

引用格式:胡贤忠,杨雨舒,吴凤英,等. 轻型超高性能混凝土(UHPC)肋板的正截面抗裂性能[J]. 工业建筑,2026,56(6):82-89. HU Xianzhong, YANG Yushu, WU Fengying, et al. Crack Resistance of the Normal Section in Lightweight UHPC Ribbed Panels[J]. Industrial Construction, 2026, 56(6): 82-89 (in Chinese). DOI:10.3724/j.gygzG24090502

轻型超高性能混凝土(UHPC)肋板的正截面抗裂性能*

胡贤忠¹ 杨雨舒² 吴凤英³ 夏樟华² 陈永康¹

(1. 福建省建筑科学研究院有限责任公司,福州 350025;2. 福州大学土木工程学院,福州 350108;3. 厦门城市职业学院,福建厦门 361005)

摘要 为研究超高性能混凝土(UHPC)轻型肋板的抗裂性能,设计了4个UHPC带肋板模型并进行加载试验,分析了试件的裂缝开展规律与破坏模式。在此基础采用有限元软件对试验进行模拟,分析了配筋率、纵向受拉钢筋屈服强度、肋板尺寸、UHPC抗压强度与UHPC抗拉强度对开裂弯矩的影响。结合现有规范,推导了轻型UHPC肋板的开裂弯矩计算方法。结果表明:开裂荷载受配筋率、肋高尺寸、肋宽尺寸、UHPC抗拉强度的影响较大,其中肋高尺寸的增加对开裂荷载的提升率最高,配筋率次之,而UHPC抗压强度和钢筋屈服强度对抗裂性能几乎没有影响。基于平截面假定,得到轻型UHPC肋板的开裂弯矩,其计算值与试验实测值、有限元计算值吻合度较好,可靠性较高。

关键词 带肋板;有限元模拟;抗裂性能;超高性能混凝土;开裂弯矩

Crack Resistance of the Normal Section in Lightweight UHPC Ribbed Panels

HU Xianzhong¹ YANG Yushu² WU Fengying³ XIA Zhanhua² CHEN Yongkang¹

(1. Fujian Academy of Building Research Co., Ltd., Fuzhou 350025, China; 2. School of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China; 3. Xiamen City University, Xiamen 361005, China)

Abstract: In order to study the crack resistance of lightweight ultra-high performance concrete (UHPC) ribbed panels, four UHPC ribbed panel models were designed and subjected to loading tests. The crack development patterns and failure modes of the specimens were analyzed. On this basis, finite element software was used to simulate the tests, and the effects of reinforcement ratio, yield strength of longitudinal tensile reinforcement, rib dimensions, UHPC compressive strength, and UHPC tensile strength on the cracking moment were analyzed. Combined with existing specifications, a calculation method for the cracking moment of lightweight UHPC ribbed panels was derived. The results showed that the cracking load was significantly affected by the reinforcement ratio, rib height, rib width, and UHPC tensile strength. Among these factors, increasing the rib height had the greatest effect on improving the cracking load, followed by the reinforcement ratio, whereas the UHPC compressive strength and the yield strength of the reinforcement had almost no effect on the crack resistance. Based on the plane section assumption, the cracking moment of the lightweight UHPC ribbed panels was determined. The calculated values agreed well with the experimental measurements and finite element simulations, demonstrating high reliability, which can provide a reference for design and engineering applications.

Keywords: ribbed panel; finite element simulation; cracking resistance; ultra-high performance concrete; cracking moment

* 福建省自然科学基金项目(2022Y0046);2023年度福建省中青年教育科研项目(科技类)(JAT220025,JAT231251);福建省建设科技项目(2022-k-223, 2022-k-224)。

