

DOI:10.20035/j.issn.1671-2668.2023.03.023

基于长期暴露试验的钢筋混凝土梁抗弯承载力试验与数值模拟*

曾向东¹, 吕松刚², 黎国雄², 何海霞², 潘贝³, 吕毅刚³

(1.湖南省邵阳县交通建设质量安全监督站, 湖南 邵阳 422100;2.邵阳县公路建设养护中心, 湖南 邵阳 422100;3.长沙理工大学土木工程学院, 湖南 长沙 410114)

摘要: 基于长期暴露试验开展钢筋混凝土矩形梁抗弯承载力研究, 分析挠度和应变的变化规律及裂缝开展情况, 并采用 ANSYS 软件建立试验梁有限元模型, 对荷载作用下挠度、应变和承载力进行仿真分析。结果表明, 钢筋混凝土梁因受拉钢筋屈服、顶面混凝土被压碎而发生破坏, 破坏状态时裂缝大致呈垂直状, 中间位置裂缝较密集, 宽度较大; 各截面挠度变化规律相似, 随荷载增加先缓慢上升后急剧增加, 经历了明显的弹性阶段、弹塑性阶段和屈服阶段; 混凝土应变沿梁截面高度的分布近似为一条直线, 符合平截面假定; ANSYS 软件数值模拟承载力与实测值较吻合。

关键词: 桥梁; 钢筋混凝土梁; 抗弯承载力; 暴露试验; 数值模拟

中图分类号: U441.5

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2023)03-0102-09

由于极端荷载、材料劣化、恶劣环境、车辆超重及养护不当等, 钢筋混凝土结构抗弯承载力降低, 而钢筋混凝土梁是工程结构最基本的承重构件, 对钢筋混凝土梁抗弯承载力进行研究可防止发生重大灾害^[1-5]。李佳璐等对锈蚀钢筋混凝土梁抗弯承载力的研究表明, 随着时间增加, 锈蚀率增长, 钢筋与混凝土之间的黏结强度降低, 协同工作能力变差^[6]。王小惠等考虑锈蚀后钢筋力学性能降低和黏结力退化, 比较黏结完好梁和完全无黏结梁两种极限状态, 通过黏结退化线性插值得到整个梁段钢筋和混凝土的变形协调条件, 计算锈蚀梁的抗弯承载力^[7]。杨琨等的研究表明, 构件进入屈服阶段前, 采用理论方法所求跨中挠度大于相同荷载条件下试验结果, 理论计算值相对可靠^[8]。现有研究大多对室内快速锈蚀的钢筋混凝土梁进行研究, 而实际的钢筋混凝土梁长期暴露于自然环境之中, 两者所处环境存在差别^[9-12]。为模拟钢筋混凝土构件实

际所处环境, 更深入地研究钢筋混凝土构件的抗弯承载力, 本文以钢筋混凝土矩形梁为研究对象进行长期暴露试验和抗弯承载力试验, 研究荷载作用下钢筋混凝土梁竖向挠度、应变的变化规律, 分析裂缝开展情况, 并采用 ANSYS 有限元软件建立钢筋混凝土构件分离式有限元模型进行数值模拟, 为实际环境中钢筋混凝土构件抗弯承载力研究提供借鉴^[13-14]。

1 试验设计

1.1 钢筋混凝土梁制作

在一般桥梁生存环境中建立长期暴露试验站, 制作 2 片 2.2 m 长钢筋混凝土矩形梁, 编号为 1[#]、2[#], 各片梁的计算跨径为 2.0 m, 横截面尺寸为 $b \times h = 100 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ (b 、 h 分别为梁的宽和高), 上、下缘分别配置 2 根 R235 架立钢筋和 HRB335 纵向钢筋, 直径分别为 4 mm、12 mm, 箍筋采用直径为 4 mm 的 R235 钢筋 (见图 1)。将试验梁置于

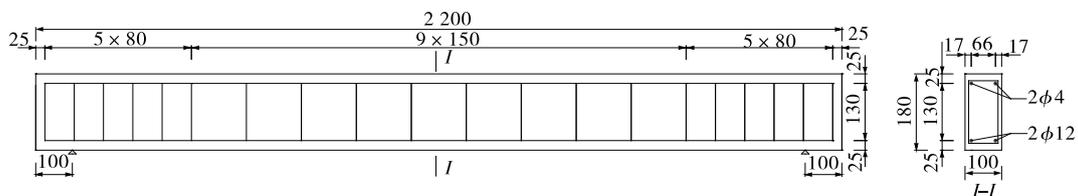


图 1 钢筋混凝土矩形梁的尺寸及配筋 (单位: mm)

* 基金项目: 湖南省自然科学基金项目(2022JJ30600);长沙市自然科学基金项目(kq2202208)

暴露试验站中自然养护 790 d 后进行抗弯承载力试验,同龄期养护的 150 mm×150 mm×150 mm 混凝土立方体试件的抗压强度和 150 mm×150 mm×300 mm 混凝土棱柱体试件的弹性模量分别为 65.2 MPa、 3.82×10^{10} Pa。

1.2 试验加载方案

采用最大量程为 500 kN 的千斤顶,在钢筋混凝土矩形的顶缘通过分配梁进行三分点加载,两端简支进行承载能力试验,施加荷载大小通过压力传感器控制,试验加载见图 2。

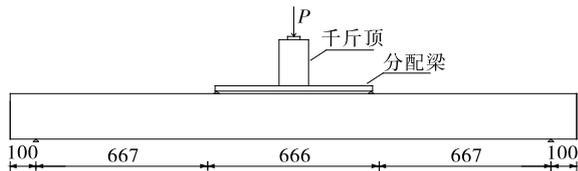


图 2 试验梁三分点加载示意图(单位:mm)

