

装配式钢筋混凝土简支 T 型梁桥设计

一、设计资料

(一) 桥面净空

净—7+2×0.75m 人行道

(二) 设计荷载

公路—II 级和人群荷载标准值为 3 kN/m^2

(三) 主梁跨径和全长

标准跨径: $l_b = 19$ (墩中心距离);

计算跨径: $l = 18.5\text{ m}$ (支座中心距离);

主梁全长: $l_{\text{全}} = 18.96\text{ m}$ (主梁预制长度)

(四) 材料

钢筋: 主钢筋采用 HRB335, 其它用钢筋采用 R235

混凝土: C30

(五) 缝宽度限值: II 类环境 (允许裂缝宽度 0.02mm)。

(六) 设计依据

① 《公路桥涵设计通用规范》(JTGD60—2004)

② 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTGD62—2004)

(七) 参考资料

《桥梁工程》, 姚玲森主编, 人民交通出版社, 北京。

《桥梁计算示例集—混凝土简支梁(板)桥》, 易建国主编, 人民交通出版社, 北京。

《结构设计原理》, 沈浦生主编。

二、任务与要求

1、结构尺寸拟定;

2、行车道板计算

① 计算图示

② 恒载及内力

③ 活载及内力

④ 截面设计、配筋与强度验算

3、主梁计算

① 主梁的荷载横向分布系数计算

② 内力计算

③ 截面设计、配筋与验算

a. 配置主筋: 偏安全的按计算弯矩最大的梁进行配筋

b. 截面强度验算

c. 斜筋配置: 偏安全的按剪力最大的梁进行配筋

- d. 箍筋配置
- e. 斜截面抗剪强度验算
- 4、裂缝宽度验算
- 5、变形计算；
- 6、横梁的计算；
 - ① 横梁弯矩计算（用偏心压力法）
 - ② 横梁截面配筋与验算
 - ③ 横梁剪力计算及配筋

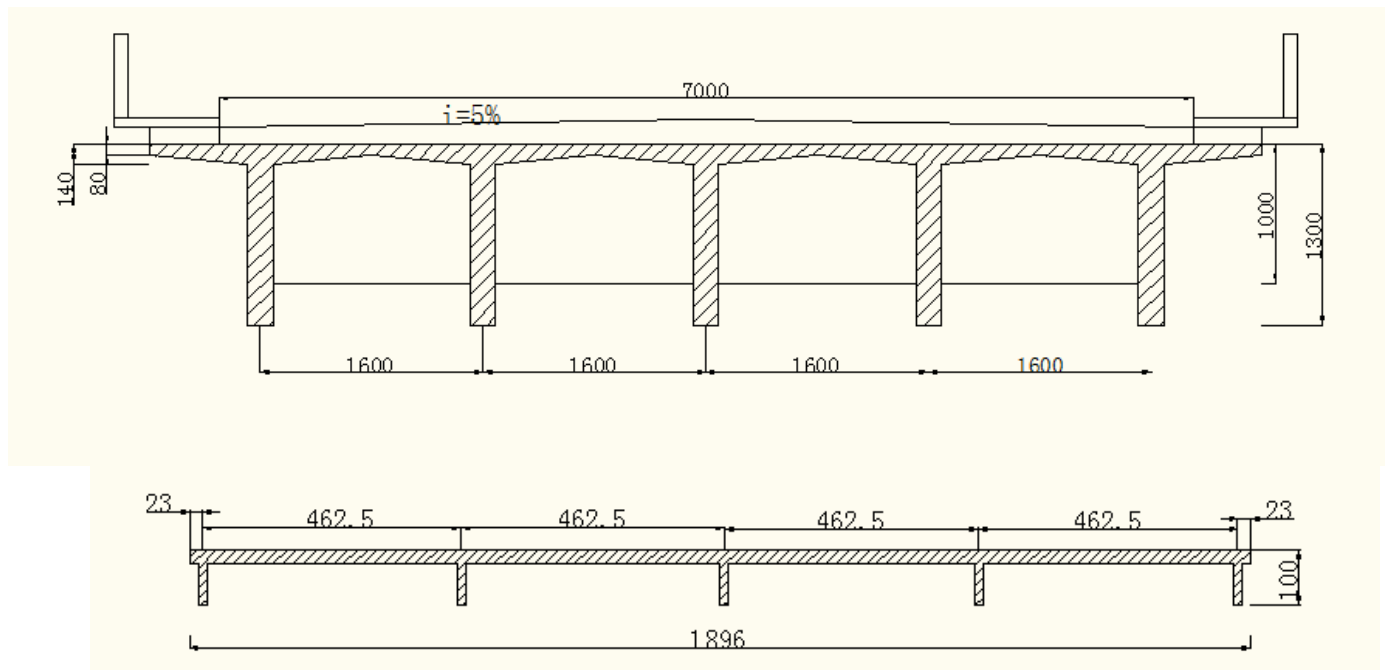
一、结构尺寸拟定

①主梁截面尺寸：

根据《公路桥涵设计通用规范》（JTGD60-2004），梁的高跨比的经济范围在 1/11 到 1/16 之间，此设计中标准跨径为 19m，拟定采用的梁高为 1.30m，翼板宽 1.6m，腹板宽 0.18m。

②主梁间距和主梁片数：

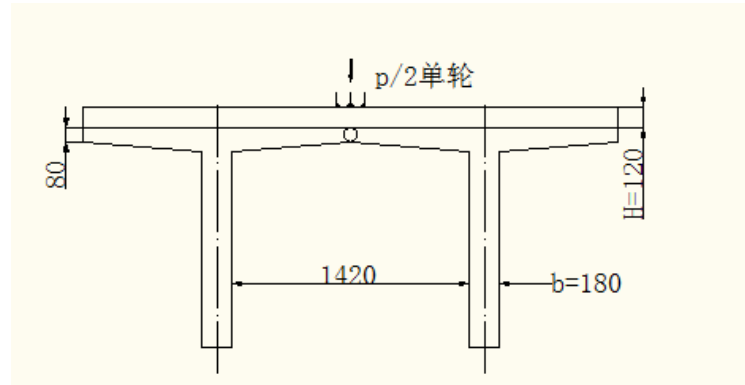
桥面净空：净—7+2×0.75m 人行道，采用 5 片 T 型主梁标准设计，主梁间距为 1.60m。



结构断面形式

二、行车道板计算

计算如图所示的 T 梁翼板，荷载为公路二级，桥面铺装为 3cm 厚的沥青混凝土面层和 9cm 厚的混凝土垫层。



(一) 永久荷载及其效应

1. 每延米板上的横载 g

沥青混凝土层面： $g_1 = 0.03 \times 1.0 \times 23 = 0.69$ (KN/m)

C30 混凝土垫层： $g_2 = 0.09 \times 1.0 \times 24 = 2.16$ (KN/m)

T 梁翼缘板自重 $g_3 = 0.11 \times 1.0 \times 25 = 2.75$ (KN/m)

每延米跨宽板恒载合计： $g = \sum gi = 5.60$ KN/m

2. 每米宽板条的恒载内力

弯矩： $M_{Ah} = -\frac{1}{2} \times 5.60 \times \left(\frac{1.60 - 0.18}{2}\right)^2 = -1.411$ (KN/m)

剪力： $V_{Ah} = \frac{g(l'_b - b)}{2} = 5.60 \times \frac{1.60 - 0.18}{2} = 3.976$ (KN)

3. 车辆荷载产生的内力

公路—II 级：以重车后轮作用于绞缝轴线上为最不利位置，后轴作用力标准值为 $P=140$ KN, 轮压分布宽度如下图所示，按照《公路桥涵设计通用规范》知后车轮地宽度 b_2 及长度 a_2 为： $a_2=0.20$ m ， $b_2=0.60$ m

$$a_1 = a_2 + 2H = 0.20 + 2 \times 0.12 = 0.44 \text{ (m)}$$

$$b_1 = b_2 + 2H = 0.60 + 2 \times 0.12 = 0.84 \text{ (m)}$$

荷载作用于悬臂根部的有效分布宽度:

$$a = a_1 + 1.4 + 2l_0 = 0.44 + 1.4 + 2 \times 0.71 = 3.26 \text{ (m)}$$

冲击系数: $1 + \mu = 1.3$

作用于每米板宽条上的剪力为:

$$V_{Ap} = (1 + \mu) \frac{2P}{4a} = 1.3 \times \frac{70}{3.26} = 27.914 \text{ (KN)}$$

作用于每米板宽条上的弯矩为:

$$M_{Ap} = -(1 + \mu) \frac{P}{4a} \left(l_0 - \frac{b_1}{4} \right) \times 2 = -1.3 \frac{35 \times 2}{3.26} \left(0.71 - \frac{0.84}{4} \right) = -13.957 \text{ (KN/m)}$$

4. 基本组合

$$\text{恒+汽: } 1.2M_{Ah} + 1.4M_{Ap} = -1.2 \times 1.411 - 1.4 \times 13.957 = -21.233 \text{ (KN/m)}$$

$$1.2V_{Ah} + 1.4V_{Ap} = 1.2 \times 3.976 + 1.4 \times 27.914 = 43.8508 \text{ (KN)}$$

