

某大型火电厂主厂房钢框排架结构的 弹塑性时程分析

薛建阳, 高卫欣, 黄小刚, 茅荣华

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 为了研究大型火电厂主厂房钢结构框排架结构的抗震性能, 对相似比为 1/10 的模型结构进行了拟动力试验. 利用 SAP2000 软件对钢框排架进行了弹塑性时程分析, 并与试验结果进行比较分析, 两者吻合较好. 研究表明: 火电厂主厂房钢框排架结构在 8 度、9 度罕遇地震作用下能满足变形要求, 但结构存在较多的薄弱环节, 在设计中应引起高度重视.

关键词: 大型火电厂框排架; 弹塑性时程分析; 抗震性能; SAP2000

中图分类号: TU392⁺.1

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2014)04-0461-05

火电厂属于重要的生命线工程, 框排架结构是我国火电厂主厂房最常用的结构形式. 近年来随着大容量机组的引进以及钢结构具有布置灵活、强度高、自重轻、施工快、抗震性能好等优点, 在高烈度区(8 度抗震设防及以上)建造大型火电厂时, 钢框排架为首选结构形式^[1]. 由于特殊的工艺要求, 结构体系复杂、质量和刚度既不规则也不均匀, 其在地震作用下的薄弱环节较多^[2], 这给大型火电厂主厂房钢结构的设计提出了新的要求, 而我国现有的《钢结构设计规范》^[3]、《建筑抗震设计规范》^[4]及《火力发电厂土建结构设计技术规程》^[5]尚难覆盖其设计的全部内容. 以位于抗震设防烈度 8 度区, 单机容量为 1 000 MW 机组的某大型火力发电厂钢结构主厂房横向框排架结构为原型, 对该结构体系进行弹塑性时程分析, 并与试验分析结果进行对比, 以了解该类结构的抗震性能, 为合理的工程设计提供依据.

1 原型结构分析模型的建立

选取含有汽机房(AB跨)、除氧间(BC跨)及煤斗间(CD跨)的三跨单榀横向框排架结构, 结构尺寸及构件编号见图1, 构件见表1. 采用SAP2000有限元软件进行结构计算与分析^[6]. 汽机房屋顶钢梁设置成与柱铰接, 各柱底与地面固结. 梁、柱和支撑单元都采用SAP2000程序中的二维框架单元, 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, 场地特征周期 $T_g=0.4$ s, 结构抗震等级为一级. 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, 作用在梁跨中间的9 m, 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程》(DL5022-2012)取值.

构件屈服和屈服后性能可用离散的自定义的铰来模拟. 对梁一般定义主方向的弯矩铰和剪力铰, 对柱一般定义PMM相关铰、对桁架一般是定义轴力铰, 主要在梁跨中设置弯矩铰、梁两端设置弯矩铰和剪力铰, 柱两端设置相关铰、支撑中部及两端则设置轴力铰, 并采用基于FEMA356规范的默认铰属性. 铰属性的每个自由度均需定义本构曲线^[7-8], 曲线如图2所示.

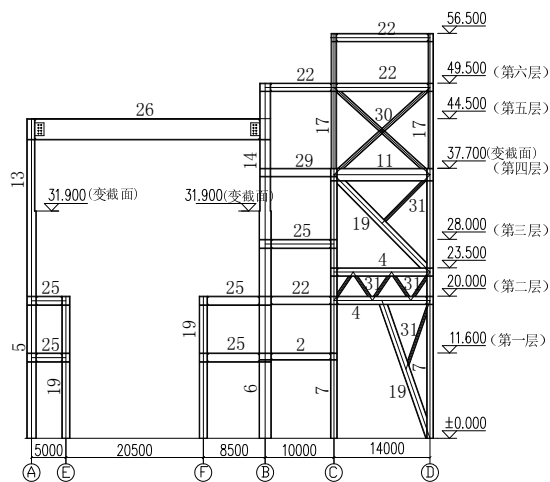


表1 试验原型截面
Tab.1 Cross sections of prototypical structure

截面编号	原型截面尺寸/mm	截面编号	原型截面尺寸/mm
2-HN	1 000×400×18×26	17-SZC	1 000×800×60×60
4-HN	1 200×400×25×35	19-HN	1 200×600×25×35
5-ZA	1 400×700×40×60	22-HN	1 200×400×16×28
6-ZB	1 800×900×40×60	25-HN	1 300×500×25×30
7-ZC	1 000×1000×60×60	26-H	3 000×500×40×60
11-ML	1 800×800×40×60	29-XL	1 200×700×40×60
13-SZA	1 200×700×40×60	30-HW	600×450×25×35
14-SZB	1 300×600×40×60	31-HW	450×300×20×30

