

钢纤维混凝土—正交异性组合桥面板 疲劳性能试验研究

叶华文, 唐诗晴, 段智超, 杨哲 编译

(西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要:正交异性钢桥面容易疲劳开裂,采用钢纤维混凝土(SFRC)组合桥面是解决方案之一。通过对 SFRC 组合桥面板足尺模型进行模拟实际轮载的轮式滚动加载疲劳试验,混凝土层与正交异性钢桥面板结构层之间分别采用黏结胶、栓钉和黏结胶与栓钉混合 3 种连接方式,研究组合桥面板的疲劳变形和各构件的失效演化模式;然后通过数值模拟分析钢纤维混凝土结构层的裂纹发展行为。结果表明:SFRC 可显著降低桥面板焊接构造细节的疲劳应力,其疲劳性能得到明显改善;栓钉连接使组合桥面板整体性能更好,宜作为 SFRC 与钢面板的连接方式。

关键词:桥梁工程;钢纤维混凝土组合桥面板;疲劳性能;轮式滚动加载;栓钉

中图分类号: U441+.4

文献标志码: A

自 20 世纪 80 年代中期以来,正交异性钢桥面疲劳开裂案例逐年增多,U 肋加劲的钢桥面的开裂情况尤为严重。根据既有桥梁钢桥面疲劳开裂的情况,裂纹扩展会导致铺装层的开裂,因此 U 肋钢桥面的构造细节处易形成严重影响结构性能的裂纹。目前常用的钢桥面板加固方法有两类:① 钢桥面板粘钢板加固;② 顶板上铺设高性能纤维复合混凝土材料,如 SFRC(钢纤维混凝土)、UHPC(超高性能混凝土)、RPC(活性粉末混凝土)等。铺设 SFRC 是常用的加固方法,近年来已应用于许多桥面加固工程,其在钢桥面上铺设一层 SFRC 层,形成钢纤维混凝土—正交异性组合桥面板,增强桥面整体性,减小钢桥面板的局部变形并提高结构疲劳耐久性。

国内外学者采用不同方式对钢纤维混凝土—正交异性组合桥面板的性能进行了研究,如数值模拟、模型试验、实桥实测等。最早日本学者寺田博昌等^[1-3]进行试验研究,通过铺设 SFRC 来提高钢桥面的耐久性,分析 SFRC 和钢桥面的连接方式对桥梁性能的影响,并进行实际桥梁荷载试验,在试验后对铺设 SFRC 的桥梁进行了长达 22 年的监测,结果表明:铺设 SFRC 能有效提高路面性能、降低钢桥面的应力水平;小野秀一等^[4]对铺设 50 mm 厚 SFRC(上有沥青层厚度 30 mm)的 U 肋钢桥面进行荷载试验,结果表明:钢桥面的局部变形显著减小,与未铺设 SFRC 相比,其应力减

少约 20%;三木千寿等^[5]以采用 SFRC—钢桥面的三跨连续钢梁斜拉桥为对象,进行实桥荷载试验,结果表明:铺设 SFRC 后钢桥面下横向应力比未铺设时降低了约 10%;井口进等^[6]考虑到温度对沥青路面的影响,分别在夏季和冬季进行了实桥荷载试验,通过有限元分析,将铺设 SFRC 的钢桥面与沥青桥面对比,证实了铺设 SFRC 后钢桥面的疲劳耐久性能提高了 10 倍。同时兕玉孝喜等^[7-8]根据 SFRC 的耐热性和耐水性,开发了性能优良的黏结胶,并对其进行轮式滚动加载疲劳试验和实桥荷载试验,证实铺设 SFRC 能有效增加结构的耐久性的同时也可降低其应力水平。

根据现有研究成果可见,铺设 SFRC 能很好地发挥其增强桥面板刚度的作用,即使 SFRC 层表面发生开裂,也不会造成严重后果,但无法确认 SFRC 的破坏过程和铺设 SFRC 后钢桥面的损伤,也无法确认桥面板破坏情况。关于 SFRC 和钢桥面使用的黏结材料,虽然在完全黏结的情况下钢桥面耐久性良好,但由于黏结材料的特殊性(有效使用时间、温度依赖性等),使得钢纤维混凝土组合桥面板近几年才得以在桥梁领域推广,故有必要确认黏结层的破坏过程,寻找更为可靠的连接方式。

