

建筑结构设计常见病分析

(一)

《建筑结构设计常见病分析》编辑组

中国建筑工业出版社

会以及华东建筑设计院、上海市民用建筑设计院、船舶工业总公司第九设计院、上海冶金设计院、上海医药工业设计院、上海高教建筑设计院、中房上海建筑设计院、同济大学等。

组织编写本书时成立了编辑组，成员为：蒋大骅、钦关淦、陈寿华、方义弼、严宗德、严庆征、周国鸣、张耕荣、黄芝、冯永康等，共同讨论、选编、修改文稿。

打算参加本书工作的还有上海市其他许多设计院。由于篇幅及时间关系，他们未能参加，我们也来不及把他们的宝贵经验编入。所以，我们准备再写续集。

由于执笔人多，且限于时间，各病例内容又各有特点，书内对各病例的撰写风格体例不尽统一，同时，一个病例常常涉及几个方面，但书中只能把它列入某一章节内，分类未必妥切，均请读者阅后多提宝贵意见。

蒋大骅

(京)新登字 035 号

本书主要反映上海市的结构设计工作者在多年来设计、计算、制图、校对、审核以及设计质量检查工作中遇到的结构设计常见病。书中按不同问题编成6章,包括结构方案、结构计算、裂缝问题、构造处理、地基基础等,共100多个例子,分别描述差错的内容、后果、原因分析,有的还提出了防治的办法。

本书可供房屋建筑设计与施工工程技术人员及工民建专业大专院校师生参考。

责任编辑:黎 钟

建筑结构设计常见病分析

(一)

《建筑结构设计常见病分析》编辑组

中国建筑工业出版社出版、发行(北京西郊百万庄)

新华书店经销

北京市密云县印刷厂印刷

开本: 787×1092毫米 1/32 印张: 6 $\frac{1}{2}$ 字数: 145千字

1993年6月第一版 1993年6月第一次印刷

印数: 1—8,400册 定价: 3.50元

ISBN 7—112—01925—7/TU·1464

(6949)

前 言

建筑物的结构设计是一项重要的、繁重的工作。说它重要，是因为它关系到建筑物的安全和适用性，并在较大程度上关系到建筑物的经济 and 合理性。说它繁重，是因为结构方案构思、结构计算和结构制图工作费时费力，还有相当的法律任。

为此，要做好结构设计工作，必须具备：

- (1) 高度的责任心和事业心；
- (2) 坚实的结构理论基础及明确的力学结构概念；
- (3) 熟练的计算技能及优良的绘图技术；
- (4) 耐心细致的工作作风；

(5) 与其它设计工种、施工部门和建设单位等的良好协作共事精神等。

这样，才能很好完成结构设计任务，做出优秀的结构设计作品。然而，在实际设计工作中，常常发生结构设计的种种差错。轻者、发现早者，需要修改设计、改变施工方案。重者、发现晚者，会使结构产生过大的变形、裂缝、沉降、失稳或破坏等，造成国家财产损失，乃至人身伤亡事故，最后，还要补强加固，或返工重做。

产生各种差错的原因多种多样；例如：

(1) 任务急，时间紧，来不及仔细地考虑、计算和绘图：

(2) 不符合规定的设计工作程序：建筑设计方案还没有完全确定，却要求出结构设计图纸；上部结构设计还没有作好，却要求出桩位图、基础图等；

(3) 所遇结构问题本身比较复杂,需要时间进行研究,但在正常的设计期限内难以完成,只能凭经验估算处理;

(4) 结构并不复杂,但设计人员的力学和结构的基础知识不足,结构概念模糊,甚至错误;

(5) 工作责任心不强,草率,主观;

(6) 工作作风粗枝大叶,不求甚解;

(7) 与其它工种没有很好配合,建筑、设备、施工方案有变动,但没有与结构通气、协调等。

如何避免或减少结构设计工作中的差错,是大家所关心的事。吃一堑,长一智;把前车之鉴汇编成册,是一件有意义的工作。这就是本书的编写意图。

本书所写的是上海市的结构设计工作者在多年来设计、计算、制图、校对、审核以及设计质量检查工作中遇到的结构设计常见病。书中按不同方面编成6章,共100个例子,分别描述差错的内容、后果、原因分析等,有的还提出了防治的办法。

参加本书编写工作的都是上海各设计院的工程师和高级工程师,其中不少还担任或曾经担任过总工程师、主任工程师、工程负责人、室主任、组长、所长、院长等职务。他们都有很丰富的设计和施工经验。本书就是他们的经验之谈和工作记录,也是一般教材中所没有的,或院校讲台上所听不到的材料,是很宝贵的科技财富。

希望本书能成为结构工程专业的新手、大专院校的学生和教师的一本很好的参考书,并能供设计、校对、审核者手边翻查。

组织、参加本书编写工作的单位有,上海市建筑学会结构学术委员会、《结构工程师》编辑部、上海市勘察设计协

目 录

前言

1. 结构方案	1
1.1 钢屋架上弦支撑布置的问题.....	1
1.2 山墙防风柱上支点传力欠可靠.....	2
1.3 长线型厂房工艺设备与变形缝位置安排欠妥.....	4
1.4 皮带走廊与主厂房或贮仓的连接欠佳.....	5
1.5 地下通廊的伸缩缝和沉降缝处理不当.....	5
1.6 车间内行车与柱子和托架相碰.....	8
1.7 电瓶车的轨距有错.....	9
1.8 管道支架与操作室的外开窗相碰.....	10
1.9 底层框架砌体结构刚柔突变的问题.....	12
1.10 大挑檐和雨篷的抗倾复和抗扭等问题.....	14
1.11 楼梯平台梁碰头.....	17
1.12 楼梯设计中易产生的毛病.....	18
1.13 电梯井道和机房设计中的问题.....	19
1.14 两台电梯并列布置时的计算与绘图问题.....	20
1.15 高层住宅水箱预埋套管设置不合理.....	24
1.16 管架设计缺乏全面考虑.....	25
1.17 架空管道结构体系和型式分类欠妥.....	27
2. 结构计算	31
2.1 楼板计算中漏算荷载.....	31
2.2 多层房屋活荷载的折减不当.....	31
2.3 屋面找坡层荷载计算有错.....	32
2.4 建筑物用料与结构计算不符.....	33

2.5	天沟计算中的荷载问题.....	31
2.6	基础底板上漏算或多算土重.....	36
2.7	片筏及箱形基础漏算荷载.....	37
2.8	地下室和地坑等侧压力计算有误.....	37
2.9	连续梁(板)的弯矩计算不当.....	39
2.10	带挑梁的简支梁设计考虑不周.....	40
2.11	计算简支斜梁弯矩有误.....	43
2.12	平面折梁不合理的计算.....	45
2.13	连续双向板弯矩计算中的差错.....	48
2.14	板承受线荷载时弯矩计算有误.....	50
2.15	带拉杆的两铰拱不能简单地按两铰拱计算.....	51
2.16	受压悬臂柱设计的疏忽.....	53
2.17	框架柱轴力相差甚大时基础梁的计算问题.....	55
2.18	预制柱起吊.....	56
2.19	预制长柱在吊装阶段的验算.....	58
2.20	水池和地坑等的抗浮验算问题.....	62
2.21	管架基础忽视了地下水浮力的不利影响.....	66
3.	裂缝问题	69
3.1	砖砌墙身的裂缝.....	69
3.2	有柱式雨篷一端与主体建筑连接处的裂缝.....	79
3.3	沉降缝处理不当引起墙面开裂.....	81
3.4	沉降缝两侧山墙因沉降倾斜顶住开裂.....	82
3.5	高低建筑单元之间应注意的问题.....	85
3.6	砌筑于悬挑梁上砖墙的裂缝.....	87
3.7	砖砌女儿墙的裂缝.....	88
3.8	悬臂板式挑阳台钢筋混凝土栏杆板与外墙面间的裂缝.....	90
3.9	现浇钢筋混凝土肋形板的裂缝.....	93
3.10	四边弹性固定单向板的板面裂缝.....	96
3.11	大跨度预应力多孔板整浇层裂缝.....	98

3.12	承受砖砌体的梁的挠度控制.....	99
3.13	钢筋混凝土高梁侧面裂缝.....	100
3.14	带平台的预制板式楼梯吊装裂缝.....	102
4.	构造处理	104
4.1	板中漏放分布钢筋或构造钢筋.....	104
4.2	确定现浇板厚度时未考虑电线等埋管的需要.....	106
4.3	钢筋混凝土现浇框架支座配筋问题.....	107
4.4	少放梁内纵向构造钢筋的问题.....	108
4.5	框架梁的配筋搭接问题.....	109
4.6	整浇板式楼梯配筋问题.....	111
4.7	厨房和厕所中预制实心板的设计问题.....	113
4.8	被遗忘的墙洞和过梁..... ³	114
4.9	钢筋混凝土抗震构造柱.....	116
4.10	墙体的构造锚拉连接问题.....	119
4.11	砖砌女儿墙、附墙烟囱及出屋面小烟囱不符合 抗震构造要求.....	120
4.12	预制柱上的预埋件.....	121
4.13	现浇钢筋混凝土梁、柱铰接连接的做法	124
4.14	钢天窗架挡风架檩条和拉条的布置和构造.....	126
4.15	漏加垫板和焊缝影响厂房整体刚度.....	129
4.16	高强度螺栓的有关问题.....	131
4.17	预留螺栓孔设置中的问题.....	132
4.18	预埋地脚螺栓的施工偏差.....	134
4.19	设备基础伸缩缝下钢筋混凝土垫块的设置问题.....	136
4.20	钢烟囱法兰连接的设计问题.....	137
4.21	混凝土和钢混合结构料仓的连接.....	140
5.	地基基础	143
5.1	天然地基承载力及基础埋深的确定问题.....	143
5.2	十字形基础底面面积计算不准确.....	145
5.3	基础持力层下软弱层的复算..... ⁷	146

5.4	多层厂房和科研楼纵向倾斜·····	147
5.5	上下部结构重心不协调·····	149
5.6	筏基或箱基下地基反力偏心引起房屋倾斜·····	151
5.7	塔形或高耸建(构)筑物的倾斜·····	153
5.8	天然地基和桩基混用问题·····	155
5.9	悬挑基础设计中的问题·····	157
5.10	片筏基础底板不宜悬挑过大·····	158
5.11	基础遇废人防和人防通道时的地基处理·····	159
5.12	用短桩对暗浜处理不当引起房屋开裂·····	161
5.13	基础遇暗浜时的处理·····	162
5.14	预制桩沉桩对环境和群桩质量的影响·····	164
5.15	新厂房打桩造成周围设备位移·····	166
5.16	钻孔灌注桩施工对环境和自身质量的影响·····	167
5.17	进厅踏步裂缝及平台内倾倒泛水·····	170
5.18	独立基础与框架柱交接处的配筋·····	172
5.19	预制钢筋混凝土桩接头的问题·····	175
5.20	桩基承台设计中应注意的问题·····	178
6.	其它·····	180
6.1	结构计算与制图中符号的书号规则·····	180
6.2	门窗樘尺寸与标注·····	181
6.3	各种管道碰撞犯界·····	183
6.4	如何减少型钢规格的代用问题·····	185
6.5	现行国家标准型钢截面特性的误差问题·····	189
6.6	新老厂房搭接中忽视施工监测所发生的问题·····	194
6.7	选用预制钢筋混凝土构件忽视防腐措施·····	195
6.8	防腐设计忽视介质温度·····	196

1. 结 构 方 案

1.1 钢屋架上弦支撑布置的问题

钢屋架上弦支撑的设置与否，在设计支撑布置中，没有统一的做法。有的设计中，钢屋架上弦搁置着钢筋混凝土大型屋面板，但还加设了屋架上弦支撑，这样的设计偏于浪费。反之，有的设计中采用了有檩的轻屋面，少量的设置了一些支撑，但不能满足钢屋架平面外稳定的需要。以上两种钢屋架上弦支撑的布置均是错误的。

钢屋架上弦支撑的作用，主要是为了保证钢屋架上弦平面外的稳定，同时传递山墙风荷载等。因此，钢屋架上弦支撑设置与否，应基于这一原则加以考虑。钢屋架上弦支撑的设置也与屋面材料的选用和屋架的联结有关。按结构体系划分，可分无檩（即采用钢筋混凝土大型屋面板）和有檩（即采用轻屋面）两类。如果采用无檩屋盖方案，钢筋混凝土大型屋面板直接搁置在屋架上，且在设计中要求大型屋面板保证三点焊接，这样屋面的纵向由屋面板的两根大肋来支撑着钢屋架的上弦把它维持在平面内，同时可以通过这两根大肋传递山墙风荷载。但如果采用有檩方案，钢屋架上弦平面内布置着刚度较小的檩条，就不能传递山墙风荷载。因此，在采用有檩方案时，就必须在钢屋架上弦平面内加设水平支撑。

总之，钢屋架上弦支撑的设置应根据厂房屋盖材料及结

构形成不同而有所区别，并应根据支撑系统中力的传递情况来正确地设置。

（沈自慧）

1.2 山墙防风柱上支点传力欠可靠

山墙防风柱的作用是承受外围封墙的垂直荷载及风荷载的水平力，分别把此垂直力传递到柱基，把水平力传递到防风柱下部的柱基和防风柱顶部的上支点。上支点的水平力通过屋架上、下弦传递给屋盖系统的屋面板或上弦支撑系统、下弦支撑系统。随之再传递到柱子和柱间支撑系统。为此，山墙防风柱支点传力的可靠性是十分重要的。

为达到上支点传力的可靠性，如图1.1所示，一般应把防风柱的平面位置设在屋架上弦（或下弦）的节点 A （和下弦节点 B ）处。如立面图中柱“1”（柱“2”）同时在建筑物端跨上、下弦平面内设置封闭的上、下弦水平支撑时，应在防风柱上支点的屋架节点位置设置纵向受压的系杆，以确保其传力的可靠性。

在实际设计中，为了满足生产需要，或受到进出门净空尺寸的限制，往往不能把防风柱的平面位置布置在对准屋架节点的位置上。这种情况是经常发生的，如图1.1中柱“3”所示。在这种情况下，对其上支点的传力可靠性必须认真考虑，并应采取适当措施，否则会形成设计中的隐患，致使在以后生产使用中带来危险。

对于上述图1.1中柱“3”所示情况，其处理的办法是：当防风柱上支承点不在屋架上弦节点时，会引起屋架平面外产生一个弯矩，如不加大屋架在该断面处的钢筋，一般是

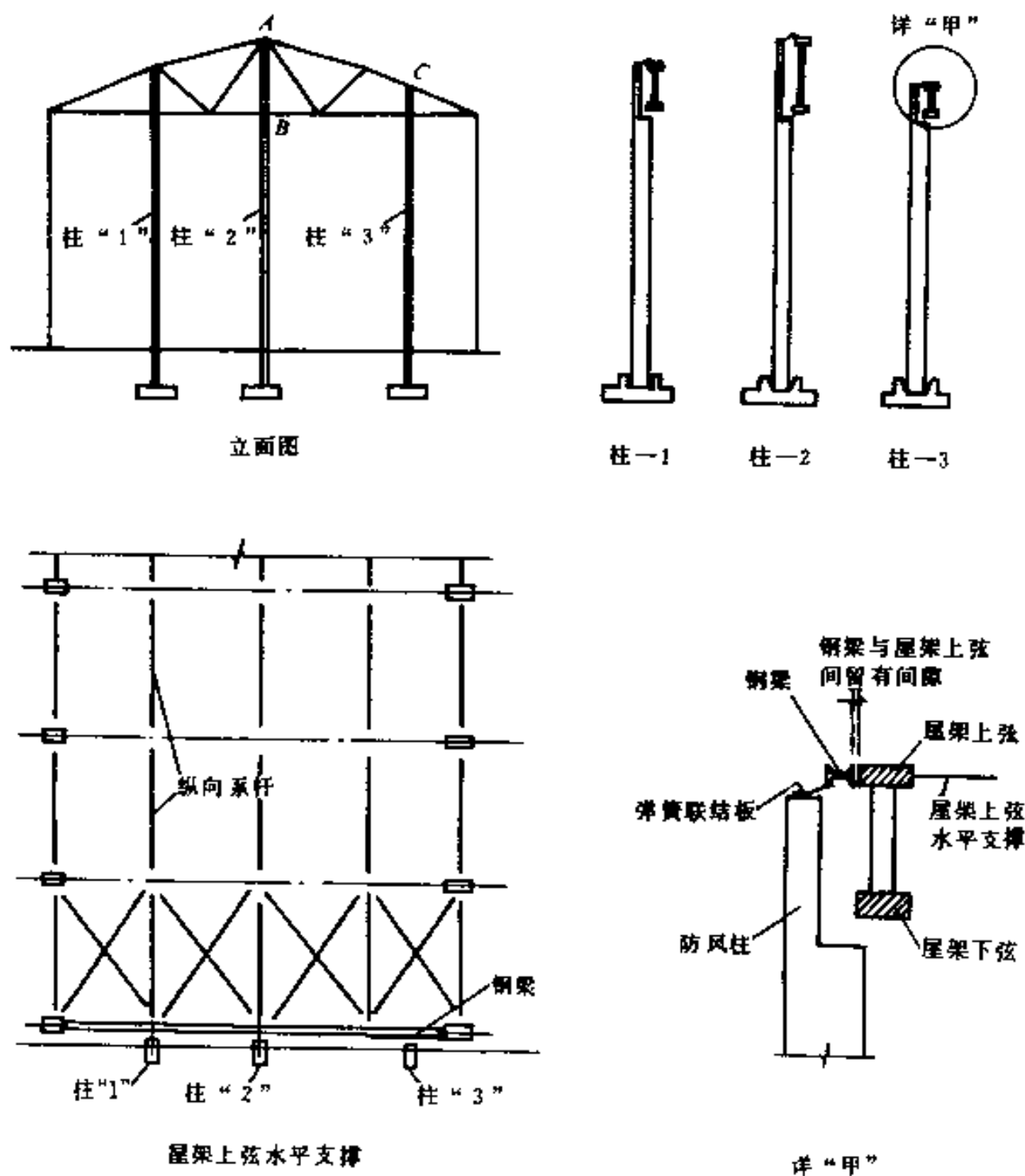


图 1.1

不能满足设计要求的。在此情况下，必须在屋架节点间加一根钢梁，使防风柱上支点的水平力借钢梁的作用，传递到其相邻的左右节点上，再按上述方法设置屋架上弦平面内封闭的水平支撑。但应特别指出，在钢梁中部与屋架上弦侧面间必须留有一定尺寸，使钢梁在受水平力作用变形后，真正能

把水平力传递到屋架相邻的左右节点上，千万不能把此钢梁紧贴在屋架上弦侧面，因为这样就不能起到将水平力传到节点上去的作用。为确保建筑物的安全，这个问题应引起设计人员充分的注意。

(严宗德)

1.3 长线型厂房工艺设备与 变形缝位置安排欠妥

伸缩缝与沉降缝均属变形缝，是为了防止结构由温度、收缩和膨胀以及不均匀沉降等因素引起的裂缝。这种裂缝的起因首先是结构物有变形，当变形受到阻碍，就会在结构中引起应力，如应力超过一定的数值就产生裂缝，裂缝出现后应力就下降或消失。一般在设计中能够注意按照规范规定设置伸缩缝，但对伸缩缝的位置与生产设备的位置两者的关系容易忽略，给生产造成不利。

长线型工艺生产的厂房长度往往很大。当温度变化时，结构内部产生的温度应力也很大。为减少此温度应力并避免出现裂缝，影响使用，而且给使用人带来不安的感觉，设计时必须对厂房结构用设置伸缩缝的办法分成几个温度区段，并对伸缩缝的构造作妥善的设计，使结构在温度变化时可较自由地变形，以满足变形的要求。在方案设计阶段，结构工种就必须确定伸缩缝的位置，以便与其它各工种的设计要求相协调。温度区段的划分，除必须执行规范规定的“伸缩缝最大间距”外，尚需注意与工艺设计协调与配合，勿使较长的、有一定刚度的设备骑跨在伸缩缝上，导致变形受到约束而使房屋产生裂缝，或因房屋变形而损坏设备。

某三跨二层纺丝车间全长约250m，为预制装配式钢筋混凝土框架结构。开始设计时按规范考虑，将全长均匀地分为四个温度区段。按原始工艺设计资料布置，长条设备将骑跨在两条伸缩缝上。经多次研究讨论，适当调整了伸缩缝的间距，并适当移动设备位置，使设备软接头部位布置于实在让不开的缝上。这样，既满足了工艺设计，又满足了结构设计，施工投产至今已15年，情况良好，达到了预期的效果。

（苏肇瑜）

1.4 皮带走廊与主厂房或贮仓的连接欠佳

在工业建筑中，经常遇到皮带走廊与主厂房联接的问题。一般作法是：皮带走廊常采用大梁式桁架，由支架柱支承，一端则简支于主厂房上。这在如上海地区的软土地基上，皮带走廊支架式主厂房（筒仓）将有较大的沉降，并产生主厂房与靠近主厂房的皮带走廊支架柱之间较大的沉降差。在工程实践中，要消除这种沉降差是十分困难的，只能从结构布置上采取措施来协调。一般的作法是皮带走廊紧贴主厂房（或筒仓），中间仅留30~50mm的缝隙。这在土质较好，主厂房与相邻的皮带走廊支架柱之间沉降差较小的情况下是可以的。但在软土地基，或主厂房（或筒仓）荷载特别大的情况下，主厂房与相邻的皮带走廊支架柱之间沉降差较大，会造成皮带走廊顶部（屋面部分）与主厂房墙壁挤压，严重的会局部挤碎（图1.2）。因此，宜将皮带走廊伸入主厂房之中（图1.3）。这样，即使主厂房与它有不均匀沉降，也不会造成不利的后果；特别是贮仓的连接廊，因贮仓

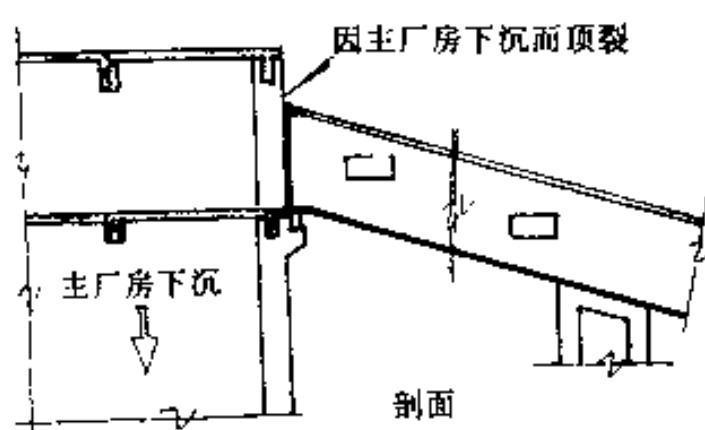
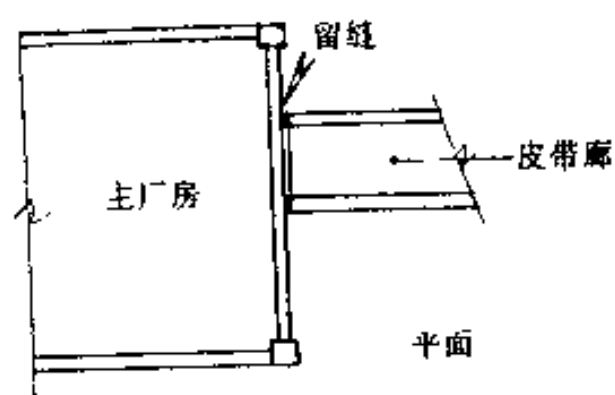


图 1.2

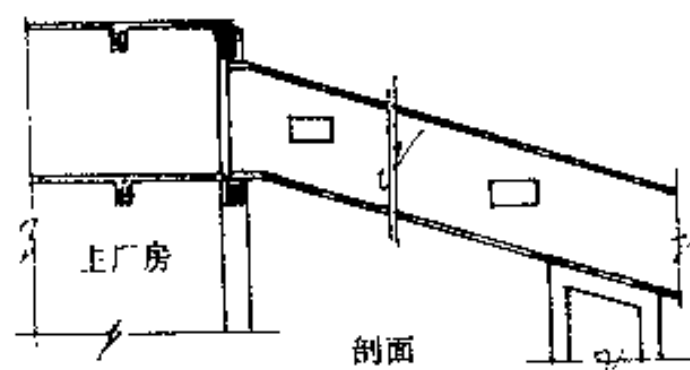
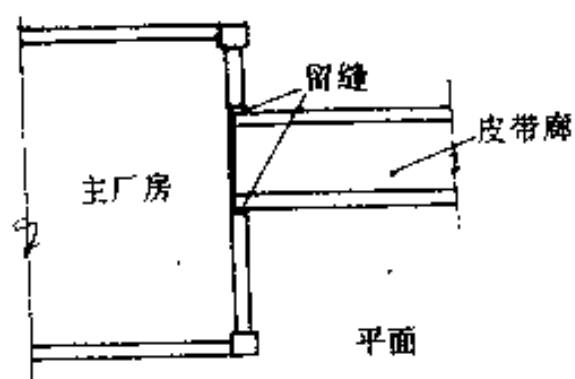


图 1.3

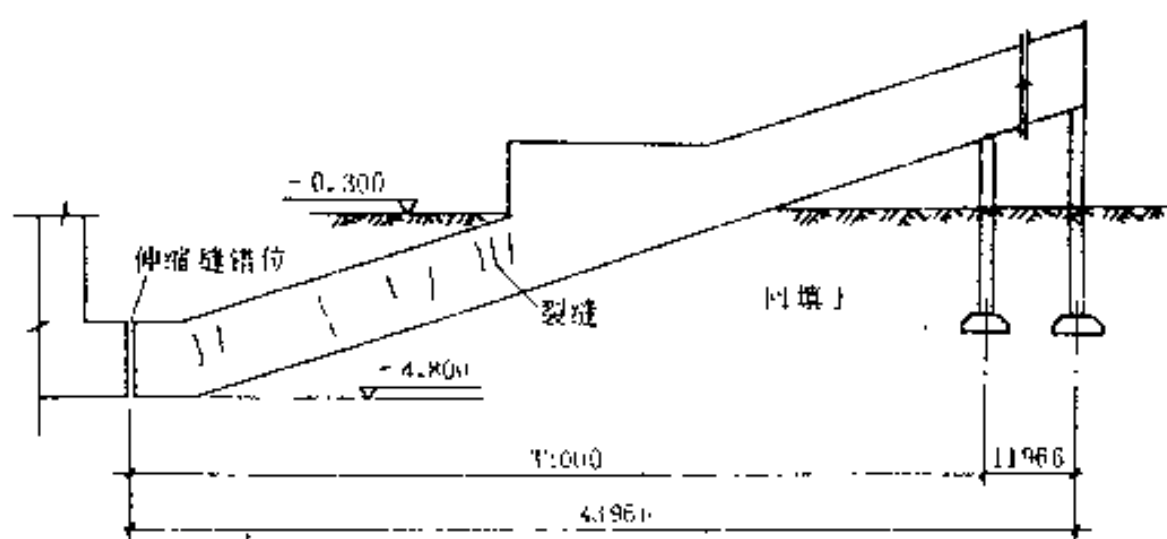
往往沉降很大，更有必要采取图1.3的作法，以避免发生这种弊端。

(匡裕民)

1.5 地下通廊的伸缩缝和沉降缝处理不当

冶金厂房内的大型电缆隧道、通风地下通道以及较长的地下皮带通廊，在设计时必须十分注意伸缩缝、沉降缝、施工缝的设置。尤其是沉降缝，如处理不当，会造成相当麻烦的后果，最常见的是使结构物开裂渗水。一旦产生这种情况，就需要花费比较大的财力与人力进行补救。

现举某厂的地下皮带通廊为例（图1.4）。该皮带通廊施工完毕后，在通廊内出现严重的渗水现象，积水深100mm左右。抽掉以后很快又出现积水。经检查发现：伸缩缝有较大的错位；橡皮止水带已拉坏；通廊壁内裂缝较多，且较宽，肉眼就能看清。



皮带通廊剖面图

图 1.4

根据以上现象，经分析后认为：

(1) 施工时回填土没有很好地处理，造成不均匀的沉降；

(2) 伸缩缝的间隔距离取得太大，大于30m，超出规范规定长度；

(3) 伸缩缝位置定得不合理：如在皮带通廊出地面处设一沉降缝，将会避免以上现象；

(4) 通廊支架柱基础与通廊形式不协调：支架柱基础的沉降，使皮带通廊伸缩缝上翘，造成伸缩缝严重错位。

为此，在做地下皮带通廊时，应在通廊出地面处做一地面站，与地下部分完全脱开，以避免不均匀沉降给整个结构物带来不利影响。

(徐美琦)

1.6 车间内行车与柱子和托架相碰

在大中型车间内，通常吊车的轨道较高，柱截面又较大，柱的间距由于工艺要求或经过经济比较后，选定12m柱距。这时候，特别对大于或等于50t的吊车，轨道中心至吊车外端距离要求较大，吊车两端的轨道中心线各离纵向定位轴线只有750mm，吊车运行过程中常常发生吊车端部与柱子或托架相碰的现象，影响使用和安全。

产生这种现象的原因是由于车间的纵向定位轴线考虑不周。一种情况是，未考虑吊车边缘与上柱内缘之间的空隙或其空隙留得太小；另一种情况是，当柱距为12m时，由于屋架下面常设置预压力钢筋混凝土三角形或折线形托架，托架端头的截面高度较小（通常只有600mm），且系下承式构

件，在确定轴线时常只考虑吊车边缘与上柱内缘之间或吊车上部至托架支承面处的空隙，而容易疏忽托架下垂部分的弦杆与吊车边缘间的空隙。尤其当轴线有插入距或中柱有双托架的情况时更应注意。

设计时选用的吊车资料要准确。哪一个厂家生产？什么时候的资料？产品更新过没有？等等，都要查清楚；且在订货时不得随意更改。手册中所提到的轨道中心至行车端头的尺寸，只能供方案设计时使用，施工图阶段时必须经过核实确定。

（施有康）

1.7 电瓶车的轨距有错

在设计厂房内电瓶车的轨道时，必须在图上标出轨距尺寸。习惯上，上建设计中是将轨道的中心距离 l 标出的（如图1.5）。实际上电瓶车的轮子有两种形式，见图1.6中的 a 、 b 。为统一方便起见，电瓶车产品目录中所给的是轮距尺寸，如图1.7中的 l' 。

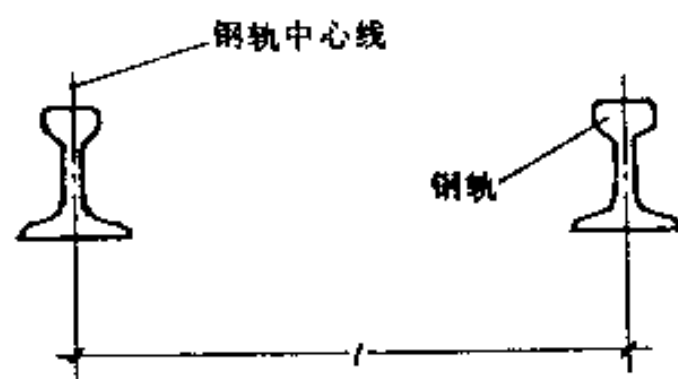


图 1.5

此尺寸实际上相当于轨道的内净尺寸。在设计中如稍不注意，很容易将产品目录中的轮距尺寸误作为轨距尺寸直接用于设计中，以致在安装电瓶车时才发现问题，造成不必要的返工，延误施工进度，浪费材料、人力和资金。所以，在轨道设计时必须看清产品目录中的有关数据，并根据不同规格的钢轨型号将轨道的内净

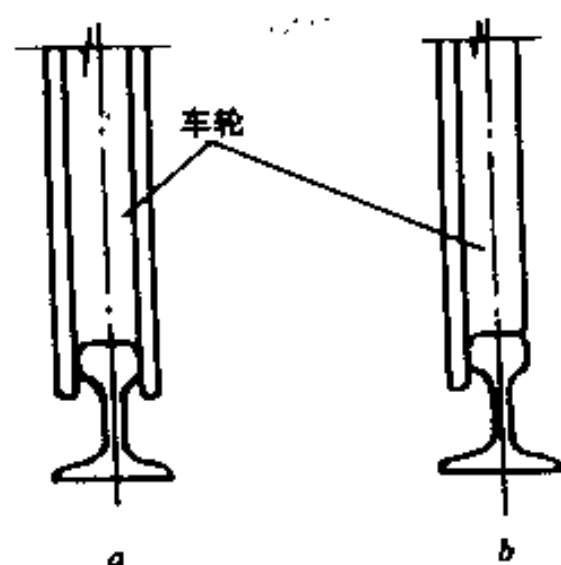


图 1.6

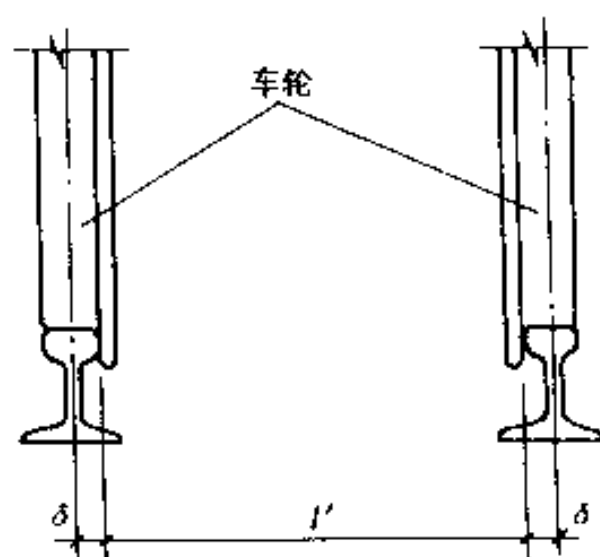


图 1.7

尺寸 l' 折算为设计中的轨距（轨道中心到轨道中心）尺寸，即 $l = l' + 2\delta$ 。

（唐念越）

1.8 管道支架与操作室的外开窗相碰

在大型工业厂房内，由于生产工艺及设备运行的需要，车间内配置有大量的水、煤气、热力等管道。为配合管道走向，土建专业设计中要在厂房内布置大量的管道支架。管道支架的形式是多种多样的，根据具体情况和要求，有的支架附着在厂房柱上，有的支架悬挂在吊车梁及辅助桁架下，有的则设计成桁架形式等。因此，必须在充分了解厂房内部的其它设施，并考虑到它们的使用功能及要求后，经过全面协调，才能妥善地完成管道支架的设计，否则可能与车间内部的其它设施，如柱间支撑、大门横梁、内封墙及操作室等相碰。

在某工程设计中，采用了桁架式管道支架，结果妨碍了车间外操作室披屋窗门的开启，如图1.8的平面图所示。其

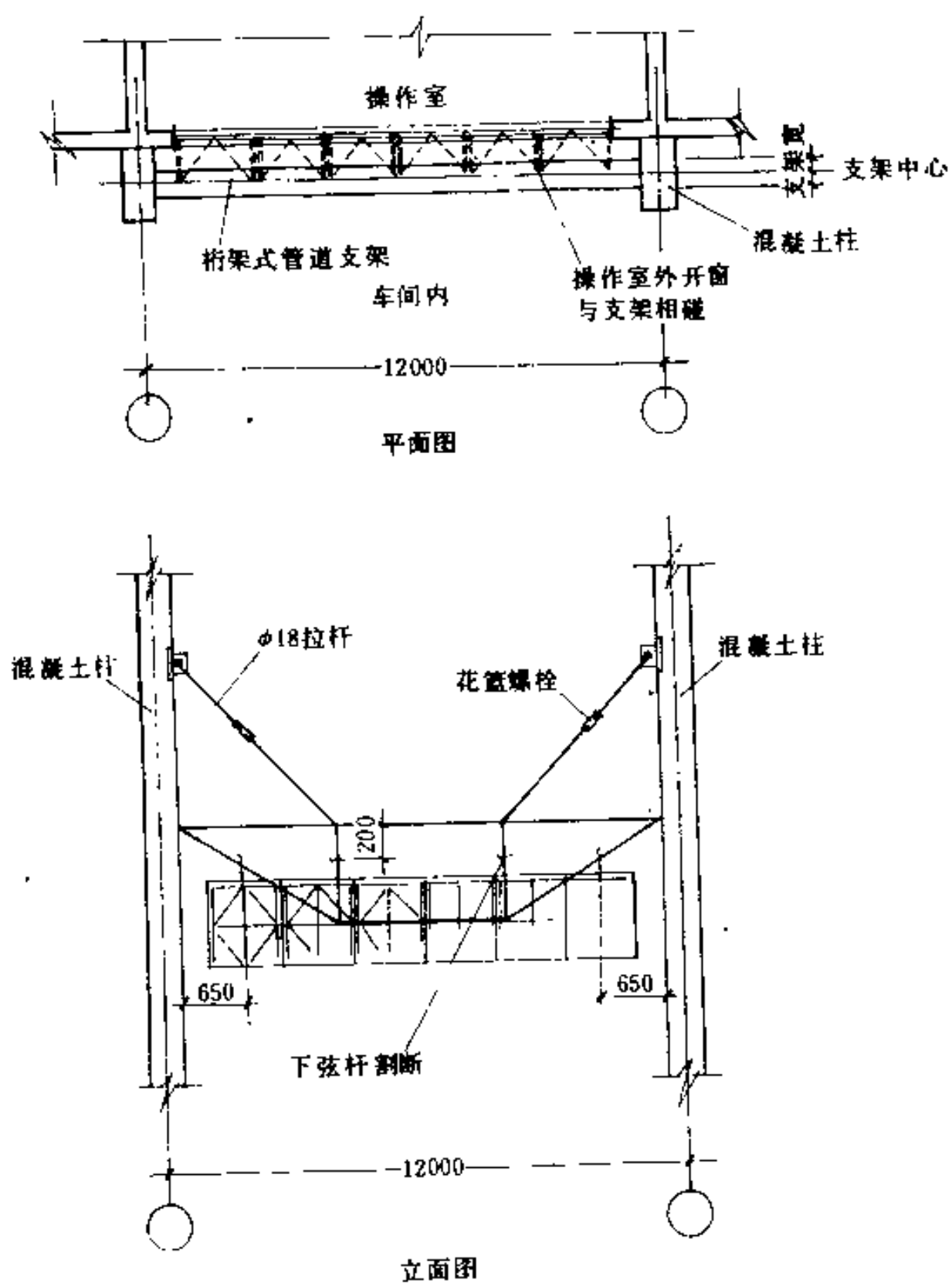


图 1.8

中操作室为二层砖混结构，附建在车间边上，而在此段柱上正好设置有水管靠厂房通过，而管道标高正好在操作室二楼窗户的上方。由于设计管道支架时，忽略了操作室的窗是外开式的，将管道支架设计成上承式的桁架结构。当管道桁架和操作室分别施工完毕后，才发现操作室二楼外开式的窗恰好同管道桁架下弦相碰，使窗扇不能开直，妨碍了操作室的正常使用。结果，只能割去桁架内侧（靠近窗的一侧）的下弦杆件，在上弦杆上增设 $\phi 18$ 的拉杆，分别斜吊在两边的柱子上以确保构件的安全，给工程造成了不必要的浪费且不雅观。当然，在采取这一补救措施时，必须注意施工顺序，亦即应在 $\phi 18$ 斜拉杆施工完成后，才能割去桁架（靠在窗一侧）的下弦杆，如图1.8中立面图所示。

（容淑楨）

1.9 底层框架砌体结构刚柔突变的问题

对于7度抗震设防的多层居住建筑，底层为钢筋混凝土框架的大空间商店，上部为小开间砖房或砌块建筑。结构设计中的未作纵横两方面的抗震验算（包括承载力和变形），有的仅作了横向底层框架的验算，而纵向却按一般连续梁计算。在构造上，有些设计忽视了在底层纵横方向设置一定数量的抗震墙，或只有横向抗震墙，使整幢建筑上刚下柔，或横刚纵柔；地震作用下即容易产生较大的弹塑性变形。唐山地震中，某幢楼房就由于底层框架的破坏，使上面几层原地坐落。这是因为框架柱丧失稳定被压屈而破坏，或因沿斜截面产生裂缝后受压破坏；各框架柱箍筋间距太大，特别是在柱上下二端箍筋没有加密时，其破坏就更加严重。此类建筑

即使是全框架结构，从震害的调查来看，也有许多同样的破坏情况。

这种结构布置过去用的较多。在地震中出现破坏的主要原因是：

1) 对此类结构在强地震时的破坏情况不熟悉，对规范的要求不理解。上面几层砌体，开间小，横墙多，不仅重量大，侧移刚度也大，而底层框架侧移刚度比上层小得多。刚度的急剧变化使得在结构刚柔交接处，应力高度集中，在柱端产生塑性铰，并使房屋的变形集中发生在相对薄弱的底层。

这种比较薄弱的底层或中间层，可称之为“软层”。对于这种“软层”在抗震设计中已引起广泛注意。

2) 底层框架一般为大空间的公共建筑，由于使用功能上的需要，在客观上给纵横抗震墙的布置带来了不少困难。

3) 有时未作详细计算，凭习惯上的概念，错误地认为：底层框架的侧向刚度一定比砖房好，纵向框架侧向刚度一定比横向好，而实际上并非如此。

其防治措施可从以下几个方面考虑：

1) 底层框架砖房的底层，不应采用纯框架结构。结构设计人员要及早介入建筑方案与初步设计，并和建筑工种与建设单位反复协商，在不影响或少影响功能的前提下，使纵横外墙、室内分隔墙等尽量对称，并均匀地在纵横两个方向设置一定数量的抗震墙，使上层与底层的纵横向侧移刚度比，能满足规范要求。

2) 底部剪力法仅适用于刚度比较均匀的多层结构。对于具有薄弱底层的底层框架砖房，应考虑塑性变形集中的影响。另外，经分析知道：提高软层的屈服强度可以减少软层

塑性变形的集中。因此，底部剪力法对底层地震剪力要乘以一个1.2~1.5的增大系数。

3) 底层框架砖房的剪力分配不能按照框架抗震墙的方法进行，因为底层框架砖房只有底层是框架抗震墙，且底层还有塑性变形，所以要采取双保险的办法。对抗震墙，要使其承担全部剪力；对框架，要按刚度比分配，不过要注意，在刚度计算时框架是按弹性计算的，而抗震墙开裂后刚度会退化。据试验，其刚度将下降到弹性刚度的20~30%。

4) 底层框架柱应考虑地震的倾复力矩引起的附加轴力。

5) 在底层框架砖房的上层，构造上仍应设置构造柱或芯柱，并应层层设置圈梁，底层的顶板应为现浇或装配整体式楼盖。软层中的柱，特别是结构刚柔相接的地方，要避免出现塑性铰。

(章关福 邱平)

1.10 大挑檐和雨篷的抗倾覆和抗扭等问题

在较大的雨篷、挑檐设计中，经常可能遇到下述的情况：

1) 如图1.9所示，⑤轴的左方是跨度约2m的连续板 B_1 ，厚70mm，跨中正弯矩配筋 $\phi 8@200\text{mm}$ ，右方是外挑荷载较大的雨篷YP板，其根部厚100mm，按受力计算，悬挑部分配负弯矩受力钢筋 $\phi 8@150\text{mm}$ 。这时，可能发生如下问题：

在设计 B_1 板的①号构造钢筋时，往往以单向连续板为基础，配置 $\phi 6@200\text{mm}$ 的构造钢筋，沿梁 L_1 伸出尺寸取 $>$

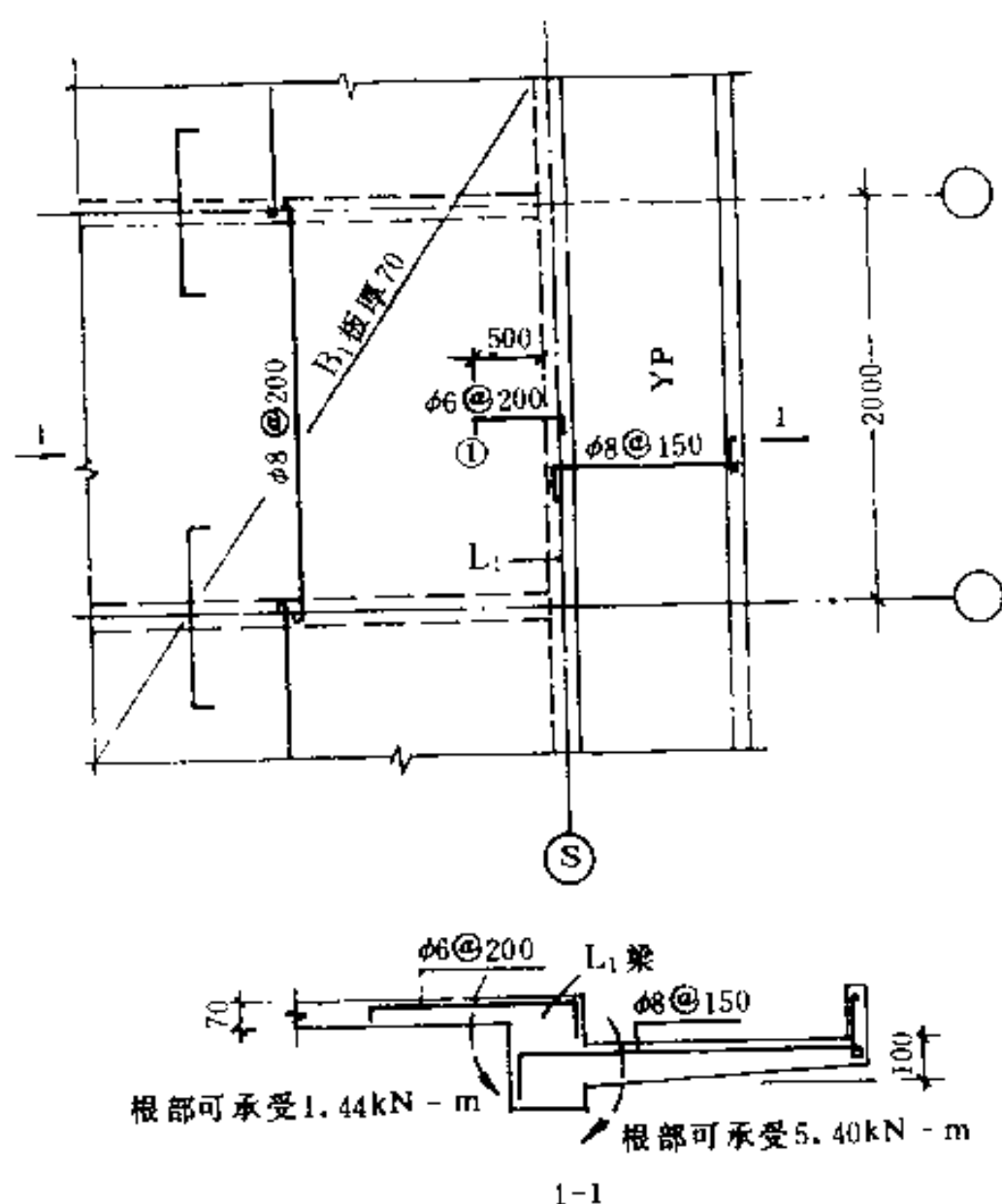
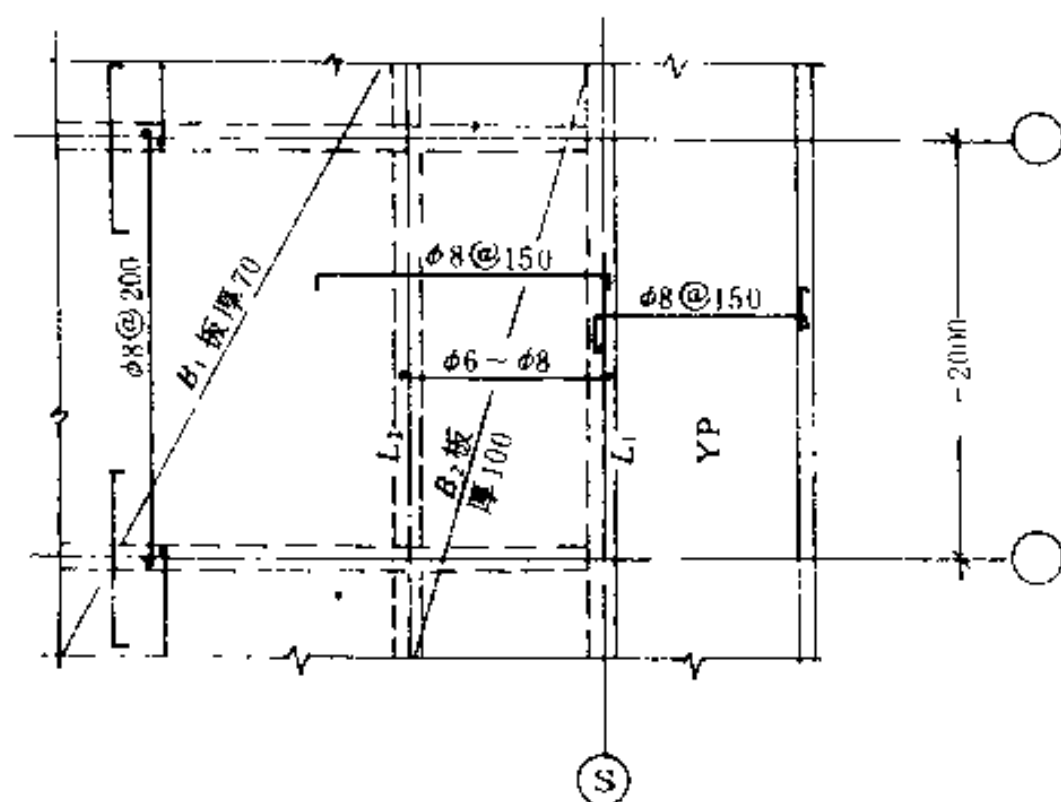


图 1.9 (情况 1)

2000/4 = 500 mm，而忽视悬臂雨篷YP板的影响。但另一方面，在计算雨篷悬臂板时，又往往单纯地把其根部看作固定端，把 $\phi 8 @ 150 \text{ mm}$ 锚于 L_1 梁而不作其它处理。而在设计 L_1 梁时，又未计及抗扭问题。其结果之一是使 L_1 梁两边由板传来的弯矩不平衡。假定混凝土等级为C20、厚100 mm、配 $\phi 8 @ 150 \text{ mm}$ 的YP板悬臂可承受的弯矩为5.40 kN·m，而 B_1 板厚仅为70 mm，①号构造钢筋 $\phi 6 @ 200 \text{ mm}$ 只可承受弯矩1.44 kN·m，其承载能力远小于悬臂根部可能产生之弯矩。另

外，由YP板引起之弯矩在 B_1 板上产生之负弯矩包络线零点的位置一般来说也大于500mm，其结果极易造成 B_1 板的裂缝。而且 L_1 梁也会由于扭矩而造成裂缝或破坏。

解决方案可视情况区别对待。例如：增加①号钢筋的大小和长度，增加 B_1 板厚度，补充 L_1 梁的抗扭计算与构造等。必要时也可局部改变梁板的布置形式。如增加 L_2 梁：在 L_1 与 L_2 梁之间的板 B_2 厚增加至100mm；调整钢筋配置，如图1.10所示。



(局部改变梁板布置方案)

图 1.10

2) 门洞较宽，雨篷跨度较大，雨篷上砖墙压重不大，或其上又遇开有窗口等情况时，有时仍可发现有漏算抗倾覆及抗扭等情况（见图1.11）。其表现形式是雨篷梁只计算受弯，未算抗扭及抗倾覆，梁根部锚固不佳等。

处理的方案有几种，可供选择。例如：增加雨篷梁锚固

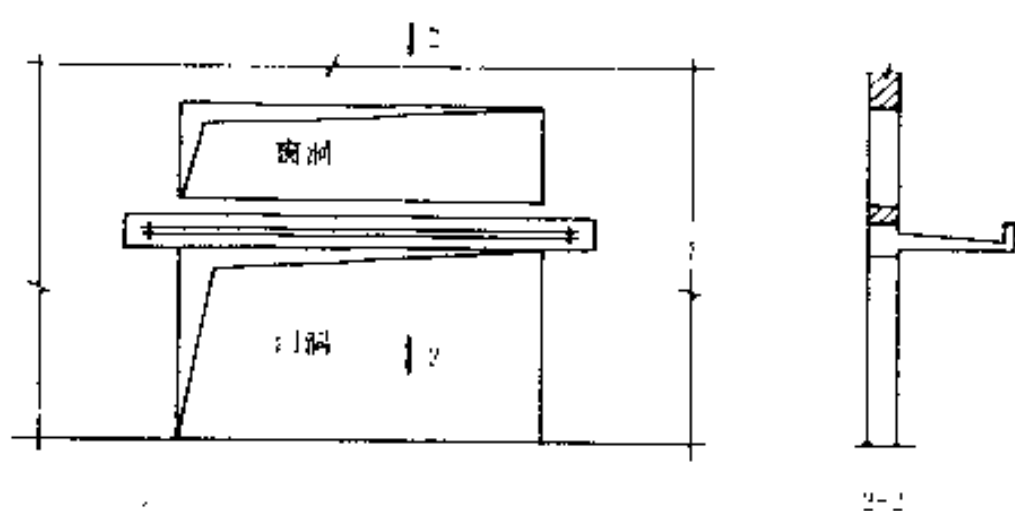
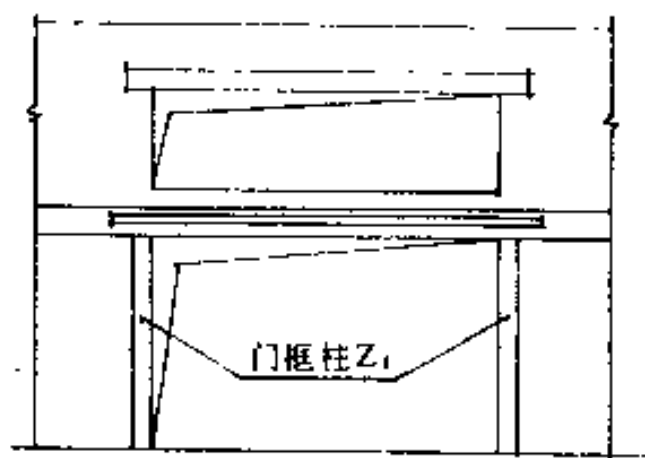


图 1.11 (情况 2)

长度(有些车间大门上的过梁可延伸至排架柱上锚结),按规定进行抗扭计算及构造处理。另外在实际设计中,对较大的门,要求在门框两边皆设置门框柱;此时如过梁两端锚固不足的话,其倾覆力矩可由门框柱承担,即将过梁的扭矩传至柱转化为柱的弯矩,这样处理起来就较方便了。



(增加门框柱 Z_1 示意)

(金德恒)

图 1.12

1.11 楼梯平台梁碰头

楼梯平台梁碰头的问题在已建成的房屋中有时会遇到;这样的既成事实,则较难改正。但在施工过程中,或在设计阶段进行校对审查过程中,一经发现,必须及时改正。出现这种问题主要是由于设计者经验不足,考虑不周,或因急于

出图，一时疏忽而造成的。有的虽已考虑了，但设计的净空尺寸偏小，且施工中有误差及粉刷层加厚，或中途设计变更等因素，都会使实际尺寸远小于设计要求；轻者虽然勉强使用，但形成了永久性缺陷，严重的则不得不返工，造成浪费。下面两种情况在设计时要特别引起注意。

1) 底层层高不高，楼梯间起跑梯段半平台下的外墙有门孔，作人流通道时，要注意半平台梁底净空，能否满足人行出入的要求。净空高度最好不少于2m。不能满足时，应调整踏步位置或改变楼板受力条件。

2) 当楼梯的两侧或前后的进出口楼层标高不一致，或在楼梯四周有水平通道时，更应注意。

(施有康)

1.12 楼梯设计中易产生的毛病

楼梯的作用一是满足使用要求，二是能安全疏散。为了达到这两个目的，在设计中必须避免发生以下毛病：

1) 楼梯碰头。室外楼梯的第一个平台高度小于人的高度时往往容易碰头。设计人员在楼梯设计中忽视了楼梯构件的尺寸，如楼梯梁、楼梯板的厚度等，则往往造成碰头。

2) 楼梯间的设计，往往容易忽视建筑物等级和建筑物高度等因素的要求，必须按防火规范的规定分别选用封闭楼梯和排烟楼梯。

3) 对于两个建（构）筑物的联系楼梯，往往没有注意楼梯结构形式的选择和忽视两个建（构）筑物的沉降差异，而造成楼梯裂缝。某工程在两个不同高度的水池间按工艺需要设置联系楼梯。一个水池是在地面上高7.0m；另一个

水池是半地下式的，地上3.5m，地下3.5m。设计时采用钢筋混凝土板式联系楼梯，一端简支在支承梁的牛腿上，另一端误将钢筋伸入支承梁中，施工时浇成整体。由于不均匀沉降和支承梁产生挠度致使整体连接端处楼梯梁上端面产生裂缝，如图1.13。发现后将两端改成简支，情况大大改善。因此，对于两个建（构）筑物之间的联系楼梯，应尽可能将楼梯设计成独立支承，与建（构）筑物脱开；无条件独立设置时，应采用简支形式，使其具有适应变形的能力。

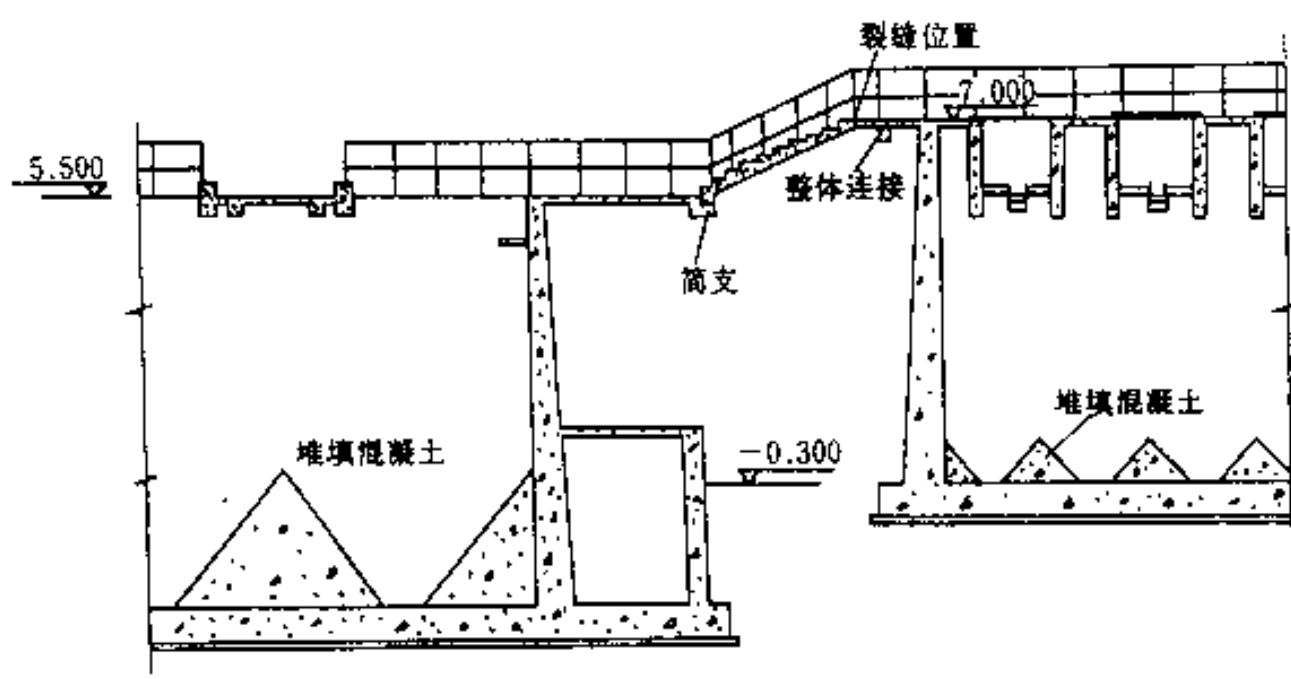


图 1.13

（陆协南）

1.13 电梯井道和机房设计中的问题

1. 两台并排的电梯，其电梯井道里的埋件与开孔、机房楼板上的开孔与埋件，以及机房顶部的吊钩位置等，往往会被草率地理解为对称关系。其实两台电梯的留孔、埋件等的布置并非对称关系，而是平行关系。在施工图设计中，一定

要注意避免这种错误的发生。

2. 电梯机房中，控制屏、召唤屏等设置位置与电梯井道的位置，制造厂都有规定。施工图设计中，机房结构的平面应按照制造厂所提供的资料布置，不应随意改变方向。

3. 电梯制造厂对电梯机房楼板底面到电梯吊箱能到达的最高一层楼的楼面之间，都有一个最小允许高度的要求，结构设计时必须满足制造厂的这一要求。一般为了满足这一要求，机房楼面都设计成高出周围的屋面。

4. 电梯井道的内净尺寸必须不小于制造厂提出的要求。尤其在高层建筑中，必须考虑施工误差和差异沉降的影响，适当放大井道的内净尺寸，避免给电梯安装带来困难。而且在放大尺寸后，应注意留孔和埋件的相互关系不能搞错。对于井道尺寸，还应注意基础梁是否突出井道基坑内，因为这样造还会影响井道的内净尺寸。

(周国鸣)

1.14 两台电梯并列布置时的计算与绘图问题

厂房土建设计中，经常会遇到两台货梯(或客货两用梯)在平面上并列布置的情况。此类电梯通常前后两开门(当然也可单面开门)。为此，电梯的轿厢不是位于电梯井道的中央，而是位于井道一侧，故电梯门的开启方式分为左右开或向右开两种；门两边所留的墙体尺寸是不对称的。