正式试验前,先进行预加载,测试各仪器的工作状况。预加载后,卸载至零,待仪器稳定后开始正式加载。在混凝土开裂前,每级荷载间距控制在开裂荷载的 5% 或 2 kN/次以内,荷载稳定后寻找裂缝直至发现第一条裂缝以确定开裂荷载。开裂后及钢筋屈服前,加载分级控制在钢筋屈服荷载的 6%~8% 或 4 kN/次。钢筋屈服后,加载分级以跨中位移量控制,控制在 3.0~4.0 mm。当试验满足以下条件之一时,试验梁达到承载能力:1) 对于有明显物理流限的热轧钢筋,其受拉主钢筋应力达到屈服强度,受拉应变达到 $1\ 000\ \mu\epsilon$;对于无明显物理流限的钢筋,其受拉主钢筋的受拉应变达到 $1\ 000\ \mu\epsilon$ 。2) 受拉主钢筋拉断或受拉主钢筋处最大垂直裂缝宽度达到 1.5 mm。3) 挠度达到跨度的 1/50 或受压区混凝土被压坏。

1.3 试验测试内容及测点布置

试验梁的试验测试内容主要包括竖向挠度、应变和裂缝开展情况。选择 $L/3$ 、 $L/2$ 和 $2L/3$ 截面进行挠度测量,并测试两支座位置的支点沉降,消除其对挠度的影响。共布置 5 个挠度测点,采用百分表进行测量(见图 3)。在梁预制时,预先在跨中截

面上下缘钢筋处粘贴钢筋应变片,测试普通钢筋的应变,共布置 4 个钢筋应变测点[见图 4(a)]。试验前在梁的跨中布置 8 个混凝土应变测点,测量沿截面高度的应变分布[见图 4(b)]。为避免裂缝对电阻应变片的影响,在构件上下缘各安装 1 个机械式千分表,采集埋设在混凝土内应变传感器的应变,进行应变数据复核。



图 3 试验梁挠度测点立面布置(单位:mm)

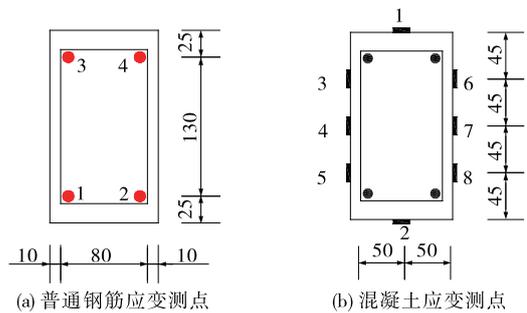


图 4 跨中截面应变测点布置(单位:mm)

采用裂缝观测仪对裂缝进行观测。在试验准备阶段,用清水将试验梁表面冲洗干净,绘制间距为 10 cm×90 cm(纵向×竖向)的网格并编号画区,用于记录和描述裂缝。

每次加载完成后,及时采集应变片、千分表和百分表数据,并对裂缝发展高度和宽度进行观测,若仪器工作状态和各项数据正常,则继续加载,直至梁达到承载能力状态。

1.4 材料试验测试

试验完成后,对各片梁的碳化深度进行测试,并从试验梁的上下缘各取一段普通钢筋进行除锈处理。将制作好的各钢筋试样用天平称重,记录各试样的锈蚀形态。用万能试验机对钢筋试样进行拉伸试验,获得钢筋的力学性能。混凝土梁材质检测结果见表 1。

表 1 混凝土梁的材质检测结果

梁号	混凝土平均碳化深度/mm	屈服强度/MPa		极限强度/MPa		质量锈蚀率/%	
		上缘钢筋	下缘钢筋	上缘钢筋	下缘钢筋	上缘钢筋	下缘钢筋
1	2.20	264.8	367.7	403.5	584.8	0.00	0.00
2	2.53	258.7	370.3	394.9	571.8	0.00	0.00

2 试验分析

2.1 试验现象

所加荷载较小时,截面未发生开裂,构件的变形特征表现为明显的线弹性;随着外荷载的逐步增加,试验梁的挠度逐渐增大,在纯弯段内梁底面出现一条或多条竖向裂缝;荷载继续增大,裂缝数量增多且宽度增大,但宽度增幅不大,裂缝逐渐沿梁高不断向上延伸,中和轴的位置随之上移;外荷载继续增加时,构件的变形特征表现为较强的塑性,受拉区钢筋即将进入屈服阶段;外荷载进一步增加,受拉钢筋发生屈服,挠度进一步增大,纯弯段内裂缝渐渐变宽,试验梁顶面混凝土出现压碎现象,梁发生破坏,破坏形态见图5。

2.2 挠度试验结果及分析

试验梁 $L/3$ 、 $L/2$ 和 $2L/3$ 截面的荷载—挠度变化曲线见图6,荷载与挠度之间的主要试验结果见表2。由图6可知:2片梁 $L/3$ 、 $L/2$ 和 $2L/3$ 截面的挠度变化规律基本一致,挠度随荷载的增加而增大。各片试验梁分别经历了明显的弹性阶段、弹塑性阶段和屈服阶段。施加的荷载小于开裂荷载时,

