

钢管柱-剪力墙转换节点抗震性能的数值模拟*

胡亮^{1,2} 杨子明¹ 詹旭³ 陈驹¹

(1. 浙江大学建筑工程学院, 杭州 310058; 2. 东方电气集团东方锅炉股份有限公司, 成都 610000;
3. 四川轻工大学自动化与信息工程学院, 四川自贡 643000)

摘要:为探讨轴向压力和低周往复荷载双重作用下,不同高度混凝土内填充的钢管柱的抗震性能,将有限元模型和试验结果进行比较,验证了有限元建模方法的准确性。基于已验证的有限元模型,围绕滞回曲线、骨架曲线、初始刚度和刚度退化曲线、能量耗能能力,探究核心混凝土高度、核心混凝土强度、外钢管的钢材强度、轴压比和构件的径厚比等参数对钢管柱抗震性能的影响。结果表明:1)核心混凝土的高度对钢管柱的抗震性能影响最为显著,填充混凝土高度较低的钢管柱由于混凝土填充量较小,其峰值荷载和失效位移较低;随着混凝土高度从1/4钢管柱高度增加到1/2钢管柱高度,峰值荷载和失效位移显著提高,循环加载总次数也明显增加,因此,在设计钢管柱时,应特别关注混凝土的填充高度,以确保足够的抗震性能;2)核心混凝土和钢材的强度对抗震性能的影响较小,高强度混凝土和钢材不会显著增加钢管柱的初始刚度,即在一定范围内,可以选择不同的混凝土和钢材材料,而不会对抗震性能产生重大影响,但实际工程中,仍然需要根据具体情况选择合适的材料以满足强度和刚度要求;3)轴压比和构件径厚比的增加可以在一定程度上提高抗震性能,特别是对耗能能力有积极影响,增加轴压比可以提高钢管柱的承载能力,而增加构件的径厚比可以增加钢管柱的刚度,从而增加其抗震性能,因此,在实际设计中,需要综合考虑这两个参数以优化钢管柱的抗震性能。

关键词:钢管柱;混凝土;抗震性能;数值分析

0 引言

在高层建筑、电信建筑和工业建筑等大型基础设施中,广泛选用上部钢构件和下部钢筋混凝土构件的钢-混凝土竖向混合结构形式^[1-2]。从工程实践的角度来看,组合结构具有以下优势^[3-5]:1)就刚度和轴向强度而言,钢筋混凝土柱的成本效益约为钢柱的10倍;2)在高层建筑中,钢筋混凝土柱为结构提供了良好的阻尼性能;3)在楼板系统中,选择钢材可以减轻结构的重量,提高施工速度。

然而,由于不同材料的物理特性(如:质量、刚度和阻尼特性)不同,两个子结构的机械性能将变得非常复杂^[6-9]。目前,对竖向混合结构的抗震性能已经进行了一些研究^[10-13]。研究结果表明,下部钢筋混凝土与上部钢结构的连接节点是组合结构的薄弱环节。连接节点作为一个关键部件,其力学性能对钢-混凝土竖向混合结构的整体抗震性能有重大影响,而且连接节点的施工相对复杂,施工质量不

易保证^[14]。由于缺乏相关研究,连接节点的设计方法和施工措施相对保守,并存在一系列问题(如钢管插入长度过长、钢材消耗高、节点施工操作区域有限)。为了解决这些问题,范重等^[15]提出了一种新型转换连接节点,并对该节点的抗震性能进行了研究,结果表明:钢管下插长度短的节点施工安全可靠,具有良好的抗震性能。在前人的研究基础上,Gao等^[16-17]进一步优化了上述节点的设计方法,并研究了该新型转换节点的滞回性能;试验结束后,发现增大轴压比对连接节点的抗震性能有积极影响,而内填混凝土对钢管柱底端的影响很小。

尽管高劲洋等^[17]提出的新型节点与传统节点相比有显著改进,但节点上部的内填混凝土高度仅

* 国家自然科学基金面上项目(52078249)。
第一作者:胡亮,高级工程师,主要从事电力及环保新能源结构设计。
Email: yangziming@zju.edu.cn
收稿日期: 2023-07-27

仅定义为钢管的直径。因此,本文将通过有限元方法研究内填不同高度混凝土的钢管柱的抗震性能,试件如图 1 所示。内填混凝土的高度分别为 1/4、2/4、3/4 和 1 倍的钢管柱高度。此外,还研究了混凝土强度和钢管强度对该钢管柱滞回性能的影响。

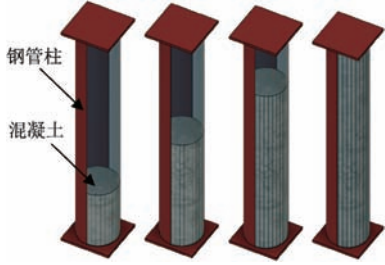


图 1 填充不同高度混凝土的钢管柱示意

Fig. 1 Schematic diagram of steel tubes filled with different heights of concrete

1 有限元模型

1.1 材料性能

使用运动硬化和各向同性模型组合对钢管材料进行建模,如图 2 所示。钢管的泊松比 ν 和杨氏模量 E_s 分别为 0.3 和 206 GPa。屈服强度(f_y)和极限强度(f_u)分别为 276 MPa 和 418 MPa^[18]。采用韩林海等^[19]提出的钢管应力-应变模型:

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_e = 0.8f_y/E_s \\ -A\varepsilon^2 + B\varepsilon + C & \varepsilon_e < \varepsilon \leq \varepsilon_{e1} = 1.5\varepsilon_e \\ f_y & \varepsilon_{e1} < \varepsilon \leq \varepsilon_{e2} = 10\varepsilon_{e1} \\ f_y \left(1 + 0.6 \cdot \frac{\varepsilon - \varepsilon_{e2}}{\varepsilon_{e3} - \varepsilon_{e2}} \right) & \varepsilon_{e2} < \varepsilon \leq \varepsilon_{e3} = 100\varepsilon_{e1} \\ 1.6f_y & \varepsilon > \varepsilon_e = 0.8f_y/E_s \end{cases} \quad (1)$$

