地震作用下型钢混凝土异形柱框架动力特性及 频谱反应分析

胡宗波^{1,2},薛建阳¹

(1.西安建筑科技大学土木工程学院,陕西西安710055;2.武警工程大学装备管理与保障学院,陕西西安710086)

摘要:基于型钢混凝土(SRC)异形柱空间框架模型振动台试验,对模型结构的频谱特性、偏心动力反应、非线性反应规律进行了研究。结果表明:在三向地震作用下,模型结构在高阶振型中依次发生了Y向平扭和X向平扭耦合现象,振型形态依次为X向平动、Y向平扭、Z向振动、扭转、Y向平动;在强震作用下,模型X向、Y向、Z向和扭转自振频率分别下降31.02%,30.10%,39.72%和30.09%;模型结构的频响函数实部曲线的零点、虚部及幅值曲线的峰值点随着加载持时的增加逐渐向低频移动,结构损伤逐渐累积,刚度不断退化,动力刚度接近静刚度,结构的变形较大;通过数值分析可知,当偏心距一定、平扭周期比不变时,偏心结构的自振频率比、平扭耦联系数的峰值点相对于对称结构的峰值点明显推后;在强震作用下,偏心距小于0.1的模型结构的薄弱层出现在结构中下部,偏心距大于0.3的模型结构的薄弱层出现在结构上部;随着偏心距的增大,模型结构提前达到性能点,所有交点处的能力谱曲线

关键词:型钢混凝土异形柱;框架结构;动力特性;频谱分析;非线性分析 中图分类号:TU398⁺.7;TU311.3 文献标志码:A 文章编号:1004-4523(2021)03-0528-11 DOI:10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2021.03.010

引 言

在动力作用下,结构的振动特性,称为结构的自振特性。分析结构的动力特性是进行结构抗震设计和结构损伤分析的重要步骤^[1]。对于型钢混凝土(Steel Reinforced Concrete, SRC)异形柱框架这一新型结构体系,已有的研究多集中在中国^[25],且仅针对SRC异形柱构件或平面框架进行了拟静力或拟动力试验研究^[67],缺少对SRC异形柱结构体系动力特性的认识。尤其是在三向地震作用下,SRC异形柱空间框架结构的地震反应较为复杂,当结构进入弹塑性阶段后,结构刚度的退化、塑性铰的分布、各抗侧构件屈服位移的不同都将影响结构的弹塑性反应^[8]。由于结构的刚心和频率比不断随时间变化,SRC异形柱框架结构的动力扭转作用明显,从而影响结构的频谱特性和动力反应。

为准确掌握 SRC 异形柱框架结构的动力特性 及弹塑性反应规律,课题组采用振动台试验、数值计 算、非线性静力分析的方法,对模型结构的动力特性 和频谱反应进行研究,为型钢混凝土异形柱结构的 抗震设计提供理论参考。

1 试验概况

1.1 振动台试验

为获取型钢混凝土异形柱框架在三向地震作用 下的位移反应、加速度反应和应变反应,课题组按照 1:4的相似比,根据动力相似关系,设计了一栋5层 实腹式型钢混凝土异形柱空间框架结构模型,如图 1所示。模型结构平面对称布置,结构抗侧力构件



Fig. 1 Test model

收稿日期: 2019-11-06; 修订日期: 2020-05-12

基金项目:中国博士后科学基金资助项目(2020M683432);国家自然科学基金资助项目(51308444);陕西自然科学基础研

究基金资助项目(2014JQ7288)

为L形、T形、十形等肢型钢混凝土异形柱,如图2 所示。柱型钢采用Q235钢,受力筋采用HPB300级 钢筋,箍筋采用10#3.0镀锌铁丝,混凝土采用C30 微粒混凝土。

试验选用 El Centro 波、Taft 波和兰州人工波作 为台面激励波形,按1:0.67 相似比调整台面输入加 速度峰值,调整后的工况共60个(包括白噪声),加速 度峰值分别为0.07g,0.14g,0.20g,0.40g,0.62g, 0.80g,0.90g,1.0g和1.1g。同一地震等级试验中,按 1:2相似比调整时间间隔,各地震波依次单向输入、 双向输入、三向输入;X,Y和Z三向加速度比值为1: 0.85:0.65。试验中采用加速度计、位移拾振器、应变 传感器量测模型结构的动力响应,测点布置如图3所 示。具体试验参数及详细试验过程见文献[9]。







Fig. 3 Arrangement of measuring points

1.2 试验结果

由于 El Centro 波作用下的结构反应强于 Taft 波及兰州人工波,因此选用 El Centro 波作为典型分 析波形。图4和5所示为模型顶层 X向、Y向、Z向 加速度响应和位移响应。

