

铁路钢桁梁桥螺栓脱落病害对节点转动刚度影响分析

李保龙

(朔黄铁路发展有限责任公司, 河北 肃宁 062350)

摘 要: 螺栓脱落是钢桁梁桥的常见病害类型, 为分析螺栓脱落病害对节点转动刚度的影响, 以某下承式简支钢桁梁桥为工程背景, 使用 ANSYS 软件建立钢桁梁桥节点部位的实体有限元模型, 计算不同螺栓脱落病害工况下节点部位的转动刚度。计算结果表明, 当螺栓从第 1 排开始依次向内脱落时, 节点的转动刚度会明显下降, 且节点转动刚度的下降趋势随着螺栓脱落数量的增加而变缓。

关键词: 铁路钢桁梁桥; 螺栓脱落; 转动刚度; 数值模拟

中图分类号: U445.7+1

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2020)12-0087-04

0 引言

钢桁梁桥是铁路桥梁的常见桥型^[1], 具有施工周期短、结构自重轻、跨越能力大和承载能力高等优点^[1]。

钢桥的连接方式主要有焊接、栓接和铆接, 其中应用最为广泛的是栓接, 栓接又可分为普通螺栓连接和高强螺栓连接。由于高强螺栓具备高强度、耐疲劳等优点, 已经在应用中逐步取代了普通螺栓^[2]。高强螺栓可分为摩擦型高强螺栓和承压型高强螺栓, 摩擦型高强螺栓依靠接触面的摩擦阻力传力。目前我国的钢桁梁桥均采用摩擦型高强螺栓连接。

在设计计算中, 钢桁梁桥的节点部位多简化成为刚接或铰接, 但实际节点部位是介于刚接和铰接之间的半刚性连接^[3]。为准确考虑钢桁梁桥节点部位的连接性能, 需要对节点的转动刚度进行计算分析^[4]。

半刚性连接转动刚度的研究多针对无损状态下的节点^[5-7]。钢桁梁桥的节点常发生螺栓脱落病害, 因此分析螺栓脱落后节点转动刚度的变化是很有必要的。

1 节点部位局部有限元模型

本文以某栓焊下承式简支钢桁梁桥为研究对象, 桥梁全貌如图 1 所示。



图 1 下承式简支钢桁梁桥全貌

该钢桁梁桥跨径 64 m, 主桁高 11 m, 由两片主桁组成, 主桁中心距 5.75 m。钢桁梁桥的主桁平面布置如图 2 所示。

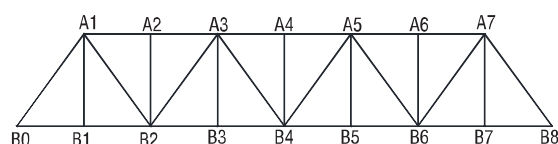


图 2 钢桁梁桥主桁平面图

该钢桁梁桥的主桁节点采用 M22 规格的摩擦型高强螺栓进行连接, 高强螺栓设计预紧力为 200 kN, 摩擦系数为 0.45。

选择位于钢桁梁桥跨中位置的 B4 节点作为研究对象, B4 节点的几何尺寸如图 3 所示。

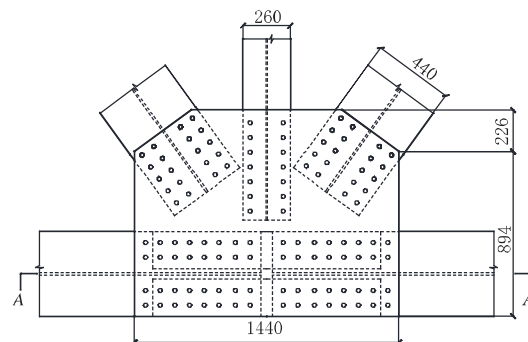


图 3 B4 节点几何尺寸(单位:mm)

收稿日期: 2020-05-20

作者简介: 李保龙(1979—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事铁路工务工程维护管理工作。

4.1 UHPC 加固顶板

由于天桥主梁顶板厚度偏薄,存在局部失稳的风险,且桥梁至今已经服役 20 a,结构受环境侵蚀,顶部铺装层破损严重,有锈水从裂缝中溢出。为提高人行天桥主梁承载能力和耐久性,首先清除结构原有的 40 mm 铺装层,再在主梁顶板焊接剪力钉,并浇 50 mm UHPC 超高性能混凝土^[2],最后铺设 30 mm 防滑铺装薄层。

该加固方案具备以下优点:

(1)增大主梁受压区高度,提高顶板的抗压承载力,增大主梁的抗弯承载力。

(2)解决翼缘板加劲肋间距过大可能导致局部失稳的风险。

(3)施工过程中,在铺装 UHPC 前对主梁进行反顶,待 UHPC 达到设计强度后可以参与结构受力,改善主梁下挠状况。

4.2 优化结构体系与墩柱加固方案

常见的焊缝加固措施为局部焊缝修补或者增加局部加劲。如采用简单的补强方式进行加固,则需要补强墩梁连接,进一步补强桥墩,再补强结构桩基,这些对老桥维修来说,难以实现。需从根源上解决过大温度应力产生的基础,解除过多的墩梁刚性连接。

日前人行天桥墩柱顶端和主梁底板连接处存在多处焊缝开裂的病害。考虑到主梁底板厚度为 16 mm,墩柱采用钢管混凝土结构,墩柱顶端和主梁主要依靠钢管外壁连接,人行天桥在荷载(尤其是活载和温度荷载)作用下,极易导致局部应力较大,不利于结构受力。为提高墩柱周边主梁底板的承载能力,对墩柱采取以下方法进行加固:

(1)对主桥边墩更换为单向活动抗拉支座,并在墩柱附近主梁底板浇筑 200 mm 厚 UHPC。从而解决了边跨单侧偏载出现倾覆的风险。

(2)对主桥 2# 和 4# 墩更换为拉索减震球型固定支座,并在墩柱附近主梁底板浇筑 200 mm 厚 UHPC。从而释放了墩顶的过多抗弯约束,提高了水平约束能力,降低了桥墩的墩顶弯矩。

(3)保持主桥 3# 墩柱与主梁的连接方式,对连接处进行加固,并在墩柱附近主梁底板浇筑 200 mm 厚 UHPC。从而确保刚性连接节点可靠。

4.3 结构体系调整

通过对主桥的 2# 和 4# 墩顶加装支座,将主桥由多跨连续刚性固结墩的支承方式调整为刚性墩+固定支座+滑动支座的支撑方式,释放 2# 和 4# 墩的不利荷载,减小主梁传递至墩顶的弯矩。图 8 为结构体系示意图。

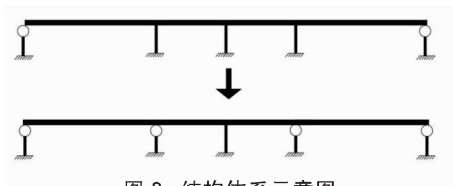


图 8 结构体系示意图

5 加固效果

根据以上加固方案,进一步分析加固方案的效果。主梁应力、墩柱应力和主梁挠度计算结果分别如表 3、表 4 所列和图 9 所示。

表 3 主梁支点截面底板应力结果对比表

编号	类型	加固前 /MPa	加固后 /MPa
1	恒载	-59	-75
2	活载	-107	-69
3	温度梯度	-42	7
4	整体温度	-12	-6
5	沉降	-25	31
6	合计	-245	-112

表 4 墩顶应力结果对比表

编号	类型	加固前 /MPa	加固后 /MPa
1	恒载	-109	-51
2	活载	-164	-20
3	温度梯度	-64	-95
4	整体温度	-28	-14
5	沉降	-13	-33
6	合计	-378	-213



图 9 最大跨径主梁挠度计算结果曲线图(单位:mm)

以上结果表明,通过结构体系调整,提高主梁刚度,减小墩顶约束,释放过大的温度力。主梁和桥墩的应力情况,以及结构变形均得到了改善。

(1)加固后支点主梁底板应力,在标准荷载组合作用下,应力由 245 MPa 降低到 112 MPa,可以明显降低支点处主梁底板应力。

(2)在标准荷载组合作用下,加固后墩柱墩顶应力由 531 MPa 降低到 213 MPa,可以明显降低墩顶处应力。

(3)在标准荷载组合作用下,主桥最大跨径主

(下转第 115 页)



图 4 墩顶焊缝开裂之实景

(6)原桥面铺装磨损较为严重。

3 原因分析

现结合有限元分析,针对以上病害中为结构受力引起的病害进行原因分析。

3.1 钢板的局部稳定病害分析

原箱梁断面宽度 5.0 m,翼缘板纵向加劲肋间距 745 mm,横隔板间距 1.0 m:

根据《公路钢结构桥梁设计规范》第 8.3 条,纵向加劲肋间距应小于 40 倍厚度(即 640 mm)的要求,现状不满足压板稳定的构造要求。为准确地评估现状断面的稳定性能,再采用 midas civil 建立主梁局部区段的板壳单元有限元计算模型(如图 5 所示),进行轴向受压稳定分析。计算结果显示主梁在 100 MPa 压应力作用下,桥面首先出现局部失稳模态,对应稳定系数为 1.55,即主梁在 155 MPa 应力作用下将出现桥面局部失稳现象。连续钢梁在跨中区域,顶板处于受压状态,为保证顶板的稳定性需要对主梁桥面进行加固。

