

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	6
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9666 节点编号: 1/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H500x200x8x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x8x8 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.72

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 4, 行中距: 95, 行边距: 60, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 10.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9734 位置:[21957, 32716, 4200]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16 (0.90*Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 282.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{f1g} = 282.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 35.40 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 142.50 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 142.50}{100050.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{100050.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{283220.00}{8} = 35.40 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{8} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 35.40)^2} = 35.40 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9734 位置:[21957, 32716, 4200]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16(0.90*-Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 282.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 282.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{10 \times 405^3/12 - 10876082}{0.5 \times 405} = 219665.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{219665.96} + \frac{0.00}{3090.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 283220.00}{4050.00} = 104.90 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 395 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9734 位置:[21957, 32716, 4200]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16(0.90*-Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 282.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 282.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 395 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{283220.00}{0.7 \times 5 \times 395 \times 2} = 102.43 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 395^2 \times 2} + \frac{0.01}{0.7 \times 5 \times 395 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{102.43^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 102.43 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9734 位置:[21957, 32716, 4200]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16(0.90*-Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 282.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 282.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值： $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 476^3/12 - 8700861}{0.5 \times 476} = 265543.09$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{265543.09} + \frac{0.00}{3040.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 283220.00}{3808.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9734 位置: [21957, 32716, 4200]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16 (0.90*Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 282.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 282.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: 焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$$

盖板尺寸上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 $L_1=50$, $L_2=200$ 厚度为 6

$$M = 282199104.00\text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{b_f t_f (h - t_f) + b_{gb} t_{gb} (h + t_{gb})}$$

$$= \frac{282199104.00}{200 \times 12 \times (500 - 12) + 164 \times 6 \times (500 + 6)} = 169.07 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=0.03 \text{ Mpx} = 576644960.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (405 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 753.74\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接 (螺栓或焊缝) 抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 8 \times 1.5 \times 470 = 112.80\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 112.80\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 902.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (405 - 4 \times 24) \times 10 \times 0.58 \times 470 = 842.33\text{kN} \end{aligned}$$



梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58 f_u$$

$$= (476 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 828.70 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力：

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 753.74 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((576.64 + 576.64) / 7.33) + 108.66 = 297.59 \text{ kN}$$

$$V_u = 753.74 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算：

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.03 M_{px} = 576644960.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo1t} = 386272.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 181.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 550.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 732.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前：

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 134.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 423.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 557.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 557.91 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_p = 576.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{需要加强}$$

程序采用加楔形盖板方式加强节点

盖板尺寸：上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 L1=50, L2=200 厚度为 6

加强后连接极限承载力为(加强前/η_j+加强部分/η_j)

$$= 557.91 \text{ kN} \cdot \text{m} + 180.01 \text{ kN} \cdot \text{m} = 737.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 737.93 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 576.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足

第 4 章 柱节点域验算

柱截面：□250x250x8x8

柱【强轴】方向验算：

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 48.8 \times 24.2 \times 1.2 = 2550.874 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{488 + 242}{12} = 60.83 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强，采用局部加厚方式补强，局部加厚 4mm 补强后验算通过。



4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9734 位置:[21957, 32716, 4200]

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 1153.25}{2.55} = 271.26$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9734 位置:[21957, 32716, 4200] 控制组合号 12(1.50*-Y 风+1.30*恒载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{488.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(488.0/242.0)^2}} = 0.27$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{37.57}{2.55} = 14.73 <= f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9734 位置:[21957, 32716, 4200] 控制组合号 36(-1.40*Y 地震正偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合) [$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{26.63/2.55}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.034 <= 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：____设计师
审核人：____设计师

项目名称：____项目
专业负责人：____总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	6
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9678 节点编号: 2/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H500x200x8x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x10x10 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.72

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 4, 行中距: 95, 行边距: 60, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 10.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9678 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 118.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{f1g} = 118.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 35.40 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 142.50 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 142.50}{100050.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{100050.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{283220.00}{8} = 35.40 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{8} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 35.40)^2} = 35.40 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9678 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 118.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 118.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{10 \times 405^3/12 - 10876082}{0.5 \times 405} = 219665.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{219665.96} + \frac{0.00}{3090.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 283220.00}{4050.00} = 104.90 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 395 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9678 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 118.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 118.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 12mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 395 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{283220.00}{0.7 \times 5 \times 395 \times 2} = 102.43 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 395^2 \times 2} + \frac{0.00}{0.7 \times 5 \times 395 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{102.43^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 102.43 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9678 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 118.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 118.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 476^3/12 - 8700861}{0.5 \times 476} = 265543.09$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{265543.09} + \frac{0.00}{3040.00} = 0.00\text{MPa} < f \quad \text{满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 283220.00}{3808.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \quad \text{满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9678 位置: [26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 118.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 118.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: 焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$$

盖板尺寸上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 $L_1=50$, $L_2=200$ 厚度为 6

$$M = 118628032.00\text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{b_f t_f (h - t_f) + b_{gb} t_{gb} (h + t_{gb})}$$

$$= \frac{118628032.00}{200 \times 12 \times (500 - 12) + 164 \times 6 \times (500 + 6)} = 71.07 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=0.01 \text{ Mpx} = 576644960.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (405 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 753.74\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接 (螺栓或焊缝) 抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 8 \times 1.5 \times 470 = 112.80\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 112.80\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 902.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (405 - 4 \times 24) \times 10 \times 0.58 \times 470 = 842.33\text{kN} \end{aligned}$$



梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58 f_u$$

$$= (476 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 828.70 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力：

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 753.74 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n}\right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((576.64 + 576.64) / 7.72) + 75.37 = 254.55 \text{ kN}$$

$$V_u = 753.74 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算：

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.01 M_p x = 576644960.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo1t} = 386272.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 181.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 550.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 732.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前：

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 134.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 423.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 557.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 557.91 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_p = 576.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{需要加强}$$

程序采用加楔形盖板方式加强节点

盖板尺寸：上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 L1=50, L2=200 厚度为 6

加强后连接极限承载力为(加强前/η_j+加强部分/η_j)

$$= 557.91 \text{ kN} \cdot \text{m} + 180.01 \text{ kN} \cdot \text{m} = 737.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 737.93 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 576.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足

第 4 章 柱节点域验算

柱截面：□250x250x10x10

柱【强轴】方向验算：

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 48.8 \times 24.0 \times 1.0 = 2108.160 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{488 + 240}{10} = 72.80 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足，不需要补强。



4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9678 位置:[26298, 26028, 4200]

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 749.05}{2.11} = 213.19$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足, 不需要补强。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9678 位置:[26298, 26028, 4200] 控制组合号 17(1.50*X 风 +1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{488.0/10.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(488.0/240.0)^2}} = 0.32$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{125.34}{2.11} = 59.45 <= f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足, 不需要补强。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9678 位置:[26298, 26028, 4200] 控制组合号 34(-1.40*X 地震最不利+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合) [γRE=0] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{100.35/2.11}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.153 <= 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足, 不需要补强。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：____设计师
审核人：____设计师

项目名称：____项目
专业负责人：____总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	6
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9781 节点编号: 3/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H500x200x8x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x12x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.72

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 4, 行中距: 95, 行边距: 60, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 10.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9850 位置:[28979, 11084, 11400]

设计内力组合号: 14 (非地震组合) 组合号 14(0.90*-X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 229.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{f1g} = 229.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 35.40 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 142.50 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 142.50}{100050.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{100050.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{283220.00}{8} = 35.40 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.01}{8} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 35.40)^2} = 35.40 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9850 位置:[28979, 11084, 11400]

设计内力组合号: 14 (非地震组合) 组合号 14(0.90*-X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 229.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 229.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{10 \times 405^3/12 - 10876082}{0.5 \times 405} = 219665.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{219665.96} + \frac{0.01}{3090.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 283220.00}{4050.00} = 104.90 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 395 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9850 位置:[28979, 11084, 11400]

设计内力组合号: 14 (非地震组合) 组合号 14(0.90*-X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 229.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 229.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 12mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 395 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{283220.00}{0.7 \times 5 \times 395 \times 2} = 102.43 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 395^2 \times 2} + \frac{0.02}{0.7 \times 5 \times 395 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{102.43^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 102.43 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9850 位置:[28979, 11084, 11400]

设计内力组合号: 14 (非地震组合) 组合号 14(0.90*-X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 229.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 229.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 476^3/12 - 8700861}{0.5 \times 476} = 265543.09$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{265543.09} + \frac{0.01}{3040.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 283220.00}{3808.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9850 位置: [28979, 11084, 11400]

设计内力组合号: 14 (非地震组合) 组合号 14 (0.90*X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 229.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 283.22 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 229.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: 焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$$

盖板尺寸上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 $L_1=50$, $L_2=200$ 厚度为 6

$$M = 229019216.00\text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{b_f t_f (h - t_f) + b_{gb} t_{gb} (h + t_{gb})}$$

$$= \frac{229019216.00}{200 \times 12 \times (500 - 12) + 164 \times 6 \times (500 + 6)} = 137.21 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=0.03 \text{ Mpx} = 576644960.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (405 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 753.74\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 8 \times 1.5 \times 470 = 112.80\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 112.80\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 902.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (405 - 4 \times 24) \times 10 \times 0.58 \times 470 = 842.33\text{kN} \end{aligned}$$



梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58 f_u$$

$$= (476 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 828.70 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 753.74 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((576.64 + 576.64) / 6.20) + 180.63 = 403.90 \text{ kN}$$

$$V_u = 753.74 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.03 M_p x = 576644960.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo1t} = 386272.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 181.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 550.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 732.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 134.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 423.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 557.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 557.91 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_p = 576.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{需要加强}$$

程序采用加楔形盖板方式加强节点

盖板尺寸: 上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 L1=50, L2=200 厚度为 6

加强后连接极限承载力为(加强前/η_j+加强部分/η_j)

$$= 557.91 \text{ kN} \cdot \text{m} + 180.01 \text{ kN} \cdot \text{m} = 737.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 737.93 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 576.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足

第 4 章 柱节点域验算

柱截面: □250x250x12x12

柱【弱轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 48.8 \times 23.8 \times 1.2 = 2508.710 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{488 + 238}{12} = 60.50 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向验算满足, 不需要补强。



4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9850 位置:[28979, 11084, 11400]

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 862.60}{2.51} = 206.30$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱弱轴方向验算满足, 不需要补强。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9850 位置:[28979, 11084, 11400] 控制组合号 14(0.90*-X 风 +1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{488.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(488.0/238.0)^2}} = 0.26$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{125.48}{2.51} = 50.02 <= f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向验算满足, 不需要补强。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9850 位置:[28979, 11084, 11400] 控制组合号 34(-1.40*X 地震正偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合) [$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{107.70/2.51}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.138 <= 1 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向验算满足, 不需要补强。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	6
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9653 节点编号: 4/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H400x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x8x8 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.81

