

主副拱协作体系柔性系杆拱桥拱肋刚度优化

石雪飞, 徐 凯

(同济大学 桥梁工程系, 上海 200092)

摘要: 主副拱协作体系(斜靠式)拱桥由主拱肋和斜靠其上的副拱肋构成, 是一种受力复杂的空间组合体系。以主副拱协作体系柔性系杆拱桥为研究对象, 计算得到了主副拱肋受力随拱肋截面刚度的变化规律, 通过拟合数据点得到拱肋内力和抗力关于拱肋截面的参数表达式, 在特定优化目标条件下, 实现了对主副拱肋刚度的优化, 并通过有限元模型验证了优化的正确性, 对该类桥型的相关研究有借鉴意义。

关键词: 主副拱协作体系; 柔性系杆; 拱肋刚度; 优化

中图分类号: U442.5 + 4 **文献标识码:** A **文章编号:** 2095-0373(2012)02-0001-06

0 引言

主副拱协作体系(斜靠式)柔性系杆拱桥外形独特新颖、造型美观, 富有曲线美和力度感, 在城市桥型特别是宽桥桥型的选择中具有明显的优势^[1]。该桥型无风撑横梁, 拱肋是由主拱和斜靠的副拱构成的组合拱, 是一种受力复杂的空间组合体系, 除了具有一般拱桥的受力特点以外, 还具有明显有空间效应。

目前对斜靠式拱桥结构体系的研究还不多。文献[2]结合昆山玉峰大桥对大跨度无推力斜靠式拱桥的设计进行了概述。文献[3]对斜靠式拱桥主拱和斜拱的施工做了介绍。文献[4]对斜靠式拱桥主副拱刚度参数进行了分析, 并探讨了刚度比对结构稳定的影响。文献[5]对影响内力的参数, 如矢跨比和拱梁刚度以及影响稳定性的参数, 如斜拱倾角、横撑数量、横撑刚度及位置等进行了相关研究。

上述研究的背景桥梁结构形式为刚梁刚拱梁拱协作受力体系, 且未提出刚度比优化目标, 没有确定性结论。研究对象为主副拱协作体系柔性系杆拱桥。桥面横梁由主副拱肋的 4 根吊杆共同吊起, 可视为倒置的弹性地基梁。桥面荷载首先作用于桥面板后传递至横梁, 再由吊杆传力至拱肋。本文确定了拱肋刚度优化目标, 实现了主副拱协作体系柔性系杆拱桥拱肋刚度的优化。

1 桥梁概况

该桥由双提篮系杆拱及两侧边孔 V 型刚构组成, 主桥跨径 120 m。刚构的斜腿与基础固结, 对应的主副拱肋在拱脚处通过刚构横梁与边孔 V 型刚构固结, 拱和边孔刚构形成稳定的整体结构体系。全桥设两片拱肋, 每片拱肋由主、副拱肋各一肢组成。主拱肋位于铅直面内, 副拱肋位于与铅直面夹角为 9° 的斜平面内。主拱肋处设系杆平衡拱的水平力, 整个组合拱桥为无水平推力的自平衡结构。结构布置见图 1。

本桥采用四片拱肋共同受力, 每个横梁设置主、副共四根吊杆, 与一般系杆拱桥两片拱肋有较大区别, 需要对主副拱肋进行优化。

2 优化目标及优化参数

优化目标: 在满足结构强度、刚度及稳定性条件下, 调整主、副拱截面大小, 当主、副拱控制截面在荷载作用下的内力与主、副拱控制截面抗力对应成比例, 材料的利用率达到最大, 则认为此时主、副拱截面是合理的。

