

doi:10.11835/j.issn.1000-582X.2017.09.004

圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁受弯性能研究

孟二从^{1,2}, 苏益声², 邱秀丽², 皮云东², 肖祖霖²

(1.西南大学 工程技术学院, 重庆 400715; 2.广西大学 土木建筑工程学院, 南宁 530004)

摘要:为研究圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的受弯性能,设计制作了4根试验梁,并对其进行了受弯加载试验。研究表明:圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的受力过程可划分为弹性工作阶段、弹塑性工作阶段及破坏阶段;试验梁在加载过程中没有过早开裂,并且试件在屈服后依然有着较高的安全储备;试验梁破坏时的挠度值均在14 mm以上,远大于规范规定限值,表现出了良好的变形性能;基于试验结果,利用ABAQUS软件对试件进行非线性有限元分析,结果显示,两者吻合较好,进一步拓展分析可知:型钢及混凝土强度对试件初始阶段的弹性刚度影响不大,随着型钢或混凝土强度的增加,试件承载能力会逐渐上升,而其延性系数则会逐渐下降。

关键词:圆形孔蜂窝型钢;高强混凝土;梁高强混凝土梁;受弯性能;有限元分析

中图分类号:TU398

文献标志码:A

文章编号:1000-582X(2017)09-030-10

Study on the bending performance of circular hole castellated steel reinforced high strength concrete beam

MENG Ercong^{1,2}, SU Yisheng², QIU Xiuli², PI Yundong², XIAO Zulin²

(1. School of Engineering and Technology, Southwest University, Chongqing 400715, P.R.China;

2. School of Civil and Architectural Engineering, Guangxi University, Nanning 530004, P.R.China)

Abstract: To study the bending performance of circular hole castellated steel reinforced high strength concrete beam, we designed four specimens, and then carried out flexural loading test. The results mainly show that the loading process of specimens can be divided into elastic stage, elastic-plastic stage and failure stage. During the loading process, the beam does not crack prematurely. And after yielding, the beam still owes high safety reserve. All the deflection value of specimens are beyond 14 mm when damaged, far surpassing the specification limit, which means that the beam has good deformation performance. Based on the test results, software ABAQUS was used to analyze the performance of specimens with nonlinear finite element method. And the finite element calculation results agree well with the test results. Based on the foundation, we used software ABAQUS to expand the analysis. The results show that the steel and concrete strength both have little effect to the initial elastic stiffness. With the increase of steel and concrete strength, the bearing capacity of specimens will gradually increase and the ductility coefficient will gradually decrease.

Keywords: circular hole castellated steel; reinforced high strength concrete beam; bending performance; experimental study; finite element analysis

收稿日期:2017-02-09

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51468003);西南大学博士基金资助项目(SWU116071)。

Supported by National Natural Science Foundation of China (51468003) and the Doctoral program of Southwestern University(SWU116071).

作者简介:孟二从(1990—),男,博士,主要从事钢与混凝土组合结构等方向的研究,(E-mail)465800521@qq.com。

蜂窝型钢是指在宽翼缘 H 型钢或工字钢的腹板上,按预定的弧线或折线进行切割,然后再重新错位焊接在一起而制成的构件^[1-2],目前,常用的蜂窝孔形有六边形及圆形,蜂窝构件因其材料利用率高、承载力强等优点已在许多发达国家推广使用^[3-6],相对而言,中国对蜂窝构件的研究起步较晚,但也取得了许多成果^[7-8]。蜂窝型钢高强混凝土梁是在型钢高强混凝土梁的基础上发展起来的一种新型结构形式,在蜂窝型钢高强混凝土梁中,由于蜂窝型钢中孔洞的存在,混凝土与型钢的“握裹”效应会显著增强,因而,可以有效提升型钢和混凝土之间的咬合力,增加两者间的粘结强度,改善型钢混凝土结构在受力过程中出现的粘结滑移现象^[7],从而使两种材料能够更好地协同工作。笔者前期已对六边形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的力学性能做了相关研究^[7],设计制作了 4 根圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁,对其进行静力加载试验,再利用有限元软件进行验证及拓展分析,为蜂窝型钢高强混凝土梁的相关理论研究及工程应用提供参考。

1 试验概况

试验在前期研究基础之上^[7],设计制作了 4 根圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁,试验梁的长度均为 2 m,计算长度为 1.8 m,蜂窝型钢均采用牌号为 I12 的 Q235 钢进行扩张后加工制作而成,扩张比均为 1.4,试件的剪跨比均为 1.94,箍筋采用 $\phi 6@200$ mm,架立筋采用 HRB335 级直径为 10 mm 的钢筋,试件的相关设计参数见表 1,图 1 为典型试件 YFY-1 的尺寸及配筋图,图 2 为制作完成的蜂窝型钢骨架图。

表 1 试件设计参数
Table 1 Specimen design parameters

| 梁编号 | 截面尺寸 | 保护层厚度/mm | 有无抗剪键 | 孔洞形状 |
|-------|---------------|----------|-------|------|
| YFN-1 | 200 mm×350 mm | 50 | 无 | 圆孔 |
| YFY-1 | 200 mm×350 mm | 50 | 有 | 圆孔 |
| YFN-2 | 200 mm×350 mm | 90 | 无 | 圆孔 |
| YFY-2 | 200 mm×350 mm | 90 | 有 | 圆孔 |

混凝土拌合物采用 C50 高强商品混凝土,按《普通混凝土力学性能试验方法标准》^[9]实测混凝土立方体试块抗压强度为 61.67 MPa,试验采用的型钢、钢筋与文献^[7]为同批材料,材性试验结果见文献^[7]。