因此,该文针对钢纤维混凝土—正交异性组合桥面板的疲劳行为,设计足尺模型进行静态多点荷载试验和轮式滚动加载疲劳试验,研究 SFRC 层对钢构造

应力改善程度以及各构件失效模式。基于上述试验,通过数值模拟分析组合桥面板的破坏过程,探究更可靠的钢混界面连接方式。

1 试验设计

1.1 模型设计

根据 SFRC 层与钢桥面的不同连接方式和试件尺寸,设计的试验模型如图 1 所示。设计单跨 U 肋模型 1 和模型 2,两跨 U 肋模型 3,合计 3 个模型。模型单跨长 2 500 mm,钢桥面板厚度为 12 mm,U 肋尺寸为 U-320 mm×240 mm×6 mm,SFRC 层厚度为 75 mm。在每个模型相邻横隔板跨中的主梁腹板上设置宽度为 75 mm、厚度为 9 mm 的单侧竖向加劲构件。连接方式主要有两类:① 采用黏结胶黏结并在端部设置一排直径 9 mm、长度 40 mm 的栓钉(以下称黏结型);② 在钢桥面板上以 300 mm 为间距布置相同的栓钉(以下称栓钉型)。图 1(a)为使用第一类连接方式的模型 1(黏结型),图 1(b)为使用第二类连接方式的模型 2(栓钉型),图 1(c)为两种连接方式混合的模型 3(混合型)。模型 3 中,在栓钉型一侧的 R4 肋内,距中横隔板 650 mm 处设置 9 mm 厚的加劲板。在顶板和 U 肋的焊缝处,确保熔透率达到 U 肋厚度的 75%以上。

1.2 SFRC 浇筑

SFRC 层采用早强水泥,为防止干缩开裂掺入膨胀剂,钢纤维采用两头钩形的剪切异形钢纤维“Tough Grip”(普利司通公司产品,φ0.6×30 mm),以 1.5% 容积率掺入,栓钉为 φ9.0×40 mm 的带头铆钉螺栓,SFRC 厚度为 75 mm。黏结胶易受施工时间和温度的影响,如果超过规定的使用寿命,可能无法达到理想的黏结性能,故假设黏结施工需要修补以延长施工时间,表 1 为施工时间对黏结层强度的影响试验结果。用相同的施工方法制造模型(未掺入钢纤维),用测试夹具

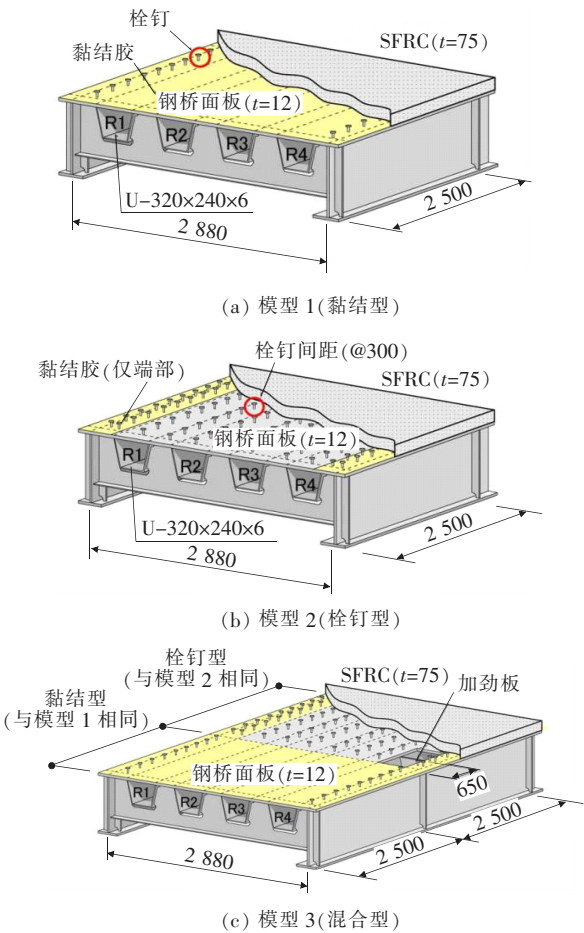


图 1 试验模型设计(单位:mm)

连接两端黏结面,并拉动两侧钢桥面板。黏结胶施工如下:首先,在钢板表面进行喷丸处理,而后立即以 0.25 kg/m 的喷涂量将防锈底漆涂满整个表面。涂底漆 8 d 后,以 1.0 kg/m 的喷涂量涂抹黏结胶(Bond E 200,小西公司产品),最后在黏结胶有效时间(30 min)内铺设 SFRC。在普通施工中,断裂处位于混凝土(被黏结物)内,断裂强度约为 3.0 MPa;但修补施工中,断裂处位于黏结面,断裂强度降至约 1.0 MPa。