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 4, 行中距: 70, 行边距: 48, 列数: 1, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9858 位置:[30332, 8074, 11400]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18 (1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 84.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 84.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 41.95 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 0.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 105.00 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 105.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 0.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{167790.02}{4} = 41.95 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.01}{4} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 41.95)^2} = 41.95 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9858 位置:[30332, 8074, 11400]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18(1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 84.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 84.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 306^3/12 - 4740864}{0.5 \times 306} = 93861.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{93861.96} + \frac{0.01}{1680.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 167790.02}{2448.00} = 102.81 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 296 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9858 位置:[30332, 8074, 11400]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18(1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 84.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 84.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 296 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{167790.02}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 80.98 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7H_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 296^2 \times 2} + \frac{0.04}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{80.98^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 80.98 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9858 位置:[30332, 8074, 11400]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18(1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 84.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 84.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 376^3/12 - 3555648}{0.5 \times 376} = 122462.98$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{122462.98} + \frac{0.01}{1680.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 167790.02}{2256.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9858 位置: [30332, 8074, 11400]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18 (1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 84.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 84.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: 焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$$

盖板尺寸上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 $L_1=50$, $L_2=165$ 厚度为 6

$$M = 84613720.00\text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{b_f t_f (h - t_f) + b_{gb} t_{gb} (h + t_{gb})}$$

$$= \frac{84613720.00}{200 \times 12 \times (400 - 12) + 164 \times 6 \times (400 + 6)} = 63.59 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=0.04 \text{ Mpx} = 405858720.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (306 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 564.83\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接 (螺栓或焊缝) 抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 338.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (306 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 457.97\text{kN} \end{aligned}$$



梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58 f_u$$

$$= (376 - 4 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 457.97 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力：

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((405.86 + 405.86) / 5.87) + 62.50 = 228.47 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算：

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.04 M_{px} = 405858720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo1t} = 175104.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 82.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 437.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 519.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前：

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 60.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 336.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 397.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 397.63 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{需要加强}$$

程序采用加楔形盖板方式加强节点

盖板尺寸：上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 L1=50, L2=165 厚度为 6

加强后连接极限承载力为(加强前/η_j+加强部分/η_j)

$$= 397.63 \text{ kN} \cdot \text{m} + 144.44 \text{ kN} \cdot \text{m} = 542.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 542.06 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足

第 4 章 柱节点域验算

柱截面：□250x250x8x8

柱【弱轴】方向验算：

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 24.2 \times 1.2 = 2028.154 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{388 + 242}{12} = 52.50 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强，采用局部加厚方式补强，局部加厚 4mm 补强后验算通过。



4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9858 位置:[30332, 8074, 11400]

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 811.72}{2.03} = 240.13$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9858 位置:[30332, 8074, 11400] 控制组合号 18(1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(388.0/242.0)^2}} = 0.26$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{41.10}{2.03} = 20.26 <= f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9858 位置:[30332, 8074, 11400] 控制组合号 34(-1.40*X 地震正偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合) [$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{33.92/2.03}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.054 <= 1 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	6
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9697 节点编号: 5/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H400x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x10x10 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.81

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 4, 行中距: 70, 行边距: 48, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9841 位置:[27544, 14279, 11400]

设计内力组合号: 14 (非地震组合) 组合号 14(0.90*-X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 140.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{f1g} = 140.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 20.97 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 105.00 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 105.00}{58800.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{58800.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{167790.02}{8} = 20.97 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.01}{8} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 20.97)^2} = 20.97 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9841 位置:[27544, 14279, 11400]

设计内力组合号: 14 (非地震组合) 组合号 14(0.90*-X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 140.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 140.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 306^3/12 - 4740864}{0.5 \times 306} = 93861.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{93861.96} + \frac{0.01}{1680.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 167790.02}{2448.00} = 102.81 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 296 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9841 位置:[27544, 14279, 11400]

设计内力组合号: 14 (非地震组合) 组合号 14(0.90*-X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 140.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 140.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 296 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{167790.02}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 80.98 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7H_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 296^2 \times 2} + \frac{0.03}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{80.98^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 80.98 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9841 位置:[27544, 14279, 11400]

设计内力组合号: 14 (非地震组合) 组合号 14(0.90*-X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 140.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 140.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 376^3/12 - 3555648}{0.5 \times 376} = 122462.98$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{122462.98} + \frac{0.01}{1680.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 167790.02}{2256.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9841 位置: [27544, 14279, 11400]

设计内力组合号: 14 (非地震组合) 组合号 14 (0.90*X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 140.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 140.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: 焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$$

盖板尺寸上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 $L_1=50$, $L_2=165$ 厚度为 6

$$M = 140972416.00\text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{b_f t_f (h - t_f) + b_{gb} t_{gb} (h + t_{gb})}$$

$$= \frac{140972416.00}{200 \times 12 \times (400 - 12) + 164 \times 6 \times (400 + 6)} = 105.94 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=0.04 \text{ Mpx} = 405858720.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (306 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 564.83\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接 (螺栓或焊缝) 抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 676.80\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (306 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 457.97\text{kN} \end{aligned}$$



梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58 f_u$$

$$= (376 - 4 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 457.97 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力：

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 457.97 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((405.86 + 405.86) / 6.31) + 108.41 = 262.82 \text{ kN}$$

$$V_u = 457.97 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算：

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.04 M_{px} = 405858720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo1t} = 175104.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 82.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 437.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 519.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前：