故行车道板的设计作用效应为: $M_A = -21.233 \text{ (KN/m)}$, $V_A = 43.851 \text{ (KN)}$

(二) 截面设计、配筋与强度验算

悬臂板根部高度 $h = 140 \text{ mm}$, 净保护层 $a = 25 \text{ mm}$ 。若选用 $\Phi 12$ 钢筋, 则

有效高度 $h_0 = h - a = 115 \text{ mm}$

按 (D62) 5.2.2 条: $r_0 M_d \leq f_{cd} b x (h_0 - x/2)$

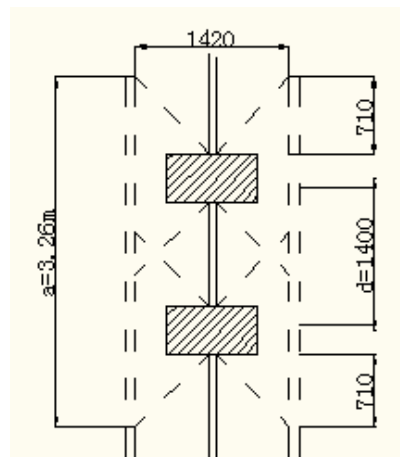
$$\text{故 } x = 14.3 \text{ mm 而且 } 14.3 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 0.56 \times 115 = 64.4 \text{ mm}$$

(2) 求钢筋面积 A_s

$$\text{按 (D62) 5.2.2 条: } f_{sd} A_s = f_{cd} b x \quad \text{故 } A_s = \frac{f_{cd} b x}{f_{sd}} = 7.05 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$$

(3) 配筋

查有关板宽 1 m 内的钢筋截面与间距表, 当选用 $\Phi 12$ 钢筋时, 需要钢筋



间距为 150mm 时，此时所提供的钢筋截面积为： $A_g=7.54\text{cm}^2>7.05\text{cm}^2$

(4) 尺寸验算：

按 (D62) 5.2.9 条抗剪上限值：

$$\gamma_0 V_d = 43.851\text{KN} \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 (\text{kN}) = 321.24\text{KN}$$

按 (D62) 5.2.10 条抗剪上限值：

$$\gamma_0 V_d = 43.851\text{KN} \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0 (\text{kN}) = 79.93\text{KN}$$

由上式可知可不进行斜截面抗剪承载力的验算，仅须按构造要求配置箍筋，取分布钢筋用 $\Phi 8$ ，间距取 20cm

$$\text{承载力验算} \quad f_{sd} A_s = f_{cd} b x \quad \text{得} \quad x = \frac{f_{sd} A_s}{f_{cd} b} = \frac{280 \times 705}{13.8 \times 100} = 143\text{mm}$$

$$M_d \leq f_{cd} b x (h_0 - x/2)$$

$$M_d = 13.8 \times 115^2 \times 0.13(1 - 0.5 \times 0.13) = 22.987\text{KN} \cdot \text{m} > M_A = 21.233\text{KN} \cdot \text{m}$$

故承载力满足要求。

二、主梁内力计算

(一) 主梁的荷载横向分布系数

① 跨中荷载弯矩横向分布系数（偏心压力法计算）

本桥各根主梁的横截面均相等，梁数 $n=5$ ，梁间距为 1.6 米，则：

$$\sum_i^n a_i^2 = a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + a_4^2 + a_5^2 = (2 \times 1.6)^2 + 1.6^2 + 0^2 + (-1.6)^2 + (-2 \times 1.6)^2 = 25.6\text{m}^2$$

$$1 \text{ 号梁横向影响线的竖坐标值为: } \eta_{11} = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{\sum_{i=1}^n a_i^2} = \frac{1}{5} + \frac{(2 \times 1.6)^2}{25.60} = 0.20 + 0.40 = 0.60$$

$$\eta_{15} = \frac{1}{n} - \frac{a_1^2}{\sum_{i=1}^n a_i^2} = \frac{1}{5} - \frac{(2 \times 1.6)^2}{25.60} = 0.20 - 0.40 = -0.20$$

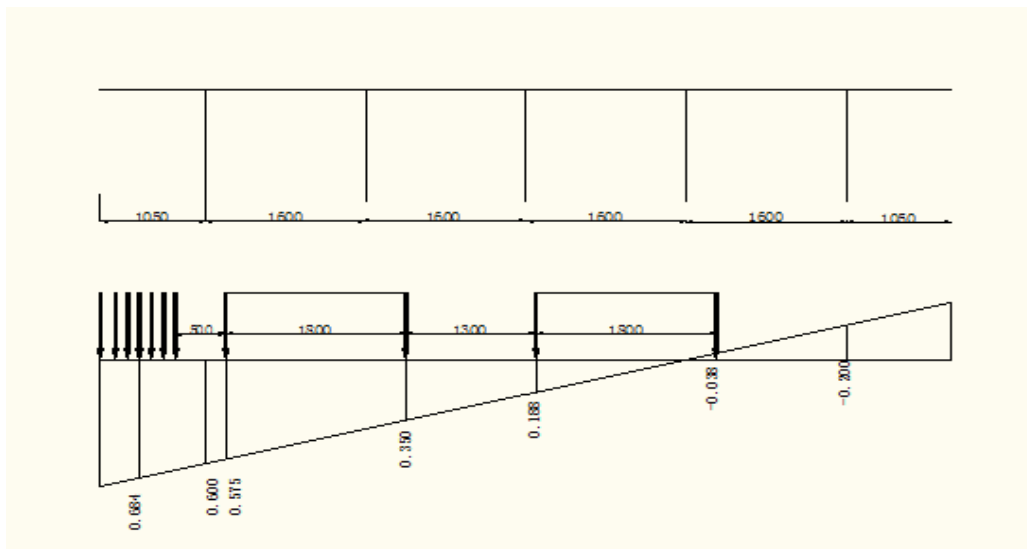
进而由 η_{11} 和 η_{15} 计算横向影响线的零点位置，设零点至 1 号梁位的距离为 x ，

$$\text{则: } \frac{x}{0.60} = \frac{4 \times 1.60 - x}{0.20} \quad \text{解得: } x = 4.80\text{m}$$

零点位置确定后，就可求出各类荷载相应于各个荷载位置的横向影响线竖坐

标值 η_q 和 η_r 。

由 η_{11} 和 η_{15} 绘制 1 号梁横向影响线，按照桥规确定汽车荷载最不利位置，图示如下：



设人行道缘石至 1 号梁轴线的距离为 Δ ，则：

$$\Delta = \frac{(7 - 4 \times 1.6)}{2} = 0.3\text{m}$$

于是 1 号梁的荷载横向分布系数可计算如下（以 x_{qi} 和 x_r 分别表示影响线零点至汽车车轮和人群荷载集度的横坐标距离）

$$\begin{aligned} \text{车辆荷载: } m_{cq} &= \frac{\sum \eta_q}{2} = \frac{(\eta_{q1} + \eta_{q2} + \eta_{q3} + \eta_{q4})}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta_{11}}{x} \cdot (x_{q1} + x_{q2} + x_{q3} + x_{q4}) \\ &= \frac{1}{2} \cdot \frac{0.6}{4.8} (4.6 + 2.8 + 1.5 - 0.3) = 0.538 \end{aligned}$$

$$\text{人群荷载: } m_{cr} = \eta = \frac{\eta_{11}}{x} \cdot x_r = \frac{0.6}{4.8} \left(4.8 + 0.3 + \frac{0.75}{2} \right) = 0.684$$

