

杨越鹏, 黄炎生, 曾繁良, 等. 钢管混凝土重力柱—混凝土核心筒结构静力弹塑性分析[J]. 华南地震, 2021, 41(2): 157–163. [YANG Yuepeng, HUANG Yansheng, ZENG Fanliang, et al. Static Elastoplastic Analysis of Concrete-filled Steel Tube Gravity Column–concrete Core Tube Structure[J]. South China journal of seismology, 2021, 41(2): 157–163]

## 钢管混凝土重力柱—混凝土核心筒结构静力弹塑性分析

杨越鹏, 黄炎生, 曾繁良, 张鸿森  
(华南理工大学土木与交通学院, 广州 510640)

**摘要:** 以钢管混凝土柱框架—混凝土核心筒结构为背景, 将钢管混凝土柱、钢框架梁、核心筒之间的刚性连接改为螺栓铰接, 形成钢管混凝土重力柱—混凝土核心筒结构。运用有限元软件 Canny 建立数字模型, 对新型结构进行 3 种不同侧向加载模式的 pushover 分析, 根据能力谱法求出 7 度大震作用下的性能点, 并与动力时程分析结果对比, 得出倒三角形加载模式精度更高。进一步研究结构塑性铰发展过程, 指出结构中部位为薄弱层, 核心筒连梁和底部剪力墙为薄弱部位, 应加强抗震构造。

**关键词:** 钢管混凝土重力柱—混凝土核心筒混合结构; 静力弹塑性分析; 抗震性能

**中图分类号:** TU318

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1001-8662(2021)02-0157-07

**DOI:** 10.13512/j.hndz.2021.02.22

## Static Elastoplastic Analysis of Concrete-filled Steel Tube Gravity Column–concrete Core Tube Structure

YANG Yuepeng, HUANG Yansheng, ZENG Fanliang, ZHANG Hongsen  
(School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology,  
Guangzhou 510640, China)

**Abstract:** Based on an actual concrete-filled steel tube (CFST) frame column–reinforced concrete (RC) core tube structure, the rigid joints between the steel frame beam, the CFST column and the core tube are changed into bolt hinges to form CFST gravity column–RC core tube structure. The finite element software Canny is used to establish a digital model, and the new structure was subjected to the pushover analysis of three different lateral loading modes. According to the capacity spectrum method, the performance points under the 7 degree earthquake are obtained, and compared with the dynamic time history analysis, the results show that the inverted triangle loading mode has higher accuracy. Further study on the development process of structural plastic

收稿日期: 2020-09-10

基金项目: 华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室项目(2017KC18)

作者简介: 杨越鹏(1995-), 男, 硕士研究生, 主要从事建筑结构抗震研究。

E-mail: ypybb@126.com

hinge points out that the middle section of the structure is the weak layer, and the core tube coupling beam and the bottom shear wall are the weak parts, so the seismic structure should be strengthened.

**Keywords:** CFST gravity column-RC core tube structure; Static elastoplastic analysis; Seismic performance

## 0 引言

现代超高层建筑中大量使用钢管混凝土柱框架—混凝土核心筒结构体系<sup>[1-3]</sup>,外框架部分的连接均采用刚性节点,以起到二道防线的作用。但在结构设计时常通过放大框架截面尺寸来满足楼层剪力分担率<sup>[4]</sup>,导致“肥梁胖柱”,不仅提升建造成本,而且框架柱距受限,影响建筑形态的创新。研究将钢管混凝土柱、装配式钢梁、混凝土核心筒通过螺栓铰接的结构,即钢管混凝土重力柱—混凝土核心筒结构<sup>[5]</sup>,将在解决上述问题的同时,显著提升此类结构体系施工工业化<sup>[6-7]</sup>,为结构形式的创造创新提供更大灵活性。目前该结构体系尚没有完善的抗震理论研究报道,因此对其开展抗震性能研究具有重要意义。本文运用有限元软件 Canny 建立计算模型并进行静力弹塑性分析,研究钢管混凝土重力柱—混凝土核心筒结构的抗震性能指标和塑性铰发展情况,为工程实际应用提供理论参考。

