

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2020.04.025

桃源站站房结构设计研究

敖晓钦, 刘明, 魏剑, 王兴叶

(中南建筑设计院股份有限公司, 湖北武汉 430071)

摘要: 桃源站站房主体结构为超长结构,且结构存在特别不规则。弧形屋顶高低错落,前檐悬挑大,部分钢梁倾斜角度大,其轴压力明显较大。通过屋盖结构选型对比,确定了钢结构屋盖体系;依据设计规范,采取了在外幕墙与屋盖悬挑钢结构之间设置摇臂连接的措施以减小悬挑区域荷载、在倾斜H型钢梁平面外采取了设置圆管支撑的措施以减小钢梁截面;利用有限元分析软件对钢梁与桁架连接处的复杂节点进行补充分析;依据基于性能的抗震设计方法对特别不规则结构进行补充分析和设计。分析和研究解决了若干实际工程问题,确保了结构安全合理,其思路及措施方法可供其它站房工程设计参考和借鉴。

关键词: 弧形屋顶;平面桁架;节点分析;有限元分析;基于性能的抗震设计

中图分类号: TU208

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2020)04—0149—06

Structural Design of the Building of Taoyuan Railway Station

AO Xiaogang, LIU Ming, WEI Jian, WANG Xingye

(Central-South Architectural Design Institute Co., Ltd., Wuhan, Hubei 430071, China)

Abstract: The building structure of Taoyuan Railway Station is super long and particularly irregular. Curved roof is strewn at random with large span overhanging eave. Axial compressive force of the steel beam is relatively large because of large tilt angle. Through the comparison of roof structure, the steel structure roof system is selected. According to the design code, loads are reduced by means of setting sliding joint between curtain wall and roof structure and beam sizes are reduced by means of setting circular steel tubes outside the plane of H-beam. The joint which connect steel beam to truss is complex, therefore finite element software is used to simulate and analyze the problem. According to the method of performance-based seismic design, supplement analysis and design are carried out on the particularly irregular structure. The analyses and studies have solved some practical engineering issues and ensured the structural safety and rationality. The ideas and methods may be useful for other station projects.

Keywords: curved roof; plane truss; node analysis; finite element analysis; performance-based seismic design

黔江—张家界—常德铁路桃源站站房位于桃源县城西北的深水港乡,站房采用“线侧平式”布局,铁路旅客采用“下进下出”流线模式,站房总建筑面积8 000 m²,站台雨棚建筑面积10 725 m²。站房采用非对称式而均衡的布局,建筑形态上采用大跨度弧形屋顶作为创作母题,结合室内空间需要,将其错落拼叠,使功能和形式和谐统一,用出挑的大屋檐和柱廊营造正面和侧面的灰空间。其实景图如图1所示。

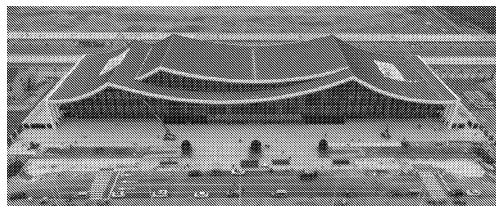


图1 桃源站站房实景图

站房地上两层,首层层高6.5 m,站房屋面高低错落,最低点标高为13.0 m,最高点为23.8 m。站

房结构由钢筋混凝土框架结构和钢结构屋盖组成。候车大厅屋盖为钢管桁架结构,站房两侧屋面采用普通钢结构;基础形式为钻孔灌注桩基础。

本文针对该站房的造型特点及结构设计中的实际问题,对屋盖选型、悬挑区域设计、斜向钢梁设计、连接设计、复杂节点、特别不规则等方面进行了相关的分析和研究,并采取了相应的措施,保证了整体结构设计的可行性及合理性。

