



应用型本科土木工程系列规划教材

钢结构

Civil Engineering

© 陈晓霞 张玲 主编



- ◆ 与职业资格考试相衔接
- ◆ 与新材料、新技术、新规范同步
- ◆ 提供电子课件和课后习题参考答案

 **机械工业出版社**
CHINA MACHINE PRESS

应用型本科土木工程系列规划教材

钢 结 构

主 编 陈晓霞 张 玲
副主编 王立波 田春竹 连彩霞
参 编 尹 涛 黄雪芳 王军芳
主 审 崔秀琴



机械工业出版社

本书为高等学校工程应用型土建类系列教材之一,根据《高等学校土木工程本科指导性专业规范》、教育部“卓越工程师教育培养计划”及现行设计规范、有关政策法规与技术标准编写而成。

本书主要内容分为上、中、下三篇,上篇为钢结构原理,中篇为建筑钢结构设计,下篇为建筑钢结构施工。

本书内容翔实、图表丰富。每章给出了大量的例题,方便大家对基本理论和基本原理的掌握和学习。书末附录部分列出了常用的数据,方便查阅使用。本书可作为土木工程专业及相关专业本专科教材,也可供土木工程技术人员学习参考使用。

图书在版编目(CIP)数据

钢结构/陈晓霞,张玲主编. —北京:机械工业出版社,2017.3

应用型本科土木工程系列规划教材

ISBN 978-7-111-56301-3

I. ①钢… II. ①陈… ②张… III. ①钢结构-高等学校-教材
IV. ①TU391

中国版本图书馆CIP数据核字(2017)第050434号

机械工业出版社(北京市百万庄大街22号 邮政编码100037)

策划编辑:李宣敏 责任编辑:李宣敏 臧程程 责任校对:刘雅娜

封面设计:张静 责任印制:李昂

2017年7月第1版第1次印刷

184mm×260mm·20印张·528千字

标准书号:ISBN 978-7-111-56301-3

定价:50.00元

凡购本书,如有缺页、倒页、脱页,由本社发行部调换

电话服务

服务咨询热线:010-88379833

读者购书热线:010-88379649

封面无防伪标均为盗版

网络服务

机工官网:www.cmpbook.com

机工官博:weibo.com/cmp1952

教育服务网:www.cmpedu.com

金书网:www.golden-book.com

前 言

本书根据《高等学校土木工程本科指导性专业规范》、教育部“卓越工程师教育培养计划”及现行设计规范、有关政策法规与技术标准编写而成。

本书分为上、中、下三篇和附录，共 13 章。上篇为钢结构原理，内容包括：绪论、钢结构的材料、钢结构的连接、轴心受力构件、受弯构件、拉弯和压弯构件；中篇为建筑钢结构设计，内容包括：单层厂房钢结构、轻型门式刚架结构、大跨度房屋结构；下篇为建筑钢结构施工，内容包括：钢结构连接施工、钢结构安装施工、钢结构涂装施工和钢结构工程施工质量验收。

本书具体分工如下：安阳工学院陈晓霞、安阳工学院张玲编写第 1 章、第 2 章、第 3 章、第 10 章；三明学院王军芳编写第 4 章、第 8 章；安阳工学院王立波编写第 5 章；哈尔滨理工大学黄雪芳编写第 6 章、第 9 章；黑龙江大学田春竹编写第 7 章；安阳工学院尹涛编写第 11 章、第 12 章；河南智博建筑设计集团有限公司连彩霞编写第 13 章和附录。本书由陈晓霞教授、张玲教授主编并统稿，由三明学院崔秀琴教授主审。

在编写过程中参阅了最新的建筑规范及国内外同行的著作，并得到了有关业内人士的大力支持，在此表示衷心的感谢。

由于编者水平有限，书中疏漏或不妥之处在所难免，恳请广大读者批评指正！

编 者

目 录

前言

上篇 钢结构原理

第 1 章 绪论	2	4.2 轴心受力构件的强度和刚度	77
1.1 钢结构的特点	2	4.3 轴心受压构件的稳定	79
1.2 钢结构的设计方法	3	4.4 轴心受压柱的设计	92
1.3 钢结构的现状、应用和发展	5	4.5 轴心受压柱与梁的连接和 柱脚	104
1.4 课程特点与学习方法	7	习题	107
第 2 章 钢结构的材料	9	第 5 章 受弯构件	109
2.1 钢结构对材料的要求	9	5.1 概述	109
2.2 钢材的破坏形式	9	5.2 受弯构件（梁）的强度和 刚度	110
2.3 钢材的种类、规格及选用	9	5.3 受弯构件（梁）的整体稳定	115
2.4 钢材的主要性能	16	5.4 受弯构件（梁）的局部稳定	119
2.5 影响钢材性能的因素	19	5.5 型钢梁的设计	129
2.6 钢材的疲劳	23	5.6 组合梁的设计	131
第 3 章 钢结构的连接	26	习题	135
3.1 钢结构连接方法和特点	26	第 6 章 拉弯和压弯构件	137
3.2 焊接方法、焊缝连接的形式和 焊缝质量等级	27	6.1 拉弯、压弯构件的应用和截面 形式	137
3.3 对接焊缝连接的构造要求和 计算	32	6.2 拉弯、压弯构件的强度和 刚度	138
3.4 角焊缝连接的构造要求和计算	37	6.3 实腹式压弯构件在弯矩作用 平面内的稳定计算	140
3.5 焊接残余应力和残余变形	50	6.4 实腹式压弯构件在弯矩作用 平面外的稳定计算	143
3.6 螺栓连接的排列和构造要求	54	6.5 实腹式压弯构件的局部稳定	145
3.7 普通螺栓连接的工作性能和 计算	56	6.6 实腹式压弯构件的截面设计	147
3.8 高强度螺栓连接的工作性能和 计算	67	6.7 格构式压弯构件的计算	150
习题	74	习题	152
第 4 章 轴心受力构件	76		
4.1 概述	76		

中篇 建筑钢结构设计

第 7 章 单层厂房钢结构	155	主要尺寸	158
7.1 概述	155	7.3 屋盖结构	162
7.2 单层厂房钢结构的框架形式及		7.4 框架柱的设计特点	176

7.5 起重梁的设计特点·····	181	8.5 设计例题·····	211
7.6 墙架体系·····	186	课程设计·····	227
7.7 设计例题·····	187	第9章 大跨度房屋结构 ·····	228
第8章 轻型门式刚架结构 ·····	194	9.1 概述·····	228
8.1 概述·····	194	9.2 大跨房屋结构的形式及特点·····	228
8.2 轻型门式刚架结构的形式和 布置·····	195	9.3 网格结构·····	230
8.3 刚架设计·····	196	9.4 悬索结构·····	237
8.4 压型钢板设计·····	207	9.5 膜结构·····	241

下篇 建筑钢结构施工

第10章 钢结构连接施工 ·····	245	13.3 钢结构工程施工质量验收 要求·····	283
10.1 概述·····	245	13.4 钢结构工程施工质量验收 程序及程序关系·····	285
10.2 钢结构焊接施工·····	245	13.5 质量控制资料·····	286
10.3 钢结构螺栓连接施工·····	251	附录 ·····	288
第11章 钢结构安装施工 ·····	254	附录1 钢材、焊缝和螺栓连接的 强度设计值·····	288
11.1 概述·····	254	附录2 结构或构件的变形容许值·····	289
11.2 轻型门式刚架房屋钢结构 安装·····	262	附录3 梁的整体稳定系数·····	291
11.3 多、高层钢结构安装·····	265	附录4 轴心受压构件的稳定系数·····	294
11.4 大跨度网架钢结构安装·····	268	附录5 框架柱的计算长度系数·····	296
第12章 钢结构涂装施工 ·····	272	附录6 各种截面回转半径的 近似值·····	299
12.1 概述·····	272	附录7 型钢规格表·····	300
12.2 钢结构涂装工程常用机具·····	274	附录8 螺栓和铆栓规格·····	312
12.3 钢结构涂装工程施工·····	275	参考文献 ·····	313
第13章 钢结构工程施工质量验收 ·····	282		
13.1 概述·····	282		
13.2 钢结构工程施工质量验收的 划分·····	282		

上篇

钢结构原理

第1章 绪论

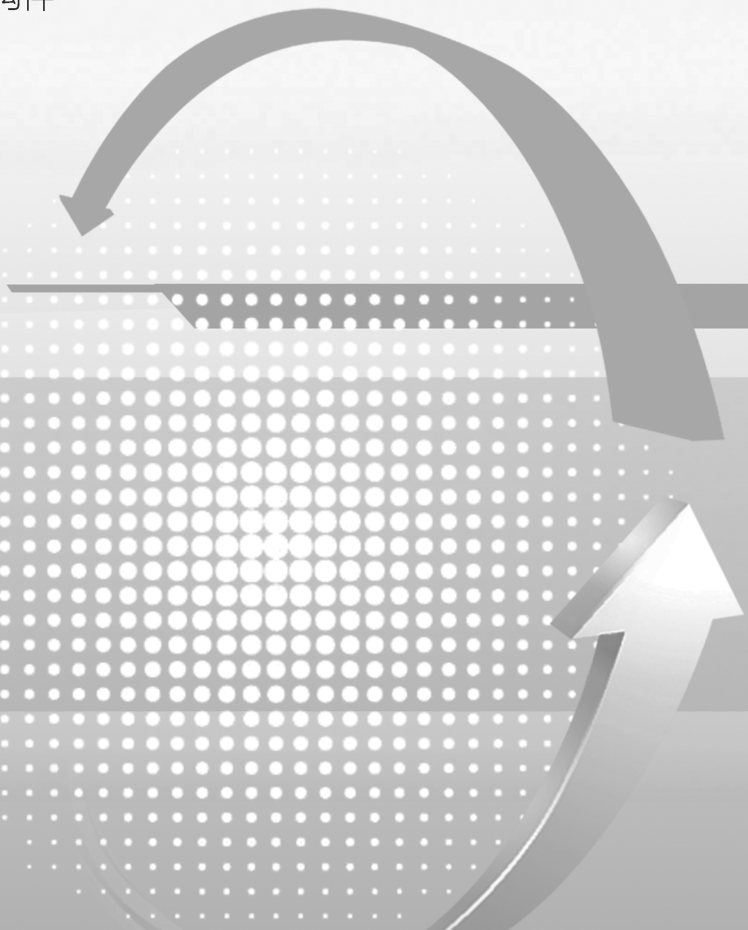
第2章 钢结构的材料

第3章 钢结构的连接

第4章 轴心受力构件

第5章 受弯构件

第6章 拉弯和压弯构件



第 1 章 绪 论

钢结构 (steel structures) 是以钢材为主制作的结构。其中由带钢或钢板经冷加工形成的型材所制作的结构称为冷弯薄壁型钢结构。

钢结构是土木工程的主要结构形式之一。钢结构与混凝土结构、砌体结构等都属于按材料划分的工程结构的不同分支, 钢结构是土木工程专业中一门重要的专业课程。

1.1 钢结构的特点

与其他结构相比, 钢结构具有如下特点:

1) 强度高, 质量轻 (轻质高强)。强度高适合于建造大跨、高层 (耸)、重力荷载的结构, 结构需要的构件截面小; 自重轻, 一般以轻质性系数 (材料的质量密度与强度的比值) 来衡量, 轻质性系数越小, 结构相对越轻。以 Q235 钢和 C30 混凝土为例, 其轻质性系数分别为: 钢材 $1.7 \times 10^{-4} \sim 3.7 \times 10^{-4}/\text{m}$; 混凝土 $17 \times 10^{-4}/\text{m}$ 。由此可见, 钢材的轻质性系数比混凝土的轻质性系数明显低得多。

2) 塑性、韧性好。塑性好, 结构一般不会突然断裂, 变形增大时易于被发现。此外, 能将局部高峰应力重新分配, 使应力变化趋于平缓。

韧性好, 适宜在动力荷载下工作, 地震区采用钢结构较为有利。

3) 材质均匀和力学计算的假定比较符合。冶炼和轧制过程经过科学控制, 结构的组织比较均匀, 接近各向同性, 为理想的弹性-塑性体, 弹性模量 ($E = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$) 较大。计算过程中经验公式不多, 计算结果比较可靠。

4) 制作简便, 施工工期短。装配化程度高, 一般采用工厂加工制造后运至施工现场安装的施工方法, 因此具有施工工期短、现场湿作业少、生产效率高、不受气候影响的特点, 符合现行的国家政策。

5) 密闭性较好。钢材本身组织致密, 具有不渗漏性和焊接性好的特点, 可采用焊接方法制成完全密封的结构, 如气密性和水密性要求较高的高压容器、大型油库和大型管道等板壳结构。

6) 耐蚀性差, 维护费用大。因钢材容易锈蚀, 故新建钢结构一般都需要采用油漆、喷铝、镀锌等方法进行防锈涂装, 在涂装前需认真除锈, 以后定期涂装, 所以维修费用较高, 这是钢结构的主要缺点。

7) 耐热不耐火。钢材在表面温度不超过 200°C 时, 其性能变化很小, 因此适合于热车间厂房建筑。温度超过 200°C 以后, 强度和弹性模量显著下降。到达 600°C 时, 强度急剧降低, 钢材进入塑性状态, 此时, 已不能承载。

8) 在低温和其他条件下, 可能发生脆性断裂。

1.2 钢结构的设计方法

1.2.1 设计目的和设计准则

1. 设计目的

结构设计的目的是使设计的结构和结构构件在施工和工作过程中均能满足各种预定功能的要求。

建筑结构功能包括：

- 1) 安全性。
- 2) 适用性。
- 3) 耐久性。

2. 设计准则

钢结构设计准则为结构由各种荷载所产生的效应（内力和变形）不大于结构（包括连接）由材料性能和几何因素等所决定的抗力或规定限值。

1.2.2 《钢结构设计规范》的变迁

《钢结构设计规范》的发展历史如下：

解放初期：Н ИТУ 1—1946。

1955年：Н ИТУ 121—1955。

1974年：TJ 17—1974。

1988年：GBJ 17—1988。

2003年：GB 50017—2003。

1.2.3 设计方法

(1) 容许应力方法

$$\sigma \leq \frac{f_k}{K} = [\sigma] \quad (1-1)$$

式中 σ ——由标准荷载与构件截面公称尺寸所计算的应力；

f_k ——构件截面几何特征；

K ——大于1的安全系数；

$[\sigma]$ ——钢材的容许应力。

(2) 概率极限状态设计方法 根据应用概率分析程度的不同，可分为三种水准：半概率极限状态设计方法、近似概率极限状态设计方法和全概率极限状态设计方法。

1) 半概率极限状态设计方法：

$$\sigma \leq \frac{f_{yk}}{K_1 K_2 K_3} = \frac{f_{yk}}{K} = [\sigma] \quad (1-2)$$

式中 K_1 ——荷载系数；

K_2 ——材料系数；

K_3 ——调整系数；

f_{yk} ——钢材的屈服强度标准值。

- 2) 近似概率极限状态设计方法。现行《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 采用该法。
- 3) 全概率极限状态设计方法。对结构的各种基本变量均采用随机变量或随机过程来描述, 对结构进行精确的概率分析, 求得结构最优失效概率作为结构可靠度的直接度量。

1.2.4 概率极限状态设计方法

当结构或其组成部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求时, 此特定状态就称为极限状态。极限状态分为两类, 即承载能力极限状态和正常使用极限状态。

1) 承载能力极限状态, 包括构件和连接的强度破坏、疲劳破坏和因过度变形而不适于继续承载, 结构和构件丧失稳定, 结构转变为机动体系和结构倾覆。

2) 正常使用极限状态, 包括影响结构、构件和非结构构件正常使用或外观的变形, 影响正常使用的振动, 影响正常使用或耐久性能的局部破坏。

1.2.5 设计表达式

现行《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 除疲劳计算外, 采用以概率理论为基础的极限状态设计方法, 用分项系数设计表达式进行计算。

1. 结构的可靠度

结构的可靠度用可靠度指标来度量, 并以分项系数的形式考虑。

$$\frac{R_k}{\gamma_0 \gamma_R} \geq \gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk} \quad (1-3)$$

式中 R_k 、 S_{Gk} 、 S_{Qk} ——抗力、永久荷载效应、可变荷载效应标准值;

γ_R ——抗力分项系数; 对 Q235 钢, $\gamma_R = 1.087$; 对 Q345 钢、Q390 钢和 Q420 钢, $\gamma_R = 1.111$;

γ_0 ——结构重要性系数, 对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件, 不应小于 1.1; 对安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件, 不应小于 1.0; 对安全等级为三级或设计使用年限为 5 年的结构构件, 不应小于 0.9;

γ_G 、 γ_Q ——永久荷载、可变荷载分项系数; 按下列规定取值。

1) 永久荷载分项系数 γ_G 。当其效应对结构不利时, 对由可变荷载效应控制的组合应取 1.2, 对由永久荷载效应控制的组合应取 1.35; 当其效应对结构有利时, 不应大于 1.0。

2) 可变荷载分项系数 γ_Q 。对标准值大于 4kN/m^2 的工业房屋楼面结构的活荷载, 应取 1.3; 其他情况, 应取 1.4。

3) 可变荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L 应按表 1-1 选用。

表 1-1 楼面和屋面活荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L

结构设计使用年限/年	5	50	100
γ_L	0.9	1.0	1.1

我国规范分别按承载能力极限状态和正常使用极限状态给出设计表达式。

2. 承载能力极限状态

对于承载能力极限状态, 结构构件应采用荷载效应的基本组合和偶然组合进行设计。

(1) 基本组合

1) 由可变荷载效应控制的组合:

$$\gamma_0(\gamma_G\sigma_{Gk} + \gamma_{Q1k}\sigma_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi}\psi_{ci}\sigma_{Qik}) \leq f \quad (1-4)$$

2) 由永久荷载效应控制的组合:

$$\gamma_0(\gamma_G\sigma_{Gk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi}\psi_{ci}\sigma_{Qik}) \leq f \quad (1-5)$$

式中 σ_{Gk} ——永久荷载效应标准值在结构构件截面或连接中产生的应力;
 σ_{Q1k} 、 σ_{Qik} ——第一个和第 i 个可变荷载效应标准值在结构构件截面或连接中产生的应力, 设计时把荷载效应最大的可变荷载产生的应力取为 σ_{Q1k} ;
 ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载的组合值系数, 按荷载规范取值;
 f ——钢材强度设计值, $f=f_y/\gamma_R$;
 f_y ——钢材的屈服强度。

(2) 偶然组合 对于偶然组合, 极限状态设计表达式宜按下列原则确定: 偶然作用的代表值不乘以分项系数; 与偶然作用同时出现的可变荷载, 应根据观测资料和工作经验采用适当的代表值。

3. 正常使用极限状态

对于正常使用极限状态, 要求分别采用荷载的标准组合、频遇组合和准永久组合进行设计, 并使变形等设计值不超过相应的规定限值。对于钢结构只考虑荷载的标准组合。

$$v = v_{Gk} + v_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci}v_{Qik} \leq [v] \quad (1-6)$$

