

# 单拱肋连续梁—拱组合桥结构设计研究

洪英维

(中铁上海设计院集团有限公司, 上海市 200070)

**摘要:**以长沙市轨道交通6号线梧桐路停车场出入场线梅溪湖大桥的初步设计和施工图设计为基础,介绍单拱肋连续梁—拱组合结构的桥型方案研究和主桥结构设计,并对该结构体系进行了详细的静力和动力分析。结果表明:单拱肋连续梁—拱组合结构具有良好的静力和动力性能,其结构强度、应力、刚度、整体稳定性及动力效应均满足规范要求。

**关键词:**城市桥梁;静动力性能;单拱肋连续梁—拱组合结构;数值计算;城市轨道交通

预应力混凝土连续梁桥整体性能好,受力明确,造价低,技术成熟,施工难度小,后期养护费用低,是轨道交通中最为常见的桥型,但其结构高度较高,在最大桥梁纵坡、跨径、桥下净空等要求下,桥梁建筑高度往往成为限制条件;拱桥造型优美,拱肋主要受压,充分发挥了材料的受力性能,跨越能力强,但拱脚处产生较大水平推力,对地基条件要求较高。梁—拱组合结构在受力上发挥了梁和拱的优点,拱承担压力,主梁承担拱产生的水平推力,从而使该桥型对地基的适应能力大大增强;另一方面,由于拱的作用,主梁跨中弯矩减小,桥梁建筑高度得以降低;相对于预应力连续梁桥,梁—拱组合结构造型优美,结构轻盈,能很好融入城市环境中;单拱肋梁—拱组合结构较之双拱肋梁—拱组合结构,桥面布置简单,行车通透,视野好,桥型简洁,桥下视觉景观好。目前,单拱肋连续梁—拱组合结构在公路和市政工程中应用较多,但由于单拱肋连续梁—拱组合结构的竖向承载力、横向刚度、抗扭转刚度及动力性能较双拱肋连续梁—拱组合结构偏弱,且由于铁路桥梁和城市轨道桥梁为满足列车行车的需要,对梁体竖向承载力、横向刚度、抗扭转刚度及动力性能要求较高,单拱肋连续梁—拱组合结构在铁路和城市轨道工程中鲜有应用;目前,在铁路和城市轨道工程中应用的梁—拱组合结构多采用双拱肋形式。该文以长沙市轨道交通6号线梧桐路停车场出入场线梅溪湖大桥为工程背景,对单拱肋连续梁—拱组合结构在城市轨道交通工程中的应用进行研究,研究结论可供同类桥梁设计借鉴和参考。

## 1 桥型方案研究

### 1.1 建设条件分析

长沙市轨道交通6号线梧桐路停车场出入场线横穿梅溪湖公园,并于公园内上跨马头坝河和规划梧桐路3<sup>#</sup>市政桥,在空间关系上出入场线位于最上层。梅溪湖公园规划为高品质市民公园,公园较开阔,公园内无高大建筑物,公园周边规划为休闲及养老设施。公园及周围环境的规划定位对桥梁景观提出了极高的要求。马头坝河主要功能为行洪及排污,平时水流流速较小,对河岸冲刷较小。由于行洪要求,马头坝河中不允许落墩。规划梧桐路3<sup>#</sup>市政桥上跨马头坝河,为上承式左右分幅连续拱桥,其建设时间晚于出入场线。左右幅间的中央分隔带宽约7 m,由于行洪要求,中央分隔带不能落墩。出入场线梅溪湖大桥桥位平面位置与梧桐路3<sup>#</sup>市政桥斜交60°。综合考虑出入场线与马头坝河、梧桐路3<sup>#</sup>市政桥的平面和空间位置关系及马头坝河的行洪要求,出入场线梅溪湖大桥需采用主跨100 m的跨度一跨跨越马头坝河和梧桐路3<sup>#</sup>市政桥。

### 1.2 桥梁设计原则

经过多轮沟通,在征询多方业主部门和水务及规划等管理部门的意见后,总结出桥梁主要设计原则如下:

- (1) 结构“安全、经济、美观、实用、耐久”。
- (2) 总体布置合理,与周边建筑物及环境相协调。
- (3) 结构形式满足新颖和合理性要求,并便于组

收稿日期:2019-08-22

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:51568020)