1.3 静态荷载试验方法

为研究 SFRC 对钢桥面板各构件受力性能的影响,进行静载试验。所用模型为模型 3,加载车使用橡

表 1 施工时间对黏结层强度的影响

试验案例	底漆	底漆胶 黏期/d	试验号	断裂荷 载/kN	断裂强度/MPa		断裂位置
					单值	平均值	
普通施工	E 底漆	1	1	30.1	3.01	3.07	混凝土
			2	31.3	3.13		混凝土
修补施工	E 修补底漆	8	1	12.7	1.27	1.19	黏结面
			2	11.1	1.11		黏结面

胶轮胎,其中双轮为大型货车的后轮,单轮为大型货车的前轮,双轮荷载为 60 kN,单轮荷载为 30 kN,对试件进行多点加载。由于沥青层受温度影响大,在低温冬季性能良好,但在高温夏季,其刚度显著降低,可靠性大幅下降。故此次试验中,未铺设 SFRC 的钢桥面的荷载不考虑沥青层,直接在钢桥面上加载。

1.4 轮式滚动加载疲劳试验方法

在模型 1 和模型 2 上进行轮式滚动加载疲劳试验。图 2 为轮式滚动加载疲劳试验方法,将主梁完全固定,轮载的加载位置通过未铺设 SFRC 的静载试验测得,位于 R2 肋腹板正上方,为 U 肋焊缝附近钢桥面板的最大变形处。荷载轨道将宽度为 170 mm 的铁轮施加的荷载分布到与 T 形荷载面积 (200 mm × 500 mm) 相对应的分配宽度上,并使用感压装置令荷载分布更加合理。

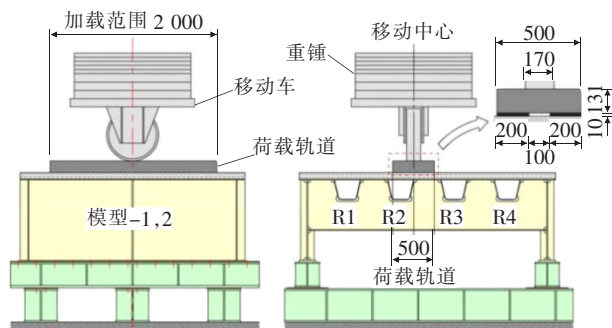


图 2 轮式滚动加载疲劳试验方法(单位:mm)

试验加载程序如下:第一步,98 kN 荷载作用下预先加载 10 万次,并确认 SFRC 是否存在初始裂纹或缺陷;第二步,157 kN 荷载作用下继续加载 100 万次。157 kN 的荷载取值与实测大型车辆的轮重最大值 (150 kN) 大致相同;第三步,在 196 kN 的荷载作用下继续加载 100 万次。最后一次加载目的是加大累积疲劳损伤,但最终钢桥面并未屈服,且 SFRC 未发生静力破坏。轮载荷载谱 (98 kN × 10 万次 + 157 × 100 万次 + 196 kN × 100 万次) 为重型车辆交通路线调查数据以及钢路桥的勘测数据中的标准数据之一。与早期钢路桥的疲劳设计规范的参照标准 (即 1984 年时,于有明国道 357 号线测得的轴向荷载数据) 进行对比。取钢结构焊缝的疲劳设计曲线斜率为 3,并于轮式滚动加载疲劳试验结果中得到累计疲劳损伤,根据 1984 年得到的交通调查结果 (等效轮载 31.8 kN, 平均轴数 2.62 轴/辆,大型车流量 5 255 辆/(日·车道),可知此次试验的荷载谱为实际交通量的 71 倍。

2 静态荷载试验结果

2.1 桥面位移

图 3 为相邻 U 肋腹板间桥面位移实测结果,轮载纵向位于结构跨中,轮载横向 (双轮中心) 布置在 R3 腹板处。试验结果显示:未铺设 SFRC 时相邻 U 肋腹板间的桥面发生约 0.4 mm 的变形,铺设 SFRC 后其变形仅为 0.01 mm,可忽略不计,表明 SFRC 层可显著提高钢桥面的局部刚度。

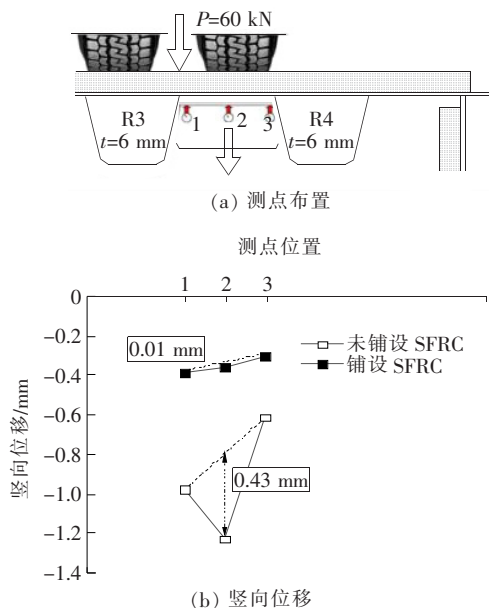


图 3 相邻 U 肋腹板间桥面位移

2.2 顶板和 U 肋焊接处应变

图 4 为顶板与 U 肋焊接处的顶板横向应变影响线,测点位于距 R3 肋焊趾 5 mm 的顶板上。轮载纵向位于结构跨中,并沿横向变化。未铺设 SFRC 时,应变最大值为 $491 \mu\epsilon$,铺设 SFRC 后应变最大值为 $30 \mu\epsilon$ 。

