

框架-分布摇摆芯筒-核心筒结构体系减震机理 分析及应用

陈易飞, 何浩祥, 王宝顺, 程时涛

(北京工业大学工程抗震与结构诊治北京市重点实验室, 北京 100124)

摘要: 传统的框架-核心筒(FCT)结构体系在保证抗震性能的情况下存在布局不灵活和经济性不足等局限。提出框架-分布芯筒-核心筒(FDCT)高层结构体系,其具有三道抗震防线。为了协调控制层间位移,将其进一步改进为框架-分布摇摆芯筒-核心筒(FDRCT)高层结构体系。建立 FDCT 结构和 FDRCT 结构的简化动力模型,并进行频域动力分析和地震动随机分析,探究影响减震效果的主要参数,证明 FDRCT 结构相比于 FCT 结构具有更好的减震效果。对典型的 FCT 结构进行设计调整,建立相应的 FDCT 结构和 FDRCT 结构,并进行弹塑性时程分析。结果表明:相对于传统方案,由于 FDCT 结构刚度较小,地震作用下其位移将适当变大;虽然 FDRCT 结构的最大层间位移角和顶部位移会略有增大,但层间变形分布更加均匀,限制了薄弱层的出现,且结构加速度响应有所下降。适当增大分布摇摆芯筒的质量可使结构变形更加均匀。分析表明:FDRCT 结构既可以提高结构的经济性又具备良好的抗震减震性能,具有良好的工程应用价值。

关键词: 框架-核心筒结构; 分布芯筒; 分布摇摆芯筒; 变形控制; 减震; 经济性

中图分类号: TU352.1; TU318 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2023)02-0357-12

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2023.02.007

引 言

超高层建筑常用的结构形式包括框架-核心筒结构、筒中筒结构、多筒结构以及巨型结构等,其中的框架-核心筒(Frame-Core Tube, FCT)结构以其合理的构造和优越的力学性能被广泛应用^[1-4]。根据中国设计规范要求,框架-核心筒结构体系应被设计为具有两道防线的双重抗侧力体系,核心筒刚度较大,地震作用力下承担大部分基底剪力,是第一道防线;框架为第二道防线,在核心筒破坏且刚度下降后,框架将会承担更多的水平荷载^[5-6]。

目前,对框架-核心筒结构的研究主要是针对其安全性开展的^[7],关于经济性的研究较为少见。在结构设计时,为了保证框架-核心筒结构具备较大的刚度通常过于注重提高安全储备,某些设计方案中的核心筒围合面积比例甚至高达 30%。由于框架部分才是主要的活动场所,以上设计理念造成了框架-核心筒结构的有效使用面积较少,工程性价比相对偏低。为了在框架-核心筒结构的安全性和经济性之间进行调衡以提高工程性价比,需要对既有结构体系进行调整和创新。《建筑抗震设计规范》^[5]规

定结构体系布置宜采用多道抗震防线,避免某一关键构件破坏引起结构的连续破坏和倒塌。基于该理念,本文认为可将传统框架-核心筒结构中核心筒围合面积缩小,同时在结构中均匀布置若干分布芯筒组成分散筒体结构,形成框架-分布芯筒-核心筒(Frame-Distributed Tubes-Core Tube, FDCT)高层结构体系,其筒体总围合面积相对更小,且增设的分布芯筒可构成一道抗震防线,从而改善传统核心筒刚度过于集中的问题,实现框架和核心筒之间抗震能力的调衡。区别于多筒结构,FDCT 结构保留了传统 FCT 的构造形式,通过在结构框架与核心筒之间增设若干分散的分布芯筒形成新的结构体系,具有更强的协调变形能力。

目前关于分散筒体结构体系的研究相对较少,对其抗震减震机理探究不够深入。蒋济同等^[8]提出一种分散筒结构体系,对具有 6 个小尺寸筒体的典型结构进行了抗震研究,结果表明分散筒体系的抗震防线更丰富,抗震性能良好。缪志伟等^[9]提出将核心筒改设为多个子筒并通过连梁相连,基于体系能力设计法将连梁作为次要构件,而子筒则作为主体结构设计,使框架-核心筒结构具有连梁、子筒和框架三道抗震防线,抗震性能优越。吴轶等^[10]对具有

多道设防的带耗能支撑-分散核心筒结构进行抗震性能研究,结果表明该结构可以降低传统核心筒的耗能,减轻底部墙肢的损伤程度。然而,目前的分散筒结构体系基本都是将传统的核心筒取消进而直接在结构中均匀布置分散筒体,或是在核心筒原始位置将核心筒均匀拆分,再以构件将分散筒体相连。分散筒结构虽然可以提升结构整体的抗震性能,却并没有降低筒体围合面积,无法显著提升结构经济性,需要进一步对结构形式进行改良。

地震作用下的高层建筑各楼层变形并不均匀,需要重视并提升薄弱层的抗震性能。由于框架-分布芯筒-核心筒结构的筒体围合面积更小,其整体刚度偏低,易形成薄弱层。鉴于摇摆体系可以对结构变形进行整体均衡调控,在结构中加入刚度较大的摇摆构件能够有效提高结构抗震减震能力^[11-12]。Meek^[13]将摇摆体系与核心筒结构相结合,采用简化单自由度模型对不同高宽比的摇摆核心筒结构进行了对比分析。Ajrab等^[14]在6层框架摇摆墙结构中加入耗能装置以及预应力索,并进行弹塑性时程分析。Nielsen等^[15]针对一栋200 m的框架-核心筒结构,对核心筒基础固接与摇摆核心筒两种形式进行了强震下对比分析,结果表明摇摆核心筒可以降低30%基底弯矩。曲哲等^[16]研究了摇摆墙对框架结构的控制机理,并推导了摇摆墙刚度需求的计算方法。Makris等^[17]对基底连接方式为踏步式和铰接式的摇摆墙进行了动力分析和相关的理论推导。

有鉴于此,本文基于摇摆墙理念,将摇摆体系与分布芯筒相结合,提出了框架-分布摇摆芯筒-核心筒(Frame-Distributed Rocking Tubes-Core Tube, FDRCT)高层结构体系,并对其抗震性能和经济性进行了研究。从力学机理出发,建立了FDCT结构

和FDRCT结构的简化动力模型,基于平稳随机振动理论^[18]对比了FDCT结构和FDRCT结构的抗震减震性能。以一典型FCT结构为基础,在提高经济性的前提下建立了FDCT结构和FDRCT结构,并对三种结构的有限元模型进行了弹塑性时程分析,验证了FDRCT结构在力学性能和性价比方面的优越性。

1 结构体系概述

FCT结构是由核心筒和框架组成的双重抗侧力体系,其结构体系示意图如图1(a)所示。单纯减小核心筒围合面积将产生刚度不足和抗震能力差等不利因素,因此传统FCT结构设计对核心筒围合面积有严格要求。FDCT结构是在FCT结构基础上降低核心筒的围合面积,同时增设若干分布芯筒,组成了具有框架、核心筒和分布芯筒三道防线的三重抗侧力体系,且通过合理设计,FDCT结构可改善传统FCT结构中刚度高度集中的不利因素,使三道防线的抗震能力更为协调,FDCT结构体系示意图如图1(b)所示。FDCT结构中的核心筒与分布芯筒的总围合面积需小于FCT结构中的核心筒围合面积,相当于增大了框架部分的面积,从而提升了FCT结构的经济性以及其布局灵活性。

传统的FCT结构在地震作用下发生弯剪型变形,当结构变形不均匀程度过大时,容易形成薄弱层破坏,影响结构抗震性能,由于FDCT结构降低了结构整体刚度,其层间水平变形相对更大,抗震能力较弱。有鉴于此,本文提出将FDCT结构中的分布芯筒与摇摆体系相结合,形成FDRCT结构,其结构体系示意图如图1(c)所示,分布摇摆芯筒可控制结构的整体变形模式,避免出现显著的薄弱层。

