

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20210407002

桁架转换钢筋混凝土井塔结构抗震性能研究*

侯俊锋¹, 陈光¹, 苏三庆², 王志杰³, 李江⁴, 肖楚怀¹

(1. 西安科技大学建筑与土木工程学院, 陕西 西安 710054; 2. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055;
3. 中煤西安设计工程有限责任公司, 陕西 西安 710054; 4. 中铁十九局集团轨道交通工程有限公司, 北京 100176)

摘要:为研究罕遇地震作用下桁架托柱转换井塔结构的抗震性能,通过PERFORM-3D、PKPM/SATWE与SAP2000软件,分别对某桁架托柱转换井塔结构进行了静力弹塑性分析和动力弹塑性分析。研究抽柱前后井塔结构整体和关键构件的地震响应及破坏机制,得到了在罕遇地震作用下的层间位移角、基底剪力、顶点位移、结构塑性状态过程及转换桁架、框架柱、框架梁、连梁、剪力墙的内力变化和破坏状况。结果表明:在罕遇地震作用下,抽柱后结构的动力特性变化不大,整体结构具有良好的抗震性能,最大层间位移角为4.4‰,符合规范要求;抽柱后基底剪力较抽柱前有所减小,但结构刚度满足要求;抽柱后的顶点位移略大于抽柱前的顶点位移,证明抽柱后结构的整体刚度略有降低;抽柱后屈服机制与原结构基本相同;转换桁架弯曲、剪切、轴向变形均未进入基本运行状态,具有良好的抗震性能;框架梁和连梁截面的抗剪承载力利用率变化不大,框架柱截面最大抗剪承载力利用率均值有所增大但依然满足要求,不会产生剪切脆性破坏,而剪力墙整体的抗剪承载力利用率均值偏低,建议适当减小剪力墙厚度,提高截面抗剪承载力利用率;抽柱后剪力墙扶壁柱的纤维应变发生了变化,最大拉应变小于钢筋的极限拉应变,钢筋未发生严重屈服,最大压应变小于混凝土的极限压应变。

关键词:井塔;抽柱;转换结构;抗震性能;弹塑性分析

中图分类号:TU375 **文献标识码:**A **文章编号:**1672-2132(2022)06-1294-10

Study on Seismic Performance of RC Well Tower Structure with Transferring Truss

HOU Junfeng¹, CHEN Guang¹, SU Sanqing², WANG Zhijie³, LI Jiang⁴, XIAO Chuhuai¹

(1. School of Architecture and Civil Engineering, Xi'an University of Science and Technology, Xi'an 710054, China;
2. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;
3. China Coal Xi'an Design Engineering Co., Ltd., Xi'an 710054, China; 4. China Railway 19th Bureau Group Co., Ltd., Beijing 100176, China)

Abstract: In order to study the seismic performance of a well tower structure with transferring truss under rare earthquakes, the static and dynamic elastoplastic analyses of a well tower structure with transferring truss were carried out by using PERFORM-3D, PKPM / SATWE and SAP2000 software. The seismic response and failure mechanism of the structure and its key members before and after columns removal were studied. The story displacement angle, base shear, top displacement, and plastic state process of the structure under rare earthquakes were obtained, and the internal force

* 收稿日期:2021-04-07;修回日期:2021-06-04

基金项目:国家自然科学基金项目(51578449)资助

作者简介:侯俊锋(1980—),男,副教授,博士。主要从事建筑结构抗震、特种结构设计等教学及科研工作。

E-mail: 39695465@qq.com

changes and failure conditions of the transfer truss, frame column, frame beam, coupling beam and shear wall were obtained. The results show that: under the rare earthquakes, the dynamic characteristics of the structure after columns removal change little, the overall structure has good seismic performance, the maximum inter story displacement angle is 4.4 ‰, which meets the requirements of the code; the base shear force after the columns removal is reduced compared with that before the columns removal, but the structural stiffness meets the requirements; the vertex displacement after the columns removal is slightly larger than that before the columns removal, proving the overall stability of the structure despite the stiffness is slightly reduced; the yield mechanism is basically the same as the original structure after columns removal; the bending, shear and axial deformation of the transfer truss do not enter the basic operation state, showing good seismic performance; the shear capacity utilization rate of the frame beam and coupling beam section changes little, and the maximum shear capacity utilization rate of the frame column section increases, but it is still in the safe range, and will not produce shear brittle fracture. It is suggested that the thickness of the shear wall should be reduced to improve the utilization ratio of shear capacity; the fiber strain of the buttress column of the shear wall changes after columns removal, and the maximum tensile strain is less than the ultimate tensile strain of the reinforcement, the maximum value of the reinforcement does not yield seriously, and the maximum compressive strain is less than the ultimate compressive strain of concrete.

