

广州从化大桥 136 m 拱梁组合结构设计与分析

王 鹏

(广州市市政工程设计研究总院有限公司, 广东 广州 510060)

摘 要: 采用 Midas/Civil 有限元软件,对广州从化大桥 136 m 下承式空间拱梁组合体系进行空间静力、动力分析和稳定性分析。计算结果证明:对于单跨的空间拱梁组合体系,外部为简支的静定结构体系改善了支座不均匀沉降的问题;拱梁组合结构体系合理,各构件受力满足规范的要求;由主拱、副拱以及横撑、斜撑组成的空间异形拱结构具有良好的稳定性;对于简支梁与三角拱组合体系,由于梁的刚度较小,需要较大刚度的拱肋作为受力构件承受桥梁的荷载;吊杆张拉力对主梁及拱肋的受力影响较大;在满足主梁受力要求的前提下,应尽量减小吊杆张拉力,从而有利于拱肋结构的受力和稳定性。

关键词: 拱梁组合体系桥;空间组合拱肋;有限元分析。该桥造型新颖

中图分类号: U441+5

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2021)10-0103-03

1 工程概况

广州市从化区修建的从化大桥,设计速度达到 60 km/h,采取双向 6 车道的形式,两侧设置人行道和非机动车道。在主桥的设计结构中,选用了单跨 136 m 下承式倒三角钢管拱梁组合桥。

从化大桥以“流溪映月”为设计构思,有着独特的造型设计,所采用的拱肋结构,外观新颖简洁,十分美观,就像是皎洁的明月(见图 1)。桥上 3 根圆管组成的主拱支撑着全桥重量,拱肋间的联结构件造型,体现了技术与艺术的完美结合。



图 1 从化大桥实景图

2 结构构造

2.1 拱圈

拱圈由 3 根钢管构成,呈现为倒三角形的构造,采用斜撑、横撑的方式组成,造型十分新颖独特,其断面图见图 2。

主拱拱肋直径 1.8 m,壁厚 26 mm,在拱内灌注

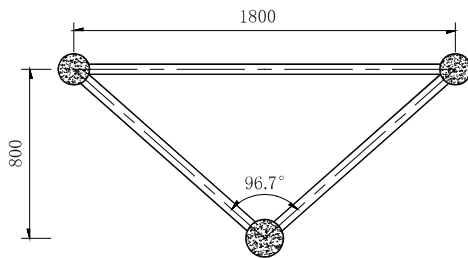


图 2 拱圈横断面图(单位:cm)

C50 微膨胀混凝土。在拱肋节段内部,沿着水平轴向设置环形加劲板,每间隔 3 m 设置 2 道。加劲板均竖向设置,其位置与横撑腹板位置对应,加劲板厚 16 mm。在主拱肋内部,沿着圆弧方向设置纵向加劲肋,每间隔 45°设置 1 道,其中,板宽达到 160 mm,厚度为 16 mm。

副拱拱肋壁厚为 22 mm,直径为 1.5 m。在拱内,灌注 C50 微膨胀混凝土。在副拱拱肋内部,沿着水平轴向设置环形加劲板,每间隔 3 m 设置 2 道。加劲板均竖向设置,其位置与斜撑腹板位置对应,加劲板厚 16 mm。在副拱肋内部,沿着圆弧方向设置纵向加劲肋,每间隔 60°设置 1 道,其中,板宽达到 160 mm,厚度为 16 mm。

从跨中断面起,在主、副拱肋之间设置斜撑,间距为 3 m,共 37 对。斜撑为矩形断面。在节点位置处,斜撑的截面尺寸达到 60 cm × 50 cm,其中,顶板厚 16 mm,腹板厚达到 16 mm。在 2 片副拱拱肋之间,采用对称方式设置横撑,间距为 3 m,共计设置 37 道。横撑采用矩形断面,截面尺寸与斜撑相同。

2.2 主梁

主梁为预应力混凝土箱梁结构,具有等高度的特

收稿日期: 2021-02-02

作者简介: 王鹏(1976—),男,硕士,高级工程师,从事桥梁设计研究工作。

点,整体式断面。吊杆处主梁顶板全宽 40 m,宽跨比为 1:3.5;梁高 3.5 m,高跨比为 1:38.8,高宽比为 1:11.1。

通常情况下,主梁应用单箱多室鱼腹式断面,吊杆处箱梁顶板宽达到 40 m,而无吊杆处箱梁顶板宽达到 37.8 m,厚度为 0.28 m,横向设置双向 2.0% 的横坡。箱梁底板平直段宽 17.432 m,利用 1 条圆弧线将边腹板与底板连接起来,圆弧半径为 20.0 m,底板厚 0.22 m。对于中腹板来说,指的是拱肋锚固区以及系杆布置区,因此,边腹板厚度为 0.6 m,中腹板厚度为 0.9 m。在与吊杆相对应的位置处设置横隔梁,每间隔 6 m 设置 1 道,横隔梁厚 0.2 m。横隔梁之间 3 m 间距处加设 1 道厚度为 0.16 m 的小横隔梁。

