

某大型火电厂主厂房钢框排架结构的 静力弹塑性分析

薛建阳, 黄小刚, 高卫欣, 翟磊, 夏海伦

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 火电厂作为重要的电力设施和生命线工程, 应具有良好的抗震性能。钢框排架火电厂主厂房结构和设备布置极不均匀, 有必要进行大震作用下的变形分析。利用 SAP2000 软件对某大型火电厂主厂房钢框排架进行了静力弹塑性分析, 并与试验结果进行对比。通过对振型参与系数、性能点及塑性铰状况的分析, 表明在 8 度多遇和 8 度罕遇地震作用下, 结构满足弹塑性变形的要求, 并对火电厂主厂房的设计提出了一些建议, 以供类似工程参考。

关键词: 不对称结构; 静力弹塑性; 性能点; SAP2000

中图分类号: TU391 **文献标志码:** A **文章编号:** 1006-7930(2014)03-0313-05

随着经济的迅速发展, 人们对电力的需求不断的增加, 电厂的单机容量也在不断的增加。目前, 许多电厂的最大单机容量已经达到了 1 000 MW, 而且 1 000 MW 机组的火电厂将成为我国的主流机组。大容量机组的火电厂对主厂房的设计和施工技术都提出了更高的要求, 传统的钢筋混凝土框排架结构存在着许多缺点, 如底层柱截面过大、轴压比超限及地震作用下结构层间位移、顶点位移偏大等, 已经难以适应于大容量机组主厂房结构。

钢结构具有很多突出优点, 近年来, 大容量机组主厂房大多采用了钢框排架结构形式。由于框排架结构体系复杂, 荷载和刚度分布不规则, 大容量机组的主厂房跨度、长度、高度甚至会超出规范要求。但《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010) 没有关于框排架结构的明确规定, 也没有针对这种体系的计算要求, 因此有必要对此类结构进行抗震性能的分析及研究。

1 建立数值模型

原型结构主厂房尺寸如图 1 所示, 选取含有汽机房、除氧间及煤斗间的三跨单榀横向框排架结构进行静力弹塑性分析, 其中: AB 跨为汽机房; BC 跨为除氧间; CD 跨为煤斗间。梁、柱和支撑单元都采用 SAP2000 中的二维框架单元, 钢材为 Q345B, 梁柱的截面形式与原型一致。结构的抗震设防烈度为 8 度, 设计的基本地震加速度为 0.20 g, 设计地震分组为第二组, 场地类别为 II 类。

该榀钢框排架的竖向荷载主要分布在煤斗梁 (编号为 11) 及除氧间的各层梁上, 其中煤斗梁所承受的荷载很大, 总跨度为 14 m, 所受线荷载为 800 kN/m, 作用长度为中间的 9 m, 是重点研究对象之一, 各可变荷载的重力荷载代表值组合值系数按《火力发电厂土建结构设计技术规定》(DL5022-2012) 取值。

考虑到本结构的不对称性, 不同侧向力的方向将会影响分析的结果, 故所采用的分析工况为: (1) 非线性重力荷载+正反两个方向按加速度加载; (2) 非线性重力荷载+正反两个方向按振型加载 (仅考虑第一振型)。控制位移的最大值取结构高度的 1/50, 即为 1 130 mm。

2 结构的动力特性

首先用 SAP2000 对该结构进行了动力反应分析, 选用与荷载相关的 Ritz 向量法, 得到在整个推覆过程中结构前三阶振型参与系数的变化情况, 如图 2 所示。

从图中可以看出, 各种加载模式下结构的振型在整个加载过程中都以第一振型为主。在正向加载中各阶振型参与系数变化很小, 说明在推覆到控制位移之前结构受力状态并未产生明显变化; 在反向加载中, 当结构强度进入下降段后, 第二阶振型参与系数变大, 增大到相当于第一阶振型参与系数的 20% 左右, 而

收稿日期: 2013-10-31

修改稿日期: 2014-06-17

基金项目: 中国博士后科学基金 (20080440814)

作者简介: 薛建阳 (1970-), 男, 博士, 教授, 主要从事型钢-混凝土组合结构及其抗震性能等研究。E-mail: jianyang_xue@163.com

第一阶和第三阶振型参与系数变化不明显.

