
桥梁工程课程设计 计算书

班	号	1312105
学	姓 名	刘逸凡
学	号	130840110
成	绩	
指 导 教 师		唐海红

土木工程系 2015—2016 学年 夏季 学期
2016 年 7 月 1 日

目录

一、设计资料.....	3
1.桥面净空.....	3
2.主梁跨径和全长.....	3
3.设计荷载.....	3
4.材料.....	3
5.计算方法.....	3
6.结构尺寸.....	3
二、主梁计算.....	4
(一) 荷载计算.....	4
1.跨中荷载弯矩横向分布系数（按 G-M 法）.....	4
(二) 作用效应计算.....	11
1.永久作用效应.....	11
2.可变作用效应.....	14
(三)、持久状况承载能力极限状态下截面设计、配筋与验算.....	21
1.配置主筋.....	21
2.持久状况截面承载能力极限状态计算.....	23
3.根据斜截面抗剪承载力进行斜筋配置.....	24
(四) 持久状况正常使用极限状态下挠度验算.....	37
1.全截面换算截面几何特性计算.....	37
2.开裂截面换算截面几何特性计算.....	38
三、横梁的计算.....	42
(一) 梁弯矩计算（G-M 法）.....	42
1.计算跨中横隔梁的弯矩影响线坐标.....	42
2.计算荷载的峰值 γ	42
3.计算跨中横隔梁中间截面的弯矩.....	43
(二) 横梁剪力效应计算.....	45

一、设计资料

1.桥面净空

净12m+2×1.1m 人行道

2.主梁跨径和全长

标准跨径：25m（墩中心距离）

计算跨径：24.5m

主梁全长：24.96m

3.设计荷载

公路—Ⅰ级，人群荷载 2.6kN/m²

4.材料

钢筋：主筋 HRB400 钢筋，其他用 HRB335 钢筋

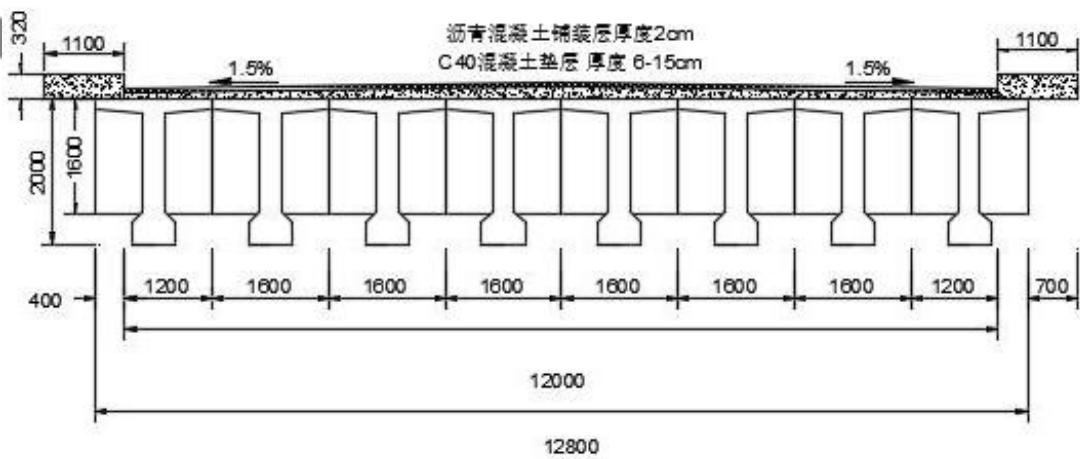
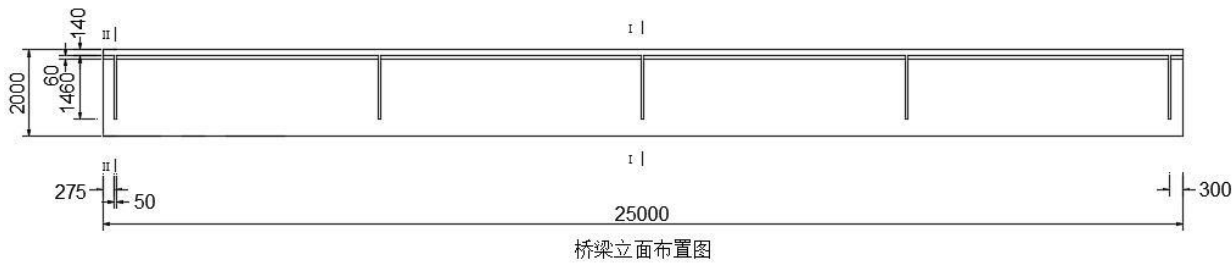
混凝土：C40

5.计算方法

极限状态法

6.结构尺寸

如图所示，全断面八片主梁，设置五根横梁。



二、主梁计算

(一) 荷载计算

1. 跨中荷载弯矩横向分布系数（按 G-M 法）

因为主梁的宽跨比为

$$B/l = \frac{1.6m \times 8}{25m} = 0.52 > 0.5$$

因此不能采用偏心压力法进行计算，故采用 G-M 法计算。

(1) 主梁的抗弯及抗扭惯矩 I_x 和 I_{Tx}

求主梁界面的重心位置 α_x

$$h_1 = \frac{1}{2}(14 + 20) = 17cm$$

$$\alpha_x = \frac{(160-30) \times 17 \times \frac{17}{2} + 200 \times 30 \times \frac{200}{2}}{(160-30) \times 17 + 200 \times 30} = 75.37cm$$

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} \times 130 \times 17^3 + 130 \times 17 \times (75.37 - \frac{17}{2})^2 + \frac{1}{12} \times 30 \times 200^3 + 30 \times 200 \times (200 - 75.37)^2 \\ &= 123131274.7 (cm^4) \\ &= 1.231 (m^4) \end{aligned}$$

T 型截面抗扭惯矩近似等于各个矩形截面的抗扭惯矩之和，即：

$$I_{Tx} = \sum c_i b_i t_i^3$$

式中： c_i ——矩形截面抗扭惯矩刚度系数（查表）；

b_i , t_i ——相应矩形的宽度与厚度。

查表可知：

$$t_1/b_1 = 0.17/1.60 = 0.106, \quad c_1 = 0.311$$

$$t_2/b_2 = 0.3/(2.0-0.17) = 0.164, \quad c_2 = 0.299$$

故

$$\begin{aligned}
I_{Tx} &= 0.311 \times 1.6 \times 0.17^3 + 0.299 \times 1.83 \times 0.3^3 \\
&= 0.017218(\text{cm}^4) \\
&= 1.722 \times 10^{-2}(\text{m}^4)
\end{aligned}$$

单位宽度抗弯及抗扭惯矩:

$$J_x = I_x / b = 1.231 / 160 = 7.694 \times 10^{-3}(\text{m}^4 / \text{cm})$$

$$J_{Tx} = I_{Tx} / b = 1.722 \times 10^{-2} / 160 = 1.076 \times 10^{-4}(\text{m}^4 / \text{cm})$$

(2) 横梁抗弯及抗扭惯矩

翼板有效宽度 λ 计算

横梁长度取为两边主梁的轴线间距, 即:

$$l = 7b = 7 \times 1.6 = 11.2(\text{m})$$

$$c = \frac{1}{2}(6.10 - 0.25) = 2.925(\text{m})$$

$$h' = 150\text{cm}, \quad b' = 0.25\text{m} = 25\text{cm}$$

$$c/l = 2.925 / 11.2 = 0.261$$

根据 c/l 比值可以查表, 求得: $\lambda/c = 0.702$, 所以

$$\lambda = 0.702 \times 2.925 = 2.05(\text{m})$$

求横梁截面重心位置 a_y :

$$\begin{aligned}
a_y &= \frac{2\lambda h_1 \frac{h_1}{2} + h'b' \frac{h'}{2}}{2\lambda h_1 + h'b'} \\
&= \frac{2 \times 2.05 \times \frac{0.17^2}{2} + \frac{1}{2} \times 1.5^2 \times 0.25}{2 \times 2.05 \times 0.17 + 0.25 \times 1.5} \\
&= 0.318(\text{m})
\end{aligned}$$

横梁的抗弯和抗扭惯矩

$$\begin{aligned}
I_y &= \frac{1}{12} \times 2\lambda h_1^3 + 2\lambda h_1 \left(a_y - \frac{h_1}{2}\right)^2 + \frac{1}{12} \times b'h'^3 + b'h' \left(\frac{h'}{2} - a_y\right)^2 \\
&= \frac{1}{12} \times 2 \times 2.05 \times 0.17^3 + 2 \times 2.05 \times 0.17 \times \left(0.318 - \frac{0.17}{2}\right)^2 + \frac{1}{12} \times 0.25 \times 1.5^3 + 0.25 \times 1.5 \times (1.5 - 0.318)^2 \\
&= 0.1798(\text{m}^4)
\end{aligned}$$

$$I_{Ty} = c_1 b_1 h_1^3 + c_2 b_2 h_2^3$$

$h_1/b_1 = 0.17/6.10 = 0.028 < 0.1$, 查表得 $c_1 = 1/3$, 但是由于连续桥面的单宽抗

扭惯矩只有独立板宽者的翼板，可取 $c_1 = 1/6$ ，

$h_2/b_2 = 0.25/(1.5-0.17) = 0.113$ ，查表得 $c_2 = 0.309$ 。

故

$$I_{Ty} = \frac{1}{6} \times 0.17^3 \times 6.10 + 0.309 \times 1.33 \times 0.15^3$$

$$= 0.0114 (m^4)$$

$$J_y = I_y / b = \frac{0.1798}{6.10 \times 100} = 2.948 \times 10^{-4} (m^4 / cm)$$

$$J_{Ty} = I_{Ty} / b = \frac{0.0114}{6.10 \times 100} = 1.869 \times 10^{-5} (m^4 / cm)$$

(3) 计算抗弯参数 θ 和弯扭参数 α

$$\theta = \frac{B'}{l} \sqrt[4]{\frac{J_x}{J_y}} = \frac{6.4}{24.5} \sqrt[4]{\frac{7.694 \times 10^{-3}}{2.948 \times 10^{-4}}} = 0.590$$

式中： B' ——桥宽的一半；

l ——计算跨径。

$$\alpha = G(J_{Tx} + J_{Ty}) / 2E_e \sqrt{J_x J_y}$$

按照《公预规》3.1.6条，取 $G_e = 0.4E_e$ ，则：

$$\alpha = \frac{0.4(10.76 + 1.869) \times 10^{-5}}{2 \sqrt{7.694 \times 10^{-3} \times 2.948 \times 10^{-4}}}$$

$$= 0.01677$$

$$\sqrt{\alpha} = 0.130$$

(4) 计算荷载弯矩横向分布影响线坐标

已知 $\theta = 0.590$ ，查 G-M 图表，可得表 1 数值

表 1 K_0 、 K_1 取值

	梁位	荷载位置								
		b	3b/4	b/2	b/4	0.000	-b/4	-b/2	-3b/4	-b
K_1	0.000	0.830	0.900	1.010	1.120	1.200	1.120	1.010	0.900	0.830
	b/4	1.100	1.170	1.200	1.250	1.180	0.950	0.800	0.650	0.580
	b/2	1.460	1.440	1.380	1.180	1.000	0.820	0.670	0.550	0.470

	3b/4	1.920	1.740	1.440	1.210	0.820	0.710	0.580	0.430	0.350
	b	2.570	1.920	1.410	1.080	0.760	0.590	0.460	0.380	0.280
K ₀	0.000	1.420	1.300	1.050	0.750	0.430	0.750	1.050	1.300	1.420
	b/4	1.200	1.350	1.490	1.520	1.350	1.030	0.620	0.180	-0.320
	b/2	2.250	2.100	1.910	1.500	1.050	0.630	0.220	-0.220	-0.550
	3b/4	3.700	2.900	2.080	1.350	0.720	0.230	-0.220	-0.500	-0.860
	b	4.530	3.650	2.250	1.220	0.450	-0.120	-0.480	-0.780	-1.000

用内插法求各个梁位横向分布影响线坐标值。

1 号、8 号梁：

$$K' = \frac{11}{15} K_B + \frac{4}{15} K_{\frac{3}{4}B}$$

2 号、7 号梁：

$$K' = \frac{2}{3} K_{\frac{3}{4}B} + \frac{1}{3} K_{\frac{1}{2}B}$$

3 号、6 号梁：

$$K' = \frac{3}{5} K_{\frac{1}{2}B} + \frac{2}{5} K_{\frac{1}{4}B}$$

4 号、5 号梁：

$$K' = \frac{8}{15} K_{\frac{1}{4}B} + \frac{7}{15} K_0$$

列表计算各梁的横向分布影响线坐标 η 值（表 2）。

表 2 各梁的横向分布影响线坐标 η 值

梁号	计算式	荷载位置								
		B	$\frac{3}{4}B$	$\frac{1}{2}B$	$\frac{1}{4}B$	0	$-\frac{1}{4}B$	$-\frac{1}{2}B$	$-\frac{3}{4}B$	$-B$
1	$K'_1 = \frac{11}{15} K_{1,B} + \frac{4}{15} K_{\frac{3}{4}B}$	2.397	1.872	1.418	1.115	0.776	0.622	0.492	0.393	0.299
	$K'_0 = \frac{11}{15} K_{0,B} + \frac{4}{15} K_{\frac{3}{4}B}$	4.309	3.450	2.205	1.255	0.522	-0.027	-0.411	-0.705	-0.963

	$K'_1 - K'_0$	-1.912	-1.578	-0.787	-0.140	0.254	0.649	0.903	1.099	1.261
	$(K'_1 - K'_0)\sqrt{\alpha}$	-0.302	-0.249	-0.124	-0.022	0.040	0.102	0.143	0.174	0.199
	$K'_\alpha = K'_0 + (K'_1 - K'_0)\sqrt{\alpha}$	4.007	3.201	2.080	1.233	0.562	0.076	-0.268	-0.532	-0.763
	$\eta_{1i} = \frac{K'_\alpha}{8}$	0.501	0.400	0.260	0.154	0.070	0.009	-0.034	-0.066	-0.095
2	$K'_1 = \frac{2}{3}K'_{\frac{1}{2}, \frac{3}{4}B} + \frac{1}{3}K'_{\frac{1}{2}, \frac{1}{2}B}$	1.797	1.660	1.424	1.202	0.868	0.739	0.604	0.462	0.382
	$K'_0 = \frac{2}{3}K'_{\frac{0}{2}, \frac{3}{4}B} + \frac{1}{3}K'_{\frac{0}{2}, \frac{1}{2}B}$	3.313	2.687	2.035	1.390	0.808	0.337	-0.103	-0.425	-0.777
	$K'_1 - K'_0$	-1.516	-1.027	-0.611	-0.188	0.060	0.403	0.707	0.887	1.159
	$(K'_1 - K'_0)\sqrt{\alpha}$	-0.240	-0.162	-0.096	-0.030	0.009	0.064	0.112	0.140	0.183
	$K'_\alpha = K'_0 + (K'_1 - K'_0)\sqrt{\alpha}$	3.074	2.524	1.938	1.360	0.817	0.400	0.009	-0.285	-0.594
	$\eta_{2i} = \frac{K'_\alpha}{8}$	0.384	0.316	0.242	0.170	0.102	0.050	0.001	-0.036	-0.074
3	$K'_1 = \frac{3}{5}K'_{\frac{1}{2}, \frac{1}{2}B} + \frac{2}{5}K'_{\frac{1}{2}, \frac{3}{4}B}$	1.364	1.368	1.332	1.199	1.048	0.855	0.705	0.577	0.499
	$K'_0 = \frac{3}{5}K'_{\frac{0}{2}, \frac{1}{2}B} + \frac{2}{5}K'_{\frac{0}{2}, \frac{3}{4}B}$	1.970	1.900	1.798	1.505	1.130	0.737	0.327	-0.113	-0.489
	$K'_1 - K'_0$	-0.606	-0.532	-0.466	-0.307	-0.082	0.118	0.378	0.690	0.988
	$(K'_1 - K'_0)\sqrt{\alpha}$	-0.096	-0.084	-0.074	-0.048	-0.013	0.019	0.060	0.109	0.156
	$K'_\alpha = K'_0 + (K'_1 - K'_0)\sqrt{\alpha}$	1.874	1.816	1.724	1.457	1.117	0.755	0.386	-0.004	-0.333
	$\eta_{3i} = \frac{K'_\alpha}{8}$	0.234	0.227	0.216	0.182	0.140	0.094	0.048	-0.001	-0.042
4	$K'_1 = \frac{8}{15}K'_{\frac{1}{2}, \frac{1}{4}B} + \frac{7}{15}K'_{\frac{1}{2}, 0}$	1.028	1.098	1.149	1.215	1.185	0.995	0.856	0.717	0.647