收稿日期: 2012-03-19

作者简介: 石雪飞 男 1964 年出生 教授

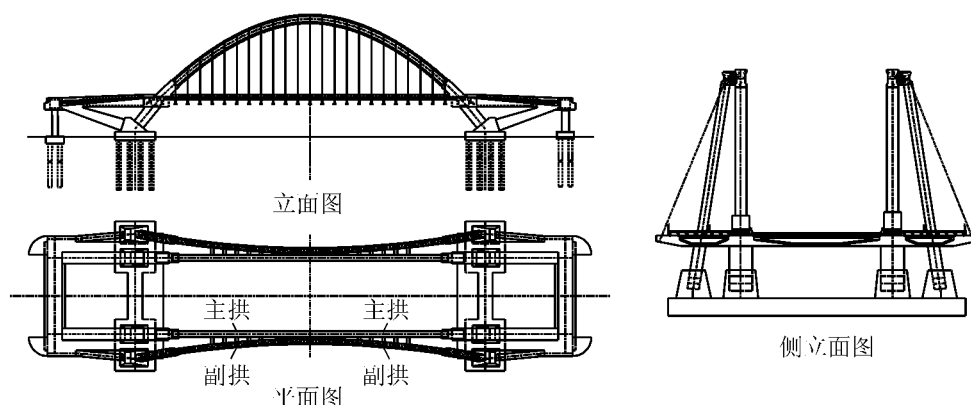


图 1 背景桥梁三视图

优化时保持矢跨比、拱肋线型不变,主副拱肋的刚度仅由主副拱肋的截面控制。故本文对主副拱体系的优化即是对主副拱截面的优化。

优化截面采用与原截面相同的截面形式,是原截面放大(或缩小)后的截面。原截面形式和尺寸如图 2 所示。现定义优化截面和原截面高度比值为截面放大系数,记作 α 。主拱截面放大系数为 α_1 ,副拱截面放大系数为 α_2 。

3 优化参数计算

拱肋所受荷载主要包括:①施工阶段荷载,包括拱肋自重和横梁自重;②成桥阶段荷载,包括二期恒载和活荷载。

拱肋所受荷载作用,除了拱肋自重效应,均由吊杆传递至拱肋结构。用拱肋结构的某一控制截面的内力反映整个拱肋结构随主副拱肋截面变化的受力状态,应保证所选取的控制截面及控制内力具有代表性。经计算分析,选定拱顶截面为控制截面,拱顶截面弯矩为控制内力,以反应主副拱肋截面参数发生变化时拱肋内力效应的变化情况。

3.1 拱肋自重作用下优化参数计算

主副拱肋均为无铰拱,是变截面超静定结构。当拱肋截面发生变化时,结构的刚度也随之变化。对变截面超静定结构,刚度的变化又会影响其内力分布情况。通过不断调整主拱截面放大系数 α_1 和副拱截面放大系数 α_2 ,获得自重荷载作用下主、副拱拱肋拱顶截面弯矩随截面放大系数的变化情况。由于拱肋的自重效应与其截面大小成正比,即与截面放大系数的平方 α^2 成正比,故通过二次多项式拟合数据点,获得主副拱拱顶截面弯矩的表达式。

拱肋自重作用下,主、副拱截面弯矩随主拱截面放大系数 α_1 及副拱截面放大系数 α_2 变化情况如表 1、表 2 所示。

根据表 1、表 2 数据,绘出主拱拱顶弯矩随主拱截面放大系数 α_1 及副拱截面放大系数 α_2 变化图,并进行曲线拟合,如图 3、图 4 所示。

据此获得拱肋自重作用下主副拱拱顶弯矩的参数表达式

主拱

$$M_{\text{主}}^1 = 37\,614\alpha_1^2 - 51\,614\alpha_1 + 18\,348 \quad (1)$$

副拱

$$M_{\text{副}}^1 = 5\,057\alpha_2^2 - 6\,465\alpha_2 + 2\,237 \quad (2)$$

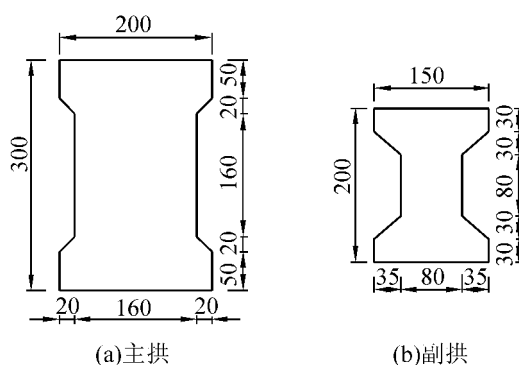


图 2 原设计主、副拱截面尺寸(单位: cm)