1 主要技术条件

站房结构设计使用年限为 50 a,结构安全等级二级,站房中调度、运转、通信、信息设备房屋及相关部分抗震设防类别为重点设防类,其他部分为标准设防。基本雪压为 0.60 kN/m^2 (100 年重现期),雪荷载分区为 II 区。站房屋面存在高低错落,按《建筑结构荷载规范》^[1] (GB 50009—2012) 考虑积雪分布系数,局部低区积雪分布系数取 2.0。基本风压为 0.40 kN/m^2 (50 年重现期),其中屋盖结构取 0.50 kN/m^2 (100 年重现期),地面粗糙度为 B 类。本工程屋面形状复杂,但由于规模所限并未进行风洞试验,设计时依据《建筑结构荷载规范》^[1] (GB 50009—2012) 中表 8.3.1 项次 8、项次 9 和项次 16 提供的体型系数进行取值,如图 2 所示为左侧来风时屋面的风荷载体型系数取值。

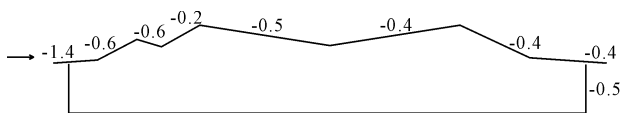


图 2 左侧风体型系数取值示意图

本工程结构超长,计算时需考虑温度作用。温度作用取值依据《建筑结构荷载规范》^[1] (GB 50009—2012) 及《建筑结构荷载规范理解与应用》^[2],混凝土结构升温取 17°C ,降温取 15°C ;钢结构升温(考虑热辐射后)取 31°C ,降温 36°C 。

本工程抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度为 $0.10g$,设计地震分组为第一组。场地土类别为 II 类。站房混凝土框架抗震等级为三级,涉及重点设防类部分框架抗震等级为二级,站台雨棚抗震等级为三级。

2 结构体系选型

站房结构平面总长约 156 m,由于建筑效果需要,结构长度方向并未设置伸缩缝。站房下部结构形式较为明确,采用普通混凝土框架结构即可满足

建筑功能及受力需求,同时又具有较好的经济性。屋盖造型复杂,其结构选型较为重要。

本工程屋盖有以下特点:多段弧形屋顶、局部大跨度、高低错落、出挑大屋檐,且要求屋盖的外边缘高度不得超过 1.5 m(含屋面及吊顶做法)。屋盖下方主体结构的特点为中部是约 $31 \text{ m} \times 100 \text{ m}$ 的无柱候车大厅,其对应范围为屋顶的两条脊线之间;候车大厅的两侧为柱跨 $9 \text{ m} \times 9 \text{ m}$ 的两层混凝土框架。屋盖结构选型时考虑了如下两种方案。

屋盖选用钢筋混凝土梁板结构。候车大厅范围 31 m 跨度屋盖选用预应力混凝土结构,梁高约 1.8 m,两侧屋面采用普通混凝土梁板结构。此种方案的优点是整体结构自上而下均为钢筋混凝土材料,构件连接及节点处理简单,屋面板自防水效果好;其缺点有如下:预应力梁跨度已接近极限,混凝土结构自重大,不合理;屋盖结构 B 轴向 A 轴方向悬挑约 8.5 m,悬挑过大,采用预应力悬挑梁的情况下,梁高也需 1.3 m,考虑金属屋面和吊顶后,即使悬挑端部梁高收缩也不能满足建筑屋盖室外部分总厚度 1500 mm 的要求,悬挑梁根部裂缝也较难满足;由于屋盖多段弧,个别位置坡度较大,最大约 35° ,现场的施工质量难以保障;候车大厅区域施工为高支模,最大高度约 23 m;混凝土屋盖结构施工周期较长。

屋盖选用钢结构。候车大厅范围采用网架结构或桁架结构,较容易实现 31 m 跨度;两侧屋面可用钢梁体系实现,悬挑处梁高最大 800 mm,梁端可做变截面,钢梁通过支座与下部混凝土柱连接。选用钢结构体系的优点是容易实现大悬挑,满足屋盖边缘厚度要求,容易实现候车大厅范围的大跨度屋盖,相比大跨度预应力结构,屋盖更轻盈;另外,钢构件及节点大部分在工厂焊接加工,现场拼装后再吊装,考虑到本工程复杂的屋面造型,施工质量更容易把控,施工周期更短。其缺点是钢结构与下部混凝土两种材料之间需通过支座连接、钢结构网架或桁架与两侧钢梁部分的连接需要处理、弧形屋面使得钢构件及节点相比常规钢结构复杂一些。网架结构与桁架结构的对比:此区域为 $31 \text{ m} \times 100 \text{ m}$ 的长矩形区域,荷载作用下以短方向的结构受力为主,网架与桁架结构都可以实现,但四角锥网架偏向于空间受力,而平面桁架可以更好的实现单向受力。另外,采用桁架结构较容易与钢梁结构连接。