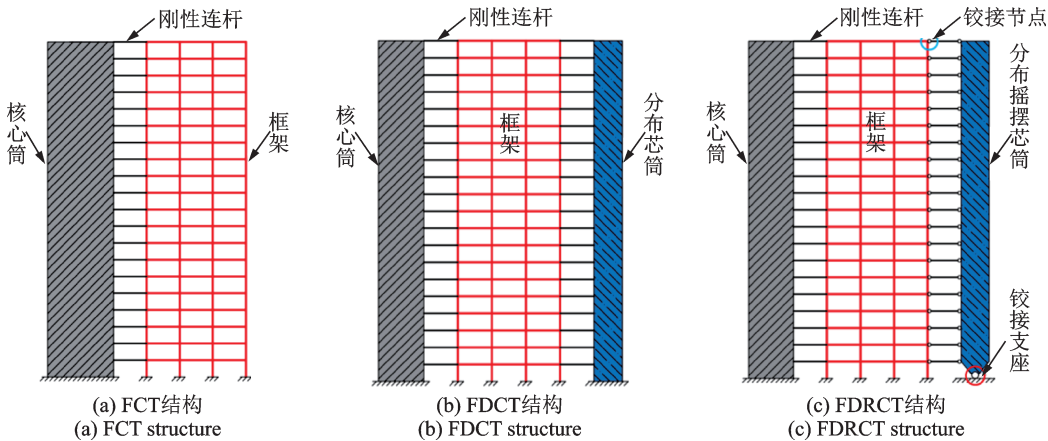


图1 结构体系示意图

Fig. 1 Schematic diagram of structure system

2 FDRCT 结构动力学分析模型

2.1 FDRCT 结构动力学方程

为了研究 FDCT 结构和 FDRCT 结构的抗震减震性能,下文将建立两种结构体系的简化动力模型,基于频域动力理论求解相关的动力放大系数并进行对比。参考文献[17],FDCT 结构中的核心筒、框架和分布芯筒可分别简化为单自由度,通过等效刚度和阻尼耦合成三自由度体系,其简化动力模型如图 2(a)所示。其中, m_0 、 k_0 和 c_0 分别为核心筒的质量、刚度和阻尼系数; m_1 、 k_1 和 c_1 分别为框架的质量、刚度和阻尼系数; m_2 、 k_2 和 c_2 分别为分布芯筒的质量、刚度和阻尼系数; x_0 、 $\dot{x}_0$ 和 $\ddot{x}_0$ 分别为核心筒的位移、速度和加速度; x_1 、 $\dot{x}_1$ 和 $\ddot{x}_1$ 分别为框架的位移、速度和加速度; x_2 、 $\dot{x}_2$ 和 $\ddot{x}_2$ 分别为分布摇摆芯筒的位移、速度和加速度; a_g 为地面加速度。FDRCT 结构是在 FDCT 结构基础之上将分布芯筒与摇摆体系相结合形成分布摇摆芯筒,将分布芯筒的边界条件由固接更换为铰接,其他结构参数均相同,相应的简化动力模型如图 2(b)所示。由于 FDRCT 结构中的分布摇摆芯筒在外部激励下会发生一定转动,需要设定相应的转动参数, θ 、 $\dot{\theta}$ 和 $\ddot{\theta}$ 分别为分布摇摆芯筒的转角、角速度和角加速度。

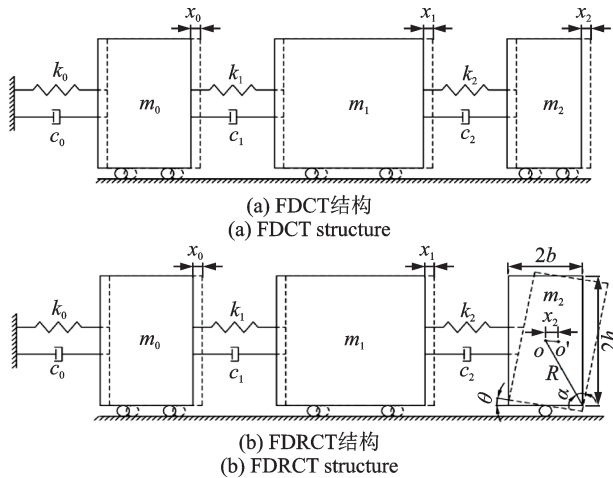


图2 FDCT 结构和 FDRCT 结构动力学模型

Fig. 2 Dynamics model of FDCT and FDRCT structure

根据图 2(a)的 FDCT 结构动力学模型,可建立其动力方程为:

$$\begin{aligned} m_0 \ddot{x}_0 + c_0 \dot{x}_0 + k_0 x_0 - c_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_0) - k_1 (x_1 - x_0) &= -m_0 a_g, \\ m_1 \ddot{x}_1 + c_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_0) + k_1 (x_1 - x_0) - c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - k_2 (x_2 - x_1) &= -m_1 a_g, \\ m_2 \ddot{x}_2 + c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2 (x_2 - x_1) &= -m_2 a_g \end{aligned} \quad (1)$$

文献[19]对简谐激励下双调谐质量阻尼器的动力特性进行了频域动力分析,其动力方程与 FDCT 结构的动力方程类似,可以直接参考相关公式和结果,不再赘述。下文中仅对 FDRCT 结构的减震特性进行分析。

当核心筒和框架受到水平简谐激励发生侧向变形时,分布摇摆芯筒将绕底部铰支座发生摆动,且在转动扭矩、地震力、重力和结构抗力综合作用下其质点由 o 移动至 o' ,由此可建立核心筒和框架的动力方程以及分布摇摆芯筒的力矩方程:

$$\begin{aligned} m_0 \ddot{x}_0 + c_0 \dot{x}_0 + k_0 x_0 - c_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_0) - k_1 (x_1 - x_0) &= -m_0 a_g, \\ m_1 \ddot{x}_1 + c_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_0) + k_1 (x_1 - x_0) - c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - k_2 (x_2 - x_1) &= -m_1 a_g, \\ m_2 g h \sin \theta - m_2 a_g h \cos \theta - c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) h \cos \theta - k_2 (x_2 - x_1) h \cos \theta &= I \ddot{\theta} \end{aligned} \quad (2)$$

式中 I 为分布摇摆芯筒绕转动点的转动惯量, $I = m_2 R^2 (\cos^2 \alpha + 1/3)$; R 为分布摇摆芯筒对角线长度的一半, $R^2 = b^2 + h^2$; α 为分布摇摆芯筒对角线与高度方向边长夹角, $\tan \alpha = b/h$, b 和 h 分别为分布摇摆芯筒的半宽和半高; g 为重力加速度。

在一般激励下分布摇摆芯筒的摇摆幅度很微小,可认为其转角 $\theta < 5^\circ$,则上式中的 $\sin \theta \approx \theta$, $\cos \theta \approx 1$,且分布摇摆芯筒相对位移 x_2 与质点 o 移动至 o' 的水平位移分量相等,该值可表示为:

$$x_2 = h \sin \theta \quad (3)$$

将 $\sin \theta \approx \theta$ 代入式(3),并进行相应的求导可得到分布摇摆芯筒的角加速度为 $\ddot{\theta} = x_2/h$,联立式(2),并将相关参数代入后进行 Laplace 变换,结构的动力方程可表示为:

$$\begin{aligned} -X_0 \omega^2 + \frac{c_0}{m_0} X_0 i \omega + \frac{k_0}{m_0} X_0 - \frac{c_1}{m_0} (X_1 - X_0) i \omega - \frac{k_1}{m_0} (X_1 - X_0) &= -A_g, \\ -\frac{m_1}{m_0} X_1 \omega^2 + \frac{c_1}{m_0} (X_1 - X_0) i \omega + \frac{k_1}{m_0} (X_1 - X_0) - \frac{c_2}{m_0} (X_2 - X_1) i \omega - \frac{k_2}{m_0} (X_2 - X_1) &= -\frac{m_1}{m_0} A_g, \\ \frac{m_2}{m_0} g X_2 - \frac{m_2}{m_0} A_g h - \frac{c_2}{m_0} (X_2 - X_1) h i \omega - \frac{k_2}{m_0} (X_2 - X_1) h &= -\frac{I}{m_0 h} X_2 \omega^2 \end{aligned} \quad (4)$$

