

大底盘双塔连体结构设计——某科技研发中心结构设计

许亚男¹ 宋莉静²

1.河北天艺建筑设计有限公司,河北 石家庄 050071

2.张家口北辰建筑材料检测有限公司,河北 张家口 075000

[摘要]某科技研发中心为大跨连体复杂高层建筑。文中根据工程的特性及超限情况,确定结构性能化设计目标,对结构整体进行多遇地震弹性分析,并着重对连接体部位的设计进行了介绍及分析。分析结果表明,结构整体各项技术指标均满足规范设计要求,结构性能状况满足抗震性能化设计目标。

[关键词]超限高层;双塔连体结构;钢桁架

DOI: 10.33142/ect.v4i6.19943

中图分类号: TU375.4

文献标识码: A

Design of a Large Chassis Twin Tower Connected Structure — Structural Design of a Certain Technology Research and Development Center

XU Yanan¹, SONG Lijing²

1. Hebei Tianyi Architectural Design Co., Ltd., Shijiazhuang, Hebei, 050071, China

2. Zhangjiakou Beichen Building Materials Testing Co., Ltd., Zhangjiakou, Hebei, 075000, China

Abstract: A certain technology research and development center is a large-span connected complex high-rise building. Based on the characteristics of the project and the situation of exceeding the limit, the performance oriented design goals of the structure are determined in the article. The overall structure is subjected to multiple seismic elastic analysis, and the design of the connecting parts is introduced and analyzed with emphasis. The analysis results indicate that all technical indicators of the overall structure meet the design requirements of the specifications, and the structural performance meets the seismic performance design goals.

Keywords: over limit high-level management; twin tower connected structure; steel truss

引言

随着经济与工程技术的持续发展,投资方除了对建筑物的基本使用功能提出要求外,同时追求其外立面视觉效果,并注重扩大建筑物的区域影响力。高位、大跨连体高层建筑日渐增多,为了满足建筑需要对结构设计提出了更高的技术要求。本文重点针对大跨连接体部位设计进行了分析探讨。

1 工程概况

本工程位于石家庄市鹿泉区,总建筑面积约为61498m²,其中地下建筑面积约为17704m²,地上建筑面积约为43794m²。主楼采用框架-剪力墙结构,地下三层、地上共十八层,地上设置南、北两个塔楼,其中一至四层与裙房连为一体,地上十七层、十八层在顶部采用钢桁架连成一体形成大跨度连体结构,跨度32.1m,钢桁架结构与两侧塔楼刚性连接。地下二、三层主要功能为地下停车

库,地下三层部分车库用于战时人防。地下一层至地上四层为科研中试,地上五层及以上楼层为研发中心。建筑总长58.8m,各塔楼宽16.2m,结构主体高度为69.8m,局部屋顶74.8m,如图1所示。

本工程建筑设防类别为标准设防类(丙类),抗震设防烈度6度,基本地震加速度0.05g,设计地震分组为第二组,建筑场地类别II类场地,特征周期: $T_g=0.40s$ 。建筑结构安全等级为二级,结构重要性系数1.0,结构设计使用年限50年。

结合建筑功能要求本工程在X、Y两主轴方向双向设置剪力墙,剪力墙竖向布置连续,防止刚度和承载力突变。控制并适当增加框架部分承担的剪力,使框架和抗震墙承担的地震剪力总和大于弹性阶段的总地震剪力,提高整个结构在罕遇地震下的安全性。



图1 某研发中心效果图

2 工程超限分析

本工程主楼结构存在不规则超限情况有扭转不规则、承载力突变、多塔和大跨度连体。其中连体跨度 32.1m 大于 24m, 属于复杂高层建筑。根据《超限高层建筑工程抗震设防管理规定》, 应进行超限高层建筑工程抗震设防专项审查。

3 抗震性能化设计

按照《抗标》1.0.1 条规定及条文说明, 抗震设防性能目标主要通过“两阶段三水准”的设计方法和采取有关措施实现, 对于本工程, 除了按照上述原则进行设计外, 按照《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3-2010) 3.11 条对结构进行抗震性能化设计, 抗震性能目标定为 C 级。

4 结构设计及分析

4.1 结构设计方法

(1) 结构体系采用框架-剪力墙结构, 剪力墙作为抗震第一道防线, 框架作为抗震的第二道防线, 满足多道设防要求。识别关键构件提出抗震性能目标, 对结构构件进行性能化设计。

(2) 本工程采用 SATWE 进行计算, 同时采用 PMSAP 程序进行复核, 且用 SATWE 程序进行单塔计算, 保证单塔满足规范要求, 另进行去掉连廊部分计算分析连廊对整个结构产生的影响。