同理可以求得各梁横向影响线的竖标值：

$$\text{公路-II 级: } m_{cq1} = 0.538, m_{cq2} = 0.469, m_{cq3} = 0.4$$

$$\text{人群荷载: } m_{cr1} = 0.648, m_{cr2} = 0.442, m_{cr3} = 0.2$$

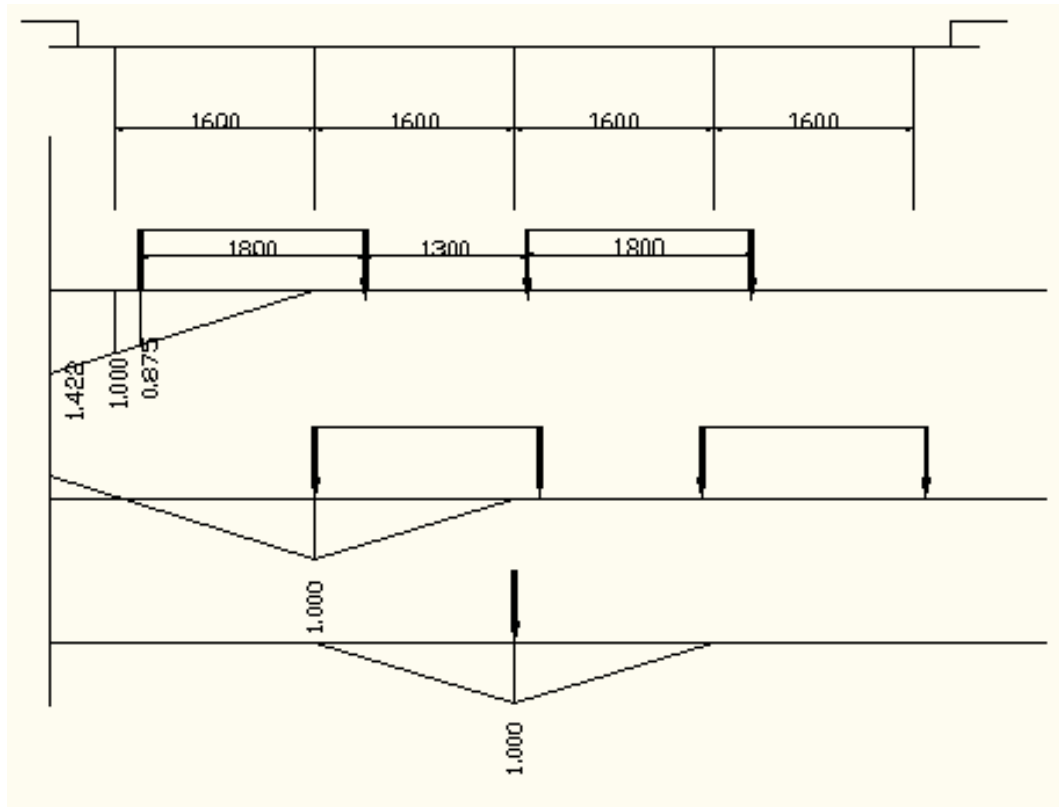
② 梁端剪力横向分布系数计算（按杠杆法）

$$\text{公路 I 级} \quad m1 \text{ 汽}' = 1/2 \times 0.875 = 0.438$$

$$m_2 \text{ 汽}' = 1/2 \times 1.000 = 0.500$$

$$m_3 \text{ 汽}' = 1/2 \times (0.938 + 0.250) = 0.594$$

人群荷载 $m_1 \text{ 人}' = 1.422$



按杠杆法计算横向分布系数

(二)、内力计算

1. 恒载内力

(1) 恒载：假定桥面构造各部分重量平均分配给各主梁承担，计算如下。

构件名	单元构件体积及算式 (KN/M)
-----	------------------

主梁		$[0.18 \times 1.3 + (1.6 - 0.18) \times 0.11] \times 25 = 9.76$
横 隔 梁	边主梁	$(1 - 0.11) \times 0.15 \times 0.71 \times 5 \div 18.5 \times 25 = 0.64$
	中主梁	$2 \times 0.64 = 1.28$
桥 面 铺 装	沥青混凝土面层	$0.03 \times 1.6 \times 23 = 1.104$
	C ₃₀ 混凝土垫层	$0.09 \times 24 \times 1.6 = 3.456$
人 行 道 部 分	缘石	$2.5 \times 0.32 \times 0.15 \times 23 = 2.76$
	支撑梁	$2 \times 1.04 \times 0.22 \times 0.15 \times 25 = 1.73$
	人行道梁 A	$0.85 \times 0.24 \times 0.28 \times 25 = 1.43$
	人行道梁 B	$0.85 \times 0.24 \times 0.14 \times 25 = 0.71$
	镶面砧	$0.85 \times 0.02 \times 2.5 \times 18 = 0.77$
	栏杆柱	$1.0 \times 0.18 \times 0.14 \times 25 = 0.63$
	扶手	$2 \times 2.36 \times 0.08 \times 0.12 \times 25 = 1.13$

一侧人行道部分每 2.5m 长时重 $12.35/2.5=4.94$ (kN/m)。按人行道板横向分布系数分摊至各梁的板重为：

1 号梁、5 号梁： $\eta_{1\text{板}} = 0.684$, $\eta_{1\text{板}} q = 0.684 \times 4.94 = 3.38$ (kN/m)

2 号梁、4 号梁： $\eta_{2\text{板}} = 0.442$, $\eta_{2\text{板}} q = 0.442 \times 4.94 = 2.18$ (kN/m)

3 号梁： $\eta_{3\text{板}} = 0.2$, $\eta_{3\text{板}} q = 0.2 \times 4.94 = 0.99$ (kN/m)

各梁的永久荷载汇总于表：

梁号	主梁	横梁	栏杆及行人道	铺装层	合计
1 (5)	9.76	0.64	3.38	4.56	18.34
2 (4)	9.76	1.28	2.18	4.56	17.78
3	9.76	1.28	0.99	4.56	16.59

2、恒载内力 $M_x = \frac{gl}{2} \cdot x - gx \cdot \frac{x}{2} = \frac{gx}{2}(l - x)$, $Q_x = \frac{gl}{2} - gx = \frac{g}{2}(l - 2x)$

内力	1, 5 号梁		2, 4 号梁		3 号梁	
	弯矩 M	剪力 Q	弯矩 M	剪力 Q	弯矩 M	剪力 Q
X=0	0	169.65	0	164.47	0	153.46

X=l/4	588.46	84.82	570.49	82.23	532.31	76.73
X=l/2	784.6	0	760.65	0	709.74	0

2) 公路—II 级均布荷载 q_k , 集中荷载 P_k 及其影响线面积

按照《桥规》规定, 公路—II 级车道荷载均布荷载 $q_k=7.87$ 5kN/m, $P_k=175.5$ kN。计算剪力效应时, 集中荷载标准值 P_k 应乘以 1.2 的系数。

项目	$M_{L/2}$	$M_{L/4}$	$Q_{L/2}$	Q_0
w_0	42.78	32.09	2.31	9.25

可变作用 (人群) (每延米) p_k : $p_k=3 \times 0.75=2.25$ (kN/m)

3) 可变作用效应

梁号	内力	η (1)	$1+\mu$ (2)	q_k (3)	ω_0 (4)	P_k (5)	y_k (6)	弯矩效应 (1) $\times$ (2) $\times$ [(3) $\times$ (4)+(5) $\times$ (6)]
1	$M_{1/2}$	0.538	1.3	7.875	42.78	175.5	4.625	803.62
	$M_{1/4}$	0.538			32.09		3.469	602.55
2	$M_{1/2}$	0.469			42.78		4.625	700.29
	$M_{1/4}$	0.469			32.09		3.469	525.27
3	$M_{1/2}$	0.400			42.78		4.625	597.26
	$M_{1/4}$	0.400			32.09		3.469	447.99

人群产生的弯矩 (kN•m)

梁号	内力	η (1)	P_k (2)	ω_0 (3)	弯矩效应
1	$M_{1/2}$	0.684	2.25	42.78	65.84
	$M_{1/4}$	0.684		32.09	49.39
2	$M_{1/2}$	0.442		42.78	42.54
	$M_{1/4}$	0.442		32.09	31.91
3	$M_{1/2}$	0.200		42.78	19.25
	$M_{1/4}$	0.200		32.09	14.44

基本荷载组合：按照《桥规》规定，永久作用设计值效应与可变作用设计值效应的分项系数为：永久荷载作用系数： $\gamma_{Gi} = 1.2$;

汽车荷载作用系数： $\gamma_{Q1} = 1.4$;

人群荷载作用系数： $\gamma_{Gj} = 1.4$;

弯矩组合效应					
梁号	内力	永久荷载	人群	汽车	$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk} \right)$
1	$M_{1/2}$	784.6	65.84	803.62	1926.08
	$M_{1/4}$	588.46	49.39	602.55	1444.53
2	$M_{1/2}$	760.65	42.54	700.29	1940.83
	$M_{1/4}$	570.49	31.91	525.27	1455.71
3	$M_{1/2}$	709.74	19.25	597.26	1709.41
	$M_{1/4}$	532.31	14.44	447.99	1282.13

注： r_0 --桥梁结构重要性系数，取 $r_0=0.9$ ， $\psi_c=0.8$

公路—II 级产生的跨中剪力 $V_{1/2}$

梁号	内力	η (1)	$1+\mu$ (2)	q_k (3)	ω_0 (4)	P_k (5)	y_k (6)	弯矩效应 (1)×(2)× [(3)×(4)+(5)×(6)]
1	$V_{1/2}$	0.538	1.3	7.875	2.31	210.6	0.5	88.37
2	$V_{1/2}$	0.469						75.29
3	$V_{1/2}$	0.400						64.22

