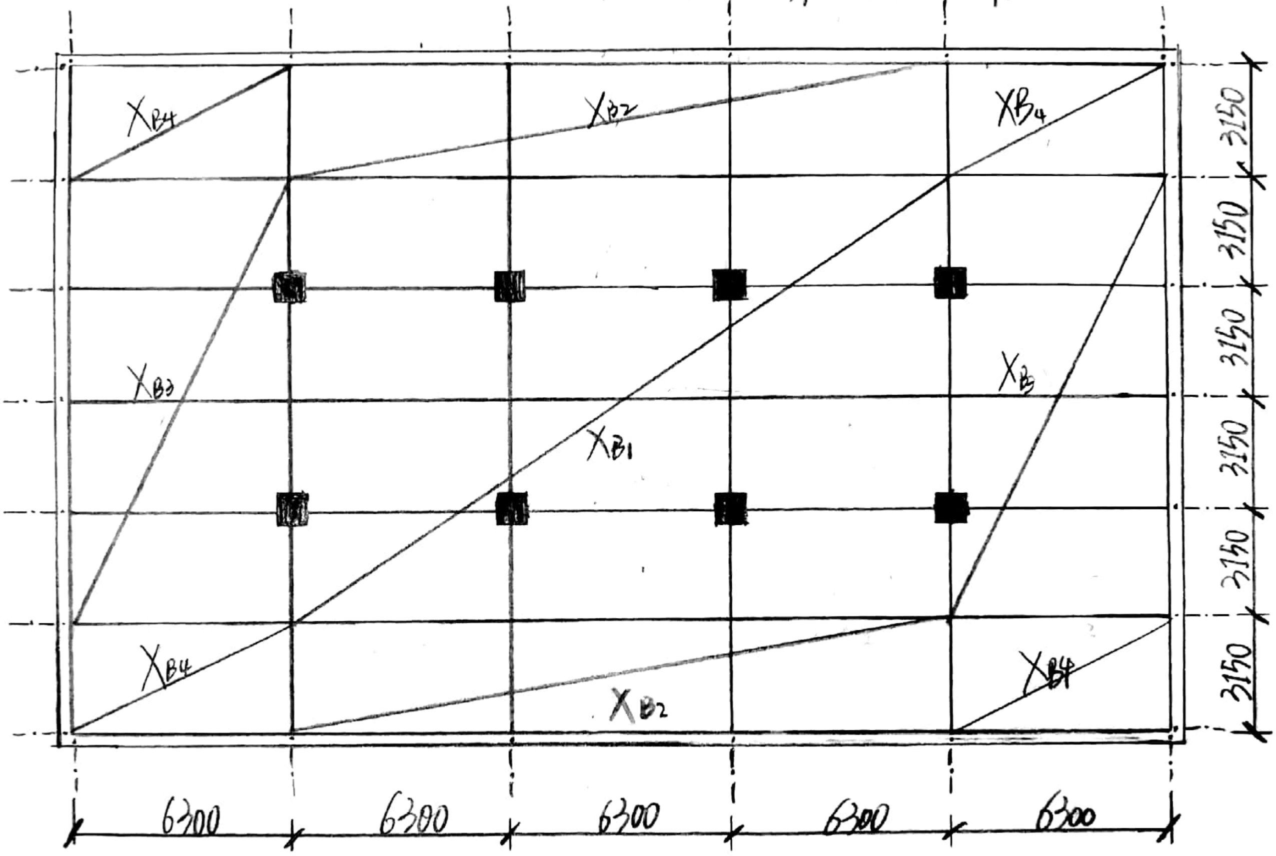
1. 楼盖结构布置及梁、板截面尺寸的确定。

楼盖结构平面布置图如图1所示，符合双向板肋梁楼盖构件的经济跨度要求。板的 $\frac{l_2}{l_1}=\frac{6300}{3150}=2$，因此按双向板设计。

板厚：$h \geq \frac{1}{50}l=\frac{1}{50}\times 3150=63mm$，因双向板的厚度一般不宜小于80mm，也不大于160mm，

故可取 $h=100mm$；

图1 某厂房双向板肋梁楼盖结构布置



2. 荷载计算：

恒荷载： 20mm厚水泥砂浆面层： $0.02\times 20=0.4(kN/m^2)$

100mm厚钢筋混凝土现浇板： $0.10\times 25=2.5(kN/m^2)$

20mm厚混合砂浆顶棚抹灰： $0.02\times 17=0.34(kN/m^2)$

$g_k=3.24(kN/m^2)$

恒荷载设计值： $g=1.2\times 3.24=3.89(kN/m^2)$

活荷载设计值： $q=1.3\times 12=15.6(kN/m^2)$

板的线荷载为：$g+q=3.89+15.6=19.49(kN/m^2)$

按弹性理论设计：

计算跨度

XB1：$l_x=3.15(m)$，$l_y=6.3(m)$

XB2：$l_{xn}=3.15-0.12-0.1=2.93(m)$

$l_x=2.93+\frac{0.12}{2}+\frac{0.2}{2}=3.09(m)>2.93+\frac{0.2}{2}+\frac{0.1}{2}=3.08(m)$

故取$l_x=3.08(m)$

$l_y=6.3(m)$

XB3：$l_x=3.15(m)$

$l_{yn}=6.3-0.12-0.125=6.055(m)$

$l_y=6.055+\frac{0.12}{2}+\frac{0.25}{2}=6.24(m)>6.055+\frac{0.25}{2}+\frac{0.1}{2}=6.23(m)$

故取$l_y=6.23(m)$

XB4：$l_x=3.08(m)$

$l_y=6.23(m)$

(1) 跨中正弯矩——恒荷载满布及活荷载棋盘式布置

$g'=g+\frac{q}{2}=3.89+\frac{15.6}{2}=11.69(kN/m^2)$

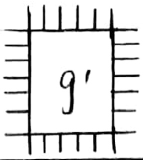
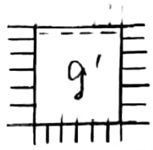
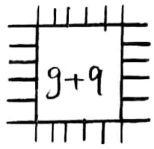
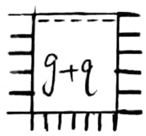
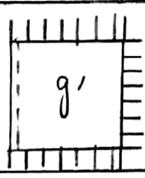
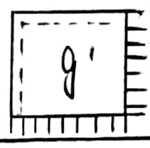
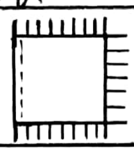
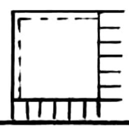
$q'=\frac{q}{2}=\frac{15.6}{2}=7.8(kN/m^2)$

(2) 支座负弯矩——恒荷载及活荷载满布各区板

$p=g+q=19.49(kN/m^2)$

按附表2进行内力计算，计算简图及计算结果如表1所示。

表1 弯矩计算(kN·m/m)

区格			X_{B1}	X_{B2}
l_x/l_y			$3.15/6.3=0.5$	$3.08/6.3=0.49$
跨中	计算简图		 	 
	$u=0$	m_x	$(0.040\times11.69+0.965\times7.8)\times3.15^2=12.11$	$(0.0[illegible]\times11.69+0.0979\times7.8)\times3.08^2=8.28$
		m_y	$(0.0038\times11.69+0.0174\times7.8)\times3.15^2=1.79$	$(0.0542\times11.69+0.0167\times7.8)\times3.08^2=7.25$
	$u=0.2$	$m_x^{(u)}$	$12.11+0.2\times1.79=12.47$	$8.28+0.2\times7.25=9.732$
		$m_y^{(u)}$	$1.79+0.2\times12.11=4.212$	$7.25+0.2\times8.28=8.906$
支座	计算简图			
	m_x'		$0.0829\times19.49\times3.15^2=16.03$	$0.0785\times19.49\times3.08^2=14.51$
	m_y'		$0.057\times19.49\times3.15^2=11.02$	$0.1157\times19.49\times3.08^2=21.39$
区格			XB3	XB4
l_x/l_y			$3.15/6.23=0.51$	$3.08/6.23=0.49$
跨中	计算简图		 	 
	$u=0$	m_x	$(0.0406\times11.69+0.95\times7.8)\times3.15^2=12.06$	$(0.0565\times11.69+0.0979\times7.8)\times3.08^2=13.51$
		m_y	$(0.0031\times11.69+0.0181\times7.8)\times3.15^2=1.76$	$(0.0074\times11.69+0.0167\times7.8)\times3.08^2=2.06$
	$u=0.2$	$m_x^{(u)}$	$12.06+0.2\times1.76=12.412$	$13.51+0.2\times2.06=13.922$
		$m_y^{(u)}$	$1.76+0.2\times12.06=4.172$	$2.06+0.2\times13.51=4.762$
支座	计算简图			
	m_x'		$0.0834\times19.49\times3.15^2=16.13$	$0.1187\times19.49\times3.08^2=21.95$
	m_y'		$0.0569\times19.49\times3.15^2=11.00$	$0.0786\times19.49\times3.08^2=14.53$

