

DOI:10.19322/j.cnki.issn.1006-4710.2016.02.001

某 330 kV 全户内式变电站结构地震反应分析

李天天¹, 张俊发¹, 陶磊², 李睿³

(1. 西安理工大学 土木建筑工程学院, 陕西 西安 710048; 2. 西安理工大学 水利水电学院, 陕西 西安 710048;

3. 陕西省水利电力勘测设计研究院, 陕西 西安 710001)

摘要: 全户内式变电站具有节约用地、外形美观等优点,但囿于电气布置工艺要求,使结构规则性不易满足。目前该类结构工程实例极少,缺乏实震检验,且相关研究尚不充分。本文以某拟建 330 kV 全户内式变电站结构为研究对象,对其进行动力特性及地震反应分析,得到了结构在多遇和罕遇地震作用下的反应,总结了结构的地震反应特点,评估了其抗震性能,并明确了抗震薄弱部位及破坏机理。结果表明,多遇地震下,结构层间位移角满足规范要求,但过大的楼面加速度恶化了其设备的运行环境;罕遇地震下,结构整体或主变压器所在局部发生倒塌破坏,难以抵御罕遇水准的地震作用。建议采用隔减震技术,提高结构的抗震性能及设备的安全储备。

关键词: 全户内式变电站; 不规则结构; 非线性时程分析; 抗震性能; 隔减震技术

中图分类号: TU352

文献标志码: A

文章编号: 1006-4710(2016)02-0127-07

Seismic response analysis of a 330 kV whole indoor substation structure

LI Tiantian¹, ZHANG Junfa¹, TAO Lei², LI Rui³

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China;

2. School of Water Resources and Hydroelectric Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China;

3. Shaanxi Province Institute of Water Resources and Electrical Power Investigation and Design, Xi'an 710001, China)

Abstract: The whole indoor substation has many advantages, such as land conservation and beautiful appearance, but it is restricted to the requirements of corresponding electrical layout process, which makes it difficult to meet structural regularity. At present, there are few structural engineering cases of this kind; they are lack of real earthquake tests, and the related researches are inadequate. Based on a proposed 330 kV whole indoor substation structure, dynamic characteristics and seismic responses of the structure are studied in this paper. The study obtains the structure's seismic responses under frequent and rare earthquakes, summarizes its seismic response characteristics, evaluates its seismic performance, and clears its anti-seismic weak position and failure mechanism. The results show that the interlayer drift ratio of structure meets code requirement under frequent earthquakes, but the excessive floor acceleration deteriorates equipment's operating environment; the whole structure or the local section that places main transformer collapses under rare earthquakes, and it is difficult for the structure to resist rare earthquake. The seismic mitigation or isolation technique is suggested to use to improve seismic performance of structure and safety reserve of electrical equipment.

Key words: whole indoor substation; irregular structure; nonlinear time history analysis; seismic performance; seismic mitigation or isolation technique

随着我国社会经济的持续发展,对电力的需求
量不断增大,对供电的可靠性及质量要求也愈来愈

高,每年全国新建及扩建的变电站达到上百座。由
于用地的日益紧张以及对功能、美观等要求的提高,

收稿日期: 2015-11-16

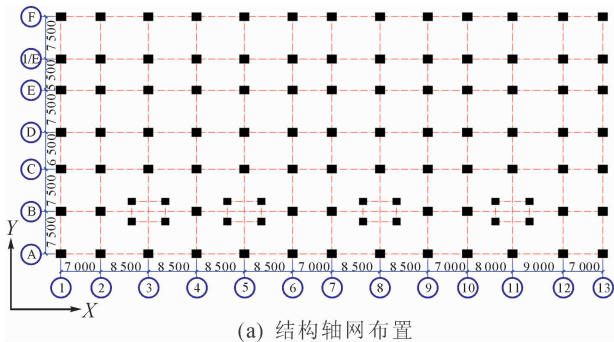
基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51279162)

