

矩形钢管混凝土翼缘蜂窝双腹板H型 组合短柱轴压性能研究

计静^{1,2,3},车伟忠¹,姜良芹^{1,3*},刘迎春^{1,3},张展彬¹,储焜¹

1. 东北石油大学 黑龙江省高校防灾减灾工程与防护工程重点实验室,黑龙江 大庆 163318;
2. 哈尔滨工业大学 结构灾变与控制教育部重点实验室,黑龙江 哈尔滨 150090;
3. 东北石油大学 黑龙江省寒区新能源热利用及防灾减灾重点实验室,黑龙江 大庆 163318)

摘要: 为研究矩形钢管混凝土翼缘蜂窝双腹板H型组合短柱的轴压性能,以长细比、约束效应系数、钢管屈服强度、混凝土强度、孔高比及距高比等为控制参数,共设计了19根足尺试件。基于简化的钢材本构模型与考虑约束的混凝土非线性本构模型,利用ABAQUS有限元软件对12根矩形钢管混凝土翼缘的H型蜂窝组合柱进行数值模拟分析,并得到试件的荷载-位移曲线。通过与现有试验数据的比对,验证了所采用材料本构模型和有限元建模的适用性及准确性,并进一步对组合短柱进行了参数分析,探讨了不同参数变化对该类新型短柱轴压承载力的影响规律,揭示了该类构件的受力过程、破坏模式以及受力机理。结果表明:矩形钢管混凝土翼缘蜂窝双腹板H型组合短柱的承载力随着约束效应系数、钢管屈服强度、混凝土强度和距高比的增加明显提高,随着长细比和孔高比的增加而降低。所有试件均表现出相似的失效模式,翼缘向外隆起并呈现出外凸的破坏形态,蜂窝钢腹板沿着腹板所在平面向圆孔两侧发展。最后,采用1stOpt软件进行回归分析,得到该类组合短柱的轴压承载力计算公式,为其在实际工程中的应用提供理论依据。

关键词: 蜂窝双腹板;钢管混凝土;组合柱;受力机理;轴压性能

中图分类号: TU398

文献标识码: A

Study on Axial Compression Behavior of H-Shaped Composite Short Columns with RCFST Flanges and Cellular Double Webs

Ji Jing^{1,2,3}, Che Weizhong¹, Jiang Liangqin^{1,3*}, Liu Yingchun^{1,3},
Zhang Zhanbin¹, Chu Xuan¹

1. Faculty of Civil Engineering and Architecture, Northeast Petroleum University, Daqing, Heilongjiang 163318, China;
2. Key Laboratory of Structural Catastrophe and Control, Ministry of Education, Harbin Institute of Technology, Harbin, Heilongjiang 150090, China;
3. Key Laboratory of New Energy Heat Utilization and Disaster Prevention and Reduction in Cold Regions of Heilongjiang Province, Northeast Petroleum University, Daqing, Heilongjiang 163318, China)

Abstract: To study the axial compression performance of H-shaped composite short columns with concrete-filled rectangular steel tubular flanges and double cellular webs, 19 full-scale specimens were designed with control parameters including slenderness ratio, confinement effect coefficient, steel yield strength, concrete axial compressive strength, hole-height ratio, and spacing-height ratio. Based on simplified steel constitutive models and constrained concrete nonlinear constitutive models, numerical simulations of 12 H-shaped cellular composite columns with concrete-filled rectangular steel tubular flanges were conducted using ABAQUS finite element software to obtain load-displacement curves of speci-

收稿日期:2024-06-26

基金项目:国家自然科学基金面上项目(52478157);黑龙江省自然科学基金联合引导项目(LH2024E014);黑龙江省高校优势科研方向凝练基金资助项目(2024YSKYFX-04);黑龙江省科技创新基地奖励项目(GY2024JD0005)

第一作者:计静(1975—),男,黑龙江五常人,博士,教授,主要从事新型组合结构力学性能方面的研究。

* 通信作者:姜良芹(1978—),女,山东临沂人,硕士,高级工程师,主要从事工程结构抗震方面的研究。

mens. Through comparison with existing experimental data, the applicability and accuracy of the adopted material constitutive models and finite element modeling results were verified. Further parametric analyses were performed to investigate the influence of different parameter variations on the axial bearing capacity of this new type of short columns, thereby revealing the mechanical processes, failure modes, and load-bearing mechanisms. The results indicated that the bearing capacity significantly increased with the confinement effect coefficient, steel yield strength, concrete axial compressive strength, and spacing-height ratio but decreased with the slenderness ratio and hole-height ratio. All specimens exhibited similar failure patterns: outward bulging of flanges with convex failure morphology, and cellular steel webs developing cracks extending bilaterally along the web plane from circular holes. Finally, statistical regression analysis based on the 1stOpt software was conducted to establish a bearing capacity formula for this composite short column type, providing theoretical basis for practical engineering applications.

Key words: honeycomb double-web plate; concrete-filled steel tube; composite columns; mechanism of force; axial compression performance

H型蜂窝钢柱因其重量轻、施工方便、经济美观而被广泛应用于建筑领域^[1]。但随着建筑结构向大跨、复杂和高耸方向发展,传统的H型蜂窝柱因承载力不足且腹板易于屈曲而不能满足实际工程的需要,因此,有必要对构件进行优化以满足工程设计要求。本研究在课题组已有研究基础上^[2],提出了矩形钢管混凝土翼缘蜂窝双腹板H型组合柱(Concrete-filled Rectangular Steel Tube Flange H-shaped Composite Column with Double Honeycomb Webs, CFRSTDW)。该新型组合柱通过在翼缘钢管内加入混凝土并采用蜂窝双腹板进行连接,形成了一种具有高稳定性和高承载力的结构形式。翼缘混凝土的存在改变了钢管的失稳模式,增强了钢管壁的几何稳定性,从而提高了构件的承载力。蜂窝双腹板的使用不但降低了构件的自重,而且有效地将翼缘连接在一起,提高了构件的整体性和腹板抗屈曲能力,使得构件不易沿着腹板所在平面发生屈曲破坏。因此,该新型组合柱更加适合现代建筑设计要求。

目前,国内外学者针对蜂窝柱^[3-5]和钢管混凝土柱^[6]的力学性能进行了大量研究。闫莹^[7]采用有限元分析方法,研究了蜂窝柱轴心受压的力学机理,提出了蜂窝柱轴心受压强度、刚度和局部稳定的计算方法。苏益声等^[8]通过对蜂窝柱及实腹钢柱的抗震试验研究,揭示了蜂窝孔型、加劲肋的设置对蜂窝钢柱承载力、刚度及耗能能力的影响。林庆捷等^[9]通过对12根H型蜂窝短柱实施轴压测试,探讨了孔洞的直径和边孔孔心至柱端距离对蜂窝短柱轴压承载能力、刚度和延性的影响,研究结果显示,试件的破损方式主要与边孔离柱端