作者简介:洪英维,男,博士,高级工程师.E-mail:123180629@qq.com

织施工。

### 1.3 桥梁方案比选

#### (1) 预应力连续梁方案

梧桐路停车场出入场线在梅溪湖公园范围外为地下线,若采用连续梁方案,支点梁高约 6 m,因要上跨公园内的马头坝河和梧桐路 3# 市政桥,出入场线在公园边缘出地面后必须以规范规定的最大纵坡 3.5% 上坡,于梧桐路 3# 市政桥正上方达到最高点,再以 2.3% 的纵坡下坡,进入停车场。从长期来看,线路位于极限纵坡上,列车处于高耗能状态,违反经济性原则。同时,雨雪天气在极限纵坡上行车存在一定安全风险,违反安全性原则。综合考虑以上因素,放弃连续梁方案。

#### (2) 斜拉桥方案

斜拉桥跨越能力强,属下承式结构,其主梁结构高度小,能满足桥下净空和出入场线纵坡的要求。但斜拉桥需设置高耸的主塔,从整体环境来看显得较突兀,违反总体布置合理,与周边建筑物及环境相协调的原则。

#### (3) 双拱肋连续梁—拱组合结构方案

双拱肋连续梁—拱组合结构在铁路和城市轨道工程中应用较多,尤其是在桥下净空和路线纵坡受限的条件下,双拱肋连续梁—拱组合结构是较优的选择。该结构具有较大的扭转刚度和较优的动力性能,能较好地满足列车行车的需要。初步设计阶段采用双拱肋连续梁—拱组合结构方案作为推荐方案。但通过三维动画模拟,发现因出入场线和下穿的梧桐路 3# 市政桥成 60° 斜交,双拱肋连续梁—拱组合结构左右两侧的吊杆会对在市政桥上的司乘人员造成一种吊杆相互交织的视觉感;同样,对公园的游客也会造成视觉上的凌乱感。梁拱组合结构未发挥其造型优美、结构轻盈的景观优势。

#### (4) 单拱肋连续梁—拱组合结构方案

为满足桥上桥下行车需求,减小出入场线纵坡,降低能耗,并充分发挥梁—拱组合结构造型优美,结构轻盈的景观优势,提出单拱肋连续梁—拱组合结构方案,桥型方案如图 1 所示,效果图如图 2 所示。单拱肋连续梁—拱组合结构将传统的分置于桥梁两边的拱合二为一,桥面上仅一片拱,给人一种耳目一新、线条明快之感。较之传统的双片拱结构,其视野更加开阔,既不干扰视线,亦不会使人产生压抑感。该结构轻盈美观,且与梧桐路 3# 市政桥的拱桥造型遥相呼应,和谐统一。但该结构为多次超静定结构,受力比较复杂,结构性能也不同于一般的梁和拱,要将单拱肋连续梁—拱组合结构成功运用在城市轨道桥中,需对结构设计及

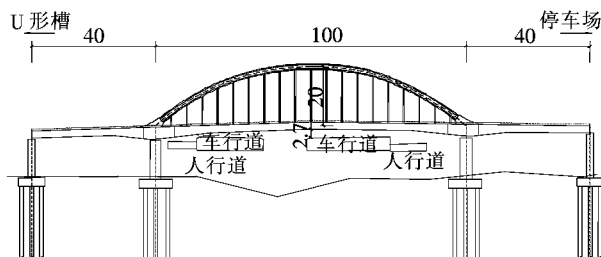


图 1 梅溪湖大桥桥型布置图(单位:m)

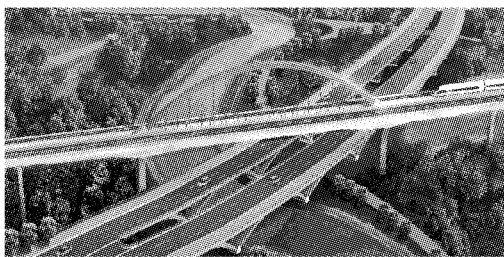


图 2 梅溪湖大桥效果图

静动力性能进行详细研究。

## 2 主桥结构设计

### 2.1 主要技术标准

- (1) 出入线数目及线间距:双线,线间距 7.1 m。
- (2) 最高运行速度:60 km/h。
- (3) 设计二期恒载:110 kN/m。
- (4) 设计活载:A 型车,6 辆编组。
- (5) 支座不均匀沉降:1 cm。
- (6) 抗震设防:地震基本烈度 6 度,地震动峰值加速度 0.05g。

