

目 录

前 言	1
1 设计资料	2
2 结构布置及计算简图	4
2.1 结构布置	4
2.2 结构选型	4
3 框架荷载计算	6
3.1 恒荷载计算	6
3.2 活荷载计算	9
3.3 风荷载计算	10
3.4 重力荷载代表值计算	11
4 框架内力分析	13
4.1 水平地震作用下内力计算	13
4.2 恒载作用下内力计算	18
4.3 活载作用下内力计算	21
4.4 风荷载作用下内力计算	22
5 框架内力组合	26
5.1 梁内力组合	26
5.2 柱内力组合	27
6 框架梁、柱截面设计	28
6.1 框架梁的截面设计	28
6.2 框架柱的截面设计	31
7 板的结构设计	37

7.1 计算简图	37
7.2 楼面板设计	37
8 楼梯设计	40
8.1 平面布置图	40
8.2 梯段板设计	40
8.3 PTB-1 平台板设计	43
8.4 平台梁设计	44
9 基础设计	49
9.1 荷载效应组合	49
9.2 基础尺寸设计	49
9.3 荷载分配	50
9.4 基础梁设计	51
9.5 翼板设计	52
10 PKPM 计算	53
10.1 PKPM 部分文本文件	53
10.2 PKPM 部分图形文件	71
致 谢	75
参考文献	76
附录 A	78

前 言

框架结构体系的优点是：建筑平面布置灵活，能获得较大的空间；建筑立面容易处理，结构自重较轻；计算理论比较成熟；在一定高度范围内造价较低，目前在多高层房屋建筑中应用十分广泛。其缺点是：侧移刚度较小，在地震作用下非结构构件（如非填充墙、建筑装饰等）破坏较严重。因此，采用框架结构时应控制建筑物的层数和高度。设计中需要考虑到建筑抗震要求、结构构件的变形以及施工的方便性等问题。

为了使设计能够满足钢筋混凝土框架结构设计规范的要求，我们需要熟悉钢筋混凝土结构设计的全过程，需要充分理解钢筋混凝土结构基本理论、基本方法。本次毕业设计系统、全面地帮助我们对四年来所学专业知进行了一次复习与巩固，使我们对结构设计的宏观理解上了一个层次，对专业知识的应用更加熟练，独立钻研与动手能力得到强化。本设计共包含九个部分，分别为：设计资料、结构布置及计算简图、荷载计算、内力计算、内力组合、梁柱截面设计、板结构设计、楼梯结构设计以及基础结构设计。

由于个人水平能力有限，设计中难免有错误与不妥之处，希望得到各位老师与同学的批评指正。

1 设计资料

本设计为五层的钢筋混凝土框架结构，主要设计资料如下：

1.1 设计标高

室内设计标高 ± 0.000 ，室内外高差 450 mm 。

1.2 气象资料

一月份全年最冷月平均气温： -2.8°C ，七月最热月平均气温： 26.7°C ，平均地面温度： 14.6°C 。

历年平均降水量： 613 mm ，夏季平均降水量： 424.8 mm ，年最大降水量： 1142.6 mm 。

基本风压： 0.45 kN/m^2 ；主导风向：冬季：西北，夏季：东南。

基本雪压： 0.45 kN/m^2 最大冻深： 500 mm 。

1.3 工程地质与水文地质资料

地基允许承载力 $R=80\text{ kN/m}^2$ ，土类型为粉质粘土，III类场地，最高地下水位：自然地面以下 1.0 m ，地下水性质：有弱硫酸盐侵蚀。

1.4 抗震烈度

抗震设防烈度为 7 度，地震分组为第二组，三级抗震要求。

1.5 墙身做法

外墙采用粉煤灰轻渣空心砌块：厚 240 ；内墙采用粉煤灰轻渣空心砌块：厚 200 ；加气混凝土砌块强度 MU3，用 M5 水泥砂浆砌筑。

1.6 楼面做法

水泥花砖地面； 100 mm 厚现浇钢筋混凝土楼板。

1.7 屋面做法

小瓷砖地面； $100\text{ mm}\sim 140\text{ mm}$ 厚膨胀珍珠岩找坡 2% ； 100 mm 厚现浇钢筋混凝土楼板。

1.8 门窗做法

底层出入口为铝合金门，卫生间行政办公室为木门，其它为铁门、铝合金窗。

1.9 活荷载

屋面活荷载: 2.0 kN/m^2 ; 走廊、楼梯、资料档案室活荷载: 2.5 kN/m^2 , 其它楼面活荷载: 2.0 kN/m^2 。

1.10 所用材料

混凝土 C25: $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$;

混凝土 C30: $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$;

HPB235 级钢筋: $f_y = 210 \text{ N/mm}^2$;

HRB335 级钢筋: $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$, $\xi_b = 0.55$ 。

2 结构布置及计算简图

2.1 结构布置

平面布置如图 2-1。底层柱、基础的混凝土强度等级为 C30；其余各构件混凝土强度等级均为 C25；钢筋型号见具体各构件计算书。

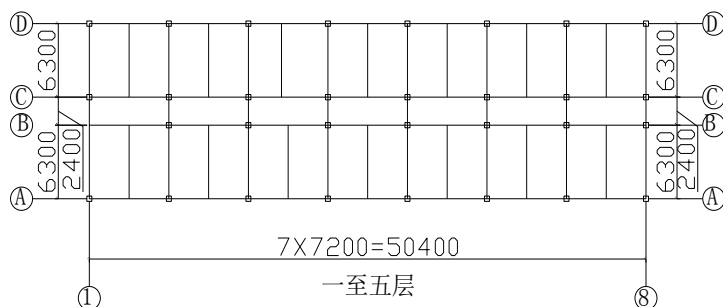


图 2-1 结构平面布置

2.2 结构选型

2.2.1 截面初选梁柱

2.2.1.1 梁截面初选

边跨梁： h 取 $\frac{l}{8} \sim \frac{l}{12}$ 取 $h=600\text{ mm}$ ；取 $b=250\text{ mm}$ ；

中跨梁： h 取 $\frac{l}{8} \sim \frac{l}{12}$ 取 $h=400\text{ mm}$ ；取 $b=250\text{ mm}$ ；

次梁： h 取 $\frac{l}{8} \sim \frac{l}{12}$ 取 $h=500\text{ mm}$ ；取 $b=200\text{ mm}$ ；

2.2.1.2 柱截面初选

对于较低设防烈度地区的多层民用框架结构，一般可通过满足轴压比限值进行截面设计。本设计中房屋高度 $H < 30\text{ m}$ ，抗震等级为三级，轴压比 μ 取 0.9，各层重力代表值近似取 12 kN/m^2 。由图 2-1 可知：边柱、中柱的受荷面积分别为 $A = 3.15 \times 7.2 = 22.68$ ， $A = 4.35 \times 7.2 = 31.32\text{ m}^2$ ，则竖向荷载下柱截面面积为：

$$\text{边柱：} N_v = 1.3 \times 7.2 \times 3.15 \times 12 \times 10^3 \times 5 = 1769040\text{ N/m}^2$$

$$A_c \geq 1769040 / (0.9 \times 11.9) = 165176.5\text{ mm}^2$$

$$\text{中柱：} N_v = 1.25 \times 7.2 \times 4.35 \times 12 \times 10^3 \times 5 = 2349000\text{ N/m}^2$$

$$A_c \geq 2349000 / (0.9 \times 11.9) = 219327.7\text{ mm}^2$$

$$\text{选柱截面为 } b \times h = 500 \times 500\text{ mm}^2$$

2.2.2 结构计算简图

根据地质资料确定基础顶面离室外地面为 500 mm ，由此求得底层高为 4.55 m ，取 ④ 号轴线横向框架计算简图如图 2-2 所示。

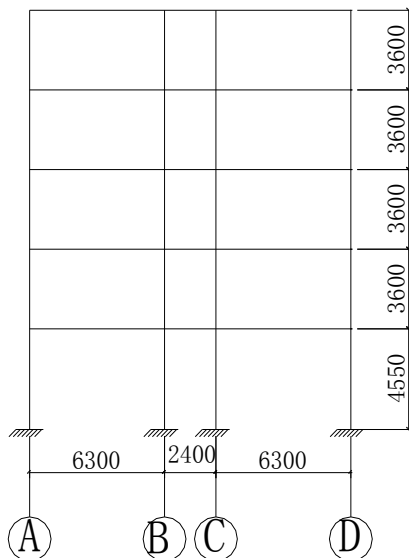


图 2-2 结构计算简图

3 框架荷载计算

3.1 恒荷载计算

梁重:

$$b \times h = 250 \times 600 \text{ mm}^2 \quad 3.13 \text{ kN/m}$$

$$b \times h = 250 \times 400 \text{ mm}^2 \quad 1.88 \text{ kN/m}$$

$$b \times h = 200 \times 500 \text{ mm}^2 \quad 2.00 \text{ kN/m}$$

柱: 自重+粉刷

$$b \times h = 500 \times 500 \text{ mm}^2 \quad 6.58 \text{ kN/m}$$

墙体: 自重+粉刷

$$240 \text{ mm 厚} \quad 2.36 \text{ kN/m}^2$$

$$200 \text{ mm 厚} \quad 2.08 \text{ kN/m}^2$$

门、窗:

$$\text{木门:} \quad 0.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{其它:} \quad 0.4 \text{ kN/m}^2$$

3.1.1 屋面框架梁线荷载标准值

屋面恒载标准值计算:

$$\text{小瓷砖地面} \quad 0.55 \text{ kN/m}^2$$

$$100 \sim 140 \text{ mm 厚 (2\% 找坡) 膨胀珍珠岩} \quad \frac{0.10 + 0.14}{2} \times 7 = 0.84 \text{ kN/m}^2$$

$$100 \text{ 厚现浇钢筋混凝土屋面板} \quad 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{隔声纸板吊顶} \quad 0.18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{屋面恒荷} \quad 4.07 \text{ kN/m}^2$$

因此, 作用在顶层框架梁上的线荷载为:

$$g_{1WAB}=g_{1WCD}=3.13 \text{ kN/m}$$

$$g_{1WBC}=1.88 \text{ kN/m}$$

$$g_{2WAB}=g_{2WCD}=14.65 \text{ kN/m}$$

$$g_{2WBC}=4.07 \times 2.4=9.77 \text{ kN/m}$$

3.1.2 楼面框架梁线荷载标准值

楼面恒载标准值计算:

水泥花砖地面	0.60 kN/m^2
--------	-----------------------

100mm厚现浇钢筋混凝土楼板	$0.10 \times 25 = 2.50 \text{ kN/m}^2$
-----------------	--

隔声纸板吊顶	0.18 kN/m^2
--------	-----------------------

楼面恒荷	3.28 kN/m^2
------	-----------------------

因此,作用在中间层框架梁上的线荷载为:

$$g_{1AB}=g_{1CD}=3.13+2.08 \times (3.6-0.6)=9.37 \text{ kN/m}$$

$$g_{1BC}=1.88 \text{ kN/m}$$

$$g_{2AB}=g_{2CD}=3.28 \times 3.6=11.81 \text{ kN/m}$$

$$g_{2CD}=3.28 \times 2.4=7.87 \text{ kN/m}$$

3.1.3 屋面框架节点集中荷载标准值

边 柱:

连系梁自重:	$3.13 \times 7.2 = 22.54 \text{ kN}$
--------	--------------------------------------

1m高女儿墙自重及粉刷:	$1 \times 2.36 \times 7.2 = 16.99 \text{ kN}$
--------------	---

次梁传连系梁的集中传荷载:

$$1/2 \times (6.3+6.3-3.6) \times 1.8 \times 4.07 + 2 \times 1/2 \times 6.3 = 39.27 \text{ kN}$$

连系梁传板的荷载	$1/2 \times 3.6 \times 3.6/2 \times 4.07 \times 2 = 26.37 \text{ kN}$
----------	---

顶层边节点集中荷载:	$G_{WB} = G_{WD} = 105.17 \text{ kN}$
------------	---------------------------------------

中 柱:

连系梁自重: 22.54 kN

次梁传连系梁的集中传荷载: 39.27 kN

连系梁传板的荷载

$$26.37 + 1/2 \times (7.2 + 7.2 - 2.4) \times 1/2 \times 2.4 \times 4.07 = 55.67 \text{ kN}$$

顶层中节点集中荷载: $G_{WC} = G_{WD} = 117.48 \text{ kN}$

3.1.4 楼面框架节点集中荷载标准值

边 柱:

窗、墙及粉刷: $1.8 \times 2.1 \times 0.4 \times 2 + 2.36 \times [(7.2 - 0.45) \times (3.6 - 0.6) - 1.8 \times 2.1 \times 2] = 32.97 \text{ kN}$

次梁传连系梁的集中传荷载: $2.08 \times (6.3 - 0.45) \times (3.6 - 0.5) \times 1/2 \times 1/2 + 1/2 \times (6.3 + 6.3 - 3.6) \times 1.8 \times 3.28 + 2 \times 1/2 \times 6.3 = 42.30 \text{ kN}$

连系梁传板的荷载: $1/2 \times 3.6 \times 3.6 \times 1/2 \times 3.28 \times 2 = 21.25 \text{ kN}$

框架柱自重及粉刷: $6.58 \times 3.6 = 23.69 \text{ kN}$

中间层边节点集中荷载: $G_A = G_D = 120.21 \text{ kN}$

中 柱:

连系梁自重: 22.54 kN

内纵墙自重、粉刷及门重: $2.08 \times [(7.2 - 0.45) \times (3.6 - 0.6) - 2 \times 1.0 \times 2.4] + 1.0 \times 2.4 \times 0.4 \times 2 = 34.06 \text{ kN}$

次梁传连系梁的集中传荷载: 42.30 kN

连系梁传板的荷载:

$$21.25 + 1/2 \times (7.2 + 7.2 - 2.4) \times 1/2 \times 2.4 \times 3.28 = 44.87 \text{ kN}$$

框架柱自重及粉刷: 23.69 kN

中间层中节点集中荷载:

$$G_B = G_C = 167.46 \text{ kN}$$

汇总以上计算结果可得本框架在恒荷载作用下的计算简图如图 3-1。

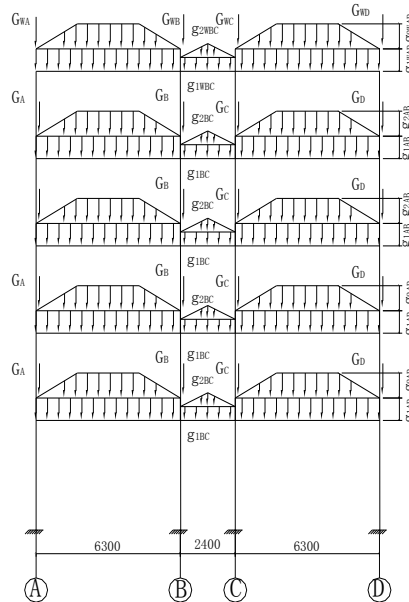


图 3-1 恒荷载作用下的计算简图

3.2 活荷载计算

$$P_{WAB} = P_{WCD} = 2.0 \times 3.6 = 7.2 \text{ kN/m}$$

$$P_{WBC} = 2.0 \times 2.4 = 4.8 \text{ kN/m}$$

$$P_{AB} = P_{CD} = 2.0 \times 3.6 = 7.2 \text{ kN/m}$$

$$P_{BC} = 2.5 \times 2.4 = 6.0 \text{ kN/m}$$

$$P_{WA} = P_{WD} = [1/2 \times 3.6 + 1/2 \times 3.6 \times 2 + 1/2 \times (6.3 + 6.3 - 3.6) \times 3.6/2] \times 2.0 = 29.16 \text{ kN}$$

$$P_{WA} = P_{WD} = 29.16 + 1/2 \times (7.2 + 7.2 - 2.4) \times 1/2 \times 2.4 \times 2.0 = 43.56 \text{ kN}$$

$$P_A = P_D = (3.6 \times 1.8 + 1.8 \times 1.8) \times 2.0 = 29.16 \text{ kN}$$

$$P_B = P_C = 29.16 + 1/2 \times (7.2 + 7.2 - 2.4) \times 1/2 \times 2.4 \times 2.5 = 47.16 \text{ kN}$$

与地震作用组合的活荷载

$$P_{WAB} = P_{WCD} = 1.62 \text{ kN/m}$$

$$P_{WBC}=0.45\times2.4=1.08 \text{ kN/m}$$

$$P_{WAB}=P_{WCD}=2.0\times3.6=7.2 \text{ kN/m}$$

$$P_{WBC}=2.5\times2.4=6.0 \text{ kN/m}$$

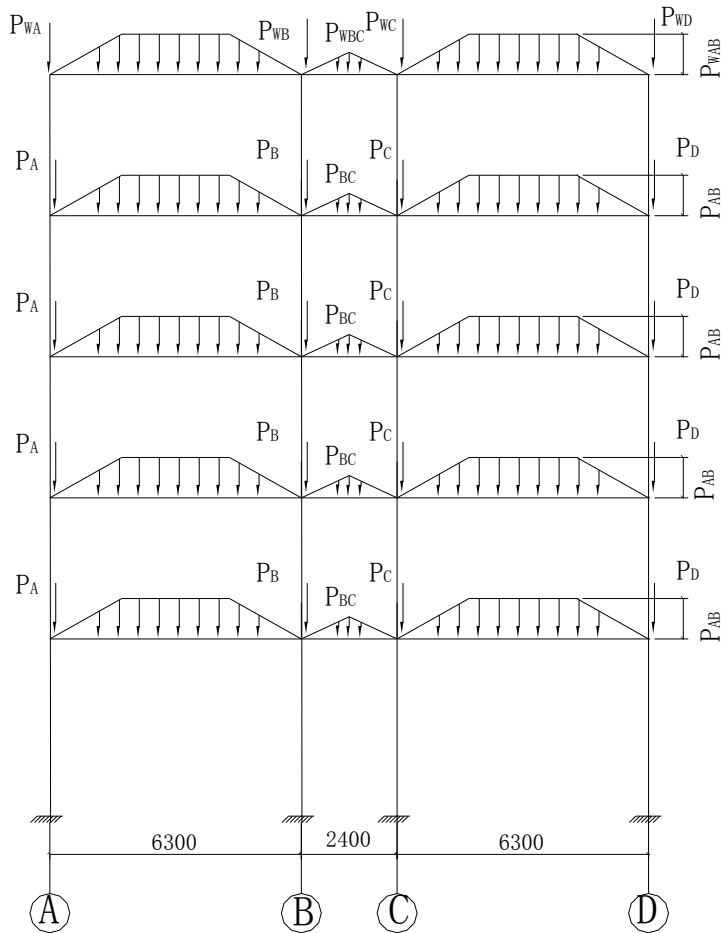


图 3-2 活荷载作用下的计算简图

3.3 风荷载计算

由式 (3-1) 可算得风荷载的面荷载。

$$\omega = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0 \quad (3-1)$$

其中因结构高度 $H < 30m$ 且高宽比 < 1.5 , 故可取 $\beta_z = 1.0$; 对于 L 形平面 $\mu_s = 1.3$; 由规范查得 μ_z 。将风荷载换算成作用框架每层节点的集中荷载, 计算过程如表 3-1 所示。