图 5 为顶板与 U 肋焊接处 U 肋横向应变影响线,应变计安装在 R3 肋腹板距离焊趾 5 mm 的内外两侧。轮载纵向位于结构跨中,并沿横向变化。未铺设 SFRC 时,受压区最大应变为 $-302 \mu\epsilon$,受拉区最大应变为 $237 \mu\epsilon$ 。由于内外侧应力方向相反,顶板发生弯曲,加载位置的变化影响顶板弯曲方向。铺设 SFRC 后,受拉区最大应变降至约 $50 \mu\epsilon$,受压区最大应变降至约 $-70 \mu\epsilon$ 。铺设 SFRC 后应变幅值大幅减小。

2.3 竖向加劲构件应变

图 6 为竖向加劲构件顶部的应变横向影响线,构

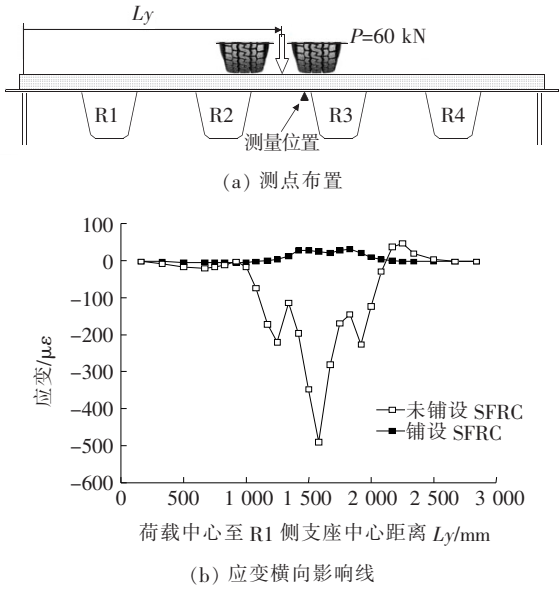


图 4 顶板与 U 肋焊接处顶板应变横向影响线

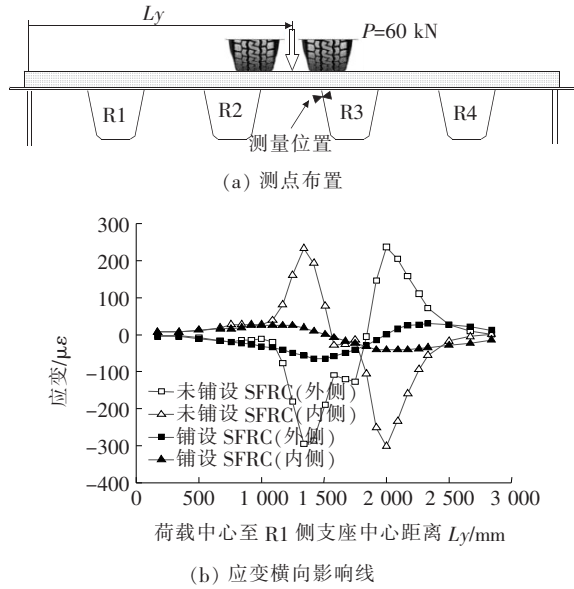


图 5 顶板与 U 肋焊接处 U 肋应变横向影响线

件在纵向受力,荷载沿横向变化,分别在顶板和加劲构件两处设置测点。铺设 SFRC 后,转弯焊缝附近的横向加劲肋的应变减小约一半,但也存在相对较大的压应变($-369\text{ }\mu\epsilon$),与其他部分相比,铺设 SFRC 并不能有效减小其应力水平。

2.4 U 肋与横隔板交叉处应变

图 7 为设置加劲板的 U 肋(R4)腹板与横隔板弧形开口交叉处的 U 肋应变横向影响线,此处为易发生疲劳开裂的构造细节。轮载作用位置纵向位于距跨中 650 mm 的 R4 肋加劲板处,并沿横向变化。在铺设 SFRC 后,拉应变最大值由 $353\text{ }\mu\epsilon$ 降至 $110\text{ }\mu\epsilon$ 。铺设

