



许昌学院

XUCHANG UNIVERSITY

本科生毕业论文(设计)

某办公楼设计(二)

院 系: 都市与环境学院

专 业: 土木工程

班 级: 08 房建

学 号: _____

学生姓名： 崔云博

联络方式： _____

指导老师： 王俊 职称： 副专家

2023 年 05 月

独 创 性 声 明

本人郑重声明：所提交的毕业设计是本人在指导老师指导下获得的研究成果。除了文中尤其加以注释和道谢的地方外，设计中不包括其他人已经刊登或撰写的研究成果。与本研究成果有关的所有人所做出的任何奉献均已在设计中作了明确的阐明并表达了谢意。

学生签名： _____

_____年____月____日

授 权 声 明

本人完全理解许昌学院有关保留、使用本科生毕业设计的规定，即：有权保留并向国家有关部门或机构送交毕业设计的复印件和磁盘，容许毕业设计被查阅和借阅。本人授权许昌学院可以将毕业设计的所有或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保留、汇编设计。

本人设计中有原创性数据需要保密的部分为：无

学生签名：_____

_____年____月____日

指导教师签名：_____

_____年____月____日

摘 要

本设计为某办公楼设计（二），采用现浇框架构造。在建筑设计完毕之后进行构造设计。在建筑设计时先进行建筑方案设计，在建筑方案通过后进行建筑施工图的绘制。完毕建筑施工图绘制之后，根据建筑施工图确定构造布置方案，在确定框架布局后，选用横向一榀框架作为代表进行计算，本设计以 7 轴线为代表进行计算。

在进行构造设计时，先对水平地震荷载和风荷载、竖向恒荷载和活荷载进行内力计算，水平地震荷载和风荷载的内力计算采用 D 值法计算，竖向的恒荷载和活荷载的内力计算采用分层法进行计算。在计算出多种内力之后，然后进行内力组合，内力组合时要考虑地震的作用，之后找出最不利的内力组合，选用最安全的成果计算配筋，设计时先算上部构造，再进行下部基础设计。最终进行施工图的绘制。

施工的绘制要根据混凝土制图规范和混凝土构造施工图平面整体表达措施制图规则和构造详图。

关键词：框架构造，构造设计，办公楼设计，抗震设计

Abstract

The design for the second office building design, is used cast-in-place framework structure. In the architectural design for the first building project design, construction scheme in after the construction plans drawn. Completion of construction drawing, according to the construction drawings to determine the layout of the structure, after determining the frame layout, selection of transverse frame as a representative of calculation, the design has been selected 7 axis as the representative to calculate.

In structural design, first on the horizontal seismic load and wind load, vertical dead load and live load inner force calculation, horizontal seismic load and wind load calculation of internal forces calculated using D values, vertical dead load and live load calculation using hierarchical method. After the calculation of the various forces, then the combination of internal force, internal force combination to consider when earthquake, then identify the most unfavorable combination of internal forces, select the most secure reinforcement calculation of the results, before designing the lower foundation, we should desing the upper structure. Finally, the work is drawing.

Construction drawing should be relied on the concrete drawing rule and concrete construction diagram representation of the whole plane and construction drawings detailing the rules.

Key Words: Frame structure, structural design, office design, seismic design

目 录

摘 要	I
ABSTRACT	II
引 言	1
1 工程概况	2
1.1 概况简介	2
1.2 柱网布置	2
1.3 框架构造承重方案的选择	2
2 构件截面尺寸的初步确定及计算简图	3
2.1 构件截面尺寸的初步确定	3
2.2 构造计算简图	3
3 横向框架侧移刚度计算	4
4 荷载计算	4
4.1 计算单元	4
4.2 恒载计算	4
4.2.1 屋面的永久荷载原则值	4
4.2.2 梁自重计算	4
4.2.3 女儿墙自重	4
4.2.4 屋面恒荷载计算	4
4.2.5 楼面永久荷载原则值	4
4.2.6 柱自重计算	4
4.2.7 楼面恒荷载计算	4
4.3 活载计算	4
4.3.1 楼面可变荷载原则值	4
4.4 风荷载计算	4
4.4.1 风荷载原则值	4
5 水平地震作用下的内力计算和侧移计算	4
5.1 计算重力荷载代表值	4
5.1.1 第 5 层的重力荷载代表值:	4
5.1.2 2~4 层的重力荷载代表值	4

5.1.3 一层的重力荷载代表值:	4
5.2 构造自振周期.....	4
5.3 水平地震作用及楼层地震剪力计算.....	4
5.4 水平地震作用下的位移验算.....	4
5.5 水平地震作用下框架内力计算.....	4
6 横向风荷载作用下框架构造内力和侧移计算.....	4
6.1 风荷载作用下框架构造内力计算.....	4
6.2 风荷载作用下的水平位移验算.....	4
7 竖向荷载作用下横向框架构造的内力计算.....	4
7.1 恒荷载作用下内力计算.....	4
7.2 活载作用下内力计算.....	4
8 框架内力组合.....	4
9 截面设计.....	4
10 楼梯设计.....	4
10.1 楼梯梯段板设计.....	4
10.1.1 荷载计算.....	4
10.1.2 截面设计.....	4
10.2 平台板计算.....	4
10.2.1 荷载计算.....	4
10.2.2 截面设计.....	4
10.3 平台梁设计.....	4
10.3.1 荷载计算.....	4
10.3.2 截面设计.....	4
11 楼盖设计.....	4
11.1 板区格布置图.....	4
11.2 荷载设计值.....	4
11.3 弯矩计算.....	4
11.4 截面设计.....	4
12 次梁设计.....	4
12.1 荷载计算.....	4
12.2 斜截面承载力计算.....	4

12.3	验算配筋率	4
13	基础设计	4
13.1	基础底面尺寸计算	4
13.2	计算基底压力	4
13.3	地基承载力验算	4
13.4	基础高度验算	4
13.5	基础底板配筋计算	4
	参照文献	4
	致 谢	4
	附录 A 图纸名称及编号	4