由表1可见，板间支座弯矩是不平衡的。故可取相邻两区格板支座弯矩的平均值，即：

支座XB1－XB2

$m_x' = (-16.03-14.51)\times\frac{1}{2} = -15.27$ (KN·m/m)

支座XB1－XB3

$m_y' = (-11.02-11.00)\times\frac{1}{2} = -11.01$ (KN·m/m)

支座XB2－XB4

$m_y' = (-21.39-14.53)\times\frac{1}{2} = -17.96$ (KN·m/m)

支座XB3－XB4

$m_x' = (-16.13-21.95)\times\frac{1}{2} = -19.04$ (KN·m/m)

支座XB_1-XB_1：

$m_x' = (-16.03-16.03)\times\frac{1}{2} = -16.03$ KN·m/m

$m_y' = -11.02$ KN·m/m

支座XB_2-XB_2：

$m_y' = -21.39$ KN·m/m

支座XB_3-XB_3：

$m_x' = -16.13$ KN·m/m

(4. 配筋计算：

各跨中、支座弯矩已求得，但中间区格板的支座及跨内截面减小20%；边区格板的跨内截面及第一内支座截面减小20%；角区格板截面弯矩值不予折减。配筋图如图2。

表2 配筋计算

截面			m(KN·m)	h_0(mm)	A_s(mm²)	$A_{smin}=0.002bh$ $=0.45f_t/f_y bh$	选配钢筋	实配钢筋(mm²)
跨中	XB1	l_x方向	12.47×0.8=9.98	80	487	285	Φ10@160	491
		l_y方向	4.212×0.8=3.37	70	188	285	Φ8@160	314
	XB2	l_x方向	9.73	80	475	285	Φ10@160	491
		l_y方向	8.906	70	497	285	Φ10@160	491
	XB3	l_x方向	12.412	80	605	285	Φ10@130	604
		l_y方向	4.172	70	234	285	Φ8@160	314
	XB4	l_x方向	13.922	80	679	285	Φ10@110	714
		l_y方向	4.762	70	266	285	Φ8@160	314
支座	XB1－XB2		15.27	80	745	285	Φ10@100	785
	XB1－XB3		11.01	70	614	285	Φ10@120	654
	XB2－XB4		17.96	70	1001	285	Φ12@100	1131
	XB3－XB4		19.04	80	928	285	Φ12@120	942
	$X_{B_1}-X_{B_1}$	l_x方向	16.03	80	781	285	Φ10@100	785
		l_y方向	11.02	70	614	285	Φ10@120	654
	$X_{B_2}-X_{B2}$		21.39	70	1191	285	Φ12@100	1131
	$X_{B3}-XB3$		16.13	80	786	285	Φ10@100	785

4. 按塑性理论设计：

① 弯矩计算：

a. 中间区格板XB1：

计算跨度：

$l_x = 3.15 - 0.25 = 2.9\,m$

$l_y = 6.3 - 0.2 = 6.1\,m$

$n = \frac{l_y}{l_x} = \frac{6.1}{2.9} = 2.1$

取 $\alpha = 0.2 \approx \frac{1}{n^2}$，$\beta = 2$

采用分离式配筋，故得跨中及支座铰线上的总弯矩为：

$M_x = l_y m_x = 6.1 m_x$

$M_y = l_x m_y = \alpha l_x m_x = 0.2 \times 2.1 m_x = 0.42 m_x$

$M_x' = M_x'' = l_y m_x' = \beta l_y m_x = 2 \times 6.1 m_x = 12.2 m_x$

$M_y' = M_y'' = \beta \alpha l_x m_x = 0.2 \times 2 \times 2.1 m_x = 0.84 m_x$

因板XB1四周与梁整浇，考虑内拱影响，内力折减系数0.8。

$2M_x + 2M_y + M_x' + M_x'' + M_y' + M_y'' = \frac{P l_x^2}{12}(3l_y - l_x)$

$2\times 6.1 m_x + 2\times 0.42 m_x + 2\times 12.2 m_x + 2\times 0.84 m_x = \frac{19.49\times 2.9^2}{12}\times(3\times 6.1 - 2.9)$

故得 $m_x = 5.38\,(kN\cdot m/m)$

$m_y = \alpha m_x = 0.2\times 5.38 = 1.08\,(kN\cdot m/m)$

$m_x' = m_x'' = \beta m_x = 2\times 5.38 = 10.76\,(kN\cdot m/m)$

$m_y' = m_y'' = \beta m_y = 2\times 1.08 = 2.16\,(kN\cdot m/m)$

b. 边区格板XB2：

$l_x = 3.15 - 0.12 - \frac{0.25}{2} + \frac{0.1}{2} \approx 2.96\,m$

$l_y = 6.3 - 0.2 = 6.1\,m$

$n = \frac{l_y}{l_x} = \frac{6.1}{2.96} = 2.06$

取 $\alpha = 0.2 \approx \frac{1}{n^2}$，$\beta = 2.0$

因XB2区格板三边连续，一边简支，无边梁，不考虑水平推力影响，内力不折减，又由于长边支座弯矩已知：

$m_x' = 10.76\ (KN\cdot m/m)$

$M_x = l_y m_x = 6.1 m_x$

$M_y = \alpha l_x m_x = 0.2\times 2.96 m_x = 0.59 m_x$

$M_x' = 10.76\times 6.1 = 65.64\ (KN\cdot m/m)$

$M_x'' = 0$

$M_y' = M_y'' = \beta\alpha l_x m_x = 2\times 0.2\times 2.96 m_x = 1.18 m_x$

故

$$2\times 6.1 m_x + 2\times 0.59 m_x + 65.64 + 2\times 1.18 m_x = \frac{19.49\times 2.96^2}{12}\times(3\times 6.1 - 2.96)$$

得：

$m_x = 9.7\ (KN\cdot m/m)$

$m_y = \alpha m_x = 0.2\times 9.7 = 1.94\ (KN\cdot m/m)$

$m_y' = m_y'' = \beta m_y = 2\times 1.94 = 3.88\ (KN\cdot m/m)$

c. 边区格板XB3：

$l_x = 3.15 - 0.25 = 2.9m$

$l_y = 6.3 - 0.12 - \frac{0.25}{2} + \frac{0.1}{2} = 6.105m$

$n = \frac{l_y}{l_x} = \frac{6.105}{2.9} = 2.11$

取 $\alpha = 0.2 \approx \frac{1}{n^2}$，$\beta = 2.0$

内力不折减，短边支座弯矩已知。

$m_y' = 2.16\ (KN\cdot m/m)$

$M_x = l_y m_x = 6.105 m_x$

$M_y = \alpha l_x m_x = 0.2\times 2.9 m_x = 0.58 m_x$

$M_x' = M_x'' = \beta M_x = 2\times 6.105 m_x = 12.21 m_x$

$M_y' = 2.16\times 2.9 = 6.26\ (KN\cdot m/m)$

$M_y'' = 0$

$$2\times 6.105m_x+2\times 0.58m_x+2\times 12.22m_x+6.26=\frac{19.49\times 2.9^2}{12}\times(3\times 6.105-2.9)$$

得 $m_x=5.41(kN\cdot m/m)$

$m_y=\alpha m_x=0.2\times 5.41=1.08(kN\cdot m/m)$

$m_x'=m_x''=\beta m_x=2\times 5.41=10.82(kN\cdot m/m)$

d. 角区格板XB4:

$l_x=2.96m$

$l_y=6.105m$

$n=\frac{l_y}{l_x}=\frac{6.105}{2.96}=2.06$

取 $\alpha=0.2\approx\frac{1}{n^2}$，$\beta=2.0$

XB4为角区格板，内力不折减，支座弯矩都已知。

$m_x'=10.82(kN\cdot m/m)$

$m_y'=3.88(kN\cdot m/m)$

$m_x''=m_y''=0$

$M_x=l_y m_x=6.105m_x$

$M_y=\alpha l_x m_x=0.2\times 2.96m_x=0.59m_x$

故 $2\times 6.105m_x+2\times 0.59m_x+10.82+3.88=\frac{19.49\times 2.96^2}{12}(3\times 6.105-2.96)$

得 $m_x=15.22(kN\cdot m/m)$

$m_y=\alpha m_x=0.2\times 15.22=3.04(kN\cdot m/m)$

② 配筋计算:

各区格板跨中及支座弯矩已求得，取截面有效高度 $h_{0x}=100-20=80mm$，$h_{0y}=100-30=70mm$，

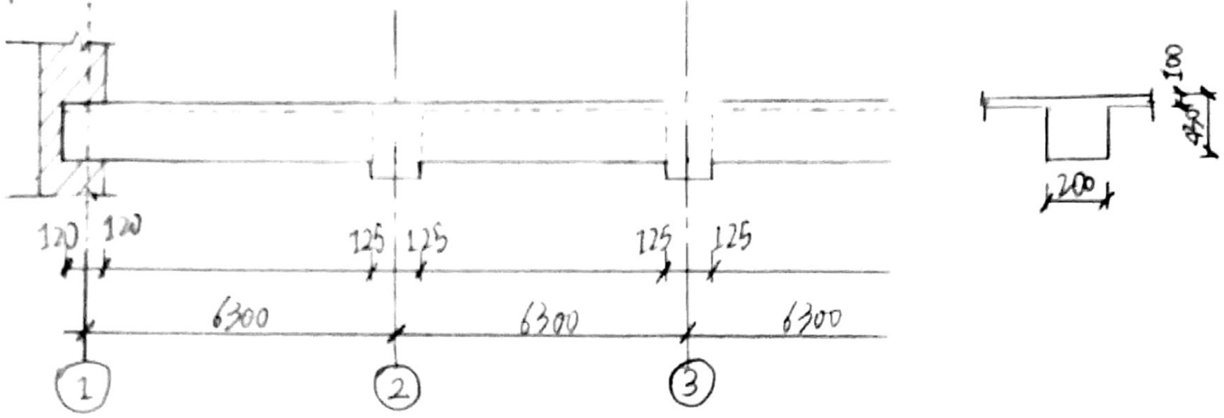
近似按 $A_s=\frac{m}{0.95f_yh_0}$ 计算钢筋截面面积，计算结果如表3所示，配筋图如图3所示。

表3 塑性法配筋计算

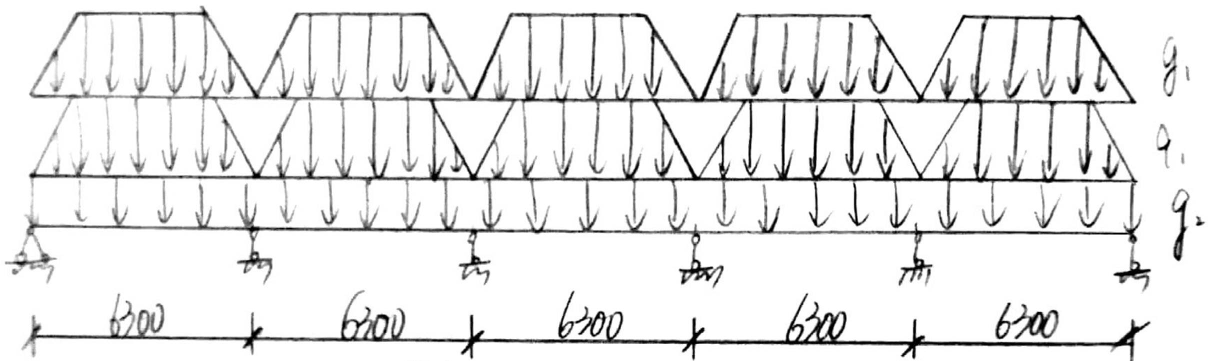
截面			m(KN·m)	h_0(mm)	$A_s=\frac{m}{0.95f_yh_0}$ (mm^2)	$A_{smin}=0.002bh$ $=0.45f_t/f_ybh$	选配钢筋	实配面积 (mm^2)
跨中	XB1	lx方向	5.38	80	263	285	φ8@160	314
		ly方向	1.08	70	61	285	φ8@160	314
	XB2	lx方向	9.7	80	428	285	φ10@160	491
		ly方向	1.94	70	109	285	φ8@160	314
	XB3	lx方向	5.41	80	264	285	φ8@160	314
		ly方向	1.08	70	61	285	φ8@160	314
	XB4	lx方向	15.22	80	742	285	φ10@100	785
		ly方向	3.04	70	170	285	φ8@160	314
支座	XB1－XB2		10.76	80	525	285	φ10@150	523
	XB1－XB3		2.16	70	121	285	φ8@160	314
	XB2－XB4		3.88	70	217	285	φ8@160	314
	XB3－XB4		10.82	80	528	285	φ10@150	523

5. 次梁计算——按弹性理论计算.

次梁在墙上的支承长度取a=240mm，有关尺寸及支撑情况如图4所示.



(a) 构造



(b) 计算简图

图4 次梁的构造及计算简图

(1) 荷载计算.

板传荷载(折算成均布荷载): $g_1' = [1-2\times(\frac{3.15}{2\times6.3})^2+(\frac{3.15}{2\times6.3})^3]\times3.89\times3.15=10.91kN/m$

$q_1' = [1-2\times(\frac{3.15}{2\times6.3})^2+(\frac{3.15}{2\times6.3})^3]\times15.6\times3.15=43.77kN/m$

次梁自重: $1.2\times25\times(0.45-0.1)\times0.2=2.1kN/m$

梁侧抹灰: $1.2\times17\times(0.45-0.1)\times0.02\times2=0.29kN/m$

故 $g_2=2.1+0.29=2.39kN/m$

(2) 内力计算:

计算跨度:

边跨: $l_n=6.3-0.12-\frac{0.25}{2}=6.055m$

$l_0=\frac{a}{2}+\frac{b}{2}+l_n=6.055+\frac{0.24}{2}+\frac{0.25}{2}=6.3m$

$<1.025l_n=1.025\times6.055+\frac{0.25}{2}=6.33m$

中间跨：　$l_0 = l_c = 6.3m$

平均跨度　$l_0 = \frac{6.3+6.3}{2} = 6.3m$

跨度差：　$(6.3-6.3)/6.3 = 0$

说明可按等跨连续梁计算内力，计算简图如图4所示。在各种不同分布的荷载作用下的内力计算可采用等跨连续梁的内力系数表进行。支座截面最大弯矩及剪力按如下公式计算，即：

$$M = kq'l_0^2$$

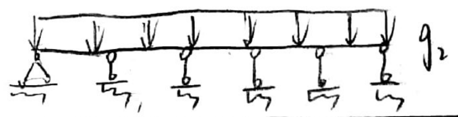
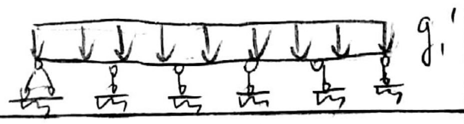
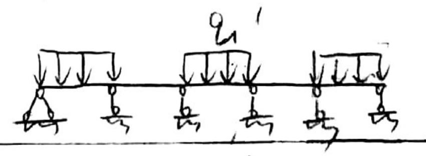
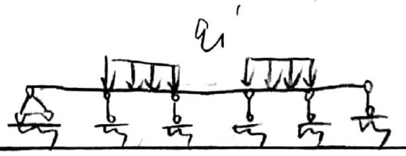
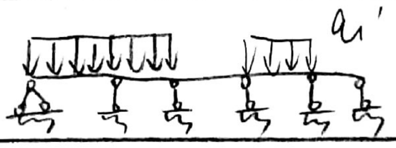
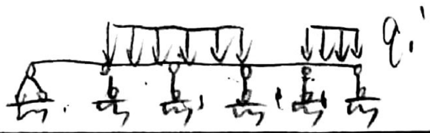
$$V = kq'l_0$$

