

钢结构火电厂主厂房抗震性能评估

董银峰^{1,2}, 赵 强^{1,2}, 马占雄^{1,2}, 李云浩³

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室 (重庆大学), 重庆 400045;
3. 上海联创建筑设计有限公司武汉分公司, 湖北武汉 430000)

摘要:通常钢结构火电主厂房结构质量、刚度分布不均匀,不利于保证结构的抗震性能,且目前大多数钢结构主厂房只进行多遇地震作用下的承载力和变形验算,因此,有必要对此类结构在罕遇地震作用下的抗震性能进行分析。对典型钢结构主厂房的弹塑性时程分析发现,钢结构主厂房普遍存在罕遇地震作用下抗震性能不满足规范要求的情况。在分析其原因的基础上,根据每层柱、支撑的等效抗侧刚度比确定相应的优化方案,通过控制支撑的轴压比和柱的塑性强度使结构满足罕遇地震作用下的性能要求。通过两个算例验证了方案的有效性,该方案避免了复杂繁琐的弹塑性分析,可大幅提高结构设计效率,提出的方案也可同类钢结构的抗震设计提供参考。

关键词:发电厂主厂房; 钢结构; 弹塑性时程分析; 抗震性能

中图分类号:TU271.1 TU311.41

文献标志码:A

Seismic performance evaluation on steel frame thermal power plants main building

DONG Yinfeng^{1,2}, ZHAO Qiang^{1,2}, MA Zhanxiong^{1,2}, LI Yunhao³

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area (Chongqing University), Ministry of Education, Chongqing 400045, China;
3. Shanghai United Design Group Co., Ltd, Wuhan Branch, Wuhan 430000, China)

Abstract: Steel frame thermal power plant main buildings are generally irregular in mass and stiffness, which eventually affects their seismic performance. Besides, for most steel main plants, the bearing capacity and deformation under frequent earthquake are usually checked only. Therefore, it is important to evaluate the seismic performance of main plants under rare seismic actions. Nonlinear time history analysis of typical main plants indicates that under rare earthquakes the seismic performance of most main plants cannot meet the requirement of present design codes. Based on qualitative reasoning, a control method was proposed according to the stiffness ratio of brace and column in each story in which the axial compression ratio of braces and the plastic strength of columns were limited to certain threshold to assure sufficient seismic performance of main plants under rare earthquakes. Two main plant models were used to verify the efficiency of the proposed method. It is indicated that the proposed method can save much design efficient by avoiding time-consuming nonlinear time history analysis. The research also provides useful reference for seismic design of similar structures.

Keywords: thermal power plant building; steel structure; nonlinear time history analysis; seismic performance

基金项目:国家自然科学基金项目(10802104)。

作者简介:董银峰(1976—),男,甘肃天水人,工学博士,副教授。E-mail:dongyinfeng@cqu.edu.cn

收稿日期:2015 年 9 月

0 引言

由于钢结构具有布置灵活、施工快、质量轻、延性好、能满足复杂的工艺要求等优点,逐渐成为了高烈度区大型火电厂主厂房的结构首选形式^[1]。近年来,DL 5022—2012《火力发电厂土建结构设计技术规范》和 GB 50260—2013《电力设施抗震设计规范》等规范相继完成编制。但是,随着主厂房结构工艺水平的要求复杂化,单机容量的不断增大,上述规范已不能完全保证大型钢结构主厂房的抗震性能。

薛建阳等^[2]通过对某大型发电主厂房进行动力特性试验研究,从结构的破坏机制得出主厂房结构中同样存在“强梁弱柱”的现象,塑性铰主要分布在结构的1、2层,设计时应注意适当加强。尹龙星等^[3]通过对钢结构主厂房进行多次试验研究,提出了基于位移的抗震设计方法,明确了设计步骤及注意事项。薛建阳等^[4]采用静力弹塑性方法对一大型发电主厂房的破坏机制、变形情况以及受力机理进行分析研究,发现煤斗梁的刚度过大会显著影响结构薄弱层的分布以及内力分配,钢结构主厂房的延性好,能够承受罕遇地震作用。