## 1 静力弹塑性分析的基本原理

静力弹塑性分析方法<sup>[8]</sup>(Pushover 方法)基于美国的 FEMA273 抗震评估方法和 ATC-40 报告。其原理是对结构施加一定形式的递增的水平荷载,使构件逐一屈服或破坏,结构从弹性状态进入弹塑性状态,在此过程中根据构件的受损情况调整其刚度,直到结构控制点位移超限或倒塌,从而获得基底剪力—顶点位移曲线,即 Pushover 曲线,通过能力谱法求出对应地震烈度的结构性能点。

对于自振周期小于 2 s 且地震反应以第一振型为主的结构,其响应与一等效单自由度体系相关。因此,可以利用式(1)将 Pushover 曲线转换为 AD 格式的能力谱曲线。

$$S_d = \frac{V_b}{M_1^*}, S_a = \frac{\mu_n}{\gamma_1 \varphi_{n1}} \quad (1)$$

$$M_1^* = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \varphi_{i1})^2}{\sum_{i=1}^n m_i \varphi_{i1}^2} \quad (2)$$

$$\gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \varphi_{i1}}{\sum_{i=1}^n m_i \varphi_{i1}^2} \quad (3)$$

式中:  $M_1^*$  为第 1 振型模态质量;  $V_b$  为基底剪

力;  $\mu_n$  为顶点位移;  $\gamma_1$  为第 1 振型参与系数;  $\varphi_{i1}$  为第 1 振型第  $i$  层振幅;  $m_i$  为第  $i$  层质量。

AD 格式的弹性需求谱,一般通过转换 5% 阻尼比的地震设计反应谱得到:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (4)$$

弹塑性需求谱一般是在弹性需求谱的基础上,利用等效阻尼比或延性比折减后得到。本文参考 ATC-40 报告,采用考虑等效阻尼比的方法,其中所用的反应谱与中国规范<sup>[9]</sup>略有差异,需要进行等效转换:

$$\eta_2 \alpha_{\max} = 2.5 C_A, T_g = \frac{C_v}{2.5 C_A} \quad (5)$$

将某一地震水准下的需求谱曲线和结构的能力谱曲线画进同一坐标系,两曲线的交点即为性能点,若两曲线不相交,表示结构抗震能力不足,需加强抗震设计。性能点对应的谱位移就是等效单自由度体系在该地震作用下的位移,利用式(1)反向转换可求出原结构的顶点位移。根据该位移在 Pushover 曲线的位置,即可得到在该地震作用下结构的构件破坏情况、塑性铰分布、楼层侧向位移和层间位移角等抗震性能指标。

## 2 钢管混凝土重力柱—混凝土核心筒结构模型

### 2.1 结构简化和设计

模型结构是以广西金融广场为背景<sup>[10]</sup>,采用外框架铰接形式设计,以原型结构标准层为基础,对结构平面布置进行修改。其中外框架钢梁只保留主梁,核心筒板洞进行了合并。图 1(黑色圆点为铰接)为简化后的模型平面布置图,结构布置为 42×42 m<sup>2</sup> 方形,中心核心筒尺寸 20.6×20.6 m<sup>2</sup>。结构高 94.5 m,高宽比 2.25,楼层总层数为 21 层,层高 4.5 m。混凝土强度等级为 C60,钢筋均采用 HRB400,钢构件均采用 Q345。楼板厚均为 150 mm,核心筒洞口宽 3100 mm,高 2200 mm。钢管混凝土柱外径第 1~9 层、10~15 层、16~21 层分别为 1000 mm、900 mm、800 mm,壁厚均为 50 mm。第 1~9 层、10~15 层、16~21 层核心筒墙体

厚分别为 350 mm、300 mm、250 mm，其中 5~9 层核心筒墙体配筋率比 1~4 层适当降低。钢梁为工字钢，外钢梁规格为 14×1000×25×300，内钢梁规格为 14×950×25×300 ( $B \times H \times T \times D$ ，单位 mm， $B$  为工形腹板厚度， $H$  为工形截面总高度， $T$  为工形

