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

2021　1　总第181期

准印证号：(粤O)L0150076号

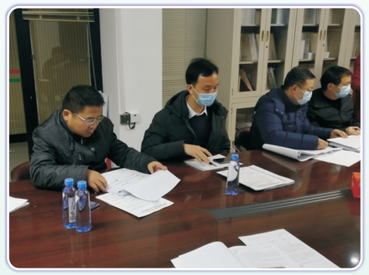
内部资料　免费交流

获奖喜报

根据中咨协政研〔2021〕18号“关于公布2020年度全国优秀工程咨询成果奖获奖项目名单的通知”，公司在“2020年度全国优秀工程咨询成果奖”评选中喜创佳绩，共有2个项目获得奖项。

2020年，公司专利申请再创佳绩，共获得国家知识产权局5项发明专利，22项实用新型专利，2项外观专利，5项发明专利如下：

技术质量部于1月12日召开“广深沿江高速公路东宝河大桥引桥墩柱安全评估”等评估项目公司级评审会议。


会议由万志勇副总工程师主持

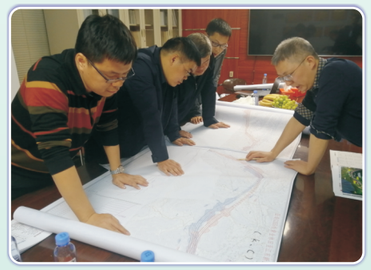
项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家听取项目组设计情况汇报

技术质量部于2月1日召开“国道G355线紫金林田至江东新区段改建工程”初步设计公司级评审会议。

会议由梁志勇副总工程师主持

项目组人员向专家介绍设计情况


与会专家为完善设计献计献策

技术质量部于3月1日召开“广佛同心桥工程”初步设计公司级评审会议。

会议由王景奇副总工程师主持

项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家听取项目组设计情况汇报

技术质量部于3月19日召开“清远清新至佛山南海高速公路工程”初测方案公司级评审。

会议由陈新富副总工程师主持

项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家为完善设计献计献策

广东交通规划设计

（每季出版）

2021 年 3 月 30 日印刷

2021 年第 1 期

（总第 181 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　林　敏

委　员： 彭向荣　张修杰　陈潮锐
孙向东　王景奇　陈新富
梁志勇　刘吉福　万志勇
冯心宜

主　　编： 梁立农

副 主 编： 林　敏

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集团股份有限公司

地　　址： 广州市沙河兴华路 22 号

邮政编码： 510507

电　　话： 020 - 37393079

传　　真： 020 - 37393172

E - mail：841622401@qq.com

发送对象： 公司及行业内部

本期印刷数量： 600 本

印刷单位： 广州市艺彩印务有限公司

封面封底： 广东省江珠高速公路北延线佛山段项目

目　次

部委政策

交通运输部关于进一步提升公路桥梁安全耐久水平的意见 …… （1）

公司动态

公司 2021 年管理评审会议顺利召开 …… （5）

广东省交通运输厅党组成员、总工程师黄成造一行莅临我公司视察指导工作 …… （7）

省交通运输厅副厅长王富民率省交通工会赴广深高速公路新塘立交改造工程项目开展调研慰问活动 …… （8）

广东省公路学会领导莅临我公司调研指导 …… （11）

我司承担的首个全过程工程咨询项目——汕头市中阳大道与东海岸新城主河涌之间道路连接段工程软基设计评审会顺利召开 …… （12）

SPMT 模块车“墩梁协同”整跨快速拆建技术在我省高速公路改造工程中首次成功应用 …… （13）

公司获广州市白云区建筑业联合会授予 2020 年度“精准扶贫”先进单位荣誉称号 …… （16）

技术论文

考虑土性参数不确定性的粗粒土填料回弹模量可靠度分析
…… 周　震，姜　钰，王　萌，李文奇，肖源杰（17）

新建铁路路基对下卧公路隧道的影响研究 …… 聂玉文，王　哲（23）

城市简支钢混组合梁桥方案设计 …… 彭亚军，周泽箭，李　萌（29）

长寿命沥青路面设计指标研究及正交试验分析
…… 唐健娟，李　钊（34）

给排水管底土层的承载力分析
…… 贺佐跃，陈万里，梁立农，李　钊，杨志军（41）

信息专栏

《佛山市高明大桥旧桥加固关键技术研究》科技成果鉴定获佳绩
…… （49）

深中通道钢壳沉管浇筑现场观摩活动交流报道 …… （50）

交通运输部关于进一步提升公路桥梁安全耐久水平的意见

交公路发〔2020〕127 号

为深入贯彻落实党中央、国务院决策部署，实现更高质量、更有效率、更加公平、更可持续、更为安全的发展，加快建设交通强国，进一步提升公路桥梁安全耐久水平，现提出以下意见。

一、总体要求

（一）指导思想。

以习近平新时代中国特色社会主义思想为指导，认真落实党的十九大和十九届二中、三中、四中、五中全会精神，全面贯彻新发展理念，构建新发展格局，坚持以人民为中心的发展思想，以推动高质量发展为主题，以深化供给侧结构性改革为主线，坚持标准规范，落实管理责任，牢牢守住发展安全底线，着力“抓建设、重管养、防风险、优治理、促创新、强保障”，不断提升我国公路桥梁安全耐久水平，为加快建设交通强国提供有力支撑。

（二）基本原则。

——安全第一、质量第一。始终坚持生命至上、安全第一、质量第一的理念，把安全质量贯穿于公路桥梁规划、勘察、设计、建造、养护、管理、保护的全生命周期，确保质量优良、管养规范、安全耐久。

——目标导向、系统治理。把提升公路桥梁安全耐久水平作为系统工程，近期突出重点补齐短板，健全工作机制，着力防范化解公路桥梁运行重大安全风险；远期立足长远健全体系，完善安全风险防控和长效运行机制，推动公路桥梁高质量发展。

——分级管理、协调联动。推动落实地方各级政府的属地责任，切实加大公共财政的投入保障力度。完善多部门安全保护联动机制，健全交通运输部门统一管理、责权明晰的分级监管机制，落实社会管理协调机制，严格落实公路桥梁运行管理单位主体责任。

——科技引领、创新发展。加强公路桥梁基础理论研究，提升勘察设计理念，完善创新发展体系，重点突破桥梁现代工程关键技术，加快推动新一代信息技术与公路桥梁的深度融合，持续提升公路桥梁系统韧性和服役性能。

（三）工作目标。

到 2025 年，通过开展危旧桥梁改造行动，提升桥梁安全耐久水平，基本完成 2020 年底存量四、五类桥梁改造，对部分老旧桥梁实施改造，国省干线公路新发现四、五类桥梁处治率 100%，实现全国高速公路一、二类桥梁比例达 95% 以上，普通国省干线公路一、二类桥梁比例达 90% 以上，跨江跨海跨峡谷等特殊桥梁结构健康监测系统全面建立，公路桥梁运行安全水平和服务品质明显提升。

到 2035 年，公路桥梁建设养护管理水平进入世界前列，公路桥梁结构健康监测系统全面建立，安全风险防控体系基本完善，创新发展水平明显提高，标准化、智能化水平全面提升，平均服役寿命明显延长，基本实现并不断完善管理体系和管理能力现代化。

二、着力提高公路桥梁建设质量

（四）提高规划勘察设计质量。坚持规划引领，科学谋划。坚持桥梁全生命周期勘察设计理念，推动公路桥梁勘察方法与设计理论创新。坚持安全、耐久、适用、经济、美观的原则，因地制

宜选择桥型，合理确定桥梁跨径和结构方案。加强结构性能、功能和安全可靠性设计，注重桥梁防灾减灾设计，提高桥梁结构安全冗余。全面提升公路桥梁数字化、智能化勘察设计水平，加大建筑信息模型技术应用，推广应用钢结构桥梁，促进高性能材料、高品质制品推广使用。

（五）加强工程建造质量安全。保障合理工期，加强工程质量安全监管，强化建造过程在线监测，推行桥梁质量安全管理信息化。严控建材质量，重点加强影响结构强度和耐久性的钢材、水泥、砂石等原材料进场检验。优化施工工艺，提升技术和装备水平，加强技术人才培养和施工人员培训。完善标准化建造体系，推行精品建造，实现精细化管理、工厂化制造、装配化施工、信息化控制，打造平安百年品质工程。

（六）实行质量终身负责制。健全完善分级负责的质量管理体系，实行公路桥梁建设单位及勘察、设计、施工、监理、第三方质量检测终身负责制，落实质量安全追溯和责任终身追究制。探索建立桥梁建设质量后评估机制，逐步建立桥梁安全耐久水平全生命周期评价机制。

三、着力提升公路桥梁管养水平

（七）完善管养责任体系。推动建立健全“政府主导、行业监管、部门协同、运行单位负责”的公路桥梁管养责任体系。推动地方各级人民政府分级落实属地责任，并将桥梁运行安全纳入安全生产考核目标。各级交通运输主管部门负责行业监管，对公路桥梁运行管理单位和下级交通运输主管部门履责情况进行监督指导。积极协调相关部门按法定职责协同开展公路桥梁安全保护。公路桥梁运行管理单位承担运行安全主体责任，组织开展运行安全风险防控和隐患治理，保障桥梁安全运行。

（八）分类落实管养资金。省级交通运输主管部门要督促收费公路运营管理单位从车辆通行费收入中列支桥梁管理养护资金；积极协调有关部门在确保成品油消费税转移支付资金按规定投入的基础上，根据普通公路桥梁管理养护需要加大投入保障。农村公路桥梁管理养护资金按照《国务院办公厅关于深化农村公路管理养护体制改革的意见》（国办发〔2019〕45 号）统筹安排。部通过车购税资金等现有资金渠道对普通公路危旧桥梁改造给予支持。

（九）提高养护资金标准。各地要细化公路桥梁养护预算定额，落实干线公路桥梁经常检查、日常保养和定期检查资金要求，原则上在现有基础上因地制宜、因桥制宜适当提高，每年每延米分别不低于 80 元、100 元和 150 元，并根据桥梁具体技术状况专项安排特殊检查检测资金。进一步完善农村公路桥梁养护资金动态调整机制。加强资金使用全过程绩效管理。

（十）提升预防性养护水平。贯彻全生命周期理念，建立桥梁运营期预防性养护机制，加强桥梁支座、伸缩缝、缆索防护、阻尼减振等桥梁制品的预防性养护，实施特殊环境作用下桥梁耐久性提升，注重轻微病害的早期处治，强化桥梁保养标准化和常态化，防范四、五类桥梁发生，延长使用寿命。

（十一）强化养护工程管理。完善桥梁养护工程管理制度，健全养护工程咨询、决策、设计、施工、验收和后评价机制，加强养护工程实施监督管理，提升养护工程实施效果和质量。

（十二）推进养护市场化改革。提高桥梁定期检查、特殊检查和加固改造等市场化配置效率，激发市场活力。鼓励以公开招投标、政府购买服务等方式引入专业化养护单位，提高桥梁管护专业化水平。鼓励专业化养护企业做大做强，跨区域长期限承担公路桥梁周期性管护任务。加快构建以信用为基础的新型监管机制，推进公路桥梁养护市场信用分级分类监管，引导专业化企业提高服务品质，激发市场活力。

四、着力完善公路桥梁安全风险防控体系

（十三）完善安全风险识别制度。完善桥梁检查类别和频率规定，重要桥梁单独制定检查制度，强化安全风险辨识和评估。加强桥梁例行检查、专项检查，及时开展特殊检查，健全桥梁安全分级监管机制，完善桥梁信息分级报送机制。

（十四）加强桥梁结构健康监测。健全完善公路桥梁基础数据库，完善、更新桥梁档案，落实分级建设、全面完整、规范管理、动态更新工作要求。统一数据标准和接口标准，推进数字化、信息化、智能化，2025 年底前实现跨江跨海跨峡谷等特殊桥梁结构健康监测系统全面覆盖。依托监测系统开展日常管理，健全完善长期运行机制，不断拓展系统功能，持续建设覆盖重要公路桥梁的技术先进、经济适用、精准预警的监测体系，进一步提升监测系统的实效性、可靠性和耐久性。

（十五）加强分级分类处置。根据检查监测情况，及时采取预防性养护、维修加固、拆除重建等分级分类处置措施。“十四五”期集中开展全国公路危旧桥梁改造专项行动，切实化解重大安全风险，确保桥梁安全运行。

（十六）提升应急处置能力。完善公路应急处置预案体系，及时有效处置公路桥梁突发事件。跨江跨海跨峡谷等特殊桥梁按照“一桥一策”完善应急处置预案，并纳入属地应急预案体系。加强桥梁应急抢险装备物资配备及队伍建设，定期开展应急演练，强化应急保障关键技术研发应用。

五、着力强化公路桥梁安全保护

（十七）完善公路桥梁法规标准。研究制定公路桥梁安全保护管理办法。深化大跨公路桥梁风致振动振幅、大跨桥梁体系可靠度、桥梁使用年限和冗余性等关键指标研究，加强桥梁结构安全、标准化设计、装配化施工、耐久性提升、预防性养护、应急保通、健康监测等重点领域技术标准供给。抓紧推进标准规范制修订工作，注重技术标准统筹协调和与时俱进。

（十八）严格车辆超限超载治理。深入推进交通运输和公安部门治理车辆超限超载联合执法。规范完善公路桥梁限载标志设置。加强重点线路、桥梁超限检测站点布设，有条件的地区可在重要节点位置设置具备不停车称重检测、视频监控和自动抓拍等功能的技术监控设施（备），强化路面管控。推动重点货物装载源头单位落实合法装载主体责任，在地方政府统一领导下，强化对货物装载源头的行业监管。

（十九）加强公路桥梁区域保护执法。会同有关部门共同加强公路桥梁桥下空间动态监管，实行封闭管理或者保护性利用管理；规范公路桥梁管理措施，严禁利用桥梁梁体及墩柱、桥台铺设输送易燃易爆、有毒有害气（液）体的管道；严格公路桥梁跨越的河道上下游管理，加大对公路桥梁周围违法采砂、取弃土、爆破等危及桥梁安全行为的打击力度，加大公路桥梁周边地质灾害防治；建立桥区水域安全风险评估和处置联动机制，提高桥区水域安全通行能力。

六、着力提升创新发展能力

（二十）创新发展桥梁工程技术。加强桥梁工程基础理论研究，完善我国桥梁建设养护理论体系。建设全国范围桥梁长期性能观测网，将桥梁例行检查、专项检查与实时监测相结合，开展桥梁服役状态监测分析，开展桥梁设计、施工、检测、监测等领域关键核心技术和装备攻关。加强桥梁结构状况评估、预防性养护、维修加固方法和技术研究，开展桥梁承载能力快速、智能评估技术研究。

（二十一）加快智能公路桥梁发展。加快推动大数据、云计算、物联网、人工智能、北斗导航等新技术与公路建管养深度融合，全面开展公路桥梁智能装备、智能建造、智能检测、智能诊断、智能预警、智能养护研究和推广应用，发挥重大

工程科技示范与带动作用，在高性能材料、应用软件、智能装备等方面取得新的突破。

（二十二）完善创新发展体系。加快推进公路桥梁国家级科研平台建设，构建由行业重点实验室、行业研发中心、行业协同创新平台、高新技术企业等组成的“产学研用”有机融合的创新发展机制。加强关键核心技术知识产权创造、保护与应用，积极推动科技成果转化。

（二十三）加强桥梁领域国际合作。提升公路桥梁建设、养护、智能化等方面国际合作的深度和广度，相互交流，相互借鉴，拓展国际合作渠道，选派专家积极参与桥梁国际组织事务框架下规则、标准制定修订，共同推进桥梁高质量发展，提供更多的中国方案。

七、保障措施

（二十四）加强组织领导。各省级交通运输主管部门要高度重视提升公路桥梁安全耐久工作，结合本地实际研究提出具体实施方案，在完善机制、安全保护、资金投入、技术研发等方面加大推进和保障力度。

（二十五）加强队伍建设。加强公路桥梁基础理论、设计检测、施工建造、装备制造等领域专家和一线人才培养，建设适应公路桥梁安全耐久需要的高水平专家团队和专业技术人才队伍。依托高等院校、科研机构、智库单位和重点科研平台，加强交叉学科建设和学术研究，引进高层次人才，打造素质一流、梯次配备的骨干团队。

（二十六）加强宣传推广。结合科普基地，建设一批公路桥梁博物馆，加强桥梁使用知识宣传，弘扬桥梁美学。深入挖掘中华桥梁文化，鼓励现代桥梁设计传承创新，延续桥梁文脉。积极拓展桥梁文化宣传形式，加强桥梁建设养护管理的文学、文艺、影视等作品创作、征集和传播活动，讲好中国桥梁故事。

（二十七）加强督促落实。部对本意见实施情况进行跟踪，适时组织开展督导评价，强化动态跟踪和工作指导。各省级交通运输主管部门要分类分级加快建立督促评估办法，完善社会监督机制，鼓励公众积极参与，共同提升我国公路桥梁安全耐久水平。

交通运输部

2020 年 12 月 25 日

公司 2021 年管理评审会议顺利召开

为评价公司质量、环境和职业健康安全管理体系运行的适宜性、充分性和有效性，公司于 2021 年 3 月 26 日下午在公司 2 号楼 9 楼会议室召开了 2021 年（2020. 3 ~ 2021. 2）质量、环境和职业健康安全管理体系管理评审会议。

会议由黄湛军总经理主持，集团公司领导、各单位第一责任人及体系管理负责人参加了会议。建筑设计院、长沙分公司和重庆分公司相关负责人以远程视频形式参加会议。

会议首先由管理者代表梁立农总工程师作“公司管理体系总体运行报告”。报告对上一次管理评审（2020 年 3 月 20 日）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。相关管理部门及数字化技术研究院分别就各自负责的工作进行了专题汇报。各单位提交了上一年度部门管理体系的运行情况报告。

黄湛军总经理就本次管理评审作了总结发言：从整体来看，公司质量、环境和职业健康安全管理体系总体运行适宜、充分和有效，并得到了持续的改进；自升级版分级认证管理体系导入并于2020 年通过 AAA 认证后，公司战略的引领作用逐步加强，公司的管理水平也得到了较大提升；下一步，要以公司总体战略目标为导向，着重做好以下工作：

1、公司将于 6 月份进行升级版分级认证外部监督审核，各单位负责人应高度重视、充分准备，保证顺利通过今年外审。

2、尽快发布公司总体战略规划报告，并进行全员宣贯，引领各项战略子规划的顺利实施。

3、公司更名为集团公司后，应体现总部平台化管理理念，集团总部应为业务机构赋能，提供品牌形象支撑，对各业务机构进行充分的授权；各单位应尽快适应集团化变化，向公司战略目标看齐，加快业务多元化、市场全国化进程。

4、完善公司资质覆盖面，尽快获得风景园林甲级资质，同时寻找合适标的，通过兼并收购等方式获取轨道交通、城乡规划资质，做好工程设计综合甲级资质筹划工作，为业务发展提供有力支持。

5、充分落实管理评审提出的改进建议，加强管理体系知识的培训，加快知识管理运行机制和系统建设，将设计标准化图库建设作为重要战略性工作，并进一步推动领军人才培养等工作，提升公司精细化管理水平。

（报道者：谢秀玲）

广东省交通运输厅党组成员、总工程师黄成造一行莅临我公司视察指导工作

2021 年 2 月 8 日，广东省交通运输厅党组成员、总工程师黄成造率厅副总工程师张钱松、厅基建管理处王璜处长、管培二级调研员、曾波波副处长，陈榕峰教授级高级工程师一行 6 人莅临我公司视察指导工作，并召开了座谈会。公司董事长李江山、公司副总经理蔡小杨、田可耕、姜启珍、刘桂红，公司总工程师梁立农、公司副总工程师孙向东、生产经营部主任吴筱青、第一设计院院长林延鹏、第一设计院总工程师李志江参加了座谈会。

会上，我公司党委书记、董事长李江山首先对省厅黄成造总工程师一行的到来表示热烈的欢迎和衷心的感谢，并围绕公司业务发展情况、智慧交通探索与实践、数字化技术创新应用三个方面作了专题汇报。

黄总工对我公司发展所取得的显著成绩和为全省交通建设所作出的积极努力和贡献给予了充分的肯定。会上，双方围绕行业未来发展方向、如何提升勘察设计质量等议题进行了座谈交流。黄总工提出，在接下来的工作中，设计院一是要提高政治站位和使命感，紧抓交通强国战略机遇，充分发扬“特别能吃苦、特别能战斗、特别讲奉献”的勘察设计人精神，勇担使命、勇挑重担、勇当先锋，希望设计院加强设计分包管理专题研究、中央分隔带桥墩专题研究等，引领行业高质量发展；二是要固本强基，坚守“设计是灵魂”的理念，以技术创新为驱动，打造更多国家级精品示范工程，全面提升设计院的行业影响力；三是要坚守合作共赢、共同发展的理念，加强与外部的合作和交流，共同促进行业持续健康发展。

