

仅裂缝灌浆处置 PC 斜拉桥主梁模型试验研究

颜东煌, 张德培, 袁明

(长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114)

摘要: 为了研究超重交通荷载作用下 PC 斜拉桥主梁受损状况及开裂主梁仅做裂缝灌浆处置后受力性能的变化情况,以一座跨径 220 m 的 PC 斜拉桥为研究背景,进行了 PC 斜拉桥节段缩尺模型试验,对加载至破坏的试验主梁裂缝灌浆封闭后再进行相同工况加载,建立了该模型试验混凝土塑性损伤(Concrete Damage Plastic,简称 CDP)Abaqus 有限元模型,并将试验与有限元计算结果进行对比分析。结果表明:超重交通荷载作用下的 PC 斜拉桥主梁开裂严重、主梁刚度急剧下降,裂缝灌浆处置虽然能显著提升破坏梁体刚度,但很难恢复到受损之前的刚度;低倍活载(1 倍)作用下灌浆主梁的位移与原主梁接近,说明仅做裂缝灌浆处置可以满足 PC 斜拉桥正常使用性能;灌浆主梁抗裂性较原主梁偏低,但仍满足规范要求,且有一定储备;加载过程中拉索始终未达到极限受拉状态,模型在加、卸载过程中荷载一位移曲线重复性好,呈线性状态,索力随荷载变化规律也与之相似;PC 斜拉桥考虑混凝土塑性损伤有限元模型计算结果与试验结果吻合较好,表明 CDP 模型能较好地模拟组合结构在往复荷载作用下的受力特性。

关键词: 桥梁工程;裂缝灌浆;模型试验;PC 斜拉桥;混凝土塑性损伤

1 前言

截至 2017 年 1 月,中国已建成的特大桥(>400

m)中斜拉桥数量已超过 50%,其主梁主要采用混凝土结构。长期重载交通作用下,服役期预应力混凝土(PC)斜拉桥主梁产生开裂、梁体腐蚀等病害,严重威胁桥梁结构的安全。为使 PC 斜拉桥开裂后仍满足耐

发,论述了采用对称悬臂拼装施工时必须保证边中跨梁段的重量相平衡这一原则,以此为关键问题并结合边跨压重布置提出了优化思路,按此优化思路执行后,对称悬臂拼装施工方案完全可以满足该桥受力要求并且能够达到更优的成桥受力状态。

由此可见,对于斜拉桥这种高次超静定结构,施工过程中对结构受力有着至关重要的影响。设计过程应结合桥址处的水文地质特点确定好最经济合理可行的施工方法,进而依照此方案进行施工。否则就有可能导致结构无法达到理想受力状态甚至可能产生难以挽回的损失。

参考文献:

[1] 项春领.大跨度斜拉桥施工风险分析与对策研究[D].同济大学博士学位论文,2006.

- [2] 陈常松,颜东煌,涂光亚,等.超大跨度不对称混合梁斜拉桥的施工全过程[C].第二届全国桥梁学术会议论文集,2012.
- [3] 丁望星,姜友生.荆岳长江公路大桥设计[J].桥梁建设,2011(4).
- [4] 邓永锋,周明星.黄冈公铁两用长江大桥钢桁梁架设技术研究[J].桥梁建设,2013(2).
- [5] 汪水清,刘爱林.安庆长江铁路大桥主桥上部结构施工关键技术[J].桥梁建设,2013(2).
- [6] 石雪飞,项海帆.斜拉桥施工控制方法的分类分析[J].同济大学学报,2001(1).
- [7] 颜东煌.斜拉桥合理成桥状态与施工控制[D].湖南大学博士学位论文,2001.
- [8] 肖汝诚.确定大跨径桥梁合理设计状态理论与方法研究[D].同济大学博士学位论文,1996.
- [9] 魏红一,胡世德,范立础.对斜拉桥总体参数的讨论[J].结构工程师,2003(3).

