

小半径曲线双层桁架桥设计研究

苏斌,朱立锋,戴建国,施江涛,刘文

[上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司,上海市200092]

摘要:随着国内桥梁大规模建设,双层桁架桥梁逐渐增多,直线钢桁结构的设计与应用较为成熟,曲线桁架结构的研究较少。依托贵阳市人民大道筑城广场大桥,研究了小半径曲线桁架桥的合理构造布置,通过Midas Civil进行结构整体受力分析,采用ANSYS对关键节点受力性能进行研究,为小半径曲线双层桁架梁桥设计及施工提供可靠的理论和技术支持。

关键词:小半径曲线;双层桁架桥;整体受力;关键节点

中图分类号:U442.5

文献标志码:B

文章编号:1009-7716(2024)02-0052-05

0 引言

当公路铁路选择桥梁跨越大江大河时,受各种因素制约,桥位资源有限,双层桥应运而生。钢桁梁可以形成上下弦桥面,适合双层桥面布置;通透性好,有利于下层桥面净空和采光;具有较好的竖向刚度,能满足行车安全和舒适,是双层桥中最常见的形式。随着主跨跨径的增大,逐渐出现钢结构拱、斜拉索辅助的钢桁架桥,如柔性拱辅双层桁架桥、矮塔斜拉桁架桥等。随着城市的不断建设,市政工程中双层桁架桥应用逐渐增多。

国内外大规模的双层桥梁实践后,钢桁梁结构在设计、加工、安装和建造等方面已经相当成熟,各类双层钢桁架梁的形式、截面布置、受力特性、节点构造等方面的研究均取得了许多成果,但绝大多数是以直线桁架为基础的研究^[1],对平面呈曲线的双层桁架桥研究很少。本文依托贵阳市人民大道筑城广场大桥,在直线桁架的技术成果基础上对小半径曲线双层桁架进行结构受力和构造布置研究,为小半径曲线双层桁架梁桥设计及施工提供可靠的理论和技术支持。

1 桥梁构造布置

桁架主要结构参数为跨径、主桁片数与桁高、桥式和节间距、桥面板构造、连接方式等。

1.1 跨径布置

合理的跨径应考虑桥位处的航道、河道、桥下交

通等各类要求综合确定。贵阳人民大道南段工程是主线地道+地面辅路的双层道路断面形式,道路两次跨越南明河,筑城广场大桥采用94.55 m+63 m+81.55 m三跨连续双层桥面钢桁架,平面位于道路中心曲线半径 $R=100$ m的圆曲线上,其中93 m边跨由63.5 m直线+29.5 m缓和曲线组成,63 m中跨由15.5 m缓和曲线+47.5 m圆曲线组成,80 m边跨由58.5 m圆曲线+21.5 m缓和曲线组成(见图1)。

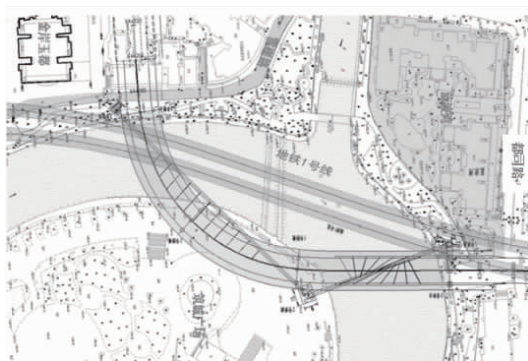


图1 筑城广场大桥平面

1.2 主桁片数与桁高

对于曲线桁架双层桥梁,荷载产生明显的扭转效应,若采用2片主桁,则杆件尺寸将较大,对施工和景观不利^[2]。为满足桁架承载和抗扭能力,兼顾景观效果,筑城广场大桥采用3片主桁的形式,适当降低结构高度,以满足道路接顺纵坡要求。横向3片主桁间距10.7 m,桁架中心高度6.2 m,总高7.1 m。其平面大部处于道路中心线半径100 m平曲线段,上层桥总宽27.2 m,为双向4车道(含曲线加宽)和两侧人行道,下层总宽22.2 m,为双向4车道。其中,主桁杆件均采用箱型截面,弦杆截面尺寸为0.8 m×0.9 m(宽×高,下同),板厚均为30 mm;腹杆截面尺寸为