（报道者：金为政）

省交通运输厅副厅长王富民率省交通工会赴广深高速公路新塘立交改造工程项目开展调研慰问活动

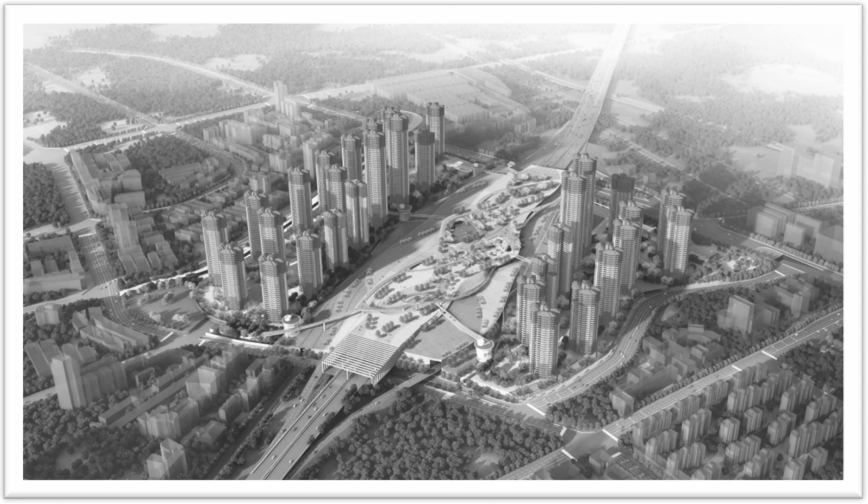
2021 年 1 月 29 日，省交通运输厅一级巡视员、副厅长王富民率省交通厅办公室主任、省交通工会主席廖星，省交通工会主任科员吴艺琳前往我公司承担的广深高速公路新塘立交改造工程项目开展调研慰问活动，为奋战在省重点工程项目一线员工送来温暖关怀和新春祝福。我公司董事长李江山，总工程师、南粤工匠梁立农，副总工程师王景奇、技术质量部主任林敏、第三设计分院副院长李维杰、工会副主席黄春媚与项目负责人、分项负责人，以及省公路建设公司、广深新塘立交改造工程管理处、保利长大广深新塘立交改造工程项目部相关领导及代表参加了慰问活动。

慰问组一行先后来到新塘立交改造工程 T1 标项目现场，了解新塘立交项目的概况、设计思路、项目特点等情况，看望了慰问建设单位、设计单位、施工单位代表、“南粤工匠”代表，并送上慰问金和慰问品。

（慰问组一行为我公司送上新春慰问金与慰问品）

（慰问组一行为我公司总工程师、省总工会“南粤工匠”获得者梁立农送上新春慰问金与慰问品）

广深高速公路新塘立交改造工程是广东省首批高速公路沿线集约节约用地综合开发先行试点项目，也是我公司首次通过高速公路立交改造盘活存量土地的项目。项目地处穗、莞、深黄金走廊和科技创新走廊的重要位置，主要包括互通双层桥建设、连接互通匝道、站场及匝道上盖结构等，涉及道路、市政、建筑、隧道、交通工程等多个专业，建设条件复杂，设计工作难度大。新塘立交改造后，将提升区域交通通行能力，释放开发净用地 300 亩，增建高速公路上盖市政公园及融入智慧交通，利用现代科技，打造成为增城的空中绿核、广州的科技门户、粤港澳大湾区的标杆项目。



王富民同志表示，新塘立交项目是广东省交通运输厅落实交通强国建设的先行试点工程，对如何有效提高高速公路土地利用率、实现集约节约用地和综合开发将发挥先行示范作用。他鼓励大家克服疫情防控影响，大胆创新、攻坚克难，以打造百年品质工程为目标，立足新发展阶段、贯彻新发展理念、打造新发展格局，推动新塘立交项目高质量发展。

目前，新塘立交项目进展顺利，路基工程、桥涵工程、匝道上盖、隧道工程等均按计划稳步推进，项目预计 2022 年底完成。

（报道者：曹菁菁）

广东省公路学会领导莅临我公司调研指导

2021 年 1 月 21 日，广东省公路学会理事长陈冠雄，副理事长、省交通集团副总工程师洪显诚，副理事长刘仰韶，秘书长谭羡群，副秘书长申建伟、王文进以及庄明融先生一行莅临我公司调研指导并进行座谈交流。公司总经理黄湛军、总工程师梁立农、副总经理陈贤文、总经理助理兼广东和立土木工程有限公司总经理张长利、公司副总工程师王强，以及相关管理部门和分院领导、同事参加了座谈会。

会上，我公司黄湛军总经理对省公路学会各位领导莅临指导工作表示热烈的欢迎，并感谢学会一直以来的关心和大力支持，同时介绍了公司近年来的发展情况及 2020 年取得的经营绩效成果，展望了未来的市场机遇及发展前景。随后，公司梁立农总工程师围绕我公司路桥技术创新与实践、数字化技术研究院院长万欢围绕我公司数字化技术工程创新应用情况、广东和立土木工程有限公司（子公司）副总经理江茂盛围绕我公司检测新技术与创新情况、机电与智慧交通所所长关小杰结合我公司在智慧交通领域的探索与实践进行了专题汇报。省公路学会对我公司在技术创新与业务拓展方面所取得的成绩表示了肯定。

专题汇报后，双方就行业发展与技术创新进行了交流讨论。同时，陈冠雄理事长对我公司在创新、成果推广应用、路面材料及参数等方面寄予了厚望。

未来，我公司将进一步加强与学会的沟通交流，增进深度对接，助力广东省交通强国建设试点实施方案，为推动广东交通事业发展作出积极贡献。

（报道者：曹菁菁）

我司承担的首个全过程工程咨询项目——汕头市中阳大道与东海岸新城主河涌之间道路连接段工程软基设计评审会顺利召开

2021 年 1 月 16 日，我司承担的首个市政道路全过程工程咨询项目——汕头市中阳大道与东海岸新城主河涌之间道路连接段工程软基设计评审会顺利召开。

本项目是汕头市住房和城乡建设局首次采取全过程工程咨询管理模式的市政道路工程，同时也是我司作为广东省全过程工程咨询企业试点承揽的首个全过程工程咨询项目。全过程工程咨询既是国家和行业大力推进的发展方向，也是我司“十四五”发展规划中重点培育发展的战略业务。

自 2020 年 11 月中标该项目以来，我司高度重视，以树品牌、创精品的发展理念，成立专门的全过程工程咨询业务机构，全力推进项目开展。针对本项目软基分布广、施工周期短的特点，为加快推进项目实施，我司特邀请软基处理方面的专家出谋划策，专家们与各参建单位代表察看了现场，并对软基设计方案、施工工艺、检测监测标准等问题进行了充分讨论。评审会紧紧围绕项目特点，通过汇报、研讨交流等环节，让各参会单位都有机会分享观点和看法，并进行交流与碰撞，为本项目建设管理提供了新思路。

评审会要求各参建单位应因地制宜优化设计方案，综合考虑施工工艺、施工设备等因素，灵活运用各项技术指标，提升项目软基处理方案的可行性和经济性，以减少设计和施工阶段方案调整，确保项目建设高效、安全开展。

该项目的实施为我司发展全过程工程咨询业务、培养人才积累了宝贵经验，对提高我司全过程工程咨询服务能力和水平具有重要意义。接下来，我司将全力以赴做好项目推进工作，以此为契机，不断探索全过程工程咨询业务发展。

（报道者：吴桂胜）

SPMT 模块车“墩梁协同”整跨快速拆建技术在我省高速公路改造工程中首次成功应用

2021 年 1 月 26 日，由我公司第一设计分院负责勘察设计的“广佛高速公路沙涌互通立交改造工程”顺利建成通车，标志着“SPMT 模块车墩梁协同整跨快速拆建技术”在我省高速公路改造工程中首次应用成功。

本项目位于佛山市南海区里水镇。本次改造工程保持原广佛高速公路沙涌互通立交（连接里水大道）不变，在现有沙涌互通立交以西约 900 m 增设连接佛山一环和广佛高速公路的两条匝道（广州往返佛山两个方向），同时将跨越广佛高速公路的部分桥梁拆除重建，将广佛高速公路改造为全线双向 8 车道，彻底消除原有 6 +2 车道的分离式断面，大幅度提高了路段的通行能力。

图 1 -1 改造前原有 6 +2 车道的分离式断面的广佛高速

图 1 -2 改造完成后的双向 8 车道的广佛高速

由于广佛高速跨线桥存在斜转正、斜交、正转斜等非标桥跨，上跨车流量大，桥下施工操作空间狭小，因此本项目上跨广佛高速的里水大道西、中、东幅桥的拆除及重建成为重要制约的工点。西幅桥采用架桥机分片梁拆除重建的传统工艺，施工历时长达 17 个月。如何最大限度缩减中、东幅桥拆除重建工期，降低对民众通行的影响，成为迫切需要解决的重点和难点。

为确保项目按时建成通车，我公司想方设法研究新思路、新工艺、新方法，并提出了基于 SPMT 模块车快速拆建整跨混凝土上部结构的新工艺。SPMT 模块拆建技术曾在开阳高速天桥拆建中应用，但整跨移运新建上部为钢 - 砼组合梁。与开阳高速改扩建不同的是，本项目上部结构均采用经济性更好的预制 PC 小箱梁。由于预制 PC 小箱梁在复杂环境下的整体运输、设置大悬臂支撑点困难，对场地要求高，施工安全控制难度大，因此，此前我国仅尝试了单片小箱梁快速安装，尚无整跨混凝土小箱梁的安装案例。整跨或整座混凝土桥的同步安装，需要整合优化结构、工艺、装备、材料与控制系统等方面的技术和装备。

为进一步解决项目上述问题，我公司结合项目开展了大量研究和创新，并成功应用于项目改造中，其中多个设计关键技术均为国内首次应用：

（1）采用 SPMT 模块车快速拆除 50 m 跨斜交 T 梁；

(2)预制圆柱墩和盖梁一体与承台拼装;

(3)预制大尺寸斜交板式墩和盖梁一体与承台精确拼装;

(4)采用 SPMT 模块车整跨快速新建 PC 小箱梁;

(5)“墩梁协同”的整体快速安装斜转正整孔小箱梁。

新工艺的研究和应用为项目带来了立竿见影的效果:中、东幅桥拆除和重建施工仅用 6 个月就顺利建成通车,大大节约了建设成本,同时使交通影响最小化,降低了对社会车辆通行的影响,并使项目在工期紧、任务重的情况下顺利建成通车,为广佛两地新增一条交通快速通道,对于推动广佛都市圈的建设、促进地区经济的发展具有重要意义。

图 2 SPMT 模块车快速拆除旧桥 25 m 跨 T 梁

图 3 SPMT 模块车快速拆除旧桥 50 m 跨 T 梁

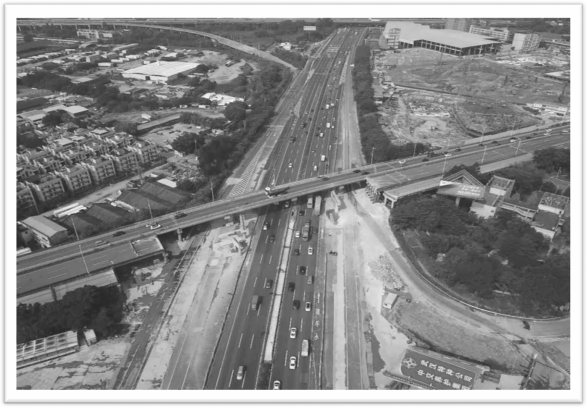


图 4 SPMT 模块车快速拆除中、东幅桥

图 5 SPMT 模块车快速新建小箱梁

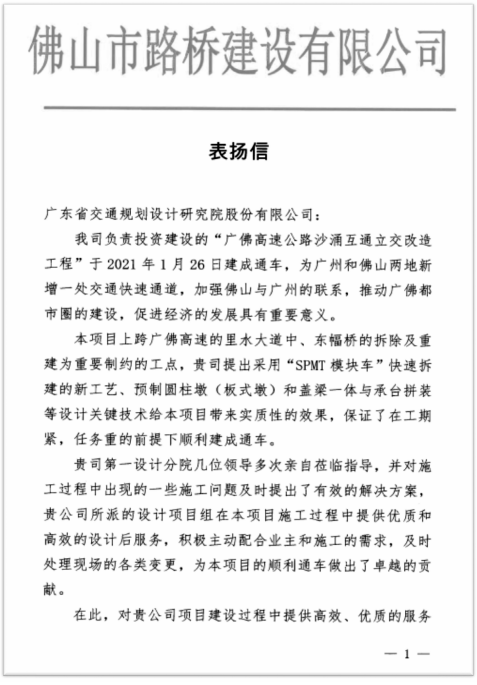
图 6 大型混凝土桥梁“墩梁协同”的整体快速安装新方法(圆柱墩)

图 7　大型混凝土桥梁“墩梁协同”的整体快速安装新方法(板式墩)

图 8　建成通车的广佛跨线桥以及广佛高速

同时,建设单位对我公司项目组成员何海、李志江、黄森华、梅基贤、周楒炀等在施工过程中提供的优质、高效的设计后服务表示肯定,并给予了高度赞扬。

(报道者:黄森华)



佛山市路桥建设有限公司

表扬信

广东省交通规划设计研究院股份有限公司:

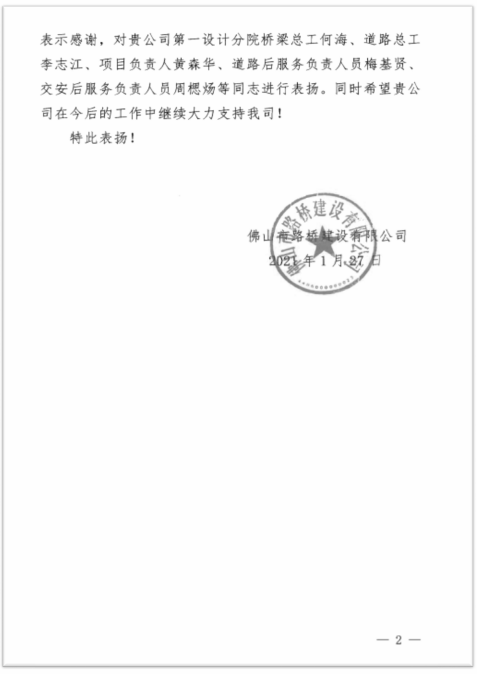
我司负责投资建设的“广佛高速公路沙涌互通立交改造工程”于 2021 年 1 月 26 日建成通车,为广州和佛山两地新增一处交通快速通道,加强佛山与广州的联系,推动广佛都市圈的建设,促进经济的发展具有重要意义。

本项目上跨广佛高速的里水大道中、东幅桥的拆除及重建为重要制约的工点,贵司提出采用“SPMT 模块车”快速拆建的新工艺、预制圆柱墩(板式墩)和盖梁一体与承台拼装等设计关键技术给本项目带来实质性的效果,保证了在工期紧,任务重的前提下顺利建成通车。

贵司第一设计分院几位领导多次亲自莅临指导,并对施工过程中出现的一些施工问题及时提出了有效的解决方案,贵公司所派的设计项目组在本项目施工过程中提供优质和高效的设计后服务,积极主动配合业主和施工的需求,及时处理现场的各类变更,为本项目的顺利通车做出了卓越的贡献。

在此,对贵公司项目建设过程中提供高效、优质的服务

— 1 —



表示感谢,对贵公司第一设计分院桥梁总工何海、道路总工李志江、项目负责人黄森华、道路后服务负责人员梅基贤、交安后服务负责人员周楒炀等同志进行表扬。同时希望贵公司在今后的工作中继续大力支持我司!

特此表扬!

佛山市路桥建设有限公司

2021 年 1 月 27 日

— 2 —

公司获广州市白云区建筑业联合会授予 2020 年度“精准扶贫”先进单位荣誉称号

2020 年，我公司主动承担社会责任，切实践行“至诚至善，求实创新”的核心价值观，积极参与扶贫助学、帮困救灾等社会公益和慈善活动，得到了广州市白云区建筑业联合会的肯定，并被授予 2020 年度“精准扶贫”先进单位荣誉称号，特此报喜。

（报道者：曹菁菁）

考虑土性参数不确定性的粗粒土填料回弹模量可靠度分析

周　震[1],姜　钰[2],王　萌[2],李文奇[2],肖源杰[2,3]

(1. 广东省交通规划设计研究院集团股份有限公司, 广州 510507; 2. 中南大学土木工程学院, 长沙 410075; 3. 重载铁路工程结构教育部重点实验室, 长沙 410075)

摘　要: 粗粒土填料回弹模量(M_R)是路面结构设计与力学分析中的关键参数,其值受到应力状态以及含水条件、压实程度、级配以及粗颗粒形状等土性参数的影响。本文基于 135 个不同的粗粒土填料样本的土性参数和回弹模量试验结果,拟合得出了各土性参数的概率分布函数,分析得出了各土性参数之间的相关系数矩阵,建立了回弹模量的应力状态和土性参数依赖性预测模型,继而采用一阶矩可靠性分析方法,开展了土性参数随机条件下粗粒土填料回弹模量的可靠度分析,通过全局敏感性分析得出了影响回弹模量的各土性参数的敏感性次序。研究结果表明,复合最大干密度、曲率系数和相对含水率对回弹模量的影响最大,回弹模量对曲率系数和相对含水率的变化最为敏感。可为粒料基层设计和分析中回弹模量值的合理选用提供理论依据和技术参考。

关键词: 道路工程;回弹模量;集料特性;一次二阶矩法

0　引言

自 1986 年美国国家公路与运输协会(AASHTO)路面设计指南实施以来,回弹模量(M_R)多用于表征路基土和碎石基层/底基层等粗粒土填料在交通荷载重复作用下的受力变形特性,通常也是力学 - 经验法路面设计中的主要输入参数[1]。已有大量研究表明,应力状态是影响粗粒土路基填料(例如级配碎石等) M_R 值的首要因素,包括含水率、干密度、级配和颗粒形状等在内的土性参数则是次要影响因素[2-3]。M_R 可通过不用应力状态组合下的重复加载三轴试验测得,目前也有标准化的试验方法或规程可循;然而,上述回弹模量试验需要依赖特定的三轴设备,且耗时费力,不便于对各种粗粒土填料大规模开展。因此,建立合理的回弹模量预测模型具有十分重要的现实意义。

目前已有大量的研究工作侧重于建立和验证将填料物理特性与回弹模量联系起来的预测模型[3-6]。杨俊等[7]建立了不同初始干密度下回弹模量的预估模型,通过补充试验,验证了该模型的准确性。董城等[8]在 AASHTO - N37 动态回弹模量预估模型的基础上引入了新的变量,提出了含四参数的改进模型,该模型能更好地预测粉质黏土在不同压实度下的动态回弹模量。刘维正等[9]通过动三轴试验研究了含水率、压实度、动偏应力和围压对动态回弹模量的影响,并提出了回弹模量随含水率和应力水平变化的预估模型。

目前关于常规的填料特性对回弹模量的影响已经开展了较多的研究。例如,Yau 和 Von Quintus[10]在总结评估了不同类型填料的回弹模量需要重点关注的填料物理特性。从现有的填料回弹模量预测模型中可以看出,最优含水率、最大干密度和粉料含量(即 0.075 mm 筛孔所对应的累计通过率)等都是重要的评估变量。M_R 随含水率的增加而降低,尤其是当含水率高于其最优含水率时[11];而 M_R 随干密度的增加而增加,这意味着压实度越高,填料的模量或刚度也越大。对于 0.075 mm 筛孔的过筛率上限,根据具体的填料类型和级配,其值通常介于 10 ~ 12% 之间,高于此上限的取

值或将对 M_R 产生较大的不利影响。

颗粒形状对粒料基层散粒体填料的性能影响较大。利用数字图像处理技术或三维激光扫描技术等量化评价填料粗颗粒的形状特征是研究热点之一,目前在此领域也已开展了大量的研究。基于数字图像技术,粗颗粒形状可由扁长比(Flatness and Elongation Ratio)、棱角度指数(Angularity Index)和表面纹理粗糙度指数(Surface Texture)等参数进行量化。已有不少学者探究了颗粒形状与填料力学性能之间的关联和影响机制[12-13],例如有研究表明,棱角度越高且表面越粗糙的填料颗粒通常具有更好的粒间接触、咬合和嵌挤作用,因此可更好地抵御重复交通荷载及外界环境荷载的共同作用。

由于粗粒土填料上述土性参数具有较为明显的时空变异性和不确定性(例如含水率的季节性波动、同一结构层的不同位置处填料特性的差异等),故采用确定性的土性参数进行回弹模量值的预测无法准确获知其随时间或空间的变化程度及范围,进而无法准确预测路面结构服役性能的劣化趋势。本文首先针对广泛收集的 135 种代表性粗粒土填料样本,在不同的土性参数组合条件下,采用不同应力状态组合的重复加载三轴试验获得了填料的回弹模量变化规律,并建立了回弹模量的预测模型。然后,根据填料样本的实测土性参数数据,拟合出了所要研究的土性参数的概率分布模型,鉴于以往基于蒙特卡罗模拟的敏感性分析中没有考虑土性参数之间的相关性,又建立了土性参数之间的相关矩阵。最后,采用一阶矩可靠性分析方法,开展了土性参数随机条件下粗粒土填料回弹模量的可靠度分析,通过全局敏感性分析评价了各土性参数固有变异性对回弹模量影响的敏感程度。研究结果可为确定粒料基层现场施工时质量控制/质量保证(QC/QA)所需着重关注的填料土性参数提供理论依据和技术参考,从而有效地减少对回弹模量影响不太显著的填料土性参数的关注及其引发的相关成本。