在地震波持续作用下,模型结构反应分为三个 阶段。0.20g前为弹性阶段。0.40g-0.80g为弹塑性 阶段。此阶段,一层A1轴和C3轴L形角柱上柱端 翼缘出现细长裂缝,一层C1轴、A3轴边框架梁端裂 缝向上、向下发展,其他梁端不同程度出现微小斜裂 缝(如图6(a)所示);A1轴和C3轴L形角柱腹板由 上至下均匀出现不等长多条水平裂缝(如图6(b)所 示);三层A3轴L形角柱与梁连接处产生45°斜裂 缝,三层A3轴边框架梁端钢筋压应变达到量测极 限。0.90g后为塑性阶段。此阶段,一层B1轴T形 边柱与梁相交处出现向节点发展的微裂缝(如图6 (c)所示);三层A3轴L形角柱与梁连接处形成交叉 裂缝;一层、二层A1,A3,C1,C3轴L形角柱柱跟裂 缝贯通(如图6(d)所示);1.0g后,一至三层角柱和 边柱与梁连接处裂缝相交贯通;三层A3轴边框架 梁端钢筋出现应力失效。

2 结构动力特性分析

2.1 自振频率分析

通过对模型结构进行白噪声扫频,得到模型结构各层的加速度反应信号,然后以底座上的加速度 信号作为激励信号,以各楼层上的加速度信号作为 输出信号,对激励信号和输出信号采用频域分析方 法得到各层的频响函数即传递函数,利用传递函数 可做出模型的幅频曲线和相频曲线,幅频曲线峰值 所对应的频率值依次为模型结构的各阶次自振频 率。图7列出了历次白噪声输入后,模型结构顶层





图4 El Centro波作用下加速度时程曲线

Fig. 4 Acceleration time-history curve of model under El Centro wave





Fig. 5 Displacement time-history curve of model under El Centro wave



(a) 梁端竖向裂缝 (a) Vertical crack at beam end



(c) T形边柱节点斜裂缝 (c) Inclined crack of joint with T-column



(b) L形柱腹板水平裂缝

(b) Horizontal crack in web of

L-shaped column

(d) 柱根裂缝 (d) Cracks at column bottom

图6 框架模型典型裂缝

Fig. 6 Typical cracks of the frame model



图7 顶层侧点(A12)相对百面A刀间加速度幅频曲线

Fig. 7 Acceleration amplitude-frequency curve of measuring point A12 in X direction

测点(A12)相对基底台面(A7)的X方向加速度幅频 曲线;图8列出了模型结构顶层测点(AY6)相对基 底台面(AY1)的Y方向加速度幅频曲线;图9列出 了模型结构顶层测点(AZ7)相对基底台面(AZ1)竖 向加速度幅频曲线;图10列出了模型结构顶层测点 (AY7-AY11)相对基底台面(AY1)的扭转幅频曲 线;图11列出了模型结构平-扭耦合频率的分布 情况。

通过对模型结构的幅频曲线分析可知:模型结构的平动2阶频率约为1阶频率的4倍,竖向振动2 阶频率约为1阶频率的3.5倍,模型结构的扭转幅度 在各阶自振频率附近急剧增大,在其他频率点上,曲 线幅值变化平缓;随着地震输入加速度峰值的增加, 模型结构各阶频率值逐渐前移,模型X向、Y向、Z向



图8 顶层测点(AY6)相对台面 Y方向加速度幅频曲线





Fig. 9 Vertical acceleration amplitude-frequency curve of measuring point AZ7 in Z direction



Fig. 10 Torsional acceleration amplitude-frequency curve of measuring point AY7-AY11 in XY direction



和扭转自振频率均呈下降趋势,模型结构在高阶振 型中依次发生了 Y向平扭和 X 向平扭耦合现象。结 合试验过程发现,在输入0.07g加速度峰值地震波 后,模型X向、Y向、Z向和扭转自振频率与加载前 相比变化不大,可以认为结构处于弹性阶段;在输入 0.20g加速度峰值地震波后,结构自振频率开始缓慢 下降,且X向下降幅度较Y向大,Z向下降幅度与X 向较接近,扭转3阶频率下降幅度最大,此时,异形 柱构件开始出现少量斜向裂缝;在输入0.40g加速 度峰值地震波后,模型自振频率迅速下降,其X向、 Y 向 1 阶 和 2 阶 频 率 较 震 前 分 别 下 降 18.18%,19.42%和18.95%,12.61%,Z向、扭转1阶和2阶频 率较震前分别下降 23.60%, 19.02% 和 16.01%, 18.31%,模型梁柱裂缝展开迅速,结构破坏程度显 著加剧;最后依次输入加速度峰值为0.8g,0.9g, 1.0g的地震作用后,模型X向、Y向、Z向和扭转自 振频率缓慢降低;试验结束后模型X向、Y向、Z向 和扭转自振频率分别下降 31.02%, 30.10%, 39.72%, 30.09%, 整体刚度仅为震前的45.43%和 47.36%,结构破坏较为严重。

