

高等学校试用教材

# 钢 结 构

钟善桐 主编

中国建筑工业出版社

本书经建设部建筑结构类专业教材编审委员会推荐作为高等学校试用教材。全书内容分两部分。第一部分包括概述、材料、连接、轴心受力构件、梁、偏心受力构件、厂房钢结构和钢结构制造等共八章，预计课程学时为60~65学时；第二部分包括薄壁型钢结构和组合结构两章，预计课程学时12~14学时。第一部分以达到掌握屋架设计和了解厂房设计的基本问题为目的。第二部分属于本科的选修专题内容。

本书除可作为“工业与民用建筑”及“建筑结构”专业教材外，亦可供一般土建工程技术人员参考。

高等学校试用教材

钢 结 构

钟善桐 主编

\*

中国建筑工业出版社出版(北京西郊百万庄)

新华书店北京发行所发行 各地新华书店经售

中国建筑工业出版社印刷厂印刷(北京阜外南礼士路)

\*

开本：787×1092毫米 1/16 印张：21 插页：1 字数：508千字

1988年12月第一版 1988年12月第一次印刷

印数：1—10,390册 定价：4.40元

ISBN7—112—00509—4/TU·371

---

(5613)

# 目 录

第一章 概述	1
第一节 钢结构在我国的发展概况	1
第二节 钢结构的特点和合理应用范围	2
第三节 钢结构的设计方法	5
第四节 钢结构的发展	8
第二章 钢结构的材料	12
第一节 建筑钢材在单轴应力作用下的工作性能	12
第二节 建筑钢材在多轴应力作用下的工作性能	14
第三节 建筑钢材的动力工作性能	16
第四节 各种因素对钢材性能的影响	20
第五节 钢材的种类和规格	26
第三章 钢结构的连接	29
第一节 连接的种类和特点	29
第二节 焊缝及其连接的型式	32
第三节 直角角焊缝及其连接的构造和计算	34
第四节 对接焊缝及其连接的计算	47
第五节 焊接应力和焊接变形	52
第六节 普通螺栓和铆钉连接的构造和计算	59
第七节 高强度螺栓连接的计算	70
第四章 轴心受力构件	84
第一节 轴心受力构件的特点	84
第二节 轴心受力构件的强度	85
第三节 轴心受压构件的临界力	86
第四节 实腹式轴心受压构件的整体稳定	92
第五节 格构式轴心受压构件的整体稳定	97
第六节 实腹式轴心受压构件的局部稳定	104
第七节 轴心受压柱的柱头和柱脚	109
第八节 轴心受压柱工作性能的实验研究	115
第五章 梁	117
第一节 梁的种类和截面形式	117
第二节 梁的强度计算	118
第三节 梁的刚度计算	122
第四节 梁的截面选择	122
第五节 梁的整体稳定	127
第六节 梁的局部稳定	134
第七节 实腹梁的构造	153

第八节	钢梁的实验研究	159
第六章	偏心受力构件	163
第一节	偏心受力构件的特点	163
第二节	偏心受力构件的强度	164
第三节	实腹式偏心受压构件的整体稳定	165
第四节	格构式偏心受压构件的整体稳定	172
第五节	实腹式偏心受压构件的局部稳定	173
第六节	偏心受压柱的柱头和柱脚	175
第七章	单层工业厂房钢结构	182
第一节	概述	182
第二节	厂房结构的整体布置	185
第三节	厂房结构的支撑体系	188
第四节	钢屋盖的主要承重构件	193
第五节	厂房横向平面框架	227
第六节	框架柱的计算和构造	238
第七节	吊车梁设计	246
第八章	钢结构制造	259
第一节	钢结构的制造过程	259
第二节	钢结构制造对设计的要求	263
第九章	薄壁型钢结构	264
第一节	薄壁型钢结构的特点	264
第二节	薄壁型钢的有效截面	265
第三节	薄壁型钢构件的设计	268
第四节	薄壁型钢结构的应用	273
第十章	组合结构	277
第一节	组合结构的特点和应用	277
第二节	组合梁的种类和特点	283
第三节	组合梁的设计	287
第四节	钢管混凝土组合材料的工作性能	291
第五节	钢管混凝土构件的设计	298
第六节	钢管混凝土结构的构造特点	301
附录一	材料性能和设计强度	303
附表 1-1	钢材的分组尺寸	303
附表 1-2	钢材的设计强度	303
附表 1-3	焊缝的设计强度	303
附表 1-4	铆钉和螺栓连接的设计强度	304
附表 1-5	焊条药皮类型和焊接电流	305
附录二	稳定系数	307
附表 2-1	3号钢轴心受压构件的稳定系数	307
附表 2-2	16Mn钢和16Mnq钢轴心受压构件的稳定系数	307
附表 2-3	15MnV钢和15MnVq钢轴心受压构件稳定系数	308
附表 2-4	工字形截面简支梁的系数 $\beta_b$	309

附表 2-5	整体稳定系数 $\varphi'$	309
附表 2-6	轧制普通工字钢简支梁的稳定系数 $\varphi_b$	310
附录三	型钢和螺栓规格	311
附表 3-1	普通工字钢	311
附表 3-2	普通槽钢	312
附表 3-3	热轧等边角钢截面特性表 (YB166—65)	313
附表 3-4	热轧不等边角钢截面特性表 (YB167—65)	318
附表 3-5	普通螺栓规格	324
附表 3-6	锚栓规格	324
附表 3-7	角钢上螺栓或铆钉线距表	324
附表 3-8	螺栓和铆钉的最大、最小距离限值	324
附录四	各种截面回转半径的近似值	325
附录五	疲劳计算的构件和连接分类	326

# 第一章 概 述

## 第一节 钢结构在我国的发展概况

由于普通低碳钢的性能具有较为突出的特点。如：接近于理想弹性塑性体，性能稳定，轻质而高强，加工精确度高，装配性好以及施工方便等。因而钢结构更适合用于建筑结构和各种工程结构中，成为多年来人们乐于采用的比较理想的一种结构。