为了将式(4)进一步简化,引入无量纲化参数表征框架和分布摇摆芯筒与核心筒之间的质量比、频率比以及阻尼比,设结构在受外部简谐激励下核心筒变化后的频率 ω 与其原始频率 ω_0 的频率比为 γ ,各参数可表示为:

$$\begin{aligned}\mu_1 &= \frac{m_1}{m_0}; \mu_2 = \frac{m_2}{m_0}; \lambda_1 = \frac{\sqrt{k_1/m_1}}{\sqrt{k_0/m_0}} = \frac{\omega_1}{\omega_0}; \\ \lambda_2 &= \frac{\sqrt{k_2/m_2}}{\sqrt{k_0/m_0}} = \frac{\omega_2}{\omega_0}; \zeta_j = \frac{c_j}{2m_j\omega_j}, j=0,1,2; \\ \gamma &= \frac{\omega}{\omega_0}.\end{aligned}$$

将上述的无量纲参数代入式(4)并整理可得:

$$\begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} & 0 \\ B_{21} & B_{22} & B_{23} \\ 0 & B_{32} & B_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_0 \\ X_1 \\ X_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_g \\ -\mu_1 A_g \\ -\mu_2 A_g \end{bmatrix} \quad (5)$$

式中

$$\begin{aligned}B_{11} &= \omega^2 \left(-1 + \frac{2\zeta_0 i + 2\zeta_1 \mu_1 \lambda_1 i}{\gamma} + \frac{1 + \mu_1 \lambda_1^2}{\gamma^2} \right), \\ B_{12} &= B_{21} = -\omega^2 \left(\frac{2\zeta_1 \mu_1 \lambda_1 i}{\gamma} + \frac{\mu_1 \lambda_1^2}{\gamma^2} \right), \\ B_{22} &= \omega^2 \left(-\mu_1 + \frac{2\zeta_1 \mu_1 \lambda_1 i + 2\zeta_2 \mu_2 \lambda_2 i}{\gamma} + \frac{\mu_1 \lambda_1^2 + \mu_2 \lambda_2^2}{\gamma^2} \right), \\ B_{23} &= B_{32} = -\omega^2 \left(\frac{2\zeta_2 \mu_2 \lambda_2 i}{\gamma} + \frac{\mu_2 \lambda_2^2}{\gamma^2} \right), \\ B_{33} &= \omega^2 \left[-\frac{\mu_2 (\tan^2 \alpha + 4)}{3} - \frac{\mu_2 g}{h\omega^2} + \frac{2\zeta_2 \mu_2 \lambda_2 i}{\gamma} + \frac{\mu_2 \lambda_2^2}{\gamma^2} \right].\end{aligned}$$

解方程组(5)得到核心筒和框架的位移传递函数分别为:

$$H_0(\omega) = \frac{X_0}{A_g} = \frac{B_{12}B_{33}\mu_1 - B_{12}B_{23}\mu_2 + B_{23}^2 - B_{22}B_{33}}{B_{11}B_{22}B_{33} - B_{11}B_{23}^2 - B_{12}^2B_{33}} \quad (6)$$

$$H_1(\omega) = \frac{X_1}{A_g} = \frac{-B_{11}B_{33}\mu_1 + B_{11}B_{23}\mu_2 + B_{12}B_{33}}{B_{11}B_{22}B_{33} - B_{11}B_{23}^2 - B_{12}^2B_{33}} \quad (7)$$

则核心筒与框架的动力放大系数分别为:

$$DMF_0 = |H_0(\omega)| \omega_0^2 = H_0(\omega) \frac{\omega^2}{\gamma^2} \quad (8)$$

$$DMF_1 = |H_1(\omega)| \omega_1^2 = H_1(\omega) \frac{\lambda_1^2 \omega^2}{\gamma^2} \quad (9)$$

当确定合理的结构设计参数后,按照频域动力分析理论计算和对比不同结构体系的动力放大系数可初步判断结构体系的抗震减震性能是否更为优异。

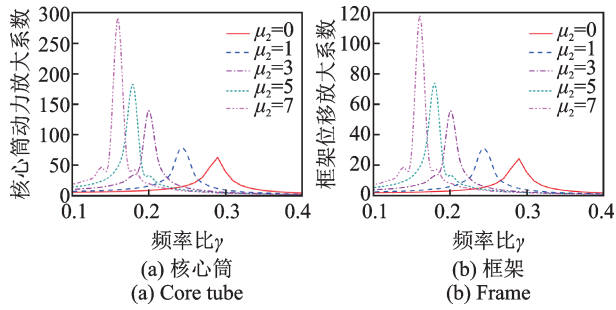
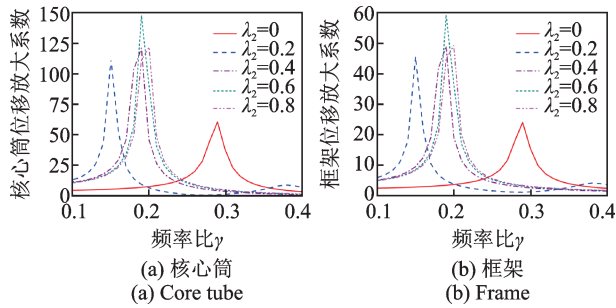
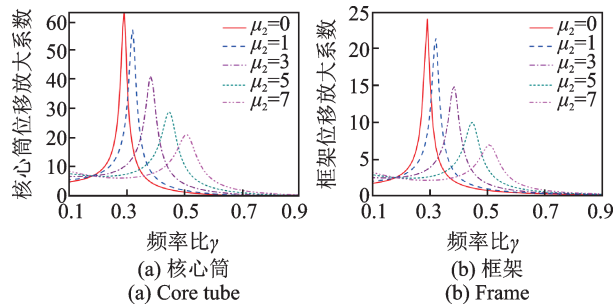
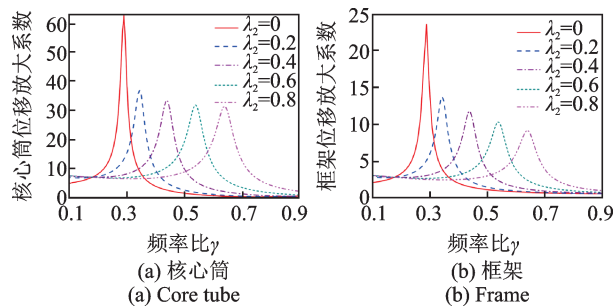
2.2 结构参数分析

为了研究并对比框架-核心筒结构在附加分布(摇摆)芯筒后的设计参数优化范围及减震效果,本文对FDCT结构中分布芯筒和FDRCT结构中分布

摇摆芯筒的各参数影响进行分析。为了保证对比效果,两结构的相关参数取值均相同。将质量比 μ_2 和频率比 λ_2 作为参数变量,探讨简谐激励下分布(摇摆)芯筒分别对核心筒和框架动力响应的控制效果。根据工程设计经验,在满足一般性的基础之上对FDCT结构各子结构的属性进行相应的取值, μ_1 取3.5, μ_2 取4.0, λ_1 取0.35, λ_2 取0.45。分布芯筒在加入摇摆体系后会导致自身刚度下降,因此将分布芯筒刚度的60%作为分布摇摆芯筒的刚度,FDRCT结构中各子结构的属性取值,除了 λ_2 取0.35之外,其余都与FDCT结构相同。 ζ_0 , ζ_1 和 ζ_2 均取为0.05,频率比 γ 的范围在0~1.3之间。为了计算FDRCT结构理论模型中分布摇摆芯筒的高度,将没有附加分布摇摆芯筒的框架-核心筒结构的周期设为1.6 s,引入频率参数 p , p 与框架-核心筒结构初始频率 ω_s 的关系取为 $\omega_s/p=10$,可求出FDRCT结构理论模型中分布摇摆芯筒对角线长度的一半 $R=3g/(4p)^2=48.32$ m,设 $\tan \alpha=1/6$,则分布摇摆芯筒的等效半高为 $h=47.67$ m。