淡尼

2.2 阻尼比分析

模型结构的阻尼比由传递函数曲线根据半功率 法求得,如图 12 所示,它反映了结构的耗能特性。 试验前通过白噪声扫描得到模型平动阻尼比约为 0.037、XY平面转动方向的阻尼比约为0.012。试验 过程中,阻尼比随着地震强度的增加而逐渐增大,尤 其是自振周期超过0.18 s时,模型进入弹塑性状态, 阻尼比陡然提升,阻尼比增大的幅度相对于试验前 期阶段较为明显。试验结束时,模型X方向的阻尼 比约为0.18、Y方向约为0.11、Z方向约为0.222、XY 平面转动方向约为0.231,这主要是由于结构累积损 伤程度增大而导致耗能的提高。



2.3 振型分析

模型结构的振动形态由传递函数曲线求得,利 用传递函数可作出模型各层相对于基底台面的幅频 曲线和相频曲线,同时计算各层加速度幅频曲线中 同一自振频率处的幅值比,结合相频曲线判断其相 位,并经归一化处理后,可得到该自振频率对应的振 型。图13为模型在水平向前2阶平动振型;图14为 模型XY平面扭转前2阶振型。

通过对模型结构的振型曲线分析可知:模型结构平动主振型为"剪切平动",扭转主振型为"剪切扭转",在整个试验过程中,模型在不同试验阶段的振动特性都以基本振型为主;在高阶振型中,模型结构4层、5层为负振幅,结构层间受到拉力作用,此时模型结构受竖向地震作用较为明显;模型XY平面扭转主振型表现为结构各层绕平面法线方向作同向相对旋转,从而引起楼层在X方向、Y方向产生水平位移,使得异形柱构件承受由楼层扭矩分配的剪力和



Fig. 14 Torsional vibration mode

平动产生的剪力的共同作用;当多次输入较高峰值 加速度地震波以后,由于底层承受的水平剪力和扭 矩较大,柱混凝土出现剪切斜裂缝,1层-2层柱损伤 累积效果显现,试验后期,1层-3层的梁柱斜裂缝增 多,模型刚度明显退化。

按照振型反应谱法,考虑平扭耦合的影响,将分 解后的单一振型按照频率大小进行排序可得到模型 结构的主振型。SRC异形柱框架结构模型在三向 地震作用下的自振频率、阻尼比、振型分布如表1 所示。

3 结构振动反应频域分析

3.1 频响函数分析

根据SRC异形柱框架结构在水平地震作用下的振动形态,将多层SRC异形柱框架结构简化为具

表1 模型结构自振频率、阻尼比与振型形态

rab. 1 Natural vibration frequency, damping ratio and vibration mode															
振型 阶数	试验前1WN			0.20g后31WN			0.40g后41WN			0.62g后 51WN			1.00g后59WN		
	<i>f</i> /Hz	ζ	$\Phi(i)$	<i>f</i> /Hz	ζ	$\Phi(i)$	f/Hz	ζ	$\Phi(i)$	<i>f</i> /Hz	ζ	$\Phi(i)$	<i>f</i> /Hz	ζ	$\Phi(i)$
1	7.305	0.037	<i>X</i> 向 平动	6.875	0.061	<i>X</i> 向 平动	5.977	0.088	<i>X</i> 向 平动	5.430	0.086	X向 平动	5.039	0.155	<i>X</i> 向 平动
2	8.047	0.032	Y向 平扭	7.305	0.051	Y向 平扭	6.484	0.066	Y向 平扭	5.977	0.065	Y向 平扭	5.625	0.109	Y向 平扭
3	9.337	0.012	Z向	7.59	0.050	乙向	7.134	0.060	Z向	6.706	0.083	Z向	5.629	0.222	Z向
4	14.537	0.012	扭转	12.525	0.088	扭转	11.875	0.096	扭转	10.012	0.134	扭转	7.984	0.231	扭转
5	31.289	0.030	Y向 平动	28.793	0.047	<i>Z</i> 向 振动	26.055	0.083	<i>X</i> 向 平扭	23.555	0.077	<i>X</i> 向 平动	21.914	0.097	<i>X</i> 向 平动

