

高等学校土木工程学科专业指导委员会
规划教材配套用书

混凝土结构设计示例

主编 金伟良

中国建筑工程工业出版社

高等学校土木工程学科专业指导委员会规划教材配套用书

混凝土结构设计示例

主编 金伟良

中国建筑工业出版社

图书在版编目(CIP)数据

混凝土结构设计示例/金伟良主编. —北京: 中国建筑工业出版社, 2014. 11
高等学校土木工程学科专业指导委员会规划教材配套用书
ISBN 978-7-112-17545-1

I. ①混… II. ①金… III. ①混凝土结构-结构设计-高等学校-教材 IV. ①TU370.4

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2014)第 274835 号

本书是《混凝土结构设计》的配套教材, 针对《混凝土结构设计》教材中混凝土梁板结构设计、单层混凝土排架厂房设计及混凝土结构修复及加固方法 3 章内容, 给予具体的设计案例。全教材参考《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010、《建筑结构荷载规范》GB 50009—2012、《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2011、《单层工业厂房设计示例(一)》09SG117-1、《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2013 等进行编写, 便于在校大学生走上工作岗位后能更快地适应实际工程的设计、施工等工作。

本书可作为高等学校土木工程专业混凝土结构设计课程的配套用书, 也可供从事混凝土结构设计与施工的工程技术人员参考使用。

* * *

责任编辑: 吉万旺
责任设计: 李志立
责任校对: 李美娜 吴健

高等学校土木工程学科专业指导委员会规划教材配套用书

混凝土结构设计示例

主编 金伟良

*

中国建筑工业出版社出版、发行(北京西郊百万庄)

各地新华书店、建筑书店经销

北京天成排版公司制版

环球印刷(北京)有限公司印刷

*

开本: 787×1092 毫米 1/16 印张: 4 $\frac{3}{4}$ 字数: 94 千字

2015 年 2 月第一版 2015 年 2 月第一次印刷

定价: 18.00 元

ISBN 978-7-112-17545-1

(26758)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

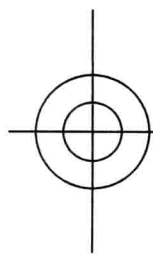
前 言

本书为金伟良主编的《高等学校土木工程学科专业指导委员会规划教材——混凝土结构设计》的配套用书。本书主要参考《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010、《建筑结构荷载规范》GB 50009—2012、《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2011、《单层工业厂房设计示例(一)》09SG117-1、《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2013 等进行编写,便于在校大学生走上工作岗位后能更快地适应实际工程的设计、施工的工作。本书也可作为工程技术人员的参考资料。

参加本书编写的人员有:陈驹(第1章),赵羽习、孙铭(第2章),张大伟(第3章)。书中不妥与错误之处,恳请读者批评指正。

目 录

第 1 章 整体式梁板结构设计	1	2.3.5 柱设计(A 轴柱)	39
1.1 单向板	1	2.3.6 基础设计(A 轴)	45
1.1.1 设计资料	1	第 3 章 粘贴纤维增强复合材	
1.1.2 结构平面布置	1	加固法设计算例	51
1.1.3 板的计算	1	3.1 受压构件正截面加固	
1.1.4 次梁计算	4	算例	51
1.1.5 主梁计算	6	3.2 受压构件斜截面加固	
1.2 双向板	10	算例	52
1.2.1 设计资料	10	3.3 受弯构件正截面加固	
1.2.2 结构平面布置	10	算例	53
1.2.3 荷载计算	11	3.3.1 算例 3-3	53
1.2.4 按弹性理论计算	11	3.3.2 算例 3-4	54
1.2.5 按塑性理论计算	12	3.3.3 算例 3-5	55
第 2 章 单层混凝土排架厂房		3.4 受弯构件斜截面加固	
设计	16	算例	56
2.1 设计资料	16	3.4.1 算例 3-6	56
2.2 结构方案设计	20	3.4.2 算例 3-7	57
2.2.1 厂房标准构件选用	20	附录	58
2.2.2 复核有关尺寸	21	附录 A 双向板计算系数表	58
2.3 排架结构分析	23	附录 B 等截面等跨连续梁在常	
2.3.1 计算简图	23	用荷载作用下的内力	
2.3.2 荷载计算	23	系数表	63
2.3.3 内力计算	30	附录 C 单阶柱柱顶反力	
2.3.4 内力组合	36	系数表	70