$K'_0 = \frac{8}{15} K'_{0, \frac{1}{4}B} + \frac{7}{15} K'_{0,0}$	1.259	1.337	1.373	1.315	1.105	0.955	0.735	0.479	0.144
$K'_1 - K'_0$	-0.231	-0.239	-0.223	-0.099	0.081	0.040	0.121	0.238	0.503
$(K'_1 - K'_0)\sqrt{\alpha}$	-0.036	-0.038	-0.035	-0.016	0.013	0.006	0.019	0.038	0.079
$K'_\alpha = K'_0 + (K'_1 - K'_0)\sqrt{\alpha}$	1.222	1.299	1.337	1.299	1.117	0.962	0.754	0.516	0.223
$\eta_{4i} = \frac{K'_\alpha}{8}$	0.153	0.162	0.167	0.162	0.140	0.120	0.094	0.065	0.028

绘制横向分布影响线图，求横向分布系数。

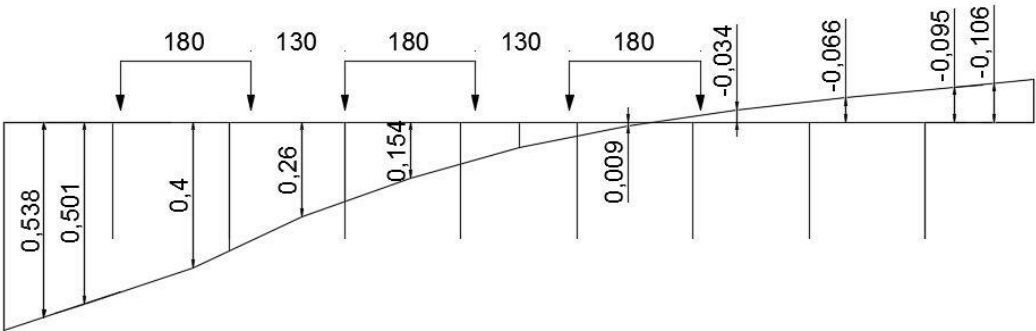


图 1-1 1 号梁横向分布影响线

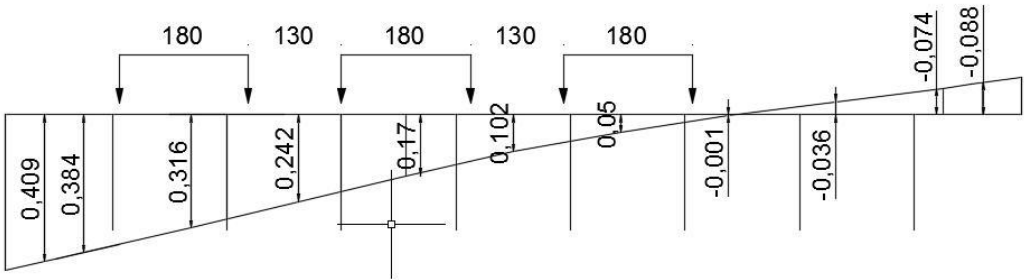


图 1-2 2 号梁横向分布影响线

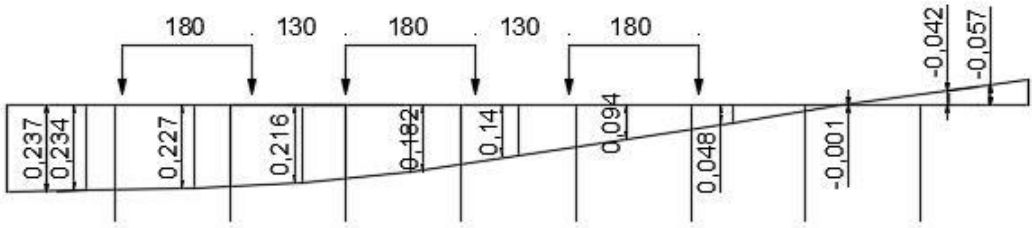


图 1-3 3 号梁横向分布影响线

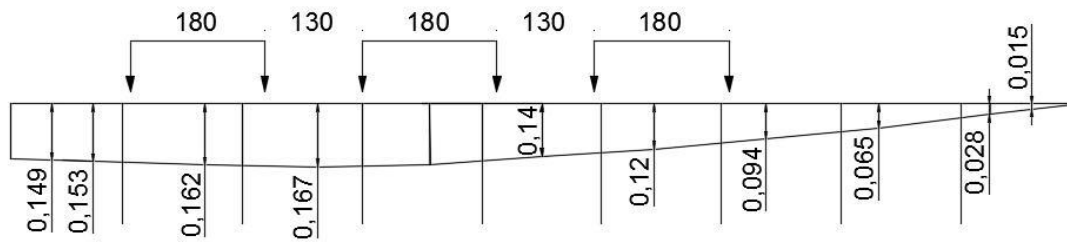


图 1-4 4 号梁横向分布影响线

按照《桥规》规定：汽车荷载距人行道边缘距离不得少于 0.5m。

各梁横向分布系数：

公路-I 级：

$$\eta_{1\text{汽}} = \frac{1}{2} \times (0.467 + 0.325 + 0.218 + 0.104 + 0.042 + 0.019) = 0.569$$

$$\eta_{2\text{汽}} = \frac{1}{2} \times (0.361 + 0.276 + 0.213 + 0.129 + 0.078 + 0.017) = 0.537$$

$$\eta_{3\text{汽}} = \frac{1}{2} \times (0.232 + 0.221 + 0.202 + 0.157 + 0.119 + 0.064) = 0.498$$

$$\eta_{4\text{汽}} = \frac{1}{2} \times (0.156 + 0.165 + 0.165 + 0.149 + 0.131 + 0.103) = 0.435$$

人群荷载：

$$\eta_{1\text{人}} = 0.538 - 0.106 = 0.432$$

$$\eta_{2\text{人}} = 0.409 - 0.088 = 0.321$$

$$\eta_{3\text{人}} = 0.237 - 0.057 = 0.180$$

$$\eta_{4\text{人}} = 0.149 + 0.015 = 0.164$$

梁端剪力横向分布计算（按杠杆法）

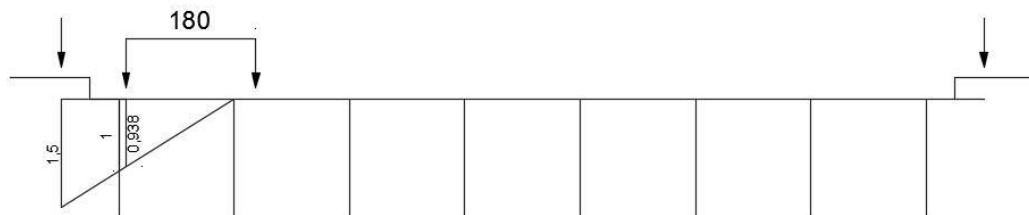


图 2-1 1 号梁梁端剪力分布影响线

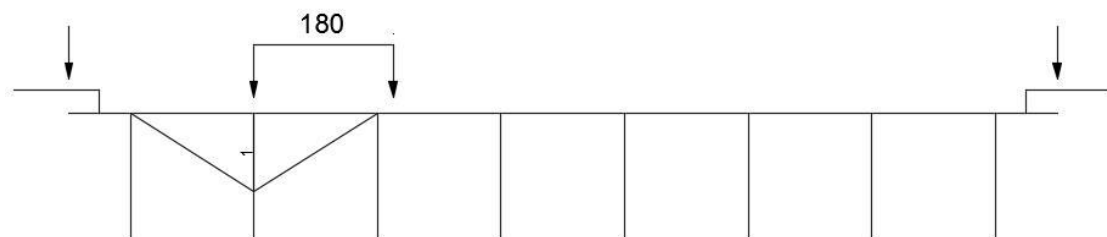


图 2-2 2 号梁梁端剪力分布影响线

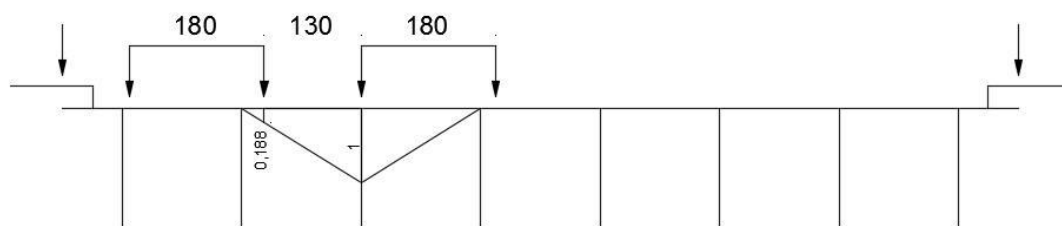


图 2-3 3 号梁梁端剪力分布影响线

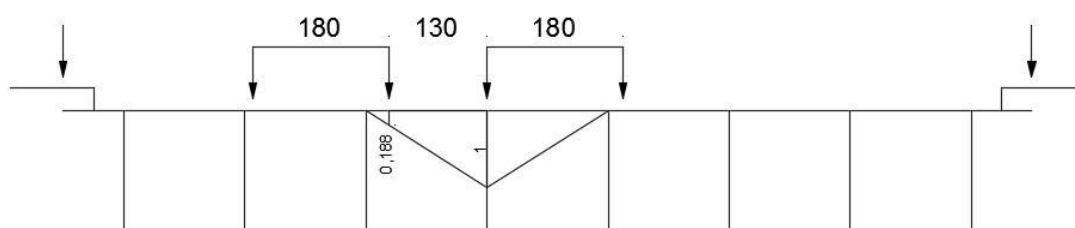


图 2-4 4 号梁梁端剪力分布影响线

公路-I 级:

$$\eta_{1\text{汽}}' = \frac{1}{2} \times 0.938 = 0.469$$

$$\eta_{2\text{汽}}' = \frac{1}{2} \times 1 = 0.500$$

$$\eta_{3\text{汽}}' = \frac{1}{2} \times (0.188 + 1) = 0.594$$

$$\eta_{4\text{汽}}' = \frac{1}{2} \times (0.188 + 1) = 0.594$$

人群荷载:

$$\eta_{1\text{人}}' = 1.500$$

$$\eta_{2\text{人}}' = 0$$

$$\eta_{3\text{人}}' = 0$$

$$\eta_{4\text{人}}' = 0$$

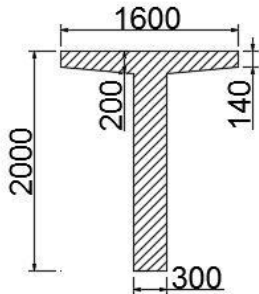
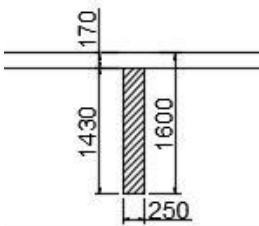
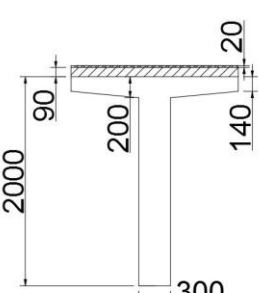
(二) 作用效应计算

1. 永久作用效应

(1) 永久荷载

假定桥面构造各部分重力平均分配给主梁承担, 计算见表 3

表 3 钢筋混凝土 T 形梁桥永久荷载计算

构件名	构件简图尺寸 (mm)	单元构件体积及算式 (m ³)	重度 kN/m ³	每延米重力 (kN/m)
主梁		$1.60 \times 0.17 + (2.0 - 0.17) \times 0.3 = 0.821$	25	$0.821 \times 25 = 20.525$
横隔板	中梁—边梁 	$\frac{(1.5 - 0.14 + 1.5 - 0.20)}{2} \times (1.6 - 0.30) \times 0.25 \times 6 \div 24.5 = 0.1058$ $0.1058 \div 2 = 0.0529$	25	$0.1058 \times 25 = 2.645$ $0.0529 \times 25 = 1.323$
桥面铺装		沥青混凝土: $0.02 \times 1.60 = 0.032$ 混凝土垫层: $0.105 \times 1.6 = 0.168$	23 24	$0.032 \times 23 = 0.736$ $0.168 \times 24 = 2.928$ $\Sigma = 4.768$

人行道部分用 5kN/m 的线荷载代入计算,并假设两侧行车道板荷载在各主梁之间均匀分配,则分摊至各梁的板重为:

$$5 \times 2 \div 8 = 1.25 \text{ (kN/m)}$$

各梁的永久荷载汇总于表 4

表 4 各梁的永久荷载 (单位: kN/m)

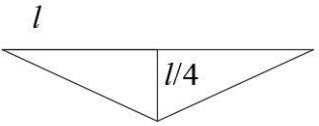
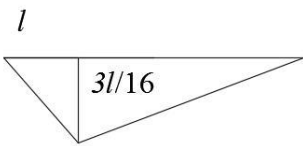
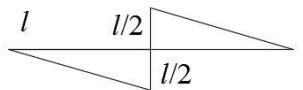
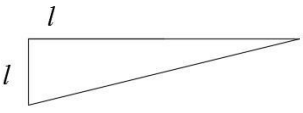
梁号	主梁	横梁	栏杆及人行道	铺装层	合计
1 (8)	20.525	1.323	1.25	3.50	26.60
2 (7)	20.525	2.645	1.25	3.50	27.92

3 (6)	20.525	2.645	1.25	3.50	27.92
4 (5)	20.525	2.645	1.25	3.50	27.92

(2) 永久作用效应计算

影响线面积计算见表 5

表 5 影响线面积计算

项目	计算面积	影响线面积(单位: m ²)
$M_{l/2}$		$\omega_0 = \frac{1}{2} \times l \times \frac{l}{4} = \frac{1}{8} \times 24.5^2 = 75.03$
$M_{l/4}$		$\omega_0 = \frac{1}{2} \times l \times \frac{3}{16}l = \frac{3}{32} \times 24.5^2 = 56.27$
$Q_{l/2}$		$\omega_0 = 0$
Q_0		$\omega_0 = \frac{l}{2} = \frac{1}{2} \times 24.5 = 12.25$

永久作用效应计算见表 6。

表 6 永久作用效应计算

梁号	$M_{l/2}$			$M_{l/4}$			Q_0		
	q	ω_0	$q\omega_0$	q	ω_0	$q\omega_0$	q	ω_0	$q\omega_0$
1 (8)	26.60	75.03	1995.798	26.60	56.27	1496.782	26.60	12.25	325.85
2 (7)	27.92	75.03	2094.838	27.92	56.27	1571.058	27.92	12.25	342.02
3 (6)	27.92	75.03	2094.838	27.92	56.27	1571.058	27.92	12.25	342.02
4 (5)	27.92	75.03	2094.838	27.92	56.27	1571.058	27.92	12.25	342.02

2. 可变作用效应

(1) 汽车荷载冲击系数

简支梁的自振频率为：

$$m_c = G/g$$
$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}}$$

对于 1 号、8 号梁：

$$m_c = \frac{26.60 \times 10^3}{9.81} = 2.712 \times 10^3 (\text{Ns}^2/\text{m})$$
$$f_1 = \frac{\pi}{2 \times 24.5^2} \sqrt{\frac{3.25 \times 10^{10} \times 1.231}{2.712 \times 10^3}} = 10.051 \text{ (Hz)}$$

按《桥规》4.3.2 规定， f_1 介于 1.5Hz 和 14Hz 之间，冲击系数按下式计算：

$$\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157 = 0.1767 \ln 10.051 - 0.0157 = 0.3921$$