有多个自由度的阻尼剪切型结构,如图15所示。运 动方程为

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_{g}\delta \qquad (1)$$

式中 $M, C \cap K$ 分别为结构的质量、阻尼和刚度矩阵;u为X向楼层位移反应时程; \ddot{u}_s 为地面加速度时程; $\delta = [1 \cdots 1]^{T}$ 为单位列向量。

将式(1)两边进行 Laplace 变换,根据振型的正 交性并引入比例阻尼,将结构的频响函数矩阵 $H(s) = -(Ms^2 + Cs + K)^{-1}M\delta转换为^{[10]}$

$$H(s) = \boldsymbol{\Phi} \operatorname{diag}(\Delta_i) \boldsymbol{\Phi}^{-1} \boldsymbol{\delta}$$
 (2)

式中 **Φ**为振型矩阵;s为复变量; $\Delta_i = [(\omega^2 - \omega_i^2) + (\alpha + \beta \omega_i^2) j \omega] / [(\omega^2 - \omega_i^2)^2 - (\alpha + \beta \omega_i^2)^2 \omega^2]$,其中 β 为刚度阻尼系数; ω 为圆频率; α 为质量阻尼系数,j为 虚数单位。



图 15 多自由度阻尼结构体系

Fig. 15 Damped structure system with multiple degrees of freedom

注:C_i为*i*层等效阻尼;k_i为*i*层等效刚度;x_g为地面位移时程

根据式(2),对模型振动台基座和试验模型顶层 采集到的位移信号进行 Laplace 变换,可得到试验模 型的频响函数曲线。图 16 给出了模型在不同工况 下结构 X 向的频响函数实部、虚部及幅值曲线。随 着加载持时的增加,实部曲线的零点、虚部及幅值曲 线的峰值点逐渐向低频移动,这说明持续加载导致 结构损伤逐渐累积,刚度不断退化,自振频率不断降 低。尽管结构的频响函数曲线的差异逐渐增大,但





总体形状基本一致。依据上述方法,同理可得结构 Y向的频响函数实部、虚部及幅值曲线,其变化特征 与X向相同。

为方便观察,运用MATLAB将频响函数曲线 进行标准化(纵坐标最大值定义为1,其他依次呈比 例取值)处理^[11]。图 17 给出了结构在 1WN 至 57WN工况下的1阶标准化自振频率|ω₀]的变化情 况。从图中可以看出,随着加载持时的增加,结构的 1阶自振频率整体呈下降趋势,反映了结构损伤不



Fig. 17 The variation trend of the first-order normalized natural vibration frequency

断累积及刚度不断退化的现象。

3.2 偏心距的动力影响分析

 ω_1^2

将式(1)运动方程中的位移向量u引入偏心转

角分量,地震加速度向量 *ü_s*引入转动分量。为简化 计算,当仅考虑*X*向主振方向地震作用和*Y*向偏心 时,求解特征方程|*K* - ω²*M*|=0。

则偏心结构自振频率表达式为

$$\omega_{1,2}^{2} = \frac{\omega_{x}^{2} + \omega_{\varphi}^{2}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\omega_{x}^{2} - \omega_{\varphi}^{2}}{2}\right)^{2} + \frac{e_{y}^{2}}{r^{2}}\omega_{x}^{4}} \quad (3)$$

式中 ω_x, ω_φ 分别为结构体系考虑偏心距影响的自振频率,即: $\omega_x = \sqrt{K_x/m}, \omega_\varphi = \sqrt{K_\varphi/J}$,其中, K_φ 为考虑地面转动及偏心影响的联合抗扭刚度,按照下式计算

$$=\frac{(T_{\varphi}/T_{u})^{2}+1+(e_{y}/r)^{2}(T_{\varphi}/T_{u})^{2}-\sqrt{[(T_{\varphi}/T_{u})^{2}+1+(e_{y}/r)^{2}(T_{\varphi}/T_{u})^{2}]^{2}-4(T_{\varphi}/T_{u})^{2}}}{(T_{\varphi}/T_{u})^{2}+1+(e_{\varphi}/r)^{2}(T_{\varphi}/T_{u})^{2}+1+(e_{\varphi}/r)^{2}(T_{\varphi}/T_{u})^{2}-4(T_{\varphi}/T_{u})^{2}}$$
(4)

式中 $T_{\varphi}^{2}/T_{u}^{2} = 1/(T_{u}^{2}/T_{\varphi}^{e^{2}} + T_{u}^{2}/T_{\varphi}^{r^{2}}), T_{\varphi}^{e'}/T_{u}$ 为仅 考虑偏心影响的非耦联平扭周期比; $T_{\varphi}^{i'}/T_{u}$ 为地面 转动引起的平扭周期比。

