



同濟大學  
TONGJI UNIVERSITY

## 钢结构课程设计

### 轻型门式刚架

姓 名：

学 号：

目录

1 结构基本信息 ..... 1

1.1 材料特性 ..... 1

1.2 内力组合 ..... 1

1.3 最大侧移和最大挠度验算 ..... 3

2.1 构件信息 ..... 4

2.1.1 几何信息 ..... 4

2.1.2 荷载组合 ..... 4

2.2 有效截面计算 ..... 5

2.2.1 腹板有效宽度 ..... 5

2.2.2 有效截面特性计算 ..... 6

2.2.3 抗剪承载力 ..... 6

2.3 截面验算 ..... 6

2.3.1 强度验算 ..... 6

2.3.2 平面内稳定性验算 ..... 7

2.3.3 平面外整体稳定性验算 ..... 8

3 刚架梁构件 验算计算书 ..... 9

3.1 构件信息 ..... 9

3.1.1 几何信息 ..... 9

3.1.2 荷载组合 ..... 9

3.2 有效截面计算 ..... 9

3.2.1 腹板有效宽度 ..... 9

3.2.2 有效截面特性计算 ..... 11

3.2.3 抗剪承载力 ..... 11

3.3 截面验算 ..... 11

3.3.1 强度验算 ..... 11

3.3.2 平面外整体稳定性验算 ..... 12

4 刚架梁构件 验算计算书 ..... 13

4.1 构件信息 ..... 13

4.1.1 几何信息 ..... 13

4.1.2 荷载组合 ..... 13

4.2 有效截面计算 ..... 13

4.2.1 腹板有效宽度 ..... 13

4.2.2 有效截面特性计算 ..... 15

4.2.3 抗剪承载力 ..... 15

4.3 截面验算 ..... 15

4.3.1 强度验算 ..... 15

4.3.2 平面外整体稳定性验算 ..... 16

5 刚架梁构件 验算计算书 ..... 17

5.1 构件信息 ..... 17

5.1.1 几何信息 ..... 17

5.1.2 荷载组合 .....	17
5.2 有效截面计算 .....	18
5.2.1 腹板有效宽度 .....	18
5.2.2 有效截面特性计算 .....	19
5.2.3 抗剪承载力 .....	19
5.3 截面验算 .....	20
5.3.1 强度验算 .....	20
5.3.2 平面外整体稳定性验算 .....	20
6 刚架梁构件 验算计算书 .....	21
6.1 构件信息 .....	21
6.1.1 几何信息 .....	21
6.1.2 荷载组合 .....	21
6.2 有效截面计算 .....	22
6.2.1 腹板有效宽度 .....	22
6.2.2 有效截面特性计算 .....	23
6.2.3 抗剪承载力 .....	23
6.3 截面验算 .....	24
6.3.1 强度验算 .....	24
6.3.2 平面外整体稳定性验算 .....	24
7.1 构件信息 .....	25
7.1.1 几何信息 .....	25
7.1.2 荷载组合 .....	25
7.2 有效截面计算 .....	26
7.2.1 腹板有效宽度 .....	26
7.2.2 有效截面特性计算 .....	27
7.2.3 抗剪承载力 .....	27
7.3 截面验算 .....	27
7.3.1 强度验算 .....	27
7.3.2 平面内稳定性验算 .....	28
7.3.3 平面外整体稳定性验算 .....	29
8.1 构件信息 .....	30
8.1.1 几何信息 .....	30
8.1.2 荷载组合 .....	30
8.2 有效截面计算 .....	31
8.2.1 腹板有效宽度 .....	31
8.2.2 有效截面特性计算 .....	32
8.2.3 抗剪承载力 .....	32
8.3 截面验算 .....	33
8.3.1 强度验算 .....	33
8.3.2 平面内稳定性验算 .....	33
8.3.3 平面外整体稳定性验算 .....	34
9 刚架梁构件 验算计算书 .....	35
9.1 构件信息 .....	35
9.1.1 几何信息 .....	35

9.1.2 荷载组合 .....	35
9.2 有效截面计算 .....	35
9.2.1 腹板有效宽度 .....	35
9.2.2 有效截面特性计算 .....	36
9.2.3 抗剪承载力 .....	36
9.3 截面验算 .....	37
9.3.1 强度验算 .....	37
9.3.2 平面外整体稳定性验算 .....	37
10.1 构件信息 .....	38
10.1.1 几何信息 .....	38
10.1.2 荷载组合 .....	38
10.2 有效截面计算 .....	38
10.2.1 腹板有效宽度 .....	38
10.2.2 有效截面特性计算 .....	40
10.2.3 抗剪承载力 .....	40
10.3 截面验算 .....	40
10.3.1 强度验算 .....	40
10.3.2 平面内稳定性验算 .....	41
10.3.3 平面外整体稳定性验算 .....	41
11 梁柱节点 验算 .....	42
11.1 构件信息 .....	42
11.1.1 梁柱几何尺寸 .....	42
11.1.2 高强螺栓信息 .....	42
11.1.3 端板信息 .....	43
11.1.4 内力设计值 .....	43
11.2 高强螺栓承载力验算 .....	43
11.2.1 高强螺栓承载力设计值 .....	43
11.2.2 高强螺栓群内力验算 .....	44
11.3 端板厚度验算 .....	44
11.4 腹板抗拉验算 .....	44
11.5 节点域抗剪验算 .....	44
11.5.1 节点域尺寸 .....	44
11.5.2 抗剪验算 .....	45
12 梁柱节点 验算 .....	45
12.1 构件信息 .....	45
12.1.1 梁柱几何尺寸 .....	45
12.1.2 高强螺栓信息 .....	45
12.1.3 端板信息 .....	46
12.1.4 内力设计值 .....	46
12.2 高强螺栓承载力验算 .....	46
12.2.1 高强螺栓承载力设计值 .....	46
12.2.2 高强螺栓群内力验算 .....	46
12.3 端板厚度验算 .....	46
12.4 腹板抗拉验算 .....	47

12.5 节点域抗剪验算 .....	47
12.5.1 节点域尺寸 .....	47
12.5.2 抗剪验算 .....	47
13 梁柱节点 验算 .....	47
13.1 构件信息 .....	47
13.1.1 梁柱几何尺寸 .....	47
13.1.2 高强螺栓信息 .....	47
13.1.3 角钢信息 .....	48
13.1.4 内力设计值 .....	48
13.2 高强螺栓承载力验算 .....	49
13.2.1 高强螺栓承载力设计值 .....	49
13.2.2 高强螺栓群内力验算 .....	49
14 梁柱节点 验算 .....	50
14.1 构件信息 .....	50
14.1.1 梁柱几何尺寸 .....	50
14.1.2 高强螺栓信息 .....	50
14.1.3 端板信息 .....	51
14.1.4 内力设计值 .....	51
14.2 高强螺栓承载力验算 .....	51
14.2.1 高强螺栓承载力设计值 .....	51
14.2.2 高强螺栓群内力验算 .....	51
14.3 端板厚度验算 .....	51
14.4 腹板抗拉验算 .....	52
14.5 节点域抗剪验算 .....	52
14.5.1 节点域尺寸 .....	52
14.5.2 抗剪验算 .....	52
15 梁梁节点 验算 .....	52
15.1 构件信息 .....	52
15.1.1 梁的几何尺寸 .....	52
15.1.2 高强螺栓信息 .....	53
15.1.3 端板信息 .....	53
15.1.4 内力设计值 .....	53
15.2 高强螺栓承载力验算 .....	53
15.2.1 高强螺栓承载力设计值 .....	53
15.2.2 高强螺栓群内力验算 .....	54
15.3 端板厚度验算 .....	54
15.4 腹板抗拉验算 .....	54
16 梁梁节点 验算 .....	55
16.1 构件信息 .....	55
16.1.1 梁的几何尺寸 .....	55
16.1.2 高强螺栓信息 .....	55
16.1.3 端板信息 .....	55
16.1.4 内力设计值 .....	55
16.2 高强螺栓承载力验算 .....	56

16.2.1	高强螺栓承载力设计值	56
16.2.2	高强螺栓群内力验算	56
16.3	端板厚度验算	56
16.4	腹板抗拉验算	56
17	梁梁节点 验算	57
17.1	构件信息	57
17.1.1	梁的几何尺寸	57
17.1.2	高强螺栓信息	57
17.1.3	端板信息	57
17.1.4	内力设计值	57
17.2	高强螺栓承载力验算	58
17.2.1	高强螺栓承载力设计值	58
17.2.2	高强螺栓群内力验算	58
17.3	端板厚度验算	58
17.4	腹板抗拉验算	58
18	铰接柱脚节点 验算	59
18.1	构件信息	59
18.1.1	梁的几何尺寸	59
18.1.2	柱脚连接信息	59
18.1.3	底板及混凝土信息	59
18.1.4	内力设计值	59
18.2	承载力验算	60
18.2.1	混凝土承压验算	60
18.2.2	锚栓群抗拔验算	60
18.2.3	柱脚抗剪验算	60
18.2.4	加劲肋及焊缝验算	60
19	铰接柱脚节点 验算	61
19.1	构件信息	61
19.1.1	梁的几何尺寸	61
19.1.2	柱脚连接信息	61
19.1.3	底板及混凝土信息	62
19.1.4	内力设计值	62
19.2	承载力验算	62
19.2.1	混凝土承压验算	62
19.2.2	锚栓群抗拔验算	62
19.2.3	柱脚抗剪验算	63
19.2.4	加劲肋及焊缝验算	63
20	铰接柱脚节点 验算	64
20.1	构件信息	64
20.1.1	梁的几何尺寸	64
20.1.2	柱脚连接信息	64
20.1.3	底板及混凝土信息	64
20.1.4	内力设计值	64
20.2	承载力验算	65

20.2.1 混凝土承压验算 ..... 65

20.2.2 锚栓群抗拔验算 ..... 65

20.2.3 柱脚抗剪验算 ..... 65

20.2.4 加劲肋及焊缝验算 ..... 65

1 结构基本信息

1.1 材料特性

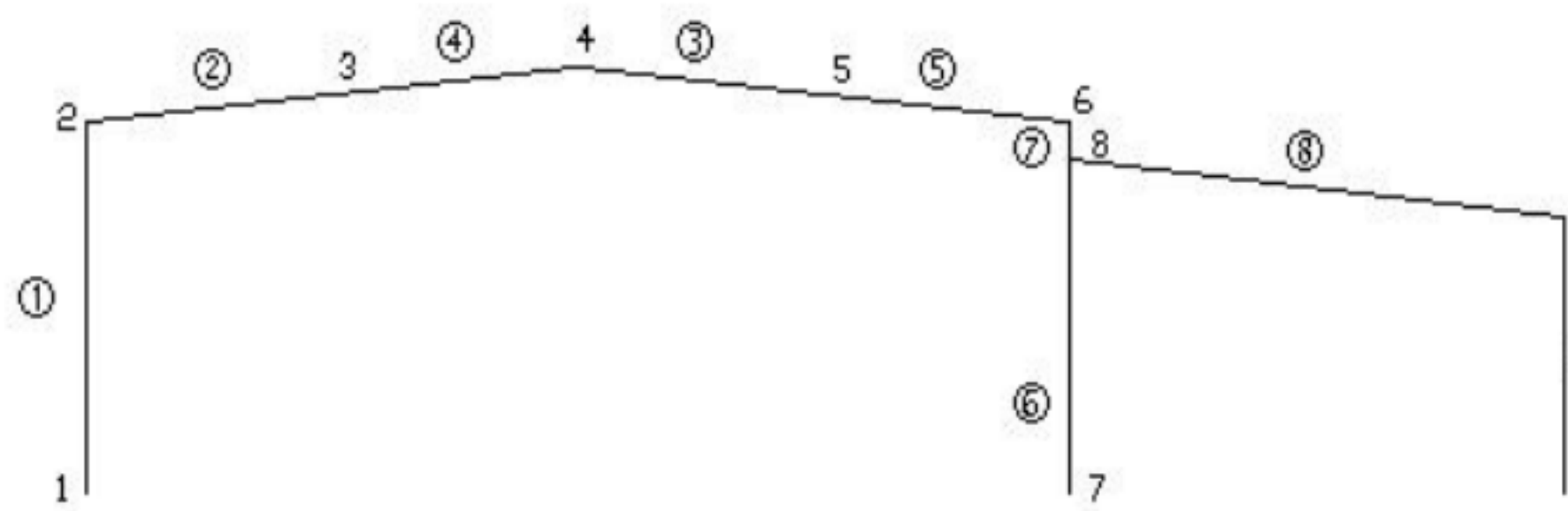
主钢架采用钢材标号为 Q345B , 其主要特性如下：

屈服强度： $f_y = 345\text{MPa}$  , 抗拉强度设计值： $f_d = 310\text{MPa}$

抗剪强度设计值： $f_{vd} = 180\text{MPa}$  , 弹性模量： $E = 206000\text{MPa}$

1.2 内力组合

内力简图如下：



取组合（ 1 ）1.20 恒载 + 1.40 活载，组合（ 2 ）1.00 恒载 +1.40 左风和组合（ 3 ）1.00 恒载 +1.40 右风进行构件验算。由主钢架分析得组合（ 1 ），组合（ 2 ）和组合（ 3 ）的内力表如下：



组合（ 1 ）内力值（ 1.20 恒载 + 1.40 活载 ）

单元号	轴线长度/mm	截面规格 /mm	节点编号	面积 / ( mm <sup>2</sup> )	绕 2 轴 惯性矩 (10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup> )	绕 3 轴 惯性矩 /(10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup> )	弯矩 /(kN.m)	剪力 /(kN )	轴力 /(kN )
	7700	H300~650x200x8x10	1	6240	1335	9877	0	54.0	-114.6
			2	9040	1336	57633	-418.5	54.0	-95.3
	7236	H350~700x200x8x10	2	9440	1336	68575	-421.1	-89.1	-65.5
			3	6640	1335	13959	20.9	-33.0	-59.9
	4824	H350~400x150x6x8	4	4704	451	12052	105.2	-10.2	-55.4
			5	4404	451	8882	68.0	25.6	-59.0
	4824	H350~400x150x6x8	3	4404	451	8882	20.9	-35.4	-60.0
			4	4704	451	12052	105.2	0.4	-56.4
	7236	H350~600x180x6x8	5	6640	1335	13959	68.0	23.9	-59.0
			6	8640	1336	47821	-306.7	79.7	-64.6
	6900	H300~480x200x8x10	7	6240	1335	9877	0	37.4	-127.3
			8	7680	1335	28582	-258.9	37.4	-122.8
	800	H480~500x200x8x10	6	7840	1335	31386	-301.8	-57.3	-86.5
			8	7680	1335	28582	-255.7	-57.3	-88.5
	12060	H350x150x4x8	8	3736	450	8261	0	-36.3	-13.6
			9	3736	450	8261	-97.0	52.4	-22.5
	5700	H200~350x160x4x8	9	3896	546	8729	-94.7	-16.8	-54.4
			10	3296	546	2568	0	-16.8	-66.6

组合（ 2 ）内力值（ 1.00 恒载 + 1.40 左风 ）

单元号	轴线长度/mm	截面规格 /mm	节点编号	面积 / ( mm <sup>2</sup> )	绕 2 轴 惯性矩 (10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup> )	绕 3 轴 惯性矩 /(10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup> )	弯矩 /(kN.m)	剪力 /(kN )	轴力 /(kN )
	7700	H300~650x200x8x10	1	6240	1335	9877	0	-35.1	34.4
			2	9040	1336	57633	223.1	-23.4	50.4
	7236	H350~700x200x8x10	2	9440	1336	68575	228.8	45.8	29.4
			3	6640	1335	13959	0.9	17.2	30.9
	4824	H350~400x150x6x8	4	4704	451	12052	-35.2	3.2	31.6
			5	4404	451	8882	-29.9	-5.4	30.8
	4824	H350~400x150x6x8	3	4404	451	8882	0.9	17.7	30.8
			4	4704	451	12052	-35.2	-2.7	31.7
	7236	H350~600x180x6x8	5	6640	1335	13959	-29.9	-5.1	30.8
			6	8640	1336	47821	47.6	-16.4	29.3
	6900	H300~480x200x8x10	7	6240	1335	9877	0	-3.9	33.5
			8	7680	1335	28582	26.2	-3.9	37.2
	800	H480~500x200x8x10	6	7840	1335	31386	48.3	27.7	20.0
			8	7680	1335	28582	27.6	24.8	18.3
	12060	H350x150x4x8	8	3736	450	8261	0	20.5	18.2

			9	3736	450	8261	26.3	-18.4	16.1
	5700	H200~350x160x4x8	9	3896	546	8729	24.2	13.6	19.9
			10	3296	546	2568	0	-5.4	9.8

组合（ 3 ）内力值（ 1.00 恒载 + 1.40 右风 ）

单元号	轴线长度/mm	截面规格 /mm	节点编号	面积 / ( mm <sup>2</sup> )	绕 2 轴 惯性矩 (10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup> )	绕 3 轴 惯性矩 /(10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup> )	弯矩 /(kN.m)	剪力 /(kN )	轴力 /(kN )
	7700	H300~650x200x8x10	1	6240	1335	9877	0	14.0	-2.3
			2	9040	1336	57633	-11.3	-11.7	13.8
	7236	H350~700x200x8x10	2	9440	1336	68575	-9.1	11.0	13.2
			3	6640	1335	13959	-40.7	-2.3	14.7
	4824	H350~400x150x6x8	4	4704	451	12052	-5.2	-9.3	17.7
			5	4404	451	8882	32.5	-6.3	16.8
	4824	H350~400x150x6x8	3	4404	451	8882	-40.7	-2.3	14.6
			4	4704	451	12052	-5.2	-12.4	15.5
	7236	H350~600x180x6x8	5	6640	1335	13959	32.5	-6.2	16.8
			6	8640	1336	47821	55.0	0	15.3
	6900	H300~480x200x8x10	7	6240	1335	9877	0	-6.1	7.1
			8	7680	1335	28582	41.7	-6.1	10.8
	800	H480~500x200x8x10	6	7840	1335	31386	56.6	15.2	2.1
			8	7680	1335	28582	43.3	18.6	0.4
	12060	H350x150x4x8	8	3736	450	8261	0	11.2	11.3
			9	3736	450	8261	60.7	-27.7	9.2
	5700	H200~350x160x4x8	9	3896	546	8729	57.8	5.6	28.4
			10	3296	546	2568	0	14.3	18.3

### 1.3 最大侧移和最大挠度验算

最大侧移计算 ：以 号单元柱构件为验算对象  
 双楔形横梁平均惯性矩

$$I_b = [I_{b0} + I_{b1} + (1 - )I_{b2}] / 2 = \frac{10^4 \times [8882 + 0.6 \times 68575 + 0.4 \times 12052]}{2} = 2.74 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

柱脚为铰接时，侧移

$$u = \frac{Hh^3}{12E I_c} (2 + \frac{I_c L}{h I_b}) = \frac{17.688 \times 8000^3 \times 10^3}{12 \times 2.06 \times 10^5 \times 0.5 \times 6.75 \times 10^8} \times (2 + \frac{0.5 \times 6.75 \times 10^8 \times 24120}{8000 \times 3.84 \times 10^8}) = 50.47 \text{ mm}$$

$$< \frac{h}{60} = \frac{8000}{60} = 133.3\text{mm} \text{ 所以最大水平侧移符合要求。}$$

最大挠度验算：由 3d3s 计算可知，结构的横梁最大竖向相对位移为 1/188，小于轻钢结构规范的最大相对挠度指标 1/180，符合规范要求。

## 2 刚架柱构件 验算计算书

（注：若未特别指明，下标 0 表示小头，下标 1 表示大头）

### 2.1 构件信息

#### 2.1.1 几何信息

该柱采用工字型变截面钢架柱，不设加劲肋。

截面为 H300~650x200x8x10，几何尺寸如下：

截面高度：  $H_0 = 300\text{mm}$ ， $H_1 = 650\text{mm}$  翼缘宽度：  $B_0 = B_1 = 200\text{mm}$

腹板厚度：  $T_{w0} = T_{w1} = 8\text{mm}$ ，翼缘厚度：  $T_{f0} = T_{f1} = 10\text{mm}$ ，柱高度：  $h = 7700\text{mm}$

由几何尺寸可算得截面特性如下：

截面积：  $A_0 = 6240\text{mm}^2$ ， $A_1 = 9040\text{mm}^2$

截面惯性矩：  $I_{x0} = 9877 \times 10^4 \text{mm}^4$ ， $I_{x1} = 57633 \times 10^4 \text{mm}^4$

$$I_{y0} = 1335 \times 10^4 \text{mm}^4 \quad I_{y1} = 1336 \times 10^4 \text{mm}^4$$

