有结构抗力不足以抵抗船舶撞击。因此,对35和36号主墩,防撞设置主要起到警示和防局部刮擦的作用;对抗力不足的33、34、37和38号墩,需采取可靠的防撞措施。具体措施如下:

(1)根据安全评估结果,通明海特大桥主墩在正常运营工况及台风工况下均为低风险,且自身抗力大于设防船撞力,原则上可采用结构自身抗撞。但主墩离航道边缘距离近,年碰撞概率较其他桥墩明显偏大,主墩周围增设警示防撞护板,以避免主墩局部损坏,同时也可降低碰撞事故中的船舶损伤。

(2)过渡墩(34#、37#)在正常运营工况下处于

中风险,台风工况下处于高风险,且自身抗力小于设防船撞力,现有结构自身抗力不足。过渡墩采用增设柔性防撞设施,以满足防撞需求。

(3)临近过渡墩的引桥桥墩在正常运营工况及台风工况下自身抗力均小于设防船撞力,现有结构自身抗力不足。对于临近过渡墩的2个引桥桥墩(33#、38#),采用增设柔性防撞设施,以满足防撞要求。

4 结语

通明海特大桥跨越通明海域,连接东海岛与雷州半岛。初步设计阶段对主桥进行方案比选,从抗风、抗震角度对双索面组合梁斜拉桥和单索面组合梁斜拉桥进行技术比较,最终采用双索面组合梁方案。

通明海特大桥主桥跨径布置为(146+338+146)m,采用半漂浮体系。主塔采用钻石型,索塔总高121.338m;其中中上塔柱高95.6m,下塔柱高25.738m。拉索锚固采用环向预应力,拉索布置间距2m。

主梁采用PK断面。梁宽38.5m(含风嘴),中心线处梁高3.2m(不含铺装层)。标准梁段10.5m,拉索锚固采用锚拉板形式。

目前,通明海特大桥桥已完成设计,准备开工建设。

参考文献

[1] 杨喜文,张文华,李建中;大跨度斜拉桥横桥向减震研究. 地震工程与工程振动,2012年2月,第32卷第1期:86-92。

[2] 刘士林,王似舜;斜拉桥设计. 人民交通出版社,2006年11月第一版。

[3] 中国公路学会桥梁和结构工程分会;面向创新的中国现代桥梁. 人民交通出版社,2009年4月第一版。





连续刚构桥主梁线形施工控制因素分析

钟建国^{1,2,3},林阳子^{1,2,3}

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广东广州,510507;2. 广东和立土木工程有限公司,广东广州,510507;
3. 广东盛翔交通工程检测有限公司,广东广州,510630)

摘要:连续刚构桥主梁悬臂施工节段较多、工期较长,主梁线形受多种因素影响,容易出现较大的悬臂标高误差,甚至出现两相对悬臂端标高相对误差太大,造成合龙困难的情况。如果为保证线形而采取强迫合龙,必将在结构中产生不利的附加内力,影响结构受力安全,所以对主梁线形控制的影响因素进行全面分析,确保成桥线形和内力状态符合设计与规范要求显得非常重要。

关键词:连续刚构桥;线形控制;因素分析

1 引言^{[1][2]}

连续刚构桥实际施工过程中,由于施工条件的变化、计算模型误差、混凝土收缩徐变、混凝土方量控制、施工临时荷载、支架定位及变形、预应力束张拉力偏差、量测误差和环境干扰等因素必将使结构实际状态偏离设计状态。如不及时有效地对系统加以控制和调整,随着主梁悬臂施工长度的增加,线形可能会显著偏离设计目标,因此在主桥施工过程中需进行严格的施工监控^[3]。通过结构分析和误差分析,来消除理论计算与施工实际情况间的差异,消除设计参数计算取值与参数实际情况的差异,消除施工误差和测量误差。

线形控制是连续刚构桥施工监控工作中的关键部分,线形控制的好坏关系到大桥能否顺利合龙,成桥后能否达到期望的目标线形。目前连续刚构桥线形控制主要采用控制每个节段施工预拱度的方法,施工预拱度的设置要综合分析各种因

素对线形的影响。

2 连续刚构桥线形施工控制的影响因素分析

连续刚构桥线形施工控制即施工预拱度设置的影响因素有很多,本文全面考虑了可能影响线形控制的几乎所有因素(见表1.),参照文献三将连续刚构桥预拱度按阶段分为施工预拱度和成桥预拱度。通过对各种因素的特性再进行细化分类,施工阶段的预拱度设置分为十个方面的因素,成桥预拱度考虑三个方面的因素。成桥预拱度中主要是成桥活载及考虑后期收缩徐变的影响,而混凝土的徐变对桥梁结构成桥后的影程度还没有得到比较可靠的结论,再加上运营期间几何非线性与徐变挠度的耦合效应显著,因此,设置成桥预拱度的方法一般都是在理论计算的基础上再附加一经验值,按某种曲线分配给各个节段^{[4][5]}。

表1 连续刚构桥施工预拱度设置影响因素表

预拱度	影响因素分类	影响因素	施工预拱度设置方法
施工过程预拱度设置应考虑的因素	1、混凝土自重	混凝土容重	采用实测试验值容重、实测混凝土强度、实测混凝土弹性模量、实际混凝土方量修正有限元计算模型结果
		混凝土强度	
		混凝土弹性模量	
		超方欠方	
		箱梁实际结构尺寸及惯性矩	增强施工管理,严格控制偏差
	2、预应力	预应力张拉力误差	张拉要求张拉吨位与引伸量双控,以张拉力为主
		预应力孔道摩擦	实测结合规范得到预应力孔道摩擦系数、预应力孔道偏差系数、预应力钢绞线弹性模量修正有限元计算模型结果
		预应力孔道偏差	
		预应力钢绞线弹性模量	
	3、挂篮、支架	弹性变形	通过挂篮、支架荷载试验得到
		非弹性变形	通过挂篮、支架荷载试验消除



	4、桥墩位移	墩身弹性和非弹性压缩变形	通过对最大悬臂状态受力分析考虑
		墩基础沉降	施工过程对承台进行沉降监测
		桥墩垂直度影响	施工过程对墩身垂直度监测
		墩顶转角位移	控制上部结构施工不平衡荷载
	5、体系转换	边、中跨合龙方式	合龙前后对悬臂端部监测,结合经验及分析结果考虑
		季节温度	低温合龙,通过软件模拟计算考虑
	6、温度作用	日照正反温差	通过软件模拟计算结合实际测量结果考虑
		7、收缩、徐变	采用不同的有限元计算软件结合分析结果考虑
	8、二期恒载	防撞护栏、桥面铺装	采用有限元计算软件分析结果考虑
	9、测量影响	错误及误差	建立完整的坐标控制体系,排除错误控制误差
成桥后预拱度 设置应考虑的因素	10、施工荷载及状况	施工荷载	施工活荷载按最不利情况考虑
		施工临时堆载	施工材料临时堆放应该靠零号块对称堆载
	1、成桥活载	二分之一活载	计入汽车荷载冲击力、制动力,采用有限元计算软件分析结果考虑
	2、收缩、徐变	后期收缩、徐变	采用不同的有限元计算软件结合规范分析结果
	3、经验值	几何非线性与徐变挠度的耦合效应等,按余弦曲线变化分配	

连续刚构桥立模标高控制就是考虑预拱度后立模标高,但立模标高并不等于设计桥梁建成后 的标高,其计算公式如下:

$$H_{lmi} = H_{gji} + \sum f_{1i} + \sum f_{2i} + f_{gl} + f_{4i} + f_{5i} + f_{6i} + f_{7i} + f_{8i} + f_{cq1i} + f_{cq2i}$$

式中: H_{lmi} —i位置的立模标高(主梁上某确定位置);

H_{gji} —i位置的设计标高;

$\sum f_{1i}$ $\sum f_{2i}$ —由各梁段自重、预应力在i位置产生的挠度总和;

f_{gl} —挂篮、支架变形值,根据待浇筑混凝土节段重量与挂篮荷载试验结果比较按比例采用;

f_{4i} —考虑桥墩压缩、基础沉降、墩身垂直度及墩顶转角产生的位移在i位置引起的挠度;

f_{5i} —施工后期体系转换在i位置可能引起的挠度;

f_{6i} —温度荷载在i位置引起的挠度;

f_{7i} —混凝土前期收缩、徐变在i位置引起的挠度;

f_{8i} —二期恒载在i位置引起的挠度;

f_{cq1i} —成桥活载在i位置引起的挠度;

f_{cq2i} —混凝土后期收缩、徐变在i位置引起的挠度。

综合各项计算测试结果,初始的几个节段立模标高按理论值确定,当理论值与实测值基本一致后按理论值及测量结果调整立模定位标高^[6]。

值得注意的是某些施工荷载等属于临时影响因素,在后续阶段卸载。因此,临时荷载引起的墩身压缩、挂篮自重使现浇段产生的弹性变形、温度梯度影响、偏载引起墩顶转角影响等都属于加卸载过程,都应该在立模标高中根据实际情况考虑或剔除其影响^[4]。

3 工程实例应用

3.1 工程概况

某高速公路桥由左、右两幅组成,桥梁全长为503.00m,其桥跨布置为:4×40m(先简支后连续预应力混凝土T梁)+57m+100m+57m(预应力混凝土连续刚构)+3×40m(先简支后连续预应力混凝土T梁)。其中主桥为57m+100m+57m连续刚构桥。为了使大桥安全、优质和高速地建成,需对主桥进行施工监测和控制。

3.2 模型计算结果及预拱度设置

按照表1.所列的影响因素逐项考虑实施:①混凝土自重、预应力、温度作用、收缩徐变、二期恒载、成桥活载等通过是有限元模拟计算得到设置值;②挂篮、支架弹性变形通过挂篮预压试验得到最重梁段挂篮变形为15mm,按各梁段自重与最重梁段比例分配变形量;③桥墩位移主要考虑基础沉降+墩身弹性压缩,按10mm考虑;④经验值按跨中50mm,其余各梁段采用余弦曲线分配经验值。充分考虑各因素后预拱度设置见(表2.),仅列出了右幅五号墩的数据,其他墩的预拱度可参照设置,表中数据为纯理论预拱度,不包含施工期的误



差分析调整。

3.3 施工控制结果^{[7][6]}

该桥已经顺利竣工,并将按计划通车,从施工监控的过程及结果来看,左幅最大偏差15mm,

右幅最大偏差13mm,偏差都在20mm以内,线形变化趋势与设计线形也基本吻合,桥面线形满足监控精度及设计要求。半幅成桥实测线形与理论值比较见图1.

表2 右幅五号墩预拱度设置表

梁段节点号	设计标高/m	立模标高/m	预拱度/mm	梁段节点号	设计标高/m	立模标高/m	预拱度/mm
16B	126.401	126.401	0	墩顶	122.968	122.983	15
14B	126.416	126.426	10	1Z	123.285	123.304	19
13B	126.420	126.463	43	2Z	123.727	123.751	24
12B	126.404	126.455	51	3Z	124.133	124.176	43
11B	126.336	126.402	66	4Z	124.507	124.570	63
10B	126.218	126.289	71	5Z	124.846	124.920	74
9B	126.048	126.114	66	6Z	125.218	125.306	88
8B	125.827	125.884	57	7Z	125.539	125.642	103
7B	125.555	125.606	51	8Z	125.809	125.926	117
6B	125.231	125.274	43	9Z	126.027	126.160	133
5B	124.857	124.893	36	10Z	126.195	126.339	144
4B	124.515	124.547	32	11Z	126.310	126.462	152
3B	124.140	124.165	25	12Z	126.376	126.531	155
2B	123.731	123.746	15	13Z	126.390	126.535	145
1B	123.288	123.303	15				

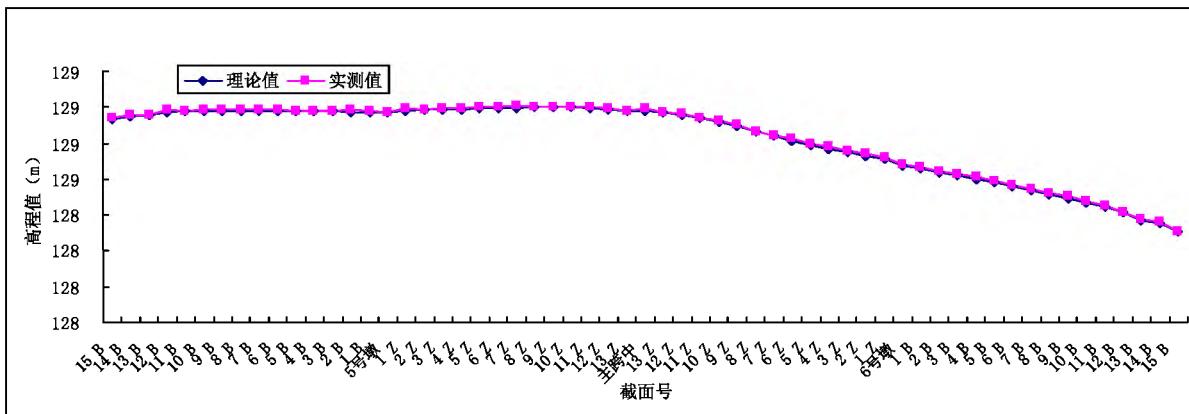


图1 右幅主梁实测成桥线形与理论值比较图

4 结语

(1)通过分析研究,得到了可能影响桥梁线形的几乎所有因素,并对各个因素进行了分类;

(2)采用实测试验值参数修正有限元计算模型,得到比较准确的理论线形分析结果以保证预拱度的正确性和合理性;

(3)通过工程实践,证明了该监控方法是成功的,监控中全方位列举并考虑影响线形的因素在连续刚构桥施工过程中是能够得到良好的施工控制效果,它具有较强的实用性和推广应用价值。

参考文献

[1]杨奇 冷伍明 等.大跨径预应力混凝土连续刚构桥施工监控分析[J],铁道科学与工程学报 2010 年 2 月第 7

卷第1期第11~15页.

[2]丁哈.高墩大跨连续刚构桥施工监控中的标高及线形监测研究[J],长安大学学位论文 2010 年 5 月.

[3]西乡互通主线第十九联连续刚构桥施工监控方案,广东省长大公路工程有限公司 2010 年 10 月 第 5 页.

[4]张永水 曹淑上.连续刚构桥线形控制方法研究[J],中外公路 第 26 卷第 6 期 第 83~86 页.

[5]沈国飞 孙胜江等,大跨径连续刚构桥施工控制仿真分析[J],新疆农业大学学报 2009,32(4):第 64~68 页.

[6]长山大桥桥梁施工监控细则 V1.0,上海同济建设工程质量检测站 2010 年 3 月 第 4 页.

[7]JTGF80-2004,交通部《公路工程质量检验评定标准》[S].

[8]JTGD62-2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].

高填土整体式盖板暗涵力学分析及有限元模拟研究

王诚

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广东广州 510507)

摘要:本文以广东省标准化设计为依托,以高填土(填土高度不小于4m)整体式盖板暗涵为研究对象,采用位移法及有限元分析软件 MIDAS 对整体式盖板涵进行数值分析及模拟,位移法与 MIDAS 结果吻合较好,对整体式盖板涵底板与涵台线刚度比对内力的影响进行了初步探讨,有助于更好的了解整体式盖板涵的受力情况。

关键词:高填土整体式盖板涵, 位移法, 有限元分析, 多重分析

在高速公路设计中,整体式盖板涵应用非常普遍,相对于分离式盖板涵,整体式盖板涵可较大幅度降低对地基应力要求,整体刚度增大,施工后沉降小且均匀,特别是高填土涵洞;而相对于箱涵,整体式盖板涵造价较低且施工方便。整体式盖板涵构造物受力机理复杂,影响因素众多,其受力特性不仅与结构物的埋设方式(上埋式或者沟埋式)有关,还与地形条件、地质条件、填料性质、结构物几何尺寸等诸多因素有关。正确认识整体式盖板涵受力情况,开展涵洞受力结构构件内力研究,对整体式盖板涵的设计与施工都具有重要的意义。

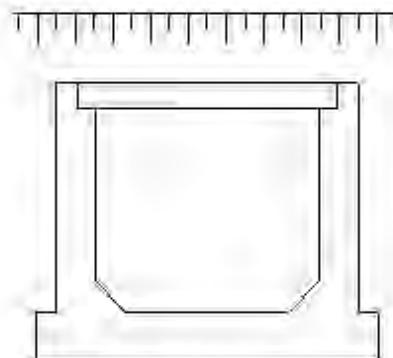


图1 整体式盖板涵断面图

1 位移法力学分析

随着填土高度的增大,汽车荷载占总荷载(盖板上填土荷载、涵洞自重、台后土压力、汽车荷载)比重逐渐减小,当填土高度≥6m时,汽车荷载仅为盖板上填土荷载的5%以内(见表1)。

表1 盖板上汽车荷载与填土荷载比值(%)

填土高度(m)	0.5	2	4	6	8	10	12	14	20
2m跨	763.1	40.5	8.5	3.0	1.4	0.8	0.5	0.3	0.1
4m跨	763.4	43.4	9.6	3.5	1.6	0.9	0.5	0.3	0.1
6m跨	1026.6	58.2	13.2	4.9	2.3	1.3	0.8	0.5	0.2

考虑到汽车荷载对高填土涵洞的受力影响较小,可认为涵洞所受荷载是对称的,位移法基本体系采用半对称结构,如图2所示。以基础底板与涵身节点的转角作为研究对象,利用位移法求出节点转角位移 Z_1 。通过 Z_1 求出各控制截面内力。

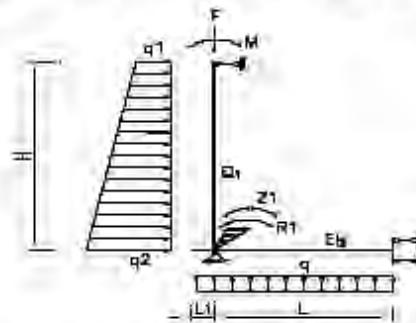


图2 整体式盖板涵位移法基本体系

$$\begin{aligned} r_{11}Z_1 + R_{11} &= 0 \\ r_{11} &= 3EI_1/H + EI_1/L \\ q_0 &= q_1 - q_2 \\ R_{11} &= -q_1H^2/8 - q_2H_2/15 + M/2 + qL^2/3 - qL_1^2/2 \\ Z_1 &= \frac{q_1H^2/8 + q_2H_2/15 - M/2 - qL^2/3 + qL_1^2/2}{3EI_1/H + EI_1/L} \end{aligned}$$

涵台底部弯矩 M_{bottom} :

$$\begin{aligned} M_{bottom} &= q_1H^4/8 + q_2H_2/15 - M/2 - Z_1 \times 3EI_1/H \\ &= q_1H^4/8 + q_2H_2/15 - M/2 - \\ &\quad \frac{q_1H^2/8 + q_2H_2/15 - M/2 - qL^2/3 + qL_1^2/2}{1 + 3/3} \end{aligned}$$

底板节点弯矩 $M_{\text{底板节点}}$:

$$M_{\text{底板节点}} = M_{\text{涵身底}} + qL_1^2/2$$

底板跨中弯矩 $M_{\text{底板跨中}}$:

$$\begin{aligned} M_{\text{底板跨中}} &= Z_1 EI_2/L - qL^2/6 \\ &= \frac{q_1 H^2/8 + q_0 H_2/15 - M/2 - qL^2/3 + qL_1^2/2}{3/\lambda + 1} - qL^2/6 \end{aligned}$$

式中:

λ 为底板与涵台的线刚度比,

$$\lambda = (EI_2/L) / (EI_1/H) = (L_2 H) / (I_1 L);$$

I_1 为每延米涵身抗弯惯性矩;

I_2 为每延米底板抗弯惯性矩;

式中符号定义:涵台底外侧受拉为正,底板节点下侧受拉为正,底板跨中上侧受拉为正。

根据上述结果得到如下结论:

(1) 根据计算结果,

$q_1 H^2/8 + q_0 H_2/15 - M/2 - qL^2/3 + qL_1^2/2$ 为负值,即 Z_1 为负值,即节点整体逆时针方向旋转。

(2) 当 λ 越大,

$$\frac{q_1 H^2/8 + q_0 H_2/15 - M/2 - qL^2/3 + qL_1^2/2}{1 + \lambda/3}$$

就越小且为正值,从而 $M_{\text{涵身底}}$ 越小, $M_{\text{底板节点}}$ 也就越小,即涵身外侧受拉弯矩越小、底板节点下侧受拉受弯矩越小。

