

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2021.08.068

长联大跨曲线梁桥空间受力分析

孙全利

(广州市城市规划勘测设计研究院, 广东 广州 510060)

摘要: 利用通用有限元软件 Midas/Civil 建立有限元模型, 对 1 座长联大跨曲线梁桥结构进行空间受力分析, 并对不同荷载工况下不同曲线半径梁体的受力进行计算。通过分析不同影响因素下的箱梁内外腹板以及内外侧支座受力, 得出了影响曲线梁桥空间受力的主要因素, 对同类桥梁的设计有一定的指导意义。

关键词: 长联大跨; 曲线梁桥; 结构分析; Midas/Civil

中图分类号: U441

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2021)08-0261-05

1 工程概况

本文研究的长联大跨曲线梁桥主桥为 $48\text{ m} + 7 \times 80\text{ m} + 48\text{ m}$ 预应力混凝土变截面连续梁。箱梁端支座处及边跨直线段和跨中处梁高为 3.8 m , 中支点处梁高 6.6 m ; 箱梁横截面为单箱单室直腹板, 顶板厚 0.35 m , 腹板厚分别为 0.45 m 、 0.65 m 、 0.85 m , 底板厚由跨中的 0.42 m 变化至中支点梁根部的 0.758 m , 中支点处加厚到 1.3 m 。梁高按圆曲线变化, 圆曲线半径 $R=252.516\text{ m}$ 。箱梁采用 C55 三向预应力钢筋混凝土, 纵、横向预应力均采用低松弛高强钢绞线。主桥上部结构施工方法: 托架施工 0 号块, 支架施工边跨现浇段, 其余梁段采用挂篮对称悬臂施工, 悬臂施工前做好临时锚固。

箱梁横断面图、立面构造图见图 1、图 2。

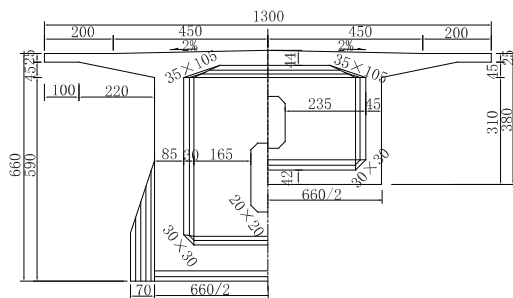


图1 箱梁横断面图(单位:cm)

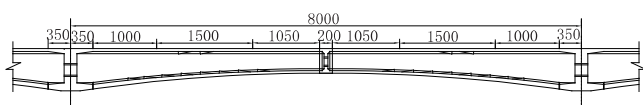


图2 箱梁立面构造图(单位:cm)

主桥施工共分 195 个梁段, 中支点 0 号块长度为 13 m , 一般梁段长度分别为 2.5 m 、 3.0 m 和 3.5 m , 合拢段 2.0 m , 边跨直线段长 7.65 m (含梁端至边支座中心 0.65 m)。

2 计算模型

为了准确分析曲线梁空间受力情况, 必须建立符合实际情况的空间力学模型, 本文采用土木专用 Midas 有限元分析软件来建立桥梁的空间有限元模型。

建立桥梁的三维计算模型后, 可通过修改主梁单元节点坐标, 来得到不同曲率半径的曲线梁桥。在计算模型中主梁采用三维空间梁单元模拟, 预应力钢束采用预应力单元模拟, 全桥共采用 266 个梁单元。计算模型简图见图 3, 部分三维计算模型见图 4(以 5 号墩为例)。



图3 计算模型简图

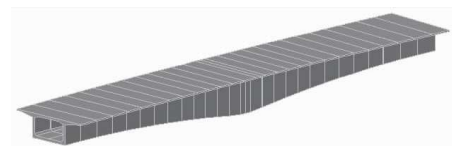


图4 部分三维计算模型图

3 内外腹板剪力差分析

根据桥梁结构计算模型, 在曲率半径 R 不同(直线、 $3\ 500\text{ m}$ 、 $1\ 600\text{ m}$ 、 800 m 和 300 m 共 5 种情况)下, 研究腹板剪力的变化规律。荷载工况包括自重、二期恒载、活载等。