#### 2.1.2 荷载组合

由三种组合内力比较可得构件内力如下：

小头节点端：  $M_{12} = 0\text{kN}\cdot\text{m}$ ， $V_{12} = 54.0\text{kN}$ ， $N_{12} = -114.6\text{kN}$

大头节点端：  $M_{21} = -418.5\text{kN}\cdot\text{m}$ ， $V_{21} = 54.0\text{kN}$ ， $N_{21} = -95.3\text{kN}$

## 2.2 有效截面计算

### 2.2.1 腹板有效宽度

#### 1、构造要求

$$\text{楔率} = \frac{650 - 300}{7.7} = 45.45\text{mm/m} < 60\text{mm/m}$$

板件宽厚比：

$$\text{小头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{96}{10} = 9.6 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{280}{8} = 35 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

$$\text{大头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{96}{10} = 9.6 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{630}{8} = 78.75 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

板件几何尺寸满足利用屈曲后强度的要求。

#### 2、腹板正应力计算

$$\text{轴力引起的正应力：} \quad N_0 = \frac{N_0}{A_0} = \frac{114.6 \times 10^3}{6240} = 18.37\text{MPa}$$

$$N_1 = \frac{N_1}{A_1} = \frac{95.3 \times 10^3}{9040} = 10.54\text{MPa}$$

$$\text{弯矩引起轴力：} \quad M_0 = \frac{M_0}{W_0} = 0\text{MPa} , \quad M_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{418.5 \times 10^6 \times 325}{57633 \times 10^4} = 236.00\text{MPa}$$

截面边缘最大应力（受压为正，受拉为负）：

$$\max 0 = \min 0 = 18.37\text{MPa} , \quad \max 1 = 236.00 + 10.54 = 246.54\text{MPa}$$

$$\min 1 = -236.00 + 10.54 = -225.46\text{MPa}$$

#### 3、有效宽度计算

$$\text{压力分布不均匀系数} \quad \sigma_0 = \frac{\min 0}{\max 0} = 1 , \quad \sigma_1 = \frac{\min 1}{\max 1} = \frac{-225.46}{246.54} = -0.91$$

受压板件稳定系数

$$k_0 = \frac{16}{\sqrt{(1 + )^2 + 0.112(1 - )^2 + (1 + )}} = 4$$

$$k_1 = \frac{16}{\sqrt{(1 + )^2 + 0.112(1 - )^2 + (1 + )}} = 21.75$$

计算参数

$$\rho_0 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{280 / 8}{28.1 \times \sqrt{4} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 18.37)}} = 0.18 < 0.8$$

$$\rho_1 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{630 / 8}{28.1 \times \sqrt{21.75} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 246.54)}} = 0.65 < 0.8$$

有效宽度系数  $\rho_0 = \rho_1 = 1$

## 2.2.2 有效截面特性计算

小头节点和大头节点全截面有效。

## 2.2.3 抗剪承载力

因为没有设置横向加劲肋，鼓曲系数  $k = 5.34$

$$\text{参数 } \rho_w = \frac{h_w / t_w}{37 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{630 / 8}{37 \times \sqrt{5.34} \times \sqrt{235 / 345}} = 1.12$$

腹板屈曲后抗剪强度设计值

$$f'_v = [1 - 0.64(\rho_w - 0.8)] f_v = [1 - 0.64 \times (1.12 - 0.8)] \times 180 = 143.14 \text{ MPa}$$

$$\text{抗剪承载力 } V_{d0} = h_w t_w f'_v = 280 \times 8 \times 143.14 = 320.6 \text{ kN}$$

$$V_{d1} = h_w t_w f'_v = 630 \times 8 \times 143.14 = 721.4 \text{ kN}$$

## 2.3 截面验算

### 2.3.1 强度验算

小头节点  $V = 54.0 \text{ kN} < V_{d0} = 320.6 \text{ kN}$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = 18.37 \text{MPa} < 310 \text{MPa}$$

$$\text{大头节点 } V = 54.0 \text{kN} < 0.5V_{d1} = 360.7 \text{kN}$$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 95.3 \times 10^3 / 9040) \times 57633 \times 10^4 / 325 = 531.0 \text{kN}\cdot\text{m} > M_1 = 418.5 \text{kN}\cdot\text{m}$$

## 2.3.2 平面内稳定性验算

### 1、 计算长度

$$\text{柱线刚度: } K_1 = I_{c1} / h = 576330000 / 7700 = 74848.05 \text{mm}^3$$

$$\text{梁线刚度: } \alpha_1 = \frac{d_1}{d_0} - 1 = \frac{700}{350} - 1 = 1, \quad \alpha_2 = \frac{d_2}{d_0} - 1 = \frac{400}{350} - 1 = 0.14, \quad \alpha = 0.4$$

$$\text{由《技术规程》附录 D.0.1-2 查得: } \alpha = 0.42$$

$$K_2 = \frac{I_b}{2s} = \frac{8882 \times 10^4}{2 \times 0.42 \times 12060} = 8767.67 \text{mm}^3$$

$$\text{长度系数 } K_2 / K_1 = 8767.67 / 74848.05 = 0.117, \quad I_{c0} / I_{c1} = 9877 / 57633 = 0.171$$

$$\text{查《技术规程》表 6.1.3 得: } \mu_r = 1.560, \quad h_0 = \mu_r h = 1.560 \times 7700 = 12012 \text{mm}$$

### 2、 稳定性验算

$$\text{长细比 } \lambda_x = \frac{h_0}{i_{x0}} = \frac{12012}{\sqrt{9877 \times 10^4 / 6240}} = 95.5$$

$$N_{ex0} = \frac{E A_{e0}}{1.1 \lambda_x^2} = \frac{206000 \times 6240}{1.1 \times 95.5^2} = 1264.6 \text{kN}$$

$$\lambda_x = \lambda_x \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 95.5 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 115.7$$

$$\text{b 类截面, 故查《钢规》附表 C-2 得: } \phi_x = 0.460$$

$$\frac{N_0}{\phi_x A_{e0}} + \frac{M_{1x}}{(1 - \frac{N_0}{N_{ex0}}) W_{e1}} = \frac{114.6 \times 10^3}{0.460 \times 6240} + \frac{1.0 \times 418.5 \times 10^6 \times 325}{(1 - \frac{114.6}{1264.6} \times 0.460) \times 57633 \times 10^4} = 286.19 \text{MPa}$$

$$< 310 \text{MPa}$$

### 2.3.3 平面外整体稳定性验算

取柱隅撑间距为钢架柱平面外计算长度，即  $l_y = 3000\text{mm}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{\sqrt{I_{cy} / A_{c0}}} = \frac{3000}{\sqrt{1335 \times 10^4 / 6240}} = 64.86$$

$$\lambda_y = \lambda_y \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 64.86 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 78.6$$

查表得：  $\varphi_y = 0.697$

$$\eta_t = 1 - N / N'_{Ex0} + 0.75(N / N'_{Ex0})^2 = 1 - 114.6 \times 10^3 / (1264.6 \times 10^3) + 0.75 \times (114.6 \times 10^3 / (1264.6 \times 10^3))^2 = 0.916$$

整体稳定系数：

$$\text{柱楔率} = \frac{d_1}{d_2} - 1 = \frac{650}{300} - 1 = 1.17$$

$$\mu_s = 1 + 0.023 \sqrt{lh_0 / A_f} = 1 + 0.023 \times 1.17 \times \sqrt{3000 \times 300 / (200 \times 10)} = 1.571$$

$$\mu_w = 1 + 0.00385 \sqrt{l / i_{y0}} = 1 + 0.00385 \times 1.17 \times \sqrt{3000 / 46.3} = 1.036$$

$$y_0 = \mu_s l / i_{y0} = 1.571 \times 3000 / 49.3 = 95.6$$

$$\begin{aligned} \eta_b &= \frac{4320}{\lambda_{y0}^2} \frac{A_0 h_0}{W_{x0}} \sqrt{\left(\frac{\mu_s}{\mu_w}\right)^2 + \left(\frac{y_0 t_0}{4.4 h_0}\right)^2} \left(\frac{235}{f_y}\right) = \frac{4320}{95.6^2} \times \frac{6240 \times 300}{9877 \times 10^4} \times \sqrt{\left(\frac{1.571}{1.036}\right)^2 + \left(\frac{95.6 \times 10}{4.4 \times 300}\right)^2} \times \frac{235}{345} \\ &= 1.54 \end{aligned}$$

因为  $\eta_b > 0.6$ ，按《钢结构设计规范》规定，用  $\eta'_b$  代替  $\eta_b$

$$\eta'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\eta_b} = 1.07 - \frac{0.282}{1.54} = 0.887$$

平面外整体稳定计算

$$\frac{N_0}{\varphi_y A_{e0}} + \frac{\eta'_b M_1}{\varphi_b W_{e1}} = \frac{114.6 \times 10^3}{0.697 \times 6240} + \frac{0.916 \times 418.5 \times 10^6 \times 325}{0.887 \times 57633 \times 10^4} = 270.06\text{MPa}$$

$$< f_d = 310\text{MPa}$$

综上，柱截面满足要求。

### 3 刚架梁构件 验算计算书

#### 3.1 构件信息

##### 3.1.1 几何信息

该梁采用工字型变截面钢架柱，不设加劲肋。截面为 H350~700x200x8x10, 几何尺寸如下：

截面高度：  $H_0 = 350\text{mm}$  ,  $H_1 = 700\text{mm}$  , 翼缘宽度：  $B_0 = B_1 = 200\text{mm}$

腹板厚度：  $T_{w0} = T_{w1} = 8\text{mm}$  , 翼缘厚度：  $T_{f0} = T_{f1} = 10\text{mm}$

梁长度：  $l = 7236\text{mm}$

由几何尺寸可算得截面特性如下：

截面积：  $A_0 = 6640\text{mm}^2$  ,  $A_1 = 9440\text{mm}^2$

截面惯性矩：  $I_{x0} = 13959 \times 10^4 \text{mm}^4$  ,  $I_{x1} = 68575 \times 10^4 \text{mm}^4$

$I_{y0} = 1335 \times 10^4 \text{mm}^4$  ,  $I_{y1} = 1336 \times 10^4 \text{mm}^4$

##### 3.1.2 荷载组合

由三种组合内力比较可得构件内力如下：

轴力设计值：  $N_0 = 14.7\text{kN}$  ,  $N_0 = -59.9\text{kN}$  ,  $N_1 = -65.5\text{kN}$

剪力设计值：  $V_0 = -2.3\text{kN}$  ,  $V_0 = -33.0\text{kN}$  ,  $V_1 = -89.1\text{kN}$

弯矩设计值：  $M_0 = 40.7\text{kN}\cdot\text{m}$  ,  $M_0 = 20.9\text{kN}\cdot\text{m}$  ,  $M_1 = -421.1\text{kN}\cdot\text{m}$

（注：小头内力有两种组合，因为计算  $N/A + M/W$  初步认定组合 内力较大，强度验算用组合 ，但组合 中小头为拉弯构件，不需要计算平面外稳定，所以用组合 计算平面外稳定）

#### 3.2 有效截面计算

##### 3.2.1 腹板有效宽度

###### 1、构造要求



$$\text{楔率} = \frac{700 - 350}{7.236} = 48.37\text{mm/m} < 60\text{mm/m}$$

板件宽厚比：

$$\text{小头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{96}{10} = 9.6 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{330}{8} = 41.25 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

$$\text{大头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{96}{10} = 9.6 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{680}{8} = 85 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

板件几何尺寸满足利用屈曲后强度的要求。

## 2、腹板正应力计算

$$\text{轴力引起的正应力：} \quad N_0 = \frac{N_0}{A_0} = \frac{14.7 \times 10^3}{6640} = 2.21\text{MPa}$$

$$N_1 = \frac{N_1}{A_1} = \frac{65.5 \times 10^3}{9440} = 6.94\text{MPa}$$

$$\text{弯矩引起轴力：} \quad M_0 = \frac{M_0}{W_0} = \frac{40.7 \times 10^6 \times 175}{13959 \times 10^4} = 51.02\text{MPa}$$

$$M_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{421.1 \times 10^6 \times 350}{68575 \times 10^4} = 214.93\text{MPa}$$

截面边缘最大应力（受压为正，受拉为负）：

$$\max 0 = -2.21 - 51.02 = -53.23\text{MPa}$$

$$\min 0 = -2.21 + 51.02 = 48.81\text{MPa}$$

$$\max 1 = -6.94 - 214.93 = -221.87\text{MPa}$$

$$\min 1 = -6.94 + 214.93 = 207.99\text{MPa}$$

## 3、有效宽度计算

$$\text{压力分布不均匀系数} \quad \alpha_0 = \frac{\min 0}{\max 0} = \frac{48.81}{-53.23} = -0.92, \quad \alpha_1 = \frac{\min 1}{\max 1} = \frac{207.99}{-221.87} = -0.94$$

受压板件稳定系数

$$k_0 = \frac{16}{\sqrt{(1 + )^2 + 0.112(1 - )^2 + (1 + )}} = 21.99$$

$$k_1 = \frac{16}{\sqrt{(1 + )^2 + 0.112(1 - )^2 + (1 + )}} = 22.47$$

计算参数

$$\rho_0 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k_0} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{330 / 8}{28.1 \times \sqrt{21.99} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 53.23)}} = 0.16 < 0.8$$

$$\rho_1 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k_1} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{680 / 8}{28.1 \times \sqrt{22.47} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 221.87)}} = 0.65 < 0.8$$

有效宽度系数  $\rho_0 = \rho_1 = 1$

### 3.2.2 有效截面特性计算

小头节点和大头节点全截面有效。

### 3.2.3 抗剪承载力

因为没有设置横向加劲肋，鼓曲系数  $k = 5.34$

$$\text{参数 } \rho_w = \frac{h_w / t_w}{37 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{680 / 8}{37 \times \sqrt{5.34} \times \sqrt{235 / 345}} = 1.20$$

腹板屈曲后抗剪强度设计值

$$f'_v = [1 - 0.64(\rho_w - 0.8)] f_v = [1 - 0.64 \times (1.20 - 0.8)] \times 180 = 133.92 \text{ MPa}$$

$$\text{抗剪承载力 } V_{d0} = h_w t_w f'_v = 330 \times 8 \times 133.92 = 353.55 \text{ kN}$$

$$V_{d1} = h_w t_w f'_v = 680 \times 8 \times 133.92 = 728.52 \text{ kN}$$

## 3.3 截面验算

### 3.3.1 强度验算

$$\text{小头节点 } V = 2.3 \text{ kN} < 0.5 V_{d0} = 176.78 \text{ kN}$$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 14.7 \times 10^3 / 6640) \times 13959 \times 10^4 / 175 = 245.5 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_0 = 40.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{大头节点 } V = 89.1 \text{ kN} < 0.5V_{d1} = 364.26 \text{ kN}$$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 65.5 \times 10^3 / 9440) \times 68575 \times 10^4 / 350 = 593.78 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_1 = 421.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### 3.3.2 平面外整体稳定性验算

取梁隅撑间距为钢架柱平面外计算长度，即  $l_y = 3000 \text{ mm}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{\sqrt{I_{b0y} / A_{b0}}} = \frac{3000}{\sqrt{1335 \times 10^4 / 6640}} = 66.91$$

$$\lambda_y = \lambda_y \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 66.91 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 81.1$$

查表得：  $\phi_y = 0.680$ ,  $\phi_{tx} = 1.0$

整体稳定系数

$$\text{因 } \lambda_y = 66.91 < 120 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 99$$

$$\phi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \times \frac{f_y}{235} = 1.07 - \frac{66.91^2}{44000} \times \frac{345}{235} = 0.92$$

因为  $\phi_b > 0.6$ ，按《钢结构设计规范》规定，用  $\phi'_b$  代替  $\phi_b$

$$\phi'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\phi_b} = 1.07 - \frac{0.282}{0.92} = 0.763$$

平面外整体稳定计算

$$\frac{N_0}{\phi_y A_{e0}} + \frac{\phi_{tx} M_1}{\phi_b W_{e1}} = \frac{59.9 \times 10^3}{0.680 \times 6640} + \frac{1.0 \times 421.1 \times 10^6 \times 350}{0.763 \times 68575 \times 10^4} = 294.95 \text{ MPa}$$

$$< f_d = 310 \text{ MPa}$$

综上，梁截面满足要求。

## 4 刚架梁构件 验算计算书

### 4.1 构件信息

#### 4.1.1 几何信息

该梁采用工字型变截面钢架柱，不设加劲肋。截面为 H350~400x150x6x8, 几何尺寸如下：

截面高度：  $H_0 = 350\text{mm}$  ,  $H_1 = 400\text{mm}$  , 翼缘宽度：  $B_0 = B_1 = 150\text{mm}$

腹板厚度：  $T_{w0} = T_{w1} = 6\text{mm}$  , 翼缘厚度：  $T_{f0} = T_{f1} = 8\text{mm}$

梁长度：  $l = 4824\text{mm}$

由几何尺寸可算得截面特性如下：

截面积：  $A_0 = 4404\text{mm}^2$  ,  $A_1 = 4704\text{mm}^2$

截面惯性矩：  $I_{x0} = 8882 \times 10^4 \text{mm}^4$  ,  $I_{x1} = 12052 \times 10^4 \text{mm}^4$

$I_{y0} = 451 \times 10^4 \text{mm}^4$  ,  $I_{y1} = 451 \times 10^4 \text{mm}^4$

#### 4.1.2 荷载组合

由三种组合内力比较可得构件内力如下：

小头节点端：  $M_{12} = 68.0\text{kN}\cdot\text{m}$  ,  $V_{12} = 25.6\text{kN}$  ,  $N_{12} = -59.0\text{kN}$

大头节点端：  $M_{21} = 105.2\text{kN}\cdot\text{m}$  ,  $V_{21} = -10.2\text{kN}$  ,  $N_{21} = -55.4\text{kN}$

### 4.2 有效截面计算

#### 4.2.1 腹板有效宽度

1、构造要求

$$\text{楔率} = \frac{400 - 350}{4.824} = 10.36\text{mm/m} < 60\text{mm/m}$$

板件宽厚比：

$$\text{小头节点: } \frac{b_1}{t_f} = \frac{72}{8} = 9 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{334}{6} = 55.67 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

$$\text{大头节点: } \frac{b_1}{t_f} = \frac{72}{8} = 9 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{384}{6} = 64 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

板件几何尺寸满足利用屈曲后强度的要求。

## 2、腹板正应力计算

$$\text{轴力引起的正应力: } \sigma_0 = \frac{N_0}{A_0} = \frac{59.0 \times 10^3}{4404} = 13.40 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} = \frac{55.4 \times 10^3}{4704} = 11.78 \text{MPa}$$

$$\text{弯矩引起轴力: } \sigma_0 = \frac{M_0}{W_0} = \frac{68.0 \times 10^6 \times 175}{8882 \times 10^4} = 133.98 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{105.2 \times 10^6 \times 200}{12052 \times 10^4} = 174.58 \text{MPa}$$

截面边缘最大应力（受压为正，受拉为负）：

$$\sigma_{\max 0} = 13.4 + 133.98 = 147.38 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min 0} = 13.4 - 133.98 = -120.58 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\max 1} = 11.78 + 174.58 = 186.36 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min 1} = 11.78 - 174.58 = -162.8 \text{MPa}$$

## 3、有效宽度计算

$$\text{压力分布不均匀系数 } \eta_0 = \frac{\sigma_{\min 0}}{\sigma_{\max 0}} = \frac{-120.58}{147.38} = -0.82$$

$$\eta_1 = \frac{\sigma_{\min 1}}{\sigma_{\max 1}} = \frac{-162.8}{186.36} = -0.87$$

受压板件稳定系数

$$k_0 = \frac{16}{\sqrt{(1 + )^2 + 0.112(1 - )^2 + (1 + )}} = 19.63$$

$$k_1 = \frac{16}{\sqrt{(1 + )^2 + 0.112(1 - )^2 + (1 + )}} = 20.8$$

计算参数

$$\rho_0 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k_0} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{334 / 6}{28.1 \times \sqrt{19.63} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 147.38)}} = 0.37 < 0.8$$

$$\rho_1 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k_1} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{384 / 6}{28.1 \times \sqrt{20.8} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 186.36)}} = 0.47 < 0.8$$

有效宽度系数  $\rho_0 = \rho_1 = 1$

## 4.2.2 有效截面特性计算

小头节点和大头节点全截面有效。

## 4.2.3 抗剪承载力

因为没有设置横向加劲肋，鼓曲系数  $k = 5.34$

$$\text{参数 } \rho_w = \frac{h_w / t_w}{37 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{384 / 6}{37 \times \sqrt{5.34} \times \sqrt{235 / 345}} = 0.91$$