式中 v_{Gk} ——永久荷载效应标准值在结构或结构构件中产生的变形值;
 v_{Q1k} ——起控制作用的第一个可变荷载标准值在结构或结构构件中产生的变形值;
 v_{Qik} ——第 i 个可变荷载标准值在结构或结构构件中产生的变形值;
 $[v]$ ——结构或结构构件的容许变形值。

1.3 钢结构的现状、应用和发展

1.3.1 钢结构的现状

根据前瞻产业研究院发布的《2014—2018 年中国钢结构行业市场需求预测与投资战略规划分析报告》, 2012 年, 我国建筑钢结构年产量达到 3600 万 t, 占钢产量的比重仅为 9% 左右。这一数据与发达国家相差甚远。钢结构发展的前景、市场空间和潜力巨大。

2012 年, 全国房屋建筑施工面积达到 57 亿 m^2 , 而钢结构建筑仅占约 6%。未来我国房屋建筑中的钢结构建筑至少可以达到 20%。按照 $100kg/m^2$ 的平均用钢量, 其中多高层钢结构住宅用钢量按 $50\sim 80kg/m^2$ 计算, 每年仅房屋建筑钢结构用钢量就可达到 1 亿 t。

截至 2008 年年底, 全国公路 59 万座桥梁中, 钢结构桥梁不足 1%。而美国钢结构桥梁占 33%, 日本钢结构桥梁占 41%。

1.3.2 钢结构的应用

钢结构的应用取决于钢结构的产量。1949 年我国年产钢材只有十几万吨, 1998 年突破 1 亿 t。目前, 我国钢结构的产量、产业规模、市场开发应用都位居世界第一, 装备制造和安装技术达到世界领先水平。

目前,我国使用钢结构的主要产业包括:结构体系(房屋建筑、机车、船舶的主体结构)、构筑物(塔桅、采油平台、闸门、支架等)和机械装备(工程机械、塔式起重机、容器、高炉、锅炉、传输设备)等。纵观整个钢结构下游产业,房屋建筑钢结构的用量占到一半以上;各类非标构筑物和机械装备用钢结构合计占到将近一半。据钢结构协会2009年对钢结构重点企业的调查统计:建筑钢结构(厂房、多高层、公共建筑)为581.5万t,占比为54%。以下依次为非标钢结构246.8万t、桥梁95.7万t、其他80万t、塔桅72.1万t。其中,建筑钢结构中厂房应用量居首,为290.2万t,占49%,应用情况依次为公共建筑、高层钢结构、多层钢结构,所占比例分别是:21%、17%、13%。钢结构主要应用于以下领域。

(1) 工业厂房 钢结构工业厂房按所生产产品分为轻工业厂房和重工业厂房两类。轻工业厂房可采用轻型钢结构(轻型门式刚架、冷弯薄壁型钢以及钢管结构等);重工业厂房一般承受振动荷载影响及地震作用,多采用钢结构骨架,如首钢、宝钢等的生产车间。钢结构厂房如图1-1所示。



图 1-1 钢结构厂房

a) 外观 b) 内部

(2) 大跨度结构 大跨度钢结构主要为公共建筑,如大会堂、影剧院、展览馆、音乐厅、体育馆、加盖体育场、航空港、车站和桥梁等。如跨度为57m两铰拱形式的北京体育馆、钢屋架跨度为60.9m的人民大会堂、全长1670m的武汉长江大桥及跨度达2737m的金门大桥(图1-2)等。一些大型的火车站、高铁站也都采用了钢结构形式(图1-3)。



图 1-2 金门大桥



图 1-3 某火车站

(3) 高层和高耸结构 高层钢结构一般是指六层(或30m)以上,主要采用型钢、钢板连接或焊接成构件,再经连接而成的结构体系。高层钢结构常用钢框架结构、钢框架-混凝土核心筒结构形式。后者在现代高层、超高层钢结构中应用较为广泛,如上海环球金融中心(图1-4a)等。

高耸钢结构属于体型较为细长的构筑物,其结构及受力特点是高度较高、横截面面积较小、横向风荷载起主要作用。电视塔属于高耸结构形式,如广州电视塔(图1-4b)。

(4) 多层结构 随着我国钢产量的逐年提升,目前越来越多的多层建筑开始采用钢结构形式。

(5) 板壳结构和其他特种结构 板壳结构如油库、烟囱、水塔等,其他特种结构如栈桥、管道支架、井架和海上采油平台等。

(6) 可拆卸或移动的结构 工地生产、生活附属用房、临时展览馆等属可拆卸结构,可移动结构如塔式起重机、龙门起重机等。

(7) 组合结构 主要指钢结构和混凝土组成的组合结构,如钢管混凝土柱等。

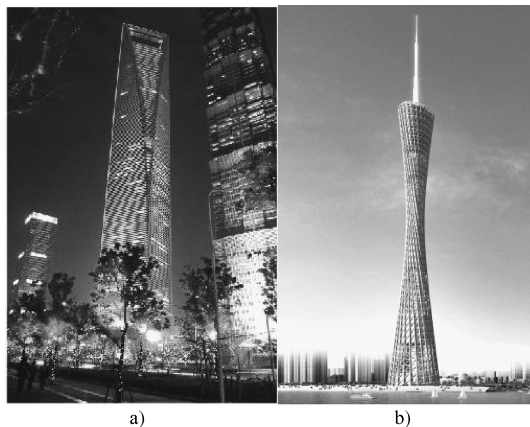


图 1-4 高层和高耸结构

a) 上海环球金融中心 b) 广州电视塔

1.3.3 钢结构的发展

从结构形式上看,先是应用于桥梁结构、塔结构,然后是工业与民用建筑、水工结构。

目前我国发展钢结构的政策是:“积极、合理、快速地发展钢结构”。与世界先进水平相比,我国钢结构制造业仍然大而不强,在自主创新能力、资源利用效率、产业结构水平、信息化程度、质量效益等方面还有差距,转型升级和跨越发展的任务紧迫而艰巨。

今后的主要任务是:①发展建筑钢材,积极增加新钢种和型材;②发展建筑钢结构,重点发展钢和混凝土的组合结构体系,积极发展钢结构体系;在建立现代化住宅产业工业体系中,重点开发轻钢结构体系。③发展钢结构施工工艺。

钢结构行业“十三五”整体发展规划目标是:2020年,全国钢结构用钢量比2014年翻一番,达到8000万~1亿t,占粗钢产量的比例超过10%;钢结构出口量比2014年翻两番,达到1000万t,占钢结构总量的10%以上;钢结构用钢材从目前的“Q345+Q235”为主,过渡到“Q345+Q390”为主;钢结构设计、施工、检测监测等关键技术总体上达到国际先进水平。

1.4 课程特点与学习方法

1.4.1 本课程的特点

(1) 《材料力学》是本课程的重要专业基础课程 《材料力学》中的一些公式(如正应力、剪应力等)和材料截面几何性质(如惯性矩、静矩、形心等)在《钢结构》课程学习中都会用到。因此,在学习《钢结构》相关内容之前,复习《材料力学》中的部分知识是很有必要的。

(2) 设计规范是进行专业设计的理论指导 本课程涉及的规范较多,如《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)、《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)、《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001)、《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)(2016年版)及《建筑设计防火规范》(GB 50016—2014)等。除了上述国家标准,还有一些地方或行业标准,在进行设计和施工时,要遵照相关规范、规程等进行设计、施工和监理。

(3) 理论联系实际 土木工程专业是实践性较强的一个专业。与砌体结构工程和钢筋混凝土结构工程相比,目前钢结构工程相对较少。《钢结构》作为土木工程专业的一门重要专业课,在理论学习时可能会比较抽象,可结合实际工程加深理论知识的理解和吸收。

1.4.2 本课程的学习方法

- 1) 掌握基本理论,学好基本概念。理论、概念要清晰,不能似是而非。
- 2) 善于归纳分析,不断加深理解。每学完一个章节,要善于归纳总结。
- 3) 吸取感性知识,联系工程实际。学习钢结构首先要了解本课程的目的和特点,注意理论联系实际。要将力学和工程制图等课程的知识熟练、灵活地应用于本课程,还要通过各种途径了解、熟悉工程实践知识。
- 4) 解题条理清晰,单位取用得当。做习题是加深概念理解的重要途径,做题时各参数一定要采用正确的单位。

第 2 章 钢结构的材料

2.1 钢结构对材料的要求

用作钢结构的钢材，必须符合下列要求：

(1) 较高的抗拉强度和屈服强度 屈服强度是衡量结构承载能力的指标，屈服强度高可减轻结构自重，节约钢材和降低造价。抗拉强度是衡量钢材经过较大变形后的抗拉能力，它直接反映钢材内部组织的优劣，同时，抗拉强度高可以增加结构的安全保障。

(2) 较好的塑性和韧性 材料的塑性好，结构一般不会突然断裂，变形增大时容易被发现。此外，能将局部高峰应力重新分配，使应力变化趋于平缓。

韧性好，适宜在动力荷载下工作，在地震区采用钢结构比较有利。

(3) 良好的工艺性能（包括冷加工、热加工和焊接性） 良好的工艺性能不但要易于加工成各种形式的结构，而且不致因加工而对结构的强度、塑性和韧性等造成较大的不利影响。

《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）规定：承重结构采用的钢材应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度和硫、磷含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳含量的合格保证；对某些承受动力荷载的结构以及重要的受拉或受弯的焊接结构尚应具有常温或负温冲击韧度的合格保证。

《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）推荐承重结构用钢宜采用：碳素结构钢中的 Q235 钢及低合金高强度结构钢中的 Q345 钢、Q390 钢和 Q420 钢四种钢材。

2.2 钢材的破坏形式

钢材有两种完全不同的破坏形式，即塑性破坏和脆性破坏。

塑性破坏是构件应力超过屈服强度，并且达到抗拉强度后，构件产生明显的变形并发生断裂的性质。断裂时断口与作用力方向呈 45°，构件产生很大的变形和明显的缩颈现象。破坏后的断口呈纤维状，色泽发暗。其特点为破坏前有明显的变形，并有较长的变形持续时间，便于发现和采取补救措施。

脆性破坏为构件在破坏前无明显变形，平均应力也小（一般均小于屈服强度），没有任何预兆。断口平直并呈有光泽的晶粒状。脆性破坏的特点是在构件的缺口、裂缝处引起破坏，破坏是突然发生的，危险性大，应尽量避免。其破坏后果较严重。

2.3 钢材的种类、规格及选用

2.3.1 钢材的种类

1. 钢材的分类

(1) 按用途分类 钢材按用途分类分为结构钢、工具钢和特殊钢（如不锈钢等）。结构钢

分为建筑用钢和机械用钢两类。建筑用钢用于建造建筑物、桥梁等，机械用钢用于制造机器及机械零件等。

(2) 按冶炼方法分类 按冶炼方法钢材分为平炉钢、转炉钢和电炉钢。平炉钢分为酸性平炉钢和碱性平炉钢；转炉钢分为底吹转炉钢、侧吹转炉钢和顶吹转炉钢；电炉钢分为电弧炉钢、电渣炉钢、感应炉钢、真空自耗炉钢和电子束炉钢。

(3) 按脱氧程度分类 钢材按脱氧程度分为沸腾钢 (F)、镇静钢 (Z) 和特殊镇静钢 (TZ)。镇静钢 (Z) 和特殊镇静钢 (TZ) 的代号可省去。

(4) 按成形方法分类 钢材按成形方法分为轧制 (热轧、冷轧) 钢、锻钢和铸钢。

(5) 按化学成分分类 我国建筑钢结构根据《钢分类 第 1 部分：按化学成分分类》(GB/T 13304.1—2008) 按化学成分分类分为非合金钢、低合金钢和合金钢。根据《钢分类 第 2 部分：按主要质量等级和主要性能或使用特性的分类》(GB/T 13304.2—2008) 按主要质量等级分类，非合金钢分为普通质量非合金钢、优质非合金钢和特殊质量非合金钢，低合金钢分为普通质量低合金钢、优质低合金钢和特殊质量低合金钢，合金钢分为优质合金钢和特殊质量合金钢。

目前，我国建筑工程中所用钢材以碳素结构钢和低合金高强度结构钢为主。

2. 碳素结构钢

碳素结构钢是建筑钢结构中最普遍的工程用钢。

按其含碳量的多少，碳素结构钢分为低碳钢、中碳钢和高碳钢三种。

碳的质量分数在 0.03% ~ 0.25% 范围内的钢材称为低碳钢，碳的质量分数在 0.25% ~ 0.60% 之间的钢材称为中碳钢，碳的质量分数在 0.60% ~ 2.0% 的钢材称为高碳钢。建筑钢结构主要使用低碳钢。

按照现行国家标准《碳素结构钢》(GB/T 700—2006) 规定，碳素结构钢分为 4 个牌号，即 Q195 钢、Q215 钢、Q235 和 Q275 钢。牌号由代表屈服强度的汉语拼音字母、屈服强度数值、质量等级、脱氧方法符号等四个部分按顺序组成。符号为：Q——钢材屈服强度“屈”字汉语拼音首位字母；A、B、C、D——质量等级，D 级最高。

以 Q235 钢为例，有 A、B、C、D 共 4 个质量等级，A、B 级脱氧方法为沸腾钢 (F)、镇静钢 (Z)，C 级脱氧方法为镇静钢 (Z)，D 级为特殊镇静钢 (TZ)。其字母含义为：

F——沸腾钢“沸”字汉语拼音首位字母；

Z——镇静钢“镇”字汉语拼音首位字母；

TZ——特殊镇静钢“特镇”两字汉语拼音首位字母。

例如：Q235A 表示屈服强度为 $235\text{N}/\text{mm}^2$ 的 A 级镇静钢。

Q235AF 表示屈服强度为 $235\text{N}/\text{mm}^2$ 的 A 级沸腾钢。

Q235B 表示屈服强度为 $235\text{N}/\text{mm}^2$ 的 B 级镇静钢。

Q235C 表示屈服强度为 $235\text{N}/\text{mm}^2$ 的 C 级镇静钢。

Q235D 表示屈服强度为 $235\text{N}/\text{mm}^2$ 的 D 级特殊镇静钢。

不同牌号、不同等级的钢材其化学成分和力学性能指标要求不同，分别见表 2-1 和表 2-2。

3. 低合金高强度结构钢

低合金高强度结构钢是指在冶炼过程中增添一些合金元素，其总量不超过质量分数 5% 的钢材。加入合金元素后钢材强度可明显提高，使钢结构构件的强度、刚度、稳定三个主要控制指标都能有充分发挥，尤其在大跨度或重负载结构中优点更为突出，一般可比碳素结构钢节约 20% 左右的用钢量。

表 2-1 碳素结构钢的牌号和化学成分 (熔炼分析)

牌号	统一数字代号 ^①	等级	厚度 (或直径) /mm	脱氧方法	化学成分(质量分数)(%), 不大于					
					C	Si	Mn	P	S	
Q195	U11952	—	—	F、Z	0.12	0.30	0.50	0.035	0.040	
Q215	U12152	A	—	F、Z	0.15	0.35	1.20	0.045	0.050	
	U12155	B							0.045	
Q235	U12352	A	—	F、Z	0.22	0.35	1.40	0.045	0.050	
	U12355	B			0.20 ^②				0.045	
	U12358	C		Z	0.17				0.040	0.040
	U12359	D		TZ	0.17				0.035	0.035
Q275 ^③	U12752	A	—	F、Z	0.24	0.35	1.50	0.045	0.050	
	U12755	B	≤40	Z	0.21				0.045	0.045
			>40		0.22					
	U12758	C	—	Z	0.20				0.040	0.040
U12759	D	—	TZ	0.035		0.035				

① 表中为镇静钢、特殊镇静钢牌号的统一数字，沸腾钢牌号的统一数字代号如下：

- Q195F——U11950；
- Q215AF——U12150，Q215BF——U12153；
- Q235AF——U12350，Q235BF——U12353；
- Q275AF——U12750。

② 经需方同意，Q235B 的碳的质量分数可不大于 0.22%。

③ Q275 牌号在 GB/T 700—2006 中已取消。

表 2-2 碳素结构钢的牌号和力学性能

牌号	等级	屈服强度 ^① $R_{eH}/(N/mm^2)$, 不小于						抗拉强度 ^② $R_m/(N/mm^2)$	断后伸长率 $A(\%)$, 不小于					冲击试验 (V 型缺口)		
		厚度(或直径)/mm							厚度(或直径)/mm					温度 /℃	冲击吸收能量 (纵向)/J, 不小于	
		≤16	16~40	40~60	60~100	100~150	150~200		≤40	40~60	60~100	100~150	150~200			
Q195	—	195	185	—	—	—	—	315~430	33	—	—	—	—	—	—	—
Q215	A	215	205	195	185	175	165	335~450	31	30	29	27	26	—	—	
	B													+20	27	
Q235	A	235	225	215	215	195	185	370~500	26	25	24	22	21	—	—	
	B													+20	27 ^③	
	C													0		
	D													-20		
Q275	A	275	265	255	245	225	215	410~540	22	21	20	18	17	—	—	
	B													+20	27	
	C													0		
	D													-20		

① Q195 的屈服强度值仅供参考，不作交货条件。

② 厚度大于 100mm 的钢材，抗拉强度下限允许降低 20N/mm²。宽带钢 (包括剪切钢板) 抗拉强度上限不作交货条件。

③ 厚度小于 25mm 的 Q235B 级钢材，如供方能保证冲击吸收能量值合格，经需方同意，可不作检验。

按照《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—2008) 中规定，低合金高强度结构钢的牌号表示方法与碳素结构钢类似，由代表屈服强度的汉语拼音字母 (Q)、屈服强度数值、质量等级符号 (A、B、C、D、E) 三个部分按顺序排列表示，其中 E 级要求 -40℃ 的冲击韧度。低合金高强度结构钢采用的脱氧方法均为镇静钢或特殊镇静钢，其中 A、B 级为镇静钢，C、D、E 级为特殊镇静钢，故可不加脱氧方法的符号。钢的牌号共有 Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢、Q460 钢、Q500 钢、Q550 钢、Q620 钢和 Q690 钢等八种，其中 Q345 钢、Q390 钢和 Q420 钢材都有较高的强度和较好的塑性、韧性和焊接性，是钢结构设计规范推

荐采用的钢种。

质量等级符号有 A、B、C、D、E 五级，由 A 到 E 表示质量由低到高。随着质量等级的变动，其化学成分（熔炼分析）和力学性能也有变化。Q460 钢、Q500 钢、Q550 钢、Q620 钢、Q690 钢只有 C、D、E 三个质量等级。

例如：Q345B 表示屈服强度为 345N/mm^2 的 B 级镇静钢。

Q420E 表示屈服强度为 420N/mm^2 的 E 级特殊镇静钢。

当需方要求钢板具有厚度方向性能时，则在上述规定的牌号后加上代表厚度方向（Z 向）性能级别的符号，例如 Q345DZ15。

4. 耐大气腐蚀用钢（耐候钢）

在钢的冶炼过程中，加入少量特定的合金元素，一般指铜（Cu）、磷（P）、铬（Cr）、镍（Ni）等，使之在金属基体表面上形成保护层，以提高钢材耐大气腐蚀的性能，这类钢统称为耐大气腐蚀钢或耐候钢。

