

PPC 斜拉桥模型疲劳试验及塑性损伤分析

袁明¹, 谭龙田¹, 颜东煌¹, 刘昀²

(1. 长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114; 2. 湖南交通职业技术学院 路桥工程学院, 湖南 长沙 410132)

摘要:以某主跨 220 m 的斜拉桥为研究背景,进行了部分预应力混凝土(PPC)斜拉桥节段缩尺模型试验,对缩尺模型的混凝土主梁进行部分预应力 B 类构件设计计算,并依据相关规范进行疲劳试验以模拟实桥疲劳过程,对试验中主梁挠度、斜拉索索力、主梁裂缝长度与宽度进行观测,得到在规范车道荷载下主梁在不同初始损伤时的刚度退化规律,并基于 Abaqus 软件建立该缩尺模型的混凝土塑性损伤有限元模型,将试验数据与有限元计算结果进行对比。结果表明:主梁在开裂前后,结构整体刚度下降相对较小;试验中主梁挠度、主梁裂缝、索力 3 个方面的数据,体现出由规范车道荷载换算所得疲劳荷载所造成的结构刚度下降非常有限,缩尺模型的混凝土塑性损伤有限元模型计算结果与试验数据吻合较好,表明混凝土塑性有限元模型能较好地模拟 PPC 斜拉桥疲劳荷载下的受力特征。

关键词:桥梁工程;斜拉桥;部分预应力;塑性损伤;疲劳数值分析

1 引言

材料疲劳现象是指在外循环荷载作用下金属材料发生的内部性质改变,反映到宏观得到相关特质的变化^[1]。现有桥梁不仅承受单一不变的恒荷载,更多的是需要承受往复循环的活荷载,就破坏形态而言,疲劳破坏是最重要的形态之一,且疲劳破坏多发生在其最大循环荷载小于静载极限强度的状态下。

斜拉桥是一种桥面体系受压,支承体系受拉的桥梁。其桥面体系用加劲梁构成,其支承体系由钢索组成^[2]。混凝土斜拉桥是指加劲梁由混凝土制成,如今混凝土斜拉桥加劲梁大多选用全预应力设计,在运营阶段过多的预应力束反而成为了负担,且过大的压应力会降低斜拉桥的安全性^[3]。

部分预应力混凝土(PPC)桥梁是指在荷载频遇组合下控制的正截面受拉边缘出现拉应力或出现不超过规定宽度的裂缝。部分预应力材料经济,可以节约大量预应力钢筋并优化锚固点集中区的构造,使施工中张拉锚固等工序更简便,节约夹锚具等^[3];李忠诚、于琦等^[4-5]从钢筋应力与混凝土受拉边缘名义拉应力两个角度对部分预应力梁的裂缝宽度控制计算,对主梁

的部分预应力设计提供了设计依据;卢树圣^[6]建议考虑动载时的铁路桥梁部分预应力混凝土 A、B 类构件的分类限值;王永强等^[7]考虑部分预应力混凝土梁裂缝闭合的性能,提出了卸载系数的概念并对裂缝宽度控制计算进行了相关研究;韩基刚等^[8]在研究中考虑了非预应力钢筋与混凝土的黏结应力—滑移退化关系,建立了部分预应力混凝土梁疲劳中的裂缝扩展计算模型,并对该计算模型进行了试验验证;颜东煌、刘昀等^[9-11]完成了全预应力斜拉桥的缩尺模型设计,进行了相关斜拉桥缩尺模型静载试验和数值模拟,并对部分预应力斜拉桥设计的合理性进行了分析以及相应的计算。

目前,对部分预应力混凝土桥梁静载性能与疲劳性能的研究大部分是基于梁桥体系,而混凝土斜拉桥作为在实际工程中 200~400 m 的跨径下非常具有竞争力的桥型^[12],部分预应力混凝土在斜拉桥体系中应用的研究却很少,且在中国已施工完成的混凝土斜拉桥中加劲梁大部分采用了全预应力设计^[13]。为了对部分预应力混凝土在斜拉桥体系中的应用进行进一步的研究,该文在课题组前期研究的基础上,以某座主跨 220 m 的斜拉桥为背景,制作比例缩尺模型,对加劲梁进行 B 类部分预应力设计,并进行静载与疲劳试验;