人类采用钢结构的历史和炼铁、炼钢技术的发展有着密切的关系。对于一个国家来说，还和本国的钢铁产量有关。在古代，我们中华民族在冶炼技术上是领先的。因而早在公元前六七十年间，就成功地把熟铁用于工程建筑物中，建造了一些铁链桥。比欧洲最早出现的铁链桥要早得多。因此，在近代钢铁冶炼工业化技术发展之前，钢铁结构在我国的应用曾经居于领先地位；如云南的沅江桥（400多年前）、贵州的盘江桥（300年前）及四川大渡河桥等。四川泸定大渡河铁链桥，建于1696年。净跨长达100米，桥宽2.8米，可并行两辆马车，由九根桥面铁链和四根桥栏铁链构成，每根铁链重达一吨半，锚固在直径为20厘米、长4米的锚桩上。比英国用铸铁建造的欧洲第一座跨度只有31米的拱桥要早83年，比美洲第一座跨度为21.3米（70英尺）的铁链桥早105年。此外，还建造了不少铁塔，如湖北荆州玉泉寺铁塔、济宁铁塔寺铁塔和镇江甘露寺铁塔等。

当十八世纪欧洲兴起工业革命以后，由于钢铁工业化冶炼技术的发展，钢结构在欧美的应用很快增长。采用钢结构的工业和民用建筑物，不但数量上日渐增多，而且应用范围也不断扩大。但在那时，我国却一直处在封建主义制度的统治之下，特别在1840年鸦片战争以后，更沦为半封建半殖民地的国家，经济停滞不前，虽也有一些帝国主义国家在我国各地建造了一批工业的建筑，在上海、天津、武汉和广州等地租界内修建了些高层房屋，并在一些地方修建了铁路、桥梁等。这些建筑物有不少是采用钢结构的。不过它的数量仍是微不足道的。

新中国成立后，在中国共产党的领导下，随着社会主义建设事业的蓬勃发展，钢结构在建筑中的采用也得到了很大的发展。

在伟大的社会主义建设事业中，钢结构的采用起了很大的作用。在第一个五年计划开始后的五、六年间，就建造了大批钢结构厂房和矿场。其中主要的有：恢复和扩建的鞍山钢铁公司，武汉钢铁公司和大连造船厂等；新建的有太原、富拉尔基重型机器制造厂，长春汽车制造厂，哈尔滨以及四川的三大动力厂，洛阳拖拉机厂以及一些飞机制造厂等。

前面已经提到过，一个独立国家中钢结构的发展还决定于钢产量。我国的冶金工业，建国后虽然有了很大的发展，但钢产量还不高，远不敷大规模建设的需要。因此，继五十年代大量采用钢结构的发展阶段之后，六、七十年代钢结构在我国的采用受到了客观条件的很大限制，只在十分必需采用的重要建筑物中才能得到应用，在六、七十年代中我国建造的钢结构工程主要的有：1959年建成的首都人民大会堂，钢屋架的跨度达六十米，可容纳

万人集会。1961年建成的北京工人体育馆，采用了94米直径的悬索结构，能容纳观众15000人。1967年建成的首都体育馆，屋盖采用了平板网架结构，跨度达99米，可容纳观众15000人；1968年建成的南京长江大桥；1973年建成的上海万人体育馆，屋盖采用了圆形平板网架结构，直径达110米；1978年建成的武汉钢铁公司一米七轧钢厂，耗用钢材12万吨（地上建筑和地下设备各半）。八十年代（1983年）完成了宝山钢铁公司第一期工程的一些车间。

从国外状况看，不少国家由于生产高度发展，钢结构的用量不断增多。例如，美国在近年来的工业建筑中，钢结构用量占60~70%；日本在七十年代的工业建筑中，钢结构占50%，到了八十年代占70%左右。苏联过去对钢结构的采用限制较严，到七十年代以后，越来越放宽，现在每年用于工业建筑中的钢结构达700~800万吨。在这些钢产量高的工业发达国家中，钢结构能有这样大的发展，一方面是由于钢结构具有轻质高强、性能好及施工方便迅速的特点；另一方面还由于近年来工业对厂房结构提出更高的灵活适应性的要求的缘故。很多企业生产技术的更新周期已由过去的20~25年普遍缩短到10~15年，个别的如电子工业等已缩短到4~5年，因而要求建造跨度和柱距都较大、又易于扩建改建的灵活性大的厂房结构。这就促进了钢结构的大量应用。

当前，我国经济建设正在迅速发展，要在本世纪内实现四个现代化，到2000年达到工农业总产值翻两番的宏伟目标。1985年我国的钢产量已增至4660万吨，轧制钢材增至3700万吨；和1949年相比，钢产量增长近300倍，钢材产量增长近290倍。1986年钢产量又增至5205万吨，和1949年相比，增长了328倍。1987年预计钢产量将超过5500万吨。这是钢结构发展的基础。采用钢结构投资虽然较高，但施工快，工期短，和采用钢筋混凝土结构相比，可提前竣工和投产。钢结构具有上述这些特点和应用基础，可以预期，它在我国的应用将日渐广泛，并将在应用过程中得到新的发展，在祖国四个现代化建设事业中发挥应有的作用。

## 第二节 钢结构的特点和合理应用范围

和其它材料的结构相比，钢结构具有下列特点。

### 1. 钢材重量轻而强度高

钢材的容重虽然比其它建筑材料大，但它的强度高很多。因而，当承受的荷载和条件相同时，钢结构要比其它结构轻。例如，当跨度和荷载都相同时，钢屋架的重量仅为钢筋混凝土屋架的1/3~1/4，如果采用薄壁型钢屋架则更轻。因此，钢结构比钢筋混凝土结构能承受更大的荷载，跨越更大的跨度。