人群荷载产生的跨中剪力

梁号	内力	η (1)	$P_{人}$ (2)	ω_0 (3)	弯矩效应 (1)×(2) ×(3)
1	$V_{人1/2}$	0.684			3.56

2	$V_{\lambda/2}$	0.442	2.25	2.31	2.30
3	$V_{\lambda/2}$	0.200			1.04

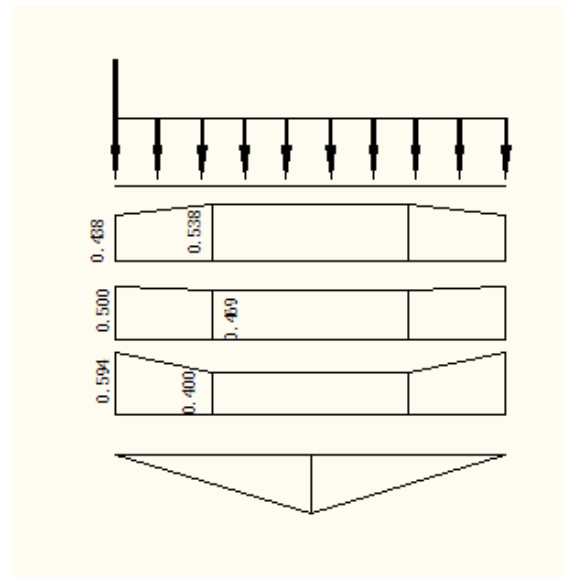
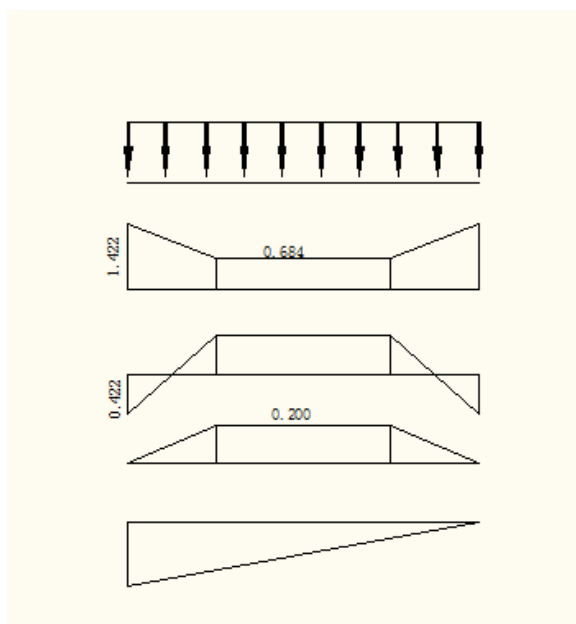
②支点剪力 V_0 的计算:

计算支点剪力效应的横向分布系数的取值为:

a. 支点处按杠杆法计算的结果

b. $\frac{l}{4}$ 处 $\sim \frac{3l}{4}$ 处按跨中弯矩的横向分布系数 η (同上)

c. 支点 $\sim \frac{l}{4}$ 处按照直线变化。



汽车荷载作用如上图，计算结果如下表

汽车荷载计算结果如下表

计算公式: $s_q = (1 + \mu) \xi (m_{0q} 1.2 p_k y_k + m_{cq} q_k w) + (1 + \mu) \xi w_1 q_k \bar{y}$, $\bar{y} = 1 - \frac{a}{3l}$

梁号	内力	$1 + \mu$	m_{0q}	m_{cq}	w	$w_1 = (m_{0q} - m_{cq}) a / 2$	$\bar{y}$	剪力效应
1	V_0	1.3	0.438	0.538	9.25	-0.231	0.92	168.68

2	V_0		0.50 0	0.469		0.072		181.98
3	V_0		0.59 4	0.400		0.449		204.73

人群荷载计算结果如下表：

计算公式： $s_r = m_{cr} p_r w + p_r w_1 \bar{y}$ ，其中 $w_1 = (m_{or} - m_{cr})a/2$

梁号	内力	m_{cr}	m_{or}	p_r	w_1	w	$\bar{y}$	
1	V_1	0.684	1.422	2.25	1.71	9.25	0.92	17.78
2	V_2	0.422	-0.422		-1.95			4.75
3	V_3	0.200	0		-0.46			3.21

剪力组合值					
梁号	内力	永久荷载 ①	人群②	汽车③	0.9 (1.2×①+1.4 ×③+1.4×0.8× ②)
1	V_0	169.65	17.78	168.68	413.68
	$V_{1/2}$	0	3.56	88.37	114.93
2	V_0	164.47	4.75	181.98	457.46
	$V_{1/2}$	0	2.30	75.29	97.18
3	V_0	153.46	3.21	204.73	426.93
	$V_{1/2}$	0	1.04	64.22	81.97

(三) 截面设计、配筋与验算

(1) 由弯矩基本组合表可知，1 号梁 M_d 值最大，考虑到施工方便，偏安全地一律按 1 号梁进行配筋。采用双排配筋，设钢筋净保护层

层为 3cm, $a_s =$

$$h_f = (140 + 80) / 2 =$$

翼缘计算宽度 b

$$b_f' \leq l / 3 = 6166.7 \text{ mm}$$

$$b_f' \leq 1600 \text{ mm}$$

$$b_f' \leq b + 12 h_f' = 1800 \text{ mm}$$

首先判断截面类

$$f_{cd} b_f' h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) = 13.8 \times 1500 \times 110 \times (1190 - 110 / 2) = 2584.4 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} > \gamma_0 M_d, \text{ 为第}$$

一类 T 型截面。

确定混凝土受压区高度

$$r_o M_d = f_{cd} b_f' x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$1926.08 \times 10^6 = 13.8 \times 1500 x \left(1190 - \frac{x}{2} \right)$$

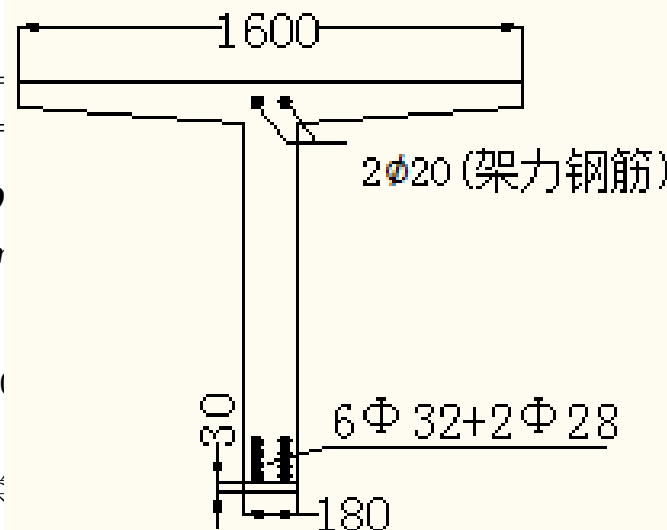
$$\text{整理得 } x^2 - 2380x + 186094.686 = 0$$

$$\text{解得 } x_1 = 2299 \text{ mm (大于梁高, 舍去)}, x_2 = 81 \text{ mm}$$

$$\text{由 } f_{cd} b_f' x = f_{sd} A_s \text{ 推出 } A_s = 5988.2 \text{ mm}^2$$

采用两排焊接骨架，每排 $3 \Phi 32 + 1 \Phi 28$ ，合计为 $6 \Phi 32 + 2 \Phi 28$ ，则钢筋

$A_s = 4825 + 1232 = 6057 \text{ mm}^2 > 5988.2 \text{ mm}^2$ 。钢筋布置如下图所示



钢筋截面重心至截面下边缘的距离为

$$a_s = [(30 + 1.5 \times 35.8) \times 4825 + (30 + 35.8 \times 3 + 0.5 \times 31.6) \times 1232] / 6057 = 97.5 \text{ mm}$$

梁的实际有效高度为 $h_0 = 1300 - 97.5 = 1202.5 \text{ mm}$

$$\text{配筋率 } \mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{6057}{180 \times 1202.5} = 2.79\% > 0.45 \frac{f_{td}}{f_{sd}} = 0.23\% , \text{ 满足要求。}$$

(2) 持久状况截面承载力极限状态计算:

按截面实际配筋率计算受压区高度 x 为:

$$x = \frac{f_{sd} A_s}{f_{cd} b_f'} = \frac{280 \times 6057}{13.8 \times 1500} = 81.9 \text{ mm} < h_f' = 110 \text{ mm}$$

截面抗弯极限承载力

$$M_{ad} = f_{cd} b_f' x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 13.8 \times 1500 \times 81.9 \times \left(1202.5 - \frac{81.9}{2} \right) = 1969.2 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1926.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足规范要求。

(3) 根据斜截面抗剪承载力进行斜筋配置

由剪力效应组合表知, 支点剪力效应以 3 号梁为最大, 为偏安全设计, 一律用 3 号梁数值。跨中剪力效应以 1 号梁最大, 一律以 1 号梁为准。

$$V_{d3} = 426.93 \text{ kN}, V_{d1/2} = 114.93 \text{ kN}$$

假定有 2 ϕ 32 通过支点。按《公预规》构造要求：

$$a = \frac{1}{2} \times 35.8 + 30 = 47.9 \text{ cm}$$

$$h_0 = 130 - 47.9 = 82.1 \text{ cm}$$

又由《公预规》规定，构造要求需满足：

$$r_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 = 604.628 \text{ KN} > 426.93 \text{ KN}$$