第1章

整体式梁板结构设计

某设计使用年限为 50 年工业厂房楼盖，环境类别为一类，试分别采用整体式钢筋混凝土单向板肋梁楼盖和双向板肋梁楼盖进行结构布置及设计。

1.1 单向板

1.1.1 设计资料

(1) 楼面构造层做法：20mm 厚水泥砂浆面层，20mm 厚混合砂浆顶棚抹灰。

(2) 活荷载：标准值为 6kN/m^2 。

(3) 恒载分项系数为 1.2；活荷载分项系数为 1.3(因工业厂房楼盖楼面活荷载标准值大于 4kN/m^2)。

(4) 材料选用：

混凝土 采用 C25($f_c=11.9\text{N/mm}^2$, $f_t=1.27\text{N/mm}^2$)。

钢筋 梁中受力纵筋采用 HRB335 级($f_y=300\text{N/mm}^2$)；

其余采用 HPB300 级($f_y=270\text{N/mm}^2$)。

1.1.2 结构平面布置

主梁沿横向布置，次梁沿纵向布置。主梁的跨度为 6.9m，次梁的跨度为 6.0m，主梁每跨内布置两根次梁，板的跨度为 2.3m， $l_{02}/l_{01}=6.0/2.3=2.6<3$ ，宜按双向板设计，按沿短边方向受力的单向板计算时，应沿长边方向布置足够数量的构造钢筋，此处按单向板设计。梁板结构平面布置图如图 1-1 所示。

1.1.3 板的计算

板按考虑塑性内力重分布方法计算。按跨厚比条件，要求板厚 $h\geq 2300/30=77\text{mm}$ ，工业建筑楼板要求板厚 $\geq 70\text{mm}$ ，取板厚 $h=80\text{mm}$ 。次梁截面高度应满足 $h=l_0/18\sim l_0/12=6000/18\sim 6000/12=333\sim 500\text{mm}$ ，取 $h=450\text{mm}$ ，截面宽度取 $b=200\text{mm}$ ，板尺寸及支承情况如图 1-2(a)所示。

