

文章编号: 1004-4353(2016)03-0257-06

大跨度高支模楼板部分扣件式钢管 支撑体系的设计与施工

张宏博¹, 方光秀^{1*}, 金哲镐², 方涛¹

(1. 延边大学工学院 结构工程学科, 吉林 延吉 133002;

2. 延吉市华益房地产开发有限公司, 吉林 延吉 133002)

摘要: 结合吉林省延吉市某高层建筑框剪结构工程, 对大跨度高支模扣件式钢管支撑架体系的设计与施工进行了探讨. 通过对工程中采用的支撑架体系的强度及稳定性验算分析, 给出了大跨度高支模扣件式钢管支撑体系的设计计算方法和施工工艺关键控制点以及施工技术措施. 经实践验证, 本文方案能够有效克服质量通病, 满足工程验收规范与质量评定标准的要求, 可供类似工程借鉴.

关键词: 柱框剪结构; 高支模; 钢管; 扣件式; 支撑体系

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

Design and construction of large-span high formwork floor part of fastener style steel pipe support system

ZHANG Hongbo¹, FANG Guangxiu^{1*}, JIN Zhegao², FANG Tao¹

(1. Department of Structural Engineering, College of Engineering, Yanbian University, Yanji 133002, China;

2. Yanji Huayi Real Estate Development Company Limited, Yanji 133002, China)

Abstract: Combining with a high-rise building frame-shear structure project in Yanji city of Jilin province, the large span high formwork support system of fastener type steel tube will be discussed in this paper. The strength and stability checking of engineering used in support system analysis, control points and technical measures for the construction of key design calculation method and construction technology of large span high formwork structure is given out. The practice proves that this scheme can effectively overcome the quality common diseases, and can meet the requirements of engineering acceptance specification and quality assessment standard, which can be used for reference in similar engineering.

Keywords: frame structure; high formwork; steel tube; fastener; support system

0 引言

随着现代建筑的发展, 大跨高层混凝土结构日益增多, 使得模板工程的复杂性提高; 同时, 在实际工程中也因支撑架体系设计不足及施工不当等原因, 而导致多起坍塌事故, 造成了严重的人员伤亡和经济损失^[1-2]. 因此, 为保证支撑架体系的

安全可靠, 对该类工程支撑架的设计和施工方案提出了更高的要求^[3]. 目前, 对扣件式钢管支撑架体系中的钢管及扣件取材形式、内部钢管架搭设形式等方面研究得虽然较多, 但针对大跨度高支模体系的设计与施工研究得较少, 且在实际工程设计方案中存在以下问题: ①计算中欠缺统筹考虑风力荷载的水平作用以及水平荷载对两端支

撑系统的影响;②施工过程中存在梁托偏心,立杆搭设不成直线,漏设水平杆等质量通病^[4].上述问题得不到很好地解决,必然会影响工程的质量与安全控制,因此本文以吉林省延吉市华益世豪假日酒店框剪结构工程为例,结合《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》(JGJ 130—2011)中关于扣件式支撑架体系稳定性计算的新增内容,针对大跨度高支模钢管支撑架体系中楼板部位的设计及施工方案展开探讨,并通过工程的施工动态监测与验证,证明了本文设计及施工方案的合理性.

1 工程概况

工程(延吉市华益世豪假日酒店)结构类型为框架剪力墙结构,总建筑面积为 43 112.21 m²,地上 24 层,建筑高度为 99.15 m;地下 1 层为地下车库,其建筑面积为 6 991.51 m².建筑整体效果图如图 1 所示.



图 1 整体效果图

主楼二层楼板设有天井,天井净尺寸为 12 350 mm×25 550 mm;天井上方需要三层楼板的高支模,一层地面至三层标高为 10.3 m,支模高度为 10.28 m,宽度为 12.35 m.针对该大跨度高支模,经建设单位、施工单位和监理单位共同研究,决定采用扣件式钢管支撑体系,分 3 个步骤施工:1)支一层柱模板,浇筑一层柱混凝土;2)支二层柱模板,浇筑二层柱混凝土;3)支三层梁板模板,浇筑三层梁板混凝土.本工程板厚均为 120 mm.因篇幅所限,本文仅研究高支模楼板部分支撑体系的设计与施工,其高支模位置如图 2 所示.