收稿日期:2023-02-06

作者简介:苏斌(1992—),男,硕士,高级工程师,从事桥梁工程设计工作。

0.8 m×0.8 m,板厚分为 35 mm 和 40 mm 两种。主桁材质均为 Q420qD。考虑景观效果,两次跨河时设置了斜跨拱辅助桁架受力,大桥主拱分为两跨,跨径为 90 m 和 162 m。该桥总体布置见图 2。

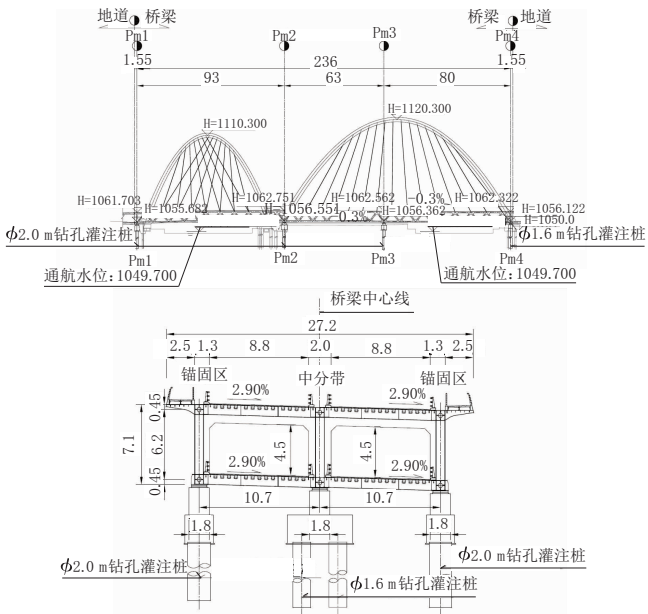


图 2 筑城广场大桥总图布置图(单位:m)

1.3 桁式和节间距

钢桁梁一般有华仑桁、三角桁、N 形桁、K 式桁和菱形桁五种桁式^[3]。早期桁架桥受施工限制,桁架杆件尺寸小,大跨桁架桥常用 K 式桁和菱形桁以缩短杆件长度、提高杆件稳定性。随着施工能力提升,现代大跨桁架及索辅桁架桥采用更为简洁的华仑桁、三角桁和 N 形桁(见图 3)。

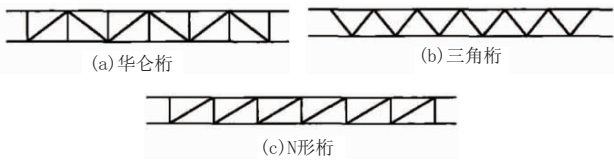


图 3 桁式示意图

从几何构造处理看,曲线桁架上下弦在曲线上,上下弦杆若采用曲杆,为保证节点板处腹杆对接不错位,其腹杆也要做成平面投影为曲线的曲杆,对受压杆的面外稳定很不利。若曲线桁架采用华仑桁或 N 形桁架,则必然出现其竖杆上下翼缘是折面或弧面情况,加工难度大且对受力不利。所以,曲线桁架采用三角桁式相对合理。

曲线桁架上下弦在曲线上,上下弦杆件可以“以直代曲”,也可以采用曲线杆件。以直代曲的曲线桁架上下弦杆折点一一对应,制造时在折弯中线处将节点板或上弦杆压制或缓和折线。折线处用圆滑过渡,上下弦杆平面投影为一条折线,实现以直代曲。