对于 2、3、4、5、6、7 号梁：

$$m_c = \frac{27.92 \times 10^3}{9.81} = 2.846 \times 10^3 (\text{Ns}^2/\text{m})$$
$$f_1 = \frac{\pi}{2 \times 24.5^2} \sqrt{\frac{3.25 \times 10^{10} \times 1.231}{2.846 \times 10^3}} = 9.812 \text{ (Hz)}$$
$$\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157 = 0.1767 \ln 9.812 - 0.0157 = 0.3878$$

(2) 公路-I 级均布荷载 q_k ，集中荷载 P_k 及其影响线面积

按《桥规》4.3.1 规定，公路-I 级车道荷载均布荷载标准值为 $q_k = 10.5 \text{ kN/m}$ ；集中荷载值 $P_k = 2 (L_0 + 130) = 2 \times (24.5 + 130) = 309 \text{ (kN)}$ 。

表 7 公路-I 级及其影响线面积 ω_0 表

项目	顶点位置	q_k (kN/m ²)	P_k (kN)	ω_0 (m ²)
$M_{l/2}$	$\frac{l}{2}$ 处	10.5	309.00	75.03

$M_{l/4}$	$\frac{l}{4}$ 处	10.5	309.00	56.27
Q_0	支点处	10.5	309.00	12.25
$Q_{l/2}$	$\frac{l}{2}$ 处	10.5	309.00	3.06

可变作用（人群）（每延米） p_{λ} ：

$$p_{\lambda} = 2.6 \times 1 = 2.6 \text{ (kN/m)}$$

（3）可变作用效应弯矩计算（表 7-表 9）

表 1 公路-I 级产生的弯矩（单位 $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）

梁号	内力	$1+\mu$ (1)	η (2)	q_k (3)	ω_0 (4)	P_k (5)	y_k (6)	弯矩效应 (1)×(2)× [(3)×(4)+ (5)×(6)]
1 (8)	$M_{l/2}$	1.3921	0.569	10.5	75.03	309	6.125	2123.19
	$M_{l/4}$				56.27		4.594	1592.43
2 (7)	$M_{l/2}$	1.3878	0.537		75.03		6.125	1997.59
	$M_{l/4}$				56.27		4.594	1498.23
3 (6)	$M_{l/2}$	1.3878	0.498		75.03		6.125	1852.52
	$M_{l/4}$				56.27		4.594	1389.42
4 (5)	$M_{l/2}$	1.3878	0.435		75.03		6.125	1618.16
	$M_{l/4}$				56.27		4.594	1213.65

表 2 人群产生的弯矩（单位 kN·m）

梁号	内力	η (1)	$p_{人}$ (2)	ω_0 (3)	弯矩效应 (1)×(2)×(3)
1 (8)	$M_{l/2}$	0.432	2.6	75.03	84.27
	$M_{l/4}$			56.27	63.20
2 (7)	$M_{l/2}$	0.321		75.03	62.62
	$M_{l/4}$			56.27	46.96
3 (6)	$M_{l/2}$	0.180		75.03	35.11
	$M_{l/4}$			56.27	26.33
4 (5)	$M_{l/2}$	0.164		75.03	31.99
	$M_{l/4}$			56.27	23.99

表 3 弯矩基本组合表（单位 kN·m）

梁号	内力	永久荷载	人群	汽车	$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk} \right)$
	①	②	③	④	⑤
1 (8)	$M_{l/2}$	1995.80	84.27	2123.19	6033.94
	$M_{l/4}$	1496.78	63.20	1592.43	4525.43
2 (7)	$M_{l/2}$	2094.84	62.62	1997.59	5937.92
	$M_{l/4}$	1571.06	46.96	1498.23	4453.39
3 (6)	$M_{l/2}$	2094.84	35.11	1852.52	5672.13
	$M_{l/4}$	1571.06	26.33	1389.42	4254.06
4 (5)	$M_{l/2}$	2094.84	31.99	1618.16	5306.42
	$M_{l/4}$	1571.06	23.99	1213.65	3979.77

注：基本荷载组合，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：

永久荷载作用分项系数: $\gamma_{Gi}=1.2$;

汽车荷载作用分项系数: $\gamma_{Qi}=1.4$;

人群荷载作用分项系数: $\gamma_{Qi}=1.4$;

桥梁结构重要性系数 γ_0 按《桥规》4.1.5 规定取 1.1。

(4) 可变荷载剪力效应计算

1) 跨中剪力 $V_{l/2}$ 的计算 (见表 411-表 12)

$$Q=(1+\mu)\cdot\xi\cdot\eta(q_k\cdot w+1.2\cdot P_k\cdot y)$$

表 4 公路-I 级产生的跨中剪力 $V_{l/2}$ (单位: kN)

梁号	内力	$1+\mu$ (1)	η (2)	q_k (3)	ω_0 (4)	$1.2P_k$ (5)	y_k (6)	剪力效应 (1)×(2)× [(3)×(4)+ (5)×(6)]
1 (8)	$V_{l/2}$	1.3921	0.569	10.5	3.06	370.8	0.5	172.30
2 (7)	$V_{l/2}$	1.3878	0.537					162.11
3 (6)	$V_{l/2}$	1.3878	0.498					150.34
4 (5)	$V_{l/2}$	1.3878	0.435					131.32

表 5 人群荷载产生的跨中剪力 $V_{l/2}$ (单位: kN)

梁号	内力	η (1)	p_k (2)	ω_0 (3)	剪力效应 (1)×(2)×(3)
1 (8)	$V_{\lambda l/2}$	0.432	2.6	3.06	3.44
2 (7)	$V_{\lambda l/2}$	0.321			2.55
3 (6)	$V_{\lambda l/2}$	0.18			1.43
4 (5)	$V_{\lambda l/2}$	0.164			1.30

2) 支点剪力的计算 (见表 6~)

$$Q = (1 + \mu) \cdot \xi \cdot \eta (q_k \cdot w + 1.2 \cdot P_k \cdot y) + \Delta Q$$

$$\Delta Q = (1 + \mu) \cdot \xi \cdot \left[\frac{a}{2} (\eta - \eta') q_k \cdot \bar{y} + (\eta - \eta') \cdot 1.2 \cdot P_k \cdot y \right]$$

横向分布系数变化区段长度 a :

$$a = \frac{1}{2} \times 24.5 - 6.10 = 6.15 \text{ (m)}$$

表 6 公路-I 级产生的支点剪力 $Q = (1 + \mu) \cdot \xi \cdot \eta (q_k \cdot w + 1.2 \cdot P_k \cdot y)$ (单位: kN)

梁号	内力	$1 + \mu$ (1)	η (2)	q_k (3)	ω_0 (4)	$1.2P_k$ (5)	y_k (6)	剪力效应 (1)×(2)× [(3)×(4)+ (5)×(6)]
1 (8)	$V_{l/2}$	1.3921	0.569	12.25	3.06	370.8	1.0	323.40
2 (7)	$V_{l/2}$	1.3878	0.537					304.27
3 (6)	$V_{l/2}$	1.3878	0.498					282.18
4 (5)	$V_{l/2}$	1.3878	0.435					246.48

表 7 公路-I 级产生的支点剪力 ΔQ (单位: kN)

梁号	$1 + \mu$ (1)	$\frac{a}{2}$ (2)	$\eta' - \eta$ (3)	q_k (4)	\bar{y} (5)	P_k (6)	y (7)	剪力效应 (1)×[(2)×(3)× (4)×(5)+(3)×1.2× (6)×(7)]
1 (8)	1.3921	3.075	-0.100	10.5	0.916	309	1	-55.74
2 (7)	1.3878		-0.037					-20.56
3 (6)	1.3878		0.096					53.34
4 (5)	1.3878		0.159					88.35

表 8 公路-I 级产生的支点剪力汇总（单位：kN）				
梁号	内力	$(1+\mu)\cdot\xi\cdot\eta(q_k\cdot w+1.2\cdot P_k\cdot y)$ (1)	ΔQ (2)	剪力效应 (1)+(2)
1（8）	V_0	323.40	-55.74	267.67
2（7）	V_0	304.27	-20.56	283.72
3（6）	V_0	282.18	53.34	335.52
4（5）	V_0	246.48	88.35	334.83

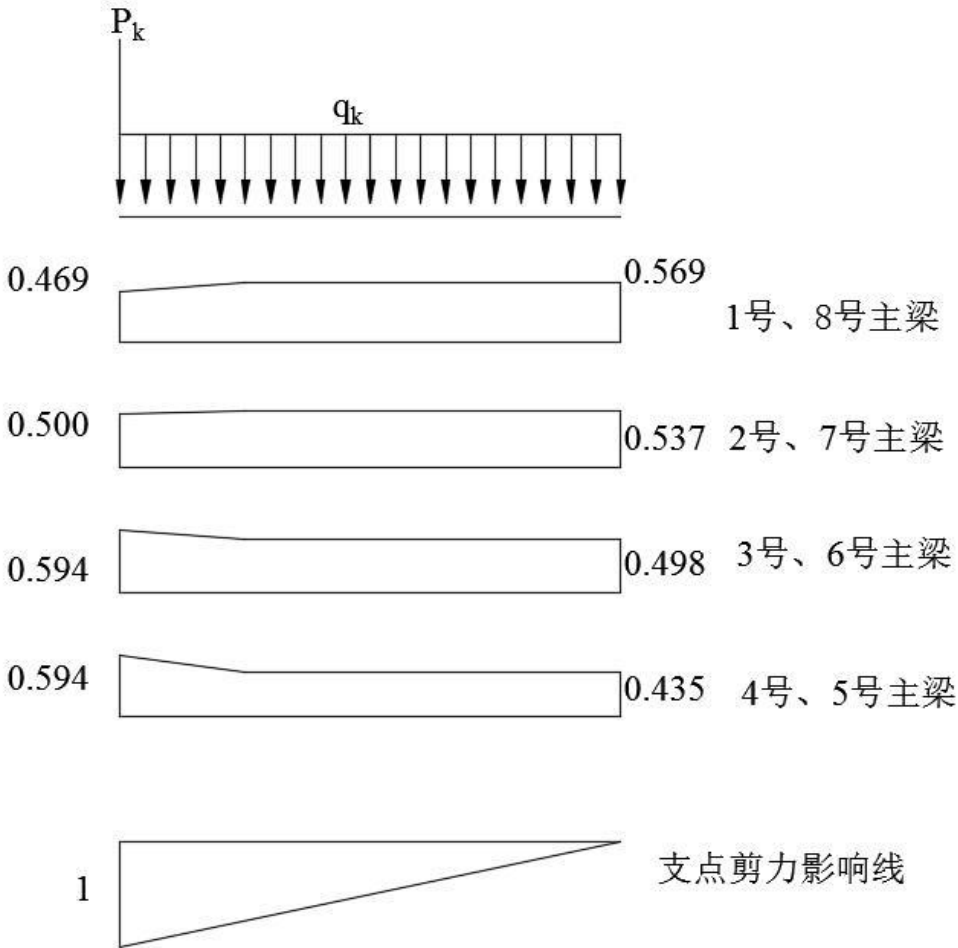


图 3 汽车荷载支点剪力计算图

人群荷载作用如图 4 错误!未找到引用源。， 计算结果如表 9。

表 9 人群荷载产生的支点剪力效应计算表（单位：kN）

梁号	内力	η (1)	q_k (2)	ω_0 (3)	$\frac{a}{2}$ (4)	$\eta'-\eta$ (5)	\bar{y} (6)	剪力效应 (1)×(2)×(3)+ (4)×(5)×(2)×(6)
1 (8)	V_0	0.432	2.6	12.25	3.075	1.068	0.916	21.58
2 (7)	V_0	0.321	2.6	12.25	3.075	-0.321	0.916	7.87
3 (6)	V_0	0.180	2.6	12.25	3.075	-0.180	0.916	4.41
4 (5)	V_0	0.162	2.6	12.25	3.075	-0.162	0.916	3.97

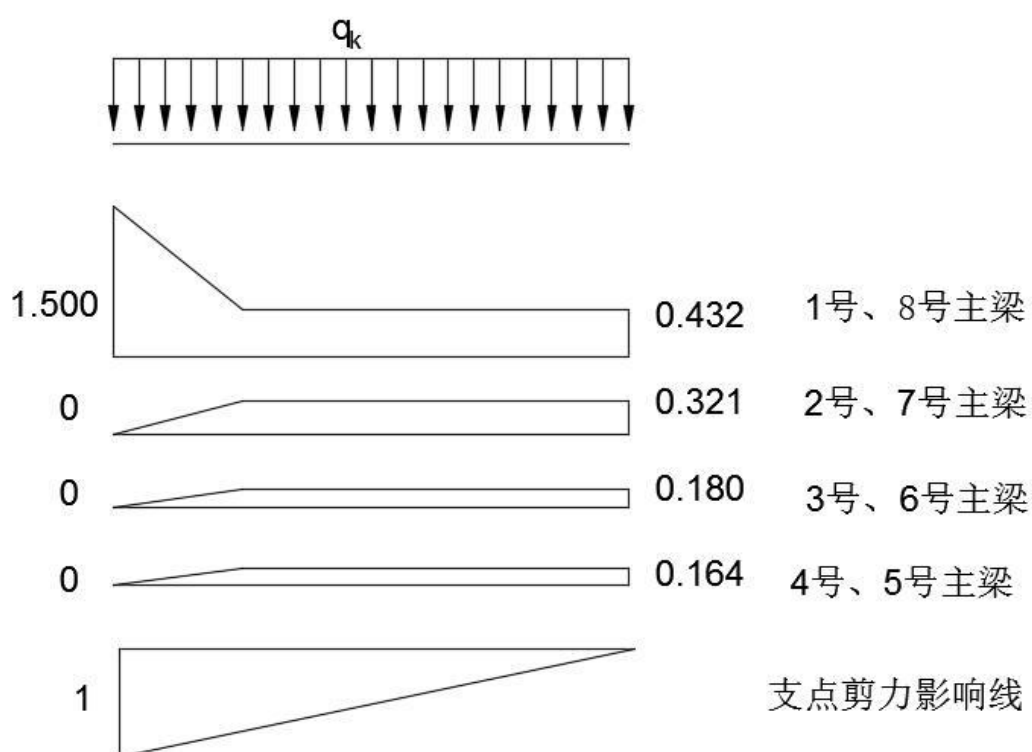


图 4 人群荷载支点剪力计算图

表 10 剪力效应组合表（单位：kN）

梁号	剪力效应	永久荷载	人群	汽车	$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 (\sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk})$
1 (8)	V_0	325.85	21.58	267.6	868.92
	$V_{l/2}$	0.00	3.34	7	269.46
2 (7)	V_0	342.02	7.87	283.7	898.09
	$V_{l/2}$	0.00	2.55	2	252.79
3 (6)	V_0	342.02	4.41	335.5	973.60
	$V_{l/2}$	0.00	1.43	2	233.29
4 (5)	V_0	342.02	3.97	334.8	971.99
	$V_{l/2}$	0.00	1.30	3	203.83

基本荷载组合，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：

永久荷载作用分项系数： $\gamma_{Gi} = 1.2$ ；

汽车荷载作用分项系数： $\gamma_{Q1} = 1.4$ ；

人群荷载作用分项系数： $\gamma_{Qi} = 1.4$ ；

桥梁结构重要性系数 γ_0 按《桥规》4.1.5 规定取 1.1。

（三）、持久状况承载能力极限状态下载面设计、配筋与验算

1. 配置主筋

由上述计算和图表可知，1 号梁 M_d 值最大，考虑到施工方便，偏安全地一律按 1 号梁计算弯矩进行配筋。

采用焊接钢筋骨架，由《公预规》 3.1.4、3.2.3、5.1.2、5.2.1 规定，查得

$f_{cd} = 1.84MPa$ ， $f_{td} = 1.65MPa$ ， $f_{sd} = 330MPa$ ， $\gamma_0 = 0.9$ ， $\xi_b = 0.53$ ，