注：其中7、11、17、29为箱形截面。

图 2 中，A、B、C、D、E 分别代表原点、屈服点、极限强度、残余强度和破坏点。IO(Immediate Occupancy)、LS(Life Safety)、CP(Collapse Prevention)分别为立即使用、生命安全、防止倒塌等性能点。

2 结构的动力特性

SAP2 000 中通过添加一个新工况，将其设置为 Modal 来进行振型分析。本次计算提取了前 8 阶模态，各阶模态参数如表 2 所示。

表 2 各阶模态参数
Tab.2 Parameters of modals

振型阶数	1	2	3	4	5	6	7	8
周期/s	1.013	0.247	0.213	0.136	0.131	0.103	0.056	0.021
振型质量参与系数	X 向累计值	0.939 1	0.951 2	0.981 8	0.984 7	0.985 2	0.985 2	0.985 7
	Z 向累计值	0.000 5	0.000 7	0.013 1	0.161 6	0.762 7	0.875 2	0.923 5
	RY 向累计值	0.350 3	0.352 3	0.352 3	0.456 7	0.900 6	0.946 3	0.948 7

由表可知选择前8阶模态结构的质量参与系数均大于90%，满足现有规范要求。其中结构前三阶振型如图3所示。

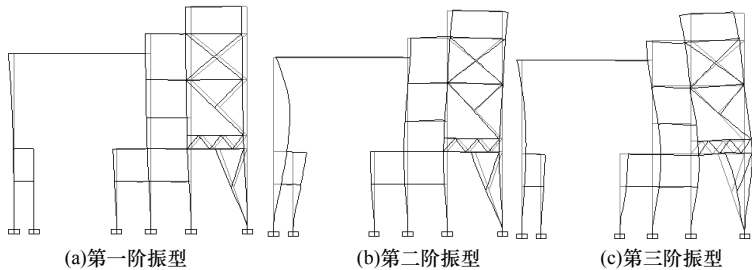


图3 主厂房结构的前三阶振型
Fig.3 The first three vibration modes of main building

可以看出：(1)结构平面模型第一周期为1.013 s，第一振型X向质量参与系数为93.9%，说明结构在水平地震作用下主要以第一振型为主；(2)与第一振型相比，第二振型较复杂，表现为框架部分和排架部分相向振动(典型的双塔楼振动)，且排架处振动比较大；(3)第三振型排架部分与框架部分出现局部振动，振型复杂。

3 不同地震强度下的弹塑性时程分析

选取 El-Centro 地震波，计算峰值加速度分别为 2 m/s²(8 度基本)、4 m/s²(8 度罕遇)、6.2 m/s²(9 度罕遇)时的整体位移、层间位移角、地震反应时程等变化情况，并分析框排架结构的塑性铰发展过程。(由于在 4 m/s² 的情况下，模型上出现的塑性铰不多，塑性性能发展不充分，故增加了峰值加速度为 6.2 m/s² 这一工况，以进一步探究模型在弹塑性阶段的抗震能力)。

3.1 结构整体变形

图 4 为不同地震峰值加速度作用下结构的整体位移与层间位移角沿高度的分布情况。由图可知：楼层位移曲线形状比较相似，都属于剪切型。随着输入地震峰值加速度的增大，结构的整体位移也逐渐增加，同

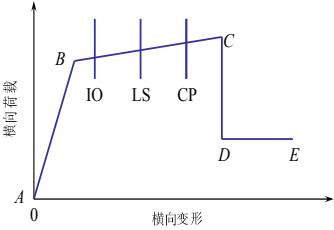


图 2 力-位移曲线
Fig.2 Load -displacement curve

时结构位移在坐标系中正负向表现出不对称,这与地震波特性以及结构自身不对称有关.输入地震峰值加速度为 2 m/s^2 、 4 m/s^2 、 6.2 m/s^2 时,结构最大层间位移角均出现在第二层,分别为 $1/364$ 、 $1/182$ 、 $1/145$,满足《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)对框架类结构弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p] = 1/50$ 的要求.

