准印证号：(粤O)L0150076号　　内部资料　免费交流

廣東公路勘察設計

GUANGDONG HIGHWAY SURVEY AND DESIGN

3
总第163期
2016

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

根据粤建学【2016】15号文，我公司科研项目“基于机载LIDAR系统的公路测设高新技术集成应用地方指南研究”获得广东省土木建筑学会2016年度科学技术奖一等奖。

由公司主编的《广东省公路工程水文勘测设计与检定技术指南》，经广东省交通运输厅批准，于2016年6月30日发布实施。

由公司研发的“基于互联网的公路工程地质钻探信息采集及实时传输装置”、“一种整体拼装浮运提升拱桥”、“基于互联网的动力触探测试数据采集及成果实时传输装置“、“一种大型跨海拱桥的整体架设系统”喜获国家知识产权局授予实用新型专利权。

技术质量部于7月4日召开“翠亨新区起步区马鞍岛环岛路桥梁设计招标项目”公司级设计评审会议。

会议由梁立农总工程师主持

项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家探讨投标方案可行性

技术质量部于8月4日召开“肇庆市国道321线新区富廊至端州前村城市化改造工程二期工程——枫湾桥一阶段施工图设计”公司级设计评审会议。

会议由梁立农总工程师主持

项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家讨论设计方案

技术质量部于9月1日召开“波纹钢管（板）涵洞参考图”公司级设计评审会议。

会议由梁立农总工程师主持

项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家为完善方案献计献策

广东公路勘察设计

（季刊）

2016 年 09 月 30 日出版

2016 年第 3 期

（总第 163 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：《广东公路勘察设计》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：揭博高速揭西至石坝段

目　　次

桥梁工程

山区高速公路桥梁总体设计探讨 …… 杨　钻（1）

曲线钢—混叠合梁架设及顶升分析 …… 李泉彬（6）

正交异性板 U 肋与面板焊缝熔透率对该纵向连接焊缝影响的疲劳试验研究 …… 马宇平（10）

大跨度跨海斜拉桥抗震装置研究 …… 王兹刚（15）

道路工程

省道 S270 线三江至南门大桥段改造工程方案设计 …… 张　龙（19）

反倾层状岩质边坡失稳破坏机制及稳定性研究 …… 文玉岩，常如意（23）

花岗岩区稀土矿采矿孔洞及巷道路基处治方案探讨 …… 杨日辉（28）

隧道工程

公路隧道竖井马头门区域通风优化分析 …… 温玉辉，李国安（21）

检测工程

某连续箱梁桥承载能力检测评定 …… 钟建国，林阳子（38）

旧水泥混凝土路面板底脱空的综合判断 …… 陆学村，聂　臣，陈晓文（43）

信息专栏

“广东省岩溶地区公路工程地质勘察技术规定研究”项目成果鉴定验收会报道 ……（47）

隧道病害综合整治技术研讨会报道 ……（48）

2016 年第二期生产建设项目水土保持设施验收技术评估培训班报道 ……（48）

2016 年广东省地质灾害危险性评估报告编制培训报道 ……（49）

中国公路勘察设计协会 2016 年岩土工程专业技术交流会报道 ……（49）

北斗 + 测绘地理信息技术应用培训班报道 ……（50）

山区高速公路桥梁总体设计探讨

杨　钻

（广东省交通规划设计研究院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：结合大埔至潮州高速公路桥梁的总体设计与应用实践，对山区高速公路桥梁的布置、桥墩结构型式的选择、高墩桥梁的选型、大跨径桥梁设计、支座的选型和施工方法进行了分析探讨，以供同类工程桥梁设计时参考。

关键词：山区；桥梁；总体设计；高墩；大跨径桥梁

0　概述

山区的地形、地质、水文条件比较复杂。地形复杂，表现为沟壑众多，地面高差变化大，横坡陡；地质复杂，表现为滑坡、崩塌、泥石流、岩溶、陡岸、断层等不良地质不同程度存在，岩性、岩石风化程度各有不同；水文复杂，表现为水系众多，水文地质、暴雨、洪水、泥沙沿路线不尽相同[1]。山区高速公路在路线布设时受约束较多，造成平曲线多，半径较小，纵坡较大。路线跨越众多沟壑，高墩桥梁、大跨径桥梁较多，桥梁占路线长度比例高。横坡陡造成半路半桥路段多且桥墩高度变化大；高墩桥梁、陡坡路段桥梁施工困难，成本高。因此桥梁设计必须考虑上述特点，精细化设计，做到结构安全耐久，施工方便，经济性好。

位于广东省东北部地区的大埔至潮州高速公路就是具有上述特征的典型山区高速公路，主线全长 91.6km，其中 A1 设计合同段路线全长 52.871km，特大桥 2 座，大桥 39 座，桥梁比例为 34%。

1　桥梁的布置

1.1　布设桥梁条件

（1）高填方路段需布设桥梁。根据文献[2]，路基设计应避免高路堤与深路堑。当路基中心填方高度超过 20m 时，宜与桥梁作方案比选。此点主要是从工程技术和社会综合效益两方面考虑。路堤边坡过高，存在边坡稳定性不足和路堤不均匀变形问题，同时将占用大量良田。所以当路基填方边坡大于 25m 时，原则上应考虑布置桥梁。

（2）与道路、河流相交时需布设桥梁跨越。

（3）路基填方高度虽不高，但放坡困难且挡土墙难以设置时应布设桥梁。山区地形复杂，靠着山边布线较为常见。此种地形横向坡度陡峭，路基填土高度虽不高，但路基边坡会沿着山坡一直下溜。若地形条件无法保持边坡的稳定，且挡土墙受高度、地质限制设置困难时，应布设桥梁。该路段是外业调查时重点调查的路段。

值得一提的是，有两个数据与桥梁的总体布设相关，一个是桥梁比例，即桥梁占路线长度的比例，另一个是土石方数量中的弃方量，这两个数据涉及到路线的经济性，反映了路线平面、纵面设计的合理性。一般平原区高速公路桥梁占路线长度的比例约 20% ~30%，山区高速公路约为 30% ~40%。土石方数量方面，一般按照填、挖方平衡的原则设计，尽量减少借方、弃方数量。山区高速公路总体设计时，按照上述三点原则布置桥梁，然后统计全线的桥梁比例、土石方数量情况。若相关指标偏离合理范围，则应核查原因，优化路线平面、纵面设计。

大潮高速公路初步设计推荐线的桥梁比例约为 34.5%，基本合适。

1.2　桥梁跨径的选择

预制组合箱梁、T 梁因其质量可靠、施工方便、造价经济，在无其他因素限制的情况下优先采用。标准跨径有 20m、25m、30m、35m、40m、50m，具体选择哪种跨径主要考虑经济性。跨径增大，上部结构的造价会增大，但桥墩、基础的数量会减少，下部结构的费用会减少。山区地质较好，单个基础的工程数量有限，因此偏向采用小跨径，降低上

部结构造价，下部结构的造价增加有限，整体造价比较经济。

大潮高速公路初步设计阶段对标准跨径的预制箱梁与 T 梁进行了经济性分析，分析结果表明：20m、25m、30m、40m 跨径的组合箱梁均比同等跨径的 T 梁经济，造价节省 5% ~9%。除了 40m 跨径因预制箱梁的重量已达 156t，吊装困难而采用 T 梁外，其余跨径均采用预制箱梁。

选定梁型之后，结合桥墩、基础数量进行了全桥的经济性分析，得到结论如下：

墩高 15m 以下时，采用 20m 或 25m 组合箱梁；墩高 15m ~25m 时，采用 25m 组合箱梁；墩高 25m ~35m 时，采用 30m 组合箱梁；墩高 35m ~45m 时，采用 40mT 梁。另外结合类似项目的设计经验，当墩高达到 75m 以上时，预制结构形式逐渐失去经济优势，宜采用大跨径连续刚构与之对比。

1.3　桥台位置的选择

桥台可以放在路基挖方段，也可以放在路基填方段。在地势较缓、锥坡设置方便的路段，桥台设置在一定的路基填土高度处，可以减小桥长，节省工程造价。一般为了行车舒适，避免桥头跳车，桥头允许路基填土高度按桥头路堤允许工后沉降量为 10cm 控制。另外肋式桥台受自身结构的强度、稳定性限制，桥台高度不宜超过 12m。在地势较陡、锥坡放坡困难路段，建议采用挖方桥台。若采用填方桥台，锥坡由于压实困难，质量难以保证，后期在雨水的侵蚀、冲刷下容易垮塌。考虑施工便道的开挖，施工机具的摆放空间，一般挖方桥台宜进入挖方段 5 ~10m。

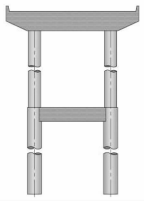
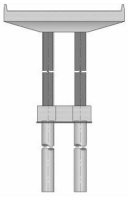
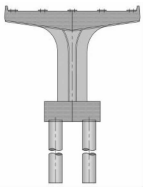
山区经常出现“鸡爪”地形，横向坡度陡峭，半幅填方半幅挖方。若完全按照桥台进入挖方段 5 ~10m 的原则进行设计，则左、右幅桥梁桥墩将错位，不利于景观、施工。此种情况宜将左、右幅桥墩对齐，处于挖方的半幅桥梁多做一孔桥。

大潮高速公路在陡坡路段均将桥台设置于挖方段 5 ~10m，采用柱式台。局部地势较缓路段采用了填方桥台。

2　常规跨径桥梁墩型设计

从结构受力特点、施工便利性、经济指标等方面考虑，山区高速公路常规跨径桥梁桥墩宜采用双圆柱式桥墩（表 1）。对于高墩桥梁，从受力上考虑，当桥墩高度 $H<35$m 时宜采用圆柱墩，当 35m $<H<45$m 时宜采用方柱墩。当 $H>45$m 时宜采用空心薄壁墩。但山区地势起伏大，同一座桥梁可能圆柱墩、方柱墩、空心薄壁墩都会存在，这样影响施工效率，桥墩模板费用也较高，可以考虑取消方柱墩。大潮高速公路采用了当墩高 $H<40$m 时采用圆柱墩，当墩高 $H>40$m 采用空心薄壁墩的设计原则。

表 1　预制箱梁、T 梁桥桥墩综合比较（常规墩高）

项目	预制梁双柱墩	预制梁小柱距双柱墩	预制梁大挑臂薄壁墩
结构简图			
经济指标	较低	略高	较高
受力特点	结构受力合理，桩柱受力较均匀。	桩柱间距小，桩顶在活载作用下的竖向力较不均匀，且比对应的双柱墩大。	桩基间距小，桩顶在活载作用下的竖向力较不均匀，且比对应的双柱墩大（约 1.3 倍）。
施工工艺	工艺成熟、方便简单。	盖梁采用预应力结构，工艺基本成熟，需分批张拉预应力，施工程序复杂，工期较长。	盖梁采用预应力结构，预应力分批张拉，构造及钢筋布设均较复杂，施工繁琐，工期较长。

(续表 1)

项目	预制梁双柱墩	预制梁小柱距双柱墩	预制梁大挑臂薄壁墩
外模利用	模板制作简单、二次利用率较大。	模板制作简单、二次利用率较大。	模板需专门加工、制作工艺难度较大、二次利用可能性较小。
美观	桥下墩柱数量较多、美观性略差。	柱间距较小,桥下视野较开阔,美观性好;在桥墩较低时,小柱距双柱墩比大挑臂薄壁墩景观效果佳。	在桥墩较高时采用,桥下视野开阔,景观效果较好;若桥墩较矮,则会显得矮胖,上下部不协调。
对地形的适应性	对横桥向坡度较陡区段适应性强,开挖量小。	对横桥向坡度较陡区段适应性稍差,开挖量偏大。	对横桥向坡度较陡区段适应性稍差,开挖量偏大。
对桥宽的适应性	调整桩间距及桩柱数可方便适应。	调整桩间距及桩柱尺寸可适应,但适应能力一般	适应能力差,桥宽变化时设计施工难度较大。
比较结论	推荐采用	特殊路段采用	特殊路段采用

3　高墩桥型的比选

山区高速公路经常要跨越 U 型山谷、V 型山谷,高墩桥梁较多。除跨越 V 谷且地质条件好,平曲线半径大(一般 R 宜大于 5 000m)的情况下可考虑采用拱桥方案外,连续刚构是比较合适的桥型。对于高墩桥梁,预制吊装结构和连续刚构在技术上均是成熟的,施工上是可行的,方案比选主要考虑施工方式、受力性能、工程造价、施工的风险性及景观性。

(1)从施工上考虑,预制吊装 40mT 梁上部结构采用预制构件,具有施工工艺简单、技术难度低、质量容易控制等优点,但由于高墩数量较多,每个墩均需爬模或滑模施工设备,投入大,工期长,且施工难度及带来的风险也随着墩高愈来愈显著;另外,40mT 梁在平曲线半径较小的情况下,外观突现出折线,对曲线适应性弱化。连续刚构箱梁挂篮平衡悬浇施工技术成熟,由于桥墩较高,需加强悬臂施工荷载的平衡及最不利偏载的设计。

(2)从受力性能上考虑,预制吊装采用墩梁固结,增加了桥墩的刚度和稳定性,减小墩底截面的弯矩,两者结构受力均较合理,性能优越。连续刚构桥利用高墩的柔性来减小主梁跨中弯矩,同时减小桥墩尺寸。

(3)从经济上考虑,40mT 梁与悬浇连续刚构相比,上部结构造价要低得多,随着墩高增加,下部构造的费用占的比重一直增大,两者造价差距缩小,但在常规高墩时预制吊装在造价上仍具有经济性。

(4)从美观上考虑,40mT 梁方案高墩林立,高跨比不协调,景观性差。而大跨连续刚构方案桥梁形式结构简洁明快,桥下视野开阔,桥墩高跨比协调,富有景观性。

综上所述,在高墩桥梁中,预制吊装方案经济性占优;但随着墩高增加,下部构造的费用占的比重一直增大,两者造价差距缩小。在初步设计阶段两者应进行同等深度比较。

大潮高速公路初步设计阶段有 2 处墩高超过 80m 的桥梁,均进行了刚构方案与 T 梁方案的同深度比选。比选结果均为 T 梁方案经济性占优,但两者差距不大,单价比分别为 0.982、0.925。

4　大跨径桥梁结构设计

4.1　主梁

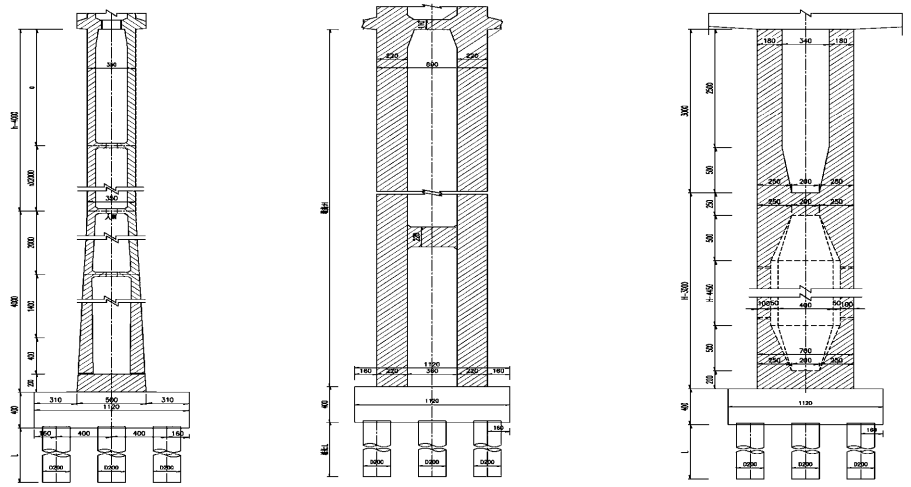
一般情况下边中跨比不小于 0.55,在过渡墩较高、边跨现浇段采用落地支架现浇较困难时,边中跨比最小可采用 0.53。

箱梁根部梁高为主跨跨径的 1/15 ~ 1/17.5,跨中梁高为主跨跨径的 1/30 ~ 1/60。从受力性能上讲,梁高应取大一点,使结构拥有足够的刚度,减少后期的病害及维护的工作量。从景观上讲,山区地势磅礴,结构的厚重感与整个环境更融合。

4.2　主墩

墩与梁的相对刚度决定两者的弯矩分配,且

梁体的收缩、徐变及温度应力也与刚构墩柱抗推刚度直接相关,既要满足全桥的纵向刚度,也要尽可能地改善梁体内力分布。因此,选择合适的墩柱纵向刚度是连续刚构设计的一个重要内容。刚构墩墩型主要有单薄壁空心墩和双薄壁墩,以及空心薄壁和双薄壁结合的混合型桥墩三种类型。



Ⅰ. 单薄壁空心墩　　Ⅱ. 双薄壁空心墩　　Ⅲ. 单双混合薄壁墩

图 1　刚构墩墩型

单薄壁空心墩和双薄壁墩的特点如下:

(1)双薄壁墩的抗推刚度较单薄壁空心墩的抗推刚度要小得多,因此双薄壁墩的连续刚构能有效地减小温度、混凝土收缩徐变和顺桥向位移的影响,从而有效地减小上部结构的内力。

(2)双薄壁墩的横向抗扭能力远远大于单薄壁空心墩,因此能保证特大跨径的横向抗风要求。当双薄壁墩两肢墩间拉开一定的净距离,其综合抗弯刚度远大于单薄壁空心墩的抗弯刚度。

(3)墩体施工阶段,单薄壁空心墩的稳定性大于双薄壁墩,但双薄壁墩的施工稳定性特征值也满足要求。

(4)悬浇施工阶段,双薄壁墩结构的稳定性特征值比单薄壁空心墩大,而单薄壁空心墩结构的稳定性虽较小,但仍满足安全要求。

(5)悬浇施工阶段,桥墩的刚度对悬浇施工时的位移影响特别大,单薄壁空心墩上悬臂浇灌施工时最大竖向、水平位移约为双薄壁墩上悬浇施工时的 2 ~3 倍。

(6)单薄壁空心墩体跟双薄壁墩相比,延米高圬工量较小,且承台体积也比双薄壁空心墩的承台要小,经济性方面较优。

由以上分析可知,单空心薄壁墩、双薄壁墩各有优劣。混合桥墩具有单空心薄壁墩和双薄壁墩的优点,同时避免了这两种墩型的大部分缺点,但施工比较复杂。

表 3　单、双薄壁墩特点

对比项目	Ⅰ. 单薄壁空心墩	Ⅱ. 双薄壁墩	Ⅲ. 混合墩型
纵向抗推刚度	较大	小	较小
纵向综合抗弯刚度	大	很大	很大
横向抗扭能力	弱	强	强
桥墩自体稳定性	大	较小	大
悬臂施工稳定性	较小	大	大
墩顶负弯矩	较大	显著减小	显著减小
次内力影响	大	小	小
经济性	优	较优	较优
比较结论	桥墩高、跨径小时采用	桥墩矮、跨径大时采用	桥墩高、跨径大时采用

综合以上比较结果,高墩大跨连续刚构桥梁桥墩在选型时,应根据墩高与跨径的具体情况来选择。本项目中的宋公大桥,跨径 120m,墩高约 80m,跨径相对小,墩高相对高,推荐采用单肢薄壁空心墩,这样墩身稳定性大,施工方便,经济性优,桥墩相对柔,次内力影响有限。

4.3　承台

山区要保护环境,减少开挖体量,减少对植被的破坏,减少对原山体稳定的干扰。承台标高要合适,在不露桩基的前提下尽量抬高承台。宜采用大直径桩基,这样桩基根数少,承台尺寸小。在横向坡度较陡峭的地形条件下,应采用左右幅分离式承台,以减少开挖量。

5　支座的选择

对于预制组合箱梁、T 梁,一般采用板式橡胶支座。对于现浇箱梁支座,非抗震区可选择耐久性比普通板式橡胶支座更好的盆式支座,抗震区可根据地震烈度的大小选择盆式支座、抗震支座(如速度锁定型支座、水平力分散型支座)、减隔震支座。

大潮高速公路地震烈度为 0.10g,0.15g,预制组合箱梁、T 梁采用普通板式橡胶支座,现浇箱梁采用水平分散型支座。

6　桥梁施工

6.1　陡坡桥梁基础的施工

山区陡坡桥梁桩基施工技术是桥梁施工过程中的关键环节之一[3]。山区地面崎岖起伏大,交通不便,机械设备在陡峭坡体上运输、安装困难,作业场狭小;成孔泥浆、废渣无法排出,大量的泥浆对生态环境保护不利;山体在冲击作用下易造成垮塌,安全隐患较大。人工挖孔灌注桩受地形条件限制较小,无需大型机械设备,施工机具简单,工程干扰小,施工面广,各作业面可同时开工有利于提高施工进度,施工时无需泥浆护壁。宜采用人工挖孔灌注桩。

6.2　高墩施工

对于高墩施工,模板的选择决定施工工艺,选择模板类型时应根据桥墩结构类型、现有机械设备和以往施工经验来选择[4]。对于等截面桥墩,选择滑模、爬模、翻模施工均可以。若有现成设备或高墩数量多,宜采用滑模,操作简单,安全性好,节省材料。对于变截面桥墩,应在爬模和翻模中选择。爬模和翻模相比,爬模材料需要量大,但安全性和适应性上比翻模好。如果经济性放在第一位,选择翻模有优势。翻模模板可重复使用,投资节省。

7　结语

山区地形纵、横向变化剧烈,山区高速公路平曲线半径小、纵面高、纵坡大,桥梁比例大,高墩、大跨径桥梁多。在进行桥梁总体设计时,应根据山区桥梁的特点,合理布置桥跨,选择合适的上、下部结构类型,重视特殊桥梁的施工工艺,做到安全、耐久、经济、环保。

参考文献:

[1] 田顶立. 浅谈山区高速公路桥梁的设计[J]. 工程与建设,2008,22(1):71-73.

[2] 公路路基设计规范 JTG D30-2004[S]. 北京:人民交通出版社,2004.

[3] 殷坤宇. 山区陡坡桥梁桩基施工标准化技术研究[D]. 西安:长安大学,2012.

[4] 杨昀,周列茅,周勇军. 弯桥与高墩[M]. 北京:人民交通出版社, 2011.