### 2. 钢材的塑性和韧性好

由于材料的塑性好，钢结构在一般情况下不会因偶然超载或局部超载而突然断裂破坏；材料的韧性好，则使钢结构对动荷载的适应性较强。钢材的这些性能对结构的安全可靠提供了充分的保证。

### 3. 钢材更接近于匀质等向体

钢材的内部组织比较均匀，非常接近匀质体，其各个方向的物理力学性能基本相同，接近各向同性体。在使用应力阶段，钢材属于理想弹性工作，弹性模量高达  $206 \times 10^8 \text{N/}$

$\text{mm}^2$ ，因而变形很小。这些性能和力学计算中的假定符合程度很好，所以钢结构的实际受力情况和力学计算结果最相符合。

#### 4. 钢材具有可焊性

由于材料的可焊性，使钢结构的连接大为简化，可适应制造各种复杂结构形状的需要。但焊接时产生很高的温度，温度分布很不均匀，结构各部位的冷却速度也不同；因此，不但在高温区（焊缝附近）材料性质有变坏的可能，而且还产生较高的焊接残余应力，使结构中的应力状态复杂化。

#### 5. 钢结构制造简便，施工方便，具有良好的装配性

钢结构由各种型材组成，都采用机械加工，在专业化的金属结构厂制造；因而制作简便，成品的精确度高。制成的构件运到现场拼装，可采用螺栓连接，且结构较轻，故施工方便，施工周期短。此外，已建成的钢结构也易于拆卸、加固或改建。

#### 6. 钢材具有不渗漏性，便于做成密闭结构

钢材本身组织非常致密，当采用焊接连接，甚至采用铆钉或螺栓连接时，都易做到紧密不渗漏。因此是制造容器，特别是高压容器的良好材料。

#### 7. 钢材易于锈蚀，应采取防护措施

钢材在潮湿环境中，特别是处于有腐蚀性介质的环境中容易锈蚀，必须油漆或镀锌加以保护，而且在使用期间还应定期维护。这就使钢结构的维护费用比钢筋混凝土结构高。

1985年，兰州化工研究所研究出一种高效能的防护漆，其防锈效能和镀锌相同，但费用却低得多。同时，国内已研制成功喷涂锌铝涂层新技术，为钢结构的防锈提供了新途径。此外，冶金工业部也正在研究生产一些抗锈性能好的新钢种。

#### 8. 钢结构的耐热性好，但防火性差

众所周知，钢材耐热而不耐高温。随着温度的升高，强度就降低。当周围环境存在辐射热，温度在 $150^{\circ}\text{C}$ 以上时，就须采取遮挡措施。如果一旦发生火灾，钢结构的耐火时间不长，就可能在结构达到 $500^{\circ}\text{C}$ 以上时，瞬时全部崩溃。为了提高钢结构的耐火等级，通常都用混凝土或砖把它包裹起来。这样处理既提高了造价，又增加了结构所占的空间。1985年，我国消防科学研究所研制成功了一种防火涂料LG，当涂层厚 $15\text{mm}$ 时，可使钢结构耐火极限达一小时半，增减涂层厚度，可满足钢结构不同耐火极限的要求。

根据上述钢结构的特点，结合我国钢材产量还不高、钢材消耗应加以适当控制的具体情况，目前钢结构在我国的合理应用范围如下：

##### 1. 重型工业厂房

冶金工业、重型机器制造工业以及大型动力设备制造工业等，这些重工业企业的很多厂房都属于重型厂房。厂房中备有100吨以上的重级或中级工作制吊车，厂房高度达20~30米及以上；因而主要承重刚架常全部或部分采用钢结构。对于有强烈辐射热的车间也经常采用钢结构。

##### 2. 大跨度结构

结构的跨度越大时，减轻结构自重具有明显的经济效果。由于钢材轻质高强，可跨越最大的跨度。因此，大跨度结构应采用钢结构。如近年来修建的不少大跨度体育馆，就采用了钢网架结构和悬索结构，1985年修建的吉林市滑冰馆，由哈尔滨建筑工程学院设计，采用了双层悬索屋盖结构，悬索跨度59米，房屋跨度70米。

在工业建筑中，飞机装配车间、飞机库和车库等，跨度常在60米以上，还有一些大跨度的工业产品散装仓库等，这些都常采用钢结构。有些飞机库采用了正交斜放四角锥网架，大庆化肥厂散装仓库采用了60米的落地三铰拱屋盖。可以预期，随着我国工业化建设的发展，将出现更多各种大跨度的工业与民用钢结构建筑物。

### 3. 受动力荷载作用的结构

直接承受起重量较大或跨度较大的桥式吊车的吊车梁，由于钢材具有良好的韧性，故采用钢结构；此外，对于具有较大锻锤或动力设备的厂房，以及对于抗震性能要求高的结构，都常采用钢结构。

### 4. 可拆卸的移动结构

需要搬迁的结构，如流动式展览馆和活动房屋等，采用钢结构最适宜。不但重量轻，便于搬迁，而且由于采用螺栓连接，便于装配和拆卸。对于建筑机械，则更必须采用钢结构。

### 5. 高耸结构和高层建筑

高耸结构包括高压输电线路的塔架、变电构架、广播和电视发射塔架，以及桅杆等。如1956年建成的广州电视塔，高200米（图1-1）；1972年建成的上海电视塔，高210米；1977年建成的北京环境气象桅杆，高达325米等。这些结构的特点是主要承受风荷载。采用钢结构除了自重轻、便于组装外，还因构件截面小，大大减小了风荷载，从而取得了更大的经济效果。