### 2.2 主梁

主梁为 C50 预应力混凝土结构,跨径组合为(40+100+40) m,主梁截面为单箱双室等宽变高连续梁桥,直腹板。为提高梁体竖向刚度和抗扭转刚度,在满足桥下净空的前提下,梁高和梁底宽适当取大值,梁顶宽根据行车要求和桥面布置确定。中支点梁高 4.0 m,箱梁顶宽 12.9 m,底宽 8 m,边支点梁高 2.5 m,跨中梁高 2.5 m,桥梁横断面布置见图 3;标准段处顶底板厚 0.3 m,边中支点处顶板加厚至 0.6 m,底板加厚至 0.9 m;支点处设置端横梁及中横梁,每个吊点处设置横隔梁,标准段处边中腹板厚 0.5 m,中支点处为梁拱结合部,此处受力复杂,中腹板加厚至 2 m,中横梁宽 2 m,端横梁宽 1.5 m。

### 2.3 主拱

主拱计算跨径  $L=100$  m,矢高  $f=20$  m,矢跨比

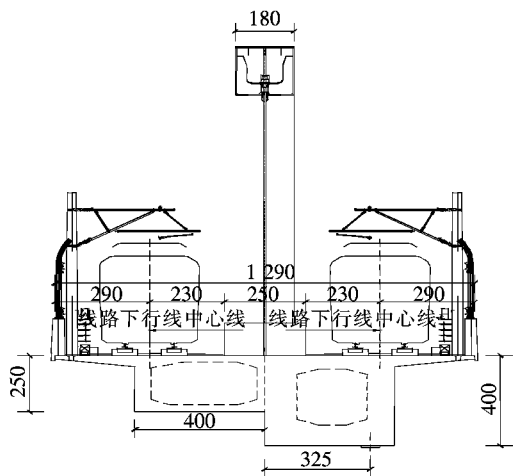


图 3 1/2 跨中及 1/2 中支点横断面图(单位:cm)

$f/L=1/5$ ,拱轴线为二次抛物线,拱轴线方程为  $y=4fx^2/L^2$ ,方程坐标原点取拱轴线中点。为增大拱肋刚度,尤其是横向刚度,拱肋采用钢箱拱,拱截面宽 1.8 m,高 2.0 m,拱肋分节段预制,节段拼装采用全焊式连接,拱脚采用 C50 钢筋混凝土结构,宽 2.5 m,高 2.6 m。

2.4 吊杆

吊杆索采用 HDPE 护套平行钢丝索,型号 PES-FD7-61,抗拉强度标准值  $f_{pk}=1\ 670\ \text{MPa}$ ,弹性模量  $E=2\times10^5\ \text{MPa}$ ,上下端均为冷铸锚头,钢箱拱内张拉。考虑到疲劳、吊装及可更换性,吊杆索设计安全系数取 3.5,全桥共 17 根吊杆,吊杆间距 5.0 m。

2.5 支撑体系

考虑支撑体系耐久性、抗震构造要求,主墩及交接墩采用竖向球形钢支座+横向挡块支撑体系。

2.6 桥墩及基础

主墩及交接墩为混凝土独柱花瓶墩,采用 C40 混凝土;承台为矩形承台,采用 C35 混凝土;基础采用直径 1.2 m 钻孔灌注桩(端承桩),持力层为泥质粉砂岩,桩底采用后注浆工艺。

2.7 施工方法

采用“先梁后拱,先中跨后边跨”的施工方法。先搭设支架,施工中跨纵梁、横梁、拱脚混凝土,然后在中跨纵梁上安装钢箱拱,浇筑拱内混凝土,张拉中跨预应力钢束,再在支架上浇筑两边跨纵梁、横梁,对称张拉边跨预应力钢束。

3 结构有限元分析

3.1 建立 Midas Civil 有限元模型

采用 Midas Civil 建立有限元计算模型,其中主

梁、主拱、拱脚均采用梁单元模拟,吊杆采用桁架单元模拟,桥梁结构动力系数按 TB 10002—2017《铁路桥涵设计规范》4.3.7 条取值,全桥共 274 个节点,281 个单元。

3.2 静力分析主要结果

3.2.1 主梁强度验算

该桥按不允许出现拉应力构件分析,主力组合最小抗弯强度安全系数  $K>2.2$ ,满足规范要求;主力+附加力组合作用下,正截面最小抗弯强度安全系数  $K=3.35>1.98$ ,满足规范要求;主力组合最小抗剪强度安全系数满足  $K>2.2$ ,满足规范要求;主力+附加力组合作用下,斜截面抗剪强度安全系数  $K=2.05>1.98$ ,满足规范要求。