收稿日期:2021-06-29(修改稿)

基金项目:国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(编号:2015CB057706);国家自然科学基金资助项目(编号:51678068, 51878073);湖南省教育厅科学研究项目(编号:18B140);湖南省交通科技项目(编号:201932)

作者简介:袁明,男,博士,副教授, E-mail: mingyuan@csust.edu.cn

使用 Abaqus 软件建立缩尺模型有限元模型,在混凝土材料属性中引入损伤因子用于拟合混凝土的弹塑性性质,从而对加劲梁在加载中所产生的损伤进行模拟,并将有限元计算结果与试验数据进行对比分析。

2 试验概况

2.1 试验梁构造

某 PC 斜拉桥,跨径为(110+220+110) m,桥型布置如图 1 所示。选取图 1 中 5 个索段,根据相似理论^[9],制作相似比为 1:7.4 的缩尺模型为试验梁。试验梁全长 7.2 m,主梁模型尺寸如表 1 所示。主梁混凝土标号为 C50,纵筋采用直径 8 mm 与 10 mm 的 HRB335 钢筋,箍筋采用直径 8 mm 的 HRB335 钢筋,

预应力筋与斜拉索采用 1×7 钢绞线,公称直径 15.2 mm,主梁横截面图及配筋如图 2 所示。主梁内埋置高强螺杆与斜拉索连接,试验前进行 28 d 养护使其达到强度。

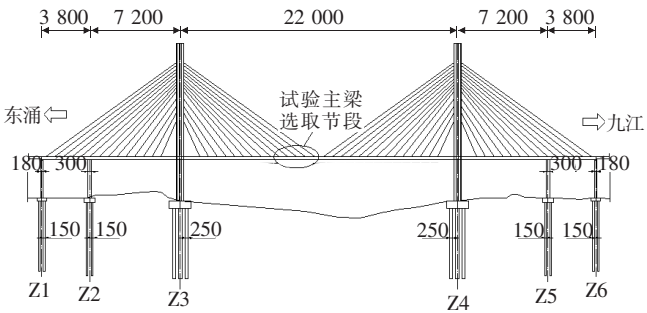


图 1 桥型布置图(单位:cm)

表 1 主梁模型尺寸图

项目	节段长度/mm	边跨长度/mm	梁高/mm	顶板厚度/mm	桥宽/mm	y_s /mm	y_x /mm	惯性矩/m ⁴	面积/m ²
实际尺寸	7 000	11 000	2 200	300	23 000	677.9	1 522	6.238	14.12
缩尺尺寸	943.1	1 481.9	320	70	1 030	98.3	221	0.001 029	0.128 1

注: y_s 为上形心距, y_x 为下形心距。

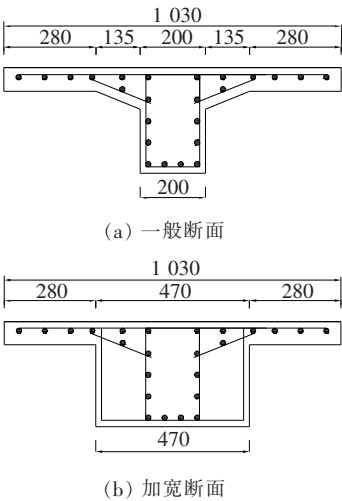


图 2 主梁横截面及配筋图(单位:cm)

2.2 索力与预应力设置

试验梁通过索力与预应力控制达到部分预应力 B 类构件设计,其索力大小及预应力大小如表 2 所示。成桥状态基于最小弯曲能量法进行调索^[14],使试验梁的恒载弯矩处在一个比较合理的状态。在索力与预应力作用下,主梁跨中截面底缘压应力为 3 MPa,在 1.4 倍车道荷载作用时主梁跨中截面底缘出现 2.9 MPa 拉应力,混凝土发生初裂,设计满足 B 类预应力在荷