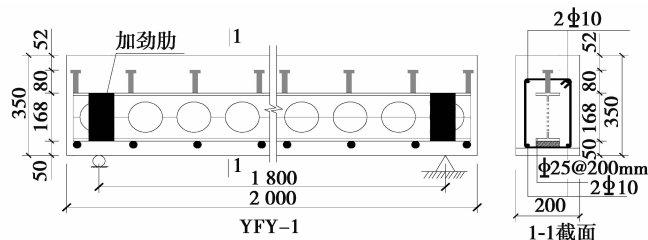


图 1 YFY-1 尺寸及配筋图

Fig.1 Size and reinforcement figure of YFY-1



图 2 制作完成的蜂窝型钢骨架

Fig.2 Castellated steel skeleton

试验的加载装置如图 3 所示,其加载制度采用荷载—位移混合控制的加载方式:在初始加载时,采用荷载控制,其加载级为 50 kN,每级荷载稳载 2~3 min 后读数,而后进入下加载级;当荷载达到 $0.80P_m \sim 0.85P_m$ (P_m 为试件的峰值荷载)左右时,采用跨中位移控制,位移增量取为 1 mm,直至试件破坏。

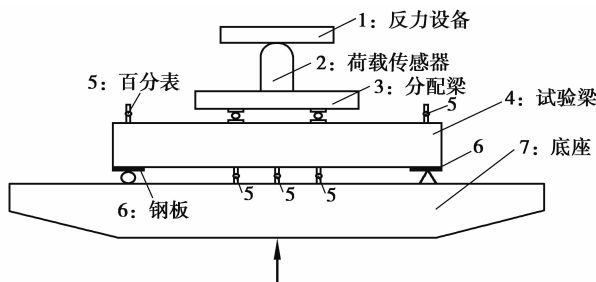


图 3 加载装置示意图

Fig.3 Loading device schematic diagram

2 主要试验结果

2.1 破坏形态与过程

从整个试验过程来看,各试验梁的破坏过程基本相似,表现出弯曲破坏特点。试验梁在加载初期,梁处于弹性工作阶段,承受的荷载较小;当荷载达到 $0.17P_m \sim 0.25P_m$ 时,在跨中下边缘出现细小的竖向裂缝,随着荷载的增大,裂缝逐渐增多并向上延伸到型钢下翼缘位置,此时,由于受到型钢的约束,裂缝的发展变得缓慢;随着荷载的继续增大,裂缝数量不断增多并逐步越过型钢向上发展;当荷载达到 $0.4P_m \sim 0.55P_m$ 时,梁的下部竖向裂缝基本出齐,裂缝间距约为 $80 \sim 130 \text{ mm}$;当达到 $0.80P_m \sim 0.85P_m$ 时,梁跨中挠度迅速增加,此后改为位移控制加载;随着荷载的进一步增加,跨中截面上部混凝土被压碎,试件逐渐破坏,此后荷载缓慢下降,试件表现出良好的延性。图 4 为典型试件 YFN-2 的破坏形态图,图 5 为试件加载结束后的裂缝展开图。

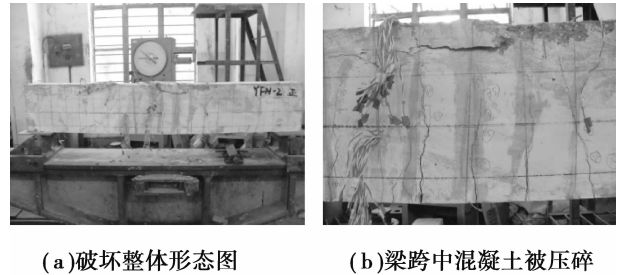


图 4 YFN-2 破坏形态

Fig.4 Failure model of YFN-2

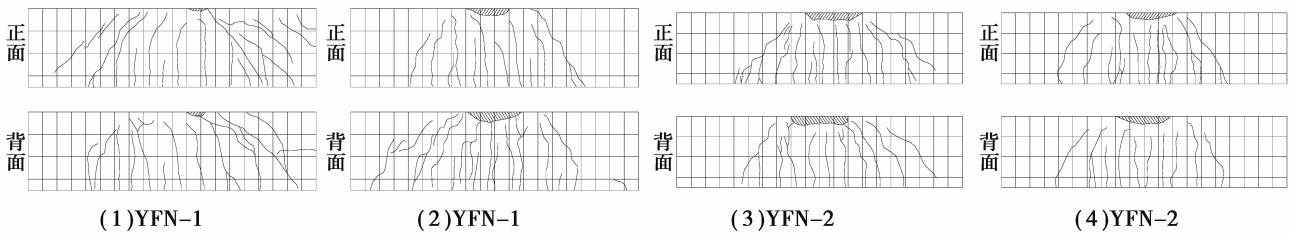


图 5 各试件加载结束后的裂缝展开图

Fig.5 Crack distribution of specimens at the end of loading

2.2 P-f 曲线及破坏机理分析

试件实测的荷载跨中挠度曲线($P-f$ 曲线)如图 6 所示,由图 6 可知:圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的受力过程可分为 3 个阶段,即弹性工作阶段、弹塑性工作阶段和破坏阶段,试件的承载能力随着型钢保护层厚度的增加而减少,增设抗剪键可以提升试件的承载能力,但提升幅度不是很大。