曲线钢—混叠合梁架设及顶升分析

李泉彬

（广东省交通规划设计研究院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：钢混叠合箱梁通常使用槽型钢梁，连续梁的中支点临时顶升法可为该位置的混凝土桥面板提供预压力，当桥梁为曲线时，在施工过程中槽型钢箱会产生扭转变形甚至畸变，进而影响架设安全及预压力效果。本文通过分析槽型钢－混组合梁在各关键工况下的受力和变形，探讨合理的构造设计及顶升方式。

关键词：槽型钢混叠合梁；曲线梁；顶升；扭转变形；预加压力

1　模型建立

以一座跨径 33 + 35m 的钢—混组合梁桥为例，桥梁平曲线半径 R = 130m，槽型钢梁高 H = 1.45m，箱宽 B = 2.7m，上翼缘板宽 T = 0.6m，混凝土顶板厚 0.32m，钢箱内每隔 3m 设置一道横隔板，截面底板厚 24mm，上翼板厚 30mm，腹板厚 18mm，组合梁断面见图 1。

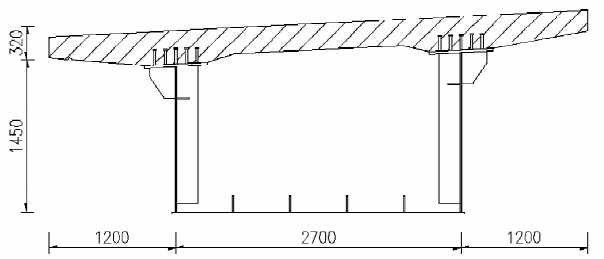


图 1　钢—混叠合梁断面图

利用空间有限元分析软件 Midas/Civil 2012 建立空间模型，钢板采用薄板单元模拟，混凝土板采用厚板单元模拟，有限元模型见图 2。

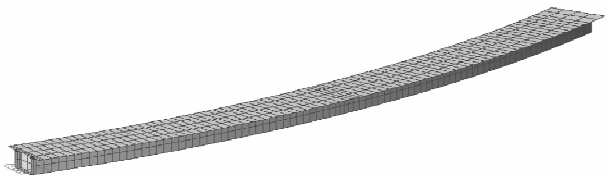


图 2　计算模型

2　分析方法及要点

曲线钢梁在自重、混凝土重量及顶升力的作用下，均会产生自由扭转变形及约束扭转变形，两种扭转变形都假定截面周边保持不变形，为刚体转动。当钢板较薄或横隔板较少时，截面还会发生畸变[1]。开口截面扭转惯性矩远小于闭口截面，非常容易发生畸变产生翘曲应力。

为了考察该座开口箱梁在施工过程中的扭转变形和扭转应力，建立带横隔板的开口箱梁空间板单元有限元模型，与等尺寸的闭合箱梁模型、无横隔板开口箱梁模型进行扭转变形对比，验证横隔板的设置合理性，以使开口钢箱保持整体扭转，保证施工过程的结构安全[2]。

另外，两孔连续钢—混叠合梁结构，通常通过顶升钢梁中支点—浇筑顶板混凝土—叠合梁回落工序来使中支点顶板混凝土产生预压应力[3,4]。本文提出单支点顶升、等位移双支点顶升及不等位移双支点顶升三种顶升方法，通过对比各工况下弯梁的应力，寻求合理的顶升方式。

3　箱梁架设时的扭转变形

对于扭转变形，可以使用箱室四个角点的水平位移（Y）、竖向位移（Z）来描述（见图 4）而利用节点位移，推算出腹板转角 $\alpha = a\tan((Y1 - Y2)/H)$ 和底板转角 $\beta = a\tan((Z1 - Z2)/B)$[5]。当 α、β 较接近时，说明箱梁发生自由扭转和约束扭转，接近刚体转动。而当 α、β 相差较大时，说明箱梁的翘曲变形较大。

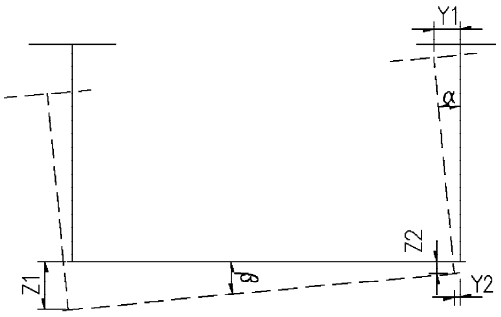


图 3　箱梁扭转变形示意图

3.1　闭口无隔板箱梁的扭转变形

建立与示例桥梁等尺寸的闭合箱梁模型,且仅在支座位置设置支承隔板,在箱梁吊装工况下,受自重力作用,提取关键截面的角点位移,计算出 α、β 数值[6],计算结果见图 4,其中横坐标为截面号,1# ~46# 为 33m 跨,46# ~91# 为 35m 跨,1#、46#、91# 截面为支点截面,竖坐标为板的扭转角度(下同)。

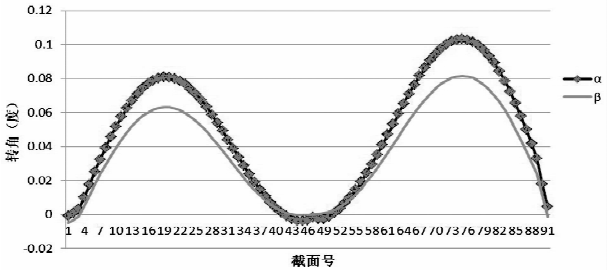


图 4　闭合箱梁自重下的扭转变形

闭合箱梁腹板最大扭转角度约为 0.10°,底板最大扭转角约 0.08°,35m 跨的扭转变形大于 33m 跨;支点位置的 α、β 值接近,而跨中位置的 α、β 值相差约 0.02°,α/β 最大值为 1.25,说明设置了横隔板的支点截面接近刚体转动,未设置横隔板的截面发生一定程度的翘曲变形;曲线图普遍表现为 $\alpha > \beta$,这是底板较厚,其刚度较大,较之腹板不容易发生翘曲变形的表现[7]。

3.2　开口无隔板箱梁的扭转变形

建立开口箱梁模型,仅在支座处设置支承隔板,计算结果见图 5。

开口箱梁腹板最大扭转角度约为 0.94°,底板最大扭转角约 0.12°,均较闭合箱梁大,说明其扭转刚度比闭合箱梁大幅降低;跨中最大 α/β = 0.94/0.12 = 7.83,转角曲线差异非常大,说明无侧向约束的腹板发生了较大的扭转翘曲变形,箱梁畸变严重。

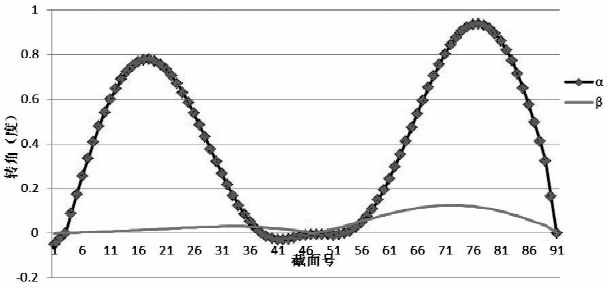


图 5　开口无隔板箱梁自重下的扭转变形

3.3　带隔板开口箱梁的扭转变形

建立开口带隔板箱梁模型,每孔各布置 11 道横隔板,计算结果见图 6。

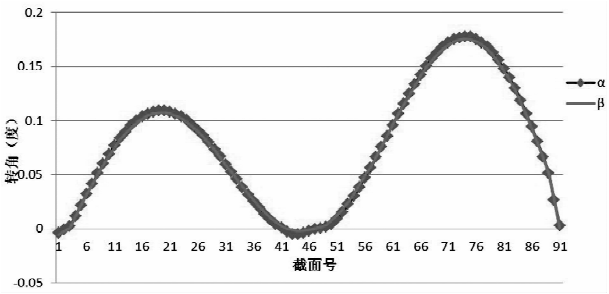


图 6　带隔板开口箱梁自重下的扭转变形

该箱梁腹板、底板最大扭转角度约为 0.17°,均较闭合箱梁稍大,说明其扭转刚度能接近闭合箱梁,但依然比闭合箱梁小;α、β 曲线基本重合,说明箱梁非常接近于整体扭转,翘曲变形非常小,横隔板的设置达到了保证施工期间开口箱梁稳定性、安全性的目的。

4　钢—混叠合梁顶升—回落应力分析

中支点三种顶升方法的顶升高度均控制在 125mm,通过空间有限元模型,计算出浇筑混凝土时钢梁翼缘应力(σ_{s1}、σ_{s2})及回落后混凝土板的压应力(σ_{c1}、σ_{c2}),对比三种方法的计算结果,判断顶升方法的优劣[8,9]。

4.1　单支点顶升

顶升中支点底板中心位置,顶升高度 125mm,

计算出此工况下的 σ_{s1}、σ_{s2}、σ_{c1}、σ_{c2}数值,计算范围为中支点前后各4m,上方为曲线内侧,下方为曲线外侧(下同),计算结果见图7、8 及表1。

钢梁内侧上翼缘最大拉应力 σ_{s1} = 155.2MPa,外侧上翼缘最大拉应力 σ_{s2} = 184.1MPa,外侧上翼缘应力较大,内外侧差值28.9MPa。

叠合梁回落后混凝土面板内侧最小压应力 σ_{c1} = 2.3MPa,外侧面板最小压应力 σ_{c2} = 1.9MPa,外侧混凝土板压应力储备较小,内外侧差值0.4MPa。

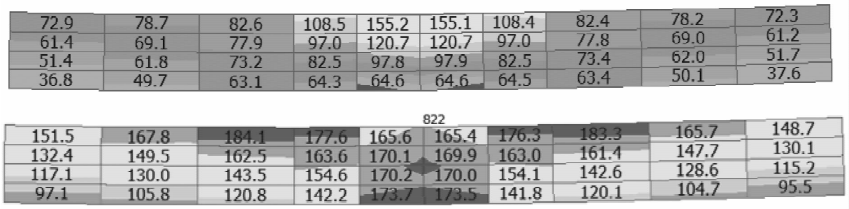


图7　单支点顶升工况钢梁 σ_{s1}、σ_{s2}值

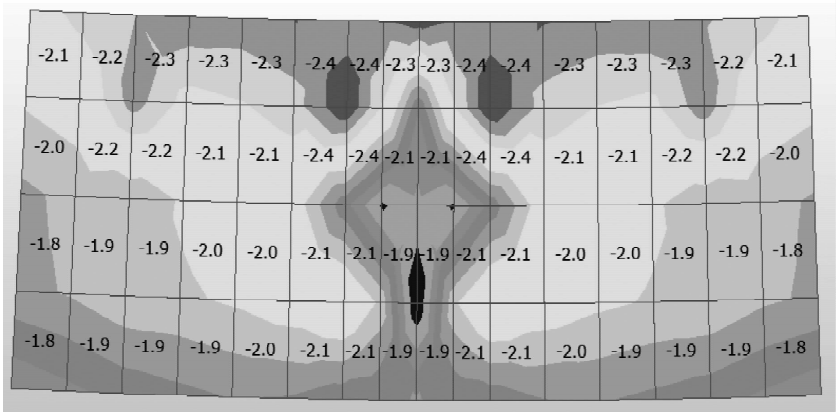


图8　单支点顶升工况回落后 σ_{s1}、σ_{s2}值

表1　各工况钢梁与混凝土板应力一览表

顶升方法	顶升高度/mm	内侧上翼缘拉应力 σ_{s1}/MPa	外侧上翼缘拉应力 σ_{s2}/MPa	内侧桥面板压应力 σ_{c1}/MPa	外侧桥面板压应力 σ_{c2}/MPa
单支点顶升	125	155.2	184.1	2.3	1.9
双支点等位移顶升	125/125	181.2	178.4	3.3	3.1
双支点不等位移顶升	120/130	172.0	175.6	3.1	3.2

4.2　双支点等位移顶升

顶升方式调整为中支点底板两侧边缘位置,顶升高度125mm,计算结果见表1。

钢梁内侧上翼缘最大拉应力 σ_{s1} = 181.2MPa,外侧上翼缘最大拉应力 σ_{s2} = 178.4MPa,内外侧应力较为均衡且最大应力较单支点顶升略有下降。叠合梁回落后混凝土面板内侧最小压应力 σ_{c1} = 3.3MPa,外侧面板最小压应力 σ_{c2} = 3.1MPa,外侧混凝土板压应力储备略小,内外侧差值0.2MPa。

4.3　双支点不等位移顶升

顶升方式调整为中支点底板两侧边缘位置,内侧顶升高度120mm,外侧顶升高度130mm,计算结果见表1。

钢梁翼缘最大拉应力 σ_{s2} = 175.6MPa,较之双支点等位移顶升进一步下降。叠合梁回落后

混凝土面板内侧最小压应力 σ_{c1} = 3.1MPa,外侧面板最小压应力 σ_{c2} = 3.2MPa,内外侧混凝土板压应力储备基本一致。

5　结论

(1)通过合理设置横隔板,开口箱梁可大幅提高箱梁的整体抗扭刚度,但其较之闭合箱梁依然较小,故其扭转变形应予以重视。

(2)无论是开口箱梁还是闭合箱梁,横隔板对减少箱梁的翘曲变形均有必要,尤其是开口钢梁,设置合理的横隔板将大幅提高其截面整体性。

(3)跨中位置发生翘曲变形的潜在可能最大,故该位置应至少设置一道横隔板。

(4)单支点顶升法,扭转变形使得叠合梁内外侧应力差异较大,回落时有一部分竖向位移是截面旋转分量,不产生弯曲应力,故其压应力储备较小;双支点等位移顶升时,内侧比外侧弯曲变形大,故内侧的钢梁应力及混凝土预压力均比外侧大。

(5)双支点不等位移顶升法,通过调整两个支撑点的顶升量,控制梁的扭转变形及弯曲变形,可获得较为均衡、合理的钢梁施工期间应力水平及混凝土桥面板预压应力。

参考文献:

[1] 吴 冲. 现代钢桥(上). 人民交通出版社,2006.

[2] 刘玉擎. 组合结构桥梁. 人民交通出版社,2005.

[3] 聂建国. 钢—混凝土组合结构桥梁. 人民交通出版社,2011.

[4]张景坤,徐克敏. 钢—砼结合梁顶升施工技术. 上海建设科技,2008(11):16 - 18.

[5] 余茂峰,刘君波,叶建龙. 曲线开口钢箱的扭转变形及横隔板合理间距分析. 公路交通技术,2011,8(4):22 - 25.

[6] 胡强,陈浩军,王季青. 空间曲线钢箱梁有限元分析. 公路与汽运,2004,6(3):51 - 53.

[7] 王猛. 钢—混凝土连续组合梁的设计分析. 城市道桥与防洪,2014(12):53 - 55.

[8] 交通运输部. 公路钢结构桥梁设计规范 JTG D64 - 2015. 人民交通出版社,2015.

[9] 交通运输部. 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 JTG D62 - 2004. 人民交通出版社,2004.

正交异性板 U 肋与面板焊缝熔透率对该纵向连接焊缝影响的疲劳试验研究

马宇平

（广东省交通规划设计研究院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：为了研究顶板与 U 肋焊缝熔透率对正交异性板此部位疲劳性能的影响，设计了两个试件，两者的构造外观完全一样，仅顶板与 U 肋焊缝熔透率不同。对两个试件进行静载和疲劳加载试验，得到了各个试件在同等应力幅和相同作用次数后的静载应力测试数据。试验结果表明：顶板和 U 肋焊缝熔透率为 87.5% 的试件的抗疲劳性能比熔透率为 81.25% 的试件的抗疲劳性能更优。

关键词：正交异性板；焊缝融透率；疲劳试验；应力幅

正交异性钢桥面板由面板、纵肋和横肋组成，三者互为垂直，焊接而成，其结构板件众多，受力复杂。且长期承受反复的交通荷载作用。再加上预制、焊接、安装等工艺的误差，在它们服役不久后其钢桥面板便产生了不同程度的疲劳裂纹，并呈现早发性、多发性、再现性的特点。国内外学者对正交异性板进行了大量的疲劳试验和构造细节的研究，并取得了一定的成果。根据日本钢结构委员会厚板焊接接头调查研究分委员会的统计数据[1]并结合国内外的研究成果得知钢桥面板的疲劳问题主要存在于以下部位：(1)纵肋与面板的纵向连接焊缝；(2)横隔板 U 肋交叉处构造；(3)面板、纵肋现场对接方式；(4)纵肋、面板及横隔板交接处焊缝的处理方式等等。本试验主要研究正交异性板顶板与 U 肋焊缝熔透率对第(1)类构造细节的疲劳性能的影响。

1　试验目的和内容

本试验重点研究正交异性板顶板与 U 肋焊缝熔透率对该纵向连接焊缝的疲劳性能的影响，从而为正交异性板此类疲劳细节的构造形式提供参考。

试验内容包括试验的设计、试验测点的布置和加载方案、试验结果分析。

2　试验设计

实验为某桥正交异性钢桥面板抗疲劳试验研究的模型，所有实验模型的制造工艺和材料性能要求均与实桥一致。试件采用 Q345qD，本组试件包括两个试件，两者的构造外观完全一样，仅顶板与 U 肋焊缝融透率不同，分别为 81.25% 和 87.5%，据此来通过试验研究融透率对该部位疲劳性能的影响。试件采用简支梁的形式，通过张拉钢绞线与地锚连接。试件顶板厚度为 18mm，U 肋厚度为 8mm。试件具体尺寸见图 1 ~ 图 3。

3　试验测点布置和加载方案

测点 A7 与 D7 布置在顶板下侧 U 肋内侧板面上且几何位置对称，测点 A8 与 D8 布置在顶板下侧 U 肋内侧板面上且几何位置对称，在试件 U 肋正上方加载，如图 4 所示。试件一顶板和 U 肋焊缝熔透率为 81.25%，试件二顶板和 U 肋焊缝熔透率为 87.5%。

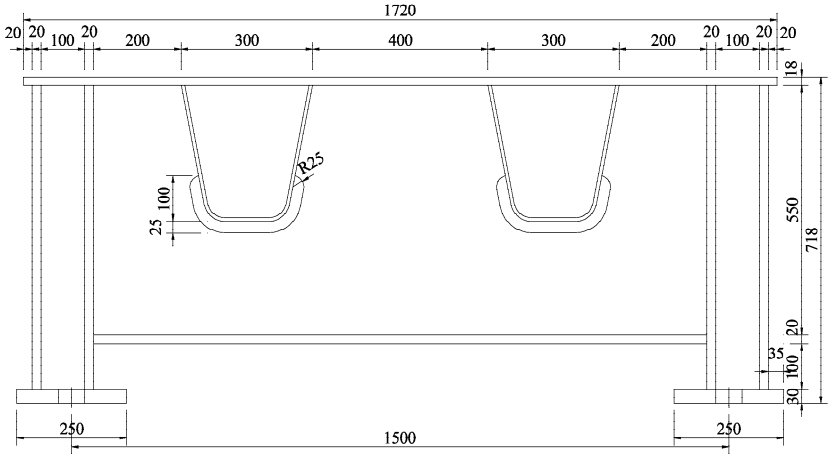


图 1　试件立面图(单位:mm)

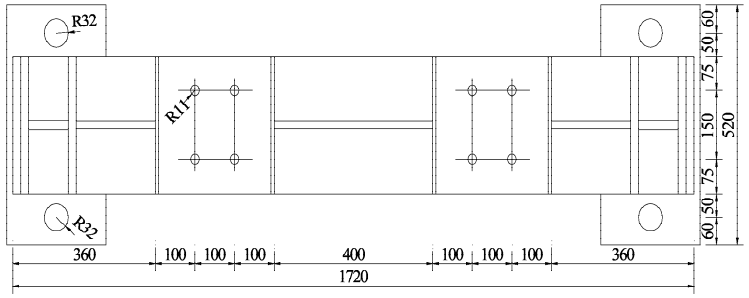
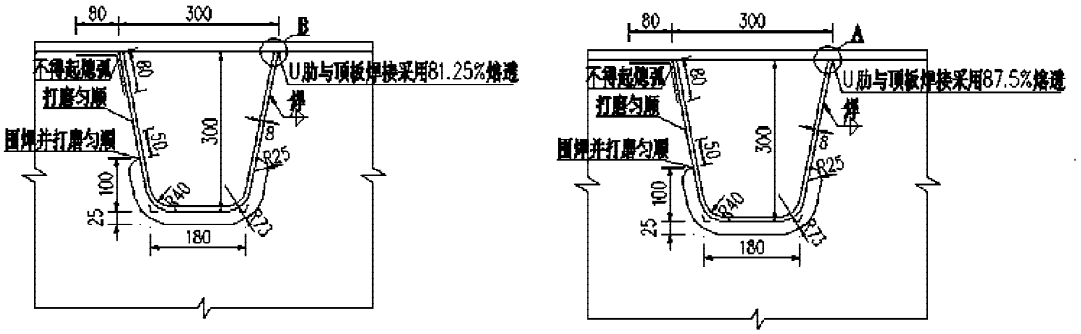
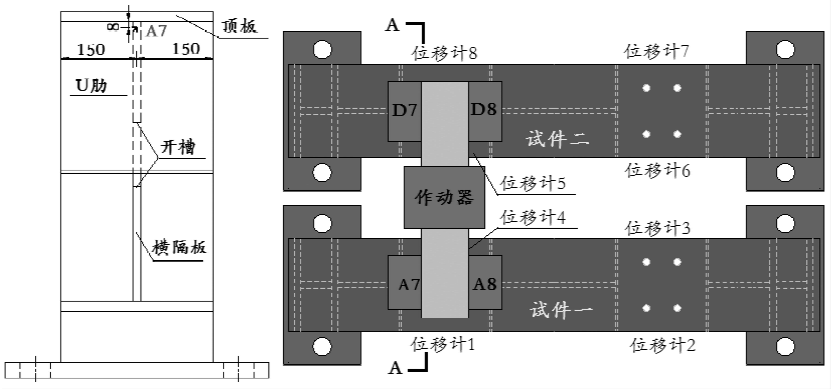


图 2　试件平面图(单位:mm)



(a)试件一 U 肋大样图　　(b)试件二 U 肋大样图

图 3　试件 U 肋大样图(单位:mm)



(a)A－A 剖面测点贴片　　(b)测点分布示意

图 4　横隔板与 U 肋焊缝试件关键测点示意图

A7　　A8　　D7　　D8

图 5　顶板与 U 肋焊缝试件主拉应力关键测点照片

试验采用 MTS793 试验系统进行加载并通过高速静态数据采集 UCAM－60B 采集数据。首先通过多节段模型(30m 实桥)的仿真分析并结合实桥的交通量预测数据确定各疲劳细节对应到试验中作用 200 万次的等效常幅应力幅值(58.8MPa),再通过对小试件模型的仿真分析计算确定各试件的加载位置及荷载幅值 P(208kN)使其产生的应力幅值与 200 万次的等效常幅应力幅值尽量相近。根据以下方法确定试验静载数值:首先将分配梁加载到 10kN 后所有测试仪器数值归零;然后加载到 30kN 并取 30kN 为静载分级步差,逐级加载到 300kN 后再逐级卸载到 30kN,在此期间每级加/卸载均应测试应变数据。根据仿真分析结果和实测数据对试件加载的荷载幅值做适当调整,最终确定 MTS 加载机作动器加载上下限值 50kN～256kN,加载频率 6Hz。然后按正弦波方式疲劳加载 0 万次、50 万次、75 万次、100 万次、125 万次、150 万次、175 万次、200 万次后分别进行一次静载试验并测试数据。

4　试验结果分析

4.1　试验测试结果

由试验数据得知测点 A7 和 D7 数据较为均匀,测点 A8 和 D8 数据相差较大。测点 A8 和 D8 测试数据的差异可能由以下影响因数引起:测点 A8 应变片粘贴位置偏离理论位置相对较远;试件间顶板与 U 肋焊缝熔透率不同造成局部受力不同;试件边界条件所造成局部扭转。仿真分析结果表明 A7/D7 侧附近顶板与 U 肋焊缝在同一试件相同类型焊缝中受力最为不利。因此,选取测点 A7 和 D7 实测应力数据作为不同顶板与 U 肋焊缝熔透率对此细节应力影响分析的主要依据。图 6、图 7 为顶板 U 肋焊缝试件在荷载分配梁承受正弦波疲劳荷载完成 0、50、75、100、125、150、175、200 万次加载后 A7、D7 测点的主拉应力图。

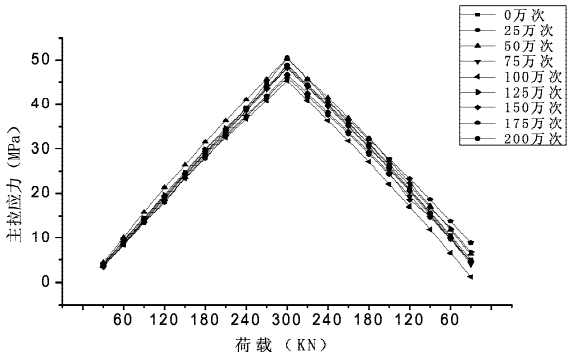


图 6　A7 测点疲劳荷载间静载主拉应力

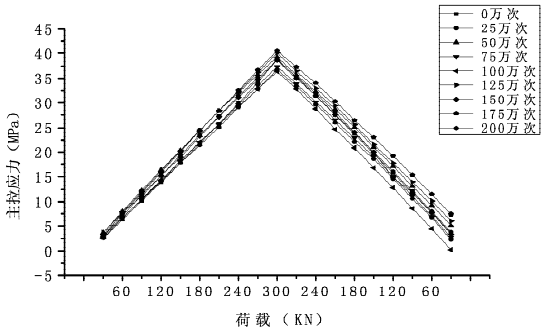


图 7　D7 测点疲劳荷载间静载主拉应力

测试数据显示:顶板 U 肋焊缝试件关键测点位置荷载应力关系满足线性关系;所有关键测点加载应力曲线与卸载应力曲线吻合良好;所有关键测点在疲劳加载所有阶段荷载应力曲线吻合良好,说明试件处于弹性工作状态,没有发生疲劳破坏。