(1) 荷载

恒载标准值

20 mm 水泥砂浆面层

$$0.02\text{m}\times 20=0.4\text{kN/m}^2$$

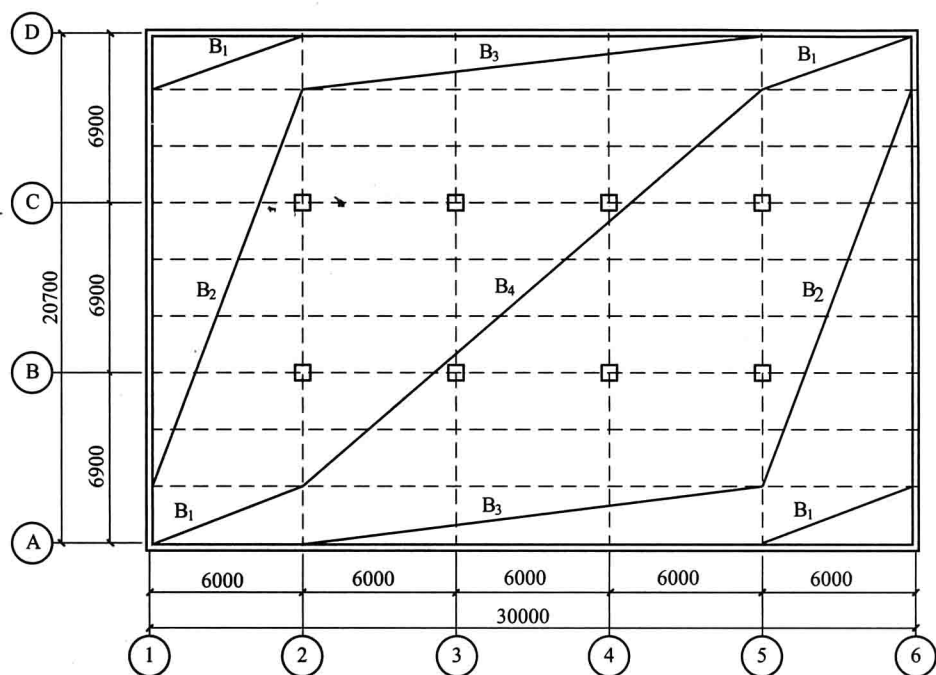


图 1-1 单向板梁板结构平面布置

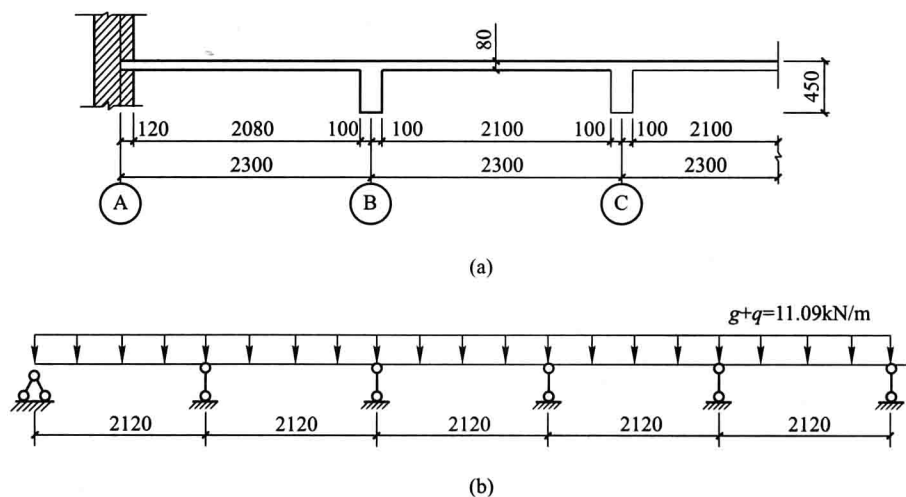


图 1-2 板的尺寸和计算简图

(a)板的尺寸；(b)计算简图

80mm 钢筋混凝土板

$$0.08\text{m} \times 25 = 2.0\text{kN/m}^2$$

20mm 混合砂浆顶棚抹灰

$$0.02\text{m} \times 17 = 0.34\text{kN/m}^2$$

$$g_k = 2.74\text{ kN/m}^2$$

线恒载设计值

$$g = 1.2 \times 2.74 = 3.29\text{kN/m}$$

线活载设计值

$$q = 1.3 \times 6 = 7.8\text{kN/m}$$

合计

$$11.09\text{kN/m}$$

即每米板宽

$$g + q = 11.09\text{kN/m}$$

(2) 内力计算

计算跨度

边跨 $l_n + h/2 = 2.3\text{m} - 0.12\text{m} - 0.2\text{m}/2 + 0.08\text{m}/2 = 2.12\text{m}$
 $l_n + a/2 = 2.3\text{m} - 0.12\text{m} - 0.2\text{m}/2 + 0.12\text{m}/2 = 2.14\text{m} > 2.12\text{m}$, 取 $l_0 = 2.12\text{m}$ 。

中间跨 $l_0 = 2.3\text{m} - 0.2\text{m} = 2.1\text{m}$

计算跨度差 $(2.12 - 2.1)/2.1 = 1\% < 10\%$, 说明可按等跨度连续板计算内力(为简化计算起见, 统一取 $l_0 = 2.12\text{m}$)。取 1m 板带宽作为计算单元, 计算简图如图 1-2(b)所示。

连续板各截面的弯矩计算见表 1-1。

连续板各截面弯矩计算 表 1-1

截面	边跨跨内	离端第二支座	离端第二跨跨内 中间跨跨内	中间支座
弯矩计算系数 α_m	$\frac{1}{11}$	$-\frac{1}{11}$	$\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{14}$
$M = \alpha_m(g + q)l_0^2$ (kN·m)	4.53	-4.53	3.12	-3.56

(3) 截面承载力计算

已知条件: $b = 1000\text{mm}$, $h = 80\text{mm}$, $h_0 = 80 - 25 = 55\text{mm}$, $\alpha_1 = 1.0$, $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$, $f_t = 1.27\text{N/mm}^2$, $f_y = 270\text{N/mm}^2$, 连续板各截面的配筋计算见表 1-2。

连续板各截面配筋计算 表 1-2

板带部位截面	边区板带(①~②, ⑤~⑥轴线间)				中间区板带(②~⑤轴线间)			
	边跨跨内	离端第二支座	离端第二跨跨内、中间跨跨内	中间支座	边跨跨内	离端第二支座	离端第二跨跨内、中间跨跨内	中间支座
$M(\text{kN} \cdot \text{m})$	4.53	-4.53	3.12	-3.56	4.53	-4.53	$0.8 \times 3.12 = 2.50$	$0.8 \times (-3.56) = 2.85$
$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$	0.126	0.126	0.087	0.099	0.126	0.126	0.069	0.079
ξ	0.135	0.135	0.091	0.104	0.135	0.135	0.072	0.083
$A_s = \xi b h_0 f_c / f_y$ (mm ²)	327	327	220	253	327	327	175	200
选配钢筋	$\phi 8$ @150	$\phi 8$ @150	$\phi 8$ @150	$\phi 8$ @150	$\phi 8$ @150	$\phi 8$ @150	$\phi 8$ @150	$\phi 8$ @150
实配钢筋面积 (mm ²)	335	335	335	335	335	335	335	335

注: 中间区板带②~⑤轴线间, 各内区格板的四周与梁整体连接, 故各跨跨内和中间支座考虑板的内拱作用, 计算弯矩降低 20%。

连续板的配筋示意图如图 1-3 所示。

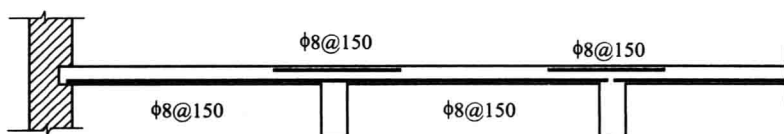


图 1-3 板的配筋示意图(包括边区板带及中间区板带)

1.1.4 次梁计算

次梁按考虑塑性内力重分布方法计算。取主梁的梁高 $h = (1/14 \sim 1/8)l_0 = 6900/14 \sim 6900/8 = 493 \sim 863\text{mm}$, 取 $h = 650\text{mm}$, 梁宽 $b = 250\text{mm}$ 。次梁有关尺寸及支承情况如图 1-4(a)所示。