作者简介: 李天天,男,硕士生,研究方向为建筑结构抗震。E-mail: litiantian_63434@sina.com

通讯作者: 张俊发,男,教授,博士,研究方向为建筑结构抗震。E-mail: Zhangjf-4314@163.com

城市变电站越来越多地采用户内式变电站^[1]。近三十年来,国内外强震震害表明:变电站中电力建(构)筑物和电气设施在地震作用下容易受到损坏^[2-4]。目前,国内外学者对户外式变电站的电气设施及户内式变电站中放置部分电气设施的建筑物抗震问题已有一定研究^[5-11]。全户内式变电站应用时间短,实际震害积累欠缺,研究尚不充分。分析该类结构的地震反应特点,找出抗震薄弱环节,对提高其抗震能力是十分必要的。

本文以某拟建 330 kV 全户内式变电站生产综合楼为研究对象,对该楼结构进行动力特性及地震反应分析,得到了其在多遇和罕遇地震作用下的反应,总结了结构的地震反应特点,评估了结构的抗震性能,并明确了其抗震薄弱部位及破坏机理。

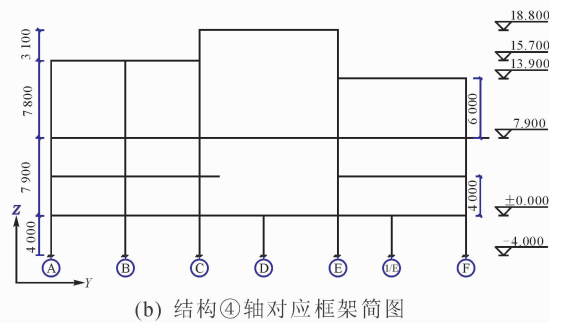


(a) 结构轴网布置

1 工程简介

全户内式变电站全站所有设备及人员用房集中于一栋生产综合楼中,该楼为现浇钢筋混凝土框架结构,地下一层,地上两层,二层带有错层。地下一层布置有电缆层、消防设施等;地上一层布置有主变压器室、散热器室、电容器室、电抗器室、110 kV GIS 室等;地上二层布置有 330 kV GIS 室、电容器室等。

结构平面尺寸 96 m×42 m,地下室层高 4.0 m,地上一层层高 7.9 m,二层在轴线 A~C 处层高 7.8 m,在轴线 C~E 处层高 10.9 m,在轴线 E~F 处层高 6.0 m,并分别在结构标高 4.0 m、10.9 m 处设置一圈环梁作为加强层。结构布置简图如图 1 所示。



(b) 结构④轴对应框架简图

图 1 结构布置简图

Fig. 1 The structural layout simplified plan

为满足主变压器的放置要求,抽去了 A 轴与 ③、⑤、⑧、⑪轴交点处在一层的柱子,形成梁托柱,梁单跨达 17 m;⑪轴与 ②、④、⑥、⑧、⑩、⑫轴交点处的柱子和 U/B 轴线上的柱子均只通到一层楼面。一层楼面位于轴线 A~C 与 ②~⑥、⑦~⑨、⑩~⑫相交区域的主变压器和轴线 E~F 与 ③~⑦、⑨~⑬相交区域的电抗器及散热器直接放置在梁系上,未布置楼板,楼面开洞率达到 50.1%。二层楼面在轴线 A~C 与 ①~②、⑥~⑦、⑨~⑩、⑫~⑬对应区域为放置散热器降标高 1.9 m,即位于结构标高 6.000 m 处,且为满足散热需要,其上屋面未设置屋面板,即 15.700 m 处的屋面为有楼板与无楼板交错布置;该层楼面在轴线 A~C 区域整体凹进,凹进面积约占一层楼面的 35.7%。