按《公预规》规定，

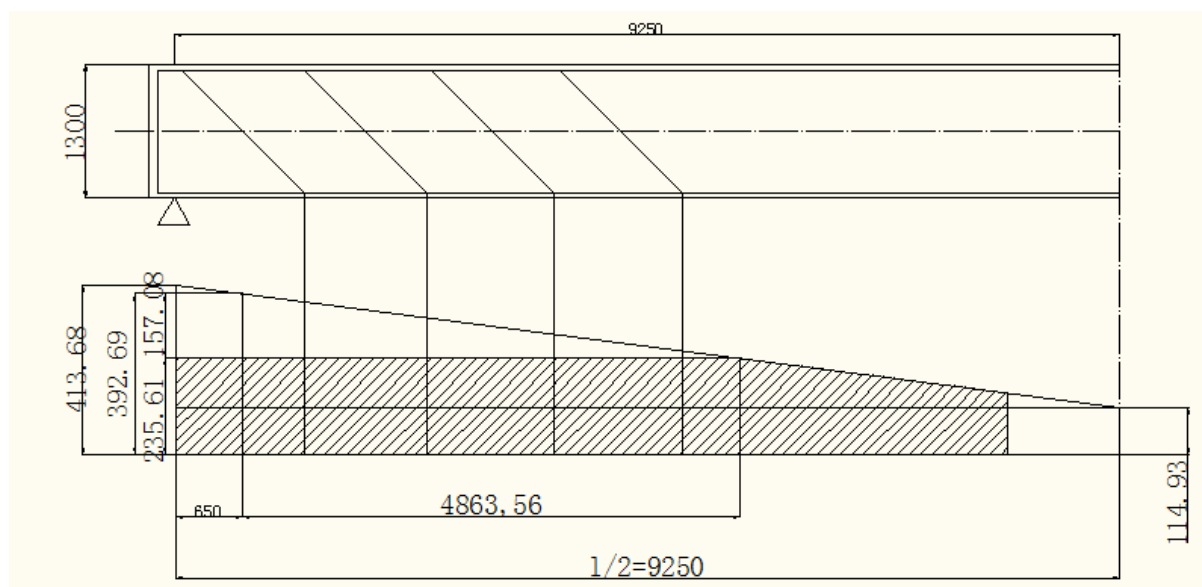
$$0.50 \times 10^3 a_2 f_{td} b h_0 = 0.50 \times 10^3 \times 1.39 \times 180 \times 1202.5 = 150.43 \text{ KN} < 426.93 \text{ KN}$$

介乎两者之间应进行持久状况斜截面抗剪极限状态承载力验算。

(1) 斜截面配筋的计算图示。按《公预规》5.2.6 与 5.2.11 条规定：

- ①最大剪力取用支座中心 $\frac{h}{2}$ （梁高一半）处截面的数值，其中混凝土与箍筋共同承担不小于 60%，弯起筋（按 45%弯起），承担不大于 40%；②计算第一排（从支座向跨中计算）弯起钢筋时，取用距支座中心 $\frac{h}{2}$ 处由弯起筋承担的那部分剪力值；
- ③计算以后每一排弯起钢筋时，取用前一排弯起钢筋点处由弯起钢筋承担的那部分剪力值。

弯起钢筋配置计算图示如下：



由内插可得，距梁高 $\frac{h}{2}$ 处的剪力效应： $V_{d\frac{h}{2}} = 392.69 \text{ KN}$ ，其中混凝土和箍筋

共同承担的剪力，即

$$r_0 V_{cs} = 0.6 r_0 V_d' = 0.6 \times 392.69 = 235.61 \text{ kN}$$

由弯起钢筋承担的剪力组合设计值为

$$r_0 V_{sb1} = 0.4 r_0 V_d' = 0.4 \times 392.69 = 157.08 \text{ kN}$$

相应各排弯起钢筋位置与承担的剪力值见下表，

斜筋派次	弯起点距支座中心距离 (mm)	承担的剪力值 (kN)
1	1137	141.35
2	2238	105.79
3	3307	71.26

(2) 各排弯起钢筋的计算，按《公桥规范》规定，与斜截面相交的弯起钢筋的抗剪承载力计算公式：

$$r_0 V_{sb} = 0.75 \times 10^{-3} \times f_{sd} A_{sb} \sin \theta_s$$

f_{sd} —— 钢筋抗拉强度设计值 (MPa), 此时取 280 MPa

式中: A_{sb} —— 在一个弯起钢筋平面内弯起钢筋的截面总面积 (mm^2)

θ_s —— 弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角，本例中取 $\theta_s = 45^\circ$

$$\text{而且 } 0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \sin \theta_s = 0.75 \times 10^{-3} \times 280 \times 0.707 = 0.14847$$

则每排弯起钢筋的面积为：

$$A_{sb1} = 157.08 / 0.1485 = 1058 \text{ mm}^2, \text{ 由纵筋弯起 } 2 \Phi 32, \text{ 提供的 } A_{sb} = 1608 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb2} = 141.35 / 0.1485 = 952 \text{ mm}^2, \text{ 由纵筋弯起 } 2 \Phi 32, \text{ 提供的 } A_{sb} = 1608 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb3} = 105.79 / 0.1485 = 712.4 \text{ mm}^2, \text{ 由纵筋弯起 } 2 \Phi 32, \text{ 提供的 } A_{sb} = 1608 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb4} = 71.26 / 0.1485 = 480 \text{ mm}^2, \text{ 由纵筋弯起 } 2 \Phi 28, \text{ 提供的 } A_{sb} = 1232 \text{ mm}^2$$

在近跨中处，增设两组 $2 \phi 20$ 辅助斜筋， $A'_{sb4} = A'_{sb5} = 628 \text{ mm}^2$ ，弯起钢筋的弯起点，应设在按抗弯强度计算不需要该钢筋的截面以外不小于 $h_0/2$ 外，

本方案满足要求。

(3) 主筋弯起后持久状况承载能力极限状态正截面承载能力校核：用弯矩包络图和结构抵抗图来完成。

对于钢筋混凝土简支桥梁，可以将弯矩包络图近似为一条二次抛物线。若以梁跨中截面处为横坐标原点，其纵坐标表示该截面上作用的最大弯矩（向下为正），则简支梁的弯矩包络图可以描述为

$$M_{d,x} = M_{d,m} \left(1 - \frac{4x^2}{L^2} \right)$$

由已知弯矩 $M_{d,m} = 1902.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$ ，按上式作出梁的弯矩包络图；各排弯起钢筋弯起后，按照下部钢筋的数量计算各截面正截面的抗弯承载能力，绘制结构抵抗图

各截面正截面的抗弯承载能力计算如下：

由支座中心至 1 点：纵向钢筋为 $2\Phi 32$ 。

$$\text{假设截面为第一类，则 } x = \frac{f_{sd} A_s}{f_{cd} b_f} = \frac{280 \times 1608}{13.8 \times 1500} = 21.8 \text{ mm} < 110 \text{ mm}$$

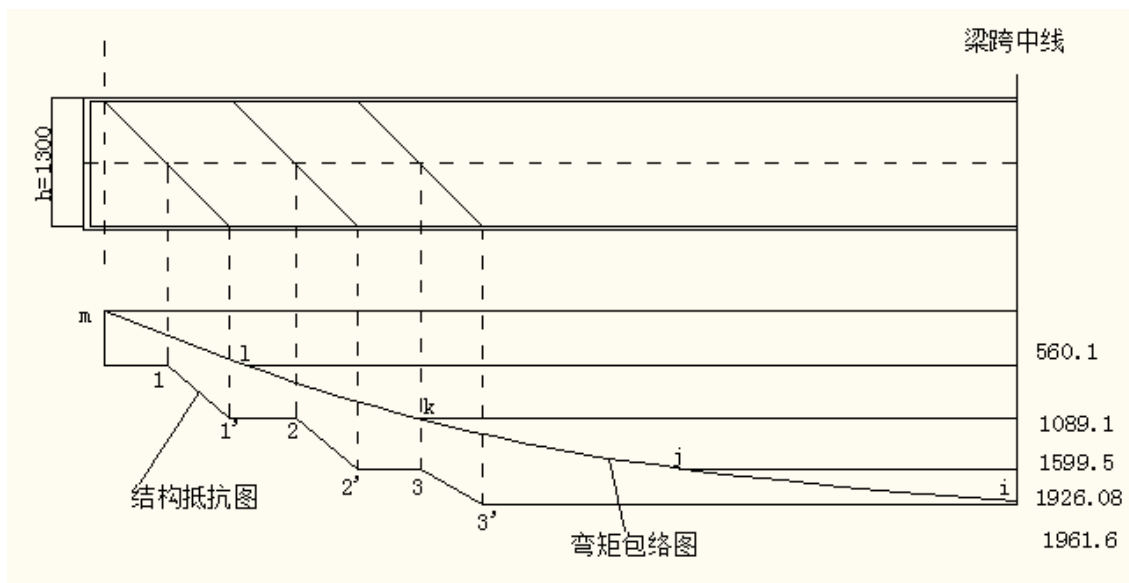
说明假设正确，即截面类型为第一类。

$$\rho = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{1608}{180 \times 1252} = 0.71\% > 0.45 \frac{f_{td}}{f_{sd}} = 0.223\%，符合构造要求。$$

将 x 值代入 $M_{du} = f_{cd} b_f x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$ 中，求得截面所能承受的弯矩设计值，计算结果如下表

梁区段	截面纵筋	有效高度	截面类型	受压区高度	抗弯承载力	钢筋充分利用点
支座中心-1	$2\Phi 32$	1252	I	21.8	560.1	L
1-2	$4\Phi 32$	1234	I	43.4	1089.1	K
2-3	$6\Phi 32$	1216	I	65.3	1599.5	J
3-跨中	$6\Phi 32 + 2\Phi 28$	1198	I	81.9	1961.6	I

将表中正截面抗弯承载力在图中用各平行线表示出来，得到结构抵抗图。



从图中看出结构抵抗图外包弯矩包络图，说明该梁正截面抗弯承载力满足了要求。

(4) 箍筋配置

箍筋间距的计算公式为：
$$S_v = \frac{\alpha_1^2 \alpha_3^2 \times 0.2 \times 10^6 \times (2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} A_{SV} f_{sv} b h_0^2}{(\xi \gamma_0 V_d)^2}$$

