

PKPM

JIANZHU

JIEGOU

SHEJI

SHILI

XIANGJIE

PKPM 建筑结构设计 实例详解



主编 王树和



中国电力出版社
CHINA ELECTRIC POWER PRESS

PKPM 建筑结构设计 实例详解

主编 王树和
参编 张举兵 赵赤云

P K P M

J I A N Z H U

J I E G O U

S H E J I

X I A N G J I E



中国电力出版社
CHINA ELECTRIC POWER PRESS

内 容 提 要

本书是根据最新颁布的国家标准和规范编写的高等学校土木工程专业教学参考书,主要针对大学高年级毕业设计的教学环节,通过实例的形式按照结构设计流程讲解了 PKPM 软件的使用方法,重点讲解了每一步骤所涉及的各种参数的基本概念、取值方法,并对 PKPM 主要输出结果手算校核,帮助学生提高对 PKPM 软件的使用能力,加深基于 PKPM 平台对以往所学各门知识的综合运用能力。

本书共 3 章,第 1 章 绪论;第 2 章 钢筋混凝土框架结构设计算例;第 3 章 钢框架结构设计算例。本书覆盖了设计过程的主要问题,并结合规范条文和相关理论,通俗易懂,便于自学。

本书可作为高等学校土木工程专业教材使用,也可供高职高专房屋建筑工程专业、函授教育及工程设计人员等学习参考。

图书在版编目 (CIP) 数据

PKPM 建筑结构设计实例详解/王树和主编. —北京:中国电力出版社, 2017. 1

ISBN 978-7-5123-9781-1

I. ①P… II. ①王… III. ①建筑结构-计算机辅助设计-应用软件 IV. ①TU311.41

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2016) 第 220029 号

中国电力出版社出版发行

北京市东城区北京站西街 19 号 100005 <http://www.cepp.sgcc.com.cn>

责任编辑:周娟华 责任印制:蔺义舟 责任校对:李楠

北京市同江印刷厂印刷·各地新华书店经售

2017 年 1 月第 1 版·第 1 次印刷

787mm×1092mm 1/16·8.25 印张·195 千字

定价:38.00 元

敬告读者

本书封底贴有防伪标签,刮开涂层可查询真伪

本书如有印装质量问题,我社发行部负责退换

版权专有 翻印必究

前 言

PKPM 系列软件是中国建筑科学研究院开发的建筑结构设计软件, 包含结构、特种结构、建筑、设备、节能等设计部分。目前, 该系列程序广泛应用于全国大部分建筑设计院的实际工程设计工作中, 大大提高了设计效率, 成为结构工程师的必备工具。作为土木工程专业的大学生, 毕业设计是学生迈向工作的最后学习环节; 通过毕业设计可对以往所学各门课程知识达到综合应用、融会贯通的目的, 以适应日后实际设计工作的要求。为此, 许多院校开设了 PKPM 辅助设计的课程, 并在毕业设计环节要求采用 PKPM 软件结合手算来完成设计任务。

PKPM 软件自动化程度高, 输入所需参数后, 就会自动生成计算书和施工图; 而其中涉及的设计计算原理和相关专业知识是多门课程的有机结合, 它们隐含在计算机内部的代码当中, 学生面对软件的输入参数和大量的输出结果需要查阅各种书籍来弄清参数所涉及的理论问题, 加之时间限制, 很多问题难以理解或者理解不深, 不能达到加深巩固以往所学理论知识的目的。本书作者结合多年教学经验, 深感一本基于 PKPM 平台的详细设计实例的书籍对于他们很有帮助。本书针对初学者所遇到的主要问题, 对 PKPM 输入输出数据中涉及的重要概念、理论进行讲解, 突出专业知识和规范条文, 并对 PKPM 输出的部分结果采用课本中的理论进行手算校核, 使读者掌握 PKPM 输出结果的来龙去脉, 建立起与所学理论的联系, 真正达到毕业设计的目的。

本书第 1 章介绍了结构设计的主要概念、PKPM 设计流程、混凝土框架结构和钢框架结构设计的步骤和方法, 为后面具体实例的操作提供理论基础; 第 2、3 章分别结合混凝土框架和钢框架结构设计实例, 按照 PKPM 设计流程, 讲述了各个阶段软件的使用, 讲解了其中涉及的基本概念和原理、对应的设计规范条文; 讲解了输出结果数据、图形的含义, 并对部分结果采用手算进行校核对比, 使学生明白以前所学课程与目前毕业设计在知识上的关联, 提高对所学知识的综合应用能力。

本书的编写和出版得到了北京科技大学“十二五”教材建设经费的资助, 在此表示感谢!

在编写过程中, 硕士生贺炎节、陈佳祥负责完成了部分计算和文字图表输入工作, 中国建筑科学研究院李东彬教授级高工和北京科技大学宋波教授审阅了书稿, 并提出了宝贵的意见和建议, 在此一并表示感谢!

本书在编写过程中参考了大量的文献资料, 在参考文献中没有一一列出, 在此向有关作者表示衷心的感谢!