对于高层建筑来说，当层数多和高度大时，也都采用钢结构。如深圳市科技发展中心大厦，高达165米（1987）。

### 6. 容器和管道

如高压气罐和管道、煤气柜，以及锅炉等都采用钢板制成的结构。

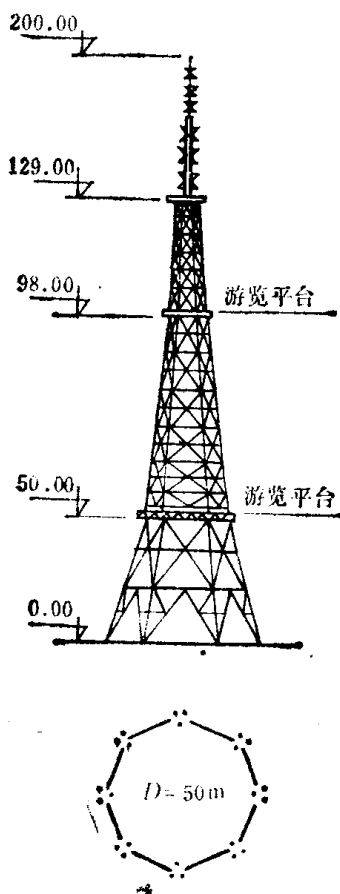


图 1-1 广州电视塔

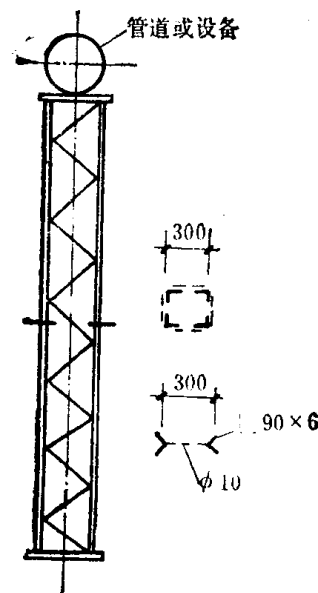


图 1-2 轻型管道支架

## 7. 轻型钢结构

当荷载特别小的小跨结构及高度不大的轻型支架结构等(图1-2),也常采用钢结构。因为对于这类结构,结构自重起重要作用。例如,采用轻屋面的轻钢屋盖结构,耗钢量比普通钢结构省25~50%,自重减小20~50%;和钢筋混凝土结构相比,用钢指标接近,但结构自重却减轻了70~80%。

## 8. 其它构筑物

如运输通廊,栈桥,各种管道支架以及高炉和锅炉构架等。如宁夏大武口电厂采用了 $L=60$ 米预应力输煤钢栈桥,已于1986年建成使用。

以上是我国建筑钢结构应用范围的一般情况。在确定是否采用钢结构时,应从建筑物或构筑物使用要求和具体条件出发,综合考虑经济效益来确定。应该指出:在考虑建筑结构的经济效益时,不但要从选用方案的经济指标考虑,还应该考虑工期长短问题。当采用钢结构时,常可缩短工期,使企业提前投产所获得的经济效益有时可能超出其土建投资。这是采用钢结构合理性的一个重要指标。但是,由于我国目前钢产量还不高,钢材供应还较紧张,因而钢结构能够缩短工期提前竣工的优点往往尚未得到应有的重视。

## 第三节 钢结构的设计方法

设计钢结构时,必须满足一般的设计准则,即在充分满足功能要求的基础上,做到安全可靠,技术先进,确保质量和经济合理。

过去,钢结构采用安全系数法进行设计,安全系数为定值且都凭经验选定,因而设计的结构和不同构件的安全度不可能相等,这种设计方法显然是不合理的。

到本世纪五十年代,开始出现一种新的设计方法——按照极限状态的设计法。即根据结构或构件能否满足功能要求来确定它们的极限状态。一般地规定有两种极限状态。第一种是结构或构件的承载力极限,包括静力强度、动力强度和稳定等计算。达此极限状态时,结构或构件达到了最大承载能力而发生破坏,或达到了不适于继续承受荷载的巨大变形。第二种是结构或构件的变形极限状态,或称为正常使用极限状态。达此极限状态时,结构或构件虽仍保持承载能力,但在正常荷载作用下产生的变形使结构或构件已不能满足正常使用的要求(静力作用产生的过大变形和动力作用产生的剧烈振动等),或不能满足耐久性的要求。各种承重结构都应按照上述两种极限状态进行设计。

极限状态设计法比安全系数设计法要合理些,也先进些。它把有变异性的设计参数采用概率分析引入了结构设计中。根据应用概率分析的程度可分三种水准。即半概率极限状态设计法、近似概率极限状态设计法和全概率极限状态设计法。

五十年代我国采用的极限状态设计法属于水准一,即半概率极限状态设计法。只有少量设计参数,如钢材的设计强度、风雪荷载等,采用了概率分析确定其设计采用值,大多数荷载及其它不定性参数,由于缺乏统计资料而仍采用经验值;同时结构构件的抗力(承载力)和作用效应之间并未进行综合的概率分析;因而仍然不能使所设计的各种构件得到相同的安全度。

六十年代末,C.A.Cornell等提出了近似概率设计法,即水准二。主要是引入了可靠性设计理论。可靠性包括安全性、适用性和耐久性。把影响结构或构件可靠性的各种因

素都视为独立的随机变量，根据统计分析确定失效概率来度量结构或构件的可靠性。

结构或构件的极限状态方程可表达为：

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (1-1)$$

式中： $x_i$ 是影响结构或构件可靠性的各物理量，都是相互独立的随机变量。例如：材料抗力、几何参数和各种作用产生的效应（内力）。各种作用包括恒载、各种可变荷载、地震、温度变化和支座沉陷等。将各因素概括为两个综合随机变量，即结构或构件的抗力 $R$ 和各种作用对结构或构件产生的效应 $S$ ，公式（1-1）可写成：