引 言

作为一名即将毕业的土木工程专业的本科生，在大学几年的理论学习后，要结合社会的实际状况，检查一下所学习的专业知识与否专业和完美。毕业设计恰好就是一种最佳的检查，可以使五年中所学习的知识得到综合运用，使得各方面的知识系统化和实践化。通过独立完毕毕业设计，可以培养独立思考、独立工作的能力，以及调查、分析和查阅资料的能力。

本次毕业设计题目为《某办公楼设计》，构造形式采用全现浇框架构造。在熟悉本课题设计任务书的基础上，结合当地的自然条件，施工技术水平，并查阅有关建筑设计 的书籍和规范，独立完毕办公楼工程的建筑方案设计，并最终绘制出建筑施工图。

通过建筑方案的设计，对框架构造进行柱网布置和构造选型，并确定材料类型和截面尺寸。首先，通过现行规范选定房间作法，并以此计算框架构造各层的重力荷载代表值；另一方面，采用合适的计算措施对竖向荷载作用下框架构造的内力、水平地震荷载作用下框架构造内力及侧移进行计算；最终，通过以上的构造计算，对框架构造进行截面设计（梁、板、柱截面尺寸及配筋）、楼板设计（楼板尺寸及配筋）、楼梯设计（平台板、楼梯梁、梯段板截面尺寸及配筋）、基础设计（柱下独立基础的截面设计及配筋），使得截面的配筋满足构造规定。最终通过框架构造的构造设计及计算成果，绘制出框架构造的构造施工图。

1 工程概况

1.1 概况简介

建筑简介：办公楼建筑面积约 4000 平方米，五层，采用内廊式布置，层高为 3600mm，楼盖及屋盖均采用现浇钢筋混凝土框架构造，填充墙采用蒸压粉煤灰加气混凝土砌块。

地质条件：基本设防烈度为 7 度，设计地震分组为第三组，此建筑场地类别为二类场地

1.2 柱网布置

柱网与层高：本办公楼采用柱距为 7.8m 的内廊式小柱网，边跨为 6m，中间跨为 2.4m，层高取 3.6m，如图 1.1 柱网布置图所示：

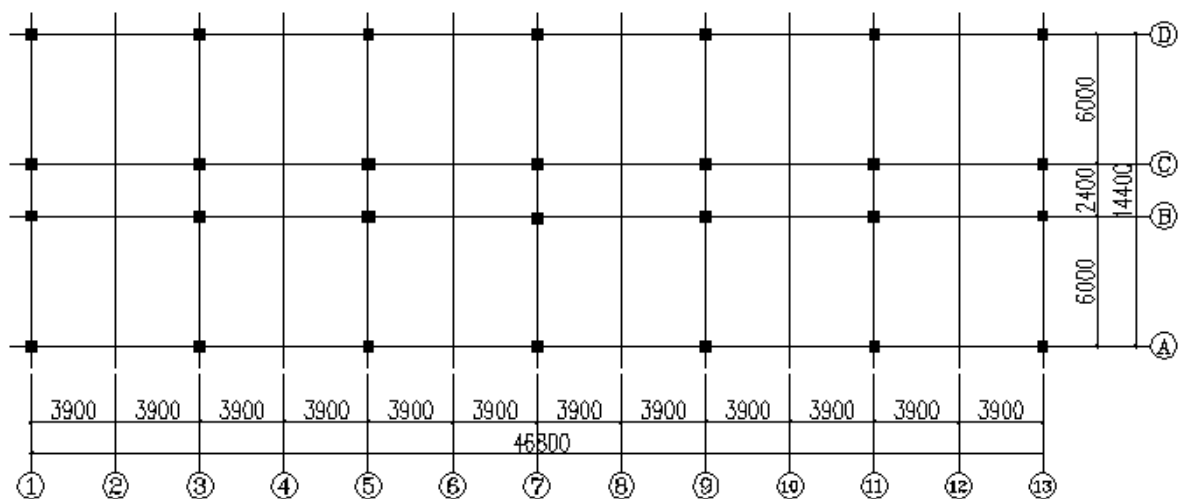


图 1.1 构造柱网布置图

1.3 框架构造承重方案的选择

竖向荷载的传力途径：楼板的均布荷载经次梁

间接或直接传至主梁，再有主梁传至框架柱，最终传至地基。

根据以上楼盖的平面布置及竖向荷载的传力途径，本办公楼框架的承重方案为横向
框架承重方案。

2 构件截面尺寸的初步确定及计算简图

2.1 构件截面尺寸的初步确定

框架构造的主梁截面高度和宽度可有以下式确定：

$$h_b = \left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{18} \right) L \quad b_b = \left(\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3} \right) h_b \quad \text{且 } h_b \geq 200\text{mm}$$

各层梁截面尺寸及混凝土强度等级如下表

表 2.1 梁截面尺寸(mm)及各层混凝土强度等级

层次	混凝土 强度等级	横梁 b×h		纵梁	次梁
		AB 跨, CD 跨	BC 跨		
1~5	C30	300×600	300×600	300×600	300×550

柱截面尺寸估算

该框架构造的抗震等级为三级,其轴压比限值为 $[\mu_N]=0.9$,各层重力荷载代表值近似取 14kN/m^2 ,边柱及中柱的负荷面积分别为 $7.8 \times 3 \text{ m}^2$ 和 $7.8 \times 4.2 \text{ m}^2$,可得一层柱截面面积为:

边柱

$$A_c \geq \frac{N}{\mu_N f_c} = \frac{2129.4 \times 10^3}{0.9 \times 14.3} = 165454.55\text{mm}^2$$

中柱

$$A_c \geq \frac{N}{\mu_N f_c} = \frac{2866.5 \times 10^3}{0.9 \times 14.3} = 222727.27\text{mm}^2$$