收稿日期:2019-04-13(修改稿)

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:51678068)

作者简介:颜东煌,男,博士,教授,博士生导师.E-mail:yandonghuang@126.com

久性及交通要求,桥梁的加固处理显得尤为重要。

目前,关于混凝土桥梁加固的研究较多,一种是对实桥加固处理进行分析:曾庆响等对比了桥梁加固几种常用的方法,并指出了加固的注意事项;陈昊采用加大截面尺寸和调整预应力的方法加固一座开裂严重的 PC 斜拉桥,并采用 Midas Civil 和 Ansys 分别建立了加固设计模型,对比实测数据与有限元计算结果,评价加固方案的有效性;刘国坤等进行了因受扭破坏的 PC 斜拉桥主梁的缩尺模型加固试验,采用裂缝灌浆修补与粘贴钢板的方法加固,并进行了实桥索力恢复设计,取得了较好的效果;刘子刚指出超宽裂缝卸载后无法自动闭合,建议对因超载现象严重而开裂的桥梁采用裂缝灌浆的方法维修加固。另一种是以试验为基础,采用新材料进行加固的方法探讨:宦洪闯研究了不同厚度的碳纤维板加固 T 梁的效果,试验结果表明碳纤维板能显著提升梁体抗弯性能,各厚度碳纤维板未出现明显剥离现象;徐庆林等采用有限元方法研究复合材料加固钢筋混凝土桥梁结构的效果,研究表明复合材料加固可以显著降低桥梁内力,材料粘贴面积和角度对加固效果影响大;邓鸣等采用超高性能混凝土(UHPC)加固斜拉桥桥面板,提升了桥梁的刚度,大幅度减少了主梁的内力。

但是,目前实际桥梁加固为了安全起见常采用全截面加固,不仅增大了结构自重,而且会因过度补强而造成浪费;在建立有限元模型时,对于产生病害的梁体

一般采用削弱截面来模拟强度的降低,由于混凝土本构模型下降段非线性明显,这样的近似处理精度尚显不足;试验构件截面形式较为简单或边界条件过于简化,难以精确模拟工程实际。

针对以上问题,该文以一座主跨 220 m 的 PC 斜拉桥为背景,制作大比例节段缩尺试验模型,对边界条件进行精细模拟,试验梁进行破坏加载后仅对梁体裂缝灌浆处置,再施加与原试验一致工况进行加载;建立缩尺模型 Abaqus 有限元模型,在混凝土材料属性中引入损伤因子来模拟破坏加载导致混凝土强度、刚度降低,并将有限元计算结果与试验结果进行对比分析。

2 PC 斜拉桥模型试验

2.1 试验梁制作

某 PC 斜拉桥,跨径布置为:(110+220+110) m,如图 1 所示。主梁在跨中合龙段采用 C60 混凝土,其余全部采用 C50 混凝土,全桥每个索塔设 14 对斜拉索。由于场地限制,取节段梁制作缩尺模型进行研究,具体位置如图 1 中的 10[#]~14[#] 拉索锚固的梁段。试验采用单根钢绞线模拟斜拉索,可确定缩尺比例为 1:7.4。根据相似原理,将试验梁等效为 T 梁截面;为达到预应力布置和锚固要求,在模型梁梁端各设置 0.3 m 长加宽段,试验梁截面形式如图 2 所示。

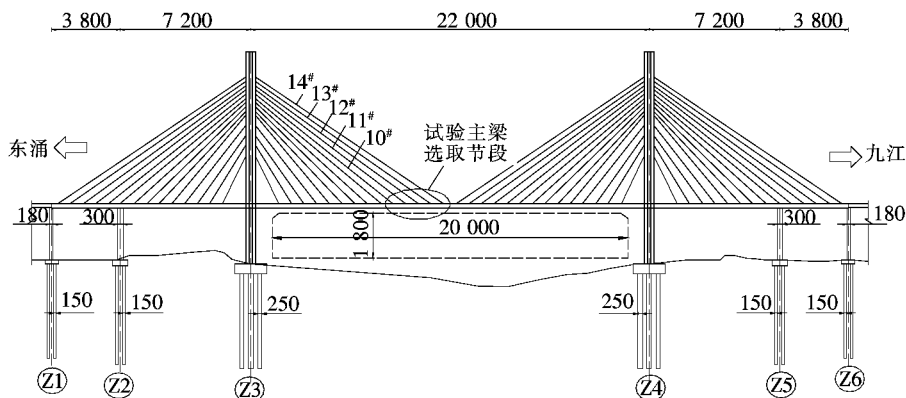


图 1 某 PC 斜拉桥桥型布置图(单位:cm)

2.2 测点布置及加载工况

在试验梁底每根斜拉索正下方各布置一个位移计,支座中心处竖向各布置两个位移计,试验梁的前端和尾端上下缘各布置一个位移计,测量主梁的纵向位移和转角。在每根斜拉索上安装一个振弦式锚索计,以监测索力的变化,具体测点布置如图 3 所示。