表 3-1 风荷载计算

层次	β_z	μ_s	$Z(m)$	μ_z	$\omega_0 (kN/m^2)$	$A(m^2)$	$P_w (kN)$
5	1.0	1.3	18.45	0.809	0.45	20.16	9.54
4	1.0	1.3	14.85	0.74	0.45	25.92	11.22
3	1.0	1.3	11.25	0.74	0.45	25.92	11.22
2	1.0	1.3	7.65	0.74	0.45	25.92	11.22
1	1.0	1.3	4.05	0.74	0.45	27.54	11.92

本框架在风荷载作用下的计算简图如图 3-3。

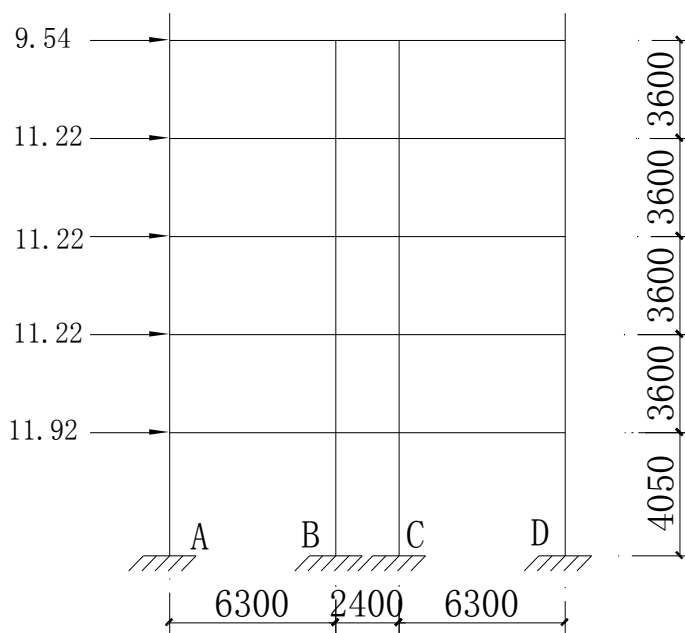


图 3-3 风荷载作用下的计算简图 (kN)

3.4 重力荷载代表值计算

由设计资料可知,该工程所在地地震设防烈度为 7 度,框架抗震等级为三级、III类场地,因此,本框架结构抗震模型可表示为 5 个集中质量的多自由度体系,各层楼盖、屋盖处的集中荷载代表值计算如下:

$G_5 = \text{屋面恒载} + 50\% \text{屋面雪载} + \text{屋盖纵横梁自重} + \text{屋面下半层的柱及墙体自重} + \text{女儿墙自重} = 4.07 \times 50.9 \times 15.5 + 0.5 \times 0.45 \times 50.9 \times 15.5 + [3.13 \times$

$$(327.6-2.4 \times 8)+18.8 \times 2.4 \times 8+2.00 \times 7 \times 15.5]+[2.36 \times 1.8 \times 132.8+2.08 \times 1.8 \times 1.8 \times 6.3+6.58 \times 32 \times 1.8]+2.36 \times 132.8 \times 1=6288 \text{ kN}$$

同理可得： $G_4=7165 \text{ kN}$ ； $G_3=7165 \text{ kN}$ ； $G_2=7165 \text{ kN}$ ； $G_1=7525 \text{ kN}$ 。

$$\sum_{i=1}^5 G_i = 7525+7165+7165+7165+6288=35308 \text{ kN}$$

本框架在地震作用下的计算简图如图 3—4。

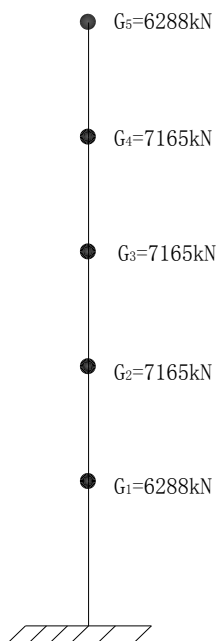


图 3-4 地震作用计算简图

4 框架内力分析

4.1 水平地震作用下内力计算

4.1.1 框架刚度计算

因为在计算结构地震作用时，需要确定结构假想位移，所以先计算框架刚度。考虑到现浇楼板作用，在计算梁的惯性矩时，取边跨框架梁惯性矩 $I=1.5I_0$ ，中跨框架梁惯性矩 $I=2I_0$ ， I_0 为矩形截面梁的截面惯性矩，框架采用 C25 混凝土（ $E_c=28\text{ kN/m}^2$ ）。梁、柱的线刚度分别如表 4-1、4-2 所示。

表 4-1 梁的线刚度计算

砼 强 度 C25	截面	跨度 1/m	I_0 ($\times 10^{-3}$) / m^4	边框架		中框架	
	b×h/m			$I(\times 10^{-3})$ / m^4	$i_b(\times 10^4)$ / $kN \cdot m$	$I(\times 10^{-3})$ / m^4	$i_b(\times 10^4)$ / $kN \cdot m$
	0.25×0.6	6.3	4.50	6.75	3.00	9.00	4.00
	0.25×0.5	6.3	2.60	3.90	1.73	5.20	2.31
	0.25×0.4	2.4	1.33	2.00	2.33	2.66	3.10

4.1.2 结构基本自振周期计算

本工程主体结构的总高度为 $19.52\text{ m}<40\text{ m}$ ，且质量和刚度沿高度方向分布比较均匀，可以采用底部剪力法计算水平地震作用，为此须事先确定结构基本自振周期。现采用顶点位移法计算，其计算过程列于表 4-3。

取调整系数 $\alpha_0=0.6$ 则，

$$T_1=1.7\alpha_0 \qquad =1.7\times 0.6\times \qquad =0.48s$$

表 4-2 柱的线刚度计算

柱号	截面 $b \times h(m^3)$	柱高/m	惯性矩 $I_c = bh^3/12(m^4)$	线刚度 $K_c/kN \cdot m$
Z1	0.5×0.5	4.55	52.08	3.20
Z2	0.5×0.5	3.60	52.08	4.05

表 4-3 横向框架柱侧向刚度 D 值计算表

层次	柱类型	K	α	各柱刚度 D	根数
底层	边框边柱	0.94	0.49	9089	4
	边框中柱	1.56	0.58	10999	4
	中框边柱	1.25	0.54	10240	12
	中框中柱	2.22	0.64	12136	12
	ΣD	348864			
标准层	边框边柱	1.48	0.43	16125	4
	边框中柱	1.23	0.38	14250	4
	中框边柱	1.98	0.50	18750	12
	中框中柱	1.75	0.47	17625	12
	ΣD	558000			

表 4-4 横向框架顶点位移计算表

层号	G_i/kN	$\sum G_i/\text{kN}$	$\sum D/\text{kN/m}$	层间相对位移 $\delta = \frac{\sum G_i}{\sum D}$	$\Delta i/\text{m}$
5	6288	6288	558000	0.0108	0.2229
4	7165	13453	558000	0.0241	0.2121
3	7165	20618	558000	0.0370	0.1880
2	7165	27783	558000	0.0498	0.1510
1	7525	35308	348864	0.1012	0.1012

4.1.3 多遇水平地震作用标准值计算

本结构为 7 度近震、III 类场地，查抗震规范可得：

$$\alpha_{\max} = 0.08; T_g = 0.55\text{s}; T_1 = 0.48\text{s}$$

因为 $0.1 < T_1 < T_g$ ，所以 $\alpha = \alpha_{\max} = 0.08$ 。

$T_1 = 0.48\text{s} < 1.4 T_g$ ，故不需考虑顶部附加水平地震作用，结构的底部剪力为

$$G_{\text{eq}} = 0.85 \sum G_i = 0.85 \times 35308 = 30011.8\text{kN}$$

$$F_{\text{Ek}} = G_{\text{eq}} \times \alpha_1 = 0.08 \times 30011.8 = 2401\text{kN}$$

各层水平地震作用按式 (4-1) 计算

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{\text{EK}} \quad i=1, 2, \dots, n \quad (4-1)$$

各楼层地震作用标准值 F_i 和地震剪力标准值 V_i 的计算结果见表 4-5。

表 4-5 楼层地震作用标准值和地震剪力标准值

层号	G_i / kN	H_i / m	$G_i H_i / \text{kN} \cdot \text{m}$	F_i / kN	V_i / kN
5	6288	18.95	119157.6	590	590
4	7165	15.35	109982.8	545	1135
3	7165	11.75	84188.8	417	1552

续
表
4-5

内力分析

层号	G_i / kN	H_i / m	$G_i H_i / kN \cdot m$	F_i / kN	V_i / kN
2	7165	8.15	58394.8	289	1841
1	7165	4.55	34238.8	170	2011
Σ	7525	--	405962.8	2011	--

4.1.4 横向框架弹性变形验算

多遇地震作用下，横向框架层间的弹性验算结果见表 4-6 所示，其中楼层间的地震剪力应取标准值。

从表中验算知 $\Delta u_{ei} / H_i < [\theta_e]$ ，因此，多遇水平地震作用的变形验算满足要求。

表 4-6 层间弹性位移验算

层号	层间剪力 V_i / kN	层间刚度 $D / kN \cdot m^{-1}$	$\Delta u_{ei} = V_i / D_i / mm$	层高 H_i / m	$\Delta u_{ei} / H_i$	$[\theta_e]$
5	590	558000	0.0011	3.6	1/3272	1/550
4	1135	558000	0.0020	3.6	1/1800	
3	1552	558000	0.0028	3.6	1/1286	
2	1841	558000	0.0033	3.6	1/1091	
1	2011	348864	0.0058	4.55	1/784	

4.1.5 水平地震作用下横向框架内力分析

利用 D 值法计算出各柱剪力和反弯点高度见表 4-7；根据剪力值和反弯点高度求得柱端弯矩，根据节点平衡可求得梁端弯矩，弯矩图最终结果见图 4-1。根据剪力、轴力、弯矩的关系可求得剪力、轴力图如图 4-2。

内力分析

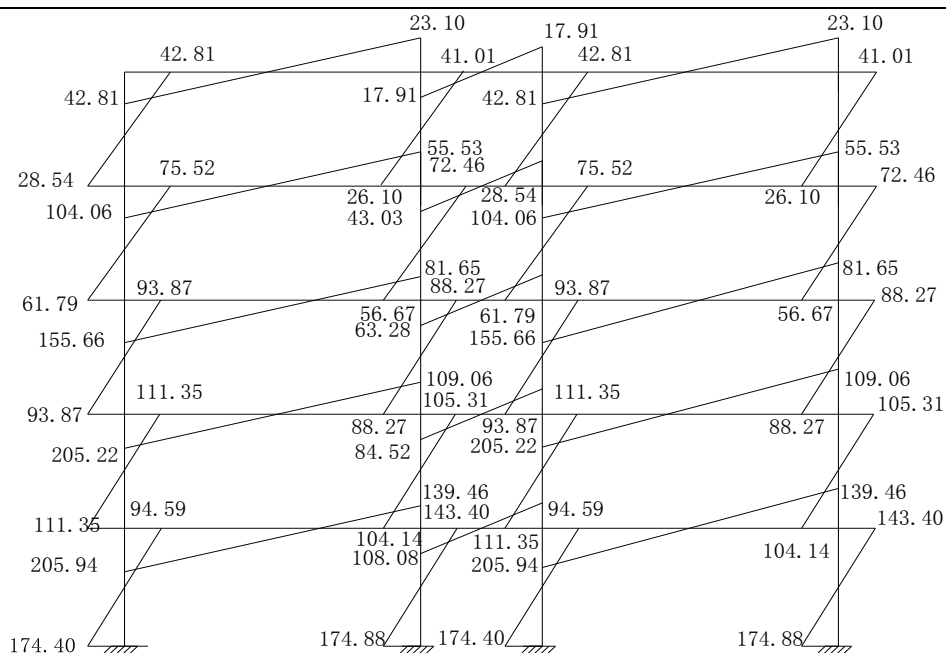


图 4-1 水平地震作用下弯矩图（左震） $kN \cdot m$

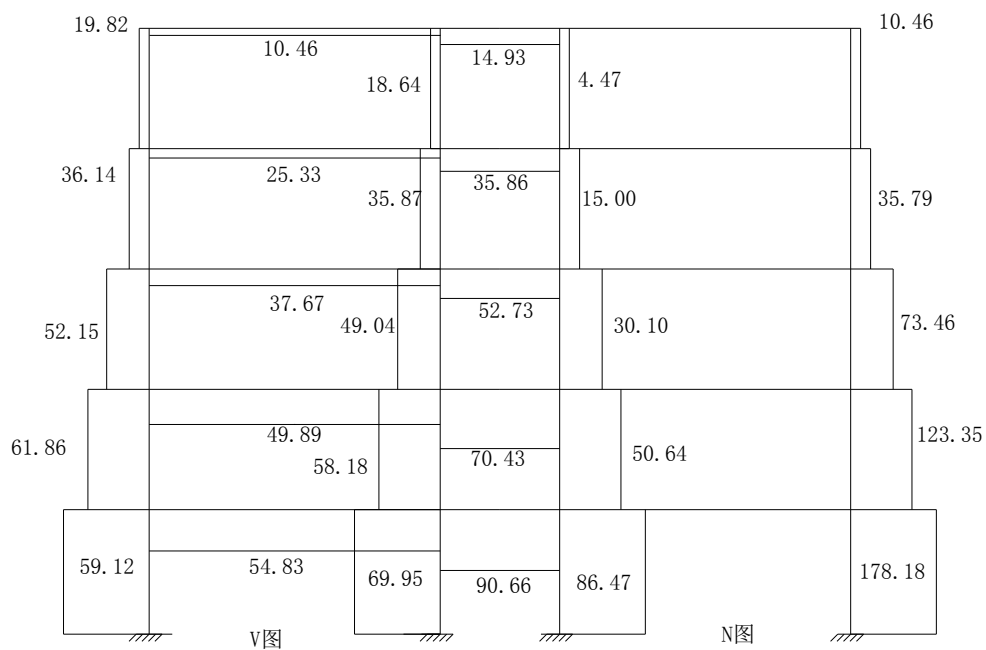


图 4-2 水平地震作用下剪力、轴力图 kN

4.2 恒载作用下内力计算

恒载由矩形均布荷载和梯形或三角形荷载两部分组成，先将梯形均布荷载等效成矩形均布荷载。由固端弯矩相等原则可知：

$$\text{梯形:} \quad q = (1 - 2\alpha^2 + \alpha^3)p \quad (4-2)$$

$$\text{三角形:} \quad q = 5/8p \quad (4-3)$$

其中， q 为矩形均布荷载峰值； p 为荷载峰值； $\alpha = a/l$ (如图 4-3)。

$$\text{本设计中 } \alpha = \frac{a}{l} = \frac{1800}{6300} = 0.286 \quad \text{带入式 (4-2) 或 (4-3) 得 } q = 0.860p$$

所以，屋面均布荷载可等效为：

$$g_{\text{w边}} = g_{1\text{WBC}} + 0.860 \times g_{2\text{WBC}} = 3.13 + 0.860 \times 14.65 = 15.73 \text{ kN/m}$$

$$g_{\text{w中}} = 5/8 \times 9.77 = 7.99 \text{ kN/m}$$

楼面均布荷载可等效为：

$$g_{\text{BC}} = 9.37 + 0.860 \times 11.81 = 19.52 \text{ kN/m}$$

$$g_{\text{CD}} = 1.88 + 5/8 \times 7.87 = 6.80 \text{ kN/m}$$

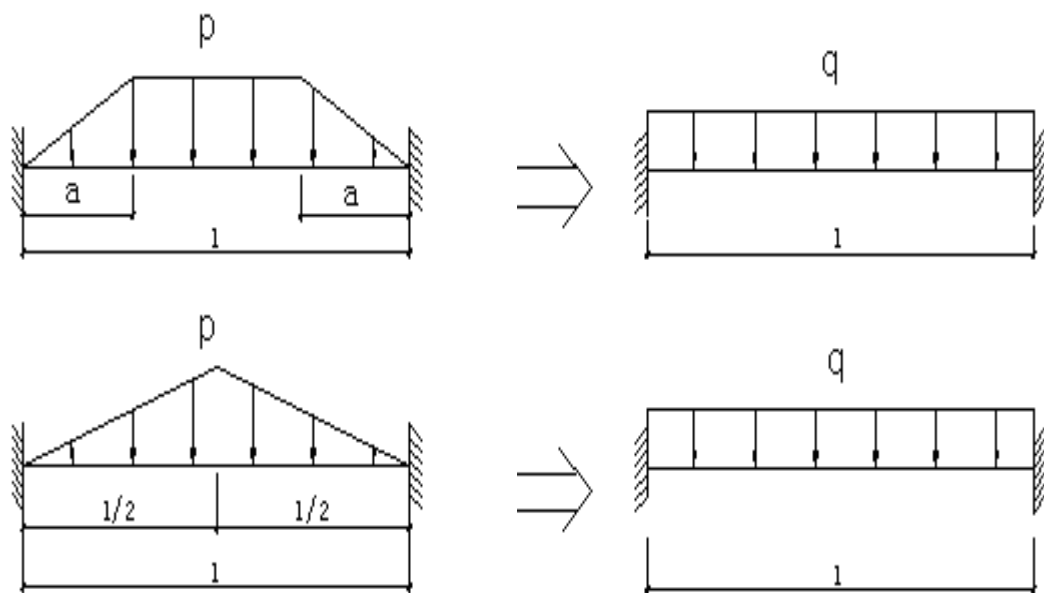


图 4-3 梯形和三角形等效荷载分布

由结构的对称性取计算简图如图 4-4

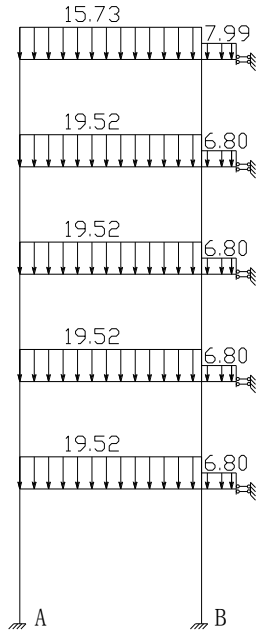


图 4-4 恒载结构计算简图($kN \cdot m$)