上下翼缘厚度， $D$  为工形上下翼缘宽度)。地震作用按照 7 度设防烈度计算，设计基本地震加速度为 0.10 g，III 类场地，设计地震分组为第二组。

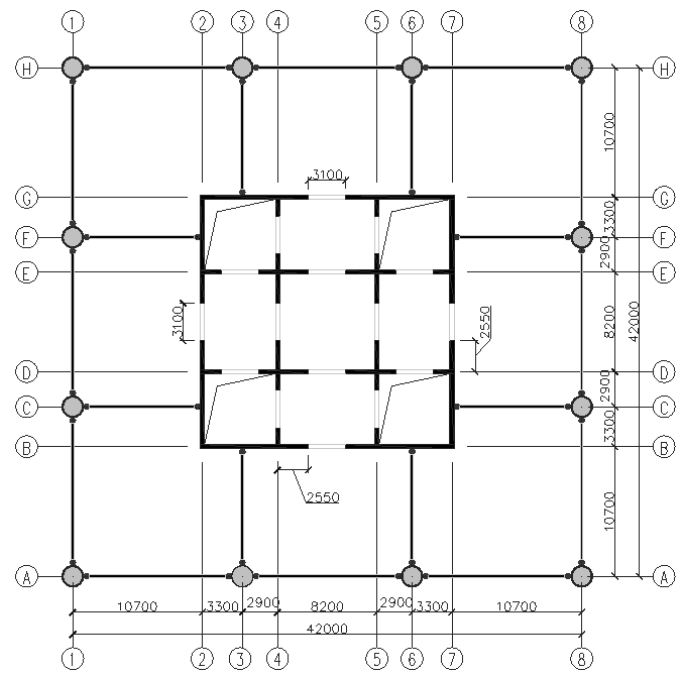


图 1 结构标准层平面布置图  
Fig.1 Layout plan of structural standard floor

2.2 计算模型

本文以非线性有限元软件 Canny 建立三维计算模型，如图 2 所示，采用刚性楼板假定，结构自重和荷载集中在各节点。因为是对称结构，后续分析仅考虑  $X$  方向。

2.2.1 材料力学特性

钢材和混凝土的力学特性分别如表 1、表 2 所示，按照构件所用材料和截面形状尺寸计算抗弯刚度  $EI$ 、抗剪刚度  $GA$ 、抗拉压刚度  $EA$ 。钢材采用 SS3 本构模型，混凝土采用 CS3 本构模型，分别如图 3、图 4 所示。

2.2.2 单元恢复力模型

计算模型使用弹簧或弹簧束表达单元力与变形非线性关系。钢梁端部铰接只考虑轴向变形，采用 BL2(图 5a)双折线滞回模型。核心筒连梁在地震中主要受到剪力、弯矩的作用，忽略轴向变形，分别以三折线滞回模型 CP3(图 5b)、CP7(图 5c)模拟弯矩、剪力滞回性能，CP7 相比 CP3 增加考虑钢筋滑移捏拢效应。钢管混凝土柱由多个轴向

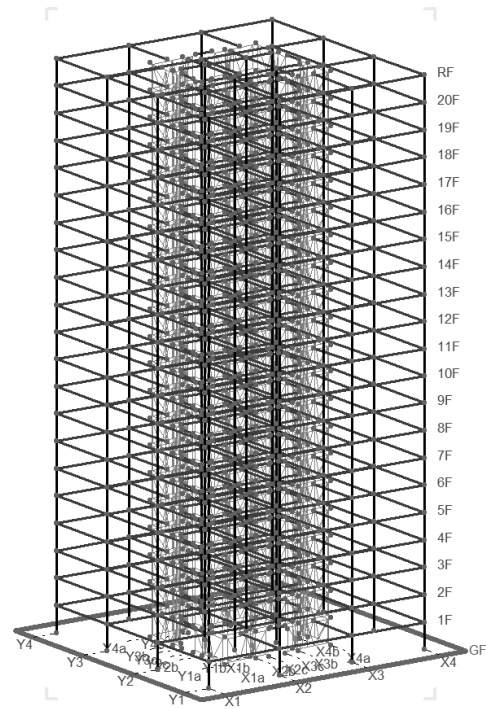


图 2 三维计算模型  
Fig.2 3D calculation model

组合弹簧模拟,采用 CP3 模型。核心筒墙体可分解成多个墙单元,只考虑平面内的抗弯剪能力和轴向拉压行为,单元顶部、底部设为刚性梁,相应节点转动自由度符合平截面假定,采用 CP7 模型。

表 1 钢材力学特性

Table 1 Mechanical properties of steel				
抗拉压 屈服强度 $\sigma_y$	抗拉压 极限强度 $\sigma_u$	抗剪强度 $\sigma_s$	弹性模量 $E_s$	剪切模量 $G_s$
345 或 400	$=1.5\sigma_y$	$=\sigma_y/\sqrt{3}$	$2.05\times10^5$	$=E_s/2.6$