弯矩计算值：

$$\gamma_0 M_d = 0.9 \times 6033.94 = 5430.55(kN \cdot m)$$

① 采用焊接钢筋骨架，故设

$$a_s = 30 + 0.07h = 30 + 0.07 \times 2000 = 170(mm)$$

则截面有效高度

$$h_0 = 2000 - 170 = 1830(mm)$$

翼缘有效宽度 b'_f 为下列三种情况中最小值。

a. 简支梁计算跨径的 1/3:

$$b'_f = 24.5 \div 3 = 8.167(m)$$

b. 相邻两梁的平均间距:

$$b'_f = 1600(mm)$$

c. $b + 2b_h + 12h'_f$:

$$b'_f = 300 + 12 \times 170 = 2340(mm)$$

故

$$b'_f = 1600(mm)$$

② 判断 T 形截面类型。

$$\begin{aligned} f_{cd} b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) &= 18.4 \times 1600 \times 170 \times \left(1830 - \frac{170}{2} \right) \\ &= 8733.376(kN \cdot m) > M = 5430.55(kN \cdot m) \end{aligned}$$

故属于第一类 T 形截面。

③ 求受压区高度。

由

$$M_u = f_{cd} b'_f x (h_0 - x)$$

得

$$x = 107.06(mm) < h'_f (=170mm)$$

④ 求受拉钢筋面积 A_s 。

$$A_s = \frac{f_{cd} b'_f x}{f_{sd}} = \frac{18.4 \times 1600 \times 107.06}{330} = 9551(mm^2)$$

选择钢筋为 9C32+12C25, 截面面积 $A_s = 13128mm^2$ 。钢筋叠高层数为 7 层, 布置如图 3。

架立钢筋采用 HRB335, 3C22 的钢筋, 混凝土保护层厚度取 $c=35mm > d=32mm$ 及 30mm, 钢筋间横向净距 $s_n = 180 - 2 \times 33 - 2 \times 35.8 = 42.4(mm) > 40mm$ 及 $1.25d =$

$1.25 \times 32 = 40(\text{mm})$ ，故构造满足要求。

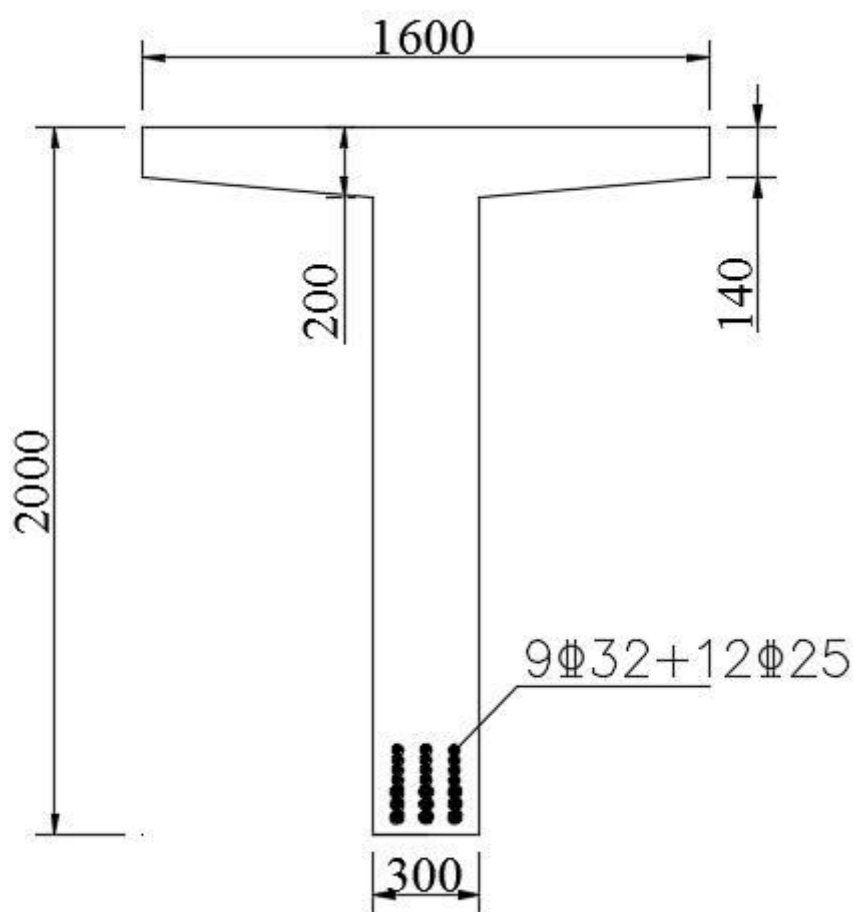


图 5

2. 持久状况截面承载能力极限状态计算

已设计的受拉钢筋中，9C32 的面积为 7238mm^2 ，12C25 的面积为 5890mm^2 ，由钢筋布置图可求得 a_s ，即

$$a_s = \frac{7238 \times (35 + 1.5 \times 35.8) + 5890 \times (35 + 3 \times 35.8 + 2 \times 28.4)}{7238 + 5890} = 138.28(\text{mm})$$

则实际有效高度

$$h_0 = 2000 - 138 = 1862(\text{mm})$$

判定 T 形截面类型

$$f_{cd} b_f' h_f' = 18.4 \times 1600 \times 170 = 5004.8(\text{kN})$$

$$f_{sd} A_s = 330 \times 10183 = 4332.24(\text{kN})$$

由于 $f_{cd}b_f'h_f' > f_{sd}A_s$ ，故为第一类 T 形截面。

求受压区高度 x

$$x = \frac{f_{sd}A_s}{f_{cd}b_f'} = \frac{330 \times 13128}{18.4 \times 1600} = 147(\text{mm})$$

正截面抗弯承载力

$$\begin{aligned} M_u &= f_{cd}b_f'x(h_0 - \frac{x}{2}) \\ &= 18.4 \times 1600 \times 147 \times (1862 - \frac{147}{2}) \\ &= 7740.06(\text{kN} \cdot \text{m}) > M(= 5430.55 \text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

又 $\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{13128}{300 \times 1862} = 2.35\% > \rho_{\min} = \max \begin{cases} 45f_{td} / f_{sd} = 0.23\% \\ 0.2\% \end{cases}$ ，故截面复核满足要求。

3. 根据斜截面抗剪承载力进行斜筋配置

由上述图表和计算可知，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。

$$V_{d0} = 973.60 \text{kN}$$

$$V_{d\frac{l}{2}} = 269.46 \text{kN}$$

按《公预规》9.3.10 规定，至少有 3C32 通过支点截面，则

$$a_s = 35 + \frac{1}{2} \times 35.8 = 52.9(\text{mm})$$

$$h_0 = h - a_s = 2000 - 52.9 = 1947.1(\text{mm})$$

根据《公预规》5.2.9 规定，构造要求需满足：

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0$$

$$\gamma_0 V_d = 0.9 \times 973.60 = 876.24(\text{kN})$$

$$0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 = 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{40} \times 220 \times 1947.1 = 1354.60(\text{kN})$$

故满足构造要求。根据《公预规》5.2.10 规定，满足下列要求时，可不进行斜截面抗剪承载力验算：

$$\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} f_{td} b h_0$$

$$0.50 \times 10^{-3} f_{td} b h_0 = 0.50 \times 10^{-3} \times 1.65 \times 300 \times 1947.1 = 481.91 (kN)$$

$$\gamma_0 V_d (= 876.24 kN) > 0.50 \times 10^{-3} f_{td} b h_0 (= 481.91 kN)$$

应进行持久状况斜截面抗剪承载力验算。

(1) 斜截面配筋的计算

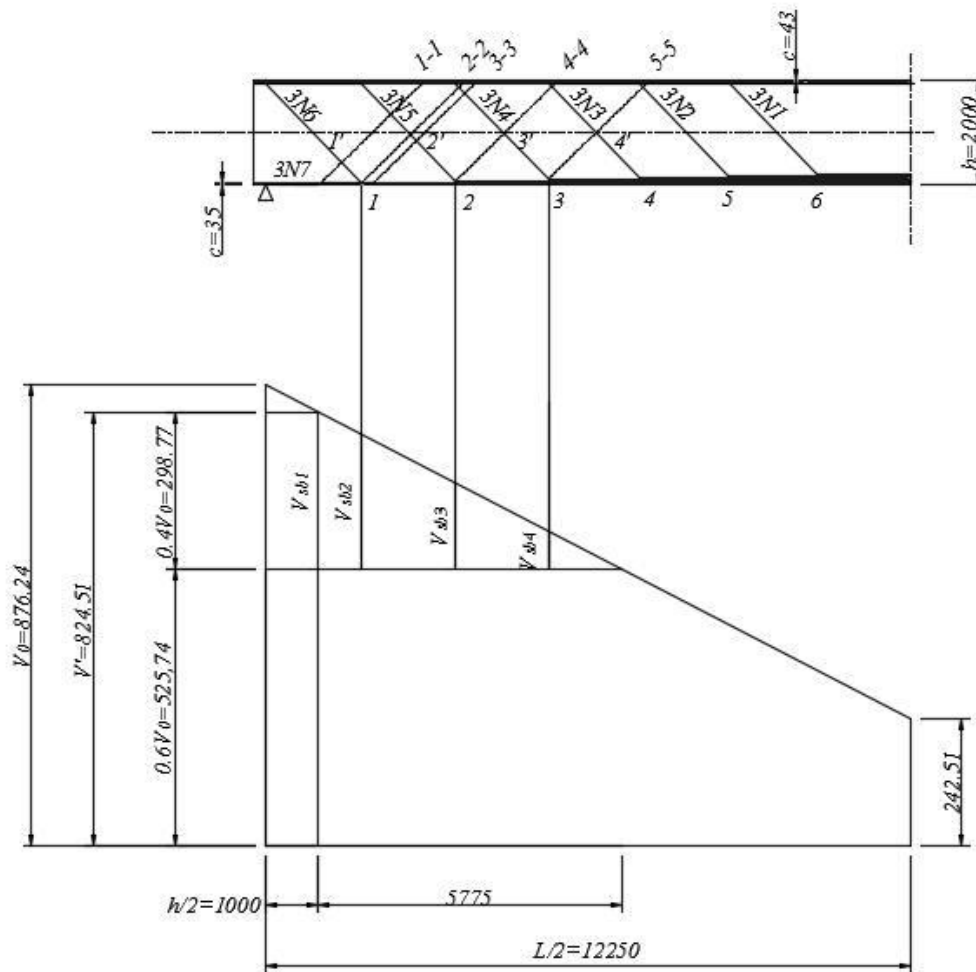


图6 计算剪力分配图

按《公预规》5.2.6与5.2.11规定：

- ①最大剪力取距支座中心 $\frac{h}{2}$ 处截面的数值，其中混凝土与箍筋共同承担不小于60%，弯起钢筋（按45度弯起）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 $\frac{h}{2}$ 处由弯起钢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弯起点处由弯起钢筋承担的那部分剪力值。

支点剪力

$$\gamma_0 V_d = 0.9 \times 973.60 = 876.24(kN)$$

跨中剪力

$$\gamma_0 V_{d\frac{l}{2}} = 0.9 \times 269.46 = 242.51(kN)$$

设焊接钢筋骨架的架立钢筋（HRB335）为 B22，保护层厚度取为 43mm，钢筋重心

至梁受压翼板上边缘距离 $a'_s = 56mm$ 。

弯起钢筋的弯起角度为 45° ，弯起钢筋末端与架立钢筋焊接。为了得到每对弯起钢筋分配的剪力，由各排弯起钢筋的末端弯折点应落在前一排弯起钢筋弯起点构造规定来得到各排弯起钢筋的弯起点计算位置，首先要计算弯起钢筋上、下弯点之间的垂直距离 Δh_i 。

现拟弯起 N1~N4 钢筋，将计算的各排弯起钢筋弯起点截面的 Δh_i 以及至支座中心

距离 x_i 、分配的计算剪力值 V_{sbi} 、需要的弯筋面积 A_{sbi} 、可提供弯筋面积 A_{sbi} 、

弯筋与梁轴交到支座中心距离 x'_c 列入表 11。

表 11 弯起钢筋计算表

弯起点	1	2	3	4	5	6
$\Delta h_i (mm)$	1825	1790	1754	1718	1704	1676
距支座中心距离 $x_i (mm)$	1825	3615	5369	7087	8791	10467
分配的计算剪力值 $V_{sbi} (kN)$	348.43	258.70	170.70	84.46	—	—
需要的弯筋面积 $A_{sbi} (mm^2)$	1991	1478.43	975.52	482.67	—	—
可提供弯筋面积 $A_{sbi} (mm^2)$	2413	2413	1473	1473	1473	1473
弯筋与梁轴交到支座中心距离 $x'_c (mm)$	914	2740	4526	6272	8004	9708

现将表 11 有关计算举例说明如下。

根据《公预规》，简支梁的第一排弯起钢筋的末端弯折点应位于支座中心截面处，

这时 Δh_1 为

$$\Delta h_1 = 2000 - [(35 + 35.8 \times 1.5) + (43 + 25.1 + 35.8 \times 0.5)] = 1825(mm)$$

弯筋的弯起角为 45° ，则第一排弯筋(2N5)的弯起点 1 距支座中心距离为 $1825mm$ 。

弯筋与梁纵轴线交点 1' 距支座中心距离为 $x'_c = 1825 - [2000/2 - (35 + 35.8 \times 1.5)] = 914(mm)$ 。对于第二排弯起钢筋，可得到

$$\Delta h_2 = 2000 - [(35 + 35.8 \times 2.5) + (43 + 25.1 + 35.8 \times 0.5)] = 1790(mm)$$

弯起钢筋 2N4 的弯起点 2 距支座中心距离为 $1825 + \Delta h_2 = 1825 + 1790 = 3615(mm)$ 。

分配给第二排弯起钢筋的计算剪力值 V_{sb2} ，由比例关系计算可得到：

$$\frac{V_{sb2}}{298.77} = \frac{5775.16 + 1000 - 1825}{5775.16}$$

得

$$V_{sb2} = 256.09kN$$

所需要提供的弯起钢筋面积 A_{sb2} 为

$$A_{sb2} = \frac{1333.33 \times V_{sb2}}{f_{sd} \sin 45^\circ} = \frac{1333.33 \times 256.09}{330 \times 0.707} = 1463(mm^2)$$

第二排弯起钢筋与梁轴线交点 2' 距支座中心距离为

$$3615 - [2000/2 - (35 + 35.8 \times 2.5)] = 2740(mm)$$

其余各排弯起钢筋的计算方法同上。由表 18 可见，原拟定弯起 N3 钢筋的弯起点距支座中心距离为 $7087mm$ ，已大于 $5775 + h/2 = 5775 + 1000 = 6775(mm)$ ，即在欲设置弯矩区域长度之外，故暂不参加弯起钢筋的计算，仍将其弯起，以加强钢筋骨架施工时的刚度。

各排钢筋弯起后，相应正截面抗弯承载力 M_{ui} 计算如表 12。

表 12 抗弯承载力

梁区段	截面纵筋	有效高度 $h_0(mm)$	T 形截面类 别	受压区高 度 x (mm)	抗弯承载力 $M_{ui}(kN \cdot m)$
支座中心-1 点	3C32	1947	第一类	27.04	1539.61

1 点-2 点	6C32	1911	第一类	54.1	2998.48
2 点-3 点	9C32	1875	第一类	81.1	4381.66
3 点-4 点	9C32+	1843	第一类	97.6	5157.66
	3C25				
4 点-5 点	9C32+	1815	第一类	114.1	5907.40
	6C25				
5 点-6 点	9C32+	1787	第一类	—	—
	9C25				
6 点-跨中	9C32+	1758	第一类	—	—
	12C25				