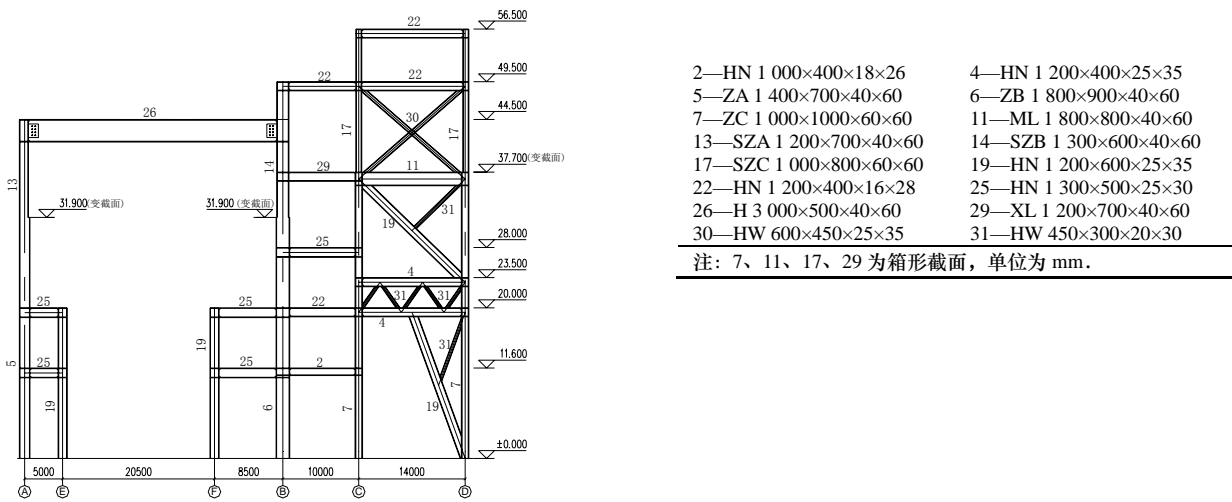


图 1 结构模型
Fig.1 Structure model

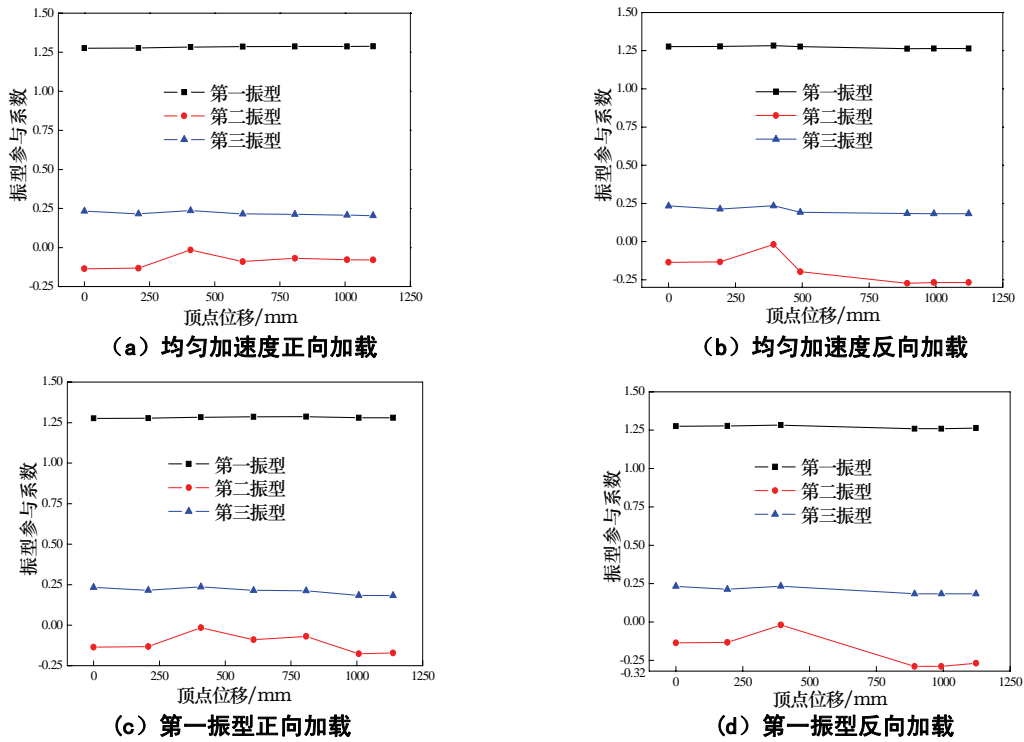


图 2 顶点位移与振型参与系数关系曲线
Fig.2 The curve of relationship between top displacement and modal participation factor

3 结构的抗震性能评价

3.1 正反方向加载结果对比

图3、图4所示分别为不同加载方式的顶点位移(mm)-基底剪力(kN)关系曲线.

在逐步施加水平荷载的过程中,主厂房钢框排架塑性铰的发展顺序大致为:中下部支撑—底层梁端—底部柱底—上部两端.说明结构的第一道抗震防线是支撑部分,第二道防线是框架部分,而排架部分很少出现塑性铰.

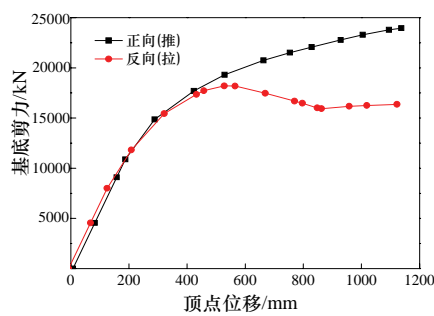


图 3 均匀加速度加载

Fig.3 The loading mode of uniform acceleration