的距离有显著关系。Panedpojaman等^[10]对蜂窝柱抗剪性能受到开孔比、间距比、长细比以及截面比的影响进行了深入探究,并由此提出了一种新颖的计算蜂窝柱弹性屈曲荷载的方式。Gu等^[11]考虑腹板剪切变形对蜂窝柱屈曲的影响,提出了一种解析解,用于计算蜂窝柱绕主轴弯曲时的临界屈曲荷载,结果表明:腹板的剪切变形能够大幅度降低多孔柱的屈曲阻抗。Sonck等^[12]在数值模型基础上采用一种优化后的残余应力方案,对蜂窝材料结构的最大承载能力及其抗屈曲能力进行了深入分析。本研究团队已针对矩形钢管混凝土翼缘的H型蜂窝组合柱进行了轴压性能、偏压性能^[13]和稳定性能^[14]试验和数值研究,提出了该类组合柱轴压承载力和稳定承载力的理论计算方法。

虽然已有大量关于蜂窝柱及钢管混凝土柱的研究,但对于考虑双腹板的该新型组合柱的力学性能研究尚不完善。因此,本研究构建了19根足尺的CFRSTDW,旨在探讨各参数对轴压性能的影响,并详细分析了该组合短柱不同截面上的应力分布及其构件的破坏过程和破坏特征。最后,结合现有的计算方法,采用1stOpt软件进行回归分析,得到该类新型组合短柱的轴压承载力计算公式。

1 试件设计

为研究CFRSTDW的轴压性能,主要研究参数包括约束效应系数(ξ)、长细比(λ)^[15]、钢管屈服强度(f_{yk})、混凝土强度(f_{ck})、孔高比(d/h_w)和距

高比(s/h_w),设计了 19 根足尺的 CFRSTDW,具体参数见表 1。截面各参数的物理意义如图 1 所示。

2 材料本构模型

2.1 钢材

考虑到钢材的三向受力性能很接近,因此本文忽略强化阶段,钢材的本构模型采用简化后的理性弹塑性本构模型,应力-应变曲线如图 2(a)

所示。

2.2 混凝土

国内外学者通过开展大量试验提出了不同约束混凝土本构模型对比^[16-19],如图 3 所示。通过比较不同的混凝土本构模型,本文选用韩林海^[19]提出的约束混凝土本构模型,如图 2(b)所示。其中混凝土受压的应力-应变计算关系如式(1)、式(2)所示,受拉的应力-应变计算关系如式(3)所示。

表 1 试件的主要参数

Tab. 1 Main parameters of specimens

试件编号	$b \times h_1 \times t_1 \times t_2 \times h_w$ /mm ⁵	约束效应系数 ξ	试件高度 L /mm	距高比 s/h_w	混凝土强度 f_{ck} /MPa	长细比 λ	孔高比 d/h_w	钢材屈服强度 f_{yk} /MPa
CFRSTDW-01	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.25	35.2	11.08	0.60	235
CFRSTDW-02	500×320×08×10×400	0.50	1.6×10 ³	0.25	35.2	11.08	0.60	235
CFRSTDW-03	500×320×10×10×400	0.63	1.6×10 ³	0.25	35.2	11.08	0.60	235
CFRSTDW-04	500×320×12×10×400	0.77	1.6×10 ³	0.25	35.2	11.08	0.60	235
CFRSTDW-05	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.25	35.2	11.08	0.53	235
CFRSTDW-06	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.25	35.2	11.08	0.68	235
CFRSTDW-07	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.25	35.2	11.08	0.75	235
CFRSTDW-08	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.20	35.2	11.08	0.60	235
CFRSTDW-09	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.23	35.2	11.08	0.60	235
CFRSTDW-10	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.28	35.2	11.08	0.60	235
CFRSTDW-11	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.25	35.2	11.08	0.60	345
CFRSTDW-12	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.25	35.2	11.08	0.60	390
CFRSTDW-13	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.25	35.2	11.08	0.60	420
CFRSTDW-14	500×320×06×10×400	0.37	1.2×10 ³	0.25	35.2	8.31	0.60	235
CFRSTDW-15	500×320×06×10×400	0.37	1.4×10 ³	0.25	35.2	9.70	0.60	235
CFRSTDW-16	500×320×06×10×400	0.37	1.8×10 ³	0.25	35.2	12.47	0.60	235
CFRSTDW-17	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.25	44.0	11.08	0.60	235
CFRSTDW-18	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.25	52.8	11.08	0.60	235
CFRSTDW-19	500×320×06×10×400	0.37	1.6×10 ³	0.25	61.6	11.08	0.60	235

注: h_1 、 b 、 h_w 、 t_1 和 t_2 分别为试件翼缘钢管的截面高度、翼缘钢管的截面宽度、腹板的宽度、翼缘钢管的厚度和腹板的厚度; λ 为柱的长细比,按文献[15]计算; ξ 为钢管约束效应系数, $\xi = A_s \times f_{yk} / (A_c \times f_{ck})$, A_s 、 A_c 分别为翼缘钢管的截面面积和混凝土的截面面积。

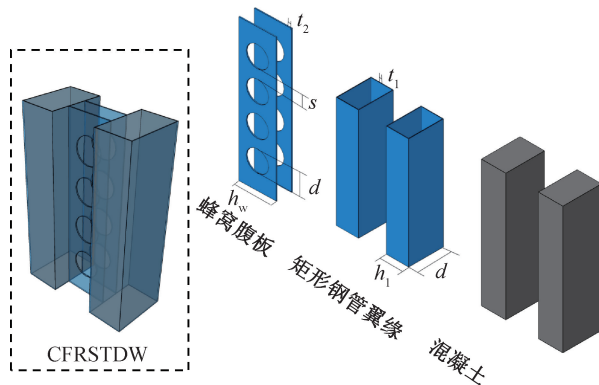


图 1 CFRSTDW 各变量物理意义示意图

Fig. 1 Schematic diagram of the physical meanings of each variable in CFRSTDW composite column

混凝土受压应力-应变关系:

$$y = \begin{cases} 2 \cdot x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0 \cdot (x - 1)^{(1.6 + \frac{1.5}{x})} + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (1)$$