原桥荷载等级为:公路—I级,单向五车道,考虑横向折减系数为 3.312,可得:

$$1 \text{ 倍标准均布荷载: } 10.5 \times 3.312 = 34.776 \text{ kN/m}$$

$$1 \text{ 倍标准集中荷载: } 360 \times 3.312 = 1192.32 \text{ kN}$$

$$\text{等效 } 1 \text{ 倍均布荷载: } 34.776 \div 7.4 \div 2 = 2.35 \text{ kN/m}$$

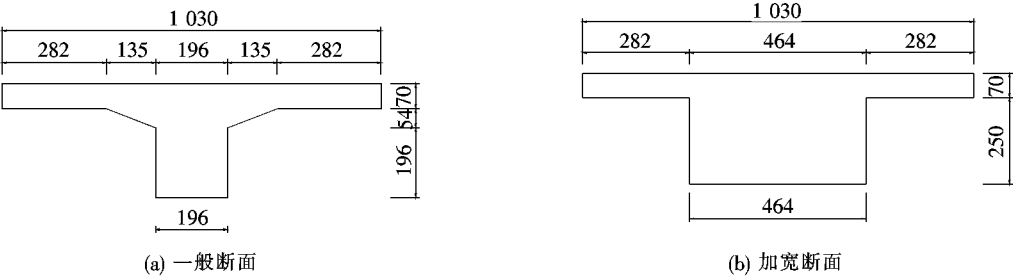


图 2 试验梁截面图(单位:cm)

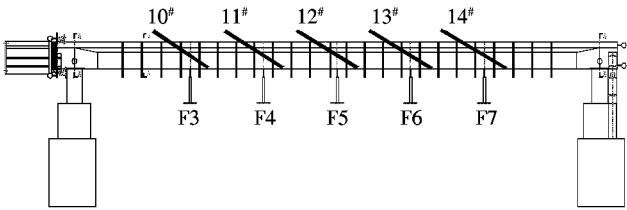


图 3 测点布置图

等效 1 倍集中力: $1\,192.32 \div 7.42 \div 2 = 10.82\text{ kN}$
试验采用等效后的车道荷载加载,加载过程中每一个工况满载对应的活载倍数见表 1。

表 1 原主梁加载工况

工况	项目	活载/倍	试验特征
1	预加载	1.5	仪器调试
2	承载能力	2.5	未开裂
3	0.1 mm 裂缝	5.25	预应力结构裂缝限宽
4	0.2 mm 裂缝	7.78	混凝土结构裂缝限宽
5	0.3 mm 裂缝	9.92	较大的裂缝宽度
6	0.5 mm 裂缝	11.57	受拉钢筋接近屈服
7	主梁破坏	18	钢筋屈服,顶板混凝土局部压溃

注:每一工况重复加载 3 次,加、卸载采用分级加、卸载。其中,工况 3 为 5.25 倍活载,是由首次加载至 0.1 mm 缝宽的活载倍数确定,工况 4、5、6 活载倍数同理。

设计杠杆—挂篮加载装置:在梁底预埋 24 对螺杆用来锚固加载的挂篮,采用梁底分散多点的集中力模拟活载均布荷载;设计分配梁—集中力加载装置:两根 $\phi 25\text{ mm}$ 的螺纹钢筋穿过试验梁跨中预留孔洞与梁底分配梁连接,一根 $\phi 48\text{ mm}$ 螺纹钢筋一端锚固在梁底分配梁,另一端穿过试验室地面孔洞进入地下室锚固,千斤顶反顶加载。

3 主梁裂缝封闭试验

3.1 原主梁模型破坏情况

各工况作用下原主梁底面受拉,随着活载倍数增

加,原主梁开裂、裂缝宽度增大,加载至 18 倍车道荷载时,原主梁顶板集中力加载位置局部混凝土被压溃,试验梁中心占梁长近 1/2 的范围内布满裂缝,跨中位置的裂缝甚至已经扩展至 T 梁翼板。

3.2 裂缝灌浆处置

根据原主梁的破坏特征,从结构耐久性出发考虑对裂缝进行灌浆处置:对宽度大于 0.1 mm 的裂缝进行灌浆处置,灌浆胶采用优质 A 级改性环氧灌浆胶,确保裂缝之间胶体能够均匀密实渗透进去,对于 0.05 mm 的裂缝具有渗透。灌缝胶注胶性能应不低于国家标准 GB 50728—2011《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》,施工流程为:缝口表面处理→粘贴注浆咀和出浆咀→封缝→检查密封→灌浆→封口结束→检查,裂缝灌浆胶安全性能指标如表 2 所示。对原主梁顶板集中力加载区域压溃的混凝土进行清理,并浇筑 UHPC 层补齐便于集中力加载装置安装。裂缝灌浆主梁试验的加载工况和测点布置与原主梁加载试验保持一致。

