

某钢屋盖三分叉组合节点设计与分析

马 稳,邢沛霖,肖 艳,刘 钝,苏红国
(中信建筑设计研究总院有限公司,湖北 武汉 430000)

[摘要] 结合某钢屋盖结构中的三分叉钢节点设计实例,引入一类组合管钢节点方案,该节点方案可通过常规的焊接工艺加工,无需专门订模铸造,加工周期更短,经济性更好。根据不同的加强措施,拟定 5 种组合管钢节点方案。利用有限元软件对拟采用的 5 种组合管钢节点方案进行对比分析。研究结果表明,组合管钢节点方案 A3 能较好地满足设计需要。

[关键词] 钢屋盖;节点;设计;有限元分析

[中图分类号] TU391

[文献标识码] A

[文章编号] 2097-0897(2025)22-0099-05

Design and Analysis of Three-branch Composite Joint for a Steel Roof

MA Wen, XING Peilin, XIAO Yan, LIU Dun, SU Hongguo

(CITIC General Institute of Architecture Design and Research Co., Ltd., Wuhan, Hubei 430000, China)

Abstract: Based on the design example of a three branch steel node in a certain steel roof structure, a type of composite pipe steel node scheme is introduced. This node scheme can be processed through conventional welding technology without the need for specialized mold casting, with a shorter processing cycle and better economy. Based on different strengthening measures, five composite pipe steel joint schemes are proposed. This paper uses finite element software to compare and analyze five proposed composite pipe steel joint schemes. The research results indicate that the combination pipe steel joint scheme A3 can better meet the design requirements.

Keywords: steel roof; nodes; design; finite element analysis

1 工程概况

某体育场平面投影呈椭圆形,长轴约为 244m,短轴约为 230m,整体分为下部的钢筋混凝土看台结构和上部的钢屋盖结构,如图 1 所示。钢筋混凝土看台采用框架+局部剪力墙结构,钢屋盖采用三向空间网格+三分叉支撑的悬挑结构,如图 2 所示。三分叉支撑点位于上层看台梁面或柱顶端,屋盖从撑杆支撑点向体育场内最大悬挑距离约为 30m,屋盖非悬挑端端部设置拉杆拉结于地下室顶板柱端。拟采用组合管钢节点方案实现三分叉支撑钢节点。

2 节点方案

组合管钢节点构成大致为 3 根圆钢管在节点处“弯折”成平行关系的 3 根圆钢管,各支管可分为斜段与竖直段,竖直段设计高度 1 500mm,3 根管竖

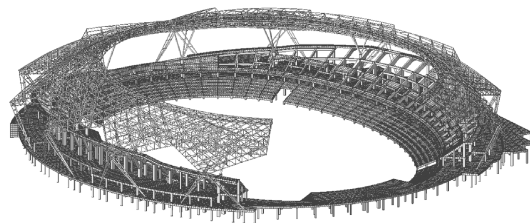


图 1 体育场看台与钢屋盖

Fig. 1 Stadium stands and steel roof

段“并接”在一起,并通过 Y 形钢板将 3 根圆钢管均匀分开,为了满足建筑造型要求,在竖直段外部焊接装饰钢板,如图 3 所示。考虑到节点不同部位的受力特征,3 根圆钢管内部设置加劲肋或灌注混凝土,将组合管钢节点分为方案 A1~A5。

根据整体建模计算得到 3 根圆钢管规格,外径 550mm,壁厚 40mm;3 根圆钢管的斜段与竖直段采用全熔透坡口焊接,分支管 1 斜段与竖直段夹角 178°,分支管 2 斜段与竖直段夹角 158°,分支管 3 斜