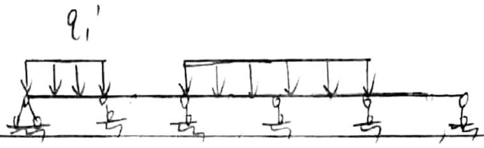
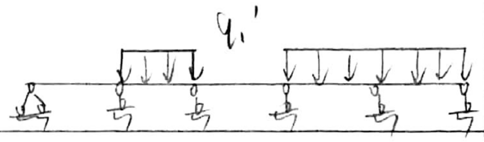
k —— 系数，查表可得；

l_0 —— 计算跨度，对边跨，中跨，支座取6.3m。

具体计算结果及最不利内力组合见表4.5.6。

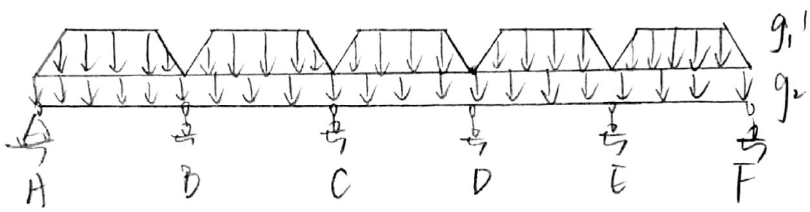
表4　次梁支座弯矩计算（KN-m）

序号	荷载简图	中间支座 $\frac{K}{M_B(M_E)}$	$\frac{K}{M_C(M_D)}$
①		$\frac{-0.105}{-0.105\times2.39\times6.3^2}$ $=-9.96$	$\frac{-0.079}{-0.079\times2.39\times6.3^2}$ $=-7.49$
②		$\frac{-0.105}{-0.105\times10.91\times6.3^2}$ $=-45.47$	$\frac{-0.079}{-0.079\times10.91\times6.3^2}$ $=-34.21$
③		$\frac{-0.053}{-0.053\times43.77\times6.3^2}$ $=-92.07$	$\frac{-0.040}{-0.04\times43.77\times6.3^2}$ $=-69.49$
④		$\frac{-0.053}{-92.07}$	$\frac{-0.040}{-69.49}$
⑤		$\frac{-0.119(-0.051)}{-0.119(-0.051)\times43.77\times6.3^2}$ $=-206.73(-88.6)$	$\frac{-0.022(-0.044)}{-0.022(-0.044)\times43.77\times6.3^2}$ $=-38.22(-76.44)$
⑥		$\frac{-0.035(-0.057)}{-0.035(-0.057)\times43.77\times6.3^2}$ $=-60.8(-99.02)$	$\frac{-0.111(-0.020)}{-0.111(-0.02)\times43.77\times6.3^2}$ $=-192.83(-34.74)$

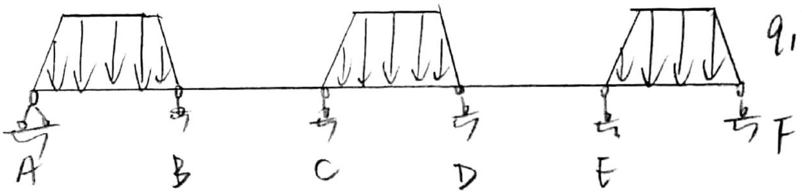
⑦		$\frac{-0.057(-0.035)}{-0.057(-0.035)\times43.77\times6.3^2=-99.02}$ (-60.8)	$\frac{-0.02(-0.111)}{-0.02(-0.111)\times43.77\times6.3^2=-34.74}$ (-192.83)
⑧		$\frac{-0.051(-0.119)}{-0.051(-0.119)\times43.77\times6.3^2=-88.6}$ (-206.73)	$\frac{-0.044(-0.022)}{-0.044(-0.022)\times43.77\times6.3^2=-76.44}$ (-38.22)

最大跨内弯矩计算：

① 在第一、第三、五跨布置活荷载，如图5所示：



(a) 恒载作用下



(b) 最不利活载作用下

图5 简支梁计算简图

求AB跨支座力：

$$R_A=R_{BC}=\frac{1}{2}\times2.39\times6.3+3.15\times\frac{3.15}{2}\times(3.89+15.6)+\left(\frac{3.15}{2}\right)^2\times(3.89+15.6)=152.57kN$$

由截面法求简支梁AB的跨中弯矩：

$$M_{中}=R_A\times\frac{l_0}{2}-q_2\times\frac{l_0}{2}\times\frac{l_0}{4}-(q_1+q_1')\times\frac{l_0}{4}\times\frac{l_0}{8}-\frac{1}{2}\times(q_1+q_1')\times\frac{l_0}{4}\times\left(\frac{l_0}{2}-\frac{2}{3}\times\frac{l_0}{4}\right)$$

$$=152.57\times\frac{6.3}{2}-2.39\times\frac{6.3}{2}\times\frac{6.3}{4}-(3.89+15.6)\times3.15\times\frac{6.3}{4}\times\frac{6.3}{8}-\frac{1}{2}\times(3.89+15.6)\times3.15\times\frac{6.3}{4}\times\frac{6.3}{3}$$

$$=291.06kN\cdot m$$

故连续梁AB跨的跨中弯矩由叠加法可得：

$$M_{AB}=M_中-\frac{|M_B|}{2}=291.06-\frac{1}{2}\times(9.96+45.47+92.07)=217.31KN\cdot m$$

求BC跨支座反力：

$$R_{BR}=R_{CL}=\frac{1}{2}\times2.39\times6.3+\frac{1}{2}\times\frac{3.15^2}{2}\times3.89+\frac{3.15^2}{2}\times3.89=36.48KN$$

由截面法求简支梁BC的跨中弯矩：

$$M_中=R_{BR}\times\frac{l_0}{2}-\frac{g_2}{2}\times l_0\times\frac{l_0}{4}-g_1\times\frac{l_0}{4}\times\frac{l_0}{8}-\frac{1}{2}\times g_1\times\frac{l_0}{4}\times(\frac{l_0}{2}-\frac{2}{3}\times\frac{l_0}{4})$$

$$=36.48\times\frac{6.3}{2}-\frac{6.3}{2}\times\frac{6.3}{4}\times2.39-\frac{6.3}{4}\times3.89\times\frac{6.3}{8}\times3.15-\frac{1}{2}\times3.89\times\frac{6.3}{4}\times(\frac{6.3}{2}-\frac{6.3}{6})$$

$$\times3.15=67.59KN\cdot m$$

故连续梁BC跨的跨中弯矩由叠加法可知：

$$M_{BC}=M_中-\frac{|M_B|+|M_C|}{2}=67.59-\frac{(9.96+45.47+92.07+7.49+34.21+69.49)}{2}=-61.76KN\cdot m$$

求CD跨支座反力：

$$R_{CR}=R_D=152.57KN$$

$$M_中=291.06KN\cdot m$$

故 $M_{CD}=M_中-|M_C|=291.06-(7.49+34.21+69.49)=179.87KN$

③其余活荷载的最不利布置情况可参照上述方法进行计算。

表5　次梁跨中弯矩计算 KN·m

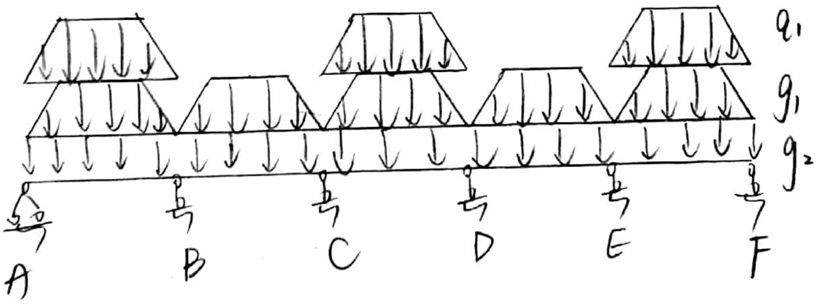
序号	跨中弯矩				
	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}	M_{DE}	M_{EF}
①+②+③	217.31	-61.76	179.87	-61.76	217.31
①+②+④	-6.16	161.71	-43.6	161.71	-6.16
①+②+⑤	159.98	120.02	-31.44	159.98	-4.43
①+②+⑥	9.48	115.68	135.58	-47.86	213.84
①+②+⑦	213.84	-47.86	135.58	115.68	9.48
①+②+⑧	-4.43	159.98	-31.44	120.02	159.98