图 2 高支模位置图

2 大跨度高支模扣件式钢管支撑架的设计

2.1 大跨度高支模扣件式钢管支撑架的设计方案

为了确保模板系统有足够的强度、刚度和稳定性,统筹考虑水平荷载对模板支撑系统的影响,尤其是输送混凝土时泵管的水平冲力和风力荷载的水平作用,并针对抗侧向位移的不足,采用 $\phi 48.3 \text{ mm} \times 3.6 \text{ mm}$ 钢管顶架作为垂直支撑钢件,每 3 跨设置加强型剪刀撑和斜刀撑,然后再设置纵横钢管扫地杆一道(高出地面 200 mm),同时设置间距为 900 mm 的水平连结钢管.计算立杆长度时,考虑立杆间距与步距的影响,再根据顶部和底部两个立杆段来合理选择架体高度附加系数和架体整体稳定系数.扣件式支撑架体系的侧立面如图 3 所示.

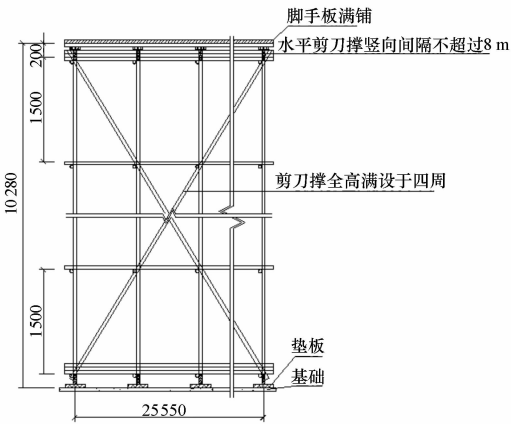


图 3 满堂支撑架侧立面图

在施工中,架体坐落在地下室顶板上,立杆顶端高度可用支托调节,支撑采用的木枋及顶托尺寸为 60 mm×80 mm.在支托纵向均匀布置木枋,且支托两边的空隙位置用木楔固定,以使木枋保证均匀承重;板支撑体系采用钢管,其布置间距为 900 mm.扣件式支撑架体系的立面图如图 4 所示.

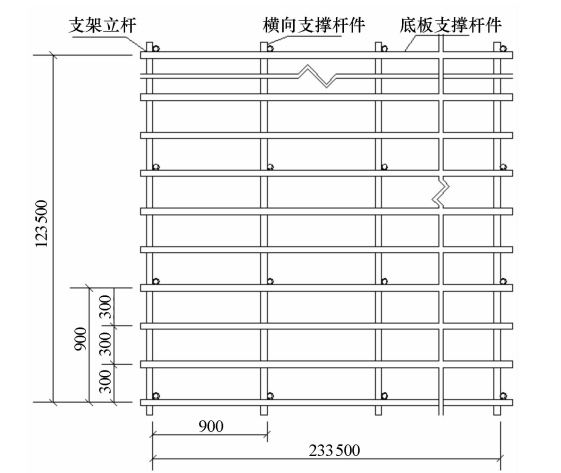


图 4 满堂支撑架平面图

2.2 大跨度高支模扣件式钢管支撑架的设计计算

2.2.1 架体与材料参数 大跨度高支模扣件式钢管支撑架体与材料参数^[5]如表 1 所示。

表 1 架体与材料参数

架体与材料设计因数	参数
顶部立杆计算长度系数 μ_1	1.494
每米钢管自重 $g_{1k}/(\text{kN/m})$	0.04
挡脚板自重标准值 $g_{3k}/(\text{kN/m})$	0.17
每米立杆承受结构自重标准值 $g_k/(\text{kN/m})$	0.167
施工均布荷载 $q_{2k}/(\text{kN/m}^2)$	3
基本风压 $\omega_0/(\text{kN/m}^2)$	0.35
风荷载体型系数 μ_s	1.04
非顶部立杆计算长度系数 μ_2	1.656
脚手板自重标准值 $g_{2k}/(\text{kN/m}^2)$	0.35
密目式安全立网自重标准值 $g_{4k}/(\text{kN/m})$	0.1
材料堆放荷载 $q_{1k}/(\text{kN/m}^2)$	1
平台上的集中力 $F_1/(\text{kN})$	2
风压高度变化系数 μ_z	1
风荷载标准值 $\omega_k/(\text{kN/m}^2)$	0.312