载频遇组合下受拉边缘出现不超过限制宽度裂缝的要求。车道荷载由实桥荷载等效所得,实桥荷载等级为公路—I 级,试验梁根据相似比等效后 1 倍车道荷载集中力为 10.82 kN,均布力为 2.35 kN/m。

表 2 斜拉索索力及预应力筋预应力大小

斜拉索张拉索力/kN					预应力筋张拉控制应力/MPa
10 [#]	11 [#]	12 [#]	13 [#]	14 [#]	
45.5	47.0	48.4	48.8	51.1	930

2.3 荷载加载方案

由实桥荷载谱计算得其受拉区边缘应力幅为 3.0 MPa,疲劳荷载值的选取采用与实桥应力幅等效原则,在考虑到疲劳加载中的恒载惯性力后,所选取的疲劳荷载与停机静载参数如表 3 所示,在疲劳荷载上峰值与下峰值时受拉区边缘主应力分别为 1.52、-1.30 MPa,疲劳荷载作用频率为 1.5 Hz。疲劳荷载根据 GB 50152—92^[15] 相关规定采用正弦波加载,试验加载频率为 1.5 Hz,试验总疲劳次数为 750 万次,将其分为主梁无损伤时 250 万次,主梁 0.1 mm 裂缝损伤时 250 万次,主梁 0.2 mm 裂缝损伤时 250 万次。在疲劳荷载加至 1 万、2 万、10 万、20 万、50 万、

100 万、120 万、150 万、180 万、210 万、250 万次时暂停疲劳加载,进行静载试验测试关心截面的挠度及索力变化,重复 2~3 次取平均值。

在工况 I 与工况 II 之间通过静力荷载使主梁出现 0.1 mm 裂缝,在工况 II 与工况 III 之间通过静力荷载使主梁裂缝发展到 0.2 mm。

表 3 疲劳荷载参数

工况	荷载性质	荷载类型	荷载值/kN	疲劳次数/万次
I	无损伤疲劳	疲劳荷载	3.6~10	250
II	0.1 mm 裂缝 损伤疲劳	疲劳荷载	3.6~10	250
III	0.2 mm 裂缝 损伤疲劳	疲劳荷载	3.6~10	250
静载	停机静载	静力荷载	0~16	—

2.4 试验数据采集

在两端弹簧支座、跨中、1/4 跨与 3/4 跨处以及每根斜拉索的下方和相邻斜拉索中点处共布有 13 个位移传感器,记录疲劳过程中的位移与静载加载试验中的荷载—挠度曲线。5 根斜拉索的索力采用 20 t 穿心式振弦锚索计进行测量,记录每次静载加载中斜拉索的索力变化量。使用 DH3822 施工状态监测系统对疲劳加载过程中混凝土底板动态应变进行监测,以对疲劳荷载进行控制。总体布置图如图 3 所示。