按试验实测数值内插可得到关键测点 A7、D7 在荷载幅值为 210kN 附近的应力幅值,如表 1 和图 8 所示。

表 1　顶板 U 肋焊缝试件关键测点应力幅值汇总(单位:MPa)

测点	0	25	50	75	100	125	150	175	200	σ_{ave}	σ_{max}	σ_{min}
A7	34.1	33.5	36.4	33.9	32.6	34.7	33.2	34.3	32.9	34.0	36.4	32.6
D7	30.7	29.9	28.3	29.6	28.2	31.2	29.8	32.1	30.1	30.0	32.1	28.2

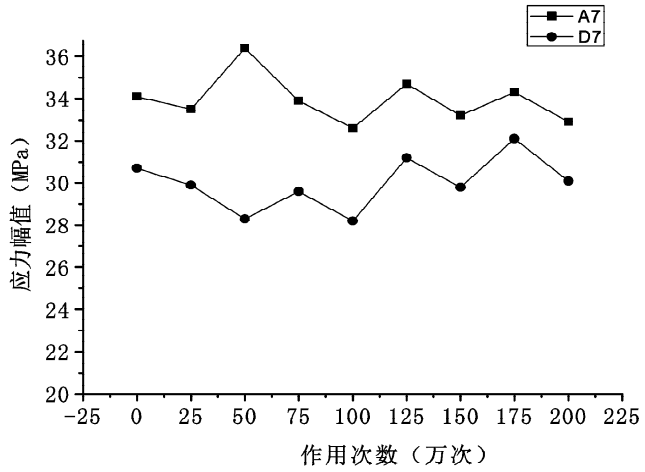


图 8　顶板 U 肋焊缝试件关键测点应力幅值示意图

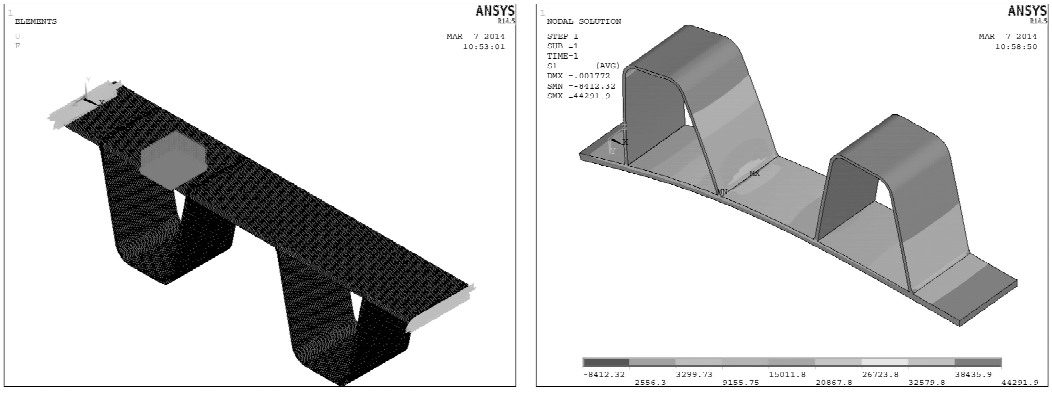
由图 8 中的应力幅值的变化规律可以看出顶板与 U 肋焊缝试件的关键测点在 50 万次与 125 万次疲劳试验之间应力幅值有稍微变动,125 万次后各测点的应力幅值基本趋于稳定,无明显的突变现象发生。因此构件在加载 200 万次疲劳荷载后并没有发生疲劳破坏。

对比测点 A7 和 D7,由图 8 可知在作用同样次数的疲劳荷载后,A7 测点的应力幅值比 D7 测点的应力幅值基本大 3MPa 左右。说明在此种加载方式下,D7 试件的抗疲劳性能优于 A7 试件,即顶板和 U 肋焊缝熔透率为 87.5% 的试件的抗疲劳性能比熔透率为 81.25% 的试件的抗疲劳性能更优。

4.2　有限元模型结果

针对上述两个试件,本小节建立了试件的局部有限元模型来研究在 U 肋正上方加载的情况下,顶板和 U 肋焊缝熔透率对此疲劳细节的应力的影响[2]。模型采用 solid45 进行模拟,solid45 单元适用于模拟具有正交各向异性材料的三维实体。根据已有的研究成果得知顶板和 U 肋焊缝应力主要取决于顶板与 U 肋厚度的取值及两者间焊缝熔透率的大小,而与正交异性板的其他构造无明显关系,因此为简化模型,本节只建立了顶板与 U 肋及两者间焊缝的实体元模型,且模型横向取两个 U 肋间距,纵向截取 200mm,在顶板左、右侧分别施加固定、简支约束,并在左侧 U 肋的正上方施加标准疲劳车的换算均布面荷载[2]。有限元模型及计算结果如图 9 所示。

由图 9 得知:顶板和 U 肋焊缝熔透率为 87.5% 时焊趾处最大拉应力为 44.29MPa,熔透率为 81.25% 时焊趾处最大拉应力为 44.56MPa,熔透率 75% 时焊趾处最大拉应力为 44.85MPa。焊缝熔透率从 75% 增至为 81.25%,焊趾处应力从 44.85MPa 降低至 44.56MPa,降低了 6.37%;焊缝熔透率从 81.25% 增至为 87.5% 时,焊趾处应力降低了 6.01%。因此随着焊缝熔透率的增加,顶板和 U 肋之间的焊缝应力能得到一定程度的改善。有限元仿真分析算出的结果与实验数据有所出入,可能是下述原因;A 边界条件的差异,仿真分析没有建立横隔板等其他构件。B 实验测点与仿真分析应力读取点的位置出入;但仿真分析得出的计算结果的变化规律和实验计算数据的变化规律是吻合的[2]。



(a)有限元模型示意图　　(b)熔透率为 87. 5% 的试件应力云图

(c)熔透率为 81. 25% 的试件应力云图　　(d)熔透率为 75% 的试件应力云图

图 9　有限元模型及应力计算结果示意图

5　结论

(1)在 U 肋正上方加载的情况下,顶板和 U 肋之间焊缝的裂纹起源于靠近顶板的焊趾处;

(2)随着焊缝熔透率的增加,顶板和 U 肋之间的焊缝应力能得到一定程度的改善。即顶板和 U 肋焊缝熔透率为 87. 5% 的试件抗疲劳性能优于 81. 25% 的试件。

参考文献:

[1] 中国铁道科学研究院,悬索桥钢箱梁关键技术及制造工艺研究——分报告之一:钢桥面板结构桥梁典型病害及对策措施研究报告[R]. 中国铁道科学研究院,2011.

[2] 马宇平. 基于响应面法的正交异性钢桥面板疲劳设计参数研究[D]. 西南交通大学,2014.

大跨度跨海斜拉桥抗震装置研究

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: 大跨度跨海斜拉桥的基础多采用高桩承台形式,承台尺寸较大且桩基础自由桩长较长,给桥梁结构的抗震设计带来较大挑战。本文以通明海特大桥主桥为工程实例,分析研究几种不同的抗震设计装置,为大跨度跨海斜拉桥的抗震设计提供新的思路和方法。

关键词: 大跨度; 斜拉桥; 高桩承台; 抗震装置

0　序言

大跨度跨海斜拉桥的基础形式多采用高桩承台钻孔灌注桩,承台尺寸较大;同时,由于主跨跨越主航道处水深一般较深,并且要考虑长期冲刷对河床的影响,桩基础自由桩长往往较长;海洋环境风速较大,结构设计时要兼顾抗风、抗震要求[1]。以上几点,对大跨度跨海斜拉桥的抗震设计提出了较大的挑战;因此,除需在概念设计中采用抗震性能较好的结构形式外[2],往往还需设置必要的减隔震装置[3]。

桥梁常用减隔震装置主要有橡胶支座、铅芯橡胶支座、摩擦摆支座、钢滞回阻尼器、液压阻尼器等[4]。而对于斜拉桥,常采用装置主要有粘滞阻尼器[5-7],铅芯橡胶支座[8]、弹性连接装置[7]、双曲面球形减隔震支座[9]等。本文以工程实例通明海特大桥主桥为研究基础,提出了几种不同的抗震设计方案,并进行了对比分析,最终采用经济、安全、耐久、可靠的抗震方案。为跨海斜拉桥的抗震设计提供新的思路和方法。

1　工程背景

通明海特大桥跨越湛江东海岛通明海域,该处场地特征周期在重现期 2000 年时达到 1.1s;同时,考虑一般冲刷后,主桥主塔处桩基的自由长度达到了 30m,因此对抗震提出了非常高的要求。为了达到安全、经济的目的,需对结构进行减隔震设计。

桥梁中常用的阻尼器有速度相关型和位移相关型两种,速度相关型如粘滞阻尼器,位移相关型如钢阻尼器[10]。方案设计阶段尝试了几种不同的减隔震装置,主要有双曲面球形减隔震支座、粘滞阻尼、钢阻尼等,对各种装置的减隔震效果进行对比分析。

1.1　结构布置

通明海特大桥主桥跨径布置为 146m + 338m + 146m,采用双塔双索面组合梁斜拉桥结构形式,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。

桥梁结构布置及各构件的尺寸如图 1 ~ 图 3 所示。

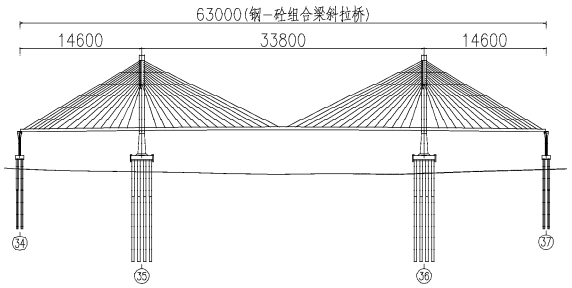


图 1　桥型布置图(单位:cm)

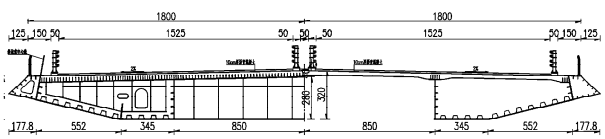


图 2　主梁横断面(单位:cm)

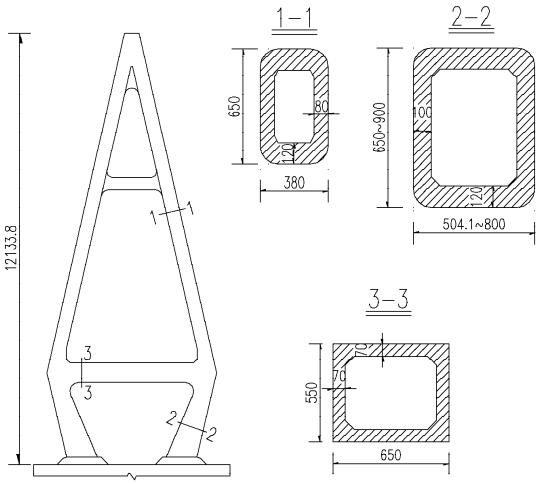


图 3　主塔结构图(单位:cm)

1.2　地震动

根据《安评报告》),E1 及 E2 下(即重现期分别为 475 年及 2000 年)水平加速度反应谱公式如式(1)及表格 1 所示。

$$S=\begin{cases} S_{\max}(5.5T+0.45) & T<0.1\text{s} \\ S_{\max} & 0.1s<T<T_g \\ S_{\max}(T_g/T)^{\gamma} & T>T_g \end{cases} \quad (1)$$

表 1　加速度反应谱参数表

重现期	T_g(S)	γ	$S_{\max}$(g)
475 年	0.90	0.9	0.280
2000 年	1.10	0.9	0.474

相应的水平加速度反应谱曲线如图 4 所示。

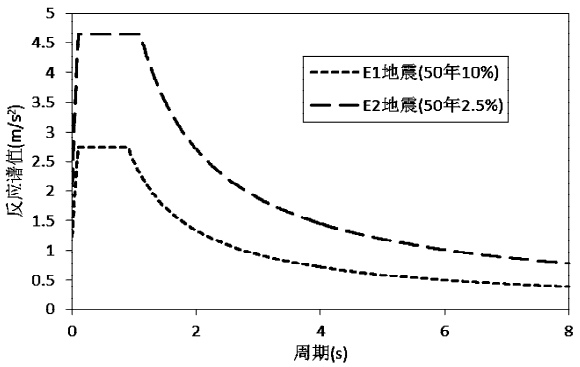


图 4　加速度反应谱曲线

地震动输入采用重现期为 2000 年的 7 条人工地震波,该 7 条波与重现期为 2000 年的加速度反应谱对应。结构地震反应(内力、变形和位移)取 7 条人工波地震反应最大值的平均值。

1.3　有限元模型

采用有限元分析软件 Sap 2000 建立动力分析计算模型,主梁、桥墩、及桥塔均采用梁单元进行模拟。减隔震装置 C 型钢阻尼及双曲面支座采用 Plastic(Wen)单元模拟,粘滞阻尼采用 Damper 单元模拟。主梁节点和斜拉索吊点以及桥塔与拉索锚固区用主从关系模拟;承台近似刚体进行模拟,质量堆积在承台质心;在承台底采用六个方向的弹簧对桩基础进行模拟。同时,由于引桥对主桥的抗震性能有较大影响[11],模型中同时建立了两端各一联引桥。

通过对本桥的初步分析,地震作用下塔底弯矩和桩基弯矩控制设计;而影响桩基内力的主要是承台底剪力和弯矩。因此,分析比较主要针对这三项进行。

2　纵向减隔震装置

结构采用半漂浮体系,过渡墩支座及主塔支座纵向均无约束。为了降低结构在纵向地震作用下的内力及位移,塔梁间采用了两种减隔震方法,即纵向粘滞阻尼和纵向钢阻尼进行了分析,并与纵向不采用减隔震装置进行了对比。粘滞阻尼器方案为一个塔梁间设置 4 个粘滞阻尼器,阻尼系数为 3 000kN/(m/s)$^{0.4}$,阻尼指数为 0.4。钢阻尼方案为一个塔梁间设置 2 个 C 型钢阻尼器,屈服力为 4 000kN。

三种设计方案的对比如图 5 ~ 图 6 所示。

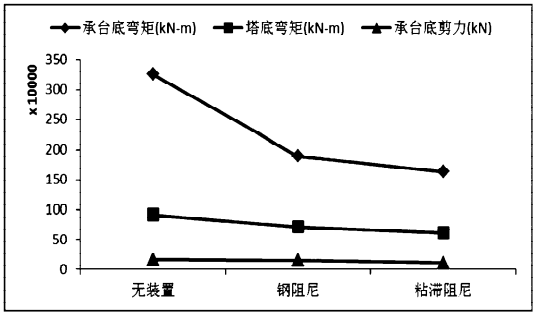


图 5　不同纵向减隔震装置地震反应内力

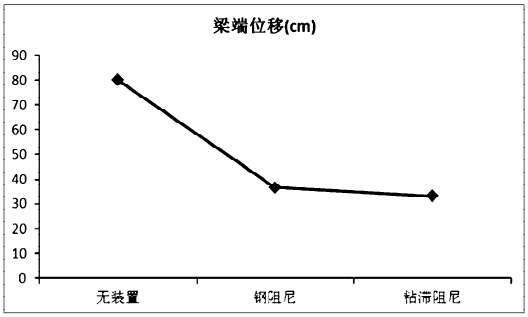


图 6　不同纵向减隔震装置地震梁端位移

根据以上分析结果,纵向地震作用下,不采用减隔震装置时,结构内力及梁端纵向位移均较大,尤其是梁端位移。采用钢阻尼或粘滞阻尼均取得了良好的减隔震效果。在给定参数下,粘滞阻尼的效果优于钢阻尼。粘滞阻尼对斜拉桥地震下的位移有很好控制效果[12-13],本桥塔梁间的纵向减隔震装置最终采用了粘滞阻尼方案。

3　横向减隔震装置

过渡墩支座及主塔支座横向均约束,塔梁间减隔震设计选取了三种方案进行对比分析,即双曲面支座、横向钢阻尼、横向粘滞阻尼。同样,粘滞阻尼器方案为一个塔梁间设置 4 个粘滞阻尼器,阻尼系数为 3 000kN/(m/s)$^{0.4}$,阻尼指数为 0.4。钢阻尼方案为一个塔梁间设置 2 个 C 型钢阻尼器,屈服力为 4 000kN。双曲面球形减隔震支座方案为一个塔梁间设置 2 个双曲面支座代替前面所述单向支座,双曲面支座摩擦系数为 0.02,曲面半径采用 5m。

三种减隔震方案的对比如图 7 ~ 图 8 所示。

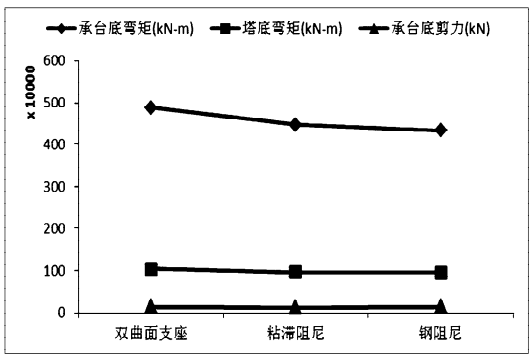


图 7　不同横向减隔震装置地震反应内力

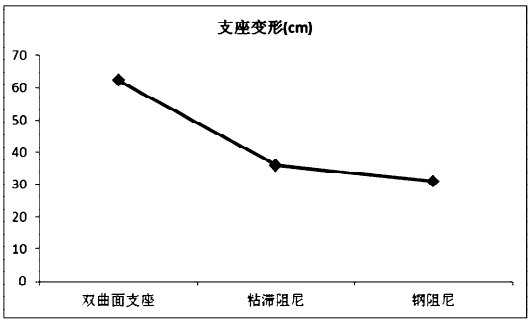


图 8　不同横向减隔震装置地震支座变形

通过对三种方案的对比看出,双曲面支座难以取得理想的减隔震效果,在地震作用下支座变形较大而又没有有效降低地震内力。钢阻尼或粘滞阻尼均取得了良好的减隔震效果。在给定参数下,钢阻尼的效果优于粘滞阻尼。本桥塔梁间横向减隔震装置最终采用了钢阻尼方案。

4　钢阻尼减隔震装置参数分析

为了进一步优化横向钢阻尼装置的减隔震效果,本文进行了参数分析,在钢阻尼屈服前刚度、屈服后刚度不改变的情况下,分析屈服力对减隔震效果的影响。分别选择了 2 500kN、4 000kN 和 8 000kN 三组屈服力进行计算对比。

参数分析的结果如图 9 ~ 图 10 所示。

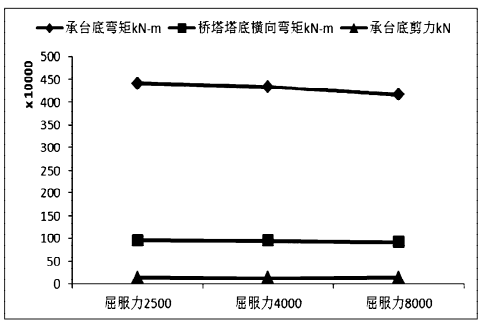


图 9　钢阻尼不同参数横向地震反应内力

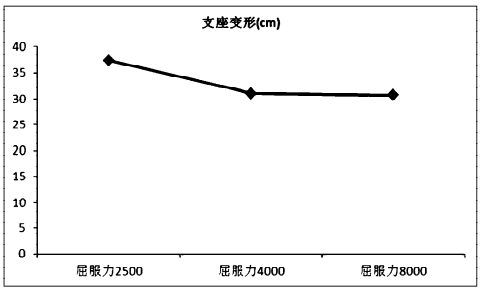


图 10　钢阻尼不同参数横向地震支座变形

以上结果表明,三种不同屈服力情况下,当屈服力不大时,随着屈服力的增加,地震内力有减小的趋势,然而并不明显;支座变形则随着屈服力的增大显著降低。因此,鉴于屈服力越大,则装置尺寸越大,不利于结构设计安装,本桥横向钢阻尼屈服力最终选取 4 000kN。

5　结语

本文以通明海特大桥主桥为背景,对比分析了几种不同的减隔震方案:

(1)纵向地震作用下,采用钢阻尼或粘滞阻尼均能取得良好的减隔震效果。经对比分析,本桥采用了粘滞阻尼方案。

(2)横向减隔震方案中,双曲面支座难以取得理想的减隔震效果。钢阻尼或粘滞阻尼均取得了良好的减隔震效果。在既定参数下,钢阻尼的效果优于粘滞阻尼。本桥采用了钢阻尼方案。

(3)通过对钢阻尼器的参数分析,当屈服力不大时,随着屈服力的增加,地震内力有减小的趋势,然而并不明显;支座变形则随着屈服力的增大显著降低。

参考文献:

[1] 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.

[2] 闫东,袁万城;大跨度斜拉桥的抗震概念设计. 同济大学学报(自然科学版),2004 年 10 月,第 32 卷第 10 期:1345 – 1348.

[3] 刘本永;斜拉桥地震响应分析及减震措施研究. 湖南大学硕士学位论文,2011 年 5 月.

[4] M. J. N. 普瑞斯特雷,F. 塞勃勒,G. M. 卡尔维 著,袁万城 等译 ;桥梁抗震设计与加固. 人民交通出本社,1997 年 10 月第一版。

[5] 胡庆安,崔刚,刘健新;粘滞阻尼器在斜拉桥减震设计中的应用. 公路,2006 年 8 月,第 8 期:77 – 79.

[6] 王天亮;液压阻尼装置在斜拉桥抗震设计中的应用研究. 桥梁建设,2009 年增刊 2:72 – 77.

[7] 高永,刘慈军,彭天波,袁万城;阻尼器和弹性索组合使用对大跨斜拉桥地震反应的影响. 结构工程师,2008 年 10 月,第 24 卷第 5 期:71 – 76.

[8] 布占宇,陈剑;铅芯橡胶支座在三塔无背索斜拉桥中的应用研究. 空间结构,2011 年 12 月,第 17 卷第 4 期:69 – 75.

[9] 彭天波,李建中,范立础;双曲面球型减隔震支座的开发及应用. 同济大学学报(自然科学版),2007 年 2 月,第 35 卷第 2 期:176 – 180.

[10] 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.

[11] 张文学,王景景,鲍艳;斜拉桥与引桥地震碰撞影响因素研究. 振动与冲击,2012 年第 31 卷:115 – 117,127.

[12] 叶爱君,胡世德,范立础;超大跨度斜拉桥的地震位移控制. 土木工程学报,2004 年 12 月:38 – 43.