表5 最不利内力组合

		M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	M_{CD}	M_D	M_{DE}	M_E	M_{EF}
内力组合	①+②+③	217.31	-147.5	-61.76	-106.19	179.87	-106.19	-61.76	-147.5	217.31
	①+②+④	-6.16	-147.5	161.71	-106.19	-43.6	-106.19	161.71	-147.5	-6.16
	①+②+⑤	159.98	-262.16	120.02	-79.92	-31.44	-118.14	159.98	-144.03	-4.43
	①+②+⑥	9.48	-116.23	115.68	-234.53	135.58	-76.44	-47.86	-154.45	213.84
	①+②+⑦	213.84	-154.45	-47.86	-76.44	135.58	-234.53	115.68	-116.23	9.48
	①+②+⑧	-4.43	-144.03	159.98	-118.14	-31.44	-79.92	120.02	-262.16	159.98
最不利组合	Mmax组合项	①+②+③	①+②+⑤	①+②+④	①+②+⑥	①+②+③	①+②+⑦	①+②+④	①+②+⑧	①+②+③
	Mmax组合值 /KN·m	217.31	-262.16	161.71	-234.53	179.87	-234.53	161.71	-262.16	217.31
	Mmin组合项	①+②+⑧	①+②+⑥	①+②+⑦	①+②+⑦	①+②+⑥	①+②+⑥	①+②+⑥	①+②+⑦	①+②+⑥
	Mmin组合值 /KN·m	-4.43	-116.23	-47.86	-76.44	-31.44	-76.44	-47.86	-116.23	-4.43

剪力计算：

(1) ①+②+③情况下：



对B点取矩：

$$-2.39\times6.3\times\frac{6.3}{2}-(15.6+3.89)\times3.15\times\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times(6.3-\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4})-\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}$$

$$\times\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4}\times19.49\times3.15-19.49\times3.15\times\frac{6.3}{2}\times\frac{6.3}{2}+V_A\times6.3-147.5=0$$

$$V_A=175.98KN(\uparrow)$$

$$V_{BL}+V_A=2.39\times6.3+19.49\times(\frac{6.3}{4}+\frac{6.3}{2})\times3.15$$

$$V_{BL}=-129.10KN(\downarrow)$$

对C点取矩：

$$-2.39\times6.3\times\frac{6.3}{2}-3.89\times3.15\times\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times(6.3-\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4})-\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4}\times3.89\times3.15$$

$$-3.89\times3.15\times\frac{6.3}{2}\times\frac{6.3}{2}+V_{BR}\times6.3-106.19+147.5=0$$

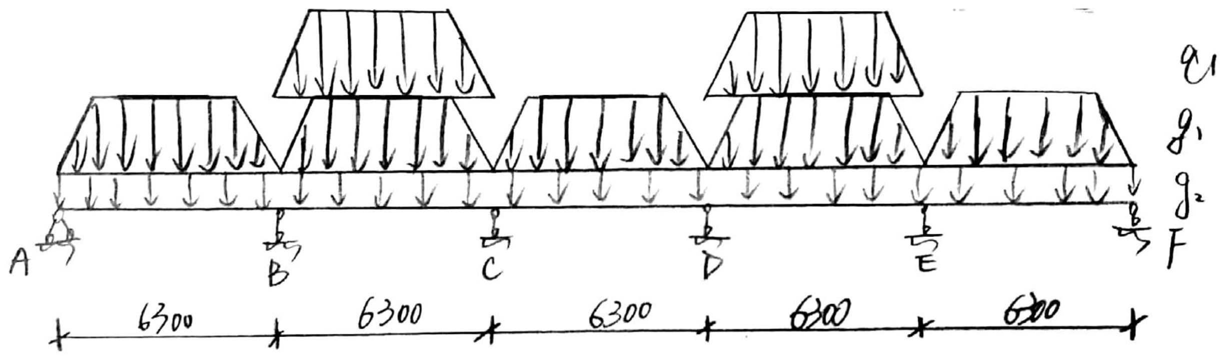
$$V_{BR}=29.92\ KN(\uparrow)$$

$$V_{C}+V_{BR}=2.39\times6.3+3.89\times(\frac{6.3}{4}+\frac{6.3}{2})\times3.15$$

$$V_{C}=-43.03\ KN(\downarrow)$$

∵ ①+③+② 情况下结构对称，故剪力对称。

(2) ①+②+④ 情况下：



对B点取矩：

$$-2.39\times6.3\times\frac{6.3}{2}-3.89\times3.15\times\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times(6.3-\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4})-\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4}$$

$$\times3.89\times3.15-3.89\times3.15\times\frac{6.3}{2}\times\frac{6.3}{2}+V_{A}\times6.3+147.5=0$$

$$V_{A}=59.8KN(\uparrow)$$

$$V_{BL}+V_{A}=2.39\times6.3+3.89\times(\frac{6.3}{4}+\frac{6.3}{2})\times3.15$$

$$V_{BL}=-13.06\ KN(\downarrow)$$

对C点取矩：

$$-2.39\times6.3\times\frac{6.3}{2}-19.49\times3.15\times\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times(6.3-\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4})-\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4}$$

$$\times19.49\times3.15-19.49\times3.15\times\frac{6.3}{2}\times\frac{6.3}{2}+V_{BR}\times6.3-100.19+147.5=0$$

对C点取矩：

$$-2.39\times6.3\times\frac{6.3}{2}-3.89\times3.15\times\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times(6.3-\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4})-\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4}\times3.89\times3.15$$

$$-3.89\times3.15\times\frac{6.3}{2}\times\frac{6.3}{2}+V_{BR}\times6.3-106.19+147.5=0$$

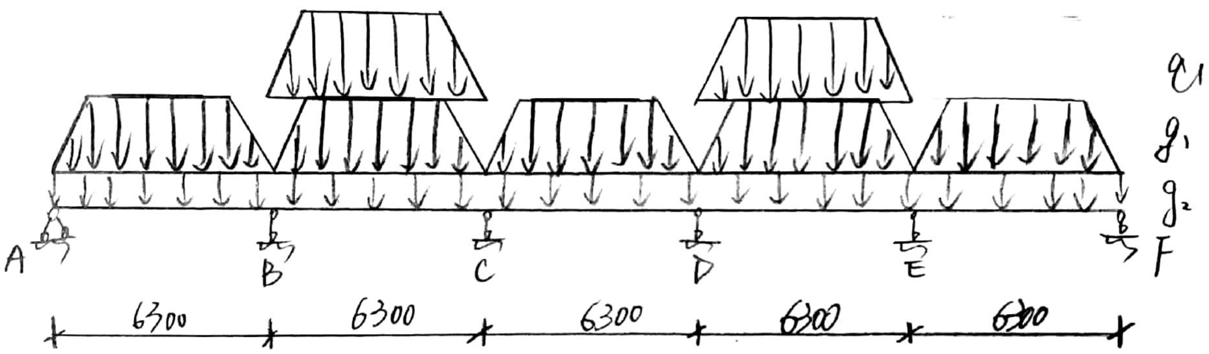
$$V_{BR}=29.92\ \text{kN}(\uparrow)$$

$$V_{CL}+V_{BR}=2.39\times6.3+3.89\times(\frac{6.3}{4}+\frac{6.3}{2})\times3.15$$

$$V_{CL}=43.03\ \text{kN}(\downarrow)$$

∵ ①+③+② 情况下结构对称，故剪力对称。

(2) ①+②+④情况下：



对B点取矩：

$$-2.39\times6.3\times\frac{6.3}{2}-3.89\times3.15\times\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times(6.3-\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4})-\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4}$$

$$\times3.89\times3.15-3.89\times3.15\times\frac{6.3}{2}\times\frac{6.3}{2}+V_A\times6.3+147.5=0$$

$$V_A=59.8\ \text{kN}(\uparrow)$$

$$V_{BL}+V_A=2.39\times6.3+3.89\times(\frac{6.3}{4}+\frac{6.3}{2})\times3.15$$

$$V_{BL}=13.06\ \text{kN}(\downarrow)$$

对C点取矩：

$$-2.39\times6.3\times\frac{6.3}{2}-19.49\times3.15\times\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times(6.3-\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4})-\frac{6.3}{4}\times\frac{1}{2}\times\frac{2}{3}\times\frac{6.3}{4}$$

$$\times19.49\times3.15-19.49\times3.15\times\frac{6.3}{2}\times\frac{6.3}{2}+V_{BR}\times6.3-106.19+147.5=0$$

