

# 目 录

## 第1章 钢筋混凝土梁板结构

1.1 单向板肋梁楼盖 .....	2
1.1.1 结构布置 .....	3
1.1.2 弹性理论计算方法 .....	4
1.1.3 塑性理论计算方法 .....	8
1.1.4 截面设计与构造要求 .....	17
1.2 双向板肋梁楼盖 .....	32
1.2.1 双向板的试验研究 .....	32
1.2.2 弹性理论计算方法 .....	34
1.2.3 塑性理论计算方法 .....	36
1.2.4 截面设计与构造要求 .....	39
1.3 无梁楼盖 .....	47
1.3.1 无梁楼盖的试验研究 .....	47
1.3.2 弹性理论计算方法 .....	48
1.3.3 塑性理论计算方法 .....	49
1.3.4 柱帽设计 .....	51
1.3.5 构造要求 .....	52
1.4 楼梯 .....	53
1.4.1 楼梯的类型 .....	53
1.4.2 楼梯的内力计算与构造要求 .....	54
复习思考题 .....	60
习题 .....	61
钢筋混凝土肋梁楼盖课程设计任务书 .....	63

## 第2章 单层厂房

2.1 单层厂房的结构组成和布置 .....	66
2.1.1 结构组成 .....	66
2.1.2 结构平面布置 .....	67
2.1.3 支撑作用和布置原则 .....	69
2.1.4 抗风柱、圈梁、连系梁、过梁和基础梁的作用和布置原则 .....	72
2.2 排架计算 .....	74
2.2.1 计算简图 .....	74

2.2.2 排架荷载计算 .....	75
2.2.3 等高排架内力分析——剪力分配法 .....	80
2.2.4 内力组合 .....	82
2.2.5 考虑厂房整体空间作用的计算 .....	84
2.2.6 排架分析中的几个问题 .....	87
2.3 单层厂房柱的设计要点 .....	89
2.3.1 矩形、工字形柱的设计 .....	89
2.3.2 抗风柱设计 .....	94
2.4 柱下单独基础设计 .....	96
2.5 屋架设计要点 .....	102
2.6 吊车梁设计要点 .....	105
2.7 抗震设计要点 .....	106
2.8 设计实例 .....	108
2.8.1 设计任务及资料 .....	108
2.8.2 柱截面选定和排架计算简图 .....	110
2.8.3 荷载计算 .....	110
2.8.4 内力分析(剪力分配法计算) .....	117
2.8.5 内力组合 .....	126
2.8.6 柱设计(A轴柱) .....	129
2.8.7 基础设计(A轴) .....	135
复习思考题 .....	140
单层厂房结构课程设计任务书 .....	141

### 第3章 多层与高层房屋的结构与分析

3.1 结构体系与布置 .....	143
3.1.1 结构单体 .....	144
3.1.2 结构体系及有关布置 .....	149
3.1.3 结构总体布置 .....	161
3.2 荷载与作用 .....	165
3.2.1 风荷载 .....	166
3.2.2 地震作用 .....	168
3.2.3 荷载效应组合 .....	175
3.3 结构分析 .....	176
3.3.1 结构的计算机分析 .....	176
3.3.2 框架结构内力和侧移的近似计算 .....	181
3.3.3 剪力墙结构内力和侧移的近似计算 .....	198
3.3.4 框架-剪力墙结构内力和侧移的近似计算 .....	214
复习思考题 .....	224

## 第4章 多层与高层房屋构件的截面与抗震设计

4.1 结构及截面设计的要求 .....	225
4.2 结构抗震设计要点 .....	227
4.2.1 抗震设计的基本要求 .....	227
4.2.2 结构的延性 .....	229
4.2.3 钢筋混凝土结构构件抗震设计的一般规定 .....	243
4.3 框架杆件的截面设计与配筋构造 .....	246
4.3.1 最不利内力组合 .....	246
4.3.2 框架柱的设计 .....	250
4.3.3 框架梁的设计 .....	254
4.3.4 叠合梁设计要点 .....	257
4.3.5 框架节点设计 .....	264
4.4 剪力墙的截面设计与配筋构造 .....	269
4.4.1 剪力墙墙肢的设计 .....	270
4.4.2 连梁设计(普通配筋) .....	277
复习思考题 .....	281

## 第5章 多层与高层房屋基础设计

5.1 基础的类型及其选择 .....	282
5.2 条形基础的内力计算 .....	287
5.2.1 基床系数法——温格尔假定 .....	287
5.2.2 连杆法——半无限弹性体假定 .....	293
5.2.3 力平衡法——线性分布假定 .....	295
5.3 十字形基础的内力计算 .....	296
5.4 片筏基础的内力计算 .....	298
5.5 箱形基础的计算 .....	300
复习思考题 .....	306

附表 .....	307
----------	-----

## 参考文献

# 第 1 章 钢筋混凝土梁板结构

楼盖是房屋结构中的重要组成部分,是在任何房屋中都必不可少的。由于楼盖在整个房屋的材料用量和造价方面所占的比重较大,因此,在设计中合理地选择楼盖形式并予以精心设计,对整个房屋的合理使用和技术经济指标都有十分重要的影响。

钢筋混凝土楼盖通常分为现浇式、预制装配式及装配整体式三大类。

现浇楼盖结构,按板支承和受力条件的不同,可分为肋梁楼盖、双重井式楼盖和无梁楼盖三种形式(见图 1.1,1.2,1.3)。

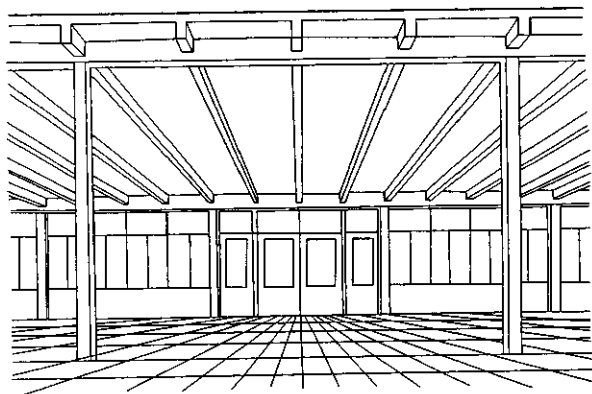


图 1.1 钢筋混凝土肋梁楼盖

肋梁楼盖由板、次梁和主梁组成,可用作多种房屋的楼盖,是应用最广泛的一种现浇楼盖形式。双重井式楼盖由板和双向正交或斜交的梁组成,由于其天棚的区格整齐,建筑效果较好,故常用于建筑物的门厅、餐厅、展厅和会议厅中。无梁楼盖由板与柱组成,因其天棚平整、净空较大,并适合于承受较大的楼面荷载,故常用于冷库、书库及其它仓库建筑中,也可用于商店建筑。另外,还有一种密肋楼盖,形式与肋梁楼盖相仿,只是次梁排得很密,且截面尺寸较小,在荷载较小而跨度不大时,采用此结构较为经济。

现浇楼盖的整体刚度大、抗震性能好、适用性强,但施工中需大量模板,施工速度较慢。

预制装配式楼盖的梁、板在预制构件厂生产,因此具有施工进度快,便于工业化生产和机械化施工等优点,在单层和多层房屋中应用较为广泛。但由于其整体刚度较差,故不宜用于高层建筑及地震烈度较高的地区。

装配整体式楼盖在预制构件吊装就位后,利用后浇钢筋混凝土层将梁板连成整体,提高了楼盖的整体刚度,与现浇楼盖相比,减少了支模,故在房屋建筑中应用较广。



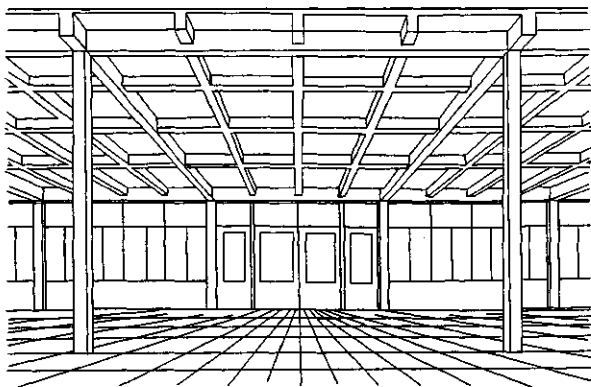


图 1.2 钢筋混凝土双重井式楼盖

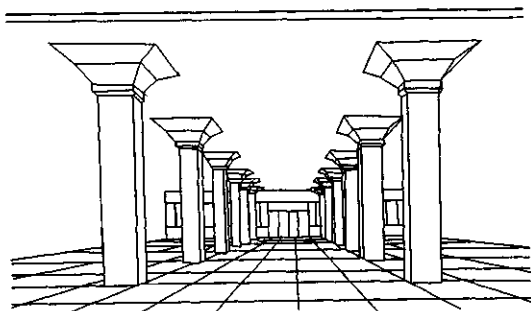


图 1.3 钢筋混凝土无梁楼盖

## 1.1 单向板肋梁楼盖

肋梁楼盖一般由板、次梁和主梁等构件组成,板的四周支承于次梁、主梁或砖墙上。当板的长边 $l_2$ 比短边 $l_1$ 大得多时,板上的荷载主要沿短向传递到支承构件上,而沿长向传递的荷载很小,可以忽略不计,这种板称为单向板。当板的长短边相差不大时,板上的荷载将通过两个方向分别传递到相应的支承构件上,这种板称为双向板。

在弹性理论计算中,当 $l_2/l_1 > 2$ 时,可按单向板计算,否则按双向板计算。在塑性理论计算中,当 $l_2/l_1 > 3$ 时,可按单向板计算,否则按双向板计算。

### 1.1.1 结构布置

合理布置柱网和梁格,对楼盖的设计和它的适用性以及经济效果,有十分重要的意义。

柱网和梁格尺寸应满足生产工艺和使用要求,并使结构具有较好的经济指标。柱网、梁格尺寸过大会使梁、板截面尺寸过大,从而引起材料用量的大幅度增加;柱网、梁格尺寸过小又会受到梁、板截面尺寸及配筋等构造要求的限制,而使材料不能充分发挥作用,同时也限制了使用的灵活性。根据设计经验,

板的经济跨度:  $1.7 \sim 2.7\text{m}$ ;

次梁的经济跨度:  $4.0 \sim 6.0\text{m}$ ;

主梁的经济跨度:  $5.0 \sim 8.0\text{m}$ 。

梁格布置应尽可能规整、统一,减少梁、板跨度的变化,以简化设计、方便施工。主梁一般沿横向布置(见图 1.4(a)),这样有助于提高房屋的横向刚度。另外,由于主梁与外墙窗户垂直,故窗户的高度可较大,有利于室内采光。若房屋有集中通风的要求,主梁也可沿纵向布置(见图 1.4(b)),但这时房屋的横向刚度相对较差。在有中间走廊的房屋中,可利用中间纵墙承重,此时可仅布置次梁而不布置主梁(见图 1.4(c))。

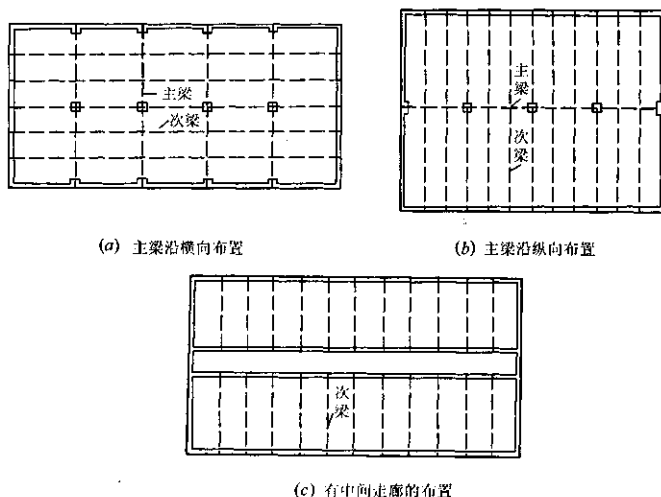


图 1.4 楼面梁的布置

此外,若楼面上有隔墙或固定设备,则在相应的位置应布置承重梁。若楼板上开有较大的洞口,则应在洞口四周布置小梁。

## 1.1.2 弹性理论计算方法

按弹性理论计算的方法,是将钢筋混凝土梁、板视为理想弹性体,并按结构力学中的一般方法进行内力计算。

### 1.1.2.1 计算简图

#### 1. 计算单元及计算模型

对于单向板肋梁楼盖,可从整个板面上沿板短跨方向取 1m 宽板带作为板的计算单元,梁的计算单元取与该梁两边相邻梁间距一半之和的范围(见图 1.5(a))。

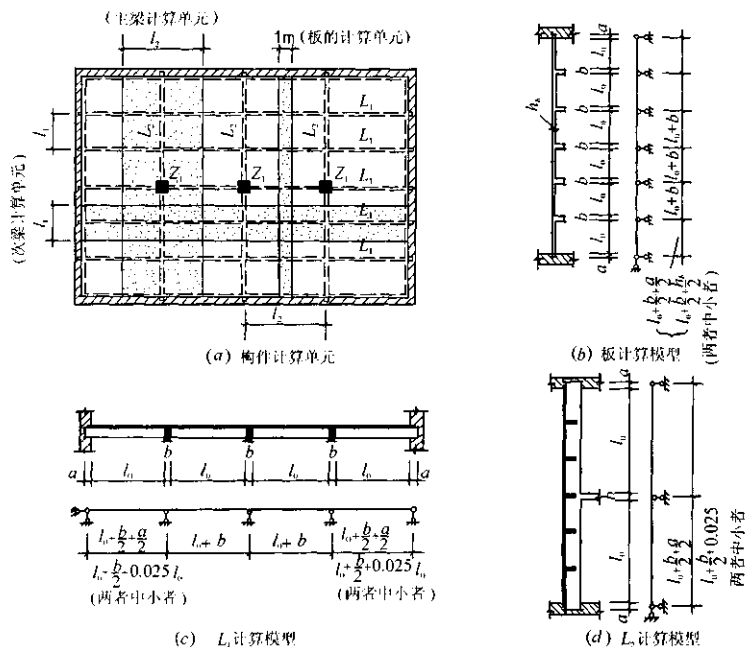


图 1.5 单向板肋梁楼盖按弹性理论计算的梁、板计算模型

板带可简化为一支承在次梁上的多跨连续梁,并假定次梁对板的支承为铰支,即不考虑次梁对板转动的约束作用,由此引起的误差将在荷载取值中进行调整(采用折算荷载)。见图 1.5(b),次梁可简化为以主梁为支座的多跨连续梁(见图 1.5(c))。主梁一般可简化为以柱或墙为支座的多跨连续梁(见图 1.5(d)),但当梁与柱的线刚度比小于 4 时,则应按框架计算主梁的

内力。

当连续梁、板各跨的计算跨度相差不超过10%时,为简化计算,可视为等跨,其支座负弯矩应按相邻两跨的平均值确定,跨中正弯矩则仍按本跨跨长计算。

对于各跨荷载相同,跨数超过五跨的等跨、等截面连续梁(板),第三跨以内的所有中间跨的内力十分接近,为简化计算,可按五跨连续梁(板)来计算其内力。

计算跨度应按支座处的实际转动情况确定。一般,中间跨可取支座中心线间的距离。而边跨,当边支座为砖墙时,其计算跨度 $l$ 为:

$$\text{板是 } l = l_0 + b/2 + h_b/2 \quad \text{与} \quad l = l_0 + b/2 + a/2 \text{ 的较小值;}$$

$$\text{梁是 } l = l_0 + b/2 + a/2 \quad \text{与} \quad l = l_0 + b/2 + 0.025l_0 \text{ 的较小值。}$$

以上式中:

$l_0$ ——净跨度;

$b$ ——第一内支座宽度;

$a$ ——在砖墙内的支承长度;

$h_b$ ——板厚。

## 2. 荷载

楼面荷载包括永久荷载 $g$ 和可变荷载 $p$ 两部分。永久荷载为梁、板结构的自重及隔墙、固定设备重量等;可变荷载为人群、家具、堆料及临时设备的重量等。永久荷载可根据梁、板等几何尺寸求得,可变荷载可直接从《工业与民用建筑结构荷载规范》(以下简称《规范》)中查用。

在计算主、次梁的荷载时,为简化计算,一般忽略次梁或板的连续性,并将主梁自重换算成集中荷载加到次梁传来的集中荷载内。

## 3. 折算荷载

在计算模型的简化过程中,把与板、梁整体连结的支承视作铰支承,未考虑次梁对板、主梁对次梁在支承处的弹性约束作用。以板为例,当板在隔跨布置可变荷载时,板在支座处将产生转角 $\theta$ ,但实际上板与次梁整体连接,当板受荷载发生弯曲转动时,将带动作为其支座的次梁产生扭转,而次梁的扭转抵抗将限制板的自由转动,此时板在支座处的实际转角应为 $\theta'$ ,其值将小于板自由转动产生的转角 $\theta$ (见图1.6(a),(b)),即降低了板中的弯矩。为了考虑这一影响,可采用增大永久荷载和减小相应可变荷载的办法来处理,即以折算荷载来代替计算荷载(见图1.6(c))。类似的情况也发生在次梁与主梁之间,但由于次梁的抗扭刚度与板的抗弯刚度之比大于主梁的抗扭刚度与次梁的抗弯刚度之比,所以次梁对板的约束作用大于主梁对次梁的约束作用,故对于板和次梁,其折算荷载 $g'$ 和 $p'$ 分别取值为:

$$\text{板} \quad g' = g + \frac{1}{2}p \quad p' = \frac{1}{2}p \quad (1.1)$$

$$\text{次梁} \quad g' = g + \frac{1}{4}p \quad p' = \frac{3}{4}p \quad (1.2)$$

式中:

$g', p'$ ——折算永久荷载和折算可变荷载;

$g, p$ ——实际永久荷载和实际可变荷载。

当板或梁支承在砖墙或钢梁上时,上述约束作用将不存在,则荷载也不作上述调整。

对主梁不进行上述荷载折算,因柱对主梁的约束作用很小,忽略其影响不会引起太大的误

差。为简化计算,工程中一般不考虑柱对主梁的约束作用,但当柱刚度较大时,则应按框架计算结构的内力。

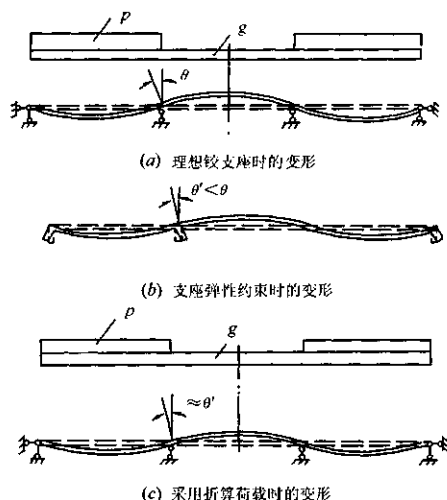


图 1.6 连续梁的变形

### 1.1.2.2 荷载的最不利组合

永久荷载是固定作用于结构上的荷载,而楼面可变荷载的位置是可变的,有可能出现,也有可能不出现,所以对于多跨连续结构,应考虑可变荷载如何布置才会使结构各截面上产生最大的内力。现以五跨连续梁为例来讨论这一问题。

图 1.7 给出了在永久荷载作用下及每跨单独作用可变荷载时五跨连续梁的弯矩和剪力图。由图可以很方便地得出可变荷载最不利组合的规律为:

- (1) 求某跨跨中最大正弯矩时,应在该跨布置可变荷载,然后每隔一跨布置;
- (2) 求某跨跨中最大负弯矩(即最小弯矩)时,该跨不布置可变荷载,而在相邻两跨布置,然后每隔一跨布置可变荷载;
- (3) 求某支座最大负弯矩时,应在该支座左右两跨布置可变荷载,然后每隔一跨布置;
- (4) 求某支座截面最大剪力时,其可变荷载的布置与求该支座最大负弯矩时相同,永久荷载则应按实际情况布置。

### 1.1.2.3 内力计算及包络图

等跨连续梁、板的内力可按结构力学中的方法计算,设计时则可通过内力系数表来确定。各等跨连续梁在常用荷载作用下的内力系数列于附表 1 中。不等跨连续梁、板的内力可采用二次弯矩分配法或其它方法求解。

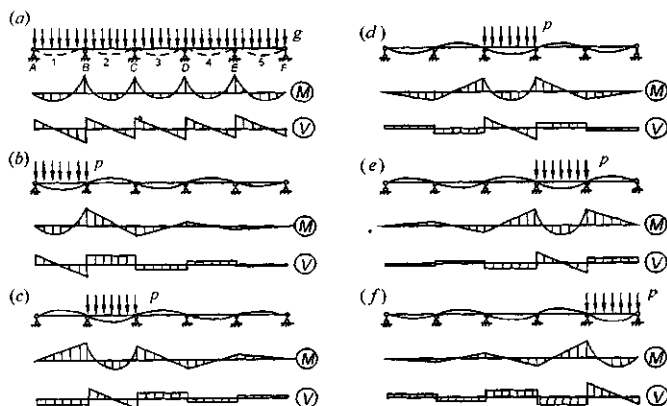
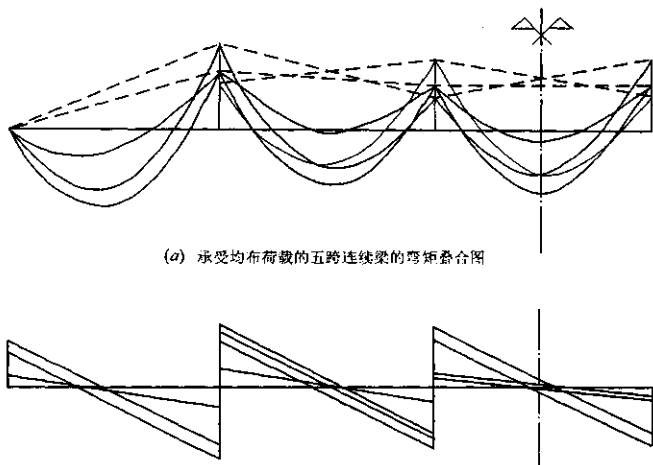


图 1.7 五跨连续梁在六种荷载情况下的力图

把永久荷载作用下各截面产生的内力与各相应截面在最不利可变荷载作用下产生的内力相叠加(包括正、负弯矩和剪力),便可得到各截面可能出现的最不利内力。图 1.8(a)为一承受均布荷载五跨连续梁的弯矩叠合图,其外包线即为各截面可能出现弯矩的最大和最小值,由这些外包线围成的图形称为弯矩包络图。利用类似的方法可绘出剪力包络图(见图 1.8(b))。



(a) 承受均布荷载的五跨连续梁的弯矩叠合图

(b) 承受均布荷载的五跨连续梁的剪力叠合图

图 1.8 内力包络图

### 1.1.2.4 结构设计时弯矩和剪力的取值

按弹性理论计算时,跨度取支承中心线间的距离,因而支座最大负弯矩和支座最大剪力均出现在支座中心处,但此处由于整体连接的支承梁(或柱)加大了截面的高度和宽度,所以截面破坏一般只发生在支座边,故应取支座边的弯矩和剪力值作为计算值(见图 1.9)。弯矩  $M_c$  和剪力  $V_c$  可按下式计算:

$$M_c = M - V_0 \times \frac{b}{2} \quad (1.3)$$

$$V_c = V - (g + p) \frac{b}{2} \quad (1.4)$$

式中:

$M, V$ —— 支座中心截面上的弯矩和剪力;

$V_0$ —— 按简支梁计算的支座剪力;

$b$ —— 支座宽度;

$g, p$ —— 梁上均布的永久荷载和可变荷载的设计值。

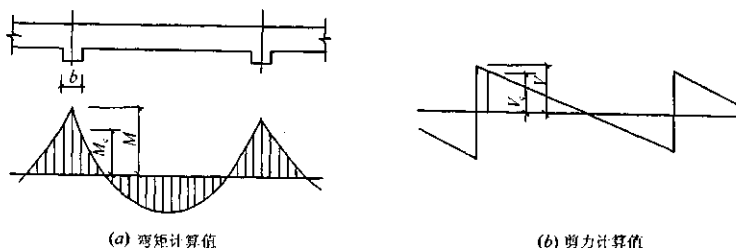


图 1.9 支座边的内力计算值

### 1.1.3 塑性理论计算方法

按弹性理论计算的连续梁弯矩包络图来设计构件的截面及配筋,无疑可以保证结构的安全可靠,但弯矩包络图反映的是各截面可能出现的最不利弯矩,而这些最不利弯矩并非同时出现,所以某截面的弯矩达到最大值时,另一些截面的弯矩并未达到最大值,也即这些截面的材料未能得到充分利用。弹性理论计算方法还把结构刚度视为常数,同时认为任意一个截面上的弯矩达到其极限值时,整个结构即达到破坏状态,这对于静定结构或脆性材料结构来说是适合的,但不适合弹塑性材料的超静定结构。事实上,由于钢筋混凝土结构在荷载作用下会开裂及材料本身的非弹性能,特别是钢筋屈服后产生明显的塑性变形,使结构各截面的刚度随弯矩的变化而不断改变,也就是说,结构并不是等刚度的。对超静定结构而言,刚度的不断改变使结构的弯矩不断发生变化,即产生内力重分布现象。这时实际的弯矩分布与弹性理论计算的弯矩有较大的差异,而且当某一截面的弯矩达到极限值时,由于钢筋屈服后具有较大的塑性变形能力,结构并未破坏,尚可继续承载。

钢筋混凝土结构的截面配筋是按极限状态设计的,这已充分考虑了钢筋混凝土的塑性性能,而按弹性理论计算的内力却未考虑这一性能,所以两者是互不协调的。若在钢筋混凝土超静定结构内力计算时考虑塑性内力重分布,则可使计算的内力与实际情况相符合,消除内力计算和截面计算之间的矛盾;另外,还可使各截面的材料都得到充分利用,获得一定的技术经济效益。下面对这一问题进行分析和论述。

### 1.1.3.1 钢筋混凝土受弯构件的塑性铰

钢筋混凝土受弯构件在受拉钢筋达到屈服强度后,将发生钢筋的流动,此时弯矩的增量很小,但相应的截面转角却大大增加(见图 1.10)。若忽略钢筋开始屈服到截面破坏前这一阶段弯矩的微小增长,则梁中钢筋一旦达到屈服,截面将在弯矩不变的情况下产生很大的转动,从而形成一个能转动的“铰”。对于这种塑性变形集中发展的区域,在杆系结构中称为塑性铰(此区域的长度  $l_p$  即为塑性铰长度),在板内则称为塑性铰线。其特点为:

- (1) 塑性铰不是集中于一点,而是形成于钢筋屈服的整个区域;
- (2) 塑性铰处能承受一定的弯矩,即能承受该截面的极限弯矩  $M_u$ ;
- (3) 塑性铰只能沿弯矩作用方向作一定限度的转动。

塑性铰的出现,可使超静定结构的超静定次数减少,直到结构成为机动可变体系。

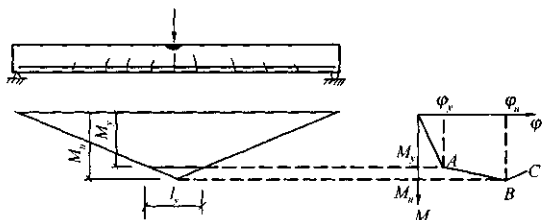


图 1.10 梁截面弯矩曲率图

### 1.1.3.2 钢筋混凝土超静定结构的内力重分布

在钢筋混凝土超静定结构中,由于混凝土开裂引起的刚度变化,特别是塑性铰的形成,将在结构各截面产生内力重分布。

图 1.11(a) 所示为一两跨连续梁,每跨距离中支座  $1/3$  跨度处作用有集中荷载  $P$ ,现讨论中支座截面及荷载作用截面弯矩随荷载变化的情况。

(1) 弹性阶段:从加载开始至混凝土开裂之前,整条梁接近于弹性体,其弯矩的实测值与按弹性理论的计算值非常接近,一般观测不到内力重分布现象。其弯矩分布如图 1.11(b) 所示。

(2) 弹塑性阶段:当加载到中支座受拉区混凝土开裂,但跨中尚未出现裂缝时,梁中出现内力重分布。由于开裂使截面刚度减小,故中支座弯矩增长率下降,跨中弯矩增长率上升。如果继续加载至跨中截面受拉区混凝土开裂,但中支座的受拉钢筋尚未屈服,则此时跨中截面弯矩增长率减慢,而中支座弯矩增长率加快——表现出两截面之间的内力重分布。



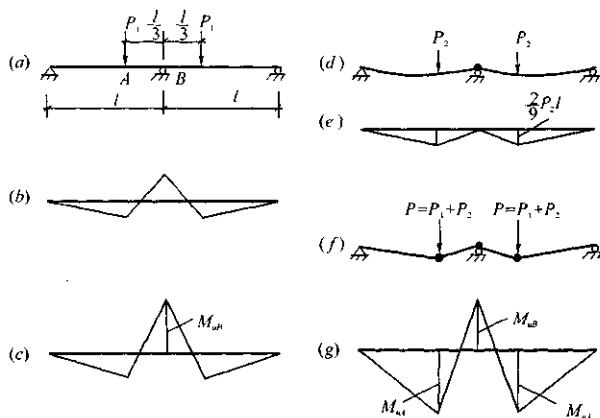


图 1.11 双跨连续梁弯矩随荷载的变化过程

(3) 塑性阶段: 当加载到中支座处受拉钢筋屈服, 受压区混凝土塑性变形急剧发展时, 中支座塑性铰已形成, 该截面弯矩的增长极慢, 弯矩值已接近极限弯矩  $M_{uh}$ 。设此时相应的荷载值为  $P_1$ , 见图 1.11(a), (c)。若按弹性理论方法计算, 则认为此连续梁已接近破坏; 但对钢筋混凝土超静定梁, 尚可继续加载, 此时跨中弯矩增长很快, 连续梁的工作状态已相当于两条简支梁(见图 1.11(d)), 直至跨中也出现塑性铰, 其弯矩达到极限弯矩  $M_{uh}$ , 此时连续梁成为一机动体系而破坏(见图 1.11(e))。设后加的荷载为  $P_2$ , 则结构能承受的总荷载为  $P = P_1 + P_2$ , 而按弹性理论的计算原则, 该结构能承受的荷载仅为  $P_1$ 。由此可见, 按塑性理论计算, 此梁的极限荷载要比按弹性理论计算大  $P_2$ , 也即提高了超静定梁的承载能力。

上述连续梁跨中及中支座弯矩随荷载增加而不断变化的情况如图 1.12 所示。从图中可见, 内力重分布主要发生在两个阶段: 第一阶段是从裂缝出现到塑性铰形成前, 这时主要是由于裂缝的形成和开展, 使构件刚度发生变化而引起的内力重分布。第二阶段是塑性铰形成后, 由于塑性铰的转动而引起的内力重分布, 这时的内力重分布现象更为明显。

从上例可见, 对于具有塑性性能的钢筋混凝土超静定结构, 某一截面的钢筋达到屈服, 结构并未破坏, 其中还有强度储备可以利用。考虑塑性内力重分布计算, 则可以充分利用结构的这一潜力, 提高结构的极限承载能力, 从而达到节省钢材的效果。另外也简化了计算, 方便了施工。

在钢筋混凝土超静定结构中, 若各塑性铰均具有足够的转动能力, 即截面受压区混凝土不会在转动过程中过早地被压坏, 而是出现足够数量的塑性铰, 当结构最后形成机动体系时才发生破坏, 称这种情况为完全的内力重分布。若塑性铰的转动能力不足, 在结构中未形成足够数量的塑性铰或转动过大, 在结构成为机动体系之前, 就因某些截面的破坏而丧失其承载能力, 称这些情况为不完全的内力重分布。

影响塑性铰转动能力的主要因素为钢筋种类、截面受压区高度和混凝土的极限压应变。

塑性理论计算是以形成塑性铰为前提的, 故在下列情况不宜采用:

(1) 在使用阶段不允许出现裂缝或对裂缝开展有较严格限制的结构, 以及处于侵蚀性环境中的结构。

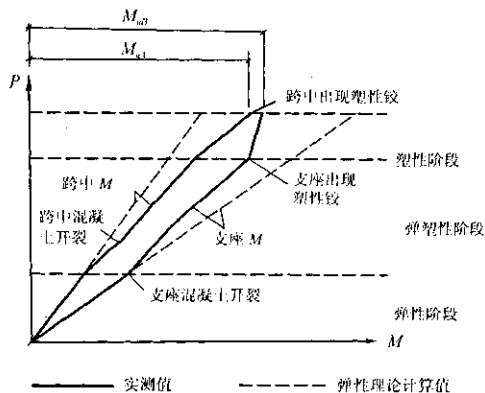


图 1.12 两跨连续梁  $P-M$  图

- (2) 直接承受动力和重复荷载的结构。
- (3) 对强度储备有较高要求的结构。

### 1.1.3.3 塑性理论计算方法

#### 1. 弯矩调幅法

目前世界各国大多采用弯矩调幅法来进行内力重分布的计算。所谓弯矩调幅法,就是先按弹性理论计算出结构各截面的弯矩值,然后根据需要,对结构中某些弯矩绝对值最大的截面(多数为支座截面)进行调整,即人为地降低其弯矩值  $M$ ,这称为调幅。若调幅值为 30%,则此截面可按  $0.7M$  进行配筋计算。中支座弯矩调幅后,相应增加了跨中弯矩,但只要不超过弹性弯矩包络图即可。这样,一方面可节省钢筋,另一方面也避免了支座截面常出现的配筋较拥挤的现象,方便了施工。

用弯矩调幅法计算连续梁、板的内力时,应遵守下列原则:

- (1) 调幅值不超过 30%,若  $p/g \leq 1/3$ ,则调幅值不超过 15% ( $p$  和  $g$  分别为均布可变荷载和永久荷载),以免塑性内力重分布过程过长、裂缝开展过宽、挠度过大而影响正常使用。
- (2) 在计算截面承载力时,混凝土受压区计算高度应取  $x \leq 0.35h_0$ ,同时应采用塑性能较好的 I, I 级钢筋,以保证塑性铰具有足够的转动能力,达到完全的内力重分布。
- (3) 应满足静力平衡条件。弯矩调整后,每跨两端支座承受弯矩(绝对值)的平均值与跨中弯矩之和应不小于简支梁的跨中弯矩,即

$$\frac{|M_A| + |M_B|}{2} + M_{\text{中}} \geq \frac{(g+p)l^2}{8} \quad (1.5)$$

- (4) 在均布荷载作用下的梁中,弯矩调整后的所有支座和跨中的弯矩  $M$  (绝对值) 均应满足下式:

$$M \geq \frac{(g+p)l^2}{24} \quad (1.6)$$

## 2. 均布荷载作用下等跨连续板、梁的计算

根据上述弯矩调幅法的原则,并考虑到设计方便,在对均布荷载作用下等跨连续板、连续梁的弯矩和剪力值做适当的调整和简化后,给出各截面弯矩和剪力的计算公式如下:

$$M = \alpha(g + p)l^2 \quad (1.7)$$

$$V = \beta(g + p)l_0 \quad (1.8)$$

式中:

$\alpha$ ——弯矩系数,按图 1.13(a) 取值;

$\beta$ ——剪力系数,按图 1.13(b) 取值;

$g, p$ ——分别为均布永久荷载和可变荷载设计值;

$l$ ——计算跨度,按图 1.14 取值;

$l_0$ ——净跨度。

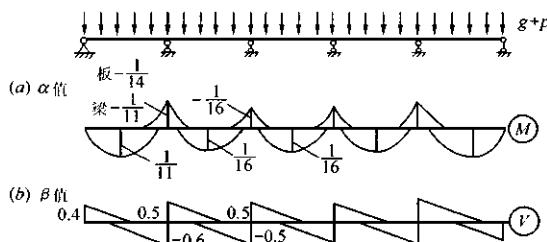


图 1.13 多跨连续梁、板按塑性理论计算时的内力系数

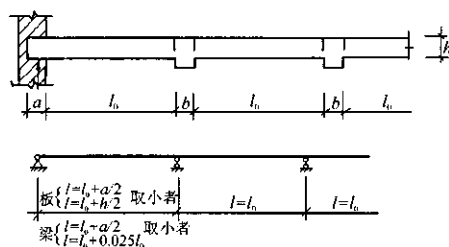


图 1.14 多跨连续梁、板按塑性理论计算时的计算跨度取法

计算跨度相差不超过 10% 的不等跨板和次梁,也可近似按上述等跨连续板、梁的内力计算公式计算。但在计算支座负弯矩时,计算跨度  $l$  应取左右两跨中的较大值,而在计算跨中弯矩和各支座剪力时,仍应按本跨的计算跨度计算。

主梁为楼盖中最重要的支承构件,一般配筋率较高,加上主梁的挠度实际上就是次梁各支座的沉降量,故工程中一般按弹性理论计算,以避免主梁挠度过大而引起整个楼盖的变形过大。

下面就以均布荷载作用下的五跨连续板、梁为例,用弯矩调幅法来计算上述内力系数。

设可变荷载设计值与永久荷载设计值之比为  $p/g = 3$ , 则

$$g + p = \frac{p}{3} + p = \frac{4}{3}p \quad \text{或} \quad g + p = g + 3g = 4g$$

由此可得

$$p = \frac{3}{4}(g + p)$$

$$g' = \frac{1}{4}(g + p)$$

板的折算荷载

$$g' = g + \frac{1}{2}p = 0.625(g + p)$$

$$p' = \frac{1}{2}p = 0.375(g + p)$$

按弹性理论计算连续梁, 支座  $B$  处产生最大负弯矩时, 其可变荷载应布置在 1, 2, 4 跨, 由附表 1.4 可得:

$$\begin{aligned} M_{B\max} &= -0.105g'l^2 - 0.119p'l^2 \\ &= -0.105 \times 0.625(g + p)l^2 - 0.119 \times 0.375(g + p)l^2 \\ &= -0.1103(g + p)l^2 \end{aligned}$$

考虑调幅 30%, 则

$$\begin{aligned} M_B &= 0.7M_{B\max} \\ &= 0.7 \times [-0.1103(g + p)l^2] = -0.0772(g + p)l^2 \end{aligned}$$

为便于记忆, 取

$$M_B = -\frac{1}{14}(g + p)l^2 = -0.0714(g + p)l^2$$

此时调幅为 35%, 超过 30%。但考虑到板的横向整体性较好, 各板带间可协同工作, 且板的配筋率较低, 延性较好, 因而调幅值可略高些。对次梁则取  $M_B$  的弯矩系数为  $-1/11$ , 此时调幅值为 17.5%。

当板取  $M_B = -\frac{1}{14}(g + p)l^2$  时, 边跨跨中弯矩最大值在距  $A$  支座  $x = 0.4286l$  处, 其值为

$$M_1 = \frac{1}{2} \times 0.4286(g + p)l \times 0.4286l = 0.0918(g + p)l^2$$

按弹性理论计算, 边跨跨中产生最大正弯矩时, 其可变荷载应布置在 1, 3, 5 跨, 由附表 1.4 可得:

$$\begin{aligned} M_{1\max} &= 0.0781g'l^2 + 0.1p'l^2 \\ &= 0.0781 \times 0.625(g + p)l^2 + 0.1 \times 0.375(g + p)l^2 \\ &= 0.0863(g + p)l^2 < 0.0918(g + p)l^2 \end{aligned}$$

所以, 边跨跨中弯矩应按  $0.0918(g + p)l^2$  计算, 否则将不满足静力平衡条件。为方便记忆, 取

$$M_1 = \frac{1}{11}(g + p)l^2 = 0.091(g + p)l^2$$

其余系数可按类似方法求得。

按塑性理论计算, 次梁的弯矩及剪力包络图如图 1.15 所示。具体画法如下:

跨中最大弯矩按本跨承受总荷载  $g + p$  绘制。边跨 ( $AB$  跨) 内, 以第二支座  $B$  的弯矩  $M_B = -\frac{1}{14}(g + p)l^2$  作为顶点, 画出与端支座的连线为基线, 作出  $g + p$  的简支梁弯矩图, 即得边跨的最大弯矩图, 其最大正弯矩位置在距边支座  $0.425l$  处。中间跨内, 以左右支座负弯矩

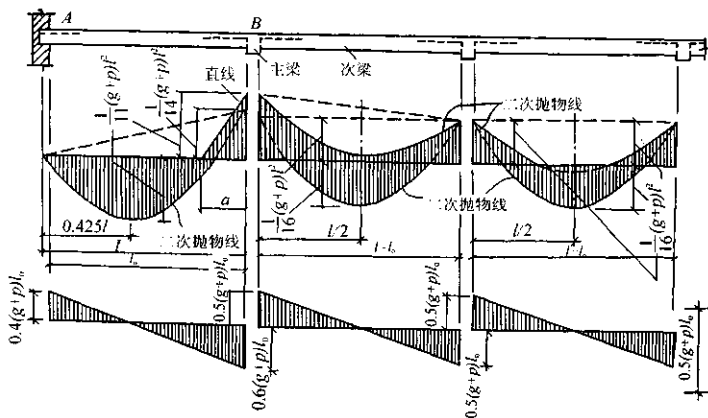


图 1.15 次梁的弯矩及剪力包络图

$M_B = -\frac{1}{16}(g+p)l^2$  间的连线为基线,作  $(g+p)$  的简支梁弯矩图,即得最大弯矩图,其最大弯矩位于跨中。

最大弯矩按全跨承受折算永久荷载  $g' = (g+p/4)$  绘制。边跨  $(AB)$  跨内,以第二支座  $B$  的弯矩  $M_B = -\frac{1}{11}(g+p)l^2$  作为顶点,近似地引斜直线至距该支座边距离  $a$  处,即得边跨的最小弯矩图形,其中,

$$a = \frac{g+p}{g+p/4} \times \frac{l}{8} \quad (1.9)$$

$a$  值是按边跨最小弯矩时承受折算永久荷载  $g' = (g + \frac{p}{4})$ 、邻跨承受总荷载  $g+p$ 、第二支座的相应弯矩为  $-\frac{1}{16}(g+p)l^2$  时,最小弯矩图的零点位置。 $a$  可按下式求得

$$(g+p/4)(\frac{l \cdot a}{2} - \frac{a^2}{2}) - \frac{1}{16}(g+p)l^2 \cdot \frac{l-a}{l} = 0$$

整理后即得(1.9)式。

中间跨内,以第二支座  $B$  的弯矩为  $-\frac{1}{11}(g+p)l^2$ 、其余中间支座的弯矩为  $-\frac{1}{16}(g+p)l^2$  作为顶点,画两点间的连线为基线,作出承受折算永久荷载  $g' = (g + \frac{p}{4})$  的简支梁弯矩图,即得中间跨的最小弯矩图。

### 3. 不等跨连续板、梁的计算

对不等跨连续板、梁的计算,主要是对各支座和各跨中的最大弯矩进行调幅,具体计算见图 1.16。

先按弹性理论求出梁的弯矩包络图,然后选择弯矩绝对值较大的截面(一般为支座截面)进行调幅,在弹性弯矩图基础上叠加考虑调幅引起的附加弯矩图,调幅值不超过 30%。例如,在表示  $-M_{Bmax}$  的弹性弯矩图形上,叠加以  $+\Delta M_B$  和  $-\Delta M_C$  为纵坐标的三角形弯矩图,则得

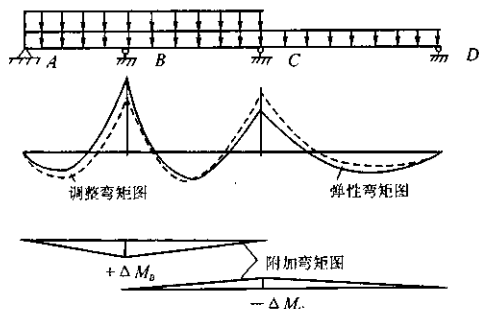


图 1.16 弯矩调幅计算图

虚线所示调整后的弯矩图。此时，若跨中最大弹性弯矩（根据弯矩包络图）仍大于调整后的跨中弯矩，则可叠加一以  $-\Delta M$  为纵坐标的三角形弯矩图，使跨中弯矩有所减小。

现举例说明弯矩调幅法在不等跨连续次梁上的应用。

**例 1.1** 某不等跨三跨连续楼面梁，梁截面尺寸各跨相同，计算跨度如图 1.17 所示。梁承受永久荷载设计值  $g = 20\text{kN/m}$ ，可变荷载设计值  $p = 32\text{kN/m}$ ，试按内力重分布方法计算其内力。

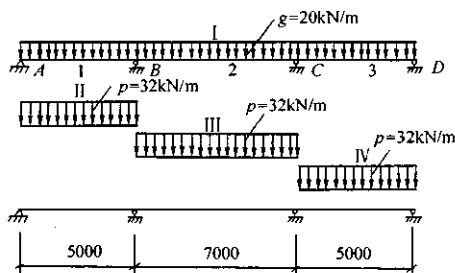


图 1.17 三跨连续梁计算简图

**解** 先按弹性方法计算各荷载作用下的弯矩值及其不利组合（组合结果见表 1.1，其中带 \* 号的跨中弯矩是按跨度中心确定的），然后进行弯矩调整。

表 1.1 各截面弯矩计算 (kN·m)

荷载组合		截 面				
		1	B	2	C	3
a	I + II + IV	113.5	-107.7	14.9	-107.7	113.5
b	I + II	-19.7*	-164.2	154.4	-164.2	-19.7*
c	I + II + III	57.2*	-210.0	138.0	-150.7	-12.8*
d	I + III + IV	-12.8*	-150.7	138.0	-210.0	57.2*

连续梁在各不利组合下的弯矩叠合情况见图 1.18(a)。

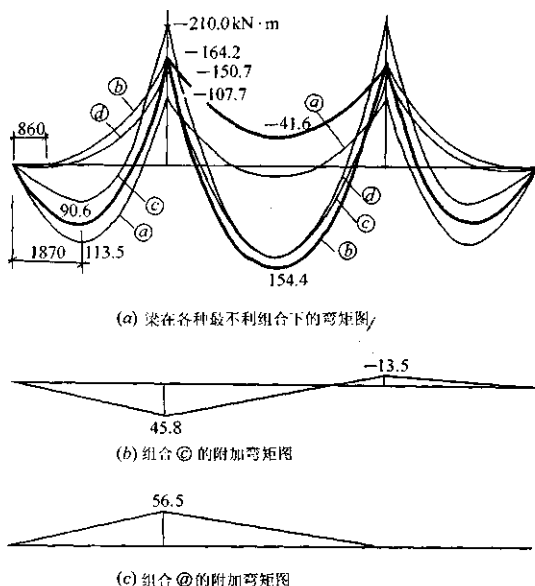


图 1.18 调幅计算图

将表 1.1 中荷载组合 ③ 的两个中间支座弯矩调整到相同的数值,并使中间跨跨中的弯矩值与  $M_{2\max}$  相等,则支座弯矩  $M_{B\max}$  从  $-210.0\text{ kN}\cdot\text{m}$  降至  $-164.2\text{ kN}\cdot\text{m}$  ( $> \frac{1}{24}(g+p)l_1^2 = 54.2\text{ kN}\cdot\text{m}$ ),调幅为 21.8%;支座弯矩  $M_C$  从  $-150.7\text{ kN}\cdot\text{m}$  增至  $-164.2\text{ kN}\cdot\text{m}$ ,调幅为 9.0%,相当于在荷载组合 ③ 的弯矩图上附加三角形弯矩图,此附加弯矩图的支座弯矩分别为  $M_B = 45.8\text{ kN}\cdot\text{m}$ ,  $M_C = -13.5\text{ kN}\cdot\text{m}$  (见图 1.18(b))。对荷载组合 ④ 的弯矩调整方法与荷载组合 ③ 相同。

将组合 ④ 的边跨跨中弯矩降低,以使支座弯矩  $M_B$  和  $M_C$  从  $-107.7\text{ kN}\cdot\text{m}$  增到  $-164.2\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。与前述荷载组合 ③ 和 ④ 的支座弯矩相等。这相当于在荷载组合 ④ 的弯矩图上附加支座弯矩  $M_B = -56.5\text{ kN}\cdot\text{m}$  的三角形弯矩图 (见图 1.18(c)),此时边跨跨中弯矩  $M_{1\max}$  和  $M_{3\max}$  从  $113.5\text{ kN}\cdot\text{m}$  降至  $90.6\text{ kN}\cdot\text{m}$  ( $> \frac{1}{24}(g+p)l_1^2 = 54.2\text{ kN}\cdot\text{m}$ ),调幅为 20.2%。中间跨跨中的最小弯矩  $M_{2\min}$  则由  $14.9\text{ kN}\cdot\text{m}$  调整为  $-41.6\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

调整后的弯矩包络如图 1.18(a) 中粗线所示。

随着弯矩的调整,支座剪力也应进行相应的调整,并与原来按弹性计算所得剪力值进行比较,取较大值进行设计。

经调整后,大多数控制截面的最大弯矩均有不同幅度的降低,且弯矩分布较均匀,从而不仅节约了钢材,还使配筋方便,易于施工。当可变荷载较大时,效果尤其明显。

## 1.1.4 截面设计与构造要求

### 1.1.4.1 板的截面计算与构造要求

#### 1. 截面计算特点

连续板一般可按塑性理论方法计算,取1m宽板带按单筋矩形截面梁计算配筋。由于板的宽度一般较大且荷载相对较小,仅混凝土就足以承担剪力,故在一般情况下,可不进行斜截面抗剪承载力的计算。

在极限状态时,板的支座处因负弯矩作用而引起上部开裂,跨中则因正弯矩的作用而引起下部开裂,这使跨中和支座之间受压的混凝土形成拱形分布。当板的周边具有限制水平位移的边梁,即板的支座不能自由移动时,作用于板上的一部分竖向荷载将通过拱作用直接传给边梁,而不使板受弯,拱作用产生的横向推力由与板周边整体连接的梁承受(见图1.19)。为了考虑这一有利作用,《规范》规定,对于周边与梁整体连接的多跨连续板的中间跨跨中和中间支座,计算弯矩可降低20%,但对于边跨跨中和第一内支座,由于边梁侧向刚度不大,难以提供足够的横向推力,故计算弯矩不予降低。

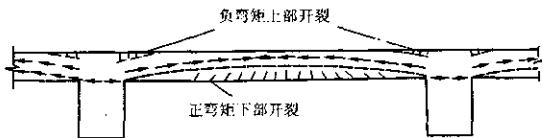


图 1.19 连续板的拱作用

#### 2. 构造要求

为了使板具有一定的刚度,其厚度不应小于板跨度的1/40(连续板)或1/35(简支板)以及1/12(悬臂板)。满足上述条件可不进行板的变形验算,但板的最小厚度应满足下列要求:

一般屋面  $h \geq 50\text{mm}$ ;

一般楼面  $h \geq 60\text{mm}$ ;

工业房屋楼面  $h \geq 80\text{mm}$ 。

板的支承长度应满足其受力钢筋在支座内的锚固要求,且一般不小于板厚及120mm。

板中受力钢筋一般采用 I 级钢筋,常用直径为  $\phi 6$ ,  $\phi 8$  和  $\phi 10$ 。其间距一般不小于70mm。当板厚  $h \leq 150\text{mm}$  时,间距不应大于200mm;当  $h > 150\text{mm}$  时,不应大于  $1.5h$ ,且每米板宽度内不少于3根。伸入支座的受力钢筋的间距不应大于400mm,且截面面积不得少于跨中受力钢筋面积的1/3。实心板的经济配筋率约为0.4%~0.8%。

连续板中受力钢筋的配置方式,有弯起式和分离式两种。

弯起式配筋时(见图1.20(a)),跨中钢筋可在支座处弯起  $1/2 \sim 2/3$ ,以承受负弯矩,若支



座处钢筋截面面积不够,可另加直钢筋。弯起角度一般为  $30^\circ$ ,当板厚  $h > 120\text{mm}$  时,弯起角度为  $45^\circ$ 。板的钢筋一般采用半圆弯钩,但对于上部负钢筋,为保证施工时不至改变有效高度和位置,宜做成直钩以便支撑在模板上。弯起式配筋锚固较好,可节约用钢量,但施工较复杂。

分离式配筋的锚固较差,耗钢量稍大,但施工方便(见图 1.20(b))。

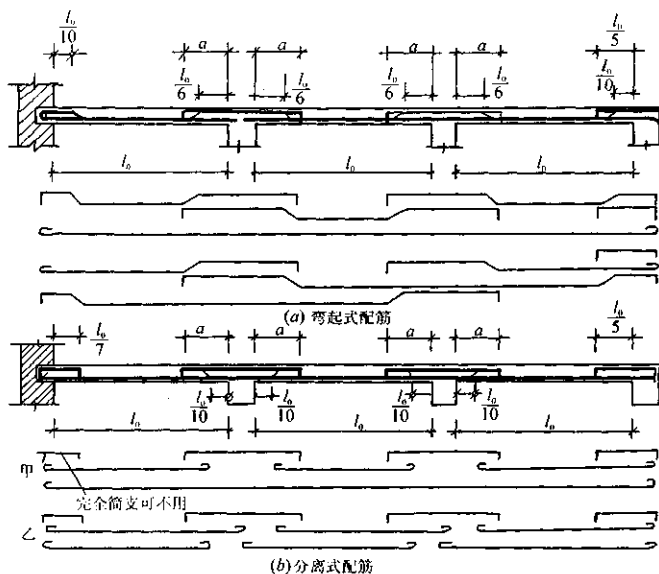


图 1.20 板配筋图

连续板中受力钢筋的弯起和截断一般可按图 1.20 所示要求确定。但若板的相邻跨度相差超过 20%,或各跨荷载相差太大时,应按弯矩包络图确定。图 1.20 中,当  $p/g \leq 3$  时,  $a = l_0/4$ ; 当  $p/g > 3$  时,  $a = l_0/3$ ,此处  $g$  和  $p$  分别为永久荷载和可变荷载。

确定连续板的钢筋配置时,应注意相邻两跨跨中及其中间支座钢筋直径和间距的相互配合,其间距变化应有规律,钢筋直径的种类不宜过多。

分布钢筋按构造要求布置在单向板的长方向上,其作用是固定受力筋的位置;抵抗收缩和温度变化产生的内力;承担并分散板上局部荷载产生的内力。

分布钢筋布置于受力钢筋的内侧,其截面面积应不小于受力钢筋面积的 10%,且每米板宽内不少于 3 根。在受力钢筋的弯折处应布置分布钢筋。

嵌固在承重砖墙内的板,在受力方向上,由于受到砖墙的约束而产生负弯矩(计算简图假定为铰支),因此可能在墙边的板上部沿支承方向引起开裂。在垂直于板跨方向的嵌固边,部分荷载将直接就近传至砖墙上,因此也可能在靠近墙边的板顶处出现平行于墙面的裂缝。在板角部分,除因传递荷载使板在两个方向上受力而引起负弯矩外,由于温度和收缩等影响而产生的角拉应力也可能在板角处引起斜向裂缝,当角拉应力很大时,这种裂缝有时将贯通板厚(见图 1.21(a))。

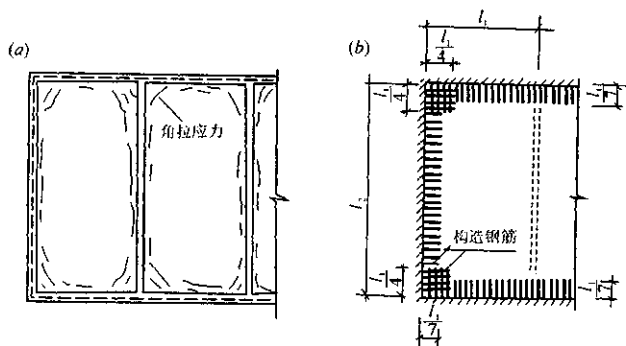


图 1.21 板边构造配筋图

为了防止上述裂缝,《规范》规定,对于嵌入承重砖墙内的板,沿墙长应配置  $\phi 6@200$  的构造钢筋(包括弯起钢筋在内),其伸出墙面的长度应不小于  $l_1/7$ 。对两边嵌入墙内的板角部分应双向配置上述构造钢筋,其伸出墙面的长度应不小于  $l_1/4$  ( $l_1$  为单向板的跨度),见图 1.21(b)。

在单向板中,虽然板上荷载主要沿短向传给次梁,但在靠近主梁附近,部分荷载将由板直接传给主梁,从而产生负弯矩。因此,需在主梁上部配置跨过主梁的板面附加钢筋。其数量不少于  $\phi 6@200$ ,面积不少于板中受力钢筋面积的  $1/3$ ,其伸出梁边长度不小于  $l_0/4$  ( $l_0$  为板计算跨度),见图 1.22。

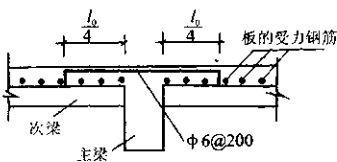


图 1.22 垂直于主梁的构造钢筋

#### 1.1.4.2 次梁的截面计算与构造要求

##### 1. 截面计算特点

次梁为承受均布荷载的连续梁,可采用塑性理论方法计算。由于次梁与板整浇在一起,所以在进行配筋计算时,对跨中正弯矩应按 T 形截面计算(翼缘宽度按《规范》要求确定);对跨中及支座负弯矩,因翼缘处于受拉区,则应按矩形截面计算。

##### 2. 构造要求

次梁的高跨比  $h/l$  一般可取  $1/18 \sim 1/12$ ,截面宽度  $b$  可取  $h/3 \sim h/2$ 。

梁中受力钢筋的弯起和截断,原则上应按弯矩包络图确定,但对跨度相差不超过 20%、承受均布荷载的次梁,当可变荷载与永久荷载之比  $p/g \leq 3$  时,可按图 1.23 的要求布置钢筋。

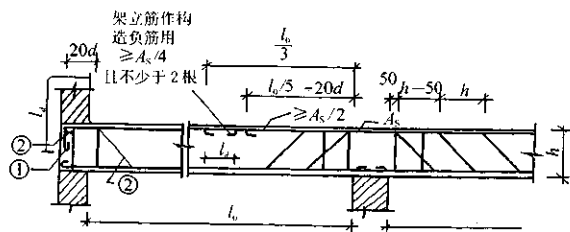


图 1.23 次梁配筋构造图

### 1.1.4.3 主梁的截面计算与构造要求

#### 1. 截面计算特点

主梁除自重外,主要承受由次梁传来的集中荷载,计算时可不考虑次梁连续性的影响。此外,为简化计算,主梁的自重可折算成集中荷载,叠加在次梁传来的荷载中。

主梁截面配筋的计算特点与次梁相同。

在主梁的支座处,次梁与主梁的支座负筋相互交叉,主梁的负筋在次梁负筋的下面,见图 1.24。因此,计算主梁支座钢筋时,其截面有效高度应较一般取值为低;对单排钢筋, $h_0 = h - (50 \sim 60)\text{mm}$ ;对双排钢筋, $h_0 = h - (70 \sim 80)\text{mm}$ 。

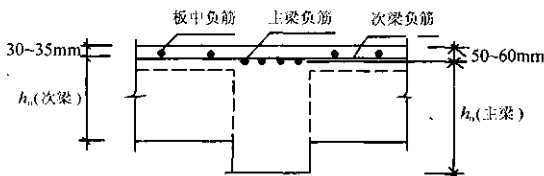


图 1.24 主梁支座处有效高度值

#### 2. 构造要求

主梁的高跨比  $h/l$  一般可取  $1/14 \sim 1/8$ , 截面宽度  $b$  取  $h/3 \sim h/2$ 。

主梁受力钢筋的弯起和截断,应通过在弯矩包络图上作抵抗弯矩图(材料图)确定。

在次梁和主梁相交处,次梁顶部在负弯矩作用下将产生裂缝,因而次梁传来的集中荷载将通过其受压区的剪切传至主梁的中下部。在此荷载作用下,主梁的下部将出现斜向裂缝,见图 1.25(a)。

为了防止斜向裂缝的发生而引起的局部破坏,应设置附加横向钢筋(箍筋或吊筋),将上述集中荷载有效地传至主梁的受压区。《规范》规定,主梁的附加横向钢筋应布置在长度为  $s = 2h_1 + 3b$  的范围内,见图 1.25(b)。

所需附加横向钢筋的截面面积应按下式计算:

$$F \leq mnA_{sv}f_y + 2A_{ab}f_y \sin \alpha \quad (1.10)$$

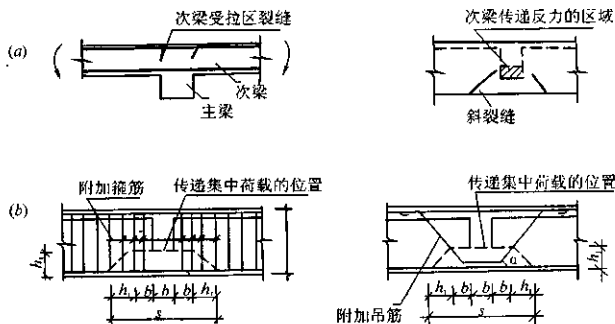


图 1.25 主梁附加钢筋布置

式中:

$F$ ——两侧次梁传给主梁的集中荷载设计值;

$m$ ——在宽度  $S$  范围内的附加箍筋总数;

$n$ ——同一截面内附加箍筋的肢数;

$A_{sv1}$ ——附加箍筋的单肢截面面积;

$A_{sh}$ ——附加吊筋的截面面积;

$f_y$ ——附加横向钢筋的抗拉强度设计值。

#### 1.1.4.4 单向板肋梁楼盖设计实例

某仓库平面结构布置如图 1.26 所示。楼面使用荷载标准值为  $8\text{kN/m}^2$ , 混凝土采用 C20, 板中受力筋采用 I 级钢筋, 梁中受力筋采用 I 级钢筋。楼面面层为 20mm 厚水泥砂浆, 天棚抹灰为 15mm 厚混合砂浆。搁支长度: 板为 120mm, 次梁为 240mm, 主梁为 370mm。试设计此单向板肋梁楼盖。

1.  $B_1, B_2$  (板) 的截面尺寸和配筋

按塑性方法计算。

板厚按不验算刚度的条件取为

$$h \geq \frac{l}{40} = \frac{2200}{40} = 55(\text{mm})$$

工业厂房楼面最小厚度为  $80\text{mm} > 55\text{mm}$ , 取为  $h = 80\text{mm}$ 。

$L_1$  (次梁) 高度为

$$h = \left( \frac{1}{18} \sim \frac{1}{12} \right) l = \left( \frac{1}{18} \sim \frac{1}{12} \right) \times 6000 = 333 \sim 500(\text{mm})$$

取  $L_1$  高度为

$$h = 450\text{mm}$$

取  $L_1$  宽度为

$$b = 200\text{mm}$$

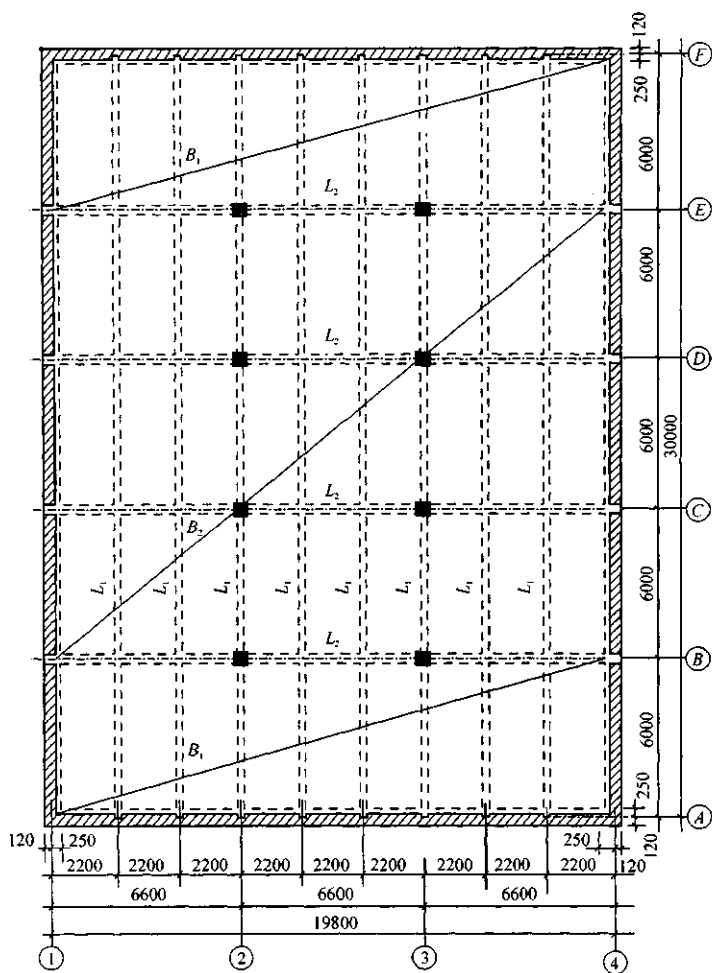


图 1.26 单向板肋梁楼盖结构平面

(1) 荷载计算:包括永久荷载与可变荷载的计算。

永久荷载 $g$	80mm 板自重	$1.2 \times 0.08 \times 25 = 2.4(\text{kN/m}^2)$
	20mm 地面抹面	$1.2 \times 0.02 \times 20 = 0.48(\text{kN/m}^2)$
	15mm 天棚抹灰	$1.2 \times 0.015 \times 17 = 0.31(\text{kN/m}^2)$

$$g = 3.19(\text{kN/m}^2)$$

可变荷载  $p$

$$1.3 \times 8 = 10.4(\text{kN/m}^2)$$

合计

$$g + p = 13.59(\text{kN/m}^2)$$

(2) 内力计算:取 1m 板宽作为计算单元,则各跨的计算跨度如下。

$$\text{中间跨: } l = l_0 = 2.20 - 0.20 = 2.00(\text{m})$$

$$\text{边跨: } l = l_0 + \frac{h}{2} = 2.20 - \frac{0.20}{2} - 0.25 + \frac{0.08}{2} = 1.89(\text{m})$$

$$l = l_0 + \frac{a}{2} = 2.20 - \frac{0.20}{2} - 0.25 + \frac{0.12}{2} = 1.91(\text{m}) > 1.89\text{m}$$

取较小值  $l = 1.89\text{m}$ , 则边跨与中间跨的计算跨度相差

$$\frac{2.00 - 1.89}{2.00} \times 100\% = 5.5\% < 10\%$$

因此可按等跨连续板计算内力。板的几何尺寸和计算简图见图 1.27。

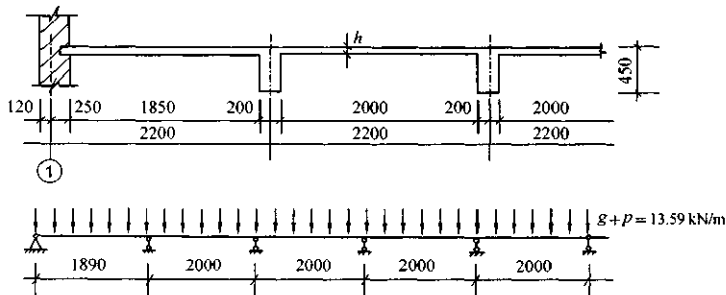


图 1.27  $B_1, B_2$  计算简图

各截面的弯矩计算见表 1.2。

表 1.2  $B_1$  和  $B_2$  (板) 的内力计算

截 面	边跨跨中	第一内支座	中间跨中	中间支座
计算跨度 /m	1.89	2.00	2.00	2.00
弯矩系数	+ 1/11	- 1/14	+ 1/16	- 1/16
弯矩 /kN·m	4.413	- 3.883	3.398	- 3.398

(3) 截面配筋计算:取板的有效高度为  $h_0 = 80 - 20 = 60(\text{mm})$ ,各截面配筋计算见表 1.3。其中,  $B_2$  板的中间跨中及中间支座弯矩因拱作用折减 20%。

表 1.3  $B_1$  和  $B_2$  (板) 的配筋计算

位 置	$B_1$				$B_2$			
截 面	边跨跨中	第一支座	中间跨中	中间支座	边跨跨中	第一支座	中间跨中	中间支座
$M/kN \cdot m$	4.413	-3.883	3.398	-3.398	4.413	-3.883	2.718	-2.718
$\alpha_s$	0.111	0.098	0.086	0.086	0.111	0.098	0.069	0.069
$\gamma_s$	0.941	0.948	0.955	0.955	0.941	0.948	0.964	0.964
$A_s/mm^2$	372	325	282	282	372	325	224	224
配 筋	$\phi 6/8@100$	$\phi 6/8@100$	$\phi 6@100$	$\phi 6@100$	$\phi 8@120$	$\phi 6/8@120$	$\phi 6@120$	$\phi 6@120$
实配面积 ( $mm^2$ )	393	393	283	283	419	327	236	236

板配筋见图 1.28。

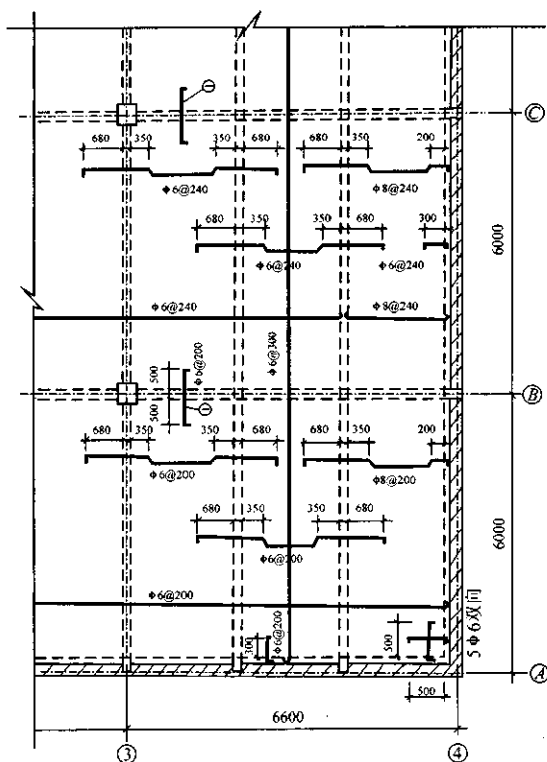


图 1.28 板配筋图

## 2. $L_1$ (次梁)的截面尺寸和配筋

按塑性方法计算。

$L_2$ (主梁)高度为

$$h = \left(\frac{1}{14} \sim \frac{1}{8}\right)l = \left(\frac{1}{14} \sim \frac{1}{8}\right) \times 6600 = 471 \sim 825(\text{mm})$$

取  $L_2$  高度为

$$h = 650\text{mm}$$

取  $L_2$  梁宽度为

$$b = 250\text{mm}$$

(1) 荷载计算:包括永久荷载和可变荷载的计算。

永久荷载  $g$ :

由板传来

$$3.19 \times 2.2 = 7.02(\text{kN/m})$$

$L_1$  自重

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

$L_1$  梁侧抹灰

$$1.2 \times 17 \times 0.015 \times 2 \times (0.45 - 0.08) = 0.23(\text{kN/m})$$

---


$$g = 9.47(\text{kN/m})$$

可变荷载  $p$ :

由板传来

$$10.4 \times 2.2 = 22.88(\text{kN/m})$$

合计:

---


$$g + p = 32.35(\text{kN/m})$$

(2) 内力计算:包括跨度和内力的计算,  $L_1$  的计算跨度为:

中间跨  $l = l_0 = 6.00 - 0.25 = 5.75(\text{m})$

边跨  $l = l_0 + \frac{a}{2} = 6.00 - 0.25 - \frac{0.25}{2} + \frac{0.24}{2} = 5.75(\text{m})$

$$l = 1.025l_0 = 1.025 \times \left(6.00 - 0.25 - \frac{0.25}{2}\right) = 5.77(\text{m}) > 5.75\text{m}$$

取较小值  $l = 5.75\text{m}$ 。

边跨与中间跨的计算跨度相同。

$L_1$  的截面几何尺寸及计算简图如图 1.29 所示。

弯矩计算:

$$M_1 = -M_B = \frac{1}{11}(g + p)l^2 = \frac{1}{11} \times 32.35 \times 5.75^2 = 97.234(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_2 = -M_C = \frac{1}{16}(g + p)l^2 = \frac{1}{16} \times 32.35 \times 5.75^2 = 66.848(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\begin{aligned} M_{\text{min}} &= \frac{M_B + M_C}{2} + \frac{1}{8}(g + p/4)l^2 \\ &= -\frac{97.234 + 66.848}{2} + \frac{1}{8}\left(9.47 + \frac{22.88}{4}\right) \times 5.75^2 \\ &= -19.264(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

剪力计算:

$$V_A = 0.4(g + p)l_{01} = 0.4 \times 32.35 \times 5.625 = 72.79(\text{kN})$$

$$V_{B\text{左}} = -0.6(g + p)l_{01} = -0.6 \times 32.35 \times 5.625 = -109.18(\text{kN})$$



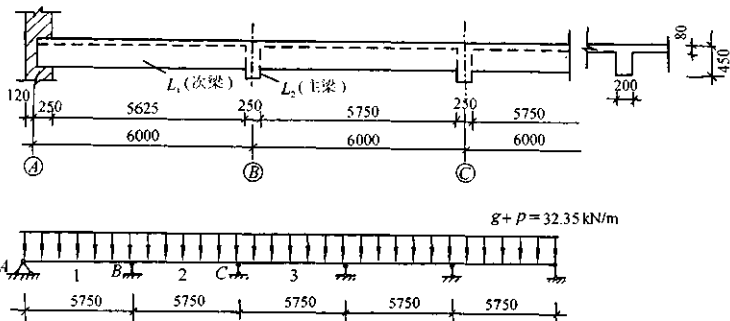


图 1.29  $L_1$  计算简图

$$V_{Br} = -V_{Cl} = 0.5(g+p)l_{02} = 0.5 \times 32.25 \times 5.75 = 93.01(\text{kN})$$

(3) 配筋计算: 跨中按 T 形截面计算, 其翼缘计算宽度为

$$b'_f = \frac{l_0}{3} = \frac{5.75}{3} = 1.92(\text{m}) < b + s_n (= 0.2 + 2.0 = 2.2(\text{m}))$$

取

$$b'_f = 1920\text{mm}$$

$$h_0 = 450 - 35 = 415\text{mm}$$

$$f_{cm}b'_f h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 11 \times 1920 \times 80 \times \left( 415 - \frac{80}{2} \right) = 633.6 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} > M_1 (= 97.234 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm})$$

故各跨跨中截面均为第一类 T 形截面。

支座按矩形截面计算。

$L_1$  正截面强度计算见表 1.4。

表 1.4  $L_1$  (次梁) 正截面强度计算

截 面	边跨跨中	第一内支座	中间跨中		中间支座
$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	97.234	-97.234	66.848	-19.264	-66.848
$h_0/\text{mm}$	415	390	415	415	415
$a_s$	0.0267	0.291	0.0184	0.0508	0.176
$\gamma_s$	0.993	0.824	0.991	0.974	0.902
$A_s/\text{mm}^2$	761	977	524	154	576
配 筋	4 $\Phi$ 16	3 $\Phi$ 16 + 1 $\Phi$ 16(弯) + 1 $\Phi$ 14(弯)	2 $\Phi$ 16 + 1 $\Phi$ 14	2 $\Phi$ 10	2 $\Phi$ 14 + 2 $\Phi$ 14(弯)
实配面积/ $\text{mm}^2$	804	958(-1.95%)	556	157	616

注: 在计算过程中已验核:  $\xi \leq \xi_s$  且  $\rho \geq \rho_{\min}$

第一内支座的配筋也可按双筋截面考虑。利用伸入支座的 2 $\Phi$ 16 作为受压钢筋(满足搭接长度或接通), 即  $A'_s = 402\text{mm}^2$ , 则

$$M_1 = f_y A'_s (h_0 - a'_s) = 310 \times 402 \times (390 - 35) = 44.240 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$\alpha_s = \frac{M - M_1}{f_{cm} b h_0^2} = \frac{(97.234 - 44.240) \times 10^6}{11 \times 200 \times 390^2} = 0.158$$

查表得  $\xi = 0.173$ , 即

$$x = 67.5 \text{ mm} < 2a'_s = 70 \text{ mm}$$

令  $x = 2a'_s$ , 则

$$A_s = \frac{M}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{97.234 \times 10^6}{310 \times (390 - 35)} = 884 (\text{mm}^2)$$

实选钢筋为

$$2\Phi 16 + 1\Phi 14 + 1\Phi 16(\text{弯}) + 1\Phi 14(\text{弯})$$

$$A_s = 911 \text{ mm}^2 > 884 \text{ mm}^2$$

由此可见, 按双筋梁计算较经济。

斜截面强度计算先验算截面尺寸:

$$0.25 f_c b h_0 = 0.25 \times 10 \times 200 \times 390 = 195000 (\text{N}) > 109180 \text{ N}$$

截面尺寸满足要求。

B 支座剪力较大, 加一鸭筋(1 $\Phi$ 12) 参加受剪。受剪强度计算见表 1.5。

表 1.5  $L_1$ (次梁)斜截面强度计算

截 面	边 支 座	第一内支座(左)	第一内支座(右)	中间支座
$V/\text{kN}$	72.79	109.18	93.01	93.01
$h_0/\text{mm}$	415	390	390	415
$0.07 f_c b h_0/\text{kN}$	58.10	54.60	54.60	58.10
$n A_{sv}/\text{mm}^2$	56.6(2 $\Phi$ 6)	56.6(2 $\Phi$ 6)	56.6(2 $\Phi$ 6)	56.6(2 $\Phi$ 6)
$A_{sk}/\text{mm}^2$	—	113(1 $\Phi$ 12)	113(1 $\Phi$ 12)	—
箍筋间距	504	200	374	212
实配箍筋	$\Phi 6@200$	$\Phi 6@200$	$\Phi 6@200$	$\Phi 6@200$

第一内支座 B 左边弯起钢筋起弯点强度验算如下:

第二道弯筋(1 $\Phi$ 16) 的起弯点离支座边的距离(见图 1.30)

$$x = 450 + 450 - 25 - \frac{16}{2} - 25 - 16 - 25 - \frac{16}{2} = 793 (\text{mm})$$

此处剪力为

$$V_2 = V_B - (g + p)x = 109.180 - 32.35 \times 0.793 = 83.526 (\text{kN})$$

$$V_{cs} = 0.07 f_c b h_0 + 1.5 f_y \frac{n A_{sv}}{s} h_0$$

$$= 0.07 \times 10 \times 200 \times 390 + 1.5 \times 210 \times \frac{2 \times 28.3}{200} \times 390$$

$$= 89367 (\text{N}) > V_2 (= 83526 \text{ N})$$

满足要求。

第一内支座右边的剪力比左边小得多, 故右边弯起钢筋起弯点的强度也能满足要求。

$L_1$ (次梁) 配筋图见图 1.30。

3.  $L_2$ (主梁) 的截面尺寸和配筋

$L_2$  按弹性方法计算。设柱截面尺寸为  $300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ , 则荷载、内力及截面配筋的计算

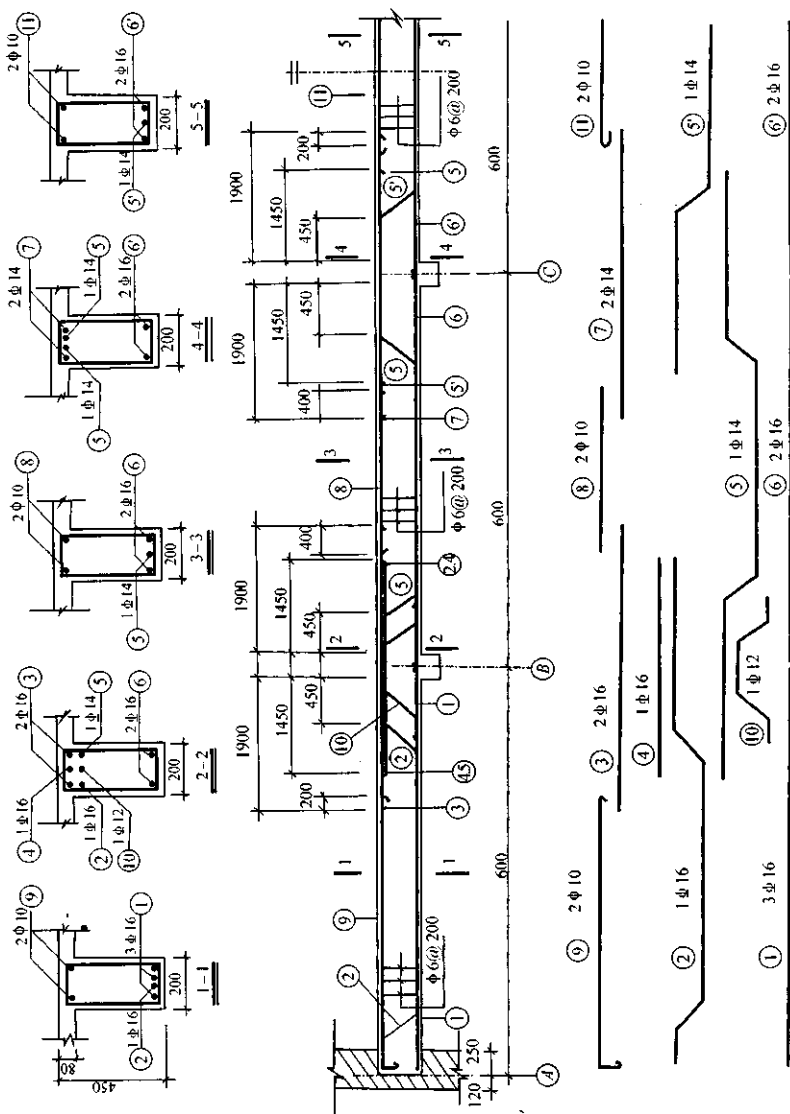


图 L.30 L<sub>1</sub> (次梁) 配筋图

分别如下。

(1) 荷载计算: 包括永久荷载与可变荷载的计算。

永久荷载  $G$ :

$$\text{由 } L_1 \text{ 传来} \quad 9.47 \times 6 = 56.82(\text{kN})$$

$$L_2 \text{ 自重}^* \quad 1.2 \times 25 \times 0.25 \times (0.65 - 0.08) \times 2.2 = 9.41(\text{kN})$$

$$L_2 \text{ 侧抹灰}^* \quad 1.2 \times 17 \times 0.015 \times 2 \times (0.65 - 0.08) \times 2.2 = 0.77(\text{kN})$$

$$G = 67.00(\text{kN})$$

可变荷载  $P$ :

$$\text{由 } L_1 \text{ 传来} \quad 22.88 \times 6 = 137.28(\text{kN})$$

(2) 内力计算: 包括计算跨度及内力的计算。

$L_2$  的计算跨度:

$$\text{中间跨} \quad l = 6.60\text{m}$$

$$\text{边跨} \quad l = l_0 + \frac{b}{2} + \frac{a}{2} = 6.60 - \frac{0.3}{2} - 0.25 + \frac{0.3}{2} + \frac{0.37}{2} = 6.54(\text{m})$$

$$\begin{aligned} l &= 1.025l_0 + \frac{b}{2} \\ &= 1.025 \times \left( 6.60 - \frac{0.3}{2} - 0.25 \right) + \frac{0.3}{2} = 6.51(\text{m}) < 6.54\text{m} \end{aligned}$$

取较小值  $l = 6.51\text{m}$ 。由于边跨与中间跨的计算跨度相差

$$\frac{6.60 - 6.51}{6.60} \times 100\% = 1.4\% < 10\%$$

故可按等跨连续梁计算内力。

$L_2$  截面尺寸及计算简图见图 1.31。

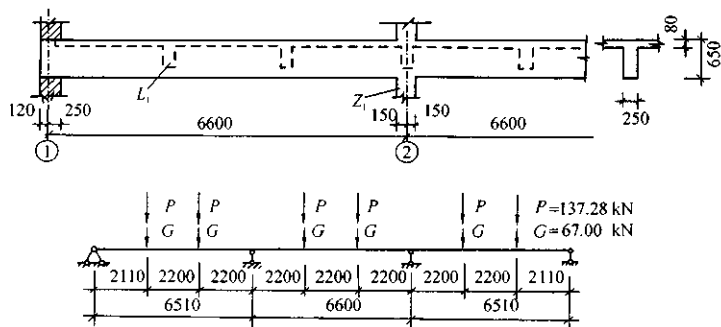


图 1.31  $L_2$  计算简图

各种荷载单独作用下的结构内力计算及组合见表 1.6。

\* 简化为集中荷载。

表 1.6  $L_2$ (主梁) 弯矩和剪力计算

项次	荷载情况	弯矩系数及弯矩 /kN·m			剪力系数及剪力 /kN		
		$M_1$	$M_B$	$M_2$	$V_A$	$V_B$	$V_B$
1		0.244 106.43	-0.267 -117.26	0.067 29.63	0.733 49.11	-1.267 -84.89	1.000 67.00
2		0.299 204.66	-0.311 -279.86	0.170 154.03	0.689 94.59	-1.311 -179.97	1.222 167.76
3		0.289 258.28	-0.133 -119.68		0.866 118.88	-1.134 -155.68	0 0
4			-0.133 -119.68	0.200 181.21	-0.133 -18.26	-0.133 -18.26	1.000 137.28
组合		1+3 364.71	1+2 -397.12	1+4 210.84	1+3 167.99	1+2 -264.86	1+2 234.76

弯矩和剪力包络图绘于图 1.32 中。

(3) 截面配筋计算: 跨中按 T 形截面计算, 其翼缘计算宽度

$$b'_1 = \frac{l}{3} = \frac{6.51}{3} = 2.17(\text{m})$$

取

$$h_0 = 650 - 35 = 615(\text{mm})$$

$$f_{cm} b'_1 h'_1 \left( h_0 - \frac{h'_1}{2} \right) = 11 \times 2170 \times 80 \times \left( 615 - \frac{80}{2} \right)$$

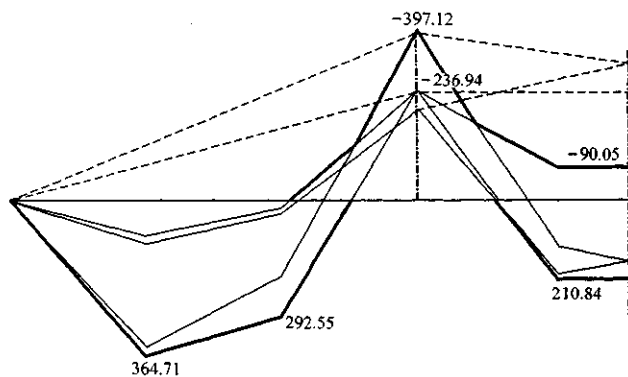
$$= 1098 \times 10^6 (\text{N} \cdot \text{mm}) > M_1 (= 364.71 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm})$$

故各跨跨中截面均为第一类 T 形截面。

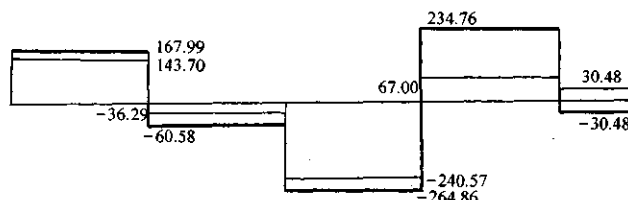
支座按矩形截面计算, 取

$$h_0 = 650 - 70 = 580(\text{mm})$$

正截面强度计算见表 1.7。



(a) 弯矩包络图 (单位: kN·m)



(b) 剪力包络图 (单位: kN)

图 1.32  $L_1$  (主梁) 按弹性方法计算内力包络图

表 1.7  $L_2$  (主梁) 正截面强度计算

截 面	边跨跨中	中间支座	中间跨中
$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	364.71	397.12	210.84
$(V_0 \times b/2)/\text{kN} \cdot \text{m}$		$204.28 \times 0.15 = 30.64$	
$(M - V_0 \times b/2)/\text{kN} \cdot \text{m}$	364.71	366.48	210.84
$h_0/\text{mm}$	615	580	615
$A_s/\text{mm}^2$		628(2Φ20)	
$a_s$	0.0404	0.281	0.0234
$\gamma_s$	0.979	0.831	0.988
$A_s/\text{mm}^2$	1954	2372	1119
配 筋	4Φ25	2Φ18 + 2Φ18(弯) + 1Φ25 + 2Φ25(弯)	2Φ20 + 2Φ18
实配面积 /mm <sup>2</sup>	1964	2490	1137

注: 经验查  $\xi \leq \xi_b$ ,  $\rho \geq \rho_{\min}$ 。

中间跨中最小弯矩为

$$M_{2\min} = 29.63 - 119.68 = -90.05(\text{kN} \cdot \text{m})$$

所需钢筋可近似计算为

$$A_s = \frac{M_{2\min}}{f_y(h_0 - a'_s)} = \frac{90.05 \times 10^6}{310 \times (615 - 35)} = 501(\text{mm}^2)$$

选 2Φ18 ( $A_s = 509\text{mm}^2 > 501\text{mm}^2$ )。

斜截面强度计算各截面均采用均布荷载公式,故有

$$0.25f_c b h_0 = 0.25 \times 10 \times 250 \times 580 = 362500(\text{N}) > V_R (= 264860\text{N})$$

截面尺寸满足要求。抗剪强度计算见表 1.8。

表 1.8  $L_1$ (主梁)斜截面强度计算

截 面	边支座	中间支座	中间支座(右)
$V/\text{kN}$	167.99	264.86	234.76
$h_0/\text{mm}$	615	580	580
$(0.07f_c b h_0)/\text{kN}$	107.63	101.50	101.50
$nA_{sv}/\text{mm}^2$	101(2Φ8)	101(2Φ8)	101(2Φ8)
$A_{sh}/\text{mm}^2$	—	490.9(1Φ25)	254.5(1Φ18)
箍筋间距 /mm	324	239	208
实配箍筋	Φ8@200	Φ8@200	Φ8@200

支承  $L_1$  处吊筋计算:由  $L_1$  传给  $L_2$  的集中荷载为

$$F = 56.82 + 137.28 = 194.10(\text{kN})$$

所需吊筋为

$$A_s = \frac{F}{2f_y \sin \alpha} = \frac{194100}{2 \times 310 \times \sin 45^\circ} = 443(\text{mm}^2)$$

选用 2Φ18 ( $A_s = 509\text{mm}^2 > 443\text{mm}^2$ )。

$L_2$  配筋见图 1.33。

## 1.2 双向板肋梁楼盖

对于整体式楼盖,当板两个方向的跨度比  $0.5 \leq l_x/l_y \leq 2.0$  时,板上荷载沿长跨方向传递的数值已不能忽略,即荷载分别由短跨和长跨两个方向传到周边支承梁,板内的钢筋应沿两个方向布置。这种楼盖称为双向板肋梁楼盖。

### 1.2.1 双向板的试验研究

四边简支的正方形与矩形板在均布荷载作用下的试验表明,在裂缝出现前,板基本上处于

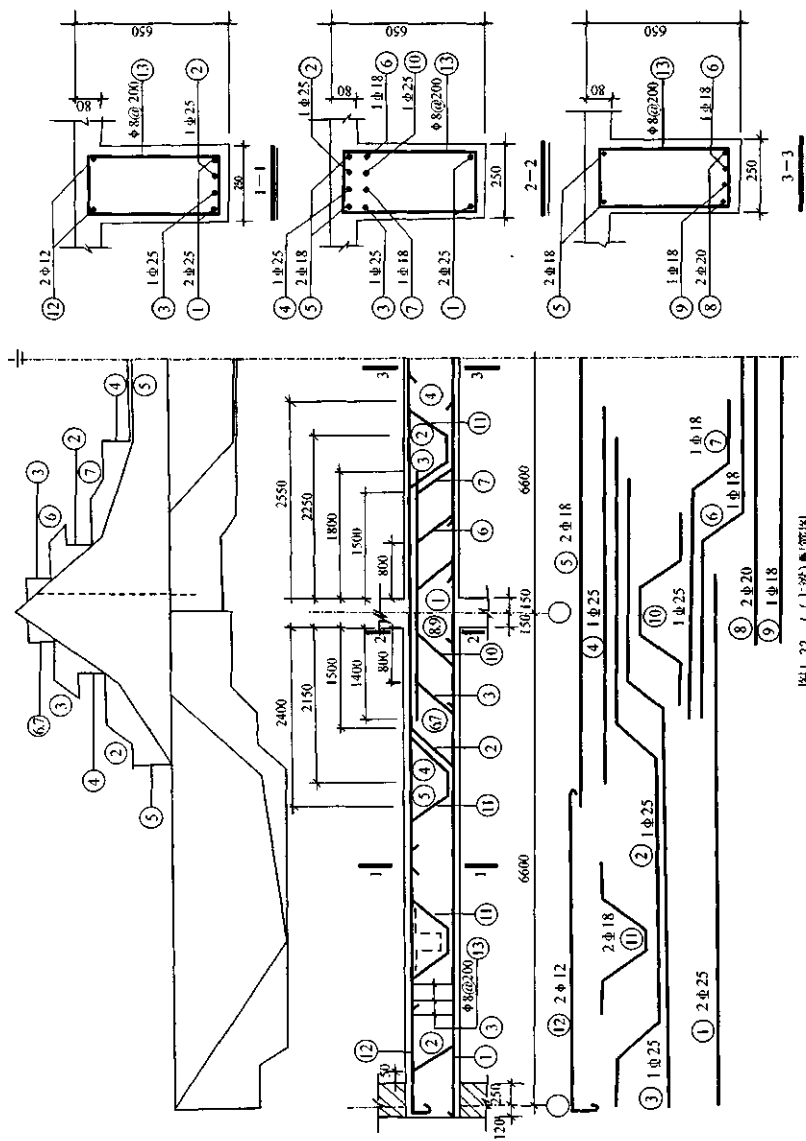


图 1.33  $L_1$  (主梁) 剖面图



弹性工作阶段,板的四角有翘起的趋势。若周边没有可靠固定,将产生如图 1.34 所示犹如碗形之变形。由此可知,板传给支座的压力沿边长并不是均匀分布的,而是在每边的中心处达到最大值。



图 1.34 双向板变形图

试验中还可见,当荷载逐渐增大时,板底对角线方向上出现第一批裂缝,并沿对角线方向朝四角扩展。当钢筋达到屈服强度后,裂缝宽度显著增大;当即将破坏时,板的顶面靠近四角处,出现垂直于对角线方向的裂缝,大体上呈环状。这种裂缝的出现促使板底裂缝进一步开展,此后板即被破坏。破坏时,板的裂缝开展情况见图 1.35。

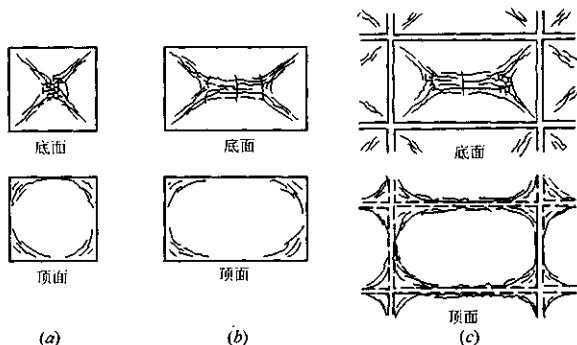


图 1.35 双向板破坏时的裂缝分布

## 1.2.2 弹性理论计算方法

### 1. 单块双向板的计算

在各种荷载作用下,对不同边界条件双向板的内力和变形的计算,因涉及到弹性薄板弯曲的问题,故计算比较复杂。为了简化计算,已编制了相应的计算表格,以供计算时查用(见附表 2)。

附表 2 中,选列出六种边界条件:

- (1) 四边简支;
- (2) 一边固定,三边简支;
- (3) 两对边固定,两对边简支;
- (4) 四边固定;
- (5) 两临边固定,两邻边简支;
- (6) 三边固定,一边简支。

根据上述计算简图,可在附表 2 中查得横向变形系数(泊松比) $\mu = 0$  时的弯矩系数,然后可求得各相关弯矩为:

$$m = \text{表中系数} \times ql^2$$

式中:

$m$ ——跨中或支座单位板宽内的弯矩;

$q$ ——均布荷载;

$l$ ——板的较小跨度。

对跨中弯矩,当  $\mu \neq 0$  时,可按下式计算:

$$m_x^{(\mu)} = m_x + \mu m_y$$

$$m_y^{(\mu)} = m_y + \mu m_x$$

对钢筋混凝土板,可取  $\mu = 1/6$ 。

## 2. 连续双向板的计算

连续双向板内力与变形的精确计算较复杂,为了简化起见,对双向板上可变荷载的最不利布置以及支承情况等,提出了既接近实际情况,又便于计算的方法,使之能运用单块板的计算系数表进行计算。这种方法对双向板的支承梁作如下假定:

(1) 抗弯刚度很大,即垂直变形可忽略不计;

(2) 抗扭刚度很小,即可以自由转动。

当求支座最大弯矩时,为了简化计算,假定全板各区格均满布可变荷载。这样,内区格可按四边固定支座的单块板计算其支座弯矩;边区格的外边界支座则按实际情况确定,内支座按固定支座考虑,然后从附表 2 中查出相应支承条件单块板的支座弯矩系数,再计算出支座弯矩。

当求某区格跨中最大弯矩时,可变荷载的最不利布置如图 1.36 所示,即在本区格布置可变荷载,然后在其前后、左右每隔一区格布置可变荷载。在这种荷载作用下,可将可变荷载  $p$  与永久荷载  $g$  分为  $g + p/2$  与  $\pm p/2$  两部分,分别作用于相应区格(见图 1.36(a), (b))。

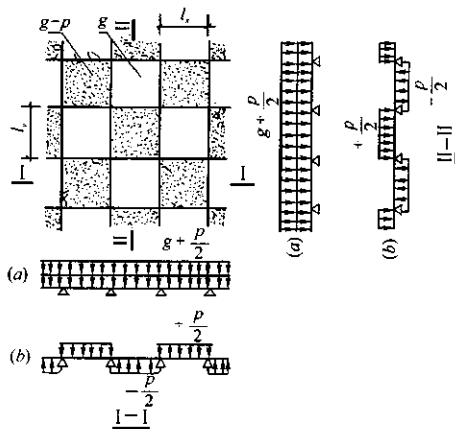


图 1.36 可变荷载最不利布置

当全板各区格均满布  $g + p/2$  时,各区格的支承条件如前所述,可视为固定支座。当所求区格作用有  $p/2$ ,相邻区格作用有  $-p/2$ ,其余区格均间隔布置时,可近似视为承受反对称荷载  $\pm p/2$  的连续板,中间支座的弯矩为零,即其内区格可按四边简支的单块板计算跨中弯矩;

边区格的外边界支座按实际情况确定,内支座则按简支考虑。最后,将所求区格在两部分荷载作用下的跨中弯矩叠加,即得该区格跨中最大弯矩。

### 3. 连续双向板支承梁的计算

双向板上承受的荷载,其传力方向可认为是朝最近的支承梁传递,因此双向板支承梁的内力计算简图可简化为:沿板长跨方向支承梁的荷载为梯形分布,沿板短跨方向的荷载为三角形分布(见图 1.37)。

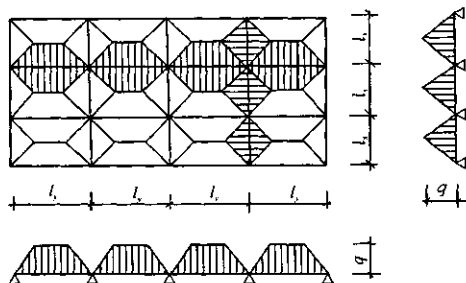


图 1.37 支承梁受力图

对于承受梯形或三角形荷载连续梁的内力,可用结构力学的方法或利用有关手册中的内力系数表进行计算。

## 1.2.3 塑性理论计算方法

钢筋混凝土双向板在均布荷载作用下,裂缝不断展开,最后破坏时的裂缝分布已如图 1.35 所示。在最大裂缝线上,受拉钢筋达到屈服强度时,其承受的内力矩即为屈服弯矩或极限弯矩,同时此裂缝线具有较强的转动能力,故常称为塑性铰线。由于钢筋混凝土双向板具有一定的塑性性质,故可采用塑性理论进行计算。这样不但可节省钢筋,而且还可使配筋方便,易于施工。

双向板作为高次超静定结构,按塑性理论计算其精确解是比较困难的,一般只能按塑性理论计算其上限解和下限解。常用的计算方法有极限平衡法和能量法(亦称虚功法和机动法)等。

现将用极限平衡法(塑性铰线法)计算双向板极限承载力的方法叙述如下。

计算时需作如下基本假定:

- (1) 双向板在即将破坏时,在最大弯矩处形成塑性铰线;
- (2) 在均布荷载作用下,塑性铰线为直线,整块板由塑性铰线划分为若干个板块,当形成足够的塑性铰线后,结构即形成一个机动体系而破坏,称为破坏机构;
- (3) 板块的变形远小于塑性铰线处的变形,故可把板块视为刚性平面,破坏时,各板块绕塑性铰线转动;
- (4) 整块板在即将破坏时,理论上存在多组塑性铰线,但其中只有一组是最危险的,即在

该组塑性铰线上只能承受最小的极限荷载；

(5) 在最危险的塑性铰线上，只承受常量的极限弯矩，扭矩和剪力均很小，可略去不计。

在均布荷载作用下，当不计四边支承矩形双向板的角部和边界效应时，其破坏模式主要有倒锥形、倒幕形和正幕形三种。倒锥形是最基本的破坏模式，为简化计算，可将此破坏模式近似看作对称的，跨中斜向塑性铰线与邻边夹角均取为  $45^\circ$ 。简化后的倒锥形破坏模式如图 1.38(a) 所示。

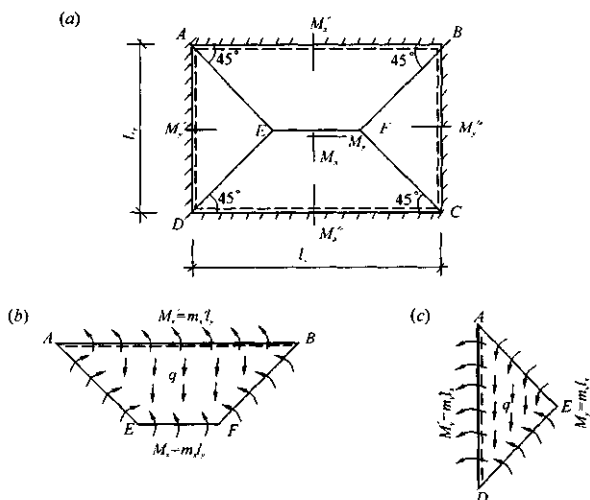


图 1.38 简化倒锥形破坏图

取脱离体  $ABFE$  (见图 1.38(b))，根据静力平衡条件，对  $AB$  边取矩得：

$$M'_x + M_x = q \times (l_y - l_x) \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{l_x}{2} + 2q \times \frac{1}{2} \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{3} \times \frac{l_x}{2}$$

整理后得

$$M'_x + M_x = \frac{ql_x^2}{24} (3l_y - 2l_x) \quad (1.11)$$

取脱离体  $AED$  (见图 1.38(c))，根据静力平衡条件，对  $AD$  边取矩得

$$M'_y + M_y = q \times \frac{1}{2} \times l_x \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{3} \times \frac{l_x}{2}$$

整理后得

$$M'_y + M_y = \frac{ql_x^3}{24} \quad (1.12)$$

同理，分别取脱离体  $EFCD$  和  $BCF$  得

$$M''_x + M_x = \frac{ql_x^2}{24} (3l_y - 2l_x) \quad (1.13)$$

$$M''_y + M_y = \frac{ql_x^3}{24} \quad (1.14)$$

合并以上四式得

$$M'_x + M''_x + M'_y + M''_y + 2M_x + 2M_y = \frac{ql_x^2}{12}(3l_y - l_x) \quad (1.15)$$

式中:

$M'_x, M''_x, M'_y, M''_y$ ——对应于  $l_x$  和  $l_y$  方向整块板内的两对支座塑性铰线上总的极限负弯矩;  $M'_x = m'_x l_y, M''_x = m''_x l_y, M'_y = m'_y l_x, M''_y = m''_y l_x$ , 式中  $m'_x, m''_x, m'_y, m''_y$  分别为  $l_x$  和  $l_y$  方向支座上, 单位板宽内的极限弯矩, 取绝对值;

$M_x, M_y$ ——对应于  $l_x$  和  $l_y$  方向整块板内的跨中塑性铰线上总的极限弯矩;  $M_x = m_x l_x, M_y = m_y l_y$ , 式中  $m_x, m_y$  分别为  $l_x$  和  $l_y$  方向跨中单位板宽内的极限弯矩;

$q$ ——板上作用的均布荷载设计值;

$l_x$ ——双向板短跨长度;

$l_y$ ——双向板长跨长度。

具体计算时, 式(1.15)中有六个未知数  $M'_x, M''_x, M'_y, M''_y, M_x$  和  $M_y$  不可能求解, 此时可事先选定各弯矩之间的比值:

$$\alpha = \frac{m_y}{m_x} = \frac{l_x^2}{l_y^2} \quad (1.16)$$

$$\beta_x = \frac{m'_x}{m_x} = \frac{m''_x}{m_x} \quad (1.17)$$

$$\beta_y = \frac{m'_y}{m_y} = \frac{m''_y}{m_y} \quad (1.18)$$

式中,  $\beta_x$  和  $\beta_y$  宜在 1.5 ~ 2.5 之间选用, 通常选用 2.0。

式(1.15)中左边各项皆可通过  $\alpha$  和  $\beta$  换算成  $m_x$  和  $m_y$ , 当已知  $l_x, l_y$  和  $q$  后, 即可计算出  $m_x$  或  $m_y$ , 进而求出  $m'_x, m''_x, m'_y, m''_y$ , 然后作截面配筋计算。

对于具有固定边界条件的双向板, 一般离支座  $l_x/4$  处, 跨中钢筋  $A_s$  可弯起 1/2 伸入支座, 以承受支座负弯矩, 此时板内总的极限弯矩为

$$M_x = (l_y - \frac{l_x}{4})m_x$$

$$M_y = m_y(l_x - \frac{l_x}{4}) = \frac{3}{4}\alpha l_x m_x$$

$$M'_x = M''_x = m'_x l_y = \beta_x l_y m_x$$

$$M'_y = M''_y = m'_y l_x = \alpha \beta_y l_x m_x$$

将以上各式代入式(1.15)后, 同样可求出  $l_x$  方向跨中单位板宽内的弯矩  $m_x$ , 进一步可求出  $m'_x, m''_x, m_y, m'_y$  和  $m''_y$  等单位板宽内的弯矩。

对于连续双向板, 可反复使用式(1.15)进行计算, 先从中间区格开始, 将从中间区格板计算中得出的各支座弯矩值, 作为计算相邻区格板已知的支座弯矩值。然后依次向外, 直至计算出全部外区格板的弯矩值。

在连续板中, 为满足支座负弯矩的需要, 一部分钢筋往往需要弯起并伸入支座。但当跨中一部分钢筋过早地弯起或切断时, 将使剩余的钢筋有可能承担不了该处的正弯矩, 而比跨度中心先出现塑性铰线, 从而形成如图 1.39 所示的倒幕形破坏模式, 对这种情况应按式(1.19)进行验算:

$$q(l_x l_y - l_x l_y - l_x l_y + \frac{4}{3} l_x l_y) = \frac{2\bar{M}_x + M'_x + M''_x}{l_x} + \frac{2\bar{M}_y + M'_y + M''_y}{l_y} \quad (1.19)$$

式中:

$\bar{l}_x, \bar{l}_y$ ——跨中板底两个方向钢筋起弯点或截断点离相应支座的距离;

$\bar{M}_x, \bar{M}_y$ ——跨中板底两个方向伸入相应支座的全部钢筋所能承受的极限弯矩。

通常,当跨中两个方向的钢筋在距板边不大于  $l_x/4$  的范围

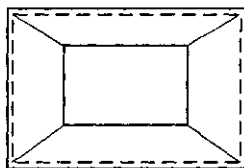


图 1.39 倒幕形破坏图

内截断或弯起  $A_s/2$  时,可不验算。但在简支边,钢筋不能截断。

连续双向板当有棋盘式间隔布置的可变荷载时,可能产生

如图 1.40 所示的破坏模式。在有可变荷载的区格为倒锥形破坏,板底出现正塑性铰线,无可变荷载的区格则为向上鼓起的正幕形破坏,板面出现负塑性铰线。这是由于从支座上板顶伸出的钢筋过早弯下或截断,使剩下的板顶受拉钢筋承担不了该处的负弯矩之故。对这种可能产生的正幕形破坏模式,需验算支座板顶钢筋的下弯点或截断点,即支座板顶钢筋应伸过支座  $\zeta l_x$  或  $\zeta l_y$  之后才能下弯或截断。 $\zeta$  可按下列近似公式计算:

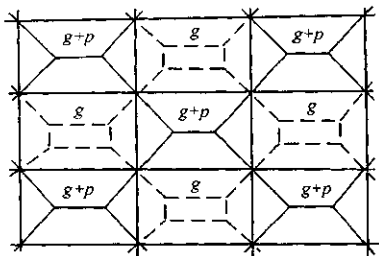


图 1.40 可变荷载不利布置时的破坏图式

$$\zeta = \frac{1}{2 + 1/\eta} \quad (1.20)$$

式中:

$$\eta = \frac{m'_x + m''_x}{g l_x^2} + \frac{m'_y + m''_y}{g l_y^2};$$

$m'_x, m''_x, m'_y, m''_y$ ——相应支座边界处单位长度上的弯矩绝对值。

## 1.2.4 截面设计与构造要求

### 1.2.4.1 截面设计特点

周边与梁整体连接的双向板,随着裂缝的出现与开展,周边支承梁将在板的平面内产生水平推力,即存在所谓穹顶或薄膜作用,从而使板中弯矩减小。截面设计时,为考虑这种有利影响,《规范》规定:四边与梁整体连接板的弯矩可乘以下列折减系数:

(1) 对于连续板中间区格的跨中及中间支座截面,折减系数为 0.8。

(2) 对于边区格的跨中及自楼板边缘算起的第二支座截面,当  $l_b/l < 1.5$  时,折减系数为 0.8;当  $1.5 \leq l_b/l < 2.0$  时,折减系数为 0.9。此处  $l_b$  为区格沿楼板边缘方向的跨度, $l$  为区格垂直于楼板边缘方向的跨度。

(3) 对于角区格的各截面,不予折减。

### 1.2.4.2 构造要求

双向板的厚度,一般不宜小于8mm,也不大于16mm,同时为了保证板的刚度,板的厚度 $h$ 还应符合:

$$\text{简支板} \quad h \geq l_x/45$$

$$\text{连续板} \quad h \geq l_x/50$$

此处 $l_x$ 是较小跨度。

受力钢筋沿纵横两个方向设置,此时应将弯矩较大方向的钢筋设置在外层,另一方向的钢筋设置在内层。

配筋形式类似于单向板,有弯起式与分离式两种。

沿墙边及墙角的板内构造钢筋与单向板楼盖相同。

按弹性理论计算时,其跨中弯矩不仅沿板长变化,而且沿板宽向两边逐渐减小;而板底钢筋是按跨中最大弯矩求得的,故应在两边予以减少。将板按纵横两个方向各划分为两个宽为 $l_x/4$ ( $l_x$ 为较小跨度)的边缘板带和一个中间板带(见图1.41)。边缘板带的配筋为中间板带配筋的50%。连续支座上的钢筋,应沿全支座均匀布置。受力钢筋的直径、间距、弯起点及截断点的位置等均可参照单向板配筋的有关规定。

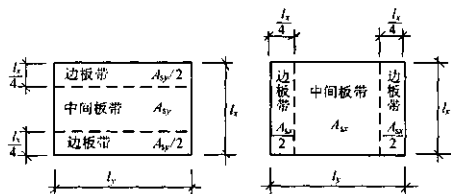


图 1.41 双向板配筋的分区和配筋量规定

按塑性理论计算时,根据计算假定,应均匀布置钢筋,跨中钢筋的全部或一半应伸入支座。

### 1.2.4.3 双向板肋梁楼盖板设计实例

某厂房楼盖平面如图1.42所示,楼面可变荷载标准值为 $6.0\text{kN/m}^2$ ,混凝土强度等级为C20,钢筋采用I级钢筋。板厚为10mm,支承梁宽度为200mm,试分别按弹性理论和塑性理论方法对楼板进行配筋设计(板搁支长度为240mm)。

#### 1. 荷载计算

永久荷载 $g$

100mm 厚板自重	$1.2 \times 0.1 \times 25 = 3.0(\text{kN/m}^2)$
20mm 厚水泥砂浆抹面	$1.2 \times 0.02 \times 20 = 0.48(\text{kN/m}^2)$
15mm 厚天棚抹灰	$1.2 \times 0.015 \times 17 = 0.31(\text{kN/m}^2)$

$$g = 3.79(\text{kN/m}^2)$$

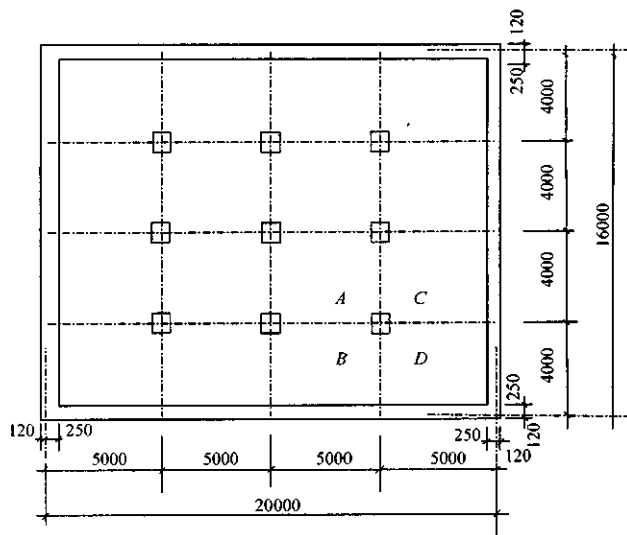


图 1.42 楼盖平面图

可变荷载  $p$ :

$$1.3 \times 6.0 = 7.8 (\text{kN/m}^2)$$

合 计

$$g + p = 11.59 (\text{kN/m}^2)$$

2. 按弹性理论方法计算

计算每一区格跨中的正弯矩时, 取

$$g' = g + \frac{p}{2} = 3.79 + \frac{7.8}{2} = 7.69 (\text{kN/m}^2) \quad (\text{除边支座外, 各边固支})$$

$$p' = \frac{p}{2} = \frac{7.8}{2} = 3.9 (\text{kN/m}^2) \quad (\text{四边简支})$$

计算每一区格支座的负弯矩时, 取

$$g + p = 11.59 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{除边支座外, 各边固支})$$

为简单起见, 跨中正弯矩只计算各区格板中心点的弯矩值, 中间跨的计算跨度取轴线间的距离。

边跨的计算跨度为 ( $h_b < a$ ):

$$\text{短跨: } l_x = l_0 + \frac{b}{2} + \frac{h_b}{2} = 4.0 - 0.25 - \frac{0.2}{2} + \frac{0.2}{2} + \frac{0.1}{2} = 3.8 (\text{m})$$

$$\text{长跨: } l_y = l_0 + \frac{b}{2} + \frac{h_b}{2} = 5.0 - 0.25 - \frac{0.2}{2} + \frac{0.2}{2} + \frac{0.1}{2} = 4.8 (\text{m})$$

各区格弯矩计算见表 1.9。



表 1.9 各区格单位板宽内弯矩计算(kN·m/m)

项 目	A 区格	B 区格	C 区格	D 区格
$l_x/l_y$	4.0/5.0 = 0.800	3.8/5.0 = 0.760	4.0/4.8 = 0.833	3.8/4.8 = 0.792
$m_x$ ( $\mu = 0$ )	$(0.0271 \times 7.69 + 0.0561 \times 3.9) \times 4.0^2 = 6.835$	$(0.0321 \times 7.69 + 0.0608 \times 3.9) \times 3.8^2 = 6.989$	$(0.0296 \times 7.69 + 0.0524 \times 3.9) \times 4.0^2 = 6.912$	$(0.0361 \times 7.69 + 0.0570 \times 3.9) \times 3.8^2 = 7.219$
$m_y$ ( $\mu = 0$ )	$(0.0144 \times 7.69 + 0.0334 \times 3.9) \times 4.0^2 = 3.856$	$(0.0210 \times 7.69 + 0.0320 \times 3.9) \times 3.8^2 = 4.134$	$(0.0133 \times 7.69 + 0.0343 \times 3.9) \times 4.0^2 = 3.777$	$(0.0202 \times 7.69 + 0.0331 \times 3.9) \times 3.8^2 = 4.107$
$m_x$ ( $\mu = \frac{1}{6}$ )	$6.835 + 3.856/6 = 7.478$	$6.989 + 4.134/6 = 7.678$	$6.912 + 3.777/6 = 7.542$	$7.219 + 4.107/6 = 7.904$
$m_y$ ( $\mu = \frac{1}{6}$ )	$3.856 + 6.835/6 = 4.995$	$4.134 + 6.989/6 = 5.299$	$3.777 + 6.912/6 = 4.929$	$4.107 + 7.219/6 = 5.310$
$m'_x$	$-0.0664 \times 11.59 \times 4.0^2 = -12.313$	$-0.0824 \times 11.59 \times 3.8^2 = -13.790$	$-0.0703 \times 11.59 \times 4.0^2 = -13.036$	$-0.0892 \times 11.59 \times 3.8^2 = -14.928$
$m'_y$	$-0.0559 \times 11.59 \times 4.0^2 = -10.366$	$-0.0725 \times 11.59 \times 3.8^2 = -12.134$	$-0.0568 \times 11.59 \times 4.0^2 = -10.533$	$-0.0750 \times 11.59 \times 3.8^2 = -12.552$

