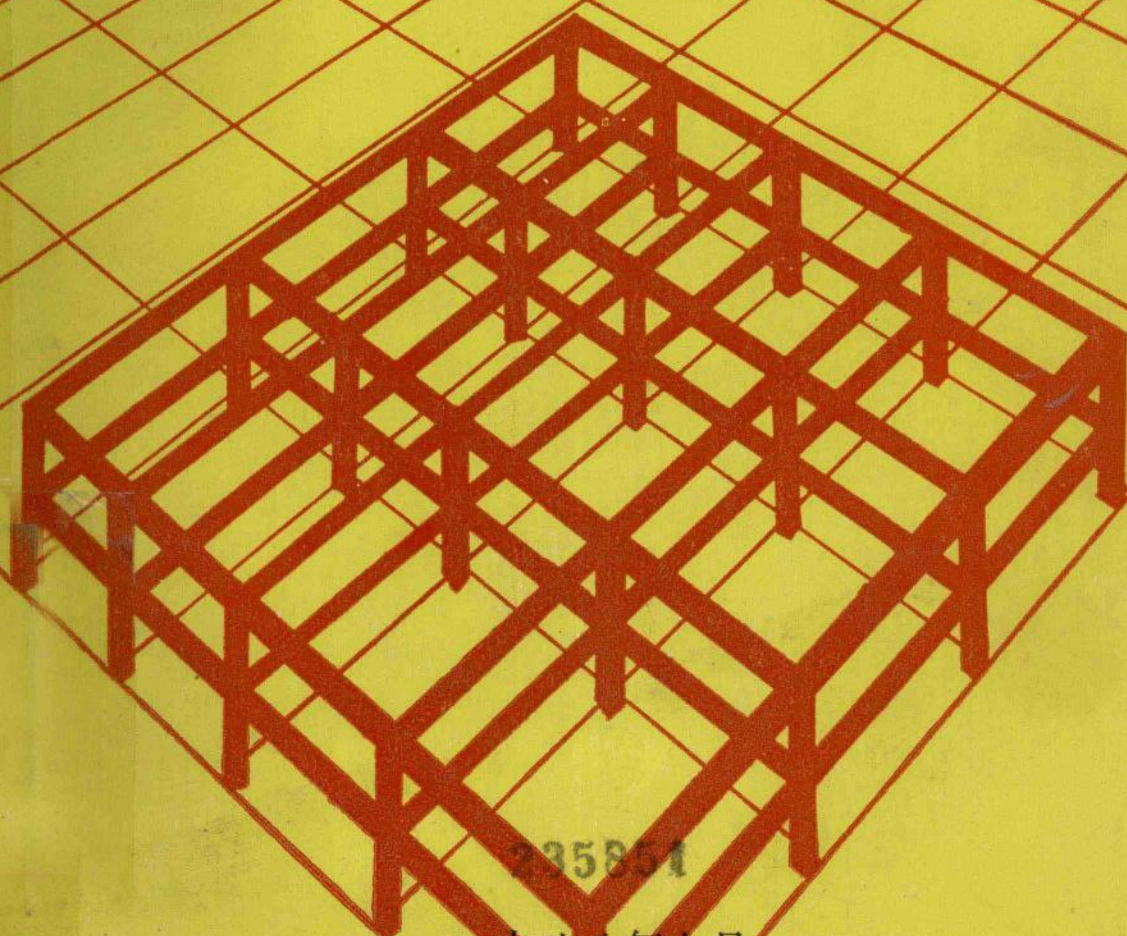


框架结构设计

西安公路学院

曹振熙 编



235851

一九八八年七月

框 架 结 构 设 计

西 安 公 路 学 院

曹 振 熙 编

陕西省基本建设优化研究会

前 言

本书从184年起作为西安公路学院建筑工程系工业与民用建筑专业学生毕业设计中讲教教材，已经过连续三届教学使用。

本书比较系统全面论述框架结构的计算方法与设计方法，内容深入浅出，易掌握。这些方法对解决工程实际问题，比较简捷、实用。每章都附有实例，便于读者掌握运算步骤。

该书曾参考最近出版的“建筑结构设计统一标准”以及“建筑结构荷载规范”（GBJ—87）（1987年报批稿），“钢筋混凝土结构设计规范”（TJ10—85）（第二次送审稿），一九八七年“建筑抗震设计规范”（送审稿），“高层建筑结构设计建议”（1985年12月第一版）等进行修改与补充。由于编者时间仓促，水平有限，虽尽力多次修改，但书中缺点与错误在所难免，请读者批评指正。

