

引用格式:赵木子,徐成彦,龚超,等.配筋空心方钢管高强混凝土柱轴压本构关系和有限元建模方法研究[J].工业建筑,2025,55(7):194-203. ZHAO Muzi, XU Chengyan, GONG Chao, et al. Material Constitutive Relationship and Finite Element Modelling Method for Reinforced Hollow Square High-Strength Concrete-Filled Steel Tubular Columns Under Axial Loading[J]. Industrial Construction, 2025, 55(7): 194-203 (in Chinese). DOI:10.3724/j.gybzG24020603

配筋空心方钢管高强混凝土柱轴压本构关系和有限元建模方法研究*

赵木子^{1,2} 徐成彦¹ 龚超² 吴旭君² 侯兆新²

(1. 哈尔滨工业大学(深圳)材料科学与工程学院,广东深圳 518055; 2. 中冶建筑研究总院(深圳)有限公司,广东深圳 518055)

摘 要 现有研究对空心率、内置钢筋配筋率等参数对配筋空心方钢管高强混凝土柱轴压本构关系及有限元建模方法的影响考虑不足,且用于建立现有本构关系模型的钢管高强混凝土试验数据偏少,各模型所使用的数据间存在一定差异。为此,针对配筋空心方钢管高强混凝土柱轴压本构关系和有限元建模方法开展系列研究,在所搜集到的57组配筋空心方钢管高强混凝土与方钢管高强实心混凝土轴压性能试验数据基础上,通过理论推导与回归分析相结合的方法,建立了可靠的混凝土与钢材的本构关系模型,并提出了相应有限元建模方法。随后,采用搜集到的试验数据对所提模型的准确性进行了验证。结果表明:所提模型可较好地预测试件的轴压荷载-位移曲线;轴压承载力、峰值应变以及峰值后的残余承载力预测结果与相应试验结果之比的平均值分别为0.975、0.981、1.034,变异系数分别为0.088、0.205、0.179。

关键词 配筋空心方钢管高强混凝土;材料本构;有限元建模;轴压

Material Constitutive Relationship and Finite Element Modelling Method for Reinforced Hollow Square High-Strength Concrete-Filled Steel Tubular Columns Under Axial Loading

ZHAO Muzi^{1,2} XU Chengyan¹ GONG Chao² WU Xujun² HOU Zhaoxin²

(1. School of Materials Science and Engineering, Harbin Institute of Technology (Shenzhen), Shenzhen 518055, China;

2. Central Research Institute of Building and Construction (Shenzhen) Co. Ltd., MCC Group, Shenzhen 518055, China)

Abstract: Parameters such as the hollow ratio and reinforcement ratio can significantly influence the behavior of reinforced hollow square high-strength concrete-filled steel tubular columns (RHSCFSTs). However, current material constitutive models and finite element modeling methods fail to account for these effects. Besides, the data used for the modelling of concrete-filled steel tubes with high strength concrete is relatively small. The data adopted in existing models differs from each other. Therefore, this paper investigated the finite element modelling procedures for RHSCFST and the corresponding material constitutive models. Based on all collected test data from 57 groups of specimens, the reliable constitutive models for both concrete and steel were established through a combined approach of theoretical derivation and regression analysis. After then, the predicted results from the proposed models were compared with all the test data. The results showed that the proposed models could reasonably predict the axial load-deformation curve of RHSCFST members. The mean ratios of predicted-to-measured values for axial compressive capacity, peak strain, and post-peak residual capacity were 0.975, 0.981, and

*五矿科创基金项目(JHCX20220011-YJY)。

第一作者:赵木子,博士,高级工程师,主要从事钢-混凝土组合结构的研究。

通信作者:龚超, gongchao6330@163.com。

收稿日期:2024-02-06

1.034, respectively, with corresponding coefficients of variation of 0.088, 0.205, and 0.179.

Keywords: reinforced hollow square high-strength concrete-filled steel tube; material constitutive model; finite element modelling; axial load

0 引言

钢管混凝土是在钢管中填充混凝土而成的结构构件,因其优越的力学性能被广泛应用于建筑、桥梁、能源基础设施等领域^[1]。配筋空心方钢管高强混凝土构件作为钢管混凝土的一种新型截面形式,其内部高强混凝土在工厂采用离心成型方法制成并在混凝土中配制钢筋,这样既可保证构件具有较高的承载能力^[2],又具有较轻的自重,在建筑结构、基坑支护等工程中具有广阔的应用前景。此外,空心段也便于设置管道,方便施工且节约管道铺设空间^[3]。

可靠的有限元模型是进行该类构件参数分析并提出设计方法的重要前提,而材料本构关系及精细化有限元建模方法是建立可靠有限元模型的关键,应予以研究。目前各国学者已针对高强/超高强混凝土材料的本构关系开展了系统研究,提出了考虑水灰比^[4]、混凝土强度^[5-6]、钢纤维/聚乙烯纤维掺量^[5,7]、粗骨料含量^[8]等参数影响的单轴受压应力-应变关系模型,但所提模型未考虑钢管约束作用的影响。针对圆/矩形钢管实心混凝土构件的精细化有限元建模方法,现有文献基于试验结果,考虑约束效应系数、混凝土强度、钢材强度、含钢率等参数^[9-10],提出了考虑钢管约束作用影响的核心混凝土材料本构关系模型,但现有建模方法较少考虑偏心率的影响,也未考虑内置钢筋笼对混凝土的约束作用。此外,现有文献中用于建立材料本构模型与建模方法的试验数据存在高强混凝土数据偏少(强度大于C100的数据十分有限,而现有混凝土离心成型工艺已可制得C120强度等级的混凝土材料),各模型所使用的数据间存在一定差异等问题。

为此,本文首先基于试验数据对传统混凝土材料本构关系进行对比分析,论证传统本构关系的局限性;随后,基于57组配筋空心方钢管高强混凝土与实心方钢管高强混凝土试验数据,通过理论推导与回归分析相结合的方法,建立可靠的材料本构关系,并提出相应有限元建模方法;最后,将所提模型预测结果与试验结果进行对比,验证其准确性。