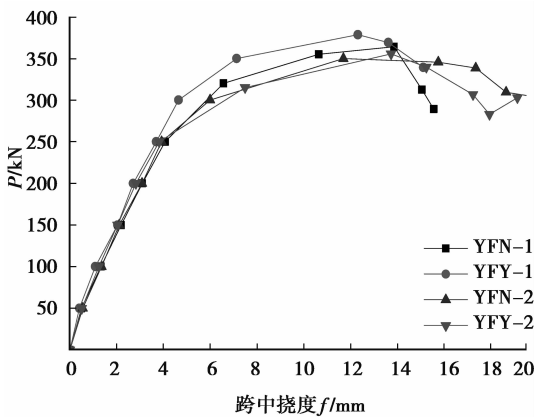


图 6 试件荷载-跨中挠度曲线

Fig.6 Curves of load-deflection at mid-span of specimens

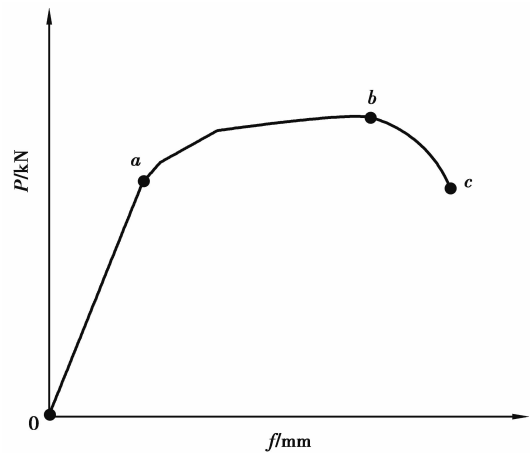


图 7 典型的 P-f 曲线形状图

Fig.7 Typical P-f curve shape figure

将图 6 所测的 $P-f$ 曲线进行归纳汇总,可以得到如图 7 所示的圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的典型 $P-f$ 曲线形状图。由图 7 可知,圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的破坏机理为:试件在荷载作用的初期阶段(oa 段),试件的 $P-f$ 曲线基本呈线性变化,这主要是由于圆形孔蜂窝型钢能较好地抑制混凝土裂缝的发展,从而使得试件的刚度变化不大;到达 a 点后,圆形孔蜂窝型钢下翼缘开始屈服,弯曲裂缝开始向梁顶发展,挠

度增长速率加快,但此时荷载仍有所增加;到达峰值荷载(*b*点)后,受压区混凝土压溃,试件破坏。

2.3 承载能力及影响因素分析

表 2 为试件的开裂、屈服、峰值荷载实测值,其中屈服荷载的计算采用 R Park 法^[10]。

表 2 试件的开裂、屈服、峰值荷载实测值
Table 2 Measured crack, yield and bearing load value

| 试件编号 | 开裂荷载 P_{cr}/kN | 屈服荷载 P_y/kN | 峰值荷载 P_m/kN | P_{cr}/P_m | P_y/P_m |
|-------|---------------------|------------------|------------------|--------------|-----------|
| YFN-1 | 72.4 | 296.3 | 384.8 | 0.19 | 0.77 |
| YFY-1 | 74.6 | 312.1 | 393.4 | 0.19 | 0.79 |
| YFN-2 | 66.3 | 279.7 | 351.7 | 0.19 | 0.85 |
| YFY-2 | 70.0 | 285.5 | 356.8 | 0.20 | 0.80 |

由表 2 可知:圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的开裂荷载在峰值荷载的 0.19~0.20 之间,说明试件没有出现过早开裂;屈服荷载在峰值荷载的 0.77~0.85 之间,说明试件在屈服后依然有着较高程度的安全储备。下面对其承载能力的影响因素进行详细分析。

1) 有无抗剪键

图 8 为试件在有无抗剪键时的承载能力对比图。由图 8 可知,相比于 YFN-1, YFY-1 的屈服荷载提升了 5.33%, 峰值荷载提升了 2.23%, 相比于 YFN-2, YFY-2 的屈服荷载提升了 2.07%, 峰值荷载提升了 1.45%。由此可知:在圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁中增设抗剪键可以提升试件的承载能力,但提升幅度较小。