对二层以上各柱线刚度乘以 0.9 的系数后再计算分配系数。

- (1) 顶层内力计算过程见图 4-5;
- (2) 标准层内力计算过程见图 4-6;
- (3) 底层内力计算过程见图 4-7。

	0.523		0.417	0.161	
	-52.03	$\xrightarrow{1/2}$ 52.03		-3.84	$\xrightarrow{-1}$ -1.92
	27.21	$\xrightarrow{\quad}$ 13.61	-25.89	-9.88	$\xrightarrow{\quad}$ 9.88
	-12.79	$\xleftarrow{\quad}$ -25.58			
24.82	6.69	$\xrightarrow{\quad}$ 3.35	-1.41	-0.540	$\xrightarrow{\quad}$ 0.540
6.10	-0.70	$\xleftarrow{\quad}$ -1.40			
	0.366	$\xrightarrow{\quad}$ 0.183	-0.077	-0.029	$\xrightarrow{\quad}$ 0.029
0.33	-0.038	$\xleftarrow{\quad}$ -0.076			
0.02					
31.27	-31.27	41.67	-27.38	-14.29	8.53

图 4-5 顶层内力计算

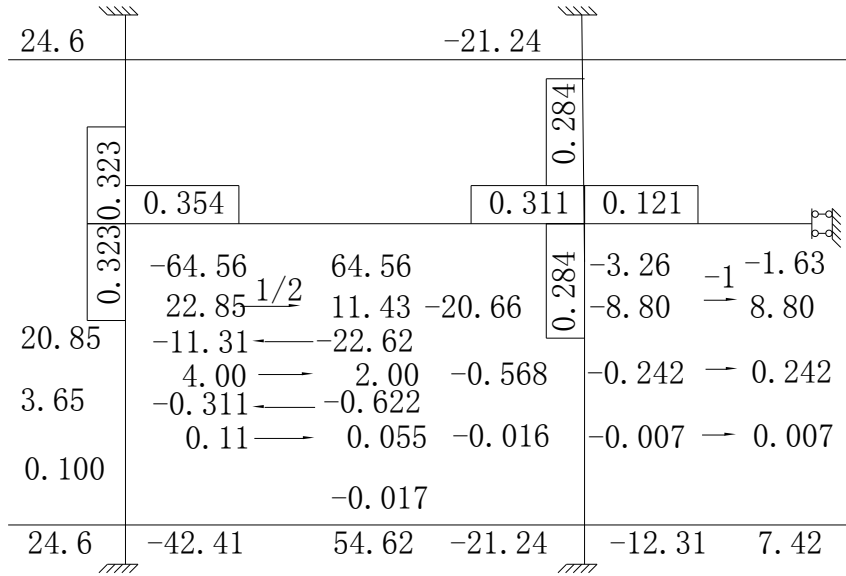


图 4-6 标准层内力计算

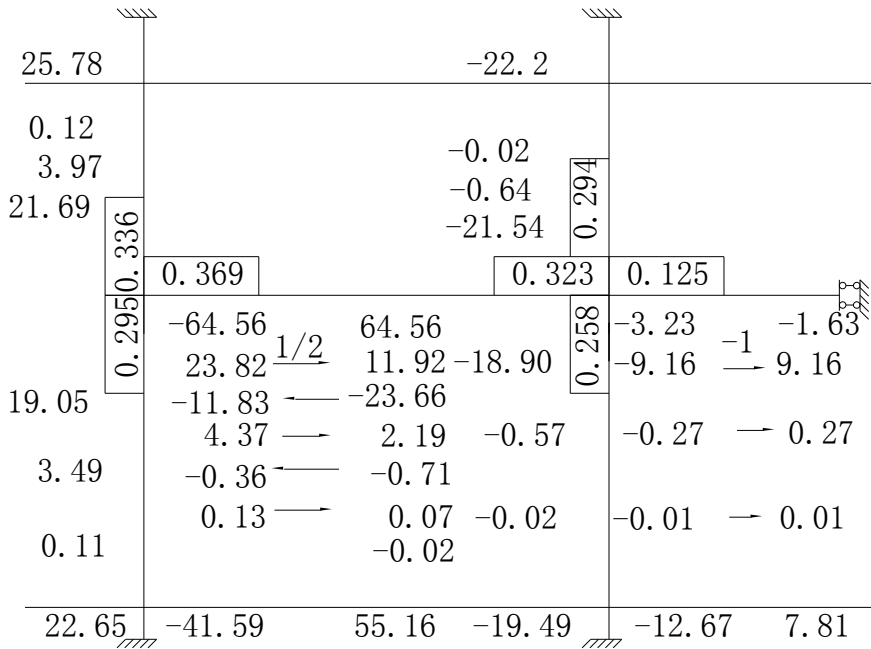


图 4-7 底层内力计算

将以上各单元计算结果叠加可得弯矩。将叠加后的弯矩不平衡节点进行再次分配，修正后的弯矩图如图 4-8，进而可求得框架各梁、柱的剪力和轴力如图 4-9。

内力分析

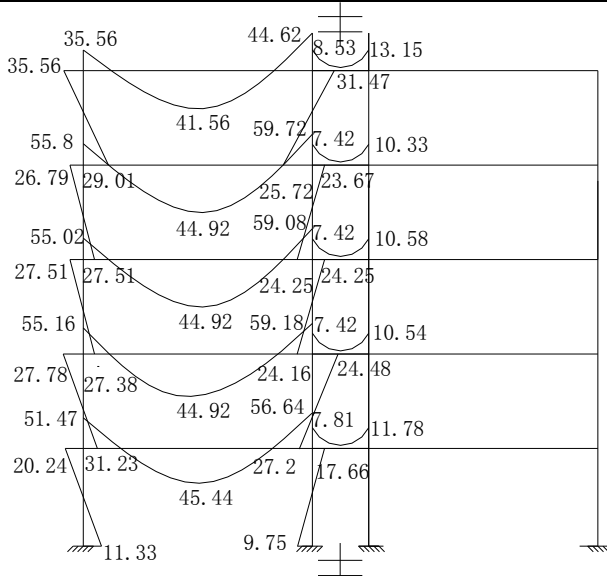


图 4-8 恒载作用修正后弯矩图 ($kN \cdot m$)

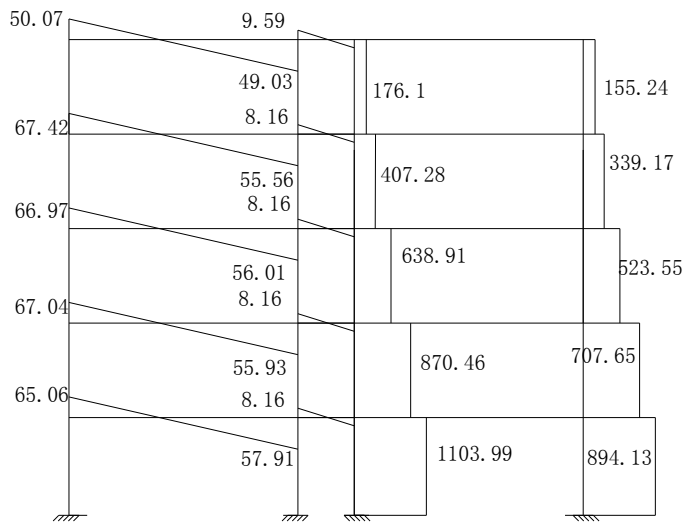


图 4-9 恒载作用剪力、轴力图 (kN)

4.3 活载作用下内力计算

与恒载作用同理，可得活载作用下计算弯矩图，梁、柱的剪力和轴力图如图 4-10、4-11。

内力分析

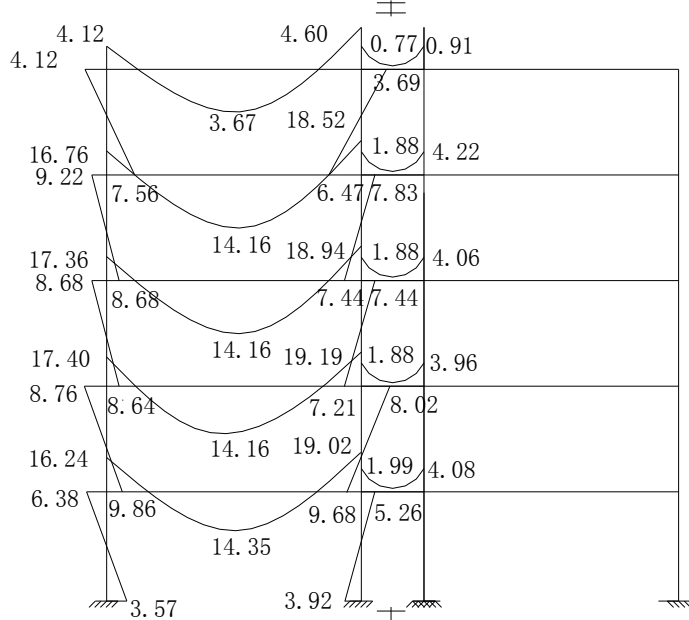


图 4-10 活载作用弯矩图 ($kN \cdot m$)

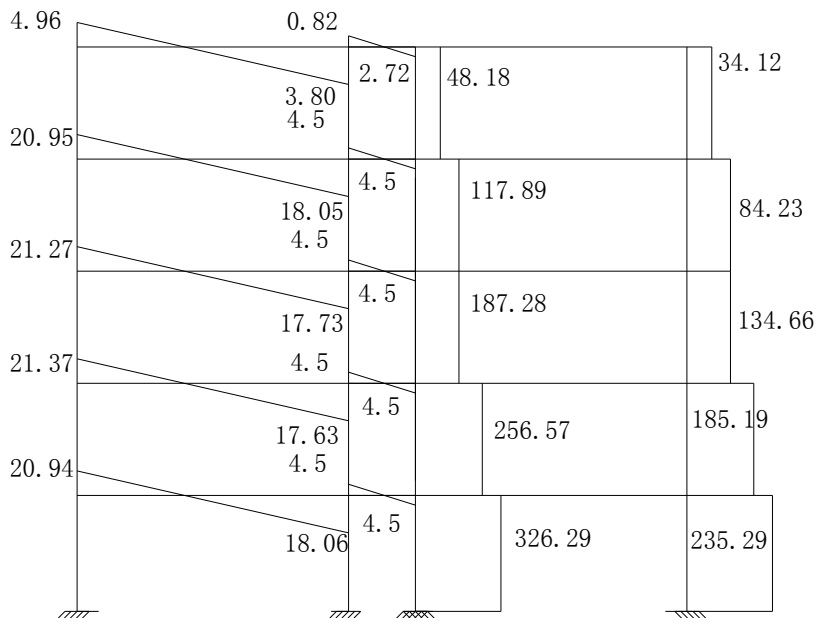


图 4-11 活载作用剪力、轴力图 (kN)

4.4 风荷载作用下内力计算

利用 D 值法计算结构在风荷载下的内力。计算结果见表 4-7。

表
格
插
入
(4-7)

风荷载作用下框架的弯矩、剪力、轴力图见图 4-12、4-13。

表 4-8 风荷载下的柱端弯矩

层 次	边柱					中柱				
	$\frac{D}{\sum D}$	V	y_i	M^U	M^L	$\frac{D}{\sum D}$	V	y_i	M^U	M^L
5	0.26	2.48	1.44	3.57	5.36	0.24	2.29	1.40	3.21	5.04
4	0.26	5.40	1.62	8.75	10.69	0.24	4.98	1.58	7.87	10.06
3	0.26	8.31	1.80	14.96	14.96	0.24	7.68	1.80	13.82	13.82
2	0.26	11.23	1.80	20.21	20.21	0.24	10.37	1.79	18.56	18.77
1	0.23	12.68	2.95	20.29	20.29	0.27	14.88	2.50	37.2	30.5

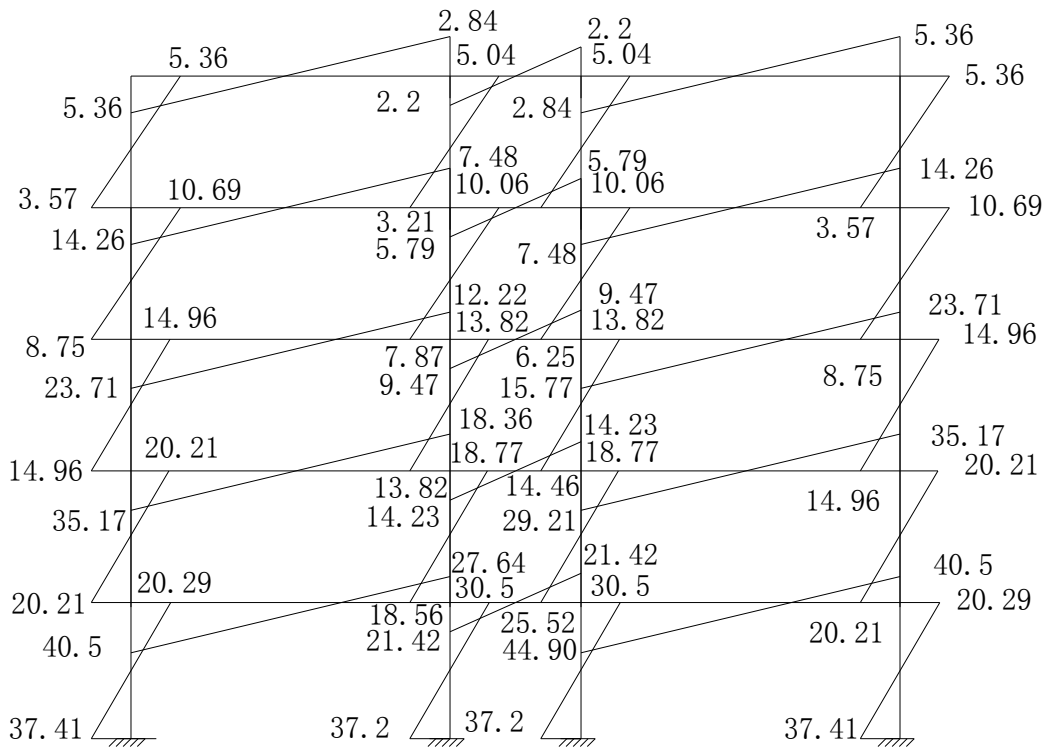


图 4-14 风荷载作用弯矩图（左风）（ $kN \cdot m$ ）

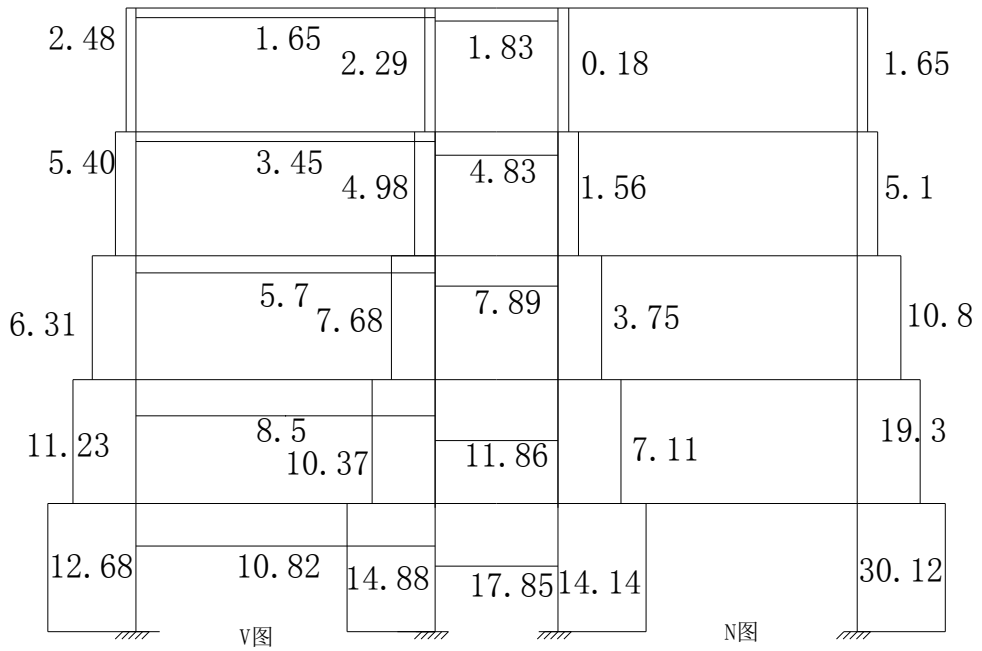


图 4-15 风荷载作用剪力、轴力图 (kN)

5 框架内力组合

5.1 梁内力组合

梁内力组合见附录表 A1。梁最不利组合如表 5-1 所示。

表 5-1 梁的最不利内力

截面位置		Mmax 及相应的 V		Mmin 及相应的 V		/V/max 及相应的 M	
		M	V	M	V	M	V
A	5	25.42	36.47	-91.93	73.68	-91.93	73.68
	4	87.85	34.49	-192.19	113.83	-192.19	113.83
	3	155.59	18.00	-258.48	129.34	-258.48	129.34
	2	219.90	2.18	-323.05	145.31	-323.05	145.31
	1	223.97	-6.22	-320.22	149.35	-320.22	149.35
B 左	5	-7.9	35.43	-75.55	72.43	-75.55	72.43
	4	21.43	22.63	-133.10	99.60	-133.10	99.60
	3	55.93	7.04	-166.41	116.18	-166.41	116.18
	2	91.48	-8.93	-202.14	131.97	-202.14	131.97
	1	133.16	-13.37	-239.07	140.77	-239.07	140.77
B 右	5	12.10	-9.82	-36.70	30.92	-36.70	30.92
	4	47.16	-38.46	-66.48	56.41	-66.48	56.41
	3	73.27	-60.39	-93.05	78.34	-93.05	78.34
	2	100.92	-83.40	-120.63	101.35	-120.63	101.35
	1	130.49	-109.70	-152.52	127.65	-152.52	127.65
边跨跨中	5	62.69	--	--	--	--	--
	4	85.46	--	--	--	--	--
	3	102.02	--	--	--	--	--
	2	116.41	--	--	--	--	--
	1	97.74	--	--	--	--	--
中跨跨中	5	--	--	-12.28	--	--	--
	4	--	--	-11.85	--	--	--
	3	--	--	-11.85	--	--	--
	2	--	--	-11.85	--	--	--
	1	--	--	-12.44	--	--	--

