

文章编号:1673-2049(2014)01-0083-07

钢管混凝土轴压短柱界限套箍系数

吴鹏,赵均海,张常光,朱倩,李艳

(长安大学 建筑工程学院,陕西 西安 710061)

摘要:基于统一强度理论,借助钢管混凝土轴压短柱极限承载力计算公式的推导,得出了极限状态时钢管和混凝土之间的侧压力,提出了界限套箍系数的概念,并给出界限套箍系数的计算公式,同时分析了不同套箍系数时钢管的三向应力和钢管混凝土短柱的轴压应力-应变曲线出现不同发展趋势的原因,且理论分析得出的结论与相关文献的试验结果一致,说明分析过程的合理性;最后对影响因素进行了分析,根据分析结果提出了实用建议,并发现相关参考文献的界限套箍系数为该研究结果的特例。

关键词:钢管混凝土;统一强度理论;轴压;套箍系数;应力-应变曲线

中图分类号:TU398.9 **文献标志码:**A

Boundary Casing Hoop Coefficient for Concrete-filled Steel Tubular Stub Columns Under Axial Compression

WU Peng, ZHAO Jun-hai, ZHANG Chang-guang, ZHU Qian, LI Yan

(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China)

Abstract: Based on unified strength theory, a ultimate bearing capacity calculation formula for concrete-filled steel tubular stub columns under axial compression was proposed. The lateral pressure between the steel tube and concrete was given in the ultimate state. The concept of limit casing hoop coefficient was presented, and the calculation formulae of limit casing hoop coefficient were given. Meanwhile, the limit value of casing hoop coefficient was defined to analyze the reasons for different development trends with different casing hoop coefficients appeared in axial compression stress-strain curve, and the theoretical analysis results were similar to the experiment results in relevant literature, and the rationality of analysis process was pointed out. Finally, parametric studies were carried out to analyze the influencing factors, and the practical suggestions were put forward due to the analysis results. It was also found that the limit casing hoop coefficient of relevant references was a special case for this study.

Key words: concrete-filled steel tube; unified strength theory; axial compression; casing hoop coefficient; stress-strain curve

0 引言

钢管混凝土是钢管内填充混凝土形成的构件,

它具有承载力大、塑性和韧性好、施工方便等特点^[1],已被广泛应用于工程实际^[2]。目前,确定钢管混凝土轴压短柱极限承载力时所遵循的基本概念

收稿日期:2013-10-11

基金项目:国家自然科学基金项目(41202191);陕西省自然科学基金研究计划项目(2011JM7002);

教育部高等学校博士学科点专项科研基金项目(20110205130001)

作者简介:吴鹏(1988-),男,甘肃张掖人,工学硕士研究生,E-mail:wupeng6412@163.com。

是:钢管对核心混凝土提供了约束,使混凝土处于三向受压的应力状态,从而提高了承载力,并认为达到极限状态时钢管环向已经屈服^[3-20]。但不少研究者发现,在构件达到极限状态时,钢管环向并未屈服^[2];此时钢管的应力为何值,也难以直接由试验获得^[3];随着套箍系数的不同,在达到极限状态后,钢管混凝土短柱的轴压应力-应变曲线将出现上升、保持水平和下降3种不同的形式^[1],究其原因,至今尚未有理论方面的系统解释。

为此,本文中笔者基于统一强度理论^[15],借助钢管混凝土短柱轴压极限承载力计算公式的推导,运用函数极值的方法,得出钢管混凝土短柱在极限状态时的轴压承载力和此时钢管与混凝土之间的侧压力;然后,根据极限状态时钢管环向是否屈服,提出界限套箍系数的概念,分析了不同套箍系数时钢管的应力,并分析了钢管混凝土短柱在达到轴压极限状态后,应力-应变曲线出现不同发展趋势的原因,最后,对影响因素进行了分析。

1 统一强度理论

统一强度理论是俞茂宏对强度理论长期研究的成果,它考虑了所有应力分量对材料强度的不同影响,可以广泛而灵活地应用于各种不同的材料,其主要应力形式的数学表达式为^[15]

$$\left. \begin{aligned} F = \sigma_1 - \frac{\alpha}{1+b} (b\sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_s, \quad \sigma_2 \leq \frac{\sigma_1 + \alpha\sigma_3}{1+\alpha} \\ F' = \frac{1}{1+b} (\sigma_1 + b\sigma_2) - \alpha\sigma_3 = \sigma_s, \quad \sigma_2 \geq \frac{\sigma_1 + \alpha\sigma_3}{1+\alpha} \end{aligned} \right\} (1)$$

$$\alpha = \frac{\sigma_s}{\sigma_c}, b = \frac{(1+\alpha)\tau_s - \sigma_s}{\sigma_s - \tau_s} \quad (2)$$

