



某大桥火灾后的检测与评估

文_赵胜兵（南宁市建筑规划设计集团有限公司，高级工程师、一级注册结构工程师，硕士）

罗献燕（广西建设职业技术学院，一级注册结构工程师、副教授，硕士）

阳 丹（广西汉和建筑规划设计有限公司）

火灾受损桥梁位于广西壮族自治区南宁市兴宁区，于2015年11月完工。该桥为预应力混凝土连续箱梁桥，桥跨布置为6m~25m，桥梁全长167.200m，交角90°，右幅桥采用4片预应力小箱梁，桥面宽11.100m。桥梁结构为装配式预应力混凝土先简支后连续梁（见图1）。2019年因堆积杂物起火，灼烧主梁、桥台60min~90min，自然熄灭时，桥台、主梁被严重烧损，出现混凝土表面松散、剥落露筋、支座烧损等病害（见图2）。

一、火灾后桥梁检测

为了检验该桥梁主体结构灾害后的结构静力和动力实际情况，并对桥梁是否满足规范荷载的要求进行判断，评价桥梁运营安全性，对该桥右幅外侧第六跨进行检测。

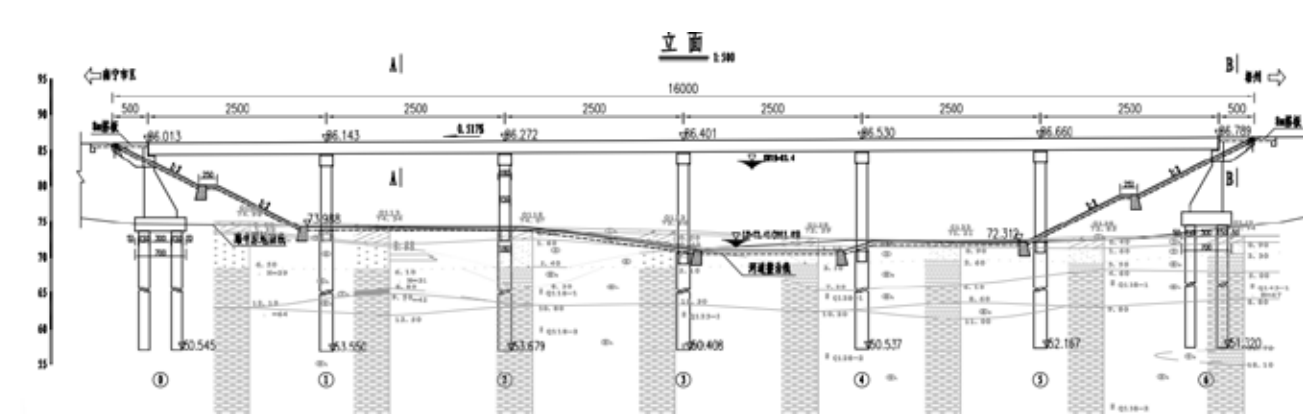


图1 大桥桥型布置图 (单位: cm)

(一) 外观检测

经检测,受灾主梁经过大火烧损后,主要存在混凝土表面熏黑、表层混凝土剥落脱空(见图3,面积39.900m²)、钢筋外露变形(见图4)、支座烧焦、支座垫石强度不足等病害。

(二) 混凝土回弹检测

采用对比检测,选取受灾桥梁和右幅未受灾桥梁进行结果比对。采用超声—回弹法原理检测混凝土强度,混凝土声速(v)一般在4km/s~5km/s之间变化,混凝土强度(f)与声速(v)之间在物理数值上存在正向相关性,即值越高,其(v)也越快。通过获取f-v的关系曲线,可以通过测出结构物混凝土的声速,并以超声—回弹综合法推定该结构混凝土的强度。

经检测分析,受灾区箱梁混凝土强度推定值范围为48MPa~48.800MPa,其中6#桥台受灾区混凝土强度值最低,所有受灾的混凝土强度均低于受灾前的强度。根据相关规定进行评定,混凝土强度评定标度值为1。