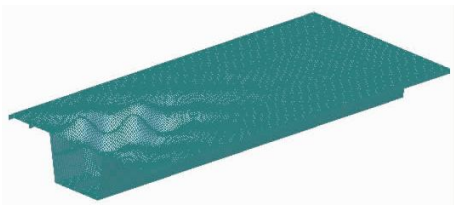


图 5 主梁屈曲分析结果图示

3.2 主梁及墩柱病害分析

主要采用空间计算的方法对全桥进行结构模拟(见图 6),计算采用结构计算软件 MADIS/Civil 2018(以下简称 MADIS)进行。荷载组合:恒载 + 活载 + 梯度温度 + 整体升降温 + 基础匀沉降。

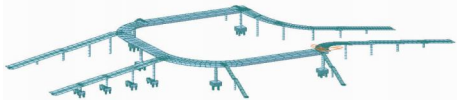


图 6 全桥有限元模型

计算结果表明:

(1)主桥应力计算结果如表 1 所列,表明墩顶

主梁底板应力较大,达到 245 MPa。

表 1 主梁应力计算结果表

编号	类型	跨中顶板 /MPa	跨中底板 /MPa	主梁支点 顶板 /MPa	主梁支点 底板 /MPa
1	恒载	-24	52	33	-59
2	活载	-38	72	55	-107
3	温度梯度	-5	20	26	-42
4	整体温度	10	0	24	-12
5	沉降	-2	5	10	-25
6	合计	-59	149	148	-245

(2)主梁活载作用下挠度计算结果如图 7 所示,主梁活载最大挠度 0.072 m,大于 $L/600=0.069\text{ m}$,不满足规范要求。

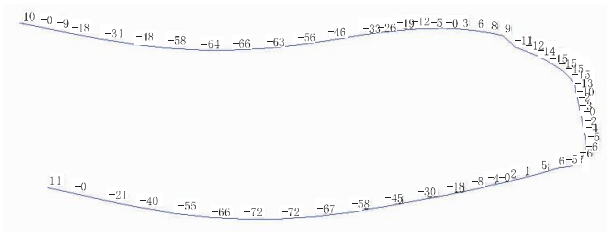


图 7 活载作用下桥梁挠度计算结果图示(单位:mm)

(3)主桥 2# 墩在构造上采用了内部灌注混凝土的钢结构桥墩,在墩柱内灌注混凝土提高了桥墩刚度,墩顶与钢梁底板焊接,墩梁连接的可靠性有赖于钢梁底板与钢立柱顶面之间的焊缝质量。墩顶应力计算结果如表 2 所列,计算结果表明墩柱顶部钢管最大应力为 378 MPa,不满足规范要求。该墩墩顶处焊缝检测结果为Ⅳ级,不合格。大刚度桥墩采用小焊缝与主梁直接连接的方式存在较为严重的可靠性问题,实际开裂也验证了理论分析中的存在的问题。

表 2 墩顶应力计算结果一览表

编号	类型	墩顶应力 /MPa
1	恒载	-109
2	活载	-164
3	温度梯度	-64
4	整体温度	-28
5	沉降	-13
6	合计	-378

由于该桥为独柱墩结构,当墩顶焊缝失效后,桥梁将丧失水平方向约束(出现过大的横向变形,实际已经出现)。如病害进一步发展,将出现落梁事故,因此,需对大桥进行结构性大修。

4 加固方案

根据以上病害分析,提出以下加固措施。

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2020.12.024

采用 UHPC 对钢结构人行桥加固分析与应用

张培君¹, 刘大山²

(1.上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司,上海市 200092; 2.上海市市政工程检测中心有限公司,上海市 201114)

摘 要:一种基于超高性能混凝土 UHPC 应用于钢结构人行桥的加固设计方法,将老桥多跨连续刚性固结墩的支承方式调整为刚性墩+固定支座+滑动支座的支撑方式,同时采用 UHPC 作为桥面铺装体系,优化下部结构支承体系,从而提高了钢主梁的整体抗弯能力和局部稳定性能,全面改善老桥的运营状态。