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 60.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 336.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 397.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 397.63 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{需要加强}$$

程序采用加楔形盖板方式加强节点

盖板尺寸：上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 L1=50, L2=165 厚度为 6

加强后连接极限承载力为(加强前/η_j+加强部分/η_j)

$$= 397.63 \text{ kN} \cdot \text{m} + 144.44 \text{ kN} \cdot \text{m} = 542.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 542.06 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足

第 4 章 柱节点域验算

柱截面：□250x250x10x10

柱【弱轴】方向验算：

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 24.0 \times 1.2 = 2011.392 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{388 + 240}{12} = 52.33 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强，采用局部加厚方式补强，局部加厚 2mm 补强后验算通过。



4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9841 位置:[27544, 14279, 11400]

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 832.14}{2.01} = 248.23$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 2mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9841 位置:[27544, 14279, 11400] 控制组合号 18(1.50*-X 风 +1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(388.0/240.0)^2}} = 0.25$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{83.87}{2.01} = 41.70 <= f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 2mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9841 位置:[27544, 14279, 11400] 控制组合号 34(-1.40*X 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合) [$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{71.94/2.01}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.115 <= 1 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 2mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	6
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9693 节点编号: 6/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H400x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x12x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.81

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 4, 行中距: 70, 行边距: 48, 列数: 1, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9779 位置:[27544, 14279, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 152.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 152.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 41.95 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 0.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 105.00 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 105.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 0.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{167790.02}{4} = 41.95 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{4} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 41.95)^2} = 41.95 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9779 位置:[27544, 14279, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 152.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 152.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 306^3/12 - 4740864}{0.5 \times 306} = 93861.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{93861.96} + \frac{0.00}{1680.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 167790.02}{2448.00} = 102.81 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 296 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9779 位置:[27544, 14279, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 152.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 152.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 296 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{167790.02}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 80.98 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7H_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 296^2 \times 2} + \frac{0.00}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{80.98^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 80.98 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9779 位置:[27544, 14279, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 152.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 152.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 376^3/12 - 3555648}{0.5 \times 376} = 122462.98$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{122462.98} + \frac{0.00}{1680.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 167790.02}{2256.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9779 位置: [27544, 14279, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*Y风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 152.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 152.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: 焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$$

盖板尺寸上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 $L_1=50$, $L_2=165$ 厚度为 6

$$M = 152485712.00\text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{b_f t_f (h - t_f) + b_{gb} t_{gb} (h + t_{gb})}$$

$$= \frac{152485712.00}{200 \times 12 \times (400 - 12) + 164 \times 6 \times (400 + 6)} = 114.59 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=0.01 \text{ Mpx} = 405858720.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (306 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 564.83\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接 (螺栓或焊缝) 抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 338.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (306 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 457.97\text{kN} \end{aligned}$$



梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58 f_u$$

$$= (376 - 4 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 457.97 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((405.86 + 405.86) / 5.95) + 92.09 = 255.84 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.01 M_p x = 405858720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo1t} = 175104.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 82.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 437.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 519.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 60.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 336.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 397.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 397.63 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{需要加强}$$

程序采用加楔形盖板方式加强节点

盖板尺寸: 上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 L1=50, L2=165 厚度为 6

加强后连接极限承载力为(加强前/η_j+加强部分/η_j)

$$= 397.63 \text{ kN} \cdot \text{m} + 144.44 \text{ kN} \cdot \text{m} = 542.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 542.06 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足

第 4 章 柱节点域验算

柱截面: □250x250x12x12

柱【强轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 23.8 \times 1.2 = 1994.630 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{388 + 238}{12} = 52.17 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足, 不需要补强。



4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9779 位置:[27544, 14279, 8400]

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 885.07}{1.99} = 266.24$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足, 不需要补强。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9779 位置:[27544, 14279, 8400] 控制组合号 20(1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(388.0/238.0)^2}} = 0.25$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{132.58}{1.99} = 66.47 <= f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足, 不需要补强。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9779 位置:[27544, 14279, 8400] 控制组合号 36(-1.40*Y 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活荷不利 1) 组合类型(水平地震为主的组合) [$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{125.01/1.99}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.201 <= 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足, 不需要补强。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	6
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	6
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9701 节点编号: 7/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H400x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm2 极限抗拉强度 470N/mm2

柱截面信息: □250x250x8x8 Q355 屈服强度 355N/mm2 极限抗拉强度 470N/mm2

螺栓信息: M22 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=68.4\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.81

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M22, 行数: 4, 行中距: 70, 行边距: 48, 列数: 1, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 10010 位置:[19321, 39796, 6300]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17 (1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 2)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 75.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 1.98 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 75.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 1.35 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.63 \text{ kN}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 41.95 \text{ kN} < N_{vb} = 68.40$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 0.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 105.00 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 105.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 0.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{167790.02}{4} = 41.95 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{632.45}{4} = 0.16 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.16)^2 + (0.00 + 41.95)^2} = 41.95 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 10010 位置:[19321, 39796, 6300]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利2)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 75.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 1.98 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 75.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 1.35 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.63 \text{ kN}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 306^3/12 - 5142869}{0.5 \times 306} = 91234.48$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{91234.48} + \frac{632.45}{1616.00} = 0.39 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 167790.02}{2448.00} = 102.81 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 296 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 10010 位置:[19321, 39796, 6300]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利2)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 75.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 1.98 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁

腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 75.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 1.35 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.63 \text{ kN}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 296 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{167790.02}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 80.98 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7H_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 296^2 \times 2} + \frac{1978.08}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{80.98^2 + \left(\frac{0.95}{1.22}\right)^2} = 80.98 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 10010 位置:[19321, 39796, 6300]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利2)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)



节点控制内力值: $M = 75.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 1.98 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 75.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 1.35 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.63 \text{ kN}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bolt}}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 376^3/12 - 3857152}{0.5 \times 376} = 120859.23$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{120859.23} + \frac{632.45}{1632.00} = 0.39 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 167790.02}{2256.00} = 89.25 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 10010 位置: [19321, 39796, 6300]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17 (1.50*+X 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 2)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 75.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 1.98 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 75.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 1.35 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.63 \text{ kN}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: 焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$$

盖板尺寸上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 $L_1=50$, $L_2=165$ 厚度为 6

$$M = 75049288.00 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{b_f t_f (h - t_f) + b_{gb} t_{gb} (h + t_{gb})}$$

$$= \frac{75049288.00}{200 \times 12 \times (400 - 12) + 164 \times 6 \times (400 + 6)} = 56.40 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=18299.47 \text{ MPa} = 405858720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$V_{u1} = 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2$$

$$= 0.7 \times 5 \times (306 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 564.83 \text{ kN}$$

腹板与梁连接 (螺栓或焊缝) 抗剪极限承载力

$$N_{vub} = 0.58n_v A_e f_{ub}$$

$$= 0.58 \times 1 \times 303 \times 1040 = 183 \text{ kN}$$

$$N_{cub} = d \times \Sigma T \times 1.5f_u$$

$$= 22 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 93.06 \text{ kN}$$



取较小者 $N_{ub} = 93.06\text{kN}$

$$V_{u2} = N_{ub}n = 372.24\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u3} = (H - nd_0)T \times 0.58f_u$$

$$= (306 - 4 \times 26) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 440.52\text{kN}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0)T_w \times 0.58f_u$$

$$= (376 - 4 \times 26) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 444.88\text{kN}$$

节点最小极限受剪承载力：

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 372.24\text{kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((405.86 + 405.86) / 2.79) + 6.47 = 355.53\text{kN}$$

$$V_u = 372.24\text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算：

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 18299.47 \text{ Mp} \quad M_{px} = 405858720.00\text{N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{x\text{bolt}} = 171744.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 80.72\text{kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 437.66\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 518.38\text{kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前：

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 59.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 336.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 396.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 396.46 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{需要加强}$$

程序采用加楔形盖板方式加强节点

盖板尺寸：上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 L1=50, L2=165 厚度为 6

加强后连接极限承载力为(加强前/ η_j +加强部分/ η_j)

$$= 396.46\text{kN} \cdot \text{m} + 144.44\text{kN} \cdot \text{m} = 540.89\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 540.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足

第 4 章 柱节点域验算

柱截面：□250x250x8x8

柱【弱轴】方向验算：



$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 24.2 \times 1.2 = 2028.154 \text{cm}^3$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{75.05}{2.03} = 37.00 \leq f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b+H_c}{T_w} = \frac{388+242}{12} = 52.50 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 10010 位置:[19321, 39796, 6300]

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 405.86}{2.03} = 120.07$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 10010 位置:[19321, 39796, 6300] 控制组合号 33(1.40*X 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活荷不利 2) 组合类型(水平地震为主的组合)[$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{Re}} = \frac{50.15/2.03}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.079 \leq 1 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 10010 位置:[19321, 39796, 6300] 控制组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 2) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(388.0/242.0)^2}} = 0.26$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	6
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	6
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9750 节点编号: 8/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H400x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm2 极限抗拉强度 470N/mm2

柱截面信息: □250x250x8x8 Q355 屈服强度 355N/mm2 极限抗拉强度 470N/mm2

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.81

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 4, 行中距: 70, 行边距: 48, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9750 位置:[21952, 41335, 6300]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 71.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 5.75 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 71.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 3.91 \text{ kN}$ $N_{web} = 1.84 \text{ kN}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 20.98 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 105.00 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 105.00}{58800.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{58800.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{167790.02}{8} = 20.97 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{1837.73}{8} = 0.23 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.23)^2 + (0.00 + 20.97)^2} = 20.98 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9750 位置: [21952, 41335, 6300]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 71.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 5.75 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 71.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 3.91 \text{ kN}$ $N_{web} = 1.84 \text{ kN}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 306^3/12 - 4740864}{0.5 \times 306} = 93861.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{93861.96} + \frac{1837.73}{1680.00} = 1.09 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 167790.02}{2448.00} = 102.81 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 296 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9750 位置: [21952, 41335, 6300]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 71.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 5.75 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁

腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 71.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 3.91 \text{ kN}$ $N_{web} = 1.84 \text{ kN}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 296 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{167790.02}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 80.98 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 296^2 \times 2} + \frac{5747.78}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 2.77 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{80.98^2 + \left(\frac{2.77}{1.22}\right)^2} = 81.01 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9750 位置: [21952, 41335, 6300]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)



节点控制内力值: $M = 71.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 5.75 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 71.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 3.91 \text{ kN}$ $N_{web} = 1.84 \text{ kN}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bol}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 376^3/12 - 3555648}{0.5 \times 376} = 122462.98$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{122462.98} + \frac{1837.73}{1680.00} = 1.09 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 167790.02}{2256.00} = 89.25 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9750 位置: [21952, 41335, 6300]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17 (1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 71.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 5.75 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 71.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 3.91 \text{ kN}$ $N_{web} = 1.84 \text{ kN}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: 焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$$