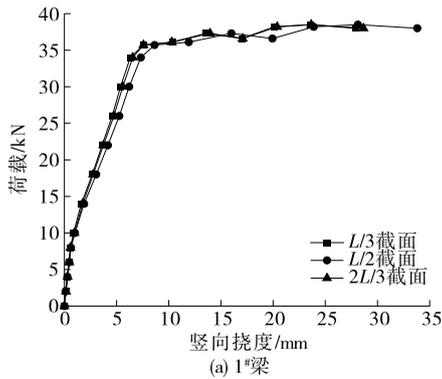


图6 试验梁的荷载—挠度变化曲线

表2 试验梁的荷载与挠度试验结果

梁号	开裂荷载/kN	屈服荷载/kN	极限荷载/kN	$L/2$ 截面挠度/mm		
				开裂挠度	屈服挠度	终止挠度
1	10.0	35.7	38.5	1.01	8.65	33.83
2	9.6	35.6	39.9	0.93	7.82	34.54

2.3 应变试验结果及分析

2.3.1 混凝土应变

(1) 平截面假定验证。在构件底面混凝土开裂前,测试各级荷载作用下各测点的混凝土应变,试验梁跨中截面混凝土应变沿梁截面高度的分布见图7、图8。由图7、图8可知:在弹性工作阶段,2片



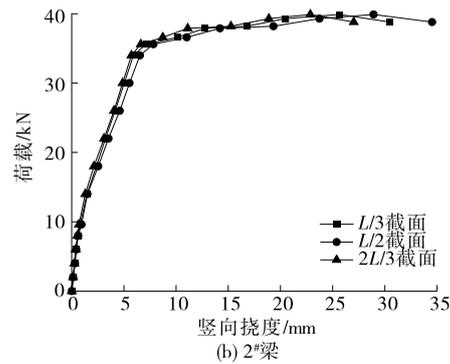
(a) 1#梁



(b) 2#梁

图5 试验梁的破坏形态

结构未出现裂缝,梁体处于弹性工作阶段,全截面参与受力,挠度较小;当构件由弹性阶段进入弹塑性阶段时,曲线斜率减小,材料发生非线性变化,结构刚度下降;当构件进入屈服阶段时,随着荷载的增加,结构刚度逐渐退化,挠度急剧增加,迅速丧失承载能力。



梁的跨中截面应变分布规律基本一致。在各级荷载作用下,沿梁截面高度的应变分布近似于一条直线,且各级荷载作用下中和轴位置大致相同,应变分布规律符合平截面假定。

(2) 顶面混凝土应变。采用构件顶面的应变片和千分表对各级荷载作用下混凝土压应变进行测

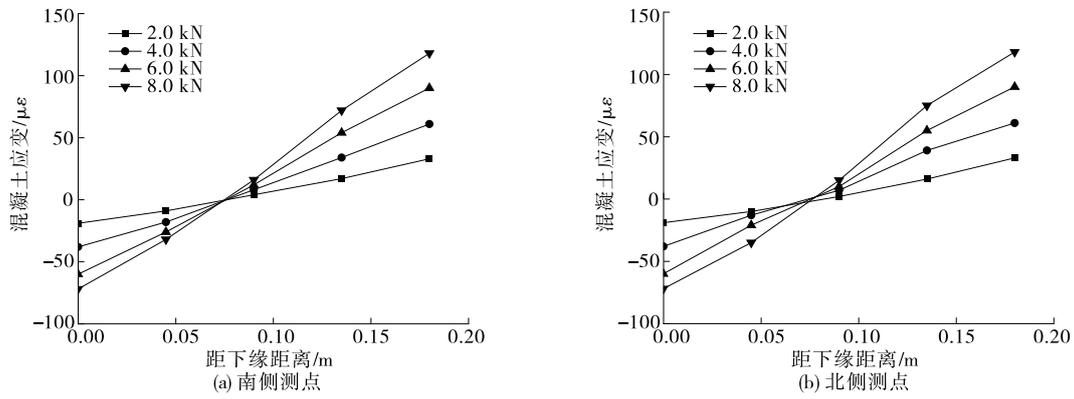


图7 1#梁跨中截面应变分布

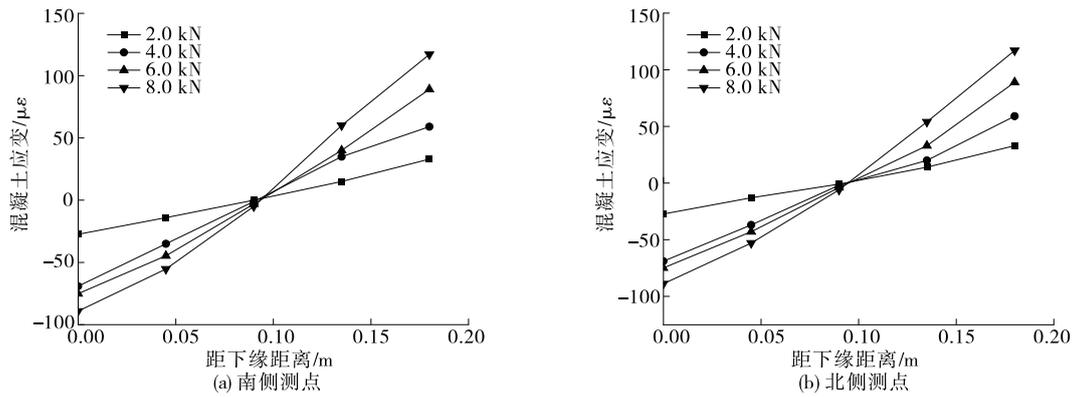


图8 2#梁跨中截面应变分布

试,2片梁跨中顶面荷载—混凝土压应变变化曲线见图9,跨中顶面压应变主要试验结果见表3。由图9可知:2片梁跨中顶面荷载—混凝土压应变变化规律基本一致,当梁发生开裂时,由于截面刚度骤然减小,压应变有一个突然增大的拐点。在钢筋屈