注:  $m_x, m'_x$  为板短跨方向的跨中、支座单位板宽内的弯矩;

$m_y, m'_y$  为板长跨方向的跨中、支座单位板宽内的弯矩。

由表 1.9 中的计算结果可知,板间支座弯矩不平衡,配筋时可近似地取相邻两区格支座弯矩的平均值,即

$$A-B \text{ 支座 } m'_x = \frac{(-12.313 - 13.790)}{2} = -13.052 (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$A-C \text{ 支座 } m'_y = \frac{(-10.366 - 10.533)}{2} = -10.450 (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$B-D \text{ 支座 } m'_y = \frac{(-12.314 - 12.552)}{2} = -12.343 (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$C-D \text{ 支座 } m'_x = \frac{(-13.036 - 14.928)}{2} = -13.982 (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

考虑到薄膜-穹顶作用,对 A 区格所求的弯矩折减 20%。由于未设圈梁,边区格弯矩不予折减。

配筋计算时,也可采用以下近似公式计算:

$$A_s = \frac{m}{0.9f_y h_0}$$

式中有效高度的取值为:

$$\text{跨中 } h_{0x} = 80\text{mm}, \quad h_{0y} = 70\text{mm}$$

$$\text{支座 } h_0 = 80\text{mm}$$

(具体配筋计算略。)

### 3. 按塑性理论方法计算

中间跨的计算跨度取净跨,即

$$\text{短跨 } l_x = 4.0 - 0.2 = 3.8(\text{m})$$

$$\text{长跨 } l_y = 5.0 - 0.2 = 4.8(\text{m})$$

边跨的计算跨度为( $h_b < a$ ):

$$\text{短跨 } l_x = l_0 + \frac{h_b}{2} = 4.0 - 0.25 - \frac{0.2}{2} + \frac{0.1}{2} = 3.7(\text{m})$$

$$\text{长跨 } l_y = l_0 + \frac{h_b}{2} = 5.0 - 0.25 - \frac{0.2}{2} + \frac{0.1}{2} = 4.7(\text{m})$$

(1) A 区格:取

$$\alpha = \frac{m_x}{m_x} = \frac{l_x^2}{l_y^2} = \frac{3.8^2}{4.8^2} = 0.63$$

$$\beta = \frac{m'_x}{m_x} = \frac{m''_x}{m_x} = \frac{m'_y}{m_y} = \frac{m''_y}{m_y} = 2.0$$

由于离板边  $l_x/4$  范围内将跨中钢筋弯起一半,在此范围内 50% 的钢筋与跨中塑性铰线不相交,所以

$$M_x = (l_y - \frac{l_x}{4})m_x = (4.8 - \frac{3.8}{4})m_x = 3.85m_x$$

$$M_y = (l_x - \frac{l_y}{4})m_y = \frac{3}{4}l_x\alpha m_x = \frac{3}{4} \times 3.8 \times 0.63m_x = 1.796m_x$$

$$M'_x = M''_x = l_y m'_x = l_y \beta m_x = 4.8 \times 2.0m_x = 9.6m_x$$

$$M'_y = M''_y = l_x m'_y = l_x \alpha \beta m_x = 3.8 \times 0.63 \times 2.0m_x = 4.788m_x$$

A 区格为四周与梁整体连接的板,弯矩可折减 20%,所以

$$0.8 \times \frac{q l_x^2}{12} (3l_y - l_x) = 2M_x + 2M_y + M'_x + M''_x + M'_y + M''_y$$

$$0.8 \times \frac{11.59 \times 3.8^2}{12} (3 \times 4.8 - 3.8) = 2m_x (3.85 + 1.796 + 9.6 + 4.788)$$

求出每米板宽内的弯矩为

$$m_x = 2.952 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$m_y = \alpha m_x = 0.63 \times 2.952 = 1.860 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$m'_x = m''_x = \beta m_x = 2.0 \times 2.952 = 5.904 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$m'_y = m''_y = \beta m_y = 2.0 \times 1.860 = 3.720 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

各截面的配筋

跨中:

$$A_{sx} = \frac{m_x}{0.9f_y h_0} = \frac{2.952 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 80} = 195 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 6 @ 200, A_s = 196 \text{mm}^2$ 。

$$A_{sy} = \frac{m_y}{0.9f_y h_0} = \frac{1.860 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 70} = 141 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 6 @ 200, A_s = 141 \text{mm}^2$ 。

支座:

$$A'_{sx} = A''_{sx} = \frac{m'_x}{0.9f_y h_0} = \frac{5.904 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 80} = 390 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 6 @ 100, A_s = 393 \text{mm}^2$  及  $\phi 6 / 10 @ 200 + \phi 6 @ 200, A_s = 408 \text{mm}^2$ 。

$$A'_{sy} = A''_{sy} = \frac{m'_y}{0.9f_y h_0} = \frac{3.720 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 80} = 346 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 6 @ 100, A_s = 283 \text{mm}^2$  及  $\phi 6 / 8 @ 200 + \phi 6 @ 200, A_s = 337 \text{mm}^2$ 。

(2) B 区格:由 A 区格可知  $m'_x = 5.904 \text{kN} \cdot \text{m}, m''_x = 0$ , 取

$$\alpha = \frac{m_x}{m_x} = \frac{l_x^2}{l_y^2} = \frac{3.7^2}{4.8^2} = 0.59$$

$$\beta = \frac{m'_x}{m_x} = \frac{m''_x}{m_x} = 2.0$$

$$M_x = (l_y - \frac{l_x}{4})m_x = (4.8 - \frac{3.7}{4})m_x = 3.875m_x$$

$$M_y = \left(l_x - \frac{l_x}{4}\right)m_y = \frac{3}{4}l_x \alpha m_x = \frac{3}{4} \times 3.7 \times 0.59m_x = 1.637m_x$$

$$M'_x = l_y m'_x = 4.8 \times 5.904 = 28.339 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_x = M''_y = l_x m'_y = l_x \alpha \beta m_x = 3.7 \times 0.59 \times 2.0m_x = 4.366m_x$$

由于未设圈梁,边区格弯矩不折减,所以

$$\frac{q l_x^2}{12} (3l_y - l_x) = 2M_x + 2M_y + M'_x + M'_y + M''_y$$

$$\frac{11.59 \times 3.7^2}{12} \times (3 \times 4.8 - 3.7) = 2m_x(3.875 + 1.637 + 4.366) + 28.339$$

求出每米板宽内的弯矩为

$$m_x = 5.72 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$m_y = \alpha m_x = 0.59 \times 5.727 = 3.379 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$m'_y = m''_y = \beta m_y = 2.0 \times 3.379 = 6.758 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

#### 各截面的配筋

跨中:

$$A_{sx} = \frac{m_x}{0.9 f_y h_0} = \frac{5.727 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 80} = 379 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 10 @ 200, A_s = 393 \text{ mm}^2$ 。

$$A_{sy} = \frac{m_y}{0.9 f_y h_0} = \frac{3.379 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 70} = 255 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 8 @ 200, A_s = 251 \text{ mm}^2$  (减少了 1.6%)。

支座:

$$A'_{sy} = A''_{sy} = \frac{m'_y}{0.9 f_y h_0} = \frac{6.758 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 80} = 447 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 8 @ 200 + \phi 6/8 @ 200, A_s = 447 \text{ mm}^2$ 。

(3) C 区格:由 A 区格可知  $m'_y = 3.720 \text{ kN} \cdot \text{m}, m''_y = 0$ , 取

$$\alpha = \frac{m_x}{m_y} = \frac{l_y^2}{l_x^2} = \frac{3.8^2}{4.7^2} = 0.65$$

$$\beta = \frac{m'_x}{m_x} = \frac{m''_x}{m_x} = 2.0$$

$$M_x = \left(l_y - \frac{l_x}{4}\right)m_x = \left(4.7 - \frac{3.8}{4}\right)m_x = 3.750m_x$$

$$M_y = \left(l_x - \frac{l_x}{4}\right)m_y = \frac{3}{4}l_x \alpha m_x = \frac{3}{4} \times 3.8 \times 0.65m_x = 1.853m_x$$

$$M'_x = M''_x = l_y m'_x = l_y \beta m_x = 4.7 \times 2.0m_x = 9.400m_x$$

$$M'_y = l_x m'_y = 3.8 \times 3.720 = 14.136 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

由于未设圈梁,边区格弯矩不折减,所以

$$\frac{q l_x^2}{12} (3l_y - l_x) = 2M_x + 2M_y + M'_x + M'_y + M''_x$$

$$\frac{11.59 \times 3.8^2}{12} \times (3 \times 4.7 - 3.8) = 2m_x(3.750 + 1.853 + 9.400) + 14.136$$

求出每米板宽内的弯矩为

$$m_x = 4.316 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$m_y = \alpha m_x = 0.65 \times 4.316 = 2.806 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$m'_x = m''_x = \beta m_x = 2.0 \times 4.316 = 8.632 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

#### 各截面的配筋

跨中:

$$A_{sx} = \frac{m_x}{0.9f_y h_0} = \frac{4.316 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 80} = 285 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 8@180, A_s = 279 \text{mm}^2$  (少 2.1%)。

$$A_{sy} = \frac{m_y}{0.9f_y h_0} = \frac{2.806 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 70} = 212 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 8@200, A_s = 251 \text{mm}^2$ 。

支座:

$$A'_{sx} = A''_{sx} = \frac{m'_x}{0.9f_y h_0} = \frac{8.632 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 80} = 571 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 8@90, A_s = 559 \text{mm}^2$  (少 2.1%) 及  $\phi 8/10@180 + \phi 6/8@180, A_s = 576 \text{mm}^2$ 。

(4) D 区格: 由 B 区和 C 区格可知  $m'_x = 8.632 \text{kN} \cdot \text{m}, m''_x = 0, m'_y = 6.758 \text{kN} \cdot \text{m}, m''_y = 0$ , 取

$$\alpha = \frac{m_y}{m_x} = \frac{l_y^2}{l_x^2} = \frac{3.7^2}{4.7^2} = 0.62$$

$$M_x = \left( l_y - \frac{l_x}{4} \right) m_x = \left( 4.7 - \frac{3.7}{4} \right) m_x = 3.775 m_x$$

$$M_y = \left( l_x - \frac{l_y}{4} \right) m_y = \frac{3}{4} l_x \alpha m_x = \frac{3}{4} \times 3.7 \times 0.62 m_x = 1.721 m_x$$

$$M'_x = l_y m'_x = 4.7 \times 8.632 = 40.570 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M'_y = l_x m'_y = 3.7 \times 6.758 = 25.005 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

角区格弯矩不折减, 所以

$$\frac{q l_y^2}{12} (3l_y - l_x) = 2M_x + 2M_y + M'_x + M'_y$$

$$\frac{11.59 \times 3.7^2}{12} \times (3 \times 4.7 - 3.7) = 2m_x (3.775 + 1.721) + 40.570 + 25.005$$

求出每米板宽内的弯矩为

$$m_x = 6.544 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$m_y = \alpha m_x = 0.62 \times 6.544 = 4.057 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

#### 各截面的配筋

跨中:

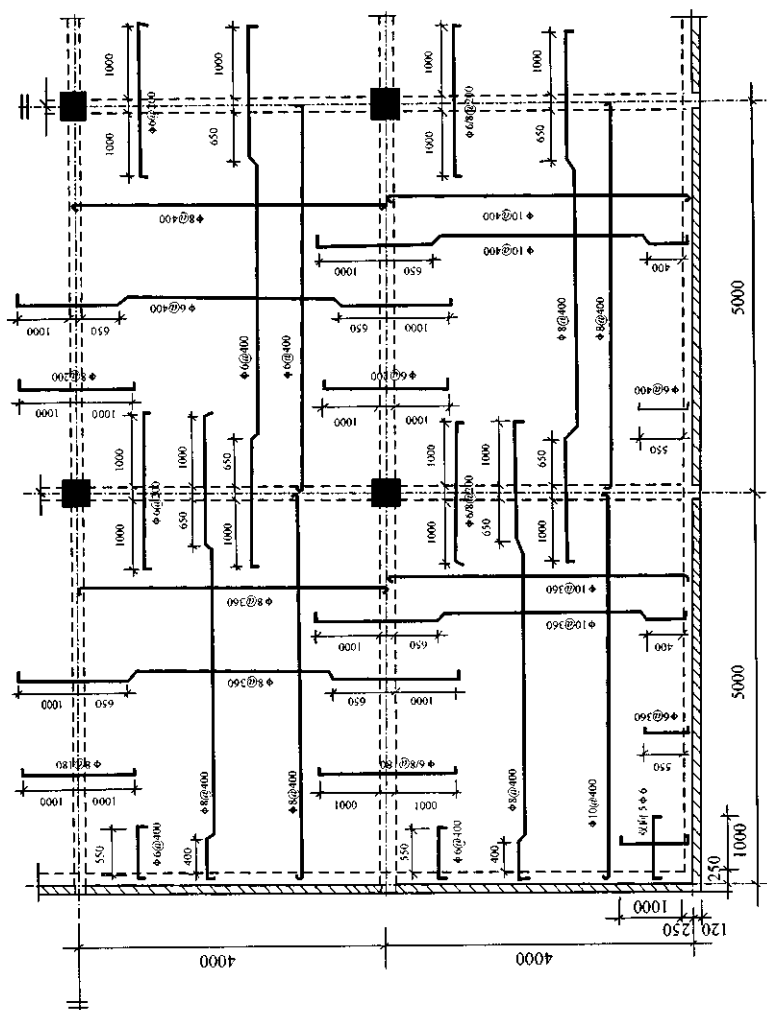
$$A_{sx} = \frac{m_x}{0.9f_y h_0} = \frac{6.544 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 80} = 433 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 10@180, A_s = 436 \text{mm}^2$ 。

$$A_{sy} = \frac{m_y}{0.9f_y h_0} = \frac{4.057 \times 10^6}{0.9 \times 210 \times 70} = 307 (\text{mm}^2)$$

选  $\phi 8@200, A_s = 322 \text{mm}^2$ 。

楼板配筋见图 1.43。



## 1.3 无梁楼盖

无梁楼盖属板柱结构体系,钢筋混凝土平板直接支承在柱上,故板厚比肋梁楼盖为厚。为使板与柱整体连接,增强楼面刚度,并减小板的计算跨度和冲切力,通常在柱的上端加大尺寸,形成柱帽。

无梁楼盖的优点是结构体系简单,传力路径短捷,楼层的净空较大。此外,无梁楼盖的天棚平整美观,对房间的采光、通风及卫生条件也有较大改善。无梁楼盖可采用升板法施工(先在地面上分层预制楼板,然后利用立柱与提升机具将各层预制楼板提升到设计标高并固定),这样可节约大量的模板,同时也提高了工程质量,加快了施工速度。无梁楼盖适用于各种多层工业与民用建筑,如商场、仓库、冷库和书库等。

无梁楼盖平面布置时,每一方向的跨数一般不少于三跨,柱网为正方形或近似正方形,一般以正方形较经济。跨度一般不超过 6m。无梁楼盖的优点是可在边缘设置悬臂板,以减少边跨跨中弯矩和柱的不平衡弯矩,节省钢筋用量,同时也减少了柱帽类型,方便了施工;缺点是房屋四周显得较为狭窄,使用上感觉不太方便,所以一般只在冷库建筑中采用较多。

### 1.3.1 无梁楼盖的试验研究

无梁楼盖在均布荷载作用下,第一批裂缝首先出现于柱帽顶面上。随着荷载增加,柱帽顶面边缘的板面上出现沿柱列轴线的裂缝,并且不断发展(见图 1.44(a))。同时,板底跨中出现成批互相垂直且平行于柱列轴线的裂缝,并不断发展(见图 1.44(b))。当即将破坏时,在柱帽

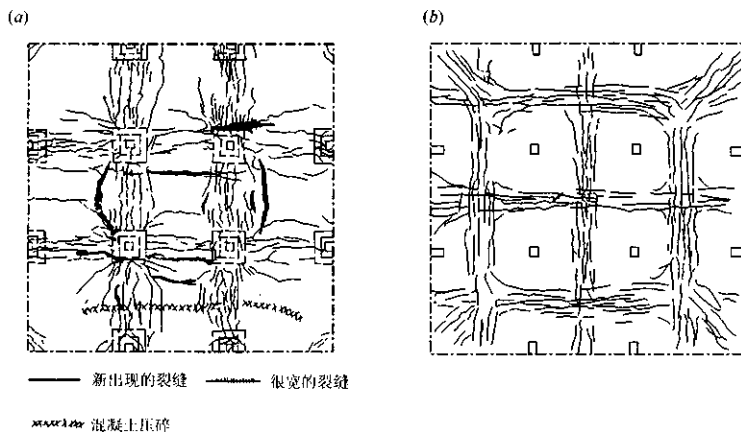


图 1.44 无梁楼盖裂缝图

顶上和沿柱列轴线的板面裂缝以及跨中的板底裂缝出现一些特别宽的主裂缝,在这些裂缝处,受拉钢筋达到屈服强度。当受压混凝土达到弯曲抗压强度时,楼板即告破坏。

由试验可知,无梁楼盖系双向受力,且受力性能较复杂。为了便于分析计算,一般可将整个楼盖沿纵横两个方向假想为两条板带,即柱上板带和跨中板带(见图 1.45)。前者好像是一条搁置在柱支座上的连续板,后者好似一条搁置在弹性柔软支座(柱上板带)上的连续板。

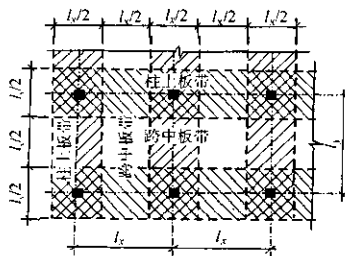


图 1.45 板带划分图

### 1.3.2 弹性理论计算方法

无梁楼盖的弹性理论计算一般采用等代框架法和经验系数法,这两种方法一般应在具有较规则柱网布置的情况下使用。

#### 1. 等代框架法

将整个结构分别沿纵、横柱列方向划分为具有“框架柱”和“框架梁”的纵向与横向等代框架。在竖向荷载作用时,取板跨中心线间的距离作为等代框架梁的宽度;当水平荷载作用时,取板跨中心线间距离的一半作为等代框架梁的宽度。板的厚度作为等代框架梁的高度,跨度分别取  $l_x - \frac{2}{3}c$  和  $l_y - \frac{2}{3}c$ , 此处  $c$  为柱帽顶部宽度。等代框架柱的计算高度为:对于楼层,取层高减去柱帽高度;对于底层,取基础顶面至该层楼层底面的高度减去柱帽高度。

按等代框架计算时,应考虑可变荷载的不利组合,并将最后算得的等代框架梁弯矩值,按表 1.10 中所列的根据试验研究得出的系数分配给柱上板带和跨中板带。

等代框架法适用于任意一区格的长跨与短跨之比不大于 2 的无梁楼盖。

表 1.10 等代框架梁弯矩分配系数

截 面		柱上板带	跨中板带
内 跨	支座截面负弯矩	0.75	0.25
	跨中正弯矩	0.55	0.45
边 跨	第一内支座截面负弯矩	0.75	0.25
	跨中正弯矩	0.55	0.45
	边支座截面负弯矩	0.90	0.10

#### 2. 经验系数法

经验系数法是在试验研究与实践经验的基础上给出两个方向截面总弯矩的分配系数,当计算出截面总弯矩后,再将其分配给柱上板带和跨中板带。因其计算过程简捷方便,故被广泛采用,但为了适用于各种可变荷载的不利布置,要求满足下列条件:

- (1) 每个方向至少要有三个连续跨;

- (2) 同一方向上的最大跨度与最小跨度之比不大于 1.2, 且两端跨不大于相邻的内跨;  
 (3) 任意一区格内长跨与短跨之比不大于 1.5;  
 (4) 可变荷载与永久荷载的比值不大于 3.0;  
 (5) 为了保证无梁楼盖不承受水平荷载, 在该楼盖的结构体系中应具有抗侧力支撑或剪力墙。

计算时只考虑全楼盖满布均布荷载, 不考虑可变荷载的不利组合。每一区格  $x$  和  $y$  方向跨中弯矩和支座弯矩的总和相当于简支梁的最大弯矩, 即

$$M_{0x} = \frac{1}{8} q l_y \left( l_x - \frac{2}{3} c \right)^2 \quad (1.21)$$

$$M_{0y} = \frac{1}{8} q l_x \left( l_y - \frac{2}{3} c \right)^2 \quad (1.22)$$

计算时, 将上述各弯矩值按表 1.10 中所列的系数分配给柱上板带和跨中板带。具体数值列于表 1.11 中。

表 1.11 经验系数法总弯矩分配表

		截 面	柱上板带	跨中板带
内	跨	支座截面负弯矩	$0.5M_0$	$0.17M_0$
		跨中正弯矩	$0.18M_0$	$0.15M_0$
边	跨	第一内支座截面负弯矩	$0.5M_0$	$0.17M_0$
		跨中正弯矩	$0.22M_0$	$0.18M_0$
		边支座截面负弯矩	$0.48M_0$	$0.05M_0$

注: ① 在总弯矩值不变的条件下, 必要时允许将柱上板带负弯矩的 10% 分给跨中板带负弯矩。

② 此表为无悬臂板的经验系数, 有较小悬臂板时仍可采用, 当悬臂板较大且其负弯矩大于边支座截面负弯矩时, 需考虑悬臂弯矩对边支座与内跨的影响。

截面设计时, 对竖向荷载作用下有柱帽的板, 考虑到板的穹顶作用, 除边跨及边支座外, 所有截面的计算弯矩均可折减 20%。

### 1.3.3 塑性理论计算方法

无梁楼盖在可变荷载的不利布置下, 有两种破坏情况: 一种是内跨在带形可变荷载作用下, 出现平行于带形荷载方向的跨中及支座塑性铰线 (见图 1.46(a)); 另一种是在连续满布可变荷载作用下, 每个区格内的跨中板带出现正弯矩的塑性铰线, 柱顶及柱上板带出现负弯矩的塑性铰线 (见图 1.46(b))。

当楼盖平面的长边与短边之比不大于 1.5 以及每个区格的长跨与短跨之比不大于 1.35 时, 可按下列板块极限平衡法进行计算。

#### 1. 带形可变荷载作用下的计算

板跨为  $l_x$  的纵向连续区格上作用着带形荷载, 在板即将破坏时的极限平衡状态下, 形成三条平行的塑性铰线, 如图 1.46(a) 所示。跨中正弯矩塑性铰线位于带形荷载的中心线上, 而支座负弯矩塑性铰线则位于该跨两端离柱轴线  $c_x$  处 ( $c_x$  的大小与柱帽类型有关)。跨中与支座的塑性铰线将该跨分成两条刚性的板块, 这样, 可取一个中间区格内的一条板块进行计算。荷载



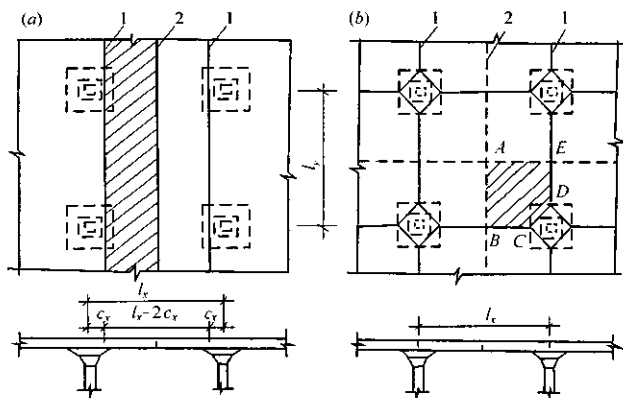


图 1.46 无楼梁盖破坏形态图

作用在半个跨度为  $\frac{(l_x - 2c_x)}{2}$ 、宽度为  $l_y$  的刚性板块上。在极限平衡状态下，取这一板块上所有外荷载对支座塑性铰线的力矩与该板块的两条塑性铰线上的力矩相平衡，即得

$$\frac{q l_y (l_x - 2c_x)^2 / 2^2}{2} = m_x l_y + m'_x l_y$$

化简为

$$\frac{q(l_x - 2c_x)^2}{8} = m_x + m'_x \quad (1.23)$$

式中， $m_x, m'_x$  为沿  $l_y$  方向的跨中及支座塑性铰线单位长度上的极限弯矩，取绝对值。

建议取  $m'_x/m_x = 1 \sim 2$ ，代入式(1.23) 即可求得  $m_x$  及  $m'_x$ 。

## 2. 连续满布可变荷载作用下的计算

当连续满布可变荷载作用时，在极限平衡状态下，中间区格的跨中形成平行于纵、横两柱列轴线且互相垂直的正塑性铰线，把整个区格分成四块刚性板块。在每个柱帽上，形成四条支座负塑性铰线，位于与柱列轴线成  $45^\circ$  角的柱帽边缘上。柱列轴线上也形成支座负塑性铰线，位置如图 1.46(b) 所示。由图可取 1/4 中间区格的板块 ABCDE，对支座塑性铰线 CD 取矩，列出极限平衡方程式为：

$$\frac{q l_x l_y}{4} \left( \frac{l_x}{4} + \frac{l_y}{4} - \frac{c_x}{2} - \frac{c_y}{2} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{q c_x c_y}{2} \cdot \frac{c_x + c_y}{6 \sqrt{2}} = (m_x l_y + m_y l_x + m'_x l_y + m'_y l_x) \frac{1}{2 \sqrt{2}}$$

整理得

$$\frac{q l_x l_y}{4} \left[ \frac{l_x + l_y}{2} - (c_x + c_y) + \frac{2}{3} (c_x + c_y) \frac{c_x c_y}{l_x l_y} \right] = (m_x + m'_x) l_y + (m_y + m'_y) l_x \quad (1.24)$$

式中：

$m_x, m'_x$  —— 沿  $l_y$  方向的跨中与支座塑性铰线单位长度上的极限弯矩，取绝对值；

$m_y, m'_y$  —— 沿  $l_x$  方向的跨中与支座塑性铰线单位长度上的极限弯矩，取绝对值。

当区格为正方形时，沿纵、横两个方向的钢筋可等量均匀布置。若忽略板截面有效高度上的差异，则  $l_x = l_y = l, c_x = c_y = c, m_x = m_y = m, m'_x = m'_y = m'$ ，式(1.24) 可进一步简化为

$$\frac{ql^2}{8} \left[ 1 - 2 \frac{c}{l} + \frac{4}{3} \left( \frac{c}{l} \right)^3 \right] = m + m' \quad (1.25)$$

建议取  $m'/m = 1 \sim 2$ , 代入式(1.25)即可求得  $m$  和  $m'$ 。

无梁楼盖在竖向荷载作用下达到极限状态时,存在着一定程度的穹顶作用,所以计算弯矩也应考虑折减。当计算区格离楼盖边缘之间有两列及两列以上的柱时,该区格楼盖的钢筋计算截面积可减少 10%;当计算区格离楼盖边缘之间只有一列柱时,该区格楼盖的钢筋计算截面积可减少 5%。

### 1.3.4 柱帽设计

在无梁楼盖中,当荷载较大时,为了增加楼面刚度,降低板中的弯矩及支承处的冲切力,常采用柱帽。柱帽的常用类型示于图 1.47 中。

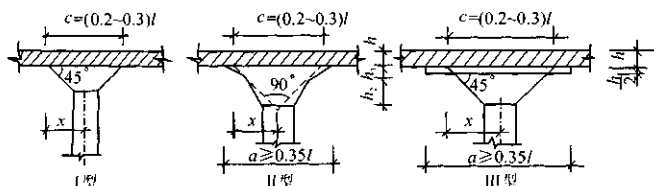


图 1.47 常用柱帽类型图

当荷载不大时,可采用 I 型。当荷载较大时,为使荷载较平缓地从板传至柱端,可采用 II 型,但施工较复杂,其中  $h_1/h_2$  一般可取 2/3。III 型的传力条件略次于 II 型,但施工较方便。

柱帽设计主要是柱帽处楼板的冲切计算。中间区格的每一个中柱,将承受一个区格的全部荷载;柱或柱帽的周界为楼板的冲切面,应满足受冲切承载力的要求,可按下式计算:

$$F_1 \leq 0.6 f_t u_m h_0 \quad (1.26)$$

式中:

$F_1$ ——冲切荷载设计值,取柱所承受的轴向力设计值减去柱顶冲切破坏锥体范围内的均布荷载设计值(见图 1.48),即

$$F_1 = q[l_x l_y - 4(x + h_0)(y + h_0)] \quad (1.27)$$

$q$ ——楼面承受的总均布荷载设计值;

$x, y$ ——假定是 45° 倾角的冲切破坏锥体锥顶与楼板的交点至柱中心线间的距离(见图 1.47),  $x$  和  $y$  不得小于  $0.1l_x$  或  $0.1l_y$ ;

$l_x, l_y$ ——相应于纵横向的柱距;

$f_t$ ——混凝土抗拉强度设计值;

$u_m$ ——冲切破坏锥体斜面的平均周长;

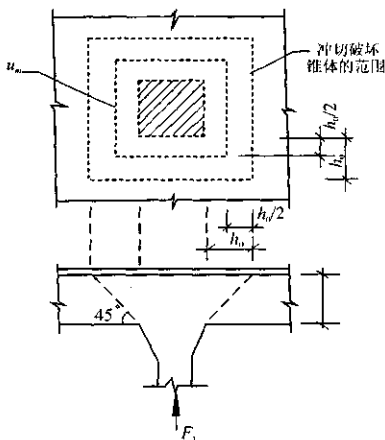


图 1.48 柱帽设计冲切荷载计算图

$h_0$ ——冲切破坏锥体的有效高度。

由于柱帽中的拉、压应力均很小,所以钢筋可按构造配置(见图 1.49)。靠墙边柱的半柱帽内的钢筋配置与中间柱帽相仿。

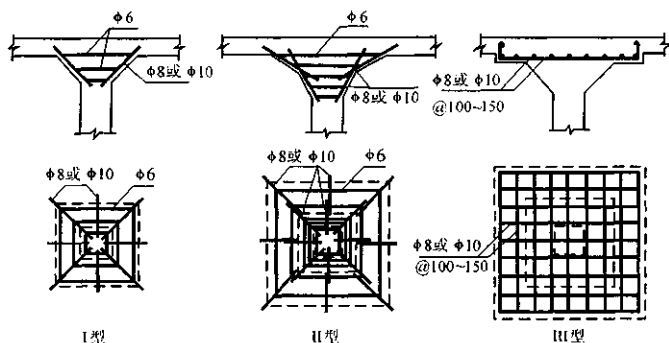


图 1.49 柱帽配筋图

### 1.3.5 构造要求

一般情况下,无梁楼盖的挠度是不计算的,因而板厚必须使楼盖具有足够的刚度,板厚与板的最大跨度之比为:有帽顶板时取  $1/35$ ,无帽顶板时取  $1/32$ 。当采用无柱帽时,柱上板带可适当加厚,加厚部分的宽度可取相应板跨的  $0.3$ 。

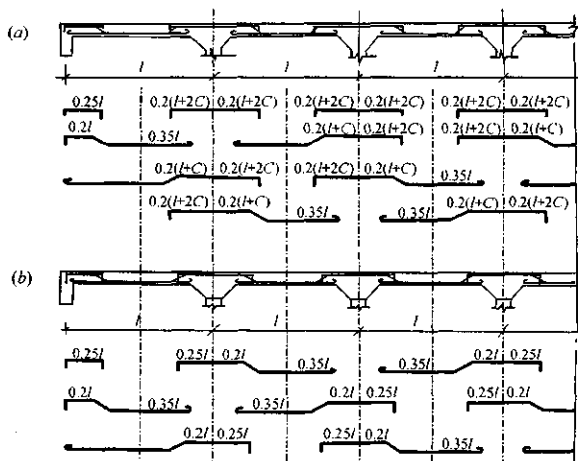


图 1.50 无梁楼盖配筋图

配筋时应与设计计算相对应,将板沿纵、横两个方向均分成柱上板带与跨中板带,然后根据各个板带的跨中及支座上计算所需的钢筋,如同单向连续板一样配置钢筋。配筋形式也分弯起式与分离式两种,通常采用一端弯起、一端直钩的弯起式配筋,这样可减少钢筋类型,且便于施工。钢筋的弯起与截断应满足图 1.50 所示的要求。配置在板顶的负钢筋在施工时容易被压弯,故其直径不宜小于  $\phi 12$ 。

无梁楼盖的周边应设置圈梁,其截面高度不小于板厚的 2.5 倍。圈梁除与半个柱上板带一起承受弯矩外,还须承受扭矩,所以应另设置抗扭的构造钢筋。

## 1.4 楼 梯

楼梯一般由梯段和平台两部分组成,是多层及高层房屋的重要组成部分,房屋间的竖向交通通过它实现。目前,绝大多数多层及高层房屋的楼梯均采用钢筋混凝土建造,它是一种斜向搁置的钢筋混凝土梁板结构。

### 1.4.1 楼梯的类型

楼梯按其结构形式和受力特点主要分为板式和梁式两种。

板式楼梯的梯段是一块斜放的板,板端支承在平台梁上,最下层的梯段可支承在地垄墙上(见图 1.51(a))。板式楼梯的优点是下表面平整、支模施工方便、外观较轻巧,当梯段跨度不超过 3m 时采用较为适宜。板式楼梯的斜板厚度约为跨度的  $\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25}$ ,因而在跨度较大时就显得不够经济。

当梯段跨度超过 3m 时,为节约材料,可在斜板侧面设置斜梁,这样就形成了梁式楼梯(见图 1.51(b))。梁式楼梯的踏步板支承在斜梁上,斜梁再支承于平台梁或地垄墙上。梁式楼梯在梯段跨度较大时较为经济,但它的支模及施工都较麻烦,且外观有时显得较笨重。

梁式楼梯的斜梁一般设置于踏步板两侧,即可设在踏步板下面,也可设在踏步板上,还可以利用现浇钢筋混凝土栏板来代替斜梁而形成栏板梁。当楼梯宽度较小时,可将斜梁设置在宽度的中间而形成单梁式楼梯。

此外,还有剪刀式楼梯(见图 1.51(c))和螺旋式楼梯(见图 1.51(d)),剪刀式楼梯具有悬臂的梯段和平台,支座仅设置在上下楼层处,当建筑中不宜设置平台梁和平台板的支承时,可予采用。螺旋式楼梯一般在不便设置平台的场合或在建筑造型上有特殊要求时采用。剪刀式和螺旋式楼梯造型新颖、轻巧,因此常在公共建筑中采用。但这两种楼梯均属空间受力体系,其受力复杂,计算繁琐,用钢量大,造价较高,故一般情况下较少采用。

楼梯的形式,按其平面布置还可分为单跑楼梯、双跑楼梯和三跑楼梯。若按施工方法则可分为现浇整体式楼梯和预制装配式楼梯等。三跑楼梯一般在层高较大、楼梯间进深较小的房屋中采用。预制装配式楼梯则可用于普通的住宅、学校、办公楼及中小型工业厂房中。

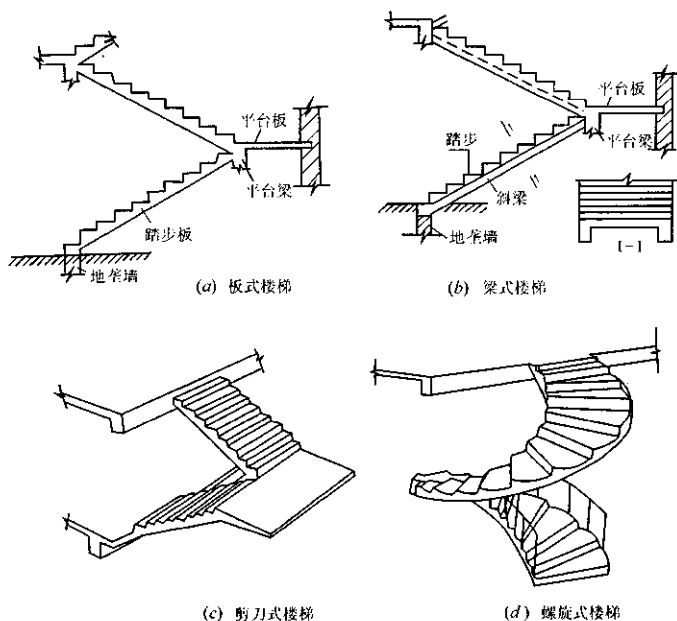


图 1.51 各种形式楼梯的示意图

## 1.4.2 楼梯的内力计算与构造要求

现在介绍一般建筑中最常用的楼梯形式的内力计算与构造要求。

### 1.4.2.1 整体式板式楼梯

#### 1. 内力计算

从平台板与梯段板中取 1m 宽板带作为计算单元,并近似认为平台板和梯段板板带都简支于平台梁上,且两板带在支座处不连续。

梯段板的计算简图如图 1.52 所示。

设图中荷载  $g' + p'$  为沿斜向板长每米的永久荷载(包括踏步、梯段板及上、下抹灰的重量)和可变荷载的设计值。为计算梯段板的内力,将  $g' + p'$  分解为垂直于板面和平行于板面的两个分量(见图 1.52(b)),以其中垂直于板面的荷载分量  $g'' + p'' = (g' + p') \cdot \cos \alpha$  为荷载,可求得梯段板跨中的最大弯矩为

$$M_{\max} = \frac{1}{8}(g'' + p'')l'^2 = \frac{1}{8}(g' + p')\cos \alpha \cdot \left(\frac{l}{\cos \alpha}\right)^2$$

$$= \frac{1}{8} \times \frac{g' + p'}{\cos \alpha} \times l'^2 = \frac{1}{8} (g + p) l^2 \quad (1.28)$$

式中:

$l'$ ——梯段板斜向的实际计算跨度;

$l$ ——梯段板计算跨度的水平投影长度,  $l = l' \cos \alpha$ , 设计时可取  $l$  为两平台梁中心线之间的水平距离;

$g + p$ ——作用于梯段板上的总荷载设计值沿水平方向的荷载集度,  $g + p = (g' + p') / \cos \alpha$ , 设计中, 荷载规范给出的可变荷载本来就是按水平方向计算的, 故实际上只需把沿斜向分布的永久荷载  $g'$  换算成沿水平方向分布的  $g$  即可;

$\alpha$ ——梯段板的倾角。

考虑到梯段板和平台板与平台梁之间并非理想铰接, 在连接处平台板和平台梁对梯段板有一定的约束作用, 因而可减小梯段板的跨中弯矩, 故在工程中常取梯段板的跨中最大弯矩为

$$M_{\max} = \frac{1}{10} (g + p) l^2 \quad (1.29)$$

但当梯段板有一端支承在砖墙上时, 其跨中最大弯矩仍按式(1.28)计算。

平台板的计算同一般简支板, 跨中最大弯矩也可按式(1.28)或式(1.29)计算。

平台梁承受梯段板、平台板传来的荷载及平台梁自重, 计算同普通均布荷载水平简支梁。

## 2. 构造要求

(1) 梯段板厚度应不小于  $l/30 \sim l/25$ , 一般可取板厚  $h = 100 \sim 120\text{mm}$ 。

(2) 梯段板配筋应满足图 1.53 的各项构造要求, 配筋可采用弯起式或分离式两种。

(3) 平台板和平台梁配筋可参照普通现浇整体式梁板结构的构造要求。

### 1.4.2.2 整体式梁式楼梯

#### 1. 内力计算

梁式楼梯各构件的计算简图如图

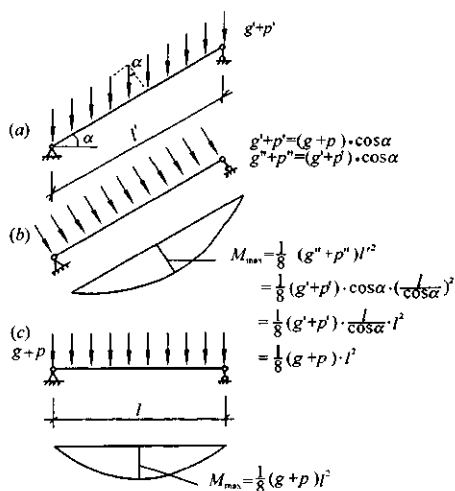


图 1.52 梯段板的计算简图

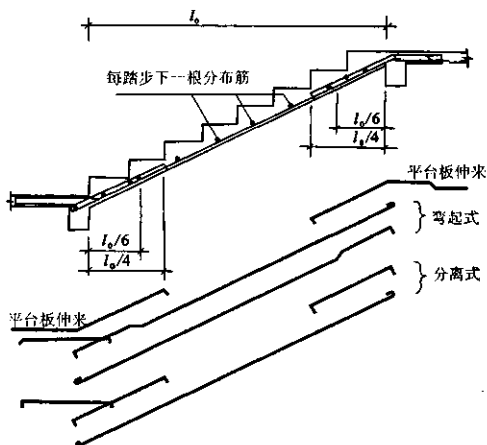


图 1.53 整体式板式楼梯的配筋构造

1.54 所示。

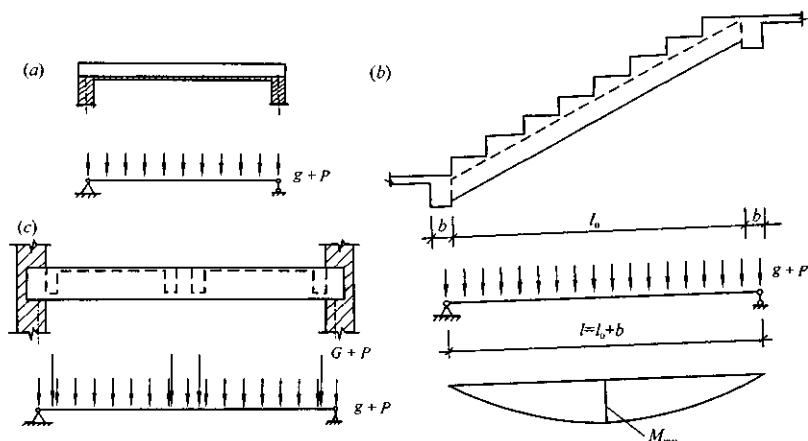


图 1.54 整体式梁式楼梯各构件的计算简图

踏步板为支承于两侧斜梁上的承受均布荷载(包括踏步板自重、上下抹灰重及可变荷载)的简支梁(见图 1.54(a))。

梯段梁承受由踏步板传来的荷载及本身的自重,可简化为均布荷载作用下支承于上下平台梁上斜向搁置的简支梁(见图 1.54(b)),其跨中最大弯矩可按式(1.28)计算。梯段梁斜向的剪力  $V_{\#}$  则可按下式计算:

$$V_{\#} = \frac{1}{2}(g + p)l \cdot \cos \alpha \quad (1.30)$$

式中符号意义同式(1.28)。

平台板的内力计算与板式楼梯的平台板相同。

平台梁承受平台板和梯段梁传来的荷载及平台梁自重,其中平台板传来的荷载和平台梁自重为均布荷载,梯段梁传给平台梁的则是集中荷载。平台梁的内力可按支承于两侧墙体上的简支梁计算(见图 1.54(c))。

## 2. 截面计算要点及构造要求

(1) 踏步板。在踏步板的强度计算中,其截面高度  $h$  近似按梯形截面的平均高度取用(见图 1.55),即

$$h = \frac{c}{2} + \frac{\delta}{\cos \alpha} \quad (1.31)$$

踏步板厚度  $\delta$  一般取 30 ~ 40mm,式(1.31)中  $c$  为踏步高度。

踏步板的配筋除按强度计算外,每一级踏步内至少配置 2 根钢筋,并沿垂直于受力方向布置间距不大于 300mm 的分布筋。

(2) 梯段梁。在强度计算中,梯段梁可按 T 形截面计算配筋。

由于梯段梁是斜向搁置的受弯构件,故构件中除了弯矩  $M$  和剪力  $V$  外,还存在着轴力  $N$ ,但因轴力  $N$  较小,设计中可不考虑。

梯段梁的高度  $h$  应不小于  $l/20$  ( $l$  为梯段梁的水平计算跨度)。

(3) 平台梁与平台板。平台梁在计算强度时可不计入翼缘的作用(考虑到其截面的不对称性), 近似按肋宽为  $b$  的矩形截面计算配筋。

平台梁的高度  $h$  应不小于  $l/12$ 。

平台梁在梯段梁支承处应设置吊筋, 计算方法与肋梁楼盖中主梁的吊筋计算相同。

平台板的配筋可参照普通现浇整体式梁板结构的构造要求计算。

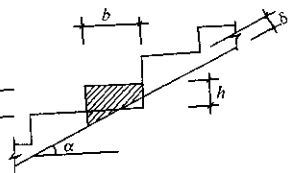


图 1.55 踏步板的截面高度取法

### 1.4.2.3 折线形板式楼梯

当楼梯间平台梁下净空不足时, 常考虑取消平台梁, 使板式楼梯的梯段与平台连成一体, 形成折线形板式楼梯(见图 1.56(a))。

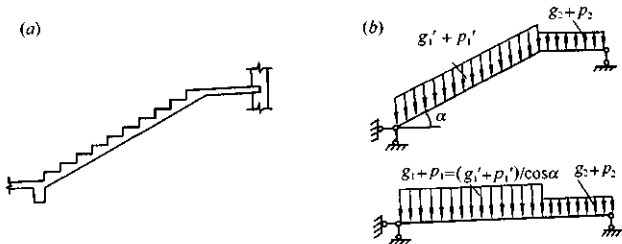


图 1.56 折线形板式楼梯的计算简图

#### 1. 内力计算

折线形板式楼梯的内力计算与普通板式楼梯相似, 一般可将斜梯段上沿斜向分布总荷载  $(g'_1 + p'_1)$  换算为沿水平方向分布的总荷载  $(g_1 + p_1) = (g'_1 + p'_1) / \cos \alpha$ , 然后再按简支梁计算其内力(见图 1.56(b))。

#### 2. 构造要求

折线形板式楼梯在梯段与平台板连接处形成内折角, 若钢筋沿内折角连续布置, 则此处受拉钢筋将产生向外的合力(见图 1.57(a)), 这可能会使内折角处混凝土的保护层剥落, 钢筋将被拉出而失去作用。因此在内折角处, 钢筋应断开并分别自行锚固(见图 1.57(b))。

其余构造措施可参照普通板式楼梯计算。

### 1.4.2.4 装配式钢筋混凝土楼梯

在住宅及办公楼、学校等公共建筑中, 也可以采用装配式钢筋混凝土楼梯。其优点是现场施工方便, 且能节省木模。装配式楼梯的常用形式有如下四种。



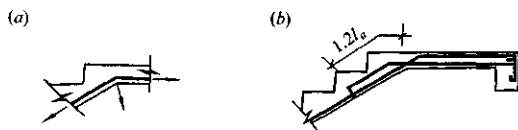


图 1.57 折线形板式楼梯在内折角处的配筋

### 1. 墙承式楼梯

墙承式楼梯是由预制的钢筋混凝土平板和立砖组成(见图 1.58(a)),或由预制的 L 形、倒 L 形板组成(见图 1.58(b))。施工时,直接将预制板搁置于两侧墙体上随墙体一起砌筑,其跨度一般在 1.5m 左右。

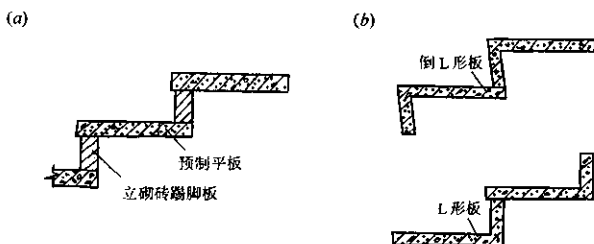


图 1.58 踏步板类型

### 2. 悬臂式楼梯

悬臂式楼梯是将 L 形或倒 L 形预制板的一端砌固在砖墙内,另一端悬挑(见图 1.59)。悬臂式楼梯的悬挑长度最大可达 1.8m。

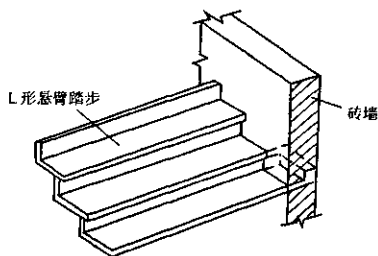


图 1.59 悬臂楼梯

### 3. 小型构件装配式楼梯

小型构件装配式楼梯是将踏步板、梯段斜梁、平台梁和平台板分别预制,然后现场拼装(见图 1.60)。

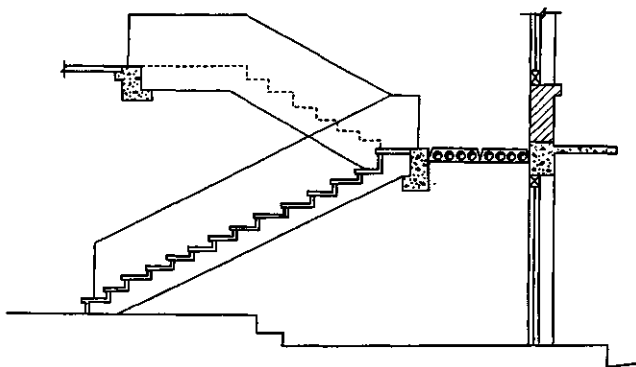


图 1.60 小型块件装配式楼梯

#### 4. 整体预制楼梯

整体预制楼梯是将整个楼梯段及平台分别预制成大型构件,然后现场拼装(见图 1.61)。

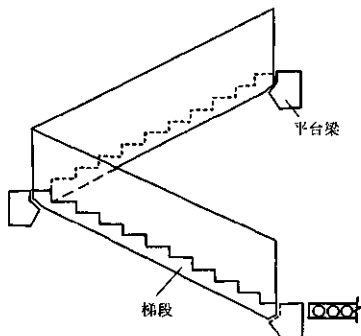


图 1.61 整体预制楼梯

装配式钢筋混凝土楼梯的各种构件均属受弯构件,其设计计算与一般受弯构件相同,此处不再赘述。

### 复习思考题

1. 按弹性理论计算单向板肋梁楼盖时,对板和次梁为什么要采用折算荷载?如何计算?
2. 按弹性理论计算单向板肋梁楼盖时,在什么情况下,楼盖梁系可按主次梁系计算,否则应按什么方法进行计算?
3. 什么叫钢筋混凝土塑性铰,其主要特征是什么?
4. 钢筋混凝土连续梁受荷后,为什么会产生内力塑性重分布?
5. 内力塑性重分布与塑性铰有什么关系?
6. 什么叫弯矩调幅法,计算步骤如何?应用调幅法的原则是什么?
7. 我国设计“规程”对调幅法有哪几条限制条件?
8. 应用内力塑性重分布方法有何优缺点?在哪些情况下不宜应用?
9. 单向板肋梁楼盖中,连续单向板中应配置哪些构造钢筋?其作用如何?
10. 为了保证斜截面抗弯,梁中钢筋的弯起有何具体规定?
11. 说明在主梁高度范围内承受集中荷载时,附加横向钢筋的计算方法和布置。
12. 双向板的受力和变形与单向板有何不同?
13. 按弹性理论计算方法,连续双向板是怎样利用单块板的计算系数表的?画出双向板支承梁的计算简图。
14. 什么叫塑性铰线,塑性铰线理论的基本要点是什么?
15. 柱帽的作用是什么?常用柱帽的类型有哪些?
16. 应用经验系数法计算无梁楼盖时,应满足哪些条件?扼要叙述计算步骤。
17. 应用等代框架法计算无梁楼盖时,为了简化计算,可作哪些假定?
18. 若不能满足柱帽处楼板支承面冲切强度的计算要求,应采取哪些措施?

## 习 题

1. 某钢筋混凝土 T 形截面二等跨连续梁的计算跨度  $l = 5\text{m}$ , 承受均布设计荷载  $q = 71\text{kN/m}$ , 梁中间支座  $B$  与跨中的截面尺寸及纵向受力配筋如图 1 所示, 混凝土强度等级为 C20 ( $f_{cm} = 11\text{N/mm}^2$ ), 纵向钢筋为 I 级 ( $f_y = f'_y = 310\text{N/mm}^2$ )。

- (1) 验算此连续梁正截面强度是否安全(梁内力按弹性分析)。
- (2) 若允许考虑内力塑性重分布计算, 试求:
  - ① 此梁能再承受的作用于梁跨度中点处的集中荷载  $P$  的最大值(如图中虚线力所示);
  - ② 此梁中间支座弯矩的可能最大调幅值, 以百分比表示。

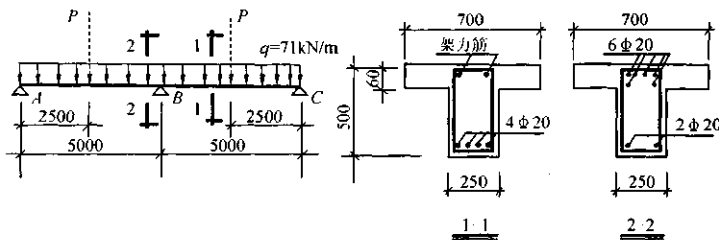


图 1

2. 四边简支的矩形板  $l_y = 2l_x$  (如图 2 所示), 可承受均布设计荷载  $q\text{kN/m}^2$ . 试用机动法计算最小极限荷载, 假设两个方向的极限弯矩均为  $m_p$  (单位板宽内的极限弯矩)。

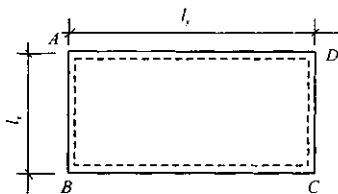


图 2

3. 某厂房双向板肋梁楼盖的结构布置如图 3 所示。已知楼面活荷载  $P = 6\text{kN/m}^2$ , 荷载系数为 1.3; 楼板厚 100mm, 加上面层粉刷等重量, 其恒载为  $g = 3.5\text{kN/m}^2$ , 荷载系数为 1.2; 混凝土等级为 C20 ( $f_{cm} = 11\text{N/mm}^2$ ), 钢筋用 I 级钢 ( $f_y = 210\text{N/mm}^2$ )。试计算  $B_1, B_2, B_3, B_4$  各板的内力并作截面配筋计算(分别按弹性理论及塑性理论计算)。

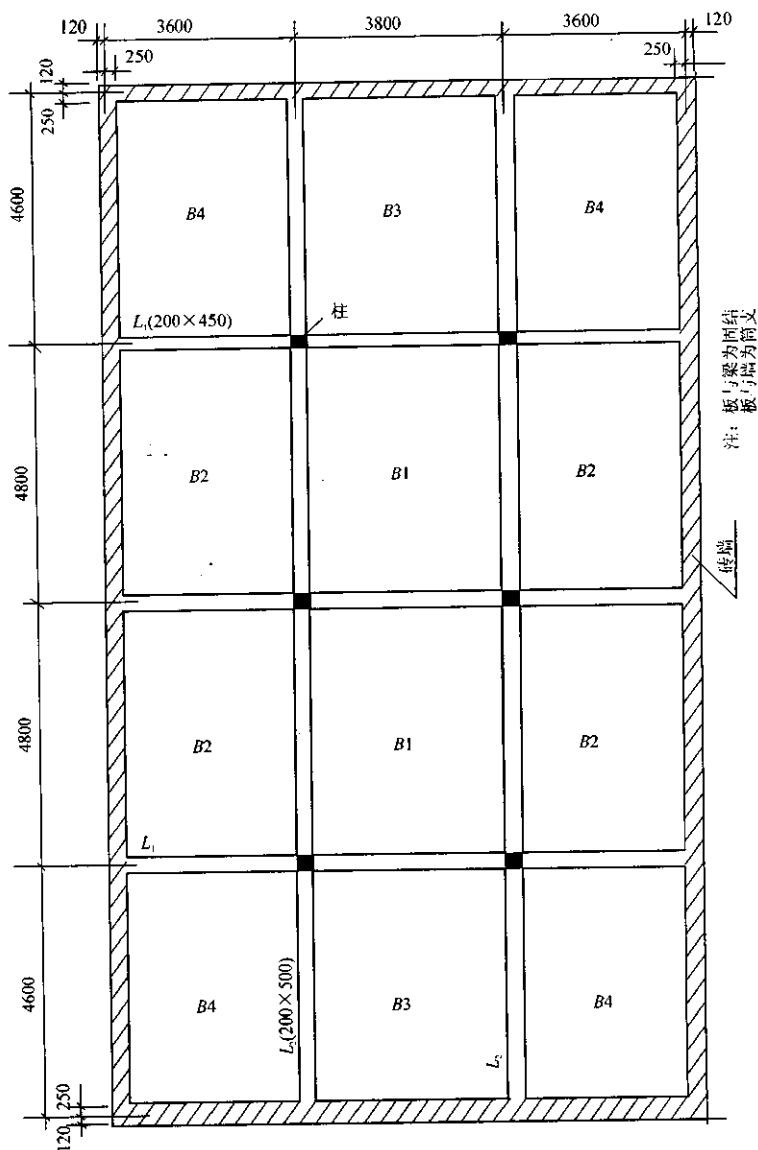


图 3

## 钢筋混凝土肋梁楼盖课程设计任务书

某多层厂房平面楼盖的楼面平面定位轴线尺寸为:长 30m,宽 15m。使用上,要求在纵墙方向开一扇大门,宽 3m;开四扇窗,每扇宽 3m。试按单向板整体式肋梁楼盖设计二层楼面。

### 一、设计资料

#### 1. 构造

层高:底层高 4.8m,其余各层高 2.4m。

外墙厚:一、二层一砖半(370mm),以上各层一砖(240mm);

钢筋混凝土柱的截面尺寸:350mm × 350mm。

板在墙上的搁支长度: $a = 120\text{mm}$ (半砖)。

次梁在墙上的搁支长度: $a = 240\text{mm}$ (1 砖)。

主梁在墙上的搁支长度: $a = 370\text{mm}$ (1 砖半)。

楼面面层水泥砂浆找平,厚 40mm。

楼面底面石灰砂浆粉刷,厚 15mm。

#### 2. 荷载

(1) 楼面活载标准值: $p = 6\text{kN/m}^2$ 。

(2) 恒载:钢筋混凝土容重: $25\text{kN/m}^3$ ;水泥砂浆容重: $20\text{kN/m}^3$ ;石灰砂浆容重: $17\text{kN/m}^3$ 。

#### 3. 材料

(1) 混凝土:C20 级。

(2) 钢筋:梁的纵向受力钢筋用 II 级钢,其余均用 I 级钢。

### 二、设计要求

#### 1. 设计计算内容

(1) 作出二层楼面结构布置方案(对各梁、板、柱进行编号)。

(2) 连续板及其配筋布置(按塑性内力重分布方法计算)。

(3) 连续次梁及其配筋布置(按塑性内力重分布方法计算)。

(4) 连续主梁及其配筋布置(按弹性内力分析方法计算,并作出弯矩和剪力包络图)。

## 2. 绘图

- (1) 楼面结构布置及楼板配筋布置图(2号图1张)。
- (2) 次梁施工图(草图,画在计算书上)。
- (3) 主梁材料图、施工图(要求分离钢筋,2号图1张)。

## 第2章 单层厂房

在工业建筑中,对于一些机器设备较重、占用空间较大的厂房,如冶金和机械工业的炼钢、铸造、装配等车间,常常采用单层厂房结构。

单层厂房结构有混合结构、钢筋混凝土结构和钢结构等等。

一般说来,对无吊车或吊车吨位不超过 5t、跨度在 15m 以内、柱顶高度在 8m 以内、无特殊工艺要求的小型厂房,可采用混合结构(砖柱、钢筋混凝土屋架或木屋架或轻钢屋架)。对吊车吨位在 250t(中级工作制)以上、跨度大于 36m 的大型厂房或有特殊工艺要求的厂房(如设有 10t 以上锻锤的车间以及高温车间的特殊部位等),一般采用钢屋架、钢筋混凝土柱或全钢结构;其它大部分厂房均可采用钢筋混凝土结构。在适宜采用钢筋混凝土结构的工程中,应尽可能采用装配式和预应力混凝土结构。

单层厂房常用的结构型式,有排架和刚架两种。

钢筋混凝土排架结构由屋面梁或屋架、柱和基础组成,柱与屋架铰接,但与基础刚接。根据厂房生产工艺和使用要求的不同,排架结构可做成等高(图 2.1(a))、不等高(图 2.1(b))或锯齿形(图 2.2)等各种形式,后者通常用于一个方向采光的工厂,如纺织厂。钢筋混凝土排架结构是目前单层厂房结构的基本形式,跨度可超过 30m,高度可达 20~30m 或更大,吊车吨位可达 150t 甚至更大。

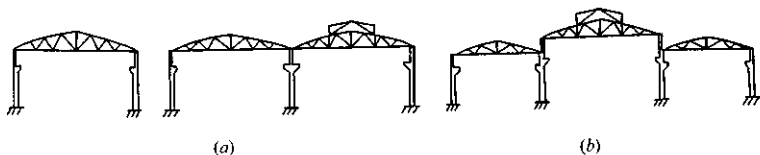


图 2.1 排架结构

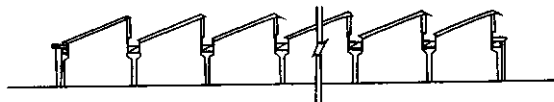


图 2.2 锯齿形排架

目前常用的刚架结构是装配式钢筋混凝土门式刚架(以下简称门架)。门架的特点是柱和横梁刚接为同一构件,柱与基础通常为铰接。门架顶节点做成铰接的,称为三铰门架(图 2.3(a)),刚接的称为两铰门架(图 2.3(b))。前者为静定结构,后者为超静定结构。为便于施工吊装,两铰门架通常做成三段,在横梁中弯矩为零(或很小)的截面处设置接头,用焊接或用螺栓连接成整体。门架横梁的形式有人字型(图 2.3(a),(b))和弧形(图 2.3(c),(d))两种,通常采用前者。门架立柱和横梁的截面高度都是随内力(主要是弯矩)的增减而沿轴线方向变高的,



以节约材料。构件截面一般为矩形,但当跨度和高度较大时,为减轻自重,也有做成工字形或空腹形(图 2.3(d))的。门架的优点是梁柱合一,构件种类少,制作较简单,且结构轻巧。当跨度和高度均较小时,其经济指标稍优于排架结构。其缺点是刚度较差,承载后会产生跨变,梁柱转角处易产生早期裂缝,所以在有较大吨位吊车的厂房中,其应用受到一定的限制(目前一般用于吊车吨位 10t 及以下的厂房,少数也有用至 20t 的)。此外,由于门架构件呈“T”形或“Y”形,这使构件的翻身、起吊和对中就位等均比较麻烦,跨度大时尤甚。所以,目前门架一般仅适用于屋盖较轻的无吊车或吊车吨位不大(如 10t 及以下)、跨度不超过 18m 的厂房或仓库。

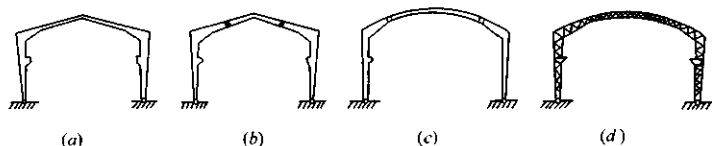


图 2.3 门式刚架

本章主要叙述单层厂房装配式钢筋混凝土排架结构设计中的主要内容。

## 2.1 单层厂房的结构组成和布置

为了使单层厂房便于定型设计,使构配件标准化、系列化、通用化。我国从 20 世纪 50 年代起,在这方面已做了大量的工作,设计和出版了大量的工业厂房结构构配件标准图集。所以设计时,一般除柱和基础外,其它构件均可以根据工程的具体情况从标准图中选用。这样既缩短了设计和施工时间,又提高了构配件的质量。下面具体介绍单层厂房的结构及其有关布置。

### 2.1.1 结构组成

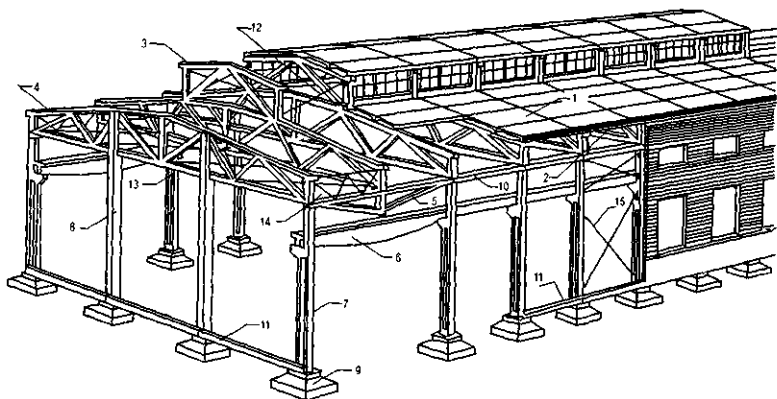
单层厂房结构通常由下列结构构件组成,并相互连接成一个整体(见图 2.4)。

(1) 屋盖结构:分无檩和有檩两种,前者由大型屋面板、屋面梁或屋架(包括屋盖支撑)组成,后者由小型屋面板、檩条、屋架(包括屋盖支撑)组成。屋盖结构有时还有天窗架、托架等屋盖结构的作用主要是围护和承重(承受屋盖结构的自重、屋面活载、雪载和其它荷载,并将这些荷载传给排架柱),以及采光和通风。

(2) 横向平面排架:由横梁(屋面梁或屋架)和横向柱列(包括基础)组成。它是厂房的基本承重结构。厂房结构承受的竖向荷载(结构自重、屋面活载、雪载和吊车竖向荷载等)及横向水平荷载(风载和吊车横向制动力、地震作用),主要通过它传至基础和地基。

(3) 纵向平面排架:由纵向柱列(包括基础)、联系梁、吊车梁和柱间支撑等组成,其作用是保证厂房结构的纵向稳定性和刚度,并承受作用在山墙和天窗端壁并通过屋盖结构传来的纵向风载、吊车纵向水平荷载(图 2.5)、纵向地震作用以及温度应力等。

(4) 吊车梁:简支在柱牛腿上,主要承受吊车竖向荷载、横向或纵向水平荷载,并将它们分



1—屋面板;2—天沟板;3—天窗架;4—屋架;5—托架;6—吊车梁;7—排架柱;8—抗风柱;9—基础;10—连系梁;  
11—基础梁;12—天窗架垂直支撑;13—屋架下弦横向水平支撑;14—屋架端部垂直支撑;15—柱间支撑

图 2.4 单层厂房结构组成图

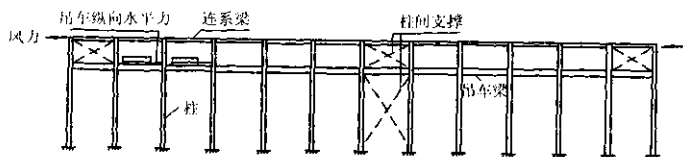


图 2.5 纵向平面排架

别传至横向或纵向排架。

(5) 支撑:包括屋盖和柱间支撑,其作用是加强厂房结构的刚度,并保证结构构件在安装和使用阶段的稳定和安全,同时起传递风载、吊车水平荷载或地震的作用。

(6) 基础:承受柱和基础梁传来的荷载并将它们传至地基。

(7) 围护结构:包括纵墙和横墙(山墙)及由墙梁、抗风柱(有时还有抗风梁或抗风桁架)、基础梁等组成的墙梁。这些构件所承受的荷载,主要是墙体和构件的自重以及作用在墙面上的风荷载。

## 2.1.2 结构平面布置

单层厂房的结构平面布置主要是柱网布置和变形缝的设置。

## 1. 柱网布置

厂房承重柱(或承重墙)的纵向和横向定位轴线,在平面上排列成网格,称为柱网。柱网布置就是确定纵向定位轴线之间(跨度)和横向定位轴线之间(柱距)的尺寸。确定柱网尺寸,既是确定柱的位置,同时也是确定屋面板、屋架和吊车梁等构件的跨度并涉及到厂房结构构件的布置。柱网布置恰当与否,将直接影响厂房结构的经济合理性和先进性,对生产使用也有密切关系。

柱网布置的一般原则为:符合生产和使用要求;建筑平面和结构方案经济合理;厂房结构形式和施工方法具有先进性和合理性;符合《厂房建筑统一化基本规则》的有关规定;适应生产发展和技术革新的要求。

厂房跨度在18m及以下时,柱网应采用3m的倍数;在18m以上时,应采用6m的倍数。厂房柱距应采用6m或9m的倍数(图2.6)。当工艺布置和技术经济指标有明显的优越性时,亦可采用21m,27m和33m的厂房跨度和9m,12m等其它柱距。

目前,从经济指标、材料消耗和施工条件等方面来衡量,对一般高度较低的厂房,采用6m柱距比12m柱距优越。但从现代化工业发展的趋势来看,扩大柱距,对增加车间有效面积、提高设备布置和工艺布置的灵活性、在机械化施工中减少结构构件的数量和加快施工进度等,都是有利的。当然,由于构件尺寸增大,也给制作、运输和吊装带来不便。12m柱距是6m柱距的扩大模数,在大小车间相结合时,两者可配合使用。此外,柱距为12m的柱可以利用现有设备做成6m屋面板系统(有托架时),当条件具备时又可直接采用12m屋面板(无托架时)。所以,在选择12m柱距和9m柱距时,应优先采用前者。

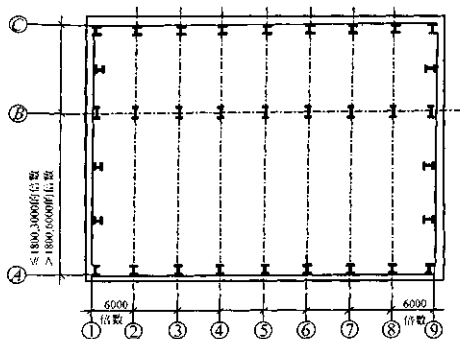


图 2.6\* 柱网布置图

## 2. 变形缝

变形缝包括伸缩缝、沉降缝和防震缝三种。

(1) 伸缩缝。如果厂房长度和宽度过大,当气温变化时,将使结构内部产生很大的温度应力,严重的可使墙面、屋面等开裂,影响使用。为减小厂房结构中的温度应力,可设置伸缩缝将厂房结构分成几个温度区段。伸缩缝应从基础顶面开始,将两个温度区段的上部结构构件完全分开,并留出一定宽度的缝隙,使上部结构在气温有变化时,水平方向可以自由地发生变形。温度区段的形状应力求简单,并使伸缩缝的数量为最少。温度区段的长度(伸缩缝之间的距离)取决于结构类型和温度变化的情况。《规范》对钢筋混凝土结构伸缩缝的最大间距作了规定。当厂房超过伸缩缝间距的规定值而不具备伸缩缝时,应验算温度应力。伸缩缝的具体做法可参考有关建筑学的教材。

\* 本书图中所标长度均略去单位(毫米),而仅以数字标出。

(3) 防震缝。在地震区,防震缝是为了减轻厂房震害而采取的措施之一。当厂房平、立面布置复杂,或结构高度、刚度相差很大时,应设置防震缝将相邻部分分开,使之成为几个独立的、简单规则体型。地震区的厂房,其伸缩缝和沉降缝均应符合防震缝的要求。防震缝的宽度及其做法可见有关规范。

本节主要讲述各类支撑的作用(见图 2.7)和布置原则,至于支撑的具体布置和连接构造可参阅有关标准图集或文献。

### 2.1.3.1 支撑的作用

支撑的作用从整体而言主要是:

(1) 保证厂房结构的纵向和横向水平刚度,并将厂房结构连接成整体的空间结构,增强厂房的整体稳定和空间刚度。

(2) 在施工和使用阶段,保证结构构件的稳定。

(3) 将水平作用(如风载、吊车制动力、地震等)传递到主要承重结构上。

### 2.1.3.2 支撑的布置

单层厂房的支撑有屋盖支撑和柱间支撑两部分。

#### 1. 屋盖支撑

屋盖支撑包括设置在屋面梁(屋架)间的垂直支撑、水平系杆,以及设置在上、下弦平面内的横向水平支撑和通常设置在下弦平面内的纵向水平支撑。

(1) 屋面梁(屋架)间的垂直支撑及水平系杆。垂直支撑和下弦水平系杆是用以保证屋架的整体稳定(抗倾覆)以及防止在吊车工作时(或有其它振动时)屋架下弦的侧向颤动。上弦水平系杆用以保证屋架上弦或屋面梁受压翼缘的侧向稳定(防止局部失稳)。当屋面梁(或屋架)的跨度  $L \leq 18\text{m}$ ,且无天窗时,一般可不设垂直支撑和水平系杆,但这时对梁支座应进行抗倾覆验算;当  $L > 18\text{m}$  时,应在第一或第二柱间设置垂直支撑并下弦设置通长水平系杆。当为梯形屋架时,除按上述要求处理外,必须在伸缩缝区段两端第一或第二柱间内及在屋架支座处设置端部垂直支撑。

(2) 屋面梁(屋架)间的横向支撑。它包括上弦的横向水平支撑和下弦的横向水平支撑。

上弦横向水平支撑的作用是:增强屋盖的整体刚度,保证屋架上弦和屋面梁上翼缘的侧向稳定,同时将抗风柱传来的风力传递到(纵向)排架柱顶。

对于大型屋面板,若屋盖支撑与屋面梁或屋架有三角焊接,且屋面板纵肋间的空隙用 C20 细石混凝土灌实,能保证屋盖平面的稳定并能传递山墙风力的情况,认为此种结构可起到上弦横向水平支撑的作用,不必再另外设置上弦横向水平支撑。凡屋面为有檩体系或山墙风力传至屋架上弦,而大型屋面板的连接不符合上述要求时,均应在屋架上弦平面的伸缩缝区段内两端各设一道上弦横向水平支撑。当天窗通过伸缩缝时,应在伸缩缝处天窗缺口下设置上弦横向水平支撑。

下弦横向水平支撑的作用是:保证将屋架下弦受到的水平力传至(纵向)排架柱顶。故当屋架下弦设有悬挂吊车或受有其它水平力,或抗风柱与屋架下弦连接以至抗风柱风力可传至下弦的情况,均应设置下弦横向水平支撑。

(3) 屋面梁(屋架)间的下弦纵向水平支撑。下弦纵向水平支撑是为了提高厂房刚度,保证横向水平力的纵向分布,增强排架的空间工作而设置的。设计时,应根据厂房跨度、跨数和高度,屋盖承重结构,吊车吨位及工作制等因素,考虑在下弦平面、端节间的中间设置。如果厂房还设有下弦横向水平支撑,则纵向支撑应尽可能同横向支撑形成封闭的支撑体系(见图 2.8(a))。当设有托架时必须设置纵向水平支撑(图 2.8(b))。如果只在部分柱间设有托架,则必

须在设有托架的柱间和两端相邻的一个柱间设置纵向水平支撑(图 2.8(c)),以承受屋架传来的横向风力。

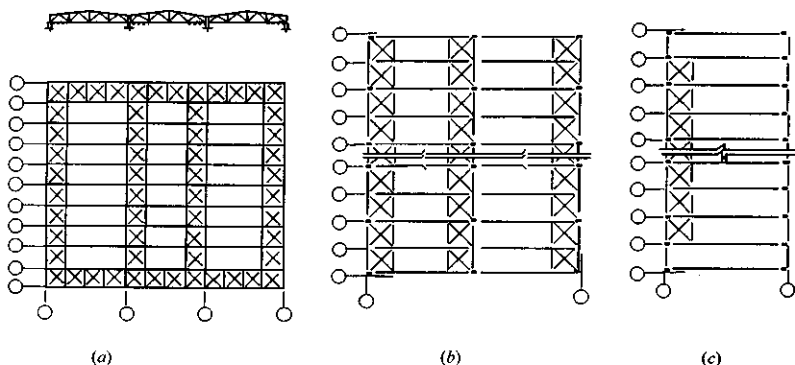


图 2.8 纵向下弦水平支撑布置

(4) 天窗架间的支撑。为了传递天窗端壁所受风力和保证天窗上弦的侧向稳定,当屋盖为有檩体系或虽为无檩体系但大型屋面板的连接不能起整体作用时,应设置天窗架上弦横向水平支撑。此外,在天窗架两端的第一柱间应设置垂直支撑。天窗架支撑与屋架上弦支撑应尽可能布置在同一柱间。

## 2. 柱间支撑

柱间支撑的作用主要是提高厂房的纵向刚度和稳定性。对于有吊车的厂房,柱间支撑分上部和下部两种,前者位于吊车梁上部,用以承受作用在山墙上的风力,并保证厂房上部的纵向刚度;后者位于吊车梁下部,承受上部支撑传来的力和吊车梁传来的吊车纵向制动力,并把它们传至基础(见图 2.5)。

一般,单层厂房凡属下列情况之一者,应设置柱间支撑:

- (1) 设有悬臂式吊车或 3t 及以上的悬挂式吊车;
- (2) 设有重级工作制吊车或中、轻级工作制吊车,起重重量在 10t 以上;
- (3) 厂房跨度在 18m 及以上,或柱高在 8m 以上;
- (4) 纵向柱的总数在 7 根以下;
- (5) 露天吊车栈桥的柱列。

当柱间设有强度和稳定性足够的墙体,且其与柱连接紧密,能起整体作用,同时吊车起重重量较小( $\leq 5t$ )时,可不设柱间支撑。

柱间支撑设在伸缩缝区段的中央或临近中央的柱间。这样有利于在温度变化或混凝土收缩时,因厂房能自由变形而不致发生较大的温度或收缩应力。每一伸缩缝区段一般设置一道柱间支撑。

当柱顶纵向水平力没有简捷途径(如连系梁)传递时,则

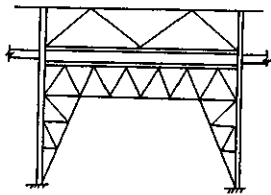


图 2.9 门架式柱间支撑

柱顶必须设置一道通长的纵向受压水平系杆。柱间支撑杆件应与吊车梁分离,以免受吊车梁竖向变形的影响。

柱间支撑宜用交叉形式,交叉倾角通常在  $35^{\circ} \sim 55^{\circ}$  之间。当柱间因交通、设备布置或柱距较大而不宜或不能采用交叉式支撑时,可采用图 2.9 所示的门架式支撑。

## 2.1.4 抗风柱、圈梁、连系梁、过梁和基础梁的作用和布置原则

### 1. 抗风柱

单层厂房的端墙(山墙)受风面积较大,一般需设置抗风柱将山墙分成几个区格,以使墙面受到的风载,一部分(靠近纵向柱列的区格)直接传至纵向柱列,另一部分则经抗风柱下端直接传至基础和经上端通过屋盖系统传至纵向柱列。

当厂房高度和跨度均不大(如柱顶在 8m 以下,跨度为 9~12m)时,可在山墙设置砖壁柱作为抗风柱;当高度和跨度较大时,一般都设置钢筋混凝土抗风柱,柱外侧再贴砌山墙。在很高的厂房中,为使抗风柱的截面尺寸过大,可加设水平抗风梁或钢抗风桁架(图 2.10(a)),作为抗风柱的中间铰支点。

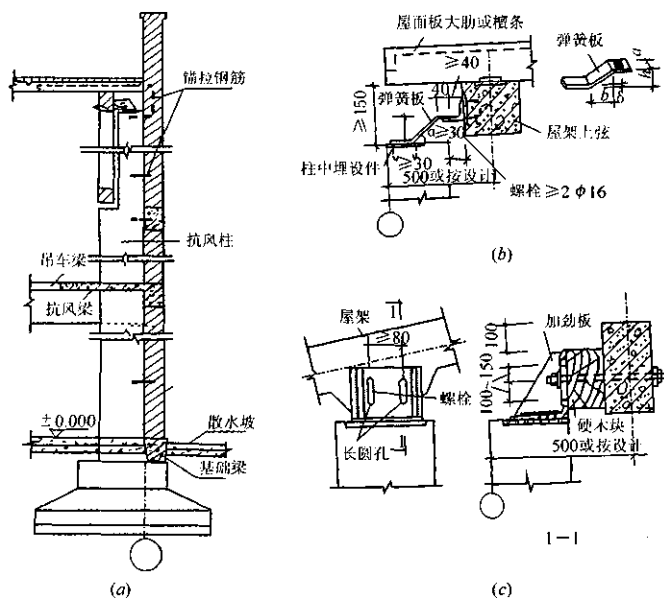


图 2.10 抗风柱与山墙、屋架的连接

抗风柱一般与基础刚接,与屋架上弦铰接,根据具体情况,也可与下弦铰接或同时与上、下弦铰接。抗风柱与屋架连接必须满足两个要求:一是在水平方向必须与屋架有可靠的连接以保证有效地传递风载;二是在竖向应允许两者之间有一定相对位移的可能性,以防厂房与抗风柱沉降不均匀时产生不利影响。所以抗风柱和屋架一般采用竖向可以移动、水平向又有较大刚度的弹簧板连接(图 2.10(b));如厂房沉降较大时,则宜采用螺栓连接(图 2.10(c))。

## 2. 圈梁、连系梁、过梁和基础梁

当用砖砌体作为厂房围护墙时,一般要设置圈梁、连系梁、过梁及基础梁。

圈梁的作用是将墙体同厂房柱箍在一起,以加强厂房的整体刚度,防止由于地基的不均匀沉降或较大振动荷载引起对厂房的不利影响。圈梁设置于墙体内,它与柱连接仅起拉结作用。圈梁不承受墙体重量,所以柱上不设置支承圈梁的牛腿。

圈梁的布置与墙体高度、对厂房刚度的要求、地基情况有关。对于一般单层厂房,可参照下列原则布置:对无桥式吊车的厂房,当墙厚 $\leq 240\text{mm}$ 、檐高为 $5\sim 8\text{m}$ 时,应在檐口附近布置一道;当檐高大于 $8\text{m}$ 时,宜增设一道;对有桥式吊车或有较大振动设备的厂房,除在檐口或窗顶布置圈梁外,尚宜在吊车梁标高处或墙中适当位置增设一道,外墙高度大于 $15\text{m}$ 时还应适当增设。

圈梁应连续设置在墙体的同一平面上,并尽可能沿整个建筑物形成封闭状。当圈梁被门窗洞口切断时,应在洞口上部墙体中设置一道附加圈梁(过梁),其截面尺寸不应小于被切断的圈梁。两者搭接长度的要求可参阅有关《砌体结构》教材。

连系梁的作用是连系纵向柱列,以增强厂房的纵向刚度并传递风载到纵向柱列;此外,连系梁还承受其上部墙体的重量。连系梁通常是预制的,两端搁置在柱牛腿上,其连接可采用螺栓连接或焊接连接。

过梁的作用是承托门窗洞口上部的墙体重量。

在进行厂房结构布置时,应尽可能将圈梁、连系梁和过梁结合起来,使一个构件起到两种或三种构件的作用,以节约材料,简化施工。

在一般厂房中,通常用基础梁来承托围护墙体的重量,而不另做墙基础。基础梁底部距土壤表面应预留 $100\text{mm}$ 的空隙,使梁可随柱基础一起沉降。当基础梁下有冻胀性土时,应在梁下铺设一层干砂、碎砖或矿渣等松散材料,并留 $50\sim 150\text{mm}$ 的空隙。这可防止土壤冻结膨胀时将梁顶裂。基础梁与柱一般不要求连接,因此可将基础梁直接放置在柱基础杯口上或当基础埋置较深时,放置在基础上面的混凝土垫块上(图 2.11)。施工时,基础梁支承处应座浆。

当厂房不高、地基比较好、柱基础又埋得较浅时,也可不设基础梁而做砖石或混凝土墙基础。

连系梁、过梁和基础梁均有通用图集可供参考。

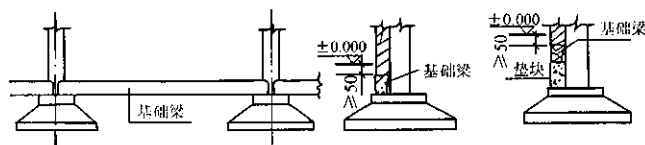


图 2.11 基础梁搁置图



## 2.2 排架计算

单层厂房排架结构虽然是一个空间结构,但是为了方便,一般按纵、横向平面结构计算。

纵向平面排架的柱较多,其水平刚度通常较大,每根柱承受的水平力不大,因而往往不必计算,仅当刚度较差、柱较少、需要考虑地震作用或温度内力时才进行计算。因此,通常所说的排架计算是指横向平面排架而言。

排架计算是为设计柱和基础提供内力数据的,主要内容为:确定计算简图、荷载计算、内力分析和内力组合。必要时,还应验算排架的水平位移值。

### 2.2.1 计算简图

由相邻柱距的中线截出的一个典型区段,称为计算单元(图 2.12(a) 中的阴影部分)。除吊车等移动的荷载外,阴影部分就是一个排架的负荷范围。

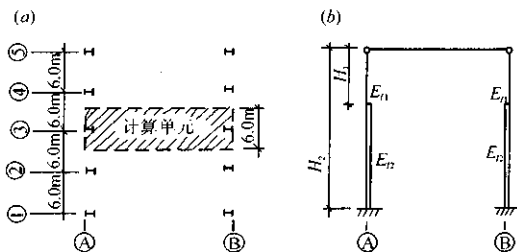


图 2.12 排架计算单元示意图

为了简化计算,根据构造和实践经验,假定:

- (1) 柱下端固接于基础顶面,横梁(屋面梁或屋架)铰接在柱上;
- (2) 横梁(屋面梁或屋架)为没有轴向变形的刚性杆。

由于柱插入基础杯口有一定的深度,并用细石混凝土和基础紧密地浇捣成一体(对二次浇捣的细石混凝土应注意养护,不使其开裂),且地基变形是受控制的,基础的转动一般较小,因此上述假定(1)通常是符合实际的。但有些情况,例如地基土质较差、变形较大或有比较大的地面荷载(如大面积堆料)等时,则应考虑基础位移和转动对排架内力的影响。由假定(2)可知,横梁两端的水平位移相等。对于屋面梁或大多数下弦杆刚度较大的屋架,假定(2)是适用的;对于组合式屋架或两铰、三铰拱屋架,应考虑其轴向变形对排架内力的影响。

计算简图中,柱的计算轴线应取上、下部柱截面的形心线(图 2.12(b)):

柱总高( $H_2$ ) = 柱顶标高 + 基础底面标高的绝对值 - 初步拟定的基础高度

上部柱高( $H_1$ ) = 柱顶标高 - 轨顶标高 + 轨道构造高度 + 吊车梁支承处的梁高

各部分柱截面的抗弯刚度  $EI$ ,由预先假定的截面形状、尺寸来确定。当柱最后的实际  $EI$

值与计算假定值相差在 30% 之内时,通常不再重算。

## 2.2.2 排架荷载计算

作用在排架上的荷载分永久荷载(简称恒载)和可变荷载(简称活载)两类(图 2.13)。恒载一般包括屋盖自重  $P_1$ 、上柱自重  $P_2$ 、下柱自重  $P_3$ 、吊车梁和轨道等零件重  $P_4$  以及有时支承在柱牛腿上的围护结构等的重量  $P_5$  等。活载一般包括屋面活载  $P_6$ 、吊车荷载  $T_{\max}, D_{\max}, D_{\min}$ ; 均布风荷载  $q_1, q_2$  和作用在屋盖支承处的集中风荷载  $W$  以及地震作用等。

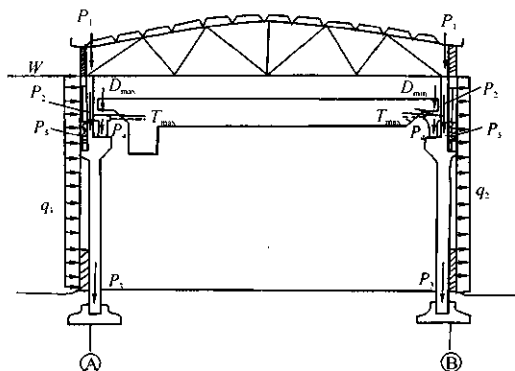


图 2.13 排架荷载示意图

集中荷载的作用点必须根据实际情况来确定。当采用屋架时,屋盖荷载可以认为是通过屋架上弦与下弦中心线的交点作用于柱上的;当采用屋面梁时,可认为是通过梁端支承垫板的中心线支承柱顶的。

为了能利用外力矩作用在柱顶及牛腿顶面时的排架内力计算图表(附表 3 中的附表图 3.2.3.3),必须将那些对于柱计算轴线偏心的竖向外力换算成轴力和外力矩。图 2.14 示出了对屋盖自重  $P_1$  的换算方法。上柱自重、围护结构等重量以及吊车荷载  $D_{\max}$  和  $D_{\min}$  等,均可同理换算。

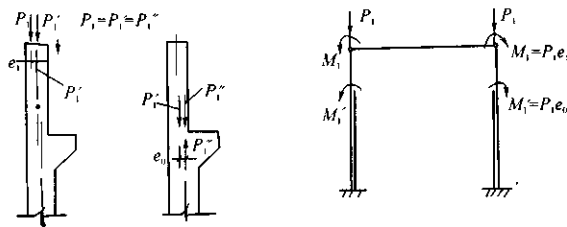


图 2.14 屋盖自重计算简图

### 1. 恒载

各种恒载标准值可通过计算求得,标准构件则可从标准图上直接查得。考虑到构件安装顺序,如吊车梁和柱等构件是在屋架(或屋面梁)没有吊装之前就位的,这时排架还没有形成,因此对于吊车梁和柱自重可不按排架计算,而按悬臂柱分析内力;但为了计算方便,也可近似地按排架分析。

### 2. 屋面活载

包括屋面均布活载、雪载和积灰荷载三种,均按屋面的水平投影面积计算。屋面均布活载标准值按《工业与民用建筑结构荷载规范》(以下简称《荷载规范》)采用,当施工荷载较大时,则按实际情况采用。

$$\text{雪载为: } S_k = \mu_r S_0 \text{ kN/m}^2 \quad (2.1)$$

式中:

$S_0$ ——基本雪压值( $\text{kN/m}^2$ ) (可查《荷载规范》);

$\mu_r$ ——屋面积雪分布系数,根据不同屋面形式而定,可查《荷载规范》。

对于生产中有大量排灰的厂房及其邻近建筑物,应考虑积灰荷载,可查《荷载规范》。

排架计算时,屋面均布活载不与雪载同时考虑,仅取两者中的较大值。积灰荷载应与雪载或者与屋面均布活载两者中的较大值同时考虑,但此时雪载最多取  $0.50 \text{ kN/m}^2$ 。

### 3. 吊车荷载

常用的桥式吊车按工作频繁程度及其它因素分为轻级、中级、重级三种工作制。一般,满载机会少、运行速度低以及不需要紧张而繁重工作的场所,如水电站、机械检修站等的吊车属于轻级工作制;机械加工车间和装配车间的吊车属于中级工作制;普通冶炼车间和直接参加连续生产的吊车属于重级工作制。桥式吊车对排架的作用有竖向和水平荷载两种。

(1) 作用在排架上的吊车竖向荷载标准值  $D_{\max}$  和  $D_{\min}$ : 桥式吊车由大车(桥架)和小车组成,大车在吊车梁的轨道上沿厂房纵向行驶,小车在大车的轨道上沿厂房横向运行,带有吊钩的起重卷扬机安装在小车上。

当小车吊有额定最大起重重量开到大车某一侧极限位置时(图 2.15),在这一侧的每个大车轮压称为吊车的最大轮压  $P_{\max}$ ; 在另一侧的吊车与它压称为最小轮压  $P_{\min}$ 。  $P_{\max}$  与  $P_{\min}$  同时发生。  $P_{\max}$  通常可根据吊车型号、规格等查阅产品目录或有关手册得到; 而对于四轮吊车的  $P_{\min}$ , 有:

$$P_{\min} = \frac{G + g + Q}{2} - P_{\max} \quad (2.2)$$

式中,

$G, g$ ——分别为大车、小车的自重;

$Q$ ——吊车的起重重量。

吊车是移动的,因而必须用吊车梁的支座竖向反力影响线来求出由  $P_{\max}$  产生的支座最大竖向反力  $D_{\max}$ ; 而在另一侧排架柱上,由  $P_{\min}$  产生的  $D_{\min}$  和  $D_{\max}$  就是作用在排架上的吊车竖向荷载。两者同时发生。利用支座反力影响线(图 2.18),  $D_{\max}$  和  $D_{\min}$  可按下式计算:

$$D_{\max} = P_{\max} \sum y_i \quad (2.3a)$$

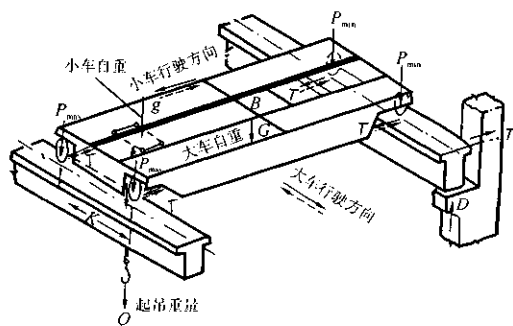


图 2.15 吊车荷载示意图

$$D_{\min} = P_{\min} \sum y_i = D_{\max} \frac{P_{\min}}{P_{\max}} \quad (2.3b)$$

式中,  $\sum y_i$  为各轮子下影响线纵标的总和。

如前所述,  $D_{\max}$  和  $D_{\min}$  应换算成作用于下部柱顶面的轴力和力矩, 其中力矩 (见图 2.16)

$$M_{\max} = D_{\max} e_4, \quad M_{\min} = D_{\min} e_4 \quad (2.4)$$

式中,  $e_4$  为吊车梁支座钢垫板的中心线至下部柱轴线的距离。

当厂房内有多台吊车时,《荷载规范》规定:多台吊车的竖向荷载对一层吊车的单跨厂房的一个排架,一般按不多于两台考虑;对一层吊车的多跨厂房的一个排架,一般按不多于四台考虑,且每跨不多于 2 台。仅当某跨间近期及远期均肯定只设一台吊车时,该跨间才可按一台吊车考虑。

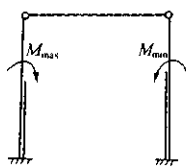


图 2.16 吊车竖向荷载产生的力矩示意图

(2) 作用在排架上的吊车横向水平荷载标准值  $T_{\max}$ : 吊车的水平荷载有横向与纵向两种。纵向水平荷载系由大车刹车引起,由纵向排架承受。横向水平荷载是当小车吊有额定最大起重量时刹车所引起的水平惯性力,它通过小车制动轮与桥架轨道之间的摩擦力传给大车,再通过大车轮在吊车轮顶传给吊车梁,而后由吊车梁与柱的连接钢板传给排架柱。因此,对排架来说,它作用在吊车梁的顶面。

国产的各类桥式吊车中,通常大车有四个轮子,即每侧为两个。横向水平荷载平分于两边轨道,由各大车轮平均传至轨顶,方向与轨道垂直,并考虑正反两个方向的刹车情况。《荷载规范》中规定:吊车的横向水平荷载,可按小车自重  $g$  与额定最大起重量  $Q$  之和来计算,并均分于每个大车轮上:

$$T = \frac{\alpha(Q+g)}{4} \quad (2.5)$$

式中,  $\alpha$  为横向水平力制动系数。

对软钩吊车:

当  $Q \leq 100\text{kN}$  时,  $\alpha = 0.12$ ;

当  $Q = 150 \sim 500\text{kN}$  时,  $\alpha = 0.10$ ;

当  $Q \geq 750\text{kN}$  时,  $\alpha = 0.08$ 。

对硬钩吊车,取  $\alpha = 0.20$ 。

软钩吊车是指吊重通过钢丝绳传给小车的常见吊车,硬钩吊车是指吊重通过刚性结构传给小车的特殊吊车。

对排架产生最大横向水平荷载标准值  $T_{\max}$  时的吊车位置同  $D_{\max}$  和  $D_{\min}$ , 所以

$$T_{\max} = D_{\max} \frac{T}{P_{\max}} \quad (2.6)$$

必须注意,小车是沿横向往右运行的,因此  $T_{\max}$  可以向左也可以向右作用,同时作用在两侧柱上(图 2.17)。对于多跨厂房的吊车水平荷载,《荷载规范》规定,最多考虑两台吊车。因为四台吊车同时往一个方向刹车的情况是极少的。

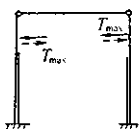


图 2.17 吊车横向制动力示意图

**例题 2.1** 有一单跨单层厂房,跨度 18m,柱距 6m,设计时考虑两台中级工作制 100kN 的桥式软钩吊车,吊车桥架跨度  $L_r = 16.5\text{m}$ ,求  $D_{\max}$ ,  $D_{\min}$  和  $T_{\max}$ 。

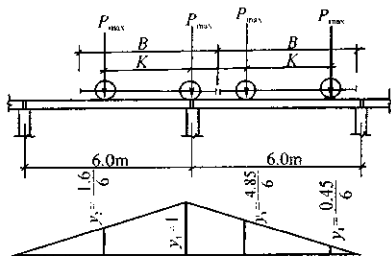


图 2.18 支座反力影响线图

**解** 由吊车产品目录查得,桥架宽度  $B = 5.55\text{m}$ ,轮距  $k = 4.40\text{m}$ ,小车自重  $g = 38\text{kN}$ ,吊车最大轮压  $P_{\max} = 115\text{kN}$ ,吊车总重  $180\text{kN}$ 。故

$$P_{\min} = \frac{180 + 100}{2} - 115 = 25(\text{kN})$$

由图 2.18 知,

$$D_{\max} = P_{\max} \sum y_i = 115 \times \left( 1 + \frac{1.6 + 4.85 + 0.45}{6} \right) = 247.3(\text{kN})$$

$$D_{\min} = D_{\max} \cdot \frac{P_{\min}}{P_{\max}} = 247.3 \times \frac{25}{115} = 53.8(\text{kN})$$

$$T = \frac{\alpha(Q + g)}{4} = \frac{0.12(100 + 38)}{4} = 41.4(\text{kN})$$

$$T_{\max} = D_{\max} \cdot \frac{T}{P_{\max}} = 247.3 \times \frac{41.4}{115} = 8.90(\text{kN})$$

#### 4. 风荷载

作用在建筑物表面上的风荷载标准值  $w_k(\text{kN/m}^2)$  应按下式计算:

$$w_k = \mu_s \mu_z w_0 \quad (2.7)$$

式中:

• 78 •

$w_0$ ——基本风压值( $\text{kN/m}^2$ ),按《荷载规范》中“全国基本风压分布图”的规定及有关条文确定。

$\mu_s$ ——风载体型系数,决定于建筑物的体型,见《荷载规范》。表中“+”号表示压力,“-”号表示吸力。

$\mu_z$ ——风压高度变化系数。离地面越高,则风速、风压值越大。 $\mu_z$ 即为各标高处的风压与基本风压(10m高度处)的比值,它还与地面粗糙度有关,可见《荷载规范》。

作用在排架上的风荷载,是由计算单元上的屋盖和墙面传来的。作用在柱顶以下的风荷载按均布考虑,其风压高度变化系数可按柱顶离地面的高度取值;作用在柱顶以上的风荷载仍为均布的,其风压高度变化系数通常按屋盖部分的平均高度取值,可只考虑风荷载的水平分力,将其合力以集中水平力的形式作用在排架柱顶处。

风荷载是变向的,因此计算排架时应考虑左风和右风两种情况。

**例题 2.2** 某一单层单跨厂房,排架柱距为 6m,排架剖面如图 2.19(a) 所示,查得的风载体型系数注于图中,基本风压值  $w_0 = 0.55(\text{kN/m}^2)$ 。求作用于排架上的风荷载设计值。

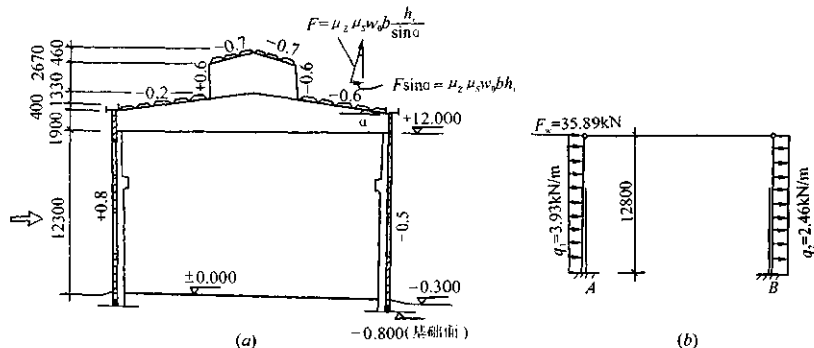


图 2.19 风载作用

**解** (1) 柱顶以下的风荷载近似地按横向均布荷载计算,  $\mu_z$  按柱顶离地面高度计算, 查得地面粗糙度 B 类在 15m 高度处  $\mu_z = 1.14$ , 故

$$\mu_z = 1.0 + \frac{1.14 - 1}{15 - 10}(12.3 - 10) = 1.064$$

$$q_1 = 1.4 \times 0.8 \times 1.064 \times 6 \times 0.55 = 3.93(\text{kN/m})$$

$$q_2 = 1.4 \times 0.5 \times 1.064 \times 6 \times 0.55 = 2.46(\text{kN/m})$$

(2) 作用于柱顶以上的风荷载, 通过屋架以集中力  $F_w$  的形式作用于排架柱顶,  $\mu_z$  按屋盖平均高度 15.68m 计算:

$$\mu_z = 1.14 + (1.25 - 1.14) \times \frac{15.68 - 15}{20 - 15} = 1.155$$

则

$$\begin{aligned} F_w &= \gamma_s \mu_z \mu_s w_0 \left( \sum \mu_{si} h_i \right) \\ &= 1.4 \times 1.155 \times 6 \times 0.55 \times [(+0.8 + 0.5) \times 2.3 + (-0.2 + 0.6) \\ &\quad \times 1.33 + (0.6 + 0.6) \times 2.67 + (-0.7 + 0.7) \times 0.46] \\ &= 35.89(\text{kN}) \end{aligned}$$

(3) 风荷载示意图如图 2.19(b) 所示。

## 2.2.3 等高排架内力分析 —— 剪力分配法

单层厂房排架为超静定结构,其超静定次数与跨数相同。

如果各柱顶标高相同或虽不同,但柱顶由倾斜横梁贯通相连,则在这两种情况下,当排架发生水平位移时,各柱顶位移相同。在排架计算中,称这类排架为等高排架(图 2.1(a));否则,就是不等高排架(图 2.1(b))。不等高排架一般可用力法计算。

这里介绍计算等高排架的一种简便方法 —— 剪力分配法。

由结构力学可知,当单位水平力作用于单阶悬臂柱顶时(图 2.20),柱顶水平位移

$$\delta = \frac{H_2^3}{3EI_2} \left[ 1 + \lambda^3 \left( \frac{1}{n} - 1 \right) \right] = \frac{H_2^3}{EI_2 C_0} \quad (2.8)$$

式中:

$$\lambda = \frac{H_1}{H_2}, n = \frac{I_1}{I_2}, C_0 = \frac{3}{1 + \lambda^3 \left( \frac{1}{n} - 1 \right)}$$

$C_0$  也可由附表 3 中的附表图 3.1 查得。

要使柱顶产生单位水平位移,需在柱顶施加  $1/\delta$  的水平力(图 2.20)。显然,材料相同时,柱越粗壮,所需施加的力越大。可见  $1/\delta$  反映了柱抵抗侧移的能力,一般称它为“抗剪刚度”。

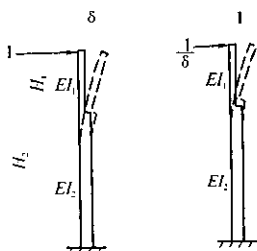


图 2.20 力与变形的关系

### 1. 柱顶作用水平集中力 $P$ 时的计算

设有  $n$  根柱,任一柱  $i$  的抗剪刚度为  $\frac{1}{\delta_i}$ ,则其分担的柱顶剪力  $V_i$  可由平衡的变形条件求得,如图 2.21 所示。按定义可得

$$V_i = \frac{1}{\delta_i} \cdot \Delta, \quad \sum_1^n V_i = \sum_1^n \frac{1}{\delta_i} \cdot \Delta$$

而

$$\sum_1^n V_i = P, \quad \text{则 } \Delta = \frac{1}{\sum_1^n \frac{1}{\delta_i}} \cdot P$$

$$\therefore V_i = \frac{\frac{1}{\delta_i}}{\sum_1^n \frac{1}{\delta_i}} \cdot P = \eta_i P \quad (2.9)$$

式中,  $\eta_i = \frac{1}{\delta_i} / \sum_1^n \frac{1}{\delta_i}$ , 称为  $i$  柱的剪力分配系数,它等于自身的抗剪刚度与所有柱(包括其本身)的抗剪刚度之和的比,并且可知所有柱的剪力分配系数之和为 1。

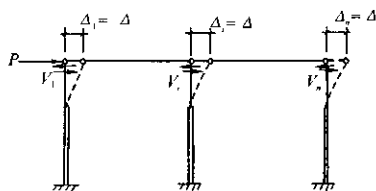


图 2.21 柱顶集中力作用下计算图

## 2. 任意荷载作用时的计算

为了能利用上述的剪力分配系数,对任意荷载,必须把计算过程分为两个步骤:先在排架柱顶附加不动铰支座以阻止水平侧移,求出其支座反力  $R$  (图 2.22(b)); 然后撤除附加不动铰支座且加反向作用的  $R$  于排架柱顶 (图 2.22(c)), 以恢复到实际情况。这样,叠加上述两个步骤中的内力,即为排架的实际内力。各种荷载作用下的不动铰支座反力  $R$  均可从附表 3 中的附表图 3.2 ~ 3.7 求得。图 2.22 中的  $C_0$  即为吊车横向水平荷载  $T_{max}$  作用下的不动铰支座反力系数。

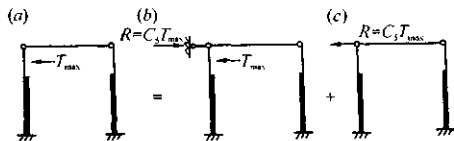


图 2.22 任意荷载作用时的计算图

**例题 2.3** 用剪力分配法计算图 2.23 的排架, 已知  $W = 2.0 \text{ kN}$ ,  $q_1 = 1.87 \text{ kN/m}$ ,  $q_2 = 1.17 \text{ kN/m}$ ; A 柱与 C 柱相同,  $I_{1A} = I_{1C} = 2.13 \times 10^5 \text{ cm}^4$ ,  $I_{2A} = I_{2C} = 9.23 \times 10^5 \text{ cm}^4$ ,  $I_{1B} = 4.17 \times 10^5 \text{ cm}^4$ ,  $I_{2B} = 9.23 \times 10^5 \text{ cm}^4$ ; 上柱高均为  $H_1 = 3.10 \text{ m}$ , 柱总高均为  $H_2 = 12.22 \text{ m}$ 。

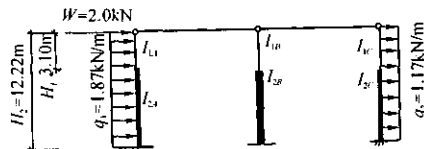


图 2.23 排架在风荷载作用时的计算简图

**解** (1) 计算剪力分配系数:

$$\lambda = \frac{H_1}{H_2} = \frac{3.10}{12.22} = 0.254$$

对 A, C 柱,  $n = \frac{2.13}{9.23} = 0.231$ ; B 柱,  $n = \frac{4.17}{9.23} = 0.452$ 。由附表 3 附表图 3.1 查得

$$\text{A, C 柱: } C_0 = 2.85, \delta_A = \delta_C = \frac{10 \times 12.22^3}{E_c \times 9.23 \times 2.85} = 694 \frac{1}{E_c} (\text{cm})$$

$$\text{B 柱: } C_0 = 2.94, \delta_B = \frac{10 \times 12.22^3}{E_c \times 9.23 \times 2.94} = 672 \frac{1}{E_c} (\text{cm})$$

剪力分配系数

$$\eta_A = \eta_C = \frac{\frac{1}{694}}{2 \times \frac{1}{694} + \frac{1}{672}} = 0.33$$

$$\eta_B = \frac{\frac{1}{672}}{2 \times \frac{1}{694} + \frac{1}{672}} = 0.34$$

$$\eta_A + \eta_B + \eta_C = 0.33 + 0.34 + 0.33 = 1.0$$

(2) 计算各柱顶剪力, 把荷载分成  $W$ ,  $q_1$  和  $q_2$  三种情况, 分别求出在各柱顶所产生的剪力,



然后叠加。由于  $q_1$  的作用, 根据附表 3 中的附表图 3.7, 得不动铰支座反力

$$R_A = C_{11}q_1H_2 = 0.361 \times 1.87 \times 12.22 = 8.25(\text{kN})$$

由于  $q_2$ , 不动铰支座反力

$$R_C = 8.25 \times \frac{1.17}{1.87} = 5.16(\text{kN})$$

故各柱总的柱顶剪力

$$\begin{aligned} V_A &= \eta_A(W + R_A + R_C) - R_A \\ &= 0.33 \times (2.0 + 8.25 + 5.16) - 8.25 = 0.33 \times 15.41 - 8.25 \\ &= -3.16(\text{kN})(\leftarrow) \end{aligned}$$

$$V_B = \eta_B(W + R_A + R_C) = 0.34 \times 15.41 = 5.24(\text{kN})(\rightarrow)$$

$$V_C = \eta_C(W + R_A + R_C) - R_C = 0.33 \times 15.41 - 5.16 = -0.07(\text{kN})(\leftarrow)$$

(3) 绘制弯矩图(如图 2.24 所示)。

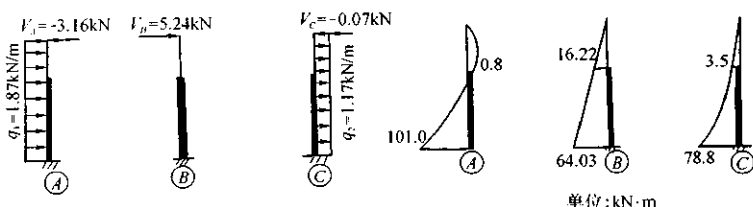


图 2.24 排架柱弯矩图

## 2.2.4 内力组合

### 1. 控制截面与荷载组合

控制截面是指能对柱内配筋起控制作用的截面。

在一般单阶柱中, 整个上柱截面的配筋相同, 整个下柱截面的配筋也相同, 而上柱底截面 I—I 的内力一般比上柱其它截面大, 因此取它作为上柱的控制截面。对下柱来说, 牛腿顶面 II—II 和柱底截面 III—III 的内力较大, 因此取为下柱的控制截面(图 2.25)。同时, 柱底截面的内力值也是设计柱下基础的依据。

在排架内力分析中, 对控制截面上的内力, 必须考虑荷载同时出现的可能性, 即进行荷载组合。

由于几种荷载同时作用又同时达到最大值的可能性毕竟很小, 因此《荷载规范》对各可变荷载的组合系数作如下规定: 当有两个或两个以上的可变荷载参与组合且其中包括风荷载时, 荷载组合系数取 0.85; 其它情况下荷载组合系数均取到 1.0。

据此, 常用的荷载组合效应的标准值有七种:

(1) 恒载 + 0.85(屋面活载 + 吊车荷载 + 风载);

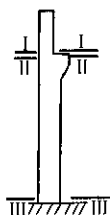


图 2.25 柱的控制截面

- (2) 恒载 + 0.85(吊车荷载 + 风载);
- (3) 恒载 + 0.85(屋面活载 + 风载);
- (4) 恒载 + (屋面活载 + 吊车荷载);
- (5) 恒载 + 风载;
- (6) 恒载 + 吊车荷载;
- (7) 恒载 + 屋面活载。

在没有吊车的厂房中,第(5)种组合往往起控制作用;在吊车吨位不太大的厂房中,第(3),(5)种组合常起控制作用。因为在柱截面设计中,当不考虑吊车荷载时,下部柱的计算长度要按无吊车厂房采用(详见附表 4.1 中的注②),此时要求的钢筋数量将有所增加。

荷载组合效应的设计值为各荷载乘以各自的荷载分项系数后,再按上述组合。

## 2. 内力组合及注意点

吊车荷载、风载在同一截面上所产生的内力值不只一个,所以必须对同一种荷载组合中的内力进行挑选。

矩形、工字形排架柱是偏心受压构件,根据可能出现的最大截面配筋量,一般应考虑以下四种内力组合:

- (1) +  $M_{\max}$  及相应的  $N, V$ ;
- (2) -  $M_{\max}$  及相应的  $N, V$ ;
- (3)  $N_{\max}$  及相应的  $M$  (取绝对值较大者),  $V$ ;
- (4)  $N_{\min}$  及相应的  $M$  (取绝对值较大者),  $V$ 。

通常,按上述四种内力组合已能满足工程上的要求,但在某些情况下,它们可能都不是最不利的。例如,对大偏心受压构件,偏心距  $e_0 = \frac{M}{N}$  越大(即  $M$  越大,  $N$  越小)时,截面配筋量往往越多。因此,有时  $M$  虽然不是最大值而比最大值略小,但它所对应的  $N$  若减小很多,那么这组内力所要求的截面配筋量反而会更大一些。

当采用对称配筋柱和对称基础时,第(1)种和第(2)种内力组合改为  $|M|_{\max}$  及相应的  $N$  和  $V$ 。

对于双肢柱,还需组合最大的剪力  $\pm V_{\max}$  及相应的  $M$  和  $N$ ,以供设计肢、腹杆之用。

内力组合的注意点是:

(1) 吊车竖向荷载。① 参与组合的吊车,每跨不应多于 2 台,且总数不宜多于 4 台。② 每跨内某一柱或受  $D_{\max}$  作用或受  $D_{\min}$  作用,只能取其中之一。③ 跨中有吊车竖向荷载时,可以没有吊车横向水平荷载的作用。

(2) 吊车横向水平荷载。① 参与组合的吊车不应多于 2 台。② 吊车横向水平荷载  $T_{\max}$  同时作用于左、右两边柱上;其方向可向左,也可向右,但只能取其中一个方向。③ 当某跨内有吊车横向水平荷载参与组合时,则该跨的吊车竖向荷载必须参与组合。

(3) 多台吊车的荷载折减。多台吊车组合时应折减,其折减系数见《荷载规范》。

(4) 风荷载。风荷载有左、右两个方向,组合时只取其中之一。

(5) 恒载分项系数  $\gamma_G$  的取值。《荷载规范》规定:计算内力设计值时,恒载的分项系数  $\gamma_G$  值为:当其效应对结构不利时取 1.2;当其效应对结构有利时取 1.0。

(6) 内力组合的原则。对于大偏压截面,尽量使  $M$  大而  $N$  小;对于小偏压截面,则尽量使

$M$  大  $N$  也大。这种截面的配筋数量才是起控制作用的。

## 2.2.5 考虑厂房整体空间作用的计算

图 2.26 示出了单跨厂房在柱顶水平荷载作用下,由于结构或荷载情况不同所产生的四种柱顶水平位移示意图。图(a)中,各排架水平位移相同,互不牵制,因此,实际上与没有纵向构件联系着的单个排架相同,都属于平面排架。图(b)中,由于两端有山墙,且其平面刚度很大,该处水平位移很小,对其它排架有程度不同的约束作用,故柱顶水平位移呈曲线形状,且  $\Delta_b < \Delta_a$ 。图(c)中,未直接承受荷载的排架因受直接承受荷载排架的牵动也将产生位移。在图(d)中,由于有山墙,各排架的位移都比图(c)为小,  $\Delta_d < \Delta_c$ 。可见,在后三种情况中,各个排架或山墙都不能单独变形,而是互相制约成一个整体。这种排架与排架、排架与山墙之间相互关联的整体作用称为厂房的整体空间作用。由此可知,在有纵向联系构件的单层厂房内,当沿厂房纵向各榀排架(山墙可理解为广义的排架)的情况不同时,即结构不同或承受的外荷载不同时,就会产生厂房的整体空间作用。

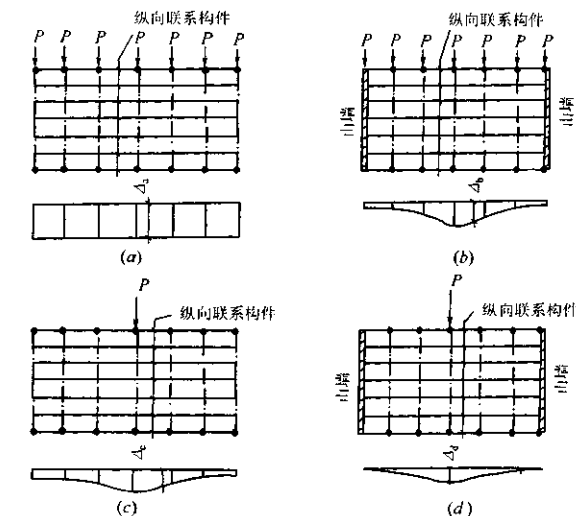


图 2.26 单跨厂房在柱顶水平荷载作用下的位移示意图

一般说来,无檐屋盖比有檐屋盖、局部荷载比均布荷载,其厂房的整体空间作用相对大一些。由于山墙平面刚度大,对其邻近排架水平位移的约束也大,故在厂房整体空间作用中起着相当大的作用。

对于单层厂房整体空间作用的研究国内外已有不少成果,提出了许多理论,例如“弹性连续梁”理论。该理论将厂房主要纵向构件看作为一个假想的“纵梁”,各平面排架看成是“纵梁”的“弹性支座”。目前,我国规范采用的是下面将要阐述的“空间体系”理论。由于在相同

