

基于挠度的连续梁桥预应力损失分析

王灿¹, 刘青², 党智²

(1. 华设设计集团股份有限公司, 江苏 南京 210000; 2. 中建新疆建工(集团)有限公司, 新疆 乌鲁木齐 830000)

摘要: 某桥梁为变截面 PC 混凝土连续箱梁, 跨径组合 (55+80+55) m, 根据桥面线形监测数据, 该桥中跨跨中在运营期出现明显的下挠, 且箱梁腹板 L/4 处存在斜向裂缝、顶板存在大量纵向裂缝等病害。结合该桥出现的上述问题, 将引起桥梁下挠的因素归结为混凝土收缩徐变、桥梁刚度的变化及预应力损失三个方面, 采用有限元程序 Midas/Civil 并结合桥梁实际状态进行仿真分析, 推算混凝土收缩徐变、桥梁刚度的变化及预应力损失引起下挠量, 用预应力损失引起下挠量反算预应力损失量并进行体外预应力加固分析。

关键词: 预应力损失; 桥梁加固; 刚度变化; 收缩徐变

中图分类号: U445 **文献标识码:** A **文章编号:** 1006—7973 (2021) 12—0154—03

预应力混凝土连续梁桥在我国桥梁建设中应用非常广泛, 由于目前预应力状态检测技术手段的局限性, 实桥预应力损失状况难以确定。本文以实际工程为背景, 提出以桥梁下挠量为分析对象, 从混凝土收缩徐变、桥梁刚度的变化及预应力损失三个方面对桥梁下挠量进行分析, 反推桥梁实际预应力损失量, 为桥梁维修加固提供理论支撑。

1 工程背景

某桥于 2007 年底建成通车, 为 (55+80+55) m 变截面 PC 单箱单室混凝土连续箱梁, 主梁采用悬臂浇筑法施工, 箱梁顶板宽 12.75m, 底板宽 7.0m。荷载等级为公路—I 级。

经检查该桥主要存在问题如下:

(1) 箱梁顶板局部发现纵向裂缝, 裂缝多贯穿整个悬浇段, 且在边跨现浇段较为集中, 多为长度范围 0.8~2.5m 的纵向裂缝带, 宽度范围 0.05~0.18mm; 箱室上齿块普遍有纵向、斜向裂缝;

(2) 箱梁腹板外侧在中跨两侧 L/4 处均发现 4~5 条斜向裂缝, 裂缝以跨中呈“正八字”对称分布, 长度范围 0.4~0.7m, 宽度范围 0.08~0.2mm;

(3) 根据该桥基础资料及历年桥面线形监测数据, 自 2011 年至 2017 年中跨跨中累积下挠 83.4mm, 且在 2015 年以来持续下挠且有加速发展的趋势。

该桥外观缺陷较严重, 箱梁顶板上齿板裂缝较为普遍, 表明在悬臂浇筑施工时混凝土的龄期不足。由于施工期原因造成预应力损失, 有效预应力不足, 使桥梁持续下挠。同时梁体出现大量的裂缝, 桥梁整体刚度退

化, 加剧了桥梁变形。

2 桥梁下挠分析

根据 2011 年至 2017 年监测数据, 中跨跨中累积下挠 83.4mm, 将引起该下挠量的影响因素归结为混凝土收缩徐变、桥梁刚度的变化及预应力损失三个方面。结合原始施工及检测资料, 采用有限元程序 Midas/Civil 模拟目前桥梁实际状态, 对各因素的影响因子进行参数分析, 推算各影响因素实际引起主梁的挠度值。

2.1 收缩徐变

混凝土加载龄期对徐变系数的有很大的影响, 在悬浇阶段, 张拉龄期在 5~10 天不等, 本节对不同的张拉龄期对主梁在成桥第 4~10 年的影响程度进行分析。考虑单元初次加载龄期分别为 5~10 天, 得到的跨中挠度如表 1 所示。

表 1 加载龄期对跨中挠度的影响 (单位: mm)

加载龄期	5 天	6 天	7 天	8 天	9 天	10 天
4-10 年挠度	-13.5	-13.2	-12.9	-12.7	-12.5	-12.4

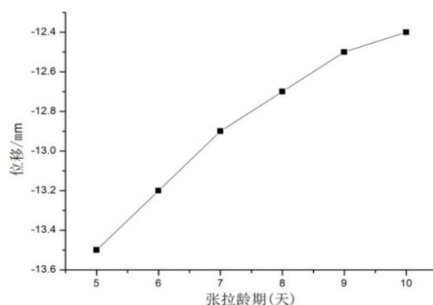


图 1 加载龄期对跨中挠度的影响趋势

从表 1 和图 1 得出, 张拉龄期在 5~10 天范围内对主梁下挠量影响较小, 5 天与 10 天龄期差值 1.1mm。取收缩徐变引起下挠分量为 7 天龄期收缩徐变下挠量,