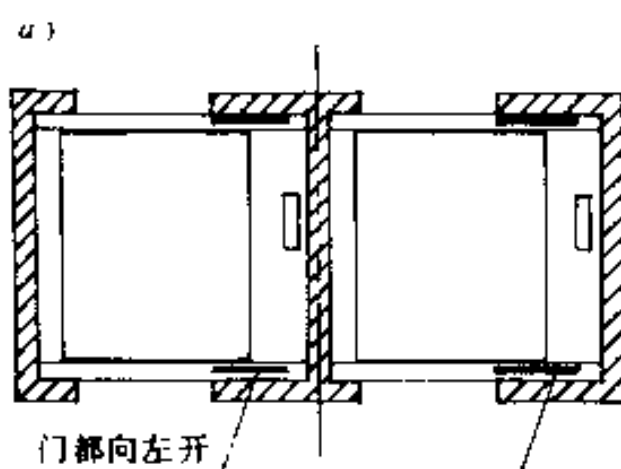
当两台这样的电梯布置时，实际上可有四种组合形式，即：(1) 两台电梯都为门向左开；(2) 两台电梯都为门向右开；(3) 左面一台的门向左开，右面一台的门向右开；(4) 左面一台的门向右开，右面一台的门向左开。这里所指门的

开启方向均按面对读者这一面的门而言（下同）。下面以形式（1）和形式（4）为例，分析结构设计时计算与绘图中的常见病。

以上海三菱电梯有限公司生产的载重量2000kgf，轿底尺寸2000×2500mm，图号CHT-14的HT（货梯）系列的电梯为例（请参考该公司的《井道机房土建布置图汇编》中的相应图纸）。本文图1.14a）表示两台电梯都为门向左开，即形式（1）时的建筑平面布置图。图1.15a）则表示左面一台门向右开、右面一台门向左开，即形式（4）时的建筑平面布置图，也就是在建筑布局上两台电梯为“对称”布置的情况。

有些设计中当遇到图1.14a）的情况，采用了图1.14c）中所示的位置来计算电梯机房结构受到的A、B、C三点集中力和绘制机房留孔图；其实这是不对的。发生错误的原因是在计算与绘图时不考虑建筑平面图中电梯门的开启方向与电梯广样本两者之间的相互关系，简单地照样本中的集中力位置和留孔方位照搬。实际上应该改为按图1.14b）所示来进行计算和绘图才是正确的。

对于图1.15a）的情况，图1.15b）中集中力的作用位置和机房留孔是正确的，而图1.15c）则是不正确的。如果一看到建筑图中两台并列电梯的门是向两个方向开的，就认为电梯是对称布置的，将机房上的集中力和机房楼面留孔放在对称的位置；但实际上，随着开门方向的改变，平衡重的位置并不在电梯井道的中央，电梯的位置就不是对称的关系了。不论土建的井道和电梯门开启布局如何改变，其设备制造仍是一样的，只不过是按建筑的不同布局将设备旋转或者平移地放上去。故遇到图1.15a）的平面位置，计算与绘图实际



形式 (2) 平面布置

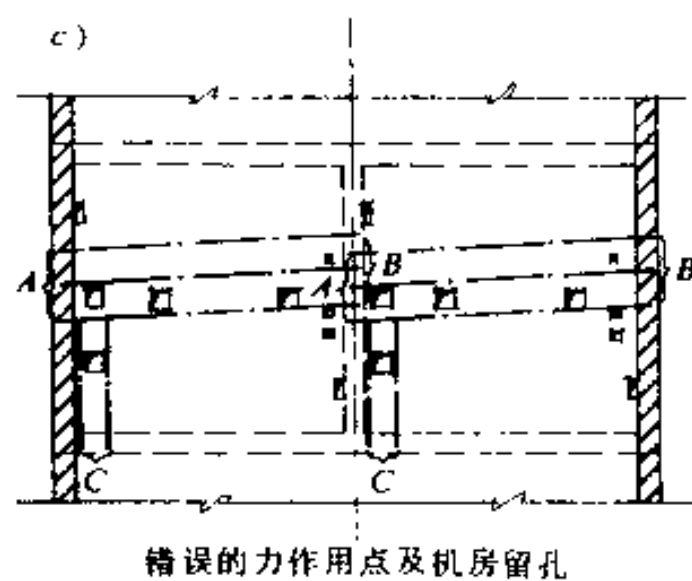
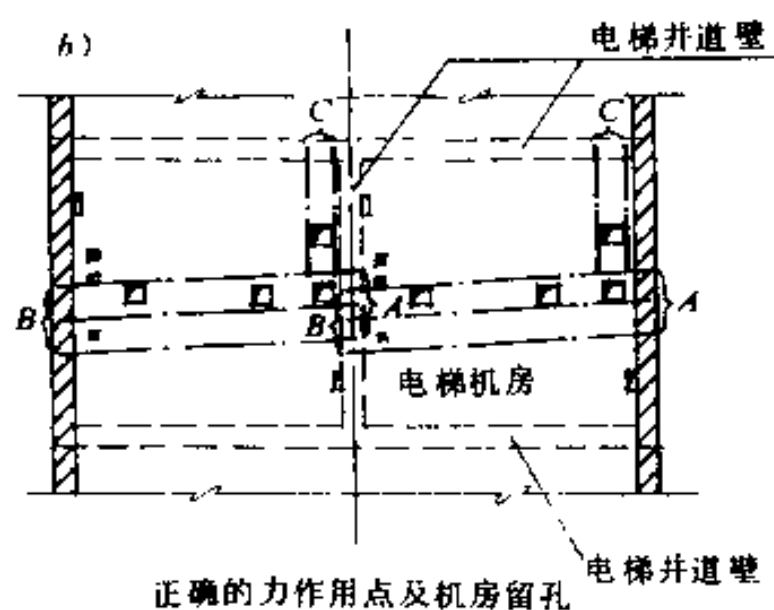
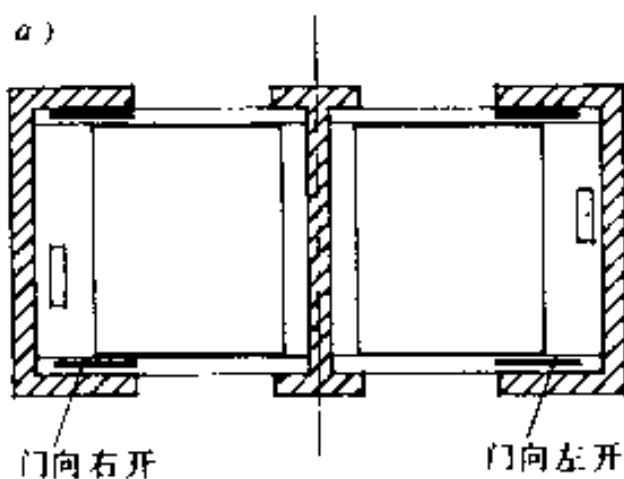
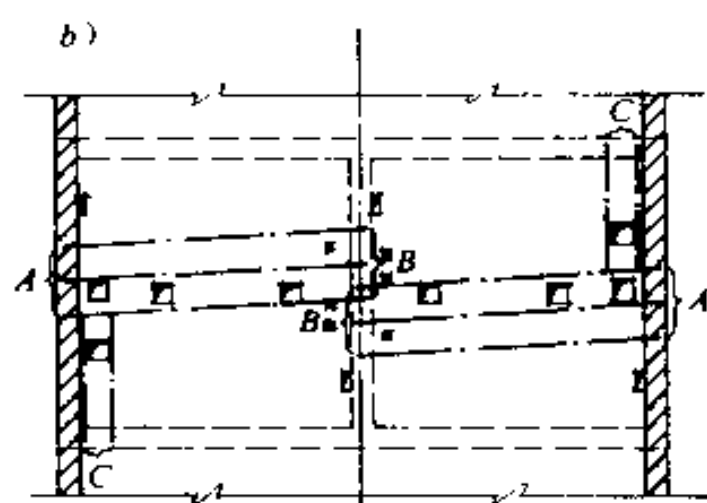


图 1.14



形式 (4) 平面布置



正确的力作用点及机房留孔



错误的力作用点及机房留孔

图 1.15

上是左手一台电梯按样本，右手一台则应按样本的表示旋转 180° ，即如图1.15b)的布置，就正确了。

当然，电梯的制造厂家和型号是很多的，集中力不一定是3点（有的有A、B、C、D 4点），留孔也不一定是方孔（有的留十字孔），但其原理是一样的，只要掌握好它的基本原则，举一反三，也就不会搞错了。

（陈大钧）

1.15 高层住宅水箱预埋套管设置不合理

高层住宅水箱的预埋套管，有的沿用多层房屋水箱的做法，即在侧壁预埋进水套管，在底板预埋出水和排污套管。这样设置的高层住宅水箱预埋套管，在设计上是明显不合理的，见图1.16。

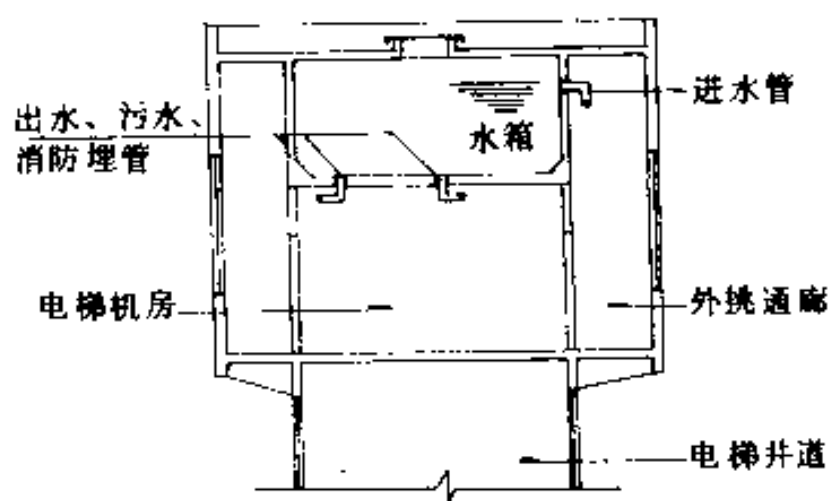


图 1.16

在高层住宅设计中，考虑到立面的美观，以及使用功能和消防的要求，往往将水箱设置在电梯机房之上。但电梯机房内电器设施多，要求干燥通风。如果预埋管渗漏，将直接影响高层住宅电梯的验收和安全使用，其后果是严重的。

合理的设计,应在水箱下部布置高度 $\geq 700\text{mm}$ 的技术隔层,这既可作为出水、污水和消防埋管的通道,又可防止预埋管渗漏侵入机房内,从而避免电器设备受潮。检修阀门布置于外挑走廊内,则既不影响美观,也便于检修,见图1.17。

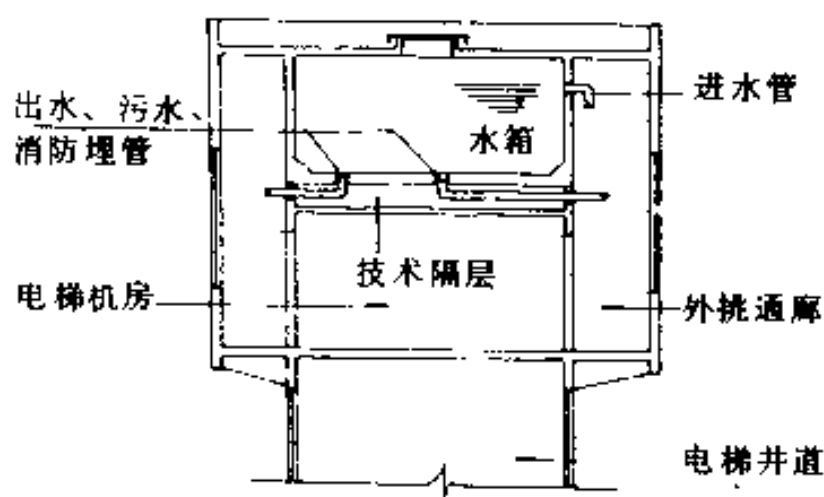


图 1.17

(孙兵)

1.16 管架设计缺乏全面考虑

管架布置与管道工艺(管道、物料特性和管道走向等)、总体布置(建筑物、地下管线、道路、架空电线等)、管架结构(上部结构和基础等)等各方面有关,故应由各有关工种协调配合解决。管架设计的常见病有:

1) 决定走向时缺乏全面考虑。 例如,有的设计只追求“厂容”,使大量管道绕行和管线加长,从而增加能量消耗和管架数量,最后导致造价和经常费用大幅度增加。有的设计则只追求总长度最短,而不考虑结构受力的合理性和由于不能利用自然补偿而需增加多处伸缩节。

2) 结构造型时缺乏全面考虑。 例如,有的设计不是

根据各区段的不同情况(管道的管径、数量及周围环境等),分别选用合适的型式和高度进行管架布置,而是采用“统一”的型式,造成土地和材料的浪费。有的设计选择型式时不经全面分析它在具体工程中是否需要和可能,即行确定。例如:

(1) 只看到低支架的经济性即决定全面采用低支架一种型式,致使许多地方由于交通要求而增加管道弯头和管道长度,结果增加的费用反较采用低支架降低的费用为多。(2) 柱与基础铰接可减少柱的受力,但全面采用会造成施工不便和因不合使用(如大片倾斜)而需返工重造。(3) 悬垂管是一种经济的大跨度跨越形式,但盲目选用会造成支承结构过高、拉杆布置困难(影响交通、基础布置不下等)等。

3) 设计时未考虑节约用地。由于管架布置的位置不当或管架基础的尺寸确定不当,常会使大面积的土地无法利用而造成浪费。例如,在沿管道走向的一列管架基础中只要有一个基础特别宽,其两旁与管道走向平行的地下管线就只能按此宽度考虑它的间距来布置;如果改变这一基础的长宽比,对这一基础可能会增加一些材料,但对整体上来说可以节约用地。又如在管路交叉点附近或在管道走向沿线每隔一段距离设置一管架基础(后者为伸缩节用),则其所占土地并不仅仅是基础所占的范围,而将影响到与基础宽度同宽的沿管线或道路整个长条范围的地带无法布置地下管道。

4) 忽视了道路转角的转弯半径。有的设计,为了使跨越与管道走向平行的道路的支管跨度最小,常将管架靠近沿着管线的道路布置。但在布置跨越管道走向相垂直的道路时则由于转弯半径的关系(俗称路口的“喇叭口”),跨度就要很大。越靠近道路边布置,“喇叭口”越大,跨度就越大。这在布置时必须考虑。如某厂就发生过将管架柱布置于“喇

叭口”内的情况。因图上未按比例画出道口转弯半径。设计后即施工管架柱,等到道口施工时才发现问题,只好将道口改小转弯半径,造成日后交通不便。

5) 忽视基础埋置深度与地下管线埋置深度的差异。有的设计只看到在平面图中管架基础与地下管线间有一定间距,但未考虑两者间埋置深度的不同。尤其是地下排水管一般埋置较深,如将两者布置过近,或甚至一上一下布置。若管架基础先施工,排水管施工时会将管架基础下的土掏空;而排水管先施工,则造成管架基础放在填土上或其荷载压到排水管上。

6) 忽视建筑物的出入口。有的设计在布置管架时忽视了与建筑物出入口的关系,从而造成“开门见架”,长期影响交通的现象。某厂就发生过锅炉房门外有管架对着门布置的情况。

(高清华)

1.17 架空管道结构体系和型式分类欠妥

在管架设计中经常认为管道支架与设备支架、电线支架等一样,在结构体系上与管道是完全分开的;即管架是结构,管道是荷载,管架承受管道传来的荷载。这种概念上的错误,来源于对室内管道设计的做法:也就是管道工艺专业将管道所需的在建筑物梁下、柱上或墙上设置支吊架(用以固定和支承管道)的位置和荷载(包括重置和水平推力)告诉土建结构专业,由结构设计人员设置支架。对这种做法已习以为常,从而把这种做法引伸到室外的架空管道工程中来,形成了上述的概念。

事实上，管道是架空管道工程中除管道外全部结构的总称。管架与管道一般由管道支座（又称管座、管托、支座、或支托）连接，组成一个整体的架空管道结构体系。这个结构体系和其它结构体系一样，由跨越、支承和基础三部分组成。管道（指金属管道或非金属管道的支托纵梁）是跨越部分的一个重要组成部分，因为它参与了内力传递，影响整个结构体系的内力分析^{[1][2]}。忽视上述事实的概念即会错误地引起了许多问题。这里举出下列三点：

1) 结构分析时未考虑结构体系。管道工艺专业所提供的管架上的荷载是以每根管道作用在其管道支座上的荷载（即分别以单根管道为对象）出发，给出每个管道支座处的最不利荷载。结构专业虽然承认管道“在一定程度上也是支持管架的”^[3]、“也是管架的支承构件”^[4]，但基于上述的指导思想上即不从整个架空管道的结构体系出发作结构分析，而用上述各管道的最不利荷载进行叠加（最多考虑“牵制系数”）来设计管架。例如，对带有纵梁或桁架等纵向水平构件的管架体系，实际上在两结构温度缝间的区段内是排架结构体系。柱子承受的水平力应按刚度以总的纵向水平力（合力）进行分配。由于上述最不利荷载的方向性，从整个体系考虑合力就小多了，再分配到各柱则柱顶的水平力就更小。由此可见，管道工艺专业和管架结构专业应相互渗透、共同确定方案和进行内力分析。有的设计单位已经这样做了，对重要的架空管道工程都已交由一个专业来作整体的结构分析。

2) 概念上将“管座”与“管架”混淆起来。管道工艺专业以单根管道为对象将各管座根据位置和固定需要设计成固定管座（要求管道与管座间无相对位移、管座理论上无绝

对位移)或活动管座(容许管道与管座间或管座与管架间有相对位移)。由于上述历史原因,管道专业习惯于将管座(有时连同其支吊附件)称为“管架”,而将管座、支吊架和管架三者作为同义词。例如,管道专业的“管架图集”内容并非结构专业的管架。某些资料^{[3][4]}和结构专业人员亦将上述单根管道的“固定管架”、“活动管架”(实际上是管座)的概念和名称照搬到管架柱上来应用。另有一些结构人员从结构上柱顶承受纵向水平推力的情况出发,又对柱顶带有纵向水平杆件的管架结构中承受全部水平荷载的刚性管架柱称为“固定管架”,其余的则称为“活动管架”。很明显,用单根管道的管座名称来定管架柱的含义,必然会出现矛盾。例如,一根管架柱顶横梁上有两根完全相同的管道,一根在此设固定管座而另一根则设活动管座。对管道专业来说对前者此处为“固定管架”、对后者此处为“活动管架”;对结构专业来说这根柱就无法定名称了。又如,同一截面、高度、配筋的管架柱可用于柱顶横梁有少量大管道集中设置活动管座的管架柱,亦可用于柱顶横梁有较多小管道集中设置固定管道的管架柱,同一管架柱采用两种定名在结构上就毫无意义了;这犹如同一楹屋架用于仓库的称“仓库屋架”,而用于食堂的称“食堂屋架”一样。

3) 型式分类方法混乱。管架结构型式的分类本应能反映出结构特征,但以往分类的方法很乱。有的分为独立管架、组合管架等^[3];有的分为固定管架、单向活动管架、双向活动管架和组合式管架等^[4];有的则分为固定管架和中间管架,跨越管架等^[5]。上述这些分类既不能包括目前采用的各种管架形式,又不能达到区分的目的,如上面所说“固定管架”与“活动管架”的分法。^{[1][2]}提出的以

跨越特征为依据的结构型式分类法，能够包罗所有的管架结构型式并加以明确的区分（结构分析方法各有不同）。它将管架分成管道跨越、结构跨越和管道与结构组合跨越三大类，每类有直线型、拱型和悬垂（或悬吊）型三种，共九种型式。

参考文献

[1] 高清华. 架空管道, 中国大百科全书——土木工程. 第282~283页, 中国大百科全书出版社, 1987

[2] 高清华. 管道支架的合理设计, 结构工程师, 1985年, 第一期

[3] 《管道支架》编写组. 建筑结构手册——管道支架, 中国建筑工业出版社, 1974年

[4] 冶金工业管道支架设计规程 YS13—77, 冶金工业出版社, 1979年。

[5] 化工厂管架设计规定. HGJ22—89. 化学工业部工程建设标准编辑中心, 1989年

(高清华)

2. 结 构 计 算

2.1 楼板计算中漏算荷载

设计楼板中进行荷载计算时，往往由于疏忽或工种间配合不好而漏算荷载。常易发生漏算的有：

1) 漏算楼板上的不规则隔墙重量。或者，将隔墙荷载化成均摊于楼面的均布荷载，而不是折算成等效的均布荷载，使荷载偏小。

2) 漏算建筑吊平顶荷载。或者，吊平顶荷载虽已计算，但漏掉平顶保温层荷载、漏掉平顶内上人检修马道荷载。

3) 漏算设备吊风管荷载。或者，虽算了风管自重，但漏算风管保温层荷载。

4) 漏算楼板上设备荷载，如通风机、电动机、水泵等的静力与动力荷载。

由于这些荷载的漏算，使楼板设计不安全。

因此，在结构计算中应仔细摸清情况与有关工种落实用料性能和具体构造做法，以便得到正确的计算荷载，作出正确的设计。

(陈寿华)

2.2 多层房屋活荷载的折减不当

设计楼面梁、柱、墙及基础时，考虑到所有楼面活荷载

同时均为满载的可能性不大。因此对活荷载的数值进行折减,但在有些设计中计算简单化,对板、梁、柱、基础都采用全部均布荷载,这样就使不少结构构件的截面加大,基础加大,造成浪费。

民用建筑的楼面活荷载,可按《建筑结构荷载规范》(GBJ 9—87)第3.1.2条,区别不同的房屋性质和不同部位的构件,采用相应的折减系数。

工业建筑可采取以下算法:(1)按《建筑结构荷载规范》附录二,将设备局部荷载根据需要按内力(如弯矩、剪力等)的等值,换算成等效均布活荷载。(2)参考《建筑结构荷载规范》附录三,对各种不同使用类别的车间,对板、次梁、主梁采用不同的均布活荷载数值。(3)对于柱和基础上的等效均布活荷载,在一般情况下可取与主梁相同。

(陈寿华)

2.3 屋面找坡层荷载计算有错

有些工程的屋面采用填泛水(找坡),而不是采用结构撑泛水(构件面做斜坡)。在找坡层计算中往往发生下面几种差错。

1) 结构采用的材料与建筑不一致,使荷载计算中数值偏大或偏小。这种情况往往在施工图设计与初步设计有变动时发生;结构按初步设计资料计算,而建筑施工图变化后未通知结构专业。

2) 采用填坡屋面时,若屋面面积较大,找坡后最高点有一定厚度。结构设计中计算荷载时,有的按平均厚度计算,虽总重量未少,但对局部屋面梁板来讲,承受的弯矩偏小,

其抗弯承载能力不够。更有的全部照最大的厚度计算，则重量增加，弯矩加大。

因此设计时，工种间要密切联系，落实用料，明确坡度大小，按实际荷载情况进行内力计算，并在可能情况下，尽可能将屋面做撑泛水而不要做填泛水，以节省材料，减轻自重。

(陈寿华)

2.4 建筑物用料与结构计算不符

结构计算中所用材料应与建筑及其它工种设计图纸中的用料相一致，但往往出现不同，造成设计差错，常见的有：

1) 砖、砂浆等级在建筑、结构图纸中均未注明，或者两个工种图纸中都写了，但又写得不相同，使施工发生差错。

2) 框架填充墙材料，在建筑图所注与结构计算书中的用料不一致。最易发生差错的是：结构计算用加气混凝土、空心砖，而建筑图注的是实心砖；结构计算用板条墙、轻质墙而建筑为半砖墙。这样的差错造成荷载出入较大，影响到板、梁、柱和基础的设计。

3) 墙体保温或屋面保温的保温层重量漏算，或者建筑与结构工种间的做法不统一。

4) 吊平顶或吊风管的荷载漏算，或虽已计算而建筑与结构工种间用料不统一，实际重量大于计算重量。

5) 楼面面层做法，在建筑图中所注用料及厚度与结构计算荷载不一致。

造成这些情况的原因主要是：

- (1) 结构工种与建筑工种联系不够；
- (2) 建筑图纸的修改未通知结构专业；

(3) 结构计算照初步设计资料进行, 而作施工图时未核实调整。

(陈寿华)

2.5 天沟计算中的荷载问题

一般在天沟设计中, 往往认为天沟中的积水将沿落水管排除, 而灰尘不易堆积, 无积灰荷载。但实际情况并非如此。由于漏算天沟荷载, 会引起一系列结构上的后遗症。

在某些冶金、水泥、机械等生产厂房中, 由于生产过程中有大量粉尘产生, 加上天沟经常积水以及恒载的长期作用, 将导致搁置天沟的牛腿承载力不足, 引起牛腿根部断裂。在有些民用住宅中, 天沟与圈梁整浇在一起, 虽无积灰荷载, 但未考虑天沟落水口垃圾堵塞后的积水深度, 天沟的抗弯承载力不够, 引起天沟根部与圈梁断裂。严重时会造成天沟塌落, 引起不必要的伤害和经济上的损失 (图2.1)。

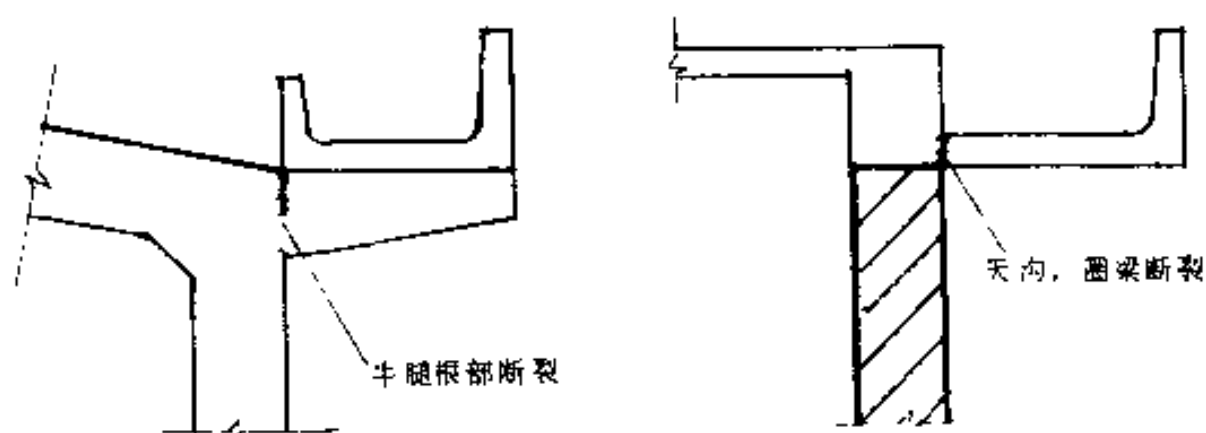


图 2.1

因此, 在天沟设计中, 为符合安全、实用、经济合理的要求, 根据实际情况全面考虑荷载是必不可少的。

天沟的荷载包括自重、填料、素混凝土找坡层和二毡三油防水层外，还必须考虑沟内积满水($\gamma = 10\text{kN/m}^3$)的重量；在冶金、水泥、机械厂房中，由于生产中有大量排灰，易于堆积在天沟内，故不可将灰载遗漏。在这些厂房的天沟设计中，应同时考虑积水加积灰荷载(可取 $\gamma = 18.5\text{kN/m}^3$)。在灰载与雪载两者之间只取两者中的较大值，雪荷载最大按 0.5kN/m^2 计算。设计天沟板时，考虑积水深度到肋高顶面。

为了检修人员的安全，常需在沟肋装围护栏杆，这在设计中往往容易忽略。因此，在天沟设计中考虑检修集中荷载是必不可少的。此外，天沟上栏杆埋件受到水平推力(1kN)的作用，将产生倾覆弯矩。埋件的锚筋应足以抵抗此弯矩。因此，在构件尺寸允许的情况下，埋件宜采用四根锚筋较好；如采用两根钢筋锚固时，应注意埋件的方向，以使埋件上的锚固筋确能抵抗实际作用方向的倾覆力矩（图2.2）。

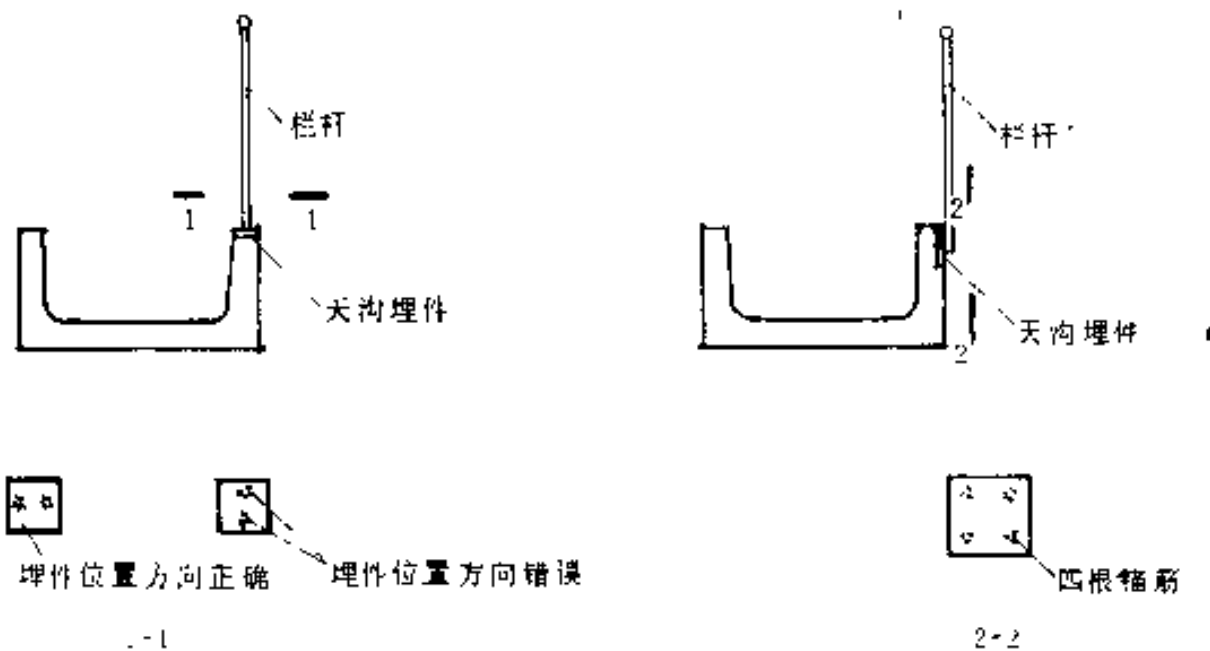


图 2.2

(杨纪平)

2.6 基础底板上漏算或多算土重

为减小基底附加压力，常在片筏基础上搁置架空板，作为补偿式基础。但有时局部区格不用架空板而在回填土上做地坪。例如住宅中底层的厕所和厨房等，就常采用这样的做法。又如外墙以外的悬挑板上面也常有复土（见图2.3中的阴影部分）。计算基础底面以上所有荷载的重心位置时，这些复土的重量常易被遗忘漏算，造成重心位置的计算值与实际情况不符，最终造成建筑物不均匀沉降。

另一方面，在对基础底板及基础梁作承载力计算时，常易遗忘将复土重量扣除。这样，复土部分基础板或基础梁的计算荷载值就偏大，造成配筋量的增加。

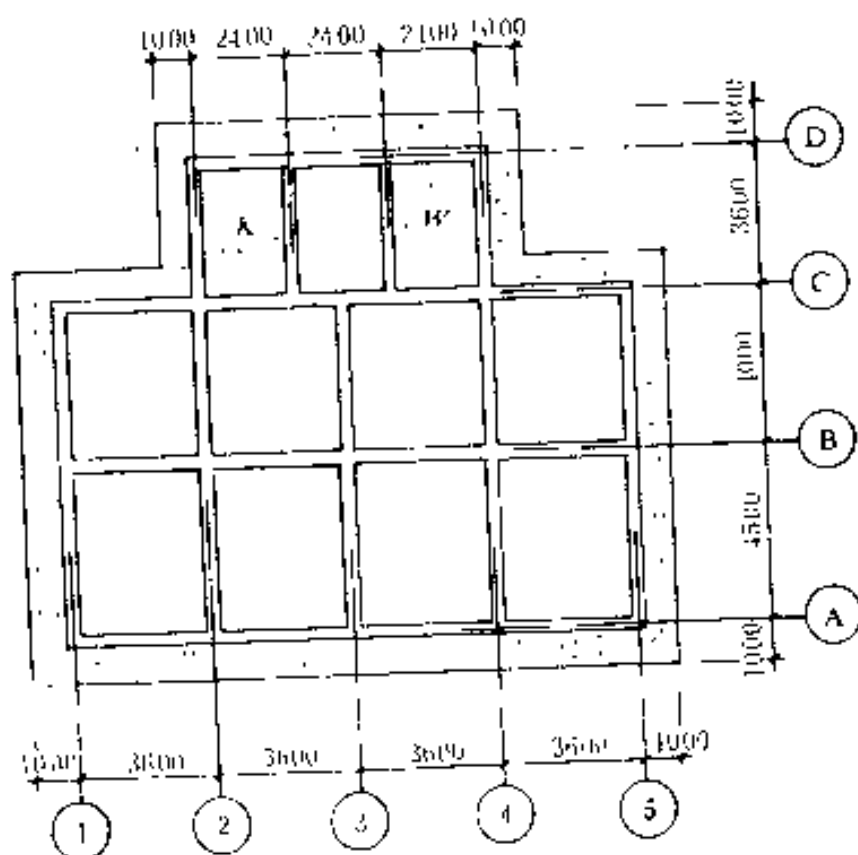


图 2.3

正确的计算如图2.3中有复土基础底板的计算荷载应为:

底板计算荷载 = 基底反力 - 板自重 - 板上复土重。

无复土基础底板的计算荷载应为:

底板计算荷载 = 基底反力 - 板自重

(周国鸣)

2.7 片筏及箱形基础漏算荷载

通常当建筑物采用条形基础或独立基础时, 底层墙身重量、设备重量、地面活荷载等均直接传至地面。验算这些基础下的地基承载力计算总荷载时, 上述荷载不予计入。但当采用片筏基础或箱形基础时, 计算中往往也不算这一部分荷载。事实上, 这些荷载都要通过地坪复土或箱基顶板传至基础底板, 再作用到地基土上的。漏算了这部分荷载, 就使总重量减少, 作用于地基上的压力变小, 造成不安全。

还有, 为了满足作用在地基上的外力小于地基承载力的要求而将底板挑出扩大基底面积时, 往往漏算挑出底板上的复土重量。这也将使总荷载少算, 作用于地基上的压力偏小, 造成不安全。

(陈寿华)

2.8 地下室和地坑等侧压力计算有误

地下建筑物的侧壁通常受到的侧向荷载有 (图2.4):

1) 由于地面荷载 q 引起的侧压力

$$p_1 = q \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

2) 由于地下水位以上 h_1 部分产生的侧压力

$$p_2 = \gamma \cdot h_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

3) 由于地下水位以下部分产生的侧压力

$$p_3 = (\gamma - 1) (h - h_1) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

4) 由于静水压力产生的侧压力

$$p_4 = 1 \times (h - h_1)$$

但在一些工程中往往发生以下错误:

- 1) 漏算地面荷载的影响。
- 2) 漏算静水压力的影响。

3) 将静水压力也乘了 $\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$, 这等于减小了将近一倍的静水侧压力。

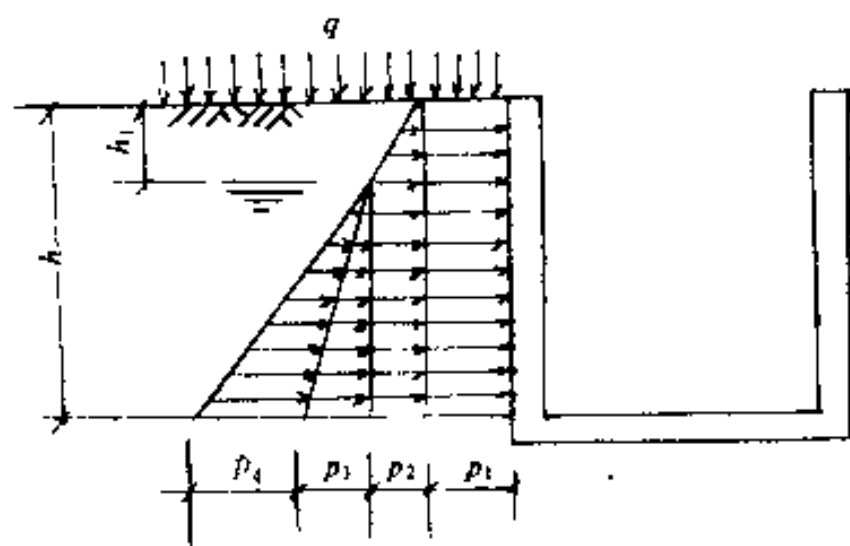


图 2.4

由于这些错误使侧压力计算值小很多。

此外, 对于有特殊要求的地下建筑物应按其具体要求另外增加特殊荷载, 如人防中的冲击波荷载等。

(陈寿华)

2.9 连续梁(板)的弯矩计算不当

连续梁(板)上常存在着恒荷载和活荷载,但计算其弯矩时往往过于简单地按总荷载(恒荷载和活荷载)作用在整个连续梁(板)上来考虑,这样算出来的弯矩是偏小的。

我们知道,连续梁(板)由于活荷载所产生的最大弯矩与活荷载的布置有关,特别是在活荷载较大的梁(板)上,最大弯矩是由活荷载控制的。

现以四等跨连续梁(板)为例。设均布线性恒荷载为 g ,均布线性活荷载为 q 。当按总荷载考虑时,连续梁(板)的弯矩如图2.5所示。当考虑活荷载的不利布置时,其所产生的最大弯矩如图2.6所示。图2.6a)表示求取 AB 、 CD 跨跨中最大正弯矩 M_{AB} 、 M_{CD} ,以及 BC 、 DE 跨跨中最大负弯矩 M_{BC} 、 M_{DE} 的情况。此时,首先将活荷载布置在欲求最大正弯矩的

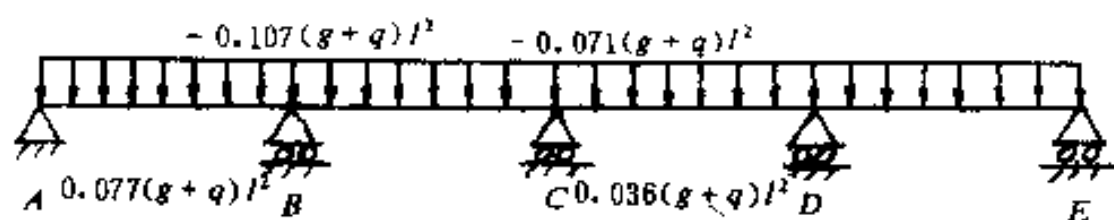


图 2.5

跨中,然后隔跨布置。图2.6b)及2.6c)分别表示求取支座 B 、 C 最大负弯矩 M_B 、 M_C 的情况,此时,首先将活荷载布置在欲求最大负弯矩的支座的两侧跨中,然后隔跨布置。设由 q 产生的弯矩在图2.6中为 M ,在图2.5中为 M' ,将荷载 $g=0$ 后比较如下:

$$\frac{M_{AB}}{M'_{AB}} = 1.29 \quad \frac{M_B}{M'_B} = 1.131$$

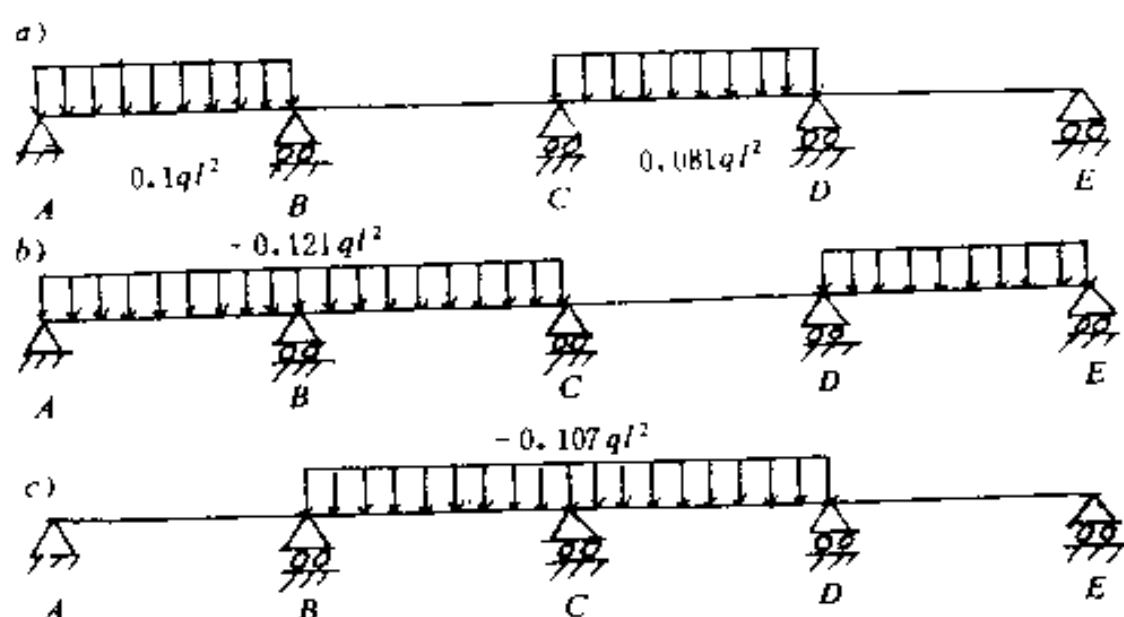


图 2.6

$$\frac{M_{BC}}{M'_{BC}} = 2.25 \quad \frac{M_C}{M'_C} = 1.51$$

可见，两者相差较大。同时还要指出，按图2.5计算将得不到跨中最大负弯矩的情况。因此，求连续梁（板）的弯矩时必须考虑活荷载的不利分布情况。

（唐德璋）

2.10 带挑梁的简支梁设计考虑不周

设有一带挑梁的简支梁，其截面惯性矩为 I ，弹性模量为 E ，如图2.7所示，其上作用均布线荷载 p_1 、 p_2 及集中荷载 P 。设计时往往考虑不周，错误地以图2.8的悬臂梁来代替挑梁。

虽然，按图2.7或图2.8计算 B 点的弯矩是相同的，但计算 C 点的挠度却大不相同。按图2.7， C 点的挠度为

$$\Delta_1 = \frac{p_2 l_1^3 l}{24EI} \left(4 + 3 \frac{l_1}{l} \right) + \frac{Pl_1^2 l}{3EI} \left(1 + \frac{l_1}{l} \right) - \frac{p_1 l^3 l_1}{24EI} \quad (1)$$

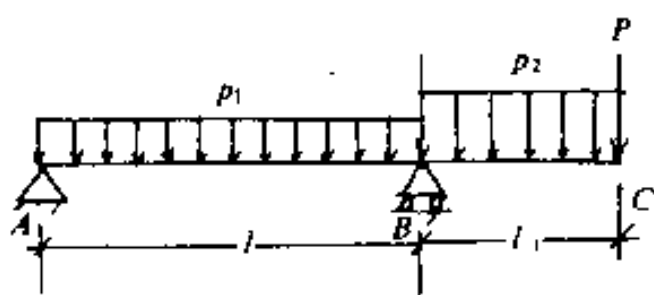


图 2.7

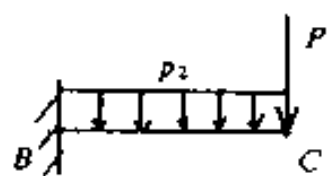


图 2.8

按图2.8, C点的挠度

$$\Delta_2 = \frac{p_2 l_1^4}{8EI} + \frac{Pl_1^3}{3EI} \quad (2)$$

$$\text{当} \quad p_1 \leq \left(4p_2 + 8\frac{P}{l_1} \right) \left(\frac{l_1}{l} \right)^2 \quad (3)$$

则 $\Delta_1 \geq \Delta_2$, 否则 $\Delta_1 < \Delta_2$,

$$\text{当} \quad p_1 > \left[p_2 \left(4 + 3\frac{l_1}{l} \right) + \frac{8P}{l_1} \left(1 + \frac{l_1}{l} \right) \right] \left(\frac{l_1}{l} \right)^2 \quad (4)$$

时, $\Delta_1 < 0$ 。这说明, C点还会上翘。

例如, 住宅中某楼板梁, $l = 6 \text{ m}$, $l_1 = 2.5 \text{ m}$, 梁的截面尺寸为 $0.25 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}$, 间距 3 m , 板厚 100 mm , 板上活荷载为 1.5 kN/m^2 , 集中恒荷载 $P = 4.5 \text{ kN}$, 按正常使用极限状态长期效应组合计算, 则

$$p_1 = 25(0.25 \times 0.3 + 0.1 \times 3) = 9.375 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 9.375 + 0.4 \times 1.5 \times 3 = 11.175 \text{ kN/m} \text{ (其中 } 0.4 \text{ 为准永久值系数),}$$

$$P = 4.5 \text{ kN (集中恒荷载),}$$

$$\begin{aligned} \left(4p_2 + 8\frac{P}{l_1} \right) \left(\frac{l_1}{l} \right)^2 &= \left(4 \times 11.175 + 8 \times \frac{4.5}{2.5} \right) \left(\frac{2.5}{6} \right)^2 \\ &= 10.26 > p_1 = 9.375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{且 } \Delta_1 &= \frac{11.175 \times 2.5^3 \times 6}{24EI} \left(4 + 3 \times \frac{2.5}{6} \right) \\ &\quad + \frac{4.5 \times 2.5^2 \times 6}{3EI} \left(1 + \frac{2.5}{6} \right) \\ &\quad - \frac{9.375 \times 6^3 \times 2.5}{24EI} = \frac{97.925}{EI} \\ \Delta_2 &= \frac{11.175 \times 2.5^4}{8EI} + \frac{4.5 \times 2.5^3}{3EI} = \frac{78}{EI}\end{aligned}$$

即 $\Delta_1 > \Delta_2$ ，两者相差甚大。

如果，上例中 $p_1 = 11.175 \text{ kN/m}$ ， $p_2 = 9.375 \text{ kN/m}$ ， $P = 1.5 \text{ kN}$ （集中恒荷载），则

$$\begin{aligned}\left(4p_2 + 8\frac{P}{l_1} \right) \left(\frac{l_1}{l} \right)^2 &= \left(4 \times 9.375 + 8\frac{1.5}{2.5} \right) \left(\frac{1.5}{6} \right)^2 \\ &= 7.34 < p_1 = 11.75\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{且 } \left[p_2 \left(4 + 3\frac{l_1}{l} \right) + \frac{8P}{l_1} \left(1 + \frac{l_1}{l} \right) \right] \left(\frac{l_1}{l} \right)^2 &= \left[9.375 \left(4 + 3 \times \frac{2.5}{6} \right) + 8 \times \frac{1.5}{2.5} \left(1 + \frac{2.5}{6} \right) \right] \left(\frac{2.5}{6} \right)^2 \\ &= 9.725 < p_1 = 11.175,\end{aligned}$$

C点还会上翘，即

$$\begin{aligned}\Delta_1 &= \frac{9.375 \times 2.5^3 \times 6}{24EI} \left(4 + 3\frac{2.5}{6} \right) + \frac{1.5 \times 2.5^2 \times 6}{3EI} \left(1 + \frac{2.5}{6} \right) \\ &\quad - \frac{11.175 \times 6^3 \times 2.5}{24EI} = \frac{-32.62}{EI} \\ \Delta_2 &= \frac{9.375 \times 2.5^4}{8EI} + \frac{1.5 \times 2.5^3}{3EI} = \frac{53.59}{EI}\end{aligned}$$

两者相差甚大。

因此，带挑梁的简支梁设计应按图2.7进行。

（唐德璋）

2.11 计算简支斜梁弯矩有误

设一简支斜梁，与水平面成 α 角，其截面宽度为 b ，截面高度为 h ，容重为 γ 。其上作用沿水平面上每延长米的荷载 q 及沿斜面上每延长米的梁自重 $g = \gamma b h$ ，如图 2.9 所示。对此种斜梁的最大弯矩常错误地采用下式进行计算

$$\max M_1 = \frac{1}{8} (g + q) l^2 \quad (1)$$

事实上，斜梁的支座反力 V 及弯矩 M_2 各为

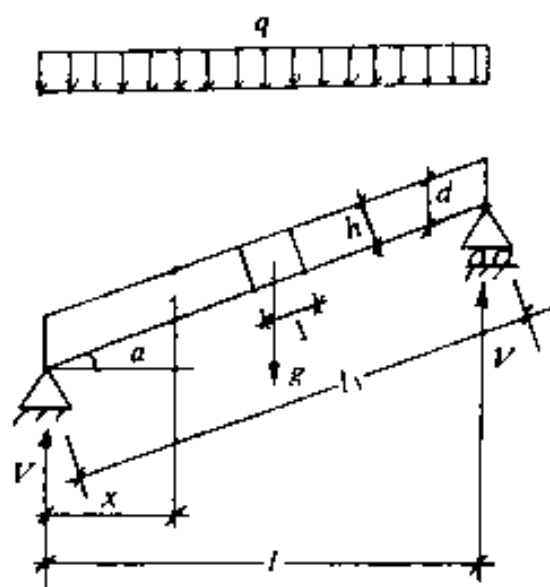


图 2.9

$$V = \frac{1}{2} g l_1 + \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \left(g \frac{1}{\cos \alpha} + q \right) l$$

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{1}{2} \left(g \frac{1}{\cos \alpha} + q \right) l x - \frac{1}{2} g \frac{x}{\cos \alpha} x - \frac{1}{2} q x^2 \\ &= \frac{1}{2} \left(g \frac{1}{\cos \alpha} + q \right) l x - \frac{1}{2} \left(g \frac{1}{\cos \alpha} + q \right) x^2 \end{aligned}$$

斜梁的最大弯矩计算如下：

$$\frac{dM_2}{dx} = \frac{1}{2} \left(g \frac{1}{\cos \alpha} + q \right) l - \left(g \frac{1}{\cos \alpha} + q \right) x = 0$$

$$\text{得 } x = \frac{l}{2}$$

$$\begin{aligned}
\therefore \max M_2 &= \frac{1}{2} \left(g \frac{1}{\cos \alpha} + q \right) l \cdot \frac{l}{2} \\
&\quad - \frac{1}{2} \left(g \frac{1}{\cos \alpha} + q \right) \left(\frac{l}{2} \right)^2 \\
&= \frac{1}{8} \left(\frac{g}{\cos \alpha} + q \right) l^2 \quad (2)
\end{aligned}$$

由此可见，正确的 $\max M_2$ 比错误的 $\max M_1$ 来得大。

但如果梁自重按沿水平面上每延长米 $g = \gamma b d = \gamma b \frac{h}{\cos \alpha}$ 来

计算，则斜梁的最大弯矩仍可用公式 (1) 计算。

这说明，梁自重 g 有两种取法，即按沿水平面上或沿斜面上每延长米取重，计算最大弯矩可用相对应的公式。同样，对于与斜梁相连的斜板的恒荷载也有与梁自重相对应的取法。

现举例说明。设有一钢筋混凝土斜屋面， $\alpha = 40^\circ$ ，板厚 0.08m（以垂直于斜面方向计），斜梁截面 $b \times h = 0.25\text{m} \times 0.5\text{m}$ ，其间距为 3 m；按沿水平面上每平方米雪荷载 $0.4 \times 0.2 = 0.08\text{kN/m}^2$ （0.4 为屋面积雪分布系数， 0.2kN/m^2 为基本雪压），按承载能力极限状态计算，则

$$g = 1.2 \times 25 [0.25(0.5 - 0.08) + 0.08 \times 3] = 10.35\text{kN/m}$$

$$q = 1.4 \times 0.08 \times 3 = 0.336\text{kN/m}$$

$$\frac{q}{g} = 0.0325$$

$$\begin{aligned}
\text{因此，} \max M_1 &= \frac{1}{8} g \left(1 + \frac{q}{g} \right) l^2 = \frac{1}{8} g (1 + 0.0325) l^2 \\
&= \frac{1}{8} \times 1.0325 g l^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\max M_2 &= \frac{1}{8} g \left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{q}{g} \right) l^2 \\ &= \frac{1}{8} g \left(\frac{1}{\cos 40} + 0.0325 \right) l^2 = \frac{1}{8} \cdot 1.337 g l^2\end{aligned}$$

可见, $\max M_2 = 1.296 \max M_1$, $\max M_2$ 与 $\max M_1$ 两者相差较大, 弯矩必须按 $\max M_2$ 来计算。

(唐德璋)

2.12 平面折梁不合理的计算

设一平面的钢筋混凝土折梁。其截面惯性矩为 I , 抗扭惯性矩为 J , 弹性模量为 E , 剪变模量为 G ; 作用着竖向的均布线荷载, 在 AC 段为 p_1 , BC 段为 p_2 , 并假定 A 、 B 端均为嵌固, 如图2.10所示。设计这种梁时常错误地按图中所示虚线 AB 梁或分别按悬臂梁 AC 及悬臂梁 BC 来考虑。

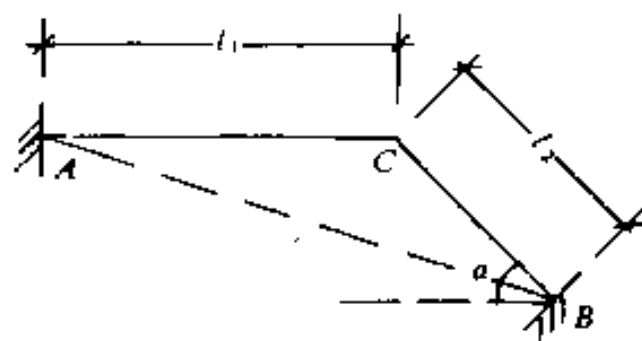


图 2.10

但是, 这种折梁在竖向荷载作用下, 不仅受弯还会受扭; 不考虑受扭, 不考虑配置抗扭的封闭式箍筋, 是不安全的。正确地计算折梁的内力如下: 将 C 点切开, AC 段上 C 点的内力为: 剪力 V_C (向上为正)、弯矩 M_C (梁下面受拉为正) 及扭矩 T_C (对着支座顺时针方向为正), 则有

$$\left. \begin{aligned}V_C \delta_{11} + M_C \delta_{12} + T_C \delta_{13} + \delta_{1p} &= 0 \\ V_C \delta_{21} + M_C \delta_{22} + T_C \delta_{23} + \delta_{2p} &= 0 \\ V_C \delta_{31} + M_C \delta_{32} + T_C \delta_{33} + \delta_{3p} &= 0\end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

式中

$$\delta_{11} = \frac{1}{3EI} [l_1^3 + l_2^3]$$

$$\delta_{12} = \frac{1}{2EI} [l_1^2 - l_2^2 \cos \alpha] = \delta_{21}$$

$$\delta_{13} = \frac{-l_2^2}{2EI} \sin \alpha = \delta_{31}$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{EI} [l_1 + l_2 \cos^2 \alpha + \frac{EI}{GJ} l_2 \sin^2 \alpha]$$

$$\delta_{23} = \frac{1}{EI} l_2 \sin \alpha \cos \alpha \left(1 - \frac{EI}{GJ} \right) = \delta_{32}$$

$$\delta_{33} = \frac{1}{EI} [l_2 \sin^2 \alpha + \frac{EI}{GJ} (l_1 + l_2 \cos^2 \alpha)]$$

$$\delta_{1p} = \frac{-1}{8EI} [p_1 l_1^4 - p_2 l_2^4]$$

$$\delta_{2p} = \frac{-1}{6EI} [p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3]$$

$$\delta_{3p} = \frac{-1}{6EI} p_2 l_2^3 \sin \alpha$$

解方程式得 V_C 、 M_C 及 T_C 。

折梁的内力为

$$AC \text{ 段 } M = \frac{px^2}{2} + V_C x + M_C$$

$$T = M_C$$

$$V = V_C - px$$

x 从 C 点向 A 点算起

$$BC \text{ 段 } M = \frac{px^2}{2} - V_C x + M_C \cos \alpha + T_C \cdot \sin \alpha$$

$$T = -M_C \sin \alpha + T_C \cos \alpha$$

$$V = -V_C - px$$

x 从 C 点向 B 点算起。

若 $l_1 = l_2 = l$, $p_1 = p_2 = p$, $\alpha = 90^\circ$ 时, 代入式 (1), 解

方程式后得 $V_C = 0$, $M_C = T_C = \frac{pl^2}{6 \left(1 + \frac{EI}{GJ} \right)}$, 折梁的内力:

$$\text{AC段} \quad M = -\frac{px^2}{2} + \frac{pl^2}{6 \left(1 + \frac{EI}{GJ} \right)}$$

$$T = \frac{pl^2}{6 \left(1 + \frac{EI}{GJ} \right)}, \quad V = -px$$

$$M_A = -\frac{pl^2}{2} + \frac{pl^2}{6 \left(1 + \frac{EI}{GJ} \right)}$$

$$= -\frac{2 + 3\frac{EI}{GJ}}{6 \left(1 + \frac{EI}{GJ} \right)} pl^2$$

$$T_A = \frac{pl^2}{6 \left(1 + \frac{EI}{GJ} \right)}$$

$$V_A = -pl$$

$$\text{BC段} \quad M = -\frac{px^2}{2} + \frac{pl^2}{6 \left(1 + \frac{EI}{GJ} \right)}$$

$$T = \frac{-pl^2}{6 \left(1 + \frac{EI}{GJ} \right)}, \quad V = -pl$$

$$M_B = M_A, \quad T_B = -T_A, \quad V_B = V_A$$

由此可见, 若以虚线 AB 梁或悬臂梁 AC 及 BC 计算, 不但所得弯矩数值不对, 且没有扭矩。仅当 $GJ \rightarrow 0$ 时, 则 $M_C = T_C \rightarrow 0$, $T \rightarrow 0$, $M_A = M_B \rightarrow -\frac{pl^2}{2}$, $V_A = V_B = pl$, 才能接近悬臂梁。

(唐德璋)

2.13 连续双向板弯矩计算中的差错

均布荷载作用下的周边支承板, 当长短边之比 $\frac{l_y}{l_x} < 2$ 时, 称为双向板。其受力特点是在纵横两个方向都起承重作用, 或称双向作用; 即沿两个方向弯曲, 把荷载传递到两个方向的支承边上。

在连续双向板的弯矩计算中, 常发现几种差错情况:

1) 设计人员为了计算方便, 将连续双向板作为单向连续板计算。即一个方向作为单向多跨连续板, 另一个方向按构造配筋。这样虽然计算比较简单, 画图比较方便。但计算假定与实际受力不符。带来的问题是: 一个方向配筋过大, 而另一个方向则配筋不足, 而致出现裂缝。

2) 设计人员查双向板弯矩系数表时, 没有注意到材料泊松比的影响。通常有三种情况, $\nu = 0$ 代表一种实际上并不存在的假想材料; $\nu = 1/6$ 适用于钢筋混凝土板; $\nu = 0.3$ 适

用于钢板。我们常用的“建筑结构静力计算手册”^①中，不少系数是适用于 $\nu = 0$ 情况的，设计人员查表时往往忽略了这一点，未对跨中弯矩进行调整，致使跨中弯矩偏小，造成误差。

现以图2.11的双向连续板之端跨为例，可以从表2-1的结果对比看到。跨中弯矩有一定的出入。

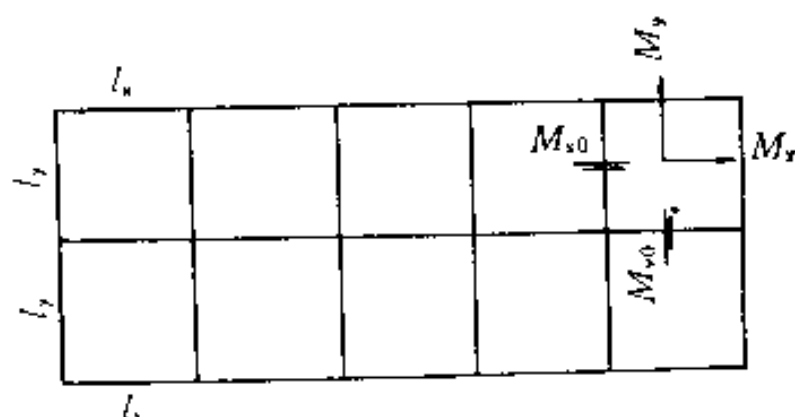


图 2.11

各种计算结果对比

表 2.1

	M_x	M_y	M_x^0	M_x^0
当按单向连续板计算时	$0.078ql_x^2$	0	$-0.105ql_x^2$	0
当按双向板 $\nu = 0$ 表时	$0.0396ql_x^2$	$0.0206ql_x^2$	$-0.0938ql_x^2$	$-0.076ql_x^2$
当按双向板 $\nu = \frac{1}{6}$ 表时	$0.043ql_x^2$	$0.0272ql_x^2$	$-0.0938ql_x^2$	$-0.076ql_x^2$