服至破坏的过程中,承载力变化趋势较缓,但压应变变化较大。在最终破坏前,1#梁、2#梁的千分表测试所得混凝土压应变分别为2779 μϵ、2831 μϵ,应变片测试所得混凝土压应变分别为2625 μϵ、2717 μϵ,之后应变片测点失效。

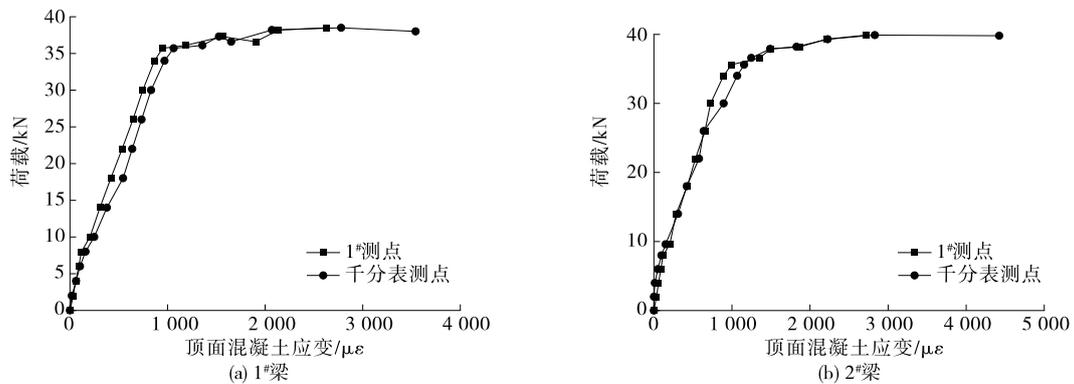


图9 试验梁跨中顶面荷载—混凝土压应变变化曲线

表3 试验梁跨中顶面压应变试验结果 单位: μϵ

梁号	屈服状态下压应变			破坏状态下压应变		
	应变片	千分表	平均应变	应变片	千分表	平均应变
1	949	1 064	1 007	—	3 543	—
2	994	1 156	1 075	—	4 425	—

(3) 底面混凝土应变。由于构件底面的千分表在破坏前的某级荷载作用下已发生松动,只采用千分表对加载至破坏前某级荷载作用下混凝土拉应变进行测试,试验梁跨中底面荷载—混凝土拉应变变化曲线见图10。由图10可知:钢筋屈服时,1#梁、2#梁的混凝土拉应变分别为-2350 μϵ、-2347 μϵ。

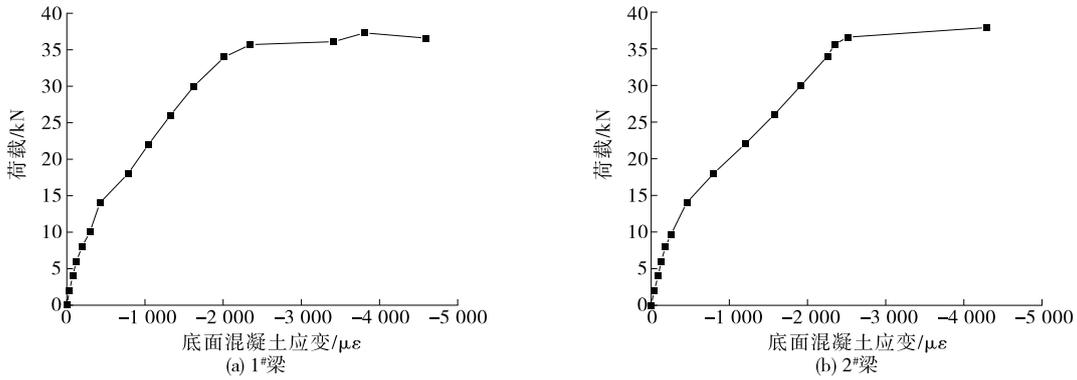


图10 试验梁跨中底面荷载—混凝土拉应变变化曲线

2.3.2 普通钢筋应变

(1) 上缘钢筋应变。采用钢筋应变片和应变传感器对各级荷载作用下上缘钢筋应变进行测试,试验梁跨中上缘钢筋荷载—应变变化曲线见图11。由图11可知:2片梁的钢筋应变片和应变传感器测试的应变试验数据变化规律基本一致,首先上缘钢筋受

压,压应变随荷载的增加逐渐增大;荷载达到某数值时,上缘钢筋压应变逐渐减小,且慢慢转化为拉应变。1[#]梁、2[#]梁的上缘钢筋最大压应变平均值分别为237 με、276 με,1[#]梁、2[#]梁在荷载分别为37.3 kN、38.2 kN时上缘钢筋逐渐受拉,最终破坏时上缘钢筋最大拉应变平均值分别为-688 με、-797 με。