式中： α_1 ——异形弯矩影响系数，取 $\alpha_1=1.0$ ；

α_3 ——受压翼缘的影响系数，取 $\alpha_3=1.1$ ；

V_d ——距支座中心处截面上的计算剪力

P ——斜截面内纵向受拉主筋的配筋率， $P=100\mu$ ；

A_{SV} ——同一截面上箍筋的总截面面积（mm²）；

f_{sv} ——箍筋的抗拉设计强度；

ξ ——混凝土和钢筋的剪力分担系数，取 $\xi=0.6$ 。

选用 2 ϕ 8 双肢箍筋（R235， $f_{sv}=195\text{MPa}$ ），则面积 $A_{SV}=1.006\text{cm}^2$ ；距支座中心 $h_0/2$ 处的主筋为 2 Φ 32，

$$A_g = 16.08\text{cm}^2; h_0 = 130 - 3 - \frac{d}{2} = 130 - 3 - \frac{3.58}{2} = 125.21(\text{cm}); \mu = A_g / (b h_0) = 16.08 / (18 \times 125.21) = 7.13 \times 10^{-3}$$

代入上式，可得： $S_v = 357\text{mm}$

选用 $S_v = 300\text{mm}$

根据《公预规》规定，在支座中心向跨径方向长度不小于 1 倍梁高范围内，

箍筋间距不宜大于 100mm。综上，全梁箍筋的配置为 $2\phi 8$ 双肢箍筋；由支点距支座中心 2.3m 处， $S_v=10\text{cm}$ ，其余地方箍筋间距为 $S_v=30\text{cm}$ 。则配筋率 $\rho_{sv} = A_{sv}/S_v b$ 分别为：

$$\text{当 } S_v=10\text{cm 时, } \rho_{sv} = A_{sv}/S_v b = \frac{1.006}{18 \times 10} = 0.0056$$

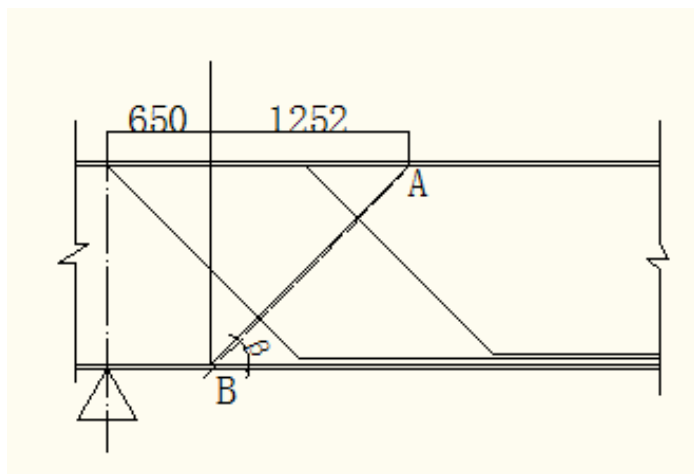
$$\text{当 } S_v=30\text{cm 时, } \rho_{sv} = A_{sv}/S_v b = \frac{1.006}{18 \times 30} = 0.0019$$

均大于规范规定的最小配股率：R235 钢筋不小于 0.18% 的要求。

(5) 斜截面抗剪承载力验算

以距支座中心处 $h/2$ 处斜截面承载力的复核方法为例验算

a) 选定斜截面顶端位置。从图中可以得到距离支座中心处 $h/2$ 处斜截面的横坐标为 $x=9250-650=8600\text{mm}$ ，正截面有效高度 $h_0=1252\text{mm}$ 。现取斜截面投影长度 $c' \approx h_0=1252\text{mm}$ ，则得到选择的斜截面顶端位置 A，其横坐标为 $x=8600-1252=7348\text{mm}$ 。



b) 斜截面抗剪承载力复核。

A 处正截面上的剪力及弯矩分别为 $V_{d,A} = 352.3\text{KN}$ ， $M_{d,A} = 710.7\text{KN} \cdot \text{m}$ ，此处正截面有效高度

$h_0=1.234\text{m}$ (主筋 $4\phi 32$)，则实际剪跨比 m 及斜截面投影长度 c 分别为

$$m = \frac{M_{d,A}}{V_{d,A} h_0} = 1.635 < 3, c = 0.6m h_0 = 1.211\text{m}$$

将要复核的斜截面为图中 A-B 截面 (虚线)。

$$\text{斜角 } \beta = \tan^{-1} \left(\frac{1.234}{1.211} \right) \approx 45.54$$

斜截面内纵向受拉主筋有 $4\Phi 32$ ，相应的主筋配筋率为

$$P = 100 \frac{A_s}{b h_0} = 100 \times \frac{3217}{180 \times 1234} = 1.448 < 2.5, \text{ 箍筋的配筋率}$$

$$\rho_{sv} = \frac{n A_{sv1}}{b S_v} = \frac{2 \times 50.3}{180 \times 100} = 0.0056 \quad (S_v = 100 \text{ mm})$$

弯起钢筋为 $A_{sb2} (2\phi 32)$, $A_{sb} = 1608 \text{ mm}^2$ (弯起钢筋 A_{sb1} 相交很少, 偏于安全, 不考虑)。

$$V_{du,A} = V_{cs} + V_{sb} = \alpha_1 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P) f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}}, \text{ 故距离支座处为 } h/2 + 0.75 \times 10^{-3} f_{sb} \sum A_{sb} \sin \theta_s = 507.64 > 352.3$$

的斜截面抗剪承载力满足设计要求。

按照同样的方法可以对规范规定的验算截面逐一验算。

(6) 持久状况斜截面抗弯承载力验算

现行《公桥规范》对斜截面的抗弯承载力一般都是通过构造要求来满足。只要弯起钢筋的起弯点至该钢筋的充分利用点的距离大于 $h_0/2$ ，则其斜截面抗弯承载能力就满足了要求。

以图 1 中所示弯起钢筋弯起点初步位置，来逐个检查是否满足要求。

第一排弯起钢筋 (A_{sb1}):

其充分利用点“k”的横坐标 $x = 6097 \text{ mm}$ ，而 A_{sb1} 的起弯点 1 的横坐标

$x_1 = 9250 - 1137 = 8113 \text{ mm}$ ，说明 1 点位于 k 点左边，且

$$x_1 - x = 8113 - 6097 = 2016 \text{ mm} > \frac{h_0}{2} = 617 \text{ mm}, \text{ 满足要求。}$$

同理可以检查第二排、第三排的弯起钢筋满足要求；故斜截面抗弯承载力满足要求。

（四）裂缝宽度验算

按《公预规》6.4.3 条规定，最大裂缝宽度按下式计算：

$$W_{fk} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{30 + d}{0.28 + 10\rho} \right)$$

取 1 号梁的弯矩效应组合：

短期效应组合：

$$M_s = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} S_{Qjk} = M_G + 0.7M_a + 1.0M_p = 784.6 + 0.7 \times 803.62 + 65.84 = 1412.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

长期效应组合：

$$M_l = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk} = M_G + 0.4M_a + 0.4M_p = 784.6 + 0.4 \times 803.62 + 0.4 \times 65.84 = 1132.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

选短期效应组合，钢筋应力：

$$C_2 = 1 + 0.5 \frac{M_l}{M_s} = 1 + 0.5 \times \frac{1132.38}{1412.97} = 1.4$$

已知 $C_2 = C_3 = 1.0$ ， $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ ，

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87 A_s h_0} = \frac{1412.97 \times 10^6}{0.87 \times 6057 \times 1202.5} = 222.98 \text{ MPa}$$

$$d_e = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i d_i} = \frac{6 \times 32^2 + 2 \times 28^2}{6 \times 32 + 2 \times 28} = 31.1 \text{ mm}$$

$$\text{取 } \rho = \frac{A_s}{b h_0} = 0.032 > 0.02, \text{取 } \rho = 0.02;$$

$$\text{代入上式得：} W_{fk} = 1.0 \times 1.4 \times 1.0 \times \frac{222.98}{2.0 \times 10^5} \times \frac{30 + 31.1}{0.28 + 10 \times 0.02} = 0.199 \text{ mm}$$

满足《公预规》规定“在一般正常大气条件下，钢筋混凝土受弯构件不超过最大裂缝宽度的要求”。

（五）变形验算

按《公预规》6.5.1 条和 6.5.2 条规定：

$$B = \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 \right] \frac{B_0}{B_{cr}}}$$

$$M_{cr} = \gamma f_{tk} W_0$$

$$\gamma = 2S_0 / W_0 \quad f_{tk} = 2.01 \text{ MPa} \quad E_c = 3.0 \times 10^4 \text{ MPa} \quad \alpha_{Es} = \frac{E_s}{E_c} = 6.67$$

式中： S_0 ——全截面（不考虑开裂）换算截面重心轴以上部分对重心轴的面积矩。

x ——换算截面中性轴距 T 梁顶面的距离。 x 按下式求解：

$$\frac{1}{2}b_1x^2 - \frac{1}{2}(b_1-b)(x-t)^2 - \alpha_{Es}A_s(h_0-x)=0$$

代入数据解方程得： $x \approx 26.95cm = 269.5mm$

计算开裂截面换算截面惯性矩 I_{cr} 为

$$I_{cr} = \frac{b_f' x^3}{3} - \frac{(b_f' - b)(x_0 - h_f')^3}{3} + (\alpha_{Es} - 1)A_s'(x_0 - a_s') + \alpha_{Es}A_s(h_0 - x_0)^2 = 4.333 \times 10^{10} mm^4$$