5.2 柱内力组合

柱内力组合见附录表 A2 和表 A3。柱最不利组合如表 5-2 和 5-3 所示。

表 5-2 A 柱最不利内力

层次	截面位置	Nmax及相应的M、V			Nmin及相应的M、V			/M/max及相应的V、N		
		N	M	V	N	M	V	N	M	V
顶层	柱顶	-106	-15	21.9	-243	52	--	-149.6	73.74	-21.9
	柱底	--	-6	--	--	46.6	--	-149.6	53.94	-21.9
四层	柱顶	-219	-53	39.9	-540	45.2	--	-362.8	104.26	-39.9
	柱底	--	-40	--	--	45.6	--	-362.8	90.67	-39.9
三层	柱顶	-321	-71	57.6	-839	45.6	--	-579	124.03	-57.6
	柱底	--	-71	--	--	45.4	--	-579	123.91	-57.6
二层	柱顶	-437	-94	68.4	-1137	46.1	--	-807.6	142.47	-68.4
	柱底	--	-91	--	--	51.8	--	-807.6	145.79	-68.4
一层	柱顶	-530	-82	65.3	-1438	33.6	--	-1044	117.8	-65.3
	柱底	--	-172	--	--	18.8	--	-1044	192.25	-65.3

表 5-3 B 柱最不利内力

层次	截面位置	Nmax及相应的M、V			Nmin及相应的M、V			/M/max及相应的V、N		
		N	M	V	N	M	V	N	M	V
顶层	柱顶	-128	-63.6	25.8	-285	-46.1	--	-154.1	-68.31	21.9
	柱底	--	-44.7	--	--	-41.1	--	-154.1	-48.6	21.9
四层	柱顶	-291	-88.4	42.1	-665	-39.6	--	-375.4	-98.08	42.14
	柱底	--	-73.4	--	--	-40	--	-375.4	-82.22	42.14
三层	柱顶	-480	-111	57.6	-1046	-40	--	-582.1	-115.1	57.63
	柱底	--	-111	--	--	-39.7	--	-582.1	-115	57.63
二层	柱顶	-644	-129	68.4	-1426	-40.9	--	-783	-133	68.36
	柱底	--	-130	--	--	-46.21	--	-783	-134.4	68.36

表 5-4 框架柱柱端弯矩设计值的调整

柱号	层次	四层		三层		二层		底层	
	截面	柱顶	柱底	柱顶	柱底	柱顶	柱底	柱顶	柱底
B 柱	$\gamma_{RE} \sum M_c$	--	--	171.6	101.1	141.4	132	154.2	--
	$\gamma_{RE} N$	--	--	341.6	341.6	654.6	654.6	920.6	--
C 柱	$\gamma_{RE} \sum M_c$	--	--	167.3	151.1	188.4	189.3	204.9	--
	$\gamma_{RE} N$	--	--	379.5	379.5	594.4	594.4	802.4	--

6 框架梁、柱截面设计

6.1 框架梁的截面设计

6.1.1 正截面受弯承载力计算

以顶层边梁为例，最不利弯矩为：

$$M_{\text{BW}} = -68.95 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{\text{CW左}} = -56.66 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{\text{BCW中}} = 65.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b \times h = 250 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}。$$

查表得： $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ ； $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ ； $\alpha_1 = 1.0$ ； $\beta_1 = 0.8$ ；
 $\xi_b = 0.550$ 。

设 $a_s = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$ ，则 $h_0 = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$ ，当梁下部受拉时，按 T 形截面设计，当梁上部受拉时，按矩形截面设计。

翼缘计算宽度：按计算跨度 $b'_f = l_0 / 3 = 6.3 / 3 = 2.1 \text{ m} = 2100 \text{ mm}$ ，按梁净距 $b + s_n = 250 + 3600 = 3850 \text{ mm}$ ，按翼缘高 h'_f ： $h'_f / h_0 = 100 / 560 = 0.18 > 0.1$ ，此情况不起控制作用，故取 $b'_f = 2100 \text{ mm}$ ，跨间按 T 形截面，因为：

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f (h_0 - h'_f / 2) = 1.0 \times 11.9 \times 2100 \times 100 \times (560 - 100 / 2) = 1247.49 \text{ kN} \cdot \text{m} > 65.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

属第一类 T 形截面

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} = \frac{65.67 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 2100 \times 560^2} = 0.008$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.008 < \xi_b = 0.550$$

$$A_s = \xi \alpha_1 \frac{f_c}{f_y} b'_f h_0 = 1.0 \times 0.008 \times \frac{11.9}{300} \times 2100 \times 560 = 373.18 \text{ mm}^2$$

$$\text{实配 } 2\Phi 16 \quad A_s = 402 \text{ mm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{A} = \frac{402}{250 \times 560} = 0.29\%$$

$$\rho_{\min} = \max(0.2\%, 45 \frac{f_t}{f_y} \%) = \max(0.2\%, 45 \times \frac{1.27}{300} \%) = 0.2\% \quad \text{满足要求。}$$

将下部跨间的 $2\Phi 16$ 伸入支座，作为支座负弯矩作用下的受压钢筋 ($A'_s = 402 \text{ mm}^2$)，再计算相应的受拉钢筋 A_s 。

$$\text{支座 A: } \alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{98.95 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 250 \times 560^2} = 0.074 < \alpha_{s \max} = 0.399$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074} = 0.077, \quad x = \xi h_0 = 0.094 h_0 < 0.35 h_0$$

$$A_s = \xi \alpha_1 \frac{f_c}{f_y} b h_0 = 1.0 \times 0.077 \times \frac{11.9}{300} \times 250 \times 560 = 428 \text{ mm}^2$$

实配 2Φ18 $A_s = 509 \text{ mm}^2$ 。

$$\text{支座 B}_\text{左}: \alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{56.66 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 250 \times 560^2} = 0.061 < \alpha_{s \max} = 0.399$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061} = 0.063$$

$$x = \xi h_0 = 0.063 h_0 < 0.35 h_0$$

$$A_s = \xi \alpha_1 \frac{f_c}{f_y} b h_0 = 1.0 \times 0.063 \times \frac{11.9}{300} \times 250 \times 560 = 350 \text{ mm}^2$$

$$\text{实配 2Φ18 } A_s = 509 \text{ mm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{A} = \frac{509}{250 \times 560} = 0.29\%$$

$$\rho_{\min} = \max(0.25\%, 55 \frac{f_t}{f_y} \%) = \max(0.25\%, 55 \times \frac{1.27}{300} \%) = 0.25\%$$

$$\rho_{\max} = 2.5\% \text{ 满足要求。} \quad \frac{A'_s}{A_s} = \frac{509}{603} = 0.84 > 0.3。$$

6.1.2 斜截面受剪承载力计算

以顶层梁为例，最不利剪力为：

$$V_{ABW \max} = 72.46 \text{ kN} \quad V_{BCW \max} = 28.91 \text{ kN}$$

$$\text{边跨截面尺寸验算: } \frac{h_0}{b} = \frac{560}{250} = 2.24 < 4 \text{ 则,}$$

$$0.20 \beta_c f_c b h_0 = 0.20 \times 1.0 \times 11.9 \times 250 \times 560 = 332.2 \text{ kN} > 72.46 \text{ kN} \text{ 满足。}$$

梁端加密区取两支 $\phi 8 @ 100$ HPB235 则，

$$0.42 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 = 0.42 \times 1.27 \times 250 \times 560 + 1.25 \times 210 \times \frac{100.6}{100} \times 560 = 222.56 \text{ kN} > 72.46 \text{ kN}。$$

加密区长度取 $\max(1.5h, 500) = 0.9 \text{ m}$ ，非加密区取两支 $\phi 8 @ 200$ ，

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} = \frac{100.6}{250 \times 200} = 0.2\% > 0.26 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.26 \times \frac{1.27}{210} = 0.16\%$$

中跨若梁端加密区取两肢 $\phi 8@100$ 则,

$$0.42 \times 1.27 \times 250 \times 360 + 1.25 \times 210 \times \frac{100.6}{100} \times 360 = 143.07 \text{ kN} > 28.91 \text{ kN},$$

加密区长度取 $\max(1.5h, 500) = 0.6 \text{ m}$, 非加密区取两肢 $\phi 8@200$ 。

各梁正截面、斜截面配筋列于表 6-1、6-2 中。

表 6-1 梁正截面配筋计算

层次	截面	M/ kN·m	A_s' /mm ²	A_s /mm ²	实配钢筋 A_s /mm ²	ρ /%
第五层	支 座 A	-68.95	402	428	2 Φ 18 (509)	0.36
	B左	-56.66	402	350	2 Φ 18 (509)	0.36
	AB 跨中	65.67	--	373	2 Φ 16 (402)	0.29
	支座 B右	-27.52	226	264	2 Φ 14 (308)	0.34
	BC 跨中	-13.51	--	127	2 Φ 12 (226)	0.25
第四层	支 座 A	-144.15	509	939	2 Φ 25 (982)	0.7
	B左	-99.83	509	859	2 Φ 25 (982)	0.7
	AB 跨中	83.95	--	513	2 Φ 18 (509)	0.36
	支座 B右	-49.86	226	496	2 Φ 18 (509)	0.36
	BC 跨中	-13.03	--	123	2 Φ 12 (226)	0.25
第三层	支 座 A	-193.86	509	1308	3 Φ 25 (1473)	1.05
	B左	-124.81	509	800	3 Φ 25 (1473)	1.05
	AB 跨中	85.93	--	513	2 Φ 18 (509)	0.36
	支座 B右	-69.79	226	718	2 Φ 22 (760)	0.84
	BC 跨中	-13.03	--	123	2 Φ 12 (226)	0.25
第二层	支 座 A	-242.29	628	1703	4 Φ 25 (1964)	1.4
	B左	-151.6	628	991	4 Φ 25 (1964)	1.4
	AB 跨中	91.35	--	546	2 Φ 20 (628)	1.07
	支座 B右	-90.47	308	969	2 Φ 25 (982)	1.09
	BC 跨中	-13.03	--	123	2 Φ 14 (308)	0.34
第一层	支 座 A	-240.17	603	1685	2 Φ 25+2 Φ 22 (1742)	1.24
	B左	-179.3	603	1196	2 Φ 25+2 Φ 22 (1742)	1.24
	AB 跨中	87.48	--	523	6 Φ 16 (603)	0.67
	支座 B右	-114.39	402	1294	2 Φ 25+1 Φ 22 (1362)	1.4
	BC 跨中	-13.68	--	129	2 Φ 16 (402)	0.7

表 6-2 梁斜截面配筋计算

层次	梁号	V/kN	$0.2\beta_c f_c b h_0 / kN$	$\frac{A_{sv}}{s}$	梁端加密区		非加密区
					实配钢筋	长度/ m	实配钢筋
五层	A B	72.46	$332.2 > V$	0.04	双肢 $\phi 8@100$	0.9	双肢 $\phi 8@200$
	B C	28.91	$214.2 > V$	0.07	双肢 $\phi 8@100$	0.6	双肢 $\phi 8@200$
四层	A B	113.1	$332.2 > V$	0.28	双肢 $\phi 8@100$	0.9	双肢 $\phi 8@200$
	B C	52.74	$214.2 > V$	0.36	双肢 $\phi 8@100$	0.6	双肢 $\phi 8@200$
三层	A B	120.93	$332.2 > V$	0.38	双肢 $\phi 8@100$	0.9	双肢 $\phi 8@200$
	B C	73.25	$214.2 > V$	0.64	双肢 $\phi 8@100$	0.6	双肢 $\phi 8@200$
二层	A B	135.86	$332.2 > V$	0.47	双肢 $\phi 8@100$	0.9	双肢 $\phi 8@200$
	B C	94.76	$214.2 > V$	0.87	双肢 $\phi 8@100$	0.6	双肢 $\phi 8@200$
一层	A B	139.64	$332.2 > V$	0.56	双肢 $\phi 8@100$	0.9	双肢 $\phi 8@200$
	B C	119.35	$214.2 > V$	1.02	双肢 $\phi 8@100$	0.6	双肢 $\phi 8@200$

6.2 框架柱的截面设计

6.2.1 剪跨比和轴压比验算

表 6-3 柱剪跨比轴压比验算

柱号	层次	b/mm	h_0/mm	$f_c/N/mm^2$	$M^c/kN \cdot m$	V^c/kN	N/kN	$\frac{M^c}{Vh_0}$	$\frac{N}{f_c b h}$
A 柱	5	450	410	11.9	117.13	35.49	239.5	8.05	0.099
	4				127.63	47.89	369.8	7.06	0.126
	3				136.48	54.73	544.0	6.08	0.226
	2				163.09	68.25	848.4	5.83	0.352
	1				211.65	78.26	1152	6.60	0.478
B 柱	5	450	410	11.9	119.75	46.93	249.9	6.22	0.122
	4				138.76	63.21	460.2	6.01	0.212
	3				161.50	72.54	666.8	5.43	0.277
	2				191.05	90.48	1041	5.15	0.432
	1				240.15	92.56	1415	6.33	0.587

由表可知各柱的剪跨比 ($\lambda > 2$) 和轴压比 ($\mu < 0.9$) 均满足规范要求。

6.2.2 正截面承载力计算

以第二层 B 柱为例, 最不利内力组合为:

第一组: $M=149\text{ kN}\cdot\text{m}$, $N=483\text{ kN}$;

第二组: $M=33.39\text{ kN}\cdot\text{m}$, $N=1041\text{ kN}$;

第三组: $M=152.8\text{ kN}\cdot\text{m}$, $N=594.41\text{ kN}$ 。

采用对称配筋, 纵筋采用 HRB335 级钢筋, 混凝土保护层厚度取 30 mm , 则 $\alpha_s=40\text{ mm}$ 。

$\alpha_1 f_c b \xi_b h_0 = 1.0 \times 11.9 \times 450 \times 0.55 \times 410 = 1207.55\text{ kN} > N_{\max} = 1041\text{ kN}$ 为大偏压。由 $N_u - M_u$ 曲线知大偏压的最不利组合为 ($M_{\text{大}}, N_{\text{小}}$), 故该柱的最不利内力为第一组或第二组。

第一组:

$$\sum M_b = (190.6 - 98.1) / 0.75 = 123.33\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 1.1 \sum M_b = 1.1 \times 123.33 = 135.67\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_{c\perp} = 135.67 \times \frac{186.25}{186.25 + 203.75} \times 0.8 = 51.83\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_{c\downarrow} = 135.67 \times 0.8 - 51.83 = 56.69\text{ kN}\cdot\text{m}$$

调整后的组合与调整前相比取最不利, 即 $M=149\text{ kN}\cdot\text{m}$, $N=483\text{ kN}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{149 \times 10^6}{483 \times 10^3} = 308.5\text{ mm}$$

e_a 取 20 mm 和偏心方向截面尺寸的 $1/30$ 两者中的较大值, 即 $450/30=15\text{ mm}$, 故取 $e_a=20\text{ mm}$ 。

柱的计算长度 $l_0 = 1.25H = 1.25 \times 3.6 = 4.5\text{ m}$

$$e_i = e_0 + e_a = 308.5 + 20 = 328.5\text{ mm}$$

因 $\frac{l_0}{h} = \frac{4500}{450} = 10 > 5$ 故应考虑偏心矩增大系数 η 。

$$\zeta_1 = 0.2 + 2.7 \frac{e_i}{h_0} = 0.2 + 2.7 \times \frac{328.5}{410} = 2.36 > 1.0, \text{ 取 } \xi_1 = 1.0$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4500}{450} = 10 < 15, \text{ 取 } \zeta_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 \frac{e_i}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{328.5}{410}} \times \left(\frac{4500}{450} \right)^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.089$$

$$e = \eta e_i + h/2 - a_s = 1.089 \times 328.5 + 450/2 - 40 = 542.7 \text{ mm}$$

$$\text{对称配筋 } x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b} = \frac{483 \times 10^3}{1.0 \times 11.9 \times 450} = 90.2 \text{ mm}$$

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b x (h_0 - x/2)}{f_y (h_0 - a_s)} \\ = \frac{483 \times 10^3 \times 542.7 - 1.0 \times 11.9 \times 450 \times 90.2 \times (410 - 90.2/2)}{300 \times (410 - 40)} = 773.6 \text{ mm}^2$$

第二组:

$$\sum M_b = (198.6 - 137.3) / 0.75 = 447.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_c = 1.1 \sum M_b = 1.1 \times 447.87 = 492.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_{c\uparrow} = 492.66 \times \frac{191.05}{191.05 + 206.81} \times 0.8 = 189.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_{c\downarrow} = 492.66 \times 0.8 - 189.26 = 204.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{189.26 \times 10^6}{594.41 \times 10^3} = 318.40 \text{ mm}$$

e_a 取 20 mm 和偏心方向截面尺寸的 1/30 两者中的较大值, 即 $450/30 = 15 \text{ mm}$, 故取 $e_a = 20 \text{ mm}$ 。

$$e_i = e_0 + e_a = 318.40 + 20 = 338.40 \text{ mm}$$

$$\text{因 } \frac{l_0}{h} = \frac{4500}{450} = 10 > 5 \text{ 故应考虑偏心矩增大系数 } \eta。$$

$$\zeta_1 = 0.2 + 2.7 \frac{e_i}{h_0} = 0.2 + 2.7 \times \frac{338.40}{410} = 2.43 > 1.0, \text{ 取 } \zeta_1 = 1.0$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4500}{450} = 10 < 15, \text{ 取 } \zeta_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 \frac{e_i}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{338.4}{410}} \times \left(\frac{4500}{450} \right)^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.086$$

$$e = \eta e_i + h/2 - a_s = 1.086 \times 338.40 + 450/2 - 40 = 552.5\text{mm}$$

$$\text{对称配筋} \quad x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b} = \frac{594.41 \times 10^3}{1.0 \times 11.9 \times 450} = 111\text{mm}$$

$$\text{实配 } 2\Phi 20 + 2\Phi 18 \quad (A_s = A'_s = 1137\text{mm}^2)$$

$$\text{总配筋率 } \rho_s = \frac{4 \times 318 + 8 \times 254}{450 \times 410} = 1.78\% > 0.7\% \quad \text{满足要求。}$$

6.2.3 斜截面承载力计算

以顶层 B 柱为例进行计算。

由前可知，上柱柱端弯矩设计值

$$M_c^t = 204.87/0.8 = 256.09\text{kN} \cdot \text{m}$$

对三级抗震等级，柱底弯矩设计值

$$M_c^b = 1.15 \times 192.12/0.8 = 276.17\text{kN} \cdot \text{m}$$

则框架柱的剪力设计值

$$V_c = 1.1 \frac{M_c^t + M_c^b}{H_n} = 1.1 \times \frac{256.09 + 276.17}{3.9} = 150.12\text{kN}$$