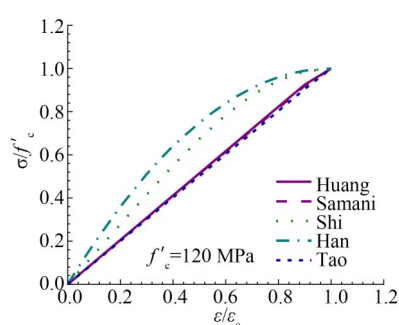
1 传统混凝土本构关系的局限性

本文旨在基于ABAQUS中的混凝土塑性损伤模型^[11-12](CDP模型)提出配筋空心钢管高强混凝土轴压构件力学性能的精细化有限元建模方法。在CDP模型中,混凝土轴心受压行为以及表征混凝土塑性行为的关键参数(即:膨胀角 ψ 、偏心率 e 、拉压子午线中第二应力不变量的比值 K_c 、三轴抗压强度与双轴抗压强度之比 f_{b0}/f_{c0} 以及黏性系数)的确定是保证核心混凝土轴压性能预测结果准确性的关键。目前,各国学者已针对高强/超高强素混凝土轴心受压性能开展了系统研究,并考虑混凝土强度^[5-6]、水灰比^[3]、钢纤维掺量^[5,7]、粗骨料含量^[8]等因素提出了轴压应力-应变关系模型。针对实心方钢管高强混凝土构件而言,韩林海^[9]、Tao^[10]等开展了系统试验研究,并考虑钢-混凝土间相互作用,提出了针对钢管中核心混凝土的轴心受压行为预测模型^[9-10]。考虑到现有模型仅针对素混凝土与实心方钢管高强混凝土构件建立,尚无针对配筋空心方钢管混凝土的本构模型,用于建立模型的试验数据参数范围较窄且各文献的试验参数也不相同,故而在预测构件轴压性能时可能具有局限性。

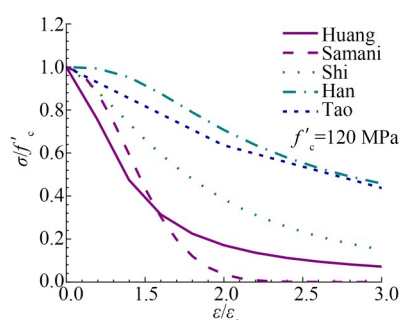
为比较现有模型在预测配筋空心钢管高强混凝土轴压构件力学性能时的准确性,本节将对各模型的预测结果进行对比分析,比较各模型在预测高强混凝土应力-应变关系时的差异;随后,将基于ABAQUS中Lubliner等^[11]与Fenves等^[12]所提出的CDP模型,对采用不同混凝土轴压应力-应变关系的构件轴压性能预测结果进行对比,分析各模型与试验结果的差异。

1.1 混凝土本构关系对比分析

对比不同混凝土轴压应力-应变关系预测结果,如图1所示。图1(a)对比了不同模型针对轴心抗压强度为120 MPa的混凝土上升段预测结果。为更好对比各模型上升段形状差异,图中将轴压应力-应变关系曲线进行了归一化处理($\sigma/f_c' - \varepsilon/\varepsilon_c$ 曲线)。可以看出,Tao模型^[10]、Huang模型^[4]与Samani模型^[6]上升段预测曲线形状随变形的变化较小,且三者曲线相近,最大差异仅为2.4%;而Han模型^[9]



(a) 上升段归一化曲线对比;



(b) 下降段归一化曲线对比。

图1 传统混凝土本构关系对比

Fig. 1 Comparison of traditional concrete constitutive relationships

与Shi模型^[5]上升段曲线较为圆滑,二者间存在一定差异,最大差异为22.7%。

与上升段相比,各模型在下降段的差异更显著,如图1(b)所示。具体而言,图中韩林海模型^[9]与Tao模型^[10]的预测曲线下下降段较为平缓。这是由于ABAQUS中所采用CDP模型无法有效考虑钢管约束作用对核心混凝土达到峰值应力后力学行为的影响,为此Han模型^[9]与Tao模型^[10]将核心混凝土轴压应力-应变关系的下降段斜率予以提高,以更好模拟核心混凝土的轴压性能。尽管二者均考虑了约束效应的影响,但两模型预测结果间仍存在一定差异,例如在 $\varepsilon/\varepsilon_c$ 为1.5时二者差异为10%。Shi模型^[5]、Huang模型^[4]与Samani模型^[6]均未考虑钢管约束作用对核心混凝土峰值后力学行为的影响,因此下降段曲线的斜率更陡,相同变形下应力更低,例如,与Han模型^[9]和Tao模型^[10]相比,当 $\varepsilon/\varepsilon_c=1.5$ 时Shi模型^[5]、Huang模型^[4]与Samani模型^[6]的预测结果降低18.4%~58.3%。

综上,不同模型对高强混凝土轴压性能的预测结果差异较大,且现有模型仅针对素混凝土(无钢管约束)与实心方钢管高强混凝土构件所提出;而配筋空心方钢管高强混凝土构件中的空心率及配

筋率可能会影响钢管约束作用^[13],进而影响核心混凝土轴压性能,导致现有模型不适用。为进一步评估各模型的准确性,采用ABAQUS软件对基于现有模型的构件轴压性能进行预测,并将其与试验数据进行对比。