关键词:人行天桥;钢结构;UHPC;维修加固

中图分类号: U445.7+2

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2020)12-0084-03

0 引言

我国目前城市中有大量人行天桥是 20 世纪 80 年代或 90 年代设计建造的。其中,大部分天桥均采用钢箱梁,更不乏很多采用了 U 型或者环形结构形式^[1]。其设计荷载较低,且当时受计算机有限元分析技术不成熟的限制,对结构内力分析存在缺陷。随着城市的迅速发展与扩张,人流量急剧增加,天桥出现了局部老化、开裂等病害,严重影响其正常使用功能。对旧的人行天桥进行维修加固是目前和今后城市桥梁养护与管理面临的重要任务。

现通过对某钢结构人行天桥的病害进行分析,提出基于新材料的维修思路并采用新技术,对天桥进行维修加固,从而取得了良好的加固效果。

1 工程概况

天桥的主桥为 4 跨连续钢箱梁,梁高 1.25 m。在人行道上共设置 4 处坡道和 4 处梯道,坡道和梯道与主桥通过搭板连接,搭板钢梁两侧设橡胶板支撑于坡道及主桥钢梁上。主桥 4 跨跨径为:41.5 m+26.4 m+34.9 m+41.3 m=144.1 m。天桥边墩采用板式橡胶支座,中间 3 个墩柱墩顶均采用刚结方式与主梁底板焊接。原设计人群荷载为 4.0 kN/m²。桥梁平面图、主桥立面图分别如图 1 和图 2 所示。

2 主要病害分析

第三方检测机构对该人行天桥进行全面检测,检测发现该桥主要存在以下病害:

收稿日期:2020-06-01

作者简介:张培君(1980—),男,工学硕士,高级工程师,从事桥梁设计工作。

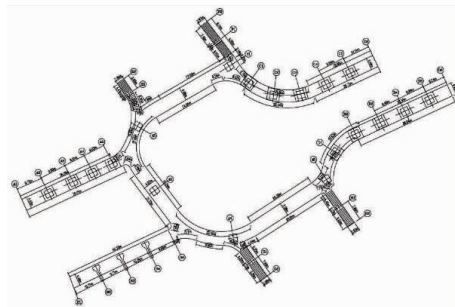


图 1 人行天桥总体平面图

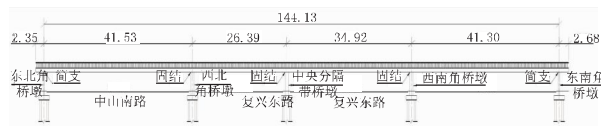


图 2 主桥立面布置图

- (1)全桥钢结构表面存在大量油漆起皮、剥落和锈蚀现象。
- (2)主梁翼缘板侧面加劲板变形,如图 3 所示。



图 3 主梁翼缘侧面加劲板变形之实景

- (3)个别立柱顶部主梁近 3/4 焊缝开裂。对未开裂的墩顶焊缝专项检测结果为:抽检 41 条焊缝,其中 9 条焊缝评定等级为 IV 级,不合格,如图 4 所示。
- (4)主梁存在下挠趋势。
- (5)主梁端部伸缩缝的横向错缝达到 100 mm 左右,远超过结构容许横向变形。

如图 5 所示。

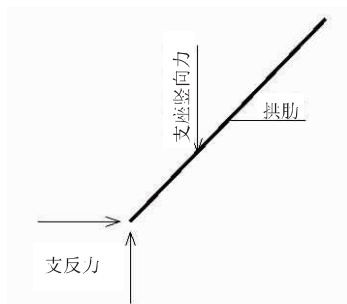


图 5 支座竖向力和支反力关系图

从图 5 可见,若想减少拱脚水平力,减少竖向支座力是有效途径,故此次设计时,引桥主桥交界点后移到拱座上。

3.2.2 吊杆张拉力控制

吊杆张拉力最终转化为拱肋中的轴向力和弯矩,降低吊杆中的拉力则可间接降低拱肋中的轴向力,进而降低拱脚的支反力。该桥按照拱梁协同受力考虑,将拉杆初张力控制在恒载的 60%,可大大降低拱肋的轴向力及拱脚的水平反力,这个也是选择梁拱组合体系的原因。

设计时按照以上两点进行设计,最终水平反力从最初设计的 35 000 kN 降低到 8 500 kN,下降了 75%。按照以往该地区的实际经验,直径 1.5 m 的灌注桩可承受 600 kN 水平力,故设计时采用了 15 根直径 1.5 m 的灌注桩抵抗水平力。

4 结 语

本文通过对比分析,针对柔性拱和梁拱组合体系拱桥受力特点及拱脚水平推力控制进行了研究,得出如下结论:

常规的中承式拱桥设计往往控制拱肋线形,追求拱肋轴向内力的最大化。针对本文提到一类景观性中承式拱桥,线形为满足景观需求,无法按照轴向受力调整,采用梁拱组合体系是设计的一个较好的选择。

景观中承式拱桥的水平推力可通过梁拱组合体系降低拱肋的轴向力,并可通过将支座外移到拱座上进一步降低水平推力。本文采用此种方法设计后,水平推力降低了 75%,节省了很大的工程造价。

参考文献:

- [1] GB 50011—2010,建筑抗震设计规范[S].
- [2] 梁鹏,肖汝诚,张雪松.斜拉桥索力优化实用方法[J].同济大学学报(自然科学版),2003(11):1270-1274.
- [3] 庞浩然.无背索斜拉-连续梁组合体系桥梁力学性能分析与优化研究[D].西安:长安大学,2018.
- [4] 易公焜.梁拱组合体系设计理论关键问题研究[D].上海:同济大学,2007.
- [5] 丁文胜.下承式刚架系杆拱桥的抗震设计方法及试验研究[D].南京:东南大学,2006.

(上接第 77 页)



图 7 拱肋外包施工工作平台

凝土肋拱桥建造技术的突破,极大增强其在同等跨度其他桥型中的竞争优势。

参考文献:

- [1] 周源,王戈.强劲骨架在钢管混凝土劲性骨架拱桥中的应用[J].山西交通科技,2019(3):65-69,83.
- [2] DB51/T 1992—2015,钢筋混凝土箱型拱桥技术规程[S].
- [3] 陈锦阳,韩林海,牟廷敏,等.拱形钢管混凝土加劲混合结构力学性能试验研究[J].西南公路,2018(3):85-91.
- [4] 丁庆军,徐意,牟廷敏.高石粉机制砂制备 C100 钢管混凝土的研究与应用[J].混凝土,2017(11):1-4.

控制在 40 mm 以内。

2.3 吊索

单个拱肋纵桥向共设置 12 对吊索,吊索间距 6 m。吊索采用环氧涂层钢绞线成品索,标准强度 $f_{pk}=1\ 860\text{ MPa}$,PE 包裹防护。吊索设计时考虑其单根可更换性。

3 结构计算分析

此次设计对桥梁结构进行了承载能力及正常使用状态计算,并进行了动力特性及屈曲性能等的分析,桥梁计算采用 Midas Civil 2019 软件进行计算。此次设计重点解决结构受力的合理性及减少拱脚的水平推力,故本文着重对承载能力状态计算进行叙述。结构计算时假设各种荷载对结构的作用符合线形叠加原理的条件,材料在荷载作用下处于小变形和线弹性阶段。设计荷载考虑自重、二期恒载、温度效应及不均匀沉降和活荷载等。空间计算有限元模型如图 2 所示。

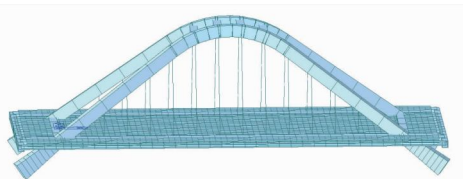


图 2 空间计算模型

3.1 结构设计协调性

拱桥从受力体系上有柔性拱桥(即拱肋承受主要荷载)、刚性拱桥(即拱肋抗弯刚度较低,主要承受轴向力),还有介于中间的梁拱组合结构。此次设计的拱肋线形比较特殊,为顶部圆弧形、下部直线形的线形,不是传统意义上的悬链线。线形的独特性决定了该桥不能采用刚性拱的方案,剩下可选的方案只有柔性和组合结构。按照柔性拱考虑结构设计,如何调整吊索力是考虑的关键。根据梁鹏等^[2]认为构件的刚度是其在结构中承受相应内力的权并通过公式推导予以证明,意味着刚度大的截面可适当多分担一些荷载,如果[B]阵可由用户任意调整,则可人为给出各构件在优化时的加权量。按照相关文献^[3]给出的思路,设计时调整拱肋及吊杆刚度进而增大拱肋承受的荷载,通过计算得到的吊杆力输入到施工阶段吊杆中,按照成桥最后一次调索控制,得到的整体结构应力图如图 3 所示。从图 3 上可看出,拱肋应力达到 267 MPa,虽然应力在可控范围内,但主梁应力较少,最大不超过 50 MPa,结构的材料稍显浪费。另外一个很大的因素为拱肋承受了较大的轴向力,造成水平力较大,这个问题下节详细介绍。