图3~6为FDCT结构中的分布芯筒和FDRCT结构中的分布摇摆芯筒与核心筒的质量比 μ_2 以及频率比 λ_2 对核心筒和框架动力放大系数的影响效果,其中 $\mu_2=0$ 或 $\lambda_2=0$ 的情况可视为结构中没有设置分布(摇摆)芯筒,即为传统的FCT结构。可以看出,当外部荷载为简谐激励时,FCT结构在附加分布芯筒之后,质量比 μ_2 和频率比 λ_2 的增大均会放大核心筒和框架的动力放大系数,而附加分布摇摆芯筒之后却能够减小核心筒和框架的动力放大系数。由此可见,附加摇摆体系的FDRCT结构比FDCT结构具有更优越的减震能力,本文提出的该体系是基本适宜的,因此下文仅讨论FDRCT结构相对于FCT结构的减震效果。

由图5和6可以看出,在增设分布摇摆芯筒后,核心筒和框架的动力放大系数峰值点随分布摇摆芯筒与核心筒的质量比 μ_2 以及频率比 λ_2 的增大而减小,而频率比 λ_2 的增大实则为分布摇摆芯筒刚度的增大,说明分布摇摆芯筒的质量以及刚度的增大使其对结构的水平牵引力增大。随着 λ_2 增大,核心筒以及框架的动力放大系数峰值点下降幅度相较于 μ_2 整体较小,下降趋势更为平缓,因此结构的响应对分布摇摆芯筒质量的改变更敏感;在相同的频率比时,核心筒相比于框架的动力放大系数更大是由于框架总质量较大造成的。

图3 不同 μ_2 下FDCT结构的响应曲线Fig. 3 Response curves of FDCT structure with different μ_2 图4 不同 λ_2 下FDCT结构的响应曲线Fig. 4 Response curves of FDCT structure with different λ_2 图5 不同 μ_2 下FDRCT结构的响应曲线Fig. 5 Response curves of FDRCT structure with different μ_2 图6 不同 λ_2 下FDRCT结构的响应曲线Fig. 6 Response curves of FDRCT structure with different λ_2

3 不同结构体系随机振动对比分析

考虑结构的参数以及所受外部激励的随机性,本文对简化的FCT两自由度线性结构、FDCT和FDRCT三自由度线性结构分别进行地震动下的平稳随机振动分析,以分布(摇摆)芯筒的相关参数为

变量,探究地震动下FDCT结构和FDRCT结构对其动力响应的控制效果。

根据第2节中结构在简谐激励下简化动力模型所设定的参数,对平稳随机振动分析模型相关参数进行取值。对于FCT结构,核心筒质量为 5.8×10^6 kg,刚度为 1.1×10^8 N/m,框架的质量为 2×10^7 kg,刚度为 4.7×10^7 N/m,FDCT结构以及FDRCT结构相比于FCT结构的核心筒以及框架部分相关结构参数均相同,增设的分布芯筒初始质量设为 2.3×10^7 kg,初始刚度设为 8.9×10^7 N/m,分布摇摆芯筒刚度则为分布芯筒的60%,结构的阻尼比为0.05,结构所在地区为8度区Ⅲ类场地,设计地震分组为一组。地震动加速度谱采用Clough-Penzien谱,其功率谱密度函数为:

$$S(\omega) = \frac{\omega_g^4 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \cdot \frac{\omega^4 S_0}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (10)$$

参考文献[20],式(10)中的地基土卓越频率 ω_g 取为13.96,地基土阻尼比 ζ_g 取为0.8,第二个过滤层的卓越频率 ω_f 取为2.09,第二个过滤层的阻尼比 ζ_f 取为0.8,谱强度因子 S_0 取为0.021。

为了研究分布(摇摆)芯筒的参数变化对结构在地震动下动力响应的控制效果,分别以其质量和刚度作为平稳随机振动分析的变量,求解FDCT结构以及FDRCT结构中核心筒和框架的位移响应均方差,分析结构在不同频率下的减震效果。根据实际工程设计经验,将分布(摇摆)芯筒的基本周期范围设定为1.1~4 s,周期间隔取为0.1 s,共计30种工况,以分布(摇摆)芯筒周期取值范围以及初始刚度和初始质量为参照点进行参数分析。图7和8为FCT结构、FDCT结构和FDRCT结构平稳随机振动分析中核心筒以及框架位移响应均方差的结果,FCT结构视为没有附加分布(摇摆)芯筒,将其结果作为基准值,用于分析各种工况下分布(摇摆)芯筒的减震效果。图7和8中的FDCT- m 和FDCT- k 分别代表以分布芯筒的质量和刚度作为变量,而FDRCT- m 和FDRCT- k 则分别代表以分布摇摆芯筒的质量和刚度作为变量。由图7和8可以看出,当外部激励为地震动时,FDCT结构和FDRCT结构的核心筒以及框架位移响应均方差在大部分工况下都小于FCT结构,且FDRCT的减震效果更显著及稳定,该新体系具备基本的合理性和应用价值。

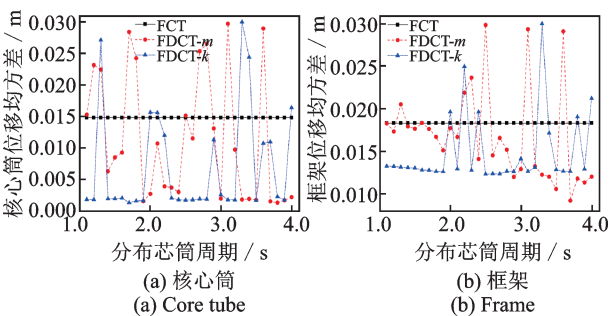


图 7 FDCT 结构位移响应均方差对比

Fig. 7 Standard deviation comparison of FDCT structural displacement response

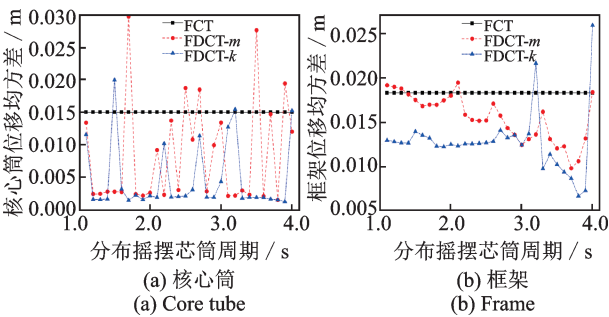


图 8 FDRCT 结构位移响应均方差对比

Fig. 8 Standard deviation comparison of FDRCT structural displacement response

4 结构有限元算例分析及性能验证

为了进一步验证在实际工程中分布摇摆芯筒对框架-核心筒结构的减震作用,参考文献[21]所采用的分析模型,设计了一个典型的 100 m 高的 FCT 结构,在此结构基础之上以减小筒体围合面积为目的,将 FCT 结构改设为一个核心筒和四个分布芯筒的 FDCT 结构以及附加摇摆体系的 FDRCT 结构,相关结构示意图如图 9 所示。FDRCT 结构仅是在 FDCT 结构中加入摇摆体系铰接机制,其他结构信息均与 FDCT 结构相同。使用 SAP2000 有限元分析软件建立结构模型,并进行地震时程分析和响应对比分析。

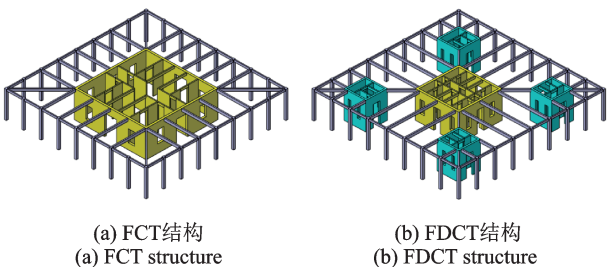


图 9 结构三维示意图

Fig. 9 The 3D schematic diagram of the structure

4.1 结构基本信息

FCT 结构总高 100 m,层 高 为 4 m,共 25 层,建筑物总平面为正方形,尺寸为 40 m×40 m,核心筒也为正方形,长和宽均为 20 m,筒体的围合面积占比为 25%;而 FDCT 结构和 FDRCT 结构则是在 FCT 结构基础之上将核心筒尺寸改设为 12 m×12 m,在核心筒与框架角柱连线上增设了 4 个分布芯筒,分布芯筒亦为正方形,尺寸为 6 m×6 m,筒体的围合面积占比为 18%。结构位于 8 度抗震设防区,场地类别为Ⅲ类,设计地震分组为第一组。FCT 结构的平面图如图 10(a)所示,FDCT 结构的平面图如图 10(b)所示。