Keywords: well tower; column removal; transfer structure; seismic performance; elastoplastic analysis

引 言

现代高层建筑正朝着体型复杂、功能多样的方面发展,尤其是商业建筑和工业建筑,建筑功能往往要求上部是柱网小、墙体多的中小开间,下部是柱网大、墙体少的较大的开间,为实现这种结构布置,需在其楼层间设立转换层^[1]。然而对具有转换层结构的高层建筑来说,上部结构的质量和刚度集中,下部结构为空旷楼层,导致抗震性能较差。

目前,我国对具有转换层结构的高层建筑抗震性能做了较多的分析研究。在有限元建模方面,祖萍萍等^[2]、杨伟等^[3],均依据实际工程背景,通过建立有限元模型的方式分别研究分析了梁式转换结构,厚板转换结构的抗震性能。在试验研究方面,祁勇等^[4]、王栋等^[5]分别建立试验模型,通过模拟施加地震作用分析研究了斜柱式转换结构和箱式转换结构的抗震性能。为后续科研人员的继续研究提供了参考和借鉴。

作为矿山建筑中必不可少的,同时也是地面工业广场标志性的高层建筑——井塔^[6],承担着凿井期间的各种施工荷载,投产期间的提升、运输、供电和通风等功能,在矿山的生产建设中有着举足轻重

的地位^[7]。

现阶段,矿山立井常采用冻结法进行施工,当传统内柱式井塔的部分框架柱位于井筒冻结圈内时,桩基施工难度大周期长,因此会考虑把首层的框架柱“抽掉”,使其成为带转换层结构的井塔^[8]。然而抽柱井塔具有竖向构件不连续(首层抽柱产生)、楼面活荷载大(提升机大厅层安装检修区活荷载 30 kN/m²)、水平楼面开洞大(由于吊装孔及设备布置产生,部分楼面开洞率超过 30%)、首层高大(为了安放备用箕斗)、竖向层高变化大(各楼层竖向层高不均匀)等特点。因此托柱转换的井塔相对于含有转换层结构的一般高层建筑来说,在其抗震性能方面有相同之处但也有许多自身的特点。

本文结合工程实例,采用桁架托柱转换方案,综合运用 PKPM/SATWE(用于结构截面设计及配筋)、SAP2000(验证 PKPM 静动力计算模型且便于导入 PERFORM-3D)与 PERFORM-3D(专长于弹塑性分析但独立建模较为复杂)软件,通过建立抽柱前后井塔结构的弹塑性分析模型,对整体结构及关键构件进行抗震性能对比分析,根据承载力及变形特征给出抗震性能优化方案。

1 工程背景

某矿主井井塔采用钢筋混凝土框架剪力墙结构,长28.0 m,宽24.0 m,总高为96.5 m。为满足矿井快速建设的需要,将常规设计方案的首层两根框架柱抽掉,采用桁架转换,框架柱截面尺寸(1 200×1 500)mm,桁架截面尺寸为(900×1 000)mm,钢筋及箍筋材料均为HRB400,混凝土强度等级为C40。建筑结构安全等级为一级,建筑抗震设防类别为乙类^[9]。原结构框架及剪力墙的抗震等级均为二级,抽柱后3~10层为二级,1~2层作为底部加强部位为一级^[10],抗震设防烈度为7度,场地类别为II类,设计地震分组为第一组,场地特征周期为0.35 s,设计基本地震加速度值为0.10g。抽柱前后的底层平面布置示意图如图1所示,桁架转换如图2所示,结构整体三维模型如图3所示。

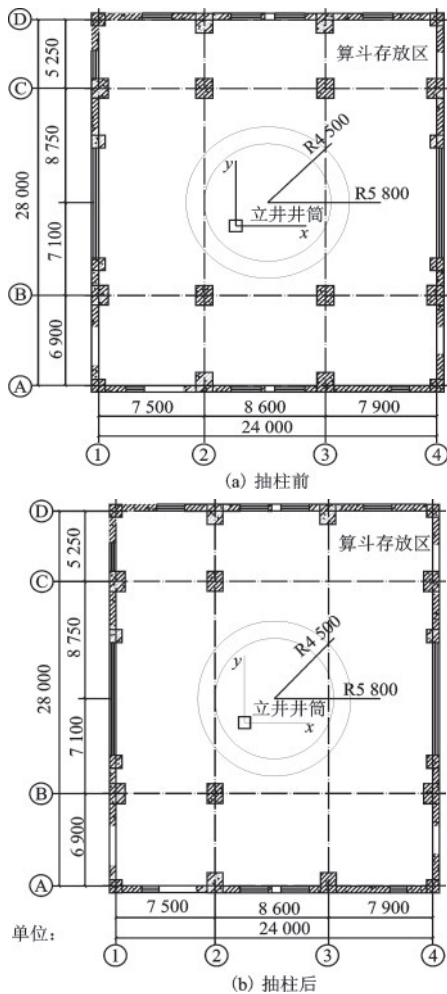


图1 底层平面布置示意

Fig.1 Plan view of the ground floor before and after columns removal

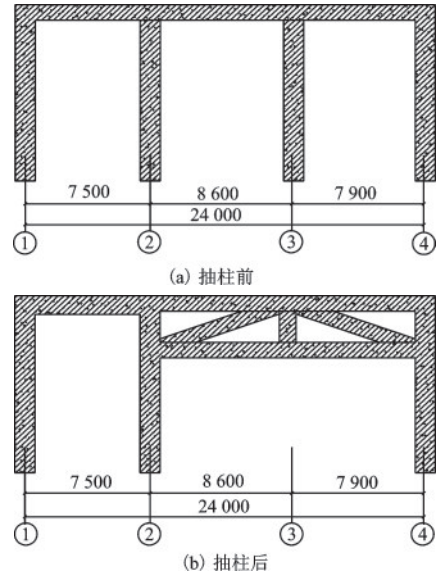


图2 桁架转换示意

Fig.2 Plan view of the transferring truss



图3 结构三维模型

Fig.3 3D structural model

2 地震波的选取

地震波数量的选取一般要求样本容量的取值在数十条以上^[11],但会导致时程分析计算量过大,因此常用小样本容量代替。本文按照反应谱特征周期与设计场地特征周期相近的原则共选取三条地震波,两条为天然双向地震波(El Centro和Northridge^[12]),一条为人工波(Artificial Wave),地震输入主方向与次方向的峰值加速度比值为1:0.85^[13],地震波记录见表1,加速度时程曲线如图4所示。