剪跨比 $\lambda > 2$ 则，

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2 \beta_c f_c b h_0) = \frac{1}{0.85} \times (0.2 \times 1.0 \times 11.9 \times 450 \times 410) \quad \text{满足要求。}$$

$$= 516.6\text{kN} > V_c = 150.12\text{kN}$$

$$\lambda = \frac{M^c}{V^c h_0} = \frac{1240.15 \times 10^3}{92.56 \times 410} = 6.3 > 3 \quad \text{取} (\lambda = 3.0)$$

与 V^c 相对的轴力

$$N = 1003\text{kN} > 0.3 f_c A = 0.3 \times 11.9 \times 450^2 = 723\text{kN}, \quad \text{故取 } N = 723\text{kN}$$

柱端加密区箍筋选用四肢 $\Phi 8@100$ 则

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_s}{s} h_0 + 0.56 N \right)$$

$$= \frac{1}{0.85} \times \left(\frac{1.05}{3 + 1} \times 1.27 \times 450 \times 410 + 210 \times \frac{201.2}{100} \times 410 + 0.56 \times 723 \times 10^3 \right)$$

$$= 752.5\text{kN} > V_c = 150.32\text{kN}$$

最小体积配筋率 $\rho_{v\min} = \lambda_v f_c / f_{yv} = 0.10 \times 16.7 / 210 = 0.80\%$

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{\text{cors}}} = \frac{2 \times 4 \times 50.3 \times 410}{450 \times 450 \times 100} = 0.81\% > \rho_{v\min} = 0.8\% \quad \text{满足要求。}$$

各层柱的、正截面、斜截面配筋列于表 6-4、6-5 中。

表 6-4 柱正截面配筋计算

柱号	层次	内力组	控制内力		偏压	对称配筋计算			
			M	N		η	ξ	$A_s (A'_s)$	实配
A 柱	五	1	15.07	106.23	大	1.100	0.053	115	4Φ16 804
		2	52.04	243.01	大	1.27	0.109	124.8	
		3	73.74	149.62	大	1.048	0.067	578.8	
	四	1	53.54	219.48	大	1.08	0.121	170	4Φ16 804
		2	45.2	540.42	大	--	--	--	
		3	104.26	362.82	大	1.110	0.089	602	
	三	1	111.2	479.82	大	1.101	0.108	253.7	4Φ16 804
		2	40.03	1046	大	--	--	--	
		3	115.08	375.39	大	1.08	0.156	613	
	二	1	129.11	643.7	大	1.121	0.165	261.7	4Φ16 804
		2	40.03	1046.06	大	--	--	--	
		3	133.2	782.98	大	1.12	0.298	599	
	一	1	108.1	475	大	1.11	0.216	414.9	2Φ20 + 2Φ16 1030
		2	29.39	1152	大	--	--	--	
		3	194.2	920.6	大	1.12	0.419	1013.7	
B 柱	五	1	15.07	106.23	大	1.04	0.055	599	4Φ16 804
		2	52.04	243.01	大	--	--	--	
		3	73.74	149.62	大	1.04	0.066	599	
	四	1	53.54	219.48	大	1.05	0.098	698	2Φ20 + 2Φ16 1030
		2	45.2	540.42	大	--	--	--	
		3	104.26	362.82	大	1.062	0.112	980	
	三	1	70.89	321.04	大	1.069	0.141	726.7	2Φ20 + 2Φ16 1030
		2	45.64	838.76	大	--	--	--	
		3	124.03	579.01	大	1.064	0.173	1020.7	
	二	1	93.58	437.84	大	1.089	0.22	773.6	2Φ20 + 2Φ18 1137
		2	46.09	1136.81	大	--	--	--	

续表 6-4

柱号	层次	内力组	控制内力		偏压	对称配筋计算			
			M	N		η	ξ	$A_s(A'_s)$	实配
B 柱		3	142.47	807.63	大	1.086	0.271	1060	2Φ22 + 2Φ18 1269
	一	1	82.18	530	大	1.094	0.296	1047	
		2	33.58	1437.66	小	1.357	0.551	<0	
		3	117.8	1043.67	大	1.1	0.365	1265	

表 6-5 柱斜截面配筋计算

柱号	层次	控制内力		斜截面抗剪承载力				
		V	N	H_n	V_c	0.056N	A_{sv}/s	实配四肢
A	五	30.17	148	3.0	73.06	11.05	<0	Φ8@100/200
	四	42.14	322.8	3.0	89.03	17.69	<0	Φ8@100/200
	三	46.52	341.6	3.0	102.62	23.91	<0	Φ8@100/200
	二	58.01	654.6	3.0	125.30	40.49	0.052	Φ8@100/200
	一	66.52	920.6	3.9	123.01	40.49	0.030	Φ8@100/200
B	五	39.89	145.8	3.0	81.23	10.89	<0	Φ8@100/200
	四	52.43	269.8	3.0	113.69	18.97	0.356	Φ8@100/200
	三	61.66	379.5	3.0	145.92	26.57	0.481	Φ8@100/200
	二	76.91	594.4	3.0	173.34	40.49	0.527	Φ8@100/200
	一	78.68	902.4	3.9	150.12	40.49	0.297	Φ8@100/200

加密区长度按规范 $\max(450, 1/6, 500) = \max(450, 650, 500)$ ，取 $0.7m$ ，
但对底层柱根 $> H_n/3 = 1.3m$ ，故柱根取 $1.5m$ 。

7 板的结构设计

7.1 计算简图

结构布置图见图 7-1。

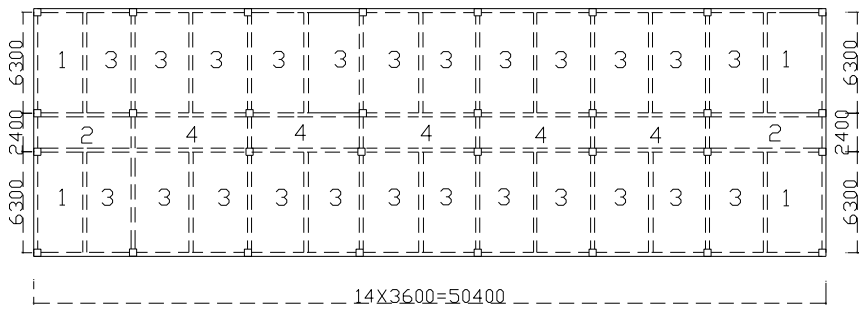


图 7-1 楼面板结构布置图

7.2 楼面板设计

7.2.1 荷载计算

由前述第三章可知： $g_k = 3.28 \text{ kN/m}^2$ ； $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$ 。所以，

荷载设计值 $g = 1.2 \times 3.28 = 3.94 \text{ kN/m}^2$ $q = 2 \times 1.4 = 2.8 \text{ kN/m}^2$

$q/2 = 1.4 \text{ kN/m}^2$ $g + q/2 = 5.34 \text{ kN/m}^2$ $g + q = 6.74 \text{ kN/m}^2$ 。

7.2.2 双向板设计

表 7-1 双向板的内力计算

区格	G	H
$l_{01}(m)$	3.6	3.7
$l_{02}(m)$	6.5	6.5
l_{01}/l_{02}	0.55	0.57
m_1	$(0.0385 + 0.2 \times 0.056) \times 5.34 \times 3.6^2 + (0.0267 + 0.2 \times 0.0698) \times 1.4 \times 3.6^2 = 3.48$	$(0.0378 + 0.2 \times 0.064) \times 5.34 \times 3.7^2 + (0.0138 + 0.2 \times 0.0479) \times 1.4 \times 3.7^2 = 3.30$

区格	G	H
m_2	$(0.056 + 0.2 \times 0.0385) \times 5.34 \times 3.6^2 + (0.0698 + 0.2 \times 0.0267) \times 1.4 \times 3.6^2 = 2.28$	$(0.064 + 0.2 \times 0.0378) \times 5.34 \times 3.7^2 + (0.0479 + 0.2 \times 0.0138) \times 1.4 \times 3.7^2 = 1.99$
$m_1'; m_1''$	$-0.0814 \times 6.74 \times 3.6^2 = -7.11$	$-0.0806 \times 6.74 \times 3.7^2 = -7.44$
$m_2'; m_2''$	$-0.0571 \times 6.74 \times 3.6^2 = -4.99$	$-0.0571 \times 6.74 \times 3.7^2 = -5.27$

7.2.2.1 弯矩设计值

跨中最大弯矩当内支座固定时在 $g+q/2$ 作用下的跨中弯矩值，与内支座铰支时在 $q/2$ 作用下的跨中弯矩之和，混凝土泊松比取 0.2，支座最大负弯矩为当内支座固定时 $g+q$ 作用下的支座弯矩，各区格板的弯矩计算如表 7-2 所示。

7.2.2.2 截面设计

表 7-2 双向板的配筋计算

项目			h_0 / mm	$M / kN \cdot m$	计算 A_s / mm^2	实配 A_s / mm^2
跨中	G	l_{01} 方向	80	2.78	184	$\phi 8 @ 200$ 251
		l_{02} 方向	70	2.28	172	$\phi 8 @ 200$ 251
	H	l_{01} 方向	80	2.97	196	$\phi 8 @ 200$ 251
		l_{02} 方向	70	1.99	151	$\phi 8 @ 200$ 251
支座	G-H		80	-6.70	443	$\phi 8 @ 100$ 503
	G-I		80	-7.80	516	$\phi 10 @ 150$ 523
	G	l_{01} 方向	80	-7.11	470	$\phi 8 @ 100$ 503
		l_{02} 方向	80	-4.99	330	$\phi 8 @ 100$ 503
	H	l_{01} 方向	80	-7.44	492	$\phi 8 @ 100$ 503
		l_{02} 方向	80	-5.27	349	$\phi 8 @ 100$ 503

7.2.3 次梁设计

7.2.3.1 荷载计算

恒载标准值: $g=3.28 \times 3.6+2+2.08 \times 3.1=20.26 \text{ kN/m}$

活载标准值: $q=2 \times 3.6=7.2 \text{ kN/m}$

荷载设计值: $g+q=1.2 \times 20.26+1.4 \times 7.2=34.39 \text{ kN/m}$

7.2.3.2 计算简图

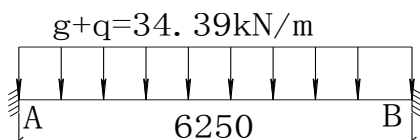


图 7-2 次梁计算简图

7.2.3.3 内力及截面设计

$$M_A = -M_B = -\frac{1}{12} \times 34.39 \times 6.25^2 = -111.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{中}} = \frac{1}{24} \times 34.39 \times 6.25^2 = 55.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

对支座弯矩乘 0.85 进行调幅, 计算得:

支座 $A_s = 780 \text{ mm}^2$, 配 $3\Phi 20$, $A_s = 941 \text{ mm}^2$

跨中 $A_s = 430 \text{ mm}^2$, 配 $2\Phi 18$, $A_s = 509 \text{ mm}^2$

8 楼梯设计

8.1 平面布置图

本结构的楼梯采用钢筋混凝土板式楼梯，其平面布置见图 8-1。

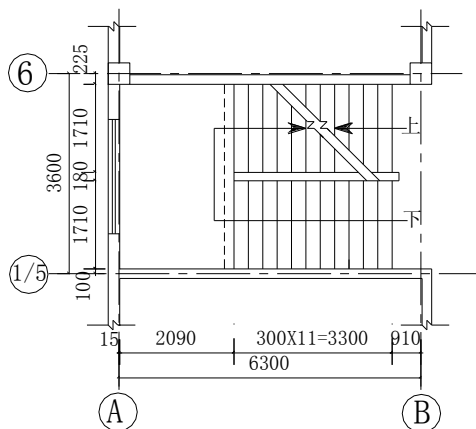


图 8-1 LT-1 平面布置

8.2 梯段板设计

8.2.1 TB-1 板的计算

8.2.1.1 计算简图及截面尺寸

板厚 $t=(1/25 \sim 1/30)l=132 \sim 110 \text{ mm}$ ， $t=120 \text{ mm}$ ，踏步板的倾角：

$$\alpha = \arctg \frac{150}{300} = 26^{\circ}34'$$

8.2.1.2 荷载计算

恒载标准值：

$$\begin{aligned} g_k &= (0.3 + 0.15) \times 0.6 / 0.3 + \left(\frac{0.12}{\cos \alpha} + \frac{0.15}{2} \right) \times 25 + \frac{0.34}{\cos \alpha} \\ &= 0.9 + 5.23 + 0.38 = 6.51 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{荷载设计值： } p = 1.2 \times 6.51 + 1.4 \times 2.5 = 11.31 \text{ kN/m}^2$$

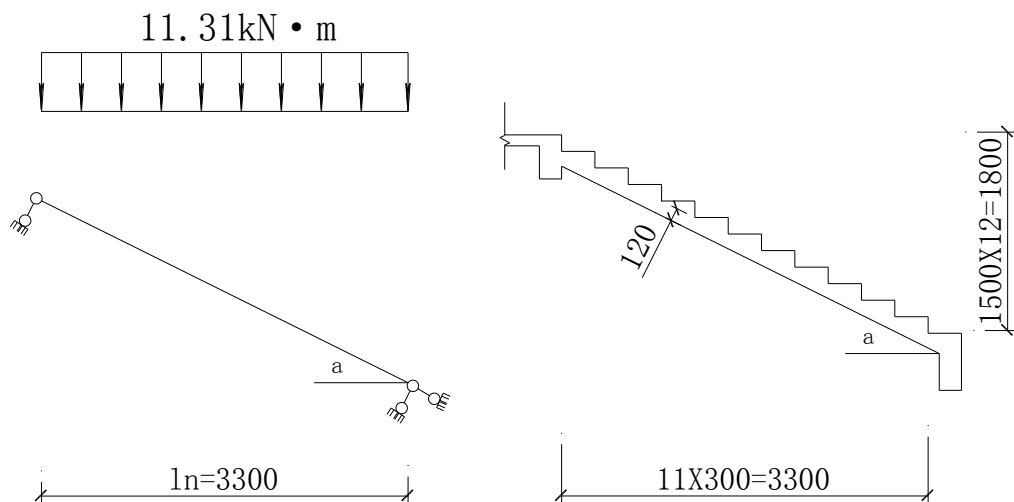


图 8-2 TB-1 板计算简图

8.2.1.3 内力及截面设计

正截面承载力计算：取 $h_0 = t - 20 = 120 - 20 = 100 \text{ mm}$; $l_n = 3300 \text{ mm}$ ，考虑到梯段板两端与梁的固结作用，板跨中的最大弯矩：

$$M = \frac{1}{10} p l_n^2 = \frac{1}{10} \times 11.31 \times 3.3^2 = 12.32 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$\text{则： } \alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{12.32 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 1000 \times 100^2} = 0.104,$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}}{2} = 0.94$$

$$\text{所以， } A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{12.32 \times 10^6}{210 \times 0.94 \times 100} = 436.9 \text{ mm}^2$$

纵向受力钢筋配 $\phi 10 @ 150$, $A_s = 524 \text{ mm}^2$, $\rho = \frac{524}{100 \times 1000} = 0.524\%$ 满足要求。

斜截面承载力计算

$$V = \frac{1}{2} p l_n \cos \alpha = \frac{1}{2} \times 11.31 \times 3.3 \times 0.8944 = 16.69 \text{ kN} / \text{m}$$

按下式计算得

$$V = 0.7\beta_h f_t b h_0 = 0.7 \times 1.0 \times 1.27 \times 1000 \times 100 = 88.9 \text{ kN/m} > 16.69 \text{ kN/m}$$

由此可证明，梯段板抗剪承载力较大，设计楼梯时不需对梯段板斜截面进行验算。

8.2.2 TB-2 (TB-3) 板的计算

8.2.2.1 计算简图及截面尺寸

板厚 $t = (1/25 \sim 1/30)l = 160 \sim 133 \text{ mm}$ ，取 $t = 140 \text{ mm}$ ，

$$h_0 = t - 20 = 140 - 20 = 120 \text{ mm}; l_n = 4000 \text{ mm}$$

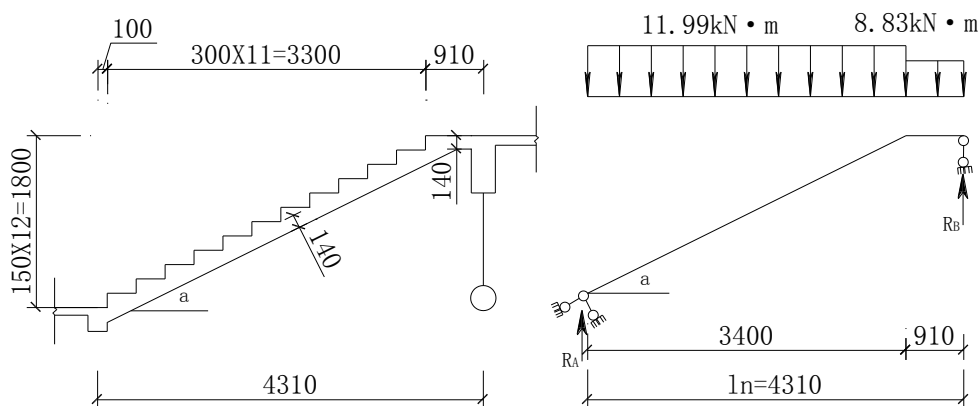


图 8-3 TB-2 板计算简图

8.2.2.2 荷载计算

根据构造要求，带平台梯段板上的荷载应按段分别计算：

$$\text{梯段板倾斜段，恒载标准值： } g_{k1} = 0.9 + 5.79 + 0.38 = 7.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{梯段板平直段，恒载标准值： } g_{k2} = 0.9 + 0.14 \times 25 + 0.34 = 4.44 \text{ kN/m}^2$$

荷载设计值：

$$\text{平直段： } p_1 = 1.35 \times 7.07 + 0.7 \times 1.4 \times 2.5 = 11.99 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{倾斜段： } p_2 = 1.2 \times 4.44 + 1.4 \times 2.5 = 8.83 \text{ kN/m}^2$$

8.2.2.3 内力及截面设计

$$R_A = \frac{ap_1(a+2b)+b^2p_2}{2l_n}$$

$$= \frac{3.4 \times 11.99 \times (3.4 + 2 \times 0.6) + 0.6^2 \times 8.83}{2 \times 4.0} = 23.84 \text{ kN/m}$$

$$R_B = \frac{bp_2(2a+b)+a^2p_1}{2l_n}$$

$$= \frac{0.6 \times 8.83 \times (2 \times 3.4 + 0.6) + 3.4^2 \times 11.99}{2 \times 4.0} = 22.23 \text{ kN/m}$$