(3) 当 λ 越大,

$$\frac{q_1 H^2/8 + q_0 H_2/15 - M/2 - qL^2/3 + qL_1^2/2}{3/\lambda + 1}$$

越大且为负值,从而 $M_{\text{底板跨中}}$ 绝对值越大,即底板跨中上侧受拉弯矩越大。

2 MIDAS有限元分析

采用MIDAS建立板单元模型,涵长向宽度取1m,基础底板与地基之间采用弹性连接模拟。

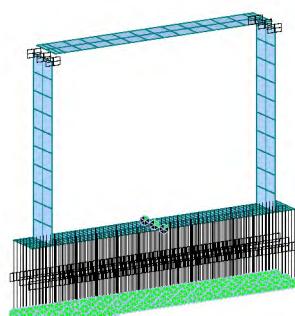


图3 6.0x5.0m 盖板涵 MIDAS 结构模型

基床系数 k 值决定着涵台与底板的受力情况,基床系数 k 的确定方法有载荷试验和理论和经验公式。本文以基床系数 k 为参数,对其进行参数分析;分析在不同的 k 值下,涵台与底板各控制截面内力的变化。

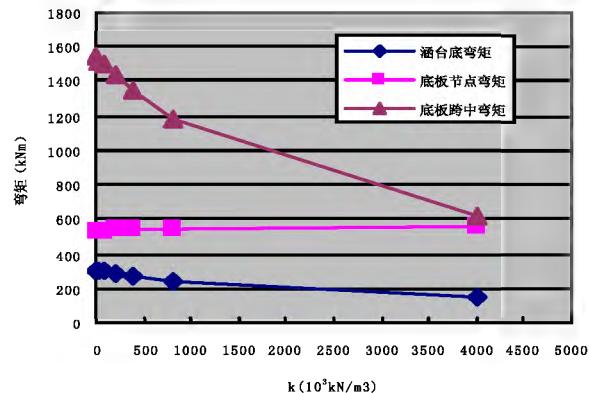


图4 各控制截面随基床系数 k 值变化曲线

底板节点弯矩随基床系数 k 值变化而基本不变,底板跨中弯矩及涵台底弯矩随 k 值增大而不断减小,其中底板跨中弯矩影响比较大,而涵台底弯矩影响较小;而当 k 值小于一定值时, k 值的变化对涵台底弯矩、底板节点弯矩及底板跨中弯矩影响较小。

考虑到实际情况中基床系数的不稳定性,同时当基床系数 k 值采用较小值时能保证结构的安全性,本文模型中基床系数 K 值采用 $4000\text{kN}/\text{m}^3$ 。

3 位移法与MIDAS有限元分析结果对比

本文针对 $6.0(\text{净跨}) \times 5.0\text{m}(\text{净高})$ 整体式盖板涵($8.0\text{m} < \text{填土高度} \leq 10\text{m}$ 及 $18.0\text{m} < \text{填土高度} \leq 20\text{m}$)两种盖板涵进行了结果对比。

表2 位移法分析结果与MIDAS有限元分析结果对比表
($8.0\text{m} < \text{Th} \leq 10\text{m}$)

分析方法	涵台底弯矩(kN·m)	底板节点弯矩(kN·m)	底板跨中弯矩(kN·m)
MIDAS	325.6	420.5	-1375.1
位移法	338.0	398.5	-1539.0
(MIDAS结果-位移法结果)/位移法结果	-3.7%	5.5%	-10.6%



表3 位移法分析结果与MIDAS有限元分析结果对比表
($18.0m < Th \leq 20m$)

分析方法	涵台底弯矩(kN·m)	底板节点弯矩(kN·m)	底板跨中弯矩(kN·m)
MIDAS	570.2	760.2	-2783.5
位移法	595.0	713.5	-3089.1
(MIDAS结果-位移法结果)/位移法结果	-4.2%	6.5%	-9.9%

从表中可以看出,位移法结果与MIDAS有限元分析结果基本吻合,大部分误差均在10%以内,最大误差为-10.9%,这种误差是由MIDAS模型中底板单元划分的大小决定的。

4 底板与涵身线刚度比参数分析

为验证位移法结论中底板与涵身线刚度比对各控制截面弯矩的影响,通过改变基础底板厚度(涵身厚度不变),采用MIDAS有限元分析软件对底板与涵身线刚度比做参数分析。

表4 6.0x5.0m($8.0m < Th \leq 10m$)整体式盖板涵底板厚度参数结果表

底板厚度(cm)	涵身厚度(cm)	底板与涵身线刚度比 λ	涵台底弯矩(kN·m)	底板节点弯矩(kN·m)	底板跨中弯矩(kN·m)
120	70	7.4	530.6	626.7	-1161.1
150	70	14.5	402.6	499.1	-1296.0
180	70	25.0	346.6	420.5	-1372.1

表5 6.0x5.0m($18.0m < Th \leq 20m$)整体式盖板涵底板厚度参数结果表

底板厚度(cm)	涵身厚度(cm)	底板与涵身线刚度比 λ	涵台底弯矩(kN·m)	底板节点弯矩(kN·m)	底板跨中弯矩(kN·m)
120	80	5.0	994.8	1179.5	-2335.7
150	80	9.7	731.2	916.7	-2616.5
180	80	16.8	570.2	760.5	-2783.5

随着底板厚度的增大(涵身厚度不变)即底板与涵身线刚度比的增大,涵台底弯矩、底板节点弯矩减小,底板跨中弯矩增大,与位移法的结论是一致的。

广东省整体式盖板涵标准化设计思路是底板跨中上缘按钢筋砼偏心受压构件、涵台底及底板节点按圬工偏心受压构件进行设计,以降低整体式盖板涵造价;根据《公路圬工桥涵设计规范》

(JTGD61-2005)的承载力相关计算(式4.0.10-1或4.0.10-2)规定,圬工偏心受压构件承载力对偏心距较为敏感,弯矩的较小增值易造成台身及底板节点所需厚度产生较大增幅,鉴于此,考虑到底板跨中承载力易控制,适当增大底板与涵身线刚度比,以减小涵台底弯矩及底板节点弯矩,尽可能降低台身及底板尺寸,通过调整底板跨中上缘配筋量以满足底板跨中承载力要求,提高整体式涵洞的受力性能。

5 结论

(1)采用位移法对高填土整体式盖板涵进行了力学分析,分析结果表明:涵台底弯矩、底板节点弯矩(绝对值)随底板与涵台线刚度比的增大而减小,而底板跨中弯矩随底板与涵台线刚度比的增大而增大。

(2)采用MIDAS有限元模型对高填土整体式盖板涵进行了模拟分析,并对基床系数k值进行了参数分析,分析了基床系数对各控制截面的影响。

(3)位移法分析结果与MIDAS有限元分析结果基本吻合,验证了计算的可靠性。

(4)采用MIDAS有限元模型对底板与涵身线刚度比进行了参数分析,分析结果表明:涵台底弯矩、底板节点弯矩(绝对值)随底板与涵台线刚度比的增大而减小,而底板跨中弯矩(绝对值)随底板与涵台线刚度比的增大而增大,与位移法结论一致。

(5)采用MIDAS有限元分析软件及位移法对整体式盖板涵进行了标准化设计,并结合台身与底板线刚度比的结论,对广东省整体式盖板涵进行了优化设计,以提高整体式盖板涵受力性能,从而降低整体造价。

参考文献:

- [1] JTGD65-04-2007. 公路涵洞细则.
- [2] 任达成, 汪海博. 高填方预制盖板涵减载措施及其效果研究. 土工基础, 2013, 27(1): 32-34.
- [3] 陈宝国, 洛瑞萍, 孙金山. 上埋式盖板涵受力特性及影响因素研究. 岩土力学学报[J], 2001, 32(1).
- [4] JTGD61-2005. 公路圬工桥涵设计规范.



高墩连续刚构左右幅相连横向抗风研究

刘明慧

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510640)

摘要：高墩大跨径连续刚构桥梁主墩横向抗风设计问题突出,多以增大主墩底部尺寸来解决,但变截面高墩容易造成施工不便和影响美观。对分幅桥梁,本文认为可把左右幅0#块用外伸横隔板相连,双幅桥梁的主墩共同承担横向风荷载。本文以龙门大桥为例,用midas建立单幅桥梁和双幅相连桥梁的两个模型,比较各自的内力和稳定性,再应用ANSYS对受力复杂的0#块及其外伸隔板作三维实体仿真分析。结果表明双幅桥梁相连后可有效减少墩底内力,提高整体稳定性。

关键字：高墩;连续刚构;左右幅相连;横向抗风

1 引言

拥有高墩的大跨径连续刚构桥梁抗风设计一般由施工过程中的最大双悬臂阶段和运营过程中的百年风荷载控制。由于成桥后桥梁纵向相当于超静定的框架结构,横向相当于静定的悬臂结构,所以纵向的抗风稳定性远比横向好,而大跨连续刚构的特点是作用在桥梁上部的横向风荷载几乎全部由主墩承担,所以主墩横向抗风设计问题突出,多以增大主墩底部尺寸来解决。高速公路桥梁一般左右幅并排,盲目增加桥墩横向尺寸以至左右幅桥墩相距太近,容易造成施工不便和影响美观。为解决以上问题,本项目提出把左右幅0#块相连的方案,即把高墩悬臂结构转化为左右幅桥墩与0#块外伸横梁组成的框架结构,共同分担横向风荷载效应,减少主墩受力。本文以龙门大桥为例,利用midas对单幅桥梁和双幅相连桥梁建立两个整体梁单元模型,比较两者在最不利横向荷载下的内力和稳定性。另外,由于0#块处有三向预应力且外伸横梁为深梁结构,一般梁单元模拟此类结构精度较差,需对其进行三维实体仿真分析。

2 工程概况

龙门大桥位于汕昆高速公路龙川至怀集段,在肇庆市怀集县凤岗镇境内,主桥上部结构为(72+130+72)m的预应力连续刚构桥梁,箱梁断面采用单箱单室直腹板断面,顶板宽度为12.5m,箱梁根部梁高8m,跨中高3m,底宽6m,主墩为空心

薄壁墩,墩高84m,顺、横桥向宽度均为6.5m,壁厚顺、横桥向均为80cm。墩顶0#块设置2道横隔板并外伸使左右幅相连,横隔板厚80cm,设置横向预应力。

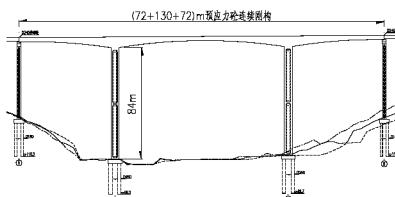


图1 龙门大桥主桥桥型图(单位:m)

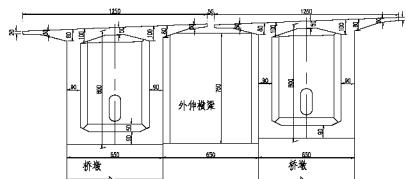


图2 0#块立面图(单位:cm)

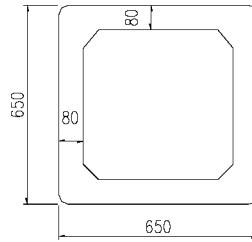


图3 主墩横截面(单位:cm)

3 整体模型分析

3.1 荷载取值

对高墩连续刚构,运营阶段对桥墩不利的横向荷载有百年横向风荷载和桥墩梯度温度。其中,桥墩梯度温度为考虑一侧桥墩墩柱受到太阳



的直接照射作用,参考《公路斜拉桥设计细则》JTGT D65-01-2007 5.2.5条3款,一侧墩柱的外侧温度比内侧温度高5℃,线性过渡。

百年横向风荷载根据《公路桥梁抗风设计规范》^[1]计算。

(1) 作用在桥墩上的风荷载

根据抗风规范中公式:

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

$$V_g = G_V V_Z \quad (2)$$

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

其中, V_Z 为高度Z处设计基准风速, V_{10} 为桥址处地面以上10m处设计风速, K_1 为风速高度变化修正系数, V_g 为静阵风速, G_V 为静阵风系数, ρ 为空气密度取1.25kg/m³, C_H 为桥梁各构件阻力系数, A_n 为桥梁各构件顺风向投影面积。根据公式(1)(2)(3)有

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

对本桥,桥墩方向上每延米风荷载 F_H 为:

表1 桥墩横向风荷载计算表格

参数	K1	Gv	Ch	V10	An	Fh
单位	/	/	/	m/s	m	kN/m
墩底	1	1.56	2.12	24	6.5	12.1
墩顶	1.41	1.56	2.12	24	6.5	24

(2) 作用在主梁上的风荷载

根据抗风规范中公式:

$$F_H = \frac{1}{2} \rho V_g^2 C_H H \quad (5)$$

其中H为主梁计入防撞栏后的投影高度, C_H 为主梁阻力系数,根据规范公式有

$$C_H = \begin{cases} 2.1 - 0.1 \left(\frac{B}{H} \right) & 1 \leq \frac{B}{H} < 8 \\ 1.3 & 8 \leq \frac{B}{H} \end{cases} \quad (6)$$

B为主梁断面全宽,结合前面公式(2)(3),主梁根部到跨中每延米风荷载 F_H 为:

表2 主梁横向风荷载计算表格

参数	Gv	Ch	Vz	Vg	H	Fh
单位	/	/	m/s	m/s	m	kN/m
根部	1.47	1.94	33.8	49.7	9.1	27.3
跨中	1.47	1.68	33.8	49.7	4.1	10.7

(3) 双幅模型风荷载取值

对于双幅桥梁,迎风侧和背风侧两幅桥梁的风荷载取值不同,如图4所示。理想的做法是把两幅桥的桥墩或主梁的断面作为整体进行风洞实验

来确定各自的阻力系数。由于本项目条件所限且关于组合截面阻力系数的相关文献甚少,本文用参照规范的方法近似得到各自的风荷载取值。

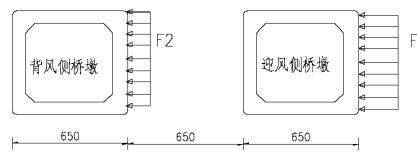


图4 双幅桥墩截面图(单位:cm)

《建筑结构荷载规范》^[2]中提出,对表面光滑的单个圆形截面,当高宽比大于25时,阻力系数 C_H 取0.6。对前后双管并排的情况阻力系数如表2.3所示,两管相距越远,后管 C_H 受前管的影响越小,越接近单个圆形截面的阻力系数;相反,当两管无限接近时后管 C_H 为前管的0.13倍。

表3 主梁横向风荷载计算表格

S/d	<0.25	0.5	1.5	3	>10
两管CH之和	0.68	0.86	0.94	0.99	1.2
前管CH	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
后管CH	0.08	0.26	0.34	0.39	0.6
比值(后/前)	0.13	0.43	0.57	0.65	1.00

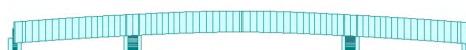
本文桥墩截面为正方形,同等高宽比下方形截面阻力系数比圆形截面的要大,即边长和直径相等的正方形比圆形可阻挡更多气流,背风侧受到风荷载的影响更小,本文参照上述规范偏安全。根据表2.3,S/d=1时,插值得背风侧桥墩的阻力系数为迎风侧的0.5倍。

3.2 稳定性分析

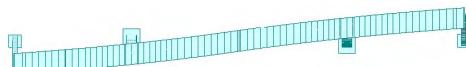
对单幅模型和双幅相连模型按上述加载方式做稳定性分析,结果如下:

表4 两个模型稳定系数和屈曲模态对比

模态	单幅模型		双幅模型	
	稳定系数	屈曲模态	稳定系数	屈曲模态
1	23.3	一阶横倾	30.5	一阶纵倾
2	35.9	一阶纵倾	40.5	一阶横倾
3	54.3	二阶横倾	45.9	二阶横倾
4	100.6	主墩横弯	95.2	三阶横倾
5	106.4	主墩横弯	111.7	主墩纵弯



(a) 单幅模型一阶横倾



(b) 单幅模型二阶横倾

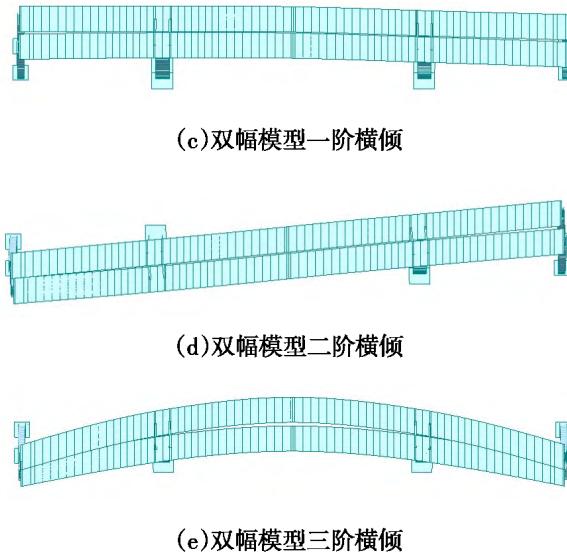


图5 两个模型横向屈曲模态

由表5可知,运营阶段中单幅桥的第一阶屈曲模态为横倾,稳定系数为26.1。双幅桥相连后,第一阶屈曲模态变为纵倾,一阶横向稳定系数大幅提高到40.5,但对纵向和二阶以上横向稳定性帮助不大,因为第二阶和第三阶横向稳定主要取决于过渡墩横向刚度。

3.3 内力分析

左右幅桥梁相连主要是解决主墩的横向效应问题,内力分析中选择的荷载组合为对主墩横向最不利的组合:恒载+百年横向风荷载+桥墩梯度温度。桥墩配筋为2排每排63根直径32mm的HRB400钢筋。桥墩的计算长度根据欧拉临界力计算公式 $N_c = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$ 反推得 $l_0 = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{N_c}}$, N_c 为欧拉临界力,根据前面第一阶横向屈曲模态的稳定系数计算,计算结果如下:

表5 两个模型内力及验算(单位:KN·m, m)

模型	验算位置	内力设计值		计算 长度	承载力	
		弯矩	轴力		弯矩	轴力
单幅	墩底	237798	134295	151	942928	134555
双幅	迎风侧墩底	107812	134154	121	1005603	248491
	迎风侧墩顶	60160	44567	121	981188	202722
相连	背风侧墩底	122424	162185	121	1006637	252502
	背风侧墩顶	74772	61577	121	988311	214104

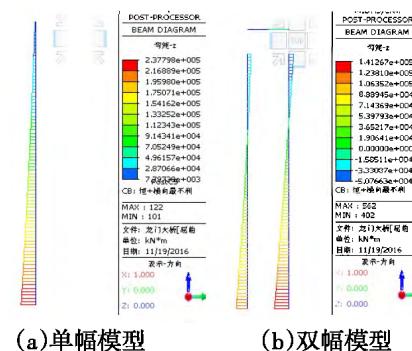


图6 主墩弯矩图(单位:kN·m)

由上述结果可见,桥墩双幅相连后,墩底弯矩大大减小,但验算点需要多增加墩顶处。另外,由于稳定性的原因双幅相连模型的计算长度比单幅模型的小,单幅模型的长度系数(计算长度/墩高)为 $151m/84m=1.8$,略小于边界条件为一端固定一端自由的理想杆件的长度系数2;双幅模型的长度系数为 $121m/84m=1.44$ 。

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》^[3](JTGD62-2004)中偏心受压公式,结构重要性系数 γ_0 取1.1,单幅模型墩底承载力富余量为-10%,按现设计不满足规范要求,需要增大墩底截面或加强钢筋;双幅相连模型墩底和墩顶承载力富余量为17%~76%,设计满足规范要求,可见此方法可有效缓解大跨径桥梁高墩横向受力问题。

4 0#块实体分析

为得到0#块及其外伸隔板在最不利荷载下的受力情况,需对其做实体仿真分析。

4.1 模型建立

本文应用大型有限元软件ANSYS中的solid45单元模拟0#块、0#块外伸横梁及梁底以下7米处的墩身,beam188梁单元模拟其余部分墩身,link8单元模拟横向预应力。梁单元墩身与实体单元墩身采用约束方程法^[4]刚接起来。本文验算荷载为对外伸横梁最不利的两个方向荷载,如表6所示:

表6 纵、横向最不利荷载组合

工况	方向	荷载组合
工况一	横向	恒载+桥墩梯度温度+百年横向风荷载
工况二	纵向	恒载+汽车荷载+异向制动力荷载

异向制动力与汽车荷载是指左右幅桥梁受到相反方向的汽车制动力和相应的汽车荷载中对外伸横隔板最不利情况下的荷载组合。风荷载根据

前面计算所得,以梯形荷载加到主墩梁单元上,其余荷载根据 midas 整体梁单元模型提取的相应截面的节点力加到本文模型的 0# 块截面质心节点上,节点与相应截面刚接。边界条件为墩底固结。



图 7 0#块有限元模型

4.2 计算结果

工况一为横向最不利工况,0#块主拉、主压应力如图 3.2、图 3.3 所示,除预应力锚固点处应力集中造成的应力失真区外,最大主拉压应力区域分别位于外伸横梁的 4 个角落。靠近梁底处外伸横梁主拉应力为 3MPa, 靠近梁顶处主拉应力为 3.4MPa, 影响范围不大,且本文计算未考虑钢筋效应,结果偏保守;主墩受外伸横梁影响有部分拉应力区域但数值不大,在 0~1.5MPa 之间。靠近梁底处外伸横梁主压应力为 -15.4MPa, 靠近梁顶处主压应力为 -11.5MPa, 满足规范要求。

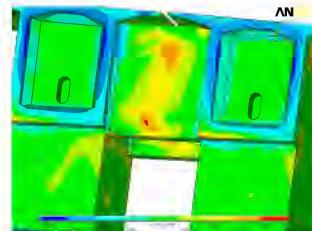


图 8 工况一 0#块主拉应力图(单位:KPa)

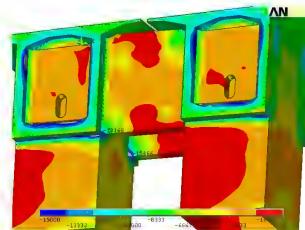


图 9 工况二 0#块主压应力图(单位:KPa)

工况二下 0# 块主拉、主压应力如图 3.4、图 3.5 所示,除预应力锚固点处应力集中造成的应力失真区外,主拉应力普遍在 0.5MPa 以下,主压应力普遍在 -12MPa~0MPa 之间,外伸横隔板边缘并无应力异常处。

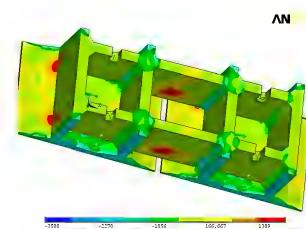


图 10 工况二 0#块主拉应力图(单位:KPa)

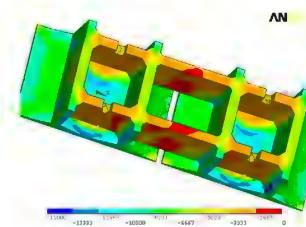


图 11 工况二 0#块主压应力图(单位:KPa)

5 结论与建议

根据上述计算结果,对于龙门大桥左右幅相连的设计,本文得出以下结论与建议:

- (1) 对于单幅桥梁,第一阶屈曲模态为横倾,左右幅桥梁相连后可大幅提高桥梁的一阶横向稳定性;
- (2) 按现设计进行横向最不利荷载组合分析,单幅桥梁墩底不能满足规范要求,双幅相连后桥墩内力可满足规范要求,无需对桥墩作增大截面和变截面设计。
- (3) 根据实体分析,箱梁左右幅纵向不平衡荷载对 0# 块影响甚微,外伸横梁纵桥向受力可满足结构使用要求;
- (4) 相对于纵向荷载而言,外伸横梁对横向荷载效应更为敏感,但仍在可控范围内,加强配筋后可满足使用要求;
- (5) 本项目位于抗震设防烈度较低的地区,本文只关注桥梁的静力分析和稳定性分析,如在抗震设防烈度高的区域需对此类结构重新评估。

参考文献

- [1] JTGT D60-01-2004, 公路桥梁抗风设计规范[S]. 北京:人民交通出版社, 2004.
- [2] GB 50009-2012, 建筑结构荷载规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2012.
- [3] JTGD60-2004, 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.
- [4] 王新敏, ANSYS 工程结构数值分析. 北京 人民交通出版.



公路爬坡车道区间设计案例浅析

尹健标

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:爬坡车道在公路陡坡路段起着确保安全、增加路段通行能力的重要作用。本文对爬坡车道的相关规定进行分析,并结合在建高速的爬坡车道设计,探讨如何通过运行速度计算来确定其设置区间,具有一定的实践经验。

关键词:爬坡车道;运行速度;设置区间

1 概述

车辆在公路上高速行驶的自由度不仅受制于道路交通量的大小,还受到载重车辆因在长大纵坡上减速慢行而产生的阻车限制,这在双向双车道、四车道的道路上表现尤为突出。载重汽车会因超载等因素导致爬坡能力不足而减速行驶,造成在坡道上与小客车的速度差增大,小客车超车需求增多,危及行车安全性。为解决爬坡路段交通问题,最简单直接的方法就是增设爬坡车道。

爬坡车道是陡坡路段主线行车道外侧增设的供载重车行驶的专用车道。一般是在主线车道旁边加设一个辅助车道,把速度慢的车辆从主线道路分离出来,以分流的形式维持主线车辆的正常行驶速度。采用稍大的坡度值而增设爬坡车道会产生既经济又安全的效果。

2 爬坡车道的必要性

山区公路线形受到地形的限制,纵坡较多,而纵坡前后是道路事故的多发路段。据统计,下坡路段事故占整个坡段事故的 64%,上坡路段占 18%。^[1,2]在改善路段事故安全设计时,设计人员比较关注下坡路段的设施改建,而对上坡路段的交通安全改善措施则相对薄弱。

研究表明,在一般高速公路上,小客车的平均速度在 100km/h 左右,大货车的平均速度只能达到 75km/h,小客车的速度普遍要比大型车快 20~30km/h。尤其是山区公路的上坡路段,大货车和小客车的速度差甚至能达到 40km/h。^[3,4]图 1 表明速度差与事故率的关系图,速度差相差 10km/h 以上的车辆之间的事故率迅速增加,在此区间内呈抛物

线增长的趋势。如果能有效地解决车辆在行进过程中的速度差,就可以有效地降低此类交通事故^[5]。

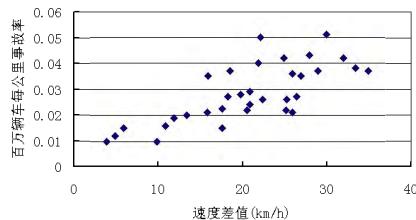


图 1 速度差与车辆事故率的关系图

爬坡车道可以有效地将速度较慢的大型车辆从主线道路上分离出来,从而可以使原本速度较快的小型车辆保持正常行驶速度,提高主线车辆的通行能力,更重要的是增加上坡路段各类型车辆的行车安全性,有效减少汽车油耗。^[6,7]因此,在技术条件与经济条件允许的情况下,于双车道、四车道公路的长陡坡路段设置爬坡车道是必要的。

3 设置爬坡车道的相关规定

3.1 国内规范中的说明

《公路路线设计规范》(JTG D20-2006)^[8]中第 8.4.1 节中规定:四车道高速公路、四车道一级公路以及二级公路连续上坡路段,当载重车辆的运行速度低于上坡方向容许最低速度(见表 1)时,应在上坡方向行车道右侧设置爬坡车道。

表 1 上坡方向容许最低速度

设计速度(km/h)	120	100	80	60	40
容许最低速度(km/h)	60	55	50	40	25

另外,《公路工程技术标准》(JTG B01-2014)^[9]也规定了设置爬坡车道时其宽度为 3.5m。

3.2 爬坡车道的设置组成

爬坡车道的设置形式可以参见图2,爬坡车道的长度包括开始段L1、爬坡段L和结束段L2^[10]。

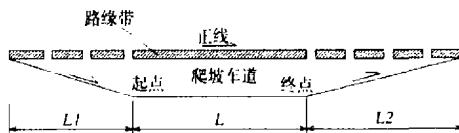


图2 爬坡车道平面布置图

(1)起点处分流渐变段长度L1,用来使载重车辆驶离正线而进入爬坡车道。其长度高速公路、一级公路取100m。

(2)爬坡车道爬坡段的起点,应设于陡坡路段上载重汽车运行速度降低至容许最低速度处。爬坡段长度L,一般根据所设计的纵断面线形,通过加、减速行程图绘制出载重车行驶速度曲线,找出小于允许最低速度的路段,从而得出爬坡车道的路段。详见本文3.3节的工程实例。

(3)爬坡车道终点应设于载重汽车爬经路段后恢复至容许最低速度处,或陡坡路段后延伸的附加长度的端部,该附加长度与附加段的纵坡度有关,详见《公路路线设计规范》表8.4.5-1(此处略)。

(4)终点处汇流渐变段长度L2用来使载重车辆驶离爬坡车道而进入正线。其长度高速公路、一级公路取150m~200m。

(5)爬坡车道起、终点的具体位置除按上述方法确定外,还应考虑与线形的关系。应设在通视条件良好,容易辨认并与正线连接顺适的地点。

(6)由于爬坡车道右侧的路肩一般比较窄,因此在长而连续的爬坡车道路段上(规范规定为大于500m),其右侧应按规定设置紧急停车带。

4 在建高速公路的爬坡车道设置

4.1 工程概况

云浮至阳江高速公路罗定至阳春段(简称罗阳高速)采用双向四车道高速公路标准建设,设计速度100km/h,整体式路基宽度26.0m。该高速位于广东粤西重丘地区,地形复杂。根据交通量预测,载重汽车比重较大(占34.6%以上)。为了明确纵坡、交通量及车辆构成情况对该高速公路的基本通行能力、汽车行驶速度是否存在影响,须对该高速的长、大纵坡路段的车辆运行速度进行模拟计算。

4.2 连续长陡纵坡路段的情况

罗阳高速K16+000~K19+300越岭路段的左线为连续上坡路段,最大纵坡为4%/800m,平均坡度为2.57%/3300m。具体纵坡设置情况见下表2。

表2 越岭路段纵坡设置情况

序号	起讫桩号	长度(m)	纵坡(%)
1	K15+600~K16+165	565	2.000
2	K16+165~K16+965	800	-4.000
3	K16+965~K17+600	635	-2.173
4	K17+600~K18+625	1025	-2.885
5	K18+625~K19+285	660	-0.715
6	K19+285~K19+500	215	1.260

根据上表,桩号K16+165至K18+625区间内为长陡坡路段,载重车辆进行爬坡行驶时运行速度将下降,与小汽车的速度差增大,对交通安全构成威胁。因此,本项目对该路段是否应设置爬坡车道予以研究。

4.3 运行速度分析

本合同段设计速度为100km/h,由表1可知上坡方向容许最低速度为55 km/h。

对于运行速度的分析,本项目采用“换算坡度法”进行计算。根据《日本高速公路设计要领》^[11]中关于大型车行驶速度计算方法,结合大货车运行速度计算结果,运用图解法进行行驶速度曲线的绘制,确定需要设置爬坡车道的区间。计算过程如下:

路段K16+000~K19+300在反向行驶时为上坡车段,货车的行驶速度计算从K19+500的竖曲线段开始进行,反推至K15+700的竖曲线段结束。

K15+700~K19+500路段内的竖曲线长度都大于200m,且前后坡段坡度代数差的绝对值大于0.5%,因此将各竖曲线等分成四段,两端的1/4段分别与前后段的坡度相同,中间的2/4段则当作具有等于前后段坡度的代数平均值的区段。具体坡度换算见下图3与表3。

表3 换算坡度及换算坡长计算

竖曲线序号	竖曲线长度VCL(m)	原始坡度(%)	原始坡长(m)	换算坡度(%)	换算坡长(m)
1	395	1.26	215	1.26	116.26
		-0.715	660	0.2725	197.5
2	282			-0.715	490.74
		-2.885	1025	-2.885	141.05
3	320			-1.8	874.4
		-2.173	635	-2.529	160
4	640			-2.173	395
		-4	800	-3.0865	320
5	960			-4	400
		2	565	-1	480
				2	325

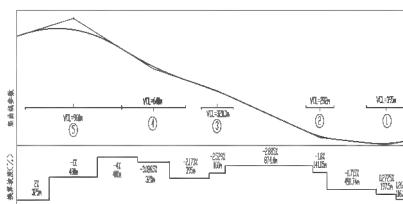


图3 换算坡度与换算坡长示意图

根据换算坡度及对应坡长,查询《日本高速公路设计要领》^[11]中“爬坡性能曲线”,得到表4中各换算坡段的初始速度和最终速度。大货车的爬坡速度折减量具体可通过图4查询。

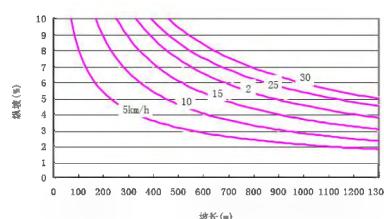


图4 大货车速度折减量与坡度、坡长关系曲线图

表4 各坡段货车行驶速度

换算坡度(%)	换算坡长(m)	初速(km/h)	终速(km/h)
1.26	116.26	75	75
0.2725	197.5	75	75
-0.715	490.74	75	74.5
-1.8	141.05	74.5	73
-2.885	874.4	73	58
-2.529	160	58	57
-2.173	395	57	57
-3.0865	320	57	51
-4	400	51	45
-1	480	45	56
2	325	56	75

由以上计算结果,绘制大型车行驶速度曲线图,如图5所示。

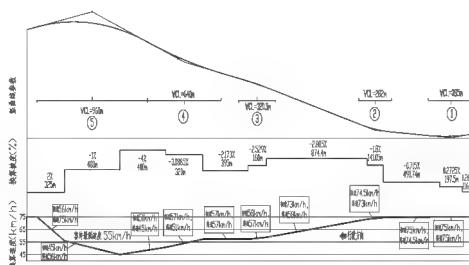


图5 大型车行驶速度曲线图

通过划定容许最低速度 55km/h 界限,可得到低于速度 55km/h 的区间为 K15+966~K17+015。因此,需要设置爬坡车道的区间约为 K15+966~K17+015 路段。

4.4 爬坡车道区间范围的确定

另根据《公路路线设计规范》规定,爬坡车道起点处设置 100m 分流渐变段;终点设置 150m 汇流

渐变段。由以上计算结果,取整后确定爬坡车道的设置区间为 K15+850~K17+200,全长 1.35 公里。

4.5 工程投资可行性

案例路段主要为挖方路堑段,并设置了一座 150 米跨越河涌的高架桥。路段左线设置 3.5m 宽爬坡车道后,增加造价约 335 万。该路段桥涵较少,修建爬坡车道的施工难度较低,对工程的投资也没有造成较大负担,而爬坡车道的设置增加了路段的通行能力、提高了道路服务水平、减少交通事故。因此,分析工程投资与运营费用的综合效益,该项目确定设置爬坡车道。

5 结语

设计两车道、四车道公路长陡坡路段设置爬坡车道时,须充分结合道路路段的纵坡坡度、坡长与车辆的运行速度进行分析,确定爬坡车道的设置必要性。在工程经济条件与施工技术条件允许的情况下,应当尽量考虑设置爬坡车道以提高道路的通行能力、保障交通安全。

参考文献:

- [1]梁国华,马荣国,沈翔,梁永东.高速公路爬坡车道设置的有效性[J].《长安大学学报(自然科学版)》,2014(1):23~30.
- [2]张逢桂.山区高速公路长坡路段路线设计之探索[J];公路;2012(1):39~45.
- [3]张雨化.道路勘测设计[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [4]任福田,刘小明,荣建,等.交通工程学[M].北京:人民交通出版社,2005.
- [5]翟卫华.公路线形设计与运行速度及交通安全的关系分析[J];交通标准化;2013(4):85~88.
- [6]苏波,方守恩,王俊骅.基于大货车制动性能的山区高速公路坡度坡长限制研究[J];重庆交通大学学报(自然科学版);2009(2):287~289.
- [7]周荣贵,邢惠臣.公路纵坡与汽车运行速度油耗之间的关系[J];公路交通科技;1993(1):66~68.
- [8]JTG D20-2006 公路路线设计规范[S].北京:人民交通出版社,2006.
- [9]JTG B01-2014 公路工程技术标准[S].北京:人民交通出版社,2014.
- [10]杨秋侠,张毅.高速公路爬坡车道设置[J];公路;2005(9):24~28.
- [11]交通部工程管理司译制组.日本高速公路设计要领[M].西安:陕西旅游出版社,1991.



广东省软土分布特征及其对高速公路路基影响的预测研究

李红中¹, 马占武^{2**}

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广东广州, 510507;

2. 北方民族大学土木工程学院, 宁夏银川, 750021.)

摘要: 软土的不良工程特性导致软土路基极易发生病害, 这些病害路基在降低公路行车速度和乘员舒适度的同时还加剧了车辆的磨损速度和公路破坏速度。受地质地理条件、区域经济发展需求、公路修筑成本和土地资源有限性等因素的制约, 软土分布地区高速公路的修筑却越来越常见。鉴于此, 本研究分析总结了广东省内软土的类型、形成环境及特点, 以粤东地区某高速公路典型软基断面为例系统分析了其软土的成分、厚度、埋深和物理力学指标及软基沉降特征, 进一步开展了基于双曲线法、指数法、泊松曲线法和 Asaoka 法的软土路基沉降预测。研究结果表明, 山地型软土、平原型软土、滨海型软土、沼泽相软土在广东省内均有发育, 各类型软土因形成环境的差异而各自具有明显的特点。在本研究选择的工程案例中, 软土主要为深灰色淤泥质粉质粘土, 其分布厚度较大且物理力学性质极差。沉降预测结果表明, 双曲线法和指数法的预测结果与实际观测结果中后期沉降放缓并趋于稳定的现象明显不符, 而泊松曲线法和 Asaoka 法的沉降量预测结果与实际沉降观测结果更加吻合。鉴于不同预测方法的考虑因素不同且预测结果具有或多或少的互补效果, 本文最终选择了与实际情况更加吻合的泊松曲线法和 Asaoka 法沉降量预测结果的平均值作为最终预测结果。

关键词: 软土; 高速公路; 路基; 沉降; 预测; 广东省

1 引言

软土也称软弱粘性土^[1]或软粘土^[2], 它包括淤泥、淤泥质土(如淤泥质粘土、淤泥质粉质粘土、淤泥混砂土)、有机土、腐殖土、泥炭质土和泥炭等^[3, 4]。作为工程建设中常见的一类特殊性岩土, 软土的灵敏度高并在遭受完全扰动后可降低 70~80% 的强度^[4], 这也就是诸多软土地区高速公路面临路面开裂^[5]、凹凸变形^[6]、伸缩缝^[7]、麻涌^[8]、桥头跳车^[9]及较大规模整体沉降^[10]等病害的根本原因。受制于地质地理条件、区域经济发展需求、公路修筑成本和有限的土地资源等因素, 高速公路网的快速发展导致软土地区高速公路的修筑变得越来越常见。由于软土不良工程特性导致的路基病害影响了车速、乘员舒适度、车辆磨损速度和公路破坏速度等^[3], 理论研究和工程实践均予以了软土路基大量的关注^[11]。作为东南沿海的典型地区, 广东省内软土广泛分布于各种地貌环境下且成因繁多。随着近年来高速公路建设的快速发展, 广东省内软土路基的病害现象急剧凸显, 尤其表现为

软基沉降及其相关的问题严重影响公路质量。为了更好的应对软土路基沉降问题, 学术界先后尝试着提出了多种沉降预测方法, 其中尤其以双曲线法^[12]、泊松曲线法^[13]、指数法^[14]和 Asaoka 法^[15]在公路软基沉降的预测中得到广泛运用。鉴于此, 本研究综合已有研究成果和工程实践, 对广东地区常见软土的类型及特征进行了系统的总结梳理, 并以广东省内粤东地区某高速公路软基断面为例进行了软土特征及沉降预测分析, 旨在为软土分布地区高速公路的路基修筑提供借鉴。

2 广东省软土特征及分布类型

软土是静水或缓流环境中沉积作用和生物化学作用共同参与形成的一种从软塑到流塑状态的粘性土系^[16]。在工程分类中, 软土属于细粒土中的高、中塑性粘性土, 该类土体长期处于饱和状态且孔隙中充满水分^[16]。工程实践表明, 软土具有灵敏度高、天然含水量高、透水性差、固结系数小、塑性指数大、固结时间长、显著流变性、抗剪强度低、天然孔隙比大(≥ 1)、压缩性高、渗透性低、扰动性