SFRC 后 U 肋与横隔板的焊缝处以及钢桥面板各部分的应力均大幅降低。

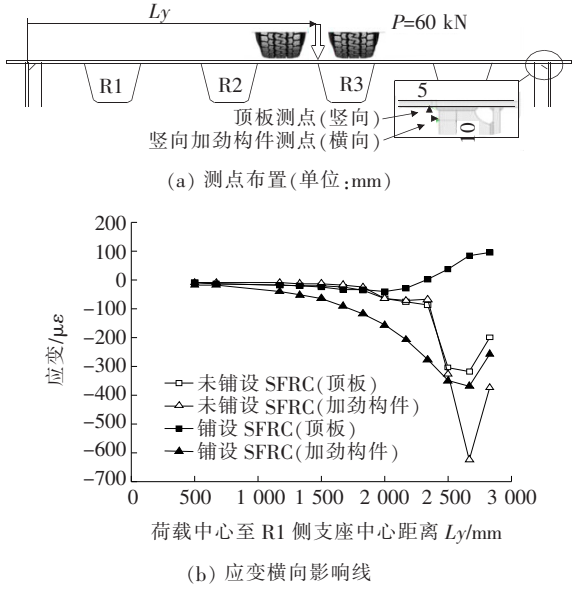


图 6 竖向加劲构件顶部应变横向影响线

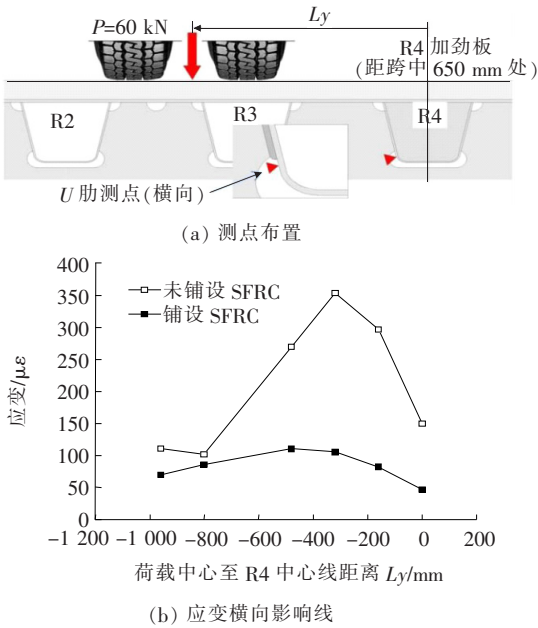


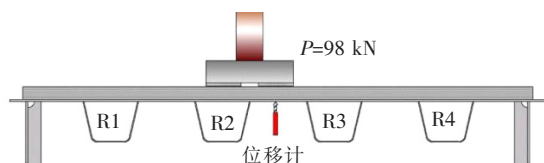
图 7 U 肋与横隔板交叉处的 U 肋应变横向影响线

3 轮式滚动加载疲劳试验分析

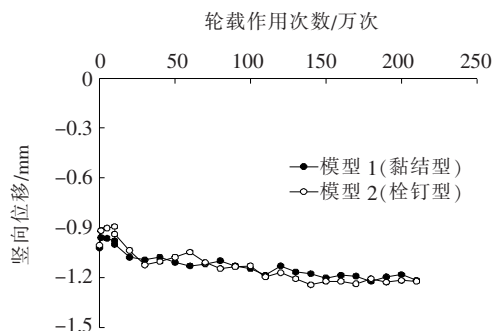
3.1 疲劳试验结果对比

在轮式滚动加载疲劳试验中,直到加载结束时,未观测到模型表面 SFRC 裂缝或钢桥面板疲劳裂纹,但桥面发生变形和位移。图 8 为桥面竖向位移历程(荷载作用范围与 98 kN 的荷载作用范围相同)。模型 1

和模型2的竖向位移差异不大。在任意测点,当荷载作用次数为10万次时,桥面竖向位移基本保持稳定,当作用次数达20万次后,竖向位移随着作用次数的增加而缓慢增大。



(a) 测点布置



(b) 竖向位移

图8 桥面竖向位移历程

3.2 疲劳试验模型的破坏试验

随着荷载往复作用次数的增加并未观测到外观损坏,但有部分桥面发生了变形和位移,可能是黏结面剥落、栓钉的断裂及顶板的疲劳开裂造成。因此,对模型1和2进行如下试验:①对SFRC进行黏结强度拉伸试验;②对SFRC剥落后的顶板进行观测;③对顶板和U肋焊接处进行超声波探伤试验,观测开裂情况。