梁、板、柱等的混凝土强度等级均为 C35,构件主要尺寸:柱 1 100×1 100、800×1 000、800×800,梁 400×1 200、300×900、300×800,板厚 200、150、120。主筋和箍筋均采用 HRB400 级钢筋。结构抗震设防烈度 8 度,设计基本地震加速度 0.20g,设计地震分组第一组,场地类别 II 类,特征周期为 0.35

s。建筑抗震设防类别为乙类。

为方便描述,采用直角坐标系,定义坐标系方向为: X 向(纵向),结构长边方向; Y 向(横向),结构短边方向; Z 向,结构竖直方向。

2 计算分析模型

2.1 结构计算模型

采用通用有限元分析程序 SAP2000 V15.1.1 建立结构的三维计算模型,其主要由梁、柱、板壳单元构成。

1) 梁、柱单元

梁、柱单元采用框架单元来模拟,框架单元使用三维梁-柱公式,包括双轴弯曲、扭转、轴向变形、双轴剪切变形等效应。

2) 板壳单元

钢筋混凝土楼板采用能同时考虑平面内、平面外荷载和变形的薄壳单元模拟。由于楼板整体性较差,未采用刚性楼板假定。

3) 材料非线性定义

混凝土本构模型选用 Mander 模型^[12],来考虑

箍筋对核心混凝土的约束作用,滞回类型选用 Takeda 模型;钢筋滞回类型选用 Kinematic 模型,本构模型骨架曲线包括弹性区、理想弹塑性区、硬化及软化区。

根据设计图纸建立结构 SAP2000 计算模型,如图 2 所示,在不同单元之间添加自动边束缚,连接无共有节点的相邻对象,实现边界处受力和位移的协调,底层柱固接于基础。考虑到电气设备的布置特点,将设备荷载当作恒载处理。模型共计 1 186 个节点,2 617 个框架单元,691 个薄壳单元。

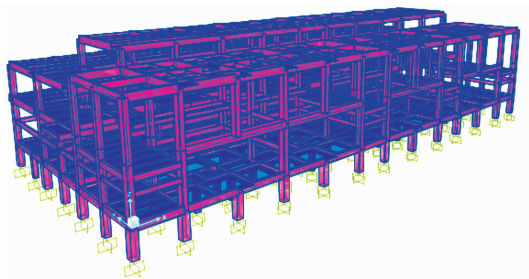


图 2 结构计算模型

Fig. 2 The structural calculation model

2.2 潜在塑性铰的设置

梁柱构件的弹塑性通过对框架单元设置塑性铰来实现。本文假定塑性铰只出现在杆件端部,采用程序默认的铰属性,根据单元截面及设计规范规定的荷载组合算得截面配筋,依据 FEMA-356^[13] 自动计算塑性铰的相关参数。对结构中所有柱单元指定轴力弯矩耦合的 P-M2-M3 铰,设置在距柱两端各 0.1 倍柱长处;对所有梁单元指定弯矩 M3 铰,设置在距梁两端各 0.1 倍梁长处。

SAP2000 程序根据 FEMA-356 建议的模型,提供了由 A-B-C-D-E 五段曲线组成的塑性铰骨架曲线模型,如图 3 所示。

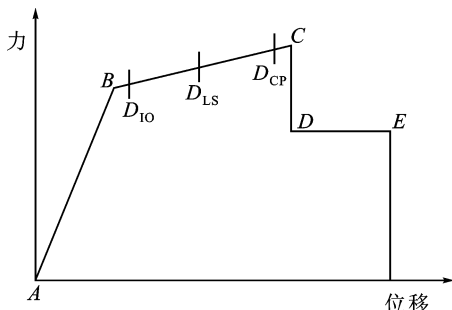


图 3 塑性铰骨架曲线模型

Fig. 3 Plastic hinge skeleton curve model

图 3 上点 B、C、D、E 分别表示铰的屈服、达到极限强度、残余强度、完全失效;点 D_{10} 、 D_{LS} 和 D_{CP} 代表铰的能力水平,分别对应于立即使用、生命安全和防止倒塌状态。通过构件的塑性铰状态,可以判断

结构的塑性发展程度,进而对其抗震性能做出评估。

3 结构动力特性分析

利用前述结构计算模型,使用特征向量法进行模态分析,得到结构的动力特性,其具有如下特点。

1) 基本周期明显偏长

结构基本周期为 0.780 s,较同高度的常规房屋框架结构明显偏长。这是因为结构柱网尺寸和层高较大(柱距多数不小于 7 m,最大达 9 m;地上层高均不小于 6 m,最大达 10.9 m),二层有错层,部分竖向抗侧力构件不连续,楼内设备众多,造成结构空间刚度较小,整体质量较大,致使基本周期偏长。