1.2 采用不同混凝土本构关系的构件轴压性能对比

将基于不同混凝土本构关系的构件轴压性能预测结果进行对比,如图2所示。图中基于Huang模型^[4]、Samani模型^[6]与Shi模型^[5]的预测曲线,表征

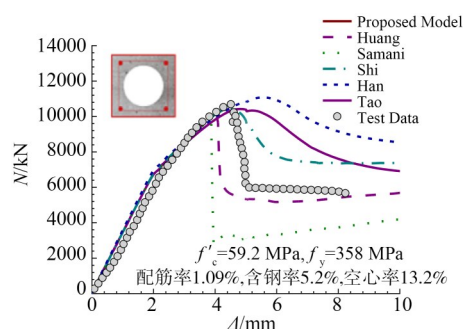
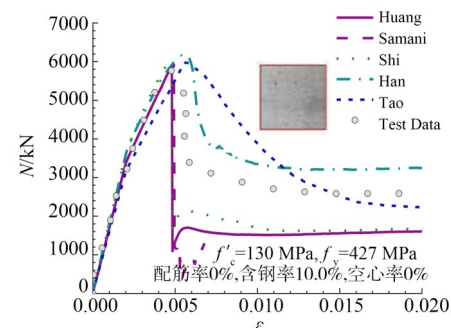
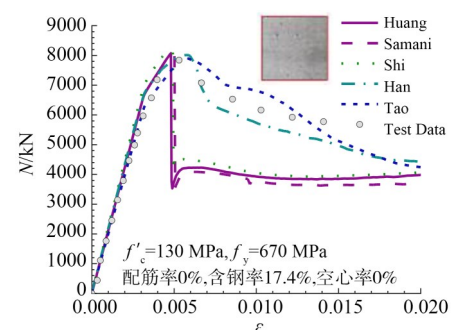
(a) ARHCFST-1^[3](b) FC-NS43-C130N^[3](c) FC-HS26-C130N^[14]

图2 采用不同混凝土本构的构件轴压性能预测结果对比

Fig. 2 Comparison of predicted compressive behaviors of FE models with different concrete constitutive relationships

混凝土塑性行为的关键参数取值采用 ABAQUS 的默认取值;其余两模型的预测曲线中该关键参数取值采用各自文献中的相应计算公式确定^[9-10]。图 2(a)为针对配筋空心方钢管混凝土截面的对比结果,图 2(b)、(c)为针对实心方钢管混凝土截面的对比结果。

由图 2(a)可以看出,基于现有模型的预测结果,其上升段略高于试验数据,例如当轴压变形达到 1.8 mm 时,预测结果比试验结果高 15.9%~19.8%。各模型对轴压构件峰值变形的预测结果与试验结果间也存在一定差异,且不同模型对峰值变形的影响趋势不同。具体而言,Huang 模型^[4]、Samani 模型^[6]与 Shi 模型^[5]的峰值变形预测结果比试验结果低 0.98%~14.17%;Han 模型^[9]与 Tao 模型^[10]预测结果比试验结果高 6.63%~11.04%。造成该差异的原因为 Huang 模型^[4]、Samani 模型^[6]与 Shi 模型^[5]均基于素混凝土试验结果建立,未考虑钢管的约束作用对混凝土裂纹发展的限制,导致核心混凝土在较低的轴向变形下发生破坏,峰值变形预测结果偏低。与之相反的是,基于实心方钢管混凝土构件建立的 Han 模型^[9]与 Tao 模型^[10]高估了约束作用对混凝土裂纹发展的影响,导致核心混凝土在较高的轴向变形下才发生破坏,构件峰值变形预测结果偏高。类似地,基于 Huang 模型^[4]、Samani 模型^[6]与 Shi 模型^[5]的预测曲线下降段斜率较陡,构件模型的延性较差;而基于其余两模型的轴压预测曲线的下降段延性均高于试验结果。

与图 2(a)预测结果相比,图 2(b)、(c)中 Han 模型^[9]与 Tao 模型^[10]的预测曲线上升段形状、峰值变形与试验结果较为接近,但各模型的下降段预测结果与试验结果间仍存在一定差异,例如当轴向应变为 0.011 时 Tao 模型^[10]对 FC-NS43-C130N 构件的预测轴力比试验结果高 28.8%。需要指出,当钢材屈服强度及含钢率较高时,Han 模型^[9]与 Tao 模型^[10]的预测结果与试验结果吻合较好。

综上,传统模型无法合理预测配筋空心方钢管高强混凝土构件的轴压性能。针对空心率为 0 的实心方钢管混凝土构件,现有模型预测结果与试验结果间仍存在一定差异。因此,本文将基于现有模型中预测结果与试验结果较为接近的 Tao 模型^[10],建立可靠的材料本构关系模型及相应有限元建模方法。

2 材料本构关系的确定

2.1 混凝土塑性损伤模型中关键参数的确定

对 CDP 模型中的关键塑性参数(即膨胀角 ψ 、偏心率 e 、拉压子午线中第二应力不变量的比值 K_c 、三轴抗压强度与双轴抗压强度之比 f_{b0}/f_{c0} 以及黏性系数)及轴心受压行为进行研究,基于现有试验结果提出可靠的预测模型。

2.1.1 流动势偏心率 e 、膨胀角 ψ 与黏性系数

在 CDP 模型中,混凝土塑性变形采用非关联流动法则确定,如式(1)所示。

$$d\epsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1)$$

其中 $G = \sqrt{(e\sigma_{10} \tan \varphi)^2 + q^2} - p \tan \psi$

式中: ϵ_{ij}^p 为塑性应变分量; σ_{ij} 为应力分量; λ 为系数; G 为流动势函数; p 与 q 分别为静水压应力与 Mises 有效折算应力。其中流动势偏心率 e 与膨胀角 φ 为确定流动势函数的关键参数。

流动势偏心率 e 的取值与材料沿其内部各方向的塑性变形速率差异相关,该值越小,表明流动势在变形过程中趋于直线,材料各方向的塑性变形速率基本相同。在本文模拟中,沿用 Tao 模型^[10]中方钢管高强混凝土轴压性能模拟时的流动势偏心率 e 取值,即 $e=0.1$ 。

对于膨胀角 φ 而言,其取值会显著影响配筋空心方钢管高强混凝土构件轴压性能模拟中钢管与核心混凝土间的相互作用^[9],影响轴压承载力预测结果。在膨胀角 φ 常用取值范围内($5^\circ \sim 50^\circ$),该承载力差异可达 10% 左右。前期研究表明^[15],抗压强度的提高会显著影响混凝土横向变形系数(图 3),影响钢-混凝土间相互作用,因此在配筋空心方钢管高强混凝土构件的研究中应考虑强度的提高对膨