$$Z = g(R, S) = R - S = 0 \quad (1-2)$$

结构或构件的失效概率可表示为：

$$p_f = g(R - S < 0) \quad (1-3)$$

失效概率与可靠指标的对应值

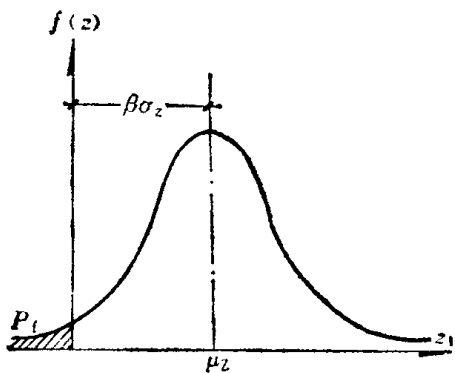
表 1-1

$\beta$	2.5	2.7	3.2	3.7	4.2
$p_f$	$5 \times 10^{-3}$	$3.5 \times 10^{-3}$	$6.9 \times 10^{-4}$	$1.1 \times 10^{-4}$	$1.3 \times 10^{-5}$

设 $R$ 和 $S$ 的概率统计值均服从正态分布（设计基准期取50年），可分别算出它们的平均值 $\mu_R$ 、 $\mu_S$ 和标准差 $\sigma_R$ 、 $\sigma_S$ ，则极限状态函数 $Z = R - S$ 也服从正态分布，它的平均值和标准差分别为：

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S; \quad \sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (1-4)$$

图 1-3 示极限状态函数 $Z = R - S$ 的正态分布。图中由 $-\infty$ 到0的阴影面积表示 $g(R - S < 0)$ 的概率，即失效概率 $p_f$ ，需采用积分法求得。由图可见，平均值 $\mu_Z$ 等于 $\beta\sigma_Z$ ，显然 $\beta$ 值和失效概率 $p_f$ 存在着对应关系：



$p_f = \phi(-\beta)$  (1-5)

这样，只要计算 $\beta$ 值就能获得对应的失效概率 $p_f$ ，列入表1-1。 $\beta$ 称为可靠指标：

$$\beta = \mu_Z / \sigma_Z = (\mu_R - \mu_S) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (1-6)$$

图 1-3  $Z = R - S$ 的正态分布

当 $R$ 和 $S$ 的统计值不按正态分布时，结构构件的可靠指标应以它们的当量正态分布的平均值和标准差代入公式（1-6）来计算。

由于 $R$ 和 $S$ 的实际分布规律相当复杂，我们采用了典型的正态分布，因而算得的 $\beta$ 和 $p_f$ 值是近似的，故称为近似概率极限状态设计法。在推导 $\beta$ 公式时，只采用了 $R$ 和 $S$ 的二阶中心矩，同时还作了线性化的近似处理，故又称“一次二阶矩法”。

这种设计方法只需知道 $R$ 和 $S$ 的平均值和标准差或变异系数，就可计算构件的安全指标 $\beta$ 值，使 $\beta$ 值满足规定值即可。我国采用的安全指标为：3号钢 $\beta = 3 \sim 3.1$ ，对应的失效概率 $p_f \approx 0.001$ ；16锰钢构件 $\beta = 3.2 \sim 3.3$ ，对应的 $p_f \approx 0.0005$ 。

由上列公式可见，此法把构件的抗力（承载力）和作用效应的概率分析联系在一起，以安全指标作为度量结构构件安全度的尺度，可以较合理地各类构件的安全度作定量分

析比较, 以达到等安全度的设计目的。但是, 这种设计方法比较复杂, 较难掌握, 很多人也不习惯。因而, 仍宜采用广大设计人员所熟悉的分项系数设计公式。

因为  $S = G + Q_1 + \sum_{i=2}^n Q_i$ ; 取  $G = \gamma_G C_G G_K$ ;  $Q_1 = \gamma_{Q_1} C_{Q_1} Q_{1K}$ ;  $Q_i = \gamma_{Q_i} C_{Q_i} Q_{iK}$ ; 并引入结构重要性系数; 则

$$S = \gamma_0 (\gamma_G C_G G_K + \gamma_{Q_1} C_{Q_1} Q_{1K} + \sum_{i=2}^n \psi_{Q_i} \gamma_{Q_i} C_{Q_i} Q_{iK}) \quad (1-7)$$

式中  $\gamma_0$ ——结构重要性系数。考虑到结构发生破坏时可能产生后果的严重性, 把结构分成一、二、三级三个安全等级, 分别采用1.1、1.0和0.9; 规定了二级的 $\beta$ 值, 一级增0.5, 三级减0.5;

$C$ ——荷载效应系数, 即单位荷载引起的结构构件截面或连接中的内力, 按一般力学方法确定; 角标 $G$ 指永久荷载, 角标 $Q_1 \sim Q_i$ 指各可变荷载;

$G_K$ 和 $Q_{iK}$ ——分别是永久荷载和各可变荷载标准值, 见荷载规范;

$\psi_{Q_i}$ ——第 $i$ 个可变荷载的组合系数, 取0.6; 只有一个可变荷载时, 取1.0;

$\gamma_G$ ——永久荷载分项系数, 一般采用1.2; 当永久荷载效应对结构构件的承载力有利时, 宜采用1.0;

$\gamma_{Q_1}$ 和 $\gamma_{Q_i}$ ——第一个和其它第 $i$ 个可变荷载分项系数, 一般情况可采用1.4;

式中  $Q_i$ 是引起构件或连接最大荷载效应的可变荷载效应。对于一般排架和框架结构, 由于很难区分产生最大效应的可变荷载, 可采用以下简化式计算:

$$S = \gamma_0 (\gamma_G C_G G_K + \psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} C_{Q_i} Q_{iK}) \quad (1-8)$$