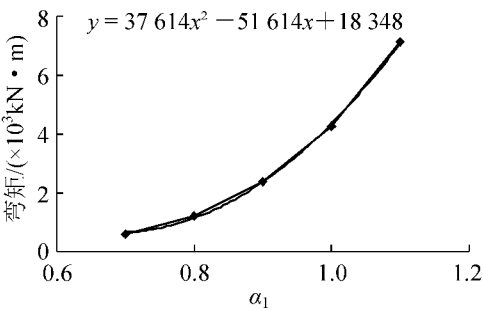


图 3 拱肋自重作用下主拱拱顶弯矩随 α_1 变化图

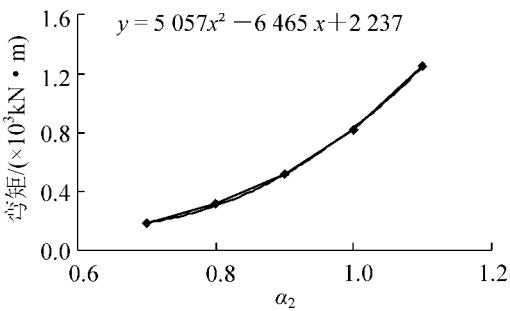


图 4 拱肋自重作用下副拱拱顶弯矩随 α_2 变化图

表 1 拱肋自重作用下主、副拱截面弯矩随 α_1 变化表

α_1	主拱顶弯矩/($\text{kN} \cdot \text{m}$)	主拱脚弯矩/($\text{kN} \cdot \text{m}$)	副拱脚弯矩/($\text{kN} \cdot \text{m}$)	主拱拱脚拱顶比
0.7	603	2 835	5 103	4.7
0.8	1 222	6 360	5 152	5.2
0.9	2 363	11 394	5 177	4.8
1	4 256	18 306	5 209	4.3
1.1	7 132	27 509	5 267	3.9
1.2	11 217	39 289	5 361	3.5
1.3	16 759	54 037	5 493	3.2

表 2 拱肋自重作用下主、副拱截面弯矩随 α_2 变化表

α_2	主拱顶弯矩/($\text{kN} \cdot \text{m}$)	主拱脚弯矩/($\text{kN} \cdot \text{m}$)	副拱脚弯矩/($\text{kN} \cdot \text{m}$)	主拱拱脚拱顶比
0.7	183	1 483	17 271	8.1
0.8	314	2 386	17 626	7.6
0.9	515	3 606	17 973	7
1	816	5 209	18 306	6.4
1.1	1 251	7 227	18 664	5.8
1.2	1 873	9 706	19 053	5.2
1.3	2 734	12 683	19 508	4.6

3.2 横梁自重作用下优化参数计算

采用与拱肋自重荷载相同的分析方法,通过不断调整主拱截面放大系数 α_1 和副拱截面放大系数 α_2 ,获得横梁自重荷载作用下主、副拱拱肋拱顶截面弯矩随截面放大系数的变化情况,并通过多项式拟合数据点,获得主副拱拱顶截面弯矩的表达式。