(3) 计算分析方法: 分别考虑单向水平地震作用平扭耦联的扭转效应(考虑偶然偏心的影响)和双向水平地

震作用的扭转效应, 并按《高层建筑混凝土结构技术规程》4.3.14 条计算结构竖向地震作用。

(4) 采用符合楼板平面内实际刚度变化的计算模型, 对连接体部分采用弹性膜假定。

(5) 针对结构竖向不规则, 按规范规定进行弹塑性变形分析; 检验结构抗倒塌能力及观察主要竖向构件及连接体构件的屈服状况。保证整个结构大震不倒, 对关键构件采取加强延性的措施。

(6) 关键构件的分析及加强措施: 采用空间结构计算模型, 计算水平地震、竖向地震并计及扭转影响, 且楼层竖向构件最大的弹性水平位移和层间位移与楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的比控制在 1.4 倍以内。计算时采用符合楼板平面内实际刚度变化的计算模型。

(7) 依据基于抗震性能的设计理念及强剪弱弯、强柱弱梁设计原则, 将结构薄弱部位——钢桁架、与钢桁架相连的框架柱及其支撑按设防地震受剪弹性, 正截面不屈服、罕遇地震不屈服的标准进行设计。钢桁架及与其相连楼层及下一层主要竖向受力构件抗震等级提高一级。自然层十六层顶与桁架下弦杆设在一个平面, 大屋面层与桁架上弦杆设在一个平面, 在相交处设钢骨柱与桁架连接并确保其延性。设双向钢骨梁与钢骨柱相连。

与桁架相连框架柱从自然层十五层开始框架柱内均设型钢, 对上述关键构件做设防地震抗剪弹性抗弯不屈服及罕遇地震不屈服验算。采用时程分析法进行多遇地震下

的补充计算。

(8) 关键位置楼板的分析及加强措施：楼板采用现浇钢筋混凝土楼板，对特殊部位（大底盘下一层，大底盘层，大底盘上一层，连廊处楼板，与连廊相连处楼板等）采取加厚加强措施，连廊楼板采用弹性楼板的计算模式，进行设防地震罕遇地震下楼板的平面应力分析，判断罕遇地震下楼板损伤程度，确保结构具备良好的整体性，满足结构计算假定要求。

(9) 采取减小多塔楼影响的措施，对塔楼中与裙房相连的外围柱、剪力墙从嵌固端至裙房屋面上一层的高度范围内，柱纵向钢筋的最小配筋率适当提高，剪力墙按高规设定约束边缘构件，柱箍筋在裙房屋面上、下层的范围内全高加密。

(10) 严格控制连接体部位钢结构构件应力比在 0.85 以内，满足性能设计要求。

(11) 对节点受力进行分析以保证节点在罕遇地震下的性能。

4.2 主要参数计算与分析

电算程序采用（墙元模型）SATWE 和（广义协调墙元模型）PMSAP 进行结构电算。计算结果相互校核以确定分析模型的准确性。设计时以地下室顶板为嵌固端，模型中不考虑地下室参与整体计算。两种计算软件输出的前三振型和周期较为吻合，对比结果见表 1。

5 连接体

5.1 连体结构布置及设计条件

连体部位位于 16 层顶至 18 层顶，如图 2 所示。结构形式为钢桁架，跨度 32.1m，横向宽度 8.4m，桁架高度

7.1m。结构整体计算采用 SATWE 和 PMSAP，钢结构节点有限元分析采用 MIDAS GEN。

连体部分以钢结构桁架为主要受力构件。钢桁架的上下弦钢梁伸入主体结构一跨并进行可靠连接。作为连接支座及向内延伸一跨范围的框架加入型钢以满足钢结构与混凝土构件的连接，柱内型钢向下延伸一层。

桁架平面内所有腹杆与弦杆连接均为刚接，平面外与横梁之间为刚接。桁架弦杆、腹杆、横梁及水平支撑均采用 H 型钢，最大截面为 H800×500×25×30，位于桁架的下弦处。

连体部分楼板采用压型钢板与混凝土现浇层叠合构件，楼面和屋面设置水平次梁和水平支撑。抗震计算时假定楼板为零应力，在模型中按照全部楼板开洞处理，楼板荷载按线荷载加于弦杆和次梁上。

抗震设计均计入竖向地震作用。分别用 PMSAP 对结构进行了多遇地震作用弹性、设防地震作用弹性、设防地震不屈服、罕遇地震不屈服四次计算，计算时主要参数取值见下表。