省道 S270 线三江至南门大桥段改造工程方案设计

张　龙
(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘　要: 以省道 S270 线三江至南门大桥段改造工程为例,对省道的改扩建和路面改造进行方案设计。简要介绍了平纵横断面设计、路面改造设计(新建路面、旧路加铺、旧水泥混凝土路面病害处理等)、路基改造设计、排水改造设计、桥梁涵洞维修加固、交通工程、临时施工交通组织等。

关键词: 公路;改造工程;方案设计

0　引言

省道作为全省的重要主干道之一,与高速公路、国道、县乡道形成完善的公路交通路网。随着社会经济发展、交通量的增长及超载车辆的通行,路面破损和交通拥堵越来越严重。为了提高省道的通行能力和服务水平,省道的改扩建和路面改造越来越有必要。本文以省道 S270 线三江至南门大桥段改造工程项目为例,对省道的改扩建和路面改造进行方案设计。

1　工程概况

省道 S270 线三江至南门大桥段改造工程位于江门市新会区,项目起点于三江镇虎坑大桥桥头,止于南门大桥桥头,起讫桩号为 K90 +958.5 ~ K117 +344.0,全长 25.038km(不含虎坑大桥 1.347km)。维持一级公路标准和设计速度 80km/h,由双向 2 车道改造为双向 3 车道。同时修复旧水泥混凝土路面的主要病害,对局部纵断面难以拟合的路段进行加铺调平,维修加固旧桥涵的主要病害。1993 年原公路断面组成为:1.0m 中央分隔带 +2 ×8.0m 行车道(含路缘带) +2 ×1.25m 侧分带 +2 ×4.75m 非机动车道 +2 ×0.5m 土路肩。1994 年因资金原因仅完成了 K106 +420 ~ K117 +344 段的整幅路基、桥梁、涵洞及右幅 8m 水泥混凝土路面。2004 年路基断面调整为:3.0m 中央分隔带 +2 ×8.0m 行车道(含路缘带) +2 ×1.25m 侧分带 +2 ×3.75m 非机动车道 +2 ×0.5m 土路肩。2006 年新建了其他路段的路基、水泥混凝土路面、桥梁、涵洞;同时改建了 K106 +420 ~ K117 +344 段,中央分隔带由 1m 改造为 3m(左幅单侧加宽 2m),完成了左幅 8m 水泥混凝土路面工程,均未建设侧分带和非机动车道(变成土路肩)。

2　方案设计

2.1　平、纵断面设计

平面设计尽量拟合既有道路中心线,并按拟合后的路线设计线控制施工。纵断面设计尽量拟合实测纵断面,最短坡长按 200m 控制。通过调查实际路况,当沉降高差大于 15cm 时,视觉可明显发现,对行车舒适性影响较大。加铺规模对造价影响较大,通过比较分析,考虑项目的经济性、行车舒适性等因素,本项目以高差 15cm 为界。对高差 ≥15cm 的桥头沉降段、波浪起伏路段进行加铺调平,按设计标高控制路面加宽;高差 <15cm 时不予加铺,按现状路面标高控制路面加宽,新旧路面注意衔接平顺。

2.2　横断面改造设计

本项目由双向 2 车道改造为双向 3 车道,根据规范标准,方案一将中央分隔带宽度由 3m 改造为

2m,维持路基宽度不变;方案二将路基宽度由 30m 改造为 31m,路基两侧加宽,维持中央分隔带宽度不变。通过比较分析,本项目推荐采用方案一,路基外侧加宽宽度较小,意义不大,存在新旧路基拼接问题,需超宽填筑或翻挖既有路堤,部分路堑为石质边坡,外侧加宽较困难,造价较高。

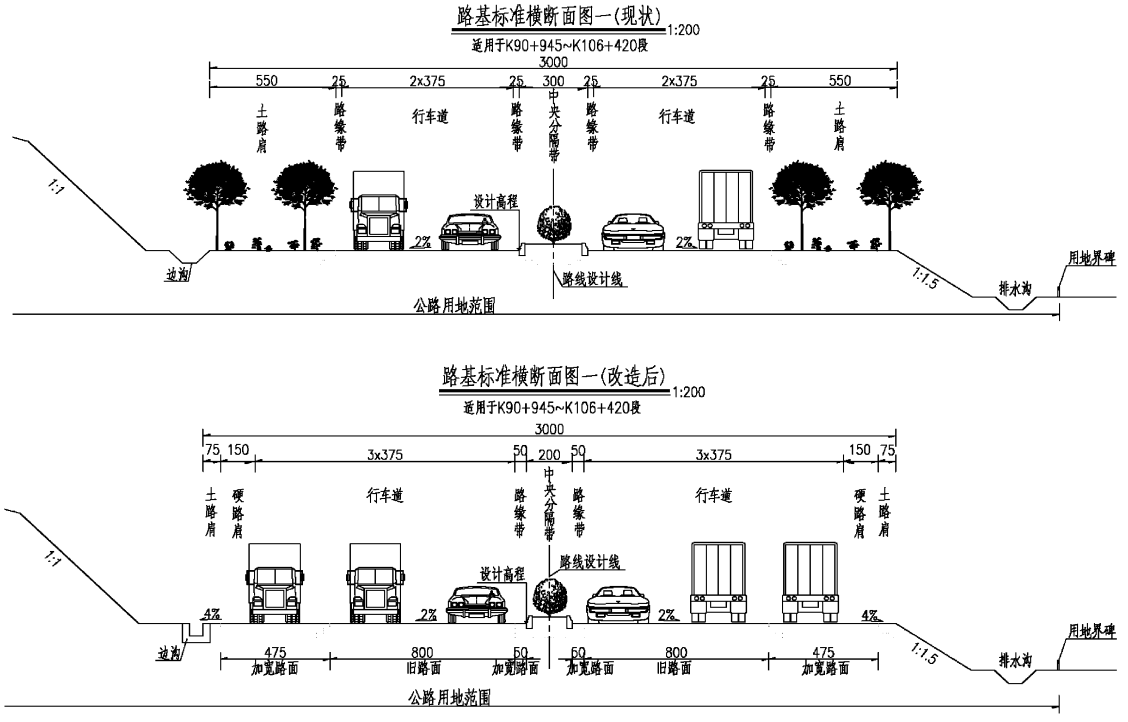


图 1　现状及改造后的路基标准横断面图一

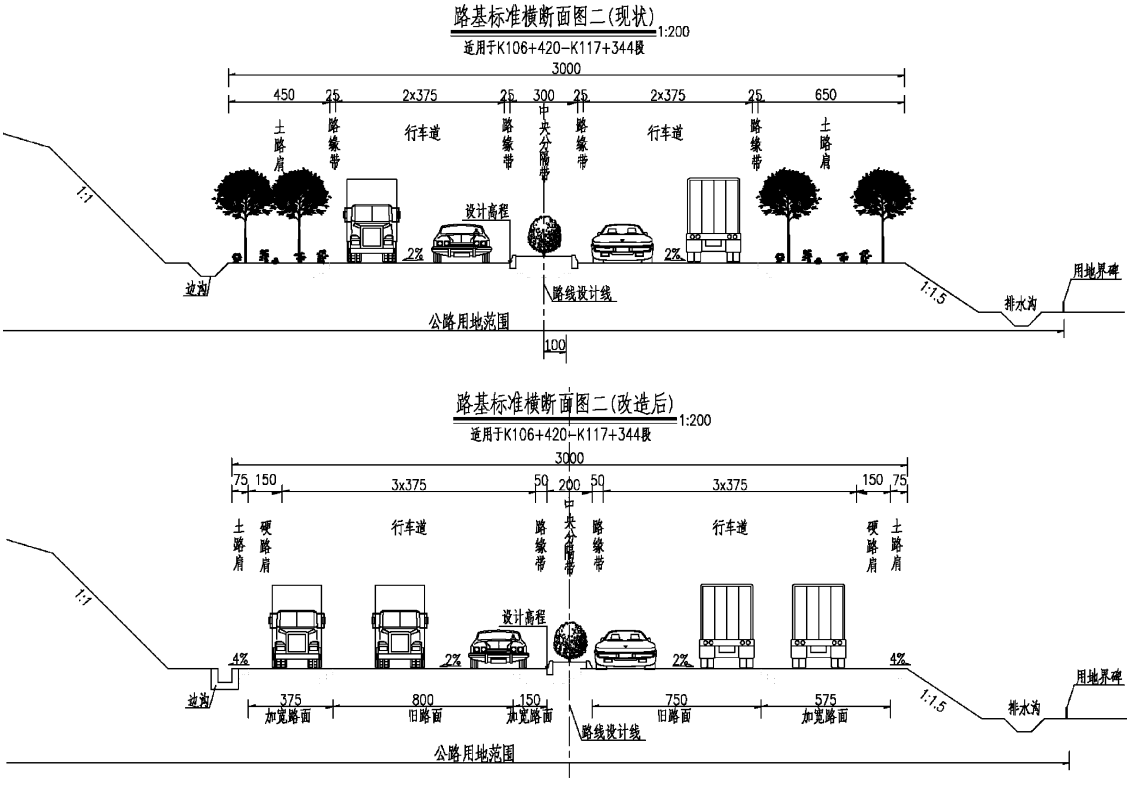


图 2　现状及改造后的路基标准横断面图二

其中 K106 + 420 ~ K117 + 344 段路线设计线左偏 1m(左 14m/右 16m),需将左侧 1.5m 中分带改造为路面,右侧 0.5m 路面改造为中分带。方案一将中分带的右侧路缘石直接放置在水泥混凝土路面上,凿毛面板;方案二切除右侧 0.5m 宽水泥混凝土面板,正常施做中分带。通过比较分析,因切除水泥混凝土面板施工困难,造价较高,本项目推荐采用方案一。现状及改造后的路基标准横断面如图 1、图 2。

2.3　路面改造设计

2.3.1　新建路面

根据相关资料,旧路面结构为 25cm 水泥混凝土面层 + 15cm6% 水泥稳定碎石 + 20cm4% 水泥稳定石屑。根据工可资料,累计标准轴载作用次数为 1.26 × 107,本项目属重交通,新建水泥混凝土路面设计年限为 30 年,28d 弯拉强度为 5MPa,拟定新建加宽路面结构为 25cm 水泥混凝土面层 + 20cm5% 水泥稳定碎石 + 20cm 3.5% 水泥稳定碎石。新建水泥混凝土路面横断面如图 3。

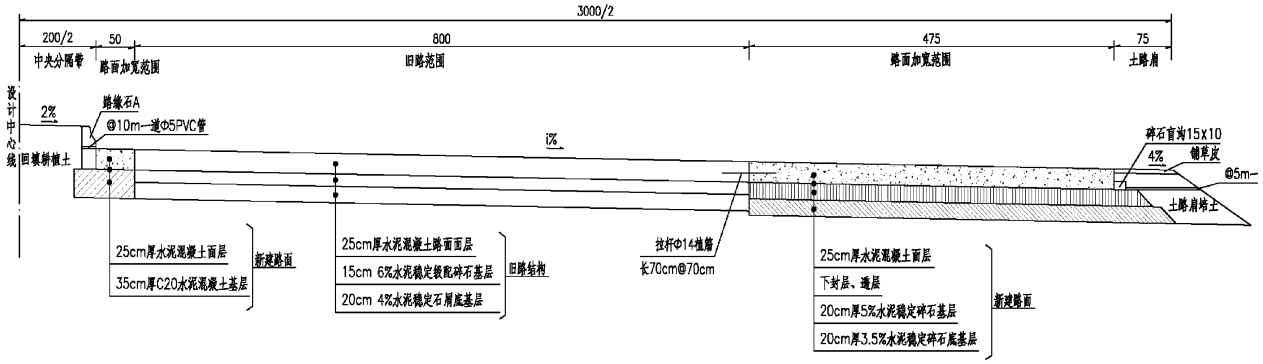


图 3　新建水泥混凝土路面横断面

2.3.2　旧路加铺

结合式加铺方案中旧面层的接缝和发展性裂缝容易反射到加铺层,要求旧路面结构性能良好,其损坏状况和接缝传荷能力优良。分离式加铺方案因设置了隔离层,可有效防止和控制反射裂缝。根据旧水泥混凝土路面损坏状况和接缝传荷能力评价等级,本项目采用分离式加铺水泥混凝土路面方案,对纵断面拟合高差 ≥15cm 的旧路面进行加铺调平。原旧水泥砼面板厚 25cm,新建水泥砼面板厚为 25cm,水稳碎石最小压实厚度为 15cm,分离式加铺最小厚度需要 40cm,当 $15 \leq h < 40$cm 时(h 为加铺厚度),需要挖除 25cm 旧水泥砼面板,这时实际铺设路面结构厚度为(h + 25)cm,即 25cm 水泥砼面板 + hcm5% 水泥稳定碎石调平层;当 $h \geq$ 40cm 路段,原水泥混凝土路面修复补强,加铺 25cm 水泥混凝土面层 + (h − 25)cm 5% 水泥稳定碎石调平层。

2.3.3　旧水泥混凝土路面病害处理

对旧路面进行检测,旧路面主要病害为破碎板、修补板、板角断裂、裂缝、接缝损坏、边角剥落、错台、脱空,路面破损状况和断板率均值评定结果以“良”为主,分别为 47.4% 和 38.4%,路面脱空率为 17.4%,原路面板间无传力杆、拉杆,接缝传荷能力属次等水平。对未加铺路段的旧水泥混凝土路面的主要病害进行修复补强。

(1)对于破碎板、修补板采用换板处理,并通过植筋方式与周围旧板设置传力杆或拉杆;旧路基层破损严重时,挖除基层后补强。板块更换原则为裂缝贯穿,板块已分成 3 块及以上,裂缝错台大于 5mm,或板角弯沉 ≥0.4mm 的板块。基层处治原则:当基层损坏厚度 ≤6cm 时,清除松散部分,使基层表面平整、干净,连同面板直接采用 C40 混凝土浇筑;当基层损坏厚度 >6cm 时,将损

坏基层整体凿除,采用 C20 贫混凝土修复。

(2)对于较大面积的板角断裂,挖除断角用 C40 混凝土填筑,对裂缝采用热沥青灌缝封闭。

(3)对于脱空板处理,采用压浆填充板底脱空,如脱空严重可考虑挖除旧板块,补强基层后重新铺设混凝土板。注浆板处治原则:对接缝、裂缝处弯沉差 > 0.06mm 或板角弯沉 ≥ 0.2mm 的水泥板进行压浆处理,注浆孔深度按 70cm 控制,施工前需确定脱空的位置和范围。

(4)对于裂缝板,采用热沥青灌缝封闭;对旧面板受损的纵、横向缩缝重新采用热沥青灌缝。裂缝板处治原则:对于未有脱空现象的水泥面板(即裂缝处弯沉差 < 0.06mm 且板角弯沉 < 0.2mm)的裂缝,做好封缝处治。

2.4　路基改造设计

旧路两侧土路肩种有 2 排绿化树,砍树挖根扣路槽后,为保证路床弯沉和压实度满足规范要求,考虑 30cm 上路床范围换填级配碎石。路基宽度维持不变,因局部路段平面难以拟合或路堤冲刷导致部分路基单侧宽度不够。局部路堤宽度不够时,设置路肩重力式素混凝土挡土墙;路堑段宽度不够时,将梯形边沟改造为矩形边沟,保证路堤、路堑边坡防护维持现状。

2.5　排水改造设计

旧路超高侧雨水经过中分带直接排至正常侧路面,影响行车安全。本次对超高段排水进行改造设计,在超高侧增设 30cm × 50cm 纵向混凝土矩形沟和 ϕ40cmHDPE 双壁波纹横向管(间距 30cm)。在高填方段,采用集中排水,路边设置拦水路缘石,增设路堤边坡急流槽。对积水或排水不畅的路段,增设排水沟。

2.6　桥梁、涵洞

既有桥梁涵洞已按整幅路基施工完成,全线共 8 座中小桥,对旧桥涵进行检测,4 座评定为二类,2 座三类桥,1 座四类桥,1 座五类桥。主要病害为伸缩缝破损、空心板底纵横向裂缝、局部混凝土剥落、钢筋外露锈蚀、桩基冲刷外露缩颈、扩大基础冲刷掏空。对桥梁主要病害进行维修加固处理,更换伸缩缝,采用“壁可法”注浆灌缝封闭裂缝,采用环氧砂浆修补破损混凝土,加固桩基,河床铺砌等。其中 1 座五类桥为危桥,原设计为 1 - 8m 普通钢筋混凝土实心板桥,需拆除重建。调查上游西部沿海高速公路设置了 3 - 3 × 3m 盖板涵,通过比较分析,本次改造推荐新建 2 - 4 × 4m 钢筋混凝土盖板涵,施工快速,造价较低。旧桥梁护栏高度仅有 80cm,不满足现行安全设施规范要求,本次改造推荐在旧护栏顶植筋加高护栏。全线涵洞共 70 道,为圆管涵、箱涵及盖板涵,主要病害为洞内淤塞,排水不畅,清淤处理即可。

2.7　交通工程

(1)利用既有标志标牌,路侧标志标牌和信号灯迁移重做基础,K106 + 420 之后中分带的标志标牌和路灯需迁移重做基础。

(2)根据规范增设部分标志标牌和安全设施(中间波形护栏、警示柱、轮廓标、道钉等)。

(3)利用既有里程碑、百米桩,迁移重做基础,重画标线。

2.8　临时施工交通组织

省道一般交通量较大,需维持车辆通行,临时施工交通组织显得尤为重要,需分段多工点施工。先封闭半幅,进行旧路加铺、加宽路面、旧水泥混凝土路面病害处理等施工,维持半幅通行。临时施工交通组织详见图 4。

3　结语

本文以省道 S270 线三江至南门大桥段改造工程为例,对省道的改扩建和路面改造进行方案设计。简要介绍了平纵横断面设计、路面改造设计(新建路面、旧路加铺、旧水泥混凝土路面病害处理等)、路基改造设计、排水改造设计、桥梁涵洞维修加固、交通工程、临时施工交通组织等,为类似项目的改造设计提供参考,力求改造设计方案的可行性、经济性、合理性。

(下转第 37 页)

反倾层状岩质边坡失稳破坏机制及稳定性研究

文玉岩,常如意
(中交四航局第二工程有限公司,广州 510507)

摘　要: 为研究反倾层状岩质边坡的失稳破坏机制,基于有限元强度折减法,采用 Midas – GTS NX 岩土分析软件对一坡角为 60°的硬质岩夹软岩反倾层状岩质边坡进行数值模拟,通过改变结构面的几何条件,探讨了该形式边坡的破坏模式及稳定性。通过分析表明:反倾层状岩质边坡的变形规律受结构面倾角影响较为明显,结构面倾角由 0°(水平层状)逆时针增加到 90°(直立层状)时,边坡主要发生的破坏形式为:滑移 – 拉伸复合型破坏、滑移 – 倾倒复合型破坏、剪切错动破坏、弯折破坏和弯曲 – 崩塌复合型破坏;对于反倾层状岩质边坡稳定性,随着结构面倾角的增加,边坡安全系数呈现的趋势是“N”型,即先增大,再减小,最后增大,在结构面倾角为 60°时最小;对于结构面厚度对反倾层状岩质边坡稳定性的影响相对较小,并且不会影响边坡变形破坏模式,主要趋势表现出先增大,然后逐渐保持稳定不变。

关键词: 反倾;层状岩质边坡;稳定性;破坏机制;强度折减法

1　引言

反倾层状岩质边坡(边坡与结构中的优势结构面或岩层具有相反的倾向)[1]失稳破坏在实际道路工程和水利工程等建筑工程中普遍存在,严重影响或制约工程建设施工以及使用,是岩土工程重大灾害之一。因此,研究反倾层状岩质边坡的失稳破坏及其稳定性能够为实际工程提供一定的参考价值[2]。目前针对岩质边坡的稳定性研究主要的分析方法有:原位观测实验法、模型试验法和数学力学分析方法[3]。原位观测实验法能够较为真实的反应实际现场的变形破坏情况。邓荣贵等[4]根据渝怀铁路论证设计,探究一般顺层边坡失稳破坏的临界长度;黄润秋等[5]利用有限元分析方法,结合实际工程原位观测,研究了顺层边坡的变形破坏机制。模型试验能够较为形象的展示岩质边坡的变形破坏机制以及破坏过程。冯文凯[6]采用了物理模型试验的方法,将岩层缓倾坡内和坡外两种地质问题的边坡变形破坏情况实际展现出来,进行分阶段的较为全面的分析研究;陈从新等[7]、卢增木等[8]通过模型试验中的相似材料建立地质力学模型,探究影响层状岩质边坡稳定性变化的因素;唐红梅等[9]将工程实例中的岩质高边坡以相似原理研究其开挖过程坡体中相关物理量的变化规律。数学力学分析方法能够给出具体的稳定性系数以及真实反映岩体自身的应力 – 应变关系和变形等。其中的极限平衡法(极限平衡理论)[10-11]以及有限元分析方法(有限差分法)在工程计算中比较常见[12]。蔡跃[3]在离散元的基础上结合不连续体探究反倾层状岩质边坡稳定性的影响因素;张鲁渝等[14],曾亚武等[15]结合两种数学力学方法(极限平衡法和有限元强度折减法)对比分析发现,在均质边坡安全系数的分析求得问题中结果基本相同。随着数值模拟方法的迅速发展,研究边坡的失稳变形规律及机制有了新的方向,由于有限元程序的便捷性以及其对岩土体的适用性,使得该方法得到国内外学者的广泛运用。

因此,本文采用 Midas GTS NX 软件模拟反倾岩质边坡的破坏模式,分析了结构面倾角、间距以及结构面厚度对反倾层状岩质边坡变形破坏的影响。

2　数值方法及模型建立

2.1　强度折减法

强度折减法(SRM)在分析边坡破坏模式中占有一定的优势,其能够在不进行滑动面的位置

以及滑动面的形状假定的前提下进行分析，并且其综合能力极强，有效的考虑材料的应力应变关系以及具体分析位移场的特性，并且能够在后处理分析中得到相应的塑性区分布。其计算方法是将参与计算的岩土体材料自身抗剪强度参数同时按照一定规则转化，即同时将粘聚力 c 以及内摩擦角 φ 值进行折减，见式(1)和式(2)，获取相对应新的黏聚力 c'以及内摩擦角 φ'值，然后将之前计算过程中的 c、φ 值替换为新的 c'、φ'，再进行新的计算，不断的进行这样的折减与替换工作，直到有限元计算结果达到收敛于不收敛的临界状态(即边坡处于稳定的临界状态)，将此时的折减系数 F 作为评价边坡稳定性的安全系数[27]。

$$c' = c/F \tag{1}$$

$$\varphi' = arc\tan(\tan\varphi/F) \tag{2}$$

对于边坡稳定性计算中的有限元强度折减法，其关键步骤在于确立边坡发生失稳破坏的标准。现行的标准是迭代计算中的收敛原则[28]、结构体位移变化以及等效塑性应变贯通等。

2.2　计算模型

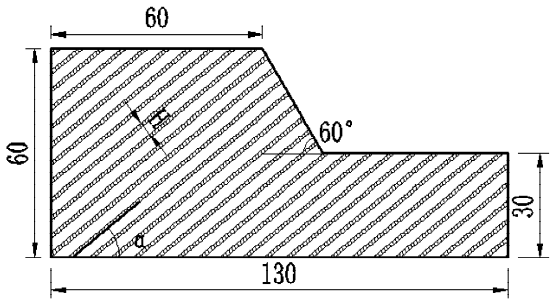


图 1　边坡模型(单位：m)

二维数值模拟过程中将层状边坡结构中存在的一组优势结构面视为软弱结构面，利用 Midas－GTS NX 有限元软件建立结构面与岩体的实体单元模型并赋予有差异的材料参数。本文研究反倾岩质边坡的破坏机理，按照强度折减法进行计算，根据边坡稳定安全系数精度的研究设计出计算模型如图 1 所示。边坡的边界条件为上部为自由边界，约束左右两侧竖向边界的水平位移以及底部的水平和垂直方向位移，模型材料采用的是摩尔——库伦本构模型，具体计算参数见表 1。

表 1　计算参数

材料名称	E/kPa	γ/kN·m^{-3}	ν	C/kPa	φ/°
岩体	9.99e5	26.5	0.2	300	30
软弱结构面	2.60e5	20	0.45	50	19.3

本文主要从三个方面对反倾层岩质边坡的影响研究：方案 1～9 以及方案 16 主要研究结构面倾角的影响，方案 9～方案 12 主要研究结构面间距的影响，方案 13～方案 15 和方案 9 主要研究结构面厚度的影响。