(1) 荷载

恒载设计值

由板传来

$$3.29 \times 2.3 = 7.57\text{kN/m}$$

次梁自重

$$1.2 \times 25 \times 0.2 \times (0.45 - 0.08) = 2.22\text{kN/m}$$

梁侧抹灰

$$1.2 \times 17 \times 0.02 \times (0.45 - 0.08) \times 2 = 0.30\text{kN/m}$$

$$g = 10.09\text{kN/m}$$

活载设计值

由板传来

$$q = 7.8 \times 2.3 = 17.94\text{kN/m}$$

合计

$$g + q = 28.03\text{kN/m}$$

(2) 内力计算

计算跨度

$$l_n = 6.0 - 0.12 - \frac{0.25}{2} = 5.755\text{m}$$

$$l_n + \frac{a}{2} = 5.755 + \frac{0.24}{2} = 5.875\text{m}$$

$$1.025l_n = 1.025 \times 5.755 = 5.899\text{m} > 5.875, \text{取 } l_0 = 5.875\text{m}.$$

中间跨 $l_0 = l_n = 6.0 - 0.25 = 5.75\text{m}$

跨度差 $(5.875 - 5.75)/5.75 = 2.2\% < 10\%$

说明可按等跨连续梁计算内力。计算简图如图 1-4(b)所示。

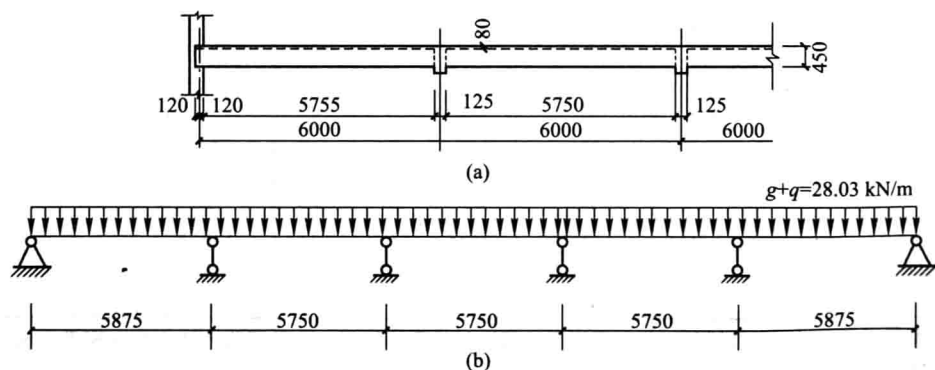


图 1-4 次梁的尺寸和计算简图

(a)次梁尺寸; (b)计算简图

连续次梁各截面弯矩及剪力计算分别见表 1-3 和表 1-4。

连续次梁弯矩计算

表 1-3

截面	边跨跨内	离端第二支座	离端第二跨跨内、 中间跨跨内	中间支座
弯矩计算系数 α_m	$\frac{1}{11}$	$-\frac{1}{11}$	$\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{14}$
$M=\alpha_m(g+q)l_0^2$ (kN·m)	87.95	-87.95	57.92	-66.20

连续次梁剪力计算

表 1-4

截面	端支座内侧	离端第二支座外侧	离端第二支座内侧	中间支座外侧、内侧
剪力计算系数 α_v	0.45	0.6	0.55	0.55
$V=\alpha_v(g+q)l_n$ (kN)	72.59	96.79	88.64	88.64

(3) 截面承载力计算

次梁跨内截面按 T 形截面计算，翼缘计算宽度为：

边跨 $b'_f = \frac{1}{3}l_0 = \frac{1}{3} \times 5875 = 1958\text{mm} < b + s_0 = 200 + 2100 = 2300\text{mm}$

第二跨和中间跨 $b'_f = \frac{1}{3} \times 5750 = 1916.7\text{mm}$

梁高 $h = 450\text{mm}$, $h_0 = 450 - 45 = 405\text{mm}$

翼缘厚 $h'_f = 80\text{mm}$

判别 T 形截面类型：按第一类 T 形截面试算。

跨内截面 $\xi = 0.022 < \frac{h'_f}{h_0} = \frac{80}{405} = 0.198$ ，故各跨内截面均属于第一类 T 形截面。

支座截面按矩形截面计算，按布置一排纵筋考虑，取 $h_0 = 450 - 45 = 405\text{mm}$ 。

连续次梁正截面及斜截面承载力计算分别见表 1-5 及表 1-6。

连续次梁正截面承载力计算

表 1-5

截面	边跨跨内	离端第二支座	离端第二跨跨内、 中间跨跨内	中间支座
$M(\text{kN} \cdot \text{m})$	87.95	-87.95	57.92	-66.20
$\alpha_s = M / \alpha_1 f_c b'_f h_0^2$ ($\alpha_s = M / \alpha_1 f_c b h_0^2$)	0.023	0.225	0.015	0.170
ξ	0.023	$0.259 < 0.35$	0.016	0.187
$A_s = \xi b'_f h_0 \alpha_1 f_c / f_y$ ($A_s = \xi b h_0 \alpha_1 f_c / f_y$) (mm ²)	732	831	480	601
选配钢筋	3Φ18	2Φ18 +2Φ16	1Φ16 +2Φ14	2Φ12 +2Φ16
实配钢筋面积 (mm ²)	763	911	509	628