平台板的最大弯矩及剪力

$$M_{\max} = \frac{[ap_1(a+2b)+b^2p_2]^2}{8p_1l_n^2}$$

$$= \frac{[3.4 \times 11.99 \times (3.4 + 2 \times 0.91) \times 8.82]^2}{8 \times 11.99 \times 4^2} = 25.0 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$V_A = R_A \cos \alpha = 23.84 \times 0.8944 = 21.32 \text{ kN/m}$$

$$V_B = R_B = 22.23 \text{ kN/m}$$

查表得: $M_{\max} = 23.7 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ 时, $A_s = 710 \text{ mm}^2$

选配 $\phi 12 @ 140$, $A_s = 808 \text{ mm}^2$

因为梯段板抗剪承载力较大, 可不考虑梯段板的斜截面验算。

8.3 PTB-1 平台板设计

8.3.1 计算简图及截面尺寸

由于梯段板 TB-1~TB-3 与 PTB-1 平台板间尺寸相差较大, 对板 PTB-1 除应验算正弯矩作用下的承载力外, 尚应验算负弯矩作用的影响。因此, 有两种受力状态, 第一种受力状态为单跨简支板, 计算简图如图 8-4(a), 第二种受力状态为两不等跨连续板, 计算简图如图 8-4(b)。

取 PTB-1 板厚 $t=80 \text{ mm}$, $h_0 = 80 - 20 = 60 \text{ mm}$

8.3.2 荷载及内力计算

8.3.2.1 按第一受力状态计算

荷载设计值: $p=7.03 \text{ kN/m}$

按单跨简支考虑，验算平台板的正弯矩

$$M = \frac{1}{10} pl_n^2 = \frac{1}{10} \times 7.03 \times 2.385^2 = 4.0 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

计算得： $A_s = 345 \text{ mm}^2$ 取 $\phi 10 @ 150, A_s = 524 \text{ mm}^2$ 满足要求。

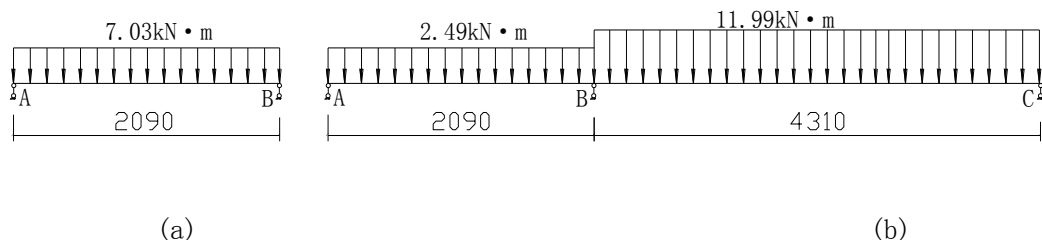


图 8-4 PTB-1 平台板计算简图

8.3.2.2 按第二受力状态计算

由计算简图计算 PTB-1 平台板产生的最大负弯矩，图中 AB 跨为 PTB-1 平台板，BC 跨为梯段板，内力计算时，AB 跨活载为空载，恒载分项系数取 $\gamma_G = 1.0$ ；BC 跨活载满跨布置，用力矩分配法计算。

$$\text{固端弯矩: } M_{BA} = \frac{1}{8} ql^2 = \frac{1}{8} \times 2.94 \times 2.09^2 = 1.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC} = -\frac{1}{8} \times 11.99 \times 4.31^2 = -27.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

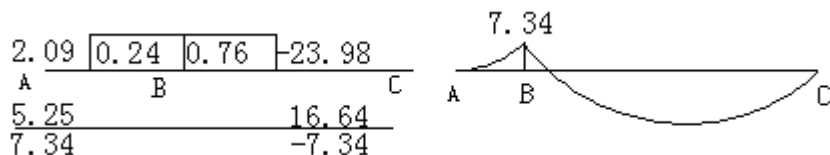


图 8-5 PTB-1 平台板最大负弯矩

则 PTB-1 平台板的最大负弯矩为 $-7.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$

计算得： $A_s = 640 \text{ mm}^2$ 取 $\phi 10 @ 120, A_s = 654 \text{ mm}^2$ 满足要求。

8.4 平台梁设计

8.4.1 平台梁 PTL-1 计算

8.4.1.1 计算简图及各计算尺寸

按简支梁计算，不考虑平台板的影响。

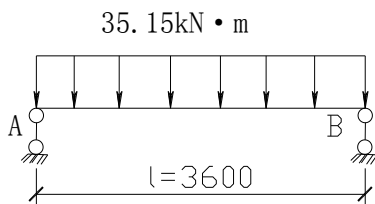


图 8-6 平台梁 PTL-1 计算简图

梁的计算跨度 $l_n = 4200 - 100 - 225 = 3875\text{mm}$

截面尺寸选： $b \times h = 200\text{mm} \times 400\text{mm}$, $h_0 = 400 - 40 = 360\text{mm}$

8.4.1.2 荷载计算

作用在 PTL-1 梁上的荷载主要是由平台板、梯段板传来的反力及梁自重，现汇总如下：

PTB-1 平台板传来的荷载： $1/2 \times 7.03 \times 2.09 = 7.35 \text{ kN/m}$

TB-2、TB-3 梯段板传来的荷载： $1/2 \times 11.99 \times 4.31 = 23.9 \text{ kN/m}$

PTL-1 梁的自重（含粉刷）： $2.5 + 0.29 = 2.79 \text{ kN/m}$

$$\Sigma \quad p = 35.28 \text{ kN/m}$$

8.4.1.3 内力及承载力计算

$$M = \frac{1}{8} p l_n^2 = \frac{1}{8} \times 35.28 \times 3.25^2 = 46.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = \frac{1}{2} p l_n = \frac{1}{2} \times 35.28 \times 3.25 = 57.33 \text{ kN}$$

正截面受弯承载力计算得：

$$A_s = 670 \text{ mm}^2 \text{ 选配 } 3\Phi 18, A_s = 763 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{710}{200 \times 360} = 0.99\% \text{ 满足要求。}$$

斜截面承载力验算

$$\text{验算截面尺寸 } 0.25 f_c b h_0 = 0.25 \times 11.9 \times 200 \times 360 = 214.2 \text{ kN} > 68.10 \text{ kN}$$

满足要求。

$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.27 \times 200 \times 360 = 64.01 \text{ kN} < 68.10 \text{ kN}$ 需计算配箍筋，选配双肢 $\phi 8$ 则

$$V \leq 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{n A_{svl}}{s} h_0 \Rightarrow \frac{n A_{svl}}{s} = \frac{68100 - 64008}{1.25 \times 210 \times 360} = 0.043$$

$s = 2 \times 50.3 / 0.043 = 2339.5 \text{ mm}$ ，根据构造配双肢 $\phi 8 @ 200$ 。

8.4.2 平台梁 PTL-2 计算

8.4.2.1 计算简图及各计算尺寸

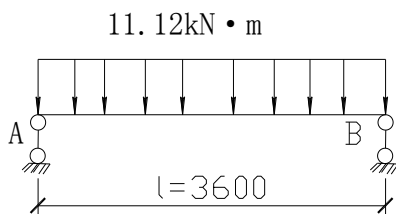


图 8-7 平台梁 PTL-2 计算简图

平台梁按倒 L 形截面计算，翼缘计算宽度 b_f' ：

$$b_f' = l / 6 = 3875 / 6 = 646 \text{ mm}; b_f' = b + s_n / 2 = 200 + 2135 / 2 = 1268 \text{ mm}$$

取 $b_f' = 640 \text{ mm}$ 。

8.4.2.2 荷载计算

PTB-1 平台板传来的荷载： 8.38 kN/m ，PTL-2 梁自重： 2.74 kN/m 则， $P = 11.12 \text{ kN/m}$ 。

8.4.2.3 内力及承载力计算

$$M = \frac{1}{8} p l_n^2 = \frac{1}{8} \times 11.12 \times 3.25^2 = 14.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = \frac{1}{2} p l_n = \frac{1}{2} \times 11.12 \times 3.25 = 18.07 \text{ kN}$$

正截面受弯承载力计算得：

经判断属于第一类 T 型截面，则：

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b_f' h_0^2} = \frac{20.87 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 640 \times 360^2} = 0.021;$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_2}}{2} = 0.989$$

$$\text{所以, } A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} = \frac{20.87 \times 10^6}{300 \times 0.989 \times 360} = 195 \text{ mm}^2$$

选配 2Φ14, $A_s = 308 \text{ mm}^2$

斜截面承载力验算

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.27 \times 200 \times 360 = 64.01 \text{ kN} > 21.54 \text{ kN} \text{ 按构造配箍筋。}$$

选配 $\phi 8 @ 200$

9 基础设计

9.1 荷载效应组合

9.1.1 正常使用极限状态下标准组合

$$N_K = N_{GK} + N_{Q1K} + \varphi_{c2} N_{Q2K} + \dots + \varphi_{cn} N_{QnK}$$

A 柱: $= 724.38 + 178.04 + 0.6 \times 26.64 = 918.40kN$

B 柱: $N_K = 855.03 + 266.16 + 0.6 \times 20.26 = 1133.35kN$

9.1.2 承载力极限状态组合

A 柱:

由活载控制:

$$N = 1.2 \times 724.38 + 1.4 \times 178.04 + 0.6 \times 1.4 \times 26.64 = 1140.89kN$$

由恒载控制:

$$N = 1.35 \times 724.38 + 0.7 \times 1.4 \times 178.04 + 0.6 \times 1.4 \times 26.64 = 1174.77kN$$

B 柱:

由活载控制:

$$N = 1.2 \times 855.03 + 1.4 \times 266.16 + 0.6 \times 1.4 \times 20.26 = 1415.68kN$$

由恒载控制:

$$N = 1.35 \times 855.03 + 0.7 \times 1.4 \times 266.16 + 0.6 \times 1.4 \times 20.26 = 1432.14kN$$

9.2 基础尺寸设计

9.2.1 基础梁高及埋深

$$h = \left(\frac{1}{4} \sim \frac{1}{8}\right)l = 1800 \sim 900mm, \text{ 取 } h=1000 \text{ mm}, \text{ 则基础埋深为:}$$
$$1+0.5+0.45=1.95 \text{ m}$$

9.2.2 基础尺寸确定

对地基承载力进行修正, 本工程土质为粉质粘土, 查地基规范可得:

$$\eta_b = 0.3; \eta_d = 1.5, \text{ 所以:}$$

$$f_a = f + \eta_b \gamma (B - 3) + \eta_d \gamma_m (d - 0.5)$$

$$= 80 + 1.5 \times 11.8 \times (1.95 - 0.5) = 114 \text{ kN/m}^3$$

由 $f_a \geq (F_K + G_K)/A$ 可得基础底面积 A ，考虑偏心作用对基底面积乘 1.1~1.4 的放大系数，则：

$$A = (1.1 \sim 1.4) \times \frac{918.40 + 1133.35}{114 - 20 \times 1.725 + 10 \times 0.5} = (26.71 \sim 33.99) \text{ m}^2$$

基础端部向外伸出 0.25 倍第一跨距，即 $0.25 \times 6.3 = 1.6 \text{ m}$ 和 $0.25 \times 7.2 = 1.8 \text{ m}$ ，则基础纵横两方向宽度为 1.8 m 、 1.5 m ，翼缘板边取 250 mm ，根部取 500 mm 。如图 9-1 所示。

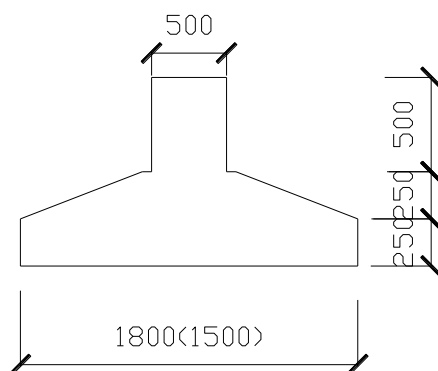


图 9-1 基础断面图

9.3 荷载分配

9.3.1 截面惯性矩

$$\text{横向: } I_y = 7.2 \times 10^{-2} \text{ m}^4 \quad \text{纵向: } I_x = 6.7 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

9.3.2 计算分配荷载

按基础梁线刚度分配：

$$F_{1y} = \frac{6.7 \times 10^{-2} / 6.3}{6.7 \times 10^{-2} / 6.3 + 2 \times 7.2 \times 10^{-2} / 7.2} \times 1174.77 = 407.82 \text{ kN}$$

$$F_{1x} = 1174.77 - 407.82 = 766.95 \text{ kN}$$

$$F_{2y} = \frac{6.7 \times 10^{-2} \times (1/6.3 + 1/2.4)}{6.7 \times 10^{-2} \times (1/6.3 + 1/2.4) + 2 \times 7.2 \times 10^{-2} / 7.2} \times 1432.14 = 942.95 \text{ kN}$$

$$F_{2x} = 1432.14 - 942.95 = 489.19 \text{ kN}$$

9.4 基础梁设计

根据分配荷载按纵横向的条形基础分别进行计算，以 6 轴横向条形基础为例计算过程如下：

9.4.1 计算简图

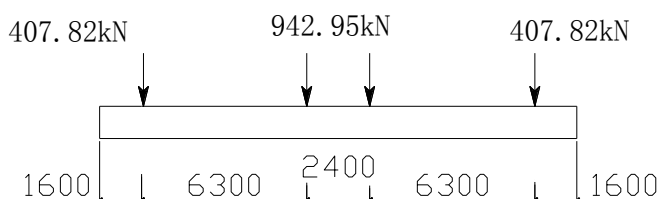


图 9-2 基础梁计算简图

9.4.2 基底平均净反力及内力计算

沿基础横向的地基净反力为（对称性取一半计算）：

$$b_{pj} = \frac{\sum F}{l} = \frac{407.82 + 942.95}{1.6 + 6.3 + 1.2} = 148.44 \text{ kN/m};$$

在梁外伸部分荷载作用下，在 A 截面产生的弯矩为：

$$M_A = \frac{1}{2} b_{pj} \times 1.6^2 = \frac{1}{2} \times 148.44 \times 1.6^2 = 190.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

固端弯矩：

$$M_{AB} = -M_{CB} = -\frac{1}{12} b_{pj} \times 6.3^2 = -\frac{1}{12} \times 148.44 \times 6.3^2 = -490.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CC'} = -\frac{1}{3} b_{pj} \times 1.2^2 = \frac{1}{3} \times 148.44 \times 1.2^2 = 71.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由力矩分配法可求得各基础梁的弯矩、剪力图如图 9-3、9-4。

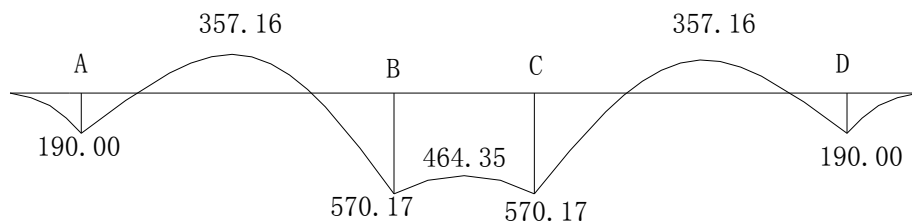


图 9-3 弯矩图

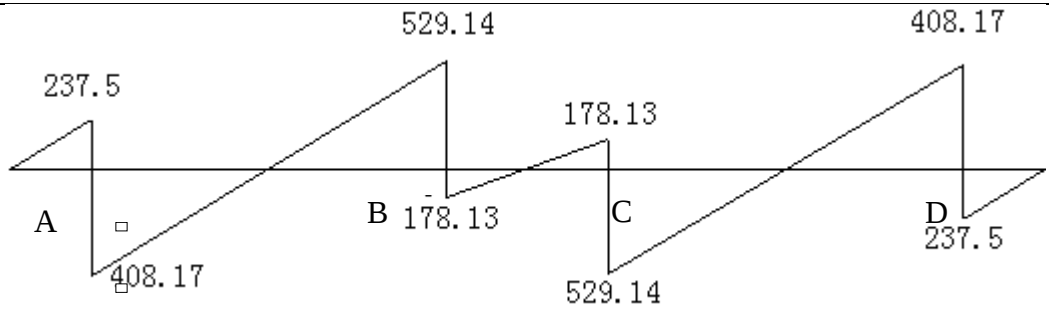


图 9-4 剪力图

9.4.3 基础梁正截面设计

基础梁截面尺寸 $500\text{ mm} \times 1000\text{ mm}$ ，钢筋采用 HRB335 级，混凝土强度等级 C30，混凝土保护层厚度取 40 mm 。

所以， $h_0 = h - a_s = 1000 - 50 = 950\text{ mm}$ ，计算过程及结果见表 9-1。

表 9-1 基础梁正截面配筋

截面	A	AB 跨中	B	BC 跨中
M	-190.00	357.16	-570.17	464.35
$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$	0.029	0.018	0.088	0.072
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.029	0.018	0.092	0.075
$A_s = \xi \alpha_1 \frac{f_c}{f_y} b h_0$	657	1223	2083	1698
选配	4Φ16 804	4Φ20 1256	7Φ20 2198	6Φ20 1884

9.4.4 斜截面设计

表 9-2 基础梁斜截面配筋计算

截面	V/kN	$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V - 0.7 f_t b h_0}{1.25 f_y h_0}$	实配四肢
A 左	237.5	<0	Φ8@100/200
A、B 左	529.14	0.596	Φ8@100/200
B 右	178.13	<0	Φ8@100/200

9.5 翼板设计

9.5.1 翼板内力分析

取 1m 板段，考虑条形基础梁宽度为 500mm，则有，

$$\text{基底净反力 } b_{pj} = \frac{\sum F}{Bl} = \frac{407.82 + 942.95}{(1.6 + 6.3 + 1.2) \times 1.5} = 98 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{最大弯矩 } M_{\max} = \frac{1}{2} \times 98.96 \times \left(\frac{1.5 - 0.5}{2}\right)^2 = 12.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{最大剪力 } V_{\max} = 98.96 \times \left(\frac{1.5 - 0.5}{2}\right) = 49.48 \text{ kN/m}$$

9.5.2 翼板正截面设计

设翼板根部高度为 500mm，钢筋选用 HRB235;混凝土选 C30，混凝土保护层厚度取 40mm。则： $h_0 = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$ ，所以：

$$A_s = \frac{M}{0.9 f_y h_0} = \frac{12.37 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 450} = 145.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{取 } \phi 10 @ 200, A_s = 392.5 \text{ mm}^2$$