大、土层分布不稳定、层间物理力学性质差异较大等不良工程特性^[2, 17]。正是基于软土的这些不良工程特性,广东地区软土地区高速公路的质量受到了严重影响。工程实践表明,广东省内公路软基沉降导致的问题最为常见^[18]:①衔接处的差异沉降,即在路堤与人工构造物的衔接处发生差异沉降,这种路基变形可以导致高速行驶的车辆发生跳车并引起路面破坏;②盆形沉降,即路基底面发生沿横向的盆形沉降,路基的这种变形极易导致路面横坡变缓、路面排水受阻并出现积水;③涵身凹陷,这种变形可以导致沉降缝被拉宽漏水、过水断面减少、端墙向外挤出或后仰等;④地基抗剪强度不足引起的多种变形,典型的变形包括边坡外侧土体隆起、路堤侧向整体滑动、桥头路堤纵向沿河床方向整体滑动破坏桥台和桥头路堤纵向沿路线滑动破坏路面。

广东省北依南岭、南濒南海且地貌类型复杂多样,山地(33.7%)、丘陵(24.9%)、平原(21.7%)和台地(14.2%)构成了区域内的主要地貌类型,其北高(山地和高丘陵)南低(平原和台地)的地势表现为“北部南岭、东西部丘陵、南部珠江三角洲平原”。与地貌的复杂相呼应,广东地区软土的分布范围广泛且形成环境复杂,典型的山地型软土、平原型软土、滨海型软土和沼泽型软土四种类型均有发育^[4, 17, 19],这些软土随沉积环境的不同而存在差异^[4, 17, 19, 20]:

(1)山地型软土:该类型软土分布面积不大且厚度变化大,其淤积多发生在冲沟、河流阶地、谷地及其它汇水环境,常见的山地型软土按照沉积相可划分为如下亚类:①湖沼相软土,其典型特点是泥炭层和淤泥层厚度均较大;②冲积相软土,其典型特点是土层很薄且土质较好;③坡洪积相软土,该类软土分布最为广泛且性质介于上述二者之间。山地型软土源于原地或附近的软弱岩石(如泥炭岩、泥砂质页岩、炭质页岩等)风化作用,这些产物与地表有机物质混合并经流水的搬运后最终沉积于地形低洼部位,这些沉积物经过长期饱水软化和微生物分解等复杂过程最终就形成了软土。

(2)平原型软土:该软土分布广泛,常见的平

原型软土按照沉积相可划分为如下亚类:①盆地相软土,即内陆盆地、山区盆地、河流盆地和湖相盆地中淤积形成的软土;②谷地相软土,即淤积于山前谷底内的软土;③河漫滩相软土,这类软土常以局部淤泥透镜体的形式赋存于河流漫滩的二元结构沉积物中;④牛轭湖相软土,这类软土沉积于废弃河道的牛轭湖内且多属于河道淤塞沉积的淤泥和淤泥质粘性土;⑤湖相软土,这类软土以较厚的淤泥层为代表且颗粒细、砂质含量极低、富含有机质、成分较纯,通常表现为厚度和大小不等的厚淤泥、泥炭夹层及透镜体。

(3)滨海型软土,滨海环境有利于软土淤积,这类软土主要形成于沿海地区的滨海相、涡湖相、三角洲相、泻湖相和溺谷相环境^[4],按照沉积相差异可划分为如下亚类:①滨海相软土,这类软土的沉积环境滨海地区受波浪和潮汐作用。复杂水动力下的砂土沉积导致软土在沿岸水平方向与垂直岸方向都有较大的变化;②涡湖相软土,这类软土的沉积环境涡湖是典型的水产养殖区。该区域内沉积物颗粒微细、孔隙比大、强度低、分布范围较宽阔并易于形成海滨平原。在涡湖的底部含有贝壳和生物残骸碎屑,边缘地区的表层常有厚0.3~2.0m厚的泥炭堆积;③三角洲相软土,这类软土的沉积环境三角洲位于陆海相边界处。受河流的急剧减速和海洋交替作用影响,该复杂环境下沉积了交错的薄砂层、软土层或结构疏松、颗粒细小且不规则的夹层状软土透镜体,厚层的软土或软土夹薄砂层常常为表层褐黄色的粘性土所覆盖;④泻湖相软土,这类软土的沉积环境泻湖属于海边被沙嘴、沙坝或珊瑚分割而与外海相分离的局部海水水域演变成的湖泊。形成泻湖相软土的沉积物颗粒细小,淤泥层厚度较大且上部表面通常被较薄的粘性土层所覆盖,常常还有泥炭堆积于泻湖的边缘部位;⑤溺谷相软土,这类软土的沉积环境溺谷为海滨或湖滨处的河口(也可以是河谷或山谷)段因陆地下沉或海面上升而形成的具有岸进低缓特征的喇叭形海湾,该环境下沉积的软土分布范围略窄并具有孔隙比大、结构疏松、含水量高和边缘表层常堆积泥炭等特点。此外,局部的沼泽相和鱼塘等地区也会淤积形成有限范围的浅



层软土。

(4)沼泽相软土:沼泽相软土的沉积环境较为相似,其一般分布于湖盆地或海滩环境。沼泽相软土通常沉积在一些地下水和地表水均排泄不畅的部位,这些部位以自然蒸发量有限而无法使淹水地面干化为典型特征。在地形上,这些地面淹水通常属于比较低洼的地带,这为大量的喜水植物滋生提供了条件。随着大量滋生的喜水植物逐渐衰退,这些衰退的植物体经年淤积并最终形成大量的极软弱沉积物。这些沉积物通常出露于地表,成分则多以泥炭为主。在这些极软弱沉积物的下部,一般都会有淤泥层分布,有时底部会与泥炭构成互层。

在上述四种类型的软土中,平原型软土和滨海型软土分布最为广泛,其次为山地型软土及沼泽相软土。尽管软土会因沉降环境不同而存在差异,但是大多数软土层的上部会存在一层工程性质较好的土层。该土层也被称为硬壳层并主要由黄褐色黏性土组成,其厚度不大(一般0~3m)且工程力学性质较好。该硬壳层是长期地下水位下降、水分蒸发、化学风化、淋滤作用、胶结作用和荷载迁移等近代应力综合作用的产物^[2],其工程性质也会因成因的不同而存在差异:①内陆地区,这些地区的地下水位埋深较深,水份蒸发、阳光照射的长期作用导致地下水位以上的土层变得干燥并形成较厚的较高强度硬壳;②滨海地区,海浪岸流及潮汐的动水压力作用于软土表层,这些地区通常能形成较薄的较低强度硬壳层。

3 软土路基案例分析

广东省内软土的水平空间分布广泛且沉积环

境复杂在上文已有述及,而软土垂向上分布的深度范围也非常复杂。工程勘察实践表明,广东省常见的软土类型中尤其以平原型软土和滨海型软土的分布最广并对公路的修筑影响极大。鉴于此,本研究选择广东省东部地区某在建高速公路的软土路基断面为对象进行沉降预测分析。该高速公路存在大量分布于冲积平原之上的路基,路基段地下水位埋深较浅且全路段分布有多个层位的软土,软土的主要类型为淤泥和淤泥质粉质粘土且分布厚度大。作为广东省粤东地区与珠江三角洲之间的重要通道,该高速公路是《广东省高速公路网规划(2004~2030年)》规划的“九纵五横两环”中“四横”的重要组成部分。

3.1 软土的特征

本研究选择沉降预测分析研究所用的路基段位于广东省东部的冲积平原上,其地形平坦并以农田为主,局部分布有大小各异的鱼塘。该预测断面处的路基段长约1000m,地下水位埋深为0~1.3m,下伏分布了0.50~9.20m厚的纯软土。钻探结果表明,该研究断面下伏有厚度9m的深灰色淤泥质粉质粘土(埋藏深度范围大致为8.7~17.7m)和厚度6.9m的浅黄色淤泥混砂土(埋藏深度范围大致为17.7~24.6m)两个层位。室内分析结果表明,深灰色淤泥质粉质粘土的含水率为40.0%~85.9%,孔隙比1.068~2.374。直接剪切试验结果表明,直接快剪条件下的凝聚力介于2.0~20.0kPa且内摩擦角介于2.6~15.1°,固结快剪条件下的凝聚力介于2.0~25.0kPa且内摩擦角介于4.5~25.1°。固结试验结果显示,压缩系数介于0.510~3.521MPa⁻¹,压缩模量介于0.88~4.73MPa。综合各类指标(表1),该软土的物理力学性质总体极差。

表1 研究断面下伏淤泥质粉质粘土的物理力学性质分析结果

统计内容	基本物理性指标			液塑限			直接快剪		固结快剪		固结试验		
	含水率	湿密度	孔隙比	液限	塑限	塑性指数	液性指数	凝聚力	内摩擦角	凝聚力	内摩擦角	压缩系数	压缩模量
	W %	ρ g/cm ³	e	W _L %	W _P %	I _P	I _L	c _q	φ _q	c _{eq}	φ _{eq}	a _v	E _s
最大值	85.9	1.82	2.374	74.4	52.4	38.1	3.20	20.0	15.1	25.0	25.1	3.521	4.73
最小值	40.0	1.46	1.068	27.0	16.8	9.5	0.43	2.0	2.6	2.0	4.5	0.510	0.88
平均值	63.3	1.59	1.756					7.0	5.6	12.8	12.5	1.558	2.07

3.2 软基沉降预测

软土路基的沉降较为复杂并具有多个阶段。已有研究表明,外荷载作用下的软土路基沉降存在瞬时沉降、固结沉降、次固结沉降三个沉降阶段^[22],它们在时间上可划分为施工沉降(即填筑体填筑施工过程中的沉降)和工后沉降(即填筑体施工结束后的工后沉降)^[23],在空间上可划分为地基的沉降(即软土地基在包括上部填筑体自重应力的变化荷载作用下的固结沉降)和构筑物的沉降(即路堤填筑体本身在分级加载下的自重压密沉降)^[23]。作为修筑于软土之上的路面基础构造物,软土路基可以进一步划分为路堤(填方路基)和路堑(挖方路基)并具有强度低、变形量大、变形持续时间长、含水量高和透水性差等特点^[4]。本研究所选预测断面属于一般路堤段,预测断面的路堤中心计划填高为3.85m。该工程采取分阶段填土,前140天内的填土速率均较低、间隔较密集且大多数的单次填土厚度低于0.5m,第二阶段的单次填(挖)土的厚度均大于3m且填土的时间间隔较为稀疏。为了增加软土层的沉降速度,施工过程中采用超载预压的方法,在第337天和第351天分两次且每次均挖走约3.41m的多余填土。观测结果表明(图1),路基的累计沉降量随着填土量的增加和时间的推移而逐渐递增。在横向断面上,本研究路基中心的总沉降量明显高于两侧,累计沉降量总体在公路的两侧均呈现出“中心→路肩→坡脚”逐渐降低的特点。

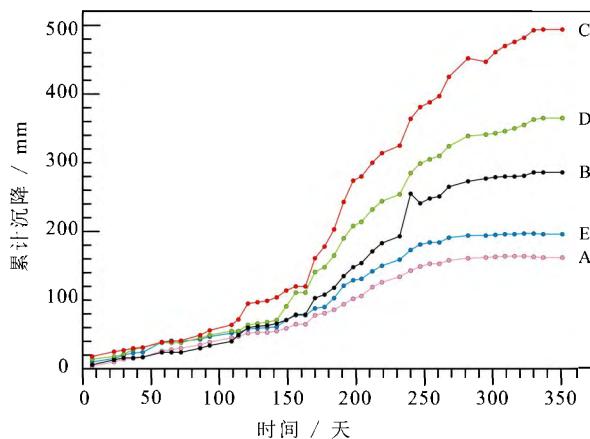


图1 研究断面的累计沉降观测结果
(A-左坡脚; B-左路肩; C-路基中心; D-右路肩;
E-右坡脚)

本研究用于软土路基断面沉降预测的基础数据为近一年时间内连续观测的42组数据,这些数据观测的时间间隔除特殊情况下2周外基本都是1周(即基本每7天观测一次)。研究过程中,利用MATLAB.2013a软件开展了T1(T=365年)、T2(T=730天)和T3(T=1825天)三个时刻的累计沉降量预测,预测拟合曲线的置信度均设置为95%。从预测曲线与实际观测值的关系可以看出(图2),泊松曲线法预测曲线与实际测量结果的吻合度最高(图2A1~图2E1),其次为双曲线法(图2A2~图2E2)和指数法(图2A3~图2E3),Asaoka法的预测曲线与实际测量结果的吻合度相对最低(图2A4~图2E4)。

根据沉降观测结果,本研究开展的详细预测结果如下(表2和图3):

(1) 泊松曲线法:该方法的沉降预测依据详见文献^[13],它以人口数学泊松曲线为基础并主要用于增长或衰变的S型沉降观测曲线。预测结果表明(表2和图3a~图3e),本研究断面的左坡脚在T1、T2和T3时的累计沉降量为174.37mm、179.59mm和179.60mm,左路肩的累计沉降量为299.49mm、305.40mm和305.40mm,路中心的累计沉降量为507.08mm、520.59mm和520.60mm,右路肩的累计沉降量为372.77mm、380.10mm和380.10mm,右坡脚的累计沉降量为210.89mm、217.89mm和217.90mm。据此,泊松曲线法的预测沉降量在T1之后变化不大,T2-T3之间基本保持原状态而不再发生沉降。

(2) 双曲线法:该方法的沉降预测依据详见文献^[12],其理论依据为假定沉降曲线按照“沉降平均速度呈双曲线递减”规律变化^[24]。预测结果表明(表2和图3a~图3e),本研究断面的左坡脚在T1、T2和T3时的累计沉降量为201.78mm、465.91mm和2308.61mm,左路肩在T1、T2和T3时的累计沉降量为375.62mm、3087.80mm和-902.28mm,路中心的累计沉降量为645.21mm、55522.80mm和-1062.25mm,右路肩的累计沉降量为469.55mm、3883.78mm和-1095.79mm,右坡脚在T1、T2和T3时的累计沉降量为244.92mm、624.18mm和18359.51mm。值得补充的是,双曲线法的沉降量



预测结果在T1和T2时刻均为所有方法中的最大且变化最明显,T2时刻左路肩、路中心和右路肩的预测沉降量增长至T1时刻的8.21倍、86.06倍和

8.26倍,T3时刻左路肩、路中心和右路肩的预测沉降量突然急剧下降至负值,该结果的出现通常意味着发生了软土的膨胀反弹。

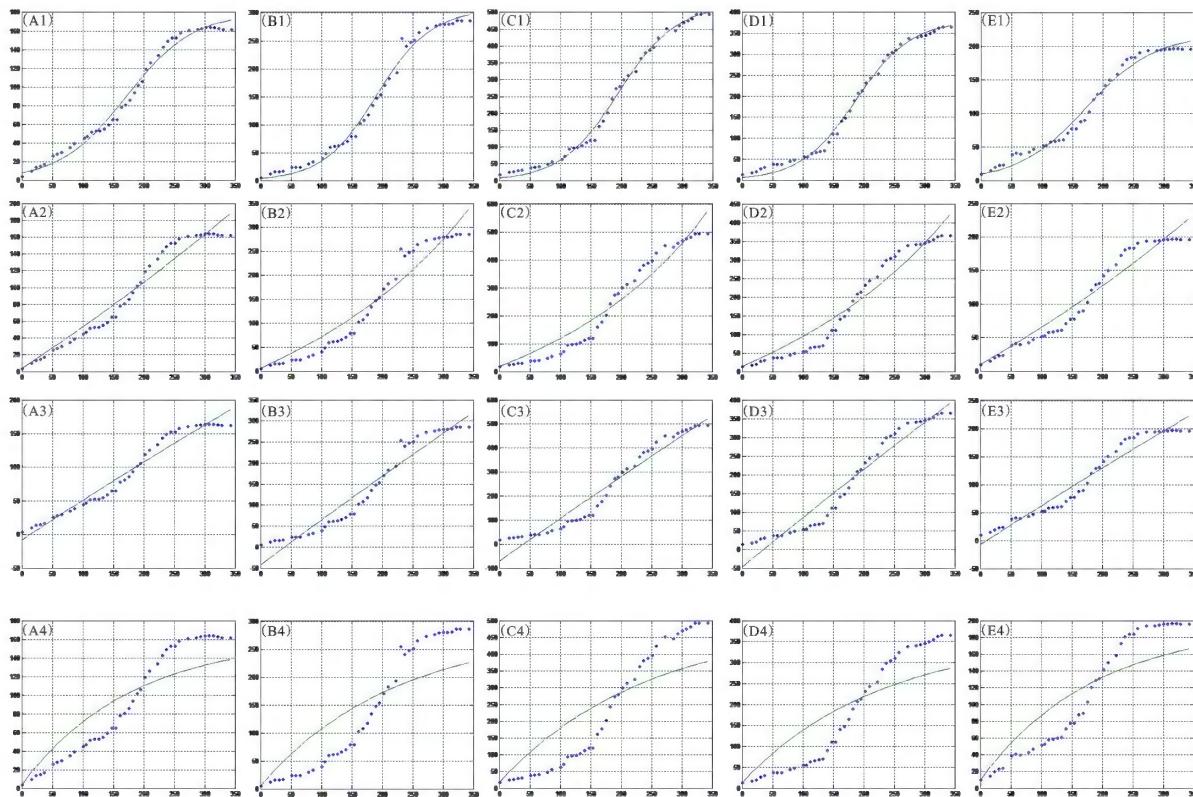


图2 不同方法的预测曲线图

(A-左坡脚; B-左路肩; C-路基中心; D-右路肩; E-右坡脚; 1-泊松曲线法; 2-双曲线法; 3-指数法; 4-Asaoka法)

(3)指数法:该方法的沉降预测依据详见文献^[14],其基本理论依据为基于太沙基的固结理论的“孔隙水压力随时间变化过程呈指数曲线关系”。预测结果表明(表2和图3a~图3e),本研究断面的左坡脚在T1、T2和T3时的累计沉降量为197.09mm、379.45mm和811.55mm,左路肩的累计沉降量为334.61mm、683.26mm和1576.53mm,路中心的累计沉降量为557.93mm、1144.08mm和2665.48mm,右路肩的累计沉降量为418.33mm、841.86mm和1891.63mm,右坡脚的累计沉降量为236.29mm、457.76mm和1006.85mm。值得说明的是,指数法的预测沉降量值较其它方法总体偏高,在T1和T2时刻仅次于双曲线法的预测结果,T3时刻因双曲线法反弹而位居最高。

(4)Asaoka法:该方法的沉降预测依据详见文献^[15],其理论依据为“一定时间内的沉降观测资料预计最终沉降量和沉降速率”。预测结果表明(表2和图3a~图3e),本研究断面的左坡脚在T1、T2和T3时的累计沉降量为141.13mm、159.26mm和161.99mm,左路肩的累计沉降量为231.35mm、275.38mm和285.92mm,路中心的累计沉降量为388.62mm、470.77mm和493.75mm,右路肩的累计沉降量为293.59mm、350.53mm和364.88mm,右坡脚的累计沉降量为169.47mm、192.24mm和195.99mm。在所有预测方法中,Asaoka法的预测沉降量在T1、T2和T3时刻均属于最低状态,从T1时刻开始的在增长速率均较低。