3.1 自重

自重产生的内外腹板剪力差值对比如图 5 所示。

收稿日期: 2021-01-13

作者简介: 孙全利(1981—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事桥梁设计工作。

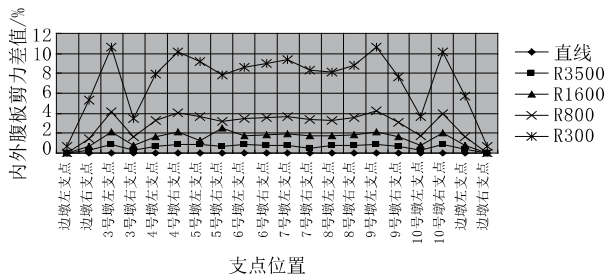


图5 自重产生的内外腹板剪力差值

由图5可知,随着曲率半径 R 的减小,由自重引起的内外腹板剪力差值逐渐变大。对于各跨跨中而言,其剪力绝对值较小,可不予考虑。主跨80 m曲线梁 $R=3\,500\text{ m}$ 时,支点处内外腹板剪力最大相差0.9%,曲线效应不明显; $R=1\,600\text{ m}$ 时,支点处内外腹板剪力最大相差2.5%; $R=800\text{ m}$ 时,支点处内外腹板剪力最大相差4.3%,曲线效应已初显; $R=300\text{ m}$ 时,支点处内外腹板剪力最大相差达10.6%。

3.2 二期恒载

二期恒载产生的内、外腹板剪力差值对比如图6所示。

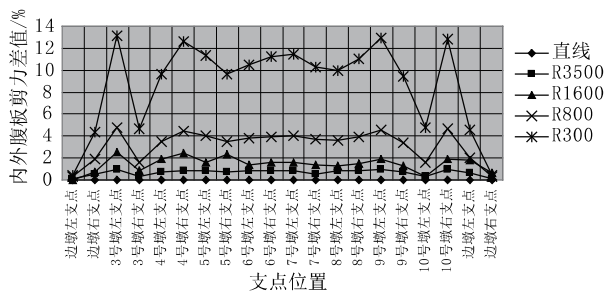


图6 二期恒载产生的内外腹板剪力差值

由图6可知,与自重相同,随着曲率半径 R 的减小,由二期恒载引起的内外腹板剪力差值逐渐变大。对于各跨跨中而言,其剪力绝对值较小,可不予考虑。主跨80 m曲线梁 $R=3\,500\text{ m}$ 时,支点处内外腹板剪力最大相差1.0%,曲线效应不明显; $R=1\,600\text{ m}$ 时,支点处内外腹板剪力最大相差2.5%; $R=800\text{ m}$ 时,支点处内外腹板剪力最大相差4.8%,曲线效应已初显; $R=300\text{ m}$ 时,支点处内外腹板剪力最大相差达13.2%。

3.3 活载

不同曲率半径下,活载(最大值)产生的内、外腹板剪力差值对比如图7所示。

由图7可知,随着曲率半径 R 的减小,由活载产生的最大剪力相应的内外腹板剪力差值逐渐变大。对于各跨跨中而言,其剪力绝对值较小,可不予考虑。主跨80 m曲线梁 $R=3\,500\text{ m}$ 时,支点处内外腹板

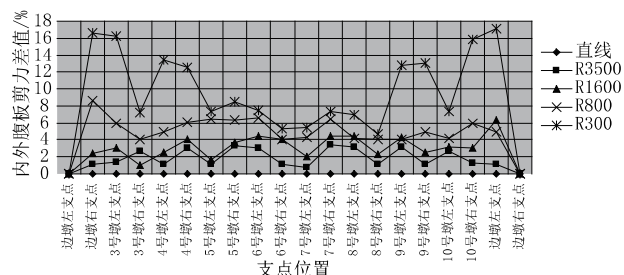


图7 活载(最大值)产生的内外腹板剪力差值

剪力最大相差3.4%,曲线效应已初显; $R=1\,600\text{ m}$ 时,支点处内外腹板剪力最大相差4.5%,因此,如果按直线梁计算,必须考虑曲线效应; $R=800\text{ m}$ 时,支点处内外腹板剪力最大相差8.6%; $R=300\text{ m}$ 时,支点处内外腹板剪力最大相差达17.1%。