3.2.2 主梁及主拱应力验算

主梁在运营阶段正截面混凝土压应力计算结果见表 1,主梁在运营阶段斜截面主压/拉应力计算结果见表 2,主拱运营阶段应力计算结果见表 3、4。

表 1 主梁运营阶段正截面混凝土压应力计算结果

荷载组合	上缘正应力/MPa		下缘正应力/MPa	
	Max	Min	Max	Min
主力	9.11	4.46	11.6	3.19
	(中支点)	(边支点)	(5/8 边跨)	(1/8 边跨)
主+附	13.80	2.60	12.20	4.39
	(中支点)	(边支点)	(5/8 边跨)	(1/8 边跨)

表 2 主梁运营阶段斜截面主压/拉应力计算结果

荷载组合	上缘/MPa		下缘/MPa	
	主压 Max	主拉 Min	主压 Max	主拉 Min
主力	9.11	0.003	13.80	0.005
	(中支点)	(边支点)	(中支点)	(边支点)
主+附	11.60	0.002	12.20	0.002
	(5/8 边跨)	(1/8 边跨)	(5/8 边跨)	(1/8 边跨)

表 3 主拱运营阶段应力计算结果

荷载组合	钢拱上缘/MPa		钢拱下缘/MPa	
	Max	Min	Max	Min
主力	111.0	69.6	113.0	70.6
	(拱脚)	(拱顶)	(拱脚)	(拱顶)
主+附	95.1	72.0	96.1	72.6
	(拱顶)	(拱脚)	(拱顶)	(拱脚)

表 4 拱脚运营阶段应力计算结果

荷载 组合	拱脚上缘/MPa		拱脚下缘/MPa	
	Max	Min	Max	Min
主力	13.2	10.7	13.4	10.5
主+附	3.1	2.4	3.2	2.3

由表 1、2 可知:主梁运营阶段主力组合正截面压应力  $\sigma_c \leq 0.5 f_c = 16.75 \text{ MPa}$ ,主梁运营阶段主+附组合正截面压应力  $\sigma_c \leq 0.55 f_c = 18.43 \text{ MPa}$ ;主梁运营阶段主力组合斜截面主压应力  $\sigma_{cp} \leq 0.6 f_c = 20.1 \text{ MPa}$ ,斜截面主拉应力  $\sigma_{tp} \leq f_{ct} = 3.1 \text{ MPa}$ ;主梁运营阶段主+附组合斜截面主压应力  $\sigma_{cp} \leq 0.6 f_c = 20.1 \text{ MPa}$ ,斜截面主拉应力  $\sigma_{tp} \leq f_{ct} = 3.1 \text{ MPa}$ ,主梁应力满足规范要求;主拱钢箱梁采用 Q345qD,拱脚采用 C50 钢筋混凝土结构,拱脚和拱肋均处于受压状态。由表 3、4 可知:主拱应力均满足规范要求。主拱应力富余较大,可优化主梁与主拱尺寸,调整主拱与主梁刚度比,不同刚度比对主梁和主拱内力均有影响,进而得到一组最优刚度比,进一步减小桥梁建筑高度,使结构处于最经济状态。拱脚位置设有钢混结合段,拱脚处应力复杂,该文用杆系模型计算结果显示该处应力水平较低,需对拱脚进行三维实体单元详细分析,获得该位置真实应力分布状态。因篇幅有限,该文未作进一步研究。

### 3.2.3 整体刚度验算(竖向刚度及扭转刚度)

在 A 型车静荷载作用下,边跨主梁最大竖向挠度为 4.1 mm,小于  $L/1\ 500$  ( $L$  为计算跨径),中跨最大竖向挠度为 11.1 mm,小于  $L/1\ 000$ ;双侧列车加载下,边跨与中跨梁端竖向转角为 1.38‰ 和 0.542‰,均小于 2‰;单侧列车活载乘以动力系数作用下,梁最大扭转角为  $2.18 \times 10^{-4} \text{ rad}$ ,计算主梁同一断面一条线上两根钢轨竖向变形差  $\Delta h = 2.18 \times 10^{-4} \times 1\ 435 = 0.31 \text{ mm} < 6 \text{ mm}$ ;计算得 3 m 梁段扭转角最大差值为  $1.2 \times 10^{-4} \text{ rad}$ ,则  $t = 1.2 \times 10^{-4} \times 1\ 435 = 0.168 \text{ mm} < 3 \text{ mm}$ ,均满足规范要求。