腹板屈曲后抗剪强度设计值

$$f'_v = [1 - 0.64(\rho_w - 0.8)] f_v = [1 - 0.64 \times (0.91 - 0.8)] \times 180 = 167.33 \text{ MPa}$$

$$\text{抗剪承载力 } V_{d0} = h_w t_w f'_v = 334 \times 6 \times 167.33 = 335.33 \text{ kN}$$

$$V_{d1} = h_w t_w f'_v = 384 \times 6 \times 167.33 = 385.53 \text{ kN}$$

## 4.3 截面验算

### 4.3.1 强度验算

$$\text{小头节点 } V = 25.6 \text{ kN} < 0.5 V_{d0} = 167.67 \text{ kN}$$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 59.0 \times 10^3 / 4404) \times 8882 \times 10^4 / 175 = 150.54 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_0 = 68.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{大头节点 } V = 10.2 \text{ kN} < 0.5V_{d1} = 192.77 \text{ kN}$$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 55.4 \times 10^3 / 4704) \times 12052 \times 10^4 / 200 = 179.71 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_1 = 105.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### 4.3.2 平面外整体稳定性验算

取梁隅撑间距为钢架柱平面外计算长度，即  $l_y = 3000 \text{ mm}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{\sqrt{I_{b0y} / A_{b0}}} = \frac{3000}{\sqrt{451 \times 10^4 / 4404}} = 93.75$$

$$\lambda_y = \lambda_y \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 93.75 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 113.6$$

查表得：  $\phi_y = 0.472$ ,  $\phi_x = 0.85$

整体稳定系数

$$\text{因 } \lambda_y = 93.75 < 120 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 99$$

$$\phi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \frac{f_y}{235} = 1.07 - \frac{93.75^2}{44000} \times \frac{345}{235} = 0.78$$

因为  $\phi_b > 0.6$ ，按《钢结构设计规范》规定，用  $\phi'_b$  代替  $\phi_b$

$$\phi'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\phi_b} = 1.07 - \frac{0.282}{0.78} = 0.708$$

平面外整体稳定计算

$$\frac{N_0}{\phi_y A_{e0}} + \frac{\phi_t M_1}{\phi_b W_{e1}} = \frac{59.0 \times 10^3}{0.472 \times 4404} + \frac{0.85 \times 105.2 \times 10^6 \times 200}{0.708 \times 12052 \times 10^4} = 237.97 \text{ MPa}$$

$$< f_d = 310 \text{ MPa}$$

综上，梁截面满足要求。

## 5 刚架梁构件 验算计算书

### 5.1 构件信息

#### 5.1.1 几何信息

该柱采用工字型变截面钢架柱，不设加劲肋。截面为 H350~400x150x6x8, 几何尺寸如下：

截面高度：  $H_0 = 350\text{mm}$  ,  $H_1 = 400\text{mm}$  , 翼缘宽度：  $B_0 = B_1 = 150\text{mm}$

腹板厚度：  $T_{w0} = T_{w1} = 6\text{mm}$  , 翼缘厚度：  $T_{f0} = T_{f1} = 8\text{mm}$

梁长度：  $l = 4824\text{mm}$

由几何尺寸可算得截面特性如下：

截面积：  $A_0 = 4404\text{mm}^2$  ,  $A_1 = 4704\text{mm}^2$

截面惯性矩：  $I_{x0} = 8882 \times 10^4 \text{mm}^4$  ,  $I_{x1} = 12052 \times 10^4 \text{mm}^4$

$I_{y0} = 451 \times 10^4 \text{mm}^4$  ,  $I_{y1} = 451 \times 10^4 \text{mm}^4$

#### 5.1.2 荷载组合

由三种组合内力比较可得构件内力如下：

组合 Ⅰ：小头节点端：  $M_{12} = 20.9\text{kN}\cdot\text{m}$  ,  $V_{12} = -35.4\text{kN}$  ,  $N_{12} = -60.0\text{kN}$

大头节点端：  $M_{21} = 105.2\text{kN}\cdot\text{m}$  ,  $V_{21} = 0.4\text{kN}$  ,  $N_{21} = -56.4\text{kN}$

组合 Ⅱ：小头节点端：  $M_{12} = -40.7\text{kN}\cdot\text{m}$  ,  $V_{12} = -2.3\text{kN}$  ,  $N_{12} = 14.6\text{kN}$

大头节点端：  $M_{21} = -5.2\text{kN}\cdot\text{m}$  ,  $V_{21} = -12.4\text{kN}$  ,  $N_{21} = 15.5\text{kN}$

经初步判断，验算小头强度时用组合 Ⅰ，验算大头强度及平面外整体稳定时用组合 Ⅱ。



## 5.2 有效截面计算

### 5.2.1 腹板有效宽度

#### 1、构造要求

$$\text{楔率} = \frac{400 - 350}{4.824} = 10.36\text{mm/m} < 60\text{mm/m}$$

板件宽厚比：

$$\text{小头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{72}{8} = 9 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{334}{6} = 55.67 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

$$\text{大头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{72}{8} = 9 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{384}{6} = 64 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

板件几何尺寸满足利用屈曲后强度的要求。

#### 2、腹板正应力计算

$$\text{轴力引起的正应力：} \quad N_0 = \frac{N_0}{A_0} = \frac{14.6 \times 10^3}{4404} = 3.32\text{MPa}$$

$$N_1 = \frac{N_1}{A_1} = \frac{56.4 \times 10^3}{4704} = 11.99\text{MPa}$$

$$\text{弯矩引起轴力：} \quad M_0 = \frac{M_0}{W_0} = \frac{40.7 \times 10^6 \times 175}{8882 \times 10^4} = 80.19\text{MPa}$$

$$M_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{105.2 \times 10^6 \times 200}{12052 \times 10^4} = 174.58\text{MPa}$$

截面边缘最大应力（受压为正，受拉为负）：

$$\max_0 = -3.32 - 80.19 = -83.51\text{MPa}$$

$$\min_0 = -3.32 + 80.19 = 76.87\text{MPa}$$

$$\max_1 = 11.99 + 174.58 = 186.57\text{MPa}$$

$$\min_1 = 11.99 - 174.58 = -162.59\text{MPa}$$

### 3、有效宽度计算

$$\text{压力分布不均匀系数 } \sigma_0 = \frac{\min \sigma}{\max \sigma} = \frac{76.87}{-83.51} = -0.92$$

$$\sigma_1 = \frac{\min \sigma}{\max \sigma} = \frac{-162.59}{186.57} = -0.87$$

受压板件稳定系数

$$k_0 = \frac{16}{\sqrt{(1 + \sigma_0)^2 + 0.112(1 - \sigma_0)^2 + (1 + \sigma_0)}} = 21.99$$

$$k_1 = \frac{16}{\sqrt{(1 + \sigma_1)^2 + 0.112(1 - \sigma_1)^2 + (1 + \sigma_1)}} = 20.8$$

计算参数

$$\rho_0 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k_0} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{334 / 6}{28.1 \times \sqrt{21.99} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 83.51)}} = 0.26 < 0.8$$

$$\rho_1 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k_1} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{384 / 6}{28.1 \times \sqrt{20.8} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 186.36)}} = 0.47 < 0.8$$

$$\text{有效宽度系数 } \eta_0 = \eta_1 = 1$$

## 5.2.2 有效截面特性计算

小头节点和大头节点全截面有效。

## 5.2.3 抗剪承载力

因为没有设置横向加劲肋，鼓曲系数  $k = 5.34$

$$\text{参数 } \eta_w = \frac{h_w / t_w}{37 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{384 / 6}{37 \times \sqrt{5.34} \times \sqrt{235 / 345}} = 0.91$$

腹板屈曲后抗剪强度设计值

$$f'_v = [1 - 0.64(\eta_w - 0.8)] f_v = [1 - 0.64 \times (0.91 - 0.8)] \times 180 = 167.33 \text{ MPa}$$

$$\text{抗剪承载力 } V_{d0} = h_w t_w f'_v = 334 \times 6 \times 167.33 = 335.33 \text{ kN}$$

$$V_{d1} = h_w t_w f'_v = 384 \times 6 \times 167.33 = 385.53 \text{ kN}$$

## 5.3 截面验算

### 5.3.1 强度验算

小头节点  $V = 2.3\text{kN}$  ( $V_{\max} = 35.4\text{kN}$ )  $< 0.5V_{d0} = 167.67\text{kN}$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 14.6 \times 10^3 / 4404) \times 8882 \times 10^4 / 175 = 155.66\text{kN}\cdot\text{m} > M_0 = 40.7\text{kN}\cdot\text{m}$$

大头节点  $V = 0.4\text{kN}$  ( $V_{\max} = 12.4\text{kN}$ )  $< 0.5V_{d1} = 192.77\text{kN}$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 56.4 \times 10^3 / 4704) \times 12052 \times 10^4 / 200 = 179.58\text{kN}\cdot\text{m} > M_1 = 105.2\text{kN}\cdot\text{m}$$

### 5.3.2 平面外整体稳定性验算

取梁隅撑间距为钢架柱平面外计算长度，即  $l_y = 3000\text{mm}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{\sqrt{I_{b0y} / A_{b0}}} = \frac{3000}{\sqrt{451 \times 10^4 / 4404}} = 93.75$$

$$\lambda_y = \lambda_y \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 93.75 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 113.6$$

查表得： $\varphi_y = 0.472$ ,  $\varphi_{tx} = 0.85$

整体稳定系数

$$\text{因 } \lambda_y = 93.75 < 120 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 99$$

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \frac{f_y}{235} = 1.07 - \frac{93.75^2}{44000} \times \frac{345}{235} = 0.78$$

因为  $\varphi_b > 0.6$ ，按《钢结构设计规范》规定，用  $\varphi'_b$  代替  $\varphi_b$

$$\varphi'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\varphi_b} = 1.07 - \frac{0.282}{0.78} = 0.708$$

平面外整体稳定计算

$$\frac{N_0}{A_{e0}} + \frac{M_1}{W_{e1}} = \frac{60.0 \times 10^3}{0.472 \times 4404} + \frac{0.85 \times 105.2 \times 10^6 \times 200}{0.708 \times 12052 \times 10^4} = 238.46 \text{MPa}$$

$$< f_d = 310 \text{MPa}$$

综上，梁截面满足要求。

## 6 刚架梁构件 验算计算书

### 6.1 构件信息

#### 6.1.1 几何信息

该梁采用工字型变截面钢架柱，不设加劲肋。截面为 H350~600x180x6x8, 几何尺寸如下：

截面高度：  $H_0 = 350 \text{mm}$ ， $H_1 = 600 \text{mm}$ ，翼缘宽度：  $B_0 = B_1 = 180 \text{mm}$

腹板厚度：  $T_{w0} = T_{w1} = 6 \text{mm}$ ，翼缘厚度：  $T_{f0} = T_{f1} = 8 \text{mm}$

梁长度：  $l = 7236 \text{mm}$

由几何尺寸可算得截面特性如下：

截面积：  $A_0 = 6640 \text{mm}^2$ ， $A_1 = 8640 \text{mm}^2$

截面惯性矩：  $I_{x0} = 13959 \times 10^4 \text{mm}^4$ ， $I_{x1} = 47821 \times 10^4 \text{mm}^4$

$I_{y0} = 1335 \times 10^4 \text{mm}^4$ ， $I_{y1} = 1336 \times 10^4 \text{mm}^4$

#### 6.1.2 荷载组合

由三种组合内力比较可得构件内力如下：

小头节点端：  $M_{12} = 60.8 \text{kN}\cdot\text{m}$ ， $V_{12} = 23.9 \text{kN}$ ， $N_{12} = -59.0 \text{kN}$

大头节点端：  $M_{21} = -306.7 \text{kN}\cdot\text{m}$ ， $V_{21} = 79.7 \text{kN}$ ， $N_{21} = -64.6 \text{kN}$

## 6.2 有效截面计算

### 6.2.1 腹板有效宽度

#### 1、构造要求

$$\text{楔率} = \frac{600 - 350}{7.236} = 34.55\text{mm/m} < 60\text{mm/m}$$

板件宽厚比：

$$\text{小头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{87}{8} = 10.875 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{334}{6} = 55.67 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

$$\text{大头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{87}{8} = 10.875 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{584}{6} = 97.3 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

板件几何尺寸满足利用屈曲后强度的要求。

#### 2、腹板正应力计算

$$\text{轴力引起的正应力：} \quad N_0 = \frac{N_0}{A_0} = \frac{59.0 \times 10^3}{6640} = 8.89\text{MPa}$$

$$N_1 = \frac{N_1}{A_1} = \frac{64.6 \times 10^3}{8640} = 7.48\text{MPa}$$

$$\text{弯矩引起轴力：} \quad M_0 = \frac{M_0}{W_0} = \frac{60.8 \times 10^6 \times 175}{13959 \times 10^4} = 76.22\text{MPa}$$

$$M_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{306.7 \times 10^6 \times 300}{47821 \times 10^4} = 192.41\text{MPa}$$

截面边缘最大应力（受压为正，受拉为负）：

$$\max_0 = 8.89 + 76.22 = 85.11\text{MPa}$$

$$\min_0 = 8.89 - 76.22 = -67.33\text{MPa}$$

$$\max_1 = 7.48 + 192.41 = 199.89\text{MPa}$$

$$\min_1 = 7.48 - 192.41 = -184.93\text{MPa}$$

### 3、有效宽度计算

$$\text{压力分布不均匀系数 } \sigma_0 = \frac{\min \sigma}{\max \sigma} = \frac{-67.33}{85.11} = -0.79$$

$$\sigma_1 = \frac{\min \sigma}{\max \sigma} = \frac{-184.93}{199.89} = -0.93$$

受压板件稳定系数

$$k_0 = \frac{16}{\sqrt{(1 + \sigma_0)^2 + 0.112(1 - \sigma_0)^2 + (1 + \sigma_0)}} = 18.94$$

$$k_1 = \frac{16}{\sqrt{(1 + \sigma_1)^2 + 0.112(1 - \sigma_1)^2 + (1 + \sigma_1)}} = 22.23$$

计算参数

$$\rho_0 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k_0} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{334 / 6}{28.1 \times \sqrt{18.94} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 85.11)}} = 0.29 < 0.8$$

$$\rho_1 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k_1} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{584 / 6}{28.1 \times \sqrt{22.23} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 199.89)}} = 0.71 < 0.8$$

$$\text{有效宽度系数 } \eta_0 = \eta_1 = 1$$

## 6.2.2 有效截面特性计算

小头节点和大头节点全截面有效。

## 6.2.3 抗剪承载力

因为没有设置横向加劲肋，鼓曲系数  $k = 5.34$

$$\text{参数 } \eta_w = \frac{h_w / t_w}{37 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{584 / 6}{37 \times \sqrt{5.34} \times \sqrt{235 / 345}} = 1.38$$

腹板屈曲后抗剪强度设计值

$$f'_v = [1 - 0.64(\eta_w - 0.8)] f_v = [1 - 0.64 \times (1.38 - 0.8)] \times 180 = 113.18 \text{ MPa}$$

$$\text{抗剪承载力 } V_{d0} = h_w t_w f'_v = 334 \times 6 \times 113.18 = 226.81 \text{ kN}$$

$$V_{d1} = h_w t_w f'_v = 584 \times 6 \times 113.18 = 396.58 \text{ kN}$$

## 6.3 截面验算

### 6.3.1 强度验算

小头节点  $V = 23.9\text{kN} < 0.5V_{d0} = 113.41\text{kN}$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 59.0 \times 10^3 / 6640) \times 13959 \times 10^4 / 175 = 240.19\text{kN}\cdot\text{m} > M_0 = 60.8\text{kN}\cdot\text{m}$$

大头节点  $V = 79.7\text{kN} < 0.5V_{d1} = 198.29\text{kN}$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 64.6 \times 10^3 / 8640) \times 47821 \times 10^4 / 300 = 482.23\text{kN}\cdot\text{m} > M_1 = 306.7\text{kN}\cdot\text{m}$$

### 6.3.2 平面外整体稳定性验算

取梁隅撑间距为钢架柱平面外计算长度，即  $l_y = 3000\text{mm}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{\sqrt{I_{b0y} / A_{b0}}} = \frac{3000}{\sqrt{1335 \times 10^4 / 6640}} = 66.91$$

$$\lambda_y = \lambda_y \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 66.91 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 81.1$$

查表得：  $\varphi_y = 0.680$ ,  $\eta_x = 1$

整体稳定系数

$$\text{因 } \lambda_y = 66.91 < 120 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 99$$

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \frac{f_y}{235} = 1.07 - \frac{66.91^2}{44000} \times \frac{345}{235} = 0.92$$

因为  $\varphi_b > 0.6$ ，按《钢结构设计规范》规定，用  $\varphi'_b$  代替  $\varphi_b$

$$\varphi'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\varphi_b} = 1.07 - \frac{0.282}{0.92} = 0.763$$

平面外整体稳定计算

$$\frac{N_0}{A_{e0}} + \frac{M_1}{W_{e1}} = \frac{59.0 \times 10^3}{0.680 \times 6640} + \frac{1 \times 306.7 \times 10^6 \times 300}{0.763 \times 47821 \times 10^4} = 265.24 \text{MPa}$$

$$< f_d = 310 \text{MPa}$$

综上，梁截面满足要求。

## 7 刚架柱构件 验算计算书

### 7.1 构件信息

#### 7.1.1 几何信息

该柱采用工字型变截面钢架柱，不设加劲肋。

截面为 H300~480x200x8x10, 几何尺寸如下：

截面高度：  $H_0 = 300\text{mm}$ ， $H_1 = 480\text{mm}$  翼缘宽度：  $B_0 = B_1 = 200\text{mm}$

腹板厚度：  $T_{w0} = T_{w1} = 8\text{mm}$ ，翼缘厚度：  $T_{f0} = T_{f1} = 10\text{mm}$ ，柱高度：  $h = 6900\text{mm}$

由几何尺寸可算得截面特性如下：

截面积：  $A_0 = 6240\text{mm}^2$ ， $A_1 = 7680\text{mm}^2$

截面惯性矩：  $I_{x0} = 9877 \times 10^4 \text{mm}^4$ ， $I_{x1} = 28582 \times 10^4 \text{mm}^4$

$$I_{y0} = 1335 \times 10^4 \text{mm}^4 \quad I_{y1} = 1335 \times 10^4 \text{mm}^4$$

#### 7.1.2 荷载组合

由三种组合内力比较可得构件内力如下：

小头节点端：  $M_{12} = 0\text{kN}\cdot\text{m}$ ， $V_{12} = 37.4\text{kN}$ ， $N_{12} = -127.3\text{kN}$

大头节点端：  $M_{21} = -258.9\text{kN}\cdot\text{m}$ ， $V_{21} = 37.4\text{kN}$ ， $N_{21} = -122.8\text{kN}$



## 7.2 有效截面计算

### 7.2.1 腹板有效宽度

#### 1、构造要求

$$\text{楔率} = \frac{480 - 300}{6.9} = 26.09\text{mm/m} < 60\text{mm/m}$$

板件宽厚比：

$$\text{小头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{96}{10} = 9.6 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{280}{8} = 35 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

$$\text{大头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{96}{10} = 9.6 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{460}{8} = 57.5 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

板件几何尺寸满足利用屈曲后强度的要求。

#### 2、腹板正应力计算

$$\text{轴力引起的正应力：} \quad N_0 = \frac{N_0}{A_0} = \frac{127.3 \times 10^3}{6240} = 20.4\text{MPa}$$

$$N_1 = \frac{N_1}{A_1} = \frac{122.8 \times 10^3}{7680} = 15.99\text{MPa}$$

$$\text{弯矩引起轴力：} \quad M_0 = \frac{M_0}{W_0} = 0\text{MPa}, \quad M_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{258.9 \times 10^6 \times 240}{28582 \times 10^4} = 217.40\text{MPa}$$

截面边缘最大应力（受压为正，受拉为负）：

$$\max 0 = \min 0 = 20.4\text{MPa}, \quad \max 1 = 15.99 + 217.40 = 233.39\text{MPa}$$

$$\min 1 = 15.99 - 217.40 = -201.41\text{MPa}$$

#### 3、有效宽度计算

$$\text{压力分布不均匀系数} \quad \sigma_0 = \frac{\min 0}{\max 0} = 1, \quad \sigma_1 = \frac{\min 1}{\max 1} = \frac{-201.41}{233.39} = -0.86$$

受压板件稳定系数

$$k_0 = \frac{16}{\sqrt{(1 + )^2 + 0.112(1 - )^2 + (1 + )}} = 4$$

$$k_1 = \frac{16}{\sqrt{(1 + )^2 + 0.112(1 - )^2 + (1 + )}} = 20.56$$

计算参数

$$\rho_0 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{280 / 8}{28.1 \times \sqrt{4} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 20.4)}} = 0.19 < 0.8$$

$$\rho_1 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{460 / 8}{28.1 \times \sqrt{20.56} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 233.39)}} = 0.47 < 0.8$$