从整体上看,结构最大层间位移角在底部两层,这是由于底部两层框架部分承担地震剪力较大.第四层煤斗梁刚度与所承受的荷载均较大,引起该层质量、刚度分布不均匀,从而导致煤斗层位移角有明显突变.

3.2 地震反应时程曲线

结构在不同地震峰值加速度作用下的顶点位移及加速度反应时程曲线见图5.

由图可知,输入地震峰值加速度在 4 m/s^2 以前时,结构位移反应的增大与输入加速度的增大呈线性关系,结构处于弹性状态;在输入加速度为 6.2 m/s^2 时,位移反应随加速度的增长呈现一定的非线性性质.随着输入地震峰值加速度增加,结构的顶点加速度反应与输入加速度之比呈下降趋势,在 2 m/s^2 时为 2.1, 6.2 m/s^2 时为 1.95,这主要是由于结构的整体刚度退化造成的.

3.3 塑性铰分布

当输入峰值加速度为 2 m/s^2 时,框排架结构没有出现塑性铰,说明结构在 8 度基本烈度下基本完好.

图6(a)为输入峰值加速度为 4 m/s^2 时塑性铰出现的位置.分析结果表明:当时间为 3.36 s 时,在第二层与第三层之间桁架支撑处出现轴力铰,且铰一直维持屈服到 4.34 s;由于支撑屈服,继而二层 CD 跨梁变形增大,在 4.3 s 时梁跨中出现弯曲铰.从时程全过程来看,结构塑性铰出现位置较少,且基本都发生在桁架支撑部分,最终各铰均属于 IO 阶段,满足 8 度“大震不倒”的设防目标.

图6(b)为输入峰值加速度为 6.2 m/s^2 时塑性铰出现的位置.分析结果表明:当时间为 2.36 s 时,在第二层与第三层之间桁架支撑处出现轴力铰,比 4 m/s^2 工况提前出现约 1 s,由于支撑屈服,继而二层 CD 跨梁变形增大,在 2.42 s 时梁跨中出现塑性铰.随着时间的推移,结构中底部梁端出现较多塑性铰,第一层 BC 跨梁端在 2.86 s 时出现塑性铰,FB 跨梁端在 2.88 s 时出现塑性铰,第二层 CD 跨梁端在 3.76 s 时出现塑性铰,接着标高 23.5 m 的 CD 跨梁端屈服.

从总体上来说,塑性铰从结构的桁架支撑部分开始,向底层框架梁发展,然后又向与支撑连接的梁发展.在整个过程中,结构支撑部分明显为第一道抗震防线,随之框架梁端出现塑性铰,形成典型的梁铰耗能机制,框架部分为结构的第二道抗震防线.从各塑性铰性能来看,多数铰处于 IO 状态,满足 8 度“大震不倒”的设防目标.图6中不同的颜色分别表示塑性铰处在不同的应力阶段.

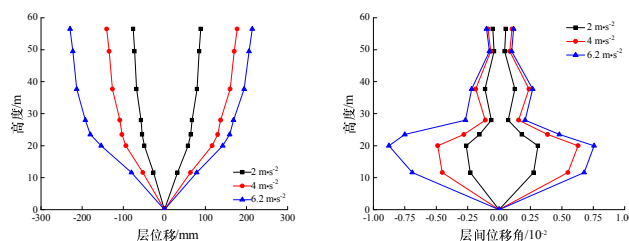


图4 结构在地震作用下的位移反应
Fig.4 The displacement response of the structure under earthquake