式中 荷载组合系数 $\psi$ 取0.85。

构件本身的承载能力(抗力) $R$ 是材料性能和构件几何因素等的函数:

$$R = f_K \cdot A / \gamma_R = f_d A \quad (1-9)$$

式中  $\gamma_R$ ——抗力分项系数。经概率统计分析: 3号钢和16锰钢取1.087; 15锰钒钢取1.111;

$f_K$ ——材料强度的标准值; 例如3号钢第一组为235N/mm<sup>2</sup>, 16Mn钢第一组为345N/mm<sup>2</sup>, 15锰钒钢第一组为410N/mm<sup>2</sup>, 焊缝系指熔敷金属的强度标准值;

$f_d$ ——结构所用材料和连接的设计强度, 见附录一。考虑到一些结构构件和连接工作的特殊条件, 有时还应乘以调整系数; 例如施工条件较差的高空安装焊缝和铆钉连接, 应乘0.9; 单面连接的单个角钢按轴心受力计算强度和连接时, 应乘0.85等, 参见设计规范的有关规定;

$A$ ——构件或连接的几何因素, 如截面面积和截面抵抗矩等。

将式(1-7)、(1-8)和(1-9)代入(1-2), 可得:

$$\gamma_0 (\gamma_G C_G G_K + \gamma_{Q_1} C_{Q_1} Q_{1K} + \sum_{i=2}^n \psi_{Q_i} \gamma_{Q_i} C_{Q_i} Q_{iK}) \leq f_d A \quad (1-10)$$

及 
$$\gamma_0 (\gamma_G C_G G_K + \psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} C_{Q_i} Q_{iK}) \leq f_d A \quad (1-11)$$

为了照顾到设计工作者的习惯, 将上列公式再改写成应力表达式:

$$\gamma_0 (\sigma_{Gd} + \sigma_{Q1d} + \sum_{i=2}^n \psi_{Q_i} \sigma_{Qid}) \leq f_d \quad (1-12)$$

及

$$\gamma_0(\sigma_{Gd} + \psi \sum_{i=1}^n \sigma_{Qid}) \leq f_d \quad (1-13)$$

这就是现行钢结构设计规范中采用的计算公式。

式中  $\sigma_{Gd}$ ——永久荷载设计值  $G_d$  在结构构件的截面或连接中产生的应力； $G_d = \gamma_0 G_{K}$ ；  
 $\sigma_{Q1d}$ ——第一个可变荷载的设计值 ( $Q_{1d} = \gamma_{Q1} \cdot Q_{1K}$ ) 在结构构件的截面或连接中产生的应力（该应力大于其他任意第  $i$  个可变荷载设计值产生的应力）；  
 $\sigma_{Qid}$ ——第  $i$  个可变荷载设计值 ( $Q_{id} = \gamma_{Qi} Q_{iK}$ ) 在结构构件的截面或连接中产生的应力。

各分项系数是经过校准法确定的。所谓校准法是使按公式 (1-10) 计算的结果，基本符合按公式 (1-6) 要求的可靠指标  $\beta$ 。不过当荷载组合不同时，应采用不同的各分项系数，才能符合  $\beta$  值的要求；这给设计带来困难。因此，用优选法对各分项系数采用定值，而使各不同荷载组合计算结果的  $\beta$  值相差为最小。

当考虑地震荷载的偶然荷载组合时，应按抗震设计规范的规定进行。

对于结构构件或连接的疲劳强度计算，由于疲劳极限状态的概念还不够确切，只能暂时沿用容许应力设计法，还不能采用上述的极限状态设计法。这将在第二章中介绍。

公式 (1-12) 和 (1-13) 虽然是用应力计算式来表达，但和过去的容许应力设计方法根本不同，是比较先进的一种设计方法。不过由于有些因素尚缺乏统计数据，暂时根据以往设计经验来确定。还有待于继续研究和积累有关的统计资料，才能进而采用更为科学的全概率极限状态设计法（水准三）。

结构构件的第二种极限状态是正常使用极限状态。这时可靠指标  $\beta$  采用 1~2。

$$v = v_{GK} + v_{Q1K} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} v_{QiK} \leq [v] \quad (1-14)$$

式中  $v_{GK}$ ——永久荷载标准值在结构或构件中产生的变形值；  
 $v_{Q1K}$ ——第一个可变荷载的标准值在结构或构件中产生的变形值，该值大于其它任意第  $i$  个可变荷载标准值产生的变形值；  
 $v_{QiK}$ ——第  $i$  个可变荷载标准值在结构或构件中产生的变形值；  
 $[v]$ ——结构或构件的容许变形值，按规范规定采用。

有时只需要保证结构和构件在可变荷载作用下产生的变形能够满足正常使用的要求；这时，公式 (1-14) 中的  $v_{GK}$  可不计入。

#### 第四节 钢结构的发展

前面已经提到过，钢结构由于本身具有的较为优越的特点，因而是一种比较理想的结构。但因我国钢产量还较低，致使这种结构在我国的应用受到了一定的限制。目前，我国正处在以四个现代化为目标的规模宏伟的社会主义建设新时期，钢产量正在不断提高，钢结构的应用也会有相应的发展。为了适应这一新的形势，钢结构的科学技术水平应该迅速提高。根据国内外的现状可对以下几方面的工作进行研究。

##### 1. 高效能钢材的研究和应用

高效能钢材的含义是：采用各种可能的技术措施，提高钢材的承载力，使钢材发挥更高的效能。

在日本和美国，都生产一种H型钢，如图（1-4a）所示。直接用它作为梁和柱，并采用高强度螺栓连接，因而安装方便而迅速，大大加快了基本建设的速度。H型钢在日本是七十年代出现的，成为日本钢结构发展的里程碑，由此可见发展H型钢的重要性。我国目前虽已有了定点生产（邯郸轧钢厂），但只生产焊接H型钢，而且规格也不多。应进一步组织轧制系列生产。