表 2 裂缝灌注胶安全性能指标 MPa

项目性能		性能要求(A 级胶)
胶体性能	抗拉强度	≥ 20
	抗拉弹模	$\geq 1\,500$
	抗压强度	≥ 50
	抗弯强度	≥ 30 且不出脆性破坏
黏结能力	钢—钢抗剪拉伸强度标准	≥ 10

4 结果分析

4.1 挠度对比

选取 12# 索正下方的 F5 号位移计作为控制截面位移。因篇幅有限,又因各工况 3 次加载的重复性好,仅示出原主梁(原加载的试验梁)和灌浆主梁(对裂缝进行灌浆处置的试验梁)第 3 次加载结果。原主梁和

灌浆主梁各工况刚度拟合曲线、工况 2、4、6 荷载一位移曲线如图 4、5 所示。

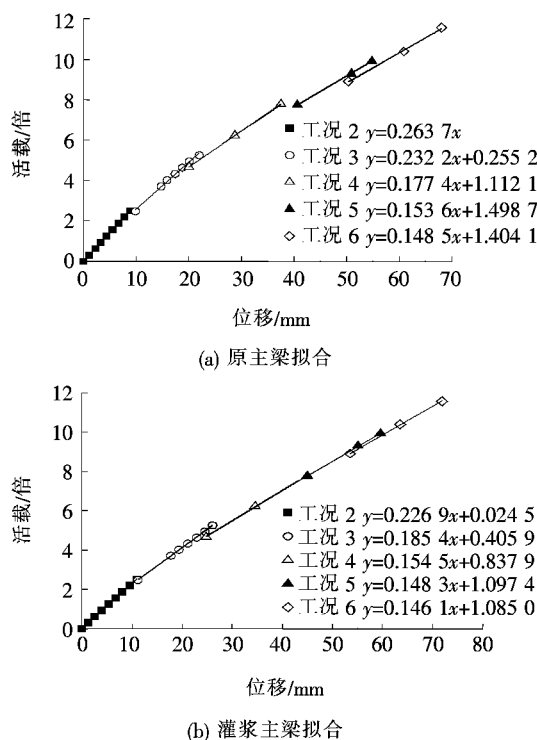


图 4 各工况刚度曲线拟合

由图 4 可知:原主梁工况 6 加载的刚度曲线拟合曲线 K 值为 0.148 5, 裂缝灌浆处置后, 灌浆主梁工况 2 加载的刚度拟合曲线 K 值为 0.226 9, 说明裂缝灌浆处理能显著提升 PC 斜拉桥破坏主梁的刚度; 从图 5 中可以看出: 在加、卸载过程中, 灌浆主梁和原主梁的荷载一位移曲线变化稳定, 基本呈线性状态变化, 且在 1 倍活载以内, 两条曲线基本吻合。工况 2、4、6 作用下, 灌浆主梁控制截面位移比原主梁分别大 2.53、7.23、4.86 mm, 说明仅作裂缝灌浆处置很难将破坏主梁的刚度恢复到受损伤之前; 灌浆主梁的位移比原主梁增大比例分别为 30%、18.81%、6.67%。究其原因, 假定原主梁损伤前刚度为“1”, 破坏时刚度为“0”, 那么灌浆主梁加载前刚度为 0~1, 破坏时刚度为“0”, 两种主梁的刚度都会随加载过程而出现折减, 但最终刚度降为“0”, 所以会出现加固主梁位移增大、速度降低的现象。卸载后加固主梁线形恢复良好, 表明工况 6 满载时整个试验模型的承载能力仍有较大富余。

