

两铰钢结构拱桥大吨位铰支座设计与受力分析

任清顺, 郑爱华, 王美馨

(西南交大土木工程设计有限公司, 四川 成都 610031)

摘 要: 拱铰支座作为两铰拱桥梁的主要承重结构,是拱脚与拱座连接的关键部位,是控制设计的关键环节。由于铰结构的不可更换性,且暴露于空气中,势必会受到水、空气的腐蚀。同时,由于吨位大、应力大,势必存在应力腐蚀。以天保湾大桥的拱铰为例,在国内首次采用 5 500 吨高力黄铜拱铰。拱铰在使用中应传力顺畅,应力分布合理,不出现应力集中现象。针对天保湾大桥拱铰的局部受力进行分析计算,检验其设计的合理性和可行性。

关键词: 拱铰支座结构设计;仿真分析;耐久性

中图分类号: U443.36

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)12-0038-03

0 引 言

桥梁铰支座通常用于桥梁或结构上需释放弯矩发生转动的地方。另外,在拱桥中也有应用。昆山玉峰大桥便采用了完全式的拱铰结构,每个拱铰最大轴向力为 24 000 kN^[6]。成都天保湾大桥总长 880 m,主桥为 230 m 跨的钢桁架两铰拱桥,西岸引桥全长 207 m,东岸引桥全长 152 m,桥型布置如图 1 所示。主梁采用纵横梁体系,主梁全宽 43.5 m,高 3.0 m,纵梁中心间距 26.5 m。主拱采用桁架结构,由两片桁架和横向连接构成。下弦杆计算跨度 216 m,矢高 48 m,矢跨比 1/4.5,拱轴线为二次抛物线。上弦杆计算跨度 216 m,矢高 35 m,矢跨比 1/7.25,其线形亦采用二次抛物线。主拱桁架跨中桁高 7.75 m,根部桁高 19 m。主拱设 4 个铰支座结构,每个拱铰将承受 55 000 kN 的轴向力。如此大吨位的拱铰支座在拱桥上的应用尚属首次。

1 铰支座构造及工作原理

1.1 支座构造

铰支座结构由两个相互协调的半圆形结构以及相应滑动套构成。铰支座由上摇、下摇、滑动套、端面板、止动板、预埋钢板等组件构成,如图 2 所示。

1.2 铰支座工作原理和传力途径

拱铰支座结构通过上下摇与滑动套的微小摩擦滑动实现拱脚弯矩的释放,而相对滑动本身需要克

服一定的摩擦力。该摩擦力形成扭矩对拱脚形成一定的抗弯能力,因此抗弯能力的大小直接影响到拱脚弯矩的释放、桁架结构的内力。因此,活动铰支座的性能是影响桥梁结构受力的重中之重,也是桥梁结构寿命关键中的关键。

端面板通过螺栓与下摇连接,起到横向限位和抗震的作用。止动板通过螺栓与下摇连接,在铰结构转动的过程中起到限制滑动套滑出下摇的作用,同时防止尘埃颗粒进入圆弧轴面内部影响铰支座的转动性能。

主拱桁架的力通过铰支连接座传递给铰结构。铰结构在轴向荷载的作用下,支座的传力途径为:上摇→滑动套→下摇→预埋钢板→混凝土拱座。铰结构在横向水平荷载作用下,支座的传力途径为:上摇→滑动套→下摇→预埋钢板→混凝土拱座。铰结构在地震水平荷载作用下,支座的传力途径为:混凝土拱座→预埋钢板→下摇→端面板→上摇。各传力途径清晰明确。

2 拱铰支座材质选取与主要技术参数

为了满足构件的安全、耐久、适用、经济等原则^[1],拱铰上摇、下摇结构均采 ZG310-570 铸钢。抗拉、抗压和抗弯强度设计值为 225 MPa,抗剪强度设计值为 145 MPa。铰轴紧密接触时,径向受压强度设计值为 125 MPa,弹性模量为 $E=2.06 \times 10^5$ MPa,线膨胀系数为 $1.2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ ^[2]。

滑动套采用高力黄铜:CuZn25Al₆Fe₃Mn₃,密度 8.2g/cm³,线膨胀系数 $(1.6 \sim 2.0) \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$,导热系数