这样处理,斜腹杆是直杆,杆件钢板与节点板处在一个面内对接较为容易,上弦杆则为折杆,下弦杆为直杆,具体构造处理见图 4。

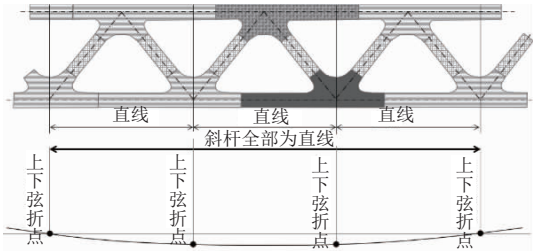


图 4 主桁弦杆折弯位置图示

三角桁式节间距可由斜杆水平倾角确定,其值大小决定了承受桥面荷载的范围。斜杆水平倾角过大,会导致杆件受力和尺寸偏大。节间距较小,通透性差,影响侧面景观效果。筑城广场大桥采用三角桁,斜杆水平倾角为 53.8°。

1.4 桥面板构造

板桁组合结构桥面参与整体受力,成为双层桁架桥的主流结构形式^[4]。很多学者对板桁组合结构的传力途径和分析计算方法进行了深入研究,应用较为成熟。对于小半径曲线桁架桥来说,横向作用除了整体偏心作用外,还需叠加扭转和局部桥面板受弯,桥面板的横向受力较大。正交异性钢板和桁架材料一致,自重轻,能形成稳定空间结构、传力连续、整体刚度大、抗扭刚度大,无混凝土开裂问题。此外,本桥位于城市中心区,通行车辆以小型车辆为主,重载交通较少,故筑城广场大桥上下桥面均采用正交异性钢桥面板,与主桁结合。

本桥桥面采用设置纵梁的密梁体系,每侧桥面共设置 2 道工字型纵梁,尺寸为 0.5 m×0.9 m,横向间距 3.3 m,纵梁沿平行道路曲线方向布设。桁片在主桁节点间设置箱型大横梁,尺寸为 1.0 m×0.9 m。大横梁之间设置 3 道工字型小横梁,尺寸为 0.5 m×0.9 m,横梁间距 2.25~2.5 m,均沿道路曲线法向布设。钢桥面及纵横梁材质均采用 Q345qD。

1.5 连接方式

调研国内多家钢厂意见,曲线桁架由于其曲线特性,其杆件要达到螺栓连接的精度难度较大,投入和施工风险也大,故主桁杆件连接形式推荐全焊接工艺,进行现场安装。桥面 U 肋工地连接采用焊接时其嵌补段是结构连接的薄弱环节,易导致疲劳或其他形式的破坏。根据相关研究^[5],U 肋栓接接头的静力强度不低于焊接,但疲劳性能远优于焊接。本桥 U 肋采用火焰煨弯曲线制造,钢桥面连接采用栓焊组

合形式,其中钢桥面母材采用焊接,U肋采用栓接。U肋栓接采用底板设圆端形手孔,腹板内外侧设置拼接板栓接的形式,U肋腹板在桥面板焊接位置设置过焊孔(见图5)。

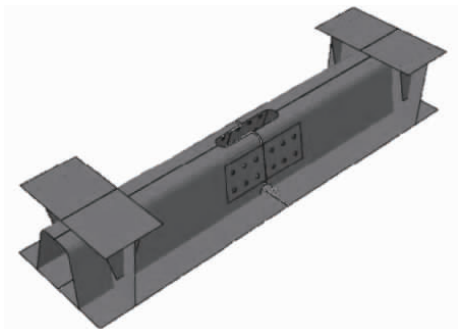


图5 U肋工地连接示意图

2 结构整体受力分析

2.1 有限元模型

计算采用 Midas Civil 空间有限元软件,主桁架杆件及桥面纵横梁体系采用梁单元模拟,桥面板采用板单元模拟。计算模型考虑实际桩土相互作用效应,采用节点弹性支撑约束模拟水平向边界条件,节点水平约束刚度采用 m 法计算。计算模型见图6。模型考虑5个施工阶段,详见表1。