盖板尺寸上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 $L_1=50$, $L_2=165$ 厚度为 6

$$M = 71992208.00 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{b_f t_f (h - t_f) + b_{gb} t_{gb} (h + t_{gb})}$$

$$= \frac{71992208.00}{200 \times 12 \times (400 - 12) + 164 \times 6 \times (400 + 6)} = 54.10 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=18299.47 \text{ MPa} = 405858720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$V_{u1} = 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2$$

$$= 0.7 \times 5 \times (306 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 564.83 \text{ kN}$$

腹板与梁连接 (螺栓或焊缝) 抗剪极限承载力

$$N_{vub} = 0.58n_v A_e f_{ub}$$

$$= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148 \text{ kN}$$

$$N_{cub} = d \times \Sigma T \times 1.5f_u$$

$$= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60 \text{ kN}$$



取较小者 $N_{ub} = 84.60\text{kN}$

$$V_{u2} = N_{ub}n = 676.80\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0)T \times 0.58f_u \\ &= (306 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 457.97\text{kN} \end{aligned}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u4} &= (H_w - n \times d_0)T_w \times 0.58f_u \\ &= (376 - 4 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 457.97\text{kN} \end{aligned}$$

节点最小极限受剪承载力：

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 457.97\text{kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((405.86 + 405.86) / 2.79) + 27.43 = 376.49\text{kN}$$

$$V_u = 457.97\text{KN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算：

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 18299.47 \text{ Mp} \quad M_{px} = 405858720.00\text{N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{x\text{bolt}} = 175104.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 82.30\text{kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 437.66\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 519.96\text{kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前：

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 60.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 336.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 397.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 397.63 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{需要加强}$$

程序采用加楔形盖板方式加强节点

盖板尺寸：上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 L1=50, L2=165 厚度为 6

加强后连接极限承载力为(加强前/ η_j +加强部分/ η_j)

$$= 397.63\text{kN} \cdot \text{m} + 144.44\text{kN} \cdot \text{m} = 542.06\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 542.06 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足

第 4 章 柱节点域验算

柱截面：□250x250x8x8

柱【弱轴】方向验算：



$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 24.2 \times 1.2 = 2028.154 \text{cm}^3$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{70.11}{2.03} = 34.57 \leq f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b+H_c}{T_w} = \frac{388+242}{12} = 52.50 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9750 位置: [21952, 41335, 6300]

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 395.25}{2.03} = 116.93$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9750 位置: [21952, 41335, 6300] 控制组合号 33(1.40*X 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合) [γ RE=0] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{Re}} = \frac{48.50/2.03}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.077 \leq 1 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9750 位置: [21952, 41335, 6300] 控制组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34 (h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34 (388.0/242.0)^2}} = 0.26$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：____设计师
审核人：____设计师

项目名称：____项目
专业负责人：____总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	5
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9844 节点编号: 9/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H400x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x12x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.81

设计方法: 常用设计法

梁端需要加腋, 加腋高度为 100

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 4, 行中距: 70, 行边距: 48, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9844 位置:[34855, 13740, 11400]

设计内力组合号: 15 (非地震组合) 组合号 15 (0.90*Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 92.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 92.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 20.97 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 105.00 \text{ mm}$

错误!

错误! = $\frac{0.00 \times 105.00}{58800.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! = $\frac{0.00 \times 35.00}{58800.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{167790.02}{8} = 20.97 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{8} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 20.97)^2} = 20.97 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9844 位置:[34855, 13740, 11400]

设计内力组合号: 15 (非地震组合) 组合号 15(0.90*Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 92.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 92.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 306^3/12 - 4740864}{0.5 \times 306} = 93861.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{93861.96} + \frac{0.00}{1680.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 167790.02}{2448.00} = 102.81 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 296 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9844 位置:[34855, 13740, 11400]

设计内力组合号: 15 (非地震组合) 组合号 15(0.90*Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 92.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 92.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 296 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{167790.02}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 80.98 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 296^2 \times 2} + \frac{0.00}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{80.98^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 80.98 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9844 位置:[34855, 13740, 11400]

设计内力组合号: 15 (非地震组合) 组合号 15(0.90*Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 92.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 92.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值： $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bo1t}}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 376^3/12 - 3555648}{0.5 \times 376} = 122462.98$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{122462.98} + \frac{0.00}{1680.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 167790.02}{2256.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9844 位置:[34855, 13740, 11400]

设计内力组合号：15 (非地震组合) 组合号 15 (0.90*+Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值：M = 92.30 kN·m N = 0.00 kN V = 167.79 kN (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为：M_{flg} = 92.30 kN·m M_{web} = 0.00 kN·m

验算标准为，《钢结构设计手册》(第四版) 公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h-t_f)} \leq f_t$

加腋高度 100mm

H 取 500+100=600mm

M = 92300976.00N/mm²

焊缝强度设计值：f = 305.00 N/mm²

$$f_{\max} = \frac{M}{B t_f (H-t_f)}$$

$$= \frac{92300976.00}{200 \times 12 \times (600-12)} = 65.41 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

$$M_{px} = 405858720.00\text{N} \cdot \text{mm}$$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (306 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 564.83\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 676.80\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (306 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 457.97\text{kN} \end{aligned}$$



梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58 f_u$$

$$= (476 - 4 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 621.53 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 457.97 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n}\right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((405.86 + 405.86) / 3.07) + 98.89 = 416.56 \text{ kN}$$

$$V_u = 457.97 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$M_{px} = 405858720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo1t} = 302904.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 142.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 550.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 692.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 105.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 423.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 528.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 528.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

程序采用梁腹板加高方式加强节点

加腋高度为: 100.0 mm

第4章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 12 \times 12$

柱【强轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 23.8 \times 1.6 = 2659.507 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{388 + 238}{16} = 39.13 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9844 位置: [34855, 13740, 11400]



$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 1082.00}{2.66} = 244.11$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9844 位置:[34855, 13740, 11400] 控制组合号 20(1.50*Y 风 +1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/16.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(388.0/238.0)^2}} = 0.19$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{35.19}{2.66} = 13.23 <= f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9844 位置:[34855, 13740, 11400] 控制组合号 36(-1.40*Y 地震正偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合) [γRE=0] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{32.77/2.66}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.040 <= 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	5
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9845 节点编号: 10/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H400x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x12x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.81

设计方法: 常用设计法

梁端需要加腋, 加腋高度为 100

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 4, 行中距: 70, 行边距: 48, 列数: 1, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9845 位置:[34855, 13740, 11400]

设计内力组合号: 13 (非地震组合) 组合号 13 (0.90*X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 113.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 113.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 41.95 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$X_{\max} = 0.00 \text{ mm} \quad Y_{\max} = 105.00 \text{ mm}$$

错误!

$$\text{错误!} = \frac{0.00 \times 105.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{错误!} = \frac{0.00 \times 0.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$$

$$N_v = \frac{V}{n} = \frac{167790.02}{4} = 41.95 \text{ kN}$$

$$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{4} = 0.00 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 41.95)^2} = 41.95 \text{ kN}$$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9845 位置:[34855, 13740, 11400]

设计内力组合号: 13 (非地震组合) 组合号 13(0.90*X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 113.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 113.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 306^3/12 - 4740864}{0.5 \times 306} = 93861.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{93861.96} + \frac{0.00}{1680.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 167790.02}{2448.00} = 102.81 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 296 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9845 位置:[34855, 13740, 11400]

设计内力组合号: 13 (非地震组合) 组合号 13(0.90*X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 113.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 113.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 296 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{167790.02}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 80.98 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7H_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 296^2 \times 2} + \frac{0.00}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{80.98^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 80.98 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9845 位置:[34855, 13740, 11400]

设计内力组合号: 13 (非地震组合) 组合号 13(0.90*X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 113.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 113.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值： $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bo1t}}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 376^3/12 - 3555648}{0.5 \times 376} = 122462.98$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{122462.98} + \frac{0.00}{1680.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 167790.02}{2256.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9845 位置:[34855, 13740, 11400]

设计内力组合号：13 (非地震组合) 组合号 13 (0.90*X 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值：M = 113.43 kN·m N = 0.00 kN V = 167.79 kN (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为：M_{flg} = 113.43 kN·m M_{web} = 0.00 kN·m

验算标准为，《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h-t_f)} \leq f_t$

加腋高度 100mm

H 取 500+100=600mm

M = 113433304.00N/mm²

焊缝强度设计值：f = 305.00 N/mm²

$$f_{\max} = \frac{M}{B t_f (H-t_f)}$$

$$= \frac{113433304.00}{200 \times 12 \times (600-12)} = 80.38 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 N=0.01 Mpx = 405858720.00N·mm

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (306 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 564.83\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 338.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (306 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 457.97\text{kN} \end{aligned}$$



梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58 f_u$$

$$= (476 - 4 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 621.53 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((405.86 + 405.86) / 4.45) + 84.09 = 302.97 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.01 M_p x = 405858720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo1t} = 302904.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 142.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 550.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 692.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 105.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 423.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 528.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 528.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

程序采用梁腹板加高方式加强节点

加腋高度为: 100.0 mm

第4章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 12 \times 12$

柱【强轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 23.8 \times 1.6 = 2659.507 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{388 + 238}{16} = 39.13 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9845 位置: [34855, 13740, 11400]



$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 1082.00}{2.66} = 244.11$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9845 位置:[34855, 13740, 11400] 控制组合号 20(1.50*Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/16.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(388.0/238.0)^2}} = 0.19$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{35.19}{2.66} = 13.23 <= f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9845 位置:[34855, 13740, 11400] 控制组合号 36(-1.40*Y 地震正偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合) [γRE=0] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{32.77/2.66}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.040 <= 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	5
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9680 节点编号: 11/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H400x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x10x10 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.81

设计方法: 常用设计法

梁端需要加腋, 加腋高度为 100

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓: M20, 行数: 4, 行中距: 70, 行边距: 48, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9680 位置: [26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17 (1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 95.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 95.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 20.97 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 105.00 \text{ mm}$

错误!