结构的扭转效应用相对扭转效应指标 *φr/u*来 评判,其中*φ*,*r*分别为楼层的扭转角和回转半径,*u* 为质心位移,*φr*为扭转产生的楼层水平相对位移, *φr/u*可反映结构扭转效应相对平动反应的关系。 因此,当周期处于反应谱下降段时,组合后的 *φr/u* 可表示为

$$\frac{\varphi r}{u} = r \frac{\sqrt{\varphi_1^2 + \varphi_2^2 + 2\rho_{12}\varphi_1\varphi_2}}{\sqrt{u_1^2 + u_2^2 + 2\rho_{12}u_1u_2}} = \Phi(e_y/r, T_\varphi/T_u)$$
(5)

结构1阶、2阶自振频率比 ω_1/ω_2 的变化规律如图 18 所示。由图 18(a)可知:当偏心扭转的平扭周期比 $T_{\mathfrak{g}}^{\epsilon}/T_u < 0.75$ 时,结构1阶、2阶自振频率之比 ω_1/ω_2 随着平扭周期比 $T_{\mathfrak{g}}^{\epsilon}/T_u$ 的增加而增大;当 $T_{\mathfrak{g}}^{\epsilon}/T_u > 2.0$ 且 $T_{\mathfrak{g}}^{\epsilon}/T_u = 0.8$, $T_{\mathfrak{g}}^{\epsilon}/T_u \leq 1.0$ 且 $T_{\mathfrak{g}}^{\epsilon}/T_u = 1.25$ 时,结构1阶、2阶自振频率之比 ω_1/ω_2 出现峰值点, 之后,结构1阶、2阶自振频率之比 ω_1/ω_2 逐渐减小, 减小幅度随着平扭周期比的增加逐渐减弱;当 $T_{\mathfrak{g}}^{\epsilon}/T_u > 2.0$ 时,趋于稳定。由图 18(b)可知:当偏心距 $e_y/r - \varepsilon$ 、地面转动引起的平扭周期比 $T_{\mathfrak{g}}^{\epsilon}/T_u$ 不变时,考虑地面转动影响的结构自振频率比的峰值点 相对于仅考虑偏心影响的峰值点明显推后。

结构振型中考虑地面转动影响的扭转分量与平移分量振幅比的变化规律如图 19 所示,在非耦联平 扭周期比 T_{e} [']/ T_{u} =1处,相对扭转效应出现了明显的 峰值点,说明当 T_{e} [']/ T_{u} {≤1时,因平扭联合产生的水











平位移增加幅度小于扭转角的增加幅度,反之,平扭 联合产生的水平位移增加幅度大于扭转角的增加幅 度,因而出现了下降趋势。SRC 异形柱框架结构 Y 向平扭耦联的理论扭转效应与试验值对比如图 20 所示。SRC 异形柱框架结构在三向地震作用下,底 层最大扭转位移与 Y 向水平位移之比最大值为 0.0007,SRC 异形柱空间对称框架结构的 Y 向偶然 相对偏心距 e,/r<0.1。



Fig. 20 The comparison between theoretical *Y* direction lateral-torsional coupled torsion effect and experimental value

4 结构非线性反应谱分析

4.1 平扭振动反应分析

通过上述理论分析和振动台试验发现,由于在 地震作用下模型结构的刚心、平扭周期比和频率比 不断随时间变化,SRC异形柱框架结构的动力扭转 作用明显,从而影响结构的频谱特性和动力反应。 因此,有必要在振动台试验的基础上,深入对SRC 异形柱空间框架结构的平-扭反应规律进行分析。 本节利用 OpenSees 平台采用基于有限元柔度法的 纤维模型梁柱单元^[12],对不同偏心距的 SRC 异形柱 空间框架结构的平-扭耦联弹塑性反应规律进行 研究。

图 21 和 22 分别列出了模型顶层 X向、Y向扭转 角反应时程曲线。由图可知:在双向地震作用下,等 距双向偏心结构的 X向、Y向扭转角反应规律相近,





Fig. 21 Time-history curves of torsion angle in the X direction



Fig. 22 Time-history curves of torsion angle in the Y direction

但 Y向扭转角反应相对较大,这说明模型结构的 Y 向平扭耦联反应较为明显,这与振动台试验得到的 规律一致;对于偏心结构,随着地震动强度的增加, 层间扭转角逐渐增大,并伴随着偏心距的增加不断 增大,且 Y向的增大幅度显然比X向大;当地震输入 波加速度峰值 a_{max}≥0.62g时,随着偏心距的增大,模 型顶层扭转角时程曲线的中心线逐渐发生偏移,并 且不断向上发展,这是由于偏心距过大,楼层的转动 轴发生了水平移动所引起的,这时模型结构已进入 塑性扭转阶段。