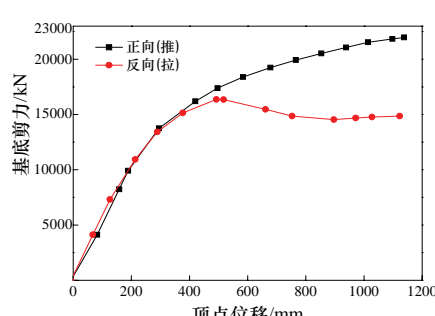


图 4 第一振型加载

Fig.4 The loading mode of the first mode

由于钢框排架结构的不对称, 正反不同方向加载结果差异明显. 在反向的推覆过程中, 三层多处受压支撑在早期出现了失稳破坏, 导致反向抗侧向刚度迅速下降, 之后随着梁和底层柱上产生大量集中塑性铰, 出现了基底剪力变化很小而顶点位移持续加大的平台区. 结构受正向水平荷载时, 大部分支撑受拉, 在侧向荷载逐步递加中并没有出现局部破坏, 推覆到控制位移前曲线平滑上升, 因此正向抗侧向承载力远大于反向, 但本文后续的性能评价采用不利方向的推覆结果.

3.2 8 度多遇地震下的结构性能

多遇地震下该结构阻尼比按规范取值为0.03, 可计算出相应的地震系数 $C_A=0.074, C_V=0.074$. 经 Push-over分析, 8度多遇地震各分析工况下结构的性能点及性能点对应的结构基底剪力及顶点位移如表1所示, 其中 S_a 为谱加速度; S_d 为谱位移; V 为基底剪力; D 为顶点位移. 基底剪力单位为kN, 顶点位移单位为mm.