连续次梁斜截面承载力计算

表 1-6

截面	端支座内侧	离端第二支座外侧	离端第二支座内侧	中间支座外侧、内侧
$V(\text{kN})$	72.59	96.79	88.64	88.64
$0.25\beta_c f_c b h_0$ (N)	$240975 > V$	$240975 > V$	$240975 > V$	$240975 > V$
$0.7f_t b h_0$ (N)	$72009 > V$	$72009 > V$	$72009 > V$	$72009 > V$
选用箍筋	2 ϕ 8	2 ϕ 8	2 ϕ 8	2 ϕ 8
$A_{sv} = nA_{sv1}$ (mm^2)	101	101	101	101
$s \leq \frac{f_{yv} A_{sv} h_0}{V - 0.7f_t b h_0}$ (mm)	< 0	446	664	664
实配箍筋间距 s (mm)	200	200	200	200

次梁配筋示意图如图 1-5 所示。

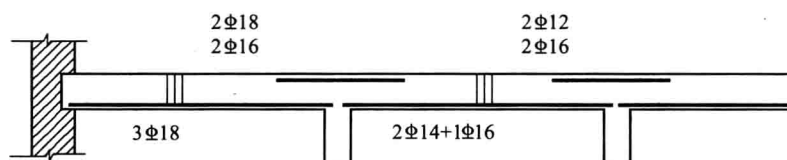


图 1-5 连续次梁配筋示意图

1.1.5 主梁计算

主梁按弹性理论计算。

柱高 $H = 6.0\text{m}$ ，设柱截面尺寸为 $350\text{mm} \times 350\text{mm}$ 。主梁的有关尺寸及支承情况如图 1-6(a) 所示。

(1) 荷载

恒载设计值

由次梁传来

$$10.09 \times 6.0 = 60.54\text{kN}$$

主梁自重(折算为集中荷载)

$$1.2 \times 25 \times 0.25 \times (0.65 - 0.08) \times 2.3 = 9.83\text{kN}$$

梁侧抹灰(折算为集中荷载)

$$1.2 \times 17 \times 0.02 \times (0.65 - 0.08) \times 2 \times 2.3 = 1.07\text{kN}$$

$$G = 71.4\text{kN}$$

活载设计值

由次梁传来

$$Q = 17.94 \times 6.0 = 107.6\text{kN}$$

合计

$$G + Q = 179.0\text{kN}$$

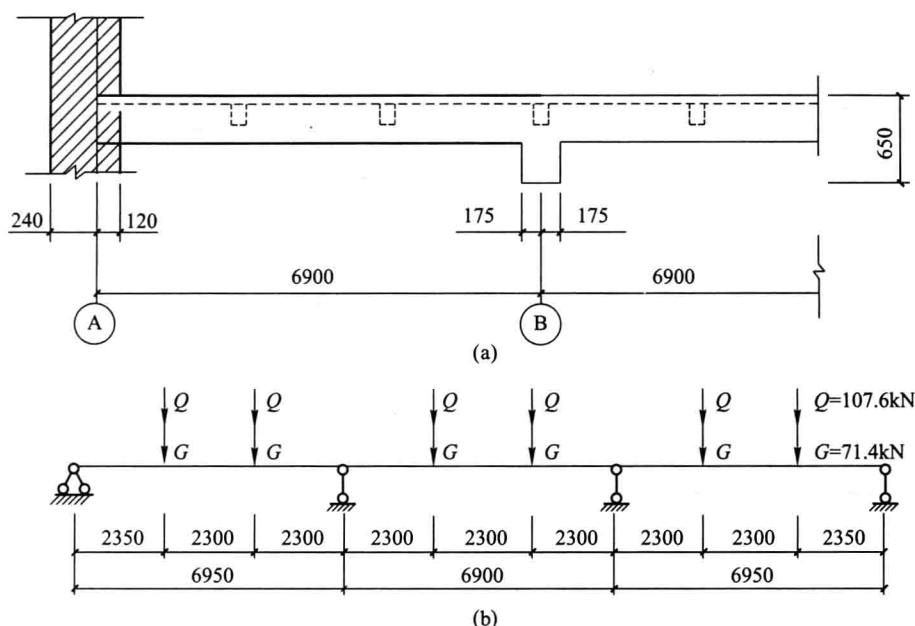


图 1-6 主梁的尺寸及计算简图

(a)主梁尺寸；(b)计算简图

(2) 内力计算

边跨
$$l_n = 6.9 - 0.12 - \frac{0.35}{2} = 6.61\text{m}$$

$$l_0 = 1.025l_n + \frac{b}{2} = 1.025 \times 6.61 + \frac{0.35}{2} = 6.95\text{m}$$

$$< l_n + \frac{a}{2} + \frac{b}{2} = 6.61 + \frac{0.36}{2} + \frac{0.35}{2} = 6.97\text{m}$$