限于作者水平, 书中错误及不当之处难免, 敬请广大读者批评指正。

编者

2016 年 4 月

目 录

前言

第1章 绪论	1
1.1 结构设计基本概念	1
1.1.1 结构设计的目标与主要内容	1
1.1.2 荷载种类、内力组合与调整	2
1.1.3 承载力与变形计算	6
1.2 钢筋混凝土框架结构设计	9
1.2.1 钢筋混凝土框架结构布置	9
1.2.2 梁柱截面尺寸的估算	10
1.2.3 框架梁设计	11
1.2.4 框架柱设计	12
1.3 钢框架结构设计	14
1.3.1 钢框架结构布置	14
1.3.2 钢框架结构构件设计	15
1.3.3 钢框架结构节点设计	21
1.4 PKPM 简介及设计流程	23
1.5 毕业设计的主要内容	24
思考题	25
第2章 钢筋混凝土框架结构设计算例	26
2.1 工程概况	26
2.2 PMCAD 结构模型建立	27
2.3 绘制结构平面图	32
2.4 SATWE 数据输入	36
2.4.1 总信息	36
2.4.2 风荷载信息	38
2.4.3 地震信息	39
2.4.4 活荷载信息	42
2.4.5 调整信息	43
2.4.6 设计信息	47
2.5 SATWE 计算结果	49
2.5.1 控制参数分析	49
2.5.2 构件内力标准值与设计值	54

2.6 构件配筋结果手算校核	60
2.6.1 柱配筋手算校核	60
2.6.2 梁配筋手算校核	62
2.6.3 构件配筋结果显示	62
2.7 施工图绘制	63
2.7.1 梁施工图	63
2.7.2 柱施工图	66
思考题	68
第3章 钢框架结构设计算例	74
3.1 工程概况	74
3.2 梁柱截面初估	74
3.2.1 梁截面初选	74
3.2.2 框架柱截面估算	76
3.3 荷载计算	77
3.4 STS 结构模型建立	78
3.5 SATWE 数据输入	79
3.6 控制参数输出结果分析	85
3.7 框架梁输出结果手算校核	89
3.7.1 设计内力验算	89
3.7.2 强度验算	90
3.7.3 局部稳定验算	91
3.8 框架柱输出结果手算校核	92
3.8.1 柱设计内力计算	92
3.8.2 强柱弱梁验算	93
3.8.3 正截面强度验算	94
3.8.4 整体稳定验算	94
3.8.5 局部稳定验算	97
3.9 节点设计	98
3.10 绘制施工图	108
思考题	114
附录 常用结构设计资料	115
参考文献	124

第 1 章 绪 论

1.1 结构设计基本概念

1.1.1 结构设计的目标与主要内容

安全性、适用性、耐久性是结构设计的总目标。其具体含义为：

(1) 结构的安全性，是指结构在正常设计、正常施工、正常使用条件下，能够承受可能出现的各种作用，如各种荷载、风、地震作用以及非荷载效应（温度效应、结构材料的收缩和徐变、外加变形、约束变形、环境侵蚀和腐蚀等），即具有足够的承载力。

另外，在偶然荷载作用下，或偶然事件（地震、火灾、爆炸等）发生时和发生后，结构能保持必要的整体稳定性，即结构可发生局部损坏或失效但不应导致结构连续倒塌。

(2) 结构的适用性，是指结构在正常使用条件下具有良好的工作性能，能满足预定的使用功能要求，其变形、挠度、裂缝及振动等不超过设计规范规定的相应限值。

(3) 结构的耐久性，是指结构在正常使用和正常维护的条件下，即在规定的工作环境和预定的设计使用年限内，结构材料性能的恶化不应导致结构出现不可接受的失效概率。钢筋混凝土构件不能因为保护层过薄或裂缝过宽而导致钢筋锈蚀，混凝土也不能因为严重碳化、风化、腐蚀而影响耐久性。

地震是威胁建筑结构安全的重要因素，抗震设计是结构设计的主要方面。在强烈地震作用下，结构破坏形式可分为：结构丧失整体性，即房屋建筑或其他构筑物整体坍塌、失去承载力；局部构件强度不足发生破坏，但整体结构没有坍塌；地基失效，即在建筑地基内含饱和砂层、粉土层时，在强烈地面运动下，土中孔隙水压力急剧升高，致使地基液化，导致地基承载力下降、上部结构破坏。同时，地震还可能带来火灾、水灾、污染等次生灾害。由于地震的随机性，目前抗震设计的思想是，在建筑使用寿命期限内，对不同频度和强度的地震，要求建筑具有不同的抗震能力，当遭遇多遇的低于本地区设防烈度的地震（小震）时，建筑应不受损坏或不需修理仍能继续使用；当遭遇设防烈度地震（中震）时，建筑可能有一定的损坏，经一般修理或不经修理仍能继续使用；当遭遇高于本地区设防烈度地震（大震）时，建筑不致倒塌或发生危及生命的严重破坏；以上简称为“小震不坏，中震可修，大震不倒”。根据上述目标要求，抗震设计采用两阶段设计法，即：