根据以上方案对比,本工程最终选用钢结构屋盖,候车大厅上方采用平面桁架结构体系,两侧采用

钢梁体系,屋盖钢结构布置剖面如图 3 所示,大悬挑部位局部布置如图 4 所示。

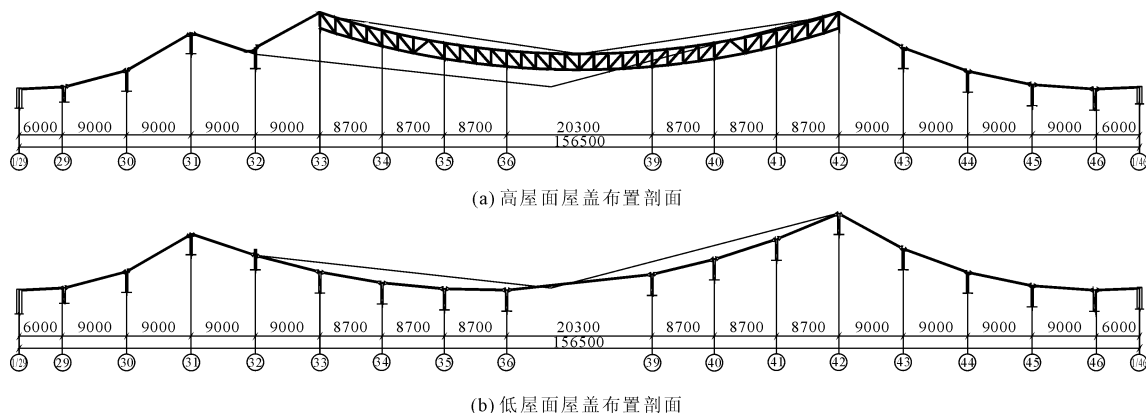


图 3 屋盖布置剖面(单位:mm)

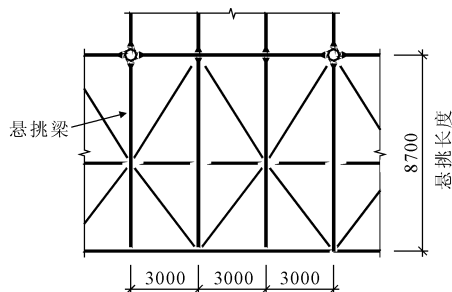


图 4 屋盖前端大悬挑局部布置(单位:mm)

3 主体混凝土结构设计

站房二层结构标高为 6.5 m,屋面的最高脊线约为 23 m,二层部分功能房间的净空非常大,给吊顶和设备安装带来了困难。设计时在 10.45 m 标高设置夹层梁,不设置楼板,这样做带来了极大的好处,解决了吊顶安装及设备安装的困难问题,同时有效减小了填充墙的高度,分担了二层结构的荷载,减小了框架柱的计算长度,形成了合理的框架体系。此外考虑了该夹层在局部净高较大处的加层可能性,预留了加层荷载,保证了以后使用空间的扩展性(见图 5)。

根据建筑效果的要求,在站房两侧各有 10 根较大截面通高廊柱,其高度从地面至屋面。设计之初担心其刚度过大对整体结构存在不利影响,因此考虑采用“假柱子”的形式实现,即内部设置龙骨,外部包建筑板材,仅用于外立面效果,不作为结构柱。后经比较发现设置结构柱并不影响整体结构计算,且加强了屋面的端部支撑,提高了结构的抗扭刚度。结构柱截面尺寸为 500 mm × 1 000 mm,外包铝板,较好的实现了建筑效果。