式中: F, F' 均为主应力强度理论函数; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ 分别为第一、第二、第三主应力; α 为材料的拉压比; $\sigma_s, \sigma_c, \tau_s$ 分别为材料的拉伸屈服应力、压缩屈服应力、剪切屈服应力; b 为反映中间主切应力及相应面上的正应力对材料破坏影响程度的系数,同时不同的 b 值对应不同的强度理论,其取值范围为 $0 \sim 1$ 。

2 钢管混凝土轴压短柱界限套箍系数

2.1 钢管混凝土轴压短柱极限承载力

2.1.1 钢管受力分析

钢管混凝土短柱在轴压极限状态时,钢管处于轴向和径向受压、环向受拉的应力状态,其截面受力如图1所示,其中, D 为钢管直径, t 为钢管壁厚, p 为钢管内壁受到的侧压力, σ_θ 为钢管受到的环向拉力,由于 $t \ll D$, 可认为 σ_θ 沿钢管壁厚均匀分布。

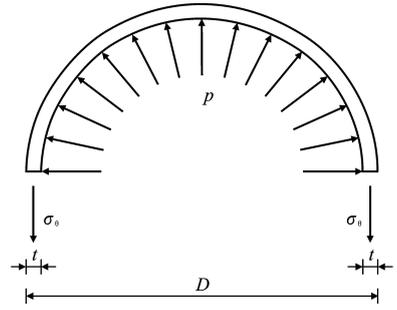


图1 钢管受力

Fig.1 Forces of Steel Tube

由力的平衡条件可知

$$\sigma_\theta = \frac{(D-2t)p}{2t} \quad (3)$$

钢管内壁受到的径向压力为 p , 外壁受到的径向压力为 0 , 因为 $t \ll D$, 可近似认为钢管受到的径向压力 σ_r 沿壁厚呈线性分布, 为简化计算, 取其平均值, 则 $\sigma_r = p/2$ 。

若规定: 受拉为正, 受压为负, 且 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, 则钢管的三向应力满足

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 = \sigma_\theta = \frac{(D-2t)p}{2t} \\ \sigma_2 = \sigma_r = -\frac{p}{2} \\ \sigma_3 = -\sigma_z \end{aligned} \right\} (4)$$

式中: σ_z 为钢管受到的轴向压力。

由于极限状态时 $\sigma_\theta > \sigma_z$ ^[4], 且对于钢材常取 $\alpha = 1$, 式(4)显然满足式(1), 将式(4)和 $\alpha = 1$ 代入式(1), 得

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z = (1+b)f_y - \chi p \\ \chi = \frac{(D-2t)(1+b) + tb}{2t} \end{aligned} \right\} (5)$$

式中: χ 为钢管轴压强度的侧压力影响系数, 反映钢管与混凝土之间的侧压力对钢管轴压强度改变的影响程度; f_y 为钢管的屈服强度。

2.1.2 混凝土受力分析

钢管混凝土短柱达到轴压承载力极限时, 混凝土处于三向受压 ($0 > \sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) 的状态, 文献[5]中基于统一强度理论, 给出了此时混凝土的轴向压力

$$f_z = f_{cy} + kp \quad (6)$$

式中: f_z 为混凝土所受的轴向压力; f_{cy} 为混凝土的轴心抗压强度, $f_{cy} = k_1 k_2 k_3 f_{cu}$ ^[3], k_1 为混凝土立方体抗压强度与圆柱体抗压强度间的转换系数, $k_1 = 0.75$, k_2 为考虑加载速率等因素的折减系数, $k_2 = 0.88$, k_3 为尺寸效应系数, $k_3 = 1.67(D-2t)^{-0.112}$, f_{cu} 为混凝土的立方体抗压强度; k 为混凝土的侧压

增强系数,文献[16]中研究发现, k 与 p/f_{cy} 有关,当 $p/f_{cy}=0.2$ 时, $k=5.0$;当 $p/f_{cy}=0.5$ 时, $k=4.0$;当 $p/f_{cy}=1.0$ 时, $k=2.6$ 。

经线性回归可得

$$k = -2.9796(p/f_{cy} - 1.8644) \quad (7)$$

2.1.3 钢管混凝土轴压短柱极限承载力计算公式

钢管混凝土短柱轴压承载力 N 为钢管和混凝土的轴向承载力之和,即

$$\left. \begin{aligned} N &= A_s \sigma_z + A_c f_z \\ A_s &= \pi t(D-t) \\ A_c &= 0.25\pi(D-2t)^2 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中: A_s 、 A_c 分别为钢管和混凝土的截面面积。