其中 $A = 0.2f_y/(\varepsilon_{e1} - \varepsilon_e)^2$, $B = 2A\varepsilon_{e1}$

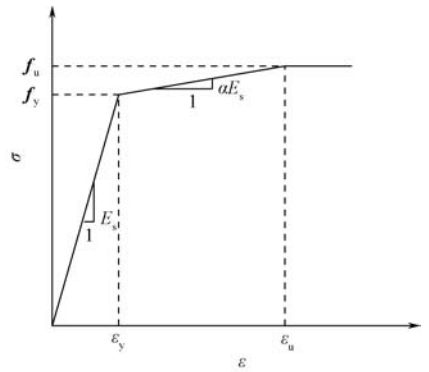
$$C = 0.8f_y + A\varepsilon_{e1}^2 - B\varepsilon_e$$

采用塑性混凝土损伤模型来模拟轴向压力和循环水平荷载双重作用下核心混凝土的受力行为。采用韩林海^[19]提出的可应用于 ABAQUS 软件的约束混凝土应力-应变模型:

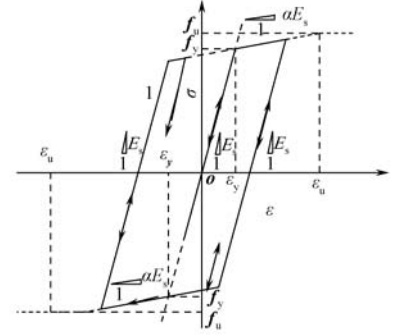
$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta_o(x-1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (2)$$

其中 $x = \varepsilon/\varepsilon_o$, $y = \sigma/\sigma_o$, $\sigma_o = f'_c$

$$\varepsilon_o = \varepsilon_c + \left[1400 + 800 \left(\frac{f'_c}{24} - 1 \right) \right] \cdot \xi^{0.2} \times 10^{-6}$$



(a) 单轴应力-应变模型



(b) 随动强化应力-应变模型

图 2 钢管的应力-应变模型

Fig. 2 Stress-strain model of the steel tube

$$\varepsilon_c = (1300 + 12.5f'_c) \times 10^{-6}$$

$$\beta_o = (2.36 \times 10^{-5})^{0.25 + (\xi - 0.5)^7} \cdot f'_c{}^2 \times 3.51 \times 10^{-4}$$

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}}$$

式中: f'_c 为核心混凝土的圆柱体抗压强度; ξ 为外钢管的约束系数; A_c 和 A_s 分别为混凝土和钢管的面积; f_{ck} 为混凝土强度特征值。

核心混凝土的抗拉性能模拟可分为两部分:1)在混凝土达到抗拉强度之前,采用线性关系来模拟其抗拉性能;2)在拉伸软化阶段,采用了混凝土断裂能 G_F ^[20]:

$$G_F = 73f_c'^{0.18} \quad (3)$$

$$f'_c = f_{ck} + 8 \quad (4)$$

混凝土的泊松比 ν 和弹性模量 E_c 分别设定为 0.2 和 30 750 MPa,平均抗压强度 f_{cu} 为 32.9 MPa^[21]。张劲等^[22]提出了适用于 ABAQUS 的塑性损伤参数,其损伤变量 d_t 或 d_c 根据式(5)计算:

$$d_k = \frac{(1 - \beta)\varepsilon^{\text{in}} E_s}{\sigma_k + (1 - \beta)\varepsilon^{\text{in}} E_s} \quad k = t, c \quad (5)$$

其中 $\beta = \frac{\varepsilon^{\text{pl}}}{\varepsilon^{\text{in}}}$

式中: t 和 c 分别为拉伸状态和压缩状态; ε^{pl} 和 ε^{in}

分别为塑性应变和非弹性应变; σ_k 为混凝土应力; β 为塑性应变与非弹性应变的比值,基于广泛的数值模拟分析, β 取 0.1。

1.2 单元类型、相互作用以及网格划分

核心混凝土和钢管分别采用八结点六面体线性减缩积分实体单元 (C3D8R) 和四结点曲壳单元 (S4R) 进行模拟^[23-24], 端板采用离散刚性壳进行模拟。为确定有效的网格密度, 对网格收敛性进行了研究。结果表明, 柱底部的单元尺寸设定为 0.1 的钢管直径, 剩余区域的单元尺寸设置为 70 mm。图 3 是建立的有限元模型。

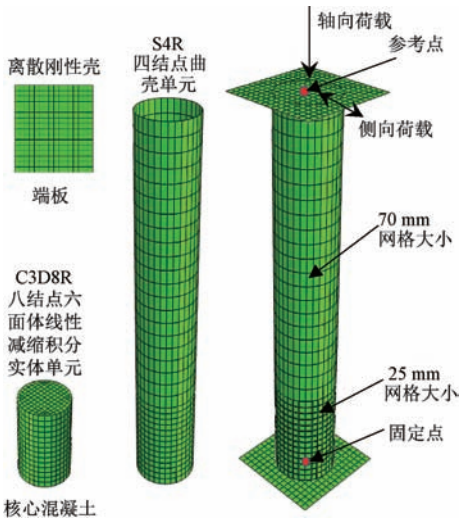


图 3 有限元模型建立

Fig. 3 Established finite element model

建立了离散刚性壳来模拟两个端板, 并分别与钢管和混凝土的端部连接。通过在下端板设置参考点来施加边界约束: 位移和转角的全约束。通过上端板的参考点施加水平循环荷载和轴向压缩荷载。在之前的数值研究中^[25], 钢管和核心混凝土的相互作用是采用了硬接触模型和库仑摩擦模型来模拟法向和切向的受力行为, 库仑摩擦模型中摩擦系数取 0.3^[26]。

1.3 加载模式

施加的水平循环位移荷载是根据图 4 中的加载模式^[27]来确定。图中位移是位移比和加载高度的乘积, 加载高度 (H) 等于 1 430 mm。第 1 个加载阶段由 3 个循环组成, 每个位移比对应于 1 个循环。当位移比达到 1% 时, 进入第 2 加载阶段: 一共 15 个循环, 每个位移比对应 3 个循环。在最后的加载阶段中, 可以观察到钢管柱底部出现明显的大变形, 因此可以减少加载循环的次数, 这意味着每个位移比只设置 2 个循环。该试验结束的标志是该试件承载能力