第一阶段设计，按小震作用效应和其他荷载效应的基本组合验算结构构件的承载能力，以及在小震作用下验算结构的弹性变形，以满足第一水准抗震设防目标的要求；

第二阶段设计，在大震作用下验算结构的弹塑性变形，以满足第三水准抗震设防目标的要求。第二水准设防目标以抗震构造措施来加以保证。

根据上述总目标,结构设计采用基于可靠度理论的极限状态设计法。极限状态分为承载能力极限状态和正常使用极限状态。对承载能力极限状态,一般以结构的内力不超过其承载能力的极限为依据;对正常使用极限状态,一般以结构的变形、裂缝不超过设计允许值为依据。

结构设计内容包括结构选型、平面与立面布置、基础选型、构件截面估计、荷载计算、内力计算、内力组合、承载力与变形计算、构造设计等。

建筑结构常用结构形式有框架结构、剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构等。按照材料可分为混凝土结构、钢结构、砌体结构和木结构。框架结构由梁、柱构件通过节点连接组成,该结构具有平面布置灵活、能获得较大空间、建筑立面容易处理等优点,缺点是侧移刚度较小,在地震下非结构构件(填充墙、建筑装饰)破坏较严重。剪力墙结构由钢筋混凝土墙组成结构的竖向构件,承受水平和竖向荷载,其侧移刚度大,水平位移小,平面布置缺少灵活性,适用于高层住宅和宾馆等小开间建筑。框架-剪力墙结构由框架和一定数量的剪力墙组成,剪力墙为框架提供侧向刚度,框架使结构布置灵活;该结构体系适用于高层办公楼、教学楼等需要有较大空间的结构。

结构的平面和立面布置是结构设计的重要内容。它应根据建筑设计的要求,尽量做到平面上规则、对称、减少偏心,立面上侧向刚度均匀变化,避免各层出现刚度突变和承载力突变,以减少地震下的破坏集中,形成薄弱层。

结构基础形式应根据上部结构形式和地质条件、施工条件综合确定。对于高层建筑,由于自重和水平荷载较大,宜选用整体性较好的十字交叉基础、筏形基础或箱形基础。

在初步确定构件断面尺寸后,就可以计算各种荷载。计算每种荷载作用下结构的内力并进行内力组合,由最不利内力组合来验算构件的强度、稳定、变形等,最后还要进行构造设计和施工图的绘制工作。

1.1.2 荷载种类、内力组合与调整

结构的内力(弯矩、剪力、轴力)和变形统称为荷载效应,它们通常由结构上的荷载引起,这些荷载分为永久荷载(恒载,如结构自重),可变荷载(活荷载,如人员、家具、设备的自重及风、雪荷载)和偶然荷载(如地震荷载)。在结构使用期间,可能同时承受恒载和多种活载;由于荷载的概率性质,根据可靠度理论需要将不同荷载(标准值)产生的效应进行组合而得到组合值,并取各种组合值中最大值作为设计值进行设计。

对于一般的框架结构,荷载效应组合的设计值如下:

由可变荷载效应控制的组合

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} \quad (1-1)$$

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \quad (1-2)$$

由永久荷载效应控制的组合

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \quad (1-3)$$

式中: γ_G 为永久荷载的分项系数; γ_{Qi} 为第 i 个可变荷载的分项系数,其中 γ_{Q1} 为可变荷载 Q_1 的分项系数; S_{Gk} 为按永久荷载标准值 G_k 计算的荷载效应值; S_{Qik} 为按可变荷载标准值 Q_{ik} 计

算的荷载效应值,其中, S_{Qik} 为各可变荷载效应中起控制作用者; ψ_{ci} 为可变荷载效应的组合值系数。

永久荷载分项系数按下列规定采用:当其效应对结构不利时,对由可变荷载效应控制的组合取1.2,对由永久荷载效应控制的组合取1.35;当其效应对结构有利时,一般情况下取1.0。可变荷载如风和竖向活荷载的分项系数一般取1.4,对荷载标准值大于 4kN/m^2 的工业建筑楼面结构的活荷载取1.3。竖向活荷载和风荷载的组合系数分别为0.7和0.6。

当组合中考虑地震作用时,恒载标准值和活载需要组合成重力荷载代表值,表示“有效重力”,其中可变荷载的组合值系数对于一般楼面活荷载取0.5,即重力荷载代表值=恒载标准值+0.5倍活载标准值。

对于一般的框架结构,不考虑风荷载与地震作用的组合;因此考虑地震作用效应的组合为

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} \quad (1-4)$$

式中, S 为结构构件内力组合的设计值,包括组合的弯矩、轴力和剪力设计值; S_{GE} 为按重力荷载代表值计算的荷载效应值; S_{Ehk} 为按水平地震作用标准值计算的地震作用效应; γ_G 为重力荷载分项系数,一般取1.2; γ_{Eh} 为水平地震作用分项系数,取1.3。