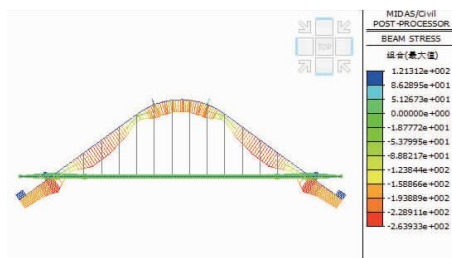


图 3 柔性拱应力图(单位:MPa)

此次拱桥另一个设计思路是组合结构,即拱肋和主梁协同受力,材料均可有效利用。按照相关文献^[4]调整索力最终的目的是实现拉索索力和钢结构应力的弯矩和恒载平衡,达到合理的成桥状态。其控制的关键因素是控制拉索竖向分力和恒荷载的比值,此次设计控制吊索竖向分力之和与恒荷载总比值为 0.6 进行调索,调整后的应力图如图 4 所示。

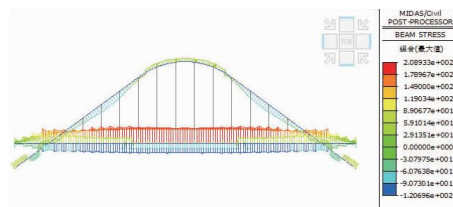


图 4 梁拱协同受力应力图(单位:MPa)

从图 4 中可以看出,经过调整吊杆竖向力后,拱肋应力降低到 150 MPa 以下,主梁应力提高到 200 MPa,桥梁材料得到很好的利用。梁拱协同体系能够充分利用结构材料,采用这种理念设计的桥梁,拱肋主梁均各自承担一部分桥梁荷载,不必将荷载极化到某一个构件上,这种设计理念对异型结构的桥梁设计是很有益的。

3.2 拱脚水平推力

对于山区等可以承担很大水平力的地质构造区域,希望拱脚水平力更大,这样可以平衡一部分拱肋弯矩,但在此次设计的桥梁,由于其处于平原区,过大的水平力将是非常不利的^[5]。此次设计的重点是如何降低水平力进而减少下部结构的使用量,这部分设计也是此次设计的重、难点。为控制拱脚水平力,此次设计着重考虑两个方面的因素。

3.2.1 主梁支点的控制

常规中承式拱桥设计习惯在拱桥与主梁相交处的下缘设置一道横梁,上方设置支座作为主桥和引桥的分界点。这种设计方法可以有效减少主桥主梁跨径及造价。此次设计的桥梁为控制拱脚水平力,将主桥与引桥的分界点引伸到拱座上方,不在拱与主梁相交处下缘设置支座。这是由于该桥拱轴线下部为直线,支座反力若作用在拱肋上,可直接转化成轴向力进而转为水平力。具体关系

异型中承式拱桥设计计算分析

李雪峰, 徐 辉, 孙晨然

(中国市政华北设计研究总院有限公司, 天津市 300202)

摘 要: 中承式拱桥通常需要很大的水平力平衡拱脚的水平推力, 通常在山区等能提供强大水平推力的区域使用。此次设计的中承式拱桥位于华北平原, 另外为满足景观匹配性, 拱肋轴线没有采用常用的悬链线线形, 除顶部圆弧状外, 其余均采用直线的异型线形。此次设计需要重点解决两个问题, 一个是拱轴线异型情况下结构受力的合理性, 另一个问题是平原区拱桥设计如何减少拱脚水平力的问题。

关键词: 拱桥; 钢结构; 异型

中图分类号: U442.5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2020)12-0081-03

1 概 述

该桥位于华北平原区域, 为满足城市景观设计需求, 选择了中承式拱桥作为设计方案。主桥起点桩号为 K0+450.628, 终点桩号为 K0+560.628, 主桥长 110 m。主桥横向布置为 4.5 m(人行道)+2.5 m(非机动车道)+4 m(拱肋区)+11 m(机动车道)+0.5 m(隔离墩)+11 m(机动车道)+4 m(拱肋区)+2.5 m(非机动车道)+4.5 m(人行道)=44.5 m。道路等级为城市主干路, 桥梁荷载等级标准为城-A 级, 设计车速为 60 km/h。主桥桥梁布置如图 1 所示。

根据地勘资料揭示, 在钻探深度范围内, 桥梁建设区域主要为第四纪冲、洪积而形成的粉质黏土、粉土等。场地内及其附近未发现影响建筑物稳定性的活动构造。在勘察过程中未发现其他不良地质作用, 也未发现埋藏的河道、沟浜、防空洞、孤石等对工程不利的埋藏物。根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[1], 该场地抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.2g, 抗震需求较高。