此外，压型钢板也是国外的一种新产品，是由厚度为0.5~1mm的薄钢板模压而成。在其上浇灌混凝土后，可用做楼盖层；这时，它既是楼板的抗拉筋，又代替了模板（图1-4b）。图1-4c所示是用两层压型钢板组成的构件，钢板双面镀锌，各厚（20~22） $\mu$ ，然后再涂四层塑料层。防腐防锈性能极好。二层压型钢板之间充填聚氨酯塑料。自重约为10kg/m<sup>2</sup>。可用作屋面板、楼板、墙板和间隔墙板。我国在上海已有了

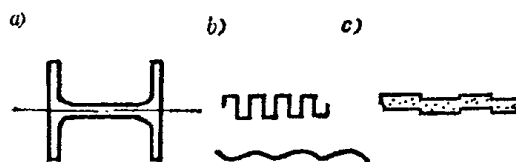


图 1-4 H型钢和冷弯型钢

引进的压型钢板生产线和自制的生产线，可在设计中采用。

冷弯薄壁型钢的经济性是大家熟知的，但目前产量不多，有待于进一步提高产量，供生产设计中采用。

钢材的耐腐蚀性差，需要油漆防护，这是钢结构的主要弱点。近年来国外研究出一种耐腐蚀钢，价格虽比普通钢材高20~40%，但耐腐蚀，不需油漆。日本和美国都已大量用于沿海工程建设中。今后我国也应开展这方面的研究。

## 2. 设计准则的进一步完善

如前所述，从合理的安全度的观点出发，近似概率极限状态设计法尚存在不足之处，应对设计准则的进一步完善，继续进行研究。

## 3. 构件和结构稳定理论的进一步研究

自从欧拉提出轴心受压柱子的弹性稳定理论的临界力计算公式以来，迄今已有200多年。在此期间，很多学者对各类构件的稳定问题作了不少理论分析和实验研究工作，有了很多贡献。但是在结构的稳定理论计算方面还存在着不少问题。例如：各种压弯构件的弯扭屈曲，薄板屈曲后强度的利用，各种刚架体系的稳定以及空间结构的稳定等。所有这些问题都有待深入研究。

## 4. 预应力钢结构的研究

在一般钢结构中增加一些高强度钢构件，并对结构施加预应力，这是预应力钢结构中采用最普遍的形式之一。它的实质是以高强度钢材代替部分普通钢材，从而达到节约钢材的目的。但是，两种强度不相同的钢材用于同一构件中共同受力，必须采取预加应力的方法才能使高强度钢材充分发挥作用。我国从五十年代开始对预应力钢结构进行了理论和试验研究，并在一些工程中采用，但采用不多。应继续进行研究和进一步予以推广应用。

## 5. 空间结构的研究

以空间体系的网架结构代替平面结构可以节约钢材，尤其是跨度较大时，经济效果尤为显著。网架结构对各种平面形式的建筑物的适应性很强，近年来在我国发展很快，特别是采用了电子计算机后。如首都体育馆、上海体育馆、上海文化广场以及全国各地的体育馆和展览馆等已不下六百个工程。近年来还开始把网架结构应用于厂房屋盖中。

悬索结构也属于空间结构体系，它最大限度地利用了高强度钢材，因而用钢量很省。它对各种平面形式建筑物的适应性很强，极易满足各种建筑平面和立面的要求。但由于材料来源比较困难，施工也较复杂，因而应用受到了限制。今后应进一步研究各种型式的悬索结构的计算问题和推广应用问题。

#### 6. 钢和混凝土组合结构的应用

钢材受压时常受稳定条件的控制，往往不能发挥它的强度承载力，而混凝土则最宜于承受压力。将二者组合在一起，

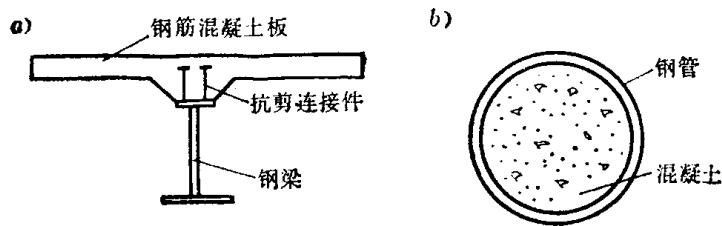


图 1-5 组合梁和柱

可以发挥各自的长处，取得较大的经济效果，是一种合理的结构形式。图1-5a示钢梁和钢筋混凝土板组成的组合梁，混凝土位于受压区，钢梁则位于受拉区。但梁板之间必须设置抗剪连接件，

以保证二者的共同工作。这种结构已经较多地用于桥梁结构中，也可推广于荷载较大的平台和楼层结构中去。

图1-4b是在钢管中填素混凝土的钢管混凝土结构。这种结构最宜用作轴心受压构件，对于大偏心受压构件则可采用格构式组合柱。这种构件的特点是：在压力作用下，钢管和混凝土之间产生相互作用的紧箍力，使混凝土处于三向受压的应力状态下工作，大大提高了它的抗压强度，还改善了它的塑性，提高抗震性能。对于薄钢管，因得到了混凝土的支持，提高了稳定性，使钢材强度得到充分发挥。这一结构在国内已得到推广应用，用作厂房柱和构架柱等已建成的工程不下七八十个，是一种很有发展前途的新结构。应进一步深入研究它的工作性能和合理的计算理论和一些构造和施工等问题。

#### 7. 高层钢结构的研究

随着我国对外开放政策的实施，工业建设得到了迅速的发展；同时，城市人口也不断增多；大城市不断扩大，城市用地的矛盾也就不断上升。为了节约用地，减少城市公共设施的投资，近年来在北京、广州、深圳和上海等地，相继修建了一些高层和超高层建筑。例如：上海希尔顿饭店，四十三层，高143.6米；上海锦江饭店分馆，四十三层，高153.09米；北京长城饭店；深圳科技发展中心大厦，高165米；北京香格里拉饭店（1987年竣工）；正在施工的北京长富宫大厦；1987年开始动工兴建的北京京城大厦，五十二层，高达180米等。这些高层建筑都采用了钢结构框架体系，楼层结构很多采用了钢梁、压型钢板上浇混凝土的组合楼层，施工简便迅速。