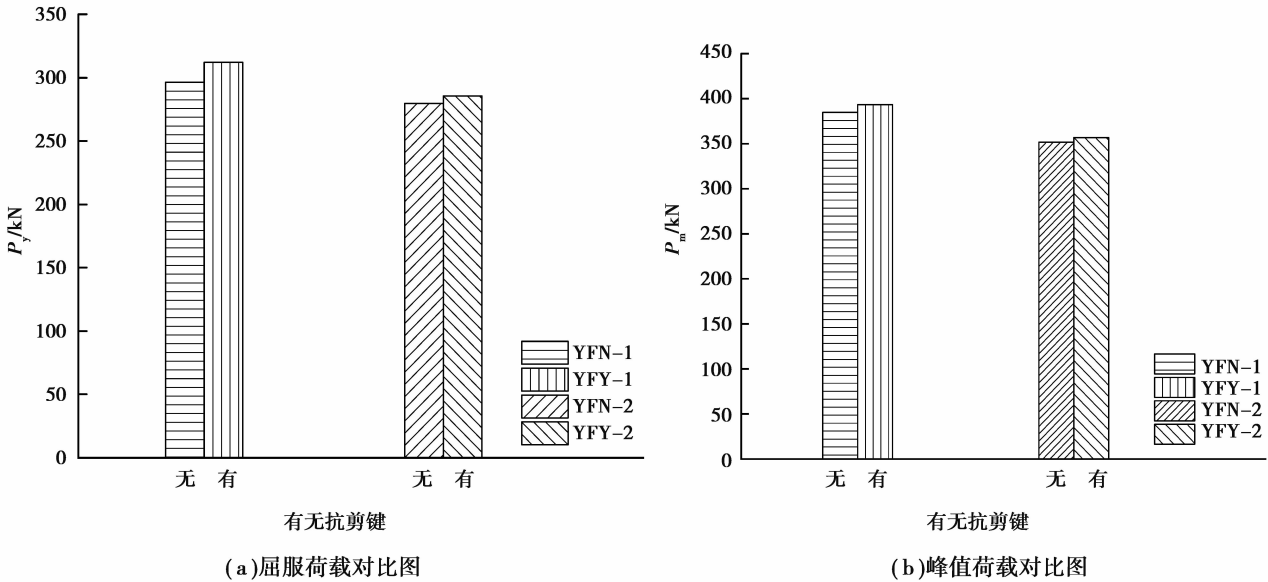


图 8 抗剪连接键对试件承载能力影响

Fig.8 Bearing capacity of specimens with different shear connection method

2) 型钢保护层厚度

图 9 为圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁在不同型钢保护层厚度时的承载能力对比图。由图 9 可知:相比于 YFN-1, YFN-2 的屈服荷载、峰值荷载分别下降了 5.60%、8.6%, 相比于 YFY-1, YFY-2 的屈服荷载、峰值荷载分别下降了 8.52%、9.30%, 由此可知:在圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁中,随着型钢保护层厚度的增加,试件的承载能力会逐渐下降,这主要是因为当圆形孔蜂窝型钢偏于梁底时能够充分发挥钢材的抗拉性能

及高强混凝土的抗压性能,减缓裂缝的发展,从而提升了梁的承载能力。因此,圆形孔蜂窝型钢保护层厚度对梁的承载能力影响较大,适当的蜂窝型钢保护层厚度可以有效提升梁的承载能力。

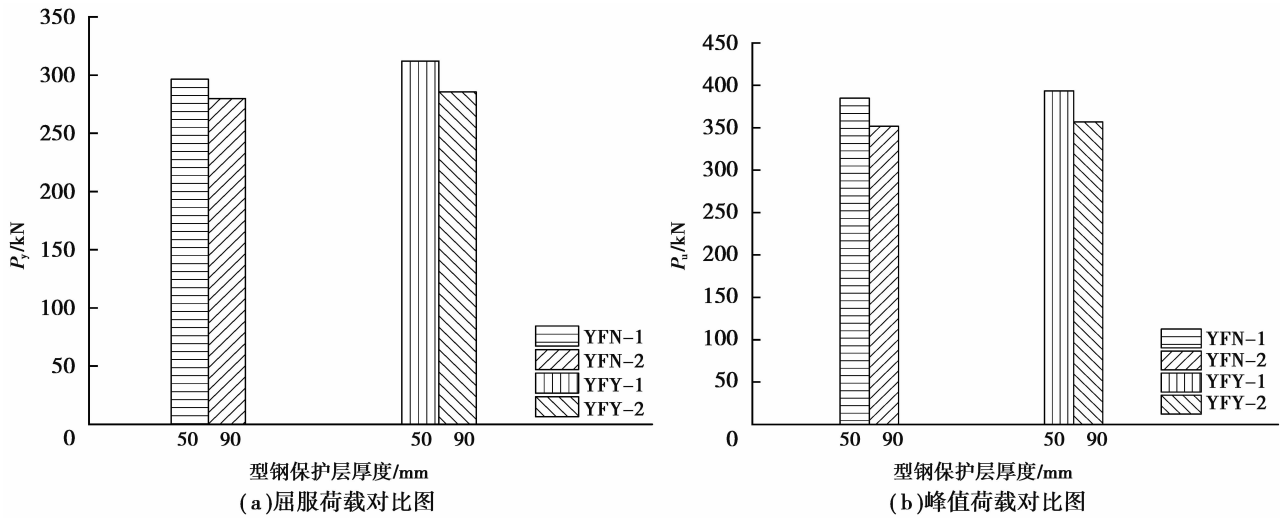


图 9 型钢保护层厚度对试件承载能力影响

Fig.9 Bearing capacity of specimens with different protective layer thickness

2.4 变形能力及影响因素分析

采用延性系数 u 来衡量试件的变形性能, $u = \Delta_u / \Delta_y$, 其中 Δ_u 表示试件在破坏荷载时对应的破坏挠度值, 按照相关规定^[8], 破坏荷载取峰值荷载 P_m 下降到 85% 时的荷载, Δ_y 表示试件的屈服挠度, 即屈服荷载 P_y 对应的挠度值, 表 3 为试件实测的屈服挠度、破坏挠度及延性系数。

表 3 试件实测的屈服挠度、破坏挠度及延性系数

Tab 3 Measured yield deflection, extreme deflection and ductility coefficient of specimens

| 试件编号 | 屈服挠度 Δ_y /mm | 破坏挠度 Δ_u /mm | 延性系数 u |
|-------|---------------------|---------------------|----------|
| YFN-1 | 6.31 | 15.10 | 2.39 |
| YFY-1 | 5.41 | 14.12 | 2.61 |
| YFN-2 | 5.40 | 15.45 | 2.86 |
| YFY-2 | 5.27 | 19.90 | 3.78 |