计算 I_0, S_0

$$A_0 = b_f' h_f' + b(h - h_f') + (\alpha_{Es} - 1)(A_s + A_s') = 1500 \times 110 + 180 \times (1300 - 110) + 5.67(6057 + 628) = 4.17 \times 10^5 mm^2$$

计算换算截面形心至顶面高度 x_0

$$x_0 = \frac{\frac{b_f' h_f'^3}{2} + b(h - h_f') \left(\frac{h - h_f'}{2} + h_f' \right) + (\alpha_{Es} - 1)(A_s h_0 + A_s' a_s')}{A_0} = 483.4mm$$

$$I_0 = \frac{b_f' h_f'^3}{12} + b_f' h_f' \left(x_0 - \frac{h_f'}{2} \right)^2 + \frac{b(h - h_f')^3}{12} + b(h - h_f') \left(\frac{h + h_f'}{2} - x_0 \right)^2 + (\alpha_{Es} - 1)A_s(h_0 - x_0)^2 + (\alpha_{Es} - 1)A_s'(x_0 - a_s')^2 = 8.467 \times 10^{10} mm^4$$

$$B_0 = 0.95E_c I_0 = 0.95 \times 3.0 \times 10^4 \times 8.467 \times 10^{10} = 24.13 \times 10^{14} N \cdot mm^2$$

$$B_{cr} = E_c I_{cr} = 3.0 \times 10^4 \times 4.333 \times 10^{10} = 12.999 \times 10^{14} N \cdot mm^2$$

$$S_0 = \frac{b x_0^2}{2} + (b_f' - b)h_f' \left(x_0 - \frac{h_f'}{2} \right) + (\alpha_{Es} - 1)A_s'(x_0 - a_s') = 8.478 \times 10^7 mm^2$$

$$M_{cr} = r f_{tk} W_0 = 2 S_0 f_{tk} = 2 \times 8.478 \times 10^7 \times 2.01 = 340.82 \times 10^6 N \cdot mm$$

根据计算

将以上数据代入，得

$$B = \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 \right] \frac{B_0}{B_{cr}}} = \frac{24.13 \times 10^{14}}{\left(\frac{340.82}{803.62} \right)^2 + \left[1 - \left(\frac{340.82}{803.62} \right)^2 \right] \times \frac{2.413 \times 10^{15}}{1.2999 \times 10^{15}}} = 1.418 \times 10^{15} N \cdot mm^2$$

结果，结构自重弯矩为 $784.6 kN \cdot m$ 。公路-II 级可变荷载。跨中横向分布系

数 $m_{cq} = 0.538$ ；人群荷载 $q_r = 2.25 kN/m$ ，跨中横向分布系数 $m_{cr} = 0.684$ 。

$$\text{永久作用: } f_a = \frac{5M_G l_0^2}{48B} = \frac{5 \times 784.6 \times 10^6 \times 18500^2}{48 \times 1.418 \times 10^{15}} = 19.73mm$$

可变作用（车辆）：

$$f_a = \psi_1 \eta \left(\frac{5}{384} \times \frac{q_k l_0^4}{B} + \frac{P_k l_0^3}{48B} \right)$$

$$= 0.7 \times 0.538 \left(\frac{5}{384} \times \frac{7.875 \times 10^3 \times 18.5^4 \times 10^9}{1.418 \times 10^{15}} + \frac{175.5 \times 10^3 \times 16.5^3 \times 10^9}{48 \times 1.418 \times 10^{15}} \right) = 7.55 \text{mm}$$

可变作用（人群）： $f_a = \psi_1 \eta \frac{5}{384} \times \frac{q_k l_0^4}{B} = 1.833 \text{mm}$

根据《公预规》6.5.3 条规定，当采用 C40 以下混凝土时，挠度系数 $\eta_\theta = 1.60$ ，施工中可通过预拱度消除永久作用挠度，则：

$$f_{\max} = 1.60 \times (7.55 + 1.833) = 15.01 \text{mm} < l_0 / 600 = 30.8 \text{mm}，符合规范的要求。$$

四、横梁的计算

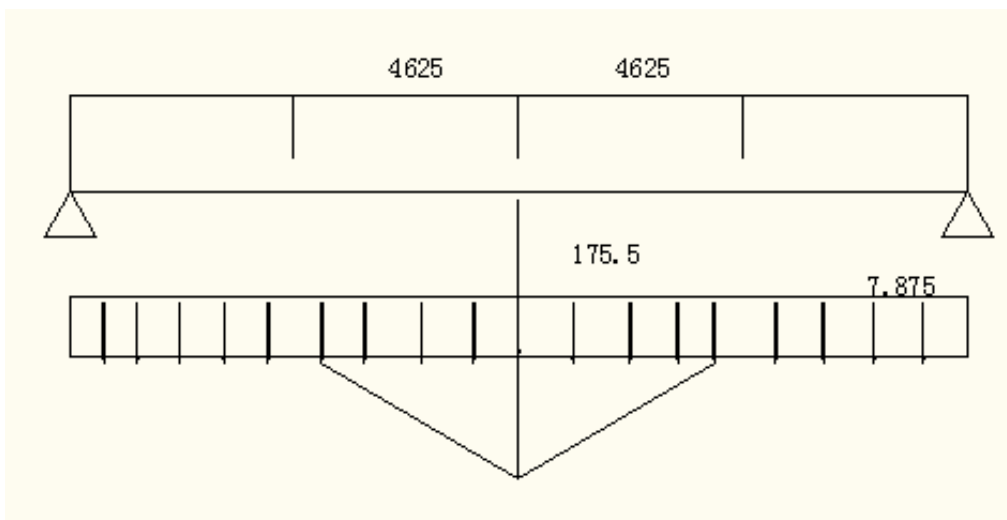
（一） 横梁弯矩计算（用偏心压力法）

对于具有多根内横梁的桥梁，由于主梁跨中处的横梁受力最大，横梁跨中截面受力最不利，故通常只要计算跨中横梁的内力，其它横梁可偏安全地仿此设计。

1) 确定作用在中横隔梁上的计算荷载

对于跨中横隔梁的最不利荷载布置如图所示，纵向一行车轮对横隔梁的计算

$$\text{荷载为：} P_{oq} = \frac{1}{2} (P_k \cdot 1 + q_k \cdot \Omega) = \frac{1}{2} (P_k \cdot 1 + q_k l_a)$$



计算弯矩效应时：

$$\text{布置车道荷载 } P_{oq} = 0.5 \times (175.5 + 7.875 \times 4.625) = 105.96 (\text{KN})$$

人群荷载 $P_{or} = 2.25 \times 4.625 = 10.41(\text{KN})$

2)绘制中横隔梁的内力影响线

可以求得各主梁的横向影响线坐标值如下

$$\eta_{11} = 0.60, \eta_{15} = -0.20$$

$$\eta_{21} = 0.40, \eta_{25} = 0$$

$$\eta_{31} = 0.20, \eta_{35} = 0.20$$

①绘制弯矩影响线

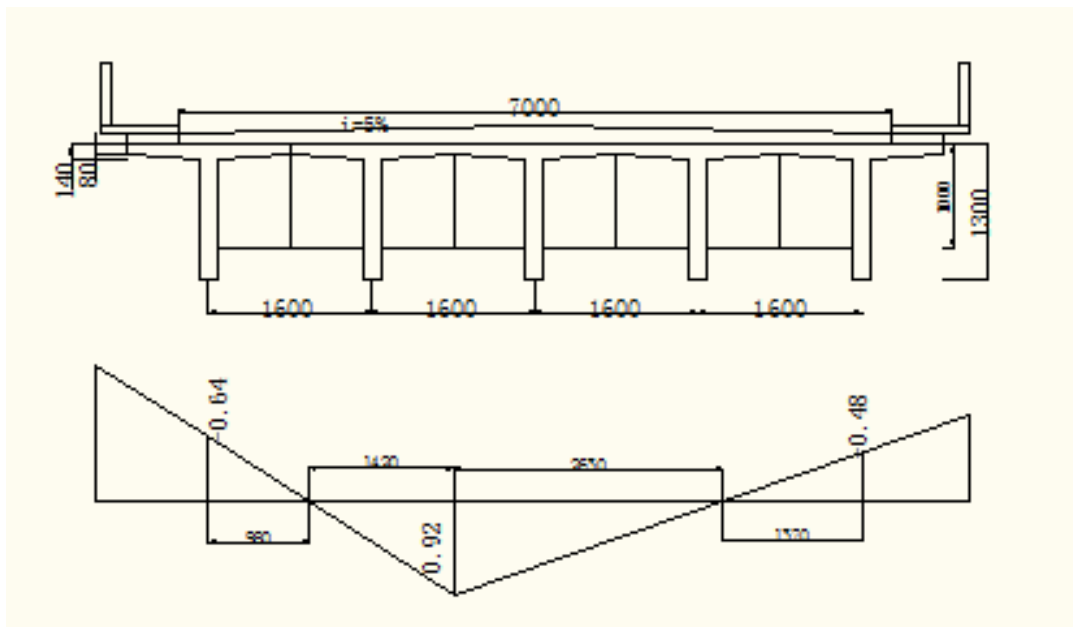
P=1 作用于 1 号梁轴上时：

$$\eta_{(2-3)1}^M = \eta_{11} \times 1.5d + \eta_{21} \times 1.5d - 1 \times 1.5d = 0.6 \times 1.5 \times 1.6 + 0.4 \times 1.5 \times 1.6 - 1 \times 1.5 \times 1.6 = -0.64$$