9.5.3 翼板斜截面承载力验算

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 14.3 \times 1000 \times 450 = 450 \text{ kN/m} > V_{\max} = 49.48 \text{ kN/m}$$

满足要求。

10 PKPM 计算

10.1 PKPM 部分文本文件

总信息	
结构材料信息:	钢砼结构
混凝土容重 (kN/m ³):	Gc = 25.00
钢材容重 (kN/m ³):	Gs = 78.00
水平力的夹角 (Rad):	ARF = 0.00
地下室层数:	MBASE= 0
竖向荷载计算信息:	按模拟施工加荷计算方式
风荷载计算信息:	计算 X,Y 两个方向的风荷载
地震力计算信息:	计算 X,Y 两个方向的地震力
特殊荷载计算信息:	不计算
结构类别:	框架结构
裙房层数:	MANNEX= 0
转换层所在层号:	MCHANGE= 0
墙元细分最大控制长度(m)	DMAX= 2.00
墙元侧向节点信息:	内部节点
是否对全楼强制采用刚性楼板假定	否
采用的楼层刚度算法	层间剪力比层间位移算法
风荷载信息	
修正后的基本风压 (kN/m ²):	WO = 0.45
地面粗糙程度:	C 类

结构基本周期（秒）：	T1 = 0.00
体形变化分段数：	MPART= 1
各段最高层号：	NSTi = 5
各段体形系数：	USi = 1.30

地震信息

振型组合方法(CQC 耦联;SRSS 非耦联)	CQC
计算振型数:	NMODE= 15
地震烈度:	NAF = 7.00
场地类别:	KD = 3
设计地震分组:	二组
特征周期	TG = 0.55
多遇地震影响系数最大值	Rmax1 = 0.08
罕遇地震影响系数最大值	Rmax2 = 0.50
框架的抗震等级:	NF = 3
剪力墙的抗震等级:	NW = 3
活荷质量折减系数:	RMC = 0.50
周期折减系数:	TC = 1.00
结构的阻尼比 (%) :	DAMP = 5.00
是否考虑偶然偏心:	否
是否考虑双向地震扭转效应:	否
斜交抗侧力构件方向的附加地震数	= 0

活荷载信息

考虑活荷不利布置的层数	从第 1 到 5 层
-------------	------------

柱、墙活荷载是否折减 不折算

传到基础的活荷载是否折减 折算

-----柱，墙，基础活荷载折减系数-----

计算截面以上的层数-----折减系数

1	1.00
2---3	0.85
4---5	0.70
6---8	0.65
9---20	0.60
> 20	0.55

调整信息

中梁刚度增大系数: BK = 1.00

梁端弯矩调幅系数: BT = 0.85

梁设计弯矩增大系数: BM = 1.00

连梁刚度折减系数: BLZ = 0.70

梁扭矩折减系数: TB = 0.40

全楼地震力放大系数: RSF = 1.00

0.2Q₀ 调整起始层号: KQ1 = 0

0.2Q₀ 调整终止层号: KQ2 = 0

顶塔楼内力放大起算层号: NTL = 0

顶塔楼内力放大: RTL = 1.00

九度结构及一级框架梁柱超配筋系数 CPCOEF91 = 1.15

是否按抗震规范 5.2.5 调整楼层地震力 IAUTO525 = 1

是否调整与框支柱相连的梁内力 IREGU_KZZB = 0

剪力墙加强区起算层号	LEV_JLQJQ = 1
强制指定的薄弱层个数	NWEAK = 0

配筋信息

梁主筋强度 (N/mm ²):	IB = 300
柱主筋强度 (N/mm ²):	IC = 300
墙主筋强度 (N/mm ²):	IW = 300
梁箍筋强度 (N/mm ²):	JB = 210
柱箍筋强度 (N/mm ²):	JC = 210
墙分布筋强度 (N/mm ²):	JWH = 210
梁箍筋最大间距 (mm):	SB = 100.00
柱箍筋最大间距 (mm):	SC = 100.00
墙水平分布筋最大间距 (mm):	SWH = 150.00
墙竖向筋分布最小配筋率 (%):	RWV = 0.30

设计信息

结构重要性系数:	RWO = 1.00
柱计算长度计算原则:	有侧移
梁柱重叠部分简化:	不作为刚域
是否考虑 P-Delt 效应:	否
柱配筋计算原则:	按双偏压计算
钢构件截面净毛面积比:	RN = 0.85
梁保护层厚度 (mm):	BCB = 30.00
柱保护层厚度 (mm):	ACA = 30.00
是否按砼规范(7.3.11-3)计算砼柱计算长度系数:	否

荷载组合信息

恒载分项系数:	CDEAD= 1.20
活载分项系数:	CLIVE= 1.40
风荷载分项系数:	CWIND= 1.40
水平地震力分项系数:	CEA_H= 1.30
竖向地震力分项系数:	CEA_V= 0.50
特殊荷载分项系数:	CSPY = 0.00
活荷载的组合系数:	CD_L = 0.70
风荷载的组合系数:	CD_W = 0.60
活荷载的重力荷载代表值系数:	CEA_L = 0.50

剪力墙底部加强区信息.....

剪力墙底部加强区层数	IWF= 2
剪力墙底部加强区高度(m)	Z_STRENGTHEN= 8.15

* 各层的质量、质心坐标信息 *

层号	塔号	质心 X	质心 Y	质心 Z	恒载质量	活载质量
			(m)	(m)	(t)	(t)
5	1	20.865	29.981	18.950	440.1	17.8
4	1	20.865	29.981	15.350	440.1	17.8
3	1	20.865	29.981	11.750	440.1	17.8
2	1	20.865	29.981	8.150	440.1	17.8
1	1	20.865	29.947	4.550	459.1	17.8

活载产生的总质量 (t): 88.797
 恒载产生的总质量 (t): 2219.469
 结构的总质量 (t): 2308.266
 恒载产生的总质量包括结构自重和外加恒载
 结构的总质量包括恒载产生的质量和活载产生的质量
 活载产生的总质量和结构的总质量是活载折减后的结果 (1t = 1000kg)

* 各层构件数量、构件材料和层高 *

层号	塔号	梁数 (混凝土)	柱数 (混凝土)	墙数 (混凝土)	层高 (m)	累计高度 (m)
1	1	103(25)	32(25)	0(25)	4.550	4.550
2	1	103(25)	32(25)	0(25)	3.600	8.15
3	1	103(25)	32(25)	0(25)	3.600	11.750
4	1	103(25)	32(25)	0(25)	3.600	15.350
5	1	103(25)	32(25)	0(25)	3.600	18.950

* 风荷载信息 *

层号	塔号	风荷载 X	剪力 X	倾覆弯矩 X	风荷载 Y	剪力 Y	倾覆弯矩 Y
5	1	25.78	25.8	92.8	86.21	86.2	310.4

PKPM 计算

4	1	23.50	49.3	270.2	78.57	164.8	903.
3	1	23.38	72.7	531.8	78.17	242.9	1778.2
2	1	23.38	96.0	877.5	78.17	321.1	2934.2
1	1	29.55	125.6	1449.0	98.80	419.9	4844.9

=====

各层刚心、偏心率、相邻层侧移刚度比等计算信息

Floor No : 层号

Tower No : 塔号

Xstif, Ystif: 刚心的 X, Y 坐标值

Alf : 层刚性主轴的方向

Xmass, Ymass: 质心的 X, Y 坐标值

Gmass : 总质量

Eex, Eey : X, Y 方向的偏心率

Ratx, Raty : X, Y 方向本层塔侧移刚度与下一层相应塔侧移刚度的比值

Ratx1, Raty1 : X, Y 方向本层塔侧移刚度与上一层相应塔侧移刚度 70% 的比值或上三层平均侧移刚度 80% 的比值中之较小者

RJX, RJY, RJZ: 结构总体坐标系中塔的侧移刚度和扭转刚度

=====

Floor No. 1 Tower No. 1

Xstif= 20.8600(m) Ystif= 29.0780(m) Alf = 45.0000(Degree)

Xmass= 20.8648(m) Ymass= 29.9467(m) Gmass= 494.6126(t)

Eex = 0.0003 Eey = 0.0502

Ratx = 1.0000 Raty = 1.0000
 Ratx1= 1.2374 Raty1= 1.2781 薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
 RJX=3.3688E+05(kN/m)RJY= 3.2171E+05(kN/m) RJZ = 0.0000E+00(kN/m)

 Floor No. 2 Tower No. 1
 Xstif= 20.8600(m) Ystif= 29.0780(m) Alf =45.0000(Degree)
 Xmass=20.8650(m) Ymass= 29.9814(m) Gmass= 475.6126(t)
 Eex = 0.0003 Eey = 0.0522
 Ratx = 1.0100 Raty = 0.9877
 Ratx1= 1.2611 Raty1= 1.2915 薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
 RJX=3.4025E+05(kN/m)RJY= 3.1773E+05(kN/m) RJZ = 0.0000E+00(kN/m)

 Floor No. 3 Tower No. 1
 Xstif= 20.8600(m) Ystif= 29.0780(m) Alf = 45.0000(Degree)
 Xmass=20.8650(m) Ymass= 29.9814(m) Gmass= 475.6127(t)
 Eex = 0.0003 Eey = 0.0522
 Ratx = 0.9956 Raty = 0.9858
 Ratx1= 1.2652 Raty1= 1.2969 薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
 RJX=3.3877E+05(kN/m) RJY=3.1323E+05(kN/m)RJZ= 0.0000E+00(kN/m)

 Floor No. 4 Tower No. 1
 Xstif= 20.8600(m) Ystif= 29.0780(m) Alf = 45.0000(Degree)
 Xmass= 20.8650(m) Ymass= 29.9814(m) Gmass= 475.6127(t)
 Eex = 0.0003 Eey = 0.0522
 Ratx = 1.0092 Raty = 0.9990

Ratx1= 1.2907 Raty1= 1.3196 薄弱层地震剪力放大系数= 1.00
 RJX=3.4189E+05(kN/m)RJY= 3.1290E+05(kN/m) RJZ = 0.0000E+00(kN/m)

Floor No. 5 Tower No. 1

Xstif= 20.8600(m) Ystif= 29.0780(m) Alf = 45.0000(Degree)

Xmass= 20.8650(m) Ymass= 29.9814(m) Gmass= 475.6127(t)

Eex = 0.0003 Eey = 0.0522

Ratx = 0.9685 Raty = 0.9473

Ratx1= 1.2500 Raty1= 1.2500 薄弱层地震剪力放大系数= 1.00

RJX=3.3112E+05(kN/m)RJY=2.9641E+05(kN/m) RJZ = 0.0000E+00(kN/m)

=====

抗倾覆验算结果

=====

	抗倾覆弯矩 Mr	倾覆弯矩 Mov	比值 Mr/Mov	零应力区(%)
X 风荷载	578913.1	1586.6	364.87	0.00
Y 风荷载	173119.9	5305.0	32.63	0.00
X 地 震	578913.1	14256.1	40.61	0.00
Y 地 震	173119.9	14030.0	12.34	0.00

=====

结构整体稳定验算结果

=====

PKPM 计算

层号	X 向刚度	Y 向刚度	层高	上部重量	X 刚重比	Y 刚重比
1	0.337E+06	0.322E+06	4.55	23083	66.41	63.41
2	0.340E+06	0.318E+06	3.60	18314	66.88	62.46
3	0.339E+06	0.313E+06	3.60	13736	88.79	82.09
4	0.342E+06	0.313E+06	3.60	9157	134.41	123.01
5	0.331E+06	0.296E+06	3.60	4579.	260.35	233.06

该结构刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 大于 10,能够通过高规(5.4.4)的整体稳定验算

该结构刚重比 $D_i \cdot H_i / G_i$ 大于 20,可以不考虑重力二阶效应

 * 楼层抗剪承载力、及承载力比值 *

Ratio_Bu: 表示本层与上一层的承载力之比

层号	塔号	X 向承载力	Y 向承载力	Ratio_Bu:X,Y
5	1	0.2468E+04	0.2626E+04	1.00 1.00
4	1	0.3124E+04	0.3282E+04	1.27 1.25
3	1	0.3708E+04	0.3866E+04	1.19 1.18
2	1	0.4221E+04	0.4379E+04	1.14 1.13
1	1	0.3793E+04	0.3902E+04	0.90 0.89

周期、地震力与振型输出文件
 (VSS 求解器)

考虑扭转耦联时的振动周期(秒)、X,Y 方向的平动系数、扭转系数

振型号	周 期	转 角	平动系数 (X+Y)	扭转系数
1	0.8367	90.04	1.00 (0.00+1.00)	0.00
2	0.8122	0.06	0.96 (0.96+0.00)	0.04
3	0.7381	179.66	0.03 (0.03+0.00)	0.97
4	0.2623	90.05	0.98 (0.00+0.98)	0.02
5	0.2557	0.06	0.95 (0.95+0.00)	0.05
6	0.2322	179.65	0.03 (0.03+0.00)	0.97
7	0.1419	90.08	0.95 (0.00+0.95)	0.05
8	0.1395	0.09	0.93 (0.93+0.00)	0.07
9	0.1264	179.61	0.03 (0.03+0.00)	0.97
10	0.0918	90.09	0.91 (0.00+0.91)	0.09
11	0.0905	0.10	0.90 (0.90+0.00)	0.10
12	0.0821	179.56	0.02 (0.02+0.00)	0.98
13	0.0679	90.06	0.86 (0.00+0.86)	0.14
14	0.0669	0.07	0.87 (0.87+0.00)	0.13
15	0.0614	179.35	0.01 (0.01+0.00)	0.99

地震作用最大的方向 = -89.985 (度)

=====

仅考虑 X 向地震作用时的地震力

Floor: 层号

Tower: 塔号

F-x-x: X 方向的耦联地震力在 X 方向的分量

F-x-y: X 方向的耦联地震力在 Y 方向的分量

F-x-t : X 方向的耦联地震力的扭矩

振型 1 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	0.00	-0.24	0.00
4	1	0.00	-0.21	0.00
3	1	0.00	-0.18	0.00
2	1	0.00	-0.12	0.00
1	1	0.00	-0.06	0.00

振型 2 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	314.48	0.31	-914.90
4	1	286.03	0.28	-826.52
3	1	235.78	0.23	-673.99
2	1	166.49	0.16	-466.15
1	1	88.47	0.08	-238.21

振型 3 的地震力

Floor	Tower	F-x-x	F-x-y	F-x-t
-------	-------	-------	-------	-------

PKPM 计算

		(kN)	(kN)	(kN-m)
5	1	11.79	-0.07	986.32
4	1	10.76	-0.06	895.37
3	1	8.96	-0.05	737.70
2	1	6.47	-0.04	522.05
1	1	3.66	-0.02	282.83

振型 4 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	0.00	0.12	0.00
4	1	0.00	0.03	0.00
3	1	0.00	-0.08	0.00
2	1	0.00	-0.13	0.00
1	1	0.00	-0.10	0.00

振型 5 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	-133.65	-0.15	368.49
4	1	-34.86	-0.04	82.91
3	1	81.54	0.09	-239.98
2	1	141.46	0.16	-391.34

1	1	109.90	0.12	-287.18
---	---	--------	------	---------

振型 6 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	-4.29	0.03	-363.75
4	1	-1.24	0.01	-95.61
3	1	2.42	-0.02	219.41
2	1	4.47	-0.03	384.18
1	1	3.78	-0.02	306.42

振型 7 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	0.00	-0.08	0.00
4	1	0.00	0.06	0.00
3	1	0.00	0.09	0.00
2	1	0.00	-0.04	0.00
1	1	0.00	-0.11	0.00

振型 8 的地震力

Floor	Tower	F-x-x	F-x-y	F-x-t
-------	-------	-------	-------	-------

PKPM 计算

		(kN)	(kN)	(kN-m)
5	1	57.76	0.09	-141.11
4	1	-45.94	-0.07	122.77
3	1	-66.44	-0.10	155.00
2	1	24.67	0.04	-78.94
1	1	77.82	0.12	-188.51

振型 9 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	1.56	-0.01	136.60
4	1	-1.13	0.01	-106.67
3	1	-1.84	0.01	-158.54
2	1	0.42	0.00	53.57
1	1	2.07	-0.01	186.01

振型 10 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	0.00	0.03	0.00
4	1	0.00	-0.06	0.00
3	1	0.00	0.02	0.00
2	1	0.00	0.05	0.00

1	1	0.00	-0.06	0.00
---	---	------	-------	------

振型 11 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	-20.47	-0.03	39.64
4	1	40.52	0.07	-83.77
3	1	-14.80	-0.03	40.86
2	1	-29.39	-0.05	49.19
1	1	38.93	0.07	-85.66

振型 12 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	-0.38	0.00	-33.38
4	1	0.69	-0.01	65.27
3	1	-0.17	0.00	-22.05
2	1	-0.56	0.00	-49.09
1	1	0.57	-0.01	61.59

振型 13 的地震力

Floor	Tower	F-x-x	F-x-y	F-x-t
-------	-------	-------	-------	-------

		(kN)	(kN)	(kN-m)
5	1	11.79	-0.07	986.32
4	1	10.76	-0.06	895.37
3	1	8.96	-0.05	737.70
2	1	6.47	-0.04	522.05
1	1	3.66	-0.02	282.83

振型 4 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	0.00	0.12	0.00
4	1	0.00	0.03	0.00
3	1	0.00	-0.08	0.00
2	1	0.00	-0.13	0.00
1	1	0.00	-0.10	0.00

振型 5 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	-133.65	-0.15	368.49
4	1	-34.86	-0.04	82.91
3	1	81.54	0.09	-239.98
2	1	141.46	0.16	-391.34

PKPM 计算

		(kN)	(kN)	(kN-m)
5	1	0.00	0.00	0.00
4	1	0.00	0.01	0.00
3	1	0.00	-0.02	0.00
2	1	0.00	0.02	0.00
1	1	0.00	-0.01	0.00

振型 14 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	4.14	0.01	-2.63
4	1	-12.28	-0.02	9.71
3	1	17.44	0.02	-15.96
2	1	-16.66	-0.02	17.62
1	1	10.66	0.01	-16.78

振型 15 的地震力

Floor	Tower	F-x-x (kN)	F-x-y (kN)	F-x-t (kN-m)
5	1	-0.01	0.00	-0.84
4	1	0.02	0.00	2.45
3	1	-0.03	0.00	-3.43
2	1	0.02	0.00	3.23