横梁自重荷载作用下,主、副拱截面弯矩随主拱截面放大系数 α_1 及副拱截面放大系数 α_2 变化情况如表 3、表 4 所示。

根据上表数据,绘出主拱拱顶弯矩随主拱截面放大系数及副拱截面放大系数变化图,并进行曲线拟合,如图 5、图 6 所示。

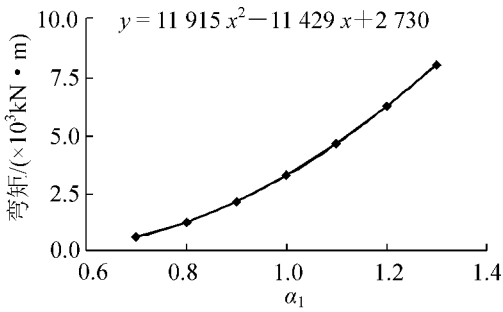


图 5 横梁自重作用下主拱拱顶弯矩随 α_1 变化图

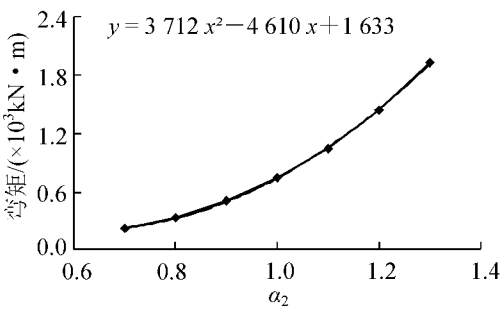


图 6 横梁自重作用下副拱拱顶弯矩随 α_2 变化图

据此获得横梁自重荷载作用下主副拱拱顶弯矩的参数表达式

主拱

副拱

$$M_{\pm}^2 = 11\,914\alpha_1^2 - 11\,429\alpha_1 + 2\,730 \quad (3)$$

$$M_{\text{副}}^2 = 3\,712\alpha_2^2 - 4\,610\alpha_2 + 1\,633 \quad (4)$$

表 3 横梁自重作用下主、副拱截面弯矩随 α_1 变化表

α_1	主拱顶弯矩/(kN·m)	主拱脚弯矩/(kN·m)	副拱脚弯矩/(kN·m)	主拱拱脚拱顶比
0.7	588	4 073	716	6.9
0.8	1 196	5 462	472	4.6
0.9	2 069	7 268	565	3.5
1	3 213	9 476	651	2.9
1.1	4 599	11 982	703	2.6
1.2	6 198	14 634	732	2.4
1.3	7 985	17 296	744	2.2

表 4 横梁自重作用下主、副拱截面弯矩随 α_2 变化表

α_2	主拱顶弯矩/(kN·m)	主拱脚弯矩/(kN·m)	副拱脚弯矩/(kN·m)	主拱拱脚拱顶比
0.7	214	738	9 183	3.4
0.8	331	632	9 286	1.9
0.9	500	420	9 384	0.8
1	734	651	9 476	0.9
1.1	1 042	1 092	9 563	1
1.2	1 437	1 641	9 646	1.1
1.3	1 922	2 281	9 729	1.2

3.3 成桥阶段荷载参数计算

为简化计算,成桥阶段活荷载仅考虑车道荷载和人群荷载,并将其效应值换算成均布荷载作用于横梁上。车道荷载按双向 6 车道全桥满布布置,并考虑多车道横向和纵向折减。车道荷载集中力分摊至各片横梁。人群荷载根据人行道布置,计算其总的荷载效应后,换算成均布荷载作用于横梁。荷载效应值按正常使用极限状态长期效应组合采用。

成桥阶段荷载作用于横梁,通过主副吊杆力最终作用于主副拱肋。前面式(3)、式(4)计算了横梁自重效应的参数表达式。成桥荷载与横梁自重都通过主副吊杆传力至拱肋,故可参考横梁自重效应的参数表达式,推导出成桥阶段荷载的参数表达式。

原设计方案中,横梁自重引起的主拱吊杆力为 570 kN,副拱吊杆力为 190 kN。成桥荷载引起的主副拱吊杆力分别为 814.4 kN 和 164.1 kN。据此获得成桥阶段吊杆力荷载作用下主副拱拱顶弯矩的参数表达式

主拱

$$M_{\pm}^3 = 814.4M_{\pm}^2/570 = 17\,024\alpha_1^2 - 16\,329\alpha_1 + 3\,900 \quad (5)$$