情况下,局部荷载产生的空间作用比较显著,均布荷载的空间作用较少且还有待于积累更多的经验,因此我国规范规定,只在吊车荷载作用下才考虑厂房的整体空间作用。

关于吊车荷载下厂房整体空间的作用,其大小取决于空间作用分配系数  $\mu$ 。下面分三种情况考虑  $\mu$  与空间作用的关系。

### 1. 单个荷载作用下的空间作用分配系数 $\mu$

先来研究整个厂房内有一个水平荷载  $R$  作用在某一排架柱顶的单个荷载情况(图 2.27)。把这榀承载排架截离出来与平面排架作比较(图 2.28);在变形方面,  $\Delta > \Delta'$ ;在受力方面,平面排架柱 ④—④ 必须提供全部的力来平衡外荷载  $R$ 。考虑空间作用的排架则不同,它是由厂房的所有排架和山墙一起提供反力来与外荷载  $R$  平衡的。这时承载排架柱 ④—④ 只提供其中的一部分反力  $R'$ ,其余部分  $R - R'$  是通过纵向联系构件的传递作用由其它排架和山墙提供的。可见,当考虑空间作用时,承载排架柱  $A-A$  受到的剪力由  $R$  减少到  $R'$ 。

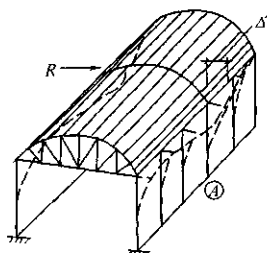


图 2.27 厂房整体空间作用

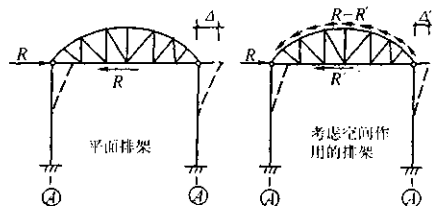


图 2.28 平面排架与考虑空间作用的排架比较

$$\mu = \frac{R'}{R}$$

由于考虑的是弹性结构,力与柱顶水平位移成正比,所以

$$\mu = \frac{R'}{R} = \frac{\Delta'}{\Delta} \quad (2.10)$$

称  $\mu$  为单个荷载作用下的空间作用分配系数,  $\mu < 1$ 。  $\mu$  愈小,单个荷载作用下的空间作用愈大。

### 2. 单跨排架在吊车荷载作用下的空间作用分配系数 $\mu$

厂房在吊车荷载作用下,有多个轮子的力作用于各排架上,这些力不仅由所计算的排架直接承受,而且也由相邻的其它排架来承受。以吊车横向水平荷载为例,当为平面排架时,传至计算排架柱顶的水平力为  $R = C_3 T_{max} = C_3 T \sum y_i$  (见图 2.22 和图 2.18);当为空间排架时,计算排架上的力要传到其它排架上,其它排架上所受到的力也要传到计算排架上。为了考虑后者这种相互作用,就必须把排架柱空间的影响线求出来。由位移互等定理可知,这个影响实际上就是在计算排架柱顶作用一个单位水平力时,各个排架柱的受力分配图。由图 2.29 可知,计算排架柱受到的力为:

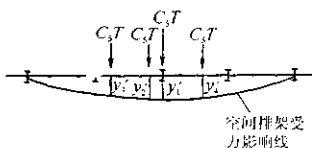


图 2.29 空间排架受力影响线

$$R' = C_s T \sum y'_i = C_s T (y'_1 + y'_2 + y'_3 + y'_4)$$

按  $\mu$  的定义, 可知吊车荷载下厂房空间的作用分配系数

$$\mu = \frac{R'}{R} = \frac{C_s T \sum y'_i}{C_s T \sum y_i} = \frac{\sum y'_i}{\sum y_i} \quad (2.11)$$

规范按此理论分析, 并根据实测数据, 对  $\mu$  值作了较大幅度的增加和调整, 即留有较充裕的余地, 见表 2.1。

表 2.1 单跨厂房空间作用分配系数  $\mu$

厂 房 情 况		吊车起重量 kN	厂 房 长 度 /m			
			≤ 60		> 60	
有檩屋盖	两端无山墙及一端有山墙	≤ 300	0.9		0.85	
	两端有山墙	≤ 300	0.85			
无檩屋盖	两端无山墙及一端有山墙	≤ 750	厂 房 跨 度 /m			
			12 ~ 27	> 27	12 ~ 27	> 27
			0.9	0.85	0.85	0.8
	两端有山墙	≤ 750	0.8			

在下列情况下, 排架计算不考虑空间作用(即取  $\mu = 1$ ):

- (1) 当厂房一端有山墙或两端均无山墙, 且厂房长度小于 36m 时;
- (2) 天窗跨度大于厂房跨度的 1/2, 或者天窗布置使厂房屋盖沿纵向不连续时;
- (3) 厂房柱距  $> 12\text{m}$  时(包括厂房中有个别柱距  $> 12\text{m}$  的情况);
- (4) 屋架下弦为柔性拉杆时。

### 3. 多跨排架在吊车荷载作用下的空间分配系数 $\mu'$

(1) 多跨等高排架。设有一  $n$  跨等高排架, 其空间分配系数可利用单跨排架的  $\mu$  算得:

$$\frac{1}{\mu'} = \frac{1}{n} \left( \frac{1}{\mu_1} + \frac{1}{\mu_2} + \cdots + \frac{1}{\mu_n} \right) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{\mu_i} \quad (2.12)$$

式中,  $\mu'$  —— 多跨等高排架的空间作用分配系数;

$\mu_i$  —— 将第  $i$  跨视作单跨时的空间作用分配系数, 按表 2.1 取用;

$n$  —— 排架跨数。

(2) 多跨不等高排架的空间作用分配系数, 可见规范及有关文献。

### 4. 等高排架在吊车荷载下考虑厂房整体空间作用的计算步骤

- (1) 求出吊车荷载作用下的排架柱顶附加不动铰支座反力  $R$  (如图 2.30(b));
- (2) 将  $\mu R$  反向作用于排架柱顶(如图 2.30(c));
- (3) 叠加上述两步骤中的内力, 即为排架考虑空间作用的内力。

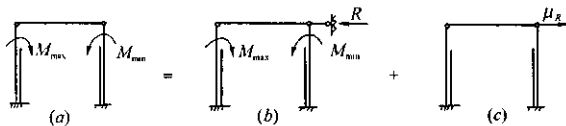


图 2.30 考虑空间作用的排架计算

## 2.2.6 排架分析中的几个问题

### 1. 纵向柱距不等的排架内力分析

单层厂房中,有时由于工艺要求,或在局部区段少放若干根柱,或中列柱的柱距比边列柱为大,从而形成纵向柱距不等的情况(习称“抽柱”)。

当屋面刚度较大,或者设有可靠的下弦纵向水平支撑时,可以选取较宽的计算单元(图 2.31(a) 阴影线部分)来进行内力分析,并且假定计算单元中同一柱列的柱顶位移相同。因此,计算单元内的几榀排架可以合并为一榀平面排架来计算它的内力。合并后的平面排架柱的惯性矩,应按合并考虑。例如, A 和 C 轴线的柱应为两根(即一根和两个半根)合并而成。当同一纵轴线上的柱截面尺寸相同时,计算简图如图 2.31(b) 所示。

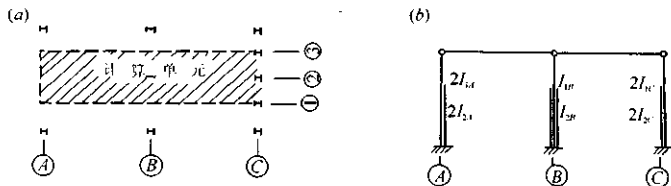


图 2.31 柱距不等时的计算单元和计算简图

按此原则计算时,应注意下列几点:

(1) 为使实际情况与上述假定基本相符,所取计算单元的纵向宽度不宜大于 24m。

(2) “合并排架”的恒载、风载等的计算方法与一般排架相同,但吊车荷载应按计算单元的中间排架产生  $D_{2\max}$ ,  $D_{2\min}$ ,  $T_{2\max}$  时的吊车位置来计算(图 2.32),即“合并排架”的吊车竖向荷载和横向水平荷载为

$$\left. \begin{aligned} D_{\max} &= D_{2\max} + \frac{D_1 + D_3}{2} \\ D_{\min} &= D_{2\max} \cdot \frac{P_{\min}}{P_{\max}} \\ T_{\max} &= D_{2\max} \cdot \frac{T}{P_{\max}} \end{aligned} \right\} \quad (2.13)$$

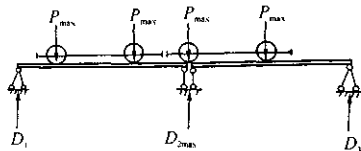


图 2.32 “合并排架”的支座反力计算图

(3) 按计算简图和荷载求得内力后,必须进行还原,以求得柱的实际内力。例如,计算简图中, A 轴和 C 轴的柱是由两根并成的,因此应将它们的  $M$ ,  $V$  除以 2 才等于原结构中 A 轴和 C 轴

线各根柱的  $M$  和  $V$ 。但是,对于吊车竖向荷载  $P_{\max}$  和  $P_{\min}$  引起的轴力  $N$ ,则不能把“合并排架”求得的轴力除以 2,而应该按这根柱实际所承受的最大、最小吊车竖向荷载来计算。

## 2. 排架的水平位移验算

在一般情况下,当矩形、工字形柱的截面尺寸满足附表 5 的要求时,就可认为排架的横向刚度已得到保证,不必验算它的水平位移值。但在某些情况下,例如吊车吨位较大时,为安全计,尚需对水平位移进行验算。显然,最有实际意义的是验算吊车梁顶与柱连接点  $K$  的水平位移值。这时,考虑正常的使用情况,即按一台最大吊车的横向水平荷载作用于  $K$  点时验算, $K$  点的水平位移值  $\Delta_K$ (图 2.33) 应满足下列规定:

- (1) 当  $\Delta_K \leq 0.5\text{cm}$  时,可不验算水平位移值;
- (2) 当  $0.5\text{cm} < \Delta_K < 1\text{cm}$  时,其水平位移限值如下:

$$\text{轻、中级工作制吊车的厂房柱: } \Delta_K \leq \frac{H_K}{1800}$$

$$\text{重级工作制吊车的厂房柱: } \Delta_K \leq \frac{H_K}{2200}$$

式中,  $H_K$  为自基础顶面至吊车梁顶面的距离。

对于露天栈桥柱的水平位移,则按悬臂计算。除考虑一台最大起重量的吊车的横向水平荷载作用以外,还应考虑由吊车梁安装偏差 20mm 产生的偏心力矩的作用,这时应满足下列规定:

$$\Delta_K \leq 1.0\text{cm} \text{ 及 } \Delta_K \leq \frac{H_K}{2500}$$

在计算水平位移值时,可取柱截面刚度

$$B_d = 0.85E_c I_0 \quad (2.14)$$

## 3. 吊车梁反力差引起的纵向力矩 $M_y$

当厂房排架柱由两侧吊车梁传来的竖向力  $R_1 \neq R_2$  时,则在柱牛腿顶面处产生纵向力矩,其最大值为

$$M_{y\max} = \Delta R_{\max} \cdot e \quad (2.15)$$

式中,

$\Delta R_{\max}$ ——吊车梁的最大反力差:

$$\Delta R_{\max} = R_1 - R_2$$

$e$ ——竖向反力  $R_i$  对柱轴的偏心距,当  $e$  值不易确定时,可近似地按图 2.34 所示的采用。

通常,工字形柱、双肢柱的柱距不大于 9m,  $Q \geq 50\text{t}$  或柱距为 12m,  $Q \geq 30\text{t}$  时,以及当采用管柱或其它平面刚度较差的柱形时,均需考虑上述  $M_{y\max}$  的作用。

$M_{y\max}$  由它所直接作用的柱承受。厂房柱由  $M_{y\max}$  产生的弯矩图形如图 2.35 所示,其中平腹杆双肢柱的下部柱,在肩梁和柱脚处的纵向弯矩都应按 75% 和

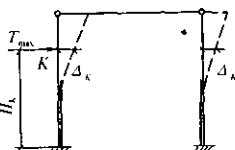


图 2.33 排架水平位移验算

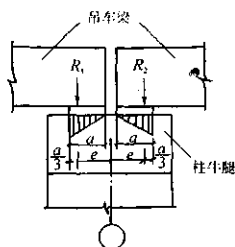


图 2.34 吊车梁传来的竖向力示意图

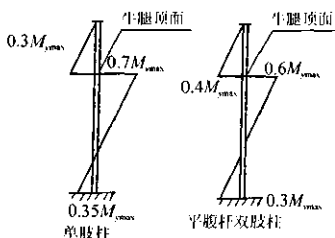


图 2.35 纵向力矩产生的弯矩图

25% 的比例分配给吊车肢和非吊车肢。

各截面的纵向弯矩应与排架计算求得的内力一并考虑,即按双向偏心受压截面进行验算。

## 2.3 单层厂房柱的设计要点

单层厂房柱的形式很多,目前常用的实腹柱有矩形柱(图 2.36(a))、工字形柱(图 2.36(b)),空腹柱有双肢柱(图 2.36(c),(d))和管柱(图 2.36(e))等。各种形式的柱在受力、制作、吊装等方面各有优缺点,柱型的选择应力求受力合理、模板简单、节约材料。

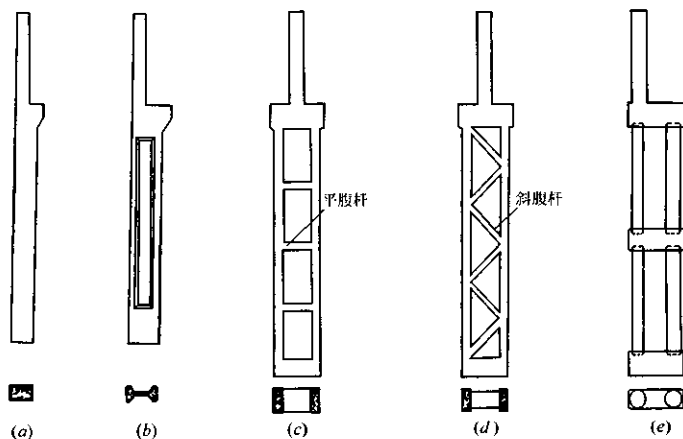


图 2.36 柱型图

参照大量的设计及工程实践,目前一般柱的截面高度  $h$  在 800mm 以下时,可考虑矩形; $h$  在 600 ~ 1500mm 时,可考虑采用工字形; $h$  在 1300mm 以上时,可考虑双肢柱。

### 2.3.1 矩形、工字形柱的设计

在一般中、小型单层厂房中,多采用矩形或工字形截面柱,以下仅介绍它们的设计要点。双肢柱、管柱的设计可参考有关资料。

#### 2.3.1.1 设计要点

##### 1. 设计内容

柱的设计内容一般为:确定柱截面尺寸;根据各控制截面的最不利内力组合进行截面设



计;施工阶段的承载力和裂缝宽度验算;当有吊车时,还需进行牛腿设计;屋架、吊车梁、柱间支撑等构件的连接构造;绘制施工图等。

## 2. 截面尺寸

柱的截面尺寸应满足承载力和刚度的要求。柱具有足够的刚度是防止厂房变形过大,导致吊车轮和轨道的过早磨损或墙和屋盖产生裂缝,影响厂房的正常使用。根据刚度要求,对于 6m 柱距的厂房柱截面尺寸,可参考附表 5、附表 6、附表 7。

工字形柱的翼缘高度和腹板厚度不宜小于 100mm,其腹板可以开孔洞。一般,当孔洞的横向尺寸小于柱截面高度的一半、竖向尺寸小于相邻两孔洞中距的一半时,柱的刚度可按实腹工字形柱计算,而其承载力计算则应扣除孔洞的削弱部分。当孔洞尺寸超过上述范围时,柱的承载力和刚度均应按双肢柱计算。

## 3. 截面设计

根据排架内力计算,求得控制截面的最不利组合的内力  $M$  和  $N$ ,按偏心受压构件进行截面配筋计算。

在偏心受压构件的计算中,需要确定柱的计算长度。对于单层厂房,其柱端的实际支承情况较为复杂。如上柱上端既非自由端,也不是理想的不动铰支承,而是一种弹性支承,因此其计算长度就不能按力学中所讲过的几种典型的理想支承情况来确定。《混凝土结构设计规范》根据厂房实际工作的特点,经过综合分析,给出了计算长度的规定值,见附表 4。

## 4. 施工阶段验算

对预制柱,因其在脱模、运输、吊装时的受力情况与使用阶段不同,且为加快施工进度,一般在柱的混凝土强度达到设计值的 70% 后,便进行施工,所以必须验算施工阶段柱的承载力和裂缝宽度。

施工阶段验算的计算简图应根据实际情况确定。如柱采用一点起吊时的计算简图如图 2.37 所示。

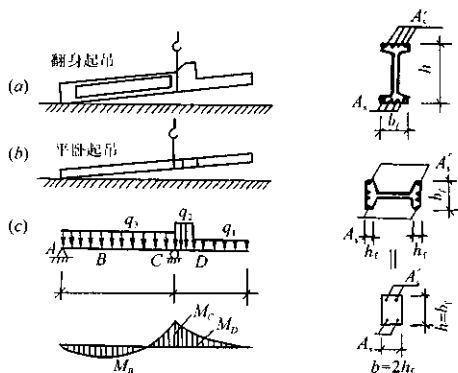


图 2.37 柱吊装阶段的验算

吊装验算时的荷载是柱的自重,考虑起吊时的动力作用,应将自重乘以动力系数 1.5。同时在施工阶段的承载力验算时,结构的重要性系数可比其使用阶段降低一级取用。

为了简化计算,对施工阶段的裂缝宽度验算,可采用控制钢筋应力和直径的方法,即要求钢筋应满足下式:

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87h_0A_s} \leq [\sigma_{ss}] \quad (2.16)$$

式中,

$M_s$ ——施工阶段截面按荷载短期效应组合的弯矩标准值;

$[\sigma_{ss}]$ ——不需验算裂缝宽度的钢筋的最大允许应力,可查《混凝土结构设计规范》GBJ10-89 的附录七。

### 2.3.1.2 牛腿设计

牛腿是矩形和工字形柱设计中较关键的部分,因此这里专门作为一个小节进行介绍。

在单层厂房中,通常采用柱侧伸出的牛腿来支承吊车梁、屋架、连系梁等构件。牛腿按其所受竖向荷载作用点到下柱边缘的水平距离  $a$  的大小,分为两类:当  $a \leq h_0$  时为短牛腿(图 2.38(a));  $a > h_0$  时为长牛腿(图 2.38(b)),此处  $h_0$  为牛腿与下部柱交接处垂直截面的有效高度。

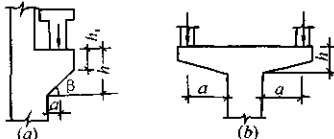


图 2.38 牛腿的类型

长牛腿的受力情况与悬臂梁相似,可按悬臂梁设计。短牛腿实质上是一变截面深梁,其受力情况与普通悬臂梁不同,在单层厂房中一般常用的为短牛腿。下面主要介绍短牛腿的应力状态、破坏过程和设计方法。

#### 1. 牛腿裂缝出现前的应力状态

图 2.39 为对  $a/h_0 = 0.5$  的环氧树脂牛腿模型进行光弹性试验得到的主应力迹线。由图可见,牛腿上部的主拉应力迹线基本上与上边缘平行,沿牛腿长度方向分布得比较均匀。这样,可以把牛腿上部的受力近似地作为拉杆受力。牛腿下部的主压应力迹线大致与加载点到牛腿下部转角点的连线  $ab$  平行,并在不很宽的区域内密集地均匀分布,因此可把  $ab$  连线附近的区域视为压杆受力区域。柱与牛腿顶面相交处存在着应力集中。

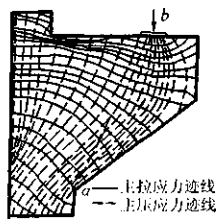


图 2.39 牛腿的主应力迹线

#### 2. 裂缝的出现和开展

对  $a/h_0 = 0.1 \sim 0.75$  范围内的牛腿试验结果表明,牛腿裂缝的出现、开展及最终的破坏形态均与上述光弹性模型试验得到的应力状态相一致。

试验表明,一般在极限荷载的 20% ~ 40% 时,牛腿顶面与柱相交处附近会出现初始裂缝(图 2.40 中的裂缝①),但若配有足够的拉筋和可靠的锚固,则一般不会发展成破坏裂缝。在极限荷载的 40% ~ 60% 时,在加载板内侧附近出现第一条斜裂缝(图 2.40 中的裂缝②);当达到极限荷载的 70% ~ 80% 时,在这条斜裂缝外侧整个“压杆”范围内出现大量的短小斜裂缝,并

逐渐贯通,混凝土剥落崩出,即牛腿破坏。也有少数牛腿在第一条斜裂缝发展到相对稳定后,突然从加载板底部出现一条通长斜裂缝(图 2.40 中的裂缝③),继而很快沿此缝破坏。

### 3. 破坏形态

根据试验研究,随  $a/h_0$  值的不同,牛腿大致有三种主要破坏形态。

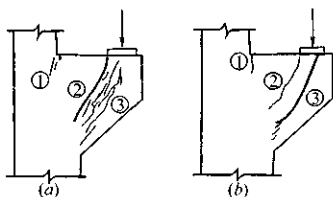


图 2.40 牛腿斜压破坏的裂缝图

(1) 斜压破坏。斜压破坏大多发生在  $a/h_0 = 0.1 \sim 0.75$  的范围内。其特征是:首先出现第一条斜裂缝(即图 2.40 中的裂缝②),然后在此缝外侧出现大量短小斜缝,并逐渐贯通至混凝土崩落而破坏,或在加载板底突然出现另一条通长斜裂缝(即图 2.40 的裂缝③),牛腿沿此缝被破坏,如图 2.41 的(b)和(c)。

(2) 剪切破坏。当  $a/h_0 < 0.1$  时,可能发生沿加载板内侧接近垂直截面的剪切破坏。其特征是:在牛腿与下柱交接面上出现一系列短斜裂缝,最后牛腿沿此裂缝从柱上切下而破坏,如图 2.41(a)。

(3) 弯压破坏。当  $a/h_0 > 0.75$  或受拉纵筋配筋率较低时,一般会发生弯压破坏。其特征是:当出现第一条斜裂缝后,随荷载的增加,裂缝将不断向受压区延伸,纵筋应力不断增加并渐达屈服,这时此斜裂缝的外侧部分绕牛腿下部与柱的交接点转动,致使受压区混凝土压碎而破坏,如图 2.41 的(d)。

牛腿的  $a/h_0$  值一般在  $0.1 \sim 0.75$  范围内,故大部分牛腿均属斜压破坏。

除上述三种主要破坏形态外,还有由于加载板过小而导致的加载板下混凝土的局部压碎破坏(图 2.41(e))和由于受拉纵筋锚固不良而被拔出等破坏形态。

为了防止上述各种破坏,牛腿应有足够大的截面尺寸,配置足够的钢筋,垫板尺寸不能过小,而且还要满足一系列的构造要求。

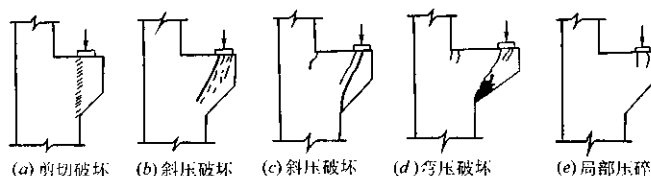


图 2.41 牛腿的破坏形态

### 4. 牛腿的设计

牛腿设计包括三个方面:截面尺寸的确定、承载力计算及配筋构造。

(1) 截面尺寸的确定。由于牛腿截面宽度与柱等宽,因此只须确定截面高度。截面高度一般以斜截面的抗裂度为控制条件,即以控制其在正常使用阶段不出现或仅出现微细裂缝为宜。设计时可根据经验预先假定牛腿高度,然后按下列裂缝控制公式进行验算(图 2.42):

$$F_{vs} \leq \beta(1 - 0.5 \frac{F_{hs}}{F_{vs}}) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (2.17)$$

式中,

$F_{vs}$ ——作用于牛腿顶部,按荷载短期效应组合计算的竖向力值;

$F_{hs}$ ——作用在牛腿顶部,按荷载短期效应组合计算的水平拉力值;

$\beta$ ——裂缝控制系数,对承受重级工作制吊车的牛腿, $\beta = 0.65$ ;对承受中、轻级工作制吊车的牛腿, $\beta = 0.70$ ;对其它牛腿, $\beta = 0.80$ ;

$a$ ——竖向力的作用点至下柱边缘的水平距离(应考虑安装偏差 20mm),当  $a < 0$  时,取  $a = 0$ ;

$b$ ——牛腿宽度;

$h_0$ ——牛腿与下柱交接处的垂直截面的有效高度,取  $h_0 = h_1 - a_s + c \cdot \tan \alpha$ ,当  $\alpha > 45^\circ$  时,取  $\alpha = 45^\circ$ ;

在牛腿支承面上的垫板下,局部承压应力不应超过  $0.75f_c$ ,即

$$\frac{F_{vs}}{A} \leq 0.75f_c \quad (2.18)$$

式中, $A$ 为局部承压面积, $A = ab$ ,其中  $a$  和  $b$  分别为垫板的长和宽。

当不满足式(2.18)要求时,应采取加大垫板尺寸或设置钢筋网等措施。

(2) 承载力计算。根据上述牛腿的试验结果可见,斜压破坏形态的牛腿较为常见。在即将破坏时的工作状况,可近似地看作以纵筋为水平拉杆、以混凝土压力带为斜压杆的三角形桁架(图 2.43)。

正截面承载力:通过三角形桁架拉杆的承载力计算,来确定纵向受力钢筋的用量。纵向受力钢筋由承受竖向力的受拉钢筋和承受水平拉力的水平钢筋组成,钢筋的总面积  $A_s$  可由图 2.43,取  $\sum M_A = 0$  得:

$$F_v \cdot a + F_h(\gamma h_0 + a_s) = A_s f_y \gamma h_0$$

近似取  $(\gamma h_0 + a_s)/\gamma h_0 \approx 1.2, \gamma = 0.85$ 。

即

$$A_s \geq \frac{F_v a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} \quad (2.19)$$

式中,

$F_v$ ——作用在牛腿顶部的竖向力设计值;

$F_h$ ——作用在牛腿顶部的水平拉力设计值;

$a$ ——竖向力  $F_v$  作用点至下柱边缘的水平距离,当  $a < 0.3h_0$  时,取  $a = 0.3h_0$ 。

斜截面承载力:牛腿的斜截面承载力主要取决于混凝土和弯起钢筋,而水平箍筋对斜截面受剪承载力没有直接作用,但水平箍筋可有效地限制斜裂缝的开展,从而可间接提高斜截面承载力。根据试验分析及设计经验,只要牛腿截面尺寸满足式(2.17)的要求,且按构造要求配置水平箍筋和弯起钢筋,斜截面承载力就可得到保证。

(3) 牛腿的构造要求:①牛腿的几何尺寸应满足图 2.44 所示的要求,其中牛腿端部高度

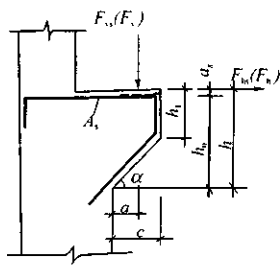


图 2.42 裂缝控制验算图

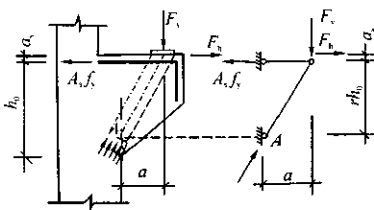


图 2.43 牛腿承载力计算简图

$h_1 \geq h/3$ , 且不应小于 200mm, 牛腿外边缘与吊车梁外边的距离  $a_1$  不宜小于 70mm, 否则会影响牛腿的局部承压, 并可能造成牛腿外缘混凝土保护层剥落。② 牛腿内的纵向受拉钢筋宜采用变形钢筋, 除满足计算要求外, 还应满足图 2.44 的各项要求。③ 牛腿内的水平箍筋直径应取用 6 ~ 12mm, 间距为 100 ~ 150mm, 且在上部  $2h_0/3$  范围内的水平箍筋总截面面积不应小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 1/2。

当牛腿的剪跨比  $a/h_0 \geq 0.3$  时, 应设置弯起钢筋, 弯起钢筋也宜采用变形钢筋, 其截面面积  $A_{sb}$  不应小于承受竖向力的受拉钢筋面积的 2/3, 且不应小于  $0.0015bh_0$ ; 其根数不应少于 3 根; 直径不应小于 12mm, 并应配置在牛腿上部  $l/6$  至  $l/2$  之间的范围内(图 2.45)。

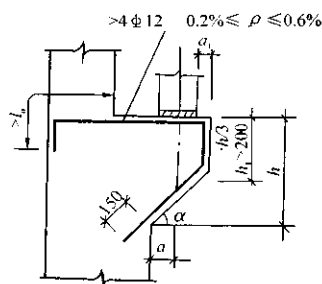


图 2.44 牛腿纵向受力钢筋

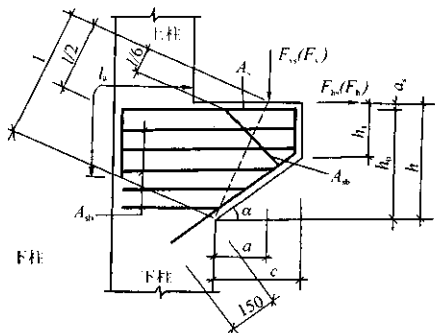


图 2.45 牛腿箍筋与弯起钢筋

## 2.3.2 抗风柱设计

抗风柱承受山墙传来的风荷载, 柱的外边缘与厂房横向封闭轴线相重合, 离屋架中心线为 500mm 或按设计要求。为了避免抗风柱与屋架相碰, 应将抗风柱的上部截面高度适当减小, 形成变截面单阶柱(图 2.46)。

### 1. 抗风柱的截面尺寸

抗风柱的上柱和下柱高度应根据屋架高低、抗风柱与屋架的连接情况以及基础埋置深度确定。

抗风柱的上柱一般采用矩形截面, 其截面高度不得小于 300 ~ 400mm; 下柱截面高度可参考附表 5 确定。当抗风柱仅承受风荷载及柱自重时, 上、下柱截面宽度不得小于  $H_b/40$ ; 当同时承受由连系梁传来的墙重时, 不得小于  $H_b/30$  ( $H_b$  为抗风柱从基础顶面至柱平面外支承点的高度)。当满足以上要求时, 可认为已满足水平刚度的要求, 不必再作水平侧移验算。

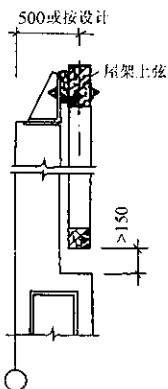


图 2.46 抗风柱与屋架连接示意图

## 2. 抗风柱的连接构造

抗风柱一般与基础刚接,与屋架上弦铰接。根据具体情况,也可与下弦铰接或同时与上、下弦铰接。抗风柱与屋架连接必须满足两个要求:一是在水平方向必须与屋架有可靠的连接,以保证有效地传递风荷载;二是在竖向应允许两者之间有一定相对位移的可能性,以防厂房与抗风柱沉降不均匀时产生不利影响。所以,抗风柱和屋架一般采用竖向可以移动、水平向又有较大刚度的弹簧板连接(图 2.10(b));如厂房沉降较大时,宜采用螺栓连接(图 2.10(c))。

## 3. 抗风柱的内力计算

(1) 计算简图。当山墙重量全部由基础梁承受时,抗风柱主要承受风荷载(柱自重忽略不计),这时抗风柱可作为一个变截面受弯构件计算。当部分山墙重量由连系梁承受时,则抗风柱还承受连系梁传来的部分墙体重量,这时抗风柱应作为一个偏心受压的构件计算。

抗风柱的计算简图如图 2.47 所示。柱下端作为固定端,位于基础顶面。上端与屋架上弦(或下弦,或上、下弦)铰接可视为不动铰支点,即可将它作为一根变截面的超静定梁求解内力。

(2) 风荷载。一般,按沿抗风柱竖向均匀分布计算:

$$q = \gamma_0 \mu_s \mu_z w_0 b \quad (2.20)$$

式中,  $\gamma_0$  为荷载系数,  $\mu_s$  为风载体型系数,取  $+0.8$ ;  $\mu_z$  为风压高度变化系数,取抗风柱柱顶标高相应的值;  $w_0$  为基本风压值,由《荷载规范》查得,  $b$  为抗风柱承受风载的计算宽度。

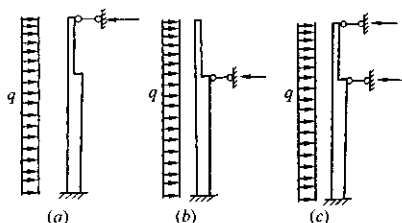


图 2.47 抗风柱计算简图

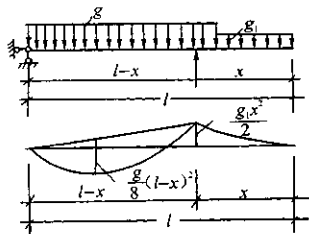


图 2.48 吊装验算简图

(3) 截面配筋及吊装验算。截面配筋按受弯构件或偏心受压构件计算正截面承载力。抗风柱吊装验算方法与厂房一般柱相同,按受弯构件验算截面承载力和裂缝宽度。吊点的选择应尽可能使起吊时柱的最大正、负弯矩接近。如图 2.48 所示,设吊点离上柱柱顶距离为  $x$ ,则

$$\frac{1}{8} g (l-x)^2 - \frac{1}{2} \frac{G_1 x^2}{2} = \frac{G_1 x^2}{2}$$

由此得一点起吊的吊点位置为

$$x = \frac{\sqrt{6k} - 1}{6k - 1} l$$

式中  $k = \frac{G_1}{g}$ 。

## 2.4 柱下单独基础设计

柱下单独基础的种类,按受力性能,可分为轴心受压基础和偏心受压基础;按施工方法,可分为预制柱基础和现浇柱基础。在以恒载为主要荷载的多层框架房屋中,其中间柱下单独基础通常为轴心受压的;在单层厂房中,柱下单独基础通常为偏心受压的。

目前,单层厂房柱下单独基础的常用形式是平板式基础。这种基础有阶形和锥形两种(图 2.49(a)),因与预制柱连接的部分做成杯口,故习称杯形基础。当柱基由于地质条件限制,或附近有较深的设备基础或地坑而需要深埋时,为了不使预制柱过长,可做成带短柱的高杯口平板式基础(图 2.49(b))。

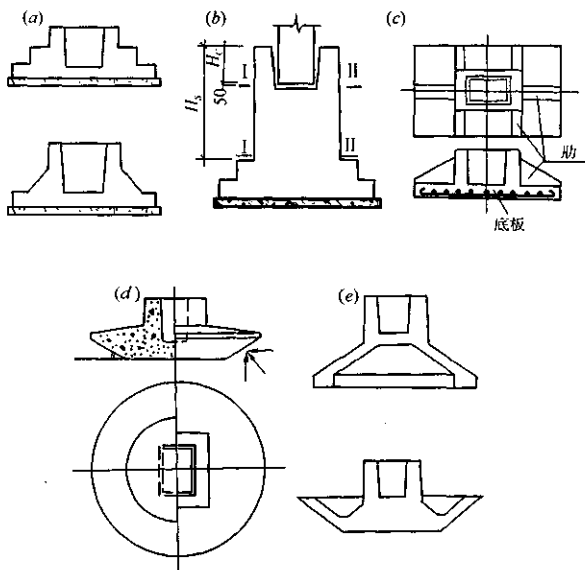


图 2.49 柱下单独基础的常用形式

为减少现场混凝土的浇捣量,节约模板,加速施工进度,有的地区近年来采用半装配式的板肋式基础。这种基础是预制杯口和肋板,然后在现场与底板浇捣成整体(图 2.49(c))。

在地基土较坚实和均匀的情况下,可采用圆(或椭圆)板基础,将其底板做成与水平面成  $30^\circ \sim 50^\circ$  倾角的斜面(图 2.49(d)),以利用垂直此倾斜面的地基反力的水平分力来减小底板中的弯矩,这种基础可不配钢筋,故称之为无筋倒圆台基础。试验证明,这种基础本身的承载能力是有保证的。

在实际工程中,还可以采用图 2.49(e) 所示的壳体基础。

在上部结构荷载大、地基土质差、对基础不均匀沉降要求较严的厂房中,一般采用桩基础。

本节主要介绍平板式单独基础的设计。

平板式单独基础设计的主要内容可归纳为：确定基础底面尺寸和基础高度，计算底板钢筋，构造处理。

### 1. 基础底面积

基础底面积按地基承载力和变形要求确定。

(1) 轴心受压基础。轴心受压时，假定基础底面的压力  $p$  均匀分布(图 2.50)，设计时应满足：

$$p = \frac{N+G}{A} \leq f \quad (2.21)$$

式中， $N$ ——上部结构传至基础顶面的竖向力设计值；

$G$ ——基础自重设计值和基础上填土重的标准值；

$A$ ——基础底面面积， $A = ab$ ；

$f$ ——地基承载力设计值。

令  $d$  为基础的埋置深度，并取基础和其上填土的平均容重为  $\gamma_m$  (一般取  $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$ )，则  $G = \gamma_m d A$ ，代入式(2.21)，可得：

$$A \geq \frac{N}{f - \gamma_m d} \quad (2.22)$$

设计时先按式(2.22)算得  $A$ ，再选定基础的一个边长  $a$ ，即可求得另一边长  $b$ 。

(2) 偏心受压基础。基础承受偏心荷载或同时承受轴力和弯矩时，假定其底面压力按线性呈非均匀分布(图 2.51)，这时边缘处的压力可按下式计算：

$$p_{\max/\min} = \frac{N_d}{ab} \pm \frac{M_d}{W} \quad (2.23)$$

式中， $p_{\max}, p_{\min}$ ——基础底面的最大和最小压力设计值；

$N_d$ ——作用于基础底面的轴力， $N_d = N + G$ ；

$M_d$ ——作用于基础底面的弯矩设计值；

$W$ ——基础底面的弹性抵抗矩， $W = ba^2/6$ 。

令  $e_0 = M/N$ ，并将  $W = ba^2/6$  代入式(2.23)，可得

$$p_{\max/\min} = \frac{N_d}{ab} (1 \pm \frac{6e_0}{a}) \quad (2.24)$$

从上式可知：当  $(1 - 6e_0/a) > 0$ ，即  $e_0 < a/6$  时， $p_{\min} > 0$ ，这时在基础的全部底面积上都作用着向上的地基反力，

即基础的全部底面积是和地基密切接触的；地基反力图为图 2.51(b)。当  $e_0 = a/6$  时， $p_{\min} = 0$ ，地基反力图为三角形(图 2.51(b))。

当  $(1 - 6e_0/a) < 0$ ，即  $e_0 > a/6$  时，则  $p_{\min} < 0$ ，这说明基础底面积的一部分将产生拉力，但实际上基础与土壤的接触面是不可能受拉的，这意味着这部分基础底面脱离了地基(图 2.51(c))，亦即这时承受反压力的基础底面积不是  $ab$  而是  $3kb$ 。因此，这时不能按式(2.24)来计算地基反力，而应按下式计算  $p_{\max}$ ：

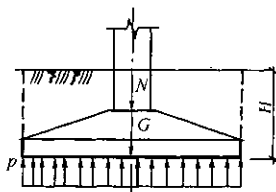


图 2.50 轴心受压基础底面压应力

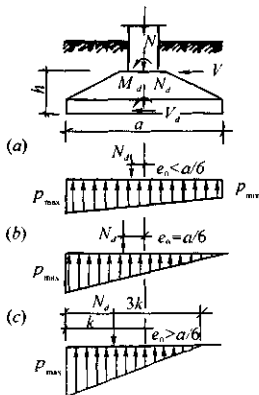


图 2.51 偏心受压基础底面压应力



$$p_{\max} = \frac{2N_d}{3kb} \quad (2.25)$$

此处,  $k$  是偏心荷载  $N_d$  作用点至基础底面最大压力边缘的距离,  $k = \frac{a}{2} - e_0$ 。

在确定偏心受压基础底面尺寸时, 基础底面的平均应力不应超过地基承载力设计值, 即

$$p = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} \leq f \quad (2.26)$$

同时尚应符合

$$p_{\max} \leq 1.2f \quad (2.27)$$

由于地基土的可压缩性, 在不均匀压力作用下, 会使基础倾斜, 有时甚至可能影响厂房的正常使用, 因此设计时对基础底面压力的分布除应按式(2.26)和式(2.27)予以限制外, 还应根据设计和使用经验, 分别情况符合下列规定:

对于有吊车的厂房, 应使  $e_0 \leq a/6$ ; 对于无吊车的厂房, 当计入人荷载时, 允许基础底面不完全与基础接触, 即  $e_0 > a/6$ , 但需满足  $3k/a \geq 0.75$ 。

确定偏心受压基础底面尺寸一般用试算法: 先按轴心受压基础所需的面积增大 20% ~ 40%, 初步选定长、短边尺寸 (通常  $a/b \leq 2$ , 一般取 1.5 左右), 然后验算是否满足式(2.26)和式(2.27)的要求。如不满足, 再假定尺寸重算, 至满足为止。

## 2. 基础高度

基础高度是根据柱与基础交接处混凝土抗冲切承载力的要求确定的。

试验表明, 基础在承受柱传来的荷载时, 如果沿柱周边 (或变阶处) 的高度不够, 将会发生如图 2.52(a) 所示的冲切破坏, 即沿柱边大致成 45° 方向的截面被拉开而形成如图 2.52(b) 所示的角锥体 (阴影部分) 破坏, 为了保证不发生冲切破坏, 必须使冲切面外的地基反力产生的冲切力  $F_l$  小于或等于冲切面处混凝土的抗冲切强度, 即:

$$F_l \leq 0.6f_t A_2 \quad (2.28)$$

$$F_l = p_n A_1 \quad (2.29)$$

式中,  $p_n$ ——在荷载设计值作用下基础底面单位面积上的地基净反力 (不包括基础自重及其上填土重所产生的反力), 当为轴心受压时,  $p_n = N/ab$ ; 当为偏心受压时, 可取用最大的地基净反力  $p_{n, \max}$ ;

$A_1$ ——冲切破坏面以外的基础底面冲切力作用面积 (图 2.53 中带双斜线的面积);

$A_2$ ——计算截面处冲切截面在基础底面上的水平投影面积 (图 2.54 中带单斜线的面积);

0.6——经验系数。

下面讨论如何具体计算面积  $A_1$  和  $A_2$  的问题。在矩形基础中, 长短边冲切破坏面以外的挑出长度是不相同的, 短边总是比长边安全, 故只须按长边计算。

当  $b \geq b_c + 2h_0$ , 即当冲切锥体底边宽度在基础宽度以内时 ( $b$  和  $b_c$  分别为基础和柱的相应短边尺寸, 如图 2.53(a)), 则有

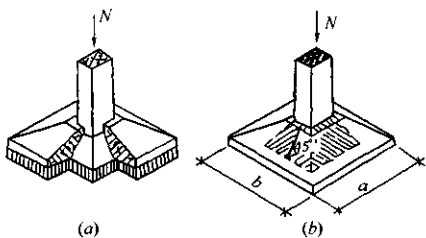


图 2.52 单独基础冲切破坏

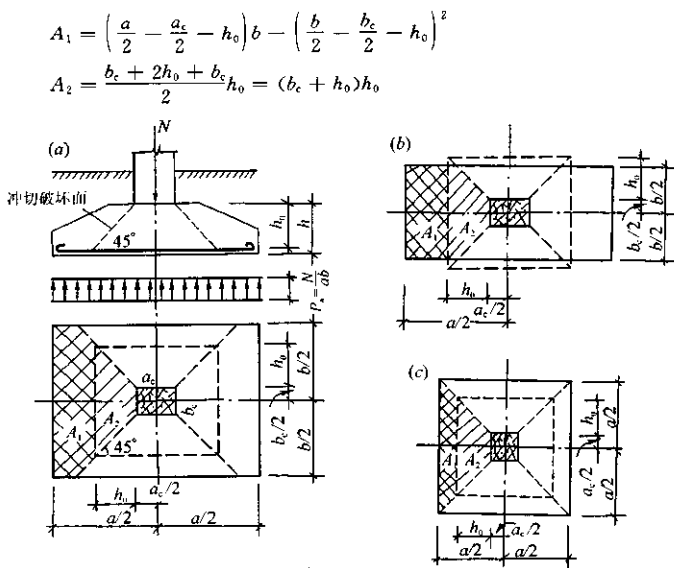


图 2.53 冲切破坏验算简图

当  $b < b_c + 2h_0$  时,  $45^\circ$  角的冲切破坏锥体底面将有一小部分落在基础底面以外(图 2.53(b)), 则有:

$$A_1 = \left( \frac{a}{2} - \frac{a_c}{2} - h_0 \right) b; \quad A_2 = (b_c + h_0) h_0 - \left( h_0 + \frac{b_c}{2} - \frac{b}{2} \right)^2$$

对于方柱  $a_c \times a_c$  及方形基础  $a \times a$  (图 2.53(c)), 则有:

$$A_1 = \frac{a^2}{4} - \left( \frac{a_c}{2} + h_0 \right)^2, \quad A_2 = (a_c + h_0) h_0$$

对于杯形基础, 如杯壁厚度  $t + 75\text{mm}$  小于杯壁高度  $h_2$ , 说明上阶底落在冲切破坏角锥体以内, 则对柱边可不作冲切验算, 但需对变阶截面作抗冲切验算(图 2.54(a))。验算时只须在计算面积  $A_1$  和  $A_2$  公式中的  $b_c$  和  $a_c$  以基础上阶的宽和长代替, 公式中的  $h_0$  采用下阶的有效高度即可。对于阶形基础在

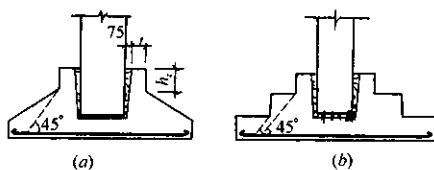


图 2.54

变阶处均应作抗冲切验算, 冲切破坏锥体由在变阶处作  $45^\circ$  方向斜面形成(2.54(b))。

设计时, 一般根据构造要求先假定基础高度, 然后按式(2.28)进行验算, 如不满足, 则应增大高度再验算, 直至满足为止。

### 3. 基础底板配筋计算

试验表明, 基础底板在地基净反力的作用下, 在两个方向均产生向上的弯曲, 因此需在底板下部配置双向受力钢筋。配筋计算的最危险截面一

般取在柱与基础交接处和变阶处(对阶形基础)。计算两个方向的弯矩时,把基础视为固定在柱子周边四面挑出的倒置悬臂板,计算简图见图 2.55。

对于轴心受压基础,沿长边  $a$  方向的截面 I—I 处的弯矩  $M_I$  等于作用在梯形面积  $ABCD$  上的总地基净反力与该面积形心到柱边截面 I—I 距离的乘积,故可得

$$M_I = \frac{1}{24} p_n (a - a_c)^2 (2b + b_c) \quad (2.30)$$

沿长边  $a$  方向的受力钢筋截面面积可按近似公式计算:

$$A_{s1} = \frac{M_I}{0.9 h_0 f_y} \quad (2.31)$$

式中,  $0.9 h_0$  为根据经验确定的基础受弯内力臂值,其中  $h_0$  为截面 I—I 的有效高度。

同理,在基础短边  $b$  方向,对柱边截面 II—II 的弯矩  $M_{II}$  为

$$M_{II} = \frac{1}{24} p_n (b - b_c)^2 (2a + a_c) \quad (2.32)$$

沿短边方向的钢筋通常放在长边钢筋的上面,如果上下两层钢筋的直径都为  $d$ ,则截面 II—II 的有效高度为  $h_0 - d$ ,由此得:

$$A_{s1} = \frac{M_{II}}{0.9 (h_0 - d) f_y} \quad (2.33)$$

对于偏心受压基础,底板钢筋的计算仍可应用轴心受压时的公式。但应注意,在计算  $M_I$  时需用  $(p_{n,\max} + p_{n1})/2$  代替  $p_n$ ,这里  $p_{n1}$  为截面 I—I 处的地基净反力;在计算  $M_{II}$  时需用  $(p_{n,\max} + p_{n,\min})/2$  代替  $p_n$ ,即用平均净反力  $N/A$  代替  $p_n$ 。

对于阶形基础变阶处截面(或杯形基础变阶处)也应进行底板配筋计算,最后按钢筋面积较大者配筋。

#### 4. 构造要求

轴心受压基础一般做成方形;偏心受压基础应为矩形,通常  $a/b \leq 2$ ,最大不超过 3;锥形基础边缘高度不宜小于 200mm;阶形基础的每阶高度宜为 300~500mm。

基础混凝土强度等级不宜低于 C15,常用 C15 或 C20;底板受力钢筋一般采用 I 级或 II 级钢筋,其最小直径不宜小于 10mm;间距不宜大于 200mm,也不宜小于 100mm。当基础边长  $\geq 3m$  时,沿此方向的钢筋长度可缩短 10%,并交错放置。

基础下面通常要做低强度混凝土(C5 或 C7.5)垫层,厚度一般为 100mm。当有垫层时,钢筋保护层不宜小于 35mm;当土质较好且干燥时,可不作垫层,但这时保护层厚度不宜小于 70mm。

预制柱插入基础杯口内应有足够的深度,以使柱子与基础的连接成为刚性连接。插入深度  $h_1$  可按表 2.2 选用。此外,  $h_1$  还应满足柱纵筋锚固长度的要求。为保证柱子吊装时的稳定性,还

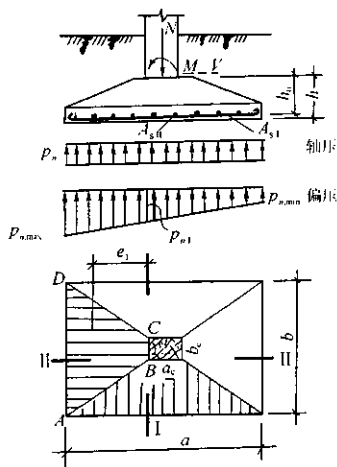


图 2.55 基础配筋计算简图

应使插入深度不小于柱子吊装时长度的5%。杯口底部在柱子吊装就位之前应用细石混凝土找平,厚度为50mm,杯口深度应为 $h_1+50$ 。基础杯底厚度 $a_1$ 和杯壁厚度 $t$ (图2.56)可按表2.3选用。

表 2.2 柱插入杯口深度 $h_1$

单位:mm

矩 形 或 工 字 形 柱				单肢管柱	双肢柱
$h < 500$	$500 \leq h < 800$	$800 \leq h < 1000$	$h \geq 1000$		
$h_1 = (1 \sim 1.2)h$	$h_1 = h$	$h_1 = 0.9h \geq 800$	$h_1 = 0.8h \geq 1000$	$h_1 = 1.5d \geq 500$	$h_1 = (1/3 \sim 2/3)h_2$ ( $1.5 \sim 1.8$ ) $h_2$

注:①  $h$  为柱截面长边尺寸; $d$  为管柱的外直径; $h_2$  为双肢柱整个截面的长边尺寸, $h_2$  为双肢柱整个截面的短边尺寸。

② 柱轴心受压或小偏心受压时, $h_1$  可适当减小;偏心距 $e_0 > 2h$ (或 $e_0 < 2d$ 时), $h_1$  应适当加大。

表 2.3 基础杯底厚度和杯壁厚度

单位:mm

柱截面长边尺寸 $h$	杯底厚度 $a_1$	杯壁厚度 $t$
$h < 500$	$\geq 150$	150 ~ 200
$500 \leq h < 800$	$\geq 200$	$\geq 200$
$800 \leq h < 1000$	$\geq 200$	$\geq 300$
$1000 \leq h < 1500$	$\geq 250$	$\geq 250$
$1500 \leq h < 2000$	$\geq 300$	$\geq 400$

注:① 双肢柱的 $a_1$ 值可适当加大。

② 当有基础梁时,基础梁下的杯壁厚度应满足其支承宽度的要求。

③ 柱插入杯口部分的表面应凿毛;柱与杯口之间的空隙,应用细石混凝土(比基础混凝土强度高一级)充填密实,其强度达到基础设计强度的70%以上(或采取其它相应措施)时,方能进行上部吊装。

当柱为轴心或小偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.65$ 时,或大偏心受压且 $t/h_2 \geq 0.75$ 时,杯壁内可不配筋。当柱为轴心或小偏心受压且 $0.5 \leq t/h_2 < 0.65$ 时,杯壁内可按表2.4及图2.57的要求配筋。

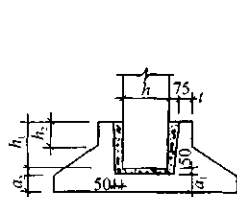


图 2.56 杯形基础构造要求

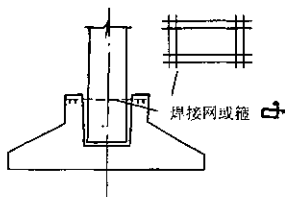


图 2.57 杯壁内配筋示意图

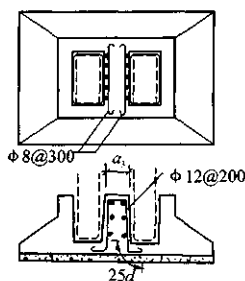


图 2.58 双杯口单独基础

表 2.4 杯壁构造配筋

单位: mm

柱截面长边尺寸 $h$	$h < 1000$	$1000 \leq h < 1500$	$1500 \leq h \leq 2000$
钢筋网的钢筋直径	$\phi 8 \sim 10$	$\phi 10 \sim 12$	$\phi 12 \sim 16$

对于伸缩缝处的双杯口基础(图 2.58), 当两个杯口之间的宽度  $a_3 < 400\text{mm}$  时, 宜按图 2.58 的要求配筋。

## 2.5 屋架设计要点

### 1. 屋架的外形和杆件截面尺寸

屋架的外形应与厂房的使用要求、跨度大小以及屋面结构相适应, 同时应尽可能接近简支梁的弯矩图表, 使杆件内力均匀些。屋架的高跨比一般采用  $1/10 \sim 1/6$ 。屋架的节间长度要有利于改善杆件受力条件和便于布置天窗架及天窗。上弦节间的长度一般为  $3\text{m}$ , 跨度大时为减少节点和腹杆数, 可取  $4.5 \sim 6\text{m}$ ; 下弦节间长度一般是  $4.5\text{m}$  和  $6\text{m}$ 。

上、下弦及端斜压杆应采用相同的截面宽度, 以利于制作。上弦截面宽度应不小于  $200\text{mm}$ , 高度不小于  $180\text{mm}$ 。下弦高度不小于  $140\text{mm}$ , 当为预应力屋架时, 尚应满足预应力钢筋孔道和锚具尺寸的构造要求。腹杆截面一般不小于  $100\text{mm} \times 100\text{mm}$ , 此外腹杆长度(中心线之间距离)与其截面短边之比不应大于  $40$ (拉杆)或  $35$ (压杆)。

当屋架的高跨比符合上述要求时, 往往能满足使用要求, 可不验算挠度。如需验算, 可按铰接桁架的简图用虚功原理计算。

### 2. 荷载与荷载组合

作用于屋架上的荷载与屋面梁相同。屋架自重可近似按  $(25 \sim 30)L(\text{N/m}^2)$  估算, 此处  $L$  为厂房跨度, 大跨度时用小的系数。支撑自重可近似按  $50\text{N/m}^2$ (钢系杆时)或  $250\text{N/m}^2$ (钢筋混凝土系杆时)估算。计算下弦时, 尚应考虑排架传来的水平拉力(由排架计算确定)。

为了求出各杆件的最不利内力, 必须对作用于屋架上的荷载进行组合。一般, 应考虑图 2.59 所示的几种荷载情况, 其中安装活载取  $500\text{N/m}^2$ 。

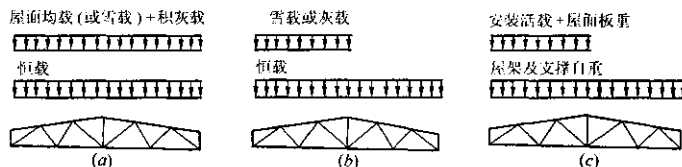


图 2.59 屋架荷载组合图

### 3. 计算简图和内力计算

钢筋混凝土屋架由于是节点整结,严格地说,是多次超静定刚接桁架,但计算复杂,故一般可简化成铰接桁架进行计算。

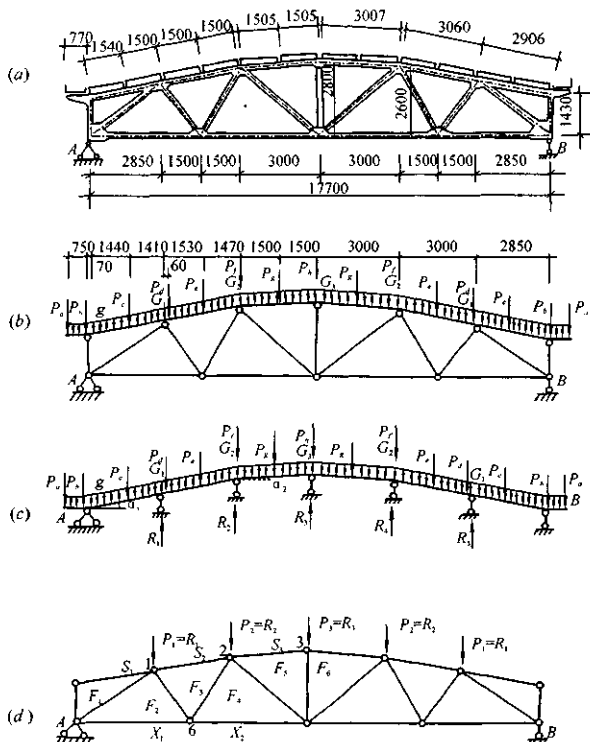


图 2.60 屋架计算图

图 2.60(a) 为折线形屋架简图, 图 2.60(b) 为其计算简图。图中,  $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$  为屋面 (天沟板) 传来的集中荷载;  $g$  为上弦自重;  $G_1, G_2, G_3$  为腹杆、下弦和支撑自重 (已化为节点荷载)。作用于上弦的既有节点荷载, 又有节间荷载, 因此上弦将产生弯矩。计算屋架内力时, 可按以下两部分分别计算: 上弦弯矩可假定为不动支座的折线形连续梁 (图 2.60(c)), 用弯矩分配法计算 (当各节间长度相差  $\leq 10\%$  时, 可近似按等跨连续梁利用现成的系数表计算), 各杆件轴力可假定为铰接桁架 (图 2.60(d)) 用图解法或数解法计算, 也可借助已知的系数表计算。这时, 节点荷载  $P_1, P_2, P_3$  应为上弦连续梁相应的支座反力  $R_1, R_2, R_3$ 。为简化计算, 也可近似按上弦各节间为简支梁的情况处理。对于下弦, 一般可不计其自重产生的弯矩, 当有节间荷载时, 可如上弦一样计算弯矩。

实际上, 屋架除按上述方法求出的弯矩 (一般称“主弯矩”) 外, 由于在荷载作用下, 节点间

将产生相对位移,而各节点又不是“理想铰”,因此在所有杆件中还会产生附加弯矩(一般称“次弯矩”)。根据试验和理论分析,一般建议将钢筋混凝土屋架上弦和端部斜压杆的配筋量酌情增加(有的设计规程建议增加10%~20%),并验算下弦及受拉腹杆的裂缝宽度,而不再计算次弯矩。对预应力混凝土屋架,在对上弦进行承载力计算时,一般可不考虑次弯矩的影响;但对下弦,当抗裂度要求较高时,除轴向拉力外,还需考虑在自重作用下弯矩的影响;对张拉阶段,除特殊情况外,一般可不考虑张拉阶段的次弯矩对上弦及腹杆强度的影响。对于钢筋混凝土组合屋架,因其上弦的次弯矩较大,故必须按结构力学的方法进行计算。

#### 4. 杆件截面设计

屋架有节间荷载时,上弦杆同时承受轴力和弯矩,应选取内力的不利组合,按偏心受压构件进行配筋计算。在屋架平面内计算上弦的跨中截面时,应考虑纵向弯曲的影响,这时计算长度 $l_0$ 可取该节间长度,计算节点处截面时,可不考虑纵向弯曲的影响。上弦杆平面外的强度按轴心受压构件验算,这时计算长度 $l_0$ 可取:当屋面板的宽度不大于3m且每块板与屋架有三点焊接时,取3m;当为有檩体系时,取横向支撑与屋架上弦连接点之间的距离(连接点应有檩条贯通)。下弦杆当不考虑其自重产生的弯矩影响时,按轴心受拉构件设计。同一腹杆在不同荷载组合下,可能受拉或受压,应按轴心受拉或轴心受压构件设计。腹杆在屋架平面内的计算长度 $l_0$ 可取0.8 $l$ ,但梯形屋架端部斜压杆取 $l_0 = l$ ,在屋架平面外取 $l_0 = l$ (此处 $l$ 为腹杆长度,按轴心线交点间的距离计算)。

屋架各杆件的配筋构造应符合《规范》有关规定或参考有关标准图集,此处不作介绍。

此外,节点是保证屋架正常工作使用的重要部分。节点处一般有3~5根杆件汇交,截面发生突变,受力相当复杂,如果处理不当或施工质量差,在节点附近将会出现裂缝,影响屋架的使用和安全,因此必须重视节点设计。其构造要求可参阅有关设计资料。

#### 5. 屋架翻身扶直验算

屋架一般平卧制作,翻身扶直时的受力情况与起吊方法有关。翻身扶直时下弦不离地面,整个屋架绕下弦转动。这时屋架平面外受力最不利,可近似地将上弦视作连续梁来计算其平面外弯矩(图2.61),并按此验算上弦杆的承载力和抗裂度。应考虑的荷载除上弦自重外,还应将腹杆重量的一半传给上弦的相应节点(腹杆由于其自重弯矩很小,不必验算)。其动力系数一般取1.5,但可根据具体情况适当增减。

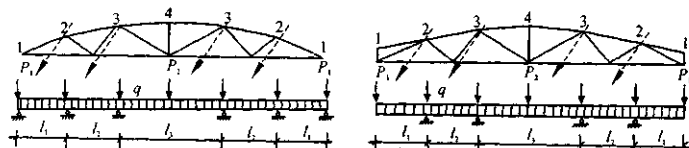


图 2.61 屋架翻身扶直时的计算简图

## 2.6 吊车梁设计要点

吊车梁是直接承受吊车荷载的承重构件,对吊车的正常运行和厂房纵向刚度都有重要的作用。

装配式吊车梁是支承在柱上的简支梁,其受力特点取决于吊车荷载的特征,主要有以下四点。

### 1. 承受的吊车荷载是两组移动的集中荷载

一组是移动的竖向荷载 $P$ ,另一组是移动的横向水平荷载 $T$ ,“一组”指的是可能作用在吊车梁上的吊车轮子。所以,既要考虑自重和 $P$ 作用下的竖向弯曲,也要考虑自重、 $P$ 和 $T$ 联合作用下的双向弯曲。因为是移动荷载,故须用影响线求出各计算截面上的最大内力,或作包络图。在两台吊车作用下,弯矩包络图一般呈“鸡心形”,这时可将绝对最大弯矩截面至支座一段的距离近似地取为二次抛物线。支座和跨中截面间的剪力包络图形,可近似地按直线取用(图 2.62)。

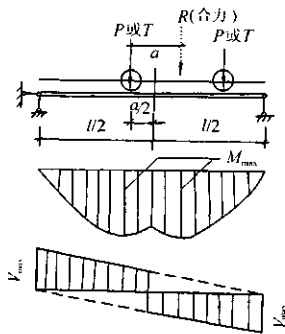


图 2.62 吊车梁内力包络图

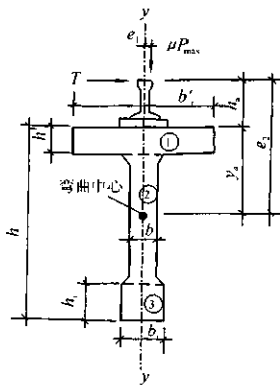


图 2.63 吊车荷载偏心示意图

### 2. 承受的吊车荷载是重复荷载

根据实际调查,如果车间使用 50 年,则重级工作制吊车荷载重复次数的总和会达到  $(4 \sim 6) \times 10^6$  次,甚至更多,中级工作制吊车一般为  $2 \times 10^6$  次。直接承受重复荷载时,材料会因疲劳而降低强度,所以对重级和中级工作制吊车梁,除静力计算外,还要进行疲劳验算。

### 3. 要考虑吊车荷载的动力特征

吊车在运行时,具有冲击和振动作用,目前以吊车荷载乘以动力系数 $\mu$ 的形式来考虑其动力特性。动力系数 $\mu$ 的取值可见《荷载规范》。



#### 4. 要考虑吊车荷载的偏心影响 —— 扭矩

吊车竖向荷载  $\mu P_{\max}$  和横向水平荷载  $T$  对吊车梁横截面的弯曲中心是偏心的(图 2.63)。对多台吊车,每个吊车轮产生的扭矩按两种情况计算:

(1) 静力计算时,考虑两台吊车

$$m_i = (\mu P_{\max} e_1 + T e_2) \times 0.7 \quad (2.34)$$

(2) 疲劳验算时,只考虑一台吊车,且不考虑横向水平荷载的影响,则

$$m_i^f = 0.8 \mu P_{\max} e_1 \quad (2.35)$$

式中,  $m_i, m_i^f$  —— 静力计算和疲劳验算时,由一个吊车轮产生的扭矩值;

0.7, 0.8 —— 扭矩和剪力共同作用时的组合系数;

$e_1$  —— 吊车轨道对吊车梁横截面弯曲中心的偏心距,一般取  $e_1 = 20\text{mm}$ ;

$e_2$  —— 吊车横向水平荷载  $T$  对横截面中心的偏心距,  $e_2 = h_a + y_a$ ;

$h_a$  —— 轨道顶面至吊车梁顶面的距离,一般可取  $20\text{cm}$ ;

$y_a$  —— 吊车梁横截面弯曲中心至梁顶面的距离

对 T 形截面:

$$y_a = \frac{h'_1}{2} + \frac{\frac{h}{2}(h - h'_1)b^3}{h'_1 b'^3 + (h - h'_1)b^3} \quad (2.36)$$

对工字形截面:

$$y_a = \frac{\sum (I_{y_i} y_i)}{\sum I_{y_i}} \quad (2.37)$$

式中,  $h, b$  和  $h'_1, b'_1$  —— 截面高度、肋宽度和翼缘的高度和宽度;

$I_{y_i}$  —— 每一分块截面 ①, ②, ③(见图 2.63) 对  $y-y$  轴的惯性矩,均不考虑预留孔道、钢筋换算等因素;

$\sum I_{y_i}$  —— 整个截面对  $y-y$  轴的惯性矩,  $\sum I_{y_i} = I_{y_1} + I_{y_2} + I_{y_3}$ ;

$y_i$  —— 每一分块截面的形心至梁顶面的距离。

求出  $m_i$  或  $m_i^f$  后,再按影响线法求出扭矩  $M_i$  和  $M_i^f$  的包络图。

由上述可见,吊车梁是重复受力和双向弯曲的弯、剪、扭构件。其设计内容一般应包括:内力计算(要用到影响线),正截面、斜截面的承载力计算(弯、剪、扭作用),挠度、最大裂缝宽度验算,疲劳验算(见《规范》)和施工阶段的验算及有关配筋构造要求等。

## 2.7 抗震设计要点

地震是一种自然现象。小的地震虽然非常频繁,但对建筑物影响不大。相比之下,大的地震虽然发生得较少,却会造成建筑物破坏甚至倒塌 —— 给人类的生命财产带来巨大损失。为了减轻建筑物的地震破坏,避免人员伤亡,减轻经济损失,我国《建筑抗震设计规范》规定:对于在抗震设防烈度为 6~9 度地区的建筑物,均应进行抗震设计。建筑结构的抗震设计包括两个

主要方面:一方面是进行抗震概念设计,即对建筑结构作合理的选型和采用抗震结构体系,进行有利于抗震的平面和立面布置以及采取必要的抗震构造措施;另一方面是进行抗震计算设计,即确定合理的计算简图和分析方法,对地震作用效应作定量计算。

目前由于对地震的规律掌握得有限,所以在抗震计算设计中,对复杂的难以确定的地震作用及其对结构的作用效应,计算只能认为是一种近似的估算,而实际上,对某一局部作过于精细的计算,其意义也不大,因而抗震概念设计就显得比抗震计算设计更为重要,它对建筑结构的抗震性能起着决策和关键的作用。

### 1. 抗震概念设计要点

根据单层钢筋混凝土厂房的震害调查、研究、分析以及建筑结构抗震的经验,在进行抗震设计时应尽可能遵循下列各点:

(1) 厂址应选择在有利地段,避开不利地段。

(2) 厂房的平、立面布置和体型宜规则、对称,质量分布和刚度变化宜均匀。如多跨厂房宜采用等高厂房;厂房的贴建房屋,不宜布置在厂房的角部;当因生产工艺和使用要求而不可避免地采用较复杂的平、立面和体型,或有贴建房屋时,宜设防震缝将厂房分成若干个各自独立的体型简单的单元。

(3) 突出屋面的天窗宜采用钢天窗架,在抗震设防烈度为 6~8 度(以下将抗震设防烈度  $x$  度简称为“ $x$  度”)地区,可采用矩形截面杆件的钢筋混凝土天窗架;9 度时,可采用下沉式天窗。天窗架宜从厂房单元端部(或抗震缝处)第二柱间开始设置。

(4) 设防烈度在 8 度和 9 度地区的厂房,宜采用矩形、工字形截面柱或斜腹杆双肢柱。

(5) 厂房端部宜设屋架,不宜采用山墙承重。

(6) 应优先选用那些自重轻、工作可靠、抗震性能好,且有助于厂房整体刚度和抗震能力提高的构件。如,宜采用预应力混凝土或钢筋混凝土屋架,当跨度大于 24m,或设防烈度为 8 度在 II、IV 类场地和设防烈度为 9 度时,可采用钢屋架。围护墙体宜选用轻质墙板或大型钢筋混凝土墙板;对砌体墙宜采用外贴式。

(7) 为保证厂房结构的整体性,应充分重视各种支撑及圈梁的设置、各种构件的连接和结构构件的截面和配筋、构造措施等要求。这些要求可见《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)和《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)。

### 2. 抗震计算设计要点

对设防烈度为 7 度和 7 度以上的厂房,应进行横向和纵向抗震计算。

对设防烈度为 8 度、9 度的厂房,当有跨度大于 24m 的屋架和支承这种屋架的托架时,还应考虑竖向地震作用的不利影响。

对设防烈度为 7 度在 I、II 类场地、柱高不超过 10m 且两端有山墙的单跨和等高多跨厂房,以及设防烈度为 6 度的厂房,可不进行抗震计算,但应符合各有关的抗震构造措施。

有关抗震计算中的计算简图、地震作用、内力调整、构件截面承载力验算、变形验算、构件节点和预埋件抗震验算等,可详见《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)和《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)。

## 2.8 设计实例

建造一幢房屋,大体要经过下述几个环节:计划任务书(包括设计任务书)的编制与审批;建筑场地的选定、勘察和征用;设计;施工;设备安装;竣工验收;交付使用和总结。

房屋建造是一个较复杂的物质生产过程,它需要多方面的配合,因此施工前,必须对房屋的建筑作全面的研究,制定出一个完整的方案,编制出一整套施工图纸与文件,为施工提供依据,这就是房屋的设计工作。

工业厂房设计工作通常包括生产工艺、建筑、结构、设备、动力等专业工种的设计。这些专业工种设计只有既互相分工,又互相配合,才能共同设计出既满足生产使用要求,又安全、经济的工业厂房。

设计工作的程序通常分初步设计和施工图设计两个阶段进行。对于某些较为复杂的工程项目,由于技术问题的矛盾较多,必要时也有按初步设计、技术设计、施工图设计三个阶段进行的。结构的初步设计包括收集资料、提出方案,详细说明其结构布置的合理性及技术上的可能性,以及协调与其它各专业工种设计的矛盾,做到互相交底、互相统一,并为施工图设计做好准备。施工图设计是编制出一整套施工图纸和文件提供给施工单位。

### 2.8.1 设计任务及资料

经基本建设和主管部门批准,某厂要在郊区扩建一单层装配车间,面积为 3500m<sup>2</sup>。通过各工种的初步设计,提出设计资料如下:

(1) 该车间为等高双跨,跨度分为 24m 和 18m,车间总长为 84m;柱顶标高为 12.9m,轨顶标高为 10.4m。其平面和剖面图见图 2.64 和图 2.65。

(2) 车间 24m 跨内设有两台 200/50kN 中级工作制吊车;18m 跨内设有两台 100kN 中级工作制吊车,均选用大连起重机厂产品,其吊车参数见表 2.5。

表 2.5 吊车参数

起重量 $W/\text{kN}$	桥跨 $L_x/\text{m}$	轮距 $K/\text{m}$	大车宽 $B/\text{m}$	小车重 $g/\text{kN}$	额定起重量 $P/\text{kN}$	最大轮压 $P_{\max}/\text{kN}$	吊车总量 $Q/\text{kN}$
200/50	22.5	4.4	5.5	70.1	200	196	290
100	16.5	4.4	5.5	36.8	100	105	185

(3) 根据工程地质勘探报告,选编号 ② 层土为持力层(粉质粘土),其深度在距地表面 1.3m 左右,厚度基本均匀,约有 4~5m,承载力设计值  $f = 122\text{kN/m}^2$ ,常年平均地下水稳定水位在地面下 2m 处。

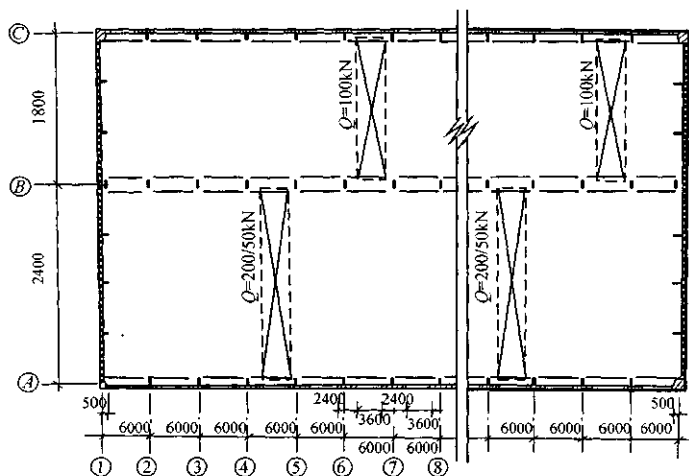


图 2.64 平面图

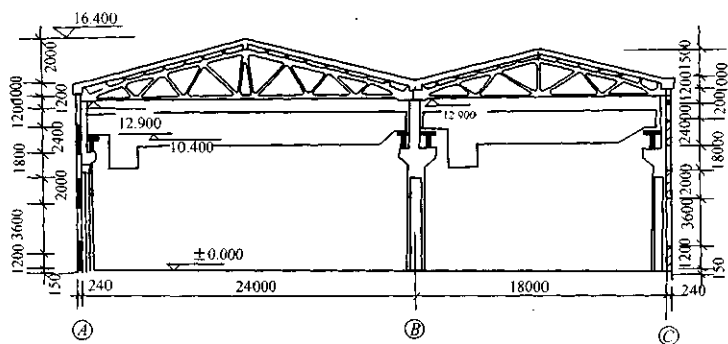


图 2.65 剖面图

(4) 厂房标准构件选用:① 屋面采用 G410(一) 标准图集集中的预应力混凝土大型屋面板,板重标准值(包括灌缝)为  $1.4\text{kN/m}^2$ 。② 屋架采用 CG423 标准图集集中的预应力混凝土折线形屋架(卷材防水屋面),24m 跨和 18m 跨屋架自重标准值分别为  $82.7\text{kN}$  和  $48\text{kN}$ 。③ 吊车梁采用 G425 标准图集集中的预应力混凝土吊车梁(两跨一样),梁高 1000mm,自重标准值  $34.3\text{kN}$ ,轨道及零件自重标准值  $0.8\text{kN/m}$ 。④ 按标准图所选用的屋盖支撑自重标准值  $0.05\text{kN/m}^2$ 。

(5) 柱采用 C25 混凝土,纵筋为 II 级钢筋,箍筋为 I 级钢筋,基础采用 C15 混凝土,钢筋为 I 级;

(6) 支撑布置(略)。

## 2.8.2 柱截面选定和排架计算简图

### 1. 柱截面尺寸的确定

(1) 根据建筑剖面, 考虑基础顶面为  $-0.5\text{m}$ , 并参考附表 6、附表 7, 确定各柱截面尺寸为:

- A 轴 上柱(矩形)  $b \times h = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$   
 下柱(工字形)  $b \times h \times h_f = 400\text{mm} \times 900\text{mm} \times 150\text{mm}$   
 B 轴 上柱(矩形)  $b \times h = 400\text{mm} \times 600\text{mm}$   
 下柱(工字形)  $b \times h \times h_f = 400\text{mm} \times 1000\text{mm} \times 150\text{mm}$   
 C 轴 上柱(矩形)  $b \times h = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$   
 下柱(工字形)  $b \times h \times h_f = 400\text{mm} \times 800\text{mm} \times 150\text{mm}$

(2) 各柱的截面惯性矩为:

- A 轴柱 上柱  $I_{1A} = 2.13 \times 10^9 \text{mm}^4$       下柱  $I_{2A} = 19.54 \times 10^9 \text{mm}^4$   
 B 轴柱 上柱  $I_{1B} = 7.2 \times 10^9 \text{mm}^4$       下柱  $I_{2B} = 25.63 \times 10^9 \text{mm}^4$   
 C 轴柱 上柱  $I_{1C} = 2.13 \times 10^9 \text{mm}^4$       下柱  $I_{2C} = 14.38 \times 10^9 \text{mm}^4$

### 2. 计算简图

见图 2.66。

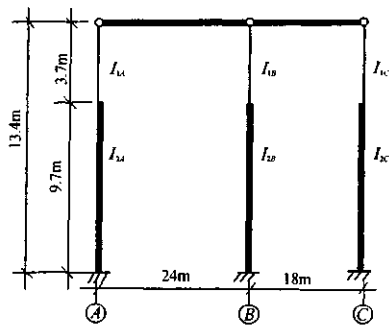


图 2.66 排架计算图

## 2.8.3 荷载计算

以下荷载计算均为标准值。

# 1. 永久荷载(恒载)

## (1) A 轴柱承受的恒载:

### ① 由 A—B 跨屋盖传下的 $G_{1A}$ :

二毡三油小石子防水	$0.35 \times 6 \times 24 \div 2 = 25.2$ (kN)
屋面板自重(包括灌缝)	$1.4 \times 6 \times 24 \div 2 = 100.8$ (kN)
屋盖支撑系统重	$0.05 \times 6 \times 24 \div 2 = 3.6$ (kN)
屋架自重	$82.7 \div 2 = 41.35$ (kN)
屋檐天沟及雨水	25 kN

$$G_{1A} = 196.0 \text{ kN}$$

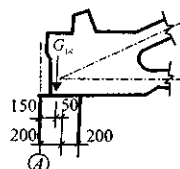


图 2.67 A 轴柱顶荷载位置图

如图 2.67 所示,  $G_{1A}$  对上柱中心线的偏心距:

$$e_{1A} = 200 - 150 = 50 (\text{mm})$$

### ② 吊车梁及轨道重 $G_{2A}$ :

$$G_{2A} = 34.3 + 0.8 \times 6 = 39.1 (\text{kN})$$

如图 2.68 所示,  $G_{2A}$  对下柱中心线的偏心距:

$$e_{2A} = 750 - \frac{900}{2} = 300 (\text{mm})$$

### ③ 柱自重: 包括上柱重与下柱重。

$$\text{上柱重: } G_{A上} = 0.4 \times 0.4 \times 3.7 \times 25 = 14.8 (\text{kN})$$

$G_{A上}$  对下柱中心线的偏心距

$$e_A = \frac{900}{2} - \frac{400}{2} = 250 (\text{mm})$$

下柱重  $G_{A下} = 50 \text{ kN}$  (具体计算略)

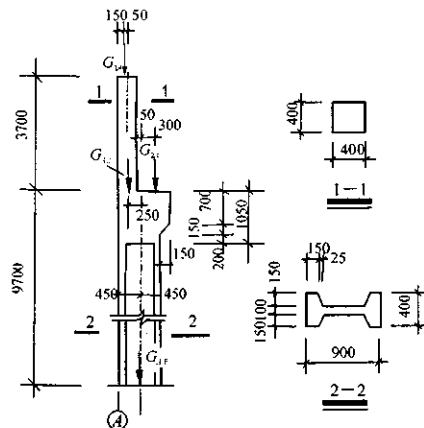


图 2.68 A 轴柱承受的荷载简图

## (2) C 轴柱承受的恒载计算:

### ① 由 B—C 跨屋盖传下的 $G_{1C}$ :

二毡三油小石子防水	$0.35 \times 6 \times 18 \div 2 = 18.9$ (kN)
屋面板自重(包括灌缝)	$1.4 \times 6 \times 18 \div 2 = 75.6$ (kN)
屋盖支撑系统重	$0.05 \times 6 \times 18 \div 2 = 2.7$ (kN)
屋架自重	$48 \div 2 = 24$ (kN)
屋檐、天沟及雨水	23 kN

$$G_{1C} = 144.2 \text{ kN}$$

$G_{1C}$  对上柱中心线的偏心距(与  $G_{1A}$  相同):

$$e_{1C} = 200 - 150 = 50 (\text{mm})$$

### ② 吊车梁及轨道重 $G_{2C}$ :

$$G_{2C} = 34.3 + 0.8 \times 6 = 39.1(\text{kN})$$

$G_{2C}$  对下柱中心线偏心距(与  $G_{2A}$  相同)

$$e_{2C} = 750 - \frac{800}{2} = 350(\text{mm})$$

③ 柱自重:

$$\text{上柱重: } G_{C\perp} = 0.4 \times 0.4 \times 3.7 \times 25 = 14.8(\text{kN})$$

$G_{C\perp}$  对下柱中心线的偏心距:

$$e_C = \frac{800}{2} - \frac{400}{2} = 200(\text{mm})$$

下柱重  $G_{CF} = 42\text{kN}$  (具体计算略)

(3) B 轴柱承受的恒载计算:

① 由 A—B 跨屋盖传下的恒载:

$$G_{1BA} = G_{1A} = 196\text{kN}$$

由 B—C 跨屋盖传下的恒载

$$G_{1BC} = G_{1C} = 144.2\text{kN}$$

由图 2.69,  $G_{1BA}$  对上柱中心线的偏心距

$$e_{1BA} = 150\text{mm}$$

同样,  $G_{1BC}$  对上柱中心线的偏心距

$$e_{1BC} = 150\text{mm}$$

② A—B 跨吊车梁及轨道重:

$$G_{2BA} = G_{2A} = 39.1\text{kN}$$

B—C 跨吊车梁及轨道重

$$G_{2BC} = G_{2C} = 39.1\text{kN}$$

由图 2.70,  $G_{2BA}$  对下柱中心线的偏心距

$$e_{2BA} = 350 + 300 = 650(\text{mm})$$

同样,  $G_{2BC}$  对下柱中心线的偏心距

$$e_{2BC} = 350 + 300 = 650(\text{mm})$$

③ 柱自重:

$$\text{上柱自重 } G_{B\perp} = 0.4 \times 0.6 \times 3.7 \times 25 = 22.2(\text{kN})$$

下柱自重  $G_{BF} = 56\text{kN}$  (具体计算略)

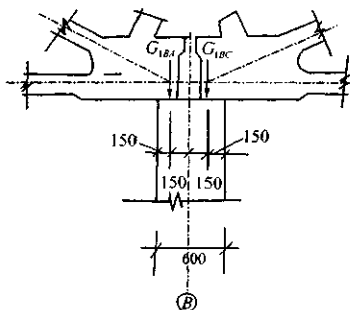


图 2.69 B 轴柱顶荷载位置图

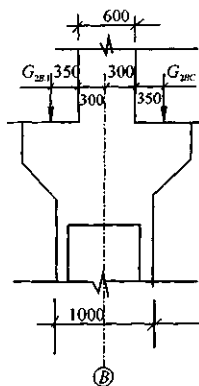


图 2.70 B 轴柱吊车梁和轨道作用位置图

(4) 恒载作用下的计算简图如图 2.71 所示。

$$G_1 = G_{1A} = 196\text{kN}$$

$$M_1 = G_{1A} \cdot e_{1A} = 196 \times 0.05 = 9.8(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$G_2 = G_{2A} + G_{A\perp} = 39.1 + 14.8 = 53.9(\text{kN})$$

$$\begin{aligned} M_2 &= (G_{1A} + G_{A\perp})e_A - G_{2A} \cdot e_{2A} \\ &= (196 + 14.8) \times 0.25 - 39.1 \times 0.3 = 40.97(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$G_3 = G_{1BA} + G_{1BC} = 196 + 144.2 = 340.2(\text{kN})$$

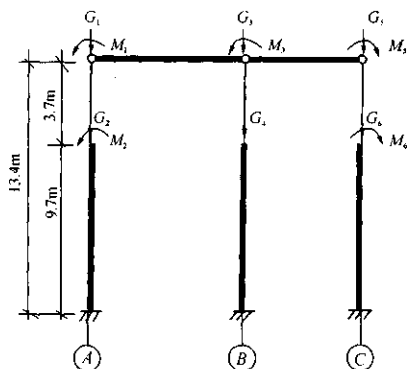


图 2.71 恒载计算简图

$$M_3 = G_{1BA} \times e_{1BA} - G_{1BC} \times e_{1BC} = 196 \times 0.15 - 144.0 \times 0.15 = 7.77 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$G_4 = G_{2BA} + G_{2BC} + G_{B\perp} = 39.1 + 39.1 + 22.2 = 100.4 (\text{kN})$$

$$M_4 = 0$$

$$G_5 = G_{1C} = 144.2 \text{ kN}$$

$$M_5 = G_{1C} \times e_{1C} = 144.2 \times 0.05 = 7.21 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$G_6 = G_{2C} + G_{C\perp} = 39.1 + 14.8 = 53.9 (\text{kN})$$

$$\begin{aligned} M_6 &= (G_{1C} + G_{C\perp})e_C - G_{2C} \times e_{2C} \\ &= (144.2 + 14.8) \times 0.2 - 39.1 \times 0.35 = 18.12 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

## 2. 屋面活载\*

对屋面均布活载(不上人屋面)查《荷载规范》,取其为  $0.7 \text{ kN/m}^2$ ,并通过屋架支点传给柱:

$$A \text{ 轴柱顶: } Q_1 = 0.7 \times 6 \times \frac{24}{2} = 50.4 (\text{kN})$$

$$C \text{ 轴柱顶: } Q_2 = 0.7 \times 6 \times \frac{18}{2} = 37.8 (\text{kN})$$

仅在 A—B 跨有活载和仅在 B—C 跨有活载的计算简图如图 2.72 和图 2.73 所示。

$$M_7 = Q_1 \cdot e_{1A} = 50.4 \times 0.05 = 2.52 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_8 = Q_1 \cdot e_A = 50.4 \times 0.25 = 12.6 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_9 = Q_1 \cdot e_{1BA} = 50.4 \times 0.15 = 7.56 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{10} = Q_2 \cdot e_{1BC} = 37.8 \times 0.15 = 5.67 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{11} = Q_2 \cdot e_{1C} = 37.8 \times 0.05 = 1.89 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{12} = Q_2 \cdot e_C = 37.8 \times 0.2 = 7.56 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

\* 因该厂房的雪载比屋面活载小,所以设计中不考虑。



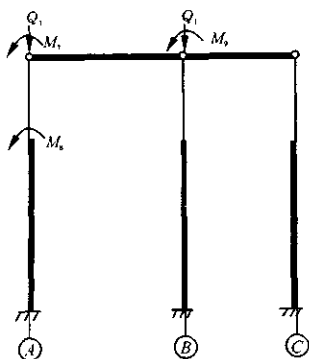


图 2.72 A—B 跨屋面活载计算简图

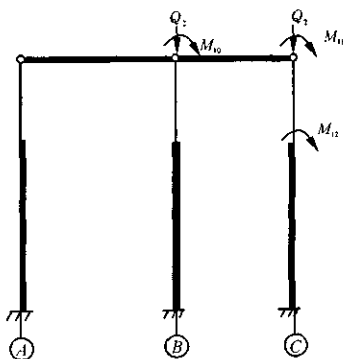


图 2.73 B—C 跨屋面活载计算简图

### 3. 吊车荷载

(1) 吊车竖向荷载:

A—B 跨: 二台 200/50kN 吊车位置见图 2.74。

$$P_{\max} = 196 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{1}{2}(290 + 200) - 196 = 49 \text{ (kN)}$$

$$D_{\max} = 196 \times \left(1 + \frac{0.5 + 4.9 + 1.6}{6}\right) = 425.0 \text{ (kN)}$$

$$D_{\min} = D_{\max} \frac{P_{\min}}{P_{\max}} = 425.0 \times \frac{49}{196} = 106.2 \text{ (kN)}$$

计算简图见图 2.75。

$$M_{13} = D_{\max} e_{2A} = 425.0 \times 0.3 = 127.5 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

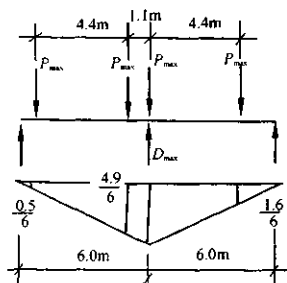
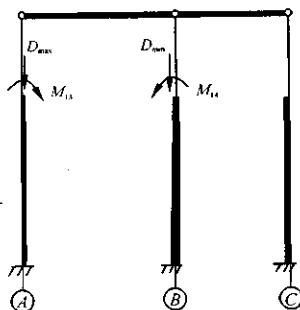
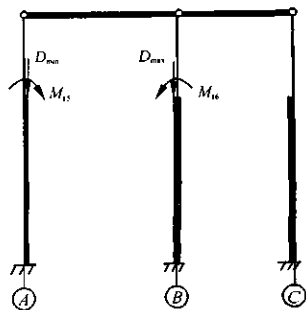


图 2.74 支座反力影响线



(a)  $D_{\max}$  作用在 A 轴柱



(b)  $D_{\max}$  作用在 B 轴柱

图 2.75 A—B 跨吊车竖向荷载计算简图

$$M_{14} = D_{\min} e_{2BA} = 106.2 \times 0.65 = 69.0 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{15} = D_{\min} e_{2A} = 106.2 \times 0.3 = 31.9 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{18} = D_{\max} e_{2BA} = 425 \times 0.65 = 276.3 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

B—C 跨: 二台 100kN 吊车 (见图 2.74),

$$P_{\max} = 105$$

$$P_{\min} = \frac{1}{2}(185 + 100) - 105 = 37.5 (\text{kN})$$

$$D_{\max} = 105 \times \left( 1 + \frac{0.5 + 4.9 + 1.6}{6} \right) = 227.5 (\text{kN})$$

$$D_{\min} = D_{\max} \times \frac{P_{\min}}{P_{\max}} = 81.3 \text{ kN}$$

计算简图见图 2.76。

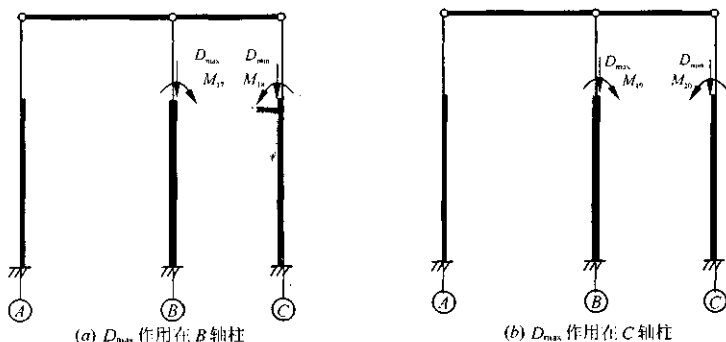


图 2.76 B—C 跨吊车竖向荷载计算简图

$$M_{17} = D_{\max} e_{2BC} = 227.5 \times 0.65 = 147.9 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{18} = D_{\min} e_{2C} = 81.3 \times 0.35 = 28.5 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{19} = D_{\min} e_{2BC} = 81.3 \times 0.65 = 52.8 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{20} = D_{\max} e_{2C} = 227.5 \times 0.35 = 79.6 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(2) 吊车水平荷载:

A—B 跨: 每个轮子

$$T = \frac{\alpha(Q+q)}{4} = \frac{0.1 \times (200 + 70.1)}{4} = 6.80 (\text{kN})$$

$$T_{\max} = D_{\max} \frac{T}{P_{\max}} = 425.0 \times \frac{6.80}{196} = 14.7 (\text{kN})$$

B—C 跨: 每个轮子

$$T = \frac{\alpha(Q+g)}{4} = \frac{0.12 \times (100 + 36.8)}{4} = 4.1 (\text{kN})$$

$$T_{\max} = D_{\max} \frac{T}{P_{\max}} = 227.5 \times \frac{4.1}{105} = 8.9 \text{ kN}$$

计算简图见图 2.77。

#### 4. 风荷载

查《荷载规范》知: 基本风压  $W_0 = 0.45 \text{ kN/m}^2$ , 体型系数  $\mu_z$ , 见图 2.78。

高度变化系数  $\mu_z$  (B 类地面) 的计算: 由柱顶离地面 (即室外地坪) 的高度为

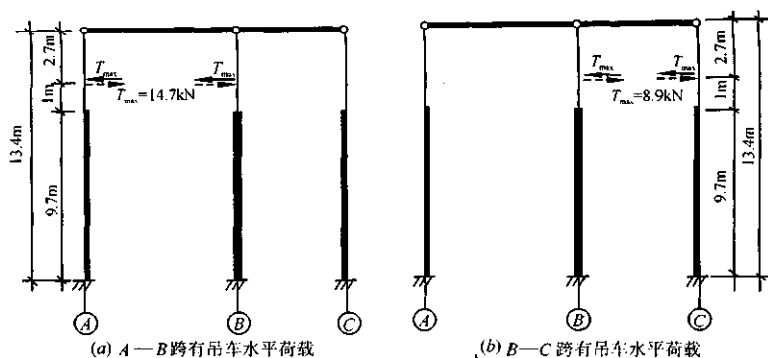


图 2.77 吊车水平荷载计算简图

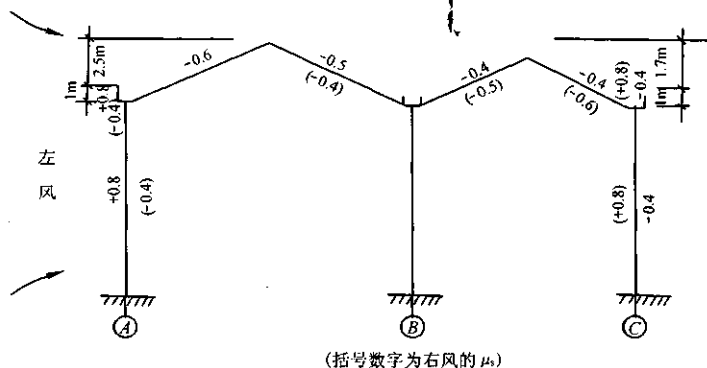


图 2.78 风载体型系数

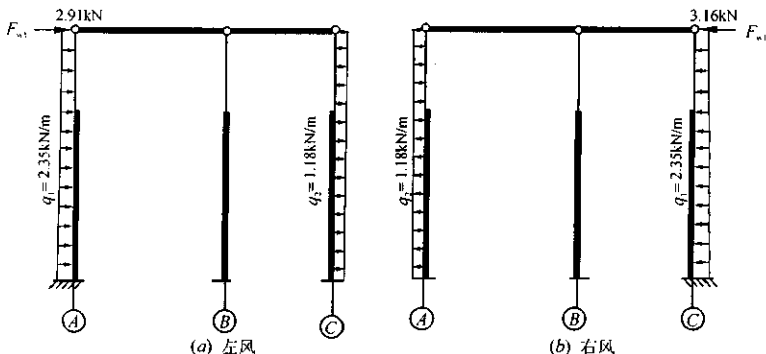
$$12.9 + 0.15 = 13.05(\text{m})$$

$$\begin{aligned}
 & -2.5 \times 0.4 + 2.5 \times 0.4 + 1 \times 0.4) \\
 & = 3.16(\text{kN})
 \end{aligned}$$

均布荷载:  $q_1 = 6 \times 1.09 \times 0.8 \times 0.45 = 2.35(\text{kN/m})$

$q_2 = 6 \times 1.09 \times 0.4 \times 0.45 = 1.18(\text{kN/m})$

风荷作用计算简图可见图 2.79。



2.79 风载计算简图

## 2.8.4 内力分析(剪力分配法计算)

### 1. 剪力分配系数 $\eta$

$$\lambda = \frac{H_1}{H_2} = \frac{3.70}{13.40} = 0.276$$

柱号	$n = \frac{I_1}{I_2}$	$C_0 = \frac{3}{1 + \lambda^3 \left( \frac{1}{n} - 1 \right)}$ (或查附表 3)	$\delta = \frac{H_1^3}{E_c I_2 C_0}$	$\eta = \frac{\frac{1}{\delta_i}}{\sum \frac{1}{\delta_i}}$
A 柱	$\frac{I_{1A}}{I_{2A}} = \frac{2.13 \times 10^9}{19.54 \times 10^9} = 0.11$	2.56	$\frac{10^{-9}}{19.54 \times 2.56} \cdot \frac{H_1^3}{E_c}$	$\eta_A = 0.31$
B 柱	$\frac{I_{1B}}{I_{2B}} = \frac{7.2 \times 10^9}{25.63 \times 10^9} = 0.28$	2.84	$\frac{10^{-9}}{25.63 \times 2.84} \cdot \frac{H_1^3}{E_c}$	$\eta_B = 0.45$
C 柱	$\frac{I_{1C}}{I_{2C}} = \frac{2.13 \times 10^9}{14.38 \times 10^9} = 0.15$	2.68	$\frac{10^{-9}}{14.38 \times 2.68} \cdot \frac{H_1^3}{E_c}$	$\eta_C = 0.24$

### 2. 恒载作用下的内力

(1) 恒载作用计算简图如图 2.71 所示。 $\lambda = 0.276, H_2 = 13.4\text{m}$ 。查附表图 3.2 可得:

柱号	$\frac{M}{\text{kN} \cdot \text{m}}$	$n$	$C_1$	$R = \frac{M}{H_2} C_1$ kN
A 柱	$M_1 = 9.8$	0.11	2.08	1.52
B 柱	$M_2 = 7.77$	0.28	1.72	1.00
C 柱	$M_3 = -7.21$	0.15	1.93	-1.04

查附表图 3.3 可得:

柱号	$\frac{M}{\text{kN} \cdot \text{m}}$	$n$	$C_3$	$R = \frac{M}{H_2} C_3$ kN
A 柱	$M_2 = 40.97$	0.11	1.18	3.61
C 柱	$M_4 = -18.12$	0.15	1.23	-1.66

(2) 各柱铰支座反力  $R$ :

$$A \text{ 柱铰支座反力 } R_A = 1.52 + 3.61 = 5.13 (\text{kN})$$

$$B \text{ 柱铰支座反力 } R_B = 1.00 \text{ kN}$$

$$C \text{ 柱铰支座反力 } R_C = -1.04 - 1.66 = -2.7 (\text{kN})$$

$$R = R_A + R_B + R_C = 5.13 + 1.00 - 2.7 = 3.43 (\text{kN})$$

(3) 各柱顶剪力:

$$V_A = \eta_A R - R_A = 0.31 \times 3.43 - 5.13 = -4.07 (\text{kN}) (\rightarrow)$$

$$V_B = \eta_B R - R_B = 0.45 \times 3.43 - 1.00 = 0.54 (\text{kN}) (\leftarrow)$$

$$V_C = \eta_C R - R_C = 0.24 \times 3.43 + 2.7 = 3.52 (\text{kN}) (\leftarrow)$$

(4)  $M (\text{kN} \cdot \text{m})$  图见图 2.80。

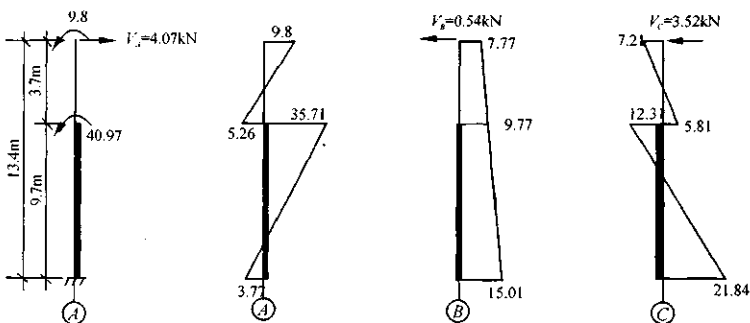


图 2.80 恒载作用下的  $M$  图

(5)  $N (\text{kN})$  图见图 2.81。

(6) 剪力图略。

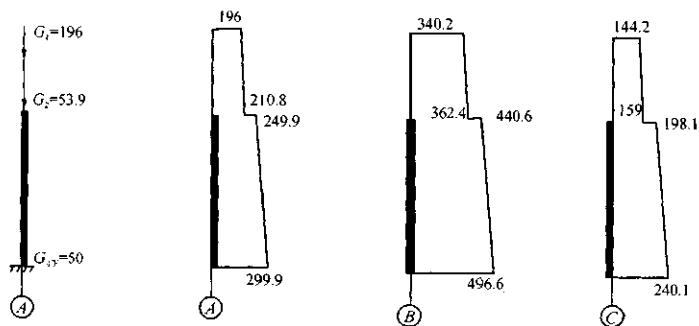


图 2.81 恒载作用下的  $N$  图

3.  $A-B$  跨屋面活载作用下的内力:

(1) 计算简图如图 2.72 所示:  $\lambda = 0.276$ ,  $H_2 = 13.4\text{m}$ 。查附表图 3.2 可得:

柱号	$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	$n$	$C_1$	$R = \frac{M}{H_2} C_1$ kN
A 柱	$M_1 = 2.52$	0.11	2.08	0.39
B 柱	$M_2 = 7.56$	0.28	1.72	0.97

查附表图 3.3 可得:

柱号	$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	$n$	$C_2$	$R = \frac{M}{H_2} C_2$ kN
A 柱	$M_3 = 12.6$	0.11	1.18	1.11

(2) 各柱铰支座反力  $R$ :

A 柱铰支座反力:  $R_A = 0.39 + 1.11 = 1.5(\text{kN})$

B 柱铰支座反力:  $R_B = 0.97(\text{kN})$

$$R = R_A + R_B = 1.5 + 0.97 = 2.47(\text{kN})$$

(3) 各柱顶剪力:

$$V_A = \eta_A R - R_A = 0.31 \times 2.47 - 1.5 = -0.73(\text{kN})(\rightarrow)$$

$$V_B = \eta_B R - R_B = 0.45 \times 2.47 - 0.97 = 0.14(\text{kN})(\leftarrow)$$

$$V_C = \eta_C R = 0.24 \times 2.47 = 0.59(\text{kN})(\leftarrow)$$

(4)  $M(\text{kN} \cdot \text{m})$  图见图 2.82。

(5)  $N$  图、 $V$  图略。

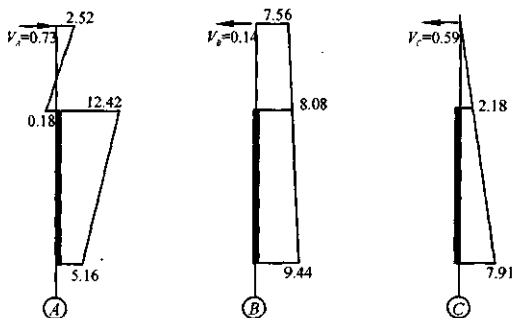


图 2.82 A—B 跨屋面活载作用下的  $M$  图

#### 4. B—C 跨屋面活载作用下的内力

(1) 计算简图见图 2.73 所示。 $\lambda = 0.276$ ,  $H_2 = 13.4\text{m}$ 。查附表图 3.2 可得

柱号	$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	$n$	$C_1$	$R = \frac{M}{H_2} C_1$ kN
B 柱	$M_{10} = -5.67$	0.11	1.72	-0.74
C 柱	$M_{11} = -1.89$	0.15	1.93	-0.27

查附表图 3.3 可得:

柱号	$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	$n$	$C_2$	$R = \frac{M}{H_2} C_2$ kN
C 柱	$M_{12} = -7.56$	0.15	1.23	-0.69

(2) 各柱铰支座反力  $R$ :

B 柱铰支座反力:  $R_B = -0.74(\text{kN})$

C 柱铰支座反力:  $R_C = -0.27 - 0.69 = -0.96(\text{kN})$

$$R = R_B + R_C = -0.74 - 0.96 = -1.70(\text{kN})$$

(3) 各柱顶剪力:

$$V_A = \eta_A R = 0.31 \times (-1.70) = -0.53(\text{kN})(\rightarrow)$$

$$V_B = \eta_B R - R_B = 0.45 \times (-1.70) - (-0.74) = -0.03(\text{kN})(\rightarrow)$$

$$V_C = \eta_C R - R_C = 0.24 \times (-1.70) - (-0.96) = 0.55(\text{kN})(\leftarrow)$$

(4)  $M(\text{kN} \cdot \text{m})$  图见图 2.83。

(5)  $N$  图、 $V$  图略。

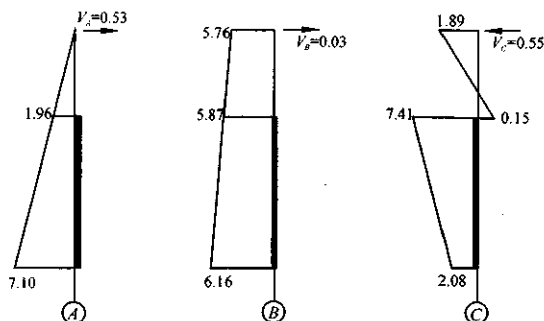


图 2.83 B—C 跨屋面活载作用下的  $M$  图

### 5. A—B 跨吊车竖向荷载作用下的内力

(1) 当  $D_{\max}$  作用在 A 轴柱时

① 计算简图见图 2.75(a) 所示。 $\lambda = 0.276$ ,  $H_2 = 13.4\text{m}$ 。查附表图 3.3 可得：

柱号	$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	$n$	$C_3$	$R = \frac{M}{H_2} C_1$ kN
A 柱	$M_{13} = -127.5$	0.11	1.18	-11.23
B 柱	$M_{14} = 69$	0.28	1.31	6.75

② 各柱顶剪力：

$$R = R_A + R_B = -11.23 + 6.75 = -4.48(\text{kN})$$

$$V_A = \eta_A R - R_A = 0.31 \times (-4.48) - (-11.23) = 9.84(\text{kN})(\leftarrow)$$

$$V_B = \eta_B R - R_B = 0.45 \times (-4.48) - 6.75 = -8.77(\text{kN})(\rightarrow)$$

$$V_C = \eta_C R = 0.24 \times (-4.48) = -1.08(\text{kN})(\rightarrow)$$

③  $M(\text{kN} \cdot \text{m})$  图见图 2.84。

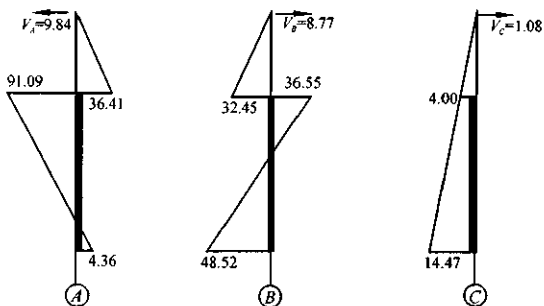


图 2.84 A—B 跨  $D_{\max}$  在 A 轴柱的  $M$  图



④  $N$  图、 $V$  图略。

(2) 当  $D_{\max}$  作用在  $B$  轴柱时:

① 计算简图见图 2.75(b) 所示。 $\lambda = 0.276, H_2 = 13.4\text{m}$ 。查附表 3.3 可得:

柱号	$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	$n$	$C_3$	$R = \frac{M}{H_2} C_3$ kN
A 柱	$M_{15} = -31.9$	0.11	1.18	-2.81
B 柱	$M_{16} = 276.3$	0.28	1.31	27.01

② 各柱顶剪力:

$$R = R_A + R_B = -2.81 + 27.01 = 24.20(\text{kN})$$

$$V_A = \eta_A R - R_A = 0.31 \times 24.20 - (-2.81) = 10.31(\text{kN})(\leftarrow)$$

$$V_B = \eta_B R - R_B = 0.45 \times 24.20 - 27.01 = -16.12(\text{kN})(\rightarrow)$$

$$V_C = \eta_C R = 0.24 \times 24.20 = 5.81(\text{kN})(\leftarrow)$$

③  $M(\text{kN} \cdot \text{m})$  图见图 2.85。

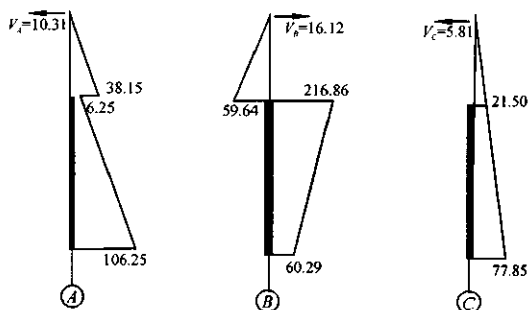


图 2.85 A—B 跨  $D_{\max}$  在 B 轴柱的  $M$  图

④  $N$  图、 $V$  图略。

6. B—C 跨吊车竖向荷载作用下的内力

(1) 当  $D_{\max}$  作用在  $B$  轴柱时:

① 计算简图如图 2.76(a) 所示。 $\lambda = 0.276, H_2 = 13.4\text{m}$ 。查附表 3.3 可得:

柱号	$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	$n$	$C_3$	$R = \frac{M}{H_2} C_3$ kN
B 柱	$M_{17} = -147.9$	0.78	1.31	-14.46
C 柱	$M_{18} = 28.5$	0.15	1.23	2.62

② 各柱顶剪力:

$$R = R_B + R_C = -14.46 + 2.62 = -11.84(\text{kN})$$

$$V_A = \eta_A R = 0.31 \times (-11.84) = -3.67(\text{kN})(\rightarrow)$$

$$V_B = \eta_B R - R_B = 0.45 \times (-11.84) - (-14.46) = 9.13(\text{kN})(\leftarrow)$$

$$V_C = \eta_C R - R_C = 0.24 \times (-11.84) - 2.62 = -5.46(\text{kN})(\rightarrow)$$

③  $M(\text{kN} \cdot \text{m})$  图见图 2.86。

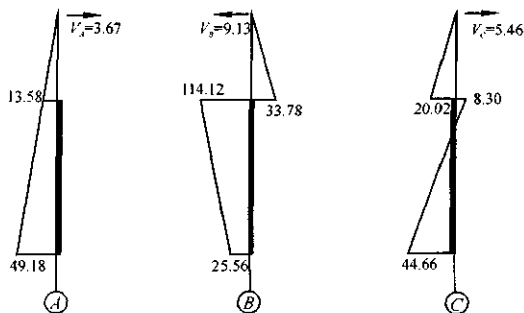


图 2.86 B—C 跨  $D_{\max}$  在 B 轴柱的  $M$  图

④  $N$  图、 $V$  图略。

(2) 当  $D_{\max}$  作用在 C 轴柱时

① 计算简图见图 2.76(b) 所示,  $\lambda = 0.276, H_2 = 13.4\text{m}$ 。查附表图 3.3 可得:

柱号	$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	$n$	$C_s$	$\frac{R = \frac{M}{H_2} C_s}{\text{kN}}$
B 柱	$M_{10} = -52.8$	0.28	1.31	-5.16
C 柱	$M_{20} = 79.6$	0.15	1.23	7.31

② 各柱顶剪力:

$$R = R_B + R_C = -5.16 + 7.31 = 2.15(\text{kN})$$

$$V_A = \eta_A R = 0.31 \times 2.15 = 0.67(\text{kN})(\leftarrow)$$

$$V_B = \eta_B R - R_B = 0.45 \times 2.15 - (-5.16) = 6.13(\text{kN})(\leftarrow)$$

$$V_C = \eta_C R - R_C = 0.24 \times 2.15 - 7.31 = -6.79(\text{kN})(\rightarrow)$$

③  $M(\text{kN} \cdot \text{m})$  图见图 2.87。

④  $N$  图、 $V$  图略。

7. A—B 跨吊车水平荷载作用下的内力

① 计算简图如图 2.77(a) 所示(注意左、右相同),  $\lambda = 0.276, Y = \frac{3.7 - 1.0}{3.7} = 0.73$ 。

查附表 3.5 可得:

柱号	$T/\text{kN}$	$n$	$C_s$	$\frac{R = TC_s}{\text{kN}}$
A 柱	14.7	0.11	0.62	9.11
B 柱	14.7	0.28	0.67	9.85

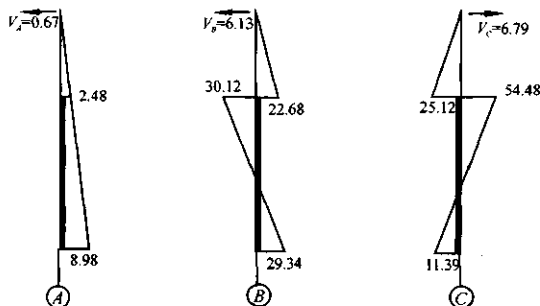


图 2.87 B—C 跨  $D_{\max}$  在 C 轴柱的 M 图

② 各柱顶剪力:

$$R = R_A + R_B = 9.11 + 9.85 = 18.96(\text{kN})$$

$$V_A = \eta_A R - R_A = 0.31 \times 18.96 - 9.11 = -3.23(\text{kN})(\rightarrow)$$

$$V_B = \eta_B R - R_B = 0.45 \times 18.96 - 9.85 = -1.32(\text{kN})(\rightarrow)$$

$$V_C = \eta_C R = 0.24 \times 18.96 = 4.55(\text{kN})(\leftarrow)$$

③  $M(\text{kN} \cdot \text{m})$  图见图 2.88。

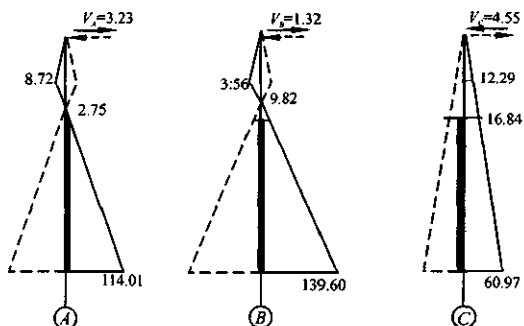


图 2.88 A—B 跨吊车水平荷载作用下的 M 图

④ N 图、V 图略。

8. B—C 跨吊车水平荷载作用下的内力

① 计算简图如图 2.77(b) 所示。 $\lambda = 0.276$ ,  $Y = \frac{3.7 - 1.0}{3.7} = 0.73$ 。查附表 3.5 可得:

柱号	$T/\text{kN}$	$n$	$C_s$	$\frac{R = TC_s}{\text{kN}}$
B 柱	8.9	0.28	0.67	5.96
C 柱	8.9	0.15	0.64	5.70

② 各柱顶剪力:

$$R = R_B + R_C = 5.96 + 5.70 = 11.66(\text{kN})$$

$$V_A = \eta_A R = 0.31 \times 11.66 = 3.61(\text{kN})(\leftarrow)$$

$$V_B = \eta_B R - R_B = 0.45 \times 11.66 - 5.96 = -0.71(\text{kN})(\rightarrow)$$

$$V_C = \eta_C R - R_C = 0.24 \times 11.66 - 5.70 = -2.90(\text{kN})(\rightarrow)$$

③  $M(\text{kN} \cdot \text{m})$  图见图 2.89。

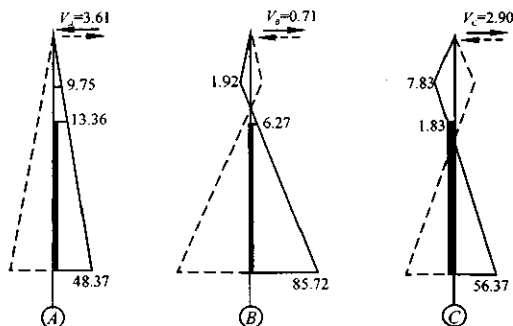


图 2.89 B—C 跨吊车水平荷载作用下的  $M$  图

④  $N$  图、 $V$  图略。

9. 左风载作用下的内力

① 计算简图如图 2.79(a) 所示。 $\lambda = 0.276$ ,  $H_2 = 13.4\text{m}$ ,  $W = -2.91\text{kN}$ 。查附表 3.7 可得:

柱号	均布 $q$ $\text{kN} \cdot \text{m}$	$n$	$C_{11}$	$\frac{R = qH_2C_{11}}{\text{kN}}$
A 柱	-2.35	0.11	0.335	-10.55
C 柱	-1.18	0.15	0.345	-5.46

② 各柱顶剪力:

$$R = W + R_A + R_C = -2.91 + (-10.55) + (-5.46) = -18.92(\text{kN})$$

$$V_A = \eta_A R - R_A = 0.31 \times (-18.92) - (-10.55) = 4.68(\text{kN})(\leftarrow)$$

$$V_B = \eta_B R = 0.45 \times (-18.92) = -8.51(\text{kN})(\rightarrow)$$

$$V_C = \eta_C R - R_C = 0.24 \times (-18.92) - (-5.46) = 0.92(\text{kN})(\leftarrow)$$

③  $M(\text{kN} \cdot \text{m})$  图见图 2.90。

④  $N$  图、 $V$  图略。

10. 右风载作用下的内力

① 计算简图如图 2.79(b) 所示。 $\lambda = 0.276$ ,  $H_2 = 13.4\text{m}$ ,  $W = 3.16\text{kN}$ 。查附表 3.7 可得:

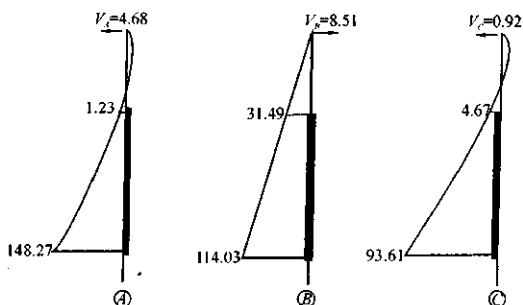


图 2.90 左风作用下的  $M$  图

柱号	均布 $q$ kN · m	$n$	$C_{11}$	$\frac{R = qH_s C_{11}}{\text{kN}}$
A 柱	+ 1.18	0.11	0.335	5.30
C 柱	+ 2.35	0.15	0.345	10.86

② 各柱顶剪力:

$$R = W + R_A + R_C = 3.16 + 5.30 + 10.86 = 19.32(\text{kN})$$

$$V_A = \eta_A R - R_A = 0.31 \times 19.32 - 5.30 = 0.69(\text{kN})(\leftarrow)$$

$$V_B = \eta_B R = 0.45 \times 19.32 = 8.69(\text{kN})(\leftarrow)$$

$$V_C = \eta_C R - R_C = 0.24 \times 19.32 - 10.86 = -6.22(\text{kN})(\rightarrow)$$

③  $M(\text{kN} \cdot \text{m})$  图见图 2.91。

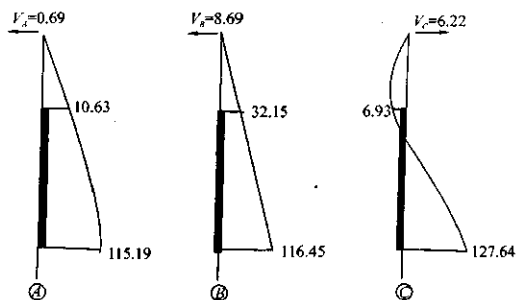


图 2.91 右风作用下的  $M$  图

④  $N$  图、 $V$  图略。

## 2.8.5 内力组合

以 A 轴柱为例,其各种荷载作用下的内力(标准值)列于表 2.6,控制截面的内力组合列于表 2.7。

表 2.6 A 轴柱内力(标准值)

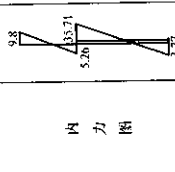
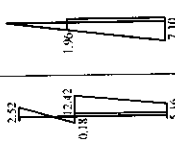
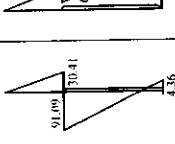
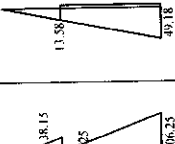
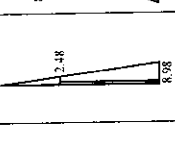
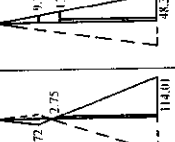
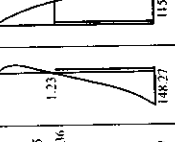




柱号及正向内力	荷载种类	恒载	屋面活载			吊车竖向荷载				吊车水平荷载		风载	
			AB跨有	BC跨有	BC跨二台/200/50kN $D_{max}$ 在A柱	BC跨二台/100kN $D_{max}$ 在B柱	AB跨二台/200/50kN $D_{max}$ 在C柱	AB跨二台/200/50kN $D_{max}$ 在C柱	BC跨二台/100kN $D_{max}$ 在C柱	左风	右风		
												$a$	$b$
1-1	编号												
	$M(kN \cdot m)$	5.26	0.18	1.96	-36.41	-38.15	13.58	-2.48	$\pm 2.75$	$\pm 13.36$	1.23	-10.63	
	$N(kN)$	210.8	50.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	2-2	$M(kN \cdot m)$	-35.71	-12.42	1.96	91.09	-6.25	13.58	-2.48	$\pm 2.75$	$\pm 13.36$	1.23	10.63
$N(kN)$		249.9	50.4	0	425	106.2	0	0	0	0	0	0	
3-3	$M(kN \cdot m)$	3.77	-5.16	7.10	-4.36	-106.25	49.18	-8.98	$\pm 114.01$	$\pm 48.37$	148.27	-115.19	
	$N(kN)$	299.9	50.4	0	425	106.2	0	0	0	0	0	0	
4-4	$V(kN)$	4.07	0.73	0.53	-9.84	-10.31	3.67	-0.67	$\pm 3.23$	$\pm 3.61$	-4.68	-0.69	

表 2.7 A 轴柱内力组合表

截面	内力	+ $M_{max}$ 及相应 $N, V$		- $M_{max}$ 及相应 $N, V$		$N_{max}$ 及相应 $M, V$		$N_{min}$ 及相应 $M, V$	
		组合项	数值	组合项	数值	组合项	数值	组合项	数值
I - I	$M(kN \cdot m)$	$1.2a + 1.4[b + c + 0.9(f + i)]^{\oplus}$	43.25	$1.0a + 1.4 \times 0.8(c + g + i)^{\oplus}$	- 55.21	$1.2a + 1.4[b + 0.8(c + g + i)]^{\oplus}$	- 53.90	$1.0a + 1.4 \times 0.8(c + g + i)^{\oplus}$	- 55.21
	$N(kN)$		323.52		210.8		323.52		210.8
I - II	$M(kN \cdot m)$	$1.0a + 1.4[c + 0.8(d + f + i)]^{\oplus}$	99.23	$1.2a + 1.4[b + 0.8(c + g + i)]$	- 84.98	$1.2a + 1.4[b + 0.9(d + h)]$	58.00	$1.0a + 1.4 \times 0.9(g + i)$	- 55.67
	$N(kN)$		725.9		489.38		905.94		249.9
II - III	$M(kN \cdot m)$		340.62		- 375.34		- 151.85		293.89
	$N(kN)$	$1.2a + 1.4[c + 0.8(d + f + h) + j] \times 0.85$	764.48	$1.0a + 1.4[b + 0.8(c + h) + k] \times 0.85$	473.62	$1.2a + 1.4[b + 0.9(d + h)]^{\oplus}$	965.94	$1.0a + 1.4[c + 0.9(d + i) + j] \times 0.85^{\oplus}$	299.9
	$V(kN)$		- 9.00		- 10.38		- 10.56		7.74

注: ① 柱采用对称配筋, 上柱  $N_6 = f_{cm} A_0 A_0 = 13.5 \times 400 \times 0.544 \times (400 - 40) = 1057.54(kN)$

下柱  $N_6 = f_{cm} A_0 A_0 + f_{cm} (b_1 - b) h_1 = 13.5 \times 100 \times 0.544 \times (900 - 40) + 13.5 \times (400 - 100) \times 150 = 1239.1(kN)$

② 组合中应注意  $d$  与  $e$  只能取其中之一,  $f$  与  $g, h$  与  $i$  也同样, 并且如果取  $h$  (或  $i$ ), 则一定要取  $d$  (或  $f$  或  $e$ ).