收稿日期: 2021-03-12

作者简介:任清顺(1979—),男,本科,高级工程师,从事道路、桥梁工程设计、研究及咨询工作。

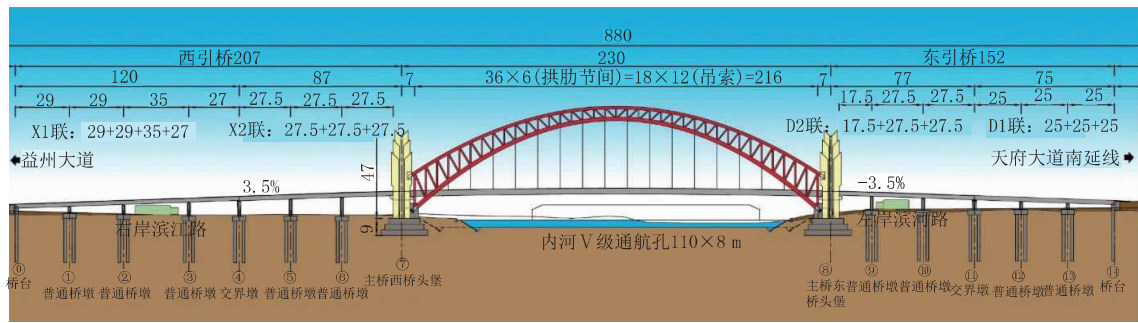


图 1 天保湾大桥桥型布置图(单位:cm)

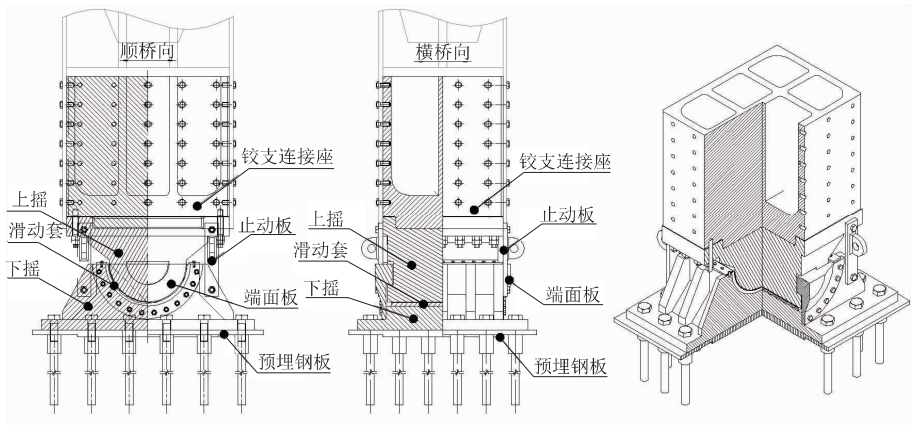


图 2 铰支座构造图

38~55W/(mk),抗压强度 755 MPa,冲击韧性 400~500 kJ/m³,硬度 210HB,弹性系数 100~140 kN/mm²,延伸率 12%,摩擦系数(油润滑)为 0.03。

铰结构设计转角 0.01 rad,设计横桥向位移量为 ±10 mm。铰设计轴向承载力 55 000 kN,横桥向承载力 2 000 kN。

3 拱铰尺寸拟定与受力计算分析

3.1 设计荷载

根据总体计算取最不利荷载工况的支座反力,作为拱铰支座的设计荷载,见表 1。

表 1 最不利荷载工况下拱铰处最大轴力和弯矩

最不利荷载 工况	FY/kN	FZ/kN	MX/ (kN·m)	MZ/ (kN·m)
恒+活+ 温度+风	6 600	55 000	-5 000	2 100

3.2 铰支座尺寸拟定

根据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015),由于拱铰上摇、下摇、滑动套为同心圆柱面体,故铰结构属于铰轴式的圆柱形枢轴。当两个相同半径的圆柱形弧面自由接触的中心角 α 不小于 90 时,其承压应力 σ 应按式计算:

$$\sigma = \frac{2R}{dl}$$

式中:d 为枢轴直径,mm;l 为枢轴纵向接触面长度,

mm;R 为支反力。

已知 R=55 082.98 kN,根据桁架和构造确定 l=1 200 mm,得出在不同直径 d 下的承压应力,见表 2。

表 2 不同圆弧直径下的应力

σ/MPa	131.1	114.8	102	91.8	83.5
d/mm	700	800	900	1 000	1 100

铸钢 ZG310-570 抗拉、抗压和抗弯强度设计值为 225 MPa。考虑到铰结构还受弯矩和扭矩的影响,综合结构安全、可靠、美观和一定的安全储备,在仅考虑轴向力的初步估算条件下,选取安全系数 n=2.0 来选取枢轴的直径,σ=225/2.0=112.5 MPa,故选取 d=900 mm,对应半径 r=450 mm 作为铰轴上摇的半径。以此来确定铰轴上下摇的半径。由于滑动套的厚度为 50 mm,故下摇的柱面半径为 500 mm。