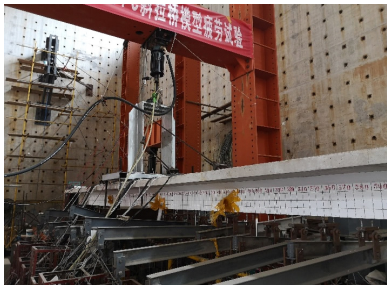


图 3 总体布置图

3 试验结果及分析

3.1 主梁挠度试验结果

选取试验梁跨中截面为关心截面,对其在每次停机静载试验中的位移进行分析。各疲劳工况下停机静载试验中跨中截面在最大荷载下的位移如图 4 所示。

由图 4 可知:各疲劳荷载工况下主梁位移随着疲劳次数的增加都有所增大,在工况 III 的 210 万次疲劳

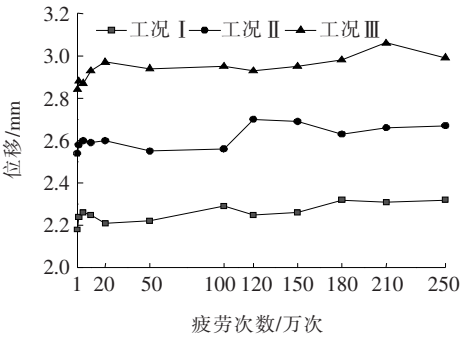


图 4 工况 I~III 位移图

荷载后的停机静载中主梁位移出现最大值 3.06 mm。通过对数型回归方程计算,工况 I~III 下主梁位移增量分别约为 0.093、0.105、0.141 mm,由此可看出:由于初始损伤的不同,各工况下主梁位移增量也有所不同,即初始损伤越大,疲劳荷载所造成的位移增量也更大。在工况 I~III 中 150 万次疲劳荷载后的停机静载中,主梁的位移分别为 2.26、2.69、2.95 mm,对 3 个工况中相同疲劳次数后的主梁位移进行对比,可知初始损伤越大,位移的绝对值也有所增加。相对于初始损伤增大所带来的位移增量,在各工况中主梁位移的增量较小。在停机静载中主梁均未出现不可恢复位移,故在试验荷载作用下损伤的发展也较为缓慢。

3.2 主梁裂缝试验结果

在工况 I 与 II、工况 II 与 III 之间的两次静载试验中,测得 1.79 倍车道荷载时主梁底板出现裂缝,2.50 倍车道荷载时裂缝宽度达到 0.1 mm,在 3.22 倍车道荷载时裂缝宽度达到 0.2 mm,在卸载后裂缝均闭合。主梁裂缝均匀分布在集中荷载加载点两侧,各级车道荷载下裂缝分布如图 5 所示。在工况 II 与 III 中,由于预应力与索力的作用,未出现裂缝在荷载作用下的张合,故裂缝闭合较好,且通过仪器观测裂缝也未出现可见发展。

3.3 索力试验结果

选取试验梁跨中截面对应的 12[#] 索,对其在每次停机静载试验中的索力增量进行分析。各疲劳工况停机静载试验中 12[#] 索索力增量在最大荷载下的位移如图 6 所示。

由图 6 可知:在各疲劳工况,停机静载时索力的增量变化不大且无明显差异,均处于 1.5~2 kN,索力最大增量 2 kN 出现在工况 II 的 10 万与 50 万次停机静载中。在静载加载过程中索力增量随着分级加载呈现近似的线性增长,且加卸载时索力的变化曲线也较为吻合,表明试验梁中斜拉索的抗疲劳性能较为优越。

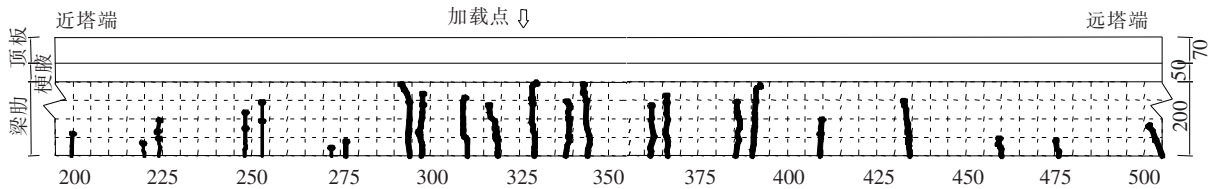


图5 主梁裂缝分布图(单位:cm)