(1) SFRC的黏结强度拉伸试验

为确定疲劳试验后模型1黏结面的状态,需要对其进行室内拉伸试验。图9为室内拉伸试验的布置图和试验结果。模型1共15处测点,在拉伸试验前将其中10处测点的黏结面剥落。不排除在拉伸试验之前,黏结面已经发生剥落的可能。其余5处测点位于R2、R3肋间附近截面,其中4处的黏结强度非常低,不大于0.2 MPa,黏结强度最大值仅为0.87 MPa。虽然黏结面所需的黏结强度尚未探明,但以上数据对旧混凝土的黏结仍具有参考价值。例如,可通过增厚混凝土层,使新旧混凝土的黏结面所需的黏结强度小于1.0 MPa。试验结果表明:轮载正下方,以及远离轮载处的黏结强度都很低。假设底漆和黏结胶存在初始缺陷,若实际工程中的黏结强度比试验值低,可认为两者开始发生剥落。

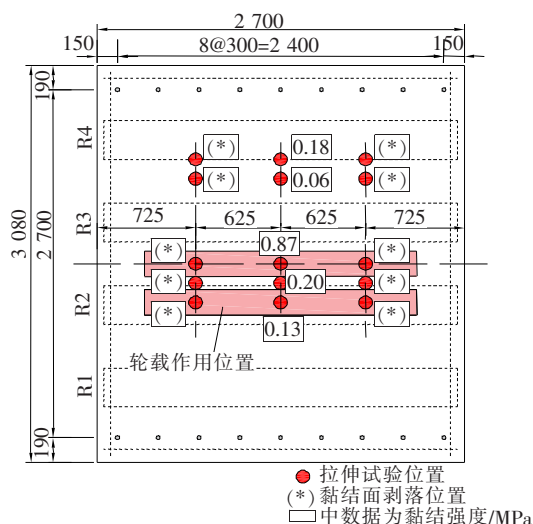


图9 室内拉伸试验结果(模型1,黏结型)(单位:mm)

(2) 栓钉破坏模式

拉伸试验结束后,剥离SFRC层,观测钢混界面破坏情况。图10为顶板端部栓钉状态。模型1所有18个栓钉中,15个发生断裂,栓钉破坏模式如图10(a)所示。疲劳裂纹发生在顶板与栓钉的焊缝处,在栓钉趾部的裂纹(破坏模式a)并未从焊缝扩展到顶板。模型2中,所有121个栓钉中有43个(36%)发生断裂,栓钉破坏模式如图10(b)所示。疲劳裂纹发生在栓钉趾部或焊缝根部(破坏模式b),并沿热影响区扩展直到栓钉断裂,和模型1相同,裂纹并未扩展到顶板。轮载附近的栓钉表现为破坏模式a或b,远离轮载的栓钉全部表现为破坏模式a。

(3) 顶板疲劳裂纹

为确认顶板与U肋焊缝处的疲劳开裂情况,在轮载作用位置正下方进行超声波探伤试验(以下称为UT)。根据UT试验结果,在模型1中未检测到缺陷回波;模型2中,在轮载正下方距跨中约400 mm焊缝处检测出缺陷回波,并对检测到缺陷回波的部分进行宏观测试和磁粉探伤试验。图11为实测疲劳裂纹情况。裂纹长度为37 mm,最大裂纹深度为5 mm。图12为模型2跨中焊接处应变影响线。实际裂缝距跨中400 mm,但既有研究证实两者并无太大差异。根据最大疲劳荷载196 kN可算出应力幅约为75 MPa,应力幅不大。由以上结果可得:①单面焊缝出现的疲劳裂纹,疲劳强度相对较低;②未铺设SFRC时,由局部弯曲引起的压应力占主导地位,但在SFRC铺设后,焊缝根部也出现拉应力;③由于栓钉断裂,焊缝根部的应力缓慢增大,但由于此次试验使用的荷载谱相当于实际交通量的71倍,铺设SFRC后其应力大大降