3.4 对比性分析

以5号墩左支点为代表,分析各个工况在改变曲率半径的情况下,内外腹板剪力差值的变化趋势,见图8。

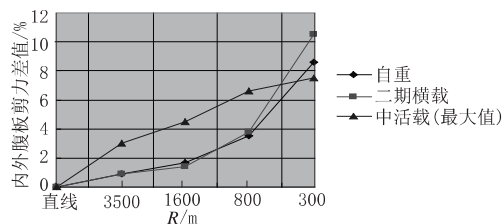


图8 5号墩支点内外腹板剪力差值

由图8可知,随着曲率半径 R 的减小,各个工况内外腹板剪力差值均呈现出增大的趋势。其余支点处内外腹板剪力差值的变化趋势基本与5号墩支点相同^[1-3]。

4 支座竖向反力分析

根据桥梁结构计算模型,在曲率半径 R 不同(直线、3 500 m、1 600 m、800 m和300 m共5种情况)下,研究支座竖向反力的变化规律。荷载工况包括自重、预应力、二期恒载、活载等。

4.1 自重

自重作用下不同曲率半径的曲线桥与直线桥的各支座竖向反力差值如图9所示。

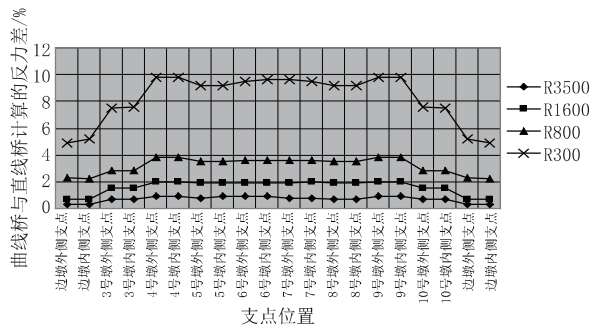


图9 自重作用下曲线桥与直线桥的支座竖向反力差值

由图9可知, $R=3\ 500\text{ m}$ 时,自重产生的支座竖向反力与直线情况相差在0.9%以内; $R=1\ 600\text{ m}$ 时,自重产生的支座竖向反力与直线情况相差在2.0%以内; $R=800\text{ m}$ 时,自重产生的支座竖向反力与直线情况相差在3.8%以内,曲线效应已初显; $R=300\text{ m}$ 时,自重产生的支座竖向反力与直线情况相差在9.8%以内,此时已必须考虑。

4.2 预应力

预应力作用下,不同曲率半径的曲线桥与直线桥的各支座竖向反力差值如图10所示。

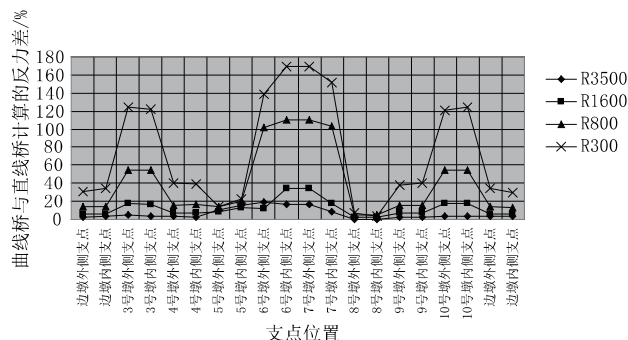


图10 预应力作用下曲线桥与直线桥的各支座竖向反力差值

由图10可知,中间4、5、6号墩处竖向反力较小,但不同曲率半径条件下支座反力差值较大,说明曲线半径对中间墩竖向反力影响敏感。当 $R=3\ 500\text{ m}$ 时,预应力产生的的支座竖向反力与直线情况相差在4.3%以内(中间4、5、6号墩除外),并且预应力索产生的内外侧支座反力占整个恒载的比例较小,因此,对于跨径80 m的曲线连续梁而言, $R\geq 3\ 500\text{ m}$ 时,可按直线考虑。对于 $R\leq 800\text{ m}$ 的长联曲线梁,其内外侧竖向力相差较大,应考虑曲线的影响。