本书可作为土建类专业本科、专科、夜大有关课程的教材，亦可供土建设计与工程技术人员参考。本书同时可作为“建筑结构设计培训班”的培训教材。

本书中所述悬臂梁法与半框架法见“超静定体系近似与简化算法”（曹振熙译）

本书部分例题是中国西安化工设计公司（化工部第六设计院）曹普计算的。

本书承蒙中国建筑西北设计院主任工程师方荣轩同志审阅，并提出许多宝贵意见，在此谨致深切谢意。

读者意见与建议请寄西安公路学院409号信箱（陕西省基本建设优化研究会）。

编者

一九八七年十二月于畜斋

内 容 提 要

本教材比较全面系统论述框架结构的计算方法与设计方法，内容深入浅出，易掌握。这些方法对解决工程实际问题，比较简捷，实用。每章都附有实例，便于读者掌握运算步骤。

该书从1984年起作为西安公路学院建工系，工民建专业学习毕业设计补充教材，已经连续三届教学使用。

该书曾参考最近出版的“建筑结构设计统一标准”以及“建筑结构荷载规范”（1987年报批稿），“混凝土结构设计规范”（TJ10—85）（1986年8月第二次送审稿）一九八七年“建筑抗震设计规范”（送审稿）“高层建筑结构设计建议”（1985年12月版）等进行修改与补充。

本书可作为土建类专业本科，专科，夜大有关课程教材，“建筑结构设计培训班”的培训教材，亦可供土建设计与工程技术人员参考。

读者意见与建议请寄西安公路学院409号信箱省基优会秘书处收

本书仅供内部交流使用

封面设计 曹普 （化工部第六设计院）

西安公路学院 高级工程师

曹振熙 编

陕西省基本建设优化研究会 技术图书编辑部编辑

西安公路学院印刷厂印

1988年3月 第一版

1988年7月 第一次印刷

开本：787×1092mm¹/16 印刷工本费 元

陕西省内部图书准印证：（陕出批）字第11090号

内部使用

目 录

前言

第一章 概述

- 第一节 简史·特点.....(1)
- 第二节 框架种类, 布置.....(3)
- 第三节 框架梁柱截面尺寸, 计算长度, 线刚度.....(5)

第二章 力法与位移法

- 第一节 力法的基本概念与计算步骤.....(11)
- 第二节 位移法基本概念与计算步骤.....(13)

第三章 力矩分配法

- 第一节 基本概念.....(19)
- 第二节 计算步骤与计算实例.....(22)

第四章 分层法

- 第一节 计算假定与计算方法.....(26)
- 第二节 计算步骤与计算实例.....(27)

第五章 反弯点法

- 第一节 概述.....(32)
- 第二节 关于基本假设的讨论, 梁端弯矩与柱端弯矩计算.....(32)
- 第三节 反弯点法计算步骤与实例.....(36)

第六章 悬臂梁法

- 第一节 计算假定与计算方法.....(39)
- 第二节 计算步骤与实例.....(41)

第七章 D值法

- 第一节 概述.....(45)
- 第二节 框架柱的侧移刚度.....(45)
- 第三节 框架柱反弯点高度.....(49)
- 第四节 水平荷载作用下多层多跨框架的侧移.....(60)
- 第五节 D值法计算步骤与计算实例.....(63)

第八章 迭代法

- 第一节 竖向荷载作用下, 无侧移的多层多跨框架.....(71)
- 第二节 竖向荷载作用下有侧移的多层多跨框架.....(75)
- 第三节 水平荷载作用下有侧移多层多跨框架.....(81)

第九章 半框架法

- 第一节 基本前题.....(89)
- 第二节 一般半框架法.....(91)
- 第三节 精确半框架法.....(95)

第十章 荷载与概率极限状态设计法简介

- 第一节 荷载与荷载组合.....(97)
- 第二节 活载最不利位置与最不利内力类型.....(103)
- 第三节 概率极限状态设计法与表达式.....(106)
- 第四节 有关混凝土与钢筋各项指标.....(107)

第十一章 框架梁柱截面设计

- 第一节 正载面承载能力计算概述.....(115)
- 第二节 框架梁截面配筋计算.....(117)
- 第三节 迭合梁截面配筋计算.....(122)
- 第四节 框架柱截面配筋计算.....(123)
- 第五节 斜截面承载能力计算.....(128)
- 第六节 框架梁, 柱裂缝宽度与刚度计算.....(133)
- 第七节 框架梁柱的构造要求.....(136)

第十二章 多层钢筋混凝土框架结构抗震设计简介

- 第一节 概述.....(140)
- 第二节 地震作用的计算.....(143)
- 第三节 框架梁.....(147)
- 第四节 框架柱.....(151)
- 第五节 框架节点.....(155)