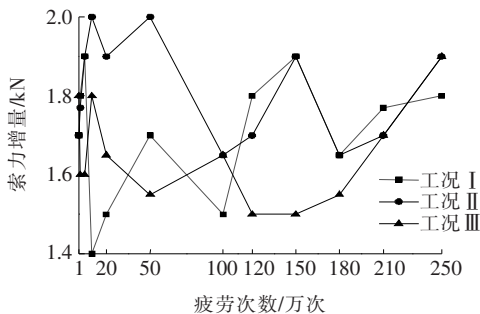


图6 工况 I~III 作用下 12# 索索力增量图

4 有限元模型模拟

4.1 材料参数

采用 Abaqus 软件进行有限元模拟, C50 混凝土重度取 24.2 kN/m^3 , 弹性模量 E_c 为 34.5 GPa , 泊松比 ν 为 0.2 。混凝土塑性损伤参数中, 研究表明^[16-17]: 膨胀角 ϕ 软件默认取值 36.31° , 该值取 $(36.31^\circ \pm 3^\circ)$ 对结果影响不大, 故该文膨胀角 ϕ 取 35° ; 偏心率 ϵ 取 0.1 ; 双轴极限抗压强度与单轴极限抗压强度之比 $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$ 取 1.16 ; 拉伸子午面与压缩子午面的第二应力不变量之比 K_c 取 0.667 ; 黏滞系数 μ 取 0.001 。HRB335 钢筋弹性模量 $E_s = 200 \text{ GPa}$, 泊松比 $\nu = 0.3$ 。主梁采用 C3D8R 单元, 普通钢筋与预应力钢绞线采用 T3D2 单元。

4.2 混凝土静载本构模型

该文参考 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》^[18] (简称《规范》) 给定的混凝土静载本构模型进行静载损伤因子的计算, 无量纲处理后的单轴受拉应力—应变曲线方程为:

$$\begin{cases} y = 1.2x - 0.2x^6 & 0 \leq x \leq 1 \\ y = \frac{x}{\alpha_t(x-1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases} \quad (1)$$

单轴受压应力—应变曲线方程为:

$$\begin{cases} y = \alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3 & 0 \leq x \leq 1 \\ y = \frac{x}{\alpha_d(x-1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (2)$$

式中: α_a 、 α_t 、 α_d 取值可由《规范》表 C.2.1 确定。由能量等价原理得无损伤混凝土弹性余能为:

$$W_0^e = \frac{\sigma^2}{2E_0} \quad (3)$$

考虑混凝土损伤弹性余能为:

$$W_d^e = \frac{\bar{\sigma}^2}{2E_d} \quad (4)$$

有效应力 $\bar{\sigma}$:

$$\bar{\sigma} = (1-d)\sigma \quad (5)$$

由 $E_d = E_0(1-d)^2$ 可得:

$$\sigma = E_0(1-d)^2 \epsilon \quad (6)$$

将式(1)、(2)代入式(6), 可以得到单轴受拉与受压损伤因子分别为:

$$d_t = \begin{cases} 1 - \sqrt{k_t(1.2 - 0.2x^5)x} & 0 \leq x \leq 1 \\ 1 - \sqrt{\frac{k_t}{[\alpha_t(x-1)^{1.7} + x]}} & x > 1 \end{cases} \quad (7)$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \sqrt{k_c[\alpha_a + (3 - 2\alpha_a)x + (\alpha_a - 2)x^2]} & 0 \leq x \leq 1 \\ 1 - \sqrt{\frac{k_c}{[\alpha_d(x-1)^2 + x]}} & x > 1 \end{cases} \quad (8)$$

$$\text{式中: } k_t = \frac{f_t}{\epsilon_t E_0}, k_c = \frac{f_c}{\epsilon_c E_0}.$$

4.3 混凝土疲劳本构模型

疲劳本构模型通过疲劳剩余强度包络线进行计算, 疲劳剩余强度包络线是指在循环荷载作用下材料疲劳剩余强度与疲劳次数的关系。混凝土疲劳剩余强度包络线如图 7 所示, 设循环荷载第 n 次作用时混凝土最大应力、应变与包络线的交点为 $(\epsilon_{c, fat}, f_{c, fat})$, 且将疲劳荷载作用下的受压应力—应变曲线的下降段近似认为与静力荷载作用下曲线的下降段相同。考虑混凝土在疲劳加载过程中, 承受的压应力相对于静载极限强度较小, 则 $(\epsilon_{c, fat}, f_{c, fat})$ 可按下述方程求得:

$$f_{c, fat} = \begin{cases} E_c(\epsilon_{c, fat} - \epsilon_{cr}^n) \\ f_c \frac{\epsilon_{c, fat}/\epsilon_c}{\alpha_d(\epsilon_{c, fat}/\epsilon_c - 1)^2 + \epsilon_{c, fat}/\epsilon_c} \end{cases} \quad (9)$$