3.3 仿真分析

3.3.1 有限元建模

利用大型有限元计算软件 ANSYS 14.5 对拱铰支座结构受力行为进行研究。本设计中主拱肋的拱铰承压面是由两个半径相同的圆柱形弧面组成的,且两个弧面紧密贴合在一起,其受力分析属于接触问题。考虑到实际接触情况,以及材料的弹性和塑性变形,实际上的承压面为面面接触。

采用 SOLID95 实体单元建立实体模型。有限元

模型除接触面部分实体采用映射网格划分外,其余实体均采用自由网格划分。接触面部分单元划分形状为六面体,其余部分单元均采用四面体。划分网格后的有限元模型,如图3所示。



图3 铰有限元模型

3.3.2 结构荷载和边界条件

拱铰是从整体模型分离出的局部模型,边界条件需要保持局部模型的稳定性和整体模型的一致性。固结拱铰下摇底板,由于端面板在模型中未考虑,故可约束横桥向Y的位移。拱铰的重力加速度为竖直向下 9.81 m/s^2 。施加相应的荷载(轴力、弯矩)。

3.3.3 求解设置

本计算为非线性接触分析问题,设置初始渗透容差为 2 mm ,接触刚度相对值设为 0.1 。求解采用非对称 NR 法。在求解过程中需要激活线性搜索和自动时间步长,并设最小步长为 5 ,最大步长为 200 。

3.3.4 有限元计算结果

计算结果如图4~图6所示。

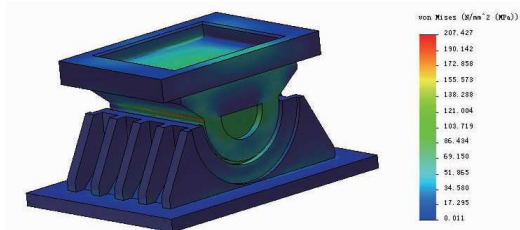


图4 拱铰 Von Mises 应力云图 1(单位:MPa)

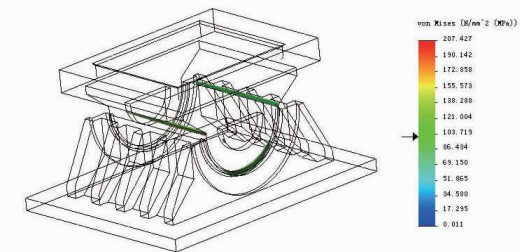


图5 拱铰 Von Mises 应力云图 2(屈服应力超过 100 MPa 的区域:图中着色部分)(单位:MPa)

由图4可知,拱铰整体应力过渡平滑,最大屈服应力为 207 MPa ,小于材料强度设计值,且具有较大富裕量。

由图5可知,拱铰应力超过 100 MPa 部分(其体

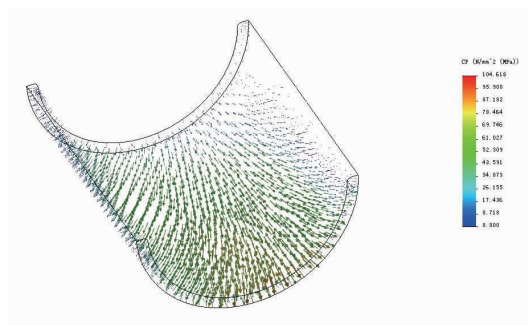


图6 滑动套接触压力云图(单位:MPa)

积约占模型体积的 2.3%)位于拱铰上摇构造尺寸变化处和拱铰上下摇接触的横向边缘位置。此处主要是应力集中引起所致,制造施工时通过圆滑过渡可消除。

由图6可知,滑动套应力呈现出横桥向大小不均的结果,主要是轴向力与弯矩、扭矩的组合引起的受力不均所致。其最大压应力为 104.6 MPa ,小于材料强度设计值,且具有较大富裕量。

4 拱铰耐久性设计

为了确保铰结构的耐久性,外在铰轴面上采用镀铬厚度不小于 $50 \text{ }\mu\text{m}$,并抛光处理。其余表面涂装均采用特质环氧富锌防锈底漆二道,干膜厚度为 $80 \text{ }\mu\text{m}$ 。中间漆采用云铁环氧漆一道,干膜厚度为 $40 \text{ }\mu\text{m}$ 。面漆采用氟碳面漆二道,干膜厚度为 $70 \text{ }\mu\text{m}$ 。总干膜厚度不低于 $190 \text{ }\mu\text{m}$ 。为防止颗粒粉尘等杂物进入拱铰结构轴面,进而影响铰结构转动性能,在铰结构的外部设置防护罩。滑动面采用高力黄铜,灌注润滑油。