4.3 二期恒载

二期恒载作用下不同曲率半径的曲线桥与直线桥的各支座竖向反力差值如图11所示。

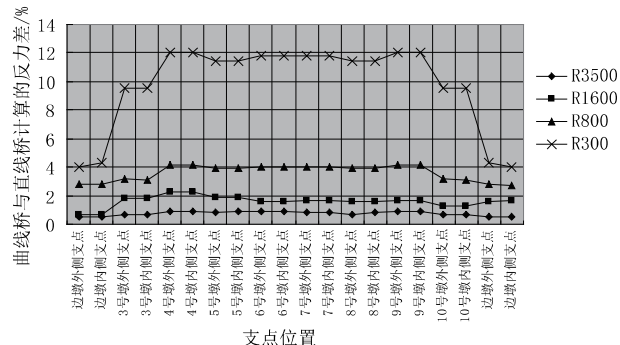


图11 二期恒载作用下曲线桥与直线桥的各支座竖向反力差值

由图11可知, $R=3\ 500\text{ m}$ 时,二期恒载产生的支座竖向反力与直线情况相差在0.9%以内; $R=1\ 600\text{ m}$ 时,二期恒载产生的支座竖向反力与直线情况相差

在2.3%以内; $R=800\text{ m}$ 时,二期恒载产生的支座竖向反力与直线情况相差在4.2%以内; $R=300\text{ m}$ 时,二期恒载产生的支座竖向反力与直线情况相差达到12%。

4.4 活载

中活载(最大值)作用下,曲线桥与按直线桥计算的支座竖向反力差值如图12所示。

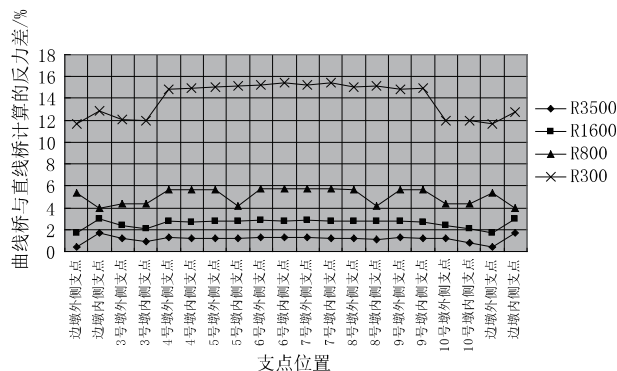


图12 中活载(最大值)作用下曲线桥与直线桥的各支座竖向反力差值

由图12可知, $R=3\ 500\text{ m}$ 时,中活载产生的支座竖向反力与直线情况相差在1.7%以内; $R=1\ 600\text{ m}$ 时,中活载产生的支座竖向反力与直线情况相差在3.0%以内; $R=800\text{ m}$ 时,中活载产生的支座竖向反力与直线情况相差在5.7%以内; $R=300\text{ m}$ 时,中活载产生的支座竖向反力与直线情况相差达到15.4%。

4.5 对比分析

以8号墩外侧支点为代表,分析各个工况在改变曲率半径的情况下,曲线桥与按直线桥计算的支座竖向反力差值的变化趋势,如图13所示。

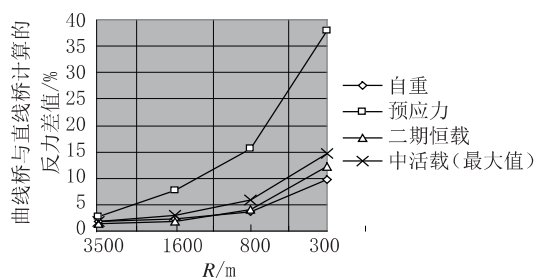


图13 8号墩外侧支点,曲线桥与直线桥计算的支座竖向反力差值

由图13可知,随着曲率半径的减小,各个工况曲线桥与按直线桥计算的支座竖向反力差值均呈现出增大的趋势。除中间支点(4、5、6号支点)以外,其余支点曲线桥与按直线桥计算的竖向反力差值变化趋势与8号墩外侧支点基本相同^[4-5]。

5 支座径向水平力分析

根据桥梁结构计算模型,并根据实际桥梁上下部结构基础资料,在曲率半径 R 不同(直线、3 500 m、

1 600 m、800 m 和 300 m 共 5 种情况)下,研究支座径向水平力的变化规律。荷载工况包括:预应力、收缩徐变、升降温、离心力等。横向固定支座设在曲线内侧,横向活动支座设在外侧。