2) 振型整体性差,多为局部振型

结构前三阶振型分别为 Y 向平动、X 向平动、整体扭转,其中前两阶振型在其主方向质量参与系数分别为 0.60、0.62,当取到 86 阶振型时才能在上述三个方向均满足累积参与质量不小于 90% 的要求。可见结构振型虽然以前两阶为主,但较常规房屋结构,振型整体性差;且局部振型偏多,参与系数很小,对累积质量贡献不大。说明结构整体性较差,局部振动比较明显。

3) 偏心扭转较为显著

结构前两阶振型 Z 向扭转分量 R_z 的质量参与系数分别为 0.32、0.10,整体扭转较为显著,其余振型局部扭转振动明显,这与结构和电气设备的布置特点有关。

结构一层楼面两侧有大开洞,二层楼面一侧整体凹进,二层带错层,部分竖向抗侧力构件不连续,削弱了结构的整体性,在主变室区域或错层处易发生局部扭转振动。由于结构平面及竖向不规则,引起刚度分布不均匀;楼内电气设备众多,设备质量和摆放形式多样,造成质量分布不均匀,加之质量中心与刚度中心有所偏离,导致其整体偏心扭转比较显著。

4 结构地震反应分析

4.1 地震波的选取

根据工程所在场地的地质资料,选取两组实际三向地震记录 522 波(水平分量:522-225、522-315,竖向分量:522-up)、2891 波(水平分量:2891-EW、2891-NS,竖向分量:2891-up)和一组人工地震记录(多遇地震和罕遇地震各一条),进行时程分析。采用直接积分法,积分方式使用 HHT 法,阻尼比取 0.05,选用 Rayleigh 阻尼。多遇地震加速度峰值调至 70 cm/s^2 ,罕遇地震调至 400 cm/s^2 。522-225

波、2891-EW 波和多遇地震人工波的反应谱与规范反应谱的对比如图 4 所示。

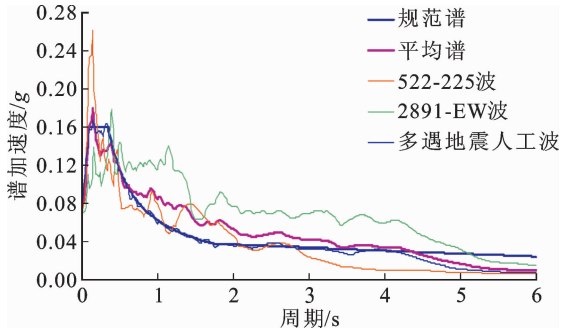


图 4 各地震波反应谱与规范反应谱的对比
Fig. 4 Comparison of response spectra of different earthquake waves and code spectrum

人工地震记录以规范反应谱为目标谱进行拟合而生成,其中多遇地震反应谱特征周期为 0.35 s,罕遇地震为 0.40 s。具体做法是先将目标谱转化为对应平稳过程的功率谱,然后使用 Fourier 变换将其转化为时域中的平稳过程,进行包线调幅后作为加

速度时程,再通过修正和迭代其频谱特性,合成满足要求的人工地震记录。

4.2 多遇地震下的结构反应分析

将调幅到多遇地震水平的天然波 522-225、2891-EW 和多遇地震人工波,分别沿 X、Y 向输入到结构中,进行弹性时程分析,提取各层的绝对加速度时程,并计算其层间位移角。多遇地震下弹性时程分析与振型分解反应谱法得到的基底剪力对比见表 1。

从表中可以看出,每条地震波算得结构底部剪力不小于振型分解反应谱法计算结果的 65%,三条地震波算得结构底部剪力的平均值不小于振型分解反应谱法的 80%,满足现行《建筑抗震设计规范》的要求,所选地震波合理。

4.2.1 各楼层的绝对加速度

提取一层、二层楼面及三个错层屋面中心部位节点的绝对加速度时程,考察加速度峰值随结构各层的变化规律。算得各层最大绝对加速度见表 2。

表 1 多遇地震下弹性时程分析与振型分解反应谱法得到的基底剪力对比

Tab. 1 Comparison of base shear between elastic time history analysis and mode-superposition response spectrum method under frequent earthquakes