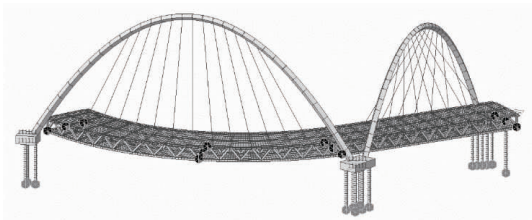


图6 整体计算模型

表1 有限元模型施工阶段

阶段	施工内容
1	施工主桥桩基、承台、桥墩;施工主拱桩基础、承台、拱座及主拱钢混结合段。钢厂加工主桁架及主拱节段
2	搭设支架,在支架上安装主桁架节段、钢桥面系(主横梁、小横梁、纵梁及桥面板)、人行道结构
3	在桥面上搭设拱肋支架,利用竖转施工安装拱肋节段
4	拱肋合龙,安装拉索并初张拉索,拆除拱肋支架
5	拆除主桥支架,第二次调整拉索索力,完成桥面系及其附属设施施工

模型中,荷载主要考虑恒载(自重+二期+支座沉降)、活载(车道荷载+人群荷载)、大小拱吊杆初拉力、运营风荷载(纵向+横向)、极限风荷载(纵向+横向)、整体升降温、主梁升降温梯度、拱肋升降温梯度和吊杆升降温。同时考虑上述荷载单项及其不利组合作用,以分析桥梁整体运营阶段的空间受力特性。基本组合结果取上述荷载组合工况的最不利

包络数值。

2.2 恒载作用下结构位移结果

考虑筑城广场大桥景观拱肋高度较高、受力较小,以下仅对主体承重结构即主桁架进行分析。恒载作用下,结构的整体位移见图7。

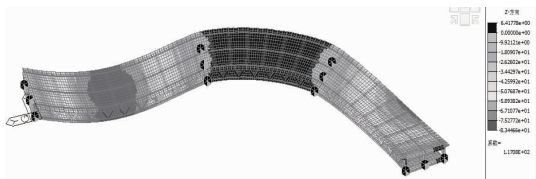


图7 恒载作用下主桁架结构位移

连续桁架梁结构最大位移为 -82 mm,出现在 93 m 边跨跨中中间桁架。该跨各桁片下挠较均匀。63 m 中跨受边跨对中跨卸载效应的影响,恒载挠度均为正值,受力较小。对于 80 m 边跨,外侧、中部和内侧桁片的竖向挠度依次减小。这是由于外侧桁片的跨径较内侧大,且曲线布置导致恒载相对主梁支点产生扭转效应。

2.3 恒载作用下结构内力结果

恒载作用下,主桁架杆件的轴力见图8。上弦杆轴力小于下弦杆,本板桁组合结构的上桥面宽度比下桥面要大,桥面分担的轴力也多。Pm1~Pm2 位于直线段,内外三片桁架弦杆内力分布较均匀。Pm2 墩顶处上下弦杆受力呈现内侧桁片>中桁片>外桁片的特点,原因主要是曲线布置下内侧桁片的中跨实际跨径小、刚度大,中跨恒载对边跨的卸载效应减小。Pm2~Pm4 位于曲线上的结构,上下弦杆受力呈现出相反的分布规律,其中上弦杆为外桁片>中桁片>内桁片,而下弦杆为外桁片<中桁片<内桁片,原因主要是桁架的约束扭转引起结构内力的重新分布。



图8 恒载作用下主桁架杆件轴力

位于直线段的结构,中桁腹杆承受更大的轴力。位于曲线段的中跨结构,呈现出中桁>右内桁片>左外桁片的特点。位于曲线段的 80 m 边跨结构,呈现出左外桁>中桁>右内桁片的特点,曲线外侧桁片腹杆受力明显增加,内侧桁片明显减小。