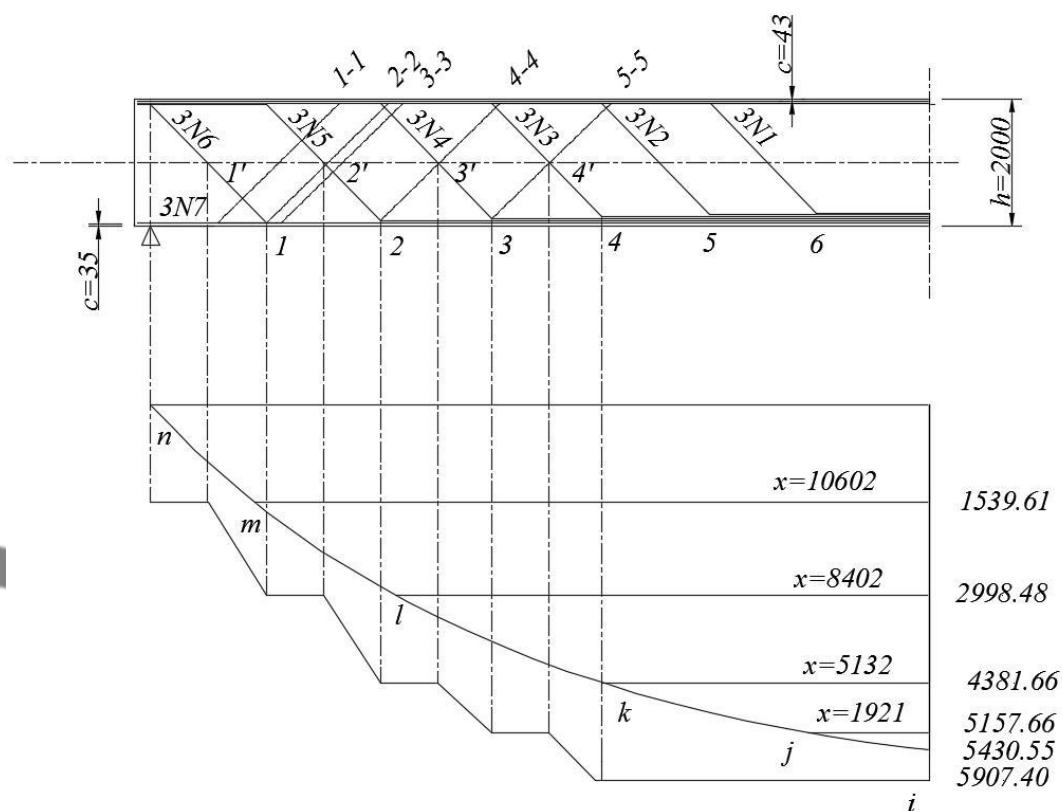


图 7 梁的弯矩包络图与弯矩抵抗图（尺寸单位：mm；弯矩单位 kN·m）
现在以图 7 所示弯起钢筋弯起点初步位置来逐个检查是否满足《公预规》要求。
第一排弯起钢筋（3N6）：

其充分利用点 l 的横坐标 $x=8402mm$ ，而 2N4 的弯起点 1 的横坐标 $x_1=12250-1825=10425(mm)$ ，说明 1 点位于 l 点左边，且 $x_1-x=10425-8402=2023(mm)>h_0/2=1825/2=912.5(mm)$ ，满足要求。

其不需要点 n 的横坐标 $x=10602mm$ ，而 3N6 钢筋与梁中轴线交点 $1'$ 的横坐标 $x'=12250-914=11336(mm)>x=10602(mm)$ ，亦满足要求。

第二排弯起钢筋 (3N5):

其充分利用点 k 的横坐标 $x=5132mm$ ，而 3N5 的弯起点 2 的横坐标 $x_2=12250-2740=9510(mm)>x=5132(mm)$ ，说明 2 点位于 k 点左边，且 $x_2-x=9510-5132=4378(mm)>h_0/2=2000/2=1000(mm)$ ，满足要求。

其不需要点 m 的横坐标 $x=8402mm$ ，而 3N5 钢筋与梁中轴线交点 $1'$ 的横坐标 $x'=12250-2740=9510(mm)>x=5132(mm)$ ，亦满足要求。

第三排弯起钢筋 (3N4):

其充分利用点 j 的横坐标 $x=1921mm$ ，而 2N2 的弯起点 3 的横坐标 $x_3=12250-5369=6881(mm)>x=1921(mm)$ ，说明 2 点位于 k 点左边，且 $x_3-x=6881-1921=4960(mm)>h_0/2=1000(mm)$ ，满足要求。

其不需要点 l 的横坐标 $x=5132mm$ ，而 2N2 钢筋与梁中轴线交点 $3'$ 的横坐标 $x'=12250-4508=7742(mm)>x=5132(mm)$ ，亦满足要求。

(2) 箍筋设计

采用直径为 $8mm$ 的双肢箍筋 (HRB335)，箍筋截面面积 $A_{sv}=nA_{sv1}=2\times 50.3=100.6(mm^2)$ 。

在等截面钢筋混凝土简支梁中，箍筋尽量做到等距布置。设计箍筋时，斜截面内纵筋配筋率 ρ 及截面有效高度 h_0 可以近似按支座截面和跨中截面的平均值采用，计算如下

跨中截面

$$\rho_{l/2} = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{13128}{300 \times 1758} \times 100 = 2.49, \quad h_0 = 1758mm$$

支点截面

$$p_0 = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{2413}{300 \times 1947} \times 100 = 0.41, \quad h_0 = 1947 \text{ mm}$$

则平均值分别为

$$p = \frac{2.49 + 0.41}{2} = 1.45, \quad h_0 = \frac{1758 + 1947}{2} = 1853 (\text{mm})$$

箍筋间距 s_v 为

$$\begin{aligned} s_v &= \frac{\alpha_1^2 \alpha_3^2 (0.56 \times 10^{-6}) (2 + 0.6p) \sqrt{f_{cu,k}} A_{sv} f_{sv} b h_0^2}{V^2} \\ &= \frac{1 \times 1.1^2 \times (0.56 \times 10^{-6}) \times (2 + 0.6 \times 1.45) \times \sqrt{40} \times 100.6 \times 280 \times 300 \times 1853^2}{876.24^2} \\ &= 464.80 (\text{mm}) \end{aligned}$$

确定箍筋间距尚应考虑《公预规》的构造要求。

若箍筋间距取 $s_v = 200 \text{ mm} < h/2 = 1000 \text{ mm}$ 及 400 mm ，满足规范要求。箍筋配筋率

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_v} = \frac{100.6}{300 \times 200} = 0.167\% > (\rho_{sv})_{\min} = 0.12\%, \quad \text{满足规范要求。}$$

综上所述，在支座中心向跨径长度方向的 2000 mm 范围内，设计箍筋间距为 $s_v = 100 \text{ mm}$ ；至跨中截面一律取 $s_v = 200 \text{ mm}$ 。

(3) 斜截面抗剪承载力复核

按《公预规》的规定，复核位置应按照下列规定选取：

- ①距支座中心 $h/2$ 处的截面。
- ②受拉区弯起钢筋弯起处的截面以及锚于受拉区的纵向钢筋开始不受力处的截面。
- ③箍筋数量或间距有改变处的截面。
- ⑤梁的肋板宽度改变处的截面。

据此，斜截面抗剪承载力的验算截面如图 8。

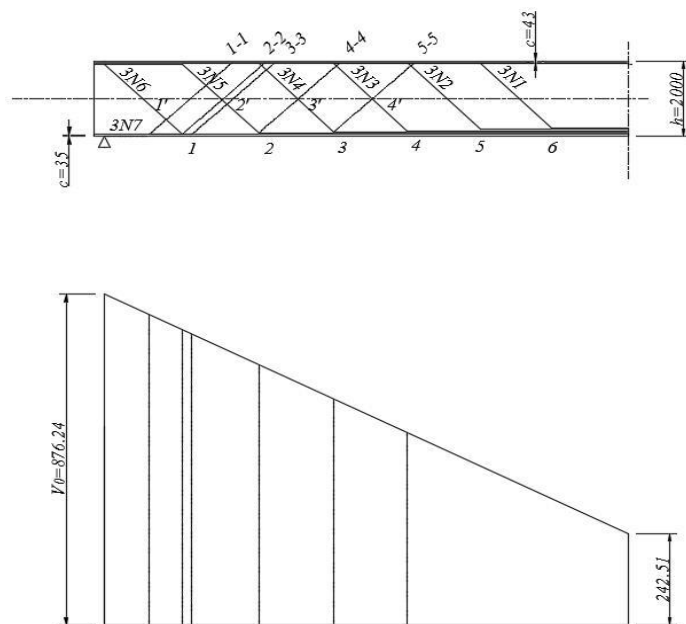


图 8 抗剪承载力复核

为简化计算，可取 $h_0=1853mm$ 。

1) 斜截面 1-1:

斜截面顶端的正截面有效高度 $h_0=1790mm$ ，斜截面内纵向受拉主筋有 3C32 (3N7)，相应的主筋配筋率 p 为

$$p = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \times \frac{2413}{300 \times 1790} = 0.45 < 2.5$$

箍筋的配筋率 ρ_{sv} 为

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_v} = \frac{100.6}{300 \times 100} = 0.33\% > \rho_{\min} (= 0.12\%)$$

得斜截面抗剪承载力为

$$\begin{aligned} V_u &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 (0.45 \times 10^{-3}) b h_0 \sqrt{(2 + 0.6\rho) \sqrt{f_{cu,k}} \rho_{sv} f_{sv} + (0.75 \times 10^{-3}) f_{sd} \sum A_{sb} \sin \theta_s} \\ &= 1 \times 1 \times 1.1 \times (0.45 \times 10^{-3}) \times 300 \times 1790 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 0.44) \sqrt{40} \times 0.0033 \times 280} \quad \text{故 1-} \\ &\quad + (0.75 \times 10^{-3}) \times 330 \times 4826 \times 0.707 \\ &= 1819.11(kN) > V_x = 824.51kN \end{aligned}$$

1 截面（距支座中心 $h/2$ 处）的斜截面抗剪承载力满足要求，其中 V_x 可直接由计算剪力分配图量取得到。

2) 斜截面 2-2:

斜截面顶端的正截面有效高度 $h_0 = 1754mm$ ，斜截面内纵向受拉主筋有 3C32（3N7），相应的主筋配筋率 p 为

$$p = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \times \frac{2413}{300 \times 1754} = 0.46 < 2.5$$

箍筋的配筋率 ρ_{sv} 为

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_v} = \frac{100.6}{300 \times 100} = 0.33\% > \rho_{\min} (= 0.12\%)$$

得斜截面抗剪承载力为

$$\begin{aligned} V_u &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 (0.45 \times 10^{-3}) bh_0 \sqrt{(2 + 0.6p) f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}} + (0.75 \times 10^{-3}) f_{sd} \sum A_{sb} \sin \theta_s \\ &= 1 \times 1 \times 1.1 \times (0.45 \times 10^{-3}) \times 300 \times 1754 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 0.44) \sqrt{40} \times 0.0033 \times 280} \\ &\quad + (0.75 \times 10^{-3}) \times 330 \times 3886 \times 0.707 \\ &= 1637.56(kN) > V_x = 781.83kN \end{aligned}$$

故 2-2 截面（2N4 弯起处）的斜截面抗剪承载力满足要求。

3）斜截面 3-3：

斜截面顶端的正截面有效高度 $h_0 = 1754mm$ ，斜截面内纵向受拉主筋有 6C32（3N7、3N6），相应的主筋配筋率 p 为

$$p = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \times \frac{4826}{300 \times 1754} = 0.92 < 2.5$$

箍筋的配筋率 ρ_{sv} 为

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_v} = \frac{100.6}{300 \times 100} = 0.33\% > \rho_{\min} (= 0.12\%)$$

得斜截面抗剪承载力为

$$\begin{aligned} V_u &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 (0.45 \times 10^{-3}) bh_0 \sqrt{(2 + 0.6p) f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}} + (0.75 \times 10^{-3}) f_{sd} \sum A_{sb} \sin \theta_s \\ &= 1 \times 1 \times 1.1 \times (0.45 \times 10^{-3}) \times 300 \times 1754 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 0.92) \sqrt{40} \times 0.0033 \times 280} \\ &\quad + (0.75 \times 10^{-3}) \times 330 \times 3886 \times 0.707 \\ &= 1693.96(kN) > V_x = 772.87kN \end{aligned}$$

故 3-3 截面（箍筋数量变化处）的斜截面抗剪承载力满足要求。

4）斜截面 4-4：

斜截面顶端的正截面有效高度 $h_0 = 1718mm$ ，斜截面内纵向受拉主筋有 6C32（3N7、3N6），相应的主筋配筋率 p 为

$$p = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \times \frac{4826}{300 \times 1718} = 0.94 < 2.5$$

箍筋的配筋率 ρ_{sv} 为

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_v} = \frac{100.6}{300 \times 200} = 0.167\% > \rho_{\min} (= 0.12\%)$$

得斜截面抗剪承载力为

$$\begin{aligned} V_u &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 (0.45 \times 10^{-3}) b h_0 \sqrt{(2 + 0.6p) \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}} + (0.75 \times 10^{-3}) f_{sd} \sum A_{sb} \sin \theta_s} \\ &= 1 \times 1 \times 1.1 \times (0.45 \times 10^{-3}) \times 300 \times 1718 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 0.94) \sqrt{40 \times 0.00167 \times 280}} \\ &\quad + (0.75 \times 10^{-3}) \times 330 \times 2946 \times 0.707 \\ &= 1219.42(kN) > V_x = 689.22(kN) \end{aligned}$$

故 4-4 截面（3N3 弯起处）的斜截面抗剪承载力满足要求。

5) 斜截面 5-5:

斜截面顶端的正截面有效高度 $h_0 = 1704mm$ ，斜截面内纵向受拉主筋有 9C32

（3N7、3N6、3N5），相应的主筋配筋率 p 为

$$p = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \times \frac{7239}{300 \times 1704} = 1.42 < 2.5$$

箍筋的配筋率 ρ_{sv} 为

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_v} = \frac{100.6}{300 \times 200} = 0.167\% > \rho_{\min} (= 0.12\%)$$

得斜截面抗剪承载力为

$$\begin{aligned} V_u &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 (0.45 \times 10^{-3}) b h_0 \sqrt{(2 + 0.6p) \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sv}} + (0.75 \times 10^{-3}) f_{sd} \sum A_{sb} \sin \theta_s} \\ &= 1 \times 1 \times 1.1 \times (0.45 \times 10^{-3}) \times 300 \times 1704 \times \sqrt{(2 + 0.6 \times 1.42) \sqrt{40 \times 0.00167 \times 280}} \\ &\quad + (0.75 \times 10^{-3}) \times 330 \times 1473 \times 0.707 \\ &= 994.11(kN) > V_x = 589.49kN \end{aligned}$$

故 5-5 截面（3N2 弯起处）的斜截面抗剪承载力满足要求。

（4）斜截面抗弯承载能力复核

根据《公预规》第 5.2.12 要求，受弯构件的纵向钢筋和箍筋的构造均符合本规范第 9.1.4 条、第 9.3.9 条至第 9.3.13 条的要求，可不进行斜截面抗弯承载力计算。

（四）持久状况正常使用极限状态下裂缝宽度验算

按《公预规》6.4.3 条的规定，最大裂缝宽度按下式计算：

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

$$\rho = \frac{A_s + A_p}{bh_0 + (b_f - b)h_f}$$

式中：C₁——考虑钢筋表面形状的系数，带肋钢筋 C₁=1.0；

C₂——作用长期效应影响系数， $C_2 = 1 + 0.5 \times \frac{N_l}{N_s}$ ；

C₃——与构件受力性质有关的系数，取 1.0；

d——纵向受拉钢筋直径 (mm)， $d = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i d_i} = \frac{9 \times 32^2 + 12 \times 25^2}{9 \times 32 + 12 \times 25} = 28.4 (mm)$ ；

ρ——纵向受拉钢筋配筋率， $\rho = \frac{13128}{300 \times 1758 + (1600 - 300) \times 170} = 0.018$ ；

σ_{ss}——钢筋应力，按《公预规》第 6.4.4 条的规定计算：

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87 A_s h_0}$$

短期效应组合：

$$M_s = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{1j} S_{Qjk} = M_G + 0.7M_a + 1.0M_p$$

长期效应组合：

$$M_l = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk} = M_G + 0.4M_a + 0.4M_p$$