(三) 混凝土碳化检测

按照《回弹法检测混凝土抗压强度技术规程》选取已测区域中具有典型意义的3个测区作为碳化深度测区,根据碳化深度检测结果可见,受火区域混凝土碳化普遍加深:主梁中,2#主梁受火区碳化深度最大,为30mm,小于其主梁主筋的保护层厚度(40mm);桥台中,6#桥台碳化深度为41mm,略大于桥台主筋净保护层厚度设计值(40mm)。

由上述分析可以看出,大部分的主梁及桥台碳化深度平均值一般小于其主筋保护层厚度,主梁及桥台主筋以内的混凝土发生碳化的可能性非常低,根据相关规定进行评定,碳化深度可以评定标度值为2。



图2 火灾后桥底现状



图3 主梁底板剥落、露筋



图4 主梁腹板钢筋外露

(四) 结构固有频率检测

判断桥梁火灾前后是否存在刚度变化,本次试验采用比对方法。先在左右幅桥梁的桥面指定位置布置竖向振动传感器,通过对桥梁微小振动的振动谱进行分谱分析,以获取桥梁结构的重要动力特性值(振型、阻尼比及自振频率),然后再通过对比两幅桥的基频,借此来判断刚度变化。

二、火灾后桥梁主体结构承载力验算结果

依据检测结果进行了桥梁主体结构上部、下部承载能力验算,为火灾后桥梁的加固维修决策提供可靠的数据支持,使加固措施更加科学有效,提高桥梁主体结构的安全性能,达到安全运营的目的。

(一) 参数确定

1. 确定承载力检算系数Z₁

承载力检算系数Z₁考虑桥梁结构和构件表观缺损状况、材质强度和桥梁结构自振频率等三大因素。其具体计算是根据对三大因素的计算承载力检算系数评定值D,再通过线性插值计算确定构件结构承载力检算系数Z₁(见表1)。

表1 承载力检算系数计算表

序号	检测项目	评定标度D _j	权重α _j	承载力检算系数评定标度D	检算系数Z ₁
1	缺损状况	4	0.400	$D = \sum \alpha_j D_j = 2.200$	1.080
2	材质强度	1	0.300		
3	自振频率	1	0.300		

2. 确定承载力恶化系数ξ_e

恶化状况评定标度E的影响因素有两个,一是对桥跨详细检测项目的检测结果,二是桥梁结构的病害状况。再结合桥梁的环境特征“干湿交替、不冻、无侵蚀性介质”,利用线性插值法计算恶化系数ξ_e(见表2)。

表2 承载力恶化系数计算表

序号	检测项目	评定标度E _j	权重α _j	恶化状况评定标度E	恶化系数ξ _e
1	缺损状况	4	0.320	$E = \sum_{j=1}^7 E_j \alpha_j = 2.640$	0.059
2	钢筋锈蚀电位	1	0.110		
3	混凝土电阻率	1	0.050		
4	混凝土碳化深度	2	0.200		
5	混凝土保护层厚度	5	0.120		
6	氯离子含量	1	0.150		
7	混凝土强度	1	0.050		

3. 确定构件截面折减系数ξ_c、钢筋截面折减系数ξ_s

构件截面折减应考虑钢筋混凝土构件有效面积损失对结构构件截面抗力效应这一重要因素的影响,钢筋截面折减系数则是考虑钢筋的锈蚀对构件抗力的影响,然后再确定截面损伤评定标度R。在确定R值之后,则通过插值法得出截面折减系数ξ_c;钢筋截面折减系数ξ_s则需要结合各部位外观病害状况,确定钢筋截面折减评定标度进行推定(详见表3)。

表3 构件截面折减系数计算表

序号	检测项目	评定标度 R_j	权重 α_j	截面损伤评定标度 R	截面折减系数 ξ_c
1	材料风化	1	0.100	$R = \sum_{j=1}^N R_j \alpha_j = 1.900$	0.998
2	碳化	2	0.350		
3	物理化学损伤	2	0.550		