第一章 概述

第一节 简史、特点

框架结构体系是由杆件即梁与柱通过节点联结而构成的框架所组成的结构体系，是由梁和柱刚性连接的骨架结构以承受水平荷载与竖向荷载。

据史记载，我国三千多年之前已采用木构架建造宫室，秦汉时所建木构架之宫殿。高大雄伟、然大都在兵乱中焚毁，目前国内保存完好的木构架建筑，有唐代所建山西五台山南禅寺大殿(建于782年)与佛光寺大雄宝殿(建于857年)，此外宋雍熙年间(984)所建河北蓟县独乐寺观音阁，为三层木框架结构，高22.5米，清乾隆年间(1755年)所建河北承德普宁寺大乘阁，为五层木框架结构，高约40米。

国外最早建成的框架结构，是在1801年英国建造的曼彻斯特棉纺厂，为七层铁框架结构之后，1843年美国修建了铁框架结构的长岛灯塔，1883年美国建造的芝加哥保险公司大楼是十一层的铁框架结构，1889年美国芝加哥梅拿尔大楼是九层钢框架结构，1903年法国建造的巴黎富兰克林公寓是十六层的钢筋混凝土框架结构，1905年美国建造的纽约Metropolitan大楼是高五十层的钢框架结构，1931年美国纽约帝国大厦是高381米，一百零二层的钢框架结构(有部分剪力墙)，在巴西曾建造高三十四层的圣保罗大楼，是目前最高的钢筋混凝土框架结构，

前放后我国亦建造了不少钢筋混凝土框架结构的建筑，如北京中国民航大楼，十五层，高60.8米，清华大学主楼、十层、高40多米，上海衡山饭店、十七层、高62.1米，上海大厦二十层高79.8米，1984年建成的北京长城饭店高二十二层，是目前国内最高的框架结构建筑。

一般框架结构体系有下列特点：

- 1.建筑平面布置灵活，可组成各种平面几何图形，适应性强。
- 2.易于满足设置大房间的要求，如可设置各种会议室，资料室，阅览室，教室，实验室等。
- 3.立面处理活泼、明快、有层次，立面造型丰富，可采用大玻璃墙幕。
- 4.可以满足多种功能要求，无论是公寓、饭馆、医院、还是体育馆、展览馆、是工业建筑的生产厂房或者是民用建筑与公共建筑，都可采用框架结构。
- 5.框架结构在竖向荷载作用下，有良好的工作性能，在水平荷载作用下，框架结构上部梁，柱弯矩小，截面小，配筋少，下部梁，柱弯矩大，截面大，配筋多，对超高层钢筋混凝土框架结构，建筑空间处理带来一定的困难。
- 6.框架结构在水平荷载作用下由于柱受到轴向拉伸与压缩，使框架结构产生整体弯曲变形如图1—1(b)所示，一般占总变形的20%左右，弯曲变形随框架高宽比变化，

当 $\frac{H}{B} \leq 4$ 时，框架顶点位移中弯曲变形部分所占比例很小，可忽略不计；当 $\frac{H}{B} > 4$ 时随着高度(H)与轴力的增加，整体弯曲变形所产生的侧移亦加大，设计中应予考虑。同时在

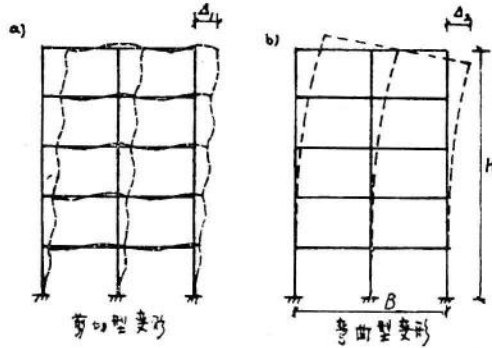


图1-1

水平荷载作用下,由剪力引起梁、柱局部弯曲,在梁、柱中形成反弯点,产生水平位移,使整个框架结构呈现剪切型变形如图1-1(a)所示,一般占总变形的80%,其上部各层剪力小,层间相对位移小,下部各层剪力大,层间相对位移较大,设计时应控制其位移不能超过允许限值。一般多层多跨框架的侧移刚度,主要取决于柱截面大小,梁柱的相对刚度,及房屋高宽比。在确定平面方案及初选柱截面时,应注意使框架的侧向刚度不要太小,以满足整体变形要求。