第一作者:胡贤忠,工学硕士,教授级高级工程师,主要从事装配式结构及复杂结构受力方面研究。

电子信箱:1614617248@qq.com

收稿日期:2024-09-05

0 引言

当前装配式住宅公共建筑等建设领域常以钢筋混凝土(RC)板作为主要水平构件,在服役年限内,结构出现开裂、混凝土内氯离子含量过高以及碳化深度过大等原因都可能引起内部钢筋锈蚀、混凝土胀裂及剥落,导致结构承载力及耐久性衰减,影响结构寿命。超高性能混凝土(UHPC)材料被认为是过去三十年来最优异的水泥基复合材料之一,能较好地适应当前土木工程结构大型化、复杂化的趋势,也能符合社会可持续发展对高性能材料发展要求^[1],其拥有超高的力学性能,与普通混凝土相比,UHPC拥有很高的均质性和堆积密度特性,可以在很大程度上减少混凝土的内部缺陷,大大改善其内部的微观结构。另外,UHPC梁和肋板结构均属新型结构,与普通混凝土板结构相比,在受力性能和结构形式上都有较大优势。目前,已有学者对不同截面形式UHPC梁的力学性能开展了研究。马熙伦等^[2]对矩形、箱形和T形UHPC梁进行抗弯承载力计算,发现UHPC梁抗拉强度对抗弯承载力贡献中,矩形梁优于箱形梁和T形梁。苏家战等^[3]对UHPC梁进行抗弯性能试验并与RC梁进行对比。高辰^[4]通过对30 m预应力UHPC-T形梁分别采用有限元方法及试验方法,分析不同参数对T形UHPC梁抗弯性能的影响。发现UHPC试验梁的开裂、屈服和破坏荷载及结构刚度均比RC试验梁大,其延性指标大于普通混凝土梁。舒阳^[5]通过9根粗骨料T型和粗骨料超高性能混凝土T型梁(CAT型UHPC梁)的抗剪性能试验分析粗骨料T型和CAT型UHPC梁的抗剪性能,得出剪跨比、配箍率、钢纤维体积掺量是影响T型和CAT型UHPC梁抗剪承载力的主要因素。徐海滨等^[6]设计并完成了9根参数变量为剪跨比、配箍率和预应力度度的UHPC-T形梁的抗剪试验,提出UHPC梁开裂剪力的建议公式,并详细推导了正常使用阶段最大斜裂缝宽度的计算方法。UHPC肋板相较于其他形式的板,在刚度和承载力方面均有较大优势,具有位移发展缓慢、承载力大的优点,具有良好的研究价值。

在抗裂性能方面,晏凯^[7]和费腾^[8]通过对钢纤维全轻混凝土T形截面梁进行正截面抗弯承载力试验,分析钢纤维全轻混凝土T形梁的开裂过程、裂缝发展,提出了钢纤维全轻混凝土T形梁裂缝间距、裂缝宽度的计算方法。王成志^[9]通过UHPC加筋板的抗弯试验探究钢纤维对受拉区塑性发展,推导开裂弯矩计算和

板块的界限配筋率。为了预测UHPC薄型T型梁的极限承载能力,Qiu等^[10]研究了带钢筋的UHPC低剖面T型梁的抗弯性能,建立了UHPC薄型T型梁极限容量模型。曹霞等^[11]通过无黏结预应力UHPC梁试验揭示了钢纤维在混凝土中能传递应力,限制梁开裂的机理,从而使得梁的截面刚度不会因裂缝迅速削弱,表明UHPC梁有良好的抗弯性能和抗裂性能。何金春等^[12]利用有限元软件ANSYS建立钢筋混凝土T形梁参数化模型,对T形梁正截面设计进行了优化,确定截面尺寸和纵向受力钢筋面积均会对T形梁的正截面抗裂性能产生影响。胡磊等^[13]对预应力纤维增强复合材料(CFRP)加固混凝土T梁的预应力损失和抗弯承载力进行了理论分析,提出了计算CFRP预应力损失和加固后混凝土梁抗弯承载力及裂缝宽度的实用计算方法。李立峰等^[14]通过对预应力UHPC-T形梁进行静力加载模型试验,获得了开裂荷载、裂缝分布和应变等试验结果,表明剪跨比和钢纤维变化对斜裂缝变化影响较大。马啸^[15]通过改变配筋强度、纵筋率和保护层厚度的对比试验,对高强钢筋UHPC梁进行分析,并建立有限元模型研究了肋间距、表层板厚度、肋梁高度、肋宽等结构参数对结构变形的影响规律,结果表明:开裂弯矩与配筋率呈正相关,并给出了截面尺寸建议。UHPC梁和肋板结构是一种新型结构,与普通混凝土梁和肋板结构相比,在受力性能和结构形式上都有较大优势,且国内针对超高性能混凝土肋板结构抗裂性能的相关研究还较为缺乏。

为研究轻型UHPC肋板的抗裂性能,开展轻型UHPC肋板的相关试验,通过试验观察UHPC带肋板的抗弯性能,包括UHPC带肋板的破坏模式、UHPC带肋板裂缝的发展进程、裂缝间距以及裂缝宽度等试验现象,并结合有限元及理论分析,探讨轻型UHPC肋板的裂缝开展规律及不同参数对其开裂弯矩的影响,以及开裂弯矩的计算方法。

1 试验概况与结果

1.1 试验构件设计

试验构件的设计主要考虑了UHPC板肋条形状,包括矩形肋板和梯形肋板、肋条尺寸及与无肋平板受力性能对比等4个因素,并设计了4个试件。UHPC带肋板模型设计采用统一尺寸(图1),长×宽为2400 mm×1200 mm,翼缘厚度为120 mm,混凝土保护层厚度为15 mm。纵向受力筋采用直径为16 mm和10 mm的HRB400热轧钢筋(抗拉强度设计值360 MPa);横向受