1　粗粒土填料回弹模量预估模型

粗粒土填料的回弹模量(M_R)具有明显的非线性弹性、应力依赖性、水敏感性等特征,应力状态是其首要影响因素,其次是土性参数[1-3]。有研究表明,M_R 值的大小取决于施加在试样上的体应力 θ(即第一应力不变量)[3]。Uzan 首次提出了考虑剪应力分量的 M_R 预估模型[1],其修正形式后被力学-经验法路面设计指南(MEPDG)所采用,如式(1)所示[3,14]。

$$M_R = K_1 gpa\left(\frac{\theta}{pa}\right)^{K_2}\left(\frac{\tau_{otc}}{pa}+1\right)^{K_3} \tag{1}$$

式中:M_R 为回弹模量;

K_i 为模型参数,可由试验数据统计回归得到;

pa 为大气压力(即 101.35 kPa);

θ 为体应力 $=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3$;

τ_{otc} 为八面体剪应力。

八面体剪应力一般由下式计算得到:

$$\tau_{otc}=\frac{\sqrt{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_1-\sigma_3)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2}}{3}$$

对于常规的恒定围压动三轴试验而言,$\sigma_2=\sigma_3$,且 $\sigma_1-\sigma_3=\sigma_d$;因此,八面体剪应力的计算式可简化为:

$$\tau_{otc}=\frac{\sqrt{2}}{3}(\sigma_d)$$

上述模型由 NCHRP 1-28A 项目建立后已用于 NCHRP 1-37A 项目中的力学-经验法路面设计指南。该模型可根据应力状态预估回弹模量值,但由于土性参数(例如含水率、干密度和形状特征等)也会影响粗粒土路基填料的回弹模量,故该模型未能完全反映土性参数的影响。

Xiao 等[6]通过大量的室内试验建立了一个较为完备的粗粒土填料土性参数和回弹模量数据库,并建立了如式(2)所示的预估模型。该模型将 M_R 表示为填料所承受的应力状态和包括级配、粉料含量、含水率、干密度、扁长比(FER)、棱角度指数(AI)和表面纹理粗糙度指数(ST)在内的主要土性参数的非线性函数[6]。

$$M_R = 10^{\left(0.132-0.016FE_Ratio-0.05ST-0.026\omega_{opt}-0.628\frac{\omega}{\omega_{opt}}+0.0004\frac{\gamma_{max}^2}{P_{40}}+1.197C_c\right)}Pa\times$$
$$\left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{\left(1.573+0.007\gamma_d-0.0009\frac{\gamma_{max}^2}{P_{40}}-0.013P_{10}-0.046P_{200}\right)}\times$$
$$\left(\frac{\tau_{otc}}{P_a}+1\right)^{\left(-15.914+0.041FE_Ratio+0.004AI+0.015\gamma_d+0.488\frac{\omega}{\omega_{opt}}-0.0008\frac{\gamma_{max}^2}{P_{40}}+0.246\frac{P_{200}}{\log C_u}+0.145P_{2''}-0.057P_{1''}\right)} \quad (2)$$

式中:$\theta=\sigma_1+2\sigma_3$; $\sigma_d=\sigma_1-\sigma_3$; $\tau_{otc}=\frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_1-3)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2}$;

标准大气压强 $P_a=101.35$ kPa;

$\log k_1$ 模型:$R^2=0.55$, Adj. $R^2=0.53$, $P<.0001$, SSE = 1.89;

k_2 模型:$R^2=0.51$, Adj. $R^2=0.49$, $P<.0001$, SSE = 2.01;

k_3 模型:$R^2=0.66$, Adj. $R^2=0.64$, $P<.0001$, SSE = 10.49。

值得注意的是,因为该模型涉及到了各种不同的变量,且每个变量都存在不同程度的不确定性,故较难准确掌握每个变量具体是如何影响 M_R 值的。尽管已有研究采用蒙特卡罗方法研究了上述模型变量对 M_R 的敏感性[6],但由于蒙特卡罗方法的精确度依赖于随机取样点的数目,计算成本较高,且难以考虑各土性参数之间实际存在的互相关性,因此本文尝试采用一阶矩可靠度分析方法对该问题展开研究。

2　一阶矩可靠度分析方法

2.1　极限状态函数

当回弹模量预估值(或实测值)低于预先设定的设计值时便认为其失效,即可导致路面结构破坏。因此,回弹模量可靠度分析所需的极限状态函数可表示如下:

$$g(X)=M_R-M_{R_design}$$

选取一种典型的常规路面结构来计算粒料基层基层的应力水平代表值。应力结果以及该基层的标准设计回弹模量值如表 1 所示。

表 1　典型常规路面结构中粒料基层的应力水平代表值和设计模量

基层材料	基层厚度/cm	应力水平代表值/kPa	回弹模量设计值/MPa
粗粒土填料	15.24	$\sigma_3=6.89$; $\sigma_1=62.05$	165.47

因为式(2)所示的回弹模量预估模型是基于路基填筑施工现场所收集的不同类型粗粒土填料样本的实测数据而建立的,且该数据库包含了影响回弹模量的重要变量,故本文可靠度分析所需的回弹模量本构方程采用该预估模型[6]。图 1 给出了该预估模型中所有变量的名称、缩写及拟合出的概率分布图。

需要说明的是,由于大多数填料试样的颗粒最大粒径不大于 25.4 mm,故变量 P1″和 P2″[即分别通过 1″(25.4 mm)和 2″(或 50.8 mm)筛孔的累计过筛率]的影响不包括在内。因此,这两个变量在大多数观测数据集中的值保持不变(即 100% 通过)。填料试样的级配用 $P_{\#10}$, $P_{\#200}$, C_c 和 $P_{\#200}/\log C_u$ 等参数来量化,含水和压实状态则用 γ_{max}^2/P_{40}, γ_d, ω_{opt} 和 ω/ω_{opt} 等参数来量化,粗颗粒形状量化则首先通过三维激光扫描仪获取颗粒的三维重构模型,继而计算得到扁长比(FER)、棱角度指数(AI)和表面纹理粗糙度指数(ST)等形状参数值。

2.2　变量的统计分布及相关性分析

选取本文所述粗粒土填料数据库中 135 组 M_R 试样的土性参数实测数据,通过三维激光扫描仪采集了试样的粗颗粒三维形状并计算了相应的形状参数。每个土性参数的统计分布模型通过 MATLAB® 中的分布拟合工具从实测数据中拟合得到,并计算得到了相应的分布模型参数,结果如表 2 所示。

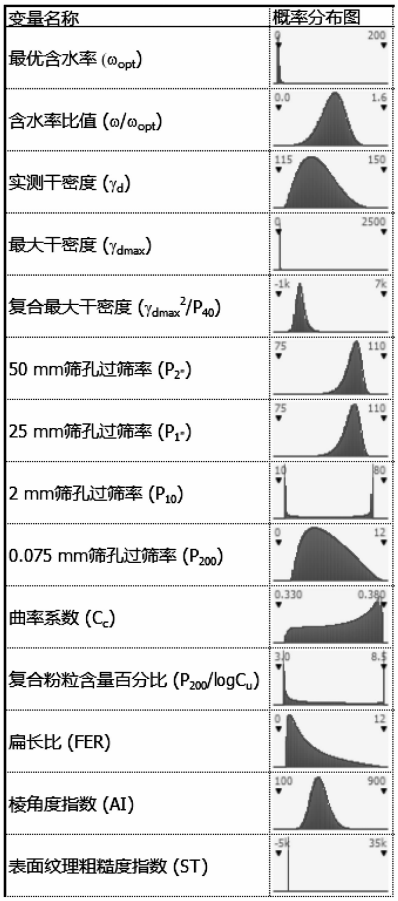


图 1　回弹模量预估模型中变量的名称及其概率分布图

表 2　粗粒土填料土性参数的基本统计信息

土性参数	变量	统计分布	平均值	标准差
FER	X1	Lognormal	4. 110	2. 446
ST	X2	Exponential	2. 504	2. 504
ω_{opt}	X3	Gumbel	8. 653	1. 761
ω/ω_{opt}	X4	Weibull	0. 828	0. 156
$\gamma^2_{\max}/P_{40}$	X5	Weibull	898. 897	309. 842
C_c	X6	Uniform	0. 529	0. 097
γ_d	X7	Lognormal	128. 390	4. 880
P_{10}	X8	Uniform	44. 000	15. 820
P_{200}	X9	Lognormal	6. 351	2. 689
AI	X10	Normal	424. 809	60. 895
$P_{\#200}/\log C_u$	X11	Lognormal	4. 958	1. 386

表征各土性参数的变量之间的互相关系数矩阵也由这 135 组数据计算得到并汇总于表 3。其中，对形状参数(FER、ST 和 AI)进行了合理的假设，即认为它们仅与压实后的干密度($\gamma^2_{\max}/P_{40}$和 γ_d)相关，且 FER 与 AI 或 ST 不相关。

表 3　表征土性参数的各变量之间的互相关系数矩阵

	FER	*ST*	ω_{opt}	ω/ω_{opt}	$\gamma^2_{\max}/P_{40}$	C_c	γ_d	P_{10}	P_{200}	*AI*	$P_{\#200}/\log C_u$
FER	1	0	0	0	−0. 3	0	−0. 1	0	0	0	0
ST		1	0	0	0. 1	0	0. 2	0	0	0. 5	0
ω_{opt}			1	−0. 3	−0. 3	0. 5	−0. 4	0. 5	0	0	0. 3
ω/ω_{opt}				1	0	0	0	0	0	0	−0. 1
$\gamma^2_{\max}/P_{40}$					1	−0. 5	0. 5	−0. 5	0	0. 4	−0. 4
C_c						1	−0. 5	0. 5	−0. 2	0	0. 4
γ_d			对称			1	−0. 4	0	0. 4	−0. 4	
P_{10}								1	0	0	0. 4
P_{200}									1	0	0. 5
AI										1	0
$P_{\#200}/\log C_u$											1

2. 3　各变量的重要向量计算结果

采用一阶矩法(FORM)对回弹模量预估模型中各变量进行了可靠度分析。一阶矩法近似于基本变量 X 的联合概率分布函数在失效样本空间

部分的积分[15],定义这个失效空间的函数为极限状态函数[即 $g(X)=0$]。一阶矩法按下式所示将随机变量转换并映射至标准化的空间:

$$X=(X_1,X_2,\cdots,X_n)\rightarrow U=(U_1,U_2,\cdots,U_n)$$

式中:$U_1,U_2,\cdots,U_n$ 为服从标准正态分布的不相关随机变量。将 X 空间中的极限状态曲面映射到 U 空间中相应的极限状态曲面上,从而得到原点与失效空间上的点 u^* 之间的最小距离 β(也称为可靠度指标),以此获得 U 空间中失效集的概率内容(参见图 2),u^* 点也称为设计点或最有可能的失效点。目前已有各种软件/程序可用于完成上述计算分析,本文采用了 Kiureghian 和 Haukaas 开发的 FERUM 程序[16]。

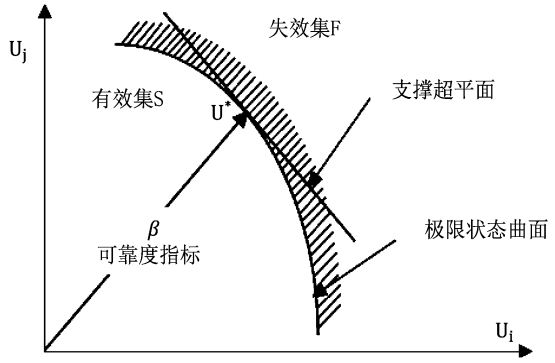


图 2　一阶矩可靠度分析方法(FORM)计算示意图[16]

表 4 列出了由 FERUM 计算出了各变量所对应的重要向量值 γ。当重要向量 γ 为负值时表示原始空间中的变量为产能型变量,即回弹模量随着该变量值的增大而增大;当重要向量 γ 为正值时表示原始空间中的变量为需求型变量,即回弹模量随着该变量值的增大而减小。由表 5 可知,$P_{200}/\log C_u$、AI、P_{200}、P_{10}、γ_d、C_c 和 γ^2_{max}/P_{40} 均为产能型变量,而 ω/ω_{opt}、ω_{opt}、ST 和 FE 比则为需求型变量。

回弹模量预估模型中各变量的相对贡献度可通过比较 γ^2 的大小来进行检验。如图 3 所示,γ^2_{max}/P_{40} 对回弹模量的影响最大,其次分别为 C_c、而 ω/ω_{opt}、ST、ω_{opt}、$P_{200}/\log C_u$、和 P_{10};与其他变量相比,FER、γ_d、P_{200} 和 AI 的贡献度则相对较小。

表 4　回弹模量预估模型中各变量的重要向量值

变量	重要向量 γ
FER	0.0689
ST	0.292
ω_{opt}	0.1954
ω/ω_{opt}	0.4277
γ^2_{max}/P_{40}	−0.5771
C_c	−0.5463
γ_d	−0.0122
P_{10}	−0.145
P_{200}	−0.058
AI	−0.0999
$P_{\#200}/\log C_u$	−0.1514

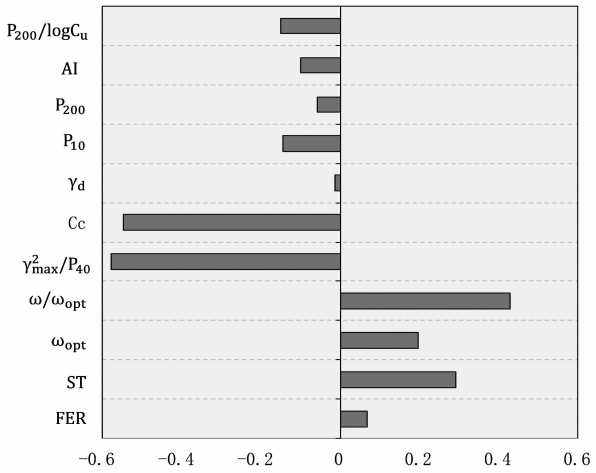


图 3　回弹模量预估模型中各变量的相对贡献度

2.4　各变量对可靠度指标的敏感性分析

敏感性分析通常用于量化分析不同随机变量受部分或全部参数变异性的影响,通过计算可靠度指标 β 相对于所考虑参数的偏导数来实现。敏感性分析结果如图 4 和表 5 所示,可见回弹模量对 C_c 和 ω/ω_{opt} 的变化最为敏感。

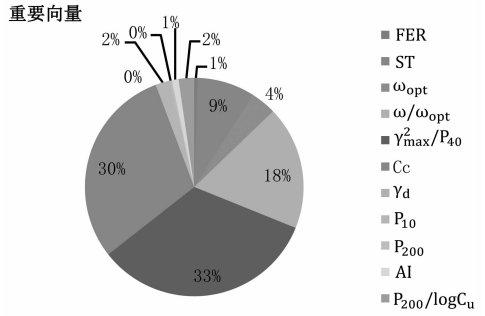


图 4　回弹模量预估模型中各变量的敏感性分析结果

表 5　回弹模量预估模型中各变量对可靠度指标的敏感性分析结果

变 量	对平均值的敏感性	对标准差的敏感性
FER	-0.063	0.038
ST	-0.277	0.160
ω_{opt}	-0.144	-0.030
ω/ω_{opt}	-3.261	3.095
γ^2_{max}/P_{40}	0.002	0.001
C_c	6.636	5.376
γ_d	0.003	0
P_{10}	0.009	0.003
P_{200}	0.034	-0.010
AI	0.002	0.001
$P_{\#200}/\log C_u$	0.141	0.031

3　结论与展望

本文基于 135 组不同的粗粒土填料样本的土性参数和回弹模量试验结果，拟合得出了各土性参数的概率分布函数，分析得出了各土性参数之间的相关系数矩阵，建立了回弹模量的应力状态和土性参数依赖性预测模型，继而采用一阶矩可靠性分析方法，开展了土性参数随机条件下粗粒土填料回弹模量的可靠度分析，通过全局敏感性分析得出了影响回弹模量的各土性参数的敏感性次序。主要研究结论如下：

（1）所建立的回弹模量预估模型综合反映了应力状态和土性参数对粗粒土填料回弹模量的影响。

（2）粗粒土填料的回弹模量值随粗颗粒的扁长比 FER 和表面纹理粗糙度 ST 的增大而减少，随棱角度指数 AI 的增大而增大，即 AI 属于产能型参数，而 FER 和 ST 属于需求型参数。

（3）复合最大干密度、曲率系数和相对含水率对回弹模量的影响最大，回弹模量对曲率系数和相对含水率的变化最为敏感。

由于本文所采用的试验数据量仍然有限，下一步将获取更多的试验数据，进一步提高粗粒土填料土性参数的统计分布拟合结果的准确性，对各土性参数之间的互相关系数矩阵进行了进一步的验证和完善，进而提高回弹模量可靠度分析的准确性。

参考文献：

[1] Yang H. Huang. Pavement Analysis and Design[J]. 1993.

[2] Lekarp F , Isacsson U , Dawson A . State of the Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates [J]. Journal of Transportation Engineering, 2000, 126(1):66 - 75.

[3] Witczak M W, Andrei D,W. N. Houston. Guide for Mechanistic - Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures[J]. Final Report,NCHRP Project 1 - 37A, 2000.

[4] Hicks, RG, Monismith, CL. Factors influencing the resilient response of granular materials[J]. Highway Research Record, 1971(345).

[5] B. Lanka Santha. Resilient Modulus of Subgrade Soils: Comparison of Two Constitutive Equations[J]. Transportation Research Record, 1994.

[6] Xiao Y , Tutumluer E , Siekmeier J . Resilient Modulus Behavior Estimated from Aggregate Source Properties [C]// Geo - frontiers Congress. 2011.

[7] 杨俊，刘世宜，张国栋. 初始干密度对天然砂砾改良红粘土回弹模量的影响及预估模型[J]. 土木建筑与环境工程，2016，38(02)：21 - 28.

[8] 董城，刘文劼，李亮. 路基压实粉质黏土动态回弹模量的四参数预估模型及有限元实现[J]. 振动与冲击，2018，37(09)：61 - 67 + 99.

[9] 刘维正，曾奕珺，姚永胜，张军辉. 含水率变化下压实路基土动态回弹模量试验研究与预估模型[J]. 岩土工程学报，2019，41(01)：175 - 183.

[10] Yau A , Quintus H L V . Predicting elastic response characteristics of unbound materials and soils[J]. Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board, 2004, 1874(1874):47 - 56.

[11] 胡焕校，段旭龙，何忠明，杨煜，刘雅欣. 动三轴 CT 条件下粗粒土填料的力学特性与细观力学性能分析[J]. 中国公路学报，2018，31(11)：42 - 50.

[12] Pan T , Tutumluer E , Anochie - Boateng J . Aggregate Morphology Affecting Resilient Behavior of Unbound Granular Materials[J]. Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board, 2006, 1952:12 - 20.

[13] Pan T , Tutumluer E , Anochie - Boateng J . Aggregate Morphology Affecting Resilient Behavior of Unbound Granular Materials[J]. Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board, 2006, 1952:12 - 20.

[14] Witczak M W. NCHRP Research Results Digest 285: Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design[J]. National Research Council, 2004.

[15] H O Madsen, S Krenk, N C Lind. Methods of Structural Safety[J]. 1986.

[16] Terje Haukaas, Armen Der Kiureghian. Strategies for finding the design point in non - linear finite element reliability analysis[J]. Probabil Engineering Mechanics, 2006, 21(2):133 - 147.