7. 框架结构的侧向刚度小,属于柔性结构尤其在地震荷载作用下,柱顶位移与层间位移都较大,为了使框架结构具有较大的变形能力,即地震时能吸收较多的地震能量,框架结构应具有良好的延性,在设计时应采取措施,使受弯的梁中受拉钢筋在屈服之前,不产生混凝土受剪或受压的脆性破坏,受压柱不产生剪切脆性破坏,同时尽量避免产生非结构性破坏。

8. 框架结构在竖向荷载作用下侧移较小,一般可忽略不计。

9. 框架结构按所采用的材料不同,有木框架,可用于一般多层框架结构、但目前很少采用。钢筋混凝土框架,用于一般多层与高层框架结构,地震区通常不超过十层,非地震区一般在二十层以下比较经济。钢框架,可用于高层或超高层框架结构,在国外用得较多,国内由于钢产量的限制,除少数工业建筑而外,很少采用(最近上海钢框架大楼正在施工)。

10. 框架结构由梁、柱组成,便于构件标准化,定型化,对于多层房屋可采用预制装配式或装配整体式框架结构,目前用得较多的是现浇柱,预制梁、板,在地震区,板面增加整浇层,以加强框架结构的整体刚度。

一般情况下应尽量少采用装配式框架结构,需采用时,应采用预制梁板,现浇柱和叠合梁的结构方案,预制楼板应锚结于梁的叠合层中,以保证梁板的整体性。

11. 框架结构自振周期长,结构影响系数小,自重小,相应地震力亦小,对抗震有利。

12. 框架结构比多层混合结构自重轻,强度高。

13. 由于框架的节点是刚节点,是几何不变体,刚节点对杆件的转动具有约束作用,以减少横梁产生的正弯矩,对立柱而言,虽增加了弯矩,但钢筋混凝土柱不仅有良好的抗压能力,而且抗弯能力亦很强,这就有可能使横梁的跨度增加,可形成较大的空间,

由于框架结构具有上述的优点与特点,应用十分广泛,单跨多层或多跨多层建筑,等跨或不等跨,底层缺梁,缺柱的建筑可采用框架结构,一般工业建筑,民用建筑,公共建筑,特种结构,高层建筑都可采用框架结构,其应用极为广泛。

第二节 框架种类·布置

多层多跨框架主要是由板、梁、柱组成板梁式体系，是目前应用最多的一种结构型式。另外由板、柱组成的板柱式体系即无梁楼盖结构，是一种等代框架、在仓库建筑中已广泛采用。当抗震要求不高时，亦可采用梁、柱组成的内框架体系，外墙由砖砌体承重、屋面和楼面荷载由砖墙与框架共同承担。

一、框架结构通常按施工方法的不同可分为下列几种类型：

1. 现浇框架，这种框架的梁、板、柱全部整体现浇，因此整体性、抗震性好，刚度大、平面布置灵活，造价较低。但费模板，工期长、现场工作量大，可采用工具式钢模板，以节约木模、缩短工期。

2. 半现浇框架，一般指梁、柱现浇，板预制，或现浇柱、预制梁、板。由于板预制，可节省模板。梁、柱现浇，节点构造简单，整体性好，有一定的抗震能力，是目前用得较多的一种结构型式。

3. 装配式框架，组成框架的梁、板、柱全部预制，其突出的优点是施工速度快，工期短，现场工作量少，有利于机械化、工业化施工，但整体性较差节点连接复杂，用钢量多，一般可用于非地震区的多层框架房屋。

4. 装配整体式框架，这种框架的柱可预制短柱或长柱，梁可单独预制，亦可将梁柱组合成H形、十字形、Π形分别预制，通过局部现浇混凝土使构件联结成整体框架。其特点是能保证框架节点成为刚节点，因此框架的整体性好，省模板，但现场工作量较大。由于这种框架抗震性能较好，可用于地震区。

5. 升提法或升滑法施工的等代框架，这种等代框架由于没有梁，而带来许多优点，板底平整，有效净空高，管道可沿天棚架设，装饰简单，施工场地节省，可用于冷藏库、仓库、菜场、商场以及多层工业厂房。

二、框架结构布置原则：

1. 框架结构平面布置，其开间、进深首先应满足使用要求，同时应注意尺寸规格，类型尽量少，符合模数制要求，以利于工业化施工。

2. 框架结构平面形状应简单规则，可用正方形、多边形、圆形、Y形、矩形等，其中矩形用得最多，但应注意不要太窄长，规范规定装配式框架长度 ≤ 75 米，现浇框架长度 ≤ 55 米。

3. 框架结构柱网，对工业建筑一般进深可用6.0、6.6、6.9米，开间6.0米，对内廊式柱网其走道宽2.4、2.7、3.0米，对民用建筑进深为4.8、5.4、6.0、6.6、6.9米，开间6.3、6.6、6.9米，亦有宾馆、饭店采用小柱网（开间为3.6、3.9、4.2米）或大柱网（开间7.5米）。