主体结构超长,且未设置伸缩缝,计算时施加了

温度作用,梁柱等构件按照有温度作用的计算结果进行设计,同时加强了楼板配筋。

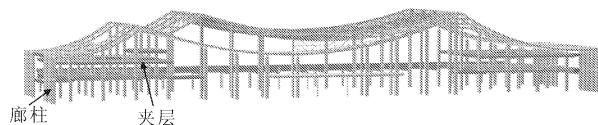


图 5 结构整体模型

4 屋盖钢结构设计

4.1 钢桁架设计

钢桁架跨度为 31 m,设计时桁架计算高度取上下弦杆中心线间距 2.2 m,垂直轨道方向桁架为主要受力桁架,每榀桁架间距 4.35 m,最大弦杆截面为 $\Phi 245 \times 14$ mm;顺轨方向桁架为弧形,边缘两榀桁架为主要受力桁架,中间多榀桁架为次受力桁架,每榀桁架间距 4.5 m,次受力桁架弦杆截面主要为 $\Phi 140 \times 8$ mm。主次桁架的腹杆均按照单斜式布置,垂直轨道方向桁架跨中位置的腹杆采用人字形,以考虑屋盖检修马道的空间需要。为了增强桁架结构的水平刚度,更好的传递水平力,在桁架四周和中部区域设置连续的圆管水平支撑。桁架区域平面布置及主次桁架布置如图 6、图 7 所示。

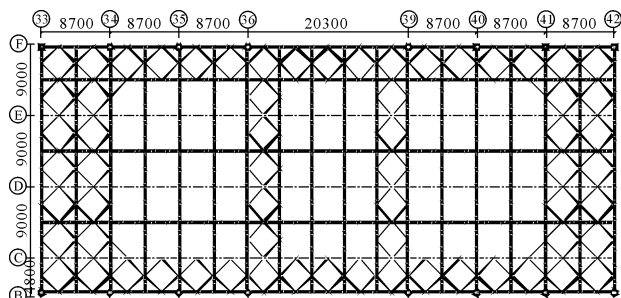


图 6 桁架平面布置图(单位:mm)

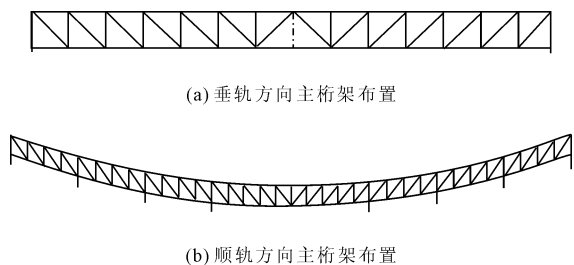


图 7 屋盖两个方向桁架侧视图

弦杆、腹杆和支撑等材质为 Q345。根据《空间网格结构技术规程》^[3] (JGJ 7—2010), 上下弦杆采用梁单元模拟, 腹杆和支撑采用杆单元模拟。整体结构计算采用 SAP 2000 程序, 计算时考虑恒载、活载、雪荷载、水平地震作用和温度作用。地震分析采用振型分解反应谱法。计算分析后, 整体结构前几阶振型无桁架区域局部振动, 表明桁架区域整体水平刚度良好, 振型如图 8 所示。

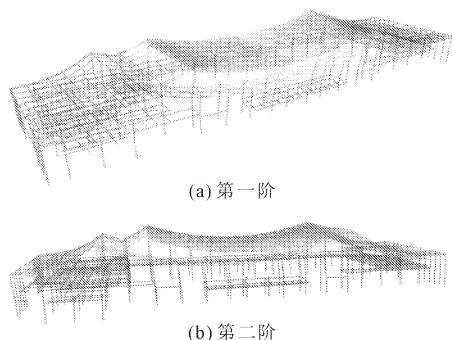


图 8 第一、二阶振型图

桁架区域中间下凹, 根据规范考虑积雪不均匀分布系数, 中间区域取 2.0。标准组合工况下钢桁架的最大竖向挠度计算值为 30 mm, 满足《钢结构设计标准》^[4] (GB 50017—2017) 要求层间位移角小于 1/250 标准, 表明桁架竖向刚度满足。

4.2 钢梁设计

站房两侧结构的柱跨为 9 m, 按常规方式布置钢梁, 大部分钢梁采用 600 mm 高的 H 型钢即可满足受力要求。屋盖前檐悬挑跨度 8.5 m, 钢梁高度按最大 800 mm 控制, 采用主次钢梁同时向外悬挑的布置方案。