取 $l_0 = 6.95\text{m}$ 。

中间跨
$$l_n = 6.90 - 0.35 = 6.55\text{m}$$

$$l_0 = l_n + b = 6.55 + 0.35 = 6.90\text{m}$$

跨度差 $(6.95 - 6.90) / 6.90 = 0.72\% < 10\%$ ，则可按等跨梁计算。

由于主梁线刚度较柱线刚度大得多 ($i_{\text{梁}} / i_{\text{柱}} \approx 4$)，故主梁可视为铰支柱顶上的连续梁，计算简图如图 1-6(b)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，跨内和支座截面最大弯矩及剪力按下式计算，即

$$M = KGl_0 + KQl_0$$

$$V = KG + KQ$$

式中系数 K 值由附录 A 中查得，对边跨取 $l_0 = 6.95\text{m}$ ；对中跨取 $l_0 = 6.90\text{m}$ ；对支座 B 取 $l_0 = 6.93\text{m}$ 。具体计算结果以及最不利荷载组合见表 1-7 和表 1-8。将以上最不利荷载组合下的四种弯矩图及三种剪力图分别叠画在同一坐标图上，即可得主梁的弯矩包络图及剪力包络图(此处省去)。

主梁弯矩计算 (kN·m)

表 1-7

序号	计算简图	边跨跨内	中间支座	中间跨跨内
		$\frac{K}{M_1}$	$\frac{K}{M_B(M_C)}$	$\frac{K}{M_2}$
①		$\frac{0.244}{121.08}$	$\frac{-0.267}{-132.11}$	$\frac{0.067}{33.01}$
②		$\frac{0.289}{216.12}$	$\frac{-0.133}{-99.17}$	$\frac{-M_B}{-99.17}$
③		$\approx \frac{1}{3} M_B =$ -33.06	$\frac{-0.133}{-99.17}$	$\frac{0.200}{148.49}$
④		$\frac{0.229}{171.25}$	$\frac{-0.311(-0.089)}{-231.06(-66.36)}$	$\frac{0.170}{126.21}$
⑤		$\approx \frac{1}{3} M_B =$ -22.12	$-66.36(-231.06)$	126.21
最不利荷载组合	①+②	337.20	-231.28	-66.16
	①+③	88.02	-231.28	181.50
	①+④	292.33	-363.17(-198.47)	159.22
	①+⑤	98.96	-198.47(-363.17)	159.22

主梁剪力计算 (kN)

表 1-8

序号	计算简图	端支座	中间支座	
		$\frac{K}{V_A}$	$\frac{K}{V_{B左}(V_{C左})}$	$\frac{K}{V_{B右}(V_{C右})}$
①		$\frac{0.733}{52.33}$	$\frac{-1.267(-1.000)}{-90.46(-71.40)}$	$\frac{1.000(1.267)}{71.40(90.46)}$
②		$\frac{0.866}{93.18}$	$\frac{-1.134(0)}{-122.02(0)}$	$\frac{0(1.134)}{0(122.02)}$
④		$\frac{0.689}{74.14}$	$\frac{-1.311(-0.778)}{-141.06(-83.71)}$	$\frac{1.222(0.089)}{131.49(9.58)}$
⑤		-9.58	-9.58(-131.49)	83.14(141.06)
最不利荷载组合	①+②	145.51	-212.48(-71.40)	71.40(212.48)
	①+④	126.47	-231.52(-155.11)	202.89(100.04)
	①+⑤	42.75	-100.04(-202.89)	155.11(231.52)

(3) 截面承载力计算

主梁跨内截面按 T 形截面计算, 其翼缘计算跨度为 $b'_l = \frac{1}{3} l_0 = \frac{1}{3} \times 6900 =$

2300mm<b+s_n=6000mm，并取 h₀=650-45=605mm。

判别 T 形截面类型：先按第一类 T 形截面试算。

跨内截面 ξ=0.066<h_f'/h₀=80/605=0.132，故各跨内截面均属于第一类 T 截面。

支座截面按矩形截面计算，取 h₀=650-90=560mm(因支座弯矩较大，考虑布置两排纵筋，并布置在次梁主筋下面)。跨内截面在负弯矩作用下按矩形截面计算，取 h₀=650-65=585mm。

