

毕业设计（论文）

题 目

生产车间设计

系（院）

土木工程系

专 业

班 级

学生姓名

学 号

指导教师

职 称

二〇一五 年 六 月 二十 日

独 创 声 明

本人郑重声明：所呈交的毕业设计(论文)，是本人在指导老师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果，成果不存在知识产权争议。尽我所知，除文中已经注明引用的内容外，本设计（论文）不含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的作品成果。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体均已在文中以明确方式标明。

本声明的法律后果由本人承担。

作者签名：_____

二〇一五 年 六 月 二十 日

毕业设计（论文）使用授权声明

本人完全了解关于收集、保存、使用毕业设计（论文）的规定。

本人愿意按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版，同意学校保存学位论文的印刷本和电子版，或采用影印、数字化或其它复制手段保存设计（论文）；同意学校在不以营利为目的的前提下，建立目录检索与阅览服务系统，公布设计（论文）的部分或全部内容，允许他人依法合理使用。

（保密论文在解密后遵守此规定）

作者签名：_____

二〇一五 年 六 月 二十 日

生产车间设计

摘 要

本工程为生产车间，厂房跨度为 24 米，柱距为 6.6 米，纵向总长为 66 米。厂区周围道路畅通，地形平坦，自然地表标高 10.13m，基本风压为 $0.5\text{KN}/\text{m}^2$ ，基本雪压为 $0.35\text{KN}/\text{m}^2$ 。结构形式采用轻钢结构单层工业厂房形式，并设有抗风柱，基础均采用柱下独立基础，柱脚采用带加劲肋的刚接柱脚，围护结构采用双面岩棉复合彩钢夹心板。本工程设计严格按照设计准则，满足适用性，安全性，永久性的功能要求。

关键字：生产车间；轻钢结构；工业厂房

Design of piston production workshop in Bohai Binzhou

Abstract

The project workshop span is 24 meters, and spacing of 6.6 meters, the longitudinal length is 66 meters. The area around the road is smooth, flat terrain, natural terrain elevation 10.13m, basic wind pressure, basic snow. Structure form of the light steel structural monolayer industrial factory building form, and is provided with the wind column, are based on the independent foundation under the column, the column using with stiffening rib rigid column base connection, the retaining structure with double composite rock wool sandwich panel. The engineering design is strictly according to the design criteria, meet the applicability, safety, permanent functional requirements.

Key words: production workshop; light steel structure; industrial plant

目 录

引 言	1
第一章 建筑设计	2
1.1 建筑设计	2
1.1.1 工程概况	2
1.2 建筑设计	3
1.2.1 厂房平面布置	3
1.2.2 结构设计选型	4
第二章 结构设计	6
2.1 吊车梁设计	6
2.1.1 吊车梁设计资料	6
2.2 内力计算	6
2.3 吊车梁截面尺寸确定及几何特征计算	8
2.3.1 截面尺寸确定	8
2.3.2 梁截面几何特征	9
2.4 梁截面承载力核算	10
2.4.1 强度计算	10
2.4.2 稳定计算	11
2.4.3 疲劳强度验算	12
2.4.4 挠度验算	13
2.4.5 支座加劲肋计算	13
2.4.6 焊缝计算	13
第三章 门式刚架设计	14
3.1 设计资料	14
3.2 荷载计算	15
3.3 内力计算	16
3.3.1 永久荷载作用下的内力	16
3.3.2 活荷载作用下的内力	18

3.3.3. 风荷载作用下的内力	19
3.3.4 吊车荷载—水平向右最大在左	21
3.4 内力组合	23
3.5 柱梁截面设计	24
3.5.1 刚架柱设计	24
3.6 刚架横梁	28
3.7 节点设计	30
3.7.1 梁柱节点设计	30
3.7.2 屋脊节点设计	33
3.7.3 牛腿设计	35
3.7.4 柱脚节点设计	36
3.8 檩条设计	38
3.8.1 设计资料	38
3.8.2 荷载计算	38
3.8.3 内力分析	38
3.8.4 截面选择	39
3.8.5 确定有效截面并验算强度	39
3.8.6 稳定计算	42
3.8.7 挠度计算	43
3.8.8 拉条设计	43
3.9 墙梁设计	43
3.9.1 设计资料	43
3.9.2 山墙墙梁设计	44
3.9.3 纵向墙梁设计	45
3.10 基础设计	46
3.10.1 设计资料	46
3.10.2 柱基础截面设计	46
参考文献	49
谢 辞	50

引 言

随着我国国民经济的不断发展和科学技术的进步，钢结构在我国的应用范围也在不断扩大。钢结构自重轻，基础简单，钢材的密度比是混凝土的 3 倍，强度是混凝土的 14 倍以上，墙体一般采用轻质复合墙板，每平方米建筑面积的质量远小于钢筋混凝土结构的自重。由于建筑物自重轻，对地耐力要求就低，适用于软弱地基，因此钢结构住宅降低了基础工程的施工难度和造价。有效使用面积大，钢结构的材料强度高，柱梁截面小，再加上钢结构住宅的墙体因不参与承重，可采用高强度的轻质墙板，墙板厚度远小于钢筋混凝土结构的墙体厚度，从而使有效使用面积得到了提高。钢结构体系施工周期短，由于构件工业化，产业化生产，施工周期比传统建筑缩短 50%，构件由于在工厂制作生产，施工作业受天气及季节影响小，工厂构件制作与现场构件安装可以平行作业，大大缩短了建造周期和资金占用时间。抗震性能好。钢结构本身有良好的延伸性，自重轻，自振周期长，较大变形下能吸收变形能，结构体系的连接多为柔性连接，维护结构可随主体结构发生变位，其抗震性能得到大大提高。

钢结构由于符合时代的发展，钢结构建筑被广泛的应用于建筑行业，包括工业厂房的建筑、民用住宅的建筑和公共场所的建筑，如鸟巢体育馆的建筑结构即为钢结构建筑，具有很大的代表性，同时也是我国建筑行业开发利用钢结构建筑的又一座里程碑，鸟巢的建成得到了国内和国际的好评，也为国内的建筑行业进行钢结构建筑研究树立信心，更加明确了发展方向。

设计中，第一章为建筑设计，说明本工程的工程概况、建筑设计。

第二章为结构设计，包括吊车梁的设计，吊车梁截面的设计以及验算。

第三章为门式刚架设计，包括柱截面设计，梁截面设计，节点设计，檩条设计，墙梁设计以及基础设计。

第一章 建筑设计

1.1 建筑设计

1.1.1 工程概况

本工程为生产车间，厂区周围道路畅通。结构形式采用轻钢结构单层工业厂房形式，围护结构采用双面岩棉复合彩钢夹心板。本工程认真贯彻“适用、安全、经济、美观”的设计原则，立面时尚、简洁、美观；平面应满足生产工艺的制作要求。

(1)批准建筑面积： $1600m^2$ ，土建总造价：100 万元。

(2)建筑等级：结构安全等级Ⅲ级，耐火等级为Ⅱ级，采光等级为Ⅲ级。

(3)结构形式：轻钢结构门式刚架。

(4)设备：中级（软钩）工作制吊车 $Q=5T$ 一台。

(5)基本风压： $0.5KN/m^2$ ，基本雪压： $0.35KN/m^2$ 。

1.自然条件

(1)气温：冬季采暖计算温度 $-7^{\circ}C$ ，夏季通风计算温度 $27^{\circ}C$ 。

(2)主导风向：夏季为东南风，冬季为西北风。

(3)降雨量：年降雨量 $588.5mm$ ，一日最大降水量为 $150.4mm$ 。

(4)雨季施工起止日期：7月1日——8月31日。

(5)冬季施工起止日期：12月10日——次年3月10日。

2.地质条件及地理情况

(1)地形平坦，自然地表标高 $10.13m$ 。

(2)根据勘察报告，场区土层按自上而下顺序表述如下：

根据外业钻探观察描述、静探测试分析，场地地层成层性较好，横向变化不大，沉积物以粉质黏土、粉土为主。在静探勘察深度范围内自上而下可分为 6 层：

1 层素填土，2 层粉土，3 层粉质黏土，4 层粉土夹粉质黏土，5 层粉质黏土，6 层粉土。

(3)该场地地下水的类型为第四系孔隙潜水，补给来源以大气降水为主，排泄途径以地下缓径流和地面蒸发为主。

(4)地基基础方案分析：宜采用天然地基，建议开挖深度为 2.00 米左右，槽底高程控制在 8.13m，以 2 层粉土为地基持力层，局部可能未挖至原状土，建议继续下挖并进行换填处理。地基承载力特征值 f_{ak} 为 90kPa。设计部门可根据 GB50007-2011 规范公式 5.2.4 进行深宽修正。

(5)抗震设防烈度为 7 度，拟建场地土类型为中软场地土，场地类别为 III 类。

(6)最大冻土深 0.6m。

3.设备条件：

(1)场地及运输条件，现场场地平整，道路畅通，足以满足施工运输和交通使用。

(2)技术设备情况，施工单位设备齐全，可满足施工要求。

(3)劳动力供应情况，劳动力可按计划要求供应、满足施工需要。各主要工种工人以班组承包方式作业，要求在一段时间内能连续均衡作业。

(4)现场采暖、上、下水管网及电力均由城市管网直接提供。

1.2 建筑设计

1.2.1 厂房平面布置

该厂房的长度为 66m，跨度 24m，柱距为 6.6m，由 11 榀门式刚架纵向布置。平面为矩形，这种平面形式满足工艺生产流程的要求，物流运输路线短捷，形状规整，且厂房的跨度不大，室内采光和通风都能达到要求。矩形平面规整，结构构造简单，施工周期短，造价低。

厂房的建筑空间由生产车间，生活区，仓库组成。根据生产工艺流程，厂房左侧为生产区，并有一台起重量为 5t 的吊车，边跨设有抗风柱，用来增加结构的稳定性。

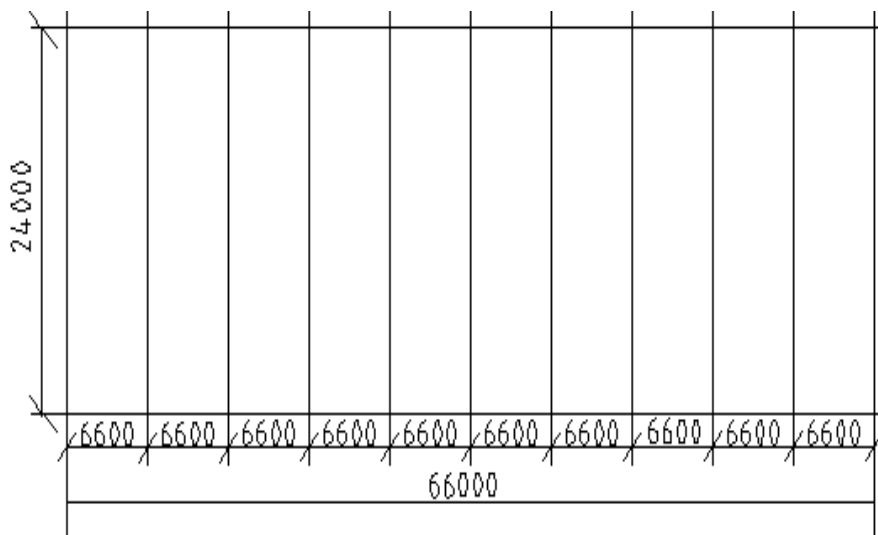


图 1-1 车间平面布置图

1.2.2 结构设计选型

本工程采用轻型门式刚架，在满足生产工艺的前提下按等间距布置以方便构件加工生产和安装。在柱外侧设置墙梁，在墙梁上挂压型钢板墙体；在钢架梁上设置檩条，在檩条上铺设压型钢板屋面板，同时为提高结构整体性，按构造在柱间设置柱间支撑，在檩条、墙梁间设置拉条和撑杆及隅撑。柱按吊车要求布置牛腿，牛腿顶面距室内地坪标高 6.3m。基础均采用柱下独立基础，柱脚采用带加劲肋的刚接柱脚。

(1) 厂房高度的确定

单层厂房的高度是指地面至屋架下弦的垂直距离，一般情况下，屋架下弦的高度即是柱顶与地面之间的高度，所以单层厂房的高度即是地面到柱顶的高度，柱高由生产工艺确定，在此确定的是由室内地坪到柱与梁的轴线交点处的高度。按公式：

$$H=h_1+h_2+h_3$$

H —室内地坪到柱与梁轴线的交点处的距离

h_1 —吊车轨顶至屋架下弦底面的距离

h_2 —地面至吊车轨顶的高度，由生产工艺决定

h_3 —地面至柱脚底面的距离，对于中型厂房一般为 0.8-1.0m，

为方便施工与构件的生产取高度为 9.3m。梁坡度为 $i=0.1$ ，门式刚架屋脊高度为 $H+L \times i=9.3+12 \times 0.1=10.5\text{m}$ 。

（2）建筑立面设计

厂房西、南、北面个设置大门，厂房正、背立面均设窗，离地面 1.2 米的墙体采用红砖砌块，，墙体和屋面均采用彩色压型钢板，立面总体设计既有利于采光和通风又符合美观大方的原则。

（3）采光设计

本设计的采光等级要求为 III 级，作业精确度为精细，采取双侧窗照明《建筑采光设计标准》，采光系数 $C=3\%$ ，窗地面积比估算值为 $1/4$ （辅助用房的采光设计按民用设计采光标准确定窗地比为 $1/6\sim 1/8$ ），该厂房总的建筑面积为 1585 m^2 ，生产区的建筑面积为 1427 m^2 ，由此可得，所需窗的面积为 357 m^2 根据这些数据计算出窗的尺寸，在标高 1.2m 处设置推拉窗，尺寸为 3000×3000 ，在标高 6 米处设置高为高 1.5 米（正背面长 66 米，侧面长 24 米）的带型固定窗。

本设计中，生产区窗的总面积为：

$$A_c = 3.0\text{m} \times 3.0\text{m} \times 19 + 1.5\text{m} \times 66\text{m} \times 2 + 1.2\text{m} \times 24\text{m} = 397.8\text{ m}^2$$

（4）通风设计

根据该车间的性质可知该工业厂房对内部的尘埃、及温度的波动限制不多，故采用自然通风，车间下部窗、办公室、，检测室及厕所均设置推拉窗外其他全为固定窗。

（5）防火设计

该厂房的建筑防火等级为二级，根据规范规定的防火安全距离要求，从厂房最远处到出口的距离不能大于 30m，设计中的出口布置满足规范的要求。

（6）保温隔热设计

为保证厂房的围护结构具有一定的保温性能和在构造上的严密性，屋面和墙面均采用轻质高强的压型钢板，内夹一定厚度的聚苯板用来保温隔热。

第二章 结构设计

2.1 吊车梁设计

2.1.1 吊车梁设计资料

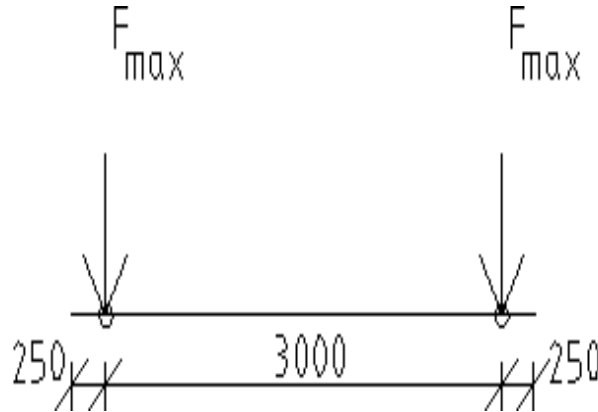


图 2-1 吊车简图

该吊车为 $L=22.5\text{m}$, $Q=5\text{T}$ 工作制 A4 级软钩吊车 $F_{p\max}=42\text{kN}$, $F_{p\min}=10.48\text{kN}$, 考虑一台吊车荷载作用。

吊车梁跨度 6.6m , $Q=5\text{t}\leq 50\text{t}$, 可以不设置制动结构而将吊车梁上翼缘加宽, 梁端部采用突缘支座。

吊车梁材质取用 Q235, 腹板与上翼缘采用焊透的 K 形连接, 与下翼缘采用贴角焊缝连接, 并均为自动焊, 其余焊缝为手工焊接, 自动焊焊条为 H08A, 手工焊焊条为 E43 型。

2.2 内力计算

(1) 计算吊车梁内力时, 吊车梁自重及作用于其上走道的活荷载、积灰荷载、轨道等竖向荷载, 可近似地以轮压荷载乘以荷载增大系数 $b=1.03$, 并考虑动力系数 $a=1.05$, 吊车竖向荷载分项系数 $g_Q=1.4$ 进行计算。