力筋采用直径为 10 mm 的 HRB400 热轧钢筋,按两层布置;肋条箍筋采用直径为 10 mm 的 HRB400 热轧钢

筋,在支座处加密箍筋,防止在试验过程中发生受剪破坏。具体的试验构件见表 1。

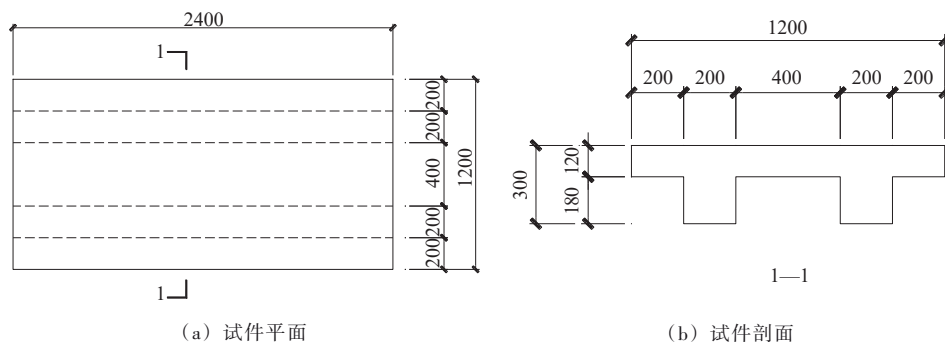


图 1 试验构件示意 mm

Fig. 1 Schematic diagram of specimens

表 1 试件节点参数

Table 1 Parameters of specimen joints

构件编号	长×宽×厚/mm	肋高尺寸/mm	纵向受力筋	横向受力筋	混凝土类别
JXLB-01	2400×1200×120	200×300	T:Φ16@200 B:Φ16@200	Φ10@100/200	UC130
JXLB-02	2400×1200×120	200×250	T:Φ16@200 B:Φ16@200	Φ10@100/200	UC130
TXLB-03	2400×1200×120	200/360×250	T:Φ16@200 B:Φ16@200	Φ10@100/200	UC130
PB-04	2400×1200×180	—	T:Φ16@200 B:Φ16@200	Φ10@100/200	UC130

注:试件编号中,JXLB为矩形肋板;TXLB为梯形肋板;PB为平板;T代表板面钢筋;B代表板底钢筋。

1.2 材料特性

试验混凝土使用 UHPC,强度等级为 UC130。根据 GB/T 31387—2015《活性粉末混凝土》中第 4.1 条规定,UC130 混凝土弹性模量为 4.29×10^4 MPa,抗拉和抗压强度设计值分别为 5.8,89.6 MPa。

制作 150 mm×150 mm×150 mm 立方体试块、150 mm×150 mm×300 mm 长方体试件和 50 mm×100 mm 狗骨试件各 3 个,并各取 3 个数据的平均值,测得 UHPC 的抗拉强度、立方体抗压强度和轴心抗压强度分别为 6.4,146.6,124.4 MPa,弹性模量为 41.3 GPa。

构件采用的钢筋直径分别为 10 mm 和 16 mm,每种选取 3 根进行试验,测得屈服强度分别为 445.0,460.0 MPa。

1.3 加载方案

本次试验根据 GB/T 50152—2012《混凝土结构试验方法标准》要求,采取荷载分级加载方案:首先对试件进行预加载,预加荷载为开裂荷载计算值的 60%,每级加载持荷时间 5 min,每级按 1.0 kN/s 速

率均匀加载,预加载后要仔细检查每个测点的数据是否完整,确保构件的正常加载。当试验荷载达到或接近预计开裂荷载时,改为慢速加载,以每级 20 kN 的速度向上加载,每级加载持荷时间 5 min,并使用裂缝测宽仪采集数据。当试件变形很大或千斤顶数值无法继续匀速上升时,说明钢筋已达到其屈服强度,不宜继续加载下去,需停止加载并缓慢匀速卸载并保存试验数据,直至试验结束。构件试验装置如图 2 所示。

1.4 加载过程的裂缝发展

在加载初期,试验构件均处于弹性阶段。随着荷载的增大,板底裂缝均首先发生于跨中肋底区域,该位置处于受拉应力最大的区域,裂缝随加载逐步扩展至板底并延伸至翼缘和剪跨区,形成指向加载点的斜裂缝。裂缝数量随着加载逐渐增多,不同构件在贯通前表现出裂缝扩展特性上的差异:JXLB-01 贯通时板底形成单条贯穿性主裂缝,JXLB-02 板底出现 3 条相对集中的贯通裂缝,TXLB-03 和 PB-04 主要形成单条或少量贯通裂缝。各个构件的裂缝发展规律基本一