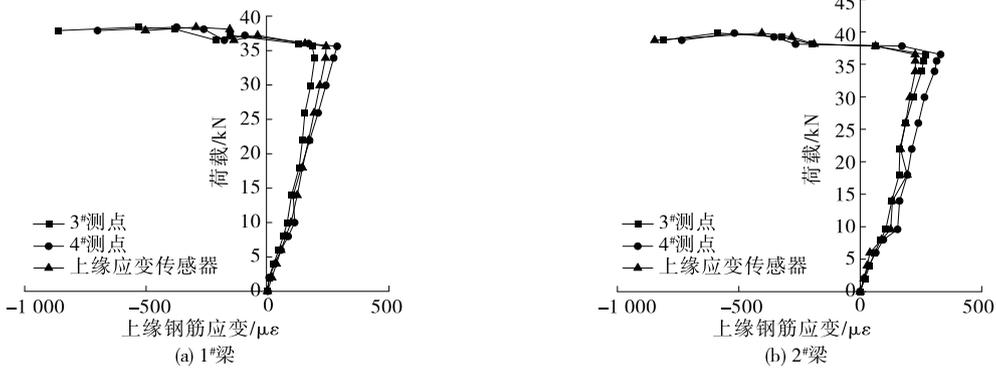


图11 试验梁跨中上缘钢筋的荷载—应变变化曲线

(2) 下缘钢筋应变。采取相同的方法对各级荷载作用下下缘钢筋拉应变进行测试。为使曲线形状显示更清晰,应变坐标轴下限取为-5 000 με。试验梁跨中下缘钢筋的荷载—应变变化曲线见图12。由图12可知:下缘钢筋经历了明显的弹性阶段、弹

塑性阶段和屈服阶段,拉应变在梁开裂时有一个突然增大的拐点,且在钢筋屈服后承载力变化趋势逐渐变缓,但拉应变变化较大。试验梁跨中下缘钢筋部分应变测试结果与应变理论值(即材料试验得到的应变)的比较见表4。由表4可知:加载至钢筋屈

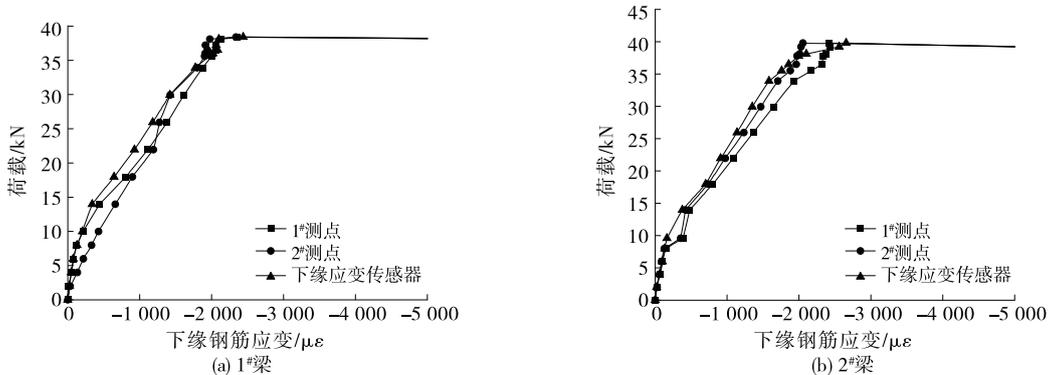


图12 试验梁跨中下缘钢筋的荷载—应变变化曲线

表4 试验梁跨中下缘钢筋应变试验结果与理论值的比较

单位: $\mu\epsilon$

梁号	屈服状态下应变		破坏前应变	破坏状态下应变
	实测平均应变	理论屈服应变	实测平均应变	实测平均应变
1	-1 959	-1 838	-2 377	-8 807
2	-1 936	-1 852	-2 375	-7 459

服时,1#梁、2#梁的跨中下缘钢筋应变测试结果平均值与材料试验所得钢筋屈服应变非常接近,相对误差分别为6.58%、4.54%。试验梁发生破坏时,应变测试结果平均值增加较大。

2.4 裂缝试验结果及分析

达到破坏状态时,试验梁的裂缝分布见图13。1#梁、2#梁侧面的裂缝最大高度分别为16.3 cm、17.8 cm,最大宽度分别为1.165 mm、1.732 mm。

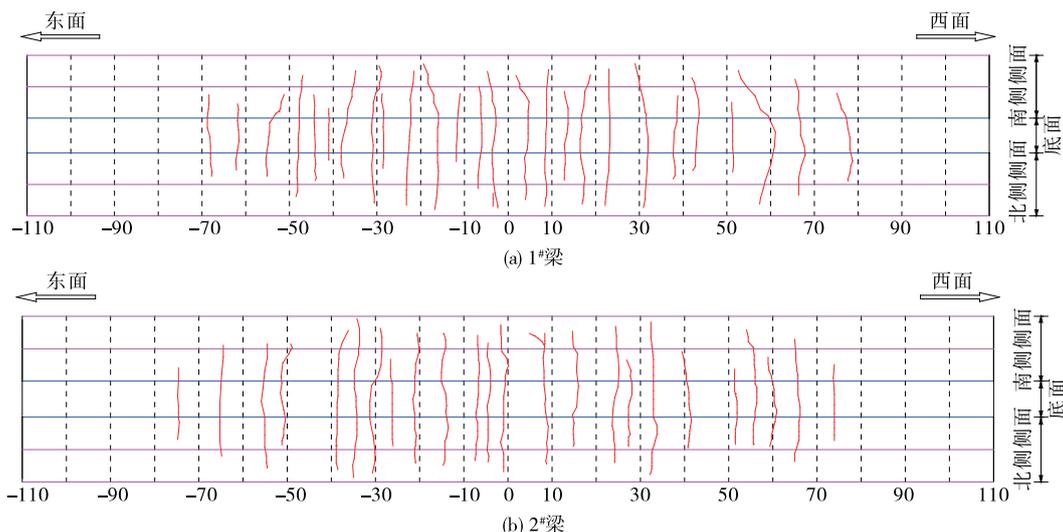


图13 试验梁的裂缝分布示意图(单位:cm)