$V_{BR}=146.01KN(\uparrow)$

$V_{CL}+V_{BR}=2.39\times6.3+19.49\times(\frac{6.3}{4}+\frac{6.3}{2})\times3.15$

$V_{CL}=-159.13KN(\downarrow)$

①+②+④情况下结构对称，故剪力对称。

(3) 其它情况计算方法如上述所示。

结果如表6所示。

表6 剪力计算表

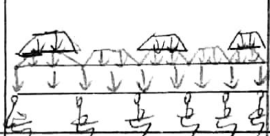
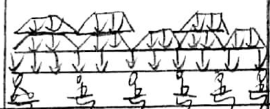
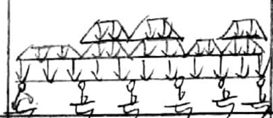
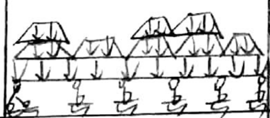
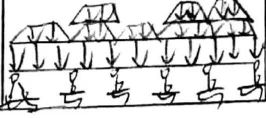
序号	计算简图	剪力					
		V_A	V_{BL} V_{BR}	V_{CL} V_{CR}	V_{DL} V_{DR}	V_{EL} V_{ER}	V_F
①+②+③		175.98	-129.10 29.92	-43.03 152.57	-152.57 43.03	-29.92 129.10	-175.98
①+②+④		59.89	-13.06 146.01	-159.13 36.48	-36.47 159.13	-146.01 13.06	-59.89
①+②+⑤		194.18	-110.96 123.64	-181.5 41.74	-31.21 156.68	-148.46 13.61	-59.34
①+②+⑥		54.93	-18.02 171.28	-133.86 127.51	-177.63 48.86	-24.09 128.05	-177.09
①+②+⑦		177.09	-128.05 24.09	48.86 -177.63	-127.51 133.86	-171.28 18.02	-54.93
①+②+⑧		59.34	-13.61 148.46	-156.68 31.21	-41.74 181.5	-123.64 110.96	-194.18

表7 剪力最不利组合

		V_A	V_{BL} / V_{BR}	V_{CL} / V_{CR}	V_{DL} / V_{DR}	V_{EL} / V_{ER}	V_F
V_{max}/kN	组合项	①+②+⑤	①+②+③ ①+②+⑥	①+②+⑤ ①+②+⑦	①+②+⑥ ①+②+⑧	①+②+⑦ ①+②+③	①+②+⑧
	组合值	194.18	-129.10 171.28	-181.5 177.63	-177.63 181.5	-171.28 129.10	-194.18
V_{min}/kN	组合项	①+②+⑥	①+②+④ ①+②+⑦	①+②+⑧ ①+②+⑧	①+②+⑤ ①+②+③	①+②+⑥ ①+②+④	①+②+⑦
	组合值	54.93	-13.06 24.09	-43.03 31.21	-31.21 43.03	-24.09 13.06	-54.93

将以上最不利内力组合下弯矩图及剪力图分别叠加在同一坐标图上，即可得到次梁的弯矩包络图及剪力包络图，如图6所示。

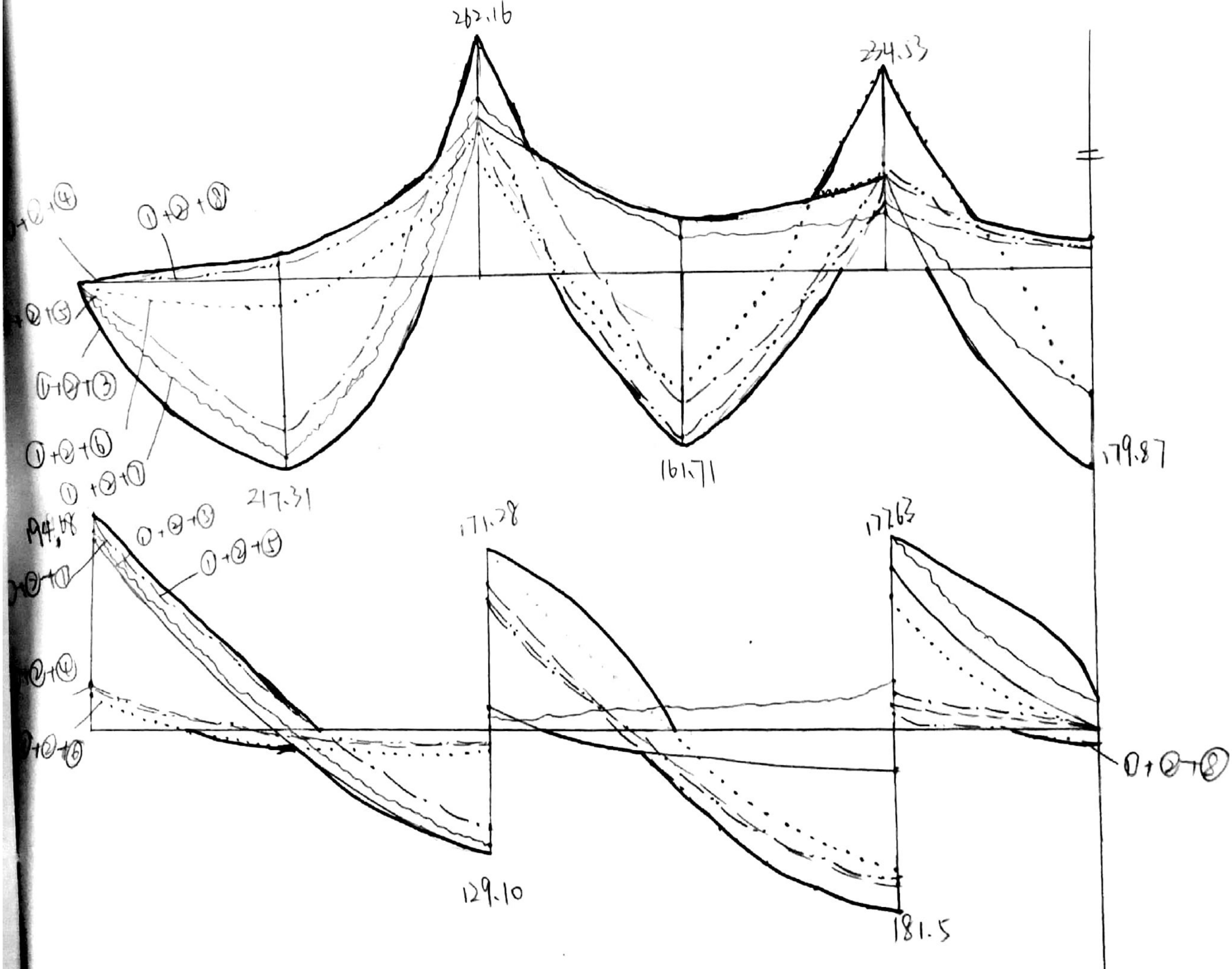


图6 次梁的弯矩包络图及剪力包络图

(3) 承载力计算：

a) 确定翼缘宽度。跨中截面按T形截面计算。根据《混凝土设计规范》，第7.2.3条的规定，翼缘宽度取较小值。

边跨：$b_f = \frac{l_0}{3} = \frac{6300}{3} = 2.1m$

$b_f' = b + S_n = 0.25 + 6.055 = 6.305m$

取较小值 $b_f' = 2.1m$。

中间跨：$b_f' = \frac{l_0}{3} = \frac{6.3}{3} = 2.1m$

$b_f' = 0.25 + 6.05 = 6.3m$

取较小值 $b_f' = 2.1m$

支座截面仍按矩形截面计算。

b) 判断截面类型。

取 $h_0 = 450 - 40 = 410mm$（跨中），$h_0 = 450 - 60 = 390mm$（支座）。

$\alpha_1 f_c b_f' h_f' (h_0 - \frac{h_f'}{2}) = 1.0 \times 19.1 \times 2100 \times 100 \times (390 - \frac{100}{2}) = 1363.74kN \cdot m >$ $217.31kN \cdot m$ $(-262.16kN \cdot m)$，