1	1	-0.01	0.00	-2.00
---	---	-------	------	-------

各振型作用下 X 方向的基底剪力

振型号	剪力(kN)
-----	--------

1	0.00
---	------

2	1091.25
---	---------

3	41.64
---	-------

4	0.00
---	------

5	164.39
---	--------

6	5.13
---	------

7	0.00
---	------

8	47.87
---	-------

9	1.10
---	------

10	0.00
----	------

11	14.78
----	-------

12	0.16
----	------

13	0.00
----	------

14	3.30
----	------

15	0.00
----	------

各层 X 方向的作用力(CQC)

Floor : 层号

Tower : 塔号

Fx : X 向地震作用下结构的地震反应力

V_x : X 向地震作用下结构的楼层剪力

M_x : X 向地震作用下结构的弯矩

Static F_x: 静力法 X 向的地震力

Floor	Tower	F _x (kN)	V _x (分塔剪重比) (整层剪重比) (kN)	M _x (kN-m)	Static F _x (kN)
-------	-------	------------------------	--	--------------------------	-------------------------------

(注意:下面分塔输出的剪重比不适合于上连多塔结构)

5	1	352.56	352.56(7.70%)(7.70%)	1269.23	468.19
4	1	300.04	635.53(6.94%)(6.94%)	3538.97	319.36
3	1	263.99	859.09(6.25%)(6.25%)	6579.36	244.46
2	1	227.48	1025.60(5.60%)(5.60%)	10181.96	169.56
1	1	172.27	1128.45(4.89%)(4.89%)	15186.54	98.5

抗震规范(5.2.5)条要求的 X 向楼层最小剪重比 = 1.60%

X 方向的有效质量系数: 99.77%

仅考虑 Y 向地震时的地震力

Floor : 层号

Tower : 塔号

F-y-x : Y 方向的耦联地震力在 X 方向的分量

F-y-y : Y 方向的耦联地震力在 Y 方向的分量

F-y-t : Y 方向的耦联地震力的扭矩

振型 1 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	-0.24	317.84	5.97
4	1	-0.21	287.73	5.43
3	1	-0.18	235.98	4.47
2	1	-0.12	165.64	3.17
1	1	-0.06	86.97	1.72

振型 2 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	0.30	0.00	-0.89
4	1	0.28	0.00	-0.80
3	1	0.23	0.00	-0.65
2	1	0.16	0.00	-0.45
1	1	0.09	0.00	-0.23

振型 3 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	-0.07	0.00	-5.74
4	1	-0.06	0.00	-5.21

PKPM 计算

3	1	-0.05	0.00	-4.29
2	1	-0.04	0.00	-3.04
1	1	-0.02	0.00	-1.65

振型 4 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	0.12	-139.88	-2.78
4	1	0.03	-34.86	-0.73
3	1	-0.08	86.90	1.68
2	1	-0.13	148.42	2.94
1	1	-0.10	113.88	2.34

振型 5 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	-0.15	0.00	0.41
4	1	-0.04	0.00	0.09
3	1	0.09	0.00	-0.27
2	1	0.16	0.00	-0.44
1	1	0.12	0.00	-0.32

振型 6 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	0.03	0.00	2.39
4	1	0.01	0.00	0.63
3	1	-0.02	0.00	-1.44
2	1	-0.03	0.00	-2.52
1	1	-0.02	0.00	-2.01

振型 7 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	-0.08	59.75	1.32
4	1	0.06	-48.38	-1.04
3	1	0.09	-68.57	-1.54
2	1	-0.04	26.80	0.54
1	1	-0.11	80.69	1.81

振型 8 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	0.09	0.00	-0.22
4	1	-0.07	0.00	0.19
3	1	-0.10	0.00	0.24

PKPM 计算

2	1	0.04	0.00	-0.12
1	1	0.12	0.00	-0.30

振型 9 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	-0.01	0.00	-1.12
4	1	0.01	0.00	0.88
3	1	0.02	0.00	1.30
2	1	0.00	0.00	-0.44
1	1	-0.02	0.00	-1.53

振型 10 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	0.03	-21.22	-0.51
4	1	-0.06	42.50	1.00
3	1	0.02	-16.12	-0.35
2	1	0.04	-30.32	-0.74
1	1	-0.06	40.95	0.96

振型 11 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	-0.04	0.00	0.07
4	1	0.07	0.00	-0.15
3	1	-0.03	0.00	0.07
2	1	-0.05	0.00	0.09
1	1	0.07	0.00	-0.15

振型 12 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	0.00	0.00	0.43
4	1	-0.01	0.00	-0.83
3	1	0.00	0.00	0.28
2	1	0.01	0.00	0.63
1	1	-0.01	0.00	-0.79

振型 13 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	0.00	4.27	0.11
4	1	0.01	-12.90	-0.33
3	1	-0.02	18.62	0.47

2	1	0.02	-18.06	-0.44
1	1	-0.01	11.89	0.28

振型 14 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	0.01	0.00	0.00
4	1	-0.02	0.00	0.01
3	1	0.02	0.00	-0.02
2	1	-0.02	0.00	0.02
1	1	0.01	0.00	-0.02

振型 15 的地震力

Floor	Tower	F-y-x (kN)	F-y-y (kN)	F-y-t (kN-m)
5	1	0.00	0.00	-0.12
4	1	0.00	0.00	0.34
3	1	0.00	0.00	-0.47
2	1	0.00	0.00	0.45
1	1	0.00	0.00	-0.28

各振型作用下 Y 方向的基底剪力

振型号	剪力(kN)
1	1094.15
2	0.00
3	0.00
4	174.47
5	0.00
6	0.00
7	50.29
8	0.00
9	0.00
10	15.80
11	0.00
12	0.00
13	3.83
14	0.00
15	0.00

各层 Y 方向的作用力(CQC)

Floor : 层号

Tower : 塔号

Fy : Y 向地震作用下结构的地震反应力

Vy : Y 向地震作用下结构的楼层剪力

My : Y 向地震作用下结构的弯矩

Static Fy: 静力法 Y 向的地震力

Floor	Tower	Fy (kN)	Vy (分塔剪重比) (整层剪重比) (kN)	My (kN-m)	Static Fy (kN)
-------	-------	------------	----------------------------	--------------	-------------------

(注意:下面分塔输出的剪重比不适合于上连多塔结构)

5	1	351.69	351.69(7.68%)(7.68%)	1266.09	457.30
4	1	296.56	629.76(6.88%)(6.88%)	3513.67	310.37
3	1	261.60	847.66(6.17%)(6.17%)	6509.01	237.58
2	1	227.66	1010.08(5.52%)(5.52%)	10048.94	164.79
1	1	173.11	1110.56(4.81%)(4.81%)	14963.15	95.82

抗震规范(5.2.5)条要求的 Y 向楼层最小剪重比 = 1.60%

Y 方向的有效质量系数: 99.76%

=====各楼层地震剪力系数调整情况 [抗震规范(5.2.5)验算]=====

层号	X 向调整系数	Y 向调整系数
1	1.000	1.000
2	1.000	1.000
3	1.000	1.000
4	1.000	1.000
5	1.000	1.000

10.2 PKPM 部分图形文件

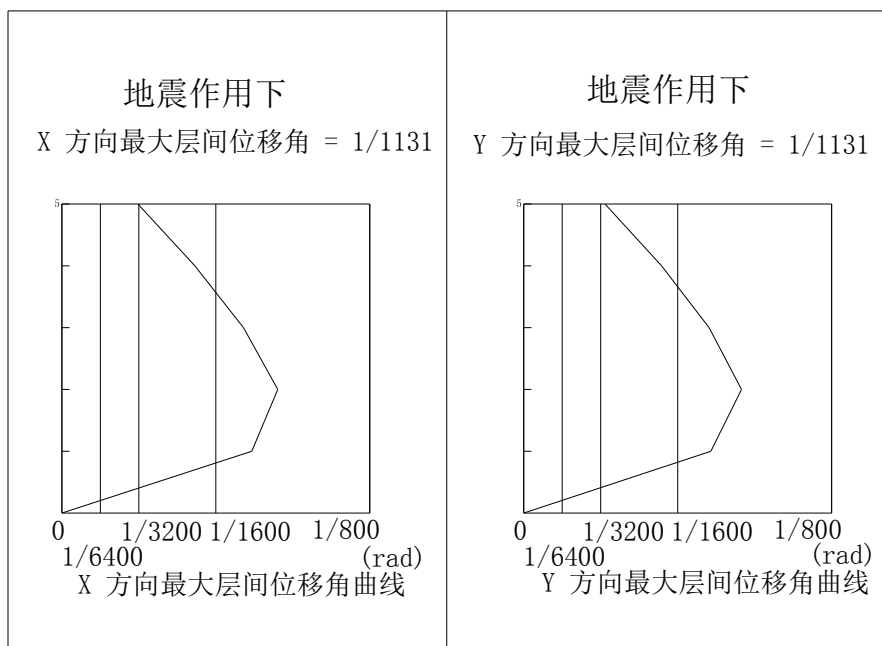


图 10-1 地震作用下 X、Y 方向最大层间位移角曲线图

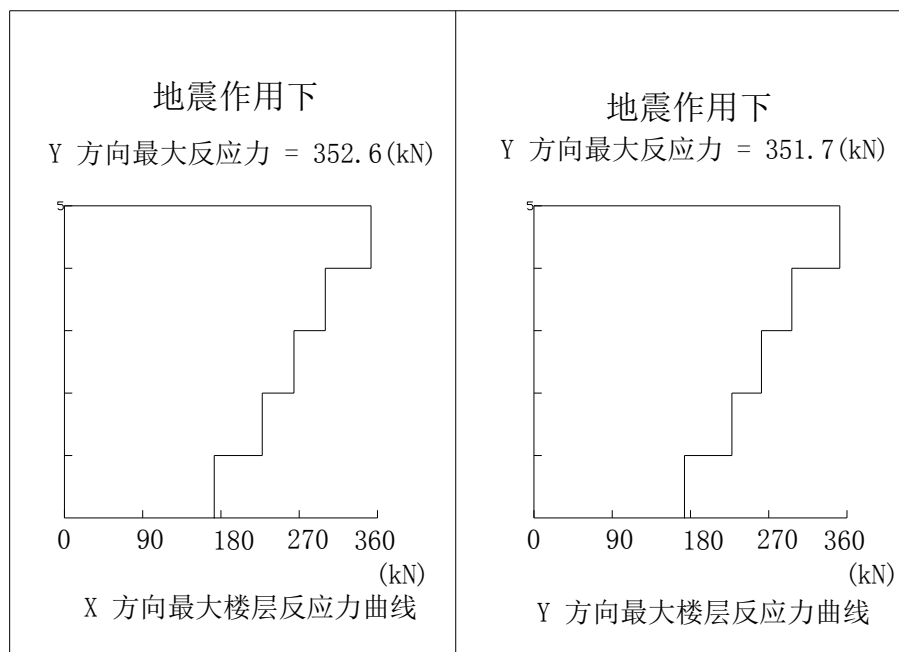


图 10-2 地震作用下 X、Y 方向最大楼层反应力曲线图

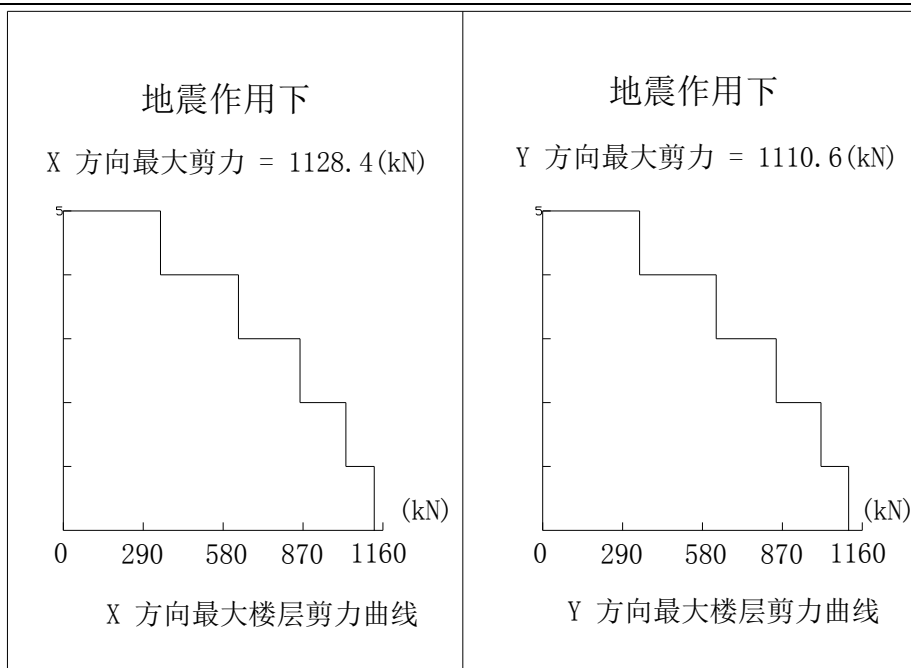


图 10-3 地震作用下 X、Y 方向最大楼层剪力曲线

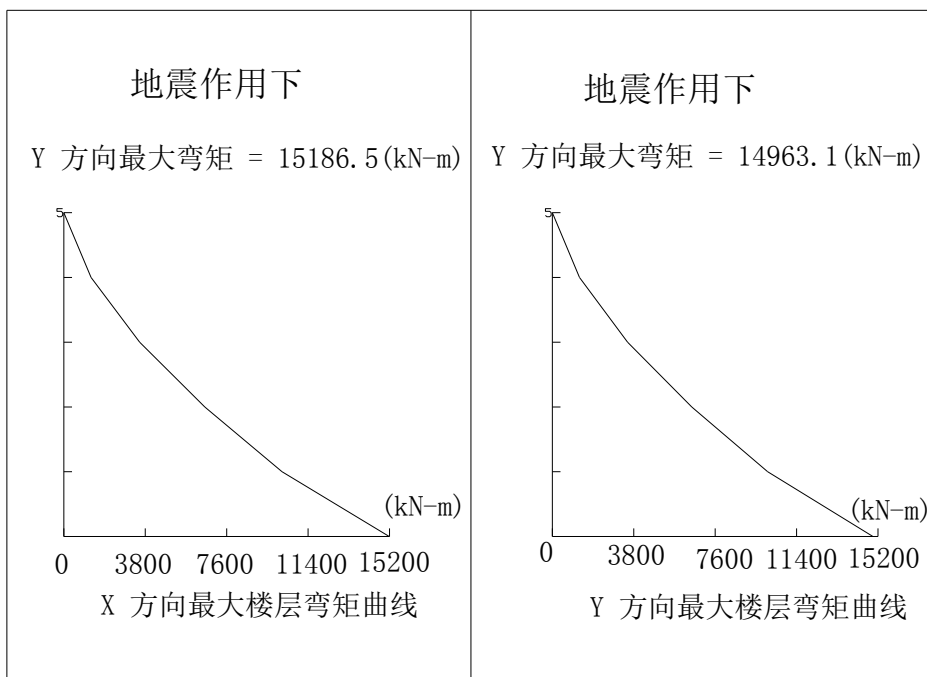


图 10-4 地震作用下 X、Y 方向最大楼层弯矩曲线图

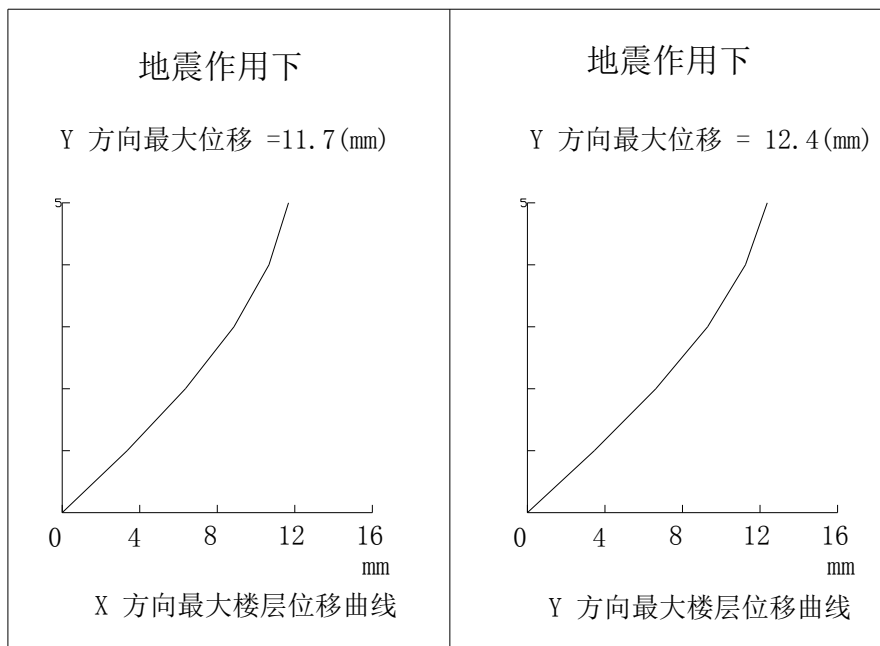


图 10-5 地震作用下 X、Y 方向最大楼层位移曲线图

致 谢

参考文献

- [1] 董军, 张伟郁, 顾建平等主编. 土木工程专业毕业设计指南房屋建筑工程分册. 北京: 中国水利水电出版社, 2002.
- [2] 梁兴文, 史庆轩主编. 土木工程专业毕业设计指导. 北京: 科学出版社, 2002: 24-113.
- [3] GB50009-2001, 建筑结构荷载规范.
- [4] GB50011-2001, 建筑抗震设计规范.
- [5] GB50007-2002, 建筑地基基础设计规范.
- [6] GB50010-2002, 混凝土结构设计规范.
- [7] GB50202-2002, 建筑地基基础工程施工质量验收规范
- [8] 杨志勇主编. 土木工程专业毕业设计手册. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2003: 202-490.
- [9] 国振喜, 孙培生, 刘玉阶编. 实用混凝土结构构造手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [10] 吴德安主编. 混凝土计算手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [11] 华南理工大学, 浙江大学, 湖南大学编. 基础工程. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [12] 陈国兴, 樊良本等编著. 基础工程学. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.
- [13] 龚思礼主编. 建筑抗震设计手册. 北京: 中国建筑工业出版社. 2002.
- [14] Emilio Rosenbuth. Design of Earthquake Resistant Structures .Pentech Press Ltd .1980.
- [15] Ding Dajun. Aseismic Measures of Mutlti-story Masonry Dwelling

Building in Seismic Regions International Journal for Housing Science and Its Applications.1960:001-010.

[16] Ting-Hsing Wu, Soil Mechanics, 1976 Second Edition, Allyn and Bacon Inc. Boston. London. Sydney.