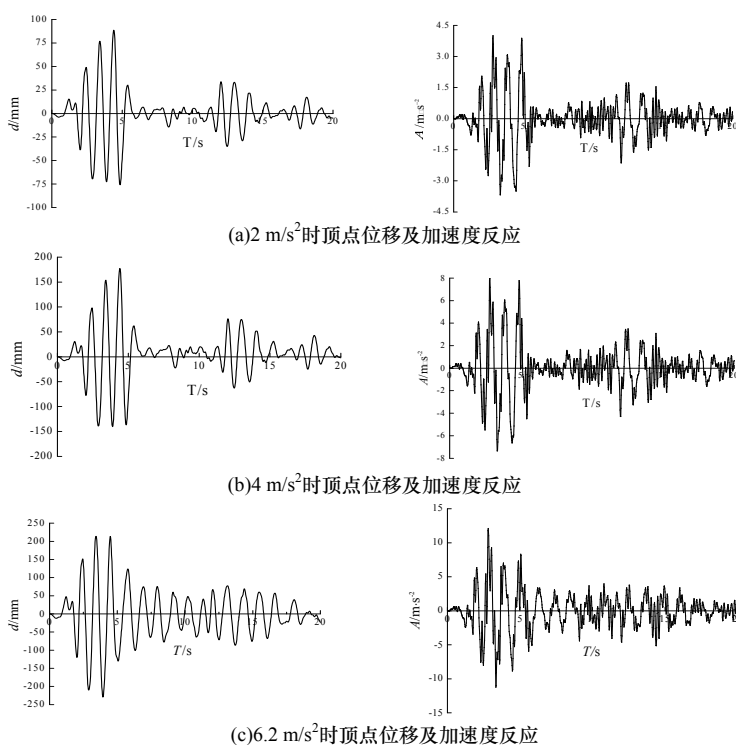


图5 结构地震反应时程曲线
Fig.5 The time history response curves of the structure under earthquake

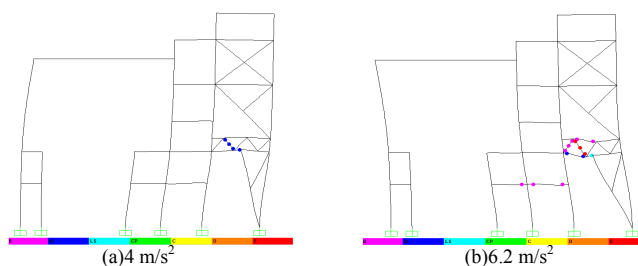


图6 塑性铰的分布

Fig.6 Plastic hinges of the structure

3.4 框架与排架的协同工作

由图7可以看出,随着地震峰值加速度的增大,结构排架部分所承担的剪力占总剪力的比例逐渐增加,这是由于在框架部分出现较多的塑性铰,框架部分刚度较排架部分刚度退化快,塑性内力重分布后,排架部分承担的剪力随之增加。

结构在峰值加速度分别为 2 m/s^2 、 4 m/s^2 、 6.2 m/s^2 时,对应的排架部分承担的剪力与总剪力的比值为0.030 7、0.041 2、0.112 9.虽然随着峰值加速度的增加,排架部分承担的剪力所占总剪力的比值增大,总体而言仍然较小。

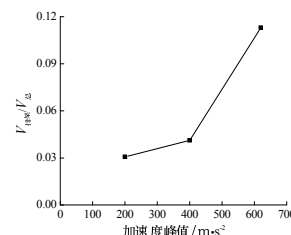


图7 排架承担剪力与结构总剪力的比值

Fig.7 The frame-bent shear vs. total structure shear

4 拟动力试验结果与有限元分析结果的对比

结合本课题完成的1:10模型结构的拟动力试验资料^[9],根据相似关系^[10]由试验结果推算出原型结构在各个阶段的地震反应,将有限元分析结果与试验结果进行对比,分析框排架结构在地震作用下的变形性能,由此评估此类框排架结构的抗震性能。

4.1 结构层位移

由楼层最大位移包络图(图8)可以看出,试验结果与有限元分析结果的变化趋势和各层位移大小总体上吻合较好,但是上部楼层位移偏离较多,尤其是在38 m(煤斗层)处,试验结果略大于有限元分析结果,这主要是由于材料性能、地震波输入方式、结构阻尼比以及试验时煤斗梁配重不足等误差引起的。

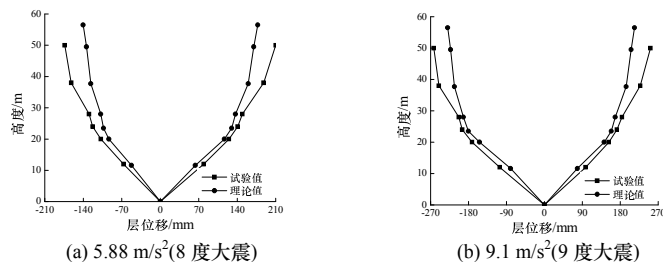


图8 结构层位移

Fig.8 Floor displacement of the structure

4.2 结构层间位移角

由楼层最大层间位移角分布图(图9)可以看出,试验结果与有限元分析结果的变化趋势和各层位移角大小总体上吻合较好。但是,由于试验模型在20 m、38 m、50 m为加载层,楼层层间位移角在这三层变化明显,试验结果与有限元分析结果相差较大。结构底部两层层间位移角较大,为结构的薄弱层。