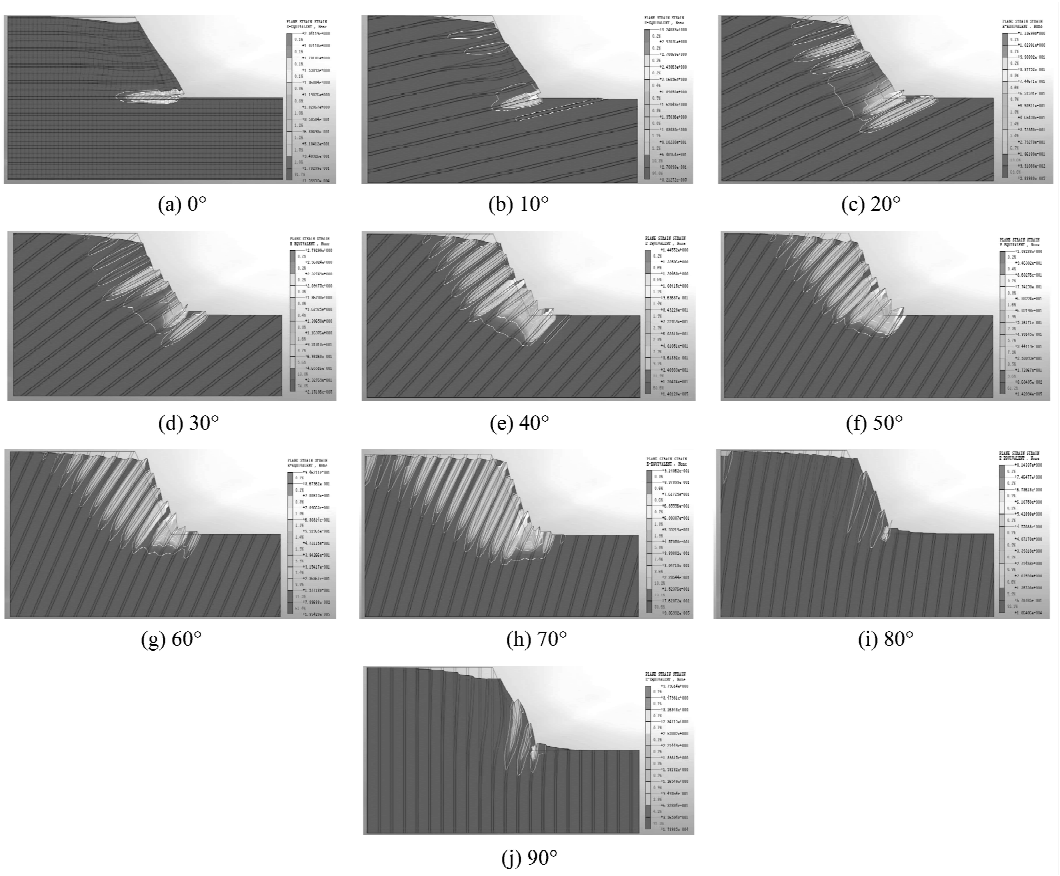
表 2　计算方案

方案编号	结构面倾角 α/°	结构面间距 l/m	结构面厚度 b/m
1	0	6	1
2	10	6	1
3	20	6	1
4	30	6	1
5	40	6	1
6	50	6	1
7	60	6	1
8	70	6	1
9	80	6	1
10	80	4	1
11	80	8	1
12	80	10	1
13	80	6	0.5
14	80	6	1.5
15	80	6	2
16	90	6	1

3　结果分析

3.1　反倾层状岩层倾角影响分析

本文采用的是反倾层状边坡模型，这种边坡的稳定性主要取决于坡角与结构面倾角的关系、岩层之间的结合能力和结构面的发育程度。图 3 显示的是反倾层状边坡在不同结构面倾角时的等效塑性云图，可分析其变形特征。



(a) 0°　(b) 10°　(c) 20°

(d) 30°　(e) 40°　(f) 50°

(g) 60°　(h) 70°　(i) 80°

(j) 90°

图 3　不同结构面倾角时边坡的等效塑性云图

如图 3(a)所示，$\alpha = 0°$，即在水平层状岩质边坡中的优软弱结构面呈水平分布，此时边坡受到的下滑力主要是自身重力提供的。在坡顶处拉应力比较集中，先在该区域产生拉伸破坏，随着破坏区域(面积和深度)不断扩大，伴随着坡脚受剪发生破坏、产生水平滑移变形，最后拉伸区不断的发展，进而水平滑移面将与张拉裂隙贯通。这种破坏主要为滑移—拉伸复合型破坏。

如图 3(b)所示，$\alpha = 10°$，此时结构面倾角相对坡角较小，边坡在重力作用下与坡脚处结构面产生剪切破坏，产生沿缓反倾岩层面向坡前临空方向缓慢的滑移(滑移面位置取决于坡脚处的软弱结构面)，坡内产生一定角度的倾倒。位于边坡中偏上部位的软弱结构面也会产生同样的剪切破坏，同时产生蠕变性滑移；坡脚底部邻近的软弱结构面会受到上部滑移边坡的影响，受到较大的剪切力。这种破坏主要为滑移—倾倒复合型破坏。

如图 3(c) ~ (f)所示，$\alpha = 20° \sim 50°$，此时结构面倾角小于边坡角度，边坡的坡顶和坡体岩层的倾倒变形逐渐加大，坡脚受到剪切破坏向临空面滑移，滑移量也逐渐加大，同时带动坡脚下部软弱结构面受剪，邻近岩层和结构面产生向外部的错动，而位于坡脚处的软弱结构面会在剪切作用力下出现错动而产生“悬臂”结构面。这种破坏主要是剪切错动破坏。

如图 3(g)所示，$\alpha = 60°$，此时的结构面倾角和坡角相同，层状岩体与结构面产生向坡外的弯折变形，伴随着出现褶皱和错动带，坡体局部崩塌，坡面局部开裂。这种破坏主要是弯折—崩塌复合型破坏。

如图 3(h) ~ (i)所示，$\alpha = 70° \sim 80°$，此时边坡的层状岩体与结构面产生的坡外弯折变形呈现先增大后减小的趋势，褶皱和错动带越来越明显，主应力和剪应力进一步发展达到结构面的极限抗拉和抗剪强度，从而改变边坡的稳定性，出现折断破坏。这种破坏主要是弯折破坏。

如图 3(j) 所示，$\alpha = 90°$，边坡的软弱结构面呈垂直分布，呈现的弯曲部分主要集中在边坡中下部。重力作用的影响下，岩层会出现向临空面弯曲的现象，在上部的弯曲变形下导致中下部产生较大的挤压弯曲变形，同时出现了沿岩层反向的轻微差异性层间错动[32]。这种破坏主要是弯曲—崩塌复合型破坏。

由 Midas－GTS NX 有限元软件中的强度折减法计算出的反倾层状边坡不同倾角的安全系数分析，如图 4，在 $0° \leqslant \alpha \leqslant 30°$ 时，边坡安全系数总体上表现出逐渐增大的趋势；在 $20° \leqslant \alpha \leqslant 90°$ 时，边坡安全系数又表现出先减小后增大的趋势，在 $\alpha = 60°$ 时达到最小值，在 $\alpha = 90°$ 时达到最大值。曲线呈现“N”型先增大后减小的趋势。

3.2　结构面厚度影响分析

图 5 是计算得到的软弱层结构面影响边坡安全系数的变化曲线，安全系数表现出与软弱结构面厚度呈反增长的趋势，针对这样的结果拟合出了具有良好的线性关系的关系式为 $F = -0.282B + 3.1557$，$R^2 = 0.9935$。鉴于此，通过对这 4 种方案的等效塑性云图进行分析，软弱结构面的厚度逐渐的增大，得到的等效塑性云图显示塑性区不断的扩大，以此来减小边坡的稳定性系数，但是边坡的破坏模式是没有改变的。这是因为软弱结构面的厚度越大，影响的有效范围就越大，而且其各种参数较低，这样就影响整个边坡的整体参数改变，从而降低其边坡的稳定性。

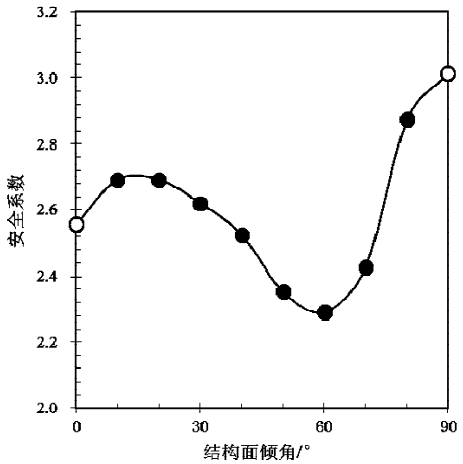


图 4　边坡安全系数与结构面倾角的关系

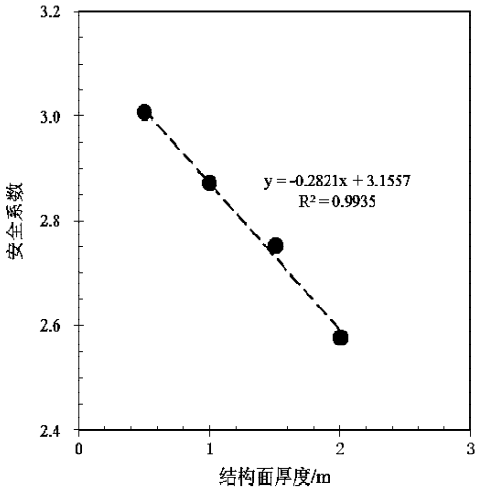


图 5　边坡安全系数与结构面厚度的关系

3.3　结构面厚度影响分析

通过分析方案(i) ~ (l) 结果中的塑性云图，改变结构面间距却不会影响其对反倾层状岩质边坡的破坏机制，出现的破坏模式都是软弱结构面向坡外发生弯折变形，同时出现褶皱和错动带出现折断破坏。由图 6 的拟合可以得出边坡的稳定性将随着结构面间距的增加而逐渐增加，但是变化的速率逐渐减小，最后达到一定的程度的时候，边坡稳定性将逐渐趋于稳定。具体的关系式为 $F = -0.0119L^2 + 0.2218L + 1.8265$，$R^2 = 0.9965$，其相关性比较强。主要是因为边坡中软弱结构面间距的增加将减小软弱结构面的数量，从而减小软弱结构面对边坡的影响效果。

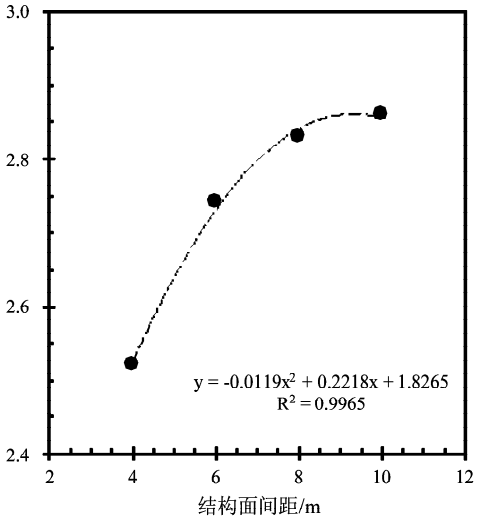


图 6　边坡安全系数与结构面间距的关系

4　结论

(1)结构面倾角对反倾层状岩质边坡稳定性影响较大,当反倾层状结构面倾角由 0°(水平层状)逆时针增加到 90°(直立层状)时,边坡表现出的破坏机制为:滑移—拉伸复合型破坏、滑移—倾倒复合型破坏、剪切错动破坏、弯折破坏和弯曲—崩塌复合型破坏。

(2)反倾层状岩质边坡稳定性随着结构面倾角的增加,边坡安全系数呈现的趋势是“N”型,即先增大,再减小,最后增大。

(3)反倾层状岩质边坡稳定性随着结构面厚度的影响相对较小,并且不会影响边坡变形破坏模式,呈现的整体趋势为:边坡稳定性系数随着结构面间距的增加表现出先增大,然后逐渐保持稳定不变。

参考文献:

[1] 韩贝传,王思敬. 边坡倾倒变形的形成机制与影响因素分析[J]. 工程地质学报,1999,7(3):213 – 217.

[2] 鲜学福. 层状岩体破坏机理[M]. 重庆: 重庆大学出版社,1989.

[3] 张社荣, 谭尧升, 王超, 王宽. 多层冉罗夹层边坡岩体破坏机制与稳定性研究[M]. 岩土力学, 2014,34(6):1695 – 1702.

[4] 邓荣贵, 周德培, 李安洪, 等. 顺层岩质边坡不稳定岩层临界长度分析[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(2): 178 – 182.

[5] 黄润秋, 赵建军, 巨能攀, 等. 汤屯高速公路反倾层岩质边坡变形机制分析及治理对策研究[J]. 岩石力学与工程报,2007, 26(2): 239 – 246.

[6] 冯文凯, 石豫川, 柴贺军, 等. 缓倾角层状高边坡变形破坏机制物理模拟研究[J]. 中国公路学报, 2004, 17(2):32 – 36.

[7] 陈从新, 黄平路, 卢增木. 岩层倾角影响反倾层岩石边坡稳定性的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(3): 476 – 481.

[8] 卢增木, 陈从新, 左保成, 等. 对影响逆倾层状边坡稳定性因素的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(4):629 – 632.

[9] 唐红梅, 陈洪凯, 曹卫文. 顺层岩体边坡开挖过程模型试验[J]. 岩土力学, 2011, 32(2): 435 – 440.

[10] WEI W B, CHENG Y M, LI L. Three – dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods[J]. Computers and Geotechnics,2009, 36: 70 – 80.

[11] APUANI T, CORAZZATO C, CANCELLI A, et al. Stability of a collapsing volcano (Stromboli, Italy): Limit equilibrium analysis and numerical modelling[J]. Journal of Volcanology and Geothermal Research, 2005, 144: 191 – 210.

[12] 张肆红, 路晓光. 强度折减法在边坡稳定性分析中的运用[J]. 山西建筑, 2010,36(6):87 – 88.

[13] 蔡跃, 三谷泰浩, 江琦哲郎. 反倾层状岩体边坡稳定性的数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(12):2517 – 2522.

[14] 张鲁渝, 郑颖人, 赵尚毅, 等. 有限元强度折减系数法计算土坡稳定安全系数的精度研究[J]. 水利学报, 2003,1: 21 – 27.

[15] 曾亚武, 田伟明. 边坡稳定性分析的有限元法与极限平衡法的结合[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增刊 2): 5355 – 5359.

花岗岩区稀土矿采矿孔洞及巷道路基处治方案探讨

杨日辉

（广东省交通规划设计研究院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：本文以花岗岩区稀土矿采矿孔洞及巷道路基为例，根据巷道分布情况及采矿孔洞的特点，制定了三种处治方案，即方案一：注浆方案，方案二：开挖回填方案，方案三：强夯回填方案。通过综合分析比选，选用强夯回填方案，对存在类似情况的路基处治有一定借鉴意义。

关键词：注浆；开挖回填；强夯回填；采矿孔洞；巷道；路基处治；稀土矿；花岗岩风化土

1　项目概况

广东省东山至古巷公路高速公路（称“本项目”，下同）起点位于饶平县东山镇粤闽省界，与在建的宁莞高速漳州至诏安段（原名福建省沈海高速复线）顺接，终点位于潮安区古巷镇，与在建的宁莞高速潮州至惠州段（简称“潮惠高速”）相接，路线全长约 64.561km，整体近北东向。采矿孔洞及巷道路段位于土建第二合同段，东山互通主线及部分匝道主要为路基工程，填方路段高度 3～20m 左右。

2　工程地质条件

本项目位于低缓丘陵区，地形起伏不大，地面标高介于 37～53 之间，坡地地下水位埋深 10～15m，埋深较深；项目区域位于莲花山深断裂带东断裂束以东的沿海地区，大面积出露燕山期花岗岩，全、强风化花岗岩较厚，中、微风化花岗岩岩面埋深一般 20～30m 左右，风化土局部存在一定的高液限、膨胀性，遇水易软化崩解。稀土矿中的矿物独居石含有大量的稀土元素，主要产在花岗岩及花岗伟晶岩中。

3　路基现状

东山互通主线 K7＋745～K7＋980、B 匝道、D 匝道区域范围存在大量的采矿孔洞及巷道，主要分为竖向孔洞及水平巷道（见图 1～图 3 所示）。

3.1　竖向采矿孔洞现状

竖向孔洞分布广而密；具有一定的规律性，在东山互通立交内发现 1733 处，以平均 2.5m 的中心间距分布，孔洞直径约 40cm，孔洞深度约 3～5m，由于时间久远，有坍塌痕迹但不能排除其在更深处分布的可能性。

图 1　采矿孔洞

图 2　采矿孔洞

图 3　近水平巷道

3.2　巷道现状

山脚下发现横向巷道 3 处，巷道宽 1m，高 1.8m，由于巷道较深局部有坍塌无法入洞查探深度，其中水平巷道 1（位置见下图，巷道 2/3 同）洞内朝向路基内侧，距离路床底标高约 11m，水平巷道 2 洞内朝向路基外侧，初步判断对路基无影响，水平巷道 3 洞内朝向路基内侧，距离路床底面标高约 11m。根据空间分析，水平巷道 1 和水平巷道 3 可能对路基造成影响，影响路堤边坡稳定性及路床的质量。

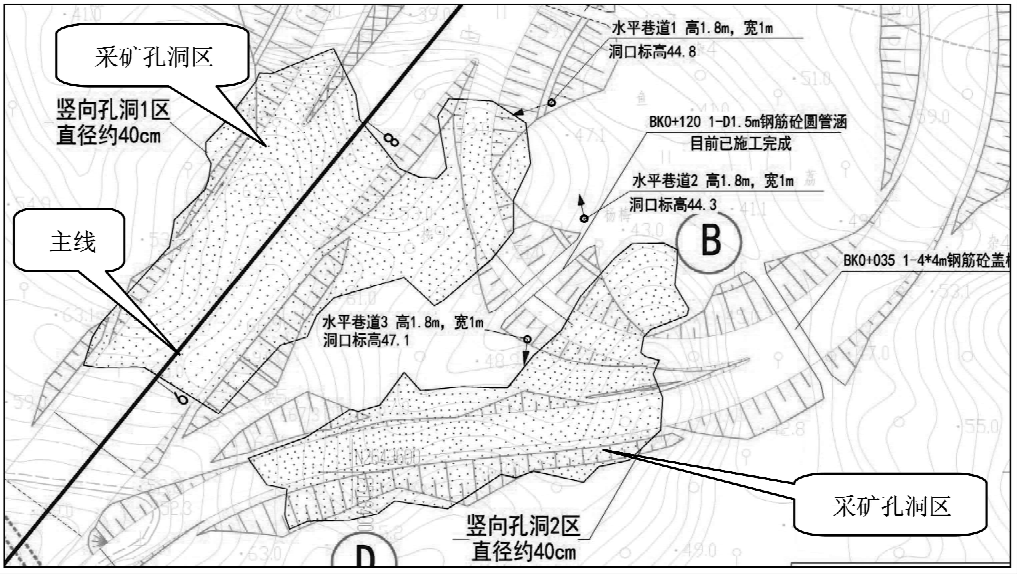


图 4　采矿孔洞及巷道平面分布图

4　采矿孔洞及巷道处治方案

根据现场采矿孔洞及巷道的特征及分布情况，主要分为矿井巷道（平洞）和竖向孔洞两种。结合采矿孔洞及巷道区域的地质情况及稳定性等情况，拟对采矿孔洞及巷道采用的处治方式为注浆法、开挖回填、强夯回填方案。

4.1　注浆方案

由于该路段为开采稀土矿，存在大量的竖向孔洞，平洞只是用于收集稀土矿，分布较为规律。竖向孔洞间距大概为 2.5m。根据上述分布特点，平洞局部宜先开挖至路槽处，采用先处治矿井巷道（平洞）再处治竖向孔洞的原则，以保证达到注浆效果。

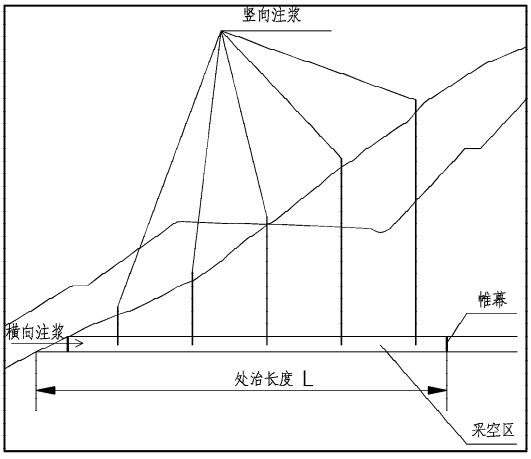


图 5　矿井处治示意图

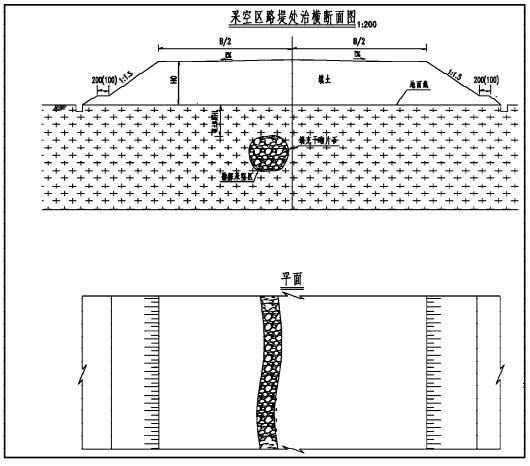


图 6　巷道去路堤处治横断面图

在判定处治长度后在巷道(平洞内)内设置帷幕孔(见图 5、图 6),防止浆液流失,洞口采用干砌片石预留排水孔作为注浆孔,为了保证采矿孔洞及巷道内灌注材料密实,在横向和竖向同时灌注及注浆。注浆过程中,可根据需要加入一定量的水玻璃、三乙醇胺等添加剂改变浆液性能,缩短凝结时间。竖向注浆采用原有竖向孔洞,间距约为 2.5m,竖向注浆采用常规的袖阀管注浆。

4.2　开挖回填方案

对采矿孔洞及巷道山体整体开挖至平洞后回填。二标采矿孔洞及巷道大多数为竖洞,共发现 3 处横洞。竖洞平均 2.5m 一处,目前发现 1 733 处,横洞位于竖洞下方,根据横洞与竖洞的分布,分为竖向孔洞 1 区、竖向孔洞 2 区,竖向孔洞 1 区处理面积为 7 204m^2,竖向孔洞 2 区处理面积为 4 844m^2。竖向孔洞 1 区开挖回填深度平均约 8m,竖向孔洞 2 区开挖回填深度平均约 7m,需开挖至水平横洞,然后再回填土方至路床底标高,矿洞区开挖回填土方共 91 540m^3。

4.3　强夯回填方案

对采矿孔洞及巷道山体进行强夯,K7 + 820 ~ K7 + 900、DK0 + 240 ~ DK0 + 400 为挖方段,需开挖至路床标高然后强夯回填。其余填方路段可直接进行强夯,当试夯二至三遍采矿孔洞及巷道顶板未夯塌,可停止试夯,证明巷道本身覆土层强度足够,可直接填土。若夯塌可按现行《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79 - 2012)的相关规定进行夯实处治。

夯点的夯击次数,应按现场试夯得到的夯击数和夯沉量关系曲线确定,同时应符合下列要求:

(1)最后两击的平均夯沉量不宜大于下列数值:当单击夯击能小于 4 000kN · m 时为 50mm;当单击夯击能小于 5 000kN · m 时为 100mm;当单击夯击能小于 6 000kN · m 时为 200mm。

(2)夯坑周围地面不应有过大隆起。

(3)当夯坑过深时,应回填后再进行强夯,避免发生提锤困难。

采矿孔洞及巷道采厚相对较大时,可先进行一定高度的堆载后,再进行强弈,以防止夯机滑落到巷坑。

夯击次数根据试验确定,夯实遍数以两至三遍为宜。

5　费用估算

根据上述方案,出于经济性考虑,进行估算费用对比如下表 1,结果为注浆方案费用约 294.64 万元、开挖回填方案 219.7 万元、强夯回填方案 85.49 万元。由于强夯换填深度浅,回填量小,经济性非常明显;注浆法处理,费用高,实际效果则无法控制;开挖回填方案,一挖一填,回填工程量较大,实际处治效果较为明显。

6　方案比选

根据以上方案,进行最终的方案综合比选,见下表 2。

表 1　采矿孔洞及巷道处治方案费用估算对比

处治方案		注浆方案	开挖回填方案	强夯回填方案
主要工程数量	水泥注浆(m^3)	4 333	——	——
	开挖土方(m^3)	——	91 540	——
	回填土方(m^3)	——	91 540	——
	强夯回填量(m^3)	——	——	19 152.6
	强夯面积(m^2)	——	——	12 048
费用估算(万元)		294.64	219.7	85.49

表2　方案综合比选

序号	方案	优　点	缺　点
方案一	注浆方案	1、原料来源广、价格适宜； 2、与围岩、砂土等有较强的粘结力，且具有耐侵蚀性，永久性强度高； 3、稳定性好，耐久性强； 4、注浆工艺简单，操作方便、安全。	1、浆液在矿洞内流动扩散，对于注浆的数量难以控制； 2、费用较高，实际处治效果无法验证。
方案二	开挖回填方案	1、施工简单，处理效果明显。	1、工程量大，总体费用较高。
方案三	强夯回填方案	1、可明显提高地基承载力、压缩模量； 2、有效加固深度深：单层 8 000kN · m 高能量级强夯处理深度达 12m； 3、施工简单，操作方便； 4、总体费用较低。	1、施工过程对周围的结构物有影响； 2、夯击影响深度越深，所需要的夯锤越重，对夯击设备要求越高。

通过费用对比及方案的比选，强夯回填方案总体费用低，且施工简单，操作方便，在处理矿洞的同时能够提高地基承载力，因此推荐采用强夯回填方案。

7　结论与探讨

7.1　结论

从经济性角度及处理实际的效果等角度考虑，推荐采用强夯回填方案处治该段路基，费用较低，施工简单，操作方便，同时能够提高地基承载力。

7.2　探讨

（1）由于竖向孔洞孔径约 40cm，原考虑采用物探方法进行勘察，查明分布情况，但是由于花岗岩风化土大多具有崩解性，遇水后孔洞坍塌，采用物探方法较难查明竖洞分布情况，即使在花费非常大的代价情况下，如加密物探点等，仍然可能无法查明孔洞分布情况；横向巷道大多洞高 1.5 ~ 2.0m，由于埋深较大，且年久失修，可能已然发生部分坍塌；考虑到物探方法解译精度大多在 10% 左右，若埋深超过 20m 则可能较难查明；加密物探点可能可以解决，但是费用相当高，经济性不佳，因此，综合考虑，基本放弃采用物探方法探明巷道及竖向孔洞的空间分布情况。

（2）横向巷道的处理曾经考虑采用浆砌片石从里到外对孔壁进行支护，由于岁月久远，存在不可预知的危险，对人身安全构成威胁，责任较大，故不予采用。

（3）在煤窑或采矿巷道中，干（浆）砌支撑法可作为处理方案；但稀土矿的巷道主要是作为溶液流出作用，部分地段不一定具有浆砌作业面，此法未能解决。

（4）强夯回填法处理后可能还存在一定的未封闭巷道空间，一般夯实影响范围在 6 ~ 15m 作用，视其锤重而定，在此锤击作用下倘若孔壁不坍塌，则可认为填土后路面营运期间的行车动载对其影响较小，可动态维持稳定；但须注意对巷道进行防水封闭，在极端气候如暴雨等天气下避免形成过水通道，影响洞壁稳定性。

参考文献：

［1］山西省交通规划勘察设计院 采空区公路设计与施工技术细则（JTG/T D31 - 03 - 2011）［S］. 北京：人民交通出版社，2011.