按照国家标准《耐候结构钢》（GB/T 4171—2008）的规定，耐候结构钢适用于耐大气腐蚀的建筑物。

其牌号表示方法是由分别代表“屈服强度”“高耐候”或“耐候”的拼音首位字母“Q”“GNH”或“NH”以及屈服强度的下限值以及质量等级（A、B、C、D、E）组成。

例如牌号 Q355GNHC：

Q——屈服强度中“屈”字汉语拼音的首位字母；

355——钢的下屈服强度的下限值，单位为 N/mm^2 ；

GNH——“高”“耐”和“候”字汉语拼音的首位字母；

C——质量等级。

国家标准《耐候结构钢》（GB/T 4171—2008）分为高耐候钢和焊接耐候钢两类。其中，高耐候钢有 Q295GNH、Q355GNH、Q265GNH、Q310GNH 四种牌号；焊接耐候钢有 Q235NH、Q295NH、Q355NH、Q415NH、Q460NH、Q500NH、Q550NH 七种牌号，其化学成分和力学性能见相关标准。

5. 高层建筑结构用钢板

现行国家标准《建筑结构用钢板》（GB/T 19879—2005）适用于制造高层建筑结构、大跨度结构及其他重要建筑结构用厚度为 6~100mm 的钢板。牌号表示方法由代表屈服强度的汉语拼音字母（Q）、屈服强度数值、代表高性能建筑结构用钢的汉语拼音字母 GJ 以及质量等级符号（B、C、D、E）四个部分组成，如 Q345GJC。对于厚度方向性能钢板，在质量等级后加上厚度方向性能级别（Z15、Z25 或 Z35），如 Q345GJCZ25。其牌号及化学成分见表 2-3，厚度方向钢板硫含量见表 2-4。

表 2-3 建筑结构用钢板牌号及化学成分（熔炼分析）

牌号	质量等级	厚度/mm	化学成分(质量分数)(%)											
			C	Si	Mn	P	S	V	Nb	Ti	Als	Cr	Cu	Ni
Q235GJ	B	6~100	≤0.20	≤0.35	0.60~1.20	≤0.025	≤0.015	—	—	—	≥0.015	≤0.30	≤0.30	≤0.30
	C		≤0.020											
	D		≤0.020											
	E		≤0.020											
Q345GJ	B	6~100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.025	≤0.015	0.020~0.150	0.015~0.060	0.010~0.030	≥0.015	≤0.30	≤0.30	≤0.30
	C		≤0.020											
	D		≤0.020											
	E		≤0.020											

(续)

牌号	质量等级	厚度/mm	化学成分(质量分数)(%)											
			C	Si	Mn	P	S	V	Nb	Ti	Als	Cr	Cu	Ni
Q390GJ	C	6~100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.025	≤0.015	0.020~0.200	0.015~0.060	0.010~0.030	≥0.015	≤0.30	≤0.30	≤0.70
	D		≤0.18			≤0.020								
	E													
Q420GJ	C	6~100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.025	≤0.015	0.020~0.200	0.015~0.060	0.010~0.030	≥0.015	≤0.40	≤0.30	≤0.70
	D		≤0.18			≤0.020								
	E													
Q460GJ	C	6~100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.025	≤0.015	0.020~0.200	0.015~0.060	0.010~0.030	≥0.015	≤0.70	≤0.30	≤0.70
	D		≤0.18			≤0.020								
	E													

表 2-4 厚度方向钢板硫含量

厚度方向性能级别	硫含量(质量分数)(%)
Z15	≤0.010
Z25	≤0.007
Z35	≤0.005

6. 桥梁用结构钢

现行国家标准《桥梁用结构钢》(GB/T 714—2015)适用于厚度不大于 150mm 的桥梁用结构钢板、厚度不大于 25.4mm 的桥梁用结构钢带及剪切钢板,以及厚度不大于 40mm 的桥梁用结构型钢。牌号由代表屈服强度的汉语拼音字母 Q、屈服强度值、“桥”字的汉语拼音首位字母 q、质量等级等部分组成。

例如: Q420qD

Q——桥梁用钢屈服强度“屈”字汉语拼音的首位字母;

420——屈服强度数值,单位为 MPa;

q——桥梁用钢“桥”字汉语拼音的首位字母;

D——质量等级为 D 级。

当以热机械轧制状态交货的 D 级钢板,具有耐候性能及厚度方向性能时,则在上述规定的牌号后分别加上耐候(NH)及厚度方向(Z 向)性能级别的符号,例如: Q420qDNHZ15。

钢的牌号共有 Q345q、Q370q、Q420q、Q460q、Q500q、Q550q、Q620q、Q690q 八种。

2.3.2 钢材的规格

钢材规格主要包括热轧成形的钢板、型钢及冷弯薄壁型钢。

1. 钢板

钢板根据厚度分为厚钢板(厚度 4.5~60mm)、薄钢板(厚度 0.35~4mm)和扁钢(厚度 4~60mm,宽度 12~200mm)。表示方法: -宽×厚度×长度,如 -450×8×3100,代表宽度为 450mm、厚度为 8mm、长度为 3100mm 的钢板。

2. 型钢

工字钢、槽钢和角钢三类型材是工程结构中使用最早的型钢,如图 2-1 所示,但随着轧制技术的发展,更多截面、性能优良的型材相继问世(如圆钢管、方钢管、H 型钢等),使传统的型材尤其是工字钢和槽钢的应用受到了挑战,正逐步减少应用市场。

(1) 角钢 角钢(图 2-1a)是传统格构式钢结构构件中应用最广泛的轧制型材,有等边(肢)角钢和不等边(肢)角钢两大类。按现行国家标准《热轧型钢》(GB/T 706—2008)的

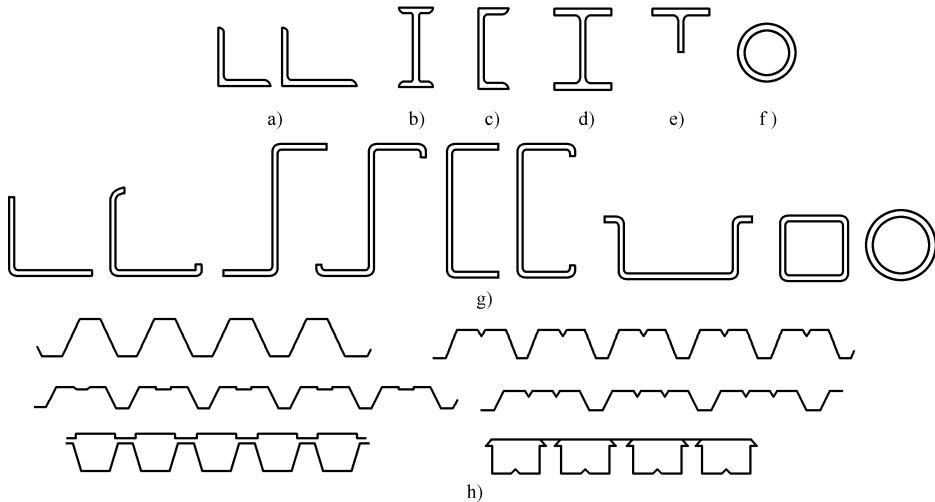


图 2-1 热轧型钢及冷弯薄壁型钢

a) 角钢 b) 工字钢 c) 槽钢 d) H型钢 e) T型钢 f) 钢管 g) 冷弯薄壁型钢 h) 压型钢板

规定，角钢的型号以其肢长表示，单位以厘米计，在一个型号内，有 2~7 个不同规格的肢厚，为截面选择提供了很大的方便。如常用的 10 号等边角钢，肢厚规格有 6mm、7mm、8mm、9mm、10mm、12mm、14mm、16mm 共八种。表示方法为不等边角钢 L 长边宽×短边宽×厚度；等边角钢为 L 边长×厚度。角钢的通常长度为 4~19m。

我国生产的最大等边角钢为 L250×35，最大不等边角钢为 L200×125×18。

(2) 工字钢 工字钢（图 2-1b）正如其名称所示，是一种工字形截面型材，但上下翼缘是齐头的。因轧制工艺需要（仅上下二轧辊），传统工字钢的翼缘部分外伸长度受到限制，同时翼缘内表面必须有倾斜度（1:6）、翼缘外薄而内厚，造成工字钢在两个主平面内的截面特性（惯性矩、截面模量和回转半径）相差巨大，一般工程应用中很难充分发挥钢材强度。随着轧制 H 型钢的出现，工字钢将被逐渐淘汰。

工字钢分普通工字钢和轻型工字钢两种，其型号用截面高度（单位为 cm）来表示。20 号以上普通工字钢根据腹板厚度和翼缘宽度的不同，同一型号工字钢又有 a、b 或 a、b、c 规格的区别，其中 a 类腹板最薄、翼缘最窄，b 类较厚较宽，c 类最厚最宽。同样高度的轻型工字钢的翼缘要比普通工字钢的翼缘宽而薄，腹板亦薄，故质量较轻、截面回转半径略大。轻型工字钢亦有部分型号（从 I18 至 I30）有两种规格区分（如 I18 和 I18a，I20 和 I20a）。工字钢通常长度为 5~19m。

我国生产的最大工字钢为 I63C。

(3) 槽钢 槽钢（图 2-1c）是槽形截面（C）的型材，亦有热轧普通槽钢和轻型槽钢两种，与工字钢一样是以截面高度的厘米数表示型号。从 [14 开始，亦有 a、b 或 a、b、c 规格的区别，其不同之处是腹板厚度和翼缘的宽度。槽钢翼缘内表面的斜度（1:10）比工字钢要平缓，紧固时采用螺栓比较容易。型号相同的轻型槽钢比普通槽钢的翼缘要宽且薄，腹板厚度亦小，截面特性更好一些。槽钢的长度是 5~19m。

我国生产的最大槽钢为 [40c。

(4) H 型钢和 T 型钢 H 型钢（图 2-1d）根据翼缘宽度与截面高度的关系有宽翼缘 H 型钢（HW）、中翼缘 H 型钢（HM）、窄翼缘 H 型钢（HN）和薄壁 H 型钢（HT）共四个类别。

H 型钢与工字钢的区别在于以下几个方面。首先是翼缘宽，故早期有宽翼缘工字钢一说；

其次翼缘内表面不需有斜度，上下表面平行。从材料分布形式来看，工字钢截面中材料主要集中在腹板左右，愈向两侧延伸，钢材愈少，而轧制 H 型钢中，材料分布侧重在翼缘部分。正因如此，H 型钢的截面特性明显优越于传统的工字钢、槽钢、角钢及它们的组合截面，使用起来有较好的经济效果。

T 型钢（图 2-1e）是由 H 型钢剖分而成的，有宽翼缘 T 型钢（TW）、中翼缘 T 型钢（TM）和窄翼缘 T 型钢（TN）三种类别。

（5）钢管 结构用钢管（图 2-1f）分为热轧无缝钢管和焊接钢管两大类。焊接钢管由钢带卷焊而成，分为直缝焊和螺旋焊两种。结构用无缝钢管根据我国标准《结构用无缝钢管》（GB/T 8162—2008）规定，分为热轧和冷拔两种，其长度通常为 3~12.5m，表示方法圆钢管（图 2-1f）为 ϕ 后面加外径（ d ） \times 壁厚（ t ），单位为 mm。如 $\phi 102 \times 5$ 表示外径为 102mm、壁厚为 5mm 的圆钢管。方钢管为 \square 长 \times 宽 \times 厚，单位为 mm。如 $\square 120 \times 80 \times 4$ 或 $\square 120 \times 3$ 。

3. 冷弯薄壁型钢

冷弯薄壁型钢（图 2-1g）是用薄钢板（钢带）在连续辊式冷弯机组上生产的冷加工型材，壁厚为 1.5~6mm。随着生产工艺的发展，现在国内已能生产厚度在 12mm 以上的冷弯型钢（国外已有厚度达 1in 的，1in = 25.4mm）。其截面形式有等边角钢、卷边等边角钢、Z 型钢、卷边 Z 型钢、槽钢、卷边槽钢等开口截面以及方形和矩形闭口截面的管材。方钢管结构是近年来在国内外发展较迅速的一种新型钢结构，以其外形线条简洁、流畅，连接构造方便而在大跨度钢结构中占有不容忽视的地位。

2.3.3 钢材的选用

在选用钢材时应根据下列因素综合选定。

（1）结构的重要性 对重型工业建筑结构、大跨度结构、高层或超高层的民用建筑结构或构筑物等重要结构，应选用质量好的钢材。

（2）荷载情况 结构所受荷载可能为静力或动力，存在经常作用、有时作用或偶然出现（如地震），经常满载或不经常满载等情况，应根据荷载的上述特点选用适当的钢材，并提出必要的质量保证项目要求。对直接承受动力荷载的结构构件应选用质量和韧性较好的钢材，对承受静力或间接动力荷载的结构构件可采用一般质量的钢材。

（3）连接方法 钢结构连接分为焊接或非焊接（螺栓或铆钉连接）。对于焊接结构，焊接时的不均匀加热和冷却常使构件内产生很高的焊接残余应力，焊接构造和很难避免的焊接缺陷常使结构存在类裂纹性损伤，焊接结构的整体连续性和刚性较差易使缺陷或裂纹互相贯穿扩展。此外，碳和硫的含量过高会严重影响钢材的焊接性。因此，焊接结构钢材的质量要求应高于同样情况的非焊接结构钢材，碳、硫、磷等有害元素的含量应较低，塑性和韧性应较好。

（4）结构所处的温度和环境 钢材的塑性和韧性随温度的降低而降低，在低温尤其是脆性转变温度区时韧性急剧降低，容易发生脆性断裂。因此，对经常处于或可能处于较低负温下工作的钢结构，尤其是焊接结构，应选用化学成分和力学性能质量较好和脆性转变温度低于结构工作环境温度的钢材。

（5）钢材厚度 薄钢板轧制次数多，轧制的压缩比大。厚度大的钢板压缩比小，所以厚度大的钢材不但强度较小，而且塑性、冲击韧度和焊接性也较差。因此，厚度大的焊接结构应采用材质较好的钢材。

根据《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）的规定，承重结构采用的钢材应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度和硫、磷含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳含量的合格保证。

焊接承重结构以及重要的非焊接承重结构采用的钢材还应具有冷弯试验的合格保证。

2.4 钢材的主要性能

钢材的主要性能包括单向均匀拉伸时钢材的性能（强度、塑性）、复杂应力作用下钢材的屈服条件、冷弯性能、冲击韧度和焊接性等。

2.4.1 单向均匀拉伸时钢材的性能

1. 强度

图 2-2 所示为碳素结构钢在常温静载作用下的应力-应变曲线。由图中可知，应力-应变曲线分为 5 个阶段。

(1) 弹性阶段 (OAE 段) OA 段材料处于纯弹性，应力与应变成正比，即 $\sigma = E\varepsilon$ 。其中，A 点应力为比例极限 σ_p 。弹性模量 E 为该直线段的斜率，其值为 $E = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 。

(2) 弹塑性阶段 (EC 段) 该阶段很短，表现出钢材的非弹性性质，即卸荷后会留下永久的残余变形。

(3) 屈服阶段 (CF 段) 该段应力 σ 基本保持不变（水平），应变 ε 急剧增大，CF 段称为屈服台阶。弹性模量 $E = 0$ 。该段应力最高点和最低点分别称为上屈服强度和下屈服强度，下屈服强度比较稳定，工程中以下屈服强度为设计依据。

(4) 强化阶段 (FB 段) 随着荷载的增加，应力 σ 缓慢增大，但应变 ε 增加较快。曲线最高点处 B 点的应力称为抗拉强度或极限强度。

(5) 缩颈阶段 (BD 段) 当应力达到 D 点时，出现缩颈现象，最后构件断裂。

为简化计算，假定屈服强度以前钢材为完全弹性的，屈服强度以后为完全塑性的，把钢材视为理想的弹塑性体，应力-应变曲线表现为双直线（图 2-3）。设计时取屈服强度为钢材可达到的最大应力。抗拉强度与屈服强度的比值称为强屈比，它是衡量强度储备大小的指标，该值越大，强度储备越大，但不太经济。行业规定强屈比 ≥ 1.2 。

综上，单向拉伸时钢材的力学性能指标为：

1) 屈服强度。应力-应变曲线开始产生塑性流动时对应的应力，它是衡量钢材承载能力和确定钢材强度设计值的重要指标。

2) 抗拉强度。应力-应变曲线最高点对应的应力，它是钢材最大的抗拉强度。

热处理钢材虽具有较高的强度和塑性，但没有明显的屈服平台和屈服点，设计时取卸荷后试件中残余应变为 0.2% 所对应的应力 ($\sigma_{0.2}$)，因该屈服强度是人为定义的，所以称为名义屈服强度或条件屈服强度，如图 2-4 所示。

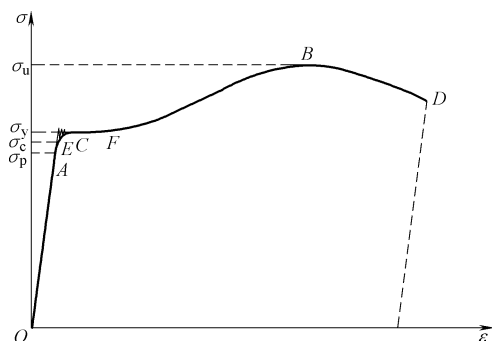


图 2-2 碳素结构钢的应力-应变曲线

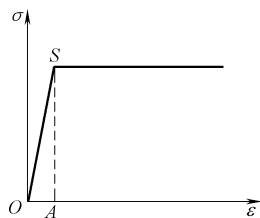


图 2-3 理想弹塑性体应力-应变曲线

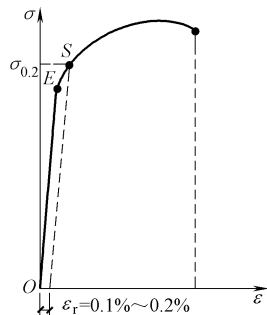


图 2-4 高强度钢的应力-应变曲线

2. 塑性

钢材受力屈服后，能产生显著的残余变形（塑性变形）而不立即断裂的性质称为塑性。衡量钢材塑性好坏的主要指标是伸长率 δ 和截面收缩率 Z 。伸长率 δ 是应力-应变曲线中的最大应变值，等于试件（图 2-5）拉断后的原标距长度的伸长值和原标距长度比值的百分率。截面收缩率 Z 是试件拉断后，缩颈区的断面面积缩小值与原断面面积比值的百分率。

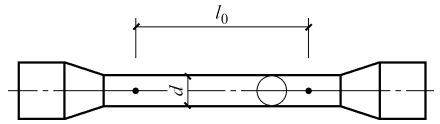


图 2-5 钢材拉伸试验示意图

$$\text{伸长率 } \delta = \frac{l_1 - l_0}{l_0} \times 100\% \quad (2-1)$$

$$\text{截面收缩率 } Z = \frac{A_0 - A_1}{A_0} \times 100\% \quad (2-2)$$

式中 l_0 、 A_0 ——试件原有的长度和截面面积；

l_1 、 A_1 ——拉断后试件的长度和截面面积。

伸长率愈大，钢材塑性愈好。试验时取圆形试件直径 d 的 5 倍或 10 倍为标距长度而测试得到的伸长率用 δ_5 、 δ_{10} 表示。

屈服强度、抗拉强度和伸长率是钢材三个重要的力学性能指标。钢结构中所采用的钢材都应满足《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）对这三项指标的要求。