注： μ_1 和 μ_2 分别通过规范附录 C-3 和 C-5 选取； μ_z 、 ω_0 和 ω_k 按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 表 8.2.1 和附表 E.5 选取，并由 8.1.1-1 公式计算；将支撑架视为桁架，其 μ_s 按国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 表 8.3.1 第 38 项的规定计算。

2.2.2 板底纵向支撑次楞验算 取单位宽度 1 000 mm 作为计算单元，按均布荷载作用下的三等跨连续梁计算(根据实际工程资料并参考规范进行设计计算，其中计算式符号均来自于规范^[6])。

1) 当扣件式支撑架体系平台上无集中力时(计算简图如图 5 所示)，计算结果如下所示：

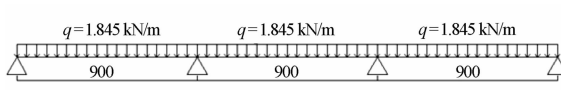


图 5 无集中力时三等跨连续梁计算简图

$q_1 = 1.2 \times (G_{1k} + G_{2k}) = 0.174 \text{ kN/m};$
 $q_2 = 1.4 \times (Q_{1k} + Q_{2k}) = 1.68 \text{ kN/m};$
 $q = q_1 + q_2 = 1.854 \text{ kN/m}.$

① 强度验算

$M_{\max} = 0.100q_1l_2 + 0.117q_2l_2 = 0.173 \text{ kN} \cdot \text{m};$
 $R_{\max} = 1.100q_1l + 1.200q_2l = 1.987 \text{ kN};$
 $V_{\max} = 0.6q_1l_a + 0.617q_2l_a = 1.027 \text{ kN};$
 $\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 4.059 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 125$

N/mm²，满足要求；

$\sigma = M_{\max}/W = 32.89 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205$

N/mm²，满足要求。

② 挠度验算

$q'_1 = G_{1k} + G_{2k} = 0.145 \text{ kN/m};$
 $q'_2 = Q_{1k} + Q_{2k} = 1.2 \text{ kN/m};$
 $R'_{\max} = 1.100q'_1l + 1.200q'_2l = 1.44 \text{ kN};$
 $\nu_{\max} = (0.677q'_1l_4 + 0.990q'_2l_4)/(100EI) =$
 $0.322 \text{ mm} \leq \min\{900/150, 10\} = 6 \text{ mm},$ 满足要求。

2) 当扣件式支撑架体系平台上增加集中力时(计算简图如图 6 所示)，计算结果如下所示：

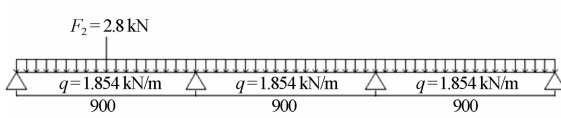


图 6 有集中力时三等跨连续梁计算简图

① 强度验算

$q = q_1 + q_2 = 1.854 \text{ kN/m};$
 $F_2 = 1.4 \times F_1 = 2.8 \text{ kN}.$

同理可知：

$M_{\max} = 0.617 \text{ kN} \cdot \text{m};$
 $R_{\max f} = 3.865 \text{ kN}; V_{\max f} = 2.681 \text{ kN};$
 $\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 10.597 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 125$

N/mm²，满足要求；

$\sigma = M_{\max}/W = 117.3 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205$

N/mm²，满足要求。

② 挠度验算

$q' = G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k} + Q_{2k} = 1.345 \text{ kN/m};$
 $F_2 = F_1 = 2 \text{ kN}; R'_{\max f} = 2.782 \text{ kN};$

$\nu_{\max} = 1.045 \text{ mm} \leq \min\{900/150, 10\} = 6 \text{ mm}$, 满足要求。

2.2.3 横向主楞验算 横向支撑钢管按照均布荷载和集中荷载作用下三等跨连续梁计算, 集中荷载 p 取板底支撑钢管传递的最大支座力。

1) 当扣件式支撑架体系平台上无集中力时(计算简图如图 7 所示), 计算结果如下所示:

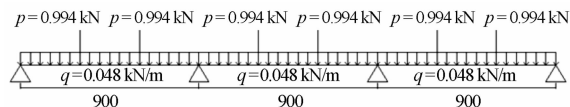


图 7 无集中力时三等跨连续梁计算简图

$$q = 1.2 \times N_z = 0.048 \text{ kN/m};$$

$$q' = N_z = 0.04 \text{ kN/m};$$

$$p = R_{\max}/2 = 0.994 \text{ kN};$$

$$p' = R'_{\max}/2 = 0.72 \text{ kN}.$$

同理可知:

$$R_{\max f} = 2.3 \text{ kN}; V_{\max f} = 1.285 \text{ kN};$$

$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 5.079 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 125 \text{ N/mm}^2$, 满足要求;