下降到峰值荷载的 85%。对于混凝土高度为 1 430 mm 的试件, 轴向压缩荷载 (N) 的计算公式为:

$$N = n(f'_c A_c + f_y A_s) \tag{6a}$$

对于混凝土高度不为 1 430 mm 的试件, 轴向压缩荷载 (N) 的计算公式为:

$$N = n(f_y A_s) \tag{6b}$$

式中: n 为轴压比。

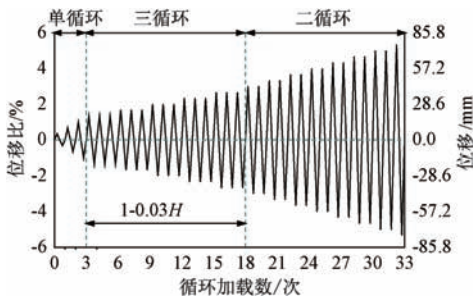


图 4 加载模式

Fig. 4 Loading scheme

1.4 有限元验证

先前的试验测试结果^[21]用于验证所开发的有限元模型。试样的详细信息列于表 1 中, 其中 D_o 为外钢管的直径; t_o 为钢管的厚度; H_c 为混凝土的高度。试验获得的荷载-位移曲线、破坏模式与有限元模型结果的比较如图 5 所示。可以发现, 试验结果和模拟结果相似, 有限元建模方法可以准确地预测试件的抗震性能。

表 1 试件信息^[21]

Table 1 Summary of the test specimens

试件	$D_o \times t_o / \text{mm}$	f_{cu} / MPa	f_y / MPa	H_c / mm	n
Z2504-n3	250×4	32.9	276	113	0.3
Z3004-n3	300×4	32.9	276	113	0.3

1.5 参数设置

为了方便参数分析, 分别对模拟模型的试件编号进行修改。例如, 将文献 [21] 中试件编号“Z3004-n3”修改为“Z3004-30-235-4”, 从中可知该试件中混凝土强度等级为 C30, 钢材钢号为 Q235, 混凝土高度等于钢管高度 (H_s)。另外, 关于模型试件编号的命名如下: “Z2504-30-235-1-N”表示该试件中混凝土强度等级为 C30, 钢材钢号为 Q235, 混凝土高度等于钢管高度 ($H_s/4$), 轴压比为 0.6。将已验证的有限元模型用于内填不同高度混凝土的钢管柱的抗震性能研究, 有限元模型将拓展研究核心混凝土强度、钢管强度、混凝土高度、轴压比以及径厚比对钢管柱滞回性能的影响。有限元模型的所有参数见表 2 所列。

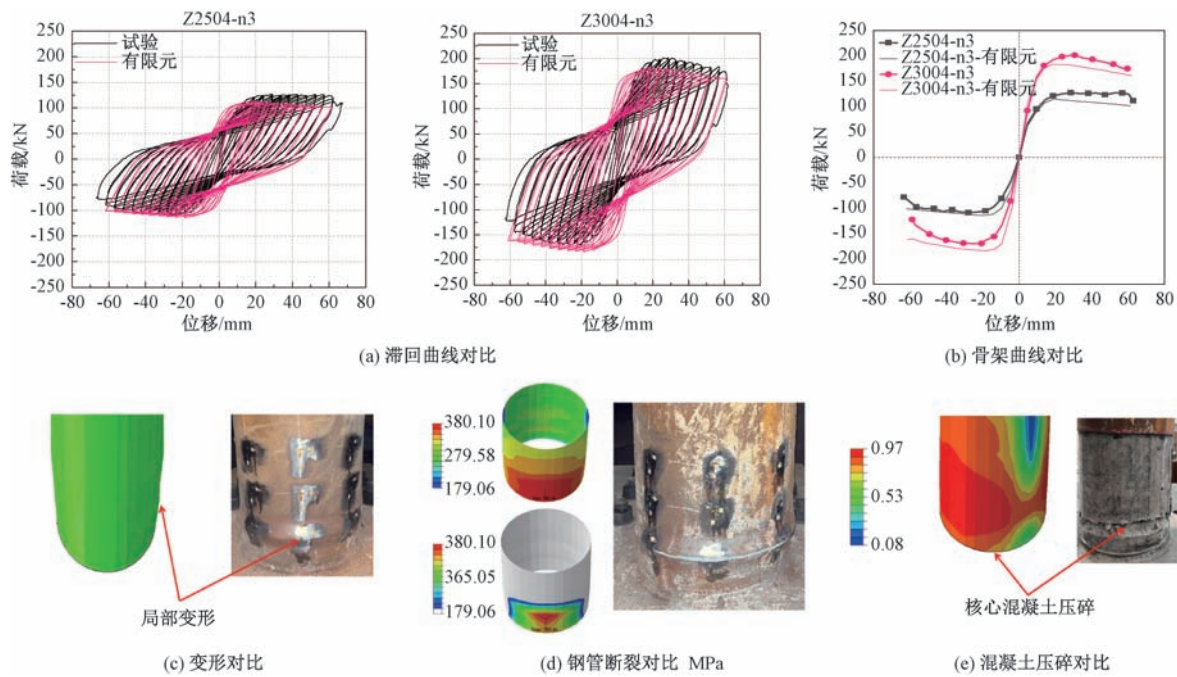


图 5 滞回曲线、骨架曲线以及破坏模式对比

Fig. 5 Comparison of hysteretic curves and failure modes between test and FEA results