结构在各工况下加载到性能点时, 结构构件均处于弹性状态, 不出现塑性铰. 在性能点时, 各层侧移和层间位移角分别如图5和6所示.

在8度多遇地震作用下, 从图5可以看出结构在性能点时, 两种加载模式下的变形均属于剪切变形. 从图6可以看出结构在均布荷载和振型荷载作用下最大层间位移角都出现在第二层, 分别为1/1 043和1/1 009, 均远小于《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)弹性层间位移角限值1/250, 满足要求.

表 1 8 度多遇地震各分析工况性能点

Tab.1 The performance points of different conditions under 8 degree frequent earthquakes

分析工况	(S_a, S_d)	(V, D)
均布荷载	(0.087,20)	(1 397, 31)
第一振型荷载	(0.083,21)	(1 331, 32)

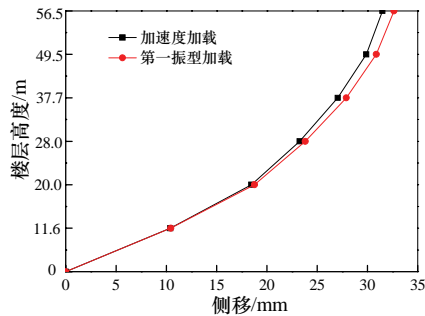


图5 性能点处结构各层侧移

Fig.5 The lateral displacement at performance points

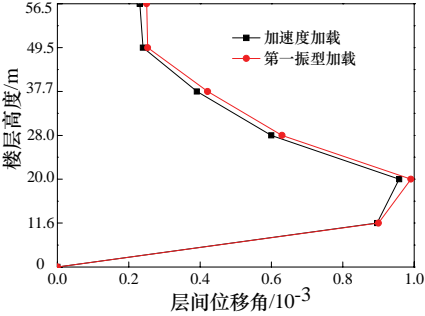


图6 性能点处结构层间位移角

Fig.6 The drift angle at performance points

3.3 8 度罕遇地震下的结构性能

当阻尼比按规范取值时, 经过计算, 发现加载到性能点时还有很高的安全储备, 其塑性性能尚未发挥, 故罕遇地震作用下阻尼比仍选为0.03, 以此计算所采用的地震参数:

$C_A=0.416, C_V=0.468$

计算得到8度罕遇地震各分析工况下结构的能力曲线与需求曲线如图7所示, 各分析工况结构的性能点及性能点对应的结构基底剪力及顶点位移如表2所示, 其中 S_a 为谱加速度; S_d 为谱位移; V 为基底剪力; D 为顶点位移. 基底剪力单位为kN, 顶点位移单位为mm.

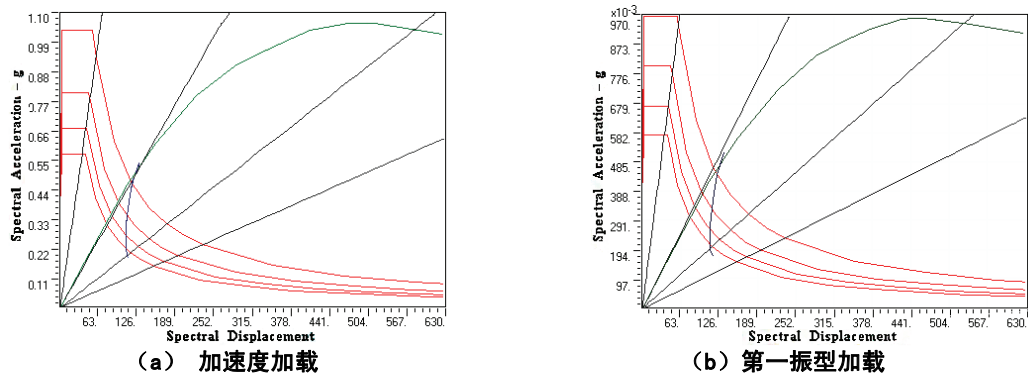


图7 8度罕遇地震下结构能力曲线与需求曲线
Fig.7 The capacity curve and demand curve under 8- degree rare earthquake