即 12.9mm。

2.2 刚度退化

桥梁在运营阶段刚度的退化主要由混凝土劣化、表面裂缝的产生等因素引起,整体刚度的退化可加剧桥梁的变形,进一步引起混凝土裂缝的开展。本节通过对比 2010 年及 2017 年荷载试验数据,对桥梁整体刚度退化程度进行分析,对刚度退化引起桥梁在恒载作用下的下挠量进行计算分析。

从表 2 中数据对比可知,桥梁在 10 年运营阶段刚度退化明显,静载试验挠度校验系数增大 0.21,基频减小幅度 10% 左右。静载试验校验系数与桥梁自振频率推算 2010 年、2017 年桥梁刚度比,验证静载与动载数据的相符性。

表 2 荷载试验数据对比表

时间	中跨跨中挠度校验系数	自振频率
2010	0.75	1.21
2017	0.96	1.08

连续梁桥自振频率 f 按下式计算:

$$f = \frac{13.616}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}}$$

式中各符号含义见设计规范。

2007 年、2017 年桥梁基频计算如下式:

$$\begin{cases} f_{2007}^2 = \frac{13.616^2}{(2\pi l^2)^2 m_c} \times (EI_c)_{2007} \\ f_{2017}^2 = \frac{13.616^2}{(2\pi l^2)^2 m_c} \times (EI_c)_{2017} \end{cases}$$

1、 m_c 为定值且 2007 年、2017 年取值相同,则两者比值:

$$\frac{(EI_c)_{2007}}{(EI_c)_{2017}} = \frac{f_{2007}^2}{f_{2017}^2} = \frac{1.21^2}{1.08^2} = 0.797$$

静载试验中,规范建议加载效率为 0.95~1.05,2007 年、2017 年静载试验加载效率分别为 0.96、0.98,为方便计算,取桥梁跨中荷载弯矩为统一值 $M(x)$ 。静载位移计算如下式:

$$\begin{cases} \Delta_{2007} = \frac{M(x)}{(EI)_{2007}} \\ \Delta_{2017} = \frac{M(x)}{(EI)_{2017}} \end{cases}$$

两者刚度比:

$$\frac{(EI)_{2017}}{(EI)_{2007}} = \frac{0.75}{0.96} = 0.781$$

实测桥梁基频推算刚度比为 0.797,静载试验挠度

校验系数推算刚度比为 0.781,两者相差较小。由于引起刚度退化的原因较为复杂,为简化计算,通过调整材料弹性模量实现桥梁的整体刚度退化。取 2007 年、2017 年材料弹模比为 0.797,计算刚度退化后恒载引起下挠量差值 25.4mm。

2.3 预应力损失

预应力损失引起下挠量为总下挠量减去收缩徐变、刚度退化引起的下挠量,即 45.1mm。以该下挠量为基准,对不同部位(顶板、腹板、中跨底板)预应力损失对长期挠度的影响进行单参数及多参数敏感性分析。单参数对主梁中跨跨中挠度影响见表 3 及图 2。

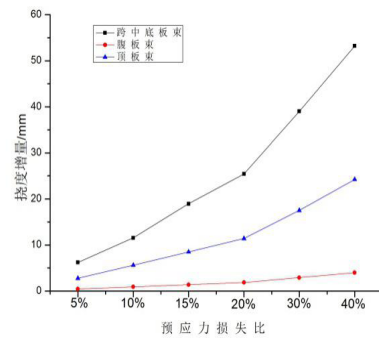


图 2 单参数预应力损失对中跨跨中挠度的影响趋势

表 3 单参数预应力损失对中跨跨中挠度的影响 (单位: mm)

预应力位置		顶板预应力	腹板预应力	跨中底板预应力
预应力损失量	5%	2.8	0.5	6.2
	10%	5.6	0.9	11.6
	15%	8.5	1.4	18.9
	20%	11.4	1.9	25.4
	30%	17.5	2.9	39.0
	40%	24.2	4.0	53.2

由计算结果可知,跨中底板预应力的损失对主梁中跨跨中挠度的影响最大,其次为顶板预应力,腹板预应力影响最小。由于腹板预应力在损失 40% 时主梁中跨跨中挠度增量只有 4mm 左右,因此在多参数分析时不考虑腹板因素。

将顶板与底板预应力损失量作为变量进行多参数分析,顶板预应力为参数 1,底板预应力为参数 2。由上述可知,预应力损失挠度分量为 45.1mm,跨中底板预应力单参数损失 30% 时,中跨跨中挠度增量为 39.0mm,假设分别损失 10%、20%、30%,对两个参数变量进行计算,结果见表 4。