温度荷载作用：由于结构超长且未设置伸缩缝，温度对结构的影响不可忽视，考虑到结构的实际情况，工程设计中温度荷载取值为：升温 20℃，降温为 8℃，荷载分项系数取 1.4，组合系数取 0.6，考虑徐变应力松弛系数 0.3，梁柱混凝土构件截面弹性刚度折减系数为 0.85，钢结构不折减，楼板定义为弹性膜，采用 PMSAP 程序进行温度应力计算，计算时不计入水平地震及竖向地震作用。

风荷载作用：基本风压按 100 年一遇采用 0.40kN/m²，风荷载体型系数 1.45，相邻建筑相互干扰增大系数 1.15，连廊顶面，底面，背风面均为风吸力。

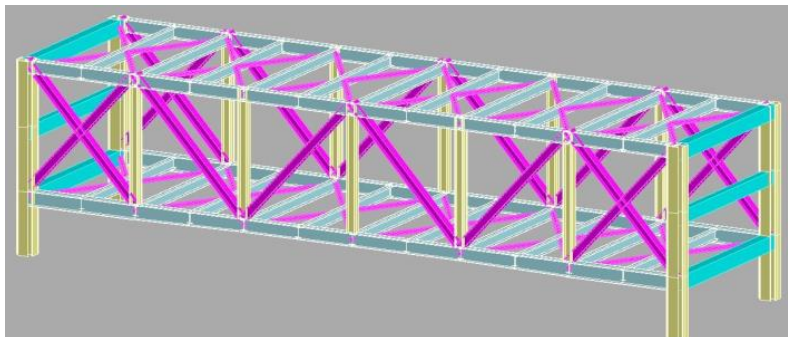


图 2 连体部位轴测图

表 1 主要周期计算结果

| 振型 | SATWE 周期 | PMSAP 周期 | SATWE 平动系数 (X+Y) | PMSAP 平动系数 (X+Y) | SATWE 扭转系数 | PMSAP 扭转系数 |
|----|----------|----------|------------------|------------------|------------|------------|
| 1 | 1.8462 | 1.8000 | 0.90+0.00 | 0.83+0.00 | 0.10 | 0.17 |
| 2 | 1.5977 | 1.5917 | 0.05+0.88 | 0.01+0.88 | 0.07 | 0.11 |
| 3 | 1.4315 | 1.4294 | 0.46+0.12 | 0.18+0.13 | 0.52 | 0.69 |

5.2 杆件应力比

连接体在多遇地震作用下有弹性,在设防地震作用下抗剪弹性、正截面承载力不屈服,在罕遇地震作用下抗震承载力不屈服的性能水准下的杆件应力比如表 2 所示。

如表所示,桁架的上下弦杆、斜腹杆、竖杆的正应力及剪应力均由罕遇地震作用下不屈服工况控制。各个杆件在控制工况下作用均满足性能水准要求且具有良好的安全储备。

5.3 桁架节点有限元设计

使用有限元软件 MIDAS GEN 建立节点三维模型,构

件单元采用板单元,钢桁架 Q345,对于本文所研究的问题较为适用。边界条件的施加如图所示:在梁柱节点区以下 500mm 处,对钢骨柱施以普通支座约束 X, Y, Z 三个方向的节点平动自由度;在节点区以上 500mm 处对钢骨柱施以普通支座约束 X, Y 两个方向的平动自由度,并使用面弹性支撑对钢骨柱内部的板单元施以平面外弹性约束,以模拟柱内混凝土对钢板的约束作用。