图9~图12为上下弦杆面内和面外弯矩沿桥跨纵向的分布图。从中可以看出,弦杆的面内弯矩远大于面外弯矩,中支点附近上下弦杆面内弯矩极值出

现明显的增大,下弦杆在边支点附近的面内弯矩也增加较大,这主要与弦杆与桥面的组合断面重心对弦杆中心线的偏心和支点附近腹杆轴力出现极值有关。

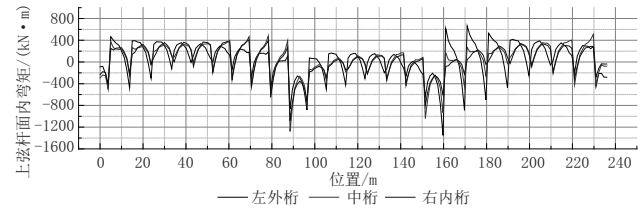


图 9 恒载作用下主桁架上弦杆面内弯矩分布

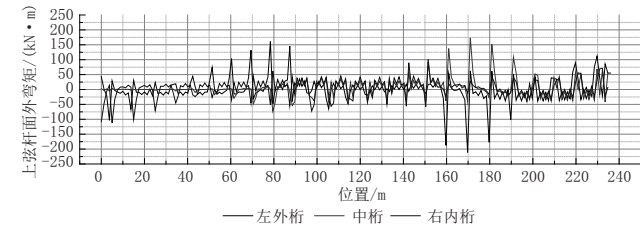


图 10 恒载作用下主桁架上弦杆面外弯矩分布

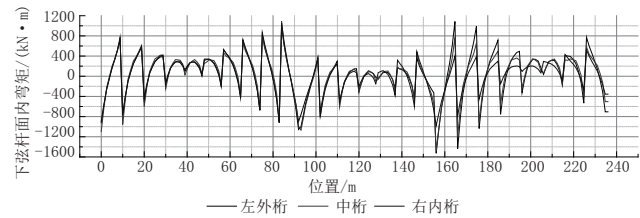


图 11 恒载作用下主桁架下弦杆面内弯矩分布

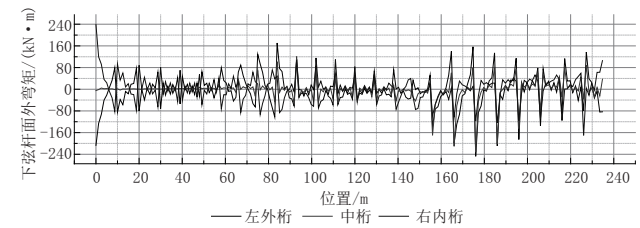


图 12 恒载作用下主桁架下弦杆面外弯矩分布

恒载作用下,腹杆面内弯矩沿桥跨分布的特点与弦杆一致。支点附近明显增大;中跨曲线段跨中和边跨曲线段靠近边支点区域,面外弯矩明显增大。

2.4 基本组合作用下结构分析验算结果

对基本组合下结构主要效应进行分析并验算。从图 13、图 14 可以看出,直线段结构上下弦杆的内力和应力在横向分布较为均匀,中间桁架腹杆受力约为两侧桁架腹杆的 1.25 倍。曲线段结构上下弦杆内力和应力具有明显的分布不均匀趋势,曲线外弦杆>中弦杆>内弦杆。曲线段主桁架腹杆内力和应力分布同样不均匀,在中支点受力外腹杆>中腹杆>内腹杆,在边支点受力中腹杆>外腹杆>内腹杆。