4.2 延性性能分析

利用 OpenSees 非线性静力分析功能,对4个不同偏心距的 SRC 异形柱空间框架结构模型进行推 覆模拟,通过结构的能力谱和地震需求谱来直接估 计结构的弹塑性反应^[13]。推覆模拟加载方式采用单 调增加水平荷载作用,按照振型分解反应谱法计算 模型各层的层间剪力,通过楼层层间剪力计算各层 水平荷载,作为下一加载步的水平荷载分布形式,目 标位移设为动力时程分析时结构顶点平均位移的1.4 倍。通过推覆模拟,得到了不同偏心距模型的基底 剪力-顶点位移曲线,如图 23 所示。图中, u_y^{10} , u_p^{10} 分 别表示偏心距 e/l=1.0的模型结构顶点屈服位移和 极限位移,其他同类标注含义相同。

由图可知:相对偏心距 e/l为 0.1, 0.3, 0.5, 1.0 时,模型结构的屈服位移分别为 112.97, 88.65, 77.87, 43.67 mm。在弹性阶段,即基底剪力达到最 大值前,受偏心扭转贡献的楼层剪力增量的影响,同 一顶点位移处,偏心距越大模型基底承担的剪力越





大;随着偏心距的增大,结构基底剪力达到最大值时 的顶点位移不断提前。当基底剪力达到最大值后, 模型结构即刻进入塑性阶段,基底剪力陡降,随着偏 心距的增加降幅越大;当位移控制达到动力时程分 析时结构顶点平均位移的1.4倍,模型结构没有丧 失承载力而倒塌,位移值仍在增大,这说明型钢混凝 土异形柱框架结构具有较好的延性,偏心距越小延 性越好,反之越差。

由于SRC 异形柱框架模型结构的刚度较大,在 进行模拟推覆分析时,其弹塑性阶段不明显,因此在 确定模型屈服位移和极限位移时采用两阶段线性化 折线模型。即:假定在基底剪力达到最大值前,模型 结构均处于弹性阶段,过了剪力最大值这个临界点 后,模型结构立即进入塑性状态,基底剪力随之下 降,基底剪力降低85%时所对应的位移即为模型结 构的极限位移。其延性系数的计算方法与拟静力试 验方法原理相同,图24列出了模型结构的延性系 数。由图可知:相对偏心距e/l为0.1,0.3,0.5和1.0 时,模型结构的延性系数分别为3.56,1.58,1.42, 1.29。这说明当e/l≪0.1时,模型结构的延性较好, 其延性系数随偏心距的增加不断降低,其塑性变形 能力随偏心距的增加不断降低,降低幅度随偏心距 的增加不断减小。



Fig. 24 Distribution of ductility coefficient

4.3 能力谱分析

弹塑性需求谱采用ATC-40中的方法确定^[14]。

将规范反应谱和 Pushover 曲线转换为谱加速度 (S_a)-谱位移(S_d)曲线,形成能力谱和需求谱绘于图 25中。SR_A,SR_v分别代表加速度谱和速度谱直线 段的折减系数,a_A为反应谱平台段加速度峰值,a_v为 反应谱下阶段速度峰值。从图中可以看出:不同偏 心距模型的能力谱曲线与弹塑性需求谱均有交点, 但是交点位置不同,随着偏心距的增加交点位置更 加提前,这说明大偏心距的模型结构更早达到性能 点,这对结构抗震是较为不利的;所有交点处的能力 曲线未处于承载力明显下降段,结构抗震性能满足 要求,当偏心距 e/l≥0.3时,模型的能力需求曲线下 降较陡,随着顶点位移不断加大,其失效的可能性也 较大。



Fig. 25 Capability spectrum curve and demand spectrum curve

4.4 性能点分析

能力谱法的抗震性能评价标准是:在结构性能 点处,其层间位移角满足规范要求时说明结构能够 抵御相应等级的地震作用,否则说明结构的抗震能 力不足。按*S_a-S_a*转换方法,得到不同偏心距模型结 构性能点位置的顶点位移如表2所示。不同偏心距 模型结构在性能点状态下的层间位移角如表3 所示。

表 2 结构性能点处的谱位移及顶点位移

 Tab. 2
 Spectral displacement and top displacement at structural performance points

偏心距 e/l	谱位移 S_d /mm	顶点位移/mm
0.1	70.7	113.4
0.3	62.5	93.7
0.5	57.7	86.6
1.0	49.5	74.3