3 有限元数值模拟

采用ANSYS有限元软件建立分离式钢筋混凝土结构模型,采用Solid65单元、Link8单元分别模拟自然暴露环境中混凝土与钢筋。Solid65实体单元通过修正应力-应变关系实现裂缝处理。当某个积分点上出现裂缝时,在垂直于裂缝表面的方向上引入一个缺陷平面予以表示。后继载荷在裂缝表面产生滑动或剪切时,引入剪切传递系数 β 模拟剪切力的损失。Solid65单元提供多种模拟混凝土开裂特性的裂缝组合形式及相应刚度矩阵。若某节点在单轴、双轴或三轴压应力状态下破坏,则认为其被压碎,该节点的材料强度已退化到很小的程度,对单元刚度的贡献可忽略不计。

Solid65单元中混凝土材料破坏准则采用Willam-Wamker五参数破坏准则与拉应力准则的组合模式,考虑了混凝土开裂和压碎两种破坏模式。多轴应力状态下破坏准则可表示为:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (1)$$

式中: f_c 为混凝土的单轴抗压强度; F 为主应力状态函数; S 为由主应力和输入的五参数确定的破坏曲面。

3.1 钢筋混凝土构件的本构关系

在混凝土单轴应力-应变本构关系中,上升段采用GB 50010—2002《混凝土结构设计规范》中模型^[15],下降段采用hognestad模型:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^n \right], & \epsilon_c \leq \epsilon_0 \\ f_c \left[1 - 0.15 \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_0}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} \right) \right], & \epsilon_0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \quad (2)$$

式中: σ_c 为混凝土压应力; ϵ_c 为混凝土压应变; ϵ_0 为混凝土压应力达到 f_c 时的混凝土压应变,取0.002; n 为系数,取2.0; ϵ_{cu} 为正截面的混凝土极限压应变,取0.003 3。

普通钢筋采用弹塑性本构关系模型,由斜直线

和水平线组成:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s, & 0 < \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ \sigma_y, & \epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_u \end{cases} \quad (3)$$

式中: σ_s 为普通钢筋的压应力; E_s 为普通钢筋的弹性模量; ϵ_s 为普通钢筋的应变; ϵ_y 为普通钢筋的屈服应变; σ_y 为普通钢筋的极限应力; ϵ_u 为普通钢筋的极限应变。

3.2 钢筋混凝土构件的有限元模型

考虑到钢筋混凝土矩形梁的对称性,建立 1/4 模型,且不考虑钢筋与混凝土之间的黏结滑移(见图 14)。

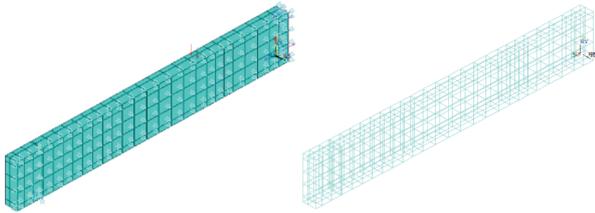
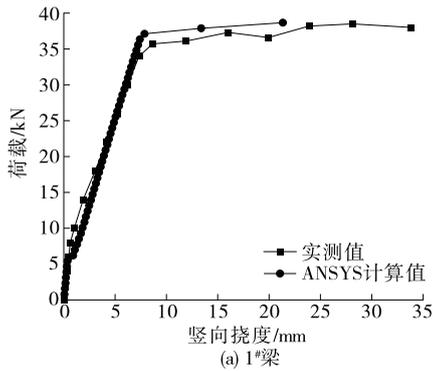


图 14 试验梁 1/4 有限元模型



4 数值模拟结果对比分析

4.1 挠度对比分析

采用 ANSYS 有限元软件模拟基于暴露试验的各片梁的加载过程,1# 梁破坏状态下挠度(挠度以向上为正、向下为负)见图 15,各级荷载作用下各片梁的跨中挠度变化实测值与 ANSYS 模拟结果对比见图 16,1# 梁、2# 梁 L/2 截面挠度实测值和 ANSYS 有限元计算结果对比见表 5。

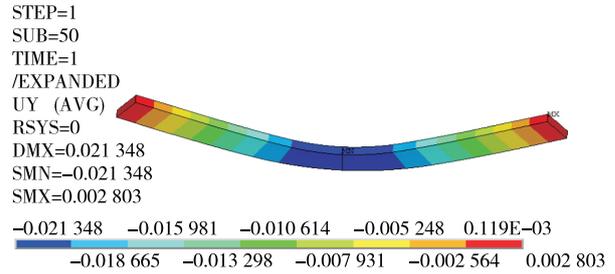


图 15 1# 梁破坏状态时的挠度云图(单位:m)

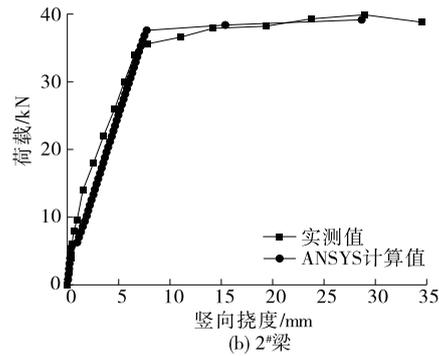


图 16 试验梁跨中挠度实测值与有限元模拟结果的比较

表 5 试验梁挠度实测值与 ANSYS 有限元计算结果的比较

梁号	开裂荷载/kN		屈服荷载/kN		开裂挠度/mm		屈服挠度/mm		终止挠度/mm	
	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值
1	10.0	6.2	35.7	35.8	1.01	0.91	8.65	7.24	33.83	21.35
2	9.6	6.3	35.6	36.0	0.93	0.95	7.82	7.33	34.54	28.68