我国在高层和超高层建筑方面过去没有经验，上述建筑物大都是引进外资兴建的。有的从材料、设计到加工制作全由国外引进，国内只担负安装建造；有的设计和材料由国外引进，国内担负加工制作，安装建造，以及施工图设计的任务。显然，在这一领域内我们和发达国家相比存在着差距。

为了适应今后高层建筑发展的需要，我们应开展这方面的研究工作，对高层钢结构的合理结构体系进行研究。除全钢结构多层框架体系外，重要的是研究组合结构在高层建筑中的应用，例如，外包混凝土劲性柱、钢管混凝土柱以及组合楼层结构等。

上述七个方面只是针对当前钢结构的应用和研究现状提出的主要问题。除此以外，还

有不少问题,例如,钢结构中采用优化设计,钢结构制造和施工技术的研究等等。都是值得研究的。

### 参 考 文 献

- [1] 李继华、夏正中,“钢结构安全度的概率分析”《钢结构研究论文报告选集》第二册,全国钢结构标准技术委员会,1983.12。
- [2] 牟再明等,“薄钢结构安全度分析”同上选集第二册,1983.12。
- [3] 李云,“国外钢结构规范的研究和借鉴”,《工业建筑》,1983年第八期。
- [4] 中华人民共和国标准,《建筑结构设计统一标准》,GBJ68—84(试行),中国建筑工业出版社,1984。
- [5] 张乃平,“在建筑和钢结构领域内大力推广应用高效钢材”,《钢结构》,1986年第1期。
- [6] 陈录如,“我国建筑钢材的现状和发展方向”,《钢结构》,1986年第1期。

## 第二章 钢结构的材料

### 第一节 建筑钢材在单轴应力作用下的工作性能

为了确定钢材的机械力学性能，应按GB228—63的规定把钢材加工成标准试件，在 $+20^{\circ}\text{C}$ 的条件下做一次拉伸试验，得应力应变关系曲线，如图2-1a所示。

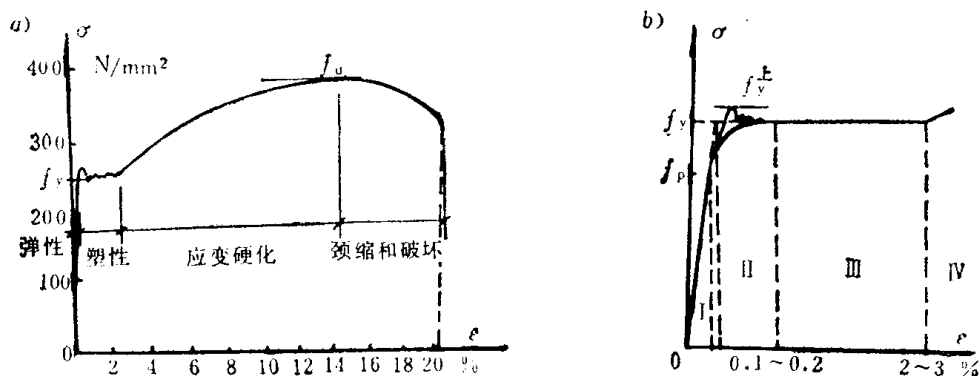


图 2-1 建筑钢材标准拉伸图

由图2-1可见，低碳钢一次拉伸时的工作分四个阶段。1) 弹性阶段——应力由零到比例极限 $f_p$ ，钢材表现出弹性，应力与应变为直线关系，弹性模量很大， $E = \Delta\sigma / \Delta\epsilon = 206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ ，因而变形很小。2) 弹塑性阶段——由比例极限 $f_p$ 到屈服点 $f_y$ ，应力应变表现为曲线关系，弹性模量 $E$ 由 $206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ ，逐渐降到零。3) 塑性阶段——应力保持屈服点 $f_y$ 不变，而应变不断增大，应变 $\epsilon$ 由开始屈服时的(0.1~0.2)%，到屈服終了可增大到(2~3)%，钢材表现为暂时失去承载能力。4) 强化阶段——钢材在发展了很大塑性变形后又恢复了承载能力，应力—应变曲线又上升。最后当应力达抗拉强度 $f_u$ 时，试件发生颈缩现象而断裂破坏。断口呈纤维状，色发暗，有时还能看到滑移的痕迹，且断口与作用力的方向常成 $45^{\circ}$ 。这种塑性变形很大、经历时间又很长的破坏称为塑性破坏。

与塑性破坏相反的是钢材的脆性破坏。它的特征是：破坏前没有明显的变形和征兆，断口平齐，呈有光泽的晶粒状，破坏往往发生在瞬时，因而危险性很大。

通过标准试件的拉伸试验，可以得到建筑钢材的三个机械性能指标：抗拉强度 $f_u$ ，伸长率 $\epsilon_{10}$ 或 $\epsilon_5$ （规范中以 $\delta$ 表示应变）及屈服点 $f_y$ 。

试验表明：当应力开始进入塑性阶段时，曲线的波动较大，而后才逐渐趋于平稳，即出现上屈服点和下屈服点。前者和试验时的加荷速度及试件形状等有关，而下屈服点则对此不太敏感，因而应以下屈服点为准。

抗拉强度 $f_u$ 和屈服点 $f_y$ 都表示钢材的静力强度，前者是衡量钢材经过巨量变形后的抗拉能力，它直接反映钢材内部组织的优劣；后者是衡量结构承载能力的指标。伸长率是反映钢材在荷载作用下的塑性变形能力。虽然钢材在应力到达抗拉强度时才发生断裂，但是