4.2 索力结果及对比

选定控制截面对应的 12# 索为控制索。图 6 为工况 2、4、6 作用下原主梁和灌浆主梁的荷载—索力曲线。

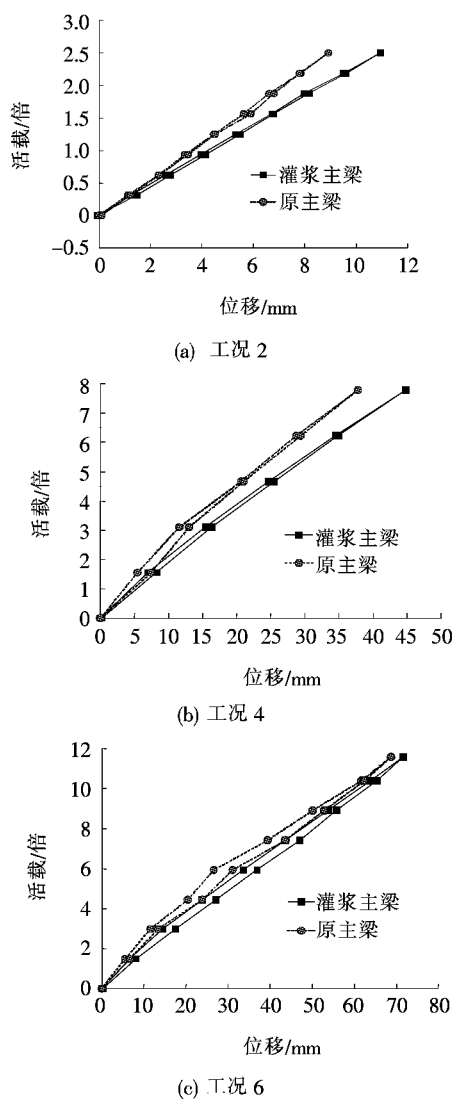


图 5 第 3 次加、卸载荷载一位移曲线

由图 6 可以看出: 各工况作用下的曲线基本呈线性状态。加载至 1 倍活载之前, 两次试验荷载—索力曲线吻合较好, 而当活载超过 3 倍时, 索力的增长速度明显加快, 两条曲线也开始出现明显偏差。比对灌浆主梁和原主梁的两次加载过程, 发现加载到 11.57 倍活载, 最大索力为 128.2 kN, 索内应力为 915.71 MPa, 远未达到单根钢绞线的极限拉应力 (1 860 MPa), 这也就是加、卸载过程中试验模型可重复性良好的原因; 荷载—索力曲线的变化规律和图 4、5 中位移的变化规律相似, 在此不再赘述。

4.3 裂缝分布及对比

为了便于描述裂缝的分布和发展, 对试验梁进行 5 cm×5 cm 网格划分。两种主梁开裂情况对比如表 3 所示。

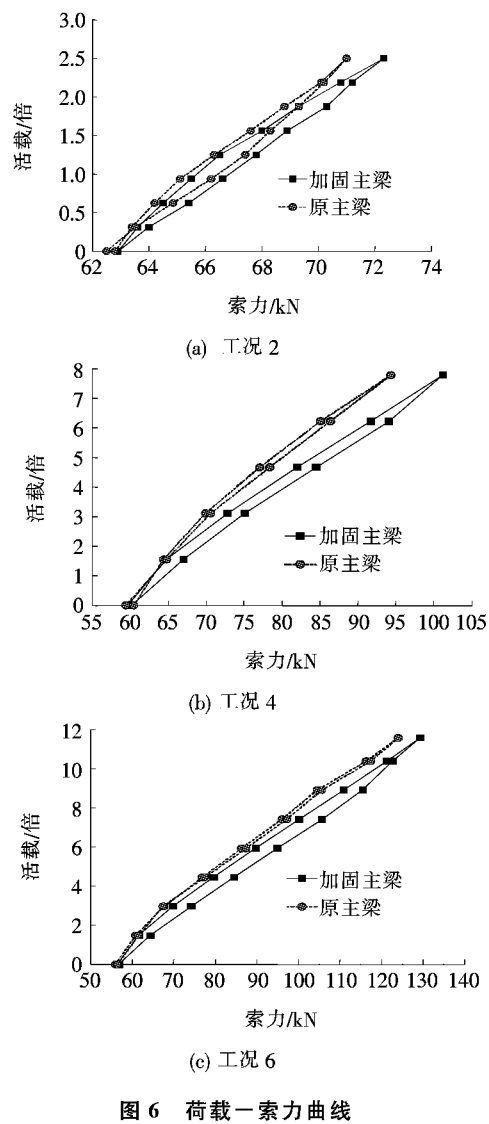


图 6 荷载—索力曲线

表 3 两种主梁开裂情况对比						
工况	裂缝范围/cm		该工况最大缝宽/mm		裂缝数量/条	
	加固主梁	原主梁	加固主梁	原主梁	加固主梁	原主梁
3	245~340	255~345	0.16	0.1	15	8
4	150~415	155~375	0.27	0.2	27	19
5	105~440	140~415	0.44	0.3	37	24
6	105~440	130~425	0.69	0.5	41	32