计算竖向轮压:

$$P = a \cdot b \cdot g_Q \cdot P_{k\max} = 1.05 \times 1.03 \times 1.4 \times 42 = 63.59 \text{ kN}$$

每轮横向水平力:

$$T_k = h \frac{Q + Q_1}{2n_1} \quad h=0.12 \quad (Q \leq 10\text{T}, \quad h=0.12)$$

$$T_k = 0.12 \times \frac{5}{2 \times 2} \times 9.8 = 1.47 kN$$

$$T' = g_Q \cdot T_k = 1.4 \times 1.47 = 2.06 kN$$

计算吊车梁下翼缘强度和稳定性时： $T = T' = 2.06 kN$

支座最大剪力 V_{\max} ：

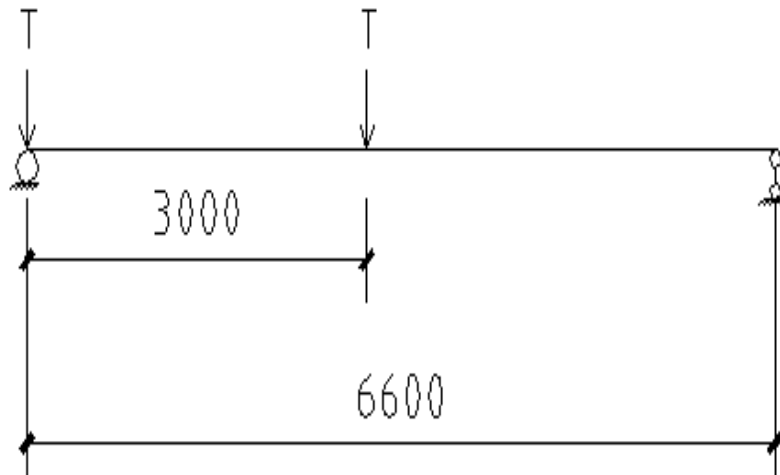


图 2-2 剪力最不利位置

$$V_{\max} = \frac{P}{6.6} (6.6 + 3.6) = \frac{63.59 kN}{6} (6.6 + 3.6) = 98.3 kN$$

(2) 计算弯矩时跨中最大竖向弯矩 M_{\max} ：

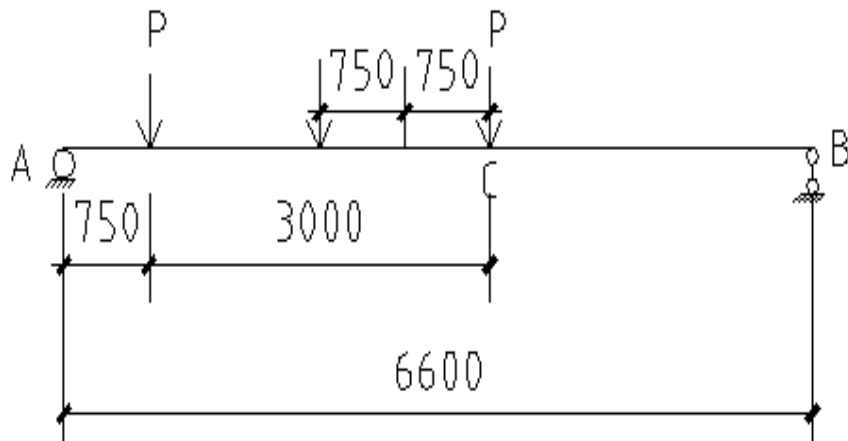


图 2-3 最大竖向弯矩计算简图

$$R_A = \frac{1}{6.6} \times 2 \times 63.59 \times 4.35 = 83.82 kN$$

$$M_{c\max} = 83.52 \times 3.75 - 63.59 \times 3 = 123.56 kN$$

(3) 计算强度时最大水平弯矩 $M_{T\max}$ ：

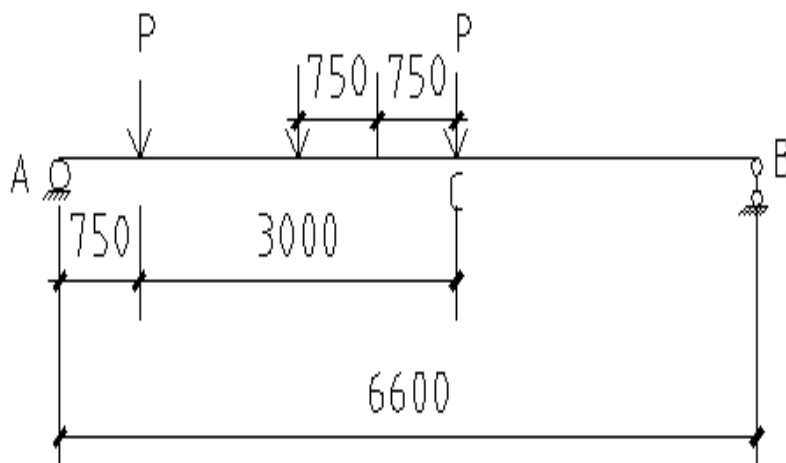


图 2-4 最大水平弯矩计算简图

$$M_{T_{\max}} = \frac{2.06}{63.59} \times 123.56 \text{ kN} \cdot \text{m} = 4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 计算挠度时最大水平弯矩 M_{\max}^T (计算简图如上图) :

$$M_{\max}^T = \frac{4 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1.05} = 3.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.3 吊车梁截面尺寸确定及几何特征计算

2.3.1 截面尺寸确定

设计按 Q235 钢第一组刚才选用, 此时 $f = 215 \text{ N/mm}^2$, $f_v = 125 \text{ N/mm}^2$

(1) 按经济要求确定梁高:

$$\text{所需梁截面抵抗矩 } W = \frac{1.2 M_{\max}}{f} = \frac{1.2 \times 123.56 \times 10^6}{215} = 690 \text{ cm}^3$$

$$\text{所需梁高 } h_{ec} = \sqrt[3]{W} - 30 = \sqrt[3]{690} - 30 = 31.9 \text{ cm}$$

(2) 按照刚度要求确定梁高: 容许相对挠度取为 $\frac{l}{600}$, 故 $\left[\frac{l}{v}\right] = 600$

$$h_{\min} = 0.6 f \cdot l \cdot \left[\frac{l}{v}\right] \times 10^{-6} = 0.6 \times 215 \times 6600 \times 600 \times 10^{-6} = 51 \text{ cm}$$

初选梁高 $h_w = 500 \text{ mm}$ 。

(3) 按经验公式确定腹板厚度:

$$t_w = 7 + 3h_w = 7 + 3 \times 0.5 = 8.5 \text{ mm}$$

(4) 按抗剪要求确定腹板厚度:

$$t_w = 1.2 \frac{V_{\max}}{h_w \cdot f_v} = 1.2 \times \frac{98.3 \times 10^3}{500 \times 125} = 1.9 \text{ mm}$$

初选腹板 500×12 。

（5）梁翼缘截面尺寸

为使截面经济合理，选用上下翼缘不对称工字形截面，所需翼缘板总面积按下式近似计算。

$$A = 2 \left(\frac{W}{h_w} - \frac{t_w \times h_w}{6} \right) = 2 \left(\frac{690 \times 10^3}{500} - \frac{12 \times 500}{6} \right) = 760 \text{ mm}^2$$

上下翼缘按总面积的 60% 和 40% 分配。

上翼缘面积 $0.6 \times 928.4 = 557.04 \text{ mm}^2$ ，下翼缘面积 $0.4 \times 928.4 = 371.36 \text{ mm}^2$ 。

对于 Q235 钢，根据构造要求 $8 \text{ mm} \leq t \leq 50 \text{ mm}$ 。

初选上翼缘板— $340 \times 12 = 4080 \text{ mm}^2$ ，初选下翼缘板— $200 \times 12 = 2400 \text{ mm}^2$ 。

翼缘板自由外伸宽度 $a = 170 \text{ mm} \leq 15t \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times 12 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 180 \text{ mm}$ ，翼缘板

满足局部稳定的要求，同时也满足轨道宽度 $b \geq 320 \text{ mm}$ 的要求。

2.3.2 梁截面几何特征

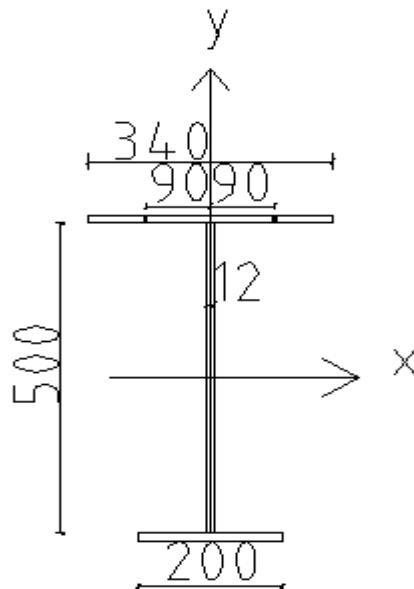


图 2-5 吊车梁截面图

（1）毛截面特征

$$A = 1.2 \times 34 + 20 \times 1.2 + 50 \times 1.2 = 124.8 \text{ cm}^2$$

$$y_0 = \frac{34 \times 1.2 \times 51.8 + 20 \times 1.2 \times 0.6 + 50 \times 1.2 \times 26.2}{12480} = 29.6 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 34 \times 1.2^3 + 34 \times 1.2 (52.4 - 29.6 - 0.6)^2 + \frac{1}{12} \times 20 \times 1.2^3 + 20 \times 1.2 (29.6 - 0.6)^2 \\ + \frac{1}{12} \times 1.2 \times 50^3 + 50 \times 1.2 \times \left(29.6 - \frac{52.4}{2} \right)^2 = 53493.2 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{53493.2 \text{ cm}^4}{(52.4 - 29.6) \text{ cm}} = 2346 \text{ cm}^3$$

(2) 净截面特性

$$A = 1.2 \times (34 - 2 \times 2.35) + 20 \times 1.2 + 50 \times 1.2 = 119.2 \text{ cm}^2$$

$$y_{n0} = \frac{29.3 \times 1.2 \times 49.4 + 20 \times 1.2 \times 0.6 + 47.6 \times 1.2 \times 20}{11920} = 26.7 \text{ cm}$$

$$I_{nx} = \frac{1}{12} \times 29.3 \times 1.2^3 + 29.3 \times 1.2 (50 - 26.7 - 0.6)^2 + \frac{1}{12} \times 20 \times 1.2^3 + 20 \times 1.2 (26.7 - 0.6)^2 \\ + \frac{1}{12} \times 0.8 \times 47.6^3 + 47.6 \times 1.2 \times \left(26.7 - \frac{50}{2} \right)^2 = 45423 \text{ cm}^4$$

$$W_{nx}^{\text{上}} = \frac{45423 \text{ cm}^4}{23.3 \text{ cm}} = 1949 \text{ cm}^3$$

$$W_{nx}^{\text{下}} = \frac{45423 \text{ cm}^4}{26.7 \text{ cm}} = 1701 \text{ cm}^3$$

上翼缘对 y 轴的特性:

$$A_{\text{上}} = 34 \times 1.2 = 40.8 \text{ cm}^2,$$

$$A_n^{\text{上}} = (34 - 2 \times 2.35) \times 1.2 = 35.16 \text{ cm}^2$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times 1.2 \times 34^3 = 3930 \text{ cm}^4$$

$$I_{ny} = 3930 - 2 \times 2.35 \times 1.2 \times 9^2 = 3473 \text{ cm}^4$$

$$W_{ny} = \frac{3473}{17} = 204 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{3930}{17} = 231 \text{ cm}^3$$

2.4 梁截面承载力核算

2.4.1 强度计算

（1）正应力验算

$$\begin{aligned} \text{上翼缘正应力: } s &= \frac{M_{x\max}}{W_{nx}^{\perp}} + \frac{M_{T\max}}{W_{ny}} = \frac{123.56 \times 10^6}{1949 \times 10^3} + \frac{4 \times 10^6}{204 \times 10^3} \\ &= 83 \text{ N/mm}^2 < 215 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{下翼缘正应力: } s = \frac{M_{x\max}}{W_{nx}^{\downarrow}} = \frac{123.56 \times 10^6}{1701 \times 10^3} = 72.64 \text{ N/mm}^2 < 215 \text{ N/mm}^2$$

（2）剪应力验算

由于采用突缘支座

$$\text{支座剪力 } t = \frac{1.2 \times V_{\max}}{h_w \times t_w} = \frac{1.2 \times 98.3 \times 10^3}{500 \times 12} = 19.7 \text{ N/mm}^2 < f_v = 125 \text{ N/mm}^2$$

（3）腹板的局部压应力

采用 38 kg/m 钢轨，轨高为 134mm。

$$l_z = a + 5h_y + 2h_R = 50 + 5 \times 12 + 2 \times 134 = 378 \text{ mm}$$

$$\text{腹板局部压应力为: } s_c = \frac{F}{t_w \cdot l_z} = \frac{63.59 \times 10^3}{378 \times 12} = 14.0 \text{ N/mm}^2 < 215 \text{ N/mm}^2$$

本设计中，最大正应力和最大剪应力均较小，在验算折算应力时可将最大正应力和最大剪应力代入验算，这样折算应力为：

$$\begin{aligned} &\sqrt{s^2 + s_c^2 - s \times s_c + 3t^2} \\ &= \sqrt{72.64^2 + 14.0^2 - 72.64 \times 14.0 + 3 \times 19.7^2} \\ &= 74.97 \text{ N/mm}^2 < b_1 \cdot f = 1.1 \times 215 = 236.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

2.4.2 稳定计算

（1）整体稳定性

$l/b = 6600/340 = 19.4 > 13$ ，应计算梁的整体稳定性。

$$x_1 = \frac{l \cdot t}{b \cdot h} = \frac{6600 \times 12}{340 \times 500} = 0.47 < 2.0$$

$$b_b = 0.73 + 0.18x_1 = 0.73 + 0.18 \times 0.47 = 0.815$$

$$I_1 = \frac{1}{12} \times 1.2 \times 34^3 = 3930 \text{ cm}^4, \quad I_2 = \frac{1}{12} \times 1.2 \times 20^3 = 800 \text{ cm}^4$$

$$a_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2} = \frac{3930}{3930 + 800} = 0.83 \geq 0.8$$

$$\text{当 } 0.5 \leq x \leq 1 \quad b_b = 0.815 \times 0.95 = 0.77$$

$$h_b = 0.8(2a_b - 1) = 0.8(2 \times 0.83 - 1) = 0.528$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_1 + I_2}{A}} = \sqrt{\frac{3930 + 800}{124.8}} = 6.0 \text{ cm}, \quad I_y = \frac{l}{i_y} = \frac{660}{6} = 110$$

整体稳定系数 j_b 为:

$$\begin{aligned} j_b &= b_b \cdot \frac{4320}{I_y^2} \cdot \frac{Ah}{W_x} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{I_y t}{4.4h} \right)^2} + h_b \right] \times \frac{235}{f_y} \\ &= 0.77 \times \frac{4320}{110^2} \cdot \frac{124.8 \times 50}{2346} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{110 \times 1.2}{4.4 \times 50} \right)^2} + 0.528 \right] \times 1 = 1.23 > 0.6 \end{aligned}$$

$$j'_b = 1.07 - \frac{0.282}{j_b} = 1.07 - \frac{0.282}{1.23} = 0.84$$

计算整体稳定性:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_x}{j_b W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{123.56 \times 10^6}{0.84 \times 2346 \times 10^3} + \frac{4 \times 10^6}{231 \times 10^3} \\ &= 80.02 \text{ N/mm}^2 < 215 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(2) 腹板的局部稳定性

$$\frac{h_0}{t_w} = \frac{50}{0.8} = 62.5 < 80 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 80, \text{ 按构造要求在腹板上配置横向加劲}$$

肋, 取加劲肋间距 $a = 750 \text{ mm}$, , 由于加劲肋宽 $b_s \geq \frac{h_0}{30} + 40 = 55.9 \text{ mm}$, 取

$b_s = 90 \text{ mm}$ 。 $t_s \geq \frac{b_s}{30} = 6 \text{ mm}$, 取为 6 mm 。

2.4.3 疲劳强度验算

该吊车为中级工作制吊车, 因此只需要采取以下措施来满足疲劳强度的要求。

- (1) 上翼缘与腹板采用 T 形焊透对接焊缝;
- (2) 加劲肋下端与吊车梁下翼缘保持 80 mm 的距离。

2.4.4 挠度验算

按照一台吊车作用标准值进行挠度验算。梁跨有两个吊车轮压：

$$P_K = P_{\max} = 63.59 \text{ KN}$$

$$M_{C\max} = 123.56 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{Ml^2}{10EI_x} = \frac{123.56 \times 10^6 \times 6600^2}{10 \times 2.06 \times 10^5 \times 53493.2 \times 10^4} \\ &= 2.5 \text{ mm} < \frac{l}{1000} = \frac{6600}{1000} = 6.6 \text{ mm} \end{aligned}$$