新建铁路路基对下卧公路隧道的影响研究

聂玉文,王　哲
(广东省交通规划设计研究院集团股份有限公司,广州 510507)

摘　要: 为研究新建铁路挖方路基对既有公路隧道的影响,以某铁路客运专线路基上跨某高速公路隧道为依托,通过建立三维有限元模型,分析了开挖过程及运营时列车静载作用下公路隧道结构位移和内力的变化规律。结果表明,随着路堑边坡逐级开挖卸载的进行,隧道结构在竖直方向发生隆起,离铁路路基的位置越近,变形越大;埋深越小,衬砌内力受路堑开挖影响越明显。运营阶段考虑列车荷载时,隧道隆起量有所减少。采用荷载结构法对二衬结构进行内力计算,拱顶处安全系数仅为 3.9。针对影响研究提出施工建议,为同类工程提供相应参考。

关键词: 隧道工程;深路堑开挖;数值分析;运营阶段

1　引言

随着我国城市化速度的逐渐加快,为缓解道路交通运输压力及提高运输能力,地区间轨道交通的建设不断增多,不可避免的与既有道路之间形成交叉工况。一般情况下,既有隧道上方修筑深路堑路基,会对隧道结构产生一定的影响,路堑开挖产生的卸荷以及运营时列车荷载形成的附加应力,造成隧道结构发生变形变位[1],当衬砌受力超过设计承受极限时,会对隧道衬砌结构造成破坏,影响行车安全。

针对新建路基对下卧隧道影响,国内许多学者通过采用现场监测、理论分析和数值模拟等手段,对相关问题进行了研究。张健、朱小鹏等通过数值模拟以及现场检测的方法研究了路堑开挖对隧道结构以及围岩变形的影响[2-3];赵东平等采用静力学与动力学数值分析研究路堑边坡开挖对邻近既有隧道影响[4];吕荔炫等分析考虑时间效应下既有隧道受路基堆载变形效应[5];周超等提出采用刚性板跨越方案来减小和对下方既有铁路隧道的影响[6];高玄涛、黄娟等通过建立三维模型分析高铁列车振动荷载下隧道的动力响应[7-8]。总体而言,针对路基上跨既有隧道的研究多以安全性评价为主,大体还处于总结和经验积累的阶段。

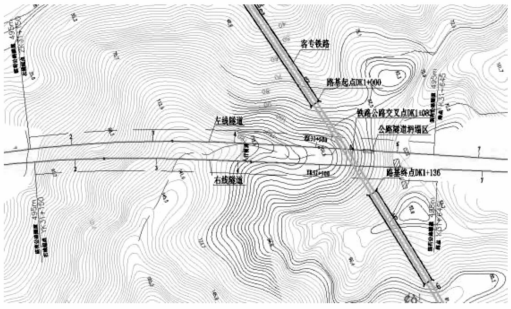
为确保下卧隧道的运营安全,分析深路堑边坡开挖以及运营时对隧道影响方式与程度是必不可少的。鉴于此,某铁路客运专线路基上跨从某高速公路隧道为依托,分析下穿隧道在深路堑开挖及运营阶段的受力和变形规律,进而对深挖路堑施工过程提出合理性的建议,为相关的理论研究和工程实践提供经验。

2　工程概况

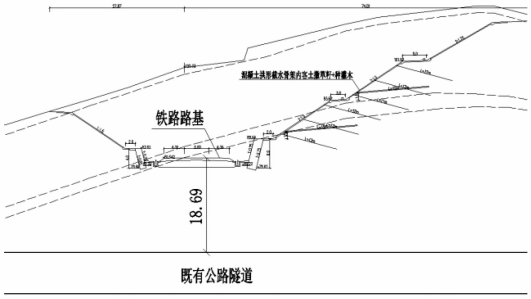
铁路客运专线于铁路里程 DK1 + 000 ~ + 136 上跨某高速隧道,与既有隧道夹角约 55°,位置如图 1 所示。工点地处丘陵地貌,地势较起伏。铁路以路堑型式通过该段,轨道类型为 CRTSⅢ型板式无砟轨道。公路隧道洞顶标高约 60.6 m,铁路轨面标高约 82.4 m,距公路隧道洞顶约 21.8 m。

既有隧道位于为已建高速公路。隧道左、右线长度均为 495 m,左右测设线距离约 17 m ~ 25 m,设计时速为 100 km/h,隧道埋深为 10 ~ 60 m,与铁路路基相交处的隧道拱顶原始埋深 30 ~ 50 m。自上而下地层为:可塑状粉质粘土、硬塑状粉质粘土、全风化花岗岩、强风化花岗岩、中风化花岗岩、微风化花岗岩。其中,隧道洞身位于微风化花岗岩,拱顶中、微风化花岗岩层厚度大于 4.8 m。

隧道与铁路斜交段围岩级别为Ⅳ级,洞顶围岩曾出现过塌方,采用 XS - 4c 复合式衬砌结构,支护参数见表 1。



(a)铁路路基与既有公路隧道位置关系平面图



(b)铁路路基与既有公路隧道位置关系横断面图

图 1　铁路路基与既有公路隧道位置关系图

表 1　隧道支护参数

衬砌等级	初支厚度/cm	锚杆/m	钢筋网	钢架类型/间距/cm	二衬/cm	仰拱/cm
XS4c	24 (C20 混凝土)	3.5 ~ 5 (中空注浆锚杆,间距 120 × 120, 采用梅花形布置)	单层 Φ8 @25 × 25 cm	Φ25 格栅/120	45 (C25 混凝土)	—

3　有限元模型

采用 MIDAS/GTS NX 有限元软件,根据实际工程情况及圣维南原理,建立三维数值模型。

3.1　模型建立

模型原点如图 2 所示,其中 X 轴方向为水平方向、Y 轴正方向为铁路路基轴向方向、Z 正方向竖直向上。建立的模型尺寸为:171 m × 238 m × 57(109)m,穿越区段土体分为 4 层,本构模型为摩尔 - 库伦模型和弹性模型。隧道衬砌、边坡防护以及挡墙采用板单元模拟。模型的约束条件为:上部边界为自由面,四周边界施加水平约束,底部边界施加水平约束和竖直约束。

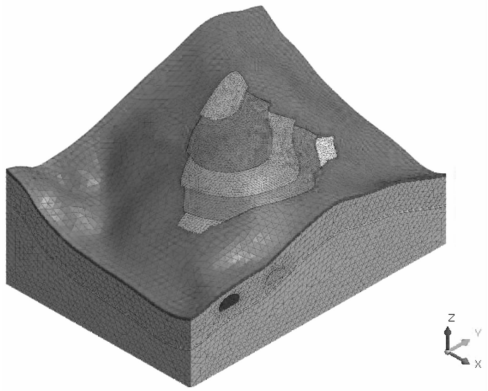


图 2　三维有限元模型

3.2　计算参数

铁路路基上跨既有公路隧道的三维数值模型中的地层和相关结构的几何参数为实际值,物理力学参数参考地勘资料(快剪实验)及地区规范选取。考虑局部地层施工过程出现过塌方,对粉质粘土与全风化花岗岩弹性模量适当弱化。计算中,各土质地层采用摩尔 - 库伦弹塑性本构模型,岩质地层及隧道衬砌采用弹性模型,各材料的具体参数见表 2。

表 2　材料物理力学参数

材料	容重/(kN/m^3)	弹性模量/MPa	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/°
粉质粘土	19.4	5.0	0.30	26	14
全风化花岗岩	20.3	70	0.3	27	26
强风化花岗岩	23	3000	0.28		
中风化花岗岩	25	10000	0.25		
C25 衬砌	25	29500	0.2	—	—

3.3　全过程的模拟和实现

本次数值计算中铁路路基上跨从既有公路隧道的路堑开挖的施工过程为：

（1）激活土层，模型的四周和底部的边界条件为法向约束，地表为自由边界条件，在自重条件下求解至平衡，位移清零。

（2）隧道开挖，激活衬砌单元，求解至平衡，位移清零。施工阶段通过定义荷载释放系数控制作用于衬砌上的围岩压力。

（3）开挖边坡 1，激活边坡锚杆、挡墙等防护措施，求解至平衡。

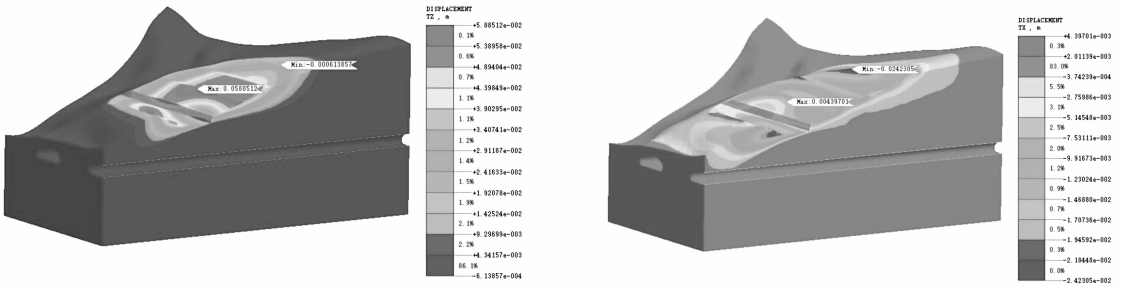
（4）重复步骤（3）直至边坡开挖完毕。

（5）求解至平衡。

（6）运营阶段模拟：路基施加列车均布荷载，求解至平衡。

4　计算结果及分析

如图 3（a）、（b）为铁路路堑边坡开挖后的位移云图。从图中可以看出，路堑边坡的开挖位移影响区域包含开挖部分邻近区域。随着路堑的开挖，路堑整体有向上隆起的变形，最大隆起量 5.9 cm。水平位移方向主要为路基方向指向边坡方向，最大位移值为 2.4 cm。



（a）路堑开挖后竖直方向上的位移云图　　（b）路堑开挖后水平方向上的位移云图

图 3　位移云图

4.1　路堑开挖时衬砌变形分析

由计算结果得出，路堑开挖后对隧道水平方向上的位移影响很小，在竖直方向上的位移影响较大。路堑开挖后，隧道拱顶发生方向向上的竖向位移。如图 4 所示，左线隧道拱顶隆起最大值为 1.1 mm，右线隧道拱顶隆起最大值为 1.5 mm。在路堑与公路隧道交叉点的位置越近隧道结构的变形就越明显，路堑边坡开挖，地表覆土挖除，拱顶存在一定的卸载，竖向围岩压力降低，拱顶存在向上位移。

如图 5 所示，下图的横坐标零点为铁路路线与隧道平面交叉的位置，既有隧道受路堑边坡开挖的影响范围大约在路线交叉处前后约 50 m 左右，且随着隧道开挖卸载的影响，拱顶位移逐渐增大。在第三、四级卸载过程，交叉点处隧道拱顶位移变化明显，分别占总位移的 31% 和 36%。因此在施工时，应加强三四级开挖卸载时隧道拱顶的监控量测，发现位移速率变化过大应及时采取保护措施。

洞口段出现竖向位移增大趋势，此处埋深较浅，洞身位于全风化地层中，受地层条件以及埋深的影响，在开挖卸荷时隧道结构隆起值增加，拱顶上部山体对应出现隆起现象。因此在路堑开挖前，应将洞口一侧山体的小块及破碎岩体进行清除，并在洞口设置被动防护网，防止次生灾害的影响。

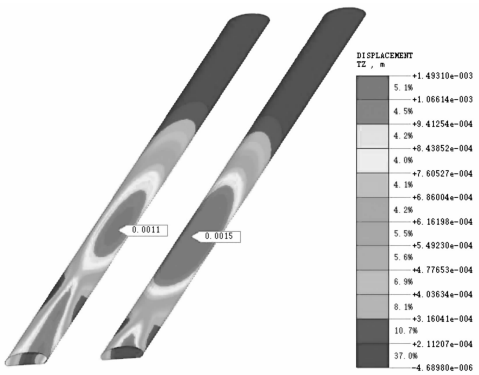


图 4　路堑开挖后衬砌竖向位移图

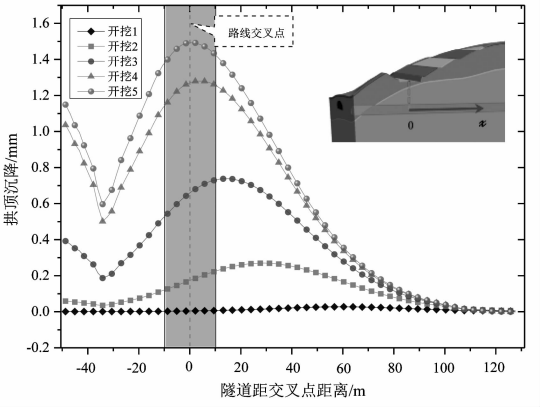
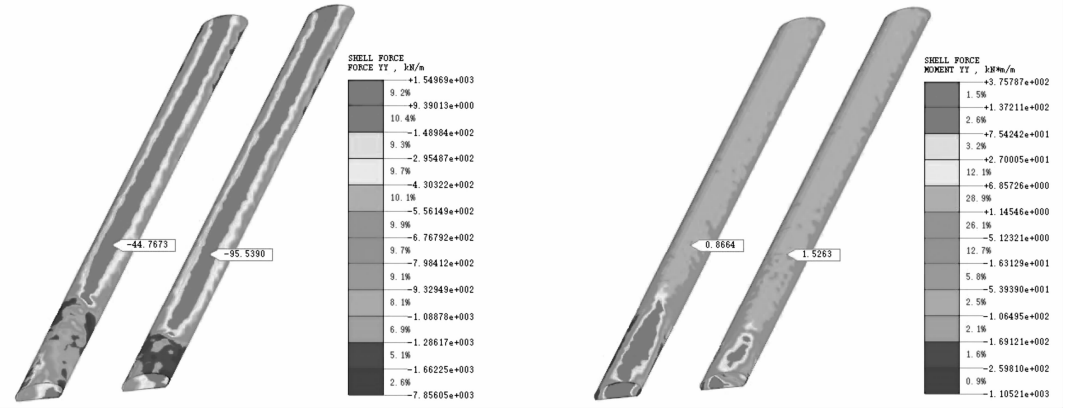


图 5　隧道拱顶随路堑开挖位移图

4.2　路堑开挖时衬砌内力分析

如图 6 所示，分别为路堑开挖后隧道衬砌轴力和弯矩云图。由计算结果可知，随着路堑开挖，隧道衬砌的轴力与弯矩量值略有增大，但内力分布位置几乎不变。埋深较小的洞口段衬砌内力受路堑开挖影响明显，埋深较大的洞身段隧道内力变化不明显，在交叉处内力值较小。路基下卧隧道围岩为中－微风化花岗岩，岩体破碎，摩尔－库伦本构模型在模拟破碎围岩有一定的局限性，无法考虑围岩破碎的影响。

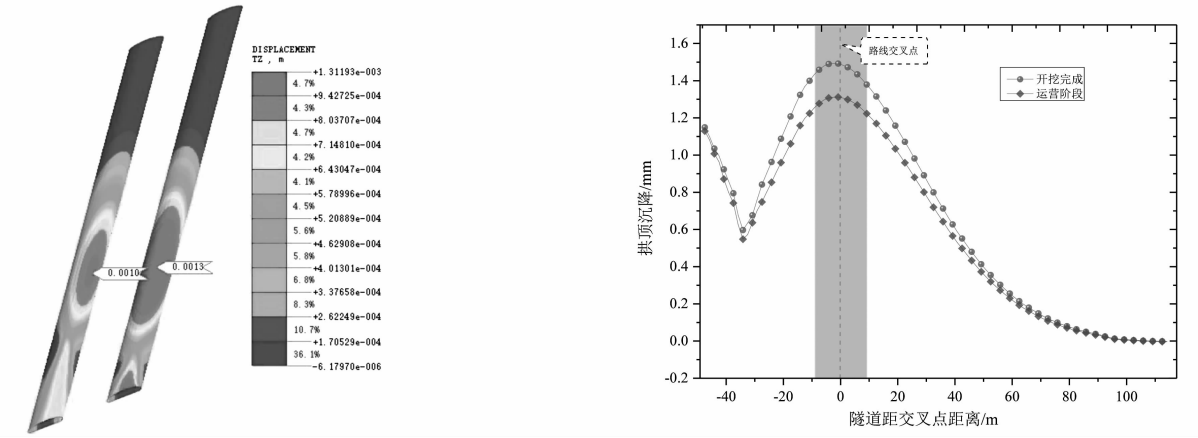


（a）开挖后衬砌轴力分布图　　（b）开挖后衬砌弯矩分布图

图 6　内力分布云图

4.3　运营时衬砌位移分析

根据《高速铁路设计规范》[9] 表 6.1.15，CRTSⅢ型板式无砟轨道的轨道及列车均布荷载为 54.1 kN/m^2。如图 7(a)所示，隧道在运营阶段由于车辆静载作用，左线隧道隆起最大值为 1.0 mm，右线隧道最大位移为 1.3 mm。取右线隧道拱顶纵向位移变化绘制曲线，如图 7(b)所示。相较于路基开挖结束后隧道竖向的上拱位移均有所减少，隧道纵向位移分布与路基开挖卸载时一致。



(a)竖向位移云图　　(b)位移变化曲线

图 7　运营时衬砌竖向位移图

4.4　运营时衬砌承载力分析

根据设计资料，路堑下部隧道围岩为中～微风化花岗岩，岩体破碎，围岩完整性较差。由于摩尔－库伦本构模型的局限性，无法考虑围岩破碎的影响，在中、微风化条件下，从图 6 可看出交叉段衬砌内力计算偏小，因此在运营阶段将采用荷载结构法分析衬砌承载力的影响。

根据《高速铁路设计规范》CRTSⅢ型板式无砟轨道的轨道及列车均布荷载为 54.1 kN/m^2。均布荷载分布宽度取 13.6 m，结合附加应力分布规律，路基中心底下 20 m 位置附加应力分布系数取 0.4，隧道位置受轨道及列车均布荷载 21.6 kN/m^2。考虑铁路路基与公路隧道 55°斜交，对轨道及列车均布荷载进行等效为正交断面，公路隧道受轨道及列车均布荷载 26.4 kN/m^2。

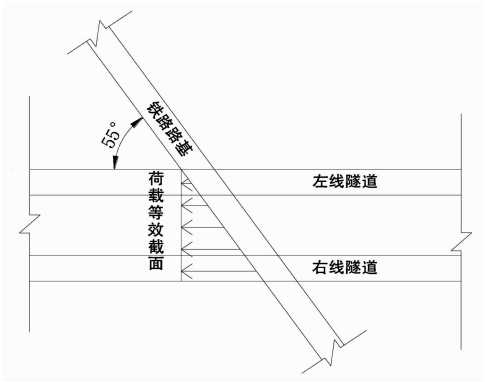


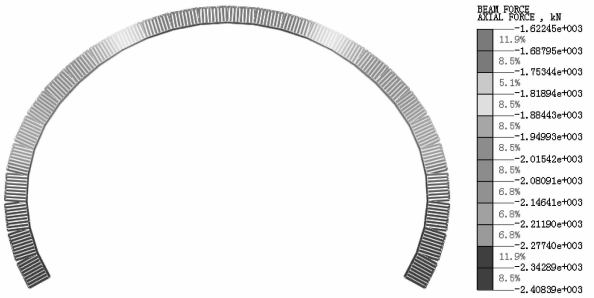
图 8　轨道与列车均布荷载正截面等效图

隧道围岩荷载根据《公路隧道设计细则》[10]进行取值计算，得出表 3。

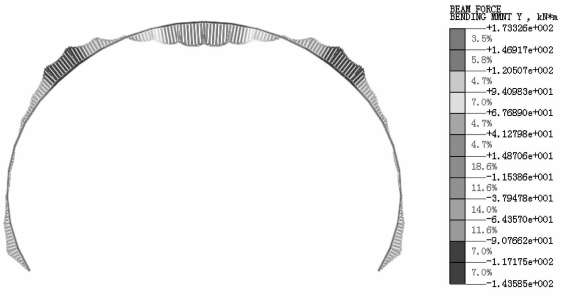
根据《公路隧道设计细则》（JTG T D70－2010），二次衬砌承载比≥40%，考虑隧道在该区段施工中出现过塌方，本工点偏保守地考虑二衬承担 50% 土压力。采用结构荷载法对隧道衬砌进行结构内力计算，计算结果如图 9 所示。

表 3　Ⅳ级浅埋围岩荷载

围岩等级	容重/(kN/m^3)	土压力竖向荷载/(kN/m^2)	土压力水平荷载/(kN/m^2)	轨道及列车荷载/(kN/m^2)
Ⅳ级浅埋	23	389	85.4～125.5	26.4



(a)永久荷载＋轨道与列车荷载下衬砌轴力图



(b)永久荷载＋轨道与列车荷载下衬砌弯矩图

图 9　内力分布云图

在运营期间，经过计算在永久荷载＋轨道与列车荷载下二衬结构仍可满足要求，但拱顶处安全系数仅为 3.9，接近于规范要求最低限值，且隧道在该区段二次衬砌为无仰拱的素混凝土结构，鉴于荷载结构法模型对二衬的敏感性，应对隧道衬砌及塌腔回填情况进行检测，尤其是衬砌强度及厚度是否满足原设计要求，并确保衬砌无病害影响。

5　结语

本文针对新建客运专线以路堑形式上跨既有公路隧道交叉部位建立三维计算模型，模拟铁路路堑边坡开挖至运营阶段全过程，分析了边坡开挖和运营过程中对石山隧道变形及受力的变化情况，可以得到以下结论：

（1）新建铁路路堑的开挖对既有隧道产生整

体向上的卸荷回弹，对水平方向的影响较小；隧道结构的竖直方向变形随距离路堑与公路隧道交叉点位置的减小而变大，影响范围大约在路线交叉处两侧约 50 m 左右，变形最大值在隧道拱部位置。

（2）受地层条件以及埋深的影响，在开挖卸荷时靠近洞口段位置，隧道结构出现竖直方向上位移增大现象，在路堑开挖前，应将洞口一侧山体的小块及破碎岩体进行清除，并在洞口设置被动防护网，防止次生灾害的影响。

（3）随着路堑开挖，隧道衬砌的轴力与弯矩量值略有增大，但内力分布位置几乎不变，埋深越小的时，衬砌内力受路堑开挖影响明显，靠近山体内侧，衬砌内力变化不明显。

（4）在运营阶段考虑列车静载时，隧道结构向上的变形减小，变形分布与路堑开挖后一致，通过荷载结构法进行计算，石山隧道二衬结构可满足运营期间承载能力要求。由于运营阶段拱顶处安全系数仅为 3.9，需隧道衬砌及塌腔回填情况进行检测，防止隧道结构出现破坏。

参考文献：

[1] 宗翔. 基坑开挖卸载引起下卧已建隧道的纵向变形研究[J]. 岩土力学, 2016(S2):571－577.

[2] 张健. 新建铁路路基上跨既有隧道安全性评估[J]. 公路工程, 2012, 37(4):37－39.

[3] 朱小鹏. 路堑开挖卸荷对既有铁路隧道影响的数值分析[J]. 铁道运营技术, 2014(4):19－23.

[4] 赵东平, 王明年, 贾玲利, 路堑边坡开挖对邻近既有隧道影响研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(5):1399－1402.

[5] 吕荔炫. 软土路基堆载下既有隧道变形特性分析[J]. 路基工程, 2019(3).

[6] 周超. 公路跨越既有铁路隧道的方案设计与研究[J]. 隧道建设, 2014, 34(1):32－40.

[7] 高玄涛. 高速铁路列车振动荷载对下穿隧道地层动力响应分析[J]. 铁道标准设计, 2014(6):93－97.

[8] 黄娟, 彭立敏, 陈松洁. 高速移动荷载作用下铁路隧道的动力响应分析[J]. 郑州大学学报:工学版, 2008(3):117－121.