3. 物理性能指标

短而粗的钢材试件在单向受压时，基本上和单向受拉时的受力性能相同，受剪时情况也相似，但屈服强度及抗剪强度均较受拉时低；剪变模量 G 也低于弹性模量 E 。其物理性能指标见表 2-5。

表 2-5 钢材和钢铸件的物理性能指标

弹性模量 $E/(\text{N}/\text{mm}^2)$	剪变模量 $G/(\text{N}/\text{mm}^2)$	线膨胀系数 α (以每 1°C 计)	质量密度 $\rho/(\text{kg}/\text{m}^3)$
2.06×10^5	79×10^3	12×10^{-6}	7850

2.4.2 复杂应力作用下钢材的屈服条件

钢材由弹性状态进入塑性状态的条件按能量强度理论（第四强度理论）计算的折算应力 σ_{zs} （亦称 Mises 应力）与单向应力下的屈服强度相比较来判断：

当 $\sigma_{zs} < f_y$ 时，为弹性状态； $\sigma_{zs} \geq f_y$ 时，则为塑性状态。

下面分析在复杂应力状态（图 2-6）下钢材的折算应力的计算。

三向应力作用下：

$$\sigma_{zs} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (2-3)$$

二向应力（平面问题）时： $\sigma_z = 0$ ， $\tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$

此时
$$\sigma_{zs} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \quad (2-4)$$

在一般的梁中： $\sigma_y = 0$ ， $\sigma_x = \sigma$ ， $\tau_{xy} = \tau$

代入式（2-4）可得
$$\sigma_{zs} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad (2-5)$$

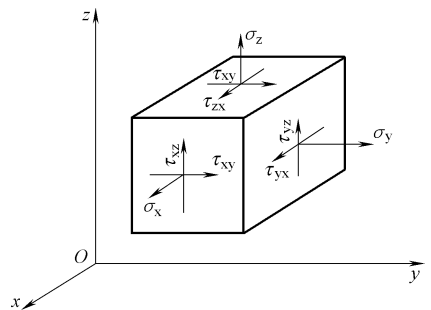


图 2-6 复杂应力状态

当只有剪应力时： $\sigma=0$

则 $\sigma_{zs} = \sqrt{3\tau^2} = \sqrt{3}\tau \leq f_y$

即

$$\tau \leq \frac{1}{\sqrt{3}}f_y = 0.58f_y \quad (2-6)$$

因此，《钢结构设计规范》规定钢材抗剪强度设计值为抗拉设计值的 0.58 倍，即 $f_v = 0.58f$ 。

2.4.3 冷弯性能

冷弯性能是指钢材在冷加工（即在常温下加工）产生塑性变形时，对发生裂缝的抵抗能力。钢材的冷弯性能用冷弯试验（图 2-7）来检验。冷弯试验是在材料试验机上进行，通过冷弯冲头加压。当试件弯曲至 180° 时，检查试件弯曲部分的外面、里面和侧面，如无裂纹、断裂或分层，即认为试件冷弯性能合格。

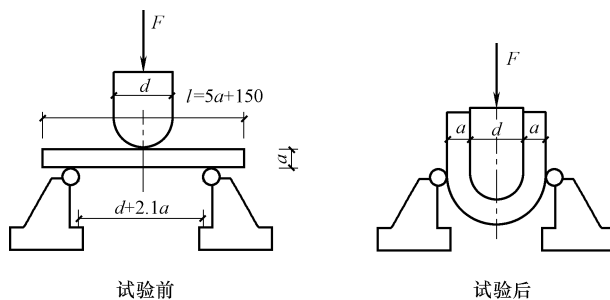


图 2-7 钢材冷弯试验示意图

冷弯试验一方面是检验钢材能否适应构件制作中的冷加工工艺过程；另一方面通过试验还能暴露出钢材的内部缺陷（如晶粒组织、结晶情况和非金属夹杂物分布等缺陷），鉴定钢材的塑性和焊接性。冷弯试验是鉴定钢材质量的一种较好的方法，常作为静力拉伸试验和冲击试验等的补充试验。冷弯性能是鉴定钢材在弯曲状态下塑性应变能力和钢材质量的综合指标。

2.4.4 冲击韧度

土木工程设计中，常遇到汽车、火车、厂房起重机等荷载，这些荷载称为动力（冲击）荷载。

衡量钢材抗冲击性能的指标是钢材的韧性。韧性是钢材在塑性变形和断裂过程中吸收能量的能力，它与钢材的塑性有关而又不同于塑性，是强度与塑性的综合表现。韧性指标用吸收能量 K （单位为 J）表示，用字母 V 和 U 表示缺口几何形状（图 2-8），用下角标数字 2 或 8 表示摆锤刀刃半径。对于 V 型试件用 KV_2 、 KV_8 表示，对 U 型试件用 KU_2 、 KU_8 表示。该指标是判断钢材在冲击荷载作用下是否出现脆性破坏的主要指标。

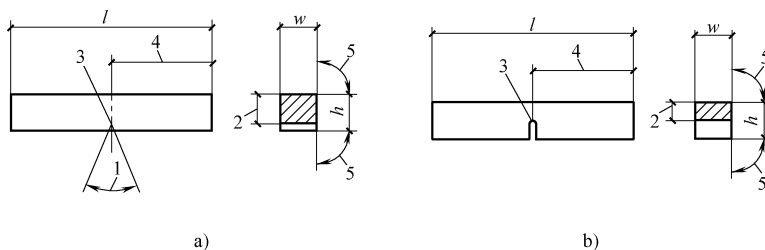


图 2-8 钢材冲击试验试样

a) V 型缺口 b) U 型缺口

1—缺口角度 2—缺口底部高度 3—缺口根部半径 4—缺口对称面至端部距离 5—试样纵向面间夹角

据《金属材料 夏比摆锤冲击试验方法》（GB/T 229—2007），冲击韧度采用夏比 V 型和 U 型缺口试件进行试验。在冲击试验中（图 2-9），标准尺寸冲击试样长度为 55mm，横截面为

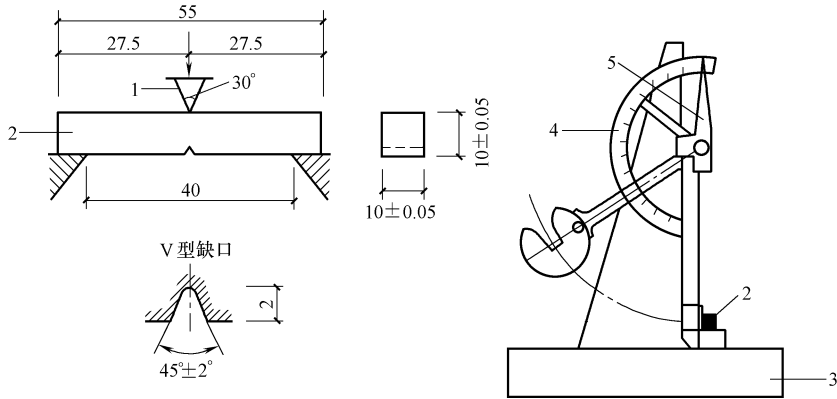


图 2-9 钢材冲击试验

1—摆锤 2—试件 3—试验机台座 4—刻度盘 5—指针

10mm×10mm 方形截面，试样长度中间有 V 型或 U 型缺口。试验时，将规定几何形状的缺口试样置于试验机两支座之间，缺口背向放在提锤式冲击试验机上进行试验。冲击试件取样方法如图 2-10 所示。

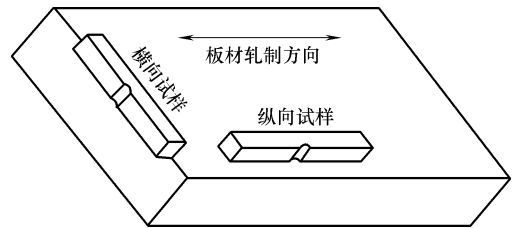


图 2-10 冲击试件取样方法

由于大多数材料冲击值随温度而变化，因此试验应在规定温度下进行。当不在室温下试验时，试样必须在规定条件下加热或冷却，以保持规定的温度。我国钢材标准中将试验分为四档，即+20℃（常温）、0℃、-20℃、-40℃。

2.4.5 焊接性

钢材的焊接性是指在一定的材料、工艺和结构条件下，钢材经过焊接后能够获得良好焊接接头的性能，包括施工上的焊接性（焊接后焊缝金属及其附近热影响区金属不产生裂缝）和使用性能上的焊接性（焊缝和焊接热影响区的力学性能不低于母材的力学性能）。

焊接性受碳含量和合金元素含量的影响较大。当碳的质量分数在 0.12%~0.20% 时，碳素结构钢的焊接性能最好；碳含量超出上述范围时，焊缝及热影响区容易变脆。一般 Q235A 的碳含量较高，且碳含量不作为交货条件，因此通常不用于焊接结构。Q235B 钢、Q235C 钢及 Q235D 钢的碳含量在控制范围之内，适合用于焊接结构中。在低合金高强度结构钢中，所含合金元素对焊接性有不利影响，按国际焊接学会（IIW）规定，采用碳当量值来衡量低合金钢的焊接性，其计算公式为

$$C_{eq}(\%) = \left(C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr+Mo+V}{5} + \frac{Ni+Cu}{15} \right) (\%) \quad (2-7)$$

其中 C、Mn、Cr、Mo、V、Ni、Cu 分别为碳、锰、铬、钼、钒、镍和铜的质量分数。当 C_{eq} 不超过 0.38% 时，钢材的焊接性很好，如 Q345 钢；当 C_{eq} 大于 0.38% 但不超过 0.45% 时，钢材变硬倾向逐渐明显，需采取一定的预热措施并控制施焊工艺；当 C_{eq} 大于 0.45% 时，钢材变硬倾向更加明显，需严格控制施焊工艺和预热措施以获得合格的焊缝质量。

2.5 影响钢材性能的因素

影响钢材性能的因素有化学成分、冶金缺陷、钢材硬化、温度影响、应力集中和反复荷载

作用等。

2.5.1 化学成分

铁 (Fe) 是钢材中最基本的元素, 在碳素结构钢中铁的质量分数占 99%。碳 (C) 元素和其他元素虽仅占 1% (质量分数), 却对钢材的性能起着决定性的影响。其他元素包括硅 (Si)、锰 (Mn)、硫 (S)、磷 (P)、氮 (N)、氧 (O) 等。低合金钢中还含有少量低于 5% (质量分数) 合金元素, 如铜 (Cu)、钒 (V)、钛 (Ti)、铌 (Nb)、铬 (Cr) 等。

(1) 碳 (C) 碳是仅次于铁的主要元素, 直接影响钢材的强度、塑性、韧性和焊接性等。碳含量增加, 强度提高, 而塑性、韧性和疲劳强度下降, 同时恶化钢的焊接性和抗腐蚀性。钢结构中采用的碳素结构钢, 对碳含量要加以限制, 一般不应超过 0.22% (质量分数), 在焊接结构中应低于 0.20% (质量分数)。Q235 钢碳的质量分数为 0.12%~0.22%。

(2) 硫 (S) 和磷 (P) 硫和磷为钢材中的有害成分, 其含量过多会降低钢材的塑性、韧性、焊接性和疲劳强度。高温时, 硫使钢材变脆, 称为热脆; 低温时, 磷也会使钢材变脆, 称为冷脆。一般含量均不应超过 0.045% (质量分数)。磷元素可提高钢材的强度和抗锈性, 高磷钢中磷的质量分数可达 0.12%, 但应减少碳的含量, 以保持钢材的塑性和韧性。

(3) 氧 (O) 和氮 (N) 氧和氮均为钢材中的有害杂质。氧使钢材发生热脆, 氮使钢材发生冷脆。由于氮、氧在冶炼过程中容易逸出, 一般不会超过极限含量, 因此不要求作含量分析。

(4) 硅 (Si) 和锰 (Mn) 硅和锰是钢材中的有益元素, 炼钢的脱氧剂, 会使钢材强度提高。含量不过高时, 对塑性、韧性无显著的不良影响。碳素结构钢中硅的质量分数不大于 0.3%, 锰的质量分数一般为 0.3%~0.8%; 低合金高强度结构钢中, 硅的质量分数为 0.55%, 锰的质量分数为 1.0%~1.6%。

综上, 钢材中的有害元素有: 磷 (P)、硫 (S)、氧 (O)、氮 (N)。

使钢材发生热脆的元素有: 氧 (O)、硫 (S)。

使钢材发生冷脆的元素有: 氮 (N)、磷 (P)。

钢材中的有益元素为: 碳 (C)、硅 (Si)、锰 (Mn)。

(5) 钒 (V) 和钛 (Ti) 钒和钛均为合金元素, 能提高钢材的强度和抗腐蚀性能, 同时又不显著降低钢材的塑性。

(6) 铜 (Cu) 铜是钢材中的杂质成分, 能显著提高钢材的抗腐蚀性能和钢材的强度, 但对焊接性有不利影响。

(7) 铌 (Nb) 铌元素能增加不锈钢对腐蚀剂的抵抗性能。

(8) 铬 (Cr) 铬与钢的合金称为铬钢, 非常坚韧, 常作为制作军舰和其他重工业厂房的材料。

2.5.2 冶金缺陷

常见的冶金缺陷有: 偏析、非金属夹杂、气孔、裂纹和分层等。

钢中化学成分不一致和不均匀性称为偏析, 主要是硫和磷的偏析, 偏析会降低钢材的塑性、韧性及焊接性。

常见的非金属夹杂物为硫化物和氧化物。硫化物使钢材在 800~1200℃ 高温下变脆, 氧化物会降低钢材的力学性能和工艺性能。

气孔是浇注钢锭时由 FeO 与 C 作用生成的 CO 气体不能充分逸出而留在钢锭内形成的。

裂纹显示钢材中已出现局部破坏。气孔和裂纹都将影响钢材的力学性能。

厚钢板沿厚度方向形成层间并不相互脱离的分层，分层处易被锈蚀，且严重影响钢材的冷弯性能。

2.5.3 钢材硬化

当钢材的应力超过弹性极限后，除弹性应变外还出现了塑性应变（残余应变），此时卸去荷载则弹性应变消除而塑性应变仍保留。经过一段时间后，重新施加荷载，那么在第二次荷载作用下钢材的弹性极限（或比例极限）将会提高至接近上次卸载时的应力。在重复荷载作用下，钢材弹性极限有所提高的现象称为硬化，如图 2-11 所示。

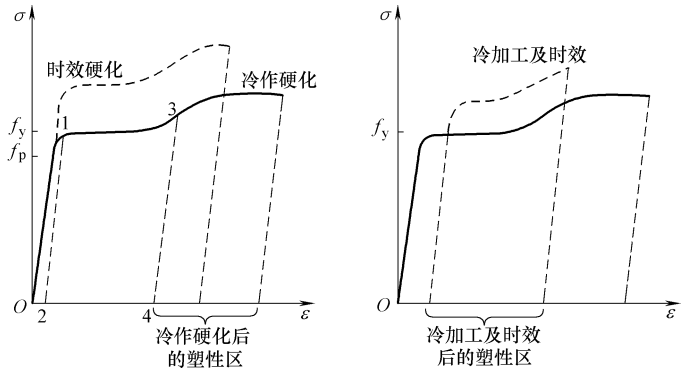


图 2-11 钢材的硬化

硬化分为冷作硬化、时效硬化和人工时效。

(1) 冷作硬化（又称应变硬化） 钢结构制造时，冷拉、冷弯、冲孔、机械剪切等冷加工使钢材产生很大的塑性变形，从而提高钢材的屈服强度，同时降低钢材的塑性和韧性。这种现象称为冷作硬化。

(2) 时效硬化 在高温时熔入于铁中的少量氮和碳，随着时间的增长逐渐从纯铁中析出，形成自由碳化物和氮化物，对纯铁体的塑性变形起遏制作用，从而使钢材的强度提高，塑性、韧性下降。这种现象称为时效硬化（俗称老化）。

(3) 人工时效 先人为使钢材产生 10% 左右的塑性变形，再加热至 250℃ 左右并保温 1h，在空气中冷却后，做成试件。同样使钢材强度提高，塑性、韧性下降。此为人工时效。

2.5.4 温度影响

图 2-12 揭示了温度对钢材力学性能的影响。由图中可知，其变化总趋势是随着温度的升高，强度下降，应变增加；反之，强度增加，应变降低，材料变脆。

1. 正温范围

200℃ 以内对钢材性能无较大影响。该范围内总的趋势是随温度升高，钢材的强度、弹性模量降低，塑性增大。

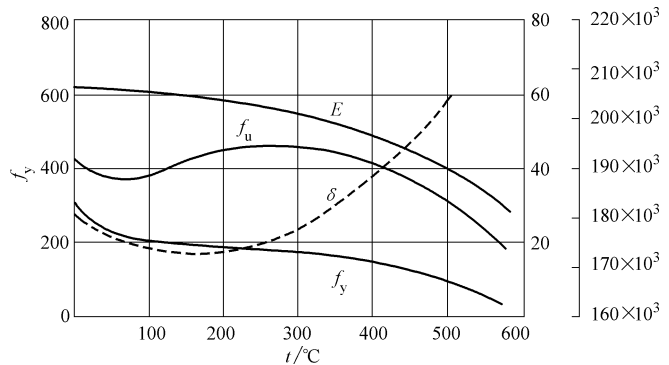


图 2-12 温度对钢材力学性能的影响

钢材在 250℃ 左右，强度略有提高，同时塑性、韧性均下降，材料有转脆的倾向，钢材表面氧化膜呈现蓝色。这种现象称为蓝脆现象，该温度区段称为“蓝脆区”。

温度在 260~320℃ 时，在应力持续不变的情况下，钢材以很缓慢的速度持续变形，此种现

象称为徐变现象。

600℃左右弹性模量趋于零，承载能力几乎完全丧失。

2. 负温范围

如图 2-13 所示，当温度下降时，钢材的强度略有提高而塑性、冲击韧度有所下降（变脆）。特别是当温度下降到某一数值时，钢材的冲击韧度突然急剧下降，试件断口发生脆性破坏，这种现象称为低温冷脆现象。钢材由韧性状态向脆性状态转变的温度称为冷脆转变温度（或称冷脆临界温度）。冲击韧度随着试验温度的变化而连续下降，这时冷脆转变温度实际上是一个温度区间而不是某一定值。实际工程上为了应用方便，仍取某一定值。