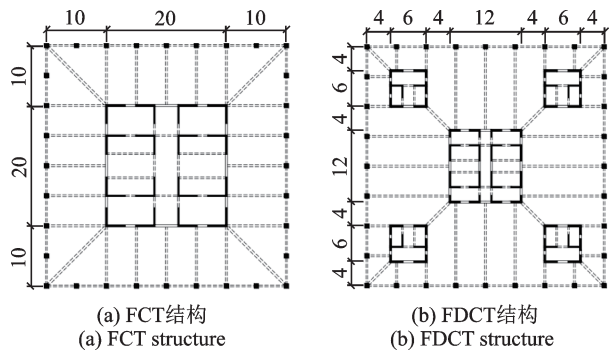


图 10 结构平面图 (单位:m)

Fig. 10 Structural plan (Unit:m)

以控制建筑成本为目的,相对于 FCT 结构,减小 FDCT 结构筒体外墙的壁厚,其他构件尺寸保持不变,其中 FCT 结构的构件尺寸和 FDCT 结构需要改变的构件尺寸如表 1 所示。为了研究 FDRCT 结构相对于 FDCT 结构的抗震减震性能的优越性以及分布摇摆芯筒与核心筒质量比的增大是否可以更有效地提高结构的减震效果,在此共设计 2 个 FDRCT 结构模型,其中 FDRCT 结构模型 1 (FDRCT1)的构件尺寸与 FDCT 结构完全相同,此时分布摇摆芯筒与核心筒的质量比为 1.58;而 FDRCT 结构模型 2(FDRCT2)则是在 FDRCT1 基础之上增大了分布摇摆芯筒的外墙的壁厚,分布摇摆芯筒与核心筒的质量比为 4.19。FCT 结构、FDCT 结构和 FDRCT2 结构相应构件尺寸如表 1 所示。构件的纵筋统一采用 HRB400,屈服强度为 413 MPa,极限强度为 620 MPa。框架中的梁柱采用杆系单元建模,楼板采用壳单元建模。弹性分析阶段,筒体中的墙体和梁采用壳单元;弹塑性分析阶段则采用分层壳单元。梁柱端弹塑性变形采用塑性铰单元模拟。FDCT 结构的有限元模型如图 11 所示。

表 1 主要构件尺寸
Tab. 1 Sectional dimensions of main components

位置	梁/mm ²	位置/层	柱/mm ²	位置/层	FCT 核心筒 墙体/mm	FDCT 核心筒 墙体/mm	FDCT 分布芯筒 墙体/mm	FDRCT2 核心筒 墙体/mm	FDRCT2 分布芯筒 墙体/mm
外圈梁	250×550	1~7	750×750	1~7	500	350	350	350	1000
角梁	400×850	8~16	700×700	8~16	450	300	300	300	950
筒内梁	250×500	17~25	600×600	17~25	400	250	250	250	900
连系梁	300×700	-	-	筒内墙	250	250	250	250	250
墙连梁	墙厚×1200	-	-	-	-	-	-	-	-

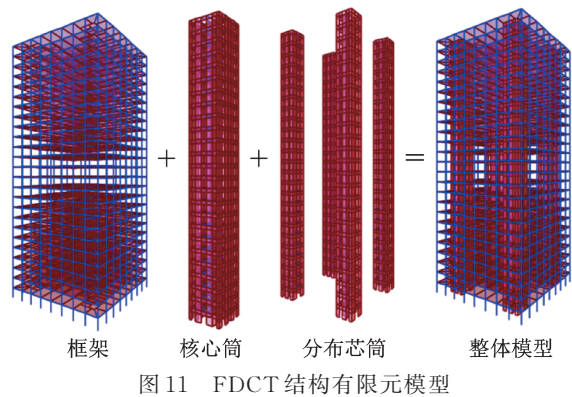


图 11 FDCT 结构有限元模型
Fig. 11 Finite element model of FDCT structure

为了使FDRCT结构中分布芯筒与摇摆体系具有工程可行性,本文将分布摇摆芯筒基底以及与分

布摇摆芯筒相连接的框架梁的两端节点处设置转动铰接装置,布置位置如图 12(a)所示,参考文献[16]中所示的摇摆墙齿状铰支座以及文献[22]所示的弯曲耗能铰,设计了本文中分布摇摆芯筒基底所使用的双向齿状铰支座和铰接节点所使用的铰接装置,分别如图 12(b)和 12(c)所示。对四种结构模型进行模态分析,周期对比如表 2 所示。可见四种结构的振型特征相似,FDCT 结构和 FDRCT 结构并没有明显改变原结构的振型特性。相对于 FCT 结构,由于筒体围合面积的减小,FDCT 结构刚度下降,结构周期增大;结构中增设摇摆体系后,FDRCT 结构周期会进一步增大。

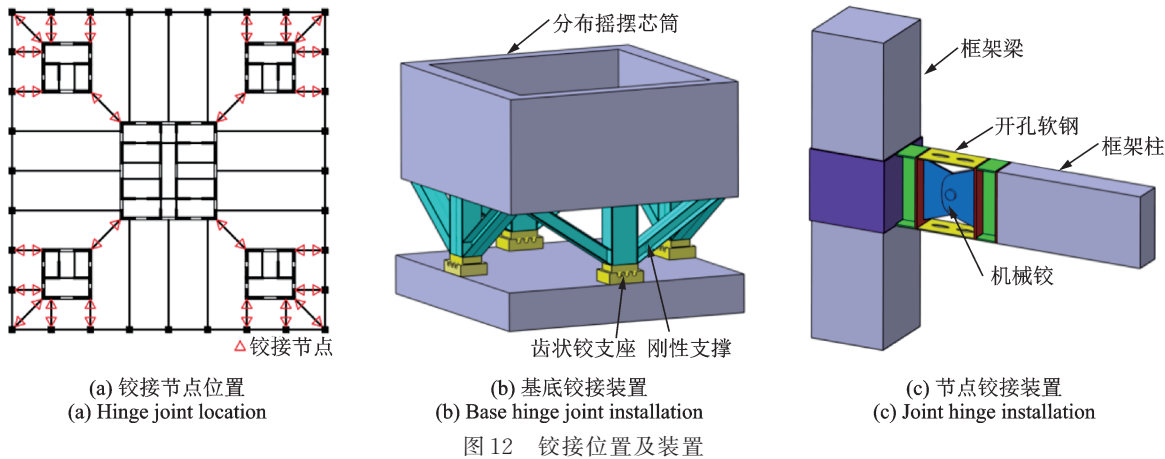


图 12 铰接位置及装置
Fig. 12 Schematic diagram of hinge joint location and installation

表 2 结构体系主要周期
Tab. 2 Fundamental periods of the structures

阶数	周期/s				振型
	FCT	FDCT	FDRCT1	FDRCT2	
1	1.63	2.02	2.55	2.72	平动
2	1.62	2.00	2.52	2.67	平动
3	1.28	1.73	2.09	1.89	扭转
4	0.49	0.56	0.65	0.59	平动
5	0.48	0.56	0.65	0.59	平动
6	0.43	0.54	0.63	0.51	扭转

4.2 地震下结构响应对比

选用 3 组天然地震动作为输入激励,分析四种

结构在多遇地震和罕遇地震时的动力响应,地震动的基本信息如表 3 所示。所选地震动中作用在结构

各个方向的地震波平均反应谱与设计反应谱(多遇地震)的对比如图 13 所示,其中 X、Y 和 Z 方向的地震波输入峰值加速度分别按照 0.85:1:0.65 的比例进行调幅。