1) 对于 1 号、8 号梁：

$$\begin{aligned} M_s &= \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{1j} S_{Qjk} = M_G + 0.7M_a + 1.0M_p \\ &= 1995.8 + 0.7 \times 2123.2 + 1.0 \times 84.27 \\ &= 3566.3 (kN \cdot m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk} = M_G + 0.4M_a + 1.0M_p \\ &= 1995.8 + 0.7 \times 2123.2 + 0.4 \times 84.27 \\ &= 2878.8 (kN \cdot m) \end{aligned}$$

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87A_s h_0} = \frac{3566.3}{0.87 \times 13128 \times 10^{-6} \times 1.758} = 17.34 \times 10^4 (kN / m^2)$$

$$C_2 = 1 + 0.5 \times \frac{N_l}{N_s} = 1 + 0.5 \times \frac{2878.8}{3566.3} = 1.403$$

$$\begin{aligned} W_{fk} &= C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{30+d}{0.28+10\rho} \right) \\ &= 1.0 \times 1.403 \times 1.0 \times \frac{17.34 \times 10^4}{2 \times 10^8} \times \left(\frac{30+28.4}{0.28+10 \times 0.018} \right) \\ &= 0.155 (mm) < 0.2 (mm) \end{aligned}$$

满足《公预规》6.4.2 在“一般正常大气条件下，钢筋混凝土构件不超过最大裂缝宽度的要求。但还应满足《公预规》9.3.8 条规定，在梁腹高的两侧设置直径为 6-8mm 的纵向钢筋（HRB335）。若选用 22C8，则 $A_s=628mm^2$ ，

$$\frac{A_s}{bh} = \frac{628}{300 \times 2000} = 0.00184,$$

介于 0.001-0.002 之间，满足规范要求。

2) 对于 2 号、7 号梁：

$$\begin{aligned} M_s &= \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{1j} S_{Qjk} = M_G + 0.7M_a + 1.0M_p \\ &= 2094.8 + 0.7 \times 1997.6 + 1.0 \times 62.62 \\ &= 3555.8 (kN \cdot m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk} = M_G + 0.4M_a + 1.0M_p \\ &= 2094.8 + 0.7 \times 1997.6 + 0.4 \times 62.6 \\ &= 2918.9 (kN \cdot m) \end{aligned}$$

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87A_s h_0} = \frac{3555.8}{0.87 \times 13128 \times 10^{-6} \times 1.758} = 17.30 \times 10^4 (kN / m^2)$$

$$C_2 = 1 + 0.5 \times \frac{N_l}{N_s} = 1 + 0.5 \times \frac{2918.9}{3566.3} = 1.410$$

$$\begin{aligned} W_{fk} &= C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{30+d}{0.28+10\rho} \right) \\ &= 1.0 \times 1.410 \times 1.0 \times \frac{17.30 \times 10^4}{2 \times 10^8} \times \left(\frac{30+28.4}{0.28+10 \times 0.018} \right) \\ &= 0.155 (mm) < 0.2 (mm) \end{aligned}$$

满足《公预规》6.4.2 在“一般正常大气条件下，钢筋混凝土构件不超过最大裂缝宽度的要求。”

3) 对于 3 号、6 号梁：

$$\begin{aligned} M_s &= \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{1j} S_{Qjk} = M_G + 0.7M_a + 1.0M_p \\ &= 2094.8 + 0.7 \times 1852.5 + 1.0 \times 35.11 \\ &= 3426.7 (kN \cdot m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk} = M_G + 0.4M_a + 1.0M_p \\ &= 2094.8 + 0.7 \times 1852.5 + 0.4 \times 35.1 \\ &= 2849.9 (kN \cdot m) \end{aligned}$$

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87A_s h_0} = \frac{3426.7}{0.87 \times 13128 \times 10^{-6} \times 1.758} = 16.67 \times 10^4 (kN / m^2)$$

$$C_2 = 1 + 0.5 \times \frac{N_l}{N_s} = 1 + 0.5 \times \frac{2849.9}{3566.3} = 1.415$$

$$\begin{aligned} W_{fk} &= C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{30+d}{0.28+10\rho} \right) \\ &= 1.0 \times 1.415 \times 1.0 \times \frac{16.67 \times 10^4}{2 \times 10^8} \times \left(\frac{30+28.4}{0.28+10 \times 0.018} \right) \\ &= 0.150 (mm) < 0.2 (mm) \end{aligned}$$

满足《公预规》6.4.2 在“一般正常大气条件下，钢筋混凝土构件不超过最大裂缝宽度的要求。”

4) 对于 4、5 号梁：

$$\begin{aligned} M_s &= \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{1j} S_{Qjk} = M_G + 0.7M_a + 1.0M_p \\ &= 2094.8 + 0.7 \times 1618.2 + 1.0 \times 32.0 \\ &= 3259.5 (kN \cdot m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk} = M_G + 0.4M_a + 1.0M_p \\ &= 2094.8 + 0.7 \times 1618.2 + 0.4 \times 32.0 \\ &= 2754.9 (kN \cdot m) \end{aligned}$$

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87A_s h_0} = \frac{3259.5}{0.87 \times 13128 \times 10^{-6} \times 1.758} = 15.86 \times 10^4 (kN / m^2)$$

$$C_2 = 1 + 0.5 \times \frac{N_l}{N_s} = 1 + 0.5 \times \frac{2754.9}{3566.3} = 1.420$$

$$\begin{aligned} W_{fk} &= C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{30 + d}{0.28 + 10\rho} \right) \\ &= 1.0 \times 1.42 \times 1.0 \times \frac{15.86 \times 10^4}{2 \times 10^8} \times \left(\frac{30 + 28.4}{0.28 + 10 \times 0.018} \right) \\ &= 0.143 \text{ (mm)} < 0.2 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

满足《公预规》6.4.2 在“一般正常大气条件下，钢筋混凝土构件不超过最大裂缝宽度的要求。

（四）持久状况正常使用极限状态下挠度验算

按《公预规》6.5.1 条和 6.5.2 条规定：

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

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

$$\gamma = 2S_0/W_0$$

$$f_{tk} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$E_c = 3.25 \times 10^4 \text{ MPa}$$

1. 全截面换算截面几何特性计算

换算截面面积

$$\begin{aligned} A_0 &= bh + (b'_f - b)h_f + (\alpha_{Es} - 1)A_s \\ &= 300 \times 2000 + (1600 - 300) \times 170 + (6.154 - 1) \times 13128 \\ &= 8.887 \times 10^5 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

受压区高度

$$\begin{aligned} x &= \frac{\frac{1}{2}bh^2 + \frac{1}{2}(b'_f - b)h_f^2 + (\alpha_{Es} - 1)A_s h_0}{A_0} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \times 300 \times 2000^2 + \frac{1}{2} \times (1600 - 300) \times 170^2 + 5.154 \times 13128 \times 1758}{8.887 \times 10^5} \\ &= 830.13 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

换算截面对中和轴的惯性矩

$$\begin{aligned}
 I_0 &= \frac{1}{12}bh^3 + bh\left(\frac{1}{2}h - x\right)^2 + \frac{1}{12}(b'_f - b)h_f^3 + (b'_f - b)h_f\left(x - \frac{h_f}{2}\right)^2 + (\alpha_{Es} - 1)A_s(h_0 - x)^2 \\
 &= \frac{1}{12} \times 300 \times 2000^3 + 300 \times 2000 \times \left(\frac{1}{2} \times 2000 - 830.13\right)^2 + \frac{1}{12}(1600 - 300) \times 170^3 \\
 &\quad + (1600 - 300) \times 170 \times \left(830.13 - \frac{170}{2}\right)^2 + (6.154 - 1) \times 13128 \times (1758 - 830.13)^2 \\
 &= 3.9880 \times 10^{11} (\text{mm}^4)
 \end{aligned}$$

换算截面抗裂边缘的弹性抵抗矩

$$W_0 = I_0 / (h_0 - x) = 3.9880 \times 10^{11} / (1758 - 830.13) = 4.2980 \times 10^8 (\text{mm}^3)$$

全截面换算截面重心轴以上部分面积对重心轴的面积矩

$$\begin{aligned}
 S_0 &= b'_f h_f \left(x - \frac{h_f}{2}\right) + b \left(x - h_f\right) \left(\frac{x - h_f}{2}\right) \\
 &= 1600 \times 170 \times \left(830.13 - \frac{170}{2}\right) + 300 \times (830.13 - 170) \times \left(\frac{830.13 - 170}{2}\right) \\
 &= 2.6932 \times 10^8 (\text{mm}^3)
 \end{aligned}$$

全截面抗弯刚度

$$B_0 = 0.95E_c I_0 = 0.95 \times 3.25 \times 10^4 \times 3.9880 \times 10^{11} = 12.3130 \times 10^{15} (\text{MPa} \cdot \text{mm}^4)$$

$$\gamma = 2S_0 / W_0 = 2 \times 2.6932 / 4.2980 = 1.2532$$

$$M_{cr} = \gamma f_{tk} W_0 = 1.2532 \times 2.40 \times 4.2980 \times 10^8 = 12.9030 \times 10^8 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

2. 开裂截面换算截面几何特性计算

换算截面的受压区高度

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{\alpha_{Es} A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bh_0}{\alpha_{Es} A_s}} - 1 \right) \\
 &= \frac{6.154 \times 13128}{300} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 300 \times 1758}{6.154 \times 13128}} - 1 \right) \\
 &= 740.34 (\text{mm}) > h_f (= 170 \text{mm})
 \end{aligned}$$

故为第二类 T 形截面，重新计算受压区高度。

$$x = \sqrt{A^2 + B} - A$$

$$A = \frac{\alpha_{Es} A_s + (b'_f - b)h_f}{b} = \frac{6.154 \times 13128 + (1600 - 300) \times 170}{300} = 1005.97$$

$$B = \frac{2\alpha_{Es}A_s h_0 + (b'_f - b)h_f^2}{b} = \frac{2 \times 6.154 \times 13128 \times 1758 + (1600 - 300) \times 170^2}{300} = 1072088.758$$

则

$$x = \sqrt{1005.97^2 + 1072088.758} - 1005.97 = 437.7(mm)$$

换算截面对中和轴的惯性矩

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{b'_f x^3}{3} - \frac{(b'_f - b)(x - h_f)^3}{3} + \alpha_{Es} A_s (h_0 - x)^2 \\ &= \frac{1600 \times 437.7^3}{3} - \frac{(1600 - 300) \times (437.7 - 170)^3}{3} + 6.154 \times 13128 \times (1758 - 437.7)^2 \\ &= 1.772 \times 10^{11} (mm^4) \end{aligned}$$

$$B_{cr} = E_c I_{cr} = 3.25 \times 10^4 \times 1.772 \times 10^{11} = 5.759 \times 10^{15} (MPa \cdot mm^4)$$

a) 对于 1 号、8 号梁:

$$\begin{aligned} B &= \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2\right] \frac{B_0}{B_{cr}}} \\ &= \frac{12.3130 \times 10^{15}}{\left(\frac{12.9030 \times 10^8}{3.5663 \times 10^9}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{12.9030 \times 10^8}{3.5663 \times 10^9}\right)^2\right] \frac{12.3130 \times 10^{15}}{5.759 \times 10^{15}}} \\ &= 6.190 \times 10^{15} (N \cdot mm) \end{aligned}$$

跨中截面在使用阶段的长期挠度值为

$$\begin{aligned} \omega_l &= \frac{5}{48} \times \frac{M_s L^2}{B} \times \eta_\theta \\ &= \frac{5}{48} \times \frac{3.5663 \times 10^9 \times 24500^2}{6.190 \times 10^{15}} \times 1.45 \\ &= 52.23(mm) \end{aligned}$$

在结构自重作用下跨中截面的长期挠度值

$$\begin{aligned} \omega_G &= \frac{5}{48} \times \frac{M_G L^2}{B} \times \eta_\theta \\ &= \frac{5}{48} \times \frac{1.9958 \times 10^9 \times 24500^2}{6.190 \times 10^{15}} \times 1.45 \\ &= 29.23(mm) \end{aligned}$$

则按可变荷载频遇值计算的长期挠度值

$$\omega_Q = \omega_l - \omega_G = 52.23 - 29.23 = 23(mm)$$

b) 对于 2 号、7 号梁

$$\begin{aligned}
 B &= \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)\right] \frac{B_0}{B_{cr}}} \\
 &= \frac{12.3130 \times 10^{15}}{\left(\frac{12.9030 \times 10^8}{3.5558 \times 10^9}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{12.9030 \times 10^8}{3.5558 \times 10^9}\right)\right] \frac{12.3130 \times 10^{15}}{5.759 \times 10^{15}}} \\
 &= 6.193 \times 10^{15} (N \cdot mm)
 \end{aligned}$$

跨中截面在使用阶段的长期挠度值为

$$\begin{aligned}
 \omega_l &= \frac{5}{48} \times \frac{M_s L^2}{B} \times \eta_\theta \\
 &= \frac{5}{48} \times \frac{3.5558 \times 10^9 \times 24500^2}{6.193 \times 10^{15}} \times 1.45 \\
 &= 52.05 (mm)
 \end{aligned}$$

在结构自重作用下跨中截面的长期挠度值

$$\begin{aligned}
 \omega_G &= \frac{5}{48} \times \frac{M_G L^2}{B} \times \eta_\theta \\
 &= \frac{5}{48} \times \frac{2.0948 \times 10^9 \times 24500^2}{6.193 \times 10^{15}} \times 1.45 \\
 &= 30.67 (mm)
 \end{aligned}$$

则按可变荷载频遇值计算的长期挠度值

$$\omega_Q = \omega_l - \omega_G = 52.05 - 30.67 = 21.38 (mm)$$

c) 对于 3 号、6 号

$$\begin{aligned}
 B &= \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)\right] \frac{B_0}{B_{cr}}} \\
 &= \frac{12.3130 \times 10^{15}}{\left(\frac{12.9030 \times 10^8}{3.4267 \times 10^9}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{12.9030 \times 10^8}{3.4267 \times 10^9}\right)\right] \frac{12.3130 \times 10^{15}}{5.759 \times 10^{15}}} \\
 &= 6.229 \times 10^{15} (N \cdot mm)
 \end{aligned}$$

跨中截面在使用阶段的长期挠度值为

$$\begin{aligned}
 \omega_l &= \frac{5}{48} \times \frac{M_s L^2}{B} \times \eta_\theta \\
 &= \frac{5}{48} \times \frac{3.4267 \times 10^9 \times 24500^2}{6.229 \times 10^{15}} \times 1.45 \\
 &= 49.87 (mm)
 \end{aligned}$$

在结构自重作用下跨中截面的长期挠度值

$$\begin{aligned}\omega_G &= \frac{5}{48} \times \frac{M_G L^2}{B} \times \eta_\theta \\ &= \frac{5}{48} \times \frac{2.0948 \times 10^9 \times 24500^2}{6.229 \times 10^{15}} \times 1.45 \\ &= 30.49(mm)\end{aligned}$$

则按可变荷载频遇值计算的长期挠度值

$$\omega_Q = \omega_l - \omega_G = 49.87 - 30.49 = 19.38(mm)$$

d) 对于 4 号、5 号

$$\begin{aligned}B &= \frac{B_0}{\left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^2\right] \frac{B_0}{B_{cr}}} \\ &= \frac{12.3130 \times 10^{15}}{\left(\frac{12.9030 \times 10^8}{3.2595 \times 10^9}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{12.9030 \times 10^8}{3.2595 \times 10^9}\right)^2\right] \frac{12.3130 \times 10^{15}}{5.759 \times 10^{15}}} \\ &= 6.283 \times 10^{15} (N \cdot mm)\end{aligned}$$

跨中截面在使用阶段的长期挠度值为

$$\begin{aligned}\omega_l &= \frac{5}{48} \times \frac{M_s L^2}{B} \times \eta_\theta \\ &= \frac{5}{48} \times \frac{3.2595 \times 10^9 \times 24500^2}{6.283 \times 10^{15}} \times 1.45 \\ &= 47.03(mm)\end{aligned}$$