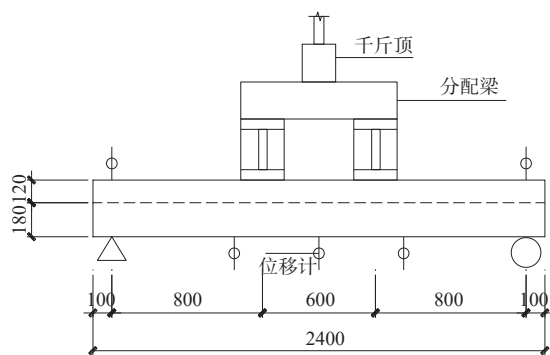


图2 试验装置示意 mm

Fig. 2 Schematic diagram of the test apparatus

致,裂缝发展曲线如图3所示。可见,JXLB-01裂缝宽度从250 kN加载时的0.06 mm逐步扩展,贯通时宽度为0.13 mm,完全破坏时裂缝宽度增至2.93 mm;JXLB-02在200 kN加载时裂缝宽度为0.08 mm,贯通时达到0.35 mm;TXLB-03在200 kN加载时裂缝宽度为0.05 mm,贯通时为0.28 mm,破坏前主裂缝宽度增至2 mm;PB-04裂缝萌发较早,在100 kN加载时裂缝宽度为0.09 mm,贯通时为0.45 mm,最终破坏时主裂缝宽度也达到2 mm。整体而言,JXLB-01表现出较强的抗裂性能和承载能力,裂缝扩展至完全破坏阶段经历了更大的加载范围;相比之下,PB-04在初期即出现较宽裂缝,裂缝扩展速度较快,且最终承载能力最低。不同形式构件关键荷载比较见表2。当钢筋屈服时,达到屈服荷载;UHPC带肋板跨中板面混凝土压碎,构件完全破坏对应为极限荷载。可见,JXLB-01与JXLB-02、TXLB-03和PB-04相比,开裂荷载有125%~250%的增幅、屈服荷载有123%~145%的增幅。梯形肋板在受力表现上与矩形肋板无异,其刚度表现大幅提高。矩形肋板通过增加50 mm肋高,即增加10%的混凝土可以获得20%的承载力增幅。但在荷载比例比较中,平板的荷载比值小于矩形和梯形截面板,从矩形截面板0.431到平板0.250,说明平板带裂缝工作能力相对较强。

2 有限元模型参数分析

2.1 有限元模型建立

采用有限元软件ABAQUS建立了15个有限元模型,模型A0参照所开展试验的试件建立,并与试验结果进行比较,以便验证有限元方法的计算精度,其余14个有限元模型则用于进一步分析考虑不同参数的变化。其中,配筋率分别取1.73%、



图3 矩形、梯形肋板和平板裂缝发展曲线

Fig. 3 Cracks development curves of rectangular ribbed, trapezoidal ribbed, and flat panels

表2 不同形式构件关键荷载比较

Table 2 Comparison of key loads for different forms of components

试验构件 编号	开裂荷载 P_1/kN	屈服荷载 P_2/kN	极限荷 载 P_3/kN	P_1/P_2	P_1/P_3	屈服位 移/mm
JXLB-01	250	580	640	0.431	0.391	13.87
JXLB-02	200	480	520	0.417	0.385	17.80
TXLB-03	200	480	520	0.417	0.385	16.59
PB-04	100	400	440	0.250	0.227	16.30

2.59%、3.35%;钢筋屈服强度取500 MPa,预应力螺纹钢钢筋屈服强度785 MPa;肋高×宽分别取200 mm×300 mm、250 mm×250 mm、250 mm×200 mm;UHPC抗压强度分别取125,165 MPa;UHPC抗拉强度分别取2.4,4.4,8.4,10.4 MPa;除上述变化的参数外,模型中其余参数与已开展试验的试件相同。各有限元模型的具体参数见表3。

有限元模型中,加载板和垫块耦合约束定义为刚体,并且与带肋板的相互作用关系定义为表面与表面接触,以加载板和垫块接触面为主界面。接触属性定义为切向接触,为库仑摩擦模型^[16]。混凝土和钢筋采用耦合约束中的内置区域。

有限元模型中,带肋板混凝土、加载板和支座

表 3 有限元模型参数

Table 3 Parameters of finite element models

模型编号	配筋率/%	钢筋屈服强度/MPa	肋板尺寸/mm	抗压强度/MPa	抗拉强度/MPa
A0	1.34	460	200×250	145	6.4
P1.7	1.73	460	200×250	145	6.4
P2.2	2.19	460	200×250	145	6.4
P2.6	2.59	460	200×250	145	6.4
P3.3	3.35	460	200×250	145	6.4
Q500	1.34	500	200×250	145	6.4
Q785	1.34	785	200×250	145	6.4
Lg200300	1.34	460	200×300	145	6.4
Lg250250	1.34	460	250×250	145	6.4
Lg250200	1.34	460	250×200	145	6.4
Y125	1.34	460	200×250	125	6.4
Y165	1.34	460	200×250	165	6.4
L4	1.34	460	200×250	145	4.4
L8	1.34	460	200×250	145	8.4
L10	1.34	460	200×250	145	10.4

采用 C3D4 三维实体单元建立,钢筋采用 T3D2 三维二结点桁架单元建立。建模过程如图 4 所示。在带肋板模型跨中间距为 30 cm 处布置宽为 15 cm 的加载板,在距离板边 10 cm 处布置宽为 10 cm 的垫块。有限元模型采用位移加载控制,故在加载板处施加约束,仅释放 y 轴一个方向的平动自由度,垫块则约束 x、y、z 三个方向的平动和转动模拟固接状态。为确保有限元模型计算的精确性,将带肋板混凝土、