③ 两台吊车荷载折减系数为 0.9, 四台吊车为 0.8.

④ 因  $i$  项  $|M|$  较大, 要组合, 故必须取  $g$  (即有侧移有坚), 这样便有 4 台吊车荷载, 折减系数 0.8, 而用  $0.9(c + h)$  或  $0.9(g + i)$  的  $|M|$  值均比该组合小.

⑤ 这样组合是考虑  $|M|$  尽可能大, 如采用  $1.2a + 1.4[b + c + 0.9(f + i)]$  组合出  $+M$ , 其  $|M|$  要比表中组合值小.

⑥ 如采用  $1.0a + 1.4[c + 0.9(f + i)]$  组合出  $+M$ , 其  $|M|$  要比表中组合小.

⑦ 如将风载  $k$  项组合进去, 虽  $|M|$  增大, 但因  $d$  和  $b$  项的轴力均要乘 0.85 系数, 故组合的  $N$  就不是  $N_{max}$ , 故  $k$  项不参与组合.

⑧ 在此项组合中将风载  $j$  项组合, 既增大了  $|M|$  又减小了  $N$ , 而达到  $N_{max}$ , 且由注 ① 可知, 该项内力属大偏压, 故比较安全.

## 2.8.6 柱设计(A轴柱)

### 1. 设计资料

截面尺寸:上柱,矩形,  $b = 400\text{mm}$ ,  $h = 400\text{mm}$

下柱,工字形,  $b = 100\text{mm}$ ,  $h = 900\text{mm}$ ;  $b_t = b'_t = 400\text{mm}$ ,  $h_t = h'_t = 150\text{mm}$

材料等级:混凝土 C25,  $f_c = 11\text{N/mm}^2$ ,  $f_{cm} = 13.5\text{N/mm}^2$

钢筋 II 级  $f_y = f'_y = 310\text{N/mm}^2$

钢筋 I 级  $f_y = f'_y = 210\text{N/mm}^2$

计算长度:查附表 4。

排架方向:上柱,  $l_0 = 2.0H_u = 2.0 \times 3.7 = 7.4(\text{m})$

下柱,  $l_0 = 1.0H_l = 1.0 \times 9.7 = 9.7(\text{m})$

(当不考虑吊车荷载时:  $l_0 = 1.25H = 1.25 \times 13.4 = 16.75(\text{m})$ )

垂直排架方向:上柱,  $l_0 = 1.25H_u = 1.25 \times 3.7 = 4.63(\text{m})$

下柱,  $l_0 = 0.8H_l = 0.8 \times 9.7 = 7.76(\text{m})$

### 2. 配筋计算(采用对称配筋)

(1) 上柱(I—I 截面):从内力组合表(表 2.7)中可知,各组内力均为大偏压( $N < N_b$ ,  $N_b = 1057.54\text{kN}$ ),由  $N$  与  $M$  的相关性可确定  $\begin{cases} M = -55.21\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 210.8\text{kN} \end{cases}$  为该截面所需配筋最多的内力,即控制内力。

$$x = \frac{N}{f_{cm}b} = \frac{210.8 \times 10^3}{13.5 \times 400} = 39.04(\text{mm}) < 2a'_s (= 2 \times 40 = 80(\text{mm}))$$

取  $x = 80\text{mm}$ ,

$$h_0 = h - a_s = 400 - 40 = 360(\text{mm})$$

$$e_0 = \frac{|M|}{N} = \frac{55.21 \times 10^6}{210.8 \times 10^3} = 261.91(\text{mm}) > 0.3h_0 (= 0.3 \times 360 = 108(\text{mm}))$$

$$e_s = 0$$

$$e_i = e_0 + e_s = 261.91\text{mm}$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{7400}{400} = 18.5 (> 15) > 8$$

为此,应计算  $\eta$  值:

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_cA}{N} = \frac{0.5 \times 11 \times 400 \times 400}{210.8 \times 10^3} = 4.17 > 1, \quad \text{取 } \zeta_1 = 1$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h} = 1.15 - 0.01 \times 18.5 = 0.965$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_i/h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{(18.5)^2 \times 0.965}{1400 \times 261.91 \div 360} = 1.33$$

$$e' = \eta e_i - \frac{h}{2} + a'_s = 1.33 \times 261.91 - 400 \div 2 + 40 = 188.34(\text{mm})$$



$$A'_s = A_s = \frac{Ne'}{f_y(h_0 - a'_s)} = \frac{210.8 \times 10^3 \times 188.34}{310 \times (360 - 40)} = 400.22 (\text{mm}^2)$$

$$A'_{s\min} = 0.2\%A = 0.002 \times 400 \times 400 = 320 < 400.22 \quad \text{满足}$$

选配 2Φ16 ( $A'_s = A_s = 402\text{mm}^2$ )。

(2) 下柱 (I—I 截面和 II—II 截面): 从内力组合表中可知各组内力均属大偏压 ( $N_0 = 1239.1\text{kN}$ ), 其  $M$  与  $N$  的数值如下:

$$\begin{cases} M = 99.23\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 725.9\text{kN} \end{cases} \quad (a) \quad \begin{cases} M = 84.98\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 489.38\text{kN} \end{cases} \quad (b) \quad \begin{cases} M = 58.00\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 905.94\text{kN} \end{cases} \quad (c)$$

$$\begin{cases} M = -55.67\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 249.9\text{kN} \end{cases} \quad (d) \quad \begin{cases} M = 340.62\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 764.48\text{kN} \end{cases} \quad (e) \quad \begin{cases} M = -375.34\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 473.62\text{kN} \end{cases} \quad (f)$$

$$\begin{cases} M = -151.85\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 965.94\text{kN} \end{cases} \quad (g) \quad \begin{cases} M = 293.89\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 299.9\text{kN} \end{cases} \quad (h)$$

由  $N$  与  $M$  的相关性可知, (f) 组内力配筋必大于 (a), (b), (c), (e), (g) 组; 而 (h) 组必大于 (d) 组, 故选取 (f) 组和 (h) 组计算配筋。

① (f) 组内力配筋计算 (大偏心):

$$\begin{cases} M = -375.34\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 473.62\text{kN} \end{cases}$$

$$f_{cm}b'h_0^2 = 13.5 \times 400 \times 150 = 810 > N (= 473.62\text{kN}), \text{属第一类 T 形}$$

$$x = \frac{N}{f_{cm}b'_f} = \frac{473.62 \times 10^3}{13.5 \times 400} = 87.71 (\text{mm}) > 2a_s (= 2 \times 40 = 80 (\text{mm}))$$

$$e_0 = \frac{|M|}{N} = \frac{375.34 \times 10^6}{473.62 \times 10^3} = 792.49 (\text{mm}) > 0.3h_0 (= 0.3 \times (900 - 40) = 258 (\text{mm}))$$

$$e_a = 0$$

$$e_i = e_0 = 803.26\text{mm}$$

$$l_0/h = \frac{9.7 \times 10^3}{900} = 10.78 > 8$$

应计算  $\eta$  值:

$$A = 400 \times 150 \times 2 + 100 \times (900 - 150 \times 2) = 18 \times 10^4 (\text{mm}^2)$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_cA}{N} = \frac{0.5 \times 13.5 \times 18 \times 10^4}{473.62 \times 10^3} = 2.56 > 1, \quad \text{取 } \zeta_1 = 1$$

$$l_0 = 10.78 < 15, \zeta_2 = 1$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_i/h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{10.78^2}{1400 \times 792.49 \div 860} = 1.09$$

$$e = \eta e_i + h/2 - a' = 1.09 \times 792.49 + 900 \div 2 - 40 = 1273.81 (\text{mm})$$

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{Ne - f_{cm}b'_f x (h_0 - \frac{x}{2})}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{473.62 \times 10^3 \times 1273.81 - 13.5 \times 400 \times 87.71 \times (860 - \frac{87.71}{2})}{310 \times (860 - 40)} \end{aligned}$$

$$= 852.7(\text{mm})^2$$

② (h) 组内力配筋计算(大偏):

$$\begin{cases} M = 293.89\text{kN} \cdot \text{m} \\ N = 299.9\text{kN} \end{cases}$$

由前可知,  $N < 810\text{kN}$  属第一类 T 形。

$$x = \frac{N}{f_{cm}b'_t} = \frac{299.9 \times 10^3}{13.5 \times 400} = 55.54(\text{mm}) < 2a'_s = 80\text{mm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{293.89 \times 10^6}{299.9 \times 10^3} = 979.96\text{mm} > 0.3h_0 = 258, e_s = 0$$

$$e_i = e_0 = 979.96\text{mm}$$

由前可知  $\zeta_1 = 1, \zeta_2 = 1$ ,

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_i/h_0} \left( \frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{10.78^2}{1400 \times 979.96 \div 860} = 1.07$$

$$e' = \eta e_i - h/2 + a'_s = 1.07 \times 979.96 - 900 \div 2 + 40 = 638.56$$

$$A'_s = A_s = \frac{Ne'}{f_y(h_0 - a'_s)} = \frac{299.9 \times 10^3 \times 638.56}{310 \times (860 - 40)} = 753.4(\text{mm}^2)$$

由以上计算, 下柱配筋按  $A'_s = A_s = 852.7\text{mm}^2$  配筋。

选 2Φ25 ( $A'_s = A_s = 982\text{mm}^2$ )。

### 3. 牛腿设计

由于竖向吊车荷载的作用点至下柱边缘的距离  $a < 0$  (见图 2.68), 因而只需按构造配筋即可。

### 4. 柱子吊装阶段验算

这里只介绍平卧单点起吊的验算情况, 见图 2.37。

(1) 荷载: 包括上柱、牛腿和下柱的荷载。

上柱:

$$0.4 \times 0.4 \times 25 = 4(\text{kN/m})$$

牛腿:

$$\begin{aligned} & \left[ (0.9 + 0.15) \times (0.7 + 0.15) - \frac{0.15 \times 0.15}{2} \right] \times 0.4 \times 25 \div 0.85 \\ & = 10.4(\text{kN/m}) \end{aligned}$$

下柱(柱插入基础 0.8m)(见图 2.94):

$$\begin{aligned} & [(0.2 + 0.4 + 1.3) \times 0.9 \times 0.4 + (0.9 \times 0.1 + 4 \times \frac{0.15 + 0.175}{2} \times 0.15) \\ & \times 7.75] \times \frac{25}{9.65} = 5.54(\text{kN/m}) \end{aligned}$$

考虑荷载分项系数 1.2, 动力系数 1.5, 结构重要性系数 0.9。

$$q_{1k} = 4 \times 1.5 \times 0.9 = 5.4(\text{kN/m}) \quad q_1 = 1.2 \times q_{1k} = 6.48(\text{kN/m})$$

$$q_{2k} = 10.4 \times 1.5 \times 0.9 = 14.04(\text{kN/m}) \quad q_2 = 1.2 \times q_{2k} = 6.85(\text{kN/m})$$

$$q_{3k} = 5.54 \times 1.5 \times 0.9 = 7.48(\text{kN/m}) \quad q_3 = 1.2 \times q_{3k} = 8.97(\text{kN/m})$$

(2) 内力:

$$R_A = q_3 \times \frac{9.65}{2} - \frac{1}{9.65} [q_1 \times 4.55 \times 4.55/2 + (q_2 - q_1) \times 0.85 \times 0.85/2] = 35.94 (\text{kN})$$

$$x = R_A/q_3 = 35.94/8.97 = 4.01 (\text{m})$$

$$M_{\text{Bmax}} = R_A x - q_3 \frac{x^2}{2} = 35.94 \times 4.01 - 8.97 \times \frac{4.01^2}{2} = 72.0 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_C = (16.85 - 6.48) \times 0.85 \times 0.85/2 + 6.48 \times \frac{(3.70 + 0.85)^2}{2} = 70.82 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_D = 6.48 \times 3.7 \times 3.7/2 = 44.36 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(3) B 点截面验算:包括承载力、裂缝宽度的验算。

① 承载力:设混凝土达到设计强度时起吊,平卧工字形截面可视为  $b_1 \times h_1$  的矩形截面。

$$b_1 = 2h_1 = 2 \times 150 = 300 (\text{mm})$$

$$h_1 = b'_1 = 400, h_{10} = 400 - 40 = 360 (\text{mm})$$

$$\alpha_s = M_{\text{Bmax}}/f_{cm} b_1 h_{10}^2 = \frac{72.0 \times 10^6}{13.5 \times 300 \times 360^2} = 0.14$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.15$$

$$A_s = f_{cm} b_1 \xi h_{10}/f_y = 13.5 \times 300 \times 0.15 \times 360/310 = 705.5 (\text{mm}^2)$$

已配有  $2\Phi 25 (A_s = 982 \text{mm}^2)$ , 满足要求。

② 裂缝宽度:

$$\rho_{te} = 982/0.5 \times 300 \times 400 = 0.016$$

查《混凝土结构设计规范》GBJ10-89 中的附录七,可得  $[\sigma_{ss}] = 212 (\text{N/mm}^2)$ :

$$\begin{aligned} \sigma_{ss} &= M_{sk}/0.87h_0A_s \\ &= \frac{72.00 \times 10^6}{1.2} \div (0.87 \times 360 \times 982) = 195.1 \text{N/mm}^2 < [\sigma_{ss}] (\text{满足要求}^*) \end{aligned}$$

(4) D 点截面验算:包括承载力、裂缝宽度的验算。

① 承载力:

$$\alpha_s = M_D/f_{cm} b h_{10}^2 = \frac{44.36 \times 10^6}{13.5 \times 400 \times 360^2} = 0.063$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 0.066$$

$$A_s = f_{cm} b \xi h_{10}/f_y = 13.5 \times 400 \times 0.066 \times 360/310 = 414 (\text{mm}^2) > 2\Phi 16$$

$$(A_s = 402 \text{mm}^2) \quad (\text{不满足要求})$$

故上柱配筋由  $2\Phi 16$  改配为  $2\Phi 18 (A_s = 509 \text{mm}^2)$ 。

② 裂缝宽度:

$$\rho_{te} = 509/0.5 \times 400 \times 400 = 0.0064$$

可查得  $[\sigma_{ss}] = 235 \text{N/mm}^2$ :

$$\sigma_{ss} = M_{sk}/0.87h_0A_s = \frac{44.36 \times 10^6 \div 1.2}{0.87 \times 360 \times 509} = 231.9 (\text{N/mm}^2) < [\sigma_{ss}] \quad (\text{满足要求})$$

5. A 轴柱的模板及配筋

见图 2.92。

\* 注: C 点截面可近似为 B 点截面的尺寸, 可不必再作验算。



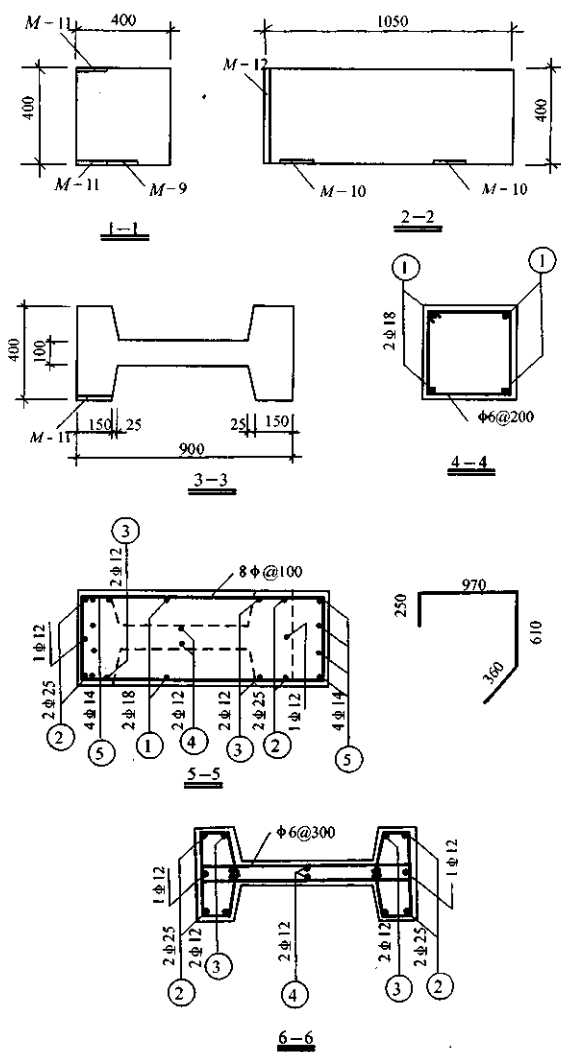


图 2.92 (b) A 轴柱截面

## 2.8.7 基础设计(A 轴)

### 1. 设计资料

地下水位标高  $-2.000\text{m}$ , 地基承载力  $f = 122\text{kN/m}^2$ . 基础梁按标准图集 G320 选用, 其顶面标高为  $-0.05\text{m}$ , 截面如图 2.93 所示。

材料: 混凝土 C15, 钢筋 I 级, 杯口用 C20 细石混凝土填实。

### 2. 基础剖面尺寸

如图 2.94, 按构造要求初步确定如下:

柱插入深度	$h_1 = 800\text{mm}$
杯口深度	$800 + 50 = 850(\text{mm})$
杯底厚度	$a_1 = 200\text{mm}$
垫层厚度	$100\text{mm}$
杯口壁厚	$t = 300\text{mm}$

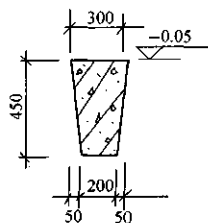


图 2.93 基础梁

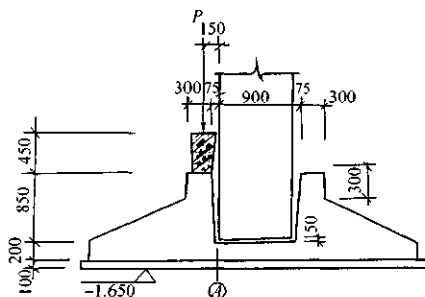


图 2.94 A 轴柱基础尺寸

底板边缘高度	$a_2 = 200\text{mm}$
杯口壁高度	$h_1 < t/0.75 = 400\text{mm}$ , 取 $300\text{mm}$
杯口顶部长	$900 + 75 \times 2 = 1050(\text{mm})$
杯口顶部宽	$400 + 75 \times 2 = 550(\text{mm})$
杯口底部长	$900 + 50 \times 2 = 1000(\text{mm})$
杯口底部宽	$400 + 50 \times 2 = 500(\text{mm})$
基础底面标高	$-(0.5 + 0.85 + 0.2 + 0.1) = -1.65(\text{m})$

### 3. 基础底面尺寸确定

(1) 荷载计算: 基础除承受由柱 Ⅱ-Ⅱ 截面传来的荷载外, 还承受由基础梁直接传来的荷载, 其计算如下

梁自重:  $(0.2 + 0.3)/2 \times 0.45 \times 6 \times 25 = 16.88(\text{kN})$

窗重:  $(1.2 + 1.8 + 3.6) \times 3.6(\text{宽}) \times 0.45(\text{KN/m}^2) = 10.69(\text{kN})$

墙(包括圈梁):  $[(12.9 + 0.05) \times 6 - (1.2 + 1.8 + 3.6) \times 3.6] \times 0.24 \times 19 = 246.00(\text{kN})$

$P_k(\text{标准值}) = 16.88 + 10.69 + 246 = 273.57(\text{kN})$

$P(\text{设计值}) = 1.2P_k = 1.2 \times 273.57 = 328.28(\text{kN})$

$P$  对基底面中心线的偏心距:  $e = 150 + 450 = 600(\text{mm})$

$M = P_e = 328.28 \times 0.60 = 196.97(\text{kN} \cdot \text{m})$

按前述柱内力组合对弯矩的符号规定, 此弯矩为负值, 即  $M = -196.97(\text{kN} \cdot \text{m})$ , 柱传来荷载与基础梁传来荷载组合见表 2.8。

表 2.8

内力种类		+ $M_{\max}$ 及 相应 $N, V$	- $M_{\max}$ 及 相应 $N, V$	$N_{\max}$ 及 相应 $M, V$	$N_{\min}$ 及 相应 $M, V$
轴向外力 kN	上部柱传来	764.48	473.62	965.94	299.9
	基础梁传来	328.28	328.28	328.28	328.28
	合计 $N$	1092.76	801.90	1294.22	628.18
弯矩 kN · m	上部柱传来	340.62	-375.34	-151.85	293.89
	剪力引起 (1.05V)	-8.82	-11.30	-11.09	7.92
	基础梁传来	-196.97	-196.97	-196.97	-196.97
	合计 $M$	134.83	-572.31	-359.91	104.84
剪力 / kN		-8.4	-10.38	-10.56	7.54

(2) 底面尺寸选取:

① 先按  $N_{\max}$  组合考虑, 并取  $\gamma_m = 20\text{kN/m}^3$ ;

$A = N / (f - \gamma_m d) = 1294.22 / [122 - (20 \times 1.65)] = 14.54(\text{m}^2)$

取底面积为  $(1.1 \sim 1.4)A = 15.71 \sim 20\text{m}^2$ , 确定取  $a \times b = 5 \times 3.6 = 18(\text{m}^2)$ 。

② 地基承载力验算:

$G/ab = 20 \times 1.65 = 33(\text{kN/m}^2)$ ,  $W = 1/6 \times 3.6 \times 5^2 = 15(\text{m}^3)$

地基反力计算见表 2.9, 其中  $\frac{p_{\max}}{p_{\min}} = (N + G)/ab \pm |M|/W$

表 2.9

	+ $M_{\max}$ 组合	- $M_{\max}$ 组合	$N_{\max}$ 组合	$N_{\min}$ 组合
$N/ab$	60.71	44.55	71.90	34.90
$G/ab$	33	33	33	33
$\pm  M /W$	$\pm 8.99$	$\pm 38.15$	$\pm 23.99$	$\pm 6.99$
$p_{\max}/\text{kN} \cdot \text{m}^2$	102.7	115.7	128.89	74.89
$p_{\min}/\text{kN} \cdot \text{m}^2$	84.72	39.4	80.91	60.91

由表 2.9 可见, 基础底面不出现拉应力, 且最大压应力  $128.89\text{kN/m}^2 < 1.2f (= 1.2 \times 122 = 146.4(\text{kN/m}^2))$ , 同时有  $(p_{\max} + p_{\min})/2$  均小于  $f = 122\text{kN/m}^2$ , 所以满足要求。

#### 4. 基础高度验算

取地基净反力  $p_{n,\max}$  ( $p_{n,\max} = N/ab + |M|/W$ ), 由表 2.9 可见, 最大的一组内力为  $N_{\max}$  组合, 其中

$$p_{n,\max} = 71.90 + 23.99 = 95.89 (\text{kN/m}^2)$$

$$p_{n,\min} = 71.90 - 23.99 = 47.91 (\text{kN/m}^2)$$

(1) 验算柱边冲切(图 2.95(a));

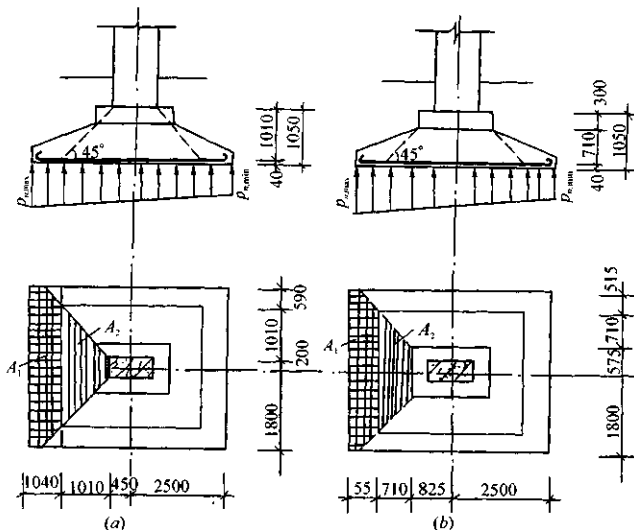


图 2.95 冲切验算简图

$$b_c = 0.4\text{m}, a_c = 0.9\text{m}, h_0 = 1.05 - 0.04 = 1.01(\text{m})$$

$$b = 3.6\text{m} > b_c + 2h_0 = 0.4 + 2 \times 1.01 = 2.42(\text{m})$$

$$\begin{aligned} A_1 &= [(a/2) - (a_c/2) - h_0]b - [(b/2) - (b_c/2) - h_0]^2 \\ &= [(5/2) - (0.9/2) - 1.01] \times 3.6 - [(3.6/2) - (0.4/2) - 1.01]^2 \\ &= 3.40(\text{m}^2) \end{aligned}$$

$$A_2 = (b_c + h_0)h_0 = (0.4 + 1.01) \times 1.01 = 1.424(\text{m}^2)$$

$$F_l = p_{n,\max} A_1 = 95.89 \times 3.4 = 326.03(\text{kN})$$

$$0.6f_1 A_2 = 0.6 \times 0.9 \times 1.424 \times 10^3 = 768.96(\text{kN}) > F_l \quad (\text{满足要求})$$

(2) 验算变阶处冲切(图 2.95(b));

$$b_c = 1.15\text{m}, a_c = 1.65\text{m}, h_0 = 0.71\text{m}$$

$$\begin{aligned} A_1 &= [(5/2) - (1.65/2) - 0.71] \times 3.6 - [(3.6/2) - (1.15/2) - 0.71]^2 \\ &= 3.305(\text{m}^2) \end{aligned}$$

$$A_2 = (1.15 + 0.71) \times 0.71 = 1.321(\text{m}^2)$$



$$F_t = p'_{n, \max} A_1 = 95.89 \times 3.305 = 316.92 (\text{kN})$$

$$0.6 f_t A_2 = 0.6 \times 0.9 \times 1.321 \times 10^3 = 713.34 (\text{kN}) > F_t \quad (\text{满足要求})$$

### 5. 基础底板配筋

显然  $N_{\max}$  组合需配筋最多。

(1) 截面 I—I (见图 2.96):

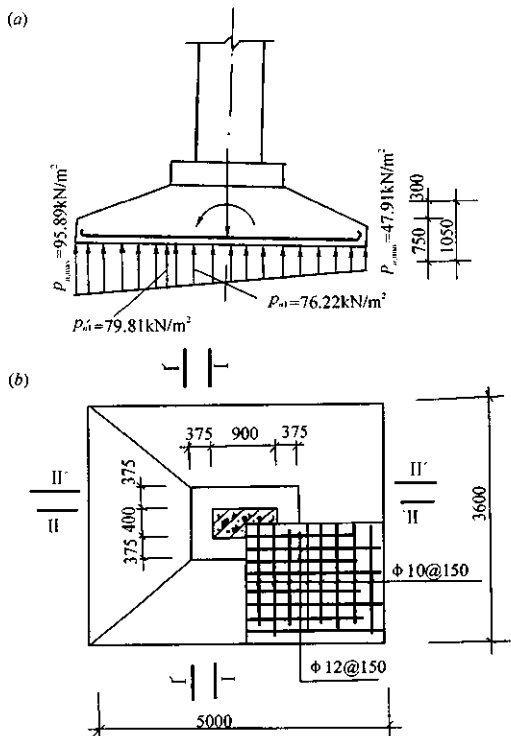


图 2.96 基础配筋计算

$$p_{n1} = 76.22 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 1/48 (p_{n, \max} + p_{n1}) (a - a_c)^2 (2b + b_c) \\ &= 1/48 \times (95.89 + 76.22) \times (5 - 0.9)^2 \times (2 \times 3.6 + 0.4) \\ &= 458.09 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$A_{s1} = (M_1 / 0.9 h_0 f_y) = [(456.04 \times 10^6) \div (0.9 \times 1010 \times 210)] = 2399.7 (\text{mm}^2)$$

(2) 截面 I'—I' (见图 2.96):

$$p'_{n1} = 79.81 (\text{kN})$$

$$M'_I = 1/48(95.89 + 79.81)(5 - 1.65)^2(2 \times 3.6 + 1.15) = 343.01(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$A'_{sI} = (341.33 \times 10^6) \div (0.9 \times 710 \times 210) = 2556(\text{mm}^2) > A_{s\text{II}} (= 2399.7(\text{mm}^2))$$

故配置  $\phi 12@150 (A_s = 2827.5\text{mm}^2)$ 。

(3) 截面 II—I (见图 2.96):

$$M_I = 1/48(p_{s,\max} + p_{s,\min})(b - b_c)^2(2a + a_c)$$

$$= 1/48(95.89 + 47.91) \times (3.6 - 0.4)^2 \times (2 \times 5 + 0.9) = 334.38(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$A_{sI} = M_I \div [0.9(h_0 - d)f_y]$$

$$= (334.38 \times 10^6) \div [0.9(1010 - 12) \times 210] = 1772\text{mm}^2$$

(4) 截面 I'—I' (见图 2.96):

$$M_{I'} = 1/48(95.89 + 47.91) \times (3.6 - 1.15)^2 \times (2 \times 5 + 1.65) = 209.50(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$A'_{sI} = M_{I'} \div [0.9(h_0 - d)f_y]$$

$$= (209.50 \times 10^6) \div [0.9(710 - 12) \times 210]$$

$$= 1588(\text{mm}^2) < A_{sI} = 1772(\text{mm}^2)$$

故配置  $\phi 10@150 (A_s = 1962.5\text{mm}^2)$ 。 (解毕)

### 复习思考题

1. 装配式钢筋混凝土排架结构单层厂房通常由哪些结构构件组成?其传力路线是怎样的?
2. 单层厂房结构的平面布置主要应考虑哪些问题?
3. 单层厂房为什么要布置各种支撑?单层厂房有哪些支撑?各起什么作用?
4. 柱间支撑一般布置在什么部位?屋盖支撑一般布置在什么部位?
5. 排架计算简图有哪些假定?
6. 排架承受哪些荷载?作用在排架上的吊车竖向荷载  $D_{\max}$ ,  $D_{\min}$  和横向水平荷载  $T_{\max}$  是如何计算的?
7. 试绘出各种荷载单独作用下的排架计算简图?
8. 什么是等高排架?采用剪力分配法计算等高排架有哪些基本步骤?
9. 排架柱在进行最不利内力组合时,应如何组合各种荷载引起的内力?应进行哪几种内力组合?在内力组合中还应注意哪些问题?
10. 什么是厂房的整体空间作用?整体空间作用与哪些因素有关?我国规范目前是如何考虑厂房的空间作用的?
11. 排架柱的设计有哪些内容?
12. 了解排架柱牛腿受力状态及主要破坏形态。牛腿设计应包括哪些内容?
13. 单层厂房的抗风柱设计要考虑哪些问题?
14. 排架柱下单独基础设计有哪些内容?如何计算?
15. 屋架设计有哪些要点?
16. 吊车梁所受荷载有哪些特点?吊车梁设计有哪些要点?
17. 单层厂房抗震设计包括哪些方面?抗震概念设计的要点有哪些?什么情况下除进行抗震概念设计外还需进行抗震计算设计?

# 单层厂房结构课程设计任务书

## 一、设计题目

杭州市郊区 ××× 厂装配车间。

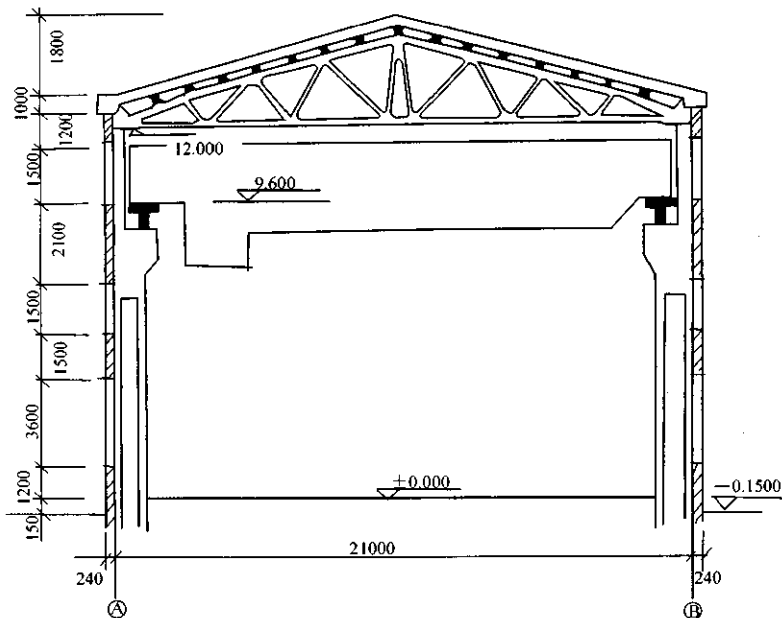


图 2.97 车间剖面

## 二、设计资料

1. 该车间抗震设防烈度为 6 度。
2. 该车间为单跨车间；跨度 21m，柱距 6m，总长 156m；中间设一道伸缩缝，柱顶标高 12.00m，轨顶标高 9.60m。其剖面见图 2.97。
3. 车间跨内设有 2 台 150/50kN 中级工作制吊车，其参数见表 2.10。

表 2.10 吊车参数(大连起重机厂)

起重量 kN	桥跨 $L_k/m$	最大轮压 $P_{max}/kN$	小车重 $g/kN$	轮距 $K/m$	大车宽 $B/m$	额定起重量 $P/kN$	吊车总重 $Q/kN$
150/50	19.5	160	60.7	4.4	5.6	150	254

4. 根据工程地质勘探报告,可选编号 ③ 的层土为持力层(粉质粘土),其深度距地表面 2m 左右,厚度约在 5~8m,承载力设计值  $f = 140kN/m^2$ ,常年平均地下水稳定在地面下 1m 处。

5. 屋面:三毡四油防水层上铺小石子;

20mm 厚水泥混合砂浆找平层;

100mm 厚水泥珍珠岩制品保温层;

预应力混凝土大型屋面板。

6. 墙体:240mm 厚清水墙,每柱距内均有钢窗(或门),钢窗宽 2.4m。

7. 标准构件选用:

(1) 预应力混凝土大型屋面板采用 G410(一) 标准图集,其板重(包括灌缝)标准值为 1.35kN/m<sup>2</sup>。

(2) 屋架采用 CG423 标准图集集中的预应力混凝土折线形屋架(适用于卷材防水屋面),自重标准值为 74kN。

(3) 吊车梁采用 G425 标准图集集中的预应力混凝土吊车梁,梁高 1000mm,自重标准值 34.8kN,轨道及零件自重标准值 0.82kN/m。

8. 材料:柱采用 C20 混凝土,受力主筋用 II 级钢筋,箍筋用 I 级钢筋;基础采用 C15 混凝土;钢筋用 I 级钢筋。

9. 设计依据:现行的《荷载规范》、《混凝土结构设计规范》等。

### 三、设计内容

1. 排架柱设计(计算书和施工图)。

2. 排架柱下单独基础设计(计算书和施工图)。

## 第3章 多层与高层房屋的结构与分析

多层与高层房屋是人们向空间索要生活和工作场所的自然产物。随着社会的发展、科技的进步、人口的增加和集中、用地的日益紧张,多层与高层房屋正在迅速地发展。

多层与高层房屋并没有明确的、统一的划分标准。我国一般认为8层和8层以上为高层,8层以下为多层。

多层与高层房屋的结构主要由水平结构(楼面、屋面)、竖向结构(墙、柱等)、基础和其它构件组成。水平结构承受楼(屋)面上的竖向荷载(作用),并将其传给竖向结构;同时它又是竖向结构的横向水平支撑,且与竖向结构形成一个房屋空间整体结构的受力系统。竖向结构承受水平结构传来的竖向荷载(作用)和房屋的水平荷载(作用),并将它们传给基础。

水平结构的设计已在第1章中阐述了。本章着重讨论竖向结构和基础等内容。

### 3.1 结构体系与布置

多层与高层结构的设计特点主要有以下几方面。

#### 1. 水平荷载(作用)成为高层结构设计控制因素

竖向结构(以后简称结构)要同时承受竖向和水平作用,但随房屋高度的变化,它们对结构产生的效应(内力和位移)大小比例是不同的。在低层结构中,水平作用产生的效应很小,常可忽略;在多层结构中,水平作用产生的效应逐渐增大,竖向作用和水平作用同时控制结构设计;到高层结构中,水平作用产生的效应迅速增大,进而成为结构设计的控制因素,即成为选定房屋结构体系、确定构件尺寸和配筋、决定结构材料用量及造价等的主要因素。因此,有时我们也称竖向结构为抗侧力结构。

#### 2. 结构需要有较大的抗侧刚度

过大的侧向变形不仅会影响人们的正常生活和工作,还会使一些非结构构件破损(如门、窗、电梯轨道变形而无法使用等),而且也会使主体结构产生裂缝,甚至破坏。同时由于高层房屋的竖向荷载(作用)相当大,故其在侧向变形上产生的附加弯矩,即 $P-\Delta$ 效应就不能忽略。而过大的侧向变形,会使结构产生很大的附加弯矩,甚至引起结构失稳破坏。为此,高层房屋不仅应有充分的承载能力,而且也应有较大的抗侧刚度,以控制其侧向变形——房屋的层间相对位移和顶点总位移。

### 3. 结构应有较好的延性

结构的延性一般是指结构破坏时的变形与结构屈服时变形的比值,它反映了结构塑性变形(非弹性变形)能力的大小。对于地震作用,利用结构的塑性变形能力来吸收地震作用的能力,不但可以降低地震作用在结构上产生的效应,而且可做到在强烈地震作用下结构不倒塌。

由于上述特点,高层建筑结构设计中,竖向结构的设计就成为关键。欲使竖向结构具有足够的承载能力和刚度,又有较好的抗震性能,以及尽可能地提高材料利用率,降低材料消耗、节约造价,就必须从选择结构材料、结构体系、基础形式等各方面入手,采用合理而可行的设计方法和计算方法,还要十分重视构造、连接、锚固等细部处理。

此外,任何一个好的建筑,必须是建筑、结构、各种管道设计以及施工等几方面的密切配合及相互合作的产物。特别是在高层建筑中,建筑功能要求高,结构的安全性、经济性要求也高,且设备多、施工技术和管理都更复杂,因此,建筑师和结构工程师都必须充分认识高层建筑的特点而相互合作,才能做出既安全可靠又经济合理的设计。

### 3.1.1 结构单体

房屋的结构体系是由若干竖向结构单体组合而成的,目前常用的结构单体主要有框架、剪力墙和筒体三种。当然,结构单体在多层与高层建筑的发展过程中,随着结构工程师和科研人员的不断研究、探索、试验和运用,也在不断地改革和创新,出现了一些新颖的形式。

图 3.1 给出了一些结构单体形式。在图中央有一个一般房屋总体网格。图周边的各种结构单体可根据需要插入这个网格。图 3.1 中(a)为框架;(c),(e),(g),(h),(i)为剪力墙;(b),(d),(f)为桁架墙;(j),(l),(m)为实腹筒;(k)为空腹筒(桁架筒)。这些结构单体近似地按其侧移刚度排列;从刚度最小的框架(图 3.1(a))开始,到刚度最大的封闭实心筒体(图 3.1(m))为止。当房屋中插入不同的结构单体,变形成了各种不同的体系。如框架结构体系、剪力墙结构体系、筒体结构体系,或一些新的结构体系,如板柱体系、悬挂结构体系、巨型框架结构等(图 3.2)。

#### 3.1.1.1 框架

框架是由横梁和立柱组成的,在多层和高层房屋中,它们形成多层多跨框架。框架可以是等跨的或不等跨的,层高相等的或不完全相等的。有时,因使用和建筑上的要求,会在某些局部缺柱或缺梁,也有些框架有斜杆。对于不缺柱、梁且无斜杆的框架,我们称之为规则框架(或称简式框架),其它的就称为不规则框架(或称复式框架),如图 3.3 所示。

按框架的施工方法,可分为现浇式、装配式及装配整体式三种。所谓装配整体式框架,是将预制构件就位后再连成整体的框架。由于现浇式框架整体性好,加之目前在施工技术上已有很大的创新和改进,使以往施工进度慢、模板损耗大的缺点已不突出,所以现在高层建筑的框架结构一般都采用现浇式框架。

在竖向作用和水平作用下,框架的梁、柱都将产生内力(弯矩、剪力和轴力)和变形。随着层数和总高度的增加,水平作用对各构件截面尺寸及配筋量的控制程度也越来越大。在水平力

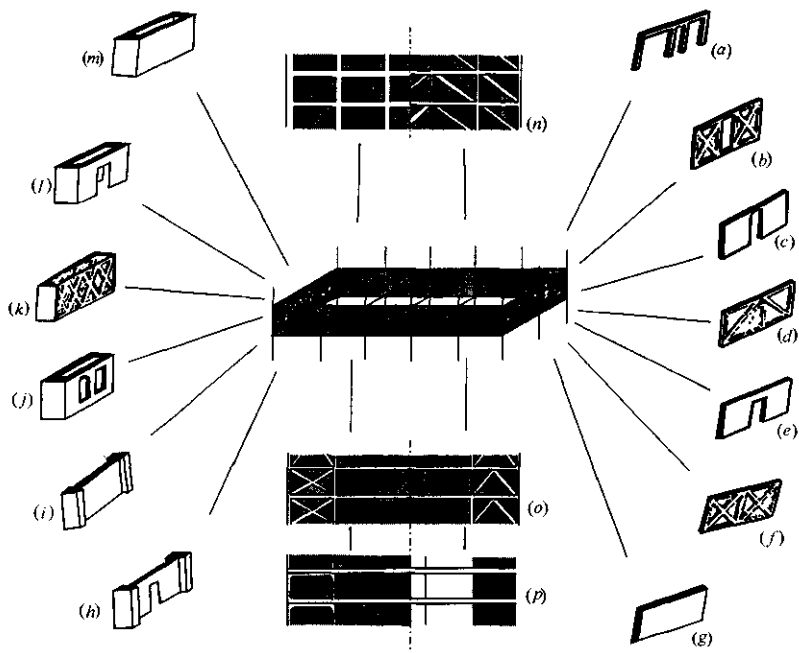


图 3.1 竖向结构形式

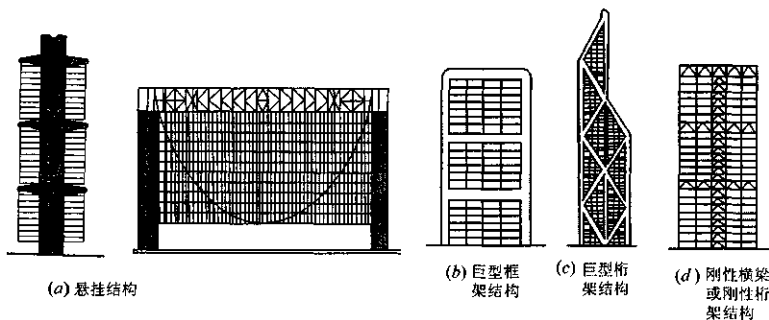


图 3.2 新的结构体系

作用下,高层框架结构底部各层梁、柱的弯矩显著增加,从而导致截面和配筋增大,这对建筑平面布置和空间处理可能带来困难,影响建筑空间的合理使用,并在材料消耗和造价方面,也会趋于不合理。

通过内力分析,可以了解到,框架在水平力作用下,梁、柱端弯矩沿建筑物高度方向变化较大,即使是相邻两层的差异也很显著,如图 3.4 所示。这就不利于减少构件的规格型号。



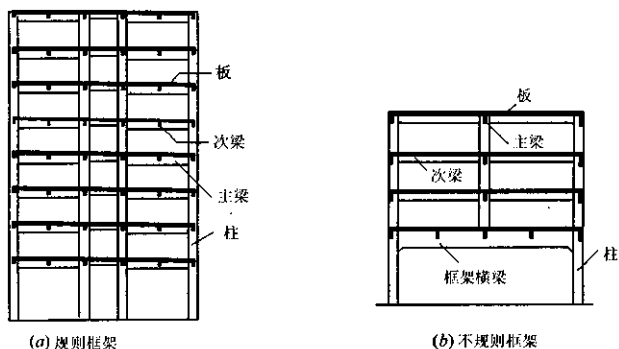


图 3.3 框架形式

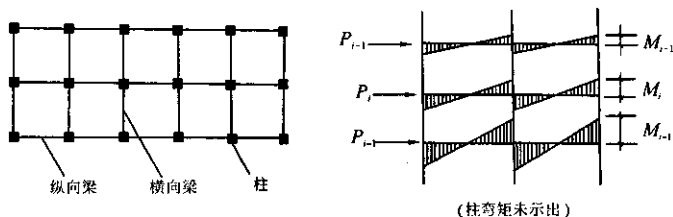


图 3.4 框架的内力示意图

框架梁的主要内力是弯矩和剪力，它的轴力很小，常可忽略不计。框架柱的主要内力是轴力和弯矩，它的剪力较小。在低层和多层建筑中，内力分析时一般不考虑柱轴向变形的影响，而在高层建筑中，由于柱的轴力很大，所以在内力分析时应考虑轴向变形的影响。

框架节点是应力集中的部位，也是保证结构整体性的关键部位。所以，目前在设计时，特别是在抗震设计时，要求遵循强柱弱梁、节点更强的设计原则。也就是说，柱的失效概率应比梁的失效概率小，而节点就更小。

在水平力作用下，框架的水平位移由两部分组成：一部分是梁柱弯矩产生的侧移，另一部分是柱轴力产生的侧移。框架的侧移曲线一般呈“剪切型”，就是下层层间的相对侧移大于上层层间相对侧移，即  $\delta_i > \delta_{i+1}$ ，如图 3.5 所示。

与其它结构单体相比，框架的抗侧刚度较小，侧移较大，一般称其为柔性结构。

与剪力墙相比，框架自振周期长、自重轻，从而在地震作用时，结构上所产生的效应（内力和位移）小，这是框架在地震时有利的一面。但由于其抗侧刚度小，在地震作用时，侧移量大，因此附加弯矩（即  $P-\Delta$  效应）较大，且其截面较小，承载力有限，这又是对抗震不利的一面。总的说来，框架的抗震性能要比剪力墙差。

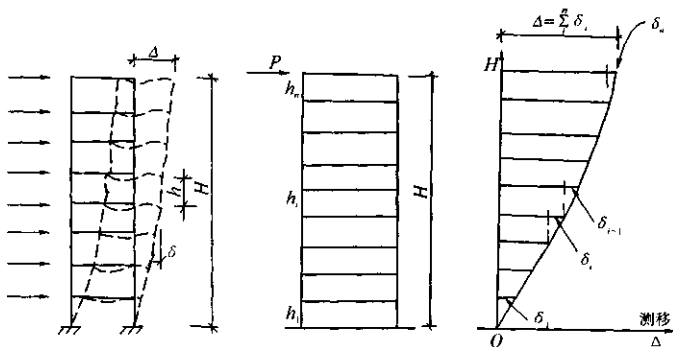


图 3.5 框架侧移曲线

### 3.1.1.2 剪力墙

剪力墙是一片很大的钢筋混凝土墙体。在高层建筑中，它的高度和宽度有时可与整个房屋相同，宽达几米或更大，高达几十米甚至几百米，相对而言，它的厚度则很薄，一般只有几十厘米。

剪力墙的横截面（即水平截面）一般是狭长的矩形。有时将纵横墙相连，则形成工字形、王字形、U形和T形等，如图 3.6 所示。

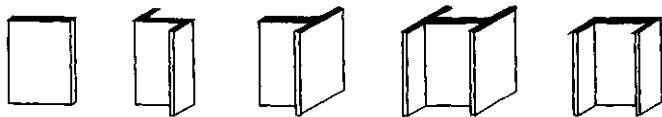


图 3.6 剪力墙截面形式

按墙面开洞的多少和大小及排列情况，剪力墙又可分为整截面墙、小开口整体墙、联肢墙、框支墙和开有不规则大洞口墙，见图 3.7。它们的受力特点、计算模型及计算方法也各不相同。

对整截面墙，在垂直荷载作用下，剪力墙是一个受压薄壁柱；在水平力作用下，它则是一个底部固定、顶端自由的竖向悬臂梁。剪力墙的承载能力大，侧移量小，其侧移曲线一般呈“弯曲型”，即层间相对位移  $\delta_i < \delta_{i+1}$ ，如图 3.8 所示。与框架相比，其抗侧移刚度很大，一般称其为刚性结构。

剪力墙在荷载作用下将承受轴力、弯矩和剪力，并将引起变形。由于剪力墙及其连梁的截面高度较大，其剪切变形的影响显著，所以对它进行内力和位移分析时，应考虑其轴向变形和剪切变形的影响。这里需要指出：作为薄壁柱和悬臂梁作用的剪力墙，各层楼盖对它的横向支撑是必不可少的，否则剪力墙将失稳。

剪力墙自重重大，自振周期短，因而在地震作用下会产生较大的内力。但由于其抗侧刚度大，截面的有效工作高度大，故具有较大的承载力，产生的侧移量也较小。国内外震害调查资料表明，剪力墙结构的抗震性能较强，故有时也称其为“抗震墙”。

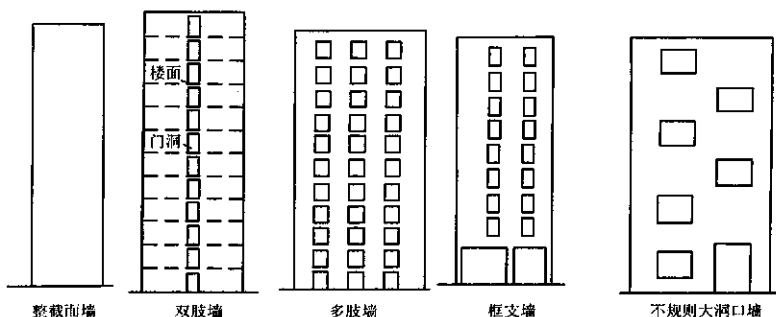


图 3.7 剪力墙分类

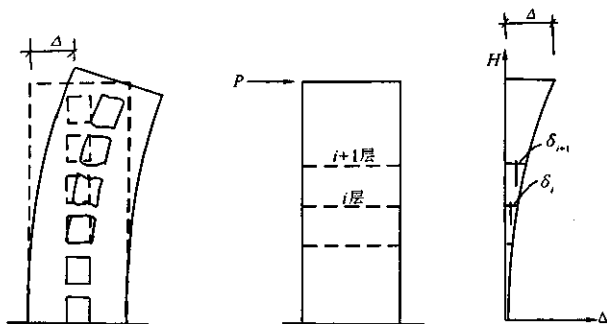


图 3.8 剪力墙侧移

### 3.1.1.3 筒体

筒体主要有两种形式：一种为实腹筒，它是利用电梯间、设备管井等处，四周设置剪力墙围成的筒体，如图 3.9(a) 所示。另一种为空腹筒，也称框筒，它由密排柱和高跨比很大的窗裙梁组成的密柱深梁框架，而围成的多孔筒体，如图 3.9(b) 所示。除此以外，目前也出现少数桁架筒体，即筒体的四周是由桁架围成。

筒体结构是一种空间受力体系，如图 3.10。筒体可看成固定于基础上的箱形薄壁悬臂梁。在水平力作用下，不但平行于水平力作用方向的墙体或框架（称腹板墙或腹板框架）起作用，而且垂直于水平力方向上的墙体或框架（称翼缘墙或翼缘框架）也共同受力，所以它比单片剪力墙或框架具有更大的承载力和抗侧移刚度，同时还具有很好的抗扭刚度。但值得指出的是，箱形薄壁梁与普通箱形梁的受力特点是不同的。在弯矩和剪力的共同作用下，普通箱形梁的截面变形仍保持平面，所以其截面的应力为直线分布，如图 3.10(a) 中的虚线所示。而箱形薄壁梁的截面变形却已不再保持平面变形，其截面的应力为曲线分布，如图 3.10(b) 中的实线所示。这种应力分布不再保持直线规律的现象称为剪力滞后。

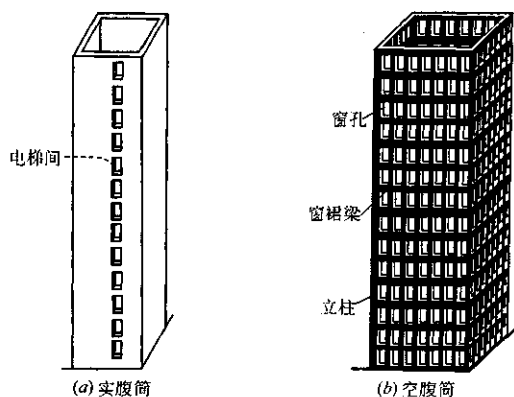


图 3.9 筒体形式

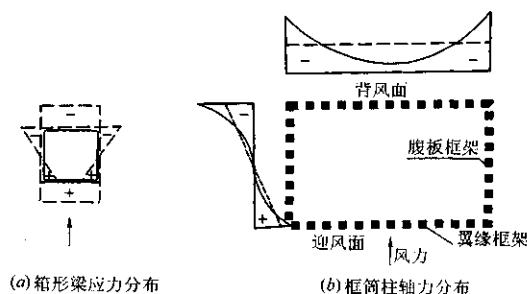


图 3.10 筒体的剪力滞后示意

剪力滞后现象愈严重,则参与受力的翼缘墙中部区域(或翼缘框架中部的柱子)受力越少,即空间受力特性越弱,所以剪力滞后对筒体受力是不利的。设计时要尽量减少筒体的剪力滞后现象。

影响筒体剪力滞后的因素很多,主要有筒体的截面形状、矩形截面的长宽比、筒体的高宽比、框筒的柱距及梁柱刚度比等等。

### 3.1.2 结构体系及有关布置

结构体系,是指结构单体的组合和布置,下面介绍目前常用的一些多层与高层建筑结构体系及其布置。

### 3.1.2.1 框架结构体系

所谓框架结构体系是指所有的竖向结构单体都由框架组成的结构体系。

由于水平作用(风或地震)在纵、横两个方向都很大,所以在高层中应在纵、横或斜交方向都布置框架,同时,梁、柱轴线宜重合在同一平面内。图 3.11 为框架结构的一些典型平面布置。

框架体系的优点是建筑平面布置灵活,易于满足设置大空间的要求;立面处理也易于满足建筑艺术的要求。与其它结构体系相比,它是造价最低的一种结构体系。房屋中的非承重围护墙和分隔墙,宜采用轻质材料。

由于上述优点和框架结构的受力特点,框架结构体系主要用于多层房屋中,而在高层建筑中采用框架结构体系,其层数一般不超过 15 层。在此范围内,通过合理设计,框架结构的承载力、抗侧刚度及其延性都能满足要求;其材料用量及造价也较为经济合理。

### 3.1.2.2 剪力墙结构体系

当所有竖向结构单体均为剪力墙时,即形成剪力墙结构。这种剪力墙同时又起到围护和分隔作用。这种体系一般适用于居住性建筑,如住宅、旅馆等,这些建筑物本身需要用墙体划分单元——居室和客房。将这些建筑功能需要的墙直接设计成剪力墙,一墙两用,就形成剪力墙体系的高层住宅和旅馆等,见图 3.12。

剪力墙结构体系抗侧刚度大,整体性强,抗震性能好,震害轻。其主要缺点是平面布置欠灵活,墙的数量较多,结构自重往往很大。所以设计时,对剪力墙的布置应注意以下几方面:

(1) 应尽量做到墙的数量合理。过多的剪力墙既不经济,也会造成受力不合理。一般可采用大开间,即墙间距可取  $6 \sim 7.5\text{m}$ 。

(2) 剪力墙应双向或多向布置,且宜拉通对直。

(3) 较长的剪力墙(一般长度大于  $8\text{m}$  的墙)可用楼板或弱的连梁将其分成若干个独立墙段。每个墙段的总高度与长度之比不宜小于 2。

(4) 剪力墙的门窗洞口宜上下对齐,成列布置,形成明确的墙肢和连梁,且各墙肢的刚度不应相差悬殊,不宜采用错洞墙,避免出现小墙肢。

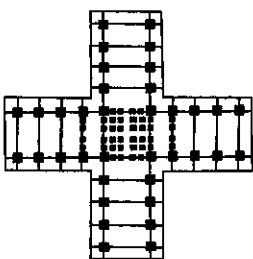
(5) 墙肢截面高度(即墙长)与厚度之比不宜小于 3。

为了满足使用要求,有时将部分剪力墙的底层或下部几层改为框架,形成局部的使用大空间。这些剪力墙称为“框支剪力墙”。它是剪力墙的一种特殊形式。由于其下部的框支柱与上部的墙体刚度相差悬殊,在地震作用时会在该刚度突变处产生很大的侧向变形,见图 3.13 所示,且在该区域产生复杂的应力集中现象,而这些都将使结构不能充分发挥作用。当剪力墙结构体系是由部分框支剪力墙和部分剪力墙(此处也称落地剪力墙)组成时,一般称其为底层大空间剪力墙结构。这种结构体系的设计关键在于保证底层有必要的刚度,并提高结构的变形能力,即延性性能。

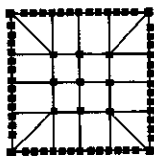
为此,对底层大空间剪力墙结构布置时应符合以下要求:

(1) 在平面为长方形的建筑中,落地横向剪力墙的数目不宜少于全部横向剪力墙数目的 50%(非抗震设计时不宜少于 30%)。

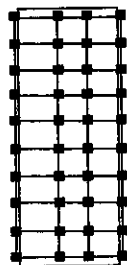
(2) 底层落地剪力墙应加厚,并可提高混凝土强度等级,以补偿底层的刚度。上下层刚度



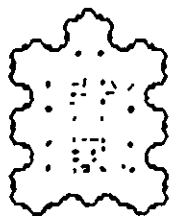
(d) 双向轴线上平行横向框架



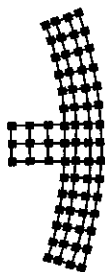
(c) 有外框筒的内框架



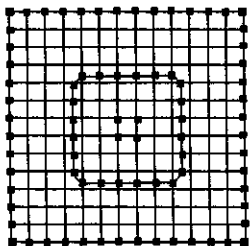
(f) 平行横向框架



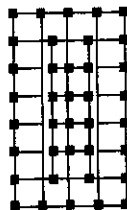
(g) 多边形网格框架



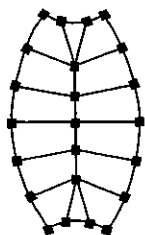
(i) 辐射形网格上的横向框架



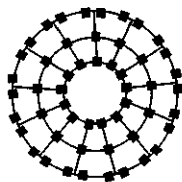
(b) 外圈和内圈框架



(e) 带有部分偏置的内部柱了的平行横向框架

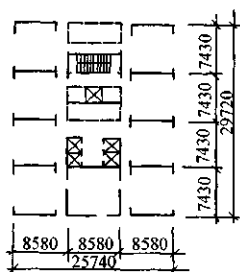


(h) 在曲线网格上的横向框架

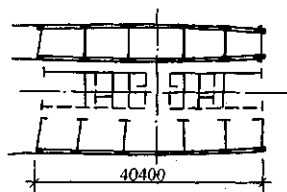


(g) 圆形外圈和内圈框架  
(辐射形网格的纵向框架)

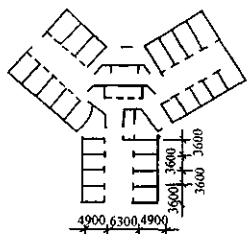
图 3.11 框架结构体系和平面布置示例



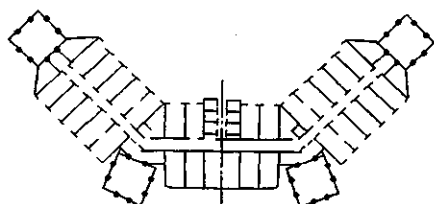
深圳金融中心财税楼(31层, 105.5m)



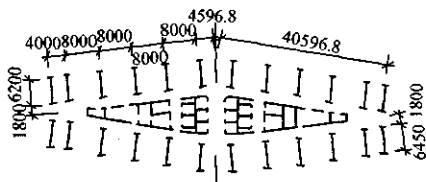
成都蜀都大厦(33层, 102m)



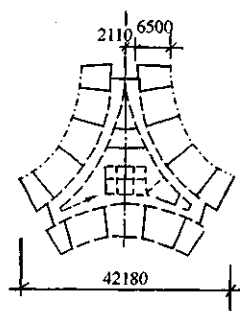
北京军区老干部活动中心(20层, 65.7m)



北京中国旅行社(30层, 101.5m)



广州白天鹅宾馆(33层, 90.4m)



成都旅行服务社(25层, 81.5m)

图 3.12 剪力墙结构典型平面布置

比 $\gamma$ 宜接近于1,不应大于2(非抗震设计时 $\gamma$ 不应大于3)。 $\gamma$ 可按下式计算:

$$\gamma = \frac{G_{i+1} \cdot A_{i+1}}{G_i A_i} \cdot \frac{h_i}{h_{i+1}} \quad (3.1)$$

$$A = A_w + 0.12A_c \quad (3.2)$$

式中, $G_i, G_{i+1}$ ——第 $i$ 层、第 $i+1$ 层的混凝土剪变模量;

$A_i, A_{i+1}$ ——第 $i$ 层、第 $i+1$ 层的折算抗剪截面面积,按式(3.

2) 计算;

$A_w$ ——在所计算的方向上,剪力墙全部有效截面面积;

$A_c$ ——全部柱截面面积;

$h_i, h_{i+1}$ ——第 $i$ 层、第 $i+1$ 层层高。

(3) 落地剪力墙的洞口宜布置在墙体中部。

(4) 框支剪力墙的框支梁上的一层墙体内不宜设边门洞,也不得在中柱上方设门洞。

(5) 落地剪力墙的间距应符合下列规定:① 非抗震设计: $l < 3B$  且  $l < 36m$ ;② 抗震设计:6度、7度时, $l < 2.5B$  且  $l < 30m$ ;8度时, $l < 2B$  且  $l < 24m$ 。 $B$ 为楼面宽度。

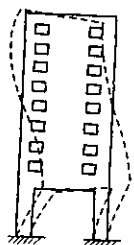


图 3.13 框支墙变形情况

### 3.1.2.3 框架——剪力墙结构体系

在框架结构体系平面中的适当部位,例如楼梯间、电梯间和竖向管道井处布置剪力墙,并通过楼盖使框架和剪力墙结合起来,共同抵抗外部作用,就组成了框架-剪力墙结构体系,如图 3.14 所示。如果把剪力墙布置成筒体,又可称为框架-筒体结构体系,筒体的承载力,抗侧刚度 and 抗扭能力都较剪力墙大大提高。

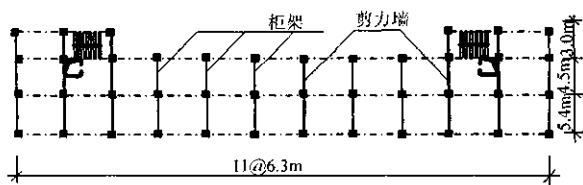


图 3.14 框架-剪力墙结构体系

在框架-剪力墙(筒体)结构中,一方面由于剪力墙(筒体)抗侧刚度大,剪力墙将承担大部分水平力(有时可达80%~90%),成为抗侧力的主体,使整个结构的抗侧刚度大大提高;另一方面,则用框架承担垂直荷载,同时也承担少部分水平力。这两种结构单体互相配合,取长补短,发挥各自的优点。

如前所述,在水平荷载作用下,框架呈“剪切型”变形,而剪力墙呈“弯曲型”变形。当两者通过楼盖协同工作,共同抵抗水平荷载时,其变形也须协调,如图 3.15 所示。其侧向变形呈“弯曲型”,上下各层层间变形趋于均匀,并减少了顶点侧移。同时,框架所承受的各层层间剪力减少并趋于均匀,各层梁柱截面和配筋也将趋于均匀。

由于上述受力变形特点,框架-剪力墙(筒体)结构不但极大地改善了框架结构体系的受力性能和抗震性能,同时又弥补了剪力墙结构体系平面布置欠灵活和墙的数量过多的缺点,所



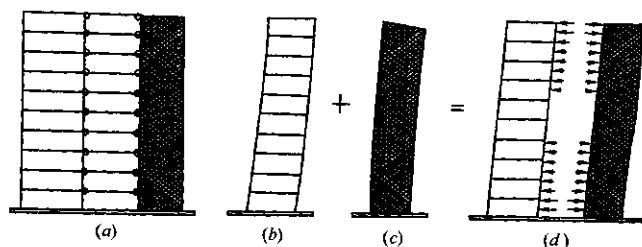


图 3.15 框架与剪力墙协同工作情况

以是一种适用面较广的高层结构体系。

框架-剪力墙(简体)结构的平面布置要注意以下几方面:

(1) 剪力墙数量。框架-剪力墙(包括简体,下面不再重复注明)结构中,结构的抗侧刚度主要由剪力墙的抗弯刚度确定,顶点位移和层间变形都会随剪力墙  $\sum EI$  (全部剪力墙抗弯刚度之和) 的加大而减少。但过多增加剪力墙的数量是不经济的,在一般工程中,以满足位移限制作为设置剪力墙数量的依据较为合适。

(2) 在非地震区,根据建筑物迎风面和风力的大小设置纵、横两个方向的剪力墙,其数量可以不同;而在地震区则两个方向上的剪力墙数量要尽可能接近。

(3) 横向剪力墙宜均匀地设置在端部附近、楼电梯间、平面形状变化处及恒载较大的部位,这样能减少外部作用对结构产生的扭转效应,同时又增加了结构的抗扭作用。

(4) 在两片剪力墙之间是框架,如图 3.16。为了能将水平剪力传到两端的剪力墙上,发挥剪力墙为主要抗侧力结构的作用,楼面必须有足够的平面内刚度。否则楼面的弯曲变形(如图 3.16 中虚线所示)增大,将导致框架侧移增大,其所承受的水平剪力会成倍增长,这是不利于这种结构受力性能的,因此可通过对横向剪力墙间距  $l$  的限制来保证楼面的刚度。根据研究分析和工程实践,现行规程对剪力墙间距作了规定,见表 3.1。

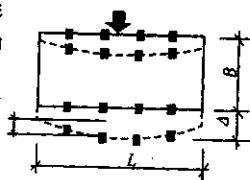


图 3.16 楼面弯曲变形示意

表 3.1 剪力墙间距  $l$

截面形式	非抗震设计	抗震设防烈度		
		6、7 度	8 度	9 度
现 浇	$\leq 5B$ 且 $\leq 60m$	$\leq 4B$ 且 $\leq 50m$	$\leq 3B$ 且 $\leq 40m$	$\leq 2B$ 且 $\leq 30m$
装配整体	$\leq 3.5B$ 且 $\leq 50m$	$\leq 3B$ 且 $\leq 40m$	$\leq 2.5B$ 且 $\leq 30m$	/

(5) 纵向剪力墙宜布置在结构单元的中间区段内。房屋较长时,不宜集中在两端,否则宜留施工后浇带以减少温度和收缩应力的影响。

(6) 纵、横向剪力墙宜布置成 L、T 和口字等形,如图 3.17 内圈所示。

当剪力墙之间楼面有较大的开洞时,其间距应予减少。

(7) 剪力墙布置不宜过分集中,每道剪力墙承受的水平力不宜超过总水平力的 40%。

(8) 剪力墙宜贯通建筑物全高,厚度可逐渐减薄,以避免刚度突变。

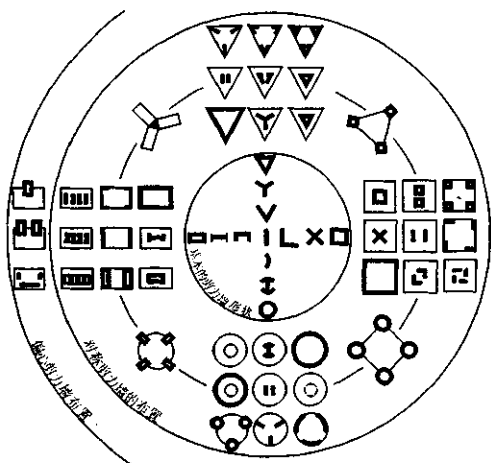


图 3.17 各剪力墙及布置形式

### 3.1.2.4 筒体结构体系

所谓筒体结构体系是指一个或几个筒体作为抗侧力结构的高层建筑结构体系。它适用于层数较多、总高较高,但平面为正方形或接近于正方形的建筑。

按筒体形式,布置和数量的不同,筒体体系又可分为单筒、筒中筒和成束筒等三种。

#### 1. 单筒结构

单筒结构(见图 3.18)又可分为内筒体结构和外筒体结构。在高层建筑中,四周采用框架,而利用电梯间、楼梯间、管井和服务间等,在平面中心部分形成一个筒体核心(一般均为实腹筒)作为抵抗水平力的主要结构,周边布置大柱距的普通框架承受垂直荷载和小部分的水平力,这样就构成一个内筒体的单筒结构(也可视为框架-筒体结构)。

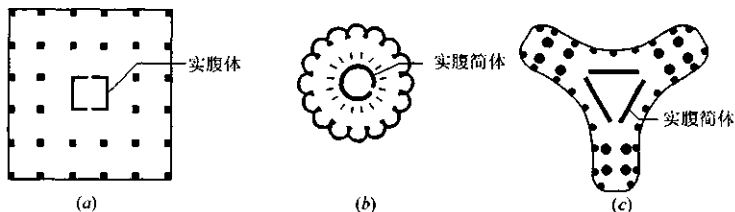


图 3.18 内筒体的单筒结构

例如,西德慕尼黑奥林匹克村办公大楼就是由电梯间和楼梯间等布置成一个  $11\text{m} \times 11\text{m}$  的 26 层高的钢筋混凝土实腹内筒,而在内筒周边的办公楼部分则布置成装配式钢筋混凝土框

架。

当将四周外墙设计成外框筒以作为抵抗水平荷载的结构,而内部布置仅为承受垂直荷载的框架时,就形成了外筒体的单筒结构。

例如,图 3.19 是 43 层高的美国芝加哥 Dewitt Chestnut 公寓大楼。该楼平面尺寸为  $38.1\text{m} \times 24.7\text{m}$ ,外墙为框筒,密集外柱柱距为  $1.68\text{m}$ ,窗裙梁高  $0.61\text{m}$ ,楼面为厚  $0.2\text{m}$  的无梁楼盖,内柱在设计中只考虑承受垂直荷载。

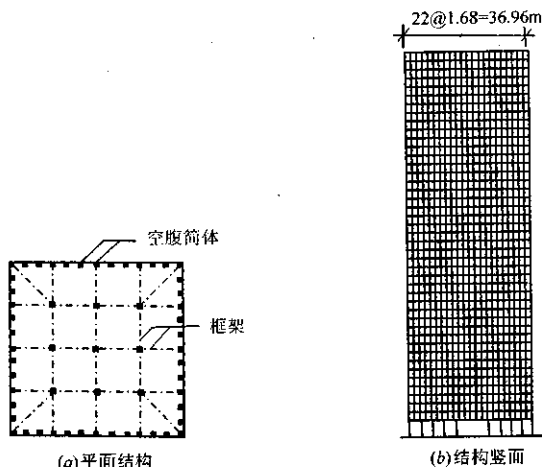


图 3.19 Dewitt Chestnut 大楼

为了扩大这种体系的入口通道,常用巨大的拱、横梁或桁架等形式的转换层支承上部结构,以局部减少底层密集外柱的数目。横梁或桁架有时可高达  $1 \sim 2$  层楼高,常利用这个空间作为技术设备层,如图 3.20 所示。

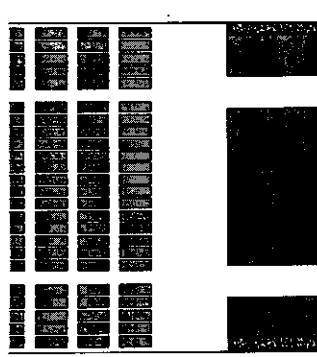
## 2. 筒中筒结构

筒中筒结构一般由一个实腹筒体作内筒,一个空腹筒体作外筒,即由两个筒体共同作为竖向承重结构。筒中筒结构外框筒的侧向变形仍以剪切型为主,而实腹核心内筒通常以弯曲型变形为主,二者通过楼盖联成整体,共同抵抗水平力。它们的协同工作原理与框架-剪力墙结构类似:在下部,内筒承担大部分水平剪力,而在上部水平剪力逐步转移到外框筒上,这样可以取得加大结构刚度和承载力的效果。

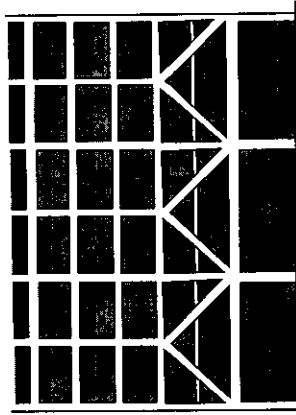
1971 年建成的高  $218\text{m}$ 、52 层、平面尺寸为  $58.52\text{m} \times 40.25\text{m}$  的美国休斯敦贝壳广场大厦 (One Shell Plaza Building Houston) 就采用了筒中筒结构,如图 3.21 所示。

## 3. 成束筒结构

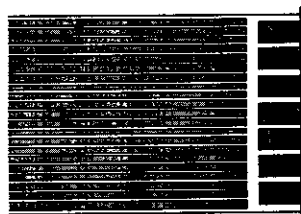
成束筒结构由几个单元筒体组合成一体,从而形成空间刚度极大的结构。而每个单元筒又能够单独形成一个筒体结构,因此沿建筑物高度方向,可以中断某些单元筒。通过单元筒体平面组合,可以形成很大的楼层面积,例如目前世界著名的西尔斯大楼 (Sears Tower) 就是由 9



(a) 传力梁



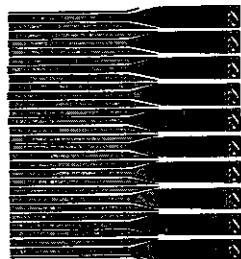
(b) 传力格架



(c) 传力梁



(d) 传力拱



(e) 有叉形端部的柱



(f) 间接的拱作用

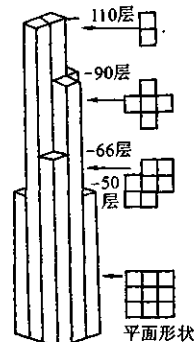
图3.20 转换层形式

个正方形框筒排列组成。如图 3.22 所示。它在  $x, y$  方向各有四个腹板框架和四个翼缘框架。这样的布置减少了翼缘框架的剪力滞后,提高了空间整体受力效应。沿高度方向,逐渐对称地减少筒的个数,这样既可以分段减小建筑平面尺寸,又使结构刚度逐渐变化,且不打乱每个框筒中梁、柱和楼板的布置。

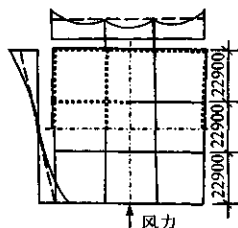


图 3.21 贝壳广场大厦结构平面

成束筒的结构刚度和承载力比筒中筒结构又有很大提



(a) 筒体沿高度变化



(b) 平面及柱轴力分布

图 3.22 西尔斯大楼结构布置示意图

高,成为目前摩天大楼的主要结构体系。

单筒、筒中筒及成束筒结构的布置原则是尽可能减少剪力滞后,充分发挥材料的作用。按照设计经验及由力学分析得到的概念,可归纳为以下各点,作为初步设计时的参考:

(1) 单筒、筒中筒结构宜采用对称平面,优先采用圆形、正多边形。当为矩形平面时,其长宽比不宜大于 2,否则剪力滞后现象严重。当长宽比大于 2 时,可采用成束筒结构布置,如图 3.23(b),以改善其翼缘框架剪力滞后。根据建筑平面的形状,也可以采用三角形、正方形等多种组合的成束筒结构布置形式,但各筒之间的刚度不宜相差太大。

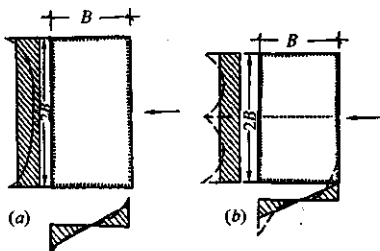


图 3.23 长宽比对剪力滞后影响

(2) 因为只有建筑物高宽比较大时,筒体的空间作用才能充分发挥,因此筒中筒结构高度不宜低于 60m,高宽比宜大于 3。实腹内筒的边长宜为高度的  $1/8 \sim 1/10$ ,内筒宜贯通建筑物全高,竖向刚度宜均匀变化。

(3) 框筒或筒中筒结构的外框筒,其梁、柱刚度比是影响剪力滞后的一个主要因素。梁的线刚度增大,则剪力滞后现象可减小,因此要求柱距不宜大于层高,且宜小于 3m。梁的跨高比宜为 2.5~4;外墙洞口面积不宜大于墙面面积的 50%;中柱宜采用矩形或 T 形截面,其长边位于外墙平面内。角柱面积可为中柱的 1.5~2 倍,并可采用 L 形角墙或角柱。

(4) 在水平力作用下,楼板作为框筒的隔板,起到保持框筒平面形状的作用。隔板主要在

平面内受力,平面内需要有很大刚度。隔板又是楼板,它要承受竖向荷载产生的弯矩,因此既要选择合适的楼板体系,降低楼板结构高度,同时,又要使角柱能承受楼板传来的垂直荷载,以平衡水平荷载下角柱内出现的较大轴向拉力,尽可能避免角柱受拉。筒中筒结构中常见的楼板布置如图 3.24 所示,内筒与外筒间距不宜大于 10m。

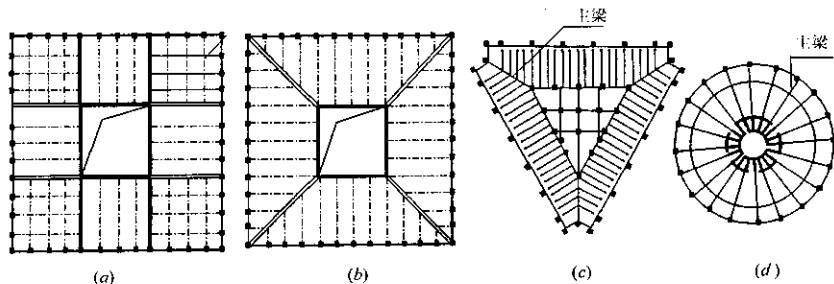


图 3.24 筒中筒结构楼板布置示例

(5) 在底层,当需要减少柱子数量,加大柱距,以便设置出入口时,在稀柱层与密柱层之间应设置转换层。转换层可采用刚度很大的实腹梁、空腹刚架、桁架、拱等,但应采取措施保证底层柱的延性要求,见图 3.20。

框筒及筒中筒结构无疑是一种抵抗较大水平力的有效结构体系,但由于它需要密柱深梁,当采用钢筋混凝土结构时,可能延性不好。如何才能保证并改善其抗震性能,是目前深入研究的课题。在较高设防烈度的地震区,采用钢筋混凝土框筒和筒中筒时,需要慎重设计,确保其有足够的延性。图 3.25 为一些筒体结构和新型结构体系的实际示例。

本小节最后尚需谈谈有关结构体系的选择问题。在设计高层房屋时,主要是从房屋的使用功能、高度、层数及其抗震设防烈度等方面,来考虑选择安全可靠、经济合理的结构体系。

结合各类结构体系的受力性能,通过分析及工程实践,一般可按表 3.2 进行参考选择。

表 3.2 房屋适用的最大高度

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	现 浇	60	60	55	45	25
	装配整体	50	50	35	25	/
框架-剪力墙 和框架-筒体	现 浇	130	130	120	100	50
	装配整体	100	100	90	70	/
现浇剪力墙	无框支墙	140	140	120	100	60
	部分框架支墙	120	120	100	80	/
筒中筒及成束筒		180	180	150	120	70

注:房屋高度指室外地面至檐口高度。

对多层房屋,一般可采用框架结构体系,这既满足使用要求,又具有足够的承载力和抗侧刚度,且比较经济合理。

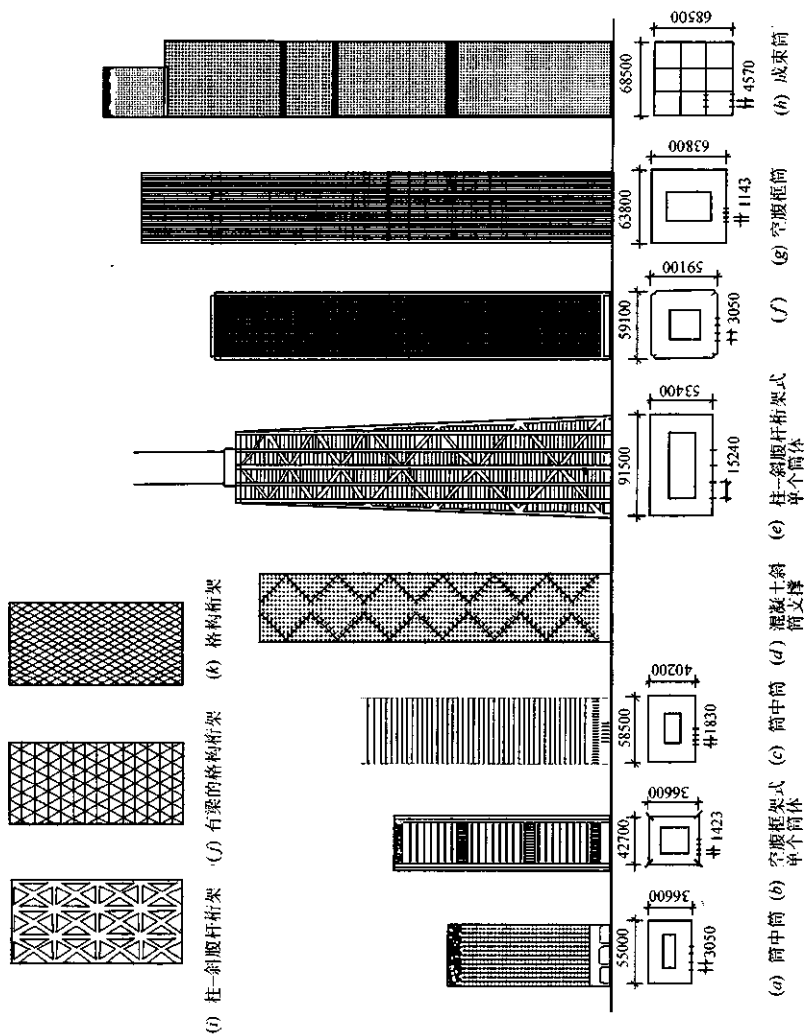


图3.25 筒体房屋结构示例

### 3.1.3 结构总体布置

在多层和高层建筑,特别是高层建筑中,为了保证结构安全和经济合理,在初步设计阶段(或设计方案优选时),除选择合理的结构体系外,还应対建筑物平面、剖面、体型、建筑场地、基础型式、变形缝等方面的设计引起足够的重视,注意对结构受力有利的因素。下面就扼要作一些介绍。

#### 3.1.3.1 控制结构高宽比 $H/B$

高层建筑中,控制侧向位移常成为结构设计的主要问题。随着高度增加,倾覆力矩也将迅速增大,建造宽度很小的建筑物是不适宜的,所以要控制结构的高宽比  $H/B$ 。其中, $H$ 是指建筑物室外地面到檐口高度, $B$ 是指建筑物平面短方向的总宽度。表3.3是《高层规程》中规定的高宽比限值,它是根据经验得到的,可供初步设计时参考。

表 3.3 高度比  $H/B$  限值

结 构 类 型	非抗震设计	抗 震 设 计		
		6 度、7 度	8 度	9 度
框 架	5	5	4	2
框架 - 剪力墙(筒体)	5	5	4	3
剪 力 墙	6	6	5	4
筒中筒、成束筒	6	6	5	4

控制  $H/B$  的目的是控制结构刚度及侧向位移。如果体系合理、布置恰当,可以使侧向位移、结构的自振周期控制在合理范围内。

#### 3.1.3.2 平面形状和结构平面布置

高层建筑的平面宜选用受风压较小和对抗震有利的形状,一般力求平面简单、规则、对称。正方形、矩形、正多边形、圆形、椭圆形、短弧形、S形等都是高层建筑中良好的平面形状。过长的建筑平面或平面局部突出过大等都会增加结构的受力和受力的复杂性。例如,产生复杂的空间扭转、局部应力集中等等。所以,通过大量的研究分析和震害调查,现行高层规程对平面长度  $L$  和突出部分长度  $l$  作出了一些规定,见图 3.26 和表 3.4。

表 3.4.  $L, l, l'$  的限值

设防烈度	$L/B$	$L/B_{\max}$	$l/b$	$l'/B_{\max}$
6 度和 7 度	$\leq 6$	$\leq 5$	$\leq 2$	$\geq 1$
8 度和 9 度	$\leq 5$	$\leq 4$	$\leq 1.5$	$\geq 1$

结构在平面布置时,应尽量使结构平面刚度中心与建筑平面质量中心重合,以减轻地震作用的扭转影响。



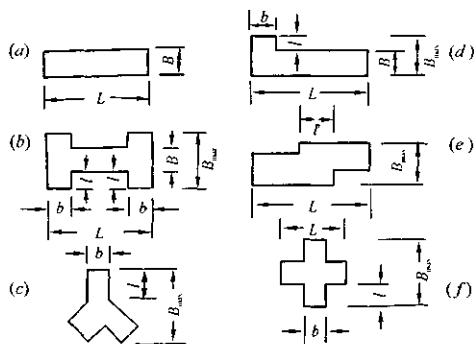


图 3.26 建筑平面

### 3.1.3.3 选择有利于抗震的竖向布置

一般,从以下几方面考虑。

(1) 高层建筑的竖向布置也应力求规则、均匀,避免有过大的外挑和内收。一般在立面上内收不大于原尺寸的 25%。

(2) 结构沿竖向布置时,应注意其抗侧刚度变化的连续性和均匀性。如构件截面由下至上应逐渐减小,避免突变。当某楼层的刚度小于上层时,则应不小于相邻上层刚度的 70%;连续三层刚度逐层降低后,应不小于降低前刚度的 50%。

(3) 在顶层避免部分墙柱形成空旷大开间,底层采用部分框支剪力墙或中部楼层部分剪力墙被取消时,应采取有效构造措施,以防止由于刚度突变而产生的不利影响。

(4) 高层建筑宜设地下室。设置地下室不仅增加了使用面积和空间,而且也增加了一些有利的结构功能。它们是:

- ① 可利用土体的侧压力增加水平作用下结构抗滑移和倾覆的能力。
- ② 因地下室空间代替了回填土体,因而降低了地基的附加压力。
- ③ 能提高地基的承载能力。
- ④ 能减轻地震作用对上部结构的影响。许多震害调查表明,有地下室的建筑物震害明显减轻。但须注意,一幢高层建筑的地下室应在整个底面积全部设置,且埋深相同。

### 3.1.3.4 变形缝的设置与构造

在一般房屋结构的总体布置中,因考虑到沉降、温度收缩和体型复杂对房屋结构的不利影响,常常用沉降缝、伸缩缝或防震缝将房屋分成若干独立的部分,从而消除沉降差、温度应力和体型复杂对结构的危害。对这三种变形缝的要求,有关规范都作了原则性规定。但在高层建筑中,常常由于建筑使用要求和从立面效果考虑,以及防水处理困难等,希望少设或不设缝;特别是在地震区,由于缝将房屋分成几个独立的部分,不但削弱结构的整体性,而且因地震时常会发生互相碰撞而加重震害。因此,在高层建筑中,目前的总趋势是避免设缝,但应从总体布置上

或构造上采取相应的措施来减少沉降、温度收缩和体型复杂引起的问题。

下面分别介绍有关三种变形缝的处理方法。

### 1. 沉降缝及减少沉降危害的措施

高层建筑中,由于使用要求,常在主体结构周围设置几层高的裙房,它们与主体结构的高度和重量都较悬殊,从而产生相当大的沉降差。过去常采用设置沉降缝的方法,将结构从顶部基础整个断开,使各部分自由沉降,以避免由沉降差引起的附加应力对结构的危害。但是,高层建筑常常设置地下室,设置沉降缝会使地下室构造复杂,防水构造也不易做好;同时使主楼基础一侧失去可靠的侧向限制作用(嵌固作用)。在地震区,沉降缝两侧的上部结构还容易碰撞造成危害。因此,目前的一些建筑都不设沉降缝,而将高低部分的结构连成整体,基础也连成整体,同时采取下列措施以减小沉降差:

(1) 采用桩基,且将桩支承在基岩上;或采取减少沉降的有效措施,经计算使沉降差在允许范围内。

(2) 采用施工后浇带的施工工艺。将高、低部分的结构和基础在施工时暂时断开,留出后浇带,先施工主楼,后施工裙房,待沉降大部分完成后,再浇灌连接部分的混凝土,使之成为整体。

(3) 将裙房做在悬挑基础上。这样裙房部分与高层部分沉降一致,不必用沉降缝分开,如图 3.27。上海联谊大厦就采用了这样的处理方法。这种方法适用于地基土软弱、后期沉降较大的情况。由于悬挑部分不能太长,因此裙房的范围不宜过大。

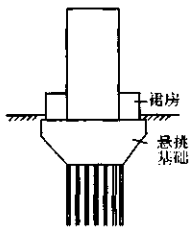


图 3.27 悬挑基础

### 2. 伸缩缝及减少温度收缩影响的措施

由于新浇混凝土在硬结过程中会收缩,已建成的结构受热要膨胀,受冷则收缩。当这种变形受到约束时,就在结构内部产生应力。混凝土硬结收缩的大部分将在施工后的头 1~2 个月完成,而温度变化对结构的作用却是经常的。

温度变化有季节温差、内外温差和日照温差。它们对结构产生的应力,目前在理论计算上还有困难,所以主要是从施工和构造措施方面来解决的。

温度差(或温度应力)对房屋长度方向的影响,目前采用设置温度伸缩缝的办法:对房屋规定一个一定长度区段(即伸缩缝间距),在温度区间内温度应力可不必计算,仅采用构造和施工措施。但温度伸缩缝的间距还是一个值得探讨的课题,显然它的大小与我们所采取的构造和施工措施有关。经过一些分析研究及工程实践,当我们采用以下构造和施工措施时,可增大伸缩缝的间距。

(1) 在顶层、底层、山墙和内纵墙端开间等对温度变化影响较大的部位提高配筋率。

(2) 顶层加强保温隔热措施或采用架空通风屋面。

(3) 顶部楼层改用刚度较小的结构形式。

(4) 每 30~40m 间距留出施工后浇带,带宽为 0.8~1m,钢筋可采用搭接接头。后浇带混凝土宜在两个月后浇灌,后浇带混凝土浇灌时温度宜低于主体混凝土浇灌时的温度。

### 3. 防震缝

当房屋平面复杂、不对称或房屋各部分刚度、高度和重量相差悬殊时,在地震力作用下,会引起扭转及复杂的振动状态,在连接薄弱部位会造成震害。防震缝就是为了避免这种震害而设置的。据研究分析和工程实践,现行《高层规程》指出,在房屋的下列部位应设防震缝:

(1) 平面各项尺寸超过表 3.4 的限值而无加强措施时,或在平面突出较长处,如图 3.28 所示。

(2) 房屋有错层,且楼面高差较大处;

(3) 房屋各部分的刚度、高度及重量相差悬殊处。

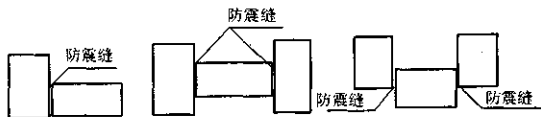


图 3.28 防震缝设置

在国内外的大地震中,由于防震缝设置不当,沉降缝、伸缩缝或防震缝宽度留得不够,导致相邻建筑物碰撞,进而造成震害的情况屡见不鲜。

当高层建设缝的宽度不足时,在地震作用下更易遭受破坏。因此,在设计地震区的高层建筑时,要尽可能避免设缝,如果必须设缝,应考虑相邻结构在地震作用下因结构变形、基础转动或平移引起的结构顶点位移。因此,防震缝应有足够的宽度,还要允许相邻房屋可能出现反向的振动,而不发生碰撞。

避免设缝的方法是:优先采用平面布置简单、长度不大的塔式型建筑;当体型复杂时,应采取加强结构整体性的措施。如图 3.28 中所示左面两个平面可不设抗震缝,而右面这个平面由于连接部分过少,应加以改进,通过加强连接的措施把各个空出部分连成整体。例如加强连接处楼板配筋,避免在连接部位的楼板内开洞等。

#### 3.1.3.5 楼盖

在多层建筑和布置规则、开间不大的高层建筑中,可采用装配整体式楼盖。如小开间的建筑可采用短向圆孔板或整间大楼板,大开间的建筑可采用预应力长向圆孔板。为了提高楼板的整体性和刚度,应注意增加现浇层厚度或加强构件之间的拉结等。

在层数更多(如 20~30 层以上,高度超过 50m)的高层建筑中,由于下面一些原因,应主要采用现浇整体式楼盖。

(1) 对楼盖的水平刚度及整体性要求更高。

(2) 在高层建筑中,平面布置不易标准化,当采用筒体结构时,楼盖的跨度较大(10~16m)。

(3) 楼盖的结构高度将直接影响建筑的层高。由于高层建筑层数多,楼盖的厚度将对建筑的总高度有很大影响。增加房屋的总高度不仅会加大水平作用和结构造价,而且还会增加建筑物、管道设施、机械设备的造价。因此,在高层建筑中,降低楼盖结构高度比在多层建筑中具有更重要的意义。

(4) 与上述理由相同,在高层建筑中更要注意减轻楼盖的重量。否则,会大大增加墙、柱、基础等的材料用量和造价,在地震区还会加大地震作用下的惯性力。

综上所述,高层建筑中应选择结构高度小、整体性和刚度好、重量较轻、满足使用要求并便于施工的楼盖结构。目前,国内外的总趋势是采用现浇楼盖。

现浇楼盖已在第1章中阐述过。在高层建筑中的现浇肋梁楼盖,为了满足上述特殊要求,还常常采用宽梁或密肋梁以降低结构高度,其布置和设计与一般梁板体系并无不同。

此外,无粘结后张预应力混凝土平板也是适合高层公共建筑中大跨度要求的一种楼盖形式。它可做成单向板,也可做成双向板;可用于筒中筒结构,也可用于无梁楼盖中。它比一般梁板结构约减少30cm高度,设备管道及电管线可在楼板下通行无阻,模板简单,施工方便。这种楼板在国外用得很多,在国内也已经过试验及实践,积累了一些经验,正在逐步推广使用。

### 3.1.3.6 基础及其埋置深度

高层建筑高度高、重量大,在水平荷载(作用)下有较大的倾覆力矩和基底剪力,所以对基础和地基的要求也较高。

基础的选型应根据上部结构、工程地质和施工条件等因素综合考虑确定,宜选用整体性较好的箱形、筏形或交叉梁式基础。

基础的埋置深度必须满足地基变形和稳定性要求,以减少建筑物的整体倾斜,防止倾覆及滑移。一般情况下,较深的地基土,其承载力大,压缩性小;同时又对基础和上部结构具有一定的嵌固作用。根据实测可知,地震时,较深处的地震波幅值较小,越接近地面其幅值越大,所以基础埋深一些,可减小地震反应。当然,基础埋深加大,必然增加造价和施工难度,并延长工期,因此应综合考虑后,再确定合理的埋置深度。

现行《高层规程》对基础埋置深度作了如下规定:

- (1) 采用天然地基时,可不小于建筑高度的1/12。
- (2) 采用桩基时,可不小于建筑高度的1/15,桩的长度不计在埋置深度内。
- (3) 抗震设防烈度为6度或不考虑地震作用设计的建筑,基础埋置可适当减小。
- (4) 当基础落在岩石上时,可不设地下室,但应采用地锚等措施。

这里需要指出的是,基础埋置深度一般从室外地面算起;如果地下室周围无可靠侧限时,则应从具有侧限的地面算起。

同时应当注意,在地震区采用摩擦桩效果不好,因为在地震作用时,会因土壤振动而丧失摩擦力,造成更大危害。

## 3.2 荷载与作用

建筑结构应能抵抗外部各种作用,应安全可靠,且能正常使用。这里,外部作用包括:建筑物自重及使用荷载、风载、地震作用以及其它作用(如温度变化、地基不均沉降等)。这些荷载和作用就其作用方向而言,可分为竖向荷载(作用)和水平荷载(作用)两类。水平作用主要为风载和地震作用(当然地震作用有时也要考虑其竖向振动效应)。如前所述,水平作用在高层结构

中已成为设计的控制因素,所以本章着重介绍水平作用的特性和计算方法。有关其它荷载和作用,可见《建筑结构荷载规范》(GBJ9-87)。

### 3.2.1 风荷载

风作用在建筑物表面上将产生压力或吸力。它的大小,主要与风的性质(风速、风向等)、建筑物所处环境、建筑物本身的形状和高度等有关。

#### 3.2.1.1 风荷载特性

##### 1. 风荷载既有静力效应,又有动力效应

风实质上是一种很不规则的,随机变化的动力荷载,其风速、风向、持续作用时间等等都是随机变化的。风压与风速的关系一般可表示为:

$$w = \frac{1}{2} \rho v^2 \quad (3.3)$$

式中,  $w$ ——风压( $\text{N}/\text{m}^2$ );

$\rho$ ——空气密度( $\text{kg}/\text{m}^3$ );

$v$ ——风速( $\text{m}/\text{s}$ )。

图 3.29 为一实测的风速图。我们在实际风压(风速)中可得到平均风压(风速),如图 3.30 所示。平均风压(风速)可视为稳压的风压,这就是风对建筑物的静力效应。但实际风压(风速)是在平均风压(风速)附近上下波动着的。如图 3.31 所示,平均风压使建筑物产生一定的侧移,而波动风压使建筑物在该侧移附近左右摇晃,这就是风对建筑物的动力效应。目前,对一般高层建筑仍然是采用近似的方法来考虑风的动力效应——一个

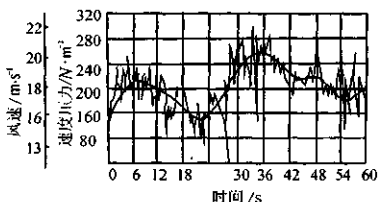


图 3.29 某地的实测风速

静力作用的扩大系数,即风振系数 $\beta_z$ 。这样,就将动力问题转化为静力计算问题。但对某些较为重要的、特殊的和特别柔性的建筑物,还应进行风洞试验,用实测的风作用作为设计的依据。

值得指出的是,风荷载波动的基本周期一般较长,所以对高层建筑,特别是刚度较小的建筑物,其动力效应就比较显著。同时,风荷载的动力效应还与建筑物高度及所处环境等有关。

##### 2. 建筑物所受风荷载的大小分布与其外形(高度、平面和立面形状)直接有关

通过大量的实测和试验可以了解到,当风吹来时,建筑物外围不同部位所受风作用的大小、方向(压或吸)分布是各不相同的。为此,有关部门进行了大量的调查、实测和试验工作。在风荷载计算中提供了风荷载体型系数 $\mu_s$ 。

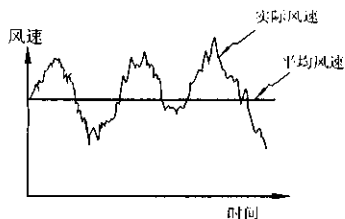


图 3.30 实际与平均风速示意图



图 3.31 风压下建筑物的变形示意图

### 3. 风荷载大小与建筑物的高度有关

一般,近地面处的风受地面摩擦力的影响较大,故风速较小;而离地面越高,风速就越大。可见,风荷载随建筑物的高度而变化。一般,将各地区在离地面 10m 高处测得的风压统计值(按 30 年重现期的 10 分钟平均最大风速  $v_0$  考虑)确定为基本风压  $w_0$  值。所以,对建筑物不同高度部位的风荷载应再增加一个风的高度变化系数  $\mu_z$ ,来描述风荷载的变化。

### 4. 风荷载与建筑物周围环境有关

风速随高度的变化,还与建筑物所处环境不同有关。在较为空旷的地带,风速随高度变化较大;当有阻挡物或地形地貌变化而不利于空气流动时,风速随高度的变化就相应较小。所以,在设计计算中,规范将此影响因素,通过地面粗糙度分类的形式来考虑  $\mu_z$  的取值。

### 5. 与地震作用相比,风荷载作用的持续时间较长,且强风一般能事先预报

虽然上面我们说风荷载是不规则的,随机变化的,但经过人们长期的观测、记录和研究,目前已能较为准确、及时地预报风荷载的信息,所以对风荷载大小的计算具有较大的可靠性。同时风来时,其作用时间较长,更接近于静载特征。有时强台风作用往往达几小时,且强风作用的次数也较频繁。

## 3.2.1.2 风荷载计算

### 1. 单位面积上的风荷载值

按现行《荷载规范》,单位面积上的风荷载按下式计算:

$$W_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (3.4)$$

式中,  $W_k$ ——垂直于建筑物表面上的风荷载标准值(kN/m<sup>2</sup>);

$\beta_z$ —— $z$  高度处的风振系数;

$\mu_s$ ——风荷载体型系数;

$\mu_z$ ——风压高度变化系数;

$w_0$ ——基本风压(kN/m<sup>2</sup>)。

### 2. 总风荷载与局部风荷载

(1) 总风荷载。总风荷载为建筑物各表面承受风的合力,是沿建筑物高度变化的线荷载。

对风作用方向上沿建筑物高度  $z$  处的线荷载可按下式计算:

$$W_z = -\beta_z \mu_z w_0 \sum_{i=1}^n \mu_{si} B_i \cos \alpha_i \quad (3.5)$$

式中,  $n$ ——建筑物外围表面积个数;

$B_i$ ——第  $i$  个表面的宽度;

$\mu_{si}$ ——第  $i$  个表面的风载体型系数;

$\alpha_i$ ——第  $i$  个表面法线与风作用方向的夹角。

(2) 局部风荷载。对水平悬挑构件、围护构件及其连接件,如阳台、檐口、雨篷、遮阳板等构件,计算时要考虑由风产生的向上浮力。这些计算称为局部风载计算。按式(3.4)计算  $W_s$  时,  $\mu_s$  应取用局部风载体型系数。局部风载只用于验算上述部位,而在整体结构计算时不必考虑。

## 3.2.2 地震作用

地震时,由于地震波的作用产生地面运动,从而使结构振动,这就是地震作用。由此产生的结构振动也称地震反应。这些反应量包括位移、速度和加速度,它们在结构上产生作用效应,当作用效应超过结构抗力时,结构就会破坏或不能正常使用。

### 3.2.2.1 地震作用的主要特点

为了正确合理地进行结构的抗震设计有必要首先了解地震作用的特点。

#### 1. 地震作用的大小与地震烈度直接相关

地震强度用地震“震级”来表示。“震级”是表示地震所释放能量大小的尺度。例如一个七级地震所释放的能量相当于近 30 万个 2 万吨 TNT 的原子弹。“震级”每增(减)一级,其释放的能量就增大(缩小)30 倍左右。

某个地区受地震影响的大小是用地震“烈度”来表示的。地震“烈度”是指某一地区的地面建筑物在一次地震时遭受地震影响的强弱程度。因此,一次地震只有一个“震级”,但可有多个“烈度”。随着离震中的远近,地质情况的不同,各地区均有不同烈度。

地震“基本烈度”是指在一定期限内(一般指在未来的 100 年内)一个地区可能遭遇的最大“地震烈度”,也就是预报未来一定时间内某一地区可能遭受的最大地震影响程度。我国根据地震地质与历史地震活动性相结合的分析,确定了各地区的地震“基本烈度”。

建筑物抗震设计所采用的烈度称“设防烈度”。它是根据建筑物的重要性,在“基本烈度”的基础上加以调整的。

#### 2. 地震作用是三维的,但水平方向的地震作用是主要的

地震引起的地面运动以波的形式从震源向各方向传播。它可分解为两个正交的水平振动和竖向振动。但一般来说,水平振动分量比竖向振动分量大得多,所以在抗震设计中,一般只考虑水平地震作用。只有在震中附近的高烈度区域或竖向振动会产生较严重的后果时,才同时考虑竖向振动。

### 3. 场地土的性质对地震反应的影响很大

当地震波在某场地土中传播时,由于不同性质界面多次反射的结果,某一周期的地震波的强度会得到增强,而其余周期的地震波就会被削弱。这一被加强的地震波的周期称为该场地土的卓越周期。当建筑物的自振周期与场地土卓越周期接近时,地震反应就大,反之则小。

在岩石等坚硬地基中,其卓越周期较短,通常在  $0.1 \sim 0.3\text{s}$  之间;在软土或冲积土很厚的地基中,其卓越周期较长,通常在  $0.5 \sim 1.0\text{s}$  之间,有的可达  $2.0\text{s}$ 。

### 4. 地震作用的大小与建筑物本身的动力特性有关

建筑物是个多质点体系,其动力方程为

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -\ddot{x}_0[M]\{1\} \quad (3.6)$$

式中,  $[M]$ ——质量矩阵;

$[C]$ ——阻尼矩阵;

$[K]$ ——刚度矩阵;

$\ddot{x}_0$ ——地面加速度,为时间  $t$  的函数;

$\{x\}, \{\dot{x}\}, \{\ddot{x}\}$ ——结构的加速度、速度和位移反应列阵,为时间  $t$  的函数。

由此动力方程可知,在某一特定的地面运动中,由于结构的动力特性参数(质量、阻尼、刚度)不同,得到的反应也不相同。

### 5. 地震所产生的地面运动是随机振动

地震本身就是一个随机事件,它所产生的地面运动为随机振动,它发生的时间、大小和持续时间等也都是随机的。到目前为止,还难以作出准确的预报,难以确切估计地震作用的大小和对建筑物的影响程度,所以在进行结构抗震设计时,应充分考虑地震作用的不确定性,留有较多的余地。

## 3.2.2.2 地震作用的计算

目前水平地震作用的计算方法有两种:反应谱法和时程分析法。

### 1. 反应谱法

所谓反应谱法是用动力方法计算质点体系的地震反应,建立加速度反应谱,再用此谱计算结构(多质点体系)各质点的最大惯性力,将此惯性力作为结构的等效水平地震作用,然后按静力方法进行结构内力分析和构件设计。它是一种拟静力法。在采用反应谱法时,《抗震规范》给出了设计反应谱曲线。

设计反应谱曲线是通过单质点体系的动力计算得到的。

图 3.32 表示一单质点体系,在地面加速度运动作用下,其质点运动方程为

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_0 \quad (3.7)$$

式中,  $m, c, k$ ——质点的质量、阻尼系数及刚度系数;

$x, \dot{x}, \ddot{x}$ ——质点的位移、速度及加速度反应,均为时间的函数;

$\ddot{x}_0$ ——地面运动加速度,是时间的函数。



若地面运动  $\ddot{x}_0(t)$  已知, 便可求出质点的位移、速度、加速度反应, 反应的最大值分别称为  $S_d, S_v, S_a$ 。当单质点体系的自振周期改变时, 就会得到不同的最大反应值, 如图 3.32 中的  $S_{a1}$  及  $S_{a2}$ 。作出  $S_d, S_v, S_a$  与周期  $T$  的关系曲线, 就得到位移反应谱、速度反应谱和加速度反应谱。计算惯性力主要是根据加速度反应谱。图 3.33 是在 El Centro 地震波作用下, 用不同阻尼比计算得到的一组加速度反应谱曲线。反应谱曲线中最大值所对应的周期就是该处地基土 (亦称场地土) 的卓越周期。

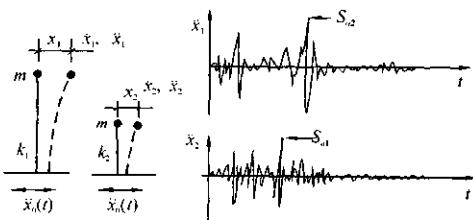


图 3.32 加速度反应最大值  $S_a$ 。

加速度反应谱曲线随地面运动不同而改变。在不同性质的场地土中, 地震波作用下的加速度反应谱见图 3.34。由图中可见, 软土中卓越周期较长, 反应谱曲线的最大值向长周期方向移动。

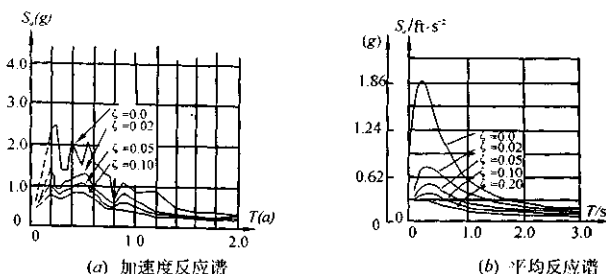


图 3.33 1940 年 El Centro 地震南北分量加速度反应谱曲线 ( $1ft = 0.3048m$ )

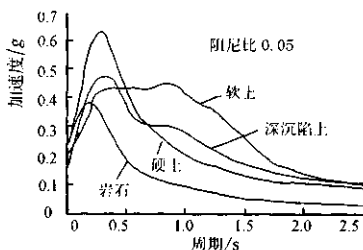


图 3.34 不同场地土条件的平均反应谱  
(美国 H. B. Seed, 共 104 条地震记录)

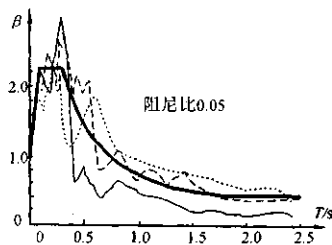


图 3.35 相同场地土地震波  $\beta$  谱曲线

有了质点最大加速度反应  $S_a$  后, 由牛顿定律可得质点最大惯性力为

$$F = m S_a = \frac{\ddot{x}_{\max}}{g} \cdot \frac{S_a}{\ddot{x}_{\max}} mg = k \beta G = \alpha G \quad (3.8)$$

式中,  $m, G$ ——单质点体系的质量及重量;

$g$ ——重力加速度;

$\ddot{x}_{0\max}$ ——地面运动最大加速度；

$k$ —— $\ddot{x}_{0\max}/g$ ，称为地震系数，表示地面运动的相对强度；

$\beta$ —— $S_a/\ddot{x}_{0\max}$ ，称为动力系数，表示质点加速度与地面加速度相比的放大系数；

$\alpha$ ——地震影响系数， $\alpha = k\beta$ 。

将加速度反应谱做成  $\beta$  谱，就可以发现，在场地土相近的地面运动作用下得到的  $\beta$  谱曲线很接近。图 3.35 为同类场地土的若干条地震波  $\beta$  谱曲线，经过统计、平均、光滑等处理可得到平均  $\beta$  谱曲线，见图中粗实线，也可从  $\beta$  谱曲线得到  $\alpha$  谱曲线。