取柱子截面为正方形,则边柱和中柱截面尺寸分别为 $450\text{mm} \times 450\text{mm}$ 和 $500\text{mm} \times$

500mm

2.2 构造计算简图

框架构造计算简图，取顶层柱的形心线作为框架柱的轴线，梁轴线取至板顶，2~5层高度即为层高，取 3.6m；底层柱高度从基础顶面取至一层板顶，本设计选用柱下独立基础，基顶标高为-0.95m,则底层柱高度 $h_1=3.6+0.45+0.5=4.55\text{m}$ 。见下图 2.1:

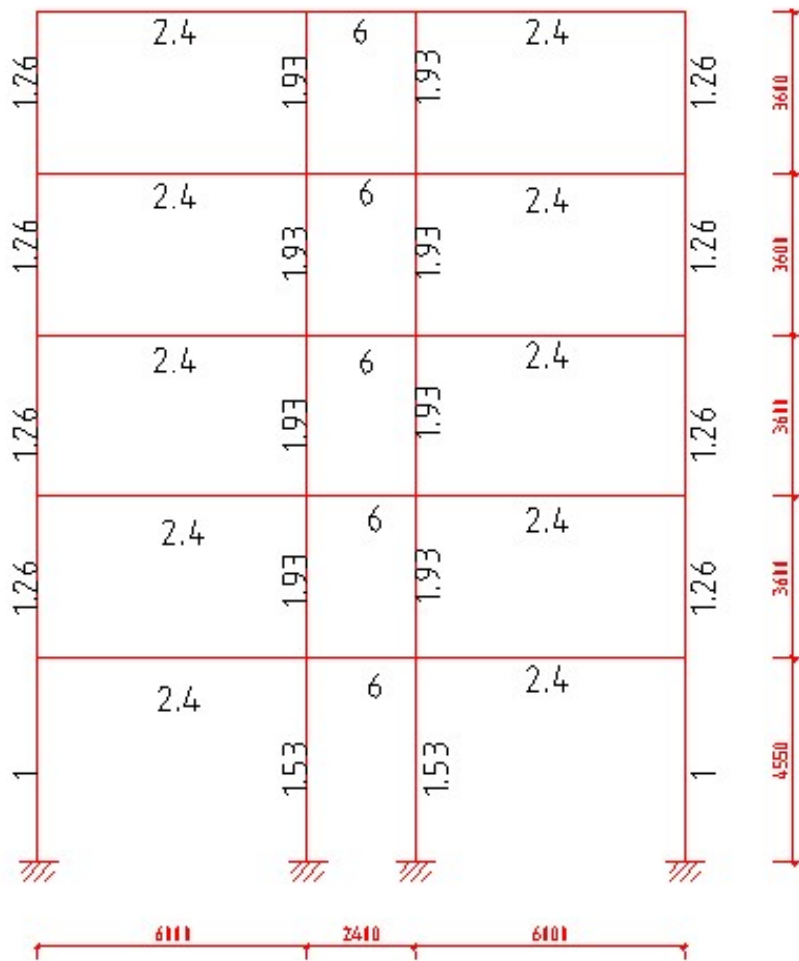


图 2.1 构造计算简图

(注：图中数字为相对线刚度)

3 横向框架侧移刚度计算

梁线刚度计算梁柱混凝土标号均为 C_{30} ，在框架构造中，现浇楼面可以作为梁的有效翼缘，增大梁的有效刚度，减少框架侧移。考虑这一有利作用，在计算梁的截面惯性矩时，对现浇楼面的边框架梁取 $I = 1.5I_0$ ，对中框架梁取 $I = 2.0I_0$ 。

表 3.1 横梁线刚度计算表

杆件	E_c (N/mm^2)	$b \times h$ ($mm \times mm$)	I_0 (mm^4)	l (mm)	$i = 2E_c I_0 / l$ ($N \cdot mm$)	相对刚度
AB 跨 CD 跨	3.0×10^4	300×600	5.4×10^9	6000	1.8×10^6	2.4
BC 跨	3.0×10^4	300×600	5.4×10^9	2400	4.5×10^6	6
纵梁	3.0×10^4	300×600	5.4×10^9	7800	1.39×10^6	1.85

柱线刚度计算

表 3.2 柱线刚度 I_c 计算表

层次	柱	h_c (mm)	E_c / (N/mm^2)	$b \times h$ / $mm \times mm$	I_c / mm^4	$E_c I_c / h_c$ / $N \cdot mm$	相对刚度
1	A D 柱	4550	3.0×10^4	450×450	3.41×10^9	7.51×10^5	1
	B C 柱	4550	3.0×10^4	500×500	5.21×10^9	11.45×10^5	1.53
2~5	A D 柱	3600	3.0×10^4	450×450	3.41×10^9	9.49×10^5	1.26
	B C 柱	3600	3.0×10^4	500×500	5.21×10^9	14.47×10^5	1.93

计算柱的侧移刚度

柱的侧移刚度 D 计算公式： $D = \alpha_c \frac{12i_c}{h^2}$

其中 α_c 为柱侧移刚度修正系数， \bar{K} 为梁柱线刚度比，不一样状况下， α_c 、 \bar{K} 取值不一样。

对于一般层：
$$\bar{K} = \frac{\sum K_b}{2K_c} \quad \alpha_c = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

对于底层：
$$\bar{K} = \frac{\sum K_b}{2K_c} \quad \alpha_c = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

表 3.3 横向框架柱侧移刚度 D 计算表

层次	层高 h (m)	柱	\bar{K}	α_c	$D = \alpha_c \frac{12i_c}{h^2} \text{ N/mm}$	$\sum D$
2-5	3.6	边柱	1.9	0.49	12.92×10^6	81.3×10^6
		中柱	4.35	0.69	27.73×10^6	
1	4.55	边柱	2.4	0.66	8.62×10^6	49.1×10^6
		中柱	5.49	0.80	15.93×10^6	