$\sigma = M_{\max}/W = 46.008 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$, 满足要求;

$\nu_{\max} = 0.39 \text{ mm} \leq \min\{900/150, 10\} = 6 \text{ mm}$, 满足要求。

2) 当扣件式支撑架体系平台上增加集中力时(计算简图如图 8 所示), 计算结果如下所示:

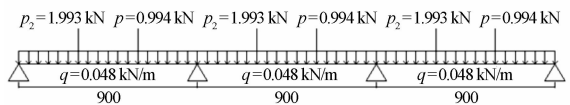


图 8 有集中力时三等跨连续梁计算简图

$$q = 1.2 \times N_z = 0.048 \text{ kN/m};$$

$$q' = N_z = 0.04 \text{ kN/m};$$

$$p = R_{\max}/2 = 0.994 \text{ kN};$$

$$p' = R'_{\max}/2 = 0.72 \text{ kN};$$

$$p_2 = R_{\max f}/2 = 1.933 \text{ kN};$$

$$p'_2 = R'_{\max f}/2 = 1.391 \text{ kN}.$$

同理可知:

$$M_{\max} = 0.387 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$R_{\max f} = 3.024 \text{ kN}; V_{\max f} = 1.672 \text{ kN};$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 6.609 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 125$$

N/mm^2 , 满足要求;

$\sigma = M_{\max}/W = 73.574 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$, 满足要求;

$\nu_{\max} = 0.636 \text{ mm} \leq \min\{900/150, 10\} = 6 \text{ mm}$, 满足要求。

2.2.4 可调托座验算 $N = 2R_{\max} + F_1 = 6.6 \text{ kN} \leq [N] = 30 \text{ kN}$, 满足要求。

2.2.5 立杆的稳定性验算

立杆底部荷载:

$$N_{G1} = g_k H + l_a n_1 N_c + l_b N_z = 1.825 \text{ kN};$$

立杆顶部荷载:

$$N_{G1d} = l_a \times n_4 \times N_c + l_b \times N_z = 0.108 \text{ kN};$$

$$N_{G2} = g_{2k} \times l_a \times l_b = 0.283 \text{ kN};$$

$$l = \max\{l_a, l_b\} = \max\{0.9, 0.9\} = 0.9 \text{ m};$$

$$N_{G3} = g_{3k} l = 0.153 \text{ kN};$$

$$N_{G4} = g_{4k} l = 0.09 \text{ kN};$$

$$N_{Q1} = q_{1k} \times l_a \times l_b = 0.81 \text{ kN};$$

$$N_{Q2} = q_{2k} \times l_a \times l_b = 2.43 \text{ kN};$$

$$N_{Q4} = F_1 = 2 \text{ kN}.$$

立杆顶部荷载还必须考虑风力荷载的水平作用, 按组合风荷载计算, 其立杆的轴向压力设计值:

$$N_{\text{顶}} = 1.2(N_{G1d} + N_{G2} + N_{G3} + N_{G4}) + 0.9 \times 1.4(N_{Q1} + N_{Q2} + N_{Q4}) = 7.363 \text{ kN};$$

$$N_{\text{底}} = 1.2(N_{G1} + N_{G2} + N_{G3} + N_{G4}) + 0.9 \times 1.4(N_{Q1} + N_{Q2} + N_{Q4}) = 9.424 \text{ kN}.$$

1) 长细比验算

顶部立杆段:

$$l_{01} = k\mu_1(h_d + 2a) = 2838.6 \text{ mm};$$

非顶部立杆段:

$$l_{02} = k\mu_2 h = 2484 \text{ mm};$$

取整体稳定计算结果最不利值, $\lambda = l_0/i = 178.528 \leq [\lambda] = 210$, 满足要求。

2) 立柱稳定性验算

顶部立杆段:

$$l_{01} = k\mu_1(h_d + 2a) = 3454.576 \text{ mm};$$

$$\lambda_1 = l_{01}/i = 217.269, \text{查表得 } \phi_1 = 0.154;$$

$$\omega_k = \mu_z \mu_s \omega_0 = 0.364 \text{ kN/m}^2;$$

$$M_w = 0.9 \times 1.4 \times \omega_k l h_{d2}/10 = 0.093 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