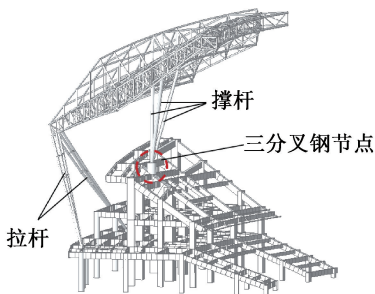


图 2 钢屋盖局部

Fig. 2 Structural part of the steel roof

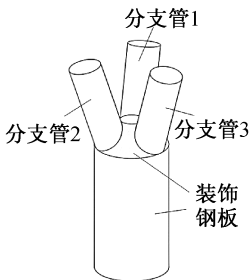


图 3 组合管三分叉节点效果

Fig. 3 Effect of composite steel pipe joint

段与竖直段夹角 160° 。Y 形钢板由 3 块长 1 500mm、宽 550mm、厚 30mm 的钢板组成,钢板间夹角 120° ,交于一处采用坡口焊缝焊接成整体,如图 4 所示。考虑到 3 根在实际外力作用下,竖直段上 3 根圆钢管会相互挤压,故在 3 根圆钢管与 Y 形钢板接触处,将 3 根圆钢管外壁打磨出宽 50mm 的平面,保证钢管与 Y 形钢板紧密贴合,同时紧邻该处设置角焊缝,保证钢管与 Y 形钢板不会相互滑移。装饰钢板壁厚 8mm,竖直段装饰钢板由 6 段圆弧段(半径 550mm)组成,焊接于 Y 字形钢板端部与分支管外壁之间,各焊接点处圆弧段装饰钢板间预留 6~8mm 间隙,采用角焊缝焊接;斜段分支管间的装饰钢板呈圆台形,下部与竖直段装饰钢板顶端坡口焊接,上部采用角焊缝焊接于各支管外壁。钢材材质均采用 Q355B 钢。

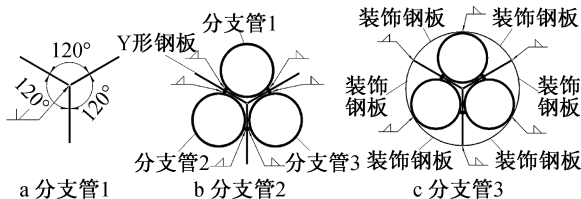


图 4 Y 形钢板及装饰钢板加工

Fig. 4 Processing of Y-shaped steel plates and decorative steel plates

拟采用的组合管钢节点方案 A1~A5 主要区别如下:①方案 A1,支管内不设置任何加强措施;②方

案 A2,在竖直段支管内从弯折点往下 400mm 设置横纵加劲肋,加劲肋壁厚均为 20mm;③方案 A3,在方案 A2 基础上,在斜段内距弯折点 350mm 范围设置横纵加劲肋,加劲肋壁厚均为 20mm;④方案 A4,在方案 A1 基础上,在竖直段支管内由弯折点往下灌注混凝土;⑤方案 A5,在方案 A4 基础上,在斜段内距弯折点 350mm 范围灌注混凝土(见图 5)。