在PKPM中,对于常见的恒载、活载、风载和水平地震作用,考虑了35种荷载组合,分别为:

(1) 恒载和竖向活载参加的组合共3组:

- 1) 1.35 恒载+ $\psi_L \gamma_L$ 活载;
- 2) γ_G 恒载+ γ_L 活载;
- 3) 1.0 恒载+ γ_L 活载。

(2) 恒载、竖向活载和风载参加的组合共24组:

- 1) γ_G 恒载 $\pm \gamma_W$ 风载;
- 2) 1.0 恒载 $\pm \gamma_W$ 风载;
- 3) γ_G 恒载+ γ_L 活载 $\pm \psi_W \gamma_W$ 风载;
- 4) 1.0 恒载+ γ_L 活载 $\pm \psi_W \gamma_W$ 风载;
- 5) γ_G 恒载+ $\psi_L \gamma_L$ 活载 $\pm \gamma_W$ 风载;
- 6) 1.0 恒载+ $\psi_L \gamma_L$ 活载 $\pm \gamma_W$ 风载;

其中, $\gamma_G=1.2$, $\gamma_L=\gamma_W=1.4$, $\psi_W=0.6$, $\psi_L=0.7$ 。

(3) 恒载、竖向活载和水平地震作用参加的组合共8组:

- 1) 1.2 (恒载+ γ_{EG} 活载) $\pm \gamma_{Eh}$ 水平地震作用;
- 2) 1.0 (恒载+ γ_{EG} 活载) $\pm \gamma_{Eh}$ 水平地震作用。

其中, $\gamma_{EG}=0.5$, $\gamma_{Eh}=1.3$ 。

图1-1所示为PKPM列出的35种组合。其中, N_{cm} 为组合编号, $V-D$, $V-L$ 分别为恒载、活载分项系数, $X-W$, $Y-W$ 分别为X向、Y向水平风荷载分项系数, $X-E$, $Y-E$ 分别为X向、Y向水平地震作用分项系数。从这些组合值中选出最大值作为设计值。

当结构包含地震作用组合中考虑偶然偏心时,应按上面组合原则分别对地震作用进行+5%和-5%的偶然偏心地震力组合。当结构考虑活荷载不利布置时,会有3项活荷载内力,即活1:全楼满布活载情况下的弯矩、剪力;活2:活载不利布置下负弯矩、剪力包络;活3:活

载不利布置下正弯矩、剪力包络。在进行内力组合时,应对3种内力分别组合,取正负弯矩包络图进行配筋设计。

Ncm	U-D	U-L	X-W	Y-W	X-E	Y-E	Z-E
1	1.35	0.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.20	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1.20	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1.20	0.00	-1.40	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1.20	0.00	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00
7	1.20	0.00	0.00	-1.40	0.00	0.00	0.00
8	1.20	1.40	0.84	0.00	0.00	0.00	0.00
9	1.20	1.40	-0.84	0.00	0.00	0.00	0.00
10	1.20	1.40	0.00	0.84	0.00	0.00	0.00
11	1.20	1.40	0.00	-0.84	0.00	0.00	0.00
12	1.20	0.98	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00
13	1.20	0.98	-1.40	0.00	0.00	0.00	0.00
14	1.20	0.98	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00
15	1.20	0.98	0.00	-1.40	0.00	0.00	0.00
16	1.00	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00
17	1.00	0.00	-1.40	0.00	0.00	0.00	0.00
18	1.00	0.00	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00
19	1.00	0.00	0.00	-1.40	0.00	0.00	0.00
20	1.00	1.40	0.84	0.00	0.00	0.00	0.00
21	1.00	1.40	-0.84	0.00	0.00	0.00	0.00
22	1.00	1.40	0.00	0.84	0.00	0.00	0.00
23	1.00	1.40	0.00	-0.84	0.00	0.00	0.00
24	1.00	0.98	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00
25	1.00	0.98	-1.40	0.00	0.00	0.00	0.00
26	1.00	0.98	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00
27	1.00	0.98	0.00	-1.40	0.00	0.00	0.00
28	1.20	0.60	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00
29	1.20	0.60	0.00	0.00	-1.30	0.00	0.00
30	1.20	0.60	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00
31	1.20	0.60	0.00	0.00	0.00	-1.30	0.00
32	1.00	0.50	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00
33	1.00	0.50	0.00	0.00	-1.30	0.00	0.00
34	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00
35	1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	-1.30	0.00

图 1-1 PKPM 中的荷载组合

SATWE 设计内力的形成过程为:单工况计算内力→竖向及地震荷载下内力的调整,简称“组合前调整”→内力组合→组合内力调整,简称“组合后调整”→设计内力。其中,调整过程如下:

(1) 组合前调整——地震内力调整及竖向荷载下内力调整。该部分调整顺序为先进行楼层最小地震剪力控制(剪重比调整),先后进行薄弱楼层地震剪力放大(薄弱层调整)。《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)(以下简称《抗规》)规定,竖向不规则结构,薄弱层地震剪力乘以 1.15 的增大系数,《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)(以下简称《高规》)规定,楼层侧向刚度小于上层的 70% 或其上三层平均值的 80% 时,该楼层地震剪力应乘以 1.15 增大系数。通过 SATWE 计算,在文件 WNL1.OUT、WWNL1.OUT 中可分别查看调整前后各构件内力,从中可以看出对薄弱层的调整。

在竖向荷载作用下,可以考虑梁端塑性变形引起的内力重分布,对梁端负弯矩进行调幅。为此,《高规》5.2.3 条规定,装配整体式框架梁端负弯矩调幅系数可取为 0.7~0.8,现浇框架梁端负弯矩调幅系数可取为 0.8~0.9。框架梁端负弯矩调幅后,梁跨中弯矩应按平

衡条件相应增大。

(2) 组合后调整——框架梁剪力调整。框架梁设计遵照“强剪弱弯”原则，即

$$V = \frac{\eta_{bv}(M_{bl} + M_{br})}{L_n} + V_{Gb} \quad (1-5)$$

式中： M_{bl} 、 M_{br} 分别为梁左、右端在各种竖向和水平荷载作用下组合梁端弯矩值； V_{Gb} 为梁在重力荷载代表值作用下，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值； η_{bv} 为剪力放大系数，抗震等级为1级取1.3，2级取1.2，3级取1.1。

对于9度设防烈度的各类框架和一级抗震等级的框架结构，框架梁端部剪力调整应按实际配筋和材料强度标准值来计算，

$$V = \frac{1.1(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{L_n} + V_{Gb} \quad (1-6)$$

式中： M_{bua}^l 、 M_{bua}^r 分别为梁左、右端逆时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值，可根据实配钢筋面积（计入受压钢筋，包括有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋）和材料强度标准值并考虑承载力抗震调整系数计算。

(3) 组合后调整——框架柱弯矩和剪力调整。框架柱弯矩调整，遵照“强柱弱梁”原则，即在一个框架节点处，从弯矩平衡角度看，上下柱端弯矩之和 $\sum M_c$ 应与左右梁端弯矩之和 $\sum M_b$ 相等。但为了使结构梁端出现塑性铰要先于柱端，从而形成对柱子的保护，使整体结构能够充分耗能，实际设计采用强柱弱梁，使梁的安全性低于柱。为此，按照将节点左右梁端弯矩之和乘以放大系数 η_c ，得到增大的 $\sum M_c$ ，然后再向上下柱端分配。

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (1-7)$$

对于框架结构，一、二、三、四级可分别取1.7、1.5、1.3、1.2。这里 $\sum M_b$ 、 $\sum M_c$ 均为组合后梁柱的弯矩值。

对一级框架结构及9度时的框架按下式调整：

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (1-8)$$

式中： $\sum M_{bua}$ 为节点左、右梁端逆时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，可根据实际配筋面积（计入受压钢筋和梁有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋）和材料强度标准值并考虑承载力抗震调整系数计算。

一、二、三、四级框架结构的底层柱下端截面组合的弯矩设计值，应分别乘以增大系数1.7、1.5、1.3和1.2。底层柱纵向钢筋应按上下端的不利情况配置。

框架柱剪力按下式调整：

$$V = \frac{\eta_{vc}(M_c^b + M_c^t)}{H_n} \quad (1-9)$$

式中： V 为柱端截面组合的剪力设计值； H_n 为柱的净高； M_c^t 、 M_c^b 分别为柱的上下端顺时针或逆时针方向截面组合的弯矩设计值； η_{vc} 为柱剪力增大系数，对一、二、三、四级框架结构分别取1.5、1.3、1.2、1.1。

一级框架结构和9度时的框架，按下式调整：

$$V=\frac{1.2(M_{cua}^t+M_{cua}^b)}{H_n} \tag{1-10}$$

式中： M_{cua}^t 、 M_{cua}^b 分别为柱上、下端逆时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值，可根据实配钢筋面积、材料强度标准值和重力荷载代表值产生的轴向压力设计值并考虑承载力抗震调整系数计算。

另外，对于框架结构角柱，《抗规》第 6.2.6 条规定，对其组合弯矩、剪力在上述调整基础上再乘以 1.1 的增大系数。

1.1.3 承载力与变形计算

非抗震设计时，结构构件截面承载力设计表达式为：

$$\gamma_0 S \leq R \tag{1-11}$$

式中： γ_0 为结构重要性系数，对安全等级为一级、二级和三级的结构构件可分别取 1.1，1.0 和 0.9； R 为结构构件抗力的设计值。抗震设计时，其设计表达式为

$$S \leq R/\gamma_{RE} \tag{1-12}$$

式中： γ_{RE} 为承载力抗震调整系数。当仅计算竖向地震作用时，各类构件承载力调整系数取 1.0。因为地震作用是动力荷载，材料强度会比静力荷载作用下提高；另外，地震作用是偶然荷载，结构在偶然荷载作用下的抗震可靠度可比承受其他荷载时的要求降低，因此，式（1-12）不再考虑结构构件的重要性系数，并通过引入 γ_{RE} 来间接地提高了承载力 R 。《抗规》给出了 γ_{RE} 的取值，见表 1-1。