表 2 有限元模型参数

Table 2 Parameters of the FE models

试件	$D_o \times t_o / \text{mm}$	f_{cu} / MPa	f_y / MPa	H_c / H_s	n	混凝土高度 H_c / mm	峰值荷载 / kN	失效位移 / mm
Z2504-30-235-0	250×4	32.9	276	0	0.3	0	55.3	42.0
Z2504-30-235-1	250×4	32.9	276	1/4	0.3	357.5	71.8	41.3
Z2504-30-235-2	250×4	32.9	276	2/4	0.3	715.0	87.9	61.6
Z2504-30-235-3	250×4	32.9	276	3/4	0.3	1 072.5	96.6	61.1
Z2504-30-235-4	250×4	32.9	276	1	0.3	1 430.0	114.6	61.9
Z2504-30-235-1-N	250×4	32.9	276	1/4	0.6	357.5	71.7	46.0
Z2504-30-235-2-N	250×4	32.9	276	2/4	0.6	715.0	88.0	47.2
Z2504-30-235-3-N	250×4	32.9	276	3/4	0.6	1 072.5	96.6	46.1
Z2504-30-235-4-N	250×4	32.9	276	1	0.6	1 430.0	115.6	61.2
Z3004-30-235-1	300×4	32.9	276	1/4	0.3	357.5	103.1	41.6
Z3004-30-235-2	300×4	32.9	276	2/4	0.3	715.0	132.2	62.0
Z3004-30-235-3	300×4	32.9	276	3/4	0.3	1 072.5	147.0	61.7
Z3004-30-235-4	300×4	32.9	276	1	0.3	1 430.0	182.9	61.8
Z2504-30-345-1	250×4	32.9	345	1/4	0.3	357.5	94.1	42.5
Z2504-30-345-2	250×4	32.9	345	2/4	0.3	715.0	110.4	62.3
Z2504-30-345-3	250×4	32.9	345	3/4	0.3	1 072.5	119.3	62.7
Z2504-30-345-4	250×4	32.9	345	1	0.3	1 430.0	137.3	62.0
Z3004-30-345-1	300×4	32.9	345	1/4	0.3	357.5	134.8	43.1
Z3004-30-345-2	300×4	32.9	345	2/4	0.3	715.0	169.3	62.4
Z3004-30-345-3	300×4	32.9	345	3/4	0.3	1 072.5	182.5	61.9
Z3004-30-345-4	300×4	32.9	345	1	0.3	1 430.0	189.6	62.3
Z2504-80-235-1	250×4	80.0	276	1/4	0.3	357.5	73.6	42.1
Z2504-80-235-2	250×4	80.0	276	2/4	0.3	715.0	96.6	62.7
Z2504-80-235-3	250×4	80.0	276	3/4	0.3	1 072.5	120.7	62.0
Z2504-80-235-4	250×4	80.0	276	1	0.3	1 430.0	144.7	63.1
Z3004-80-235-1	300×4	80.0	276	1/4	0.3	357.5	106.4	41.9
Z3004-80-235-2	300×4	80.0	276	2/4	0.3	715.0	144.9	61.7
Z3004-80-235-3	300×4	80.0	276	3/4	0.3	1 072.5	169.4	62.8
Z3004-80-235-4	300×4	80.0	276	1	0.3	1 430.0	220.8	61.9

2 参数分析

2.1 滞回曲线和骨架曲线

有限元模型的滞回曲线如图 6 所示。可以发现:所有滞回曲线都呈现出丰满的纺锤形,图 6(a)和(b)分别是钢材钢号为 Q235 至 Q345 的滞回曲线,对比后发现:随着钢管屈服强度的增大,峰值荷载增加,但失效位移几乎无影响。对比图 6(a)和(c)可以发现:混凝土抗压强度对峰值荷载和失效

位移没有明显影响。图 6(a)和(d)~(f)对比之后发现:增大混凝土高度会显著提高峰值荷载和失效位移;当混凝土高度从 $H_s/4$ 提高到 $2H_s/4$ 时,循环加载总次数显著增加。对比图 6(a)和(g)可以发现:径厚比(D_o/t_o)对峰值荷载和初始刚度有影响,但循环加载总次数保持不变。通过对比图 6(a)和(i)中滞回曲线的面积可以发现:轴压比可以提高耗能能力。