加载板和支座的网格划分尺寸定为 5 cm×5 cm×5 cm,钢筋的网格划分尺寸定为 5 cm×3.5 cm×3.5 cm。

UHPC 的本构应力-应变关系,采用文献[17]提出的 UHPC 受压应力-应变关系曲线和受拉应力-应变关系曲线。UHPC 受压模型表达式为:

$$\sigma_c = f_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (1)$$
$$\sigma_c = f_c \quad \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$$

式中:σ_c为混凝土压应变 ε_c对应的压应力;f_c为混凝土的轴心抗压强度;ε₀为混凝土抗压应力 f_c对应的抗压应变,取值为 0.00134;ε_{cu}为混凝土的极限压应变,取值为 0.00201。

UHPC 受拉模型表达式为:

$$\sigma_t = \varepsilon_t E_c \quad \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t0} \quad (2)$$
$$\sigma_t = f_t \quad \varepsilon_{t0} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tu}$$

式中:E_c为混凝土弹性模量;σ_t为混凝土拉应变 ε_t对应的拉应力;f_t为混凝土的轴心抗拉强度;ε_{t0}为混凝土峰值拉应变,取值为 0.000156;ε_{tu}为混凝土极限拉应变,取值为 0.000260。

为简化计算,钢筋的应力-应变曲线假定为较为理想的弹塑性模型,即:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad (3)$$
$$\sigma_s = f_y \quad \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

式中:σ_s为钢筋应变 ε_s对应的钢筋应力;f_y为钢筋强度设计值;ε_{sy}为钢筋强度 f_y对应的钢筋应变;ε_{su}为

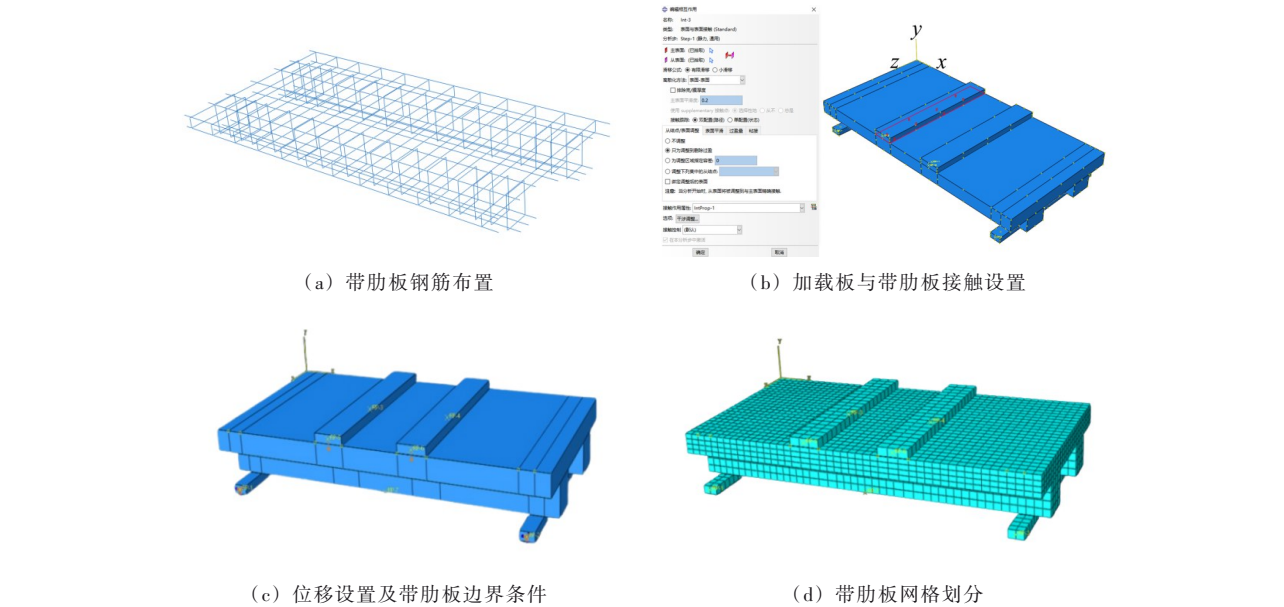


图 4 带肋板有限元建模过程

Fig. 4 Finite element modeling process of the ribbed panel

钢筋的极限压应变。

2.2 有限元模型验证

采用有限元程序 ABAQUS 建立带肋板块模型,对 UHPC 带肋板块以及平板进行受弯试验的数值模拟,由荷载-位移模拟结果可以看出整体的有限元模拟能较好地模拟带肋板的受力过程。

图 5 为有限元模型 A0 的荷载-位移曲线与实测的荷载-位移曲线的比较,可见曲线走势基本吻合。有限元模拟计算得到的开裂荷载、极限荷载、极限荷载对应的位移与试验实测值的比值分别为 0.913、0.995、0.958,误差均较小。表明有限元模型精度较高,可用于参数分析。