在结构自重作用下跨中截面的长期挠度值

$$\begin{aligned}\omega_G &= \frac{5}{48} \times \frac{M_G L^2}{B} \times \eta_\theta \\ &= \frac{5}{48} \times \frac{2.0948 \times 10^9 \times 24500^2}{6.193 \times 10^{15}} \times 1.45 \\ &= 30.23(mm)\end{aligned}$$

则按可变荷载频遇值计算的长期挠度值

$$\omega_Q = \omega_l - \omega_G = 47.03 - 30.23 = 16.80(mm)$$

三、横梁的计算

（一）梁弯矩计算（G-M 法）

对于具有多根内横隔梁的桥梁，由于位于跨中的横隔梁受力最大，通常就只要计算跨中横隔梁的内力，其他横隔梁可偏安全地仿此设计。

1. 计算跨中横隔梁的弯矩影响线坐标

已知参数 $\theta = 0.409$, $\sqrt{\alpha} = 0.023$, 查表可得桥宽中点处横向弯矩影响系数 μ_0 和 μ_1 值，这就可以得到单宽横向板条跨中的弯矩影响线坐标 $B\mu_\alpha$ 。将 $B\mu_\alpha$ 乘以 a 可以得到该横隔梁的弯矩影响线坐标，计算见表 13。

表 13 横隔梁弯矩影响线坐标计算表

计算项目	荷载位置				
	B	$\frac{3B}{4}$	$\frac{B}{2}$	$\frac{B}{4}$	0
μ_0	-0.227	-0.116	0	0.115	0.233
μ_1	-0.074	-0.033	0.016	0.078	0.183
$\mu_1 - \mu_0$	0.153	0.083	0.016	-0.037	-0.05
$(\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$	0.004	0.002	0.000	-0.001	-0.001
$\mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$	-0.223	-0.114	0.000	0.114	0.232
$B \cdot \mu_\alpha$ (m)	-1.251	-0.639	0.002	0.639	1.298
$B \cdot \mu_\alpha \cdot a$ (m ²)	-6.695	-3.418	0.011	3.420	6.946

2. 计算荷载的峰值 γ

车辆荷载沿桥跨的布置，应使跨中横隔梁受力最大，如图 10。

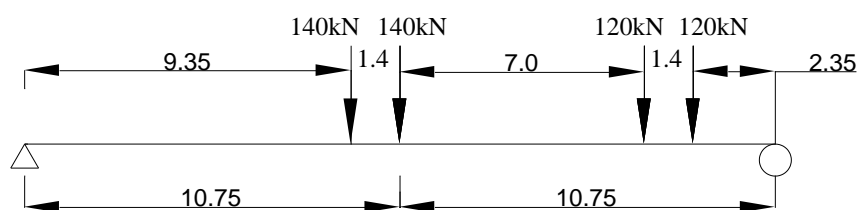


图 10 γ 的计算图示（尺寸单位：m）

对于纵向一行轮重的正弦荷载峰值为：

$$\begin{aligned}\gamma &= \frac{2}{l} \sum_{i=1}^n \sin \frac{\pi \mu_i}{l} \\ &= \frac{2}{21.5} \left(\frac{140}{2} \sin \frac{9.35}{21.5} \pi + \frac{140}{2} \sin \frac{10.75}{21.5} \pi + \frac{120}{2} \sin \frac{17.75}{21.5} \pi + \frac{120}{2} \sin \frac{19.15}{21.5} \pi \right) \\ &= 6.38 + 6.51 + 2.91 + 1.88 \\ &= 17.68 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

3. 计算跨中横隔梁中间截面的弯矩

首先由 $B \cdot \mu_\alpha \cdot a$ 值绘制出横隔梁弯矩影响线图，然后按最不利位置进行加载。

汽车荷载产生的最大正弯矩：

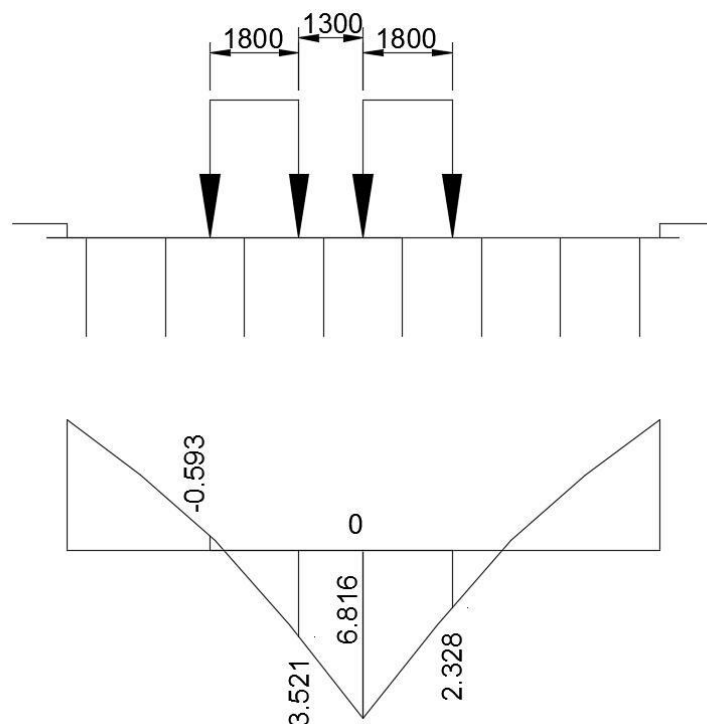


图 11 汽车荷载正弯矩最不利布载

产生的最大正弯矩为：

$$\begin{aligned} M_{y\max} &= (1+\mu) \cdot \xi \cdot \gamma \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \cdot \sum \eta_i \\ &= 1.3921 \times 1 \times 16.7 \times 12.072 \\ &= 280.65(kN \cdot m) \end{aligned}$$

汽车荷载产生的最大负弯矩：

$$\begin{aligned} M_{y\max} &= (1+\mu) \cdot \xi \cdot \gamma \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \cdot \sum \eta_i \\ &= 1.3921 \times 1 \times 16.7 \times (-4.57 - 1.652) \times 2 \\ &= -289.30(kN \cdot m) \end{aligned}$$

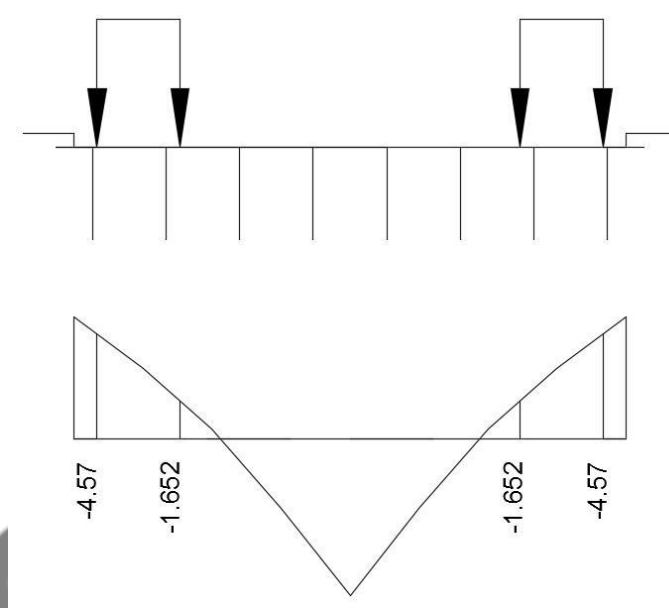


图 12 汽车荷载负弯矩最不利布载
人群荷载产生的最大负弯矩：

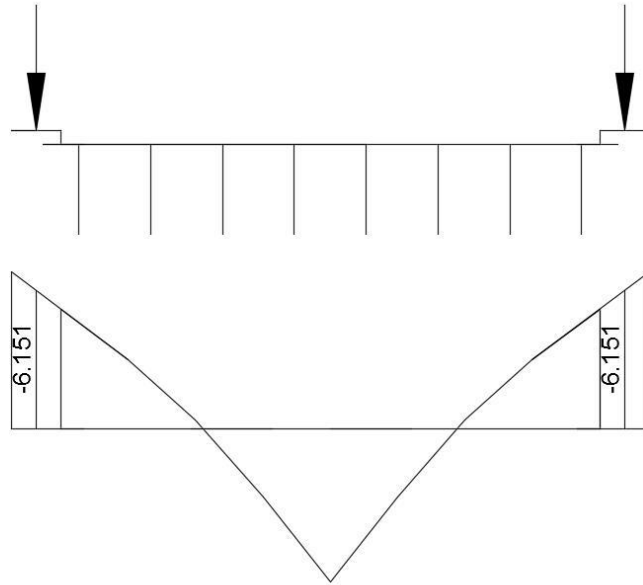


图 13 人群负弯矩最不利布载

$$\begin{aligned}
 M_{y\max} &= \gamma \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \cdot \sum \eta_i \\
 &= \frac{4q}{\pi} \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \cdot \sum \eta_i \\
 &= \frac{4 \times 2.6 \times 1}{\pi} \times (-6.151 \times 2) \\
 &= -40.72 (\text{kN} \cdot \text{m})
 \end{aligned}$$

正弯矩组合:

$$M_{+} = 1.4M_{\text{汽}(+)} = 1.4 \times 280.65 = 392.91 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

负弯矩组合:

$$M_{-} = 1.4(M_{\text{人}} + M_{\text{汽}(-)}) = 1.4 \times (-40.72 - 289.30) = -462.03 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(二) 横梁剪力效应计算

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布载, 如图 14。

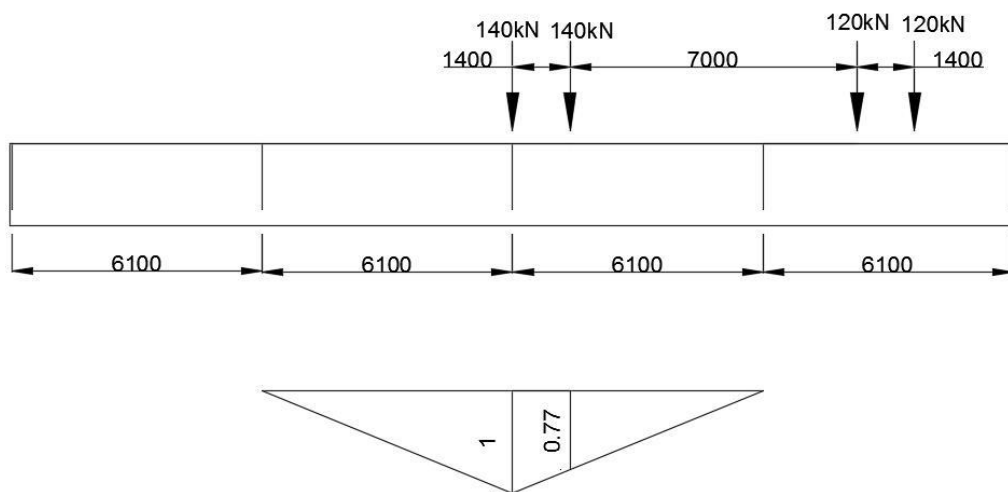


图 14 跨中横隔梁受载图示

$$P_{\text{eq}} = \frac{1}{2} \sum P_i \cdot y_i = \frac{1}{2} (140 \times 1 + 140 \times 0.77) \\ = 123.90(\text{kN})$$

对于 1 号梁:

$Q_1^{\text{右}}$ 影响线计算如下:

$P=1$ 作用在计算截面以右时:

$$Q_1^{\text{右}} = R_1, \text{ 即 } \eta_{\text{li}}^{Q_{\text{右}}} = \eta_{\text{li}}$$

$P=1$ 作用在计算截面以左时:

$$Q_1^{\text{右}} = R_1 - 1, \text{ 即 } \eta_{\text{li}}^{Q_{\text{右}}} = \eta_{\text{li}} - 1$$

绘成的 $Q_1^{\text{右}}$ 影响线如图 15。

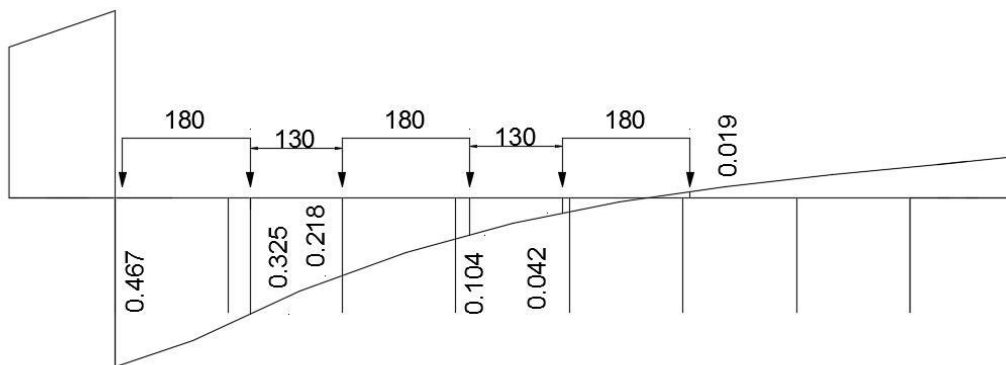


图 15 $Q_1^{\text{右}}$ 影响线

$$\begin{aligned}
 Q_1^{\text{右}} &= (1 + \mu) \cdot \xi \cdot P_{\text{og}} \cdot \sum \eta \\
 &= 1.3921 \times 123.90 \times (0.467 + 0.325 + 0.218 + 0.104 + 0.042 - 0.019) \\
 &= 196.11 (\text{kN})
 \end{aligned}$$

$Q_1^{\text{左}}$ 影响线计算如下:

$P=1$ 作用在计算截面以右时:

$$Q_1^{\text{左}} = 0, \text{ 即 } \eta_{\text{li}}^{Q_{\text{左}}} = 0$$

$P=1$ 作用在计算截面以左时:

$$Q_1^{\text{左}} = -1, \text{ 即 } \eta_{\text{li}}^{Q_{\text{左}}} = -1$$

绘成的 $Q_1^{\text{左}}$ 影响线如图 16。

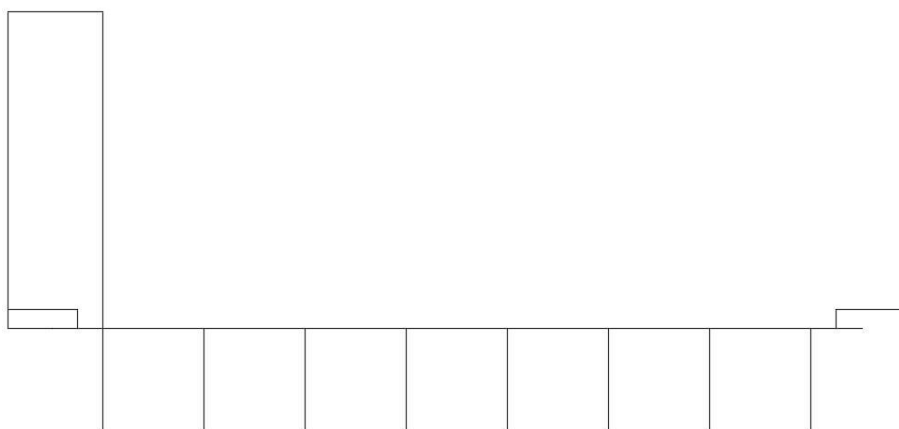


图 16 $Q_1^{\text{左}}$ 影响线

$$Q_1^{\pm} = (1 + \mu) \cdot \xi \cdot P_{oq} \cdot \sum \eta$$

$$= 0$$

对于 2 号梁:

$Q_2^{\text{右}}$ 影响线计算如下:

$P=1$ 作用在计算截面以右时:

$$Q_2^{\text{右}} = R_1 + R_2, \text{ 即 } \eta_{2i}^{Q_{\text{右}}} = \eta_{1i} + \eta_{2i}$$

$P=1$ 作用在计算截面以左时:

$$Q_2^{\text{右}} = R_1 + R_2 - 1, \text{ 即 } \eta_{2i}^{Q_{\text{右}}} = \eta_{1i} + \eta_{2i} - 1$$