按组合风荷载计算, $\sigma = N_{\text{顶}}/\phi A + M_w/W = 112.17 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$, 满足要求。

底部立杆段:

$$l_{02} = k\mu_2 h = 3\,023.03 \text{ mm};$$

$$\lambda_2 = l_{02}/I = 190.13, \text{查表得 } \varphi_2 = 0.199;$$

$$\omega_k = \mu_z \mu_s \omega_0 = 0.364 \text{ kN/m}^2;$$

$$M_w = 0.9 \times 1.4 \times W_k l h_2 / 10 = 0.093 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

按组合风荷载计算, $\sigma = N_{\text{底}}/\varphi A + M_w/W = 111.27 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$, 满足要求.

2.2.6 立杆支承面承载力验算

1) 抗冲切验算

楼板抗冲切承载力:

$$\beta_h = 1, f_t = 1.71 \text{ N/mm}^2, \sigma_{\text{pc,m}} = 1 \text{ N/mm}^2,$$

$$\eta = 0.4 + 1.2/\beta_s = 1, h_0 = 185 \text{ mm},$$

$$\mu_m = 4 \times (a + h_0) = 1\,140.00 \text{ mm};$$

$$F_1 = (0.7\beta_h f_t + 0.15\sigma_{\text{pc,m}})\eta\mu_m h_0 = 184.40$$

$\text{kN} \geq N = 9.42 \text{ kN}$, 满足要求.

2) 局部受压承载力验算

楼板局部受压承载力:

$$\omega = 0.75, \beta_1 = (A_b/A_1) \times 0.5 = 0.20,$$

$$f_{cc} = 0.85 \times 19.10 = 16.235 \text{ N/mm}^2;$$

$$F_1 = \omega\beta_1 f_{cc} A = 24.35 \text{ kN} \geq N = 9.42 \text{ kN}, \text{满足要求.}$$

3 大跨度高支模扣件式钢管支撑架的施工

3.1 施工工艺与关键控制点

针对大跨度高支模扣件式钢管支撑架体系施工工艺中存在的梁托偏心、立杆搭设不成直线、漏设水平杆等质量通病, 本文给出了如下施工质量关键控制点: 1) 立杆间距轴线是否合格(支撑体系放线); 2) 检查立杆垂直度是否合格(设置立杆); 3) 检查纵横杆间距高差是否合格(搭设纵横向支撑杆件、第二层纵横向杆件); 4) 标高轴线平整度是否合格(放入顶托). 大跨度高支模扣件式钢管支撑架体系, 施工的关键控制点如图9所示.

3.2 加强施工技术措施

1) 对使用的胶合板、方木、钢管等材料, 选择做破坏性力学试验.

2) 板底模其边端部离支撑立杆的悬挑长度为 100 mm , 且当跨度 $L \geq 4 \text{ m}$ 支模时, 跨中起拱 $L/400$.

3) 安装模板时, 模的拼缝用木枋的窄边压住, 同时模的搁置也利用木枋的窄边, 并把水平拼

缝搁置在木枋上. 梁底模端部设置在支撑立杆的内侧, 避免悬挑情况的出现.

4) 根据工程案例的研究分析, 大跨度高支模楼板两端的支撑系统受到的水平荷载影响较大, 靠近水平力作用处一段的立杆将承受竖向向上力, 有上拔倾斜的隐患; 另一端的边立杆将承受竖向最大附加轴力, 有首先压坏的危险. 因此, 在其支撑体系中应加强竖向和水平剪刀撑, 以此达到提高刚度和满足立杆承载能力的作用.