副拱

$$M_{\text{副}}^3 = 164.1M_{\text{副}}^2/190 = 3\,206\alpha_2^2 - 3\,982\alpha_2 + 1\,410 \quad (6)$$

3.4 截面抗力参数计算

原设计主、副拱截面为钢筋混凝土截面,其截面抗弯承载力可用截面抗弯模量表示。截面抗弯模量与截面放大系数 α^3 成正比。主拱截面惯性矩为 $I = 4.3\text{ m}^4$,梁高为 $y_{\max} = 1.5\text{ m}$;副拱截面惯性矩为 $I = 0.92\text{ m}^4$,梁高为 $y_{\max} = 1.0\text{ m}$ 。则有主副拱抗力为

主拱

$$R_{\pm} = f_{ct}W_{\pm} = f_{ct}I/y_{\max} = 2.87f_{ct}\alpha_1^3 \quad (7)$$

副拱

$$R_{\text{副}} = f_{ct}W_{\text{副}} = f_{ct}I/y_{\max} = 0.92f_{ct}\alpha_2^3 \quad (8)$$

4 截面参数优化计算及结果

主副拱肋截面的优化目标为:调整主副拱截面大小,使得主、副拱控制截面内力在荷载作用下与主、

副拱控制截面抗力对应成比例,此时主、副拱截面比例是合理的。据此列出优化方程式

$$(M_{\text{主}}^1 + M_{\text{主}}^2 + M_{\text{主}}^3) / (M_{\text{副}}^1 + M_{\text{副}}^2 + M_{\text{副}}^3) = R_{\text{主}} / R_{\text{副}} \quad (9)$$

代入上述各参数表达式,得到 α_1 、 α_2 关系式。运用 Matlab 得到 α_1 、 α_2 在可行域内的关系曲线,见图 7。

从图 7 可以得出满足优化目标的主、副拱截面放大系数对应关系。当副拱截面放大系数采用原设计截面,即副拱截面放大系数为 1.0 时,对应的主拱截面放大系数为 0.8。故优化方案主拱截面放大系数取 0.8,副拱截面放大系数取 1.0。

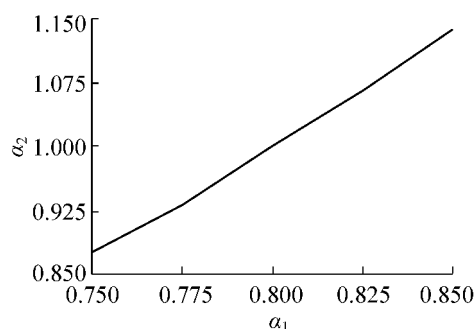


图 7 主、副拱截面放大系数关系曲线

5 优化方案与原设计方案对比

有限元模型计算得到原设计方案和优化方案主副拱截面效应和抗力见表 5。

表 5 原设计方案与优化方案对比

项目	原方案		优化方案	
	效应/(kN·m)	抗力	效应/(kN·m)	抗力
主拱	12 952	2.87	4 038	1.47
副拱	2 340	0.92	2 394	0.92
比值	5.53	3.12	1.68	1.60

可见,效应与抗力的比值由原设计方案的 1.78 变为 1.05,约等于 1,优化目标实现。优化后的方案,拱肋截面受力合理,混凝土材料得到了充分利用。

6 结论

以主、副拱控制截面在荷载作用下内力与主、副拱控制截面抗力对应成比例为优化原则下对主副拱肋截面进行了优化。研究发现,当副拱截面采用原设计截面,主拱截面放大系数取 0.8 时可以实现上述优化目标,使拱肋截面受力合理,混凝土材料充分利用,该主副拱协作体系柔性系杆拱桥拱肋截面得到优化。需要注意的是:为简化计算,成桥阶段活荷载仅考虑车道荷载和人群荷载,并将其效应换算成均布荷载作用于横梁上。在实际活载作用下拱肋的受力情况会有所不同。提出的优化方法可用于类似桥梁结构初步设计时截面优化。