建议在均布荷载作用下按弹性薄板理论计算时采用如下方法：

1) 单块双向板可按一般双向板的弯矩系数表进行计算。

① 在该手册中，泊松比用 μ 表示。本书按国家标准《建筑结构设计通用符号、计量单位和基本术语(GBJ83—85)》，泊松比用 ν 表示。

但要注意,对于钢筋混凝土构件,应查 $\nu=\frac{1}{6}$ 的表。

2) 在计算等区格或同一方向板的跨度相差不超过20%的矩形四边支承连续板时,可仍查一般双向板的弯矩系数表。

对钢筋混凝土构件,应查 $\nu=\frac{1}{6}$ 的表,并按下述近似方法计算。

(1) 求跨内最大弯矩。当板的各区格承受均匀荷载时,可近似认为板都嵌固在中间支座上;即内部区格的板,可按四边固定的单块板计算。

(2) 求支座弯矩。先将内部区格的板,按四边固定的单块板求得支座弯矩,然后与相邻板的支座弯矩平均,可得该支座弯矩。

(3) 边界区格的板。在外边界处的支座,按实际的支座情况决定。

3) 当查用 $\nu=0$ 的弯矩系数表时:若求支座弯矩,可采用同样表中相应的系数;若求跨中弯矩,则按下式求得

$$M_x^{(\nu)} = M_x + \nu \cdot M_y$$

$$M_y^{(\nu)} = M_y + \nu \cdot M_x$$

式中 M_x 、 M_y 为 $\nu=0$ 时的跨中弯矩。

(陈寿华)

2.14 板承受线荷载时弯矩计算有误

在民用建筑中,常在楼板上布置隔墙。因此设计楼板时常用等效均布荷载,但往往错误地将隔墙的总重除以房间的面积或板支座之间的面积,即当作等效均布荷载。这样算出来的板弯矩偏小,是不安全的。

应根据板的边界条件及线荷载在板中的作用位置,用电子计算机按弹性力学原理来计算板的内力。一般,单向简支板可按《建筑结构荷载规范GBJ9-89》中附录:“楼面等效均布活荷载的确定方法”来决定等效均布荷载。双向板可参照《结构工程师》(以下简称期刊)1990年第4期龚柏林、蒋大骅编写的“双向板在集中荷载下的弯矩计算——弯矩影响面”和该刊1991年第3期译载的“线荷载和带形荷载下矩形平板内的弯矩”来计算板的弯矩。

例如,一四边嵌固的正方形板,跨度为 $6\text{ m} \times 6\text{ m}$,板厚 $h=160\text{ mm}$,面层厚 $s=20\text{ mm}$,在板的一个对称线上作用隔墙,自重线荷载 $p=3\text{ kN/m}$,墙厚 100 mm ,按期刊求得板的最大正弯矩 $M_y=1.45\text{ kNm/m}$ 。但若以 $\frac{3 \times 6}{6 \times 6}=0.5\text{ kN/m}^2$ 的等效均布荷载计算,其最大正弯矩为 $0.0176 \times 0.5 \times 6^2=0.3168\text{ kNm/m}$,与正确设计出的数值 1.45 kNm/m 相差甚大。

(唐德璋)

2.15 带拉杆的两铰拱不能简单地按两铰拱计算

设有带拉杆的两铰拱,其截面积为 A ,截面惯性矩为 I ,弹性模量为 E ,矢高为 f ,并假定 $I=I_c \cos \phi$ (ϕ 为拱上某点切线与水平线的夹角);拉杆的截面面积为 A_z ,弹性模量为 E_z ,如图2.12所示。对这样的拱,经常会错误地按图2.15的两铰拱计算。

因为按图2.12,拉杆的拉力

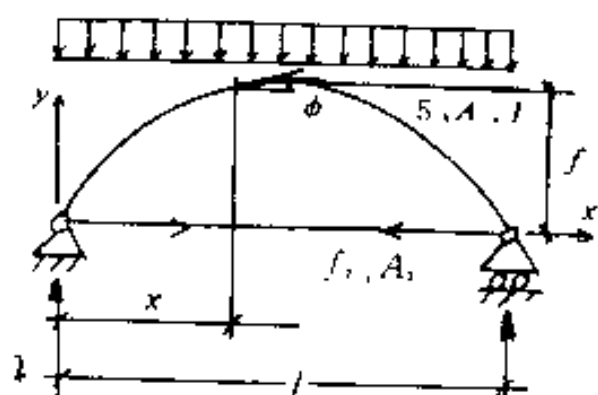


图 2.12

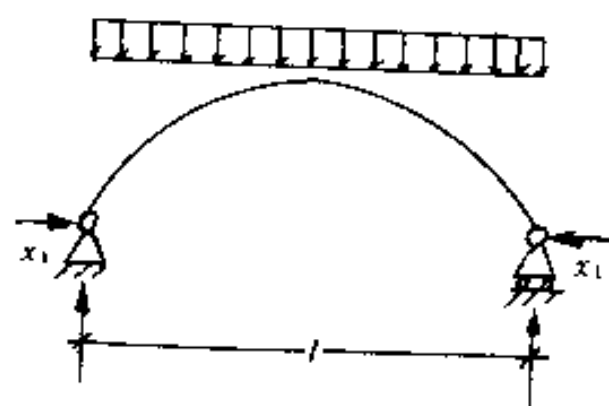


图 2.13

$$x = \frac{\int_0^l M_0 y dx}{\int_0^l y^2 dx \left[1 + \frac{l}{\int_0^l y^2 dx} \left(\frac{EI_c}{E_z A_z} + \frac{I_c}{A} \right) \right]} \quad (1)$$

按图2.13，支座反力

$$x_1 = \frac{\int_0^l M_0 y dx}{\int_0^l y^2 dx \left[1 + \frac{l}{\int_0^l y^2 dx} \frac{I_c}{A} \right]} \quad (2)$$

如果拱轴方程式为 $y = \frac{4f}{l^2} x(l-x)$ 时，则

$$x = \frac{\int_0^l M_0 y dx}{\frac{8}{15} f^2 l \left[1 + \frac{15}{8 f^2} \left(\frac{EI_c}{E_z A_z} + \frac{I_c}{A} \right) \right]} \quad (3)$$

$$x_1 = \frac{\int_0^l M_0 y dx}{\frac{8}{15} f^2 l \left[1 + \frac{15}{8 f^2} \frac{I_c}{A} \right]} \quad (4)$$

式中 M_0 ——跨度为 l 的简支梁弯矩。

比较 x 和 x_1 , 可见 $x < x_1$, 除非 $E_z A_z \rightarrow \infty$ 时, 则 $x = x_1$ 。

若 $l = 7\text{m}$, $f = 1\text{m}$, 拱顶的截面为 $0.25\text{m} \times 0.4\text{m}$, $A_z =$

$$3.14 \times 10^{-4} \text{m}^2 \quad \frac{E}{E_z} = \frac{1}{8.69}, \text{ 则}$$

$$\frac{15}{8f^2} \frac{I_c}{A} = \frac{15}{8 \times 1^2} \frac{0.25 \times 0.4^3}{12 \times 0.25 \times 0.4} = 0.025,$$

$$\frac{EA}{E_z A_z} = \frac{0.25 \times 0.4}{8.69 \times 3.14 \times 10^{-4}} = 36.64, \text{ 按式 (3) 及 (4)}$$

$$\begin{aligned} \frac{x_1}{x} &= \frac{1 + \frac{15}{8f^2} \frac{I_c}{A} \left(\frac{EA}{E_z A_z} + 1 \right)}{1 + \frac{15}{8f^2} \frac{I_c}{A}} \\ &= \frac{1 + 0.025 (36.64 + 1)}{1 + 0.025} = 1.89 \end{aligned}$$

x 与 x_1 相差甚大。这不但表明拱上弯矩相差较大, 拱顶的轴向力也相差甚大。因此, 带拉杆的两铰拱必须按图2.12来设计。

(唐德璋)

2.16 受压悬臂柱设计的疏忽

在与主体结构不相连的一些独立结构中, 例如单柱支承的亭子(图2.14)、双柱支承的门斗或外楼梯(图2.15), 常有受压的悬臂柱。对这类悬臂柱的设计往往因疏忽而出错。其错误常见的有下面几种情况:

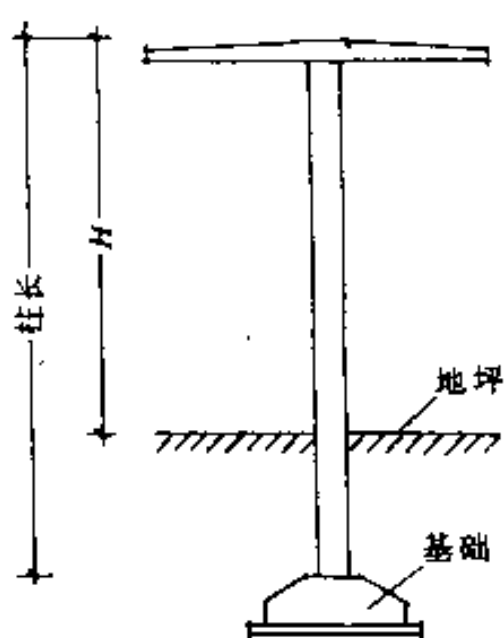


图 2.14

1) 往往因感觉上以为柱承受的压力较小, 不经计算, 将柱截面尺寸取得过小, 而且仅按构造配筋, 不能满足稳定或强度要求, 酿成事故。应该指出, 设计应立足于计算, 不能仅凭感觉。

2) 柱顶荷载存在偏心, 或考虑风荷载等水平力的情况下, 受压悬臂柱截面上不仅有压力, 而且伴有弯矩,

此时应按可能出现的最不利情况复核截面, 这一点不能疏忽。另外, 柱底弯矩较大时, 基础的设计应留有余地, 基础底面与地基接触处绝对不能出现拉应力。

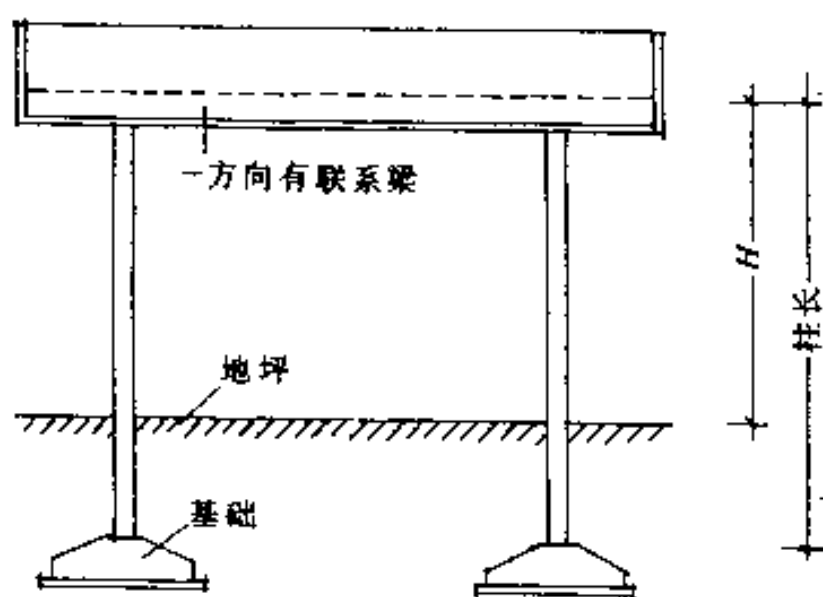


图 2.15

3) 在双柱情况下, 柱子上端在一个方向上有板或梁联系, 可以认为是弹性约束。按规范, 该方向上柱的计算长度

可取柱本身长度的1.25倍。但在另一方向上柱的上端并无约束，该方向上柱计算长度应取柱本身长度的2倍。设计者对此容易疏忽，误将柱本身长度作为柱的计算长度而出错。另外，柱本身长度亦要取足，应自基础面取至柱顶，不应仅取至板底或梁底。

受压悬臂柱计算的关键是压杆稳定。最后归结到柱计算长度的取用。在基础埋深较大的情况下，柱计算长度将会很大。此时如加强地坪的刚度及其与柱的联结，可使柱计算长度减小。但应该注意的是，地坪的施工要先于柱顶结构层模板的拆除。否则，如在地坪对柱的约束尚未形成前就拆除柱上端结构层的模板，有可能因实际情况与计算假定不符而使柱失去稳定。

(严庆征)

2.17 框架柱轴力相差甚大时 基础梁的计算问题

在有一个中柱不通到顶的框架中（图2.16），其基础若

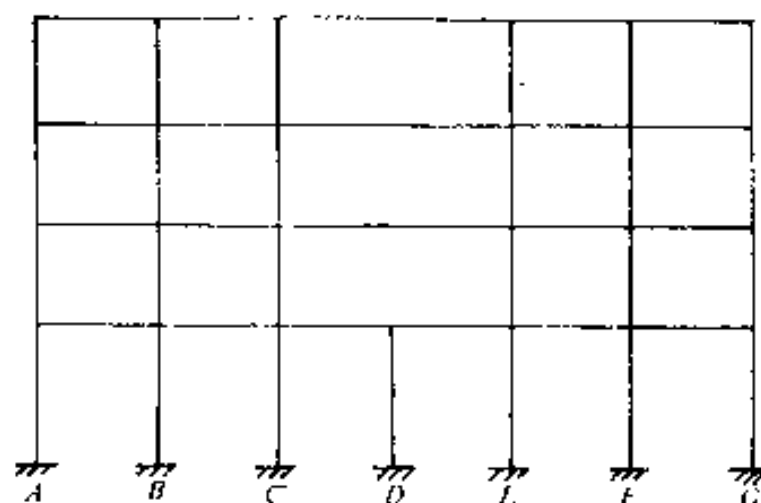


图 2.16

为条形基础或片筏基础，基础底板沿轴线设十字形或条形基础梁。在基础的计算中常易犯简单化的毛病，即采用倒梁法计算时，将 A 、 B 、 C 、 D 、 E 、 F 、 G 不加区别地看作为不动支点（图2.17）。其计算结果可能与实际受力情况出入甚大，且可能偏于不安全。比较正确的方法是将其看成为一弹性地基梁，来求其内力并配筋（图2.18）。若用反梁法解则

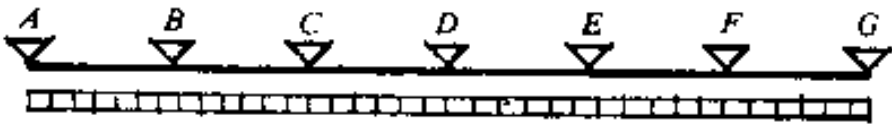


图 2.17

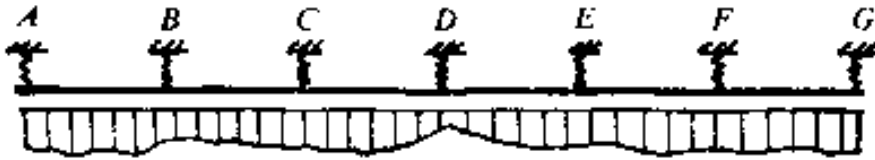


图 2.18

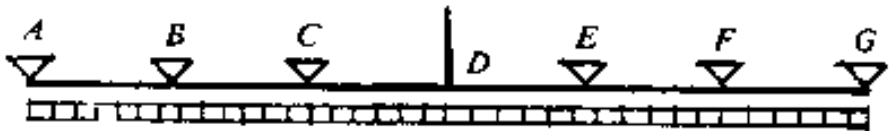


图 2.19

可近似地用一个与基底反力方向相反的集中力来代替不动支点 D （图2.19）。这样算法的结果，与实际受力情况比较接近。
（周国鸣）

2.18 预 制 柱 起 吊

预制钢筋混凝土排架柱在起吊过程中出现裂缝的情况过去曾有发生。究其原因，有验算吊装选用的计算数据不妥，吊点位置与计算位置不符，混凝土强度未达到要求，吊运操作

不规范等。要保证柱的质量，必须设计、施工和吊装等通力合作，方能消除弊病。

设计中则需注意下面几点：

1) 吊点位置。单层工业厂房预制混凝土柱的配筋，除按排架分析和内力组合所得到的各截面相应内力来配置柱内钢筋外，还必须考虑柱吊装时产生的内力所需钢筋是否足够的问题。因为这两种情况对柱内产生的最大内力的部位是不同的。所以，设计图中应按吊装验算的位置配置足够的钢筋，并标明吊点位置。不标明吊点位置是错误的。

一般柱设一个吊点（在变截面处），较长的柱可设二个吊点，特长的柱也可设三点起吊（应与吊装单位共商决定）。

2) 动力系数。由于预制柱起吊时，构件由静止状态突然变为动态，在吊起后又可能要煞车暂停来检查吊具是否安全可靠，这对起吊柱的受力是很不利的。所以要乘以一个大于1的动力系数来补偿。以前动力系数的取值不一，有取1.2、1.3、1.5等等。经过多年实践，按柱身自重乘以动力系数1.5是比较合适的。（冶金工业厂房钢筋混凝土柱设计规程的规定，以下简称规程）。

3) 控制钢筋应力。预制柱吊装验算最主要的是要控制柱内的钢筋应力，使柱不出现肉眼可见到的（ $<0.2\text{mm}$ ）裂缝，应力值大小与混凝土强度相适应，按规程规定如表2.2。

柱内钢筋应力

表 2.2

混 凝 土 等 级	控制钢筋应力 σ 、 N/mm^2	
	螺 纹 钢 筋	光 面 钢 筋
$>\text{C30}$	<240	<190
$<\text{C25}$	<220	<180

钢筋应力 σ_s 按下式验算

$$\sigma_s = \frac{M_K}{0.87 h_0 A_s}$$

式中 M_K ——验算截面处的弯矩；

h_0 ——弯矩作用截面的有效高度；

A_s ——钢筋面积（受拉）。

算出的 σ_s 符合上述要求时，可不作裂缝验算。

4）施工图上需要写清下列要求：

（1）写明柱起吊时混凝土必须达到强度的要求。因为很多工程为赶工期，都希望尽早起吊，如果混凝土强度达不到要求，则不允许起吊。这就需要在图纸上交代清楚，以便给施工单位预先作好施工组织计划，采取必要的措施。

（2）如需翻身（即充分利用柱截面的长边与所配置的主钢筋）起吊，则必须在图纸上注明。一般柱都是按浇筑面（平卧于地上）直接起吊的。由于翻身（即 90° ）会增加吊装的麻烦，而且两边均有牛腿的柱更不易翻身。只有超长的柱，才考虑翻身起吊的办法。

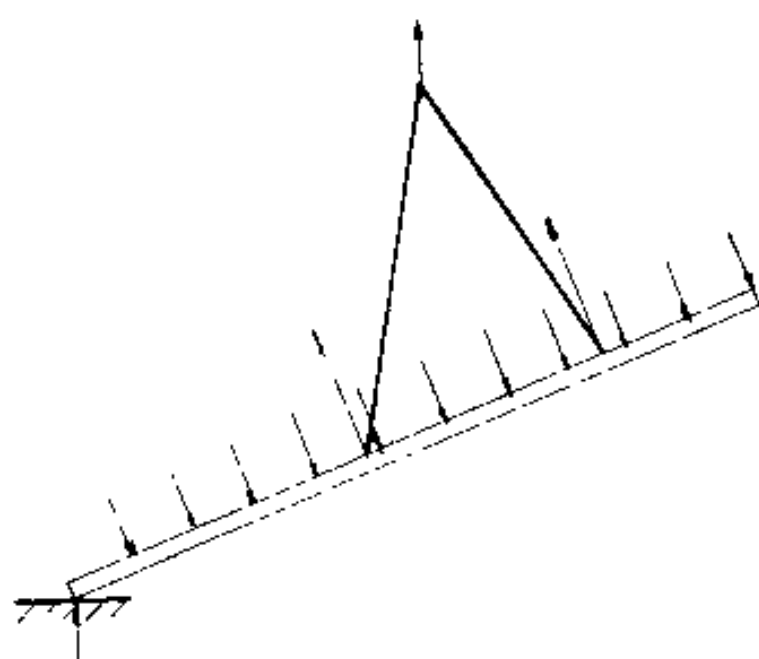
（3）关于吊点的埋设，采用预埋吊钩还是开洞，与起吊机具有关，为此应与施工吊装单位商妥后画在详图上。如果作施工图时还来不及商量，则详图上只标明吊点位置，并在图上写明待安装单位确定起吊机具后共商解决吊点埋件。

（程志镐）

2.19 预制长柱在吊装阶段的验算

装配式多层建筑采用长柱结构时，都是在平地上捣制长柱，然后就地起吊。以前在验算长柱的起吊强度时，往往是

假定按连续梁的条件计算，如图2.20所示。这样，随着柱逐步升高，算出弯矩越来越小。但实际情况如图2.21所示，在 F 点处是一个滑轮。随着吊钩逐步升高， θ 角也逐步增大，吊索的两股长度之差逐步增大，而吊索的总长度不变。在这样的条件下，除 C 点的弯矩是悬臂弯矩外， AB 跨和 BC 跨的跨中弯矩，以及 B 点的支座弯矩就随 θ 角的变化而变化。 M_{\max} 在何点出现，其数值多少，也随 θ 角而异，并不符合连续梁的规律，其数值也比按连续梁算出来的大得多。



(按连续梁条件计算)

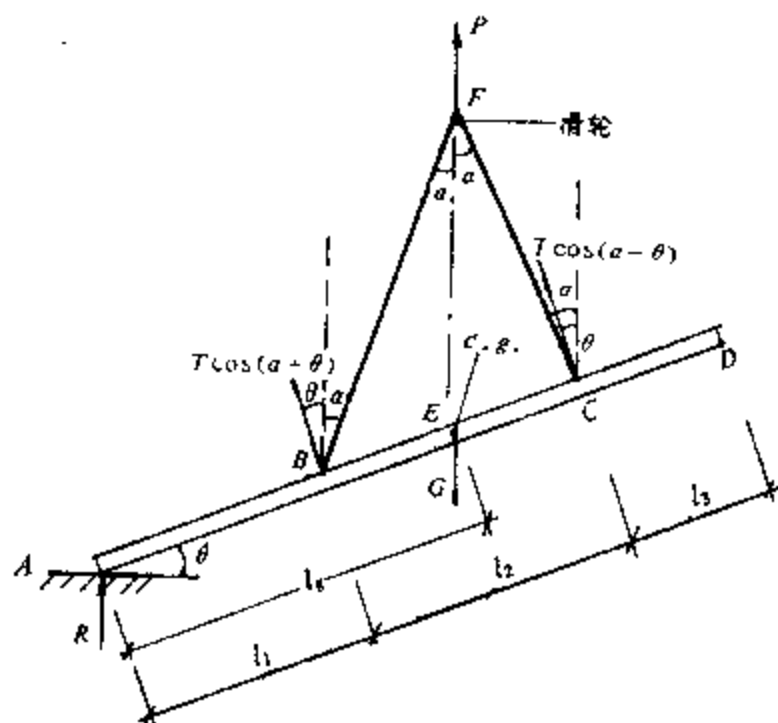
图 2.20

工地上发生长柱断裂的事故并不多，但这决不能认为按连续梁计算在保证起吊强度上是合理的。恰恰相反，这是不安全的。之所以在起吊时未造成长柱的断裂，主要是由于在设计柱时，考虑了多种组合，配筋较多，再加上一定的安全储备之故。在有些情况下，特别是多层房屋的长柱，柱的受力组合较少，柱的断面与配筋比较紧扣，用于起吊时，就引起安全度大幅度的不足，就曾发生过柱断裂的事故。

按照柱的长度,起吊时可采用两点吊与三点吊两种方法。
用两点吊装时(图2.21),按下式计算

假定吊索长度 $= l = BF + FC$,

若 $x = FC$, 则 $l - x = BF$,



(按有滑轮条件计算)

图 2.21

取吊点 B 和 C , 则 AB 段长度为 l_1 , BC 段长度为 l_2 。因为在 F 处是一个滑轮, BF 与 CF 与垂线所成夹角恒等, FB 与 FC 中张力相等。命该张力为 T , 在吊点 B 与 C 上, 与柱垂直的分力为 $T \cos(\alpha + \theta)$ 。

命 G 为柱重量乘动力系数, l_g 为柱重心到 A 点的距离。

按 $\sum V = 0$, 可得

$$R = G - 2T \cos \alpha \quad (1)$$

$\sum M = 0$, 可得

$$l_1 T \cos(\alpha + \theta) + (l_1 + l_2) T \cos(\alpha - \theta) = G l_g \cos \theta \quad (2)$$

$$\sin \alpha = \frac{l_2 \cos \theta}{l};$$

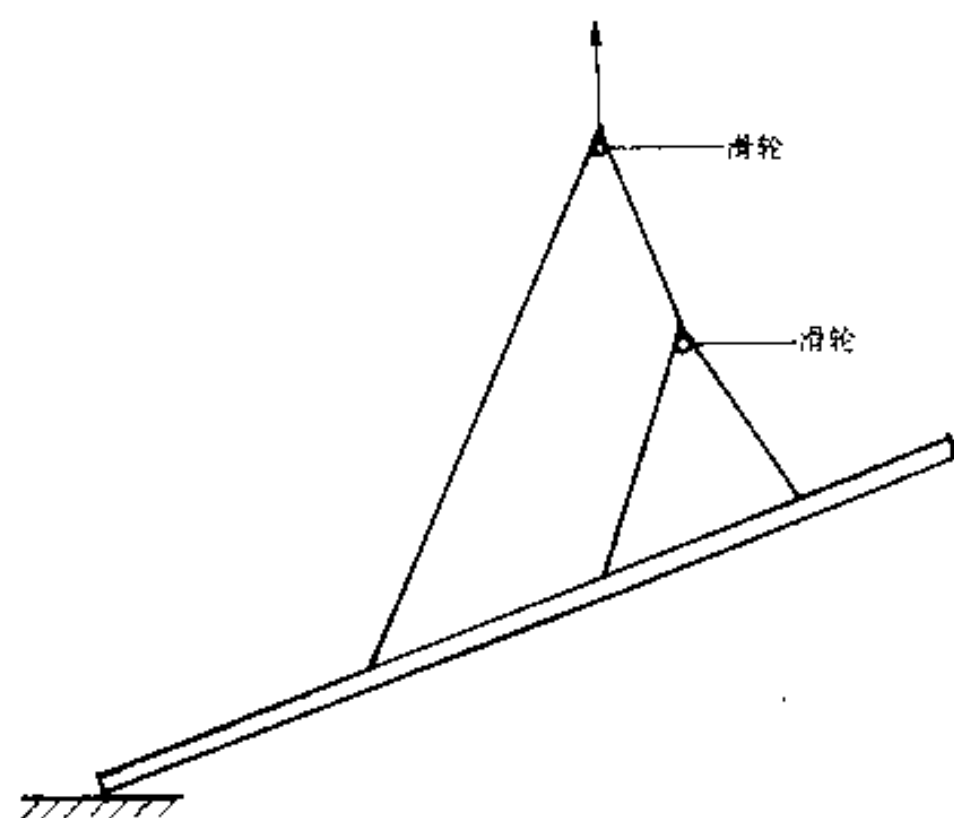
$$\cos \alpha = \frac{\sqrt{l^2 - l_2^2 \cos^2 \theta}}{l}$$

根据正弦定律, 可得

$$x = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{l_2 \sin \theta}{\sqrt{l^2 - l_2^2 \cos^2 \theta}} \right)$$

$$P = \frac{G l_g \cos \theta}{(l_1 + l_2) \cos \theta - x \sin \alpha};$$

$$T = \frac{P}{2 \cos \alpha}$$



(三点吊示意图)

图 2.22

验算时，应验算 $\theta = 0^\circ、15^\circ、30^\circ、45^\circ、60^\circ$ 五种情况，得出在 B 点和跨中的最大弯矩。

如果柱较长，采取两点吊，则吊点之间跨径过大，或其它原因，要求缩小吊点间的跨径，可以采用三点吊，如图2.22所示。计算公式可如两点吊方法推得，本文中从略。

(方义弼)

2.20 水池和地坑等的抗浮验算问题

1. 工业建筑设计中，车间内外往往要设置各种大小不一、深浅不一的地坑和水池等构筑物。对于一般的中小型地坑，在作总的车间结构设计方案时，往往不予重视，等到最后才加以处理。有时在平面布置中，又会遇到尺寸的限制，例如，由于平面尺寸的限制，为保证一定的地坑容积，只能加大地坑深度。对于每个构筑物的具体设计来说，对地坑本身所承受的上部荷载、侧壁土压力和底板反力等的计算，一般不易产生疏漏。较易产生的疏忽是抗浮的验算。在地下水位较高的地区，疏忽了抗浮验算，往往在地坑或水池浇捣好后上浮。在这些地区抗浮安全系数 $[K_f]$ 应大于1，通常取1.05~1.15，有时也有取1.20的。例如按图2.23所示，在 -0.5m 处为最高地下水位，此时钢筋混凝土地坑自重约322kN，浮力344kN，

抗浮系数 $K_f = \frac{322.2}{344} = 0.936 < [K_f]$ ，因此必须采取措施。

例如，加大地坑的自重；必要时也可使底板向周围外伸，利用四周的压土重量（有时这不一定可靠）来保证必要的抗浮安全度，见附图2.24。

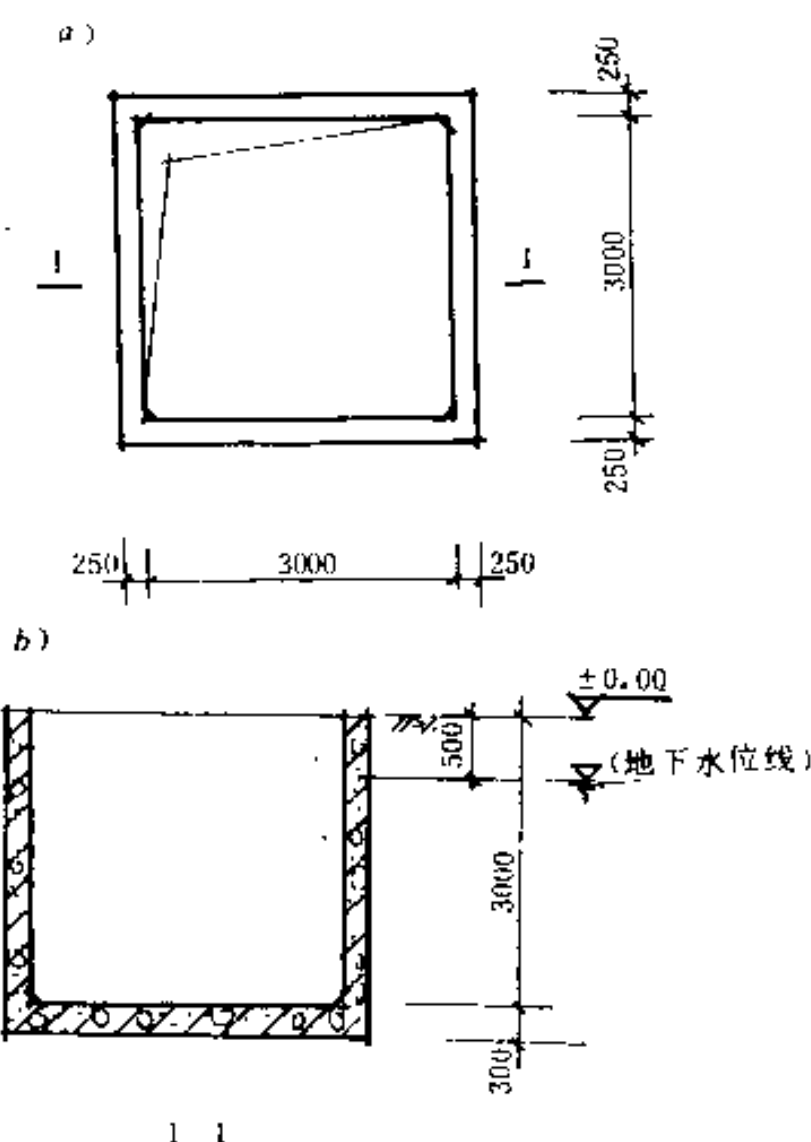


图 2.23

有时由于工艺要求，在地坑上尚有建筑物等附加重量。假设地坑本身重量不满足抗浮要求，但若加上上部建筑物等压载重量 N_1 后，就能满足抗浮要求（图2.25），即：

$$\frac{N_2}{P_{\text{浮}}} < [K_f], \frac{N_1 + N_2}{P_{\text{浮}}} \geq [K_f],$$

此时，在施工图上应特别注明，提醒在施工期间要采取抗浮措施，以防止在 N_1 尚未加上、而

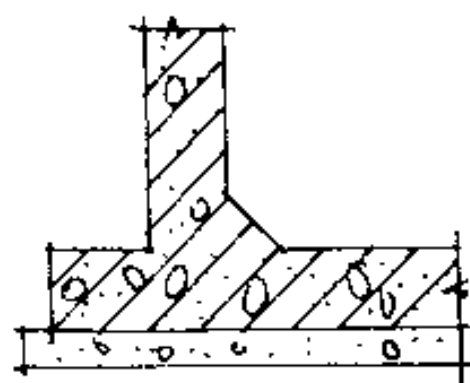


图 2.24

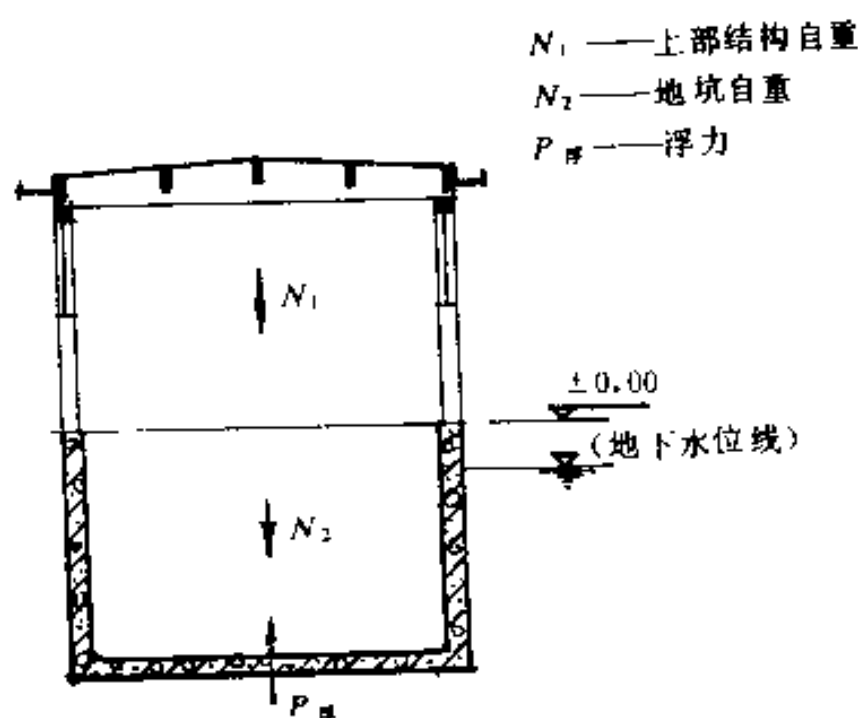


图 2.25

水位变动上升时，出现因抗浮能力不足而上浮的现象。

2. 某些建筑物带有地下室或半地下室，但内部分隔墙分布很不均匀。现以图2.26所示的地坑为例。该建筑物左半侧的自重大体上为均布的 $q_{左}$ ，右半侧为 $q_{右}$ ，浮力为 $q_{浮}$ ，则 $N_{左} = q_{左} \times l_2$ ， $N_{右} = q_{右} \times l_1$ ， $P_{浮} = q_{浮} \times (l_1 + l_2)$ 。此时，应注意除满足总的抗浮要求外，还应注意上部自重的不均匀问题。经常可以遇到的情况是： $\frac{N_{左} + N_{右}}{P_{浮}} \geq [K_f]$ ，即认为抗

浮满足了。其实这还是不妥善的，原因如下：

按图2.26所示，虽然 $\frac{N_{左} + N_{右}}{P_{浮}} \geq [K_f]$ ，但这只是就其

总体而言。对具体左右两区而言，极可能 $q_{右} > q_{浮}$ ， $q_{左} < q_{浮}$ 。因此构筑物的左半侧很可能产生抗浮不足而使整个构筑物出现倾斜。因此，还必须全面考虑分区局部的抗浮能力。

3. 未作抗浮验算的，曾发生多起事故。

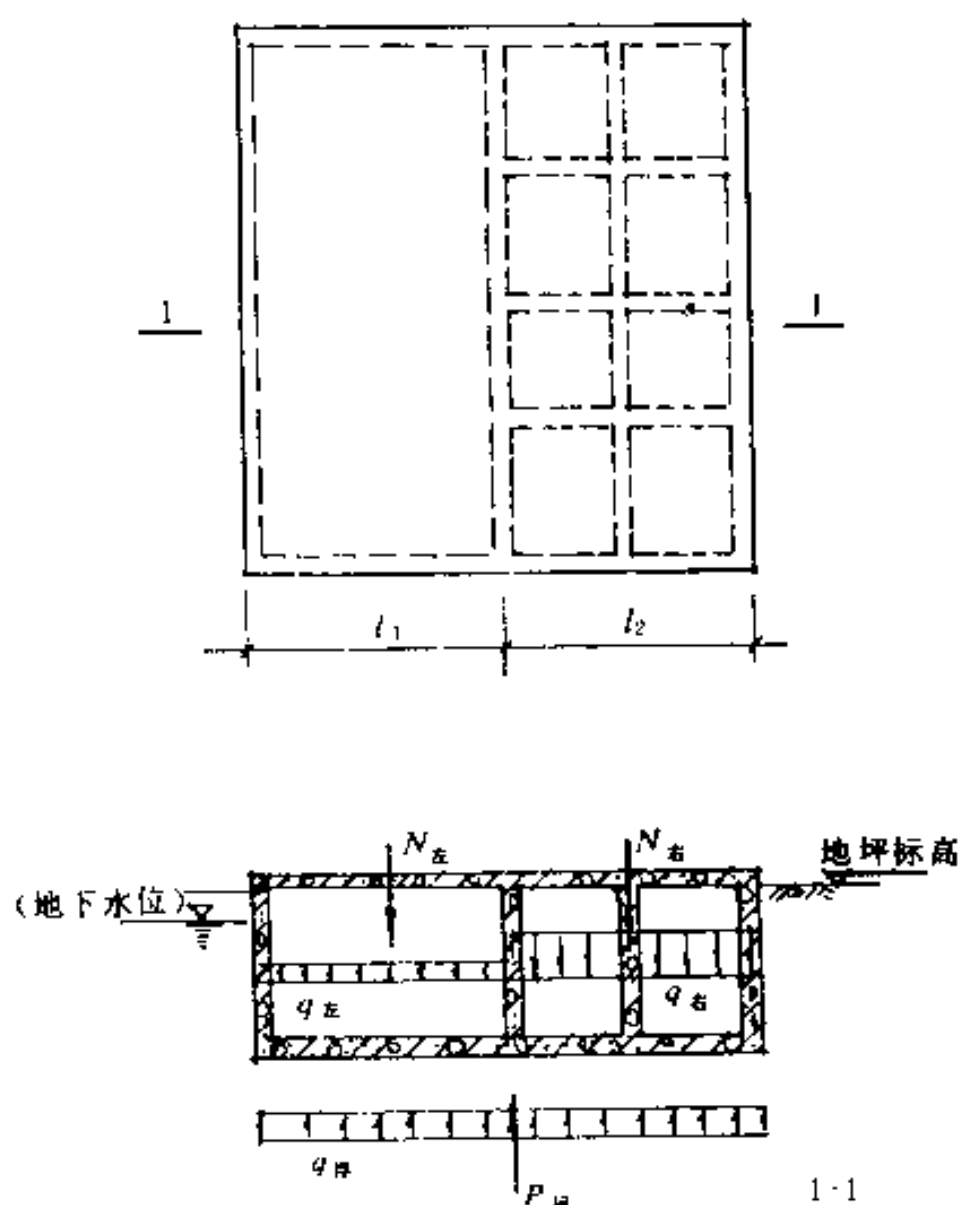


图 2.26

例如，某炼油厂表面曝气池设计中未作抗浮验算，在工程投产使用后，发现整个水池池体变位，底板多处喷水，不得不停产加固。另一炼油厂污水处理池，由于水池局部浮起造成池体严重倾斜。某化工厂在技术改造中，有一卧式钢贮罐未经土建设计贮槽坑，在旱季时直接平埋于地下。当夏天雨季来临，地下水位升高，罐内无物料时，贮罐浮起，将所有连接的管道拉弯，节头断裂，造成物料供应不上，影响正常生产。

(金德恒，江国华)

2.21 管架基础忽视了地下水浮力的不利影响

某工程中的管架基础属双向偏心受压,基础埋深 $d = 1.5\text{m}$,基础和土的平均重度 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$,地基土容许承载力 $f = 90\text{kPa}$ 。按上海市标准图集《钢筋混凝土独立式单柱管道支架通用图》沪G701的规定,基础设计必须同时满足:基底平均压力 $p \leq 0.8f$ 、基底最大压力 $p_{\max} \leq 1.2f$,基础受压面积比 $a \geq 0.75$ 。 $a \geq 0.75$ 可按式(1)判别(“基础设计中常遇的几个问题”,载于《特种结构》1991年第一期)。

$$\left(\frac{e_x}{l}\right)^2 - 4.3 \left(\frac{e_x}{l}\right)^2 \left(\frac{e_y}{b}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b}\right)^2 \leq 0.0625 \quad (1)$$

式中 e_x, e_y ——竖向荷载分别沿 x, y 向的偏心距;

l, b ——基础底面分别沿 x, y 向的尺寸。

计算过程列于表2.3。

未考虑地下水浮力的计算

表 2.3

项 目	单 位	1 号	2 号	备 注
上部结构竖向荷载 N	kN	26.9	24.8	
M_x	kN·m	216.6	188.1	
M_y		11.7	10.2	
基底尺寸 $l \times b$	m	3.2×3.2	3.0×3.0	
基底面积 $A = lb$	m^2	10.24	9.00	
基础和土重 $G = Ad\gamma$	kN	307.2	270.0	
竖向荷载 $N + G$	kN	331.1	294.8	

续表

项 目	单 位	1 号	2 号	备 注
偏心距 $e_x = \frac{M_x}{N+G}$ $e_y = \frac{M_y}{N+G}$	m	0.648 0.035	0.638 0.035	
$C_x = \frac{l}{2} - e_x$ $C_y = \frac{b}{2} - e_y$	m	0.952 1.565	0.862 1.465	
基底压力 $p = \frac{N+G}{A}$ $p_{max} = \frac{0.35(N+G)}{C_x C_y}$	kN/m ²	32.6 78.5	32.8 81.7	$<90 \times 0.8$, 可 $<90 \times 1.2$, 可
$a > 0.75$ 的判别 $\left(\frac{e_x}{l}\right)^2 + 4.3\left(\frac{e_x}{l}\right)^2\left(\frac{e_y}{b}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b}\right)^2$		0.0411	0.0454	<0.0625 , 可

若按上海市标准《地基基础设计规范》DBJ08-11-89 的规定, 取年平均地下水位离地面 0.5m 计算地下水浮力, 计算过程列于表 2.4。

考虑地下水浮力的计算

表 2.4

项 目	单 位	1 号	2 号	备 注
地下水浮力 $G_w = A(d-0.5) \times 10$	kN	102.4	90.0	
竖向荷载 $N+G-G_w$	kN	231.7	204.8	
偏心距 $e_x = \frac{M_x}{N+G-G_w}$ $e_y = \frac{M_y}{N+G-G_w}$	m	0.935 0.050	0.918 0.050	
$C_x = \frac{l}{2} - e_x$ $C_y = \frac{b}{2} - e_y$	m	0.665 1.550	0.582 1.450	

续表

项 目	单 位	1 号	2 号	备 注
基底压力 $p = \frac{N + G - G_w}{A}$	kN/m ²	22.6	22.8	<90×0.8, 可
$p_{max} = \frac{0.35(N + G - G_w)}{C_x C_y}$		78.7	84.9	<90×1.2, 可
$a \geq 0.75$ 的判别 $\left(\frac{e_x}{l}\right)^2 - 4.3\left(\frac{e_x}{l}\right)^2\left(\frac{e_y}{b}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b}\right)^2$		0.0855	0.0938	>0.0625, 不可

从表2.3同表2.4的对比中看出：考虑地下水浮力与不考虑地下水浮力相比较，基底平均压力 p 减小，基底最大压力 p_{max} 略有增加，严重的是基础受压面积比 $a \geq 0.75$ 的判别式不满足要求 (>0.625)，从而必须改变对未考虑地下水浮力来说已满足要求的基础尺寸。

关于地下水浮力对管架基础的不利影响，有些设计规定，如《化工厂管架设计规定》HGJ22-89和《炼油厂管架管墩设计技术规定》SHJ1064-84均未作规定，仅冶金工业部《管道支架设计规程》YS13-77(试行)有所提及，但常被疏忽，应引起重视。应该指出，地下水浮力不仅对管架基础产生不利影响，对其他建(构)筑物基础有时也会产生不利影响，应引起重视。

(张耕荣)

3. 裂 缝 问 题

3.1 砖砌墙身的裂缝

1. 裂缝症状

1) 建筑物砖砌体的混合结构,基础为条基或片筏基础,屋面为预制空心板或现浇钢筋混凝土平屋面,包檐女儿墙,屋面上无隔热措施,往往发现其顶部几层纵横墙有外“八”字裂缝,以及顶层平屋面统圈梁与砖砌体和女儿墙间有水平裂缝。裂缝情况如图3.1

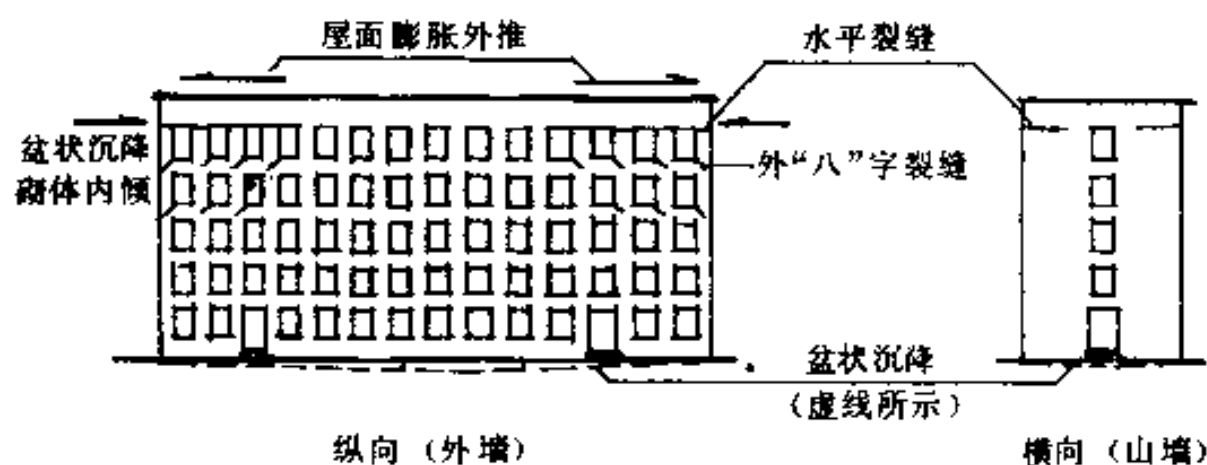


图 3.1

当屋面为人字顶瓦屋面时,砌体无水平裂缝。当基础为人防箱基而屋面为平屋面时(包檐女儿墙),则往往仅产生水平裂缝。当基础为人防箱基而屋面又为瓦屋面时,则一般未发现有外“八”字裂缝和水平裂缝。

2) 建筑物为框架结构,基础为条基或片筏基础,屋面

为预制空心板或现浇钢筋混凝土平屋面，包檐女儿墙，屋面上无隔热措施，往往发现顶部几层纵横向框架柱间填充墙也有外“八”字裂缝，以及建筑物两端框架屋面梁面及底，与砌体（包括包檐女儿墙）有水平裂缝。框架结构纵向走道部位柱间大三孔砖填充墙有“八”字裂缝，如图3.2所示。

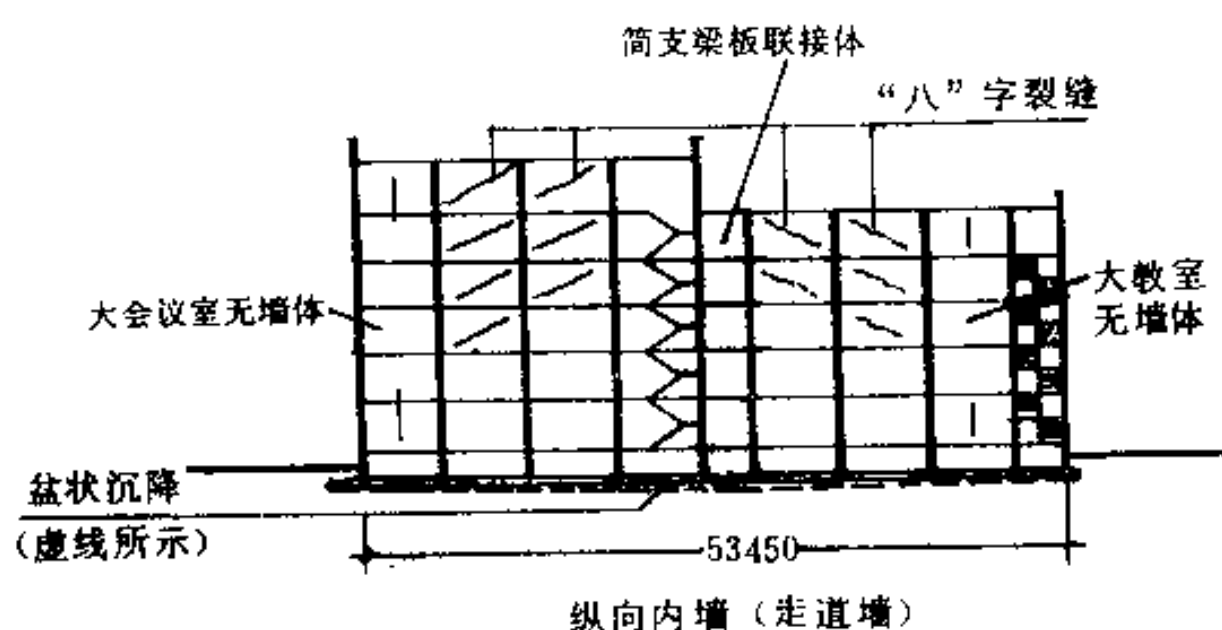


图 3.2

当建筑物为框架结构，基础为人防地下室、半地下室，屋盖为钢筋混凝土平屋面，屋面上无隔热措施，往往发现顶层外墙框架柱与柱间填充墙有裂缝，上大下小，屋面梁下与填充墙间有水平缝，以及平屋面的面与女儿墙，平屋面联系梁与外墙间有水平裂缝，如图3.3所示，但未发现有“八”字裂缝。

2. 裂缝原因

通过调查分析，认为主要由两个因素产生：

1) 温差。平屋面承受的温度一般为 50°C 左右，而砖砌体承受的最高温度一般为 30°C 左右，温差达 20°C 左右。线膨胀系数，前者为 10×10^{-6} 而后者为 5×10^{-6} ，前者为后者的一

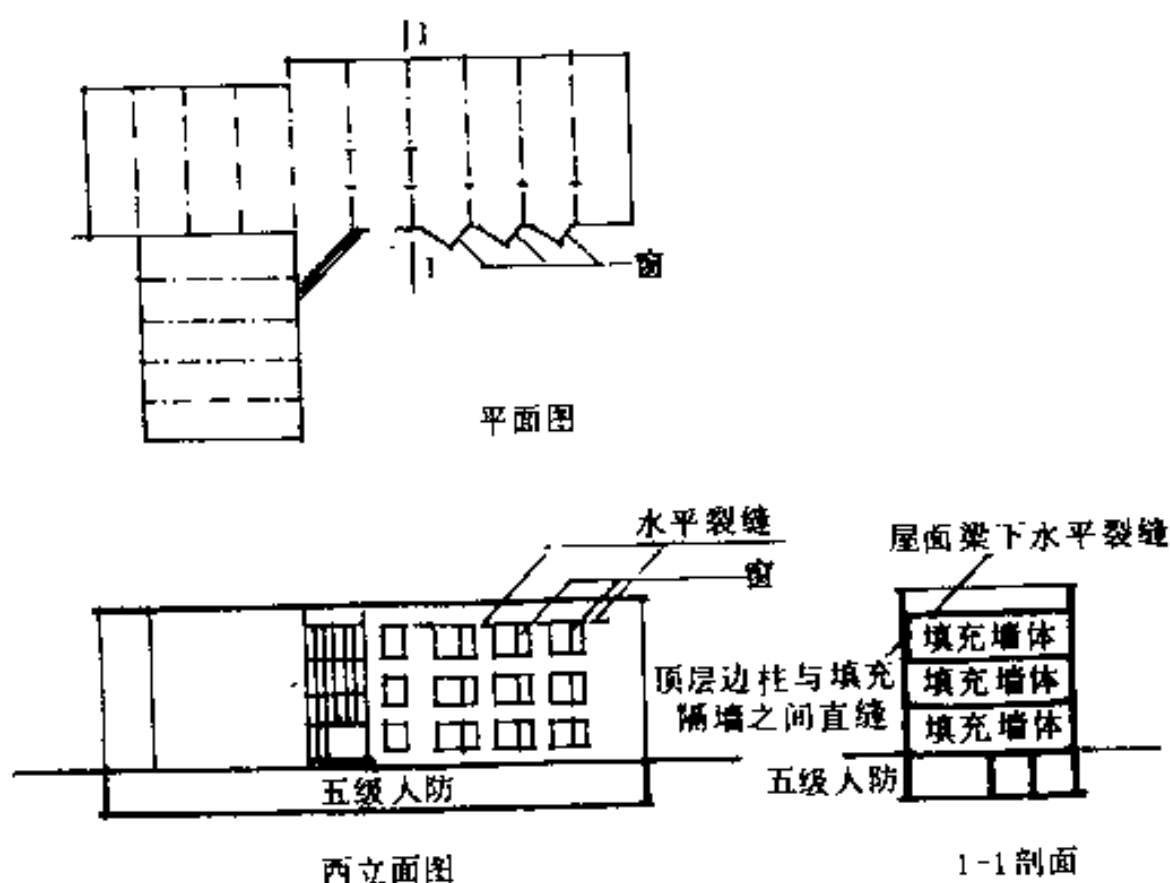


图 3.3

倍，平屋面膨胀，从建筑物中部纵向、横向均向其两端外推（见图3.1）。

2）建筑物盆状沉降。根据对上海某些建筑物的沉降观察，由于上海地区系软弱地基，建筑物呈盆状沉降。建筑物纵横向两端沉降少，中间沉降多，因而建筑物两端顶部向中间部位内倾，而平屋面因温差关系外推。这样一方面内倾，另一方面外推（见图3.1、图3.2），就产生水平裂缝和外“八”字裂缝。这些外“八”字裂缝，从建筑物顶层两端第一间发展到第二间以至第三间。严重者，由顶层逐步向下面几层发展。其特点是自上向下，自两端向中间，开裂情况逐步减轻。有温差及盆状沉降两个因素共同存在时，裂缝的特点是既有外“八”字裂缝又有水平裂缝。

若上述建筑物的基础为人防、半地下室等箱基或桩基。

其桩尖已达好的桩尖持力层者,就不存在盆状沉降,单纯由温差引起裂缝,其特点是仅产生水平裂缝,而且仅发生在顶层。根据调查,上述单纯由温差引起的水平裂缝,一般经过一、二年,即承受一~二次冬寒夏热的循环,裂缝发展即告终止。若由温差及盆状沉降两个因素结合产生的裂缝,则由于上海地区软弱地基,基底土的固结,一般需五年左右,沉降才能稳定,裂缝发展才能终止。对这种裂缝平时须定期观察裂缝发展,每次在裂缝顶端划终止线,注明日期,直至观察到裂缝终止发展,才能嵌补。

3.防治措施

针对裂缝产生原因,可采取下列几方面的防治措施:

1) 屋面方面

(1) 为降低平屋面受到高热,平屋面上必须采取隔热措施,一般以采用珍珠岩水泥、煤渣水泥、加气混凝土块水泥或设置架空隔热板等,效果较好。

(2) 女儿墙一般为砖砌。这样女儿墙与平屋面系两种不同建筑材料,不同的膨胀系数。因此,最好将女儿墙改为现浇钢筋混凝土与钢筋混凝土平屋面同一种建筑材料。

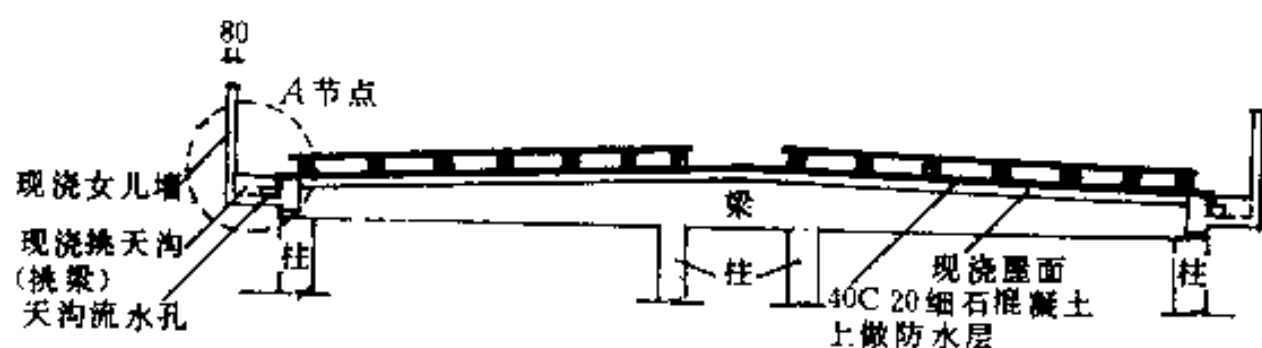
(3) 屋面40mm厚C20细石混凝土刚性防水层,须增设分仓缝,缝宽10~20mm,嵌以防水油膏或灌以沥青。在刚性防水层与屋面水泥砂浆刮糙面之间,则铺以塑料薄膜,以利滑动。

(4) 屋面纵向两端山墙女儿墙处,C20细石混凝土防水层翻边,与钢筋混凝土女儿墙之间,嵌填20mm聚苯乙烯泡沫塑料。屋面横向两端的纵向的排水沟,不做C20细石混凝土,而以水泥砂浆填坡,上做防水层翻上C20细石混凝土的面,整体做好防水层。

(5) 若平面为预应力多孔板,则板与板墙间嵌填20mm聚苯乙烯泡沫塑料,在其上填嵌防水软膏或灌以沥青。板墙搁置在屋面圈梁上时,在圈梁上填以二层油毛毡,以利滑动。

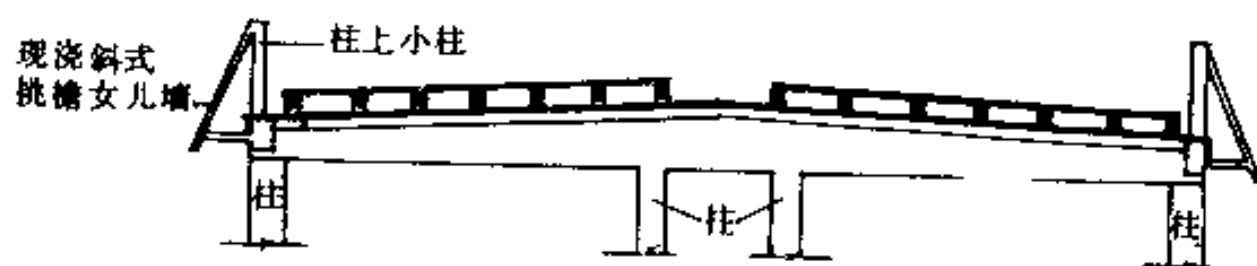
(6) 女儿墙可改为挑檐式钢筋混凝土斜女儿墙或挑檐式直女儿墙。

综合上述屋面措施,以图示如图3.4~图3.11.