属于第一类T形截面。

板梁正截面承载力计算见表8。受力钢筋选用HRB400级，箍筋选用HPB300级。根据《混凝土规范》第9.5.1条的规定，纵向受力钢筋的最小配筋率为0.2%和0.45 f_t/f_y中的较大值，即0.2%。

板梁斜截面承载力计算见表9。

表8 正截面承载力计算

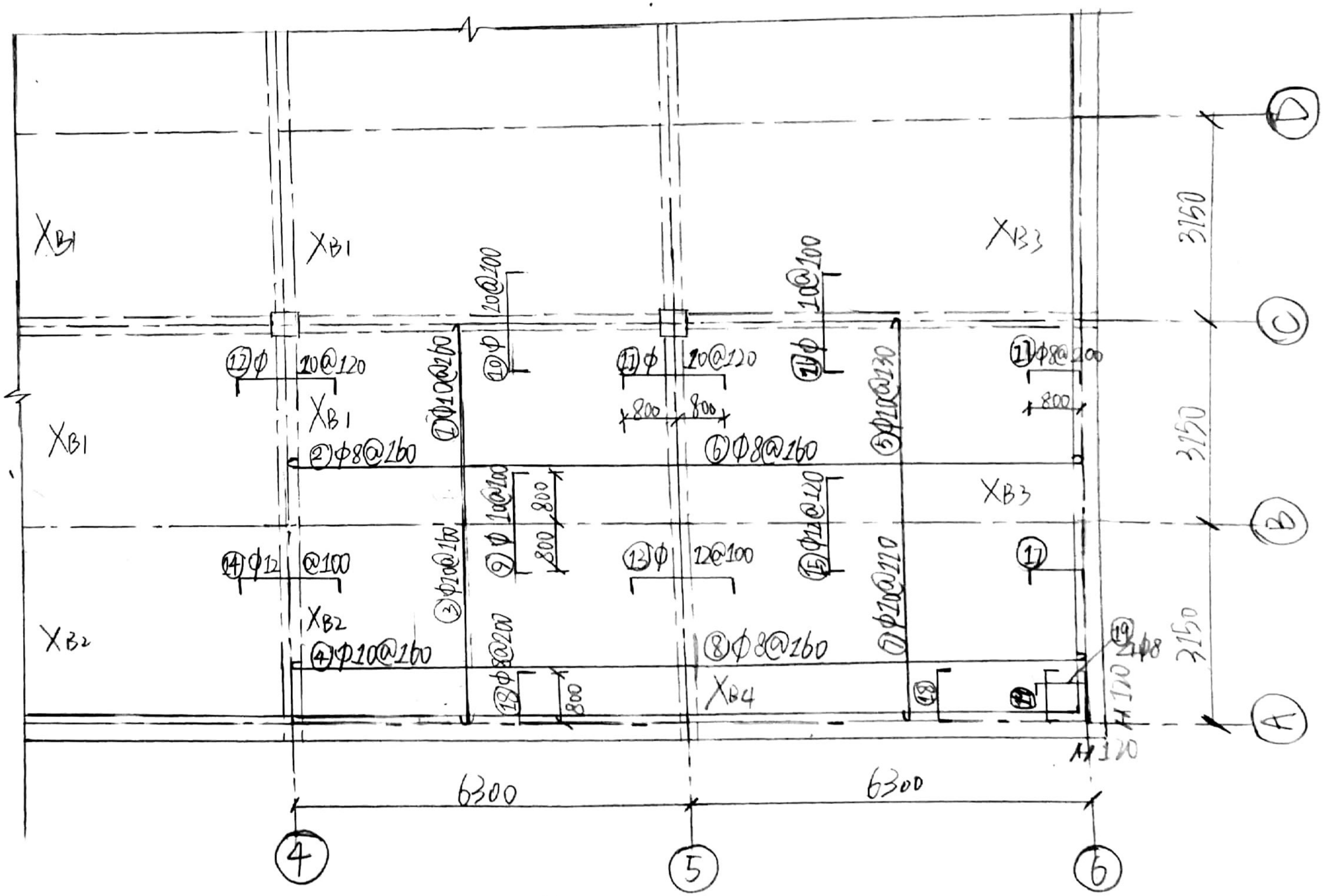
截面	边跨中	B支座	中间跨跨中	中间支座	第二跨跨中
$M/(kN\cdot m)$	217.31	-262.16	179.87	-234.53	161.71
$Vb/2$ $(kN\cdot m)$		$\frac{0.25}{2}\times(171.28+129.1)=37.55$		$\frac{0.25}{2}\times(181.5+177.63)=44.89$	
$M-Vb/2$ $(kN\cdot m)$		-224.61		-189.64	
$\alpha_s=\frac{M}{f_c b h_0^2}$	0.032	0.037	0.027	0.031	0.024
$\xi=1-\sqrt{1-2\alpha_s}$	0.033	0.038	0.027	0.031	0.024
$\gamma_s=\frac{1+\sqrt{1-2\alpha_s}}{2}$	0.983	0.981	0.986	0.984	0.988
$A_s=\frac{M}{f_y\gamma_s h_0}$ (mm^2)	1497.75	1630.77	1236	1372.46	1109
选用钢筋	4Φ20+1Φ20	4Φ20+2Φ20	4Φ20	5Φ20	4Φ20
实配钢筋面积 (mm^2)	1570	1884	1256	1570	1256
配筋率 $\rho=\frac{A_s}{bh}$	1.74%>0.2%	2.09%>0.2%	1.39%>0.2%	1.74%>0.2%	1.39%>0.2%

表9 斜截面承载力计算

截面	V_A	V_{BL} V_{BR}	V_{CL} V_{CR}	V_{DL} V_{DR}	V_{EL} V_{ER}	V_F
V/kN	194.18	-129.10 171.28	-181.5 177.63	-177.63 181.5	-171.28 129.10	-194.18
$0.25\beta_c f_c b h_0$ (kN)	$0.25\times1.0\times19.1\times200\times390=372.45>V$	372.45>V	372.45>V	372.45>V	372.45>V	372.45>V
$0.7f_t b h_0$ (kN)	$0.7\times1.71\times200\times390=93.37<V$	$93.37<V_{max}$	$93.37<V_{max}$	$93.37<V_{max}$	$<V_{max}$	$<V_{max}$
选用箍筋	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10	2Φ10
$A_{sv}=nA_{sv1}$ (mm^2)	157	157	157	157	157	157
$s=\frac{f_{yv}A_{sv}h_0}{V-0.7f_t b h_0}$ (mm)	$\frac{270\times157\times390}{19418-93370}=164$	$\frac{270\times157\times390}{171280-93370}=212$	$\frac{270\times157\times390}{181500-93370}=188$	$\frac{270\times157\times390}{181500-93370}=188$	$\frac{270\times157\times390}{171280-93370}=212$	$\frac{270\times157\times390}{194180-93370}=164$
实配箍筋间距 s(mm)	160	200	180	180	200	160
$\rho_{sv}=\frac{nA_{sv1}}{bs}$	0.49%>0.15%	0.39%>0.15%	0.44%>0.15%	0.44%>0.15%	0.39%>0.15%	0.49%>0.15%