根据桥面布置,主桁架结构均位于车行道之外,主要承受第一体系应力。上弦杆最大压应力为 -110 MPa,最大拉应力为 204 MPa;下弦杆最大拉应



图 13 基本组合下主桁架杆件轴力

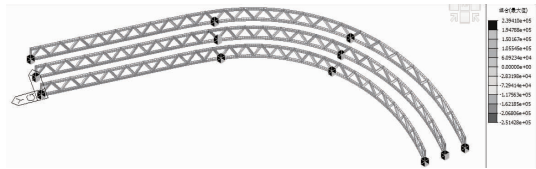


图 14 基本组合下主桁架杆件应力

力为 151 MPa,最大压应力为 -193 MPa,均满足规范要求(限值 320 MPa)。支点处腹杆轴力最大,且均为压杆,对中支点腹杆截面进行加强。中支点腹杆最大压应力位于 Pm2 中桁架,数值为 -241 MPa;边支点腹杆最大压应力位于 Pm4 中桁架,数值为 -251 MPa,均满足规范要求(320 MPa)。本桥中杆件自由长度较短,主桁杆件均为箱型断面,结构压杆的面内外稳定均不控制结构设计。

3 关键节点受力性能研究

双层钢桁架梁桥杆件众多,构件结构空间效应显著,运营阶段桥梁上、下层各杆件动力响应复杂,尤其作为关键节点的各杆件交汇点应力幅增加,对结构抗疲劳性能、结构的安全储备和使用寿命有一定的影响。因此,有必要对桁架桥关键节点进行研究分析。

3.1 节点构造

钢桁梁由左、中、右三片桁架和上下层桥面系构件组成,桁架片由上弦杆、下弦杆和腹杆及节点板组成,桁架主梁的上下弦杆和腹杆钢结构采用 Q420qD 钢材。主桁节点采用整体拼装节点,节点板与弦杆、腹杆的腹板之间采用 500 mm 半径圆弧过渡,腹杆的腹板之间采用 1 200 mm 半径圆弧过渡,节点板在平面曲线段投影按曲线设计,与弦杆和腹杆对接焊。

选取一受力较大的上弦节点作为研究对象,分析节点的受力性能。上弦杆节点构造见图 15。

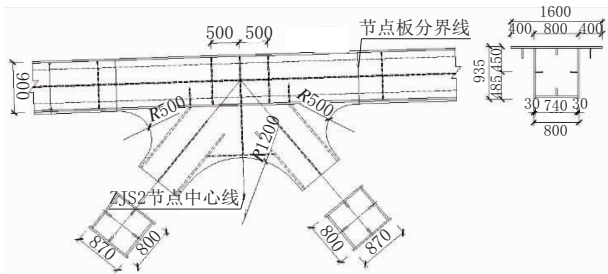


图 15 典型上弦杆节点构造(单位:mm)

3.2 上弦节点受力性能分析

选取第一跨靠近中支点附近,中间桁架上弦受拉且腹杆轴力最大处节点进行分析。略去相交杆件较小的弯矩和扭矩,其受力简图见图16。采用ANSYS进行有限元模拟,节点左侧进行边界约束,其中上弦杆全断面纵向约束,腹板竖向约束,顶板一个节点横向约束。其余自由端节点根据图16进行加载。

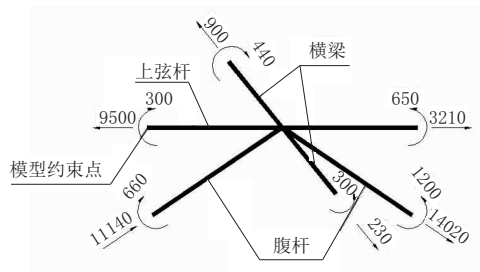


图16 上弦节点受力图示

结果表明,该节点 MISES 应力最大 276 MPa,最小 0.6 MPa,最值在腹杆与上弦杆圆角处,该处圆角半径设置为 1 200 mm 是必要的。纵向应力最大 241 MPa,最小 -138 MPa,最值也在腹杆与上弦杆圆角处。横向应力最大 80 MPa,最小 -77 MPa,应力较小,不控制设计。第一主应力最大 278 MPa,最小 -4.2 MPa,最值也在腹杆与上弦杆圆角处及其附近。第二主应力最大 0.2 MPa,最小 -178 MPa,最值在腹杆与上弦杆圆角处及其附近。