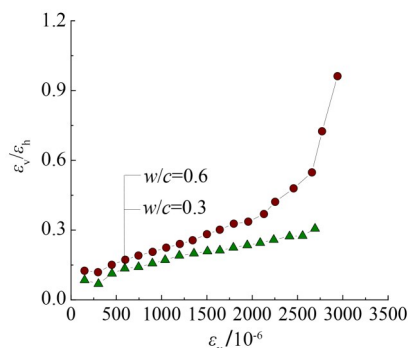


图 3 不同水灰比 w/c 下混凝土横向变形系数发展曲线^[15]

Fig. 3 Development curve of the transverse deformation coefficients for concrete with different water-cement ratios

胀角 φ 取值的影响。

基于现有配筋空心方钢管高强混凝土构件及实心方钢管高强混凝土构件试验结果^[3,14,16-20],确定了膨胀角 φ 的表达式,如式(2)所示。即,基于现有试验结果,采用 ABAQUS 软件进行模拟,试算得到与试验数据吻合程度最好的膨胀角 φ 取值,其与 Tao 模型^[9]中的膨胀角取值之比($\varphi_{\text{HPC}}/\varphi_0$)与约束效应系数 ξ [$\xi = A_s f_y / (A_c f'_c)$] 的关系如图 4 所示。可以看出,该比值与约束效应系数 ξ 基本满足线性关系。

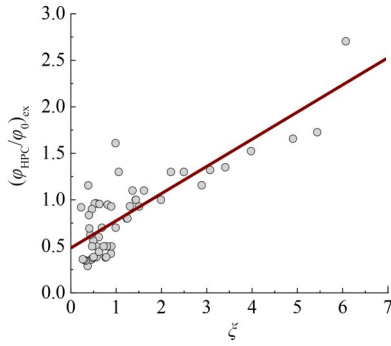


图 4 膨胀角修正系数随约束效应系数的变化

Fig. 4 Variations of the dilation angle correction factor with confinement factor

$$\varphi_{\text{HPC}}/\varphi_0 = 0.2922\xi + 0.4827 \quad (2)$$

对于黏性系数而言,其取值通常接近于 0,在进行本文有限元模拟时取为 0.0001。

2.1.2 双轴抗压强度与单轴抗压强度之比 f_{b0}/f_{c0}

现有试验数据表明^[21],对于混凝土强度等级高于 C60 的混凝土材料(即高强混凝土),其双轴抗压强度与单轴抗压强度之比 f_{b0}/f_{c0} 处于 1~1.15 之间,而在该范围内该比值对构件轴压性能影响较小,荷载-位移曲线的差异仅为 8%(图 5)。因此,在建模时选用该范围内的平均值 $f_{b0}/f_{c0} = 1.075$ 。

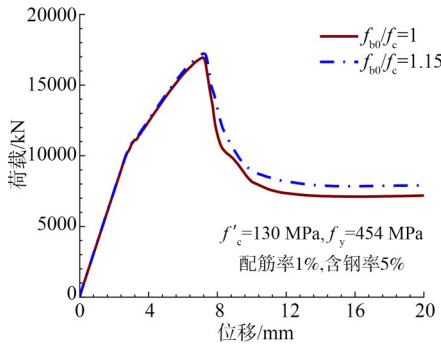


图 5 f_{b0}/f_{c0} 比值对构件轴压性能预测结果的影响

Fig. 5 Influence of the f_{b0}/f_{c0} ratio on the predicted axial compressive behavior of RHCFST members

2.1.3 参数 K_c

拉压子午线中第二应力不变量的比值 K_c 是确定混凝土屈服面形状的关键参数之一,当 K_c 值降低时,屈服面在偏平面的投影会逐渐从圆形变为三角形,如图 6 所示。采用基于不同 K_c 值的 CDP 模型进行构件轴压性能模拟,如图 7 所示。可以看出, K_c 值的变化会显著影响轴压荷载-位移曲线的下降段,斜率差异可达 84.5%。考虑混凝土强度的提高会影响其三轴抗压性能^[22],可能使得屈服面形状发生改变,影响 K_c 取值,因此需基于高强混凝土(C60~C120)试验结果对其进行修正。

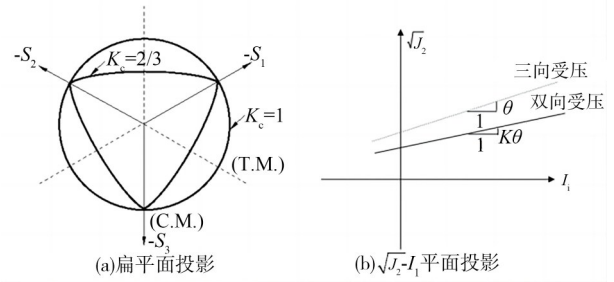


图 6 CDP 模型在偏平面以及 $\sqrt{J_2} - I_1$ 平面上的投影^[22]

Fig. 6 Projections of the CDP model on the deviatoric plane and the $\sqrt{J_2} - I_1$ plane

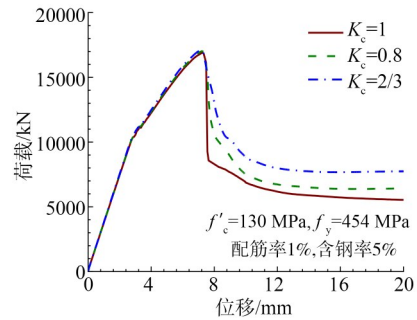


图 7 不同 K_c 取值对轴压荷载-位移曲线的影响

Fig. 7 Influence of the K_c value on the axial load-displacement curve

本文所采用的 CDP 模型为拓展 Drucker-Prager 模型,普通强度/高强混凝土在三向受压时的屈服面方程如式(3a)与式(3b)所示^[23],其在双向受压时的屈服面方程如式(3c)与式(3d)所示。

$$F = \sqrt{J_2} - \theta_{\text{NPC}} I_1 - k_{\text{NPC}} = 0 \quad (3a)$$

$$F = \sqrt{J_2} - \theta_{\text{HPC}} I_1 - k_{\text{HPC}} = 0 \quad (3b)$$

$$F = \sqrt{J_2} - K_{c-\text{NPC}} \theta_{\text{NPC}} I_1 - K_{c-\text{NPC}} k_{\text{NPC}} = 0 \quad (3c)$$

$$F = \sqrt{J_2} - K_{c-\text{HPC}} \theta_{\text{HPC}} I_1 - K_{c-\text{HPC}} k_{\text{HPC}} = 0 \quad (3d)$$