由表2和3可知:在结构性能点处,模型结构的 顶点位移随偏心距的增加不断减小,其减小幅度不 断降低;当偏心距 e/l≪0.1时,小偏心距对结构的扭

表 3 结构性能点状态下的层间位移角 Tab. 3 Displacement angle under the condition of structural performance point

双向	层间位移角/rad								
e/l	1层	2层	3层	4层	5层				
0.1	1/28	1/25	1/28	1/51	1/79				
0.3	1/141	1/132	1/135	1/200	1/10				
0.5	1/128	1/120	1/123	1/167	1/12				
1.0	1/286	1/233	1/200	1/213	1/12				

转效应影响有限,地震动强度是影响层间位移的主要因素,其最大层间位移角出现在2层,约为1/25; 当偏心距 e/l≥0.3时,各模型层间位移角的变化趋势很接近,且层间位移角的最大值出现在顶层,约为 1/12,这说明当偏心距 e/l≥0.3时,模型结构的扭转 反应剧烈,由偏心扭转引起的层间位移增量较大。

图 26列出了不同偏心距模型结构在 Pushover 分析达到目标位移时的层间位移角分布情况。由图 可知:在强震作用下,当0.1 《 e/l < 0.3 时,模型1层、 2 层、3 层的层间最大位移角大于1/25;当 e/l ≥ 0.3 时,模型结构的顶层最大层间位移角大于1/12,超 过规范规定的弹塑性层间位移角允许值[1/50]。这 说明,在强震作用下,小偏心距 SRC 异形柱结构模 型的薄弱层出现在结构中下部,大偏心距 SRC 异形 柱结构模型的薄弱层出现在结构上部。





5 结 论

基于振动台试验和数值分析,对SRC异形柱框架结构的动力特性和频谱反应进行分析,结论如下:

(1)模型结构在高阶振型中依次发生了 Y向平 扭和X向平扭耦合现象,在强震作用下,模型X向、 Y向、Z向和扭转自振频率分别下降 31.02%, 30.10%, 39.72%和 30.09%,整体刚度仅为震前的 45.43%和47.36%。 (2)模型结构的频响函数实部曲线的零点、虚部 及幅值曲线的峰值点随着加载持时的增加,逐渐向 低频移动,结构损伤逐渐累积,刚度不断退化,自振 频率不断降低。

(3)模型结构的自振频率是相对偏心距 e_y/r 、地面转动引起的平扭周期比 $T_{\varphi'}/T_u$ 、仅考虑偏心扭转的平扭周期比 $T_{\varphi'}/T_u$ 的函数。当偏心距 e_y/r 一定、 平扭周期比 $T_{\varphi'}/T_u$ 的函数。当偏心距 e_y/r 一定、 平扭周期比 $T_{\varphi'}/T_u$ 不变时,偏心结构的自振频率比、 平扭耦联系数的峰值点相对于对称结构的峰值点明 显推后;在 $T_{\varphi'}/T_u>1.0$ 以后,扭转振幅有明显的放 大现象,1阶振型的参与程度较高。

(4)模型结构在偏心距 e/l=0.1时的延性系数 为3.56,e/l≥0.3时的延性系数小于1.5;在强震作用 下,偏心距 e/l≤0.1的 SRC 异形柱结构模型的薄弱 层出现在结构中下部,偏心距 e/l≥0.3的 SRC 异形 柱结构模型的薄弱层出现在结构上部。随着偏心距 的增大,模型结构提前达到性能点,所有交点处的能 力谱曲线未处于承载力明显下降段,结构抗震性能 满足要求。

参考文献:

 [1] 龚炳年,郝锐坤,赵 宁.钢-混凝土混合结构模型动力特性的试验研究[J].建筑结构学报,1995,16(3): 37-43.

Gong Bingnian, Hao Ruikun, Zhao Ning. Experimental investigations of the dynamic characteristics of a 23-storey steel-RC mixed structure model [J]. Journal of Building Structures, 1995, 16(3): 37-43.

- [2] Hsu Cheng-Tzu Thomas. T-shaped reinforced concrete members under biaxial bending and axial compression[J]. ACI Structure Journal, 1989, 86(4): 460-468.
- [3] Tokgoz S, Dundar C. Test of eccentrically loaded Lshaped section steel fibre high strength reinforced concrete and composite columns [J]. Engineering Structure, 2012, 38(5): 134-141.
- [4] 薛建阳,刘 义,赵鸿铁,等.型钢混凝土异形柱框架
 节点承载力试验研究[J].土木工程学报,2011,44
 (5):41-48.

Xue Jianyang, Liu Yi, Zhao Hongtie, et al. Experimental study of the bearing capacity of steel reinforced concrete special-shaped column-beam joint [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(5): 41-48.