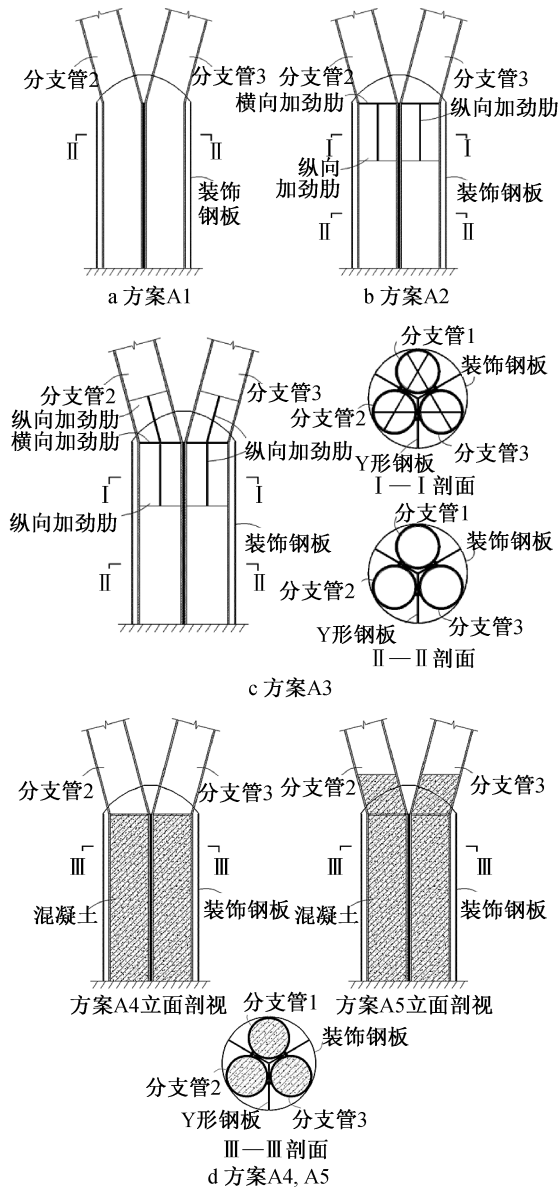


图 5 组合管方案

Fig. 5 The scheme of composite pipe

支管内设置横、纵向加劲肋的加工方案相对复杂,以方案 A3 中支管的加工为例(见图 6):①相交的纵向加劲肋的制作,两半片加劲肋分别坡口焊接于完整的加劲肋上;②焊接好的纵向加劲肋坡口焊接于横向加劲肋上;③分别截取适当长度的支管,将横纵加劲肋放入支管内对应位置,在支管弯折处采用全熔透坡口焊缝将支管斜段、竖直段及横向加

劲板焊接成一体;④纵向加劲肋与支管内壁间的单面坡口焊接通过手工焊或熔嘴电渣焊实现;⑤内置加劲肋的支管部分与支管其他部分通过全熔透坡口焊连接。

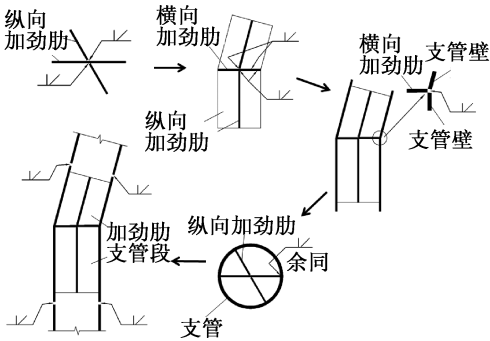


图 6 方案 A3 内置横纵向加劲肋加工

Fig. 6 Processing for built-in longitudinal and transverse stiffeners in scheme A3

3 有限元模型建立

3.1 单元类型和材料本构关系

组合管钢节点均采用 ABAQUS 有限元软件进行计算分析。各部分构造均采用实体单元建模:钢支管及其内加劲肋采用四面体单元 C3D10,Y 形分隔钢板及混凝土采用六面体单元 C3D8R,单元边长尺寸均按照 30mm 控制。计算中材料涉及 Q355B 钢材、C30 及 C50 混凝土,Q355B 钢材强度设计值(钢材厚 16 ~ 40mm 时)为 295MPa,弹性模量 206 000MPa,泊松比 0.3。Q355B 钢材采用简化的三折线本构模型^[1-6],对结果进行分析时,钢材均采用 Von Mises 屈服准则进行判断,当钢材的 Von Mises 应力小于屈服强度时,认为钢材处于弹性工作状态;当钢材的 Von Mises 应力大于屈服强度时,则认为钢材进入塑性工作状态。钢管内混凝土抗压强度考虑一定的钢管约束效应,采用文献[7]提出的钢管内混凝土应力-应变本构关系,利用 ABAQUS 自带的塑形损伤模型(CDP),建立应力-应变-损伤因子对应关系模型,通过损伤因子来判断钢管内混凝土的损坏程度。