表 3 地震动信息
Tab. 3 Information of ground motion

编号	地震动	测站	震级	PGA/(m·s ⁻²)		
				X 方向	Y 方向	Z 方向
S1	Imperial Valley	El Centro	6.5	2.10	3.42	2.06
S2	Kern County	Taft Lincoln School	7.2	1.53	1.76	1.03
S3	Michoacan	Caleta de Campos	8.1	1.33	1.37	-0.87

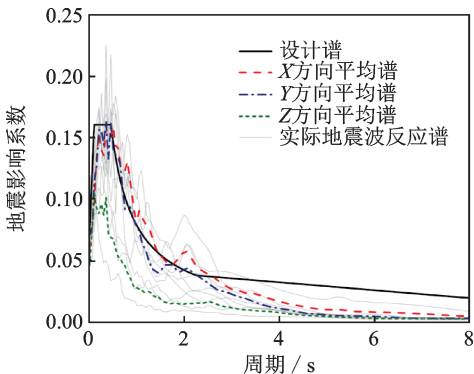


图 13 所选地震动反应谱与设计谱对比
Fig. 13 Comparison between selected ground motions spectrum and designed spectrum

图 14 和 15 分别为四种结构在多遇地震和罕遇地震下最大层间位移角曲线。多遇地震和罕遇地震下,四种结构的层间位移角均充分满足 1/800 和 1/100 的规范限值要求。在多遇地震下,FDCT 结构和 FDRCT1 结构的层角位移角相比于 FCT 结构有明显增大,这是由于新结构体系刚度下降造成的,但由于多遇地震下结构完全处于弹性状态并充分符合层间位移角设计要求,其抗震性能是良好的。在 S2 和 S3 地震动下,FDRCT1 结构相对于 FDCT 结

构层间位移角较为均匀,由此可见,虽然多遇地震下 FDRCT1 结构的摇摆功能尚没有完全发挥,但也起到适当的减震效果。在罕遇地震下分布摇摆芯筒摇摆的性能得到更大发挥,FDRCT1 结构各楼层层间变形更为均匀,可有效避免薄弱层的出现并可控制结构的损伤模式。对比 FDRCT1 结构和分布摇摆芯筒质量增大的 FDRCT2 结构,在多遇地震下,FDRCT2 结构层间变形会更加均匀,表明增大分布摇摆芯筒的质量可进一步提高结构的摇摆能力和减震效果。相对于 FDCT 结构,加入摇摆体系的 FDRCT 结构具备更优越的性能。相比于传统方案,罕遇地震下 FDCT 结构和 FDRCT1 结构层间位移角依然有所增大,最大层间位移角均值分别增加了 32.9% 和 26.6%。上述结果与前文理论分析结果基本吻合,但有限元模型的减震效果偏差,主要原因是理论等效模型相对简化,没有充分考虑多振型和地震动非平稳性的影响,且限于工程需求和成本,实际设计时不能为了盲目追求位移减震率而一味地提高分布芯筒的质量比。在实际设计中宜先采用理论方法进行初步设计,再通过有限元模型进行弹塑性动力分析和精细化设计。

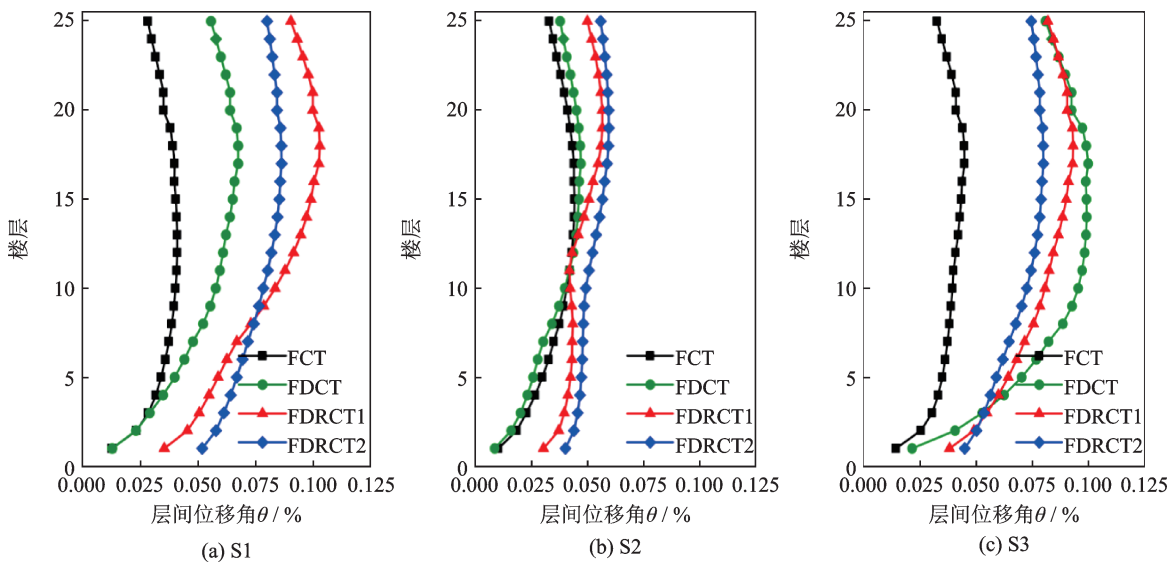


图 14 多遇地震结构层间位移角
Fig. 14 Inter-story drift ratio of structures subjected to frequent earthquakes

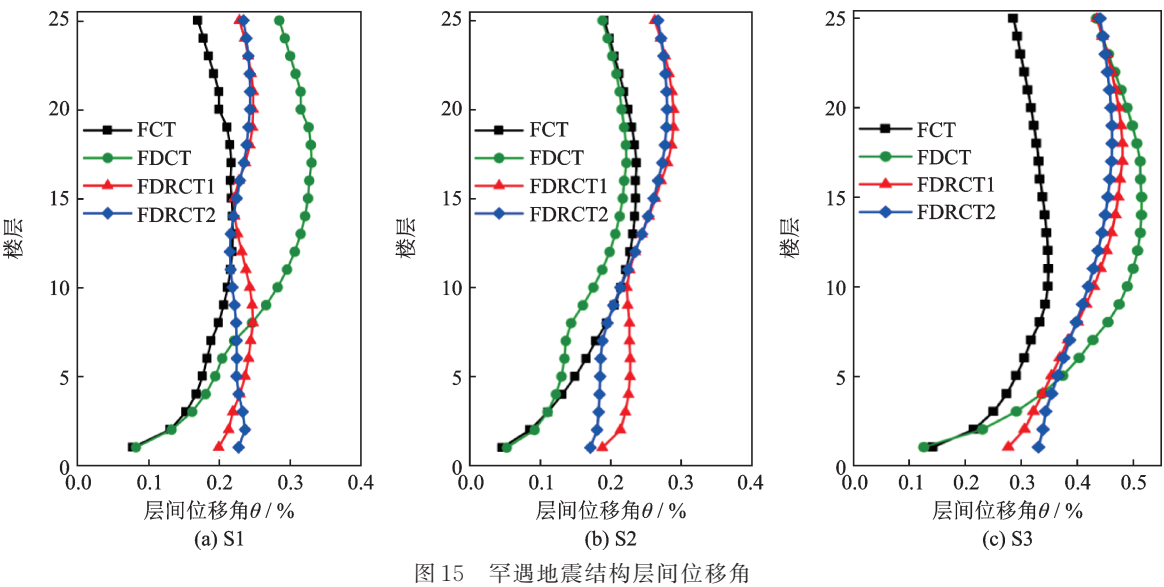


图 15 Inter-story drift ratio of structures subjected to rare earthquakes

图 16 为四种结构在罕遇地震下顶层位移时程结果,可以看出:相对于 FCT 结构,FDCT 结构和 FDRCT1 结构顶层的位移整体会有不同程度的增大,且在 S1 和 S3 地震动下,附加摇摆体系的 FDRCT1 结构顶层的位移相对要小于 FDCT 结构;对比 FDRCT1 结构和 FDRCT2 结构,分布摇摆芯筒质量增大对结构顶层位移影响较小。将四种结构多遇地震下各层层间最大加速度进行对比分