其中 $J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

式中: K_{c-NPC} 与 K_{c-HPC} 分别为普通强度混凝土与高强混凝土的屈服面形状参数; θ_{NPC} 、 θ_{HPC} 、 k_{NPC} 与 k_{HPC} 为基于三轴试验结果确定的经验系数; J_2 与 I_1 分别为偏应力第二不变量与第一应力不变量; σ_1 、 σ_2 、 σ_3 分别为第一、第二与第三主应力。

为确定上式中 K_{c-NPC} 与 K_{c-HPC} 的关系, 需确定 θ_{NPC} 、 θ_{HPC} 、 k_{NPC} 与 k_{HPC} 四个系数的取值。根据现有文献^[22]研究, 混凝土三轴试验中轴压强度 (f_{cc}^{NPC} 与 f_{cc}^{HPC}) 与围压 (f_r^{NPC} 与 f_r^{HPC}) 基本满足线性关系, 如式(4)所示。将式(4)代入式(3a)与式(3b)中, 屈服面方程可由式(5)计算。

$$f_{cc}^{NPC}/f_{c0}^{NPC} = 1 + \chi_{NPC} f_r^{NPC}/f_{c0}^{NPC} \quad (4a)$$

$$f_{cc}^{HPC}/f_{c0}^{HPC} = 1 + \chi_{HPC} f_r^{HPC}/f_{c0}^{HPC} \quad (4b)$$

$$F = \left(\frac{1}{\sqrt{3}} - \theta_{NPC} \right) f_{c0}^{NPC} - \quad (5a)$$

$$\left[\left(\chi_{NPC} + 2 \right) \theta_{NPC} - \frac{\chi_{NPC} - 1}{\sqrt{3}} \right] f_r^{NPC} - k_{NPC} = 0$$

$$F = \left(\frac{1}{\sqrt{3}} - \theta_{HPC} \right) f_{c0}^{HPC} - \quad (5b)$$

$$\left[\left(\chi_{HPC} + 2 \right) \theta_{HPC} - \frac{\chi_{HPC} - 1}{\sqrt{3}} \right] f_r^{HPC} - k_{HPC} = 0$$

由于 θ_{NPC} 、 θ_{HPC} 的取值与当前应力状态无关, 因此该系数可由式(6)计算。

$$\left(\chi_{NPC} + 2 \right) \theta_{NPC} - \frac{\chi_{NPC} - 1}{\sqrt{3}} = 0 \quad (6a)$$

$$\left(\chi_{HPC} + 2 \right) \theta_{HPC} - \frac{\chi_{HPC} - 1}{\sqrt{3}} = 0 \quad (6b)$$

高强混凝土双轴与单轴抗压强度之比 f_{b0}/f_{c0} 可取为 1.075; 普通强度混凝土的 f_{b0}/f_{c0} 在 1.00~1.19 之间, 取该范围内的平均值 1.095。将上述比值与式(6)代入式(3), 可得到普通混凝土屈服面形状参数 K_{c-NPC} 与高强混凝土屈服面形状参数 K_{c-HPC} 之间的关系计算式:

$$K_{c-HPC}/K_{c-NPC} = \frac{(2.35\chi_{NPC} + 0.87)(\chi_{HPC} + 2)}{(\chi_{NPC} + 2)(2.35\chi_{HPC} + 0.93)} \quad (7)$$

由前期研究可得^[23-24], χ_{NPC} 与 χ_{HPC} 可分别取为 4.1 与 5.25, 因此 $K_{c-HPC}/K_{c-NPC} \approx 0.941$ 。考虑普通强度约束混凝土中核心混凝土 K_{c-NPC} 可取为 0.725^[23], 因此在本文模拟时 K_{c-HPC} 取为 0.682。

2.1.4 单轴受压行为

在 Tao 等^[10]提出的单轴受压行为模型中, 约束混凝土峰值应变放大系数 K 、表征峰值后性能的系数 α 与 β 、残余强度 f_r 为关键参数, 如图 8 所示。为确定上述材料参数的取值, 基于现有试验结果^[3,14,16-20], 采用 ABAQUS 软件进行模拟, 试算得到与试验数据吻合程度最好的参数取值, 将该取值与 Tao 模型^[10]计算结果之比进行回归分析, 得到单轴受压行为模型关键参数的修正公式:

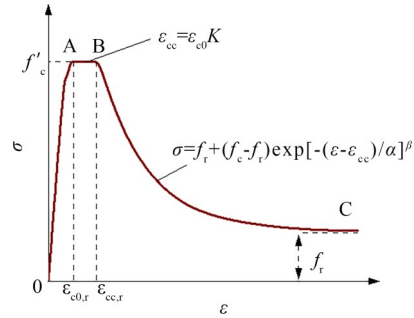


图 8 钢管中核心混凝土受压行为的经典确定方法

Fig. 8 Classical method for determining the compressive behavior of concrete core in steel tubes

$$k_e = \frac{K_{HPC}}{K_{NPC}} = \frac{\left[1 - 0.18 \left(f_y / 355 \right)^{-3.92} \right] \left(1 + e^{-0.33 f_y / 40} \right)}{(1 - 0.3 \alpha_{sc})(1 + 3.2 \psi)} \geq 1.0 \quad (8a)$$

$$\alpha_{HPC} / \alpha_{NPC} = \left[1 + 0.14 \left(f_c' / 40 \right)^{0.8} \right] (1 - 0.95 \psi^{0.2}) \quad (8b)$$

$$f_{r-HPC} / f_{r-NPC} = e^{0.48 (f_y / 355)} (1 - \psi)^{5.5} \quad (8c)$$

$$\beta = 0.6 \quad (8d)$$

式中: ψ 为空心率; α_{sc} 为截面含钢率; f_c' 为混凝土轴心抗压强度; f_y 为钢材屈服强度。

2.2 钢材与钢筋本构关系

目前常用的钢材本构^[9-10]主要有理想弹塑性模型[式(9)]、双折线模型[式(10)]与四阶段式模型[式(11)], 将基于不同材料本构的 RHSCFST 轴压性能模拟结果进行对比, 如图 9 所示。可以看出, 各曲线间差异较小, 峰值承载力、刚度以及峰值应变差异小于 1%, 残余承载力差异小于 8%。