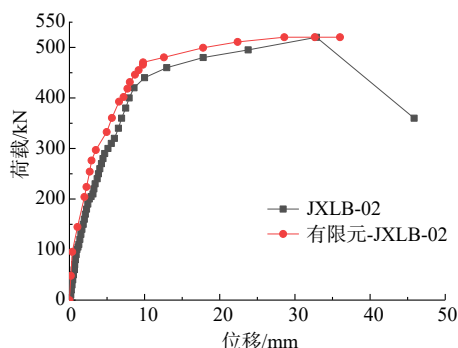


图 5 试验与有限元带肋板 JXLB-02 荷载-位移曲线

Fig. 5 Load-displacement curves from tests and finite element analysis of the ribbed panel

由图 6 可以看出,板块在开裂前的弹性阶段试验数据和有限元模拟数据较为吻合。考虑到试验误差、构件本身施工质量以及有限元模型的精度问题,有限元模型的钢筋曲线发展趋势以及钢筋应变数值总体上与试验数据较为一致,表明有限元模拟情况较为良好。

2.3 有限元参数分析

各有限元模型的开裂荷载值,以及不同有限

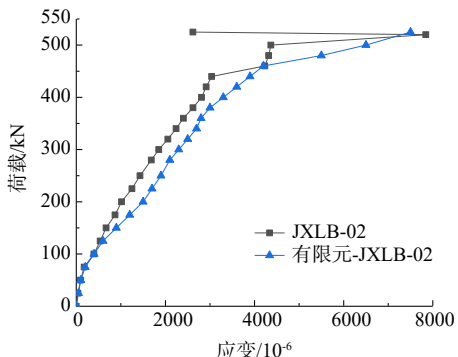


图 6 有限元模型与试验应变-荷载曲线

Fig. 6 Strain-load curves from finite element analysis and tests

元模型的开裂荷载与模型 A0 的开裂荷载的比值见表 4。表中, $P_{cr,A0}$ 为有限元模型 A0 的开裂荷载有限元计算值,为 219.7 kN, $P_{cr,i}$ 为其余有限元模型的开裂荷载有限元计算值。分析有限元计算结果后发现:配筋率对开裂荷载影响较大,配筋率由 1.34% 提升至 1.73%,开裂荷载可增加 30.7%,说明随着配筋率的提高,开裂荷载也随之大幅度提高。肋高尺寸由 250 mm 增加至 300 mm 时,开裂荷载提升 28.0%;肋宽尺寸由 200 mm 增加至 250 mm 时,开裂荷载提升 22.2%;钢筋屈服强度由 500 MPa 增加至 785 MPa,开裂荷载不发生变化;UHPC 抗压强度由 125 MPa 增加至 165 MPa 时,开裂荷载几乎不受影响;UHPC 抗拉强度由 8.4 MPa 增加至 10.4 MPa 时,开裂荷载提高约 14.2%。由上述分析可知,配筋率、肋高尺寸、肋宽尺寸与 UHPC 抗拉强度对开裂荷载的影响较大,而纵向受拉钢筋屈服强度与 UHPC 抗压强度对开裂荷载的影响较小。

表 4 有限元计算结果

Table 4 Finite element calculation results

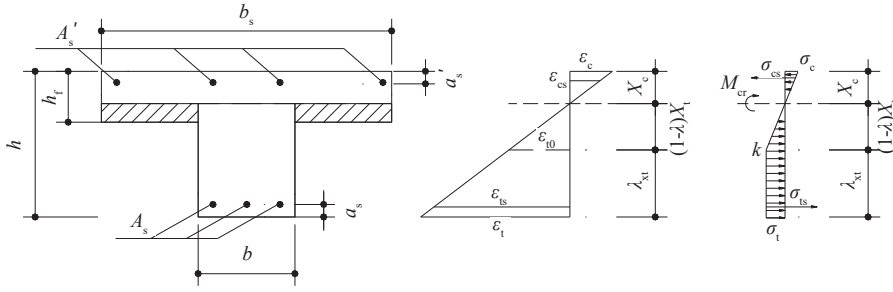
模型编号	开裂荷载 $P_{cr,i}/kN$	$P_{cr,i}/P_{cr,A0}$	开裂荷载提升率/%
A0			
P1.7	287.1	1.307	30.7
P2.2	311.2	1.416	41.6
P2.6	335.1	1.525	52.5
P3.3	373.8	1.701	70.1
Q500	219.7	1.000	0.0
Q785	219.7	1.000	0.0
Lg200300	281.2	1.280	28.0
Lg250250	268.4	1.222	22.2
Lg250200	205.2	0.934	-6.6
Y125	218.6	0.995	0.0
Y165	219.5	0.999	0.0
L4	186.9	0.851	-14.9
L8	321.7	1.464	46.4
L10	374.8	1.706	70.6

