

施工中断多年后箱梁腹板裂缝对结构的影响分析

李建文¹, 唐庚², 唐咸远^{3*}

(1.中交第二公路勘察设计研究院有限公司,湖北 武汉 431400; 2.广西交通设计集团有限公司;
3.桂林电子科技大学 建筑与交通工程学院)

摘要:为了研究施工中断并放置了多年的特殊连续刚构桥箱梁裂缝对桥梁的影响,根据复工前检测的腹板斜向裂缝情况,建立3种不同模型进行数值计算对比分析。研究表明:梁体自重作用下损伤模型和基准模型挠度无明显差异;车道荷载作用于2号跨时,损伤模型Ⅱ、Ⅲ主梁最大竖向挠度、纵桥向最大拉应力均未有明显变化,但纵桥向最大压应力、主压应力增大明显;车道荷载作用于1、3号跨时,两种损伤模型的最大竖向挠度未见有明显变化,但两种损伤模型主压应力、主拉应力增大明显;随着损伤程度的加大,自振频率呈下降趋势,但3种模型在同一阶次的自振频率及振型均无明显变化;综合对比分析可知:现有腹板裂缝对结构整体刚度未见明显影响,但裂缝处应力明显增大,若裂缝继续发展将导致桥梁整体刚度下降、承载能力降低。

关键词:连续刚构桥;箱梁;裂缝;数值模拟;应力

1 引言

连续刚构桥因墩梁固结,受力较合理,施工便利且具有较好的技术经济性,近20年来在中国发展极为快速,但在运营及施工中发现许多桥梁在箱梁腹板、底板产生裂缝。韦锋等通过对34座华南地区服役期混凝土刚构桥进行病害调查,经统计分析得到裂缝在混凝土刚构桥典型病害中占比高达67.9%,竖向、斜向、纵

向裂缝数量较为接近;邓志恒等利用有限元方法分析了预应力损失对箱梁腹板斜裂缝的影响,指出应充分考虑竖向预应力损失对箱梁腹板应力的影响;项贻强等对悬臂施工预应力混凝土箱梁合龙过程中底板崩裂进行分析,认为在径向力作用下孔肋的斜裂缝和撕裂裂缝是导致箱梁破坏的主因;王卫锋等对施工过程中箱梁腹板斜裂缝成因进行分析,认为不张拉竖向预应力筋而继续悬臂挂篮施工是其主因;刘芳平等采用有限元方法分析了悬臂施工过程中箱梁腹板斜裂缝成

会对工程量及施工难易程度有影响,但总的来说,方案1(拱腹新增框架拱加固)在受力、工程量、施工难易等综合指标上偏优,而且可方便灵活地调整纵肋尺寸及间距,容易控制拱圈受力和加固工程量。建议圬工拱桥增大截面加固时,优先考虑拱腹新增框架拱加固。

参考文献:

- [1] 吴毅翔.圬工拱桥主拱圈病害机理及加固方法[J].交通科技,2012(2).
- [2] 祝小龙,赵春花.加固减载法在石拱桥加固处治中的应用

[J].中外公路,2010(3).

- [3] 吴跃梓,章劲松.增大截面法加固石拱桥的技术应用[J].合肥学院学报(自然科学版),2012(3).
- [4] JTG D61-2005 公路圬工桥涵设计规范[S].
- [5] JTG D60-2004 公路桥涵设计通用规范[S].
- [6] 顾懋清,石绍甫.公路桥涵设计手册—拱桥[M].上册.北京:人民交通出版社,1994.
- [7] 王新敏.ANSYS工程结构数值分析[M].北京:人民交通出版社,2007.
- [8] 黄春亮,骆俊杰,李蓉.填芯加固法在双曲拱桥加固中的应用[J].中外公路,2018(1).