[9] 高速铁路设计规范[S]TB 10621－2014,北京:中国铁道出版社, 2010.

[10] 公路隧道设计细则[S](JTG－D70－2010), 北京:人民交通出版社, 2010.

城市简支钢混组合梁桥方案设计

彭亚军,周泽箭,李　萌
(广东省交通规划设计研究院集团股份有限公司, 广州 510507)

摘　要: 钢混组合梁是由外露的钢梁通过连接件与钢筋混凝土板组合而成的结构。对于简支钢混组合梁,位于钢梁上部的混凝土板兼作桥面板并主要承担弯矩引起的纵向压应力,而下部钢梁则主要承受拉应力。两种材料扬长避短,各尽所能,协同工作[1]。本文根据项目情况,提出了简支钢混组合梁设计方案,体现了桥梁建设工业化思路,深化了结构的全寿命周期理念,为城市高架桥建设提供了参考。

关键词: 钢混组合梁;城市高架桥;桥梁工业化;全寿命周期

0　引言

随着我国城镇化水平的不断提高,交通建设可选择的走廊带日益紧张,大量的城市高架桥如雨后春笋。如何在城市桥梁的建造过程中确保高效、高质量完成工程,减少对城市交通的干扰,同时兼顾经济性和环保性,一直是业内关注的问题。

随着桥梁预制装配化技术的发展,在城市高架桥跨越重要路口的位置,常规混凝土预制梁的跨径往往不能满足需求。如何选择一种合理的桥梁结构,能够实现桥梁建设工业化要求,达到标准化设计、工厂化生产、装配化施工、信息化管理,对桥梁设计者是一个重要的考验。

在绿色交通、全寿命周期、去钢材产能等新时代政策的号召下,作为一种由钢结构与普通钢筋混凝土结构结合而发展起来的新型结构型式——钢混组合梁,在近年的城市桥梁建设中应用越来越广泛。

1　工程概况

汕头市黄河路(泰山路 ~ 东厦路)快速化升级改造工程,是连贯汕头中心城区东西向的重要通道,是加快城市化的步伐、提升城市功能质量、完善城市路网结构的重要一环,与海滨路、中山路、长平路、金砂东路比肩而行。

项目全长 4.2 km,采用城市快速路标准,主线双向六车道布置,设计速度为 80 km/h;辅道采用城市次干路标准,设计速度为 40 km/h。

嵩山路 ~ 华山路高架桥是为保持黄河路行车速度、保障行车舒适性、节约时间成本而设置的沿黄河路高架桥。其跨越嵩山路、衡山路、天山路、华山路等四个重要路口,桥跨布置为 7 × 31.2 + 36.5 + 26.2 + 2 × 31.2 + 3 × 26.2 + 11 × 31.2 + 26.2 + 36.5 + 2 × 26.2 + 7 × 31.2 + 40.1 + 56 + 40.1 + 8 × 31.2 + 2 × 26.2 + 31.2 + 36.2 + 6 × 31.2 + 36.5 + 7 × 31.2 m,桥梁长度 2051.5 m,具体设计指标如下:

1)桥梁设计荷载:城 - A 级;

2)桥梁宽度:26.7 m;

3)车道布置:双向六车道;

4)设计基准期:100 年;

5)设计安全等级:一级。

2　桥梁方案设计

2.1　设计控制因素

在黄河路主线高架桥跨越天山路位置,主要的设计控制因素有:

1)天山路远期规划通过隧道下穿主线高架桥及两侧落地辅道,必需保证后期天山路快速化改造的净宽、净高及施工空间;

2)黄河路、天山路现状交通量极大,特别是早晚高峰期,必需保证高架桥施工期间道路的通行,并且方案能够便于交通组织;

3)天山路口主线高架桥下方平交口存在人行道、导流岛、掉头车道等,桥墩的位置需避开相关构造物;

4)桥下辅道、现状天山路的净高必需保证≥5.5 m;

5)天山路前后设置了上下主线桥的立交匝道,从控制匝道桥、主线桥的桥长规模考虑,要求尽量压低主线桥的桥面标高。

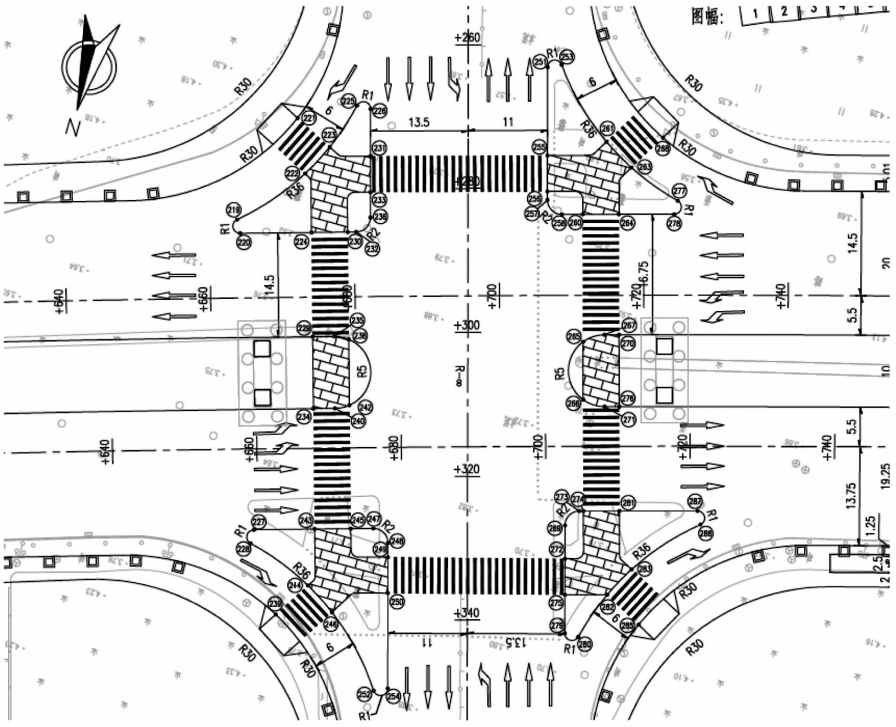


图 1　黄河路与天山路平交平面图

2.2　设计方案

天山路的现状为城市主干路,远期规划为城市快速路,规划宽度为 34 m,考虑后期隧道施工支护的安全宽度、主线桥承台自身宽度等因素,跨越天山路的桥梁跨径应大于等于 50 m,考虑避让人行道,因此跨径取值为 56 m。

从施工高效、高质量的方面考虑,保证桥梁工业化的实施,宜采用预制装配化主梁。常规预应力混凝土预制梁的最大跨径一般≤40 m,而钢箱梁造价偏高、抗疲劳性能不佳,悬臂现浇箱梁施工周期长、对桥下交通影响大,最终选定桥面板预制的钢混组合梁。

主线高架桥可以放置桥墩的范围,局限于 9 m 宽的中央绿化带中。由于桥下的辅道净空极其紧张,因此采用了双柱大悬臂隐式盖梁的桥墩,盖梁截面呈倒 T 型,如图 2 所示。

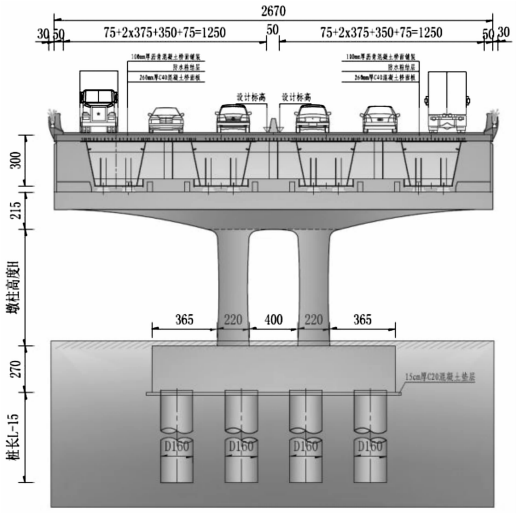


图 2　桥墩横断面图(单位:cm)

3　钢混组合梁的设计

3.1　断面布置

在满足桥梁功能需求的条件下,应考虑桥梁

美观性及与周围景观协调性。景观效果最优的方案无疑是单箱多室钢箱组合梁,但是其施工分段、运输、现场焊接等方面存在困难;结构受力最清晰、现场运输最简洁的的方案为钢板组合梁,但是其桥下的阴影效果较强、横向连接构件过多、通透性一般;多片布置的小钢箱组合梁存在运输方便、预制桥面板分块简便、景观效果良好的优点,因此成为最终选取方案,横断面布置如图 3、图 4 所示。

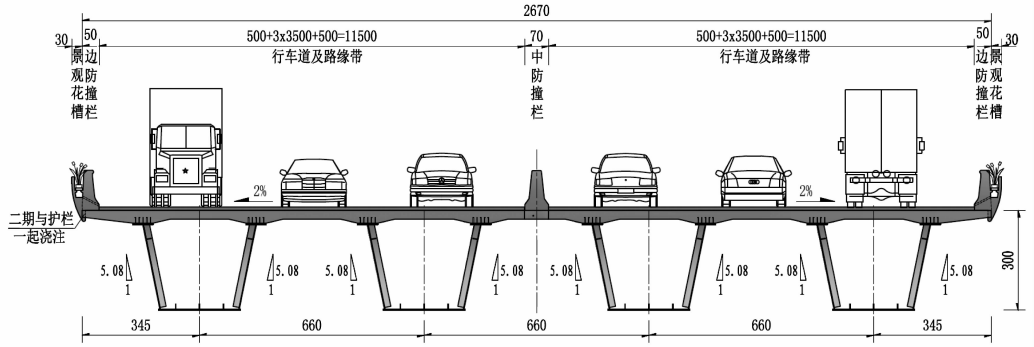


图 3　56 m 跨径钢混组合梁跨中断面(单位:cm)

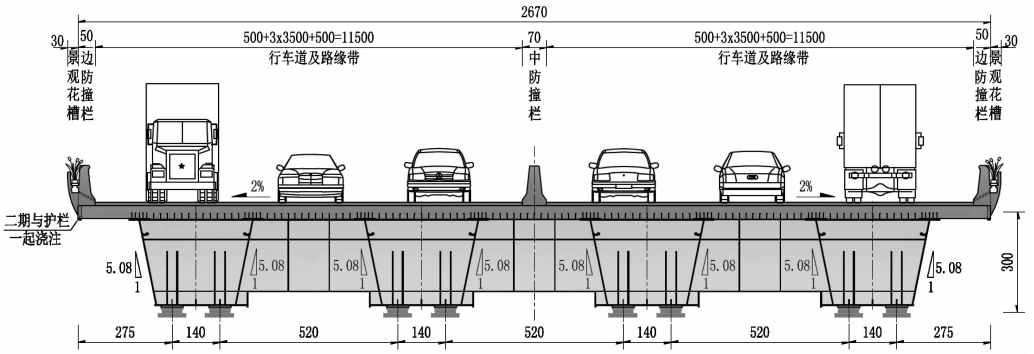


图 4　56 m 跨径钢混组合梁支点断面(单位:cm)

选定的钢混组合梁方案为开口小钢箱梁与预制普通钢筋混凝土桥面板形成闭合的多箱单室组合截面。主要由普通钢筋混凝土桥面板、开口钢箱梁、抗剪连接件、横向钢隔板等四大构件组成。

3.2　钢梁设计

各片开口钢箱梁中心间距为 6.6 m,翼缘悬臂长度为 1.49 m。桥面板横向各支撑点的距离为 3.3 m 左右,桥面板横向受力均匀。

开口钢箱梁的钢材采用 Q345qD,以保证钢材具有良好的焊接性能和冲击韧性。

开口钢箱梁的顶板厚度为 25 mm,腹板厚度为 18、22 mm,底板厚度为 25、36、46 mm,主梁加劲肋厚度一般为 16 mm,横隔梁加劲肋厚度一般为 10 mm。钢主梁的底板上设置钢结构的防震挡块。

钢结构防腐设计年限为二十年,采用冷喷锌长效防腐漆和氟碳面漆相结合的防护体系,外表面涂装厚度 290μm,内表面涂装厚度 90μm。

为了保证成桥状态下,有效地横向分配活荷载来提高结构的整体承载能力[2],提高各片钢主梁的整体性、稳定性、抗弯刚度和抗扭刚度,在每片主梁箱室内每个 2 m 设置一道隔板,在各主梁之间纵桥向每隔 4 m 设置一道工字型横隔板。

3.3　桥面板设计

预制桥面板混凝土采用 C50 混凝土,为了降低收缩率,防止收缩裂缝的产生,现浇混凝土采用 C50 微膨胀混凝土。

预制混凝土桥面板横桥向分为两块，纵桥向按照 2.8 ~ 3.5 m 每块进行切分；桥面板厚度为 26 cm ~ 38 cm，顶板至横向跨中设置 50 cm × 12 cm 的承托；翼缘板厚度 20 cm ~ 38 cm。各预制桥面板之间设置现浇湿接缝进行连接，湿接缝宽度为 50 cm。

3.4　连接件设计

预制桥面板与开口钢箱梁顶板之间通过集束式剪力钉进行连接，现浇桥面板与开口钢箱梁之间通过均布式剪力钉连接。

剪力键采用符合国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》(GB/T 10433 - 2002)的 D22 × 180 的圆柱头焊钉。

集束式剪力槽中的剪力钉按照 3 个 × 5 个布置，间距为 15 cm(纵)、10.5 cm(横)。钢梁顶板上均布式剪力钉间距为 12.5 cm(纵)、10.5 cm(横)。横隔梁顶板上均布式剪力钉的间距为 12.5 cm(纵)、25 cm(横)。

4　结构分析与设计优化

合理进行梁高的选取是结构设计的关键，主要考虑的因素有：桥梁的承载力、截面刚度、造价的经济性、景观及净空因素等[3]。

本文通过采用不同梁高、不同板厚，建立有限元模型，如图 5，分别进行有限元分析计算。在应力控制限值不变的情况下，研究梁高与结构刚度、钢材用量之间的关系。

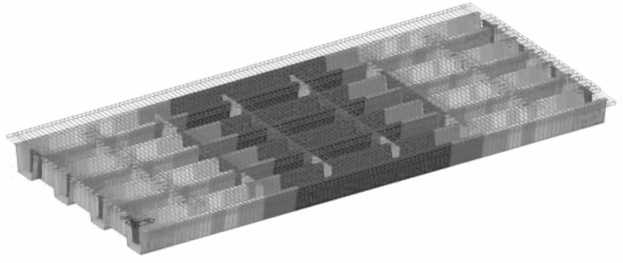


图 5　简支钢混组合梁有限元模型

根据结构分析可知，如图 6、图 7 所示，主梁活载挠度随着梁高的增加而变小，即梁高越大，截面刚度越大；钢材用量最小的梁高为 2.6 m，即经济梁高为跨径的 1/21.5。

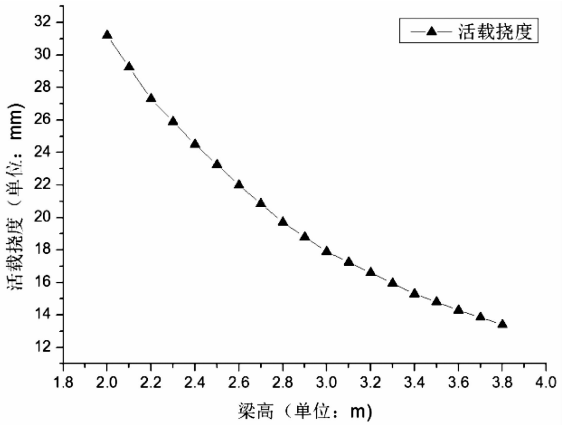


图 6　主梁活载挠度与梁高的关系曲线

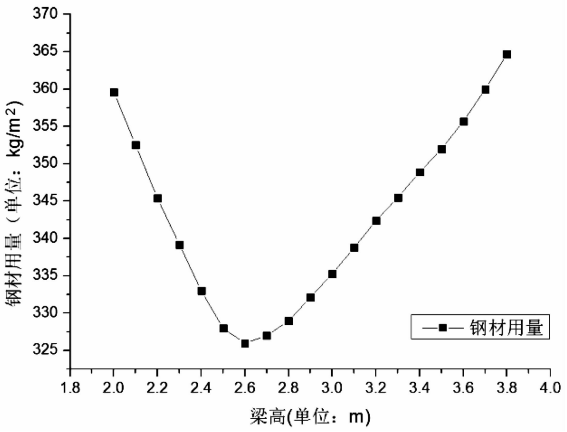


图 7　钢材用量与梁高的关系曲线

考虑黄河路兼顾国道的功能，日常通行的车辆中，大货车的比例较高，且发生拥堵的情况比较常见，因此主梁的截面刚度应适当保守。

在设计中，拟定的梁高取值为 3.0 m，即跨径的 1/18.7，活载挠度为 L/3128 = 17.9 mm < L/500，截面刚度增加 15%，钢材用量增加 3%，造价增加率可以接受。

5　制作与安装

步骤一：工厂预制混凝土桥面板，强度达到设计值 90% 以上时，脱模起吊；存放预制混凝土桥面板，存放时间不得小于 3 个月，存放期间需对外露钢筋采取相应的防腐措施；同步施工桥墩桩基、承台、墩柱、盖梁等。

步骤二：工厂分段制造钢梁；现场搭设临时墩，应确保临时墩在设置时保持原有的钢梁预拱

度,临时墩的位置不影响天山路的基本通行需求。

步骤三:现场架设主梁,焊接主梁;焊接横隔梁。

步骤四:自临时墩分别向两边对称吊装预制桥面板,按照设计指定的位置将混凝土桥面板搁置于钢梁上;搭设混凝土现浇接缝支架与模板,浇筑桥面板剪力槽及湿接缝微膨胀混凝土。

步骤五:现浇砼强度达到 100%,且龄期≥14 天后拆除临时支承;全桥吊装施工完成,进行桥面铺装、防撞栏及其他附属设施的施工;全桥施工完成,成桥动静载试验、竣工验收。

6　结论

1)在城市高架桥建设中,跨越繁忙路口的桥梁采用钢混组合梁作为上部结构,具有交通影响小、实现工业化生产的特点,具有较强的竞争力。

2)桥面板实现预制拼装,可进一步提高生产效率和工程质量,减少现场工作量。

3)在进行梁高取值时,根据钢材的用量指标对比,可以得到一个经济梁高,而实际采用的梁高,往往会结合项目实际情况,根据主梁刚度需求、结构高度限制等因素综合考虑设定。

4)桥面板横向支撑点的距离在 3.0 ~ 3.5 m 间时,桥面板即可满足桥面活载纵向受力需求,亦能满足活载横向受力需要,而不需要增加桥面板厚度,梁片数的设置是比较合理的。

7　结语

本文选用的单箱多室开口钢箱组合梁结构稳定性好、整体刚度大,工厂化施工方便、可实施性较强,造价适中,后期养护便利,景观效果好。

图 8　桥梁建成效果图

在设计中充分考虑了城市高架桥的装配式生产、现场快速化拼装、交通组织、构件运输便利等因素,充分考虑了平交路口的客观条件,通过预制梁厂进行混凝土桥面板预制、钢结构工厂进行钢梁制造、现场浇筑剪力槽与湿接缝,完美的解决了主线高架桥跨越繁忙的平交路口问题。

该型钢混组合梁外观通透,并与周围环境协调一致,景观视野效果好,充分体现了新形势下生态公路、绿色公路的建设理念,可为同类项目的设计提供参考。

参考文献:

[1] 黄侨. 桥梁钢 - 混凝土组合结构设计原理[M]. 2004: 人民交通出版社.

[2] 彭亚军. 山区中等跨径钢板组合梁应用研究[J]. 广东交通职业技术学院学报. 2017(2):14 - 17.

[3] 葛云. 简支钢混组合梁桥设计[J]. 江苏省公路学会优秀论文集(2006 - 2008). 2009:167 - 173.