目前的研究较多集中于构件的抗震性能,针对钢结构厂房整体抗震性能的研究较少,而随着国内外钢结构火电厂主厂房的大量兴建,需对其结构形式、动力特性及整体抗震性能进行研究。为此,本文作者基于我国现有规范,采用 SAP2000 有限元分析软件对带支撑钢框架主厂房结构进行弹塑性时程分析,对其抗震性能进行评估,并针对其性能中存在的不足提出改进措施,以期为该类结构的抗震设计提供参考。

1 主厂房抗震性能

选取两个典型的 600MW 级钢结构火电厂主厂房进行建模,其 SAP2000 模型见图 1。工程设计使用年限为 50 a,建筑结构安全等级为二级,乙类抗震设防,抗震设防烈度为 8 度(设计基本地震加速度 0.2 g),设计地震分组为第一组,场地类别为Ⅲ类,抗震等级为一级,钢材采用 Q345B 钢。其中,图 1a 所示模型 1 采用汽轮机基础与主厂房结构柱网联合布置的方案,其长为 80 m,宽为 34 m,高为 41.4 m;图 1b 所示模型 2 采用汽轮机基础与主厂房结构柱网相互

独立的常规布置方案,其长为 80 m,宽为 34 m,高为 39.4 m。主要结构构件的截面尺寸见表 1。模型的平、立面图以及其他参数见文献[7]。

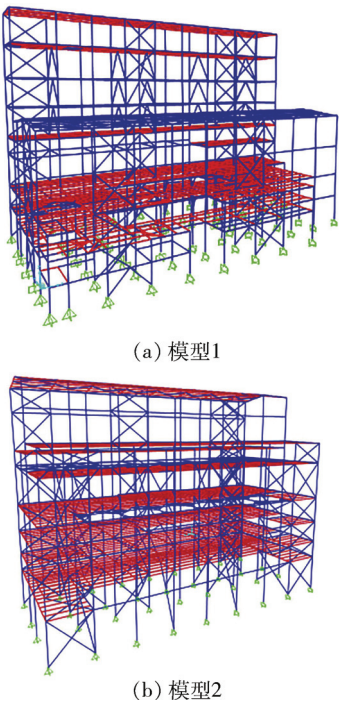


图 1 主厂房空间分析模型
Fig. 1 Analysis model of main power plant

表 1 主要构件截面参数

Table 1 Section parameters of main frame members			
构件	截面编号	截面规格	位置
柱	34	H1200 × 650 × 22 × 45	底层柱及 2 层以上角柱
	30	H1000 × 550 × 22 × 45	其他柱
	37	H1300 × 800 × 36 × 50	优化后
梁	7	H588 × 300 × 12 × 20	次梁
	18	H1000 × 400 × 18 × 30	1、2 层短边方向框架梁
	12	H800 × 350 × 16 × 25	1、2 层长边方向框架梁
支撑	13	□500 × 500 × 30 × 30	1、2 层支撑
	16	□450 × 450 × 20 × 30	其他支撑
	33	□500 × 500 × 20 × 30	优化后
	38	□600 × 600 × 30 × 30	优化后

按照 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[5] 的要求,选 2 条天然地震波(12149360 和 CHY042-N)^[6] 和 1 条人工波(ACC1)作为时程分析用地震动输入,其加速度时程曲线见图 2。以上述 3 条地震波为输入,分别进行了多遇和罕遇地震水平作用下的弹性及弹塑性时程分析,以对结构抗震性能进行评估。分析结果取 3 条地震波输入结构反应的包络值。