地震波	X 向输入(kN)及比值			Y 向输入(kN)及比值		
	时程分析法	反应谱法	比值	时程分析法	反应谱法	比值
522-225 波	14 450		0.91	12 579		0.83
2891-EW 波	23 472	15 796	1.49	22 326	15 094	1.48
多遇地震人工波	15 743		1.00	14 897		0.99
平均值	17 888		1.13	16 601		1.10

表 2 多遇地震下结构各层的最大绝对加速度

Tab. 2 The maximum absolute accelerations of different structural layers under frequent earthquakes

节点位置	522-225 波		2891-EW 波		人工波		均值	
	X 向/(mm/s ²)	Y 向/(mm/s ²)	X 向/(mm/s ²)	Y 向/(mm/s ²)	X 向/(mm/s ²)	Y 向/(mm/s ²)	X 向/(mm/s ²)	Y 向/(mm/s ²)
一层楼面	1 229	1 073	774	720	1 002	888	1 002	894
二层楼面	789	831	1 022	959	900	798	904	863
13.900 m 处屋面	970	961	1 351	1 348	1 025	1 030	1 115	1 113
15.700 m 处屋面	1 107	1 287	1 424	1 644	1 244	1 379	1 258	1 437
18.800 m 处屋面	1 249	1 396	1 674	1 828	1 495	1 573	1 473	1 599

比较表 2 中的数据可见:三条波算得结构各层最大加速度,从二层楼面开始逐层放大,在顶部达到最大值,符合常规判断;但 522-225 波、人工波及三条波的均值算得一层楼面最大加速度反而比二层大,这与常规房屋结构是不符的。究其原因,应该是

结构层高下小(4 m)上大(7.9 m),部分竖向抗侧力构件不连续,平面不规则且楼内设备质量和摆放形式多样,造成层间刚度和质量分布不均匀,引起加速度变化出现异常。

4.2.2 各楼层的层间位移角

由于结构二层有错层,为方便描述各层间位移角,令从结构标高 7.900 m 处的二层楼面到标高 13.900 m 处的屋面所对应区域为二层-1,从二层楼

面到 15.700 m 处的屋面为二层-2,从二层楼面到 18.800 m 处的屋面为二层-3,地上第一层作为一层。算得各层最大层间位移角见表 3。

表 3 多遇地震下结构各层的最大层间位移角

Tab. 3 The maximum interlayer drift ratios of different structural layers under frequent earthquakes

楼层 编号	522-225 波		2891-EW 波		人工波		均值	
	X 向/rad	Y 向/rad	X 向/rad	Y 向/rad	X 向/rad	Y 向/rad	X 向/rad	Y 向/rad
一层	1/1 075	1/1 020	1/690	1/625	1/1 010	1/1 070	1/890	1/855
二层-1	1/1 335	1/995	1/970	1/615	1/1 315	1/930	1/1 180	1/810
二层-2	1/1 185	1/980	1/865	1/615	1/1 110	1/910	1/1 035	1/800
二层-3	1/1 465	1/1 155	1/1 090	1/715	1/1 360	1/1 065	1/1 280	1/940

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)规定钢筋混凝土框架结构在多遇地震下层间位移角限值为 1/550。比较表中的数据可见:结构各层间位移角均小于 1/550,满足规范要求;同一地震波沿 X、Y 向输入,X 向输入算得结果多数小于 Y 向,这与结构 X 向抗侧刚度大,Y 向抗侧刚度小是相对应的。

4.3 罕遇地震下的结构反应分析

4.3.1 地震波单向输入

将两组天然波的水平分量均调幅到罕遇地震水平,和罕遇地震人工波分别沿 X、Y 向输入到结构中,进行非线性时程分析。由于非线性分析叠加原理不成立,在进行罕遇地震反应分析时,为考虑重力的影响,先定义一个施加重力作用的非线性静力工况作为初始工况,在此基础上进行时程分析。