4 荷载计算

4.1 计算单元

取 7 轴线横向框架进行计算，计算单元宽度为 7.8m，如图所示，由于房间内布置有次梁，故直接传给该框架的楼面荷载如图中的水平阴影线所示，计算单元内的其他楼面荷载则通过次梁和纵向框架梁以集中力的形式传给横向框架，作用于各节点上。见图

4.1

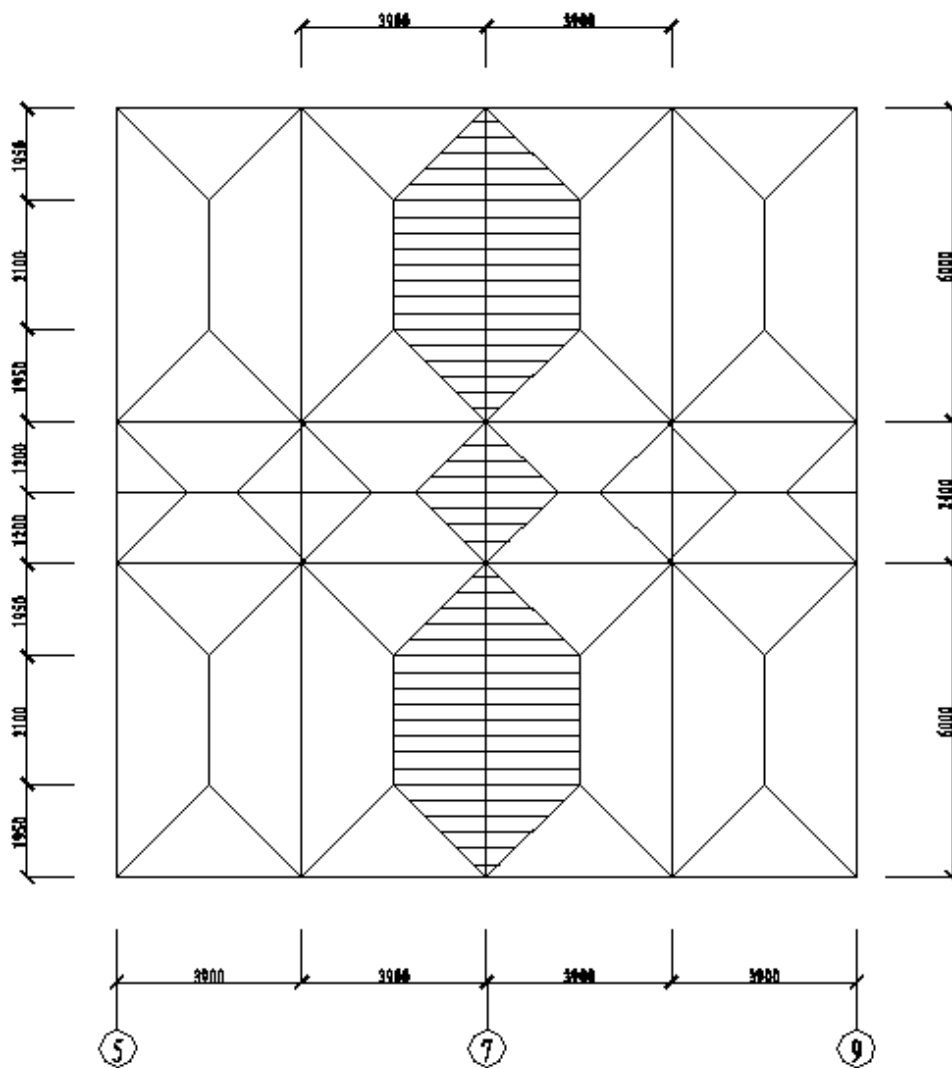


图 4.1 横向框架计算单元

4.2 恒载计算

4.2.1 屋面的永久荷载原则值

屋面

40 厚的细石混凝土保护层	$22 \times 0.04 = 0.88 \text{ kN/m}^2$
SBS (3+3) 改性沥青防水卷材	0.4 kN/m^2
20 厚的 1:3 水泥砂浆找平层	$20 \times 0.02 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
100 厚 1:8 水泥陶粒找坡	$0.1 \times 14 = 1.4 \text{ kN/m}^2$
100 厚的钢筋混凝土板	$25 \times 0.10 = 2.5 \text{ kN/m}^2$
20 厚水泥砂浆找平层	$20 \times 0.02 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
10 厚板底抹底	0.170 kN/m^2
<hr/>	
合计	5.75 kN/m^2

4.2.2 梁自重计算

框架主梁自重: $0.3 \times 0.5 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}$

粉刷: $2 \times (\quad) \times 0.01 \times 17 = 0.17 \text{ kN/m}$

合计 3.92 kN/m

次梁自重: $0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.375 \text{ kN/m}$

粉刷: $2 \times 0.45 \times 0.01 \times 17 = 0.153 \text{ kN/m}$

合计 3.528 kN/m

4.2.3 女儿墙自重

女儿墙自重(含贴面和粉刷):

$$1.2 \times 0.02 \times 2 \times 17 + 0.24 \times 5.5 \times 1.2 = 2.4 \text{ kN/m}$$