满足要求。

2.4.5 支座加劲肋计算

取突缘支座加劲板的宽度 $b_s = 100 \text{ mm}$ ，厚度 $t_s = 10 \text{ mm}$ ，由吊车梁支座构造图可得：

$$A_{ce} = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}^2$$

端面承压力为

$$s_{ce} = \frac{R_{\max}}{A_{ce}} = \frac{98.3 \times 10^3}{10 \times 10^2} = 98.3 \text{ N/mm}^2 < f_{ce} = 325 \text{ N/mm}^2$$

支座加劲肋计算截面的特性为

$$A = A_{ce} + 15t_w t_w = 10 + 15 \times 1.2 \times 1.2 = 31.6 \text{ cm}^2$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \times 1.4 \times 20^3}{15.6}} = 7.73 \text{ cm}, \quad I_z = \frac{h_0}{i_z} = \frac{37.6}{7.73} = 4.89$$

该截面属 B 类截面，查表得 $j = 0.995$ ，计算支座加劲肋在腹板平面外的稳定性：

$$s = \frac{R_{\max}}{j \cdot A} = \frac{98.3 \times 10^3}{0.995 \times 31.6 \times 10^3} = 31.26 \text{ N/mm}^2 < 215 \text{ N/mm}^2$$

2.4.6 焊缝计算

(1) 上翼缘与腹板的连接焊缝为焊透的 K 形对接焊缝，焊缝质量等级为二

级，因此其与母材等强度，可不计算。

（2）下翼缘与腹板的角焊缝

下翼缘与截面的中和轴的面积矩

$$S_1 = 20 \times 1.2 (50 - 29.6 - \frac{1.2}{2}) = 475.2 \text{ cm}^3$$

焊缝焊角尺寸为

$$h_f = \frac{V_{\max} S_1}{2 \times 0.7 f_t^w I_x} = \frac{98.3 \times 10^3 \times 475.2 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 160 \times 53493.2 \times 10^4} = 0.39$$

采用 6mm。

（3）支座加劲肋与腹板的连接焊缝

$$h_f = \frac{1.2 R_{\max}}{0.7 n l_w f_t^w} = \frac{1.2 \times 63.6 \times 10^3}{0.7 \times 2 \times (376 - 2 \times 0.6) \times 160} = 0.95$$

h_f 应不小于 0.7 倍的腹板厚并不小于 6mm，即 $0.7 \times 12 = 8.4 \text{ mm}$ 。故取 $h_f = 9 \text{ mm}$ ，由于这条焊缝非常重要，也宜采用 K 形焊缝焊透。

第三章门式刚架设计

3.1 设计资料

该设计采用用单跨双坡门式刚架，刚架跨度 24m，柱高 9.3m，共有 11 榀刚架，柱距 6.6m，屋面坡度 10%，地震设防烈度为 7 度。刚架形式及几何尺寸见图 4-1。屋面及墙面板为彩钢夹芯板；檩条、墙梁为薄壁卷边 C 型钢，其间距为 1.5m，钢材采用 Q235 钢，焊条为 E43 型。

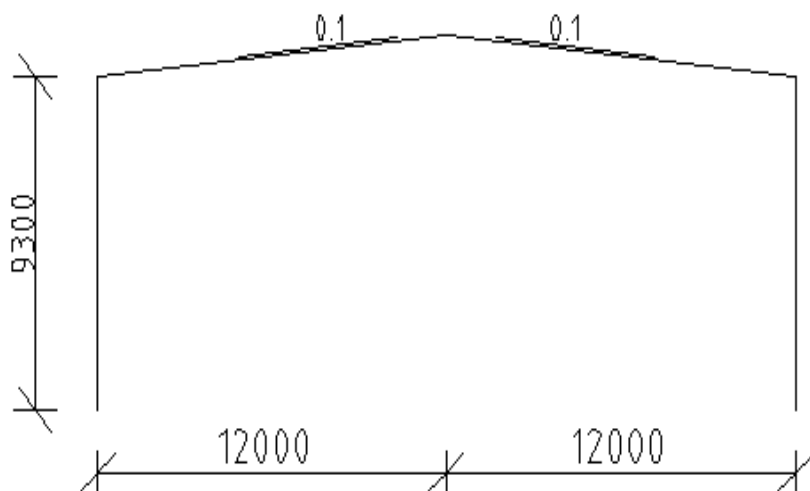


图 3-1 刚架形式及几何尺寸图

3.2 荷载计算

(1) 永久荷载标准值（对水平投影面）：

岩棉彩色夹心钢板 $0.25kN/m^2$

檩条 $0.05kN/m^2$

悬挂设备 $0.20kN/m^2$

总计： $0.50kN/m^2$

所以，永久荷载标准值为： $0.50 \times 6.6 = 3.3kN/m$

(2) 可变荷载标准值

屋面活荷载与雪荷载中较大值： $0.5kN/m^2$

可变荷载标准值： $0.50 \times 6.6 = 3.3kN/m$

(3) 风荷载标准值

基本风压 $0.5kN/m^2$ ；地面粗糙度系数按 B 类取值；风荷载高度变化系数按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009-2001，在高度小于 10m 时，按 10m 高度处的数值采用 $h_z = 1.0$ 。

风载体形系数 m_s ：

柱：迎风面 $m_s = +0.25$ 背风面 $m_s = -0.55$

梁：迎风面 $m_s = -1.00$ 背风面 $m_s = -0.65$

$$w_1 = 1.05 \times 0.25 \times 1 \times 0.5 \times 6.6 = 0.87kN/m$$

$$w_2 = 1.05 \times (-1.00) \times 1.13 \times 0.5 \times 6.6 = -3.92kN/m$$

$$w_3 = 1.05 \times (-0.65) \times 1.13 \times 0.5 \times 6.6 = -2.55kN/m$$

$$w_4 = 1.05 \times (-0.55) \times 1 \times 0.5 \times 6.6 = -1.91kN/m$$

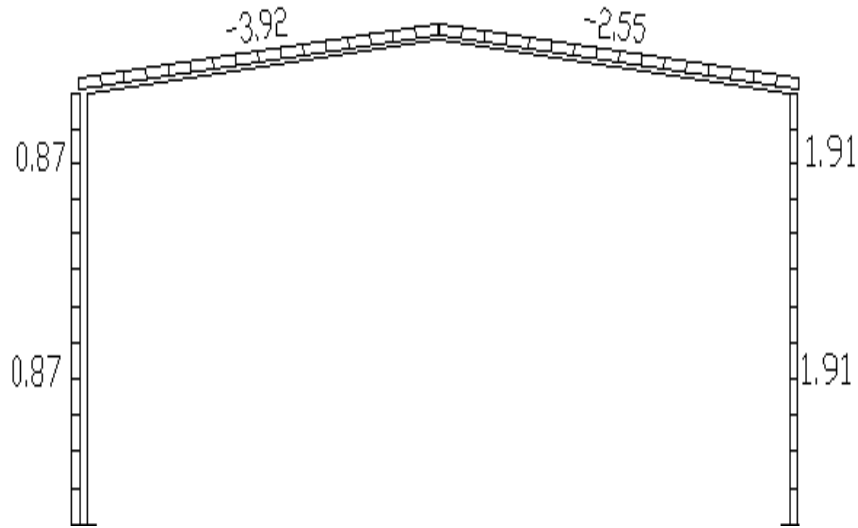


图 3-2 风荷载作用图(单位 kN/m)

(4) 吊车荷载

竖向荷载： $P_{\max} = 42 \times 1.03 \times 1.05 = 45.42 \text{ kN}$ (标准值)

$P_{\min} = 10.48 \times 1.03 \times 1.05 = 11.34 \text{ kN}$ (标准值)

每个吊车轮的横向水平荷载标准值：

$$T_k = V \cdot \frac{Q+g}{2n} = 0.12 \times \frac{5}{4} \times 9.8 = 1.47 \text{ kN}$$

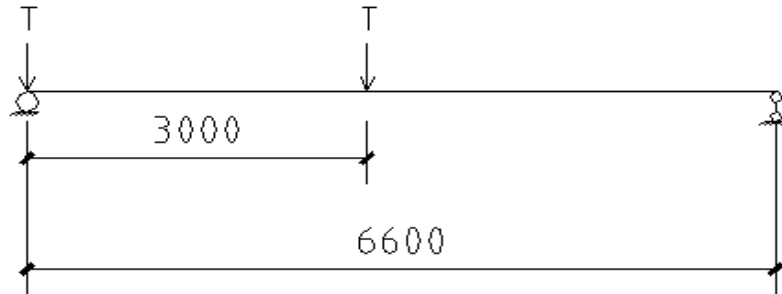


图 3-3 吊车作用简图

牛腿处的横行水平最大支座反力 T_{\max} ：

$$T_{\max} = T \left(1 + \frac{6600 - 3000}{6600} \right) = 1.55 \cdot T = 2.78 \text{ kN}$$

同理可得竖向最大支座反力：

$$D_{\max} = P_{\max} \left(1 + \frac{6600 - 3000}{6600} \right) = 1.55 \cdot P_{\max} = 70.40 \text{ kN}$$

$$D_{\min} = P_{\min} \left(1 + \frac{6600 - 3000}{6600} \right) = 1.55 \cdot P_{\min} = 17.58 \text{ kN}$$

3.3 内力计算

3.3.1 永久荷载作用下的内力

该刚架为对称结构，在对称荷载作用下可取结构的一半进行内力计算分析，在本设计中柱和梁采用相同的截面形式，抗弯刚度均为 EI 。

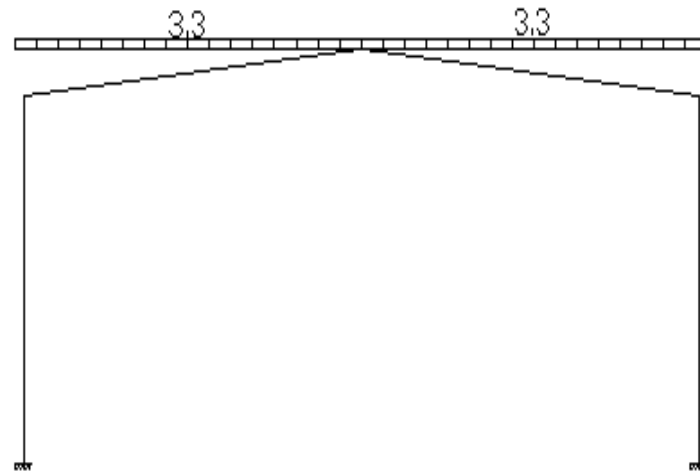


图 3-4 永久荷载作用 (kN/m)

内力图如下：

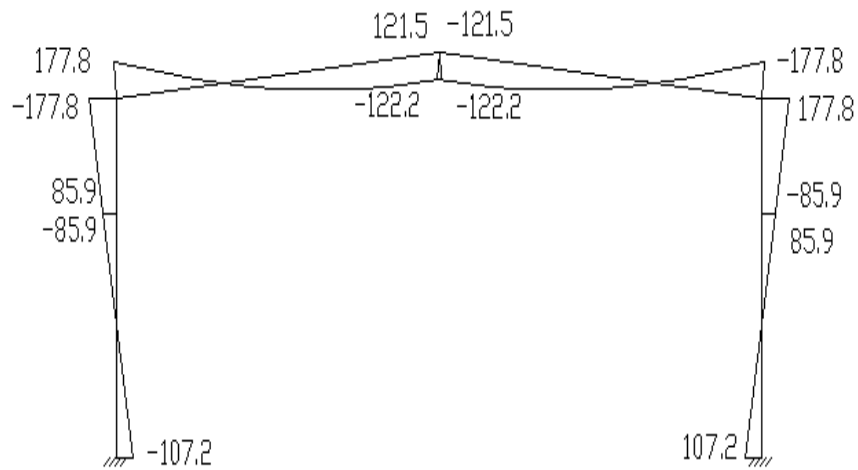


图 3-5 弯矩图 ($kN \cdot m$)

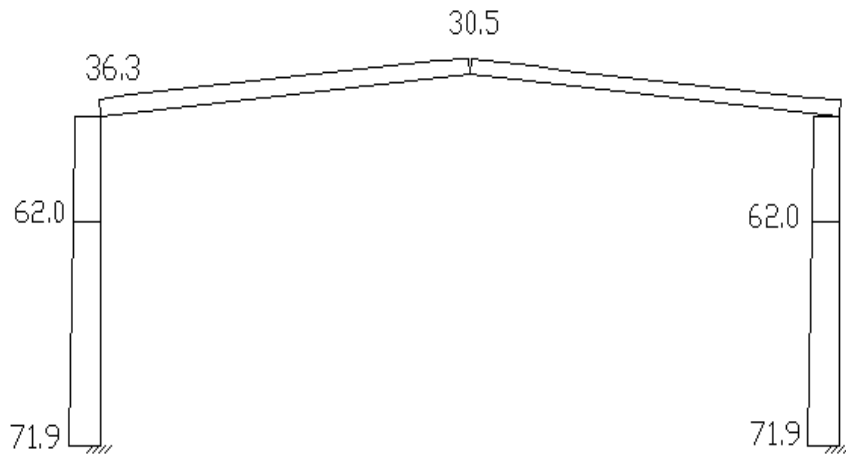


图 3-6 轴力图 (kN)

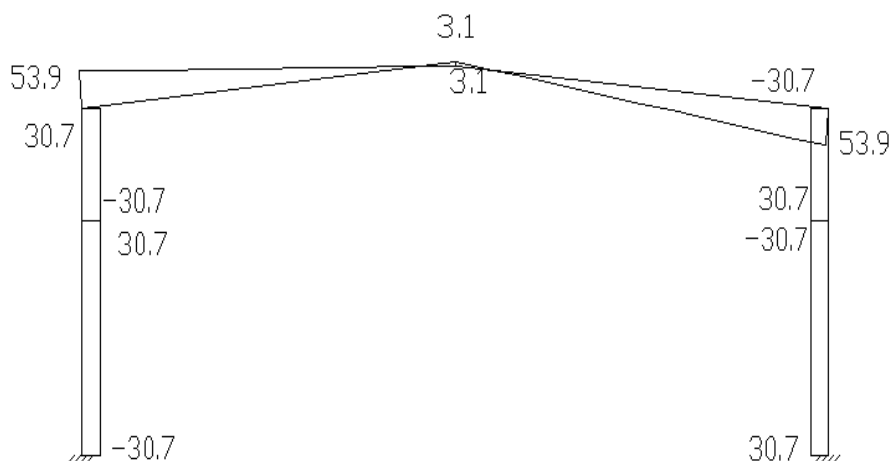


图 3-7 剪力图 (kN)

3.3.2 活荷载作用下的内力

该刚架为对称结构，在对称荷载作用下可取结构的一半进行内力计算分析。现取的结构和荷载如图所示。在本设计中柱和梁采用相同的截面形式，抗弯刚度均为 EI ，用结构力学中的力法对结构进行计算。

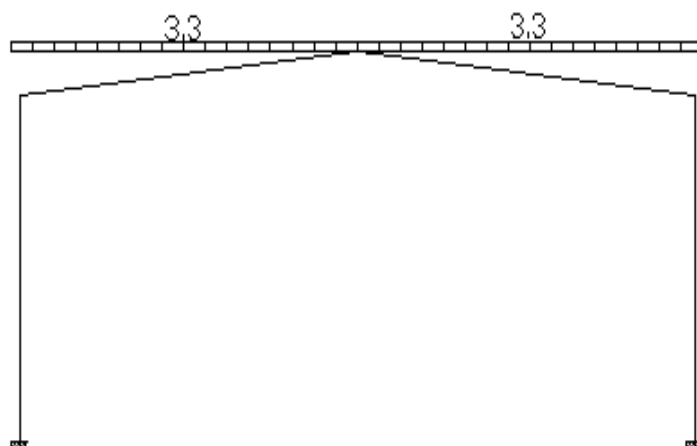


图 3-8 活荷载作用 (kN/m)

内力图如下：

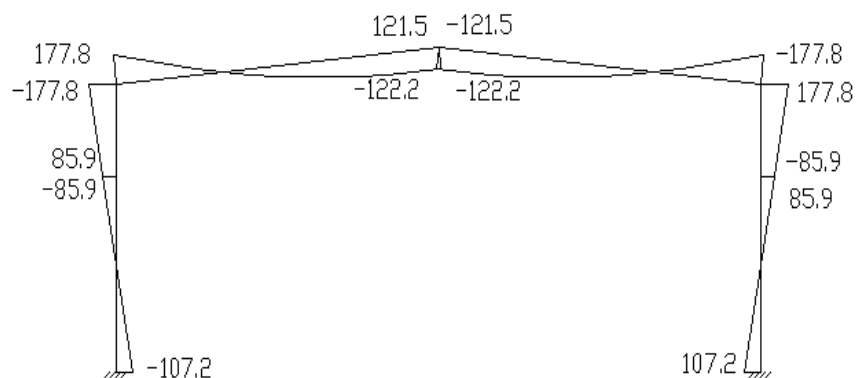


图 3-9 弯矩图 ($kN \cdot m$)