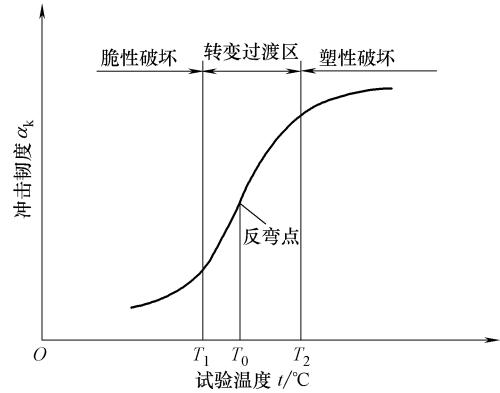


图 2-13 冲击韧度与温度的关系

2.5.5 应力集中

构件中有时存在着孔洞、槽口、凹角、截面突然改变以及钢材内部缺陷等，这些缺陷会使钢材产生局部高峰应力，形成应力集中现象，如图 2-14 所示。

应力集中现象是由于构件形状或截面的突然变化及缺陷导致结构局部应力大大超越其平均值的现象。其程度用应力集中系数（高峰区的最大应力与净截面的平均应力之比）来衡量。

应力集中的不利影响是促进构件的脆性断裂和疲劳破坏。

受静力荷载作用的构件在常温下工作时，在计算中可不考虑应力集中的影响。但在负温下或动力荷载作用下工作的结构，应力集中的不利影响十分突出，应引起高度重视。

针对应力集中应采取一定的对策：选用具有良好塑性的钢材；采用圆滑而简便的过渡构造设计；减少轧制、焊接过程中的缺陷等。

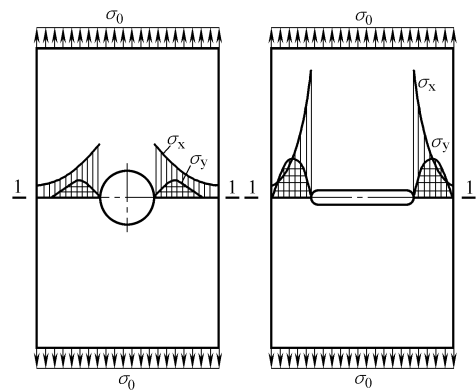


图 2-14 钢材孔洞处的应力集中

2.5.6 反复荷载作用

钢材的单轴反复应力作用下的工作特性，也可用应力-应变曲线表示。试验表明，当构件反复应力 $|\sigma| \leq f_y$ 时，即材料处于弹性阶段时，反复应力作用下钢材的材性无变化，也不存在残余变形。当钢材的反复应力 $|\sigma| > f_y$ 时，即材料处于弹塑性阶段时，重复应力和反复应力引起塑性变形的增长。重复加载是在卸载后马上进行的，应力-应变曲线不发生变化。重新加载前有一定间歇时期，此时屈服强度提高，韧性降低，并且极限强度也稍有提高。这种现象称为钢的时效现象。多次反复加荷后，钢材的强度下降，这种现象称为钢材的疲劳。疲劳破坏表现为突然的脆性断裂。

为防止脆性破坏的发生，需注意以下几点：

(1) 合理的设计 尽量使构件中应力分布均匀，避免构件截面突然变化，低温、动力荷

载下工作时所选用钢材应满足冲击韧度的要求。

(2) 正确的制造 严格按照设计要求进行构件制作, 尽量消除制造过程中的缺陷对钢材性能的影响。

(3) 正确的使用 使用过程中不应随便改变结构的工作状态, 如常温下使用时不能更改为低温使用; 不随便增加结构荷载; 按规范和设计要求按时进行维修和保养等。

2.6 钢材的疲劳

钢材在连续反复荷载作用下, 应力虽然低于极限强度, 甚至低于屈服强度时, 也会发生破坏, 这种破坏称为疲劳破坏。其特点是破坏前无明显的变形, 是一种突然发生的断裂, 断口平直, 属脆性破坏。

构件的应力水平不高或反复次数不多的钢材一般不会发生疲劳破坏, 计算中不必考虑疲劳的影响。但是, 长期承受频繁的反复荷载的结构及其连接, 例如承受重级工作制的起重机梁等, 在设计中必须考虑结构的疲劳问题。

直接承受动力荷载重复作用的钢结构及其连接, 当应力变化的循环次数 $n \geq 5 \times 10^4$ 次时, 应进行疲劳计算。

钢材的疲劳强度与反复荷载引起的应力种类 (拉应力、压应力、剪应力和复杂应力等)、应力循环形式、应力循环次数、应力集中程度和残余应力等有直接关系。

2.6.1 常幅疲劳

对常幅 (所有应力循环内的应力幅保持常量) 疲劳, 应按下式进行计算:

$$\Delta\sigma \leq [\Delta\sigma] \quad (2-8)$$

式中 $\Delta\sigma$ ——对焊接部位为应力幅, $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$; 对非焊接部位为折算应力幅, $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min}$;

σ_{\max} ——计算部位每次应力循环中的最大拉应力 (取正值);

σ_{\min} ——计算部位每次应力循环中的最小拉应力或压应力 (拉应力取正值, 压应力取负值);

$[\Delta\sigma]$ ——常幅疲劳的容许应力幅 (N/mm^2), 应按下式计算:

$$[\Delta\sigma] = \left(\frac{C}{n} \right)^{1/\beta} \quad (2-9)$$

n ——应力循环次数;

C 、 β ——参数, 按表 2-6 选用。

表 2-6 参数 C 、 β 值

构件和连接类别	1	2	3	4	5	6	7	8
C	1940×10^{12}	851×10^{12}	3.26×10^{12}	2.18×10^{12}	1.47×10^{12}	0.96×10^{12}	0.65×10^{12}	0.41×10^{12}
β	4	4	3	3	3	3	3	3

应力的循环特征有时用应力比 (ρ) 来表示, 其含义为绝对值最小的应力与绝对值最大的应力之比 (拉应力取正值, 压应力取负值), $-1 \leq \rho \leq 1$ 。

图 2-15 为几种形式的应力循环。图 2-15a 为完全对称循环, 此时 $\rho = -1$; 图 2-15b 为脉冲循环, $\rho = 0$; 图 2-15c 中 $-1 < \rho < 0$, 以拉应力为主; 图 2-15d 中同样 $-1 < \rho < 0$, 但以压应力

为主。

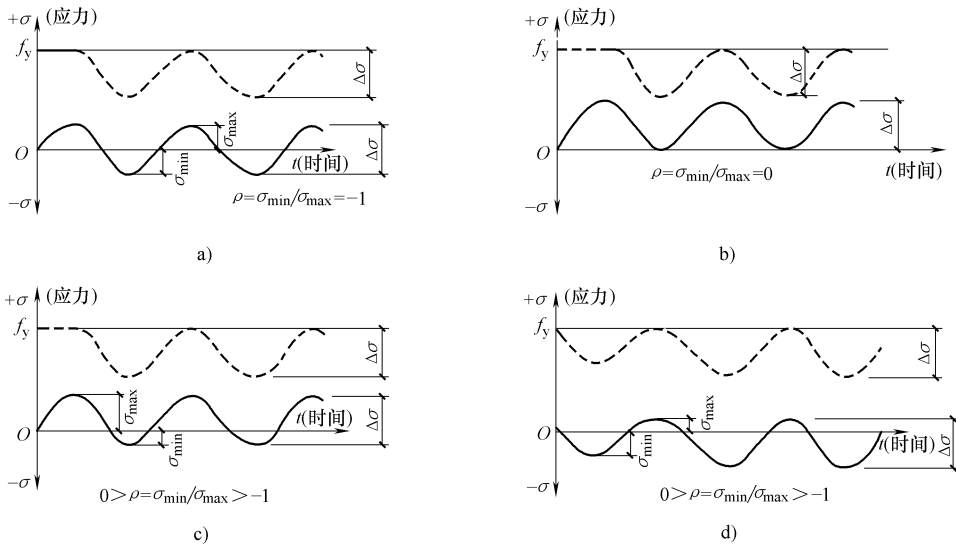


图 2-15 循环应力谱

a) 完全对称循环 b) 脉冲循环 c) 以拉应力为主的循环 d) 以压应力为主的循环

2.6.2 变幅疲劳

应力循环内的应力幅随机变化，称为变幅疲劳，如图 2-16 所示。

对于受随机荷载作用的变幅疲劳计算，通常近似按线性疲劳累积损伤原则将变化的应力幅折算成等效应力幅 $\Delta\sigma_e$ ，按下式进行计算：

$$\Delta\sigma_e \leq [\Delta\sigma] \quad (2-10)$$

式中 $\Delta\sigma_e$ ——变幅疲劳的等效应力幅，按下式确定：

$$\Delta\sigma_e = \left[\frac{\sum n_i (\Delta\sigma_i)^\beta}{\sum n_i} \right]^{1/\beta} \quad (2-11)$$

$\sum n_i$ ——以应力循环次数表示的结构预期使用寿命；

n_i ——预期寿命内应力幅水平达到 $\Delta\sigma_i$ 的应力循环次数。

对重级工作制起重机梁和重级、中级工作制起重机桁架的疲劳可作为常幅疲劳，计算公式为

$$\alpha_f \Delta\sigma \leq [\Delta\sigma]_{2 \times 10^6} \quad (2-12)$$

式中 α_f ——欠载效应的等效系数，规范规定对重级工作制硬钩起重机取 1.0，重级工作制软钩起重机取 0.8，中级工作制起重机取 0.5；

$[\Delta\sigma]_{2 \times 10^6}$ ——循环次数为 2×10^6 的容许应力幅，按表 2-7 取值。

表 2-7 循环次数为 2×10^6 的容许应力幅

构件和连接类别	1	2	3	4	5	6	7	8
$[\Delta\sigma]_{2 \times 10^6}$	176	144	118	103	90	78	69	59

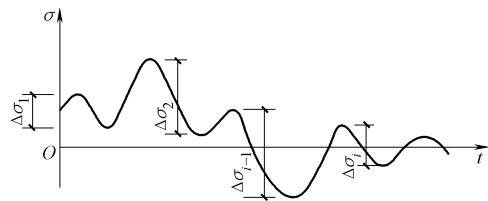


图 2-16 变幅疲劳循环

应用公式时的几点说明：

- 1) 钢结构疲劳强度计算用容许应力幅法，荷载应采用标准值。
- 2) 在完全压应力（不出现拉应力）循环中，不予验算疲劳。
- 3) 疲劳容许应力幅与钢种无关。

第3章 钢结构的连接

3.1 钢结构连接方法和特点

钢结构是由钢板、型钢通过必要的连接组成构件，再通过一定的安装连接而形成的整体结构。因此，连接在钢结构中占有重要地位。钢结构的连接方法有焊缝连接、铆钉连接和螺栓连接等三种，如图3-1所示。

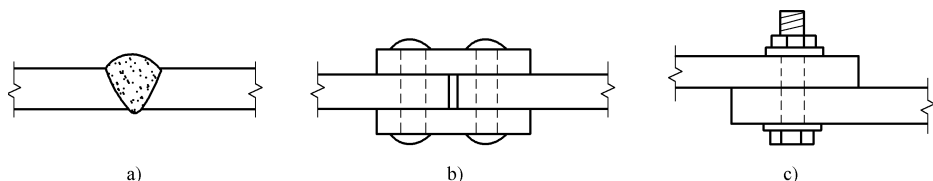


图3-1 钢结构的连接方法

a) 焊缝连接 b) 铆钉连接 c) 螺栓连接

钢结构的连接应符合安全可靠、传力明确、构造简单、制造方便、节约钢材的原则。连接接头应有足够的强度，要有适宜于实行连接手段的足够空间。

3.1.1 焊缝连接

焊缝连接是钢结构主要的连接方法。其优点是构造简单，任何形式的构件都可直接相连；用料经济，不削弱截面；制作加工方便，可实现自动化操作；连接的密闭性好，结构刚度大。缺点是焊缝附近形成热影响区，材质容易变脆；焊接残余应力和残余变形使受压构件承载力降低；对裂纹很敏感，局部裂纹一旦发生，就很容易扩展到整体；低温冷脆问题较为突出等。

3.1.2 螺栓连接

螺栓连接是目前钢结构连接的最重要方式，分为普通螺栓连接和高强度螺栓连接两种。其优点是工艺简单，安装方便；装、拆方便，适用于临时性连接。缺点是对构件截面有削弱；需增加辅助连接件，用料增加；安装时需对孔，精度要求较高。

1. 普通螺栓连接

普通螺栓连接分为A、B、C三级，A、B级为精制螺栓，A级用于 $d = 1.6 \sim 24\text{mm}$ 和 $l \leq 10d$ 或 $l \leq 150\text{mm}$ （按较小值）的螺栓；B级用于 $t > 24\text{mm}$ 和 $l > 10d$ 或 $l > 150\text{mm}$ （按较小值）的螺栓。

C级为粗制螺栓，其材料性能等级为4.6和4.8级，小数点前的数字表示螺栓成品的抗拉强度不低于 400N/mm^2 ，小数点及以后数字表示其屈强比（屈服强度与抗拉强度之比）为0.6和0.8。C级螺栓由未经加工的圆钢压制而成，配Ⅱ类孔，孔径比杆径大 $1.5 \sim 3\text{mm}$ ，一般用于沿杆轴受拉的连接中，以及次要结构的抗剪连接或安装时的临时固定中。

A、B级螺栓材料性能等级为5.6和8.8级。由毛坯在车床上经切削加工精制而成，孔径与杆径相同，配Ⅰ类孔。制作安装复杂，价格较高，目前已很少采用。

2. 高强度螺栓连接

高强度螺栓连接分为摩擦型连接和承压型连接两种类型。摩擦型连接只依靠摩擦阻力传力，剪力不超过摩擦力，孔径比杆径大1.5~2mm。其特点是整体性好，连接刚度大，变形小，受力可靠，耐疲劳。适用于承受动力荷载的结构。

承压型连接允许接触面滑移，以连接达到破坏的极限承载力作为设计准则，孔径比杆径大1.0~1.5mm。其特点是设计承载力高于摩擦型连接，整体性和刚度较差，剪切变形大，动力性能差。适用于承受静力荷载和间接承受动力荷载且允许有一定变形的结构。

高强度螺栓材料性能等级为8.8级和10.9级。

3.1.3 铆钉连接

铆钉连接是将铆钉插入铆孔后施压使铆钉端部铆合，常用加热铆合，也可在常温下铆合。

铆钉连接的塑性、韧性较好，连接变形小，承受动力荷载时抗疲劳性能好，传力可靠，质量易于检查。主要适合于重型和直接承受动力荷载的结构。

铆钉连接由于其构造复杂，费钢费工，在新建钢结构工程中已不再使用，仅限于已建钢结构工程的加固。其计算与普通螺栓类似。

3.2 焊接方法、焊缝连接的形式和焊缝质量等级

3.2.1 焊接方法

钢结构常用的焊接方法有焊条电弧焊、埋弧焊和气体保护焊等。

1. 焊条电弧焊 (图3-2)

焊条电弧焊是利用电弧产生热量熔化焊条和母材形成焊缝的焊接方法，由焊条、焊钳、焊件、电焊机和导线等组成电路。通电后，在涂有药皮的焊条与焊件之间产生电弧，其温度可达3000℃。在高温作用下，焊条熔化，滴入到由电弧形成的熔池中，与焊件的熔融金属结合，冷却后形成焊缝。同时焊条药皮形成的熔渣和气体覆盖着熔池，防止空气中的氧、氮等气体与熔池中的液体金属接触，以免形成脆性易裂的化合物。

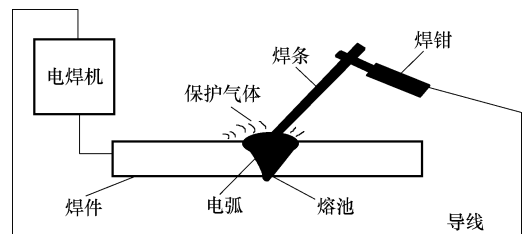


图3-2 焊条电弧焊

焊条电弧焊的特点是设备简单，操作灵活方便，适于任意空间位置的焊接，特别适用于焊接短焊缝。其缺点是要求焊工等级高，劳动强度大，生产效率低，质量和焊工的精神状态和技术水平有很大关系。

焊条电弧焊的特点是设备简单，操作灵活方便，适于任意空间位置的焊接，特别适用于焊接短焊缝。其缺点是要求焊工等级高，劳动强度大，生产效率低，质量和焊工的精神状态和技术水平有很大关系。

所用焊条 (Electrode) 与焊件钢材应适应，一般采用等强度原则：Q235 钢采用 E43 (E4300~E4328) 型焊条；Q345 钢采用 E50 (E5000~E5048) 型焊条；Q390 钢和 Q420 钢采用 E55 (E5500~E5518) 型焊条。当不同强度的两种钢材连接时，宜采用与低强度钢材相适应的焊条。焊条型号中，第1、2位数字为熔融金属的最小抗拉强度 (N/mm^2)，第3、4位数字为适用焊接位置、电流种类及药皮的类型等。

焊条电弧焊适用于任意空间位置的焊接，应用极为广泛。

2. 埋弧焊

埋弧焊是电弧在焊剂层下燃烧的一种电弧焊方法。自动或半自动埋弧焊的原理是电焊机沿

轨道移动，不涂药皮的焊丝成卷装在焊丝转盘上，焊剂呈散状颗粒装在漏斗中，焊剂从漏斗中流下来覆盖在焊件的焊剂层中。通电引弧后，焊丝、焊件和焊剂熔化，焊剂熔渣浮在熔化的焊缝金属表面。随着电焊机的自动转动，焊剂不断由漏斗流下，电弧完全埋在焊剂中，同时焊丝也自动下降，称为自动埋弧焊，如图3-3所示。其优点为自动化程度高，焊接速度快，劳动强度低；电弧热量集中，熔深大，热影响区小；工艺条件稳定，焊缝的化学成分均匀，焊缝质量好，焊件变形小。其缺点是装配精度要求高，设备投资大，施工位置受限等。如果是人工移动电焊机，则为半自动埋弧焊，其质量介于自动埋弧焊与焊条电弧焊之间。

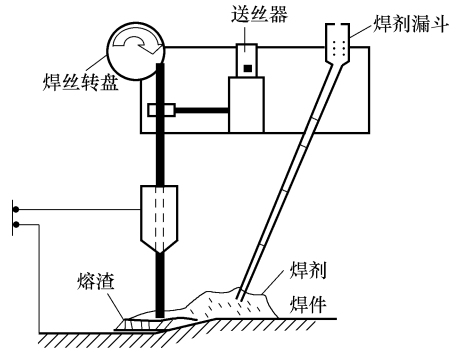


图 3-3 自动埋弧焊

埋弧焊所有焊丝和焊剂应与主体金属等强度。

目前主要用于焊接各种钢板结构。可焊接的钢种包括碳素结构钢、不锈钢、耐热钢及其复合钢材等。

3. 气体保护焊

气体保护焊（图 3-4）是利用惰性气体或二氧化碳气体作为保护介质，在电弧周围形成局部保护层，使被熔化的钢材不与空气接触的一种施焊方法。

气体保护焊的特点是焊缝强度比焊条电弧焊高，塑性和抗腐蚀性好，适用于全位置的焊接。其优点为电弧加热集中，焊接速度快，熔化深度大，焊缝强度高，塑性好。缺点是施工条件受限制等。