在工况 3 中,原主梁初裂荷载为 4.7 倍活载,5.25 倍活载时最大缝宽为 0.1 mm,而灌浆主梁加载到 3.7 倍即开裂,4.6 倍活载时最大缝宽达到 0.1 mm,5.25 倍活载缝宽达 0.16 mm,表明灌浆主梁裂缝出现时间比原主梁更早。加载到 11.57 倍活载,灌浆主梁共出现 41 条裂缝,分布范围为 105~440 cm,最大缝宽 0.69 mm;原主梁仅出现 32 条,分布范围为 130~425 cm,最大缝宽为 0.5 mm,表明灌浆主梁裂缝发展较原主梁更快。卸载后,两种主梁线形均恢复良好,裂缝全部闭合。

以上现象说明灌浆主梁抗裂性能较原主梁有所下降,但初裂荷载仍有 3.7 倍活载,根据 JTG 3362—2018《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》验算,灌浆主梁正常使用状态下的抗裂性依旧满足要求。各级活载下灌浆主梁的裂缝分布如图 7 所示。

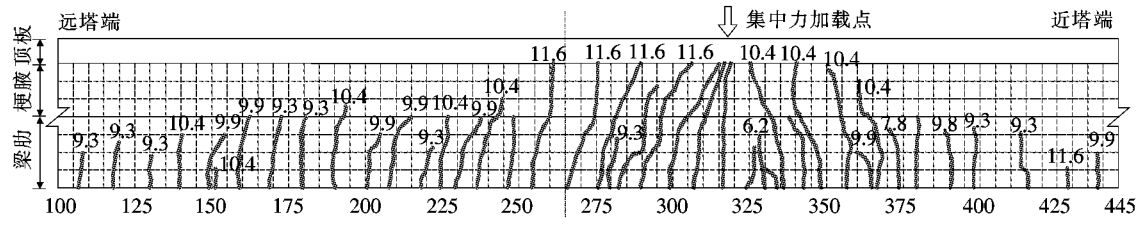


图 7 加固主梁裂缝分布图(单位:cm)

5 基于 Abaqus 的 CDP 模型模拟

5.1 Abaqus 中损伤参数计算

参考 GB 50010—2010《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》给出的混凝土本构方程,在混凝土材料属性中引入损伤因子,建立 PC 斜拉桥缩尺模型试验 CDP 有限元模型。关于膨胀角 φ 的选取,已有研究指

出该值对计算结果影响不大,该文计算模型取 $\varphi = 35^\circ$; 偏心率 ϵ 取 0.1;双轴与单轴受压强度之比 σ_{b0}/σ_{c0} 取 1.16; K_c 值取 0.667;黏滞系数 μ 过大,结构有变“刚”的趋势,取值过小计算难以收敛,该文取 $\mu = 0.001$ 。

5.2 有限元模型

有限元模型尺寸与试验模型相同。主梁材料为引入损伤因子的 C50 混凝土;受拉区纵向钢筋为直径 10

mm 的 HRB335 钢筋,其余普通钢筋采用直径 8 mm 的 HRB335 钢筋;预应力筋采用直径 15.2 mm(1×7) 的钢绞线,屈服强度为 1 860 MPa;斜拉索采用直径 15.2 mm(1×7) 的预应力钢绞线,屈服强度为 1 860 MPa。

主梁、支座采用 C3D8R 单元模拟,普通钢筋以及预应力钢绞线采用 T3D2 单元模拟,并采用“embedded”处理进行自由度耦合,模拟混凝土和钢筋骨架之间的相互作用。在拉索和主梁之间设置钢垫块,避免应力集中。预应力筋和斜拉索都采用降温法施加初拉力,活载集中力通过试验梁顶板钢垫块施加,活载均布荷载则在梁底通过“压强”荷载施加实现。

5.3 有限元计算结果分析

计算主要模拟在活载作用下试验梁的承载能力极限及其损伤开裂情况,因篇幅有限,下文以工况 6 为例进行分析。灌浆主梁、原主梁和有限元模型跨中截面荷载—位移曲线、控制索荷载—索力曲线分别如图 8、9 所示。