理想弹塑性模型:

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y \leq \varepsilon < \varepsilon_u \end{cases} \quad (9)$$

双折线模型:

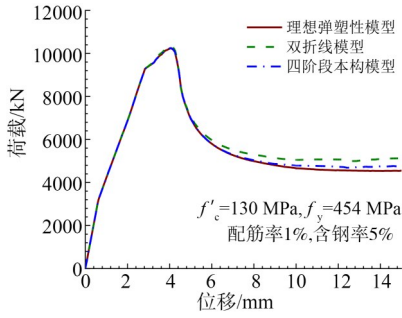


图9 采用不同钢材本构的轴压性能对比

Fig. 9 Comparison of predicted axial compressive behaviors of FE models with different steel constitutive relationships

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y \\ f_y + 0.01E_s(\varepsilon - \varepsilon_y) & \varepsilon_y \leq \varepsilon < \varepsilon_u \end{cases} \quad (10)$$

四阶段式模型:

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y \leq \varepsilon < \varepsilon_p \\ f_u - (f_u - f_y) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon_p} \right)^p & \varepsilon_p \leq \varepsilon < \varepsilon_u \\ f_u & \varepsilon > \varepsilon_u \end{cases} \quad (11)$$

因此,本文在模拟时选择与钢材自身材性较为接近的本构模型,即采用屈服强度等级不大于 Q460 的钢材时选择四阶段式模型^[9],当模拟屈服强度大于 Q460 的高强钢时选用双折线模型。对于钢筋而言,选用双折线模型进行模拟。

3 有限元模型建立

3.1 网格划分与边界条件

经试算,当网格尺寸小于柱边长的 1/10 时,网格尺寸的变化对构件轴压荷载-位移曲线的影响不超过 5%,因此选择网格尺寸为柱边长的 1/10。

对于边界条件,在柱模型两端中部设置参考点,随后将柱端面设置为刚性面并绑定在相应参考点上,以模拟试验中柱构件端板对构件端部的约束作用。为模拟轴向加载过程,模型中一端参考点设置为刚性约束,另一端参考点约束转动及水平位移,并释放轴向位移约束,同时采用位移加载。

3.2 单元类型

模拟时,核心混凝土采用 8 结点减缩积分单元 C3D8R 进行模拟。对于钢管,当钢管壁厚小于柱边长的 1/10 时,采用实体单元 C3D8R 及壳单元 S4R 进行模拟时,预测的荷载-位移曲线差异较小(不大于 5%),此时采用壳单元 S4R 进行模拟,以提高计算效

率。当钢管壁厚大于柱边长的 1/10 时,实体单元模拟结果与壳单元模拟结果差异较大,差异幅度可达 10% 以上,此时采用实体单元 C3D8R 进行模拟。对于构件内部的钢筋,采用桁架单元 T3D2 进行模拟。

3.3 界面

钢管与核心混凝土界面的模拟方法与传统方法类似^[9],即钢管与混凝土间的法向接触采用“硬接触”,二者在切线方向的相互作用采用库仑摩擦模型进行模拟,界面摩擦系数取为 0.35^[25]。对于钢筋与混凝土间的相互作用,采用嵌入式约束 Embedded 功能进行模拟,使钢筋与混凝土能够共同受力。

4 模型验证

采用本文提出的材料本构模型与有限元建模方法预测不同混凝土强度、截面含钢率、钢材强度、空心率等参数下的构件轴压性能,并将模拟结果与所搜集到的 57 组试验数据^[3,15-20]进行对比,典型荷载-位移曲线对比结果如图 10 所示,试验参数如表 1 所示。可以看出,所提出模型可较好预测配筋空心方钢管高强混凝土轴压试件的荷载-位移曲线。

为加强本文研究结果与现有研究结果的比较,采用现有模型对典型构件轴压荷载-位移曲线进行预测,并将预测结果与试验结果进行对比。此外,还将现有模型预测精度与本文所提模型预测精度进行了对比,如图 10 所示。从图中可以看出,本文所提模型的预测精度较高,所预测的荷载-轴向变形曲线与试验结果的吻合程度较好;而现有模型因其仅适用于实心钢管混凝土构件或素混凝土构件,对本文所涉构件的预测精度较差。具体而言, Huang 模型^[4]、Samani 模型^[6]与 Shi 模型^[5]的峰值承载力预测结果总体低于试验结果,低估幅度为 11.52%; Han 模型^[9]与 Tao 模型^[10]预测结果总体高于试验结果,高估幅度为 9.33%。造成该现象的原因与前文 1.2 节相似,即前者未考虑约束效应的影响,在较低变形下发生破坏,导致预测承载力偏低;而实心方钢管混凝土构件建立的 Han 模型^[9]与 Tao 模型^[10]高估了约束作用的影响,导致预测承载力偏高。同样地,由于各模型所考虑的约束效应程度与试验构件所受约束效应不同,导致 Huang 模型^[4]、Samani 模型^[6]与 Shi 模型^[5]的峰值应变预测结果比试验结果分别低 11.0%~38.5%; Han 模型^[9]与 Tao 模型^[10]峰值应变预测结果高于上述 3 种素混凝土本构模型结果,但总体仍低于试验结果,降低范围为