2 结构设计

2.1 拱肋

由于景观设计需求, 此次设计的拱肋采用矩形截面钢结构, 拱肋内偏 18°, 主拱圈高 34 m。根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010), 该地区地震设防烈度为 8 度区, 为高度地震区, 为减少

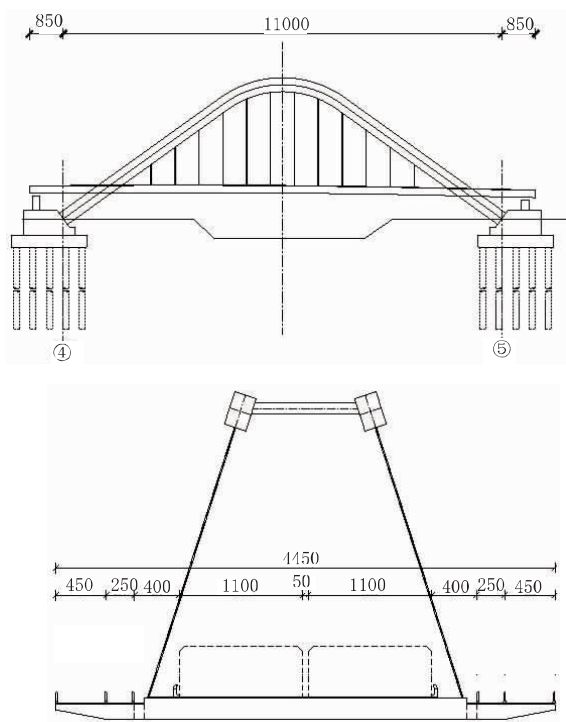


图 1 桥型布置图(单位:cm)

地震力影响, 该桥采用拱肋和梁分离结构, 增加震动周期, 减少地震力影响。为满足结构受力需求, 桥面以上拱肋为等截面设计, 桥面以下拱肋结构采用变截面结构设计。拱肋线形除顶部为圆弧外, 其余均是直线。

2.2 主梁

由于标准索距为 6 m, 此次设计标准节段长 6 m。主桥结构采用单箱多室钢箱梁。顶、底板及腹板采用 U 形加劲肋。顺桥向采用等截面梁高设计, 梁高控制在 1.8 m, 横桥向靠近边缘区域逐步降低梁高, 到边缘处对应梁高为 0.8 m。横隔板按照 3 m 一道设置, 主要结构钢板厚度采用 20 mm, 局部加厚段