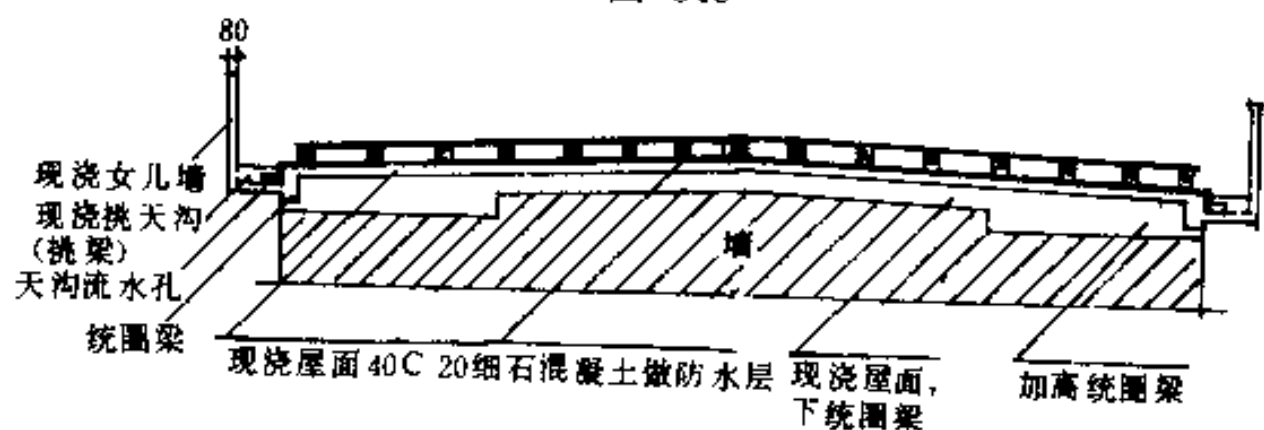
框架结构现浇直式挑檐女儿墙

图 3.4



框架结构现浇斜式挑檐女儿墙

图 3.5



混凝土结构现浇直式挑檐女儿墙

图 3.6

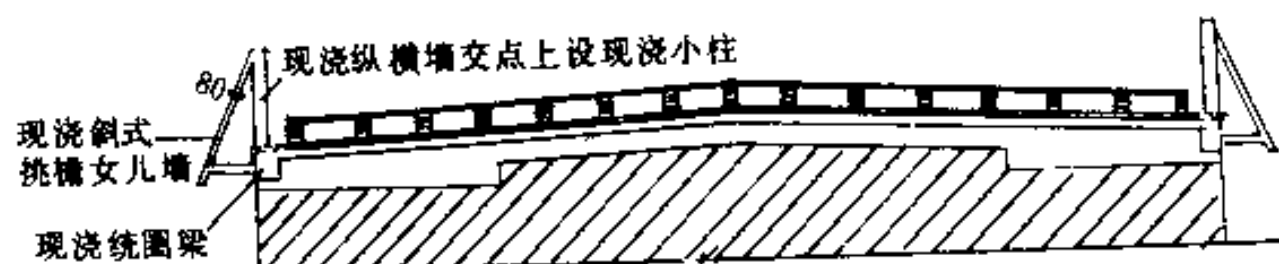
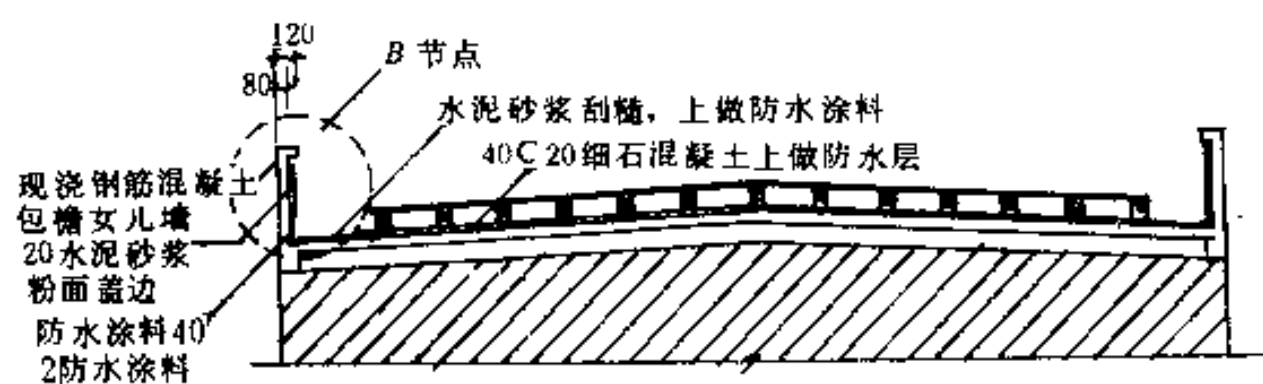


图 3.7



混合结构现浇屋面现浇包檐女儿墙

图 3.8

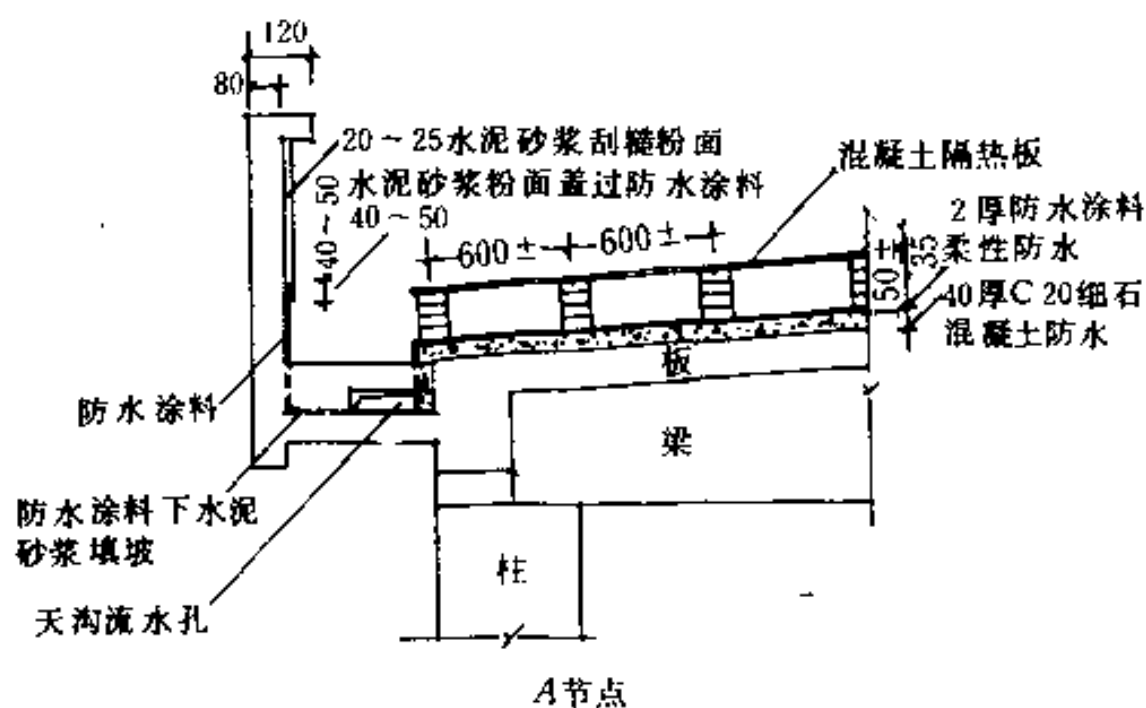


图 3.9

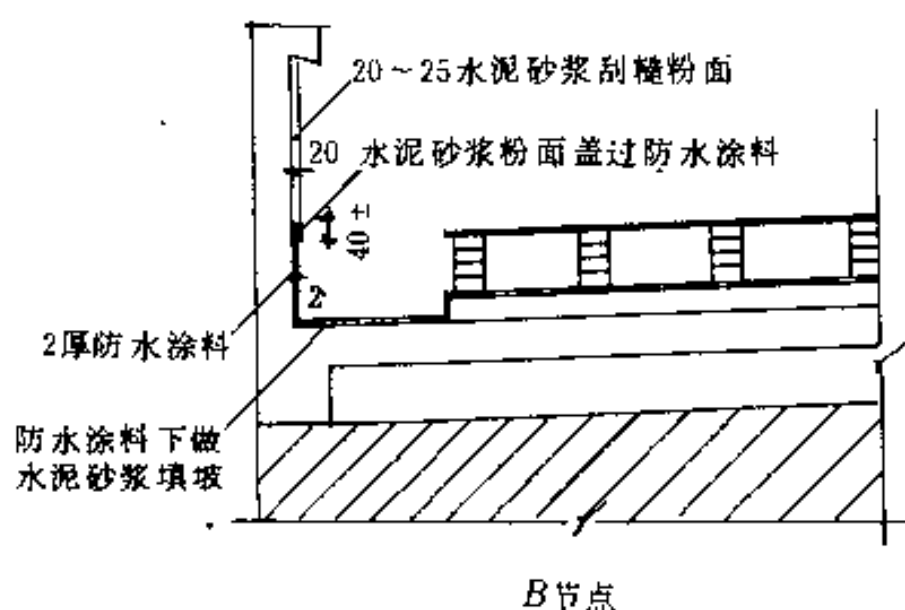


图 3.10

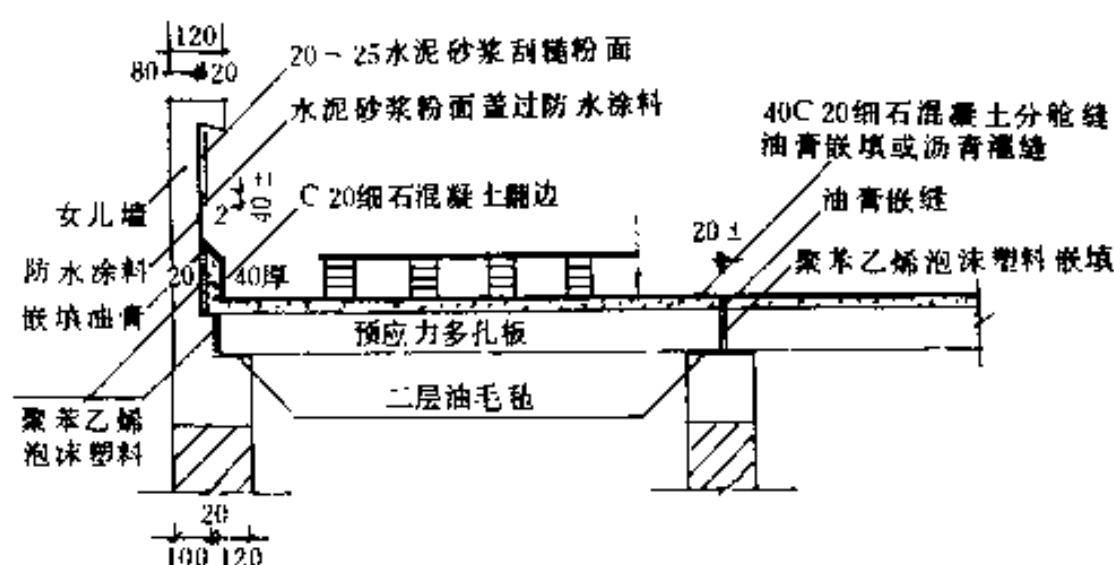


图 3.11

2) 基础方面

针对基础产生盆状沉降，沉降量大，可采取下列措施。

(1) 片筏基础的纵横向基础墙, 由砖砌改为钢筋混凝土或C15~C20混凝土, 与基础整浇, 以增加基础刚度, 可减小基础盆状沉降, 从而改善产生外“八”字裂缝, 实践效果较好。

地耐力较高,基础持力层下淤泥质粘土层、亚粘土层含

水量较低，孔隙比较小者，考虑不增加造价，则可仍做片筏基础、砖砌基础墙。

(2) 片筏基础、条基下打短桩，截面为 $200 \times 200\text{mm}$ ，桩长 6m 、 7m 、 8m 或 9m 。采用打短桩措施，主要是对上海部分地区在短桩所能及的土层，含水量较小，为 35% 左右，孔隙比为 1 左右。

(3) 片筏基础、条基下打细长桩：(1) 截面 $200 \times 200\text{mm}$ ，桩长 16m 、二节焊接。(2) 截面 $250 \times 250\text{mm}$ ，桩长 $16 \sim 18\text{m}$ ，二节焊接。

采取打细长桩措施，主要是依据上海部分地区，基础持力层较薄， 2m 左右，地耐力较低，且基础持力层下有较厚，约 $10 \sim 15\text{m}$ ，含水量高达 $45 \sim 50\%$ 的淤泥质粘土。亚粘土层，之下才有含水量在 35% 左右，孔隙比为 1 左右的较好粘土层亚粘土层等。在这种情况下，如果打短桩，桩尖支承在很差的淤泥质土层内，成了悬浮桩，不能起什么作用。

(4) 桩承台打长桩，桩截面 $400 \times 400\text{mm}$ 、 $450 \times 450\text{mm}$ ，桩长 20m 以上。采取该措施，主要是依据上述淤泥质粘土层、亚粘土层厚度达 20m 左右，在其下才有较好的桩尖持力层暗绿色土层等。

3) 墙面方面

针对墙面产生裂缝，再采取下列措施：

(1) 在顶层及顶层以下一至二层，从建筑物两端向中部一、二、三间的窗盘，改为钢筋混凝土统窗盘。

(2) 在上述第一条部位建筑物两端墙角及第一、二、三间窗间墙中，结合抗震要求，设置钢筋混凝土构造柱，与钢筋混凝土统圈梁一起现浇成整体联接。

(3) 在上述第一条部位窗盘下窗肚墙做配筋砌体。

(4) 在上述第一条部位,窗间墙、窗肚墙,砌筑墙的水泥混合砂浆的标号宜适当提高些。

综合上述墙面方面几条措施以图示如图3.12。

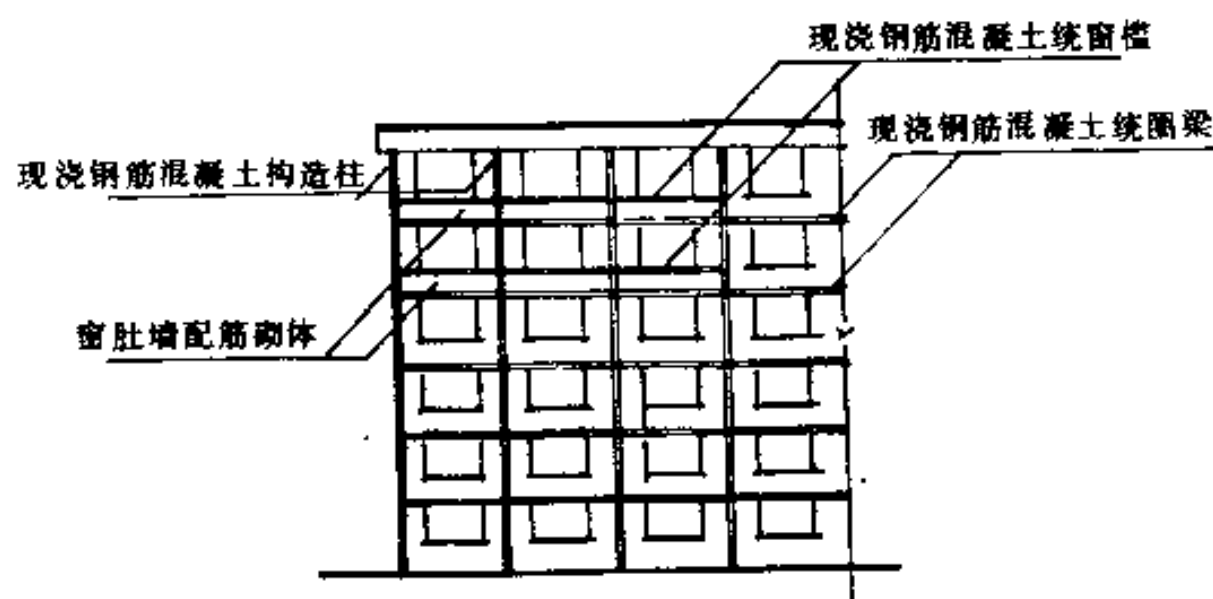


图 3.12

下面列出几个工程中采取防治措施的情况。

1) 上海某大学实验楼——直式挑檐女儿墙,1988年竣工验收。(1) 结构情况: *a*) 框架结构; *b*) 片筏基础; *c*) 直式挑檐女儿墙,自屋面挑出,在挑梁上做女儿墙小柱,女儿墙做在挑天沟上。(2) 裂缝情况: 女儿墙无裂缝,效果很好。见图3.13。

2) 上海某学院实验楼——直式挑檐女儿墙,1985年竣工验收。(1) 结构情况: *a*) 预装制配式框架结构,五层; *b*) 片筏基础; *c*) 直式挑檐女儿墙,挑梁上做天沟及女儿墙,挑梁上做构造小柱 240×120 与120砖砌女儿墙网片锚住; *d*) 屋面为预应力屋面板40mm、C20细石混凝土,20mm水泥砂浆刮糙贴二毡三油。(2) 裂缝情况: 女儿墙无裂缝,效果很好。见图3.14。

3) 上海市××学校教学楼——斜式挑檐女儿墙,1987年

上海××大学实验楼 (直式挑檐女儿墙)
(1983年竣工验收)

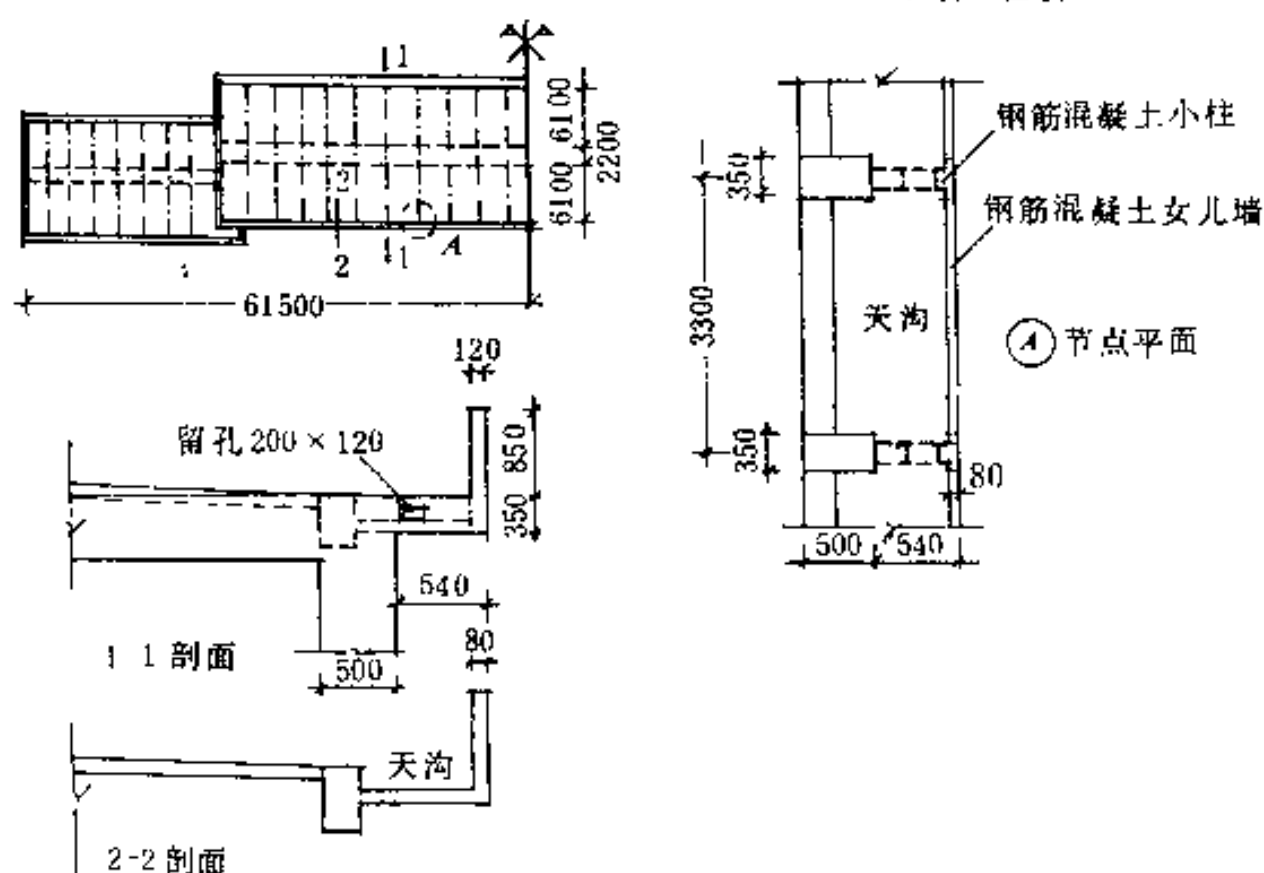


图 3.13

上海××学院实验楼 (直式挑檐女儿墙)
(1985年竣工验收)

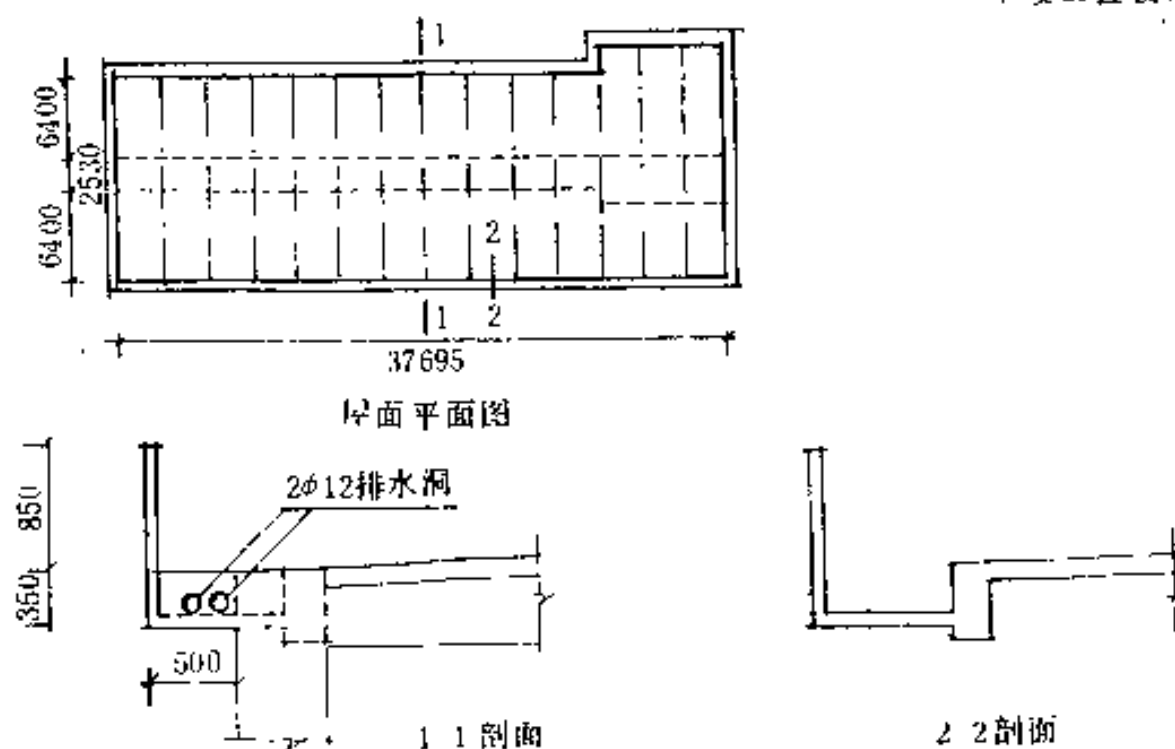


图 3.14

竣工验收。(1) 结构情况: *a*) 五层混合结构; *b*) 条形基础; *c*) 斜式挑檐女儿墙, 挑天沟, 材料均为钢筋混凝土。

(2) 裂缝情况, 女儿墙上无裂缝, 效果很好。见图3.15。

上海市××学校教学楼

(斜式挑檐女儿墙)

(1987年竣工验收)

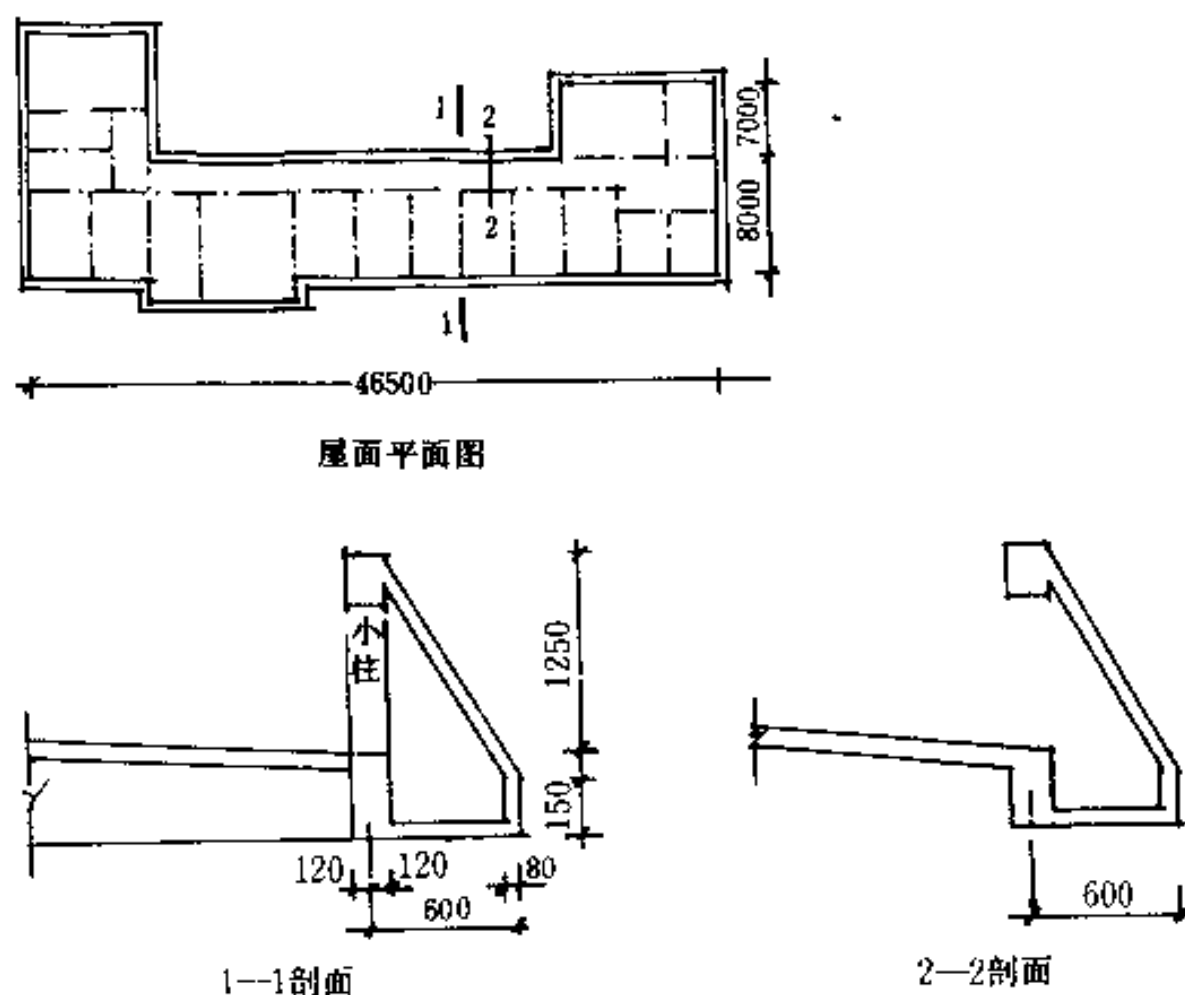


图 3.15

(冯永康)

3.2 有柱式雨篷一端与主体建筑连接处的裂缝

1. 裂缝症状:

建筑物有大雨篷时, 常将大雨篷一端固接在主要建筑物

上,另一端固接在柱上。
这在雨篷与上楼固接处的雨篷板梁下口及柱顶处雨篷板面或其它边缘翻口上面常产生裂缝,如图3.16所示。

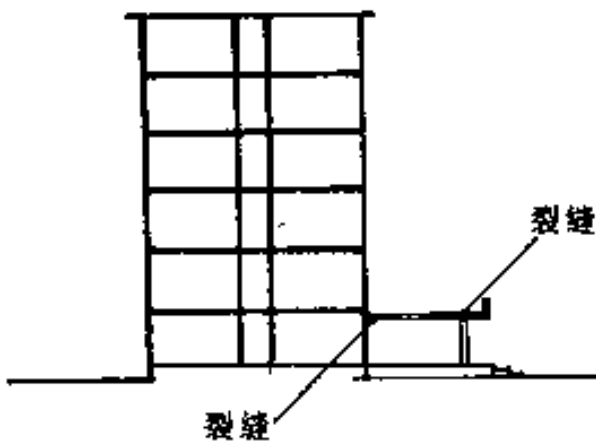


图 3.16

2. 裂缝产生原因

主体建筑往往是四~六层基础一般采用条基、片筏基础,或短桩基础。主体建筑和雨篷在荷载上的差异很大。因而在类似上海地区的软弱地基上,主体建筑的沉降比雨篷在柱的一端的沉降要大得多。这样,沉降差较大是产生裂缝的主要原因。

3. 防治措施

1) 设计时宜按图3.17将节点①、②设计成铰接。

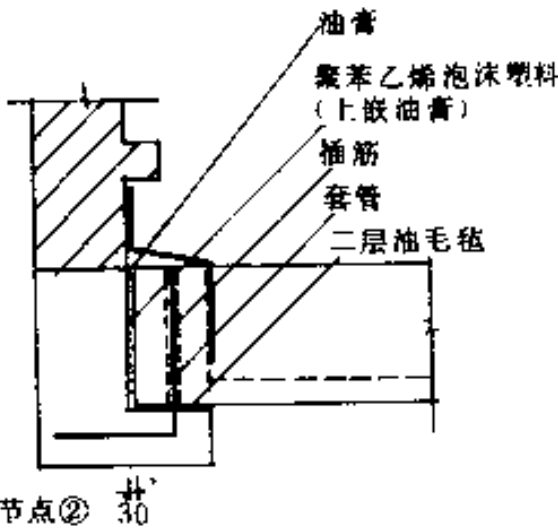
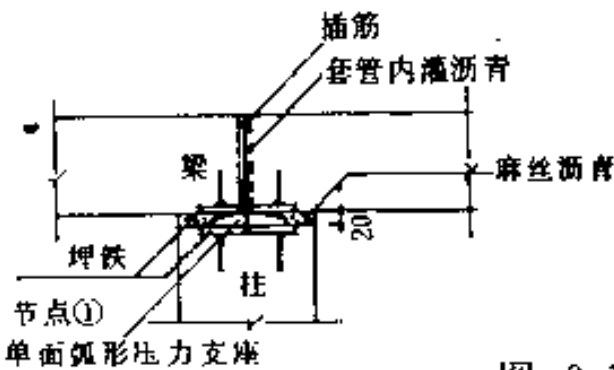
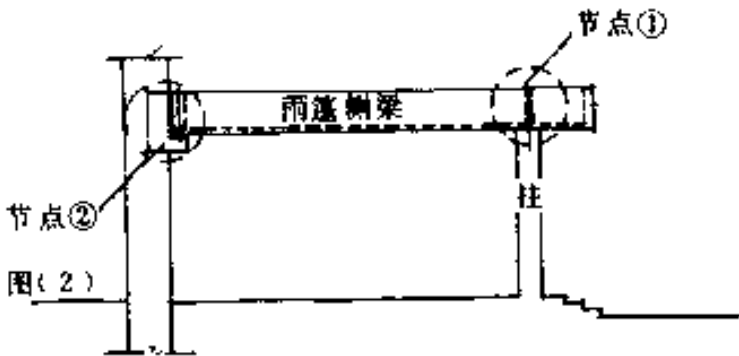


图 3.17

2) 也可采用单柱两端悬臂式雨篷, 一端与主体建筑脱开, 上口加白铁皮泛水如图3.18; 也可设计成双柱两端悬臂。

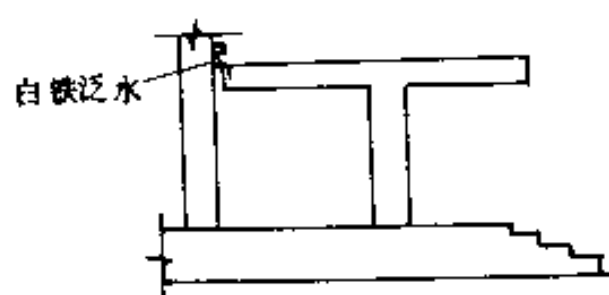


图 3.18

3) 当柱与主体建筑距离不大时, 应首先考虑设法将柱的基础与主体建筑做成整体, 避免出现不均匀沉降。这样的作法优于上述1、2的措施。

(冯永康)

3.3 沉降缝处理不当引起墙面开裂

某试验楼是四层砖砌体结构, 门厅是单层建筑, 平面如图3.19a。由于两部分的高度及荷载相差较大, 为避免不均匀沉降产生裂缝, 在门厅与主楼之间设置沉降缝将这两部分完全分开。建成几年后, 发现在门厅与主楼交接处的门顶过梁产生三道水平裂缝, 宽度最大的有10mm, 见图3.19b。

产生裂缝的原因是: 在沉降缝处单层与多层基础虽然分开, 但单层建筑在沉降缝处的墙体部分砌在多层建筑的基础上, 没有做到完全分开, 起不到沉降缝的作用。因多层部分的基础沉降较大引起单层墙体开裂, 在墙体比较薄弱的门洞处开裂较严重。

处理办法是: 在门厅部分的三个独立基础上设置基础梁, 将属于门厅的这部分墙体砌在基础梁上, 使门厅的上部结构及基础与主楼完全脱开。

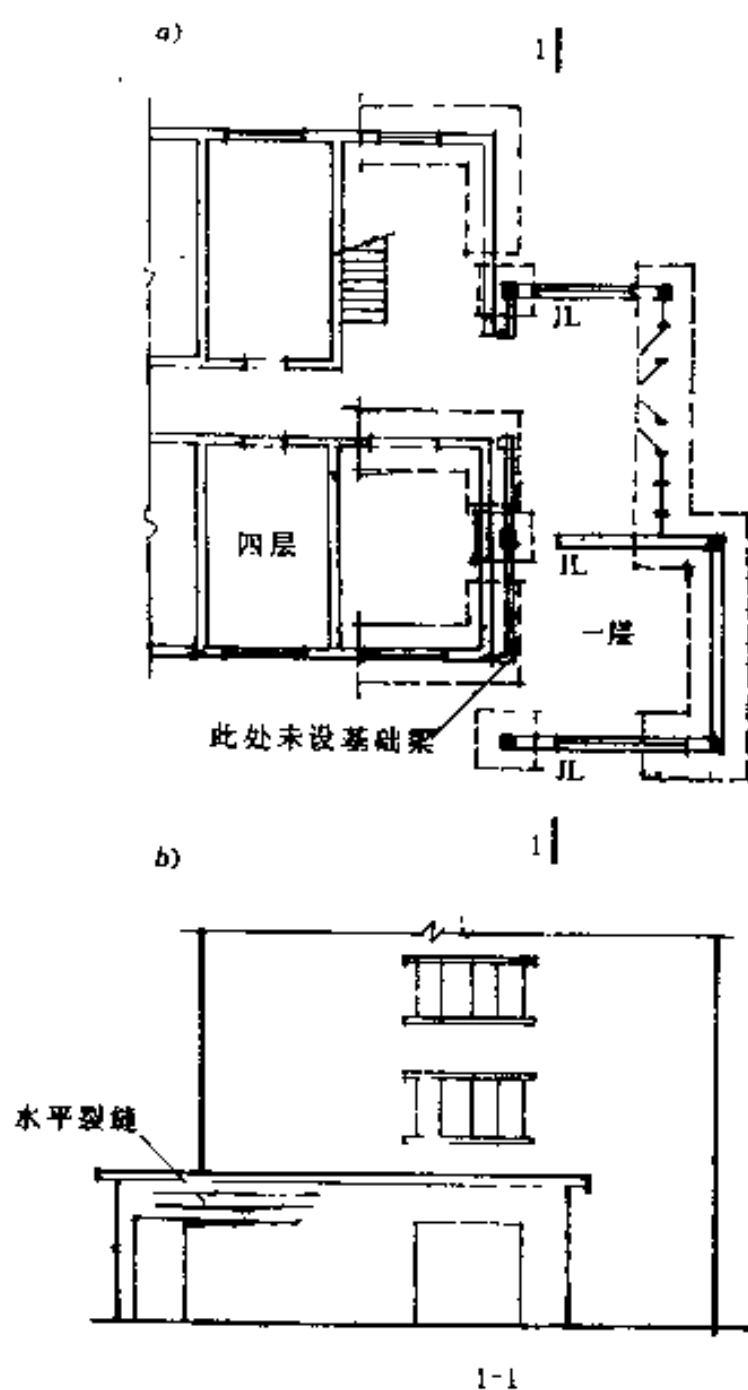


图 3.19

(王振雄)

3.4 沉降缝两侧山墙因沉降倾斜顶住开裂

某工程由六层及两层组合而成。一、二层为框架结构，三至六层为砖砌体结构，楼板为预制空心板，平面见图3.20，立而见图3.21。由于结构层数、高度及各部分荷载差别较大，

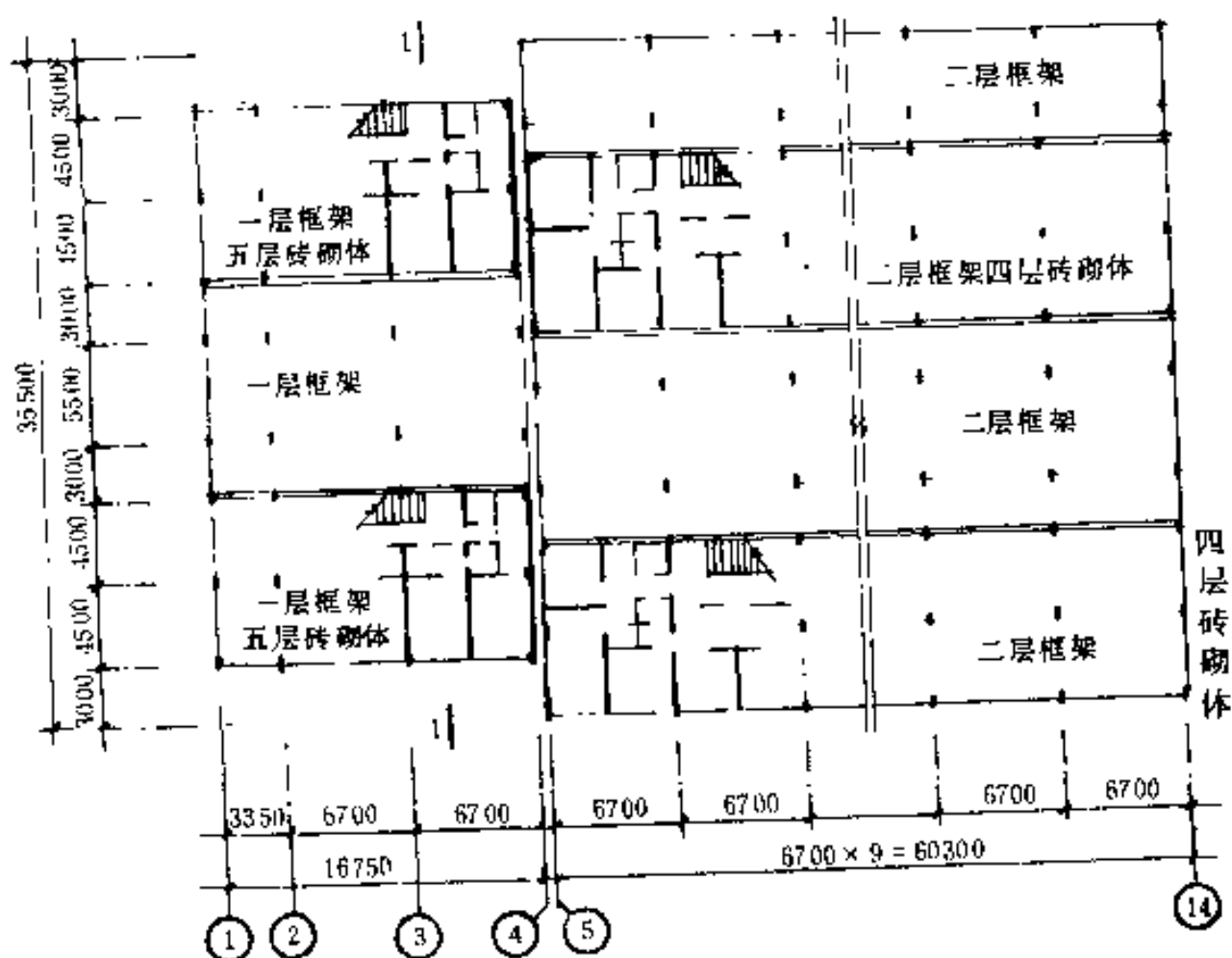


图 3.20

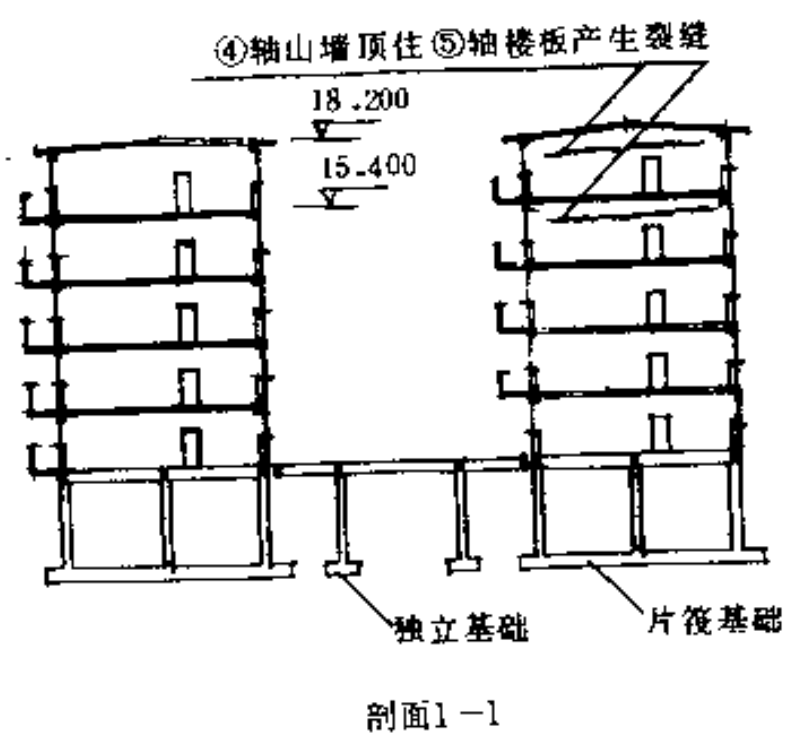


图 3.21

结构设计在纵向及横向均设有沉降缝,将平面分成七个部分,每部分从基础到上部结构完全分开。①至⑤轴山墙之间的沉降缝净宽220mm。六层的部分采用片筏基础,二层的部分采用独立基础。施工顺序是:①至④轴施工完成后,再施工⑤至⑭轴。

结构施工完成后,发现④轴山墙向⑤轴倾斜,⑤至⑭轴呈盆形沉降,即中间⑩轴沉降大,山墙⑤轴及⑭轴沉降小。虽然在④至⑤轴间的山墙设计留有净宽220mm的沉降缝,但由于基础下卧层的地基承载力用得较高,施工中所留的缝宽不足,加上该处地基较差、施工期间在沉降缝处挖掘排水沟,以及后施工的部分对先施工的基础增加附加压力等项因素,引起④轴山墙向⑤轴倾斜,使其屋面顶住⑤轴山墙。由于⑤至⑭轴有240mm厚的内纵墙顶住山墙、刚度较大,⑤轴山墙没有发现明显变形。①至④轴无内纵墙与山墙相连,刚度较差。因此,在④轴六层山墙(标高15.400~18.200m)产生水平裂缝,见图3.22。

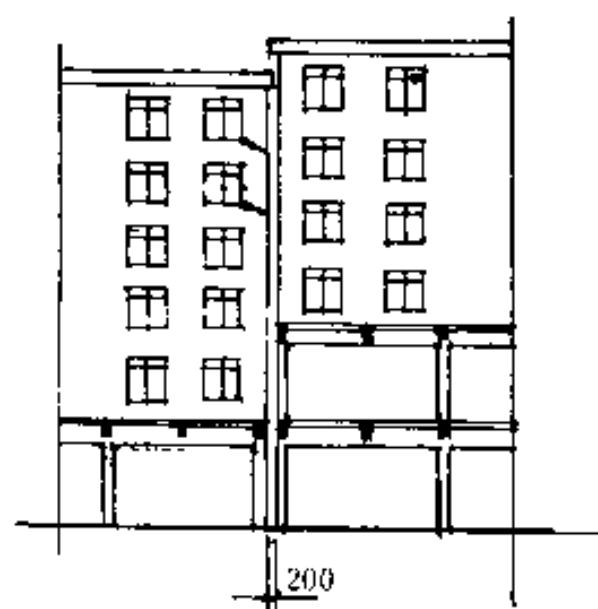


图 3.22

处理办法是：将③至④轴片筏基础上的填土挖除，改做架空层地面，减轻这部分基础上的荷载。在①至②轴的屋面（标高18.200m）上加一层，增加这部分荷载。加大①轴沉降、减小④轴沉降。采取这一措施后，沉降趋向均匀，原来①轴山墙在屋面处顶住的部分逐渐分开。墙面裂缝修补后可以正常使用，效果良好。经沉降观测，基础沉降较均匀，并趋向稳定。

这种高度不同的建筑单元，中间设沉降缝的建筑物，若基础处理不好，都会产生这种现象，即低的房屋倾侧靠向高的房屋，沉降缝两侧墙面互相顶住而产生裂缝。处理办法有在低的房屋近缝的一边的基础下逐步挖土以纠正房屋的倾斜；也可采用在沉降大的一侧用注浆加固地基的方法。

（王振雄）

3.5 高低建筑单元之间应注意的问题

由于建筑功能及美观要求，建筑设计，采用多单元组合形式。单元高低不一，使高低单元相接处作用在地基上的荷载发生突变；由于地基受力状态很不一致，而出现较大差异沉降，从而造成建筑物中高低相接处，低轻的单元部分向高重部分倾斜和开裂。裂缝向高重部位倾斜如图3.23。裂缝的特点是自下而上逐步发展。它与温差等引起的外“八”字等裂缝的特点恰恰相反，温差等引起的裂缝是自上而下逐步发展的。

特别是对于上海的软土地基，一般高差在两层或两层以上即经常有程度不同的斜裂缝。如教学建筑中常将不同层高不同楼层的四～六层的教学实验楼、图书（阅览）馆等与二



图 3.23

~三层的阶梯教室设计在一起，高低相接处，相差二~三层；而且往往因建筑要求室内平整美观，在伸缩缝或沉降缝两侧的高层、低层均设计成双墙，荷重加大，致使该处与低层另一端的荷载差异更大，再加上软土地基建筑物盆状沉降及相邻基础相互影响等因素，即产生上述裂缝。

设计时可采取下列措施。

1) 首先，建筑设计上应尽量考虑避免上述高低层建筑，至少高低层差不要多于一层。

2) 如确需设计成高低差建筑，为了减少裂缝，尽量不设双墙。如必须设计双墙，则低层紧靠高层数间建筑的钢筋混凝土柱间墙采用轻质墙，或者双墙均采用轻型墙体，以减轻墙体自重。

3) 高低层相接处设置的沉降缝和伸缩缝的缝宽，宜宽些。缝宽按层数考虑（根据上海软土地基考虑）为：建筑层数五~六层，缝宽160~200mm；建筑层数三~四层，缝宽120~150mm。

加大了缝宽，就可以防止缝两侧的单元在发生内倾时造成挤压破坏。但特别要注意的是，施工时缝内不可落入较硬

的建筑材料，否则内倾后两侧墙体就会受到破坏。

1) 高低层相接处基础设计时，须考虑到基础应力相互叠加的影响。同时，采用的基底地耐力要适当减小些。

5) 在高低层相接处，底层采用架空地板，代替室内填土的地坪，以减轻荷重。

6) 施工方面，采取先建高层数部分，后建低层数部分，且须严格按设计要求做好沉降缝或伸缩缝。

如高低层相接处为双墙的建筑物已造好，且发现有上述斜裂缝，并在发展，则宜于高低层相接处卸荷，例如将该低层框架柱间墙拆除或改为轻质墙等，其实践效果较好。

(冯永康)

3.6 砌筑于悬挑梁上砖墙的裂缝

由于建筑设计立面处理的需要，常常要求框架结构的框架柱不能在立面上暴露。这样就需如图3.24所示将外墙砌体砌筑在悬挑结构上；图中所示为一般采用的在框架端挑出悬

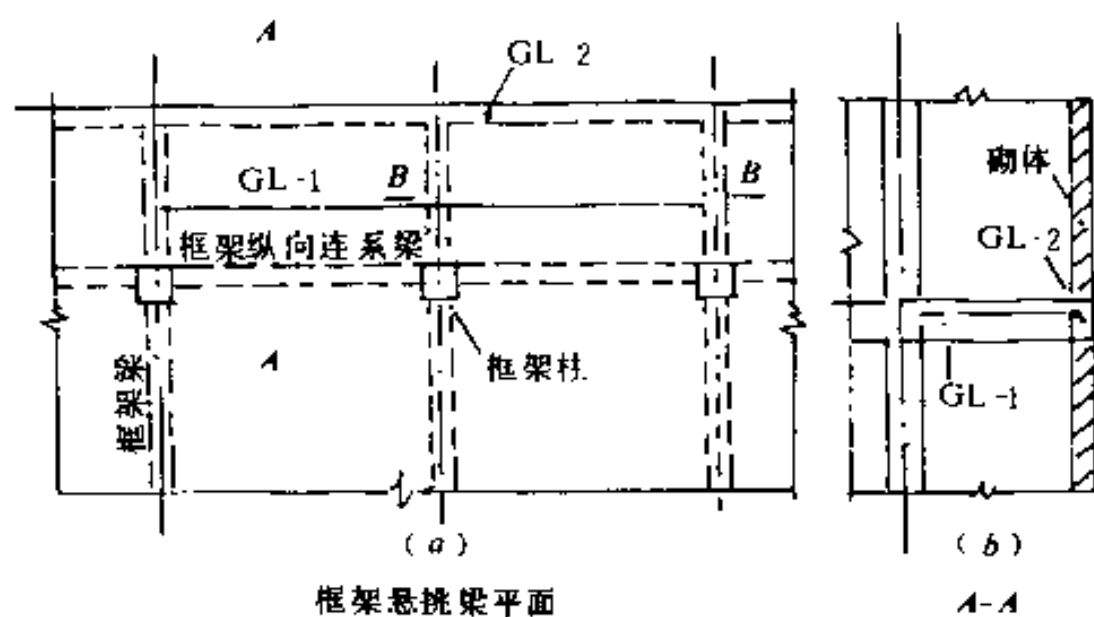


图 3.24

臂梁GL-1、GL-2来承担墙体重量的方法。这样的构造，有时会造成如图3.25所示的八字裂缝和墙顶面与钢筋混凝土梁之间的水平裂缝。

在设计中，设计人员往往容易忽略悬挑结构中GL-2的挠度在支座处和跨中是不一样的，面仅对悬挑结构进行承载力计算。由于悬挑结构中GL-2跨中挠度的关系，引起砌体产生八字裂缝，并使砌体顶部与楼层梁底脱离。严重的会影响结构的安全。

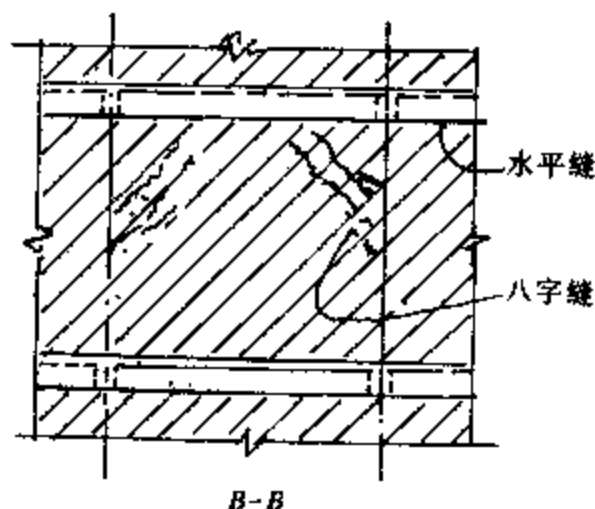


图 3.25

防治措施如下：

1) 在设计中应对梁GL-1和GL-2的变形（挠度）进行验算，使满足 $[f] \leq l/300$ ，其中 l 为梁长。

2) 在GL-1的悬臂端设置钢筋混凝土构造柱，柱的上下端有插筋伸入悬臂梁内，再采用先砌墙后浇构造柱的施工方法，以加强墙体的抗裂性能。

(严庆征)

3.7 砖砌女儿墙的裂缝

钢筋混凝土平屋面上的砖砌女儿墙常有裂缝出现，裂缝呈水平状，位置在女儿墙与屋面的交接处。一般在墙角处先出现裂缝，随后逐渐向中间延伸，个别严重者，则贯通全长。

裂缝产生的原因是：

1) 砖砌女儿墙一部分砌筑在墙体上, 而另一部分砌在板上; 尤其是一部分砌在预制空心板上(见图3.26), 则出现裂缝的情况更为普遍。因为板的挠曲, 使女儿墙有向上拱起的趋势, 从而引起女儿墙产生水平方向的裂缝。

2) 与平屋面防水处理构造有关, 当采用刚性防水层时, 常常把混凝土防水层与女儿墙直接相连。由于温度变化, 使防水层产生收缩, 或膨胀, 从而引起女儿墙前后错动, 造成女儿墙出现水平方向的裂缝。如做卷材防水层时, 由于在屋面板上常需做水泥砂浆找平层, 它也与女儿墙直接相连, 受温度影响会使女儿墙出现水平裂缝。

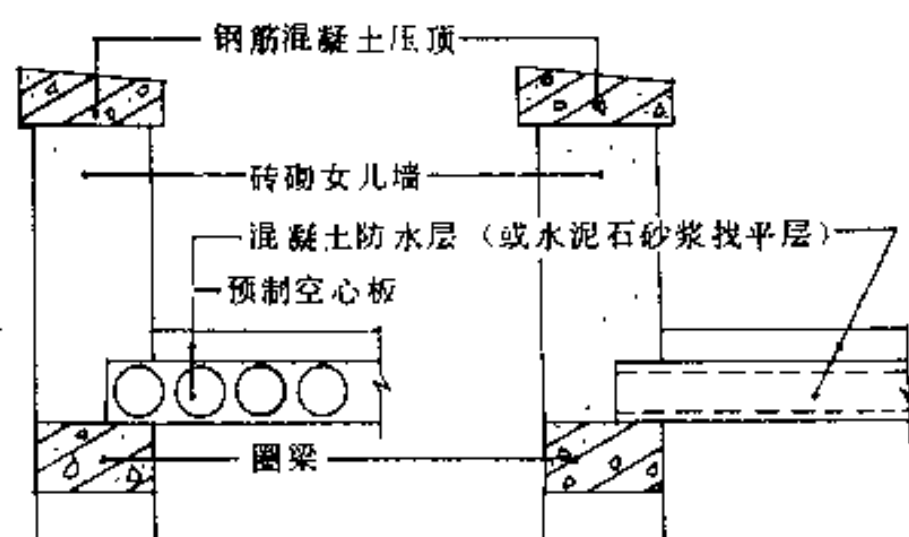


图 3.26

防治措施是:

1) 将女儿墙全部砌筑在墙体或者圈梁上, 避免板的挠曲影响。

2) 在屋面混凝土防水层或水泥砂浆找平层与女儿墙之间要设置软性防水材料, 减少或避免混凝土防水层或砂浆找平层因为温度的变化对女儿墙的影响。

3. 在实施上述两项措施后, 当女儿墙高度大于500mm

时，除满足强度要求外，宜在女儿墙内设置与墙同厚的钢筋混凝土柱，其要求详见图3.27，以提高女儿墙的抗裂性能和安全度。

4. 当某些工程对女儿墙抗裂要求较高时，宜采用钢筋混凝土女儿墙，如女儿墙较长，要按规范规定设置竖向伸缩缝或控制缝来释放温度应力。

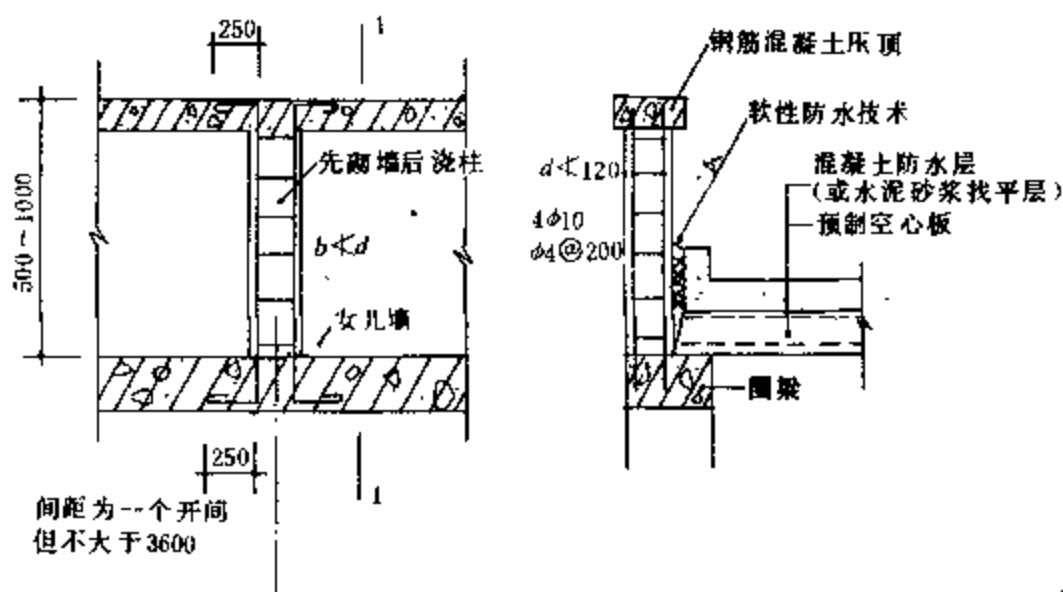


图 3.27

(严庆征)

3.8 悬臂板式挑阳台钢筋混凝土

栏杆板与外墙面间的裂缝

1. 裂缝症状

住宅宿舍挑阳台，一般均采用预制阳台板，宽为开间尺寸，长为2.4m，挑出外墙面1.2m，板厚90mm；搁进外墙面部分也为1.2m，但板厚为120mm，需搁在两侧横墙上。有时限于起吊能力，按同样规格配筋改为现浇。这类悬臂板式

挑阳台的钢筋混凝土栏杆板与外墙面交接处，一般均发现有上口大、下口小的沿墙面的竖向裂缝，见图3.28。

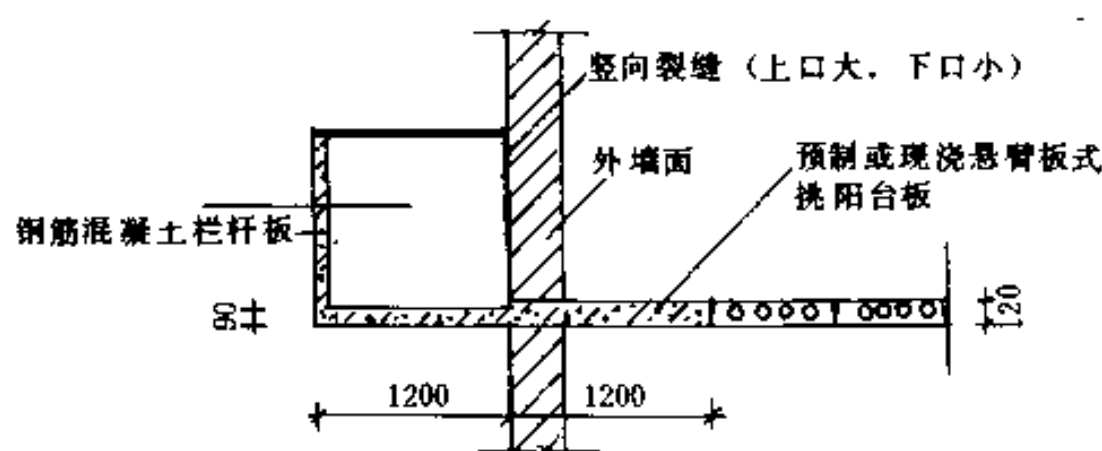


图 3.28

2. 产生原因

按分析，该裂缝系由栏杆板的集中荷载 P 以及阳台板自重、活荷载等均布荷载 q 使悬臂阳台板端分别产生挠度 $f_A = \frac{Pl^3}{3EI}$ 及挠度 $f'_A = \frac{ql^4}{8EI}$ 而形成的。虽然阳台板按承载力计算是安全的，但会使房屋使用者心理上有不安全感，且影响墙的美观。

3. 防治措施

外挑悬臂板式阳台，宜设计为在横墙上外挑悬臂梁式阳台，见图3.29。如建筑要求阳台板底成平板，则宜设计为悬臂梁上翻，如图3.29b，梁宽适当改狭。

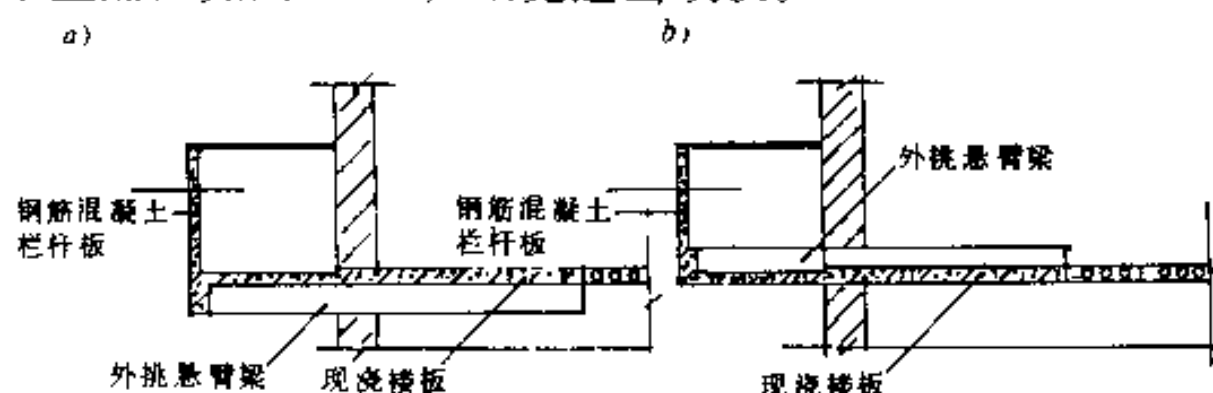


图 3.29

若建筑要求必须设计悬臂板式阳台,宜作下列改善措施:

1) 为了减小上述裂缝宽度,钢筋混凝土栏杆板顶宜加些配筋,砌入横墙;配筋设直弯钩,弯入砌墙花槽内,如图3.30。

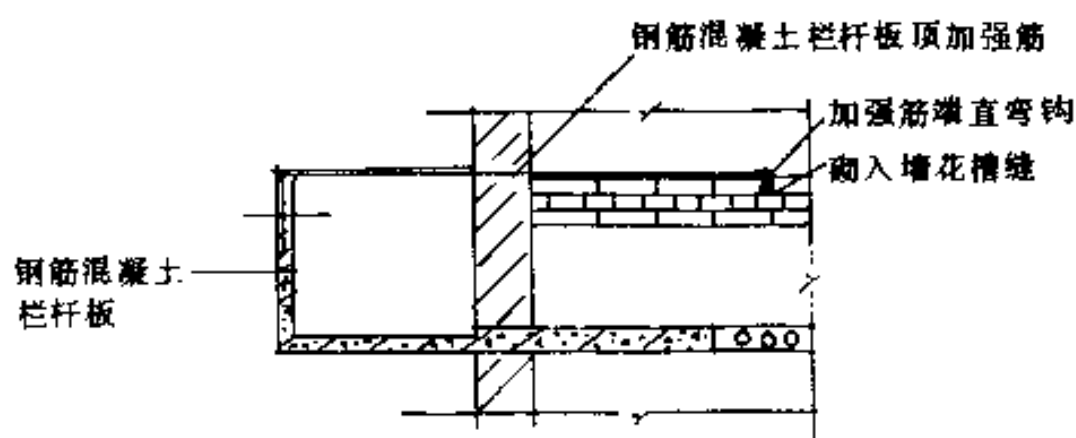


图 3.30

施工时,先将配筋砌入墙中,其伸出长度不小于 $35d$,然后与栏杆板内钢筋整体焊接浇捣。

2) 建筑处理之一是,使钢筋混凝土虚实结合如图3.31。

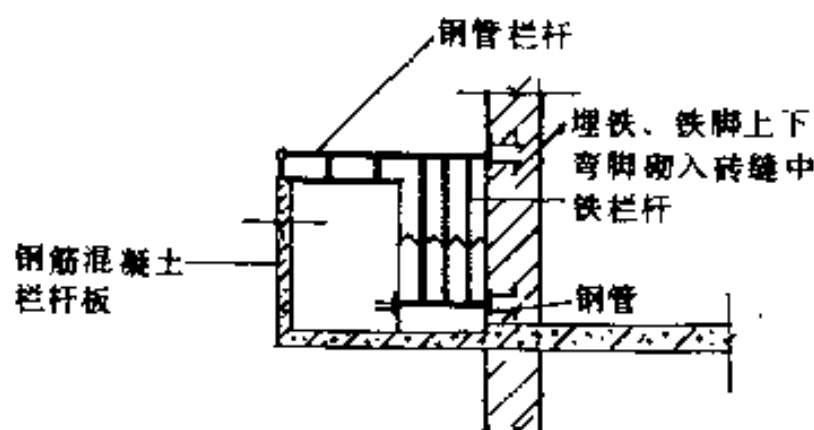


图 3.31

在近外墙一边采用铁栏杆,将钢管栏杆扶手焊在墙中埋铁上。

3) 建筑处理之二是,在钢筋混凝土栏杆板与外墙面交接处作内外粉刷,在该部位栏杆板的粉刷,可做宽15mm左右竖缝,并嵌以嵌条,外填密封膏,如图3.32。

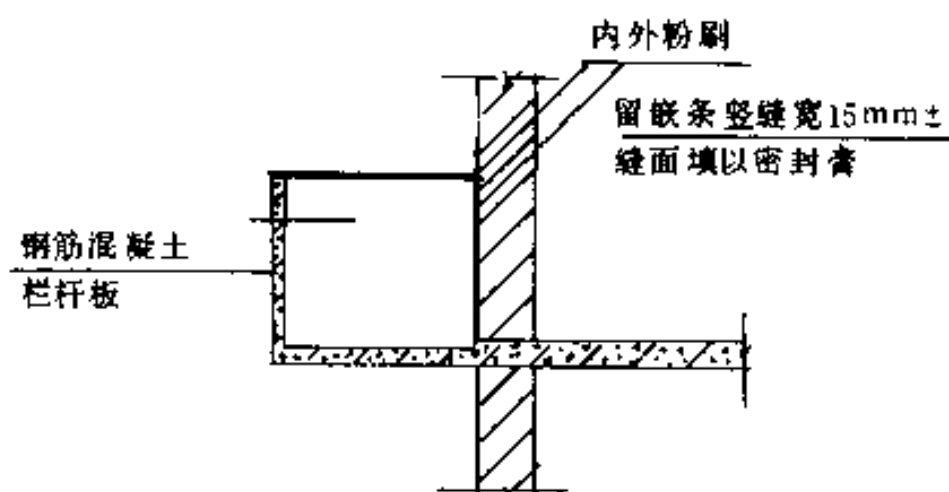


图 3.32

(冯永康)

3.9 现浇钢筋混凝土肋形板的裂缝

现浇钢筋混凝土肋形板结构，常在板面出现裂缝，位置在主梁附近，有时在次梁附近也有发现。裂缝方向均平行于梁。个别在板长方向的中间部位，有时也可见到裂缝，见图3.33。

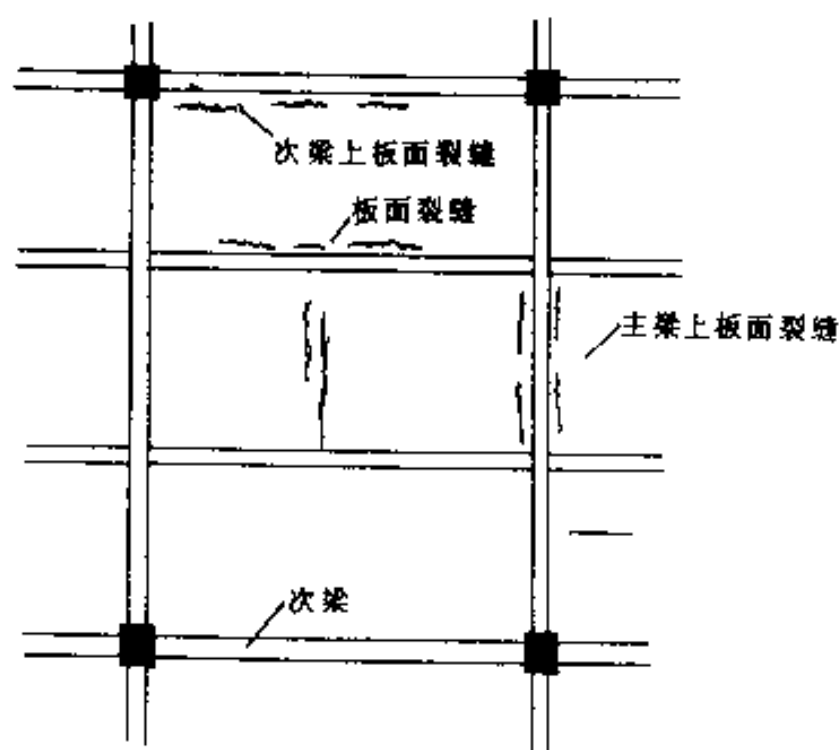


图 3.33

现浇钢筋混凝土肋形板结构出现裂缝，与结构布置和板厚有密切关系。在一般民用建筑中，板的跨度大多数取2~3m，板厚70~80mm，即可满足规范的承载力和挠度构造的要求，而恰恰这种普遍采用的结构布置常常出现图3.33所示的裂缝。其产生原因如下：

1) 次梁附近板面的裂缝

产生裂缝的主要原因是，支座负钢筋的设计有效高度与实际情况不符，施工时板面钢筋一般都放在次梁纵筋上面，而纵筋上表面离板面的厚度一般

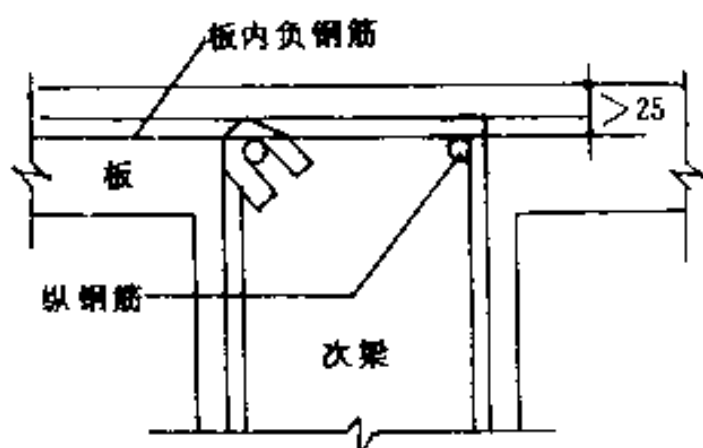


图 3.34

都在25mm以上，见图3.34，再加上操作不当等原因，使负钢筋有效高度减小较多。尤其当板厚只有70~80mm，如果负钢筋的保护层增加到30~40mm，则负钢筋应力要比原设计值增加50%~100%，所以出现裂缝，也是很自然的。

2) 主梁附近板面的裂缝

主梁上板的负钢筋按规范构造要求，仅需在单位长度内总截面积不小于 $\phi 6@200$ 。按单向板计算，这部分钢筋是不受力的，故设计者一般常选用 $\phi 8@200$ ，或等于板中受力钢筋截面面积的1/3，但实际上按图3.33所示的结构布置用带肋板方法进行计算，考虑主次梁挠度对板的影响，则主梁上板的负弯矩数值，可达到或接近（有时甚至可超过）板中受力方向的弯矩值。

另外，既然主梁上板的负钢筋是受力的，而这部分负钢筋一般都放置在主梁纵筋上面，而主梁纵筋上表面离板面的

厚度一般为40~50mm。因此使这部分板的负钢筋实际有效高度比较小，而工程设计中所设置负钢筋又少于次梁的负钢筋，故主梁附近板面出现裂缝情况较为常见。

规范中规定的构造钢筋，可认为仅适用支承板的四周板的边界没有位移的情况。

3) 板长向中间部位的裂缝

出现这类裂缝的主要原因是由于混凝土收缩而引起的，因为裂缝方面不是在受力部位，而在这截面上仅在板底部有一些数量很少的分布筋。因此，板的收缩大于主、次梁的收缩，造成裂缝的出现。

上面所述出现裂缝的原因，都是从设计强度上分析的。板面裂缝的出现对混凝土级配、选用材料，施工操作和养护也有很大关系，也要引起重视。

防治措施是：

1) 现浇钢筋混凝土板的厚度的选用，较理想的是取120mm或不小于100mm。在充分发挥板的强度前提下，决定梁的布置。这样板虽比已往厚些，但梁的数量可能有所减少，对施工和埋管也带来方便。

2) 宜优先考虑采用双向板。如选用单向板结构时，要考虑主、次梁挠度对板弯矩的影响。

3) 对板面裂缝控制要求较高者，在设计负钢筋面积时，选用板的有效高度要考虑施工的实际情况。

4) 现浇钢筋混凝土板的防裂，除从结构强度上和施工上采取措施外，还应对地坪材料和板底平顶材料的选用给予关注。有条件时，优先考虑采用块材、卷材；避免采用水磨石面、抹灰等湿作业材料来做地坪和平顶。

(严庆征)

3.10 四边弹性固定单向板的板面裂缝

在一般住宅建筑或其他建筑中,经常会遇到长/短跨的比超过2(或接近2)的楼板。这些板在固定后,常常发现在支座处出现斜裂缝“c”,如图3.35;裂缝从支座角隅处开始,呈 45° 角(一般变化在 $40^\circ \sim 50^\circ$ 之间)向内延伸;裂缝宽度变化较大,在 $0.2 \sim 0.3\text{mm}$ 之间,而且裂缝上下贯通。

造成这种裂缝出现的原因主要是,计算中将这种板的计算简图假定为简支单向板;这与实际工作条件不符;特别是在靠近支座“b”的一定区域内相差更远。在板中间位置处的板带在荷载作用下,中间的挠度值“ f_{\max} ”与

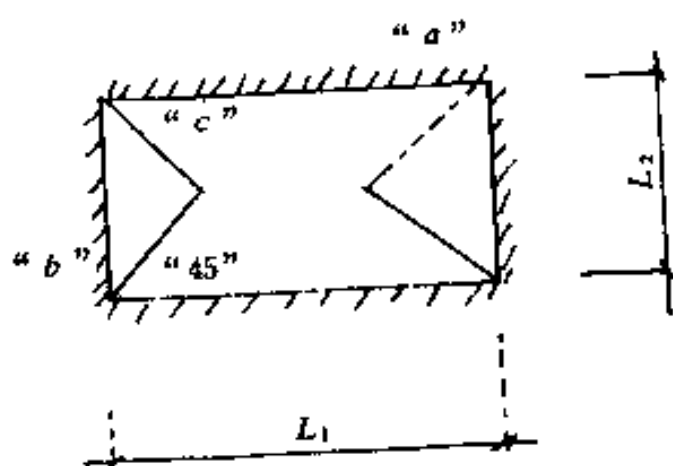


图 3.35

计算值比较相符,而在位置靠近支座“b”的板带,其实际挠度 f_1 就小于计算 f_{\max} 值;越往“b”支座其实际挠度越小,直至支座“b”处其值为零。由于沿着长向板带中间的挠度有显著的变化,如图3.36所示。又因板带构造上的连续性和混凝土板在两个方向上的收缩,在“b”支座附近产生较大的剪应力,并由此而产生相应的较大的法向应力(主拉应力),因而产生较大的斜裂缝。

防治这类裂缝的方法,主要从两个方面着手。

1. 减轻这种裂缝造成的因素。

前已叙述,造成这种裂缝的原因是中间板带挠度 f_{\max} 与

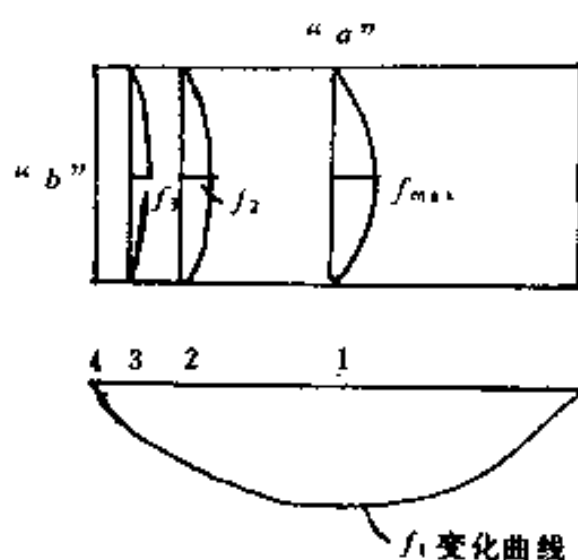
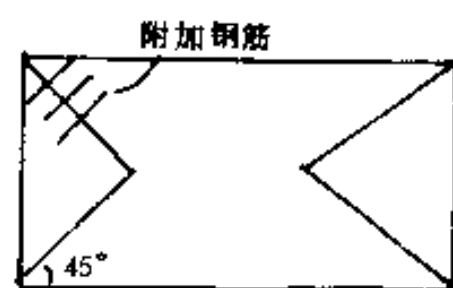


图 3.36

端部“b”附近挠度 f_1 的差，其值与 f_{\max}/f_1 成正比，即裂缝宽度 $\delta_a = \phi\left(\frac{f_{\max}}{f_1}\right)$ 。若在设计中能尽可能减小 f_{\max}/f_1 值，则可相应地控制主拉应力，从而控制裂缝的开展。由此，在其它条件不能变更时，设计中应适当增加板的厚度。

2. 防止裂缝的危害和减小其裂缝宽度。

上述分析的这种裂缝实际上较难避免，但必须控制其宽度，以免造成使用上的危害，因此可在裂缝的垂直向配置适当的附加构造钢筋（图3.37）。



附加钢筋为 $\phi 6 @ 100 \sim 150$
上下二排 $l = 200 \sim 300$

图 3.37

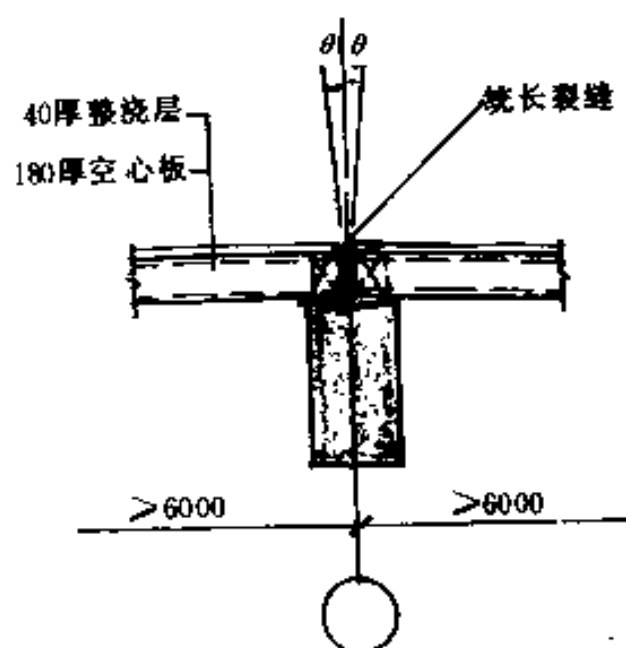
上述两个措施，经实践考验，效果较好，一般条件下能使裂缝比较微细，对使用和构件寿命均无显著影响。

（梁嘉全）

3.11 大跨度预应力多孔板整浇层裂缝

某厂两层楼房，柱距6m，跨度15m。底层为材料仓库，二层为职工食堂。楼面采用6m跨预应力多孔板，40mm厚整浇层。使用后，沿梁方向出现整浇层统长裂缝。由于食堂用水频繁，造成裂缝处渗漏。

原因是预应力多孔板的刚度不足，180mm厚预应力多孔板在大跨度情况下，刚度明显不足。尤其在活载较大的民用建筑楼面中，板端极易因挠曲产生的转角 θ ，造成整浇层拉裂，出现板端水平统长裂缝。(见图3.38)。



(大跨度预应力多孔板整浇层裂缝)

图 3.38

防治的办法是：

1) 对有防渗要求的、跨度 $\geq 6\text{m}$ 的民用建筑楼面，如采用预应力多孔板应根据防渗要求的程度，在(1)板缝填充

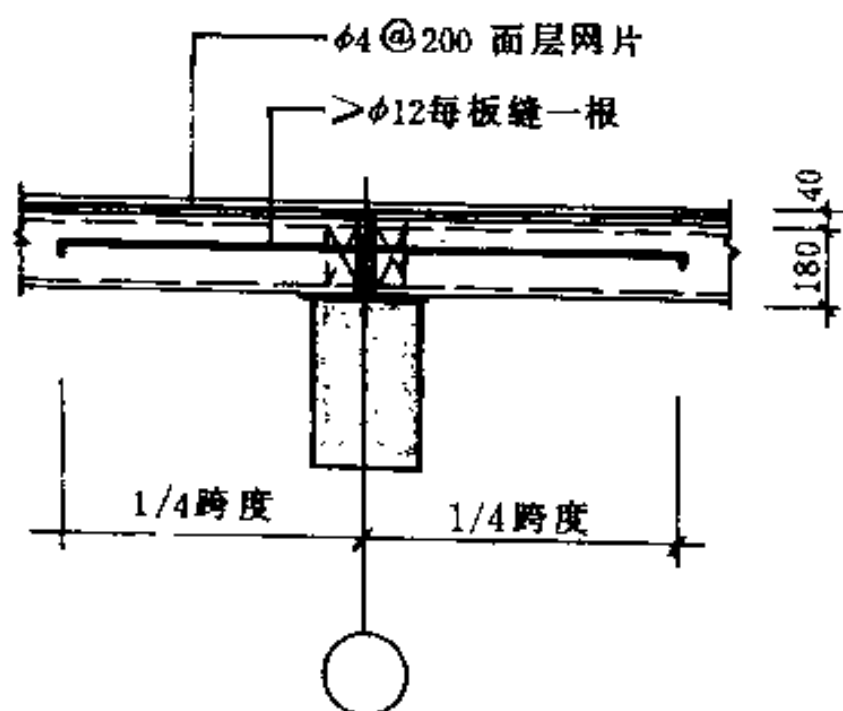


图 3.39

密实程度, (2) 板面整筑层的作法, 以及 (3) 施工要求三个方面提出明确的施工措施, 并在施工中严格检查督促, 切实执行。

2) 整浇层内除按构造要求设置 $\phi 4 @ 200$ 钢筋网片外, 在板端轴线处的每块板缝内加设较粗钢筋, 用细石混凝土捣实, 以减小空心板因刚度不足产生的转角, (见图 3.39)。防渗要求高的, 整浇层厚度可改为 60mm, 钢筋改为 $\phi 6 @ 200$ 。

3) 对已产生的裂缝, 应凿去裂缝处的整浇层, 用防水膏、防水布等新型材料修复。

(孙兵)

3.12 承受砖砌体的梁的挠度控制

在大量的工业与民用建筑设计中, 承受砖墙的梁, 其挠度控制一般为 $L/200 \sim L/250$ 。但依据目前的施工方法, 一般

砖墙为连续砌筑，这样将导致梁的不安全，挠度增大，墙体开裂。

例如，某一工程，在使用过程中发现，由于搁置于梁上的墙体，在砌筑过程中，无间歇，连续砌筑，致使这一按常规设计的梁很快即产生过大的挠度，墙面明显开裂，必须进行修补。

按照实践经验，在砖墙砌筑中，分层砌筑，使砌筑过程有间歇，梁的挠度逐步产生增量，这样在再砌筑时，梁跨正中的挠度增量将比一次砌筑时明显降低，间歇时间越长，梁跨正中的挠度增量也越低。一次砌筑将使梁的挠度突然产生，得不到缓冲余地，达到很大，甚至超过原设计规定，墙体就产生裂缝。

鉴于目前施工单位在砌筑墙体过程中“一次到位”的现象，建议今后在设计承受砖砌体的梁时，如果没有把握控制砖墙砌筑的速度，则在设计时，应将梁上的砖墙全部重量作为荷载，按规定验算梁的挠度，必要时，放大断面或增加配筋。

(王泰鹏)

3.13 钢筋混凝土高梁侧面裂缝

钢筋混凝土高梁两侧面的中部常常出现裂缝，裂缝的宽度是中间较大，向上、下逐渐变细，呈橄榄状。其长度一般上至板底附近，下至底部纵向钢筋面为止；个别情况则贯通梁底面。这类裂缝的方向与纵向钢筋垂直，并沿梁跨度方向分布，其间距大致相同，见图3.40。

当梁的宽度、高度较大，且梁的支座水平位移受到约束时，钢筋混凝土高梁的两侧面中部更容易出现这类裂缝。

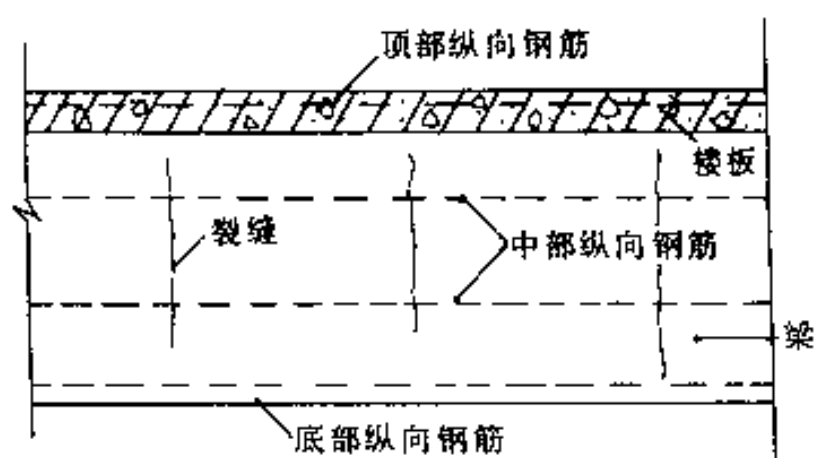


图 3.40

这类裂缝，主要由于混凝土收缩引起；由于在梁中部虽按规范要求设置了纵向构造钢筋，但远比底部纵向钢筋少，而在底部除有纵向钢筋外，在顶部还有楼板对混凝土收缩变形的约束，所以混凝土的收缩变形在梁中部较大，裂缝也就呈橄榄状；这类裂缝常称为收缩裂缝；如果梁上仅有这类裂缝，对结构强度影响不大。

这类裂缝产生的原因既然与混凝土收缩有关，因此应在施工时要控制混凝土凝结期的收缩变形。但是，混凝土的收缩不能彻底消除，因此，必须在梁的中部配置适当的纵向构造钢筋。根据《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89，第7、2、14条“当梁高超过700mm时，在梁两侧沿高度每隔300~400mm应设置一根直径不小于10mm的纵向构造钢筋”。一般工程都用 $\phi 10$ 构造钢筋，以符合规范规定，但当梁宽为250mm，其中部钢筋百分率仅为 $\mu=0.15\%$ ，如果梁宽为500mm， $\mu=0.075\%$ ，可能还是不够。建议在中部的纵向钢筋配筋率不宜小于0.15%；沿梁宽钢筋数与主钢筋肢数相同，见图3.41；同时应优先采用螺纹钢筋。

对已出现的裂缝，一般可采用粘结材料予以封闭，阻止

水气渗入，以防止钢筋锈蚀。如果裂缝较大，影响结构强度时则应采用结构补强的办法处理。

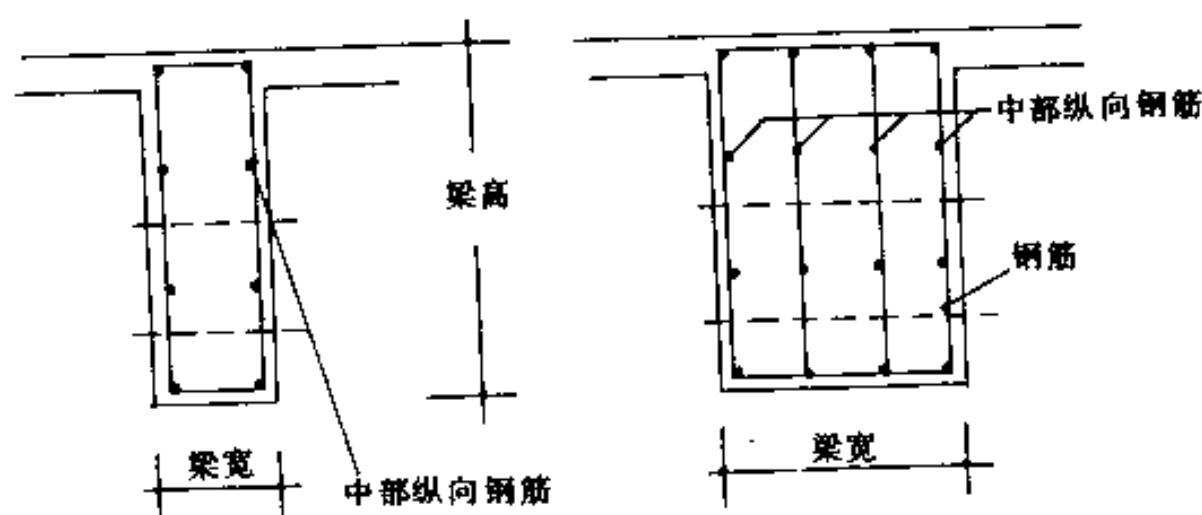


图 3.41

(严庆征)

3.14 带平台的预制板式楼梯吊装裂缝

带平台的预制板式楼梯见图3.42。梯段板的厚度按不需作挠度验算的最小厚度确定,单向简支板厚度为 $(1/30 \sim 1/35)l$ 。板的水平投影长度 $l = 4100\text{mm}$,起吊时两点间距 $l = 3710\text{mm}$,板厚度取 120mm 。作使用阶段及吊装阶段验算时,常按使用阶段控制,实际配筋 $\phi 12@170$,钢筋面积 $A_s = 665\text{mm}^2$ 。

由于吊装阶段梯段板的受力状态与使用阶段不同,吊索不是垂直于水平面的,它与水平面大约成 60° 夹角,吊装阶段板的最大弯矩不在跨中,而在梯段踏步与平台的折角处。吊装阶段在折角处产生的弯矩大于使用阶段跨中弯矩,弯矩的大小随吊索长度及夹角而变化。因此,在折角处由于配筋不足,在板底产生裂缝。

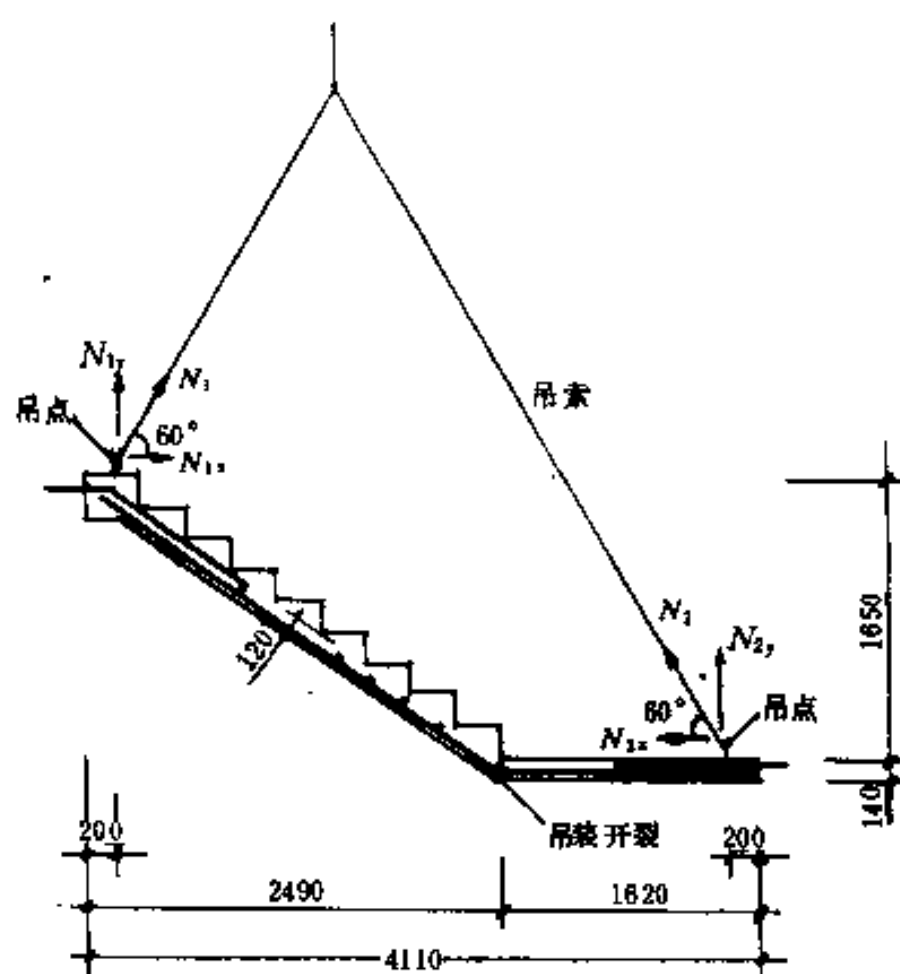


图 3.42

设计时除应按使用阶段进行强度及变形验算外，吊装阶段应根据吊索的长度与梯段的水平投影夹角，按实际受力状态验算板的最大弯矩处及转角处的配筋。

(王振雄)

4. 构 造 处 理

4.1 板中漏放分布钢筋或构造钢筋

在校对现浇楼屋面板部分的图纸中，常遇到下述几种情况：

1) 在较复杂的由主次梁体系组成的现浇板上，一般不易漏标各简支板或连续板的正、负弯矩钢筋，但由于图挤或疏忽等原因，常常可能发现漏标分布钢筋（有些是部分区段漏标）的现象。较经济的解决办法自然是依各区段楼板配筋的大小，分区加标分布筋规格及工作范围。有时为了方便或由于个别区段图挤，不便在楼板图上各该区段加标时，也可在图面上用文字加注。例如，加注（1）“本图现浇板分布钢筋统一为 $\phi \times @ \times \times \times$ ”；（2）“图上未注明部分的分布钢筋统一为 $\phi \times @ \times \times \times$ ”等。

2) 楼板上的分布钢筋用量，往往偏大，因为对一般常用的现浇楼板面言，分布钢筋依构造要求 $\phi 6 @ 300$ 即可，只有在受力钢筋面积 $A_s > 942 \text{ mm}^2/\text{m}$ 时（相当于主筋大于 $\phi 10 @ 80$ ），才需加密。因按构造要求，分布钢筋不应少于受力钢筋的10%，且不少于每m3根， $\phi 6 @ 300$ 即相当于 $94 \text{ mm}^2/\text{m}$ 。另外，如计及温度变化较大或其他受力的需要，适当加大至 $\phi 6 @ 200 \sim 250$ ，那是考虑别的因素，自然不受上述限制。

3) 在双向板区域表达中（例如双向连续板）计算结果有跨中及支座处的正负弯矩，相应的需配置 A_1 、 A_2 、 A_3 、 A_4 、

A_5 、 A_6 ，图面上往往表达成图4.1的形式。有时有一种错觉，似乎 A_1 、 A_2 相互垂直画出，已可认为包括分布钢筋在内了。其实， A_1 、 A_2 都是依计算所需之正弯矩受力钢筋，负弯矩受力钢筋 $A_3 \sim A_6$ 也需加分布钢筋以便于扎铁，并必须在各图上加以标注。

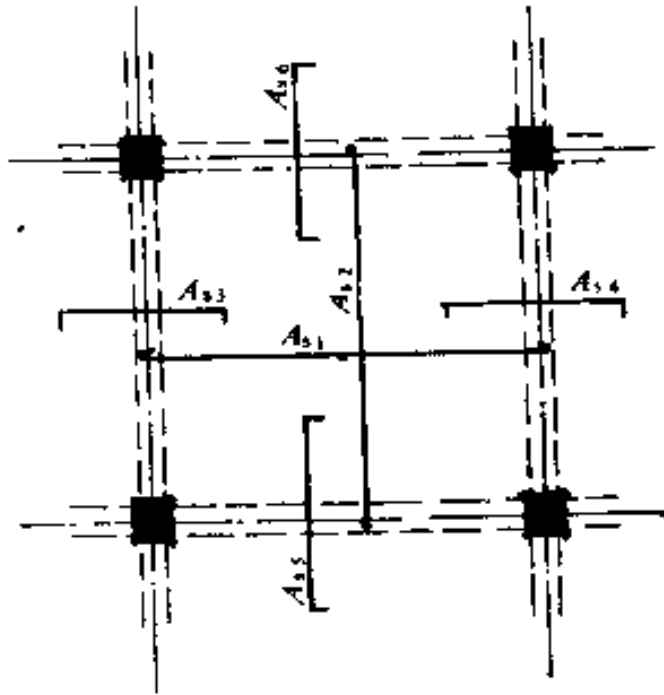


图 4.1

4) 多孔预制板，一般应在支座区板缝中加设构造钢筋，在大多数多孔板图集中，皆有节点图表达如图4.2所示，在

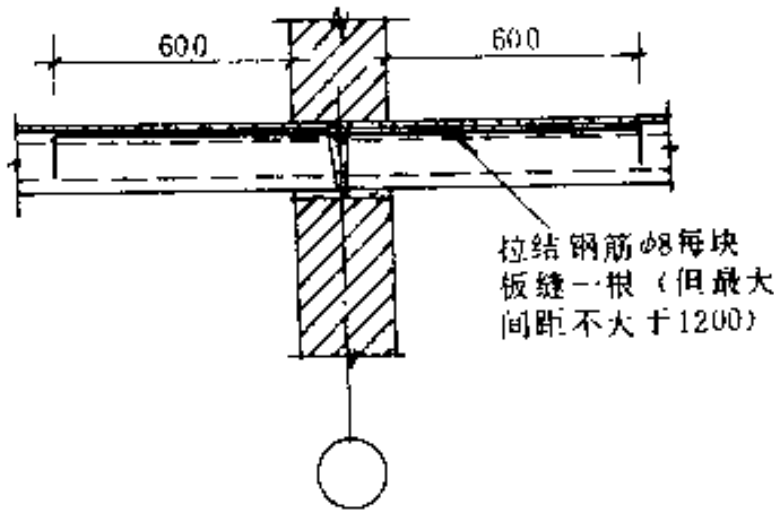


图 4.2

(沪G303图中某节点)

各类住宅的通用图集中也都有相应的详图加以表达，但把多孔板用于其它各类建筑物时，某些图纸上只注意空心板荷载大小、造型与排板，而忽视了构造钢筋的要求与表达。此时如施工单位不加注意，就会漏放，因此须在图面上加标，提出作法要求或节点详图以免板面产生裂缝。

(金德恒)

4.2 确定现浇板厚度时未考虑 电线等埋管的需要

电灯和电话等预埋钢管一般要求从现浇板内穿过，确定现浇板厚度时，不仅要从结构承载能力、刚度、抗裂和裂缝宽度等方面考虑，还要考虑埋管的因素；有的设计中未考虑上述因素，以致管道的保护层太薄，造成沿管线走向出现裂缝，或需临时增加板厚，增加重量。

基于上述考虑，通常板的最小厚度可按如下几项叠加取得（见图4.3）：

（1）梁主筋的保护层厚度（一般为25mm）；

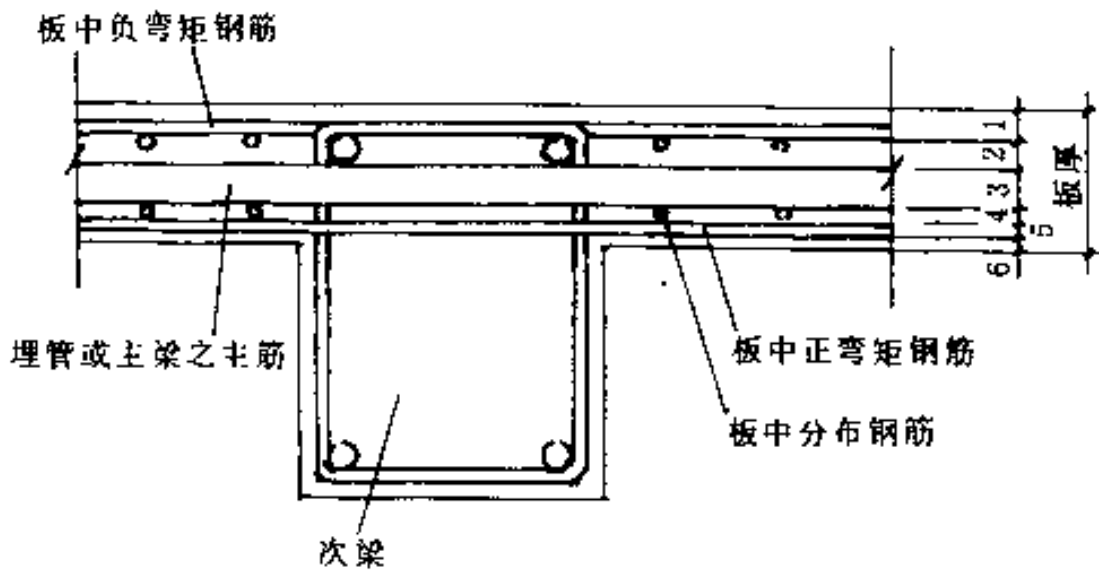


图 4.3

- (2) 次梁上排纵向主筋之直径;
- (3) 埋管外径 (主梁主筋与其处于相同标高);
- (4) 板中分布筋直径;
- (5) 板中正弯矩钢筋直径;
- (6) 板中钢筋保护层 (一般为15mm)。

(周国鸣)

4.3 钢筋混凝土现浇框架支座配筋问题

现浇框架梁和纵向连系梁的支座负弯矩值往往较大,经常 would 超过梁的跨中弯矩。为此,要配以足够的支座上部负钢筋。习惯上常将梁的下部钢筋在接近支座处弯起伸入支座上部,并在支座附近将箍筋加密,以此来承担支座负弯矩和提高斜截面的抗剪承载力,再加上支座处也是上下柱的钢筋的接头位置,柱箍筋又加密,因此,梁与柱内配置的钢筋交会甚密,如图4.4所示。

钢筋排列过密,在支座处就满足不了钢筋最小间距的要求,使混凝土浇灌困难,易产生混凝土空洞的毛病,这是设计和绘图时常被忽视的一个问题;也是在工地施工中,施工人员对设计常常提出强烈反应的一个问题。

还应指出:设计人员往往仅注意跨中正弯矩及支座负弯矩值的大小,在把框架支座处梁下面的一部分钢筋弯起后,只剩下两根钢筋伸入支座,而对支座处梁下部的弯矩和配筋是否满足地震力和风力等水平力引起的内力的需要,易于忽略。这一点应引起足够的重视。

基于上述,在设计中,当梁、柱配筋率较大时,为避免钢筋过密,可适当加大钢筋直径以减少根数;已满足抗剪承

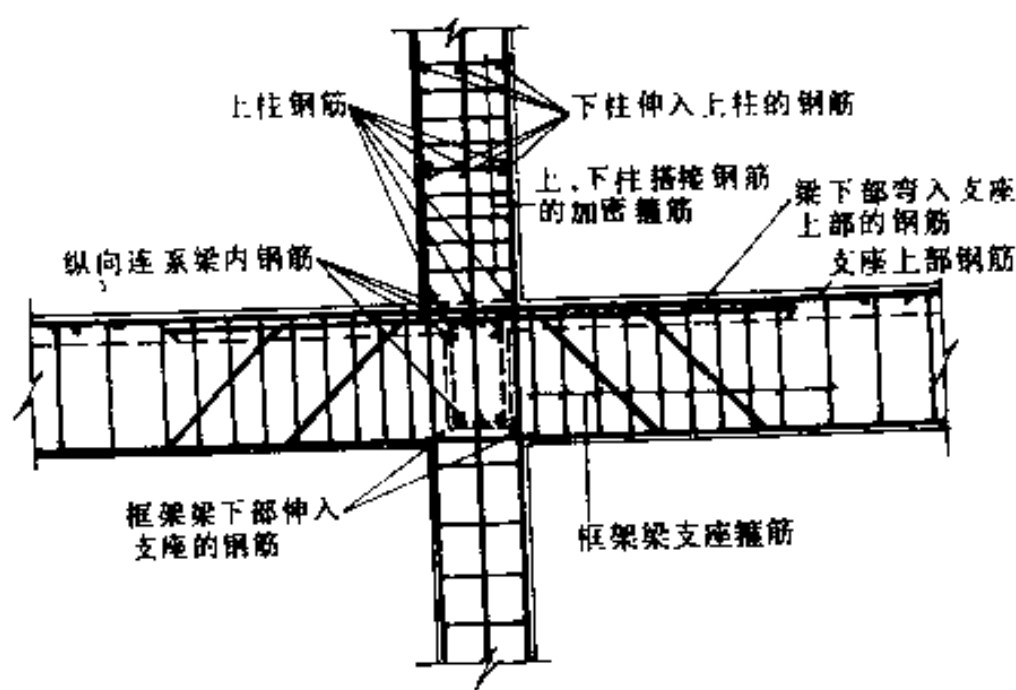


图 4.4

载力时，不必将正弯矩钢筋过多弯起。对钢筋进行合理排列后还不能满足最小间距的要求时，应加大构件截面尺寸。

(江国华)

4.4 少放梁内纵向构造钢筋的问题

在一般梁的计算中，不考虑由于梁的扭转、收缩、温度变化以及其它意外因素而产生的应力。为此，按构造规定，当梁的高度大于700mm时，在梁的两侧沿截面高度每隔300~400mm必须设置直径不小于10mm的纵向构造钢筋。当梁的高度为1600mm及其以上时，纵向构造钢筋的直径不宜小于12mm。纵向构造钢筋一般不做弯钩。两侧纵向钢筋以拉筋联系，拉筋的直径与箍筋的直径相同，其间距为箍筋间距的倍数，一般不大于700mm(图4.5)。这些纵向钢筋的设置，除了防止由于上述因素而引起的裂缝外，也使整个钢筋骨架具有

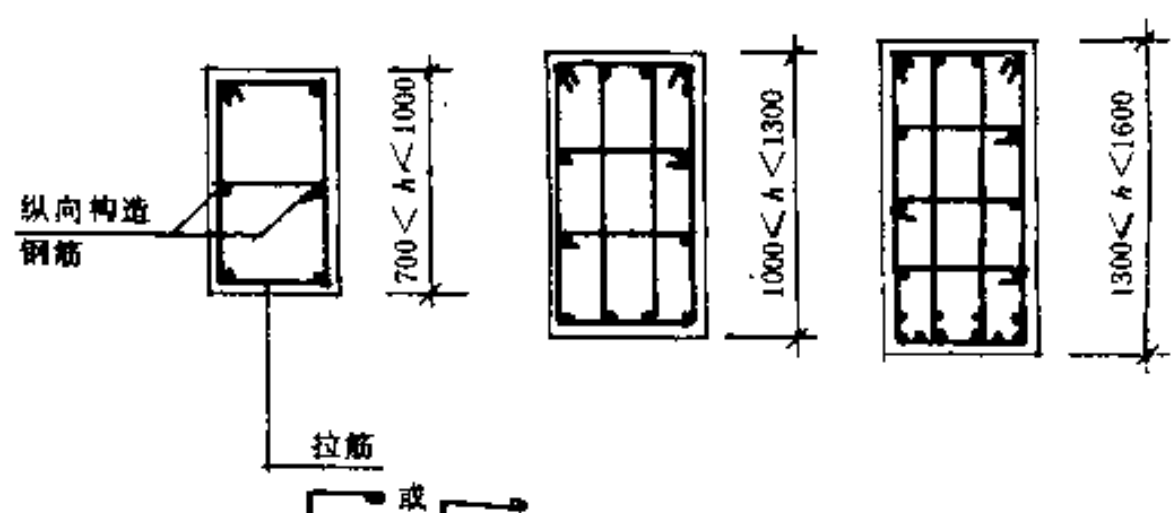


图 4.5

更大的刚度。

某食堂工程的屋面大梁，其本身受荷极小，主要荷载是自重。原设计梁高为900mm，按照构造要求在梁的两侧各设置一根 $\phi 10$ 的纵向构造钢筋。在出图前，由于建筑工种考虑到井格梁的美观要求，将梁底做平。为此，将梁的高度改为1400mm，复算时放大了受力钢筋的面积并修改了梁高尺寸数字，但忽略了增加纵向构造钢筋的数量。在投产使用后，梁出现了较大的垂直裂缝，使来食堂就餐的人产生不安全感，且严重地影响了观瞻。经过约两年的使用和观察，确定裂缝开展已稳定后，再做好补修及粉刷。这种疏漏纵向构造钢筋的事是经常会发生的毛病，不要认为是老生常谈而等闲视之。

(苏肇瑜)

4.5 框架梁的配筋搭接问题

在砖混结构中，为了确保建筑物的整体刚度，在纵墙和主要横墙上，每层或隔层设置圈梁，具体设计需根据地基及

上部结构情况而定。

在框架结构中，还有建筑物的整体刚度问题。纵向框架梁或连系梁和主要横向框架的纵向钢筋，除按计算要求外，其构造钢筋的直径应满足规定的要求（和圈梁钢筋的构造选定相似，其钢筋的搭接长度应不小于（绑扎） l_a 或（焊接） $5d$ （双面）、 $10d$ （单面）……等的要求，常见的有如图4.6和图4.7所示。

实际上钢筋的搭接长度与混凝土强度等级及钢种均有关，在框架结构中还需乘以1.2的系数，均须按规范规定配置。

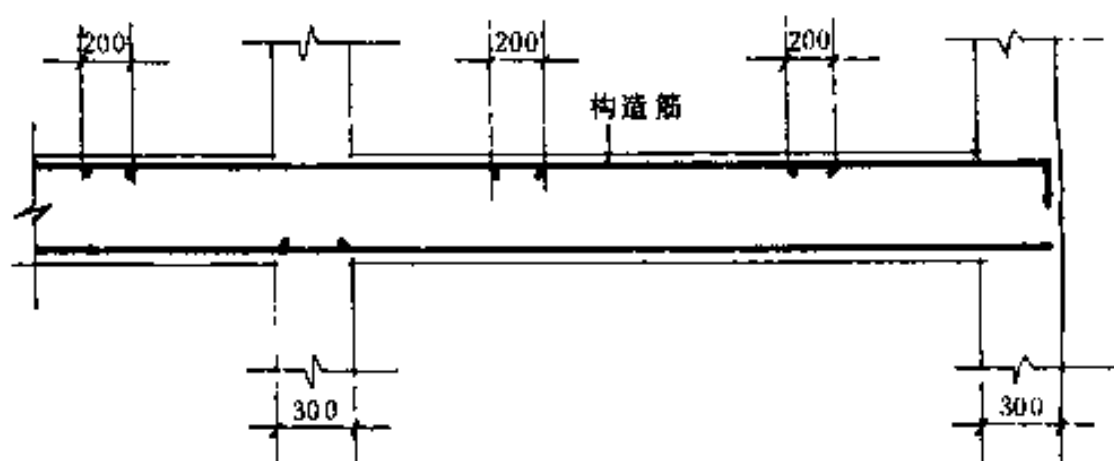


图 4.6

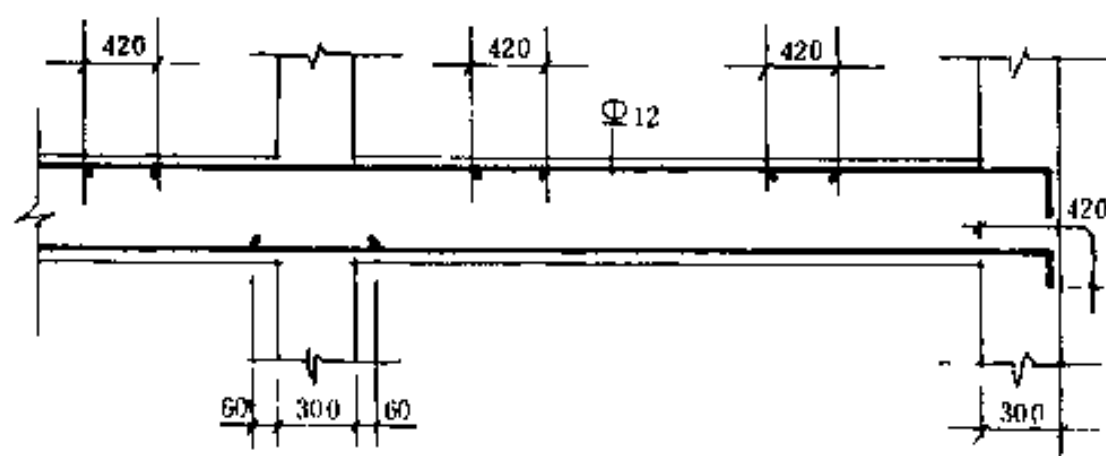


图 4.7

（冯兆顺）

4.6 整浇板式楼梯配筋问题

在设计整体式无边梁的板式楼梯时,往往会遇到端部支座构造负筋设置不当的问题,错误的设计如图4.8中a、b、c所示。

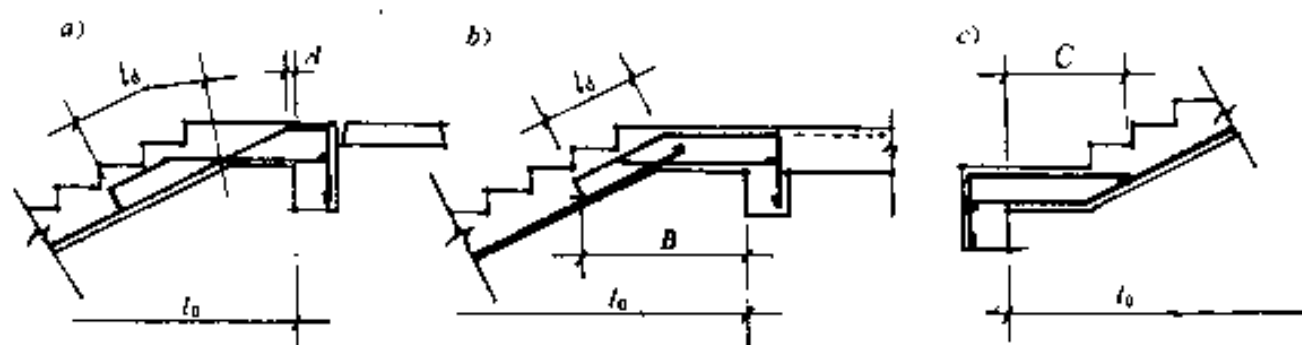


图 4.8

在设计中往往忽视对图4.8中的A、B、C均要符合 $\geq l_0/4$ 的构造要求。举具体数字,例如,若 $l_0 = 4000 \sim 6000\text{mm}$,则 $l_0/4 = 1000 \sim 1500$ 。显然,若 $A、B、C < 1000 \sim 1500$ (即 $l_0/4$),就不满足构造要求。有时设计人员只满足了图4.8a、b中的 l_a 长度,而不管A、B、C是否等于 $l_0/4$,而造成设计错误。

产生上述错误原因之一,可能是受某些构造手册图例的影响。手册上考虑的是一般楼梯平台较宽的情况,没有考虑其它情况,即“平台”不宽的情况;严格讲楼梯平板部分都是不宽的。

对于中国工业出版社《建筑结构设计手册,钢筋混凝土结构构造手册》一书第69页图2-53,以及冶金工业出版社《钢筋混凝土结构构造手册》一书中第34页图2-46,作者认为是适用于一般情况的,但没有充分考虑其它情况,如添加某些尺寸,就较全面。建议改成如图4.9、图4.10、图4.11所示。

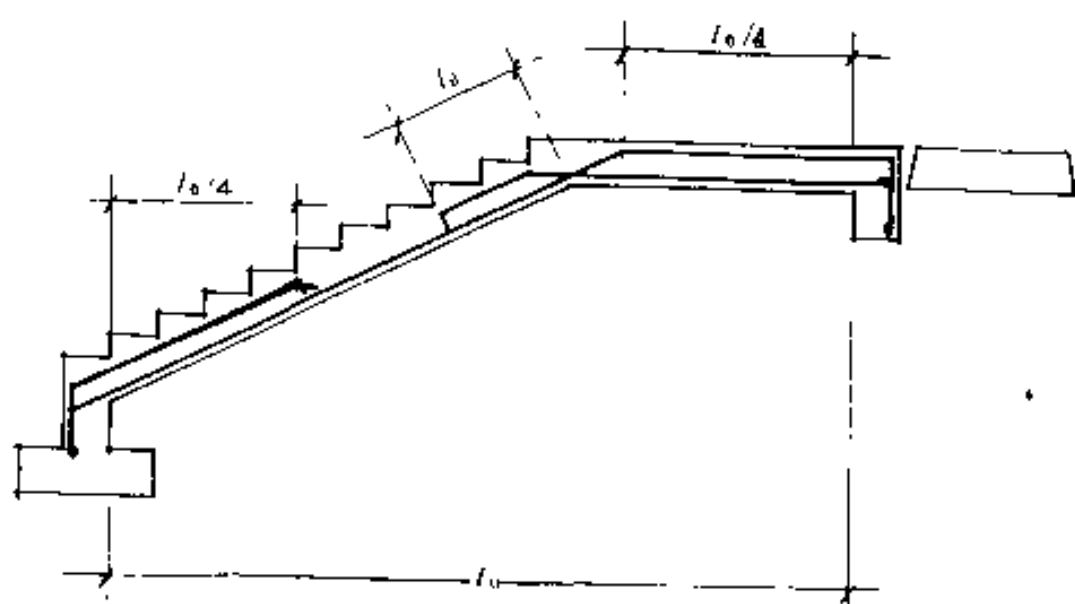


图 4.9

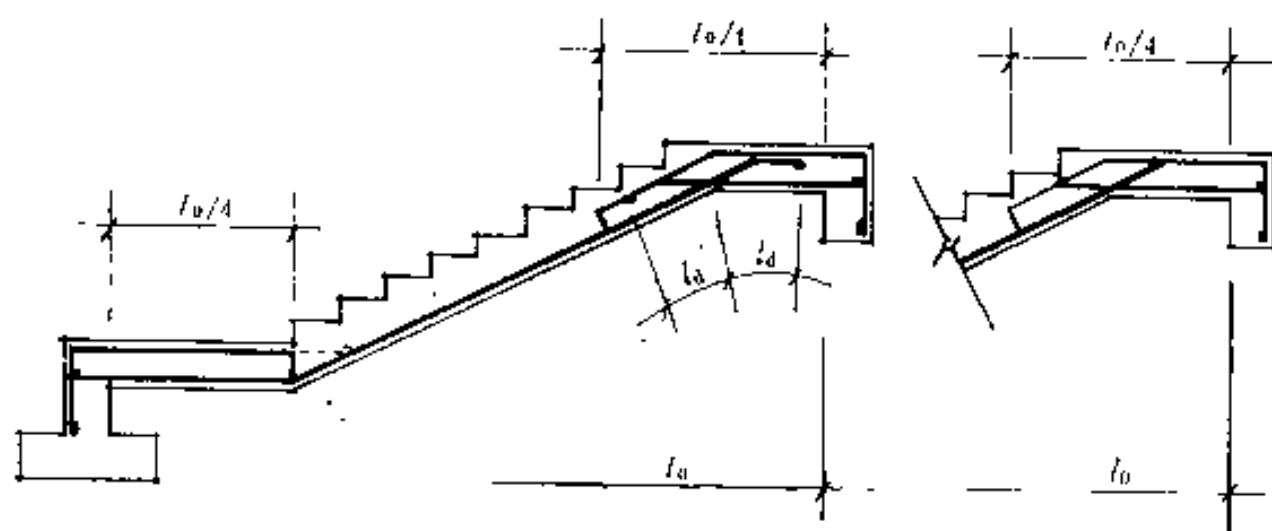


图 4.10

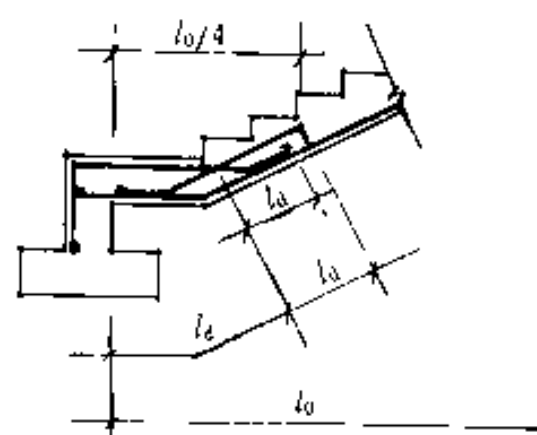


图 4.11

图4.9右端不能满足 $l_0/4$ 时,则采用图4.10右端的处理办法。

图4.10左端不能满足 $l_0/4$ 时,则采用图4.11左端的处理办法。

(冯兆顺)

4.7 厨房和厕所中预制实心板的设计问题

当住宅建筑的结构施工完毕,在安装厨房和厕所的各类管道时,尽管板上已预留孔洞,但经常还要费力地重新打孔或扩孔。例如,某六层住宅,因煤气公司提出厨房内煤气灶应移位,需要将原设计板上的留孔堵塞,重新打洞。有的地方发现预留孔洞与实际管道方向完全相反,不得不另行打洞。另外,有些开间较大的厕所和厨房,在使用过程中,常发现隔墙有细微裂缝,有的浴室隔墙上还出现较为规则的斜裂缝,使墙上瓷砖拉裂损坏等。

出现上述问题的原因主要是:

1) 设计中由于互提资料不认真,校对会签马虎,以致遗漏留孔,或留孔位置不对。有的设备管道留孔没有考虑安装误差,以致尺寸太小。有的板上留孔未表示与平面轴线间的相互关系和尺寸,造成吊装困难,甚至装错方向,只得事后重新打洞。在施工方面,缺少总的协调,施工各工种之间配合不当,也是原因之一。

2) 预制实心板上,经常承受隔墙等较重荷载。为此,设计中不仅要作承载力和抗裂计算,尚应验算变形。有的设计只考虑了板的承载力,结果板挠度过大而引起砌筑其上的隔墙裂缝。同样,在某些住宅阳台隔墙和有的宾馆分隔墙上也会出现一些裂缝,其原因往往是下面的支承结构物件挠度

过大。

为解决这些问题建议：

1) 加强设计单位的质量管理制度，加强各工种间协调及校对会签工作，详细表示：预制实心板的预留孔洞和孔径，板上留孔与轴线的平面尺寸关系；尽量减少板的类型规格；认真做好施工交底和施工配合工作，发现问题及时解决。

2) 根据混凝土结构设计规范的要求，应对板进行承载力、抗裂和变形等计算和验算，结合考虑板上隔墙对变形的适应程度，严格控制板的最大挠度。另外，板洞口周围应有加强钢筋，隔墙内也应每隔一定高度设置一道通长加强筋。

(章关福、邱平)

4.8 被遗忘的墙洞和过梁

房屋建筑中的墙洞和过梁，虽然并非房屋的主要构件，但对安全和使用却有很重要的影响。在实际设计中，往往由于考虑不周，需要事后补救，造成很大麻烦。其主要的问题有：

1) 图中遗漏电表箱、空调箱、消火栓箱、伸进墙体的信报箱，以及高窗的留洞。

2) 洞口忘了加过梁；有些在施工验收时才发现，只得重新凿洞加过梁。

3) 对室内地平以下的留洞，或在图中遗漏，或没有留足洞口与管道间的沉降空隙。

4) 虽有过梁，但因洞口紧贴柱边，或洞口垂直相邻，而洞高相同，至施工时才发现无法搁置过梁，只得将预制改为现浇。

5) 有些设备留洞在施工后期提出的, 易被遗漏。

6) 洞口移位。

7) 没有考虑木砖对砖砌体截面减弱的影响, 造成墙肢安全度不足。如某六层住宅, 在施工到三层时, 结构设计人员到现场, 发现原电表箱空洞已经移位, 在楼梯间墙边出现危险小墙肢, 经承载力验算, 抗压安全系数只有1.4, 后来只好及时将该处墙肢改为素混凝土小柱。

8) 有的设计中未对小尺寸窗(门)间墙进行承载力的验算。

产生上述问题的原因是:

1) 设计中互提资料不及时, 有改变未通知结构工种; 有时没有看清建筑图和设备图的关系; 有时各工种之间缺少互相配合; 有的会签时不认真检查, 审校时疏忽。

2) 施工中临时增加孔洞或更改孔洞位置, 未通知结构工种。如前面提到的电表箱洞移位, 就是建设单位根据供电局的要求, 临时征得该工程电气工种设计人员同意后修改, 而未通知结构设计人员的。

有关防治的措施建议如下:

1) 健全质量保证体系, 结构设计应仔细核对各工种留孔资料图, 配合施工; 各工种应及时联系; 会签时认真查看有否“错”、“碰”、“漏”的现象。

2) 对于砌体小墙肢, 经计算承载力不足时, 可用素混凝土墙肢、构造柱, 或用钢筋混凝土预制框加强。

3) 预制过梁搁置长度不足或两过梁相近时, 可改为现浇如图4.12。

4) 如要根本解决, 或在特别重要的建筑物中, 应由施工承包单位绘制施工深化图, 即过去通称的样图。

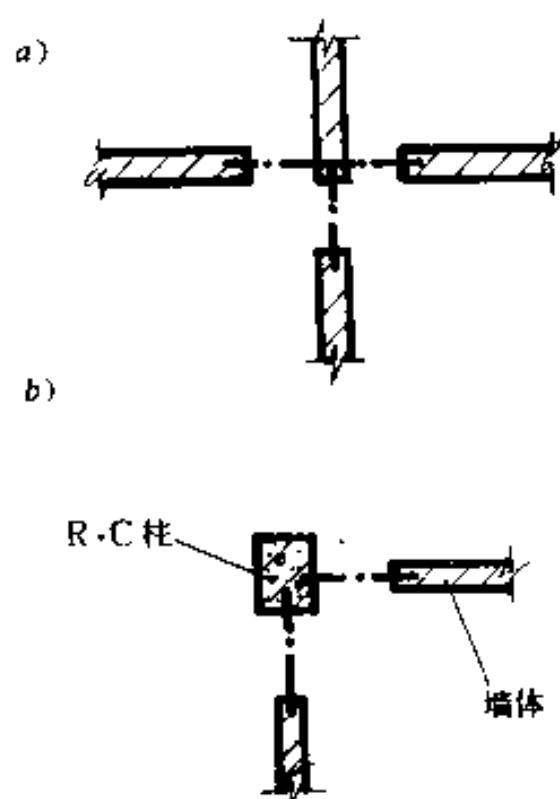


图 4.12

a) 相邻门口、标高一致，无法搁置预制过梁； b) 柱边有洞口时的过梁

(章关福、邱平)

4.9 钢筋混凝土抗震构造柱

按调查资料介绍，多层砌体房屋遭遇高烈度地震时，设置钢筋混凝土抗震构造柱，对于防止砌体突然倒塌具有显著的作用。唐山在遭遇十度地震时，设有构造柱的几栋多层砖房，在邻近建筑大多倒塌的情况下，无一倒塌，而且这些建筑均比邻近房屋高一至四层。国内外的试验研究也证明，设置构造柱是提高砌体房屋抗震能力的有效措施。

以往，在地震基本裂度为六度的地区，不进行抗震设防。有些设计人员对构造柱的作用认识不清楚。在工程设计中，

我们发现采用钢筋混凝土构造柱中的通病主要是：构造柱设置的部位应与不同烈度和不同层数（高度）有关，在沿高度方向上每层须与现浇圈梁连接有一定的要求，但往往不符合建筑抗震设计规范，(GBJ11—89)的规定，以致达不到应用的作用。

一般砌体房屋由于组成的材料和连接方式决定了它的脆性特征，抗震性能很差。构造柱通过与各层圈梁的连接，形成一个封闭框。它的主要作用是对墙体的约束。这种有约束的墙体在强烈地震时，不但具有较大的变形能力，而且在墙体开裂后，开裂墙体因有封闭框的约束仍能承担竖向压力和一定的水平地震作用，从而保证了多层砌体房屋在罕遇的大震作用下，不至于突然倒塌。更确切地说，在多层砌体房屋中设置钢筋混凝土构造柱，可以提高房屋的整体延性和砌体的抗剪强度。因此，新规范（GBJ11—89）以采用钢筋混凝土抗震构造柱作为砌体结构防止大震作用下倒塌的一项主要措施。为了达到抗震的效果，构造柱必须符合以下规定：

1) 构造柱应在整个建筑物高度内上下对准贯通，并须先砌墙后浇柱，其截面不应小于 $240\text{mm} \times 180\text{mm}$ ，主筋一般采用 $4\Phi 12$ ，箍筋间距不宜大于 250mm ，且在柱上、下端宜适当加密。

它与墙的连接处，应砌成马牙槎，并应沿墙高每隔 500mm 设 $2\Phi 6$ 的拉结钢筋，每边伸入墙内不小于 1m ，以保证它与墙体的紧密连结，使他们确实能起共同作用（见图4.13）。

2) 构造柱应设置在地震影响较大，连接构造比较薄弱和易产生应力集中的部位：应按规范(GBJ 11—89)中表 5.31 的规定设置。

3) 构造柱必须沿房屋高度两个方向有较多的支点，否则细长的构造柱将起不到拉结作用。为此，构造柱必须与楼

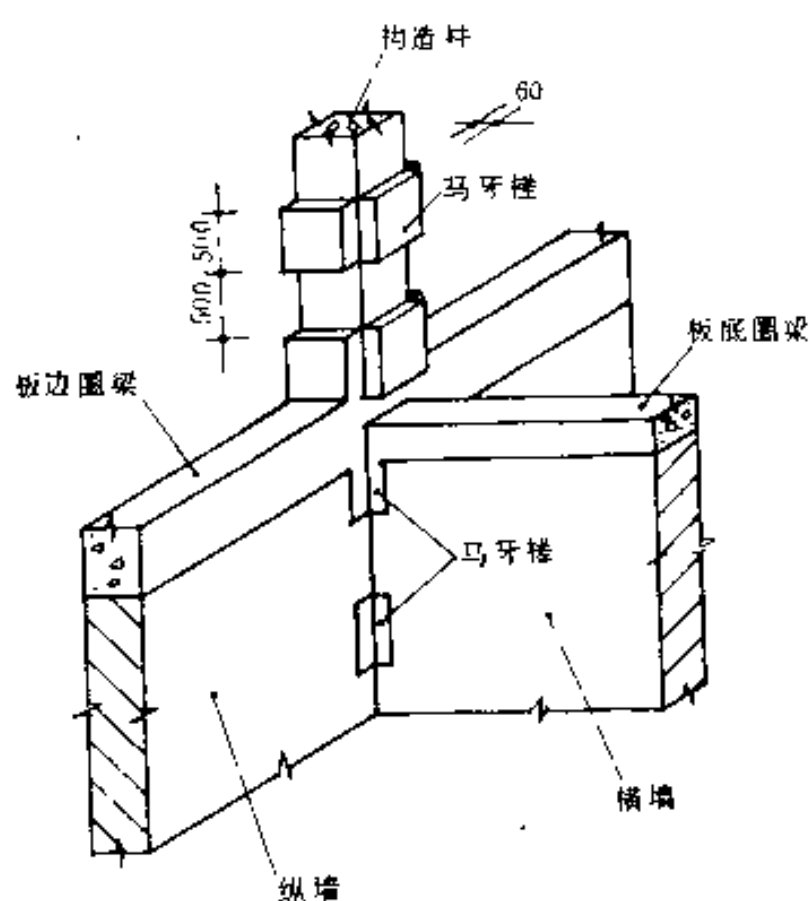


图 4.13

砖房构造柱设置要求

表 4.1

房屋层数				各种层数和烈度 均需设置的部位	随层数或烈度变化而增设的部位
6 度	7 度	8 度	9 度		
四、五	三、四	二、三		外墙四角; 错层部位横墙	7 ~ 9 度时, 楼、电梯间的 横墙与外墙交接处
六~八	五、六	四	二	与外纵墙交接处; 较大洞口两侧; 大房间内外墙 交接处	隔断开间的横墙(轴线)与外 墙交接处;山墙与内纵墙交接处; 7 ~ 9 度时, 楼、电梯间横墙与 外墙交接处
	七	五、六	三、四		内墙(轴线)与外墙交接处, 内墙局部较小墙垛处; 7 ~ 9 度时, 楼、电梯间横墙 与外墙交接处 9 度时内纵墙与横墙(轴线) 交接处

(屋)面钢筋混凝土圈梁有可靠的连接,形成封闭框。

4) 构造柱不必单独设置基础,因为它是整个墙体的一部分,并不单独承担额外的荷载。但应伸入室外地面下 500 mm 或锚入浅于 500 mm 基础的圈梁内。

5) 构造柱主要作为抗震的构造措施,一般不进行单独计算。

(赵公裘)

4.10 墙体的构造锚拉连接问题

设计中若忽视墙体间锚拉,当地震时会发生下列问题:

1) 内外墙砌筑时不咬合,会出现外墙外闪,甚至倒塌,见图 4.14。

2) 外墙和柱、承重墙和隔墙之间,容易引起交接处开裂,重则墙体局部掉落。

如墙体和楼板无锚拉,当开间较大并为横墙承重时,外纵墙因与楼板无锚拉也会引起外纵墙外闪。

3) 内墙和楼板无锚拉,或楼板搁置长度不足时,楼板一端会脱落下坠。有的楼梯间墙,由于每层没有楼板支承,且无抗震措施,因而墙高且空旷,常常破坏较重。

防治上述问题的措施有:

为保证建筑物的整体性和墙体间的连接,首先要求咬槎砌筑,保证砌筑质量,使内外墙墙体转角,内外墙咬接处都有很好的连接。当墙体不能咬槎砌筑时,应按规范沿墙高设

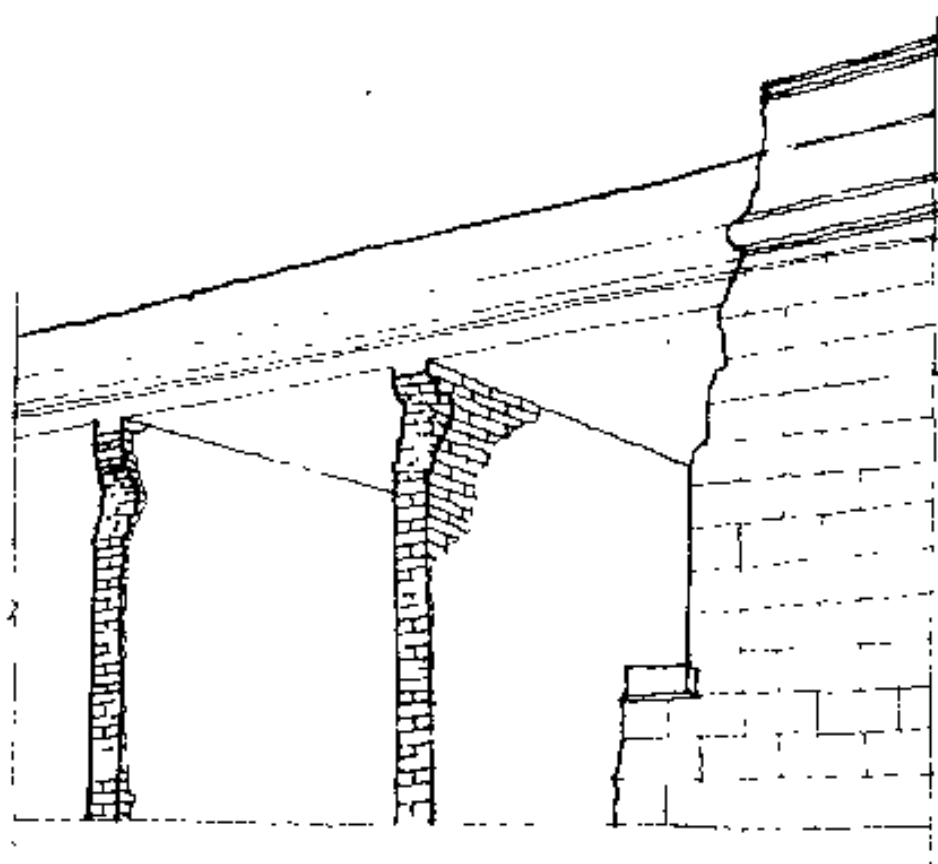


图 4.14

置钢筋拉结，千万不能掉以轻心。

对于砌块建筑，每道墙都必须在每层楼加捣钢筋混凝土圈梁。考虑抗震设防的结构还应按有关设计规范规定的构造措施处理墙体构造。

施工时应切实按施工验收规范进行施工。

(邱平、章关福)

4.11 砖砌女儿墙、附墙烟囱及出屋面小烟囱不符合抗震构造要求

按《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89，考虑 7 度抗震设

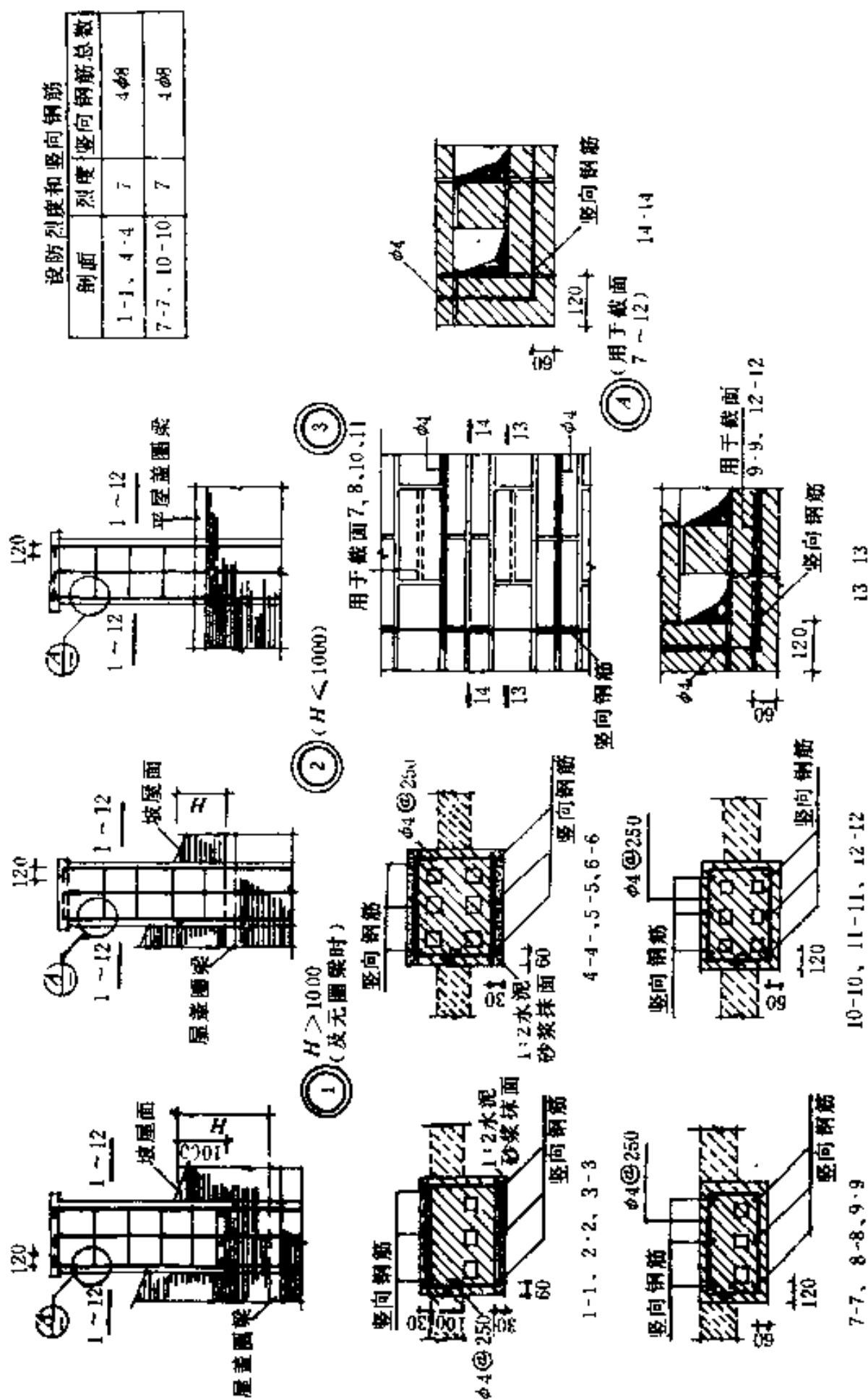


图 4.15

的砖砌女儿墙的抗震构造措施应符合表4.2的规定。

砖砌女儿墙抗震构造措施（设防烈度7度）。表 4.2

部 位	最大高度	备 注
无锚固女儿墙（非出入口处）	0.5m	出入口处上面的女儿墙应有锚固

对于附墙烟囱和出屋面小烟囱不宜采用无竖向配筋的砖砌结构。

在上海地区的工程设计中对于多层砌体房屋，要考虑7度抗震设防和构造措施：是在1987年才开始的。由于使用时间不长，有些设计人员因疏忽或不熟悉规范的有关规定，常在某些工程中的砖砌女儿墙、附墙烟囱及出屋面小烟囱等，出现不符合规定的抗震构造措施的现象。

防治措施

1）按《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89有关规定，对于出入口处上面的女儿墙，以及其他部位高度大于0.5m的砖砌女儿墙，都要有锚固抗震构造措施，其详图可见第三章“砖砌女儿墙的裂缝”一文图3.27。

2）附墙烟囱和出屋面小烟囱按抗震构造要求，需在砖砌体内配置竖向钢筋，具体实施详见图4.15。

（严庆征）

4.12 预制柱上的预埋件

1. 在单层厂房中, 当建筑要求设置通长纵向窗时, 预制窗过梁在柱上必须采用钢牛腿, 即预埋板上再用钢板焊成的牛腿。对于焊接钢牛腿用的预埋件, 要注意其对正、倒钢牛腿的需要。由于窗过梁都在同一标高, 而预埋件由于有正、倒牛腿之分, 故不是在同一标高上, 为此极易搞错, 应特别注意。一般中间柱为倒牛腿, 边柱伸缩缝处的柱要设正牛腿。见图4.16所示。

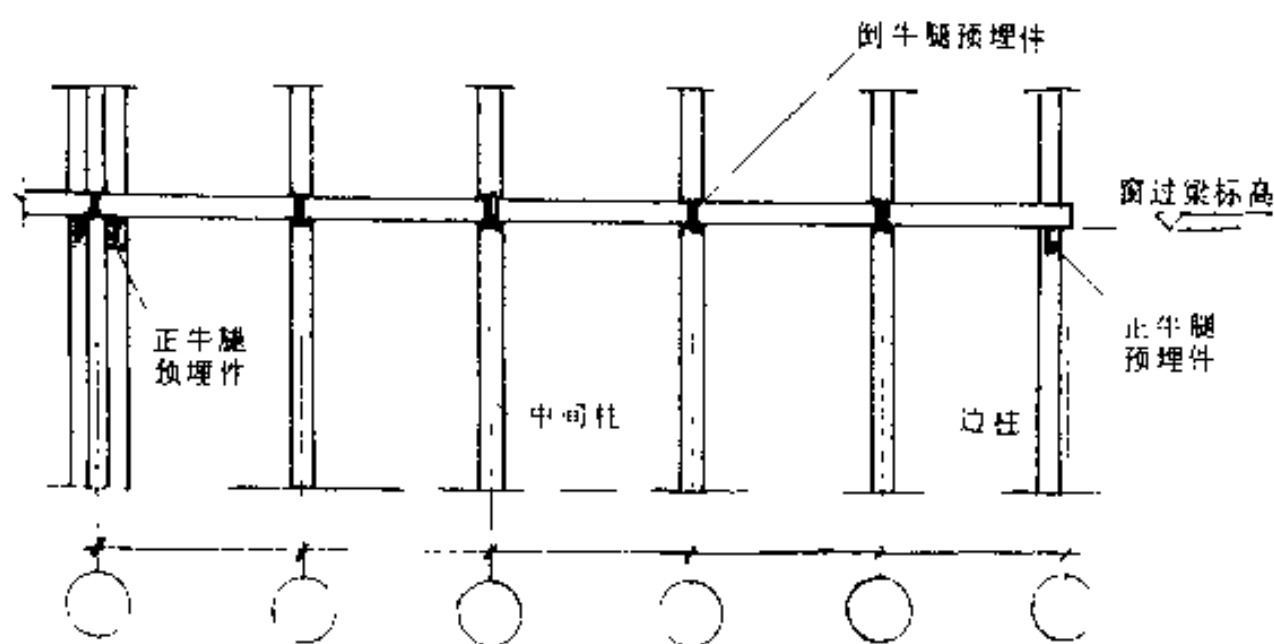


图 4.16

2. 搁吊车梁牛腿面的预埋钢板, 必须要求板面平整, 标高准确。不然, 对吊车梁的安装和受力带来很不利的影响。所以应在总说明上写清要求, 并于设计施工时强调说明。

与吊车梁上翼缘连接的柱面预埋件, 在详图中应注明与搁置吊车梁牛腿面之间的相关尺寸 (A), 便于核对, 避免错误 (见图4.17)。预埋件尺寸位置最好如图示, 上方预留一定尺寸, 便于将来由于柱基沉降不均而调整吊车梁时仍可使用。

3. 柱顶搁置屋架的预埋件, 由于屋架有可能不在柱顶中

心,所以预埋件要注上轴线的关系(如图4.18所示), 不然很容易把方向弄错。

牛腿详图如图4.19所示。

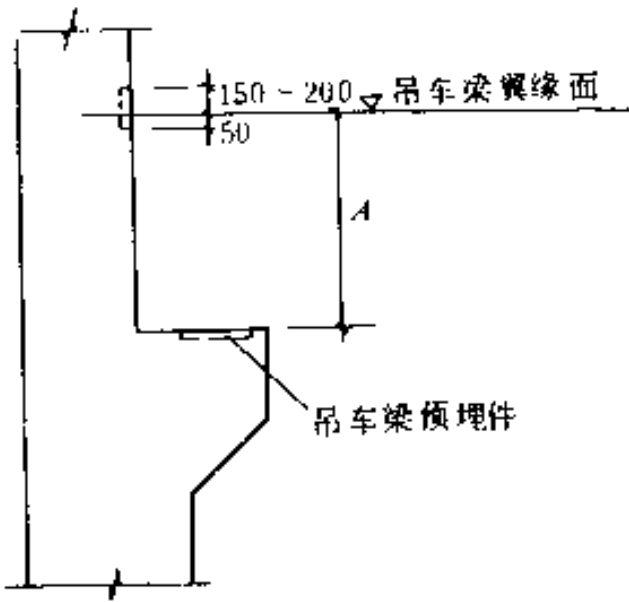


图 4.17

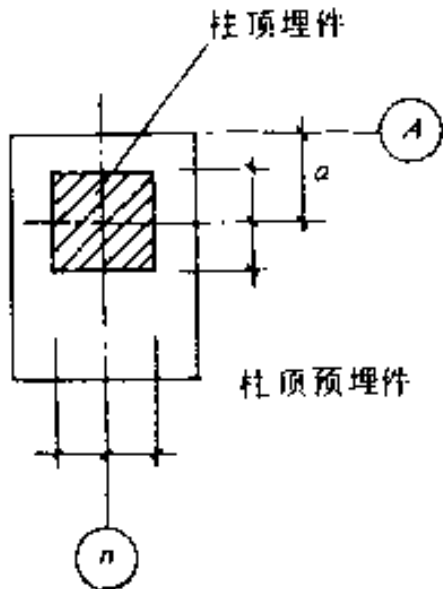


图 4.18

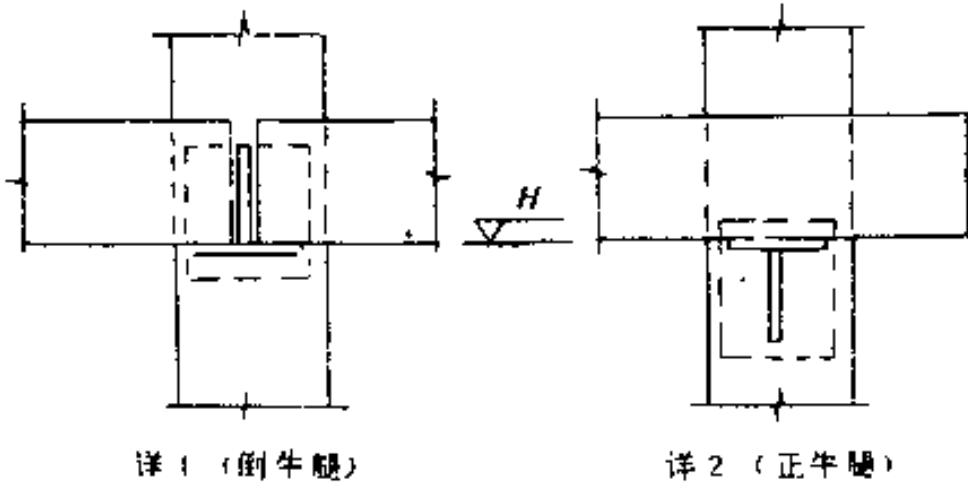


图 4.19

(程志镐)

4.13 现浇钢筋混凝土梁、柱铰接连接的做法

钢筋混凝土梁与柱铰接的连接, 常采用图4.20所示的做

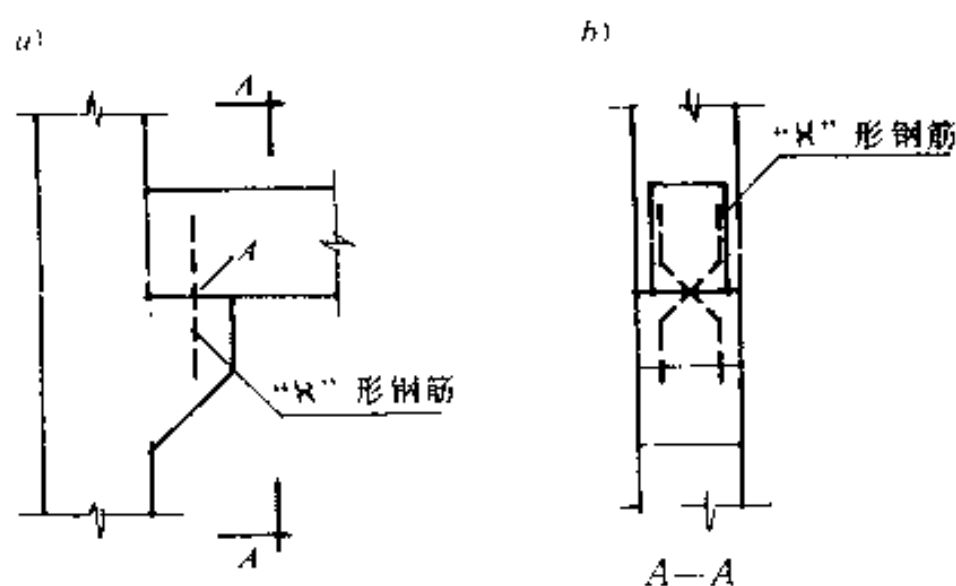


图 4.20

法。这种节点设计的本意是使“X”形钢筋成为只能承受水平力而不能承受弯矩的铰，允许该节点的梁端绕A点有一微小的转角。但在实际工程中常能见到因基础不均匀沉降而产生节点次应力或附加弯矩，使节点或构件破坏的实例，如图4.21所示。其破坏的原因如下：因为该节点不是理想的铰接，有着相当程度的嵌固作用。当节点中的梁端产生一个任何方向的角变位时，都能使“X”形钢筋受拉，并与混凝土接触受压面形成一组低抗转动的弯矩。当建筑物由于不同原因产生的附加弯矩大于节点抵抗转动的开裂弯矩，或剪力较大时，原设计铰接的节点便产生裂缝，甚至破坏。

解决问题的方法，是改变节点的构造，使节点的设计尽可能地接近理想铰的连接形式，但要做到尽量节省材料，构造简单、施工方便。图4.22a、b是两种不同的节点详图。图中梁、柱和牛腿之间的间隙视不同的工程项目及梁、柱尺寸的大小而定。

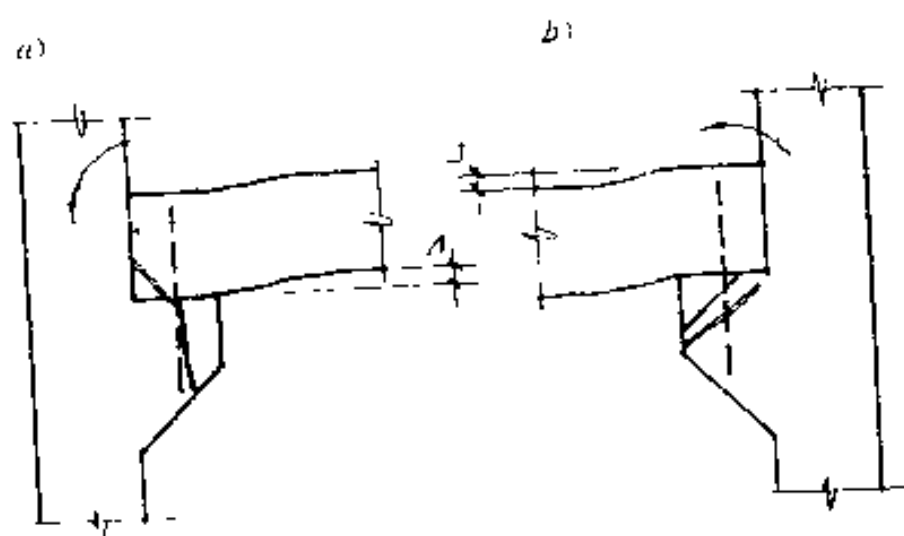


图 4.21

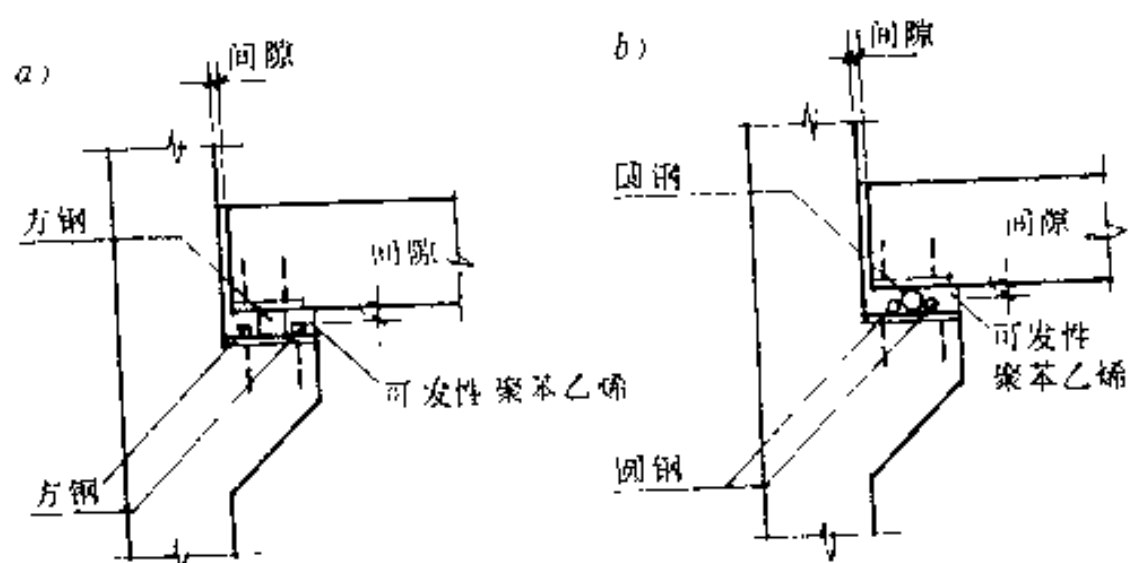


图 4.22

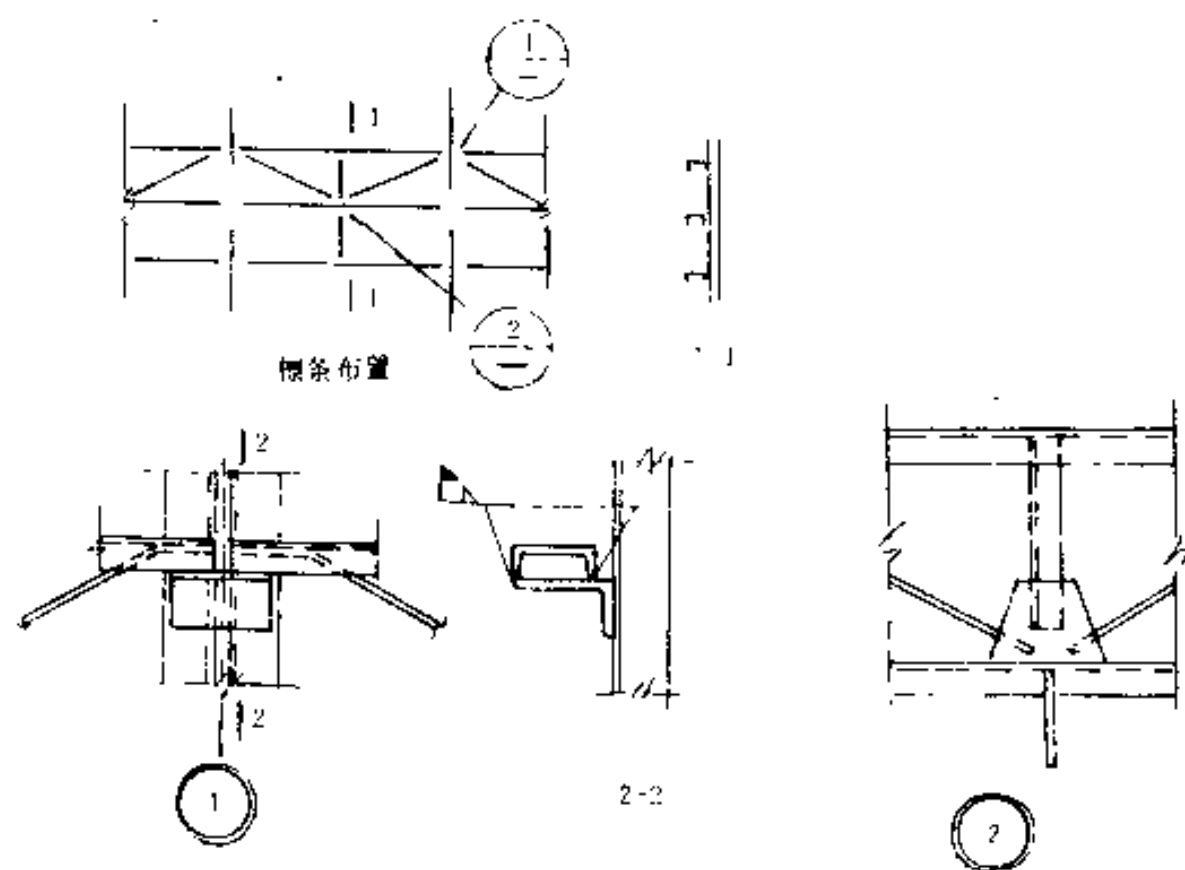
(黄启明)

4.14 钢天窗架挡风架檩条和拉条 的布置和构造

1. 天窗挡风架檩条和拉条的构造

一般钢挡风架檩条及支撑布置图均由结构设计人员绘

制在天窗架布置图上。挡风架檩条及支撑有标准图集CJ836可以使用。该图集包括钢檩条及拉条详图及节点详图。详见图4.23。这种构造与结构常规做法不一，结构常规做法详见图4.24，檩条间拉条用两个螺母固定要定在檩条腹板上，拉条直径由计算决定，一般采用16mm。檩条与挡风架的连接采用螺栓连接，为避免槽钢檩条积灰、积水，槽钢口向下，但需切除一肢，详见图4.24剖面1-1。这种连接受力好，且能与常规封墙檩条构造一致，便于统一制作和安装。



(檩条、拉条的布置及节点详图)

图 4.23

2. 钢天窗架端壁檩条布置及连接问题

结构设计人员习惯在设计挡风架檩条时，将天窗端壁檩条同时设计，檩条一般用「12b与挡风架檩条一致。结果导致

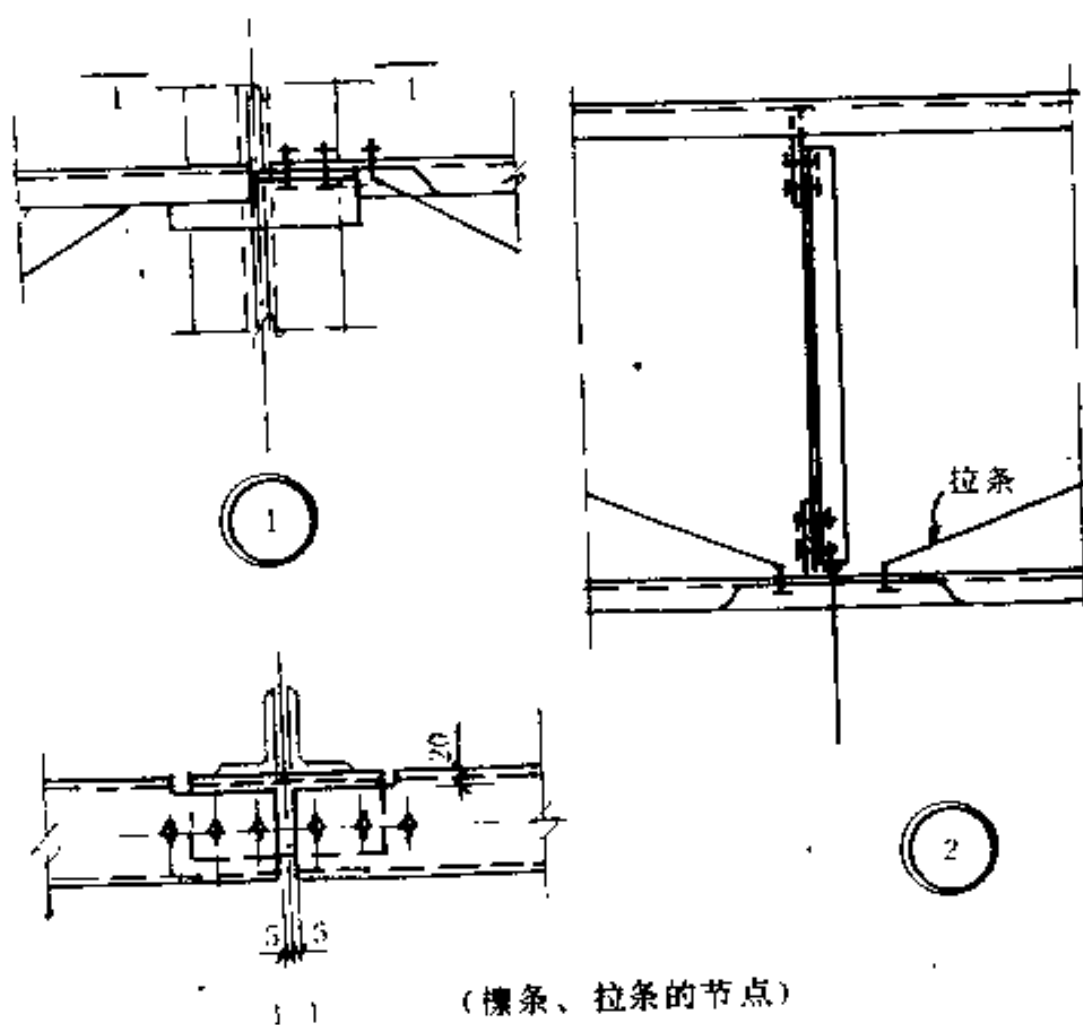
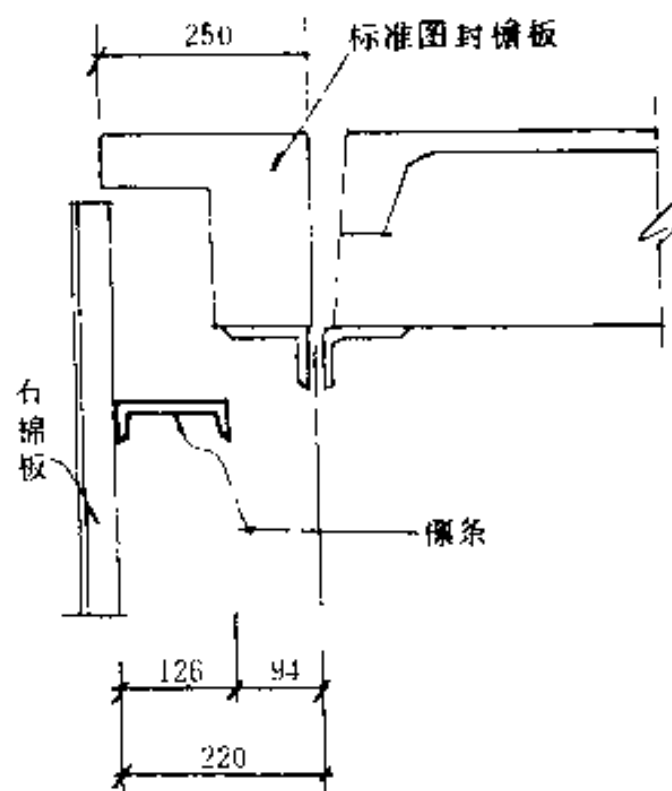


图 4.24



(天窗端壁檩条节点—石棉板突出封檐板)

图 4.25

端壁石棉瓦封墙突出在封檐板外，见图4.24。石棉瓦外边到天窗架中心距不应大于250mm，也即檩条外边到天窗架中心距不应大于180mm（见图4.25）。

建议选用J830(三)标准图集，改用角钢檩条。J830(三)为建筑标准图集，包括钢天窗架端壁檩条布置及连接。结构天窗架设计时，应配合该图集设置檩条连接件，便于檩条直接安装，减少现场焊接工作。

（徐家震）

4.15 漏加垫板和焊缝影响厂房 整体刚度

单层厂房排架设计在大吨位吊车轨顶标高较高的情况下，在软土地基地区为了整体的经济考虑，常采用较大的柱距，有利于工艺布置和减少打桩数量。但在设计中如不注意他的受力情况，常会影响厂房的整体刚度。

如有一12m柱距的单层厂房，内设两台重级吊车，采用钢筋混凝土双肢柱，12m钢吊车梁。设计者按G514选定了12m突缘式钢吊车梁标准图。在吊车梁图集的总说明中虽附有“柱间支撑处吊车梁与支座板的连接”参考图，以便设计者在施工图中加以应用。但由于设计施工分工关系，有时双方都可能疏忽：在柱间支撑两侧未加填板和施加必要的焊缝，如图4.26。这样，钢吊车梁就不能起到刚性系杆的作用，如图4.27，致使吊车的纵向刹车力和屋顶风力无法直接传给下柱的柱间支撑，减弱了车间的纵向刚度。

（夏定时）

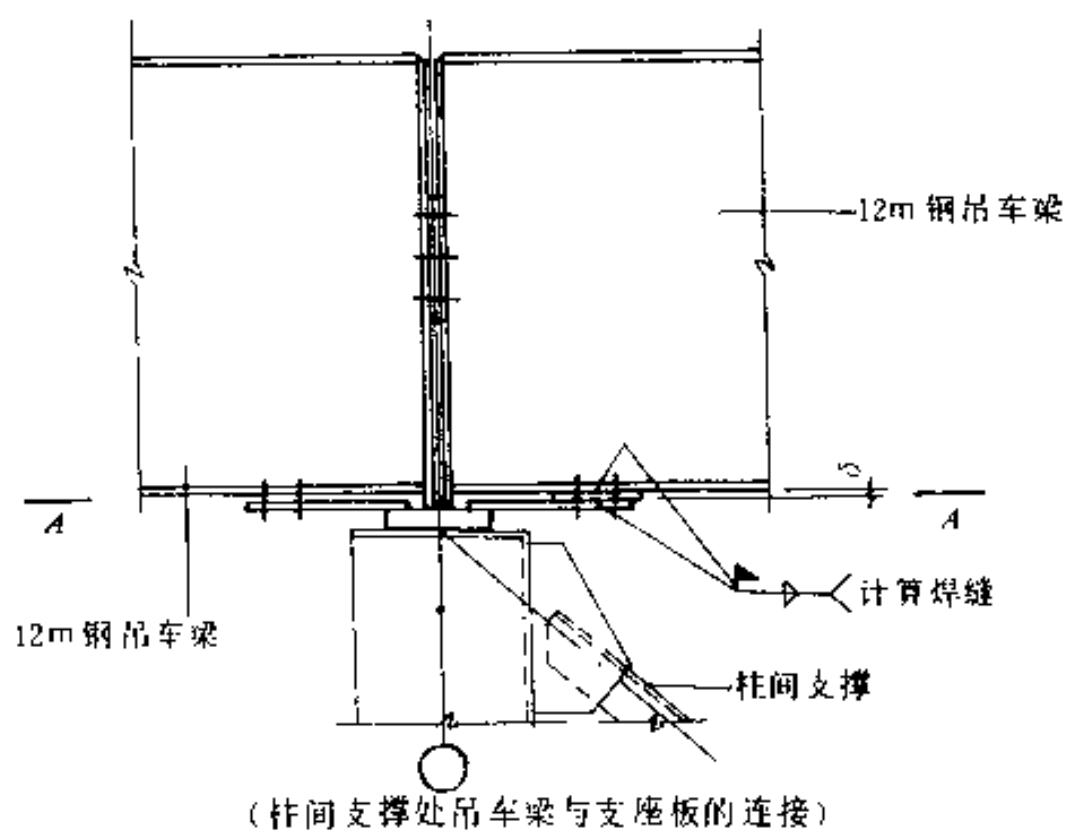
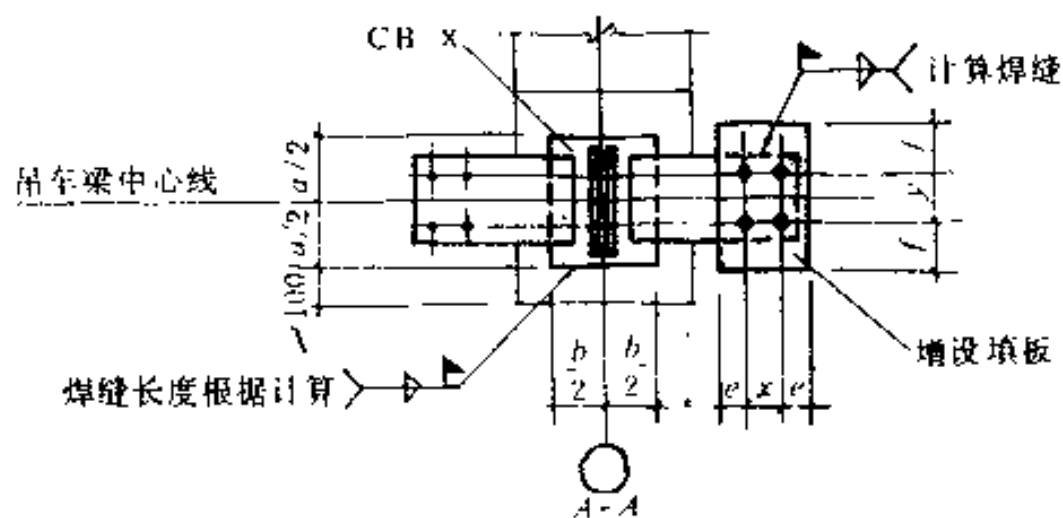


图 4.26



钢吊车梁 (刚性系杆)

图 4.27

4.16 高强度螺栓的有关问题

1. 高强度螺栓摩擦系数的取值问题

高强度螺栓的摩擦系数一般按照规范取值。被连接材料为Q235号钢时，取0.45；16Mn或15MnV钢时，取0.55。有的设计图中未按规定注明在高强度螺栓连接范围内构件接触面的处理方法及施工注意事项；有的图纸虽注明了但施工单位做不到，需修改设计并进行现场处理，手续麻烦。一些单位反映设计摩擦系数选高了。其主要原因是设计没有与施工单位相结合，不了解施工单位有没有条件对摩擦接触面作喷砂或抛丸的处理。在没有专用设备进行摩擦接触面处理的情况下，被连接材料为Q235号钢时，摩擦系数可取0.10；16Mn或15MnV钢时，取0.50。施工单位用砂轮垂直受力方向打磨或用火焰清理办法认真处理后，经自然锈蚀一个月以上，安装前用钢丝刷清除浮锈，一般经试验均可以达到要求。摩擦系数取值太高会带来许多麻烦。

2. 高强度螺栓位置的排列问题

高强度螺栓位置一般按规范提供的螺栓或铆钉的最大、最小容许距离排列。但常出现下列情况：

1) 在同一套设计图中，被连接构件截面相同，又属同类连接接头，螺栓排列位置却不一样。这给工厂制作带来许多不必要的麻烦。设计和制图时应采用统一节点。这在大型钢结构设计中，既可减轻制图的工作量，避免以上不合理现象的出现；又可简化设计，提高构件设计和加工的标准化程度。

2) 工字型构件翼缘高强度螺栓连接接头，按照一般设

计,有时会出现沿构件受力方向螺栓排列的只数较多(超过6只)、连接板较长的情况。这样使高强度螺栓承载力折减较多,并使母材端部螺栓孔处受力状况严重恶化。遇此情况可采取如下措施,以减少螺栓只数:

(1) 若该接头为单面连接,可改为双面连接。

(2) 若接头螺栓为单行,可改用双行,交错排列。

(3) 若接头螺栓为双行,可选用较腹板螺栓大一个规格的高强度螺栓连接。

3) 高强度螺栓的布置排列必须考虑满足拧紧螺栓施工机具的尺寸要求。在一些设计中,未核对现场拧紧螺栓时板手所需最小净空,特别是采用机动板手时,造成无法用板手施拧。

3. I字型梁柱腹板加劲板与螺栓的布置

I字型梁、柱设计大都在腹板两侧布置有加劲板。但加劲板位置往往距离高强度螺栓连接接头太近,给现场对高强度螺栓施拧带来不便。当梁同标高交叉连接或柱与两个方向以上的梁在同一标高交汇连接时,部分高强度螺栓无法用机动板手施拧。设计时应征求施工单位意见,合理布置加劲板位置。

4. 高强度螺栓与焊接并用

焊接和高强度螺栓在同一个连接接头并用时,应在设计图纸中指明施工顺序,使焊缝和高强度螺栓分担的实际应力与设计应力相一致。

(彭 忍)

4.17 预留螺栓孔设置中的问题

在设计各类厂房时,经常会遇到设备预埋螺栓的问题。

从众多的预埋螺栓设计和施工实践中可发现，其中一些问题应该引起设计者注意。

1. 关于为预埋螺栓孔切割基础内钢筋问题

设备基础预埋螺栓平面位置是根据设备要求而定的，它服从于工艺安排，一般不能随意变动。为此，施工单位都严格按图纸尺寸施工。由此在施工现场中常常会发现，许多设备基础中的钢筋由于要安装预埋螺栓孔的木模或铁筒模而被切断。有的钢筋甚至被切成好几段，使它在设备基础中完全失去作用。

造成这种情况的原因是：在设计中设备基础的模板图（包括螺栓孔布置图）与设备基础的配筋图经常分别画在两张图纸上，各自独立，从每张图纸上看都很合理，但一施工，问题就出来了。于是经常会发生要将基础内钢筋切断的现象。

解决办法建议如下：

1）在画配筋图时，必须考虑模板图中螺栓孔布置的位置，尽量使钢筋布置避开螺栓孔，互不影响。

2）如螺栓孔不能避开设备基础内的配筋时，应在设计图中加上说明，其内容如下：

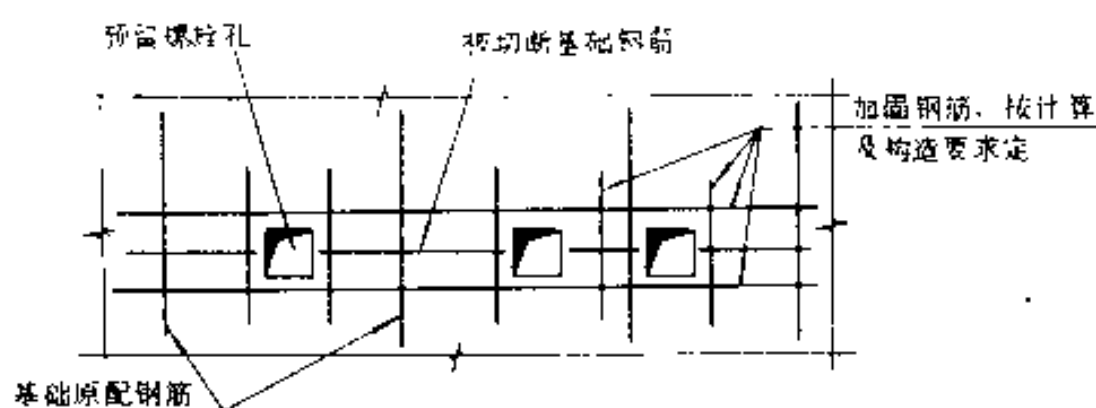
（1）施工时应尽量使钢筋错开预留螺栓孔，不得切断基础中的钢筋。

（2）如果钢筋被切断，则在施工时要进行等强加固或采取其它措施（见图4.28），使其传力明确。

（3）被梁上螺栓孔切断的钢筋要进行加固，要注意按受力途径进行加强。

2. 对于预埋螺栓孔做法及预埋螺栓的长度应统一、合理，应考虑有利于施工。

1）预埋螺栓孔的做法常有木模式、铁皮式（方型、圆



(预留螺栓孔切断钢筋加固示意图)

图 4.28

型、直桶式，或防止倒拔型——即上口小，下口大等形式。木模式则要拆除，但是常常还会有小木头等留在螺栓孔底，影响质量。铁皮式则一次埋入不用取出，施工方便，但成本要高些，而且一定要做成防止倒拔式，最终采取何种型式还应与施工单位商讨而定。从目前看，如大面积设置预留螺栓孔还是采用铁皮式为好；它便于制作，便于安放和正确就位，有利于加快施工进度，对质量也易保证。

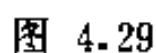
2) 预埋螺栓长度，各人做法常有不同。螺栓埋入长度从 $10d$ (d 为螺栓直径)、 $20d$ 至 $35d$ 都有；螺栓弯钩型式也不同。从大量资料和新设计规范来看，今后设计螺栓埋入长度在满足设计要求前提下以取 $10d \sim 20d$ 为好。对于螺栓的制作型式（如底部弯折做法）在同一工程中应统一，以便于设备地脚螺栓的制作与施工。

(齐嘉生)

4.18 预埋地脚螺栓的施工偏差

在大、中型设备基础施工中，由于地脚螺栓偏差超出规

过去设计的地脚螺栓通常有三种形式,即:一次埋入法、预留孔法和钻孔锚固法。由于规范对地脚螺栓位置的允许偏



差控制较严（一般约为 $2\sim 3\text{mm}$ ）。为此，施工单位常用金属杆联系地脚螺栓在基础内设钢筋网片加以固定，或者做简易的螺栓固定架进行固定。虽然在混凝土浇捣前都经过反复核对，严格把关。但商品混凝土的出现、运输工具的改革，为了提高工作效率，混凝土是由专车运输，用导管输送的。由混凝土浇捣车导管冲出的混凝土压力很大，无法控制预置地脚螺栓保持 $2\sim 3\text{mm}$ 的精确度。近几年来引进设备很多，国外图纸上一般都采用预埋螺栓，而我们在施工时对以上情况考虑不周，往往疏忽了预埋螺栓的施工偏差。这样就给施工安装带来不少困难。

根据目前情况建议，除上述采用的三种设置地脚螺栓的方法外，螺栓直径在 36mm 以上时可采用套“筒”螺栓。这对土建施工和设备安装都带来很大的方便。在某冷轧薄板工厂中部分设备基础采用此方法，得到理想的效果。

附套筒螺栓制作图，（见图4.29）。

（顾传濂）

4.19 设备基础伸缩缝下钢筋混凝土垫块 的设置问题

在冶金工业大型设备基础（特别是轧钢设备基础）的生产使用过程中，会出现设备基础的不均匀沉降，其后果轻则会影响产品的精度和质量，重则造成设备无法正常运行。究其原因有多种，如：设备基础下的软土地基处理不当；设备基础的重心与设备重心不合；伸缩缝和变形缝设置不合理等等。另外，在此类大块式设备基础的伸缩缝下不设置钢筋混凝土垫块，也是引起设备基础沉降差的主要原因之一。

在测量设备基础的不均匀沉降过程中会明显地发现，在伸缩缝处两侧基础的沉降量相差较大，而产生这种情况的设备基础伸缩缝下一般都没有设置钢筋混凝土垫块。

在伸缩缝下设置钢筋混凝土垫块，其作用是调节伸缩缝两侧基础的下沉量，垫块的混凝土一般与设备基础混凝土同一标号，板厚300～500mm，宽1.0m，内配 $\Phi 12\text{mm} @ 200\text{mm}$ 钢筋网上下二层（见图4.30）

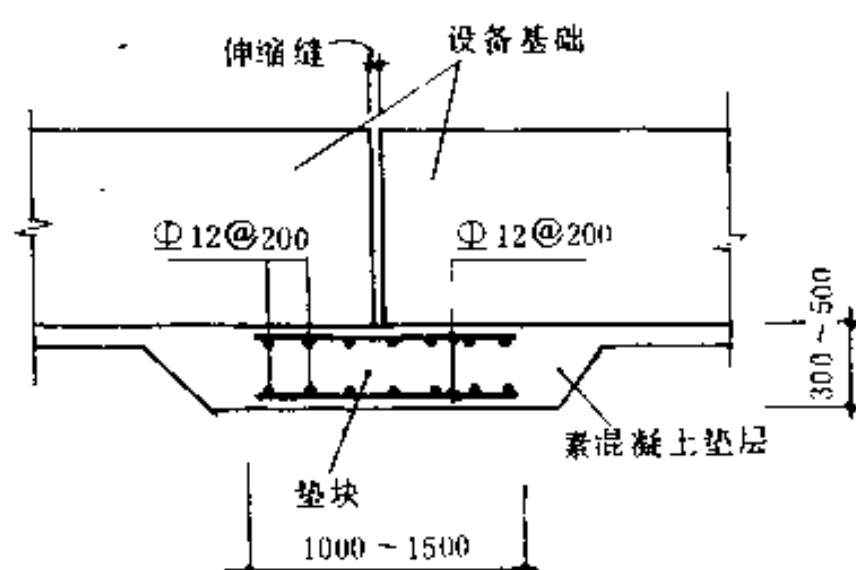


图 4.30

同样，在钢筋混凝土地沟的设计中，也是如此，应该在伸缩缝和变形缝处设置钢筋混凝土垫块，但可比设备基础伸缩缝下的钢筋混凝土垫块小一些，混凝土标号为C15，沿地沟长度方向二边均比地沟放出100mm，厚度采用200～300mm，内配置 $\Phi 10 @ 150\text{mm}$ 钢筋网上下二层。

（马大愚）

4.20 钢烟囱法兰连接的设计问题

独立式钢烟囱由于受到场地和吊装能力等因素制约，往

往设计成由几段数米长的筒节与法兰连接而成（见图4.31）。外法兰起连接作用，内法兰仅起加强筒身连接接头处截面刚性或砌筑内衬的作用。法兰习惯采用角钢弯成圆环焊于筒节端处。将角钢加工成圆环形有冷弯和热弯两种方法。但一般来说，这两种方法都较费工，造价高，且上下筒节处水平面的质量又难以控制。这两种方法是：

1）冷弯加工——弯曲半径不能过小，要在专门的角钢辊弯机上弯曲。外侧翼缘拉长出现拉伸变形，内侧翼缘受压

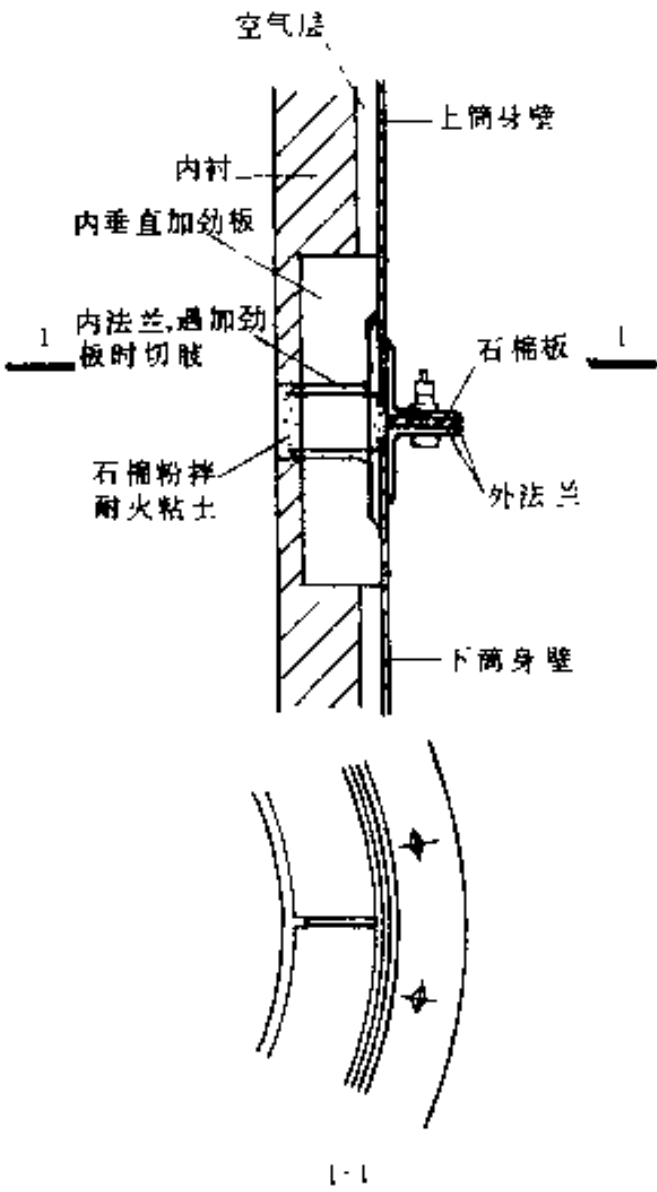


图 4.31

而出现压缩变形。半径越小，变形越大；当达到某一限度时，外侧就可能丧失塑性或出现裂纹。外翼缘常常会出现波状，这是拉伸不均匀造成的变形。由于难以确保水平面平整度，法兰水平面上只有局部的点和面接触，法兰压应力不均匀，螺栓也不易拧紧。施工中常用的补救办法是：沿周边填石棉板，局部空隙尤其是螺栓处尽量用垫片塞紧，点焊于法兰上。内法兰加设垂直加劲板，连接筒身（见图4.31）。如考虑便于以后锈蚀时更换筒身，可在某处外法兰加设垂直加劲板，连接筒身（见图4.32）。加劲板的作用是使烟囱重量传到下筒身壁及基础。