收稿日期:2018-12-12

基金项目:广西交通科技项目(编号:2012-13)

作者简介:李建文,男,教授级高工,E-mail:499130543@qq.com

*通信作者:唐咸远,男,副教授,E-mail:thy1188@126.com

因;唐小兵等利用软件分析了预应力混凝土连续刚构桥施工过程中箱梁腹板沿波纹管方向产生的斜裂缝,认为腹板竖弯纵向预应力、腹板竖向预应力和腹板厚度对腹板斜裂缝的产生比较敏感。以上分析主要针对正常施工过程中的裂缝进行分析,缺少对于施工中断并放置了多年的特殊连续刚构桥箱梁裂缝对桥梁的影响研究。

为了研究施工中断并放置了多年的特殊连续刚构桥箱梁裂缝对桥梁的影响,该文以施工中断多年的连续刚构桥为对象,使用 Ansys 有限元建立基本模型及两种不同损伤模型,模拟计算了在梁体自重、车道荷载作用下结构的动力特性并进行对比,以验证裂缝对桥梁整体刚度、承载能力的影响。

2 工程概况

2.1 基本概况

广西某桥全长: $5\times 30\text{ m}+(1\times 70+2\times 125+1\times 70)\text{ m}+5\times 30\text{ m}=690\text{ m}$,主桥采用 $(1\times 70+2\times 125+1\times 70)\text{ m}$ 预应力混凝土连续刚构桥;引桥采用 5 孔一联跨径 30 m 的装配式预应力混凝土简支转连续 T 梁桥。桥梁分两幅,单幅宽度 0.5 m (墙式防撞护栏)+ 11.75 m (行车道)+ 0.5 m (墙式防撞护栏)= 12.75 m ,全幅为 $(12.75+0.5+12.75)\text{ m}=26\text{ m}$ 。主桥立面图如图 1 所示。

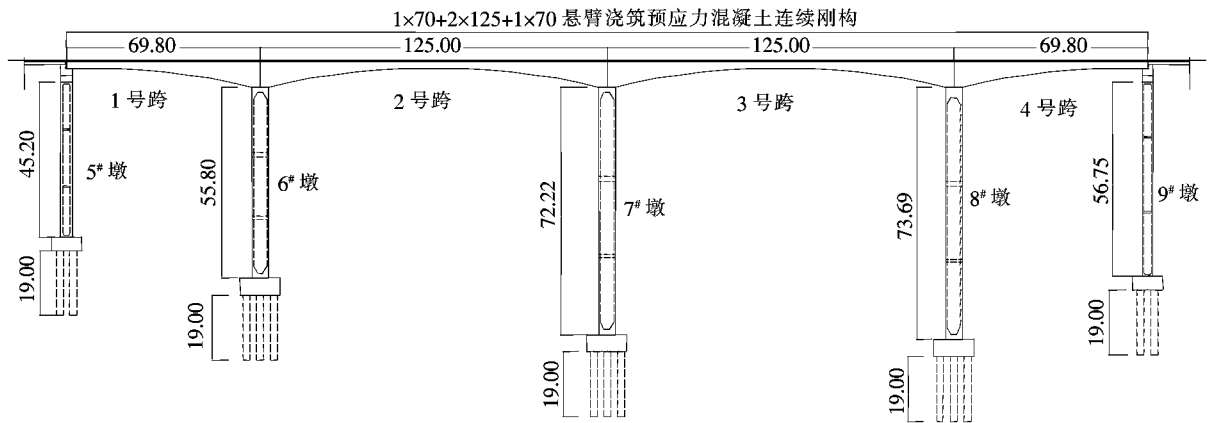


图 1 主桥立面图(单位:m)

大桥于 2012 年 9 月完成设计并开工建设,于 2014 年停工;停工时主桥基础、下部构造基本完成,主悬臂梁端均未合龙。桥梁右幅施工现况:6# 主墩悬臂梁浇筑完 13 号节段,14~17 号悬浇段未施工;7# 主墩悬臂梁浇筑完 9 号节段,10~17 号段未施工,8# 主墩悬臂梁浇筑完 12 号节段,16~17 号段未施工。桥梁左幅施工现状:6# 主墩悬臂梁浇筑完 17 号节段,7# 主墩悬臂梁浇筑完 16 号节段,17 号段未施工,8# 主墩悬臂梁浇筑完 15 号节段,16~17 号段未施工。2018 年进行复工前检测时发现:挂篮锈蚀严重,左幅未浇筑两段钢筋锈蚀严重,竖向预应力张拉端未及时封锚,竖向预应力筋锈蚀。