(二) 桥梁上部结构承载能力验算结果

采用Midas Civil对桥梁进行分析计算，按照《城市桥梁设计规范》（CJJ 11—2011）和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362—2018），承载能力极限状态验算采用基本组合。计算采用平面杆系结构模型，边界条件按实际模拟。其中，有限元结构离散图（见图5）、桥梁施工阶段划分（见表4）如下所示。本文的应力验算结果图示中，压应力为正值，拉应力为负值。

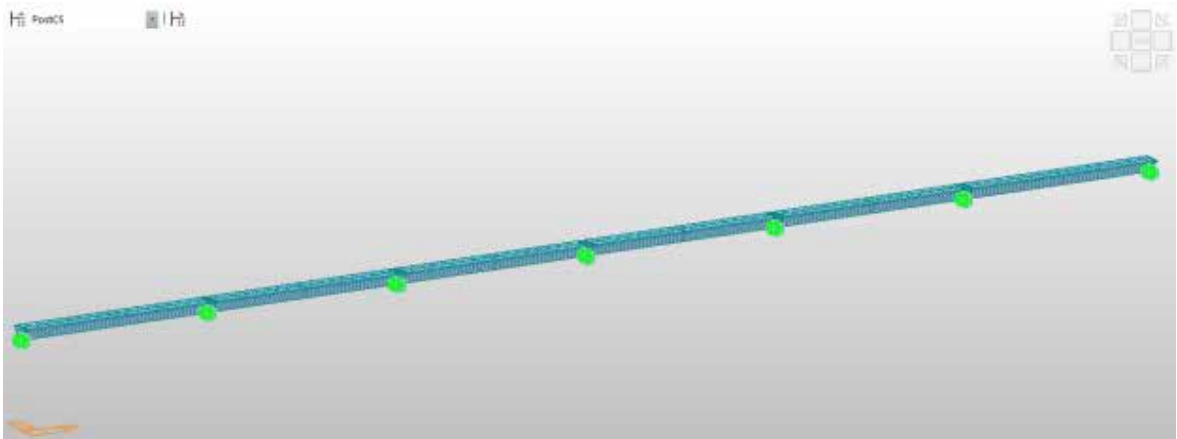


图5 2#箱梁有限元结构离散图

表4 桥梁施工阶段划分

施工序号	施工内容
施工阶段1	架设简支梁
施工阶段2	简支变连续
施工阶段3	张拉顶板束
施工阶段4	支座转换
施工阶段5	二期恒载
施工阶段6	收缩徐变至今

按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362—2018）第5.2.3条进行正截面抗弯承载力计算，主梁正截面抗弯承载力验算结果如下（见图6）。

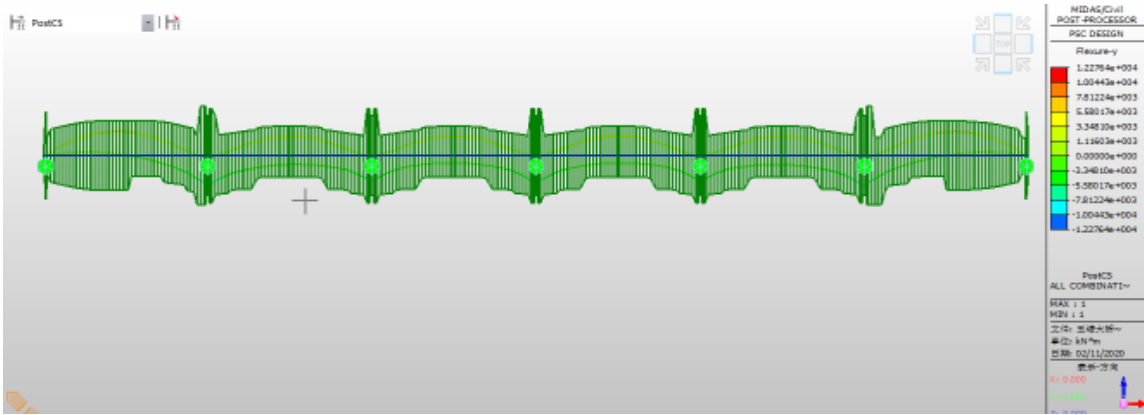


图6 正截面抗弯承载力验算结果（kN·m）

按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362—2018）第5.2.7条进行斜截面抗剪承载力计算，主梁斜截面抗剪承载力验算结果如下（见图7）。