参 考 文 献

- [1] 肖汝诚,孙海涛,贾丽君,等.斜靠式拱桥[J].上海公路,2004(4):22-26.
- [2] 肖汝诚,孙海涛,贾丽君,等.昆山玉峰大桥——首座大跨度无推力斜靠式拱桥的设计研究[J].土木工程学报,2005,38(1):78-83.
- [3] 潘寿东.斜靠式系杆拱桥主、斜拱圈安装施工技术[J].石家庄铁道学院学报,2006,19(1):122-127.
- [4] 阳霞.斜靠式拱桥结构体系与稳定性分析[D].长沙:中南大学土木工程学院,2011.
- [5] 李莹.斜靠式梁拱组合体系桥梁设计理论研究[D].上海:同济大学土木工程学院,2006.

(下转第 46 页)

5 结语

目前所用的各种地质预报手段都有其局限性,为此,不但需要在设计阶段加强地质调查和勘察工作,在施工前要有针对性的详细补充勘察和细致物探,以求地质预报资料的准确。若施工环境条件允许,应尽量提前进行地表预处理,以提高施工功效。施工时必须严格管理溶洞段超前探测、深孔充填注浆等施工工艺。在溶洞地段,还应加强环境监测、地表沉降监测、隧道涌水量和地表环境变化等情况,以确保施工安全。

参 考 文 献

- [1] 山东大学岩土与结构工程研究中心. 大连地铁跨孔电阻率 CT 物探报告[R]. 济南: 山东大学, 2011.
- [2] 李波. 岳家岭隧道地质灾害超前探测技术探讨与实践[J]. 公路交通技术, 2011(5): 117-120.
- [3] 任翔. 岩溶发育石灰石矿山爆破存在的问题及处理方法[J]. 中国矿业, 2008(6): 77-79.
- [4] 罗琼. 岩溶隧道施工技术[J]. 隧道建设, 2004(5): 57-60.
- [5] 李海峰. 浅埋暗挖地铁隧道岩溶地层注浆加固止水施工[J]. 石家庄铁道学院学报, 2006, 19(21): 37-40.
- [6] 吕延豪. 地铁盾构区间穿越溶、土洞区域加固处理设计[J]. 铁道勘测与设计, 2007(4): 18-20.

Construction Treatment Technology for City Metro in Karst Area

Liu Ruiqi

(Tunnel Engineering Company of China Railway 14th Engineering Bureau Group Corporation, Ji'nan 250002, China)

Abstract: Based on the proposed underground cut tunnel section between Songjiang Road Station and Dongwei Road Station of DaLian metro line 2, this paper introduces the construction process and method of geology forecast of underground tunneling method, which was adopted in metro construction in water-enriched karst area. The location of development and morphogenesis of karst were detected clearly by means of the technologies of additional geological exploration, high density resistivity method and advance detection. The impact of karst was eliminated or reduced by the combination treatment method between tunnel and ground surface. The successful application of the method of geology forecast provides a good reference for the city tunnel construction.

Key words: underground tunneling method; water-enriched karst area; additional geological exploration; high density resistivity method; advance detection

(责任编辑 车轩玉)

.....
(上接第 5 页)

Arch Rigidity Optimization of Main-vice Arch Cooperation System Bridge with Flexible Tie Bar

Shi Xuefei, Xu Kai

(Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Main-vice arch cooperation system (inclined arch) bridge is a complicated spatial combination system composed of the main arch and the vice arch. This article is a study of a main-vice arch cooperation system bridge with flexible tie bar. The variation of arch stress state about arch rigidity is calculated. Parameter expression of arch force and resistance about arch section is obtained by fitting data points. The optimization of arch rigidity is achieved under certain optimization objective. Its rationality is tested and verified FEM, which provides a reference for related studies.

Key words: main-vice arch cooperation system; flexible tie bar; arch rigidity; optimization

(责任编辑 车轩玉)