式中: $x = \varepsilon/\varepsilon_0$; $y = \sigma/\sigma_0$; $\varepsilon_0 = (1\ 300 + 12.5f_c) \times 10^{-6} + 800\xi^{0.2} \times 10^{-6}$; f_c 为混凝土圆柱体抗压强度,MPa; β_0 用来反映混凝土延性和吸收能量的多寡。

$$\beta_0 = \frac{f_c^{0.1}}{1.2\sqrt{1 + \xi}} \quad (2)$$

混凝土受拉应力-应变关系:

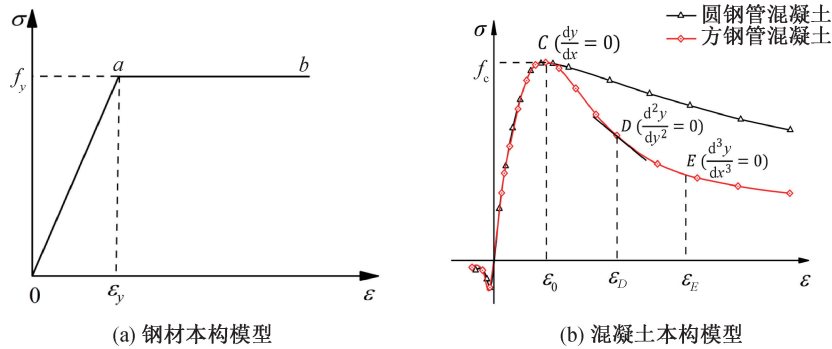


图2 钢材和混凝土的本构模型

Fig. 2 Constitutive models of steel and concrete

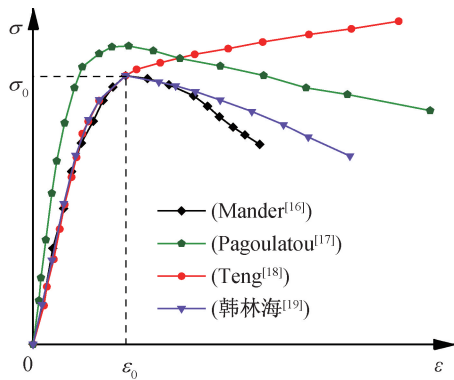


图3 不同约束混凝土本构模型对比

Fig. 3 Comparison of different constrained concrete constitutive models

$$y = \begin{cases} 1.2 \cdot x - 0.2 \cdot x^6 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{0.31 \cdot \sigma_p^2 \cdot (x - 1)^{1.7} + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (3)$$

式中, $x = \varepsilon_c / \varepsilon_p$; $y = \sigma_c / \sigma_p$; σ_p 为峰值拉应力, MPa, $\sigma_p = 0.26 \cdot (1.25 \cdot f_c)^{(2/3)}$; ε_p 为达到峰值拉应力所对应的应变, $\varepsilon_p = 43.1 \sigma_p$; σ_c 代表混凝土应力, MPa; ε_c 代表混凝土应变。

2.3 建立有限元模型

采用有限元软件 ABAQUS, 构建了 CFRSTDW 的有限元模型。该模型包括矩形钢管、蜂窝双腹板和混凝土 3 个部分, 全部使用八节点三维实体单元 (C3D8R)。界面接触方式为法线方向的“硬”接触及切线方向的摩擦接触, 摩擦系数取 $0.6^{[20]}$ 。为保证试件在轴向压缩过程中均匀受力, 避免构件出现偏压失效, 在 CFRSTDW 上下表面中心处分别设置参考点 RP1、RP2, 并将参考点与各自对应表面耦合。采用位移加载方式, 通过上表面参考点 RP1 施加位移荷载。在组合柱上下表面分别施加固定边界条件 ($U_x = U_y = U_{R,x} = U_{R,y} = U_{R,z} = 0$) 和 ($U_x = U_y = U_z = U_{R,x} = U_{R,y} = U_{R,z} = 0$), 其中 U_x 、 U_y 、 U_z 为 X、Y、Z 3 个

方向的平动自由度, $U_{R,x}$ 、 $U_{R,y}$ 、 $U_{R,z}$ 为 3 个方向的转动自由度。为了确保计算的精准度和网格质量, 在网格划分阶段应避免出现尺寸差异过大的情况。因此, 本研究选用映射网格划分法进行操作, 主要采用六面体网格作为基础形状, 具体划分结果见图 4。

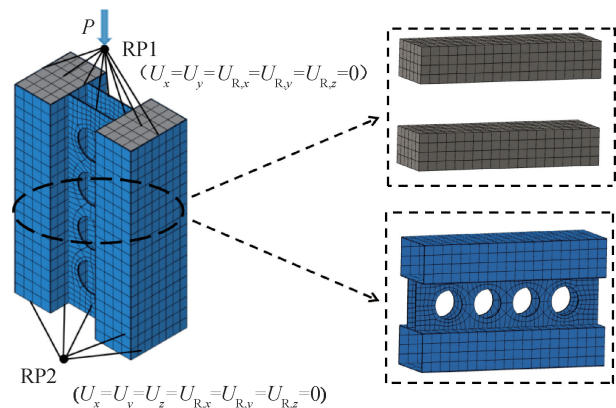


图4 CFRSTDW 网格划分及加载方式

Fig. 4 Mesh division and loading method of CFRSTDW

3 模拟验证

鉴于目前国内对于 CFRSTDW 的研究和相关资料不足, 直接验证有限元模型的正确性与科学性比较困难, 因此, 采用上述建模方法和材料本构模型对矩形钢管混凝土翼缘的 H 型蜂窝组合柱 (H-Shaped Composite Columns with Rectangular Concrete-Filled Steel Tube Flanges and Honeycombed Steel, STHCC) 进行数值仿真, 进而间接验证模型的正确性。通过仿真分析获得了轴压柱的荷载-位移 ($N-\Delta$) 曲线, 同时对比试验中 $N-\Delta$ 曲线如图 5 所示。12 个试件的具体参数如表 2 所示。通过与现有试验曲线对比可以看出, 模拟得到的 $N-\Delta$ 曲线与试验结果吻合较好, 最大误差为 4.48%, 满足工程要求, 证明了所选用材料本构模型的正确性