表4 双参数预应力损失对跨中挠度的影响(单位: mm)

/ 10%	跨中底板预应力		
	20%	30%	
顶板预应力	10%	17.7	30.6
	20%	23.1	36.0
	30%	28.7	41.5

从双参数分析结果, 3种状况下较为接近预应力损失挠度分量, 用三种预应力状况及刚度水平修正计算模型进行分析。工况见表5, 计算结果见表6。

表5 工况划分

工况	预应力损失	
工况1	顶板预应力(-10%)	跨中底板预应力(-30%)
工况2	顶板预应力(-20%)	跨中底板预应力(-30%)
工况3	顶板预应力(-30%)	跨中底板预应力(-20%)

表6 不同工况下计算结果(MPa)

工况	最大拉应力		最大主拉应力
	上缘	下缘	
工况1	-0.45	-0.28	1.00
工况2	0.27	-0.36	1.08
工况3	0.78	-0.44	1.12

负为压应力, 正为拉应力。

3个工况最不利荷载组合下主拉应力均超过规范允许值, 且位置为主跨L/4处与实桥腹板斜向裂缝相吻合, 工况2、工况3在边跨顶板出现拉应力, 但实际桥梁并未在顶板发现横向裂缝, 推断工况1较为吻合实桥情况。

3 体外预应力加固分析

该桥原跨中底板配置16- Φ 15.2钢束22束, 张拉控制应力1395MPa, 如图3。体外加固拟采用15- Φ 15.2钢束, 根据跨中底板损失30%折算体外预应力数量为7束15- Φ 15.2, 按照恢复预应力损失, 并适当增加一定的安全储备的原则, 确定数量为8束15- Φ 15.2钢束。体外预应力纵向布置如图4。加固前后跨中最不利荷载组合下应力状态见表7。

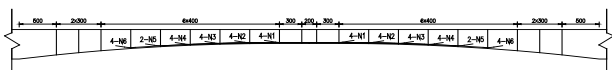


图3 底板预应力纵向布置



图4 体外预应力纵向布置

表7 体外预应力加固前后主梁应力状态(MPa)

工况	加固前		加固后	
	上缘	下缘	上缘	下缘
中跨最大拉应力	-1.36	-0.28	-2.92	-5.03
中跨最大压应力	-10.53	-9.28	-11.47	-13.57
中跨主拉应力	1.00		无	
中跨主压应力	-10.53		-11.47	

负为压应力, 正为拉应力。

从表7可知, 在按照上述体外预应力加固后, 最不利荷载组合下主梁主拉应力为零, 最大拉应力有一定的储备; 加固后箱梁应力状况良好, 应力状况得到了显著的改善。在实桥进行体外预应力加固后进行桥面线形监测, 2017年~2018年内中跨跨中基本无下挠情况, 现有裂缝无明显发展。

4 结语

本文通过对依托工程, 提出基于挠度分析的连续梁桥预应力损失推算方法。将主梁下挠量拆分为混凝土收缩徐变、桥梁刚度的变化及预应力损失三个方面。通过有限元程序Midas/Civil计算得出在一定时间段内混凝土收缩徐变引起的下挠分量; 通过桥梁不同时间节点荷载试验数据推算桥梁刚度变化, 进而计算刚度变化引起下挠分量; 预应力损失下挠分量为总下挠量减去收缩徐变分量再减去刚度变化分量。由预应力损失引起主梁下挠量计算分析预应力损失状况, 并进行体外预应力加固分析。结果表明: 该方法可较准确推算预应力损失, 在主梁加固后改善桥梁应力状态, 有效遏制桥梁下挠, 对类似工程的加固设计有一定的借鉴作用。

参考文献:

- [1] JTG/T J23-2008 公路桥梁加固施工技术规范[S].
- [2] 王国鼎. 桥梁检测与加固[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.
- [3] 龚昕. 大跨度预应力砼连续梁式桥主梁下挠研究[D]. 西南交通大学, 2006.
- [4] 杨永清, 郭凡, 刘国军, 李晓斌. 大跨预应力混凝土连续梁式桥长期下挠研究中的问题[J]. 铁道建筑, 2010(9):1~4.
- [5] 李准华, 刘钊. 大跨度预应力混凝土梁桥预应力损失及敏感性分析[J]. 世界桥梁, 2009(1):36~39.
- [6] 金结飞. 大跨PC连续箱梁桥长期持续下挠成因研究[D]. 广东工业大学, 2012.
- [7] 杜元. 预应力混凝土连续箱梁加固计算研究[J]. 铁道建筑, 2016(3):36~40.