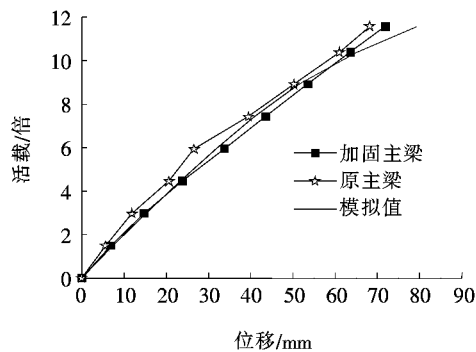


图 8 荷载—位移曲线对比

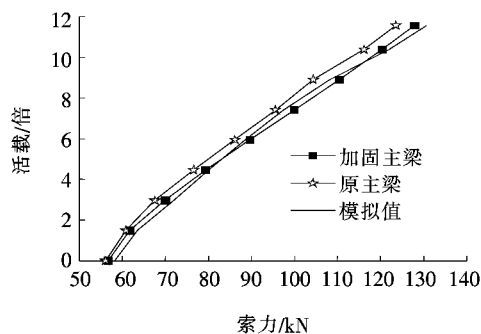


图 9 荷载—索力曲线对比

由图 8 可知:3 条曲线在弹性阶段吻合较好;工况 6 模拟值跨中最大位移为 79.4 mm,比原主梁和灌浆主梁分别大 11.4、7.3 mm,有限元模型后期的刚度较试验值偏低,因为钢筋强化段与实际存在差别。

由图 9 可知:有限元模型的最大索力为 131 kN,比原试验和裂缝灌浆修复试验梁索力分别大 8、3 kN,可以看出索力的变化规律和位移变化比较吻合。

塑性损伤模型无法显示积分点上裂缝的发展,但由于混凝土开裂后即出现拉伸损伤,故可根据拉伸损伤值来表示裂缝分布区域。有限元模型受拉损伤云图如图 10 所示,混凝土和钢筋应力云图如图 11 所示。

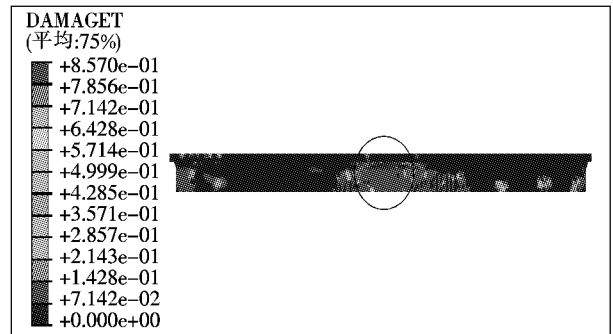
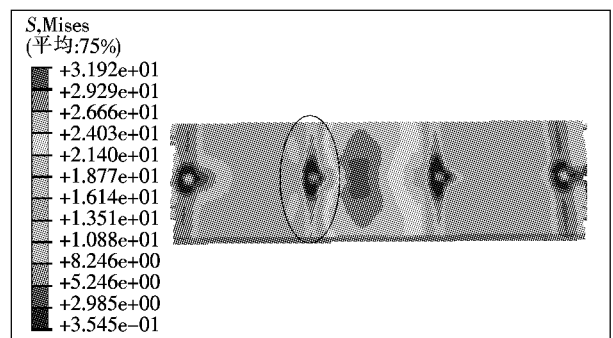
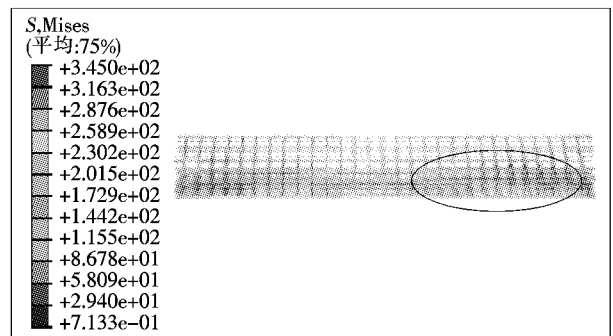


图 10 受拉损伤云图



(a) 混凝土



(b) 钢筋

图 11 混凝土、钢筋应力云图(单位:MPa)

由图 10 可知:模型加载到 11.57 倍活载时,主梁跨中底部混凝土受拉损伤区域较大,范围为 88~444 cm,这与试验裂缝分布区域十分接近;其中主梁跨中线前后 30 cm 的范围内的梁体(图中椭圆形区域),该区域内混凝土损伤严重,宏观表现为伴随大量且密集

的裂缝产生,且该范围内翼缘板混凝土亦有受拉损伤,表明裂缝已经发育至翼缘板,将使主梁跨中受压区高度急剧减小。

由图 11 可以看出:跨中顶板混凝土的压应力为 31.92 MPa(图中椭圆形区域),表明该区域混凝土即将屈服;跨中底部的受拉区钢筋应力为 345 MPa(图中椭圆形区域),表明底部受拉钢筋已经屈服,钢筋屈服的范围接近梁长 1/4,这与主梁混凝土受拉损伤的位置、长度十分接近。