式中: ϵ_{cr}^n 为第 n 次循环时的受压残余应变。

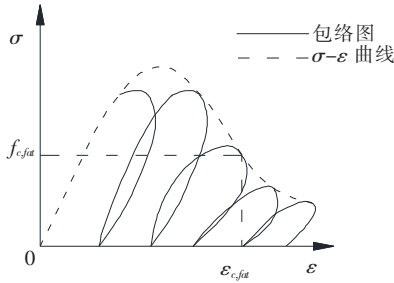


图 7 混凝土疲劳剩余强度包络线

由以上可得混凝土受压疲劳本构关系表达式为:

$$f_{c,fat} = \begin{cases} E_c^n (\epsilon - \epsilon_{cr}^{n-1}) & \epsilon_{cr}^{n-1} \leq \epsilon \leq \epsilon_{c,fat} \\ f_{c,fat} \frac{\epsilon / \epsilon_{c,fat}}{\alpha_d (\epsilon / \epsilon_{c,fat} - 1)^2 + \epsilon / \epsilon_{c,fat}} & \epsilon > \epsilon_{c,fat} \end{cases} \quad (10)$$

混凝土受压疲劳破坏是在疲劳荷载作用下残余应变的积累所造成,式(10)中残余应变 ϵ_{cr}^{n-1} 计算式为^[19]:

$$\epsilon_{cr}^{n-1} = \epsilon_{cr}^1 + (n-1)^{0.395} \cdot \left[0.001\,05 (\epsilon_{c,max}^1)^{1.98} \left(1 - \frac{\epsilon_{c,min}^1}{\epsilon_{c,max}^1} \right)^{5.27} \right] / \epsilon_{un}^{1.41} \quad (11)$$

式中: $\epsilon_{c,min}^1$ 、 $\epsilon_{c,max}^1$ 为第 1 次循环作用最小应力、最大应力对应的应变; $\epsilon_{cr}^1 = 0.25 \left(\frac{\epsilon_{c,max}^1}{\epsilon_{cu}^1} \right)^2$; ϵ_{un} 为混凝土受压疲劳第三阶段开始时所对应的疲劳总应变,其取值与静力荷载作用下极限强度所对应的应变 ϵ_{cu} 相近,是与疲劳寿命无关的材料固有参数。

受拉状况下混凝土疲劳剩余强度随疲劳次数退化关系为^[20]:

$$f_{t,N} = f_t (1 - 0.091 \, 3 \lg N) \quad (12)$$

由式(10)可知,经过 N_0 次疲劳加载后,混凝土受拉疲劳剩余强度为 $f_{t,fat} = f_t (1 - 0.091 \, 3 \lg N_0)$ 。

故由此可得混凝土受拉疲劳本构方程为:

$$f_{t,fat} = \begin{cases} E_t^n \epsilon & \epsilon \leq \epsilon_{t,fat} \\ f_{t,fat} \frac{\epsilon / \epsilon_{t,fat}}{\alpha_t (\epsilon / \epsilon_{t,fat} - 1)^{1.7} + \epsilon / \epsilon_{t,fat}} & \epsilon > \epsilon_{t,fat} \end{cases} \quad (13)$$

将式(11)、(13)代入式(7)、(8),可以得到疲劳受拉与受压损伤因子分别为:

$$d_t = \begin{cases} 0 & \epsilon \leq \epsilon_{t,fat} \\ \frac{1}{\alpha_t (\epsilon / \epsilon_{t,fat} - 1)^{1.7} + \epsilon / \epsilon_{t,fat}} & \epsilon > \epsilon_{t,fat} \end{cases} \quad (14)$$

$$d_c = \begin{cases} 0 & \epsilon_{cr}^{n-1} \leq \epsilon \leq \epsilon_{c,fat} \\ \frac{1}{\alpha_d (\epsilon / \epsilon_{c,fat} - 1)^2 + \epsilon / \epsilon_{c,fat}} & \epsilon > \epsilon_{c,fat} \end{cases} \quad (15)$$