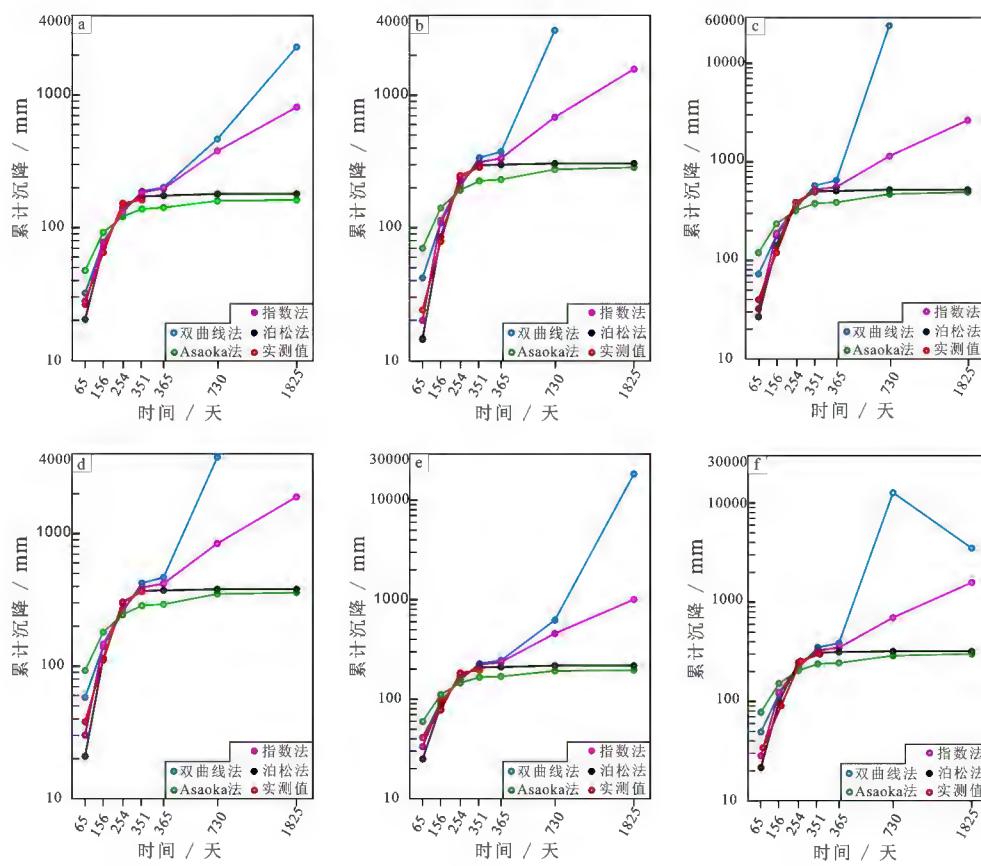


图3 研究断面的累计沉降量预测结果
(a-左坡脚;b-左路肩;c-路基中心;d-右路肩;e-右坡脚;f-断面各部位平均值)

表2 研究断面的累计沉降量预测结果

时间	预测方法	左坡脚	左路肩	路中心	右路肩	右坡脚
T1	泊松曲线法	174.37	299.49	507.08	372.77	210.89
	双曲线法	201.78	375.62	645.21	469.55	244.92
	指数法	197.09	334.61	557.93	418.33	236.29
	Asaoka法	141.13	231.35	388.62	293.59	169.47
T2	泊松曲线法	179.59	305.40	520.59	380.10	217.89
	双曲线法	465.91	3087.80	55522.80	3883.78	624.18
	指数法	379.45	683.26	1144.08	841.86	457.76
	Asaoka法	159.26	275.38	470.77	350.53	192.24
T3	泊松曲线法	179.60	305.40	520.60	380.10	217.90
	双曲线法	2308.61	-902.28*	-1062.25*	-1095.79*	18359.51
	指数法	811.55	1576.53	2665.48	1891.63	1006.85
	Asaoka法	161.99	285.92	493.75	364.88	195.99

说明:*代表软土发生膨胀反弹导致的负沉降量,T1=365年、T2=730d、T3=1825d。

4 讨论

本研究公路软基断面沉降预测曲线的拟合优度因预测方法和沉降特征的差异而不同。以95%作为拟合曲线的置信度,本研究各种预测方法的差异导致预测曲线与实际结果的吻合度存在明显的差异(图2)。根据表3中列出的本研究断面预测曲线的拟合优度(R-square),泊松曲线法预测

曲线的拟合优度介于0.9828~0.9947、平均0.9900,这得到了预测曲线与真实测量结果极高吻合度的证实(图2A1~图2E1)。Asaoka法的预测曲线与实际测量结果的吻合度相对最低,其拟合优度介于0.7387~0.8117、平均0.7664。双曲线法和指数法的预测曲线与真实沉降量吻合程度基本相当,二者的预测曲线拟合优度(R-square)分别为0.9542~

0.9337 和 0.9592~0.9394, 平均值分别为 0.9425 和 0.9479。另外, 本研究公路的软基断面不同部位的沉降特征对不同预测方法的适应性也存在差异,

尤其以 Asaoka 法预测曲线的拟合优度最大值与最小值的差 0.0730 最为显著。

表3 研究断面预测曲线的拟合优度(R-square)

拟合方法	左坡脚	左路肩	路中心	右路肩	右坡脚	平均值	$\Delta(\text{Max-Min})$
泊松曲线法	0.9877	0.9908	0.9947	0.9942	0.9828	0.9900	0.0119
双曲线法	0.9542	0.9337	0.9426	0.9376	0.9443	0.9425	0.0205
指数法	0.9592	0.9394	0.9462	0.9449	0.9499	0.9479	0.0198
Asaoka 法	0.8117	0.7399	0.7387	0.7484	0.7932	0.7664	0.0730

公路软基沉降量预测方法的适宜程度因实际断面自身特征的差异而不同。根据图 1 和图 4a, 本研究软基断面的沉降量虽然不断增加, 但沉降速率却在观测期内已经出现了明显的放缓并趋向于稳定。在预测结果中(图 3a~图 3f), 双曲线法和指数法在本研究观测期之后预测的沉降量呈现出急剧增加和突降为负值(暗示可能发生膨胀反弹), 这与本研究软基断面在观测期内出现的沉降放缓并趋向于稳定明显不符。事实上, 指数曲线法因诸多因素制约而导致预测结果精确度遭受影响^[25], 而双曲线法简化了 U 与 T 之间的指数关系但厚度较大、填土较高和变形速率偏大都会导致软基产生较大偏差^[26], 这可能就是本研究预断面观测期之后的测结果出现急剧变化并明显有违实际观测结果变化趋势的根本原因。相反, Asaoka 法和泊松曲线法预测的沉降量均缓慢增长并逐渐趋于稳定(图 3a~图 3f), 这与本研究中观测结果的变化趋势基本吻合(图 1 和图 4a)。事实上, 虽然 Asaoka 法的预测曲线与实际测量结果的吻合度和拟合优度均最低(图 2A4~图 2E4 和表 3), 但沉降预测时满足“固结开始时的沉降观测资料充分”和“固结度需要达到 60% 以后”就能得到较好的效果^[15]。对泊松曲线沉降预测法而言, 沉降过程中沉降量与时间之间呈“S”形关系时即能取得较好的拟合效果^[13]。因此, 双曲线法和指数法的预测结果与实际观测结果中后期沉降放缓并趋向于稳定的现状明显不符, 而泊松曲线法和 Asaoka 法与本研究软基断面实际观测结果的吻合程度极高。

本研究沉降预测结果建议采用不同预测方法的平均值, 这是因为不同预测方法的考虑因素不同且彼此之间具有或多或少的互补效果。利用泊

松曲线法、双曲线法、指数法和 Asaoka 法四种方法的预测结果, 本研究计算出了四种预测方法的平均沉降值(表 4 和图 4b~图 4f)。根据图 4b~图 4f, 双曲线法和指数法的预测结果的升降量变化幅度过高导致四种沉降预测的平均沉降预测值同样明显偏高(图 4), 这与本研究软基断面在观测期内出现的沉降放缓并趋向于稳定同样不符(图 1 和图 4a), 而现实工程实践中出现这样情况的可能性也非常小。与此同时, 本研究固结开始时的沉降观测资料充分, 沉降观测结果具有较好的“S”形特征, 60% 以上固结度在超载预压和长达一年时间的沉降期内应该是完全可以满足的, 这得到了泊松曲线法和 Asaoka 法预测结果高度吻合实际观测结果现象的有力支持。因此, 本研究建议采用泊松曲线法和 Asaoka 法预测结果的平均值作为最终沉降量预测结果。据此, 本研究软土路基断面在 T1、T2 和 T3 时的累计沉降量预测结果大致为左坡脚 157.75mm、169.43mm 和 170.80mm, 左路肩的累计沉降量为 265.42mm、290.39mm 和 295.66mm, 路中心的累计沉降量为 447.85mm、495.68mm 和 507.18mm, 右路肩的累计沉降量为 333.18mm、365.32mm 和 372.49mm, 右坡脚的累计沉降量为 190.18mm、205.06mm 和 206.94mm。

表4 研究断面的累计沉降量预测结果平均值

时间	预测方法	左坡脚	左路肩	路中心	右路肩	右坡脚
T1	平均值 a	178.59	310.27	524.71	388.56	215.39
	平均值 b	157.75	265.42	447.85	333.18	190.18
T2	平均值 a	296.05	1087.96	14414.56	1364.07	373.01
	平均值 b	169.43	290.39	495.68	365.32	205.06
T3	平均值 a	865.44	316.39	654.39	385.20	4945.06
	平均值 b	170.80	295.66	507.18	372.49	206.94

说明: T1=365 年、T2=730 天、T3=1825 天。

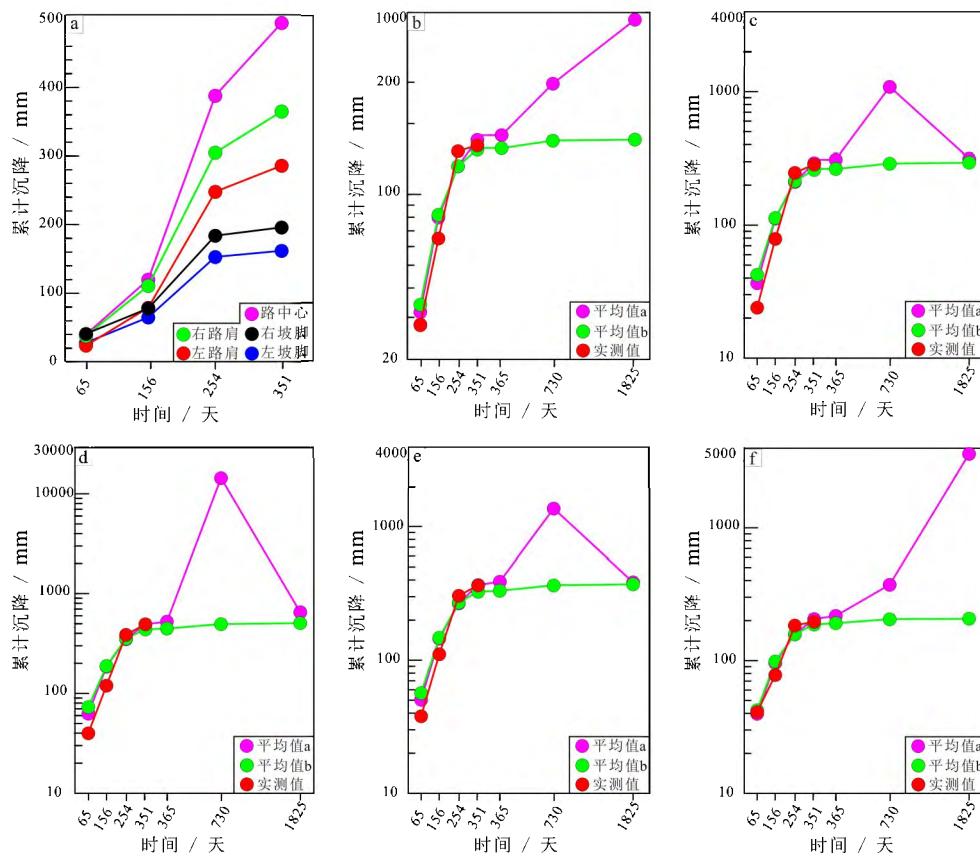


图4 研究断面累计沉降量预测结果平均值

(a-实际测量值;b-左坡脚;c-左路肩;d-路基中心;e-右路肩;f-右坡脚,平均值a-四种方法预测结果的平均值;
平均值b-泊松曲线法和Asaoka法预测结果的平均值)

5 结论

(1) 广东省内软土类的类型及形成环境复杂多样。山地型软土、平原型软土、滨海型软土、沼泽相软土在广东省内均有分布,各类型软土还可以按沉积相划分为具有各自特点的多个亚类。

(2) 本研究公路断面的软土主要为深灰色淤泥质粉质粘土且物理力学性质极差。室内分析结果表明,该软土的含水率为40.0%~85.9%,孔隙比1.068~2.374,直接快剪条件下的凝聚力介于2.0~20.0kPa且内摩擦角介于2.6~15.1°,固结快剪条件下的凝聚力介于2.0~25.0kPa且内摩擦角介于4.5~25.1°,压缩系数介于0.510~3.521MPa⁻¹,压缩模量介于0.88~4.73MPa。

(3) 泊松曲线法和Asaoka法与更适合本研究所选预测断面的沉降量预测。预测结果表明,泊松曲线法和Asaoka法与本研究软基断面实际观测结果的后期沉降放缓并趋向于稳定的现象更为吻合,

具体原因包括:本研究断面固结开始时的沉降观测资料充分、沉降观测结果具有较好的“S”形特征、超载预压和长达一年沉降时间的条件满足固结度达到60%以后。

参考文献

- [1] 顾宝和,张福存. 在振动作用下软弱粘性土的强度及其变形特征[J]. 工程勘察, 1981, (01): 52~54.
- [2] 刘松玉,陈国靖,章定文. 我国高速公路软土地基处理技术进展[A]. 第十四届中国科协年会第21会场:山区高速公路技术创新论坛论文集[C]. 中国: 河北石家庄, 2012: 1~8.
- [3] 杨顺安,冯晓腊,张聪辰. 软土理论与工程[M]. 北京: 地质出版社, 2000.
- [4] 陈天翔. 岳阳松阳湖港区软土地基沉降观测及沉降预测研究(硕士学位论文, 导师: 刘晓平)[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2009.
- [5] 傅波,王桂尧. 路基差异沉降的形成原因及对路



- 面开裂的影响分析[J]. 中外公路. 2006, (03): 39–41.
- [6] Huang D, Ai Y, Hu J. Finite Element Analysis of Influence of Soft Clays Creep Deformation on Highways Roadbed Settlement and Widening Engineering[J]. Journal of China Three Gorges University (Natural Sciences). 2014, 36(2): 56–62.
- [7] 陈永昌. 粉喷搅拌桩施工工艺[J]. 交通世界(建筑·机械). 2012, (07): 122–123.
- [8] 曹利凌. 车辆荷载作用下道路—软土地基结构体系动态响应分析(硕士学位论文, 导师: 王俊刚)[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2014.
- [9] Zhao H, Hui Z, Lin J. Study on Soft Foundation Settlement Analysis and Treatment of Bridge-Head [J]. Advanced Materials Research. 2013, 779–780: 632–635.
- [10] 李立, 马秉务, 薛祥. 北京某高速公路软土段高填方路基沉降计算及地基处理方法分析[J]. 工程勘察. 2010, (S1): 242–247.
- [11] 汤连生, 张庆华, 廖化荣. 公路软基工后沉降研究进展[J]. 岩石力学与工程学报. 2006, 25(S2): 3449–3455.
- [12] Tan S. Validation of hyperbolic method for settlement in clays with vertical drains [J]. Canadian Geotechnical Journal. 1995, 31: 125–131.
- [13] 宰金珉, 梅国雄. 泊松曲线的特征及其在沉降预测中的应用[J]. 重庆建筑大学学报. 2001, 23(01): 30–35.
- [14] 杜海伟, 张建军, 李新生, 等. 地基沉降计算指数曲线配合法及其应用[J]. 土工基础. 2005, (01): 54–56.
- [15] Asaoka A. Observational Procedure of Settlement Prediction[J]. Soils and Foundations. 1978, 18(4): 87–101.
- [16] 孙四平, 刘胜利. 浅谈软土路基施工观测与控制[J]. 安徽建筑. 2002, (02): 39–41.
- [17] 王克红. 粉煤灰处理软基的数值模拟研究与应用(硕士学位论文, 导师: 杨万斌)[D]. 邯郸: 河北工程大学, 2010.
- [18] 余素萍, 张修杰, 李红中. 广东省潮惠高速公路某软土路基的沉降预测研究[J]. 广东交通职业技术学院学报. 2016, 15(03): 1–5.
- [19] 马艳. 虎门港西大坦进港道路软基沉降监控和预报(硕士毕业论文, 导师: 赵利平)[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2007.
- [20] 李红中, 张修杰. 软土成因、特性及其公路路基勘察关键技术的研究进展[J]. 西南公路. 2016, (3): 9–13.
- [21] 付传飞. 硬壳层软土地基工程特性研究(硕士学位论文, 导师: 付宏渊)[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2009.
- [22] 东南大学, 浙江大学, 湖南大学, 等. 土力学(第3版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 1–318.
- [23] 程冠初. 路堤软基沉降变形数值分析(硕士学位论文, 导师: 鄢贵权)[D]. 贵阳: 贵州大学, 2006.
- [24] 钱玉林, 丁毅. 路基沉降预测及其工程应用[J]. 扬州大学学报(自然科学版). 2001, 4(02): 75–78.
- [25] 高燕希, 莫志兵, 魏金胜. 指数曲线法在软土地基沉降预测中的优化与应用[J]. 交通科学与工程. 2011, 27(02): 1–5.
- [26] 仲爱宝, 刘增贤. 公路软土地基沉降计算及预测的探讨[J]. 公路. 2004, (08): 216–219.



江罗高速公路高液限土边坡分析及治理研究

陈运辉^{1,2}

(1)广东和立土木工程有限公司 2)广东盛翔交通工程检测有限公司,广州 511400)

摘要:本文选取江罗高速公路 K140+865 ~ K141+155 右侧高液限土边坡进行了分析和治理研究,通过对影响高液限土边坡稳定性因素的分析,结合现场调绘资料,对本边坡从排水、坡度、坡高、加固、防护等方面进行了治理研究,并提出了针对性的治理措施,为本项目其他高液限土边坡的治理提供参考。

关键字:高液限土边坡;分析;治理研究

1 工程概况

江门至罗定高速公路属山区公路,植被发育,工程建设较少,人为活动少,开挖后形成较多路堑高边坡,其中四级及以上高边坡达 80 多处。受地形、地层岩性、构造及地下水等因素的影响,沿线与路堑边坡相关主要不良地质及特殊性岩土有:崩塌、滑坡、岩溶、膨胀土、高液限土及红粘土等。

根据勘察报告,K138+420 ~ K147+280 里程段零星分布高液限土,具有弱膨胀性。

2015 年 4、5 月份期间降雨量很大,多处高液限土边坡在雨水诱发下发生滑塌,本文选取 K140+865 ~ K141+155 右侧四级边坡进行分析和治理研究。

2 地质条件

2.1 地形地貌

边坡位于低缓丘陵区,地形平缓,坡体地面标高 95~118m,山体植被发育,种植大量桉树,边坡最大高度约 24m。

2.2 地质构造

根据现场地质调绘,边坡下部为强风化灰质砾岩,主要节理 $45^{\circ} \sim 50^{\circ} / 88^{\circ} \sim 90^{\circ}, 125^{\circ} \sim 150^{\circ} / 55^{\circ} \sim 60^{\circ}, 130^{\circ} / 9^{\circ}, 75^{\circ} / 20^{\circ}$,均为闭合状,边坡线位走向 292° ,边坡倾向 202° ,无明显不利结构面。

2.3 地层岩性及高液限土特性

根据勘察资料及结合野外地质调查,边坡岩性主要为红褐色粉质粘土,为高液限土,呈弱膨胀性,一级坡面中部局部位置为强风化灰质砾岩,呈灰褐色、碎块状,岩质软,裂隙发育。

K140+880 ~ K141+160 范围内的三个钻孔取样物理性质指标分别是:XGZK98 钻孔土样液限 57%,塑限 34.2%,天然含水率 37%,自由膨胀率 72%,小于 0.075mm 颗粒含量 68.6%,土样分类为含砂高液限粉土;XGZK99 钻孔土样液限 50%,塑限 28.7%,天然含水率 31%,自由膨胀率 79%,小于 0.075mm 颗粒含量 87.9%,土样分类为高液限粉土;C5GZK4 钻孔土样液限 63.4%,塑限 24.3%,天然含水率 36.8%,自由膨胀率 40%,土样分类为含砂高液限粘土。

2.4 水文地质条件

区内气候温和,雨量充沛,坡体地下水类型主要为孔隙水及基岩裂隙水,受大气降水补给,勘察未见地下水位。

3 滑塌病害情况

2015 年 4、5 月份期间降雨量很大,边坡在雨水因素诱发下,在一、二级坡面左侧、二、三级坡面中部位置发生多处局部浅层滑塌,见照片 1、2、3:



图 1 一、二级坡面左侧滑塌



图2 二级坡面中部滑塌



图3 三级坡面中部滑塌

4 滑塌成因分析

4.1 水的因素

1)高液限土吸水后抗剪强度降低,包括粘聚力和内摩擦力,两者均降低。随着雨水渗入,土体吸水逐渐饱和,土体内孔隙气压减小,孔隙水压力增大,土粒间吸力减小,导致土体粘聚力降低;再者,水分在土颗粒表面形成润滑作用,内摩擦角减小,致使内摩擦力降低。

2)高液限土吸水膨胀,失水收缩,产生开裂。坡体开裂后,地表水深入坡体内部,对边坡稳定性造成不利影响。

3)高液限土含水量高,吸水后引起坡体自重增加,下推力增加。

4)坡脚附近易积水,强度变低,对上部坡体支撑力降低,易产生较大变形,造成失稳。

4.2 施工开挖的因素

坡体开挖属于卸荷力学行为,卸荷将引起坡体位移场和应力场的改变,在坡率变化处形成应

力集中,即在坡脚及坡缘处,在雨水因素诱发下,坡脚及坡缘处易产生滑塌。

5 滑塌治理研究

高液限土是工程上的特殊性岩土,目前有关高液限土的研究主要集中在高液限土作为路堤填料的路用特性和改良方面,而关于高液限土边坡治理方面的研究较少。江罗高速公路高液限土边坡治理研究主要是借鉴临近工程项目(广梧高速公路)上高液限土边坡稳定性影响因素的敏感性研究的科研成果,科研得出的结论是:含水率、坡度、坡高三个因素对高液限土边坡稳定性影响显著,弹性模量、泊松比、剪胀角及抗拉强度等对高液限土边坡稳定性影响不显著。文本主要从含水率、坡度、坡高三个因素对江罗高速公路高液限土边坡进行治理研究。

1)水是高液限土的大敌,治水很关键。根据广梧高速科研成果可知:当含水率达到一定值时,边坡安全系数突然减小,并随含水率的增加而呈近直线型下降。见图4:

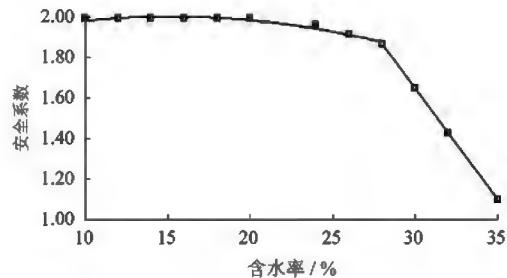


图4 安全系数与含水率的关系曲线

所以,对坡体内部水及地表水均须治理,及时排除坡体内部水和地表水,尽可能减少地表水渗入坡体。

2)根据广梧高速科研成果可知:坡度对边坡稳定性有着显著影响,见图5:

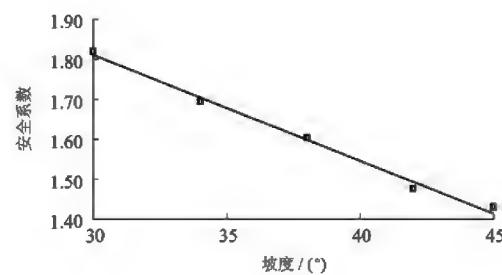


图5 安全系数与坡度的关系曲线

随着坡度的增加,安全系数呈近直线型下降,所以选择合理的坡度,可以减小边坡发生滑塌的概率,但高液限土工程性质及其复杂,环境因素影响很大,很难确定合理的坡度,所以坡度在条件容许的情况下,尽可能缓一点,避免滑塌病害反复出现。

3)根据广梧高速科研成果可知:坡高对边坡稳定性有着较大影响,见图5:

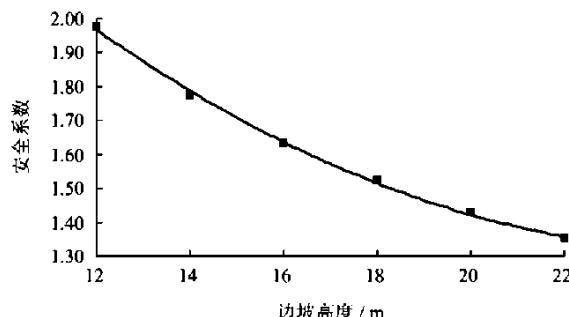


图6 安全系数与坡高的关系曲线

随着坡高的增加,安全系数呈近微上凹抛物线型下降,所以对坡高须进行控制。在条件容许的情况下,可以增大平台宽度,降低边坡每级坡的

坡高,一定意义上把边坡分割成多个矮边坡,增大了平台对上部边坡的支撑力,减小了坡体对坡脚的压力,同时减少了汇水面积,减弱了地表水对坡面的冲刷。

4) 坡脚处易积水,也是应力集中点,是边坡的薄弱处,易产生大变形而失稳,所以在坡脚处应进行一定加固或支挡。

6 滑塌治理措施

现场调查可知:K140+865 ~ K141+155右侧边坡坡高约24米,地形平缓,开挖后已基本形成反坡,所以总体上采用放坡卸载的治理方案。

6.1 治理原则

本边坡已发生滑塌,治理主要遵循以下原则:

1)应急处理:立即停止开挖,对滑塌部位及裂缝进行封闭,阻止雨水渗入,坡脚处进行堆载反压,阻止变形和滑塌进一步发展。

2)方案设计:治理方案合理,施工可行,施工质量易于控制,经济合理。

3)一次根治,不留后患。

注，

1、本图尺寸单位以m计。

2、岩性：(1)粉质粘土(高液限土);(2)强风化灰质砾岩;

(3)微风化灰质砾岩。

K141+020

原设计坡形

滑动面

94.093

94.363

200%

11.50

3 6

1.25 1.50

20

4#100型钢杆 @3m

中高529 L=11.5m

图7 设计横断面图

6.2 滑塌治理措施

高液限土属特殊性岩土,性质复杂,需根据其特性有针对性的进行治理,综合考虑高液限土特性、水的因素、地层岩性,地形地貌、坡度、坡高及对比原设计方案,拟定对本边坡采取以下六方面的治理措施。原设计及优化设计横断面见图7:

1) 排水措施

在一级坡面两侧设置支撑渗沟，进行排水，范围 K140+865~K140+995 和 K141+063~K141+155。

每6m设置一道，宽1.5m，深1.5m，排水层采用干砌片石充填，用碎石或卵砾石填充孔隙，排水层与渗水的沟壁之间两侧及每级台阶后侧设置反滤层（两层），反滤层采用砂砾石和卵砾石，各层厚0.15m；每级坡脚设置平台截水沟，平台排水沟设置向两个方向排水，坡度为2%；各级坡面每隔50m设置一道急流槽；及时排出地表水和地下水。边坡支撑渗沟设计见图8：

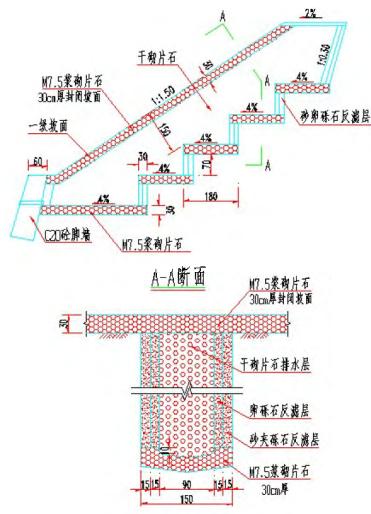


图8 支撑渗沟设计图

2) 坡度设计

通过现场调查发现,本边坡地形平缓,堑顶基本已形成反坡,具备放坡卸载的条件。

原方案设计坡度:一级坡面1:1.25,二、三、四级坡面均为1:1.5。

原设计坡度已不满足边坡稳定性要求,为减小坡体下滑力,提高边坡的自稳定性,须对边坡进行再放坡卸载,优化设计边坡坡度:一级坡面1:1.5,二、三、四级坡面均为1:2。

3) 坡高设计

原设计方案每级坡坡高6m,比较合理,维持原设计,坡度放缓后,最大坡高也基本没变,约24m。

4) 平台设计

原设计方案:一级平台宽3m,二级平台宽6m,三级平台宽3m。

为提高边坡稳定性,把边坡分割成多个矮边坡,增加平台对上部坡体的支撑力,本次优化设计增大平台宽度:一级平台宽6m,二级平台宽8m,三级平台宽6m;增大碎落台宽度,增大为4m。

5) 加固措施

在一级坡面中部局部位置K140+995~K141+063里程范围,揭露岩性为强风化灰质砾岩,采用11.5m长锚杆及格梁进行加固;在一级坡面两侧K140+865~K140+995和K141+063~K141+155里程范围坡脚处设置C20砼挡墙进行支挡加固。挡墙设计见图9:

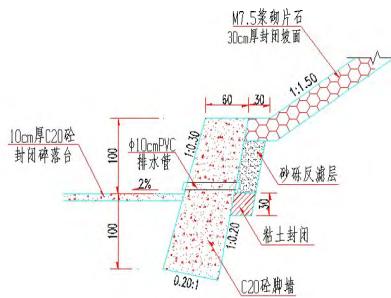


图9 挡墙设计图

6) 防护措施

放坡后的二、三、四级坡面采用人字形骨架+三维网植草防护,一级坡面K140+865~K140+995和K141+063~K141+155里程范围采用30cm厚M7.5浆砌片石封闭护面;所有平台、碎落台采用10cm厚C20砼封闭。

7 结论

含水率、坡度、坡高是影响高液限土边坡稳定性的主要因素,通过对这些因素的分析和研究,结合现场勘查调绘资料,本文采取了防排水、放坡卸载、封闭平台、坡脚加固等方案对K140+865~K141+155右侧四级边坡进行了分析和治理,采取的治理措施主要有支撑渗沟、放缓边坡、加宽平台、坡脚挡墙、封闭平台等。高液限土边坡工程性质复杂,环境因素影响很大,治理措施需保守。

江罗高速公路高液限土边坡,在雨水的诱发下,大部分已发生滑塌,本文选取K140+865~K141+155右侧四级高液限土边坡进行了综合分析和治理研究,本项目其他高液限土边坡可根据实际情况参照本边坡治理措施进行治理。

参考文献:

- [1]徐邦栋. 滑坡分析与防治[M]. 北京:中国铁道出版社,2001.
- [2]中华人民共和国交通部.《公路路基设计规范》(JT-GD30-2004)[S]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [3]余小马,徐国峰,吴昊,谢媛. 高速公路高液限土路堑边坡稳定性分析[J]. 公路,2011,第8期:138-140.
- [4]刘顺青,洪宝宁,徐奋强,程涛. 高液限土边坡稳定性影响因素的敏感性研究[J]. 防灾减灾工程学报,2014,34(5):589-596.
- [5]罗戍. 长深高速公路某大型滑坡治理工程的分析与思考[J]. 广东公路交通,2011,第3期:69-73.
- [6]尤帆帆. 高速公路边坡风险分析和应用[J]. 广东公路交通,2013,第6期:9-14.



兴华高速新中大桥桥址滑塌成因分析与处治方案

蓝晓锋

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广东广州 510507)

摘要:新建高速公路桥梁跨越分布有滑塌山体半坡,部分桩基础分布于滑塌区域内,工程地质条件差,因现场施工扰动、后期雨水冲刷及风化破坏,滑塌继续发育可能造成基础失稳或对桩体产生剪切破坏。本文选取兴华高速公路新中大桥滑塌为例,通过对滑塌进行调查监测,结合桥梁设计方案及勘察成果,进行定性定量分析滑塌发生机理,比选确定滑塌处治方案,其研究成果可为该区域类似滑塌分析与处治提供参考借鉴。

关键词:兴华高速;桥址;滑塌成因;处治方案

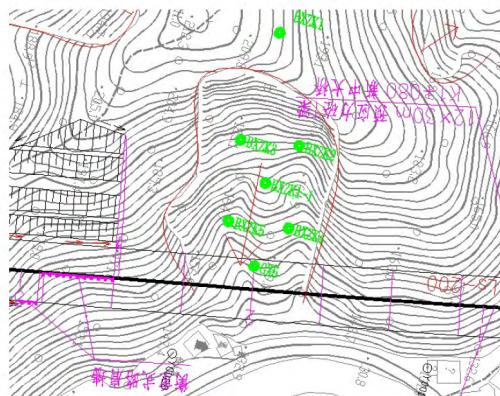
1 引言

随着社会经济发展,特别是近年来经济发达地区高速公路的设计施工由区域间的路网建设进入了区域内对已有路网加密建设连接线的阶段。受已有线路分布及地方规划和居民工业建筑分布的影响,新建高速公路的选线受到很大的制约,出现线路无法绕避工程地质条件较差的不良地质地段的情况。通过充分的勘察研究采用合理的工点设计及对地质条件进行处治是高速公路设计研究的趋势。

在建的广东省兴宁至五华高速公路 K1+050~K1+400 段以大桥及路堑方式通过,现场位于半坡滑塌区域内,并于 2015 年 5 月开始桥梁施工。为进一步查明滑塌的分布特征及其对桥梁的影响,施工阶段进行了补充勘察工作,受雨季影响冲刷影响,现场见新近堆积滑塌土体,如图 1 所示。



图1 滑塌体现场照片





(1)后缘陡坎近直立,最大高约15m,其中陡坎中上部较光滑,下部局部堆积松散土体;

(2)两侧呈冲沟地貌,右侧冲沟(小桩号侧)宽约5~15m,深约3~8m,沟岸覆盖层厚约5~10m;左侧冲沟(大桩号侧)宽约10~25m,深约5~10m,沟内多为松散土体,在沟内中上部发育一新近滑塌变形体,变形体宽约25m,长约40m,厚约5~10m,滑塌体后缘位于陡坎下部。

(3)两道冲沟中间为滑塌堆积体,基本呈两级分布,上部冲沟宽、堆积体较窄,堆积体成分主要为碎块石土;下部冲沟向内收拢变窄,堆积体略宽于上部,成分主要为粉质粘土偶夹块石及孤石。

(4)陡坎顶部距离自然山顶高约10m,山顶呈缓坡圆丘状,陡壁后缘呈圈椅状凹槽地貌。

2.2 滑塌坡体岩土特征

根据现场地质滑塌山体为震旦系混合花岗岩地层,以全~强风化岩为主,厚度10~52m,厚度变化大,表现为前缘薄,中后部厚的特点。基底为中微风化混合花岗岩,岩面随地形起伏,岩面起伏角度约为11°,节理裂隙一般发育,岩体较完整。

通过本次勘察揭示滑塌堆积体成分为:残积粉质粘土组成,棕红色,土质松散,水冲易散,含植物根系;全~强风化混合花岗岩,全风化为土柱状,强风化主要为土状夹碎石,较松散,干硬度中等,见少量风化残余石英,云母类风化矿物结构明显,土粒粘结力差。

滑塌体在部分钻孔中揭示,颜色、成分与状态与坡体原状土可清晰区分,崩塌滑落成因明显。

2.3 滑塌水文地质特征

(1)地表水。在滑塌坡面坡脚位置有溪流流经,地表水总体由北向南流,水量受季节性影响较大,雨季河水暴涨,旱季水量较小,勘察期间,水面宽约2~3m,深为0.5~0.6m。另外,受雨季降雨影响,施工期间坡脚渗出细小水流或见土体富水湿润。

(2)地下水。滑塌范围地下水类型主要为第四系松散岩土层孔隙潜水和基岩裂隙水。勘察期间均测得地下水位,水位埋深为11.2~53.5m,相应高程为137.3~142.6m。含水层为强风化层及中微风化基岩层。基岩趋于完整,为隔水层。

(3)地下水水质。根据新中大桥地质勘察报

告,滑塌范围内地下水对混凝土结构及混凝土中结构中钢筋具微腐蚀性,环境作用等级为B级。

综上所述,滑塌范围水文地质条件较简单,地下水补给源较单一,储量受降水影响大,地下水受大气降雨及侧向迳流补给为主,以蒸发、侧向径流为主要排泄方式。

2.4 滑塌形成机理

根据现场调查情况,该边坡滑塌变形机理主要可归纳为如下三个方面:

(1)地质基础:该边坡风化层较厚,结构面发育,三组陡倾结构面组合 $80^{\circ} \angle 81^{\circ}$ 、 $102^{\circ} \sim 125^{\circ} \angle 77^{\circ} \sim 78^{\circ}$ 、 $335^{\circ} \angle 48^{\circ}$ 倾向临空面,且结构面岩土体强度降低,不利于边坡稳定;但是,由于存在大角度斜交反倾似层状结构面 $180^{\circ} \angle 23^{\circ}$,对陡倾结构面的变形规模起到了一定的抑制作用。另外,中风化基岩顶面为隔水层,表水下渗后易在该顶面上部形成富水带,软化岩土体强度,易诱发边坡沿该软弱带滑动变形。

(2)地形条件:边坡自然坡度较陡,坡顶为凹槽地带,坡脚为地方道路和河谷,地形上易汇聚表水,且临空面开阔,具备边坡易失稳变形的地形条件。

(3)外因作用:坡脚地方道路修建进一步消弱了自然坡脚支挡力;另外受连续降雨或集中强降雨作用,不但形成强烈坡面冲刷破坏,而且大量表水下渗,一方面软化坡体尤其是结构面岩土体强度,另一方面在坡体内形成短暂静压水头,均易诱发边坡变形破坏。

3 滑塌稳定性分析与评价

3.1 定性分析

从滑塌体物质组成方面和分布形态分析,该区域滑塌变形主要受厚层风化层及结构面控制,坡残积粉质粘土及全~强风化层土体强度低、粘结力差同时受结构面切割,因而坡体整体性弱,易于拉裂,边坡自稳能力差,从现场勘察情况看,滑塌处于局部不稳定状态。

从影响滑塌稳定性因素分析,影响滑塌体发生、发展的因素有土质结构、地表形态、降雨、人类工程活动。持续的降水使雨水渗入土体内,松散的土质结构为人渗创造了有利条件,同时土体强



度迅速降低、重度增大;相对隔水微风岩层形成隔水层,阻止了入渗雨水的排泄,抬升了地下水位,加剧土体的饱和、软化;降水在地表负地形形成汇流切割带走松散土体形成临空面。渗在表水和地下水作用下,向临空面发生变形破坏,表现为多次多级多处崩塌或滑塌变形体,逐渐发展贯通形成现有的变形包络范围,潜在失稳面已发展至中风化基岩顶面。

3.2 定量分析

3.2.1 计算取值标准和计算工况

(1)计算取值标准

暴雨强度按20年的重现期计;

本次计算不计入地震力;

滑塌区水位按勘察揭示水位线计,若未揭示水位线根据滑动面作适当调整。

(2)计算工况组合。根据坡体受力特征及基可能出现的各种荷载组合情况确定计算工况,作用于滑塌体条块上的永久荷载主要为土体条块重量,可变荷载为动静力压力,本次选定天然状态(天然状态自重+地下水静水压力)以及持续降雨状态(饱和状态下自重+地下水动、静水压力)两种工况计算裂面最大深度剖面的坡体稳定性及各滑块剩余下滑力。

3.2.2 综合确定计算参数

通过室内土工试验数据以及结合土石比例综合考虑,加权平均计算得到计算物理指标建议值见表1:

表1 稳定性计算参数建议值

工况	位置	项目	取值
天然状态	滑塌体	容重(kN/m ³)	19
	滑面	c(kPa)	12
饱和状态	滑塌体	容重(kN/m ³)	20.5
	滑面	c(kPa)	8
	滑面	φ(°)	15

3.2.3 稳定性及剩余下滑力验算

根据《岩土勘察规范》(GB50021-2001)中基于极限平衡理论的折线形滑动面条分法和传递系数法来计算坡体的稳定系数及剩余下滑推力。根据《公路路基设计规范》(JTG D30-2004),确定滑塌剩余推力计算天然状态下安全系数K=1.25,持续降雨工况安全系数K=1.15。

利用理正岩土软件分别按天然、持续降雨两种工况进行计算分析得到的结果见表2。

表2 各工况情况下安全系数及特定安全系数和的剩余推力

工况	稳定系数K	剩余下滑力(kN/m)
天然	1.32	<0(K=1.25)
持续降雨	0.89	4521(K=1.15)

3.3 滑塌稳定性综合评价及变化趋势预测

目前该边坡区域冲沟发育,松散堆积层较厚,上部岩土体基本处于临界状态,极易失稳;深层中风化基岩顶面滑动面尚未完全贯通,仍处于发展阶段,但在震动和地下水等不利因素影响下,极有可能导致该层滑动面贯通,诱发较大规模滑塌变形,破坏线路桥梁。