由图 16 和表 5 可知:各片梁的开裂荷载实测值大于有限元模拟分析结果,这是因为有限元分析时根据混凝土规范及实测抗压强度进行混凝土抗拉强度取值,与各片梁的混凝土实际抗拉强度存在差异。在下缘纵向钢筋屈服前,各片梁的挠度理论曲线与试验曲线吻合较好,但钢筋屈服后,实测挠度均大于计算结果,特别是接近极限荷载时,实测挠度急剧增加,构件迅速丧失承载能力,实际所得混凝土压碎时的极限变形远大于模拟分析所得破坏变形。这种现

象归咎于有限元模型参数设置时未考虑钢筋与混凝土之间的滑移等因素所引起的模拟状态与实际结构的差异。

4.2 应变结果对比分析

1# 梁破坏阶段的混凝土主应变(以受拉为正、受压为负)见图 17,各级荷载作用下试验梁跨中顶面混凝土压应变实测值与 ANSYS 模拟结果对比见图 18,下缘钢筋拉应变实测值与 ANSYS 模拟结果对比见图 19。

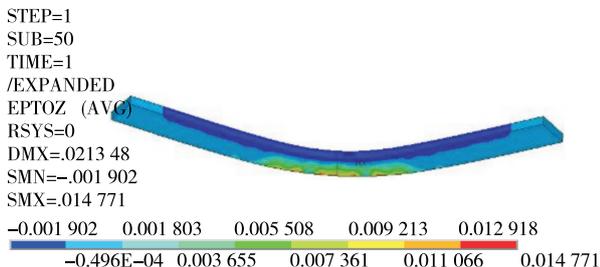
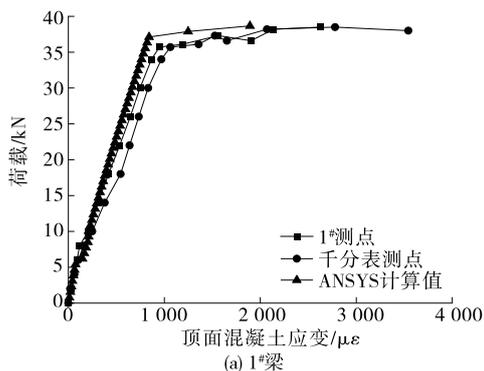


图 17 1# 梁破坏状态时的主应变云图



由图 18 可知:各片梁跨中顶面的混凝土压应变理论计算曲线在下缘钢筋屈服前能真实反映试验过程中压应变变化趋势,与试验曲线吻合较好;混凝土压应变试验值在钢筋屈服后尤其是接近极限荷载时普遍大于理论计算结果。

由图 19 可知:1# 梁、2# 梁的钢筋屈服荷载计算结果分别为 35.6 kN、36.0 kN,与实测结果较接近。各片梁的下缘钢筋拉应变试验曲线与理论计算曲线

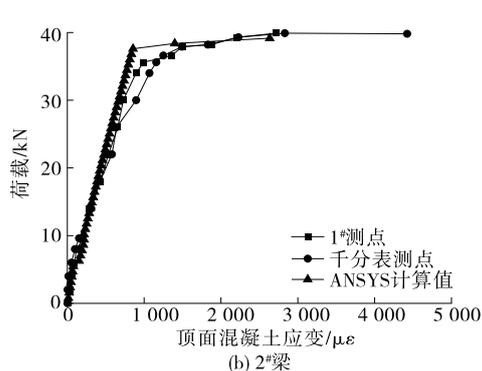


图 18 试验梁跨中顶面混凝土压应变实测值与有限元计算结果的比较

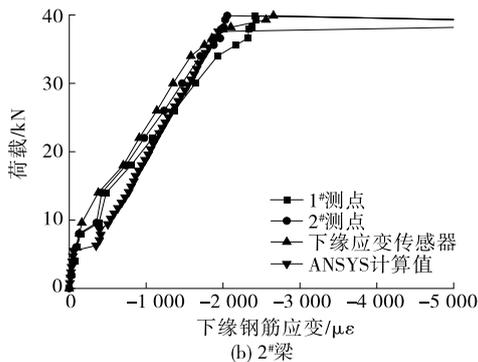
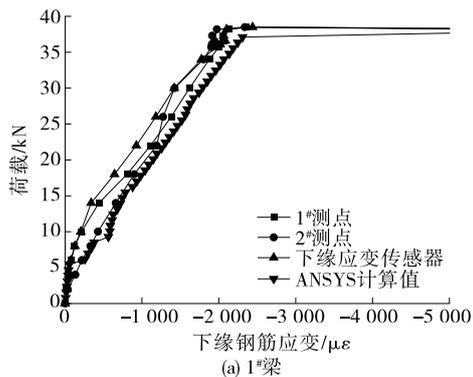