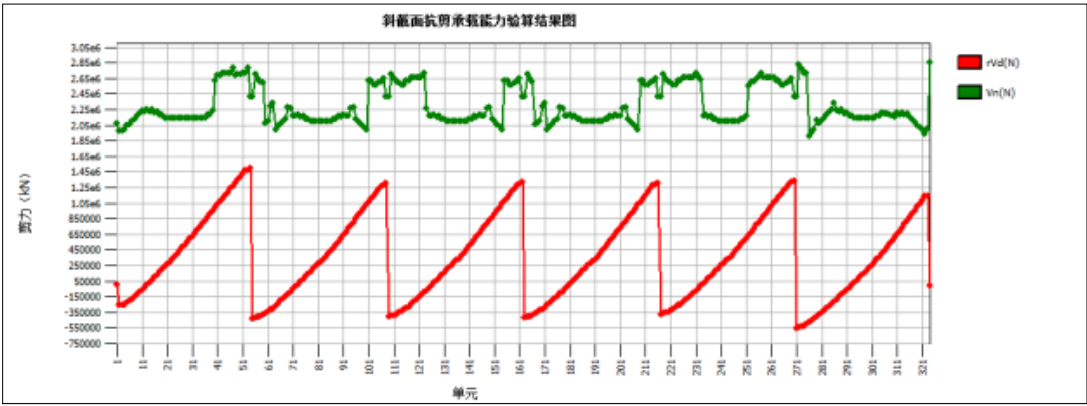


图7 斜截面抗剪承载力验算结果（kN）

根据验算结果（见表5）可知，2#箱梁火灾后的正截面抗弯值均大于荷载组合值，斜截面抗剪值大于荷载效应值，该数据显示，桥梁主体结构能满足城-A级荷载标准的要求。

表5 极限承载力组合值验算结果

构件	验算内容		修正后承载力 (kN·m或kN)	最大内力 (kN·m或kN)	承载力/ 内力	评价
2#箱梁	第六跨跨中附近最大	正截面抗弯	8727	5964	1.460	满足
	第五跨跨中最大		7391	4758	1.550	满足
	第四跨跨中最大		7391	4884	1.510	满足
	第六跨距支座1/2处截面	斜截面抗剪	2222	694	3.200	满足

（三）桥梁下部结构承载能力验算结果

采用Midas Civil对桥梁进行分析计算，桥台盖梁可按连续梁计算。按照《城市桥梁设计规范》等相关规范，最不利组合内力，承载能力极限状态验算采用基本组合。

根据验算结果数据分析可知（见表6、表7），右幅桥火灾后6#桥台的正截面，抗弯承载能力及斜截面抗剪的承载能力值均大于荷载效应值，该数据显示，桥梁主体结构能满足城-A级荷载标准的要求。

表6 桥台正截面抗弯承载能力极限状态检算结果

验算截面	最大内力（kN·m）	修正后承载能力（kN·m）	承载能力/最大内力	评价
墩顶截面	1205.930	5781	4.794	满足
跨中截面	1240.030	5713	4.607	满足

表7 桥台斜截面抗剪承载能力极限状态检算结果

验算截面	最大内力（kN）	修正后承载能力（kN）	承载能力/最大内力	评价
墩顶截面	1102.860	6529	5.920	满足

三、分析与建议

（一）综合静力评估分析

混凝土受热温度低于300℃时，温度升高对于混凝土强度影响不大，甚至使强度增强；受热温度超过300℃时，混凝土表面开始发生龟裂，强度下降；400℃～600℃时，混凝土裂缝变大，强度急剧下降；700℃～900℃时，混凝土自表面开始粉化，粉化后混凝土强度丧失殆尽。