表 2 混凝土力学特性

Table 2 Mechanical properties of concrete			
抗压强度 $\sigma_c$	抗拉强度 $\sigma_t$	弹性模量 $E_c$	剪切模量 $G_c$
38.5	2.85	$3.6\times10^4$	$1.543\times10^4$

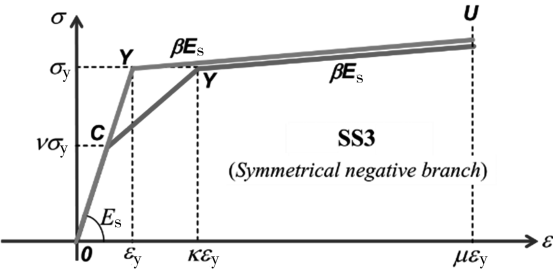


图 3 钢材本构模型

Fig.3 Constitutive model of steel

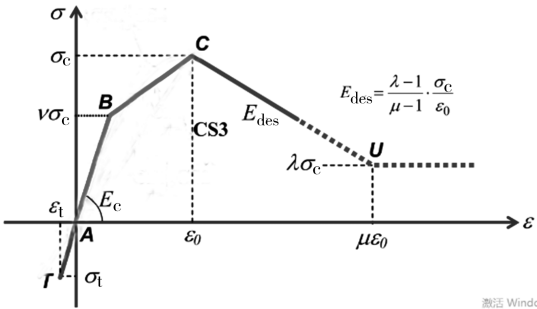
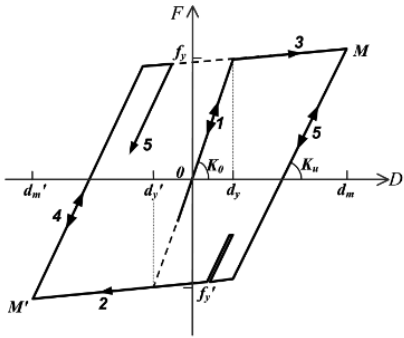


图 4 混凝土本构模型

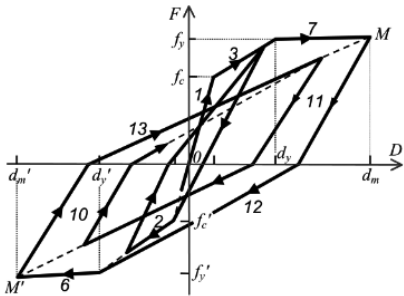
Fig.4 Constitutive model of concrete

2.2.3 与振动台试验对比

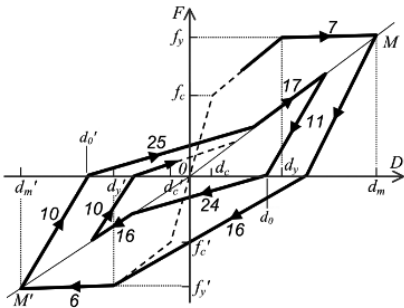
将 7 度大震下数值模拟的结构顶点位移时程曲线与振动台试验结果做对比<sup>[1]</sup>,情况如图 6 所示。可以看出两者数值处于同一尺度水平,结果对比情况基本相符,表明本文采用的数值模型可以较好模拟钢管混凝土重力柱—混凝土核心筒结构的实际地震响应。