各工况下节点内有效应力分布情况见图 3。

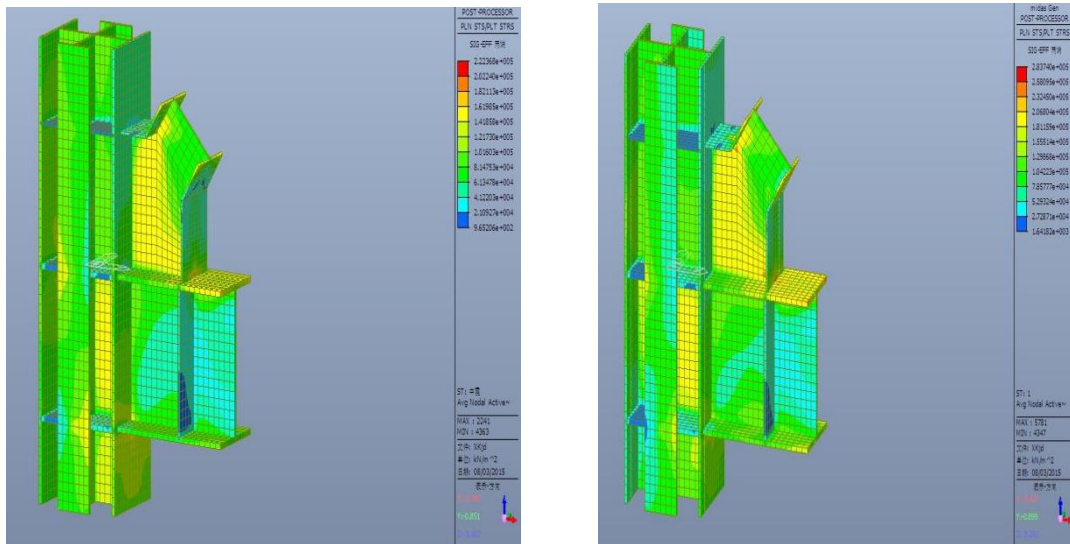


图 3 (1) 设防地震有效应力

(2) 罕遇地震有效应力

表 2 各地震水准下连体部位杆件应力比

| 标准层号 | 类型 | 工况 (考虑竖向地震作用) | | | | | | | | | 结论 |
|-------|----|---------------|------|------|--------|------|------|---------|------|------|----|
| | | 多遇地震弹性 | | | 设防地震弹性 | | | 罕遇地震不屈服 | | | |
| | | F1 | F2 | F3 | F1 | F2 | F3 | F1 | F2 | F3 | |
| 16~18 | 上弦 | 0.53 | 0.14 | 0.13 | 0.72 | 0.21 | 0.16 | 0.95 | 0.37 | 0.17 | 满足 |
| | 下弦 | 0.45 | 0.24 | 0.10 | 0.59 | 0.32 | 0.11 | 0.86 | 0.48 | 0.15 | 满足 |
| | 腹杆 | 0.54 | 0.00 | 0.00 | 0.60 | 0.04 | 0.08 | 0.72 | 0.24 | 0.43 | 满足 |
| | 竖杆 | 0.18 | 0.11 | 0.14 | 0.19 | 0.12 | 0.15 | 0.22 | 0.14 | 0.18 | 满足 |

由上图可见,节点内有效应力设防地震下为 225MPa。罕遇地震下为 283MPa 均小于 295MPa,各杆件连接部位出现应力集中,但其高应力区域范围较小且并未明显大于许用应力,由以上分析可判断此节点设计可满足设防地震弹性,罕遇地震不屈服的性能目标。

5.4 钢桁架节点设计

(1) 八道主弦杆和南北两塔的八根钢骨柱刚性连接梁与柱的刚性连接,采用柱为贯通型的连接形式。在梁与柱的刚性连接中,从柱悬伸短梁,短梁与柱按梁与柱的连接,悬伸短梁与中间区段梁按梁与梁的拼接连接。节点处的内力(剪力、弯矩)按多遇地震弹性,设防地震弹

性,罕遇地震不屈服三种工况下最不利组合选取。

短梁与柱的连接全部采用焊缝连接,其中上下翼缘与柱采用设有引弧板的完全焊透的坡口对接焊缝连接,两侧腹板与柱的连接采用双面角焊缝连接。

短梁与中间区段的梁的连接按被连接翼缘和腹板的截面面积的等强度的条件设计,其中上下翼缘连接采用设有引弧板的完全焊透的坡口对接焊缝连接,两侧腹板采用摩擦型高强度螺栓连接。具体节点构造见图 4。