图 3-10 轴力图 (kN)

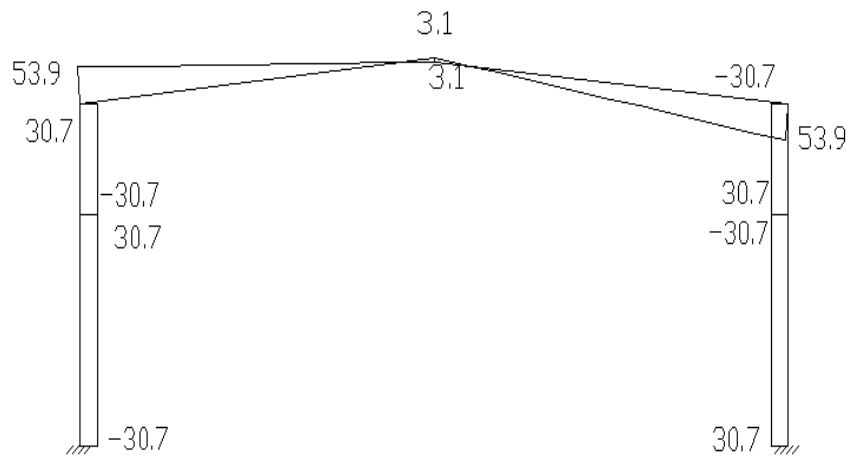


图 3-11 剪力图 (kN)

3.3.3. 风荷载作用下的内力

内力图如下：

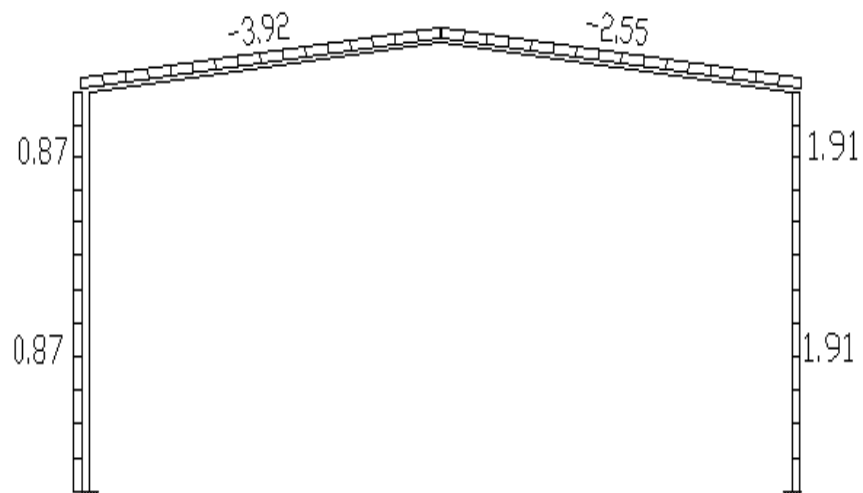


图 3-12 风荷载作用

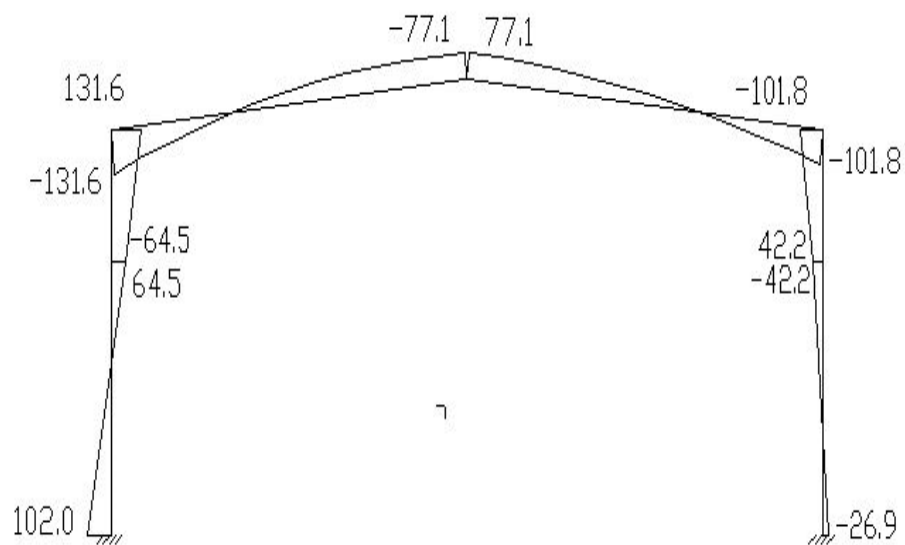


图 3-13 弯矩图 ($kN \cdot m$)

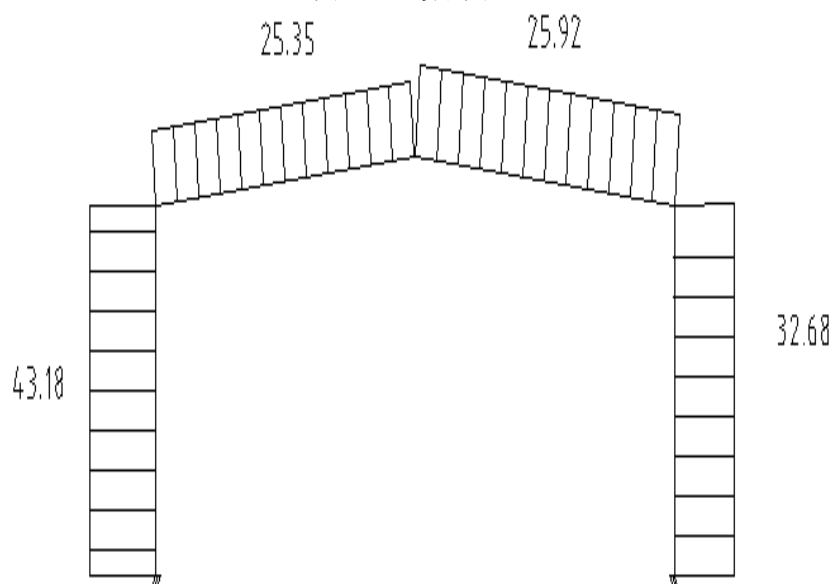


图 3-14 轴力图 (kN)

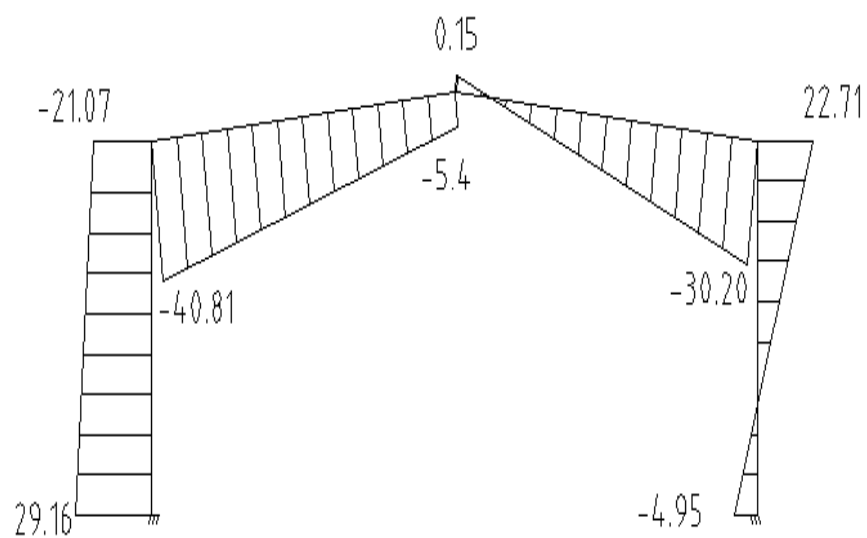


图 3-15 剪力图 (kN)

3.3.4 吊车荷载—水平向右最大在左

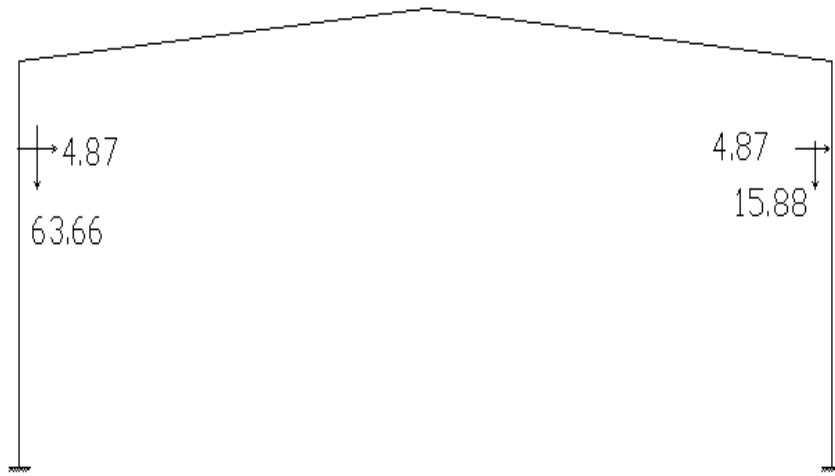


图 3-16 受力图

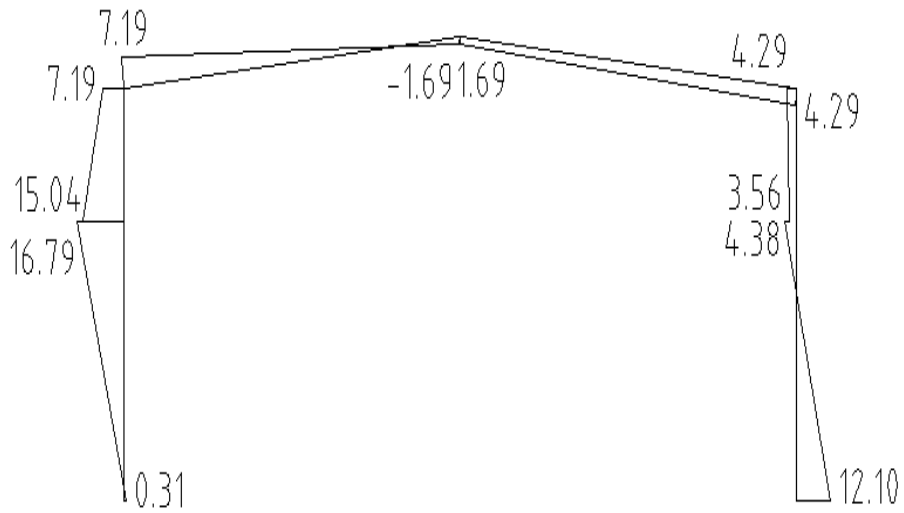


图 3-17 弯矩图 ($kN \cdot m$)

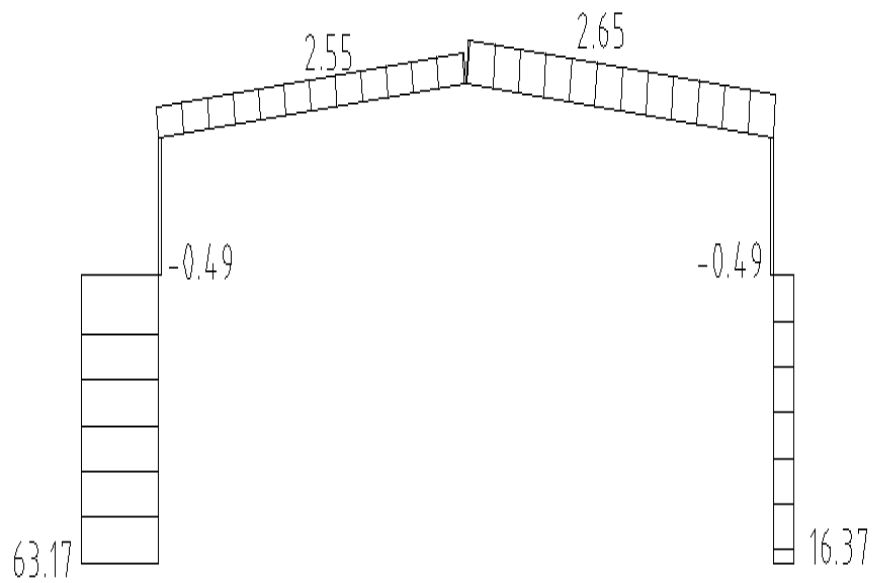


图 3-18 轴力图 (kN)

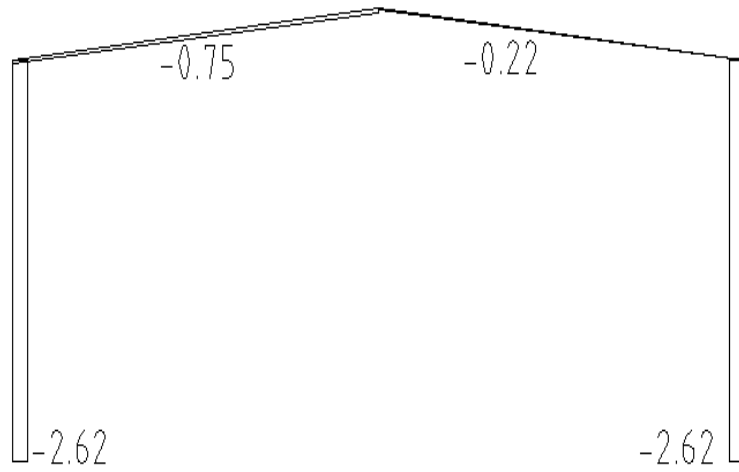


图 3-19 剪力图 (kN)

3.3.5 吊车荷载—水平向右最大在右

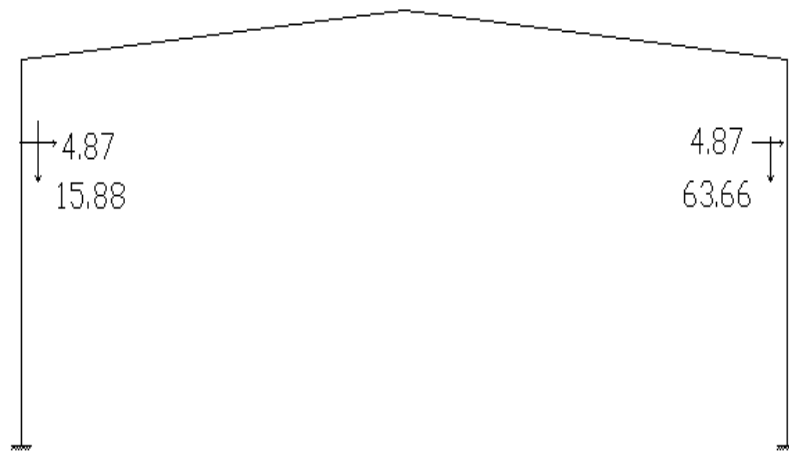


图 3-20 受力图

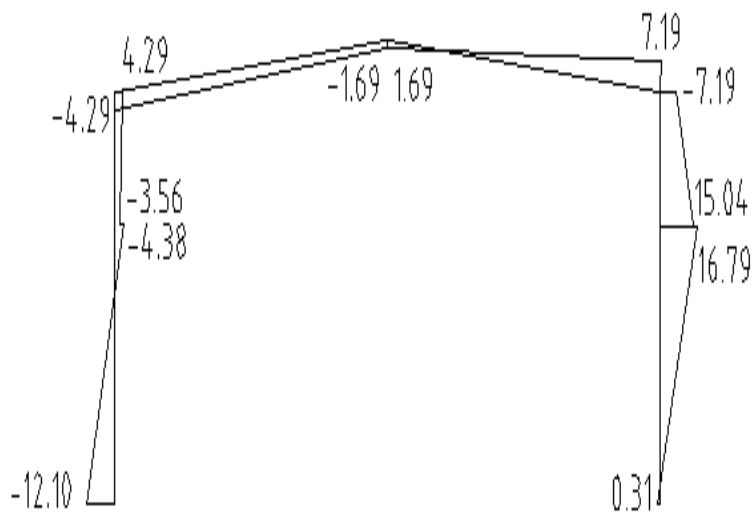


图 3-21 弯矩图 ($kN \cdot m$)