3.2 荷载取值

钢屋盖整体计算分析采用 3D3S 及 MIDAS 有限元软件,基于整体计算结果隔离需进行单独分析的节点,提取各杆件的实际受力状况,通过选取各支杆最大应力比对应的组合及各支杆最大轴力对应的组合(共 6 组)对节点模型方案 A1 进行试算,筛选出最不利的工况,并考虑 1.5 倍的放大系数作为节点模型荷载的来源,从而保证节点区的实际承载能力高于设计内力。本例比选分析选取的荷载工

况均为小震弹性的计算结果,故节点最不利应力不应超过相关规范要求的设计值。

3.3 接触及边界条件

组合管钢节点方案中,竖直段分支钢管与 Y 形钢板接触点位置,沿高度方向在分支钢管与 Y 形钢板表面分割出 50mm 宽矩形表面,通过“绑定”命令将两两对应的矩形表面约束在一起,模拟实际紧密贴合的相互挤压区域。方案 A4,A5 中混凝土与分支管内壁界面考虑相对滑移,界面摩擦系数设为 0.6^[8]。

模型底部设置为固定边界,分叉支管顶面为自由端,各支管顶面分别耦合到圆心一点处,定义局部坐标系并施加荷载于该处。

4 有限元分析结果

方案 A1 的有限元分析结果如图 7 所示。由图 7 可知,最大应力点位于分支管 3 弯折处附近与 Y 形钢板接触面的顶端,最大应力点对应断面的应力云图如图 8 所示,分支管与 Y 形钢板挤压处应力最大,并向厚度方向及两侧扩散,最大应力约 324MPa,小于钢材屈服强度,整个节点处于弹性状态,但超过了钢材的抗压强度设计值 295MPa,不满足设计要求;节点整体最大空间位移约 0.9mm,节点刚度较大,外力作用下各部分变形较小。

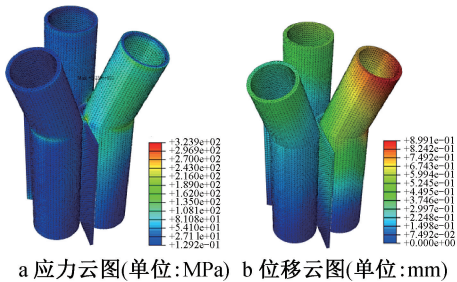


图 7 方案 A1 有限元分析结果

Fig. 7 Finite element analysis results of scheme A1

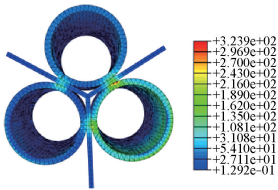


图 8 方案 A1 最不利断面应力云图(单位:MPa)

Fig. 8 Stress cloud map of the most unfavorable section in scheme A1 (unit:MPa)

与方案 A1 相比,方案 A2~A5 均在 3 根支管内部设置了一定的构造措施来增强节点局部强度,计算分析表明,方案 A2~A5 中节点整体应力、位移分布及趋势与方案 A1 相似,但节点最大应力及最大

位移相较方案 A1 均有所减小,考虑方案 A1 的结果显示外力作用下各部分变形量均较小,故对方案 A2~A5 中节点的变形不作过多的阐述。方案 A2~A5 最不利点处对应断面的应力云图如图 9~11 所示,方案 A2 中最大应力约 296MPa,方案 A3 中最大应力约 276MPa,相较方案 A1,A2,方案 A3 能满足设计强度要求。

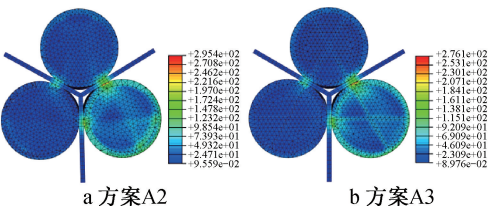


图 9 最不利断面应力云图(单位:MPa)

Fig. 9 Stress cloud map of the most unfavorable section (unit:MPa)