(a)BL2(退化双线性)模型



(b)CP3(跨峰三线性)模型



(c)CP7(跨峰收缩)模型

图 5 单元恢复力模型

Fig.5 Element restoring force model

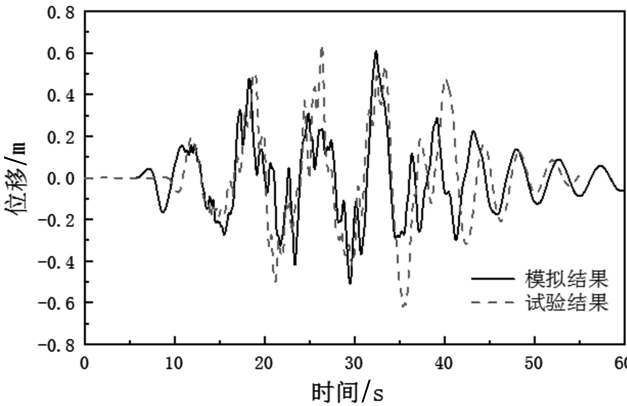


图 6 结构顶点位移时程曲线

Fig.6 Time history curve of structural top displacement

3 静力弹塑性分析

3.1 分析方法

地震作用过程中结构的变形是不断变化的,任意一种侧向荷载分布方式均不能反映结构全部变形。在不同的侧向力加载模式下,Pushover 分析会得到不同的能力曲线和破坏机制,因此需要合理选择加载模式来保证分析结果的精度。本文以  $X$  轴正方向对结构施加三种不同侧向荷载,将 Pushover 分析结果与时程分析对比,选择精度最高的侧向力分布形式进行后续分析。三种侧向荷载分别是:模式一的倒三角形分布,模式二的矩形分布,模式三的幂级数分布<sup>[12]</sup>。

动力时程分析结果受地震波的影响很大,正确选择地震波对保证计算结果的可靠性非常重要。本文的选波依据<sup>[13]</sup>是:多条地震波的平均地震影响系数曲线与规范谱曲线在统计意义上相符,并进行弹性时程分析,检验各地震波计算得出的底部剪力是否达到振型分解反应谱法计算结果的相应比例。选择的 2 条天然波与 1 条人工波是:CH8091(天然);NGA1767(天然);RGW(人工)

由图 7 可知,平均地震影响系数曲线近似于规范谱曲线。弹性时程分析结果如表 3 所示,三条地震波计算得出的平均基底剪力超过振型分解反应谱法的 80%,每条地震波计算得出的基底剪力均超过振型分解反应谱法的 65%,满足规范要求。

3.2 侧向加载模式对比

3.2.1 Pushover 曲线

分别使用上述三种侧向荷载模式对结构进行

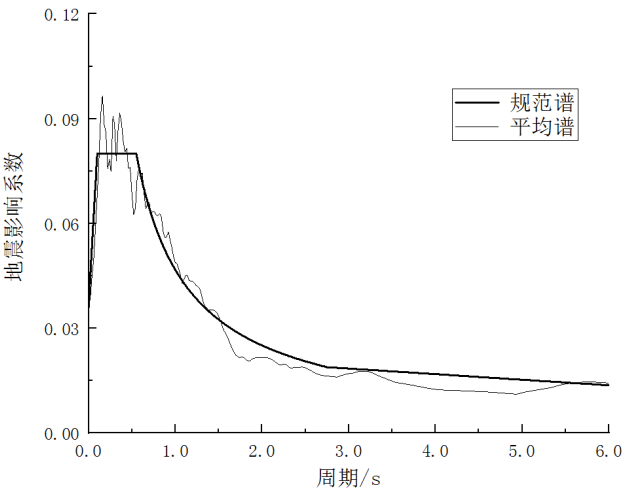


图 7 地震影响系数曲线

Fig.7 Seismic influence coefficient curve

表 3 弹性时程分析与反应谱法基底剪力  
Table 3 Base shear based on elastic time history analysis and response spectrum method

弹性时程	基底剪力/kN
CH8091	9166
NGA1767	13 319.7
RGW	12 326.4
平均值	11 604
反应谱	14 016.2

加载,直至顶点位移达到结构高度的 2%,记录每一加载步的顶点位移和基底剪力,得到 Pushover 曲线如图 8 所示。

从图中可以看出,三种侧向荷载作用下的 Pushover 曲线趋势一致,说明 Pushover 分析能够准确、稳定地反映结构在地震作用下的破坏机理,但不同侧向荷载模式的精度不同。顶点位移相同时,模式三的基底剪力最小,模式一稍大,模式二显著大于前两者。当顶点位移达到 0.8 m,结构在各荷载模式下均进入塑性发展阶段,此后基底剪力变化很小,顶点位移持续增长,说明该结构延性良好。基底剪力在三种加载模式下均未出现突变。

3.2.2 性能点处基底剪力和顶点位移

根据上述三条 Pushover 曲线,在三类场地 7 度罕遇地震作用下,对结构进行能力谱分析。结果表明三种侧向加载模式中都存在性能点,且性能点处结构均进入塑性状态。Pushover 分析性能点处的基底剪力、顶点位移与弹塑性时程分析结果见表 4。