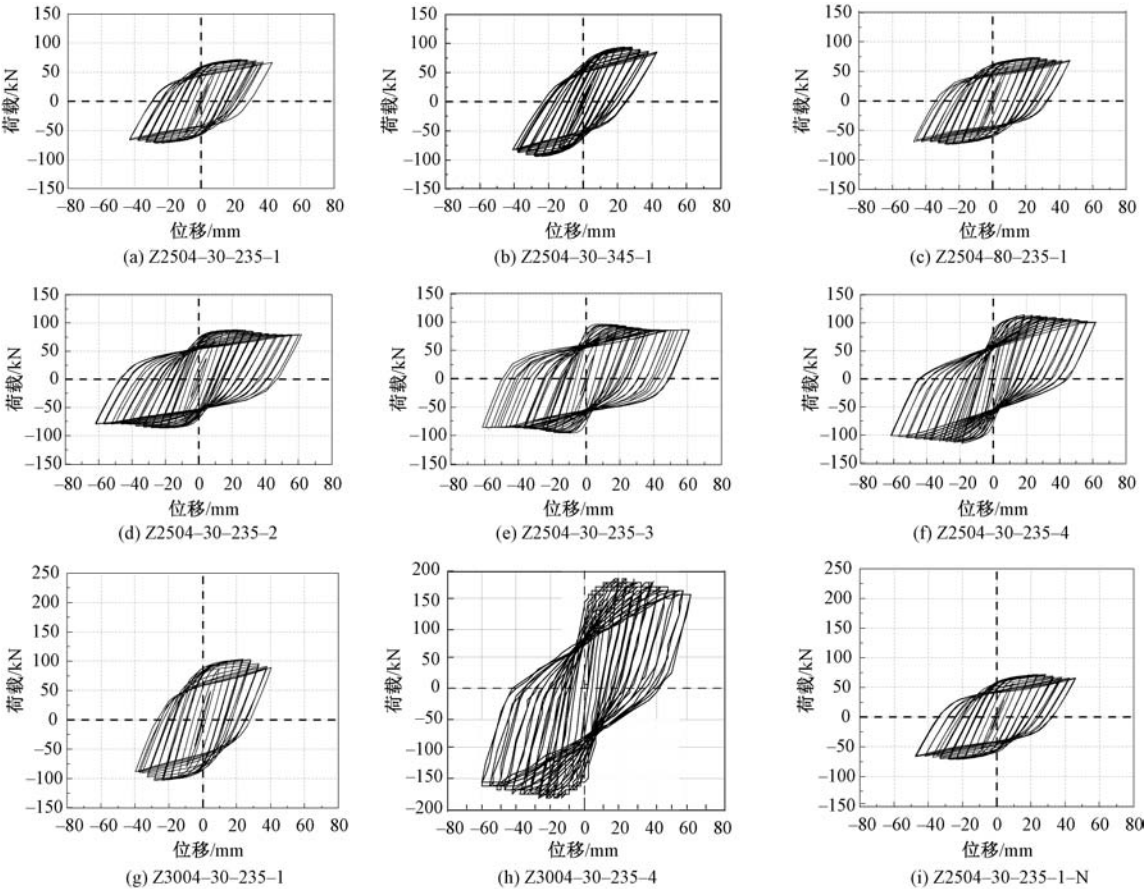


图 6 滞回曲线

Fig. 6 Hysteretic load-displacement curves

所有有限元模型的骨架曲线如图 7 所示,峰值荷载和失效位移见表 2。骨架曲线是将滞回曲线上顺序连接每个位移比的第一个循环的峰值点而获得。可知:混凝土高度从 $H_s/4$ 增加到 H_s 时,骨架曲线的拐点出现不同程度的变化。当混凝土强度和混凝土高度分别为 80 MPa 和 H_s 时,水平荷载在达到峰值后迅速下降,当混凝土高度从 $2H_s/4$ 增加到 $3H_s/4$ 时,混凝土强度等级为 C30 的内填混凝土钢管柱的骨架曲线没有明显变化;随着内填混凝土高度的增加,峰值荷载不断增加,但内填混凝土高度从 $H_s/4$ 增加到 $2H_s/4$ 时才会使得失效位移增大。

2.2 刚度退化

图 8 是各个模型的刚度退化曲线,刚度退化可以理解为刚度(K)随着循环加载次数的增加而减小的现象。在本研究中,各阶段的刚度 K_i 通过以下公式得到:

$$K_i = \frac{P_i}{\Delta_i} \tag{7}$$

式中: P_i 为第 i 个循环的峰值荷载; Δ_i 为第 i 个峰值点的位移。

由图 8 可以看出:在加载初期,随着混凝土高度增大,刚度退化率也增大;在加载后期,混凝土高度对刚度退化率几乎无影响。所有有限元模型的初始

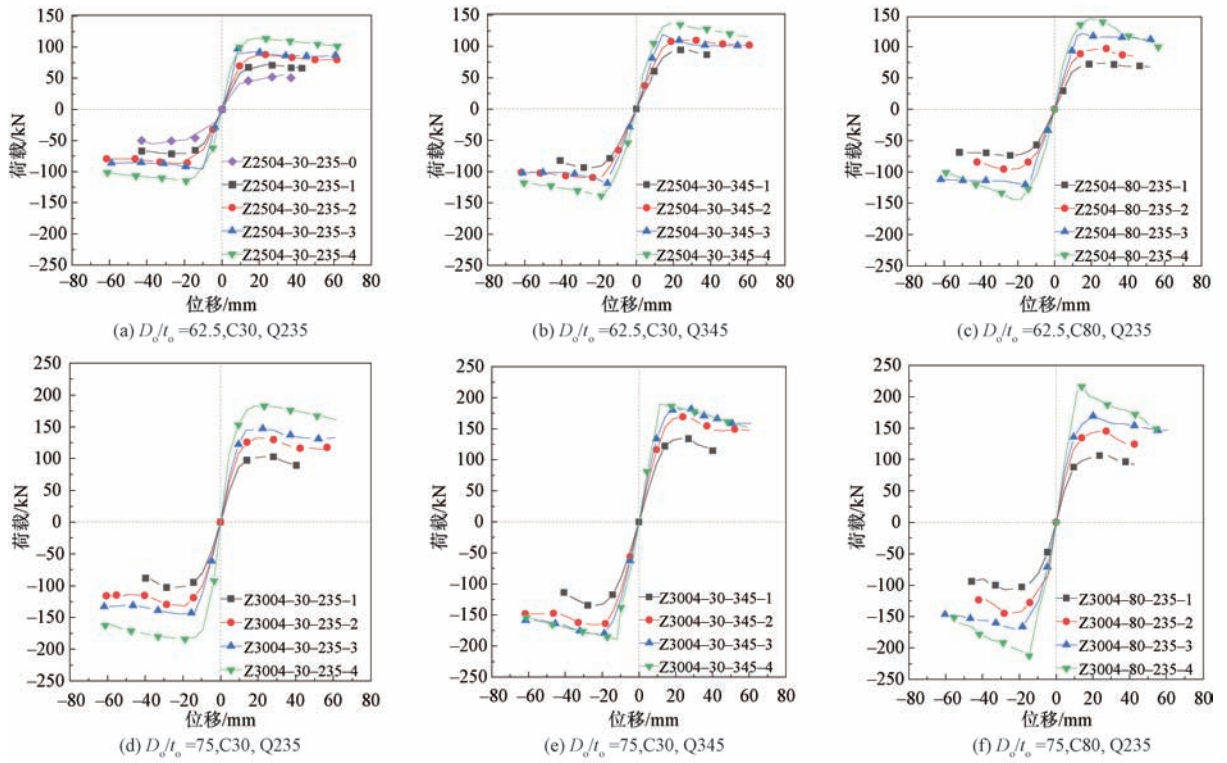


图 7 骨架曲线

Fig. 7 Skeleton curves

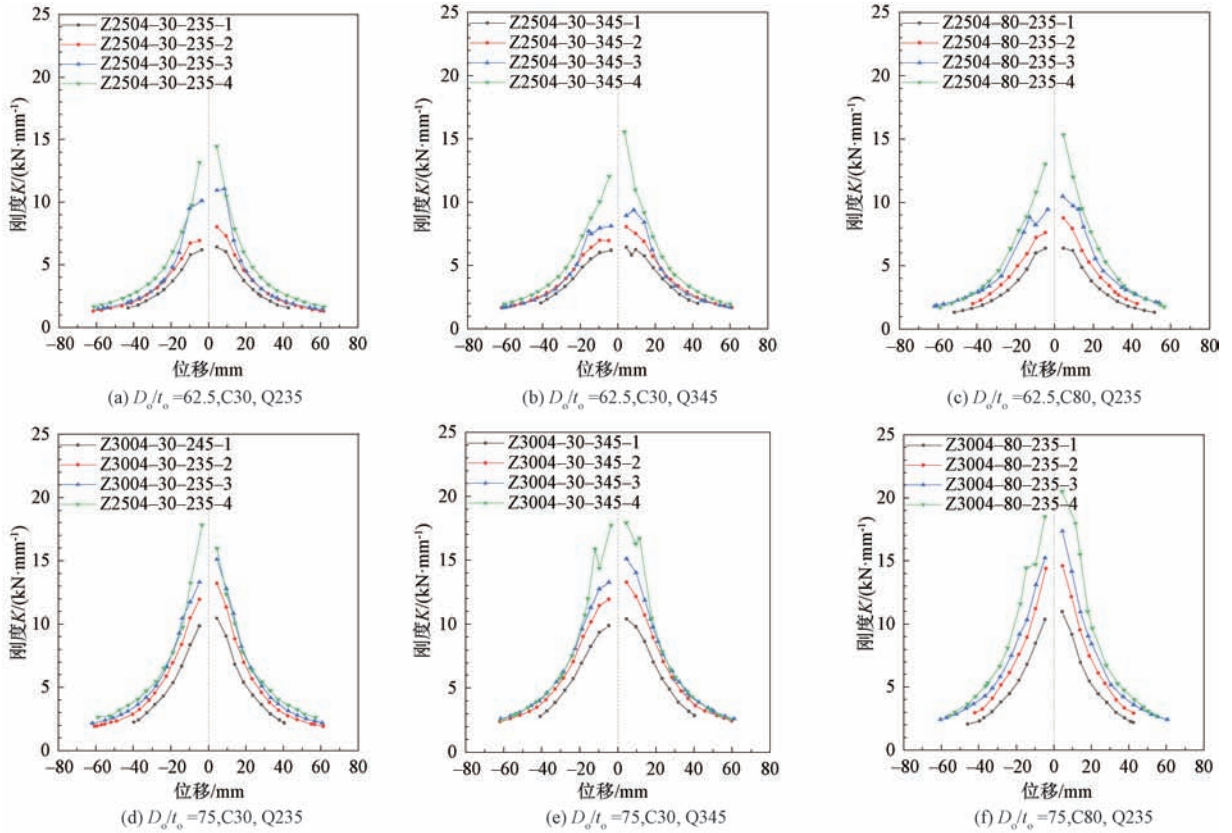


图 8 刚度退化曲线

Fig. 8 Stiffness degradation curves

刚度如图 9 所示。可见:与 Z2504-30-235-1 相比, Z2504-30-345-1 和 Z2504-80-235-1 的初始刚度几乎没有增加。此外,与 Z3004-30-235-1 相比, Z3004-30-345-1 和 Z3004-80-235-1 的初始刚度几乎相同。这表明:采用高强度混凝土和钢材不会导致内填 $H_s/4$ 高度混凝土的钢管柱的初始刚度增加。然而,与 Z2504-30-235-4 相比,增大混凝土强度和钢材强度使得初始刚度分别增加了 7.5% 和 6.2%。与 Z2504-30-235-1 相比, Z2504-30/235-2、Z2504-30.235-3、Z2504-30-235-4 的初始刚度分别增加了 24.9%、70.3%、125.2%;与 Z2504-30-235-1 相比,将径厚比从 62.5 增加到 75 可使初始刚度增加 62.5%。

2.3 能量耗散能力

在施加循环水平载荷之后,可以将滞回曲线所围成的面积累加来得到累计能量耗散。如图 10 所示,横坐标表示循环加载次数,纵坐标表示所有已建立的有限元模型在不同加载阶段的累计能量耗散。通过增加径厚比和混凝土高度,累计能量耗散显著增加。此外,应该注意的是:内填 $H_s/4$ 高度混凝土的钢管柱的累计能耗显著小于内填 $2H_s/4 \sim H_s$ 高度混凝土的钢管柱的模型。当荷载降至峰值荷载的 85% 时,将所有的滞回曲线的面积累计来得到最大累计能量耗散值($E_{0.85}$),如图 11 所示。Z3004-30-345-1 和 Z3004-80-235-1 的最大累计能量耗散值均为 Z3004-30-235-1 的 1.06 倍;与 Z3004-30-