有效宽度系数  $\rho_0 = \rho_1 = 1$

## 7.2.2 有效截面特性计算

小头节点和大头节点全截面有效。

## 7.2.3 抗剪承载力

因为没有设置横向加劲肋，鼓曲系数  $k = 5.34$

$$\text{参数 } \rho_w = \frac{h_w / t_w}{37 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{460 / 8}{37 \times \sqrt{5.34} \times \sqrt{235 / 345}} = 0.81$$

腹板屈曲后抗剪强度设计值

$$f'_v = [1 - 0.64(\rho_w - 0.8)] f_v = [1 - 0.64 \times (0.81 - 0.8)] \times 180 = 178.85 \text{ MPa}$$

$$\text{抗剪承载力 } V_{d0} = h_w t_w f'_v = 280 \times 8 \times 178.85 = 400.62 \text{ kN}$$

$$V_{d1} = h_w t_w f'_v = 460 \times 8 \times 178.85 = 658.17 \text{ kN}$$

## 7.3 截面验算

### 7.3.1 强度验算

小头节点  $V = 37.4 \text{ kN} < V_{d0} = 400.62 \text{ kN}$

$$\max \sigma = \min \sigma = 20.4 \text{MPa} < 310 \text{MPa}$$

$$\text{大头节点 } V = 57.3 \text{kN} < 0.5V_{d1} = 329.09 \text{kN}$$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 122.8 \times 10^3 / 7680) \times 28582 \times 10^4 / 240 = 350.14 \text{kN} \cdot \text{m} > M_1 = 258.9 \text{kN} \cdot \text{m}$$

## 7.3.2 平面内稳定性验算

### 1. 计算长度

因为 柱单元为一根柱，被毗屋分为上下两柱，在计算平面内整体稳定时， $\mu_r$  按一

根柱计算，但 单元需考虑毗屋引起的计算长度增大的效应（具体见 8.3.2 ）

$$\text{柱线刚度: } K_1 = I_{c1} / h = 313860000 / 7700 = 40761.04 \text{mm}^3$$

$$\text{梁线刚度: } \alpha_1 = \frac{d_1}{d_0} - 1 = \frac{600}{350} - 1 = 0.71, \quad \alpha_2 = \frac{d_2}{d_0} - 1 = \frac{400}{350} - 1 = 0.14, \quad \alpha = 0.4$$

由《技术规程》附录 D.0.1-2 查得： $\beta = 0.52$

$$K_2 = \frac{I_b}{2s} = \frac{8882 \times 10^4}{2 \times 0.52 \times 12060} = 7081.58 \text{mm}^3$$

$$\text{长度系数 } K_2 / K_1 = 7081.58 / 40761.04 = 0.174, \quad I_{c0} / I_{c1} = 9877 / 31386 = 0.315$$

查《技术规程》表 6.1.3 得： $\mu_r = 1.979$

$$= \sqrt{1 + \frac{(P_{li} / h_{li})}{(P_{fi} / h_{fi})}} = \sqrt{1 + \frac{66.6 / 5700}{114.6 / 7700 + 127.3 / 7700}} = 1.171, \text{ 所以单元 计算长}$$

$$\text{度为 } h_0 = \mu_r h = 1.171 \times 1.979 \times 6900 = 15990 \text{mm}$$

### 2. 稳定性验算

$$\text{长细比 } \lambda_x = \frac{h_0}{i_{x0}} = \frac{15990}{\sqrt{9877 \times 10^4 / 6240}} = 127$$

$$N_{ex0} = \frac{E A_{e0}}{1.1 \lambda_x^2} = \frac{206000 \times 6240}{1.1 \times 127^2} = 715.07 \text{kN}$$

$$\sigma_x = \lambda_x \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 127 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 153.9$$

b 类截面，故查《钢规》附表 C-2 得：  $\varphi_x = 0.295$

$$\frac{N_0}{\varphi_x A_{e0}} + \frac{M_{1x}}{(1 - \frac{N_0}{N_{Ex0}}) W_{e1}} = \frac{127.3 \times 10^3}{0.295 \times 6240} + \frac{1.0 \times 258.9 \times 10^6 \times 240}{(1 - \frac{127.3}{715.07} \times 0.295) \times 28582 \times 10^4} = 298.6 \text{MPa}$$

$$< 310 \text{MPa}$$

### 7.3.3 平面外整体稳定性验算

取钢架柱平面外计算长度，本次设计，小毗屋与主钢架之间隔开，内柱加支撑和墙梁，且开门窗洞用于连通的方式，则仍采用即  $l_y = 3000 \text{mm}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{\sqrt{I_{c0y} / A_{c0}}} = \frac{3000}{\sqrt{1335 \times 10^4 / 6240}} = 64.86$$

$$\sigma_y = \lambda_y \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 64.86 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 78.59$$

查表得：  $\varphi_y = 0.698$

$$\eta_t = 1 - N / N'_{Ex0} + 0.75(N / N'_{Ex0})^2 = 1 - 127.3 \times 10^3 / (715.07 \times 10^3) + 0.75 \times (127.3 \times 10^3 / (715.07 \times 10^3))^2 = 0.846$$

整体稳定系数：

$$\text{柱楔率} = \frac{d_1}{d_2} - 1 = \frac{480}{300} - 1 = 0.6$$

$$\mu_s = 1 + 0.023 \sqrt{lh_0 / A_f} = 1 + 0.023 \times 0.6 \times \sqrt{3000 \times 300 / (200 \times 10)} = 1.293$$

$$\mu_w = 1 + 0.00385 \sqrt{l / i_{y0}} = 1 + 0.00385 \times 0.6 \times \sqrt{1000 / 46.3} = 1.018$$

$$y_0 = \mu_s l / i_{y0} = 1.293 \times 3000 / 46.3 = 83.78$$

$$\varphi_b = \frac{4320}{\lambda_{y0}^2} \frac{A_0 h_0}{W_{x0}} \sqrt{\left(\frac{\mu_s}{\mu_w}\right)^2 + \left(\frac{y_0 t_0}{4.4 h_0}\right)^2} \left(\frac{235}{f_y}\right) = \frac{4320}{83.78^2} \times \frac{6240 \times 300}{9877 \times 10^4} \times \sqrt{\left(\frac{1.293}{1.018}\right)^2 + \left(\frac{83.78 \times 10}{4.4 \times 300}\right)^2} \times \frac{235}{345}$$

$$= 1.692$$

因为  $\varphi_b > 0.6$ ，按《钢结构设计规范》规定，用  $\varphi'_b$  代替  $\varphi_b$

$$\varphi'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\varphi_b} = 1.07 - \frac{0.282}{1.692} = 0.90$$

平面外整体稳定计算

$$\frac{N_0}{A_{e0}} + \frac{M_1}{W_{e1}} = \frac{127.3 \times 10^3}{0.698 \times 6240} + \frac{0.846 \times 258.9 \times 10^6 \times 240}{0.90 \times 28582 \times 10^4} = 233.58 \text{MPa}$$
$$< f_d = 310 \text{MPa}$$

综上，柱截面满足要求。

## 8 架柱构件 算计算书

### 8.1 构件信息

#### 8.1.1 几何信息

该柱采用工字型变截面钢架柱，不设加劲肋。

截面为 H480~500x200x8x10, 几何尺寸如下：

截面高度：  $H_0 = 480 \text{mm}$ ， $H_1 = 500 \text{mm}$  翼缘宽度：  $B_0 = B_1 = 200 \text{mm}$

腹板厚度：  $T_{w0} = T_{w1} = 8 \text{mm}$ ，翼缘厚度：  $T_{f0} = T_{f1} = 10 \text{mm}$ ，柱高度：  $h = 800 \text{mm}$

由几何尺寸可算得截面特性如下：

截面积：  $A_0 = 7680 \text{mm}^2$ ， $A_1 = 7840 \text{mm}^2$

截面惯性矩：  $I_{x0} = 28582 \times 10^4 \text{mm}^4$ ， $I_{x1} = 31386 \times 10^4 \text{mm}^4$

$$I_{y0} = 1335 \times 10^4 \text{mm}^4 \quad I_{y1} = 1335 \times 10^4 \text{mm}^4$$

#### 8.1.2 荷载组合

由三种组合内力比较可得构件内力如下：

小头节点端：  $M_{12} = -255.7 \text{kN}\cdot\text{m}$ ， $V_{12} = -57.3 \text{kN}$ ， $N_{12} = -88.5 \text{kN}$

大头节点端：  $M_{21} = -301.8 \text{kN}\cdot\text{m}$ ， $V_{21} = -57.3 \text{kN}$ ， $N_{21} = -86.5 \text{kN}$

## 8.2 有效截面计算

### 8.2.1 腹板有效宽度

#### 1、构造要求

$$\text{楔率} = \frac{500 - 480}{0.8} = 25\text{mm/m} < 60\text{mm/m}$$

板件宽厚比：

$$\text{小头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{96}{10} = 9.6 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{460}{8} = 57.5 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

$$\text{大头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{96}{10} = 9.6 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{480}{8} = 60 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

板件几何尺寸满足利用屈曲后强度的要求。

#### 2、腹板正应力计算

$$\text{轴力引起的正应力：} \quad N_0 = \frac{N_0}{A_0} = \frac{88.5 \times 10^3}{7680} = 11.52\text{MPa}$$

$$N_1 = \frac{N_1}{A_1} = \frac{86.5 \times 10^3}{7840} = 11.03\text{MPa}$$

弯矩引起轴力：

$$M_0 = \frac{M_0}{W_0} = \frac{255.7 \times 10^6 \times 240}{28582 \times 10^4} = 214.71\text{MPa}$$

$$M_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{301.8 \times 10^6 \times 250}{31386 \times 10^4} = 240.39\text{MPa}$$

截面边缘最大应力（受压为正，受拉为负）：

$$\max_0 = 11.52 + 214.71 = 226.23\text{MPa}$$

$$\min_0 = 11.52 - 214.71 = -203.19\text{MPa}$$

$$\max_1 = 11.03 + 240.39 = 251.42\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min 1} = 11.03 - 240.39 = -229.36 \text{MPa}$$

### 3、有效宽度计算

压力分布不均匀系数

$$\eta_0 = \frac{\sigma_{\min 0}}{\sigma_{\max 0}} = \frac{-203.19}{226.23} = -0.90, \quad \eta_1 = \frac{\sigma_{\min 1}}{\sigma_{\max 1}} = \frac{-229.36}{251.42} = -0.91$$

受压板件稳定系数

$$k_0 = \frac{16}{\sqrt{(1 + \eta_0)^2 + 0.112(1 - \eta_0)^2} + (1 + \eta_0)} = 21.51$$

$$k_1 = \frac{16}{\sqrt{(1 + \eta_1)^2 + 0.112(1 - \eta_1)^2} + (1 + \eta_1)} = 21.75$$

计算参数

$$\rho_0 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k_0} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{460 / 8}{28.1 \times \sqrt{21.51} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 226.23)}} = 0.45 < 0.8$$

$$\rho_1 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k_1} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{480 / 8}{28.1 \times \sqrt{21.75} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 251.42)}} = 0.50 < 0.8$$

$$\text{有效宽度系数} \quad \eta_0 = \eta_1 = 1$$

## 8.2.2 有效截面特性计算

小头节点和大头节点全截面有效。

## 8.2.3 抗剪承载力

因为没有设置横向加劲肋，鼓曲系数  $k = 5.34$

$$\text{参数} \quad \rho_w = \frac{h_w / t_w}{37 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{480 / 8}{37 \times \sqrt{5.34} \times \sqrt{235 / 345}} = 0.85$$

腹板屈曲后抗剪强度设计值

$$f'_v = [1 - 0.64(\rho_w - 0.8)] f_v = [1 - 0.64 \times (0.85 - 0.8)] \times 180 = 174.24 \text{MPa}$$

$$\text{抗剪承载力} \quad V_{d0} = h_w t_w f'_v = 460 \times 8 \times 174.24 = 641.2 \text{kN}$$

$$V_{d1} = h_w t_w f'_v = 480 \times 8 \times 174.24 = 669.08 \text{kN}$$

## 8.3 截面验算

### 8.3.1 强度验算

$$\text{小头节点 } V = 57.3\text{kN} < 0.5V_{d0} = 320.6\text{kN}$$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 88.5 \times 10^3 / 7680) \times 28582 \times 10^4 / 240 = 355.46\text{kN}\cdot\text{m} > M_1 = 255.7\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{大头节点 } V = 57.3\text{kN} < 0.5V_{d1} = 334.54\text{kN}$$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 86.5 \times 10^3 / 7840) \times 31386 \times 10^4 / 250 = 375.33\text{kN}\cdot\text{m} > M_1 = 301.8\text{kN}\cdot\text{m}$$

### 8.3.2 平面内稳定性验算

#### 1. 计算长度

$$\text{柱线刚度: } K_1 = I_{c1} / h = 313860000 / 7700 = 40761.04\text{mm}^3$$

$$\text{梁线刚度: } \quad {}_1 = \frac{d_1}{d_0} - 1 = \frac{600}{350} - 1 = 0.71, \quad {}_2 = \frac{d_2}{d_0} - 1 = \frac{400}{350} - 1 = 0.14, \quad = 0.4$$

由《技术规程》附录 D.0.1-2 查得:  $\quad = 0.52$

$$K_2 = \frac{I_b}{2 \quad s} = \frac{8882 \times 10^4}{2 \times 0.52 \times 12060} = 7081.58\text{mm}^3$$

$$\text{长度系数 } K_2 / K_1 = 7081.58 / 40761.04 = 0.174, \quad I_{c0} / I_{c1} = 9877 / 31386 = 0.315$$

查《技术规程》表 6.1.3 得:  $\mu = 1.979$

$$h_0 = \mu h = 1.979 \times 800 = 1583\text{mm}$$

#### 2. 稳定性验算

$$\text{长细比 } \quad {}_x = \frac{h_0}{i_{x0}} = \frac{1583}{\sqrt{28582 \times 10^4 / 7680}} = 8.2$$

$$N_{ex0} = \frac{E A_{e0}}{1.1 \quad {}^2} = \frac{{}^2 \times 206000 \times 7680}{1.1 \times 8.2^2} = 2.1 \times 10^5 \text{ kN}$$



$$\sigma_x = \sigma_y \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 8.2 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 9.9$$

b 类截面，故查《钢规》附表 C-2 得：  $\phi_x = 0.992$

$$\frac{N_0}{\phi_x A_{e0}} + \frac{M_{1mx}}{(1 - \frac{N_0}{N_{Ex0}}) \phi_x W_{e1}} = \frac{88.5 \times 10^3}{0.992 \times 7680} + \frac{1.0 \times 301.8 \times 10^6 \times 250}{(1 - \frac{88.5}{2.1 \times 10^5} \times 0.992) \times 31386 \times 10^4} = 252.11 \text{MPa}$$

$$< 310 \text{MPa}$$

### 8.3.3 平面外整体稳定性验算

取柱隅撑间距为钢架柱平面外计算长度，即  $l_y = 3000 \text{mm}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_{y0}} = \frac{3000}{\sqrt{1335 \times 10^4 / 7680}} = 71.96, \quad \sigma_y = \sigma_x \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 71.96 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 87.2$$

查表得：  $\phi_y = 0.640$ ，  $\eta_t = 1.0$

整体稳定系数：

$$\text{柱楔率} = \frac{d_1}{d_2} - 1 = \frac{500}{480} - 1 = 0.04$$

$$\mu_s = 1 + 0.023 \sqrt{l h_0 / A_f} = 1 + 0.023 \times 0.04 \times \sqrt{3000 \times 480 / (200 \times 10)} = 1.025$$

$$\mu_w = 1 + 0.00385 \sqrt{l / i_{y0}} = 1 + 0.00385 \times 0.04 \times \sqrt{3000 / 41.7} = 1.00$$

$$\lambda_{y0} = \mu_s l / i_{y0} = 1.025 \times 3000 / 41.7 = 73.74$$

$$\phi_b = \frac{4320 A_0 h_0}{\lambda_{y0}^2 W_{x0}} \sqrt{\left(\frac{\mu_s}{\mu_w}\right)^2 + \left(\frac{\lambda_{y0} t_0}{4.4 h_0}\right)^2} \left(\frac{235}{f_y}\right) = \frac{4320}{73.74^2} \times \frac{7680 \times 480}{28582 \times 10^4} \times \sqrt{\left(\frac{1.025}{1.0}\right)^2 + \left(\frac{73.74 \times 10}{4.4 \times 480}\right)^2} \times \frac{235}{345}$$

$$= 1.814$$

因为  $\phi_b > 0.6$ ，按《钢结构设计规范》规定，用  $\phi'_b$  代替  $\phi_b$

$$\phi'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\phi_b} = 1.07 - \frac{0.282}{1.814} = 0.915$$

平面外整体稳定计算

$$\frac{N_0}{\phi_y A_{e0}} + \frac{M_{1t}}{\phi_b W_{e1}} = \frac{88.5 \times 10^3}{0.640 \times 7680} + \frac{1 \times 301.8 \times 10^6 \times 250}{0.915 \times 31386 \times 10^4} = 280.73 \text{MPa}$$

$$< f_d = 310\text{MPa}$$

综上，柱截面满足要求。

## 9 刚架梁构件 验算计算书

### 9.1 构件信息

#### 9.1.1 几何信息

该梁采用工字型等截面钢架柱，不设加劲肋。截面为 H350x150x4x8, 几何尺寸如下：

截面高度：  $H = 350\text{mm}$ ，翼缘宽度：  $B = 150\text{mm}$

腹板厚度：  $T_w = 4\text{mm}$ ，翼缘厚度：  $T_f = 8\text{mm}$

梁长度：  $l = 12060\text{mm}$

由几何尺寸可算得截面特性如下：

截面积：  $A = 3736\text{mm}^2$  截面惯性矩：  $I_x = 8261 \times 10^4 \text{mm}^4$ ，  $I_y = 450 \times 10^4 \text{mm}^4$

#### 9.1.2 荷载组合

由三种组合内力比较可得构件内力如下：

节点端：  $M_{12} = -97.0\text{kN}\cdot\text{m}$ ,  $V_{12} = 52.4\text{kN}$ ,  $N_{12} = -22.5\text{kN}$

## 9.2 有效截面计算

### 9.2.1 腹板有效宽度

1、构造要求

板件宽厚比：

$$\frac{b_1}{t_f} = \frac{73}{8} = 9.125 \quad 15\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{334}{4} = 83.5 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

满足宽厚比要求。

## 2、腹板正应力计算

轴力引起的正应力：
$$\sigma_N = \frac{N}{A} = \frac{22.5 \times 10^3}{3736} = 6.02 \text{MPa}$$

弯矩引起轴力：
$$\sigma_M = \frac{M}{W} = \frac{97.0 \times 10^6 \times 175}{8261 \times 10^4} = 205.48 \text{MPa}$$

截面边缘最大应力（受压为正，受拉为负）：

$$\sigma_{\max} = 6.02 + 205.48 = 211.5 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 6.02 - 205.48 = -199.46 \text{MPa}$$

## 3、有效宽度计算

压力分布不均匀系数 
$$\eta = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{-199.46}{211.5} = -0.94$$

受压板件稳定系数

$$k = \frac{16}{\sqrt{(1 + \eta)^2 + 0.112(1 - \eta)^2} + (1 + \eta)} = 22.47$$

计算参数

$$\rho = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{334 / 4}{28.1 \times \sqrt{22.47} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 211.5)}} = 0.62 < 0.8$$

有效宽度系数  $\eta = 1$

## 9.2.2 有效截面特性计算

H 梁全截面有效。

## 9.2.3 抗剪承载力

因为没有设置横向加劲肋，鼓曲系数  $k = 5.34$

参数 
$$\eta_w = \frac{h_w / t_w}{37 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{334 / 4}{37 \times \sqrt{5.34} \times \sqrt{235 / 345}} = 1.18$$

腹板屈曲后抗剪强度设计值

$$f'_v = [1 - 0.64(\lambda_w - 0.8)]f_v = [1 - 0.64 \times (1.18 - 0.8)] \times 180 = 136.22 \text{MPa}$$

$$\text{抗剪承载力 } V_d = h_w t_w f'_v = 334 \times 4 \times 136.22 = 181.99 \text{kN}$$

## 9.3 截面验算

### 9.3.1 强度验算

$$V = 52.4 \text{kN} < 0.5V_{d1} = 91.0 \text{kN}$$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{NW_e}{A_e} = (310 - 22.5 \times 10^3 / 3736) \times 8261 \times 10^4 / 175 = 143.49 \text{kN}\cdot\text{m} > M_1 = 97.0 \text{kN}\cdot\text{m}$$