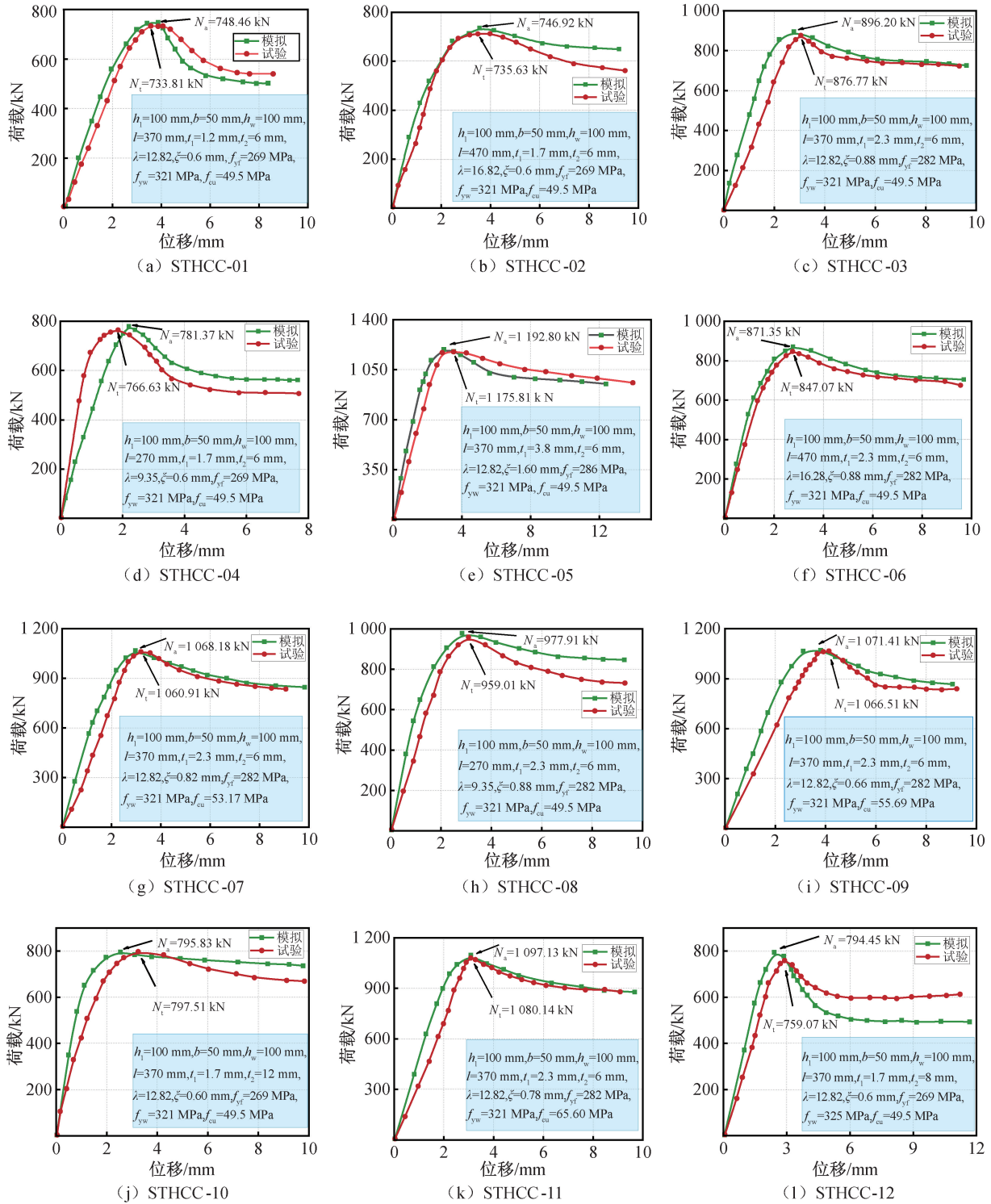


图 5 模拟结果与试验曲线对比图

Fig. 5 Comparison of simulation results with test curves

以及建模方法的合理性,也间接证明了有限元建模的合理性。

4 CFRSTDW 扩展参数分析

为研究全尺寸 CFRSTDW 的轴压性能,考察了多个参数对其极限承载能力的影响规律,采用

ABAQUS 有限元软件,基于上述建模方法,得到了 19 根试件的荷载-位移关系曲线。研究了长细比(λ)、约束效应系数(ξ)、钢管屈服强度(f_{yk})、混凝土强度(f_{ck})、距高比(s/h_w)以及孔高比(d/h_w)对复合短柱轴压性能的影响。

表 2 12 个试件模拟和试验数据

Tab. 2 Simulation results and test data of 12 sets of specimens

试件编号	试件高度 L/mm	混凝土强度 f_{cu}/MPa	约束效应系数 ξ	长细比 λ	模拟值 N_a/kN	试验值 N_t/kN	误差 $ N_t - N_a /N_t$
STHCC-01	3.7×10^2	49.50	0.60	12.82	748.46	733.81	2.00%
STHCC-02	3.7×10^2	49.50	0.60	16.28	746.92	735.63	1.53%
STHCC-03	3.7×10^2	49.50	0.88	12.82	896.20	876.71	2.20%
STHCC-04	3.7×10^2	49.50	0.60	9.35	781.37	766.63	1.92%
STHCC-05	3.7×10^2	49.50	1.60	12.82	1 192.80	1 175.81	1.40%
STHCC-06	3.7×10^2	49.50	0.88	16.28	871.35	847.07	2.79%
STHCC-07	3.7×10^2	53.17	0.82	12.82	1 068.18	1 060.91	0.69%
STHCC-08	3.7×10^2	49.50	0.88	9.35	917.91	959.01	4.48%
STHCC-09	3.7×10^2	55.69	0.66	12.82	1 071.41	1 066.51	0.46%
STHCC-10	3.7×10^2	49.50	0.60	12.82	795.83	797.51	0.21%
STHCC-11	3.7×10^2	65.60	0.78	12.82	1 097.13	1 080.14	1.55%
STHCC-12	3.7×10^2	49.50	0.60	12.82	794.45	759.07	4.45%

4.1 约束效应系数(ξ)

以 ξ 为控制参数建立的全尺寸 CFRSTDW 的荷载-位移曲线对比图见图 6。由图可以看出,在加载初期,随着 ξ 的增大组合短柱的弹性刚度基本不发生变化。当 ξ 从 0.37 增加到 0.50 时,试件的极限承载力从 18 470.90 kN 增加到 19 682.60 kN,极限承载力提高了 6.56%;当 ξ 从 0.50 增加到 0.63 时,极限承载力从 19 682.60 kN 增加到 20 883.50 kN,极限承载力提高了 6.10%;当 ξ 从 0.63 提高到 0.77 时,试件的极限承载力从 20 883.50 kN 增加到 22 153.00 kN,极限承载力提高了 6.08%。结果表明,随着 ξ 的增加组合短柱的极限承载力不断提高。