表 1-1 承载力抗震调整系数

材料	结 构 构 件	受力状态	γ_{RE}
钢	柱、梁、支撑、节点板件、螺栓、焊缝 柱、支撑	强度	0.75
		稳定	0.80
砌体	两端均有构造柱、芯柱的抗震墙 其他抗震墙	受剪	0.9
		受剪	1.0
混凝土	梁	受弯	0.75
		偏压	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.80
		偏压	0.85
	抗震墙 各类构件	受剪、偏拉	0.85

过大的结构变形会影响结构的正常使用，如梁的弯曲引起楼面不平整，影响到其上的设备、仪器的正常使用；过大的裂缝、挠度也影响到人们的观感；楼层间侧向位移过大，会引起隔墙、管线等非结构构件的破坏。这些情况下尽管结构还处于弹性状态，承载力满足要求，但从使用角度考虑，已经超出了正常使用的极限状态。另一种情况是在结构遭遇罕遇地震作用时，虽然承载力已经不满足要求，构件局部进入弹塑性状态，但要求结构不倒，满足人员安全性要求，这时也要从层间位移的角度来判断是否满足要求。

一般情况下，受弯构件的挠度容许值见表 1-2。在风荷载标准值作用下，框架柱顶水平位移和层间相对位移限值见表 1-3。在 PKPM 的 SATWE 模块计算结果中，计算给出了每根

梁的挠度，并自动进行判断是否超过容许值，并给出提示。

在多遇地震作用下，《抗规》规定楼层内最大弹性层间位移为

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (1-13)$$

式中： Δu_e 为多遇地震作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移，计算时，除以弯曲变形为主的高层建筑外，可不扣除结构整体弯曲变形，应计入扭转变形，各作用分项系数均采用1.0，钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度； $[\theta_e]$ 为弹性层间位移角限值，宜按表1-4采用； h 为楼层高度。

(1) 在罕遇地震作用下，下列结构薄弱层（部位）应进行弹塑性变形验算：

1) 甲类建筑和9度时乙类建筑中的混凝土结构和钢结构。

2) 采用隔震和消能减震设计的结构。

3) 竖向不规则类型的高层建筑结构、7度Ⅲ、Ⅳ场地和8度乙类建筑中的混凝土结构和钢结构、高度不大于150m的其他高层钢结构宜进行结构薄弱层（部位）的弹塑性变形验算。

(2) 结构薄弱层（部位）进行弹塑性变形验算时，可采用下列方法：

1) 多层钢结构可采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法。

2) 规则结构可采用弯剪层模型或平面杆系模型，不规则结构可采用空间结构模型。

《抗规》规定，结构薄弱层（部位）弹塑性层间位移应符合下式：

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (1-14)$$

式中： Δu_p 为弹塑性层间位移； $[\theta_p]$ 为弹塑性层间位移角限值，按表1-5采用； h 为薄弱楼层高度。

表 1-2

受弯构件挠度容许值

项次	构 件 类 别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_Q]$
1	吊车梁和吊车桁架（按自重和起重量最大的一台吊车计算挠度）		
	(1) 手动吊车和单梁吊车（含悬挂吊车）	$l/500$	—
	(2) 轻级工作制桥式吊车	$l/800$	—
	(3) 中级工作制桥式吊车	$l/1000$	—
	(4) 重级工作制桥式吊车	$l/1200$	—
2	手动或电动葫芦的轨道梁	$l/400$	—
3	有重轨（重量等于或大于38kg/m）轨道的工作平台梁	$l/600$	—
	有轻轨（重量等于或大于24kg/m）轨道的工作平台梁	$l/400$	—
4	楼（屋）盖梁或桁架、工作平台梁（第3项除外）和平台板		
	(1) 主梁或桁架（包括设有悬挂起重设备的梁和桁架）	$l/400$	$l/500$
	(2) 抹灰顶棚的次梁	$l/250$	$l/350$
	(3) 除（1）、（2）款外的其他梁（包括楼梯梁）	$l/250$	$l/300$
	(4) 屋盖檩条		
	支承无积灰的瓦楞铁和石棉瓦屋面者	$l/150$	—
	支承压型金属板、有积灰的瓦楞铁和石棉瓦等屋面者	$l/200$	—
	支承其他屋面材料者	$l/200$	—
	(5) 平台板	$l/150$	—

续表

项次	构 件 类 别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_Q]$
5	墙架构件（风荷载不考虑阵风系数）		
	（1）支柱	—	$l/400$
	（2）抗风桁架（作为连续支柱的支承时）	—	$l/1000$
	（3）砌体墙的横梁（水平方向）	—	$l/300$
	（4）支承压型金属板、瓦楞铁和石棉瓦墙面的横梁（水平方向）	—	$l/200$
	（5）带有玻璃窗的横梁（竖直和水平方向）	$l/200$	$l/200$