模式一的顶点位移与时程分析平均值最接近,误差为 1.08%,模式二、模式三的误差分别为

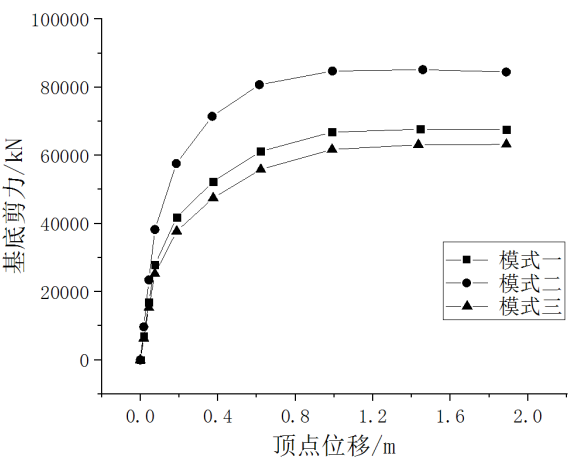


图 8 基底剪力—顶点位移曲线

Fig.8 Base shear force-top displacement curve(Pushover curve)

14.8%和 3.73%；基底剪力模式一与时程分析平均值相差 14.1%，模式二、模式三的误差分别为 9.84%和 21.3%。综合分析表 4 数据可知，模式一的 Pushover 分析结果与弹塑性时程分析最相近。

表 4 性能点处基底剪力和顶点位移

Table 4 Base shear and top displacement at performance points		
类型	基底剪力/kN	顶点位移/mm
模式一	38 909	146
模式二	49 741.1	125.7
模式三	35 652.7	153.1
时程值	45 283.8	147.6

3.2.3 性能点处层间位移角

三种侧向荷载模式下 Pushover 分析的结构性能点处层间位移角如图 9 所示。大震下框架—核心筒结构最大层间位移角的规范限值为 1/100，从图 9 可得，最大层间位移角出现在模式三的第 13 层为 1/485，满足规范要求。

模式一与模式三的最大层间位移角出现在第 12 层和第 13 层，结构侧向变形集中在中上部楼层，主要原因为模式一与模式三是倒三角形和幂级数分布的加载模式，结构中上层荷载较大。模式二的最大层间位移角出现在第 11 层，结构侧向变形集中在中下部楼层，主要原因为模式二是矩形侧向荷载，结构中下层受力较大。由图可知，模式一与模式三的层间位移角曲线与时程分析更接近，而模式二的最大层间位移角与时程值相差 21.3%，侧向变形集中部位也不一致。

3.3 塑性铰发展分析

选择倒三角形侧向加载模式对结构展开后续

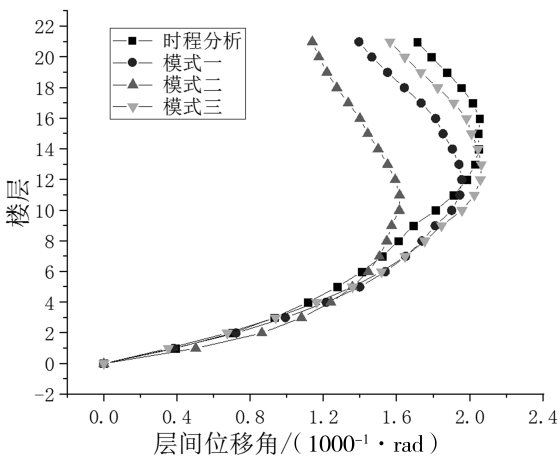
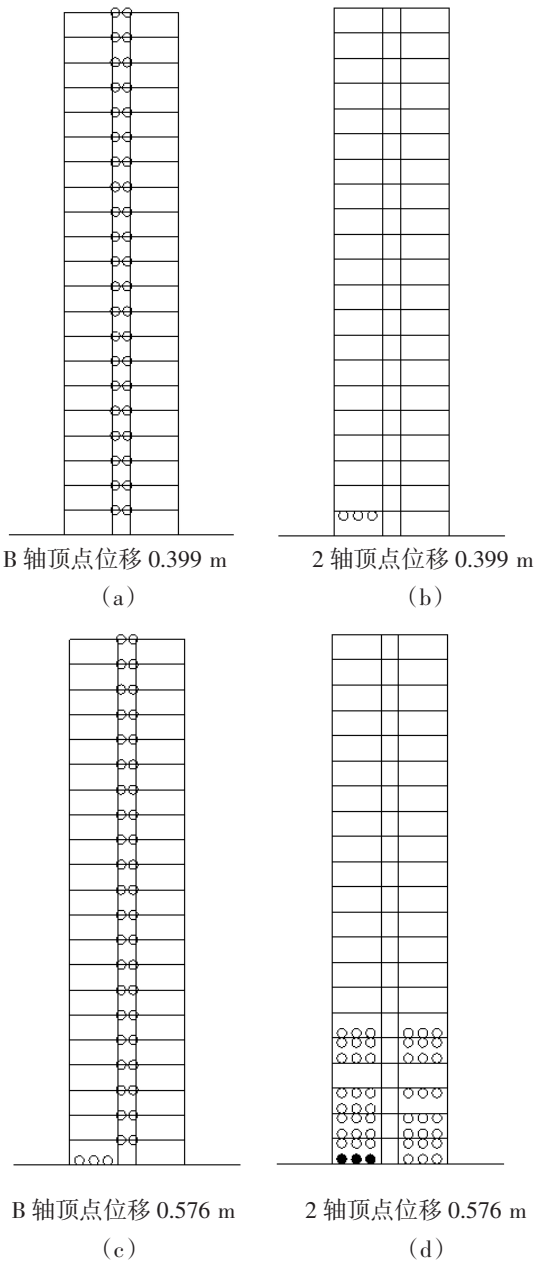