我国《抗震规范》是根据 255 条地震加速度记录计算得到反应谱曲线，然后将经过处理得到的标准反应谱—— $\alpha$  谱曲线，作为设计反应谱曲线（即《抗震规范》中的地震影响系数曲线）见图 3.36。

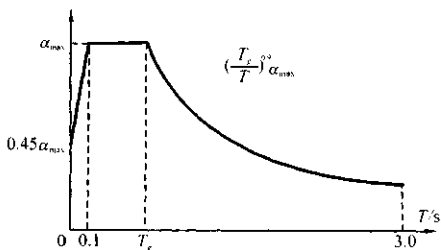


图 3.36 设计反应谱曲线(地震影响系数曲线)

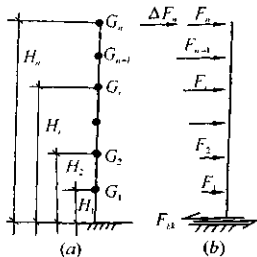


图 3.37 水平地震作用分布

在不同设防烈度下，曲线中最大值  $\alpha_{\max}$  应取用不同值。在超过  $T_g$  周期后， $\alpha$  值开始下降。 $T_g$  是场地的卓越周期。 $\alpha_{\max}$  和  $T_g$  值在《抗震规范》中均有具体规定。

在建筑结构中用反应谱法计算等效水平地震作用，又根据不同的情况分为底部剪力法和振型分解反应谱法。

#### 底部剪力法

当结构高度不超过 40m，以剪切变形为主，且质量和刚度沿高度分布比较均匀的建筑结构，可采用底部剪力法计算。当采用底部剪力法计算时，各楼层可仅考虑一个自由度，如图 3.37(a) 所示。计算中，先按结构基本自振周期  $T_1$  确定结构的总水平地震作用标准值  $F_{Ek}$ ，然后以一定的规律将水平地震作用沿高度分布，如图 3.37(b) 所示。为了考虑结构高振型的影响，近似地在顶层附加一个水平地震作用标准值  $\Delta F_n$ 。具体计算如下：

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (3.9)$$

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n), \quad (i = 1, 2, \dots, n \quad j = 1, 2, \dots, n) \quad (3.10)$$

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} \quad (3.11)$$

式中， $G_i, G_j$ ——第  $i$  层、第  $j$  层的重力荷载代表值，《高层规程》中规定，按如下取值：① 恒荷载取 100%，② 雪荷载取 50%，③ 楼面活荷载取 50% 至 100%；

$G_{eq}$ ——建筑结构等效总重力荷载代表值， $G_{eq} = 0.85 \sum_{i=1}^n G_i$ ；

$H_i, H_j$ ——第  $i$  层、第  $j$  层楼层离地面的高度；

$\alpha_1$ ——相应于结构基本自振周期  $T_1$  的水平地震影响系数  $\alpha$  值；由图 3.36 反应谱曲线计算；

$\delta_n$ ——顶部附加水平地震作用系数，当  $T_1 \leq 1.4T_g$  时， $\delta_n = 0$ ；当  $T_1 > 1.4T_g$  时， $\delta_n$  按表 3.5 采用。

结构自振周期  $T_1$  可根据理论计算或经验公式确定。按理论计算确定  $T_1$  时，应采用与结构抗震验算相应的结构计算模型和弹性刚度，并应考虑非结构构件等的影响，对计算结果予以适当折减。按经验公式确定  $T_1$  时，应符合相应的适用条件。

表 3.5 顶部附加地震作用系数

$T_g/s$	$\delta_n$
$\leq 0.25$	$0.08T_1 + 0.07$
$0.3 \sim 0.4$	$0.08T_1 + 0.01$
$\geq 0.55$	$0.08T_1 - 0.02$

### 振型分解反应谱法

不符合底部剪力法适用条件的其它建筑，宜按振型分解反应谱法确定等效水平地震作用及内力。此时，可把建筑各层质量集中在楼层处， $n$  个楼层即形成  $n$  个质点。

当把结构简化为平面结构进行分析时，在正交的  $x, y$  两个方向分别进行计算，每一个方向均具有  $n$  个振型，如图 3.38 所示。在计算较规则结构的等效水平地震作用时，只需取 2~3 个振型组合即可满足工程要求。当基本自振周期  $T_1$  大于 1.5s 或房屋高宽比大于 5 时，振型个数可适当增加。

每个振型都分别按反应谱曲线计算地震影响系数  $\alpha$ ，第  $j$  个振型第  $i$  质点的等效水平地震作用标准值按下式计算：

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (3.12)$$

式中， $G_i$ ——第  $i$  楼层重量，与底部剪力法中的计算方法相同；

$\alpha_j$ ——相应于  $j$  振型自振周期  $T_j$  的地震影响系数，按图 3.36 计算；

$X_{ji}$ —— $j$  振型第  $i$  质点的水平相对位移，见图 3.38；

$\gamma_j$ —— $j$  振型的参与系数，由下式计算，式中  $n$  为自由度数；

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i} \quad (3.13)$$

求出各振型等效水平地震作用标准值后，按静力方法分别计算各个振型的内力（弯矩、剪力、轴力）和变形，然后用下式求出振型组合水平地震作用效应  $S$ 。

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m S_j^2} \quad (3.14)$$

式中， $m$ ——需要参加组合的振型数；

$S_j$ —— $j$  振型等效水平地震作用产生的作用效应；

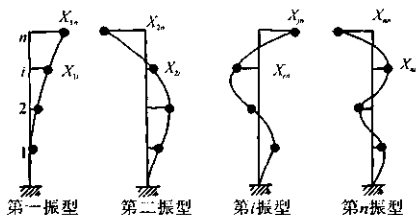


图 3.38 多自由度体系平面振型

$S$ ——水平地震作用效应。

式(3.14)称为平方和的平方根方法(SRSS方法)。因为每个振型均由反应谱曲线计算等效水平地震作用,因而意味着都是最大加速度反应时的惯性力。实际上,各个振型的最大值在同一时刻发生的概率极小。SRSS方法是用概率理论得到的较为合理的组合方式。

当采用空间协同分析结构时,每个楼层有 $x, y, \theta$ 三个位移分量,因而 $n$ 个楼层结构将出现 $3n$ 个振型。图3.39给出了某多层结构的前9个空间振型。在用振型组合方法时,应当取9个振型(规则结构)或15~18个振型(质量及刚度沿高度分布不均匀时)或者更多。按照我国《抗震规范》规定,计算等效地震作用时,仍然只考虑 $x$ 和 $y$ 方向的地震作用,但要计算扭转效应。由于可能存在振型耦连现象,因此要考虑所有振型对等效地震作用的影响,其具体计算见《抗震规范》。

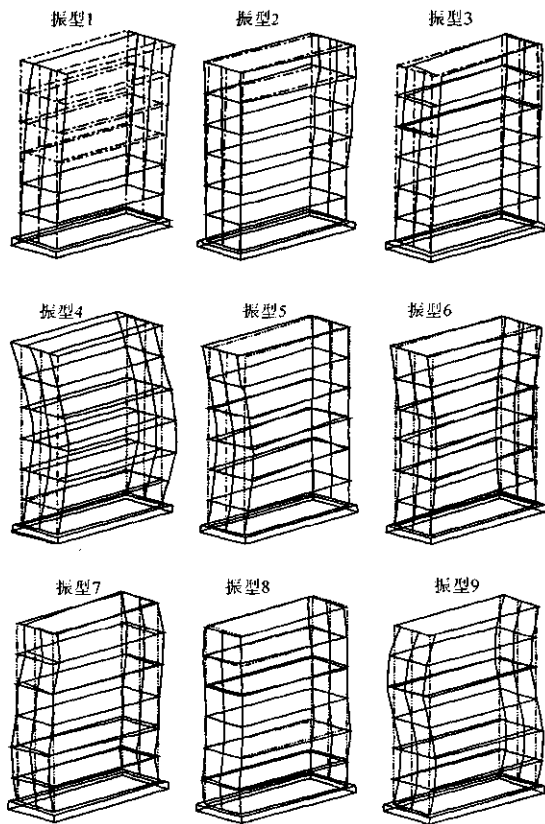


图 3.39 多自由度体系的空间振型

## 2. 时程分析法

对刚度与质量沿竖向分布特别不均匀的高层建筑结构;甲类高层建筑结构;需7度和8度设防建在Ⅰ、Ⅱ类场地且高度大于80m的结构;需8度设防,建在Ⅲ、Ⅳ类场地且高度大于60m和需9度设防的建筑,均宜用时程分析法进行补充计算。

时程分析法是一种直接动力法。将结构作为一个多质点振动体系,输入已知的地震波,求解(3.6)式,即得到地震全过程每一时刻的振动状况(即 $\ddot{x}$ ,  $\dot{x}$ ,  $x$ 和结构内力),从而能了解结构可能出现的破坏部位、破坏过程和破坏起因。

时程分析法可用于计算弹性结构,也可用于计算弹塑性结构。两者的区别仅在于(3.6)中的 $[K]$ ,当结构为弹性时,其 $[K]$ 为常量;当结构为弹塑性时, $[K]$ 为变量。

要求解(3.6)式,就必须知道下列参数及模型:

- (1) 确定结构的力学模型(即结构体系计算简图);
- (2) 确定结构构件的恢复力模型(即构件受力与其变形的关系);
- (3) 确定结构的阻尼比;
- (4) 选择地震波。

目前,国内外对上述参数和模型的确定和处理还是很粗糙和近似的,尚未取得较为理想的结果。特别是在设计工作中,无法预测未来的地震运动,因而也不可能通过时程分析去预测未来地震作用时结构的真实情况。所以,目前各国也仅把它作为对某些重要和特殊建筑物的补充分析方法,目的是校核所设计的结构是否存在强度、变形和延性等方面的薄弱部位,以便设计时作某些修改和增强措施,尽可能避免在罕遇地震作用下发生倒塌。

## 3. 突出屋面塔楼的地震作用

塔楼(如楼梯间、水箱间)放在屋面上,受到的是经过主体结构放大后的地震加速度,因而受到强化的激励,所受的水平地震作用远远大于地面上的结构,故称鞭梢效应。

当主体结构采用底部剪力法计算时,塔楼可作为一个质点参加计算。此时, $\Delta F_n$ 仍加在主体结构顶层(即第 $n-1$ 个质点上);而塔楼(即第 $n$ 个质点)上的地震作用为 $\beta_n F_n$ 。 $\beta_n$ 为塔楼地震作用增大系数,它与主体结构基本自振周期 $T_1$ 及参数 $K_n/K$ ,  $G_n/G$ 有关。 $K_n$ 和 $G_n$ 分别是塔楼的侧向刚度和重力荷载设计值, $K$ 和 $G$ 分别为主体结构各层平均的层侧向刚度和层重力荷载设计值。计算和试验表明,当 $T_1$ 增大, $K_n/K$ 和 $G_n/G$ 值减小时, $\beta_n$ 值增大。 $\beta_n$ 的具体计算可见现行《高层规程》。

最后尚应指出,放大后的塔楼地震作用( $\beta_n F_n$ )仅适用于塔楼自身及与塔楼直接连接的主体结构构件。

## 4. 竖向地震作用的计算

对9度设防的高层建筑、水平长悬臂结构和大跨度结构,尚需考虑竖向地震作用的影响,如图3.40所示。

结构竖向地震作用计算如下:

$$F_{Evk} = \alpha_{v, \max} G_{eq} \quad (3.15)$$

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Evk} \quad (3.16)$$

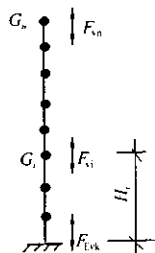


图 3.40 结构竖向地震作用计算图形

$$G_{eq} = 0.75G_E \quad (3.17)$$

$$G_E = \sum_{i=1}^n G_i \quad (3.18)$$

式中,  $F_{Evk}$ ——结构总竖向地震作用标准值;

$F_{vi}$ ——质点  $i$  的竖向地震作用标准值;

$\alpha_{v, \max}$ ——竖向地震影响系数的最大值, 取  $0.6\alpha_{\max}$ ;

$G_E$ ——计算地震作用时, 结构总重力荷载代表值;

$G_i, G_j, H_i, H_j$  同式(3.10)。

对水平长悬臂构件和大跨度结构的竖向地震作用标准值, 在 8 度和 9 度设防时分别取该结构所承受重力荷载代表值的 10% 和 20%。

### 3.2.3 荷载效应组合

高层建筑结构承受的竖向荷载有结构、填充墙和装修等自重(永久荷载)和楼面使用荷载、雪荷载等(可变荷载); 水平荷载有风荷载及地震作用。各种荷载可能同时出现在结构上, 但出现的概率不同。按照概率统计和可靠度理论, 把各种荷载效应按一定规律加以组合, 就是荷载效应组合。

按《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》(JGJ3—91), 一般高层的荷载效应组合如下。

#### 1. 非抗震设计时

$$S = \gamma_G C_G G_k + \gamma_{Q1} C_{Q1} Q_{1k} + \psi_w \gamma_w C_w W_k \quad (3.19)$$

式中,  $S$ ——荷载效应组合的设计值;

$\gamma_G, \gamma_{Q1}, \gamma_w$ ——分别为恒载、活载和风载的分项系数;

$C_G, C_{Q1}, C_w$ ——分别为恒载、活载和风载的荷载效应系数;

$G_k, Q_{1k}, W_k$ ——分别为恒载、活载和风载的标准值;

$\psi_w$ ——风载的组合值系数, 取 1.0。

式(3.19)荷载分项系数当进行承载力计算时, 按下列规定采用: ① 恒载的分项系数  $\gamma_G$ : 当其效应对结构不利时, 取 1.2; 当其效应对结构有利时, 取 1.0; ② 楼面活载的分项系数  $\gamma_{Q1}$ : 一般情况下取 1.4; 当  $Q_k \geq 4 \text{ kN/m}^2$  时取 1.3; ③ 风载的分项系数  $\gamma_w$  取 1.4。

#### 2. 抗震设计时

$$S = \gamma_G C_G G_E + \gamma_{Eh} C_{Eh} F_{Ek} + \gamma_{Ev} C_{Ev} F_{Evk} + \psi_w \gamma_w C_w W_k \quad (3.20)$$

式中,  $S$ ——荷载效应组合的设计值;

$G_E, F_{Ek}, F_{Evk}, W_k$ ——分别为重力荷载代表值、水平地震作用标准值、竖向地震作用标准值、风载标准值;

$C_G, C_{Eh}, C_{Ev}, C_w$ ——分别为重力荷载、水平地震作用、竖向地震作用、风载的作用效应系数;

$\gamma_G, \gamma_{Eh}, \gamma_{Ev}, \gamma_w$ ——相应作用的分项系数;

$\phi_w$ ——风载的组合值系数取 0.2。

式(3.20)的作用分项系数按下列规定采用:

(1) 进行承载力计算时,作用分项系数按表 3.6 采用;当重力荷载效应对结构有利时,取  $\gamma_G = 1.0$ 。

表 3.6 作用分项系数

所考虑的组合	重力荷载 $\gamma_G$	水平地震作用 $\gamma_{Eh}$	竖向地震作用 $\gamma_{Ev}$	风载 $\gamma_w$	说 明
考虑重力荷载及水平地震作用	1.20	1.30	—	—	
考虑重力荷载及竖向地震作用	1.20	—	1.30	—	9 度抗震设计及对水平长悬臂结构 8 度、9 度时才考虑
考虑重力荷载及两向地震作用	1.20	1.30	0.50	—	同上
考虑重力荷载、水平地震作用及风载	1.20	1.30	—	1.40	60m 以上的高层建筑才考虑
考虑重力荷载、两向地震作用及风载	1.20	1.30	0.50	1.40	60m 以上的高层建筑, 9 度抗震设计及对水平长悬臂结构 8 度、9 度时才考虑

(2) 进行位移计算时,式(3.20)中各作用分项系数均取 1.0。

在高层建筑中,恒载较大,约占竖向荷载的 85% 以上,活载相对较小。为简化计算,《高层规程》允许对楼面活载不作最不利布置,而按满布活载计算,且不考虑活载的折减系数。为了考虑活载不利分布时,可能使框架梁的跨中弯矩大于按满布计算的数值,可将框架梁的跨中弯矩增大 1.1 ~ 1.2 倍。经验表明,对楼面活荷载标准值不超过  $5\text{kN/m}^2$  的多层框架结构,也可以这样做,且其计算精度也可满足工程设计要求。

## 3.3 结构分析

目前结构分析主要是采用计算机计算。本节对计算机计算仅作一般概念介绍,同时也介绍对各种结构体系的近似计算,以便增强理解它们的受力特性。

### 3.3.1 结构的计算机分析

多层和高层结构是一个复杂的空间结构体系。对这样一个高次超静定三维空间结构体系进行内力和位移的分析计算,工作量是十分庞大的。但随着计算机的问世及其迅速发展,这个繁重的问题已经迎刃而解,这就是采用计算机计算。

目前,许多计算机程序,不仅可对结构进行内力和位移的分析计算;而且还可以进行构件截面设计(包括截面尺寸改动、承载力计算、延性验算及构造等)和绘制施工图等一系列工作。

但需指出的是,尽管计算机结构分析的方法是精确的,但由于外部作用的不确定性(特别

是地震作用),材料性能、几何尺寸、构件连结模式等方面的变异和计算模式的近似性等,都将引起计算结果的偏离。所以,就计算结果的真实意义而言,它们还只是近似值。

对于工程师而言,结构分析的主要任务是:

- (1) 选择合理的结构方案;
- (2) 选择适用的计算机程序;
- (3) 运用专业理论知识,对计算结果进行分析和必要的处理。

### 3.3.1.1 计算的基本假定

目前,大多数结构计算机分析程序是假定结构处于弹性工作状态。这个基本假定不仅使计算分析的工作量大为减少,而且也是基本合理,且符合结构工作实际状况的。

因为在无地震作用的设计中,结构在竖向荷载和风载作用下,应保持正常使用状态,此时结构基本上处于弹性工作状态。在有地震作用的设计中,对小震(即低于设防烈度的多遇地震),结构应维持在弹性状态,保证正常使用;中震(即设防烈度的地震),结构局部进入弹塑性状态,所以结构虽按弹性计算,使某些局部构件内力过大,出现配筋量过大和截面设计不够合理的情况,但可以考虑一些局部构件(例如框架梁、剪力墙之间的连梁等)的塑性变形内力重分布,对内力进行适当调整;对大震(即超过设防烈度的罕遇地震),绝大多数结构已不要求进行内力和位移计算,只是通过构造措施保证结构的延性,使之不致倒塌。

### 3.3.1.2 计算原理

目前,计算机的结构分析方法大多采用结构矩阵位移法,其概念清晰,步骤简单,且适合计算机工作的特点。结构矩阵位移法的基本原理和计算过程在结构力学和有限元法中均有详细讲述,这里仅概述其要点:

- (1) 取结点的位移为基本未知量。
- (2) 将结构离散为单元,建立单元刚度方程(即单元杆端力与杆端位移的关系):

$$[K]^e \{\delta\}^e = \{F\}^e \quad (3.21)$$

式中,  $[K]^e$  —— 单元  $e$  的刚度矩阵;

$\{\delta\}^e$  —— 单元  $e$  的杆端位移列阵;

$\{F\}^e$  —— 单元  $e$  的杆端力列阵。

$K, \delta, F$  上的横线表示局部坐标。

在结构体系中,所有的构件均可分为两类:一类是线形构件(或称杆系构件),如梁、柱等;另一类是平面构件,如剪力墙和楼板等。梁、柱单元在空间受力情况下,每端有 6 个自由度:三个方向的位移和三个方向的转角;相应也有 6 个杆端力。如图 3.41(a) 所示。剪力墙在结构分析中有两种处理方式:一种就作为墙板单元(这在有限元法等书中有详尽介绍);另一种是将其视为薄壁空间杆件单元,它除具有上述梁、柱单元 6 个自由度外,还有一个截面翘曲角(或称扭转角变化率) $\theta_w$ ,即第 7 个自由度,及相应的第 7 个杆端力——双力矩  $B_w$ 。见图 3.41(b) 和(c)。楼面在结构分析中也有两种处理方式:一种将楼面分到梁中成为 T 形梁;另一种楼面为平面单元。

还需指出的是,在高层建中,梁单元的刚度应考虑弯曲、剪切和扭转变形;柱单元的刚度



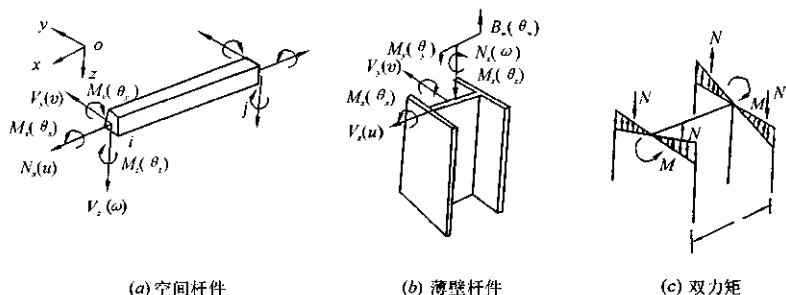


图 3.41 杆端位移和杆端力

应考虑弯曲、剪切、轴向和扭转变形；墙单元的刚度应考虑弯曲、剪切、轴向、扭转和截面翘曲变形。对柱、墙的轴向变形还应考虑在施工过程中竖向荷载逐层加载的影响。

(3) 将单元集成整体，按结点处的变形连续条件（即杆端位移等于结点位移）和平衡条件，建立结构的整体刚度方程。

$$[K]\{\Delta\} = \{P\} \quad (3.22)$$

式中， $[K]$ ——结构的刚度矩阵；

$\{\Delta\}$ ——结构的结点位移列阵；

$\{P\}$ ——结构的结点荷载列阵。

(4) 解式(3.22)，得结点位移 $\{\Delta\}$ （从而可得各单元杆端位移 $\{\delta\}^e$ ），然后由式(3.21)算得各杆端力（各单元结点力），进一步即可得各单元内力。

这就是结构的空间分析方法。

目前，有的计算机程序中，在上述空间分析方法的基础上，引入了楼面在自身平面内为绝对刚性的假定。这样，考虑整个楼面在自身平面内作刚体平动和转动，则每一楼面有三个公共的位移未知量： $u, v, \theta_z$ ；此外，每一梁、柱结点还有三个独立的位移未知量： $\omega, \theta_x, \theta_y$ ，每一薄壁杆件结点还有四个独立的位移未知量： $\omega, \theta_x, \theta_y$  和  $\theta_w$ 。这样就减少了很多的未知量，而精度偏离并不大。

随着计算机日新月异的飞速发展，目前的内存量和运算速度对结构分析不存在任何困难。特别是随着高层建筑平面形状复杂化（楼板外伸段较长，有较大开洞等），楼面在许多情况下已不符合在自身平面内绝对刚性的假定，所以上述楼面假定已无必要。

### 3.3.1.3 计算机计算结果的分析

多层和高层建筑结构布置复杂，构件很多，计算后输出数据量非常大。如何对计算结果进行分析，是非常重要的问题。用计算机进行计算，并不能保证有了计算结果，就可以在施工图中的应用，还必须根据专业理论知识和工程设计经验，对计算结果进行分析和判断其正确性和合理性，以决定能否作为设计的依据。

#### 1. 计算结果产生错误的原因

计算结果产生错误的原因大致有两方面：

### 程序本身编制有错误

程序编制人员如果对规范条文和设计习惯不熟悉,对规范理解不正确,那么即使力学分析正确,也会出现错误结果。何况结构程序复杂,成万条语句,几百条通道,在调试程序过程中难以一一审核,如果未经大量工程应用的检验,是很难完全发现错误的。

### 数据错误

一个工程要准备成千上万个原始数据,出错机会非常多,虽经多方审校,也难以保证不出错误。

所以,设计人员必须在判断计算结果的正误及合理性后,才能将结果用于工程设计。

## 2. 计算结果分析

计算结果分析大致包括以下几项。

### 自振周期

按正常的设计,大量工程的自振周期大概在下列范围内(未考虑周期折减的计算值):

框架结构:  $T_1 = (0.2 \sim 0.15)n$

框架-剪力墙和框架-筒体结构:  $T_1 = (0.08 \sim 0.12)n$

剪力墙结构和筒中筒结构:  $T_1 = (0.04 \sim 0.05)n$

式中,  $n$  为建筑物的层数。

对于第 I、第 II 振型,对应的自振周期  $T_2, T_3$  分别近似为:

$$T_2 \approx (1/3 \sim 1/5)T_1; \quad T_3 \approx (1/5 \sim 1/7)T_1。$$

如果周期偏离上述数值太远,应当考虑本工程刚度是否太大或太小,必要时调整结构截面尺寸。

如果结构截面尺寸和布置正常,无特殊情况而计算周期相差太远,应检查输入数据有无错误。

### 振型曲线

正常计算结果的振型曲线多为连续光滑曲线(图 3.42)。第 I 振型没有零点;第 II 振型的零点在  $(0.7 \sim 0.8)H$  的高度上,第 III 振型的零点分别位于  $(0.4 \sim 0.5)H$  和  $(0.8 \sim 0.9)H$  的

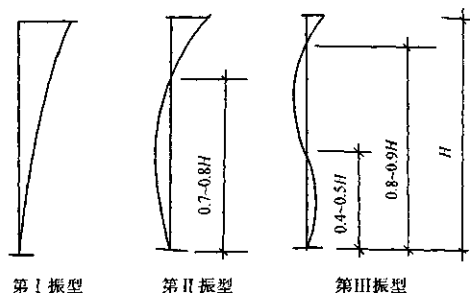


图 3.42 振型曲线

高度上。

当沿竖向有非常激烈的刚度和质量突变时,振型曲线有可能出现不光滑的畸变点。

### 地震作用

据目前许多工程的计算结果,在正常设计条件下(截面尺寸在常规范范围内,常用的结构体系和轴线尺寸等),底部剪力约在下列范围内较为正常:

8度、Ⅰ类场地土:  $F_{Ek} \approx (0.03 \sim 0.06)G_E$

7度、Ⅰ类场地土:  $F_{Ek} \approx (0.015 \sim 0.03)G_E$

式中,  $F_{Ek}$ ——结构底部水平地震作用标准值;

$G_E$ ——建筑物的总重力荷载代表值。

层数多、刚度小时,偏于较小值;层数少、刚度大时,趋于较大值。

当计算所得的地震作用小于上述的下限时,宜适当加大结构的截面尺寸,提高其刚度,使地震作用设计值不至于太小而不安全;当地震作用超出上限值太多时,应适当减小结构的刚度,将结构设计得比较经济合理。

一般情况下,振型分解反应谱法计算得到的结构底部剪力小于按简化的底部剪力法求得的数值。只有在结构刚度、质量沿竖向变化非常大且很不均匀时,才会出现振型分解反应谱法计算结果偏大的现象。

通常,采用振型分解反应谱法计算水平地震作用时,第Ⅰ振型的底部剪力  $V_{01}$  大于第Ⅱ振型  $V_{02}$ ,第Ⅰ振型  $V_{02}$  大于第Ⅲ振型  $V_{03}$ ,只有在下列情况时才会出现高振型地震作用反而起控制作用的情况:① 结构刚度很小,自振周期很长;② 结构刚度、质量沿竖向变化很大;③ 结构顶部带有高塔。

当出现由于结构的刚度、质量沿竖向变化太大,从而使高振型地震作用起控制作用,简化计算方法得到的底部剪力值反而较小的现象时,说明结构在设计上不很合理,应与建筑专业协商,尽可能加以调整。

### 水平位移特征

将位移参考点上各层水平位移画成曲线,一般情况下不应出现畸点,曲线应连续、光滑。

剪力墙结构是竖向悬臂弯曲构件,其位移曲线呈弯曲型,越往上层,水平位移增长越快。(图3.43(a))。框架的变形曲线呈剪切型,上部位移增长越来越慢(图3.43(b))。框架-剪力墙和框架-筒体结构的水平位移曲线介于两者之间,基本上呈反S形而接近于直线(图3.43(c))。

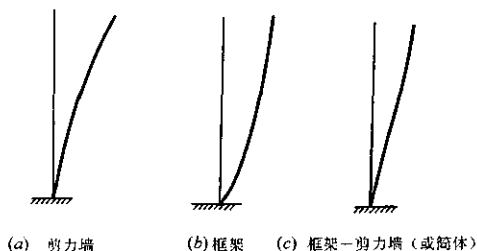


图 3.43 水平位移曲线

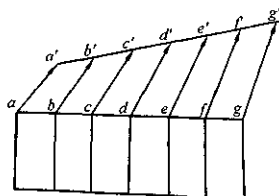


图 3.44 楼面水平位移保持直线

### 水平位移的平面分布

在结构分析中,如果假定楼板在平面内的刚度为无限大,则楼面只有平移和转动,没有形状改变。这样,楼面上原来位于一条直线上的各点,位移后仍应保持一直线(图 3.44)。如果计算结果出现反常情况,说明计算分析存在问题。

### 内外力平衡条件

通常检查底层。在竖向荷载作用下,底层各柱、墙轴向力的代数和应等于建筑物总重;在单一水平力作用下,代数和为零。由于计算有一定误差,允许有 5% ~ 10% 的出入。

底层各柱、墙水平剪力的代数和,应等于水平荷载或地震作用的合力。在竖向荷载作用下,各墙肢不应有很大的剪力。

检查内外力平衡条件应对单项荷载进行。内力组合后不再符合上述条件。

### 对称性

对称结构在对称荷载下,对称点的内力与位移应当对称,否则应重新检查输入数据或程序。

### 渐变规律

在竖向变化比较均匀,无刚度、质量突变的情况下,结构的内力与位移沿竖向也应当是逐渐变化的,不应当有反常的大跳跃。

## 3.3.2 框架结构内力和侧移的近似计算

如前所述,多层房屋一般均可采用框架结构体系,其内力(轴力、弯矩及剪力)及侧移的计算,除了用电子计算机分析外,也可以采用近似分析的方法,用手算来完成。

为了便于手算,一般可将整个空间框架结构按横向(或纵向)划分成一榀一榀的平面框架来计算。每榀框架的受荷范围(也称计算单元)按相邻柱距的中线划分,如图 3.45(a)所示,③轴线的框架计算单元为画斜线部分。柱底与基础作为固结,因此底层高应从基础顶面算到第一层梁的形心线。框架的计算简图如图 3.45(b)所示。③轴梁柱的计算轴线取其截面的形心线。

框架的近似分析方法有很多种。例如,求竖向荷载作用下的内力时,常用分层法、力矩分配法及迭代法等;求水平荷载作用下的内力时,常用反弯点法、改进反弯点法(即“D 值法”,或称“横力分布系数法”)、迭代法及无剪力分配法等。当然,由于各种方法所采用的假定不同,其计算结果的近似程度也有区别,但一般都能满足设计要求的精度。

这里仅介绍分层法、反弯点法和改进反弯点法。

### 3.3.2.1 竖向荷载作用下的内力近似计算——分层法

根据用位移法或力法等解多层多跨框架在竖向荷载作用下的计算结果可知,竖向荷载的侧移很小,而且每层梁上的荷载对其它各层梁的影响也很小。

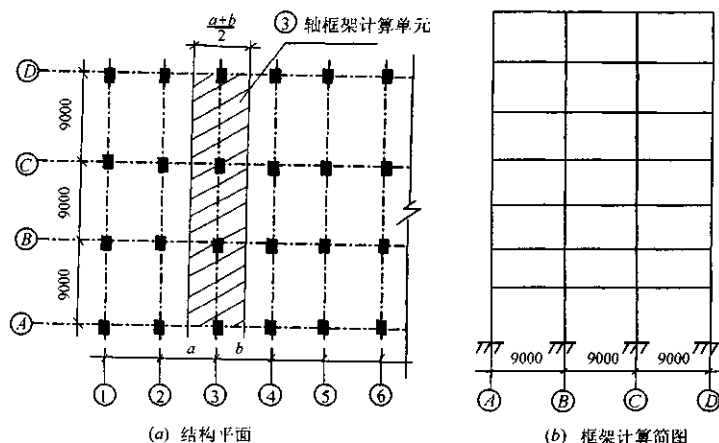


图 3.45 框架的计算单元和计算简图

为了简化计算,因此假定:

- (1) 竖向荷载作用下,多层多跨框架的侧移可忽略不计;
- (2) 每层梁上的荷载对其它各层梁的影响可忽略不计。

按上述假定,计算时可将各层梁及其上、下柱所组成的框架作为一个独立的计算单元分层计算。分层计算所得梁的弯矩即为其最后的弯矩;而每一柱分属于上、下两层,所以每一柱的弯矩需由上、下两层计算所得的弯矩值叠加而得到。

如图 3.46(a) 所示的框架,在竖向荷载作用下,可分别按图 3.46(b) 所示的计算简图计算。一般,可用力矩分配法求出各层框架的弯矩图,然后叠加,即得其最终弯矩值。

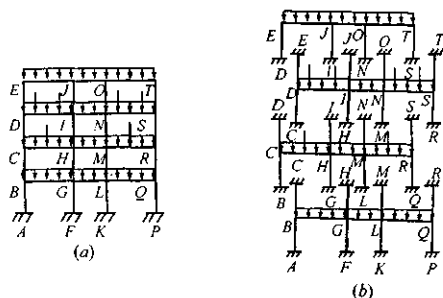


图 3.46 分层法的计算简图

由于在分层计算时,假定上、下柱的远端是固定的,而实际上有转角产生,是弹性支承,因此为了改善由于这种假定带来的误差,根据经验,除底层各柱以外,可将其它各层立柱的线刚度均乘以一个折减系数 0.9,并取它的传递系数为 1/3。

框架节点处的最终弯矩之和常不等于零而接近于零。这是由于分层计算所引起的。若欲进

一步修正,则可对此节点的不平衡力矩再作一次弯矩分配。

### 3.3.2.2 水平荷载作用下的内力近似计算之一 —— 反弯点法

水平荷载作用下,不能再用分层法分析框架内力,因为分层法的两个基本假定已不再适用。

多层多跨框架在风荷载或其它水平荷载作用下,其荷载一般都可化为受节点水平集中力的作用,其弯矩图如图 3.47(a) 所示。各杆的弯矩图都是直线,每个立柱一般都有一个反弯点。当然,各柱的反弯点位置未必相同。图 3.47(b) 表示该框架受力后的变形图,各柱的上下端既有水平位移,又有角位移(即柱端转角)。如果框架的各层都不缺梁且不考虑轴力所引起各杆的变形,则在同一横梁标高处,各柱端都将产生一个相同的水平位移,同一层各柱上下端的水平位移差  $\Delta$  也相等。其次,如果梁的线刚度比柱的线刚度大得多时(例如  $i_b \geq 3i_c$ ),上述的节点角位移就很小。如果能够求出各柱的剪力及其反弯点的位置,则柱和梁的弯矩都可求得,所以对在水平荷载作用下的框架近似计算,一是需确定各柱间的剪力分配比,二是要确定各柱的反弯点位置。

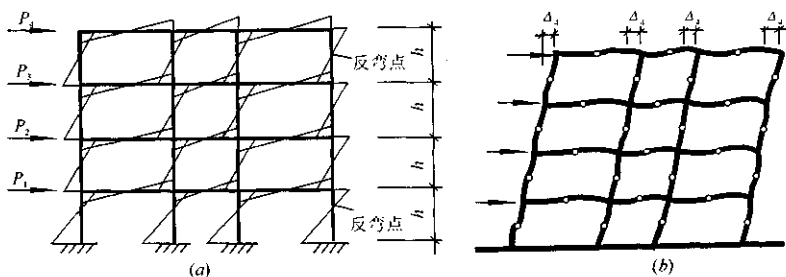


图 3.47 柱架在水平荷载下的弯矩和变形示意图

(图中“·”表示反弯点)

为了方便计算,作如下假定:

(1) 在确定各柱间的剪力分配比时,认为梁的线刚度与柱的线刚度之比为无限大,略去梁本身的变形,认为各柱上下两端都不发生角位移,框架节点只有侧移,且同层各柱的侧移均相同;

(2) 在确定各柱的反弯点位置时,又认为除底层以外的各层柱,受力后的上下两端将产生相同的转角,即假定柱的反弯点位于柱中间;

(3) 梁端弯矩可由节点平衡条件求出。

今以图 3.47 所示的多层框架为例,将框架沿顶层各柱的反弯点处切开以显示出剪力与轴力,按水平力的平衡条件(图 3.48(a)) 得

$$P_4 = V_{41} + V_{42} + V_{43} + V_{44}$$

由假定(1) 得

$$V_{41} = \frac{12i_{41}}{h^2} \Delta_{41}$$

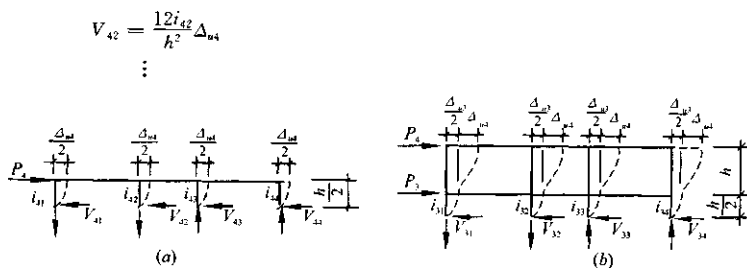


图 3.48 框架柱剪力计算图

上式中的  $\frac{12i}{h^2}$  称为该柱的侧移刚度, 也称抗剪刚度, 表示柱端产生单位水平位移  $\Delta_u = 1$  时, 在柱端所需施加的水平力大小。  $i = \frac{EI}{h}$  称为线刚度,  $h$  为层高。因此

$$P_4 = \left( \frac{12i_{41}}{h^2} + \frac{12i_{42}}{h^2} + \frac{12i_{43}}{h^2} + \frac{12i_{44}}{h^2} \right) \Delta_{u4} = \sum \frac{12i}{h^2} \Delta_{u4};$$

所以,

$$\Delta_{u4} = \frac{P_4}{\sum \frac{12i}{h^2}}$$

由此得

$$V_{41} = \frac{12i_{41}}{h^2} \left( \frac{P_4}{\sum \frac{12i}{h^2}} \right)$$

$$V_{42} = \frac{12i_{42}}{h^2} \left( \frac{P_4}{\sum \frac{12i}{h^2}} \right)$$

$$\vdots$$

根据假定 2 可知: 除底层外的各层柱, 其反弯点位于该柱的高度中央, 底层柱的反弯点则位于离柱底  $2/3$  的底层高度处。

有了各柱的剪力, 确定了反弯点位置后, 顶层各柱的弯矩图就可绘出。按假定 3, 顶层各梁的弯矩图也可求得。同理可求出其它各层的弯矩图。例如求第三层各柱的剪力时, 只需取第三层柱的反弯点以上部分作为隔离体即可(图 3.48(b))。这样可得

$$V_{31} = \frac{12i_{31}}{h^2} \left( \frac{P_3 + P_4}{\sum \frac{12i}{h^2}} \right)$$

$$V_{32} = \frac{12i_{32}}{h^2} \left( \frac{P_3 + P_4}{\sum \frac{12i}{h^2}} \right)$$

$$\vdots$$

于是, 第三层柱与梁的弯矩图即可绘出, 其它各层柱与梁的弯矩图也可绘出。

**例题 3.1** 试用反弯点法求图 3.49 所示框架的弯矩图。图中括号内的数值为该杆的相对线刚度值。

**解** (1) 求出各柱在第一、二、三层反弯点处的剪力值。

第三层

$$V_{CD} = \frac{0.7}{0.7 + 0.6 + 0.9} \times 37 = 11.77(\text{kN})$$

$$V_{GH} = \frac{0.6}{0.7 + 0.6 + 0.9} \times 37 = 10.09(\text{kN})$$

$$V_{LM} = \frac{0.9}{0.7 + 0.6 + 0.9} \times 37 = 15.14(\text{kN})$$

第二层

$$V_{BC} = \frac{0.7}{0.7 + 0.9 + 0.9} \times (37 + 74) = 31.08(\text{kN})$$

$$V_{FG} = \frac{0.9}{0.7 + 0.9 + 0.9} \times (37 + 74) = 39.96(\text{kN})$$

$$V_{JL} = \frac{0.9}{0.7 + 0.9 + 0.9} \times (37 + 74) = 39.96(\text{kN})$$

第一层

$$V_{AB} = \frac{0.6}{0.6 + 0.8 + 0.8} \times (37 + 74 + 80.7) = 52.28(\text{kN})$$

$$V_{BF} = \frac{0.8}{0.6 + 0.8 + 0.8} \times (37 + 74 + 80.7) = 69.71(\text{kN})$$

$$V_{IJ} = \frac{0.8}{0.6 + 0.8 + 0.8} \times (37 + 74 + 80.7) = 69.71(\text{kN})$$

(2) 求出第一、二、三层各柱柱端的弯矩。

第三层

$$M_{CD} = M_{DC} = 11.77 \times \frac{3.3}{2} = 19.42(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{GH} = M_{HG} = 10.09 \times \frac{3.3}{2} = 16.65(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{LM} = M_{ML} = 15.14 \times \frac{3.3}{2} = 24.98(\text{kN} \cdot \text{m})$$

第二层

$$M_{BC} = M_{CB} = 31.08 \times \frac{3.3}{2} = 51.28(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{FG} = M_{GF} = 39.96 \times \frac{3.3}{2} = 65.93(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{JL} = M_{LJ} = 39.96 \times \frac{3.3}{2} = 65.93(\text{kN} \cdot \text{m})$$

第一层

$$M_{AB} = 52.28 \times \frac{2}{3} \times 3.9 = 135.93(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{BA} = 52.28 \times \frac{1}{3} \times 3.9 = 67.96(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{EF} = 69.71 \times \frac{2}{3} \times 3.9 = 181.25(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{FE} = 69.71 \times \frac{1}{3} \times 3.9 = 90.62(\text{kN} \cdot \text{m})$$

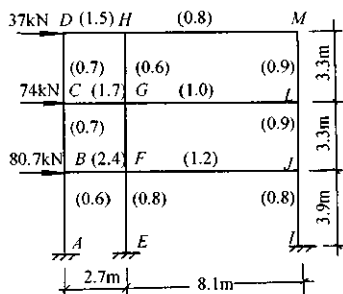


图 3.49



$$M_{LJ} = 69.71 \times \frac{2}{3} \times 3.9 = 181.25 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{JL} = 69.71 \times \frac{1}{3} \times 3.9 = 90.62 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(3) 求出第一、二、三层各横梁梁端的弯矩。

第三层

$$M_{DH} = M_{DC} = 19.42 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{HD} = \frac{1.5}{1.5 + 0.8} \times 16.65 = 10.86 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{HM} = \frac{0.8}{1.5 + 0.8} \times 16.65 = 5.79 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{MH} = M_{ML} = 24.98 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

第二层

$$M_{CG} = M_{CD} + M_{CB} = 19.42 + 51.28 = 70.7 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{GC} = \frac{1.7}{1.7 + 1.0} \times (16.65 + 65.93) = 51.99 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{GL} = \frac{1.0}{1.7 + 1.0} \times (16.65 + 65.93) = 30.59 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{LG} = M_{LM} + M_{LJ} = 24.98 + 65.93 = 90.91 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

第一层

$$M_{BF} = M_{BC} + M_{BA} = 51.28 + 67.96 = 119.24 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{FB} = \frac{2.4}{2.4 + 1.2} \times (65.93 + 90.62) = 104.37 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{FJ} = \frac{1.2}{2.4 + 1.2} \times (65.93 + 90.62) \\ = 52.18 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{JF} = M_{JL} + M_{JJ} = 65.93 + 90.62 = 156.55 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(4) 绘制各杆的弯矩图如图 3.50 所示。

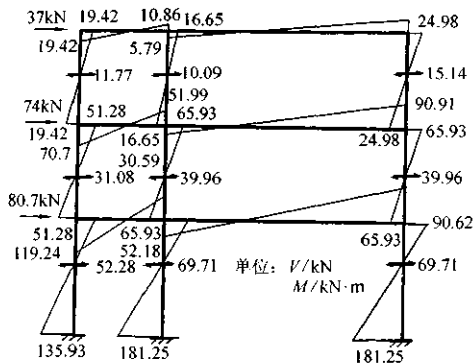


图 3.50 框架弯矩图

### 3.3.2.3 水平荷载作用下的内力近似计算之二

#### ——改进反弯点法(D值法)

从上节可以看出,框架各柱中的剪力仅与各柱间的线刚度比有关,各柱的反弯点位置是个定值。实际上,如果框架柱的线刚度较大,上下层的层高变化和上下层梁的线刚度变化也较大时,用反弯点法计算框架在水平荷载作用下的内力,其误差较大。1963年,日本武藤清教授针对多层多跨框架受力和变形的特点,提出了修正框架柱的侧移刚度和调整框架柱反弯点高度的方法。他指出:柱的侧移刚度不但与柱本身的线刚度和层高有关,而且还与梁的线刚度有关;柱的反弯点高度不应是定值,而应是个变数,它随该柱与梁之间的线刚度比、该柱所在的楼层位置、上下层梁之间的线刚度比以及上下层层高的不同而不同,甚至与房屋的总层数等因素有关。修正后的柱侧移刚度以  $D$  表示,故此法又称为“ $D$  值法”或“横力分布系数法”。其实,它是对反弯点法求多层多跨框架内力的一种改进。

#### 1. 柱侧移刚度 $D$ 的修正

反弯点法认为,各框架柱上下两端都不发生角位移,取柱的侧移刚度  $D = \frac{12i}{h^2}$ 。实际上,在荷载作用下,框架的节点均有转角,这使柱的侧移刚度值相应降低,并取决于框架梁和柱线刚度的比值。

现用图 3.51(a) 所示的规则框架来分析。所谓规则框架是指层高、跨度、柱的线刚度和梁的线刚度分别相等的框架。取框架中不在底层的某柱  $AB$  来研究(图 3.51(b)),框架在水平荷载作用下产生变形后,柱  $AB$  到达了新的位置  $A'B'$ 。  $A'$  与  $B'$  在水平方向上的位移差为  $\Delta$ ,柱的弦转角  $\varphi = \frac{\Delta}{h}$ 。柱  $AB$  的上下端都产生转角  $\theta$ 。

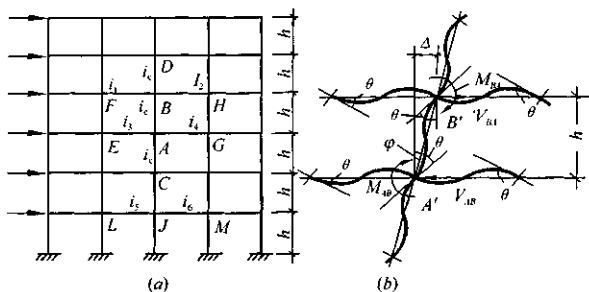


图 3.51 规则框架柱侧移刚度计算图

为了简化计算,作如下假定:

- (1) 柱  $AB$  以及柱  $AB$  相邻的各杆杆端(即  $A, B, C, D, E, F, G, H$ ) 的转角皆为  $\theta$ ;
- (2) 与柱  $AB$  上下相邻的两个柱(即柱  $AC$  及柱  $BD$ ) 的弦转角皆为  $\varphi$ , 并与柱  $AB$  的弦转角  $\varphi$  相等;
- (3) 与柱  $AB$  上下相邻的两个柱( $AC$  和  $BD$ ) 的线刚度皆为  $i_c$ , 并与柱  $AB$  的线刚度  $i_c$  相等。

由转角位移方程得柱端弯矩

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{AC} = M_{BD} = 4i_c\theta + 2i_c\varphi - 6i_c\frac{\Delta}{h} = 6i_c(\theta - \varphi)$$

梁端弯矩

$$M_{AE} = 4i_3\theta + 2i_3\varphi = 6i_3\theta$$

$$M_{AG} = 6i_4\theta$$

$$M_{BF} = 6i_1\theta$$

$$M_{BH} = 6i_2\theta$$

由节点 A 和节点 B 的力矩平衡条件, 分别可得

$$6(i_3 + i_4 + 2i_c)\theta - 12i_c\varphi = 0$$

$$6(i_1 + i_2 + 2i_c)\theta - 12i_c\varphi = 0$$

将以上两式相加, 化简后可得

$$\theta = \frac{2}{2 + \frac{\sum i}{2i_c}}\varphi = \frac{2}{2 + K}\varphi \quad (3.23)$$

式中,  $\sum i = i_1 + i_2 + i_3 + i_4$ ,  $K = \frac{\sum i}{2i_c}$ 。

柱 AB 所受到的剪力为

$$V_{AB} = \frac{-[6i_c(\theta - \varphi) + 6i_c(\theta - \varphi)]}{h} = \frac{12i_c}{h}(\varphi - \theta)$$

将式(3.23)的  $\theta$  值代入上式可得

$$V_{AB} = \frac{K}{2 + K} \frac{12i_c}{h} \varphi = \frac{K}{2 + K} \frac{12i_c}{h^2} \Delta$$

令  $\alpha_c = \frac{K}{2 + K}$ , 则

$$V_{AB} = \alpha_c \frac{12i_c}{h^2} \Delta \quad (3.24)$$

由此可得柱 AB 的侧移刚度 D 为

$$D = \frac{V_{AB}}{\Delta} = \alpha_c \frac{12i_c}{h^2} \quad (3.25)$$

这里柱的侧移刚度 D 值与反弯点法的侧移刚度  $12i_c/h^2$  相比, 多了一个修正系数  $\alpha_c$ , 它表明由于节点转动, 降低了柱的抗侧移能力 ( $\alpha_c$  总小于 1), 而节点转动的大小则取决于梁对柱节点转动的约束程度, 梁刚度越大, 对柱转动的约束能力越大, 节点转角越小,  $\alpha_c$  就越接近于 1。

对于边柱、底层柱的修正系数, 可由相同的方法导出, 这里不再详述, 仅将结果列述如下:

边柱(图 3.52(a)):  $\alpha_c = \frac{K}{2 + K}, K = \frac{i_1 + i_2}{2i_c}$

底层边柱(图 3.52(b)):  $\alpha_c = \frac{0.5 + K}{2 + K}, K = \frac{i_1}{i_c}$

底层中柱(图 3.52(c)):  $\alpha_c = \frac{0.5 + K}{2 + K}, K = \frac{i_1 + i_2}{i_c}$

当柱脚为铰接时:  $\alpha_c = \frac{0.5K}{1 + 2K}$ , K 值同底层柱

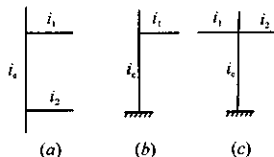


图 3.52 梁、柱线刚度示意图

## 2. 各层柱的反弯点位置

多层多跨框架在节点水平力作用下,可假定同层各节点的转角相等,即假定各层横梁的反弯点在各横梁跨度中央而该点又无竖向位移。这样,一个多层多跨的框架可简化成图 3.53 所示的图形。

各层柱的反弯点位置与该柱上下端的约束条件有关,两端约束刚度不同,两转角也不相同。若上下端的转角相同,反弯点就在柱高的中央;若上端转角大于下端转角,则反弯点偏向转角较大端,即柱的上端。影响柱两端转角大小的因素有:梁柱线刚度比、该柱所在楼层的位置、上下梁线刚度比及上下层层高变化等。

(1) 规则框架梁柱的线刚度比值及楼层位置的影响——标准反弯点。规则框架为各层横梁的线刚度、框架各层柱的线刚度和各层的层高都相同,计算简图,如图 3.53(a) 所示。将柱在各层的下端截面处的弯矩作为未知量,用力法解出这些未知量后,就可求得各层柱反弯点(称为标准反弯点)的高度  $y_0 h$ 。其中  $y_0$  值与总层数  $m$ 、该柱所在的层数  $n$ ,以及梁与柱线刚度比  $K$  有关。为了便于应用, $y_0$  已制成表格(附表 8)。若上、下层横梁的线刚度不同,可取其平均值  $\bar{K} = \frac{(i_1 + i_2) + (i_3 + i_4)}{2i_c}$  替代  $K$ ,然后查表。

同理可求出框架在承受倒三角形水平力作用时的  $y_0$  值,也可由相应的表查出(附表 8.2)。

(2) 上下层横梁线刚度比的影响。若某层柱上下横梁的线刚度不同,则该层柱的反弯点位置就不同于标准反弯点位置而必须加以修正。这个修正值就是  $y_1 h$ 。其中  $y_1$  是按图 3.53(b) 各层柱承受等剪力的情况下求得的,分析的方法同上。 $y_1$  值也可由表查出(附表 9)。 $y_1$  值由上下横梁线刚度比  $I$  及梁柱线刚度比的平均值  $\bar{K}$  这两个参数而定。

(3) 层高变化的影响。若某层柱位于层高变化的楼层中,则此柱的反弯点位置就不是标准反弯点的位置。上层层高较高时,反弯点向上移动  $y_2 h$ ,下层层高较高时,反弯点又向下移动  $y_3 h$  的距离。其中  $y_2$  和  $y_3$  也是按上述分析方法,以图 3.53(c) 作为计算简图,且假定各柱承受等剪力的情况下求得的。其值同样可由表查出(附表 10)。对底层可不考虑  $y_3$  的修正值;对顶层可不考虑  $y_2$  的修正值。

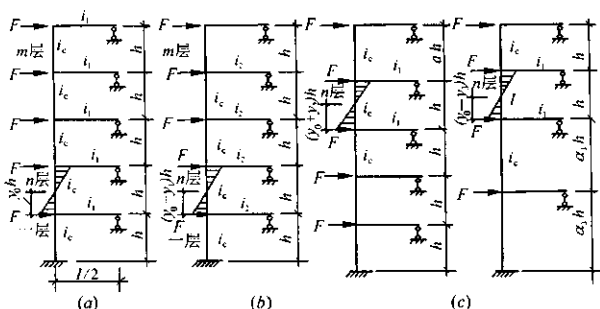


图 3.53 柱的反弯点位置计算简图

综上所述,各层柱的反弯点高  $y h$  可由下式求出

$$y h = (y_0 + y_1 + y_2 + y_3) h$$

当各层框架柱的侧移刚度  $D$  和各层柱反弯点的位置  $y_h$  确定后,与反弯点法一样,就可求出各柱在反弯点处的剪力值及各杆的弯矩图。

例 3.2 试用改进反弯点法( $D$  值法)解例题 3.1 所示的框架,并绘出弯矩图。

解 (1) 求出各柱的剪力值,如表 3.7。

表 3.7

	CD	GH	LM	
第三层	$K = \frac{1.5 + 1.7}{2 \times 0.7} = 2.286$ $D = \frac{2.286}{2 + 2.286} \times 0.7 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $= 0.3734 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = 37 \times \frac{0.3734}{1.079} = 12.8(\text{kN})$	$K = \frac{1.5 + 0.8 + 1.7 + 1.0}{2 \times 0.6} = 4.166$ $D = \frac{4.166}{2 + 4.166} \times 0.6 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $= 0.4054 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = 37 \times \frac{0.4054}{1.079} = 13.9(\text{kN})$	$K = \frac{0.8 + 1.0}{2 \times 0.9} = 1.000$ $D = \frac{1.000}{2 + 1.000} \times 0.9 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $= 0.3000 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = 10.29\text{kN}$	$\sum D = 1.079 \times \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$
第二层	$K = \frac{1.7 + 2.1}{2 \times 0.7} = 2.929$ $D = \frac{2.929}{2 + 2.929} \times 0.7 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $= 0.4160 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = \frac{37 + 74}{1.330} \times 0.4160$ $= 34.72(\text{kN})$	$K = \frac{1.7 + 1.0 + 2.4 + 1.2}{2 \times 0.9} = 3.500$ $D = \frac{3.500}{2 + 3.500} \times 0.9 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $= 0.5727 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = \frac{37 + 74}{1.330} \times 0.5727$ $= 47.80(\text{kN})$	$K = \frac{1.0 + 1.2}{2 \times 0.9} = 1.222$ $D = 0.3413 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = 28.48(\text{kN})$	$\sum D = 1.330 \times \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$
第一层	$K = \frac{2.4}{0.60} = 4.000$ $D = \frac{0.5 + 4.000}{2 + 4.000} \times 0.6 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $= 0.4500 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = \frac{37 + 74 + 80.7}{1.522} \times 0.4500$ $= 56.68(\text{kN})$	$K = \frac{2.4 + 1.2}{0.8} = 4.500$ $D = \frac{0.5 + 4.500}{2 + 4.500} \times 0.8 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $= 0.6154 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = \frac{37 + 74 + 80.7}{1.522} \times 0.6154$ $= 77.51(\text{kN})$	$K = \frac{1.2}{0.8} = 1.500$ $D = 0.457 \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = \frac{37 + 74 + 80.7}{1.522} \times 0.457$ $= 57.56(\text{kN})$	$\sum D = 1.522 \times \left( \frac{12}{3.3^2} \right)$

(2) 求出各柱的反弯点高度  $y_h$ ,如表 3.8。

表 3.8

	CD	GH	LM
第三层	$K = 2.286$ $y_0 = 0.41$ $I'_m = \frac{1.5}{1.7} = 0.8824 \quad y_1 = 0$ $a_3 = 1.0 \quad y_3 = 0$ $y = 0.41 + 0 + 0 = 0.41$	$K = 4.166$ $y_0 = 0.45$ $I = \frac{1.5 + 0.8}{1.7 + 1.0} = 0.8519 \quad y_1 = 0$ $a_3 = 1.0 \quad y_3 = 0$ $y = 0.45 + 0 + 0 = 0.45$	$K = 1.000$ $y_0 = 0.35$ $I = \frac{0.8}{1.0} = 0.8000 \quad y_1 = 0$ $a_3 = 1.0 \quad y_3 = 0$ $y = 0.35 + 0 + 0 = 0.35$

续表 3.8

	BC	FG	JL
第二层	$K = 2.929$	$K = 3.500$	$K = 1.222$
	$y_0 = 0.50$	$y_0 = 0.50$	$y_0 = 0.45$
	$I = \frac{1.7}{2.4} = 0.7083 \quad y_1 = 0$	$I = \frac{1.7+1.0}{2.4+1.0} = 0.7941 \quad y_1 = 0$	$I = \frac{1.0}{1.2} = 0.8333 \quad y_1 = 0$
	$a_2 = 1.0 \quad y_2 = 0$	$a_2 = 1.0 \quad y_2 = 0$	$a_2 = 1.0 \quad y_2 = 0$
	$a_3 = \frac{3.9}{3.3} = 1.182 \quad y_3 = 0$	$a_3 = \frac{3.9}{3.3} = 1.182 \quad y_3 = 0$	$a_3 = \frac{3.9}{3.3} = 1.182 \quad y_3 = 0$
	$y = 0.50 + 0 + 0 + 0 = 0.50$	$y = 0.50 + 0 + 0 + 0 = 0.50$	$y = 0.45 + 0 + 0 + 0 = 0.45$
	AB	EF	IJ
第一层	$K = 4.000$	$K = 4.500$	$K = 1.500$
	$y_0 = 0.55$	$y_0 = 0.55$	$y_0 = 0.575$
	$a_2 = \frac{3.3}{3.9} = 0.8462 \quad y_2 = 0$	$a_2 = \frac{3.3}{3.9} = 0.8462 \quad y_2 = 0$	$a_2 = \frac{3.3}{3.9} = 0.8462 \quad y_2 = 0$
	$y = 0.55 + 0 = 0.55$	$y = 0.55 + 0 = 0.55$	$y = 0.575 + 0 = 0.575$

(3) 求出第一、二、三层各柱的柱端弯矩。

第三层

$$M_{CD} = 12.8 \times 0.41 \times 3.3 = 17.32(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{DC} = 12.8 \times 0.59 \times 3.3 = 24.92(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{GH} = 13.9 \times 0.45 \times 3.3 = 20.64(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{HG} = 13.9 \times 0.55 \times 3.3 = 25.23(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{LM} = 10.29 \times 0.35 \times 3.3 = 11.88(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{ML} = 10.29 \times 0.65 \times 3.3 = 22.07(\text{kN} \cdot \text{m})$$

第二层

$$M_{BC} = 34.72 \times 0.50 \times 3.3 = 57.29(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{CB} = M_{BC} = 57.29 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FG} = 47.8 \times 0.50 \times 3.3 = 78.87(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{GF} = M_{FG} = 78.87 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{JL} = 28.48 \times 0.45 \times 3.3 = 42.29(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{LJ} = 28.48 \times 0.55 \times 3.3 = 51.69(\text{kN} \cdot \text{m})$$

第一层

$$M_{AB} = 56.68 \times 0.55 \times 3.9 = 121.58(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{BA} = 56.68 \times 0.45 \times 3.9 = 99.47(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{EF} = 77.51 \times 0.55 \times 3.9 = 166.26(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{FE} = 77.51 \times 0.45 \times 3.9 = 136.03(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{IJ} = 57.56 \times 0.575 \times 3.9 = 129.08(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{JI} = 57.56 \times 0.425 \times 3.9 = 95.41(\text{kN} \cdot \text{m})$$

(4) 求出第一、二、三层各横梁梁端的弯矩。

### 第三层

$$M_{DH} = M_{DC} = 24.92 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{HD} = \frac{1.5}{1.5 + 0.8} \times 25.23 = 16.45 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{HM} = \frac{0.8}{1.5 + 0.8} \times 25.23 = 8.78 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{MH} = M_{ML} = 22.07 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

### 第二层

$$M_{CG} = M_{CD} + M_{CB} = 17.32 + 57.29 = 74.61 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{GC} = \frac{1.7}{1.7 + 1.0} \times (20.64 + 78.87) = 62.65 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{GL} = \frac{1.0}{1.7 + 1.0} \times (20.64 + 78.87) = 36.86 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{IG} = M_{IM} + M_{IJ} = 11.88 + 51.69 = 63.57 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

### 第一层

$$M_{BF} = M_{BC} + M_{BA} = 57.29 + 99.47 = 156.76 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{FB} = \frac{2.4}{2.4 + 1.2} \times (78.87 + 136.03) = 143.27 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{FJ} = \frac{1.2}{2.4 + 1.2} \times (78.87 + 136.03) = 71.63 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_{JF} = M_{JL} + M_{JI} = 42.29 + 95.41 = 137.70 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(5) 绘出各横梁与柱的弯矩图,如图 3.54 所示。

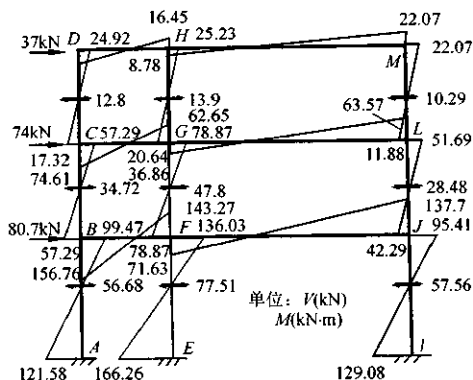


图 3.54 框架弯矩图

### 3.3.2.4 水平荷载作用下侧移的近似计算

对于多层或高层框架结构来说,控制侧移包括两方面内容,一是控制顶层最大侧移,二是控制层间相对侧移,如其值过大,将使人感到不舒服,影响正常使用,也会使填充墙及建筑装饰出现裂缝或损坏,甚至使主体结构出现裂缝或损坏。

多层与高层房屋的侧移,无论是房屋顶点侧移,还是层间侧移,均应满足《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》中表 4.9.3 和 4.9.4 规定的限值,框架体系房屋在风荷载作用下(轻质隔墙)要求:

$$\text{顶点侧移 } \Delta \leq \frac{H}{550}, \quad \text{层间侧移 } \delta \leq \frac{h}{450}$$

这里  $H$  为房屋总高,  $h$  为层高。

框架结构在水平荷载作用下的变形由总体剪切变形(图 3.55)和总体弯曲变形(图 3.56)两部分组成。总体剪切变形是由梁、柱弯曲变形所引起的框架变形,实际上是由层间剪力引起的,其侧移曲线与悬臂梁的剪切变形曲线相似,故称这种变形为总体剪切变形,而总体弯曲变形是由框架两侧边柱中轴力引起的柱子伸长或缩短所导致的框架变形,它与悬臂梁的弯曲变形规律一致,故称这种变形为总体弯曲变形。

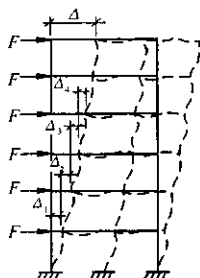


图 3.55 梁柱弯曲变形引起的侧移

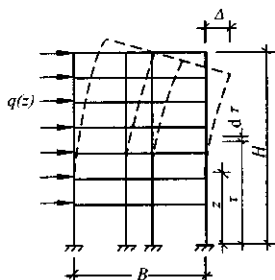


图 3.56 柱轴向变形引起的侧移

对一般框架结构,通常只考虑由梁、柱弯曲变形所引起的侧移就已足够精确,但对于框架总高度  $H > 50\text{m}$  或高宽比  $\frac{H}{B} > 4$  的高层框架或细高框架,由柱子轴力引起的侧移所占比例增大,就不能忽略。根据计算,房屋全高  $H$  不大于  $50\text{m}$  的旅馆与住宅楼等,由于柱轴向变形所产生的顶点侧移,约为由于框架梁柱弯曲变形所引起的顶点侧移量的  $5\% \sim 11\%$  左右。

在工程设计中,这两种侧移一般均采用近似计算,分别讨论如下:

### 1. 由梁柱弯曲变形所引起的侧移

这种侧移可用  $D$  值法进行计算,根据框架的变形图(图 3.55),顶层的侧移为

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \cdots + \Delta_n \quad (3.26)$$

而

$$\Delta_1 = \frac{V_1}{\sum D_1}, \quad \Delta_2 = \frac{V_2}{\sum D_2}, \quad \cdots$$

式中,  $V_1, V_2$ ——分别为作用于第 1 层、第 2 层的剪力值;

$\sum D_1, \sum D_2$ ——分别为第 1 层、第 2 层各立柱  $D$  值的总和。

### 2. 由柱轴向变形所引起的侧移

在水平荷载作用下,框架各杆除产生弯矩和剪力外,还产生轴力。迎风面一侧的柱产生轴向拉力,背风面一侧的柱产生轴向压力。外柱的轴力大,内柱的轴力小,越邻近房屋中部的内



柱,轴力越小。

较高的多层框架房屋常为旅馆、办公楼及住宅楼,它们的平面布置大都中间为走道、两侧为房间(图 3.56),内柱接近房屋中部,受力较小。为简化计,令其轴力为零。于是,外柱中的轴力可近似地由下式求出:

$$N = \pm \frac{M}{B} \quad (3.27)$$

式中,  $M$ ——上部水平荷载对该高程处所引起的弯矩;

$B$ ——外柱轴线间的距离。

当房屋层数较多时,可把框架连续化。框架顶点的最大水平位移  $\Delta$  为

$$\Delta = \int_0^H \frac{\bar{N}N}{EA} dz \quad (3.28)$$

式中,  $\bar{N}$ ——单位水平力作用于框架顶端时边柱中的轴力;

$N$ ——外荷载  $q(z)$  引起的边柱的轴力,是  $z$  的函数;

$A$ ——边柱截面面积,是  $z$  的函数。

这样

$$\bar{N} = \pm \frac{(H-z)}{B} \quad (3.29.1)$$

$$N = \pm \frac{M(z)}{B} = \pm \frac{1}{B} \int_z^H q(\tau)(\tau-z) d\tau \quad (3.29.2)$$

设边柱截面面积沿  $z$  为线性变化,即

$$A(z) = A_b(1 - \frac{1-n}{H}z), n = \frac{A_t}{A_b}$$

式中,  $A_t$  和  $A_b$  分别为顶层与底层边柱的截面面积。

将式(3.29)代入式(3.28),即可求出  $\Delta$ 。当框架顶部受集中力  $F$  时,

$$N = \frac{F}{B}(H-z)$$

则得

$$\Delta = 2 \times \int_0^H \frac{\frac{1}{B}(H-z) \frac{F}{B}(H-z)}{EA_b \left(1 - \frac{1-n}{H}z\right)} dz$$

积分得

$$\Delta = \frac{FH^3}{EA_b B^2} F_n \quad (3.30)$$

其中

$$F_n = \frac{1 - 4n + 3n^2 - 2n^2 l_n n}{(1-n)^3}$$

当  $n = 1$  时,  $F_n = 2/3$ ; 当  $n = 0$  时,  $F_n = 1$ 。

$F_n$  为一与  $n$  有关的系数,计算较繁,故也可直接从图 3.57 查得。

同样,当框架受水平均布荷载或沿房屋全高受倒三角形分布的水平荷载时,也可写成式(3.30)的形式,但此时  $F_n$  值的表达式已不再是上面所表示的那样,但  $F_n$  值可直接由图 3.57 查得。此时公式中的  $F$  为沿房屋全高水平荷载的总和,当荷载为均布时,  $F = qH$ ; 当为倒三角形分布荷载时,  $F = \frac{1}{2}qH$ 。

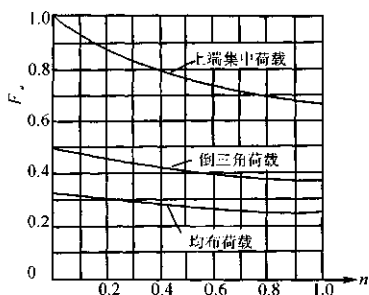


图 3.57  $F_n$  曲线

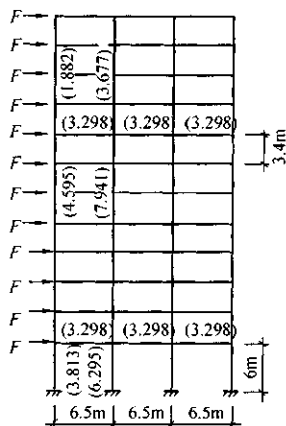


图 3.58 框架计算图

**例题 3.3** 求图 3.58 所示的多层框架在均布节点水平力  $F$  作用下的顶点侧移值。设底层层高为 6.00m, 2 层到 12 层的层高为 3.40m; 全高  $H = 11 \times 3.40 + 6.00 = 43.40\text{m}$ 。混凝土的弹性模量  $E_c = 3.0 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 。

横梁的跨度为 6.5m, 截面尺寸为  $250\text{mm} \times 700\text{mm}$ , 惯性矩为  $7.146 \times 10^9 \text{mm}^4$ , 线刚度为  $3.298 \times 10^{10} \text{N} \cdot \text{mm}$ 。

柱的截面尺寸, 惯性矩和线刚度见表 3.8。

表 3.8

项 目	边 柱	中 柱
$n = 7 \sim 12$ 截面尺寸	400mm × 400mm	400mm × 500mm
惯性矩	$2.133 \times 10^9 \text{mm}^4$	$4.167 \times 10^9 \text{mm}^4$
线刚度	$1.882 \times 10^{10} \text{N} \cdot \text{mm}$	$3.677 \times 10^{10} \text{N} \cdot \text{mm}$
$n = 2 \sim 6$ 截面尺寸	500mm × 500mm	500mm × 600mm
惯性矩	$5.208 \times 10^9 \text{mm}^4$	$9 \times 10^9 \text{mm}^4$
线刚度	$4.595 \times 10^{10} \text{N} \cdot \text{mm}$	$7.941 \times 10^{10} \text{N} \cdot \text{mm}$
$n = 1$ 截面尺寸	550mm × 550mm	550mm × 650mm
惯性矩	$7.626 \times 10^9 \text{mm}^4$	$12.59 \times 10^9 \text{mm}^4$
线刚度	$3.813 \times 10^{10} \text{N} \cdot \text{mm}$	$6.295 \times 10^{10} \text{N} \cdot \text{mm}$

**解** (1) 求  $K$ :

$$\begin{aligned} \text{边 柱} \\ n = 7 \sim 12 \quad K &= \frac{3.298}{1.882} = 1.752 \\ n = 2 \sim 6 \quad K &= \frac{3.298}{4.595} = 0.718 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{中 柱} \\ K &= \frac{2 \times 3.298}{3.677} = 1.794 \\ K &= \frac{2 \times 3.298}{7.941} = 0.831 \end{aligned}$$

$$n = 1 \quad K = \frac{3.298}{3.813} = 0.865 \quad K = \frac{2 \times 3.298}{6.295} = 1.048$$

(2) 求  $\alpha_c$  值:

	边 柱	中 柱
$n = 7 \sim 12$	$\alpha_c = \frac{1.752}{2 + 1.752} = 0.4670$	$\alpha_c = \frac{1.794}{2 + 1.794} = 0.4729$
$n = 2 \sim 6$	$\alpha_c = \frac{0.718}{2 + 0.718} = 0.2641$	$\alpha_c = \frac{0.831}{2 + 0.831} = 0.2935$
$n = 1$	$\alpha_c = \frac{0.5 + 0.865}{2 + 0.865} = 0.4764$	$\alpha_c = \frac{0.5 + 1.048}{2 + 1.048} = 0.5079$

(3) 求各层柱的  $\sum D$  值:

$$\begin{aligned}
 n = 7 \sim 12 \quad \sum D &= (0.4670 \times 1.882 \times 10^{10} + 0.4729 \times 3.677 \times 10^{10}) \\
 &\quad \times 2 \times \frac{12}{(3400)^2} \\
 &= 5.435 \times 10^4 (\text{N/mm}) \\
 n = 2 \sim 6 \quad \sum D &= (0.2641 \times 4.595 \times 10^{10} + 0.2935 \times 7.941 \times 10^{10}) \\
 &\quad \times 2 \times \frac{12}{(3400)^2} \\
 &= 7.358 \times 10^4 (\text{N/mm}) \\
 n = 1 \quad \sum D &= (0.4764 \times 3.813 \times 10^{10} + 0.5079 \times 6.295 \times 10^{10}) \\
 &\quad \times 2 \times \frac{12}{(6000)^2} \\
 &= 3.342 \times 10^4 (\text{N/mm})
 \end{aligned}$$

(4) 求各层的相对侧移:

$$\begin{aligned}
 n = 12 \quad \delta_{12} &= \frac{V_{12}}{\sum D} = \frac{F}{5.435 \times 10^4} = 0.0184F \times 10^{-3} (\text{mm}) \\
 n = 11 \quad \delta_{11} &= \frac{2F}{5.435 \times 10^4} = 0.0368F \times 10^{-3} (\text{mm}) \\
 n = 10 \quad \delta_{10} &= 0.0552F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n = 9 \quad \delta_9 &= 0.0736F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n = 8 \quad \delta_8 &= 0.0920F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n = 7 \quad \delta_7 &= 0.1104F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n = 6 \quad \delta_6 &= \frac{7F}{7.358 \times 10^4} = 0.0951F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n = 5 \quad \delta_5 &= 0.1087F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n = 4 \quad \delta_4 &= 0.1223F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n = 3 \quad \delta_3 &= 0.1359F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n = 2 \quad \delta_2 &= 0.1495F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n = 1 \quad \delta_1 &= \frac{12F}{3.342 \times 10^4} = 0.3591F \times 10^{-3} \text{mm}
 \end{aligned}$$

(5) 各层由于梁柱弯曲变形所引起的侧移(图 3.59)

$$\begin{aligned}
 n = 1 \quad \Delta_1 &= 0.3591F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n = 2 \quad \Delta_2 &= 0.5086F \times 10^{-3} \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n=3 \quad \Delta_3 &= 0.6445F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n=4 \quad \Delta_4 &= 0.7668F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n=5 \quad \Delta_5 &= 0.8755F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n=6 \quad \Delta_6 &= 0.9706F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n=7 \quad \Delta_7 &= 1.0810F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n=8 \quad \Delta_8 &= 1.1730F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n=9 \quad \Delta_9 &= 1.2466F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n=10 \quad \Delta_{10} &= 1.3018F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n=11 \quad \Delta_{11} &= 1.3386F \times 10^{-3} \text{mm} \\
 n=12 \quad \Delta_{12} &= 1.3570F \times 10^{-3} \text{mm}
 \end{aligned}$$

所以顶层的侧移为  $\Delta = 1.357F \times 10^{-3} \text{mm}$ 。

(6) 由于柱轴向变形所引起顶层的侧移  $\Delta'_{12}$ , 且

$$A_t = 400 \times 400 = 160000 (\text{mm}^2)$$

$$A_b = 550 \times 550 = 302500 (\text{mm}^2)$$

$$n = \frac{A_t}{A_b} = \frac{16 \times 10^4}{30.25 \times 10^4} = 0.529,$$

查图 3.57 得

$$F_n = 0.28, \quad H = 43.4 \text{m}$$

房屋宽

$$B = 3 \times 6.5 = 19.5 (\text{m})$$

所以

$$\Delta'_{12} = \frac{12F \times (43400)^3 \times 0.28}{3.0 \times 10^4 \times 302500 \times (19500)^2} = 0.0796F \times 10^{-3} (\text{mm})$$

它相当于梁柱弯曲变形所引起的顶层侧移的  $\frac{0.0796}{1.357} = 5.87\%$ 。

若风荷载为  $450 \text{N/m}^2$ , 框架间距为  $4 \text{m}$ , 则  $F = 4 \times 3.4 \times 450 = 6120 (\text{N})$ , 这时房屋顶层的绝对侧移值为  $\Delta = (1.357 + 0.0796) \times 10^{-3} \times 6120 = 8.79 (\text{mm})$ , 所以

$$\Delta/H = 8.79/43.4 \times 10^3 = 1/4937 < (1/550)$$

### 3.3.2.5 框架构件的抗弯刚度 $EI$

不论框架用哪一种方法计算它的内力和侧移, 都需引入梁和柱的线刚度  $i = \frac{EI}{l}$  值或抗弯刚度  $EI$  值。由于钢筋混凝土构件的抗裂性差, 在竖向和水平的荷载作用下, 多层多跨框架中往往有许多构件 (尤其是梁) 的某些区段都要开裂。开裂后的抗弯刚度比开裂前的抗弯刚度要小。若考虑到荷载的长期作用 (主要是恒载部分), 抗弯刚度还要进一步降低。同时, 由于各构件抗弯刚度降低的幅度也不同, 框架内力将引起重分布。因此, 从原则上讲, 计算时应根据各构件在使用荷载下是否开裂来选用相应的抗弯刚度值。

为了简化计算, 对整个框架的各构件引入一个统一的刚度折减系数  $\beta_c$ , 即取  $\beta_c EI$  作为构件的抗弯刚度, 这使计算结果与实际情况比较接近。在风荷载作用下, 对现浇框架,  $\beta_c$  取  $0.85$ ; 对装配式框架,  $\beta_c$  可取  $0.7 \sim 0.8$ 。

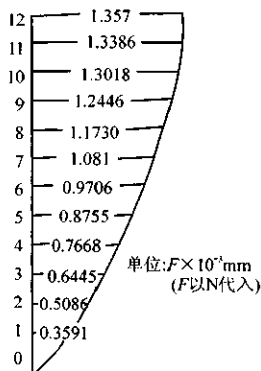


图 3.59 梁柱弯曲产生的侧移

显然,由于刚度要折减,框架的侧移量将增大。

关于框架梁的惯性矩取值问题,对现浇整体梁板结构的中部框架,梁的惯性矩  $I$  可采用  $2I_r$ ;对边框架,梁的惯性矩  $I$  可采用  $1.5I_r$ ;其中  $I_r$  为矩形截面梁的惯性矩。对装配整体式结构中的叠合梁,其惯性矩需按实际情况确定。若梁与板非整体连接,则不考虑预制板对梁的作用。

### 3.3.3 剪力墙结构内力和侧移的近似计算

剪力墙结构体系房屋是由一系列纵向和横向剪力墙及楼盖组成的空间结构,承受竖向荷载和水平荷载。在竖向荷载作用下,各片剪力墙所受的內力比较简单,也容易分析,但在水平荷载作用下则不同。为了简化计算,作如下基本假定:

(1) 各片剪力墙在其自身平面内的刚度极大,而在其平面外的刚度极小。这样,就可分别考虑纵横向的剪力墙,将空间结构作为平面结构来处理。同时也可以考虑纵、横墙的共同工作,即纵墙的一部分可以作为横墙的有效翼缘,横墙的一部分也可以作为纵墙的有效翼缘。每一侧有效翼缘的宽度  $b_f$  取下列三数值中的最小值,且不大于到洞口边缘的距离:① 翼缘厚度的 6 倍;② 墙间距的一半;③ 墙总高度的  $1/20$ 。如图 3.60(a) 所示的剪力墙体系房屋可分别按图 3.60(b) 及图 3.60(c) 中的纵横剪力墙考虑。

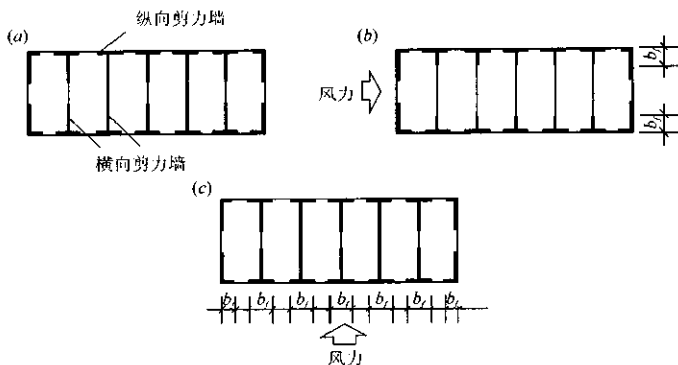


图 3.60 剪力墙结构计算图

(2) 认为楼盖在其本身平面内的抗弯刚度极大,因而在水平荷载作用下,只产生刚体运动而不发生变形(水平向的弯曲)。这样,整个房屋上所承受的水平荷载就可按各片剪力墙的等效抗弯刚度分配给各片剪力墙,然后分别进行內力和位移计算。所谓等效抗弯刚度,就是按剪力墙顶点侧移相等的原则考虑弯曲变形和剪切变形后,折算成一竖向悬臂受弯构件的抗弯刚度。

以上是对整个剪力墙体系房屋在承受水平荷载时如何进行简化的一些考虑,但从各片剪力墙本身开洞大小的情况来看,它又可分为各种类型。由于墙的类型不同,其受力特点和计算方法也不相同,以下将介绍各种类型的单片剪力墙在水平荷载作用下的內力与位移计算方法。

### 3.3.3.1 整截面墙和小洞口整截面墙

通过研究分析发现无洞口的整截面墙和小洞口整截面墙(即开有洞口,但洞口面积不大于剪力墙总面积的16%,且洞口间的净距及洞口至墙边间的净距都大于洞口长边尺寸的剪力墙),它们的受力性能如同一个整体的悬臂墙一样,截面中正应力的分布图形符合直线分布规律(即符合平截面假定)。这类剪力墙称作按整截面计算的剪力墙,简称整截面剪力墙(图3.61)。

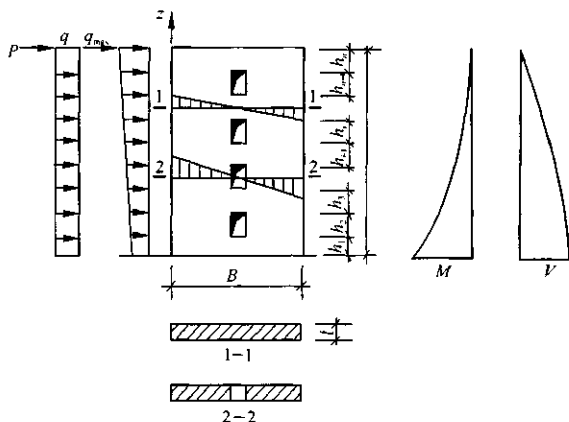


图 3.61 小洞口整截面墙的受力性能

#### 1. 内力计算

整截面剪力墙的内力可按上端自由、下端固定的悬臂构件,用材料力学公式进行计算。

#### 2. 位移计算

整截面剪力墙的侧移,即墙顶端处的水平位移,同样可用材料力学的公式计算,但因墙的截面较高,故应计及剪力对位移的影响。对小洞口整截面墙,还应考虑洞口使位移增大的因素。

剪力墙的顶点侧移 $u$ ,包括弯曲变形 $\mu_M$ 和剪切变形 $\mu_v$ 。可按下试计算:

$$u = u_M + u_v = \begin{cases} \frac{qH^4}{8E_c I_w} \left( 1 + \frac{4\mu E_c I_w}{GA_w H^2} \right) & \text{均布荷载} \\ \frac{11q_{\max} H^4}{120E_c I_w} \left( 1 + \frac{3.67\mu E_c I_w}{GA_w H^2} \right) & \text{倒三角形分布荷载} \\ \frac{PH^3}{3E_c I_w} \left( 1 + \frac{3\mu E_c I_w}{GA_w H^2} \right) & \text{顶点集中荷载} \end{cases} \quad (3.31)$$

$$A_w = Bt \left( 1 - 1.25 \sqrt{\frac{A_o p}{A_t}} \right) \quad (3.32)$$

$$I_w = \frac{\sum I_i h_i}{\sum h_i} \quad (3.33)$$

式中,  $H$ ——剪力墙的总高度;

$A_w$ ——整截面墙水平截面面积, 或小洞口整截面墙水平截面的折算面积, 按式(3.32)计算;

$t, B$ ——分别为剪力墙水平截面的宽度和高度;

$A_{oP}, A_I$ ——分别为剪力墙的洞口和墙的总立面面积;

$\mu$ ——剪应力分布不均匀系数, 矩形截面  $\mu = 1.2$ ;

$I_w$ ——为有洞口截面惯性矩和无洞口截面惯性矩沿竖向的加权平均值, 按式(3.33);

$I_i$ ——剪力墙沿竖向各段的惯性矩; 有洞口时应扣除洞口的影响;

$h_i$ ——相应各段高度, 如图 3.62 所示;

$E_c$ ——混凝土的弹性模量;

$P$ ——顶点集中荷载;

$G$ ——剪切弹性模量。

为了计算方便, 常将顶点水平位移按只考虑弯曲变形的形式表示:

$$u = \begin{cases} \frac{1}{8} \frac{qH^4}{E_c I_{eq}} & \text{均布荷载} \\ \frac{11}{120} \frac{q_{max} H^4}{E_c I_{eq}} & \text{倒三角形分布荷载} \\ \frac{1}{3} \frac{PH^3}{E_c I_{eq}} & \text{顶点集中力} \end{cases} \quad (3.34)$$

式中的  $E_c I_{eq}$  称为剪力墙等效刚度, 其值为  $\frac{E_c I_w}{1 + \gamma \mu E_c I_w / GA_w H^2}$ 。当受均布荷载作用时,  $\gamma = 4$ ; 受倒三角形分布荷载作用时,  $\gamma = 3.67$ ; 受顶点集中力作用时,  $\gamma = 3$ 。若用  $\mu = 1.20$  及  $G = 0.42E_c$  代入, 则可近似地简化成:

$$E_c I_{eq} = \frac{E_c I_w}{1 + \frac{q \mu I_w}{A_w H^2}} \quad (3.35)$$

### 3.3.3.2 整体小开口墙的内力及位移计算

整体小开口墙是指门窗洞口沿竖向成列布置, 洞口的总面积虽超过了墙总面积的 16%, 但总的说来, 仍是洞口很小的开孔剪力墙(它的具体划分条件见以下内容)。通过光弹性试验和钢筋混凝土模型试验, 发现这种整体小开口剪力墙在水平荷载作用下的受力性能能接近于按整截面计算的剪力墙, 它的截面在受力后仍能基本上保持平面, 正应力分布图形也大体上保持直线分布, 在各墙肢中仅有少量的局部弯矩, 在沿墙肢的高度方向, 弯矩图形不出现反弯点。显然, 这些就为利用材料力学公式计算整体小开口剪力墙的内力和侧移提供了前提。在此基础上, 再考虑局部弯曲应力的作用, 作一些修正, 则整体小开口剪力墙的内力和侧移计算问题就可解决。

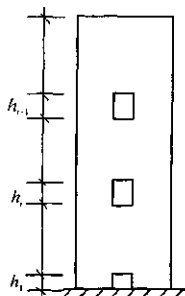


图 3.62 剪力墙尺寸示意图

## 1. 内力计算

先将整个整体小开口墙作为一个悬臂构件,按材料力学公式算出标高 $z$ 处总截面所承受的总弯矩 $M_{px}$ 和总剪力 $V_{px}$ (图 3.63)。

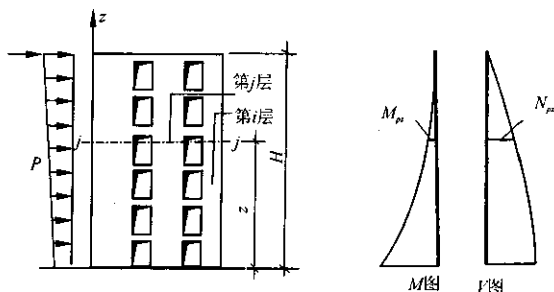


图 3.63 整体小开口墙的计算简图

(1) 墙肢弯矩。将总弯矩 $M_{px}$ 分为两部分：一部分为产生整体弯曲的总弯矩 $M'_{px}$ ，另一部分为产生局部弯曲的总弯矩 $M''_{px}$ ，其值为

$$M'_{px} = kM_{px} \quad M''_{px} = (1-k)M_{px}$$

式中, $k$ 为整体弯矩系数,可取 $k=0.85$ 。按图 3.64(d),根据平衡条件得

$$M_{px} = \sum N_{xi}y_i + \sum M_{xi}$$

第 $i$ 墙肢受到整体弯曲的弯矩为

$$M'_{xi} = M'_{px} \frac{I_i}{I} = kM_{px} \frac{I_i}{I}$$

式中, $I_i$ ——墙肢 $i$ 的惯性矩;

$I$ ——组合截面惯性矩。

第 $i$ 墙肢受到的局部弯曲的弯矩为

$$M''_{xi} = M''_{px} \frac{I_i}{\sum I_i} = (1-k)M_{px} \frac{I_i}{\sum I_i}$$

第 $i$ 墙肢受到的全部弯矩为

$$M_{xi} = M'_{xi} + M''_{xi} \\ = kM_{px} \frac{I_i}{I} + (1-k)M_{px} \frac{I_i}{\sum I_i}$$

(2) 墙肢剪力。总剪力 $V_{px}$ 也要分配给各个墙肢。第 $i$ 肢所分得的剪力 $V_{xi}$ 可近似地表达为

$$V_{xi} = \frac{1}{2}V_{px} \left( \frac{A_i}{\sum A_i} + \frac{I_i}{\sum I_i} \right)$$

式中, $A_i$ ——墙肢 $i$ 的截面积;

$I_i$ ——墙肢的惯性矩。

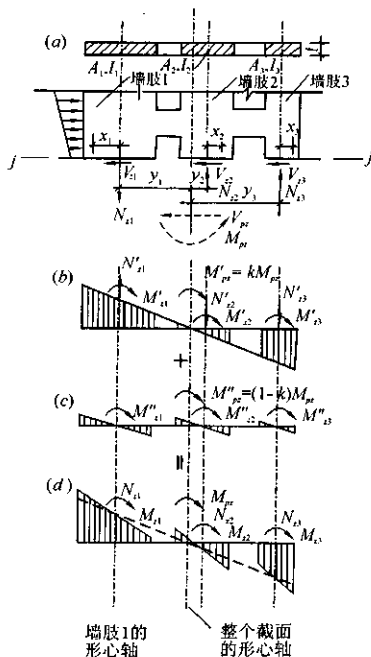


图 3.64 整体小开口墙的内力



(3) 墙肢轴力。各墙肢所受到的轴力为整体弯曲使该墙肢受到的正应力的合力(见图 3.64):

$$N_{ii} = N'_{ii} = \int \frac{M'_{is}(y_i + x_i)}{I} dA_i = \frac{kM_{is}}{I} \left[ \int_{A_i} y_i dA_i + \int_{A_i} x_i dA_i \right] = \frac{kM_{is}}{I} A_i y_i$$

式中,  $x_i$ ——微面积  $dA_i$  的形心到墙肢  $i$  截面形心间的距离;

$y_i$ ——墙肢  $i$  的截面形心到剪力墙整个截面形心间的距离。

局部弯曲并不在各墙肢中产生轴力,故在计算轴力时可不必考虑。

## 2. 侧移计算

整体小开口墙的侧移可与整截面剪力墙同样计算,但由于洞口使墙整个截面的等效抗弯刚度有所减弱,导致侧移增大。因此,在利用式(3.34)计算侧移  $\mu$  值时,需乘以 1.2 的增大系数;并且在利用式(3.35)计算等效抗弯刚度  $E_c I_{eq}$  时,  $I_w$  取组合截面惯性矩的 80%,  $A_w$  取墙肢截面面积之和。

### 3.3.3.3 双肢墙的内力及位移计算

当墙上门窗洞口的尺寸较大时,整个剪力墙截面上的正应力不再呈直线分布。墙上开有一列洞口的,称双肢剪力墙(简称双肢墙);开有多列洞口的,称多肢剪力墙(简称多肢墙或联肢墙)。

双肢墙一般可按连续化的方法通过解微分方程计算其内力和位移;多肢墙与双肢墙相似,也可用微分方程求解,只是稍复杂一些。现仅对双肢墙的计算介绍如下。

#### 1. 基本假定

(1) 将每一楼层处的连梁(图 3.65(a))离散为均布于整个楼层墙高上的许多个连杆(图 3.65(b)),即将仅在楼层标高处才有的有限连接点看成在整个高度上连续的分布的无限个连接点,从而为建立微分方程提供前提;

(2) 忽略连梁的轴向变形对墙肢水平位移的影响,即假定两个墙肢在同一标高处的水平位移是相等的;

(3) 假定两个墙肢在同一标高处的转角与曲率都相等,且连梁两端转角相同,则连梁的反弯点在跨中;

(4) 认为层高  $h$ 、墙肢的惯矩  $I_1$  和  $I_2$  及其截面积  $A_1$  和  $A_2$ ,以及连梁的截面惯矩  $I_b$  与其截面积  $A_b$  等参数,沿墙高方向均为常数。这样,所建立的是常系数微分方程,便于求解。

#### 2. 建立微分方程

求解内力的基本方法是力法,图 3.65(c) 是双肢墙的基本体系,沿连梁中点切开,由于反弯点在跨中,故切开后,该处弯矩为零,只有剪力集度  $q$  及轴力集度  $N_b$ ,但只有剪力集度是多余未知力,因此未知轴力  $N_b$  虽然存在,但与求解  $q$  无关,故可不必解出其值。

由切开处的变形连续条件建立  $q$  的微分方程(即基本方程),求解微分方程得出剪力  $q$ ,将一个楼层高度由各点剪力积分,还原为一根连梁中剪力,当各层连梁中的剪力得出后,所有墙肢及连梁内力即可相继求出。

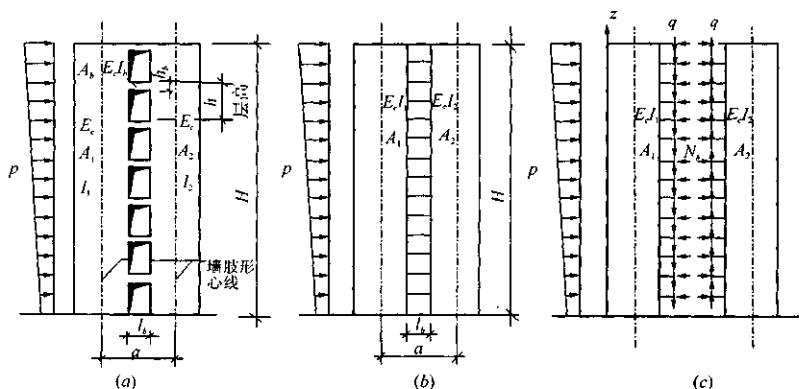


图 3.65 双肢墙的计算简图

切开处,沿未知力  $q$  方向上的相对位移  $\mu_q$  应为零,其变形连续条件可用下式表达:

$$\mu_q = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 = 0$$

第一种相对位移:由墙肢弯曲变形所产生的相对位移  $\delta_1$  (图 3.66(a))

基本体系在外荷载、切口处轴力和剪力的共同作用下发生弯曲变形。由于弯曲变形,使切口处产生相对位移  $\delta_1$ :

$$\delta_1 = -a \cdot \theta_1$$

式中,  $\theta_1$  —— 由于墙肢的弯曲变形所产生的转角;

$a$  —— 洞口两侧墙肢轴线间的距离。

第二种相对位移:由墙肢剪切变形所产生的相对位移  $\delta_2$  (图 3.66(b))

基本体系在外荷载、切口处轴力和剪力共同作用下发生剪切变形。由于剪切变形,使切口处产生相对位移  $\delta_2$ :

$$\delta_2 = -l_b \cdot \theta_2$$

式中,  $l_b$  —— 洞口的净宽;

$\theta_2$  —— 由于墙肢的剪切变形所产生的转角。

在上述以转角表达  $\delta_1$  及  $\delta_2$  的公式中,实际上已用了两个墙肢在同一标高处转角相等的假定。公式中的负号表示相对位移与假设的未知力(剪力)  $q$  的方向相反。

第三种相对位移:由墙肢的轴向变形所引起的相对位移  $\delta_3$  (图 3.66(c))

基本体系在外荷载、切口处的轴力和剪力  $q$  的作用下发生轴向变形,自两肢墙底到  $z$  标高处的轴向变形差,就是切口处的相对位移  $\delta_3$ :

$$\delta_3 = \frac{1}{E_c} \left( \frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^H q dz$$

将  $N(z) = \int_z^H q(z) dz$  代入上式即得:

$$\delta_3 = \int_0^x \frac{N(x)}{E_c A_1} dx + \int_0^x \frac{N(x)}{E_c A_2} dx$$

第四种相对位移:由连梁的弯曲和剪切变形所引起的相对位移  $\delta_4$  (图 3.66(d))

由于连梁在切口处有力  $qh$  的作用,将产生弯曲变形与剪切变形。弯曲变形产生的相对位移为:

$$\delta_{4M} = \frac{qhl^3}{12E_c I_{b0}}$$

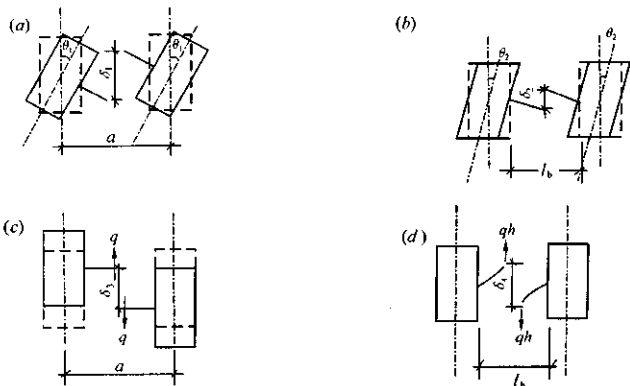


图 3.66 连梁中点切口处各相对位移示意图

剪切变形产生的相对位移为

$$\delta_{4V} = \mu \frac{qhl}{GA_b}$$

式中,  $h$ ——层高;

$l$ ——连梁的计算跨度,  $l = l_b + \frac{h_b}{2}$ ;

$h_b$ ——连梁的截面高;

$I_{b0}$ ——连梁的惯性矩;

$A_b$ ——连梁的截面积;

$\mu$ ——截面上剪应力分布的不均匀性系数,矩形截面时,  $\mu = 1.2$ ;

$G$ ——截面上的剪切弹性模量。

因此,由连梁的弯曲和剪切变形引起的相对位移为

$$\delta_4 = \delta_{4M} + \delta_{4V} = \frac{qhl^3}{12E_c I_{b0}} + \mu \frac{qhl}{GA_b}$$

$$\delta_4 = \frac{qhl^3}{12E_c I_{b0}} \left( 1 + \frac{12\mu E_c I_{b0}}{GA_b l^2} \right) = \frac{qhl^3}{12E_c I_b}$$

式中,  $I_b$  为计及剪切变形影响后的折算连梁惯性矩,故

$$I_b = \frac{I_{b0}}{1 + \frac{12\mu E_c I_{b0}}{GA_b l^2}} \approx \frac{I_{b0}}{1 + \frac{28\mu I_{b0}}{A_b l^2}}$$

根据变形协调条件

$$u_q = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 = 0$$

即得

$$a\theta_1 + l_0\theta_2 - \frac{1}{E_c} \left( \frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^z q dx - \frac{qhl^3}{12E_cI_b} = 0$$

将上式对  $z$  微分两次, 得

$$a\theta''_1 + l_0\theta''_2 + \frac{1}{E_c} \left( \frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) q - \frac{1}{12} \cdot \frac{hl^3}{E_cI_b} q'' = 0 \quad (3.36)$$

现引入外荷载所引起的内力与  $\theta_1$  和  $\theta_2$  的关系。

墙肢内力与其弯曲变形  $\theta_1$  的关系为

$$E_c(I_1 + I_2)\theta'_1 = M_P - \int_x^H q dx$$

式中,  $M_P$  为外荷载对整个剪力墙的弯矩。

对  $z$  微分一次, 得

$$\theta''_1 = \frac{1}{E_c(I_1 + I_2)} (-V_P + aq)$$

式中,  $V_P$  为外荷载在整个剪力墙  $z$  标高处的剪力。

同理, 墙肢内力与其剪切变形  $\theta_2$  的关系为

$$\theta_2 = \frac{\mu V_P}{G(A_1 + A_2)}$$

对  $z$  微分两次后得

$$\theta''_2 = \frac{\mu}{G(A_1 + A_2)} \frac{d^2 V_P}{dz^2}$$

在均布荷载作用下,

$$\theta''_1 = \frac{1}{E_c(I_1 + I_2)} \left[ V_c \left( \frac{z}{H} - 1 \right) + aq \right], \quad \theta''_2 = 0$$

在倒三角形荷载作用下,

$$\theta''_1 = \frac{1}{E_c(I_1 + I_2)} \left[ V_c \left( \frac{z^2}{H^2} - 1 \right) + aq \right], \quad \theta''_2 = - \frac{2\mu V_c}{G(A_1 + A_2)H^2}$$

式中,  $V_c$  为基底 ( $z=0$ ) 处的总剪力, 即全部外荷载水平力的总和。

将  $\theta''_1$  和  $\theta''_2$  代入式 (3.36), 整理化简得

$$\begin{aligned} q''(z) - \frac{12I_b}{hl^3} \left[ \frac{a^2}{(I_1 + I_2)} + \frac{(A_1 + A_2)}{A_1 A_2} \right] q(z) \\ = \begin{cases} \frac{12}{(I_1 + I_2)} \frac{I_b a}{hl^3} \left( \frac{z}{H} - 1 \right) V_0 & \text{(均布荷载)} \\ - \frac{12}{(I_1 + I_2)} \frac{I_b a}{hl^3} \left( \frac{z^2}{H^2} - 1 \right) V_0 - \frac{24\mu E_c I_b V_0}{G(A_1 + A_2)H^2 hl^3} & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases} \end{aligned}$$

令  $D = \frac{2I_b a^2}{l^3}$ ,  $S = \frac{aA_1 A_2}{A_1 + A_2}$ ,  $\alpha_1^2 = \frac{6H^2 D}{h(I_1 + I_2)}$ , 则上式可简化成

$$\begin{aligned} q''(z) - \frac{1}{H^2} \left[ \frac{6H^2 D}{h(I_1 + I_2)} + \frac{6H^2 D}{Sha} \right] q(z) \\ = \begin{cases} - \frac{6H^2 D}{H^2 h(I_1 + I_2) \alpha} \left( 1 - \frac{z}{H} \right) V_0 & \text{(均布荷载)} \\ - \frac{6H^2 D}{H^2 h(I_1 + I_2) \alpha} \left( 1 - \frac{z^2}{H^2} \right) V_0 - \frac{3D}{hH^2} \cdot \frac{4E_c \mu H^2}{G(A_1 + A_2)} \cdot \frac{l_b V_0}{a^2 H^2} & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases} \end{aligned}$$

令  $\gamma^2 = \frac{\mu E(I_1 + I_2)}{H^2 G(A_1 + A_2)} \cdot \frac{l_b}{a}$ , 则得

$$q''(z) - \frac{1}{H^2} \left[ \alpha_1^2 + \frac{6H^2 D}{Sha} \right] q(z) = \begin{cases} -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \left( 1 - \frac{z}{H} \right) V_0 & (\text{均布荷载}) \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \left( 1 - \frac{z^2}{H^2} \right) V_0 - \frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \cdot 2\gamma^2 V_0 & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

令  $\alpha^2 = \alpha_1^2 + \frac{6H^2 D}{Sha}$ , 则可进一步简化成

$$q''(z) - \frac{1}{H^2} \alpha^2 q(z) = \begin{cases} -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \left( 1 - \frac{z}{H} \right) V_0 & (\text{均布荷载}) \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \left( 1 + 2\gamma^2 - \frac{z^2}{H^2} \right) V_0 & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (3.37)$$

这就是双肢墙的基本微分方程式,  $q(z)$  为连梁对墙肢的约束弯矩。

### 3. 基本方程的解

式(3.37)是二阶常系数非齐次线性微分方程。为了使基本方程表达式进一步简化并便于制成图表, 将参数变换为无量纲参数。令  $\frac{z}{H} = \xi$ ,  $q(z) = \Phi(\xi) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} V_0 \cdot \frac{1}{a}$ , 则式(3.37)可化为

$$\Phi''(\xi) - \alpha^2 \Phi(\xi) = \begin{cases} -\alpha^2 (1 - \xi) & (\text{均布荷载}) \\ -\alpha^2 (1 + 2\gamma^2 - \xi^2) & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

上述方程的解可由齐次方程的通解  $\Phi_1$  和特解  $\Phi_2$  两部分组成, 即

$$\begin{aligned} \Phi_1 &= C_1 \text{ch}(\alpha\xi) + C_2 \text{sh}(\alpha\xi) \\ \Phi_2 &= \begin{cases} 1 - \xi & (\text{均布荷载}) \\ 1 + 2\gamma^2 - \xi^2 - \frac{2}{\alpha^2} & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \end{aligned}$$

所以

$$\Phi = C_1 \text{ch}(\alpha\xi) + C_2 \text{sh}(\alpha\xi) + \begin{cases} 1 - \xi & (\text{均布荷载}) \\ 1 + 2\gamma^2 - \xi^2 - \frac{2}{\alpha^2} & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

其中,  $C_1$  及  $C_2$  为积分常数, 可由边界条件确定, 即当  $z = 0$ , 即  $\xi = 0$  时, 剪切转角

$$\theta_2 = \frac{\mu V_0}{G(A_1 + A^2)}$$

当  $z = H$ , 即  $\xi = 1$  时, 在墙顶处的弯矩为零,

$$M(1) = 0$$

令  $\beta = \gamma^2 \alpha^2$ , 并经过一些变换, 第一个边界条件相当于

$$\Phi(0) = \beta$$

第二个边界条件相当于

$$\Phi'(1) = \begin{cases} -\beta & (\text{均布荷载}) \\ -2\beta & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

利用上述边界条件求出  $C_1$  和  $C_2$  后, 其解为

$$\Phi(\xi) = \begin{cases} (1-\beta) \left[ -\frac{\text{ch}\alpha(1-\xi)}{\text{ch}\alpha} + \frac{\text{sh}\alpha\xi}{\text{ach}\alpha} + (1-\xi) \right] + \beta(1-\xi) & (\text{均布荷载}) \\ (1-\beta) \left[ \left( \frac{2}{a^2} - 1 \right) \left( \frac{\text{ch}\alpha(1-\xi)}{\text{ch}\alpha} - 1 \right) + \frac{2}{a} \cdot \frac{\text{sh}\alpha\xi}{\text{ch}\alpha} - \xi^2 \right] + \beta(1-\xi^2) & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

由此可求出未知力(剪力) $q(\xi)$ ;

$$q(\xi) = \frac{1}{a} \Phi(\xi) \frac{V_0 a^2}{a^2}$$

为了工程设计人员的运算方便,可对 $\Phi(\xi)$ 与 $\alpha$ 和 $\xi$ 之间的关系制成表格以供查算。

#### 4. 双肢墙的内力计算

通过上面的计算,可求得在任意高度 $\xi$ 处的 $\Phi(\xi)$ 值。由 $\Phi(\xi)$ 可求得连梁的约束弯矩为

$$m(\xi) = V_0 \frac{a_1^2}{a^2} \Phi(\xi)$$

$j$ 层连梁的剪力

$$V_{bj} = m_j(\xi) \frac{h}{a}$$

$j$ 层连梁的端部弯矩

$$M_{bj} = V_{bj} \frac{l_b}{2}$$

$j$ 层墙肢的轴力

$$N_{ij} = \sum_{k=j}^n V_{ik} \quad (i=1,2)$$

$j$ 层墙肢的弯矩

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} M_j, M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} M_j$$

式中

$$M_j = M_p - \sum_j m(\xi)$$

$j$ 层墙肢的剪力,可近似地通过把总剪力按两端无转动的杆、考虑弯曲和剪切变形后的折算惯矩 $I'_i$ 进行分配求得:

$$V_1 = \frac{I'_1}{I'_1 + I'_2} V_j,$$

$$V_2 = \frac{I'_2}{I'_1 + I'_2} V_j$$

式中

$$I'_i = \frac{I_i}{1 + \frac{12\mu E_c I_i}{GA_i h^2}} \quad (i=1,2)$$

图 3.67 表示双肢剪力墙第  $j$  层的内力。

#### 5. 双肢墙的水平位移及等效抗弯刚度 $E_c J_{eq}$

根据墙肢内力与弯曲变形 $\theta_1$ 的关系及墙肢内力与

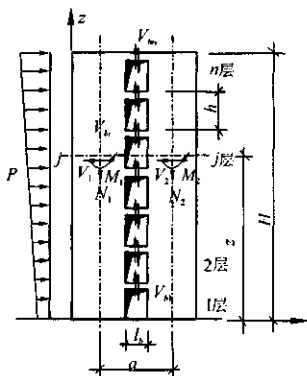


图 3.67 双肢墙  $j$  层内力状态

剪切变形  $\theta_2$  的关系:

$$E_c(I_1 + I_2)\theta'_1 = M_F - \int_z^H a q dz$$

$$G(A_1 + A_2)\theta_2 = \mu V_F$$

则当  $q(z)$  和  $V_F$  求得后, 剪力墙的水平位移可由下式求出:

$$y = y_1 + y_2$$

$$= \frac{1}{E_c(I_1 + I_2)} \int_0^z \int_0^z M_F(z) dz dz - \frac{1}{E_c(I_1 + I_2)} \int_0^z \int_0^z \int_0^z a q(z) dz dz dz$$

$$+ \frac{\mu}{G(A_1 + A_2)} \int_0^z V_F dz \quad (3.38)$$

式中,  $y_1$ ——由于弯曲变形产生的水平位移;

$y_2$ ——由于剪切变形产生的水平位移。

按不同荷载代入式(3.38)后, 可得

$$y = \frac{V_0 H^3}{2E_c(I_1 + I_2)} \left( 1 - \frac{\alpha_1^2}{a^2} \beta \right) \cdot \xi^2 \cdot \left[ \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \xi + \frac{1}{12} \xi^2 \right] - \frac{\alpha_1^2 V_0 H^3 (1 - \beta)}{a^2 E_c(I_1 + I_2)}$$

$$\times \left[ \frac{\xi(\xi - 2)}{2a^2} - \frac{\text{cha}\xi - 1}{a^4 \text{cha}} + \frac{\text{sha} - \text{sha}(1 - \xi)}{a^2 \text{cha}} + \xi^2 \left( \frac{1}{4} - \frac{\xi}{6} + \frac{\xi^2}{24} \right) \right]$$

$$+ \frac{\mu V_0 H (\xi - \frac{1}{2} \xi^2)}{G(A_1 + A_2)} \quad (\text{均布荷载})$$

$$y = \frac{V_0 H^3}{3E_c(I_1 + I_2)} \left( 1 - \frac{\alpha_1^2}{a^2} \beta \right) \left( \xi^2 - \frac{1}{2} \xi^3 + \frac{1}{20} \xi^5 \right) - \frac{V_0 H^3 (1 - \beta)}{E_c(I_1 + I_2)} \cdot \frac{\alpha_1^2}{a^2}$$

$$\times \left\{ \left( 1 - \frac{2}{a^2} \right) \left[ \frac{1}{2} \xi^2 - \frac{1}{6} \xi^3 - \frac{\xi}{a^2} + \frac{\text{sha} - \text{sha}(1 - \xi)}{a^2 \text{cha}} \right] \right.$$

$$\left. - \frac{2(\text{cha}\xi - 1)}{a^4 \text{cha}} + \frac{\xi^2}{a^2} - \frac{\xi^2}{6} + \frac{\xi^5}{60} \right\} + \frac{\mu V_0 H}{G(A_1 + A_2)} \left( \xi - \frac{\xi^3}{3} \right) \quad (\text{倒三角形荷载})$$

式中,  $\xi = \frac{z}{H}$ 。当  $\xi = 1$  时, 可得顶点的水平位移  $y$ :

$$y = \frac{1}{8} \cdot \frac{V_0 H^3}{E_c(I_1 + I_2)} \left\{ 1 + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{a^2} \left[ \frac{8}{a^2} \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{a^2} - \frac{1}{a^2 \text{cha}} \right) \right. \right.$$

$$\left. \left. - \frac{\text{sha}}{\text{acha}} \right] - \frac{\alpha_1^2}{a^2} + \frac{4\mu E_c(I_1 + I_2)}{H^2 G(A_1 + A_2)} \right\} \quad (\text{均布荷载})$$

$$y = \frac{11}{60} \cdot \frac{V_0 H^3}{E_c(I_1 + I_2)} \left\{ 1 + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{a^2} \left[ \frac{60}{11a^2} \left( \frac{2}{3} - \frac{\text{sha}}{\text{acha}} - \frac{2}{a^2 \text{cha}} \right) \right. \right.$$

$$\left. \left. + \frac{2\text{sha}}{a^3 \text{cha}} \right] - \frac{\alpha_1^2}{a^2} + \frac{40\mu E_c(I_1 + I_2)}{11H^2 G(A_1 + A_2)} \right\} \quad (\text{倒三角形荷载})$$

式中,  $\beta = \alpha^2 \gamma^2$ 。

显然, 双肢墙的等效抗弯刚度  $E_c I_{eq}$  为:

对于均布荷载

$$E_c I_{eq} = \frac{E_c(I_1 + I_2)}{1 + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{a^2} \left[ \frac{8}{a^2} \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{a^2} - \frac{1}{a^2 \text{cha}} - \frac{\text{sha}}{\text{acha}} \right) \right] - \frac{\alpha_1^2}{a^2} + \frac{4\mu E_c(I_1 + I_2)}{H^2 G(A_1 + A_2)}}$$

对于倒三角形荷载

$$E_c I_{eq} = \frac{E_c(I_1 + I_2)}{1 + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{a^2} \left[ \frac{60}{11a^2} \left( \frac{2}{3} - \frac{\text{sha}}{\text{acha}} - \frac{2}{a^2 \text{cha}} + \frac{2\text{sha}}{a^3 \text{cha}} \right) \right] - \frac{\alpha_1^2}{a^2} + \frac{40\mu E_c(I_1 + I_2)}{11H^2 G(A_1 + A_2)}}$$

### 3.3.3.4 壁式框架的内力及位移计算

当剪力墙的洞口尺寸较大而连梁的线刚度又大于或接近于墙肢的线刚度时,则剪力墙的受力性能已接近框架,在水平荷载作用下,各层墙肢将出现反弯点,所以将这类剪力墙视作带刚域的所谓“壁式框架”来考虑是比较合适的。这时,壁式框架的轴线取连梁及墙肢截面的形心线,刚域长度的取值为(图 3.68)所示:

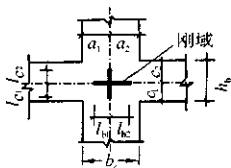


图 3.68 刚域取值

$$l_{b1} = a_1 - 0.25h_b$$

$$l_{b2} = a_2 - 0.25h_b$$

$$l_{c1} = c_1 - 0.25b_c$$

$$l_{c2} = c_2 - 0.25b_c$$

若算得的刚域长度为负值,则取为零。

壁式框架与普通框架的差别在于:一是梁柱杆端有刚域;二是各杆的截面较宽(高),剪切变形的影响不宜忽略。壁式框架可采用 D 值法进行计算,其原理和步骤与普通框架同,但需作如下修正。

#### 1. 带刚域的杆件考虑剪切变形后 D 值的修正

首先求出两端固定而又带刚域的杆件,考虑剪切变形影响后,当其两端各转动一单位转角( $\theta_1 = \theta_2 = 1$ )时,在杆端所需的弯矩  $m_{12}$  与  $m_{21}$ ,以及它们的和( $m_{12} + m_{21} = m$ )。

今以具有刚域长  $al$  及  $bl$  的杆 1-2 为例(图 3.69)。当 1 和 2 两端各有一个单位转角时,1' 和 2' 两点除有单位转角外,还有线位移  $al$  与  $bl$ ,即还有弦转角

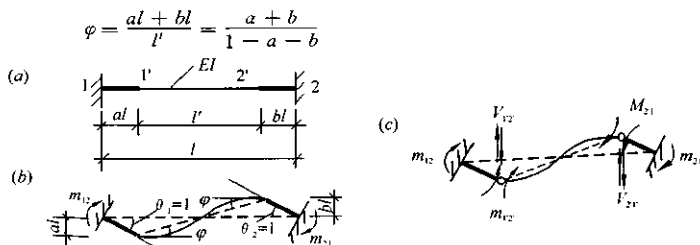


图 3.69 带刚域杆件的计算图

为了便于求出  $m_{12}$  及  $m_{21}$ ,可先假定 1' 和 2' 处为铰接,使刚性的边段各产生一个单位的转角。这时,在梁内并不产生内力,然后又 1' 和 2' 点处各加上弯矩  $m_{1'2'}$  与  $m_{2'1'}$ ,使 1'-2' 段从斜线位置变到所要求的变形位置(图 3.69(c))。这时 1'-2' 段两端都转了一个角度  $(1 + \varphi) = \frac{1}{1 - a - b}$ ,因此,杆端弯矩

$$m_{1'2'} = m_{2'1'} = \frac{6E_c I}{(1 + \beta_c) l'} \left( \frac{1}{1 - a - b} \right)$$