4.4 有限元计算结果

有限元模型主要模拟静载中主梁裂缝的分布与疲劳工况前后主梁的损伤发展,该文主要对工况Ⅲ前的静载试验与工况Ⅲ的损伤发展模拟进行说明。工况Ⅲ前静载试验中有限元模型和试验主梁跨中截面的荷载一位移曲线见图 8,有限元模型中 0.2 mm 裂缝的初始损伤与工况Ⅲ后的损伤如图 9 所示。

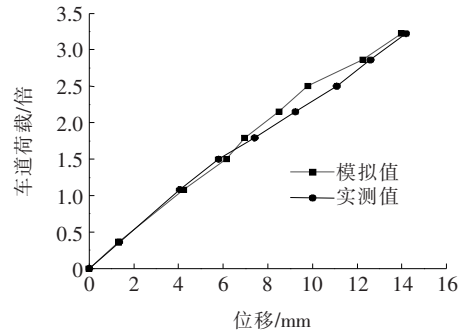


图 8 荷载一位移曲线对比

由图 8 可知:在试验荷载下,两条曲线较为吻合;在主梁开裂前拟合尤为接近,主梁裂缝发展初期,有限元模拟值相比实测值偏小,在 2.5 倍车道荷载时偏差达到最大为 1.3 mm,在试验最大荷载 3.22 倍车道荷载时,实测位移为 14.19 mm,有限元模拟值为 13.98 mm,比实测值小 0.21 mm。

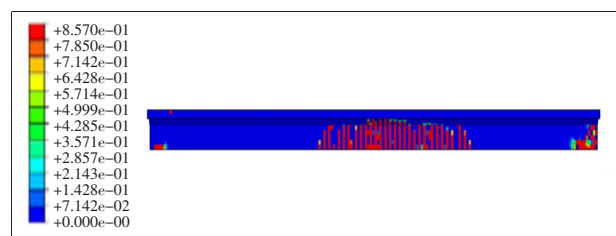
混凝土的裂缝采用 Abaqus 软件中混凝土拉伸损伤进行模拟,工况Ⅲ前后损伤图如图 9 所示。

由图 9 可知:除去因为 FEA 计算时的局部应力集中导致在支座处出现损伤集中外,主梁的损伤均匀分布在主梁 200~500 cm 的范围内,这与主梁的实际裂缝分布较为接近,且在模拟中工况Ⅲ中主梁的损伤发展较为缓慢,这与试验中未观测到裂缝的发展相符。

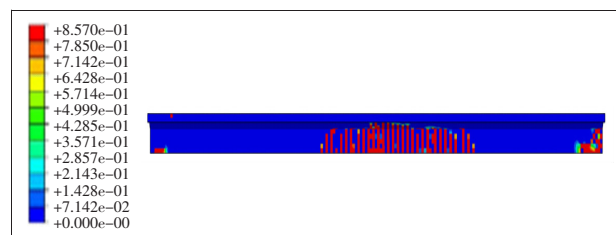
5 结论

通过部分预应力斜拉桥模拟疲劳试验结果,并将试验结果与有限元模型计算结果进行对比,得到以下结论:

(1) 在试验过程中,主梁的挠度增量呈现阶梯状,主要的增大发生在两次静载试验中,在使主梁产生初始损伤的两次静载试验中主梁挠度分别增大了 0.25、



(a) 作用前



(b) 作用后

图9 工况Ⅲ前后损伤图

0.2 mm;在疲劳工况中,主梁挠度的增长较缓慢,工况Ⅰ~Ⅲ中,分别仅增长了0.093、0.105、0.141 mm。

(2) 在各疲劳工况的停机静载中,索力增量均处于1.5~2 kN,未出现明显变化,加卸载曲线也较为吻合,可认为试验中斜拉索疲劳性能优越,并未产生损伤。

(3) 在试验过程中,实测1.79倍车道荷载时主梁底板出现裂缝比设计计算时的1.4倍车道荷载混凝土发生初裂略大,在2.50倍车道荷载时,主梁裂缝达到B类预应力构件的设计限值,在3.22倍车道荷载时,主梁裂缝达到混凝土构件的设计限值,表明试验梁满足B类预应力构件的设计要求。