灾后病害显示右幅外侧桥6#跨的1—4号箱梁靠近桥台处的主梁表面，6#桥台台身、支座、伸缩缝受损。根据灾后桥梁结构呈现的状态，可以推算出火灾温度（见表8）。

表8 火灾温度与混凝土状态颜色对应关系

结构位置	6#桥台	1#—4#箱梁
混凝土状态颜色	粉红显灰白色，表面混凝土严重脱落，钢筋外露	显粉红色，表面混凝土严重脱落，钢筋外露
受火温度	500℃～600℃	300℃～500℃

根据上述推断温度，主体结构混凝土在距离表面50mm处以上范围的混凝土为正常混凝土，而钢绞线距离混凝土表面的距离约为100mm，其钢绞线预应力未受到损失。检测箱梁混凝土强度推定值范围为48MPa～48.800MPa，0#桥台混凝土强度推定值为35.500MPa，较未受灾的混凝土强度略低。受火箱梁表面混凝土强度略低于设计强度C50，桥台表面混凝土强度高于设计强度C35。

（二）综合动力评估分析

通过对实测振动信号进行分析，可以得到主梁的动力分析参数，如振动频率、阻尼比、模态（见表9）。理论值采用桥梁专业计算软件MIDAS进行计算，将实测结果与理论计算结果进行比较可知：对于一阶频率，受灾桥梁右幅、左幅实测频率为5.176，5.469，理论值均为4，两者比值分别为1.294、1.367，实测值均大于理论值；对于阻尼比，受灾桥梁右幅实测的阻尼比则为0.011，左幅为0.029；同时，也可以发现右幅受灾桥梁实测

一阶频率小于左幅一阶实测频率5.469，主梁基频检测结果表明右幅受灾桥梁基频大于理论基频，但低于左幅未受灾桥梁，表明右幅桥梁主梁刚度和桥台支座刚度存在降低。

表9 主梁自振频率、阻尼比对比结果

振型特征/阶次	桥幅	自振频率（Hz）			阻尼比	评定标度
		实测值	理论值	实测值/理论值		
竖向1阶	右幅（受灾桥梁）	5.176	4	1.294	0.011	1
	左幅	5.469	4	1.367	0.029	1

（三）桥梁承载能力评定结果

经验算，右幅桥火灾后的主梁正截面抗弯承载力、斜截面的抗剪承载力均通过规范承载验算，这也说明该桥能满足城-A级荷载标准的要求。右幅桥6#桥台的正截面抗弯承载能力及斜截面抗剪的承载能力均通过规范承载验算，说明该桥台能满足城-A级荷载标准的要求。火灾后桥梁承载能力仍满足设计城-A级荷载标准，但受火范围内主梁主筋保护层失效，主筋易发生锈蚀，桥梁耐久性受到影响。

（四）维修建议

结合结构静力、动力分析评估及桥梁承载能力的评定结果，对该火灾后的桥梁结构提出以下维修建议。一是对右幅外侧桥面进行交通管制，避免活载冲击造成主梁二次损伤。二是尽快对6#桥台破损处及支座垫石进行修复处理。三是更换右幅外侧桥桥台伸缩装置橡胶条、桥台所有支座。四是对右幅外侧桥6#跨受损的箱梁进行修复处理。五是应对加固后的右幅外侧桥进行成桥荷载试验，为桥梁养护提供基础数据。

四、结语

该桥梁根据以上建议开展加固修复工作，并进行了荷载试验，数据表明结构的承载能力和使用性能得到有效恢复，火灾后对受灾结构进行检测评估，采取科学有效的加固措施是灾后修复、降低损失的关键。该桥梁的试验数据、客观正常运营都表明，按照上述检测手段和相应的加固措施，灾后加固的桥梁是满足设计要求的。本文介绍的检测评估与加固方法，可为同类灾后加固结构提供工程案例。