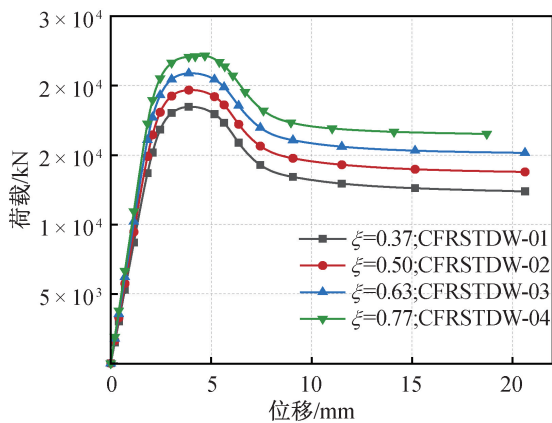


图 6 不同约束效应系数试件的荷载-位移曲线
Fig. 6 Load-displacement curves of specimens with varying constraint effect coefficients

4.2 钢管屈服强度(f_{yk})

采用不同 f_{yk} 的试件,其荷载-位移曲线对比图如图 7 所示,从图 7 可以看出,在加载初期,随着 f_{yk} 增大,试件的弹性刚度基本上不发生变化,当组合短柱的 f_{yk} 从 235 MPa 增加到 345 MPa 时,组合短柱的极限承载力从 18 470.90 kN 增加到 21 051.10 kN,极限承载力增加了 13.97%;当 f_{yk} 从 345 MPa 增加到 390 MPa 时,组合短柱的极限承载力从 21 051.10 kN 增加到 22 107.60 kN,极限承载力提高了 5.02%;当 f_{yk} 从 390 MPa 提高到 420 MPa 时,组合短柱的极限承载力从 22 107.60 kN 提高到 22 812.20 kN,极限承载力提高了 3.19%。由此可以看出,组合柱的 f_{yk} 对试件的极限承载力

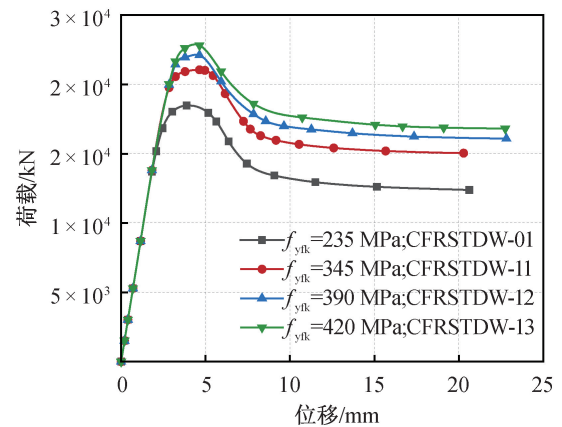


图 7 不同钢管屈服强度试件的荷载-位移曲线
Fig. 7 Load-displacement curves of specimens with different yield strengths for steel pipes

影响较大,随着 f_{yk} 的增加,试件的极限承载力会显著提高。

4.3 混凝土强度 (f_{ck})

以 f_{ck} 为控制参数的组合短柱的荷载-位移关系曲线见图 8。由图可知,在加载初期 f_{ck} 的提高对试件弹性模量的变化影响不大,随着位移的逐步增加,试样的最大荷载能力会随 f_{ck} 的提升而呈上升趋势。当 f_{ck} 从 35.2 MPa 增加到 44.0、52.8 和 61.6 MPa 时,组合结构的极限承载力从 18 470.90 kN 分别增加到 20 482.77、21 945.34 和 23 462.01 kN,极限承载力分别提高了 10.89%、18.81% 和 27.02%。由此可以看出, f_{ck} 对组合柱的极限承载力影响较大,随着 f_{ck} 的增加,极限承载力显著提高。

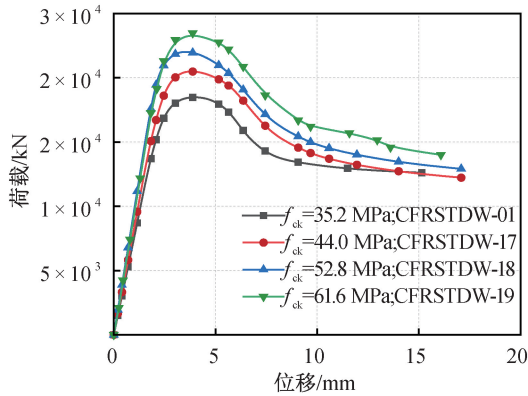


图 8 不同混凝土强度试件的荷载-位移曲线

Fig. 8 Load-displacement curves of specimens with different concrete strengths

4.4 长细比 (λ)

以 λ 为控制参数的不同试件的荷载-位移关系曲线如图 9 所示。由图可知,当组合短柱的 λ 从

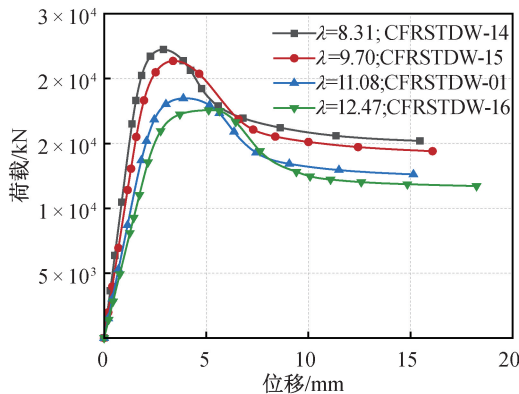


图 9 不同长细比试件的荷载-位移曲线

Fig. 9 Load-displacement curves of specimens with different aspect ratios

8.31 增加到 9.70 时,组合短柱的极限承载力从 22 233.48 kN 减小到 21 354.81 kN,组合短柱的极限承载力减小了 3.95%;当 λ 从 9.70 提高到 11.08 时,试件的极限承载力从 21 354.81 kN 降低到 18 470.90 kN,极限承载力降低了 13.50%;当 λ 从 11.08 增加到 12.47 时,试件的极限承载力从 18 470.90 kN 降低到 17 562.18 kN,极限承载力降低了 4.92%。由此可以看出,随着 λ 的增加,组合短柱的极限承载力不断降低。

4.5 孔高比 (d/h_w)

以 d/h_w 为控制参数建立的不同组合短柱的荷载-位移关系曲线如图 10 所示。由图可知,当组合短柱的 d/h_w 从 0.53 增加到 0.60 时,组合短柱的极限承载力从 20 123.88 kN 减小到 18 470.90 kN,极限承载力降低了 8.21%;当 d/h_w 由 0.60 增加到 0.68 时,组合短柱的极限承载力由 18 470.90 kN 减小到 17 778.16 kN,极限承载力降低了 3.75%;当 d/h_w 由 0.68 增加到 0.75 时,组合短柱的极限承载力从 17 778.16 kN 减小到 16 549.17 kN,组合短柱极限承载力减小了 6.91%,由此可知,随着 d/h_w 的增大,组合短柱的极限承载力不断降低。