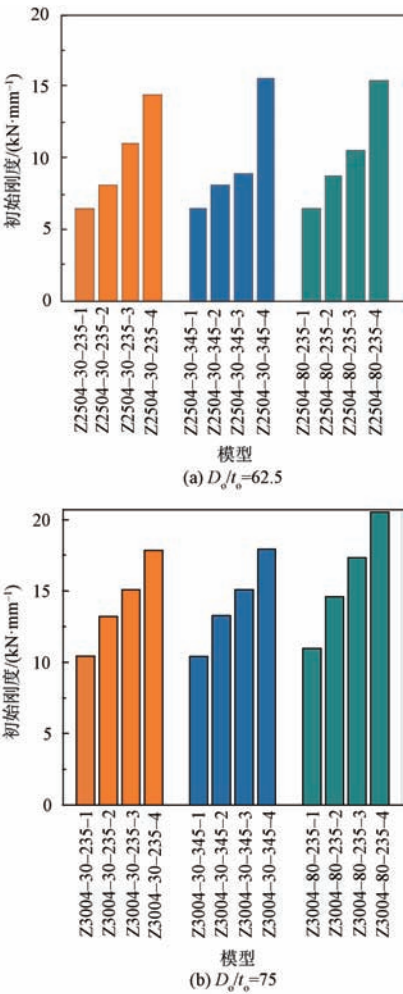


图 9 初始刚度对比
Fig. 9 Comparison of the initial stiffness

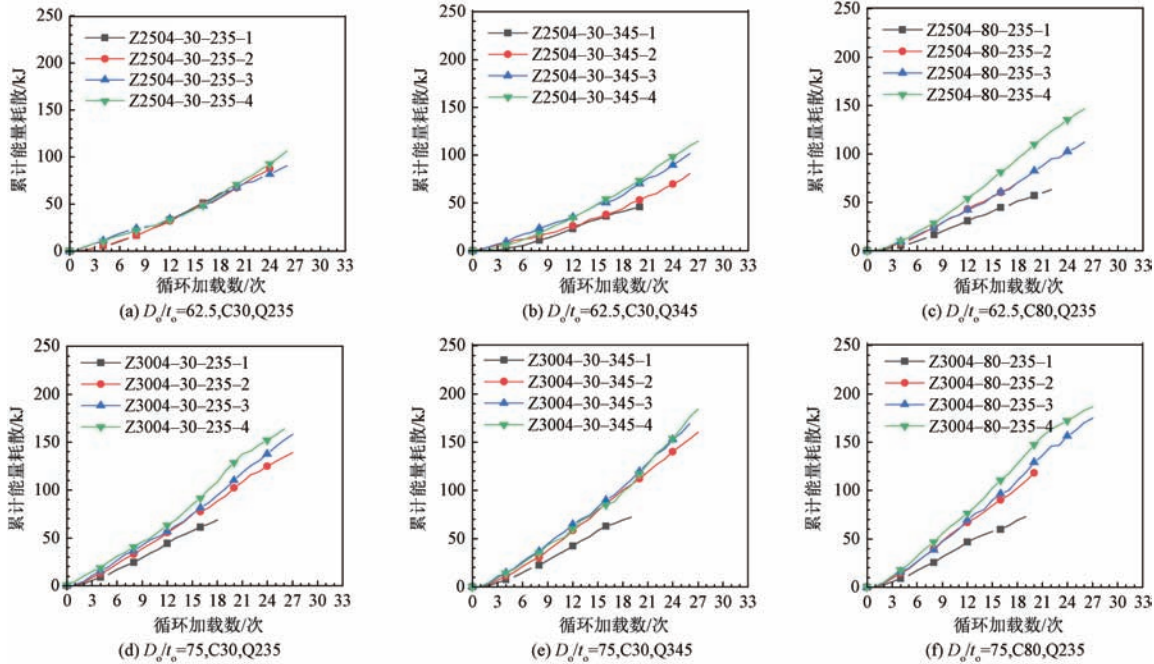


图 10 累计能量耗散
Fig. 10 Energy dissipation capacity

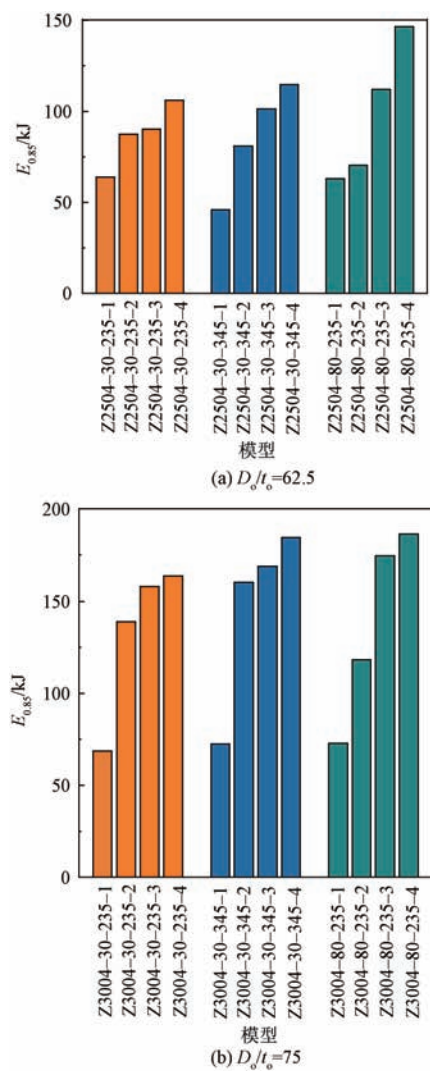


图 11 最大累计能量耗散
Fig. 11 Cumulate energy dissipation capacity

235-1 相比,Z3004-30-235-2、Z3004-30-235-3、Z3004-30-235-4 的最大累计能量耗散值分别增加了 102.7%、130.5%、139.2%;与 Z2504-30-235-1 相比,将径厚比从 62.5 增加到 75 可使最大累计能量耗散值增加 7.4%。

3 结 论

- 1) 试验和有限元模型的荷载-位移曲线、破坏模式具有高度一致性,有限元建模方法可以准确地预测内填混凝土的钢管柱试件的抗震性能。
- 2) 所有有限元模型的滞回曲线都是丰满的,就滞回曲线的循环加载次数而言,内填 $H_s/4$ 高度混凝土的钢管柱明显少于内填其他高度混凝土的钢管柱;当混凝土高度从 $H_s/4$ 增加到 $H_s/2$,骨架曲线中对应的失效位移显著增加。
- 3) 对于内填 $H_s/4$ 高度混凝土的钢管柱,混凝土

土强度和钢材强度对初始刚度的影响不明显。对于内填 H_s 高度混凝土的钢管柱,提高混凝土强度和钢材强度都会使得初始刚度增长。

4) 随着混凝土高度的增加,钢管柱的累积能量耗散也随之增加。值得注意的是,将混凝土高度从 $H_s/4$ 增加到 $H_s/2$ 时,钢-混凝土竖向混合结构的抗震性能显著改善。

参考文献

- [1] Pan X Z, Qiao S F, Li H, et al. Seismic behaviour of a new type of external hoop assembled joint for RC frame-added layer hybrid structure[J]. Structures, 2021, 32: 170-193.
- [2] Sivandi-Pour A, Gerami M, Kheyroddin A. Uniform damping ratio for non-classically damped hybrid steel concrete structures[J]. International Journal of Civil Engineering, 2016, 14: 1-11.
- [3] Griffis L G. Some design considerations for composite-frame structures[J]. Engineering Journal, AISC, 1986, 23(2): 59-64.
- [4] Gustavo P M, Wight K J. Seismic response of exterior RC column-to-steel beam connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126(10): 1113-1121.
- [5] Nguyen X H, Nguyen Q H, Le D D, et al. Experimental study on seismic performance of new RCS connection[J]. Structures, 2017 (9): 53-62.
- [6] Papageorgiou A V, Gantes C J. Equivalent uniform damping ratios for linear irregularly damped concrete/steel mixed structures[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(3): 418-430.
- [7] Papageorgiou A V, Gantes C J. Equivalent modal damping ratios for concrete/steel mixed structures[J]. Computers & Structures, 2010, 88(19/20): 1124-1136.
- [8] Huang W, Qian J, Zhou Z, et al. An approach to equivalent damping ratio of vertically mixed structures based on response error minimization[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, 72: 119-128.
- [9] Pan Z, Si Q, Zhou Z, et al. Experimental and numerical investigations of seismic performance of hybrid joints with bolted connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 138: 867-876.
- [10] Pan X Z, Li H, Chao H, et al. Hysteretic behavior of a new type of outsourcing hybrid joint[J]. Structures, 2022, 40: 88-108.
- [11] Kiani A, Kheyroddin A, Kafi M A, et al. Non-linear study of the method of transition in mixed concrete/steel structures[J/OL]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2023, 170 [2023-03-28]. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.107925>.
- [12] Bahri F, Kafi M A, Kheyroddin A. Full-scale experimental assessment of new connection for columns in vertically mixed structures[J/OL]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2019, 28(12) [2019-05-29]. <https://doi.org/10.1002/tal.1629>.
- [13] Hwang H J, Eom T S, Park H G, et al. Cyclic loading test for beam-column connections of concrete-filled U-shaped steel beams