主梁正截面及斜截面承载力计算分别见表 1-9 及表 1-10。

主梁正截面承载力计算 表 1-9

截面	边跨跨内	中间支座	中间跨跨内	
M(kN·m)	337.20	-363.17	181.50	-66.16
$V_0 \cdot \frac{b}{2}$ (kN·m)	—	-31.33	—	—
$(M-V_0 \cdot \frac{b}{2})$ (kN·m)	—	-331.84	—	—
$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b_i h_0^2}$ $(\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2})$ (mm ²)	0.034	0.356	0.018	0.065
ξ	0.034	0.463	0.018	0.067
$A_s = \frac{\xi \alpha_1 f_c b_i h_0}{f_y}$ $(A_s = \frac{\xi \alpha_1 f_c b h_0}{f_y})$	1890mm ²	2570mm ²	1009mm ²	390mm ²
选配钢筋	4Φ25	2Φ25+5Φ22	2Φ22+2Φ18	2Φ18
实配钢筋面积	1964mm ²	2882mm ²	1269mm ²	509mm ²

主梁斜截面承载力计算 表 1-10

截面	端支座内侧	离端第二支座外侧	离端第二支座内侧
V(kN)	145.51	231.52	202.89
0.25β _c f _c bh ₀ (N)	449969>V	416500>V	423940>V
$\frac{1.75}{1+\lambda}f_tbh_0$ (N)	84038<V	77788<V	126680<V
选用箍筋	2Φ8	2Φ8	2Φ8
A _{sv} =nA _{sv1} (mm ²)	101	101	101
$s \leq \frac{f_{yv}A_{sv}h_0}{V-\frac{1.75}{1+\lambda}f_tbh_0}$ (mm)	268	100	122
实配箍筋间距 s(mm)	200	100	100
$V_{cs} (= \frac{1.75}{1+\lambda}f_tbh_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0)$ (N)	—	230500	210500
$A_{sb} (= \frac{V-V_{cs}}{0.8f_y\sin\alpha})$ (mm ²)	—	<0	<0

(4) 主梁吊筋计算

由次梁传至主梁的全部集中力为：

$$G+Q=60.54+107.6=168.14\text{kN}$$

$$\text{则 } A_s = \frac{G+Q}{2f_y \sin \alpha} = \frac{168.14 \times 10^3}{2 \times 300 \times 0.707} = 396.4\text{mm}^2$$

选 $2\Phi 16 (A_s = 402\text{mm}^2)$ 。

主梁的配筋示意图如图 1-7 所示。

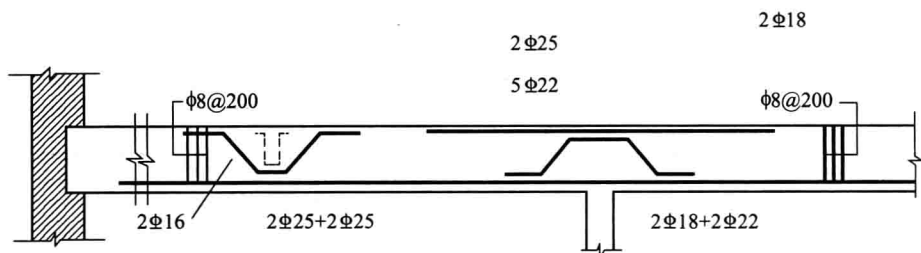


图 1-7 主梁的配筋示意图

1.2 双向板

1.2.1 设计资料

根据板的跨厚比： $h = 6000/40 = 150\text{mm}$ ，双向板最小板厚 80mm ，取 $h = 150\text{mm}$ 。

支承梁截面尺寸为 $b \times h = 250\text{mm} \times 650\text{mm}$ 。

其他条件同单向板。

1.2.2 结构平面布置

双向板梁板结构平面布置图如图 1-8 所示，分为 A、B、C、D 四种区格。

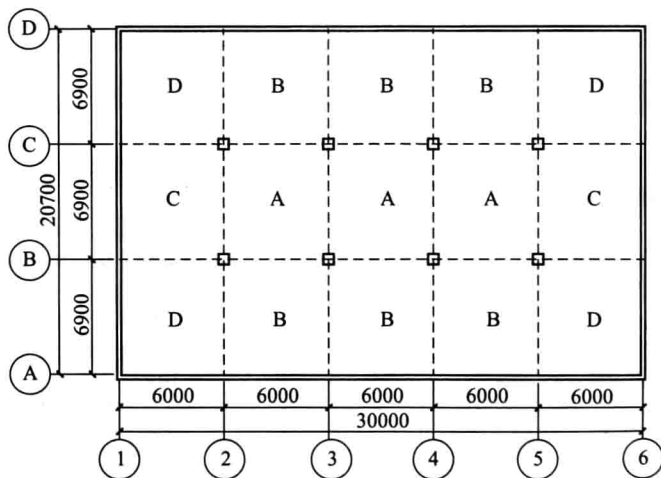


图 1-8 双向板梁板结构平面布置

1.2.3 荷载计算

20mm 水泥砂浆面层	$0.02\text{m} \times 20 = 0.40\text{kN/m}^2$
150mm 钢筋混凝土板	$0.15\text{m} \times 25 = 3.75\text{kN/m}^2$
20mm 混合砂浆顶棚抹灰	$0.02\text{m} \times 17 = 0.34\text{kN/m}^2$
恒载标准值	$g_k = 4.49\text{kN/m}^2$
恒载设计值	$g = 1.2 \times 4.49 = 5.4\text{kN/m}^2$
活载设计值	$q = 1.3 \times 6.0 = 7.8\text{kN/m}^2$
合计	$p = g + q = 13.2\text{kN/m}^2$