［2］杨日辉，广东省东山（闽粤界）至潮州古巷公路全线工程地质总说明［R］. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司，2014.

［3］张金平 粤西罗定地区高速公路崩岗成因及防治措施［J］. 西南公路，2013（2）：193 - 196.

［4］杨日辉 揭强 广东省东山（闽粤界）至潮州古巷公路二标采矿孔洞及巷道处治方案［R］. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司，2015.

［5］中国建筑科学研究院 建筑地基处理技术规范（JGJ79 - 2012）［S］. 北京：中国建筑工业出版社，2012.

公路隧道竖井马头门区域通风优化分析

温玉辉，李国安
（广东省交通规划设计研究院股份有限公司，广州 510507）

摘　要： 本文对公路隧道纵向排送通风方式中竖井马头门区域进行通风优化分析。分析表明传统通风设计中将之等同于等断面 90 度均匀拐弯进行取值的方法存在较大误差，应引起隧道通风工程界的重视。研究表明对马头门区域应同时采取结构优化和加设导流板的辅助措施；导流板数目并不是设置越多越好，设置过多的导流板对通风断面形成阻滞反而加大了风阻损失。只有设置合理数目的导流板，才能有效减少风阻。相关研究结论可供公路隧道通风设计计算参考。

关键词： 隧道工程；局部压力损失系数；理论分析；数值计算

0　引言

采用竖井纵向排送通风方案的特长公路隧道土建工程一般均涉及到联络通风道与竖井底部的连接问题。工程界将联络通风道与竖井底部连接部分形象地称为“马头门”（为简便计，后文也称之为“马头门”）。马头门简图如图 1。

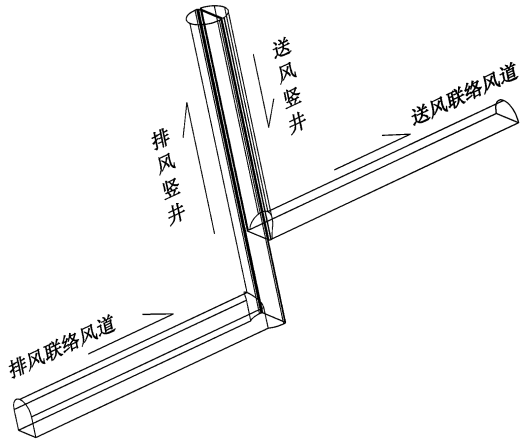


图 1　竖井与联络风道连接

但竖井马头门处的通风效果，局部风压损失，排风马头门与送风马头门通风效果是否有差别，具体差别，国内目前尚未有公开的研究成果。根据国内多座特长公路隧道通风土建工程设计情况，马头门处的设计多属于变断面不规则、大角度（一般均为 90°）连接，但在通风计算中其局部通风压力损失系数的取值一般均参考《公路隧道通风设计细则》（JTG/T D70/2 – 02 – 2014）附录表格（该表格与 1999 年版本《公路隧道通风照明设计规范》一致），这是不合理的。其主要原因在于现行《公路隧道通风设计细则》（JTG/T D70/2 – 02 – 2014）附录表格的大角度拐弯局部损失系数是基于均匀、规则断面计算（或试验）得出的，而对于变断面、大角度连接的马头门，其局部压力损失包含局部突扩（突缩）和大角度拐弯，而众多计算表明，该两种组合产生的压力损失并不是简单的线性叠加关系。因此如果按其给定的数值进行通风设计计算势必造成误差，且无法满足通风设计优化的需要，有必要对其进行深入分析研究。

借助国际上通用的大型流体力学计算软件，本文基于“交通运输部与广东省重点公路勘察设计示范工程”广州至梧州高速公路石牙山特长公路隧道竖井工程设计，展开相关竖井马头门处通风优化分析研究工作。

1　送风马头门处通风优化分析

送风马头门处初步设计三维模型如图 2。

一般对大角度拐弯（90°）风道的优化措施首先是采用导流板。而对于送风马头门这样的变断面几何复杂结构，设置导流板存在一定困难。但从通风优化的角度考虑，可将其作为一种优化方

案进行分析。

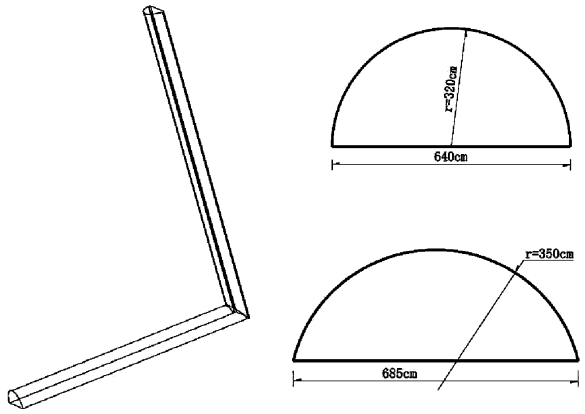


图 2　送风马头门三维模型及风道断面

1.1　局部加设导流板优化分析

在不改变送风马头门处土建结构的基础上,在拐弯处局部设置翼型导流板(由于几何结构所限,显然无法设置同心圆型导流板)。翼型导流板数目设置原则参考《公路隧道通风设计细则》(JTG/T D70/2 - 02 - 2014)附录要求。分别设置正常数目、减少数目以及最少数目导流板叶片,建立三维模型(图 3)。

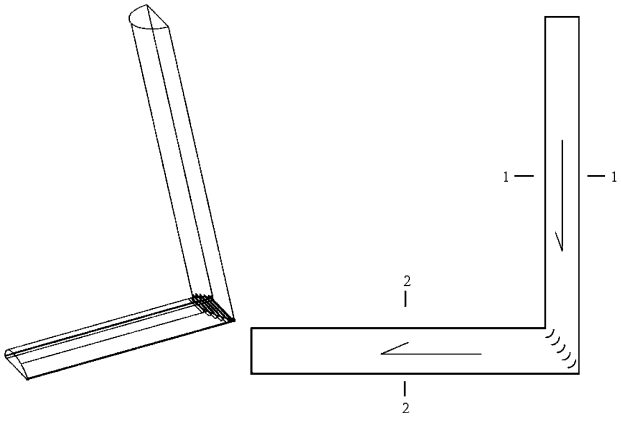


图 3　送风马头门设置翼型导流板三维模型及平面

几何参数:

送风竖井风道面积 A_1:13.827 8m^2。

送风竖井风道长度 L_1:65m。

送风竖井风道断面当量直径 D_1:3.405m。

送风联络风道面积 A_2:16.085m^2。

送风联络风道长度 L_2:50.5m。

送风联络风道断面当量直径 D_2:3.911m。

计算参数:

空气密度:1.204 7kg/m^3。

空气动力粘滞系数 μ:1.817 $\times 10^{-5}$Pa·s。

送风竖井风道入口风速:12m/s。

风道壁面绝对粗糙度 Δ:0.001m。

下游风道出口相对压强取为 0。

根据流体力学能量守恒定律有如下公式:

$$\rho \cdot g \cdot h_1 + P_1 + \frac{\rho \cdot v_1^2}{2} = \rho \cdot g \cdot h_2 + P_2 + \frac{\rho \cdot v_2^2}{2} + \Delta P \qquad (1)$$

式(1)中,ΔP 即为对应的送风马头门局部压力损失。同时流体势能视为不变、出口压强为 0,则截取的断面 1 处的压强值 P_1 等于马头门处局部压力损失与沿程压力损失之和。则有如下关系:

$$P_1 = \zeta_{局部} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_1^2 + \lambda \cdot \frac{L_2}{D_2} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_2^2 + \frac{\rho}{2} \cdot v_2^2 - \frac{\rho}{2} \cdot v_1^2 \qquad (2)$$

进而可推出送风马头门局部压力损失系数计算公式:

$$\zeta_{局部} = \frac{P_1 - \lambda \cdot \frac{L_2}{D_2} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_2^2 - \frac{\rho}{2} \cdot v_2^2 + \frac{\rho}{2} \cdot v_1^2}{\frac{\rho}{2} \cdot v_1^2} \qquad (3)$$

进一步推导可得如下关系:

$$\zeta_{局部} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_1^2 = P_1 - \left[\left(\lambda \cdot \frac{L_2}{D_2} + 1 \right) \cdot \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^2 - 1 \right] \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_1^2 \qquad (4)$$

$$P_1 = (0.602\,35\,\zeta_{局部} - 0.041\,1) \cdot v_1^2 \qquad (5)$$

在给定几何条件下的送风马头门局部压力损失系数为定值,则 P_1 与 v_1^2 成线性关系。通过截取截面 1 的计算结果可获得 P_1 值,再回归计算即可求得送风马头门局部压力损失系数 $\zeta_{局部}$。得出如表 1 所示未经优化的送风马头门局部通风压力损失系数值。

表 1　送风马头门局部压力损失系数值

局部通风压力损失系数 ζ			
不设导流叶片	正常叶片数目	减少叶片数目	最少叶片数目
1.48	1.29	0.63	0.76

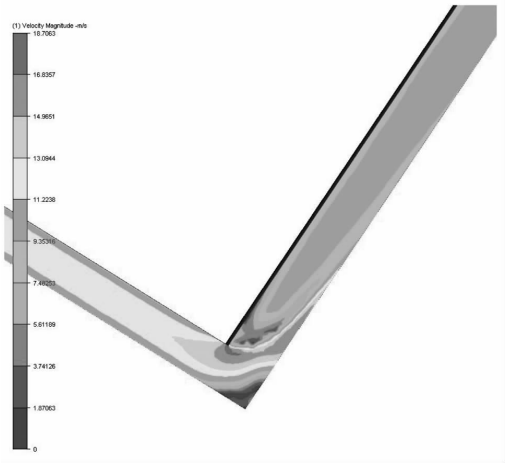


图 4　未优化的送风马头门计算结果云图

通过计算可知在设置减少叶片数目导流板情况下,送风马头门处局部压力损失系数 ζ 最小为 0.63,基本可为隧道通风工程接受。但通过土建结构设计仍存在优化空间,下文将对送风马头门土建结构进行优化分析。

1.2　土建结构优化并加设同心圆导流板分析

对初步设计送风马头门的结构分析可以发现,送风马头门结构属于变断面(且不规则),突扩(送风竖井风道断面比送风联络风道断面小),90°拐弯连接。由于土建结构设计的特殊性,90°拐弯显然无法避免,则只有从“变断面突扩”这个点入手进行优化。通过加大局部断面,从而实现在 90°拐弯段的均匀断面过渡是通风设计优化的关键所在。最终确定结构优化的原则如下:

将竖井送风道与送风联络风道连接的长 7m 范围内扩挖成与竖井排风道等高且等宽的矩形结构;以该矩形结构断面进行 90°拐弯均匀过渡,同时进行倒角(内壁倒角半径应根据几何结构而定,但最好不小于 1m;外壁倒角半径也应尽可能取大值)。内外壁倒角可以通过局部混凝土回填或加设钢板等措施予以实现。送风联络风道和竖井送风道连接处 8m 长范围内采用与竖井相同的矩形结构断面;在矩形结构断面与不规则的送风联络风道中间设计 5m 长的渐变段过渡。

通过以上结构优化就可以达到如下目的:

(1)90°拐弯段是同断面(面积)的均匀拐弯。

(2)突扩优化成了渐变过渡并将突扩调整为拐弯之前和拐弯之后,避免突扩和 90°拐弯的组合。

(3)成功实现对 90°拐弯段的倒角,从而使流体通过的结构相比初步设计结构更为流畅和圆顺。

在 90°拐弯处加设同心圆导流板,根据现行《公路隧道通风设计细则》(JTG/T D70/2 - 02 - 2014)附录建议公式设置导流板。三维计算模型如图 5。

几何参数:

送风竖井风道长度 L_1:30m。

送风联络风道长度 L_2:44m。

其他参数同上。

计算参数:

送风竖井风道入口风速:12m/s、16m/s、18m/s 共三种工况。其他参数同上。

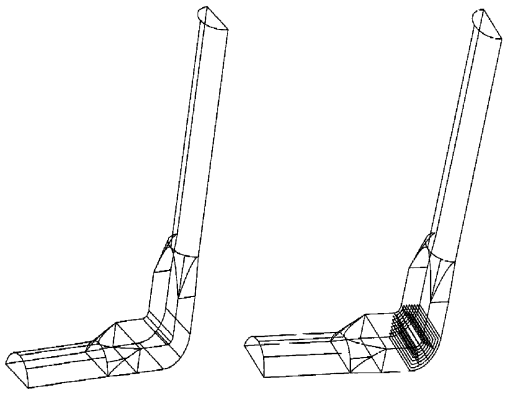


图 5　优化送风马头门结构加设同心圆导流板模型

分析过程同上。在给定几何条件下,未经优化的排风马头门局部压力损失系数为定值,则 P_1 与 v_1^2 成线性关系。推导出如下关系式:

$$P_1 = (0.602\,35\,\zeta_{局部} - 0.057\,0) \cdot v_1^2 \quad (6)$$

得出经土建结构优化的送风马头门局部通风压力损失系数值如表 2。

表 2　送风马头门优化后局部压力损失系数

局部通风压力损失系数 ζ			
不设导流叶片	正常叶片数目	减少叶片数目	最少叶片数目
0.57	0.44	0.39	0.40

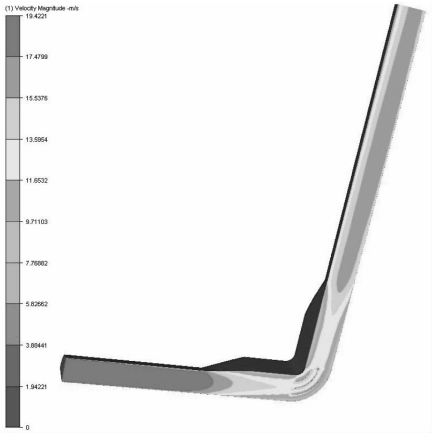


图 6　优化后送风马头门计算结果速度云图

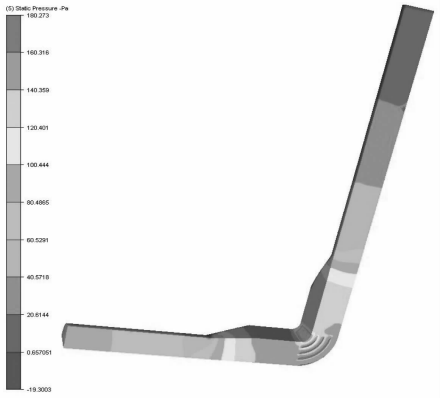


图 7　优化后送风马头门计算结果压强云图

根据计算结果可知,对于已经进行结构优化(拐弯处加设大半径倒角处理)的送风马头门,加设导流叶片的效果较显著。特别是加设减少(最少)叶片数目导流板时,局部通风减压效果明显,因此建议对已进行结构优化的送风马头门加设减少叶片数目的导流板。偏保守计,其优化后的局部通风压力损失系数可取为 0.40。

2　排风马头门处通风优化分析

在不改变排风马头门处土建结构的基础上,在拐弯处局部设置翼型导流板,翼型导流板数目设置原则参考《公路隧道通风设计细则》(JTG/T D70/2 -02 -2014),分别设置正常数目、减少数目以及最少数目导流板叶片,建立如图 8 所示的三维模型。

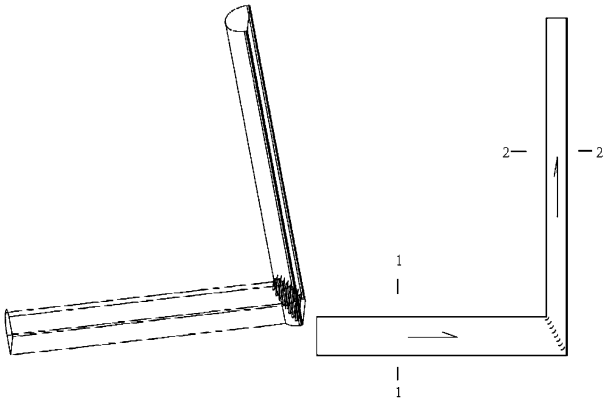


图 8　排风马头门设置翼型导流板三维模型及平面

2.1　局部加设导流板优化分析

几何参数:

排风联络风道长度 L_1:50m。

排风联络风道面积 A_1:28.47m^2。

排风联络风道断面当量直径 D_1:5.605 5m。

排风竖井风道长度 L_2:55m。

排风竖井风道面积 A_2:22.938m^2。

排风竖井风道断面当量直径 D_2:4.834 4m。

计算参数:

空气密度:1.204 7kg/m^3。

空气动力粘滞系数 μ:1.817 $\times 10^{-5}$Pa·s。

排风竖井风道入口风速:12m/s、16m/s、18m/s。

风道壁面绝对粗糙度 Δ:0.001m。

下游风道出口相对压强取为 0。

分析过程同上。在给定几何条件下,优化排风马头门局部压力损失系数为定值,则 P_1 与 v_1^2 成线性关系。推导出如下关系式:

$$P_1 = (0.602\ 35\ \zeta_{局部} + 0.536\ 7) \cdot v_1^2 \qquad (7)$$

得出未经结构优化的排风马头门局部通风压力损失系数值见表 3。

表 3　排风马头门局部压力损失系数

局部通风压力损失系数 ζ			
不设导流叶片	正常叶片数目	减少叶片数目	最少叶片数目
2.41	2.13	1.46	1.72

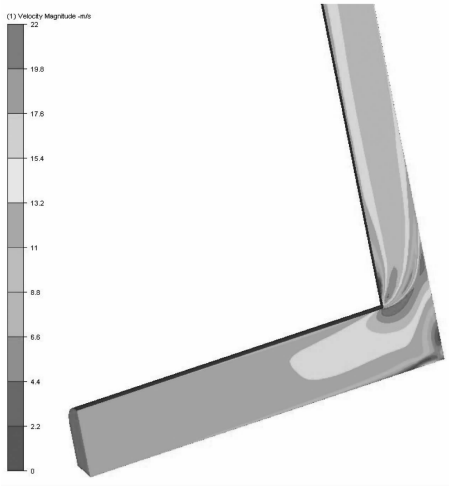


图 9　未优化的排风马头门计算结果云图

2.2　土建结构优化并加设同心圆导流板分析

优化原理及步骤同上。三维计算模型如图 10。

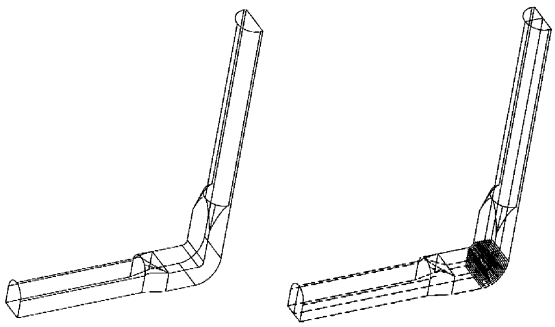


图 10　优化排风马头门结构加设同心圆导流板模型

计算参数、分析过程和计算原理同上，得出经结构优化的排风马头门计算结果见表 4 和图 11、图 12。

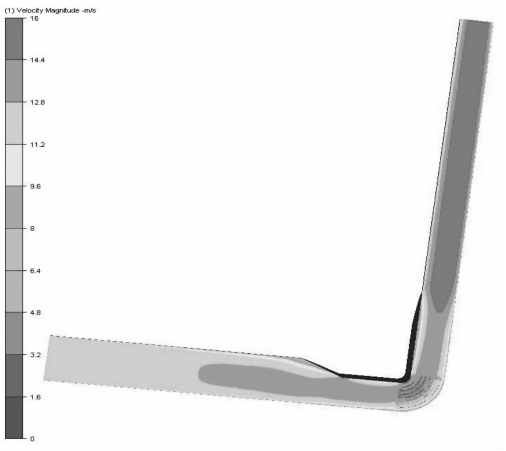


图 11　优化排风马头门计算结果速度云图

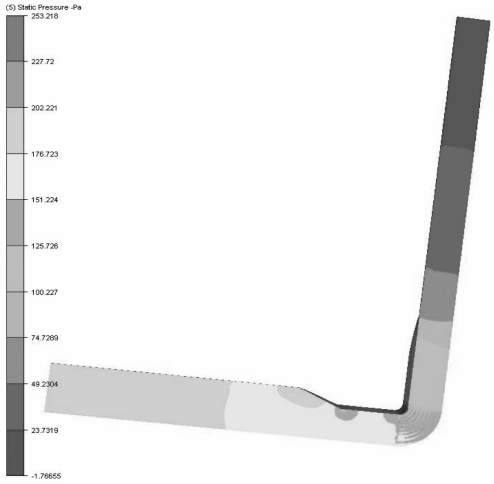


图 12　优化排风马头门计算结果压强云图

根据计算结果，对于已经进行结构优化（拐弯处加设大半径倒角处理）的排风马头门，加设导流叶片的效果不显著。特别是当加设数目较多的导流叶片时，局部通风减压效果不明显，甚至可能增大局部通风压力损失，而这是不可取的。因此建议对已经进行结构优化的排风马头门，加设最少叶片数目的导流板。偏保守计，其优化后的局部通风压力损失系数可取为 1.00。

表 4　排风马头门优化后局部压力损失系数

局部通风压力损失系数 ζ			
不设导流叶片	正常叶片数目	减少叶片数目	最少叶片数目
1.06	1.09	1.07	0.95

3　结论

（1）本文对公路隧道纵向排送通风方式中竖井马头门区域进行通风优化分析。分析结果证明传统通风设计中将之等同于等断面 90°均匀拐弯进行取值的方法存在较大误差，应引起隧道通风工程界的重视。

（2）严格意义上应将排风马头门和送风马头门区别对待：一般排风马头门属局部变断面缩小结构，而送风马头门属局部变断面扩大结构（根

据已有经验,局部变断面缩小结构的局部风阻损失较局部变断面扩大结构大,本文计算结果也予以了证实)。

(3)研究表明对马头门区域应同时采取结构优化和加设导流板的辅助措施;导流板数目并不是设置越多越好,设置过多的导流板对通风断面形成阻滞反而加大了风阻损失。只有设置合理数目的导流板,才能有效减少风阻。

(4)建议按本文优化并加设局部导流板的送风马头门局部通风压力损失系数取值 0.40(不经优化应取值 1.48);按本文优化并加设局部导流板的排风马头门局部通风压力损失系数取值 1.00(不经优化应取值 2.41)。

参考文献:

[1] 公路隧道通风设计细则 JTG/T D70/2 - 02 - 2014[S]. 北京:人民交通出版社,2014.