设计时外立面幕墙构件与屋盖梁之间采用摇臂连接, 外幕墙荷载只将水平力传递给屋面钢结构, 其竖向荷载全部传递至下方的混凝土结构上, 这样做减小了屋盖悬挑钢梁的荷载负担, 同时也使得屋盖钢结构与外幕墙构件之间的竖向变形相互独立。由于屋盖悬挑钢梁竖向挠度较大, 因此竖向脱开的设

计是很有必要的。连接如图 9 所示。

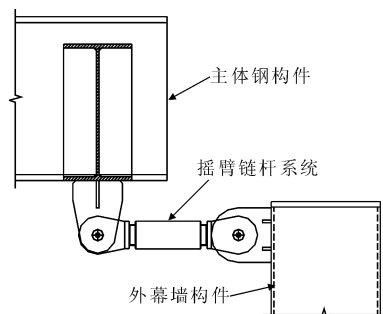


图 9 外幕墙构件与钢梁连接图

站房弧形钢梁倾斜角度大, SAP 2000 软件分析结果显示钢梁存在明显的轴向压力, 必须按压弯构件设计。另外, 本工程屋盖没有混凝土楼板, 根据《钢结构设计标准》^[4] (GB 50017—2017) 6.2.1 条, 需计算钢梁的整体稳定性。而常规的 H 型钢梁存在平面外惯性矩小的特点, 导致平面外长细比 λ_y 远大于钢梁平面内长细比, 根据《钢结构设计标准》^[4] (GB 50017—2017) 附录 C, λ_y 越大, 整体稳定系数 φ_b 越小, 则稳定应力比越大。本工程设计时在相邻弧形钢梁之间设置垂直于钢梁的圆管支撑, 如图 8 所示, 圆管支撑通过节点板与钢梁连接, 有效的减小了钢梁的侧向计算长度, 减小了 λ_y 值, 从而减小稳定应力比。采用此方法简洁直接, 相比增加截面尺寸其效果更明显, 大大的节省了用钢量。本工程某 9 m 跨度钢次梁截面为 H500 × 200 × 10 × 16 (mm), 当未采取其它措施时, 钢梁跨中的应力比为 1.432, 不满足设计要求; 当采取设置圆管撑的方法后, 钢梁的应力比减小为 0.638, 截面完全能够满足。圆管支撑需承担一定的轴向力, 由《钢结构设计标准》^[4] (GB 50017—2017) 7.5.1 条计算支撑的轴向力, 如下公式:

$$F_{bn} = \frac{\sum N_i}{60} \left(0.6 + \frac{0.4}{n} \right) = \frac{270 \times 8}{60} \left(0.6 + \frac{0.4}{8} \right) = 23.4 \text{ kN}$$

圆管支撑按轴心受压构件计算, 轴压力取 23.4 kN, 截面为 $\Phi 102 \times 5$, 材质为 Q235B, 经计算, 截面满足受力要求 (见图 10)。

根据以上分析可见, 钢梁存在轴向压力, 又无楼板约束钢梁翼缘时, 采取措施减小钢梁的侧向计算长度是较为有效的方法。

4.3 连接

4.3.1 钢梁及钢桁架与下部混凝土的连接

站房两侧屋盖钢梁在有柱的位置设置类似普通

钢框架结构的圆形钢管柱,钢柱截面直径 500 mm,钢梁与钢管柱刚性连接,钢管柱充当钢支座,其下端与混凝土结构柱顶的预埋钢板采用十字钢板连接(计算假定为铰接)。中部钢管桁架结构采用两端竖腹杆贯通、上下弦杆及斜腹杆断开的形式,两端竖腹杆截面采用直径 500 mm 的圆钢管,竖腹杆下端与混凝土柱顶预埋板连接。考虑到桁架相对钢梁跨度大、变形大的特点,连接位置竖腹杆下端均设置抗拉球形铰支座^[5],更好的满足计算的铰接假定。两种形式的计算简图如图 11、图 12 所示。