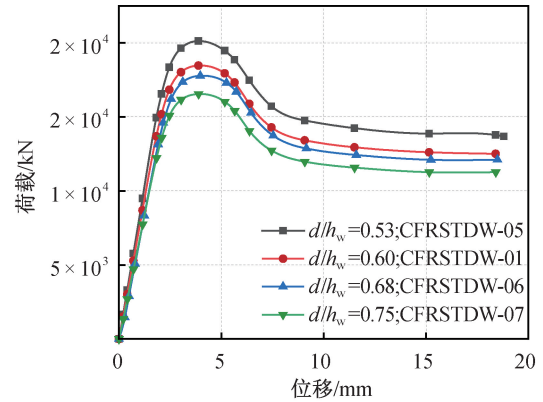


图 10 不同孔高比试件的荷载-位移曲线

Fig. 10 Load-displacement curves of specimens with different hole height ratios

4.6 距高比 (s/h_w)

不同 s/h_w 试件的荷载-位移关系曲线见图 11。由图可知,在初始加载阶段,试件的刚度随着 s/h_w 的变化微乎其微。当 s/h_w 从 0.20 增加到 0.23 时,试件的极限承载力从 16 995.98 kN 增加到 17 565.59 kN,提高了 3.35%;当 s/h_w 从 0.23 增加到 0.25 时,试件的极限承载力从 17 565.59 kN 增加到 18 470.90 kN,提高了 5.15%;当 s/h_w 从 0.25

增加到 0.28 时,试件的极限承载力从 18 470.90 kN 增加到 19 938.96 kN,提高了 7.95%。可见,随着 s/h_w 的增加,组合短柱的极限承载力逐步提升。

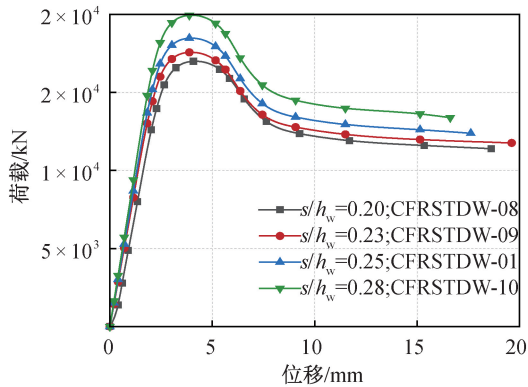


图 11 不同距高比试件的荷载-位移曲线

Fig. 11 Load-displacement curves of specimens with different aspect ratio

5 组合短柱的破坏特征和受力过程

所有试件在轴向力的作用下,均呈现出相似的破坏形态,图 12 给出了典型试件的破坏特征图及各部件的破坏图。从图中可以看出,在轴向压力的作用下,翼缘的中部区域出现了向外的凸起形变。此外,得益于钢管对内部混凝土的约束作用,中心区域的混凝土同样显示出了类似的现象。

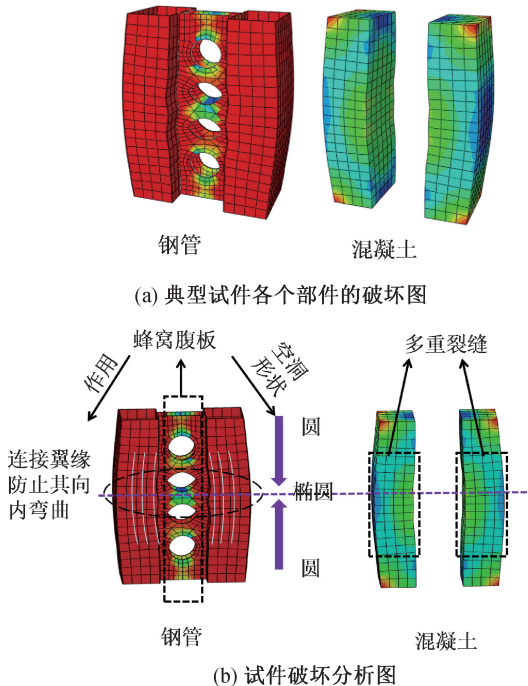


图 12 轴向荷载下典型试件的破坏图及分析图

Fig. 12 Failure and analysis diagrams of typical specimens under axial loading

与此同时,蜂窝状的钢制腹板沿其所处平面向两侧圆孔发展,导致圆孔周围应力增加,使其呈现出椭圆形的变形。

图 13 为组合短柱不同横截面混凝土的应力分布图,由图可知,钢管混凝土翼缘的主应力区靠近蜂窝腹板,同一截面不同位置钢管对混凝土的约束作用不同,这主要是由于蜂窝双腹板对内侧钢管产生侧向支撑,靠近腹板位置的混凝土所受到的约束更强而造成的。图 14 为试件的全过程荷载-位移曲线。由图可知,CFRSTDW 的受力过程可分为 4 个阶段,即弹性阶段、弹塑性阶段、下降阶段和残余变形阶段。在弹性阶段(OA): CFRSTDW 轴压构件各部件独立承受轴向荷载,荷载-位移曲线接近为 1 条直线,二者均处于弹性状态,当荷载增加至 $0.68N_u$ (N_u 为试件的极限承载力)时钢材开始屈曲;在弹塑性阶段(AB): 荷载-位移曲线的斜率相较弹性阶段逐渐变缓,材料进入弹塑性阶段,混凝土在轴向压力作用下发生环向变形,两种

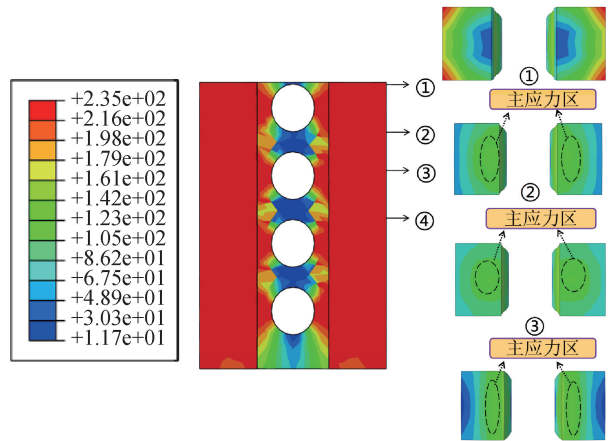


图 13 CFRSTDW 不同截面的应力分布图

Fig. 13 Stress distribution of different sections of CFRSTDW composite short columns