4. 框架结构空间布置应使其有良好的体型，结构受力明确、均匀，技术经济指标应合理，框架结构的质量沿高度要均匀布置，避免结构刚度突变，以利抗震。同时应使建筑物重心下移，以增加结构的整体稳定性。

5. 框架结构层高，在满足使用要求的基础上，应符合模数要求，以减少构配件的品种规格。对工业建筑其层高是根据生产工艺要求确定的，一般采用3.6、3.9、4.5、4.8、5.4米，民用建筑层高一般采用3.0、3.3、3.6、4.8米；个别厅、堂有用6.0米或更高。

6.应注意框架结构的平面布置与体型不要太复杂,结构布置宜对称均匀,尽量使建筑物的质量中心与刚度中心接近减少偏心,以避免在地震时产生扭转振动。有些较长的、复杂的平面图形,可用抗震缝分开,每一单元的平面图形应比较简单规则。

为了在纵横两个主轴方向承受地震荷载,框架结构应设计成双向梁柱框架。

7.为了使框架结构具有良好的整体刚度,建筑物高度H与宽度B的比值,应满足下列要求:

对于无抗震设防要求的结构: $\frac{H}{B} \leq 4$

对于设计烈度为7度的结构: $\frac{H}{B} \leq 4$

对于设计烈度为8度的结构: $\frac{H}{B} \leq 3$

三、框架结构的布置

1. 横向承重框架

这种布置以框架横梁承重,而纵梁为连系梁(次梁),如图(1—2)所示。一般房屋平面横向较短,纵向较长,横向刚度小,纵向刚度相对较大,横梁承重可增加横向刚度,这样房屋两个方向刚度比较均匀。横向承重时,横向框架节点为刚节点,而在纵向可做成铰接或刚节点都可,屋两视风力的大小,受风面积的大小与地震力大小而定,一般在风荷载作用下,纵向框架节点可做成铰接,而在地震力作用下,为了增加纵向刚度,亦可在纵向做成刚节点。框架横向承重,对房屋的通风采光都有利,因此一般工业与民用多层框架都采用横向承重布置方案。

2. 纵向承重框架

在这种布置中,纵向主梁承重,横向为连系梁(次梁)如图(1—3)所示。横梁高度小,净空高,有利于管道布置,尤其对地基较差的窄长房屋更为有利,但横向刚度差,抗震不利,一般用得较少。

3. 纵横向承重框架

这种布置的纵向框架与横向框架都承重,两个方向都是刚节点如图(1—4)所示。一般多

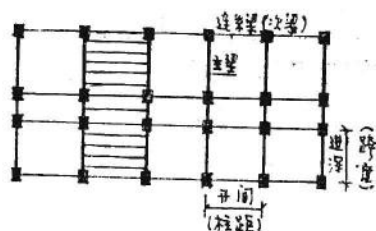


图1—2 横向承重框架



图1—3 纵向承重框架



图1—4 纵横向承重框架

层框架厂房因工艺复杂,楼板上设备多且重,开洞多,需要两个方向受力,在纵向与横向都要有较大的刚度与强度时,可采用这种布置方式,楼板可采用双向板或井字小梁。

第三节 框架梁柱截面尺寸, 计算长度, 线刚度

多层多跨框架是由梁柱组成的, 框架结构的承载能力主要由梁、柱强度确定, 其刚度主要与梁、柱的刚度有关。因此在确定框架梁、柱截面尺寸时, 应考虑其刚度与强度要求。

一、初选梁截面尺寸:

1. 按简支梁弯矩计算:

根据梁上作用的荷载 q , 当梁跨度为 L 时可算出简支梁弯矩 M_0 为:

$$M_0 = \frac{1}{8} q L^2 \quad (1-1)$$

取框架梁弯矩为 $M = (0.5 \sim 0.8) M_0$, 截面的初选有效高度 h_0 为

$$h_0 = \gamma_0 \sqrt{\frac{KM}{bR_w}} \quad (1-2)$$

式中: $K = 1.4$ (按74规范考虑安全系数 $K = 1.4$ 按新规范取 $k = 1$)

b —根据支承板搁置要求确定, 或近似取 $b = (\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}) h_0$ 。

γ_0 —系数由 ξ 查表(钢筋混凝土设计规范)确定, 其值为:

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_w} \quad (1-3)$$

μ —为配筋率, 初选截面时取 $\mu = 0.8 \sim 1\%$ 。

2. 考虑节点刚度影响, 框架梁初选高度 h 为:

$$\text{整体式框架 } h = (\frac{1}{10} \sim \frac{1}{12}) L$$

$$\text{装配式框架 } h = (\frac{1}{8} \sim \frac{1}{10}) L$$

$$\text{装配整体式框架 } h = (\frac{1}{8} \sim \frac{1}{11}) L$$

3. 按经验公式:

$$h = (18 \sim 22) \sqrt[3]{KM_1} \quad (1-4)$$

式中 $M_1 = (0.7 \sim 0.8) M_0$ (按74规范另考虑 $k = 1.4$, 按新规范 $k = 1$)

M_0 —简支梁弯矩

4. 在初选框架梁宽(b)时应满足板端搁置要求, 对预制梁还要考虑吊装时的侧向稳定性。

一般矩形梁, 取 $b = (\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3.5}) h$, T形梁 $b = (\frac{1}{2.5} \sim \frac{1}{4}) h$, 通常框架梁宽度不宜小于 250mm 。

5. 框架连系梁、次梁初选高度 h ，对现浇框架取 $h = (\frac{1}{15} \sim \frac{1}{20})L$ 次梁一般应比主梁高度小5cm以上。

二、初选柱截面尺寸

1. 按轴向力 N 估算，

$$\text{对轴受心压柱 } A = \frac{N}{R_c} \quad (1-5)$$

对偏心受压柱 取 $N_0 = (1.2 \sim 1.4)N$ ，或按 N 与 $M = (\frac{1}{20} \sim \frac{1}{25})qH^2$ 计算。

式中： N —轴向力 H —柱高

R_c —混凝土轴心受压强度

2. 按轴压比要求确定

$$\text{对于边柱 } \frac{\sigma_0}{R_c} < 0.6$$

$$\text{对于中柱 } \frac{\sigma_0}{R_c} < 0.75$$

$$\text{对于角柱 } \frac{\sigma_0}{R_c} < 0.6$$

式中 $\sigma_0 = \frac{N}{A}$ ，当轴压比不满足要求时，一般以改变混凝土标号比较经济。

3. 按风荷载 p_i 确定：

$$N_0 = (1.2 \sim 1.4)N \quad (1-6)$$

$$M = \frac{\sum p_i \cdot H}{n} \cdot \frac{H}{2} \quad (1-7)$$

式中： $\sum p_i$ —任一层以上风载总和

n —同一层中柱子根数。

4. 按一般经验，多层框架的层数在八层以下初选柱截面时，可取柱高 $h = 40 \sim 60\text{cm}$ ，柱宽为 $40 \sim 50\text{cm}$ ，在地区震区为防止产生剪切破坏要求柱宽 $h \leq \frac{H}{4}$ 且 $h \geq 400$ 非地区震区柱宽不宜小于 350 。

三、框架梁，柱的计算长度

1. 梁的计算长度 L_0 。(见图1—5)。

框架梁考虑塑性内力重分布，按塑性计算时对边跨取 $L_0 = L_c + \frac{a}{2} \leq 1.25L$ 对中间跨取

$L_0 = L$ 或 $L_0 = 1.05L_c$, 按弹性计算时取 $L_0 = L$ 或 $L_0 = 1.05L_c$, 对现浇整体式框架一般取 $L_0 = L$, 梁截面计算时, 取支座边缘(即净跨 L_c)弯矩。在进行框架内力分析时, 梁跨度取 L 。

2. 柱的计算高度 h_0 (见图1—6)。

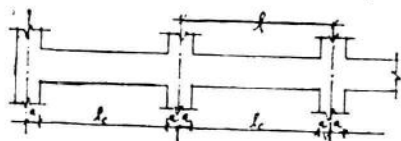


图1—6

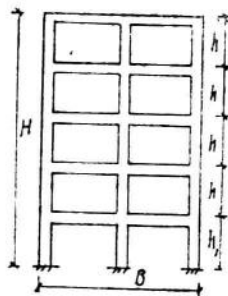


图1—5

多层框架柱的计算高度 L_0 一般由下式确定:

$$h_0 = \mu h$$

式中 μ 为柱(压杆)计算高度系数, 是根据压杆稳定临界平衡状态求得的, 当柱 两端铰接时 $\mu = 1.0$, 两端固定另一端铰接时 $\mu = 0.7$, 一端固定为另一端自由时 $\mu = 2.0$ 。从理论上讲 μ 值应根据框架计算简图和荷载分布情况对框架作稳定分析求得, 但计算十分复杂, 一般工程设计中, 根据结构实际情况作了一些简化, 按下列方法确定的。