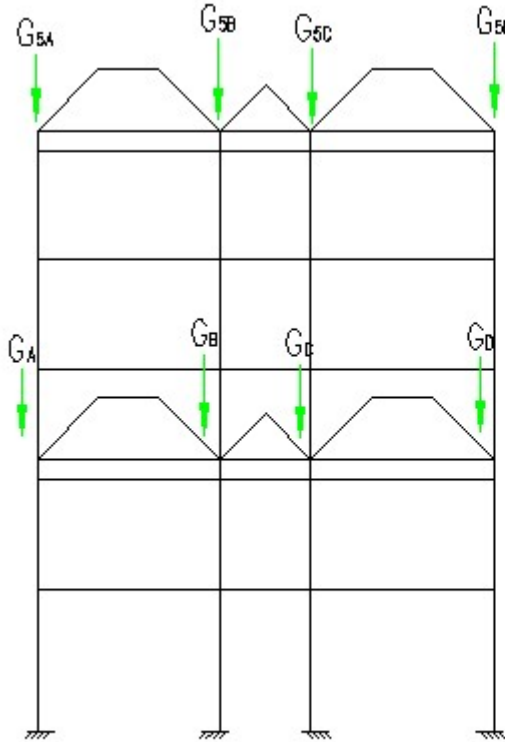


图 4.2 恒荷载作用下计算简图

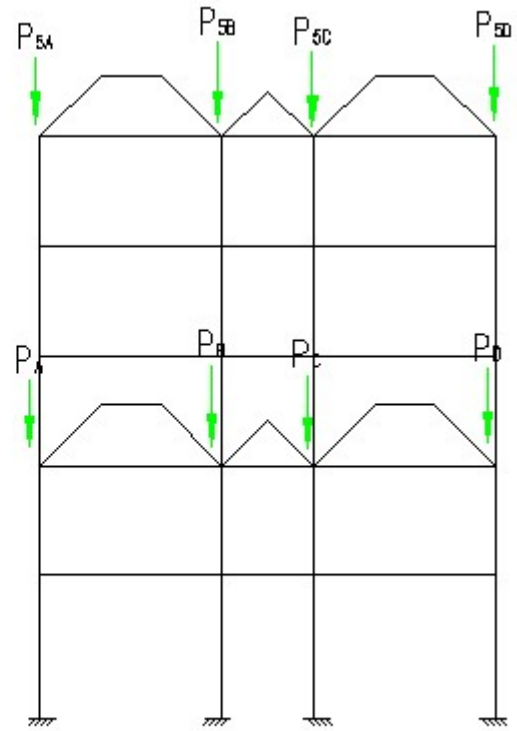


图 4.3 活荷载作用下计算简图

4.2.4 屋面恒荷载计算

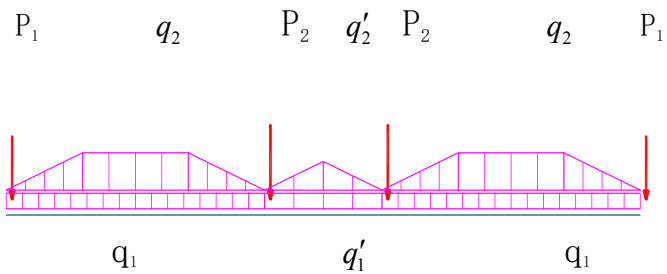


图 4.4 各层梁上作用的荷载

在图中, q_1 、 q'_1 代表横梁自重, 为均布荷载形式, 对于第五层,

$$q_1 = q_1' = 3.92 \text{ kN/m}$$

q_2 和 q_2' 分别为房间和走道板传给横梁的梯形荷载和三角形荷载，由图所示的几何关系可得，

$$q_2 = 5.75 \times 3.9 = 22.425 \text{ kN/m}$$

$$q_2' = 5.75 \times 2.4 = 13.8 \text{ kN/m}$$

P_1 、 P_2 分别为由边纵梁、中纵梁直接传给柱的荷载，它包括梁自重、楼板重和女儿墙等的自重荷载，计算过程如下：

节点集中荷载 P_1 ：

(a) 板重

$$(0.5 \times 3.9 \times 0.5 \times 3.9 \times 5.75) \times 2 + 0.5 \times (12 - 3.9) \times 0.5 \times 3.9 \times 5.75 = 89.14 \text{ kN}$$

(b) 次梁自重

$$6 \times 3.528 = 21.168 \text{ kN}$$

(c) 纵梁自重：

$$3.92 \times (\quad) = 29.616 \text{ kN}$$

合计：

$$P_1 = 141.276 \text{ kN}$$

节点集中荷载 P_2 ：

(a) 板重

$$136.22 \text{ kN}$$

(b) 次梁自重

$$(2.4 + 6) \times 3.528 = 30 \text{ kN}$$

(c) 纵梁自重

$$21.168 \text{ kN}$$

合计：

$$P_2 = 194.83 \text{ kN}$$

4.2.5 楼面永久荷载原则值

水磨石地面	0.65kN/m ²
100 厚的钢筋混凝土板	$25 \times 0.10 = 2.5\text{kN/m}^2$
10 厚板底抹底	0.170kN/m ²
<hr/>	
合计	3.33kN/m ²

4.2.6 柱自重计算

边柱自重:	$0.45 \times 0.45 \times 3.6 \times 25 = 18.225\text{kN/m}$
粉刷:	$(0.45 \times 4 - 0.24 \times 3) \times 3.6 \times 0.02 \times 17 = 1.322\text{kN/m}$

<hr/>	
合计	19.547kN/m

中柱自重:	$0.5 \times 0.5 \times 3.6 \times 25 = 22.5\text{kN/m}$
粉刷:	$(0.5 \times 4 - 0.24 \times 3) \times 3.6 \times 0.02 \times 17 = 1.57\text{kN/m}$

<hr/>	
合计	24.07kN/m

内纵墙自重(含贴面和粉刷): 6.0 kN/m

外纵墙自重(含贴面和粉刷): 4.04 kN/m

4.2.7 楼面恒荷载计算

对于 1~4 层, 计算的措施基本与第五层相似, 计算过程如下:

$$q_1 = 3.92 + 6 = 9.92\text{KN/m}$$

$$q_1' = 3.92\text{KN/m}$$

$$q_2 = 3.22 \times 3.9 = 12.558\text{KN/m}$$

$$q_2' = 3.22 \times 2.4 = 7.728 \text{ kN/m}$$

节点集中荷载 P_1 :

(a)板重

$$[(0.5 \times 3.9 \times 3.9) + 0.5 \times (12 - 3.9) \times 0.5 \times 3.9] \times 3.32 = 51.47 \text{ kN}$$