### 3.2.4 吊杆验算

吊杆最大应力  $\sigma_{\max} = 368.8 \text{ MPa}$ ,吊杆强度设计安全系数为 3.5,  $\sigma_{\max} < [\sigma]/3.5 = 477.1 \text{ MPa}$ ,满足设计要求。梁拱组合结构为超静定结构,吊杆张拉顺序对结构内力有影响,合理的吊杆张拉顺序能保证施工过程中主梁和主拱的受力合理性和施工安全性,该文模型张拉顺序为拱脚至拱顶两侧对称张拉。

吊杆整根断裂或吊杆中的部分钢丝断裂损伤均会

引起其余吊杆张力重分布,对周围结构受力产生不利影响。拱桥应进行单根吊杆失效工况的验算,在该工况下,主梁运营阶段抗裂最小安全系数  $K_f = 2.11 > [K_f] = 1.1$ ,正截面抗弯最小强度安全系数  $K = 3.21 > [K] = 1.6$ ,斜截面抗剪最小强度安全系数  $K = 1.94 > [K] = 1.6$ ,满足规范要求,后期养护性能良好。

### 3.3 动力特性及稳定性分析

将质量控制参数按集中质量控制,同时将横梁、二期恒载等自重转化为质量,利用子空间迭代法计算,结构自振特性结果如表 5 所示。

表 5 结构自振频率与振型

阶次	自振频率/Hz	振型描述
1	1.065	拱横弯
2	2.000	梁纵漂
3	2.128	梁纵漂
4	2.852	梁对称拱反对称横弯
5	3.001	梁对称拱反对称横弯
6	3.419	梁拱对称竖弯

结构 1 阶自振频率为 1.065 Hz,为拱面外振动,梁拱 1 阶面内竖弯频率为 3.419 Hz,出现较晚,由于拱的面外刚度小于梁拱面内刚度,故拱的面外振动先出现,拱的存在提高了桥梁整体竖向刚度,桥梁竖向振动频率较高;1 阶横向频率为 2.852 Hz  $> 55/L^{0.8} = 1.38 \text{ Hz}$  (运行速度  $v \leq 60 \text{ km/m}$ ,  $L = 100 \text{ m}$ ),表明桥梁具有较大的横向刚度。

在恒载及活载作用下,成桥阶段线弹性稳定分析第 1 阶模态为主拱面外失稳,1 阶失稳模态与 1 阶自振振型相似,梁拱面内失稳出现较晚,失稳模态特征值如表 6 所示,1 阶屈曲模态特征值为 19.83,该特征值即为最小稳定安全系数,拱桥在恒载及活载作用下,按线弹性理论检算整体稳定性,整体稳定的安全系数不应小于 4.0,满足规范要求,可见单拱肋梁—拱组合结构整体稳定性好。

表 6 失稳模态特征值

模态	特征值	失稳模态描述
1	19.83	主拱面外失稳
2	22.64	主拱面外失稳
3	53.88	主拱面外失稳
4	59.63	主拱面外失稳
5	100.80	主拱面外失稳
6	108.88	主拱面外失稳
7	122.73	梁拱面内失稳

### 3.4 移动荷载动力效应

跨度大于 100 m 的桥梁宜按实际运营列车进行车—桥系统耦合振动分析检算,建立车辆与桥梁的耦合振动仿真模型,核心问题是如何实现车辆与桥梁相互作用力的耦合,即轮轨力的耦合,该文利用多体动力学软件建立车辆模型,考虑了桥面不平顺激励的车辆惯性效应,可得到列车动态单轮轮轨力,提取轮轨力数据,将数据施加到有限元模型中,可得到桥梁结构在列车荷载下的动态响应。

该项目列车设计最高运营速度  $v=60$  km/h,最大检算速度  $v'=1.2v=72$  km/h,最大检算速度下列车单轮轮轨力的结构响应汇总见表 7。

表 7 结构响应最大值

检算速度/(km·h <sup>-1</sup> )	最大振动加速度/(m·s <sup>-2</sup> )			
	主梁主跨中点横向	主梁主跨中点竖向	主梁边跨中点横向	主梁边跨中点竖向
72	$3.7 \times 10^{-3}$	$2.545 \times 10^{-2}$	$3.12 \times 10^{-3}$	$2.656 \times 10^{-2}$