3.3 有限元结果与规范的对比

前述为按照实际受力情况对节点区域进行有限元模拟得到的计算结果,以下对节点进行简化,按《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)进行验算比较分析,简化节点受力模式按照图17进行。

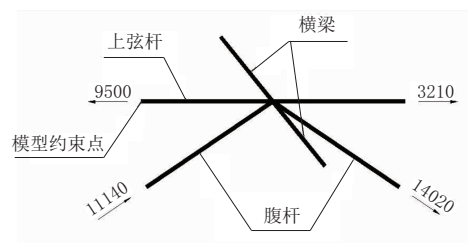


图17 节点受力简化模式

《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)第 E.0.3 条表明,节点板上的水平剪力应满足如下要求:

$$\gamma_0 \tau = \gamma_0 \frac{3}{2} \frac{Z}{a\delta} \leq 0.75 f_d$$

$$Z = (S_1 + S_2) \cos \theta$$

式中: a 和 δ 分别为节点板长度和厚度; Z 为相邻两腹杆水平力的代数和。验算路径取节点板处水平向

的最短长度,为 3 353 mm,节点板厚度为 35 mm,计算的剪应力数值为 100 MPa。从 ANSYS 有限元模型中提取出验算路径的最大剪应力为 102 MPa,误差在 2% 左右。

《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)第 E.0.4 条表明,节点板上的法向应力应满足如下要求:

$$\gamma_0 \sigma_1 = \gamma_0 \left(\frac{N}{A_j} - \frac{Ne y_1}{I_j} \right) < f_d$$

$$\gamma_0 \sigma_2 = \gamma_0 \left(\frac{N}{A_j} + \frac{Ne y_2}{I_j} \right) < f_d$$

式中: A_j 和 I_j 分别为节点板的净截面积和净截面惯性矩。按照此式计算,得到节点中心处最大纵向正应力为 126 MPa,最小纵向正应力为 8.3 MPa。从 ANSYS 有限元模型中提取出节点中心处最大正应力为 133 MPa,最小正应力为 17 MPa,误差在 5% 左右,两者基本符合。但考虑到最大正应力其实不在节点中心的断面处,而是在节点板的倒角处,所以按板壳有限元进行节点验算是必要的。

4 结 论

本文依托贵阳市人民大道筑城广场大桥,对小半径双层桁架桥合理构造的确定进行分析总结;建立桥梁整体模型及关键节点模型对结构进行力学分析,总结小半径双层桁架桥的受力特点。综合前文分析结果,可以得出以下几点结论,供相关工程设计人员参考。

(1) 本文从跨径、主桁片数与桁高、桁式与节间距、桥面板构造、连接方式等阐述曲线桁架合理构造的确定,为类似工程的设计提供参考。

(2) 运用桥梁精细化有限元模型,对小半径曲线双层钢桁梁进行力学特性分析,表明曲线段钢桁上下弦杆和腹杆内力分布不均匀,上弦杆分布规律为外桁片 > 中桁片 > 内桁片,下弦杆分布规律为外桁片 < 中桁片 < 内桁片,中支点处分布规律为外腹杆 > 中腹杆 > 内腹杆,边支点处分布规律为中腹杆 > 外腹杆 > 内腹杆。

(3) 运用 ANSYS 对曲线桁架上弦节点进行局部受力分析,并与规范按公式的计算结果进行比较。结果表明,两者的最大正应力基本相符,但是有限元极值不在规范要求验算的节点中心,而在节点板的倒角或者折角处。由此表明,有限元进行节点验算是必要的。