3 模态分析

分别运行PERFORM-3D、PKPM / SATWE与SAP2000软件计算得到井塔的前3阶自振周期,结果见表2。

运行PERFORM-3D得出井塔抽柱前和抽柱后的前3阶的振型如图4所示。

表1 本文所用地震动记录

Table 1 Seismic acceleration records used in this paper

地震波	El Centro	Northridge	人工波
方向	EW NS	EW NS	—
峰值加速/($\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$)	312.9 214.8	516.5 415.8	316
时间间隔/s	0.02 0.02	0.02 0.02	0.02
持时/s	20 20	20 20	20

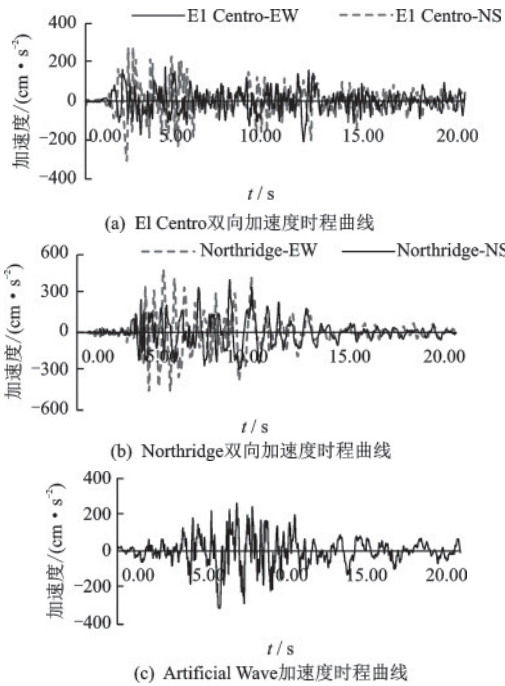


图4 人工波地震波加速度时程曲线

Fig.4 Seismic wave acceleration time-history curve used in this paper

表2 结构前三阶自振周期计算结果

Table 2 Comparison of the calculated results of the first three-order natural vibration period

阶数	PER-FORM-3D	PKPM/SATWE	SAP2000	备注
抽柱前	2.19	2.21	2.13	X向平动
1 抽柱后	2.24	2.23	2.14	
增幅	2.28%	0.90%	0.47%	
抽柱前	2.10	2.05	1.95	Y向平动
2 抽柱后	2.15	2.10	1.95	
增幅	2.38%	2.44%	0.00%	
抽柱前	1.36	1.29	1.36	扭转
3 抽柱后	1.40	1.31	1.36	
增幅	2.94%	1.55%	0.00%	

通过表2和图5可以得出,PERFORM-3D、PK-PM/SATWE与SAP2000这三种软件计算出的结构前三阶自振周期及振型非常接近,井塔的整体动力特性在抽柱前后变化不大,结构自振周期最大增幅不到3%,即抽除的框架柱的刚度在结构总刚度中所占比例不大。

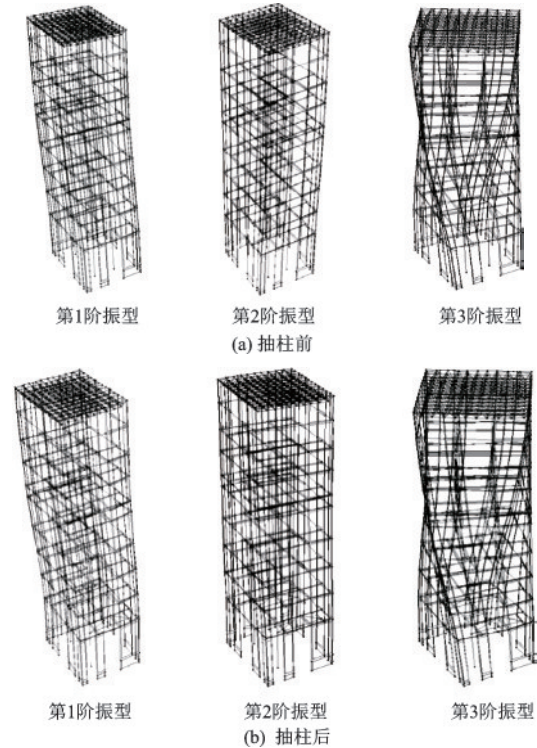


图5 结构前三阶振型图

Fig.5 The first three modes shapes of the structure

4 静力弹塑性分析

对井塔进行PUSH-OVER推覆分析时,目标位移按罕遇地震作用时整体结构1%^[10]考虑,采用倒三角模式^[14],分析得到楼层屈服剪力曲线如图6所示。楼层的屈服剪力即为该楼层能承受的最大楼层剪力。

通过图6可以看出,抽柱前后井塔结构的第9层和第10层楼层剪力几乎无变化,是由于这两层没有框架柱,刚度未发生变化。其余各层均含有框架柱,抽柱会导致结构的刚度减小,因此在X和Y方向,结构的屈服剪力均有不同程度的下降。