### 9.3.2 平面外整体稳定性验算

取梁隅撑间距为钢架柱平面外计算长度，即  $l_y = 3000 \text{mm}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{\sqrt{I_{b0y} / A_{b0}}} = \frac{3000}{\sqrt{450 \times 10^4 / 3736}} = 86.44$$

$$\lambda_y = \lambda_y \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 86.44 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 104.7$$

查表得： $\phi_y = 0.525$ ,  $\phi_x = 1$

整体稳定系数

$$\text{因 } \lambda_y = 86.44 < 120 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 99$$

$$\phi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \times \frac{f_y}{235} = 1.07 - \frac{86.44^2}{44000} \times \frac{345}{235} = 0.82$$

因为  $\phi_b > 0.6$ ，按《钢结构设计规范》规定，用  $\phi'_b$  代替  $\phi_b$

$$\phi'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\phi_b} = 1.07 - \frac{0.282}{0.82} = 0.726$$

平面外整体稳定计算

$$\frac{N_0}{A_{e0}} + \frac{M_1}{W_{e1}} = \frac{22.5 \times 10^3}{0.525 \times 3736} + \frac{1 \times 97 \times 10^6 \times 175}{0.726 \times 8261 \times 10^4} = 294.51 \text{ MPa}$$

$$< f_d = 310 \text{ MPa}$$

综上，梁截面满足要求。

## 10 刚架柱构件 验算计算书

### 10.1 构件信息

#### 10.1.1 几何信息

该柱采用工字型变截面钢架柱，不设加劲肋。

截面为 H200~350x160x4x8, 几何尺寸如下：

截面高度：  $H_0 = 200\text{mm}$  ,  $H_1 = 350\text{mm}$  翼缘宽度：  $B_0 = B_1 = 160\text{mm}$

腹板厚度：  $T_{w0} = T_{w1} = 4\text{mm}$  , 翼缘厚度：  $T_{f0} = T_{f1} = 8\text{mm}$  , 柱高度：  $h = 5700\text{mm}$

由几何尺寸可算得截面特性如下：

截面积：  $A_0 = 3296\text{mm}^2$  ,  $A_1 = 3896\text{mm}^2$

截面惯性矩：  $I_{x0} = 2568 \times 10^4 \text{mm}^4$  ,  $I_{x1} = 8729 \times 10^4 \text{mm}^4$

$I_{y0} = 546 \times 10^4 \text{mm}^4$   $I_{y1} = 546 \times 10^4 \text{mm}^4$

#### 10.1.2 荷载组合

由三种组合内力比较可得构件内力如下：

小头节点端：  $M_{12} = 0\text{kN.m}$  ,  $V_{12} = -16.8\text{kN}$  ,  $N_{12} = -66.6\text{kN}$

大头节点端：  $M_{21} = -94.7\text{kN.m}$  ,  $V_{21} = -16.8\text{kN}$  ,  $N_{21} = -54.4\text{kN}$

### 10.2 有效截面计算

#### 10.2.1 腹板有效宽度

1、构造要求

$$\text{楔率} = \frac{350 - 200}{5.7} = 26.32\text{mm/m} < 60\text{mm/m}$$

板件宽厚比：

$$\text{小头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{78}{8} = 9.75 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{184}{4} = 46 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

$$\text{大头节点：} \quad \frac{b_1}{t_f} = \frac{78}{8} = 9.75 \quad 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{334}{4} = 83.5 \quad 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \times \sqrt{\frac{235}{345}} = 206.3$$

板件几何尺寸满足利用屈曲后强度的要求。

## 2、腹板正应力计算

$$\text{轴力引起的正应力：} \quad N_0 = \frac{N_0}{A_0} = \frac{66.6 \times 10^3}{3296} = 20.21\text{MPa}$$

$$N_1 = \frac{N_1}{A_1} = \frac{54.4 \times 10^3}{3896} = 13.96\text{MPa}$$

$$\text{弯矩引起轴力：} \quad M_0 = \frac{M_0}{W_0} = 0\text{MPa} , \quad M_1 = \frac{M_1}{W_1} = \frac{94.7 \times 10^6 \times 175}{8729 \times 10^4} = 189.86\text{MPa}$$

截面边缘最大应力（受压为正，受拉为负）：

$$\max_0 = \min_0 = 20.21\text{MPa} , \quad \max_1 = 13.96 + 189.86 = 203.82\text{MPa}$$

$$\min_1 = 13.96 - 189.86 = -175.9\text{MPa}$$

## 3、有效宽度计算

$$\text{压力分布不均匀系数} \quad \eta_0 = \frac{\min_0}{\max_0} = 1 , \quad \eta_1 = \frac{\min_1}{\max_1} = \frac{-175.9}{203.82} = -0.86$$

受压板件稳定系数

$$k_0 = \frac{16}{\sqrt{(1 + \eta_0)^2 + 0.112(1 - \eta_0)^2 + (1 + \eta_0)}} = 4$$

$$k_1 = \frac{16}{\sqrt{(1 + \eta_1)^2 + 0.112(1 - \eta_1)^2 + (1 + \eta_1)}} = 20.56$$

计算参数

$$p_0 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{184 / 4}{28.1 \times \sqrt{4} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 20.21)}} = 0.25 < 0.8$$

$$p_1 = \frac{h_w / t_w}{28.1 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{334 / 4}{28.1 \times \sqrt{20.56} \times \sqrt{235 / (1.1 \times 203.82)}} = 0.64 < 0.8$$

有效宽度系数  $\phi_0 = \phi_1 = 1$

## 10.2.2 有效截面特性计算

小头节点和大头节点全截面有效。

## 10.2.3 抗剪承载力

因为没有设置横向加劲肋，鼓曲系数  $k = 5.34$

$$\text{参数 } \omega = \frac{h_w / t_w}{37 \sqrt{k} \sqrt{235 / f_y}} = \frac{334 / 4}{37 \times \sqrt{5.34} \times \sqrt{235 / 345}} = 1.18$$

腹板屈曲后抗剪强度设计值

$$f'_v = [1 - 0.64(\omega - 0.8)] f_v = [1 - 0.64 \times (1.18 - 0.8)] \times 180 = 136.22 \text{ MPa}$$

$$\text{抗剪承载力 } V_{d0} = h_w t_w f'_v = 184 \times 4 \times 136.22 = 100.26 \text{ kN}$$

$$V_{d1} = h_w t_w f'_v = 334 \times 4 \times 136.22 = 181.99 \text{ kN}$$

## 10.3 截面验算

### 10.3.1 强度验算

$$\text{小头节点 } V = 16.8 \text{ kN} < V_{d0} = 100.26 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\max 0} = \sigma_{\min 0} = 20.21 \text{ MPa} < 310 \text{ MPa}$$

$$\text{大头节点 } V = 16.8 \text{ kN} < 0.5 V_{d1} = 91.0 \text{ kN}$$

$$M_u = M_e^N = M_e - \frac{N W_e}{A_e} = (310 - 54.4 \times 10^3 / 3896) \times 8729 \times 10^4 / 175 = 147.66 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_1 = 94.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 10.3.2 平面内稳定性验算

#### 1. 计算长度

毗屋柱视为摇摆柱， $\mu_r = 1$

计算长度为  $h_0 = \mu_r h = 1 \times 5700 = 5700\text{mm}$

#### 2. 稳定性验算

$$\text{长细比 } \lambda_x = \frac{h_0}{i_{x0}} = \frac{5700}{\sqrt{2568 \times 10^4 / 3296}} = 64.58$$

$$N_{\text{ex0}} = \frac{E A_{e0}}{1.1 \lambda_x^2} = \frac{206000 \times 3296}{1.1 \times 64.58^2} = 1460.7\text{kN}$$

$$\lambda_x = \lambda_x \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 64.58 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 78.25$$

b 类截面，故查《钢规》附表 C-2 得： $\phi_x = 0.699$

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{N_0}{A_{e0}} + \frac{M_{1\text{mx}}}{\left(1 - \frac{N_0}{N_{\text{Ex0}}}\right) W_{e1}} = \frac{66.6 \times 10^3}{0.699 \times 3296} + \frac{1.0 \times 94.7 \times 10^6 \times 175}{\left(1 - \frac{66.6}{1460.7} \times 0.699\right) \times 8729 \times 10^4} = 225.01\text{MPa} \\ &< 310\text{MPa} \end{aligned}$$

### 10.3.3 平面外整体稳定性验算

取钢架柱平面外计算长度，即  $l_y = 3000\text{mm}$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_{c0y}} = \frac{3000}{\sqrt{546 \times 10^4 / 3296}} = 73.71$$

$$\lambda_y = \lambda_y \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 73.71 \times \sqrt{\frac{345}{235}} = 89.3$$

查表得： $\phi_y = 0.626$

$$\eta_t = 1 - N / N_{\text{Ex0}} + 0.75(N / N_{\text{Ex0}})^2 = 1 - 66.6 \times 10^3 / (1460.7 \times 10^3) + 0.75 \times (66.6 \times 10^3 / (1460.7 \times 10^3))^2 = 0.956$$

整体稳定系数：



$$\text{柱楔率} = \frac{d_1}{d_2} - 1 = \frac{350}{200} - 1 = 0.75$$

$$\mu_s = 1 + 0.023 \sqrt{lh_0 / A_f} = 1 + 0.023 \times 0.75 \times \sqrt{3000 \times 200 / (160 \times 8)} = 1.373$$

$$\mu_w = 1 + 0.00385 \sqrt{l / i_{y0}} = 1 + 0.00385 \times 0.75 \times \sqrt{3000 / 40.7} = 1.025$$

$$y_0 = \mu_s l / i_{y0} = 1.373 \times 3000 / 42.3 = 97.38$$

$$\begin{aligned} \lambda_b &= \frac{4320}{\lambda_{y0}^2} \frac{A_0 h_0}{W_{x0}} \sqrt{\left(\frac{\mu_s}{\mu_w}\right)^2 + \left(\frac{y_0 t_0}{4.4 h_0}\right)^2} \left(\frac{235}{f_y}\right) = \frac{4320}{97.38^2} \times \frac{3296 \times 200}{2568 \times 10^4} \times \sqrt{\left(\frac{1.373}{1.025}\right)^2 + \left(\frac{97.38 \times 8}{4.4 \times 200}\right)^2} \times \frac{235}{345} \\ &= 1.279 \end{aligned}$$

因为  $\lambda_b > 0.6$ ，按《钢结构设计规范》规定，用  $\lambda'_b$  代替  $\lambda_b$

$$\lambda'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\lambda_{by}} = 1.07 - \frac{0.282}{1.279} = 0.850$$

平面外整体稳定计算

$$\begin{aligned} \frac{N_0}{\lambda_y A_{e0}} + \frac{t M_1}{\lambda_b W_{e1}} &= \frac{66.6 \times 10^3}{0.626 \times 3296} + \frac{0.956 \times 94.7 \times 10^6 \times 175}{0.850 \times 8729 \times 10^4} = 245.81 \text{MPa} \\ &< f_d = 310 \text{MPa} \end{aligned}$$

综上，柱截面满足要求。

## 11 梁柱节点 验算

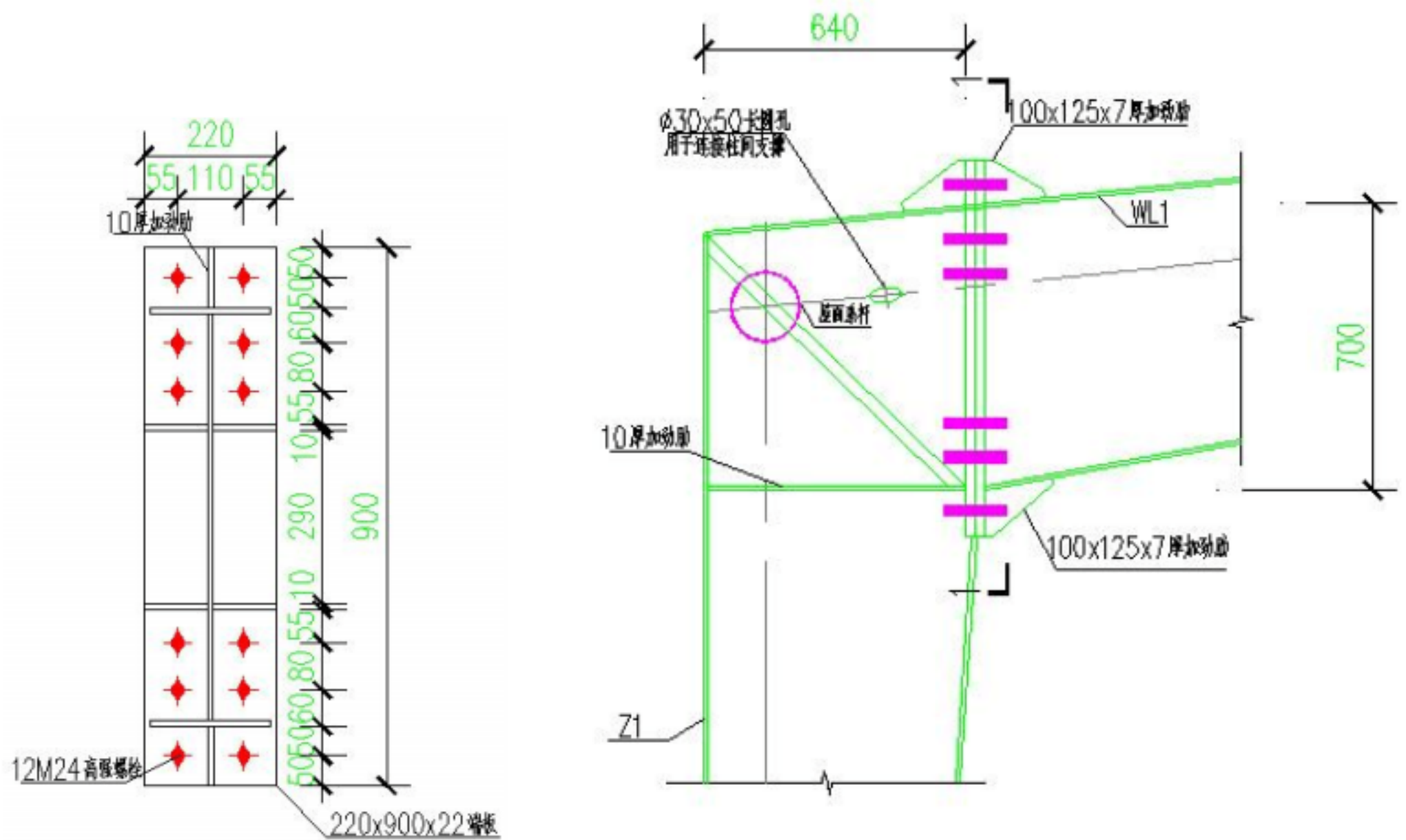
### 11.1 构件信息

#### 11.1.1 梁柱几何尺寸

梁端截面为 H700x200x8x10，柱端截面为 H650x200x8x10

#### 11.1.2 高强螺栓信息

螺栓布置方式如下图：



螺栓采用 10.9 级 M24 摩擦型高强螺栓，共计 12 个，构件接触面采用的处理方法为喷砂。各参数的取值如下：

$$\mu = 0.50, e_f = 50\text{mm}, e_w = 50\text{mm}$$

### 11.1.3 端板信息

端板竖直设置，尺寸如下：厚度 22mm，宽度 220mm，长度 900mm。

### 11.1.4 内力设计值

由内力图可得端板内力如下：

轴力设计值：  $N = -65.5\text{kN}$ ，剪力设计值：  $V = -89.1\text{kN}$ ，弯矩设计值：  $M = -421.1\text{kN}\cdot\text{m}$

## 11.2 高强螺栓承载力验算

### 11.2.1 高强螺栓承载力设计值

高强螺栓预拉力  $P = 225\text{kN}$

高强螺栓抗拉承载力设计值  $N_t^b = 0.8P = 0.8 \times 225 = 180\text{kN}$

高强螺栓抗剪承载力设计值  $N_v^b = 0.9n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.5 \times 225 = 101.25\text{kN}$

## 11.2.2 高强螺栓群内力验算

高强螺栓在弯矩作用下绕形心转动。

螺栓承受的最大拉力

$$N_{t1} = \frac{My_1}{y_i^2} - \frac{N}{n} = \frac{421.1 \times 0.4}{4 \times (0.4^2 + 0.29^2 + 0.21^2)} - \frac{65.5}{12} = 140.66 \text{ kN} < N_t^b \text{ 螺栓抗拉满足要求。}$$

$$\text{每个螺栓承受的剪力 } N_v = \frac{V}{n} = \frac{89.1}{12} = 7.43 \text{ kN} < N_v^b \text{ 螺栓抗剪满足要求。}$$

$$\text{最外排螺栓验算 } \frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{7.43}{101.25} + \frac{140.66}{180} = 0.85 < 1 \text{ 满足要求。}$$

## 11.3 端板厚度验算

根据构造，应按两边支承区格（端板外伸）验算：

$$\sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w b + 2e_f (e_f + e_w)]f}} = \sqrt{\frac{6 \times 50 \times 50 \times 180 \times 10^3}{[50 \times 220 + 2 \times 50 \times (50 + 50)] \times 310}} = 20.37 \text{ mm} < t = 22 \text{ mm}$$

## 11.4 腹板抗拉验算

$$N_{t2} = \frac{My_2}{y_i^2} - \frac{N}{n} = \frac{421.1 \times 0.29}{4 \times (0.4^2 + 0.29^2 + 0.21^2)} - \frac{65.5}{12} = 100.47 \text{ kN} > 0.4P = 90 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{t2}}{e_w t_w} = \frac{100.47 \times 10^3}{50 \times 8} = 251.18 \text{ MPa} < 310 \text{ MPa}$$

## 11.5 节点域抗剪验算

### 11.5.1 节点域尺寸

节点域宽度：  $d_c = 640 \text{ mm}$  ，节点域高度：  $d_b = 700 \text{ mm}$  ，节点域厚度：  $t_c = 8 \text{ mm}$

11.5.2 抗剪验算

$$= \frac{M}{d_b d_c t_c} = \frac{421.1 \times 10^6}{640 \times 700 \times 8} = 117.49 \text{MPa} < f_v = 180 \text{MPa}$$

综上，该梁柱节点满足要求。

12 梁柱节点 验算

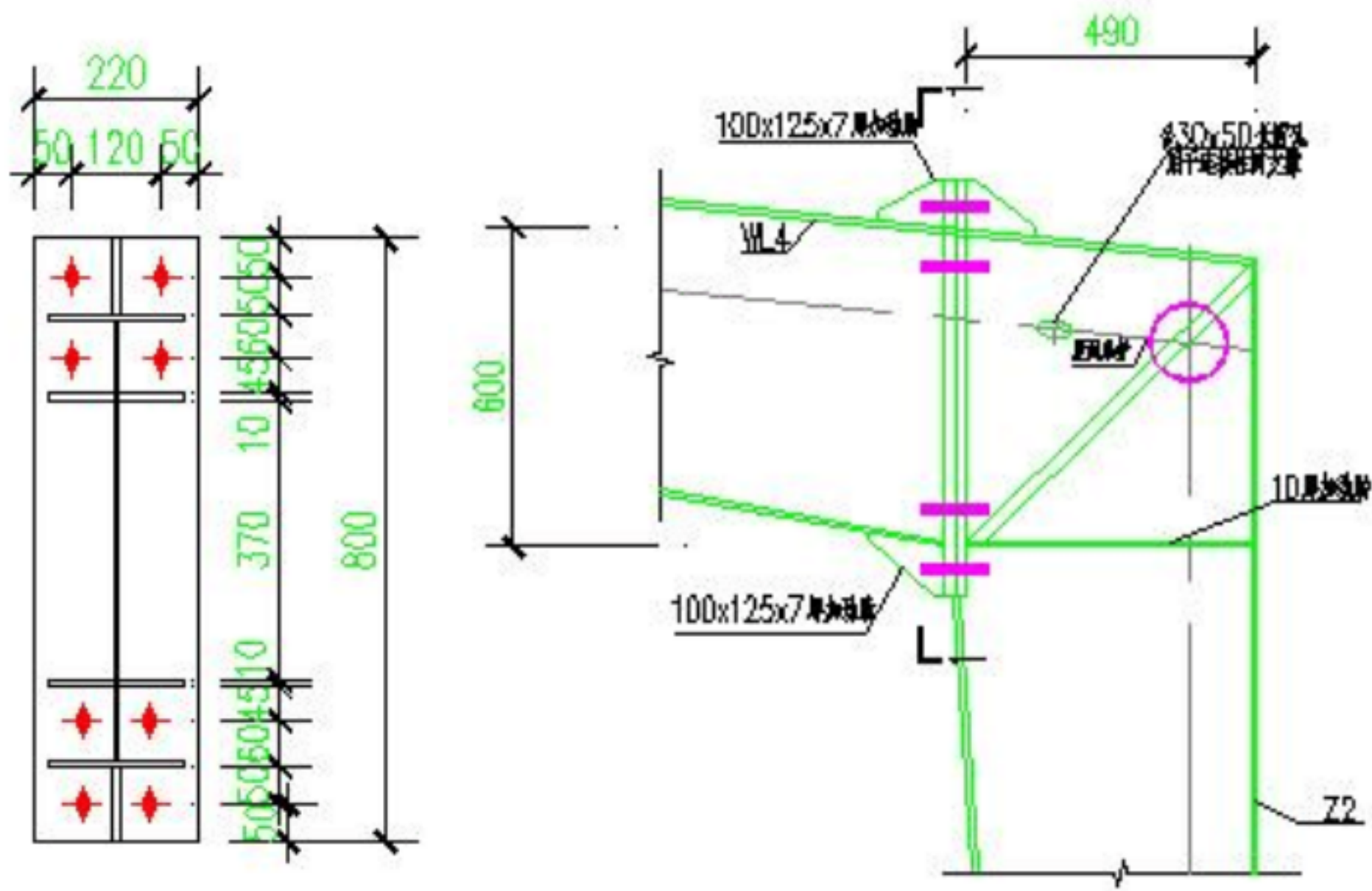
12.1 构件信息

12.1.1 梁柱几何尺寸

梁端截面为 H600x180x6x8，柱端截面为 H700x200x8x10

12.1.2 高强螺栓信息

螺栓布置方式如下图：



螺栓采用 10.9 级 M24摩擦型高强螺栓，共计 8 个，构件接触面采用的处理方法为喷砂。各参数的取值如下： $\mu = 0.50$ ， $e_f = 50\text{mm}$ ， $e_w = 55\text{mm}$