由表可知:圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的延性系数在 2.39~3.78 之间, 表现出了良好的延性性能; 与此同时,《钢筋混凝土结构技术规程》^[11] 及《混凝土结构设计规范》^[12] 均规定, 对于计算跨度 l_0 小于 7 m 的梁, 其挠度限值为 $l_0/200$, 对试验而言, 梁的计算跨度为 1 800 mm, 即挠度限值为 9 mm, 4 根试验梁在破坏时的挠度均在 14 mm 以上, 远大于规范规定限值, 表现出了良好的变形性能。下面对其延性系数的影响因素进行详细分析。

1) 有无抗剪键

图 10 为试件在有无抗剪键时的延性系数对比关系, 由图 10 可知: 相对于 YFN-1, YFY-1 的延性系数提升了 9.20%, 相对于 YFN-2, YFY-2 的延性系数提升了 32.16%, 由此可知, 增设抗剪键可以提升圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的延性性能。

2) 型钢保护层厚度图 11 为试件在不同型钢保护层厚度时的延性系数对比图, 由图 11 可知: 相对于 YFN-1, YFN-2 的延性系数提升了 19.67%, 相对于 YFY-1, YFY-2 的延性系数提升了 44.06%, 由此可知: 在圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁中, 试件的延性系数随着蜂窝型钢保护层厚度的增加而大幅度增加。

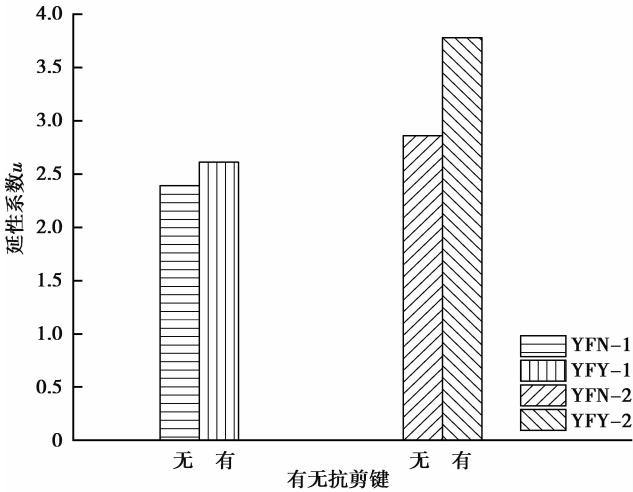


图 10 抗剪键对试件延性系数的影响
Fig.10 Ductility coefficient of specimens with different shear connection method

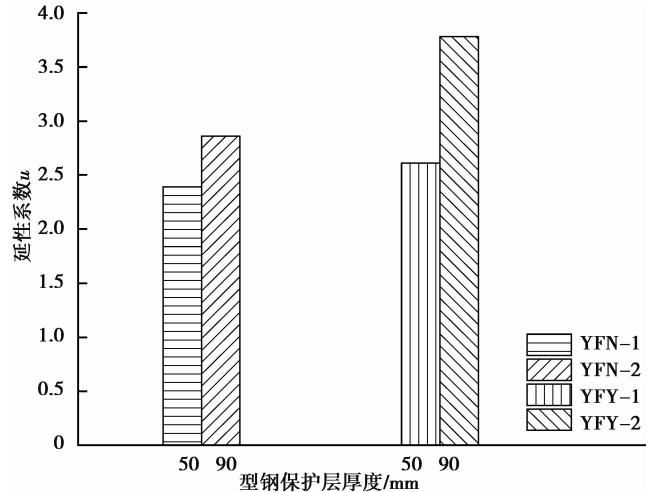
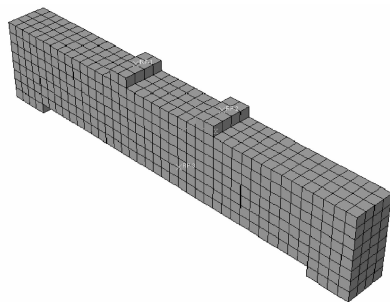


图 11 型钢保护层厚度对试件承载能力影响
Fig.11 Ductility coefficient of specimens with different protective layer thickness

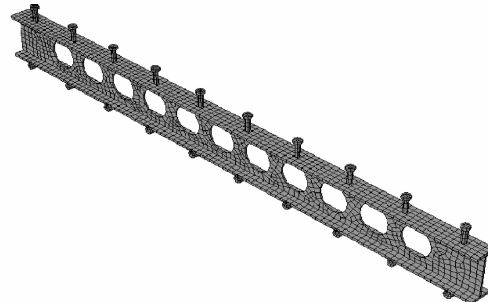
3 有限元分析

3.1 有限元模型的建立

选用有限元分析软件 ABAQUS 对试验模型进行验证分析。在模型中,混凝土采用塑性损伤模型,损伤因子的计算方法参考文献[13],混凝土本构关系采用过镇海本构模型^[12],钢材的本构关系采用二折线本构模型^[6-8];此外,模型没有考虑不同材料之间的粘结滑移效应,钢筋骨架及蜂窝型钢内嵌(embed)于高强混凝土梁内,与此同时,为防止加载点的局部破坏,分别在加载位置及端部支座处设置刚性垫块,垫块与混凝土之间采用绑定(tie)约束,荷载施加在与垫块建立耦合约束的参考点上;整个分析过程分为 2 个分析步,初始分析步施加边界约束条件,第 2 分析步则施加竖向荷载,试件的网格划分如图 12 所示。