(2) 楼板平面内次梁与主弦杆铰接连接,按国标《钢结构节点连接 01SG519-1》附录 A 的方法设计。

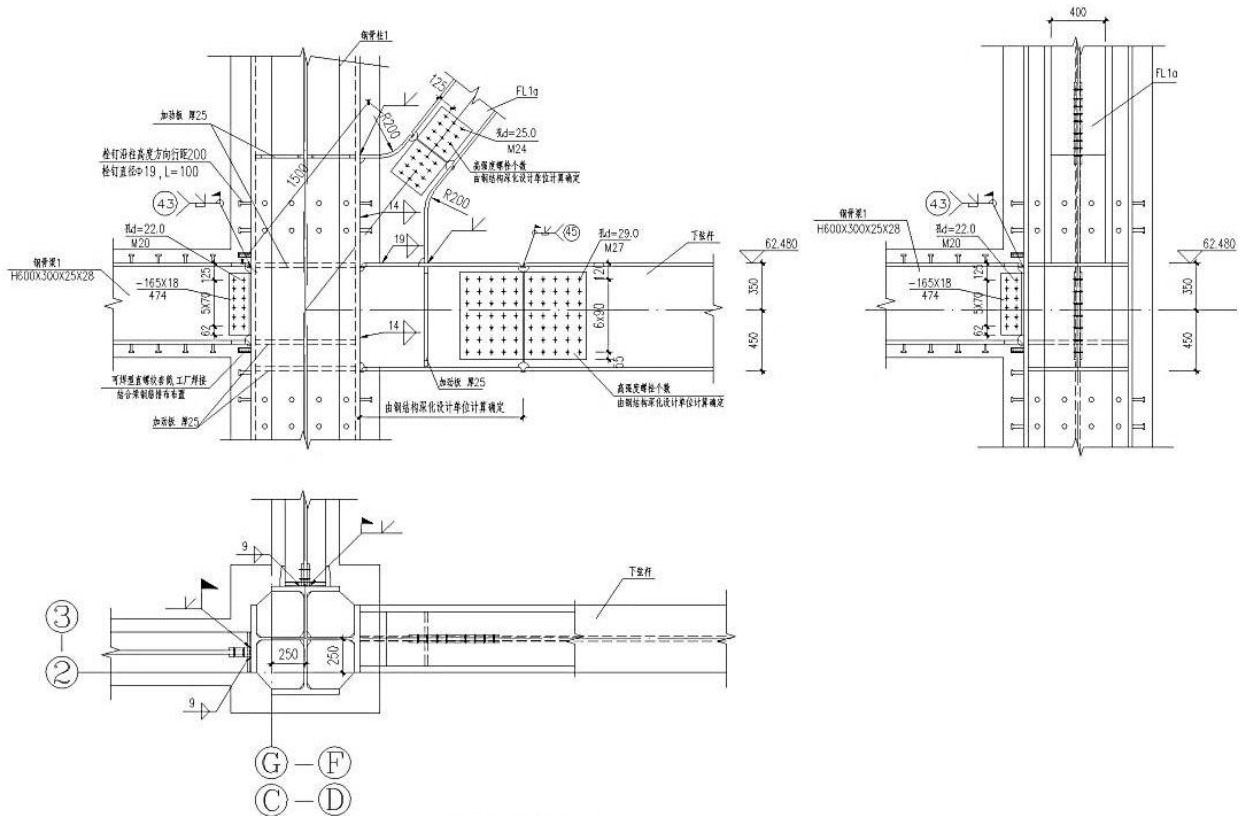


图4 下弦杆与柱连接节点示意图

5.5 连体部位施工顺序

本工程连体部位钢结构应由具备资质的厂家制作和安装, 钢桁架单榀长度约 32.1m, 单榀质量约 37.6t, 连体自重(含 2 榀桁架, 两层楼面钢梁及水平支撑)共重 124t。需分段运输现场拼接。设计施工顺序为:

(1) 将 16~18 层的四榀钢桁架在地面进行拼装并连接横向支撑形成空间整体;

(2) 将拼装完成的钢桁架整体提升至安装位置并与主楼节点进行连接, 暂定结构合拢温度 16℃~21℃。结构最高平均温度按 36℃计算; 最低平均温度-11℃, 考虑采暖结构最低平均温度按 13℃计算, 这样本次设计升温取值 20℃, 降温取值 8℃。

(3) 铺装 16 层楼板和 18 层屋面板;

(4) 安装外围护等装饰装修构件;

6 结论

本工程属于不规则复杂高层建筑。由于结构设计中采取了较为合理的结构布置, 并对结构的薄弱处及关键构件

采取了有效的构造措施, 从而减小了体型不规则带来的不利影响, 使得结构仍具有较好的抗震性能。计算结果表明, 本工程满足小震不坏、中震轻微损坏, 简单修理后继续使用, 大震破坏需加固后继续使用的抗震设防目标。

[参考文献]

[1]GB/T 50011-2010 建筑抗震设计标准(2024版)[S].北京:中国工业出版社,2016:340-347.
[2]JGJ 3-2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S].北京:中国工业出版社,2010:25-28.
[3]CECS:230:2008《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》[S].北京:中国计划出版社,2008:45-60.

作者简介:许亚男(1977—),女,汉族,河北辛集人,高级工程师,河北建筑科技学院毕业,现就职于河北天艺建筑设计有限公司,从事结构设计工作;宋莉静(1976—),女,汉族,河北安国人,高级工程师,河北科技大学毕业,现就职于张家口北辰建筑材料检测有限公司,从事结构检测工作。