1.1 多遇地震作用

图 3 所示为模型 1 和模型 2 在多遇地震作用下结构的层间位移角。由图 3 可以看出:两个模型在多遇地震作用下的层间位移角均小于 1/500,小于抗震

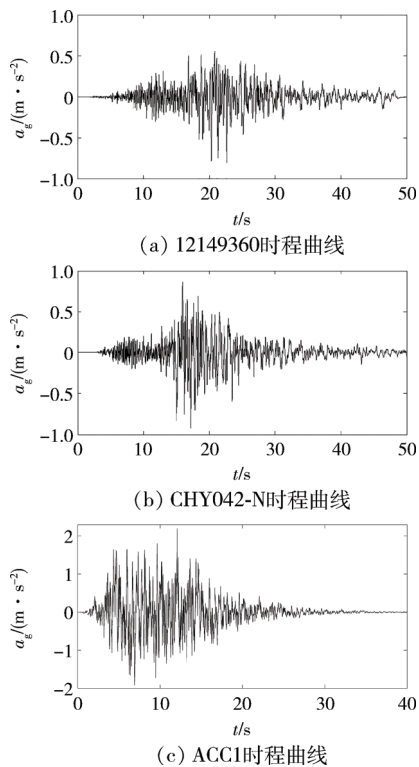


图2 地震波加速度时程曲线

Fig. 2 Acceleration time history curves of seismic waves

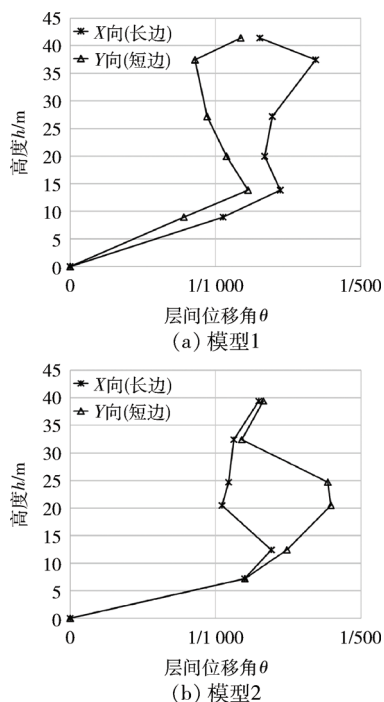


图3 多遇地震作用下的层间位移角

Fig. 3 Inter-story drift ratio under frequent earthquakes

规范^[5]限值1/250,满足规范的变形要求。模型1的最大层间位移角出现在第2层,模型2的最大层间位移角出现在结构中下部(第3、4层的位置),这主要

由于两个模型结构布置方案、荷载分布和设备布置不同所致^[7]。

1.2 罕遇地震作用

参照 FEMA 356^[8] 的相关定义并根据 GB 50017—2013《钢结构设计规范》^[9] 和 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[5] 的要求,分别对梁、柱和支撑定义了相应的塑性铰来进行罕遇地震作用下的弹塑性时程分析。塑性铰的本构关系见图4,包含弹性阶段(AB段)、强化阶段(BC段)、卸载阶段(CD段)、塑性阶段(DE段)。在B点时构件出现塑性铰,B点位置由构件屈服荷载和屈服位移确定,C点为倒塌点。BC段还包含3个性能点:IO为即刻使用性能点,LS为生命安全性能点,CP为防倒塌性能点。

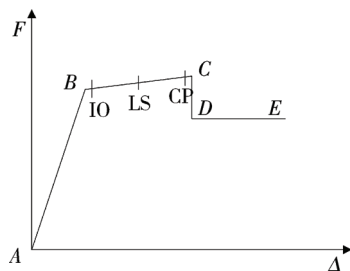


图4 塑性铰本构关系

Fig. 4 Constitutive relationship of plastic hinge

图5为模型1在罕遇人工地震波输入下结构底层的位移时程曲线。由图5可以看出:罕遇地震作用下的最大层间位移超过了230 mm,最大层间位移角为1/39,大于规范规定的位移角限值1/50,因此可认为模型1不能满足规范“大震不倒”的要求。模型2与模型1类似,同样出现底层层间位移角超过规范限值的情况,抗震性能达不到规范要求。其原因主要有以下几方面^[7]:

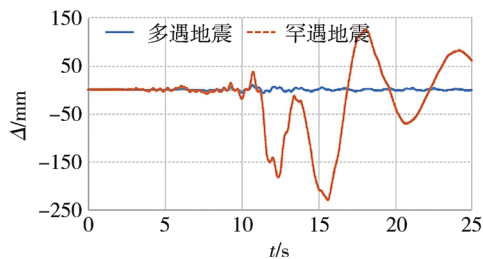


图5 模型1底层位移时程曲线

Fig. 5 Time history curve of bottom displacement for model 1

1) 对结构罕遇地震作用下的变形和承载力需求估计不足。按照相关规范要求,此类钢结构厂房可不进行罕遇地震作用下的弹塑性变形验算,只需根据多遇地震参与的效应组合和非地震作用下的效应组合进行截面的承载力校核和变形验算即可,因此易出现对结构罕遇地震作用下变形需求估计不足、