2.2 箱梁裂缝情况

裂缝专项检测结果如表 1 所示。

由表 1 可知:主桥箱梁的裂缝较多,其中腹板斜向裂缝多达 103 条,宽度最大值为 0.16 mm ,深度最大值为 27 cm 。

检测表明腹板斜向裂缝大部分沿着腹板预应力钢

表 1 主桥裂缝情况

检测位置	裂缝类型	病害描述
箱梁顶板底面	纵向裂缝	共 52 条,最大缝宽 0.16 mm ,长 $0.6\sim 3.5\text{ m}$
	竖向裂缝	共 3 条,最大缝宽 0.05 mm ,长 $0.5\sim 0.9\text{ m}$
箱梁腹板内侧	纵向裂缝	共 19 条,最大缝宽 0.08 mm ,长 $0.50\sim 1.30\text{ m}$
	斜向裂缝	共 103 条,最大缝宽 0.16 mm ,长 $0.8\sim 2.8\text{ m}$

束下弯段出现,这与常规钢构桥在车辆荷载作用下,支点附近腹板承受的弯矩小但剪力大,主要由主拉应力引起斜向裂缝或是斜截面抗弯能力较弱引起的斜裂缝方向基本相反。究其原因主要由拆模后张拉预应力索所致,与预应力钢束的张拉劈裂以及混凝土收缩等多因素耦合作用相关。对于箱梁顶板纵向裂缝、腹板纵向裂缝以及竖向裂缝,初步判断为非结构性裂缝,由施

工后未养护、混凝土收缩及温度作用等因素造成。

3 腹板斜裂缝对结构影响的分析模型

考虑到主桥腹板多处存在与钢束方向基本一致的斜向裂缝,为评估斜向裂缝对结构的影响程度,以左幅主桥为对象,建立完好状态下的模型作为基准模型(I);同时,建立存在裂缝的模型作为损伤模型,为研究裂缝深度对结构受力的影响,按照裂缝深度的大小,分别建立两种损伤模型,对比分析两种损伤模型和完好模型的结构反应。

因现场腹板典型裂缝深度最大为 27 cm,故第 1 种损伤模型(II)中,裂缝深度统一按 27 cm 考虑,裂缝位置和长度依据检测报告确定。在裂缝处通过挖除一个长 \times 宽 \times 深=裂缝长 \times 1 cm \times 27 cm 的矩形实体进行模拟,不考虑裂缝闭合后的承压作用及裂缝处混凝土面之间的摩擦作用。

第 2 种损伤模型(III)中,裂缝深度按贯穿整个腹板厚进行考虑,裂缝位置和长度依据检测报告确定。同样在裂缝处通过挖除一个长 \times 宽 \times 深=裂缝长 \times 1 cm \times 腹板厚的矩形实体进行模拟,也不考虑裂缝闭合后的承压作用及裂缝处混凝土面之间的摩擦作用。

为了具有对比性,3 个模型均采用 Ansys 建立,采用相同的网格尺寸,采用相同的求解器和收敛精度。基准模型由 145 595 个节点、436 996 个 Solid45 单元组成;第 1 种损伤模型由 148 942 个节点、449 880 个 Solid45 单元组成;第 2 种损伤模型由 152 251 个节点、462 162 个 Solid45 单元组成。