从图7可以看出,两种加载模式下,能力曲线均穿过了需求曲线,出现性能点,说明结构的位移反应能力大于结构的位移需求能力.性能点均处于能力谱曲线的直线段,说明结构整体处于弹性阶段,此时均只有三层错层处出现了一根受压支撑失稳,性能点处结构的各层侧移和层间位移角如图8和9所示.

在8度罕遇地震下,从图8可以看出结构在性能点时,两种加载模式下的变形均属于剪切变形.从图9可以看出结构在加速度加载和第一振型加载作用下最大层间位移角都出现在第二层,分别为1/181和1/172,均小于《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)规定的弹塑性层间位移角限值1/50,满足要求.

表 2 8度罕遇地震各分析工况性能点
Tab.2 The performance points of different conditions under 8 degree rare earthquakes

分析工况	(S_a, S_d)	(V, D)
加速度加载	(0.539,128.2)	(9 129,163.3)
振型荷载	(0.516,133.8)	(8 687,171.2)

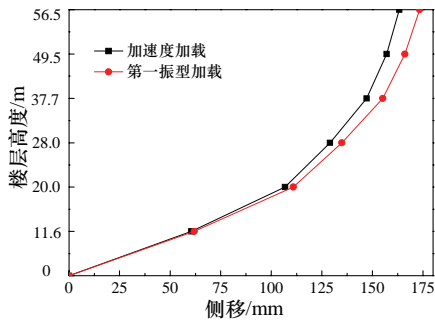


图8 性能点处结构各层侧移
Fig.8 The lateral displacement at performance points

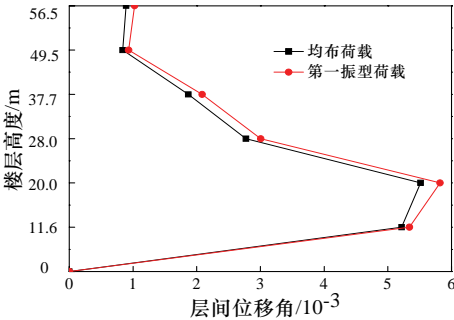


图9 性能点处结构层间位移角
Fig.9 The drift angle at performance points

4 模拟结果的试验验证

课题组进行了比例为1:10的试验,按照JGJ101-96《建筑抗震试验方法规程》对模型施加水平低周反复荷载,试验采用力和位移联合控制的加载程序.依据振型分解法求解第一振型各层的地震作用比值,最终确定3点的荷载比为 $P_3:P_2:P_1=0.28:1:0.38$,以此加载并记录下结构基底剪力-顶点位移滞回曲线.试验骨架曲线与有限元模型振型加载下经相似关系转换得到的结果对比如图10,此处原型结构材料的屈服强度和极限强度均取试验值.

分析图10发现,模拟曲线中结构的延性好于试验,说明采用集中塑性铰模型分析往往对结构的延性有过高的估计.而振型加载下原型结构经相似关系转换得到的推覆分析结果小于试验骨架曲线,可能是以下原因引起的:1) 试验中采用的三点按比例逐级加载与模拟中第一振型加载有区别;2) 试验加载在结构产生塑性变形之前采用荷载控制,导致其过快加载到最大承载力,而原型结构模拟中加载始终采用位移控制;3) 试验的尺寸效应和配重不足导致的模型结构的刚度和强度发生变化,使得与模拟结果存在一定误差.