(a)混凝土部件风格划分



(b)圆形孔蜂窝型钢部件风格划分

图 12 试件网格划分

Fig.12 Mesh of specimens

3.2 有限元计算结果分析

图 13 为试件 YFN-1 及 YFN-2 有限元分析结果的破坏形态与试验实际破坏形态的比对图,由图 13 可知,有限元分析结果显示混凝土上部跨中处的应力最大,这与试验过程中梁上部跨中混凝土被压碎的现象相吻合。

图 14 为试件 YFN-1 及 YFN-2 有限元分析结果的荷载-跨中挠度曲线与试验实测荷载-跨中挠度曲线的比对图。由图可知:在加载初期,有限元分析曲线与试验实测曲线吻合较好,随着荷载的增加,有限元分析曲线与试验实测曲线开始出现一些差异,主要表现在相同荷载下,有限分析结果的跨中挠度要小于试验实测

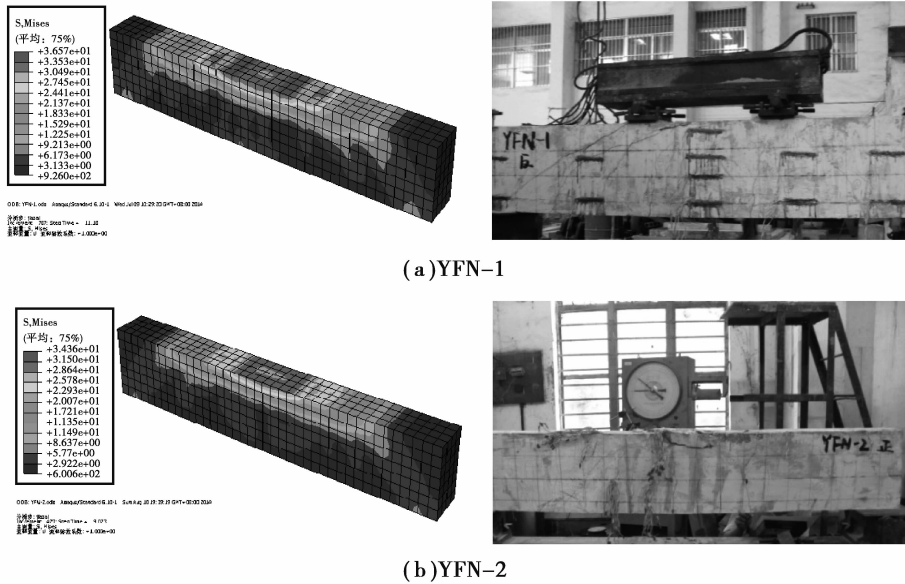


图 13 破坏形态对比图

Fig.13 Failure model comparison figures

值,出现这一现象的原因主要是因为实际试件在制作过程中或多或少会产生一些初始缺陷,随着荷载的增加,这些缺陷的影响逐渐凸显出来,而有限元分析试件则是假想的理想试件,没有考虑相关初始缺陷;与此同时,有限元分析时没有考虑型钢与混凝土之间的粘结滑移,而实际上,随着荷载的不断加,型钢与混凝土之间必然会出现一定的滑移现象,这些不利因素的叠加导致了上述现象的发生。

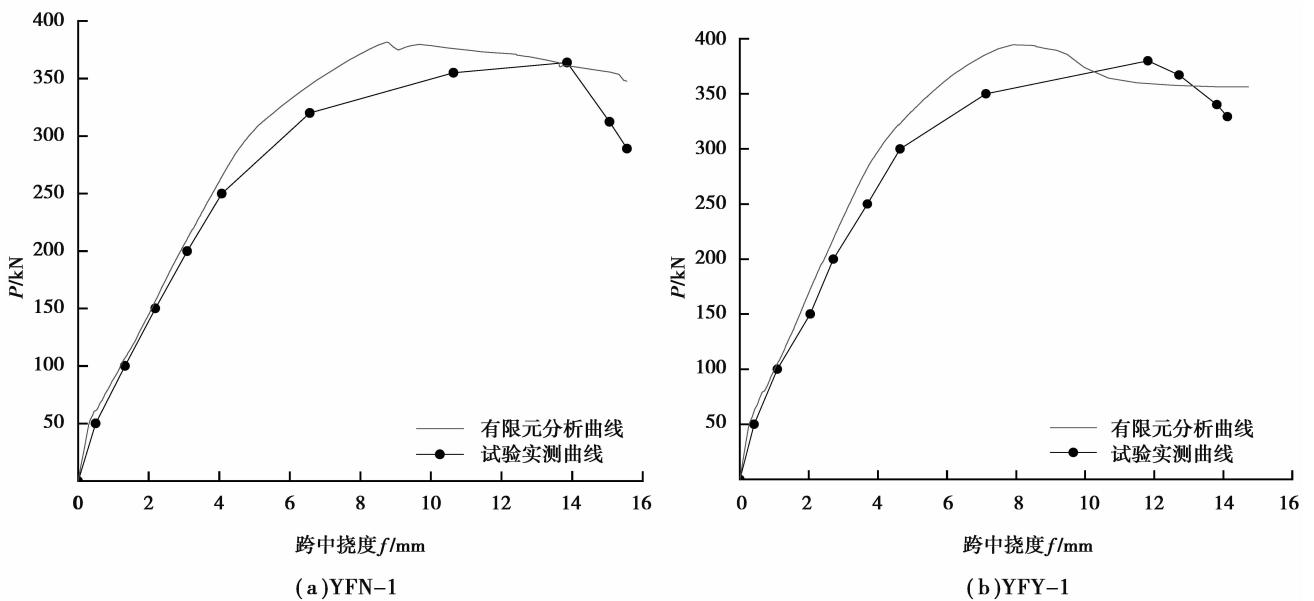


图 14 $P-f$ 曲线对比图

Fig.14 $P-f$ comparison figures

由图 14 可知,对于 YFN-1,其峰值荷载的有限元计算值为 388.0 kN,试验实测值为 384.8 kN,两者的误差为 0.8%,对于 YFN-2,其峰值荷载的有限元计算值为 394.4 kN,试验实测值为 393.4 kN,两者的误差为 0.3%,有限元计算值与试验实测值的误差均在 1%以内,由此可知,利用 ABAQUS 对圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的承载能力进行计算是可行的。