钢筋混凝土结构设计中规定, 当框架为两跨或两跨以上, 且房屋总宽度 B 不小于房屋总高度 H 的 $\frac{1}{3}$ (即 $B \geq \frac{H}{3}$) 如图1—6所示。框架柱的计算高度 h_0 即计算长 L_0 为:

①当按无侧移情况进行内力分析时, 现浇框架, 装配整体式框架的底层柱, 取 $h_0 = 0.7h$, 其余各层柱, $h_0 = 1.0h$, 其中 h 为层高, 对底层柱取基础顶面或基础梁顶到一层楼盖顶面之间的距离, 或取 $h = h_1 + 1^m$, h_1 为底层地面至楼顶面之间的距离。对其它各层柱, 取上、下两层楼盖顶面之间的距离。

②当按有侧移情况进行框架内产分析时, 现浇框架及装配整体式框架各层柱的计算长度 l_0 可按表1—1取用。当其中任何一层满足下列条件时, 该层各柱的计算长度可按 无侧移情况取用:

$$\frac{\Delta \sum N}{Qh} \leq 0.04$$

式中: Δ —由水平荷载引起的该层层间水平位移。

Q —该层水平剪力。

$\sum N$ —在与 Q 相应的荷载组合下该层各柱轴向压力之和。

四、框架梁, 柱线刚度(i)

在多层多跨框架结构中, 考虑楼板部分参加梁的工作, 梁可按T形截面计算惯性矩, 由于框架结构施工方案不同, 亦可按下列规定确定梁惯性矩: $J = \alpha J_0$, (α 为系数如下)

(1—8)

有侧移框架柱的计算长度 l_0 。

表1—1

项目	结构类型	柱别	两层及两层以上		单 层
			底 层	其余各层	
1	现浇框架, 现浇楼板, 装配整体式框架, 现浇楼板。	中柱	1.0h	1.25h	1.0h
		边柱	1.25h	1.50h	
2	现浇框架, 装配式楼板 装配整体式框架, 装配式楼板	中柱	1.25h	1.50h	1.0h
		边柱	1.50h	1.75h	1.25h

注: 当框架柱的任意一个节点处的各梁线刚度平均值与该柱线刚度比值, 对于表中项次1的结构小于1.4对于项次2的结构小于0.9时, 该柱段的计算长度 l_0 按下列二式计算, 取其较小值, 但不低于表中相应值

$$l_0 = h \left[1 + 0.2 \left(\frac{1}{\alpha_s} + \frac{1}{\alpha_x} \right) \right]$$

$$l_0 = h \left(2 + \frac{0.2}{\alpha_{max}} \right)$$

$$\alpha = \frac{\sum \left(\frac{J_1}{L} E_{h1} \right)}{\sum \left(\frac{J_2}{h} E_{h2} \right)}$$

式中: α —交于一个节点的所有横梁的线刚度 i 和交于同一个节点的所有柱段的线刚度 i 和的比值。

α_s 、 α_x —该柱段上节点与下节点的 α 值。

α_{max} —为 α_s 与 α_x 两者中的较大值。

E_{h1} 、 E_{h2} —横梁、立柱的混凝土弹性模量。

J_1 、 J_2 —横梁、立柱的毛截面惯性矩。当为现浇板时横梁按T形截面计算。装配式楼板时, 按梁的实际截面计

算。

L —横梁的轴线跨度, h —层高。

对于现浇整体式框架 中部框架 $J = 2J_0$ (J_0 —矩形截面惯性矩)

边框架 $J = 1.5J_0$ 。

对于装配整体式框架 中部框架 $J = 1.5J_0$ 。

边框架 $J = 1.2J_0$ 。

当采用叠合梁时可按装配整体式框架的 J 计算, 亦可按迭合梁实际截面的计算。

梁的线刚度 i_1

$$i_1 = \frac{EJ}{L} \quad (1-9)$$

柱的线刚度 i_2

$$i_2 = \frac{EJ}{h} \quad (1-10)$$

式中: EJ —抗弯刚度。

由于钢筋混凝土构件抗裂性差, 一般在使用荷载下或60%的使用荷载作用下, 构件内部

已出现裂缝，这就使框架梁柱抗弯刚度降低，引起框架内力重分布，因此在计算刚架的内力与位移时，引入刚度折减系数 β ，其值为：

对于现浇整体式框架 $\beta = 0.85$

对装配式框架 $\beta = 0.7 \sim 0.8$

考虑刚度折减系数之后框架梁、柱的抗弯刚度为：

$$EJ = \beta E_c J \quad (1-11)$$

式中： E_c —混凝土的弹性模量。

规则框架梁的线刚度

$$i_l = \frac{\beta E_c I_0}{L} \quad (1-12)$$

框架柱的线刚度

$$i_c = \frac{\beta E_c J}{h} \quad (1-13)$$

五、框架结构的位移限值，伸缩缝与防震缝。

1. 在风荷载或地震荷载作用下的层间位移 δ 和层高 h 的比值，顶点位移 Δ 和建筑物高度 H 的比值不应大于表1—2的限值

δ/h 和 Δ/H 限值 表1—2

荷载类型		$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
在风荷载作用下的框架		$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
在地震荷载作用下	实心砖填充墙的框架	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
	空心砖填充墙的框架	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$