[5] 陈宗平,徐金俊,薛建阳.型钢混凝土异形柱-钢梁空 间边节点的抗震性能及影响因素分析[J].工程力学, 2015,32(2):105-113.

Chen Zongping, Xu Jinjun, Xue Jianyang. Seismic and influence factor analysis on 3D side joints composed of steel reinforced concrete special-shaped columns and steel beams [J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(2): 105-113.

- [6] 薛建阳,刘祖强,葛鸿鹏,等.实腹式型钢混凝土异形 柱中框架抗震性能试验研究[J].建筑结构学报, 2011,32(11):82-88.
 Xue Jianyang, Liu Zuqiang, Ge Hongpeng, et al. Seismic behavior of solid steel reinforced concrete middle frame with special-shaped columns[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(11): 82-88.
- [7] 薛建阳,刘祖强,赵鸿铁,等.实腹式型钢混凝土异形 柱边框架抗震性能试验研究[J].土木工程学报, 2012,45(9):55-62.

Xue Jianyang, Liu Zuqiang, Zhao Hongtie, et al. Experimental study on seismic behaviors of solid steel reinforced concrete edge frame with special-shaped columns [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(9): 55-62.

- [8] Priestley M J N, Kowalsky M J. Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structure walls
 [J]. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1998, 31(2):73-85.
- [9] 胡宗波.SRC异形柱空间框架结构振动台试验及平扭

振动反应分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2018. Hu Zongbo. Research on shaking table test and lateraltorsional vibration response of SRC spatial frame structure with special-shaped columns[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture & Technology, 2018.

- [10] Clough R W, Penzien J. Dynamics of Structures [M]. New York: McGraw-Hill, 1993:511-523.
- [11] Labat D. Recent advances in wavelet analyses: Part 1: A review of concepts[J]. Journal of Hydrology, 2005, 314(1):275-288.
- [12] Spacone E, Fillppou F C, Taucer F F. Fiber beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part
 I. Formulation [J]. Earthquake Energy and Structure Dynamics, 1996, 25(7):711-725.
- [13] 叶燎原,潘 文.结构静力弹塑性分析(Push-over)的 原理和计算实例[J].建筑结构学报,2000,21(1): 37-51.

Ye Liaoyuan, Pan Wen. The principle of nonlinear static analysis (Push-over) and numerical examples [J]. Journal of Building Structures, 2000, 21(1): 37-51.

[14] FEMA. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings[R]. FEMA-273, Washington D. C., 1997.

Dynamic characteristics and spectrum response of SRC special-shaped column frame under seismic effect

HU Zong-bo^{1,2}, XUE Jian-yang¹

 (1.School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;
 2.Institute of Equipment Management and Support, Engineering University of People's Armed Police Force, Xi'an 710086, China)

Abstract: Based on the shaking table test of SRC special-shaped column space frame model, the spectrum characteristics, eccentric dynamic response and nonlinear response law of the model structure are studied. The results show that, under the action of 3-dimensional seismic effect, the Y-direction and X-direction horizontal torsion coupling phenomena occur in the high-order vibration mode of the model structure, and the vibration modes are X-direction translation, Y-direction horizontal torsion, Z-direction vibration, torsion and Y-direction translation in turn; under the action of strong earthquake, the natural vibration frequencies of X-direction, Y-direction, Z-direction and torsion decrease by 31.02%, 30.10%, 39.72% and 30.09% respectively; the zero point, the imaginary part and the peak point of the real part curve of the frequency response function of the model structure gradually move to the low frequency with the increase of the load holding time, the structural damage gradually accumulates, the stiffness continuously degenerates, the dynamic stiffness is close to the static stiffness, and the structural deformation is great. Through the numerical analysis, it can be seen that when the eccentricity is certain and the horizontal torsion period ratio is constant, the peak points of natural frequency ratio and horizontal torsion coupling coefficient of eccentric structure is obviously pushed back compared with that of symmetrical structure; under the action of strong earthquake, the weak layer of the model structure with eccentricity less than 0.1 appears in the middle and lower part of the structure, and the weak layer of the model structure with eccentricity greater than 0.3 appears in the upper part of the structure; with the increase of eccentricity, the model structure reaches the performance point in advance, and the capacity spectrum curves at all intersections are not in the obvious decline section of bearing capacity. Therefore, the seismic performance of the structure meets the requirements.

Key words: SRC special-shaped column; frame structure; dynamic characteristics; spectral analysis; nonlinear analysis

作者简介:胡宗波(1985-),男,工学博士,副教授,博士后研究人员。电话:15398033685;E-mail:huzongbo_1985@163.com