5 动力弹塑性分析

动力弹塑性时程分析主要研究结构在罕遇地

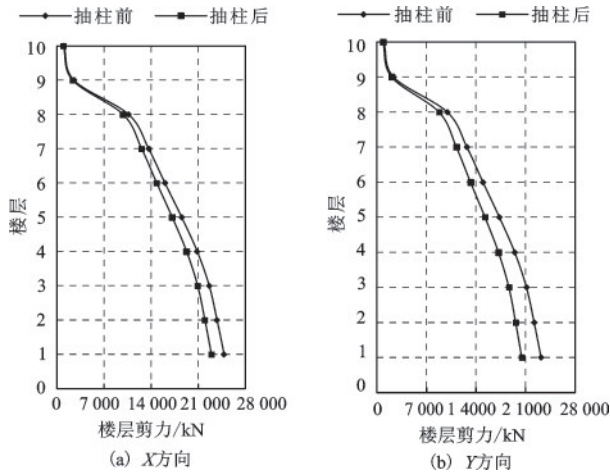


图6 楼层屈服剪力曲线

Fig.6 Curve of the floor yield shear force

震作用下结构的整体和关键部位的响应及破坏机制,主要包括层间位移角、基底剪力、顶点位移、结构塑性状态过程及转换桁架、框架柱、框架梁、连梁、剪力墙的内力变化和破坏状况。

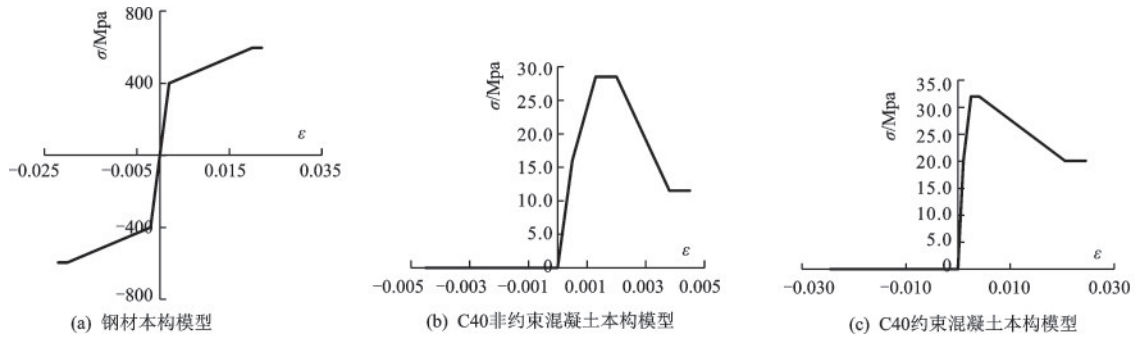


图7 钢材及混凝土本构关系

Fig.7 Constitutive relation diagram of steel and concrete

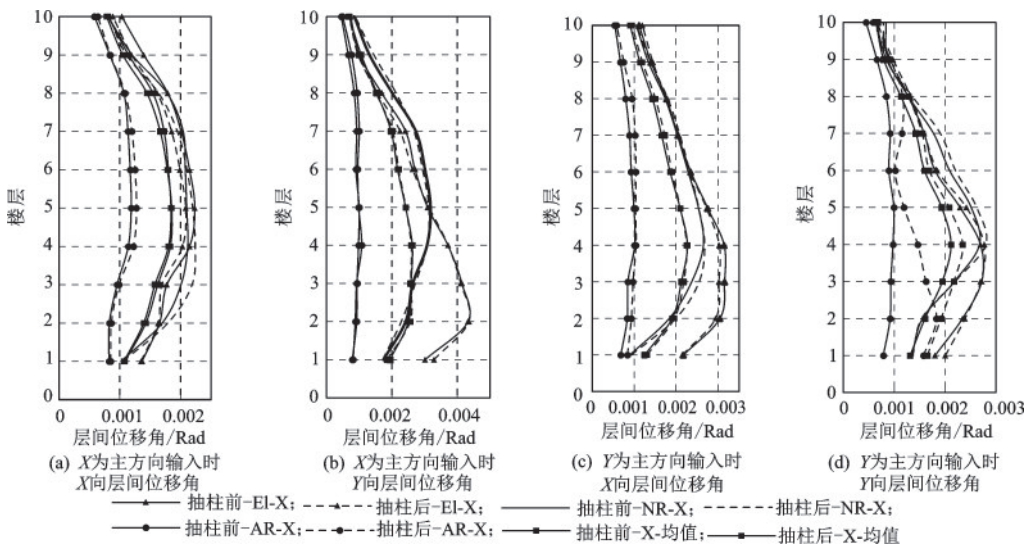


图8 最大层间位移角

Fig.8 Maximum inter-story drift of floors

弹性计算时采用的钢材(HRB400)及混凝土(C40)的本构关系如图7所示。

5.1 层间位移角

在El Centro, Northridge, Artificial Wave 三条地震波作用下井塔结构抽柱前后的最大层间位移角如图8所示。

通过对图8分析可以得出,在罕遇地震作用时,抽柱前后井塔结构在X为主方向和Y为主方向的层间位移角都比较小,均值不超过3‰。其最大值仅为4.4‰,明显小于规范要求的1%,说明结构在抽柱后刚度依然很大,完全满足层间位移角的规范要求。

5.2 基底剪力

通过PERFORM-3D时程分析、推覆分析和SAP2000反应谱分析计算得到井塔结构在罕遇地震作用下基底剪力值见表3。

表3 时程分析、推覆分析与反应谱分析的基底剪力对比

Table.3 Comparison of base shear force between time history analysis, push-over analysis and spectrum analysis