在各条地震波作用下结果不收敛,终止运算后观察结构各塑性铰状态,归纳出两种主要的塑性铰分布形式,以 2891-EW 波为例来进行说明。

当地震波沿 X 向输入,进行到 7.34 s 时首先在一层纵向楼面梁上出现塑性铰,之后梁铰大量出现,均为粉红色铰,即处在 $B-D_{10}$ 阶段,这个阶段的塑性铰具有很好的承载力,建筑可以正常使用;进行到 16.82 s 时纵向屋面边梁上个别塑性铰开始呈现蓝色,进入 $D_{10}-D_{LS}$ 阶段,即跨过了“立即使用”阶段进入“生命安全”阶段;进行到 16.84 s 时在主变室附近开始出现柱铰,处于 $B-D_{10}$ 阶段,之后大量梁铰从 $B-D_{10}$ 阶段进入 $D_{10}-D_{LS}$ 阶段,并有少量 $D_{LS}-D_{CP}$ 阶段的青色铰出现,建筑仍处于可以使用的阶段;在 18.26 s 时结果不收敛,终止运算后观察此时的塑性铰状态:梁上出现了部分处在 $D_{LS}-D_{CP}$ 阶段的青色铰和少数进入 $C-D$ 阶段的黄色铰,在 6 m 和 13.900 m 标高处有个别达到 E 点已经失效的铰;柱铰多数出现,均未达到 $C-D$ 阶段。

综上所述,结构出铰众多,梁铰个别失效,柱铰均未达到极限强度,整体没有明显破坏,但梁铰、柱铰的大量出现已使其成为几何可变体系,在地震作用下进入倒塌状态,如图 5 所示。这是由于结构整体性较差,空间刚度和冗余度较小,导致其在罕遇地震下可靠度较低,易发生整体破坏。

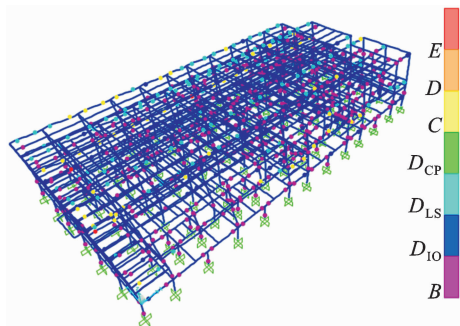


图 5 2891-EW 波沿 X 向作用结束时结构塑性铰分布
Fig. 5 Plastic hinges distribution of the structure at the end of 2891-EW earthquake wave along X direction effect

当地震波沿 Y 向输入,进行到 10.68 s 时首先在横向主梁上出现塑性铰,之后梁铰逐渐增多,均为粉红色铰,处在 $B-D_{10}$ 阶段;进行到 16.78 s 时个别梁铰从 $B-D_{10}$ 阶段进入 $D_{10}-D_{LS}$ 阶段;进行到 16.86 s 时开始出现粉红色的柱铰,之后柱铰逐渐增多,建筑仍处于可以使用的阶段;在 17.36 s 时结果不收敛,终止运算后观察此时的塑性铰状态:梁上出现了少量处在 $D_{LS}-D_{CP}$ 阶段的青色铰和 $C-D$ 阶段的黄色铰,一层主变附近部分梁柱出现深红色铰,即完全失效,失去承载力。

综上所述,结构一层主变所在位置发生明显变形,附近梁柱上的部分塑性铰状态达到 E 点,表明相应构件已经破坏,结构发生局部倒塌,如图 6 所示。这是由于主变体积和重量大,放置部位空旷,且