(b)次梁自重

$$6 \times (3.528 + 6) = 57.168 \text{ kN}$$

(c)纵梁自重

$$(3.92 + 4.04) \times (\quad) = 58.108 \text{ kN}$$

(d)柱重

$$19.547 \text{ kN}$$

合计:

$$P_1 = 141.276 \text{ kN}$$

节点集中荷载 P_2 :

(a)板重

$$136.22 / 5.75 \times 3.32 = 78.65 \text{ kN}$$

(b)次梁自重

$$6 \times (3.528 + 6) + 2.4 \times 3.528 = 65.64 \text{ kN}$$

(c)纵梁自重

$$(3.92 + 4.04) \times (\quad) = 58.108 \text{ kN}$$

(d)柱重

$$24.07 \text{ kN}$$

合计:

$$P_1 = 221.945 \text{ kN}$$

4.3 活载计算

4.3.1 楼面可变荷载原则值

屋面均布活荷载原则值 2.0 kN/m^2

楼面活荷载原则值 2.0 kN/m^2

走廊活荷载原则值 2.5 kN/m^2

屋面雪荷载原则值

$$S_k = \mu_r \times s_0 = 1.0 \times 0.5 = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

式中： μ_r 为屋面积雪分布系数，取 $\mu_r = 1.0$

活荷载作用下各层框架梁上的荷载分布如图：

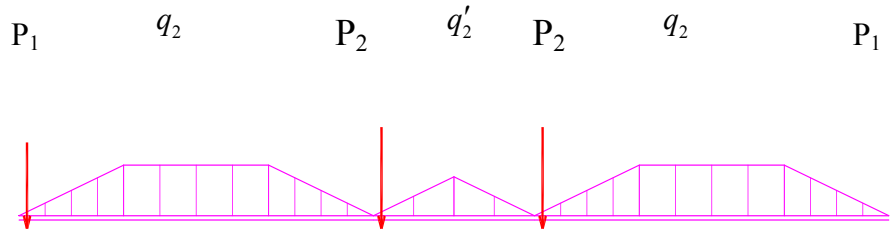


图 4.5 各层梁上作用的活载

对于屋面，

$$q_2 = 2.5 \times 3.9 = 9.75 \text{ kN/m}$$

$$q_2' = 2.5 \times 2.4 = 6 \text{ kN/m}$$

$$\text{节点集中荷载 } P_1 = 15.51 \times 2.5 = 38.775 \text{ kN}$$

$$\text{节点集中荷载 } P_2 = 23.69 \times 2.5 = 59.225 \text{ kN}$$

对于 1~4 层，

$$q_2 = 2 \times 3.9 = 7.8 \text{ kN/m}$$

$$q_2' = 2.5 \times 2.4 = 6 \text{ kN/m}$$

$$\text{节点集中荷载 } P_1 = 15.51 \times 2 = 31.02 \text{ kN}$$

$$\text{节点集中荷载 } P_2 = 23.69 \times 2.5 = 59.225 \text{ kN}$$

4.4 风荷载计算

4.4.1 风荷载原则值

垂直于建筑物表面上的风荷载原则值当计算重要承重构造时按下式来计算：

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0$$

式中， w_k —风荷载原则值（kN/m²）

β_z —高度 Z 处的风振系数

μ_s —风荷载体型系数

μ_z —风压高度变化系数

w_0 —基本风压（kN/m²）

基本风压： $w_0=0.4\text{kN/m}$ ，地面粗糙度为 B 类。风载体型系数由《荷载规范》第 7.3 节查得： $\mu_s=0.8$ （迎风面）和 $\mu_s=-0.5$ （背风面）。本设计中，房屋高度 $H=18.95 < 30\text{m}$ ，则不需要考虑风压脉动的影响，取 $\beta_z=1.0$ 。

将风荷载换算成作用于框架每层节点上的集中荷载，如下表 4.1：

表 4.1 风荷载计算

层次	β	μ_s	Z(m)	μ_z	ω_0	$A(m^2)$	$P_w(kN)$	$V(kN)$
5	1.0	1.3	18.45	1.216	0.4	18.96	11.99	11.99
4	1.0	1.3	14.85	1.13	0.4	28.08	16.5	28.49
3	1.0	1.3	11.25	1.035	0.4	28.08	15.11	43.6
2	1.0	1.3	7.65	1	0.4	28.08	14.6	58.2
1	1.0	1.3	4.05	1	0.4	29.835	15.52	73.72

其中，A 为一榀框架各层节点的受风面积，取上层的二分之一和下层的二分之一之和，顶层取到女儿墙顶，底层只取到下层的二分之一。注意底层的计算高度应从室外地面开始取。

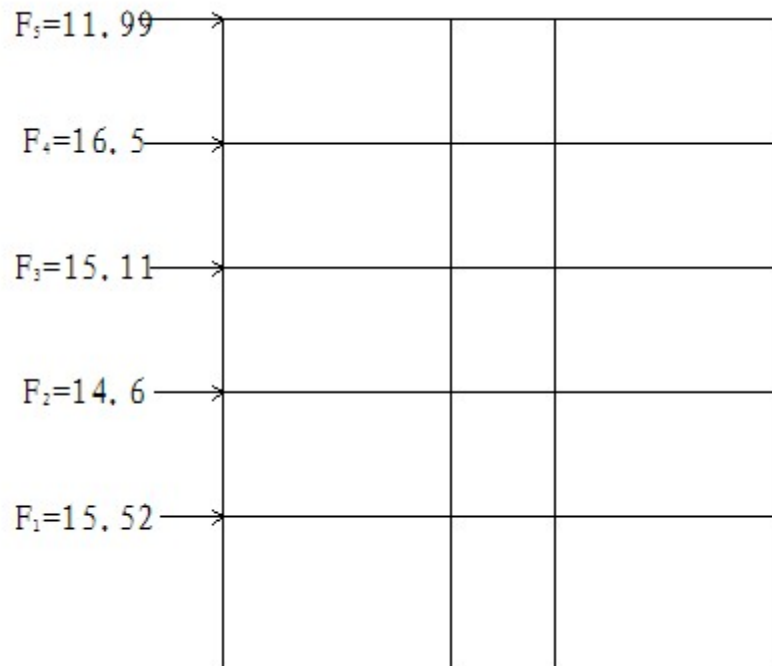


图 4.6 等效节点集中风荷载计算简图(kN)