分析工况	地震波(X向主输入)				PUSH OVER(倒三角)		反应谱		
	El Centro	Northridge	Artificial Wave	均值	PUSH-X	PUSH-Y	SPEC-X	SPEC-Y	
基底剪力/kN	抽柱前	18 388	15 210	15 290	16 290	24 844	—	21 183	—
	X向 抽柱后	16 730	15 980	15 180	15 963	22 960	—	21 087	—
	降幅	—	—	—	2%	7.5%	—	0.45%	—
	抽柱前	20 465	19 280	16 380	18 708	—	23 174	—	21 359
	Y向 抽柱后	19 320	18 390	14 290	17 333	—	20 449	—	21 223
	降幅	—	—	—	7.3%	—	11.7%	—	0.64%

通过对表3分析对比后可发现井塔抽柱后的基底剪力几乎都小于抽柱前的基底剪力,说明由于抽柱导致结构刚度减小,所以X和Y方向的屈服剪力均有所下降,此结论与静力弹塑性结果分析的结论一致。X向基底剪力降幅为2%,Y向基底剪力降幅为7.3%,可以得出井塔抽柱后对Y向刚度的影响大于对X向刚度的影响。

井塔在抽柱前,X向的基底屈服剪力值为24 844 kN,大于在罕遇地震下的平均基底剪力值16 296 kN;Y向的基底屈服剪力值为23 174 kN,大于在罕遇地震下的平均基底剪力值18 708 kN,可以得出井塔在抽柱前的抗侧移刚度满足要求。

井塔在抽柱后,X向的基底屈服剪力值为22 960 kN,大于在罕遇地震下的平均基底剪力值15 963 kN;Y向的基底屈服剪力值为20 449 kN,大于在罕遇地震下的平均基底剪力值17 333 kN,可以得出井塔在抽柱后的抗侧移刚度也满足要求。

5.3 顶点位移

本文取的结构顶点坐标为(24,0,96.5),在罕遇地震作用下顶点的位移时程曲线如图9所示。

通过对图9分析可得出,井塔结构在罕遇地震作用下,抽柱前的顶点位移略小于抽柱后的顶点位移。顶点位移最大值为El Centro波作用下,以X为主方向输入时Y向的顶点位移:抽柱前的顶点位移最大值为0.240 m,抽柱后为0.249 m,仅增大了0.009 m,增幅为3.75%,说明抽柱后井塔结构整体刚度变化不大。

Northridge波和Artificial Wave波产生的顶点位移更小,均不到0.20 m也说明了井塔结构整体刚度变化不大。

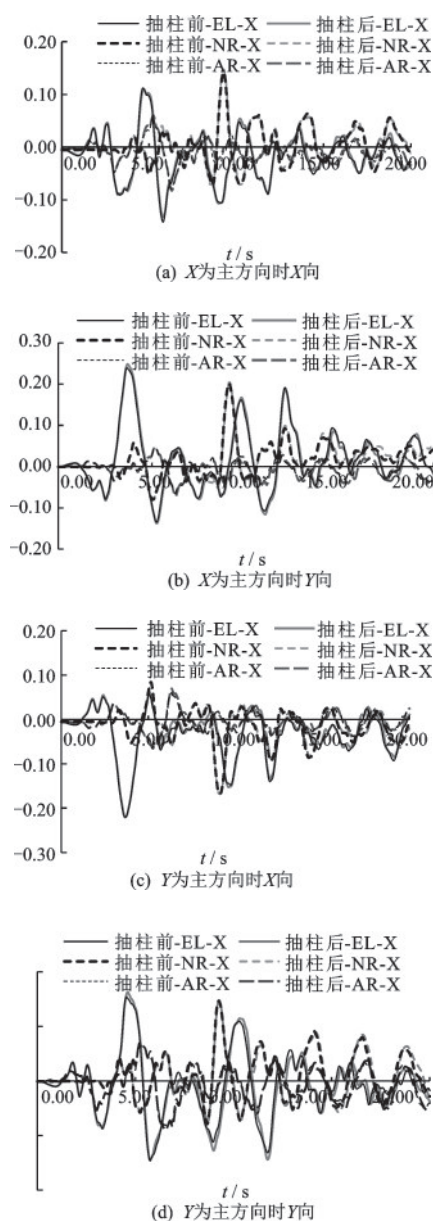


图9 顶点位移时程曲线

Fig.9 Vertex displacement time history curves

5.4 整体屈服机制

在罕遇地震下,地震波加速度为 220 cm/s^2 时,井塔在抽柱前和抽柱后均表现出了良好的抗震性能。

井塔在抽柱前后,都是单个连梁先进入受弯基本运行状态,然后越来越多的连梁进入受弯基本运行状态,部分连梁逐渐进入生命安全、接近倒塌状态。在此过程中,部分框架梁逐渐进入基本运行、生命安全状态,剪力墙、框架柱和转换桁架始终处于充分运行状态。所有构件均没有发生受剪、受拉屈服。

相同地震波输入下,抽柱前井塔进入塑性区的时间比抽柱后晚了 1.0 s 左右,结束时进入塑性状态的连梁数目也少于抽柱后,但进入塑性状态的框架梁的数量基本一致。

由于抽柱后井塔底层有转换桁架传递过来的荷载,因此井塔的右立面进入塑性状态的特征最为明显。如在 El Centro 波 Y 向输入下结构的具体表现为:抽柱前, $t=3.16 \text{ s}$ 时第一根连梁进入基本运行