### 12.1.3 端板信息

端板竖直设置，尺寸如下：厚度 22mm，宽度 220mm，长度 800mm。

### 12.1.4 内力设计值

由内力图可得端板内力如下：

轴力设计值：  $N = -64.6\text{kN}$ ，剪力设计值：  $V = 79.7\text{kN}$ ，弯矩设计值：  $M = -306.7\text{kN}\cdot\text{m}$

## 12.2 高强螺栓承载力验算

### 12.2.1 高强螺栓承载力设计值

高强螺栓预拉力  $P = 225\text{kN}$

高强螺栓抗拉承载力设计值  $N_t^b = 0.8P = 0.8 \times 225 = 180\text{kN}$

高强螺栓抗剪承载力设计值  $N_v^b = 0.9n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.5 \times 225 = 101.25\text{kN}$

### 12.2.2 高强螺栓群内力验算

高强螺栓在弯矩作用下绕形心转动。

螺栓承受的最大拉力

$$N_{t1} = \frac{My_1}{y_i^2} - \frac{N}{n} = \frac{306.7 \times 0.35}{4 \times (0.35^2 + 0.24^2)} - \frac{64.6}{8} = 140.93\text{kN} < N_t^b \text{ 螺栓抗拉满足要求。}$$

$$\text{每个螺栓承受的剪力 } N_v = \frac{V}{n} = \frac{79.7}{8} = 9.96\text{kN} < N_v^b \text{ 螺栓抗剪满足要求。}$$

$$\text{最外排螺栓验算 } \frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{9.96}{101.25} + \frac{140.93}{180} = 0.88 < 1 \text{ 满足要求。}$$

## 12.3 端板厚度验算

根据构造，应按两边支承区格（端板外伸）验算：

$$\sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w b + 2e_f (e_f + e_w)]f}} = \sqrt{\frac{6 \times 50 \times 55 \times 180 \times 10^3}{[55 \times 220 + 2 \times 50 \times (50 + 55)] \times 310}} = 20.59\text{mm} < t = 22\text{mm}$$

## 12.4 腹板抗拉验算

$$N_{t2} = \frac{My_2}{y_i^2} - \frac{N}{n} = \frac{306.7 \times 0.24}{4 \times (0.35^2 + 0.24^2)} - \frac{64.6}{8} = 94.10 \text{ kN} > 0.4P = 90 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{t2}}{e_w t_w} = \frac{94.10 \times 10^3}{55 \times 6} = 285.15 \text{ MPa} < 310 \text{ MPa}$$

## 12.5 节点域抗剪验算

### 12.5.1 节点域尺寸

节点域宽度：  $d_c = 690 \text{ mm}$  ，节点域高度：  $d_b = 600 \text{ mm}$  ，节点域厚度：  $t_c = 6 \text{ mm}$

### 12.5.2 抗剪验算

$$= \frac{M}{d_b d_c t_c} = \frac{306.7 \times 10^6}{690 \times 600 \times 6} = 123.47 \text{ MPa} < f_v = 180 \text{ MPa}$$

综上，该梁柱节点满足要求。

## 13 梁柱节点 验算

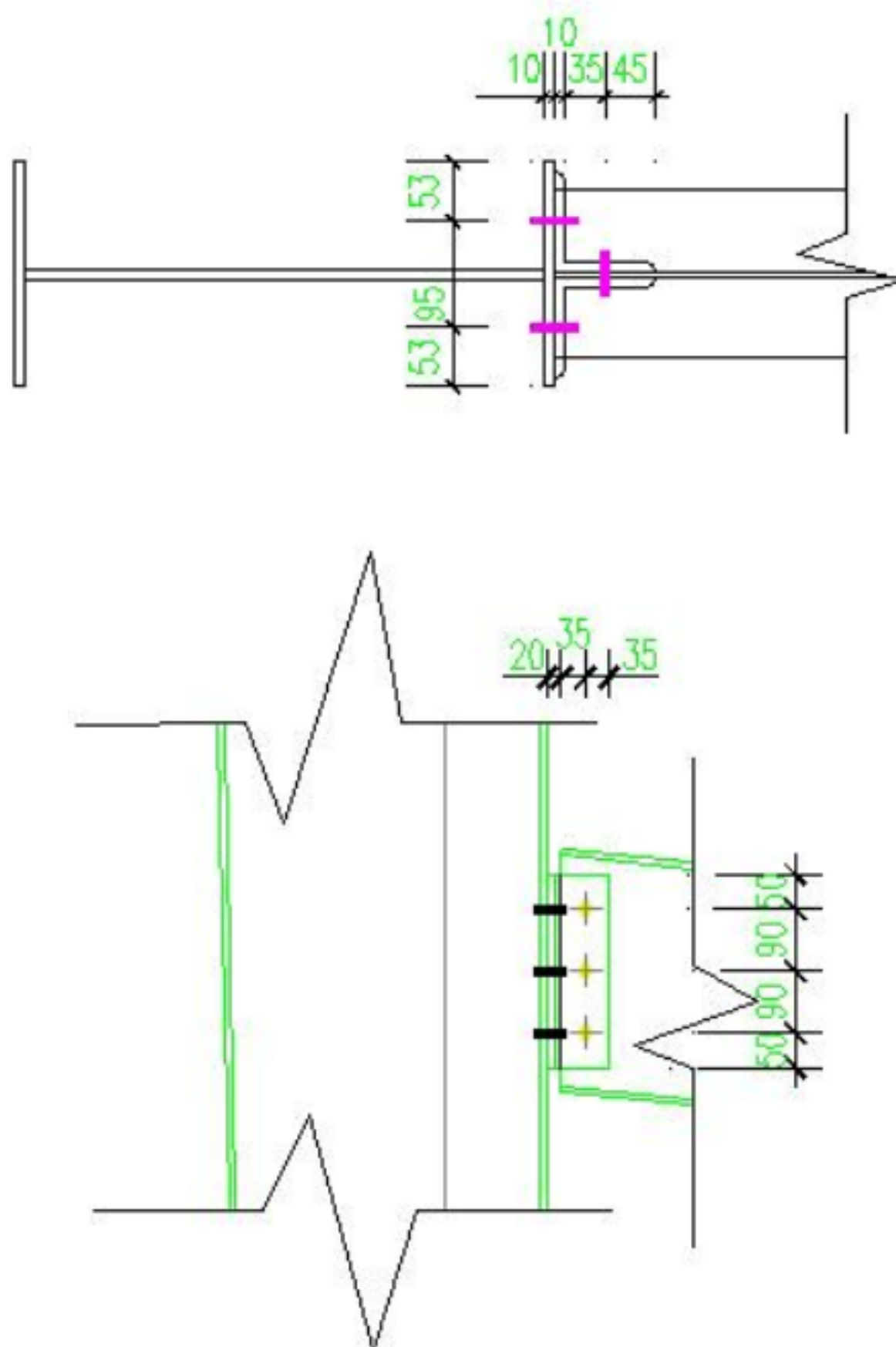
### 13.1 构件信息

#### 13.1.1 梁柱几何尺寸

梁端截面为 H350x150x4x8, 柱端截面为 H660x200x8x10

#### 13.1.2 高强螺栓信息

螺栓布置方式如下图：



螺栓采用 10.9 级 M24摩擦型高强螺栓，共计 9 个，构件接触面采用的处理方法为喷砂。  $\mu=0.50$

### 13.1.3 角钢信息

等边角钢作为连接板，尺寸如下：肢长 90mm，厚 10mm，端部圆弧半径 10mm

### 13.1.4 内力设计值

由内力图可得铰接点内力如下：

轴力设计值：	$N = 18.2\text{kN}$	$N = -13.6\text{kN}$
剪力设计值：	$V = 20.5\text{kN}$	$V = -36.3\text{kN}$
弯矩设计值：	$M = 0\text{kN}\cdot\text{m}$	$M = 0\text{kN}\cdot\text{m}$

## 13.2 高强螺栓承载力验算

### 13.2.1 高强螺栓承载力设计值

高强螺栓预拉力  $P = 225\text{kN}$

高强螺栓抗拉承载力设计值  $N_t^b = 0.8P = 0.8 \times 225 = 180\text{kN}$

与梁腹板连接的螺栓：

高强螺栓抗剪承载力设计值  $N_v^b = 0.9n_f \mu P = 0.9 \times 2 \times 0.5 \times 225 = 202.5\text{kN}$

与梁翼缘连接的螺栓：

高强螺栓抗剪承载力设计值  $N_v^b = 0.9n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.5 \times 225 = 101.25\text{kN}$

## 13.2.2 高强螺栓群内力验算

与梁腹板连接的螺栓：

组合 1：3 只螺栓受剪力作用

螺栓承受的水平剪力  $N_{v1} = \frac{N}{n} = \frac{18.2}{3} = 6.07\text{kN}$

每个螺栓承受的竖直剪力  $N_{v2} = \frac{V}{n} = \frac{20.5}{3} = 6.83\text{kN}$

则每只螺栓承受的剪力为  $N_v = \sqrt{N_{v1}^2 + N_{v2}^2} = \sqrt{6.07^2 + 6.83^2} = 9.14\text{kN}$

组合 2：3 只螺栓受剪力作用

螺栓承受的水平剪力  $N_{v1} = \frac{N}{n} = \frac{13.6}{3} = 4.53\text{kN}$

每个螺栓承受的竖直剪力  $N_{v2} = \frac{V}{n} = \frac{36.3}{3} = 12.1\text{kN}$

则每只螺栓承受的剪力为  $N_v = \sqrt{N_{v1}^2 + N_{v2}^2} = \sqrt{4.53^2 + 12.1^2} = 12.9\text{kN}$

两种组合螺栓承受剪力  $N_v < N_v^b$

与柱翼缘连接的螺栓：

组合 1：螺栓承受的最大拉力  $N_{t1} = \frac{N}{n} = \frac{18.2}{6} = 3.03\text{kN} < N_t^b$  螺栓抗拉满足要求。

每个螺栓承受的剪力  $N_v = \frac{V}{n} = \frac{20.5}{6} = 3.42\text{kN} < N_v^b$  螺栓抗剪满足要求。

各排螺栓验算  $\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{3.42}{101.25} + \frac{3.03}{180} = 0.05 < 1$  满足要求。



组合 1：螺栓承受的最大拉力  $N_{t1} = 0 < N_t^b$  螺栓抗拉满足要求。

每个螺栓承受的剪力  $N_v = \frac{V}{n} = \frac{36.3}{6} = 6.05 \text{ kN} \cdot \text{m} < N_v^b$  螺栓抗剪满足要求。

$$\text{各排螺栓验算} \quad \frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{6.05}{101.25} = 0.06 < 1 \text{ 满足要求。}$$

综上，该梁柱节点满足要求。

## 14 梁柱节点 验算

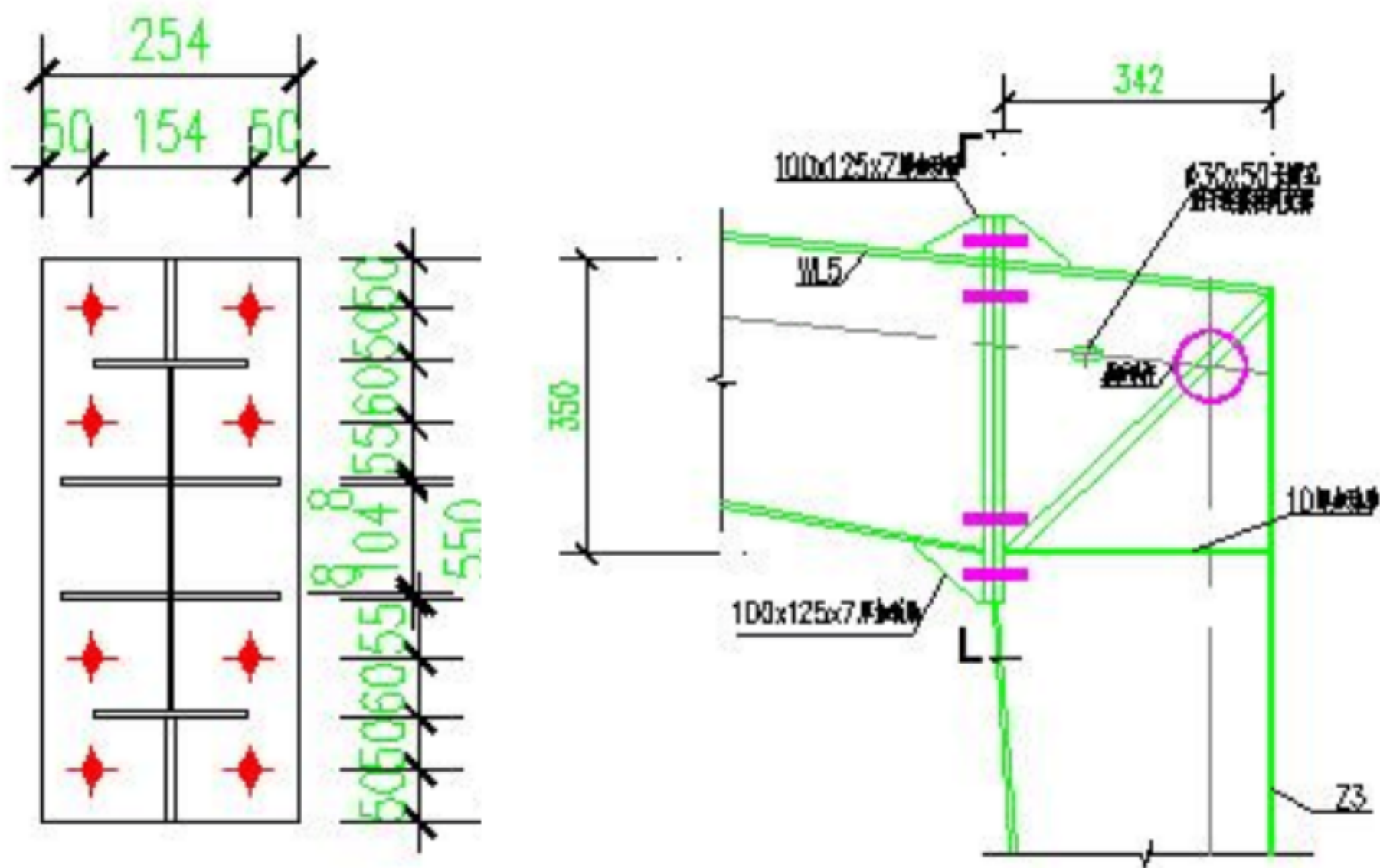
## 14.1 构件信息

### 14.1.1 梁柱几何尺寸

梁端截面为 H350x150x4x8, 柱端截面为 H350x160x4x8

### 14.1.2 高强螺栓信息

螺栓布置方式如下图：



螺栓采用 10.9 级 M24摩擦型高强螺栓，共计 8 个，构件接触面采用的处理方法为

喷砂。各参数的取值如下： $\mu = 0.50$ ， $e_f = 50\text{mm}$ ， $e_w = 73\text{mm}$

### 14.1.3 端板信息

端板竖直设置，尺寸如下：厚度 22mm，宽度 255mm，长度 550mm。

### 14.1.4 内力设计值

由内力图可得端板内力如下：

轴力设计值： $N = -22.5\text{kN}$ ，剪力设计值： $V = 52.4\text{kN}$ ，弯矩设计值： $M = -97.0\text{N}\cdot\text{m}$

## 14.2 高强螺栓承载力验算

### 14.2.1 高强螺栓承载力设计值

高强螺栓预拉力  $P = 225\text{kN}$

高强螺栓抗拉承载力设计值  $N_t^b = 0.8P = 0.8 \times 225 = 180\text{kN}$

高强螺栓抗剪承载力设计值  $N_v^b = 0.9n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.5 \times 225 = 101.25\text{kN}$

### 14.2.2 高强螺栓群内力验算

高强螺栓在弯矩作用下绕形心转动。

螺栓承受的最大拉力

$$N_{t1} = \frac{My_1}{y_i^2} - \frac{N}{n} = \frac{97.0 \times 0.225}{4 \times (0.225^2 + 0.115^2)} - \frac{22.5}{8} = 82.64\text{kN} < N_t^b \text{ 螺栓抗拉满足要求。}$$

每个螺栓承受的剪力  $N_v = \frac{V}{n} = \frac{52.4}{8} = 6.55\text{kN} < N_v^b$  螺栓抗剪满足要求。

$$\text{最外排螺栓验算 } \frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{6.55}{101.25} + \frac{82.64}{180} = 0.52 < 1 \text{ 满足要求。}$$

## 14.3 端板厚度验算

根据构造，应按两边支承区格（端板外伸）验算：

$$\sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w b + 2e_f (e_f + e_w)]f}} = \sqrt{\frac{6 \times 50 \times 73 \times 180 \times 10^3}{[73 \times 255 + 2 \times 50 \times (50 + 73)] \times 310}} = 20.28\text{mm} < t = 22\text{mm}$$

#### 14.4 腹板抗拉验算

$$N_{t2} = \frac{My_2}{y_i^2} - \frac{N}{n} = \frac{97.0 \times 0.115}{4 \times (0.225^2 + 0.115^2)} - \frac{22.5}{8} = 40.86\text{kN} < 0.4P = 90\text{kN}$$

$$\frac{N_{t2}}{e_w t_w} = \frac{0.4 \times 225 \times 1000}{73 \times 4} = 308.22\text{MPa} < 310\text{MPa}$$

#### 14.5 节点域抗剪验算

##### 14.5.1 节点域尺寸

节点域宽度：  $d_c = 345\text{mm}$  ，节点域高度：  $d_b = 350\text{mm}$  ，节点域厚度：  $t_c = 6\text{mm}$

##### 14.5.2 抗剪验算

$$= \frac{M}{d_b d_c t_c} = \frac{97.0 \times 10^6}{345 \times 350 \times 6} = 133.89\text{MPa} < f_v = 180\text{MPa}$$