3 开裂弯矩的计算方法

根据试验所得的平截面假定得到的数据及以上分析,提出基于平截面假定简化的计算方法,即可根据应力和应变分布图(图 7)以及力的平衡关系得:

$$F_c + F_{cs} = F_t + F_{ts} \quad (4)$$

式中: F_c 为受压区混凝土合力; F_{cs} 为受压区钢筋合力; F_t 为受拉区混凝土合力; F_{ts} 为受拉区钢筋合力。



注: ε_c 为开裂荷载时的混凝土受压区极限压应变; ε_{cs} 为开裂荷载时的受压纵筋应变; ε_{ts} 为开裂荷载时的受拉纵筋应变; ε_t 为开裂荷载时的受拉区混凝土拉应变; σ_c 为开裂荷载时的受压混凝土压应力; σ_{cs} 为开裂荷载时的受压纵筋拉应力; σ_{ts} 为开裂荷载时的受拉纵筋拉应力; X_c 为开裂荷载时混凝土的受压区高度; λX_c 为受拉区混凝土塑性发展高度; X_c 为开裂荷载时混凝土的受压区高度; b 为腹板宽度; A_s 为受拉钢筋的截面面积; k 为受拉区混凝土应力图形系数; a_s 为受拉区纵向钢筋合力点至受拉区边缘的垂直距离; h_f 为受压翼缘计算宽度。

图7 开裂应力-应变关系

Fig. 7 Stress-strain relationship during cracking

通过平截面假定推导得到的混凝土压应力表达式、受压钢筋应力表达式、受拉钢筋应力表达式,直接代入上述力的平衡关系中,得到:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} X_c \left[E_c \frac{k X_c}{(1-\lambda)(h-X_c)} \varepsilon_{t0} \right] b_f + \\ & \left[\frac{X_c - a'_s}{(1-\lambda)(h-X_c)} E_s \varepsilon_{t0} \right] A'_s = \frac{1}{2} (1+\lambda) X_c \sigma_t b + \\ & \left[\frac{h - X_c - a_s}{(1-\lambda)(h-X_c)} E_s \varepsilon_{t0} \right] A_s \end{aligned} \quad (5)$$

式中: ε_{t0} 为带肋板初裂轴拉应变; σ_t 为开裂荷载时的受拉混凝土压应力; b_f 为翼缘宽度。

令 $\mu = E_s/E_c$; $h_0 = h - a_s$, 式(5)经过简化计算得:

$$(k b_f + \lambda^2 b - b) X_c^2 + [2\mu(A_s + A'_s) + 2(1-\lambda^2)bh] X_c - 2\mu(a'_s A'_s + h_0 A_s) - (1-\lambda^2)bh^2 = 0 \quad (6)$$

令 $A = k b_f + \lambda^2 b - b$

$$B = 2\mu(A_s + A'_s) + 2(1-\lambda^2)bh$$

$$C = -2\mu(a'_s A'_s + h_0 A_s) - (1-\lambda^2)bh^2$$

将A、B、C代入式(6)则有:

$$A X_c^2 + B X_c + C = 0 \quad (7)$$

对式(7)求根得:

$$X_c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (8)$$

根据力的平衡可得:

$$M_{cr} = M_c + M_{cs} + M_t + M_{ts} \quad (9)$$

式中: M_c 为受压区混凝土对中性轴取矩所得弯矩; M_{cs} 为受压区钢筋对中性轴取矩所得弯矩; M_t 为受拉

区混凝土对中性轴取矩所得弯矩; M_{ts} 为受拉区钢筋对中性轴取矩所得弯矩,得:

$$\begin{aligned} M_{cr} = \sigma_t & \left[\frac{k}{3} X_c^3 b_f + \mu \left[(X_c - a'_s)^2 A'_s + (h_0 - a_s)^2 A_s \right] \right] + \\ & \frac{1}{6} (2 + 2\lambda - \lambda^2) b (h - X_c)^2 \end{aligned} \quad (10)$$

整理式(10)可得:

$$M_{cr} = \sigma_t W_0 \quad (11)$$

式中: W_0 为轻型 UHPC 肋板的弹性抵抗矩,按照式(12)进行计算:

$$\begin{aligned} W_0 = & \left\{ \frac{k}{3} X_c^3 b_f + \mu \left[(X_c - a'_s)^2 A'_s + (h_0 - a_s)^2 A_s \right] \right\} + \\ & \left[\frac{1}{6} (2 + 2\lambda - \lambda^2) b \right] (h - X_c)^2 \end{aligned} \quad (12)$$

式中: M_{cr} 为 UHPC 带肋板的开裂弯矩; h 为截面高度; μ 、 h_0 同式(6)。

在式(12)中仅有 k 和 λ 不确定,通过已知的截面尺寸、材料属性、配筋、受压区高度和试验开裂荷载,对以上两个未知数进行推算并结合多组有限元的结果验证,得到的 k 和 λ 值见表5。