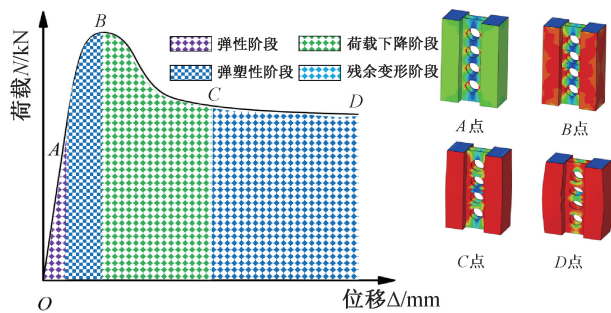


图 14 CFRSTDW 的全过程荷载-位移曲线和四个特征点的应力云图

Fig. 14 Full process load displacement curve and stress cloud map of four characteristic points of CFRSTDW

材料相互挤压,钢材开始发挥约束作用,组合短柱所承受的应力不断增大;在荷载下降段(BC):超过峰值荷载后,组合短柱的轴向承载力逐渐降低,变形增大,混凝土呈现出非线性变形;在残余变形阶段(CD):混凝土被压溃,钢管出现外鼓,变形过大,试件趋于破坏。

6 组合短柱的受力机理分析

钢管混凝土的增强机理在于钢管与核心混凝土的相互补强、共同工作的优势,因而极大地提高了组合构件的承载力和延性。

在竖向荷载作用下,CFRSTDW的横向变形会加速,特别是在弹塑性阶段,随着荷载的持续增大,钢管开始屈服,导致钢管的环向拉应力逐渐增加,而钢管的轴向压应力逐渐减小。组合短柱的纵向应变与横向应变相互作用关系如式(4)、式(5)所示。

$$\varepsilon_{1s} = \mu_s \varepsilon_3 \quad (4)$$

$$\varepsilon_{1c} = \mu_c \varepsilon_3 \quad (5)$$

式中: μ_s 和 μ_c 分别为钢材和混凝土的泊松比; ε_{1s} 和 ε_{1c} 分别为钢材和混凝土的横向应变; ε_3 为纵向应变^[20-21]。

在加载初期, $\mu_c < \mu_s$,内外钢管对混凝土无约束作用。当 δ_3 达到钢材的比例极限时,由于 μ_s 与 μ_c 的值相当,使得钢管和混凝土的径向变形相接近。伴随着加载的继续, $\mu_c > \mu_s$,这表明此时的混凝土径向变形已经超过了钢管,进而钢管对混凝土发挥约束作用,此时钢管与混凝土的受力如图15所示。此外,由于蜂窝腹板的存在,限制了内侧钢管的径向变形,使得靠近腹板位置的混凝土约束效应增强。

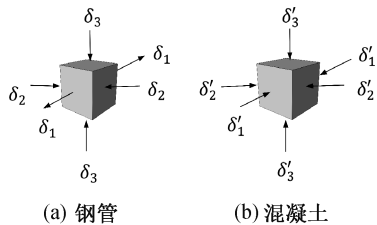


图15 钢管及混凝土微单元应力分布

Fig. 15 Stress distribution of steel pipes and concrete micro elements

7 组合短柱的轴压承载力

本文通过对19个不同参数的足尺CFRSTDW进行参数分析,进一步揭示了此类组合短柱在轴

向荷载作用下的力学特性,并得到其轴压极限承载力试验值 N_u^s 。基于格构柱特殊钢管混凝土柱的计算方法^[22],并参照CFRSTDW的参数分析结果以及其力学机理,在考虑腹板开孔对构件轴心受压承载力的削弱作用后,引入折减系数(β)^[20],同时也考虑钢管约束增强效应(φ)和长细比减小效应(α)对短柱轴压承载力的影响。在此基础上,提出了CFRSTDW轴向承载能力的计算公式,见式(6)。同时,涉及该计算的相关系数见式(7)~(9)。轴压承载力的详细展开式如公式(10)所示。

$$N_u^c = \alpha(f_s A_s + \varphi f_c A_c + \beta f_s A_w) \quad (6)$$

$$\alpha = \lambda^e \quad (7)$$

$$\varphi = 1 + a\xi \quad (8)$$

$$\beta = \left(\frac{d}{h_w}\right)^b + \left(\frac{s}{h_w}\right)^c + d \quad (9)$$

$$N_u^c = \lambda^e \left\{ f_s A_s + (1 + a\xi) f_c A_c + \left[\left(\frac{d}{h_w}\right)^b + \left(\frac{s}{h_w}\right)^c + d \right] \cdot f_s A_w \right\} \quad (10)$$

式中: f_s 为钢材强度,MPa; A_s 、 A_c 、 A_w 分别代表翼缘钢管、混凝土和钢腹板的截面面积, mm^2 ^[20]; a 、 b 、 c 、 d 、 e 皆为常数。

通过1stOpt软件进行线性回归,得出各个参数的数值为 $a = 0.072$, $b = -0.248$, $c = -0.324$, $d = -1.875$, $e = 0.006$ 。将参数代入公式(10),可得轴压承载力表达式,见式(11)。

$$N_u^c = \lambda^{0.006} \left\{ f_s A_s + (1 + 0.072\xi) f_c A_c + \left[\left(\frac{d}{h_w}\right)^{-0.248} + \left(\frac{s}{h_w}\right)^{-0.324} - 1.875 \right] f_s A_w \right\} \quad (11)$$

根据公式(11)计算的19根试件的轴压承载力详细数据如表3所示。 N_u^s 与 N_u^c 离散度的对比见图16,经对比分析发现,两者吻合较好,最大误差为6.69%,符合工程要求。

8 结论

1) 基于有限元分析软件ABAQUS,采用简化的钢材双折线本构关系以及考虑约束的混凝土本构模型,对12根STHCC组合短柱进行了数值模拟,以获得其竖向 $N-\Delta$ 关系曲线。将数值模拟结果与现有的试验数据进行对比分析发现,最大误差仅为4.48%,从而验证了本研究选用的材料非线性本构关系及建模方法的合理性与准确性。

表 3 19 根试件的轴压承载力与有限元结果的对比

Tab. 3 Comparison of axial compressive bearing capacity of 19 specimens with finite element results