4 数值模拟计算结果

4.1 梁体自重作用下的计算结果

在梁体自重作用下,3 种不同模型的计算竖向挠度值如图 2 所示。

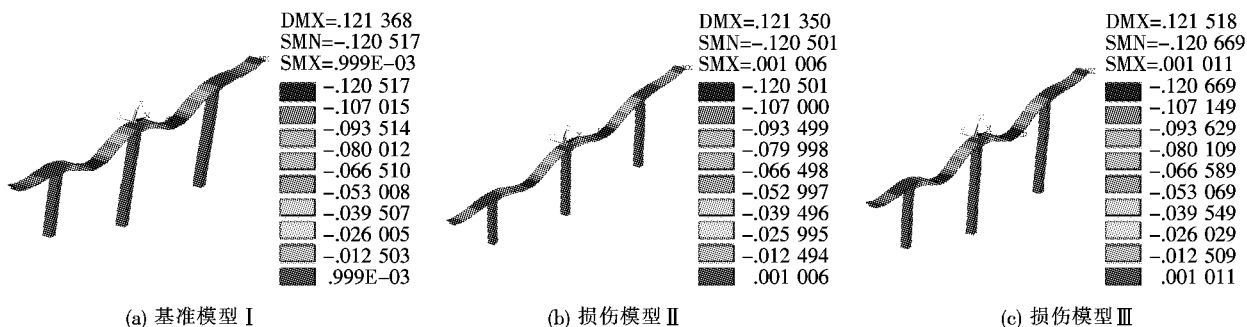


图 2 自重作用各模型竖向挠度(单位:m)

由图 2 可知:基准模型最大挠度为 -120.517 mm,损伤模型 II 最大挠度为 -120.501 mm,相对于基准模型变化百分比为 -0.013 28%;损伤模型 III 最大挠度为 -120.669 mm,相对于基准模型变化百分比为 0.126 12%;由计算结果可见,自重作用下,两种损伤模型与基准模型挠度无明显差异。

4.2 车道荷载作用于 2 号跨的计算结果

根据检测结果,发现左幅 2 号跨裂缝较多,选择主桥 2 号跨进行公路—I 级车道荷载作用下的结构分析,研究 2 号跨在正弯矩作用下的受力情况。按两车道进行计算,规范中车道均布线荷载以面均布力的形式作用于 2 号跨桥面,规范中车道集中荷载以面均布力的形式作用于合龙段桥面。车道荷载作用于 2 号跨时结构计算结果汇总见表 2。

由表 2 可知:最大竖向挠度、纵桥向最大拉应力均

未见有明显变化;两种损伤模型纵桥向最大压应力、主压应力有较明显增大,其中主压应力增大的原因是腹板裂缝的存在导致裂缝处应力明显增大;损伤模型 III 主拉应力有较明显增大,主拉应力增大的原因为腹板裂缝的存在导致裂缝处应力明显增大。

纵桥向压应力最大值及主压应力最大值均出现在 2 号墩 2 号跨侧 2 号块腹板裂缝处;主拉应力最大值出现在 2 号跨合龙段梁底处。将 3 种模型的纵桥向压应力最大值出现部位局部放大如图 3 所示,图 3(b)、(c)中的斜线就是设置的裂缝部位。

4.3 车道荷载作用于 1、3 号跨计算结果

选择主桥 1、3 号跨进行公路—I 级车道荷载作用下的结构计算,以研究 2 号跨在负弯矩作用下的受力情况。按两车道进行计算,规范中车道均布线荷载以面均布力的形式作用于 1、3 号跨桥面,规范中车道

集中荷载以面均布力的形式作用于 3 号跨合龙段桥面。车道荷载作用于 1、3 号跨时 2 号跨结构计算结果

汇总于表 3。

由表3可知:损伤模型Ⅱ的最大竖向挠度相对基

表 2 车道荷载作用于 2 号跨时计算结果

模型	最大竖向挠度/m		相对于 I 变化百分比/%	纵桥向最大拉应力/MPa		相对于 I 变化百分比/%
	数值	相对于 I 变化值		数值	相对于 I 变化值	
I	−0.020 187			2.26		
Ⅱ	−0.020 177	1×10^{-5}	−0.005	2.26	0	0.000
Ⅲ	−0.020 200	$−2.3\times 10^{-5}$	0.113	2.27	0.01	0.442