长寿命沥青路面设计指标研究及正交试验分析

唐健娟,李　钊
(广东省交通规划设计研究院集团股份有限公司,广州　510507)

摘　要: 通过中法美三国长寿命沥青路面设计指标的对比,分析我国半刚性基层沥青路面设计指标的局限性,依据我国最新版的公路沥青路面设计规范《公路沥青路面设计规范》(JTG D50－2017),结合长寿命沥青路面的特点,推荐适合的我国长寿命沥青路面典型结构,并选取沥青混合料层层底拉应变、无机结合料稳定层层底拉应力以及沥青混合料层永久变形量作为设计指标,分别用以控制沥青混合料层疲劳开裂、无机结合料稳定层疲劳开裂损坏以及沥青路面变形。运用多因素多指标的正交试验方法,分析各个路面结构层参数对指标的影响程度,数据表明沥青层厚对指标的影响最为显著。最后,结合工程实际给出一定的建议。

关键词: 长寿命沥青路面;沥青层层底拉应变;半刚性层层底拉应力;沥青层永久变形量;正交试验;显著性分析

0　引言

目前,“强基、薄面、稳路基”的半刚性基层沥青路面[1]一直以来是我国高速公路沥青路面结构的主要形式,但是由于我国在沥青路面结构设计过程中,过于强调半刚性基层的重要性,导致半刚性基层刚度过大,往往是初期的验收弯沉很小,而由于半刚性材料自身的收缩特性,导致在路面后期运营过程中,在沥青面层产生大量的反射裂缝,路面结构力承载能力急剧下降,后期对沥青路面频繁的维修,不仅浪费道路建设资源,同时施工也对环境产生了污染,从而造成了巨大的经济浪费以及产生不良的社会影响。

长寿命沥青路面结构作为一种耐久性路面结构,在欧洲以及美国被广泛运用,其设计的根本理念是实现路面损坏模式的转变,即从“自下而上”的损坏转变为“自上而下”转变[2]。因此,按照这种理念设计的沥青路面,在使用期内不会产生结构性破坏,路面的损坏仅发生在表面层。然而由于国情的不同,国外的长寿命沥青路面[3]采用的结构一般为柔性基层路面结构或者全厚式沥青路面结构,设计指标采用的是沥青层层底拉应变和路基顶面压应变。而我国高速公路沥青路面的典型结构为半刚性基层路面,因此有必要针对我国半刚性基层路面结构,选择合适的沥青路面设计指标来行长寿命沥青路面结构设计。

基于此,本文通过对国内外长寿面沥青路面设计指标的对比,分析我国半刚性基层沥青路面设计指标的局限性,从而确定出适用于我国的长寿面沥青路面的典型结构及设计指标,然后采用多因素多指标的正交试验方法,进行长寿命沥青路面结构组合设计,综合分析各结构参数的改变对路面结构层力学响应的影响,得出对长寿命沥青路面设计指标的显著性影响因素,并优选出合适的设计范围,从而为我国长寿命沥青路面设计提供一定的理论依据。

1　长寿命沥青路面设计指标研究

1.1　中法美三国沥青路面设计指标对比

我国的沥青路面设计经过多年的发展,逐渐形成了一套完整的符合我国国情的设计体系和设计方法。目前最新版的设计规范为《公路沥青路面设计规范》(JTG D50－2017)(以下简称 2017 版规范),已经具有较高的标准水平,但是我国大多数高速公路半刚性基层路面设计时采用的是《公路沥青路面设计规范》(JTG D50

－2006）（以下简称 2006 版规范），2006 版规范设计采用双圆垂直均布荷载作用下的多弹性层状体系理论进行计算，以设计弯沉值、沥青层层底拉应力及半刚性材料层层底拉应力为主要设计指标。

美国 AASHTO 沥青路面设计方法[4]是全球影响最大的设计方法之一，其是在力学－经验方法的基础上，为公路设计人员提供一种新建路面结构的设计指南，其中核心内容之一是建立路面损坏预估模型，以沥青层层底拉应变、沥青永久变形（车辙）、半刚性稳定基层疲劳破坏以及路基顶面变形为主要设计指标。欧洲国家的沥青路面设计规范，本文以法国为例，其设计规范采用的是《公路路面结构设计－新建道路》（NF P98－086），其主要设计指标为沥青材料的允许变形、水泥混凝土的允许应力及土基累计永久变形。

通过对上述中、美、法的沥青路面设计指标的总结，分析我国沥青路面设计指标的局限性，表 1 为三个国家的沥青路面设计指标对比表。

表 1　不同国家沥青路面设计指标对比表

规范类型	沥青路面结构设计指标			
中国《公路沥青路面设计规范》（JTG D50－2006）	沥青层层底拉应力	半刚性材料层层底拉应力	设计弯沉值	\
美国 AASHTO2002 设计方法（新建柔性路面设计）	沥青层层底拉应变	半刚性稳定基层疲劳破坏	沥青永久变形（车辙）	路基顶面变形
法国公路路面结构设计（NF P98－086）	沥青层层底拉应变	水泥混凝土的允许应力	\	土基累计永久变形

由表 1 可以分析出：

（1）我国 2006 版的设计规范还是以设计弯沉值为主要设计指标，而欧美国家都未将其列入沥青路面的设计指标，这是因为以弯沉值作为最主要的指标，会使基层强度越来越强，从而造成对沥青路面设计产生一定的误导。弯沉值大小与路面使用情况之间没有必然的联系，这是因为整个路面结构[5]的损坏，可能是由于某一结构层或整个结构的过量塑性变形，也可能起因于结构层内某处的应力或应变量超出了该处材料的疲劳强度或疲劳应变值，随着重复荷载和环境因素的继续作用，使塑性变形不断积累，或者是破坏点不断延伸、扩展，路面结构便随之出现了不同形态的破坏，继而反映到路表，表现出较大的变形。而路表弯沉值（总变形量）仅是路面结构对作用荷载的一个综合的或表观的响应量。因此，在长寿命沥青路面设计中，建议取消设计弯沉值作为主要设计指标，将其作为检验指标。

（2）我国 2006 版设计规范以沥青层层底拉应力对路面结构受力状态进行验算，而欧美国家都采用的是沥青层层底拉应变这一指标进行验算，根据相关的研究、对比发现，沥青混凝土层底的弯拉应变指标的目的是保证沥青混凝土层本身不会产生疲劳破坏，以确保整个路面结构的正常使用寿命，采用沥青层层底拉应变，更能准确反映沥青层的疲劳特性，尤其对于长寿命沥青路面来说，更应关注沥青混合料的疲劳极限，因此，建议采用沥青层层底拉应变作为设计指标。而对于半刚性基层，因其属于脆性材料，相当于应变而言，在进行疲劳损失研究时，应力更容易控制，因此，仍然建议采用半刚性层层底拉应力作为设计指标。

1.2　长寿命沥青路面设计指标的确定

结合我国的基本国情，借鉴国外优秀的长寿命沥青路面[6,7]设计经验，提出我国长寿命沥青路面的设计理念为：具有较长的服务年限（一般

为 30 年 ~40 年),在路面服役期间,沥青路面损坏只发生在面层,整个结构层在车辆累计当量轴次的作用下发生结构性破坏,只需要在服务年限期间类,定期的进行罩面养护以及更换破损的沥青面层即可。

在我国最新的 2017 版规范中,相对于原有的设计指标,增加了沥青混合料层永久变形量、路基顶面竖向压应变及路面低温开裂指数设计指标,保留了无机结合料稳定层层底拉应力设计指标,沥青混合料层设计指标由层底拉应力改为层底拉应变,将路表弯沉由设计指标改为检验指标,具体如表 2 所示。考虑不同的路面结构组合类型,因选取相应的路面设计指标,具体指标选取如表 2 和表 3 所示。

表 2　我国最新版的沥青路面结构设计指标

规范类型	沥青路面结构设计指标				
中国《公路沥青路面设计规范》(JTG D50 – 2017)	沥青混合料层层底拉应变	无机结合料稳定层层底拉应力	沥青混合料层永久变形量	路基顶面竖向压应变	低温开裂验算和防冻厚度验算(季节性冻土地区)

表 3　不同结构组合沥青路面结构设计指标

基层类型	底基层类型	设计指标
无机结合料稳定类	粒料类	无机结合料稳定层层底拉应力、沥青层永久变形量
	无机结合料稳定类	
沥青结合料类	粒料类	沥青层层底拉应变、沥青层永久变形量、路基顶面竖向压应变
	无机结合料稳定类	沥青层永久变形量、无机结合料稳定层层底拉应力
粒料类	粒料类	沥青层层底拉应变、沥青混合料层永久变形量、路基顶面竖向压应变
	无机结合料稳定类	沥青层层底拉应变、沥青层永久变形量、无机结合料稳定层层底拉应力
水泥混凝土	\	沥青混合料层永久变形量

通过对国内外长寿命沥青路面的研究[3],总结出国外常用的长寿命沥青路面典型结构主要有如下几种:全厚式沥青路面、柔性基层沥青路面结构以及组合式基层沥青路面,对于全厚式沥青路面来说,一般要求沥青层的厚度达到 500mm,投资较大,不适合在我国大规模推广使用,而对于柔性基层沥青路面以及组合式基层沥青路面我国也有一定的经验,因此,结合我国的基本国情,借鉴国外成功的长寿命沥青路面,本文建议我国的长寿命沥青路面结构采用组合式基层沥青路面,即采用沥青混凝土面层 + 级配碎石过渡层 + 半刚性底基层的沥青路面形式。在半刚性基层与沥青层之间加入粒料类材料(级配碎石等)可以有效的改善[7]沥青路面的抗车辙以及疲劳开裂性能,级配碎石具有松散粒料结构,能够充分吸收半刚性基层裂缝所示范的应变能,从而有效抑制面层的反射裂缝,同时级配碎石层兼具排水的作用,可以改善整个路面结构的温度和湿度状况,从而提升路面的耐久性,延长其使用寿命。

对于长寿命沥青路面的设计指标,通过参考欧美国家的沥青路面结构设计指标,并依据我国最新的 2017 版规范,最终选取以下设计指标:

(1)采用沥青混合料层层底拉应变指标控制沥青混合料层疲劳开裂损坏;

(2)采用无机结合料稳定层层底拉应力指标控制无机结合料稳定层疲劳开裂损坏;

(3)采用沥青混合料层永久变形量设计指标。

长寿命沥青路面结构及设计指标如图 1 所示。

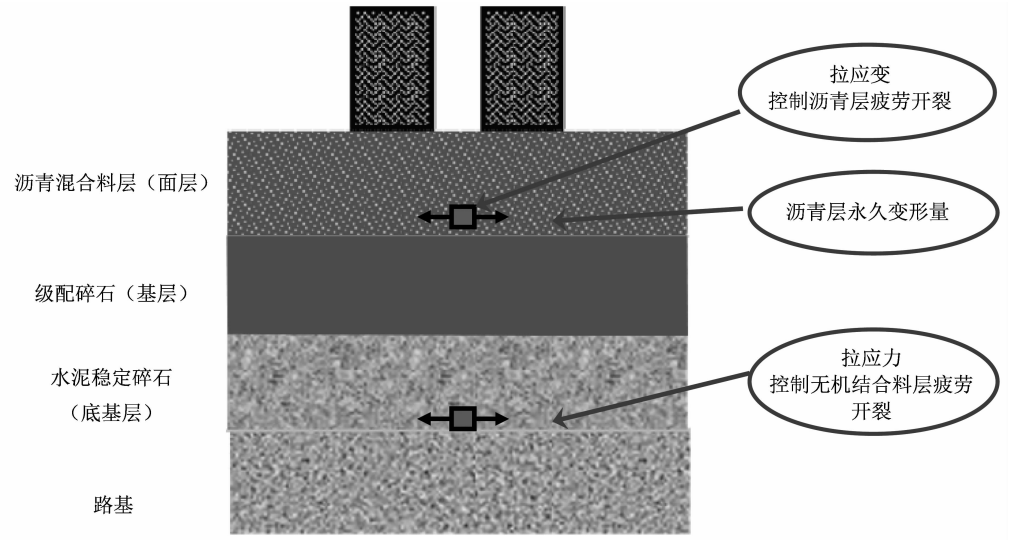


图 1　长寿命沥青路面结构及设计指标

2　正交试验方案设计

2.1　路面计算模型建立

路面力学结构分析示意图如图 2 所示，荷载形式选用双圆标准荷载 BZZ－100，荷载作用半径 δ＝10.65 cm，两荷载圆中心间距为 31.95 cm，荷载应力为 0.7 MPa。本文利用路面设计软件 HPDS2017 版软件计算路面力学指标，运用正交试验方法对影响指标大小的因素影响程度进行分析。

2.2　因素水平表及正交试验表

在正交试验中，各种因素所在的不同状态称之为水平或位级，试验参数的不同取值对应了正交设计中各因素的不同水平。本试验选取沥青层厚度及模量、级配碎石基层的厚度及模量、水泥稳定碎石底基层的厚度及模量、土基模量这 7 种因素，每种因素采用三种水平，综合分析各结构参数的改变对路面结构层力学响应的影响，具体的正交因素设计表如表 4 所示。

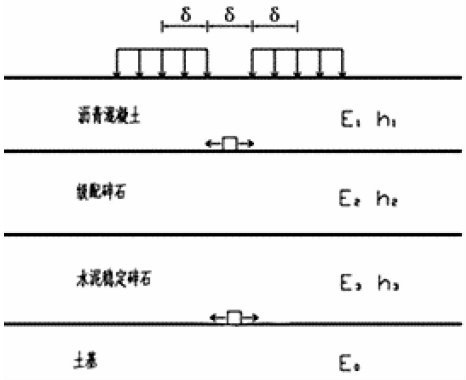


图 2　路面力学结构分析示意图

表 4　正交设计因素水平表

水平	影响因素						
	A	B	C	D	E	F	G
	沥青层厚/mm	沥青混合料 20℃动态压缩模量/MPa	级配碎石层厚/mm	经湿度调整后的集配碎石回弹模量/MPa	水稳层厚/mm	水稳模量（结构层模量）/mm	土基模量（折减后）/MPa
1	200	9000	200	400	200	9000	50
2	300	10000	300	500	300	10000	60
3	400	11000	400	600	400	11000	70

综合以上考虑，本文采用 表，表头设计与试验结果见表 5。

表 5　正交试验结果

试验编号	因素 A 沥青层厚	B 沥青模量	C 级配碎石层厚	D 级配碎石模量	E 水稳层厚	F 水稳模量	G 土基模量	沥青层底拉应变 /με	无机结合料稳定层层底拉应力 /kPa	沥青层永久变形量 /mm
1	200	9000	200	400	200	9000	50	191.2	143.9	11.76
2	200	10000	300	500	300	11000	60	146.7	90.07	8.27
3	200	11000	400	600	400	13000	70	120.2	55.64	5.14
4	300	9000	200	500	300	13000	70	99.48	75.85	6.17
5	300	10000	300	600	400	9000	50	82.57	52.63	6.24
6	300	11000	400	400	400	11000	60	110.3	39.19	5.28
7	400	9000	300	400	400	11000	70	84.48	48.11	5.86
8	400	10000	400	500	200	13000	50	67.44	73.57	6.78
9	400	11000	200	600	300	9000	60	54.99	34.87	5.12
10	200	9000	400	600	300	11000	50	128.3	69.58	6.89
11	200	10000	200	400	400	13000	60	169.9	70.28	7.23
12	200	11000	300	500	200	9000	70	142.9	107.2	10.34
13	300	9000	300	600	200	13000	60	87.49	75.8	8.78
14	300	10000	400	400	300	9000	70	119	60.5	7.17
15	300	11000	200	500	400	11000	50	85.46	87.58	8.23
16	400	9000	400	500	400	9000	60	71.91	32.24	5.21
17	400	10000	200	600	200	11000	70	59.06	94.54	9.26
18	400	11000	300	400	300	13000	50	70.46	52.04	6.34

3　正交试验结果分析

3.1　显著性分析

(1)沥青混合料层层底拉应变影响因素分析

表 6 给出了各沥青层底拉应变影响因子的直观分析,其中 Ki 代表在某列取第 i 个水平时对应的所有试验结果的平均值;$R = \max\{Ki\} - \min\{Ki\}$,代表某列的极差。

极差的大小,反映了因素变化时对试验结果的影响幅度,因素的极差越大,就说明该因素的影响越大,该因素越重要,表中可以看出各个因素对沥青层底拉应变显著性影响主次顺序为:(A)沥青层厚 >(D)级配碎石模量 >(B)沥青模量 >(F)水稳模量 >(C)级配碎石层厚 >(E)水稳层厚 >(G)土基模量。

表 6　沥青混合料层层底拉应变影响因素直观分析表

试验结果		因素 A 沥青层厚	B 沥青模量	C 级配碎石层厚	D 级配碎石模量	E 水稳层厚	F 水稳模量	G 土基模量
沥青混合料层层底拉应变	均值 K1	129.867	110.477	110.015	124.223	109.732	110.428	104.238
	均值 $K2$	97.383	107.445	102.433	102.315	103.155	102.383	106.882
	均值 $K3$	88.057	97.385	102.858	88.768	102.420	102.495	104.187
	极差 R	41.810	13.092	7.582	35.455	7.312	8.045	2.695
显著性排序		A > D > B > F > C > E > G						
最优组合		A3B3C2D3E3F2G3						

(2)无机结合料稳定层层底拉应力影响因素分析

表 7 列出了各结构层因素对无机结合料稳定层层底拉应力影响。

由表 7 中可以得出各因素对无机结合料稳定层层底拉应力显著性影响次序为:(A)沥青层厚 > (E)水稳层厚 > (C)级配碎石层厚 > (F)水稳模量 > (B)沥青模量 > (G)土基模量 > (D)级配碎石模量。

表 7　无机结合料稳定层层底拉应力影响因素直观分析表

试验结果		因素 A	B	C	D	E	F	G
		沥青层厚	沥青模量	级配碎石层厚	级配碎石模量	水稳层厚	水稳模量	土基模量
无机结合料稳定层层底拉应力	均值 $K1$	89.445	79.883	84.503	71.89	82.501	63.843	62.753
	均值 $K2$	65.258	66.298	70.975	71.511	63.818	77.751	73.598
	均值 $K3$	55.895	73.64	55.12	67.196	52.565	69.003	74.246
	极差 R	33.55	13.585	29.383	4.693	29.936	13.908	11.493
显著性排序		A > E > C > F > B > G > D						
最优组合		A3B2C3D3E3F1G3						

(3)沥青混合料层永久变形量影响因素分析

各结构层因素对沥青混合料层永久变形量的影响如表 8 所示。

由表 8 中可以得出各因素对沥青混合料层永久变形量显著性影响次序为:(A)沥青层厚 > (C)级配碎石层厚 > (B)沥青模量 > (E)水稳层厚 > (F)水稳模量 > (G)土基模量 > (D)级配碎石模量。

表 8　沥青混合料层永久变形量影响因素直观分析表

试验结果		因素 A	B	C	D	E	F	G
		沥青层厚	沥青模量	级配碎石层厚	级配碎石模量	水稳层厚	水稳模量	土基模量
沥青混合料层永久变形量	均值 $K1$	8.272	8.445	7.962	7.820	8.273	7.907	7.940
	均值 $K2$	6.978	7.492	7.638	6.660	7.500	6.648	7.298
	均值 $K3$	6.428	6.742	6.178	7.198	6.905	7.323	6.740
	极差 R	1.843	1.750	1.784	1.160	1.595	1.258	1.200
显著性排序		A > C > B > E > F > G > D						
最优组合		A3B2C3D2E3F2G3						

3.2　极差分析

将各结构层对半刚性基层长寿面沥青路面的设计指表影响的极差数据绘制成柱状图,分析图 3 中的数据可以得出:

(1)沥青层厚对三项指标的影响最为显著,增加沥青层厚度能使沥青层底拉应变和沥青层永久变形及半刚性层层底拉应力减小,但沥青层厚度不能盲目的增加,要考虑工程实际和经济性,可通过选用 AH－30 硬质沥青制备的高模量 SAC 系列沥青混凝土或者使用 SMA 混合料作为面层铺筑材料,这样不仅可以有效的降低沥青层厚度,而且可以以提高沥青层的疲劳极限,进而有效延长路面的使用寿命。

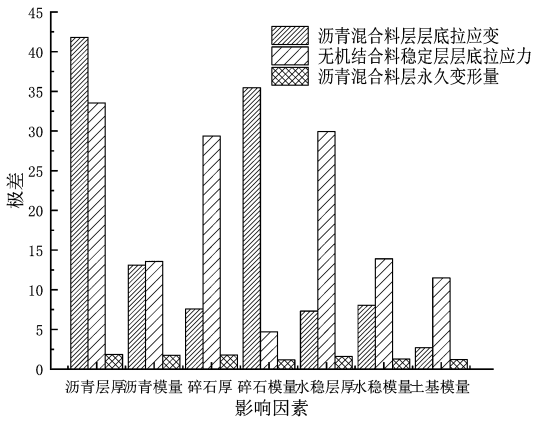


图 3　极差数据图

(2)级配碎石模量对沥青层底拉应变影响比较显著,然而级配碎石的模量变化范围非常小,一般在 300 ~ 500 MPa,因此通过提高级配碎石模量来减小沥青层底拉应变就很难实现。另外,提高半刚性层模量会导致半刚性基层底部拉应力增加,可能会引起反射裂缝,因此对于底基层而言,并非是模量越高的材料越好,应该在合理的范围内考虑采用模量稍高的材料作为路面的底基层,对于路面结构的长久使用是有益的。

(3))虽然土基模量的增加对沥青层底拉应变和沥青层永久变形量减小作用并不很明显,但从成本效益角度出发,土基处理又最具有实际可操作性,通过对建成道路的调研,相当多的路面破坏形式都和路基处理不当有关,因此在路面施工过程中,对于土基的处理显得尤为重要,例如对于承载力较弱的土基,要进行相关的加固处理等。

4　结语

本文以长寿命沥青路面设计指标为研究对象,展开路面破坏形式和路面设计指标之间的关联研究,并运用正交试验方法分析了沥青层厚、沥青模量、级配碎石层厚、级配碎石模量、水稳厚度、水稳模量及土基模量这七个因素的变化与指标的相关性。并通过极差计算分析了其对指标的影响程度,结论如下:

(1)通过对中法美三国沥青路面设计指标的对比,并依据我国最新的 2017 版规范,确定沥青层层底拉应变、无机结合料稳定层层底拉应力及沥青层永久变形量作为我国长寿命沥青路面的设计指标。

(2)建议现阶段我国的长寿命沥青路面设计使用年限可以为 30 年,采用沥青混凝土面层 + 级配碎石过渡层 + 半刚性底基层的沥青路面形式,沥青层厚度不小于 250 mm,采用这种组合式基层路面结构,既可以发挥半刚性基层强度高的优点,同时因为级配碎石层的存在,可以有效的吸收半刚性基层裂缝应力,消除反射裂缝,保证沥青路面的耐久性。

(3)通过极差分析,各结构层参数对沥青层层底拉应变影响主次顺序为:(A)沥青层厚 > (D)级配碎石模量 > (B)沥青模量 > (F)水稳模量 > (C)级配碎石层厚 > (E)水稳层厚 > (G)土基模量;对无机结合料稳定层层底拉应力显著性影响次序为:(A)沥青层厚 > (E)水稳层厚 > (C)级配碎石层厚 > (F)水稳模量 > (B)沥青模量 > (G)土基模量 > (D)级配碎石模量;对沥青混合料层永久变形量显著性影响次序为:(A)沥青层厚 > (C)级配碎石层厚 > (B)沥青模量 > (E)水稳层厚 > (F)水稳模量 > (G)土基模量 > (D)级配碎石模量。

(4)合理的长寿命沥青路面结构设计实质上就是在经济、适用之间寻求最佳平衡点。综合各因素的影响,笔者认为可从增加沥青层厚、采用硬质沥青配制高模量沥青混凝土或者使用 SMA 混合料、适度降低无机结合料稳定层模量、重视路基处理等方面入手,以得出较为合理的长寿命沥青路面结构组合设计方案。

参考文献:

[1] 许迪,许志鸿,张东升. 基于正交理论的长寿命沥青路面力学指标分析[J]. 上海大学学报(自然科学版),2008,14(06):622 - 628.