4 滑塌整治方案比选

综合滑塌变形规模、性质、作用机理及其对线路桥梁桩基的影响等因素,建议如下两个治理方案。

方案 I :原位加固治理方案

后缘陡坎顺着自然坡面适当修坡清理,形成相对规则人工坡面,然后中上部坡面采用锚杆格梁加固,下部采用两~三排锚索加固。中部高约25~30m坡面,先清理表层虚土,厚度宜控制在3~5m(局部可适当增大),然后采用锚杆格梁加固(局部稳定性不满足要求的区段,可采用锚索框架加固);距离桥桩上游约10m纵向设置一道拦渣挡墙,必要时挡墙可配合采用锚固或肋柱加强,挡墙在桥桩中间部位设置泄洪口。挡墙与桥桩之间坡面可结合桥桩挖孔作业平台适当修坡加固。滑塌区域结合现场地形采取顺坡修坡或锚杆加固。完善地表排水系统,坡顶设置截水沟,坡面设置地表排水沟、急流槽等。

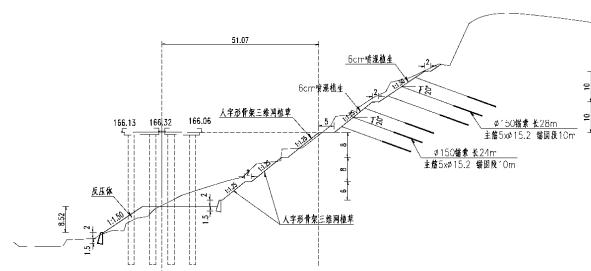


图4 滑塌原位加固治理剖面图



方案Ⅱ：削方减载加固方案

按照路堑高边坡方案向后刷方，坡级高度8~10M，边坡中部设置宽平台，上不坡率1:1.25~1:1.5，下部坡率1:0.75~1:1.25。根据边坡稳定性分析计算结果，分别对各级坡面采用锚索框架、锚杆格梁加固或植草防护，其中一级边坡宜采用锚索加固。完善地表排水系统，坡顶设置截水沟，坡面设置地表排水沟、急流槽等，完善地表排水系统。

对上述二种方法的经济性、施工技术难度进行综合比选，结果见表3。

表3 整治方案综合比选

整治方案	经济性	技术难度	合理性
原位加固治理	较好	较高	合理
滑方减载加固	较差	高	合理

方案一占地少，对周边环境影响小，造价也相对较低，综合比选推荐方案一。

5 结语

1、本滑塌为雨水长期冲刷并多次发生的渐进式滑塌现象，滑塌单次规模不大，最近一期塌方规模约为1700方。目前在自然状态下坡处于基本稳定状态，但在持续强降雨冲刷的条件下及施工扰

动，可能引发进一步滑动，对正在建设或建成后高速公路产生破坏，应对该边坡进行合理的治理，经方案比选，推荐采用方案一原位加固治理方案进行治理。

2、施工过程应采取合理的技术手段及措施，减小对滑塌坡体的扰动；施工期间及运营前期对坡体进行监测，及时了解施工对滑塌的影响和滑塌发展趋势，保证施工运营安全。

3、在受制因素较多的高速公路施工建设中，配合构筑物建设对不良地质进行治理不可避免，采用经济、合理的治理方案在工程的设计施工过程中意义重大。

参考文献

- [1]兴宁至五华高速公路兴宁至五华段工程地质勘察报告[R].广州:广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 2014.
- [2]陈东梅,张琳.公路边坡滑塌稳定性分析[J].土木工程,2015.
- [3]GB 50021-2001.岩土工程勘察规范(2009年版)[S].
- [4]JTGD30-2004.公路路基设计规范[S].



浅谈城市人行天桥的景观与人性化设计

梁建东

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,510507)

摘要：结合城市人行天桥的现状，主要从天桥的选址、总体布置、景观设计、结构设计及附属设施设计等多角度阐述人行天桥的景观和人性化设计，以解决和改善一些常见的人行天桥设计问题。

关键词：人行天桥；景观；人性化；设计

1 引言

随着城市化进程的推进，城市交通快速发展，人行天桥也修建得越来越多。城市建设对景观的要求越来越高，过去人行天桥仅是简单的满足过街功能的需要，现在人行天桥已是组成和塑造城市景观的重要元素，尤其是城市的核心、繁华地带，通过运用景观和城市设计等手法，人行天桥可以成为城市中一道亮丽的风景，可以很好地点缀周边城市景观，甚至成为城市的地标。

通过对现状人行天桥的设计及使用情况调研发现，目前天桥的设计与建设都存在诸多问题，并具有普遍性，如天桥造型设计千篇一律、缺乏与周边景观环境相协调考虑、设置位置考虑不周、无障碍设施设计及建设意识薄弱等。本文主要就景观和人性化设计两个方面进行阐述。

2 人行天桥的景观设计

2.1 桥型选择

人行天桥桥型方案的选择，应充分重视美学因素，并结合整体和局部与环境的关系来考虑。人行天桥主要有梁式桥、斜拉桥、拱桥等结构形式。

梁式桥，轻质、简洁大方，具有很强的沿水平向伸展的力动感和穿越感。通过在设计中协调桥面装饰、桥墩、主梁、栏杆的造型，并辅以立体构成的一些表现手法，突出简捷、抽象的几何图案，能达到较好的景观效果。

斜拉桥，具有更大的跨越能力，斜拉桥的“线”和索塔的“几何”造型是构成“美”的基本元素。但鉴于斜拉桥独特的结构形式，其斜拉索倾斜的线形与城市建筑的垂直形态会在视觉上产生扭曲的

视域，造成感官上的混乱，因此斜拉桥适宜在跨度较大、空旷、宽敞的场地设置，如主题公园、景点等。

拱桥，拱圈造型具有线条刚柔的韵律美，同时又具有动力的跨越美。但拱圈及吊杆会造成纵向遮蔽视域空间，使得行车视域不再具有通透性和连贯性，无法与周边建筑景观合为一体。因此，拱桥适宜在空旷、宽敞的场地设置。

桥型选择应根据城市整体景观形象及道路的定位确定，除了传统的桥型外，还可结合新材料、新技术的应用，创造出独特的结构形式。

2.2 人行天桥外装饰设计

桥梁外部装饰也是创造桥梁美观的重要环节。这里的外部装饰主要是指人行天桥的表面处理以及花草绿化的设计。人行天桥的表面处理，即色彩和质感的处理，可以恰当地表现出桥梁各部位的结构特征，更使桥梁与周边环境相协调。此外桥梁表面处理还可以弥补结构表面的缺陷，防止有害物质的侵入，有利于延长结构的使用寿命。目前表面处理有涂装以及饰面等形式，钢结构表面必须采用耐腐蚀的涂装材料，混凝土墩、柱等位置也宜采用表面涂装。涂装可以选择不同颜色，通过色彩的应用，迅速而强烈地赋予其结构感觉。除了涂装之外，金属板等建筑用外装饰饰面也在人行天桥中逐渐使用，其主要优点是现代感强，特别容易与周围建筑相融合。金属板主要有铝板、铝合金板或铝塑板等。但需要注意装饰材料耐久性的问题，减少后期养护的成本。为了更好地与环境协调，在人行天桥两侧设计花槽也是可取的做法。通过在桥梁两侧种植绿化作物，可将桥梁主体掩映在绿色植物甚至花海中，既廉价

又美观,且拉近了人与自然的关系,显得非常和谐。同时,人行天桥的绿化作为立体绿化,为城市的绿化创造了新的空间,通过对桥体进行绿化能够增加城市的绿化量。对人行天桥进行绿化设计时,需注意绿化植物的选择以及花槽给排水系统的设计,统筹考虑桥体绿化所需的市政管线、浇灌等相关措施和后续的管养护理,保证桥梁建设与绿化建设同时进行,这样可以避免后续绿化改造时带来的不必要的浪费和麻烦。图1是位于佛山季华路上的人行天桥,主梁外包铝塑板,使简单的梁桥赋予了更强的现代感;主梁两侧设置了花槽绿化,与道路两侧绿化带有机结合,使天桥与道路浑然一体。图2是位于深圳的人行天桥,主梁、主墩外包铝塑板,侧面的玻璃通过色彩的变化达到了动感活力的效果。



图1 佛山季华路人行天桥



图2 深圳人行天桥

2.3 独特的照明设计及夜景效果

人行天桥景观既考虑白天造型,同时考虑夜景欣赏,通过现代高科技的灯光艺术手段与桥梁造型有机结合在一起,在夜晚充分展现桥梁的跨越之美。通常采用的设计方法有:(1)以轮廓光为主,突出桥梁的“线性”造型特征,形成城市夜空中的夺目虹桥。(2)通过合理的照度和色温,并联系周围环境亮化,营造明亮、独特、美观的环境效果。

人行天桥的照明设计应避免干扰城市机动交通。人行天桥一般跨越城市的机动交通干道,因此其景观照明效果应在保证不干扰机动交通的前

提下进行设计,包括不干扰交通指示照明,不能对桥行驶车辆形成眩光等。这就涉及到桥梁景观照明所使用灯光的颜色及设置,具体应满足相关规范要求。此外,景观照明必须要满足道路照明规范,以保证夜晚行人过街的照明需求,同时还必须考虑到能源节约以及设备维护等各方面因素。图3是天桥照明灯光运用的一个例子,主要布置了两类照明灯光。一类为功能性照明灯光,主要在天桥顶棚底部安装三防型白色荧光灯;另一类为景观性照明灯光,布置在天桥平台两侧嵌装全彩LED条形灯,景观照明灯光采用自动控制,五彩夺目的色彩变化,将整个天桥内,外部特征充分体现出来。



图3 天桥照明灯光的运用

3 人行天桥的人性化设计

随着社会的进步,“以人为本”的概念越来越引起人们的重视,对于人行天桥,人性化设计已成为趋势。在人行天桥的设计和建造中,如何提高行人、非机动车过街的舒适性和便捷性,如何全面考虑各类行人的使用要求,如何与其他人行设施无缝对接,是天桥人性化设计中的重点。天桥的人性化设计主要体现在以下方面:

3.1 关注周边人与环境的合理选址

人行天桥的具体位置,应充分考虑到人们抄近路的习惯,增加天桥的使用率。现实中经常出现部分人行天桥选址不当,上下天桥距离较远,行人宁愿冒险横穿马路甚至翻越道路中央隔离带而不使用天桥,天桥成为了摆设。为了避免投资的浪费,若要修建天桥,那在什么位置修建则是首要考虑的关键问题。人行天桥一般建在地面交通流量较大,周边行人较稠密的路口或道路,其选址应优先考虑满足交通需要和方便行人以最短距离及最小爬高跨越道路,宜设置在快速公交停车港、地铁枢纽站、园区入口附近等。同时,还要配套设置



标志、标线、护栏、隔离带等交通管理设施，引导行人合理安全穿行。

3.2 无障碍设计

无论对于行动困难还是正常人，人行天桥应提供无障碍设施，以方便残疾人和老年人使用。随着社会对老弱病残人士的关注，人行天桥的建设也越来越强调无障碍设计，例如广州，人行天桥设计报批规划时，无障碍设计是必须考虑的强制性条件之一。人行天桥的无障碍设计包括：提示盲道、无障碍坡道、自动扶手电梯、垂直电梯等。天桥的盲道系统要与道路盲道系统保持连续性，盲道一直铺设到天桥入口处。梯道设计中需要考虑方便残疾人上下的坡道，无障碍坡道根据相关规范，人行天桥的无障碍坡道坡度不应大于1:12，在困难路段的坡度不得大于1:8。无障碍坡道主要为方便行动不便和坐轮椅者过街。由于无障碍坡道坡度缓，梯道占地较多，为了节约用地，可采用旋转、折尺等形式，见图4。当场地受限无法设置坡道时可采用自动扶手电梯或垂直电梯，见图5。电梯的设置，不但方便了行动不便者过街，而且对一般的行人也有较强的吸引作用。



图4 无障碍坡道(折返式)



图5 垂直电梯与手扶电梯

3.3 全天候设计

全天候行人交通系统的建设也是天桥人性化

设计的重要体现，建设全天候行人交通系统主要是考虑日晒及降雨对人们使用天桥的影响。换句话说，天桥全天候设计就是天桥增加顶棚。南方地区多属于高温多雨区域，日照时间、高温延续时间都相当长，年降雨量大、降雨延续时间长，因此，天桥设置顶棚对行人也有较强的吸引作用。

顶棚可采用阳光板、耐力板、钢化夹胶玻璃等材料，阳光板和耐力板的价格较低，但使用寿命相对较短，见图6；夹胶玻璃的耐久性较好，后期清洗养护方便，景观性更好，见图7。顶棚的骨架可采用钢结构，以减少其自重对主梁的影响。设置顶棚应考虑对桥上通风、采光的影响。广州、佛山等地的多座人行天桥采用了丝网印刷夹胶玻璃的工艺，既能遮阳挡雨，同时也保证了桥上的采光。此外，设置顶棚还应考虑桥上治安和管理问题，可考虑配置安监系统，保证行人的安全。



图6 阳光板顶棚



图7 钢结构骨架+钢化夹胶玻璃顶棚

4 结语

随着城市化进程的加快，城市对环境、景观要求越来越高，作为城市公共构筑物的人行天桥，在设计与建设过程中，需在满足使用功能的前提下，着重考虑景观设计和人性化设计，在整体造型、绿化、装饰、选择新型材料等各方面综合考虑，力争做到一桥一景观，为城市增加一道靓丽的风景线。



新型桥面板结构在市政桥梁中应用 稳定性研究

张伟

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司 广州 510507)

摘要: 分别建立了正交异性普通钢桥面板和正交异性钢-聚氨酯夹层桥面板的有限元模型,并另外建立了不同U型肋数量和不同面层钢板厚度的夹层板计算模型,在边界条件、加载情况均相同的条件下进行有限元模拟分析,夹层板采用板-实体-板结构模拟,结果表明:在相同条件下,夹层板比普通钢板屈曲临界应力、刚度、强度均有较大幅度的提高,U型肋间距、面层钢板厚度对夹层板的屈曲临界应力及屈曲破坏形态有较大影响,两种因素分别超出一定范围后,对板整体的影响又受到相互制约。

关键词: 市政桥梁;正交异性桥面板;夹层板;稳定性;有限元分析

1 引言

桥面板在构造上通常与主梁的梁肋和横隔板整体相连,这样既能将直接承受的荷载传递给主梁,又能构成主梁截面的组成部分,并保证了主梁的整体作用^[1]。由于桥面板直接承受车轮荷载作用,容易产生疲劳破坏等。同时,由于桥面铺装或轨道的磨耗和损伤等原因,桥面板特别容易受到冲击作用。可以说,桥面系结构是桥梁各构件中工作状态最为不利的结构之一,桥面系结构是限制桥梁跨度发展的重要因素之一^[2]。

随着经济的发展,我国城市建设日新月异,城市交通量也迅猛增大。为了满足日益增大的交通量的需要,城市各种立交桥、高架桥以及人行天桥遍布城市各个交通枢纽。虽然如此,依然不能很好的解决城市交通拥堵的现状,分析原因之一是由于传统桥梁的材料与结构性质明显限制了桥梁的发展,并且存在多种难以解决的病害。城市桥梁具有明显的特征:由于交通量大要求桥梁结构,尤其是桥面结构具有较好的耐久性;由于空间的限制要求桥梁结构高度尽量小;由于在中央分隔带下不能落墩造成桥梁宽跨比大,要求桥梁上部结构自重较轻;由于无法长时间中断交通,需要施工快速有效;此外城市桥梁对桥梁景观要求较高。因此迫切需要研究开发出性能优越的材料和结构以适应城市桥梁发展的需要。

近年来,在国际上出现了一种新型的桥面板——聚氨酯-钢板夹层结构桥面板^[3-4],其表层为钢板,中间注入聚氨酯弹性材料,表层钢板主要起到提高板材的拉伸强度、表面抗冲击能力、分布荷载的作用;芯层硬而轻,主要起到在保证了强度的情况下,减轻结构质量,提高抗弯刚度的作用。总之,钢夹层板结构与普通钢桥面板相比,具有质轻高强;比刚度大;稳定性更好;耐腐蚀、抗疲劳性好;减振、隔音、隔热;在同等承载能力下大大减少钢桥面板加劲肋的数量,从而减少焊缝,延长使用寿命等优点^[3-5],钢夹层结构兼有构成复合结构的金属钢板及弹性芯体材料的优点,充分利用了两者各自的优点,满足我们桥梁技术发展的需要。

2 新型桥面板在桥梁中的应用介绍

SPS结构在船运、航天、军事、土木工程等领域的应用得到飞速发展,在桥梁工程中也已被用于新铺桥面板、桥面板的更换、桥面板的修复加固,并被实验证明可行、可靠^[4-6]。

加拿大Shenley桥首次采用钢-聚氨酯板夹层结构作为桥面板,该桥全桥跨径22.5m,横向宽度7.1m。整座桥梁的施工建造只花了不到半个月便完成了,大大缩小了传统桥面结构的施工工期。IE公司对该桥做动静载实验包括疲劳试验,试验过程中未出现夹层板面板与芯层的脱开现象。试验结果表明该桥刚度、承载能力比传统的正交异



性钢桥面板大,且产生较小的挠度和弯曲,经过5百万次的循环疲劳试验该夹层板未产生疲劳裂纹,同时自重却比传统的钢筋混凝土桥面板以及普通钢桥面板轻。

钢-聚氨酯夹层材料具有质轻、高强、可预制铺装的特点,适合用于对传统混凝土桥面板进行更换。采用夹层板更换原有桥面时可以很方便的进行预制拼装,使原有桥梁的外观外貌不受影响,能够完全保留,不影响桥梁所具有的历史价值。英国M6高速公路上的人行桥由于旧的混凝土桥面老化需要更换,由于该公路交通量大且地位重要,此人行桥面板的更换工作需要考虑减少对主线交通的影响,需要选择一种安装施工速度快、简便易行、新桥面板与原有桥梁协调美观、经久耐用、且尽量不影响到原有桥梁的正常使用的方案。最终选择用夹层板替换原来的混凝土桥面板进行加固,该方案只需要将夹层板就近预制,运输到现场安装,整个安装过程只在夜间封闭交通几个小时就完成,体现了钢聚氨酯夹层板的安装快速性能。

使用传统材料对桥面板进行加固修复需要将原有桥面板拆卸,不仅工作量大,而且造成巨大的材料与人工浪费,更重要的是桥面板铲除过程中产生对桥梁结构的冲击震动以及桥面板铲除后整个桥梁结构的整体性变弱结构受力发生不利的变化会对原有桥梁结构产生非常不利影响。将钢-聚氨酯夹层材料应用于桥面板的修复加固可以避免原有桥面板的拆除所产生的居多不利影响。采用复合夹层材料修复加固桥面板的程序为:将原有钢桥面板除锈去污清理干净,然后将一层新钢板平行固定于原有桥面板并保持一定的间距,最后将两层钢板中间的空腔注满聚氨酯。整个施工过程简单易行、经济适用,且对被修复桥梁扰动小。Schönwasserpark桥的结构形式为双向分离式,最大跨径达70m,桥梁横向总宽度为33.2m。该桥运用夹层板进行加固修复,整个加固施工过程共花了约一个月的时间,非常的快速简便。在以后使用过程对该桥的监控数据证实了夹层板技术是一个加固正交异性钢桥面板合适和有效的方法,能够有效防止疲劳导致的裂缝,因为沿着这

些关键点的应力大大降低,形成了一个更为持久的结构。

夹层板结构还应用于Lennoxville Bridge,Double Hull Tankers Bridge等桥梁,但在国内尚未开始应用于桥梁中,更没有相关的设计规范及准则,也未形成系统的计算理论,但在船舶、航空方面已有广泛应用,并且中国船级社发行了《钢夹层板材料船舶结构建造指南》。在文献[7]、[8]中对夹层桥面板的静力弯曲受力性能进行了研究,研究结果表明在同等条件下,与普通钢桥面板相比,在局部荷载作用下,夹层板应力分布比单层钢板均匀,单层钢板应力分布集中明显,相同荷载产生的位移夹层板远小于单层钢板,夹层板刚度、强度、承载能力远大于单层钢板。在以上研究的基础上,本文主要针对夹层桥面板的屈曲稳定性能方面开展研究分析。