承载力冗余度过低的情况,导致结构在罕遇地震作用下变形过大,甚至部分结构在设防烈度水准地震(中震)作用下结构弹塑性变形就已超过规范限值。

2) 对结构多道防线设防要求的考虑不足。现行规范仅对结构多道防线布置提出了一些定性的规定,可操作性尚需进一步加强。对结构多道防线设防要求的考虑不足,会引起一系列抗震不利情况的出现,如某楼层全部支撑出铰后会引发该楼层全部柱出铰的连锁反应,或者是某些部位的柱和支撑出铰后引起其周边构件出铰的连锁反应,这两种情况均易导致弹塑性变形集中,进而使结构弹塑性变形超过规范限值。

2 提高结构抗震性能的加强措施

根据前文分析结果可知,需对结构底部薄弱部位的支撑和柱采取一定的加强措施以提高其抗震性能。文献[7]中经过大量针对性的试算和多因素分析后发现:对于支撑以轴压比为控制指标,对于柱以塑性强度为控制指标,根据结构支撑和柱抗侧刚度的相对大小不同,只要将小震作用下支撑的轴压比或柱的塑性强度限定在适当范围内,就能使结构满足“大震不倒”的要求,具体加强措施的流程见图6。

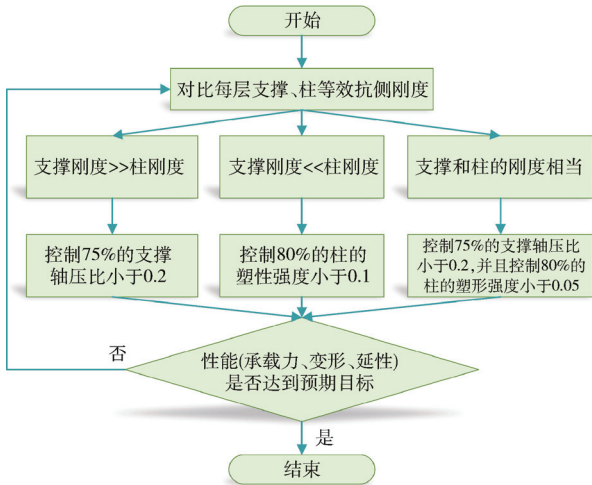


图6 加强措施流程

Fig. 6 Flowchart of strengthening measure

对于模型1,其底层 X 向(长边方向)支撑与柱抗侧刚度的比值为 $88:1$, Y 向(短边方向)相应比值为 $3:1$,综合考虑两个方向的刚度比,采取的加强方案是:将底层4个角柱由原来的34号截面改为37号截面(表1);将部分支撑由原来13号截面改为38号截面。采取加强措施之后,模型1在罕遇地震作用下 X 向(长边方向)和 Y 向(短边方向)最大弹塑性层间位移角分别为 $1/323$ 和 $1/485$,均小于规范限值 $1/50$ 。

对于模型2,其底层 X 向(长边方向)和 Y 向(短边方向)支撑与柱抗侧刚度的比值分别为 $56:1$ 和 $85:1$,因此仅需对底层支撑采取加强措施,将大多数(75%以上)支撑由原来13号截面改为38号截面,同时考虑到多道防线的要求,其余支撑(25%左右)由原来13号截面减为33号截面。采取加强措施之后,模型2在罕遇地震作用下 X 向(长边方向)和 Y 向(短边方向)最大弹塑性层间位移角分别为 $1/356$ 和 $1/143$,满足规范要求。

图7为模型2采取加强措施前、后结构在 X 向罕遇地震作用下塑性铰的分布(塑性铰定义同图4)。加强之前,由于结构底部抗侧刚度小,支撑首先全部出现塑性铰且达到其极限强度,其后边柱和角柱出铰严重。加强之后,底部25%支撑进入弹塑性阶段,其余支撑和柱未出现塑性铰,能够满足大震下的性能要求。加强之前支撑轴压比均在0.6以上,部分支撑轴压比已经接近1.0;加强之后,由于支撑截面增大,支撑轴压比下降到0.2左右,除约25%屈服支撑的轴压比大于0.2,其余支撑的轴压比均在0.2以下,验证了本文中加强措施的有效性。