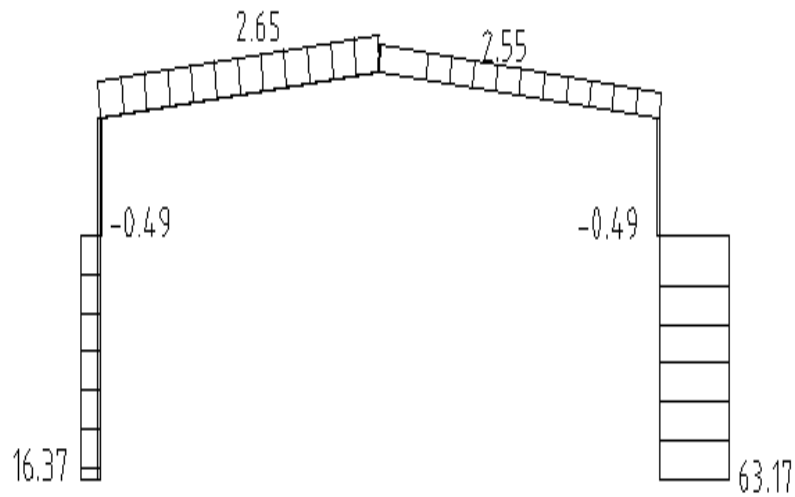


图 3-22 轴力图 (kN)

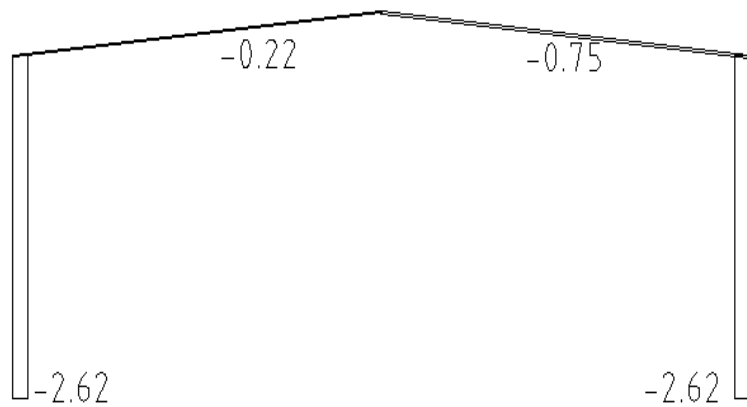


图 3-23 剪力图 (kN)

3.4 内力组合

见下表

1 柱组 合号	M	柱下端		M	柱上端	
		N	V		N	V
1	-267.63	157.56	-73.23	-193.71	-145.73	73.23
2	-246.19	143.18	-67.10	-176.54	-133.33	67.10
3	-255.47	203.41	-73.23	-205.87	-191.59	73.23
4	-234.02	189.04	-67.10	-188.70	-179.19	67.10
2 柱组 合号	M	柱下端		M	柱上端	
		N	V		N	V
1	267.63	157.56	73.23	193.71	-145.73	-73.23
2	246.19	143.18	67.10	176.54	-133.33	-67.10
3	103.19	147.32	34.58	114.65	-135.50	-34.58
4	246.19	143.18	67.10	176.54	-133.33	-67.10

3 柱组 合号	M	N	V	M	N	V
1	185.92	130.17	-73.23	-396.08	-124.54	68.46
2	168.75	117.77	-67.10	360.51	-113.07	62.33
3	185.92	130.17	-73.23	-396.08	-124.54	68.46
4	168.75	117.77	-67.10	-360.51	-113.07	62.33
		柱下端			柱上端	
4 柱组 合号	M	N	V	M	N	V
1	-185.92	130.17	73.23	227.17	-70.09	-39.35
2	-168.75	117.77	67.10	191.61	-58.62	-33.22
3	-185.92	130.17	73.23	396.08	-124.54	-68.46
4	-168.75	117.77	67.10	360.51	-113.07	-62.33
1 梁组 合号	M	N	V	M	N	V
1	382.28	78.10	115.89	261.15	-65.55	6.71
2	358.28	73.20	108.62	244.75	-61.44	6.29
3	396.08	80.79	116.92	261.15	-65.55	6.71
4	351.32	71.58	102.00	226.53	-56.87	5.82
2 梁组 合号	M	N	V	M	N	V
1	-194.92	52.44	2.14	-328.11	-63.47	90.14
2	-196.48	44.29	2.18	-285.72	-59.52	82.69
3	-196.39	43.78	6.83	-310.60	-59.01	91.55
4	-261.15	65.55	6.71	-396.08	-80.79	116.92

3.5 柱梁截面设计

按设计条件考虑梁、柱选用相同截面， $HM550\times300\times11\times18$ ，材料选用 Q235 钢。

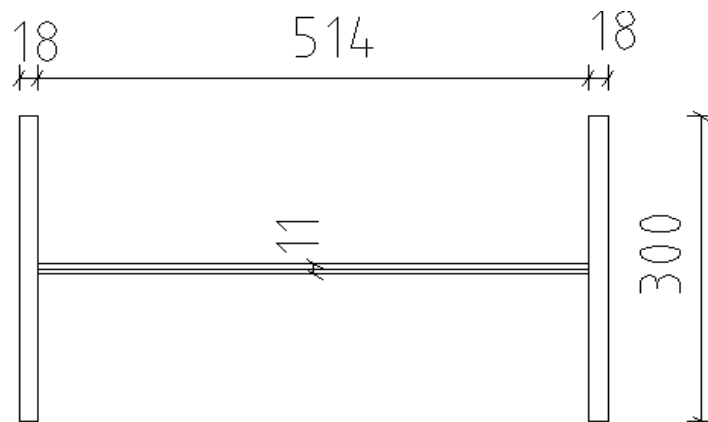


图 3-24 柱梁截面图

3.5.1 刚架柱设计

(1) 截面特性

$$A = 2 \times 300 \times 18 + 514 \times 11 = 16454 \text{ mm}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 1.1 \times 51.4^3 + [\frac{1}{12} \times 30 \times 1.8^3 + 30 \times 1.8 \times 26.6^2] \times 2 = 88893.67 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times 51.4 \times 1.1^3 + \frac{1}{12} \times 1.8 \times 30^3 \times 2 = 8105.70 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 23.24 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 7.02 \text{ cm}$$

$$W_x = \frac{I_x}{\frac{h}{2}} = \frac{46036.5}{25} = 3232.50 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_y}{\frac{h}{2}} = \frac{2137.23}{10} = 540.38 \text{ cm}^3$$

(2) 计算长度的确定

1. 平面内计算长度

柱与梁的线刚度之比：

$$K_1 = \frac{I_c \times l_B}{I_R \times H} = \frac{2 \times 12.06}{9.3} = 2.59 (I_c = I_R)$$

$$K_2 = 10 \text{ (柱脚与基础混凝土刚接)}$$

查《钢结构设计规范》得平面内计算长度系数： $m = 1.07$

平面内计算长度：

$$H_{0x} = 1.07 \times 9300 = 9951 \text{ mm}$$

$$I_x = \frac{9951}{232.4} = 42.82$$

2. 平面外计算长度：

柱脚为刚接，并在刚架柱的牛腿处设置柱间支撑，故据此划分柱的平面外计算长度，牛腿之上柱段的平面外计算长度为：

$$H_{0y1} = 3000 \text{ mm}$$

$$I_{y1} = \frac{3000}{70.2} = 42.74$$

牛腿之下柱段的平面外计算长度为：

$$H_{0y2} = 6300mm$$

$$l_{y2} = \frac{6300}{70.2} = 89.74$$

(3) 截面宽高比

$$\text{翼缘 } b/t = \frac{150-5.5}{18} = 8.03 < 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15$$

腹板 按受弯构件取IV—IV截面处：

$$\begin{cases} M = -396.08KN.m \\ N = -124.54KN \\ V = 68.46KN \end{cases}$$

$$a_0 = \frac{S_{\max} - S_{\min}}{S_{\max}}$$

$$\begin{cases} S_{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W_x} = \frac{124.54 \times 10^3}{16454} \pm \frac{396.08 \times 10^6}{3232.50 \times 10^3} = \begin{cases} 130.1 \\ -114.96 \end{cases} \end{cases}$$

$$a_0 = \frac{S_{\max} - S_{\min}}{S_{\max}} = \frac{130.1 + 114.96}{130.1} = 1.88$$

$$\frac{h_o}{t_w} = \frac{514}{11} = 46.7 < 48a_0 + 0.5l - 26.2 = 48 \times 1.79 + 0.5 \times 42.82 - 26.2 = 81.13$$

(4) 强度验算

取IV-IV截面的最不利内力组合进行验算：

$$\begin{cases} M = -396.08KN.m \\ N = -124.54KN \\ V = 68.46KN \end{cases}$$

$$s = \frac{N}{A} + \frac{M}{g_x \cdot W_x} = \frac{124.54 \times 10^3}{16454} + \frac{396.08 \times 10^6}{1.05 \times 3232.50 \times 10^3} = 124.26N/mm^2 < f = 215N/mm^2$$

满足要求。

(5) 稳定性验算

1. 平面内稳定性验算

$$\text{平面内稳定性验算按下式计算：} \frac{N}{j_x A} + \frac{b_{mx} \cdot M}{g_x \cdot W_x (1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}})} \leq f$$

由 $I_x = 42.82$ 及 b 类截面查《钢结构设计规范》附表 C-2 得：

$$j_x = 0.888;$$

$$N'_{Ex} = \frac{p^2 EA}{1.1 I_x^2} = \frac{p^2 \times 2.06 \times 10^5 \times 16454}{1.1 \times 42.82^2} = 16586 kN;$$

$b_{mx} = 1.0$ ，则：

$$\frac{124.54 \times 10^3}{0.888 \times 16454} + \frac{1.0 \times 396.08 \times 10^6}{1.05 \times 3232.5 \times 10^3 \times (1 - \frac{0.8 \times 124.54}{16586})} = 125.92 N/mm^2 < f = 215 N/mm^2$$

满足要求。

2. 平面外稳定性验算

平面外稳定性验算按公式 $\frac{N}{j_y A} + h \frac{b_{tx} \cdot M_x}{j_b \cdot W_x} < f$ 进行验算。

牛腿上柱段，由 $I_{y1} = 42.74$ ，及 b 类截面查《钢结构设计规范》附表 C-3，得：

$$j_{y1} = 0.888;$$

取 IV-IV 截面的最不利内力组合进行验算：

$$\begin{cases} M = -396.08 kN.m \\ N = -124.54 kN \\ V = 68.46 kN \end{cases}, \text{ 此时 III-III 截面的弯矩 } M = 185.92 kN.$$

$$b_{tx} = 0.65 + 0.35 \frac{M_2}{M_1} = 0.65 + 0.35 \times \frac{185.92}{396.08} = 0.81;$$

h ——截面影响系数，非闭口截面取 $h = 1.0$ ；

$$j_b = 1.07 - \frac{I_y^2}{44000} \cdot \frac{f_y}{235} = 1.07 - \frac{42.74^2}{44000} = 1.03$$

$$\frac{124.54 \times 10^3}{0.888 \times 16454} + \frac{1.0 \times 0.81 \times 396.08 \times 10^6}{1.03 \times 3232.5 \times 10^3} = 104.88 N/mm^2 < f = 215 N/mm^2, \text{ 满足要}$$

求。

牛腿下柱段，由 $I_{y2} = 89.74$ ，及 b 类截面查《钢结构设计规范》附表 C-3，得： $j_{y2} = 0.623$ ；

选用 II - II 截面的最不利内力组合进行计算：

$$\begin{cases} M = 267.63 \text{ KN.m} \\ N = 157.56 \text{ KN} \\ V = 73.23 \text{ KN} \end{cases}, \text{ 此时 I - I 截面的弯矩 } M = 193.71 \text{ kN}。$$

$$b_{tx} = 0.65 + 0.35 \frac{M_2}{M_1} = 0.90 ;$$

$$h = 1.0, j_b = 1.07 - \frac{I_y^2}{44000} \cdot \frac{f_y}{235} = 1.07 - \frac{89.74^2}{44000} = 0.89$$

$$\frac{157.56 \times 10^3}{0.623 \times 16454} + \frac{1.0 \times 0.9 \times 267.63 \times 10^6}{0.89 \times 3232.5 \times 10^3} = 99.09 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足}$$

要求。

(6) 位移验算

由结构辅助软件计算风荷载作用下的柱顶水平位移

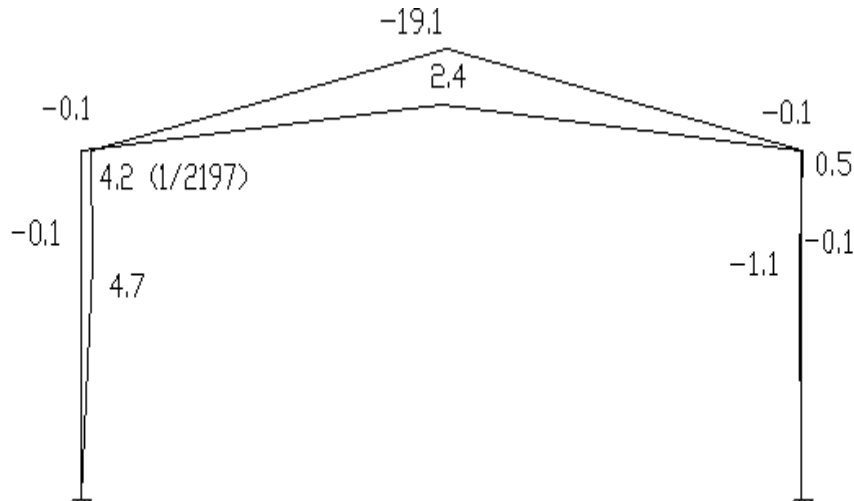


图 3-25 刚架在风荷载作用下的水平位移（单位：mm）

3.6 刚架横梁

(1) 强度验算

取梁 I - I 截面的最不利内力组合进行验算：

$$\begin{cases} M = -382.28 \text{ KN.m} \\ N = -78.10 \text{ KN} \\ V = 115.89 \text{ KN} \end{cases}$$

$$s = \frac{N}{A} + \frac{M}{g_x \cdot W_x} = \frac{78.10 \times 10^3}{16454} + \frac{382.28 \times 10^6}{1.05 \times 3232.5 \times 10^3} = 117.38 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2$$

$$t = \frac{V}{h_w \cdot t_w} = \frac{115.89 \times 10^3}{514 \times 11} = 20.50 \text{ N/mm}^2 < f_v = 125 \text{ N/mm}^2$$

满足要求。

（2）稳定验算

1. 平面内稳定校核

因为斜梁坡度 $i=1:10$ ，小于 $1:5$ 的坡度，轴力很小可按压弯构件计算其强度和平面外的稳定，故不计算平面内的稳定。

2. 平面外稳定校核

一般刚架平面外稳定靠支撑来保证。实腹式刚架斜梁的两端为负弯矩区，下翼缘在该处受压。为了保证梁的稳定，设计在从檐口起第二根檩条处设置隅撑，

此时，间距为 $3000 \text{ mm} < 16b \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 16 \times 300 \text{ mm} = 4800 \text{ mm}$ 。同理，在屋脊点往下

第二根檩条处已设置隅撑以保证屋脊负弯矩使下翼缘受压时有支撑。屋面横向支撑间距大为 6 m ，并在支撑点处设置隅撑以保证横梁全截面受支承，使横梁成为平面外为 6 m 支承的压弯构件，具体见横向支撑布置图。

计算公式为：

$$\frac{N}{j_y A} + h \frac{b_{tx} \cdot M_x}{j_b \cdot W_x} < f$$

取 I - I 截面的最不利内力组合进行计算：

$$\begin{cases} M = -382.28 \text{ KN.m} \\ N = -78.10 \text{ KN} \\ V = 115.89 \text{ KN} \end{cases}$$

由 $I_y = \frac{H_{0y}}{i_y} = \frac{6000}{70.2} = 85.47$ ，及 c 类截面查《钢结构设计规范》附表 C-3，

得： $j_y = 0.652$ 。

由于有端弯矩及横向荷载且两弯矩使梁产生异向弯曲，取 $b_{tx} = 1.0$ ； $h = 1.0$ ；

$$j_b = 1.07 - \frac{I_y^2}{44000} \cdot \frac{f_y}{235} = 1.07 - \frac{85.47^2}{44000} = 0.90$$

$$\frac{78.10 \times 10^3}{0.652 \times 16454} + 1.0 \times \frac{1.0 \times 382.28 \times 10^6}{0.9 \times 3232.5 \times 10^3} = 138.68 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2 \quad , \text{满}$$

足。

(3) 截面宽高比

$$\text{翼缘 } b/t = \frac{150-5.5}{18} = 8.03 < 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15$$