将式(6)和式(7)代入式(8),整理得

$$N = A_s f_y + A_c f_{cy} + (kA_c - \chi A_s) p \quad (9)$$

对于一个确定的钢管混凝土构件,在承受轴向荷载时,式(9)等号右边只有 $(kA_c - \chi A_s) p$ 是变化的,且由于 k 是 p 的一次函数,故 N 是关于 p 的二次函数;根据二次函数的性质可知, N 存在极值,即为钢管混凝土短柱的轴压极限承载力 N_{max} ,此时应有 $\frac{dN}{dp} = 0$ 。因此将式(9)等号两边对 p 求一阶导数,

并令 $\frac{dN}{dp} = 0$,可得

$$p_0 = \frac{5.555 \ 2\lambda f_y - \lambda^2 f_y \chi}{5.959 \ 2\xi} \quad (10)$$

式中: p_0 为钢管混凝土短柱在轴压极限状态时钢管和混凝土之间的侧压力; λ 为截面的含钢率, $\lambda = A_s/A_c$; ξ 为套箍系数, $\xi = A_s f_y / (A_c f_{cy})$ 。

钢管混凝土短柱的轴压极限承载力为

$$N_{max} = N_{s+c} + \Omega p_0 \quad (11)$$

式中: N_{s+c} 为钢管混凝土短柱的名义轴压极限承载力,其含义为钢管和混凝土各自单轴抗压承载力的叠加, $N_{s+c} = A_s f_y + A_c f_{cy}$; Ω 为钢管混凝土短柱轴压承载力的侧压力提高系数,体现了钢管和混凝土之间的侧压力对钢管混凝土短柱轴压承载力的贡献, $\Omega = kA_c - \chi A_s$ 。

不难发现,式(11)用简单的形式体现了钢管混凝土的工作原理:由于钢管和混凝土之间侧压力的存在,使得钢管混凝土短柱的轴压极限承载力明显高于钢管和混凝土单轴抗压强度的简单叠加,且承载力提高的程度与钢管和混凝土间的极限状态侧压力 p_0 有关,即与套箍系数 ξ 有关,故式(11)具有明确的物理意义。

因此,要计算钢管混凝土短柱的轴压极限承载力 N_{max} ,应先根据给定的参数分别计算 λ 和 ξ ,然后

将其代入式(10)得出 p_0 ,而后再将 p_0 代入式(11)计算出 N_{max} 。

2.2 钢管混凝土轴压短柱界限套箍系数

为简化分析过程,假设钢材为理想弹塑性材料,其应力-应变($\sigma\epsilon$)关系共分为2个阶段:第1阶段为理想弹性阶段,第2阶段为理想塑性阶段。钢材的应力-应变曲线如图2所示。

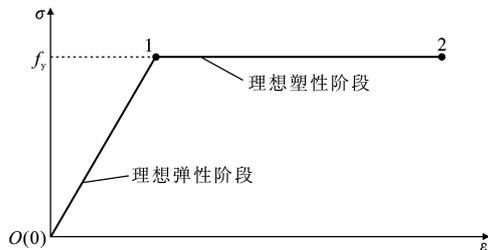


图 2 钢材的应力-应变曲线

Fig. 2 Stress-strain Curve of Steel

由图2可知:0—1阶段为理想弹性阶段,应力和应变呈线性关系;在点1达到钢材的屈服强度;1—2阶段为理想塑性阶段,此阶段应力保持不变而应变不断增大;到点2时钢材破坏。

2.2.1 界限套箍系数

当钢管混凝土短柱达到轴压承载力极限状态时,由于假设钢材是理想弹塑性材料,则钢管的环向拉力应满足 $\sigma_0 \leq f_y$,由式(3),(10)可得

$$\sigma_0 = \frac{D-2t}{2t} p_0 = \frac{(5.555 \ 2\lambda - \lambda^2 \chi)(D-2t) f_y}{11.918 \ 4t \xi} \leq f_y \quad (12)$$

由式(12)可得

$$\xi \geq \frac{(5.555 \ 2\lambda - \lambda^2 \chi)(D-2t)}{11.918 \ 4t} = \xi_0 \quad (13)$$

式中: ξ_0 为界限套箍系数,它是钢管混凝土短柱达到轴压极限承载力时,判断钢管环向是否屈服和轴向是否丧失承载力的临界值,也是判断钢管混凝土短柱的轴压应力-应变曲线在达到极限状态后的发展趋势的依据。

2.2.2 极限状态时钢管应力分析

在钢管混凝土短柱达到轴压极限状态时,钢管径向压力 $\sigma_r = \frac{p_0}{2}$,环向拉力 $\sigma_0 = \frac{D-2t}{2t} p_0$,将式(3)代入式(5)可知,轴向压力 $\sigma_z = (1+b)(f_y - \sigma_0) - b\sigma_r$ 。因为 σ_r 相对于 σ_0 和 σ_z 很小,为简化分析,将 σ_r 忽略不计^[2],则 $\sigma_r = 0$, $\sigma_0 = \frac{D-2t}{2t} p_0$, $\sigma_z = (1+b) \cdot (f_y - \sigma_0)$ 。根据 ξ 和 ξ_0 的相对关系,对钢管的应力分析过程如下:

(1) 当 $\xi > \xi_0$ 时, 由式(12), (13)可知, $\sigma_0 = \frac{D-2t}{2t}p_0 < f_y$, 则 $\sigma_z = (1+b)(f_y - \sigma_0) > 0$, 此时钢管和混凝土间的侧压力 $p_0 = \frac{5.555 \cdot 2\lambda f_y - \lambda^2 f_y \chi}{5.959 \cdot 2\xi}$, 即钢管混凝土短柱达到轴压极限状态时, 钢管环向并未屈服, 轴向未丧失承载力, 与混凝土共同承受荷载。

(2) 当 $\xi = \xi_0$ 时, 恰好有 $\sigma_0 = f_y$ 和 $\sigma_z = 0$, 此时 $p_0 = \frac{5.555 \cdot 2\lambda f_y - \lambda^2 f_y \chi}{5.959 \cdot 2\xi_0}$, 即钢管混凝土短柱达到轴压极限状态时, 钢管环向恰好屈服, 即钢管恰好进入塑性阶段, 轴向丧失承载力, 只有混凝土承受荷载。

(3) 当 $\xi < \xi_0$ 时, 由式(12), (13)应有 $\sigma_0 > f_y$ 和 $\sigma_z < 0$, 因为假定钢材为理想弹塑性材料, 这种情况不可能发生, 故应取 $\xi = \xi_0$ 的情况进行分析, 应有 $\sigma_0 = f_y$ 和 $\sigma_z = 0$, 即钢管混凝土短柱达到轴压极限状态时, 钢管环向已经屈服, 轴向完全丧失承载力, 只有混凝土承受荷载。但 $\xi < \xi_0$ 时的情况仍具有明确的理论意义, 随着 $\xi_0 - \xi$ 的增大, $\sigma_0 - f_y$ 越大, 同时 $0 - \sigma_z$ 越大, 即随着 ξ 相对 ξ_0 的减小, 钢管环向相对钢管混凝土短柱轴压极限状态越早屈服, 在钢管混凝土短柱达到轴压极限状态前, 钢管越早进入塑性阶段, 轴向越早丧失承载力。

2.2.3 应力-应变曲线发展趋势分析

由于 ξ 和 ξ_0 的相对关系, 钢管混凝土短柱达到轴压极限承载力后, 若要继续承受荷载, 则其轴压应力-应变($\sigma_{sc}-\epsilon$)关系曲线将会出现不同的发展趋势, 如图3所示, 其中, σ_{sc} 为钢管混凝土的组合压应力, $\sigma_{sc} = \frac{N}{A_s + A_c}$, 在点1处, 钢管混凝土短柱达到轴压极限状态, f_{scy} 为轴压极限状态时的组合压应力, 0—1段是根据文献[1]中的研究得出的, $\xi_i (i=1\sim 5)$ 为钢管混凝土短柱套箍系数可能出现5种具有代表性的情况, 依次从大到小排列, 其中, ξ_3 恰好等于界限套箍系数 ξ_0 , $\xi_1 > \xi_2 > \xi_3 = \xi_0 > \xi_4 > \xi_5$ 。

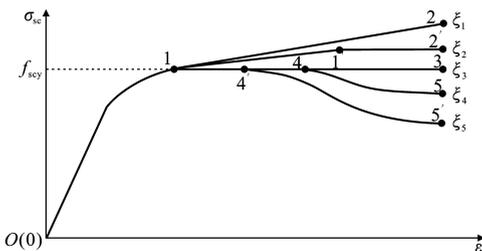


图3 钢管混凝土的轴压应力-应变曲线

Fig. 3 Axial Compression Stress-strain Curves of Concrete-filled Steel Tube

钢管混凝土短柱达到轴压极限承载力 N_{max} 后, 其 $\sigma_{sc}-\epsilon$ 曲线的发展趋势分析过程如下:

(1) 若 $\xi > \xi_0$, σ_{sc} 到达图3中的点1时, 钢管环向并未屈服, 处于图2中的弹性阶段; 随着轴向荷载的增加, 钢管混凝土短柱的轴向压应变增加, 混凝土的横向变形也在增大, 挤压钢管内壁迫使其产生更大的环向拉应变, 造成钢管的 σ_0 增大, 同时钢管和混凝土间的侧压力 p 也随之增大, 混凝土受到了更好的横向约束; 此时虽然钢管的轴向承载力 $N_s = A_s \sigma_z$ 在减小, 但由于混凝土受到钢管对其更好的横向约束, 导致混凝土的轴向承载力 $N_c = A_c f_z$ 在增加, 且增加的幅度大于 N_s 减小的幅度, 总体上表现为钢管混凝土的 σ_{sc} 在增加, 故出现了图3中的1—2上升段($\xi = \xi_1$); 若 $\xi > \xi_0$ 且 ξ 与 ξ_0 较接近, 随着钢管环向拉应变的增大, 钢管的 σ_0 先增大, 而后进入塑性阶段, σ_0 保持不变, 导致 p 也先增大而后保持不变, 总体上表现为 σ_{sc} 先增大后保持不变, 故出现了图3中的1—1'—2'先上升后平直的阶段($\xi = \xi_2$), 且 ξ 与 ξ_0 越接近, 平直段1'—2'的长度越长。由于钢管环向在极限状态时未屈服, 且具有很好的剩余变形能力, 故构件具有很好的延性。

(2) 若 $\xi = \xi_0$, σ_{sc} 到达图3中的点1时, 钢管环向恰好屈服, 处于图2中塑性阶段的开始处; 随着轴向荷载的增加, 钢管混凝土短柱的轴向压应变增加, 混凝土的横向变形增大, 且不断挤压钢管内壁迫使钢管的环向拉应变增大, 但由图2可知, 此时钢管的 σ_0 却不再增加, 导致 p 也保持不变, 混凝土受到了稳定的横向约束; 此时 $N_s = 0$, 由于混凝土受到钢管对其稳定的横向约束, 混凝土的轴向承载力 N_c 保持不变, 总体上表现为 σ_{sc} 保持不变, 故出现了图3中的1—3平直段($\xi = \xi_3$)。由于钢管环向在极限状态时恰好屈服, 具有较好的剩余变形能力, 故构件具有较好的延性。

(3) 若 $\xi < \xi_0$, σ_{sc} 到达图3中的点1时, 钢管环向早已屈服, 且相对于图3中的点1, 钢管环向屈服的早晚程度取决于 $\xi_0 - \xi$ 的大小, 此时, 钢管处于图2中塑性阶段的某处; 随着轴向荷载的增加, 钢管混凝土短柱的轴向压应变增加, 混凝土的横向变形增大, 且不断挤压钢管内壁迫使钢管的环向拉应变增大, 但由图2可知, 此时钢管的 σ_0 却不再增加直至到达图2中的点2钢管破坏, 导致 p 先保持不变, 而后在钢管破坏后为0, 即混凝土先受到稳定的横向约束, 在钢管破坏后失去侧向约束而强度降低; 因此 σ_{sc} 先保持不变而后开始下降, 出现了图3中的1—4—5

先平直而后下降的阶段($\xi = \xi_1$),且由于钢管环向在极限状态时早已屈服,剩余变形能力较弱,故构件相对于前 2 种情况延性较差。由上述分析可知, ξ 越小,钢管环向越早屈服,剩余变形能力越差,则 $\sigma_{sc}-\epsilon$ 曲线中平直段的长度越短,见图 3 中的 1—4'—5' 阶段($\xi = \xi_5$)。

上述理论分析得出的结论与文献[1]中的试验分析结果一致,说明了以上分析过程的合理性。

3 计算对比及参数分析

3.1 轴压极限承载力公式的计算对比

为验证式(11)的正确性,用其计算了文献[1]和文献[6]~[14]中共 132 个试件的轴压极限承载力的理论值(为简化计算,此处取 $b=0.25$ 计算),并与试验结果进行了对比,发现计算结果与试验结果吻合良好,其中 $\xi > \xi_0$ 的试件有 50 个, $\xi < \xi_0$ 的试件有 82 个,对比结果见图 4,其中, N_{exp} 为文献中的轴压极限承载力试验值。

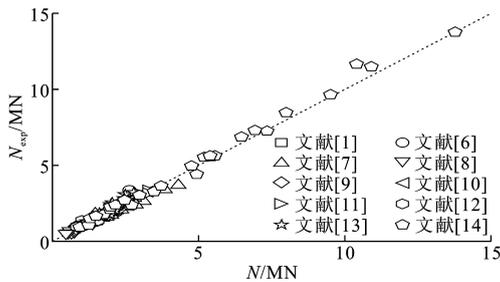


图 4 承载力计算结果与试验结果的比较

Fig. 4 Comparisons Between Calculation Results and Experiment Results of Bearing Capacities