客观条件,挡土墙的质量及雨季是否及时地修补也是一个重要因素。

(2)施工现场绿化填土改变原始地貌,从而影响了水流汇集,存在部分出地面附属结构挡水墙距现状地面高差过低,不能满足要求。此条与前文提到设计上不足中的第二条类似,因施工场地的不断变化,临时地坪的场地标高无法满足最终设计的场坪标高,在雨季就容易发生次生灾害。故而对于此类情况,因对其加盖临时雨棚,对现状临时场地增设截水沟等补救措施,尽量弥补临时场地标高较低所造成的不利影响。

(3)部分地面道路未完工,未敷设市政雨水管线,造成部分雨水泵房启动后无排水出路。此条与上一条类似,也是缺少施工时期临时措施。鉴于地下车库联络道的坡道在雨季加设雨棚已不现实,故而对于此类情况,应为这些泵房考虑设置临时排水系统。通过在未完成的场地上浅埋敷设钢管,将雨水泵房内的雨水排至室外。

(4)大量的雨水泵无法自动开启,只能人工就地开启。“7.20”特大暴雨发生时,该项目已处于后期收尾,准备验收阶段。然而却依然有大量的设备没有调整到自动档,只能靠人工手动就地开启。降雨期间持续时间长,若所有水泵均调整至自动档,在中控室内则可随时观察水池内水位的下降速度,及时提出应急响应方案。当人为意识到下大雨时,再去就地开启水泵已为时已晚。

(5)此次降雨持续时间较长,“7.20”特大暴雨期间,周边区域断电,对整体区域有条件组织抽排水工作带来不便,防汛应急预案针对的物资、设施、设备(尤其是自备备用动力电源、大功率的抽水泵)储备级别不足。根据国务院灾害调查组出具的《河南郑州“7·20”特大暴雨灾害调查报告》可见,在面对如此灾

情时,相关部门的监管不力,预案准备不到位,都会加剧受灾程度^[1]。

5 结 语

防洪的原则,应以防为主,防、堵、排、救相结合,小汛不进,大汛可排,特大汛能救。面对特大暴雨,地下空间类项目靠人们简单以为的“排”压根无法自救,规范中的50a一遇设计标准仅可满足常规的降雨过程,而为了特大暴雨发生的情况,随意地提高标准,加大水泵流量也是不经济且不合理的。从这一次灾后实地采访中可以发现,在面对特大暴雨这种极端天气情况时,往往在设计和管理中忽视了“防”和“救”。

“防”包括设置各类封闭楼梯间,将出入口设置在地面、加高驼峰高度等措施,《建筑给水排水与节水通用规范》(GB 55020—2021)中的4.5.17条明确:连接建筑出入口的下沉地面、下沉广场、下沉庭院及地下车库出入口坡道,整体下沉的建筑小区,应采取土建措施禁止防洪水位以下的客水进入这些下沉区域。这就是“防”在地下空间类项目排水设计中的最新规范要求,而这条往往需要土建专业一起配合才能实现,这是每一个排水设计人员应在今后的工作中密切注意的一条,有时候“防”往往比“排”更重要。

“救”包括设置积水监测装置、抬高配电柜高度、设置活动挡水板、设置沙袋,封闭交通措施等。“救”这条不仅仅需要设计上的优化,更需要监管和管理部门的共同协作。

参考文献:

- [1] 国务院灾害调查组.河南郑州“7·20”特大暴雨灾害调查报告.
- [2] GB 50014—2021,室外排水设计标准[S].

(上接第56页)

参考文献:

- [1] 侯海方.板桁组合钢桁梁桥受力特性及整体节点细节构造分析[D].兰州:兰州交通大学,2015.
- [2] 彭振华.三桁刚性悬索加劲钢桁梁关键技术研究[D].上海:同济大学,2007.

- [3] 小西一郎.钢桥 第三分册[M].北京:人民铁道出版,1980.

- [4] 秦竟熙,张明金,李永乐.大跨度公铁两用斜拉桥板桁主梁受力特性研究[J].桥梁建设,2014,229(6):46-51.

- [5] 燕飞.正交异性钢桥面板工地接头的疲劳性能研究[D].北京:北方工业大学,2018.