5.1 预应力

预应力产生的径向水平力如图 14 所示。

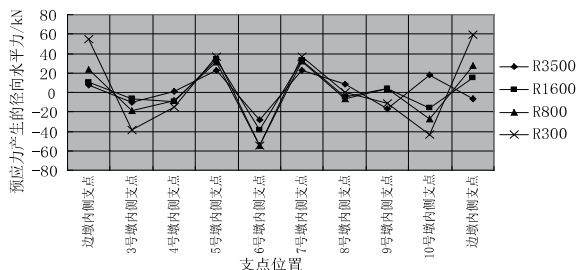


图 14 预应力产生的径向水平力

由图 14 可知,预应力引起的径向力与曲线梁曲率半径大小直接相关,曲率半径越小,径向力就越大。 $R=300$ m 时,长联大跨曲线梁最大径向力为 59.7 kN;对于跨径 80 m 的曲线梁,当 $R=3\ 500$ m 时,其最大径向力更小,仅为 28.2 kN。

5.2 收缩

混凝土收缩产生的径向水平力如图 15 所示。

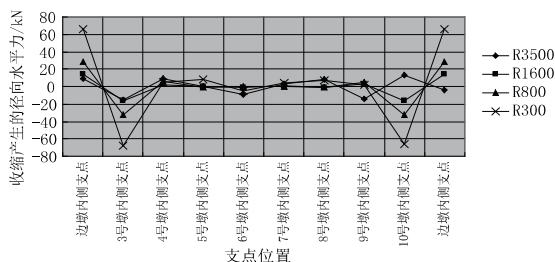


图 15 收缩产生的径向水平力

由图 15 可知,混凝土收缩产生的径向力与预应力相同,也随曲率半径的减小而增大。 $R=300$ m 时,长联大跨曲线梁的最大径向力为 67.4 kN;对于跨径 80 m 的曲线梁,当 $R=3\ 500$ m 时,其最大径向力也仅为 14.7 kN。

5.3 徐变

混凝土徐变产生的径向水平力如图 16 所示。

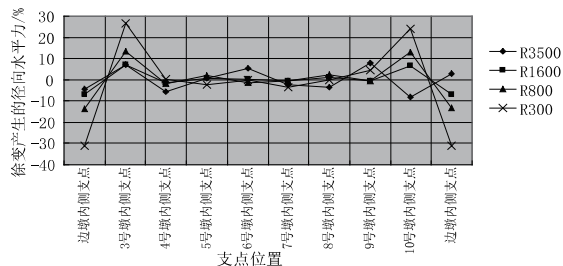


图 16 徐变产生的径向水平力

由图 16 可知,与混凝土收缩产生的径向力一样,混凝土徐变产生的径向力也随曲率半径的减小

而增大。 $R=300$ m 时,长联大跨曲线梁的最大径向力仅为 31.3 kN;对于跨径 80 m 的曲线梁,当 $R=3\ 500$ m 时,其最大径向力仅为 8.2 kN。

5.4 升降温

混凝土箱梁整体升降温产生的径向水平力见图 17。

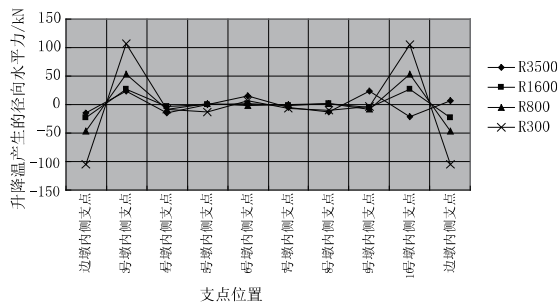


图 17 升降温产生的径向水平力

由图 17 可知,升降温时各支座径向水平力明显随曲率半径的减小而增大。但从其值大小来看,当 $R=300$ m 时,跨径 80 m 的连续梁最大径向水平力为 114.6 kN,而对于跨径 80 m 的曲线梁,当 $R=3\ 500$ m 时,其值仅 24.1 kN。

5.5 活载离心力

活载离心力产生的径向水平力如图 18 所示。

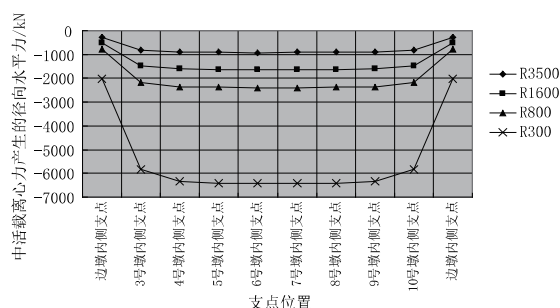


图 18 活载离心力产生的径向水平力

由于离心力作用在梁体上产生转动,各支座径向对梁体有约束。由图 18 可知,径向水平力大小随曲率半径的减小而增大,对于 $R=1\ 600$ m 的曲线梁,墩顶径向水平力达 1 632.9 kN;对于 $R=3\ 500$ m 的长联曲线梁,墩顶径向水平力为 913.9 kN。可见,活载离心力对下部结构有一定影响,计算时应充分考虑。