低,可以认为在实桥顶板不会出现疲劳裂纹。

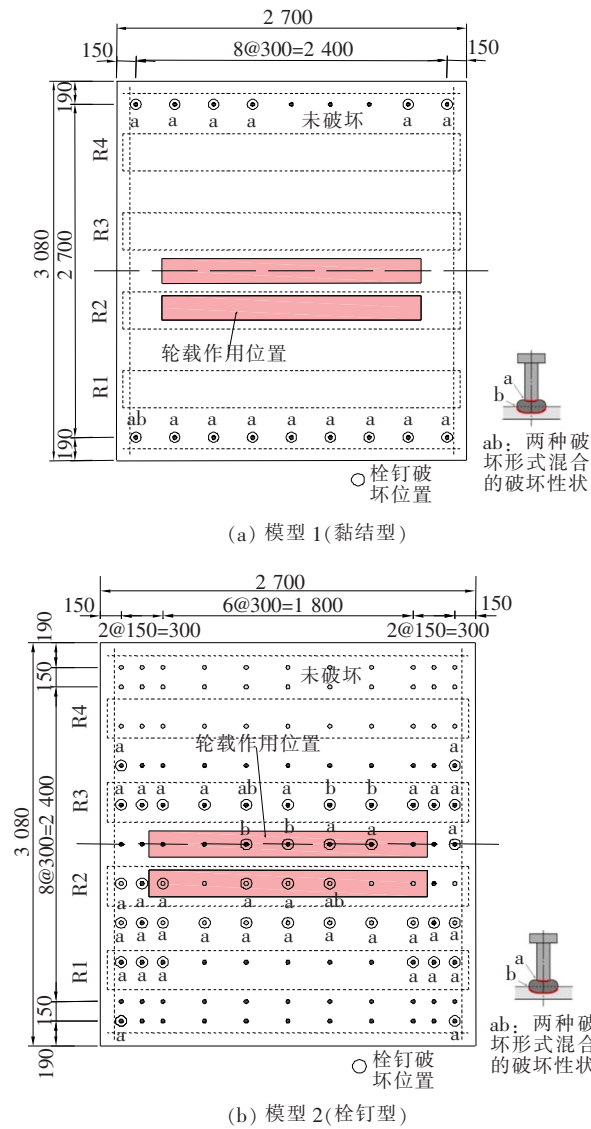


图 10 钢混界面破坏情况(单位:mm)

4 有限元模拟分析

为探究疲劳试验模型 SFRC 与钢桥面连接的破坏过程,利用有限元分析软件 Marc 2007 建立空间有限元模型,设立如表 2 所示的 3 个工况进行分析,并与实测值进行对比。顶板和 U 肋采用壳单元,SFRC 采用实体单元,栓钉采用 3 个方向的弹簧单元,SFRC 和钢桥面的接触面采用接触单元,仅传递压力,不传递拉力和剪力,边界条件与前述试验相同,将主梁完全固定,栓钉的垂直和水平弹性模量分别为 327. 2、24. 4 kN/mm。荷载分布范围与轮载相同,大小为 100 kN,

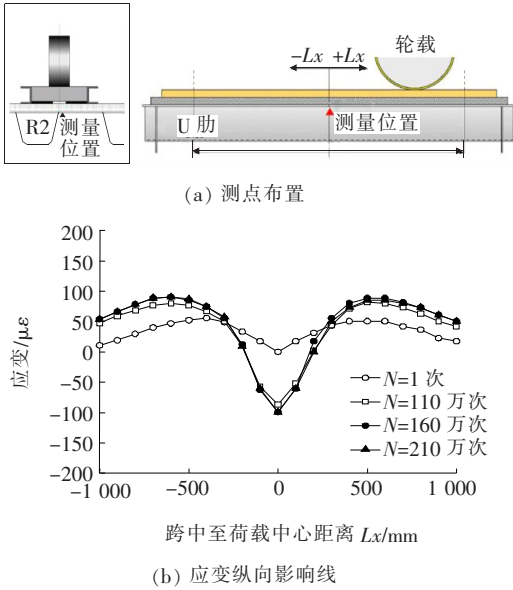
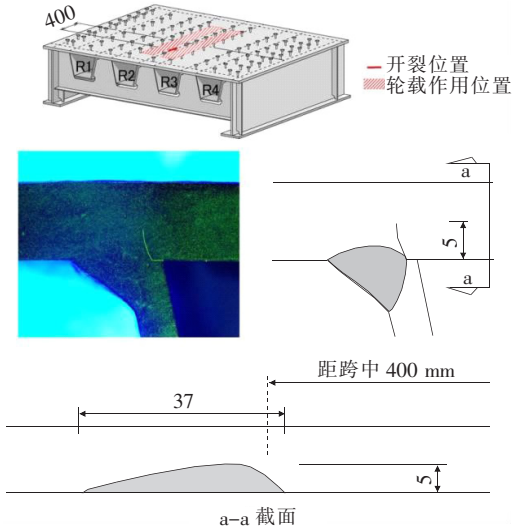


图 12 开裂后跨中处纵向应变影响线(模型 2,栓钉型)

为了确认纵向加载位置变化的影响,在纵向对 5 个点进行加载。

通过有限元值与疲劳试验实测值对比分析表明两者合理吻合,并得到以下结论:

(1) 疲劳加载 10 万次左右时黏结面未剥落,但由于轮载的往复作用导致黏结胶失效,仅由栓钉承受剪力和拉力。比较全栓钉和单排栓钉两类情况可知,无论是实测值还是有限元值,仅布置单排栓钉时竖向位移更大,差值约 0. 1 mm,对整体的影响很小,但对局部的变形和应力造成一定影响。

(2) 黏结胶失效后剪力及拉力仅由栓钉承受,疲劳加载 30 万次之后由于栓钉断裂,导致钢桥面板底部焊缝应变增加。

表 2 计算工况

工况	连接方式	假设状态	说明
1	完全黏结	钢桥面和 SFRC 完全黏结	SFRC 底面和钢桥面的节点重合
2	对应模型 1	模型 1(黏结型)的黏结面完全失效	栓钉采用弹簧模拟(栓钉位置和模型 1 相同), SFRC 和钢桥面仅传递压力
3	对应模型 2	模型 2(栓钉型)的黏结面完全失效	栓钉采用弹簧模拟(栓钉位置和模型 2 相同), SFRC 和钢桥面仅传递压力

(3) 在两种模型中,栓钉上的剪力由于纵向加载位置的变化而发生旋转,栓钉轴部发生弯曲。疲劳试验中,模型 1 位于顶板四角以及与之相邻的栓钉发生断裂,模型 2 断裂的栓钉位于端部以及轮载作用位置附近,有限元分析得到的剪力较大的栓钉位置与实际断裂栓钉的位置基本一致。

5 结论

该文通过轮式滚动加载对钢纤维混凝土组合桥面板进行足尺模型疲劳试验,对比 3 种不同界面连接方式的模型试验结果,以及在 3 种工况下的有限元分析结果,探究钢纤维混凝土组合桥面板的疲劳性能,推测桥面板的疲劳破坏过程,以及讨论界面连接方式的可靠性,得到以下结论:

(1) 铺设 SFRC 后,顶板和 U 肋焊接处的局部变形得到明显改善。顶板与 U 肋应力水平降低,应变大幅减小,疲劳性能得到明显改善。

(2) 疲劳试验结果表明:SFRC 的表面未出现可见开裂或损坏,作为路面铺装性能良好。即使轮载反复作用使钢桥面各部分应力略有增加,但铺设 SFRC 可显著降低其应力。

(3) 在模型 1(黏结型)中,黏结面没有足够的黏结强度。由于轮载反复作用、黏结材料的特性以及施工条件的限制,导致黏结面发生剥落,端部的栓钉基本发生断裂。铺设 SFRC 后应变大幅减小,表面也未发生开裂,在端部设置栓钉一定程度上可抑制钢桥面板的疲劳破坏。

(4) 在模型 2(栓钉型)中,轮载正下方的栓钉基本发生断裂。裂纹多发生在栓钉与顶板的焊缝,沿栓钉

切向扩展。此模型中,疲劳细节处的应力得到显著降低,钢桥面以及 SFRC 未发生开裂。故栓钉宜作为 SFRC 与钢桥面的连接方式。

该文对于栓钉的布置方法和规格(栓钉的尺寸,间距)的影响尚未进行讨论。为了进一步提高 SFRC 对钢桥面板的疲劳性能的改善,仍需要对栓钉的合理布置进行研究,以期达到最优设计目标。

参考文献:

[1] 寺田博昌. 鋼纖維補強コンクリートを用いた合成鋼床版の開発[D]. 名古屋:名古屋大学,1986.

[2] 佐藤章次,前野裕文,北原俊男. 鋼纖維補強コンクリート舗装を施した鋼床版の合成効果[J]. 橋梁と基礎, 1986(2).

[3] 前野裕文,鈴木教義,梅原秀哲. 鋼纖維補強コンクリートを用いた鋼床版の舗装. コンクリート工学[J]. 1986 (5).

[4] 小野秀一,下里哲弘,増井隆. 既設鋼床版の疲労性能向上を目的とした補強検討[C]. 土木学会論文集,2005.

[5] 三木千壽,鈴木啓悟,加納隆史. 鋼床版の疲労へのSFRC 舗装による予防補強とその健全性モニタリング[C]. 土木学会論文集,2005.

[6] 井口進,石井博典,石垣勉. 舗装性状を考慮した鋼床版デッキプレートとUリブ溶接部の疲労耐久性の評価 [C]. 土木学会論文集,2010.

[7] 児玉孝喜. 新しいコンクリート接着接合技術を用いた社会資本の補修工法の実用化に関する研究[D]. 東京: 東洋大学,2009.

[8] 小野秀一,牛越裕幸,下里哲也. 鋼纖維補強コンクリートを敷設した鋼床版の水浸輪荷重疲労試験[C]. 第 62 回土木学会年次学術講演会講演概要集,2007.