综上所述:有限元分析结果和试验实测结果吻合较好,可以利用 ABAQUS 软件对圆形孔蜂窝型钢高强

混凝土梁进行有限元拓展分析。

4 有限元拓展分析

为对圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的力学性能作进一步研究,选取型钢强度、混凝土强度 2 个变化参数对其进行有限元拓展分析。

4.1 型钢强度

在试验模型的基础上,设计制作 4 根不同型钢强度的试件进行有限元拓展分析,型钢的屈服强度分别取为 225,275,315,345 MPa,其编号分别设为 $L-f_y-225$ 、 $L-f_y-275$ 、 $L-f_y-315$ 、 $L-f_y-345$,试件的有限元计算 $P-f$ 曲线如图 15 所示,试件的承载能力及延性系数如表 4 所示。

由表 4 及图 15 可知:型钢强度对试件初始阶段的 $P-f$ 曲线影响不大,相比于 $L-f_y-225$ 、 $L-f_y-275$ 、 $L-f_y-315$ 、 $L-f_y-345$ 的屈服荷载分别提升了 11.0%、19.6%、23.7%,峰值荷载分别提升了 5.6%、10.0%、12.4%,而其延性系数则分别下降了 2.76%、6.91%、9.91%,由此可知:型钢强度对圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁初始阶段弹性刚度的影响不大,随着型钢强度的增加,试件的承载能力逐渐上升,而其延性系数则会逐渐下降。

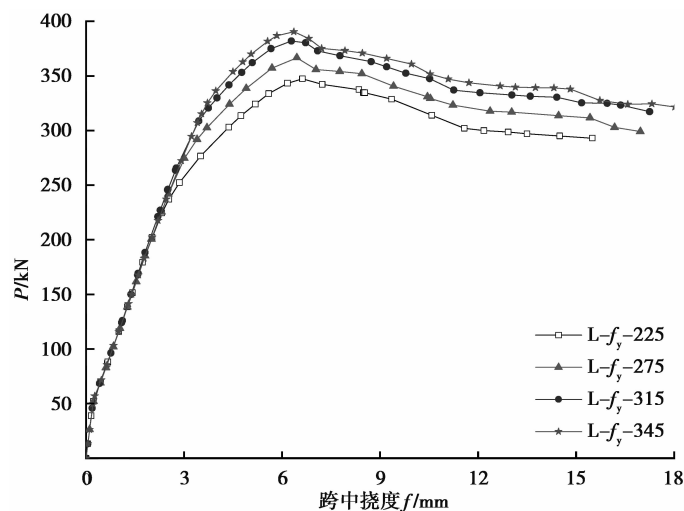


图 15 不同型钢强度 $P-f$ 曲线

Fig.15 $P-f$ curves with different steel strength

表 4 不同型钢强度试件的承载能力及延性系数

Tab 4 Bearing capacity and ductility coefficient of specimens with different steel strength

| 试件编号 | 屈服荷载 P_y/kN | 峰值荷载 P_m/kN | 屈服挠度 Δ_y/mm | 破坏挠度 Δ_u/mm | 延性系数 u |
|-------------|-------------------------|-------------------------|------------------------------|------------------------------|----------|
| $L-f_y-225$ | 271.2 | 347.3 | 3.34 | 14.51 | 4.34 |
| $L-f_y-275$ | 301.1 | 366.6 | 3.65 | 15.40 | 4.22 |
| $L-f_y-315$ | 324.4 | 382.1 | 3.84 | 15.52 | 4.04 |
| $L-f_y-345$ | 335.6 | 390.4 | 3.95 | 15.46 | 3.91 |

4.2 混凝土强度

在试验模型的基础之上,设计制作 4 根不同混凝土强度的试件进行有限元拓展分析,混凝土强度分别取

为 C40、C50、C60、C70,其编号分别设为 L-C40、L-C50、L-C60、L-C70,试件的有限元计算 $P-f$ 曲线如图 16 所示,试件的承载能力及延性系数如表 5 所示。