图 9 层间位移角曲线  
Fig.9 Interlayer displacement angle curve

Pushover 分析，研究塑性铰发展。因为外框架为铰接形式，几乎不承担侧向荷载，直至核心筒失去承载能力，钢梁与钢管混凝土柱仍无显著破坏。为方便研究与讨论，本文选择 B 轴与 2 轴的核心筒剪力墙展开塑性分析，不同阶段下结构塑性铰分布如图 10 所示，其中空心圆点代表剪力墙与连梁出现塑性铰，实心圆点代表剪力墙破坏。

初始阶段，结构处于弹性状态；顶点位移达到 0.057 m 时，B 轴 11 层连梁开始出现塑性铰，先向上后向下发展；顶点位移达到 0.399 m 时，B 轴全部连梁产生塑性铰，2 轴底部剪力墙受拉开始出现塑性铰；顶点位移达到 0.576 m 时，B 轴底部剪力墙受拉端开始出现塑性铰，2 轴下部几层剪力墙产生塑性铰，首层剪力墙部分受拉破坏；顶点位移达到 0.949 m 时，B 轴 5 层剪力墙受拉端出现



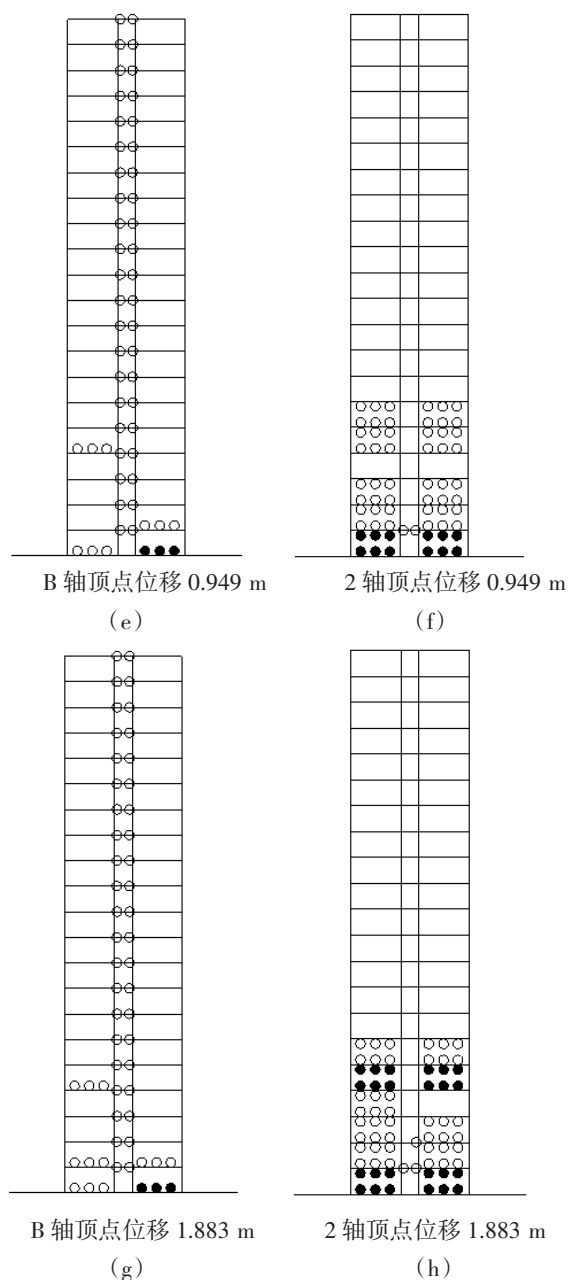


图10 核心筒塑性铰分布图

Fig.10 Distribution of plastic hinges of the core tube

塑性铰,首层剪力墙受压端发生压弯破坏,2轴首层连梁出现塑性铰,下部剪力墙塑性铰继续发展,首层剪力墙完全受拉破坏;顶点位移达到1.883 m时,B轴剪力墙塑性铰进一步发展,2轴下部剪力墙破坏严重,导致侧向变形过大,结构失去承载能力。

综上所述,由性能点处层间最大位移角出现在第12层,可知中上部区段11~13层为结构的薄弱层。核心筒连梁和底部剪力墙在Pushover分析中率先发生严重塑性变形,可视为结构的薄弱部位。

## 4 结论与建议

(1)钢管混凝土重力柱—混凝土核心筒结构体系

的钢框架梁与柱或核心筒之间采用螺栓铰接,节点构造简单、施工便捷,能显著提升建造效率。应用该结构体系时,混凝土核心筒需有较强的抗侧刚度,能承担所有水平荷载,有变形耗能和抗倒塌能力。

(2)此类结构各部分受力明确,水平荷载作用完全由混凝土核心筒承担,因此地震破坏主要出现在核心筒,钢管混凝土柱只承受重力荷载,不用考虑外框架部分楼层剪力的分摊,可解决高层结构中“肥梁胖柱”的问题。

(3)对比3种侧力加载方式的Pushover分析结果,随着荷载向上部集中,性能点处结构顶点位移增大,基底剪力减小,最大层间位移角所在层数上升。