注：1. l 为受弯构件的挠度（对悬臂梁和伸臂梁为悬伸长度的 2 倍）。
2. $[v_T]$ 为永久和可变荷载标准值产生的挠度（如有起拱应减去挠度）的容许值； $[v_Q]$ 为可变荷载标准值产生的挠度的容许值。

表 1-3 风荷载作用下框架柱顶位移限值

单层框架的柱顶位移		多层框架柱顶位移	多层框架层间相对位移
无桥式吊车	有桥式吊车		
$H/150$	$H/400$	$H/500$	$h/400$

注： H 为自基础顶面至柱顶的总高度， h 为层高。

表 1-4 弹性层间位移角限值

结 构 类 型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	$1/550$
钢筋混凝土框架—抗震墙，板柱—抗震墙，框架—核心筒	$1/800$
钢筋混凝土抗震墙，筒中筒	$1/1000$
钢筋混凝土框支层	$1/1000$
多、高层钢结构	$1/250$

表 1-5 弹塑性层间位移角限值

结 构 类 型	$[\theta_p]$
单层钢筋混凝土柱排架	$1/30$
钢筋混凝土框架	$1/50$
底部框架砖房中的框架—抗震墙	$1/100$
钢筋混凝土框架—抗震墙，板柱—抗震墙，框架—核心筒	$1/100$
钢筋混凝土抗震墙，筒中筒	$1/120$
多、高层钢结构	$1/50$

1.2 钢筋混凝土框架结构设计

1.2.1 钢筋混凝土框架结构布置

框架结构由梁、柱构件通过节点连接构成。框架结构的优点是建筑平面布置灵活，能获得较大空间，结构自重较轻；缺点是侧移刚度较小，在地震作用下非结构构件破坏较严重，因此，采用框架结构时，应控制建筑物的层高和高度，《高规》规定了框架结构的最大适用高度，见表 1-6。

表 1-6 A 级高度高层建筑适用的最大高度 单位：m

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
			6 度	7 度	8 度	9 度
框架		60	60	55	45	—
框架—剪力墙		130	130	120	100	50
剪力墙	全部落地	140	140	120	100	60
	局部框支	120	120	100	80	—
筒体	框架—核心筒	150	150	140	100	70
	筒中筒	180	180	160	120	80
板柱—剪力墙		50	40	35	30	—

混凝土框架结构平面布置应通过合理的功能分区，将整个建筑分为若干独立的单元，在每一个独立的结构单元内，使结构简单、规则、对称、减少偏心，刚度和承载力分布均匀，以减少扭转效应。如可以采用具有两个或多个对称轴的正方形、矩形、正多边形、圆形、三角形等。受到建筑功能的制约，在结构平面布置上不能满足表 1-7 和图 1-2 的要求时，或属于表 1-8 的类型时，属于平面不规则结构，此时应在构造上采取相应的措施。

表 1-7 平面、凹凸部分长度比和洞口宽度比限值

平面长宽比		凹凸部分长宽比		洞口宽度比
L/B	L/B_{max}	l/b	l'/B_{max}	B'/B_{max}
≤ 5	≤ 4	≤ 1.5	≥ 1	≤ 0.5

表 1-8 平面不规则结构类型

不规则类型	定 义
扭转不规则	楼层的最大弹性水平位移（或层间位移），大于该楼层两端弹性水平位移（或层间位移）平均值的 1.2 倍
凹凸不规则	结构平面凹进的一侧尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%
楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，例如，有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%，或开洞面积大于该层楼面面积的 30%，或有较大的楼层错层

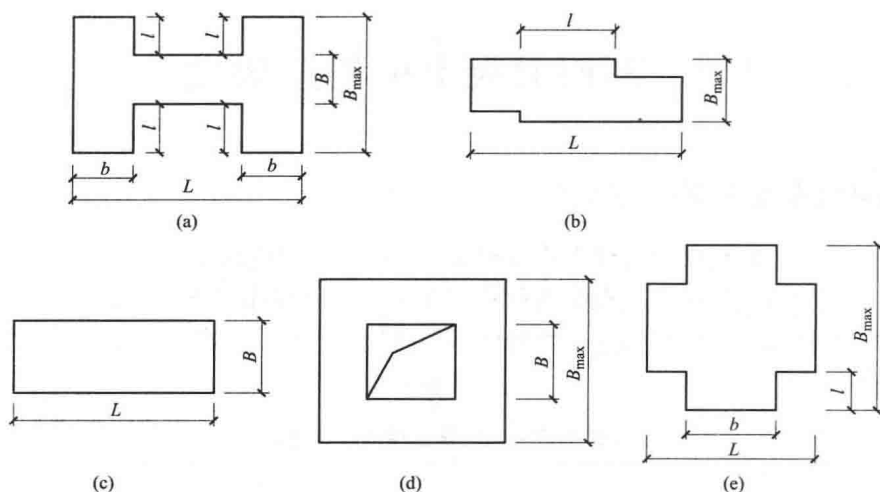


图 1-2 建筑平面尺寸关系

(a) 工字形平面; (b) Z 形平面; (c) 矩形平面; (d) 筒体形平面; (e) 十字形平面

混凝土框架结构竖向布置要求沿高度的刚度、承载力尽量均匀变化。过大的刚度突变会在地震作用下产生层间位移集中; 过大的承载力突变, 会在突变处发生构件的集中破坏, 从而使整体结构的抗震能力降低。《抗规》(GB 50011—2010) 给出了竖向不规则结构的类型, 见表 1-9。对于不规则结构, 应进行内力调整; 对体型复杂、立面特别不规则的建筑结构, 可按实际需要设置防震缝, 把建筑分成几个较规则的抗侧力结构单元。