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

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

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

[5] 蒋莉,王少平,沈孟育. 应用 RNG k - ε 湍流模式数值模拟 90°弯曲槽道内的湍流流动[J]. 水动力学研究与进展,1998(3):8 - 11.

[6] 樊洪明,李先庭,何钟怡. 方形截面弯管二次流数值模拟[J]. 热能动力工程, 2002,17(5):510 - 513.

(上接第 22 页)

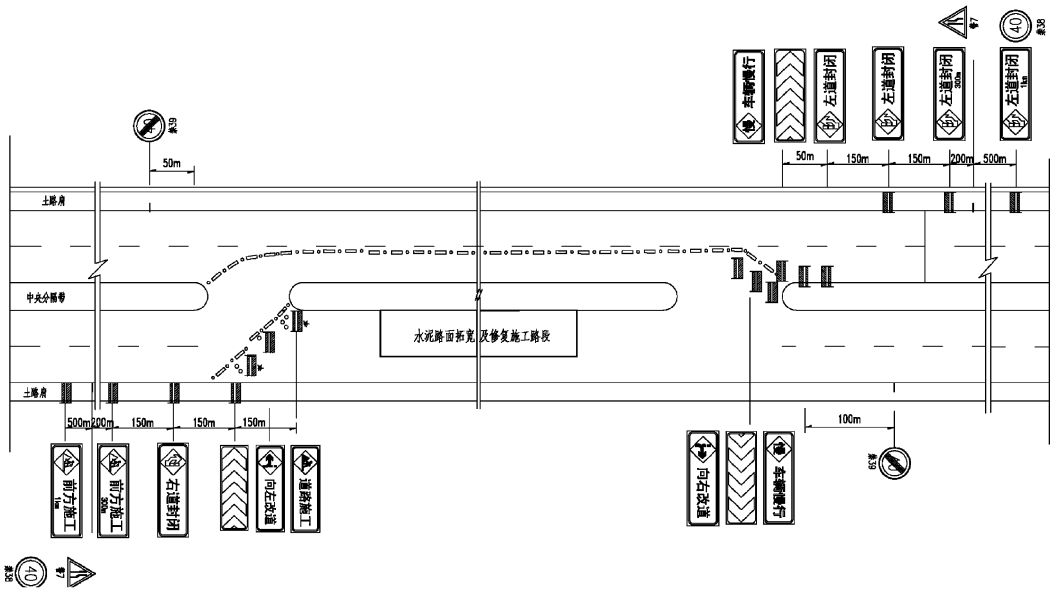


图 4　临时施工交通组织示意

参考文献:

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

[2] 公路水泥混凝土路面设计规范 JTG D40 - 2011[S]. 北京:人民交通出版社,2011.

[3] 公路桥梁加固设计规范 JTG/TJ22 - 2008[S]. 北京:人民交通出版社,2008.

某连续箱梁桥承载能力检测评定

钟建国[1,2]，林阳子[1,2]

（1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司，广州 510507；2. 广东盛翔交通工程检测有限公司，广州 511400）

摘　要： 随着公路交通的发展，对荷载等级及行车条件的要求不断提高，由于结构自然老化、车辆荷载增加，加上不利的环境影响以及养护维修欠缺，桥梁结构不可避免地会出现各种病害，各病害的发展状况和严重程度将会引起桥梁结构承载能力和耐久性降低，甚至导致桥梁结构使用功能衰退、运营状况不能满足规定的要求，既有桥梁的健康状况日益受到人们的关注。因此，分析桥梁结构的病害并对桥梁状况进行全面、准确的评定，对既有桥梁承载能力评定是桥梁安全性研究的重要内容之一。

关键词： 连续箱梁桥；既有桥梁；承载能力评定

0　引言

目前，在我国公路上有大量运营中的预应力混凝土桥梁，这些桥梁在建造和使用过程中，由于设计、施工问题及材料本身随时间的劣化、环境侵蚀等一系列因素的作用，不可避免地会产生不同程度的损伤；同时随着公路运营能力的不断提升，还有不少桥梁存在设计等级偏低等安全问题，深入研究这些桥梁的损伤程度、承载潜力、安全储备及剩余寿命等问题将是今后能否合理利用它们的关键所在[1]。因此，对既有桥梁，特别是年份久的桥梁，进行承载能力评定是一项必要且重要的工作。

桥梁承载能力评定即通过对桥梁的全面检查评定，达到下列目的：

（1）通过对桥梁主体结构及其附属构造物病害和损伤全面细致和深入的检查，查明缺损的部位、性质、严重程度及发展趋势，分析缺损产生的主要原因，评定桥梁的使用功能，并提出相应的养护对策。

（2）通过对桥梁技术状况的全面检查和评定，确定桥梁的技术状况等级，提出结构维修、加固和交通组织等建议。

（3）通过桥梁技术状况的综合评定，确定桥梁的技术状况等级，分析和评价缺损对桥梁质量和承载能力的影响，对进行特殊检查的必要性进行分析。

（4）对桥梁管理系统数据库的基本数据进行校核，对数据有误或数据变更的项目提供相应的变更数据和补充数据，协助有关部门完善公路桥梁数据系统的管理。

根据《公路桥梁承载能力检测评定规程 JTG/T J21－2011》规定，桥梁承载能力评定参考流程见图 1。

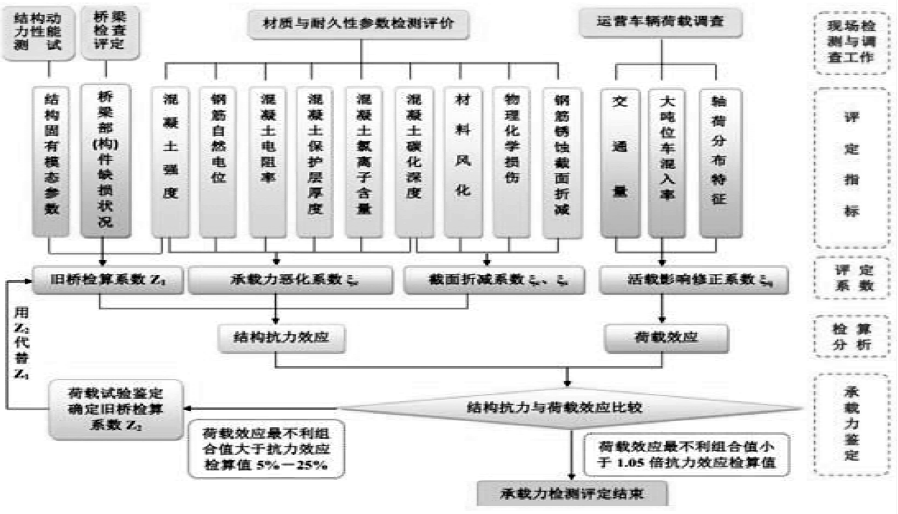


图 1　桥梁承载能力评定参考流程图

1　工程案例[2]

某桥梁位于佛山市均安镇乡道 Y813 勒均线上，桥梁中心桩号 K0 +459，是一座跨河桥，水流方向与桥轴交角为 90 度。桥梁全长 188.0m，桥面总宽为 23.5m，双向 4 车道。上部结构：1# ~ 2#孔、5# ~ 7#孔为钢筋混凝土空心板（单幅单孔 8 片板梁），3# ~ 5#孔为混凝土变截面连续箱梁，跨径组合为（15.50 + 16.67 + 35.00 + 50.00 + 35.00 + 16.67 + 16.28）m。下部结构：0#、7#台为钢筋混凝土框架式桥台，1#、6#墩为单排双柱式桥墩，2# ~ 5#墩为钢筋混凝土 V 型桥墩。

往年该桥梁外观检查评定为三类桥，为了解该桥的实际工作能力以及该桥的病害情况、承载能力情况，受地方公路局的委托，对该桥进行外观检查、专项检测、技术状况评定及承载能力检算。

图 2　桥梁概况图

2　桥梁状况检测评定

2.1　桥梁外观检查及技术状况评定[2]

根据《公路桥梁技术状况评定标准》（JTG/T H21 -2011），组织人员对该桥进行了全面详细的外观检查，综合考虑病害检查状况，对该桥进行了桥梁技术状况评定，见表 1。

表 1　桥梁技术状况评定表

部位	评价部件	评分值	折算权值	部件得分	结构得分	总体评分
上部结构	承重构件	51.1	0.70	35.8	58.5	71.3
	一般构件	89.4	0.18	16.1		
	支座	55.5	0.12	6.7		
下部结构	锥坡护坡	100.0	0.01	1.5	85.1	
	桥墩	87.5	0.44	38.5		
	桥台	78.8	0.44	34.7		
	河床	100.0	0.10	10.3		
	桥面铺装	67.4	0.40	27.0		
桥面系	伸缩缝	62.8	0.25	15.7	69.5	
	人行道	72.5	0.10	7.3		
	护栏	80.8	0.10	8.1		
	排水系统	65.0	0.10	6.5		
	照明标志	100.0	0.05	5.0		

注：桥梁上部结构主要部件评定为 4 类，桥梁总体技术状况评定为 3 类。

2.2　桥梁材质状况与状态参数检测评定[4]

对该桥进行了详细的材质状况与状态参数检测，检测结果如下：

①桥面线形较平顺，主梁未见异常变形，表明目前桥面线形较稳定；

②桥梁总体构件尺寸及恒载状况相对于竣工时无明显差异；

③该桥主桥箱梁混凝土（旧规范 50#混凝土）实测强度推定值在 45.2MPa 以上，桥梁材质强度检测评定标度为 1，但考虑该桥营运年限达

16 年,混凝土龄期大于 1 000d,故测试结果仅作参考;

④全桥主梁共检测了 4 个测区,每个测区检测 20 个测点,检测结果为无锈蚀活动性或锈蚀状态不确定;

⑤混凝土氯离子含量检测结果评定标度为 1,表明主梁诱发钢筋锈蚀的可能性很小;

⑥对全桥共进行了十一组电阻率检测,其检测结果存在几处评定标度为 4 的构件部位,表面构件局部混凝土导电能力强,钢筋锈蚀可能发展的速率快;

⑦混凝土桥梁碳化深度检测,测试构件混凝土的碳化深度平均值在 2.0mm 左右,主梁混凝土碳化深度检测结果评定标度为 1;

⑧选取左右幅主桥主跨及边跨共计 13 处,所有测区钢筋保护层厚度评定标度值均为 1、2,对结构钢筋耐久性影响不显著或有轻度影响;

⑨本桥实测基频为 2.304 Hz,高于理论计算频率 1.807 Hz,表明桥梁结构的竖向静力刚度满足要求,评定标度值为 1。

3　桥梁承载能力评定

桥梁承载能力评定包括持久状况下承载能力极限状态和正常使用极限状态。承载能力极限状态针对的是结构或构件的截面强度和稳定性;正常使用极限状态主要针对结构或构件的刚度和抗裂性。

根据《公路桥梁承载能力检测评定规程》规定,当桥梁结构或构件的承载能力检算系数评定标度 $D \geq 3$ 时,应进行正常使用极限状态评定计算。

由于缺少下部结构资料,本次不包括下部结构承载能力检算,仅对主桥主跨进行评定。

3.1　承载能力检算评定依照公式

配筋混凝土桥梁承载能力极限状态,应根据以下公式进行计算评定:

$$\gamma_0 S \leq R(f_d, \xi_c a_{bc}, \xi_s a_{ds}) Z_1 (1 - \xi_e)$$

式中:γ_0—结构重要性系数;

S—荷载效应函数;

$R(\cdot)$—抗力效应函数;

f_d—材料强度设计值;

a_{bc}—构件混凝土几何参数值;

a_{ds}—构件钢筋几何参数值;

Z_1—承载能力检算系数;

ξ_c—配筋混凝土结构的截面折减系数;

ξ_e—承载能力恶化系数;

ξ_s—钢筋的截面折减系数。

3.2　承载能力检算系数评定标度 D 的计算

配筋混凝土桥梁,应综合考虑桥梁结构或构件表观缺损状况、材质状况和桥梁自振结构频率等的检测评定结果,按下列规定确定承载能力检算系数 Z_1,见表 2。

表 2　上部结构承载能力检算系数评定标度 D

检测指标名称	评定标度值 D_j	权重 α_j
缺损状况	4(状态较差)	0.4
材质强度	1(良好状态)	0.3
自振频率	1(良好状态)	0.3
上部结构技术状况评定值 $D = 4 \times 0.4 + 1 \times 0.3 + 1 \times 0.3 = 2.2$		

参照以上结果,承载能力检算系数评定标度 D 为 2.2。根据《公路桥梁承载能力检测评定规程》(JTG/T J21 – 2011),可得上部结构预应力混凝土连续梁主桥第四跨(中跨)跨中截面抗弯承载能力检算系数 Z_1 为 1.08,本次偏安全地按 1.00 计取。

3.3　上部结构承载能力恶化系数(ξ_e)计算

根据上面材质状况与状态参数检测评定结果,得出上部结构恶化状况评定值见表 3。

根据环境条件为干湿交替、不冻、无侵蚀性介质,第四跨恶化状况评定值 E 为 2.01,根据规范可得承载能力恶化系 ξ_e 为 0.0403。

3.4　桥梁截面折减系数(ξ_c)计算取值

依据材料风化、碳化、物理和化学损伤三项检测指标的评定标度得到主桥变截面连续箱梁的截面折减系数见表 4。

表 3　恶化状况评定值表

序号	检测指标名称	权重 αj	主桥主跨评定标度值 Ej	评定标度 E
1	缺损状况	0.32	4	第四跨主跨恶化状况评定值 $E = 4 \times 0.32 + 1 \times 0.11 + 2 \times 0.05 + 1 \times 0.20 + 1 \times 0.12 + 1 \times 0.15 + 1 \times 0.05 = 2.01$
2	钢筋锈蚀电位	0.11	1	
3	混凝土电阻率	0.05	2	
4	混凝土碳化状况	0.2	1	
5	钢筋保护层厚度	0.12	1	
6	氯离子含量	0.15	1	
7	混凝土强度	0.05	1	

表 4　桥梁截面折减系数 ξ_c 值

结构类别	检测指标名称	权重值 αj	评定标度	评定标度 R	截面折减系数
主桥连续箱梁	材料风化	0.10	3	$R = 3 \times 0.10 + 1 \times 0.35 + 2 \times 0.55 = 1.75$	0.985
	混凝土碳化	0.35	1		
	物理与化学损伤	0.55	2		

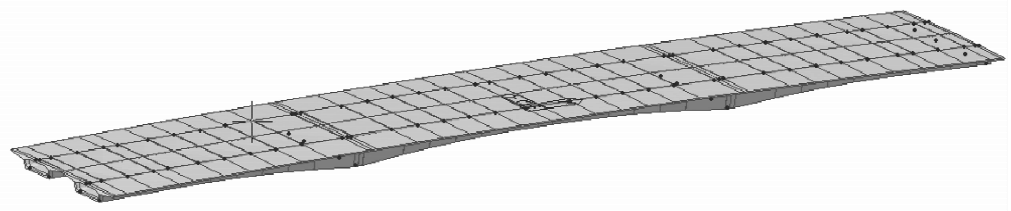
3.5　钢筋截面折减系数(ξ_c)取值

根据桥梁外观及检算位置附近截面破损情况，主桥连续箱梁主跨钢筋截面折减系数 按 0.98 计算。

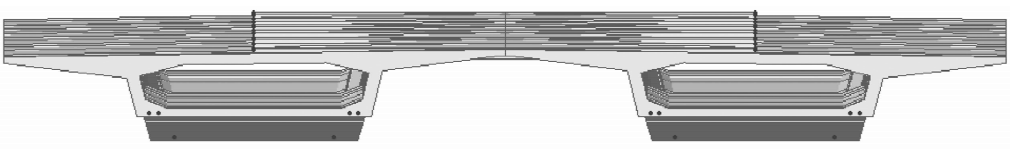
3.6　主桥变截面箱梁检算

根据设计图纸，采用有限元计算程序 Midas 对主桥主梁截面的承载力进行计算，建立空间有限元模型。检算中考虑了汽车荷载(含冲击力)；非机动车道与机动车道无分隔带，按最不利情况考虑非机动车道满布汽车荷载(全桥整体按六车道，半幅单独按三车道计)；考虑温度荷载作用；不考虑桥面铺装参与受力，仅当附加二期恒载考虑；考虑人行道板自重；考虑过桥管线自重 - 按恒荷载计算。将主桥预应力混凝土变截面连续箱梁离散为个 276 节点，355 个单元，其有限元模型如图 3 所示。

承载能力极限状态检算，荷载效应组合结果如表 5 所示。



a)三维视图



b)横断面图

图 3　主桥变截面连续箱梁桥计算模型

表 5　不同规范下的荷载组合

规 范	组合类型	说　明
85 规范	组合Ⅰ	1.2(恒载) +1.4(汽车 -20 级 人群荷载)
	组合Ⅲ	1.2(恒载) +1.1(挂车 -120)
04 规范	基本组合	1.2(恒载) +1.4(公路 -Ⅰ级) +0.8×1.4(其它可变荷载)

注:①表中“汽车 -20 级”及“公路 -Ⅰ级”均含汽车冲击力;②“85 规范”系指《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG023 -85);③“04 规范”系指《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60 -2004)。

桥梁主桥检算部位的结构抗力按相关规范计算,并考虑承载能力检算系数 、承载能力恶化系数 、截面折减系数 、钢筋截面折减系数 ,最终得到该桥承载能力极限状态检算结果见表 6 所示。

表 6　主桥变截面箱梁承载能力极限状态检算结果

项目	检算部位	85 规范组合Ⅰ	85 规范组合Ⅲ	04 规范基本组合
弯矩(kN·m)	1/2 跨截面设计值	24 346.5	21 417.0	28 545.5
	1/2 跨截面结构抗力	27 235.95	27 235.95	2 6758.13
	1/4 跨截面设计值	4 932.0	4 093.8	7 598.0
	1/4 跨截面结构抗力	>27 235.95	>27 235.95	>26 758.13
剪力(kN)	支点截面设计值	7 307.9	6 591.9	7 943.4
	支点截面结构抗力	18 888.5	18 888.5	18 557.1

4　结语

(1)在不考虑桥面铺装共同参与受力的情况下,某变截面连续箱梁桥第四跨(主桥中跨)箱梁在原设计荷载等级“汽车 -超 20,挂车 -120”的作用下,各控制截面均满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023 -85)的承载能力极限状态及正常使用极限状态的要求。在现行规范荷载等级“公路 -Ⅰ级”的作用下,主桥中跨跨中截面的抗弯承载能力略小于设计荷载值,其他控制截面承载能力均能够满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62 -2004)的承载能力极限状态要求;

(2)全桥技术状况综合评定等级达到三类桥梁,主桥及下部结构情况总体较好,但上部结构技术状况等级评定为四类,为差的级别,主要是引桥部分钢筋混凝土空心板存在裂缝超限的情况,管养单位需引起重视,采取有针对性的加固措施,或施行交通管制;

(3)该桥实际交通量大,不利情况下的车间距相比于原设计车队间距小得多,承载能力恶化、截面折减、钢筋折减、其引桥外观状况较差等综合因素,建议必要时降低该桥设计荷载的使用等级。

参考文献:

[1] 徐文平 既有预应力混凝土梁桥承载能力实桥试验及分析研究[J].结构工程.

[2]《某变截面连续箱梁桥检测及承载能力评估报告》[R].广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,2015.

[3] JTG/T H21 -2011,公路桥梁技术状况评定标准[S].中华人民共和国交通运输部,2011.

[4] JTG/T J21 -2011,公路桥梁承载能力检测评定规程[S].中华人民共和国交通运输部,2011.

旧水泥混凝土路面板底脱空的综合判断

陆学村,聂　臣,陈晓文
(广东盛翔交通工程检测有限公司,广州 511400)

摘　要: 水泥混凝土路面板底脱空严重影响路面的正常使用,本文首先阐述板底脱空机理,然后介绍 FWD 法和探地雷达法两种脱空检测手段,并结合东莞市清凤公路清溪段工程检测情况,进行综合判定板底脱空情况。

关键词: 水泥混凝土路面;板底脱空;FWD;探地雷达

水泥混凝土路面是高等级路面的重要结构形式,具有强度高、寿命长、稳定性好,能适应不同交通等级和对环境适应性强等优点。但是,在实际使用过程中,由于混凝土路面板是刚性体,而路基是弹塑性体,在行车荷载作用下,路基累积形成的塑性变形,使混凝土板底部与基础不再保持紧密接触,即混凝土板下局部出现脱空,这对混凝土板的受力是极为不利的,再加上渠化交通的重复作用,板角产生裂缝,直接影响路面行驶性能和结构强度。基于此,混凝土板底脱空判定是当前水泥路面检测领域中的热点研究之一。目前最先进的路面无损检测设备为落锤式弯沉仪(FWD)和路面雷达测试系统,国内外的脱空识别及判断研究也是基于这两种设备来开展。本文通过 FWD 和雷达进行实际工程检测,对最大弯沉值、弯沉差判定法、传荷系数法及路面雷达判定法进行脱空判定的综合比较。

1　脱空机理

现场浇注成型的水泥混凝土,由于水泥浆体向下渗透,使得路面板与基础之间形成整体,但受温度和徐变的影响,路面板产生收缩和翘曲,在路面板与基层顶面间产生间隙,形成原始脱空。虽然在路基及基层均匀支撑作用下,由于水泥混凝土面板具有很好的刚度和强度,使得面层板可直接设置在路基顶面。然而,当行车荷载作用于路面上时,面层板会产生竖向变形,从而使路基产生一定程度的变形。虽然路面板在荷载驶离后可恢复原状,且路基的弹性变形也可以恢复,但路基竖向变形中仍残留不可恢复原状的塑性变形。即使单次荷载作用下的塑性变形量微小到忽略不计,但在道路寿命周期内行车荷载反复作用后的累积量却很大。同时,混凝土路面板为避免温度应力而产生的断裂,人为设置纵缝和横缝,也是直接为路表水的下渗形成天然通道,动水压力使得基层表面的细粒料受到冲刷,在“泵吸”作用下形成唧泥,这样,在板角和板边缘处进一步加剧脱空,显著增加路面板的弯拉应力,造成板角断裂。

2　脱空判定方法

2.1　FWD 检测法

水泥混凝土路面板的路表弯沉是路面结构强度的重要表征,而板底脱空能显著影响路表弯沉。理论弯沉盆数值是随荷载作用点距离的增大而减小,如果最大弯沉值没有出现在荷载中心处,则说明可能存在脱空现象,原理如图 1 所示。

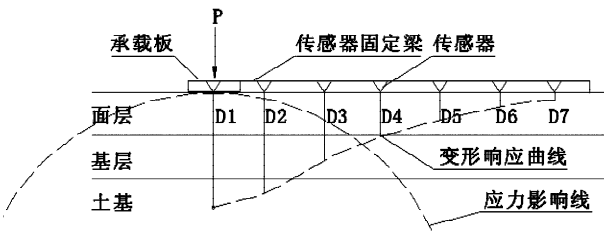


图 1　混凝土板在 FWD 荷载作用下的变形规律示意图

经理论计算,荷载作用于路面板上不同位置的弯沉量也不同,板角处大于板边缘处,而板中

部的弯沉量最小，因此，板角弯沉通常被用来判断是否发生板底脱空，主要指标有最大弯沉值、弯沉差和传荷系数。

应用 FWD 法对东莞市清风公路水泥混凝土路面脱空进行判定，本次脱空检测采用荷载 50kN、承载板半径 150mm 量测板角荷载作用下的弯沉曲线，通过荷载中心处最大弯沉值 $D_0 > 0.2$mm，弯沉差 $\Delta D > 0.06$mm 和板间传荷系数 $K_j < 80$ 时三大指标来综合判断脱空情况。FWD 检测东莞市清风公路水泥混凝土路面板脱空的统计结果见表 1，各车道弯沉检测数据见图 2 ~ 图 5。