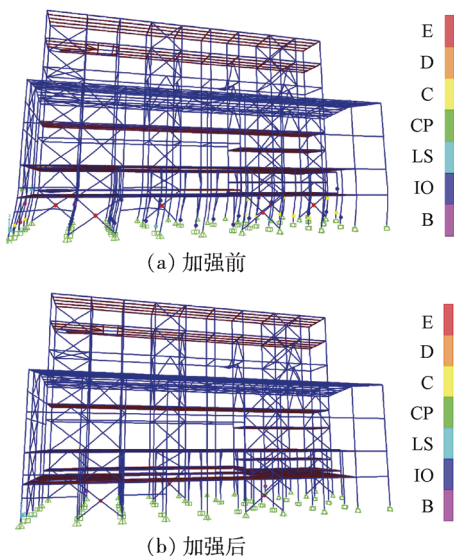


图7 加强前、后结构塑性铰分布(X 向地震作用)

Fig. 7 Distribution of plastic hinges in structure before and after enhancement (seismic action in X direction)

3 结论

1) 通过弹塑性时程分析,发现钢结构主厂房存在罕遇地震作用下抗震性能不满足规范要求的情况,主要有两种表现形式:一种是结构由于存在薄弱层导致层间位移角超出规范要求,另一种是由于局部构件达到承载力后造成周边构件迅速进入屈服阶段,最终引起整体失效。

2) 根据每层支撑、柱刚度比不同确定了3种加强方案:当支撑刚度远大于柱刚度时,控制小震下75%的支撑构件轴压比低于0.2;当柱刚度远大于支撑刚度时,控制小震下80%的柱构件塑性强度低于0.1;当支撑和柱刚度相近时,控制小震下底层75%支撑轴压比小于0.2且80%柱塑性强度低于0.05。

3) 提出的钢结构主厂房加强方案以多遇地震内力分析为基础,只要限定多遇地震作用下支撑的轴压比或柱的塑性强度在图6所示的范围,就能保证结构满足罕遇地震下“大震不倒”的要求,避免了复杂繁琐的弹塑性分析,可大幅提高结构设计效率。

参 考 文 献

- [1] 张文元,于海丰,张耀春,等.大型火电厂钢结构主厂房铰接中心支撑框架体系的振动台试验研究[J].建筑结构学报,2009,30(3):11-19. (ZHANG Wenyuan, YU Haifeng, ZHANG Yaochun, et al. Shaking table test of special concentrically braced steel frame with pinned connections for main structure of a large thermal power plant[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(3): 11-19. (in Chinese))
- [2] 薛建阳,梁炯丰,彭修宁,等.大型火电厂钢结构主厂房框排架结构抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(8):16-22. (XUE Jianyang, LIANG Jiong-feng, PENG Xiuning, et al. Experimental study on seismic behavior of steel frame-bent structures of large thermal power plant main buildings[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(8): 16-22. (in Chinese))
- [3] 尹龙星,白国良,李红星,等.火电厂主厂房结构试验及基于位移的设计方法研究[J].工业建筑,2012,42(9):56-60. (YIN Longxing, BAI Guoliang, LI Hongxing, et al. Study on experiment and displacement-based design method of the main building for thermal power plant[J]. Industrial Construction, 2012, 42(9): 56-60. (in Chinese))
- [4] 薛建阳,梁炯丰,彭修宁,等.大型火电厂钢结构主厂房静力弹塑性分析[J].建筑结构,2013,43(4):71-74. (XUE Jianyang, LIANG Jiong-feng, PENG Xiuning, et al. Static elastic-plastic analysis of steel frame-bent structures of large thermal power plant main buildings[J]. Building Structure, 2013, 43(4): 71-74. (in Chinese))
- [5] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010. (GB 50011—2010 Code for seismic of building[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese))
- [6] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER strong motion database [DB/OL]. Berkley, California: University of California, [2015-03-05]. <http://ngawest2.berkeley.edu>.
- [7] 李云浩. 钢结构发电主厂房抗震性能评估[D].重庆:重庆大学,2015:7-12. (LI Yunhao. Seismic performance evaluation on steel frame structure of thermal power plant main buildings[D]. Chongqing: Chongqing University, 2015:7-12. (in Chinese))
- [8] FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings[S]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000: 156-219.
- [9] GB 50017—2013 钢结构设计规范[S].北京:中国计划出版社,2013. (GB 50017—2013 Code for design of steel structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2013. (in Chinese))