3.2 轴压极限承载力的影响因素分析

由式(11)可知,钢管混凝土短柱的轴压极限承载力与钢管混凝土的截面尺寸、材料强度有关,即 N_{max} 与 D, t, f_y, f_{cu} 有关;显然,保持这 4 项因素中的 3 项不变,而增加或减小其中的某 1 项,钢管混凝土短柱的轴压极限承载力会随之增加或减少。因此本文中只研究这 4 项因素中 3 项保持不变,其中 1 项增加或减少一定的百分率时,极限承载力相对于钢管混凝土的 N_{s+c} 提高或降低的百分率,即研究 $\Delta = (\Omega p_0 / N_{s+c}) \times 100\%$ 的变化规律。取初始值为: $b = 0, D = 200 \text{ mm}, t = 3.48 \text{ mm}, f_y = 300 \text{ MPa}, f_{cu} = 30 \text{ MPa}$,此时恰好有 $\xi = \xi_0 \approx 1.20$,分析结果见图 5。

从图 5 可以看出,若其他因素不变, D 或 f_{cu} 增减一定百分率时, Δ 的变化趋势基本一致,且在变化率为 50% 左右时达到最大值,此时由计算可知 $\xi < \xi_0$,应力-应变曲线有下降段; t 或 f_y 增减一定百分

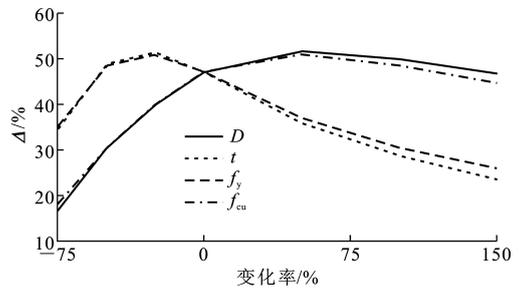


图 5 极限承载力影响因素分析结果

Fig. 5 Analysis Results of Influencing Factors for Ultimate Bearing Capacity

率时, Δ 的变化趋势基本一致,且在变化率为 -25% 左右时达到最大值,此时仍有 $\xi < \xi_0$,应力-应变曲线有下降段;当 $\xi = \xi_0$,即变化率为 0 时, Δ 均为最大值的 92% 左右。

因此, $\xi < \xi_0$ 时能最大限度地提高钢管混凝土短柱轴压极限承载力,但此时钢管混凝土短柱破坏时的延性相对较差。因此在设计钢管混凝土柱时,为尽可能提高轴压极限承载力的同时满足一定的延性要求,尽量令设计参数 D, t, f_y, f_{cu} 满足 $\xi = \xi_0$ 。

3.3 界限套箍系数的影响因素分析

在对文献[1]和文献[6]~[14]中共 132 个轴压短柱试验数据的计算过程中发现,无论钢管混凝土的截面尺寸和材料参数为何值,只要强度理论参数 b 确定,不同试件计算出的界限套箍系数 ξ_0 的变化很小,因此可近似认为 ξ_0 只与 b 有关。因此任意选取一个试件的尺寸及材料强度,代入式(13)分析 ξ_0 与 b 的关系,如图 6 所示。从图 6 可以看出,随着 b 的增大, ξ_0 减小,且二者呈线性关系。

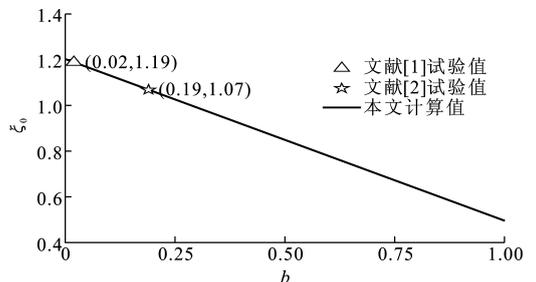


图 6 ξ_0 与 b 的关系

Fig. 6 Relation Between ξ_0 and b

文献[1]和文献[2]中通过试验也发现:钢管混凝土短柱轴压应力-应变曲线在达到极限承载力后,出现平直段的套箍系数(本文中的界限套箍系数)近似为一常数,与本文中的结论一致。文献[1]和文献[2]中通过试验确定的界限套箍系数分别为 $\xi_0 \approx 1.12$ 和 $\xi_0 \approx 1.00$,但计算套箍系数时立方体抗压强

度与圆柱体抗压强度间的转换系数为 0.8,而本文中取为 0.75,故将其转换为适用本文情况时的界限套箍系数则分别为 $\xi_0 \approx 1.19$ 和 $\xi_0 \approx 1.07$ (图 6),相应的强度理论参数分别为 $b=0.02$ 和 $b=0.19$ 。

3.4 应力-应变曲线发展趋势的影响因素分析

由第 3.3 节中的分析可知,当强度理论参数 b 确定时,界限套箍系数 ξ_0 为一常数。因此,为研究钢管混凝土短柱达到轴压极限状态后的应力-应变关系曲线发展趋势,只需要分析 D, t, f_y, f_{cu} 对套箍系数 ξ 的影响,并比较 ξ 与 ξ_0 的相对关系,如图 7 所示。取初始值为: $b=0, D=200$ mm, $t=3.48$ mm, $f_y=300$ MPa, $f_{cu}=30$ MPa, 此时恰好有 $\xi=\xi_0 \approx 1.20$, ξ 的影响因素分析结果如图 7 所示。