模型	纵桥向最大压应力/MPa		相对于 I 变化百分比/%	主拉应力/MPa		相对于 I 变化百分比/%	主压应力/MPa		相对于 I 变化百分比/%
	数值	相对于 I 变化值		数值	相对于 I 变化值		数值	相对于 I 变化值	
I	−2.31			2.26			−3.33		
Ⅱ	−2.43	−0.12	5.195	2.26	0	0.000	−3.99	−0.66	19.820
Ⅲ	−9.26	−6.95	300.865	3.64	1.38	61.062	−10.3	−6.97	209.309

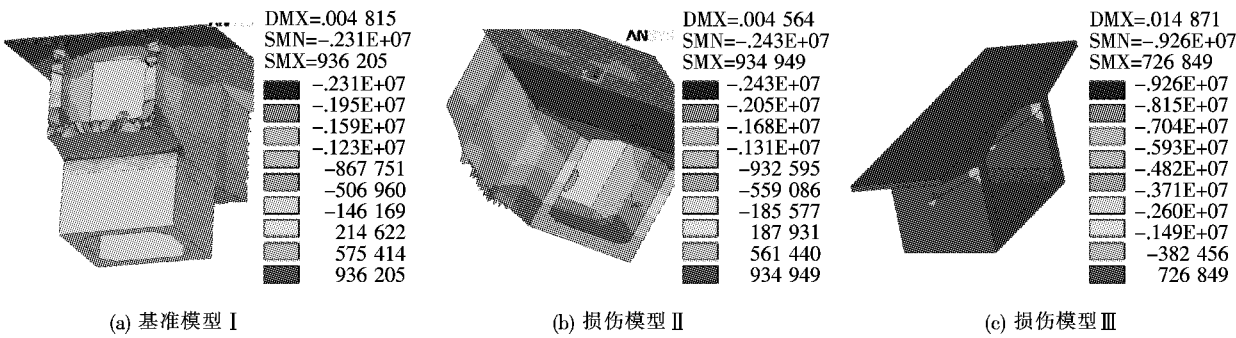


图 3 纵桥向最大压应力云图(单位:Pa)

表 3 车道荷载作用于 1、3 号跨时 2 号跨结构计算结果汇总

模型	最大竖向挠度/m		相对于 I 变化百分比/%	主拉应力/MPa		相对于 I 变化百分比/%	主压应力/MPa		相对于 I 变化百分比/%
	数值	相对于 I 变化值		数值	相对于 I 变化值		数值	相对于 I 变化值	
I	0.007 441			0.34			−0.52		
Ⅱ	0.007 439	−0.000 002	−0.03	0.97	0.63	185.29	−0.70	−0.18	34.62
Ⅲ	0.007 442	0.000 001	0.01	1.37	1.03	302.94	−0.84	−0.32	61.54

准模型变化率为 −0.03%, 损伤模型Ⅲ的最大竖向挠度相对基准模型变化率为 0.01%, 表明最大竖向挠度变化不明显; 两种损伤模型的主压应力、主拉应力相对于基准模型增大明显, 特别是损伤模型Ⅲ的主拉应力比基准模型增大约 3 倍。分析主拉、压应力增大的原因: 腹板裂缝的存在导致裂缝处应力明显增大。

4.4 振动频率和振型计算结果

为研究裂缝对结构动力特性的影响, 将计算得出

的 3 种模型的前 5 阶振动频率列于表 4。

由表 4 可知: 基准模型的前 5 阶振动频率比损伤模型Ⅱ大, 损伤模型Ⅱ比损伤模型Ⅲ稍大, 表明随着损伤程度的加大, 自振频率均呈下降趋势; 两种损伤模型相对于基准模型的结构自振频率变化率均小于 0.1%, 表明前 5 阶振动频率未出现明显差异。经对比振型图可知, 损伤模型和基准模型振型也未见明显变化, 自振频率计算和振型对比表明, 结构动力特性未发生明显变化。