其中  $\beta_c = \frac{12\mu E_c I}{GA l'^2}$ ,  $\beta_c$  是考虑剪切变形影响后的附加系数。当不考虑剪切变形影响时,  $\beta_c = 0$ ,即



为仅考虑弯曲变形时的变截面梁的情形。

这样，

$$m_{1'2'} = m_{2'1'} = \frac{6E_c I}{(1 + \beta_i)(1 - a - b)^2 l}$$

1'-2' 段的杆端剪力为：

$$V_{1'2'} = V_{2'1'} = \frac{m_{1'2'} + m_{2'1'}}{l'} = \frac{12E_c I}{(1 - a - b)^3 l^2 (1 + \beta_i)}$$

由刚性边段的平衡条件得

$$m_{12} = m_{1'2'} + V_{1'2'}(al) = \frac{6E_c I(1 + a - b)}{(1 + \beta_i)(1 - a - b)^3 l} = 6ci$$

$$m_{21} = m_{2'1'} + V_{2'1'}(bl) = \frac{6E_c I(1 - a + b)}{(1 + \beta_i)(1 - a - b)^3 l} = 6c'i$$

$$\text{式中, } c = \frac{1 + a - b}{(1 + \beta_i)(1 - a - b)^3}$$

$$c' = \frac{1 - a + b}{(1 + \beta_i)(1 - a - b)^3}$$

$$i = \frac{E_c I}{l}$$

若再令  $K'_{12} = ci$ ,  $K'_{21} = c'i$ , 则  $m_{12} = 6K'_{12}$ ,  $m_{21} = 6K'_{21}$ 。这表明带刚域的杆件考虑剪切变形影响后, 它左端和右端的杆端弯矩  $m_{12}$  和  $m_{21}$ , 只需按等截面杆件的杆端弯矩乘以相应的系数  $c$  或  $c'$  后就可得到。因此, 考虑剪切变形影响后的带刚域杆的  $D$  值可近似地归纳如表 3.9 所示。

当带刚域的杆件两端各转动一个相同的单位转角 ( $\theta_1 = \theta_2 = \theta = 1$ ) 时, 在杆的两端共需施加的力矩  $m$  应为

$$m = m_{12} + m_{21} = \frac{12E_c I}{(1 + \beta_i)(1 - a - b)^3 l} = 6i(c + c') \quad (3.39)$$

表 3.9

楼层	$K'$	$a$	$D$
一般层	$K' = \frac{K'_1 + K'_2 + K'_3 + K'_4}{2K'_c}$	$a = \frac{K'}{2 + K'}$	$D = \alpha K'_c \left( \frac{12}{h^2} \right)$
底层	$K' = \frac{K'_1 + K'_2}{K'_c}$	$a = \frac{0.5 + K'}{2 + K'}$	$D = \alpha K'_c \left( \frac{12}{h^2} \right)$

注: 考虑剪切变形影响后的带刚域杆的线刚度  $K'_c = \frac{1}{2}(c + c')i$ ;  $K'_1 = c'i_1$ ,  $K'_2 = ci_2$ ,  $K'_3 = c'i_3$ ,  $K'_4 = ci_4$

如果该带刚域的杆件是剪力墙中的连梁, 则  $m$  为墙肢 (即连梁的端点) 各转动一个相同的单位转角时, 在连梁的两端施加给墙肢的约束弯矩, 亦即欲使连梁两端各转一单位转角时, 在连梁的两端共需施加的力矩大小,  $l$  即为门窗洞口两侧墙肢轴线间的距离;  $(1 - a - b)l$  即为该连梁的计算跨长。这时若按求双肢墙内力时用过的符号, 则式 (3.39) 即可写成

$$m = 6E_c D$$

这里,  $D = \frac{2I_1 a^2}{l^3}$ ,  $I_1 = \frac{I_{e0}}{1 + \frac{12\mu E_c I_{e0}}{GA_l \cdot l^2}}$ , 注意此处  $l$  相应为双肢墙连梁的计算跨长。因此,  $D$  是反映连梁刚度的一个系数。

## 2. 带刚域的杆件考虑剪切变形后反弯点高度比 $y$ 值的修正

柱反弯点的高度比  $y$ , 可利用不带刚域杆的附表 8、9、10, 按下列公式求出(图 3.70):

$$y = a + sy_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

式中,  $s = \frac{h'}{h}$ ;

$y_0$ ——标准反弯点高度比, 由比值  $\bar{K}'_0 = \frac{K'_1 + K'_2 + K'_3 + K'_4}{2i_c} S^2$  及框架的总层数  $m$ 、第  $n$  层等参数, 从附表 8

直接查得, 这里  $i_c = \frac{E_c I_c}{h}$ , 为不考虑刚域时柱的线刚度。

$y_1$ ——因上、下梁线刚度变化所引起的修正值。它可由上、下梁线刚度比值  $I \left( I = \frac{K'_1 + K'_2}{K'_3 + K'_4} \right)$  及  $\bar{K}'_0$ , 从附表 9 中直接查得。

$y_2$ ——因上层层高变化所引起的修正值, 可由上层层高  $h_{\perp}$  与该层层高  $h$  的比值  $\alpha_2 = \frac{h_{\perp}}{h}$  及  $\bar{K}'_0$ , 从附表 10 中直接查得。

$y_3$ ——因下层层高变化所引起的修正值, 可由下层层高  $h_{\text{下}}$  与该层层高  $h$  的比值  $\alpha_3 = \frac{h_{\text{下}}}{h}$  及  $\bar{K}'_0$ , 从附表 10 中直接查得。

以上这些求柱反弯点高度比的公式, 是根据与等截面杆件所组成的普通框架相对比后得出的。

有了壁式框架的  $D$  值与反弯点高度比  $y$  值后, 各杆的内力就可与一般框架同样的方法求出。

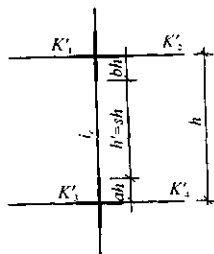


图 3.70 带刚域杆反弯点计算图

## 3.3.3.5 各类剪力墙的受力特点及其分类界限

### 1. 各类剪力墙的受力特点

以上讨论了按整截面计算的剪力墙、整体小开口墙、双肢墙(多肢墙)和壁式框架等四种类型的剪力墙, 它们因外形和洞口大小的不同, 受力特点也不同, 不但在墙肢截面上的正应力分布有区别, 而且沿墙肢高度方向上弯矩的变化规律也不同(图 3.71)。设计剪力墙时, 应首先判断它属于哪一种类型, 然后才能用相应的近似计算方法求出它们的内力以配置钢筋。

在水平荷载作用下按整截面计算的剪力墙, 犹如一悬臂杆。在墙肢的整个高度上, 弯矩图既不发生突变也不出现反弯点, 变形曲线以弯曲型为主(图 3.71(a), (b))。整体小开口墙与双肢墙(或多肢墙)在水平荷载作用下的弯矩, 从图 3.71(c) 和(d) 中可看出, 在连梁处的墙肢弯矩图有突变, 但在整个墙肢的高度上, 它没有或仅在个别楼层中才出现反弯点, 整个剪力墙的变形曲线仍以弯曲型为主。在水平荷载作用下的壁式框架, 其柱的弯矩图则不仅在楼层处有突

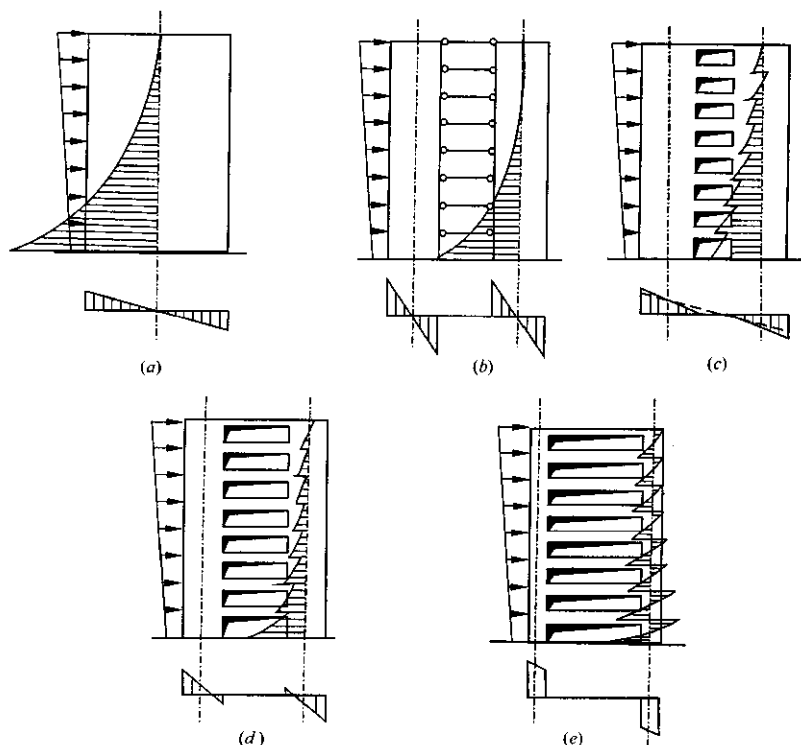


图 3.71 各类剪力墙的墙肢截面正应力及墙肢反弯点形态

变,而且在大多数的楼层中都出现了反弯点(图 3.71(e)),整个框架的变形以剪切型为主。

弯矩图之所以在连梁处有突变,是因为连梁对墙肢有约束作用,也就是连梁切开处的剪力  $q$  对墙肢产生了弯矩的缘故。这个使弯矩图发生突变的弯矩,就是连梁支座处弯矩值的大小,它主要取决于连梁刚度与墙肢刚度的相对比值。

## 2. 各类剪力墙的分类界限

各类剪力墙的判别准则,应根据受力特征来确定,即墙肢截面上的正应力分布图和沿墙肢高度方向上是否出现反弯点等情况。

当剪力墙上的门窗孔洞很大、连梁的刚度很小而墙肢的刚度又相对地较大时,连梁对墙肢的约束作用很小,连梁犹如铰接于墙肢的一个连杆,每一个墙肢相当于一个单肢的剪力墙,水平荷载全由这些单肢的剪力墙承担,墙肢中的轴力为零,正应力在各墙肢的截面中呈线性分布(图 3.71(b))。

反之,若剪力墙上的孔洞很小、连梁的刚度很大而墙肢的刚度又相对较小时,则连梁对墙肢的约束作用很强,整个剪力墙的整体性很好。这时的剪力墙犹如一片悬臂的整截面墙或整体

小开口墙,正应力在整个剪力墙的截面中呈线性分布或近于线性分布(图 3.71(a),(c))。

当连梁对墙肢的约束作用介于上述两种情况之间时,它的受力状态也介于上述两者之间。在整个剪力墙的截面上,正应力已不再呈线性分布,表示墙肢中的弯矩(局部弯矩)已十分显著。这就是双肢墙的工作情况(图 3.71(d))。

不论是开了大洞、每一个墙肢相当于一个单肢的剪力墙,还是整截面墙、整体小开口墙、双肢墙,沿墙肢高度方向上的弯矩图都没有反弯点或仅在个别高层房屋上才出现反弯点。

现在再研究一下两个判别准则。

#### 整体性系数 $\alpha$

由双肢墙计算可知:

$$\alpha^2 = \alpha_1^2 + \frac{6H^2D}{haS}$$

将  $\alpha_1$ ,  $D$  及  $S$  的定义代入,可得双肢墙的  $\alpha$  值为

$$\alpha = H \sqrt{\frac{12I_b\alpha^2}{h(I_1 + I_2)l^3} \left( \frac{I}{I - I_1 - I_2} \right)} \quad (3.40)$$

式中,  $\alpha$ ——连梁的计算跨长;

$I_b$ ——连梁的折算惯性矩;

$I$ ——剪力墙对组合截面形心的惯性矩;

$I_1, I_2$ ——分别为墙肢 1、墙肢 2 的惯性矩。

从式(3.40)可看出:  $\frac{2I_b\alpha^2}{l^3} = D$  是反映连梁刚度的一个系数,  $D$  值愈大,说明连梁的刚度愈大,对墙肢的约束作用也愈大;其次,式(3.40)中的  $I_1 + I_2$  为两个墙肢惯性矩之和。显然,它与墙肢的刚度有关。所以,  $\alpha$  值实际上反映了连梁与墙肢刚度之间的比值,体现了整个剪力墙的整体性。

当开孔很大,连梁的刚度很小而墙肢的刚度又相对地较大时,  $\alpha$  值小,由此求得的连梁对墙肢的约束弯矩  $m$  很小,说明连梁对墙肢的约束作用已不大;如果开孔很小,连梁的刚度很大而墙肢的刚度又相对较小时,  $\alpha$  值大,由此求得的  $m$  很大,说明连梁对墙肢的约束作用很大。由此可见,  $\alpha$  值的大小反映了连梁对墙肢约束作用的大小,所以有时称  $\alpha$  为剪力墙的整体性系数,为此,可以利用  $\alpha$  这一参数作为判别剪力墙类型的准则之一。

#### $\frac{I_b}{I}$ 的限值

因为在某些情况下,仅靠  $\alpha$  值的大小还不足以完全判别剪力墙的类型,因此还需从墙肢高度方向上是否出现反弯点来判别。例如当连梁的刚度比墙肢的刚度大很多时,  $\alpha$  值大,表示整个剪力墙的整体性好;但是,随着所开孔洞的大小,它可以是孔洞小的整截面墙,也可以是大孔洞的、横梁刚度很大的壁式框架。显然,整截面墙的受力性能与壁式框架是不一样的。为了区分这种不同的类型,除用  $\alpha$  值判别外,尚需再找一个能判别在墙肢高度方向上是否会出现反弯点的参数。

墙肢是否出现反弯点,与墙肢惯性矩的比值  $\frac{I_b}{I}$ 、整体性系数  $\alpha$ 、层数  $n$  等多种因素有关,  $I_b$  为扣除墙肢惯性矩后剪力墙的惯性矩,即  $I_b = I - (I_1 + I_2)$ 。若孔洞狭窄,  $\frac{I_b}{I}$  小;反之,则  $\frac{I_b}{I}$

大。当  $\frac{I_0}{I}$  大到一定数值时,表明截面削弱较大,剪力墙的墙肢表现出框架柱的受力特点,即墙肢上的弯矩将出现反弯点。因此《高层规程》根据墙肢弯矩是否出现反弯点的分析,给出了  $\frac{I_0}{I}$  的限值  $\zeta(\alpha, n)$ ,作为划分剪力墙的第二个判别标准。 $\zeta(\alpha, n)$  已制成表格 3.10。

表 3.10 系数  $\zeta$  的数值

$\alpha$	层数 $n$					
	8	10	12	16	20	$\geq 30$
10	0.886	0.948	0.975	1.000	1.000	1.000
12	0.866	0.924	0.950	0.994	1.000	1.000
14	0.853	0.908	0.934	0.978	1.000	1.000
16	0.844	0.896	0.923	0.951	0.988	1.000
18	0.836	0.888	0.914	0.952	0.978	1.000
20	0.831	0.880	0.906	0.945	0.970	1.000
22	0.827	0.875	0.901	0.910	0.965	1.000
24	0.824	0.871	0.897	0.935	0.960	0.989
26	0.822	0.867	0.894	0.932	0.955	0.986
28	0.820	0.864	0.890	0.929	0.952	0.982
$\geq 30$	0.818	0.861	0.887	0.926	0.950	0.979

综上所述,《高层规程》对各类剪力墙划分如下:

- (1) 当  $\alpha \geq 10$ , 且  $\frac{I_0}{I} \leq \zeta$  时,按整体小开口墙计算;
- (2) 当  $\alpha \geq 10$ , 但  $\frac{I_0}{I} > \zeta$  时,按壁式框架计算;
- (3) 当  $\alpha < 10$ , 但  $\frac{I_0}{I} \leq \zeta$  时,按双肢墙计算;
- (4) 剪力墙孔洞面积与墙面面积之比不大于 0.16, 且孔洞净距及孔洞边至墙边距离大于孔洞长边尺寸时,可按整截面墙计算。

对不能由竖向成列布置的孔洞划分为若干墙肢的剪力墙,宜用平面有限单元法或其它有效方法进行内力和位移计算。

上述这些划分条件虽然是从分析双肢墙的计算结果得出的,但对多肢墙也基本适用。

### 3.3.4 框架-剪力墙结构内力和侧移的近似计算

框架-剪力墙结构体系,由框架和剪力墙共同承受外力。在竖向荷载作用下,框架和剪力墙各自承受所在范围内的荷载,其内力和位移计算与框架、剪力墙的内力和位移计算相同。在水平荷载作用下,由于框架和剪力墙是两种抗侧力性能不同的结构,因而存在框架和剪力墙之间如何协同工作的问题。

若框架和剪力墙各自独立,如图 3.72(a), (b) 所示,则由于剪力墙为竖向悬臂梁,在水平荷载作用下,层间位移向上逐层递增,其变形曲线呈弯曲型;而框架在水平荷载作用下,层间位

移向上逐层递减,其变形曲线呈剪切型。而在框架-剪力墙结构中,因框架和剪力墙由自身平面内刚度很大的楼盖连成整体,因此在水平荷载作用下,其变形曲线介于弯曲变形和剪切变形之间,如图 3.72(c) 所示。

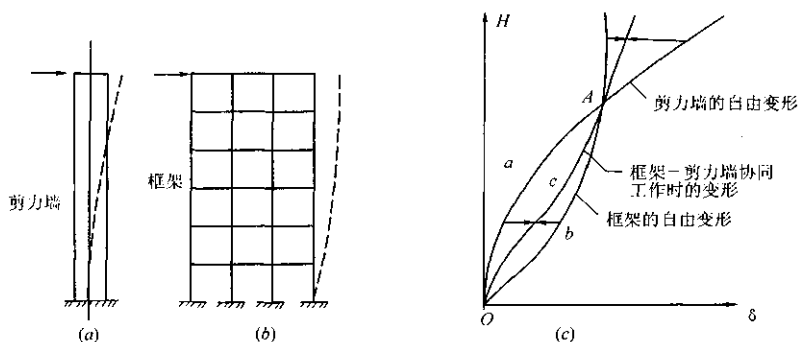


图 3.72 框架、剪力墙变形曲线图

由图 3.72(c) 所示变形曲线的规律表明,框架-剪力墙协同工作具有以下特点:

(1) 在房屋的上部(即 A 点以上),剪力墙的变形大于框架的变形,但两者变形协调后,剪力墙的变形减小,框架的变形加大,这就使剪力墙的受力要比单独受力时为小,而框架的受力比单独受力时加大,说明框架帮了剪力墙的忙。

(2) 在房屋的下部(即 A 点以下),情况恰好相反,说明剪力墙帮了框架的忙。由于剪力墙的刚度远远大于框架的刚度,这种作用就十分显著,可使大部分水平荷载由剪力墙承担,而框架只承担小部分水平荷载,这对框架来说是非常有利的,因为单独的框架结构,越靠近底层,承受的剪力越大。

在框架-剪力墙结构中,由于框架在上部受力加大,下部受力减小,从而可使框架沿房屋高度受力均匀。

框架-剪力墙结构协同工作的结果使框架和剪力墙结构在这种体系中充分发挥各自的作用(框架主要承受竖向荷载,剪力墙主要承受水平荷载),从而充分体现了这种结构体系的优越性。

对框架-剪力墙体系结构的协同作用的计算,首先要解决框架和剪力墙经楼盖协同后,它们之间的剪力分配问题和共同的侧移曲线问题。其计算方法有两类:一类是利用计算机,采用空间协同工作计算程序,计算很方便,结果也较为精确;另一类是手算的近似法,可利用图表曲线简化计算。在大多数比较规则的结构中,后者也可得到满意的结果。

本节介绍一种在水平荷载作用下的手算近似计算方法。

### 1. 基本假定与计算简图

为简化计算,建立计算简图,并作如下的基本假定:

(1) 楼盖在其自身平面内的抗弯刚度为无限大,故可简化为铰接刚性连杆。为此,剪力墙的间距应符合表 3.2 的规定,保证楼盖将计算区段内的框架和剪力墙连成整体而不产生相对变形。

(2) 房屋的刚度中心与作用在房屋墙面上水平力的合力作用点相重合, 且与房屋的质量中心重合。故可不考虑在水平作用下绕竖轴扭转的影响。

在这两个基本假定的前提下, 同一楼层标高处的框架与剪力墙的水平位移应该相等。

为了简化计算, 建立计算简图可分别将所有框架和所有剪力墙各自综合在一起, 分别形成总框架和总剪力墙, 再考虑它们间的协同工作, 并按平面结构来处理。

若以连杆代替楼盖后, 则对图 3.73(a) 所表示的框架-剪力墙体系房屋, 其计算简图可表示为图 3.73(b) 所示的形式。

分析内力时, 可将连杆切断而以集中力  $P_{ij}$  替代。总剪力墙在外荷载  $p$  及楼层标高处的集中力  $P_{ij}$  作用下, 其水平位移应与同标高处的总框架受集中力  $P_{ij}$  后的水平位移相同。根据这个条件, 可对每个楼层列出一个变形协调方程。这样, 对有  $n$  个楼层的房屋就可列出  $n$  个方程去解  $n$  个未知力  $P_{ij}$ 。待解得各个集中力  $P_{ij}$  后, 各片框架与剪力墙的内力就不难求得了。

若房屋的层数较多, 则可进一步把集中力  $P_{ij}$  简化成连续的分布力  $p_i$ 。这时的总剪力墙就像一个下端固定、上端自由、承受外荷载  $p$  与“地基”反力  $p_i$  的“弹性地基梁”, 总框架是它的“弹性地基”。通过解微分方程求得总剪力墙(或总框架)的位移曲线  $y$ , 进而求得总框架和总剪力墙的内力以及连续分布力  $p_i$ 。之后, 按各片框架的等效抗侧刚度对总框架的剪力  $V_i$  进行分配, 再求得各片框架各杆的内力; 同样, 按各片剪力墙的刚度对总剪力墙的剪力  $V$  及弯矩  $M$  进行分配, 再对各片剪力墙的内力进行计算与配筋。

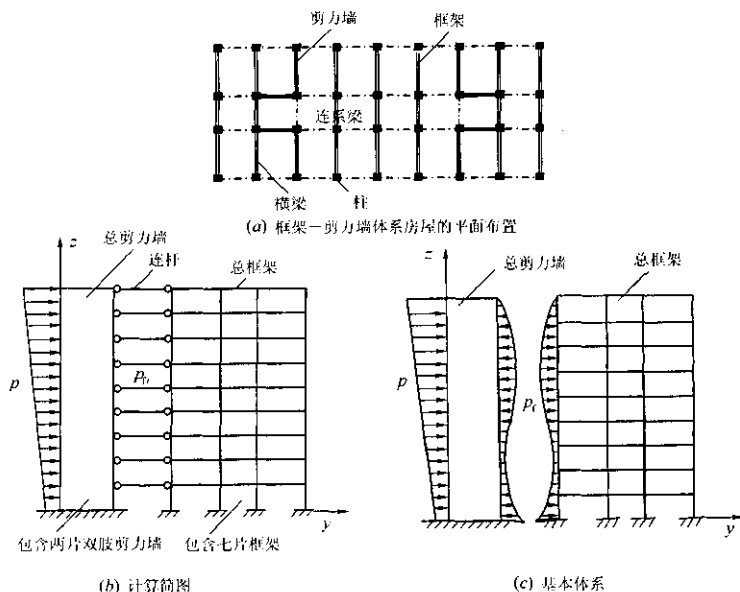


图 3.73 框架-剪力墙体系的计算

## 2. 建立微分方程

在水平荷载( $p - p_l$ )的作用下,可写出综合剪力墙的微分方程式

$$EI_d \frac{d^4 y}{dz^4} = p - p_l \quad (3.41)$$

式中,  $EI_d$  为总剪力墙的等效抗弯刚度,等于各片剪力墙等效抗弯刚度之和。

令  $C_l$  为总框架的抗侧刚度,所谓框架的抗侧刚度,是指使框架产生单位剪切角(或称弦转角)  $\frac{dy}{dz} = 1$  时所需的剪力值。当产生剪切角  $\frac{dy}{dz}$  时,总框架所受的剪力为  $V_l = C_l \frac{dy}{dz}$ 。

微分一次得

$$\frac{dV_l}{dz} = C_l \frac{d^2 y}{dz^2} = -p_l$$

代入式(3.41)得

$$EI_d \frac{d^4 y}{dz^4} - C_l \frac{d^2 y}{dz^2} = p$$

令  $\lambda^2 = \frac{C_l H^2}{EI_d}$  及  $\xi = \frac{z}{H}$ ,  $H$  为房屋的全高,则上式可写成

$$\frac{d^4 y}{d\xi^4} - \lambda^2 \frac{d^2 y}{d\xi^2} = \frac{pH^4}{EI_d} \quad (3.42)$$

这就是总框架与总剪力墙协同工作的基本微分方程式。 $\lambda$  称为框架-剪力墙结构的刚度特征值,它反映总框架与总剪力墙刚度之间的相对关系。 $\lambda$  大,表示总框架的抗侧刚度较大(相对于总剪力墙的等效抗弯刚度);反之则小。 $\lambda$  值的大小对总框架及总剪力墙的内力将产生很大影响。

## 3. 基本方程的解

式(3.42)为四阶的常系数线性微分方程,其一般解为

$$y = A \sinh \lambda \xi + B \cosh \lambda \xi + C_1 + C_2 \xi + y_1$$

式中的  $y_1$  是特解,由荷载形式确定; $A, B, C_1, C_2$  是四个积分常数,由总剪力墙上下端的边界条件确定。

侧移  $y$  求出后,总剪力墙上任意一截面的转角  $\theta$ 、弯矩  $M_w$  及剪力  $V_w$  就可由下列各式求得

$$\theta = \frac{dy}{dz} = \frac{1}{H} \cdot \frac{dy}{d\xi}$$

$$M_w = -EI_d \frac{d^2 y}{dz^2} = -EI_d \frac{1}{H^2} \frac{d^2 y}{d\xi^2}$$

$$V_w = -EI_d \frac{d^3 y}{dz^3} = -EI_d \frac{1}{H^3} \cdot \frac{d^3 y}{d\xi^3}$$

$\theta, M_w, V_w$  的正负号规定与一般梁相同。

若为均布荷载  $p = p_0, y_1 = -\frac{p_0 H^2}{2C_l} \xi^2$ , 则一般解为

$$y = A \sinh \lambda \xi + B \cosh \lambda \xi + C_1 + C_2 \xi - \frac{p_0 H^2}{2C_l} \xi^2 \quad (3.43)$$

边界条件为:当  $\xi = 1$  时,房屋顶点处的剪力值为零,即  $V_w + V_l = 0$ ;当  $\xi = 0$  时,房屋底部处的转角为零,即  $\frac{dy}{d\xi} = 0$ ;当  $\xi = 1$  时,总剪力墙的弯矩为零,即  $M_w = 0$ ,因而  $\frac{d^2 y}{d\xi^2} = 0$ ;当  $\xi =$



0 时,房屋底部处的水平位移应为零,即  $y = 0$ 。

利用上面四个边界条件,可解得四个积分常数  $A, B, C_1$  及  $C_2$ ,再代入式(3.43)并整理得

$$y = \frac{p_0 H^4}{EI_d \lambda^4} \left[ \alpha (\operatorname{ch} \lambda \xi - 1) - \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi + \lambda^2 \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right) \right] \quad (3.44)$$

式中,  $\alpha = \frac{1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda}{\operatorname{ch} \lambda}$ 。

房屋顶点处的水平位移  $\Delta$  为

$$y_{(\xi=1)} = \Delta = \frac{p_0 H^4}{EI_d \lambda^4} \left[ \alpha (\operatorname{ch} \lambda - 1) - \lambda \operatorname{sh} \lambda + \frac{1}{2} \lambda^2 \right] \quad (3.45)$$

图 3.74(a) 表示按式(3.44)所算得的房屋侧移曲线。图 3.74(b) 为房屋在不同的  $\lambda$  值、顶端的侧移量相等时的侧移曲线,它清楚地表示出各侧移曲线的特点。

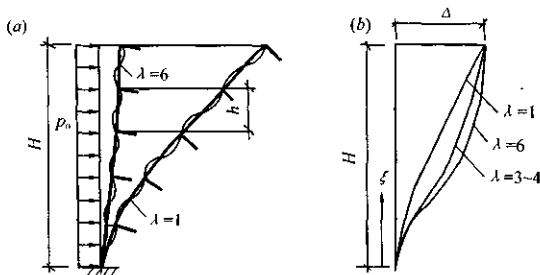


图 3.74 框架—剪力墙结构体系的侧移特点

#### 4. 总框架的荷载和内力

(1) 总框架所承受的水平荷载  $p_f$

$$p_f = -C_f \frac{d^2 y}{dz^2} = p_0 (1 - \alpha \operatorname{ch} \lambda \xi + \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi) \quad (3.46)$$

在顶点处

$$p_f = 0$$

在基底处

$$p_f = p_0 (1 - \alpha)$$

(2) 总框架所承受的剪力  $V_f$ :

$$V_f = C_f \frac{dy}{dz} = p_0 H \left( 1 - \operatorname{ch} \lambda \xi + \frac{\alpha}{\lambda} \operatorname{sh} \lambda \xi - \xi \right) \quad (3.47)$$

在顶点处

$$V_f = p_0 H \left( \frac{\alpha}{\lambda} \operatorname{sh} \lambda - \operatorname{ch} \lambda \right)$$

在基底处

$$V_f = 0$$

#### 5. 总剪力墙的荷载和内力

(1) 总剪力墙所承受的水平荷载  $p_w$ :

$$p_w = p - p_t = p_0 - p_t$$

所以

$$p_w = p_0(\alpha \operatorname{ch} \lambda \xi - \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi) \quad (3.48)$$

在顶点处

$$p_w = p_0(\alpha \operatorname{ch} \lambda - \lambda \operatorname{sh} \lambda)$$

在基底处

$$p_w = p_0 \alpha$$

(2) 总剪力墙所承受的剪力  $V_w$ :

$$V_w = -EI_d \frac{d^3 y}{dz^3} = p_0 H \left( \operatorname{ch} \lambda \xi - \frac{\alpha}{\lambda} \operatorname{sh} \lambda \xi \right) \quad (3.49)$$

在顶点处

$$V_w = p_0 H \left( \operatorname{ch} \lambda - \frac{\alpha}{\lambda} \operatorname{sh} \lambda \right)$$

在基底处

$$V_w = p_0 H_0$$

(3) 总剪力墙所承受的弯矩  $M_w$ :

$$M_w = -EI_d \frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{p_0 H^2}{\lambda^2} (\lambda \operatorname{sh} \lambda \xi + 1 - \alpha \operatorname{ch} \lambda \xi) \quad (3.50)$$

在顶点处

$$M_w = 0$$

在基底处

$$M_w = \frac{p_0 H^2}{\lambda^2} (1 - \alpha)$$

图 3.75 和图 3.76 分别表示在均布荷载  $p_0$  的作用下,沿房屋的高度方向上,总剪力墙和总框架所承受的弯矩  $M_w$ 、剪力  $V_w$ 、 $V_t$  和水平荷载  $p_w$ 、 $p_t$  的变化情况。

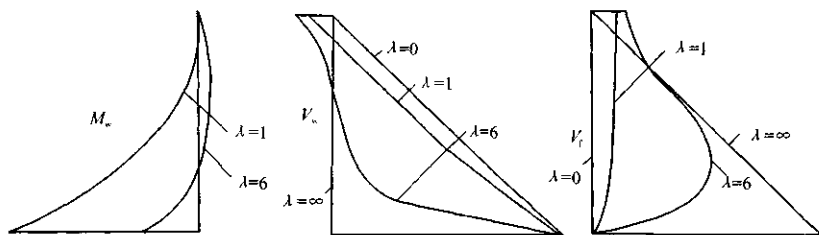


图 3.75 框架-剪力墙内力变化情况

为方便计算,对在均布荷载及倒三角形荷载作用下综合剪力墙的剪力  $V_w$ 、弯矩  $M_w$  及其侧移  $y$ ,按不同房屋的刚度特征值  $\lambda$  绘制的曲线图表,列于附表 11 及附表 12。这些图表是用整个体系底部的总剪力  $V_0$ 、总弯矩  $M_0$  及剪力墙单独承受荷载时,顶部的侧移值  $y_0$  来表示的。

在承受均布荷载  $p_0$  时,

$$\frac{V_w}{V_0} = \frac{1}{\lambda} (\lambda \operatorname{ch} \lambda \xi - \alpha \operatorname{sh} \lambda \xi)$$

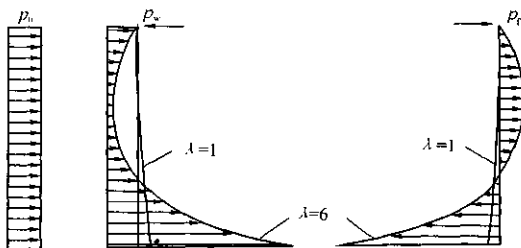


图 3.76 总剪力墙、总框架受力变化情况

$$\frac{M_w}{M_0} = \frac{2}{\lambda^2} (\lambda \operatorname{sh} \lambda \xi + 1 - \alpha \operatorname{ch} \lambda \xi)$$

$$\frac{y}{y_0} = \frac{8}{\lambda^4} [\alpha (\operatorname{ch} \lambda \xi - 1) - \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi + \lambda^2 \xi (1 - \frac{\xi}{2})]$$

$$\frac{V_i}{V_0} = (1 - \xi) - \frac{V_w}{V_0}$$

这里,  $V_0 = p_0 H$ ,  $M_0 = \frac{1}{2} p_0 H^2$ ,  $y_0 = \frac{p_0 H^4}{8EI_d}$ 。

同理可得倒三角形荷载下的相应公式

$$\frac{V_w}{V_0} = \frac{2}{\lambda^2} \left[ \left( \frac{\lambda^2}{2} - 1 \right) \operatorname{ch} \lambda \xi + 1 - \left( \frac{\lambda^2 \operatorname{sh} \lambda}{2} - \operatorname{sh} \lambda + \lambda \right) \frac{\operatorname{sh} \lambda \xi}{\operatorname{ch} \lambda} \right]$$

$$\frac{M_w}{M_0} = \frac{3}{\lambda^3} \left[ \left( \frac{\lambda^2}{2} - 1 \right) \operatorname{sh} \lambda \xi + \lambda \xi - \left( \frac{\lambda^2 \operatorname{sh} \lambda}{2} - \operatorname{sh} \lambda + \lambda \right) \frac{\operatorname{ch} \lambda \xi}{\operatorname{ch} \lambda} \right]$$

$$\frac{y}{y_0} = \frac{120}{11} \cdot \frac{1}{\lambda^2} \left[ \left( \frac{\operatorname{sh} \lambda}{2\lambda} - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda^3} + \frac{1}{\lambda^2} \right) \left( \frac{\operatorname{ch} \lambda \xi - 1}{\operatorname{ch} \lambda} \right) + \left( \xi - \frac{\operatorname{sh} \lambda \xi}{\lambda} \right) \times \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^2} - \frac{\xi^2}{6} \right) \right]$$

$$\frac{V_i}{V_0} = (1 - \xi^2) - \frac{V_w}{V_0}$$

这里,  $V_0 = \frac{1}{2} p_{\max} H$ ,  $M_0 = \frac{1}{3} p_{\max} H^2$ ,  $y_0 = \frac{11 p_0 H^4}{120 EI_d}$ ,  $p_{\max}$  为倒三角形  $H$  高处值。

## 6. 计算结果的分析

### 房屋的侧向位移特征

图 3.74 表示按式 3.44 算得的房屋侧移曲线。当  $\lambda$  值很小(例如  $\lambda \leq 1$ )，即：总框架的抗侧刚度比总剪力墙的等效抗弯刚度小很多时，房屋的侧移曲线象独立的悬臂梁一样，曲线凸向原始位置，呈弯曲变形的形状。反之，当  $\lambda$  值较大(例如  $\lambda \geq 6$ )，即总框架的抗侧刚度比总剪力墙的等效抗弯刚度大很多时，房屋的侧移曲线凹向原始位置，呈剪切变形的形状。图 3.74(a) 表示  $\lambda = 1$  及  $\lambda = 6$  时房屋的侧移曲线，并画出了框架柱的实际挠曲形状，即在每一层的高度范围内，框架柱还有局部挠曲，每一层柱子都变成“S”形。当  $\lambda = 1 \sim 6$  时，侧移曲线的形状界于弯曲与剪切变形之间。随着  $\lambda$  值的增大，总框架逐渐更多地承担外荷载，侧移曲线的形状也逐渐接近于框架的变形曲线。

### 荷载与剪力的分布特征

从图 3.76 可以看出:作用在整个框架-剪力墙体系上的荷载  $p_0$  由总剪力墙  $p_w$  及总框架  $p_f$  所分担:

$$p_w + p_f = p = p_0$$

$p_f$  是作用在综合框架上的水平荷载,也是作用在总框架与总剪力墙之间水平连续的分布力。在房屋的上部几层, $p_f$  为压力;但在下部几层, $p_f$  为拉力。这说明,在房屋的上部几层,框架阻挡剪力墙向前变形,使两者所负担的荷载  $p_f$  和  $p_w$  都各小于总水平荷载  $p_0$  值;但在下部几层,框架将剪力墙向前拉,加重了剪力墙的负担,使剪力墙所负担的荷载  $p_w$  大于总水平荷载  $p_0$ ,而框架所负担的荷载  $p_f$  的作用方向与总水平荷载  $p_0$  的作用方向相反,当然, $p_w$  和  $p_f$  的代数和仍等于  $p_0$  值。

由图 3.75 可以看出,当框架的刚度较小,即  $\lambda$  较小时,总剪力墙承担了大部分的剪力;反之,则总框架承担较多的剪力,但在房屋底部,框架的剪力总是等于零。

这就是剪力墙与框架协同工作的一些重要特点。所以会产生这些现象,主要是由于剪力墙和框架在单独受力时的变形曲线形状不相同,前者为弯曲型,后者为剪切型,如今楼面把它们连成整体,变形必须协调的缘故(图 3.77)。

值得注意的是,在房屋顶点处,总剪力墙的剪力  $V_w$  和总框架的剪力  $V_f$  都不等于零(图 3.75),但它们的数值相等,方向相反,两者恰好平衡。

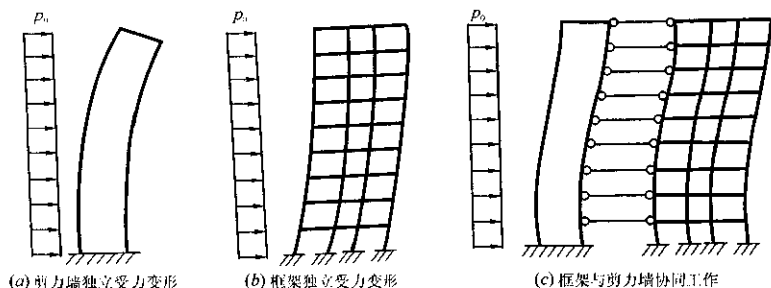


图 3.77 框架与剪力墙协同工作示意图

### 7. 总框架抗侧刚度 $C_f$ 与等效抗侧刚度

上述总框架抗侧刚度  $C_f$  为各片框架抗侧刚度  $C_{fi}$  的总和,即

$$C_f = \sum C_{fi}$$

所以,如欲确定  $C_f$ ,就须先求出第  $i$  片框架的抗侧刚度  $C_{fi}$ 。

#### 单片框架的抗侧刚度 $C_{fi}$

在 3.3.2 节改进的反弯点法中,曾求出当框架某一立柱杆端发生一个单位的相对水平位移时所需的剪力为:

$$D = \alpha_i \frac{12i}{h^2}$$

对于整个一层的框架立柱来说,则

$$\sum D = \sum \alpha_i \frac{12i}{h^2}$$

由  $C_{ti}$  的定义可知,单片框架的抗侧刚度  $C_{ti}$  为

$$C_{ti} = h \cdot \sum D = 12 \sum \alpha_i \frac{i}{h}$$

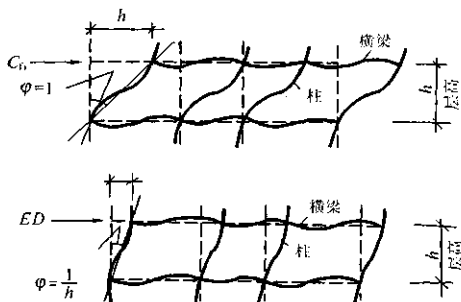


图 3.78 第  $i$  片框架抗侧刚度计算图

$C_{ti}$  与  $\sum D$  的关系如图 3.78 所示。

单片框架的等效抗侧刚度  $C_{ti\text{eq}}$

当框架的高度大于 50m 或大于其宽度的 4 倍时,应计及柱的轴向变形对框架-剪力墙体系的内力与侧移的影响,否则会使计算误差增大。这时,可用“等效抗侧刚度” $C_{ti\text{eq}}$  替代上述的抗侧刚度  $C_{ti}$ 。

令  $\Delta_1$  为框架仅考虑梁、柱弯曲变形所引起的框架顶点侧移; $\Delta_2$  为框架由于各立柱的轴向变形所引起的框架顶点侧移。

如图 3.79,在均布荷载  $p_0$  作用时,按  $p_0 = -C_{ti} \frac{d^2 y}{dz^2}$  的关系,可求得高度  $z$  处的框架侧移

$$y = - \int_0^z \int_z^H \frac{p_0}{C_{ti}} dz dz = \frac{p_0}{C_{ti}} z \left( H - \frac{z}{2} \right)$$

这时,顶点侧移

$$\Delta_1 = \frac{p_0}{2C_{ti}} H^2 \quad (3.51)$$

按单片框架的等效抗侧刚度  $C_{ti\text{eq}}$  的定义,并利用式(3.51),可写出

$$C_{ti\text{eq}} = \frac{p_0 H^2}{2(\Delta_1 + \Delta_2)}$$

再以式(3.51)的关系代入,故

$$C_{ti\text{eq}} = \frac{\Delta_1}{\Delta_1 + \Delta_2} C_{ti} \quad (3.52)$$

这样,总框架的等效抗侧刚度  $C_{\text{teq}}$  即为

$$C_{\text{teq}} = \sum C_{ti\text{eq}}$$

式(3.52)  $\Delta_2$  的值,可由结构力学的方法求出。

可见,若需考虑框架柱轴向变形的影响时,仅需将前述公式中的  $C_{ti}$  换成  $C_{ti\text{eq}}$  即可。

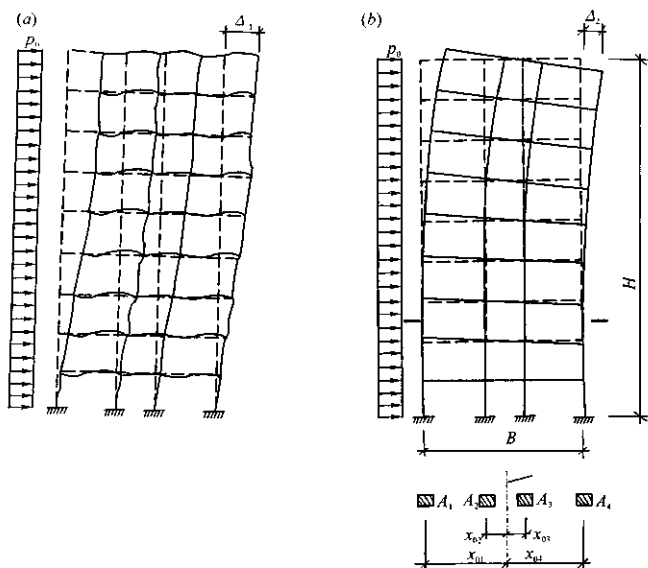


图 3.79 框架-剪力墙侧移计算图

在计算框架-剪力墙体系的位移时,应引入刚度折减系数 $\beta_c, \beta_f$ 。值建议采用表 3.11。

表 3.11 刚度折减系数 $\beta_c$ 

剪 力 墙		连系梁、框架-剪力墙体系中的框架	
现浇结构	装配整体式结构	现浇结构	装配整体式结构
0.85	0.70 ~ 0.80	0.70	0.55 ~ 0.60

### 复习思考题

1. 多层与高层结构的设计有哪些特点?
2. 什么是结构的延性?为什么在抗震设计时要强调结构的延性?
3. 常用的竖向结构体系(或称抗侧力结构体系)有哪些?
4. 了解各种常用的竖向结构体系的受力特点及其有关布置。
5. 理解框架 - 剪力墙结构体系中,框架与剪力墙协同工作的情况。
6. 高层结构的总体布置应考虑哪些问题及如何考虑?
7. 风载的特点有哪些?如何计算风载?
8. 地震作用的特点有哪些?如何计算地震作用?
9. 采用计算机作结构分析的主要任务是什么?
10. 为什么说目前大部分结构分析程序采用结构处于弹性受力状态的假定是合理的?
11. 掌握框架结构的简化近似分析方法:分层法、反弯点法和改进反弯点法。
12. 了解框架在水平作用下侧移的近似计算方法。
13. 理解各类剪力墙结构及框架 - 剪力墙结构的简化近似分析方法。
14. 了解各类剪力墙的受力特点及其分类界限。

## 第4章 多层与高层房屋构件的截面与抗震设计

结构设计的要求是:保证在设计荷载作用下,组合后的荷载同时满足承载能力及正常使用(如位移限制)两类极限状态的设计要求。对有抗震设防要求的结构,设计时还应满足延性要求,对某些结构还要验算大震作用下薄弱层的变形,以防倒塌。同时,保证结构的整体稳定。

承载力设计主要是通过截面尺寸选择、设计内力调整、配筋计算及配筋构造措施等方面工作完成。延性设计主要是通过截面尺寸选择、设计内力调整及配筋构造措施等方面的工作来完成。

### 4.1 结构及截面设计的要求

#### 1. 具有足够的承载力

对各种构件承载力极限状态的计算,均可用下式表达:

无地震作用组合

$$\gamma_0 S \leq R \quad (4.1)$$

有地震作用组合

$$S \leq \frac{R}{\gamma_{RE}} \quad (4.2)$$

式中,  $S$ ——荷载效应组合的设计值;

$R$ ——结构构件的承载力设计值;

$\gamma_0$ ——结构重要性系数,按《建筑结构荷载规范》GBJ9-87采用;

$\gamma_{RE}$ ——承载力抗震调整系数,按表4.1采用。

表4.1 承载力抗震调整系数

构件类别	梁	轴压比 < 0.15 的柱	轴压比 ≥ 0.15 的柱	剪力墙		各类构件	节点 受剪
受力状态	受弯	偏压	偏压	偏压	局部承压	受剪, 偏拉	
$\gamma_{RE}$	0.75	0.75	0.80	0.85	1.0	0.85	0.85

#### 2. 位移不能过大

设计时要限制正常使用状态下的顶点位移  $u$  及层间相对位移  $\Delta u$ , 要求如下:



顶点相对位移

$$\frac{u}{H} \leq \left[ \frac{u}{H} \right] \quad (4.3)$$

层间相对位移

$$\frac{\Delta u}{h} \leq \left[ \frac{\Delta u}{h} \right] \quad (4.4)$$

式中,左边是在外荷载作用下由荷载效应标准值组合得到的最大相对位移值,右边是相对位移限制值。在《高层规程》中已有规定。

### 3. 具有足够的延性

对有抗震要求的建筑结构,都应保证构件和整个结构有足够的延性(即塑性变形能力)。利用结构的塑性变形来吸收和耗散地震能量,降低地震对结构的作用,达到“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震设计要求。

### 4. 对大震作用应进行薄弱层的变形验算

下述结构宜进行大震作用下薄弱层的变形验算:

(1) 对 7~9 度设防烈度且楼层屈服强度系数  $\xi_y$  小于 0.5 的框架结构;

(2) 甲类建筑。

楼层屈服强度系数  $\xi_y$  按式(4.5)计算:

$$\xi_y = \frac{V_y}{V_c} \quad (4.5)$$

式中,  $V_y$ ——按楼层实际配筋及材料强度标准值计算的楼层受剪承载力;

$V_c$ ——在大震作用标准值下,楼层的弹性地震剪力。

计算大震作用标准值时,水平地震影响系数应按图 3.36 采用,其最大值应按表 4.2 采用。

表 4.2 罕遇地震作用的水平地震影响系数最大值

烈 度	7	8	9
$\alpha_{max}$	0.50	0.90	1.40

薄弱层的层间弹塑性位移  $\Delta u_p$  一般采用时程分析法计算。当框架不超过 12 层且刚度无突变时,也可采用“抗震规范”中介绍的简化计算方法。

现行《抗震规范》规定,框架结构薄弱层层间弹塑性位移  $\Delta u_p$  应小于等于  $(1/50)H$ 。

### 5. 应进行稳定和抗倾覆验算

稳定验算

为了保证高层建筑结构的整体稳定,《高层规程》规定,对高宽比大于 5 的高层建筑结构,按式(4.6.1)进行整体稳定验算:

$$G_{te} \leq \frac{\sum E_c I_{eq}}{8H^2} \quad (4.6.1)$$

式中,  $G_{te}$ ——顶端等效重力荷载设计值;

$$G_{\text{te}} = \frac{1}{H^2} \sum G_i H_i^2;$$

$H$ ——建筑总高度;

$G_i$ ——第  $i$  楼层的重力荷载设计值;

$H_i$ ——第  $i$  楼层高度;

$\sum E_c I_{\text{eq}}$ ——验算方向抗侧力结构等效刚度之和。

当各层的竖向荷载基本上沿高度均匀分布时,顶端等效重力荷载设计值可按式(4.6.2)计算:

$$G_{\text{te}} = \frac{1}{3} \sum G_i + G_t \quad (4.6.2)$$

式中, $G_t$ 为除去作为均匀荷载部分以外的顶点附加荷载设计值。

### 抗倾覆验算

《高层规程》规定,对高层建筑结构进行抗倾覆验算时,应按风荷载或地震作用计算倾覆力矩设计值。计算抵抗倾覆的力矩时,楼层活荷载取 50%,恒载取 90%,其荷载分项系数均取 1.0。计算所得的抵抗倾覆力矩应不小于倾覆力矩设计值。

结构构件的截面设计就是完成上述要求。

## 4.2 结构抗震设计要点

抗震设计主要包括两个方面:一方面是确定合理的计算简图和分析方法,对地震作用效应作出定量计算,然后进行抗震设计计算;另一方面是进行概念设计,即对房屋结构作合理的选型、规划和布置,以及采取必要的构造措施等。抗震概念设计对建筑物的抗震性能起决策性的和关键的作用,因此它比抗震计算设计更为重要。

### 4.2.1 抗震设计的基本要求

根据综合震害调查和建筑结构抗震的经验,抗震设计的基本要求如下(其主要内容也就是抗震概念设计)。

#### 1. 遵循“小震不坏、中震可修、大震不倒”的设计原则

要使经过抗震设计的建筑,在遭受低于本地区设防烈度的多遇地震影响时,结构处于弹性工作状态,即不受损坏或不需修理仍可继续使用;当遭受本地区设防烈度的地震影响时,虽可能损坏,但经一般修理或不需修理仍可继续使用;当遭受高于本地区设防烈度的罕遇地震影响时,结构进入塑性工作状态,可依靠构件一些塑性区的变形来吸收和耗散地震作用的能量,使房屋不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。上述即为三水准抗震设防。

## 2. 力求结构方案合理,促使抗震性能提高

(1) 房屋建筑的平、立面布置宜规则、对称,结构的质量分布和刚度变化宜均匀,楼层不宜错层,结构体系应具有合理的刚度和强度分布,避免突然变化或局部削弱形成薄弱部位,进而产生过大的应力集中和变形集中;宜避免质量中心与刚度中心不一致引起的房屋扭转。

(2) 结构体系力求受力明确、传力简捷,有明确的计算简图和合理的地震作用传力路线。

(3) 结构体系必须具备必要的承载能力,宜有多道抗震防线,不能因为部分结构和构件失效而导致整个结构丧失抗震能力或承受重力荷载的承载能力。例如框架剪力墙结构,可由剪力墙作为第一道抗震防线,若剪力墙部分一旦抗震失效,则立即由框架结构部分负担起第二道抗震防线。

(4) 合理设置防震缝。一般情况下,宜采取调整平面形状与尺寸,加强构造措施,设置后浇带等方法尽量不设缝、少设缝。若不设防震缝,则应选用符合实际的结构计算模式,进行较精确的抗震分析,估计其局部应力、变形集中和扭转影响,判断出房屋结构易受损害的部位,以采取有效抗震措施。伸缩缝、沉降缝和抗震缝三者要协调布置,前两者应符合后者的要求。

## 3. 利用构件的塑性性能,提高结构的变形能力

因为钢筋混凝土结构构件的塑性变形能够吸收和耗散相当大的地震能量,这是使结构具备良好抗震性能的重要因素。

结构和构件宜加强延性,避免脆性破坏。对于各种构件,应合理选择截面,合理配置钢筋和箍筋,避免剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土的受压破坏先于钢筋达到屈服、钢筋粘结锚固的失效先于构件的破坏。

在结构的一些特定部位适当地设置塑性铰区域,使结构有足够的变形能力,是增强结构抗震性能的一个重要措施。

## 4. 加强构件间的连接,提高结构抗震的整体性

结构是由各种构件连接而成的,保证连接可靠,可使各个构件充分发挥潜在的承载能力和变形能力。结构整体性好,是提高结构抗震性能的重要一环。为保证抗震结构各构件之间的连接,要注意:

(1) 节点处于所连接构件的关键部位,所以构件节点的承载力不应低于所连接构件的承载力。

(2) 依靠预埋件方式的连接,如屋架端部与柱顶的连接、吊车梁与牛腿的连接,要求预埋件的锚固承载力不低于连接构件的承载力,从而促使预埋件后于构件进入塑性阶段或不进入塑性工作状态,以保证结构的整体作用。

(3) 装配式结构的连接,如屋面板与屋架、屋架与柱、柱与梁、梁与楼板以及支撑与主体结构的连接都应予以加强,以保证结构的整体性。

(4) 具有支撑系统的房屋要注意支撑系统的完善,否则易于导致结构体系失稳倒塌。要求抗震支撑系统能保证地震时结构的稳定。

(5) 非结构构件应有可靠的连接和锚固;房屋结构附属的非结构构件,如女儿墙、围护墙、隔墙、封墙、雨篷、吊顶、贴面、装饰物等等,应与主体结构有可靠的连接和锚固,以避免地震时倾倒伤人、砸坏其它结构或重要设备,甚至危及主要结构的安全。当不能避免时,应有可靠的防

护措施,这在主要出入口应特别注意。

#### 5. 注意材料的选用,保证施工的质量

抗震结构在材料的选用方面,无论是钢筋或是混凝土都要回避材料的脆性,发挥材料的延性。所以施工时,对主要受力钢筋不宜以屈服强度更高的钢筋代替原设计中的主要钢筋。

施工要保证质量,以贯彻原设计的意图,如果施工质量不好,结构就达不到预期的抗震效果。

材料和施工质量检查和验收,应符合国家现行标准《混凝土结构工程施工及验收规范》的规定。抗震结构对材料和施工质量的特别要求,应在设计文件上注明。

#### 6. 选择有利的建筑场地,保证地基的稳定性

结构的建筑场地,直接影响房屋的抗震能力。选择有利地段,避开不利地段,保证地基的稳定性,对结构的抗震性能是很重要的。《建筑抗震设计规范》对建筑抗震的有利、不利和危险的地段有具体的划分。总体上说,对地基和基础的设计应注意:

- (1) 同一结构单元不宜设置在性质截然不同的地基土上;
- (2) 同一结构单元不宜部分采用天然地基部分采用桩基;
- (3) 地基有软弱粘性土、液化土、新近填土或严重不均匀土层时,宜采取措施加强基础的整体性和刚性。

## 4.2.2 结构的延性

### 4.2.2.1 延性的概念

当钢筋混凝土构件中某个截面的钢筋达到屈服强度时,即称为出现塑性铰。塑性铰出现后,截面转角及构件变形迅速增加,截面抵抗弯矩能力继续略有提高,直至压区边缘纤维混凝土达到极限压应变 $\epsilon_{cu}$ (压碎),从而构件丧失承载能力,达到极限状态。构件截面弯矩-曲率(或力-变形)关系用图4.1中曲线表示。 $\varphi_y$ 和 $f_y$ 分别为表示截面屈服时的曲率与跨中变形, $\varphi_u$ 和 $f_u$ 分别为截面极限曲率与极限变形。截面和构件的塑性变形能力常常用延性比来衡量,延性比定义为:

截面曲率延性比

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (4.7)$$

构件位移延性比

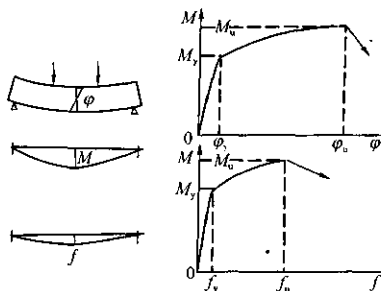


图 4.1 构件的延性

$$\mu_1 = \frac{f_u}{f_y} \quad (4.8)$$

对一个结构而言,弹性状态是指外荷载与结构位移成线性关系的状态;当结构中某一(或

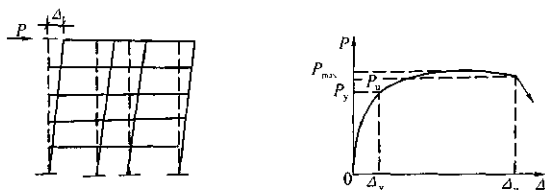


图 4.2 结构的延性

同时一批)截面屈服(即出现塑性铰)后,荷载与位移将呈现非线性关系,如图 4.2 所示,当结构中有某一截面丧失承载力或结构由于塑性铰的出现而形成机构时,则认为结构破坏,达到极限位移。结构的延性常常用顶点位移延性比表示,即

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4.9)$$

#### 4.2.2.2 延性的作用

图 4.3(a)对弹性及弹塑性结构进行了比较。由图可见,弹塑性结构的荷载-位移曲线为理想的弹塑关系。据大量结构弹塑性分析可知,在低频结构中,同一个地震波作用下的弹性与弹塑性位移反应接近,即  $\Delta_T = \Delta_s$ , 则从图 4.3 根据几何比例关系可得弹塑性结构荷载  $P_s$ 。只是弹性结构荷载  $P_i$  的  $\frac{1}{\mu_0}$  倍,  $\mu_0 = \frac{\Delta_s}{\Delta_y}$  是弹塑性结构塑性位移与屈服位移之比。在中频结构中,二者在同一个地震波作用下吸收的能量相近,图 4.3(b)中不同方向的阴影线分别表示两种结构吸收的能量。根据面积相等关系可得出  $P_s$  与  $P_i$  比值等于  $\frac{1}{\sqrt{2\mu_0 - 1}}$ , 图 4.3(c)表示  $P_s/P_i$  与  $\Delta_s/\Delta_y$  的函数关系。

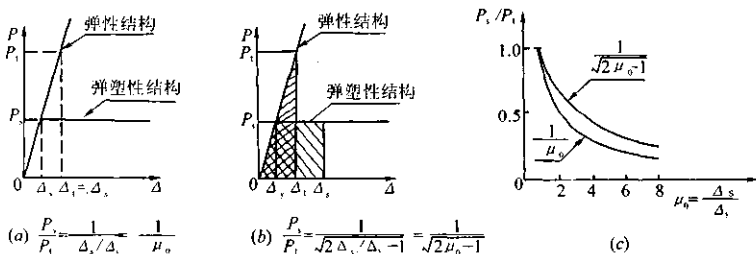


图 4.3 地震荷载与塑性变形关系

由上述比较可见:

(1) 在同样的地震作用下,弹塑性结构所受的等效地震力比弹性结构大大降低,因此在设防烈度地震作用下,利用结构弹塑性性能吸收地震能量,大大降低对结构承载能力的要求,从

而达到节省材料的目的。

(2) 对弹塑性结构承载能力的要求降低了,但对结构塑性变形能力的要求却提高了。可以说,弹塑性结构是利用结构变形能力抵抗地震。例如,钢结构材料延性好,可抵抗强烈地震而不倒塌;而砖石结构变形能力差,在强烈地震下容易出现脆性破坏而倒塌。钢筋混凝土材料具有双重性,如果设计合理,能消除或减少混凝土脆性性质的危险,充分发挥钢筋的塑性性能,使结构具有足够的延性。

我国《抗震规范》规定:用设防烈度地震作用下的内力与其它使用荷载的内力组合,对构件截面进行极限状态设计,就能保证小震下结构处于弹性状态,即达到小震不坏;采取在弹性计算内力基础上调整配筋数量,设置抗震所需的钢筋,加强锚固连接等一系列构造措施,可以实现结构在中等及强烈地震作用下的目标——中震可修,大震不倒。

#### 4.2.2.3 框架梁的延性

##### 1. 破坏形态分析

梁的破坏有正截面破坏(或称弯曲破坏)和斜截面破坏(或称剪切破坏)。在弯曲破坏中,有少筋梁、适筋梁和超筋梁三种破坏形态。其中,适筋梁破坏形态具有延性(或称延性破坏),即具有较大的塑性变形能力;而其它两种均为脆性破坏。梁的剪切破坏也有斜拉、剪压和斜压三种破坏形态,其中剪压破坏延性很小;另两种均为脆性破坏。所以设计时要求延性梁的斜截面承载力大于其正截面承载力,即强剪弱弯,以保证塑性铰出现(即拉筋屈服)前及其转动过程中不发生剪切破坏。

##### 2. 影响梁延性的主要因素

(1) 混凝土的受压区相对高度  $\xi$ 。由试验和理论分析可知,当  $\xi$  减小(亦即受压区高度减小)时,梁的延性增大;反之,延性减小。从梁截面的平衡方程可知, $\xi$  值取决于下列因素:① 受拉钢筋量(即配筋率  $\rho$ )—— $\rho$  减小,可减小受压区高度。② 受压钢筋数量——配置受压钢筋,也可减小受压区高度。③ 截面形状——T 形或工字形截面可减小受压区高度。

(2) 混凝土的极限压应变  $\epsilon_{cu}$ 。由试验分析可知,当梁的混凝土极限压应变  $\epsilon_{cu}$  增大时,其延性增大。一般混凝土的  $\epsilon_{cu}$  受下列因素影响:① 混凝土的强度等级——强度等级增高, $\epsilon_{cu}$  减小。② 混凝土侧向变形约束条件——混凝土侧向变形受到约束,则  $\epsilon_{cu}$  增大。所以,采用间距较小、直径较大的箍筋和受压钢筋,能增加对混凝土的侧向约束,增大  $\epsilon_{cu}$ ,从而增强了梁的延性。

#### 4.2.2.4 框架柱的延性

##### 1. 破坏形态分析

柱的破坏形态可分弯曲破坏(又可分为大偏压破坏和小偏压破坏)、剪切破坏(又可分为剪压破坏、斜拉破坏和斜压破坏)、粘结破坏(又可分为锚固破坏和粘结破坏)。这些破坏形态的极限承载力不同,其极限变形能力也不同。其中,大偏压破坏和剪压破坏属于延性破坏,有一定的变形能力,它们的延性大小受到各种因素的影响;而其它的破坏形态均为脆性破坏,变形能力

极差,在设计中应当避免。

## 2. 影响柱延性的主要因素

剪跨比  $\lambda$

剪跨比  $\lambda$  是反映柱截面弯矩与剪力相对大小的一个参数:

$$\lambda = \frac{M}{Vh_c} \quad (4.10)$$

式中,  $M, V$ ——分别指柱端部截面的弯矩和剪力;

$h_c$ ——柱截面高度。

$\lambda$  是影响柱破坏形态的最重要因素之一。

国内外大量的试验研究表明:

$\lambda > 2$  时,称长柱,多数发生大偏压破坏,但需配置足够的抗剪箍筋。

$\lambda \leq 2$  时,称短柱,多数发生剪切破坏,但当提高混凝土等级并配有足够的抗剪箍筋后,可能会出现稍有延性的剪压破坏。

$\lambda < 1.5$  时,称极短柱,一般均发生斜压脆性破坏,几乎没有延性。

考虑到框架柱中反弯点大都接近中点,为方便设计,常用柱的长细比近似表示剪跨比。令

$M = V \cdot \frac{H_c}{2}$  ( $H_c$  为柱高),则可得:  $\frac{H_c}{h_c} > 4$  为长柱,  $3 \leq \frac{H_c}{h_c} \leq 4$  为短柱,  $\frac{H_c}{h_c} < 3$  为极短柱。

在确定方案和结构布置时,要尽量避免出现短柱,这实际上体现了构件强剪弱弯的原则。但短柱在实际工程中,难以完全避免。如楼梯间、设备层等处,由于柱高  $H_c$  小,而柱截面  $h_c \times b_c$  又必须保持不变,就很容易产生  $\frac{H_c}{h_c} \leq 4$  的柱。在这种情况下,要采取一些特殊措施,以提高其延性。

轴压比  $\mu_N$

轴压比  $\mu_N$  是指柱的轴向压应力与混凝土轴心抗压强度的比值:

$$\mu_N = \frac{N}{A_c f_c} \quad (4.11)$$

式中,  $N$ ——柱所受轴压力设计值;

$A_c$ ——柱截面全面积;

$f_c$ ——混凝土抗压强度设计值。

$\mu_N$  是影响柱延性的另一个重要参数。国内外大量试验研究表明:随着  $\mu_N$  的增大,柱的极限变形能力和耗散地震能量的能力急剧降低,特别是  $N$  对短柱的影响更大,而其本质是截面受压区增大,延性降低。

为了保证柱有一定的延性,所以在设计中对柱的截面尺寸有一个限值要求:  $\mu_N \leq$  限值。规范规定抗震等级为一、二、三级的  $\mu_N$  限值分别为 0.7, 0.8, 0.9。当  $\frac{H_c}{h_c} \leq 4$  时,上述各限值还应减少 0.05。

## 剪压比

剪压比是指截面平均剪应力与混凝土轴心抗压强度之比,即 $\frac{V}{b_c h_c f_c}$ 。它是反映柱的抗剪承载力 and 延性的一个重要参数。通过大量的试验研究,我国规范要求 $\frac{V}{b_c h_c f_c} \leq \frac{0.2}{r_{RE}}$ 。这对柱的截面尺寸又有了另一个要求。

## 混凝土的极限变形能力 $\epsilon_{cu}$

$\epsilon_{cu}$  是影响柱延性性能的又一个重要因素。试验和现场分析证明,采用箍筋约束混凝土来提高柱的承载能力和变形能力是十分有效的措施,所以规范中对箍筋的形式、间距、面积大小等都作了详细的规定。

## 4.2.2.5 延性框架设计

在延性框架设计中,比较流行的是“塑性铰控制理论”和“强柱弱梁、节点更强”的设计原则。以下分别介绍。

### 1. “塑性铰控制”理论

根据国内外近 20 年的研究,钢筋混凝土框架可以设计成具有较好塑性变形能力的延性框架。震害调查分析和结构试验研究表明,钢筋混凝土结构的“塑性铰控制”理论在抗震结构设计发挥着愈来愈重要的作用,其基本要点是:

- (1) 钢筋混凝土结构可以通过选择合理的截面形式及配筋构造控制塑性铰出现的部位。
- (2) 抗震延性结构应当选择并设计有利于抗震的塑性铰部位。所谓有利,就是一方面要求塑性铰本身有较好的塑性变形能力和吸收耗散能量的能力,另一方面要求这些塑性铰能使结构具有较大的延性而不会造成其它不利后果,例如,不会使结构局部破坏或出现不稳定(形成机构)现象。
- (3) 在预期出现塑性铰的部位,应通过合理的配筋构造增大它的塑性变形能力,防止过早出现脆性的剪切及锚固破坏。在其它部位,也要防止过早出现剪切及锚固破坏。

### 2. “强柱弱梁”的设计原则

在地震作用下,框架上塑性铰可能出现在梁上,也可能出现在柱上,但是不允许在梁的跨中出铰,因为梁的跨中出铰将导致局部破坏。在梁端和柱端的塑性铰,都必须具有延性,这样才可能使结构在形成机构之前,抵抗外荷载并具有延性,见图 4.4。

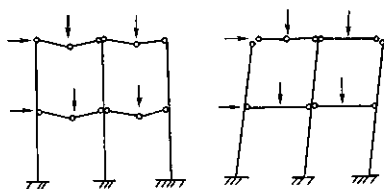


图 4.4 框架塑性铰

美国 R. Clough 曾经作过一个 20 层钢筋混凝土框架结构的弹塑性地震反应分析(即时程分析)。分析表明,当梁、柱相对强度改变时,会有不同的地震反应,对构件延性要求也会改变。

通过大量计算及实验分析,已得到一些规律:



(1) 当梁相对较弱、柱相对较强时,大部分铰出在梁端,柱内塑性铰数量较少。且当柱相对较强时,对梁的延性比要求增加,对柱的延性比要求降低。

(2) 当柱相对较弱时,由于柱中塑性铰数量增加,故对其延性比要求也增加。

(3) 当梁较强时,由于柱中轴力增大,故会减小柱的延性。

通过分析,并考虑到以下一些原因,延性框架要求设计成强柱弱梁型:

(1) 塑性铰出现在梁端,不易形成破坏机构。因为此时可能出现的塑性铰数量多,耗能部位分散。图 4.5(a) 是所有梁端都有塑性铰的理想情况,只要柱脚处不出现铰,结构就不会形成机构。

(2) 塑性铰出现在柱上,结构容易形成机构。例如,图 4.5(b) 是典型的出现软弱层的情况。此时,塑性铰数量虽少,但该层已形成机构,  $P-\Delta$  效应增大,楼层可能倒塌。

(3) 柱子通常都承受较大轴力,在高轴压下,钢筋混凝土柱很难具有高延性能。而梁是受弯构件,比较容易实现高延性比要求。

(4) 柱子是主要承重构件,出现较大的塑性变形后难于修复,柱子破坏可能引起整个结构倒塌。

在震害调查中,也发现了由于强梁弱柱引起的结构震害比较严重这一规律。1976 年唐山地震以后,石油规划设计院曾对 48 幢框架结构作了调查统计,发现凡是具有现浇楼板的框架,由于现浇楼板大大加强了梁的强度和刚度,地震破坏都发生在柱中,破坏比较严重;而凡是没有楼板的构架式框架,裂缝出在梁中,破坏较轻。

所谓强柱弱梁型框架是指:要使梁端的塑性铰先出、多出,尽量减少或推迟柱中塑性铰的出现,特别要避免在同一层各柱的两端都出塑性铰,即避免软弱层。

要使梁端先于柱端出现塑性铰,则应适当提高柱端截面配筋,使柱的相对强度大于梁的相对强度,要求在同一个节点周围的梁柱满足:

$$\frac{M_{cu}}{M_c} > \frac{M_{bu}}{M_b} \quad (4.12)$$

式中,  $M_c$  和  $M_b$  为在外荷载作用下的柱端和梁端弯矩;  $M_{cu}$  和  $M_{bu}$  为柱、梁按实配钢筋计算的抵抗弯矩。试验证明,楼板对梁的抵抗弯矩有很大影响,在考虑强柱弱梁的设计中,应当取一定宽度楼板作为翼缘,考虑楼板中钢筋对梁极限抗弯承载力的影响。

### 3. “节点更强”的设计原则

在设计延性框架时,除了验证梁、柱构件具有足够的承载力和延性外,保证节点的承载力,使之不过早破坏是十分重要而关键的问题。如果节点区破坏或变形过大,则梁、柱构件就不再能形成抗侧力的框架结构了。通过震害调查分析及大量的试验研究。可见,节点区的破坏大都是由于节点区无箍筋或少箍筋,在剪压作用下混凝土出现斜裂缝,然后挤压破碎,柱纵筋压屈成灯笼状所致。保证节点区不发生剪压破坏的主要措施:

(1) 通过抗剪验算,在节点区配置足够的箍筋。

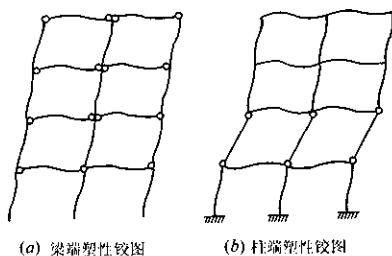


图 4.5 框架中塑性铰部位

(2) 保证混凝土的强度和密实性。

(3) 处理好梁的纵筋在节点区的锚固构造, 否则, 会使梁端塑性铰区裂缝加大和容易出现粘结破坏的不利情况。这就是设计中节点更强的原则。

根据上述研究结果, (设计) 钢筋混凝土延性框架的基本措施是:

(1) 塑性铰应尽可能位于梁的两端, 设计成强柱弱梁框架;

(2) 避免梁、柱构件过早剪坏, 在可能出现塑性铰的区段内, 设计成强剪弱弯;

(3) 为避免出现节点区破坏及钢筋的锚固破坏, 要设计成强节点、强锚固。

许多经过地震考验的结构证明上述措施是有效的。由于延性框架设计方法的改进, 多年来, 在美国、日本及我国都已相继建成 20 ~ 30 层的抗震钢筋混凝土框架结构建筑。现在, 延性框架结构的理论和设计方法仍在继续研究和改进中。

#### 4.2.2.6 延性剪力墙概念

剪力墙具较大刚度, 在结构中因往往承受大部分水平力而成为一种有效的抗侧力结构。它可以组成完全由剪力墙抵抗侧力的剪力墙结构, 也可以和框架共同抵抗侧力而形成框架-剪力墙结构, 实腹筒也是由剪力墙组成。在地区, 设置剪力墙(筒体)可以改善结构抗震性能。在抗震结构中剪力墙也称为抗震墙。近 20 年来, 国内外对延性剪力墙进行了许多试验研究, 提出了很多改进设计的建议。

钢筋混凝土剪力墙的设计要求是: 在正常使用荷载及小震(或风载)作用下, 结构应处于弹性工作阶段, 裂缝宽度不能过大; 在中等强度地震作用下(设防烈度), 允许进入弹塑性状态, 但应具有足够的承载能力、延性及良好吸收地震能量的能力; 在强烈地震作用(罕遇烈度)下, 剪力墙不允许倒塌。此外还应保证剪力墙结构的稳定。

按照墙的几何形状及有无洞口, 剪力墙可分为如图 4.6 所示的各种类型。它们的破坏形态和配筋构造既有共性, 又有特殊性。剪力墙通常可分为墙肢及连梁两类构件。下面先介绍墙肢,

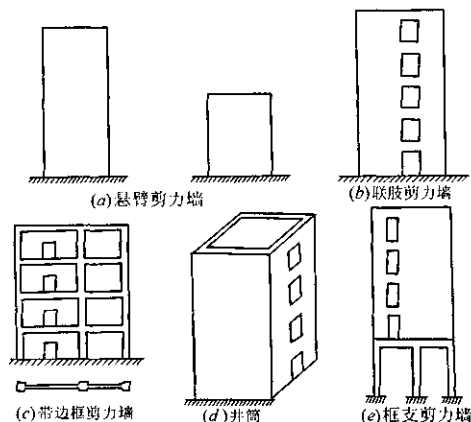


图 4.6 剪力墙类型

然后介绍连梁。

### 1. 悬臂剪力墙(墙肢)

悬臂剪力墙(包括整截面墙和小开口整截面墙)是剪力墙中的基本形式,是只有一个墙肢的构件,其设计方法也是其它各类剪力墙设计的基础。本节将介绍墙肢构件的延性设计方法、影响墙肢延性的主要因素及提高延性的构造措施。

#### 破坏形态

剪力墙可能出现弯曲、剪切、剪切滑移或施工缝滑移等多种破坏形态。其中弯曲破坏具有较大的塑性变形。剪跨比  $M/Vh_w$  是反映弯矩与剪切影响的一个重要参数,剪跨比较小时容易出现剪切破坏。在一般情况下,悬臂墙的剪跨比可通过高度比  $H_w/h_w$  来表示;当  $H_w/h_w > 2$  时,称为高墙;  $H_w/h_w = 1 \sim 2$  时,称为中高墙;  $H_w/h_w < 1$  时,称为矮墙。

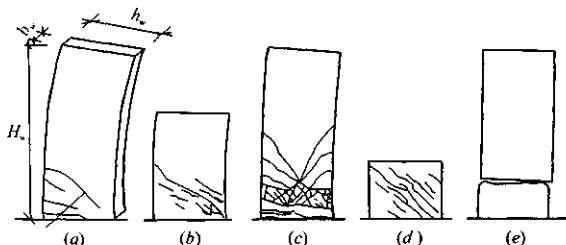


图 4.7 悬臂剪力墙破坏形态

高墙及中高墙可能发生弯曲破坏,也可能发生剪切破坏(图 4.7(a) 和 (b));在反复荷载作用下,腹板混凝土容易酥裂脱落而发生剪切滑移破坏(图 4.7(c))或水平施工缝截面的剪切滑移破坏(图 4.7(e));在矮墙中,则多数会出现剪切破坏或斜压破坏(图 4.7(d))。

#### 中、高墙的延性设计

要使悬臂剪力墙具有延性,则要防止墙的剪切破坏和锚固破坏,充分发挥弯曲作用下的钢筋抗拉作用,使墙的塑性铰具有延性。为此,我们要从以下几方面去考虑:

##### (1) 弯曲破坏时影响延性的因素。

试验分析表明,在弯曲破坏条件下影响墙延性的因素是受压区高度  $\xi$  和混凝土极限压应变值  $\epsilon_{cu}$ 。 $\xi$  减小或  $\epsilon_{cu}$  加大都可以增加截面的极限曲率,延性就可以提高;反之,则延性降低。

为提高墙的延性,可在墙两端配置钢箍形成暗柱或明柱,如图 4.8 所示。暗柱或明柱内箍筋不仅可以约束混凝土,提高其  $\epsilon_{cu}$ ,而且还可以使墙具有较强的边框,阻止剪切裂缝迅速贯通全墙,对抗震是很有利的。

##### (2) 最小理想抵抗弯矩图及塑性铰区。

悬臂剪力墙是静定结构,只能出现一个塑性铰。塑性铰的位置可以通过配筋设计来加以控制。

由于墙基底截面弯矩和剪力均为最大,且塑性铰通常在底部截面出现。因此,为安全起见,墙的抗弯钢筋宜按建议设计的  $M$  配置,对墙底部的塑性铰区(即底部  $h_w$  高范围内)有所加强,以增加墙的延性。见图 4.9。

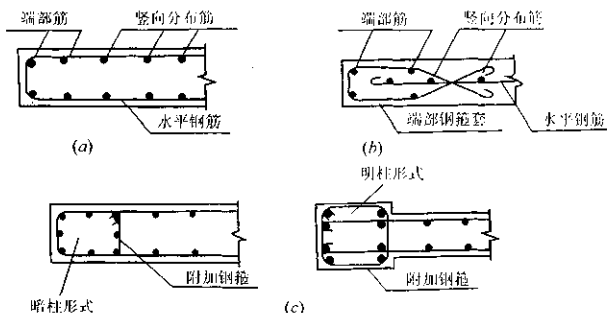


图 4.8 墙体配筋形式

(3) 避免过早剪切破坏及锚固破坏。

由于墙截面高度  $h_w$  大, 而腹板厚度  $b_w$  较小, 因此后者对剪切变形较为敏感。

塑性较区, 首先必须按强剪弱弯的原则设计, 即用截面屈服时的剪力进行抗剪验算, 保证在抗弯纵筋屈服前, 墙不剪坏。

其次, 还应严格控制剪压比  $\frac{V_w}{b_w h_w f_c} \leq \frac{0.2}{r_{RE}}$  和增加分布筋数量, 以防止塑性较区因腹板混凝土酥裂而发生剪切滑移破坏。实践证明, 当在墙内设置暗柱或明柱后, 即使腹板混凝土酥裂, 它们仍可起抗弯和抗剪作用, 这使结构不至于倒塌。此外还要注意墙钢筋在基础中的锚固, 保证不发生锚固破坏。

(4) 防止水平施工缝截面的剪切滑移破坏。

由于施工工艺要求, 在各层楼板标高处都存在施工缝。它可能形成薄弱部位, 特别是在地震作用下, 可能出现破坏(见图 4.7(e))。要防止这种破坏主要依靠竖向钢筋和缝间摩擦力抵抗滑移, 所以要对施工缝处的竖向钢筋面积进行验算。

(5) 配筋构造要求。

大量的试验研究分析表明, 满足墙的配筋构造要求, 能保证墙具有较好的延性, 这是设计时必须认真考虑的。

矮墙的抗震性能及设计要求

$H_w/h_w \leq 1$  的墙为矮墙, 在高墙中, 剪跨比  $M/Vh_w \leq 1$  的部分也具有矮墙的性质。矮墙的特点是在一般情况下都发生斜裂缝剪切破坏, 但是根据试验可知, 如果配筋合理, 做到强剪弱弯, 可以使斜裂缝较为分散而细小, 从而保证即使吸收了较大的能量也不致脆性破坏, 即有一定的延性。在更矮的墙中, 弯曲应力更小, 往往由弯、剪形成的主拉应力起控制作用, 这使墙出现接近  $45^\circ$  的斜裂缝。斜裂缝形成后, 主要通过斜向混凝土柱体抗压来传递剪力。这种情况下, 应由水平钢筋及垂直钢筋共同维持被斜缝隔离成各斜向混凝土柱体的平衡, 并共同阻止裂缝继续扩大。

通过矮墙试验, 美国波特兰水泥协会认为, 当墙高宽比小于  $1/2$  时, 水平分布钢筋对提高

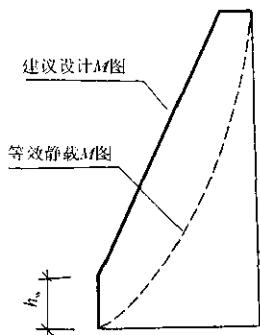


图 4.9 建议设计  $M$  图

墙体抗剪能力所起的作用,要比垂直分布筋为小,但水平钢筋可以使斜裂缝分散,并变细。当墙高宽比接近于1时,与上面情况相反,水平钢筋的抗剪作用逐渐加大,而垂直钢筋可以起分散斜裂缝和减小裂缝宽度的作用。所以矮墙的最小配筋率应当提高,竖向及水平分布筋配筋率都不应小于0.3%,并宜采用较细直径的钢筋和分布较密的配筋方式,以控制裂缝的宽度。

矮墙剪压比的控制也应更加严格,见式(4.13)。减小截面上的平均剪应力可以推迟斜裂缝出现的时间:

$$V_w \leq \frac{1}{r_{RE}} (0.15 f_c b_w h_w) \quad (4.13)$$

式中,  $V_w$  为在规范中按强剪弱弯原则的调整值。

### 有边框剪力墙

框架-剪力墙结构中的钢筋混凝土剪力墙,常常和梁、柱连在一起形成有边框的剪力墙。当剪力墙和梁、柱现浇成整体时,或者是预制梁、柱和现浇剪力墙形成整体连接,并有可靠的锚固措施时,墙和梁、柱是整体工作的。柱即为墙的端柱(明柱),其延性性能与前述相同。

### 2. 联肢剪力墙

以下从三个方面分析联肢剪力墙。

#### 联肢剪力墙的延性

联肢剪力墙的延性取决于墙肢的延性、连梁的延性及连梁的刚度和强度。最理想的情况是连梁先于墙肢屈服,且连梁具有足够的延性,待墙肢底部出铰以后,形成如图4.10(a)所示的机构。数量众多的连梁端部塑性铰既可较多地吸收地震能量,又能继续传递弯矩与剪力;而且对墙肢形成约束弯矩,使其保持足够的刚度和承载力。墙肢底部的塑性铰也具有延性,这样的联肢剪力墙延性最好。

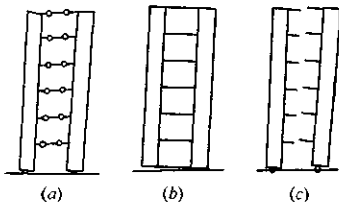


图4.10 联肢墙三种破坏机构

但是当连梁的刚度及抗弯承载力较高时,连梁可能不屈服,这使联肢墙与整体悬臂墙类似,首先在墙底出现塑性铰,形成如图4.10(b)所示的机构。只要墙肢

不过早剪坏,这种破坏仍然属于有延性的弯曲破坏。但是与前者相比,耗能集中在墙肢底部铰上。这种破坏结构不如前者多铰破坏机构好。

当连梁先遭剪切破坏时,会使墙肢丧失约束而形成单独墙肢。与连梁不破坏的墙相比,墙肢中轴力减小,弯矩加大,墙的侧向刚度大大降低。但是,如果能保持墙肢处于良好的工作状态,那么结构仍可继续承载,直到墙肢屈服形成机构,如图4.10(c)所示。只要墙肢塑性铰具有延性,则这种破坏也是属于延性的弯曲破坏,但同样没有多铰破坏机构好。

墙肢剪坏是一种脆性破坏,因而没有延性或延性很小,要避免。值得注意的是,设计中往往由于疏忽,将连梁设计过强而引起墙肢剪坏。

由此可见,按强墙弱梁原则设计联肢墙,并按强剪弱弯原则设计墙肢和连梁,可以得到较为理想的延性联肢墙结构,它比悬臂墙更为合理。

如果连梁较强而形成整体墙,则应注意,要有与悬臂墙相似的塑性铰区的加强设计。如果

连梁跨高比较小而出现剪切破坏,则应按多道设防的原则,即考虑几个独立墙肢抵抗地震作用的情况来设计墙肢。

### 连梁的延性

由上所述,为了能使联肢墙形成理想的多铰机构,具有较大的延性,除对墙肢进行合理设计外,连梁的延性对联肢墙起着更为重要的作用。

连梁与普通梁在截面尺寸和受力变形等方面有所不同。通常是跨度小而梁高大(接近为深梁),同时竖向荷载产生的弯矩与剪力不大,而在水平荷载下与墙肢相互作用产生的约束弯矩与剪力较大,约束弯矩在梁两端方向相反。这种反弯作用使梁产生很大的剪切变形,对剪应力十分敏感,容易出现斜裂缝。在反复荷载作用下,梁易形成交叉裂缝,使混凝土酥裂,延性较差,如图 4.11。

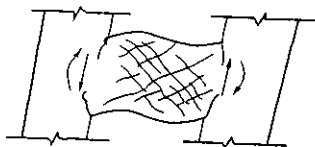


图 4.11 连梁受力与变形

为了设计延性较好的连梁,国内外进行了大量试验研究。目前研究较多并已应用的大约有以下几种。

(1) 普通配箍梁。采用传统的配筋方式,即用纵向钢筋抗弯、钢箍抗剪。这种梁设计、施工方便,应用普遍,但抗震性能差,只有在严格控制截面平均剪应力的条件下才可能有较好的延性。否则,即使做到抗弯钢筋先屈服(强剪弱弯),也常常会在钢筋屈服后不久连梁就剪坏,延性很小。

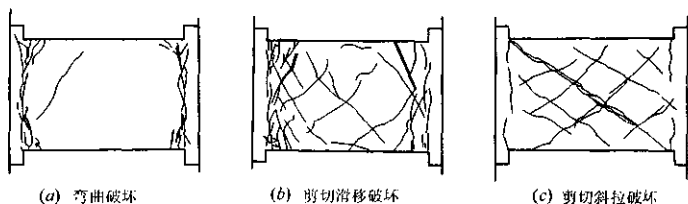


图 4.12 普通配箍连梁破坏形态

图 4.12 是普通配箍梁当受弯钢筋屈服后的三种破坏形态。剪切滑移破坏和剪切斜拉破坏都是由钢筋屈服后变形引起的剪切变形破坏。弯曲破坏和剪切滑移破坏具有一定延性,而剪切斜拉破坏几乎没有延性。

根据试验结果,分析了影响普通配箍梁的破坏形态和延性因素,主要是截面上的平均剪应力相对值(剪压比)和配箍数量。图 4.13 综合了这两种因素对延性比的影响。由图可见,当剪压比小于 0.15 时,提高配箍数量和抗剪承载力( $V_u$  为弯曲屈服后的构件最大剪力,  $V_{bh}$  为抗剪承载力),则延性比提高较快。但当剪压比大于 0.15 时,提高配箍量对改善延性的作用减小。所以,改

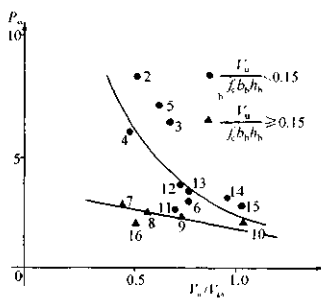


图 4.13 普通配箍连梁延性

善普通配箍梁延性的主要措施是限制剪压比和提高配箍数量。

在普通配箍连梁中,当抗弯配筋  $A_s$  为已知时,极限受弯承载力相应的剪力可近似取

$$V_u = \frac{2M_{bu}}{l_n} = \frac{2A_s f_y (h_{bu} - a'_s)}{l_n} \quad (4.14)$$

限制剪压比要求:

$$\frac{V_u}{b_b h_b f_c} \leq 0.15$$

由上两式可得:

$$\frac{A_s f_y}{b_b h_b f_c} \leq 0.075 \frac{l_n}{h_{b0} - a'_s} \quad (4.15)$$

式中,  $M_{bu}$ ——连梁端正截面受弯承载力;

$l_n$ ——连梁净跨;

$b_b, h_b$ ——连梁宽、高;

$h_{b0}$ ——连梁有效高度;

$A_s$ ——连梁纵向受拉钢筋面积;

$a'_s$ ——连梁纵向受压钢筋合力处到压区混凝土边缘的距离。

式中,左边是考虑了材料强度在内的纵向钢筋含钢率。由此可见,限制连梁的平均剪应力,实际上是限制连梁纵筋的配筋数量。跨高比愈小,限制愈严格,有时甚至不能满足弹性计算所得设计弯矩的要求。此时,用加高梁断面尺寸的做法是不明智的,应当设法降低连梁的弯矩,加大梁截面厚度或提高混凝土等级。

(2) 交叉配筋梁。在连梁中采用交叉配筋方式,可以大大改善连梁的延性。新西兰坎特伯雷大学 P. Paulay 教授首次试验了斜交叉配筋的连梁。由实测的滞回曲线比较可见,斜交叉配筋梁的滞回线丰满、稳定,吸收能量性能好,延性大(见图 4.14),不仅连梁本身性能得到改善,通过两片双肢剪力墙的试验,也证明了具有斜交叉配筋连梁的双肢剪力墙滞回性能较好。

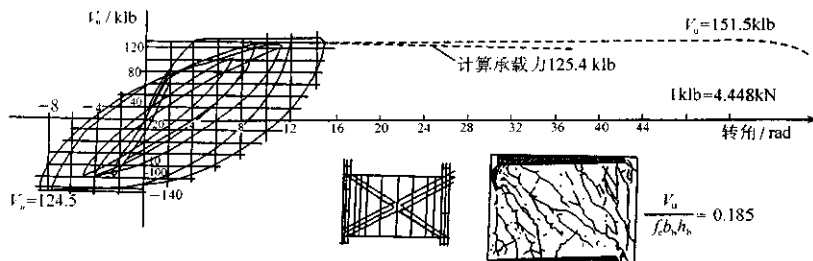


图 4.14 交叉配筋梁滞回性能

在斜交叉配筋的梁中,剪力和弯矩的传递是通过斜筋的拉力和压力实现的。它对混凝土的依赖较少,只要斜筋不压屈、锚固不失效,它就可以继续承载,仍然对墙肢有约束作用。

在斜交叉配筋的连梁中,钢筋内力可以由图 4.15 所示力的平衡关系求得

$$T = C = \frac{V_b}{2\sin\alpha} \quad (4.16)$$

$$M_b = T \cos\alpha (h_{b0} - a') \quad (4.17)$$

然后由  $T, C$  求得所需钢筋面积。为了防止受压时钢筋压屈, 需要将几根受压钢筋用钢箍固定, 形成小柱。在连梁内还要按构造要求配置纵向及横向钢筋, 形成网格片状, 以分散和减小混凝土中因斜筋受力出现的裂缝。采用斜交叉配筋时, 墙厚不能太小, 一般需大于 30cm。典型的斜交叉配筋构造如图 4.16 所示。

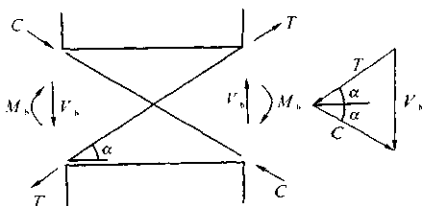


图 4.15 斜交叉配筋连梁受力简图

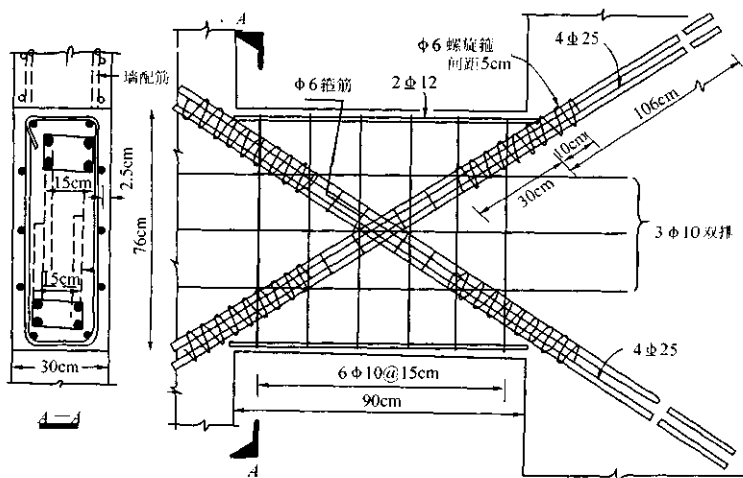


图 4.16 斜交叉配筋梁的构造

(3) 开缝连梁。为了加大连梁跨高比, 又能较好的起到在墙肢间传递剪力和弯矩的作用, 可以在连梁中间预留一道水平缝, 形成开缝连梁。如图 4.17 所示, 图中的梁在截面中间形成薄弱部分, 大变形时, 此处开裂形成水平缝, 分割为两根梁, 这种梁也可称为双功能连梁。试验证明, 由于跨高比加大, 减小了剪切变形影响, 可以有效地防止剪切斜拉破坏, 增加延性。

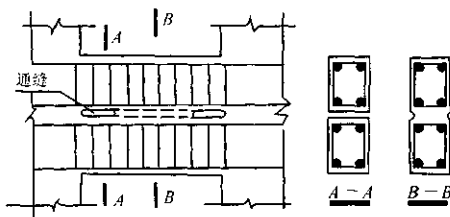


图 4.17 开缝连梁

开缝梁在我国工程上已开始应用, 一般多用于框筒结构中的高窗裙梁。



### 在连梁中进行调幅,降低连梁弯矩

连梁降低弯矩后进行配筋,可以使连梁抗弯承载力降低,从而使连梁较早地出现塑性铰,此外还可以降低梁中的平均剪应力,改善其延性。降低连梁弯矩有以下方法:

(1) 变刚度法。在进行弹性内力分析时,适当降低连梁刚度。例如在联肢墙中,取  $l = l_n + h_b/2$  作为连梁的计算跨度;计算框剪结构时,将连梁刚度折减或直接采用连梁的开裂刚度等。这种方法与一般弹性计算方法并无区别,且可自动调整墙肢内力(增大),比较简便。

(2) 调幅法。用弹性分析所得的内力进行内力调幅,按调幅后的弯矩设计连梁配筋。一般是调整弯矩最大的一些连梁,如图 4.18(c) 所示,但调幅后要适当增加其它连梁及墙肢的内力。

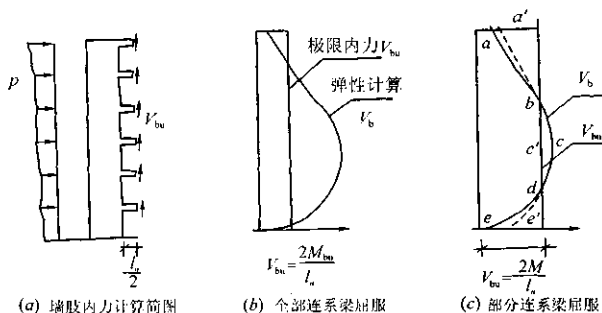


图 4.18 联肢剪力墙极限平衡

(3) 极限平衡方法。指在弹性计算基础上经过调幅配置钢筋。为此,要确定连梁的抗弯承载力,把它们作为作用在墙肢上的已知约束弯矩和剪力,利用平衡条件,求出墙肢内力,再进行墙肢配筋计算。这种方法的计算过程比较复杂。见图 4.18(a), (b)。

上述三种方法,无论哪一种,如果与弹性内力相比,连梁弯矩降低得愈多,就愈早出现塑性铰,塑性转动也会愈大,对连梁的延性要求就愈高。所以,连梁的调幅值要适当,且应注意这些连梁在正常使用荷载作用下,钢筋不能屈服。

### 采用多道设防

在某些情况下,当连梁的延性不能保证时,或需要考虑在强震下结构的安全时,可考虑连梁破坏后退出工作,由墙肢单独工作,并使墙肢处于弹性工作状态,以保证结构的安全。这就是所谓“多道设防”的一种设计思想。

### 避免墙肢过早出现剪切破坏

当连梁屈服形成强墙弱梁状态时,由于下面一些因素的影响,墙肢剪力可能加大:

(1) 连梁屈服以后,连梁剪力较弹性计算时加大,墙肢轴力也相应改变,这将改变墙肢的抵抗弯矩。当轴压力增大后墙肢的抵抗弯矩也增大;当轴压力减小后墙肢的抵抗弯矩也减小。

(2) 墙肢轴力加大,会使轴力形成的力偶增大,这将要求进一步提高联肢墙的抵抗弯矩及剪力。

(3) 由于不同墙肢承受的轴力和弯矩相差悬殊,墙肢刚度发生变化。在墙肢之间,剪力将产生重分配,受压力大的墙肢刚度大,将吸引更多的剪力。因此,在设计联肢剪力墙墙肢时,要考虑实际剪力可能比计算值增大,并进行强剪弱弯的配筋设计。

#### 4.2.2.7 筒体的延性

筒体有两种形式,一为实腹筒,一为空腹筒。前者即为剪力墙,其延性设计均可按 4.2.2.6 节所述进行。后者是密柱框筒,其梁、柱的延性设计原则按延性框架进行;其中当梁的跨高比  $\leq 1$  时,为保证结构的延性,则梁的配筋方式可按在开洞墙中采用交叉配筋连梁处理。

### 4.2.3 钢筋混凝土结构构件抗震设计的一般规定

#### 4.2.3.1 抗震等级

抗震设计的目的是要使结构具有适当的抵抗地震作用的能力。结构的抗震能力一方面是结构必须具有足够的强度,另一方面,结构还必须具备延性,即以结构构件在塑性铰区域非弹性变形的能力来吸收和耗散地震能量,缓解地震的反应。因此,在结构抗震设计时,应根据结构类型、房屋高度、设防烈度采用不同的抗震等级,并应符合相应的计算和构造措施要求。

我国规范将结构构件的抗震等级分为一级、二级、三级和四级,见表 4.3;它是按对结构抗震性能(如延性、耗能性能等)的不同要求进行划分的,分别对应很严格、严格、较严格和一般四个级别。

表 4.3 钢筋混凝土结构抗震等级

结 构 类 型		设 防 烈 度								
		6		7		8		9		
框架结构	房屋高度 /m	≤ 25	> 25	≤ 35	> 35	≤ 35	> 35		≤ 25	
	框 架	四	三	三	二	二	一		一	
框架剪力墙结构	房屋高度 /m	≤ 50	> 50	≤ 60	> 60	≤ 50	50 ~ 80	> 80	≤ 25	> 25
	框 架	四	三	三	二	三	二	一	二	一
	剪力墙	三	三	二	二	二	一	一	一	一
剪力墙结构	房屋高度 /m	≤ 60	> 60	≤ 80	> 80	< 35	35 ~ 80	> 80	≤ 25	> 25
	一般剪力墙	四	三	三	二	三	二	一	二	一
	框支落地剪力墙底部加强区	三	二	二	二	二	一	不宜采用	不应采用	
	框支层框架	三	二	二	一	二	一			
单层厂房结构	铰接排架	四		三		二		一		

需要说明的是:

(1) 对于设防烈度要求较低的 6 度地区建筑(建造于 IV 类场地上的高层建筑除外),地震作用对结构设计一般不起控制作用,可不进行截面抗震验算,只需符合相应的抗震构造措施即可。但对于“较高的高层建筑”,如高于 40m 的框架、高于 60m 的钢筋混凝土其它结构类型的民用房屋和工业厂房等,则因其 6 度的地震作用值可能大于同一建筑在 7 度 II 类场地上的作用值,所以仍须进行抗震验算。

(2) 表中房屋高度是指室外地面至檐口的高度。

(3) 表中有关房屋高度的划分,是根据一般工程经验所确定的宏观控制尺度。如果房屋高度过高,由于地震作用的高振型影响,结构受力非常复杂,现有的对地震反应的设计方法误差可能较大,另外相应的构造措施也研究得较少,因此,对高度超过 80m 的房屋结构,应当按照精确方法进行专门的设计,对结构的抗震等级应相应提高,在构造措施上也要适当加强。

(4) 表中列有以下四种类型的钢筋混凝土结构:

① 我国用于民用建筑的框架结构一般在 10 层以下,用于工业的这类房屋一般不超过 7~8 层,于是对设防烈度为 7 度和 8 度地区的框架房屋,就取 35m 为分界,当框架房屋高度大于 35m 时,其抗震等级就较等于或小于 35m 者提高一级。

对设防烈度为 6 度的地区,抗震等级可降低,对 9 度地区则需提高;因此,房屋的高度确定以 25m 为分界。实际上,在 9 度地区建造高于 25m 的框架房屋,同样,在 8 度地区建造高于 35m 的框架房屋也是不太相宜的。

② 在框架剪力墙结构中,因为有剪力墙作为主要的抗侧力结构,因此,对框架部分抗震等级的要求,可以较没有剪力墙的单纯框架结构降低一个抗震等级。不过,若是剪力墙布置得较少,剪力墙部分所承受的结构底部由地震作用产生的弯矩值,小于结构底部由地震作用产生的总弯矩的 50% 时,则其框架部分应按没有剪力墙的单纯框架结构的抗震等级取用。

③ 剪力墙结构分一般剪力墙和有框支层的剪力墙结构两种。对于有框支层的剪力墙,除落地剪力墙底部加强区外,均可按一般剪力墙结构的抗震等级取用;不过由于框支层的结构与上层标准层的结构变化甚大,而且框支层的框架和落地剪力墙又承受着地震作用组合下的最大弯矩和轴力,有可能引起结构受力和变形发生突变,因此,对这两者的抗震等级的取用要较单纯框架结构和一般剪力墙结构相应提高一至二级。

#### 4.3.3.2 受力钢筋的锚固和接头

锚固和接头不足,也是结构构件的震害之一,这两者都涉及到粘结强度。

##### 1. 锚固长度

试验表明,在反复荷载作用下,钢筋混凝土的粘结强度要比承受单调荷载时低,即存在着粘结退化现象。对于考虑地震作用组合的钢筋混凝土一、二级抗震等级的结构构件,为了保证钢筋与混凝土之间的粘结强度,采用加长静力锚固长度的措施,因此纵向钢筋的最小锚固长度  $l_{aE}$  的表达式为

$$l_{aE} = l_a + \Delta l_a \quad (4.18)$$

式中,  $l_a$ ——纵向受拉钢筋的最小静力锚固长度,见《混凝土结构设计规范》表 6.1.4。

$\Delta l_a$ ——附加锚固长度,见表 4.4。

表 4.4 受力钢筋的锚固和接头

抗 震 等 级	一 级	二 级	三 级	四 级	注
纵向钢筋最小锚固长度 $l_{aE}$	$l_a + 10d$	$l_a + 5d$	$l_a$		
纵向受力钢筋的接头	宜优先采用焊接接头				钢筋接头不宜设置在梁端、柱端的钢筋加密区范围内
在一般部位	应采用焊接接头	宜采用焊接接头	$d \leq 22\text{mm}$ 时,可采用非焊接的搭接接头		
框架底层柱、剪力墙加强部位		应采用焊接接头	宜采用焊接接头		
当允许采用非焊接的搭接接头时,其最小搭接长度 $l_{aE}$	$1.2l_a + 10d$	$1.2l_a + 5d$	$1.2l_a$		
剪力墙中的分布钢筋接头	当其直径 $< 22\text{mm}$ 时,可采用非焊接的搭接接头				

## 2. 接头

考虑抗震要求的受力钢筋,宜优先采用焊接接头,因为钢筋搭接接头的粘结锚固性能较差。搭接钢筋处于相向或相反的受力状态,力不作用在同一作用线上,容易产生劈裂裂缝和横向裂缝,损害粘结强度。所以,在抗震等级高或受力较大、受力复杂以及延性要求高的部位(如抗震等级为二级的框架底层柱和剪力墙的加强部位),都应采用焊接接头。

当允许采用非焊接的搭接接头时,搭接接头的长度也是以加大静力设计要求的最小锚固长度  $l_a$  为基础,再增加一段附加搭接长度以保证安全的,即搭接长度取

$$l_{aE} = 1.2l_a + \Delta l_1 \quad (4.19)$$

附加搭接长度  $\Delta l_1$  也列于表 4.4 中。

当钢筋的直径  $d \leq 22\text{mm}$  时,粘结力状态较好,所以在抗震等级要求较低的部位,以及剪力墙中,分布钢筋接头可采用非焊接的搭接接头。

## 3. 箍筋末端的锚固

在地震区,由于构件的塑性铰区和重要区段要靠加密箍筋的办法,来形成对核心混凝土的约束作用。因此,要求箍筋的末端应弯成不小于  $135^\circ$  弯钩,弯钩端头还应有平直段,其长度不应小于  $10d$  ( $d$  为箍筋直径)。

### 4.2.3.3 材料

在钢筋混凝土结构的抗震设计中,除了考虑材料的强度之外,还必须考虑材料的变形能力,也就是延性性能。

#### 1. 混凝土

混凝土强度等级不宜过高,否则延性性能差。但混凝土的强度等级也不能过低,过低则混凝土与钢筋的粘结作用削弱,受力后粘结力易遭破坏,进而导致钢筋滑移,这在承受反复荷载时更为不利。结合我国当前工程的情况,规范对混凝土强度等级的要求示于表 4.5 中。

表 4.5 对材料的要求

抗 震 等 级		一 级	二 级	三 级	四 级
混凝土 强度等级	框架梁、柱、节点	$\geq C30$	$\geq C20$		
	剪 力 墙	$\geq C20$			
	构造柱、芯柱、 圈梁、基础	$\geq C15$			
钢 筋	基本要求	应符合《混凝土结构设计规范》GBJ10-89 中第二章第二节			
	强 度 等 级	纵向受力钢筋	宜用 I、II 级		
		箍 筋	宜用 I、II 级		
		构造柱、芯柱	可用 I 级或 II 级		
		钢筋的代换	施工中,不宜以屈服强度更高的钢筋代替原设计中的主要钢筋,当需要替换时,宜按照钢筋的实际屈服强度进行换算。		
	其它要求	① 抗拉强度实测值 / 屈服强度实测值			
		$\geq 1.25$			
		② 屈服强度实测值 / 强度标准值			
$\leq 1.25$		$\leq 1.4$			

## 2. 钢筋

钢材的性能对结构构件的延性影响很大,因为抗震设计就是依赖于结构构件在适当的部分产生有一定变形能力的塑性铰,来吸收和耗散地震能量的。由钢筋的力学性能可知,钢筋的强度等级愈高,其塑性性能愈差。为了满足钢筋必要的强度和一定延性的要求,规范也规定了构件中纵向受力钢筋和箍筋的强度等级。在抗震设计中,纵向受力钢筋除了要符合所要求的强度等级外,还要符合下面两项要求:① 强屈比要求:要使构件具备很大的后期变形能力,即出现塑性铰之后截面仍然有足够的转动能力而使钢筋不过早被拉断,要求钢筋的实际抗拉强度比实际的屈服强度至少高出 25%。② 超强比要求:为了贯彻“强柱弱梁”、“强剪弱弯”的设计原则,对于一、二级抗震等级,要求钢筋实际的屈服强度不能超过钢筋的强度标准值过多,否则设计原则不容易实现,其具体规定已列于表 4.5 中。另外,在施工过程中尤其要注意,如果没有原设计中的钢筋,也不宜任意采用较高强度等级的钢筋随便替代。因为对“强柱弱梁”和“强剪弱弯”来说,抗震设计并不是要求受弯承载力愈高愈好,否则,适得其反,可能会使延性破坏转化成脆性破坏。

## 4.3 框架杆件的截面设计与配筋构造

### 4.3.1 最不利内力组合

设计框架结构的构件时,必须求出各构件的最不利内力。例如,为了计算梁在某截面的下部配筋,就必须找出此截面的最大正弯矩。确定截面上部配筋时,必须找出该截面的最大负弯

矩。一般来说,并不是所有荷载同时作用时截面的弯矩即为最大值,而是在某些荷载作用下得到此截面的最大正弯矩,而在另一些荷载作用下得到此截面的最大负弯矩。对于框架柱也是这样,在某些荷载作用下,截面可能属于大偏心受压,而在另一些荷载作用下,可能属于小偏心受压。本节将讨论控制截面、最不利内力种类、活荷载最不利位置的确定以及如何进行荷载组合,最后求出最不利内力。

### 4.3.1.1 控制截面

梁的控制截面是两端支座截面及跨中截面,支座截面是指柱边缘处的梁截面。由于内力分析的结果都是轴线位置处梁的弯矩及剪力,求最不利内力时应经过换算,求得柱边截面的弯矩和剪力,见图 4.19。

对于柱子,弯矩最大值在柱两端,剪力和轴力通常在一层内无变化或变化不大,因此柱的控制截面为上、下两个端截面。

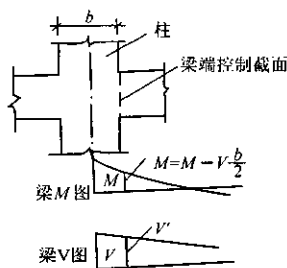


图 4.19 梁端控制截面的弯矩和剪力

### 4.3.1.2 最不利内力种类

对于框架梁支座截面,最不利内力是最大负弯矩及最大剪力,但也要组合可能出现的正弯矩。框架梁跨中截面,最不利内力是最大正弯矩或可能出现的负弯矩。

对于柱子的两个端截面,可能出现大偏压情况,此时  $M$  愈大  $N$  愈小愈不利;也可能出现小偏压情况,此时  $M$  愈大  $N$  愈大愈不利。此外,正弯矩和负弯矩大小也不相同,因此不利内力可能有好几种情况。但考虑到一般柱子都是对称配筋,最大弯矩只需选择正、负弯矩中绝对值最大的弯矩进行组合。最不利内力可归纳成下列四种:

- (1)  $|M_{\max}|$  及相应的  $N$  和  $V$ ;
- (2)  $N_{\max}$  及相应的  $M$  和  $V$ ;
- (3)  $N_{\min}$  及相应的  $M$  和  $V$ ;
- (4)  $|M|$  比较大(不是绝对最大),但  $N$  比较小或  $N$  比较大(不是绝对最小或绝对最大)。

在某些情况下,最大或最小内力不见得是最不利的。因为对大偏压截面,  $e_0 = M/N$  愈大,截面的配筋愈多,因此有时  $M$  虽不是最大,但相应的  $N$  较小,此时  $e_0$  最大,也能成为最不利内力。对于小偏压截面,当  $N$  可能不是最大,但相应的  $M$  比较大时,配筋反而需要多一些,会成为最不利内力,所以组合时常常要考虑上述第四种情况。

### 4.3.1.3 荷载布置及活荷载最不利位置的确定

框架结构上的恒载总是永久作用的,而活荷载是变化的,它可以单独地作用在某层的某一跨或某几跨,也可能同时作用在整个框架上。对于构件的不同截面或同一截面的不同种类的最不利内力,往往有各不相同的活荷载的最不利位置。因此,活荷载的最不利位置需要根据截面的位置、最不利内力的种类分别确定。确定活荷载的最不利位置,一般有以下三种方法。

## 1. 分跨计算组合法

这种方法是将活荷载逐层逐跨单独地作用在框架上, 分别计算出结构的内力, 根据所设计构件的某指定截面, 叠加出最不利的内力。运用计算机求解框架内力时, 往往采用这一方法。

图 4.20 为一整浇式 3 跨 4 层框架。对于屋面可不考虑活荷载的分跨分布(屋面各跨无明显分隔, 活荷载又较小, 为了简化计算, 这样考虑是可以的), 对于楼面应将活荷载逐层逐跨单独作用, 分别求出每种活荷载作用下内力, 然后, 对各控制截面进行上述各种内力的叠加组合, 并从中找出最不利内力。图 4.20 所示框架需计算 10 种活荷载(不包括风载)逐层逐跨作用的情况, 若框架及活载皆为对称, 则只需计算 7 种情况。这种方法的优点是各种活载情况的框架内力分析简单、清楚, 但还须进行内力组合工作。



图 4.20 框架示例

## 2. 最不利荷载位置法

此法类似于在连续板、梁计算中所采用的方法, 即对每一控制截面, 直接由影响线确定其最不利的活荷载布置, 然后计算内力。图 4.21 表示一无侧移的多层框架在某跨有活载时各杆件的变形曲线。

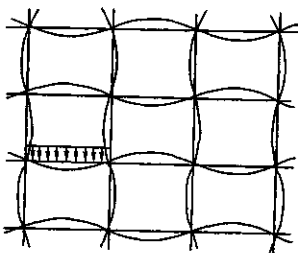


图 4.21 框架各杆件的变形曲线

### 第一种情况：框架梁跨中的最不利正弯矩

从图 4.21 中可见, 如果某跨有活载, 则引起该跨跨中正弯矩, 同样引起沿横向隔跨及竖向又开的各跨的跨中正弯矩, 而使横向和竖向邻跨, 然后再隔跨产生跨中负弯矩。

以图 4.22 所示多层框架为例。使  $A_2B_2$  梁的跨中产生最不利正弯矩的活载布置如图 4.22(a) 所示。这样的活载布置同样引起横梁  $B_1C_1$ 、 $C_2D_2$ 、 $B_3C_3$  等其它荷载跨的跨中最不利正弯矩。如果在图 4.22(a) 中无荷载的各跨布置活载, 而去除该图中的原来的活载, 则可得到另一组所有荷载跨的跨中最不利正弯矩, 因此, 整个多层框架按图 4.22(a) 所示的方法布置两次, 即可得到全部横梁的跨中最不利正弯矩。

### 第二种情况：框架梁杆端的最不利负弯矩

从图 4.21 中可以看出, 如果某跨有活载, 则引起该跨杆端的负弯矩, 一般也引起上下邻跨杆端负弯矩然后逐层相反, 还引起横向邻跨近端杆端负弯矩和远端杆端正弯矩, 然后逐跨逐层相反。由此可知, 如果要得到梁  $A_2B_2$  的杆端  $B_2$  和梁  $B_2C_2$  的杆端  $B_2$  的最不利的负弯矩活载可按图 4.22(c) 所示布置。这样, 对于图 4.22 所示的对称多层框架, 如果要求得所有框架梁杆端的最不利负弯矩, 就需要布置十多种最不利的荷载位置。

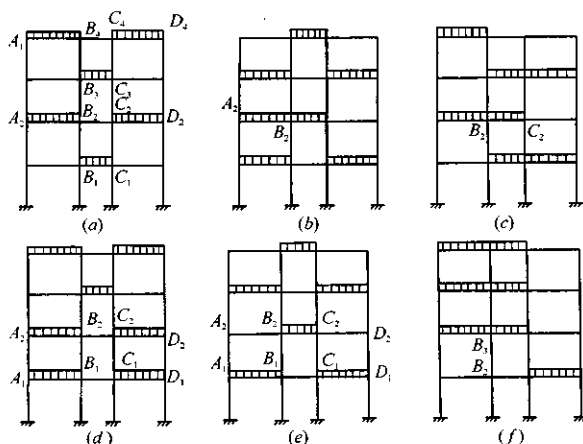


图 4.22 最不利荷载位置法的荷载布置图

### 第三种情况：柱顶(或柱底)的最不利内力

柱子与梁不同，轴力影响较大，因此组合时要兼顾弯矩和轴力的影响。为了使计算简化，通常可按弯矩最大和轴力最大的情况进行内力组合。

(1) 弯矩最大：从图 4.21 中可以看出，沿荷载跨右端向上(或向下)的各柱顶，一般为上层右纤维受拉时，另一层左纤维受拉，而沿横向逐跨依次相反。由此可知，如果要得到柱  $B_1B_2$  的柱顶  $B_2$  的最大弯矩，可将该杆一侧的上跨布置活载，然后沿横向及竖向隔跨上下又开布置活载。该柱顶弯矩(右纤维受拉)最大时的荷载布置如图 4.22(a) 所示，柱顶弯矩(左纤维受拉)最大时的荷载布置如图 4.22(e) 所示。由图还可以看出，它们也是柱  $A_1, A_2, C_1C_2, D_1D_2$  的柱顶弯矩为最大时的活载位置。由于柱底一般与柱顶弯矩符号相反但规律相同，因此它们也是柱底弯矩最大的活载布置。