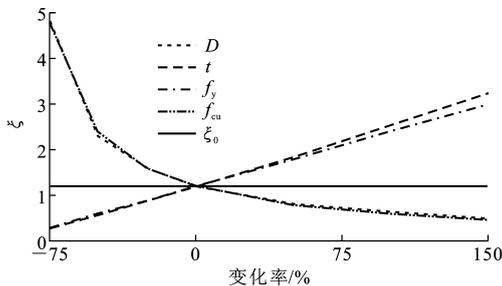


图 7 ξ 的影响因素分析结果

Fig. 7 Analysis Results of Influencing Factors for ξ

从图 7 可以看出,若其他因素不变:

(1)随着 t 或 f_y 的增大, ξ 从小于 ξ_0 逐渐增大到大于 ξ_0 , 结合第 2.2.3 节中的分析可知,钢管混凝土短柱达到轴压极限状态后,随着 t 或 f_y 的增大,应力-应变曲线的发展趋势依次是:先平直后下降,且平直段越来越长;然后整体渐渐趋于平缓;而后开始先上升后平直,且平直段越来越短;最后只有上升段。

(2)随着 D 或 f_{cu} 的增大, ξ 从大于 ξ_0 的状态逐渐减小到小于 ξ_0 的状态,结合第 2.2.3 节中的分析可知,钢管混凝土短柱达到轴压极限状态后,随着 D 或 f_{cu} 的增大,应力-应变曲线的发展趋势依次是:先只有上升段,接着开始先上升后平直,且平直段越来越长,然后整体渐渐趋于平缓,最后开始先平直后下降,且平直段越来越短。

4 结 语

(1)基于统一强度理论推导了钢管混凝土短柱的轴压承载力计算公式以及钢管混凝土短柱在极限状态时的轴压承载力和此时钢管与混凝土之间的侧压力;所得计算公式形式简单,各参数物理意义明

确,且正确性和适用性得到相关文献试验验证。

(2)根据钢管混凝土短柱达到轴压极限状态时钢管环向是否屈服,提出了界限套箍系数的概念,据此分析不同套箍系数时钢管的三向应力大小,并研究钢管混凝土短柱达到轴压极限状态后,构件应力-应变关系曲线随不同套箍系数而出现不同发展趋势的原因,具有一定的理论意义。

(3)通过对设计参数的影响分析发现:在设计钢管混凝土柱时,为尽可能提高钢管混凝土柱轴压极限承载力的同时满足一定的延性要求,尽量令设计参数 D, t, f_y, f_{cu} 满足 $\xi=\xi_0$ 。

(4)无论钢管混凝土的截面尺寸和材料参数为何值,只要强度理论参数 b 确定,计算出的界限套箍系数 ξ_0 的变化很小,可近似认为 ξ_0 只与 b 有关,并且发现 ξ_0 随着 b 的增大而不断减小;文献[1]和文献[2]中通过试验得出的 ξ_0 为本文式(13)中 b 分别取 0.02, 0.19 的特例。

参考文献:

References:

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构——理论与实践[M]. 2版. 北京:科学出版社,2004.
HAN Lin-hai. Concrete Filled Steel Tubular Structures: Theory and Practice[M]. 2nd ed. Beijing: Science Press, 2004.
- [2] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 3版. 北京:清华大学出版社,2003.
ZHONG Shan-tong. Concrete Filled Steel Tubular Structures[M]. 3rd ed. Beijing: Tsinghua University Press, 2003.
- [3] 江 枣, 钱稼茹. 钢管混凝土短柱轴心受压承载力与钢管作用研究[J]. 建筑结构, 2010, 40(8): 94-98.
JIANG Zao, QIAN Jia-ru. Study on Compressive Strength and Steel Tube Functions of Centrally Loaded Short Concrete Filled-steel Tube Columns [J]. Building Structure, 2010, 40(8): 94-98.
- [4] 翟 越, 赵均海, 计 琳, 等. 钢管混凝土轴向受压短柱承载力的统一解[J]. 长安大学学报:自然科学版, 2006, 26(3): 55-58.
ZHAI Yue, ZHAO Jun-hai, JI Lin, et al. Unified Solutions on Axial Compressive Strength of Concrete Filled Steel Tube[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2006, 26(3): 55-58.
- [5] 赵均海, 顾 强, 马淑芳. 钢管混凝土承载力的研究[J]. 西北建筑工程学院学报:自然科学版, 2001, 18(2): 1-4.
ZHAO Jun-hai, GU Qiang, MA Shu-fang. Load Capa-