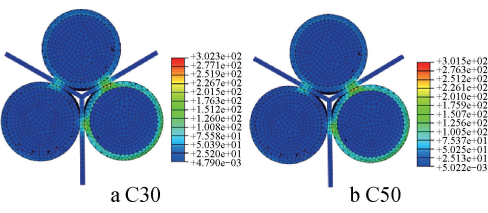


图 10 方案 A4 最不利断面应力云图(单位:MPa)
Fig. 10 Stress cloud map of the most unfavorable section in scheme A4 (unit:MPa)

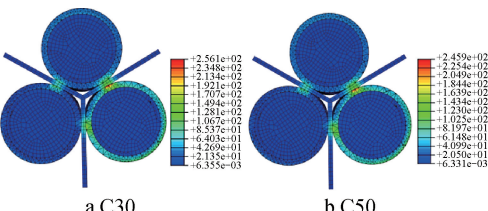


图 11 方案 A5 最不利断面应力云图(单位:MPa)
Fig. 11 Stress cloud map of the most unfavorable section in scheme A5 (unit:MPa)

对方案 A4 和 A5 采用 C30,C50 混凝土进行计算分析,如图 12,13 所示。混凝土强度等级的不同对于支管上应力的影响不大,方案 A4 中最大应力约 302MPa,方案 A5 中最大应力约 256MPa,方案 A5 中钢组件的强度能满足设计要求。参考 CECS 392—2021《建筑结构抗倒塌设计标准》中基于应变对混凝土损伤程度的评价分级,对方案 A4,A5 中混凝土损伤程度进行判断:①对于 C30 混凝土,模型采用混凝土本构中受压峰值应变为 0.003 3,ABAQUS CDP 模型中损伤因子 0.39 对应的应变为 0.002 1,损伤因子 0.343 对应的应变为 0.001 3,均

小于受压峰值应变,均判断为无损坏;②对于 C50 混凝土,模型采用混凝土本构中受压峰值应变为 0.003 9,ABAQUS 的 CDP 模型中损伤因子 0.342 对应的应变为 0.002 4,损伤因子 0.286 对应的应变为 0.001 4,均小于受压峰值应变,均判断为无损坏。结合前述钢支管应力状态,采用 C30 核心混凝土的方案 A5 可满足设计要求。

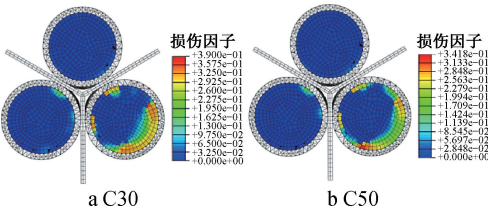


图 12 方案 A4 核心混凝土受压损伤云图

Fig. 12 Cloud map of compressive damage to core concrete in scheme A4

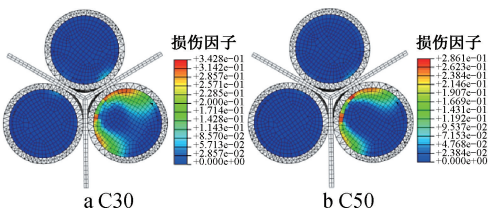


图 13 方案 A5 核心混凝土受压损伤云图

Fig. 13 Cloud map of compressive damage to core concrete in scheme A5

综上所述,组合管钢节点方案中,A3 及 A5 能满足小震弹性的设计需求,但考虑到钢管内浇筑混凝土多 1 道施工工序,现场浇筑难以保证内部密实度,此外,方案 A3 节点段可全程在工厂制作,质量可靠性相对较高,自重也相应小一些,因此方案 A3 更适合本项目。方案 A3 的有限元分析结果如图 14 所示,节点整体最大空间位移约 0.77mm,其强度及变形均能满足本项目设计要求;同时相比方案 A1,采取局部加强措施后,位移有一定减少,但节点刚度较大,在设计荷载作用下,节点各部分的变形量均较小。