腹板按受弯构件取IV—IV截面处:

$$\begin{cases} M = -382.28 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ N = -78.10 \text{ KN} \\ V = 115.89 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\{s_{\max}, s_{\min}\} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W_x} = \frac{78.10 \times 10^3}{16454} \pm \frac{382.28 \times 10^6}{3232.5 \times 10^3} = \{123.01, -113.51\}$$

$$a_0 = \frac{s_{\max} - s_{\min}}{s_{\max}} = \frac{123.01 + 113.51}{123.01} = 1.92$$

$$\frac{h_0}{t_w} = \frac{514}{11} = 46.7 < 48a_0 + 0.5l - 26.2 = 48 \times 1.92 + 0.5 \times 43.22 - 26.2 = 87.57$$

(4) 位移验算

由结构辅助设计软件计算竖向荷载标准值作用下的横梁竖向挠度（1.0 恒 +1.0 活）

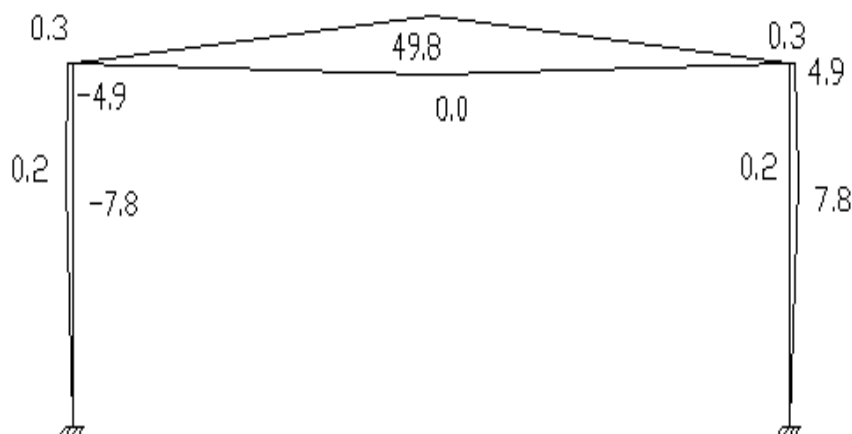


图 3-26 刚架在竖向荷载作用下的水平位移（单位：mm）

$$w_{\max} = 49.8 - 4.9 = 44.9 \text{ mm} < \frac{l}{180} = \frac{24000}{180} = 133.33 \text{ mm}, \text{ 满足要求。}$$

3.7 节点设计

3.7.1 梁柱节点设计

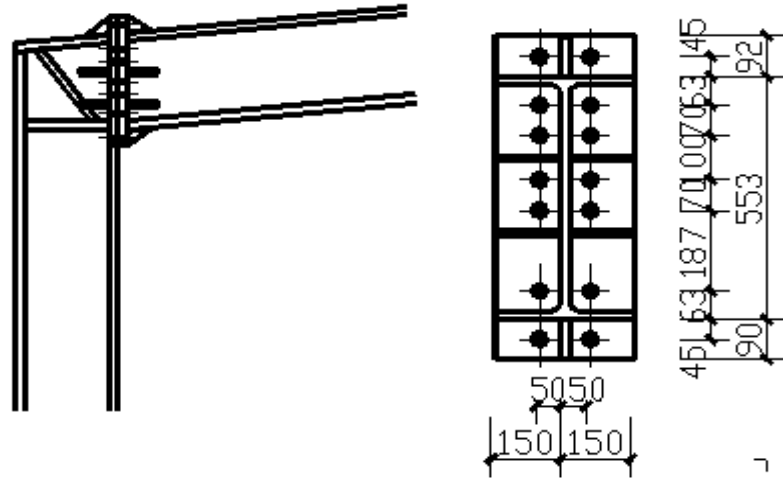


图 3-27 梁柱节点构造及螺栓布置图

(1) 接头内力计算

$$B \text{ 点内力 } \begin{cases} M = -382.28 \text{ KN.m} \\ N = -78.10 \text{ KN} \\ V = 115.89 \text{ KN} \end{cases}$$

由于梁坡度 $i = \frac{1}{10}$, B_1 点内力如下:

$$\begin{cases} M_{B_1} = -382.28 \text{ KN.m} \\ N_{B_1} = -78.1 \cos a - 115.89 \sin a = -89.24 \text{ KN} \\ V_{B_1} = 115.89 \cos a - 78.10 \sin a = -107.54 \text{ KN} \end{cases}$$

(2) 连接螺栓计算

1. 螺栓验算

若采用 10.9 级 M22 高强度摩擦型螺栓连接, 构件接触面采用喷砂, 摩擦面抗滑移系数 $m = 0.45$, 每个高强度螺栓的预拉力为 190KN。

每个螺栓的拉力:

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{My_1}{\sum y_i^2} - \frac{N}{n} \\ &= \frac{382.28 \times 0.688}{2 \times (0.688^2 + 0.58^2 + 0.51^2 + 0.41^2 + 0.34^2 + 0.153^2 + 0.045^2)} - \frac{89.24}{14} \\ &= 88.99 \text{ KN} < 0.8 \times 190 = 152 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$N_2 = \frac{My_2}{\sum y_i^2} - \frac{N}{n}$$

$$= \frac{382.28 \times 0.58}{2 \times (0.688^2 + 0.58^2 + 0.51^2 + 0.41^2 + 0.34^2 + 0.153^2 + 0.045^2)} - \frac{89.24}{14}$$

$$= 86.77 \text{ KN} < 0.8 \times 190 = 152 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{My_3}{\sum y_i^2} - \frac{N}{n}$$

$$= \frac{382.28 \times 0.51}{2 \times (0.688^2 + 0.58^2 + 0.51^2 + 0.41^2 + 0.34^2 + 0.153^2 + 0.045^2)} - \frac{89.24}{14}$$

$$= 64.32 \text{ KN} < 0.8 \times 190 = 152 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{My_4}{\sum y_i^2} - \frac{N}{n}$$

$$= \frac{382.28 \times 0.41}{2 \times (0.688^2 + 0.58^2 + 0.51^2 + 0.41^2 + 0.34^2 + 0.153^2 + 0.045^2)} - \frac{89.24}{14}$$

$$= 50.46 \text{ KN} < 0.8 \times 190 = 152 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{My_5}{\sum y_i^2} - \frac{N}{n}$$

$$= \frac{382.28 \times 0.34}{2 \times (0.688^2 + 0.58^2 + 0.51^2 + 0.41^2 + 0.34^2 + 0.153^2 + 0.045^2)} - \frac{89.24}{14}$$

$$= 40.75 \text{ KN} < 0.8 \times 190 = 152 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{My_6}{\sum y_i^2} - \frac{N}{n}$$

$$= \frac{382.28 \times 0.153}{2 \times (0.688^2 + 0.58^2 + 0.51^2 + 0.41^2 + 0.34^2 + 0.153^2 + 0.045^2)} - \frac{89.24}{14}$$

$$= 14.83 \text{ KN} < 0.8 \times 190 = 152 \text{ KN}$$

$$N_7 = \frac{My_7}{\sum y_i^2} - \frac{N}{n}$$

$$= \frac{382.28 \times 0.045}{2 \times (0.688^2 + 0.58^2 + 0.51^2 + 0.41^2 + 0.34^2 + 0.153^2 + 0.045^2)} - \frac{89.24}{14}$$

$$= -0.14 \text{ KN} < 0.8 \times 190 = 152 \text{ KN}$$

螺栓群抗剪力

$$N_v^b = 0.9 h_f m P = 0.9 \times 1 \times 0.45 \times 190 \times 14 = 1077.3 \text{ KN} > 107.54 \text{ KN}$$

满足要求。

最外排受力最大螺栓抗剪、抗拉力：

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{107.54}{14} + \frac{88.99}{152} = 0.685 \leq 1 \quad \text{满足要求。}$$

2. 端板厚度验算

端板厚度取 $t=14\text{mm}$ ，由于其为伸臂端板：

$$t \geq \sqrt{\frac{6e_f N_t}{bf}} = \sqrt{\frac{6 \times 15 \times 88990}{300 \times 205}} = 11.4\text{mm} \quad \text{满足要求。}$$

3. 梁柱节点域的剪应力验算

由结构辅助设计软件计算柱弱轴方向节点域腹板抗剪强度验算结果：

该方向不用验算节点域，节点域采用补强措施，

补强方法：单侧贴焊补强板，补强板厚度：3 mm，节点域补强后满足要求。

4. 螺栓处腹板强度验算

当 $N_{t2} = 86.77\text{KN} > 0.4P = 76\text{KN}$

$$\frac{0.4P}{e_w t_w} = \frac{0.4 \times 190 \times 10^3}{45 \times 11} = 153.53\text{N/mm}^2 < 215\text{N/mm}^2$$

满足要求。

3.7.2 屋脊节点设计

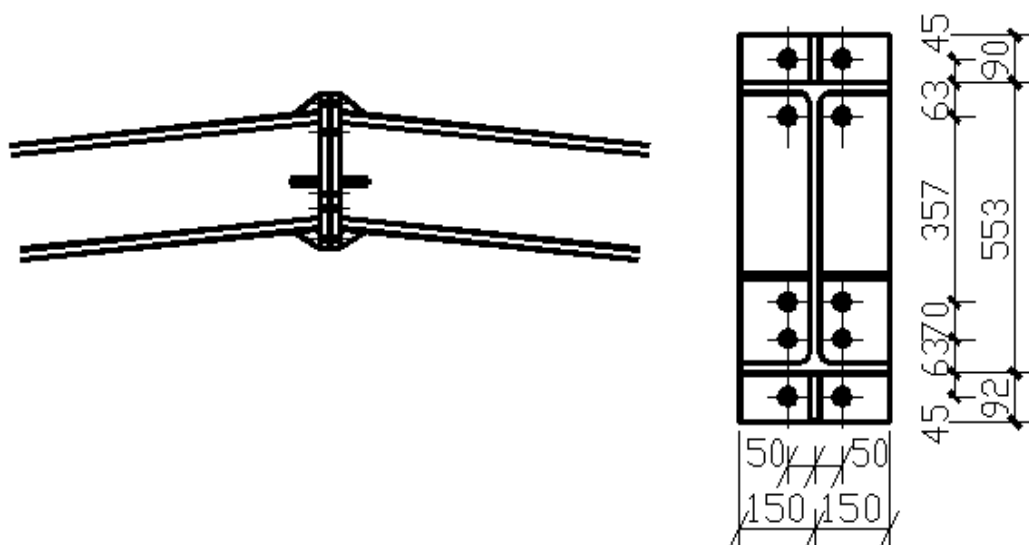


图 3-28 屋脊节点构造及螺栓布置图

(1) 接头内力计算

由于连接面不垂直横梁，故 N_c 、 V_c 应修正为连接面的数值

$$\text{节点内力} \begin{cases} M_c = -261.5 \text{KN.m} \\ N_c = 65.55 \text{KN} \\ V_c = 6.71 \text{KN} \end{cases}$$

由于梁坡度 $i = \frac{1}{10}$

$$\begin{cases} M_{c_1} = 261.5 \text{KN.m} \\ N_{c_1} = 65.55 \cos \alpha + 6.71 \sin \alpha = 65.8925 \text{KN} \\ V_{c_1} = 6.71 \cos \alpha - 65.55 \sin \alpha = 0.154 \text{KN} \end{cases}$$

(2) 连接螺栓计算

1. 螺栓验算

若采用 10.9 级 M22 高强度摩擦型螺栓连接，构件接触面采用喷砂，摩擦面抗滑移系数 $\mu = 0.45$ ，每个高强度螺栓的预拉力为 190KN。

最外排受力最大螺栓的拉力：

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{My_1}{\sum y_i^2} - \frac{N}{n} \\ &= \frac{261.5 \times 0.69}{2 \times (0.69^2 + 0.627^2 + 0.27^2 + 0.2^2 + 0.047^2)} - \frac{65.8925}{10} \\ &= 85.06 \text{KN} < 0.8 \times 190 = 152 \text{KN} \end{aligned}$$

满足要求。

螺栓群抗剪力

$$N_v^b = 0.9 h_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.45 \times 190 \times 10 = 769.5 \text{KN} > 65.8925 \text{KN}$$

满足要求。

最外排受力最大螺栓抗剪、抗拉力：

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{\frac{0.154}{10}}{\frac{769.5}{10}} + \frac{85.06}{152} = 0.560 \leq 1 \quad \text{满足要求。}$$

2. 端板厚度验算

端板厚度取 $t=20\text{mm}$ ，由于其为伸臂端板：

$$t \geq \sqrt{\frac{6e_f N_t}{bf}} = \sqrt{\frac{6 \times 45 \times 85060}{300 \times 205}} = 19.32 \text{mm} \quad \text{满足要求。}$$

3.7.3 牛腿设计

吊车梁及轨道自重在牛腿处产生的反力

$$P_D = (38 \text{ kg/m} + 96.8 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times 7.8 \times 10^3 \text{ kg/m}^2 \times 1.2) \times 6.6 \times 10 = 8.488 \text{ kN}$$

D_{\max} 为吊车最大轮压通过吊车梁传递给柱的最大反力 63.656 kN

作用于牛腿根部的剪力 V 弯矩 M

$$V = 1.2P_D + 1.4D_{\max} = 1.2 \times 8.488 + 1.4 \times 63.656 = 99.304 \text{ kN}$$

$$M = V \cdot e$$

选用牛腿截面为 $300 \times (200 - 400) \times 18 \times 12$

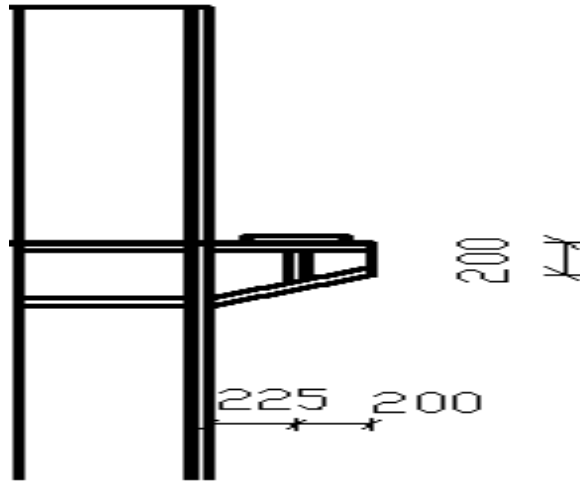


图 3-29 牛腿计算简图

(1) 集中荷载作用下腹板的抗剪强度为

$$t = \frac{99.304 \times 10^3}{(300 - 2 \times 18) \times 12} = 31.35 \text{ N/mm}^2 < 125 \text{ N/mm}^2$$

(2) 牛腿根部抗弯

$$I_x = \frac{1}{12} \times 12 \times (400 - 2 \times 18)^3 + 300 \times 18 \times (200 - 9)^2 \times 2 = 4.42 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{4.42 \times 10^8}{200} = 2.21 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

牛腿根部 1 点的抗弯强度为

$$s_1 = \frac{M}{W_{x1}} = \frac{99.304 \times 10^3 \times 0.2 \times 10^3}{2.21 \times 10^6} = 8.99 \text{ N/mm}^2 < 215 \text{ N/mm}^2$$

2 点折算应力验算

$$W_{x2} = \frac{I_x}{\left(\frac{h}{2} - 10\right)} = \frac{4.42 \times 10^8}{200 - 18} = 2.43 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$s_2 = \frac{M}{W_{x2}} = \frac{99.304 \times 10^3 \times 0.225 \times 10^3}{2.43 \times 10^6} = 9.19 \text{ N/mm}^2 < 215 \text{ N/mm}^2$$

$$t_2 = \frac{V \cdot S}{I_x \cdot t_w} = \frac{99.304 \times 10^3 \times (300 \times 18 \times 191)}{4.42 \times 10^8 \times 12} = 19.31 \text{ N/mm}^2$$

2 点的折算应力为

$$\sqrt{s_2^2 + 3t_2^2} = \sqrt{9.19^2 + 3 \times 19.31^2} = 34.69 \text{ N/mm}^2 < b_f f = 1.1 \times 215 = 236.5 \text{ N/mm}^2$$

(3) 焊缝验算:

焊缝周边围焊, 转角处连续施焊, 假定剪力仅由牛腿焊缝承受, 取焊脚尺寸

$$h_f = 7 \text{ mm}$$

直角角焊缝有效厚度 $h_e = 0.7h_f$

$$I_f = \frac{1}{12} \times 0.7 \times 7 \times 384^3 \times 2 + 2(0.7 \times 7 \times 200 \times 200^2$$

$$+ 0.7 \times 7 \times 97 \times 184^2 \times 2) = 1.89 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$W_f = \frac{I_f}{\frac{h}{2}} = \frac{1.89 \times 10^8}{200} = 9.45 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_f = 0.7 \times 7 \times 384 \times 2 + 2(0.7 \times 7 \times 200 + 0.7 \times 7 \times 97 \times 2) = 7624.4 \text{ mm}^2$$

$$s_f = \frac{99.304 \times 10^6 \times 0.225}{9.45 \times 10^5} = 23.64 \text{ N/mm}^2$$

$$t_f = \frac{V}{A_f} = \frac{99.304 \times 10^3}{7624.4} = 13.02 \text{ N/mm}^2$$

$$b_f = 1.22$$

$$\sqrt{\left(\frac{s_f}{b_f}\right)^2 + t_f^2} = \sqrt{\left(\frac{23.64}{1.22}\right)^2 + 13.02^2} = 23.34 \text{ N/mm}^2 < f_f^w = 160 \text{ N/mm}^2$$