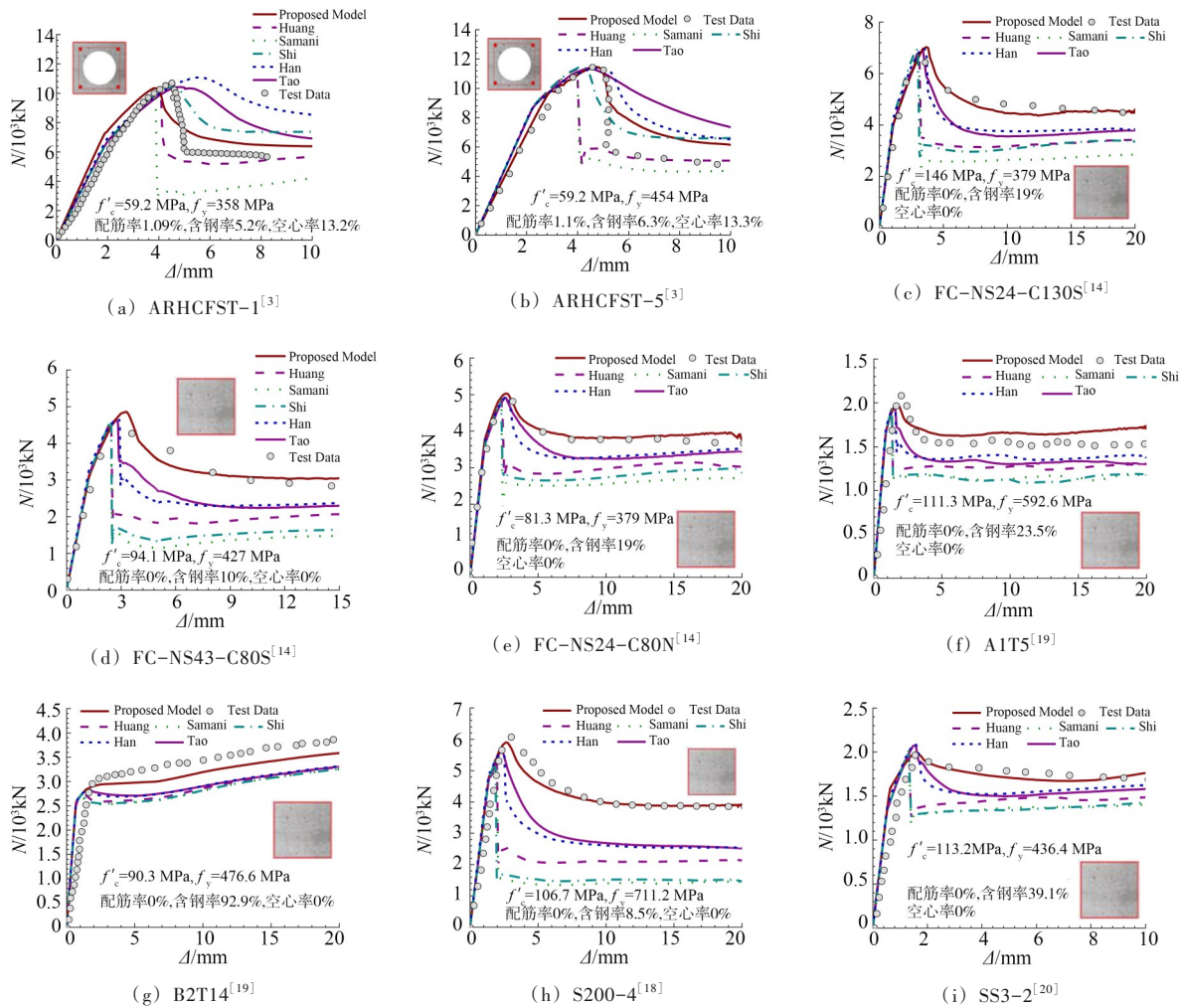


图 10 本文模型预测荷载-位移曲线与典型试验结果对比

Fig. 10 Comparison between the load-displacement curves predicted by the proposed models and typical experimental results

表 1 所搜集到的配筋空心方钢管高强混凝土轴压试件及方钢管高强混凝土轴压试件试验数据

Table 1 Collected test data for RHSCFST members and square CFST members under axial compression

年份	研究者	截面形式	f_y/MPa	f_c'/MPa	含钢率/%	配筋率/%	空心率/%	钢纤维掺量/%	聚乙烯纤维掺量/%	粗骨料掺量/%
2022	杨志坚 ^[3]	配筋空心方形	358~454	52.2~66.5	5.2	1.09	13.2	0	0	0
2022	胡红松 ^[14]	方形	379~670	81.3~146	10	0	0	0/1.5	0	0
2021	严加宝 ^[16-17]	方形	435.6~691.0	121.2~141.2	8.3~31.6	0	0	0.5	0	0
2021	杨波 ^[18]	方形	711.2~770.5	102.7~105.5	5.6~18.1	0	0	2	0	0
2018	徐礼华 ^[19]	方形	468.7~592.6	81.4~111.3	23.4~92.9	0	0	2	0.152	0
2018	陈世鸣 ^[20]	方形	306.7~436.4	59.0~130.8	8.5~39.1	0	0	0~2	0	0

-5.3%~26.1%。

将所有试验结果中的轴压承载力、峰值应变以

及峰值后的残余承载力与模型预测结果进行对比，对比结果如图 11 所示。可以看出，所提模型预测结

果与试验结果吻合较好。轴压承载力、峰值应变以及峰值后的残余承载力预测结果与相应试验结果之比的平均值分别为0.975、0.981、1.034,变异系

数分别为0.088、0.205、0.179。考虑到本文搜集到的试验结果参数范围有限,所提模型是否能够适用于更广的参数范围有待进一步试验进行验证。

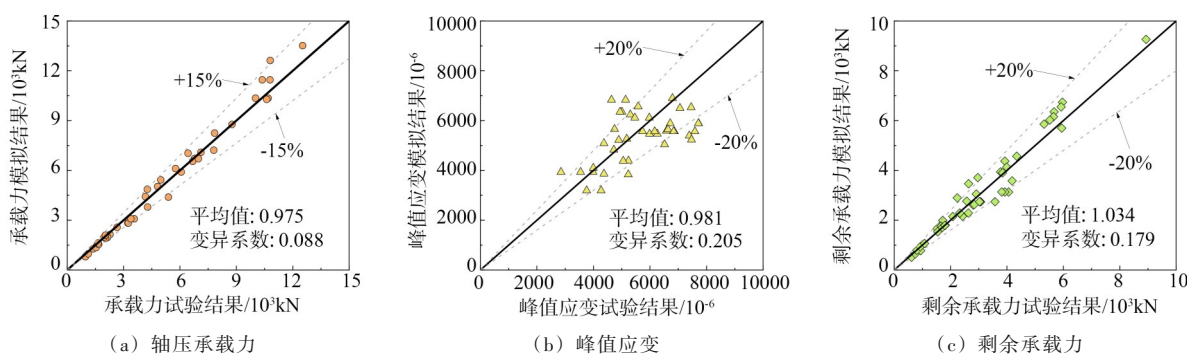


图11 本文模型预测结果与试验结果对比

Fig. 11 Comparison between predicted results from the proposed models and experimental results