(2) 轴力最大：仍由图 4.21 可见，沿荷载跨两端向下的各柱显然将受到压力，荷载跨两端以上的柱子，一般为上层受拉一层受压。除这两排柱子外，其它各柱轴力的符号沿横向一般逐跨，相反，由此可知，若要得到柱  $B_1B_2$  轴力的最大值，见图 4.22(f)，可在该柱两边以上各层的相邻两跨布置活载，然后沿横向隔跨竖向又开布置活载。

最不利荷载位置法的优点是直接求出某截面的最不利内力而无需进行内力组合，但是需要独立进行很多种最不利荷载位置下的内力计算，内力分析的次数大大超过分跨计算组合法，因此计算工作量很大。

### 3. 满布荷载法

以上两种方法计算工作量都很大，故目前有些设计单位采用近似的满布荷载法。此法把活荷载同时作用于框架所有梁上，即不考虑活荷载的不利分布。这样求得的框架内力在支座处与按最不利荷载位置法求得的内力极为接近，可直接用于构件设计。但跨中弯矩却在最不利荷载位置法的计算结果明显偏低，因此对跨中弯矩应乘以 1.1 ~ 1.2 的系数予以增大。经验表明，



对楼面活荷载标准值不超过  $5\text{kN/m}^2$  的一般工业与民用多层框架结构,此法的计算精度已可满足工程设计要求。

### 4.3.2 框架柱的设计

#### 1. 截面尺寸

框架柱的截面尺寸必需符合以下三个要求:

(1) 最小构造截面要求:柱截面高度  $h_c$  不宜小于  $400\text{mm}$ ,宽度  $b_c$  不宜小于  $350\text{mm}$ ,  $h_c/b_c \leq 1.5$ ;柱净高  $H_c$  与  $h_c$  之比宜大于 4。

(2) 截面抗剪要求:

无地震作用组合时

$$V_c \leq 0.25f_c b_c h_{c0} \quad (4.20)$$

有地震作用组合时

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2f_c b_c h_{c0}) \quad (4.21)$$

式中,  $V_c$  为柱剪力设计值,按后述式(4.24)取值。

(3) 轴压比要求:由前所述,在抗震设计中为保证柱的延性,轴压比  $\mu_N = \frac{N}{f_c b_c h_c}$  有一个限值要求。对抗震等级为一、二、三级的  $\mu_N$  限值分别为 0.7, 0.8, 0.9; 当  $\frac{H_c}{h_c} \leq 4$  时(短柱),这些限值还应减少 0.05。 $N$  是指竖向荷载与地震作用组合下的轴压力设计值。

在方案设计和初步设计时,可先参考同类建筑的柱截面,或采用近似轴力  $N_c^*$  预估截面,同时应满足上述构造要求。近似轴力  $N_c^*$  按式(4.22)估算:

$$N_c^* = 1.2\alpha SWN_s \quad (4.22)$$

式中,  $\alpha$ ——考虑地震作用的轴力放大系数;7度取 1.05 ~ 1.1, 8度取 1.1 ~ 1.15;

$S$ ——柱的楼面荷载面积( $\text{m}^2$ );

$W$ ——单位建筑面积的竖向荷载,一般可近似地取  $12 \sim 16\text{kN/m}^2$ ;

$N_s$ ——柱截面以上的楼层层数。

#### 2. 内力设计值的调整

如前所述,对有抗震要求的结构,都应保证构件和整个结构具有足够的延性,即需进行延性设计。例如框架就应设计成“强柱弱梁、强剪弱弯、节点更强”的延性框架;联肢墙应设计成“强墙弱梁、强剪弱弯”等等。为此就需适当调整构件截面的内力设计值。

##### 形成强柱弱梁的设计内力调整

为了设计成“强柱弱梁”,即在地震作用下塑性铰应先在梁端形成,避免在柱端产生,所以柱端应比梁端具有更大的承载力储备。我国规范规定,对要求一、二级抗震等级的框架,在梁、柱节点处,柱端弯矩应符合:一级为

$$\sum M_c \geq 1.1 \sum M_{\text{bua}} \quad (4.23.1)$$

或

$$\sum M_c \geq 1.1 \lambda_j \sum M_b \quad (4.23.2)$$

二级为

$$\sum M_c \geq 1.1 \sum M_b \quad (4.23.3)$$

$$M_{\text{bas}} \approx \frac{1}{r_{RE}} f_{yk} A_s^* (h_{b0} - a'_s) \quad (4.23.4)$$

式中,  $\sum M_{\text{bas}}$ ——同一节点左、右梁端按顺时针或逆时针方向取实配钢筋面积  $A_s^*$  计算的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和; 正截面受弯承载力  $M_{\text{bas}}$  可按式(4.23.4) 计算。

$\sum M_b$ ——同一节点左、右梁端顺时针或逆时针方向的有地震作用组合的弯矩设计值之和;

$\sum M_c$ ——考虑抗震等级的节点上、下柱端弯矩设计值之和; 在一般情况下, 可将公式(4.23.1), (4.23.2), (4.23.3) 计算所取  $\sum M_c$  值按上、下柱端弹性分析所得弯矩之比分配到上、下柱端;

$\lambda_j$ ——同一节点左、右梁端等矩实配增大系数, 可取梁端纵向受拉钢筋实配面积之和与计算配筋面积之和的比值的 1.1 倍, 或经分析比较后确定。

$f_{yk}$ ——钢筋强度标准值。

顶层柱及轴压比小于 0.15 的柱可不考虑上述要求。

一、二级抗震等级的柱轴力设计值, 均应取有地震作用组合所得的柱轴力。

在公式(4.23) 中,  $\sum M_{\text{bas}}$  及  $\sum M_b$  应分别按顺时针及逆时针两方向计算, 并取其较大值。

对一、二级抗震等级的框架柱, 当组合内力不满足上述要求时, 应增大后再设计截面。

#### 结构关键部位构件的设计内力调整

地震作用随机变化很大, 目前还难以确切估计地震作用的大小。为了实现“小震不坏、中震可修、大震不倒”的设计原则, 应充分考虑地震作用的不确定性。因此, 对结构某些关键部位的构件和截面, 如框架和框筒的角柱、底层构件的下端部位等, 尚需提高其承载力和延性性能。也就是说, 就有必要调整和提高构件截面的设计内力。规范规定: ① 一、二级抗震等级的框架角柱的弯矩、剪力设计值宜乘以增大系数 1.30; ② 一、二级抗震等级的框架柱下端截面弯矩设计值应分别乘以增大系数 1.50 和 1.25; ③ 底层角柱下端面的弯矩设计值应取上述两条中的较大值。

#### 形成强剪弱弯的设计内力调整

为了满足“强剪弱弯”的要求, 加强对混凝土的约束作用, 在柱端一定范围要进行箍筋加密(具体的加密范围可见规范构造要求), 加密的箍筋除满足规定的要求外, 还应根据下面调整后的剪力设计值来配箍。柱箍筋加密区剪力设计值的调整值分以下三级。

一级

$$V_c = 1.1 \frac{M_{cua} + M_{cub}}{H_{c0}} \quad (4.24.1)$$

或

$$V_c = 1.1\lambda_c \frac{M_c^e + M_c^s}{H_{c0}} \quad (4.24.2)$$

$$\text{二级} \quad V_c = 1.1 \frac{M_c^e + M_c^s}{H_{c0}} \quad (4.24.3)$$

$$\text{三级} \quad V_c = \frac{M_c^e + M_c^s}{H_{c0}} \quad (4.24.4)$$

$$M_{cua} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ 0.5r_{RE} N h_c \left( 1 - \frac{\gamma_{RE} N}{f_{cmk} b_c h_c} \right) + f_{yk} A_s' (h_{c0} - a_s') \right] \quad (4.24.5)$$

式中,  $M_c^e, M_c^s$ ——考虑抗震等级的框架柱、框支柱上端和下端弯矩设计值;

$M_{cua}, M_{cus}$ ——柱上端和下端取实配钢筋面积计算的正截面抗震承载力所对应的弯矩值, 对称配筋框架柱的  $M_{cua}$  可按式(4.24.5)计算。

$\lambda_c$ ——柱截面弯矩的实配增大系数, 可按式(4.24.5)计算出上、下端正截面的抗弯承载力所对应的弯矩值之和与上、下截面弯矩设计值之和的比值, 或经综合分析比较后确定;

$H_{c0}$ ——柱净高;

$b_c, h_c, h_{c0}$ ——分别为柱截面宽度、高度、有效高度;

$A_s$ ——单边纵向钢筋实配截面积;

$f_{yk}$ ——纵向钢筋强度标准值;

$f_{cmk}$ ——混凝土弯曲受压强度标准值;

$N$ ——有地震作用组合所得的柱轴向压力设计值。

注意, 上式中的  $M_{cua}$  与  $M_{cus}$  之和及  $M_c^e$  与  $M_c^s$  之和均应分别按顺时针和逆时针两方向计算, 并取较大值。

### 3. 正截面承载力计算

柱的计算长度  $l_0$

对梁与柱为刚接的钢筋混凝土框架柱, 其计算长度按下列规定取用:

(1) 对一般多层房屋的钢筋混凝土框架柱, 当为现浇楼盖时:

底层柱  $= 1.0H$

其余各层柱  $= 1.25H$

当为装配式楼盖时

底层柱  $= 1.25H$

其余各层柱  $= 1.5H$

(2) 对可按无侧移考虑的钢筋混凝土框架结构, 如具有非轻质隔墙的多层房屋, 当为三跨及三跨以上或为两跨且房屋的总宽度不小于房屋总高度的  $1/3$  时, 其各层框架柱的计算长度分别考虑: 当为现浇楼盖时,

底层柱  $= 0.7H$

当为装配式楼盖时

底层柱  $= 1.0H$

(3) 不设楼板或楼板上开孔较大的多层钢筋混凝土框架柱以及无抗侧向力刚性墙体的单跨钢筋混凝土框架柱的计算长度, 应根据可靠设计经验或按计算确定。但要注意, 此处  $H$  为层高, 对底层柱,  $H$  取为基础顶面到一层楼盖顶面之间的距离; 对其余各层柱,  $H$  取为上、下两层

楼盖顶面之间的距离。

#### 承载力计算

框架柱按偏压、偏拉构件计算承载力。在考虑地震作用组合时应注意：

- (1) 一般柱宜按双向偏心受压构件计算；
- (2) 角柱应按双向偏心受压构件计算；
- (3) 内力设计值需调整；
- (4) 原承载力计算公式的右边，除以相应的  $\gamma_{RE}$  值。

#### 4. 斜截面承载力计算

##### 第一种情况：当框架出现压力

- (1) 无地震作用组合时：

$$V_c \leq \frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b_c h_{c0} + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{c0} + 0.07N \quad (4.25.1)$$

- (2) 有地震作用组合时：

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( \frac{0.16}{\lambda + 1.5} f_c b_c h_{c0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{c0} + 0.056N \right) \quad (4.25.2)$$

式中， $\lambda$ ——框架柱计算剪跨比，取  $\lambda = \frac{H_{c0}}{2h_{c0}}$ ，当  $\lambda < 1$  时取 1， $\lambda > 3$  时取 3；

$N$ ——取自与  $V_c$  相同组合的框架柱轴向压力设计值，当  $N > 0.3f_c b_c h_{c0}$  时，取  $N = 0.3f_c b_c h_{c0}$ 。

##### 第二种情况：当框架柱出现拉力

- (1) 无地震作用组合时，

$$V_c \leq \frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b_c h_{c0} + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{c0} - 0.2N \quad (4.26.1)$$

且公式右端计算值不应小于  $1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{c0}$ ；

- (2) 有地震作用组合时，

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( \frac{0.16}{\lambda + 1.5} f_c b_c h_{c0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{c0} - 0.16N \right) \quad (4.26.2)$$

且公式右端计算值不应小于  $\frac{1}{\gamma_{RE}} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{c0}$ 。式中， $N$  为取自与  $V_c$  相同组合的框架柱轴向拉力设计值。

#### 5. 构造要求

框架柱设计除需进行承载力计算外，还必须采取合理的构造措施，以保证结构构件具有足够的强度、刚度和延性。构造要求的主要内容有：

(1) 宜采用对称配筋，并考虑纵向钢筋的最大配筋率、最小配筋率、受力纵筋间距、纵筋的接头及锚固等。

(2) 箍筋的加密(包括加密范围、加密要求等)、直径、形式、间距、最小体积配筋率等。

具体要求可见《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89) 和《钢筋混凝土高层建筑结构设计》

### 4.3.3 框架梁的设计

#### 1. 截面尺寸

框架梁的截面尺寸应符合下列三个要求:

(1) 最小构造截面要求:梁截面高度  $h_b$  可按  $\left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12}\right) l_b$  确定 ( $l_b$  为主梁的计算跨度), 且不宜大于  $1/4$  净跨; 宽度  $b_b$  不宜小于  $\frac{1}{4} h_b$ , 且不应小于 250mm。当采用扁梁时应满足刚度要求。

(2) 截面抗剪要求:对矩形、T 形和工字形截面的框架梁应满足无地震作用组合时

$$V_b \leq 0.25 f_c b_b h_{b0} \quad (4.27.1)$$

有地震作用组合时

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2 f_c b_b h_{b0}) \quad (4.27.2)$$

式中,  $V_b$  为框架梁剪力设计值, 按下面的式 (4.29) 取值。

(3) 混凝土受压区高度的限制要求:为了保证梁端塑性铰区有足够的延性(转动能力), 应限制其受压区高度。对有地震作用组合的梁端箍筋加密区, 可分以下几种情况:

一级

$$x \leq 0.25 h_{b0} \quad (4.28.1)$$

二、三级

$$x \leq 0.35 h_{b0} \quad (4.28.2)$$

其它情况

$$x \leq \xi_b h_{b0} \quad (4.28.3)$$

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_{b0}} = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y}{0.0033 E_s}} \quad (4.28.4)$$

式中,  $f_y$ ——受拉钢筋的强度设计值;

$E_s$ ——钢筋的弹性模量。

#### 2. 内力设计值的调整

当有抗震要求时, 为使框架成为梁铰型延性结构, 且使梁端铰区具有足够的延性(即转动性能), 一方面对梁端范围, 在构造上进行箍筋加密, 另一方面通过剪力设计值的调整, 来达到“强剪弱弯”的设计。具体调整为:

(1) 非抗震设计的框架梁及抗震设计时梁端箍筋加密区以外的梁, 取水平荷载或地震作用组合的剪力设计值(即不作调整)。

(2) 抗震设计时, 对梁端箍筋加密区的梁截面, 调整情况有以下几种。

(1) 一级

$$V_b = 1.05 \frac{M'_{bua} + M''_{bua}}{l_n} + V_{Gb} \quad (4.29.1)$$

或

$$V_b = 1.05 \lambda_b \frac{M'_b + M''_b}{l_n} + V_{Gb} \quad (4.29.2)$$

(2) 二级

$$V_b = 1.05 \frac{M'_b + M''_b}{l_n} + V_{Gb} \quad (4.29.3)$$

(3) 三级

$$V_b = \frac{M'_b + M''_b}{l_n} + V_{Gb} \quad (4.29.4)$$

式中,  $M'_{bua}$  和  $M''_{bua}$ ——框架梁左、右端按实配钢筋面积计算的正截面抗震承载力所对应的弯矩值;  $M'_{bua}$  可按式(4.23.4)计算;

$M'_b$  和  $M''_b$ ——有地震作用组合时, 框架梁左、右端弯矩设计值;

$V_{Gb}$ ——考虑地震作用组合时的重力荷载代表值产生的剪力设计值, 可按简支梁计算;

$l_n$ ——梁的净跨;

$\lambda_b$ ——梁的实配增大系数, 可取梁的左右端纵筋实配面积之和与计算面积之和比值的1.1倍, 或经分析比较后确定。

在公式(4.29.1)中,  $M'_{bua}$  与  $M''_{bua}$  之和应分别按顺时针与逆时针两个方向计算, 并取较大值。对其余公式中的  $M'_b$  与  $M''_b$  之和也按此计算。

### 3. 正截面承载力计算

经试验研究, 框架梁承受反复荷载作用后其正截面承载力并不降低, 所以规范对考虑地震作用组合的框架梁的计算与非抗震设计相同, 但在有关公式右边, 应除以相应的  $r_{RE}$ , 且要保证混凝土受压区高度在限值以内。

### 4. 斜截面承载力计算

经国内外试验表明, 框架梁在低周反复作用下, 其斜截面承载力比单调加载要降低约5%~20%, 所以规范对有地震组合作用时, 将梁的斜截面承载力乘以0.8的降低系数。矩形、T形及工字形截面框架梁的斜截面承载力计算可分为以下两种情况。

(1) 无地震作用组合时:

$$V_b \leq 0.07 f_c b h_{b0} + 1.5 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \quad (4.30.1)$$

(2) 有地震作用组合时

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.056 f_c b h_{b0} + 1.2 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \quad (4.30.2)$$

对集中作用的框架梁, 包括有多种荷载, 且其中集中荷载对节点边缘产生的剪力值占总剪力的75%以上的情况。此时, 调整也分两种情况。

(1) 无地震作用组合时:

$$V_b \leq \frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b h_{b0} + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \quad (4.30.3)$$

(2) 有地震作用组合时:

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( \frac{0.16}{\lambda + 1.5} f_t b_0 h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \quad (4.30.4)$$

式中,  $\lambda$  为验算截面的剪跨比; 可取  $\lambda = a/h_{b0}$ ,  $a$  为集中荷载作用点至支座截面节点边缘的距离; 当  $\lambda < 1.4$  时, 取 1.4; 当  $\lambda > 3$  时, 取 3。

### 5. 构造要求

沿梁全跨纵向受拉钢筋和受压钢筋的配置应注意:

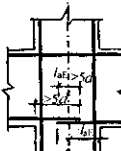
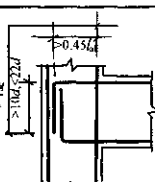
- (1) 梁端受拉钢筋配筋率不应大于 2.5%, 也不应小于表 4.6 的数值。
- (2) 框架梁宜采用贯通梁全跨的直钢筋, 不宜采用弯起钢筋。
- (3) 纵向钢筋的锚固长度、接头、连接等应符合构造规定的要求。

箍筋的加密范围、布置、直径、间距、弯钩以及配箍率等也均应符合有关规定。

表 4.6 框架梁纵向钢筋的配置

纵向钢筋的配置	抗震等级	一级	二级	三级	四级
① 纵向受拉钢筋最小配筋百分率(%)	梁中位置				
	支座	0.4	0.3	0.25	
	跨中	0.3	0.25	0.2	
② 贯通梁全长的上、下部纵向钢筋	截面面积	$\geq \frac{1}{4}$ 梁上、下部钢筋			
	根数和直径	$\geq 2$ 根 14mm		$\geq 2$ 根 12mm	
③ 在梁两端钢筋加密区范围内	$A'/A_s$	$\geq 0.5$	$\geq 0.3$		

表 4.7 框架梁的纵向钢筋在节点范围内的锚固

中间节点	上部纵筋	应贯穿中间节点; 对一级抗震等级, 宜在柱轴线附近纵筋上增加附加锚固措施	
	下部纵筋	伸入节点的锚固长度应 $\geq l_{aE}$ , 且伸过柱中心线应 $\geq 5d$	
端节点	中间层	应 $\geq l_{aE}$ . 应伸过节点中心线. 水平锚固长度不够时可弯折; 弯折前水平锚固长度应 $\geq 0.45l_{aE}$ . 弯折后垂直锚固长度应 $\geq 10d$ , 宜 $\leq 22d$	
	顶层	应采取有效措施, 或按专门规定采用	

注: 锚固长度  $l_{aE}$ ; 一级抗震等级时,  $l_{aE} = l_a + 10d$ ; 二级时,  $l_{aE} = l_a + 5d$ ; 三、四级时,  $l_{aE} = l_a$ 。

### 4.3.4 叠合梁设计要点

框架梁有两种形式,即现浇框架中的现浇梁和装配整体式框架中的叠合梁。

所谓叠合梁,就是分两次浇筑混凝土的梁。第一次在预制厂内,制成预制梁运往现场吊装就位;第二次在施工现场,当预制楼板搁置在预制梁上后,再浇筑梁上部的混凝土使板和梁连成整体,如图 4.23 所示。预制梁所以能和后浇混凝土连成整体、共同工作,主要依靠预制梁中伸出叠合面的箍筋与粗糙的叠合面上的粘结力。

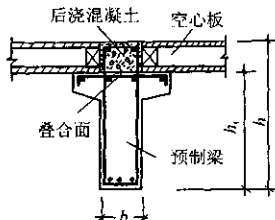


图 4.23 叠合梁

叠合梁的预制梁部分,通常做成 T 形截面,以便搁置预制楼板。叠合梁接受力性能又可分为“一阶段受力叠合梁”和“二阶段受力叠合梁”两类。前者是指施工阶段在预制梁下设有可靠支撑,因而能保证施工阶段作用的荷载直接传至支撑,预制梁不受力;待叠合层后浇混凝土达到强度后,再拆除支撑,而由整个截面(图 4.23 中的  $b \times h$ )来承受全部荷载。“二阶段受力叠合梁”是指施工阶段在简支的预制梁下不设支撑,而由预制梁截面( $b \times h_1$ )承受施工阶段作用的恒载(预制梁、板自重,后浇混凝土自重)和施工活载;待后浇混凝土达到设计强度后,再在预制梁已经受力的基础上(此时施工荷载多已卸去)由整个截面( $b \times h$ )继续承受后加的恒载(如楼、屋面面层自重)以及使用阶段的楼面或屋面活荷载,所以称它为“二阶段受力叠合梁”。

本节讨论“二阶段受力叠合梁”。

#### 1. 叠合梁的受力特点

现以图 4.24 所示的简支叠合梁与条件(截面形式、尺寸、配筋、材料强度及加载方式等)完全相同的整浇梁各一根作试验。叠合梁的预制部分高度为  $h_1$ ,第一次加载在预制梁跨中所产生的弯矩为  $M_1$ ,再加载至梁破坏。将试验结果绘在图 4.25 中,其中图(a)为弯矩-挠度关系曲线,图(b)为弯矩-钢筋应力关系曲线。

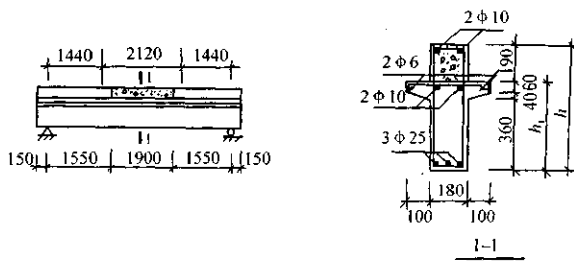


图 4.24 试验梁的尺寸

由图 4.25(a) 可以看出:叠合梁在叠合前的受力阶段( $M < M_1$ ),跨中挠度的增长较整浇



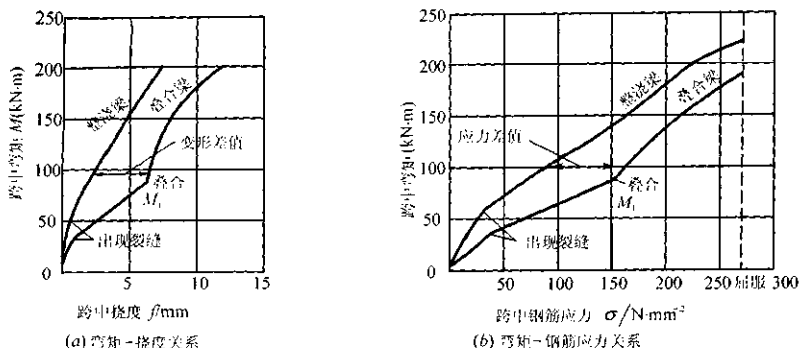


图 4.25 叠合梁与整浇梁性能比较

梁快得多,出现裂缝也较早,这是因为在此阶段叠合梁的高度仅为 $h_1$ ,小于整浇梁的高度 $h$ 。当叠合梁处于第二阶段,梁的截面高度增至 $h$ 时,刚度增大,故其挠度增长减慢,但在同级荷载作用下,叠合梁的挠度与裂缝宽度始终大于整浇梁。

由图 4.25(b) 可以看出:直到梁破坏前,叠合梁跨中受拉钢筋应力始终大于整浇梁,这种现象称为“钢筋应力超前”,是叠合梁的受力特点,故设计中控制钢筋应力成为设计叠合梁的一个主要问题。

试验还表明,叠合梁与整浇梁的极限承载力或截面的破坏弯矩基本相等。

图 4.26 是实测叠合梁在各阶段的截面应变和计算的截面应力分布图,可以看出:预制梁 $b \times h_1$ 在 $M_{1k}$ 作用下截面上部是压应变,而叠合梁在第二阶段叠合后的 $M_{2k}$ 作用下,所引起的拉应变将抵消一部分由 $M_{1k}$ 引起的混凝土压应变(图 4.26(b) 中影线部分),从而在第二阶段的截面受拉区中形成由抵消压应力以及混凝土受拉而产生的附加拉应力,其合力用 $F_1$ 表示。第一附加拉力将减小纵向钢筋在 $M_{2k}$ 作用下的应力增量,这就说明了图 4.25 中叠合梁在二阶段受力时,钢筋应力及挠度的增长都较整浇梁为慢的原因。但由于预制梁在 $M_{1k}$ 作用下的钢筋应力和挠度都大于整浇梁,故叠合梁在 $M_{1k} + M_{2k}$ 作用下的钢筋总应力和梁的总挠度仍大于整浇梁。

此外,在叠合梁中,叠合层混凝土在 $M_{2k}$ 作用后才开始参与承担外荷载,故在 $M_{1k} + M_{2k}$ 作用下,叠合层中的压应变总是小于条件相同的整浇梁,这一现象称为“混凝土应变滞后”。

叠合梁的纵筋屈服一般均比条件相同的整浇梁为早,纵筋屈服后叠合梁所能抵抗的弯矩还可略有增加,但一旦裂缝穿过叠合面,上述的受力特点就将消失,这使叠合梁破坏时重新具有和整浇梁相同的应力状态(图 4.26(d))。

## 2. 叠合梁的承载力计算

### 第一阶段(叠合层混凝土未达到强度设计值前的阶段) 预制梁的承载力计算

这阶段预制梁搁在柱上为简支,故可按截面尺寸为 $b \times h_1$ 的预制梁计算所需的受弯纵筋及受剪箍筋。此时,荷载考虑预制梁、板自重、叠合层自重以及本阶段的施工活荷载(可取 $1.0 \sim 1.5 \text{ kN/m}^2$ ),弯矩及剪力设计值按下列规定取用:

$$M_1 = M_{1G} + M_{1Q}$$

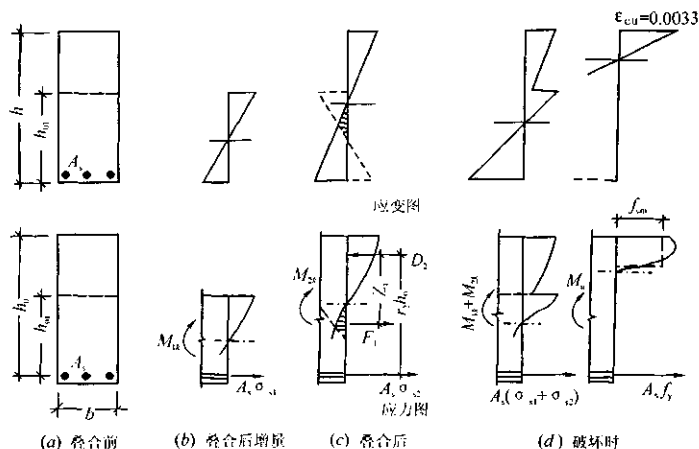


图 4.26 叠合梁截面应变与应力分布

$$V_1 = V_{1G} + V_{1Q}$$

式中,  $M_{1G}, V_{1G}$ ——预制梁、板自重和叠合层自重在计算截面产生的弯矩设计值及剪力设计值;

$M_{1Q}, V_{1Q}$ ——第一阶段施工活荷载在计算截面产生的弯矩设计值及剪力设计值。

### 第二阶段(叠合层混凝土达到强度设计值以后的阶段)叠合梁的承载力计算

此阶段梁、柱已形成整体框架,故宜按整体框架结构分析内力。此时,梁的截面尺寸为:  $b \times h$ ,梁上作用荷载考虑下列两种情况,并取其较大值:

(1) 施工阶段考虑叠合梁自重、预制楼板自重、面层、吊顶等自重以及本阶段的施工活荷载;

(2) 使用阶段考虑叠合梁自重、预制楼板自重、面层、吊顶等自重以及使用阶段的活荷载。

弯矩及剪力设计值按下列规定取用:

$$\text{正弯矩区段} \quad M = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q}$$

$$\text{负弯矩区段} \quad M = M_{2G} + M_{2Q}$$

$$\text{剪力} \quad V = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q}$$

式中,  $M_{2G}, V_{2G}$ ——第二阶段面层、吊顶等自重在计算截面产生的弯矩设计值及剪力设计值;

$M_{2Q}, V_{2Q}$ ——第二阶段荷载效应组合中的可变荷载产生的弯矩设计值及剪力设计值;取本阶段施工活荷载或使用阶段活荷载在计算截面产生的弯矩及剪力设计值中的较大值。

在计算中,在正弯矩区段的混凝土强度等级,按叠合层取用;在负弯矩区段的混凝土强度等级按计算截面受压区的实际情况取用。叠合梁的受剪承载力设计值,取叠合层和预制梁中较低的混凝土强度等级进行计算,且不低于预制梁的受剪承载力设计值。

叠合梁的正截面受弯及斜截面受剪承载力计算方法均与整浇梁相同,但对叠合面的受剪承载力尚需按下列公式验算:

$$V \leq 0.12f_c b h_0 + 0.85f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (4.31)$$

此处,混凝土的 $f_c$ 值取叠合层和预制梁中的较低值。

### 3. 叠合梁的钢筋应力和裂缝宽度验算

如前所述,在叠合梁中有“钢筋应力超前”的特点,因而在荷载标准值作用下钢筋的应力可能很高,特别当 $h_1/h$ 较小,而施工阶段 $M_{1Gk}$ 又较大时,钢筋应力就会更高,甚至可能接近于钢筋的屈服点。为此,规范规定,在荷载短期效应组合下,纵筋的应力应满足下列要求:

$$\sigma_{ss} = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} \leq 0.9f_y \quad (4.32)$$

式中, $\sigma_{s1}$ ——在第一阶段弯矩标准值 $M_{1Gk}$ 作用下预制梁中纵筋应力:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{1Gk}}{0.87A_s h_{01}}$$

$h_{01}$ ——预制梁截面的有效高度;

$\sigma_{s2}$ ——在第二阶段荷载的短期效应组合计算的弯矩值 $M_{2s} = M_{2Gk} + M_{2Qk}$ 作用下的纵向受拉钢筋应力的增量,计算 $\sigma_{s2}$ 时,必须考虑拉力 $F_1$ 的影响(图4.26(b))。

设

$$\beta = \frac{F_1 Z_1}{M_{2s}}$$

则

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{2s} - F_1 Z_1}{A_s \gamma_s h_0} = \frac{M_{2s}(1 - \beta)}{A_s \gamma_s h_0} \quad (4.33)$$

根据试验统计分析, $\beta$ 值可取为

$$\beta = 0.5(1 - \frac{h_1}{h}) \quad (4.34)$$

将式(4.34)代入式(4.33),并取 $\gamma_s = 0.87$ 得

$$\sigma_{s2} = \frac{0.5(1 + \frac{h_1}{h})}{0.87A_s h_0} M_{2s} \quad (4.35)$$

式(4.35)仅适用于 $M_{1Gk} \geq 0.35M_{1u}$ ( $M_{1u}$ 为预制梁正截面受弯承载力设计值)的矩形、T形和工字形截面叠合梁。当 $M_{1Gk} < 0.35M_{1u}$ 时, $F_1 Z_1$ 值不大,为简化计算,并偏于安全,规范规定 $\beta = 0$ , $\sigma_{s2}$ 按下式计算

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{2s}}{0.87A_s h_0} \quad (4.36)$$

对于钢筋混凝土叠合梁,考虑裂缝宽度分布的不均匀性和荷载长期效应组合的影响,最大裂缝宽度 $w_{max}$ 按下式计算:

$$w_{max} = 2.2 \frac{\psi(\sigma_{s1} + \sigma_{s2})}{E_s} (2.7c + 0.1 \frac{d}{\rho_{te1}}) \nu \quad (4.37)$$

式中, $\psi$ ——裂缝间纵向受拉钢筋的应变不均匀系数,按下式计算:

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}}{\rho_{te1}\sigma_{s1} + \rho_{te2}\sigma_{s2}} \quad (4.38)$$

$\rho_{te1}$ ——按预制梁有效受拉混凝土面积计算的纵向受拉钢筋配筋率,

$$\rho_{te1} = \frac{A_s}{A_{te1}}, \quad A_{te1} = 0.5bh_1 + (b_1 - b)h_f;$$

$\rho_{te}$ ——按叠合梁有效受拉混凝土面积计算的纵向受拉钢筋配筋率,

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}}, \quad A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f;$$

$f_{tk}$ ——预制梁混凝土的抗拉强度标准值。

按式(4.37)计算的最大裂缝宽度应满足《混凝土结构设计规范》GBJ10-89的裂缝控制要求。

#### 4. 叠合梁的挠度验算

对于高跨比  $l/h$  较大的叠合梁,尚需对第二阶段进行挠度验算,叠合梁的长期刚度可按下列公式计算:

$$B_t = \frac{M_s}{(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1)M_{Gk} + (\theta - 1)M_t + M_s} B_{s2} \quad (4.39)$$

式中,  $\theta$ ——考虑荷载长期效应组合对挠度增大的影响系数,  $\theta = 2.0 - 0.4 \frac{\rho'}{\rho}$ ,  $\rho$  与  $\rho'$  为受拉与受压配筋率;

$M_t$ ——叠合梁按荷载的长期效应组合计算的弯矩值,  $M_t = M_{1Gk} + M_{2Gk} + \psi_Q M_{2Qk}$ ;

$B_{s1}$ ——预制梁的短期刚度,可按《混凝土结构设计规范》GBJ10-89中的式(5.3.3-1)计算;

$B_{s2}$ ——叠合梁第二阶段的短期刚度,取

$$B_{s2} = \frac{E_s A_s h_0^2}{0.7 + 0.6 \frac{h_1}{h} + \frac{4.5 \alpha_E \rho}{1 + 3.5 r_f}} \quad (4.40)$$

荷载短期效应组合作用下叠合梁负弯矩区段内第二阶段的短期刚度  $B_{s2}$  也可按式《混凝土结构设计规范》(5.3.3-1)计算,其中,弹性模量比值取  $\alpha_E = E_s/E_{c1}$ 。

#### 5. 叠合梁的构造规定

叠合梁除应符合一般梁的构造要求外,尚应符合下列规定:

- (1) 叠合梁预制部分的高度必须满足  $h_1/h \geq 0.4$ , 且  $h_1 \geq \frac{1}{15}l_0$  (梁计算跨度)。
- (2) 预制梁的箍筋应全部伸入叠合层,且各肢伸入叠合层的直线段长度不宜小于  $10d$  ( $d$  为箍筋直径);
- (3) 对承受恒载为主的叠合梁中,预制梁的叠合面可采用凹凸不小于 6mm 的自然粗糙面;
- (4) 叠合层混凝土的厚度不宜小于 100mm,叠合层的混凝土强度等级不宜低于 C20。

#### 6. 例题

某框架叠合梁的截面尺寸、第一阶段及第二阶段的计算简图见图 4.27 图中给出了按框架计算时的弯矩系数和剪力系数。已知:叠合前(第一阶段),承受预制梁、板及后浇叠合层混凝土等恒载标准值  $g_{1k} = 15.4 \text{ kN/m}$ ,施工活荷载标准值  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}$ 。叠合后(第二阶段),承受找平面层、吊顶等恒载标准值  $g_{2k} = 6.2 \text{ kN/m}$ ,使用阶段活荷载标准值  $q_{2k} = 32 \text{ kN/m}$ ,允许裂缝宽度  $[W_{\max}] = 0.3 \text{ mm}$ 。混凝土均采用 C25 ( $f_c = 12.5 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{cm} = 13.5 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tk} = 1.75 \text{ N/mm}^2$ ),纵筋采用 II 级钢筋,箍筋采用 I 级钢筋。求梁的纵筋及箍筋数量,并验算使用阶

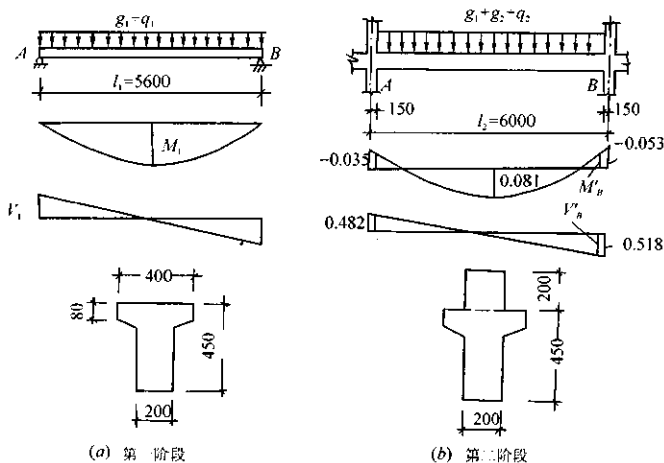


图 4.27 叠合梁计算图

段纵筋应力及裂缝宽度是否满足。

解 本题分六步进行计算。

第一步: 计算内力, 可分为两个阶段。

第一阶段是按简支梁计算。此时恒载标准值产生的弯矩为:

$$M_{1Gk} = \frac{1}{8} g_{1k} l^2 = \frac{1}{8} \times 15.4 \times 5.6^2 = 60.37 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

弯矩和剪力设计值为:

$$\begin{aligned} M_1 &= M_{1G} + M_{1Q} = 1.2 \times \frac{1}{8} g_{1k} l^2 + 1.4 \times \frac{1}{8} q_{1k} l^2 \\ &= 1.2 \times \frac{1}{8} \times 15.4 \times 5.6^2 + 1.4 \times \frac{1}{8} \times 9 \times 5.6^2 \\ &= 121.83 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

$$V_1 = V_{1G} + V_{1Q}$$

$$\begin{aligned} &= 1.2 \times \frac{1}{2} \times 15.4 \times 5.6 + 1.4 \times \frac{1}{2} \times 9 \times 5.6 \\ &= 87.02 (\text{kN}) \end{aligned}$$

第二阶段是按框架整体结构计算。此时荷载短期效应组合的弯矩值为:

$$M_{2s} = 0.081 (g_{2k} + q_{2k}) l^2 = 0.081 (6.2 + 32) \times 6^2 = 111.39 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

弯矩和剪力设计值为: 跨中正弯矩

$$\begin{aligned} M &= M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q} \\ &= 1.2 \times 0.081 (15.4 + 6.2) \times 6^2 + 1.4 \times 0.081 \times 32 \times 6^2 \\ &= 206.22 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

支座负弯矩

$$\begin{aligned} M_B &= M_{2G} + M_{2Q} \\ &= -1.2 \times 0.053 \times 6.2 \times 6^2 - 1.4 \times 0.053 \times 32 \times 6^2 = -99.68 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

支座剪力

$$\begin{aligned}V_B &= V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q} \\&= 1.2 \times 0.518(15.4 + 6.2) \times 6 + 1.4 \times 0.518 \times 32 \times 6 \\&= 219.7(\text{kN})\end{aligned}$$

柱边截面负弯矩

$$M'_B = M_B - V \cdot \frac{b}{2} = -(99.68 - 219.79 \times 0.15) = -66.71(\text{kN} \cdot \text{m})$$

柱边截面剪力

$$\begin{aligned}V'_B &= V_B - (g_1 + g_2 + q_2) \frac{b}{2} \\&= 219.79 - [1.2 \times (15.4 + 6.2) + 1.4 \times 32] \times 0.15 = 209.18(\text{kN})\end{aligned}$$

第二步:确定纵筋数量,可分为两个阶段。

第一阶段:

$$\begin{aligned}M_1 &= 121.83\text{kN} \cdot \text{m} < f_{cm}b'h'_f(h_{01} - \frac{h'_f}{2}) \\&= 13.5 \times 400 \times 80(415 - \frac{80}{2}) = 162(\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

属第一类 T 形截面。

$$\begin{aligned}\alpha_s &= \frac{M_1}{f_{cm}b'h_{01}^2} = \frac{121.83 \times 10^6}{13.5 \times 400 \times 415^2} = 0.131, \quad \gamma_s = 0.930 \\A_s &= \frac{M_1}{\gamma_s f_y h_{01}} = \frac{121.83 \times 10^6}{0.93 \times 310 \times 415} = 1018(\text{mm}^2)\end{aligned}$$

第二阶段:

$$\begin{aligned}\text{跨中} \quad \alpha_s &= \frac{206.22 \times 10^6}{13.5 \times 200 \times 615^2} = 0.202, \quad \gamma_s = 0.885 \\A_s &= \frac{206.22 \times 10^6}{0.885 \times 310 \times 615} = 1222(\text{mm}^2)\end{aligned}$$

选用  $2\Phi 25 + 1\Phi 20 (A_s = 1296\text{mm}^2)$ 。

对支座负弯矩纵筋

$$\begin{aligned}\alpha_s &= \frac{66.71 \times 10^6}{13.5 \times 200 \times 615^2} = 0.065, \quad \gamma_s = 0.961 \\A_s &= \frac{66.71 \times 10^6}{0.961 \times 310 \times 615} = 364(\text{mm}^2)\end{aligned}$$

选用  $2\Phi 18 (A_s = 509\text{mm}^2)$ 。

第三步:确定箍筋数量。

第一阶段:

$$\begin{aligned}\frac{h_w}{b} &= \frac{415 - 80}{200} = 1.68 < 4, & (\text{属一般梁}) \\0.25f_{cb}h_{01} &= 0.25 \times 12.5 \times 200 \times 415 = 259.38(\text{kN}) > V_1 (= 87.02\text{kN}) \\0.07f_{cb}h_{01} &= 0.07 \times 12.5 \times 200 \times 415 = 72.63(\text{kN}) < V_1 (= 87.02\text{kN}) \\ \frac{nA_{sv1}}{s} &= \frac{87020 - 72630}{1.5 \times 210 \times 415} = 0.11(\text{mm}^2/\text{mm})\end{aligned}$$

第二阶段:

$$\frac{h_w}{b} = \frac{615}{200} = 3.08 < 4, \quad (\text{属一般梁})$$

$$0.25 \times 12.5 \times 200 \times 615 = 384.38(\text{kN}) > V'_B (= 209.18\text{kN})$$

$$0.07 \times 12.5 \times 200 \times 615 = 107.63(\text{kN}) < V'_D (= 209.18\text{kN})$$

$$\frac{nA_{sv}}{s} = \frac{209180 - 107630}{1.5 \times 210 \times 615} = 0.524(\text{mm}^2/\text{mm})$$

选用双肢  $\phi_8 @ 180$   $\left( \frac{A_{sv}}{s} = 0.561\text{mm}^2/\text{mm} \right)$ 。

第四步: 验算叠合受剪承载力。

$$0.12f_c b h_0 + 0.85f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 = 0.12 \times 12.5 \times 200 \times 615 + 0.85 \times 210 \times 0.561 \times 615 \\ = 246.09\text{kN} > V_B (= 219.79(\text{kN})) \quad (\text{满足})$$

第五步: 验算纵筋应力。

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{1Gk}}{0.87A_s h_{01}} = \frac{60.37 \times 10^6}{0.87 \times 1296 \times 415} = 129(\text{N/mm}^2) \\ M_{1Gk} > 0.35M_{1w} = 0.35 \times 121.83 = 42.64(\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \sigma_{s2} = \frac{0.5 \left( 1 + \frac{h_1}{h} \right) M_{2s}}{0.87A_s h_0} = \frac{0.5 \left( 1 + \frac{450}{650} \right) \times 111.39 \times 10^6}{0.87 \times 1296 \times 615} = 136(\text{N/mm}^2) \\ \sigma_{ss} = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} = 129 + 136 = 265(\text{N/mm}^2) < 0.9f_y = 279\text{N/mm}^2 \quad (\text{满足})$$

第六步: 验算裂缝宽度。

$$\rho_{te} = \frac{1296}{0.5 \times 200 \times 450} = 0.0288 \\ \rho_{te} = \frac{1296}{0.5 \times 200 \times 650} = 0.0199 \\ \psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}}{\rho_{te1}\sigma_{s1} + \rho_{te}\sigma_{s2}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.75}{0.0288 \times 129 + 0.0199 \times 136} = 0.923 \\ W_{\max} = 2.2 \frac{\psi(\sigma_{s1} + \sigma_{s2})}{E_s} \left( 2.7c + 0.1 \frac{d}{\rho_{te1}} \right) \nu \\ = 2.2 \frac{0.923 \times 265}{2 \times 10^5} \left( 2.7 \times 25 + 0.1 \times \frac{23.6}{0.0288} \right) \times 0.7 \\ = 0.28(\text{mm}) < 0.3\text{mm} \quad (\text{满足})$$

因该叠合梁跨高比  $(l/h_0)$  较小, 可不作挠度验算。

### 4.3.5 框架节点设计

由于梁柱节点在钢筋混凝土框架中处于关键地位, 又受弯矩、轴力和剪力的共同作用, 受力复杂, 而节点本身体积不大, 若发生破坏将难以修复和加固, 所以节点应保证整个框架结构的安全可靠、经济和施工方便。对装配整体式框架的节点, 还需保证结构的整体性, 使受力明确, 构造简单, 安装方便又易于调整, 在构件连接后能尽早地承受部分或全部设计荷载, 使上部

结构得以及时继续安装。

框架体系的多层厂房,在非抗震设计中,常采用全刚接、部分刚接或部分铰接的方案,但在抗震设计中则应采用全刚接的方案。特别是框架体系的高层民用房屋,由于房屋的高度增大、抗侧力的要求提高,所以均采用全刚接的方案。

对于非抗震设计的框架,其节点设计仅通过构造措施便可保证其承载力要求。而对于抗震设计的框架,其节点不仅应有必要的构造措施,而且还应进行节点区受剪承载力的验算,以保证其安全、可靠。

### 1. 非抗震设计的现浇框架刚接点构造要求

现浇框架的横梁与立柱,一般做成刚接节点。图 4.28 表示楼层横梁与边柱和中柱的刚接节点。图 4.29 表示顶层横梁与柱的刚接节点。 $e_0$  为柱顶处弯矩  $M$  与轴向力  $N$  的比值,按照  $e_0$  与柱子截面高度  $h$  的比值大小,锚固钢筋的断点位置可按图中(a),(b),(c)三种情况处理。

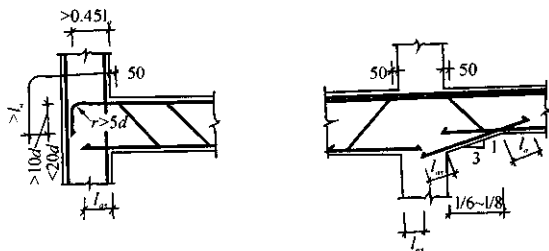


图 4.28 楼层梁与柱现浇节点

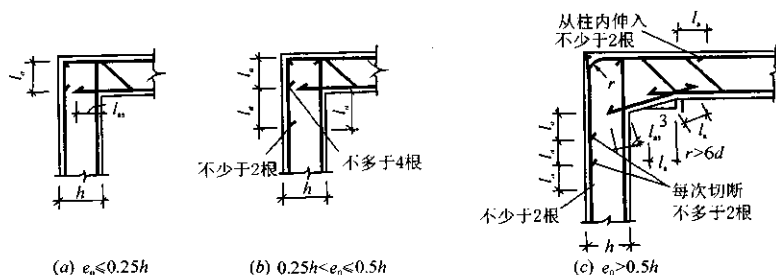


图 4.29 顶层梁与柱现浇节点

(图中  $l_n$  为受力筋的锚固长度,  $l_{n0}$  为钢筋伸入支座的锚固长度)

在外力的作用下,节点处的裂缝形态一般如图 4.30 所示。受拉钢筋要有可靠固锚的是很重要的。受拉钢筋在弯折时,要有一定的曲率半径,以免压碎钢筋下面的混凝土。为了防止斜裂缝的开展,改善节点内折角处混凝土的局部抗压能力,必要时,也可设置如图 4.30 所示的附加筋或附加箍筋。

装配整体式框架节点构造见《规范》及有关标准图集。



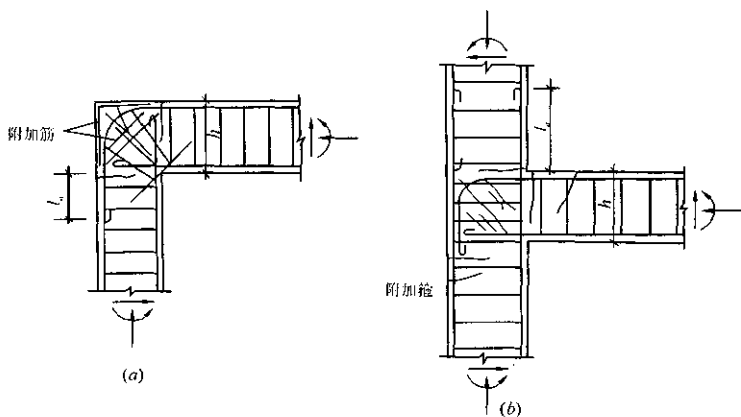


图 4.30 节点的裂缝情况

## 2. 抗震设计的框架节点设计

抗震设计中,对框架节点要按照“强柱弱梁,节点更强”的原则进行设计,使节点的承载力强于相连的构件。

框架节点的震害因地震烈度的增高而趋严重。根据震害调查,在 7 度地区节点一般较少损坏;在 8 度地区,部分节点特别是角柱节点有不同程度的破坏;而在 9 度地区则多数节点破坏严重。因此,设计时可按抗震等级分别对待。

节点的震害破坏主要是由于节点区无箍筋或少箍筋,在剪压作用下节点核心区发生交叉的斜向剪切裂缝,混凝土已被压碎,造成纵向钢筋屈曲突出。此外也有梁中纵向钢筋在节点核心区发生的粘结破坏,以及正交梁与柱角处的局部破坏。为了防止粘结破坏,应满足有关框架梁端纵向钢筋的锚固要求。但是节点的抗震设计,主要还是防止核心区的剪切破坏。对此,一方面应适当增大剪力设计值,另一方面应恰当定出在低周期反复荷载作用下框架节点受剪承载力的计算方法。

### 框架节点剪力设计值 $V_j$

剪力设计值  $V_j$  示于图 4.31。地震作用对节点核心区所产生的剪力与框架耗散能量的程度有关。属于一级抗震等级的框架,须具备充分的延性,即要求与节点相连的横梁端部出现塑性铰,形成梁铰延性破坏机构以耗散地震能量,因此,节点的剪力设计值取决于横梁端部正截面实际配置的纵向钢筋的屈服弯矩。至于二级抗震等级的框架,其节点核心区的剪力则按照梁端正截面的弯矩设计值取值。当然,为了确保安全,考虑抗震等级的节点核心区受剪承载力必须大于梁端截面的受弯承载力,且乘以加强系数 1.05,见表 4.8。

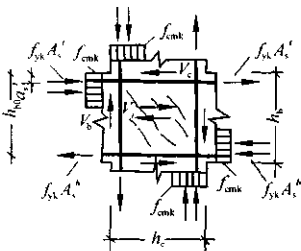


图 4.31 框架节点剪力设计值计算图

表 4.8 框架节点考虑抗震等级的剪力设计值  $V$ 

抗震等级	顶层中间节点	其它层的中间节点和端节点
一级	$1.05 \frac{M_{\text{左}}^{\text{左}} + M_{\text{右}}^{\text{右}}}{h_{\text{b0}} - a'}$	$1.05 \frac{M_{\text{左}}^{\text{左}} + M_{\text{右}}^{\text{右}}}{h_{\text{b0}} - a'} (1 - \frac{h_{\text{b0}} - a'}{H_c - h_b})$
二级	$1.05 \frac{M_{\text{左}}^{\text{左}} + M_{\text{右}}^{\text{右}}}{h_{\text{b0}} - a'}$	$1.05 \frac{M_{\text{左}}^{\text{左}} + M_{\text{右}}^{\text{右}}}{h_{\text{b0}} - a'} (1 - \frac{h_{\text{b0}} - a'}{H_c - h_b})$
三级	可不进行计算,但须满足构造要求	

注:① 顶层端节点的设计,应按专门规定或专门的试验确定。

② 当框架柱端弯矩不能符合式(4.23)时,框架节点的设计应根据可靠的工程经验或专门的试验确定。

在图 4.31 和表 4.8 中:

$M_{\text{左}}^{\text{左}}, M_{\text{右}}^{\text{右}}$ —— 框架节点左、右两侧的梁端按实配钢筋计算的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值;

$M_{\text{左}}^{\text{左}}, M_{\text{右}}^{\text{右}}$ —— 考虑地震作用组合的框架节点左、右两侧的梁端弯矩设计值;

$h_{\text{b0}}, h_{\text{b}}$ —— 分别为梁的截面有效高度、截面高度,当节点两侧梁高不相同时,取其平均值;

$H_c$ —— 节点上柱和下柱反弯点之间的距离;

$h_c$ —— 柱的截面高度。

表中两项弯矩之和,也同样应按顺时针和逆时针两个方向分别计算,并取其较大值。

#### 框架节点受剪水平截面的限制条件

由于节点体积较小,核心区截面有限,为了避免核心区斜向压力过大,防止混凝土首先被压碎,规范依据试验资料所作的分析,采用了如下的限制条件:

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30 \eta_j f_c b_j h_j) \quad (4.41)$$

式中,  $b_j, h_j$ —— 分别为框架节点水平的宽度和高度,当  $b_0 \geq b_c/2$  时,可取  $b_j = b_c, h_j = h_c$ 。此处,  $b_c, h_c$  为框架柱的截面宽度和高度。

$\eta_j$ —— 梁对节点的约束影响系数。

将各种带梁的、或带梁和板的节点试件进行受剪承载力的试验,可以得到节点核心区到达破坏阶段时,梁对节点核心区约束作用  $\eta_j$  的比值,已列于表 4.9 中。但若直交梁端加上吊重,则在梁与柱的交界面处有产生竖向裂缝的可能,这将会削弱梁对节点的有利约束作用,例如表中四边有梁时的 II-1 试件  $\eta_j$  与上面所示写法同:为 1.683,而加吊重形成竖向裂缝的 III 试件,  $\eta_j$  就降低了,只有 1.413。经试验并对实测值进行统计分析,考虑有利和不利两方面影响的因素,规范对  $\eta_j$  的取值也示于表 4.9 中。

表 4.9 梁对节点的约束影响系数  $\eta_j$ 

试件编号	I, I-1, I-2	II	II-1, II-2	III, III-1, III-2	IV-1, IV-2
试件形式					
破坏阶段	1	1.029	1.149, 1.139	1.413, 1.683, 2.516	2.223, 2.329
约束影响					
规定值	1	1	1.1	1.1, 1.5, 2	1.5, 1.5
规范取值	1. 对两个正交方向有梁约束的中间节点, 当梁的截面宽度均大于柱截面宽度的 1/2, 且框架梁的截面高度不小于主梁截面高度的 3/4 时, 取 $\eta_j = 1.5$ 2. 其它情况的节点, 取 $\eta_j = 1$				

另外, 当梁、柱轴线有偏心距  $e_0$  时,  $e_0$  不宜大于柱截面宽度的 1/4, 此时, 节点宽度应取  $b_j = 0.5b_c + 0.5b_b + 0.25h_c - e_0$ , 且  $b_j \leq b_c$ ,  $b_b$  为梁的截面宽度。

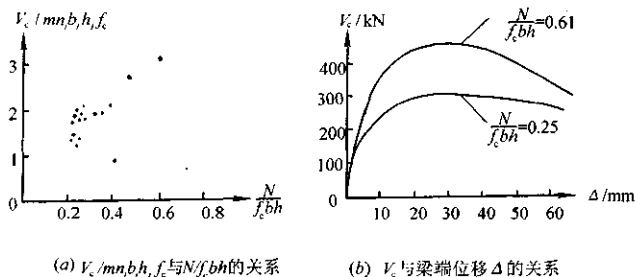
#### 框架节点的受剪承载力

综合框架节点在承受反复荷载作用下性能的试验研究, 我国规范对框架节点的受剪承载力采用了理论和经验相结合的计算公式, 即节点受剪承载力由混凝土斜压杆和水平箍筋两部分组成, 并考虑梁对节点约束作用的有利因素, 在试验实测值的基础上加以统计分析确定。

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ 0.17 \eta_j \left( 1 + \frac{N}{f_c b_c h_c} \right) f_c b_j h_j + \frac{f_y A_{sv}}{s} (h_{b0} - a'_{s0}) \right] \quad (4.42)$$

式中,  $N$  为考虑地震作用组合的节点上柱底部的轴向压力设计值; 当  $N > 0.5f_c b_c h_c$  时, 取  $N = 0.5f_c b_c h_c$ 。

式(4.42)所表达的组成节点受剪承载力的各种因素中包括有轴压力。图 4.32 反映了随着轴向压力的增加, 节点核心区受剪承载力也提高, 这是有利的, 不过, 当轴向压力超过一定限度后,  $V_c - \Delta$  曲线下降段就加速下降, 从而降低了节点的延性, 这将产生不利影响, 于是在计算时, 公式对轴向力  $N$  的取值作了限制。

图 4.32 轴压比  $N/f_c b h$  对核心区混凝土受剪承载力  $V_c$  的影响

(4) 构造要求。为了保证框架节点具有足够的受剪承载力和必要的延性,节点核心区的箍筋和纵向钢筋的配置应符合规范要求。

(5) 装配整体式框架刚性节点。装配整体式框架刚性节点的设计和构造,应符合表 4.10 中所列的各项要求。

表 4.10 装配整体式框架刚性节点的设计和构造要求

① 对承载力和延性的要求		不应低于现浇框架结构的节点	
② 对重要结构的节点		应通过试验确定	
③ 梁中纵筋伸入节点的要求	上部受力纵筋	应符合表 4.7 的规定	
		接 头	应采用焊接接头 不宜设置在箍筋加密区范围内
	下部纵筋	应采用可靠连接或锚入节点内	
④ 框架梁与柱的接头		接头表面宜设齿槽	
		接头缝隙宜 $\geq 80\text{mm}$	
		后浇混凝土的强度等级应比预制构件的提高两级	
⑤ 节点中钢筋的计算和配置		按 4.3.5 节的规定进行,取 $\eta_1 = 1$	
⑥ 采用明牛腿的刚性节点	拉力的传递	梁端下部纵向受力钢筋的拉力,应通过梁底预埋钢板与柱牛腿顶面钢板上的焊缝及钢板下的锚筋传递	
	传递的保证	焊缝的受剪承载力 $>$ 纵向受力钢筋的受拉承载力	
		锚筋的受拉承载力 $>$ 纵向受力钢筋的受拉承载力	

## 4.4 剪力墙的截面设计与配筋构造

钢筋混凝土剪力墙在竖向荷载和水平(平行于墙面)荷载作用下,当剪力墙上开有成列的门洞口时,可把整个剪力墙分成等宽或不等宽的各个墙肢与各层连梁分别进行承载力计算。墙肢是偏心受压或偏心受拉构件,应进行正截面及斜截面的承载力计算,而连梁则是受弯件,亦应进行正截面及斜截面承载力计算。当墙肢上有集中荷载时,尚应进行局部受压承载力的计算。此外对墙肢还需进行平面外竖向荷载轴压承载力验算。

当纵、横向剪力墙均为现浇时,可考虑其共同工作,即纵墙的一部分可作为横墙的有效翼缘;横墙的一部分也可作为纵墙的有效翼缘。剪力墙的翼缘计算宽度可取剪力墙的间距、门窗洞间墙的宽度、剪力墙的厚度加两侧各 6 倍翼缘墙的厚度和剪力墙墙肢总高度的  $1/20$ ,取用四者中的最小值。因此,墙肢可以是矩形、T 形和工字形截面。

## 4.4.1 剪力墙墙肢的设计

### 1. 截面尺寸

主要从构造和受剪截面要求两方面去考虑。

#### 构造要求

(1) 剪力墙厚度  $b_w$ , 按一级抗震等级设计时不应小于楼层高度的  $\frac{1}{20}$ , 且不应小于 160mm; 按二、三、四级抗震等级和非抗震设计时不应小于楼层高度的  $\frac{1}{25}$ , 且不应小于 140mm。如墙肢配置双片钢筋网时, 由施工要求, 其  $b_w$  也不应小于 160mm。

(2) 应尽量避免小墙肢, 即墙肢宽度 (也即墙肢截面高度)  $h_w$  较小的墙, 因在地震作用下极易破坏。故要求  $h_w \geq 500\text{mm}$ , 有抗震要求的, 也不应小于  $3b_w$  ( $b_w$  为墙肢截面宽度), 且对其配筋有更高的要求 (见后所述)。同时要求一、二级抗震等级的小墙肢其轴压比  $\mu_N = \frac{N_w}{b_w h_w f_c} \leq 0.6$ ,  $N_w$  为墙肢有地震作用组合的轴压力。

#### 受剪截面的要求

(1) 无地震作用组合:

$$V_w \leq 0.25 f_c b_w h_w \quad (4.43.1)$$

(2) 有地震作用组合:

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2 f_c b_w h_w) \quad (4.43.2)$$

式中,  $V_w$ ——剪力墙的剪力设计值;

$b_w$ ——矩形截面的宽度或工字形截面、T 形截面的腹板宽度;

$h_w$ ——截面高度。

### 2. 内力设计值的调整

按剪力墙延性设计的概念, 在截面设计时, 对某些情况和某些部位, 需调整内力设计值。

按抗震设计的双肢墙, 不宜出现墙肢全截面受拉情况, 当其中的一肢为大偏心受拉时, 则受压墙肢弯矩设计值和剪力设计值均应乘以增大系数 1.25。

试验表明, 当双肢墙中一肢出现拉力后, 其抗剪能力迅速降低, 剪力向受压墙肢转移, 使受压肢的截面弯矩和剪力增大。

为了保证剪力墙墙肢“强剪弱弯”的要求, 在墙肢底部要加强配筋 (称加强区, 其范围见构造要求), 且对剪力设计值作如下调整。

底部加强区范围内 (一般为  $H_w/8$ , 且不小于底层层高)

(1) 无地震作用组合时, 取考虑水平荷载组合的剪力设计值。

(2) 有地震作用组合时:

一级

$$V_w = 1.1 \frac{M_{wua}}{M_w} V \quad (4.44.1)$$

或

$$V_w = 1.1 \lambda_w V \quad (4.44.2)$$

二级

$$V_w = 1.1 V \quad (4.44.3)$$

三级

$$V_w = V \quad (4.44.4)$$

其它部位

$$V_w = V \quad (4.44.4)$$

式中,  $M_{wua}$ ——墙肢底部按实配钢筋计算的正截面抗震承载力所对应的弯矩值, 可根据实际配筋面积和材料强度的标准值和轴向力确定, 轴向力取有地震作用组合时墙肢轴向压力设计值;

$M_w$ ——考虑地震作用组合的墙肢底部的弯矩设计值;

$V$ ——考虑地震作用组合的墙肢计算部位的剪力设计值;

$\lambda_w$ ——墙肢的实配增大系数, 可取墙肢实配的正截面抗震承载力所对应的弯矩值与其弯矩设计值的比值, 或经分析比较后确定。

### 3. 正截面承载力计算

剪力墙墙肢的正截面承载力计算与一般的偏压(拉)构件相同, 但因墙肢中有均匀配置的水平和竖向分布钢筋, 应在计算中考虑其作用, 所以可按《混凝土结构设计规范》GBJ10-89的有关规定计算, 但在公式中增加一项由均匀配置的竖向分布钢筋所承担的轴向力  $N_{sw}$  和其对端部拉筋  $A_s$  重心的力矩  $M_{sw}$ 。当然,  $N_{sw}$  与  $M_{sw}$  可按平截面假定并列出平衡方程进行计算, 但很繁琐, 所以《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》JGJ3-91 及其局部修订条文(1997年修订)给出了近似的简化计算。

偏心受压

(1) 无地震作用组合时,

$$N \leq A'_s f'_y - A_s \sigma_s - N_{sw} + N_c \quad (4.45.1)$$

$$N \left( e_0 + h_{w0} - \frac{h_w}{2} \right) \leq A'_s f'_y (h_{w0} - a'_s) - M_{sw} + M_c \quad (4.45.2)$$

当  $x > h'_f$  时

$$N_c = f_{cm} b_w x + f_{cm} (b'_f - b_w) h'_f \quad (4.45.3)$$

$$M_c = f_{cm} b_w x \left( h_{w0} - \frac{x}{2} \right) + f_{cm} (b'_f - b_w) h'_f \left( h_{w0} - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (4.45.4)$$

当  $x \leq h'_f$  时

$$N_c = f_{cm} b'_f x \quad (4.45.5)$$

$$M_c = f_{cm} b' (x) \left( h_{w0} - \frac{x}{2} \right) \quad (4.45.6)$$

当  $x \leq \xi_b h_{w0}$  时

$$\sigma_s = f_y \quad (4.45.7)$$

$$N_{sw} = (h_{w0} - 1.5x) b_w f_{yw} \rho_w \quad (4.45.8)$$

$$M_{sw} = \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w \quad (4.45.9)$$

当  $x > \xi_b h_{w0}$  时

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8} \left( \frac{x}{h_{w0}} - 0.8 \right) \quad (4.45.10)$$

$$N_{sw} = M_{sw} = 0 \quad (4.45.11)$$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y}{0.0033 E_s}} \quad (4.45.12)$$

式中,  $f_y, f'_y$ ——墙肢端部受拉钢筋和受压钢筋的强度设计值;

$f_{yw}$ ——墙肢竖向分布钢筋强度设计值;

$f_{cm}$ ——混凝土弯曲抗压强度设计值;

$e_0$ ——偏心距  $e_0 = M/N$ ;

$h_{w0}$ ——墙肢截面有效高度,  $h_{w0} = h_w - a'_s$ ;

$a'_s$ ——墙肢受压区端部钢筋合力点到受压区边缘的距离, 一般取  $a'_s = b_w$ ;

$\rho_w$ ——墙肢竖向分布钢筋配筋率;

$\xi_b$ ——界限相对受压区高度。

(2) 有地震作用组合时, 仍按式(4.45.1)~(4.45.12)计算, 但在公式(4.45.1)和(4.45.2)等号右端均需除以承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$ ,  $\gamma_{RE}$  取 0.85。

#### 偏心受拉

(1) 无地震作用组合时,

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ou}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \quad (4.46.1)$$

(2) 有地震作用组合时,

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\frac{1}{N_{ou}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \right] \quad (4.46.2)$$

$$N_{ou} = 2A_s f_y + A_{sw} f_{yw} \quad (4.46.3)$$

$$M_{wu} = A_s f_y (h_{w0} - a'_s) + A_{sw} f_{yw} \frac{(h_{w0} - a'_s)}{2} \quad (4.46.4)$$

式中,  $A_{sw}$  为墙肢腹板竖向分布钢筋的全部截面面积。

#### 4. 斜截面受剪承载力计算

##### 偏心受压

与偏心受压构件一样, 由于轴向压力的存在提高了剪力墙墙肢的受剪承载力, 其值可按下列

式计算。

(1) 无地震作用组合:

$$V_w \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.05 f_c b_w h_{w0} + 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \quad (4.47.1)$$

(2) 有地震作用组合:

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.04 f_c b_w h_{w0} + 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \quad (4.47.2)$$

式中,  $N$ ——墙肢轴向压力设计值, 当  $N > 0.2 f_c b_w h_{w0}$  时, 取  $N = 0.2 f_c b_w h_{w0}$ ;

$A$ ——墙肢截面面积;

$A_w$ ——T形或工字形截面墙肢的腹板面积, 矩形取  $A_w = A$ ;

$\lambda$ ——计算截面处的剪跨比,  $\lambda = M/Vh_{w0}$ ,  $\lambda < 1.5$  时, 取 1.5;  $\lambda > 2.2$  时取 2.2; 此处  $M$  为与  $V$  相应的弯矩值。当计算截面与墙底之间距离小于  $h_{w0}/2$  时,  $\lambda$  应按距墙底  $h_{w0}/2$  处的弯矩值与剪力值计算;

$A_{sh}$ ——配置在同一截面内水平分布筋各肢面积总和;

$s$ ——水平分布筋间距。

### 偏心受拉

由于轴向拉力的存在, 将降低墙肢的受剪承载力, 具体计算如下。

(1) 无地震作用组合:

$$V_w \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.05 f_c b_w h_{w0} - 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \quad (4.48.1)$$

(2) 有地震作用组合:

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.04 f_c b_w h_{w0} - 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \quad (4.48.2)$$

当式(4.48.1)等号右边计算值小于  $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0}$  时, 取  $V_w = f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0}$ ;

当式(4.48.2)等号右边计算值小于  $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right)$  时, 取  $V_w = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right)$ 。

### 5. 水平施工缝处抗剪计算

为避免水平施工缝处墙体受剪后沿缝滑移破坏, 对按一级抗震等级的剪力墙在设计中应验算水平施工缝处的受剪承载力, 验算如下。

(1) 当  $N$  为轴向压力时:

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6 f_y A_s + 0.8 N) \quad (4.49.1)$$

(1) 当  $N$  为轴向拉力时:

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6 f_y A_s - 0.8 N) \quad (4.49.2)$$

式中,  $V_w$ ——水平施工缝处的剪力设计值;

$N$ ——水平施工缝处考虑地震作用组合的轴向力设计值;

$A_s$ ——墙肢水平施工缝处全部竖向钢筋的截面积(包括腹板内的竖向分布筋, 附加竖向插筋以及端部暗柱和翼柱内竖向钢筋的截面积)。



## 6. 墙肢的构造要求

对墙肢构造的要求分为以下几个方面。

### 端部钢筋

抗震设计时,对一、二、三抗震等级剪力墙的加强部位应设置暗柱、端柱或翼柱。横向剪力墙的端部宜设置暗柱。这些端部构造可以增加剪力墙面的内、外刚度,防止端部混凝土过早破坏,提高剪力墙抵抗反复水平地震作用的能力。

剪力墙的端部钢筋由大小偏心受压、偏心受拉承载力计算决定。当按计算不需要配置端部钢筋时,可按构造要求配置,见表 4.11。

表 4.11 剪力墙端部、暗柱、翼柱的构造配筋要求

		底部加强区		其它部位	
		竖向钢筋最小量 (取较大值)	箍 筋 (拉 筋)	竖向钢筋最小量 (取较大值)	箍 筋 (拉 筋)
非抗震设计		$2\phi 12$	$\phi 6@150$	$2\phi 12$	$\phi 6@200$
抗震设计	一 级	$0.015A_c$	$\phi 8@100$	$0.012A_c$	$\phi 8@150$
	二 级	$0.012A_c$	$\phi 8@150$	取 $0.010A_c$ 或 $4\phi 12$ , 两者中的较大值	$\phi 8@200$
	三 级	取 $0.005A_c$ 或 $2\phi 14$ , 两者中的较大值	$\phi 6@150$	取 $0.005A_c$ 或 $2\phi 14$ , 两者中的较大值	$\phi 6@200$
	四 级	$2\phi 12$	$\phi 6@150$	$2\phi 12$	$\phi 6@200$

注:① 翼柱的截面范围为暗柱及其两侧各不超过 2 倍翼墙厚度之和; $A_c$  为暗柱的截面面积; $A_c$  取  $(1 \sim 2)b_c h_c$ , 翼柱的截面面积只取暗柱截面面积(图 4.33)。

② 纵向钢筋搭接范围内,箍筋间距不大于 100mm。

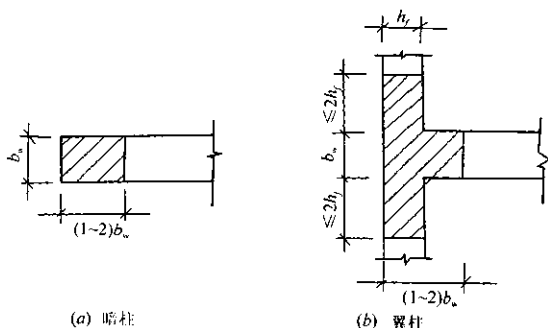


图 4.33 剪力墙端部暗柱、翼柱的截面面积

剪力墙的端部钢筋配置在离墙边  $1.5 \sim 2$  倍墙厚范围内;当钢筋多于 4 根时,应设拉筋和拉筋。

### 墙身的分布钢筋

墙身的水平和竖向分布钢筋起如下作用:

- (1) 使剪力墙有一定的延性,破坏前有明显的位移和预告,防止突然脆性破坏。
- (2) 当混凝土受剪破坏后,钢筋仍有足够的抗剪能力,剪力墙不会突然倒塌。
- (3) 减少和防止产生温度裂缝。
- (4) 当因施工拆模或其它原因使剪力墙产生裂缝时,能有效地控制裂缝继续发展。

为使分布钢筋确实起作用,其配筋率不能过小。实验证明:当分布钢筋配筋率低于 0.1% 时,剪力墙出现脆性破坏;为防止温度产生明显的裂缝,配筋率不应小于 0.25%。因此,剪力墙结构分别按加强区和非加强区采用不同的最小配筋率。加强区是墙体受力不利的部位和受温度影响较大的部位,这些部位有:

- (1) 顶层;
- (2) 底部,其高度为剪力墙全高的 1/8,也不小于底层层高;
- (3) 楼梯间和电梯间;
- (4) 现浇端部山墙;
- (5) 纵墙的端开间。

剪力墙受用双排钢筋可以提高平面外抗弯能力,防止出现平面外受弯裂缝,且便于固定钢筋位置,也便于浇灌、振捣混凝土,宜优先采用。

一级抗震剪力墙的所有部位和二级抗震剪力墙的加强部位,水平和竖向分布钢筋均应采用双排钢筋;其余情况也宜采用双排钢筋。

双排钢筋之间应采用拉筋连接,拉筋直径不小于 6mm,间距不应大于 600mm,拉筋应与外皮钢筋钩牢。底部加强部位的拉筋宜适当加密。

水平和竖向分布钢筋应满足表 4.12 的要求。

表 4.12 剪力墙水平和竖向分布钢筋的配筋构造

		最小配筋率		最大间距/mm	最小直径/mm
		一般部位	加强部位		
非抗震设计		0.15	0.20	横向 300 竖向 400	φ6 φ8
抗震设计	一 级	0.25	0.25	300	φ8
	二 级	0.20	0.25	300	φ8
	三、四级	0.15	0.20	300	φ8

注:对三级抗震等级 B 类地上较高的高层建筑,其一般部位最小配筋百分率应按二级抗震等级的数值采用。

由于施工是先立竖向钢筋,后绑水平钢筋,为施工方便,竖向钢筋宜在内侧,水平钢筋宜在外侧。

水平与竖向分布钢筋通常多采用相同直径和相同间距,以方便施工。

### 水平分布钢筋在端部的锚固

水平分布钢筋在端部的锚固要求见图 4.34(a)。当端部钢筋只有两根,不配置约束箍筋时允许采用图 4.34(b) 的处理方式。

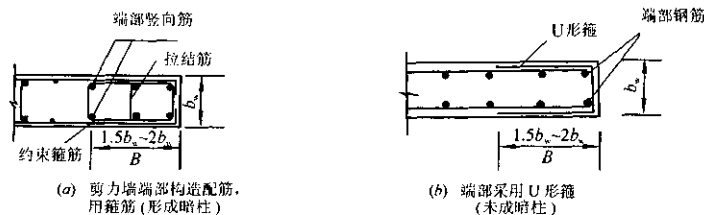


图 4.34 剪力墙端部配筋

### 分布钢筋的连接和锚固

剪力墙内分布钢筋的连接与锚固应满足如下要求:

(1) 水平分布钢筋内外侧接头至少错开 500mm, 搭接长度当非抗震设计时不小于  $l_a$ ; 抗震设计时不小于  $l_{aE}$  为:

一、二抗震等级  $l_a = 1.2l_a + 5d$

三、四抗震等级  $l_a = 1.2l_a$

水平分布钢筋接头见图 4.35 和图 4.36。



图 4.35 墙内水平分布筋的搭接

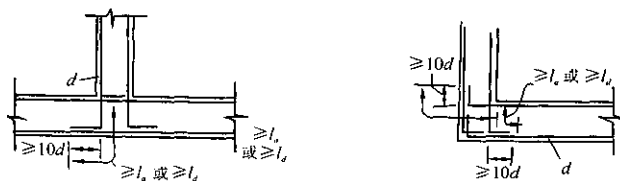


图 4.36 转角处水平钢筋的连接

(2) 竖向分布钢筋: 一级抗震剪力墙所有部位、二级抗震剪力墙加强部位接头位置应错开, 每次连接钢筋数量不超过 50%; 其它情况下, 允许竖向分布钢筋在同一水平上连接 (图 4.37)。

### 小墙肢的配筋

截面高度  $h_w \leq 3b_w$  小墙肢的截面配筋要求:

(1) 抗震设计: 底部加强区竖向钢筋不少于  $0.015A_c$ ; 一般部位不少于  $0.014A_c$ ; 箍筋不少于表 4.11 的要求。

(2) 非抗震设计: 竖向钢筋不少于  $0.008A_c$ ; 箍筋直径不小于  $\phi 8$ , 间距不大于 130mm。

上述规定中,  $A_c$  为小墙肢截面面积 (图 4.38)。

应当指出, 在地震作用下, 小墙肢是很容易破坏的。试验表明: 小墙肢开裂和破坏远远早于

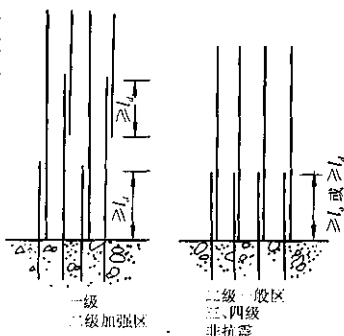


图 4.37 竖向分布钢筋的连接

大墙肢。因此在抗震设计的剪力墙中,应调整洞口位置,尽量避免小墙肢出现。对于外廊式建筑物的外侧小墙肢,还要加强连梁的配筋。

#### 剪力墙洞口的配筋

剪力墙上有单独的、不成列的洞口,且洞口的边长小于 800mm 时,应在洞口边配置两根直径不小于  $\phi 8\text{mm}$  的补强钢筋;当剪力墙高度大于 50m 时,应将被洞口截断的钢筋集中配置在洞口四边,此补强筋的锚固长度为  $L_d$ (图 4.39)。

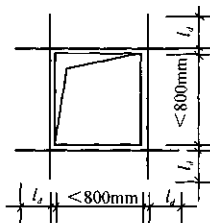


图 4.39 洞口补强钢筋

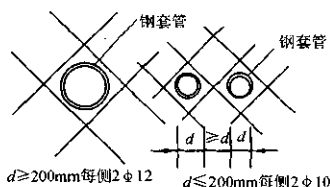


图 4.40 墙上小圆孔的补强

管道穿墙的洞口,宜设钢套管,套管外宜设补强钢筋(图 4.40)。当为圆窗、人孔等较大圆孔时,孔洞边应增设环形补强钢筋(图 4.41)。

墙上有不规则错洞时,应采用暗框架予以加强(图 4.42)。

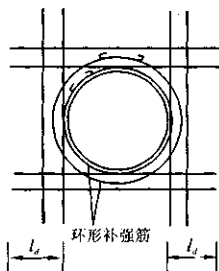


图 4.41 圆形洞口的补强钢筋

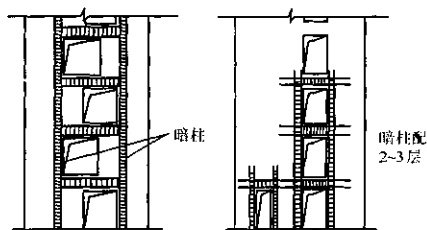


图 4.42 不规则开洞时的补强

## 4.4.2 连梁设计(普通配筋)

### 1. 截面尺寸

连梁的截面尺寸应符合以下要求。

(1) 无地震作用组合:

$$V_b \leqslant 0.25 f_c b b h_{b0} \quad (4.50.1)$$

(2) 有地震作用组合: 当跨高比大于 2.5 时,

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 f_c b_b h_{b0}) \quad (4.50.2)$$

当跨高比小于 2.5 时,

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 f_c b_b h_{b0}) \quad (4.50.2)$$

## 2. 内力的调整

连梁连接刚度很大的墙肢, 在水平力作用下, 将产生很大的弯矩和剪力。由于剪力墙厚度较小, 相应连梁的宽度也较小, 许多情况下使连梁的截面尺寸和配筋都难以满足要求, 难以承受其设计弯矩和剪力, 主要困难是: 连梁截面尺寸不满足抗剪要求; 斜截面承载力不足; 纵向受弯钢筋超筋。

如果只是扩大截面尺寸, 连梁刚度迅速增大, 相应地连梁的计算内力也增大, 问题还是无法解决, 根据设计经验, 可依次采用以下办法:

(1) 在满足结构位移限值的前提下, 适当减小连梁的高度, 使连梁的弯矩和剪力迅速减小。有时, 可在减小高度的同时增大墙厚, 因为连梁刚度随高度减小很快降低。

(2) 加大洞口宽度, 增加连梁的跨度。

(3) 水平力作用下, 连梁由于开裂而刚度降低, 考虑刚度折减系数  $\beta$ , 但其值不得小于 0.55。

(4) 当某几层连梁的弯矩超过其最大受弯承载力时, 可以降低这些部位连梁的弯矩设计值, 并将其余部位连梁的弯矩设计值予以适当提高, 以补偿减少的弯矩, 满足平衡条件 (图 4.43)。降低和提高的幅度, 均不应超过调整前弯矩设计值的 20%。必要时也可以提高墙肢的配筋, 以满足极限平衡条件。

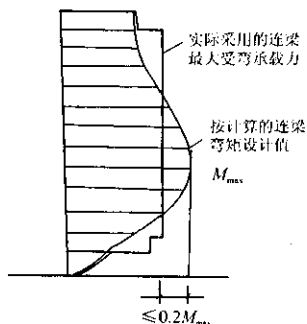


图 4.43 连梁弯矩设计值

如前所述, 为了使连梁梁端形成塑性铰, 以增加联肢墙的延性, 设计成“强剪弱弯”, 因而设计中对联梁的剪力设计值应予调整: 无地震作用组合时, 连梁剪力设计值取考虑水平荷载组合的剪力设计值。有地震作用组合的情况可分以下四种情况。

### 一级抗震

$$V_b = 1.05 \frac{M_{bue} + M_{bde}}{l_n} + V_{Db} \quad (4.51.1)$$

### 二级抗震

$$V_b = 1.05 \frac{M_b + M_b}{l_n} + V_{Db} \quad (4.51.2)$$

### 三、四级抗震

$$V_b = \frac{M_b + M_b}{l_n} \quad (4.45.3)$$

式中,  $M_{bue}$ 、 $M_{bde}$ ——分别为连梁左、右端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力, 计算时一端取上部纵筋为受拉钢筋, 另一端取下部钢筋为受拉钢筋, 也可以取为弯矩设计值的 1.1 倍;

$M_L$ 、 $M_R$ ——分别为连梁左右端考虑地震作用组合的弯矩设计值；

$V_{rk}$ ——考虑地震作用组合的竖向荷载作用下，按简支梁计算的剪力。

由此可见，一级抗震设计的连梁，剪力设计值取按实配钢筋反算得到剪力值的 1.05 倍；二级时取设计值的 1.05 倍；三、四级时取设计值。

### 3. 正截面受弯承载力计算

当跨高比大于 2.5 时，其正截面承载力按普通的受弯构件计算；当跨高比小于 2.5 时，则应按专门规定进行计算。

### 4. 斜截面受剪承载力计算

连梁不设置弯起钢筋，全部剪力由箍筋和混凝土承受。

(1) 无地震作用组合：

$$V_b \leq 0.07f_c b_b h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \quad (4.52.1)$$

(2) 有地震作用组合：跨高比大于 2.5 时，

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.056f_c b_b h_{b0} + 0.8f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \quad (4.52.2)$$

跨高比小于 2.5 时，

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0.049f_c b_b h_{b0} + 0.7f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \quad (4.52.3)$$

### 5. 配筋要求

因为配筋包括纵向钢筋和箍筋。故要求也有所不同。

(1) 纵向钢筋：连梁采用上、下对称配筋，其最小配筋率见表 4.13。

表 4.13 连梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率

抗 震 要 求		$\rho_{min}(\%)$
抗震设计	一 级	0.40
	二 级	0.30
	三、四级	0.25
非抗震设计		0.25

连梁纵向受拉钢筋最大配筋率为 2.5%。连梁的纵向钢筋伸入墙内的长度  $l_{aE}$  不应小于：

一级抗震设计  $l_{aE} = l_a + 10d$

二级抗震设计  $l_{aE} = l_a + 5d$

三、四级和非抗震设计  $l_{aE} = l_a$

且伸入墙内长度不应小于 600mm。

(2) 箍筋：连梁箍筋沿全长均匀配置，由抗剪承载力计算决定，构造要求应按框架梁端加密区箍筋的构造要求采用，其最小配箍率为：

一级抗震  $\phi 10 @ 100mm$

二级抗震  $\phi 8 @ 100mm$

三级抗震  $\phi 8@150\text{mm}$

四级抗震、非抗震  $\phi 6@150\text{mm}$

一般楼层在纵向钢筋伸入墙体范围内可以不配箍筋,但顶层连梁伸入墙体范围内应设置间距不大于 150mm 的箍筋,直径同跨中部分(图 4.44)。

当连梁较高时,两侧应配置水平构造钢筋。水平构造钢筋的直径和间距与剪力墙墙身相同。

跨高比小于 2.5 的短高连梁,在自连梁底边  $0.2h_b \sim 0.6h_b$  的范围内,应配置配筋率不低于 0.25% 的水平分布筋。

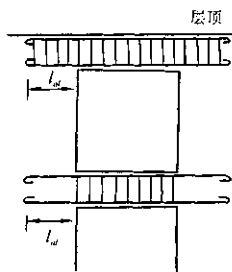


图 4.44 连梁配筋示意图

## 6. 连梁的洞口

连梁不宜开洞。应与设备专业共同协商,妥善布置,管道应从梁下或剪力墙墙身通过。

直径较小的管道必须从连梁穿过时,应选在连梁跨中的中和轴处,并预埋钢套管,管道口上、下的有效高度不应小于梁高的  $1/3$ ,也不小于 200mm。洞口处宜配置补强钢筋,被洞口削弱的截面应进行抗剪承载力验算(图 4.45)。

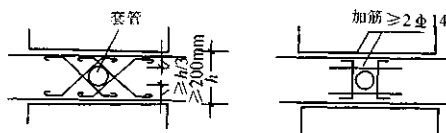


图 4.45 洞口补强钢筋

### 复习思考题

1. 结构及截面设计的要求有哪些?
2. 抗震设计的基本要求是什么?
3. 如何提高框架梁、框架柱的延性?
4. 延性框架的设计思想有哪些?
5. 如何提高剪力墙的延性?
6. 联肢墙的延性设计思想有哪些?
7. 掌握框架杆件截面设计中最不利的内力组合情况。
8. 掌握框架柱、框架梁及节点的设计方法。
9. 叠合梁与整浇梁相比,有哪些受力特点?叠合梁设计要考虑哪些内容?
10. 剪力墙(墙肢)设计有哪些内容?如何进行?
11. 剪力墙(墙肢)的水平分布筋和竖向分布筋起什么作用?
12. 了解联肢剪力墙中普通配箍的连梁设计方法。



## 第5章 多层与高层房屋基础设计

基础是整个房屋结构的重要组成部分。房屋所受外部作用经上部结构通过基础最终传至地基。为了保证安全并满足使用要求,地基的变形(包括沉降量、沉降差以及倾斜等)应不超过根据上部结构对地基变形的适应能力与使用要求而确定的容许变形值。为此,基础需要有足够大的底面积。

对一般的工业与民用房屋,基础的底面积可根据地基的承载力设计值初步确定。对于重要的房屋,如纪念性的大型房屋、高层房屋等以及在生产上或使用上对地基有特殊要求的房屋,对确定的基础底面积还需通过地基变形来验算。

基础埋置深度的确定应考虑:

(1) 房屋的用途(有无地下室、设备基础和其它高层房屋的设备层、存车间、贮藏室等地下设施)、以及基础的形式和构造;

(2) 工程地质和水文地质条件;

(3) 作用在地基上的荷载大小及其性质;

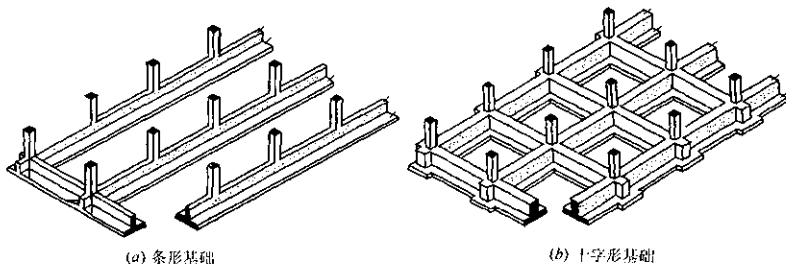
(4) 相邻房屋基础的埋深;

(5) 地基冻胀和融陷的影响等。

本节主要介绍基础的类型和各种基础的内力计算;而基础的配筋及构造要求可见现行的《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)、《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》(JGJ3-91)、《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)等有关规定,不再作详细介绍。

### 5.1 基础的类型及其选择

多层与高层房屋的基础,除直接建于坚硬的岩石上外,一般可做成条形、十字形、片筏式和箱形的基础(图 5.1),以及桩基础等多种形式。



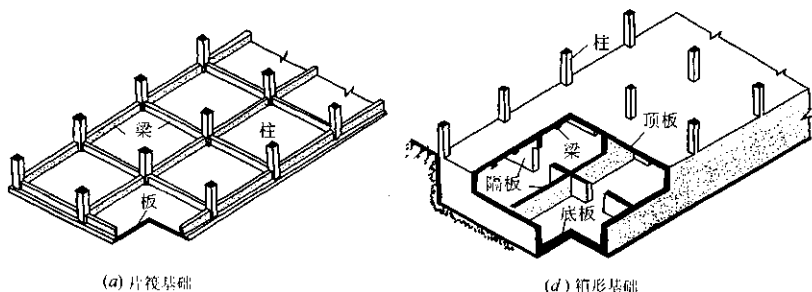


图 5.1 基础类型

条形基础布置成条状,把上部各片框架结构连成整体,以减小它们的沉降差。如高 19.55m、四层二跨的某厂房基础即为一例(图 5.2)。上部结构为横向布置的多层框架,支承在三个纵向布置的条形基础上,并由四个横向的基础板相连接。

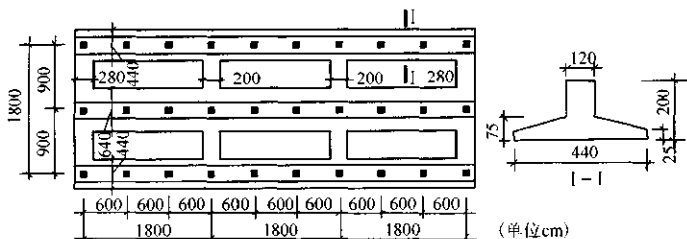


图 5.2 条形基础实例

十字形基础布置成十字形,即不仅在垂直于各片框架的方向上、而且在另一个方向上也布置成条形,从而使上部结构在纵横、两个方向都有联系。

若十字形基础的底面积不能满足地基土的承载能力与上部结构容许变形的要求,当基础底面积再扩大后,以致使底板覆盖了房屋的所有底层面积或甚至更大时,则基础就成为片筏基础。片筏基础可做成平板式或肋梁式。平板式片筏基础实际上是一大片厚达 1~3m 的平板。建于新加坡的杜那士大厦(Tunas Building)是高 96.62m、29 层的钢筋混凝土框架-剪力墙体系,其基础即为厚 2.44m 的平板式片筏基础(图 5.3)。肋梁式片筏基础,除有较薄的底板外,尚有布置在两个方向上的肋梁,以加强底板的刚度。我国某大学的海洋试验楼是高 18.7m、五层三跨的框架-剪力墙体系,其基础即为肋梁式片筏基础(图 5.4)。平板式片筏基础施工方便、建造快,但混凝土用量大,在国外用得较多。

若需进一步增大基础本身的刚度和减少沉降差时,可做成箱形基础。由于它不需回填,因而相应地提高了地基的有效承载能力。例如高 40.40m、10 层的上海某厂邮电的交换机生产楼框架-剪力墙体系,其基础即为埋深 4.50m 的箱形基础。有时也可利用地下室或地下设备层做箱形基础。如高 80.55m、18 层的北京饭店新楼框架-剪力墙体系,以及高 44.30m、12 层的上海康乐路大楼现浇剪力墙体系(图 5.5),它们的基础就都是与地下室或地下设备层一并考虑的。箱形基础的墙身,一般与底层的承重墙或框架的柱网相配合,上下对齐,直接承受上部结构传

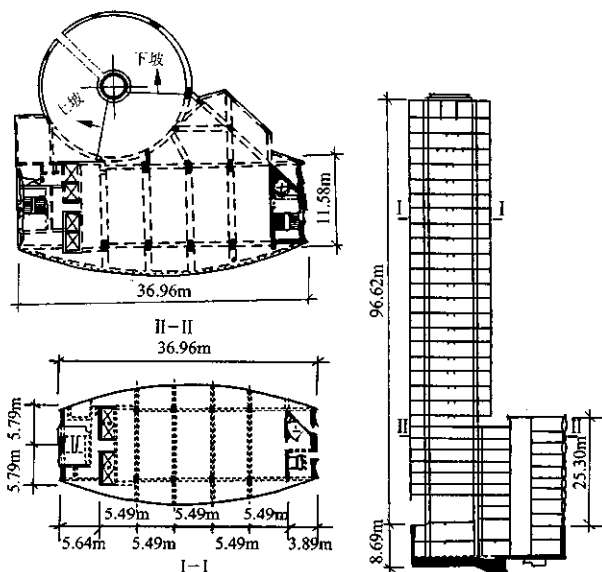


图 5.3 平板式筏形基础

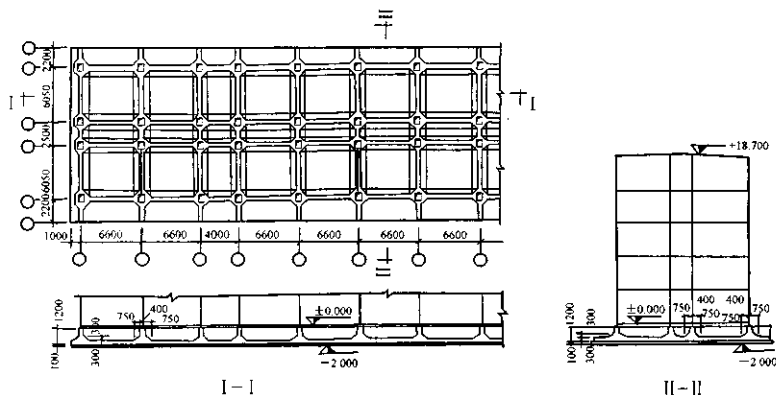


图 5.4 肋梁式筏形基础

来的荷载。若上部结构的柱间距较大、又要求地下部分有较大的空间,当土反力不大时,也可采用带肋的底板。例如上海某仓库,高 30.20m、五层,预制框架体系,其基础就采用这种形式(图 5.6)。此外,箱形基础的外轮廓线要少折曲,必要时可由沉降缝把折曲多的基础平面划分成若干个较为规则的平面来处理。

若上部结构的荷载大而地基又软弱,即使采用箱形基础也难以满足地基土的强度与变形

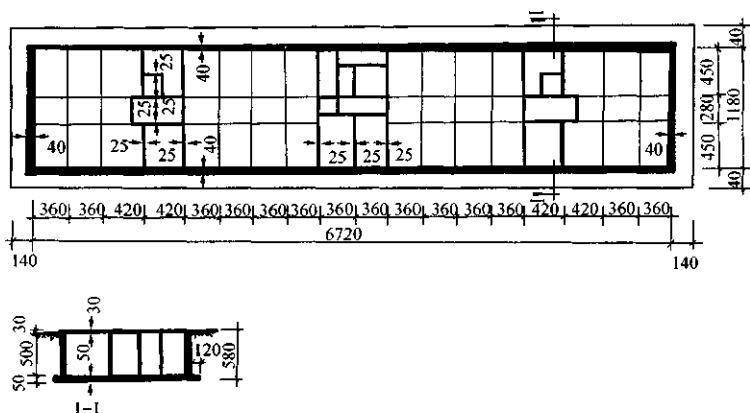


图 5.5 箱形基础(单位:cm)

要求时,就要对软弱的地基进行处理。

桩基础是高层房屋中常见的一种处理地基的方式。桩基础包括桩承台与桩两部分。桩承台把荷载传给桩、并把桩群连成整体,而桩又把荷载传至地基深处。桩顶端的桩承台也可利用地下室的底板或筏形基础的底板,甚至以条形基础来替代。桩有预制钢筋混凝土桩、钻孔后灌注的混凝土桩,以及在钢管中浇注混凝土的钢管桩等。高 71.67m、25 层钢筋混凝土框架结构体系的日本太阳城 G 栋公寓大楼(サンシティ G 栋)的基础(图 5.7),以及 1974 年 10 月建成的新加坡洪利大厦(Hoong Leong Building)、45 层的钢筋混凝土内筒——外框架体系房屋的基础(图 5.8)等都是。此外,如高 36.90m、9 层的我国某广播器材厂彩色电视车间大楼的基础,即属于在箱形基础(作地下室用)的底板上、再作桩基础的一例(图 5.9)。

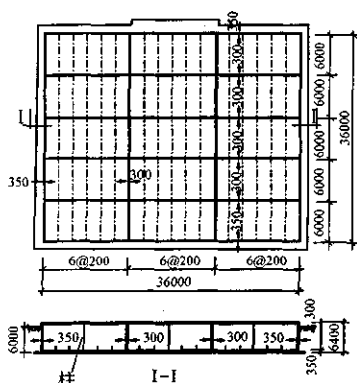


图 5.6 带肋底板的箱形基础

基础类型的选择,取决于现场的工程地质与水文地质条件、房屋的使用要求、上部结构对地基土不均匀沉降及倾斜的敏感程度以及施工条件等因素。从经济角度看,浅埋基础比桩基础经济、施工简便、工期短。如采用条形基础或筏形基础,基础部分的造价约在土建总造价的 15% 以下。若在桩基础上再做地下室,则其造价很可能超过土建总造价的 25%。为此,尽可能做浅埋的基础。

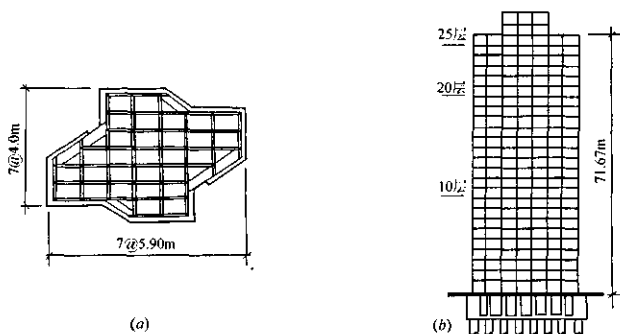


图 5.7 日本太阳城公寓桩基

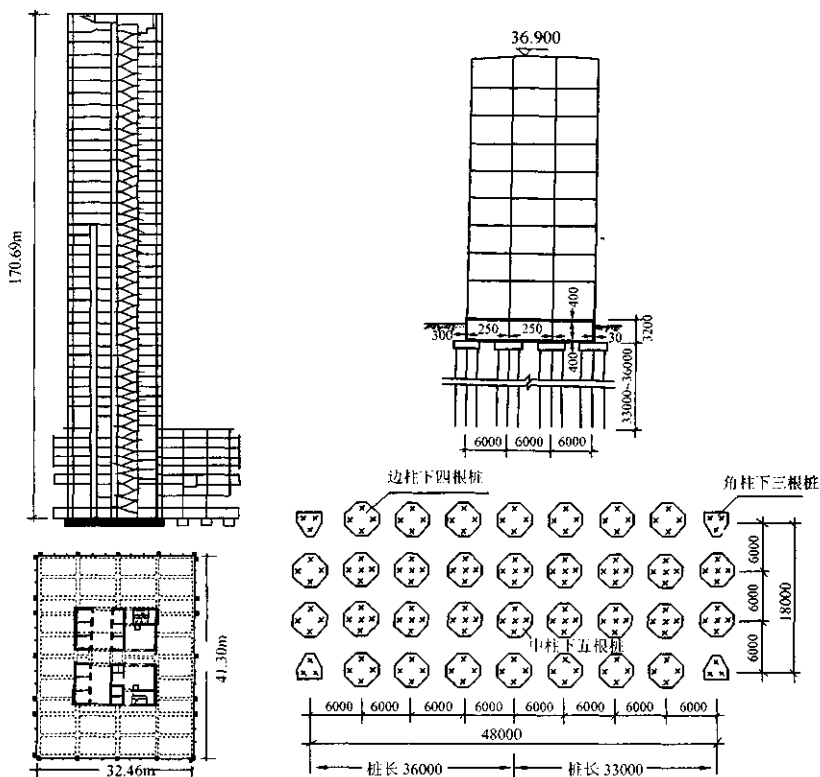


图 5.8 新加坡洪利大厦桩基

图 5.9 箱形基础下作桩基

## 5.2 条形基础的内力计算

条形基础一方面承受上部结构所传来的荷载,另一方面又受土反力的作用。只要确定土反力的分布规律及其大小,条形基础的内力计算就很容易了。

为了确定土反力,有各种假定。例如有认为地基土单位面积上所受的的压力与地基沉降成正比的所谓温格尔(Winkler)假定;有认为地基土是半无限的弹性连续体、并考虑基础与地基变形相协调的半无限弹性体假定;还有近似地把土反力分布视为线性分布、由静力平衡条件来确定土反力的线性分布假定等。上述三种假定,可用图 5.10 表示。当前,这三种假定在实际设计工作中都得到了应用。

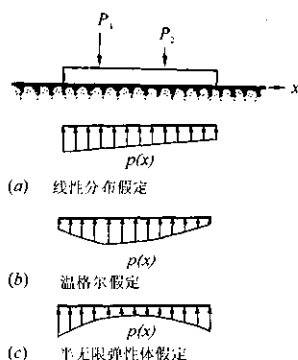


图 5.10 土反力的三种假定

### 5.2.1 基床系数法 —— 温格尔假定

按温格尔假定可知

$$p(x) = ky \quad (5.1)$$

式中,  $k$  为基础沉降一单位时作用在基础单位面积上的土反力值,称基床系数。

这时,可把条形基础视为一个弹性地基上的梁,根据梁的挠曲方程可写出(图 5.11)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q(x) - p(x)b \quad (5.2)$$

式中,  $q(x)$  —— 上部结构传来的荷载;

$b$  —— 条形基础的截面宽度。

若  $q(x) = f(x^3, x^2, x)$ , 则

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) + \frac{q(x)}{kb} \quad (5.3)$$

式中,  $\beta = \sqrt[4]{\frac{kb}{4EI}}$ 。这就是按基床系数法求得的基本公式,式中的  $A, B, C, D$  都是积分常数。

#### 1. 无限长梁

若有一集中力  $P$  作用在无限长梁上,由于梁为无限长,不论  $P$  作用于梁的哪个部位,取荷

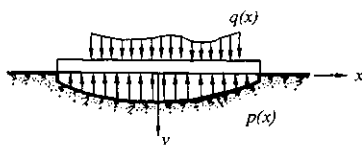


图 5.11 基床系数法计算简图

载作用点为坐标原点时,此梁总是对称的。为此,研究坐标原点的右半个梁即可(图 5.12)。

利用式(5.3)及其边界条件

$$\lim_{x \rightarrow \infty} y \rightarrow 0, \quad \lim_{x \rightarrow \infty} \theta = \lim_{x \rightarrow \infty} \frac{dy}{dx} \rightarrow 0;$$

及

$$\left( \frac{dy}{dx} \right)_{x=0} = 0, \quad EI \left( \frac{d^3y}{dx^3} \right)_{x=0} = \frac{P}{2}$$

可得  $A = B = 0, C = D = \frac{P}{8\beta^3 EI}$ 。因此,

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{P}{8\beta^3 EI} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ \theta &= \frac{dy}{dx} = -\frac{P}{4\beta^2 EI} e^{-\beta x} \sin \beta x \\ M &= -EI \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{P}{4\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ V &= -EI \frac{d^3y}{dx^3} = -\frac{P}{2} e^{-\beta x} \cos \beta x \end{aligned} \right\} \quad (5.4)$$

这里,  $e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$ 、 $e^{-\beta x} \sin \beta x$ 、 $e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$  及  $e^{-\beta x} \cos \beta x$  的值,均可由附表 13 查得。

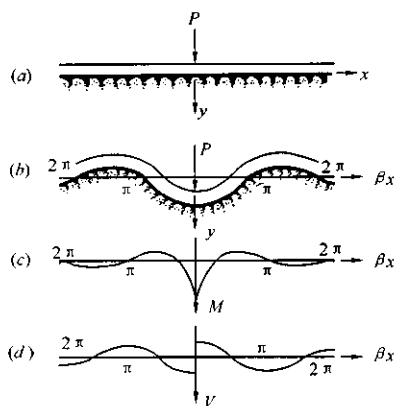


图 5.12 集中力作用在无限长梁

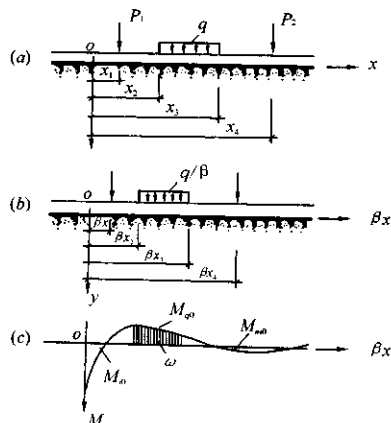


图 5.13 任意荷载作用在无限长梁

若外力离梁端的距离为  $x_1$ , 且满足条件  $x_1 \geq \frac{2\pi}{\beta}$ , 可认为该梁是无限长梁。因为当  $\beta$  值固定而  $x$  增大时,  $y$  值迅速减小, 至  $x = \frac{2\pi}{\beta}$  时,  $y$  值仅为  $x = 0$  截面上梁的  $y$  值的 0.187%。鉴于当  $x = \frac{\pi}{\beta}$  时的  $y$  值已只有  $x = 0$  时  $y$  值的 4.3%, 故如  $x_1 \geq \frac{\pi}{\beta}$ , 有时也可近似地视为无限长梁。

此外, 可利用加在坐标原点处的力  $P = 1$  所引起的竖向变位、弯矩及剪力图视作影响线, 求出当作用有任意荷载时, 梁上任一点的竖向变位、变矩和剪力值。例如求图 5.13 所示荷载作用下  $O$  点处梁的弯矩值, 首先把坐标  $x$  换成  $\beta x$ , 以  $O$  点为坐标原点, 然后利用当  $P = 1$  作用于

$O$  点时的弯矩图作为弯矩的影响线,  $O$  点处的弯矩  $M_0$  即为

$$M_0 = \sum_{i=1}^m P_i M_{i0} + \int_{\beta x_2}^{\beta x_3} \frac{q}{\beta} M_{q0} d(\beta x) = \sum_{i=1}^m P_i M_{i0} + \frac{q}{\beta} \omega$$

这里,  $\omega = \int_{\beta x_2}^{\beta x_3} M_{q0} d(\beta x)$ 。

若有一个顺时针向的力偶  $M_0$  作用在无限长梁上, 可令力偶  $M_0$  作用点  $O$  为坐标原点 (图 5.14)。边界条件为

$$\lim_{x \rightarrow -\infty} y \rightarrow 0, \quad \lim_{x \rightarrow \infty} \left( \frac{dy}{dx} \right) \rightarrow 0,$$

及

$$(y)_{x=0} = 0, \quad -EI \left( \frac{d^2 y}{dx^2} \right)_{x=0} = \frac{M_0}{2}$$

由此, 可得积分常数  $A = B = C = 0, D = \frac{M_0}{4EI\beta^2}$ 。

梁的竖向变位  $y$ 、转角  $\theta$ 、弯矩  $M$  及剪力  $V$  都可一一求出。

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{M_0}{4EI\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x \\ \theta &= \frac{M_0}{4EI\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ M &= \frac{M_0}{2} e^{-\beta x} \cos \beta x \\ V &= -\frac{M_0}{2} \beta e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \end{aligned} \right\} \quad (5.5)$$

若无限长梁承受扭矩  $T_0$  (图 5.15), 它的矢量方向与  $x$  轴的方向一致, 则称此扭矩为正。图 5.15 所示的  $T_0$  及  $\varphi$  都为正向。

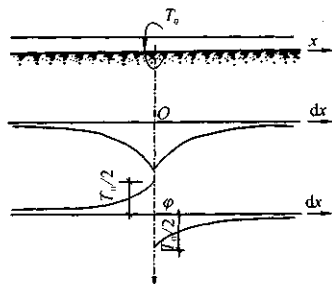
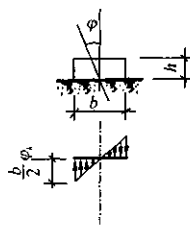


图 5.15 扭矩作用在无限长度

扭矩与扭转角的关系为

$$T = -GI_p \frac{d\varphi}{dx}$$

根据平衡条件





$$\frac{dT}{dx} = -\frac{k}{12}b^3\varphi$$

令  $\alpha^2 = \frac{kb^3}{12GI_P}$ , 则由上式可得

$$\frac{d^2\varphi}{dx^2} = \alpha^2\varphi$$

解之得  $\varphi = Ae^{\alpha x} + Be^{-\alpha x}$

按  $x \rightarrow \infty$  时,  $\varphi \rightarrow 0$  及  $T_0 = \frac{k}{12}b^3 \int_0^\infty \varphi dx \times 2$  的条件, 可得积分常数  $A = 0, B = \frac{6\alpha}{kb^3}T_0$ ; 因此, 当扭矩  $T_0$  作用于  $x = 0$  处时, 扭转角  $\varphi(x > 0)$  与  $x$  间的关系式为:

$$\varphi = \frac{6\alpha}{kb^3}T_0e^{-\alpha x} \quad (5.6)$$

扭矩  $T$  沿  $x$  轴的分布为

$$T = \frac{T_0}{2}e^{-\alpha x} \quad (5.7)$$

式中,  $GI_P$ ——抗扭刚度;

$I_P$ ——与截面有关的一个系数。若宽为  $b$ 、高为  $h$  的矩形截面,  $I_P = \frac{(bh)^3}{3.6(b^2 + h^2)}$  若  $\alpha x \geq 5$ , 可把该梁视作无限长梁, 其误差在 0.6% 之内。

## 2. 半无限长梁

若集中荷载离梁一端的距离  $x < \frac{2\pi}{\beta}$ , 但离另一端的距离  $x \geq \frac{2\pi}{\beta}$ , 则对该荷载而言, 该梁即称为半无限长梁, 边柱荷载作用下的条形基础即属此情况。

若荷载如图 5.16(a) 所示, 可利用上述无限长梁的公式来求解。

将梁的左端向外无限延伸, 即形成如图 5.16(b) 所示的无限长梁, 但在  $O$  截面上将产生弯矩和剪力。设其弯矩和剪力分别为  $M_0$  及  $V_0$ 。然而, 该处事实上并不存在弯矩和剪力。为此, 在该处(即  $O$  点)需加一对集中荷载  $M_A$  及  $P_A$ (其正方向如图所示), 并要求它们在该截面上所产生的弯矩和剪力分别等于  $-M_0$  及  $-V_0$ , 以满足半无限长梁在  $O$  截面上的弯矩和剪力都等于零的边界条件。这样, 利用无限长梁的公式可写出:

$$\frac{P_A}{4\beta} + \frac{M_A}{2} = -M_0 \text{ 及 } -\frac{P_A}{2} - \frac{M_A}{2}\beta = -V_0$$

解之得

$$P_A = 4(\beta M_0 + V_0), \quad M_A = -\frac{2}{\beta}(2\beta M_0 + V_0)$$

根据无限长梁上的荷载(即  $P_1, P_2, q$ )与边界力  $P_A, M_A$  的共同作用下, 按照无限长梁的有关公式, 即可求出梁上各点处的沉降、转角、弯矩及剪力值。

现举两个特例。

(1) 当在半无限长梁的梁端作用有一集中力  $P_1$  时(图 5.17), 在  $O$  点处的边界条件为

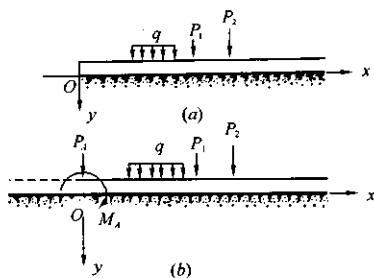


图 5.16 任意荷载作用在半无限长梁

$$M = 0, V = -P_1$$

利用无限长梁的有关公式可写出

$$\begin{aligned} \frac{P_A + P_1}{4\beta} + \frac{M_A}{2} &= 0 \\ -\frac{P_A + P_1}{2} - \frac{M_A\beta}{2} &= -P_1 \end{aligned}$$

解之得,  $P_A = 3P_1, M_A = -\frac{2P_1}{\beta}$ 。此半无限长梁各截面的变位及内力为

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{P_1}{2\beta^3 EI} e^{-\beta x} \cos \beta x \\ \theta &= \frac{dy}{dx} = \frac{P_1}{2\beta^2 EI} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ M &= -EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{P_1}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x \\ V &= -EI \frac{d^3 y}{dx^3} = -P_1 e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \end{aligned} \right\} \quad (5.8)$$

(2) 当在半无限长梁的梁端作用有一力矩  $M_1$  时(图 5.18), 在  $O$  点处的边界条件为

$$M = M_1, V = 0$$

利用无限长梁的有关公式可写出

$$\begin{aligned} \frac{P_A}{4\beta} + \frac{M_A + M_1}{2} &= M_1 \\ -\frac{P_A}{2} - \frac{(M_A + M_1)\beta}{2} &= 0 \end{aligned}$$

解之得,  $P_A = -4M_1\beta, M_A = 3M_1$ 。

此半无限长梁各截面的变位及内力为

$$\left. \begin{aligned} y &= -\frac{M_1}{2\beta^2 EI} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ \theta &= \frac{dy}{dx} = \frac{M_1}{\beta EI} e^{-\beta x} \cos \beta x \\ M &= -EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M_1 e^{-\beta x} \sin \beta x (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ V &= -EI \frac{d^3 y}{dx^3} = -2M_1 \beta e^{-\beta x} \sin \beta x \end{aligned} \right\} \quad (5.9)$$

### 3. 有限长梁

若荷载距梁两端的距离都小于  $\frac{2\pi}{\beta}$ , 则对该荷载而言, 此梁为有限长梁。

以图 5.19(a) 为例, 梁  $AB$  长  $l$ , 承受荷载  $P$  及  $M$ 。与半无限长梁的处理办法一样, 设想该梁由  $A$  和  $B$  两端向外无限延伸(图 5.19(b)) 成一无限长梁。这时, 在  $A, B$  两截面上将分别产生弯矩与剪力  $M_A, V_A$  及  $M_B, V_B$ 。然而, 梁  $AB$  的两端并不存在弯矩和剪力。

为此, 在无限长梁的  $A, B$  两截面上必需分别加一对集中荷载  $M_A, P_A$  及  $M_B, P_B$ , 并要求它们在  $A, B$  两截面中所产生的弯矩和剪力分别等于  $-M_A, -V_A$  和  $-M_B, -V_B$ 。这样, 与半无限长梁时相似, 由于有限长梁的有关公式, 列出符合边界条件的方程组。解此方程组, 求出  $P_A, P_B, M_A$

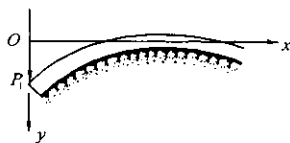


图 5.17 集中力作用的计算图

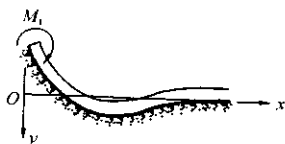


图 5.18 集中力矩作用时计算图

及  $M_B$ 。然后,根据无限长梁的公式,求得在荷载及  $P_A$ 、 $P_B$ 、 $M_A$  及  $M_B$  共同作用下该梁的竖向变位、转角、弯矩及剪力值。

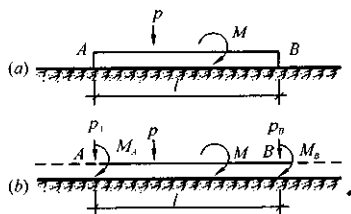


图 5.19 有限长梁的计算

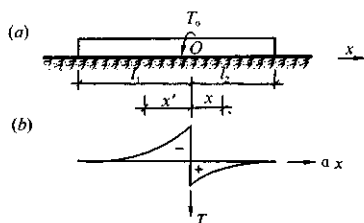


图 5.20 集中扭矩作用在有限长梁的计算

若有限长梁有扭矩  $T_0$  作用(图 5.20),可与承受竖向集中力  $P$  时的情况相似地得出

$$\left. \begin{aligned} T_x &= \frac{\cosh l_1 \sinh(l_2 - x)}{\sinh(l_1 + l_2)} T_0, \text{ 当 } 0 \leq x \leq l_2 \\ T_{x'} &= \frac{-\cosh l_2 \sinh(l_1 - x')}{\sinh(l_1 + l_2)} T_0, \text{ 当 } 0 \leq x' \leq l_1 \end{aligned} \right\} \quad (5.10)$$