综上，该梁柱节点满足要求。

#### 15 梁梁节点 验算

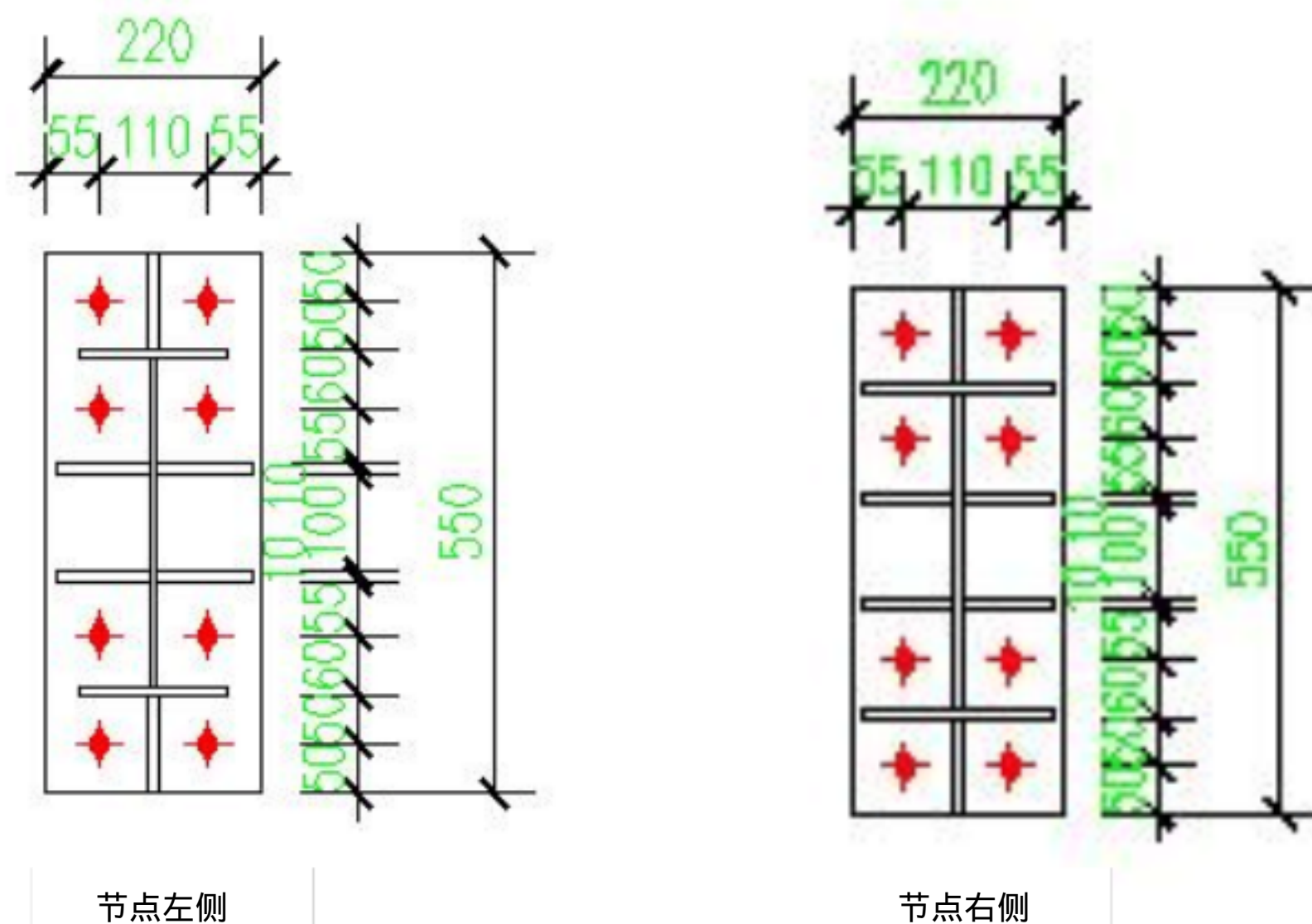
##### 15.1 构件信息

##### 15.1.1 梁的几何尺寸

一端为 H350x200x8x10, 另一端为 H350x150x6x8

### 15.1.2 高强螺栓信息

螺栓布置方式如下图：



螺栓为 10.9 级 M20 高强螺栓，共计 8 个，构件接触面采用的处理方法为喷砂。各参数的取值如下： $\mu = 0.50$ ， $e_f = 50\text{mm}$ ， $e_w = 50\text{mm}$

### 15.1.3 端板信息

端板竖直设置，尺寸如下：厚度 18mm，宽度 220mm，长度 550mm。

#### 15.1.4 内力设计值

由内力图可得端板内力如下：

轴力设计值：  $N = 14.6\text{kN}$      $N = -60.0\text{kN}$

剪力设计值：  $V = -2.3\text{kN}$      $V = -35.4\text{kN}$

弯矩设计值：  $M = -40.7\text{kN}\cdot\text{m}$      $M = 20.9\text{kN}\cdot\text{m}$

## 15.2 高强螺栓承载力验算

### 15.2.1 高强螺栓承载力设计值

高强螺栓预拉力  $P = 155\text{kN}$

高强螺栓抗拉承载力设计值  $N_t^b = 0.8P = 0.8 \times 155 = 124\text{kN}$

高强螺栓抗剪承载力设计值  $N_v^b = 0.9n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.5 \times 155 = 69.75\text{kN}$

## 15.2.2 高强螺栓群内力验算

高强螺栓在弯矩作用下绕形心转动。

组合 Ⅰ：螺栓承受的最大拉力

$$N_{t1} = \frac{My_1}{y_i^2} + \frac{N}{n} = \frac{40.7 \times 0.225}{4 \times (0.225^2 + 0.115^2)} + \frac{14.6}{8} = 37.68\text{kN} < N_t^b \text{ 螺栓抗拉满足要求。}$$

$$\text{每个螺栓承受的剪力 } N_v = \frac{V}{n} = \frac{2.3}{8} = 0.29\text{kN} < N_v^b \text{ 螺栓抗剪满足要求。}$$

$$\text{最外排螺栓验算 } \frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{0.29}{69.75} + \frac{37.68}{124} = 0.31 < 1 \text{ 满足要求。}$$

组合 Ⅱ：螺栓承受的最大拉力

$$N_{t1} = \frac{My_1}{y_i^2} - \frac{N}{n} = \frac{20.9 \times 0.225}{4 \times (0.225^2 + 0.115^2)} - \frac{60}{8} = 10.91\text{kN} < N_t^b \text{ 螺栓抗拉满足要求。}$$

$$\text{每个螺栓承受的剪力 } N_v = \frac{V}{n} = \frac{35.4}{8} = 4.43\text{kN} < N_v^b \text{ 螺栓抗剪满足要求。}$$

$$\text{最外排螺栓验算 } \frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{4.43}{69.75} + \frac{10.91}{124} = 0.15 < 1 \text{ 满足要求。}$$

## 15.3 端板厚度验算

根据构造，应按两边支承区格（端板外伸）验算：

$$\sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w b + 2e_f (e_f + e_w)]f}} = \sqrt{\frac{6 \times 50 \times 50 \times 124 \times 10^3}{[50 \times 220 + 2 \times 50 \times (50 + 50)] \times 310}} = 16.9\text{mm} < t = 18\text{mm}$$

## 15.4 腹板抗拉验算

$$N_{t2} = \frac{N}{n} + \frac{My_2}{y_i^2} = \frac{14.6}{8} + \frac{40.7 \times 0.115}{4 \times (0.225^2 + 0.115^2)} = 20.15\text{kN} < 0.4P = 62\text{kN}$$

$$\frac{0.4P}{e_w t_w} = \frac{62 \times 10^3}{50 \times 8} = 155 \text{MPa} < 310 \text{MPa}$$

综上，该梁梁节点满足要求。

## 16 梁梁节点 验算

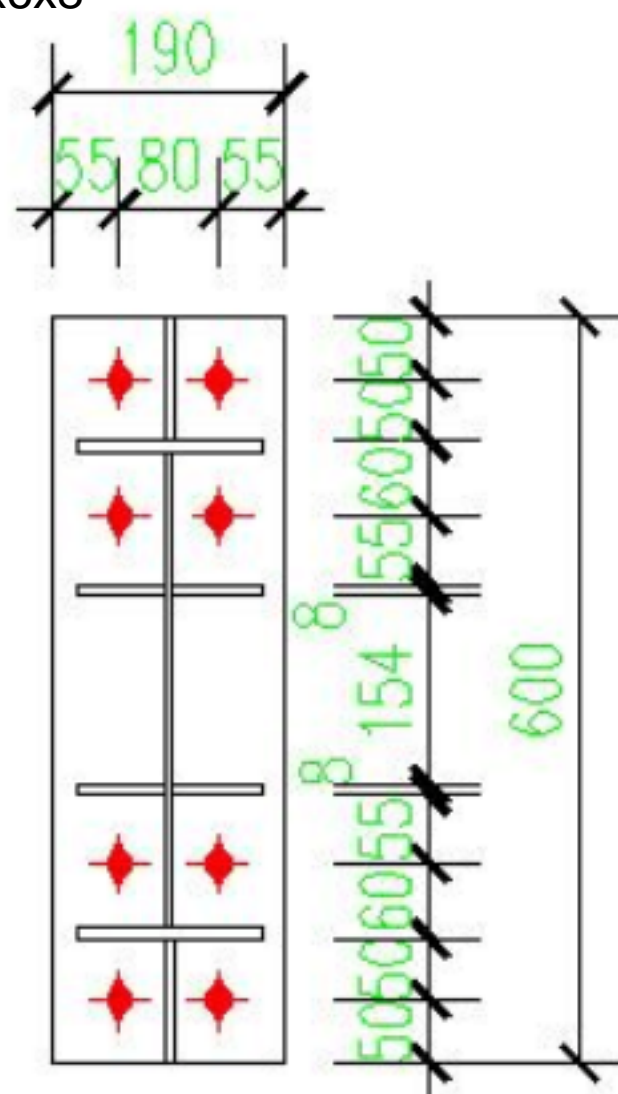
### 16.1 构件信息

#### 16.1.1 梁的几何尺寸

一端为 H400x150x6x8, 另一端为 H400x150x6x8

#### 16.1.2 高强螺栓信息

螺栓布置方式如右图：



螺栓为 10.9 级 M20 高强螺栓，共计 8 个，构件接触面采用的处理方法为喷砂。各参数的取值如下： $\mu = 0.50$ ， $e_f = 50 \text{mm}$ ， $e_w = 36 \text{mm}$

#### 16.1.3 端板信息

端板竖直设置，尺寸如下：厚度 18mm，宽度 190mm，长度 600mm。

#### 16.1.4 内力设计值

由内力图可得端板内力如下：

轴力设计值：  $N = -55.4\text{kN}$  ,剪力设计值：  $V = -10.2\text{kN}$  ,弯矩设计值：  $M = 105.2\text{kN}\cdot\text{m}$

## 16.2 高强螺栓承载力验算

### 16.2.1 高强螺栓承载力设计值

高强螺栓预拉力  $P = 155\text{kN}$

高强螺栓抗拉承载力设计值  $N_t^b = 0.8P = 0.8 \times 155 = 124\text{kN}$

高强螺栓抗剪承载力设计值  $N_v^b = 0.9n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.5 \times 155 = 69.75\text{kN}$

### 16.2.2 高强螺栓群内力验算

高强螺栓在弯矩作用下绕形心转动。

螺栓承受的最大拉力

$$N_{t1} = \frac{My_1}{y_i^2} - \frac{N}{n} = \frac{105.2 \times 0.25}{4 \times (0.25^2 + 0.14^2)} - \frac{55.4}{8} = 73.16\text{kN} < N_t^b \text{ 螺栓抗拉满足要求。}$$

每个螺栓承受的剪力  $N_v = \frac{V}{n} = \frac{10.2}{8} = 1.28\text{kN}\cdot\text{m} < N_v^b$  螺栓抗剪满足要求。

最外排螺栓验算  $\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{1.28}{69.75} + \frac{73.16}{124} = 0.61 < 1$  满足要求。

## 16.3 端板厚度验算

根据构造，应按两边支承区格（端板外伸）验算：

$$\sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w b + 2e_f (e_f + e_w)]f}} = \sqrt{\frac{6 \times 50 \times 36 \times 124 \times 10^3}{[50 \times 190 + 2 \times 50 \times (50 + 36)] \times 310}} = 15.45\text{mm} < t = 18\text{mm}$$

## 16.4 腹板抗拉验算

$$N_{t2} = \frac{My_2}{y_i^2} - \frac{N}{n} = \frac{105.2 \times 0.14}{4 \times (0.25^2 + 0.14^2)} - \frac{55.4}{8} = 37.92\text{kN} < 0.4P = 62\text{kN}$$

$$\frac{0.4P}{e_w t_w} = \frac{62 \times 10^3}{36 \times 6} = 287.04\text{MPa} < 310\text{MPa}$$



综上，该梁梁节点满足要求。

17 梁梁节点 验算

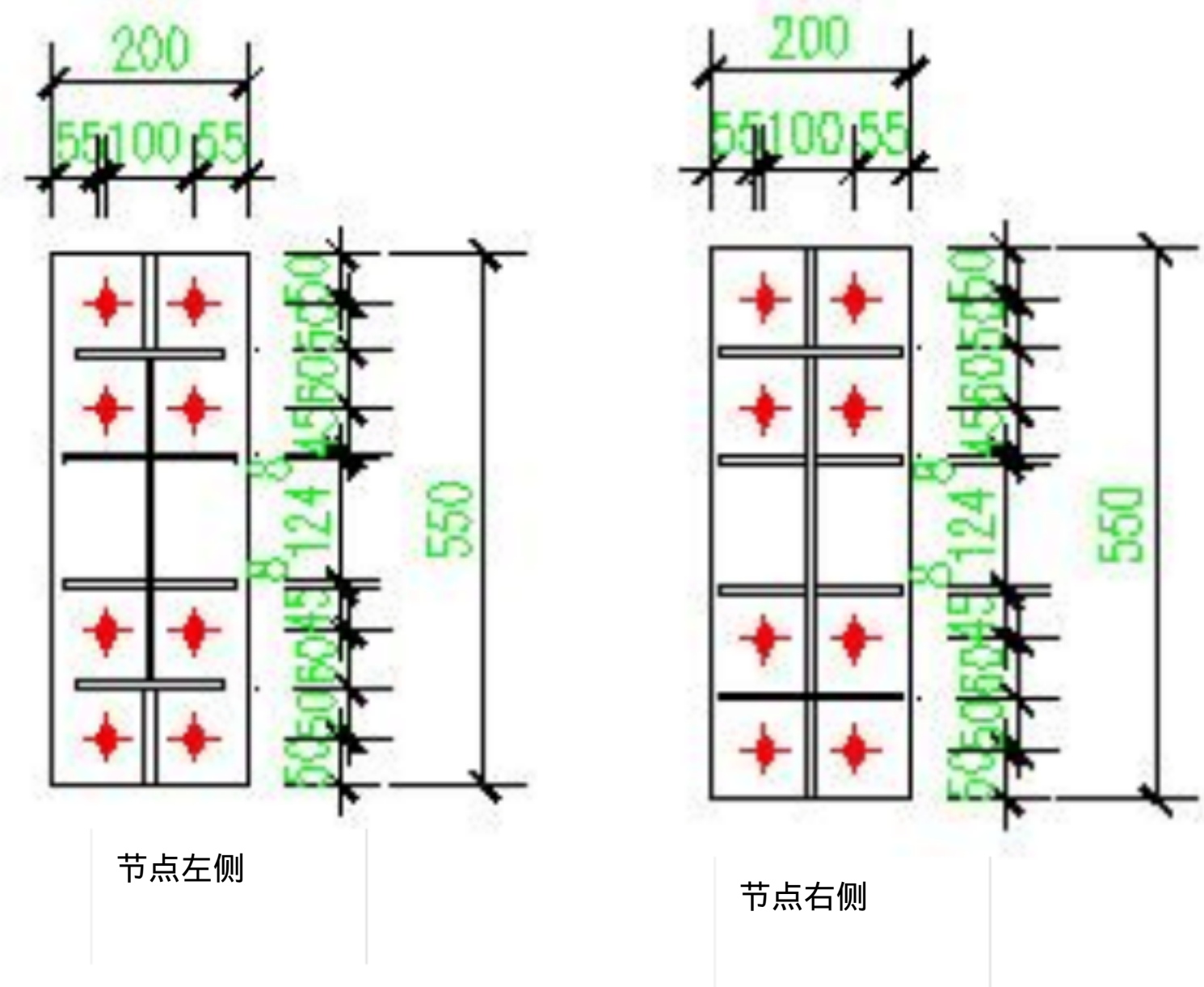
17.1 构件信息

17.1.1 梁的几何尺寸

一端为 H350x150x6x8, 另一端为 H350x180x6x8

17.1.2 高强螺栓信息

螺栓布置方式如下图：



螺栓为 10.9 级 M20 高强螺栓，共计 8 个，构件接触面采用的处理方法为喷砂。各参数的取值如下： $\mu = 0.50$ ， $e_f = 50\text{mm}$ ， $e_w = 46\text{mm}$

17.1.3 端板信息

端板竖直设置，尺寸如下：厚度 18mm，宽度 200mm，长度 550mm。

17.1.4 内力设计值

由内力图可得端板内力如下：

轴力设计值： $N = -59.0\text{kN}$ ，剪力设计值： $V = 25.6\text{kN}$ ，弯矩设计值： $M = 68.0\text{kN}\cdot\text{m}$



## 17.2 高强螺栓承载力验算

### 17.2.1 高强螺栓承载力设计值

高强螺栓预拉力  $P = 155\text{kN}$

高强螺栓抗拉承载力设计值  $N_t^b = 0.8P = 0.8 \times 155 = 124\text{kN}$

高强螺栓抗剪承载力设计值  $N_v^b = 0.9n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.5 \times 155 = 69.75\text{kN}$

### 17.2.2 高强螺栓群内力验算

高强螺栓在弯矩作用下绕形心转动。

螺栓承受的最大拉力

$$N_{t1} = \frac{My_1}{y_i^2} - \frac{N}{n} = \frac{68.0 \times 0.225}{4 \times (0.225^2 + 0.115^2)} - \frac{59.0}{8} = 52.53\text{kN} < N_t^b \text{ 螺栓抗拉满足要求。}$$

每个螺栓承受的剪力  $N_v = \frac{V}{n} = \frac{25.6}{8} = 3.2\text{kN} < N_v^b$  螺栓抗剪满足要求。

最外排螺栓验算  $\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{3.2}{69.75} + \frac{52.53}{124} = 0.47 < 1$  满足要求。

## 17.3 端板厚度验算

根据构造，应按两边支承区格（端板外伸）验算：

$$\sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w b + 2e_f (e_f + e_w)]f}} = \sqrt{\frac{6 \times 50 \times 46 \times 124 \times 10^3}{[50 \times 200 + 2 \times 50 \times (50 + 46)] \times 310}} = 16.78\text{mm} < t = 18\text{mm}$$

## 17.4 腹板抗拉验算

$$N_{t2} = \frac{My_2}{y_i^2} - \frac{N}{n} = \frac{68 \times 0.115}{4 \times (0.225^2 + 0.115^2)} - \frac{59.0}{8} = 23.24\text{kN} < 0.4P = 62\text{kN}$$

$$\frac{0.4P}{e_w t_w} = \frac{62 \times 10^3}{46 \times 6} = 224.64\text{MPa} < 310\text{MPa}$$

综上，该梁梁节点满足要求。

18 铰接柱脚节点 验算

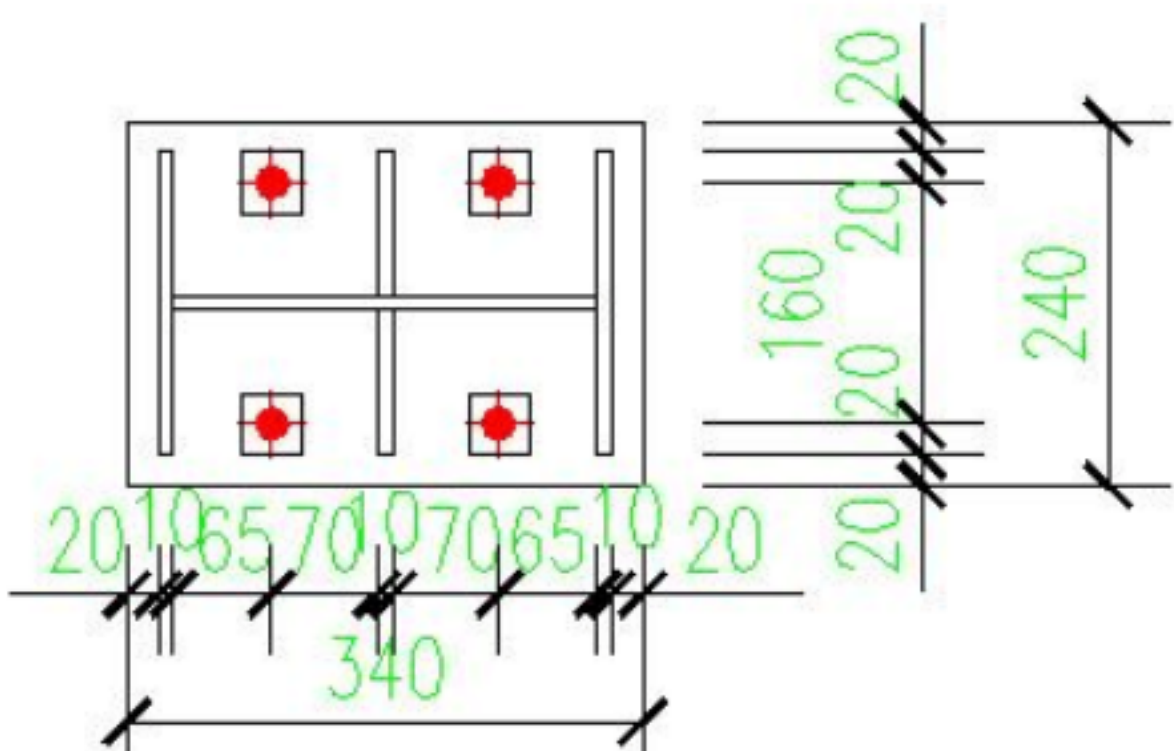
18.1 构件信息

18.1.1 梁的几何尺寸

柱端截面尺寸为 H300x200x8x10

18.1.2 柱脚连接信息

螺栓布置方式如下图：



螺栓为 10.9 级 M24 高强螺栓，共计 4 个，构件接触面采用的处理方法为喷砂。

加劲肋 10mm 厚，施焊时采用引弧板， E43 焊条，焊缝参数  $l_f = 250\text{mm}$ ，

$h_f = 7\text{mm}$

18.1.3 底板及混凝土信息

底板尺寸如下：厚度 16mm，宽度 240mm，长度 340mm

混凝土采用 C20，抗压设计强度为  $f_c = 10\text{N/mm}^2$

18.1.4 内力设计值

由内力图可得端板内力如下：

轴力设计值： $N = -114.6\text{kN}$ ，剪力设计值： $V = 54.0\text{kN}$ ，弯矩设计值： $M = 0\text{kN}\cdot\text{m}$