5 水平地震作用下的内力计算和侧移计算

5.1 计算重力荷载代表值

5.1.1 第5层的重力荷载代表值:

屋面恒载:

$$\text{屋面板自重} \quad 5.75 \times 14.4 \times 7.8 = 645.84 \text{ kN}$$

$$\text{女儿墙:} \quad 0.24 \times 7.8 \times 2 \times 1.2 \times 5.5 = 20.592 \text{ kN}$$

$$\text{梁自重:} \quad 24.75 \times 2 + 8.55 + 4 \times (33.75 + 23.51) + 2 \times 8.66 = 304.41 \text{ kN}$$

$$\text{半层柱自重:} \quad 2 \times (18.225 + 22.5) \times 0.5 = 69.70 \text{ kN}$$

$$\text{横墙自重:} \quad 6 \times 0.24 \times (6 - 0.3) \times 3 \times 5.5 = 135.432 \text{ kN}$$

$$\text{窗洞} \quad 4 \times 1.5 \times 1.8 + 4 \times 1.2 \times 1.5 = 18 \text{ m}^2$$

$$\text{纵墙重} \quad [8 \times 0.24 \times () \times 3 - 18 \times 0.24] \times 5.5 = 90.288 \text{ kN}$$

$$\text{屋面活载} \quad 2.0 \times 14.4 \times 7.8 = 224.64 \text{ kN}$$

$$\text{雪载} \quad 0.5 \times 14.4 \times 7.8 = 56.16 \text{ kN}$$

$$G_5 = \text{恒载} + 0.5 \times \text{活载} = 1267.527 \text{ kN}$$

5.1.2 2~4层的重力荷载代表值

楼面恒载:

$$\text{板自重} \quad 14.4 \times 7.8 \times 3.32 = 372.90 \text{ kN}$$

$$\text{上下半层墙重:} \quad (135.432 + 90.288) \text{ kN}$$

$$\text{纵横梁自重:} \quad 304.41 \text{ kN}$$

上半层柱+下半层柱:	81.45kN
楼面活荷载:	224.64kN

$$G = \text{恒载} + 0.5 \times \text{活载} = 1102.2\text{KN}$$

5.1.3 一层的重力荷载代表值:

$$G_1 = \text{恒载} + 0.5 \times \text{楼面活载} = 372.90 + 40.725 + 304.41 + (90.288 + 5.4) / 4 = 854.77\text{kN}$$

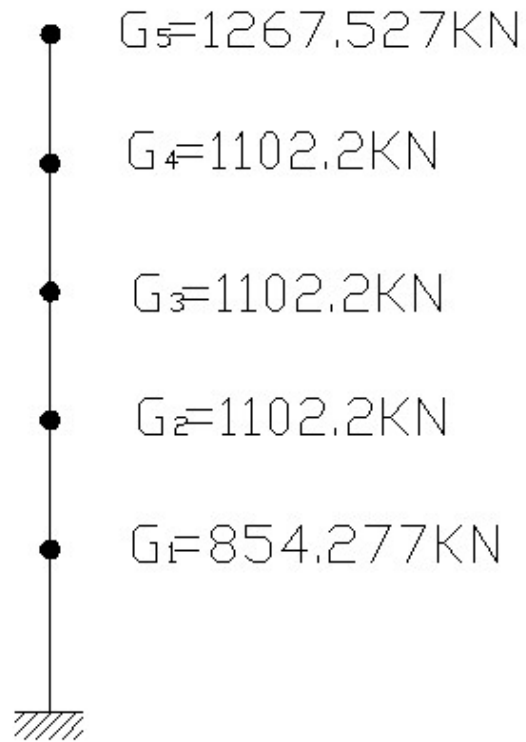


图 5.1 构造重力荷载代表值

5.2 构造自振周期

对于框架构造，采用经验公式计算 $T = 0.085n = 0.085 \times 5 = 0.425\text{s}$

5.3 水平地震作用及楼层地震剪力计算

该建筑构造高度远不小于 40m，质量和刚度沿高度

分布比较均匀，变形以剪切为主，因此用底部剪力法来计算水平地震作用。

首先计算总水平地震作用原则值即底部剪力 F_{Ek} 。

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq}$$

式中， α_1 ——对应于构造基本自振周期的水平地震影响系数；

G_{eq} ——构造等效总重力荷载，多质点取总重力荷载代表值的 85%；

查规范得特性周期 $T_g = 0.45s$

查表得，水平地震影响系数最大值 $\alpha_{max} = 0.08$

由水平地震影响系数 α 曲线来计算 α_1 ，

$$T = 0.425s < T_g = 0.45s \quad \text{故 } \alpha = \alpha_{max} = 0.08$$

由于 $T < 1.4 T_g$ ，因此不需要考虑顶部附加水平地震作用

$$F_{EK} = \alpha G_{Eq} = 0.85 \alpha G_E = 0.85 \times 0.08 \times (1267.527 + 3 \times 1102.2 + 854.277) = 369.13$$

则质点 i 的水平地震作用 F_i 为：

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek}$$

式中： G_i 、 G_j 分别为集中于质点 i 、 j 的荷载代表值； H_i 、 H_j 分别为质点 i 、 j 的计算高度。

详细计算过程如下表，各楼层的地震剪力按 $V_i = \sum_{k=1}^n F_k$ 来计算，一并列入表中，

表 5.1 各质点横向水平地震作用及楼层地震剪力计算表

层次	H_i / m	G_i / kN	F_i / kN	V_i / kN
----	-----------	------------	------------	------------