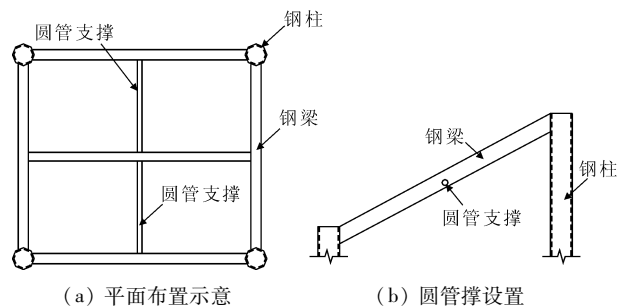


图 10 钢梁平面布置及圆管撑设置

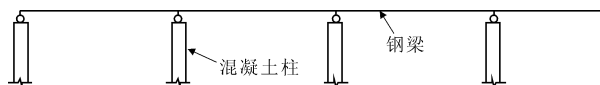
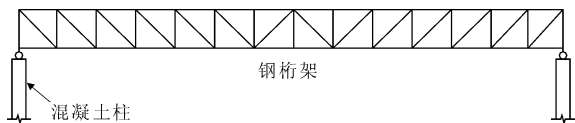
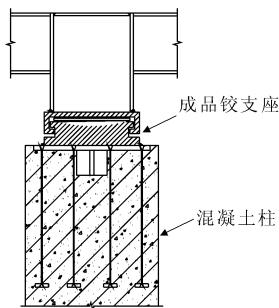


图 11 钢梁与混凝土柱的连接简图



(a) 桁架与混凝土柱的连接简图



(a) 桁架与混凝土柱的节点详图

图 12 桁架与混凝土柱的连接简图及节点详图

4.3.2 钢梁与钢桁架的连接节点

本工程桁架结构布置区域和钢梁结构区域在 33 轴和 42 轴分界,分界处钢梁的一端需作用在桁架结构上。此处主桁架上弦杆规格为 $\Phi 245 \times 12$,下弦规格为 $\Phi 203 \times 10$,有钢梁连接的竖腹杆截面均为 $\Phi 140 \times 8$,次桁架上弦杆 $\Phi 140 \times 8$,斜腹杆 $\Phi 89 \times 5$ 。其节点做法如图 13 所示。

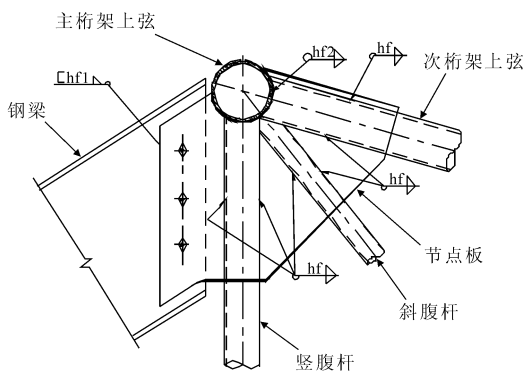


图 13 钢梁与桁架连接图

由于此节点较为复杂,设计阶段采用 ABAQUS 软件对节点进行了有限元建模和分析。圆管和节点板均采用壳单元 S4R 模拟。从 SAP 2000 整体计算模型中提取节点处各杆件的内力,选择较不利的两组内力工况进行节点加载。加载及边界条件的设置通过杆件形心位置的一个参考点与端部截面的耦合实现,该节点约束主桁架上弦杆一端的 6 个自由度,其它杆件施加荷载(见图 14、图 15)。

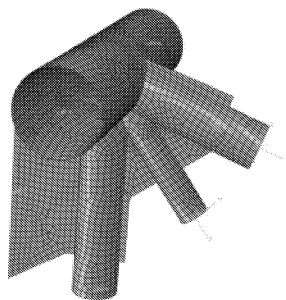


图 14 节点有限元模型

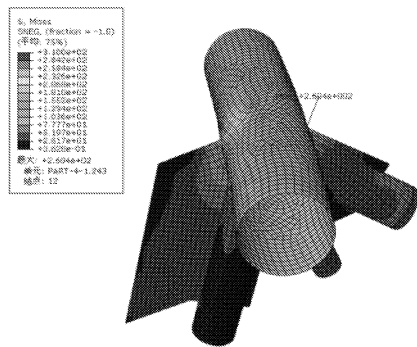


图 15 最不利工况节点分析应力图

此节点的 Mises 应力较大处位于主桁架上弦杆与节点板相交的两侧,最大 Mises 应力为 260 MPa,小于 Q345 钢材的强度设计值,节点其它节点区域应力较小。综上,此节点满足设计要求。