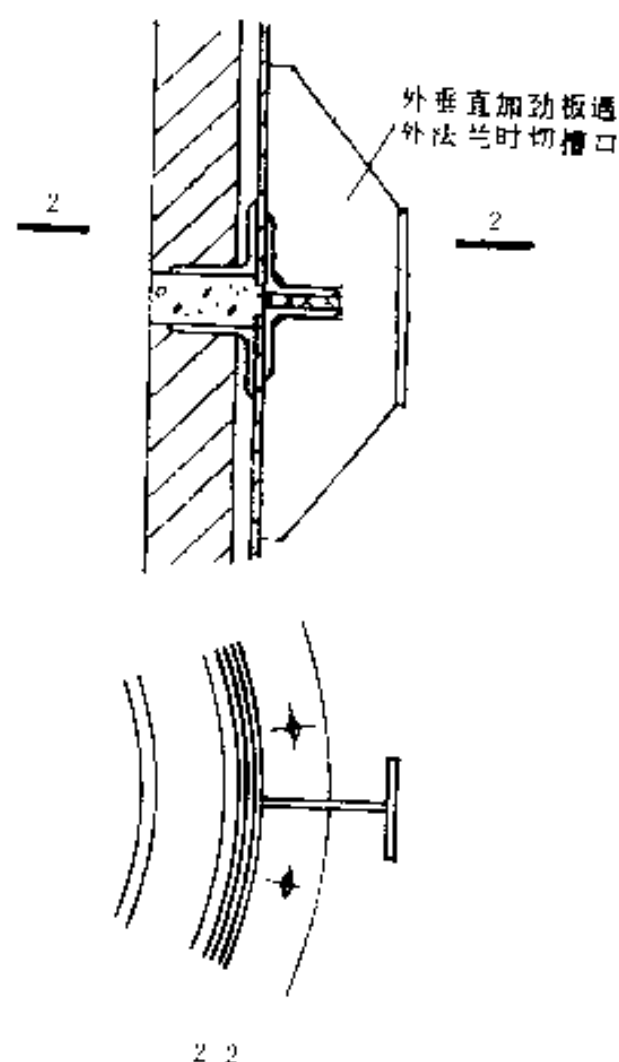


图 4.32

2) 热弯加工——一般是在 $750 \sim 950^{\circ}\text{C}$ 的高温中进行。这都在回火度(650°C)以上,可能影响钢材性能,冷却要缓慢均匀,以防钢材变脆。热加工使钢结构制造工序复杂化,并且增加造价。

由于以上制作上的原因,在设计中应尽量避免以角钢作连接法兰的方案。所以推荐的改进方法是,用较厚的钢板切割成圆形板做成平法兰,兼作内法兰(见图4.33)。尤其是对于直径大、高度高的钢烟囱,这样的做法在构造

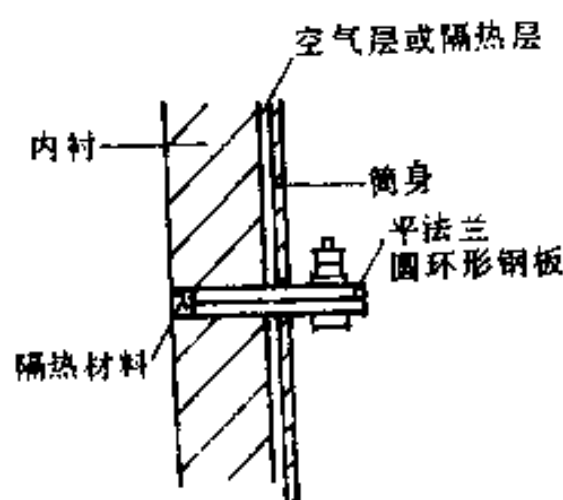


图 4.33

上简化多了,上下筒节水平面连接紧密,压应力传布均匀,质量容易保证,省去许多工序工时,自然造价也降低多了。比起弯曲角钢的加工方法来是省工、省时,保证质量,且经济得多。

(于杭健、陆志雄)

4.21 混凝土和钢混合结构料仓的连接

在冶金工业厂房的上料系统中,经常采用钢筋混凝土深梁作为料仓的仓壁,再在其下端用预埋螺栓连接钢料斗以满足工艺的需要,(见图4.34)。这种结构形式既能使整个厂房的刚度增强,并且便于对钢料斗的维修。这种料仓尽管混凝土壁下端预埋螺栓完全按图施工,钢料斗的加工精度也很高,但是钢料斗和混凝土壁的安装连接往往不尽人意,不能“对

号入座”。这里既有设计上的原因，也有施工方面的因素。

1) 利用深梁作为料仓壁时，由于该梁一般高达2.5m~5m，自重很大，安装钢料斗前就会产生一定的挠度，但在设计中往往忽略这一点，使梁下翼形成一个倒凸拱，而钢料斗是用数十只螺栓与之连接的，要求梁下翼保持在同一水平面上，否则钢料斗就难以就位（见图4.34）。

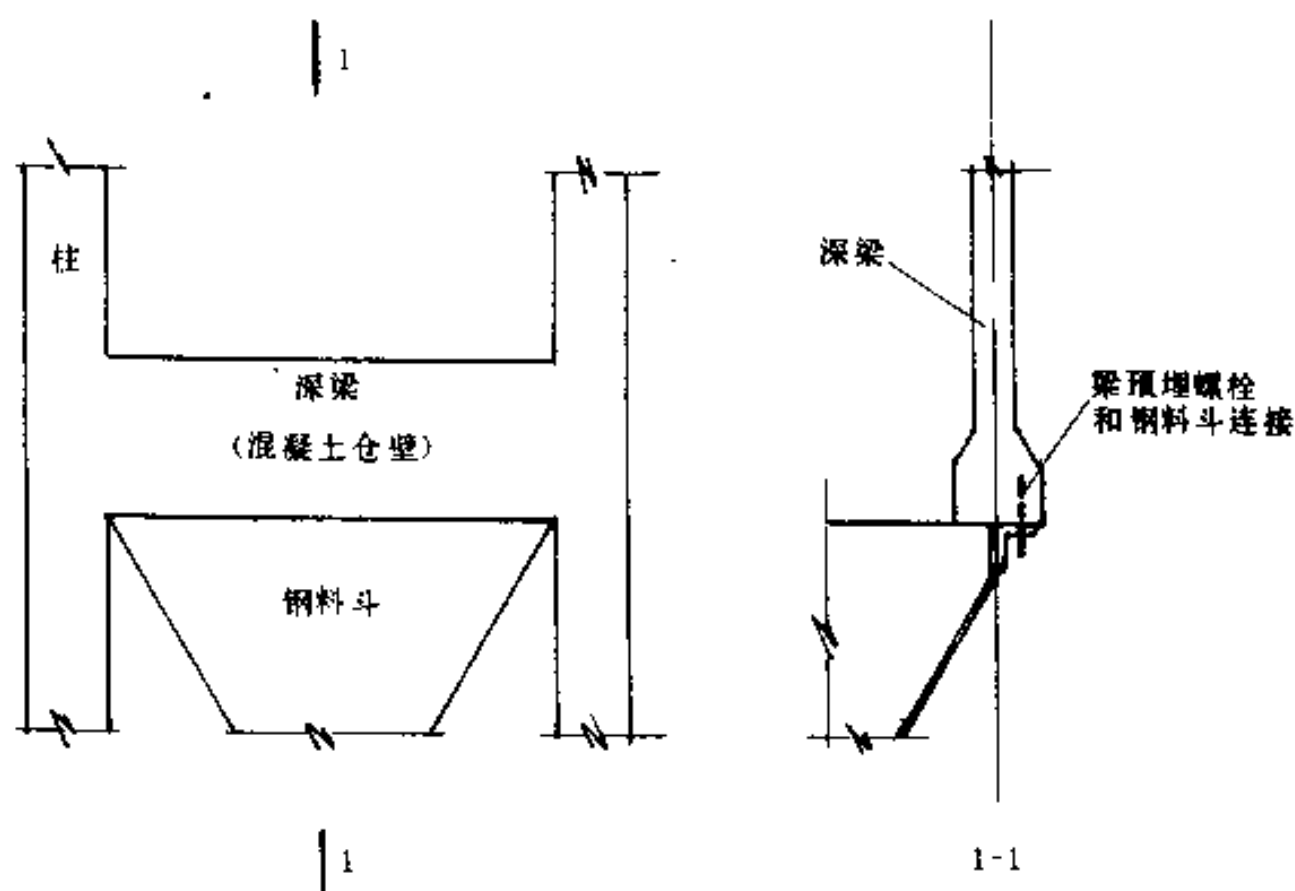


图 4.34

2) 施工深梁时，由于模板支撑的底脚没有处理好，有走动或局部产生不均匀沉降，使梁下翼不在同一水平面上，这也是使钢料斗无法准确就位的重要原因之一。

怎样才能使设计取得预期的效果？对于这种结构形式，在设计和施工深梁时，应该注意：

1) 设计深梁时，必须考虑到本身自重产生的挠度影响，

将混凝土梁适当起拱，使之能确保梁下翼处于同一水平上。

2) 施工中支模板时必须做到使之不移位、不走动，不产生局部不均匀沉降。

3) 混凝土梁下边的预埋螺栓的露面和丝长最好适当放长一些，万一发生上述情况，还有可能用作一种调整手段。不过，这是一种无可奈何的方法，非到不得已时不宜采用。

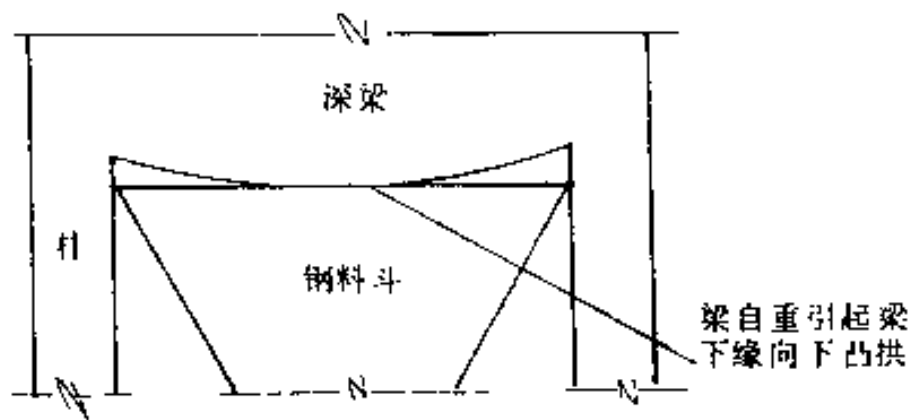


图 4.35

(曹品然)

5. 地基基础

5.1 天然地基承载力及基础埋深的确定问题

在天然地基基础计算中有两个常见的问题是：

1. 地基承载力的确定有误。地基承载力的确定，除与地基土性质有关外，还与基础埋置深度、基础宽度均有关；地基承载力随基础埋深的加深和基础宽度的加大而提高。但对类似上海这样的软弱地基来讲，不应作宽度调整。在有些设计中，往往忽略了这一点，致使地耐力取值偏高，造成不安全。

2. 基础埋深，一般自室外地面标高算起。填方地区在填土后挖槽的，可自填土面算起（图5-1）；填土在上部结构完成后进行的，应从天然地面标高算起（图5-2）。对于地下室，如

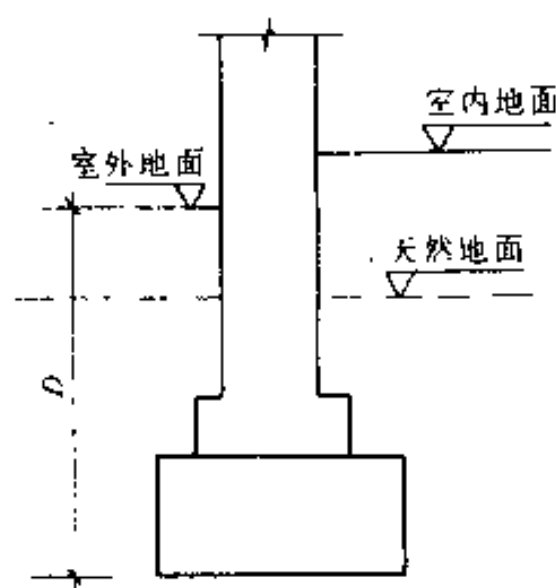


图 5.1

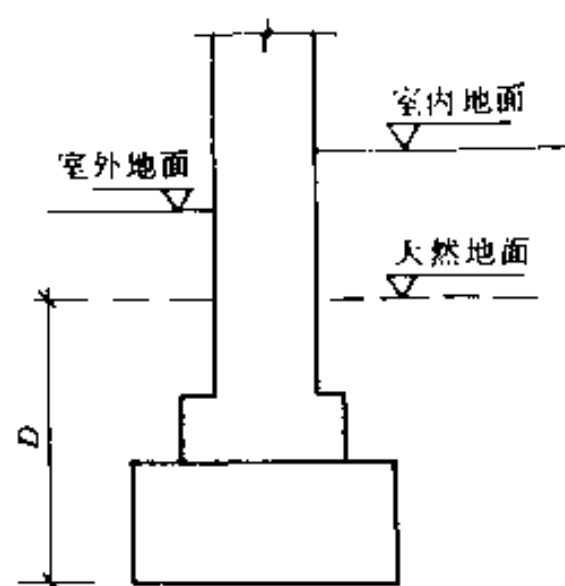
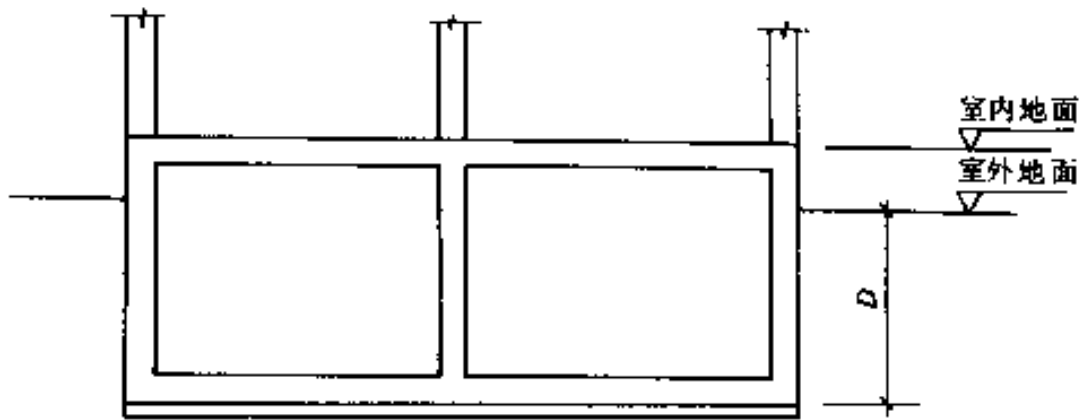
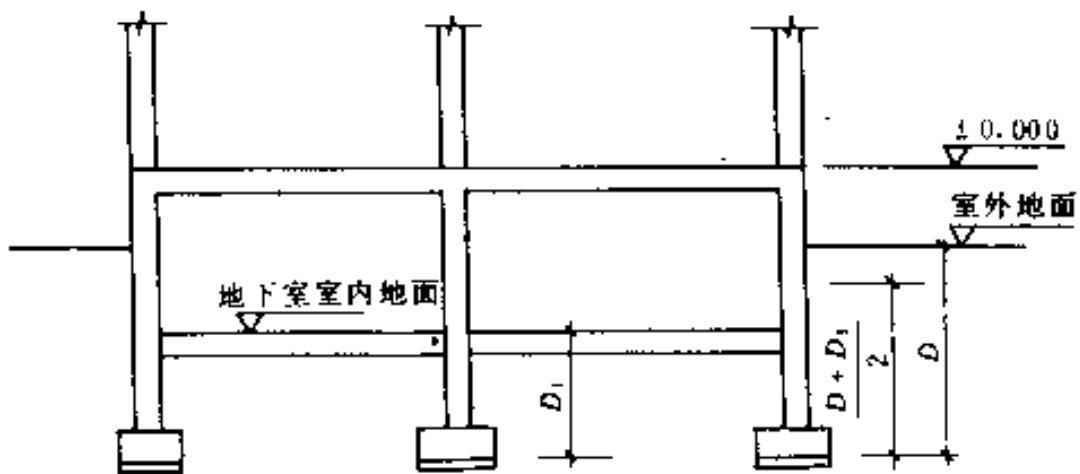


图 5.2

采用箱形基础或筏基时，基础埋深自室外地面标高算起；如为分离式基础的地下室，则内墙、内柱基础，其埋置深度从室内地面算起；地下室外墙基础则取室内外计算埋置深度的平均值（图5-3）。但设计中往往不注意天然地面室外设计地面标高间之不同以及填土施工顺序的先后而一律按设计室内



采用箱基或筏基的地下室



采用分离式基础的地下室

图 5.3

地面标高算起。这样，就使基础计算埋深值偏大，从而使按深度调整后的地基承载力也偏大，造成不安全。

（陈寿华）

5.2 十字形基础底面面积计算不准确

在设计十字形基础时，常易犯多估或少估基础底面面积的错误，要么造成浪费，要么导致建筑物沉降过大甚至上部结构开裂等问题。

把基础底面积估大的情况有两种：第一种是在计算框架柱下的十字条形基础时，用每一根柱的总轴力分别决定纵向基础板带和横向基础板带宽度，这样就造成估算所得的基础底面积偏大。第二种是柱底轴力计算过大。譬如，在有地震作用的框架计算中，常要对纵向和横向框架分别进行计算，按理在静、活荷载的作用下，对同一根柱的柱底轴力而言，纵向框架计算结果应等于横向框架的计算结果，取纵向框架或横向框架的柱底轴力来估算基底面积即可，但有人会将纵向框架的柱底轴力与横向框架的柱底轴力之和作为一根柱子的柱底轴力，造成基础的计算浪费。

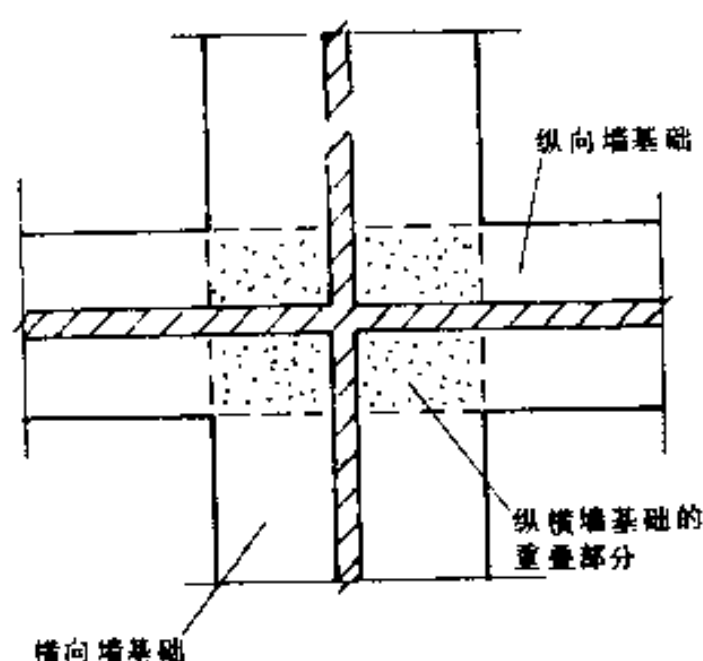


图 5.4

与上述情况相反，也有把基础底面积估小的情况。例如，在计算混合结构纵、横向墙的十字形基础时，估算纵、横墙下条形基础宽度时将重叠部分（见图5-4）既作为纵向条基又作为横向条基的底面面积，这样估算而得的基础底面面积将偏小，造成结构的不安全。

（周国鸣）

5.3 基础持力层下软弱层的复算

在复算地基承载力时，往往只注意了持力层而忽视了对持力层以下的软弱层承载力的复算，比如，上海有些地区近地表有一层较好的1~2.5m厚的硬土层，但其下就是较差的淤泥质土，承载力很低。此时，地基承载力取值就取决于软弱下卧层而不取决于持力层。

所以，当基础底面持力层以下地基土不均匀并有软弱下卧层时，应验算该层下卧层地基土的承载力是否满足要求，即

$$p_{cz} + p_z \leq R$$

p_{cz} 为软弱下卧层层面之土的自重压力)； p_z 为作用于该标高处之附加压力； R 为该软弱下卧层层面处修正后的地基承载力)

在短桩加固地基结构设计中也应注意下卧层承载力的复算，并进行沉降量的计算。对于高层建筑的桩基设计中更应注意。上海某些地区的高层建筑的群桩也有类似的问题：按地基承载力计算只须选用20~30m长的桩即可，但此时，桩尖持力层处于较浅的第一砂层，由于较浅的第一砂层与较深的第二砂层间有一层较厚的亚粘土，其物理力学指标比第一砂层均差，压缩性较大。因此，这种情况下必须对第一砂层

下面的亚粘土层进行承载力及沉降的复算。以上是以上海地区某些工程为例作说明的,但在软土区域中也有这样的问题,都应予以注意。

(周国鸣、陈寿华)

5.4 多层厂房和科研楼纵向倾斜

多层厂房和科研楼一般都是将电梯间和楼梯间布置在大楼的一端,其余部分则用作生产或业务的空间。在设置有电梯间和楼梯间一端,电梯间上部有电梯机房、水箱等,再加上墙体较多,恒荷载很大。在用作生产或业务的部分中,多做成大空间,即使有分隔,为求工艺调整的方便,也大多用轻质隔墙,其荷重相对要比楼电梯间的一端小。而且就多层生产车间而言,工艺中也不会有大型的重型设备,所以楼电梯间的恒荷载明显地要比生产部分的恒荷载大。根据多栋五层、六层的厂房和科研楼的沉降观测,可以看到,楼电梯间一端的沉降量较大,造成整栋房屋在纵向倾斜,所以恒载对沉降的影响不可忽视。

某厂一座六层的多层厂房,其布置如上所述,楼电梯间东面和北面,按照工艺要求和建筑设计的立面处理要求有多处悬挑,下面四层为生产车间,用于生产音响盘带,产品设备都较轻,五楼、六楼为成品仓库,荷重也不很大,整栋楼层除四楼有少量隔扇外,其余各层均为大空间,无分隔、房屋平面如图5-5。

根据荷载及地基条件,决定采用补偿基础,地下室放置设备,内有风机房、水泵房、测试室、皮带输送机等。

该厂房1976年开始施工,1978年建成投产。从地下室建

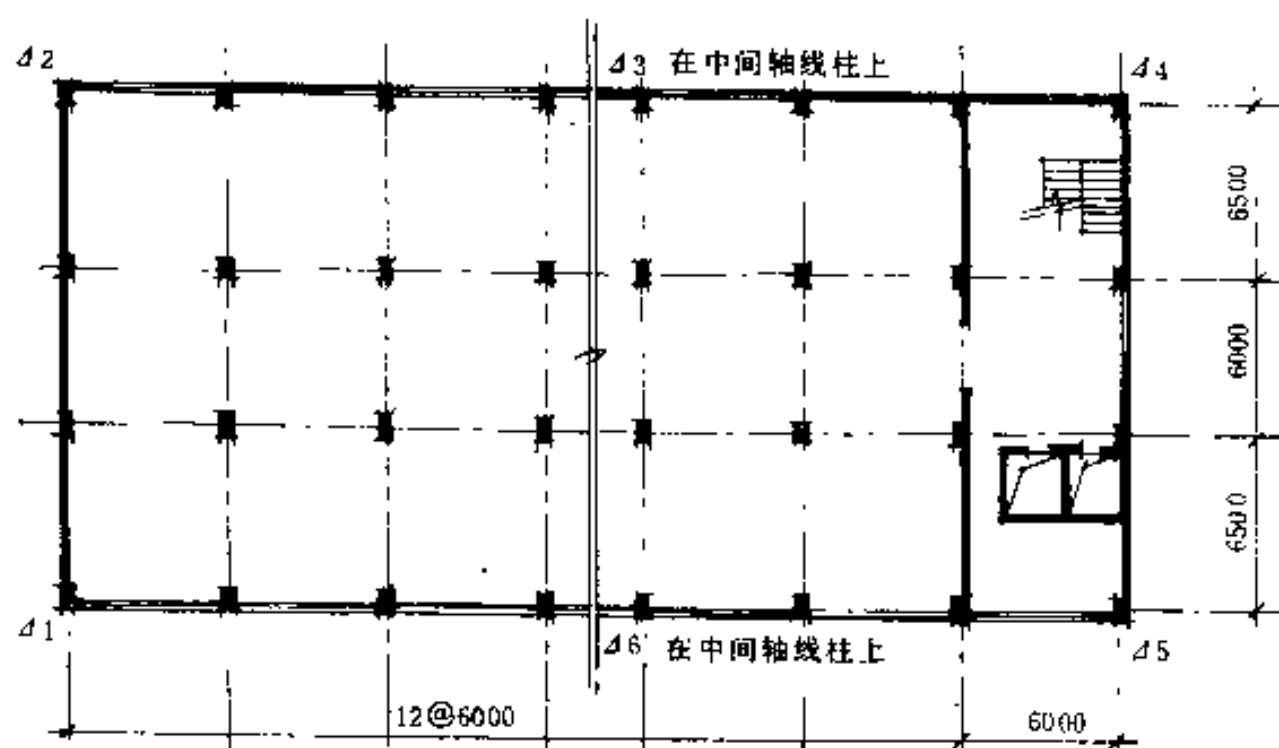


图 5-5

成和厂房柱出地面开始，即持续进行沉降观测，观测点布置见图5-5。

沉降观测点 $\Delta 3$ 、 $\Delta 6$ 设在中间柱上， $\Delta 1$ 、 $\Delta 2$ 、 $\Delta 4$ 、 $\Delta 5$ 设在角柱上。到1979年2月，各点累计沉降量为

$\Delta 1$: 71mm; $\Delta 2$: 75mm;

$\Delta 3$: 105mm; $\Delta 4$: 126mm;

$\Delta 5$: 109mm; $\Delta 6$: 98mm;

从以上记录可见，楼电梯间一端沉降显然偏大，东北角 $\Delta 4$ 一点沉降最大，估计是楼电梯间东面和北面都有悬挑结构所致。

到1979年9月测的一次，各观测点在半年多时间中的增量为 $\Delta 1$: -4mm; $\Delta 2$: -3mm; $\Delta 3$: 0; $\Delta 4$: 6mm; $\Delta 5$: 3mm; $\Delta 6$: 0。其规律与累计沉降量相似，有意思的是西面两点产生负沉降，中间两点沉降为0，形成一个以中点为支点的杠杆。

以上例子，因为地基条件较好，厂房倾斜度在允许范围之内。

还有两座科研楼，其布置与上例相似；一座六层楼，一座八层楼，两座楼都在建成投产后沉降继续发展，而最严重的是沉降长期不收敛，引起使用人的恐慌。后来不得不采取措施在另一端加压，将房屋两端的沉降差减小，也就是使房屋的倾斜度减小。其中八层的大楼在发现问题时，房屋在纵向的倾斜已经妨碍了电梯的安装。在处理好沉降不收敛的问题以后，安装电梯时，还需要将部分电梯井边的梁边缘凿去才能施工。

由于工艺的需要，要改变上述这种平面布置方式有一定的困难，但在基础设计时，应该注意下述两点：

(1) 如采用补偿基础的方法，做箱形基础时，可以将箱基从楼电梯间一端略为伸出，使荷载重心与箱形基础的底面形心接近重合；

(2) 对地基条件要仔细考察，不要使房屋，特别是有电梯间的一端，放在类似暗浜等的软弱地基上面。

(邱平、章关福)

5.5 上下部结构重心不协调

在多层住宅建筑中经常遇到层次跌落，或建筑物一边为隔墙较多的厨房、厕所等，形成整个建筑物重心偏移的问题，而在进行基础设计时，又往往不太注意其基础的重心与上部结构的重心相协调，从而造成建筑物倾斜。例如，某三幢六层住宅，平、剖面如图5-6所示，于1984年12月竣工，建成后，三幢建筑物都有100~300mm的沉降，房子向北倾斜，

倾斜度20%，房顶水平位移300多mm，部分地下管道断裂，两端部单元的内外纵墙上都有明显的斜裂缝。有的裂缝已穿透，室内地坪有明显的斜坡，墙面裂缝已引起渗水。总的说来，已影响正常使用。

1. 产生沉降的原因

1) 场地土质较差。建筑物主要座落在高压缩性灰色淤泥质粘土上，平均厚度13m，压缩模量只有 2.04N/mm^2 ，

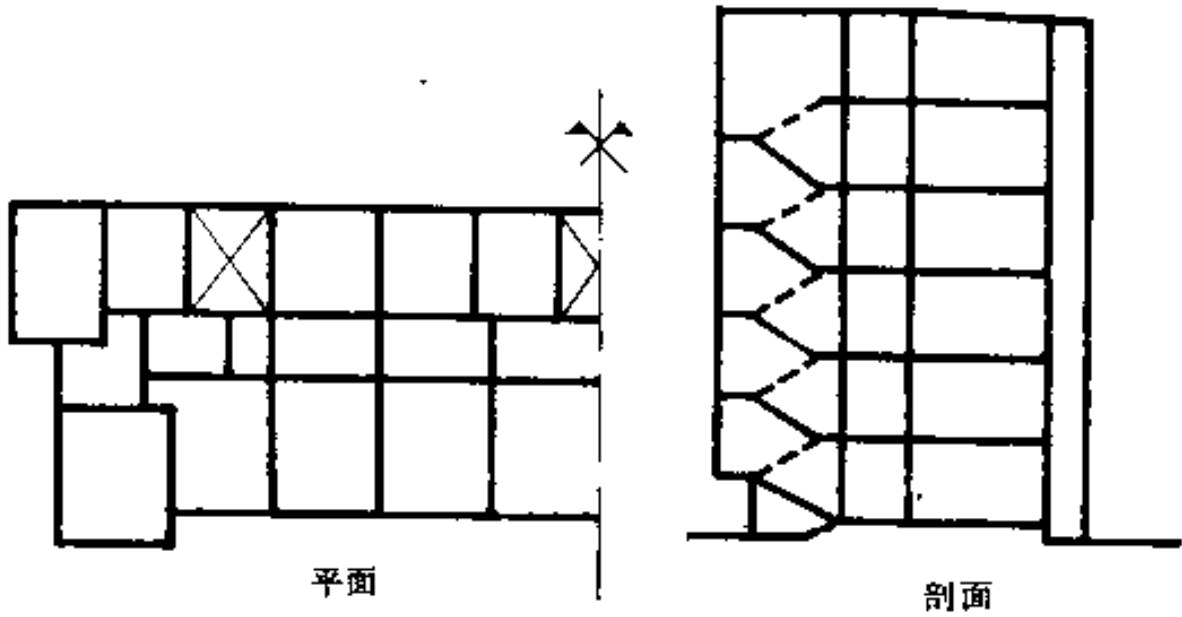


图 5.6

容许承载力为 55kN/m^2 ，场地表面为1.5m厚的杂填土，下面是1.2m厚的褐黄色亚粘土和2.5m厚的灰色淤泥质亚粘土，接着是13m厚的淤泥质粘土。建筑物中部有一条南北向约3.6m宽的暗浜，深2.5~3.0m。

2) 上部结构楼梯间北向突出1.4m，有一10t的水箱稍偏北布置。下部结构是钢筋混凝土条基，仅楼梯间两侧（含楼梯间）局部为板式基础，外纵墙基础宽1.9m。

3) 下卧层为15.5m厚的淤泥质土，含水量大，孔隙比大，压缩模量低，必然会引起较大的沉降；加上上部结构的重心向北偏离基础的重心约500mm。结构设计时，对上述情

况未予足够重视，造成建筑物向北倾斜。

2.防治方法

1) 对于层次跌落较大的建筑物和一边布置有隔墙较多的厨房、厕所的建筑物，在基础设计时，应尽量做到使上部结构荷载的重心与基础底面的形心重合。

2) 对于软弱地基或有较厚高压缩性淤泥质土下卧层特点的地基，在基础设计时，应注意变形问题和下卧层承载力变形验算问题。

3) 对于地基中的暗浜、枯井、古墓等隐藏的问题，要在勘察时查明其位置、填土年代、土的物理力学性状等，并提出正确的处理方法。进行加固处理。

图5-6中的工程，从90年初所测的资料来看，每天仍以 $0.053\sim 0.1\text{mm}$ 的沉降速率和南北两面每日以 $0.01\sim 0.02\text{mm}$ 的沉降差速率继续下沉和倾斜。综合以上情况，采用了钢筋混凝土树根桩和压力灌浆的方法来加固地基。先在沉降较大的建筑物北侧打树根桩，使一部分荷载由树根桩承担，阻止其继续下沉。由于居民已居住多年，树根桩只能沿北面纵墙的外侧布置。而房屋内部则采用压力灌浆，改善淤泥质土的物理力学性质，减少地基变形。加固后，建筑物的北侧沉降基本稳定，从而房屋的倾斜得到了控制。

(邱平、章关福)

5.6 筏基或箱基下地基反力偏心 引起房屋倾斜

建筑体型千变万化，建筑物中各部分荷载的分布也千变万化。例如，有的建筑体型呈规则的立方体或长方体，或

圆柱体，也有的呈不规则的几何形体；如跌落式的板式结构，上部有向外悬挑的结构等。有的建筑物的荷载分布比较均匀，但有的建筑物则在某些部位的荷载（恒载或长期荷载影响尤大）特别重。在设计基础时，如果设计者经过计算研究，确定选用片筏基础或箱形基础时，就要注意上层建筑的荷载合力要与基础的形心能够基本重合，这样才能使基底反力比较均匀，地基的变形也能比较均匀。然而，在采用筏基或箱基时，设计者往往按照建筑物的平面外形来确定基础的外形和尺寸，将上层建筑的总荷载除以基底面积得出的数值作为平均基底反力。但如果上层建筑总荷载合力的位置偏离了基础的形心，便在基础底面上形成一个反力的偏心；当然事实上，就不存在均匀的基底反力。有的设计者还有一种错觉，认为上层建筑的荷载合力重心与基底反力的重心位置是吻合的，部处在一条铅直线上，上面的力与反力是平衡的，而忽略了基底反力的偏心，造成了地基土变形的不均匀，致使建筑物产生不均匀的沉降，还会出现建筑物的整体倾斜。假如建筑物倾斜过大，超出允许范围，就会影响安全和使用，后果可能比较严重。这种情况屡见不鲜。

对于上层建筑中荷载比较复杂的情况，求其合力的位置是一件相当麻烦而琐碎的事情，设计人员一般部怕做这项工作。但是，如果总荷载分布不均匀，荷载量又大，又是使用筏基或箱基时，就不能怕麻烦，务必要花一些功夫做好此事。如计算结果，发现基础底面反力偏心很大时，应对原设计的方案作相应的改变。

要避免上层建筑荷载合力的位置偏离基础平面形心过大的情况，可采取以下的方法，也可同时采用几种方法：

- 1) 如有可能，适当调整上层建筑中荷载的分布；

2) 根据在 x 和 y 两个方向的偏离程度, 适当调整筏基或箱基的尺寸;

3) 在基础尺寸的调整受限制时, 在筏形基础中采用局部架空、局部填土的方法, 在箱形基础中采取可行的措施来调整基础底面上的荷载重心;

4) 在以上方法不可行时应考虑采用桩基。

(周国鸣、方义弼)

5.7 塔形或高耸建(构)筑物的倾斜

塔形或高耸建筑物(构筑物)的典型特征之一是, 高度与其占地面积之比要较一般建筑大很多。高度相同而占地面积不同的建(构)筑物, 如两对边的沉降差相等, 则占地面积小的建(构)筑物的倾斜率将比占地而积小的要大, 而且其顶部的水平位移, 前者也要比后者大许多, 造成不适宜使用的后果。建(构)筑物倾斜严重还会产生 $P-\Delta$ 现象, 危险更大。下面举例介绍。

(1) 某工程将一座上有 25m^3 的钢筋混凝土水箱的砖砌水塔安放在靠河边的地方。水塔高 25m 。建成后, 水箱未充水即已发现塔下产生不均匀沉降, 塔身向河方向倾斜。水塔在使用后, 不均匀沉降继续发展。一直到塔顶中心最大水平位移达到 120mm 时, 沉降和塔身倾斜均不收敛。使用单位十分着急, 请设计单位提出补救措施, 要求水塔能继续使用。设计单位经过研究, 采取加固地基和放大基础的办法, 使沉降得到收敛, 并纠正了部分的倾斜。

(2) 在某工程中建造一座总高为 27m 的塔形建筑物, 建筑物平面外包尺寸为 $3\text{m} \times 6\text{m}$, 南北长 3m , 东西长 6m 。建成

后,建筑物逐步向南倾斜,顶部最大水平位移达 140mm, 不能不采取补救措施。首先在建筑物周围补做勘探,发现紧靠建筑物南边有一道暗浜;这在初勘时并未发现。后来采取在一边抽水,在另一边灌水的办法,纠正了部分倾斜,但未采取加固地基的措施,以致在停止抽灌水后,仍有向南倾斜的趋势。

(3) 某厂一座钢筋混凝土烟囱,建于1959年,已使用了30年。烟囱高80m,采用桩基,桩台直径17m。经测量,烟囱顶顺当地主风向水平偏移314mm。由此推断,烟囱筒身有倾斜。显然,在主风向风力作用下,基础受力偏心是倾斜的原因之一。

因此,在设计塔形或高耸建(构)筑物时要注意以下几点:

1) 对地基及现场周围环境要作充分的考察,要求查清地面下的暗浜、枯井、古墓等情况。决定建(构)筑物的位置时最好避开上述地段,不能避开时,要采取措施加固地基或打长桩。以上第(1)例在设计前未进行勘探,第(2)例是勘探工勘测不够细致。这是深刻的教训。

2) 设计时要考虑将建(构)筑物的倾斜控制在规范允许的范围内。对有特殊要求的建(构)筑物更应慎重从事。如本文中第(2)例建筑物是用以观察船艇的位置和时间的,精确度要求极高,房屋的倾斜可能会对观察的精确度产生显著的影响。

3) 基础施工时,要求严格监督施工质量。设计人员要密切注视施工情况,以便于发生问题时能正确查明原因,对症下药。

4) 加强沉降观测工作。上层建筑施工开始,即应开始

观测，至沉降稳定为止。如发现沉降长时间不收敛，即应采取
措施。

(方义弼)

5.8 天然地基和桩基混用问题

在设有起重量较大的吊车的车间设计中，会出现：厂房
柱基（如图5-7①、②轴的桩基）采用桩基。山墙防风柱基采
用天然地基的情况。

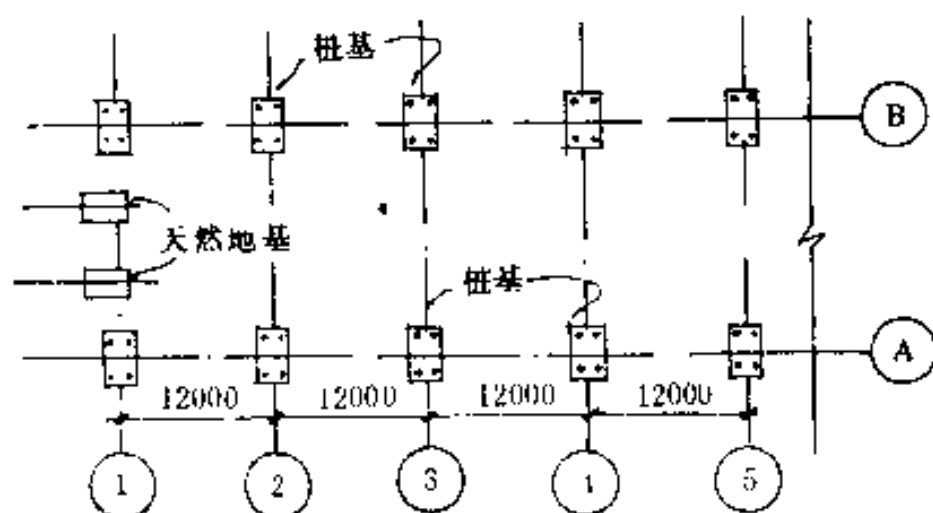


图 5.7

这种在工程中采用天然地基和桩基混用的地基处理方法，
设计者应对其不均匀沉降引起的后果予以重视。在一般工程
设计中，由于各种原因，很难控制使天然地基和桩基二者在
一定时间内的沉降相接近。

防风柱的做法，一般是把柱脚插入或固定在基础上，而
其顶部与屋架采用弹簧钢板相连接的，如图5-8所示。这种连
接方式由于联结钢板相对较薄，柔性较大，所以防风柱上的
垂直荷载，只能通过防风柱传到柱基，而防风柱上的水平荷
载可以由联结钢板传到屋架后再传到屋盖系统。

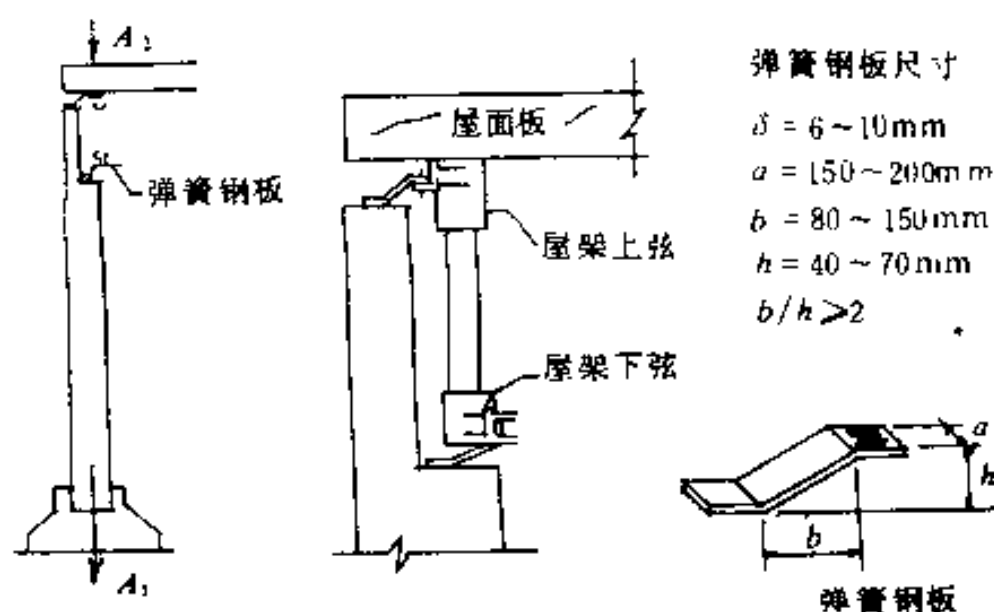


图 5.8

同时还应注意到，屋架系搁置在①、②轴或桩基的柱上的；其沉降值一般总较抗风柱沉降值为小。由此，防风柱顶部和山墙端屋架间会产生不均匀沉降，当防风柱顶部与屋架顶部间的差异沉降超过柔性连接钢板所许可的变形范围后，就会形成防风柱吊挂在屋架上的情况，那时防风柱上的垂直荷载将加到屋架上去，形成屋架超负荷，很不安全。

在工程实践中曾出现此类情况，在割断连结钢板后，形成屋面卸荷时，屋面即向上回弹并产生响声。这种情况如不及时发现便会产生屋架损坏的事故。因此，这是一个严重的隐患，特别对车间内的地面有较大荷载时更应注意。为此，设计者在采用天然地基和桩基混用的设计中，应对不同下沉引起沉降差的影响后果特别予以重视。

另外一个例子，一个重型车间的端部与一个轻型车间的纵向中部连接，沿轻型车间边轴中有两个桩基与重型车间合用，基础下打桩，其余的基础放在天然地基上。后来由于桩基沉降很小，天然地基柱基沉陷大，致使吊车梁高低不一，严重影响生产。详情可参看《结构工程师》1990年第1期李

月桂的文章。总之，在一个建筑物单元中，应避免混合使用柱基和天然地基。必不得已而使用时，务必要妥善考虑和处理两者的不均匀沉降问题。

(严宗德)

5.9 悬挑基础设计中的问题

在基础设计中经常会采用悬挑式基础，即基础底面不与地基直接接触的基础。比如在沉降缝两边的基础，常使其靠沉降缝一侧直接着地，而另一侧则设计成悬挑形式；另外，在调整基础底面形心位置使其与建筑物重心重合时，也可能将部分基础设计成悬挑形式。

这类不直接着地的悬挑式基础，若处理不慎就会起不到悬挑的作用，造成上部结构墙体的开裂或建筑物的倾斜。为使悬挑基础与设计假定相符，应在构造上给予足够重视。通常可将悬挑式基础底下的土掏空，使其能自由沉降(见图5-9)，充分起到悬挑结构的作用。同时还应估算建筑物的沉降量。对于为调整基础底面形心位置使其与建筑物重心重合的悬挑基础，则悬挑基础与地基之净空应大于估算沉降量。对于沉降缝两侧，一侧为悬挑基础另一侧为着地基础时，若悬挑基础一侧建筑物的沉降量大于另一侧建筑物的沉降量，则悬挑基础与着地基

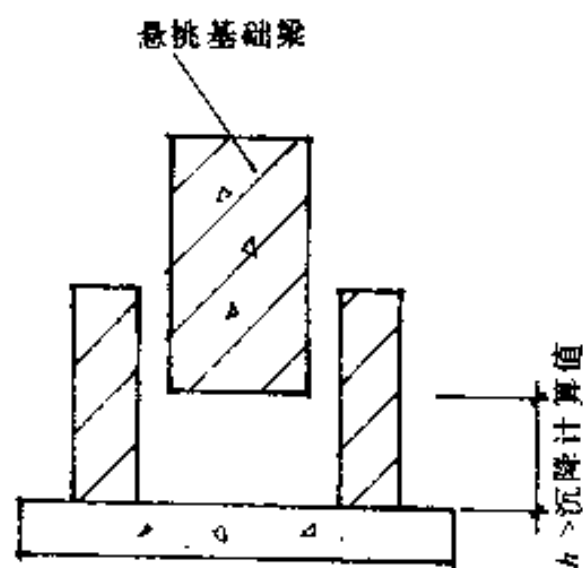


图 5.9

础之间的净空应大于沉降缝两侧建筑物的沉降差。

(周国鸣)

5.10 片筏基础底板不宜悬挑过大

上海地区多层砖墙承重结构的住宅建筑，常建造在软弱地基土上。在基础设计中，当采用条形基础不能满足地基的容许承载力时，常设计成片筏基础（其它类型的建筑物，如仓库、车间等也有此种做法）。有时碰到地基强度还不足，往往把片筏基础底板沿外墙轴线向外悬挑，有的悬挑长度达 $2.5\text{m} \sim 3.0\text{m}$ 之多。这种单纯为满足地基强度的作法是欠妥的；特别在房屋的山墙和外纵墙相交的转角处，纵横两个方向均有较宽的悬臂板挑出，该板的刚度远较其它部位小，使悬臂板变形过大，再加上建筑物地基的不均匀沉降等因素，很容易造成转角处邻近纵墙的墙体强度受到削弱，至使其底层的窗台下产生严重的开裂现象，直接影响建筑物的质量和使用。这是值得注意的。

综合以上经验，对于片筏基础的悬臂最好设置在建筑物的宽度方向；对于基础梁不外伸的悬臂板，伸出长度不宜大于 2m 。如不能满足上述要求时，通常可适当加深筏基的埋置深度，再在上面加铺预制板，将板底架空，以减小基础自重，做成补偿式基础；或用短桩加固地基，考虑土与短桩的共同作用。当短桩支承在下部的砂质粉土、粉砂土上时，效果更为显著。

(施有康)

5.11 基础遇废人防和人防通道时的地基处理

建筑物的基础遇到废弃的人防、人防通道时，如处理不当，会造成地基不均匀沉降，使建筑物出现裂缝。处理的方法一般是将该废人防、人防通道顶板、侧墙以及底板全部凿除，也有将废人防、人防通道顶板、侧墙凿除后，将其底板凿松，再作地基处理，捣入块石混凝土。这样作费力、费材料又增加了投资，且往往由于局部过硬，对建筑物上部结构很不利，甚至产生墙身开裂等现象。

其处理方法，从一些工程实践看，采取下述措施的效果较好、省力、省材料，又节约投资。具体的作法如下（见图5-10中剖面1-1）。

1）凿除废人防、人防通道顶盖。

2）凿除废人防、人防通道二侧墙，凿到新设计的筏基础底板混凝土垫层下50~60cm处（砂垫层厚度），在其下捣以C 7.5混凝土（见图5-10）

3）挖除废人防、人防通道二侧墙外侧所填入的松土，然后也填以C 7.5混凝土，填到砂层底。

4）在C 7.5混凝土垫层上做砂垫层50~60cm，分三皮振实。振实与否，可采取现场简易测定的方法，将直径为16mm、长195cm的平头圆钢，自由落下，贯入砂层中。落距为50cm，当贯入深度小于7cm为合格，否则要喷水再振。

5）铺捣C 10混凝土垫层10cm厚，再做筏基。

6）注意，须在筏基底板之外约70~100cm处的废人防、人防通道从顶板、侧墙以及底板全部凿开，砌以240封头墙，以

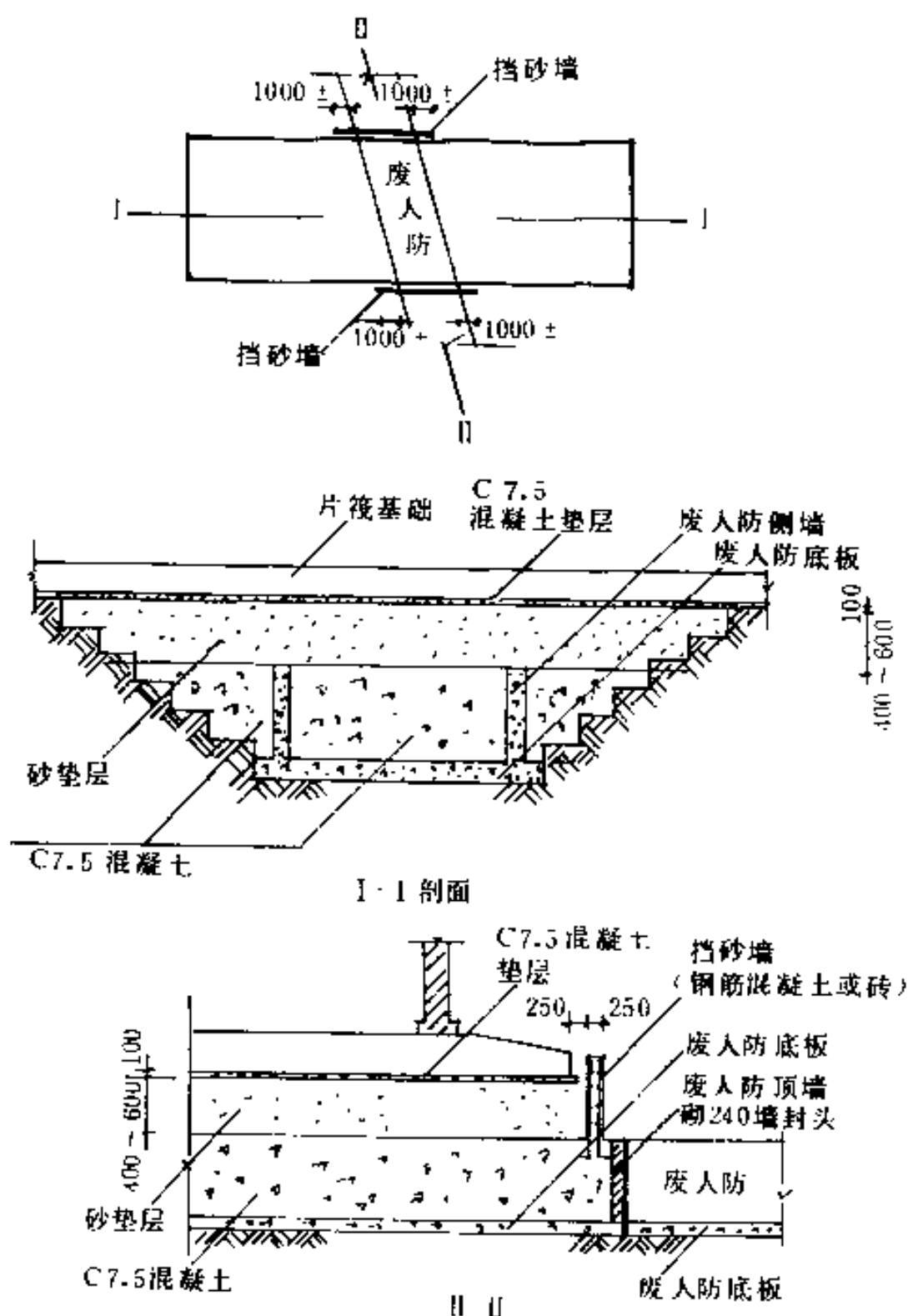


图 5.10

利建筑物沉降。

7) 为防止砂垫层的砂流失, 在离建筑物基础边 25cm 左右处做挡砂墙。挡砂墙从填入的C7.5混凝土面上做起, 见图5-10中剖面 II-II。

(冯永康)

5.12 用短桩对暗浜处理不当引起房屋开裂

在上海地区进行地基基础设计时，常常会碰到暗浜的处理问题。一般情况下，可按暗浜的深度、范围及上层建筑的情况分别采取：（1）挖除填土，落深基础（或做砂垫层），（2）用基础梁跨越暗浜，（3）不挖土、打短桩，不同的处理方式。在暗浜较深、范围较大的情况下，为避免挖土和换土的麻烦，常采用不挖土、打短桩的方案。

有些建筑物虽用短桩对有暗浜的地基进行加固，但还是开裂。究其原因大致如下：

原因之一是单桩承载力的确定不准确。根据上海市标准《地基基础设计规范DBJ 08-11-89》的规定：“短桩的断面一般为 $200\text{mm} \times 200\text{mm}$ ，长度取 $5\text{m} \sim 8\text{m}$ 。每根桩可承受 $50\text{kN} \sim 80\text{kN}$ 的荷载。以浜下有砂质粉土、粉砂时效果较为显著”。设计时如机械地按桩长 1m 可承受 10kN 荷载来考虑，有时取值则会偏大。很明显，若浜下存在灰色致密粉质粘土的话，其极限摩阻力仅为 $15\text{kN}/\text{m}^2$ 。短桩每米长度桩周表面积仅 0.8m^2 ，如果仍按桩长 1m 承受 10kN 荷载考虑则安全系数 $K = 1.2$ ，远小于我们通常取用的 $K = 2$ 。若再考虑新填土的负摩阻力，其安全系数就更小了。

原因之二，往往不是地基强度的问题，而是不均匀沉降引起的。暗浜地基之所以需要加固也是暗浜部位和其他部位之间，可能会产生较大的差异沉降。因此，考虑暗浜地基的加固方案时应努力使加固后的地基与周围不需加固的地基的软硬能基本一致，使房屋建成以后各部分的沉降量也能基本一致。加固后的地基太软了或太硬了都是不利的，都可能引

起房屋开裂。

防治的方法：一是根据地质勘察报告合理决定短桩的承载能力。二是在暗浜加固与没有暗浜地段之间设置一个4 m ~ 6m 宽度的过渡段，使得加固过的地基与没有加固的地基之间即使有一些差异沉降，其沉降量的变化也是较平缓的。这是减少建筑物开裂的一种较有效的措施。

(陈仲涵)

5.13 基础遇暗浜时的处理

建筑物地基遇暗浜时，如处理不当常使建筑物上部墙身产生裂缝。如暗浜处于局部范围且较深时，采取大开挖，挖到老土，填以块石素混凝土，并一直填到基础底面。这往往会造成填充部分土质较硬，与非暗浜部分的沉降差异较大，从而造成新的沉降不均匀，使建筑物上部结构容易产生裂缝。

从较多工程实践看，当建筑物地基遇到局部暗浜，暗浜又较深，且基础为片筏基础时，可采取下述措施(见图5-11)，其效果较好。

其措施是：先将暗浜部分大开挖，挖到老土，浇捣C 7.5 素混凝土，捣到基础底板素混凝土垫层下50 ~ 60cm，然后在该50 ~ 60cm 厚度内做砂垫层(中粗砂)分2 ~ 3 皮喷水(湿砂手捏成团)振实。砂垫层每皮振实后的密实程度应达到中密标准，即孔隙比不大于0.65。是否达到该要求，一般可以采用现场简易测定方法测定。即将直径为16mm、长1950mm 的平头圆钢，自由落下，贯入砂层内，自由落距为50cm。当贯入深度小于7cm 时合格，否则再度用平板振荡机振实。如砂中缺水再喷些水，再振，直至振实到达要求为止。

采取这样的措施，可使该50~60cm砂垫层与无暗浜处基基土在沉降压缩时有所调剂。且该50~60cm砂垫层的砂容重结合其下面的C7.5混凝土的容重，对照土容重也有所调剂，不会因为全部采用块石混凝土造成局部较硬、容重较重的缺点。至于为防止砂垫层的砂流散，在基础底板外侧30cm左右处，在C7.5混凝土上加设挡砂墙，如图5-11

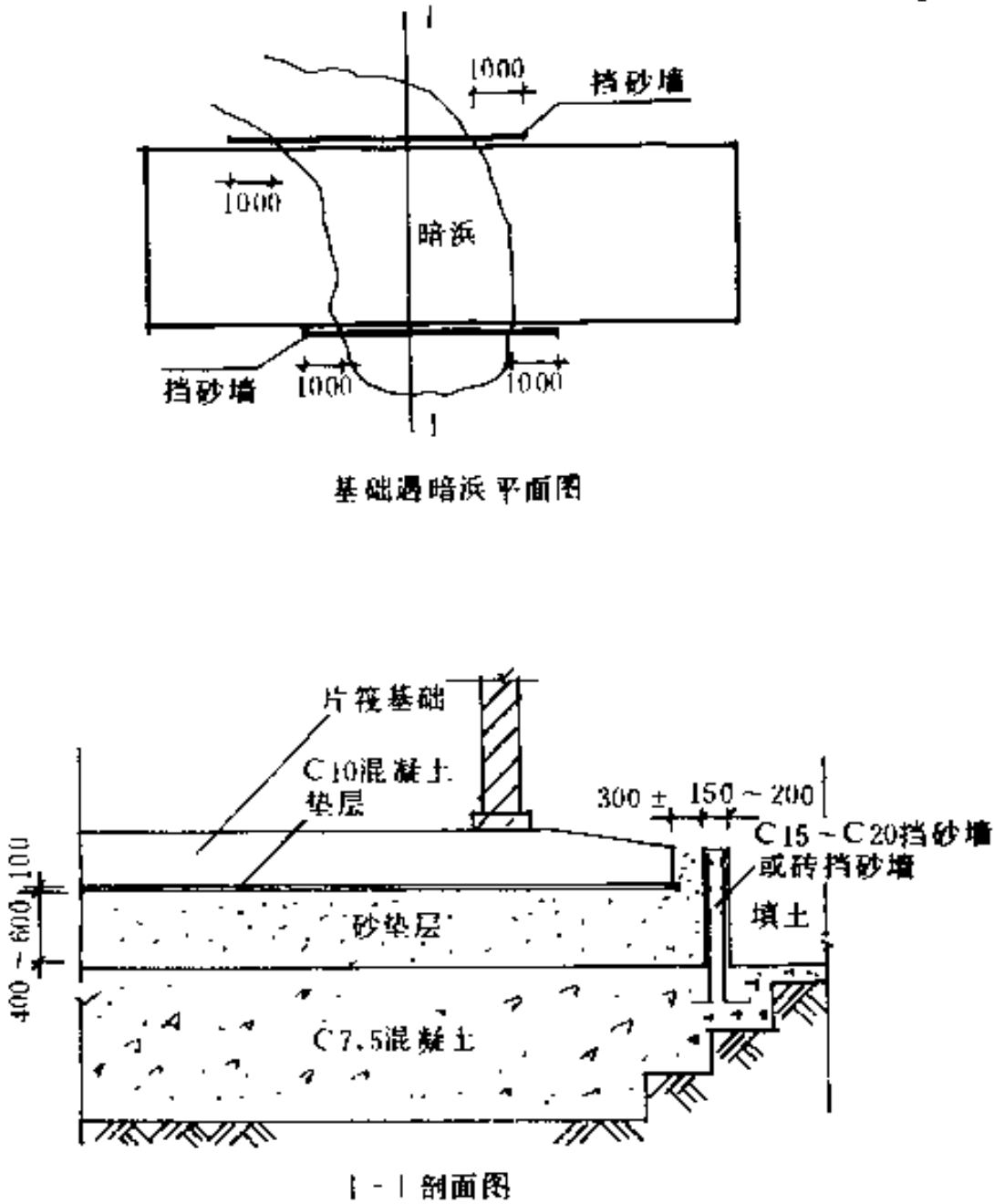


图 5.11

(冯永康)