满足要求。

3.7.4 柱脚节点设计

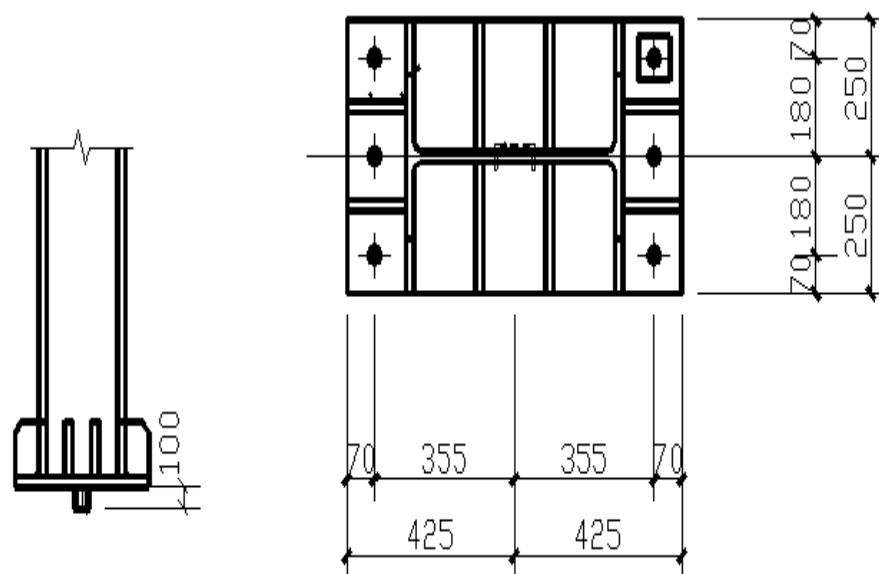


图 3-30 柱脚节点构造及螺栓布置图

基础混凝土抗压承载力 $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$

柱脚处内力组合

$$\begin{cases} N_{\max} = 124.14 \text{ KN} \\ V = -14.21 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{\min} = 10.12 \text{ KN} \\ V = 6.26 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} N = 80.64 \text{ KN} \\ V_{\max} = 7.4 \text{ KN} \end{cases}$$

(1) 底板验算

底板反力

$$f = \frac{124.14 \times 10^3}{850 \times 500} = 0.29 \text{ N/mm}^2$$

按三面支承板计算 $a = \frac{178}{278} = 0.64$

查表得 $b = 0.077$

$$M_B = b f a^2 = 0.077 \times 0.29 \times 178^2 = 707.50 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$t_B = \sqrt{\frac{6M_B}{f}} = \sqrt{\frac{6 \times 707.50}{205}} = 4.55 \text{ mm}$$

由构造要求，取 $t_B = 20 \text{ mm}$

按构造设置锚栓，采用 $6 \times M24$ ，每个锚栓 $N_t^a = 34.3 \text{ kN}$

(2) 抗剪连接件计算

由于 $V_{\max} = 7.4 \text{ kN} < 0.4N = 0.4 \times 80.64 = 32.16 \text{ kN}$

故不须设置抗剪连接件，满足要求。

3.8 檩条设计

3.8.1 设计资料

屋面材料为压型钢板，屋面坡度跨度 $1/10$ （ $\alpha = 5.71^\circ$ ），檩条跨度 6.6m ，水平檩距 1.5m ，于跨中设两道拉条，檩条采用冷弯薄壁 C 型钢，钢材 Q235，焊条采用 E43 型。

檩条选用 $C250 \times 75 \times 20 \times 2.2$ 。

3.8.2 荷载计算

（1）.永久荷载：

压型钢板（含保温）自重为 $0.25\text{kN}/\text{m}^2$ ，檩条及支撑自重为 $0.05\text{kN}/\text{m}^2$

小计： $0.3\text{kN}/\text{m}^2$ 。

（2）.可变荷载：

屋面均布活荷载和雪荷载较大值 $0.5\text{kN}/\text{m}^2$ ，基本风压 $w_0 = 0.5\text{kN}/\text{m}^2$ ，地面粗糙度类别为 B 类。

3.8.3 内力分析

（1）.永久荷载与屋面活荷载组合

$$q_k = (0.3 + 0.5) \times 1.5 = 1.2\text{kN}/\text{m}$$

$$q = (0.3 \times 1.2 + 0.5 \times 1.4) \times 1.5 = 1.59\text{kN}/\text{m}$$

$$\alpha = 5.71^\circ, \sin \alpha = 0.0995, \cos \alpha = 0.995$$

檩条线荷载为：

$$q_x = q \cdot \sin \alpha = 0.16\text{kN}/\text{m}$$

$$q_y = q \cdot \cos \alpha = 1.58\text{kN}/\text{m}$$

弯矩设计值为：

$$M_x = \frac{1}{8} q_y \cdot l^2 = \frac{1}{8} \times 1.58 \times 6.6^2 = 8.60\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = \frac{1}{32} q_x \cdot l^2 = \frac{1}{32} \times 0.16 \times 6.6^2 = 0.22\text{kN} \cdot \text{m}$$

（2）.考虑风荷载吸力的组合

该屋脊高度 10.5m ，风压高度变化系数 $m_z = 1.01$ ，屋面的风载体形系数分别为 $m_{s1} = -0.6, m_{s2} = -0.5$ 。

垂直于屋面的风荷载标准值（风吸力）：

$$w_k = m_s \cdot m_z \cdot w_0 = 1.01 \times (-0.6) \times 0.5 = -0.303\text{kN/m}^2$$

檩条线荷载（1.507 为斜檩距，恒荷载分项系数取 1.0）：

$$q_{ky} = (0.303 - 0.3 \times 0.995) \times 1.507 = 0.01\text{kN/m}$$

$$q_y = (0.303 \times 1.4 - 0.3 \times 1.0 \times 0.995) \times 1.507 = 0.19\text{kN/m}$$

$$q_x = 0.3 \times 0.0995 \times 1.5 = 0.04\text{kN/m}$$

弯矩设计值：采用受压下翼缘无支撑方案。

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot q_y \cdot l^2 = \frac{1}{8} \times 0.19 \times 6.6^2 = 1.03\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = \frac{1}{8} \cdot q_x \cdot l^2 = \frac{1}{8} \times 0.04 \times 6.6^2 = 0.22\text{kN} \cdot \text{m}$$

3.8.4 截面选择

选用 $C250 \times 75 \times 20 \times 2.2$ ，截面特性为：

$$A = 9.26\text{cm}^2, I_x = 844.1\text{cm}^4, I_y = 63.68\text{cm}^4, W_x = 67.53\text{cm}^3$$

$$W_{y\max} = 32.94\text{cm}^3, W_{y\min} = 11.44\text{cm}^3, i_x = 9.55\text{cm}, i_y = 2.62\text{cm}$$

$$I_t = 0.1493\text{cm}^4, I_w = 7545\text{cm}^6, x_0 = 2.0\text{cm}, e_0 = 4.93\text{cm}$$

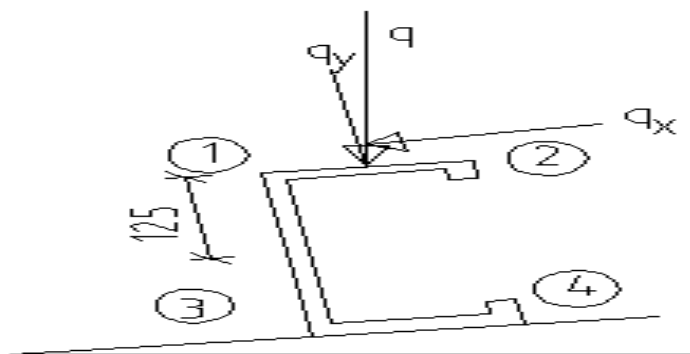


图 3-31 C 形檩条计算简图

3.8.5 确定有效截面并验算强度

截面应力计算：

$$s_1 = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{y\max}} = \frac{8.6 \times 10^6}{67.53 \times 10^3} + \frac{0.22 \times 10^6}{32.94 \times 10^3} = 134.03 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{压})$$

$$s_2 = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{y\min}} = \frac{8.6 \times 10^6}{67.53 \times 10^3} - \frac{0.22 \times 10^6}{11.44 \times 10^3} = 108.12 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{压})$$

$$s_3 = -\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{y\max}} = -\frac{8.6 \times 10^6}{67.53 \times 10^3} + \frac{0.22 \times 10^6}{32.94 \times 10^3} = -120.67 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{拉})$$

$$s_4 = -\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{y\min}} = -\frac{8.6 \times 10^6}{67.53 \times 10^3} - \frac{0.22 \times 10^6}{11.44 \times 10^3} = -146.58 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{拉})$$

(1) 上翼缘有效宽度:

上翼缘为最大压应力作用在支承边侧的部分加劲板件,

$$y = \frac{s_{\min}}{s_{\max}} = \frac{108.12}{134.03} = 0.81 > -1 \text{ 时}$$

受压稳定系数 k

$$k = 5.89 - 11.59y + 6.68y^2 = 5.89 - 11.59 \times 0.81 + 6.68 \times 0.81^2 = 0.88$$

邻接板件（腹板）稳定系数 k_c

$$y = -\frac{120.67}{134.03} = -0.900 \quad -1 < y < 0$$

$$k_c = 7.8 - 6.29y + 9.78y^2 = 7.8 - 6.29 \times (-0.900) + 9.78 \times (-0.900)^2 = 21.38$$

上翼缘 $b = 75 \text{ mm}, c = 250 \text{ mm}$

$$x = \frac{c}{b} \sqrt{\frac{k}{k_c}} = \frac{250}{75} \sqrt{\frac{0.88}{21.38}} = 0.676 < 1.1$$

板组约束系数 $k_1 = 1/\sqrt{x} = 1/\sqrt{0.676} = 1.22 < k' = 2.4$ 取 $k_1 = 1.396$

上翼缘有效宽度的计算

$$s_1 = 134.03 \text{ N/mm}^2, \quad r = \sqrt{\frac{205k_1k}{s_1}} = \sqrt{\frac{205 \times 1.22 \times 0.88}{134.03}} = 1.28$$

由 $y = 0.81 > 0$, $a = 1.15 - 0.15y = 1.029$

取 $b_c = b = 75 \text{ mm}$, $18ar = 18 \times 1.029 \times 1.28 = 23.7 < b/t = 75/2.2 = 34.09 < 38ar$

$$b_e/t = \left[\sqrt{\frac{21.8ar}{b/t}} - 0.1 \right] \frac{b_c}{t} = \left[\sqrt{\frac{21.8 \times 1.029 \times 1.28}{75/2.2}} - 0.1 \right] \times \frac{75}{2.2} = 27.88,$$

所以 $b_e = 27.88t = 61.3\text{mm}$ （即上翼缘失效区为 $75-61.3=13.7\text{mm}$ ）。

$$b_{e1} = \frac{2b_e}{5-y} = \frac{2 \times 61.3}{5-0.81} = 29.26\text{mm}$$

$$b_{e2} = b_e - b_{e1} = 32.04\text{mm}$$

（2）.腹板为加劲板件，稳定系数 $k = 21.38$ ，邻接板件稳定系数 $k_c = 0.88$

取腹板 $b = 250\text{mm}$ ， $c = 75\text{mm}$

$$x = \frac{c}{b} \sqrt{\frac{k}{k_c}} = \frac{75}{250} \sqrt{\frac{21.38}{0.88}} = 1.48 > 1.1$$

$$\text{板组约束系数 } k_1 = 0.11 + \frac{0.93}{(x-0.05)^2} = 0.11 + \frac{0.93}{(1.48-0.05)^2} = 0.56$$

$$s_1 = 134.03\text{N/mm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{205k_1k}{s_1}} = \sqrt{\frac{205 \times 0.56 \times 21.38}{134.03}} = 4.28$$

由 $y < 0$ 时，取 $a = 1.15$

$$b_c = \frac{b}{1-y} = \frac{250}{1-(-0.900)} = 131.58\text{mm}$$

$$18ar = 18 \times 1.15 \times 4.28 = 88.60 < b/t = 250/2.2 = 113.6 < 38ar$$

$$b_e/t = \left[\sqrt{\frac{21.8ar}{b/t}} - 0.1 \right] \frac{b_c}{t} = \left[\sqrt{\frac{21.82 \times 1.15 \times 4.28}{113.6}} - 0.1 \right] \times \frac{131.58}{2.2} = 52.2$$

$$b_e = 52.2t = 52.2 \times 2.2 = 114.84\text{mm}$$

即腹板失效区宽度为 $131.58-114.84=16.74\text{mm}$ 。

$$b_{e1} = \frac{2b_e}{5-y} = \frac{2 \times 114.84}{5-0.81} = 54.82\text{mm}$$

$$b_{e2} = b_e - b_{e1} = 114.84 - 54.82 = 60.02\text{mm}$$

下翼缘受拉全截面有效，考虑腹板截面内开孔 $d = 13\text{mm}$ （距上翼缘边缘 50mm 处，拉条为 $f12\text{mm}$ ）

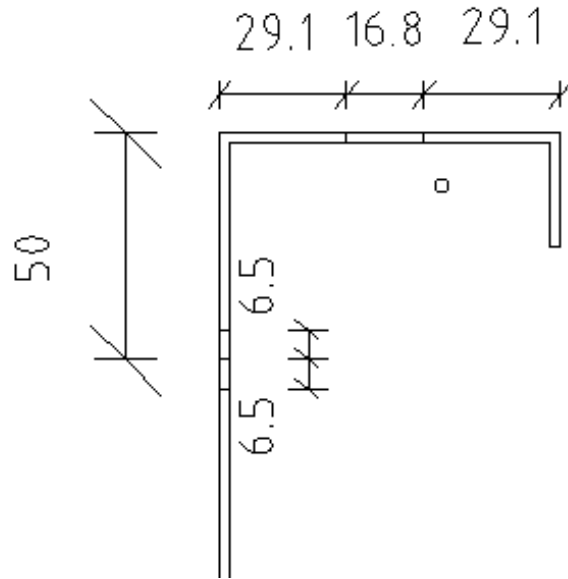


图 3-32 檩条拉条位置示意图

计由结构辅助设计软件计算净截面模量得：

$$W_{enx1} = 59.16 \text{ cm}^3 \quad W_{enx2} = 65.87 \text{ cm}^3$$

$$W_{eny1} = 31.82 \text{ cm}^3 \quad W_{eny2} = 11.22 \text{ cm}^3$$

屋面能阻止上翼缘侧向失稳和扭转时强度的强度校核：

$$S_1 = \frac{M_x}{W_{enx}} + \frac{M_y}{W_{eny1}} = \frac{8.6 \times 10^6}{65.87 \times 10^3} + \frac{0.22 \times 10^6}{31.82 \times 10^3} = 137.5 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{压})$$

$$S_2 = \frac{M_x}{W_{enx}} + \frac{M_y}{W_{eny2}} = -\frac{8.6 \times 10^6}{65.87 \times 10^3} - \frac{0.22 \times 10^6}{11.22 \times 10^3} = 150.17 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{压})$$

$$S_3 = -\frac{M_x}{W_{enx}} + \frac{M_y}{W_{eny1}} = -\frac{8.6 \times 10^6}{65.87 \times 10^3} + \frac{0.22 \times 10^6}{31.82 \times 10^3} = -126.65 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{拉})$$

$$S_4 = -\frac{M_x}{W_{enx}} + \frac{M_y}{W_{eny2}} = -\frac{8.6 \times 10^6}{65.87 \times 10^3} + \frac{0.22 \times 10^6}{11.22 \times 10^3} = -110.95 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{拉})$$