状态, $t=20.0 \text{ s}$ 时连梁部分进入接近倒塌状态,框架梁进入生命安全、接近倒塌状态;抽柱后, $t=2.22 \text{ s}$,第一根连梁进入基本运行状态 $t=20.0 \text{ s}$,连梁部分进入接近倒塌状态,框架梁进入生命安全、接近倒塌状态。

5.5 罕遇地震作用下构件屈服机制

5.5.1 转换桁架

在 El Centro, Northridge, Artificial Wave 三种地震波作用时对钢筋混凝土转换桁架进行弯矩、剪力、轴力进行计算,发现桁架都未进入基本运行状态,可以认为井塔抽柱转换桁架的设计是安全的。

表 4 列出了在井塔抽柱转换桁架后, B/②-③ 下弦杆位置的受弯、受剪和抗拉承载力计算结果。由表 4 可以看出,由于桁架的下弦杆是受拉构件,在罕遇地震作用时可以有更多的安全储备,抗剪、抗弯、抗拉的需求能力比较低,最大的也仅有 0.548 。因此转换桁架在罕遇地震时有较好的抗震性能。

表 4 B/②-③下弦杆受弯、受剪和抗拉承载力计算

Table 4 Bearing, shear and tension capacity of lower chord B/②-③

地震波	主输入方向	弯矩/(kN·m)	剪力/kN	轴力/kN
El Centro	X	766.7	107.3	5 542
	Y	744.4	102.7	5 240
Northridge	X	831.9	108.4	5 396
	Y	761.7	92.4	6 282
Artificial Wave	X	738.9	96.25	4 974
	Y	796.5	103.4	5 302
	V_{ave}	773.4	101.7	5 456
	V_R	6 300	2 031	9 950
	需求能力 $\gamma=V_{ave}/V_R$	0.123	0.050	0.548

注: V_{ave} 指在不同地震波输入下的构件内力均值; V_R 指构件能承受的极限承载力,下同

5.5.2 框架柱

在罕遇地震作用时,钢筋混凝土框架柱的弯曲和剪切变形并未进入基本运行状态,而是始终处于弹性工作阶段。表 5 列出了在罕遇地震作用下不同构件的截面抗剪承载力利用率。抽柱后井塔底层框架柱 C/② 内力产生较大变化,具体见表 6。

从表 5 可以看出,抽柱前框架柱截面抗剪承载力利用率均值比抽柱后减小了 35.3% ,原因是抽柱后部分剪力被框架柱所分担。但增大后的框架柱截面抗剪承载力最大利用率仅为 71.1% ,低于警戒

值 1 , 满足需求,不会产生剪切脆性破坏。

从表 6 可以看出,抽柱后作用在 C/② 上的内力产生了较大变化,平均弯矩的增幅为 18.7% ,平均剪力的增幅为 23.0% 、平均轴力的增幅为 28.7% ,然而抽柱后的杆件的需求能力比依然较小,弯矩的需求能力比只有 0.285 、剪力的需求能力比只有 0.152 、轴力的需求能力比只有 0.232 ,表明抽柱后井塔结构仍有较大的安全储备。

5.5.3 框架梁、连梁

罕遇地震作用下抽柱前后的井塔结构均是连

表5 罕遇地震作用下不同构件的截面抗剪承载力利用率及对比

Table 5 Comparison of shear capacity utilization rate of different components under severe earthquakes

构件	最大利用率	工况						均值
		El Centro-X	El Centro-Y	Northridge-X	Northridge-Y	Artificial Wave-X	Artificial Wave-Y	
框架梁 (连梁)	抽柱前	0.753	0.760	0.738	0.746	0.732	0.730	0.743
	抽柱后	0.754	0.760	0.740	0.750	0.733	0.731	0.745
	增幅	0.1%	0.0%	0.3%	0.5%	0.1%	0.1%	0.2%
框架柱	抽柱前	0.406	0.408	0.474	0.458	0.302	0.284	0.389
	抽柱后	0.711	0.656	0.440	0.456	0.371	0.456	0.515
	增幅	75.1%	60.8%	-7.2%	-0.4%	22.8%	60.6%	35.3%
剪力墙	抽柱前	0.464	0.487	0.403	0.403	0.385	0.337	0.413
	抽柱后	0.518	0.560	0.466	0.507	0.470	0.446	0.495
	增幅	11.6%	15.0%	15.6%	25.8%	22.1%	32.3%	20.4%

表6 抽柱前后底层C/②承载力计算对比分析

Table 6 Comparison analysis of bearing capacity of C/② in the first floor before and after columns removal

地震波	主输入方向	弯矩/(kN·m)			剪力/kN			轴力/kN		
		抽柱前	抽柱后	增幅	抽柱前	抽柱后	增幅	抽柱前	抽柱后	增幅
El	X	6 264	7 115	13.6%	491.1	573.8	16.8%	11 890	15 690	32.0%
Centro	Y	4 916	6 267	27.5%	405.6	531.2	31.0%	14 170	16 020	13.1%
Northridge	X	3 468	4 031	16.2%	287	348.6	21.5%	13 890	16 090	15.8%
	Y	2 867	3 022	5.4%	250.8	269.2	7.3%	12 740	19 650	54.2%
Artificial Wave	X	2 533	3 317	31.0%	217.4	298.3	37.2%	11 880	15 660	31.8%
	Y	3 039	3 647	20.0%	259.6	329.2	26.8%	11 980	15 440	30.7%
V_{ave}		3 847.8	4 566.5	18.7%	318.6	391.7	23.0%	12 758.3	16 425.0	28.7%
V_R		16 000			2 584			70 800		
需求能力比 $\gamma = V_{ave}/V_R$		0.240	0.285	18.7%	0.123	0.152	23.0%	0.180	0.232	28.7%