试件 编号	长细比 λ	约束效应系数 ξ	试验值 N_u^s/kN	模拟值 N_u^c/kN	误差 $ N_u^s - N_u^c /N_u^s$
CFRSTDW-01	11.08	0.37	18 470.90	18 369.80	0.54%
CFRSTDW-02	11.08	0.50	19 682.60	20 124.30	2.24%
CFRSTDW-03	11.08	0.63	20 883.50	20 103.50	3.74%
CFRSTDW-04	11.08	0.77	22 153.00	22 358.40	0.93%
CFRSTDW-05	11.08	0.37	20 126.88	19 986.45	0.70%
CFRSTDW-06	11.08	0.37	17 778.16	17 483.78	1.66%
CFRSTDW-07	11.08	0.37	16 549.17	16 845.58	1.79%
CFRSTDW-08	11.08	0.37	16 995.98	17 453.12	2.69%
CFRSTDW-09	11.08	0.37	17 565.59	18 123.54	3.18%
CFRSTDW-10	11.08	0.37	19 938.96	20 876.30	4.70%
CFRSTDW-11	11.08	0.37	21 051.10	21 154.16	0.49%
CFRSTDW-12	11.08	0.37	22 107.60	22 189.62	0.37%
CFRSTDW-13	11.08	0.37	22 812.20	22 485.68	1.43%
CFRSTDW-14	8.31	0.37	22 233.48	22 538.56	1.37%
CFRSTDW-15	9.70	0.37	21 354.81	22 783.47	6.69%
CFRSTDW-16	12.47	0.37	17 562.18	18 256.74	3.95%
CFRSTDW-17	11.08	0.37	20 482.77	20 387.56	0.46%
CFRSTDW-18	11.08	0.37	21 945.34	22 548.59	2.75%
CFRSTDW-19	11.08	0.37	23 462.01	23 658.62	0.84%

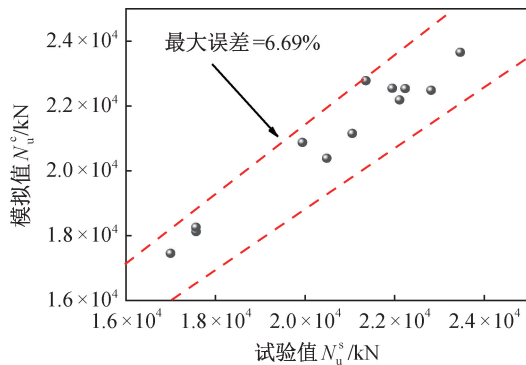


图 16 19 根试件的试验与模拟极限承载力误差对比

Fig. 16 Comparison of experimental and simulated ultimate bearing capacity errors of 19 specimens

2) CFRSTDW 的承载力随着约束效应系数、钢材屈服强度、混凝土轴心抗压强度和距高比的增加明显提高,随着长细比和孔高比的增加明显提高,随着 λ 和 d/h_w 的增加而降低。所有试件均表现出相似的失效模式,试件中部向外隆起并呈现出外凸的破坏形态,蜂窝钢腹板沿着腹板所在平面向圆孔两侧发展。

3) 同一截面不同位置约束效应不同。在靠近腹板处,由于腹板提供支撑作用,使得矩形钢管翼缘内侧混凝土的约束效应更加明显。荷载-位移曲线的演变过程大致可划分为 4 个阶段,即弹性阶段、弹塑性阶段、下降阶段以及残余变形阶段。

4) 基于已有的组合短柱承载力计算公式,在考虑钢管约束增强效应、长细比减小效应和腹板开孔折减系数的基础上,采用 1stOpt 软件统计回归出 CFRSTDW 组合短柱的轴压承载力公式,最大误差为 6.69%,符合工程设计的精度要求。

参考文献:

- [1] 赵根田,郭雅茹,吴光兴,等. H 形钢部分包裹混凝土组合中柱轴心受压承载力试验研究[J]. 建筑钢结构进展,2019,21(4):19-27.
- [2] 计静,徐智超,姜良芹,等. 矩形钢管混凝土翼缘-蜂窝钢腹板 H 形截面组合短柱轴压性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2019,40(9):63-73.
- [3] 毛麟飞,章雪峰,周华标,等. 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合柱轴心受压数值分析[J]. 建筑结构,2023,53

- (S1):1856-1859.
- [4] 苏益声,肖祖霖,孟二从,等. 钢-混凝土蜂窝组合梁承载力试验研究[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2014,39(1):1-6.
- [5] JI J,ZHANG Z,LIN M,et al. Structural application of engineered cementitious composites (Ecc): A state-of-the-art review [J]. Construction and Building Materials, 2023,406:133289.
- [6] 刘迎春,杨开琳,计静,等. 集中荷载作用下弹性支撑矩形钢管混凝土翼缘工字形梁稳定性能研究[J]. 河北工程大学(自然科学版),2024,41(2):7-15.
- [7] 闫莹. 蜂窝柱的承载力分析与设计方法研究[D]. 南京:河海大学,2005.
- [8] 苏益声,张雯,孟二从,等. 蜂窝钢管柱抗震性能试验研究[J]. 广西大学学报(自然科学版),2015,40(4):767-776.
- [9] 林庆捷,陈誉. 焊接H型钢蜂窝短柱轴压性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动,2020,40(5):127-138.
- [10] PANEDPOJAMAN P,THEPCHATRI T,LIMKATANYU S. Elastic buckling of cellular columns under axial compression[J]. Thin-Walled Structures, 2019, 145(12): 1-10.
- [11] GU J,CHENG S. Shear effect on buckling of cellular columns subjected to axially compressed load[J]. Thin-Walled Structures, 2016,98:416-420.
- [12] SONCK D,BELIS J. Weak-axis flexural buckling of cellular and castellated columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016,124:91-100.
- [13] 计静,姜丽,姜良芹,等. 矩形钢管混凝土翼缘的H型蜂窝组合中长柱偏压性能[J]. 东北石油大学学报,2020,44(4):121-132+13-14.
- [14] 计静,徐智超,姜良芹,等. 矩形钢管混凝土翼缘的H型蜂窝组合柱非线性屈曲性能研究[J]. 建筑结构,2018,48(15):50-55+70.
- [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.
- [16] MANDER J B,PRIESTLEY M J N,PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8):1804-1826.
- [17] PAGOULATOU M,SHEEHAN T,DAI X H,et al. Finite element analysis on the capacity of circular concrete-filled doubleskin steel tubular(CFDST) stub columns[J]. Engineering Structures, 2014,72:102-112.
- [18] TENG J G,YU T,WONG Y L,et al. Hybrid FRP-concrete-steel tubular columns: concept and behavior [J]. Construction & Building Materials, 2007, 21(4):846-854.
- [19] 韩林海. 钢管混凝土结构:理论与实践[M]. 北京:科学出版社,2016:66-86.
- [20] JI J,HE L,JIANG L,et al. Numerical study on the axial compression behavior of composite columns with steel tube SHCC flanges and honeycombed steel web[J]. Engineering Structures, 2023,283:115883.
- [21] 计静,于殿友,姜良芹,等. 实腹式双钢管异强混凝土组合短柱轴压承载力研究[J]. 建筑结构,2020,50(5):120-129.
- [22] 晏巧玲,陈宝春,薛建阳. 钢管混凝土平缀管格构柱换算长细比计算方法[J]. 建筑科学与工程学报, 2016,33(6):98-105.

(责任编辑 王利君)