梁柱跨度大,结构冗余度小,导致其在罕遇地震下可靠度较低,易发生局部破坏,为抗震薄弱部位。

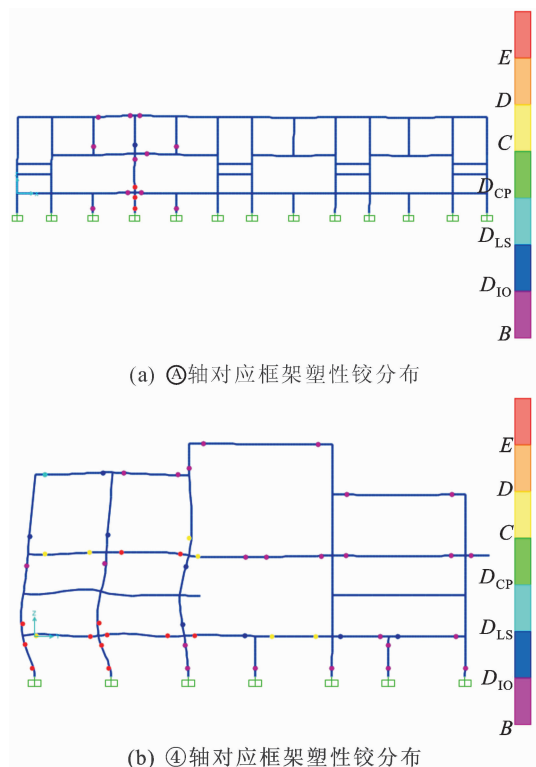


图6 2891-EW波沿Y向作用结束时结构塑性铰分布
Fig.6 Plastic hinges distribution of the structure at the end of 2891-EW earthquake wave along Y direction effect

建议采用隔减震技术,提高结构的抗震能力及设备安全储备,由于篇幅所限,笔者将另文讨论。

4.3.2 地震波三向输入

天然波522的水平分量225和315中315分量的峰值加速度最大,故而将522-315波调幅到罕遇地震水平,其余两波使用同一调幅系数;天然波2891按同样方式处理。将调幅后的522和2891波分别以X、Y为主向输入到结构中,进行非线性时程分析。

在上述三向地震波作用下结果不收敛,终止运算后观察各塑性铰状态:结构出铰众多,柱铰大多处在 $B-D_{10}$ 阶段,都没有达到 $C-D$ 阶段,相应构件还未达到极限承载力,梁铰多数未超过其骨架曲线上的 C 点,出现部分进入 $C-D$ 阶段和个别达到 E 点已经失效的铰;结构无明显破坏,与地震波沿 X 单向输入时的最终形态类似,都是梁、柱塑性铰大量出现,致使结构成为几何可变体系,在地震作用下发生整体倒塌破坏,由于篇幅所限,在此不再赘述。

5 结构地震反应特点

通过上述对变电站结构进行多遇和罕遇地震作

用下的反应分析,总结如下特点:

1) 多遇地震下,当地震波沿 X 、 Y 向输入,算得结构各层间位移角满足规范要求;由522-225波、人工波及三条波的均值算得各层最大绝对加速度并不是逐层放大,而是在二层楼面发生突变,出现拐点,表现为一层楼面的最大加速度比二层的要大,且过大的楼面加速度对其上设备的正常运行将会产生不利影响。

2) 罕遇地震下,当地震波沿 X 单向输入,结构出铰众多,柱铰均未达到极限强度,梁铰少数处于 $C-D$ 阶段和个别失效,无明显破坏,但过多的塑性铰已使其成为几何可变体系,发生整体倒塌破坏;当地震波沿 Y 单向输入,结构一层主变附近部分梁柱发生明显变形,其上塑性铰已经失效,相应构件丧失承载力,发生局部倒塌破坏。当地震波三向输入,与单独 X 向输入结果类似,梁铰、柱铰大量出现,结构已成为几何可变体系,发生整体倒塌破坏。

6 结论

通过对某拟建330 kV全户内式变电站生产综合楼结构进行动力特性及地震反应分析,得到以下结论。

1) 模态分析结果表明:结构基本周期较同高度常规房屋框架结构明显偏长;振型整体性差,且多为局部振型;偏心扭转比较显著。说明结构空间刚度较小,整体性较差,质量刚度分布不均匀。

2) 地震反应分析结果表明:多遇地震下,结构层间位移角满足规范要求,但各楼层最大绝对加速度变化趋势异于常规房屋结构,具体表现为一层楼面的最大加速度比二层的要大,且过大的楼面加速度恶化了其上设备的运行环境;罕遇地震下,结构整体或主变压器所在局部发生倒塌破坏,难以抵御罕遇水准的地震作用。