气体保护焊操作时须在室内避风处，若在室外施焊则需搭设防风棚。

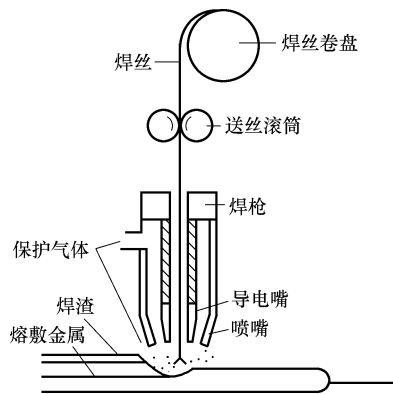


图 3-4 气体保护焊

3.2.2 焊缝连接的形式

1. 焊缝的连接方式

根据被连接件的相对位置，焊缝的连接方式分为对接连接、搭接连接、T形连接和角部连接四种形式，如图 3-5 所示。

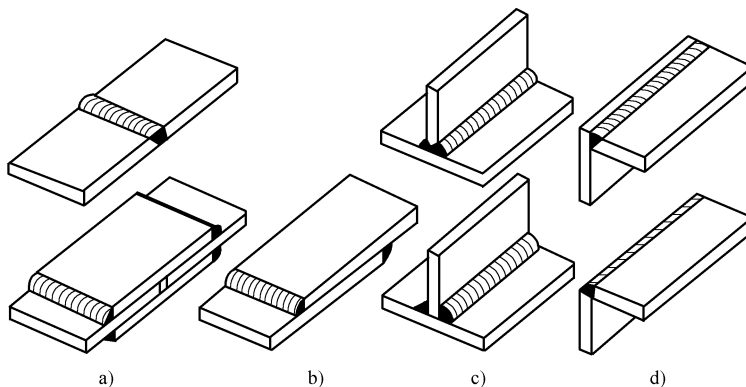


图 3-5 焊缝的连接方式

a) 对接连接 b) 搭接连接 c) T形连接 d) 角部连接

2. 焊缝形式

图 3-6 所显示的焊缝为对接焊缝和角焊缝。对接焊缝按焊缝与其所受力的方向不同分为正对接焊缝和斜对接焊缝，如图 3-6a、b 所示。角焊缝按与其所受力的方向不同分为正面角焊缝、侧面角焊缝和斜焊缝，如图 3-6c 所示。

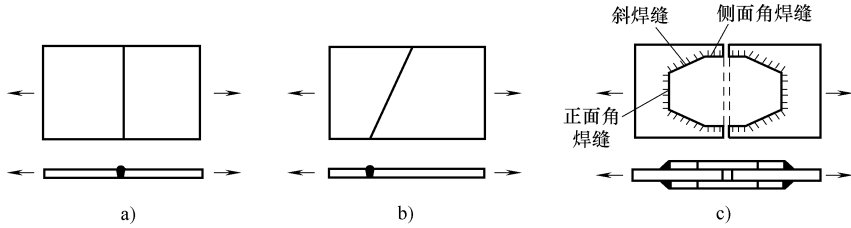


图 3-6 焊缝形式 (一)

a) 正对接焊缝 b) 斜对接焊缝 c) 角焊缝

角焊缝按沿长度方向的布置分为连续角焊缝和断续角焊缝，如图 3-7 所示。连续角焊缝受力性能较好，为主要的角焊缝形式。断续角焊缝在起、灭弧处容易引起应力集中，主要用于次要构件或受力小的连接中。断续角焊缝长度 $b \geq 10h_f$ 或 50mm，受压时，间断距离 $l \leq 15t$ ；受拉时， $l \leq 30t$ ，其中 t 为较薄焊件的厚度。

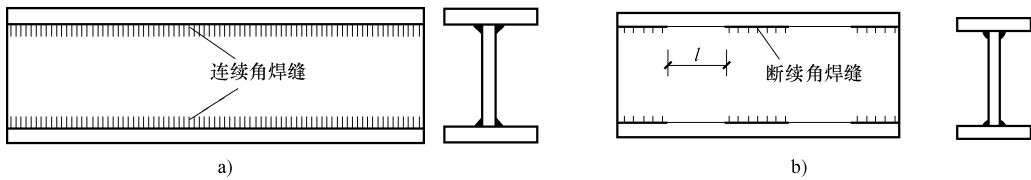


图 3-7 焊缝形式 (二)

a) 连续角焊缝 b) 断续角焊缝

3. 焊缝位置

焊缝按施焊位置分为平（俯）焊（以符号 F 表示）、横焊（H）、立焊（V）和仰焊（O），如图 3-8 所示。平焊施焊方便，质量最好；仰焊操作条件最差，焊缝质量最不易保证；横焊和立焊质量介于两者之间。实际操作时尽量避免仰焊。实际平焊操作如图 3-9 所示。

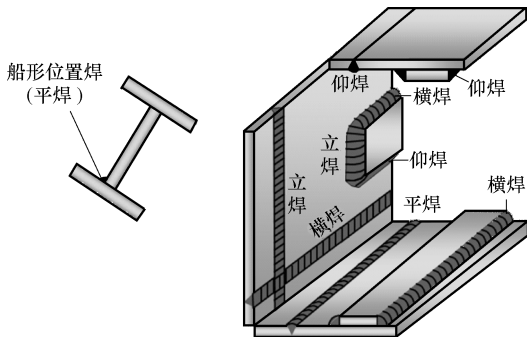


图 3-8 焊缝位置



图 3-9 平焊实例

3.2.3 焊缝质量等级

1. 缺陷

焊缝缺陷（图 3-10）是指焊接过程中产生于焊缝金属或附近热影响区钢材表面或内部的缺陷。常见缺陷有裂纹、焊瘤、烧穿、弧坑、气孔、夹渣、咬边、未熔合、未焊满等，以及焊缝尺寸不符合要求、焊缝成形不良等。裂纹是焊缝连接中最危险的缺陷。

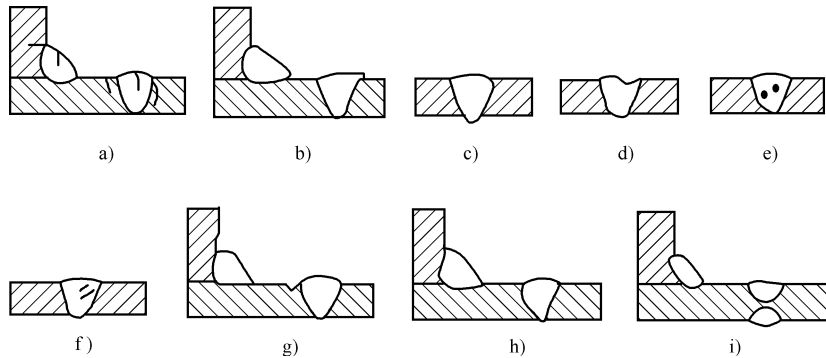


图 3-10 焊缝缺陷

a) 裂纹 b) 焊瘤 c) 烧穿 d) 弧坑 e) 气孔 f) 夹渣 g) 咬边 h) 未熔合 i) 未焊满

2. 焊缝质量验收

焊缝质量检测包括外观检测和内部无损检验。前者检测外观缺陷和几何尺寸；后者检测内部缺陷，用超声波、X 射线或 γ 射线透照或拍片检验。

3. 焊缝质量等级

《钢结构工程施工质量验收规范》（GB 50205—2001）规定焊缝按其检验方法和质量要求分为一级、二级和三级。

三级焊缝只要求对全部焊缝做外观检查且符合三级质量标准。

一级、二级焊缝除外观检查外，还要求一定数量的超声波探伤检验，超声波探伤不能对缺陷做出判断时，应采用射线探伤检验，并应符合国家相应质量标准的要求。二级焊缝要求对全部焊缝进行外观检查，对 20% 焊缝进行内部无损检验。一级焊缝要求全部焊缝做外观检查和内部无损检验。

一级、二级焊缝的抗拉强度与母材相等，由于三级焊缝内部缺陷较多，其强度取值为母材强度的 85%。

3.2.4 焊缝符号及标注方法

据《焊缝符号表示法》（GB/T 324—2008），焊缝符号及有关规定如下：

1) 焊缝的引出线由箭头线和两条基准线组成，其中一条为实线，另一条为虚线。线型均为细线，如图 3-11 所示。

2) 基准线的虚线可以画在基准线实线的上侧，也可画在下侧，基准线一般应与图样的标题栏平行，仅在特殊条件下才与标题栏垂直。

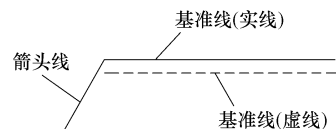


图 3-11 焊缝的引出线

3) 若焊缝处在接头的箭头侧，则基本符号标注在基准线的实线侧；若焊缝处在接头的非箭头侧，则基本符号标注在基准线的虚线侧，如图 3-12 所示。

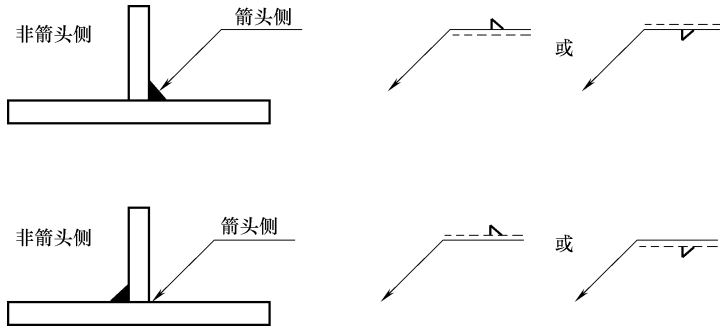


图 3-12 基本符号的表示位置

4) 当为双面对称焊缝时，基准线可不加虚线，如图 3-13 所示。

5) 环绕工作件周围的围焊缝符号用圆圈表示，画在引出线的转折处，并标注其焊脚尺寸，如图 3-14 所示。

6) 三个或三个以上的焊件相互焊接时，其焊缝不能作为双面焊缝标注，焊缝符号和尺寸应分别标注，如图 3-15 所示。

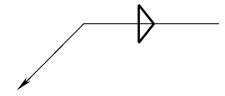


图 3-13 双面对称焊缝的引出线及符号

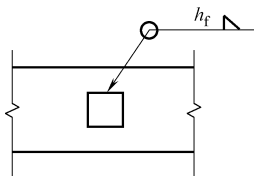


图 3-14 围焊缝的表示方法

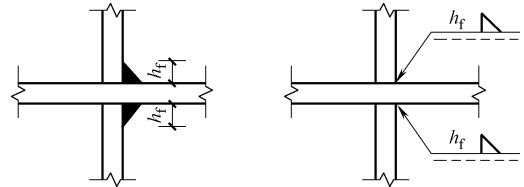


图 3-15 三个以上焊件的焊缝标注方法

7) 在施工现场进行焊接的焊件，其焊缝需标注“现场焊缝”符号。现场焊缝符号为涂黑的三角形旗号，绘在引出线的转折处，如图 3-16 所示。

其他焊缝形式及标注方法见表 3-1。

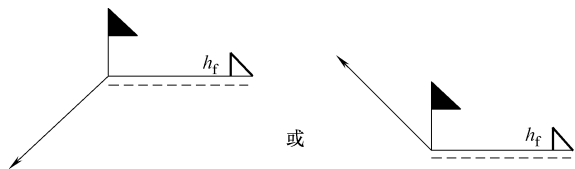
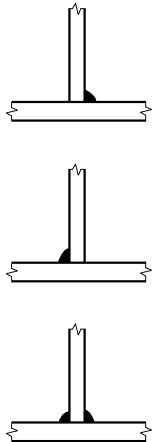

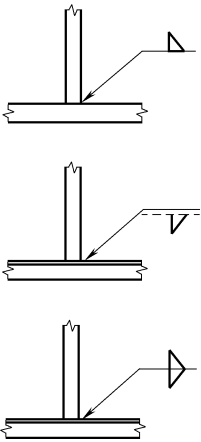
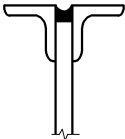

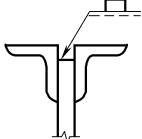


图 3-16 现场焊缝的标注方法

表 3-1 焊缝符号

名称		示意图	符号	示例
基本符号	I 形			
	V 形		V	
	单边 V 形		∨	
	K 形		⋈	

(续)

名称	示意图	符号	示 例
基本符号			
塞焊缝			

3.3 对接焊缝连接的构造要求和计算

3.3.1 对接焊缝的构造

对接焊缝的焊件常需做成坡口，又称为坡口焊缝，如图 3-17 所示。坡口形式与焊件厚度有关。规范规定，对接焊缝的坡口形式，宜根据板厚和施工条件按有关现行国家标准的要求选用。

对焊条电弧焊，焊件厚度 $t \leq 6\text{mm}$ ；对埋弧焊 $t \leq 10\text{mm}$ 时可不做坡口，采用直边缝。

当焊件厚度 $t = 7 \sim 20\text{mm}$ 时，宜采用单边 V 形或双边 V 形坡口。

当 $t > 20\text{mm}$ 时，宜采用 U 形、K 形、X 形坡口。

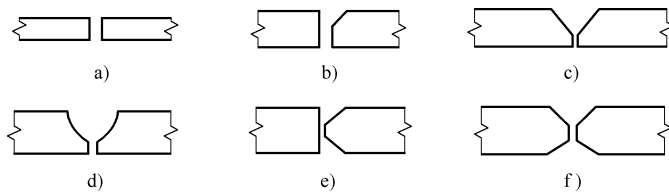


图 3-17 对接焊缝的坡口形式

a) 直边坡口 b) 单边 V 形坡口 c) 双边 V 形坡口 d) U 形坡口 e) K 形坡口 f) X 形坡口

在对接焊缝的拼接处，当焊件的宽度不同或厚度在一侧相差 4mm 以上时，应分别在宽度方向或厚度方向从一侧或两侧做成坡度不大于 1 : 2.5 的斜角，如图 3-18 所示。对于直接承受动力荷载且需要进行疲劳计算的结构，斜角坡度不应大于 1 : 4。

在焊缝的起、灭弧处常会出现弧坑等缺陷，对构件连接的承载力影响较大，工程中常采用引弧板和引出板（图 3-19）。为避免与其他构件的连接困难，在焊接完毕后将其割除。对于承

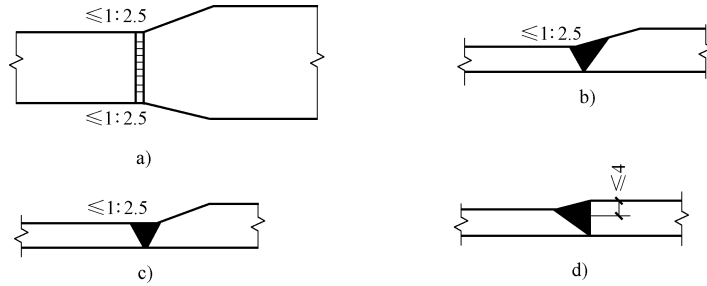


图 3-18 不同宽度或厚度钢板的拼接

a) 不同宽度 b)、c) 不同厚度做斜坡 d) 不同厚度不做斜坡

受静力荷载的结构如设引弧板和引出板有困难时，在计算时其计算长度取实际长度减去 $2t$ (t 为较薄焊件厚度) 来考虑其影响。

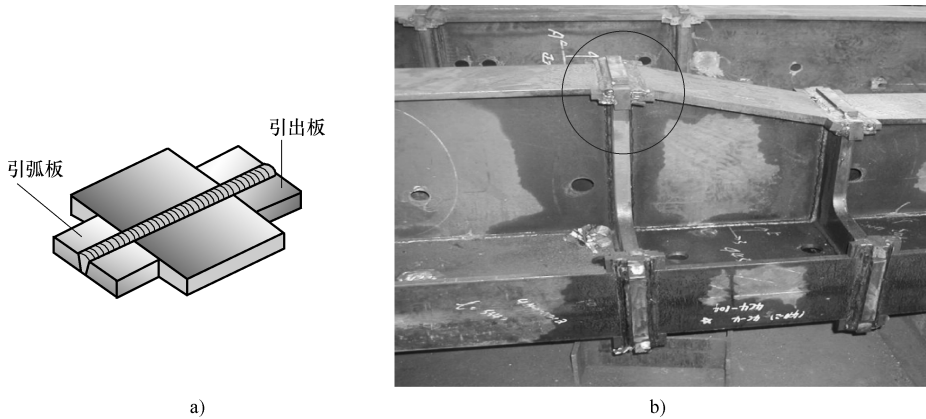


图 3-19 引弧板和引出板示意图及实例

a) 示意图 b) 工程实例

对接焊缝的优点是用料经济、力线不弯折、传力均匀、无明显的应力集中，利于承受动力荷载。缺点为经常需开坡口，焊件下料精度要求较高。

3.3.2 对接焊缝的计算

对接焊缝分焊透和部分焊透两种，本书只考虑焊透的对接焊缝的计算。

对接焊缝的计算包括：①轴心受力时对接焊缝的计算；②弯矩、剪力共同作用时对接焊缝的计算；③弯矩、剪力和轴力共同作用时对接焊缝的计算。

1. 轴心受力时对接焊缝的计算

如图 3-20 所示，在对接接头和 T 形接头中，垂直于轴心拉力或轴心压力的对接焊缝或对接与角接组合焊缝，其强度应按下式计算：

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} \leq f_t^w \text{ 或 } f_c^w \quad (3-1)$$

式中 N ——轴心拉力或轴心压力；

l_w ——焊缝的计算长度，当采用引弧板时，取焊缝实际长度；当未采用引弧板时，每条焊缝取实际长度 l 减去 $2t$ ，即一端减去一个板厚；

t ——在对接接头中取连接件的较小厚度，T 形接头取腹板厚度；

f_t^w 、 f_c^w ——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值，按附表 1-2 采用。

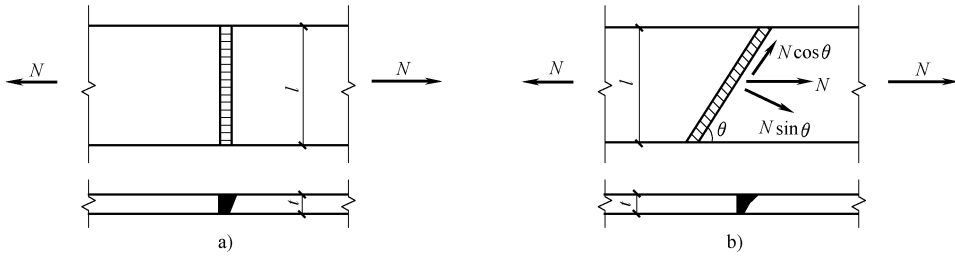


图 3-20 对接焊缝承受轴心力作用

a) 正对接焊缝 b) 斜对接焊缝

由于一级、二级焊缝与母材等强，故只需对三级焊缝进行强度验算。当其强度不满足要求时，可采用斜对接焊缝。大量计算表明，当 $\theta = 56^\circ$ ，即 $\tan\theta = 1.5$ 时，斜焊缝的强度一般可满足要求。

[例 3-1] 计算图 3-20a 所示两块钢板的对接焊缝连接。已知截面尺寸为 $l = 400\text{mm}$ ， $t = 12\text{mm}$ ，轴心力设计值 $N = 1000\text{kN}$ ，钢材为 Q235B 钢。采用焊条电弧焊，焊条 E43 型，施焊时不用引弧板，焊缝质量等级为三级。