5 结 语

(1)通过对铰支座的构造设计分析和传力分析,得出铰结构受力、传力清晰明确。

(2)通过对铰结构的有限元计算分析,在最不利荷载组合工况作用下,拱铰出现应力集中,集中应力达到 207 MPa 。除应力集中处,外拱铰其他区域的应力均小于 100 MPa ,并且周围区域应力水平迅速降低,大部分区域应力在 80 MPa 以下。滑动套应力均最大为 104.6 MPa ,满足设计受力要求。

(3)铰结构设计合理,同时满足其使用性能要求,因此,采用将这种铰结构用作特大跨径钢桁架拱桥的拱脚与拱座的连接是可行的。

(4)铜基自润滑耐磨材料 COB050 在铰支座上的首次应用,为以后这一类型的支座设计开创了一个新的思路。

(下转第63页)

从桥墩顺桥向验算结果表中可以看出在设计地震作用下:桥墩塑性铰区抗剪强度满足规范要求。

3.4 桩基验算

美国规范中,对在地震作用下需要其保证完全弹性的构件称为能力保护构件^[5]。本桥将桩基作为能力保护构件,由墩底断面的等效屈服弯矩计算得到的超强弯矩,对桩基抗弯能力进行能力保护验算,桩基抗弯承载力采用与本文 3.1 中墩柱相同方法计算得到,并考虑了轴力影响,验算结果见表 3。

表 3 纵向地震作用组合下桩基抗弯能力验算

位置	桩径 /m	轴力	超强弯矩	抗弯承载力	M_u/M
P5	1.2	3 234	5 015	5 515	1.1
P6	1.2	3 125	5 034	5 511	1.1
P7	1.2	3 126	5 085	5 511	1.1
P8	1.2	3 363	5 041	5 521	1.1

由验算结果表可以看出,桩基均处于弹性范围,满足设计要求。

4 结 语

经过对高架桥在美国规范的抗震验算,得出以下结论。

(1)在地震作用下,由于 P1~P8 号墩与主梁固结,

共同承担地震力,解决因为固结墩过少而导致固结墩受到地震力过大,可能出现的剪切脆性破坏的情况。

(2)在对桥墩三个控制截面的抗剪验算过程中,墩底位置由于截面较小,抗剪承载力较小,是相对薄弱的地方。

(3)在现有的美国规范下,各桥墩的位移能力满足抗震设防要求,且具有足够的抗剪能力,抗震性能满足抗震设防标准。

(4)桩基作为能力保护构件,在桥墩超强弯矩作用下,处于弹性范围。

参考文献:

[1] Caltrans, MEMO to designers 20-1[EB/OL].<http://www.dot.ca.gov/des/techpubs/manuals/bridge-memo-to-designer/page/section-20/20-1.pdf>. [2017-10-29].

[2] [4] R.A.Imbsen. AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design, Report to AASHTO T3 Subcommittee [R]. Washington, DC, 2007.

[3] 曾宁烨, 宋晓东. 浅谈 Caltrans 桥梁抗震规范[J]. 四川建筑, 2019(5): 132-135.

[5] 殷鹏程, 叶爱君. 从中美规范比较探讨桥梁结构抗震体系[J]. 工程抗震与加固改造, 2009(3): 2.

(上接第 40 页)

参考文献:

[1] JTG D60—2015, 公路桥涵设计通用规范[S].

[2] JTG D64—2015, 公路钢结构桥梁设计规范[S].

[3] 林道锦. 嘉绍大桥刚性铰结构设计与力学性能研究[C]// 中国公路学会桥梁和结构工程分会 2011 年全国桥梁学术会议论文集. 浙江上虞: 人民交通出版社, 2011: 624-630.

[4] 胡海波, 熊劲松. 武汉天兴洲公铁两用长江大桥滑板式铰轴支座技术[J]. 桥梁建设, 2010(6): 6-8.

[5] 岳澄, 石九州. 新型铰轴钢支座力学性能的实验研究[J]. 桥梁建设, 2007(2): 25-27.

[6] 陶海, 巩春领. 一种完全式拱铰的设计与分析[J]. 上海公路, 2006(2): 24-26.