3.8.6 稳定计算

1.在永久荷载与屋面活荷载组合下，通过构造来保证其稳定性，在跨中设拉条，屋面板与檩条牢固连接。

2.考虑风荷载吸力的组合的稳定计算

永久荷载与风荷载组合下使下翼缘受压，且下翼缘处未设拉条，查附表可得：

$$m_b = 1.0, x_1 = 1.13, x_2 = 0.46, e_a = \frac{h}{2} = \frac{250}{2} = 125\text{mm}$$

$$h = \frac{2x_2 \cdot e_a}{h} = \frac{2 \times 0.46 \times 125}{250} = 0.46$$

$$z = \frac{4I_w}{h^2 \cdot I_y} + \frac{0.156I_t}{I_y} \left(\frac{l_0}{h}\right)^2 = \frac{4 \times 7545}{25^2 \times 63.68} + \frac{0.156 \times 0.1493}{63.68} \times \left(\frac{660}{25}\right)^2 = 1.01$$

$$I_y = \frac{660}{2.62} = 251.9$$

$$j_{bx} = \frac{4320Ah}{I_y^2 \cdot W_x} \cdot x_1 \cdot (\sqrt{h^2 + z} + h) = \frac{4320 \times 9.26 \times 25}{251.9^2 \times 65.73} \times 1.13(\sqrt{0.46^2 + 1.01} + 0.46) = 0.424 < 0.7$$

风吸力作用下使檩条下翼缘受压

$$s_4 = \frac{M_x}{j_{bx} \cdot W_{enx}} + \frac{M_y}{W_{eny2}} = \frac{1.03 \times 10^6}{0.424 \times 65.87 \times 10^3} + \frac{0.22 \times 10^6}{11.22 \times 10^3} = 56.49\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$$

3.8.7 挠度计算

按永久荷载与活荷载组合考虑

$$q_k = 1.2\text{KN/m}$$

$$v_y = \frac{5}{384} \times \frac{1.2 \cos 5.71^\circ \times 6600^4}{2.06 \times 10^5 \times 844.1 \times 10^4} = 16.97 < \frac{1}{200} = 33\text{mm}, \text{ 满足要求。}$$

3.8.8 拉条设计

当跨中拉条承担一根墙梁的竖向支承作用时，拉条所受拉力：

$$N = 0.625q_x \cdot l = 0.625 \times 0.04 \times 6.6 = 0.16\text{kN}$$

拉条所需截面面积：

$$A = \frac{N}{0.95f} = \frac{0.16 \times 10^3}{0.95 \times 215} = 0.78\text{mm}^2$$

$$\text{选取 } f12 \text{ 拉条，其有效截面面积为 } A_e = \frac{p \cdot d^2}{4} = \frac{3.14 \times 12^2}{4} = 113.04\text{mm}^2, \text{ 满足}$$

要求。

3.9 墙梁设计

3.9.1 设计资料

墙梁跨度 6m ，间距 1.5m ，跨中设有一道拉条，外侧挂彩钢夹芯板；墙梁采用冷弯薄壁 C 形型钢，钢号 Q235F，焊条采用 E43。墙梁初选截面为 $C250\times75\times20\times2.5$ 。

3.9.2 山墙墙梁设计

(1) 荷载设计

根据建筑结构荷载规范风压高度变化系数 $m_z = 1.0$ ，风荷载体形系数考虑内外风压最大值的组合，且含阵风系数，取 $m_s = -1.1$ ，对于门式框架和屋架，基本风压不乘以 1.05，故基本风压仍取 $w_0 = 0.5\text{KN}/\text{m}^2$ ，故垂直于房屋山墙的风荷载标准值：

$$w_k = m_z m_s w_0 = -1.1 \times 1.0 \times 0.5 = -0.55\text{KN}/\text{m}^2,$$

墙梁的间距为 1.5m 。

(2) 墙梁设计

均布风荷载设计值： $W = 1.4 \times 0.55 = 0.77\text{KN}/\text{m}^2$

作用于墙梁上的水平风荷载设计标准值：

$$q = 0.77 \times 1.5 = 1.155\text{KN}/\text{m}$$

设压型钢板落地并于地面相连，板与板间有可靠连接，为此，墙梁只承受自重，墙梁自重设计值为 $0.05\text{KN}/\text{m}$ ，墙梁按简支计算，只计算强度不验算稳定性。

$$M_{x,\max} = q_x l^2 / 8 = 1.155 \times 6.6^2 \times \frac{1}{8} = 6.29\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,\max} = q_y l^2 / 8 = 0.05 \times 6.6^2 \times \frac{1}{8} = 0.27\text{KN} \cdot \text{m}$$

(不考虑拉条的作用)

$$V_x = \frac{q_x l}{2} = \frac{1.155 \times 6.6}{2} = 3.81\text{KN}$$

初步选用 $C250\times75\times20\times2.5$

$$A = 10.48\text{cm}^2, W_x = 76.19\text{cm}^3, W_{y\min} = 12.81\text{cm}^3, I_x = 952.33\text{cm}^4$$

$$S = \frac{M_x}{g_x W_x} + \frac{M_y}{g_y W_y} = \frac{6.29 \times 10^6}{1.05 \times 76.19 \times 10^3} + \frac{0.27 \times 10^6}{1.05 \times 12.81 \times 10^3} = 98.70\text{N}/\text{mm}^2 < f = 215\text{N}/\text{mm}^2$$

$$t = \frac{3V_{x,\max}}{2h_0t} = \frac{3 \times 3.81 \times 10^3}{2(250 - 2 \times 2.5) \times 2.5} = 9.33 \text{ N/mm}^2 < f_v = 125 \text{ N/mm}^2$$

风荷载下挠度计算

$$\text{风荷载标准值 } w_0 = 0.5 \text{ KN/m}^2 q_k = 1.5 \times 0.55 = 0.825 \text{ KN/m}$$

$$n = \frac{5q_k l^4}{384EI_x} = \frac{5 \times 0.825 \times 6600^4}{384 \times 2.06 \times 10^5 \times 952.33 \times 10^4} = 10.39 \text{ mm} < \frac{l}{200} = 33 \text{ mm}$$

故满足要求，综上所述计算，选用的墙梁截面为 C250×75×20×2.5 的普通热轧槽钢，墙梁间距为 1.5m，墙梁的计算跨度取纵向柱网轴线间的距离。

3.9.3 纵向墙梁设计

（1）根据建筑结构荷载规范风压高度变化系数 $m_z = 1.0$ ，风荷载体形系数考虑内外风压最大值的组合，且含阵风系数，取 $m_s = -0.8$ ，对于门式框架和屋架，基本风压不乘以 1.05，故基本风压仍取 $w_0 = 0.5 \text{ KN/m}^2$ ，故垂直于房屋山墙的风荷载标准值：

$$w_k = m_z m_s w_0 = -0.8 \times 1.0 \times 0.5 = -0.4 \text{ KN/m}^2,$$

墙梁的间距为 1.5m。

（2）墙梁设计

$$\text{均布风荷载设计值： } W = 1.4 \times 0.4 = 0.56 \text{ KN/m}^2$$

作用于墙梁上的水平风荷载设计标准值：

$$q = 0.56 \times 1.5 = 0.84 \text{ KN/m}$$

设压型钢板落地并于地面相连，板与板间有可靠连接，为此，墙梁只承受自重，墙梁自重设计值为 0.05 KN/m ，墙梁按简支计算，只计算强度不验算稳定性。

$$M_{x,\max} = q_x l^2 / 8 = 0.84 \times 6.6^2 \times \frac{1}{8} = 4.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,\max} = q_y l^2 / 8 = 0.05 \times 6.6^2 \times \frac{1}{8} = 0.27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

（不考虑拉条的作用）

$$V_x = \frac{q_x l}{2} = \frac{0.84 \times 6.6}{2} = 2.77 \text{ KN}$$

初步选用 C250×75×20×2.5

$$A = 10.48 \text{ cm}^2, W_x = 76.19 \text{ cm}^3, W_{y\min} = 12.81 \text{ cm}^3, I_x = 952.33 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{M_x}{g_x W_x} + \frac{M_y}{g_y W_y} = \frac{4.57 \times 10^6}{1.05 \times 76.19 \times 10^3} + \frac{0.27 \times 10^6}{1.05 \times 12.81 \times 10^3} = 77.20 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2$$

$$t = \frac{3V_{x,\max}}{2h_0 t} = \frac{3 \times 2.77 \times 10^3}{2(250 - 2 \times 2.5) \times 2.5} = 6.78 \text{ N/mm}^2 < f_v = 125 \text{ N/mm}^2$$

风荷载下挠度计算

$$\text{风荷载标准值 } w_0 = 0.5 \text{ kN/m}^2 q_k = 1.5 \times 0.4 = 0.6 \text{ kN/m}$$

$$n = \frac{5q_k l^4}{384EI_x} = \frac{5 \times 0.6 \times 6600^4}{384 \times 2.06 \times 10^5 \times 952.33 \times 10^4} = 7.56 \text{ mm} < \frac{l}{200} = 33 \text{ mm}$$

故满足要求，综上所述计算，选用的墙梁截面为 C250×75×20×2.5 的普通热轧槽钢，墙梁间距为 1.5m，墙梁的计算跨度取纵向柱网轴线间的距离。

3.10 基础设计

3.10.1 设计资料

采用柱下独立基础，基础埋深为 -2.000m，天然地基，粉土为地基持力层，地基设计承载力特征值 $f_{ak} = 90 \text{ kPa}$ ，基础采用 C30 混凝土， $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$ ， $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$ ，钢筋采用 Q235 钢。

3.10.2 柱基础截面设计

(1) 基础处不利内力组合为 $N = 203.41 \text{ kN}, V = -73.23 \text{ kN}$

修正后的地基承载力特征值 $f_a = 113.4 \text{ kPa}$

$$\text{中心荷载作用基础 } A \geq \frac{N}{f_a - g_G d} = \frac{203.41}{113.4 - 20 \times 2} = 2.77 \text{ m}^2$$

初选 $b = 2.9 \text{ m}$ ， $l = 3.5 \text{ m}$

(2) 基底最大压力 $P_{k\max}$ 验算

$$P_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{A} = \frac{203.41 + 2.9 \times 3.5 \times 2 \times 20}{2.9 \times 3.5} = 60.04 \text{ N/mm}^2 < f_a$$

(3) 确定基础高度及构造尺

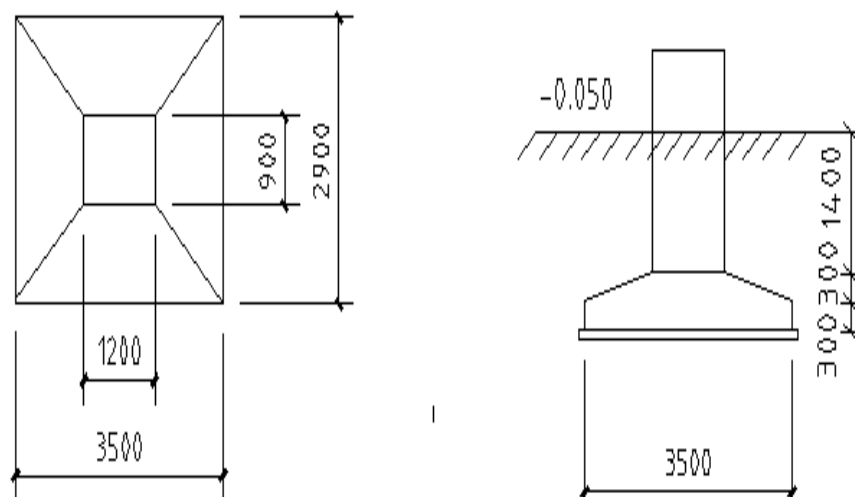


图 3-33 基础高度及构造尺寸图

(4) 抗冲切验算

由结构计算软件计算冲切验算满足条件

(5) 基础底板配筋

沿柱边截面为设计控制截面处

l 向:

$$A_s = \left(\frac{3500}{2} - \frac{1200}{2} \right) \times 600 \times 0.2\% = 1380 \text{ mm}^2$$

按构造配置 15 根直径为 12 的钢筋,

钢筋间距为 230mm, $A_{st} = 113.1 \times 15 = 1696.5 \text{ mm}^2 > 1380 \text{ mm}^2$, 满足要求。

b 向:

$$A_s = \left(\frac{2900}{2} - \frac{900}{2} \right) \times 600 \times 0.2\% = 1200 \text{ mm}^2$$

按构造配置 16 根直径为 10 的钢筋,

钢筋间距为 170mm, $A_{st} = 78.5 \times 16 = 1256 \text{ mm}^2 > 1200 \text{ mm}^2$, 满足要求。

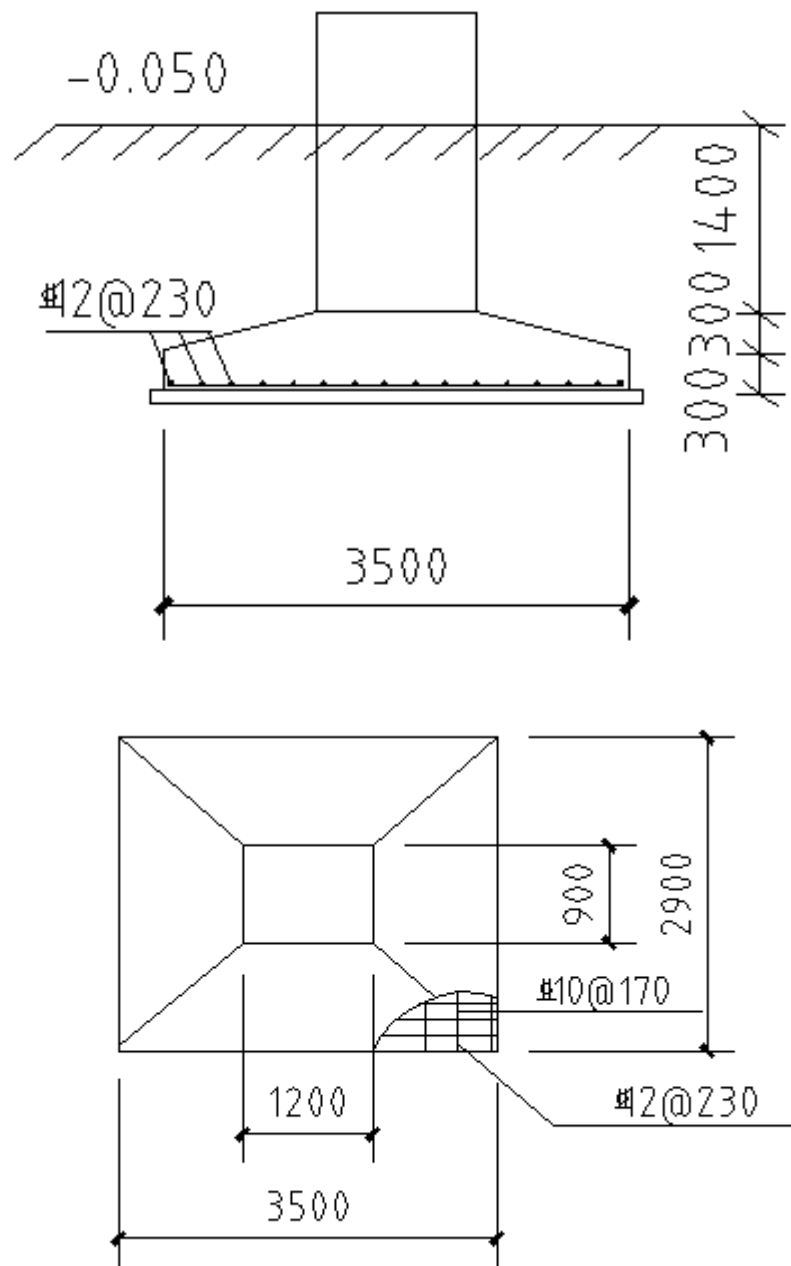


图 3.34 基础配筋图

参考文献

- [1].建筑制图标准（GB/T50104-2010）；
- [2].建筑结构制图标准（GB/T50105-2010）；
- [3].建筑设计手册（1、2、3）；中国建筑工业出版社；
- [4].建筑设计防火规范（GB50016—2014），2001年版，中国计划出版社；
- [5].钢结构设计规范（GB50017—2003），北京：中国计划出版社；
- [6].建筑结构荷载规范（GB50009—2012），北京：中国建筑工业出版社；
- [7].建筑抗震设计规范（GB50011—2010），北京：中国建筑工业出版社。

谢 辞

经过近一个学期的忙碌和学习，本次毕业设计已经顺利完成。作为一个本科生的毕业设计，由于经验的匮乏，难免有许多考虑不周全的地方，如果没有老师的督促指导，以及同小组成员的支持，想要完成此次设计是难以想象的。本设计是在老师的亲切关怀和精心指导，老师虽然有繁忙的工作，但仍抽出时间给予我学术上的指导和帮助，特别是给我提供了许多参考资料，使我从中受益非浅。

在此谨向老师致以深深的敬意和由衷的感谢！其次，还要感谢大学四年来所有指导过，教育过我的老师们，正是你们不倦的教诲，使我打下了扎实的专业基础；同时还要感谢所有的同学们，正是因为有了你们的支持和鼓励，此次毕业设计才会顺利完成。最后，我仅用一句话来表达我无法言语的心情：感谢你们的帮助，谢谢。