5	18.95	1267.527	86.19	86.19
4	15.35	1102.2	74.95	161.14
3	11.75	1102.2	74.95	236.09
2	8.15	1102.2	74.95	311.04
1	4.55	854.277	58.09	369.13

各质点水平地震作用及楼层地震剪力沿房屋高度的分布见图 5.2

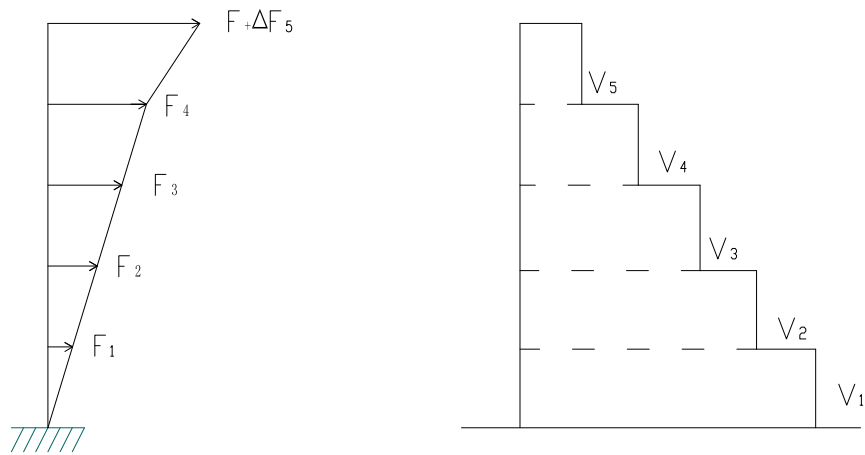


图 5.2 横向水平地震作用及层间地震剪力

5.4 水平地震作用下的位移验算

用 D 值法来验算

框架第 i 层的层间剪力 V_i 、层间位移 $(\Delta u)_i$ 及构造顶点位移 u 分别按下式来计算：

$$V_i = \sum_{k=i}^n F_k$$

$$(\Delta u)_i = V_i / \sum_{j=1}^s D_{ij}$$

$$u = \sum_{k=1}^n (\Delta u)_k$$

计算过程见下表，表中计算了各层的层间弹性位移角 $\theta_e = \Delta u_i / h_i$ 。

表 5.2 横向水平地震作用下的位移验算

层次	V_i / kN	$\sum D_i / (N/mm)$	$\Delta u_i / mm$	u_i / mm	h_i / mm	$\theta_e = \Delta u_i / h_i$
5	86.19	121976	0.964	12.174	3600	1/1556
4	161.14	121976	1.807	11.210	3600	1/1369
3	236.09	121976	2.456	9.403	3600	1/1250
2	311.04	121976	2.903	6.947	3600	1/1173
1	369.13	95604	4.044	4.044	4550	1/1125

由表中可以看到，最大层间弹性位移角发生在第一层， $1/1173 < 1/550$ ，满足规定。

5.5 水平地震作用下框架内力计算

将层间剪力分派到该层的各个柱子，即求出柱子的剪力，再由柱子的剪力和反弯点高度来求柱上、下端的弯矩。

柱端剪力按下式来计算：

$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{\sum_{j=1}^s D_{ij}} V_i$$

柱上、下端弯矩 M_{ij}^u 、 M_{ij}^b 按下式来计算

$$M_{ij}^b = V_{ij} \cdot yh$$

$$M_{ij}^u = V_{ij} \cdot (1 - y)h$$

$$y = y_n + y_1 + y_2 + y_3$$

式中：

D_{ij} —i 层 j 柱的侧移刚度；h 为该层柱的计算高度；

y-反弯点高度比；

y_n —原则反弯点高比，根据上下梁的平均线刚度 k_b ，和柱的相对线刚度 k_c 的比值，总层数 m ，该层位置 n 查表确定。

y_1 —上下梁的相对线刚度变化的修正值，由上下梁相对线刚度比值 α_1 及 \bar{i} 查表得。

y_2 —上下层层高变化的修正值，由上层层高对该层层高比值 α_2 及 \bar{i} 查表。

y_3 —下层层高对该层层高的比值 α_3 及 \bar{i} 查表得。

查表 $y_1=y_2=y_3=0$

表 5.3 各层边柱柱端弯矩及剪力计算

层次	h_i / m	V_i / kN	y_0	$M_{\text{上}}$	$M_{\text{下}}$
5	3.6	13.70	0.395	32.33	21.05
4	3.6	25.61	0.445	51.17	41.03
3	3.6	37.52	0.495	67.54	67.54
2	3.6	49.43	0.50	88.97	88.97
1	4.55	64.81	0.56	129.75	165.14

表 5.4 各层中柱柱端弯矩及剪力计算

层次	h_i / m	V_i / kN	y_0	$M_{\text{上}}$	$M_{\text{下}}$
5	3.6	117.59	0.45	58.21	47.63

4	3.6	220.41	0.5	98.93	98.93
3	3.6	299.55	0.5	144.95	144.95
2	3.6	354.14	0.5	190.96	190.96
1	4.55	386.6	0.55	245.21	299.70

注：表中弯矩单位为 $kN \cdot m$ ，剪力单位为 KN

梁端弯矩、剪力及柱轴力分别按下式来计算

$$M_b^l = \frac{i_b^l}{i_b^l + i_b^r} (M_{i+1,j}^b + M_{ij}^u)$$

$$M_b^r = \frac{i_b^r}{i_b^l + i_b^r} (M_{i+1,j}^b + M_{ij}^u)$$

$$V_b = \frac{M_b^l + M_b^r}{l}$$

$$N_i = \sum_{k=i}^n (V_b^l - V_b^r)_k$$

水平地震作用下框架的弯矩图 5.3、梁端剪力图及柱轴力图 5.4