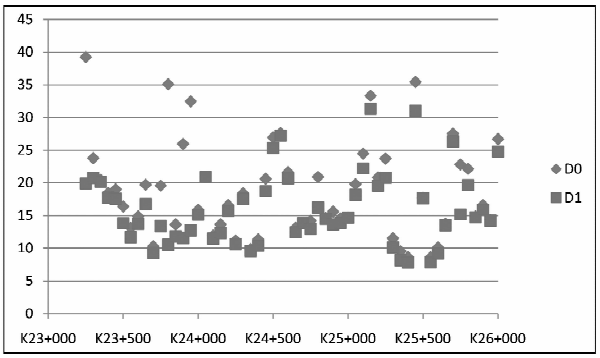


图 2　上行行车道弯沉沿线分布图

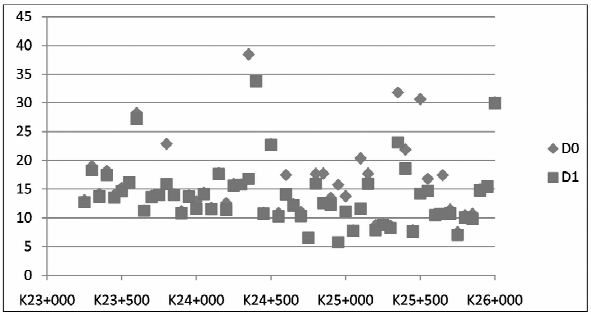


图 3　上行超车道弯沉沿线分布图

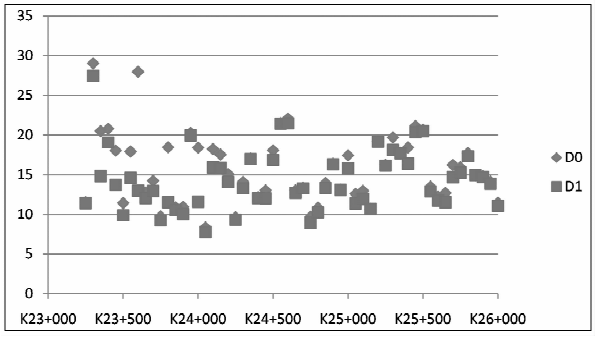


图 4　下行行车道弯沉沿线分布图

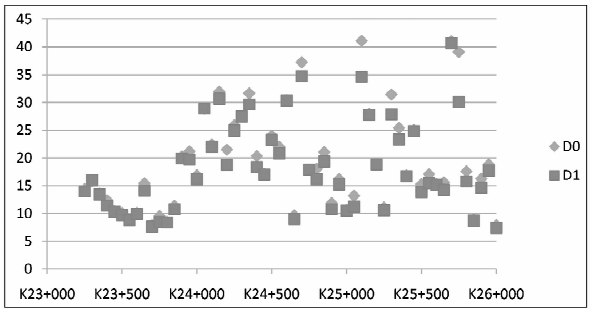


图 5　下行超车道弯沉沿线分布图

表 1　脱空板块统计表(单位:块)

传荷能力法	优良	中	次	差	合计
	204	12	6	3	225
弯沉差法	不脱空	207	脱空	18	225
最大弯沉值法	不脱空	163	脱空	62	225

由表 1 统计结果可知，弯沉差指标判定中的不脱空板块数为 207，与“优良”的传荷能力板块数(204 块)大体相等，同时整体大于由最大弯沉值判断的不脱空板块数(163 块)。为了较为准确判断板底脱空情况，笔者针对最大弯沉值 < 20(0.01mm)未脱空板块进行传荷能力低于“优良”和弯沉差 > 6(0.01mm)的数据进行筛选，共计 7 块路面板符合此项要求，详列如下。

表 2　脱空存疑板块统计表

编号	D0	D30	最大弯沉值评定	弯沉差法评定		传荷系数评定	
1	18.06	13.75	不脱空	4.31	不脱空	76.1	中
2	17.71	12.57	不脱空	5.14	不脱空	71.0	中
3	19.57	13.36	不脱空	6.21	脱空	68.3	中
4	17.43	10.66	不脱空	6.77	脱空	61.2	中
5	18.42	11.6	不脱空	6.82	脱空	63.0	中
6	18.47	11.55	不脱空	6.92	脱空	62.5	中
7	19.74	6.75	不脱空	12.99	脱空	34.2	次

对 2 号路面板钻芯取样，如图 6 所示，面层与基层粘结较好，未存在脱空现象，仅在基层芯样长度方面存在断裂碎化；对 7 号路面板钻芯取样，芯样如图 7 所示，相邻两块路面板板底唧泥严重，基层松散粒化，且掺杂部分泥土。表明在最大弯沉值 <20(0.01mm) 的情况下，弯沉差法判定为“不脱空”及传荷系数判定为“中”等水平的路面板，层间结合较好，不存在脱空现象；但在弯沉差法判定为“脱空”和传荷系数属“差”、“次”等水平的路面板则脱空现象明显。此外，晴朗天气下 FWD 落锤法板底脱空检测，与雨后对路面板发生脱空路段检测结果相比，准确度更高。

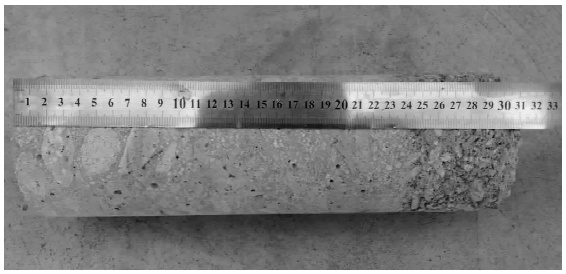


图 6　2 号路面板芯样图

图 7　7 号路面板芯样图

2.2　探地雷达检测法

路用探地雷达是随着电磁技术的发展而兴起的道路检测设备，其发射和接收的是高频脉冲电磁波，根据电磁波理论，电磁波在地下介质中的传播特性取决于介质的波阻抗 η，又主要与介电常数 ε 相关，成反比关系：$\eta = 1/\sqrt{\varepsilon}$。由于脱空区域内一般为水或空气，其介电常数分别为 81.0 和 1.0，明显不同于路面材料的介电常数，可根据反射波强度变化（即反射系数 R）确定脱空位置和尺寸，见示意图 8，其脱空、未脱空介电常数与反射系数关系式如下：

(1)层间结合状态下的交界面处反射系数 R_{cb} 为：

$$R_{ab} = \left(\sqrt{\varepsilon_c} - \sqrt{\varepsilon_b}\right)^2 / \left(\sqrt{\varepsilon_c} + \sqrt{\varepsilon_b}\right)^2$$

式中：ε_c、ε_b 分别为水泥混凝土面板（concrete）与基层（base）的介电常数，一般 ε_c 为 6 ~ 9，ε_b 为 6 ~ 15，R_{cb} 为 −0.010 ~ −0.053。

(2)层间脱空状态下的交界面处反射系数 R_{cx} 为：

$$R_{cx} = \left(\sqrt{\varepsilon_c} - \sqrt{\varepsilon_x}\right)^2 / \left(\sqrt{\varepsilon_c} + \sqrt{\varepsilon_x}\right)^2$$

式中：ε_x 为脱空层介电常数，若脱空层为水时，一般 ε_x 为 81，R_{cx} 为 −0.325 ~ 0.250；若脱空层为空气时，ε_x 为 1，R_{cx} 为 0.058 ~ 0.250。

反射系数 R 直解反映了介质的电性及其差异，由上述表达式可知，在一定深度范围内，相邻两介质的相对介电常数 ε 差异越大，反射波越强，反射界面越容易识别。

利用瑞典 MALA 公司生产的 RAMACX3M 型地质雷达，采用反射剖面法对东莞市清凤公路路面板底脱空存疑板块进行检测。所用技术参数为：天线中心频率 800MHz，采样点数 512，时窗 20ns，采样点距 100cm。

路面病害图像解释：在时间剖面图上空洞的特征是强弧形反射波；板底脱空则表现为面层与基层之间存在能量较强的反射波同相轴。下面通过典型板底雷达图像进行分析。

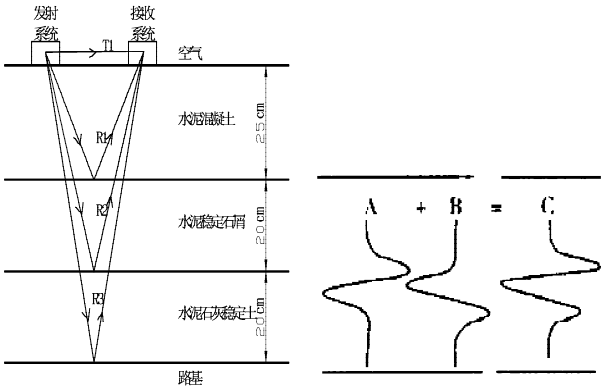


图 8　路面板雷达脱空识别

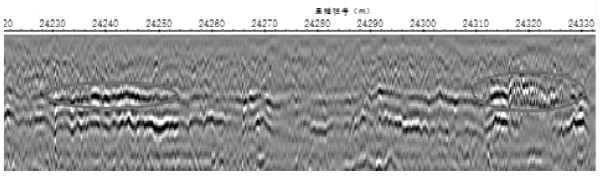


图 9　4 号、5 号板块雷达成像图

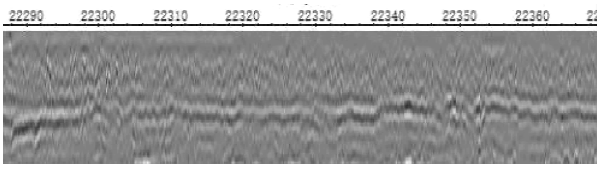


图 10　6 号板块雷达成像图

4 号、5 号板块雷达成像图见图 9,6 号板块雷达成像图见图 10。图像显示 6 号板块成像图层间部位的雷达反射信号未出现散射、绕射现象,信号幅度较弱没有明显的层间反射信号,判断为未存在脱空现象。4 号板块(中心桩号 K24 +240)在基层和底基层部位,雷达反射信号强,三振相明显,层间有明显的强反射界面信号,判断为存在脱空现象,5 号板块(中心桩号 K24 +320)近小桩号部位,层间有明显的强反射界面信号,经现场勘查存在唧泥现象,判定为脱空。

结合落锤法脱空检测结果,在最大弯沉值 < 20(0.01mm)的基础上,弯沉差 >6(0.01mm)的板块可以判定为脱空;当弯沉差 <6(0.01mm),且传荷能力低于“优良”时,从路面检测趋严的角度上,建议判定为脱空。

3　结语

本文结合东莞市清凤公路旧水泥混凝土路面大修工程,采用 FWD 最大弯沉值法和弯沉差法对旧砼板底脱空进行识别,并结合探地雷达(GPR)成像图综合判定板底脱空,其判定结果证明:

(1)落锤式弯沉仪 FWD 能有效识别旧混凝土板底脱空,实现路面检测的无损化和快速化,在实际工程运用中建议首先采用最大弯沉值法识别板底脱空情况,然后考虑弯沉差法和传荷系数法综合判定板底脱空情况。

(2)探地雷达技术(GPR)在路面检测中,合理选择天线频率、采样频率等参数,利用计算机进行增益、滤波等数据处理,能够快速准确地检测出结构层厚度、路面板底脱空等病害,为高速公路维修保养及安全运营提供可靠的检测数据。

参考文献:

[1] 黄仰贤. 路面分析与设计[M]. 人民交通出版社,1998.

[2] 曾小军. 水泥混凝土路面板底脱空识别方法研究[D]. 长沙:长沙理工大学,2008.

[3] 邱丽章,王端宜. 水泥混凝土路面板底脱空的弯沉判据研究[J]. 公路,2006,11:5 -9.

[4] 许建文. 地质雷达在道路工程中的应用及其数据分析研究[D]. 长沙:长沙理工大学,2006.

[5] 张宁,钱振东,黄卫. 水泥混凝土路面板下地基脱空状况的评定与分析[J]. 公路交通科技,2004,21(1):4 -7.

[6] 孙军,应后强,王国群. 探地雷达在公路检测中的应用[J]. 公路,2001(3):59 - 61.

[7] 梁新政,等. 路面无损检测技术新发展[J]. 公路,2002(9):95 - 98.

“广东省岩溶地区公路工程地质勘察技术规定研究”项目成果鉴定验收会报道

“广东省岩溶地区公路工程地质勘察技术规定研究”是 2011 年立项的广东省交通运输厅科技项目，编号为科技 2011 - 02 - 010，由广东省交通规划设计研究院股份有限公司、广东省建筑科学研究院集团股份有限公司、广东广佛肇高速公路有限公司共同承担研究任务。项目研究主要完成了如下研究内容：(1)根据国内外岩溶研究和勘察实践，本研究结合广东省的实际情况提出了针对公路勘察中可行性研究勘察、初步工程地质勘察、详细工程地质勘察和施工勘察四个阶段的岩溶勘察方法。(2)本研究对岩溶发育的机理和影响因素进行了系统研究，提出了岩溶发育的预判指标体系，该指标体系得到了广东省内岩溶勘察实践的成功验证；(3)通过本研究对广东省碳酸盐岩及相关的岩溶分布、岩层情况、发育特征等进行了系统整理，并对岩溶洞穴坍塌的机理进行了探讨；(4)总结了各种勘察方法的技术特点及其适用性，提出了公路工程合适的勘察技术方法，并对勘察工作方法、工作程序、勘察精度、成果表现等提出了统一明确的技术要求，便于工程推广应用。(5)确定我省岩溶地区公路工程地质勘察的成果整理要求；(6)编写了《广东省岩溶地区公路工程地质勘察技术指南》。

2016 年 7 月 7 日，广东省交通运输厅在广州市组织召开了本项目的成果鉴定验收会议，省交通运输厅相关人员及领导，项目验收组专家，特邀嘉宾以及项目完成单位代表参加了会议。

项目鉴定验收专家组由来自国内相关专业的知名专家组成，主任由广东省科学院易顺民研究员担任，成员有中山大学张珂教授等。鉴定验收专家组在认真听取了项目组的汇报，审查了鉴定验收材料的基础上，经过讨论和质询，一致同意本项目通过鉴定验收。鉴定验收组专家认为：

1、课题组提交的鉴定材料完整齐全、数据图表准确可信、结论可靠，达到了科技成果鉴定的要求。

2、课题组在广泛调研和资料收集的基础上，重点依托广佛肇高速公路、广东省仁化(湘粤界)至博罗公路、大广高速公路(广东段)等项目，对广东省岩溶地区工程地质勘察技术进行了系统的研究，完成了项目任务书规定的研究内容，取得如下成果：

(1)提出了广东省公路勘察中可行性研究勘察、初步工程地质勘察、详细工程地质勘察和施工勘察各阶段的综合岩溶勘察方法体系，操作性强；

(2)对广东省岩溶发育特征及岩溶塌陷的机理进行了系统研究，提出了岩溶塌陷的判别方法，建立了岩溶发育程度的预判指标体系，取得了较好的应用效果；

(3)对广东省岩溶地区各种勘察方法的技术特点及其适用性进行了研究，编制完成了《广东省岩溶地区公路工程地质勘察技术指南》，针对性强。

综上所述，该课题研究成果已在广东省公路勘察设计中得到了很好的应用与验证，具有创新性和实用性，并取得了良好的社会经济效益，研究成果具有国际先进水平。

3、建议有关部门尽快发布《广东省岩溶地区公路工程地质勘察技术指南》，并推广应用。

（刘祥兴　报道）

隧道病害综合整治技术研讨会报道

会议由土木工程科学研究会主办，北京土木人国际咨询有限公司与土木人网承办。出席会议的有公路铁路、水利水电、市政城建、地质矿产、煤矿等从事隧道设计、施工、养护、检测等单位技术人员及部分科研院校的代表。

此次会议主要内容技术交流，在会上西南交通大学龚伦教授作了运营隧道土建结构病害检测处置技术的报告，郑州大学王运生教授作了三维成像隧道地质超前预报仪设计与应用的报告，成都铁路局王立川总工作了隧道病害的分析及综合整治技术的报告，招商局重庆交通科学研究院隧道检测所秦之富所长作了公路隧道病害检测与整治技术的报告，北京城荣防水工程有限公司的代表作了赛柏斯产品在改善混凝土性能上的应用的报告。会议紧紧围绕“隧道病害检测及隧道病害整治技术”进行讨论交流，为隧道界的同仁在设计、施工和管理工作中如何减少隧道病害的发生、怎样对目前营运的隧道进行检测、隧道出现病害后如何整治提供了许多先进经验，为新材料、新工艺、新设备在隧道病害检测与病害整治的应用发挥了积极的作用。

（李国安　报道）

2016 年第二期生产建设项目水土保持设施验收技术评估培训班报道

2016 年 7 月 16 日至 19 日，中国水土保持学会在陕西省西安市举办生产建设项目水土保持设施验收技术评估培训班。

生产建设项目水土保持设施验收是水土保持工作的重要环节，随着水土保持工作逐渐得到全社会的重视，水土保持设施验收也越发重要。为了提高生产建设项目水土保持设施验收技术评估质量，适应新形势下水土保持设施验收工作的变化，中国水土保持学会举办了本次培训。

本次培训共有五位专家、教授进行授课，培训内容丰富。水利部水保司王瑞增对近期水土保持重要政策文件进行了解读，着重对水土保持行政审批制度改革、水土保持许可规范高效改革，水土保持方案变更管理及弃渣场水土保持管理重点和要求进行了介绍。水利部水保司牛崇桓介绍了生产建设项目水土保持工作面临的形势和要求，主要包括生产建设项目水土保持工作面临的形势，生产建设项目水土流失及危害，国家对生产建设项目水土保持的要求，水利部近期水土保持行政审批的改革措施及水土保持设施验收和技术评估的任务和要求。北京水保公司孟详军介绍了水土保持设施自验及材料准备，对水土保持设施验收工作的变化及主要内容进行了详细解读。松辽水利委员会水土保持监测中心王念忠介绍了无人机在水土保持勘察监测评估中的应用，对无人机应用的范围、方法及前景等进行了详细介绍。

本次培训内容丰富，各位专家、教授的授课内容丰富、深入浅出，毫无保留的把自己在学习和工作中的经验与大家分享，对于今后从事生产建设项目水土保持设施验收工作具有指导重要作用。

（王俊丽　报道）

2016 年广东省地质灾害危险性评估报告编制培训报道

2016 年 6 月 21 日，由广东省地质灾害防治协会在广州燕岭大厦举办了为期 1 天的“2016 年广东省地质灾害危险性评估报告编制培训班”。

培训班由省地质灾害防治协会张建国会长主持开班仪式，省国土资源厅地质环境处邱国庆副处长作了欢迎讲话。培训班由朱照宇教授进行授课。

本次培训内容主要学习《广东省地质灾害危险性评估实施细则（2016 年修订版）》。朱教授主要讲述了地灾有关术语及定义、地灾评估的基本规定与工作程序、地灾评估的范围与等级、地灾评估的技术要求与评估指标、地质环境条件调查与分析、地灾调查与分析、地灾危险性评估、评估成果编制与提交、成果评审与登记等方面。朱教授着重讲解了地质灾害危险性评估报告编制重点及注意事项。课后进行了紧张的结业考试。

通过本次培训，基本掌握了地灾评估的工作要点和工作程序，将有效提高评估工作效率及评估成果水平。

（刘祥兴　报道）

中国公路勘察设计协会 2016 年岩土工程专业技术交流会报道

中国公路勘察设计协会岩土工程专业技术交流会于 2016 年 8 月 15 日在陕西省西安市召开，我公司岩土勘察分公司总经理张修杰及总工李水清参加了会议。本次会议由中国公路勘察设计协会与中交第一公路勘察设计研究院有限公司主办。

随着高速公路建设事业的不断发展，公路建设的规模和水平达到了前所未有的历史高度，不断向山区、西北、西南等偏远地区延伸，不断向海洋延伸。岩土工程作为公路建设前期工作的重要组成部分，在工程勘察及特殊性岩土和不良地质地区的处治等方面发挥着重要的作用。全国各地地质条件差异较大，不同地区不同单位在处理实际问题时，开展了大量的研究工作，在工程勘察、特殊性岩土和不良地质条件下特殊结构的工程设计及病害整治等方面积累了丰富的工程实践经验，交流会上进行了深刻的交流。

会议于 2016 年 8 月 15 日进行了技术交流。会议首先总结了历年的工作，展望未来，对如何更好的发展全国公路岩土工程技术进行了讨论。6 位与会代表就典型项目、规范应用、特殊岩土与不良地质、新技术等进行了讲解，会上与会代表针对各自感兴趣的问题进行了较为充分的沟通、交流，最后大会进行了总结，取得了很好的效果。

会议交流的主要内容如下：

会议交流内容一览表

序号	交流的题目	交流的主要内容
1	港珠澳大桥主体工程工程地质勘察工作汇报	主要介绍了项目的工程地质条件、技术质量控制及海域勘察 HSE 管理、勘察技术应用成果
2	高烈度区地震崩塌与公路建设	主要介绍了崩塌灾害特点及危害、地震崩塌灾害特征及规律、高陡边坡灾害调查及评估、公路崩塌灾害防治
3	川藏公路地质灾害整治与典型工程介绍	主要介绍了川藏公路地质环境、地质灾害特点、勘察方法及治理对策、工程实例
4	多年冻土与公路岩土工程	主要介绍了多年冻土概况、多年冻土与工程建设 、多年冻土岩土勘察 、科研工作 、工程处置、青藏高速技术储备
5	山西省公路采空区工程勘察与处治技术	主要介绍了山西省公路工程环境地质条件、公路采空区处治历程及阶段划分、采空区课题研究成果、采空区处治的理念变化与有关问题的思考及采空区勘察
6	《工程地质勘察规范》五年回顾	主要介绍了修订概况、五年回顾、几个问题、规范条文及下一步建议

（李水清　报道）

北斗 + 测绘地理信息技术应用培训班报道

为贯彻落实《国务院办公厅关于促进地理信息产业发展的意见》、《国家卫星导航产业中长期发展规划》和国家测绘地理信息局《关于北斗卫星导航系统推广应用的若干意见》，推进北斗系统应用，帮助测绘管理和科技人员了解当前测绘地理信息前沿技术动态，促进北斗系统与测绘地理信息技术的集成创新应用，中国卫星导航定位协会与湖北省测绘行业协会联合举办了“北斗 + 测绘地理信息技术应用培训班”。

卫星导航产业在国家战略大格局中具有重要地位和作用，将北斗卫星导航系统用于国土测绘和有关工程测量对我国独立自主获取地理空间信息和保障国家重要地理信息安全具有重要意义。

本次培训邀请了武汉大学测绘遥感信息工程国家重点实验室、武汉大学卫星导航定位技术研究中心、武汉大学中国南极测绘研究中心、武汉大学遥感信息工程学院、中国卫星导航定位协会等相关专家及行业内的相关专家。课程主要介绍了北斗卫星导航系统的发展趋势、北斗 + 地理信息技术应用前景、基于 GNSS 连续运行站网的北斗增强系统建设、北斗卫星导航定位系统在测绘行业的应用、北斗卫星导航定位系统测绘应用关键技术、导航新技术、新系统（差分 GNSS，实时动态测量 RTK，网络 RTK 技术的发展）、实时观测网络、单点精密定位（PPP）技术的发展、车载移动测图系统及工程应用、基于倾斜式影像的快速建模技术、三维数字城市系统设计与应用、多源遥感影像的数据处理与应用、低空实景三维倾斜摄影技术、低空遥感影像数据处理技术、三维可视地理信息系统 IMAGIS 及其工程应用。通过专家的介绍，了解了现阶段国家北斗卫星导航以及其他新技术的发展和应用现状，为北斗在公路领域的应用打下了基础。

（汤 敏　报道）