[2] Leslie Ann Myers, Reynaldo, Roque. Evaluation of Top - Down Cracking in Thick Asphalt Pavements and the Implications for Pavement Design. Transportation Research Circular [C]. Washington, D. C.: Transportation Research Board National Research Center,2001,79 - 87.

[3] 徐鸥明. 长寿命沥青路面设计指标与设计方法研究[D]. 长安大学, 2008.

[4] Samuel B. Cooper, Mostafa A. Elseifi, and Louay N mohammad. Parametric Evaluation of Design Input Parameters on the Mechanistic - Empirical Pavement Design Guide Predicted Performance[J]. International Journal of Pavement Research and Techology, 2012, 5(4): 218 - 224.

[5]钟梦武, 吴善周, 谢立新, 等. 我国现行沥青路面设计方法存在问题分析[J]. 湖南交通科技,2007(01):7 - 9 + 38.

[6] Asphalt Pavement Alliance(APA). Perpetual Pavements: A Synthesis[Z]. NO. 101: 2002.

[7] 沈金安. 国外沥青路面设计方法总汇[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004: 293.

[8] 沙爱民. 路基路面工程[M]. 北京:高等教育出版社, 2010: 261.

给排水管底土层的承载力分析

贺佐跃[1,2]，陈万里[2]，梁立农[2]，李　钊[2]，杨志军[1]
（1. 中山大学地球科学与工程学院，广州　510275；
2. 广东省交通规划设计研究院集团股份有限公司，广州　510507）

摘　要： 管道是公路工程和城市建设的重要组成部分，合理的管底土层承载力是避免管道破坏的重要保障之一。本文把管道等效成条形基础、检查井等效成矩形或圆形基础，对管道设计通用图纸有关承载力规定的合理性进行了详细讨论，结果表明：当深度大于 1m 时，满足要求时的土层承载力特征值很小；对于检查井等结构物，随外径和地表单侧轮重的不同，对检查井底部土层承载力特征值的要求也是不同的，甚至会出现承载力特征值非常大的情况，这说明通用图纸规定的要求不再适用。当土层承载力不足时，应采用换填垫层的进行处理，同时应满足软弱下卧层的承载力要求。垫层会增加沉降差，且管底土层越好，垫层的增加作用越不明显。然而总的来说，管道的沉降差是非常小的，不足以造成管道损坏。根据实际情况，为最大限度避免管道破坏，同时使管道沉降、管底承载力均满足要求，本文提出了一个简单的管底土层处理原则。

关键词： 管道；承载力；基础类型；垫层；沉降

管道是公路工程和城市建设的重要组成部分，与路基路面排水、城市的生活用水供给和防洪排涝密切相关。管道在荷载作用下发生变形，造成管道开裂、错位及渗漏水等病害，对公路的正常交通、城市生活造成严重影响[1]。合理的管底土层承载力是避免管道破坏的重要保障之一，管道设计通用图纸规定：混凝土管道底部土层地基承载力不小于 100 kPa、塑料管道底部土层地基承载力不小于 80 kPa。不满足此规定土层尤其是软土，须进行换填垫层处理。

然而，管道设计通用图纸并未给出管底土层承载力要求的原因，其他文献也未对这一规定进行详细阐述[2]。若管道所在位置并无额外的地表荷载，管底土层只需满足管道自身荷载即可，这种情况是存在的，如道路边缘的排水管道，路面行车荷载对管道的影响可很小，此时若仍按照管道设计通用图纸的承载力要求，是没有必要也是不经济的。而对于检查井等结构物，直接受到行车荷载，在井底的总应力可能超过这一承载力规定。这说明管道设计通用图纸的承载力规定存在一定的不合理。

本文将通过建立管道的等效计算模型，对上述承载力规定的合理性进行详细讨论，并进一步分析换填垫层对附加应力、承载力修正增量及管底承载力要求值进行分析，最后通过有限元计算沉降及其与监测数据的对比，提出一个较为合理的管底处理原则。

1　等效模型

管道铺设在土层中，受到管道自身荷载、上部土层自重应力和外部荷载等多种荷载作用，受力较为复杂。将管道自身视为相应的结构单元进行分析是一种较为常用的分析方法，如龚晓南等[1]、李静培和丁士君[3]将管道视为弹性地基上的梁。采用数值模拟是另一种途径，如戴宏伟等[4]、杨俊涛[5]。但这些方法常用来分析变形，不能反映承载力的作用。

对于管道自身，一般埋置在土体中，并不直接承受外部荷载，外部荷载通过土层传递作用在管道上，且土层会对荷载有一定的扩散作用。一般地，管道纵向长度远大于管道自身截面尺寸，且荷载通过管道均匀地作用在管底土层上。因此，对于管底土层来说，管道可视为条形基础，荷载、管道和管底土层的力学相互作用于条形基础相一致。

而对于检查井等结构设施，结构表面外露，常为混凝土或钢筋混凝土材料，刚度远大于土层，直接承受行车等外部荷载并传递至下部土层。当管道材料为混凝土时，这些结构与管道刚度相差较小，管道底部混凝土垫层与结构底部连接在一起，可视结构为条形基础，能够承担较大的外部荷载；当管道材料为塑料时，这些结构与塑料刚度相差较大，结构表面的外部荷载主要由结构自身承担，因此可视结构为独立基础，荷载、管道和管底土层的力学相互作用于独立基础相一致。当结构底部为矩形时为矩形基础，当结构底部为圆形时为圆形基础。

由上所述，管道不同位置的受力特性是不一样的，对于管道自身，受力特性与条形基础相一致；对于检查井等结构物，受力特性与独立基础相一致。因此，可采用条形基础和独立基础的计算理论对管道的受力特性进行分析，并讨论给排水通用图纸要求的管底地基承载力是否合理。

2　控制方程

换填垫层的厚度应满足：垫层底面处土的自重应力与附加应力之和不大于同一标高处软弱下卧层的容许地基承载力，表达式为[6-8]：

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_z \tag{1}$$

式中，f_z(kPa)为垫层底面处土层即软弱下卧层的地基承载力；p_{cz}(kPa)为垫层底面处土的自重应力；p_z(kPa)为垫层底面处土的附加应力。

需要注意的是，基础底面上部土层可能有多层，则在计算基础底面处的自重应力时应逐层计算再求和。本文假定基础底面土层的重度均相同，且重度数值为实际多层土重度的平均值。因此可以假定：基础底面上部土层有效重度为 γ_1(kN/m^3)，垫层有效重度为 γ_2(kN/m^3)。D(m)为基础埋深，b(m)为基础宽度，Z(m)为垫层厚度，θ(°)为垫层压力扩散角。则基础底面处土的自重应力 $p_c = \gamma_1 D$，垫层底面处土的自重应力 $p_{cz} = \gamma_1 D + \gamma_2 Z$。

土层有效重度的选取应遵循以下原则：地下水位以上土层重度采用天然重度；地下水位以下时，渗透性较好土层如砂土等的重度采用浮重度，渗透性较差土层如淤泥等的重度采用饱和重度。

当给排水管道基础宽度大于 3 m 或埋深大于 0.5 m 时，应当对从载荷试验或其他原位试验、经验值等方法确定的地基承载力特征值进行宽度、深度修正，修正方法与《建筑地基基础设计规范(GB 50007－2011)》[9-11]一致，则公式(1)可重写为：

$$p_z + p_{cz} \leqslant f_z + \eta_b \gamma (b' - 3) + \eta_d \gamma_m (D + Z - 0.5) \tag{2}$$

式中，$\gamma_m = (\gamma_1 D + \gamma_2 Z)/(D + Z)$为软弱下卧层顶面土层有效重度的平均值；$\eta_b$、$\eta_d$ 分别为下卧层地基承载力的宽度、深度修正系数，其中，当 b'小于 3 m 时按 3 m 取值，大于 6 m 时按 6 m 取值；下卧层有效重度为 γ(kN/m^3)。对于软土、复合地基，仅需进行深度修正。地基承载力宽度、深度修正系数参考相关规范取值。根据公式(2)可知，若垫层底部以上土体有效重度平均值为 18 kN/m^3，则垫层厚度每增加 1 m，下卧层承载力修正值相应增加 18 kPa。

然而，当采用深层平板载荷试验确定地基承载力特征值时，不需进行修正。这是因为浅层平板载荷试验，基坑底部尺寸大于承压板尺寸的数倍以上(>3)，超过了极限状态的影响范围，坑侧土起不到反压作用，因此需要进行深度修正，而深层平板载荷试验能够避免这一点，因此不需进行深度修正。修正原则为：承压板工作面若可以视为半无限空间平面，或者坑侧荷载小于基础实际荷载，则须进行深度修正，反之不须修正。与深层平板载荷试验类似，螺旋板载荷试验确定的地基承载力也不需进行深度修正。其他原位试验或经验值等方法确定的地基承载力特征值均需进行修正。

当为条形基础时，垫层底面处土的附加应力为[9]：

$$p_z = b(p - p_c)/(b + 2Z\tan\theta) \tag{3}$$

式中，p(kPa)为基础底面压力；p_c(kPa)为基础底面处土的自重应力。

当为矩形基础时，垫层底面处土的附加应力为[9]：

$$p_z = bl(p - pc)/(b + 2Z\tan\theta)/(l + 2Z\tan\theta) \tag{4}$$

式中，l(m)为矩形基础底面的长度。

当为圆形基础时，垫层底面处土的附加应力为[9]：

$$p_z = r^2(p - pc)/(r + Z\tan\theta)^2 \quad (5)$$

式中，r(m)为圆形基础底面的半径。

将 p_c、p_{cz}和公式(3)、(4)、(5)代入公式(2)，当给排水管道分别可视为条形基础、矩形基础、圆形基础时，可得：

$$p_z + \gamma_1 D + \gamma_2 Z - \eta_d \gamma_m (D + Z - 0.5) \leqslant f_z \quad (6)$$

根据规范，若需进行换填垫层，则厚度 Z 不宜小于 0.5 m，也不宜大于 3 m。公式(6)为垫层厚度 Z 的三次不等式，直接求解比较困难，可先假定 Z 已知，得到相应的承载力特征值 f_z，若 fz 与土层承载力特征值相同，则认为垫层厚度 Z 满足要求。

垫层压力扩散角 θ 的取值与 Z/b 有关。θ 按以下步骤确定：先根据基础尺寸和换填厚度，假定一个值 Z/b，通过公式(6)计算得到的垫层厚度 Z，验证该假定；如与假定不符，则重新假定 Z/b，直至计算结果满足假定即可。

计算流程如图 1 所示。

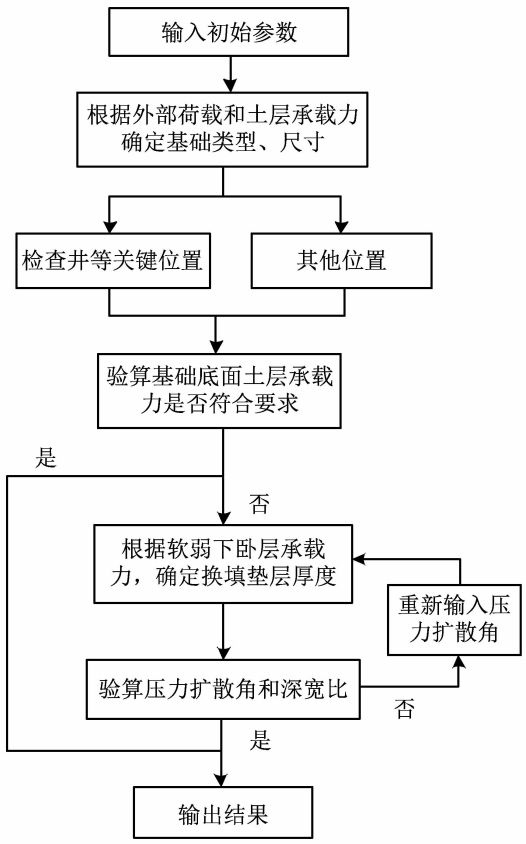


图 1　计算流程图

3　管道承载力

3.1　合理性分析

由前文可知，给排水通用图纸规定：混凝土管道底部土层地基承载力不小于 100 kPa、塑料管道底部土层地基承载力不小于 80 kPa。下面将分析该要求是否合理。

假定基底上部土体重度为 18 kN/m^3，外部荷载为 20 kPa，深度变化范围为 0 ~ 5 m。基地土层承载力特征值分别为 20、40 和 60 kPa，代表土层不同的承载能力。应力随深度的变化如图 2 所示。基底总应力为自重应力和外部荷载之和；不利情况表示外部荷载为 60 kPa，代表可能受到如大型车辆或机械等较大荷载作用时的不利情况。

由图 2 可以看出，基底总应力随深度线性增加，当深度为 5m 时，基底总应力达到 110 kPa。当基底土层承载力特征值为 20 kPa 时，除在地表外，经深度修正后的地基承载力总是小于基底总应力，这说明基底土层不能承受上部荷载，导致土层失稳破坏。当基底土层承载力特征值为 40、60 kPa 时，经深度修正后的地基承载力总是大于基底总应力，说明基底土层能够承受上部荷载。此外，只有当深度不小于 0.5 m 时进行深度修正，在曲线上表现为折线段：深度小于 0.5 m 时为水平线，大于等于 0.5 m 时为随深度线性增加的直线。然而，当不利情况出现时，即使基底土层承载力特征值为 60 kPa，经深度修正后(深度为 5 m 时，修正后为 141 kPa)仍然不能承受上部荷载。

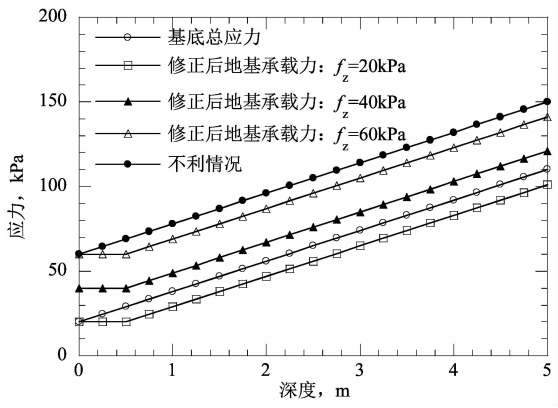


图 2　应力随深度变化

假定基础埋深不小于 0.5 m，且不进行任何换填垫层处理，基底以上土层重度仍为 18 kN/m^3，则公式(6)可简化为：

$$p_0 + 9 \leqslant fz \quad 或 \quad p_0 \leqslant f_z - 9 \qquad (7)$$

式中，基底净压力 $p_0 = p - \gamma_1 D$。公式(7)表示不换填垫层且又满足承载力要求时，某一基底净压力下对应的最小基底土层承载力特征值，或某一基底土层承载力特征值下对应的最大基底净压力。根据公式(7)，可得到基底净压力、总应力和基底土层承载力特征值的关系如图 3 所示。由图可以看出，当基底土层承载力特征值为 80 kPa 时，对应的基底净压力为 71 kPa；当基底土层承载力特征值为 100 kPa 时，对应的基底净压力为 91 kPa。相对应的基底总应力随基础埋深逐渐增加，且在基础埋深为 0.5 m 时，总应力与承载力特征值相等。

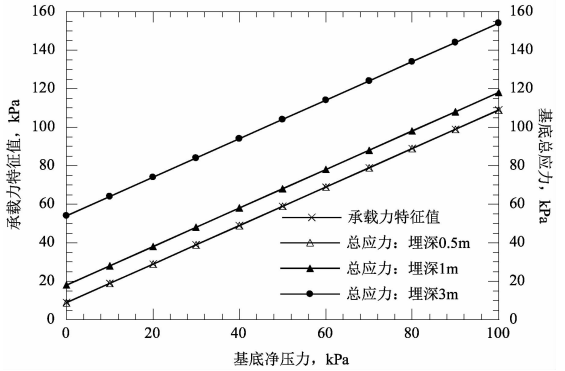


图 3 不换填时基底压力、总应力和承载力特征值之间的关系

图 4 表示地表受到集中荷载 F 时，土层中的竖向附加应力随深度的分布图，由 Boussinesq 解得到。由图可知，竖向附加应力随深度衰减，且衰减速率逐渐降低，在曲线初始段呈陡峭状。地表集中荷载越大，竖向附加应力也越大，在曲线初始段的衰减速率也越大，但最终曲线均趋于平稳且逐渐降低为 0 kPa。

行车单侧轮轴重可视为集中荷载，满载时后轴单侧轮重可达 100 kN 以上。由图 4 可以看出，深度为 0.5 m 时，竖向附加应力为 191.1 kPa；深度为 1m 时，竖向附加应力为 47.8 kPa。竖向附加应力的衰减速率非常快。由公式(7)可知，深度为 0.5 m 时，要使该位置土层承载力满足要求，可知承载力特征值应为 200.1 kPa。类似地，深度为 1、1.5 m 时，使该位置土层承载力满足要求时的承载力特征值仅为 56.8、30.2 kPa 即可。

管道埋置土中且不直接承受外部荷载时，与该计算工况是一致的。管道埋深一般较大，即使是混凝土管，由于过水尺寸远大于管壁厚度，混凝土与土层的重度不同导致的自重应力增加，与过水尺寸导致的自重应力减小一般能够互相抵消。当深度大于 1 m 时，土层承载力满足要求时的承载力特征值已经很小。若仍然按照通用图纸的规定，将管底土层的承载力特征值增加至 100 kPa(混凝土管)或 80 kPa(塑料管)，是没有必要也非常不经济的。

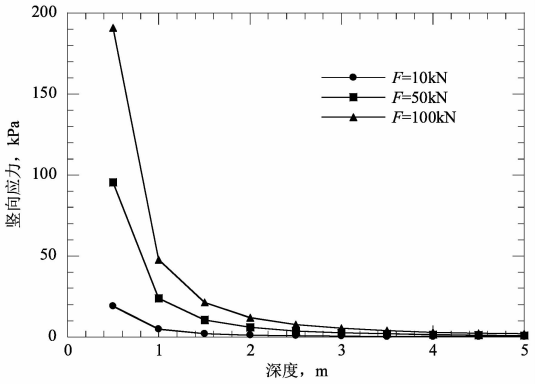


图 4　集中荷载作用下竖向附加应力随深度的分布

然而，对于检查井等结构物，表面外露且直接承受行车等外部荷载作用。这些结构物的刚度远大于周围土体，外部荷载能够通过结构物传递至下部土层中。检查井底部的总应力、附加应力(即井底净应力)与外径之间的关系如图 5 所示。单侧轮重表示作用在检查井表面的外部荷载。可以看出，单侧轮重越大，附加应力和总应力越大；检查井外径越小，附加应力和总应力也越大。假定检查井埋深 3m，上部土体重度为 18 kN/m^3，则底部土层承载力修正增加量为 45 kPa。由公式(7)可知，检查井外径为 0.5 m、单侧轮重为 10 kN 时，附加应力约为 66 kPa，满足承载力要求的承载力特征值约为 75 kPa。类似地，检查井外径为 0.5 m、单侧轮重为 100 kN 时，相应的承载力特征值约为 671.4 kPa；检查井外径为 1.5 m，单侧轮重为分别为 10 kN、100 kN 时，相应的承载力特征值分别为 16.4 kPa、82.6 kPa。

该算例说明，对于检查井等结构物，随外径和地表单侧轮重的不同，对检查井底部土层承载力特征值的要求也是不同的，甚至会出现承载力特征值非常大的情况。这说明通用图纸规定的要求不再适用。对于承载力特征值非常大的情况，应采用换填垫层的进行处理，同时应满足软弱下卧层的承载力要求。

应当注意的是，地表还可能受到条形荷载、面积荷载的作用，这些荷载对土体的影响可认为是无数集中荷载的合力作用，这种合力作用常比单个荷载作用时的影响更大[12]，这说明可通过集中荷载对其他形式荷载作用进行一定的初步判断。此外，这里完全忽略了检查井与四周土体之间的摩擦作用，行车等外部荷载完全传递至检查井底部。而实际上这种摩擦作用也能够承担一定的外部荷载，因此该算例是偏安全的。