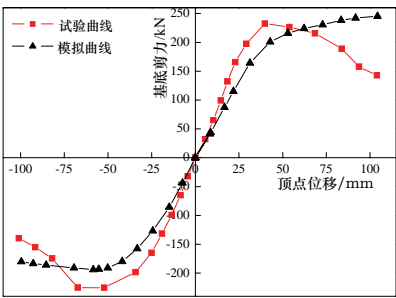


图 10 模拟与试验骨架曲线对比
Fig.10 The comparison between finite element simulation and test skeleton curve

5 结论

(1) 结构地震反应始终以第一振型为主,高阶振型对结构的影响并不大,可以选用静力弹塑性方法来分析结构的地震反应。

(2) 工业厂房因工艺要求,设计中会出现不对称,对此进行不同方向的Push-over分析导致各构件的受力状况和塑性铰出现的时刻,顺序和位置也会不同。

(3) 钢框排架结构框架部分的支撑宜对称布置。

(4) 推覆分析中排架和框架可以按照变形协同分配地震作用产生的剪力,但是排架部分很少出现塑性铰,说明其与框架部分传力并不明显。

(5) 由于结构竖向刚度的突变,造成性能点处结构一层和二层的层间位移角都比较大,属于该结构的薄弱层。

参考文献 References

- [1] FEMA273 NEHRP Commentary on the guidelines for the rehabilitation of buildings[S]. Federal Emergency Management Agency. Washington.D.C.: September,1996.
- [2] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB50011-2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [3] 陈绍蕃. 钢结构稳定设计指南[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
CHEN Shaofan. Guide to stability design of steel structures [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1996.
- [4] 江见鲸. 钢筋混凝土结构非线性有限元分析[M]. 西安: 陕西科技出版社, 1994.
JIANG Jianjing. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures [M]. Xi'an: Shaanxi Science & Technology Press, 1994.
- [5] 杨志勇. 罕遇地震弹塑性静、动力分析方法中结构阻尼问题探讨[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(6): 115-120.
YANG Zhiyong. On damping in elastic-plastic static and dynamic method under rare earthquakes[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2009, 29(6):115-120.
- [6] 北京金土木软件技术有限公司, 中国建筑标准设计研究院.SAP2000中文版使用指南[M]. 北京: 人民交通出版社, 2006.
Beijing Civil King Software Technology Co., Ltd. China Institute of building standard design & research. Chinese language version of the guidelines for using the SAP2000 [M]. Beijing: China Communications Press, 2006.
- [7] 汪梦甫, 周锡元. 高层建筑结构弹塑性分析方法及抗震性能评估的研究[J]. 土木工程学报, 2003, 36(11): 44-49.
WANG Mengfu, ZHOU Xiyuan. Modified pushover analysis and seismic performance evaluation for tall building[J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36(11):44-49.
- [8] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Struct. Eng. 1998,114(8): 1804-1826.
- [9] 梁炯丰.大型火电厂钢结构主厂房钢框排架结构抗震性能及设计方法研究[D].西安: 西安建筑科技大学, 2013.
LIANG Jongfeng. Study on seismic behavior and seismic design method of steel frame-bent structures of large thermal power plant main buildings [D].Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2013.

Static elastic-plastic analysis of steel frame-bent structure of a main power plant house

XUE Jianyang, HUANG Xiaogang, GAO Weixin, ZHAI Lei, XIA Hailun

(School of Civil Eng., Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

Abstract: As important electric power facilities and life-line engineering, power plant should have considerable seismic performance. The structure and equipment layout of the main powerhouse of a power plant are very uneven, so it is necessary to analyze the deformation under rare earthquake. In this paper, the steel frame-bent structure of a main powerhouse of large power plant is analyzed by Push-over method using SAP2000 program and compared with the experimental results. By analyzing modal participation factors, performance point, and plastic hinge, it is shown that the structure system meets the elastic-plastic deformation on 8 degree earthquake. Some suggestions may serve as reference in the design of this kind of structures.

Key words: asymmetrical structure; push-over; performance point; SAP2000

(本文编辑 沈波)