(4)可采用Pushover分析对该结构体系进行地震作用验算,不同侧向加载模式对分析结果有较大影响,建议选择包括倒三角形荷载在内的两种以上侧向加载模式,以获得较为准确的结果。

(5)结构最大层间位移角在7度罕遇地震作用下为1/485,满足规范要求,但最大层间位移角所在的中上部区段出现较大变形,为结构的薄弱层。塑性铰发展分析表明核心筒连梁和底部剪力墙为薄弱部位,应予以加强,提高承载力与延性。

## 参考文献

- [1] 汪大绥,包联进.我国超高层建筑结构发展与展望[J].建筑结构,2019(19).
- [2] 丁洁民,吴宏磊,赵昕.我国高度250 m以上超高层建筑结构现状与分析进展[J].建筑结构学报,2014,35(3):1-7.
- [3] 聂建国,陶慕轩,黄远,等.钢-混凝土组合结构体系研究新进展[J].建筑结构学报,2010(06):71-80.
- [4] JGJ 3-2010,高层建筑混凝土结构技术规程[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [5] 胡好,赵作周,钱稼茹.高烈度地区框架-核心筒结构中美抗震设计方法对比[J].建筑结构学报,2015,36(002):1-9.
- [6] 刘若南,张健,王羽,等.中国装配式建筑发展背景及现状[J].住宅与房地产,2019(32):32-47.
- [7] 戴超辰,徐霞,张莉,等.我国装配式混凝土建筑发展的SWOT分析[J].建筑经济,2015,36(02):10-13.
- [8] 汪大绥,贺军利,张凤新.静力弹塑性分析(Pushover Analysis)的基本原理和计算实例[J].世界地震工程,2004,20(001):45-53.
- [9] 中华人民共和国建设部. GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [10] 方小丹,魏琰,周靖.长周期结构地震反应的特点与反应谱[J].建筑结构学报,2014,35(003):16-23.
- [11] 曾繁良,黄炎生,周靖.钢管混凝土柱排架-核心筒结构抗震性能研究[J].振动与冲击,2020,v.39;No.368(12):195-202.
- [12] 毛建猛.Pushover分析方法的改进研究[D].哈尔滨:中国地震局工程力学研究所,2008.
- [13] 杨志勇,黄吉锋,邵弘.弹性与弹塑性动力时程分析方法中若干问题探讨[J].建筑结构学报,2009(S1):213-217.