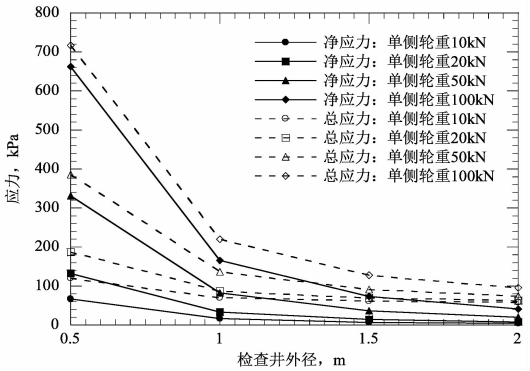


图 5　检查井底部总应力、净应力与外径之间的关系

3.2　换填垫层

由前文分析可知，通用图纸规定的管底土层承载力要求是不合理的，因根据实际受力情况进行分析。当附加应力较小时，底部土层的承载力特征值能够满足要求，若仍按照通用图纸进行设计，是很不经济的；当附加应力较大时，底部土层的承载力特征值不能满足要求，甚至超过通用图纸的规定，此时应进行换填垫层，并应同时满足软弱下卧层的承载力要求。下面将分析进行换填垫层处理时，土层承载力特征值的确定方法。

由公式(4)、(5)可知，从对承载力特征值的要求计算方面来看，圆形基础本质上与矩形基础并无本质区别，仅需通过面积等效，保持基础宽度不变，把条形基础长度换算成相应的半径即可，因此这里仅对条形基础和矩形基础进行分析。需进行换填垫层时的附加应力一般较大，因此这里假定基底净压力为 100 kPa，即表示受到较大的外部荷载。按照规范要求，垫层厚度范围为 0.5 ~ 3 m。

对于条形基础，假定基础宽 1 m、埋深 3 m，垫层及上部土体重度均为 18 kN/m^3，软弱下卧层重度为 16 kN/m^3，计算结果如图 6 所示。可以看出，垫层厚度越大，垫层底面处的附加应力越小，承载力修正增量越大，因此对软弱下卧层的承载力特征值要求也越小。当垫层厚度为 0 m 即不进行换填处理时，承载力特征值为 109 kPa；当垫层厚度为 0.5 m 时，承载力特征值为 72.4 kPa。可以推测，当基底净压力小于 100 kPa 时，相对应的承载力特征值更小。

垫层底宽 b' 应满足 $b' \geqslant b + 2Z\tan\theta$，图中垫层底宽为最小值，由图可知，垫层底宽随垫层厚度逐渐增大。管道施工时，在两侧常预留足够的工作空间，该工作空间除满足相关规范要求外，还应满足图中表示的最小值要求。

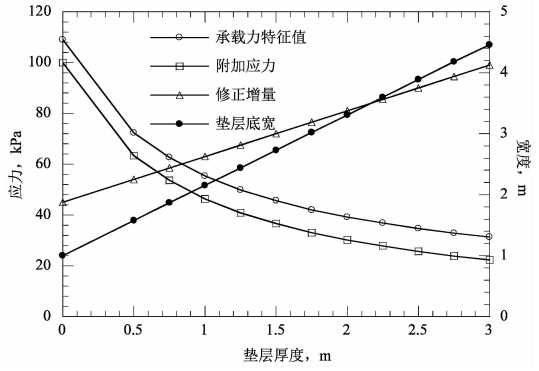


图 6　条形基础(基底净压力 100 kPa)

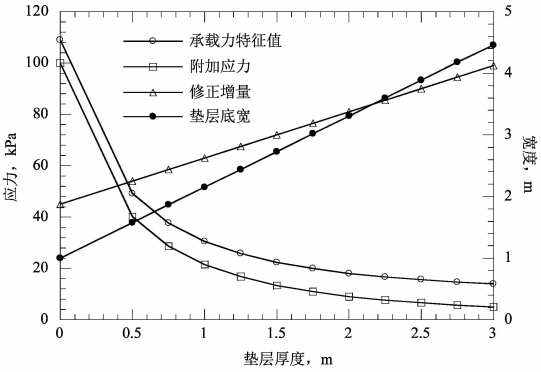


图 7　矩形基础(基底净压力 100 kPa)

对于矩形基础，基础长 1 m，其他初始条件与条基础相同，计算可知承载力特征值、垫层底部的附加应力也随垫层厚度逐渐减小并趋于平稳，但减小速率较条形基础大，如图 7 所示。需要注意的是，承载力修正增量和垫层底宽仅与垫层厚度有关，随垫层厚度的变化规律与条形基础一致，这里不再赘述。

一般来说，复合地基的承载力特征值能达 80 kPa 左右，可计算得到换填厚度为 0.5 m、满足公式(6)时，条形基础相应的基底净压力约为 112 kPa，结合图 5 可知，除外径较小之外，复合地基一般能满足承载力要求；也就是说，若基底净压力小于 112 kPa，无论是混凝土管、塑料管或检查井等结构物，复合地基大体上均能满足承载力需求。而且，由通用图纸可知，检查井内径通常不小于 0.7 m，对应的外径为 1.18 m，当单侧轮重为 100 kN 时，基底净压力约为 113.5 kPa，略大于 112 kPa，且当垫层厚度分别为 0、0.5、1、1.5 m 时，由公式(6)计算可得对应的下卧层承载力特征值约为 122.5、81、61.7、50.5 kPa；而为矩形基础时，当垫层厚度分别为 0、0.5、1、1.5 m 时，下卧层承载力特征值约为 122.5、54.6、33.4、24.2 kPa。

上述算例表明：可以通过两种方式来处理这一不利情况：一是通过地基处理提高下卧层的承载力；一是增加垫层的厚度。显然，通过增加垫层的厚度是更为有效也更为经济的一种处理方法。对于实际工程中的检查井来说，当垫层厚度不小于 0.5 m 时，井底软弱下卧层的承载力特征值通常能符合要求。

此外，通过对比图 6、图 7 可知，相同基底净压力下，矩形基础下部土层的承载力特征值更小，因此若条形基础满足承载力要求，则矩形基础、圆形基础必满足要求。这表明无论是混凝土管或塑料管，管道与检查井的连接处宜设置为柔性连接，使荷载主要由检查井承担，检查井可视为独立基础。这可显著降低垫层厚度和软弱下卧层的承载力特征值要求。

需要注意的是，上述算例假定了基础埋深 3 m，实际当中，会出现埋深小于 3 m 的情况。然而由公式(6)可知，假定垫层和基底上部土层重度相等，则基底土层承载力特征值与埋深没有关系，因此上述计算结果仍然成立。

4　管道沉降

由前文分析可知，一般情况下管道下部土层的承载力特征值能够满足要求，不需遵循通用图纸要求的承载力要求。然而，对于管道，除承载力满足要求外，还应避免产生较大的差异沉降。差异沉降过大会导致管道损坏甚至断裂，严重威胁管道运营安全[13-14]。因此，下面采用 Midas GTS 来分析，满足承载力要求时管道的沉降。

自然条件下，土层并不均匀分布，厚度在空间上不总是相同。软土的厚度变化会导致管道的沉降存在差异，为考虑这一影响，本文以珠三角地区某一实际工程为背景，该工程软土厚度近似呈直线变化，采用复合地基和 0.5 m 垫层进行处理。地表为素填土，底部为土质较好的粉质黏土。土层参数如表 1 所示。这里仅模拟一段管道，长 10 m、外径 0.4 m、壁厚 4 cm。地下水位 0.5 m。该工程管底为复合地基，垫层 0.5 m，施工过程中对管道沉降实时监测。

整体模型、管道模型分别如图 8、图 9 所示。

模拟工况包括：①初始静力平衡；②钢板桩施工；③第一步开挖及横向支撑施工；④第二步开挖；⑤垫层施工；⑥混凝土支座、管道施工；⑦管顶回填土；⑧地表集中力 100 kN，作用在管道中部地表位置，作用时间为 50 年。

表 1　材料参数

	重度/(kN/m^3)	弹性模量/kPa	粘聚力/kPa	内摩擦角/(°)
素填土	18	5×10^4	20	25
淤泥	16	5×10^3	9	9
粉质黏土	18.7	1.628×10^4	22	15
管顶覆土	18.9	1.8×10^4	20.7	13.7
复合地基	18	1.5×10^4	33	15.7
垫层	20	5×10^4	0	32
管道	23	2.8×10^7		
支座	23	2.8×10^7		
横向支撑	78.5	2.1×10^8		
钢板桩	78.5	2.1×10^8		

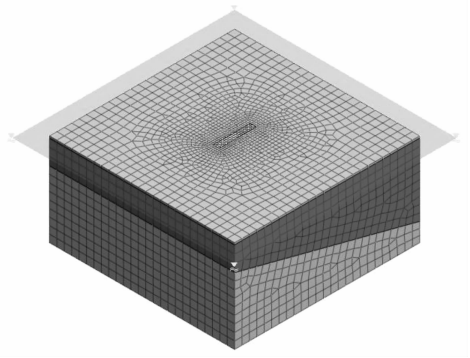


图 8　模型网格

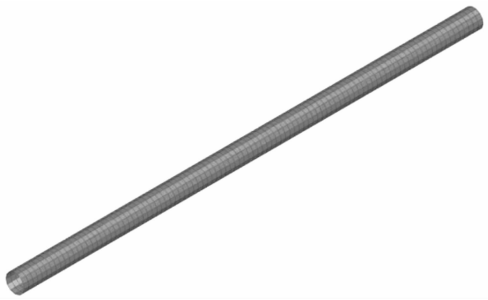


图 9　管道网格

计算结果如图 10、图 11 所示。图 10 中，横坐标为图 8 中管道 Y 轴坐标值，纵坐标负号表示位移方向向下。可以看出，沉降按软土→复合地基、无垫层→有垫层依次减小，当管底土层为软土、且未进行换填垫层处理时的沉降最大，达到 1.84 cm。垫层、复合地基可以明显减小管道沉降，且垫层对复合地基沉降的影响更小，这是因为这二者的土性较好，可压缩性更小，且垫层的处理范围远小于复合地基，导致这四种情况下管底沉降最大差值可达 10.95 mm。此外，沉降最大值均发生在管道中间，这与外部荷载的作用位置是一致的。

图 11 为不同处理方式间的沉降差，这里以管底土层为软土、且未进行换填垫层这一处理方式为基准，沉降差表示各处理方式与基准之间的差。可以看出，沉降差按软土、无垫层→软土、0.5 m 垫层→复合地基、无垫层→复合地基、0.5 m 垫层逐渐增大，但增大速率最终趋小，这与图 10 是相一致的。

表 2 为分别在某一特定处理方式情况下，管道沿 Y 轴的沉降差。可以看出，当管底土层不变时，垫层会增加沉降差，且管底土层越好，垫层的增加作用越不明显。这是因为，垫层的重度比软土、复合地基大，增加了作用在土层上的自重应力，导致沉降较大。然而总的来说，管道沿 Y 轴的沉降差是非常小的，不足以造成管道损坏。

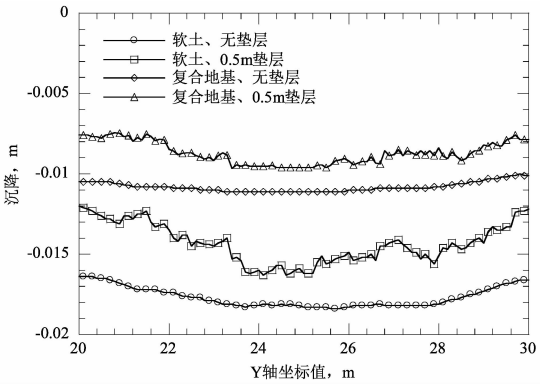


图 10　管底沉降

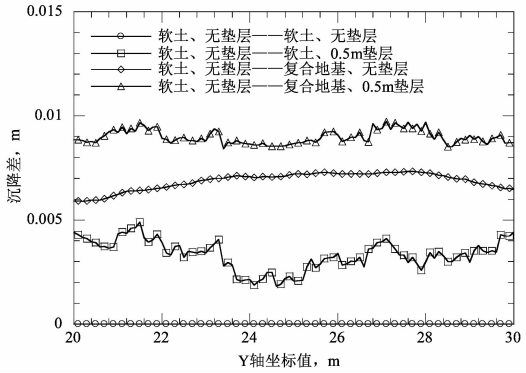


图 11　不同处理方式时的沉降差

表 2　差异沉降最大值

	软土 无垫层	软土 0.5 m 垫层	复合地基 无垫层	复合地基 0.5 m 垫层
最大差异沉降/mm	2.01	4.31	1.08	2.22

此外，由图 12 还可以看出，尽管本文监测数据十分有限，100 天时的模拟数据与监测数据吻合较好，说明 GTS 模拟结果是可以接受的。

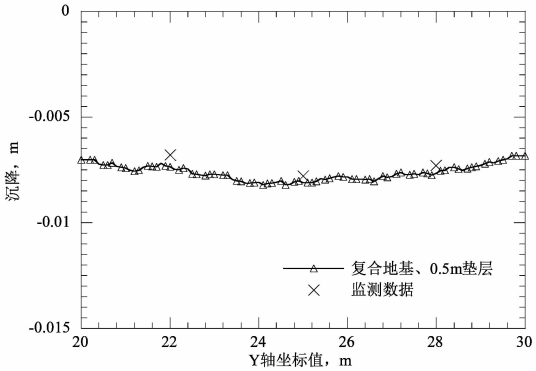


图 12　模拟结果与监测结果对比(100 天)

实际上,管道受自身材料、管道接头和荷载等多重因素作用,这些因素的共同作用可能造成渗漏水、变形过大甚至断裂等破坏[15],而上述算例并未考虑这些影响,后续研究需进行深入探讨。为最大限度避免这些破坏发生,同时使管道沉降、管底承载力均满足要求,本文认为可遵循以下原则:

(1)若管底为软土,可在管底换填 0.5 m 垫层;

(2)若管底为复合地基,由于复合地基在桩顶一般铺设0.5 m 左右的垫层,因此不需进行额外的换填垫层处理;

(3)对于检查井等直接承受外部荷载的结构物位置,可通过调整垫层厚度使下卧层承载力满足要求,垫层厚度与基础类型、基底土层的承载力特征值有关。一般来说,检查井与管道宜为柔性连接,则无论基底是软土或复合地基,垫层厚度为 0.5 m 时也均能满足承载力要求,工程中可根据实际情况进行调整。

5　结论

(1)管道埋置土中且不直接承受外部荷载时,当深度大于 1 m 时,土层承载力满足要求时的承载力特征值已经很小。若仍然按照通用图纸的规定,是没有必要也非常不经济的。

(2)对于检查井等结构物,随外径和地表单侧轮重的不同,对检查井底部土层承载力特征值的要求也是不同的,甚至会出现承载力特征值非常大的情况。这说明通用图纸规定的要求不再适用。对于承载力特征值非常大的情况,应采用换填垫层的进行处理,同时应满足软弱下卧层的承载力要求。

(3)当管底土层不变时,垫层会增加沉降差,且管底土层越好,垫层的增加作用越不明显。然而总的来说,管道的沉降差是非常小的,不足以造成管道损坏。

参考文献:

[1] 龚晓南, 孙中菊, 俞建霖. 地面超载引起邻近埋地管道的位移分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(2): 305 – 310.

[2] 周 华. 软黏土中市政道路管线及构筑物的地基处理技术及应用[D]. 杭州: 浙江大学, 2016.

[3] 李镜培, 丁士君. 邻近建筑荷载对地下管线的影响分析[J]. 同济大学学报 (自然科学版), 2004, 32(12): 1553 – 1557.

[4] 戴宏伟, 陈仁朋, 陈云敏, 等. 地面新施工荷载对临近地铁隧道纵向变形的影响分析研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(3):312 – 316.

[5] 杨俊涛. 垂直荷载作用下埋地管道的纵向力学性状分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2006.

[6] 郑 刚, 周海祚, 程雪松, 等. 砂 – 黏土双层地基极限承载力的数值研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(5): 1475 – 1485.

[7] Lee J K, Jeong S, Shang J Q. Undrained bearing capacity of ring foundations on two – layered clays[J]. Ocean Engineering, 2016, 119: 47 – 57.

[8] Xiao Y, Zhao M, Zhao H. Undrained stability of strip footing above voids in two – layered clays by finite element limit analysis[J]. Computers and Geotechnics, 2018, 97: 124 – 133.

[9] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑地基基础设计规范: GB 50007 – 2011[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.

[10] Meyerhof G G, Hanna A M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1978, 15(4): 565 – 572.

[11] Phutthananon C, Jongpradist P, Yensri P, et al. Dependence of ultimate bearing capacity and failure behavior of T – shaped deep cement mixing piles on enlarged cap shape and pile strength[J]. Computers and Geotechnics, 2018, 97: 27 – 41.

[12] Eason G. The stresses produced in a semi – infinite solid by a moving surface force[J]. International Journal of Engineering Science, 1965, 2(6): 581 – 609.

[13] Wham B P, Argyrou C, O'Rourke T D. Jointed pipeline response to tunneling – induced ground deformation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, 53(11): 1794 – 1806.

[14] Shi J, Wang Y, Ng C W W. Three – dimensional centrifuge modeling of ground and pipeline response to tunnel excavation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, 142(11): 04016054.

[15] Bagriacik A, Davidson R A, Hughes M W, et al. Comparison of statistical and machine learning approaches to modeling earthquake damage to water pipelines[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, 112: 76 – 88.

《佛山市高明大桥旧桥加固关键技术研究》科技成果评价获佳绩

2021 年 3 月 5 日，公司为第一完成单位承担的广东省交通运输厅科技项目《佛山市高明大桥旧桥加固关键技术研究》（科技 2017 - 02 - 015），在广东省土木建筑学会组织召开了科技成果评价会议。

会议成立了以刘锋、倪建国、刘伟、邵孟新、黎剑华为委员的评价委员会，评价委员会听取了项目组的汇报，认真审阅了相关技术资料，经质询讨论，形成如下评价意见：

一、提供的评价资料齐全，符合科技成果评价要求。

二、本项目针对佛山市高明大桥旧桥加固关键技术进行了研究，形成了如下创新技术：

1、结合了早期吊杆拱桥的具体情况，创新性地提出了新型吊杆体系，不但满足了吊杆可检、可修、可换、可调的要求，而且解决了其它吊杆形式无法解决的一系列难题，具有较好的实用价值及推广意义。

2、实施过程中采用了水射流技术解决了吊杆更换慢、变形难控等难点，缩短了吊杆更换的工期，降低了吊杆更换的风险，具有很好的社会、经济效益及很好的推广价值。

3、编制完成了《中承式及下承式拱桥吊杆快速更换施工工法》，为类似工程吊杆更换提供了一套较成熟的施工方法。

4、结合高明大桥局部冲刷的情况，提出了符合现场实际的汇流区冲刷防护的抛石厚度、各层布设高度、抛石粒径、防护范围等特征参数，并通过现场试验调整及施工验证，效果明显。

三、该成果在“佛山市高明区高明大桥旧桥维修加固工程”及“佛山市佛陈大桥二期维修工程”项目得到了成功应用，取得了显著的经济效益和社会效益。

评价委员会认为该成果达到了国内领先水平，一致同意通过科技成果评价。

深中通道钢壳沉管浇筑现场观摩活动交流报道

2021 年 3 月 3 日，由广东省公路学会主办的“深中通道钢壳混凝土沉管管节混凝土浇筑现场技术观摩活动”顺利召开，公司轨道与地下工程设计院 2 位代表参加了活动。

技术交流会由省公路学会陈冠雄理事长主持，保利长大工程有限公司深中通道 SO8 标（长大公司与广州打捞局联合体）项目总工苏宗贤介绍了钢壳沉管隧道管节施工技术情况，包括预制场建设、混凝土填充作业、管节舾装、浮运航道开挖及维护、沉管基床铺设、管节浮运等内容。

随后，参会人员前往龙穴岛沉管钢壳智能生产车间和智能中控室、船坞观景平台混凝土浇筑现场观摩。

深中通道沉管隧道是世界上第一条双向八车道高速公路钢壳混凝土“三明治”结构沉管隧道，长约 6.8 km，由 32 个管节组成，每个标准管节的尺寸为宽 46 m × 高 10.6 m × 长 165 m，重约 7.8 万 t，非标准管节长 123.5 m、宽度从 46 m 变化到 55.5 m，最宽处满足双向十车道的要求，工程总体面临“超宽、变宽、深埋、回淤量大、挖沙坑区域地层稳定性差”等五大世界级技术难题，工程规模和技术难度前所未有。深中通道钢壳混凝土沉管管节预制在国内首次采用高流态自密实混凝土填充技术，每个标准管节由 2250 个约 4 ~ 16 m^3 封闭隔仓构成，单个管节自密实混凝土用量约 2.92 万 m^3，采用坞内全陆域浇筑工艺。在封闭隔仓里实现混凝土填充密实性是世界性难题，为保障自密实混凝土浇筑质量和功效，深中通道研制了智能化浇筑装备和系统，借助现行 BIM、智能传感和物联网技术，研发涵盖混凝土生产、运输、浇筑、检测等全过程信息化管理系统，实现智能预制各环节的可视化，浇筑过程智能化及项目管理精细化，最终实现项目钢壳沉管预制提质增速。通过自动化、精准化的智能浇筑成套设备，实现钢壳和混凝土的贴合隔仓脱空高度基本控制在 5 μm 之内，达到了用过程工艺的质量保证来保障工程质量，这一技术在国际在建同类项目中已处领先水平。技术观摩活动得到了保利长大公司的大力支持，与会代表开拓了视野，学习了先进技术，取得了良好的效果。