表 1-9

竖向不规则结构类型

不规则类型	定 义
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%, 或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%; 除顶层外, 局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件 (柱、支撑、剪力墙) 的内力由水平转换构件 (梁、桁架等) 向下传递
楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%

1.2.2 梁柱截面尺寸的估算

结构设计首先要初步确定梁柱截面尺寸, 恰当的估计会减少设计优化的工作量。梁的截面高度一般取跨度的 $1/12 \sim 1/8$, 当梁的面积较大时, 取较大值。为了防止梁产生剪切脆性破坏, 梁的净跨与截面高度之比不宜小于 4, 梁截面宽度可取 $1/3 \sim 1/2$ 的梁高, 同时不宜小于 $1/2$ 柱宽, 且不应小于 250mm。框架柱的截面尺寸一般根据柱的轴压比限值按下列公式估算:

$$N = \beta F g_E n \quad (1-15)$$

$$A_c \geq \frac{N}{[\mu_c] f_c} \quad (1-16)$$

式中: N 为柱组合的轴压力设计值; F 为按简支状态计算的柱的负载面积; g_E 为折算在单位

建筑面积上的重力荷载代表值,可近似取 $12 \sim 15 \text{ kN/m}^2$; β 为考虑地震作用组合后柱轴压力增大系数,边柱取 1.3,不等跨内柱取 1.25,等跨内柱取 1.2; n 为验算截面以上楼层层数; A_c 为柱截面面积; f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值; $[\mu_c]$ 为框架柱轴压比限值,对一级、二级、三级抗震等级,分别取 0.7、0.8 和 0.9。一般来讲,柱截面高度不宜小于 400mm,宽度不宜小于 350mm,柱净高与截面长边尺寸之比宜大于 4。

1.2.3 框架梁设计

(1) 梁正截面承载力设计。在各种荷载效应组合中,分别选取梁两端和跨中弯矩最不利组合,确定为设计弯矩。对于端弯矩,一般是梁上部受拉下部受压的负弯矩。现浇楼板时,按照矩形截面设计,忽略楼板混凝土的抗拉作用,梁下部钢筋作为受压钢筋。对于梁跨中截面,按照 T 形截面设计,考虑现浇楼板的抗压作用。设计时首先判断受压区是否超出翼缘范围,根据下式判断:

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \geq M \quad (1-17)$$

式中: M 为跨中设计弯矩值; h'_f 为翼缘即楼板厚度; h_0 为有效高度; b'_f 为翼缘宽度; f_c 为混凝土抗压强度设计值。上式成立,说明受压区没有超出翼缘,为第一类 T 形截面;反之则为第二类 T 形截面。对于第一类 T 形截面,按照宽度为 b'_f 的矩形截面设计配筋,其步骤为:

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} \quad (1-18)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \quad (1-19)$$

$$A_s = \frac{\xi \alpha_1 f_c b'_f h_0}{f_y} \quad (1-20)$$

式中: A_s 为所求纵向配筋面积; ξ 为相对受压区高度; f_y 为钢筋屈服强度; 其他符号同式 (1-17)。

(2) 梁斜截面承载力计算。均布荷载作用下,矩形、T 形、I 形截面的简支梁,当仅配箍筋时,斜截面受剪承载力的计算公式为

$$V_u = V_{cs} = 0.7 f_t b h_0 + 1.0 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (1-21)$$

对集中荷载在梁端产生的剪力占总剪力的 75% 以上的矩形梁,计算公式为

$$V_u = V_{cs} = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 + 1.0 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (1-22)$$

式中: b 、 h_0 为梁截面宽度和有效高度; f_{yv} 为箍筋抗拉强度设计值; f_t 为混凝土抗拉强度设计值; A_{sv} 为配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积; s 为箍筋间距; λ 为计算截面的剪跨比,可取 a/h_0 ; a 为集中荷载作用点至节点边缘的距离。当 λ 小于 1.5 时,取 $\lambda = 1.5$,当 λ 大于 3 时,取 $\lambda = 3$ 。

配有箍筋和弯起钢筋时梁的斜截面受剪承载力计算式为

$$V_u = V_{cs} + 0.8 f_y A_{sb} \sin \alpha \quad (1-23)$$

式中: A_{sb} 为弯起钢筋的面积; α 为弯起钢筋与梁轴线的夹角。