- and concrete-encased steel angle columns [J/OL]. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(11) [2015-01-10]. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.000124](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.000124).
- [14] 宗钟凌,曹双寅,张皓,等. 混凝土框架顶部钢结构夹层连接节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(7): 127-132.
- [15] 范重,柴会娟,陈巍,等. 钢管柱-钢筋混凝土框架转换节点设计研究[J]. 工程力学, 2020, 37(6): 65-78.
- [16] Gao J Y, Nie X, Ding R, et al. Experimental study on seismic performance of a new transfer joint in the steel-concrete vertical hybrid structure [J/OL]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 174 [2020-08-18]. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106259>.
- [17] 高劲洋,裴鑫,丁然,等. 钢管柱-混凝土框架非下插转换节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(2): 119-128.
- [18] Chen J, Yang Z M, Hu L, et al. Behavior of CFRP confined circular CFST columns reinforced with internal latticed steel angles under seismic loading [J/OL]. Journal of Constructional Steel Research, 2023, 208 [2023-07-01]. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108033>.
- [19] 韩林海. 钢管混凝土结构[M]. 3版. 北京: 科学出版社, 2000.
- [20] Xu F, Wang J, Chen J, et al. Load-transfer mechanism in angle-encased CFST members under axial tension [J]. Engineering Structures, 2019, 178: 162-178.
- [21] Yang Z M, Chen J, Wang F Y, et al. Seismic performance of circular concrete-filled steel tube columns reinforced with inner latticed steel angles [J/OL]. Journal of Constructional Steel Research, 2023, 205 [2023-03-27]. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.107908>.
- [22] 张劲,王庆扬,胡守营,等. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型参数验证[J]. 建筑结构, 2008(8): 127-130.
- [23] Sheehan T, Dai X H, Chan T M, et al. Structural response of concrete-filled elliptical steel hollow sections under eccentric compression [J]. Engineering Structures, 2012, 45: 314-323.
- [24] Liu F Q, Wang Y Y, Chan T M. Behaviour of concrete-filled cold-formed elliptical hollow sections with varying aspect ratios [J]. Thin-Walled Structures, 2017, 110: 47-61.
- [25] Wang J, Chen J, Qiu W J, et al. Analysis of CFRP-confined CFST columns reinforced with steel angles under axial compression [J/OL]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 199 [2022-10-30]. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107644>.
- [26] Yin F, Xue S D, Cao W L, et al. Experimental and analytical study of seismic behavior of special-shaped multicell composite concrete-filled steel tube columns [J/OL]. Journal of Structural Engineering, 2020, 146(1) [2019-10-28]. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002442](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002442).
- [27] Chen Z H, Dong S H, Du Y S. Experimental study and numerical analysis on seismic performance of FRP confined high-strength rectangular concrete-filled steel tube columns [J/OL]. Thin-Walled Structures, 2021, 162 [2021-02-22]. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.107560>.

Numerical Analysis on Seismic Behavior of Steel Tubular Column-Shear Wall Transformation Nodes

Liang Hu^{1,2} Ziming Yang¹ Xu Zhan³ Ju Chen¹

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. DongFang Boiler Group Co., Ltd., Chengdu 610000, China; 3. School of Automation and Information Engineering, Sichuan University of Science & Engineering, Zigong 643000, China)

Abstract:

This study investigates the seismic performance of steel columns with different heights of concrete core fill under the combined action of axial compression and low-cycle reversed loading. The comparison between finite element modeling and experimental results is employed to validate the accuracy of finite element modeling method. The fundamental parameters studied in the finite element model include the height of the core concrete, core concrete strength, steel material strength of the outer steel tube, axial load ratio, and the diameter-to-thickness ratio of the members, among others, all of which have a significant impact on the seismic performance of steel columns. The finite element analysis primarily focuses on hysteresis loops, skeleton curves, initial stiffness, stiffness degradation curves, and energy dissipation capacity. The following findings were obtained: Firstly, the height of the core concrete significantly influences the seismic performance of steel columns. Steel columns with lower concrete fill heights exhibit lower peak loads and failure displacements due to the smaller volume of concrete fill. As the concrete height increases from 0.25 times the column height to 0.5 times the column height, both peak loads and failure displacements increase significantly, along with a notable increase in the total number of cyclic loading cycles. This underscores the importance of considering concrete filling height in the design of steel columns to ensure adequate seismic performance. Secondly, the influence of the strength of the core concrete and steel material on seismic performance is relatively minor. High-strength concrete and steel do not significantly increase the initial stiffness of steel columns. This suggests that within a certain range, different concrete and steel materials can be chosen without a substantial impact on seismic performance. However, practical engineering still requires the selection of appropriate materials based on specific strength and stiffness

requirements. Finally, an increase in the axial load ratio and the diameter-to-thickness ratio of members can enhance seismic performance to some extent, particularly in terms of energy dissipation capacity. Increasing the axial load ratio improves the load-carrying capacity of steel columns, while increasing the diameter-to-thickness ratio enhances their stiffness, thereby improving their seismic performance. Therefore, practical design considerations should comprehensively take these two parameters into account to optimize the seismic performance of steel columns.

Key words: steel tubular column; concrete; seismic performance; numerical analysis