5.14 预制桩沉桩对环境和群桩质量的影响

钢筋混凝土预制桩或钢桩采用锤击式沉桩会对环境产生噪声、振动和挤土三方面的影响；即使采用压入式或压振式沉桩，产生挤土的影响仍是不可避免的。

1) 噪声让人烦恼，影响正常的作息。

2) 振动会造成人们心理不安；造成邻近的建筑物和地下管线的损坏；影响附近的精密仪器、仪表或机床工作。

3) 挤土使桩周土体隆起，可造成已打入的桩上浮、侧移或挠曲；使邻近建筑物基础上抬、结构变形、地坪和墙面开裂；损坏附近的地下管线和设施。

原因是：

1) 噪声的能级可达100分贝以上，频率范围较宽约为20~20000Hz。

2) 振动的冲击波在传播过程中衰减很快，即使频率谱中有一部分与建筑物自振频率接近，但其微弱的能量似也难以激起共振而造成灾难性破坏。以保护对象所在位置的振动响应速度峰值为判别标准的话，则：

$V > 0.3 \text{ mm/s}$ （新隔振规范）时，对精密仪器设备的正常运行有影响；

$V > 0.25 \text{ mm/s}$ 时，若持续时间较长，会使人感到厌烦；

$V > 7.5 \text{ mm/s}$ 或 $a > 0.1g$ 时，陈旧的砖混结构房屋可能有损坏。上海市的一些实测资料表明， $V \leq 10 \text{ mm/s}$ 或 $a \leq 0.1g$ 的标准在工地范围以外通常是能够满足的，对半径约为桩入土深度范围外的正常建筑，振动影响一般不会产生危害。

通常锤击式沉桩产生的振动和挤土的影响是综合性的。

因挤土造成邻近建筑物和地下公用设施的损害，经多次反复的振动冲击后，会进一步发展。

3) 挤土影响主要是桩入土时将挤开相应体积的土体，在桩周饱和软粘土中产生很高的超孔隙水压力。经扰动的土体极易蠕动，表现为地表、浅层和深层土体的变形，其数值和范围（半径约为桩入土深度）相当可观，直到超孔隙水压力消散，并恢复到常值，挤土对邻近建筑物和地下设施的危害才会停止发展。

沉桩速率（包括每天的沉桩数和每一根桩的入土速率）越高，超孔隙水压力的增长也就越快。因饱和软粘土中的超孔隙水压力不易消散，所以危害较大。

沉桩的次序在很大程度上决定挤土的方向；在迎着和背着沉桩顺序的方向上，与沉桩距离相等的两个地面土体的隆起和位移，相差可达一倍至数倍。

处理办法是：

1) 在沉桩作业的影响范围内加强监测，以便及时采取相应措施。

2) 防噪声：将桩架用隔音板或布篷围起；夜间10时至次日晨7时严禁打桩。

3) 防振动：对精密仪器、仪表或机床采取隔振措施，将保护对象的固有频率避开干扰频率。因此，应首先要了解打桩的干扰频率是多少。

4) 防挤土：(1) 设置垂直排水通道——塑料排水板、袋装砂井等——加快超孔隙水压力的消散。(2) 随打桩进程逐步排定桩位或预先修正桩位坐标。(3) 在桩位的一定深度内（如基础底板埋深以上）预钻孔取土后再沉桩，以减少浅层土的挤压。(4) 合理安排基础施工顺序。一个工程项目中

有不同的基础形式时，要先做桩基、深基，后做浅基；有不同桩长时，先打长桩，后打开口桩。(5) 控制沉桩速率，以不发生或不发展对周围环境的影响为宜。

5) 综合性的防治措施有：

(1) 合理安排沉桩顺序是各种防治措施中最经济可行的措施。沉桩顺序应背向被保护的对象，由近往远进行。当四周都有被保护对象时，宜从外围往中心进行。

(2) 在保护对象附近设置防挤(振)沟，有条件的话，采用钢板桩与防挤(振)沟。

(3) 经技术经济比较后，必要时可考虑采用大直径钢筋混凝土预应力管桩或大直径开口钢桩、钢管桩、H型钢桩；在保证施工质量并有可靠验测手段的前提下，可考虑采用钻孔灌注桩。

(贾宗元)

5.15 新厂房打桩造成周围设备位移

旧厂改造，往往存在新老建筑搭接的问题。设计前要对保留的部分及新老搭接处进行详尽的测绘，做到设计准确无误。但更重要的是将拆除部分拆除后，要对保留部分进行复测；有变化时要及时修改设计。不仅如此，在施工过程中要加强监测。旧厂改造的施工周期很短，施工前交底反复强调的事，施工中不予重视，设计要敦促并参与做好该工作，否则发生问题时很被动。

例如：某工程由于场地紧凑，汽化烟道框架与化铁炉钢架相连接、另一边搭接在卷扬机房框架柱的牛腿上。主厂房柱基打桩后，由于只顾赶进度，忽视了对保留的化铁炉桩基

位移的复测，结果卷扬机房建成后，待施工汽化烟道框架时，发现框架梁搁不到柱牛腿上，经复测，发现化铁炉基础，由于附近主车间打桩而发生偏移，结果不得不将已建的卷扬机框架柱及牛腿加固加宽来处理。

不仅老厂房打桩的要注意，总的来说，对老建筑物要保留的，设计前要测准，拆除后要复测，施工中要监测。施工时，发现影响到周围的建筑物（构筑物）应即时采取措施纠正。

（许国良）

5.16 钻孔灌注桩施工对环境 和自身质量的影响

在垂直荷载作用下，桩顶受力最大，而钻孔灌注桩施工的结果，恰恰是桩上部的混凝土强度比中下段小。此外，桩身质量还容易产生问题，如缩颈，孔壁塌落，孔底淤积，桩身空洞、蜂窝或夹泥等现象，使桩的承载力降低。

原因是：施工中钻孔后，虽然要求清除孔底淤泥，但实际上难以彻底清除，于是浇灌的第一斗混凝土在封底时必然混入孔底沉积的淤泥。用导管灌注的水下混凝土是从下往上顶升的，先灌入的在上面，后灌入的在下面。这样桩上段的混凝土强度就较低。浇灌时，如导管插入混凝土内过深，且浇筑速度过快，则在深部易沉积较多骨料而密实，再加上振捣，更加剧离析现象。

有资料表明：水下混凝土芯样的28天抗压强度为标准强度的60%，要到90天才接近标准强度，浇灌时，如导管插入混凝土内过浅（小于1.5m），这时桩身混凝土的上升就不是顶

升式的，而是摊铺式的了，泥浆或泥块就容易混入混凝土中去。

钻孔灌注桩的承载力主要表现为桩周摩阻力，而桩周摩阻力与孔壁形状关系甚大。施工中的孔壁形状又是由钻头旋转速度、钻杆下降速度和土质等因素决定的，护壁的质量（即孔壁的稳定性）、与泥浆性能（包括比重、粘度胶体率，砂率等指标）泥浆高程有关；性能愈好，高程越高，越能保护好孔壁，但相应的费用高，技术难度也大。成孔后，因拆除钻杆，泥浆停止循环，吊放钢筋笼直至水下混凝土开始浇灌的过程环节多，时间长，约需4小时以上。静置时间越长，孔底淤积越厚。在这段时间内须保证孔壁的稳定性，不可有缩颈或孔壁塌落等现象。水下混凝土的性能较差，混凝土性能包括流动性、初凝时间、粘聚性等，浇捣时管理稍有疏忽就会发生桩身空洞或蜂窝离析夹泥甚至断桩等现象。还有，桩径不应过小，桩身直径太小，混凝土上翻受到限制也会发生空洞或蜂窝现象。

处理办法是：

1）为保证桩上段强度达到要求，应

（1）根据桩径和桩底深度来决定第一斗混凝土体积。一般为 $1.5 \sim 2.0\text{m}^3$ ，或为桩设计体积的10%左右。

（2）实际浇灌桩身混凝土的高度，与桩长有关，应高出设计的桩顶标高 $1.5\text{m} \sim 2.5\text{m}$ 。凿去高出部分的混凝土后，剩余部分不应有浮浆和夹泥。设计标高以下的混凝土标号应符合设计要求，否则就要重浇。

（3）插入混凝土内的导管长度应适宜，一般为 $2 \sim 6\text{m}$ ，灌注长桩应适当增加。

2）为保证桩身质量，应采取下述措施：

(1) 每一个工程施工前做 2 个以上的试验钻孔进行检测。通过测得的孔径、垂直度、孔壁稳定性和孔底沉淤等指标来核对地质资料和检验所选设备,看工艺及技术要求是否适宜。

(2) 检测孔壁稳定的时间不宜小于 12 小时,工程中孔径的检测数不少于 2 个,有条件的重要工程可增加测孔径数量。

(3) 吊放入孔的钢筋笼不得变形,不得碰撞孔壁。吊放后需将钢筋笼在垂直位置上固定好,然后进行第二次清孔。

(4) 在测得孔底沉淤厚度符合规定(小于 10cm)后半小时内必须灌注混凝土。

(5) 灌注桩的混凝土实际浇灌量不得小于设计值。要做好施工记录,混凝土粘聚性(浆体浓度)要恰当,不然会降低泥浆的置换率,而造成夹泥。

(6) 从钻孔完成后到混凝土浇灌结束的全过程,作业时间要紧凑,不宜过长。

(7) 护壁用的泥浆液面必须高于地下水位 0.5m;有条件时可高于地下水位 2m。护壁的泥浆应满足护壁要求,如胶体率低,砂率大,则不仅护壁性能差,而且比重愈大,沉淀速度也越快,一般比重为 1.05~1.20。

(8) 桩设计时宜控制长细比,尤其是直径 1m 以下的小直径桩,在泥浆停止循环期间(即拔出钻头后),也应保持孔内泥浆液面。

(9) 灌注桩质量的检验内容和方法应符合设计要求,为检测承载力,常用恒荷载试验和大应变动测法;为检验桩身质量可用超声波法,钻取桩芯试样,大应变动测法或小应变动测法。用小应变方法不能直接测得承载力,它是建立在

与动刚度的经验系数的换算上。一般工程需抽查总桩数的10%，设计需要时可逐根检查。

(贾宗元)

5.17 进厅踏步裂缝及平台内倾倒泛水

由于上海地区系软土地基，一般条基、片筏基础，短桩基础的多层建筑，往往由于建筑物沉降后发生踏步和踏步平台的侧墙产生斜裂缝以及踏步平台产生内倾倒泛水的现象，如图5-12。

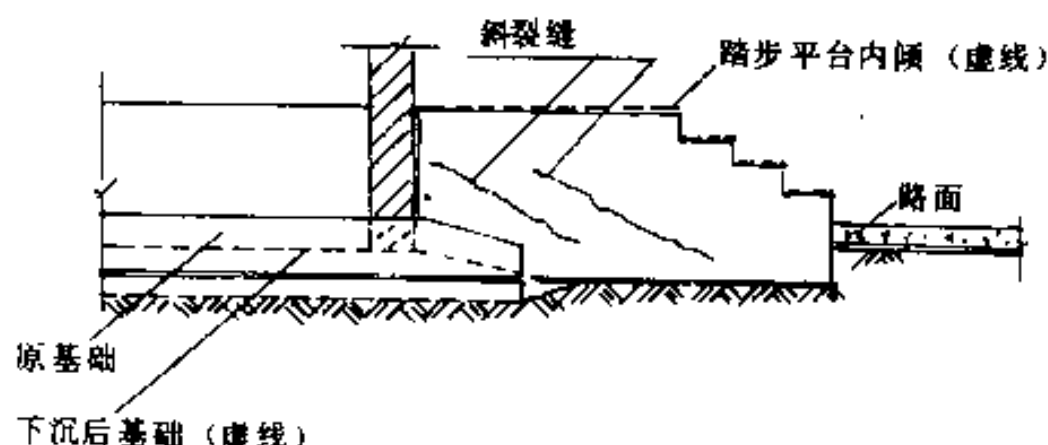


图 5.12

产生原因：在设计上虽将踏步、踏步平台与建筑物脱开并设置了沉降缝，但建筑物沉降后，在踏步平台处基础边仍随着沉降而下陷，如图5-12所示，而踏步起步处离该基础边稍远一些，土的下沉影响较少或甚至没有影响到，于是近基础边的踏步平台随着建筑下沉而造成平台内倾，踏步平台侧墙也随着产生斜裂缝。如图5-12所示。

处理措施：设计宜采用地梁悬臂挑出搁置预制板或预制空心板做踏步，如图5-13，经实践效果很好，但施工时必须注意悬臂地梁下必须架空，起步踏步边外砌挡土墙挡土，其

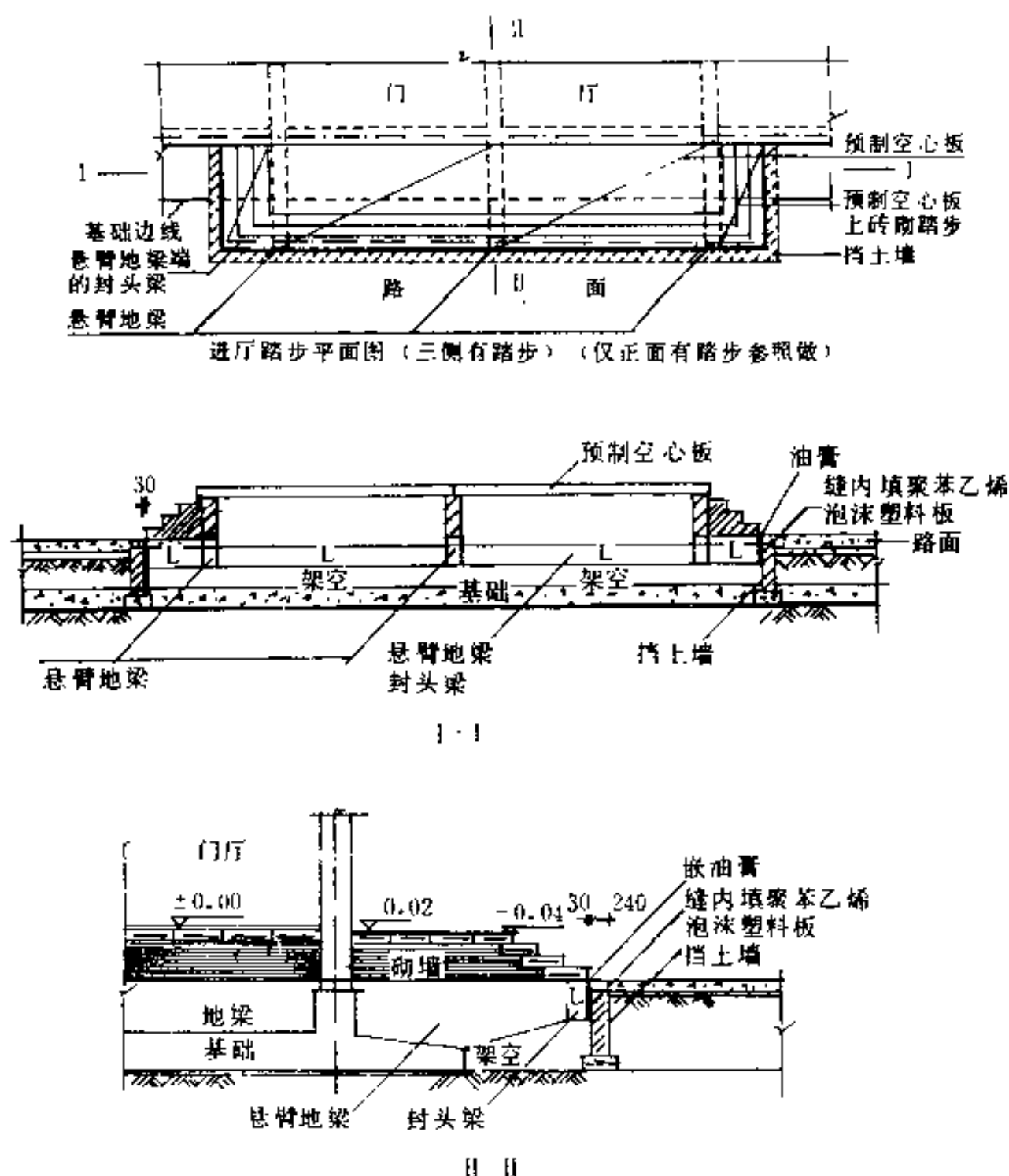


图 5.13

次起步踏步与挡土墙和路边混凝土脱开，设置沉降缝，缝内嵌填聚苯乙烯泡沫塑料2cm，缝口嵌填油膏或灌沥青，否则路面混凝土与起步踏步粘住后，建筑物沉降引起起步踏步粉刷起壳开裂，甚至起步踏步预制板断裂。

(冯永康)

5.18 独立基础与框架柱交接处的配筋

在设计现浇框架结构时,经常遇到采用独立柱基的做法。笔者在校对基础详图时,发现在绘图中有一些常见病,需引起重视并予以改进。这主要分以下四种情况。当然,这里所述的独立基础不包括长颈基础等特殊情况,仅指通常的带一直段的锥形(或阶梯形)基础。

1. 在基础的直段没有足够的箍筋,如图5-14所示,从上到下仅布置3~4个箍筋。有些绘图人误认为在基础中箍筋只起架立插筋的构造作用,少一些没关系。事实上这不符合构造要求,而且从结构上说,基础的直段与基座受力情况也是不相同的,应该有足够多的箍筋。

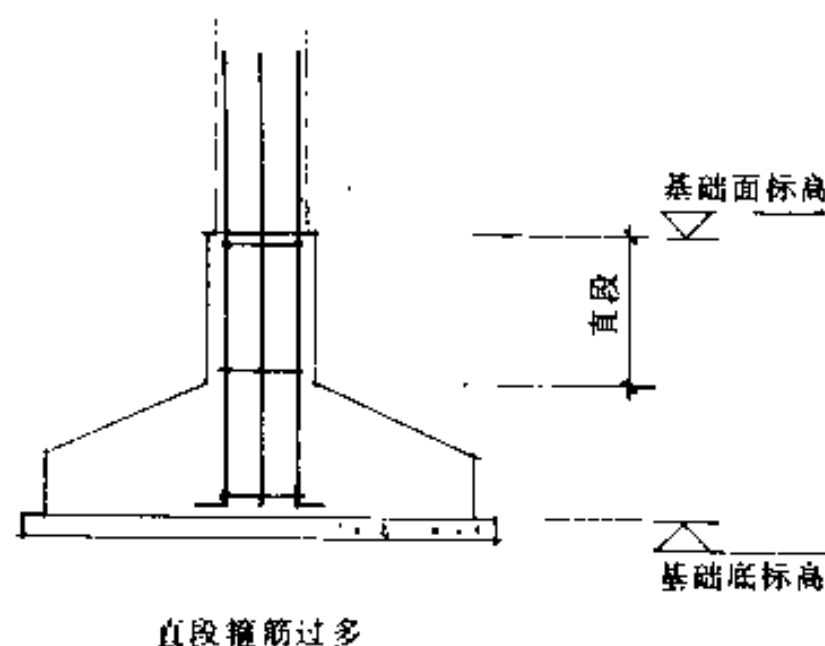


图 5.14

2. 不必要地在基础直段里放置过多的箍筋,如图5-15所示,在直段配置与搭接段一样密的箍筋。其实,这是不必要的;只需按构造规定设置与底层框架柱相同直径与间距的箍

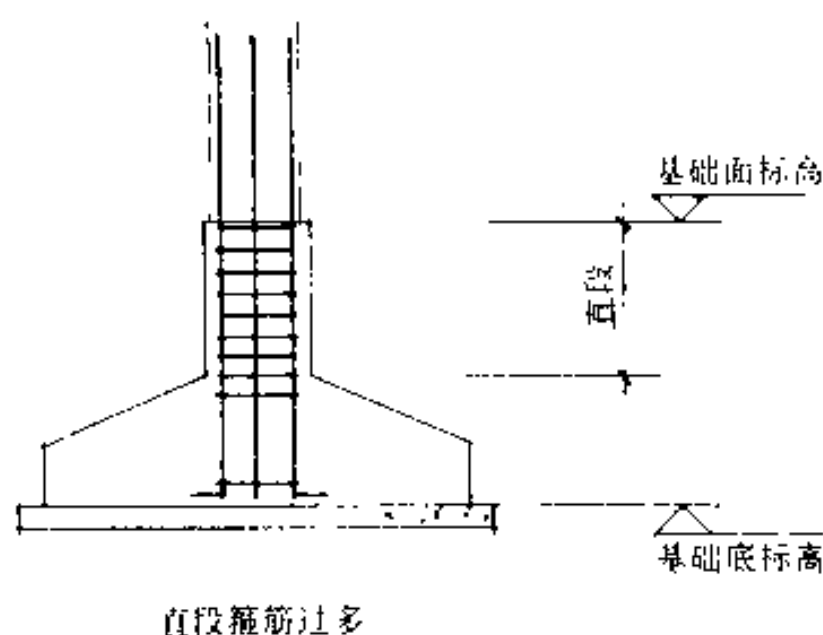


图 5.15

筋即可。

3. 在详图中将框架柱及柱钢筋与基础插筋混画在一起, 如图5-16所示。这种画法的错误主要是没有弄清基础详图应表达的主要内容是基础的尺寸和配筋。至于柱的配筋已在柱详图中表达, 不必画在基础详图上; 同时画图时还应分清基础与上部框架柱的交接与分界的位置。如不弄清楚, 图面显得

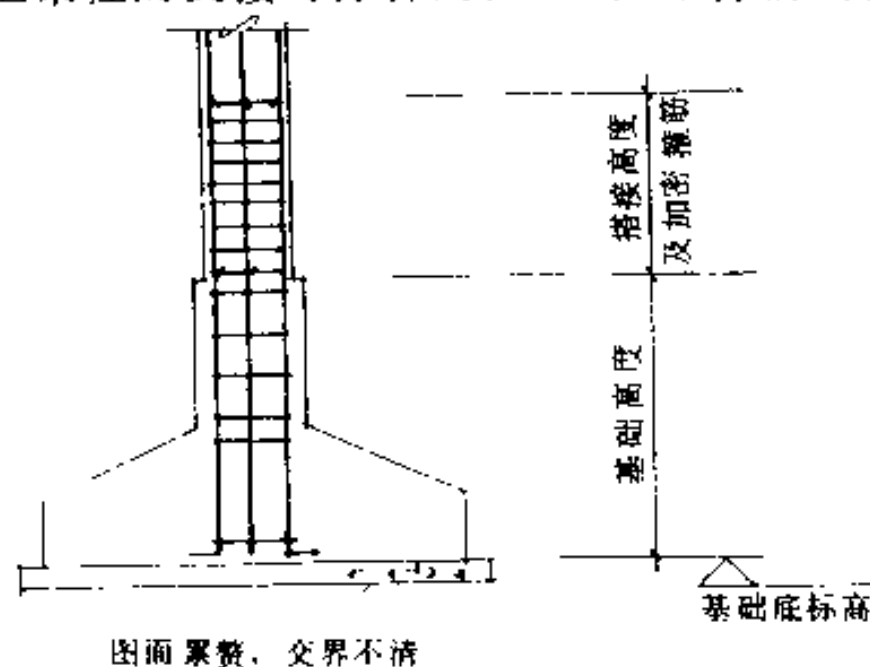


图 5.16

累赘。

4. 在基础设计中，一般都采用一个统一的基础底板面标高，而不是统一的基础顶面标高，基础顶面标高随基础计算所需的高度来绘制，而底层框架柱下端与基础交接面标高也不标注（往往用折断线省略柱的下端），如图5-17所示。这种

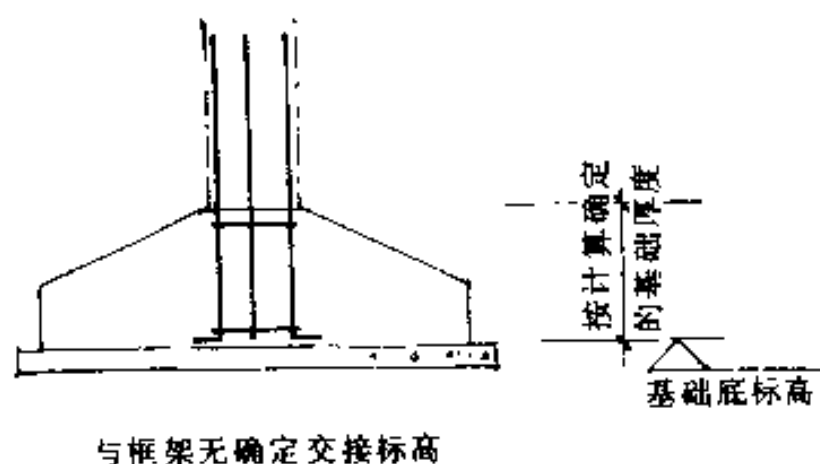


图 5.17

画法的不妥之处是，各个基础的顶面标高不统一；既不符合框架的计算简图（柱脚落在同一标高），也给施工单位确定底层柱钢筋长度带来不便。

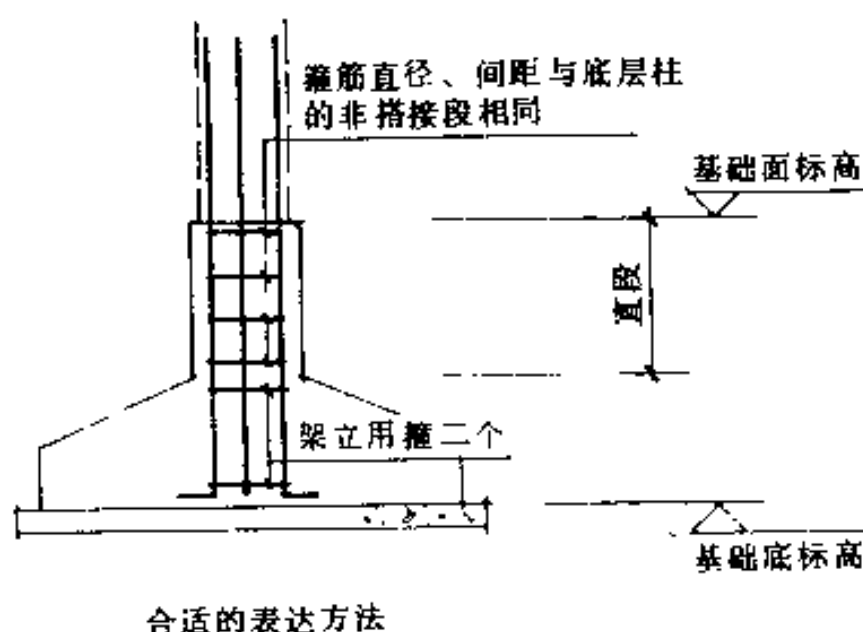


图 5.18

图5-18、5-19表示了独立基础较正确合理的画法，供参考；至于柱中钢筋数较多时，钢筋需分几次搭接等问题，这里就不细述了。

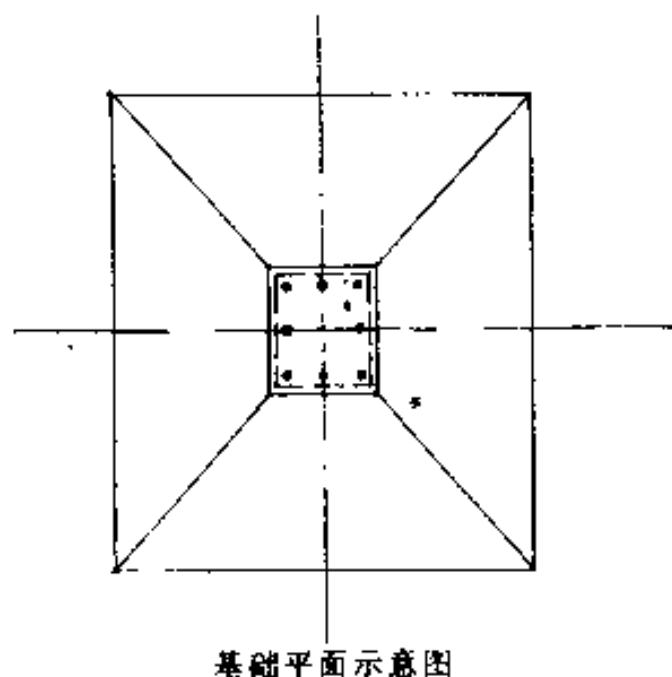


图 5.19

(陈大均)

5.19 预制钢筋混凝土桩接头的问题

采用分段接桩施工的预制钢筋混凝土桩，在实际工程中，一般用焊接法和硫磺胶泥锚接法两种接桩方法。但在沉桩过程中，有时在接头部位（包括接头本身或接头附近的桩身混凝土）会产生不同程度的损坏现象，严重时会造成断桩事故。

沉桩过程中预制钢筋混凝土桩接头损坏的原因，是由以下两方面原因共同造成的：

1) 产生接头损坏的主要内在原因是，在进行接头的设

计时，或在现场进行接头拼接施工时，未能严格达到现行全国通用建筑标准设计图集——预制钢筋混凝土方桩（JSJT-89）（以下简称“预制桩图集JSJT-89”）中规定的有关接头的设计构造要求及施工工艺要求，导致桩的接头部位变成桩身中的薄弱环节。

2）产生接头损坏的主要外部原因有以下几点：

（1）采用锤击法沉桩时，由于单桩设计承载力很高，或必须穿过较厚的坚硬土层，则在沉桩过程中桩身内会产生很高的并反复作用的锤击压应力和拉应力，导致接头处损坏。

（2）由于大片密集桩群施工时，土体中会产生持续一定时间的超孔隙水压力及土体挤压现象，这样对随后继续沉入的桩就会因孔隙水压及土体挤压作用而弯曲；或者由于桩的长细比过大导致桩身刚度降低；或者由于桩身制作不妥造成桩本身的弯曲等因素，导致沉桩过程中在接头处产生过大的弯曲应力而损坏。

预防预制钢筋混凝土桩在沉桩中接头损坏的措施有以下几点：

1）正确选择接桩方法：一般情况下，在焊接法和硫磺胶泥锚接法两种接桩方法中，应优先考虑焊接法，特别是当有抗震设防要求的桩基工程应采用焊接法；对于单桩设计承载力很高的桩，必须穿过较厚坚硬土层的桩和大片密集桩群中的桩也应采用焊接法接桩。此外，对于断面 $\leq 350\text{mm} \times 350\text{mm}$ 的桩尽可能采用整根桩，如必须分段制作，可采用焊接法接桩。硫磺胶泥锚接法仅适用于抗震设防烈度小于7度，且一般在上质较软，估计沉桩无困难的情况时才采用。

2）采用焊接法接桩时，应注意接头钢帽有甲、乙两种

(详见“预制桩图集JSJT-89”)。当采用较重的桩锤沉桩,应当采用甲类钢帽;焊接时,预埋件表面应保持清洁;上、下两节桩之间因施工误差而出现的间隙应用厚薄适当,最好加工或楔形的钢片填实焊牢;焊接时应采取措施,减少焊接变形,焊缝要求连续饱满。

3) 采用硫磺胶泥锚接法接桩时,应强调硫磺胶泥的配制和其主要物理力学性能指标,必须符合“预制桩图集JSJT-89”中的要求;接桩锚筋应事先清刷干净和调直;锚筋孔应预留成螺纹孔;孔内应清洗干净,做到无水、无杂质和无油污;接桩时锚筋孔内先灌满硫磺胶泥浆,灌注时间不得超过2分钟,硫磺胶泥浆灌注后的锤击桩及压桩的停歇时间应根据试验确定或满足“预制桩图集JSJT-89”中规定要求如表5-1。

锤击桩及压桩停歇时间要求

表 5-1

项次	桩断面 (mm)	不同气温下的停歇时间(分钟)									
		0~10℃		11~20℃		21~30℃		31~40℃		41~50℃	
		锤击桩	压桩	锤击桩	压桩	锤击桩	压桩	锤击桩	压桩	锤击桩	压桩
1	400×400	6	4	8	5	10	7	13	9	17	12
2	450×450	10	6	12	7	14	9	14	11	21	14
3	500×500	13	—	15	—	18	—	21	—	24	—

注: 上表上、下节桩之间的硫磺胶泥厚度控制在13mm以下(450mm×450mm、100mm×100mm锤击桩)、18.5mm以下(500mm×500mm锤击桩),及9.5mm以下(450mm×450mm、100mm×100mm桩)考虑。

4) 凡必须采用分段接桩施工时,宜采用两段接桩;而不应多于三段,因多一个接头即多一个潜在的薄弱环节。同时,现场接桩工作应在桩端穿过坚硬土层后进行。桩身分段

的接头位置的设计应根据这些原则进行。

(贾宗元)

5.20 桩基承台设计中应注意的问题

桩基承台是一种量大面广的结构构件。但在设计理论和计算方法方面都还有不少问题需要解决。我国现行规范《建筑地基基础设计规范》和《混凝土结构设计规范》中虽已载有桩基承台的设计计算内容,但还有一些问题尚无明确的规定。到目前为止,即使对于一个钢筋混凝土独立柱下桩基承台的设计计算应包括哪些内容也不统一。因此,在实际设计工作中,往往忽略了某些应予计算的内容,或是有些计算是偏于不安全的。上海市标准《地基基础设计规范》DBJ08-11-89针对这种情况作出了原则的规定。对于一个独立柱下桩基板式承台的设计计算应包括以下五个内容:

1) 局部承压强度。

2) 单桩对承台板的冲切。这里的所谓“单桩”主要是指角桩,有时也需要验算边桩对承台板的冲切是否满足混凝土的强度要求。

3) 柱对承台板的冲切。目前习用的计算假定是冲切角锥体的斜面与承台底面的夹角为 45° ,并认为位于冲切角锥体内的桩在冲切中不起作用。理论和实验均证明,按这种假定设计时是偏于不安全的。建议在目前没有更好的方法前,补充验算沿柱面冲切破坏的可能性;此时冲切强度可按 $2R_t$ 计。

4) 承台板的斜截面抗剪强度。

5) 承台板的正截面抗弯强度。

以上五个方面,其中最容易疏忽的,为柱对承台板的局

部承压强度验算。现浇柱下的柱基承台，当承台的混凝土强度等级低于柱的混凝土等级时，应按规定验算桩基承台顶面与柱接触面处的局部承压强度。至于预制柱下的杯形承台由于传力途径不同，仅需验算杯口强度。对于墙下条形桩基承台梁，应验算桩顶处承台梁的局部承压强度。

（许惟阳）

6. 其 它

6.1 结构计算与制图中符号的书写规则

在土建结构计算书和图纸中，常采用符号来表示单位，但有些设计人员未掌握正确的书写规律。现对常见的一些病举例如下：

1) 对常采用计量单位如米、平方米、毫米、千克、千牛等，不注意拉丁字母的大小写规则，甚至误认为用大写比小写来得“重视”、“正规”，于是将米写作M，平方米写作M²，毫米写作MM，千克写作KG，千牛写作KN，吨写作T等。实际上，计量单位符号的大小写是有严格规定的。正确的书写方法是米、平方米、毫米、千克均应小写作m、m²、mm、kg，吨应写作t。而千牛则应注意，要写作kN，前者为符号的词头，应小写，后者则为人名（牛顿）必须大写。还要注意，千牛也不能写作kn，这就成了航海的速度单位“节”了。对于应力、压力采用的兆帕、毫帕，除“帕”为人名（帕斯卡）必须大写外，要正确区分前面的词头符号的大小写规则。兆帕应写作MPa，即前面的词头M也要大写，代表10⁶。毫帕则应写作mPa，前面的词头m为小写，代表10⁻³。此外，力矩牛顿·米的正确写法为N·m，应为前者大写，后者小写，不能写作N·M或n·m。

2) 标高的写法不按照制图统一标准。有的认为小数点后面的数字关系不大，为制图时方便，标高写到小数点后面

两位，而不是按标准的要求写到小数点后三位。个别同志对正数值的标高（特别是处于正负交界区的正数标高）在前面加“+”号，目的是怕别人搞错正负号，结果是不符合制图标准。

限于本文篇幅，其它未提及的正确书写方法，请按国家标准《建筑结构设计通用符号、计量单位和基本术语》（GBJ 83—85）等有关规定书写。

（陈大钧）

6.2 门窗樘尺寸的标注

1) 在多层建筑楼面标高标注方面，有时由于未协调好，会把结构标高与建筑标高注成同一数字。其实在大多数情况下，建筑层面标高与结构层面标高之间都要差一个面层厚度。在一般水泥砂浆找平面层中会差30~50 mm，对某些有特殊要求的面层，例如：水磨石、木地板等面层，则会差70~80 mm，甚至更多。此时，由于门上过梁标高一般是依建筑标高注的，是定值；在立门樘之后，再做屋面，最后结果门洞净高尺寸少了一个高差 ΔH ，门扇的安装就会造成困难，见图6-1。

为此，应当注意区别两种标高的注法，特别是面层较厚的场合更应注意。

2) 对于某些在山墙与檐墙皆开有高窗的较大跨度框架承重结构中，在檐墙高窗窗顶即联系梁梁底处，须特别注意山墙区窗顶的标高问题。有时，由于建筑、结构两工种在配合方面的疏忽，或者建筑工种为立面处理的需要，往往想把两面墙的窗开成相同规格，相同标高，这时就容易出错。

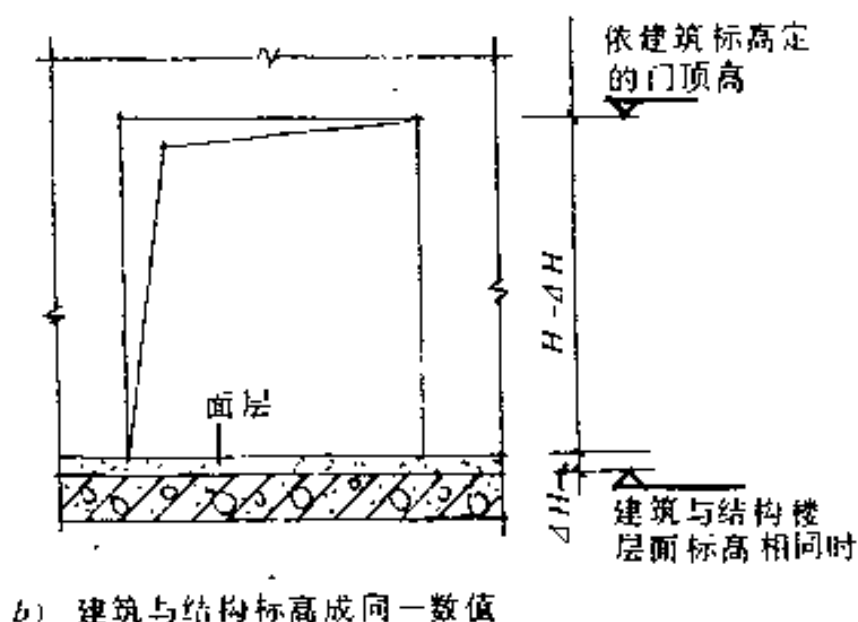
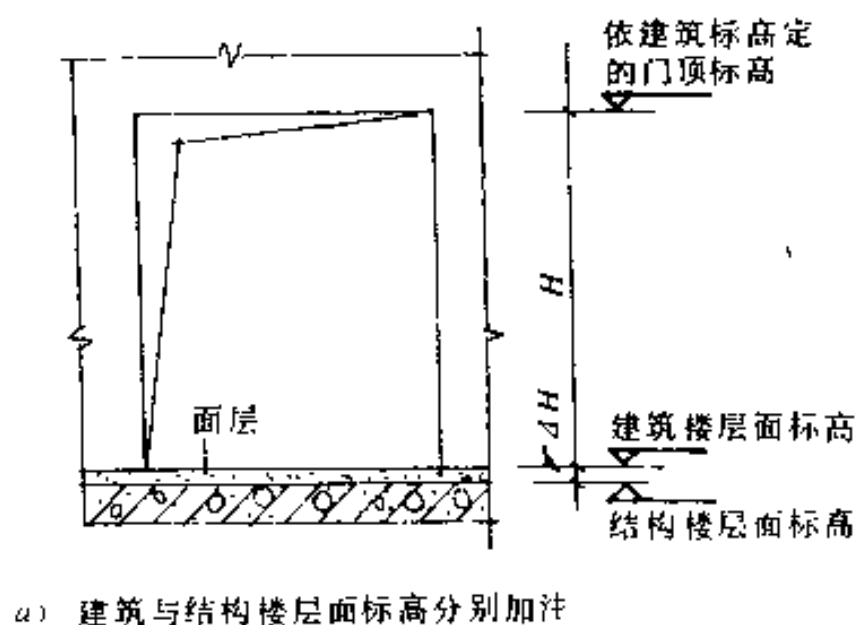
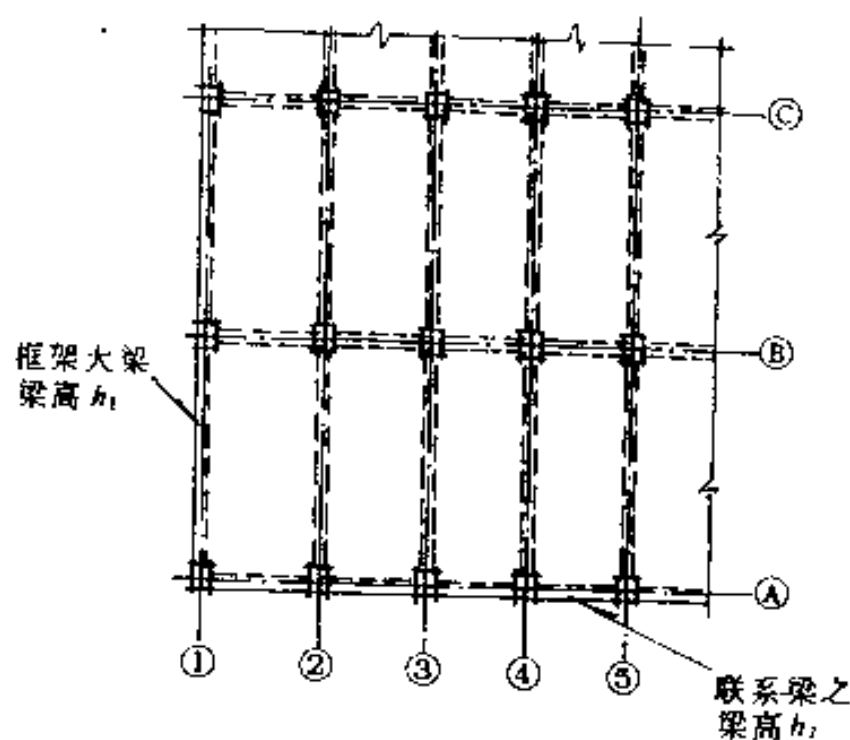


图 6.1

出错的原因，如图6-2所示，①轴框架大梁梁高 h_1 一般都要大于①轴联系梁梁高 h_2 ，此时山墙①轴处窗顶标高最高值事实上就需压低一个高差 $h_1 - h_2$ 。否则必然会与框架大梁的标高发生冲突。

解决的办法最好是由建筑工种重新按安山墙区窗的规格或窗顶标高，否则就须调整①轴处框架的受力形式。譬如，



(框架结构平面)

图 6.2

使①轴框架大梁上翻一部分，但这样作，比较麻烦。

(金德恒)

6.3 各工种管道碰撞犯界

建筑物内各种管道很多。设计时，往往由于工种间配合不好发生碰撞的现象。常见的有：

- 1) 水、暖、电、气的管道平面位置相碰或上下高度相碰。
- 2) 管道与开关箱、阀门等相碰。
- 3) 土建在梁上、墙上的留洞位置不准。
- 4) 门的开启方向与电气开关位置不协调，将电气开关设在门的背后。
- 5) 土建开窗与室外管线相碰。

造成这些现象的原因在于：

1) 工种间互提资料时，提的不够清楚、完整；接受资料的人也未问清楚，而造成留洞误差。例如：

(1) 所提留洞标高是洞中心还是洞底？有否考虑管道坡度。

(2) 所提留洞或管道尺寸有否包括保温层厚度。

(3) 洞孔位置、管道位置尺寸是距轴线尺寸，还是距墙内边尺寸。

(4) 管线之间未按规定留有一定间距，又无专人统一综合考虑组织各管之间的协调。

2) 出图前工种间未互相拍图或拍图不认真。

3) 复杂的管道未进行管道综合。

4) 提资料时是正确的，但某工种变动后未及时通知其它有关工种，致使有些工种仍按原资料进行，造成差错。

5) 校审不细或未认真拍图就会签出图。

根据以上情况，建议今后：

1) 必须由项目总负责人组织各专业工种认真拍图。

2) 工种间提供资料必须认真严密。如有改动应及时通知有关工种。

3) 管道较多时，由建筑工种或主导设备工种绘制管道综合图，统一平衡规划管道走向。

4) 严格会签制度。

5) 接受资料时，应弄清开洞位置所注标高是洞中心还是洞底。

(陈寿华)

6.4 如何减少型钢规格的代用问题

某石化装置钢结构仅管廊长达1400 m,施工时常因备不到设计采用的型钢规格而不得不要求代用;通常多以大代小,增加了用钢量。

设计钢结构通常按照现行国家标准^{[1]~[4]}或钢结构设计手册^{[5]、[6]}中所列的规格选用。如果选用了其中某些规格,如:

(1) I12b、□12b等国家希望推广应用却至今没有一家工厂生产的规格,则它将因购置不到而要求代用。

(2) L56×48、□6.3等上海市场不常供应的规格,则很有可能因缺货而要求代用。

为了尽可能避免或减少因设计选用而引起的型钢规格代用问题,从现行国家标准^{[1]~[4]}中选出目前生产的、上海市场又常供应的型钢规格,编成常用热轧等边角钢规格、不等边角钢规格、工字钢规格和槽钢规格(表6.1~6.4)^[6],作为上海医药设计院准则供各专业使用,表中有*号者表示可选用的规格,无*号者表示不可选用。

常用热轧等边角钢规格

表 6.1

钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F	钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F
20×3	*	*	*	*	30×3	*	*	*	*
20×4	*	*			30×4	*	*	*	*
							*		
25×3	*	*	*	*	36×3	*	*	*	*
					36×4	*	*	*	*
25×4	*	*	*	*	36×5	*	*	*	*

续表

钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F	钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F
40×3	*	*	*	*	80×6	*	*	*	*
40×4	*	*	*	*	80×7			*	*
40×5	*	*	*	*	80×8	*	*	*	*
					80×10	*	*	*	
45×3	*	*			90×6	*	*		
45×4	*	*		*	90×7	*	*		
45×5	*	*	*	*	90×8	*	*	*	*
45×6	*	*		*	90×10	*	*	*	*
					90×12	*	*		
50×4	*	*							
50×5	*	*	*	*	100×8	*	*	*	*
50×6	*	*	*	*	100×10	*	*	*	*
					100×12	*	*	*	*
56×4	*	*			100×16	*	*		
56×5	*	*	*						
63×5	*	*	*	*	125×10			*	
63×6	*	*	*	*	125×12			*	
63×8	*	*	*	*				*	
					140×14			*	
70×6	*	*			140×16			*	
70×7	*	*	*	*	160×14	*			
70×8	*	*	*	*	160×16	*			
75×6	*	*	*	*	200×14	*		*	*
75×7	*	*	*		200×16	*		*	*
75×8	*	*	*	*	200×18			*	*
75×10	*	*	*		200×20			*	*

常用热轧不等边角钢规格

表 6.2

钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F	钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F
50×32×3	*	*			100×63×6	*	*		
50×32×4	*	*	*	*	100×63×8	*	*		
					100×63×10	*	*		
56×36×4	*	*			125×80×8	*	*		
56×36×5	*	*		*	125×80×10	*	*		
					125×80×12	*	*		
63×40×5	*	*		*	140×90×10			*	
63×40×6	*	*		*					
63×40×7	*	*		*	160×100×10	*			
63×40×8	*	*		*	160×100×12	*			
					160×100×14	*			
75×50×5	*	*	*	*	160×100×16	*			
75×50×6	*	*	*	*					
75×50×8	*	*		*	200×125×12	*			
75×50×10	*				200×125×14	*			
					200×125×16	*			
90×56×6			*		200×125×18	*			
90×56×8			*						

常用热轧工字钢规格

表 6.3

钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F	钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F
I10	*	*	*		I20a	*	*		
					I20b	*	*		
I12	*	*			I22a	*	*		
					I22b	*	*		
I14	*	*			I24a	*	*		
					I24b	*	*		
I16	*	*	*	*	I25a	*	*	*	*
					I25b	*	*	*	*
I18	*	*							

续表

钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F	钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F
I 28a	*	*			I 36a	*	*		
I 28b	*	*			I 36b	*	*		
					I 36c	*	*		
I 30a	*	*			I 40a	*	*		
I 30b	*	*			I 40b	*	*		
I 30c	*	*			I 40c	*	*		
I 32a	*	*			I 45a	*	*		
I 32b	*	*			I 45b	*	*		
I 32c	*	*			I 45c	*	*		

常用热轧槽钢规格

表 6.4

钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F	钢 号	A3	A3F	AY3	AY3F
[5	*	*			[24a	*	*	*	*
[6.5			*	*	[21b	*	*	*	*
					[24c	*	*	*	*
[8	*	*	*	*	[25a	*	*		
[10	*	*	*	*	[25b	*	*		
					[25c	*	*		
[12	*	*	*	*	[28a	*	*		
[14a	*	*	*	*	[28b	*	*		
[11b	*	*	*	*	[28c	*	*		
[16a	*	*	*	*	[30a	*	*		
[16	*	*	*	*	[30b	*	*		
					[30c	*	*		
[18a	*	*			[32a	*	*		
[18	*	*			[32b	*	*		
					[32c	*	*		
[20a	*	*			[36a	*	*		
[20	*	*			[36b	*	*		
					[36c	*	*		
[22a	*	*							
[22	*	*							

参考文献

- [1] GB706-88 热轧工字钢尺寸、外形、重量及允许偏差
- [2] GB707-88 热轧槽钢尺寸、外形、重量及允许偏差
- [3] GB9787-88 热轧等边角钢尺寸、外形、重量及允许偏差
- [4] GB9788-88 热轧不等边角钢尺寸、外形、重量及允许偏差
- [5] 1983年钢材产品目录第一册 型材 制品, 冶金工业部钢材加工公司
- [6] 上海医药设计院, 关于型钢规格选用的信息, 1989年

(张耕荣)

6.5 现行国家标准型钢截面特性的误差问题

设计时, 常有人提出: 某些常用型钢规格的截面特性在《钢结构设计手册》^{[5]、[6]}中查不到, 希望提供完整的型钢截面特性表供设计使用。在收集过程中, 发现现行国家标准^{[1]~[4]}的某些型钢截面特性的参考数值, 同《钢结构设计手册》所提供的有出入。为了判断孰是孰非, 经电算证明: 现行国家标准存在较大误差(表6.5), 有些还偏于不安全, 《钢结构设计手册》是正确的, 但不完整。

为了避免使用国家标准中有误差的型钢截面特性, 以及补充《钢结构设计手册》的不完整, 将电算结果编成《常用型

国家标准中型钢截面特性的误差

表 6.5

型钢品种	误差处所		误差举例		
	误差	第三位有效数字有误差	规格	国家标准	正确值
等边角钢	1	9	$\angle 63 \times 8$	$A = 9.515 \text{ cm}^2$	$A = 9.515 \text{ cm}^2$
不等边角钢	3	28	$\angle 63 \times 40 \times 5$	$W_y = 2.71 \text{ cm}^3$	$W_y = 2.07 \text{ cm}^3$
工字钢	3	38	$\text{I} 32 \text{ c}$	$I_y = 544 \text{ cm}^4$	$I_y = 510 \text{ cm}^4$
槽钢	2	53	$\text{C} 25 \text{ c}$	$I_x = 3690 \text{ cm}^4$	$I_x = 3880 \text{ cm}^4$

钢截面特性表》，作为上海医药设计院设计准则供土建专业使用。在这里为节省篇幅，仅将国家标准中第 1 ~ 3 位有效数字有误差的型钢截面特性的正确值列于表 6.6 ~ 6.9。

GB 9787-88 热轧等边角钢截面特性修正表

表 6.6

尺寸		截面面积	$x - x_1$	$x_1 - x_1$	$y_0 - y_0$			z_0
b	d		W_x	I_{x1}	I_{y0}	W_{y0}	i_{y0}	
(mm)		(cm^2)	(cm^3)	(cm^4)	(cm^4)	(cm^3)	(cm)	(cm)
63	8	9.515						
75	5		7.30	70.36		5.80		
75	6					6.65		
180	18				774.01	106.79	3.54	
200	24			6431.97				5.84

表 6.7

热轧不等边角钢截面特性修正表

GB 9788 - 88

尺 寸			$x-x_1$			x_1-x_1	$y-y_1$	y_1-y_1	$u-u$		
B	b	d	I_x	W_x	i_x	I_{x1}	I_y	I_{y1}	I_u	W_u	tga
(mm)			(cm^4)	(cm^3)	(cm)	(cm^4)	(cm^4)	(cm^4)	(cm^4)	(cm^3)	
40	25	3				6.39					
40	25	4			1.26						
56	36	4					3.74	6.31	2.21		0.407
63	40	5						2.07			
63	40	6			1.99		7.31				
63	40	7				58.34					
70	45	4	22.97	4.82		45.68			4.47		0.408
70	45	6	32.70	6.99					6.29		
75	50	5	35.10	6.88		70.23			7.32		
80	50	6	49.21	9.20	2.55				8.94		
90	56	7	81.22	13.53							
160	100	16							181.57	33.25	

尺 寸			x - x			y - y		
<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>I_x</i>	<i>W_x</i>	<i>i_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_y</i>	<i>i_y</i>
(mm)			(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)
100	68	4.5				32.78	9.64	1.51
120	74	5.0	436					
240	116	8.0			9.79			
250	118	10.0				297	50.4	2.36
270	122	8.5					56.4	
270	124	10.5				364	58.7	
280	124	10.5				364	58.7	2.44
320	132	11.5				484	73.3	2.57
320	134	13.5				510	76.1	2.53
360	136	10.0		878		555	81.6	
360	140	14.0		964		614	87.7	
500	162	16.0		2026				
560	168	14.5				1421	170	3.12
560	170	16.5				1485	175	3.07
630	178	15.0		3117		1771	199	3.25
630	180	17.0		3249		1842	205	3.20

表 6.9

热轧槽钢截面特性修正表

GB707-88

GB707-88

角钢

尺 寸			截 面 面 积 (cm^2)	理 论 重 量 (kg/m)	x - x			y - y			y ₁ - y ₁		z ₀
h	b	d			I _x (cm^4)	W _x (cm^3)	i _x (cm)	I _y (cm^4)	W _y (cm^3)	t _y (cm)	I _{y1} (cm^4)		
(mm)													
63	40	4.8			51.2	16.3	2.46		4.56			28.2	1.39
65	40	4.3	8.29	6.51	54.7	16.8	2.57	11.8	1.54			28.1	1.40
126	53	5.5			389	61.7	4.98					77.8	
250	78	7.0										325	
250	80	9.0			3620	290	9.52					355	
250	82	11.0			3880	310	9.30	216	34.6	2.19		389	1.96
280	82	7.5										393	
280	86	11.5			5480	392		264	40.0	2.27		467	1.99
300	85	7.5							41.5			174	2.21
320	88	8.0			7510	469						547	
320	90	10.0			8060	504							
320	92	12.0			8600	538		365	51.6	2.44			2.13
400	100	10.5										1060	

参考文献

- [1] 国家标准GB 706—88 热轧工字钢尺寸、外形、重量及允许偏差。1988年
- [2] 国家标准GB 707—88 热轧槽钢尺寸、外形、重量及允许偏差。1988年
- [3] 国家标准GB 9787—88 热轧等边角钢尺寸、外形、重量及允许偏差。1988年
- [4] 国家标准GB 9788—88 热轧不等边钢尺寸、外形、重量及允许偏差。1988年
- [5] 《钢结构设计手册》编写组。钢结构设计手册。中国建筑工业出版社。1982年
- [6] 罗邦富等。钢结构设计手册。中国建筑工业出版社。1989年
- [7] 上海医药设计院。常用型钢截面特性表。1990年。

(张耕荣)

6.6 新老厂房搭接中忽视施工监测 所发生的问题

旧厂改造，往往存在新老建筑搭接的问题。设计前要对要保留的部分及新老搭接处进行详尽的测绘，做到设计准确无误。但更重要的是将拆除的部分拆除后，对保留部分要进行复测，有变化时要及时修改设计。不仅如此，在施工过程中要加强监测。旧厂房改造的施工周期很短，在施工前交底中反复强调的事情，施工中未予重视的，设计人员要敦促有

关部门并参予妥善处理。否则出现问题便加大了处理难度。

例如：某工程由于场地紧凑，汽化烟道框架一边与化铁炉钢架相连接，另一边则搭接在卷扬机房框架柱的牛腿上。主厂房柱基打桩后，由于只顾赶进度，忽视了对保留的化铁炉桩基的位移进行复测。结果，在卷扬机房建成后，在施工汽化烟道框架时便发现框架梁搁不到柱牛腿上；经复测，发现化铁炉基础由于附近主车间打桩发生了偏移。于是，不得不将已建的卷扬机框架柱及牛腿柱加固、加宽。

因此，对老建筑物要保留的，设计前要测准。拆除后要复测，施工中要监测。

（许国良）

6.7 选用预制钢筋混凝土构件 忽视防腐措施

某厂单层厂房中有腐蚀性气体散发，屋面选用国家标准图集的预制钢筋混凝土构件，未采取防腐措施。厂屋使用五年后，预制构件已受严重腐蚀，大大缩短构件和厂房的使用寿命。在腐蚀环境中的单层厂房预制构件经常发生类似的问题。其原因，一是未注意到国家标准图集的预制构件是按正常使用条件设计的，如用于腐蚀环境，则应采取防腐措施。二是未注意到《工业建筑防腐设计规范》GBJ46-82（试行）对预制钢筋混凝土构件防腐蚀已有明确要求。

处于气相腐蚀环境的单层工业厂房选用国家标准图集中的屋面预制构件时，应按《工业建筑防腐蚀设计规范》规定，采取必要的防腐蚀措施：

1) 首先按预制构件接触腐蚀气体的数量和环境相对湿

度确定腐蚀程度的类别。腐蚀程度的类别分Ⅲ～Ⅵ类；Ⅲ类属严重、Ⅵ类属轻微。

2) 按腐蚀程度类别选择合适的屋面承重结构。如Ⅳ类不应采取低碳冷拔钢丝、碳素钢丝、刻痕钢丝和钢绞线配筋的预应力混凝土；屋架和屋面大梁不应采用块体组合的后张法预应力混凝土构件。

3) 按腐蚀程度的类别确定钢筋混凝土主要承重构件最大裂缝宽度的允许值和预应力混凝土构件正截面的有关抗裂设计安全系数。

4) 按规范要求，增加混凝土保护层厚度；强度计算时增加腐蚀附加安全系数。

5) 根据上述 3) 和 4) 的要求，对构件验算，如有必要应降低构件的承载力值。

6) 混凝土水灰比应 ≤ 0.55 ，水泥用量 $\geq 300 \text{ kg/m}^3$ 。如标准图集中未提出上述要求或低于这一要求，则在工程设计时应提出补充要求。

7) 外露的金属零件，钢筋锚固件宜用耐腐蚀涂料或细石混凝土包裹，设计中应予考虑并作处理。

(蒋守谦)

6.8 防腐设计忽视介质温度

过去在防腐设计中只注意介质的性质和成分，而往往忽视介质的温度，有的由于介质温度升高致使防腐材料老化或分解，有的则促使腐蚀速度加快造成防腐材料寿命缩短，影响正常生产。

某工程废水处理装置是国内最大的废水处理工程之一。

设计时按工艺所提条件：日处理废水量8400 t，废水水温 $<45^{\circ}\text{C}$ ，进水水质 $\text{COD}=9000\text{ mg/l}$ ， $\text{pH}=3.5\sim4.5$ 含以醋酸为主的化合物，出水水质 $\text{COD}<400\text{ mg/l}$ ， $\text{pH}=7\sim8$ 。水池的强度和裂缝控制值都按规范要求设计。混凝土标号250号，抗渗标号 $>\text{S}8$ ，现场试块标号平均达300号，抗渗标号有的达 $\text{S}12$ ，试水检漏小于每24小时允许下降1.2‰的要求。说明水池本体的混凝土质量良好，水池防腐层原选用常州253厂生产的197号不饱和树脂三层布玻璃钢，施工时由于253厂无原料停产改用了华东化工学院902- A_3 树脂玻璃钢，进水后仅半年，玻璃钢就出现了腐蚀和严重腐蚀。

经现场了解发现：由于前一个装置正在试车阶段，水质、水温的排放控制不住，有时因管道堵塞而用碱液冲洗，加上试车阶段原有降温设备又未安装上去，造成了废水中介质的成分、介质浓度和温度等大幅度地变化，水池温度指示器最低为 60°C ，常常高达 $80^{\circ}\text{C}\sim90^{\circ}\text{C}$ ， pH 指示器的数值在 $1.9\sim12$ 之间波动，形成了高温和酸碱交替作用。

为了修复水池，保证生产，做了191号、196号、197号、198号、199号和902- A_3 6种不饱和树脂玻璃钢挂片，分别选择在同一介质、不同温度作用下的试验和在同一温度、不同介质作用下的试验，观察其外观和重量变化，发现同一介质作用下温度愈高腐蚀速度愈快。在温度 45°C 时仅酸性介质作用下903- A_3 的情况较好。酸碱交替作用时腐蚀程度加大，而197号树脂玻璃钢挂片在温度 70°C 的介质作用下和同一温度酸碱交替作用下的重量变化和外观都比其它几种树脂玻璃钢好。通过比较采用197号不饱和树脂用中碱玻璃布做增强材料的玻璃钢对原水池进行修复，经过一年多的使用，情况良好，废水处理装置生产正常。

(陆淑南、白 明)

[G e n e r a l I n f o r m a t i o n]

书名 = 建筑结构设计常见病分析 (一)

作者 = 《建筑结构设计常见病分析》编辑组

页数 = 1 9 7

S S 号 = 1 0 0 1 3 4 0 1

出版日期 = 1 9 9 3 年 6 月第 1 版

书名
版权
前言
目录
正文