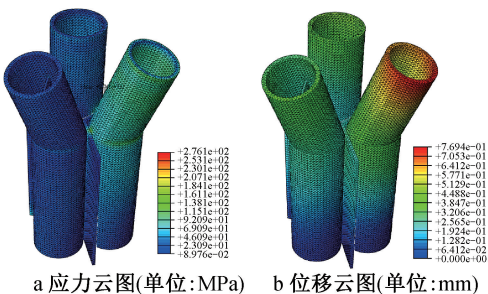


图 14 方案 A3 有限元分析结果

Fig. 14 Finite element analysis results of scheme A3

5 结语

通过 5 种组合管钢节点方案的有限元对比分析,方案 A3 和 A5 均能满足预定的设计要求,但结合现场施工情形及可靠性,采用单一材料的方案 A3 更优。此前对于此类屋盖支撑分叉钢节点的设计常采用铸钢节点方案,需专门订模铸造,加工周期长,而采用组合管钢节点方案可以通过常规的焊接工艺加工,加工周期更短,经济性更好。

参考文献:

[1] 罗旭斌,马军,彭桂平.南通市体育会展中心分叉柱底铸钢支
座节点有限元分析[J]. 钢结构,2006,21(4):46-49,52.
LUO X B,MA J,PENG G P. Finite element analysis of cast-steel
joints at bottom of bifurcated column for center of exhibition and
sports in Nantong [J]. Steel construction, 2006, 21 (4) : 46-
49,52.

[2] 张文津,王康,刘贵文,等.大跨度钢屋盖轮辐式索桁架结构
施工方法与数值模拟[J]. 施工技术(中英文),2024,53(8):
8-12.
ZHANG W J,WANG K,LIU G W,et al. Construction technology
and numerical simulation of wheel-spoke cable truss structure for
large-span steel roof[J]. Construction technology,2024,53(8):
8-12.

[3] 杜文凤,孙志飞,高博青,等.树状结构三分叉铸钢节点有限
元分析[J]. 建筑结构学报,2014,35(S1):89-93.
DU W F,SUN Z F,GAO B Q,et al. Finite elment analysis of a

cast-steel joint with three branches in tree-like structure [J].
Journal of building structures,2014,35(S1):89-93.

[4] 闫巍,尹胜兰,岂泽宇,等.塞内加尔某体育场钢结构罩棚设
计[J]. 建筑结构,2022,52(S1):556-560.
YAN W,YIN S L,QI Z Y,et al. Design of steel shed for a
stadium in Senegal [J]. Building structure, 2022, 52 (S1) :
556-560.

[5] 李丁丁.某剧场钢桁架屋盖施工模拟分析[J]. 施工技术(中
英文),2023,52(8):68-73.
LI D D. Constrution simulation analysis of steel truss roof for a
theater[J]. Construction technology,2023,52(8):68-73.

[6] 聂建国,秦凯,肖岩.方钢管混凝土柱节点的试验研究及非线
性有限元分析[J]. 工程力学,2006,23(11):99-109,115.
NIE J G, QIN K, XIAO Y. Experimental investigation and
nonlinear finite element analysis on the behavior of concrete-filled
square steel tubular column connections [J]. Engineering
mechanics,2006,23(11):99-109,115.

[7] 韩林海,陶忠.方钢管混凝土轴压力学性能的理论分析与试
验研究[J]. 土木工程学报,2001,34(2):17-25.
HAN L H,TAO Z. Study on behavior of concrete filled square
steel tubes under axial load[J]. China civil engineering journal,
2001,34(2):17-25.

[8] 尧国皇,陈宜言,林松.新型钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节
点的有限元分析[J]. 特种结构,2010,27(6):34-38.
YAO G H,CHEN Y Y,LIN S. FEM analysis on seismic behavior
of a new-type joint of CFST column-RC beam [J]. Special
structures,2010,27(6):34-38.