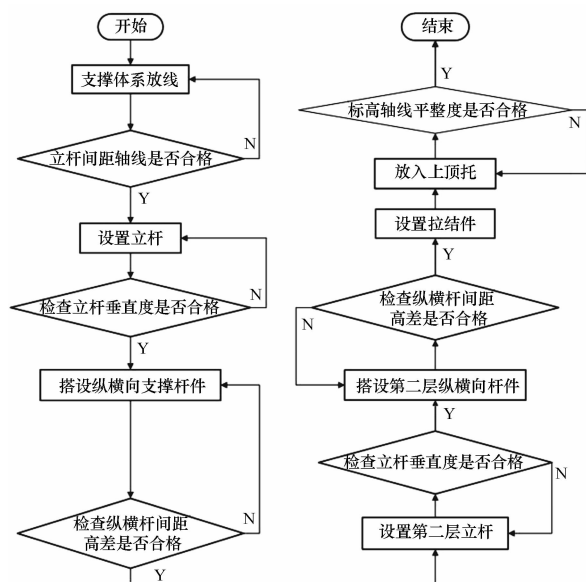


图9 扣件式钢管支撑架施工关键控制点

在架体外侧周边及内部横、纵方向每 5 m 处, 由底至顶设置连续竖向剪刀撑, 剪刀撑宽度为 5 m , 剪刀撑度数为 50° , 剪刀撑与立杆用扣件可靠连接. 水平剪刀撑从竖向剪刀撑顶部交点平面内设置并且满搭, 且剪刀撑度数为 50° , 剪刀撑与立杆用扣件可靠连接.

4 施工验证

4.1 动态监测

在工程施工中, 对高支模扣件式钢管支撑架体系进行沉降和位移监测. 每个跨板均设一个监测剖面(梁、板跨中位置), 每个监测剖面均布设一个支撑架水平位移监测点和 2 个支架沉降观测点^[7]; 在浇筑混凝土过程中实施动态监测, 每隔 30 min 进行一次; 施工过程中采用变形控制, 其中板底(钢管立杆)沉降最大为 20 mm , 梁水平位

移最大为 20 mm;同时,设置板底(钢管立杆)沉降报警值,报警值为 10 mm. 经监测,混凝土浇筑后产生的挠度平均值为 10 mm,满足《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》(JGJ 130—2011)的要求.

4.2 施工验证

按本文提出的设计方案进行施工,在施工过程中没有出现弯曲、变形、断裂等现象,且框剪结构混凝土板未发生胀模、蜂窝麻面、空洞、裂纹等质量通病,模板拼缝平顺严密,不漏浆,经检查模板起拱高度为 2‰;模板上的预留孔洞无遗漏,安装牢固,位置偏差为 ± 12 mm, $\leq \pm 20$ mm,均符合规范规定^[6]. 同时,由于施工质量控制良好,缩短了建设工期(4 d). 拆模后的混凝土施工效果如图 10 所示. 经建设单位、设计单位以及监理单位的工程验收,按本文设计方案进行施工的支撑架体系符合《混凝土结构工程施工规范》(GB 50666—2011)^[8]相关质量要求.



图 10 施工效果图

5 结论

本文在高支模楼板部分扣件式钢管支撑体系施工计算方案中,考虑风力荷载的水平作用以及水平荷载对两端支撑系统的影响,通过对板底支撑纵向次楞、横向主楞、可调托座、立杆稳定性、立杆支承面承载力等方面的计算,得出较为可靠的结算结果. 施工中通过采取施工关键控制点(立杆间距轴线与立杆垂直度是否合格、纵横杆间距及高差是否合格、标高轴线平整度是否合格)确保了施工质量,而且缩短了建设工期. 经工程验证表明,本文提出的高支模楼板部分扣件式钢管支撑体系的设计及施工方案符合国家相关质量规范,因此可供类似工程借鉴.

参考文献:

- [1] SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures[M]. Steel Design Manual, 1998:17-21.
- [2] 敖鸿斐,李国强. 双排扣件式钢管脚手架的极限稳定承载力研究[J]. 力学季刊,2004,6(2):213-214.
- [3] 李素芬. 浅谈扣件式钢管脚手架在模板支撑中的应用[J/OL]. 城市建设理论研究,2012(18). (2012-10-17). <http://g.wanfangdata.com.cn>.
- [4] 何礼生,邓斌. 某高大模板钢管支撑体系设计与施工管理[J]. 施工技术,2010,39(6):72-74.
- [5] 赵滇生,田兴长,章雪峰,等. 扣件式钢管模板高支撑架整体稳定分析[J]. 浙江工业大学学报,2007,2(1):78-79.
- [6] 中国科学建筑研究院. JGJ 130—2011 建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012:35-36.
- [7] 楼晓明,杨晶,李德宁,等. 立柱桩在深基坑分步开挖过程中的上拔位移分析[J]. 岩土工程学报,2013,35(1):193-198.
- [8] 中国科学建筑研究院. GB 50666—2011 混凝土结构工程施工规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012:83-85.