梁先进入基本运行、生命安全状态,然后部分连梁进入接近倒塌状态,最后是部分框架梁进入生命安全状态,但作为安放提升机等重要设备层的大梁始终没有进入塑性状态,能够达到设计预期目的。

井塔结构整体框架梁、连梁的抗剪承载力截面利用率见表5。抽柱前的框架梁、连梁截面抗剪承载力利用率均值比抽柱后减小了0.2%,是因为抽柱后的框架梁、连梁分担了部分剪力,由于分担的剪力较小,导致利用率变化极小。增大后的框架梁、连梁截面抗剪承载力最大利用率仅为76.0%,低于警戒值1,满足需求,因此不会产生剪切的脆性破坏。

5.5.4 剪力墙

罕遇地震作用时,抽柱前和抽柱后井塔剪力墙的抗弯、抗剪性能良好,均处于充分运行状态,结构剪力墙的抗剪承载力截面利用率见表5。抽柱前剪

力墙的抗剪承载力截面利用率比抽柱后减小了20.4%,是因为抽柱后的剪力墙分担了部分剪力。抽柱后剪力墙抗剪承载力截面利用率均值仅为0.495,利用率偏低,可以减小剪力墙的厚度来提高利用率。增大后剪力墙的截面抗剪承载力最大利用率仅为56.0%,低于警戒值1,满足需求,因此不会产生剪切型的脆性破坏。

井塔抽柱后的右立面底层剪力墙内力产生了很大的变化,选取B/④轴剪力墙进行抽柱前后的内力及扶壁柱纤维变形对比分析,见表7和表8。

从表7可以看出,在罕遇地震时,作用在剪力墙上的内力在抽柱后产生了较大的变化,弯矩平均增幅增加了10.0%,轴力平均增幅增加了43.8%。从表8可以看出,在罕遇地震时,作用在剪力墙扶壁柱的纤维应变在抽柱后也产生了变化,最大拉应变平均值降低14.6%,最大压应变平均值增加7.9%。但

表7 抽柱前后底层B/④剪力墙承载力计算对比分析

Table 7 Comparison analysis of bearing capacity of shear wall B/④ in the first floor before and after columns removal

地震波	主输入 方向	弯矩/(kN·m)			轴力/kN		
		抽柱前	抽柱后	增幅/%	抽柱前	抽柱后	增幅/%
El Centro	X	25 440	28 170	10.7	8 350	11 930	42.9
	Y	21 710	26 090	20.2	8 867	13 090	47.6
Northridge	X	22 430	22 890	2.1	9 894	13 390	35.3
	Y	19 430	22 010	13.3	7 777	11 680	50.2
Artificial Wave	X	14 720	16 350	11.1	7 945	11 670	46.9
	Y	16 700	16 930	1.4	6 978	9 875	67.2
V_{ave}		20 071.7	22 073.3	10.0	8 301.8	11 939.2	43.8

表8 抽柱前后底层B/④剪力墙扶壁柱纤维变形对比分析

Table 8 Comparison analysis of fiber deformation of shear wall B/④ in the first floor before and after columns removal

地震波	主输入 方向	最大拉应变			最大压应变		
		抽柱前	抽柱后	增幅/%	抽柱前	抽柱后	增幅/%
El Centro	X	0.002 0	0.002 0	-2.5	0.000 8	0.000 9	10.0
	Y	0.001 8	0.001 4	-20.8	0.000 6	0.000 7	24.2
Northridge	X	0.001 4	0.001 2	-16.5	0.000 6	0.000 6	-2.7
	Y	0.001 2	0.000 9	-22.7	0.000 5	0.000 6	8.4
Artificial Wave	X	0.000 8	0.000 6	-23.0	0.000 4	0.000 4	6.7
	Y	0.001 4	0.001 3	-10.6	0.000 4	0.000 4	-1.3
ϵ_{ave}		0.001 4	0.001 2	-14.6	0.000 6	0.000 6	7.9
ϵ_{lim}		0.010 0			0.003 3		

注: ϵ_{ave} 指在不同地震波输入下的剪力墙纤维应变均值; ϵ_{lim} 指剪力墙纤维允许承受的极限应变

最大拉应变为0.002小于钢筋的极限拉应变 $\epsilon_s=0.010 0$,表明钢筋不会发生严重的屈服;且最大压应变为0.000 9小于混凝土的极限压应变 $\epsilon_{cu}=0.003 3$,也说明混凝土不会被压碎。

表9为B/④底层剪力墙最大弯曲变形图,可以看出,B/④底层剪力墙弯曲变形均在正常运行限值内,抽柱前和抽柱后的井塔弯曲转角分别为0.001 56和0.001 71,增大了9.1%,两者均能满足结构的安全

表9 B/④底层剪力墙最大弯曲变形

Table 9 Maximum bending of shear wall B/④ in the first floor

地震波	最大弯曲转角/Rad		
	抽柱前	抽柱后	增幅
El Centro	0.002 38	0.002 60	9.3%
Northridge	0.001 69	0.001 88	11.1%
Artificial Wave	0.000 62	0.000 66	6.9%
θ_{ave}	0.001 56	0.001 71	9.1%
正常运行限值	0.004		
需求能力比	0.390	0.428	9.7%