主梁横断面图见图 3。

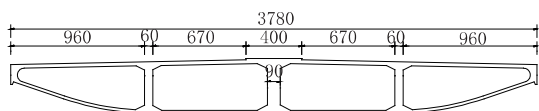


图 3 主梁横断面图(单位:cm)

在对箱梁进行设计的过程中,采用了纵、横双向预应力设计方式。纵向预应力采用 $22\phi^{*}15.2$ 预应力钢绞线。桥面板横向设置预应力钢束,每间隔 0.5 m 设置 1 根,靠近吊杆两侧为 $5\phi^{*}15.2$ 钢束,远离吊杆处配置 $4\phi^{*}15.2$ 钢束。有斜吊杆段横隔梁横向配置 2 根 $4\phi^{*}15.2$ 和 4 根 $5\phi^{*}15.2$ 钢束,无斜吊杆段横隔梁配置 2 根 $5\phi^{*}15.2$ 和 2 根 $9\phi^{*}15.2$ 钢束。端横梁 4 m 范围内间隔 0.4 m 配置预应力钢束,顶板配置 11 根 $5\phi^{*}15.2$ 钢束,底板配置 7 根 $4\phi^{*}15.2$ 钢束。

2.3 吊杆

主拱设置的吊杆共计为 19 根,副拱共设 13 根吊杆,基于吊杆索体考虑,选用 PES(FD)系列新型低应力防腐拉索。对于主拱吊杆索体来说,规格达到 PES(FD)7-187,每个拉索均由 187 根 $\phi 7$ mm 镀锌高强度低松驰预应力钢丝组成。对于副拱吊杆索体来说,其规格达到 PES(FD)7-73,每个拉索均由 73 根 $\phi 7$ mm 镀锌高强度低松驰预应力钢丝组成。吊杆顺桥向间距为 6 m,在主梁与主拱拱肋内锚固,分别为张拉端与固定端。

3 分析模型

由于本桥结构型式特殊,必须采用空间有限元分析软件对全桥结构进行分析。在进行计算时,应用了 Midas/Civil 软件,结构计算参考设计图纸的内容,以国家设计规范作为计算参数的标准依据。主梁采

用空间梁格模拟^[1],将主梁划分为 5 片纵梁和若干横梁^[2]。拱肋以及横向连接杆件采取梁单元模拟的方式,拱肋采用钢管混凝土材料。吊杆的分析则选用了桁架单元模拟方法。全桥共划分为 1 326 个单元,724 个节点^[3]。全桥三维实体计算模型见图 4。

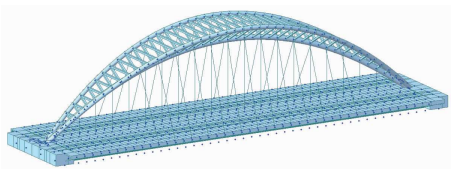


图 4 全桥三维实体计算模型

施工过程为:先施工主墩、主梁,再安装拱肋及吊杆;然后调整吊杆力,拆除满堂支架;最后开展一些附属工程,包括人行道以及铺装施工桥面等。

4 计算结果分析

4.1 静力分析

4.1.1 主梁计算结果

主梁按全预应力构件设计,在长期效应组合主梁中,截面上缘所产生的最小正应力达到了 -2.95 MPa ,截面下缘则达到了 -3.53 MPa ,各个截面均未产生拉应力的现象。在短期效应组合主梁中,截面上缘所产生的最小正应力达到了 -1.18 MPa ,截面下缘则达到了 -0.46 MPa ,各个截面均未产生拉应力的现象。短期效应组合下,纵向主梁截面混凝土的主拉应力为 1.01 MPa 。根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)(以下简称桥规),主梁的主拉应力应不大于 $0.40 f_{\text{tk}} = 0.4 \times 2.65 = 1.06 \text{ MPa}$ (式中 f_{tk} 为混凝土轴心抗拉强度标准值),因此满足《桥规》要求。最大主拉应力出现在中间主梁与拱肋相交的位置,该位置应力失真,其余各截面主拉应力均较小。

根据计算结果,主梁活载最大挠度值为 18.7 mm。根据《桥规》,主梁在活载作用下的挠度应不超过计算跨径的 $1/600 \times L=220$ mm,因此满足《桥规》要求。

4.1.2 拱肋及横、斜撑计算结果

拱肋按钢管混凝土相关规范进行承载能力极限状态及持久状况正常使用极限状态验算。分别选取主拱及副拱拱顶、拱座以及弯矩最大截面进行验算。拱肋按钢管混凝土单圆管偏心受压构件计算。拱肋强度计算结果见表 1。