绘成的 $Q_2^{\text{右}}$ 影响线如图 17。

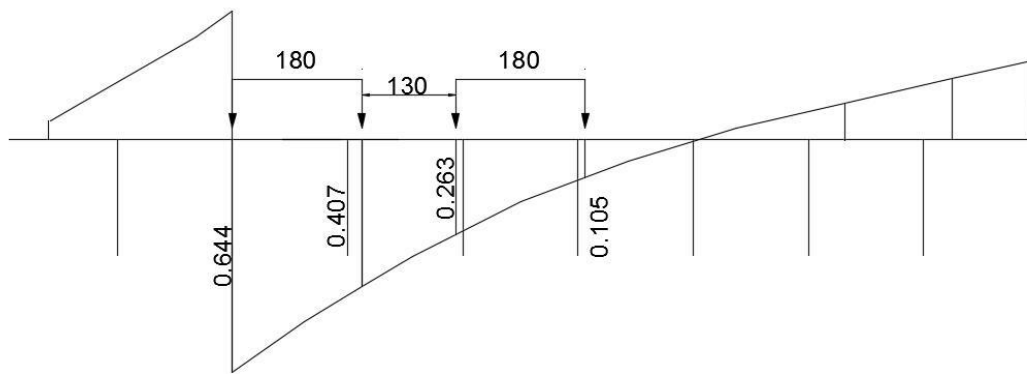


图 17 $Q_2^{\text{右}}$ 影响线

$$Q_2^{\text{右}} = (1 + \mu) \cdot \xi \cdot P_{oq} \cdot \sum \eta$$

$$= 1.3921 \times 123.90 \times (0.644 + 0.407 + 0.263 + 0.105)$$

$$= 244.75(kN)$$

$Q_2^{\text{左}}$ 影响线计算如下:

$P=1$ 作用在计算截面以右时:

$$Q_2^{\text{左}} = R_1, \text{ 即 } \eta_{2i}^{Q_{\text{左}}} = \eta_{1i}$$

$P=1$ 作用在计算截面以左时:

$$Q_2^{\text{左}} = R_1 - 1, \text{ 即 } \eta_{2i}^{Q_{\text{左}}} = \eta_{1i} - 1$$

绘成的 $Q_2^{\text{左}}$ 影响线如图 18。

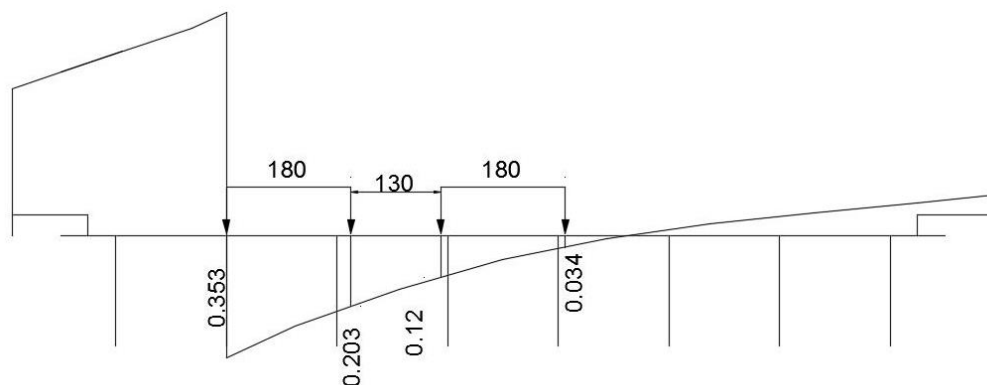


图 18 $Q_2^{\text{左}}$ 影响线

$$\begin{aligned} Q_2^{\text{左}} &= (1 + \mu) \cdot \xi \cdot P_{\text{eq}} \cdot \sum \eta \\ &= 1.3921 \times 123.90 \times (0.353 + 0.203 + 0.120 + 0.034) \\ &= 122.46 (\text{kN}) \end{aligned}$$

对于 3 号梁：

$Q_3^{\text{右}}$ 影响线计算如下：

$P=1$ 作用在计算截面以右时：

$$Q_3^{\text{右}} = R_1 + R_2 + R_3, \text{ 即 } \eta_{3i}^{Q_3^{\text{右}}} = \eta_{1i} + \eta_{2i} + \eta_{3i}$$

$P=1$ 作用在计算截面以左时：

$$Q_3^{\text{右}} = R_1 + R_2 + R_3 - 1, \text{ 即 } \eta_{3i}^{Q_3^{\text{右}}} = \eta_{1i} + \eta_{2i} + \eta_{3i} - 1$$

绘成的 $Q_3^{\text{右}}$ 影响线如图 19。

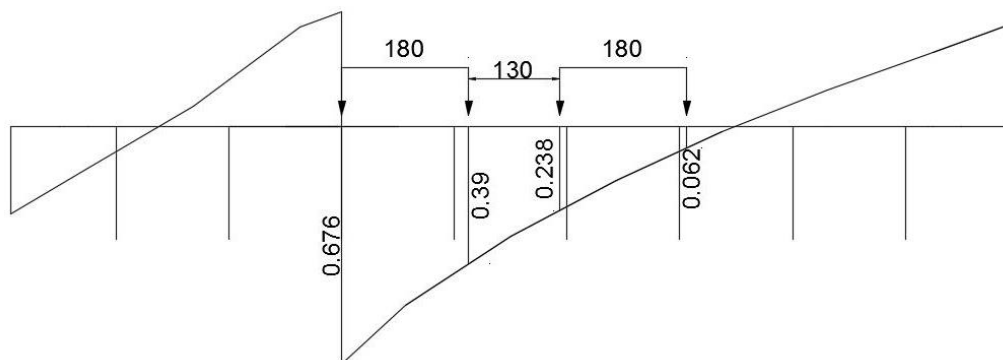


图 19 $Q_3^{\text{右}}$ 影响线

$$\begin{aligned}
 Q_3^{\text{右}} &= (1 + \mu) \cdot \xi \cdot P_{\text{eq}} \cdot \sum \eta \\
 &= 1.3921 \times 123.90 \times (0.676 + 0.390 + 0.238 + 0.062) \\
 &= 235.61 (\text{kN})
 \end{aligned}$$

$Q_3^{\text{左}}$ 影响线计算如下:

$P=1$ 作用在计算截面以右时:

$$Q_{3\text{左}} = R_1 + R_2, \text{ 即 } \eta_{3i}^{Q_{\text{左}}} = \eta_{1i} + \eta_{2i}$$

$P=1$ 作用在计算截面以左时:

$$Q_{3\text{左}} = R_1 + R_2 - 1, \text{ 即 } \eta_{3i}^{Q_{\text{左}}} = \eta_{1i} + \eta_{2i} - 1$$

有两种布载形式。

绘成的 $Q_3^{\text{左}}$ 影响线如图 20、图 21。

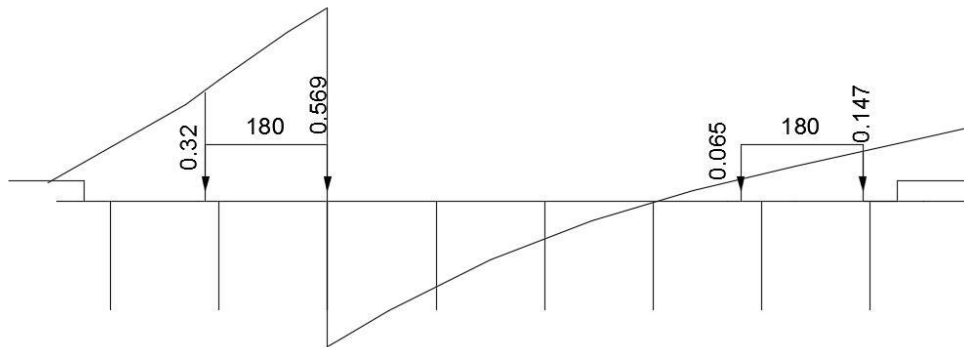


图 20 $Q_3^{\text{左}}$ 影响线 (第一种布载形式)

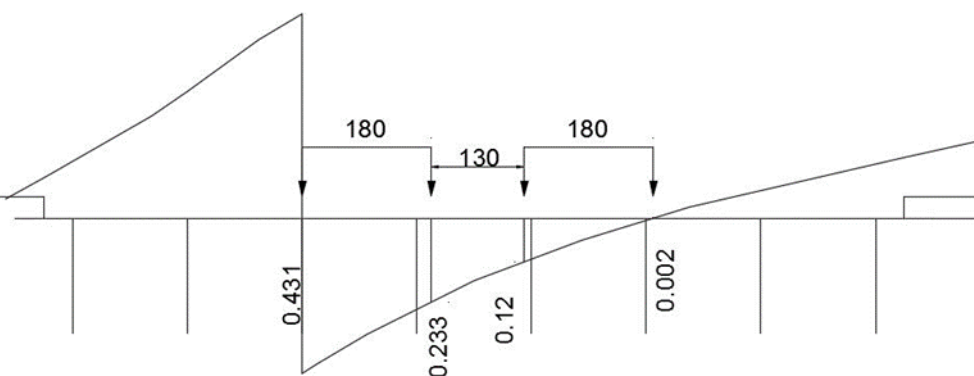


图 21 $Q_3^{\text{左}}$ 影响线 (第二种布载形式)

第一种布载:

$$\begin{aligned} Q_3^{\pm} &= (1+\mu) \cdot \xi \cdot P_{oq} \cdot \sum \eta \\ &= 1.3921 \times 123.90 \cdot (-0.320 - 0.569 - 0.065 - 0.147) \\ &= -189.90(kN) \end{aligned}$$

第二种布载:

$$\begin{aligned} Q_3^{\pm} &= (1+\mu) \cdot \xi \cdot P_{oq} \cdot \sum \eta \\ &= 1.3921 \times 123.90 \times (0.431 + 0.233 + 0.120 - 0.002) \\ &= 134.88(kN) \end{aligned}$$

对于 4 号梁:

$Q_4^{\text{右}}$ 影响线计算如下:

$P=1$ 作用在计算截面以右时:

$$Q_4^{\text{右}} = R_1 + R_2 + R_3 + R_4, \text{ 即 } \eta_{4i}^{Q_4^{\text{右}}} = \eta_{1i} + \eta_{2i} + \eta_{3i} + \eta_{4i}$$

$P=1$ 作用在计算截面以左时:

$$Q_4^{\text{右}} = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 - 1, \text{ 即 } \eta_{4i}^{Q_4^{\text{右}}} = \eta_{1i} + \eta_{2i} + \eta_{3i} + \eta_{4i} - 1$$

绘成的 $Q_4^{\text{右}}$ 影响线如图 22。

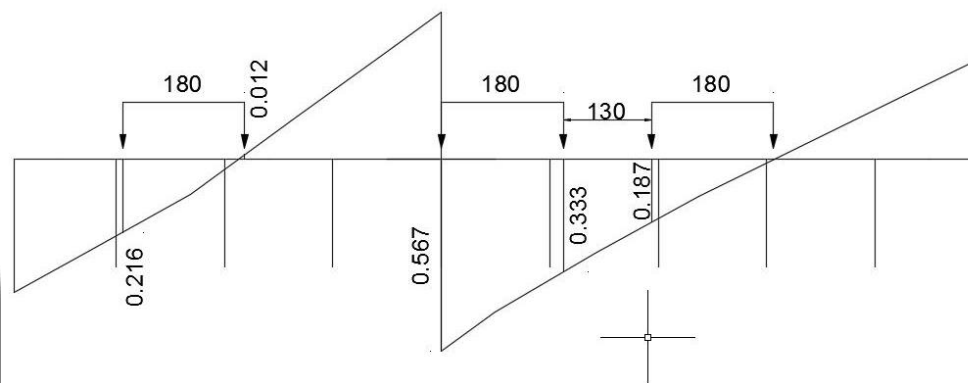


图 22 $Q_4^{\text{右}}$ 影响线

$$\begin{aligned} Q_4^{\text{右}} &= (1+\mu) \cdot \xi \cdot P_{oq} \cdot \sum \eta \\ &= 1.3921 \times 123.90 \times (0.216 - 0.012 + 0.567 + 0.333 + 0.187 + 0) \\ &= 222.67(kN) \end{aligned}$$

$Q_4^{\text{左}}$ 影响线计算如下:

$P=1$ 作用在计算截面以右时:

$$Q_4^{\text{左}} = R_1 + R_2 + R_3, \text{ 即 } \eta_{4i}^{Q_4^{\text{左}}} = \eta_{1i} + \eta_{2i} + \eta_{3i}$$

$P=1$ 作用在计算截面以左时：

$$Q_4^{\pm} = R_1 + R_2 + R_3 - 1, \text{ 即 } \eta_{4i}^{Q_{\pm}} = \eta_{1i} + \eta_{2i} + \eta_{3i} - 1$$

绘成的 Q_4^{\pm} 影响线如图 23、图 24。

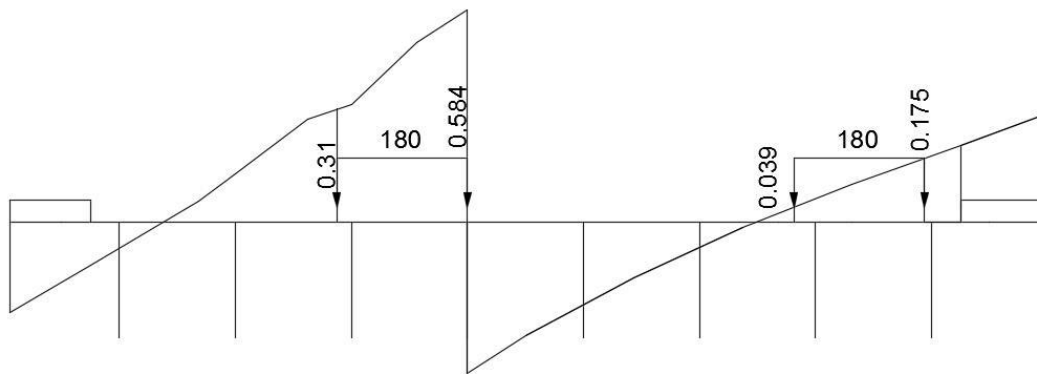


图 23 Q_4^{\pm} 影响线（第一种布载形式）

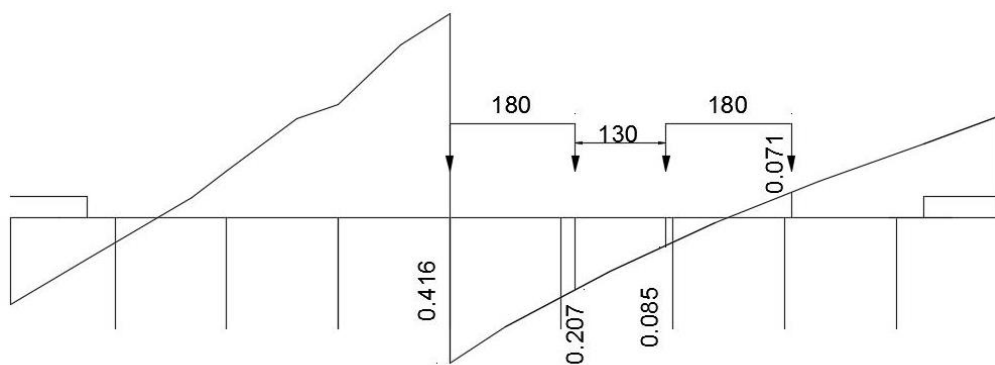


图 24 Q_4^{\pm} 影响线（第二种布载形式）

第一种布载：

$$\begin{aligned} Q_4^{\pm} &= (1 + \mu) \cdot \xi \cdot P_{oq} \cdot \sum \eta \\ &= 1.3921 \times 123.90 \times (-0.310 - 0.584 - 0.039 - 0.175) \\ &= -191.11(kN) \end{aligned}$$

第二种布载：

$$\begin{aligned} Q_4^{\pm} &= (1 + \mu) \cdot \xi \cdot P_{oq} \cdot \sum \eta \\ &= 1.3921 \times 123.90 \times (0.416 + 0.207 + 0.085 - 0.071) \\ &= 109.87(kN) \end{aligned}$$