同理可得 P=1 作用在 5 号梁和 3 号梁上时

$$\eta_{(2-3)5}^M = -0.48, \eta_{(2-3)3}^M = 0.64$$

有这三个竖坐标值和已知影响线折点位置可绘制出弯矩影响线如图 2



中横隔梁内力影响线

$$M_Q = (1 + \mu m) \cdot \xi \cdot P_{oq} \sum \eta = 1.3 \times 1 \times 105.96 \times (0.92 + 0.29) = 166.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = P_{or} \cdot \sum \eta = 10.41 \times 1.08 = 11.24 (\text{KN} \cdot \text{m})$$

鉴于横隔梁的恒载内力甚小，计算中可省略，则按承载能力极限状态设计的

计算内力为:

$$M_{\text{汽}} = 1.4 \times 166.68 = 233.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r = 1.4 \times 11.24 = 15.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故横梁内力:

$$\text{正弯矩由汽车荷载控制: } \sum M_+ = 233.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{负弯矩由人群荷载控制: } \sum M_- = 15.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(二) 横梁截面配筋与验算

1. 正弯矩配筋

把铺装层折算 3cm 计入截面, 则横梁翼板有效宽度为: $1/3$ 跨径, 即

$$640/3 = 213(\text{cm}); b + 12h_n = 15 + 12 \times 14 = 183(\text{cm})$$

按规范取小者, 即 $b' = 183\text{cm}$, 暂取 $a = 8\text{cm}$, 则 $h_0 = 103 - 8 = 95(\text{cm})$ 。

按《公预规》5.2.2 条规定 “

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b' x (h_0 - \frac{x}{2})$$

$$233.35 \leq 13.8 \times 1.83 \times x (0.95 - \frac{x}{2}) \times 10^3$$

$$\text{解方程, 可得: } x = 0.0098\text{m} = 0.98\text{cm}$$

由公式 $f_{sd} A_s = f_{cd} b_f' h_f'$, 得

$$A_s = 13.8 \times 1.83 \times 0.0098 / 280 = 8.84(\text{cm}^2) = 884\text{mm}^2$$

选用 $4\Phi 18$, $A_g = 1018\text{mm}^2$

此时: 钢筋截面重心至截面下边缘的距离 $a = 50 + 20.5 = 70.5\text{mm}$, 则实际有效

高度 $h_0 = 1030 - 70.5 = 959.5\text{mm}$

$$x = \frac{f_{sd} A_s}{f_{cd} b_f'} = \frac{280 \times 1018}{13.8 \times 1830} = 11.29\text{mm} < \xi h_0 = 0.55 \times 959.5 = 527.725\text{mm}, \text{ 满足要求。}$$

验算截面抗弯承载力:

$$\begin{aligned}\gamma_0 M_d &= f_{cd} b_f' x (h_0 - \frac{x}{2}) \\ &= 13.8 \times 10^3 \times 1.83 \times 0.01129 \times (0.9595 - \frac{0.01129}{2}) \\ &= 271.96 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 233.35 (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

2. 负弯矩配筋

取 $a=3\text{cm}$, $h_0=100-3=97$ (cm)

$$\begin{aligned}\gamma_0 M_d &\leq f_{cd} b x (h_0 - \frac{x}{2}) \\ 15.74 &\leq 13.8 \times 10^3 \times 0.15 x \left(0.97 - \frac{x}{2} \right) \\ \text{解方程得到 } x &= 0.0079 \text{ m} = 7.9 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$A_g' = 13.8 \times 0.15 \times 0.0079 / 280 = 5.84 \times 10^{-5} (\text{m}^2) = 58.4 (\text{mm}^2)$$

选用 $2\Phi 16$, 则 $A_s = 4.022 (\text{cm}^2)$

此时: $x = 280 \times 4.02 / (13.8 \times 15) = 5.44 (\text{cm})$

验算截面抗弯承载力:

$$\begin{aligned}\gamma_0 M_d &= f_{cd} b_f' x (h_0 - \frac{x}{2}) \\ &= 13.8 \times 10^3 \times 0.15 \times 0.0544 \times (0.97 - \frac{0.0544}{2}) \\ &= 106.17 (\text{kN} \cdot \text{m}) > M = 15.74 (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

横梁正截面含筋率:

$$\begin{aligned}\mu_1 &= \frac{4.022}{15 \times 97} \times 100\% = 0.276\% \\ \mu_2 &= \frac{10.18}{183 \times 14 + 15 \times 80.5} \times 100\% = 0.333\%\end{aligned}$$

均大于《公预规》9.1.12 条规定的受拉钢筋最小配筋百分率 0.20%。

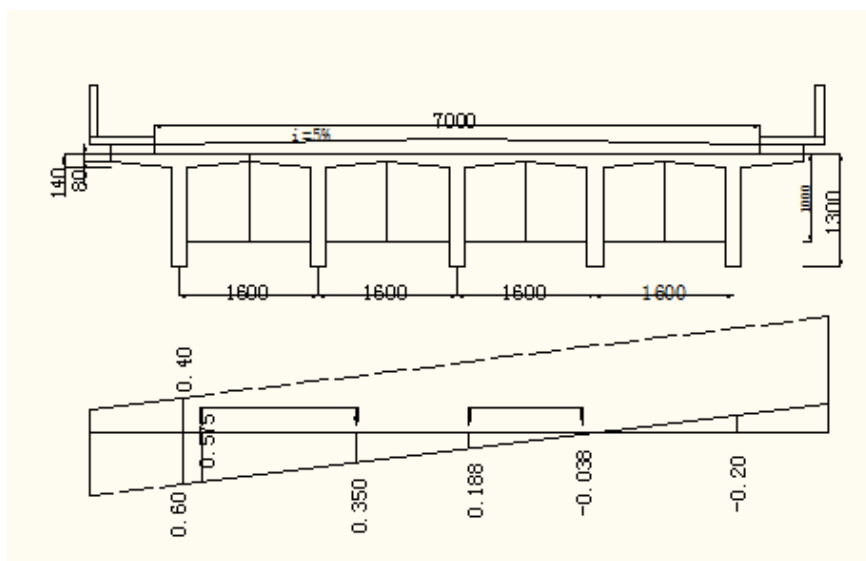
(三) 横梁剪力计算及配筋

对于 1 号主梁处截面的 $Q_1^{\text{右}}$ 影响线可计算如下: $P=1$ 作用在计算截面以右时,

$$Q_1^{\text{右}} = R_1; \text{ 即 } \eta_{1i}^{Q_1^{\text{右}}} = \eta_{1i} \text{ (1 号梁荷载横向影响线)}$$

$P=1$ 作用在计算截面以左时, $Q_1^{\text{右}}=R_1-1$, 即 $\eta_{1i}^{Q_{\text{右}}}=\eta_{1i}-1$

绘成的 $Q_1^{\text{右}}$ 影响线如下图:



$$V = (1 + \mu) \cdot \xi \cdot P_{oq} \sum \eta = 148.08 \text{ kN}$$

按承载力极限状态设计的计算内力为: $V_d = 1.4 \times 148.08 = 171.12 \text{ kN}$

按《公预规》5.2.9~5.2.10 条抗剪承载力验算要求:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 = 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{30} \times 150 \times 959.5 = 402.04 \text{ kN}$$

$$\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{cd} b h_0 = 0.5 \times 10^{-3} \times 1.39 \times 150 \times 959.5 = 100.03 \text{ kN}, \text{ 计算剪力效应}$$

$\gamma_0 V_d = 171.12 \text{ kN}$, 介于两者之间, 横梁需配置抗剪钢筋。选取箍筋为双肢 A8,

$A_{sv} = 2 \times 0.503 = 1.006 \text{ cm}^2$ 。按《公预规》5.2.11 条规定, 箍筋间距 s_v 按下列

$$\begin{aligned} S_v &= \frac{\alpha_1^2 \alpha_3^2 0.2 \times 10^{-6} (2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k}} A_{sv} f_{sv} b h_0^2}{(\xi \gamma_0 V_d)^2} \\ \text{公式计算: } &= \frac{1.1^2 \times 0.2 \times 10^{-6} \times (2 + 0.6 \times 0.707) \sqrt{30} \times 100.6 \times 195 \times 150 \times 959.5^2}{171.12^2} = 297.28 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{式中, } P = 100\mu = 100 \frac{A_s}{b h_0} = \frac{10.18}{15 \times 95.95} \times 100 = 0.707$$

故箍筋间距 s_v 为:

$$S_k = 15 \text{ cm}, \text{ 则 } \mu_{sv} = A_{sv} / b S_k = 1.006 / (15 \times 15) = 0.477\% > \mu_{\min}, \text{ 满足规范规定的构造要求。}$$