[解] 根据钢板厚度和焊缝质量等级，查附表 1-2， $f_t^w = 185\text{ N/mm}^2$ ， $f_v^w = 125\text{ N/mm}^2$ 。

焊缝计算长度 $l_w = l - 2t = (400 - 2 \times 12)\text{mm} = 376\text{mm}$

$$\text{焊缝正应力 } \sigma = \frac{N}{l_w t} = \frac{1000 \times 10^3}{376 \times 12} \text{N/mm}^2 = 222 \text{N/mm}^2 > f_t^w = 185 \text{N/mm}^2$$

不满足要求。

应改为图 3-20b 所示的斜焊缝来增大焊缝计算长度，取 $\theta = 56^\circ$ ， $\tan\theta = 1.5$ 。

$$\text{此时焊缝长度 } l_w = \frac{l}{\sin\theta} - 2t = \left(\frac{400}{\sin 56^\circ} - 2 \times 12 \right) \text{mm} = 459\text{mm}$$

$$\text{正应力 } \sigma = \frac{N \sin\theta}{l_w t} = \frac{1000 \times 10^3 \times \sin 56^\circ}{459 \times 12} \text{N/mm}^2 = 150.5 \text{N/mm}^2 < f_t^w = 185 \text{N/mm}^2$$

$$\text{剪应力 } \tau = \frac{N \cos\theta}{l_w t} = \frac{1000 \times 10^3 \times \cos 56^\circ}{459 \times 12} \text{N/mm}^2 = 101.5 \text{N/mm}^2 < f_v^w = 125 \text{N/mm}^2$$

满足要求。

2. 弯矩、剪力共同作用时对接焊缝的计算

(1) 矩形截面 图 3-21a 所示为矩形截面在弯矩与剪力共同作用下的对接焊缝连接。由于焊缝截面是矩形，正应力与剪应力图形分别是三角形和抛物线。由图形可知，最大正应力在截面边缘，最大剪应力在截面中和轴上。因此应分别按下列公式验算其最大正应力和最大剪应力。

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_w} = \frac{6M}{l_w^2 t} \leq f_t^w \text{ 或 } f_c^w \quad (3-2)$$

$$\tau_{\max} = \frac{VS_w}{I_w t} \leq f_v^w \quad (3-3a)$$

或
$$\tau_{\max} = 1.5 \frac{V}{I_w t} \leq f_v^w \quad (3-3b)$$

式中 M ——计算截面处的弯矩设计值；
 W_w ——焊缝计算截面的截面模量；
 V ——计算截面处的剪力设计值；
 S_w ——焊缝计算截面对中和轴的最大静矩（面积矩）；
 I_w ——焊缝计算截面对中和轴的惯性矩；
 f_v^w ——对接焊缝的抗剪强度设计值。

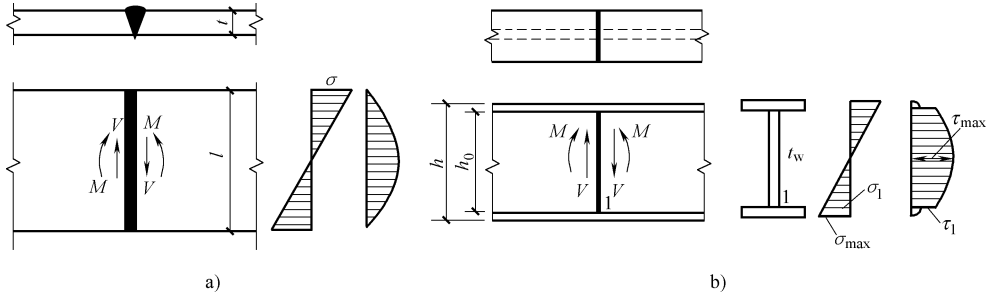


图 3-21 对接焊缝承受弯矩、剪力共同作用
 a) 矩形截面 b) 工字形截面

(2) 工字形截面 图 3-21b 所示为工字形截面在弯矩、剪力共同作用下的对接焊缝连接。截面中的最大正应力和最大剪应力亦不在同一点上，也应按式 (3-2) 和式 (3-3a) 分别进行验算。在工字形焊缝截面翼缘与腹板交界处，同时受较大的正应力 σ_1 和剪应力 τ_1 ，还应验算其折算应力：

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1.1f_t^w \quad (3-4)$$

式中 σ_1 ——工字形焊缝截面翼缘与腹板相交处的弯曲正应力， $\sigma_1 = \frac{M}{W_w} \cdot \frac{h_0}{h} = \sigma_{\max} \frac{h_0}{h}$ ；

h_0 ——工字形截面腹板高度；

h ——工字形截面高度；

τ_1 ——工字形焊缝截面翼缘与腹板相交处的剪应力， $\tau_1 = \frac{VS_1}{I_w t_w}$ ；

S_1 ——工字形截面受拉（或受压）翼缘对截面中和轴的静矩；

t_w ——工字形截面腹板厚度；

1.1——考虑最大折算应力只发生在焊缝局部，因此该点的设计强度提高 10%。

3. 弯矩、剪力和轴力共同作用时对接焊缝的计算

(1) 矩形截面 焊缝截面的最大正应力在焊缝的端部，其值为轴心力和弯矩产生的应力之和，最大剪应力在截面的中和轴上。因此应分别验算其最大正应力和最大剪应力，公式如下：

$$\sigma_{\max} = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{l_w t} + \frac{M}{W_w} \leq f_t^w \text{ 或 } f_c^w \quad (3-5)$$

$$\tau_{\max} = \frac{VS_w}{I_w t_w} \leq f_v^w$$

在截面中和轴上，有 σ_N 和 τ_{\max} 同时作用，还应验算其折算应力：

$$\sqrt{\sigma_N^2 + 3\tau_{\max}^2} \leq 1.1f_t^w \quad (3-6)$$

(2) 工字形截面 (图 3-22) 同矩形截面一样, 应分别按下列公式验算工字形截面的最大正应力、最大剪应力和折算应力, 还应验算翼缘与腹板相交处的折算应力。

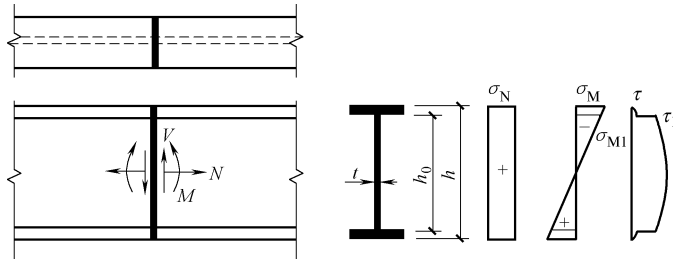


图 3-22 对接焊缝承受轴力、弯矩和剪力共同作用

$$\sigma_{\max} = \sigma_M \pm \sigma_N = \frac{M}{W_w} \pm \frac{N}{A_w} \leq f_t^w \text{ 或 } f_c^w \quad (3-7)$$

$$\tau_{\max} = \frac{VS_w}{I_w t_w} \leq f_v^w$$

$$\sqrt{(\sigma_N + \sigma_1)^2 + 3\tau_1^2} \leq 1.1f_t^w \quad (3-8)$$

$$\sqrt{\sigma_N^2 + 3\tau_{\max}^2} \leq 1.1f_t^w$$

式中 A_w ——焊缝计算截面面积;

σ_1 、 τ_1 ——取值同式 (3-4)。

[例 3-2] 试验算图 3-23 中工字形截面牛腿与钢柱连接的对接焊缝强度。钢材为 Q235B 钢, 焊条为 E43 型, 焊条电弧焊, 三级焊缝质量检验标准。对接焊缝的抗压强度设计值 $f_f^w = 185\text{N/mm}^2$, 抗剪强度设计值 $f_v^w = 125\text{N/mm}^2$ 。已知: $F = 500\text{kN}$, 偏心距 $e = 400\text{mm}$ 。施焊时加引弧板和引出板。

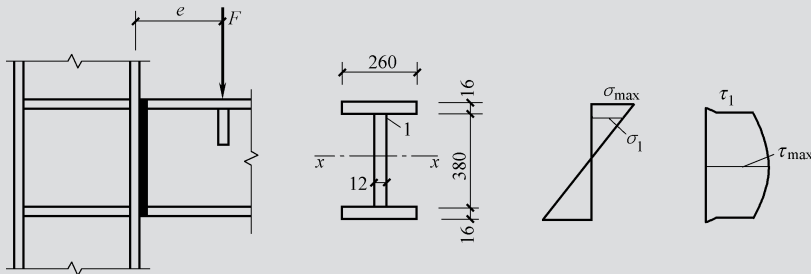


图 3-23 例 3-2 图

[解] (1) 截面几何特性。对接焊缝的计算截面与牛腿截面相同, 故:

$$I_w = I_x = \left(\frac{1}{12} \times 12 \times 380^3 + 2 \times 16 \times 260 \times 198^2 \right) \text{mm}^4 = 38105 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$W_w = W_x = 2I_x/h = (2 \times 38105 \times 10^4 / 412) \text{mm}^3 = 1850 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$S_w = S_x = \left(260 \times 16 \times 198 + 190 \times 12 \times \frac{190}{2} \right) \text{mm}^3 = 1040 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$S_1 = S_{x1} = 260 \times 16 \times 198 \text{mm}^3 = 824 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$V = F = 500 \text{ kN}$$

$$M = Fe = 500 \times 0.40 \text{ kN} \cdot \text{m} = 200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 焊缝强度校核。

$$\text{最大正应力 } \sigma_{\max} = \frac{M}{W_x} = \frac{200 \times 10^6}{1850 \times 10^3} \text{ N/mm}^2 = 108.1 \text{ N/mm}^2 < f_t^w = 185 \text{ N/mm}^2$$

最大剪应力

$$\tau_{\max} = \frac{VS_w}{I_w t_w} = \frac{500 \times 10^3 \times 1040 \times 10^3}{38105 \times 10^4 \times 12} \text{ N/mm}^2 = 113.7 \text{ N/mm}^2 < f_v^w = 125 \text{ N/mm}^2$$

上翼缘与腹板交接处“1”点的正应力

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} \frac{h_0}{h} = 108.1 \times \frac{380}{412} \text{ N/mm}^2 = 99.7 \text{ N/mm}^2$$

上翼缘与腹板交接处“1”点的剪应力

$$\tau_1 = \tau_{\max} \frac{S_{x1}}{S_x} = 113.7 \times \frac{824 \times 10^3}{1040 \times 10^3} \text{ N/mm}^2 = 90.1 \text{ N/mm}^2$$

“1”点的折算应力

$$\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{99.7^2 + 3 \times 90.1^2} \text{ N/mm}^2 = 185.2 \text{ N/mm}^2 < 1.1f_t^w = 1.1 \times 185 \text{ N/mm}^2 = 203.5 \text{ N/mm}^2$$

综上，该对接焊缝的强度均满足要求。

3.4 角焊缝连接的构造要求和计算

3.4.1 角焊缝的构造

1. 角焊缝的分类

角焊缝是沿着被连接板件之一的边缘施焊而成，角焊缝根据两焊脚边的夹角可分为直角角焊缝（图 3-24a、b、c）和斜角角焊缝（图 3-24d、e、f）。在钢结构工程中，最常用的是直角角焊缝，斜角角焊缝主要用于钢管结构中。

直角角焊缝按其截面形式可分为普通型（图 3-24a）、平坦型（图 3-24b）和凹面型（图 3-24c）三种。普通型角焊缝应用较广，但其力线弯折较多，应力集中严重。对直接承受动力荷载的结构，为使传力平顺，正面角焊缝宜采用平坦型，侧面角焊缝宜采用凹面型。

角焊缝按其长度方向和外力作用方向的不同分为平行于外力作用方向的侧面角焊缝，垂直于外力作用方向的正面角焊缝和与外力作用方向斜交的斜向角焊缝。

普通型角焊缝截面的两个直角边长 h_f 称为焊脚尺寸。试验表明，直角角焊缝的破坏常发生在 45° 喉部截面，通常认为直角角焊缝是以 45° 方向的最小截面作为有效截面或称计算截面。其截面厚度称为有效厚度或计算厚度 h_e ，直角角焊缝的计算厚度 $h_e = 0.7h_f$ ，凹面型和平坦型焊缝的 h_f 和 h_e 的关系按图 3-24b、c 采用。

2. 角焊缝的构造要求

1) 最小焊脚尺寸。如果焊件较厚而焊缝的焊脚尺寸过小，将导致施焊时冷却速度过快，可能产生淬硬组织，使焊缝附近主体金属产生裂纹。《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）规定，图 3-25a 中的 $h_{f\min}$ 应满足下式要求：

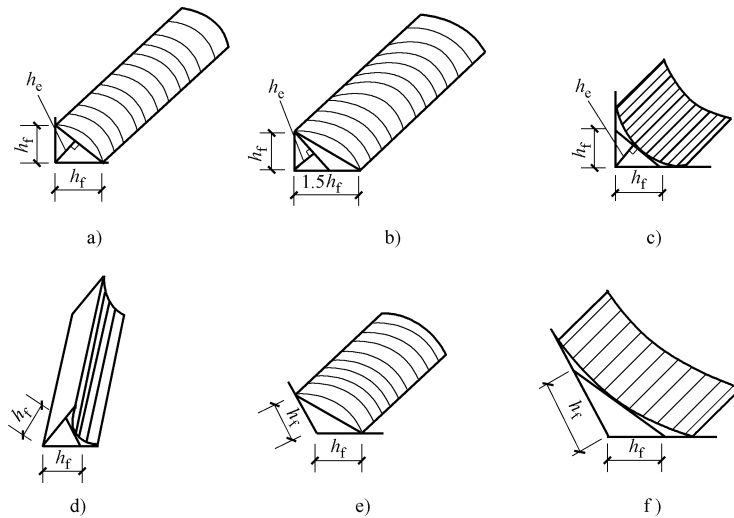


图 3-24 角焊缝截面

a)、b)、c) 直角角焊缝 d)、e)、f) 斜角角焊缝

$$h_{fmin} \geq 1.5\sqrt{t_{max}}$$

上式中 t_{max} 为较厚焊件厚度 (mm)。埋弧焊的热量集中, 熔深较大, h_{fmin} 可减小 1mm; T 形连接的单面角焊缝, 可靠性较差, h_{fmin} 应增加 1mm。当焊件厚度等于或小于 4mm 时, h_{fmin} 应与焊件厚度相同。

2) 最大焊脚尺寸。焊件较薄, 角焊缝的焊脚尺寸过大, 焊接时热量输入过大, 焊件将产生较大的焊接残余应力和残余变形, 较薄焊件易烧穿。板件边缘的角焊缝与板件边缘等厚时, 施焊时易产生咬边现象。《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 规定:

$$h_{fmax} \leq 1.2t_{min}$$

t_{min} (mm) 为较薄焊件厚度 (钢管结构除外), 如图 3-25b 所示。

对图 3-25b 所示板件 (厚度为 t) 边缘的角焊缝 h_{fmax} 尚应符合下列要求:

- ① 当 $t > 6\text{mm}$ 时, $h_{fmax} \leq t - (1 \sim 2)\text{mm}$ 。
- ② 当 $t \leq 6\text{mm}$ 时, $h_{fmax} \leq t$ 。

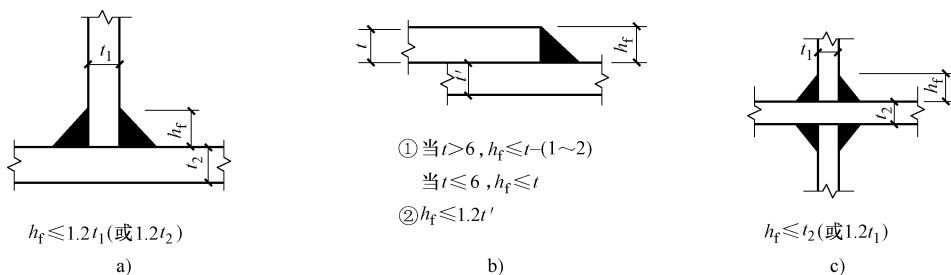


图 3-25 角焊缝的焊脚尺寸

3) 不等焊脚尺寸。当焊件厚度相差较大, 且采用等焊脚尺寸无法满足最大和最小焊脚尺寸的要求时, 可采用不等焊脚尺寸, 即与较薄焊件接触的焊脚尺寸满足 $h_f \leq 1.2t_1$, 与较厚焊件接触的焊脚尺寸满足 $h_f \geq 1.5\sqrt{t_2}$, 其中 $t_2 > t_1$, 如图 3-25c 所示。

4) 侧面角焊缝的最大计算长度。侧面角焊缝的最大计算长度取 $l_w \leq 60h_f$ 。当实际长度大于上述规定数值时, 其超过部分在计算中不予考虑; 若内力沿侧面角焊缝全长分布时, 其计算

长度不受此限制，如工字形截面柱或梁的翼缘与腹板的连接焊缝等。

5) 最小计算长度。角焊缝焊脚大而长度过小时，将使焊件局部加热严重，并且起弧、灭弧的弧坑相距太近，以及可能产生其他缺陷，使焊缝不够可靠。因此，《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 规定， $l_w \geq 8h_f$ 且 $l_w \geq 40\text{mm}$ 。

6) 当板件端部仅用两侧面角焊缝连接时，为避免应力传递的过分弯折而使构件中应力不均匀，《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 规定，侧面角焊缝长度 $l \geq b$ ，如图 3-26a 所示；为避免焊缝横向收缩时引起板件拱曲太大，如图 3-26b 所示，《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 规定， $b \leq 16t$ ($t > 12\text{mm}$) 或 190mm ($t \leq 12\text{mm}$)， t 为较薄焊件厚度。当宽度 b 不满足此规定时，应加正面角焊缝。

7) 在搭接连接中，为减少焊缝收缩产生的残余应力以及偏心产生的附加弯矩，规定搭接长度 $l_d \geq 5t_{\min}$ ，且不得小于 25mm ，如图 3-27 所示。

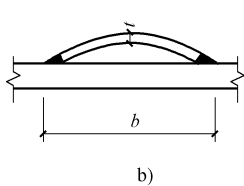
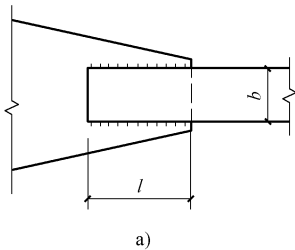


图 3-26 仅用两侧焊缝连接的构造要求

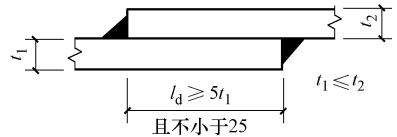


图 3-27 搭接长度要求

8) 当角焊缝的端部在构件的转角处时，为避免起弧、灭弧的缺陷发生在应力集中较严重的转角处，规定在转角处作长度为 $2h_f$ 的绕角焊，且在施焊时必须在转角处连续施焊不能断弧，如图 3-28 所示。