1.2.4 按弹性理论计算

在求各区格板跨内正弯矩时，按恒荷载均布及活荷载棋盘式布置计算，取荷载：

$$g' = g + q/2 = 5.4 + 7.8/2 = 9.3\text{kN/m}^2$$
$$q' = q/2 = 7.8/2 = 3.9\text{kN/m}^2$$

在 g' 作用下，各内支座均可视作固定，某些区格板跨内最大正弯矩不在板的中心点处，在 q' 作用下，各区格板四边均可视作简支，跨内最大正弯矩则在中心点处，计算时，可近似取二者之和作为跨内最大正弯矩值。

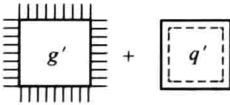
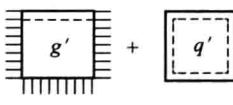
在求各中间支座最大负弯矩(绝对值)时，按恒荷载及活荷载均满布各区格板计算，取荷载：

$$p = g + q = 13.2\text{ kN/m}^2$$

按附录 A 进行内力计算，计算简图及计算结果见表 1-11。

由表 1-11 可见，板间支座弯矩是不平衡的，实际应用时可近似取相邻两区格板支座弯矩的平均值，即

双向板弯矩计算 表 1-11

区格		A	B
l_{0x}/l_{0y}		6.0/6.9=0.87	6.0/6.86=0.87
跨内	计算简图		
	$\mu=0$	m_x	$(0.0236 \times 9.3 + 0.0486 \times 3.9) \times 6.0^2 = 14.72$
		m_y	$(0.0160 \times 9.3 + 0.0350 \times 3.9) \times 6.0^2 = 10.27$
	$\mu=0.2$	$m_x^{(\mu)}$	$14.72 + 0.2 \times 10.27 = 16.77$
		$m_y^{(\mu)}$	$10.27 + 0.2 \times 14.72 = 13.21$

续表

区格		A	B
l_{0x}/l_{0y}		6.0/6.9=0.87	6.0/6.86=0.87
支座	计算简图		
	m'_x	$0.0611 \times 13.2 \times 6.0^2 = 29.03$	$0.0681 \times 13.2 \times 6.0^2 = 32.36$
	m'_y	$0.0547 \times 13.2 \times 6.0^2 = 25.99$	$0.0565 \times 13.2 \times 6.0^2 = 26.92$
区格		C	D
l_{0x}/l_{0y}		5.96/6.9=0.86	5.96/6.86=0.87
跨内	计算简图		
	$\mu=0$	m_x	$(0.0285 \times 9.3 + 0.0496 \times 3.9) \times 5.96^2 = 16.29$
		m_y	$(0.0142 \times 9.3 + 0.0349 \times 3.9) \times 5.96^2 = 9.53$
	$\mu=0.2$	$m_x^{(\mu)}$	$16.29 + 0.2 \times 9.53 = 18.20$
		$m_y^{(\mu)}$	$9.53 + 0.2 \times 16.29 = 12.79$
			$16.97 + 0.2 \times 12.08 = 19.39$
支座	计算简图		
	m'_x	$0.0687 \times 13.2 \times 5.96^2 = 32.21$	$0.0808 \times 13.2 \times 5.96^2 = 37.89$
	m'_y	$0.0566 \times 13.2 \times 5.96^2 = 26.54$	$0.0726 \times 13.2 \times 5.96^2 = 34.04$

A-B 支座 $m'_y = (-25.99 - 26.92)/2 = -26.46 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

A-C 支座 $m'_x = (-29.03 - 32.21)/2 = -30.62 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

B-D 支座 $m'_x = (-32.36 - 37.89)/2 = -35.13 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

C-D 支座 $m'_y = (-26.54 - 34.04)/2 = -30.29 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

各跨内、支座弯矩已求得(考虑 A 区格板四周与梁整体连接, 乘以折减系数 0.8), 即可近似按 $A_s = m/(0.95 f_y h_0)$ 算出相应的钢筋截面面积, 取跨内及支座截面 $h_{0x} = 130 \text{ mm}$, $h_{0y} = 120 \text{ mm}$, 具体计算不再赘述。

1.2.5 按塑性理论计算

(1) 弯矩计算

① 中间区格板 A

计算跨度 $l_{0x} = 6.0 \text{ m} - 0.25 \text{ m} = 5.75 \text{ m}$; $l_{0y} = 6.9 \text{ m} - 0.25 \text{ m} = 6.65 \text{ m}$

$n = l_{0y}/l_{0x} = 6.65 \text{ m}/5.75 \text{ m} = 1.16$, 取 $\alpha = 1/n^2 = 0.74$, $\beta = 2.0$ 。