5 结 论

1)不同模型对高强混凝土轴压性能的预测结果差异较大,上升段差异2.4%~22.7%,下降段差异18.4%~58.3%;基于不同传统模型的配筋空心方钢管高强混凝土轴压性能预测曲线差异较大。

2)基于现有试验结果并结合理论推导,提出了基于ABAQUS中CDP模型的核心混凝土轴心受压行为模型以及膨胀角 φ 、偏心率 e 、拉压子午线中第二应力不变量的比值 K_c 、三轴抗压强度与双轴抗压强度之比 f_{b0}/f_{c0} 等关键塑性参数的确定方法;提出了钢管与钢筋材料本构关系确定方法。

3)通过网格试验研究、实体单元与壳单元的对比分析,确定了配筋空心方钢管高强混凝土轴压构件有限元建模方法。

4)将模型预测结果与现有试验结果对比,表明所提模型可较好预测配筋空心方钢管高强混凝土构件轴压性能。轴压承载力、峰值应变以及峰值后的残余承载力预测结果与相应试验结果之比的平均值分别为0.975、0.981、1.034,变异系数分别为0.088、0.205、0.179。

考虑到本文搜集到的试验结果参数范围有限,所提模型能否适用于更广的参数范围有待进一步试验验证。

参 考 文 献

[1] 韩林海. 钢管混凝土结构原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2023.
[2] 蒋小慧. 空心钢管混凝土支撑力学性能与应用研究[D]. 西

安:长安大学,2022.

[3] 李旭. 配筋空心方钢管高强混凝土轴压短柱力学性能研究[D]. 沈阳:沈阳建筑大学,2023.
[4] 黄政宇,谭彬. 活性粉末钢筋纤维混凝土受压应力-应变全曲线的研究[J]. 三峡大学学报(自然科学版),2007(5):415-420.
[5] OUYANG X, WU Z M, SHAN B, et al. A critical review on compressive behavior and empirical constitutive models of concrete[J]. Construction and Building Materials, 2022, 323, 126572.
[6] SAMANI A K, ATTARD M M. A stress-strain model for uniaxial and confined concrete under compression[J]. Engineering Structures, 2012, 41: 335-349.
[7] CHI Y, XU L, ZHANG Y. Experimental study on hybrid fiber-reinforced concrete subjected to uniaxial compression[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2014, 26(2): 211-218.
[8] DENG F Q, XU L H, CHI Y, et al. Effect of steel-polypropylene hybrid fiber and coarse aggregate inclusion on the stress-strain behavior of ultra-high performance concrete under uniaxial compression[J]. Composite Structures, 2020, 252, 112685.
[9] 韩林海. 钢管混凝土结构:理论与实践[M]. 4版. 北京:科学出版社,2022.
[10] TAO Z, WANG Z B, YU Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression[J]. Journal of Construction Steel Research, 2013, 89: 121-131.
[11] LUBLINER J, OLIVER J, OLLER S, et al. A plastic-damage model for concrete[J]. International Journal of Solids and Structures, 1989, 25: 299-329.
[12] LEE J., FENVES G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124(8): 892-900.
[13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢管混凝土结构技术规范:GB 50936—2014[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2014.
[14] 赵木子,徐成彦,王玉银,等. 再生骨料混凝土横向变形系数

- 及预测模型[J]. 工业建筑, 2023, 53(10): 143-150, 82.
- [15] 张斌, 胡红松, 杨朱金. 方钢管超高强钢纤维混凝土柱轴压性能研究[J]. 建筑材料学报, 2023, 26(5): 547-554.
- [16] YAN J B, CHEN A Z, ZHU J S. Behaviours of square UHPFRC-filled steel tubular stub columns under eccentric compression [J]. *Thin-Walled Structures*, 2021, 159, 107222.
- [17] YAN J B, YANG X Y, LUO Y L, et al. Axial compression behaviours of ultra-high performance concrete-filled Q690 high-strength steel tubes at low temperatures[J]. *Thin-Walled Structures*, 2021, 169, 108419.
- [18] 冯宸. 高强钢管超高性能混凝土短柱轴心受压性能研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2022.
- [19] 周凯凯. 方钢管超高性能混凝土短柱轴心受压性能研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2019.
- [20] CHEN S M, ZHANG R, JIA L J, et al. Structural behavior of UHPC filled steel tube columns under axial loading [J]. *Thin-Walled Structures*, 2018, 130: 550-563.
- [21] PAPANIKOLAOU V K, KAPPOS A J. Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression [J]. *International Journal of Solids and Structures*, 2007, 44(21): 7021-7048.
- [22] GRASSL P, JIRASEK M. Damage-plastic model for concrete failure[J]. *International Journal of Solids and Structures*, 2006, 43: 7166-7196.
- [23] YU T, TENG J G, WONG Y L, et al. Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker-Prager type plasticity model [J]. *Engineering Structures*, 2010, 32: 665-679.
- [24] WANG Y Z, WANG Y B, ZHAO Y Z, et al. Experimental study on ultra-high performance concrete under triaxial compression [J]. *Construction and Building Materials*, 2020, 263, 120225.
- [25] ZHAO M Z, LEHMAN D E, ROEDER C W. Modeling recommendations for RC and CFST sections in LS-Dyna including bond slip[J]. *Engineering Structures*, 2021, 229, 111612.