以上计算结果反映出的力学特点和试验结果比较吻合,证明在 Abaqus 中加入混凝土损伤因子的方法可以较好地对混凝土在复杂受力状态下进行定性分析。

6 结论

通过对比原主梁和灌浆主梁两次加载试验,得到以下结论:

(1) 裂缝灌浆处理对破坏主梁刚度提升明显;但相同工况下,灌浆主梁控制截面位移始终大于原主梁的控制截面位移,说明仅采用裂缝灌浆处置,很难使主梁刚度恢复到未受损伤之前;各工况作用下荷载一位移曲线重复性良好,且设计荷载作用下加固主梁与原主梁挠度接近。

(2) 仅对破坏主梁进行裂缝灌浆处置,原主梁初裂荷载为 4.7 倍,灌浆主梁初裂荷载提前到 3.7 倍活载,抗裂性比原主梁有所下降;但卸载至成桥状态后梁体所有裂缝均闭合,灌浆主梁抗裂性满足规范相关要求,且还有一定的储备。

(3) 加、卸载过程中,索力随活载倍数稳定变化。工况 6 作用下,拉索应力仍未达到单根钢绞线抗拉极限,由于 PC 斜拉桥体系刚度由斜拉索控制,加载至 11.57 倍活载时,试验模型承载能力还有较大富余。

(4) 采用 Abaqus 建立 PC 斜拉桥节段缩尺模型试验 CDP 模型,计算得到的挠度、索力随荷载的变化规律与试验规律相似,受拉损伤分布与试验裂缝分布区域较为吻合,表明 CDP 模型能较好地模拟 PC 斜拉桥结构在往复荷载作用下的受力特性。

(5) 根据以上基于静载试验研究结论,表明仅对开裂 PC 斜拉桥裂缝灌浆处置的斜拉桥也能满足受力

要求,只要对开裂区域作裂纹封闭处理,满足结构耐久性要求即可。但对于抗疲劳性能值得进一步研究。

参考文献:

- [1] 交通运输部综合规划司.2017 年交通运输行业发展统计公报[N].中国交通报,2018—03—30.
- [2] 徐岳,武同乐.桥梁加固工程生命周期成本横向对比分析[J].长安大学学报(自然科学版),2004(3).
- [3] 武同乐,徐岳.桥梁加固经济性评价[J].公路交通科技,2006(4).
- [4] 《中国公路学报》编辑部.中国桥梁工程学术研究综述·2014[J].中国公路学报,2014(5).
- [5] 曾庆响,韩大建.预应力混凝土桥梁结构加固与裂缝处理[J].建筑结构,2010(A2).
- [6] 陈昊.预应力混凝土斜拉桥及其加固方案计算分析[D].西南交通大学硕士学位论文,2015.
- [7] 刘国坤,颜东煌,陈常松,等.混凝土斜拉桥箱梁强受扭损伤试验研究[J].桥梁建设,2017(6).
- [8] 刘子刚.压力灌浆法进行桥梁超宽裂缝处理的应用[J].交通世界(运输车辆),2015(3).
- [9] 宣洪闯.不同厚度碳纤维板加固 T 梁的试验研究[D].重庆交通大学硕士学位论文,2015.
- [10] 徐庆林,曾竟成,邬志华,等.复合材料加固混凝土桥梁结构有限元模拟[J].科技导报,2016(8).
- [11] 邓鸣,张建仁,王蕊,等.UHPC 铺装加固斜拉桥正交异性钢桥面板[J].长安大学学报(自然科学版),2018(1).
- [12] 聂建国,陶慕轩,樊健生,等.钢—混凝土组合结构在桥梁加固改造中的应用研究[J].防灾减灾工程学报,2010(增刊).
- [13] 江见鲸,陆新征,叶列平.混凝土结构有限元分析[M].北京:清华大学出版社,2005.
- [14] 刘昀.部分预应力混凝土斜拉桥非线性性能与设计方法研究[D].长沙理工大学博士学位论文,2015.
- [15] JTG 3362—2018 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [16] GB 50728—2011 工程结构加固材料安全性鉴定技术规范[S].
- [17] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].
- [18] 袁明,袁晟,颜东煌.预应力混凝土箱梁塑性损伤分析[J].公路交通科技,2016(11).
- [19] 彭小婕,于安林,方有珍.混凝土损伤塑性模型的参数分析[J].苏州科技学院学报(工程技术版),2010(3).