表 4 振动频率对比

阶次	基准模型		损伤模型Ⅱ		损伤模型Ⅲ		
	振动频率/Hz	振动频率/Hz	与基准模型的振动频率之差/Hz	频率变化率/%	振动频率/Hz	与基准模型的振动频率之差/Hz	频率变化率/%
1	0.332 67	0.332 64	-0.000 03	-0.009 02	0.332 51	-0.000 16	-0.048 10
2	0.475 75	0.475 78	0.000 03	0.006 31	0.475 74	-0.000 01	-0.002 10
3	0.606 93	0.606 87	-0.000 06	-0.009 89	0.606 28	-0.000 65	-0.107 10
4	1.005 20	1.005 10	-0.000 10	-0.009 95	1.004 10	-0.001 10	-0.109 43
5	1.124 30	1.124 40	0.000 10	0.008 89	1.124 00	-0.000 30	-0.026 68

5 结 论

通过建立 3 种不同模型,模拟裂缝对连续刚构桥箱梁受力性能的影响,分析比较后得出如下结论:

(1) 梁体自重作用下损伤模型和基准模型挠度无明显差异。

(2) 车道荷载作用于 2 号跨时,损伤模型Ⅱ主梁最大竖向挠度、纵桥向最大拉应力、主拉应力均未见明显变化;损伤模型Ⅲ主梁最大竖向挠度、纵桥向拉应力也未见明显变化。车道荷载作用于 2 号跨时,损伤模型Ⅱ纵桥向最大压应力、主压应力有较明显增大;损伤模型Ⅲ纵桥向最大压应力、最大主压应力、最大主拉应力明显增大。腹板裂缝的存在是导致上述应力增大的原因。

(3) 车道荷载作用于 1、3 号跨时,2 号跨两种损伤模型的最大竖向挠度未见明显变化。车道荷载作用于 1、3 号跨时,两种损伤模型主压应力、主拉应力有较明显增大。腹板裂缝的存在是导致上述应力增大的原因。

(4) 随着损伤程度的加大,自振频率呈下降趋势,但两种损伤模型和基准模型结构自振频率未出现明显差异,振型未见明显变化,说明桥梁目前结构动力性能未发生明显变化。

(5) 综合损伤模型和基准模型有关梁体自重、车

道荷载及结构动力特性的对比分析结果可知,现有腹板裂缝对结构整体刚度未见明显影响,但裂缝处应力明显增大,裂缝的发展将导致桥梁整体刚度下降、承载能力降低。

参考文献:

[1] 韦锋,杨洋,苏成,等.华南地区混凝土刚构桥典型病害调查及分析[J].中外公路,2018(1).

[2] 邓志恒,罗志佳,林俊.预应力损失对箱梁腹板斜裂缝影响分析[J].中外公路,2008(3).

[3] 项贻强,唐国斌,朱汉华,等.预应力混凝土箱梁桥施工过程中底板崩裂破坏机理分析[J].中国公路学报,2010(5).

[4] 王卫锋,叶敬彬,林致胜,等.施工过程箱梁腹板斜裂缝成因分析[J].桥梁建设,2010(1).

[5] 刘芳平,周建庭,宋军,等.悬臂施工过程中箱梁腹板斜裂缝成因分析[J].施工技术,2012(3).

[6] 唐小兵,贾志伟,黄爱,等.连续刚构桥施工过程中腹板斜裂缝成因分析及试验研究[J].武汉理工大学学报(交通科学与工程版),2017(2).

[7] 文武松.大跨度 PC 连续刚构桥挠曲开裂因素研究[D].西南交通大学博士学位论文,2009.

[8] 于天来,姜震.连续刚构箱梁桥腹板开裂原因分析[J].中外公路,2013(2).

[9] 王新敏.ANSYS 结构分析单元与应用[M].北京:人民交通出版社,2011.

[10] 唐威远,邓志恒.连续刚构桥施工阶段地震响应分析研究[J].中国港湾建设,2011(2).