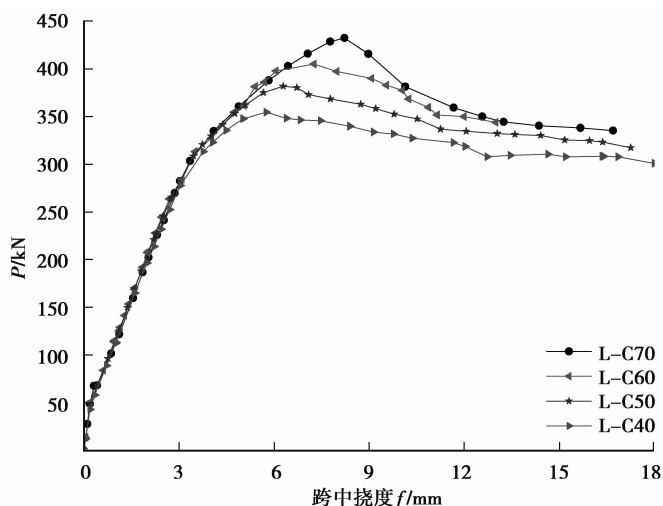


图 16 不同混凝土强度等级试件的 $P-f$ 曲线

Fig.16 $P-f$ curves with different concrete strength

由表 5 及图 16 可知:混凝土强度对试件初始阶段的 $P-f$ 曲线影响不大,相比于 L-C40, L-C50、L-C60、L-C70 的屈服荷载分别提升了 4.4%, 9.2%, 13.4%, 峰值荷载分别提升了 7.7%, 14.1%, 21.8%, 而其延性系数则分别下降了 16.18%, 34.02%, 53.32%, 由此可知:混凝土强度对圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁初始阶段弹性刚度的影响不大,随着混凝土强度的增加,试件的承载能力逐渐上升,而其延性系数则会迅速下降。

表 5 不同混凝土强度试件的承载能力及延性系数

Tab 5 Bearing capacity and ductility coefficient of specimens with different concrete strength

| 试件 编号 | 屈服荷载 P_y/kN | 峰值荷载 P_m/kN | 屈服挠度 Δ_y/mm | 破坏挠度 Δ_u/mm | 延性系数 u |
|----------|------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|----------|
| L-C40 | 310.7 | 354.9 | 3.69 | 17.8 | 4.82 |
| L-C50 | 324.4 | 382.1 | 3.84 | 15.52 | 4.04 |
| L-C60 | 339.2 | 405.0 | 4.09 | 13.0 | 3.18 |
| L-C70 | 352.2 | 432.2 | 4.60 | 10.34 | 2.25 |

5 结 论

- 1) 圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁的受力过程可分为弹性工作阶段、弹塑性工作阶段和破坏阶段。
- 2) 圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁在受力过程中没有过早地出现开裂现象,试件在屈服后依然有着较安全程度的安全储备。
- 3) 圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁在破坏时的挠度值均在 14 mm 以上,远大于规范规定限值,表现出了良好的变形性能。
- 4) 在圆形孔蜂窝型钢高强混凝土梁中增设抗剪键可以提升试件的延性,并能提升其承载能力,但提升幅度较小;随着型钢保护层厚度的增加,试件的承载能力会逐渐下降,而其延性则会逐渐上升。
- 5) 有限元分析结果和试验结果吻合良好,说明有限元模型建立的准确性,在此基础之上进行有限元拓展

分析,研究表明:型钢强度及混凝土强度对试件初始阶段的弹性刚度影响不大,随着型钢强度或混凝土强度的增加,试件的承载能力会逐渐上升,而其延性系数则会逐渐下降。

参考文献:

- [1] Ellobody E. Interaction of buckling modes in castellated steel beams [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2011, 67(5): 814-825.
- [2] Sweedan A M, Elsayw K M, Martini M. Identification of the buckling capacity of axially loaded cellular columns [J]. *Thin-Walled Structures*, 2009, 47(4): 442-454.
- [3] Pattamad P, Thaksin T. Finite element investigation on deflection of cellular beams with various configurations [J]. *International Journal of Steel Structures*, 2013, 13 (3): 487-494.
- [4] Ferhat E, Mehmet P S. Ultimate load carrying capacity of optimally designed steel cellular beams [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2013, 80: 355-368.
- [5] Netherco D A, Chesson E. Lateral instability of castellated beams, engineering journal [J]. *AISC*, 1974, 3(3): 73-79.
- [6] Chung K F, Ko C H, Wang A J. Design of steel and composite beams with web openings- verification using finite element method [J]. *Steel and Composite Structures*, 2005, 5(2): 203-233.
- [7] 苏益声, 孟二从, 邱秀丽, 等. 蜂窝型钢高性能混凝土梁受力性能试验研究[J]. *工业建筑*, 2015, 45(9): 141-148.
SU Yisheng, MENG Ercong, QIU Xiuli, et al. Experimental study of the mechanical behaviors of CSRHPC beams [J]. *Industrial Construction*, 2015, 45(9): 141-148. (in Chinese)
- [8] 孟二从, 陈朋朋, 陆鹏, 等. 蜂窝型钢-混凝土组合梁受弯性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2014, 35(S2): 261-267.
MENG Ercong, CHEN Pengpeng, LU Peng, et al. Experimental study on mechanical performance of castellated steel concrete composite beam [J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(S2): 261-267. (in Chinese)
- [9] GB/T 50081-2002 普通混凝土力学性能试验方法[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003: 12-15.
GB/T 50081-2002 Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2003: 12-15. (in Chinese)
- [10] R Park, T Paulay. Reinforced Concrete Structures [M]. New York: Wiley Interscience Publication, 1976: 240-250.
- [11] YB 9082-2006 钢筋混凝土结构设计规程 [S]. 北京: 冶金工业出版社, 2007: 36-37.
YB9082-2006 Technical specification of steel reinforced concrete structures [S]. Beijing: Metallurgical Industry Press, 2007: 36-37. (in Chinese)
- [12] GB 50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 10-12.
GB 50010-2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010: 10-12. (in Chinese)
- [13] 张战廷, 刘宇锋. ABAQUS 中的混凝土塑性损伤模型[J]. *建筑结构*, 2011, 41(S2): 229-231.
ZHANG Zhanting, LIU Yufeng. Concrete damaged plasticity model in ABAQUS [J]. *Building Structure*, 2011, 41(S2): 229-231. (in Chinese)

(编辑 陈移峰)