收稿日期: 2020-05-21

作者简介: 李雪峰(1976—), 男, 本科, 高级工程师, 从事道路桥梁的设计研究工作。

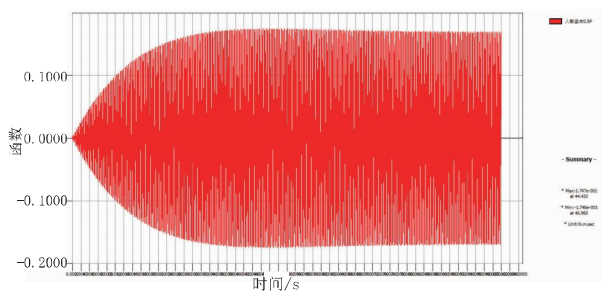


图 8 主梁 A 工况一加速度时程曲线

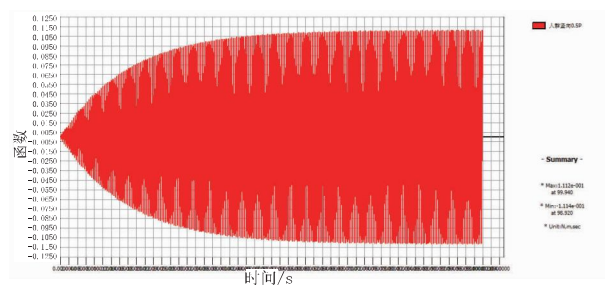


图 10 主梁 B 工况一加速度时程曲线

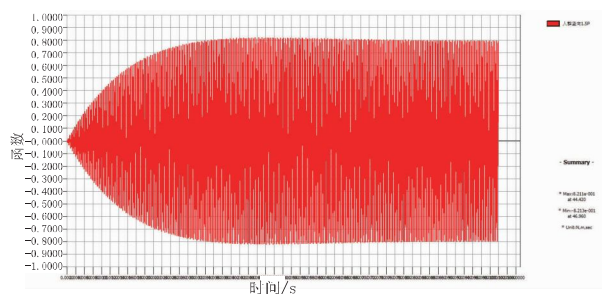


图 9 主梁 A 工况二加速度时程曲线

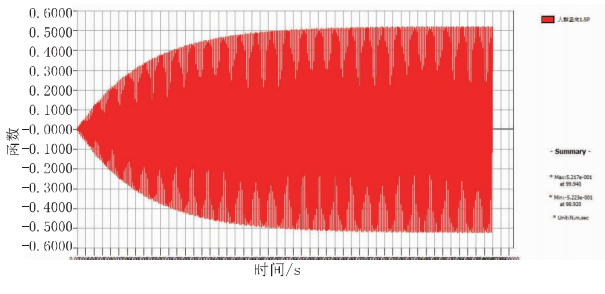


图 11 主梁 B 工况二加速度时程曲线

总人数 $n=d \times S=578.7$ 人; 结构阻尼比 $\xi=0.004$; 等效的完全同步人群密度 $n'=0.1154$ 人 $/\text{m}^2$; 折减系数 $\psi=0.072$ 。通过计算可求得工况二下天桥跨中加速度最大为 0.52 m/s^2 , 满足 CL2 的要求。

计算结果表明, 人行天桥主梁 A 在工况一和工况二的跨中最大竖向加速度值分别为 0.11 m/s^2 和 0.52 m/s^2 , 均满足舒适性指标限值。

主梁 B 工况一: 人群密度 $d=0.5$ 人 $/\text{m}^2$, 桥长 $L=58 \text{ m}$, 桥净宽 $B=6 \text{ m}$, 桥面面积 $S=348 \text{ m}^2$, 桥上总人数 $n=d \times S=174$ 人; 结构阻尼比 $\xi=0.004$; 等效的完全同步人群密度 $n'=0.0259$ 人 $/\text{m}^2$; 折减系数 $\psi=0.25$ 。通过计算可求得工况一下天桥跨中加速度最大为 0.175 m/s^2 , 满足 CL1 的要求。

主梁 B 工况二: 人群密度 $d=1.5$ 人 $/\text{m}^2$, 桥长 $L=58 \text{ m}$, 桥净宽 $B=6 \text{ m}$, 桥面面积 $S=348 \text{ m}^2$, 桥上总人数 $n=d \times S=522$ 人; 结构阻尼比 $\xi=0.004$; 等效的完全同步人群密度 $n'=0.1214$ 人 $/\text{m}^2$; 折减系数 $\psi=0.25$ 。加速度时程曲线见图 10、图 11。

计算结果表明, 人行天桥主梁 B 在工况一和工况二的跨中最大竖向加速度值分别为 0.11 m/s^2 和 0.82 m/s^2 , 均满足舒适性指标限值。

4 结 论

(1) 采用 Midas 有限元软件, 建立精细化钢箱梁天桥有限元模型, 根据实际施工步骤确定计算工况, 开展天桥有限元分析, 计算可得桥梁结构强度、刚度安全性、舒适度均满足规范要求, 分析结

果合理可靠。

(2) 钢箱梁天桥截面上缘及下缘的弯曲应力极值为: 上缘最大拉应力为 49.2 MPa , 最大压应力为 46.3 MPa , 下缘最大拉应力为 67.8 MPa , 最大压应力为 85.6 MPa , 均低于钢材 Q345 容许应力值 210 MPa 。满足规范要求。

(3) 天桥主梁在人群荷载作用下的挠度最大绝对值为 37 mm , 不大于 $L/600$, 此处 L 为的计算跨径: $L/600=38\,000/600=63 \text{ mm}$, 满足规范要求。

(4) 主梁 A 第一阶竖向自振频率 2.46 Hz , 主梁 B 第一阶竖向自振频率 2.57 Hz , 不满足《城市人行天桥与地道技术规范》(CJJ 69-95) 规定。

(5) 参照《德国人行桥设计指南》(EN03-2007) 规范进行人行舒适度分析。人行天桥主梁 A 在工况一和工况二的跨中最大竖向加速度值分别为 0.11 m/s^2 和 0.52 m/s^2 , 人行天桥主梁 B 在工况一和工况二的跨中最大竖向加速度值分别为 0.11 m/s^2 和 0.82 m/s^2 , 均满足舒适性指标限值。

参考文献:

- [1] 余凤翔. 城市人行天桥设计上几个问题的探讨[J]. 城市道桥与防洪, 2004(2): 29-32.
- [2] 黄健, 王庆扬, 姜宇. 基于国内外不同标准的人行天桥舒适度设计研究[J]. 建筑结构, 2008(8): 106-110.
- [3] 饶波. 大跨度钢箱梁人行天桥设计[J]. 城市道桥与防洪, 2009(2): 30-32.
- [4] 高婷婷, 石宇. 大跨人行天桥基频研究[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(1): 199-203.