(4) 采用Abaqus软件建立的混凝土塑性损伤有限元模型计算得到的挠度、索力、裂缝分布与发展的结果与试验结果相吻合,在3.22倍车道荷载时模拟值与实测值相比仅小0.21 mm,表明有限元模型能较好地模拟部分预应力斜拉桥的受力特征。

(5) 斜拉桥作为一种索支撑体系,其承载力上限主要由索决定,试验中,主梁按预应力B类构件设计时,疲劳工况中主梁裂缝未出现可观测到的发展,主梁的挠度增量较小,拉索性能未出现可见变化,故梁索构成的组合体系在实桥应力谱控制的疲劳荷载下疲劳性能较好。

参考文献:

- [1] ISO 1099—2006 Metallic Materials—Fatigue Testing—Axial Force—Controlled Method[S]. International Organization for Standardization, 2006.
- [2] 林元培. 斜拉桥[M]. 北京:人民交通出版社, 2004.
- [3] 刘昀, 颜东煌. 部分预应力混凝土斜拉桥设计的合理性分析[J]. 中外公路, 2015, 35(2): 83—86.
- [4] 李忠诚, 李唐宁. 部分预应力(PPC)梁裂缝控制计算的探讨[J]. 建筑结构, 2001(11): 24—28, 53.
- [5] 于琦, 孟少平. 部分预应力混凝土受弯构件裂缝宽度计算方法探讨[J]. 建筑结构, 2009, 39(3): 31—33.
- [6] 卢树圣. 预应力度及部分预应力混凝土A、B类构件分类限值[J]. 长沙铁道学院学报, 1991(3): 101—110.
- [7] 王勇强, 侯建国. 部分预应力混凝土梁考虑裂缝闭合性能的裂缝控制设计方法的研究[J]. 武汉大学学报(工学版), 2008, 41(增): 1—5.
- [8] 韩基刚, 宋玉普, 常继峰. 疲劳荷载作用下部分预应力混凝土梁裂缝宽度计算模型[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2014, 45(11): 3 977—3 985.
- [9] 刘昀, 袁明, 颜东煌. 大跨径混凝土斜拉桥模型试验[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2019, 39(5): 78—87.
- [10] 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.
- [11] 颜东煌, 张德培, 袁明. 仅裂缝灌浆处置PC斜拉桥主梁模型试验研究[J]. 中外公路, 2019, 39(6): 59—65.
- [12] 邵旭东. 桥梁工程[M]. 北京:人民交通出版社, 2016.
- [13] 周孟波. 斜拉桥手册[M]. 北京:人民交通出版社, 2004.
- [14] 颜东煌, 李学文, 刘光栋, 等. 混凝土斜拉桥合理成桥状态确定的分步算法[J]. 中国公路学报, 2003, 16(1): 43—46.
- [15] GB 50152—92 混凝土结构试验方法标准[S].
- [16] 张劲, 王庆扬, 胡守营, 等. ABAQUS混凝土损伤塑性模型参数验证[J]. 建筑结构, 2008, 38(8): 127—130.
- [17] 郭明. 混凝土塑性损伤模型损伤因子研究及其应用[J]. 土木工程与管理学报, 2011, 28(3): 128—132.
- [18] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].
- [19] 潘华. 混凝土受弯构件疲劳性能的试验研究[D]. 东南大学博士学位论文, 2006.
- [20] Balaguru P N, Shah S P. A Method of Predicting Crack Widths and Deflections for Fatigue Loading [J]. ACI Special Publication, 1982, 75(5): 153—175.