错误! = $\frac{0.00 \times 105.00}{58800.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! = $\frac{0.00 \times 35.00}{58800.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{167790.02}{8} = 20.97 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{8} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 20.97)^2} = 20.97 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9680 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 95.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 95.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 306^3/12 - 4740864}{0.5 \times 306} = 93861.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{93861.96} + \frac{0.00}{1680.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 167790.02}{2448.00} = 102.81 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 296 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9680 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 95.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 95.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 296 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{167790.02}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 80.98 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 296^2 \times 2} + \frac{0.01}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{80.98^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 80.98 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9680 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 95.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 95.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 376^3/12 - 3555648}{0.5 \times 376} = 122462.98$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{122462.98} + \frac{0.00}{1680.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 167790.02}{2256.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9680 位置: [26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17 (1.50*X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 95.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 95.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$

加腋高度 100mm

H 取 $500+100=600\text{mm}$

$M = 95423392.00\text{N}/\text{mm}^2$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N}/\text{mm}^2$

$$f_{\max} = \frac{M}{B t_f (H - t_f)}$$

$$= \frac{95423392.00}{200 \times 12 \times (600 - 12)} = 67.62 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

$$M_{px} = 405858720.00\text{N} \cdot \text{mm}$$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (306 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 564.83\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 676.80\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (306 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 457.97\text{kN} \end{aligned}$$



梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58 f_u$$

$$= (476 - 4 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 621.53 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 457.97 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((405.86 + 405.86) / 3.72) + 82.47 = 344.06 \text{ kN}$$

$$V_u = 457.97 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$M_{px} = 405858720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo1t} = 302904.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 142.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 550.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 692.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 105.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 423.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 528.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 528.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

程序采用梁腹板加高方式加强节点

加腋高度为: 100.0 mm

第4章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 10 \times 10$

柱【弱轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 24.0 \times 1.2 = 2011.392 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{388 + 240}{12} = 52.33 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 2mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9680 位置: [26298, 26028, 4200]



$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 801.87}{2.01} = 239.20$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 2mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9680 位置: [26298, 26028, 4200] 控制组合号 17(1.50*X 风 +1.30*恒载+1.05*活荷不利 1) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(388.0/240.0)^2}} = 0.25$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{89.23}{2.01} = 44.36 <= f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 2mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9680 位置: [26298, 26028, 4200] 控制组合号 33(1.40*X 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活荷不利 1) 组合类型(水平地震为主的组合) [γ RE=0] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{41.52/2.01}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.066 <= 1 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 2mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	5
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9670 节点编号: 12/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H400x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x8x8 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.81

设计方法: 常用设计法

梁端需要加腋, 加腋高度为 100

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 4, 行中距: 70, 行边距: 48, 列数: 1, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9670 位置:[14573, 37020, 4200]

设计内力组合号: 15 (非地震组合) 组合号 15 (0.90*Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 150.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 150.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 41.95 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$X_{\max} = 0.00 \text{ mm} \quad Y_{\max} = 105.00 \text{ mm}$$

错误!

$$\text{错误!} = \frac{0.00 \times 105.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{错误!} = \frac{0.00 \times 0.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$$

$$N_v = \frac{V}{n} = \frac{167790.02}{4} = 41.95 \text{ kN}$$

$$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{4} = 0.00 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 41.95)^2} = 41.95 \text{ kN}$$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9670 位置:[14573, 37020, 4200]

设计内力组合号: 15 (非地震组合) 组合号 15(0.90*+Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 150.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 150.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 306^3/12 - 4740864}{0.5 \times 306} = 93861.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{93861.96} + \frac{0.00}{1680.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 167790.02}{2448.00} = 102.81 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 296 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9670 位置:[14573, 37020, 4200]

设计内力组合号: 15 (非地震组合) 组合号 15(0.90*+Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 150.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 150.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 296 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{167790.02}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 80.98 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7H_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 296^2 \times 2} + \frac{0.00}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{80.98^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 80.98 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9670 位置:[14573, 37020, 4200]

设计内力组合号: 15 (非地震组合) 组合号 15(0.90*+Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 150.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 150.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值： $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bol}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 376^3/12 - 3555648}{0.5 \times 376} = 122462.98$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{122462.98} + \frac{0.00}{1680.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 167790.02}{2256.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9670 位置:[14573, 37020, 4200]

设计内力组合号：15 (非地震组合) 组合号 15 (0.90*Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值：M = 150.02 kN·m N = 0.00 kN V = 167.79 kN (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为：M_{flg} = 150.02 kN·m M_{web} = 0.00 kN·m

验算标准为，《钢结构设计手册》(第四版) 公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$

$$M = 150018576.00\text{N} \cdot \text{mm}$$

焊缝强度设计值：f = 305.00 N/mm²

最大应力计算值：f_{max} = 161.10 N/mm² < 305.00 N/mm²

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 N=0.02 Mpx = 405858720.00N·mm

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (306 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 564.83\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

取较小者 N_{ub} = 84.60kN

$$V_{u2} = N_{ub} n = 338.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (306 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 457.97\text{kN} \end{aligned}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u4} &= (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58f_u \\ &= (476 - 4 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 621.53\text{kN} \end{aligned}$$



节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n}\right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((405.86 + 405.86) / 7.32) + 72.11 = 205.09 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.02 M_{px} = 405858720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo} l_t = 302904.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 142.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 550.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 692.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 105.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 423.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 528.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 528.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

第4章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 8 \times 8$

柱【强轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 24.2 \times 1.2 = 2028.154 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{388 + 242}{12} = 52.50 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9670 位置: [14573, 37020, 4200]

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 821.90}{2.03} = 243.15$$

$$\frac{4 * f_{yv}}{3} = \frac{4 * 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4 * f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。



4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9670 位置:[14573, 37020, 4200] 控制组合号 19(1.50*+Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(388.0/242.0)^2}} = 0.26$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3}f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{55.88}{2.03} = 27.55 < f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

[4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

[5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9670 位置:[14573, 37020, 4200] 控制组合号 35(1.40*Y 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合)[$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3)f_v/\gamma_{Re}} = \frac{46.27/2.03}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.073 < 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

[1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.

[2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.

[3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.