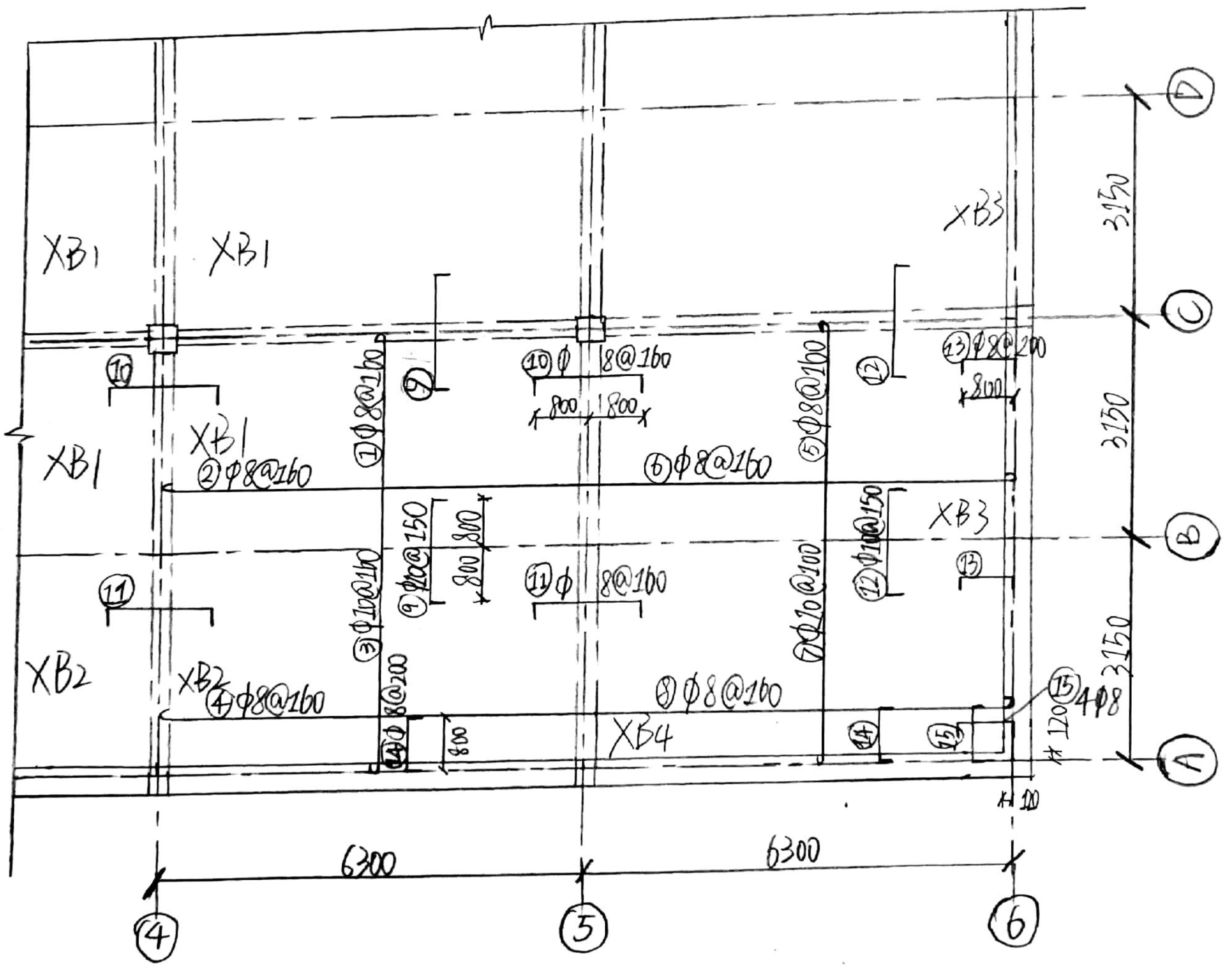
配筋图如附图所示

注： 钢筋采用
HPB300级(Φ)。

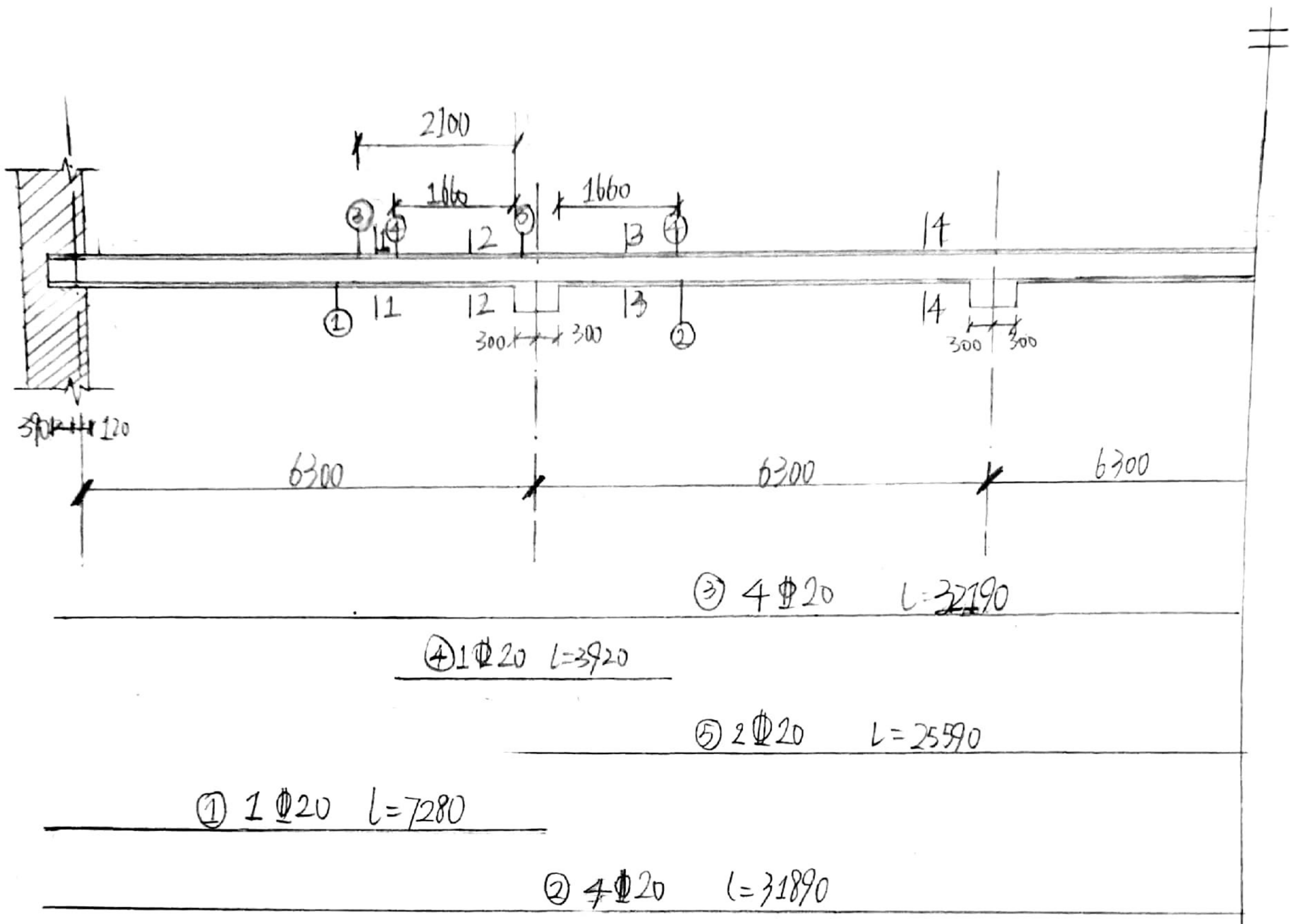


弹性法配筋图 1:100

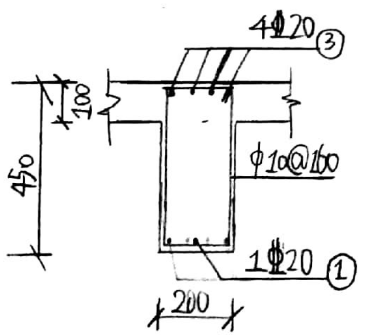
注：钢筋采用
HPB300级(Φ).



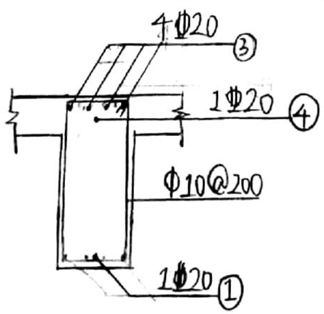
塑性法配筋图 1:100



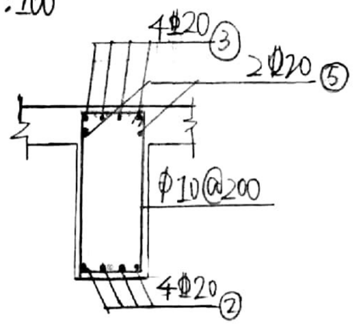
次梁配筋图 1:100



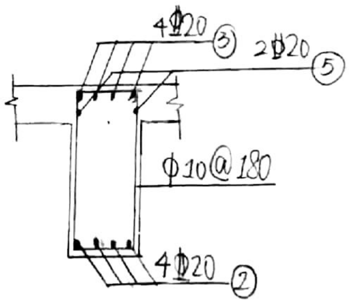
1-1剖面图 1:20



2-2剖面图 1:20



3-3剖面图 1:20



4-4剖面图 1:20