式中,  $\alpha = \sqrt{\frac{kb^3}{12GI_P}}$ ;

$$I_P = \frac{b^3 h^3}{3.6(b^2 + h^2)};$$

$b$ ——梁宽;

$h$ ——梁截面高。

#### 4. 基床系数

按温格勒(Winkler)假定求条形基础的弯矩和剪力时,必须先确定该地基土的基床系数  $k$  值。 $k$  值的大小,对基础的沉降值影响很大,对基础的弯矩及剪力值也有影响。

基床系数  $k$  不但与地基土的物理力学性质有关,而且在一定程度上也与基础本身的刚度和尺寸、荷载、甚至与基础的形状、上部结构的刚度等有关,所以它是一个综合性的系数,实际上是不易确定的。

当前,基床系数  $k$  大都按荷载试验确定。在荷载试验的压力与沉降关系曲线( $p$ - $s$  曲线)呈直线变化的区段,选取压力由  $p_1$  至  $p_2$ ,相应的沉降为  $s_1$  至  $s_2$ 。用式表示为  $k = \frac{p_2 - p_1}{s_2 - s_1}$ 。这当然只考虑了地基土的物理力学性质这一因素。在缺乏合适的数值时,也可采用表 5.1 所列的经验值。

表 5.1

基 床 系 数 $k/\text{N} \cdot \text{cm}$		
弱淤质土或有机质土	0.5 ~ 1.0	砂
粘土及亚粘土	1.0 ~ 2.0	1. 松散的 1.0 ~ 1.5
		2. 中密的 1.5 ~ 2.5
① 软可塑性的	1.0 ~ 2.0	3. 密实的 2.5 ~ 4.0
② 可塑性的	2.0 ~ 4.0	中密的砾石土 2.5 ~ 4.0
③ 坚硬的	4.0 ~ 10.0	黄土及黄土状亚粘土 4.0 ~ 5.0

注:适用于基础底面积大于  $10\text{m}^2$  的情形。

## 5.2.2 连杆法 —— 半无限弹性体假定

这个方法也称热莫契金(В. Н. Жемочкин)法。它将条形基础视作承受外荷载并支承在半无限弹性体(地基)表面上的梁。条形基础受荷后,基础的变位与地基土的沉降相协调。

为了简化计算,可假想在条形基础与地基间有一排绝对刚性的连杆,间隔相同。在安置连杆的地方,条形基础的变位与地基的沉降应相等。由于只有在有连杆处协调,其解答是近似的。连杆反力的大小,代表该连杆所在区域内土反力之和。可以设想:杆数愈多,其结果愈接近真实情况。如用手算,一般安置 6 到 10 个连杆就可以了。为了阻止条形基础在变形时发生水平位移,再加一根水平连杆。这样,用力法解超静定结构的计算简图即如图 5.21(c) 所示。

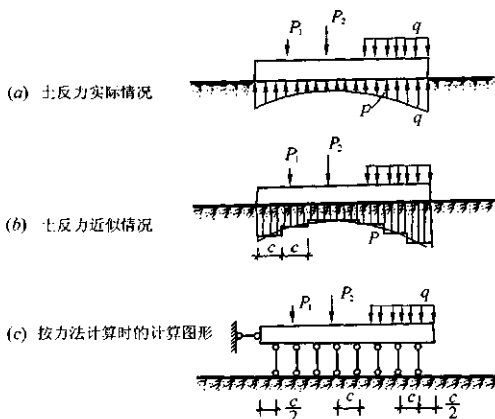


图 5.21 采用力法时的计算简图

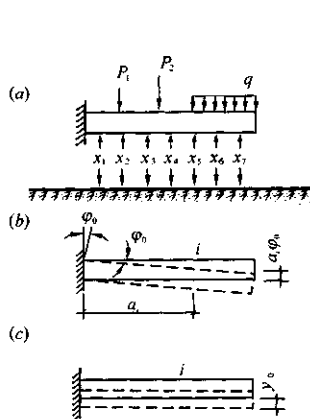


图 5.22 采用混合法的计算简图

为方便起见,最好还是采用混合法解此超静定系统。为此,在梁的一端予以固定并割除所有的竖向连杆,而以未知力  $x_i$  的作用来替代。其基本体系将如图 5.22(a) 所示。此外,假想固定点处的沉降  $y_0$  及固定点的旋转角  $\varphi_0$  均将为未知数,因为在实际的系统中,什么固定点也是不存在的。

根据沿着每一个被切开连杆的方向,其位移的总和应等于零的条件,就可以组成联立方程式。解此联立方程,求得各连杆中的内力值,进而得出地基土对条形基础的反力分布及其大小,再求出条形基础各截面中的弯矩和剪力。

### 1. 立正则方程式

今以设置 7 个连杆为例。

把计算简图分解成图 5.22(a), (b), (c) 三个图形。在切断后的各连杆处,未知力用  $x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6$  及  $x_7$  表示。此外,左端位移(梁的下沉)用  $y_0$  表示,左端的转角以  $\varphi_0$  表示。 $y_0$  以向下为正,  $\varphi_0$  以顺时针向为正。

因此,对应于力  $x_i$  而表示“沿  $x_i$  方向上的总位移应等于零”的条件,其方程式可为

$$\sum_{k=1}^7 x_k \delta_{ik} - y_0 - a_i \varphi_0 + \Delta_{ip} = 0 \quad (5.11)$$

式中,  $\delta_{ik}$ ——当单位力  $x_k = 1$  作用时在  $i$  点所产生的相对位移;

$\Delta_{ip}$ ——条形基础上的外荷载在  $i$  点所产生的位移。

对所有的连杆都可以立出这样的方程式。此外,还可立出两个平衡方程式,即所有各力在竖直方向上的投影之和应等于零及对左端的力矩之和也应等于零。

若各连杆间的间距为  $c$ ,而两端的连杆又距基础两端为  $\frac{c}{2}$ ,则可立出如下的正则方程:

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & \delta_{14} & \delta_{15} & \delta_{16} & \delta_{17} & -1 & -0.5c \\ & \delta_{22} & \delta_{23} & \delta_{24} & \delta_{25} & \delta_{26} & \delta_{27} & -1 & -1.5c \\ & & \delta_{33} & \delta_{34} & \delta_{35} & \delta_{36} & \delta_{37} & -1 & -2.5c \\ & & & \delta_{44} & \delta_{45} & \delta_{46} & \delta_{47} & -1 & -3.5c \\ & & & & \delta_{55} & \delta_{56} & \delta_{57} & -1 & -4.5c \\ & & & & & \delta_{66} & \delta_{67} & -1 & -5.5c \\ & & & & & & \delta_{77} & -1 & -6.5c \\ & & & & & & & 0 & 0 \\ & & & & & & & & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_5 \\ x_6 \\ x_7 \\ y_0 \\ \varphi_0 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \Delta_{1p} \\ \Delta_{2p} \\ \Delta_{3p} \\ \Delta_{4p} \\ \Delta_{5p} \\ \Delta_{6p} \\ \Delta_{7p} \\ \sum P \\ \sum M \end{bmatrix}$$

式中,  $\sum P$ ——作用于条形基础上的竖向荷载之和,图 5.22 所示的方向为正;

$\sum M$ ——外荷载对条形基础左端的力矩之和。

### 2. 确定 $\delta_{ik}$

由于单位力  $x_k = 1$  的作用,沿着力  $x_i$  方向上的位移  $\delta_{ik}$  由两部分组成:即由在  $k$  点的单位力引起  $i$  点处的地基沉降  $W_{ik}$  及条形基础的变位  $Z_{ik}$  (图 5.23),故

$$\delta_{ik} = W_{ik} + Z_{ik}$$

地基的沉降  $W_{ik}$  值,可利用集中力  $P$  作用在半无限弹性地基上、对相距  $r$  处的地基表面上某点所产生的沉降公式求出。

$$W = \frac{(1 - \mu^2)P}{\pi E_0 r}$$

这时把单位力化成作用于  $b \times c$  这一底面积上的均布荷载,其中  $b$  为条形基础的宽度; $c$  为

各连杆之间的距离;然后再对  $W$  按面积  $b \times c$  进行积分,就可得出在  $i$  点的沉降  $W_{ik}$  的表达式:

$$W_{ik} = \frac{(1-\mu^2)}{\pi E_0 c} F_{ik} \quad (5.12)$$

式中,  $E_0$ ——地基土的变形模量(附表 16,供参考);

$\mu$ ——地基土的泊松比;砂土,取 0.30;轻亚粘土,取 0.35;粘土,取 0.40;

$F_{ik}$ ——表示只与  $\frac{b}{c}$  比值及  $i$  与  $k$  两点间的距离( $c$  的倍数)有关的函数,其表达式为

$$\begin{aligned} F_{ik} = & \frac{c}{b} \left\{ 2 \ln \frac{b}{c} - \ln \left[ \left( \frac{2x}{c} \right)^2 - 1 \right] - \frac{2x}{c} \ln \left[ \frac{\frac{2x}{c} + 1}{\frac{2x}{c} - 1} \right] \right. \\ & + \frac{b}{c} \ln \left[ \frac{\left( \frac{2x}{b} + \frac{c}{b} \right) + \sqrt{\left( \frac{2x}{b} + \frac{c}{b} \right)^2 + 1}}{\left( \frac{2x}{b} - \frac{c}{b} \right) + \sqrt{\left( \frac{2x}{b} - \frac{c}{b} \right)^2 + 1}} \right] \\ & + 2 \frac{x}{c} \ln \left[ \frac{1 + \sqrt{\left( \frac{2x}{b} + \frac{c}{b} \right)^2 + 1}}{1 + \sqrt{\left( \frac{2x}{b} - \frac{c}{b} \right)^2 + 1}} \right] \\ & \left. + \ln [1 + \sqrt{\left( \frac{2x}{b} + \frac{c}{b} \right)^2 + 1}] \cdot [1 + \sqrt{\left( \frac{2x}{b} - \frac{c}{b} \right)^2 + 1}] \right\} \quad (5.13) \end{aligned}$$

式中,  $x$  为  $i$  点与  $k$  点间的距离。为了方便起见,  $F_{ik}$  函数已编出表格,见附表 14。

至于条形基础的变形  $Z_{ik}$ ,可按结构力学的公式求得。

$$Z_{ik} = \frac{c^3}{6EI} \left( \frac{a_k}{c} \right)^2 \left( \frac{3a_i}{c} - \frac{a_k}{c} \right) \quad (5.14)$$

式中,  $E$  及  $I$  分别为条形基础的弹性模量及其截面的惯性矩。

最后,求出  $x_1, x_2, \dots, x_n$  后,将每一个力  $x_i$  除以底面积  $b \times c$ ,即可得出土反力的分布。当然,应将阶梯形的土反力分布图形换成平滑的曲线图形。

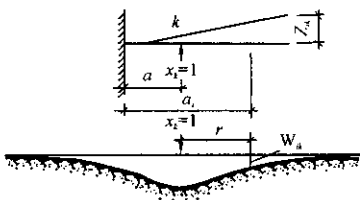


图 5.23  $\delta_{ik}$  计算图

### 5.2.3 力平衡法——线性分布假定

力平衡法有时也称为“刚性基础”法,即认为基础是绝对刚性的,在外荷载作用下,基础只发生刚体运动而不产生相对变形。为此,基础下的土反力成线性分布。按力的平衡条件列出方程式,即可完全确定土反力的大小及其分布情况。

例如一条形基础长  $l$ 、宽  $b$ ,承受外荷载  $P_1, P_2, P_3$  (如图 5.24 所示),则基础两端的土反力  $p_{\max}$  和  $p_{\min}$  为

$$p_{\max} = \frac{\sum P_i}{bl} + \frac{6(\sum P_i e_i)}{bl^2},$$

$$p_{\min} = \frac{\sum P_i}{bl} - \frac{6(\sum P_i e_i)}{bl^2},$$

式中,  $P_i$ ——上部结构传来的竖向力;

$e_i$ —— $P_i$ 与条形基础中心线之间的距离。

土反力求得后, 基础中的弯矩和剪力就不难求出。

从以上计算可知, 温格尔假定视地基为一系列独立的弹簧, 互不相关, 而事实上, 某一点的沉降量与其周围各点上的荷载有关, 相互是有影响的。所以, 当基础的刚度较大而地基土又很软弱时, 或当地基为薄土层、下为岩石层时才比较适合。认为土反力成线性分布的最大缺点是没有反映地基土的物理力学性能对土反力分布有显著影响的这一事实, 但它计算简单, 所以尽管计算结果与真实情况相差较大, 在估算基础的初步截面或在设计柱距小而基础刚度又大的一般简单的房屋基础时, 也是常用的。

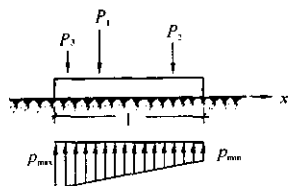


图 5.24 采用力平衡法的计算简图

### 5.3 十字形基础的内力计算

当上部结构受大力、以致沿柱列的一个方向上设置条形基础已不再能满足地基变形和承载能力的要求时, 可沿柱列的两个方向都设置条形基础, 形成“十字形”基础, 以增大基础底面积及其刚度, 减少房屋的不均匀沉降。

一般上部结构的荷载通过柱网作用于十字形基础的交叉节点上。荷载有时尚包括力矩。

十字形基础计算的关键在于如何解决节点处荷载的分配问题。一旦确定了荷载在纵横两个方向上的分配值, 十字形基础就可按两个方向上的条形基础来分别计算了。

今以图 5.25 所示的十字形基础为例, 在每个交点处都作用有上部结构传来的竖向荷载  $P_i$  和两个方向上的力矩  $M_{ix}$  及  $M_{iy}$ 。基础受力后, 在每个交点必须满足静力平衡条件和它的变形协调条件, 即:

$$\begin{cases} P_i = P'_{ix} + P''_{iy}, \\ M_{ix} = m'_{ix} + m''_{iy}, \\ M_{iy} = m'_{iy} + m''_{ix}, \\ y'_{ix} = y''_{iy}, \\ \theta'_{ix} = \theta''_{iy}, \\ \theta'_{iy} = \theta''_{ix}; \end{cases}$$

式中,  $P', P''$ ——分别为纵向基础及横向基础在节点  $i$  处所分担的力;

$y'_{ix}$  及  $y''_{iy}$ ——分别为纵向基础及横向基础

在节点  $i$  处所发生的沉降;

$m'_{ix}$  及  $m'_{iy}$ ——分别为在节点  $i$  处纵向基础所承担的力矩和扭矩;

$m''_{ix}$  及  $m''_{iy}$ ——分别为在节点  $i$  处横向基础所承担的力矩和扭矩;

$\theta'_{ix}$  及  $\theta'_{iy}$ ——分别为在节点  $i$  处纵向基础发生的转角及扭角;

$\theta''_{ix}$  及  $\theta''_{iy}$ ——分别为在节点  $i$  处横向基础发生的转角及扭角。

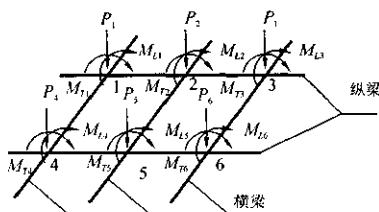


图 5.25 十字形基础计算简图

这里,以上标'表示纵向基础,以上标"表示横向基础,以“a”表示与“扭”有关的扭矩和扭角,以“B”表示与“弯”有关的弯矩和转角。

由此可知,对每一个节点*i*都有 $P'_i, P''_i, m'_{iB}, m''_{iB}, m'_{iA}$ 及 $m''_{iA}$ 这六个未知力,可列出六个与此相对应的方程式。若十字形基础有*n*个交点,则可列出6*n*个方程所形成的方程组。用电算解出此6*n*个未知力。之后,十字形基础即分解成纵横两个方向上的条形基础了。

为简化计算起见,可略去基础扭转变形的影响,即假定在十字交叉点处纵横两向的基础是上下迭接的,这样,力矩 $M_{Li}$ 则全由纵向基础所承担,力矩 $M_{Ti}$ 也全由横向基础所承担。在节点*i*处的静力平衡条件及变形协调条件,就可简化成:

$$\begin{cases} P_i = P'_i + P''_i \\ \sum_j \delta'_{ij} P'_j + \sum_j \delta''_{ij} M_{Lj} = \sum_k \delta''_{ik} P''_k + \sum_k \delta''_{ik} M_{Tk} \end{cases}$$

式中, $\delta'_{ij}$ ——在节点*i*、由于同一根纵向基础上的节点*j*处的单位集中力所产生的沉降;

$\delta''_{ij}$ ——在节点*i*、由于同一根纵向基础上的节点*j*处的单位力矩所产生的沉降;

$\delta''_{ik}$ ——在节点*i*、由于同一根横向基础上的节点*k*处的单位集中力所产生的沉降;

$\delta''_{ik}$ ——在节点*i*、由于同一根横向基础上的节点*k*处的单位力矩所产生的沉降。

这时,每个节点只有两个未知力 $P'_i$ 及 $P''_i$ ,但每个节点都可列出两个方程式。有*n*个节点的十字形基础,就有2*n*个未知数及2*n*个方程式。最后,可解得2*n*个未知力的值。这些系数值同样也可按基床系数法或连杆法的原理求出。

十字形基础,在很多情况下,结构对称、土层均匀,则其未知数 $P'_i$ 及 $P''_i$ 就可大量减少。例如由三个纵梁与十个横梁所成的十字形基础,共有 $2n = 60$ 个未知数(图5.26)。但由于对称,实际上只有20个未知数。如果考虑到集中力对条形基础变形的影响随距离的增大而迅速减少,就可略去距节点*i*某一距离以外所有集中力对该节点*i*处变形的影响,从而使计算得到进一步简化。

1	2	3	4	5	5	4	3	2	1
6	7	8	9	10	10	9	8	7	6
1	2	3	4	5	5	4	3	2	1

图 5.26 十字形基础节点编号

若按基床系数法考虑。近似地认为节点间的间距如果大于 $\frac{1.8}{\beta}$ ,条形基础上的 $P_i$ 力作用处的变形只与 $P_i$ 力有关。现对节点间的距离大于 $\frac{1.8}{\beta}$ ,按在内柱处、边柱处、及角柱处的节点情况分述如下。

#### 1. 内柱节点(图5.27)

在节点*i*作用着上部结构传来的集中力 $P_i$ 。 $P_i$ 可分成两个集中力 $P_{ix}$ 及 $P_{iy}$ ,分别作用在纵横两向条形基础上。按节点*i*处的静力平衡及变形协调条件,把纵横两向的条形基础都视作无限长梁,就可立出下列方程式:



$$\begin{cases} P_{ix} + P_{iy} = P_i \\ \frac{P_{ix}}{8\beta_x^3 EI_x} = \frac{P_{iy}}{8\beta_y^3 EI_y} \end{cases}$$

解  $P_{ix}$  及  $P_{iy}$  后得:

$$P_{ix} = \frac{I_x \beta_x^3 P_i}{I_x \beta_x^3 + I_y \beta_y^3} \quad P_{iy} = \frac{I_y \beta_y^3 P_i}{I_x \beta_x^3 + I_y \beta_y^3}$$

式中,  $\beta_x$  及  $\beta_y$ ——分别为纵向( $x$ 向)及横向( $y$ 向)无限长梁的  $\beta$  值。

$I_x$  及  $I_y$ ——分别为纵、横向无限长梁的截面惯性矩。

## 2. 边柱节点(图 5.28)

在节点  $i$  承受  $P_i$  的作用,  $P_i$  可分解成作用于无限长梁上的  $P_{ix}$  和作用于半无限长梁上的  $P_{iy}$ 。根据静力平衡条件与变形协调条件, 与内柱节点时一样, 可求得

$$P_{ix} = \frac{4I_x \beta_x^3}{4I_x \beta_x^3 + I_y \beta_y^3} P_i, \quad P_{iy} = \frac{4I_y \beta_y^3}{4I_x \beta_x^3 + I_y \beta_y^3} P_i$$

## 3. 角柱节点

如图 5.29, 在节点  $i$  承受  $P_i$  的作用,  $P_i$  分解成作用在两个半无限长梁上的荷载  $P_{ix}$  及  $P_{iy}$ 。同理, 可求得

$$P_{ix} = \frac{I_x \beta_x^3}{I_x \beta_x^3 + I_y \beta_y^3} P_i, \quad P_{iy} = \frac{I_y \beta_y^3}{I_x \beta_x^3 + I_y \beta_y^3} P_i$$

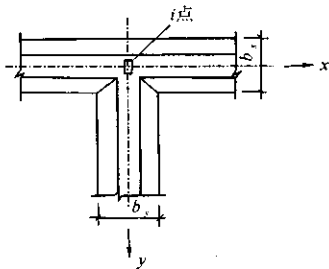


图 5.28 边柱节点

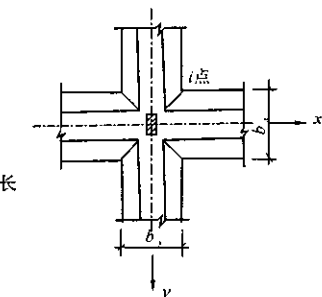


图 5.27 内柱节点

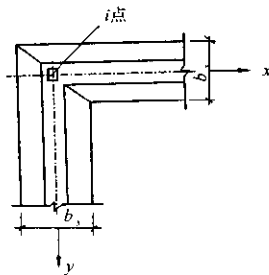


图 5.29 角柱节点

# 5.4 片筏基础的内力计算

片筏基础是弹性地基上的板, 其内力计算的关键在于如何确定土反力的大小及其分布形式。与条形基础一样, 一旦土反力确定, 片筏基础中各点的弯矩和剪力就不难求得了。

解弹性地基上的板与解弹性地基上的梁一样, 有用温格耳假定的基床系数法, 也有用半无

限弹性体假定的连杆法求解。

今介绍用连杆法解弹性地基板。假定：

(1) 板为若干个交叉梁所组成，这些交叉梁之间只在交叉处联系着。事实上，这相当于忽略了板中有扭矩的存在。

(2) 这些交叉梁在一定区段内的土反力为均布的，其合力等于连杆中的反力。

为此，可先把弹性地基上的板（即片筏基础的底板）按等间距划分成若干个正方形或矩形格子，在各格子的中央量两个连杆，分属于两个方向的交叉梁系（图 5.30）。

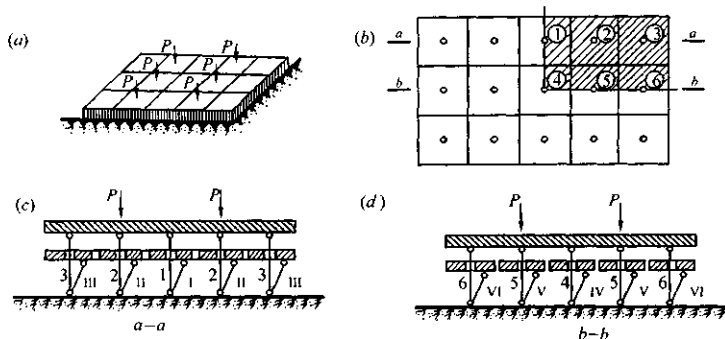


图 5.30 片筏基础连杆法计算简图

## 1. 立正则方程组

对图 5.30 所示的片筏基础，划分成三个纵向基础梁和五个横向基础梁。

因荷载对称、体系对称，土反力必对称，故只需研究基础的 1/4 即可。

令纵向基础梁的各连杆反力为  $x_1, x_2, x_3, x_4, x_5$  及  $x_6$ ；横向基础梁的各连杆反力为  $x_1, x_1, x_1, x_1, x_1$  及  $x_6$ 。由于对称，将方格①、④、⑤、⑥的中央各点作固定点，下沉量各为  $y_{①}, y_{④}, y_{⑤}$  及  $y_{⑥}$ ；这样共有未知数  $6 + 6 + 4 = 16$  个。按各连杆的变形协调条件和力的平衡条件可列出一个包含有 16 个方程式的方程组，利用解正则方程组的标准程序，可解出各  $x_i$  值。然后，按区格相应地叠加，除以各区格的面积，即得该区格范围内的平均土反力值  $P_i$ 。

由于在计算中只取基础四分之一的底面积来研究，故相当于在①、⑤、⑥区格中各设了两对连杆，在④区格中设立了四对连杆。这在求各区格内的平均土反力值  $P_i$  时必须注意。

## 2. 确定 $\delta_{ik}$

相对变形  $\delta_{ik}$  的求法与条形基础时一样，即

$$\delta_{ik} = \text{板(梁)的变形 } Z_{ik} + \text{地基土的下沉 } W_{ik}$$

$Z_{ik}$  值可按条形基础那样地算得。至于地基土的下沉量  $W_{ik}$ ，为简化起见，可把区格的矩形面积  $b \times c$ （ $b$ ——区格的宽度； $c$ ——连杆的间距）等值地换算成圆形面积（图 5.31）。

若有一均布力作用于圆形面积上而其合力为 1，则离圆心为  $x$  距离的  $i$  点处的沉降为

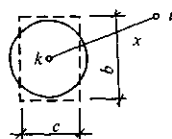


图 5.31 面积换算图

$$W_{ik} = \frac{1 - \mu^2}{\pi E_0 C} F_{ik} \quad (5.15)$$

式中  $F_{ik}$  为一系数, 只随  $\left(\frac{c}{x}\right)$  值的大小而变化, 已制成表格(附表 15) 可供设计时应用。

$$F_{ik} = \frac{4x}{c} \left\{ \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \frac{1}{x} \left(\frac{c}{x}\right)^2 \sin^2 \theta} d\theta - \left[ 1 - \frac{1}{x} \left(\frac{c}{x}\right)^2 \right] \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\theta}{\sqrt{1 - \frac{1}{x} \left(\frac{c}{x}\right)^2 \sin^2 \theta}} \right\} \quad (5.16)$$

不论用连杆法、还是用温格尔假定的基床系数法解弹性地基板, 计算都较为繁复。因此, 与条形基础时一样, 在估算片筏基础的初步截面或在设计一般简单的房屋时, 也常用力平衡法求土反力。

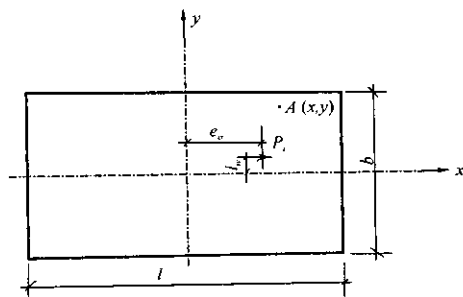


图 5.32 集中力偏心位置

例如在宽为  $b$ 、长为  $l$  的片筏基础上作用一个集中荷载  $P_i$ , 离基础底面的形心各为  $e_{ix}$  及  $e_{iy}$  (图 5.32), 则在  $A(x, y)$  点处的土反力  $p$  为

$$p = \frac{P}{bl} + \frac{6P_i e_{ix} \cdot x}{bl^2} + \frac{6P_i e_{iy} \cdot y}{b^2 l}$$

如果作用有多个集中力  $P_i$ , 则在  $A(x, y)$  点处的土反力  $p$  将为

$$p = \frac{\sum P_i}{bl} + \frac{6 \sum (P_i e_{ix} x)}{bl^2} + \frac{6 \sum (P_i e_{iy} y)}{b^2 l} \quad (5.17)$$

其实, 只需求出片筏基础四个角上的土反力大小, 相互连成直线, 就可确定整个片筏基础下的土反力分布。用这种方法求出的土反力, 与真实情况当然会有出入。

## 5.5 箱形基础的计算

箱形基础一般在多层或高层房屋中采用, 因为在多层或高层房屋中常常建造地下室或地下设备层, 它又能起补偿地基承载力的作用。

箱形基础由底板、顶板、侧墙(即外墙)及一定数量的隔墙(即内墙)组成, 它是一个整体刚

度较大的钢筋混凝土箱形结构。

箱形基础的平面尺寸,应根据地基的承载力、上部结构的布置与荷载的大小、分布等条件确定。基础底面上的平均土压力应不大于经修正后的地基土的承载力设计值 $f$ ,最大土压力应不大于 $1.2f$ ,最小土压力不得出现拉应力;基础底面的形心应尽量与结构的竖向静荷载的合力作用点相重合,偏心距不宜大于 $0.1 \frac{W}{A}$ ;箱形基础的横向整体倾斜 $\alpha$ 应不大于 $\frac{1}{150} \frac{B}{H}$ ,这里: $W$ 为基础底面的抵抗矩; $A$ 为基础底面积; $B$ 为基础的基础的宽度,而 $H$ 为整个房屋的高度。

箱形基础的埋深,除与工程地质及水文地质的条件有关外,还与施工条件、地下室高度、地基承载力需补偿的程度等因素有关。当房屋较高时,尚需计及上部结构对地基变形的敏感性与地基本身的稳定性等要求。按我国现有的经验,箱形基础的埋深,一般约为整个房屋高度的 $(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{12})$ 左右而不宜小于 $\frac{1}{12}$ 。箱形基础的高度,一般取等于房屋高度的 $(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12})$ ,同时也不宜小于箱形基础长度的 $\frac{1}{18}$ 。例如,目前上海地区的箱形基础,埋深常为 $3 \sim 6\text{m}$ ,并已建成多幢 $12 \sim 13$ 层的公寓大楼。

在高层房屋的同一单元内,不应局部采用箱形基础。

箱形基础的外墙沿房屋四周布置,内墙沿上部结构的柱网或剪力墙成纵横均匀布置。由于箱形基础常采用刚性防水方案,所以要求有一定的截面厚度,外墙和底板的厚度都不应小于 $25\text{cm}$ 。顶板厚度和内墙的最小厚度,宜分别不小于 $15\text{cm}$ 和 $20\text{cm}$ 。对于 $20$ 层以内的民用房屋或高度在 $50\text{m}$ 以内的多层厂房,箱形基础的底板厚度一般为 $40 \sim 60\text{cm}$ ,顶板厚 $25 \sim 40\text{cm}$ ,外墙厚 $30 \sim 50\text{cm}$ ,内墙厚 $25 \sim 40\text{cm}$ ,整个基础的混凝土平均折算厚度约为 $100 \sim 140\text{cm/m}^2$ ,平均含钢率约为 $1.0\% \sim 1.40\%$ 。

### 1. 荷载

箱形基础的顶板承受底层楼面传来的恒载和活荷载;若箱形基础按地下室考虑,顶板还要承受冲击波及倒坍荷载等的作用。箱形基础的外墙承受侧向土压力和水压力;如按地下室使用,还须考虑冲击波的影响。箱形基础的底板承受土反力与水压力等的作用。土反力可用连杆法、基床系数法或其它方法,以及直接采用经验值(见附表17)等方法确定。用连杆法或力平衡法求箱形基础底板下的土反力时,其方法与筏形基础同。

**例题 5.1** 设一剪力墙体系的高层房屋,其平面尺寸为 $30\text{m} \times 15\text{m}$ 。该房屋的基础为箱形基础,埋深 $6.0\text{m}$ ,承受均布荷载 $q(\text{t/m}^2)$ ,埋置在变形模量为 $E_0 = 150\text{kg/cm}^2$ 的粘性土上。试计算此箱形基础底板下的土反力。

**解** 今采用连杆法求基础底板下的土反力。

考虑到箱形基础与上部结构——现浇剪力墙体系相连,刚度极大;相对于粘性土,可认为此箱形基础不会发生弯曲变形,它的抗弯刚度为无限大。

因此,求土反力时没有必要在底板的各区格中设立两个连杆,而只需设立一个连杆即可(图5.33)。这样,使计算大为简化,方程式中的未知数数目亦可大为减少。

同时,由于体系对称、荷载对称,土反力也对称,因此只需考虑 $1/4$ 基础面积。如将整个基础的底板分成 $3 \times 6 = 18$ 个区格,只有6个连杆反力和一个基础下沉量这7个未知数。

在这情况下的各个单位位移 $\delta_{ik}$ ,即等于 $W_{ik}$ ,而 $W_{ik} = \frac{(1 - \mu^2)}{\pi E_0 C} F_{ik}$ , $F_{ik}$ 可按附表查得。对于

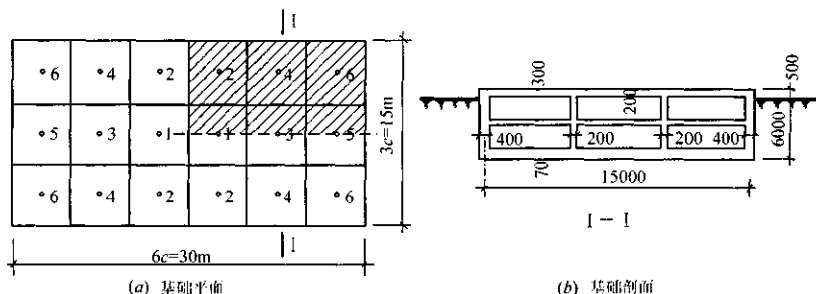


图 5.33 箱形基础连杆法计算图

不是整数的  $\frac{x}{c}$  比值, 可由插入法求得相应的  $F_{1i}$ 。例如作用在点 4、并各等于 1 的四个力对点 1 所引起的下沉为:

$$F_{14} = [0.730 - (0.730 - 0.679) \times 0.1] \times 2 \\ + [0.458 - (0.458 - 0.438) \times 0.3] \times 2 = 2.354;$$

这里, 四个力中有两个力到点 1 的距离等于  $x'_{14} = \sqrt{2}c = 1.414c$ ; 其它两个力到点 1 的距离等于  $x''_{14} = \sqrt{5}c = 2.23c$ 。其它各个系数为:

$$\begin{aligned} F_{11} &= 2 \times 3.545 + 2 \times 1.045 = 9.180; \\ F_{12} &= 2 \times 1.045 + 2 \times 0.725 = 3.540; \\ F_{13} &= 2 \times 1.045 + 2 \times 0.505 = 3.100; \\ F_{15} &= 2 \times 0.505 + 2 \times 0.335 = 1.680; \\ F_{16} &= 2 \times 0.452 + 2 \times 0.318 = 1.540; \\ F_{22} &= 3.545 + 1.045 + 0.505 + 0.452 = 5.547; \\ F_{23} &= 2 \times 0.725 + 2 \times 0.452 = 2.354; \\ F_{24} &= 1.045 + 0.505 + 0.452 + 0.355 = 2.357; \\ F_{25} &= 2 \times 0.452 + 2 \times 0.318 = 1.540; \\ F_{26} &= 0.505 + 0.335 + 0.355 + 0.279 = 1.474; \\ F_{33} &= 2 \times 3.545 + 2 \times 0.335 = 7.760; \\ F_{34} &= 2 \times 1.045 + 2 \times 0.318 = 2.726; \\ F_{35} &= 2 \times 1.045 + 2 \times 0.251 = 2.592; \\ F_{36} &= 2 \times 0.725 + 2 \times 0.243 = 1.936; \\ F_{44} &= 3.545 + 0.505 + 0.335 + 0.279 = 4.664; \\ F_{45} &= 2 \times 0.725 + 2 \times 0.243 = 1.936; \\ F_{46} &= 1 \times 1.045 + 0.452 + 0.251 + 0.224 = 1.972; \\ F_{55} &= 2 \times 3.545 + 2 \times 0.200 = 7.490; \\ F_{56} &= 2 \times 1.045 + \frac{2}{5.099} = 2.484; \\ F_{66} &= 3.545 + 0.505 + 0.200 + \frac{1}{5.385} = 4.436; \end{aligned}$$

由于认为箱形基础是无限刚性的,因此  $Z_{ik} = 0$ , 这样  $\delta_{ik} = \frac{(1-\mu^2)}{\pi E_0 c} F_{ik}$ 。由此列出正则方程组如下:

$$\begin{bmatrix} F_{11} & F_{12} & F_{13} & F_{14} & F_{15} & F_{16} & -\frac{\pi E_0 c}{1-\mu^2} \\ & F_{22} & F_{23} & F_{24} & F_{25} & F_{26} & -\frac{\pi E_0 c}{1-\mu^2} \\ & & F_{33} & F_{34} & F_{35} & F_{36} & -\frac{\pi E_0 c}{1-\mu^2} \\ & & & F_{44} & F_{45} & F_{46} & -\frac{\pi E_0 c}{1-\mu^2} \\ & & & & F_{55} & F_{56} & -\frac{\pi E_0 c}{1-\mu^2} \\ & & & & & F_{66} & -\frac{\pi E_0 c}{1-\mu^2} \\ \text{对称} & & & & & & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_5 \\ x_6 \\ y_0 \end{bmatrix} = -\frac{\pi E_0 c}{1-\mu^2} \begin{bmatrix} \Delta_{1P} \\ \Delta_{2P} \\ \Delta_{3P} \\ \Delta_{4P} \\ \Delta_{5P} \\ \Delta_{6P} \\ \sum P \end{bmatrix}$$

对于刚度为无限大的箱形基础,  $\Delta_{ip} = 0$ 。此外,

$$\sum P = (15 \times 30)q \times \frac{1}{4} = 4.5c^2q$$

把上述数值代入矩阵:

$$\begin{bmatrix} 9.180 & 3.540 & 3.100 & 2.354 & 1.680 & 1.540 & -1.000 \\ & 5.547 & 2.354 & 2.357 & 1.540 & 1.474 & -1.000 \\ & & 1.760 & 2.726 & 2.592 & 1.936 & -1.000 \\ & & & 4.664 & 1.936 & 1.972 & -1.000 \\ \text{对称} & & & & 7.490 & 2.484 & -1.000 \\ & & & & & 4.436 & -1.000 \\ & & & & & & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_5 \\ x_6 \\ -\frac{\pi E_0 c}{1-\mu^2} y_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -4.5c^2q \end{bmatrix}$$

解之得:

$$\begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_5 \\ -\frac{\pi E_0 c}{1-\mu^2} y_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.059 \\ 0.209 \\ 0.061 \\ 0.216 \\ 0.127 \\ 0.330 \\ 2.703 \end{bmatrix} \times 4.5c^2q;$$

当列出上面的方程式时,已根据箱形基础的对称性而只对  $1/4$  的基础底面积加以计算,这相当于在所有  $1,3,5$  区格中各设了两对连杆,其平均土反力值应根据  $2$  倍的  $x_1, x_3$  及  $x_5$  值来计算。

为此,各区格内的平均土反力值(图 5.34) 为

$$p_1 = \frac{2 \times 0.059 \times 4.5c^2}{c^2} q = 0.531q$$

$$p_2 = 0.209 \times 4.5q = 0.941q$$

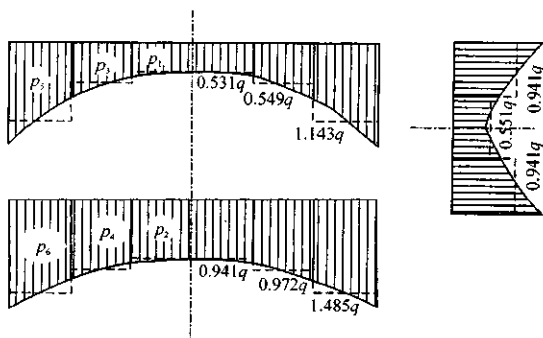


图 5.34 各区格的平均土反力值图

$$p_3 = 2 \times 0.061 \times 4.5q = 0.549q$$

$$p_4 = 0.216 \times 4.5q = 0.972q$$

$$p_5 = 2 \times 0.127 \times 4.5q = 1.143q$$

$$p_6 = 0.330 \times 4.5q = 1.485q$$

## 2. 顶板与底板

在土反力、水压力、上部结构传来的荷载等作用下，整个箱形基础将发生弯曲，称为整体弯曲。与此同时，顶板受到直接作用在它上面的荷载后，也将产生弯曲，称为局部弯曲；同样，底板受到土反力与水压力后，也将产生局部弯曲。

### (1) 当上部结构为现浇剪力墙体系时

若上部结构为现浇剪力墙体系，由于箱形基础的墙身与剪力墙相连，可认为箱形基础的抗弯刚度为无限大。为此，顶板与底板只需计算局部弯曲作用即可。顶板按实际荷载、底板按基底反力计算，底板犹如倒置的楼盖。

### (2) 当上部结构为框架体系时

若上部结构为框架体系，则上部结构的刚度较小，箱形基础在土反力和水压力、以及上部结构传来的荷载作用下将发生整体弯曲。所以，顶板和底板的内力由整体作用与局部作用组成。与上部结构为现浇剪力墙体系时所不同的是如何考虑整体作用（整体弯矩）的问题。

为了考虑整体弯矩，可近似地将整个箱形基础视为一静定梁，承受外荷载和土反力的作用，此梁的截面为工字形，箱形基础的顶板、底板的全宽即为工字形截面的上、下翼缘，弯曲方向上，墙体厚度的总和即为工字形截面的腹板。由此截面承受箱形基础的整体弯矩，该截面的腹板部分抵抗箱形基础在整体作用时所产生的剪力。叠加顶板（底板）抵抗局部弯矩所需的钢筋后，即为顶板（底板）中最终的配筋量。

当上部结构为框架体系时，为了减少箱形基础中的配筋量，也可考虑上部框架结构与箱形基础的整体工作问题，以减少箱形基础中的整体弯矩数值。

## 3. 内墙与外墙

箱形基础的内墙与外墙，除与剪力墙连接的外，均应验算它的抗剪强度；对于承受水平荷

载的内墙与外墙,尚需进行垂直于墙身平面的受弯计算。

内、外墙的抗剪强度应满足式(5.18)的要求。

$$V \leq 0.25 f_c A \quad (5.18)$$

式中,  $V$ ——墙身竖向截面上的剪力;

$f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值;

$A$ ——墙身竖向截面积。

现在研究如何确定墙身竖向截面上的剪力  $V$ 。

(1) 纵墙截面上的剪力计算: 将箱形基础视作一根在外荷载和基底土反力作用下的静定梁, 把求得的在第  $j$  道横墙左(右)侧处纵墙总剪力  $V_j$  分配到各道纵墙上。如图 5.35 所示, 则在第  $i$  道纵墙与第  $j$  道横墙相交处的截面左(右)侧剪力值为

$$\bar{V}_{ij} = V_j \left( \frac{b_i}{\sum b_i} + \frac{N_{ij}}{\sum N_{ij}} \right) \frac{1}{2}$$

考虑到横墙的作用后, 该剪力值应为

$$V_{ij} = \bar{V}_{ij} - p(A_1 + A_2) \quad (5.19)$$

式中,  $b_i$ ——第  $i$  道纵墙的厚度;

$\sum b_i$ ——各道纵墙厚度的总和;

$N_{ij}$ ——第  $i$  道纵墙、第  $j$  道横墙相交处柱子传来的竖向荷载;

$\sum N_{ij}$ ——在横向同一柱列中、各柱竖向荷载的总和;

$p$ ——箱形基础底板下的土反力;

$A_1, A_2$ ——底板局部受力面积(图 5.35 所示的  $A_1$  及  $A_2$ , 为求  $V_j^L$  时用)。

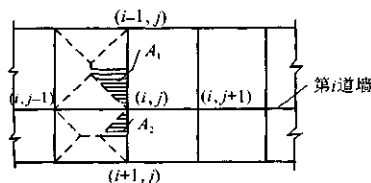


图 5.35 纵墙总剪力分配示意图

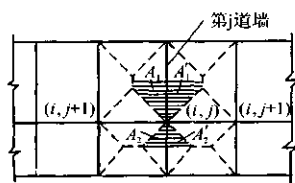


图 5.36 横墙剪力分配示意图

(2) 横墙截面上的剪力计算: 由图 5.36 知

$$\left. \begin{aligned} V_{ij}^L &= p(A_1 + A_1') \\ V_{ij}^R &= p(A_2 + A_2') \end{aligned} \right\} \quad (5.20)$$

式中,  $A_1', A_2'$ ——底板局部受力面积;

$V_{ij}^L, V_{ij}^R$ ——分别为第  $j$  道横墙、在第  $i$  道纵墙两侧处的剪力值。

有关基础的配筋构造可见各有关资料, 在此不再作介绍了。



### 复习思考题

1. 多层及高层房屋的基础有哪些类型？
2. 基础底面积和埋置深度的初步选定要考虑哪些问题？
3. 条形基础内力计算中，土反力计算目前常用的有哪几种方法？理解它们的基本概念。
4. 了解十字形基础、片筏基础、箱形基础的设计要点。

# 附 表

附表 1 等截面等跨连续梁在常用荷载作用下的内力系数表

在均布及三角形荷载作用下：

$$M = \text{表中系数} \times ql^2$$

$$V = \text{表中系数} \times ql$$

在集中荷载作用下：

$$M = \text{表中系数} \times Pl$$

$$V = \text{表中系数} \times P$$

内力正负号规定：

$M$ ——使截面上部受压、下部受拉为正；

$V$ ——对邻近截面所产生的力矩沿顺时针方向者为正。

附表 1.1 两跨梁

荷载图	跨内最大弯矩		支座弯矩	剪 力		
	$M_1$	$M_2$	$M_B$	$V_A$	$V_{B左}$ $V_{B右}$	$V_C$
	0.070	0.0703	-0.125	0.375	-0.625 0.625	-0.375
	0.096	—	-0.063	0.437	-0.563 0.063	0.063
	0.048	0.048	-0.078	0.172	-0.328 0.328	-0.172
	0.064	—	-0.039	0.211	-0.289 -0.039	0.039
	0.156	0.156	-0.188	0.312	-0.688 0.688	-0.312
	0.203	—	-0.094	0.406	-0.594 0.094	0.094
	0.222	0.222	-0.333	0.667	-1.333 1.333	-0.667
	0.278	—	-0.167	0.833	-1.167 0.167	0.167

附表 1.2 三跨梁

荷 载 图	跨内最大弯矩		支座弯矩		剪 力			
	$M_1$	$M_2$	$M_B$	$M_C$	$V_A$	$V_{B\text{左}}$ $V_{B\text{右}}$	$V_{C\text{左}}$ $V_{C\text{右}}$	$V_D$
	0.080	0.025	-0.100	-0.100	0.400	-0.600 0.500	-0.500 0.600	-0.400
	0.101	—	-0.050	-0.050	0.450	-0.550 0	0 0.550	-0.450
	—	0.075	-0.050	-0.050	0.050	-0.050 0.500	-0.500 0.050	0.050
	0.073	0.054	-0.117	-0.033	0.383	-0.617 0.583	-0.417 0.033	0.033
	0.094	—	-0.067	0.017	0.433	-0.567 0.083	0.083 -0.017	-0.017
	0.054	0.021	-0.063	-0.063	0.183	-0.313 0.250	-0.250 0.313	-0.188
	0.068	—	-0.031	-0.031	0.219	-0.281 0	0 0.281	-0.219
	—	0.052	-0.031	-0.031	0.031	-0.031 0.250	-0.250 0.031	0.031
	0.050	0.038	-0.073	-0.021	0.177	-0.323 0.302	-0.198 0.021	0.021
	0.063	—	-0.042	0.010	0.208	-0.292 0.052	0.052 -0.010	-0.010
	0.176	0.100	-0.150	-0.150	0.350	-0.650 0.500	-0.500 0.650	-0.350
	0.213	—	-0.075	-0.075	0.425	-0.575 0	0 0.575	-0.425
	—	0.175	-0.075	-0.075	-0.075	-0.075 0.500	-0.500 0.075	0.075
	0.162	0.137	-0.175	-0.050	0.325	-0.675 0.625	-0.375 0.050	0.050

续表

荷 载 图	跨内最大弯矩		支座弯矩		剪 力			
	$M_1$	$M_2$	$M_B$	$M_C$	$V_A$	$V_{B\uparrow}$ $V_{B\downarrow}$	$V_{C\uparrow}$ $V_{C\downarrow}$	$V_D$
	0.200	—	-0.100	0.025	0.400	-0.600 0.125	0.125 -0.026	-0.026
	0.244	0.067	-0.267	0.267	0.733	-1.267 1.000	-1.000 1.267	-0.733
	0.289	—	0.133	-0.133	0.866	-1.134 0	0 1.134	-0.868
	—	0.200	-0.133	0.133	-0.133	-0.133 1.000	-1.000 0.133	0.133
	0.229	0.170	-0.311	-0.089	0.689	-1.311 1.222	-0.778 0.089	0.089
	0.274	—	0.178	0.044	0.822	-1.178 0.222	0.222 -0.044	-0.044

附表 1.3 四跨梁

荷 载 图	跨内最大弯矩				支座弯矩			剪 力				
	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$M_B$	$M_C$	$M_D$	$V_A$	$V_{B\uparrow}$ $V_{B\downarrow}$	$V_{C\uparrow}$ $V_{C\downarrow}$	$V_{D\uparrow}$ $V_{D\downarrow}$	$V_E$
	0.077	0.036	0.036	0.077	-0.107	-0.071	-0.107	0.393	-0.607 0.536	-0.464 0.464	-0.536 0.607	-0.395
	0.100	—	0.081	—	-0.054	-0.036	-0.054	0.446	-0.554 0.018	0.018 0.482	-0.518 0.054	0.054
	0.072	0.061	—	0.098	-0.121	-0.018	-0.058	0.380	-0.620 0.503	-0.397 0.040	-0.040 0.558	-0.442
	—	0.055	0.056	—	-0.036	-0.107	-0.036	-0.036	-0.036 0.429	-0.571 0.571	-0.429 0.036	0.036
	0.094	—	—	—	-0.067	0.018	-0.004	0.433	-0.567 0.085	0.085 -0.022	0.022 0.004	0.004
	—	0.071	—	—	-0.049	-0.054	0.013	-0.049	-0.049 0.496	-0.504 0.067	0.067 -0.013	-0.013

续表

荷载图	跨内最大弯矩				支座弯矩			剪力				
	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$M_B$	$M_C$	$M_D$	$V_A$	$V_{B1}$ $V_{B2}$	$V_{C1}$ $V_{C2}$	$V_{D1}$ $V_{D2}$	$V_E$
	0.052	0.028	0.028	0.052	-0.067	-0.045	-0.067	0.183	-0.317 0.272	-0.228 0.228	-0.272 0.317	-0.183
	0.067	-	0.055	-	-0.034	-0.022	-0.034	0.217	-0.281 0.011	-0.011 0.239	-0.261 0.034	0.034
	0.049	0.042	-	0.066	-0.075	-0.011	-0.036	0.175	-0.325 0.314	-0.186 -0.025	-0.025 0.286	-0.214
	-	0.040	0.040	-	-0.022	-0.067	-0.022	-0.022	-0.022 0.295	-0.295 0.295	-0.205 0.022	0.022
	0.063	-	-	-	-0.042	0.011	-0.093	0.208	-0.292 0.053	-0.053 -0.014	-0.014 0.003	0.003
	-	0.051	-	-	-0.031	-0.034	0.008	-0.031	-0.031 0.247	-0.253 0.042	-0.042 -0.008	-0.008
	0.169	0.116	0.116	0.169	-0.161	-0.107	-0.161	0.339	-0.061 0.554	-0.446 0.446	-0.554 0.661	-0.339
	0.210	-	0.183	-	-0.080	-0.054	-0.080	-0.420	-0.580 0.027	-0.027 0.473	-0.527 0.080	0.080
	0.159	0.148	-	0.206	-0.181	-0.027	-0.087	0.319	-0.681 0.654	-0.346 -0.050	-0.050 0.587	-0.413
	-	0.142	0.142	-	-0.054	-0.161	-0.054	0.054	-0.054 0.393	-0.607 0.607	-0.393 0.054	0.054
	0.200	-	-	-	-0.100	0.027	-0.007	0.400	-0.600 0.127	-0.127 -0.033	-0.033 0.007	0.007
	-	0.173	-	-	-0.074	-0.080	0.020	-0.074	-0.074 0.493	-0.507 0.100	-0.100 -0.020	-0.020
	0.238	0.111	0.111	0.238	-0.286	-0.191	-0.286	0.714	1.286 1.095	-0.905 0.905	-1.095 1.286	-0.714
	0.286	-	0.222	-	-0.143	-0.095	-0.143	0.857	-1.143 0.048	-0.048 0.952	-1.046 0.143	0.143
	0.226	0.194	-	0.282	-0.321	-0.048	-0.155	0.679	-1.321 1.274	-0.726 -0.107	-0.107 1.155	-0.845
	-	0.175	0.175	-	-0.095	-0.286	-0.095	-0.095	0.095 0.810	-1.190 1.190	-0.810 0.095	0.095
	0.274	-	-	-	-0.178	0.048	-0.012	0.822	-1.178 0.226	-0.226 -0.060	-0.060 0.012	0.012
	-	0.198	-	-	-0.131	-0.143	0.036	-0.131	-0.131 0.988	-1.012 0.178	-0.178 -0.036	-0.036



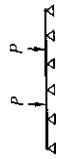


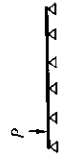

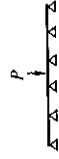
附表 1.4 五跨梁

荷载图	跨内最大弯矩			支座弯矩			剪力							
	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_B$	$M_C$	$M_D$	$M_E$	$V_A$	$V_{B\leftarrow}$	$V_{B\rightarrow}$	$V_C$	$V_{D\leftarrow}$	$V_{D\rightarrow}$	$V_E$
	0.078	0.033	0.046	-0.105	-0.079	-0.079	-0.105	0.394	-0.606	-0.474	-0.500	-0.526	-0.474	-0.394
	0.100	-	0.085	-0.053	-0.040	-0.040	-0.053	0.447	-0.553	0.013	-0.500	-0.013	0.553	-0.447
	-	0.079	-	-0.053	-0.040	-0.040	-0.053	-0.053	-0.053	0	0.487	-0.513	0.053	0.053
	0.073	②0.058 0.078	-	-0.119	-0.022	-0.044	-0.051	0.380	-0.620	-0.402	-0.023	-0.507	-0.493	0.052
	①- 0.098	0.055	0.064	-0.035	-0.111	-0.020	-0.057	0.035	0.035	0.576	-0.499	-0.037	0.557	-0.443
	0.094	-	-	-0.067	0.018	-0.005	0.001	0.433	0.567	0.085	0.023	0.006	0.001	0.001
	-	0.074	-	-0.049	-0.054	0.014	-0.004	0.019	-0.049	-0.505	0.068	-0.018	0.004	0.004
	-	-	0.072	0.013	0.053	0.053	0.013	0.013	0.013	-0.066	-0.500	0.066	-0.013	0.013

续表

荷 載 图	跨内最大弯矩			支 座 弯 矩			剪 力					
	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_b$	$M_c$	$M_D$	$M_B$	$V_A$	$V_{Aa}$ $V_{Ab}$	$V_d$ $V_e$	$V_{Dc}$ $V_{De}$	$V_{Fa}$ $V_{Fe}$
	0.053	0.026	0.034	-0.066	-0.049	0.049	-0.066	0.184	-0.316 0.266	-0.234 0.250	-0.250 0.234	-0.266 0.316
	0.067	-	0.059	-0.033	-0.025	-0.025	0.033	0.217	0.283 0.008	0.008 0.250	-0.250 0.008	-0.008 0.233
	-	0.055	-	-0.033	-0.025	-0.025	-0.033	0.033	-0.033 0.253	-0.242 0	0 0.242	-0.258 0.033
	0.049	②0.041 0.053	-	-0.075	-0.014	-0.028	-0.022	0.175	0.325 0.311	-0.189 -0.014	-0.014 0.246	-0.255 0.032
	①-0.066	0.039	0.044	-0.022	-0.070	-0.013	-0.036	-0.022	-0.022 0.202	-0.298 0.307	-0.193 -0.023	-0.023 0.286
	0.063	-	-	-0.042	0.011	-0.003	0.001	0.203	-0.292 0.053	0.053 -0.014	-0.014 0.004	-0.004 -0.001
	-	0.051	-	-0.031	-0.034	0.009	-0.002	-0.031	-0.031 0.247	-0.253 0.043	0.043 -0.011	-0.011 0.002
	-	-	0.050	0.008	-0.033	-0.033	0.008	0.008	0.008 -0.041	-0.041 0.250	-0.250 0.041	-0.008 -0.008

线表

荷载图	跨内最大弯矩			支 座 弯 矩			剪 力					
	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_B$	$M_C$	$M_D$	$M_B$	$V_A$	$V_B$ $V_{Bc}$	$V_C$ $V_{Cc}$	$V_D$ $V_{Dc}$	$V_E$ $V_{Ec}$
	0.171	0.112	0.132	-0.158	-0.118	-0.118	-0.151	0.342	-0.658 0.540	-0.460 0.500	-0.540 0.460	-0.342 0.658
	0.211	-	0.191	-0.079	-0.059	-0.059	-0.079	0.421	-0.579 0.020	0.020 0.500	-0.500 0.020	-0.421 0.579
	-	0.181	-	-0.079	-0.059	-0.059	-0.079	-0.079	-0.070 0.520	-0.480 0	0 0.480	-0.520 0.079
	0.160	$\frac{0.144}{0.178}$	-	-0.179	-0.032	-0.066	-0.077	0.321	-0.679 0.647	-0.353 -0.034	-0.034 0.489	-0.511 0.077
	$\frac{0.207}{0.207}$	0.140	0.151	-0.052	-0.167	-0.031	-0.086	-0.052	-0.052 0.385	-0.615 0.637	-0.363 -0.056	-0.414 0.586
	0.200	-	-	-0.100	0.027	-0.007	0.002	0.400	-0.600 0.127	0.127 -0.031	-0.034 0.009	-0.002 -0.002
	-	0.173	-	-0.073	-0.081	0.022	-0.005	-0.073	-0.073 0.493	-0.507 0.102	0.102 -0.027	0.005 0.005
	-	-	0.171	0.020	-0.079	-0.079	0.020	0.020	0.020 -0.099	-0.099 0.500	-0.500 0.099	0.020 -0.020



续表

荷 载 图	跨内最大弯矩			支 座 弯 矩			剪 力					
	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_B$	$M_C$	$M_D$	$M_E$	$V_A$	$V_B$	$V_C$	$V_D$	$V_E$
	0.240	0.100	0.122	-0.281	-0.211	0.211	-0.281	0.719	1.070	1.000	1.070	1.281
	0.287	-	0.228	-0.140	-0.105	-0.105	-0.140	0.860	1.000	1.000	1.000	1.140
	-	0.216	-	-0.140	-0.105	-0.105	-0.140	0.860	1.000	1.000	1.000	1.140
	0.227	0.189 0.209	-	-0.319	-0.057	-0.118	-0.137	0.681	1.262	0.981	1.019	0.137
	0.282	0.172	0.198	-0.093	-0.287	-0.054	-0.153	-0.093	0.796	1.243	1.099	1.153
	0.274	-	-	-0.179	0.048	-0.013	0.003	0.821	0.227	0.061	0.016	-0.003
	-	0.198	-	-0.131	-0.144	0.038	-0.010	-0.131	0.987	0.182	0.182	0.010
	-	-	0.193	0.035	-0.140	-0.140	0.035	0.035	-0.175	1.000	1.000	0.175

表中, ① 分子及分母分别为  $M_1$  及  $M_2$  的弯矩系数; ② 分子及分母分别为  $M_2$  及  $M_3$  的弯矩系数。

附表 2 双向板计算系数表

## 符 号 说 明

$$B_c = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$$

式中,  $B_c$ ——刚度;

$E$ ——弹性模量;

$h$ ——板厚;

$\mu$ ——泊松比。

$f, f_{\max}$ ——分别为板中心点的挠度和最大挠度;

$f_{ax}, f_{ay}$ ——分别为平行于  $l_x$  和  $l_y$  方向自由边的中点挠度;

$m_x, m_{x\max}$ ——分别为平行于  $l_x$  方向板中心点单位板宽内的弯矩和板跨内最大弯矩;


$m_y, m_{y\max}$ ——分别为平行于  $l_y$  方向板中心点单位板宽内的弯矩和板跨内最大弯矩;

$m_{ax}, m_{ay}$ ——分别为平行于  $l_x$  和  $l_y$  方向自由边的中点单位板宽内的弯矩;

$m'_x$ ——固定边中点沿  $l_x$  方向单位板宽内的弯矩;

$m'_y$ ——固定边中点沿  $l_y$  方向单位板宽内的弯矩;

$m'_{xx}$ ——平行于  $l_x$  方向自由边上固定端单位板宽内的支座弯矩。

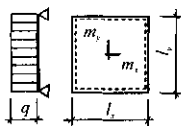
——代表自由边; ..... 代表简支边;  代表固定边。

正负号的规定:

弯矩——使板的受荷面受压者为正;

挠度——变位方向与荷载方向相同者为正。

①



挠度 = 表中系数  $\times \frac{ql^4}{B_c}$ ;

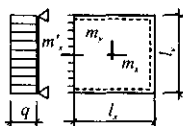
$\mu = 0$ , 弯矩 = 表中系数  $\times ql^2$

式中  $l$  取用  $l_x$  和  $l_y$  中之较小者。

附表 2.1

$l_x/l_y$	$f$	$m_x$	$m_y$	$l_x/l_y$	$f$	$m_x$	$m_y$
0.50	0.01013	0.0965	0.0174	0.80	0.00603	0.0561	0.0334
0.55	0.00940	0.0892	0.0210	0.85	0.00547	0.0506	0.0348
0.60	0.00867	0.0820	0.0242	0.90	0.00496	0.0456	0.0358
0.65	0.00796	0.0750	0.0271	0.95	0.00449	0.0410	0.0364
0.70	0.00727	0.0683	0.0296	1.00	0.00406	0.0368	0.0368
0.75	0.00663	0.0620	0.0317				

②



挠度 = 表中系数  $\times \frac{ql^4}{E_c}$ ;

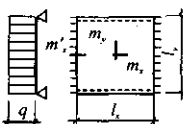
$\mu = 0$ , 弯矩 = 表中系数  $\times ql^2$

式中  $l$  取用  $l_x$  和  $l_y$  中之较小者。

附表 2.2

$l_x/l_y$	$l_y/l_x$	$f$	$f_{max}$	$m_x$	$m_{x,max}$	$m_y$	$m_{y,max}$	$m'_x$
0.50		0.00488	0.00504	0.0583	0.0646	0.0060	0.0063	-0.1212
0.55		0.00471	0.00492	0.0563	0.0618	0.0081	0.0087	-0.1187
0.60		0.00453	0.00472	0.0539	0.0589	0.0104	0.0111	-0.1158
0.65		0.00432	0.00448	0.0513	0.0559	0.0126	0.0133	-0.1124
0.70		0.00410	0.00422	0.0485	0.0529	0.0148	0.0154	-0.1087
0.75		0.00388	0.00399	0.0457	0.0496	0.0168	0.0174	-0.1048
0.80		0.00365	0.00376	0.0428	0.0463	0.0187	0.0193	-0.1007
0.85		0.00343	0.00352	0.0400	0.0431	0.0204	0.0211	-0.0965
0.90		0.00321	0.00329	0.0372	0.0400	0.0219	0.0226	-0.0922
0.95		0.00299	0.00306	0.0345	0.0369	0.0232	0.0239	-0.0880
1.00	1.00	0.00279	0.00285	0.0319	0.0340	0.0243	0.0249	-0.0839
	0.95	0.00316	0.00324	0.0324	0.0345	0.0280	0.0287	-0.0882
	0.90	0.00360	0.00368	0.0328	0.0347	0.0322	0.0330	-0.0926
	0.85	0.00409	0.00417	0.0329	0.0347	0.0370	0.0378	-0.0970
	0.80	0.00464	0.00473	0.0326	0.0343	0.0424	0.0433	-0.1014
	0.75	0.00526	0.00536	0.0319	0.0336	0.0485	0.0494	-0.1056
	0.70	0.00596	0.00605	0.0308	0.0323	0.0553	0.0562	-0.1096
	0.65	0.00670	0.00680	0.0291	0.0306	0.0627	0.0637	-0.1133
	0.60	0.00752	0.00762	0.0268	0.0289	0.0707	0.0717	-0.1166
	0.55	0.00838	0.00848	0.0239	0.0271	0.0792	0.0801	-0.1193
	0.50	0.00927	0.00935	0.0205	0.0249	0.0880	0.0888	-0.1215

③



挠度 = 表中系数  $\times \frac{ql^4}{E_c}$ ;

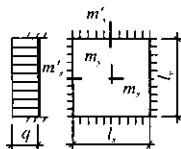
$\mu = 0$ , 弯矩 = 表中系数  $\times ql^2$

式中  $l$  取用  $l_x$  和  $l_y$  中之较小者。

附表 2.3

$l_x/l_y$	$l_y/l_x$	$f$	$m_x$	$m_y$	$m'_x$
0.50		0.00261	0.0416	0.0017	-0.0843
0.55		0.00259	0.0410	0.0028	-0.0840
0.60		0.00255	0.0402	0.0042	-0.0834
0.65		0.00250	0.0392	0.0057	-0.0826
0.70		0.00243	0.0379	0.0072	-0.0814
0.75		0.00236	0.0366	0.0088	-0.0799
0.80		0.00228	0.0351	0.0103	-0.0782
0.85		0.00220	0.0335	0.0118	-0.0763
0.90		0.00211	0.0319	0.0133	-0.0743
0.95		0.00201	0.0302	0.0146	-0.0721
1.00	1.00	0.00192	0.0285	0.0158	-0.0698
	0.95	0.00223	0.0296	0.0189	-0.0746
	0.90	0.00260	0.0306	0.0224	-0.0797
	0.85	0.00303	0.0314	0.0266	-0.0850
	0.80	0.00354	0.0319	0.0316	-0.0904
	0.75	0.00413	0.0321	0.0374	-0.0959
	0.70	0.00482	0.0318	0.0441	-0.1013
	0.65	0.00560	0.0308	0.0518	-0.1066
	0.60	0.00647	0.0292	0.0604	-0.1114
	0.55	0.00743	0.0267	0.0698	-0.1156
	0.50	0.00844	0.0234	0.0798	-0.1191

④



挠度 = 表中系数  $\times \frac{ql^4}{E_c}$ ;

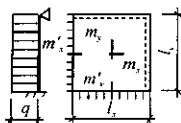
$\mu = 0$ , 弯矩 = 表中系数  $\times ql^2$

式中  $l$  取用  $l_x$  和  $l_y$  中之较小者。

附表 2.4

$l_x/l_y$	$f$	$m_x$	$m_y$	$m'_x$	$m'_y$
0.50	0.00253	0.0400	0.0038	-0.0829	-0.0570
0.55	0.00246	0.0385	0.0056	-0.0814	-0.0571
0.60	0.00236	0.0367	0.0076	-0.0793	-0.0571
0.65	0.00224	0.0345	0.0095	-0.0766	-0.0571
0.70	0.00211	0.0321	0.0113	-0.0735	-0.0569
0.75	0.00197	0.0296	0.0130	-0.0701	-0.0565
0.80	0.00182	0.0271	0.0144	-0.0664	-0.0559
0.85	0.00168	0.0246	0.0156	-0.0626	-0.0551
0.90	0.00153	0.0221	0.0165	-0.0588	-0.0541
0.95	0.00140	0.0198	0.0172	-0.0550	-0.0528
1.00	0.00127	0.0176	0.0176	-0.0513	-0.0513

⑤



挠度 = 表中系数  $\times \frac{ql^4}{E_c}$ ;

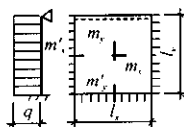
$\mu = 0$ , 弯矩 = 表中系数  $\times ql^2$

式中  $l$  取用  $l_x$  和  $l_y$  中之较小者。

附表 2.5

$l_x/l_y$	$f$	$f_{max}$	$m_x$	$m_{xmax}$	$m_y$	$m_{ymax}$	$m'_x$	$m'_y$
0.50	0.00468	0.00471	0.0559	0.0562	0.0079	0.0135	-0.1179	-0.0786
0.55	0.00445	0.00454	0.0529	0.0530	0.0104	0.0153	-0.1140	-0.0785
0.60	0.00419	0.00429	0.0496	0.0498	0.0129	0.0169	-0.1095	-0.0782
0.65	0.00391	0.00399	0.0461	0.0465	0.0151	0.0183	-0.1045	-0.0777
0.70	0.00363	0.00368	0.0426	0.0432	0.0172	0.0195	-0.0992	-0.0770
0.75	0.00335	0.00340	0.0390	0.0396	0.0189	0.0206	-0.0938	-0.0760
0.80	0.00308	0.00313	0.0356	0.0361	0.0204	0.0218	-0.0883	-0.0748
0.85	0.00281	0.00286	0.0322	0.0328	0.0215	0.0229	-0.0829	-0.0733
0.90	0.00256	0.00261	0.0291	0.0297	0.0224	0.0238	-0.0776	-0.0716
0.95	0.00232	0.00237	0.0261	0.0267	0.0230	0.0244	-0.0726	-0.0698
1.00	0.00210	0.00215	0.0234	0.0240	0.0234	0.0249	-0.0677	-0.0677

⑥



挠度 = 表中系数  $\times \frac{ql^4}{E_c}$ ;

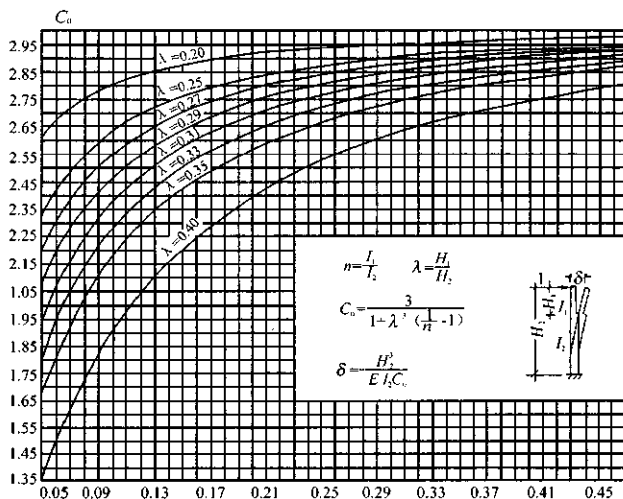
$\mu = 0$ , 弯矩 = 表中系数  $\times ql^2$

式中  $l$  取用  $l_x$  和  $l_y$  中之较小者。

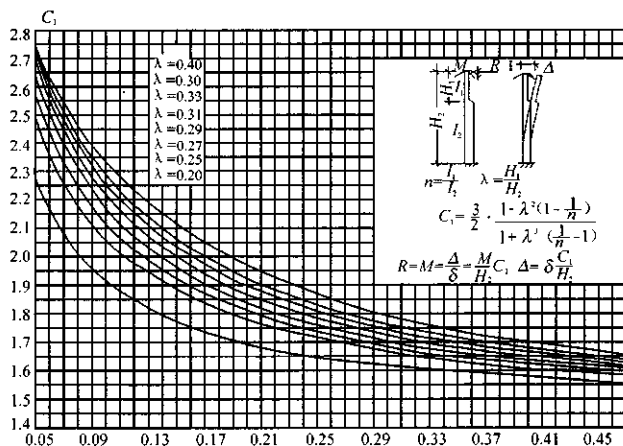
附表 2.6

$l_y/l_x$	$l_x/l_x$	$f$	$f_{max}$	$m_x$	$m_{max}$	$m_y$	$m_{max}$	$m'_x$	$m'_y$
0.50		0.00257	0.00258	0.0408	0.0409	0.0028	0.0089	-0.0836	-0.0569
0.55		0.00252	0.00256	0.0398	0.0399	0.0042	0.0093	-0.0827	-0.0570
0.60		0.00245	0.00249	0.0384	0.0386	0.0059	0.0105	-0.0814	-0.0571
0.65		0.00237	0.00240	0.0368	0.0371	0.0076	0.0116	-0.0796	-0.0572
0.70		0.00227	0.00229	0.0350	0.0354	0.0093	0.0127	-0.0774	-0.0572
0.75		0.00216	0.00219	0.0331	0.0335	0.0109	0.0137	-0.0750	-0.0572
0.80		0.00205	0.00208	0.0310	0.0314	0.0124	0.0147	-0.0722	-0.0570
0.85		0.00193	0.00196	0.0289	0.0293	0.0138	0.0155	-0.0693	-0.0567
0.90		0.00181	0.00184	0.0268	0.0273	0.0159	0.0163	-0.0663	-0.0563
0.95		0.00169	0.00172	0.0247	0.0252	0.0160	0.0172	-0.0631	-0.0558
1.00	1.00	0.00157	0.00160	0.0227	0.0231	0.0168	0.0180	-0.0600	-0.0550
	0.95	0.00178	0.00182	0.0229	0.0234	0.0194	0.0207	-0.0629	-0.0599
	0.90	0.00201	0.00206	0.0228	0.0234	0.0223	0.0238	-0.0656	-0.0653
	0.85	0.00227	0.00233	0.0225	0.0231	0.0255	0.0273	-0.0683	-0.0711
	0.80	0.00256	0.00262	0.0219	0.0224	0.0290	0.0311	-0.0707	-0.0772
	0.75	0.00286	0.00294	0.0208	0.0214	0.0329	0.0354	-0.0729	-0.0837
	0.70	0.00319	0.00327	0.0194	0.0200	0.0370	0.0400	-0.0748	-0.0903
	0.65	0.00352	0.00365	0.0175	0.0182	0.0412	0.0446	-0.0762	-0.0970
	0.60	0.00386	0.00403	0.0153	0.0160	0.0454	0.0493	-0.0773	-0.1033
	0.55	0.00419	0.00437	0.0127	0.0133	0.0496	0.0541	-0.0780	-0.1093
	0.50	0.00449	0.00463	0.0099	0.0103	0.0534	0.0588	-0.0784	-0.1146

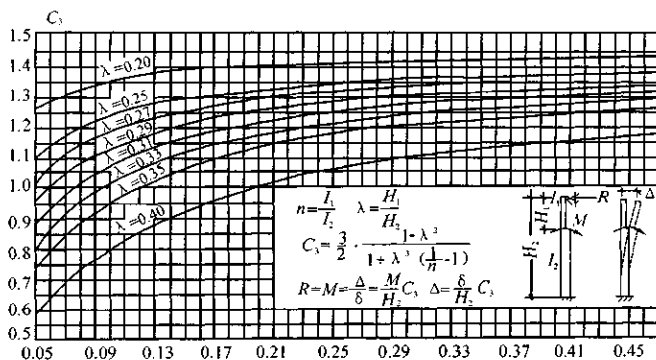
附表 3 单阶柱柱顶反力与位移系数图表



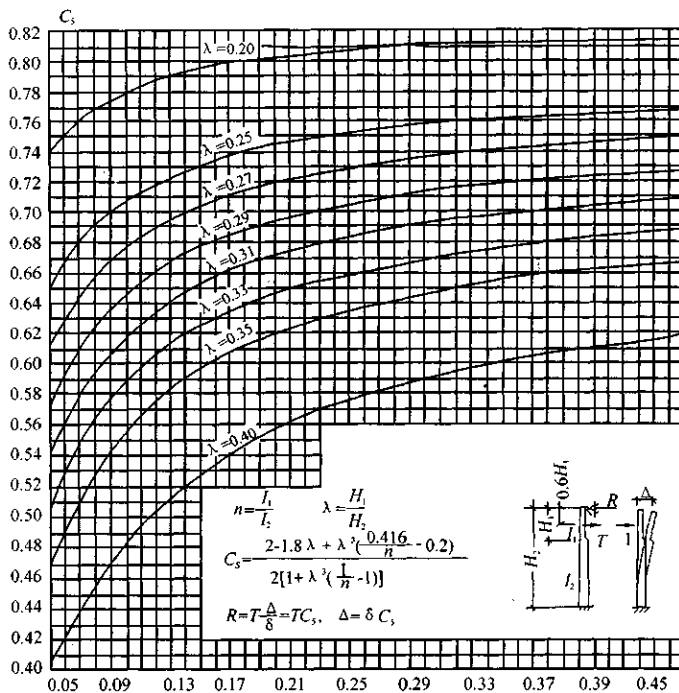
附表图 3.1 柱顶单位集中荷载作用下系数  $C_0$  的数值



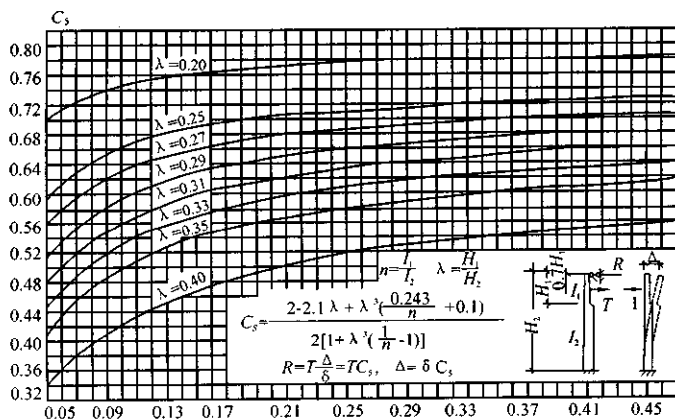
附表图 3.2 柱顶力矩作用下系数  $C_1$  的数值



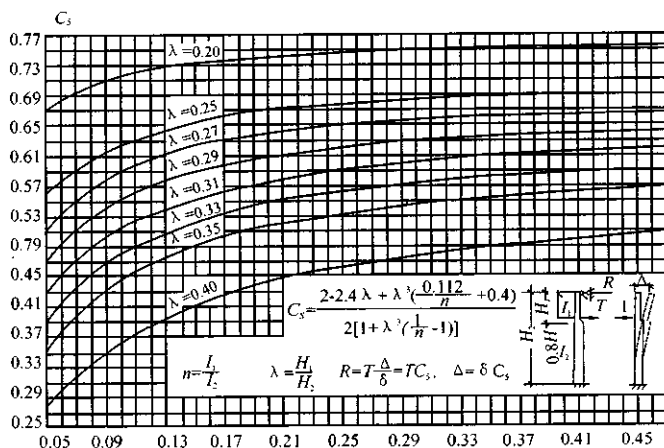
附表图 3.3 力矩作用在牛腿面系数  $C_3$  的数值



附表图 3.4 集中荷载作用在上柱 ( $y = 0.6H_1$ ) 系数  $C_5$  的数值

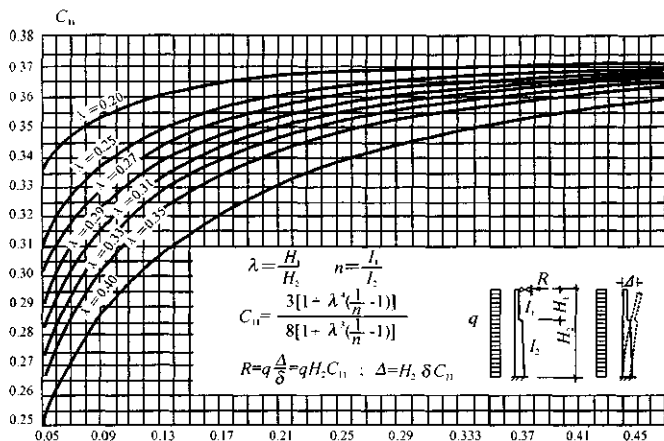


附表图 3.5 集中荷载作用在上柱 ( $y = 0.7H_1$ ) 系数  $C_3$  的数值



附表图 3.6 集中荷载作用在上柱 ( $y = 0.8H_1$ ) 系数  $C_3$  的数值





附表图 3.7 均布荷载作用在整个上、下柱系数  $C_{11}$  的数值

附表 4 采用刚性屋盖的单层工业厂房排架柱、露天吊车和栈桥柱的计算长度  $l_0$

项次	柱的类型		排架方向	垂直排架方向	
				有柱间支撑	无柱间支撑
1	无吊车厂房柱	单跨	$1.5H$	$1.0H$	$1.2H$
		多跨	$1.25H$	$1.0H$	$1.2H$
2	有吊车厂房柱	上柱	$2.0H_u$	$1.25H_u$	$1.5H_u$
		下柱	$1.0H_l$	$0.8H_l$	$1.0H_l$
3	露天吊车栈桥柱		$2.0H_l$	$1.0H_l$	—

注: 1. 表中,  $H$ —从基础顶面算起的柱全高;  $H_l$ —从基础顶面至装配式吊车梁底面或现浇式吊车梁顶面的柱下部高度;  $H_u$ —从装配式吊车梁底面或从现浇式吊车梁顶面算起的柱上部高度。

2. 表中有吊车厂房的柱的计算长度, 当计算中不考虑吊车荷载时, 可按无吊车厂房采用; 但上柱的计算长度仍按有吊车厂房采用。

3. 表中有吊车厂房柱在排架方向上柱的计算长度, 适用于  $H_u/H_l \geq 0.3$  的情况; 当  $H_u/H_l < 0.3$  时, 宜采用  $2.5H_u$ 。

附表 5 6m 柱距单层厂房矩形、工字形截面尺寸限值

柱 的 类 型	$b$	$h$		
		$Q \leq 100\text{kN}$	$100\text{kN} < Q < 300\text{kN}$	$300\text{kN} \leq Q \leq 500\text{kN}$
有吊车厂房下柱	$\geq \frac{H_1}{22}$	$\geq \frac{H_1}{14}$	$\geq \frac{H_1}{12}$	$\geq \frac{H_1}{10}$
露天吊车柱	$\geq \frac{H_1}{25}$	$\geq \frac{H_1}{10}$	$\geq \frac{H_1}{8}$	$\geq \frac{H_1}{7}$
单跨无吊车厂房柱	$\geq \frac{H}{30}$	$\geq \frac{1.5H}{25}$ (或 $0.06H$ )		
多跨无吊车厂房柱	$\geq \frac{H}{30}$	$\geq \frac{1.25H}{25}$		
仅承受风载及自重的抗风柱	$\geq \frac{H_b}{40}$	$\geq \frac{H_1}{25}$		
同时承受由连系梁传来山墙自重的抗风柱	$\geq \frac{H_b}{30}$	$\geq \frac{H_1}{25}$		

注:  $H_1$ ——下柱高度(算至基础顶面);

$H$ ——柱全高(算至基础顶面);

$H_b$ ——抗风柱从基础顶面至柱平面外(宽度)方向支撑点的高度。

附表 6 厂房柱截面型式和尺寸参考表(中级工作制)

吊车起重量 kN	轨顶高度 m	6m 柱距(边柱)		6m 柱距(中柱)	
		上柱(mm)	下柱(mm)	上柱(mm)	下柱(mm)
$\leq 50$	6~8	矩 400 × 400	工 400 × 600 × 100	矩 400 × 400	工 400 × 600 × 100
100	8	矩 400 × 400	工 400 × 700 × 100	矩 400 × 600	工 400 × 800 × 150
	10	矩 400 × 400	工 400 × 800 × 150	矩 400 × 600	工 400 × 800 × 150
150~200	8	矩 400 × 400	工 400 × 800 × 150	矩 400 × 600	工 400 × 800 × 150
	10	矩 400 × 400	工 400 × 900 × 150	矩 400 × 600	工 400 × 1000 × 150
	12	矩 500 × 400	工 500 × 1000 × 200	矩 500 × 600	工 500 × 1200 × 200
300	8	矩 400 × 400	工 400 × 1000 × 150	矩 400 × 600	工 400 × 1000 × 150
	10	矩 400 × 500	工 400 × 1000 × 150	矩 500 × 600	工 500 × 1200 × 200
	12	矩 500 × 500	工 500 × 1000 × 200	矩 500 × 600	工 500 × 1200 × 200
	14	矩 600 × 500	工 600 × 1200 × 200	矩 600 × 600	工 600 × 1200 × 200
500	10	矩 500 × 500	工 500 × 1200 × 200	矩 500 × 700	双 500 × 1600 × 300
	12	矩 500 × 600	工 500 × 1400 × 200	矩 500 × 700	双 500 × 1600 × 300
	14	矩 600 × 600	工 600 × 1400 × 200	矩 600 × 700	双 600 × 1800 × 300

注:表中的截面形式采用下列符号:矩——矩形截面  $b \times h$  (宽度 × 高度);工——工字形截面  $b \times h \times h_f$  ( $h_f$  为翼缘高度);双——双肢柱  $b \times h \times h_f$  ( $h_f$  为肢杆高度)。

附表 7 厂房柱截面型式和尺寸参考表(重级工作制)

吊车起重量 kN	轨顶高度 m	6m 柱距(边柱)		6m 柱距(中柱)	
		上柱(mm)	下柱(mm)	上柱(mm)	下柱(mm)
≤ 50	6~8	矩 400 × 400	工 400 × 600 × 100	矩 400 × 500	工 400 × 800 × 150
100	8	矩 400 × 400	工 400 × 800 × 150	矩 400 × 600	工 400 × 800 × 150
	10	矩 400 × 400	工 400 × 800 × 150	矩 400 × 600	工 400 × 800 × 150
150~200	8	矩 400 × 400	工 400 × 800 × 150	矩 400 × 600	工 400 × 1000 × 150
	10	矩 500 × 500	工 500 × 1000 × 200	矩 500 × 600	工 500 × 1000 × 200
	12	矩 500 × 500	工 500 × 1000 × 200	矩 600 × 600	工 500 × 1000 × 220
300	10	矩 500 × 500	工 500 × 1000 × 200	矩 500 × 600	工 500 × 1200 × 200
	12	矩 500 × 600	工 500 × 1200 × 200	矩 500 × 600	工 500 × 1400 × 200
	14	矩 600 × 600	工 600 × 1400 × 200	矩 600 × 600	工 600 × 1400 × 200
500	10	矩 500 × 500	工 500 × 1200 × 200	矩 500 × 700	双 500 × 1600 × 300
	12	矩 500 × 600	工 500 × 1400 × 200	矩 500 × 700	双 500 × 1600 × 300
	14	矩 600 × 600	双 600 × 1600 × 300	矩 600 × 700	双 600 × 1800 × 300
750	12	双 600 × 1000 × 250	双 600 × 1800 × 300	双 600 × 1000 × 300	双 600 × 2200 × 350
	14	双 600 × 1000 × 250	双 600 × 1800 × 300	双 600 × 1000 × 300	双 600 × 2200 × 350
	16	双 700 × 1000 × 250	双 700 × 2000 × 350	双 700 × 1000 × 300	双 700 × 2200 × 350
1000	12	双 600 × 1000 × 250	双 600 × 1800 × 300	双 600 × 1000 × 300	双 600 × 2400 × 350
	14	双 600 × 1000 × 250	双 600 × 2000 × 350	双 600 × 1000 × 300	双 600 × 2400 × 350
	16	双 700 × 1000 × 300	双 700 × 2200 × 400	双 700 × 1000 × 300	双 700 × 2400 × 400

注:表中的截面符号同附表 6

附表 8 规则框架承受均布及倒三角形分布  
水平力作用时标准反弯点的高度比

附表 8.1 规则框架承受均布水平力作用时标准反弯点的高度比  $y_0$  值

$m$	$n$	$K$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1		0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2		0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	1		0.95	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50
3	3		0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2		0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	1		1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
4	4		-0.05	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3		0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2		0.65	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.10	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5		-0.20	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4		0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3		0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
6	6		-0.30	0.00	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5		0.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	4		0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3		0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
7	7		-0.35	-0.05	0.10	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	6		-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	5		0.10	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4		0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.75	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
8	8		-0.35	-0.15	0.10	0.15	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	7		-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50
	6		0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5		0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

注: 
$$K = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i}$$

续表

$m$	$n$	$K$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
9	9	—	0.40	0.05	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	—	0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	7	—	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	—	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	—	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	—	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	—	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	—	0.80	0.65	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	—	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
10	10	—	0.40	0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	9	—	0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	8	—	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	—	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	—	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	—	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	—	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	—	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	—	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	—	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
11	11	—	0.40	0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	10	—	0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	9	—	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	—	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	—	0.20	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	—	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	—	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	—	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	—	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	—	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	—	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
12	12	—	0.40	0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	11	—	0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	10	—	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	9	—	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	—	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	—	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	—	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	—	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	—	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	—	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	—	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	—	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

附表 8.2 规则框架承受倒三角形分布水平力作用时标准反弯点的高度比  $y_0$  值

$m$	$n$	$K$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1		0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2		0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
	1		1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
3	3		0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	2		0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
4	4		0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3		0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2		0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55
5	5		-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4		0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3		0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55
6	6		-0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5		0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4		0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
7	7		-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	6		0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5		0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
8	8		-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	7		0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6		0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.30	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

续表

m	K														
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
9	9	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	-0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
10	10	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	9	-0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
11	11	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	10	-0.05	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	9	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.25	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
12	1	-0.30	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	-0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	3	0.05	0.25	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.15	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.25	0.35	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.35	0.40	0.55	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.35	0.45	0.55	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	中间	0.45	0.45	0.55	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.70	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

附表 9 上下层横梁线刚度比对  $y_0$  的修正值  $y_1$ 

$K$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
$I$	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05
0.4	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
0.5	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0
0.6	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0
0.7	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0
0.8	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.9														

注:  $I = \frac{i_1 + i_2}{i_3 + i_4}$  当  $i_1 + i_2 > i_3 + i_4$  时, 则  $I$  取倒数, 取  $I = \frac{i_3 + i_4}{i_1 + i_2}$ , 并且  $y_1$  值取负号“-”。

$K = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i}$

附表 10 上下层高变化对  $y_0$  的修正值  $y_2$  和  $y_3$ 

$\alpha_2$	$K$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
$\alpha_1$	2.0	0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
1.8	0.4	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
1.6	0.6	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.4	0.8	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	1.0	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.8	1.4	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	1.6	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	1.8	-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.8	2.0	-0.20	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0
2.0		-0.25	-0.15	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0

注:  $y_2$ ——按照  $K$  及  $\alpha_2$  求得, 上层较高时为正值;

$y_3$ ——按照  $K$  及  $\alpha_3$  求得。

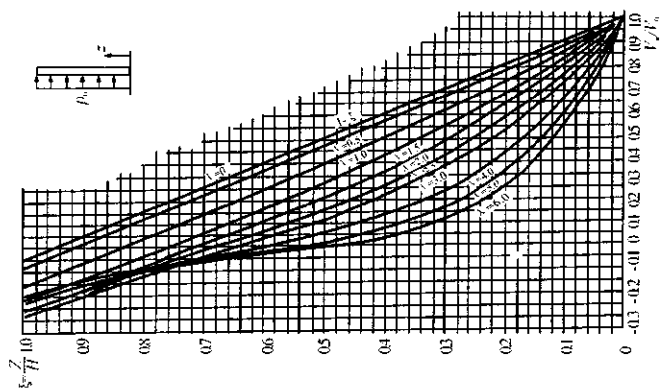
$\alpha_2 h$

$h$

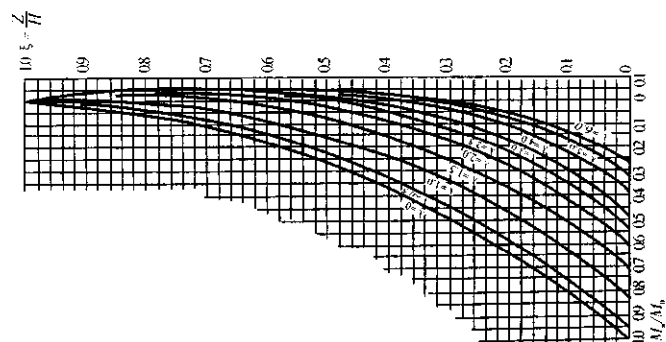
$\alpha_3 h$



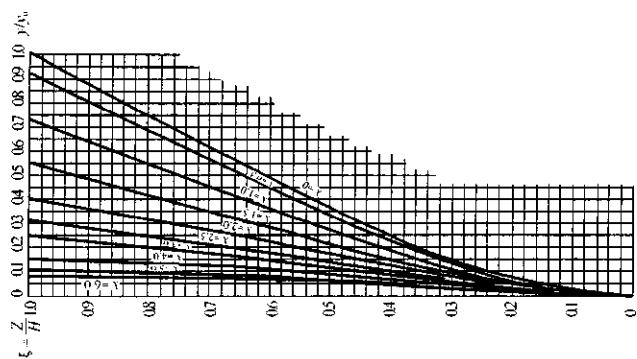
附表 11 在均布水平荷载作用下, 剪力墙的剪力系数、弯矩系数曲线



附表图 11.1

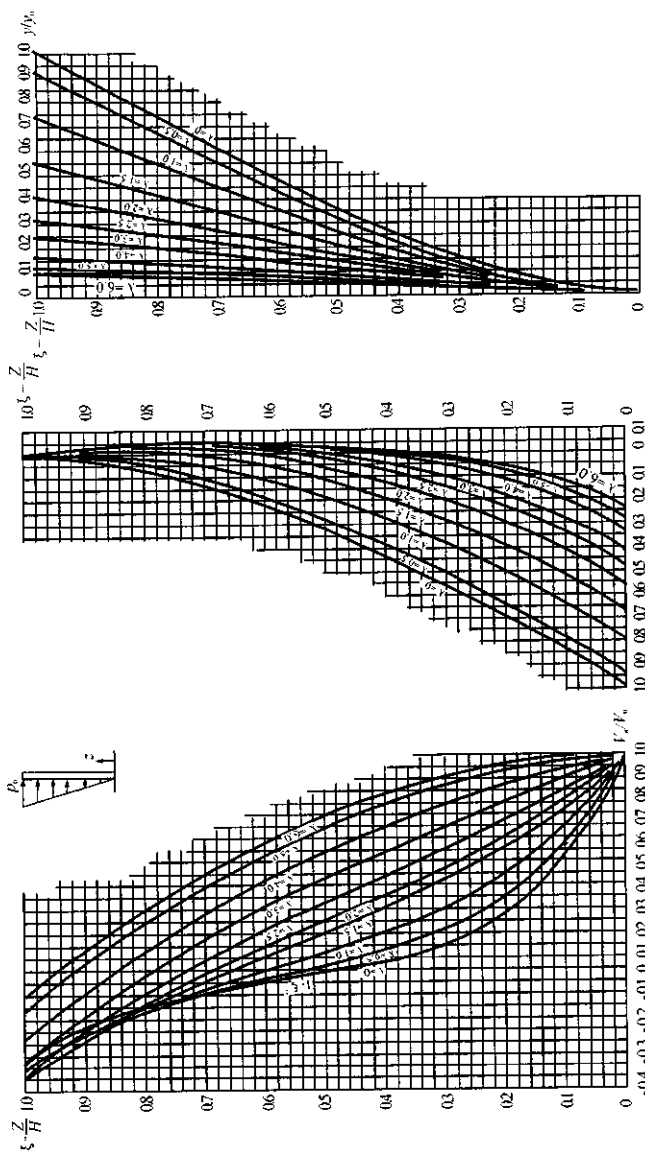


附表图 11.2



附表图 11.3

附表 12 在倒三角形荷载作用下，剪力墙的剪力系数、弯矩系数及位移系数曲线



附表图 12.3

附表图 12.2

附表图 12.1

附表 13  $\eta_1 = e^{-\beta x}(\cos \beta x + \sin \beta x)$ ,  $\eta_2 = e^{-\beta x} \sin \beta x$ ,  
 $\eta_3 = e^{-\beta x}(\cos \beta x - \sin \beta x)$ ,  $\eta_4 = e^{-\beta x} \cos \beta x$  函数表

$\beta x$	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta_4$
0.0	1.0000	0.0000	1.0000	+ 1.0000
0.1	0.9907	+ 0.0903	0.8100	+ 0.9903
0.2	0.9651	+ 0.1627	0.6398	+ 0.8024
0.3	0.9267	+ 0.2189	0.4888	+ 0.7077
0.4	0.8784	+ 0.2610	0.3564	+ 0.6174
0.5	0.8231	+ 0.2908	0.2415	+ 0.5323
0.6	0.7628	+ 0.3099	0.1431	+ 0.4530
0.7	0.6997	+ 0.3199	0.0599	+ 0.3708
$\pi/4$	0.6448	+ 0.3224	0.0000	+ 0.3224
0.8	0.6354	+ 0.3223	- 0.0093	+ 0.3131
0.9	0.5712	+ 0.3185	- 0.0657	+ 0.2527
1.0	0.5083	+ 0.3096	- 0.1108	+ 0.1988
1.1	0.4476	+ 0.2967	- 0.1457	+ 0.1510
1.2	0.3899	+ 0.2807	- 0.1716	+ 0.1091
1.3	0.3355	+ 0.2626	- 0.1897	+ 0.0729
1.4	0.2849	+ 0.2430	- 0.2011	+ 0.0419
1.5	0.2384	+ 0.2226	- 0.2068	+ 0.0158
$\pi/2$	0.2079	+ 0.2079	- 0.2079	0.0000
1.6	0.1959	+ 0.2018	- 0.2077	- 0.0059
1.7	0.1576	+ 0.1812	- 0.2047	- 0.0235
1.8	0.1234	+ 0.1610	- 0.1985	- 0.0376
1.9	0.0932	+ 0.1415	- 0.1899	- 0.0484
2.0	0.0667	+ 0.1231	- 0.1794	- 0.0563
2.1	0.0439	+ 0.1057	- 0.1675	- 0.0618
2.2	0.0244	+ 0.0896	- 0.1548	- 0.0652
2.3	0.0080	+ 0.0748	- 0.1416	- 0.0668
$3\pi/4$	0.0000	+ 0.0670	- 0.1340	- 0.0670
2.4	- 0.00536	+ 0.0613	- 0.1282	- 0.0669
2.5	- 0.0166	+ 0.0491	- 0.1149	- 0.0658
2.6	- 0.0254	+ 0.0383	- 0.1019	- 0.0636
2.7	- 0.0320	+ 0.0287	- 0.0895	- 0.0608
2.8	- 0.0369	+ 0.0204	- 0.0777	- 0.0573
2.9	- 0.0403	+ 0.0132	- 0.0665	- 0.0534
3.0	- 0.04226	+ 0.00703	- 0.05632	- 0.04929
3.1	- 0.04314	+ 0.00187	- 0.04688	- 0.04501
$\pi$	- 0.04321	0.00000	- 0.04321	- 0.04321
3.2	- 0.04307	- 0.00238	- 0.03831	- 0.04069
3.3	- 0.04224	- 0.00582	- 0.03060	- 0.03642
3.4	- 0.04079	- 0.00853	- 0.02374	- 0.03227
3.5	- 0.03887	- 0.01059	- 0.01769	- 0.02828
3.6	- 0.03659	- 0.01209	- 0.01241	- 0.02450

续表

$\beta x$	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta_4$
3.7	- 0.03407	- 0.01310	- 0.00787	- 0.02097
3.8	- 0.03138	- 0.01369	- 0.00401	- 0.01770
3.9	- 0.02862	- 0.01392	- 0.00077	- 0.01469
$5\pi/4$	- 0.02786	- 0.01393	0.00000	- 0.01393
4.0	- 0.02583	- 0.01386	+ 0.00189	- 0.01197
4.1	- 0.02309	- 0.01356	0.00403	- 0.00953
4.2	- 0.02042	- 0.01307	0.00572	- 0.00735
4.3	- 0.01787	- 0.01243	0.00699	- 0.00544
4.4	- 0.01546	- 0.01168	0.00791	- 0.00377
4.5	- 0.01320	- 0.01086	0.00852	- 0.00234
4.6	- 0.01112	- 0.00999	0.00786	- 0.00113
4.7	- 0.00921	- 0.00909	0.00898	- 0.00011
$6\pi/4$	- 0.00898	- 0.00898	0.00898	0.00000
4.8	- 0.00748	- 0.00820	0.00892	+ 0.00072
4.9	- 0.00593	- 0.00732	0.00870	0.00139
5.0	- 0.00453	- 0.00646	0.00837	0.00191
5.1	- 0.00334	- 0.00564	0.00795	0.00230
5.2	- 0.00229	- 0.00487	0.00746	0.00259
5.3	- 0.00139	- 0.00415	0.00692	0.00277
5.4	- 0.00063	- 0.00349	0.00636	0.00287
$7\pi/4$	0.00000	- 0.00290	0.00579	0.00290
5.5	+ 0.00001	- 0.00288	0.00578	0.00290
5.6	0.00053	- 0.00232	0.00520	0.00287
5.7	0.00095	- 0.00184	0.00464	0.00279
5.8	0.00127	- 0.00141	0.00409	0.00268
5.9	0.00152	- 0.00102	0.00356	0.00254
6.0	0.00169	- 0.00069	0.00307	0.00238
6.1	0.00180	- 0.00041	0.00261	0.00221
6.2	0.00185	- 0.00017	0.00219	0.00202
$2\pi$	0.00187	0.00000	0.00187	0.00187
6.3	0.00187	+ 0.00003	0.00181	0.00184
6.4	0.00184	0.00019	0.00146	0.00165
6.5	0.00179	0.00032	0.00115	0.00147
6.6	0.00172	0.00042	0.00087	0.00129
6.7	0.00162	0.00050	0.00063	0.00113
6.8	0.00152	0.00055	0.00042	0.00097
6.9	0.00141	0.00058	0.00024	0.00082
7.0	0.00129	0.00060	0.00009	0.00069
$9\pi/4$	0.00120	0.00060	0.00000	0.00060

附表 14 当荷载分布在矩形面积上时的弹性半空间体的沉降  $F$  值

$\frac{x}{c}$	$\frac{c}{x}$	$F$					
		$\frac{b}{c} = \frac{2}{3}$	$\frac{b}{c} = 1$	$\frac{b}{c} = 2$	$\frac{b}{c} = 3$	$\frac{b}{c} = 4$	$\frac{b}{c} = 5$
0	$\infty$	4.265	3.525	2.406	1.867	1.542	1.322
1	1	1.069	1.038	0.929	0.829	0.746	0.678
2	0.500	0.508	0.555	0.490	0.469	0.446	0.424
3	0.333	0.336	0.335	0.330	0.323	0.315	0.305
4	0.250	0.251	0.251	0.249	0.246	0.242	0.237
5	0.200	0.200	0.200	0.199	0.197	0.196	0.193
6	0.167	0.167	0.167	0.166	0.165	0.164	0.163
7	0.143	0.143	0.143	0.143	0.142	0.141	0.140
8	0.125	0.125	0.125	0.125	0.124	0.124	0.123
9	0.111	0.111	0.111	0.111	0.111	0.111	0.110
10	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.099
11	0.091			0.091			
12	0.083			0.083			
13	0.077			0.077			
14	0.071			0.071			
15	0.067			0.067			
16	0.063			0.063			
17	0.059			0.059			
18	0.056			0.056			
19	0.053			0.053			
20	0.050			0.050			

注:① 表中符号  $x$ —从确定沉降之该点到荷载作用点间的距离(更正确地是到荷载区段的中央); $b$ —梁宽;

② 作表时所采用的荷载等于 1,并均布在矩形面积  $b \times c$  上;

③ 沉降的真实值等于  $y_{ik} = \frac{(1-\mu^2)}{\pi E_0 c} F_{ik}$

$E_0$ —地基土的变形模量; $\mu$ —地基土的泊松比。

附表 15 当荷载分布在圆形面积上时的弹性半空间体的沉降  $F$  值

$\frac{x}{c}$	$F$	$\frac{x}{c}$	$F$	$\frac{x}{c}$	$F$	$\frac{x}{c}$	$F$
0	3.545	1.6	0.635	2.8	0.359	4.0	0.251
0.5	2.682	1.7	0.597	2.9	0.346	4.1	0.244
0.6	1.984	1.8	0.563	3.0	0.335	4.2	0.239
0.7	1.589	1.9	0.532	3.1	0.324	4.3	0.233
0.8	1.348	2.0	0.505	3.2	0.314	4.4	0.228
0.9	1.176	2.1	0.481	3.3	0.304	4.5	0.223
1.0	1.045	2.2	0.458	3.4	0.295	4.6	0.218
1.1	0.942	2.3	0.438	3.5	0.287	4.7	0.213
1.2	0.859	2.4	0.420	3.6	0.279	4.8	0.209
1.3	0.789	2.5	0.403	3.7	0.271	4.9	0.204
1.4	0.730	2.6	0.387	3.8	0.264	5.0	0.200
1.5	0.679	2.7	0.372	3.9	0.257	5 以上	$\frac{c}{x}$

注:① 表中符号  $x$ —从确定沉降之该点到荷载作用点间的距离(更正确地是到荷载所分布的圆面积的中心);

$c$ —等值圆的正方形的边长(计算板时所划分者,如板系划分为矩形,则  $c$  为等值矩形及等值圆的正方形的边长);

② 作表的荷载采用等于 1 并均布于圆形面积上;

③ 沉降的真实值  $y_{ik} = \frac{(1-\mu^2)}{\pi E_0 c} F_{ik}$

式中  $E_0$ —地基土的变形模量; $\mu$ —地基土的泊松比。

附表 16 地基土的变形模量  $E_0$  表

土 的 类 别		孔 隙 比	天然含水量 %	变形模量 $E_0$
砂 土	粗 砂	0.4 ~ 0.5	15 ~ 18	46
		0.5 ~ 0.6	19 ~ 22	40
		0.6 ~ 0.7	23 ~ 25	33
	中 砂	0.4 ~ 0.5	15 ~ 18	46
		0.5 ~ 0.6	19 ~ 22	40
		0.6 ~ 0.7	23 ~ 25	33
	细 砂	0.4 ~ 0.5	15 ~ 18	37
		0.5 ~ 0.6	19 ~ 22	28
		0.6 ~ 0.7	23 ~ 25	24
	粉 砂	0.5 ~ 0.6	15 ~ 18	14
		0.6 ~ 0.7	19 ~ 22	12
		0.7 ~ 0.8	23 ~ 25	10

土 的 类 别		孔 隙 比	天然含水量 %	塑限含量 %	变形模量 $E_0$
粘性土	轻亚粘土	0.4 ~ 0.5	15 ~ 18	< 9.4	18
		0.5 ~ 0.6	19 ~ 22		14
		0.6 ~ 0.7	23 ~ 25		11
		0.4 ~ 0.5	15 ~ 18	9.5 ~ 12.4	23
		0.5 ~ 0.6	19 ~ 22		16
		0.6 ~ 0.7	23 ~ 25		13
	粘 土	0.4 ~ 0.5	15 ~ 18	12.5 ~ 15.4	45
		0.5 ~ 0.6	19 ~ 22		21
		0.6 ~ 0.7	23 ~ 25		15
		0.7 ~ 0.8	26 ~ 29		12
		0.5 ~ 0.6	19 ~ 22	15.5 ~ 18.4	39
		0.6 ~ 0.7	23 ~ 25		18
		0.7 ~ 0.8	26 ~ 29		15
		0.8 ~ 0.9	30 ~ 34		13
		0.9 ~ 1.0	35 ~ 40		8
		0.6 ~ 0.7	23 ~ 25	18.5 ~ 22.4	33
		0.7 ~ 0.8	26 ~ 29		19
		0.8 ~ 0.9	30 ~ 34		13
		0.9 ~ 1.0	35 ~ 40		9
		0.7 ~ 0.8	26 ~ 29	22.5 ~ 26.4	28
		0.8 ~ 0.9	30 ~ 34		16
		0.9 ~ 1.0	35 ~ 40		11
		0.8 ~ 0.9	30 ~ 34	26.5 ~ 30.4	24
		0.9 ~ 1.1	35 ~ 40		14

注:  $E_0$  的单位为  $N/cm^2$ 。

# 附表 17 箱形基础基底反力系数经验值

附表 17.1 一般第四纪粘性土基底反力系数

$$\frac{L}{B} = 3 \sim 4$$

1.282	1.043	0.987	0.976	0.976	0.987	1.043	1.282
1.143	0.980	0.881	0.870	0.870	0.881	0.980	1.143
1.129	0.919	0.869	0.859	0.859	0.869	0.919	1.129
1.143	0.980	0.881	0.870	0.870	0.881	0.980	1.143
1.282	1.043	0.987	0.976	0.976	0.987	1.043	1.282

$$\frac{L}{B} = 4 \sim 6$$

1.229	1.042	1.014	1.008	1.008	1.014	1.042	1.229
1.096	0.929	0.904	0.895	0.895	0.904	0.929	1.096
1.082	0.918	0.893	0.884	0.884	0.893	0.918	1.082
1.096	0.929	0.904	0.895	0.895	0.904	0.929	1.096
1.229	1.042	1.014	1.008	1.008	1.014	1.042	1.229

$$\frac{L}{B} = 6 \sim 8$$

1.215	1.058	1.018	1.008	1.008	1.018	1.058	1.215
1.088	0.989	0.903	0.899	0.899	0.903	0.989	1.088
1.070	0.927	0.892	0.888	0.888	0.892	0.927	1.070
1.088	0.989	0.903	0.899	0.899	0.903	0.989	1.088
1.215	1.058	1.018	1.008	1.008	1.018	1.058	1.215

附表 17.2 软土地区基底反力系数

1.059	1.128	0.951	0.862	0.862	0.951	1.128	1.059
1.059	1.128	0.951	0.862	0.862	0.951	1.128	1.059
1.059	1.128	0.951	0.862	0.862	0.951	1.128	1.059
1.059	1.128	0.951	0.862	0.862	0.951	1.128	1.059
1.059	1.128	0.951	0.862	0.862	0.951	1.128	1.059

注:  $L$  及  $B$ , 分别为箱形基础的长与宽(包括底板挑出部分), 将基础底面划分 40 个区格, 每个区格的基底反力

为  $\frac{\sum P}{L \times B} \times$  该区格的反力系数值,  $\sum P$ —上部结构竖向荷载加箱基加身重。

本经验值适用于上部结构、荷载都比较匀称的框架结构, 且土质比较均匀、底板外悬不宜大于 80cm、在不考虑相邻房子的影响以及满足构造要求时的单幢建筑物的箱形基础。

## 参考文献

- [1] 混凝土结构设计规范(GBJ10-89). 北京:中国建筑业出版社,1989
- [2] 建筑结构荷载规范(GBJ9-87). 北京:中国计划出版社,1989
- [3] 建筑结构设计统一标准(GBJ68-84). 北京:中国建筑业出版社,1984
- [4] 建筑抗震设计规范(GBJ11-89). 北京:中国建筑业出版社,1989
- [5] 建筑地基基础设计规范(GBJ7-89). 北京:中国建筑业出版社,1989
- [6] 钢筋混凝土高层建筑设计规程(JGJ3-91). 北京:中国建筑业出版社,1991
- [7] 高层建筑箱形基础设计与施工规程(JGJ6-80). 北京:中国建筑业出版社,1981
- [8] 建筑桩基技术规范(JGJ94-94). 北京:中国建筑业出版社,1995
- [9] 周起敬等. 混凝土结构构造手册. 北京:中国建筑业出版社,1994
- [10] 建筑结构静力计算手册. 北京:中国建筑业出版社,1975
- [11] 天津大学,同济大学,南京工学院. 钢筋混凝土结构(下册). 北京:中国建筑业出版社,1980
- [12] R. Park and T. Paulay. Reinforced Concrete Structures, New York: John Wiley and Sons Inc., 1975
- [13] 范家骥,高莲娣,喻永言编. 钢筋混凝土结构(上下册). 北京:中国建筑业出版社,1991
- [14] 舒士霖等. 钢筋混凝土结构. 杭州:浙江大学出版社,1996
- [15] 戴自强. 钢筋混凝土房屋结构. 天津:天津大学出版社,1990
- [16] 单层厂房建筑设计编写组. 单层厂房建筑设计. 北京:中国建筑业出版社,1974
- [17] 同济大学. 单层厂房设计与施工. 上海:上海人民出版社,1976
- [18] [美]沃尔夫岗·舒勒著. 同济大学钢筋混凝土教研室译. 高层房屋结构. 上海:上海科学技术出版社,1981
- [19] 高层建筑结构概念与结构设计译文集. 上海:建筑科学编辑部,1988
- [20] 高层建筑结构设计建议. 上海:上海科学技术出版社,1985
- [21] 包世华,方鄂华. 高层建筑结构设计(第二版). 北京:清华大学出版社,1990
- [22] 赵西安. 钢筋混凝土高层建筑设计(第二版). 北京:中国建筑业出版社,1995
- [23] 胡世德. 高层建筑结构施工. 上海:上海科学技术出版社,1991
- [24] 上海科学技术情报研究所. 国外高层建筑抗风译文集. 上海:上海科学技术出版社,1979
- [25] 张相庭. 结构风压和风振计算. 上海:同济大学出版社,1985
- [26] 地震工程概论编写组. 地震工程概论. 北京:科学出版社,1977
- [27] 李桂青. 抗震结构计算理论和方法. 北京:地震出版社,1985
- [28] 汪达尊,周齐雄. 建筑结构技术资料汇编. 第十二辑(建筑抗震设计). 中国建筑技术发展中心技术开发与咨询部,1988
- [29] 高层建筑结构设计实例集. 北京:中国建筑业出版社,1989



# 钢筋混凝土结构设计

舒士霖 邵永治 陈 鸣 编著

浙江大学出版社



舒士霖 邵永治 陈鸣 编著

# 钢筋混凝土结构设计

浙江大学出版社





## 内容简介

本书共五章,书中系统地介绍了混凝土梁板结构、单层厂房及多层和高层房屋的结构设计原理、结构组成和结构布置、适用条件、计算简图、设计计算实用方法以及配筋构造和施工图等,扼要地介绍了结构计算机分析方法,还介绍了抗震设计原则及方法,强调了概念设计和结构延性的重要作用及各类结构的延性设计方法。每章均有计算例题、复习思考题,此外,书中还附有单向板肋梁楼盖和单层厂房两个设计实例。

本书按国家建设部建筑工程专业指导委员会的要求及我国现行有关规范、规程、图集、手册及有关教材、专著编写而成。

本书是《钢筋混凝土结构》(舒士霖主编)的后续课程教材,是一本实践性很强的专业课用书。编写过程中,既注意到理论性,又注意到实践性,是一本理论性和实践性并重的教材。通过本书的学习,读者将掌握一般钢筋混凝土结构设计的技能。

本书主要对象是高等院校土木建筑类专业本科生;对大专、夜大和函授类学生,按不同要求对本书内容取舍后同样适用。本书也可供土木建筑工程设计、施工及科学研究人员参考。

# 前 言

本书根据国家建设部建筑工程专业指导委员会制订的《混凝土结构及砌体结构》课程的要求,并按照我国现行的《钢筋混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)等有关规范、规程及其局部修改条文编写而成,同时参考了有关的图集、手册,以及国内外有关的教材和专著。

全书共5章,系统地介绍了钢筋混凝土梁板结构、单层厂房及多层和高层房屋的结构设计原理、结构组成和结构布置、设计计算方法、截面配筋和构造要求。书中还介绍了抗震设计的原则和方法。

钢筋混凝土梁板结构一章中重点阐述了塑性铰及内力重分布的概念、单向板肋梁楼盖按弹性及塑性调幅设计的方法以及双向板按塑性铰线设计的方法,结合无梁楼盖介绍了受冲切承载力的计算方法。单层厂房一章中重点阐述荷载计算、等高排架的内力分析和内力组合方法以及排架柱、柱下独立基础和牛腿的设计方法和配筋构造。在目前的设计中,屋架和吊车梁等大多选用标准图,因此本书适当压缩了这部分内容,主要介绍其受力特点和设计要点。多层和高层房屋一章中,重点介绍常用的框架结构、剪力墙结构和框架-剪力墙结构及其结构组成、结构布置、受力特点和适用条件;对内力和变形计算,主要介绍实用的计算方法,并着重其物理概念。鉴于目前多层房屋,特别是高层房屋的结构设计已大多采用计算机计算,因此扼要地介绍了结构计算机分析的内容以及对计算机计算结果进行分析判断的要点。在多层与高层房屋构件的截面与抗震设计一章中,适当增加了抗震设计的内容,强调了概念设计的重要性、应遵循的原则、主要内容及设计经验;重点阐述了结构延性的概念和作用、各结构体系和结构构件的延性设计方法,简要介绍了国内外有关这方面的试验研究成果和设计实践经验;结合框架结构,还阐述了叠合构件的受力特点及计算方法;本书最后对高层房屋常用的基础形式和实用计算方法也作了扼要介绍。

书中每章均有计算例题和复习思考题,此外还附有单向板肋梁楼盖和单层厂房等高排架两个设计实例及供参考的两个课程设计任务书。

本书是《钢筋混凝土结构》(舒士霖主编)的后续课程教材,也是一本实践性很强的专业课用书。作者在编写过程中,既注意其理论性,也注意其实践性,因此是一本理论和实践并重的教材。通过本书的学习,力求使读者达到对建筑工程中一般钢筋混凝土结构进行设计的能力,并为学习后续有关课程、毕业设计及今后工作打好基础。

本书第1章由陈鸣副教授撰写,第2章、第3章、第4章和第5章由邵永治副教授撰写,全书由舒士霖教授校核定稿。

由于作者水平有限,书中的不当和谬误之处,请读者不吝指正。

编 者

2000年5月于浙江大学求是园

**图书在版编目 (CIP) 数据**

钢筋混凝土结构设计 / 舒士霖等编著. —杭州: 浙江大学出版社, 2001.2  
ISBN 7-308-02647-7

I. 钢... II. 舒... III. 钢筋混凝土结构-结构设计-教材 IV. TU375.04

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2001) 第 04339 号

编 著: 舒士霖 邵永治 陈 鸣  
责任编辑: 陈晓嘉  
封面设计: 刘依群

出版发行: 浙江大学出版社  
(杭州浙大路 38 号 邮政编码 310027)  
(网址: <http://www.zjupress.com>)  
(E-mail: [zupress@mail.hz.zj.cn](mailto:zupress@mail.hz.zj.cn))

排 版: 浙江大学出版社电脑排版中心  
印 刷: 浙江大学华家池印刷厂  
经 销: 浙江省新华书店  
开 本: 787mm×1092mm 16 开  
印 张: 21.75  
字 数: 557 千  
版 印 次: 2001 年 2 月第 1 版第 1 次印刷  
印 数: 0001—1000  
书 号: ISBN 7-308-02647-7/TU·050  
定 价: 26.00 元