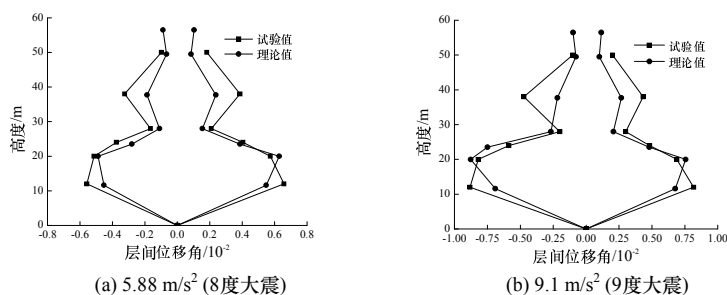


图9 结构层间位移角

Fig.9 Drift angle of the structure

5 结论

(1)结构平面模型第一周期为1.013 s,结构振动以第一振型为主,变形曲线基本呈剪切型。(2)结构底部两层层间位移角较大,为结构薄弱层;由于煤斗梁刚度与所承受的荷载都较大,使得煤斗层质量、刚度分布不均匀,层间位移角在此处有明显突变。(3)结构塑性较发展的顺序为“桁架支撑—底层框架梁—与支撑连接的梁”,说明结构支撑部分为第一道抗震防线,框架部分第二道抗震防线。在8度、9度罕遇地震作用下,塑性铰多数处于IO阶段,满足抗震设防要求。

参考文献 References

- [1] 范建忠. 大型火电厂主厂房的结构选型[J]. 福建电力与电工, 1995, 15(4): 22-25.
FAN Jianzhong. Structure selection of the Large-scale thermal power plant [J]. Fujian Power And Electrical Engineering, 1995, 15(4):22-25.
- [2] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 北京: 地震出版社, 1989.
HU Yuxian. Earthquake engineering [M]. Beijing: Earthquake Press, 1989.
- [3] GB50017-2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
GB50017-2003 Code for design of steel structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2003.
- [4] 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.
- [5] DL5022-2012 火力发电厂土建结构设计技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2012.
DL5022-2012 Technical code for the design of civil structure of fossil-fired power plant [S]. Beijing: China Planning Press, 2012.
- [6] HELMUT KRAWINKLER, SENEVIRATNA, G D P K. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation [J]. Engineering Structures, 1998, 20(4):452-464.
- [7] FREEMAN S A, NICOLETTI J P, TYRELL J V. Evaluations of existing buildings for seismic risk—A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremeton, Washington[C] // Proceedings of 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, CA, 1975:113-122.
- [8] 陆新征, 叶列平, 廖志伟, 等. 建筑抗震弹塑性分析—原理、模型与在 ABAQUS, MSC.MARC 和 SAP2000 上的实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
LU Xinzhen, YE Lieping, MIAO Zhiwei, et al. Elasto-plastic Analysis of Structure—theory, models, and practice on ABAQUS, MSC.MARC and SAP2000 [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.
- [9] 茅荣华. 大型火电厂主厂房钢框排架抗震性能试验及时程反应分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2012.
MAO Ronghua. Experimental study and time-history response analysis on seismic behavior of steel frame-bent of the large-scale thermal power plant [D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2012.
- [10] 郑山锁. 动力试验模型在任意配重条件下与原型结构的相似关系[J]. 工业建筑, 2000, 30(3):35-39.
ZHENG Shansuo. Analogical ratio between scale models withless ballast and their prototypes under shaking table test [J]. Industrial Construction, 2000, 30(3):35-39.

Elasto-plastic time-history analysis of steel frame-bent structure for main building of large-scale thermal power plant

XUE Jianyang, GAO Weixin, HUANG Xiaogang, MAO Ronghua

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

Abstract: In order to study the seismic performances of the steel frame-bent structure of a large-scale thermal power plant, the pseudo-dynamic experiments about the model structure with 1/10 scale was conducted. In this paper, the steel frame-bent structure is calculated by elasto-plastic time-history analysis method using SAP2000 program, and the numerical analysis results agree well with the experimental results. It is shown that the main plant of steel frame structure can meet the deformation requirements at Mag.8 or Mag.9 rare earthquake. However, there are quite a few weak points in the structure that require high attention in the design process.

Key words: large-scale power plant; frame-bent structure; elasto-plastic time-history analysis; seismic performance; SAP2000

(本文编辑 沈波)