3) 我国规范要求对工程结构进行两阶段的抗震设计,一般对常规结构只进行第一阶段设计,通过相应的构造措施来满足第二阶段的要求,但对该结构第二阶段无法满足,值得注意。

4) 主变压器室所在部分为抗震薄弱部位,且结构整体性较差,冗余度较小,易发生整体破坏。建议采用隔减震技术,提高结构的抗震性能及设备的安全储备。

致谢:感谢陕西省电力设计院提供部分图纸资料。

参考文献:

- [1] 文波,牛荻涛,赵鹏. 考虑结构-电气设备相互作用的配电楼系统地震反应分析[J]. 世界地震工程,2009,25(3):102-107.
WEN Bo, NIU Ditao, ZHAO Peng. Seismic response analysis of a switch building with structure-equipments interaction[J]. World Earthquake Engineering, 2009, 25(3):102-107.
- [2] PHAM T. Earthquake reconnaissance report: Damage to the power generation and transmission facilities in the Loma Prieta earthquake of 17 October 1989[J]. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1992, 25(1):3-16.
- [3] 李杰,何军,李天. 大型电力网络系统抗震可靠度分析[J]. 哈尔滨建筑大学学报,2002,35(1):7-11.
LI Jie, HE Jun, LI Tian. Seismic reliability analysis of large electric power systems[J]. Journal of Harbin University of C. E. & Architecture, 2002, 35(1):7-11.
- [4] 于永清,李光范,李鹏,等. 四川电网汶川地震电力设施受灾调研分析[J]. 电网技术,2008,32(11):1-6.
YU Yongqing, LI Guangfan, LI Peng, et al. Investigation and analysis of electric equipment damage in Sichuan power grid caused by Wenchuan earthquake[J]. Power System Technology, 2008, 32(11):1-6.
- [5] ALA SAADEGHVAZIRI M, FEIZI B, KEMPNER L, et al. On seismic response of substation equipment and application of base isolation to transformers[J]. IEEE Transactions on Power Delivery, 2010, 25(1):177-186.
- [6] WU Yiqiong, CHEN Haiyan, LI Baojin, et al. Design and research of UHV AC substation[J]. European Transactions on Electrical Power, 2012, 22(1):17-32.
- [7] 李黎,程志远,吴奎,等. 高压变电站系统抗震可靠性分析[J]. 华中科技大学学报(自然科学版),2011,39(10):108-112.
LI Li, CHENG Zhiyuan, WU Kui, et al. Seismic reliability analysis of the high-voltage substation system [J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology(Natural Science), 2011, 39(10):108-112.
- [8] 文波,张俊发,韩永兴,等. 变电站配电楼的隔震设计[J]. 建筑结构,2005,35(11):25-28.
WEN Bo, ZHANG Junfa, HAN Yongxing, et al. Research and design of base-isolated structure of switch building in substation[J]. Building Structure, 2005, 35(11):25-28.
- [9] 文波,徐浩轩,侯聪霞,等. 考虑结构-设备相互作用的变电站主厂房系统动力特性研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版),2012,44(5):620-626.
WEN Bo, XU Haoxuan, HOU Congxia, et al. Analysis on dynamic characteristics of equipment-structure interaction for the main building of a transformer substation[J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology (Natural Science), 2012, 44(5):620-626.
- [10] 文波,牛荻涛. 大型变电站主厂房地震易损性研究[J]. 土木工程学报,2013,46(2):19-23.
WEN Bo, NIU Ditao. Seismic vulnerability analysis for the main building of the large substation[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(2):19-23.
- [11] 李睿. 330kV 户内变电站框架隔震楼在不同水准地震作用下的抗震性能评估[D]. 西安:西安理工大学,2015.
LI Rui. Evaluate of seismic performance of the isolation structure of 330kV indoor substation under different levels of seismic action[D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2015.
- [12] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8):1804-1826.
- [13] American Society of Civil Engineers. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings [R]. Washington D. C: Federal Emergency Management Agency, 2000.

(责任编辑 王绪迪,王卫勋)