析,结果如图 17 所示。由于地震动的随机性,在 S1 和 S2 地震动下,相对于 FCT 结构,FDCT 结构对楼层加速度会有所减小,但是幅度不大。FDRCT1 结构在 20~25 层的加速度相对于 FDCT 结构会有明显的降低,因此分布摇摆芯筒对提高较高楼层的舒适度有明显作用。另外,增大分布摇摆芯筒质量并不会明显改变 FDRCT 结构的加速度响应幅值。

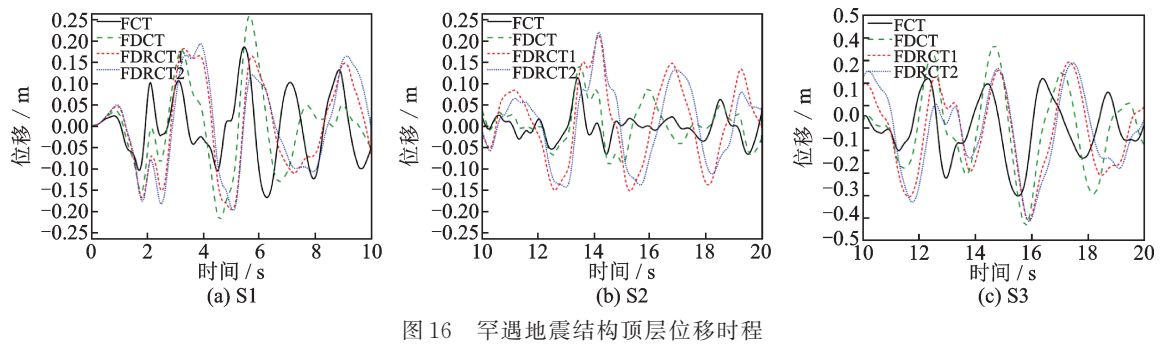


图 16 Displacement time history curves of top story of structure subjected to rare earthquakes

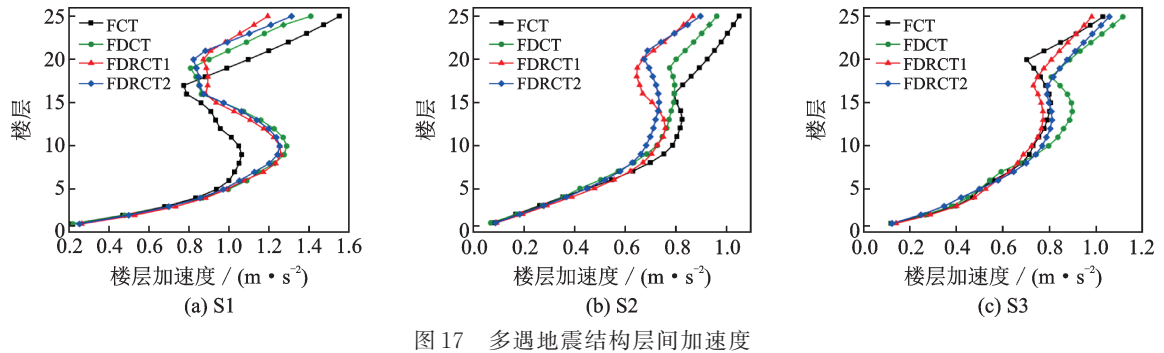


图 17 Inter-story acceleration of structures subjected to frequent earthquakes

为了研究 FDCT 结构和 FDRCT1 结构抗震防线顺序,以 S1 地震动为例,分别提取结构中框架、核

心筒和分布(摇摆)芯筒基底剪力分配,多遇地震下,FDCT 结构为 7%,38% 和 55%,FDRCT1 结构为

10%、55% 和 35%;罕遇地震下 FDCT 结构为 9%, 41% 和 50%, FDRCT1 结构为 19%, 54% 和 27%。在 FDCT 结构中,分布芯筒承受了较多的基底剪力,故可被视为第一道防线,而核心筒为第二道防线,框架为第三道防线。在 FDRCT1 结构中,由于分布摇摆芯筒在地震力作用下会进入摇摆状态,所以仍可将其视为第一道防线。FDRCT1 结构在罕遇地震下分布摇摆芯筒基底剪力分配相比于多遇地震时会减小,这是由于摇摆能力在罕遇地震下会提高;FDRCT1 结构中框架部分承担的地震力相对较大,这也可以证明分布摇摆芯筒的存在使框架可以更好地发挥第三道防线的作

用。上述研究表明 FDRCT 结构的性能更为优越,可以对其经济效益进行进一步分析,将其相对于 FCT 结构增加的成本以及获得的更多的结构楼盘经济收益纳入到经济分析中。基于工程适用性,以

有限元分析所使用的结构模型 FCT 结构、FDRCT1 结构和 FDRCT2 结构为例,计算相应的材料用量以及框架部分面积收益。根据当前市场价格行情,钢材取为 5000 元/吨,混凝土为 500 元/立方米,梁铰为 2000 元/个,分布摇摆芯筒基底铰支座 100 万元/组,写字楼综合售价设为 5 万元/平方米,可根据上文计算的 FCT 结构和 FDRCT 结构筒体围合面积占比计算得到其框架部分面积分别为 30000 m²和 32800 m²,即为结构可售面积。FCT 结构、FDRCT1 结构和 FDRCT2 结构所需的建筑材料用量、建筑成本以及收益情况如表 4 和 5 所示。由结果可知, FDRCT1 结构和 FDRCT2 结构均可提高 FCT 结构的经济效益,FDRCT2 结构由于建筑成本的增加会使收益的增长略小于 FDRCT1 结构,但是可以获得更为优越的抗震性能,实际工程中可根据工程需求选择方案。

表 4 结构材料用量对比
Tab. 4 Comparison of structural materials consumption

结构类型	钢材/t	混凝土/m ³	梁铰/个	铰支座/组
FCT	2900	17043	0	0
FDRCT1	2980	19287	1200	4
FDRCT2	3628	29608	1200	4

表 5 结构成本和收益对比
Tab. 5 Comparison of structural costs and benefits

结构类型	钢材成本/万元	混凝土成本/万元	铰接机制/万元	合计/万元	收益/万元	收益增长/%
FCT	1450	852	0	2302	150000	-
FDRCT1	1490	964	640	3094	164000	8.81
FDRCT2	1814	1480	640	3934	164000	8.25

5 结 论

针对传统 FCT 结构筒体围合面积大造成的经济性不足,本文提出了具有多道抗震防线的 FDCT 结构体系,为了解决 FDCT 结构因刚度削弱而造成的结构抗震能力下降的问题,进一步提出了附加摇摆体系的 FDRCT 结构。建立 FDCT 结构和 FDRCT 结构的简化动力模型,对其进行简谐激励下以及地震动下的响应分析,在此基础上,对 FDRCT 结构的抗震减震性能以及经济性进行研究。得出的主要结论如下:

(1)基于 FDCT 结构和 FDRCT 结构的简化动力模型,推导了相应的动力方程,以分布(摇摆)芯筒相关参数为变量进行在简谐激励下结构的响应分析及在地震动下结构平稳随机振动分析,表明相对于 FCT 结构,FDCT 结构减震效果并不明显,而附加

分布摇摆芯筒的 FDRCT 结构可以有效降低结构的动力响应,具有显著的减震能力。

(2)对比 FCT 结构、FDCT 结构、FDRCT1 结构和 FDRCT2 结构有限元分析结果,相较于 FCT 结构,FDCT 结构抗震能力会有所下降,附加摇摆体系的 FDRCT1 结构虽位移响应有所增大,但加速度响应会降低,楼层变形更为均匀。分布摇摆芯筒可控制结构的损伤模式,减轻薄弱层破坏,增大分布摇摆芯筒质量可使结构变形更加均匀。