由于计算模型是适当简化的,实际拱肋在主梁拱座上就已经截止,去除拱脚应力失真截面,其余截面最大应力为 -164.83 MPa 。横撑最大应力为

表 1 拱肋强度计算结果			
截面位置		轴向压力组合 设计值 /kN	抗压强度 设计值 /kN
主拱	拱顶	35 865.5	65 308.01
	拱脚	48 744.3	56 161.76
	弯矩最大截面	52 506.3	56 565.39
副拱	拱顶	26 581.5	42 569.22
	拱脚	32 509.4	46 678.82
	弯矩最大截面	31 478.7	41 505.78

表 2 主拱吊杆内力计算结果											kN
计算项目	吊杆编号										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
内力最大值	2 467	2 494	2 468	2412	2 351	2 300	2 264	2 240	2 227	2 222	
内力限值	4 006	4 006	4 006	4 006	4 006	4 006	4 006	4 006	4 006	4 006	

副拱吊杆的抗拉强度为 4 692 kN。副拱吊杆内力计算结果见表 3。

表 3 副拱吊杆内力计算结果								kN
计算项目	吊杆编号							
	1	2	3	4	5	6	7	
内力最大值	1 339	1 350	1 354	1 354	1 354	1 353	1 353	
内力限值	1 564	1 564	1 564	1 564	1 564	1 564	1 564	

4.2 动力分析

自振特性反映振动系统的固有特性，是研究一切振动问题的基础^[4]。通过选用子空间迭代法，对全桥前 30 阶自振特性进行计算，其中，迭代次数共计为 20 次。

全桥前 5 阶自振频率及振型见表 4。

表 4 全桥前 5 阶自振频率及振型			
振型阶数	频率 /Hz	周期 /s	振型特征
1	1.032	0.969	主梁横向扭转
2	1.056	0.947	主拱反对称横向位移
3	1.321	0.757	主梁反对称竖弯
4	1.581	0.632	主梁对称竖弯
5	1.712	0.584	主拱对称横向位移

根据自振特性分析结果，采用了更多的振型参与动力计算；结构整体采用拱梁组合体系，1 阶频率达到 1.032 Hz，结构整体刚度较大。

4.3 稳定性分析

相关规范要求钢管混凝土拱桥应进行空间稳定性计算，弹性稳定特征值不应小于 4。主要采用以下分析方式：成桥状态只有恒载；成桥状态为恒载 + 城 -A 级活载。

-46.59 MPa，斜撑最大应力为 152.88 MPa。根据相关规范，钢结构的应力应不大于 $0.8 f_y$ （式中 f_y 为钢材强度标准值）。本桥钢结构采用 Q345 钢材，根据计算，其应力应不大于 260 MPa，因此满足（《钢管混凝土拱桥技术规范》（GB 50923—2013）要求。

4.1.3 吊杆计算结果

根据规范要求，吊杆的安全系数应不小于 3。主拱吊杆的抗拉强度为 12 018 kN。主拱吊杆内力计算结果见表 2。

经研究后发现，针对 1 阶失稳模态而言，可表示为横桥向失稳，基于恒载 + 城 -A 级活载的条件下，所产生的稳定安全系数为 5.143。所以，结构稳定性是合理的，符合《钢管混凝土拱桥技术规范》要求。

稳定安全系数和失稳模态见表 5。

表 5 稳定安全系数和失稳模态			
序号	荷载工况	稳定安全系数	失稳模态
1	全部恒载	5.346	横桥向弯曲失稳
2	全部恒载 + 城 -A 级活载	5.143	横桥向弯曲失稳

5 结 语

（1）本桥采用单跨的空间拱梁组合体系，外部为简支的静定结构体系，改善了支座不均匀沉降的问题。

（2）通过计算分析，本桥结构体系合理，各构件受力满足规范的要求。由主拱、副拱以及横撑、斜撑组成的空间异形拱结构具有良好的稳定性。

（3）对于简支梁与三角拱组合体系，由于梁的刚度较小，需要较大刚度的拱肋作为受力构件承受桥梁的荷载。

（4）吊杆张力对主梁及拱肋的受力影响较大。在满足主梁受力要求的前提下，应尽量减小吊杆张力，从而有利于拱肋结构的受力和稳定性。

参考文献：

[1] 汉勃利 E·C. 桥梁上部结构性能[M]. 北京：人民交通出版社，1982.
[2] 范立础. 桥梁工程（上册）[M]. 北京：人民交通出版社，2001.
[3] 戴公连，李德建. 桥梁结构空间分析设计方法与应用[M]. 北京：人民交通出版社，2001.
[4] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京：中国铁道出版社，2002.