## 18.2 承载力验算

### 18.2.1 混凝土承压验算

螺栓的公称直径为 24mm , 孔径为 26mm。

$$\text{则底板净面积 } A_n = 340 \times 240 - 4 \times \frac{\pi}{4} \times 29^2 = 78957 \text{ mm}^2$$

$$\text{作用在柱脚上的正应力} = \frac{N}{A_n} = \frac{114.6 \times 10^3}{78957} = 1.45 \text{ N/mm}^2 < f_c = 10 \text{ N/mm}^2$$

混凝土承压符合要求。

### 18.2.2 锚栓群抗拔验算

单个锚栓的有效直径为  $d_e = 21.1854 \text{ mm}$  , 则锚栓群抗拔有效面积为

$$A_e = 4 \times \frac{\pi}{4} \times d_e^2 = 1410 \text{ mm}^2$$

$$\text{锚栓的最大拉应力为} = \frac{N}{A_e} = \frac{34.4 \times 10^3}{1410} = 24.4 \text{ N/mm}^2 < f_t^a = 180 \text{ N/mm}^2$$

锚栓群抗拔满足要求。

### 18.2.3 柱脚抗剪验算

因为  $V = 54.0 \text{ kN} > 0.4N = 45.84 \text{ kN}$  , 需要设置抗剪件 , 采用角钢 L75 × 5.0 。

### 18.2.4 加劲肋及焊缝验算

$$\text{作用在焊缝上的弯矩 } M = \sigma A e = 1.45 \times \frac{340}{4} \times \frac{240}{2} \times 10^{-3} \times 0.048 = 0.71 \text{ kN.m} ,$$

$$\text{剪力 } V = \sigma A = 1.45 \times \frac{340}{4} \times \frac{240}{2} \times 10^{-3} = 14.79 \text{ kN}$$

加劲肋验算：

$$\text{正应力} = \frac{6M}{th^2} = \frac{6 \times 0.71 \times 10^6}{10 \times 96^2} = 46.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{剪应力} = \frac{V}{th} = \frac{14.79 \times 10^3}{10 \times 96} = 15.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{则 } \sqrt{2^2 + 3^2} = \sqrt{46.2^2 + 3 \times 15.4^2} = 53.3 \text{N/mm}^2 < f = 310 \text{N/mm}^2$$

焊缝验算：

$$\text{正应力 } \sigma_f = \frac{6M}{0.7h_f l_f^2 \times 2} = \frac{6 \times 0.71 \times 10^6}{0.7 \times 7 \times 250^2 \times 2} = 7.0 \text{N/mm}^2$$

$$\text{剪应力 } \tau_f = \frac{V}{0.7h_f l_f \times 2} = \frac{14.79 \times 10^3}{0.7 \times 7 \times 250 \times 2} = 6.0 \text{N/mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{1.22}\right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{7.0}{1.22}\right)^2 + 6.0^2} = 8.3 \text{N/mm}^2$$

$$< f_f^w = 420 \times 0.41 = 172.2 \text{N/mm}^2$$

综上，该铰接柱脚节点满足要求。

## 19 铰接柱脚节点 验算

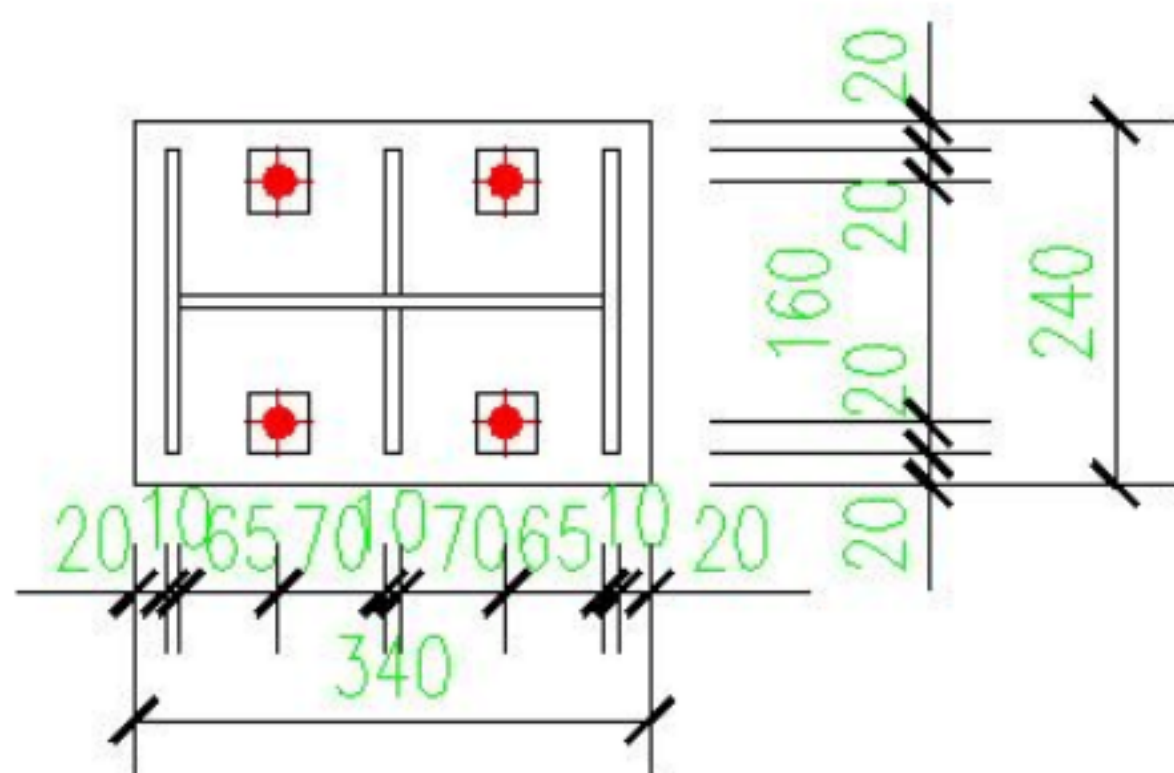
### 19.1 构件信息

#### 19.1.1 梁的几何尺寸

柱端截面尺寸为 H300x200x8x10

#### 19.1.2 柱脚连接信息

螺栓布置方式如下图：



螺栓为 10.9 级 M24 高强螺栓，共计 4 个，构件接触面采用的处理方法为喷砂。

加劲肋 10mm 厚，施焊时采用引弧板， E43 焊条，焊缝参数  $l_f = 250\text{mm}$ ，

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

### 19.1.3 底板及混凝土信息

底板尺寸如下：厚度 16mm，宽度 240mm，长度 340mm

混凝土采用 C20，抗压设计强度为  $f_c = 10\text{N/mm}^2$

### 19.1.4 内力设计值

由内力图可得端板内力如下：

轴力设计值： $N = -122.8\text{kN}$ ，剪力设计值： $V = 37.4\text{kN}$ ，弯矩设计值： $M = 0\text{kN}\cdot\text{m}$

## 19.2 承载力验算

### 19.2.1 混凝土承压验算

螺栓的公称直径为 24mm，孔径为 26mm。

则底板净面积  $A_n = 340 \times 240 - 4 \times \frac{\pi}{4} \times 29^2 = 78957\text{mm}^2$

$$\text{作用在柱脚上的正应力} = \frac{N}{A_n} = \frac{122.8 \times 10^3}{78957} = 1.56\text{N/mm}^2 < f_c = 10\text{N/mm}^2$$

混凝土承压符合要求。

### 19.2.2 锚栓群抗拔验算

单个锚栓的有效直径为  $d_e = 21.1854\text{mm}$ ，则锚栓群抗拔有效面积为

$$A_e = 4 \times \frac{\pi}{4} \times d_e^2 = 1410\text{mm}^2$$

$$\text{锚栓的最大拉应力为} = \frac{N}{A_e} = \frac{33.5 \times 10^3}{1410} = 23.8\text{N/mm}^2 < f_t^a = 180\text{N/mm}^2$$

锚栓群抗拔满足要求。

### 19.2.3 柱脚抗剪验算

因为  $V = 37.4\text{kN} < 0.4N = 49.12\text{kN}$  , 不需要设置抗剪件即满足抗剪要求。

### 19.2.4 加劲肋及焊缝验算

作用在焊缝上的弯矩  $M = \sigma A \times e = 1.56 \times \frac{340}{4} \times \frac{240}{2} \times 10^{-3} \times 0.048 = 0.76\text{kN.m}$  ,

剪力  $V = \sigma A = 1.56 \times \frac{340}{4} \times \frac{240}{2} \times 10^{-3} = 15.91\text{kN}$

加劲肋验算：

$$\text{正应力} = \frac{6M}{th^2} = \frac{6 \times 0.76 \times 10^6}{10 \times 96^2} = 49.5\text{N/mm}^2$$

$$\text{剪应力} = \frac{V}{th} = \frac{15.91 \times 10^3}{10 \times 96} = 16.6\text{N/mm}^2$$

$$\text{则 } \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{49.5^2 + 16.6^2} = 57.2\text{N/mm}^2 < f = 310\text{N/mm}^2$$

焊缝验算：

$$\text{正应力} \quad \sigma_f = \frac{6M}{0.7h_f l_f^2 \times 2} = \frac{6 \times 0.76 \times 10^6}{0.7 \times 7 \times 250^2 \times 2} = 7.4\text{N/mm}^2$$

$$\text{剪应力} = \frac{V}{0.7h_f l_f \times 2} = \frac{15.91 \times 10^3}{0.7 \times 7 \times 250 \times 2} = 6.5\text{N/mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{f}\right)^2 + \frac{\tau_f^2}{f^2}} = \sqrt{\left(\frac{7.4}{1.22}\right)^2 + 6.5^2} = 8.9\text{N/mm}^2$$

$$< f_f^w = 420 \times 0.41 = 172.2\text{N/mm}^2$$

综上，该铰接柱脚节点满足要求。

20 铰接柱脚节点 验算

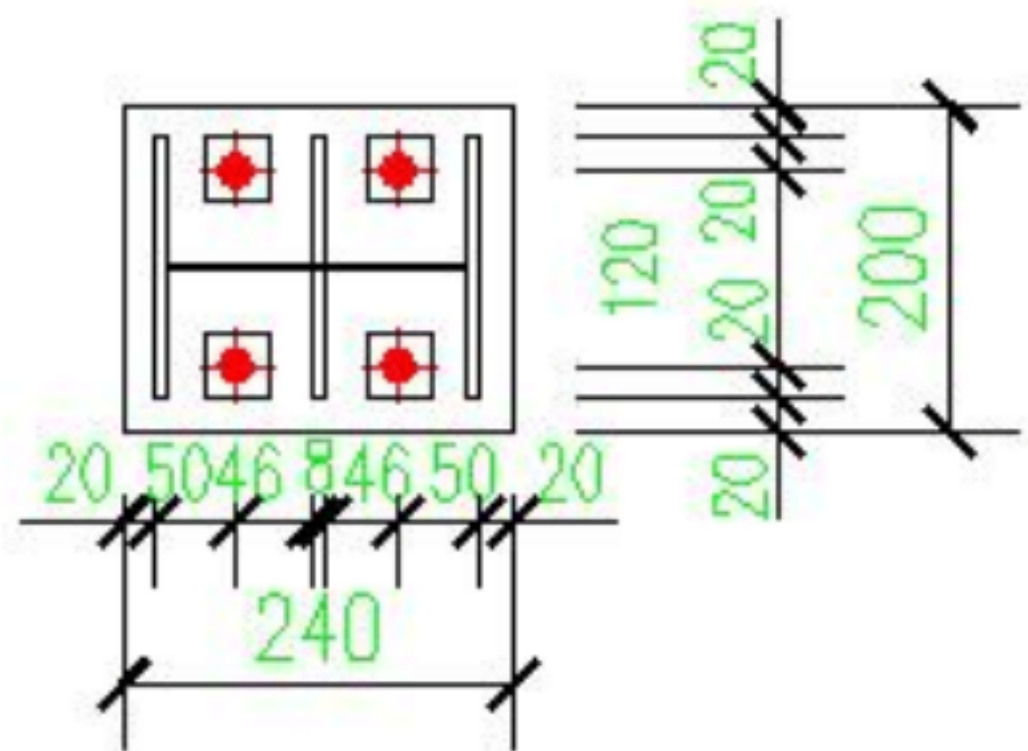
20.1 构件信息

20.1.1 梁的几何尺寸

柱端截面尺寸为 H300x200x8x10

20.1.2 柱脚连接信息

螺栓布置方式如下图：



螺栓为 10.9 级 M24 高强螺栓，共计 4 个，构件接触面采用的处理方法为喷砂。

加劲肋 8mm 厚，施焊时采用引弧板，E43 焊条，焊缝参数  $l_f = 250\text{mm}$ ， $7h_f = 7\text{mm}$

20.1.3 底板及混凝土信息

底板尺寸如下：厚度 16mm，宽度 200mm，长度 240mm

混凝土采用 C20，抗压设计强度为  $f_c = 10\text{N/mm}^2$

20.1.4 内力设计值

由内力图可得端板内力如下：

轴力设计值： $N = -66.6\text{kN}$ ，剪力设计值： $V = -16.8\text{kN}$ ，弯矩设计值： $M = 0\text{kN}\cdot\text{m}$

## 20.2 承载力验算

### 20.2.1 混凝土承压验算

螺栓的公称直径为 24mm , 孔径为 26mm。

则底板净面积  $A_n = 240 \times 200 - 4 \times \frac{\pi}{4} \times 29^2 = 45357 \text{ mm}^2$

作用在柱脚上的正应力  $= \frac{N}{A_n} = \frac{66.6 \times 10^3}{45357} = 1.47 \text{ N/mm}^2 < f_c = 10 \text{ N/mm}^2$

混凝土承压符合要求。

### 20.2.2 锚栓群抗拔验算

单个锚栓的有效直径为  $d_e = 21.1854 \text{ mm}$  , 则锚栓群抗拔有效面积为

$$A_e = 4 \times \frac{\pi}{4} \times d_e^2 = 1410 \text{ mm}^2$$

锚栓的最大拉应力为  $= \frac{N}{A_e} = \frac{18.3 \times 10^3}{1410} = 13.0 \text{ N/mm}^2 < f_t^a = 180 \text{ N/mm}^2$

锚栓群抗拔满足要求。

### 20.2.3 柱脚抗剪验算

因为  $V = 16.8 \text{ kN} > 0.4N = 26.64 \text{ kN}$  , 不需要设置抗剪件即满足抗剪要求。

### 20.2.4 加劲肋及焊缝验算

作用在焊缝上的弯矩  $M = \sigma A e = 1.47 \times \frac{240}{4} \times \frac{200}{2} \times 10^{-3} \times 0.039 = 0.34 \text{ kN.m}$  ,

$$\text{剪力 } V = \sigma A = 1.47 \times \frac{240}{4} \times \frac{200}{2} \times 10^{-3} = 8.82 \text{ kN}$$

加劲肋验算：

$$\text{正应力} = \frac{6M}{th^2} = \frac{6 \times 0.34 \times 10^6}{8 \times 78^2} = 41.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{剪应力} = \frac{V}{th} = \frac{8.82 \times 10^3}{8 \times 78} = 14.1 \text{ N/mm}^2$$



则  $\sqrt{41.9^2 + 3 \times 14.1^2} = 48.5\text{N/mm}^2 < f = 310\text{N/mm}^2$

焊缝验算：

正应力  $\sigma_f = \frac{6M}{0.7h_f l_f^2 \times 2} = \frac{6 \times 0.34 \times 10^6}{0.7 \times 7 \times 250^2 \times 2} = 3.3\text{N/mm}^2$

剪应力  $\tau_f = \frac{V}{0.7h_f l_f \times 2} = \frac{8.82 \times 10^3}{0.7 \times 7 \times 250 \times 2} = 3.6\text{N/mm}^2$

$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{1.22}\right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{3.3}{1.22}\right)^2 + 3.6^2} = 4.5\text{N/mm}^2$

$< f_f^w = 420 \times 0.41 = 172.2\text{N/mm}^2$

综上，该铰接柱脚节点满足要求。

# 目 录

第一章 总 论 .....错误！未定义书签。

一、项目提要 .....错误！未定义书签。

二、可行性研究报告编制依据 .....错误！未定义书签。

三、综合评价和论证结论 .....错误！未定义书签。

四、存在问题与建议 .....错误！未定义书签。

第二章 项目背景及必要性 .....错误！未定义书签。

一、项目建设背景 .....错误！未定义书签。

二、项目区农业产业化经营发展现状 .....错误！未定义书签。

三、项目建设的必要性及目的意义 .....错误！未定义书签。

第三章 建设条件 .....错误！未定义书签。

一、项目区概况 .....错误！未定义书签。

二、项目实施的有利条件 .....	错误！未定义书签。
第四章    建设单位基本情况 .....	错误！未定义书签。
一、建设单位概况 .....	错误！未定义书签。
二、研发能力 .....	错误！未定义书签。
三、财务状况 .....	错误！未定义书签。
第五章    市场分析与销售方案 .....	错误！未定义书签。
一、市场分析 .....	错误！未定义书签。
二、产品生产及销售方案 .....	错误！未定义书签。
三、销售策略及营销模式 .....	错误！未定义书签。
四、销售队伍和销售网络建设 .....	错误！未定义书签。
第六章    项目建设方案 .....	错误！未定义书签。
一、建设任务和规模 .....	错误！未定义书签。
二、项目规划和布局 .....	错误！未定义书签。
三、生产技术方案与工艺流程 .....	错误！未定义书签。
四、项目建设标准和具体建设内容 .....	错误！未定义书签。
五、项目实施进度安排 .....	错误！未定义书签。
第七章    投资估算和资金筹措 .....	错误！未定义书签。
一、投资估算依据 .....	错误！未定义书签。
二、项目投资建设估算 .....	错误！未定义书签。
三、资金来源 .....	错误！未定义书签。
四、年度投资与资金偿还计划 .....	错误！未定义书签。
第八章    财务评价 .....	错误！未定义书签。

一、财务评价的原则 .....	错误！未定义书签。
二、主要参数的选择 .....	错误！未定义书签。
三、财务估算 .....	错误！未定义书签。
四、盈利能力分析 .....	错误！未定义书签。
五、不确定性分析 .....	错误！未定义书签。
六、财务评价结论 .....	错误！未定义书签。
第九章 环境影响评价 .....	错误！未定义书签。
一、环境影响 .....	错误！未定义书签。
二、环境保护与治理措施 .....	错误！未定义书签。
三、环保部门意见 .....	错误！未定义书签。
第十章 农业产业化经营与农民增收效果评价 .....	错误！未定义书签。
一、产业化经营 .....	错误！未定义书签。
二、农民增收 .....	错误！未定义书签。
三、其它社会影响 .....	错误！未定义书签。
第十一章 项目组织与管理 .....	错误！未定义书签。
一、组织机构与职能划分 .....	错误！未定义书签。
二、项目经营管理模式 .....	错误！未定义书签。
三、技术培训 .....	错误！未定义书签。
四、劳动保护与安全卫生 .....	错误！未定义书签。
第十二章 可行性研究结论与建议 .....	错误！未定义书签。
一、可行性研究结论 .....	错误！未定义书签。
二、建议 .....	错误！未定义书签。