(3)多遇地震下,由于地震作用力小未能使摇摆体系充分发挥作用,罕遇地震下,分布摇摆芯筒可显著提高 FDRCT 结构的减震效果,且摇摆体系的充分触发会进一步降低结构的刚度,延长结构周期,减小结构在地震下的动力响应。分布(摇摆)芯筒作为结构中新增加的一道抗震防线,可以规避传统 FCT 结构刚度过于集中造成的过早屈服,使框架、核心筒和分布摇摆芯筒的抗震能力更加协调,FDRCT 结构

的摇摆性能使框架发挥第三道防线的能力得到增强。

(4)FDRCT结构相比于FCT结构提高了结构的布局灵活性,缩小了筒体的围合面积,使结构综合收益显著增加,在保证结构安全性的同时也可有效提高结构的经济性,宜推广应用。

参考文献:

- [1] 包世华,张铜生.高层建筑结构设计和计算[M].北京:清华大学出版社,2013.
BAO Shihua, ZHANG Tongsheng. Design and Calculation of Tall Building Structures[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2013.
- [2] XIAO Shuijing, XU Longhe, LI Zhongxian. Seismic performance and damage analysis of RC frame-core tube building with self-centering braces[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, 120: 146-157.
- [3] LU Z, CHEN X, LU X, et al. Shaking table test and numerical simulation of an RC frame-core tube structure for earthquake-induced collapse[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2016, 45(9): 1537-1556.
- [4] Sarkisian M. Designing Tall Buildings: Structure as Architecture[M]. New York: Routledge Press, 2016.
- [5] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [6] 高层建筑混凝土结构技术规程:JGJ 3—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
Technical specification for concrete structures of tall building: JGJ 3—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [7] 曾建仙,许立英,颜桂云,等.远场类谐和地震动下的高层结构地震响应与损伤机理分析[J].振动工程学报,2019,32(6):1019-1028.
ZENG Jianxian, XU Liying, YAN Guiyun, et al. Seismic response and damage mechanism of high-rise structures under far-field harmonic-alike ground motions[J]. Journal of Vibration Engineering, 2019, 32(6): 1019-1028.
- [8] 蒋济同,王熙堃,曹庆禹,等.高层混凝土建筑-分散筒体体系初步研究[C].第七届全国现代结构工程学术研讨会,2007.
JIANG Jitong, WANG Xikun, CAO Qingyu, et al. Preliminary study on the dispersive tube system of tall concrete building[C]. Proceedings of the 7th National Symposium on Modern Structural Engineering, 2007.
- [9] 缪志伟,叶列平,吴耀辉,等.框架-核心筒高层混合结构抗震性能评价及破坏模式分析[J].建筑结构,2009,39(4):1-6.
MIAO Zhiwei, YE Lieping, WU Yaohui, et al. Seismic performances and failure mode analysis of hybrid frame-core tube structures[J]. Building Structure, 2009, 39(4): 1-6.
- [10] 吴轶,杨春,王俊然,等.新型带耗能支撑-分散核心筒结构的抗震性能研究[J].工程抗震与加固改造,2020,42(5):133-140.
WU Yi, YANG Chun, WANG Junran, et al. Study on seismic performances of a new decentralized core tubes structure with energy dissipating braces[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2020, 42(5): 133-140.
- [11] Housner G W. The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1963, 53(2): 403-417.
- [12] 周颖,吕西林.摇摆结构及自复位结构研究综述[J].建筑结构学报,2011,32(9):1-10.
ZHOU Ying, LÜ Xilin. State-of-the-art on rocking and self-centering structures[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(9): 1-10.
- [13] Meek J W. Dynamic response of tipping core buildings[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1978, 6(5):437-454.
- [14] Ajrab J J, Pekcan G, Mander J B. Rocking wall-frame structures with supplemental tendon systems[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(6): 895-903.
- [15] Nielsen G M, Almufti I, Mahin S A, et al. Performance of rocking core walls in tall buildings under severe seismic motions[C]. Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 483. Ottawa, Canada: Canadian Association for Earthquake Engineering, 2010.
- [16] 曲哲,和田章,叶列平.摇摆墙在框架结构抗震加固中的应用[J].建筑结构学报,2011,32(9):11-19.
QU Zhe, WADA Akira, YE Lieping. Seismic retrofit of frame structures using rocking wall system[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(9): 11-19.
- [17] Makris N, Aghagholizadeh M. The dynamics of an elastic structure coupled with a rocking wall[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2017, 46(6): 945-962.
- [18] 高伟,陈建军,马娟,等.平稳随机激励下线性随机桁架结构动力响应分析[J].振动工程学报,2004,17(1):48-52.
GAO Wei, CHEN Jianjun, MA Juan, et al. Dynamic response analysis of linear stochastic truss structures under stationary random excitation[J]. Journal of Vibration Engineering, 2004, 17(1): 48-52.
- [19] 倪铭,闫维明,许维炳,等.简谐激励下双调谐质量阻

- 尼器基本特性研究[J]. 振动与冲击, 2015, 34(17): 213-219.
- NI Ming, YAN Weiming, XU Weibing, et al. Fundamental characteristics of a double-tuned mass damper under simple-harmonical excitations [J]. Journal of Vibration and Shock, 2015, 34(17): 213-219.
- [20] 薛素铎, 王雪生, 曹资. 基于新抗震规范的地震动随机模型参数研究[J]. 土木工程学报, 2003, 36(5): 5-10.
- XUE Suduo, WANG Xuesheng, CAO Zi. Parameters study on seismic random model based on the new seismic code[J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36(5): 5-10.
- [21] 谢昭波, 解琳琳, 林元庆, 等. 典型框架-核心简单重与双重抗侧力体系的抗震性能与剪力分担研究[J]. 工程力学, 2019, 36(10): 40-49.
- CHEA Cheav Por, XIE Linlin, LIN Yuanqing, et al. Study on seismic performance and collapse-resistant capacity of typical frame-core tube structures with single and dual lateral-force resisting system [J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(10): 40-49.
- [22] 郑莲琼, 颜桂云, 魏常贵, 等. 钢质往复弯曲耗能铰滞回性能试验研究及理论分析[J]. 土木工程学报, 2020, 53(12): 29-43.
- ZHENG Lianqiong, YAN Guiyun, WEI Changgui, et al. Experimental and numerical investigation of steel energy-dissipating hinge under cyclic loading [J]. China Civil Engineering Journal, 2020, 53(12): 29-43.

Damping mechanism analysis and application of frame-distributed rocking tube-core tube structure system

CHEN Yi-fei, HE Hao-xiang, WANG Bao-shun, CHENG Shi-tao

(Beijing Key Lab of Earthquake Engineering and Structural Retrofit, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: The traditional frame-core tube (FCT) system has limitations such as inflexible layout and insufficient economy while ensuring seismic performance. A new high-rise structure system of frame-distributed tube-core tube (FDCT) is proposed, which has three seismic fortification lines. In order to coordinate and control story drift, it is further improved into a new type of high-rise structure system, namely frame-distributed rocking tube-core tube (FDRCT). The dynamic models of FDCT and FDRCT are established, and the main parameters that affect them damping effect are explored via the frequency domain dynamic and ground motion random analysis, which is proved that FDRCT structure has better damping effect than FCT structure. The typical FCT structure is designed and adjusted to establish the corresponding FDCT structure and FDRCT structure, and the nonlinear time history analysis is carried out. Compared with the traditional scheme, the displacement of FDCT is increased appropriately due to its small stiffness. Although the maximum story drift ratio and top displacement of FDRCT structure increase slightly, the distribution of story deformation is more uniform, which prevents the appearance of weak stories, and the structural acceleration response decreases. Appropriately increasing the mass of the distributed rocking core can make the structural deformation more uniform. The economic analysis results show that FDRCT structure can not only improve the economy, but also has better seismic and damping performance, which has excellent engineering application value.

Key words: frame-core tube structure; distributed tube; distributed rocking core tube; deformation control; seismic mitigation; economic efficiency

作者简介: 陈易飞(1992—), 男, 博士研究生。电话: 15136881020; E-mail: chenyf0810@163.com。

通讯作者: 何浩祥(1978—), 男, 教授, 博士生导师。电话: 18911630792; E-mail: hhx7856@163.com。