3 正交异性夹层桥面板与普通正交异性桥面板稳定分析比较

结构失稳(或结构屈曲)指当结构所受载荷达到某一值时,若增加一微小的增量,则结构的平衡位形将发生很大的改变。结构稳定问题可分为三类,弹性稳定分析属于第一类失稳问题,又称为平衡分岔失稳或特征值屈曲分析,结构失稳时相应的荷载可称为屈曲荷载、临界荷载、压屈荷载或平衡分枝荷载^[6-10]。加劲板在纵向压力作用下,失稳破坏形态主要有三种:加劲肋与母板同时屈曲的整体破坏形式;加劲肋局部破坏形式;肋与肋之间的母板屈曲的母板局部破坏形式。本文采用正交异性钢桥面板简化模型,采取相同的边界条件和荷载对面板为单层钢板和夹层板进行有限元对比分析板的屈曲临界荷载、屈曲模态、应力、位移,比较受力特点与稳定性能。

3.1 建立有限元模型

选取一块如图1所示的正交异性桥面板作为计算模型。桥面板横向宽3600mm,沿纵桥向取长5000mm,桥面沿横桥向布置7个梯形闭口加劲肋,“U”形肋高度为220mm,肋开口宽度为240mm,肋闭口宽度为160mm,U肋为8mm厚单层钢板,两相邻加劲肋中心间距500mm,侧板与加载端板高



300mm, 厚30mm, 夹层桥面板各层厚度依次取为顶层钢板5mm、聚氨酯芯层30mm、底层钢板5mm。普通正交异性钢桥面板母板厚度为10mm, 其它尺寸与正交异性夹层板均相同。面层钢板和加劲肋以及端板均采用16Mn低合金钢, 弹性模量为 2.1×10^5 MPa, 泊松比为0.3, 密度为 7800kg/m^3 。聚氨酯弹性模量取800 MPa, 泊松比取0.35, 密度取 1200kg/m^3 ^[11]。采用简支边界条件, 不计自重与桥面铺装层的影响, 比较两种桥面板在车轮荷载及面荷载共同作用下的受力特点及稳定性。

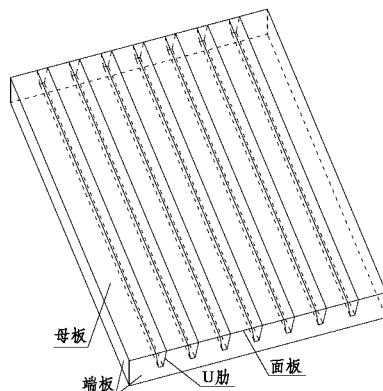


图1 正交异性桥面板计算模型示意图

按现行公路桥涵设计通用规范^[12]布置车轮荷载, 对两种桥面板均按跨中受力最不利荷载位置布载, 跨中最不利荷载位置纵向和横向布载如图2所示。车轮荷载按均匀布面荷载作用施加。采用通用有限元软件ansys进行分析。根据钢夹层板材船舶结构建造指南, 夹层板采用板-实体-板建立模型。在实际实验中, 需对纵向侧板及加载端板采用型钢的方式进行加强, 在有限元模拟中对侧板及端板采用较厚的钢板模拟。

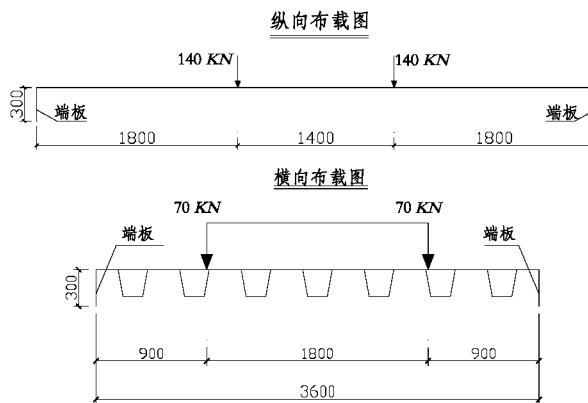


图2 跨中受力最不利位置布置图

3.2 有限元计算分析

采用两种不同结构类型的正交异性桥面板, 在相同荷载、边界条件加载方式下计算分析。因模型同时有两种荷载作用: 车轮荷载、面荷载, 车轮荷载为定值, 视为恒载, 面荷载为可变值, 视为活载, 则实际屈曲临界荷载为: 屈曲荷载=1.0x(恒载+Kx活载)^[9]。为方便比较两种不同结构桥面板受力性能及屈曲稳定性, 取最大横向应力、最大纵向应力、最大挠度与屈曲临界应力。计算结果如表1所示。

表1 正交异性夹层板与普通正交异性钢板计算值对比

项目	最大挠度 (mm)	横桥向最大拉应力 MPa	纵桥向最大压应力 MPa	屈曲临界应力 MPa
夹层板	9.3	45.9	244.0	58.4
钢板	17.9	104.4	337.2	50.6
比值	0.52	0.44	0.72	1.15

注: 表中挠度、应力均为在局部车轮荷载及10mpa纵向压力作用下测得, 挠度均为上挠。

从表1中可以看出:

(1) 在相同荷载作用下, 正交异性夹层桥面板的最大挠度是普通正交异性钢桥面板最大挠度的52%, 说明正交异性夹层桥面板的刚度比普通正交异性钢桥面板得到较大程度上的提高。

(2) 最大顺桥向应力、最大横桥向应力: 正交异性夹层桥面板均比普通正交异性钢桥面板大大减小, 分别为普通钢桥面板的44%、72%。说明夹层板的承载能力比普通钢板得到较大程度的提高。

(3) 正交异性夹层桥面板比普通正交异性钢桥面板屈曲临界应力值大, 进一步说明正交异性夹层桥面板比普通正交异性钢桥面板的刚度、承载力都得到有效提高。

4 U型肋数量变化对夹层板稳定性影响分析

保持基本条件不变, 只改变加劲肋的数量: 1) 5条加劲肋, 加劲肋间距800mm; 2) 3条加劲肋, 加劲肋间距1100mm; 3) 1条加劲肋。分别建模计算, 得到屈曲临界应力值与破坏形态, 将四种夹层桥面板计算结果汇总如表2所示。三类破坏形态如图3所示。

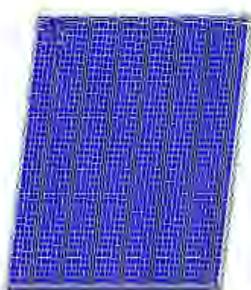
表2 改变夹层板加劲肋数量计算值

项目	屈曲临界应力 MPa	一阶屈曲破坏类型	二阶屈曲破坏类型	三阶屈曲破坏类型
加劲肋数	7 5 3 1	Ⅰ Ⅱ Ⅱ Ⅱ	Ⅱ Ⅰ Ⅰ Ⅱ	Ⅲ Ⅱ Ⅱ Ⅱ

注:破坏类型 I 类为整体破坏, II 类为 U 肋局部屈曲破坏, III 类为母板局部屈曲破坏。



a. 第 I 类破坏形态



b. 第 II 类破坏形态



c. 第 III 类破坏形态

图3 正交异性夹层板失稳破坏形态

由折线图4、及表2,分析在局部车轮荷载与纵向压力荷载作用下,夹层桥面板U肋数量变化(间距变化)对临界屈曲应力的影响。

(1)随着U肋数量的减少(U肋间距增大),正交异性夹层桥面板的屈曲临界应力快速减小,说明加劲肋在合理间距内对屈曲临界应力影响非常大。主要原因:加劲肋间距增大也即意味着加劲肋之间的母板宽厚比加大,导致屈曲应力下降。同时,加劲肋数量减少,降低了加劲肋的整体刚度,也导致屈曲应力下降。

(2)从屈曲破坏形态看出,随着加劲肋间距增大到超过一定范围,破坏类型主要为加劲肋局部屈曲破坏,破坏主要集中在加劲肋上,说明增大加劲肋的间距对夹层板的屈曲稳定影响较大。

5 夹层板母板钢板厚度变化对夹层板稳定性能影响分析

在7条加劲肋前提下,保持基本条件不变,只改变夹层板母板钢板厚度(顶层、底层钢板同时改变):母板钢板厚度变为 i mm($i=6,5,\dots,1$),即母板夹层板尺寸变为 $i-30-i$ mm。分别建模计算,得到屈曲临界应力值与破坏形态,计算结果如表3所示。

表3 改变母板钢板厚度计算值

项目	屈曲临界应力 MPa	一阶屈曲破坏类型	二阶屈曲破坏类型	三阶屈曲破坏类型
母板单层钢板厚度 mm	6 5 4 3 2 1	Ⅱ Ⅰ Ⅰ Ⅰ Ⅰ Ⅰ	Ⅱ Ⅱ Ⅱ Ⅱ Ⅰ Ⅰ	Ⅰ Ⅲ Ⅱ Ⅱ Ⅱ Ⅰ

注:破坏类型 I 类为整体破坏, II 类为 U 肋局部屈曲破坏, III 类为母板局部屈曲破坏。

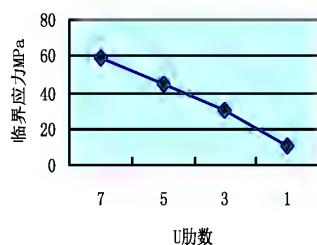


图4 改变U肋数量夹层板屈曲临界应力值变化

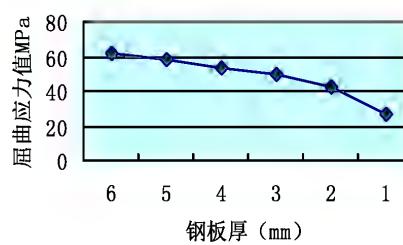


图5 改变夹层板母板钢板厚度对屈曲临界应力值影响



由折线图5、及表3,分析在局部车轮荷载与纵向压力荷载作用下,夹层桥面板母板钢板层厚度变化对临界屈曲应力的影响。

(1)随着钢板厚度的减小,正交异性夹层桥面板的屈曲临界应力逐渐减小,钢板厚度大于4mm时,屈曲应力随着钢板厚度的减小而减小的趋势比钢板厚度小于3mm时缓。

(2)从屈曲破坏形态来看,随着母板钢板层厚度的减小,破坏类型逐渐变化为整体屈曲破坏。当钢板厚度较大时,结构屈曲主要为U肋破坏,当钢板厚度较小时主要为整体屈曲破坏。说明母板钢板层厚度对夹层板的屈曲稳定影响较大。

5 结语

(1)本文中模拟局部车轮荷载及纵向荷载共同作用,与实际桥面板受力情况接近。

(2)在相等条件下,夹层板比普通钢板具有更好的刚度、强度,应力分布较均匀,顺、横桥向最大应力值分别为普通桥面板的44%、72%,可以大大减少焊缝裂纹的出现。

(3)U肋间距、母板钢板层厚度对正交异性夹层板屈曲稳定影响明显,加劲肋的刚度和面层钢板的厚度对加劲板的屈曲应力大小和屈曲模态影响非常大,U肋合理间距为500mm~1200mm,钢板合理厚度为2mm~8mm,在实际工程中需要进行优化设计,选择合理的U肋间距、钢板厚度等进行优化组合设计,使结构刚度、承载能力等达到最优。

(4)通过夹层板与普通钢板受力屈曲的比较,夹层板的刚度、承载能力都得到明显提高,证明了对于夹层板,夹芯的抗弯刚度和横向剪切变形对板的影响不可忽略。

(5)在条件均相同的情况下,夹层桥面板能提高普通钢板的屈曲强度,刚度、承载力得到了很大的提高,当两种桥面板获得相近的受力性能时,夹层桥面板可以大大减少加劲肋的数量,从而减少

加劲肋与母板的焊缝数量,或减小母板钢板层的厚度,减轻桥面板自重,减少用钢量。

参考文献:

[1] 范立础.桥梁工程(上册)[M].北京:人民交通出版社,2001

[2] 金成棣,薛二乐.桥梁结构轻型化与造型艺术.北京:人民交通出版社,2002

[3] Gero A. Marzahn, Markus Hamme. Strengthening of Orthotropic Bridge Decks by SPS Technology [C]. Proceedings of the 2008 Structures congress — Structures Congress 2008: Crossing the Borders, ASCE, 2008.

[4] Kennedy S. J., Kennedy D. J. L. A True innovation: Steel plates with a structural elastomer core [c]. Proceedings of the 5th International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete V, ASCE, 2006:114~126

[5] Devin K. H. Lateral Load Distribution and Deck Design Recommendations for the Sandwich Plate System (SPS) in Bridge Applications[D]. Doctor of Philosophy in Civil Engineering. Dissertation research submitted to the faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University

[6] 李立锋.正交异性钢箱梁局部稳定分析理论及模型试验研究.博士学位论文.长沙:湖南大学,2005

[7] 单成林.钢-弹性体夹层正交异性桥面板受力性能分析[J].湖南大学学报,2010,37(12):18~23

[8] 贺冬冬.聚氨酯-钢板夹层结构桥面板受力性能试验研究.硕士学位论文.广州:华南理工大学,2010

[9] 王新敏.ANSYS工程结构数值分析.北京:人民交通出版社,2007

[10] 中国科学院北京力学研究所固体力学研究室板壳组.夹层板壳的弯曲、稳定和振动.北京:科学出版社,1977

[11] 易玉华,石朝峰.聚氨酯夹层结构板的性能与制造方法[R].造船技术,2007;280(6): 30~42

[12] JTGD60-2004 公路桥涵设计通用规范.北京:人民交通出版社,2004



《广东公路勘察设计》更名为《广东交通规划设计》

由我公司编印的《广东公路勘察设计》，因公司业务拓展，目前涵盖了公路勘察规划设计和市政勘察规划设计等业务。为更好的体现我公司经营范围和宣传我公司，经广东省新闻出版广电局批准，自2017年起《广东公路勘察设计》更名为《广东交通规划设计》。

非常感谢您一直以来对《广东公路勘察设计》

的支持与信赖！我们将秉承办刊理念，将《广东交通规划设计》刊物办的更好。

广东省交通规划设计研究院股份有限公司

《广东交通规划设计》编辑部

二零一七年三月二十八日

(刘祥兴 报道)

北斗精确导航与无人机移动测量数据快速获取、 处理技术培训报道

为了更好的促进无人机移动测量技术和北斗精确导航技术的应用。中国卫星导航定位协会于2016年12月9日至2016年12月13日在云南昆明，举办了“北斗精确导航与无人机移动测量数据快速获取、处理技术培训班”。

无人航测技术相对于传统航测具有遥感平台轻便灵活，起飞降落受场地限制较小，外业飞行易于操作，飞行成本低的特点。影像具有高清晰、大比例尺、小面积、高现势性的优点。随着该技术的完善和发展，其广泛应用于国土调查与测绘、生态环境保护、矿产资源勘探、海洋环境监测、自然灾害监测与评估、城市规划与市政管理、数字地球等领域，有着广阔的需求。

本次培训邀请了四川测绘地理信息局测绘技术服务中心、武汉大学遥感信息工程学院、武汉大学测绘学院多位行业内的相关专家。对无人机移动测量技术特点及应用进展做了全面的介绍。深入讲解了无人机移动测量系统构成和工作流程、飞行控制、任务载荷、飞行平台适应性设计，并且介绍了无人机平台及飞行技术的一些研发成果。

针对无人机移动测量的技术基本要求、数据产品生产质量控制、常规测量成果整理与验收等标准进行了详细的说明。介绍了无人机移动测量后期数据处理方面的解决方案和先进算法。

在无人机移动测量技术应用方面，本次会议上着重介绍了：无人机移动测量在应急保障中的应用，在数字城市建设中的应用，在大比例尺基础测绘中的应用，在土地利用现状调查中的应用，以及其他传统测量领域中的应用。并着重介绍了无人机倾斜摄影测量技术在三维重建测量工作中的应用。无人机倾斜摄影测量技术作为无人机移动测量技术的一种拓展，其测量数据和后期数据处理可以构建真3D数据模型，可为数字城市建设3D设计提供良好的数据支持。随着北斗精确导航与定位服务技术的成熟，其在各领域的应用日趋广泛。本次会议对于北斗卫星导航技术在无人机系统中的应用，北斗辅助无人机移动测量数据快速获取技术现状进行了介绍。

(报道者：王志明)



公司博士后工作平台建设考察评估报道

2016年12月19日,中山大学博士后科研工作平台建设考核评估专家组一行在地科院王岳军院长带领下,对公司的博士后科研工作平台建设条件进行考察评估。

王院长一行考察了公司下属盛翔子公司位于番禺的试验中心,先后考察了力学室、岩土室、材料室等,听取了相关负责人汇报。考察组对公司拥有的试验设施设备和科研条件感到非常满意。



随后考察组一行考察了公司办公环境,听取了李红中博士对我公司创建博士后科研工作平台建设条件的汇报,和公司梁立农总工、李琴副总经理就公司技术发展、人才培养管理等方面做了良好的沟通。



最后,考察组一行建议批准在广东省交通规划设计研究院股份有限公司设立广东省博士后科研平台“中山大学-广东省交通规划设计研究院股份有限公司博士后创新实践基地”。2017年12月29日,中山大学人力资源管理处与本公司正式签署了《设立中山大学-广东省交通规划设计研究院股份有限公司博士后创新实践基地协议书》。2017年1月4日,中山大学正式通过了公司所提交的《广东省博士后创新实践基地申报表》,相关资料将由中山大学报送至广东省人力资源与社会保障厅备案,至此公司与中山大学联合招收博士后的合作关系正式确立。

(刘祥兴 报道)



无人机技术交流报道

无人机是利用无线电遥控设备和自备的程序控制装置操纵的不载人飞机，安装有自动驾驶仪、飞行控制装置等程序设备。地面遥控站人员通过雷达等设备，对其进行跟踪、定位、遥控、遥测和数字传输。可实时掌握飞机的姿态、方位、空速、位置、电池电压、即时风速风向、任务时间等重要状态，以获得高分辨率影像。具有体积小、效率高、成本低、使用方便，广泛用于测绘测量、监测等各个方面。



为了进一步实现高效率测量、数据精准的目标。1月4号，在公司2号楼4楼会议室，在工程测量部邱赞富主任的主持下，工程测量部与无人机的负责人进行了测绘新秀——无人机的交流。其负责人介绍了无人机的发展历史和无人机航测原

理、无人机的机体参数、飞行参数、载荷参数以及其构造，并介绍了无人机的用途及简单使用，随后又演示了无人机的飞行控制流程及内业处理软件，涉及无人机在道路测量方面的航线设定（航线高度、重叠度等）、降落特点以及数据的后处理（相机检校模式、处理算法、影像拼接等）等。双方就无人机在公路测量中的应用及应用中的技术难点等各方面进行了探讨。



无人机技术在测绘测量方面的应用和发展，极大地提高了作业效率、生产力，促进了行业的整体科学技术进步，工程测量部始终走在科技的前沿，紧跟时代潮流，积极探索如何将无人机技术更好地应用到公路测量当中，目前已取得较好成绩。

（报道者：张培凡）



2017年公司管理评审会议报道

为评价公司质量、环境和职业健康安全管理体系的适宜性、充分性和有效性,以便不断改进和完善体系,公司于2017年2月27日召开2017年度管理评审会议。会议由黄湛军总经理主持,公司领导、各部门负责人及有关人员参加了会议。



会议首先由管理者代表梁立农总工程师作“三标管理体系运行报告”,报告对上一次管理评审以来的管理体系运行情况作了总结和回顾,并提出了管理体系改进建议。各部门汇报部门管理体系运行报告情况,相关责任部门分别就“内部审核情况”、“绩效监测控制和合规性评价情况”、“纠正措施和预防措施执行情况”、“顾客满意度调查和设计后服务情况”、“员工健康监测情况”、“人力资源需求和培训情况”、“计算机软件的需求情况”、“基础设施和后勤保障情况工作报告”、“勘察项目现场环境和职业安全健康实施情况”、“勘测项目现场环境和职业安全健康实施情况”、“管理体系文件需修改内容”等方面作了专题发言。与会人员对有关问题作了认真的评审和讨论。最后,黄湛军总经理对本次评审作了总结发言。

公司通过开展质量、环境和职业健康安全的管理工作,提高了员工的质量、环境和职业健康安全意识,有效地促进了各项管理工作,

(刘祥兴 报道)