采用式(11)计算多个试验构件及有限元模型的

表5 矩形 UHPC 带肋板 k 、 λ 数值

构件编号	k	$\bar{k}$	λ	$\bar{\lambda}$
JXLB-01	0.69		0.61	
JXLB-02	0.57	0.64	0.69	0.63
TXLB-03	0.67		0.58	

开裂弯矩,并与试验值、有限元计算值对比(表6)。可见,试验构件的计算值与实测值之比为0.950、0.976、1.026、1.055、1.095,方差为0.00274。表明公式计算精度较高,可供规范修订时参考。

表6 UHPC带肋板的计算值和试验值比较
Table 6 Comparison of calculated and experimental values of UHPC ribbed panels

构件型号	计算开裂弯矩 $M_1/(\text{kN}\cdot\text{m})$	试验开裂弯矩 $M_2/(\text{kN}\cdot\text{m})$	M_1/M_2
A0	38.02	40	0.950
Lg250250	53.68	55	0.976
Lg250200	41.02	40	1.026
Lg200300	52.77	50	1.055
梯形肋板	43.81	40	1.095

4 结 论

通过对UHPC带肋板的试验及有限元参数分析,研究了带肋板开裂荷载变化的影响因素,得出以下结论:

1)通过静力加载,得到UHPC肋板的开裂特征和破坏模式。加载过程中,无裂缝出现时荷载与跨中位移呈线性变化;加载至接近弹性阶段的尾端,构件内部发出细小钢纤维被拉断的爆裂声。在达到开裂荷载后,板底裂缝随着荷载的增加逐渐向上延伸。最后裂缝发展至顶板,部分钢纤维被拉断,钢筋达到屈服,跨中顶板被压碎,构件破坏。

2)得到了不同设计参数对开裂荷载的影响规律。开裂荷载受配筋率、肋高尺寸、肋宽尺寸、UHPC抗拉强度的影响较大,建议实际工程中选用抗拉强度较高的UHPC材料,并适当提高构件的配筋率,增大肋高尺寸以提高抗裂能力。

3)提出了基于平截面假定简化的计算方法,得到轻型UHPC肋板的开裂弯矩。对比发现,公式计算值与试验值、有限元计算值的比值分别为0.950、0.976、1.026、1.055、1.095,方差为0.00274,计算

公式具有很好的精度,可用于UHPC肋板开裂计算。

参考文献

- [1] 邵旭东,樊伟,黄政宇.超高性能混凝土在结构中的应用[J].土木工程学报,2021,54(1):1-13.
- [2] 马熙伦,杨简,陈宝春,等.截面形式对R-UHPC梁抗弯承载力的影响[J].福州大学学报(自然科学版),2021,49(1):80-86.
- [3] 苏家战,傅元方,黄卿维,等.钢筋超高性能混凝土梁受弯试验和有限元分析研究[J].中外公路,2017,37(6):99-105.
- [4] 高辰.30 m预应力UHPC-T形梁设计及抗弯性能研究[D].长沙:长沙理工大学,2019.
- [5] 舒阳.粗骨料UHPC梁斜截面抗剪性能试验研究[J].四川建筑科学研究,2020,40(4):302-305.
- [6] 徐海宾,邓宗才.UHPC梁开裂剪力和斜裂缝宽度计算[J].四川建筑科学研究,2017,43(4):12-15.
- [7] 晏凯.HRB500钢筋LC40高性能钢纤维全轻混凝土T形梁受弯性能试验研究[D].郑州:华北水利水电大学,2019.
- [8] 费腾.HRB400钢筋CF30钢纤维全轻混凝土T形梁受弯性能试验研究[D].郑州:华北水利水电大学,2019.
- [9] 王成志.超高性能混凝土结构抗弯性能试验研究[D].成都:西南交通大学,2017.
- [10] QIU M, SHAO X, WILLE K, et al. Experimental investigation on flexural behavior of reinforced ultra-high performance concrete low-profile T-beams[J]. International Journal of Concrete Structures and Materials, 2020, 14(1):1-20.
- [11] 曹霞,常婧,王艳俊.高强钢筋RPC梁受弯构件正截面承载力试验研究[J].河南理工大学学报(自然科学版),2015,34(1):109-115.
- [12] 何金春,罗立权,刘健.钢筋混凝土T形梁优化设计研究[J].建筑技术开发,2019,46(13):5-6.
- [13] 胡磊,宁怀明.预应力CFRP加固混凝土T型梁抗弯性能分析[J].混凝土,2011(6):33-34.
- [14] 李立峰,齐瑞,石雄伟,等.UHPC-T形梁斜截面抗裂性能试验[J].中国公路学报,2023,36(4):100-111.
- [15] 马啸.UHPC肋板结构力学性能研究[D].北京:北京交通大学,2018.
- [16] 刘述虹.典型综合管廊体系地震响应分析[D].哈尔滨:中国地震局工程力学研究所,2016.
- [17] American Concrete Institute. Design considerations for steel reinforced concrete: 441. R1-98 [S]. Farmington Hills: American Concrete Institute, 1998:1-18.