注： δ —层间位移 h —高
 Δ —顶点位移 H —建筑物的高度

应当指出，在风荷载作用下 δ 与 Δ 取弹性计算值，地震荷载作用下，考虑结构弹塑性的影响， δ 和 Δ 值取弹性计算值的两倍。

2. 多层与高层框架结构，应优先考虑通过调整平面形状和尺寸，尽可能不设防震缝，伸缩缝和沉降缝。

3. 对抗震设防的框架结构，伸缩缝和沉降缝均应符合防震缝的要求。

4. 符合下列情况时，宜设伸缩缝，沉降缝或防震缝。

①房屋各部分结构的刚度或荷载相差悬殊时。

②房屋有较大错层时。

③地基不均匀，各部分的沉降差过大时。

④平面形不规则，突出部分过大。

5. 防震缝最大间距 l_{max}

①装配式框架结构 $l_{max} \leq 90^m$

②现浇框架结构 $l_{max} \leq 70^m$ (外挂板), $l_{max} \leq 50^m$ (外墙现浇)

6. 防震缝最小宽度 δ_{min}

$$\text{设计烈度为7度时 } \delta_{min} = \frac{H}{200}$$

$$\text{设计烈度为8度时 } \delta_{min} = \frac{H}{120}$$

H—为建筑物高度，但不包括屋面突出的楼梯间、电梯间，水箱间等高度。

7. 防震缝应沿房屋全高设置，基础可不设防震缝，但在防震缝处应加强上部结构和基础的连接和构造。

第二章 力法与位移法

第一节 力法的基本概念与计算步骤

1864年马克斯威尔(J·C·Maxwell)首先在桁架分析中应用力法方程,十九世纪末,莫尔(O·Mohr)等人把力法应用于求解超静定结构。在超静定结构的各种计算方法中。力法应用是最广泛的。

所谓超静定结构,即该结构除具有保证几何不变的必须约束外,尚有多余约束,在荷载作用下,其全部内力和反力不能单用平衡条件求出。如图2—1(a)为一次超静定梁,即有一个多余约束,图2—1(c)为三次超静定刚架,图2—1(e)为54次超静定多层多跨框架。如果是 n 次超静定结构,那么就有 n 个多余约束,这些多余约束会直接影响结构的内力,变形大小,方向和分布规律。如图2—1(a)所示超静定梁,由于有一个多余约束,可减小梁的弯矩与变形,使得梁截面减小,从而节约材料。在图2—1(b), (d)中 $x_1, x_2, x_3, \dots$ 是用以代替多余约束的多余未知力(即赘余力)。在超静定结构中,撤去多余约束,而代以未知力(即多余未知力),则所得到的静定体系称为力法的基本体系,如图2—1(b)·(d)所示。如果能求得未知力,则可运用计算静定结构的方法来解算杆件内力。因此,把多余未知力作为基本未知量的计算方法一般称为力法。

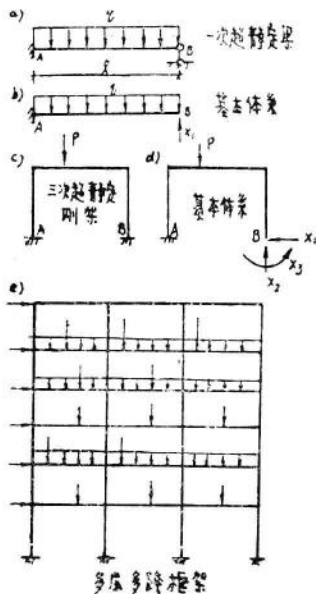


图 2—1

一般在超静定结构中,去掉或切断一根链杆即相当于去掉一个约束(如图2—1(b)),在图2—1(c)中将刚结改为单铰联结,相当于去掉一个约束,如图2—2(a)所示。如图2—2,拆开一个铰,相当于去掉两个约束(图2—2(c)),在刚结处作一切口,或去掉一个固定端,相当去掉三个约束,如图2—1(d)所示。在超静定结构中,去掉多余约束,而代以