需求。抽柱后弯曲变形最大需求能力比也只有0.428,在安全范围内。

6 结 论

本文以抽柱前后井塔的抗震性能为研究对象进行了计算和分析,得到的结论有:

(1)在罕遇地震作用下,抽柱后结构的动力特性变化不大,最大层间位移角为4.4%,小于规范规定值1%。

(2)抽柱后X向和Y向的基底剪力较抽柱前均有所减小,但抽柱对Y向刚度的影响大于对X向刚度的影响,结构刚度满足要求。

(3)抽柱后的顶点位移略大于抽柱前的顶点位移,证明抽柱后结构的整体刚度略有降低,但基本不变。屈服机制与原结构基本相同。

(4)转换桁架弯曲、剪切、轴向变形均未进入基本运行状态,具有良好的抗震性能;抽柱后框架梁和连梁截面的抗剪承载力利用率变化不大,框架柱

截面最大抗剪承载力利用率均值有所增大但依然满足要求,不会产生剪切脆性破坏。

(5)抽柱后剪力墙整体的抗剪承载力利用率均值偏低,建议适当减小剪力墙厚度,提高截面抗剪承载力利用率。剪力墙扶壁柱的纤维应变发生了变化,最大拉应变为0.002,小于钢筋的极限拉应变 $\epsilon_s=0.010$,钢筋未发生严重屈服,最大压应变为0.0009,小于混凝土的极限压应变 $\epsilon_{cu}=0.0033$ 。

参考文献:

- [1] 汪凯,盛小微,吕志涛,等.高层建筑预应力混凝土板式转换层结构设计[J].建筑结构,2000,30(6):45-49.
Wang K, Sheng X W, Lyu Z T, et al. Structural design of prestressed concrete slab transfer floor in high rise building[J]. Building Structure, 2000, 30(6): 45-49. (in Chinese)
- [2] 祖萍萍,孙广俊,李鸿晶.混凝土梁式托柱转换层结构抗震性能分析[J].防灾减灾工程学报,2016,36(2):247-252,273.
Zu P P, Sun G J, Li H J. Analysis of earthquake-resistant behavior of reinforce concrete transfer structure with beam bearing column[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016, 36(2): 247-252, 273. (in Chinese)
- [3] 杨伟,陈俊民,刘祥民,等.某高层建筑厚板转换层抗震性能分析[J].结构工程师,2019,35(6):123-128.
Yang W, Chen J M, Liu X M, et al. Seismic performance analysis of the thick plate transition layer of a high-rise building[J]. Structural Engineers, 2019, 35(6): 123-128. (in Chinese)
- [4] 祁勇,朱慈勉,钟树生.不同肢厚比框支短肢剪力墙斜柱式转换层结构抗震试验研究[J].振动与冲击,2012,31(12):155-159.
Qi Y, Zhu C M, Zhong S S. Experimental study on seismic performance of inclined column-shaped transfer floor structure of frame-supported short-leg shearwall based with various ratio leg-thickness[J]. Journal of Vibration and Shock, 2012, 31(12): 155-159. (in Chinese)
- [5] 王栋,卢文胜,吕西林,等.某高位转换框支剪力墙超限高层结构模拟地震振动台试验研究[J].振动与冲击,2013,32(21):142-149.
Wang D, Lu W S, Lyu X L, et al. Shaking table test of

- a highrise framesupported shear wall structure with a high transfer floor[J]. Journal of Vibration and Shock, 2013, 32(21):142-149. (in Chinese)
- [6] 任建喜,侯俊锋.矿山特殊结构设计[M].徐州:中国矿业大学出版社,2014.
Ren J X, Hou J F. Special structure design of mine[M]. Xuzhou: China University of Mining and Technology Press, 2014. (in Chinese)
- [7] 刘小萌.煤矿井塔特种结构弹塑性地震响应与耗能减震分析[D].合肥:合肥工业大学,2014.
Liu X M. Elastoplastic seismic response and energy dissipation analysis of special structure of mine shaft tower[D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2014. (in Chinese)
- [8] 闫龙.井塔结构中转换梁的受力性能分析[D].西安:西安科技大学,2015.
Yan L. Mechanical performance analysis of transfer beam in well tower structure[D]. Xi'an: Xi'an University of Science and Technology, 2015. (in Chinese)
- [9] 建筑工程抗震设防分类标准:GB 50223—2008[S].北京:中国建筑工业出版社,2008.
- [10] 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.
- [11] 韩小雷,季静.基于性能的超限高层建筑结构抗震设计-理论研究与工程应用(第三版)[M].北京:中国建筑工业出版社,2014.
Han X L, Ji J. Performance based seismic design of out-of-codes high-rise buildings-theoretical research and engineering application (Third Edition)[M]. Beijing: China Construction Industry Press, 2014. (in Chinese)
- [12] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER ground motion database[DB/OL]. (2013-05-15) [2021-05-25]. <https://ngawest2.berkeley.edu>
- [13] 曾琼.江西省博物馆超限结构抗震性能设计[J].建筑结构,2020,50(7):44-49.
Zeng Q. Seismic performance design of out-of-code structure for Jiangxi Provincial Museum[J]. Building Structure, 2020, 50(7): 44-49. (in Chinese)
- [14] Chopra A K, Goel R K. A modal Push-over analysis procedure for estimating seismic demands for buildings[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3):561-582.

(本文责编:周小潭)