5 性能设计

本工程整体计算分析采用 SAP 2000 软件,同时,采用盈建科软件进行计算复核及混凝土结构部分配筋。本工程虽然不属于高层建筑,但存在以下 3 个不规则项:扭转不规则,结构 y 向扭转位移比大于 1.2;楼板不连续,开洞面积超过 30%;局部不规则,穿层柱、夹层等,这也是中小型站房结构的共有特点。考虑到属于特别不规则的多层结构,设计阶段补充结构抗震性能设计^[6]。抗震性能设计根据《建筑抗震设计规范》^[7](GB 50011—2010)(2016 年版)执行。承载力参考指标、层间位移参考指标及细部构造的抗震等级性能要求均为性能 3(对应《高层建筑混凝土结构技术规程》^[8](JGJ 3—2010)的性能目标 C,抗震性能水准在多遇地震、设防烈度地震、罕遇地震下分别为 1、3、4)。

本工程将支撑屋盖桁架的框架柱、30 轴—31 轴交 B 轴— F 轴的框架柱(出站通道范围)、44 轴—46 轴交 B 轴— D 轴框架柱(售票厅范围),及四电相关房间的框架柱定义为关键构件,其余竖向构件为普通竖向构件,所有框架梁、桁架为耗能构件。构件性能目标细化后如表 1 所示。

表 1 构件细化性能目标

地震烈度	多遇地震	设防烈度地震	罕遇地震
宏观损坏程度	无损坏	轻度损坏	中度损坏
层间位移角	1/550	1/250	1/150
关键构件	按规范要求设计,弹性	正截面不屈服,抗剪弹性	正截面不屈服,抗剪不屈服
普通构件	按规范要求设计,弹性	正截面不屈服,抗剪弹性	部分构件正截面屈服,受剪满足剪压比要求
耗能构件	按规范要求设计,弹性	部分构件正截面屈服,抗剪不屈服	大部分构件正截面屈服,抗剪屈服

根据中震等效弹性计算,所有竖向构件正截面不屈服,斜截面弹性;框架梁、钢梁及桁架,斜截面均不屈服,极少数框架梁抗弯屈服。中震组合下,底层框架柱均处于受压状态,无拉应力。中震作用下,结

构最大层间位移角 x 方向 1/745, y 方向 1/809,均小于 1/250。

根据大震等效弹性计算,关键构件在大震作用下正截面不屈服,抗剪承载力不屈服;普通竖向构件正截面没有屈服的,斜截面均能满足剪压比要求;框架梁部分进入屈服阶段,钢梁及桁架,斜截面均不屈服。

6 结论

(1) 对于复杂的建筑形体,应进行多种结构方案的对比。基于本工程屋盖非对称、弧形及错落的特点,选用钢梁体系 + 桁架体系的形式能够满足建筑造型需要,且结构受力体系合理。

(2) 针对桃源站站房大悬挑的情况,采用减小悬挑构件荷载负担的方法;针对钢梁倾斜角度大引起轴力过大的情况,合理设计水平支撑减小构件应力比。

(3) 复杂钢结构节点是受力的关键,有限元分析结果表明节点满足设计要求。

(4) 根据性能化设计方法对站房结构进行了补充计算,结果表明满足相应的性能水准要求。

参考文献:

- [1] 中国建筑科学研究院. 建筑结构荷载规范:GB 50009—2012[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012:33-65.
- [2] 金新阳. 建筑结构荷载规范理解与应用(按 GB 50009—2012)[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2013:157-164.
- [3] 空间网格结构技术规程:JGJ 7—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010:16-17.
- [4] 钢结构设计标准:GB 50017—2017[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2017.
- [5] 石开荣,潘文智,姜正荣,等. 大型复杂钢结构球型铰支座的力学性能—轴压荷载下的转动性能[J]. 华南理工大学学报(自然科学版),2019,47(8):9-15.
- [6] 蒋 媛,刘开强. 成都某复杂高层结构设计可行性分析[J]. 水利与建筑工程学报,2015,13(6):188-193.
- [7] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010:15-17.
- [8] 高层建筑混凝土结构技术规程:JGJ 3—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010:25-28.