- bility Analysis of Concrete Filled Steel Tube[J]. Journal of Northwestern Institute of Architectural Engineering: Natural Sciences, 2001, 18(2): 1-4.
- [6] 谭克锋,蒲心诚,蔡绍怀. 钢管超高强混凝土的性能与极限承载能力的研究[J]. 建筑结构学报, 1999, 20(1): 10-15.
TAN Ke-feng, PU Xin-cheng, CAI Shao-huai. Study on the Mechanical Properties of Steel Extra-high Strength Concrete Encased in Steel Tubes[J]. Journal of Building Structures, 1999, 20(1): 10-15.
- [7] 贺锋,周绪红,唐昌辉. 钢管高强混凝土轴压短柱承载力性能的试验研究[J]. 工程力学, 2000, 17(4): 61-66.
HE Feng, ZHOU Xu-hong, TANG Chang-hui. Experimental Research on the Bearing Behavior of High-strength-concrete-filled Steel Tube Under Axial Compression[J]. Engineering Mechanics, 2000, 17(4): 61-66.
- [8] 汤关柞,招炳泉,竺惠仙,等. 钢管混凝土基本力学性能的研究[J]. 建筑结构学报, 1982, 3(1): 13-31.
TANG Guan-zuo, ZHAO Bing-quan, ZHU Hui-xian, et al. Study on the Fundamental Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tubular Columns[J]. Journal of Building Structures, 1982, 3(1): 13-31.
- [9] 王玉银,张素梅. 圆钢管高强混凝土轴压短柱剥离分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2003, 35(增): 31-34.
WANG Yu-yin, ZHANG Su-mei. Individual Behavior of Steel Tube and Concrete in CFST Stub Columns Subjected to Axial Compression[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2003, 35(S): 31-34.
- [10] 余志武,丁发兴,林松. 钢管高性能混凝土短柱受力性能研究[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(2): 41-47.
YU Zhi-wu, DING Fa-xing, LIN Song. Researches on Behavior of High-performance Concrete Filled Tubular Steel Short Columns[J]. Journal of Building Structures, 2002, 23(2): 41-47.
- [11] YU Z W, DING F X, CAI C S. Experimental Behavior of Circular Concrete-filled Steel Tube Stub Columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(2): 165-174.
- [12] GIAKOUMELIS G, LAM D. Axial Capacity of Circular Concrete-filled Tube Columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60(7): 1049-1068.
- [13] O'SHEA M D, BRIDGE R Q. Design of Circular Thin-walled Concrete Filled Steel Tubes [J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126(11): 1295-1303.
- [14] SAKINO K, NAKAHARA H, MORINO S, et al. Behavior of Centrally Loaded Concrete-filled Steel-tube Short Columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 180-188.
- [15] 俞茂宏. 强度理论新体系: 理论、发展和应用[M]. 2版. 西安: 西安交通大学出版社, 2011.
YU Mao-hong. A New System of Strength Theory: Theory, Development and Application [M]. 2nd ed. Xi'an: Xi'an Jiaotong University Press, 2011.
- [16] CANDAPPA D C, SANJAYAN J G, SETUNGE S. Complete Triaxial Stress-strain Curves of High-strength Concrete [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2001, 13(3): 209-215.
- [17] 陆新征,张万开,李易,等. 方钢管混凝土短柱轴压承载力尺寸效应[J]. 沈阳建筑大学学报: 自然科学版, 2012, 28(6): 974-980.
LU Xin-zheng, ZHANG Wan-kai, LI Yi, et al. Size Effect of Axial Strength of Concrete-filled Square Steel Tube Columns [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University: Natural Science, 2012, 28(6): 974-980.
- [18] 陈勇,董志峰,张耀春. 方形薄壁钢管混凝土轴压短柱约束模型的建立[J]. 工程力学, 2012, 29(9): 157-165, 176.
CHEN Yong, DONG Zhi-feng, ZHANG Yao-chun. The Confined Model on Square Stub Column of Concrete-filled Thin-walled Steel Tube [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(9): 157-165, 176.
- [19] 王玉银,耿悦,张素梅. 钢管微膨胀混凝土轴压短柱长期变形研究[J]. 中国公路学报, 2011, 24(6): 57-63.
WANG Yu-yin, GENG Yue, ZHANG Su-mei. Research on Long-term Deformation of Concrete-filled Steel Tubular Stubs with Expansive Additive Under Axial Loading [J]. China Journal of Highway and Transport, 2011, 24(6): 57-63.
- [20] 谷利雄,丁发兴,付磊,等. 圆端形钢管混凝土轴压短柱受力性能研究[J]. 中国公路学报, 2014, 27(1): 57-63.
GU Li-xiong, DING Fa-xing, FU Lei, et al. Mechanical Behavior of Concrete-filled Round-ended Steel Tubular Stub Columns Under Axial Load [J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, 27(1): 57-63.