图 19 试验梁跨中下缘钢筋拉应变实测值与有限元计算结果的比较

的变化趋势基本一致,但从总体趋势分析,混凝土开裂后至钢筋屈服前下缘钢筋应变计算结果略大于试验结果。

4.3 承载力结果对比分析

试验梁承载力计算结果与实测值的比较见表 6。

表 6 试验梁承载力实测值与计算结果的比较

梁号	承载力/kN		计算结果与实测值的相对误差/%
	实测值	计算结果	
1	38.5	38.7	0.52
2	39.9	39.2	1.75

由表 6 可知:有限元计算结果与实测值的相对误差最大仅为 1.75%,精度较高。结合 Solid65 单元和 Link8 单元,采用 ANSYS 能较好地模拟长期暴露试验观测后钢筋混凝土构件的开裂过程,并可较准确地进行承载力分析计算。

5 结论

(1) 随着荷载的逐渐增加,试验梁出现一条或多条竖向裂缝,然后裂缝数量增多、宽度增大,受拉钢筋发生屈服,最终顶面混凝土被压碎而发生破坏。裂缝呈现竖直状,逐渐沿两边减小,1# 梁、2# 梁侧面的裂缝最大高度分别为 16.3 cm、17.8 cm,最大宽度分别为 1.165 mm、1.732 mm。

(2) 2片梁截面的挠度变化规律基本一致,随荷载的增加而不断增大,分别经历了明显的弹性阶段、弹塑性阶段和屈服阶段。构件处于弹性阶段时,全截面参与受力,挠度较小;进入弹塑性阶段,曲线斜率明显变小,材料发生非线性变化,结构刚度随之下降;进入屈服阶段,结构刚度逐渐退化,挠度急剧增加,迅速丧失承载能力。

(3) 混凝土应变沿梁截面高度的分布近似为一条直线,符合平截面假定;上缘钢筋压应变随荷载增加而逐渐增大,荷载达到某数值时,上缘钢筋压应变逐渐减小,且慢慢转变为拉应变;下缘钢筋拉应变在梁开裂时有一个突然增大的拐点,且在钢筋屈服后承载力变化趋势逐渐变缓,但拉应变变化较大。

(4) ANSYS有限元模型的承载力计算结果与实测结果的相对误差最大仅为1.75%,精度较高,能较好地模拟长期暴露试验观测后钢筋混凝土构件的开裂过程,且能较准确地进行承载力分析计算。

参考文献:

[1] 牛荻涛,陈磊,刘西光.硫酸腐蚀钢筋混凝土梁抗弯承载力计算方法[J].工业建筑,2020,50(12):50-54+68.
 [2] 刘圣宾,丁自豪,张永兵,等.钢筋混凝土柱抗弯承载力的概率模型与校准分析[J].计算力学学报,2020,37(3):316-325.
 [3] 王文炜,周畅,张亚飞,等.CFRP/SMA复合材料片材增强钢筋混凝土梁抗弯性能试验研究[J].应用基础与工程科学学报,2021,29(2):282-295.
 [4] 徐帅,孟凡林,李世禹,等.预应力平面桁架钢筋混凝土叠合板底板性能分析[J].混凝土与水泥制品,

2021(11):73-76.
 [5] 沙丽荣,陈文龙,王秀丽.CFRP加固钢筋混凝土梁的抗弯力学性能试验研究[J].吉林建筑大学学报,2021,38(5):12-16.
 [6] 李佳璐,胡伟.基于长期性能的锈蚀钢筋混凝土梁抗弯承载力数值分析[J].公路交通科技(应用技术版),2018,14(6):179-182.
 [7] 王小惠,刘西拉.无腹筋锈蚀钢筋混凝土梁承载能力的计算[J].建筑技术开发,2003,30(6):1-3.
 [8] 杨琨,郭晓玉,邵俊丰,等.锈蚀钢筋混凝土梁抗弯承载力计算方法[J].广西大学学报(自然科学版),2018,43(1):50-57.
 [9] 牛荻涛,翟彬,王林科,等.锈蚀钢筋混凝土梁的承载力分析[J].建筑结构,1999(8):23-25.
 [10] 刘圣宾,丁自豪,张永兵,等.钢筋混凝土柱抗弯承载力的概率模型与校准分析[J].计算力学学报,2020,37(3):316-325.
 [11] 王阳春,马乃轩,毛一波,等.薄层加固空心板桥抗弯承载力提升分析[J].山东建筑大学学报,2022,37(4):86-92+113.
 [12] 邓朗妮,马晋超,马骏,等.CFRP板嵌入加固钢筋混凝土梁延性计算方法[J].桂林理工大学学报,2018,38(3):469-472.
 [13] 赵作富.基于表面特性的沥青混凝土桥面防水黏结层力学性能研究[J].公路与汽运,2022(6):113-117.
 [14] 宋泽冈,施静娴,邓旭东.装配式箱形拱桥立柱节点抗震加固技术研究[J].公路与汽运,2021(6):145-151.
 [15] 中华人民共和国建设部.混凝土结构设计规范:GB 50010—2002[S].北京:中国建筑工业出版社,2002.

收稿日期:2022-11-28

(上接第101页)

[3] 张兴标,沈锐利,唐茂林,等.悬索桥锚跨索股索力的精确计算与调整方法[J].西南交通大学学报,2012,47(4):551-557.
 [4] 慕玉坤.大跨径悬索桥锚跨张力控制研究[D].西安:长安大学,2003.
 [5] 李宇鹏.大跨度悬索桥锚跨张力精细化控制研究[D].长沙:长沙理工大学,2013.

[6] 王达,杨琴,刘扬.大跨度悬索桥索股抗弯刚度对锚跨张力测试精度的影响研究[J].计算力学学报,2015,32(2):174-179.
 [7] 陈常松,陈政清,颜东煌.柔索索力主频阶次误差及支承条件误差[J].交通运输工程学报,2004,4(4):17-20.

收稿日期:2022-03-17