注:列车型号 A 型车/6 辆编组。

由表 7 可知:主梁最大竖向加速度  $a_z=2.656 \times 10^{-2} \times 48(6 \text{ 辆编组共有 } 48 \text{ 轮})=1.275 < 1.3 \text{ m/s}^2$ ,主梁最大横向加速度  $a_y=3.7 \times 10^{-3} \times 48(6 \text{ 辆编组共有 } 48 \text{ 轮})=0.18 < 1.0 \text{ m/h}^2$ ;单轮横向最大轮轨力  $Q=6\,647.93 \text{ N}$ ,单轮竖向最小轮轨力  $P=68\,965.4 \text{ N}$ ,脱轨系数  $Q/P=0.096 < 0.8$ ;单轮平均轮重  $P_{\text{均}}=76\,024.2 \text{ N}$ ,单轮轮重减载量  $\Delta P=15\,879.2 \text{ N}$ ,轮重减载率  $\Delta P/P_{\text{均}}=0.209 < 0.6$ ;列车走行安全性及乘客乘坐舒适度指标均满足规范要求。

## 4 结论

(1) 当进行城市轨道跨线桥设计时,需要大跨度跨越,建筑高度受限,且对桥梁景观要求较高时,单拱肋连续梁—拱组合结构方案的优越性更趋明显,该桥型在城市轨道跨线桥工程中具有广泛的应用前景。

(2) 单拱肋连续梁—拱组合结构受力性能良好,结构强度、应力、刚度、整体稳定均满足规范要求,具有良好的静动力性能。

(3) 主拱采用钢箱拱,增大了结构整体刚度,提高了结构承载力;主梁配置预应力系杆,平衡了拱产生的

推力,梁拱的相互作用,减少了桥梁的建筑高度,提高了桥梁的跨越能力及适用范围,可进一步优化梁与拱的刚度比,进一步减小桥梁建筑高度,减少建设费用。

(4) 在恒载及活载作用下,进行成桥阶段线弹性稳定分析可知,主拱面外失稳先于梁拱面内失稳出现,其原因是拱的面外刚度小于梁拱面内刚度,拱增加了整体竖向刚度,面内失稳出现较晚,设计施工时应注意主拱的稳定性。

(5) 按最大检算速度对该结构进行车—桥耦合振动分析检算,结果表明:单拱肋连续梁—拱组合结构满足列车走行安全性及乘客乘坐舒适度指标要求。

### 参考文献:

- [1] 邵旭东,顾安邦.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社,2007.
- [2] 蒋彦征.预应力混凝土块组合桥梁杆性能研究[D].同济大学硕士学位论文,1999.
- [3] TB 10002—2017 铁路桥涵设计规范[S].
- [4] TB 10092—2017 铁路桥涵混凝土结构设计规范[S].
- [5] 王永.连续梁拱组合桥受力特性研究分析[D].重庆交通大学硕士学位论文,2016.
- [6] 易云焜.梁拱组合体系设计理论关键问题研究[D].同济大学博士学位论文,2007.
- [7] 杨根杰.单拱肋预应力混凝土梁拱组合桥受力性能分析[J].铁道工程学报,2017(6).
- [8] GB/T 51234—2017 城市轨道交通桥梁设计规范[S].
- [9] 苗建伟.多跨预应力砼梁拱桥合理吊杆索力和张拉优化[D].东北林业大学硕士学位论文,2016.
- [10] 赵伟,郑剑涵,陆森强.特大跨系杆钢拱桥成桥状态与吊杆张拉力优化分析[J].中外公路,2016(1).
- [11] 夏欢,金小勤,宴班夫.拱桥在役损伤吊杆破断安全性研究[J].中外公路,2017(1).
- [12] 齐林.合蚌高铁连续梁拱组合结构设计研究及动力分析[J].桥梁工程,2014(4).
- [13] 铁运函[2004]120号 铁路桥涵检定规范[S].
- [14] 汪振国.轨道交通简支梁桥振动特性与控制研究[D].华东交通大学硕士学位论文,2018.
- [15] 曾峰,刘林芽,吴宇鹏,等.基于车桥耦合的高架槽形梁结构噪声影响分析[J].噪声与振动控制,2016(6).
- [16] 刘永乾,任尊松.高速列车荷载频率传递特性研究[J].振动工程学报,2013(5).
- [17] 王立宪,孙虎,狄生奎,等.车辆作用下大跨钢管混凝土拱桥舒适性研究[J].中外公路,2016(1).