5.6 对比分析

以 7 号墩内侧支点为例,分析各个工况在改变半径的情况下,径向水平力的变化趋势,见图 19。由图 19 可知,随着曲率半径的减小,径向水平力均呈现出增大的趋势;但预应力、徐变、收缩、温度产生的径向水平力未呈现出较大的变化趋势,径向水平力的主要影响因素为离心力。

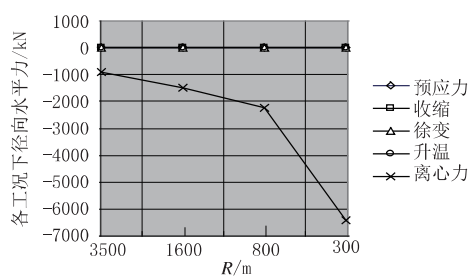


图 19 径向水平力

6 结 语

(1)对于主跨 80 m 的多跨连续梁桥而言,随着半径的逐渐减小,连续梁内外腹板剪力差、支座竖向反力差和径向水平力均呈现出不同程度的增大趋势,但不同影响因素对其敏感性则有较大差别。当曲率半径 $R \leq 800$ m 时,自重和二期恒载引起的腹板剪力差才较为明显,而当曲率半径 $R \leq 1\ 600$ m 时,活载引起的腹板剪力差已不容忽视,设计中必须考虑;

当曲率半径 $R \leq 800$ m 时,自重、预应力和活载对支座竖向反力的影响均已明显,设计时需考虑,必要时需进行抗倾覆验算。

(2)随着曲率半径的减小,曲线连续梁的支座径向水平力呈增大趋势,但预应力、混凝土的收缩徐变、升降温引起的径向水平力变化趋势不大,基本可忽略,但由于离心力作用在梁体上产生转动,各支座径向对梁体有约束,因此活载离心力是影响支座径向力的主要因素。

参考文献:

- [1] 邵容光、夏淦.混凝土弯梁桥[M].北京:人民交通出版社,1996.
- [2] 姚玲森.曲线梁[M].北京:人民交通出版社,1989.
- [3] 李惠生、张罗溪.曲线桥结构分析[M].北京:中国铁道出版社,1992.
- [4] 姚玲森.曲线梁桥的实用计算方法[J].土木工程学报,1982,15(3):36-51.
- [5] 孙广华.曲线梁桥计算[M].北京:人民交通出版社,1995.

(上接第 260 页)

5 结 论

(1)通过有限元数值模拟,得到了钢桥面板纵肋与顶板双面焊焊接接头内侧焊缝顶板焊趾和外侧焊缝顶板焊趾的热点应力历程曲线。

(2)对于钢桥面板纵肋与顶板双面焊焊接接头而言,车辆骑纵肋加载的轮迹线 2 和纵肋间加载的轮迹线 3 均具有较大疲劳应力,设计时应将轮迹线尽量布置在纵肋正上方位置。

(3)裂纹沿外侧顶板焊趾开裂,沿顶板厚度方向扩展的疲劳失效模式是钢桥面板纵肋与顶板双面焊焊接接头主导疲劳失效模式。

参考文献:

- [1] 张清华,卜一之,李乔.正交异性钢桥面板疲劳问题的研究进展[J].中国公路学报,2017,30(3):14-30.
- [2] Wolchuk R. Lessons from Weld Cracks in Orthotropic Decks on Three European Bridges [J]. Journal of Structural Engineering, 1990,116(1):75-84.
- [3] 张清华,郭亚文,李俊,等.钢桥面板纵肋双面焊构造疲劳裂纹扩展特性研究[J].中国公路学报,2019,32(7):49-56+110.
- [4] 罗鹏军,张清华,龚代勋,等.钢桥面板 U 肋与顶板双面焊连接疲劳性能研究[J].桥梁建设,2018,48(2):19-24.
- [5] IIW Document XIII-21514r4-07,XV-1254r4-07,Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components[S].
- [6] European Committee for Standardisation. Eurocode 3, Design of Steel Structures[S]. EN1993-2, Brussels, Belgium, 2005.