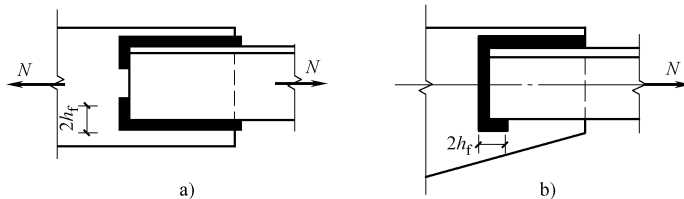


图 3-28 角焊缝的绕角焊

3.4.2 角焊缝的计算

角焊缝的计算包括角焊缝受轴心力作用时的计算（对接连接时用盖板的角焊缝计算和角钢连接的角焊缝计算）；弯矩、剪力和轴心力共同作用时 T 形连接的角焊缝计算；扭矩、剪力和轴心力共同作用时搭接连接的角焊缝计算等。

1. 直角角焊缝强度计算的基本公式

实际计算时采用简化的方法，假定角焊缝的破坏截面在最小截面（ 45° 喉部截面），其计算厚度为 $h_e = h_f \cos 45^\circ = 0.7h_f$ ，其面积为 $h_e l_w$ ， l_w 为角焊缝的计算长度，该截面称为角焊缝的计算截面，并假定截面上的应力沿焊缝长度方向均匀分布，其应力分析如图 3-29 所示。

由图 3-29 可知，各应力分量满足折算应力公式：

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 + \tau_f^2)} = f_u^w \quad (3-9)$$

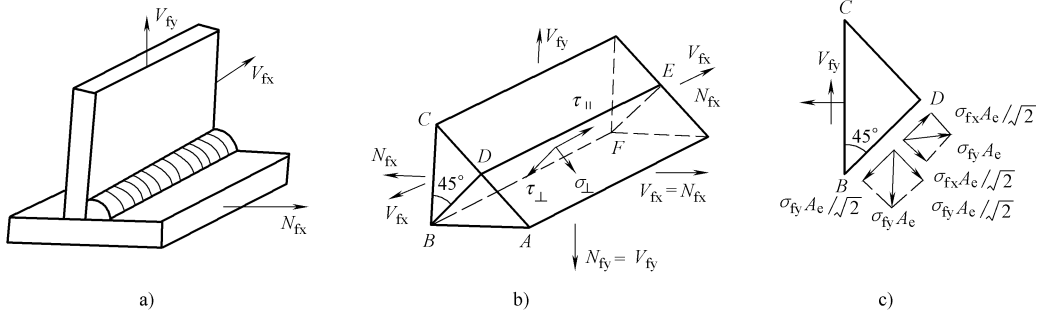


图 3-29 角焊缝应力分析

角焊缝的抗拉强度设计值 $f_u^w = \sqrt{3}f_f^w$

而
$$\sigma_f = \frac{N_{fy}}{h_e l_w}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_f}{\sqrt{2}}, \tau_f = \tau_{\parallel} = \frac{N_{fx}}{h_e l_w}$$

代入式 (3-9), 并整理得出角焊缝计算公式为

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (3-10)$$

式中 σ_f ——按焊缝有效截面计算, 垂直于焊缝长度方向的应力;

τ_f ——按焊缝有效截面计算, 平行于焊缝长度方向的应力;

β_f ——正面角焊缝的强度设计值增大系数, 对承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构取 1.22; 对直接承受动力荷载的结构取 1.0;

f_f^w ——角焊缝强度设计值, 按附表 1-2 采用。

2. 角焊缝受轴心力作用时的计算

(1) 对接连接时用盖板的角焊缝计算 当作用力 (拉力、压力、剪力) 通过角焊缝群的形心时, 可认为焊缝的应力为均匀分布。因作用力方向与焊缝长度方向间关系的不同, 故在应用式 (3-10) 计算时应分别考虑:

1) 侧面角焊缝或作用力平行于焊缝长度方向的焊缝:

$$\tau_f = \frac{N}{h_e \sum l_w} \leq f_f^w \quad (3-11)$$

式中 l_w ——角焊缝的计算长度, 对每条焊缝取其实际长度减去 $2h_f$ 。

2) 正面角焊缝或作用力垂直于焊缝长度方向的焊缝:

$$\sigma_f = \frac{N}{h_e \sum l_w} \leq \beta_f f_f^w \quad (3-12)$$

3) 两个方向的力共同作用的角焊缝, 应分别计算两个方向力作用下的 σ_f 和 τ_f , 然后按式 (3-10) 计算。

4) 周围角焊缝。由侧面、正面和斜向角焊缝组成的周围角焊缝, 假设破坏时各部分都达到了各自的极限强度, 可按式计算:

$$\frac{N}{\sum (\beta_f h_e l_w)} \leq f_f^w \quad (3-13)$$

对承受静力荷载或间接动力荷载的结构，上式中 β_f 按下列规定采用：侧面角焊缝部分取 $\beta_f=1.0$ ；正面角焊缝部分取 $\beta_f=1.22$ ；斜向角焊缝部分按 $\beta_f=\beta_{f\theta}=1/\sqrt{1-\sin^2\theta/3}$ 计算， $\beta_{f\theta}$ 称为斜向角焊缝强度增大系数，其值在1.0~1.22之间。表3-2列出了轴心力与焊缝长度方向的夹角 θ 与 $\beta_{f\theta}$ 的关系。对直接承受动力荷载的结构，则一律取 $\beta_{f\theta}=1.0$ 。

表 3-2 $\beta_{f\theta}$ 值

θ	0°	20°	30°	40°	45°	50°	60°	70°	80°~90°
$\beta_{f\theta}$	1	1.02	1.04	1.08	1.10	1.11	1.15	1.19	1.22

[例 3-3] 试设计图 3-30a 所示一双层盖板的对接接头连接。已知钢板截面尺寸为 230mm×14mm，盖板截面尺寸为 2-190mm×10mm，承受轴心力设计值 800kN（静力荷载），钢材为 Q235B 钢，焊条 E43 型，焊条电弧焊。

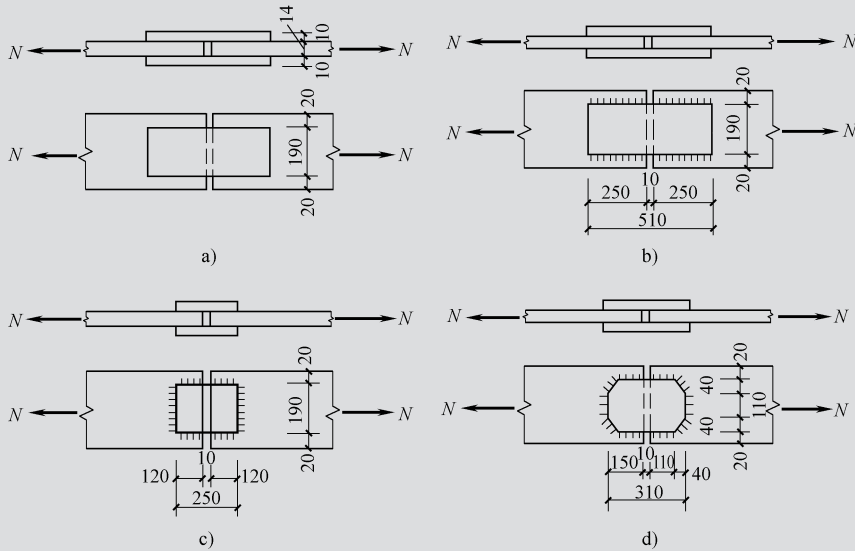


图 3-30 例 3-3 图

[解] 确定角焊缝的焊脚尺寸 h_f

$$h_{f\max} = t - (1 \sim 2) \text{ mm} = 10 \text{ mm} - (1 \sim 2) \text{ mm} = (8 \sim 9) \text{ mm} < 1.2t_{\min} = 1.2 \times 10 \text{ mm} = 12 \text{ mm}$$

$$h_{f\min} = 1.5\sqrt{t_{\max}} = 1.5 \times \sqrt{14} \text{ mm} = 5.6 \text{ mm}$$

取 $h_f = 8 \text{ mm}$

由附表 1-2，查得角焊缝强度设计值 $f_f^w = 160 \text{ N/mm}^2$ 。

(1) 采用侧面角焊缝，如图 3-30b 所示。

因用双层盖板，接头一侧共有 4 条焊缝，每条焊缝所需的计算长度为

$$l_w = \frac{N}{4h_e f_f^w} = \frac{800 \times 10^3}{4 \times 0.7 \times 8 \times 160} \text{ mm} = 223.2 \text{ mm}, \text{ 取 } l_w = 230 \text{ mm}$$

盖板总长 $L = (230 + 2 \times 8) \times 2 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 502 \text{ mm}$ ，取 $L = 510 \text{ mm}$

$$l_w = 230 \text{ mm} < 60h_f = 60 \times 8 \text{ mm} = 480 \text{ mm}$$

$$> 8h_f = 8 \times 8 \text{ mm} = 64 \text{ mm}$$

$$l = 250 \text{ mm} > b = 190 \text{ mm}$$

$t = 10 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$ 且 $b = 190 \text{ mm}$ ，满足构造要求。

(2) 采用三面围焊, 如图 3-30c 所示。

正面角焊缝所能承受的内力 N' 为

$$N' = 2 \times 0.7 h_f l_w' \beta_f f_f^w = 2 \times 0.7 \times 8 \times 190 \times 1.22 \times 160 \text{ N} = 415386 \text{ N}$$

接头一侧所需侧缝的计算长度为

$$l_w' = \frac{N - N'}{4 h_e f_f^w} = \frac{800000 - 415386}{4 \times 0.7 \times 8 \times 160} \text{ mm} = 107.3 \text{ mm}$$

盖板总长: $L = (107.3 + 8) \times 2 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 240.6 \text{ mm}$, 取 250 mm。

(3) 采用菱形盖板, 如图 3-30d 所示。

为使传力较平顺和减小拼接盖板四角处焊缝的应力集中, 可将拼接盖板做成菱形。连接焊缝由 3 部分组成, 取①两条端缝 $l_{w1} = 110 \text{ mm}$, ②四条侧缝 $l_{w2} = (110 - 8) \text{ mm} = 102 \text{ mm}$, ③

四条斜缝 $l_{w3} = \sqrt{40^2 + 40^2} \text{ mm} = 56 \text{ mm}$ 。其承载力分别为

$$\text{正面角焊缝 } N_1 = \beta_f h_e l_{w1} f_f^w = 1.22 \times 0.7 \times 8 \times 2 \times 110 \times 160 \text{ N} = 240486 \text{ N}$$

$$\text{侧面角焊缝 } N_2 = h_e l_{w2} f_f^w = 0.7 \times 8 \times 4 \times 102 \times 160 \text{ N} = 365568 \text{ N}$$

斜焊缝 $\theta = 45^\circ$, 由表 3-2 查得 $\beta_{f\theta} = 1.1$ 。

$$\text{则斜缝 } N_3 = h_e l_{w3} \beta_{f\theta} f_f^w = 0.7 \times 8 \times 4 \times 56 \times 1.1 \times 160 \text{ N} = 220774 \text{ N}$$

连接一侧共能承受的内力为: $N_1 + N_2 + N_3 = 826.8 \text{ kN} > 800 \text{ kN}$

所需拼接盖板总长: $L = (40 + 110) \times 2 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 310 \text{ mm}$, 比采用三面围焊的矩形盖板的长度有所增加, 但减小了应力集中现象, 改善了连接的工作性能。

(2) 角钢连接的角焊缝计算 在钢桁架中, 杆件一般采用角钢, 各杆件与连接板用角焊缝连接在一起, 连接焊缝可以采用两面侧焊、三面围焊和 L 形围焊三种形式, 如图 3-31 所示。为了避免焊缝偏心受力, 焊缝传递的合力作用线应与角钢的轴线重合。

1) 采用两侧面角焊缝连接, 如图 3-31a 所示。

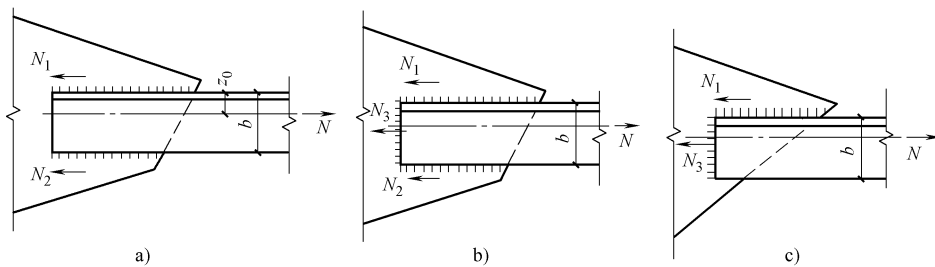


图 3-31 角钢与钢板的角焊缝连接

a) 两面侧焊 b) 三面围焊 c) L 形围焊

虽然轴心力通过截面形心, 由于截面形心到角钢肢背和肢尖的距离不等, 因此, 肢背焊缝和肢尖焊缝承担的内力也不相等。设 N_1 、 N_2 分别为角钢肢背和肢尖焊缝承担的内力, 由平衡条件 $\sum M = 0$, 可得

$$N_1 = \frac{b - z_0}{b} N = k_1 N \quad (3-14)$$

$$N_2 = \frac{z_0}{b} N = k_2 N \quad (3-15)$$

式中 b ——角钢肢宽；

z_0 ——角钢的形心轴到肢背的距离，由型钢表查得；

k_1 、 k_2 ——角钢肢背与角钢肢尖焊缝的内力分配系数，可按表 3-3 取用。

2) 采用三面围焊连接，如图 3-31b 所示。

先根据构造要求选取正面角焊缝的焊脚尺寸 h_{f3} ，计算其所能承担的内力 N_3 （设截面为双角钢组成的 T 形截面）：


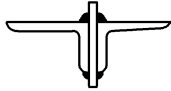

$$N_3 = 2 \times 0.7 h_{f3} b \beta_f f_f^w \quad (3-16)$$

由平衡条件可得：

$$N_1 = k_1 N - N_3 / 2 \quad (3-17)$$

$$N_2 = k_2 N - N_3 / 2 \quad (3-18)$$

表 3-3 角钢角焊缝内力分配系数

角钢类型		等边角钢	不等边角钢 (短边相连)	不等边角钢 (长边相连)
连接情况				
分配系数	角钢肢背 k_1	0.70	0.75	0.65
	角钢肢尖 k_2	0.30	0.25	0.35

3) 采用 L 形围焊，如图 3-31c 所示。

$$N_3 = 2 \times 0.7 h_{f1} b \beta_f f_f^w \quad (3-19)$$

$$N_1 = N - N_3 \quad (3-20)$$

根据以上计算求得各条焊缝的内力后，按构造要求确定肢背与肢尖焊缝的焊脚尺寸，然后可计算出肢背与肢尖焊缝的计算长度。

对于双角钢组成的 T 形截面：

肢背的一条侧面角焊缝计算长度为

$$l_{w1} = \frac{N_1}{2 \times 0.7 h_{f1} f_f^w} \quad (3-21)$$

肢尖的一条侧面角焊缝计算长度为

$$l_{w2} = \frac{N_2}{2 \times 0.7 h_{f2} f_f^w} \quad (3-22)$$

式中 h_{f1} ——角钢肢背焊缝的焊脚尺寸；

h_{f2} ——角钢肢尖焊缝的焊脚尺寸。

每条侧面角焊缝的实际长度，根据施焊情况和连接类型确定：用围焊相连（三面围焊或 L 形围焊），焊缝的实际长度为 $l = l_w + h_f$ ；两侧面角焊缝连接，每条侧面角焊缝的实际长度为 $l = l_w + 2h_f$ ；绕角焊的侧面角焊缝，其焊缝实际长度为 $l = l_w$ （绕角焊缝长度 $2h_f$ 不计入计算长度）。

[例 3-4] 如图 3-32 所示，角钢与节点板采用三面围焊连接，轴心力设计值 $N = 800\text{kN}$ （静力荷载），角钢为 $2 \angle 110 \times 10$ ，与厚度为 12mm 的节点板连接，钢材为 Q235B 钢，焊条电弧焊，采用 E43 型焊条。试确定所需焊缝焊脚尺寸和焊缝长度。

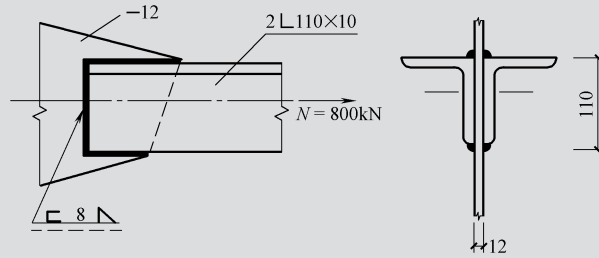


图 3-32 例 3-4 图

[解] 由附表 1-2 查得, 角焊缝强度设计值 $f_f^w = 160\text{N/mm}^2$ 。

由表 3-3 查得, 焊缝内力分配系数为: $k_1 = 0.70$, $k_2 = 0.30$ 。

(1) 确定所需焊缝焊脚尺寸。假设角钢肢背、肢尖及正面角焊缝焊脚尺寸相同。

$$1. 2t_{\min} = 1.2 \times 10\text{mm} = 12\text{mm}$$

$$1.5\sqrt{t_{\max}} = 1.5 \times \sqrt{12}\text{mm} = 5.2\text{mm}$$

$$t - (1 \sim 2)\text{mm} = 10\text{mm} - (1 \sim 2)\text{mm} = 8 \sim 9\text{mm}$$

取 $h_f = 8\text{mm}$ 。

(2) 确定所需焊缝长度。

正面角焊缝所能承受的内力 N_3 为

$$N_3 = 2h_e l_{w3} \beta_f f_f^w = 2 \times 0.7 \times 8 \times 110 \times 1.22 \times 160\text{N} = 240\text{kN}$$

角钢肢背焊缝承受的内力为

$$N_1 = k_1 N - N_3 / 2 = (0.7 \times 800 - 240 / 2)\text{kN} = 440\text{kN}$$

角钢肢尖焊缝承受的内力为

$$N_2 = k_2 N - N_3 / 2 = (0.30 \times 800 - 240 / 2)\text{kN} = 120\text{kN}$$

肢背焊缝需要的实际长度为

$$l_1 = \frac{N_1}{2h_e f_f^w} + 8\text{mm} = \left(\frac{440 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} + 8 \right)\text{mm} = 254\text{mm}, \text{取 } 260\text{mm}$$

肢尖焊缝需要的实际长度为

$$l_2 = \frac{N_2}{2h_e f_f^w} + 8\text{mm} = \left(\frac{120 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} + 8 \right)\text{mm} = 75\text{mm}, \text{取 } 80\text{mm}$$

综上, 焊缝焊脚尺寸取 $h_f = 8\text{mm}$, 肢背和肢尖焊缝的实际长度分别为 260mm 和 80mm。

3. 弯矩、剪力和轴心力共同作用时 T 形连接的角焊缝计算

(1) 矩形截面 图 3-33a 所示为一受偏心力 V 作用的角焊缝连接的 T 形接头。将作用力 V 向焊缝群形心简化, 角焊缝同时承受轴心力 N 、剪力 V 和弯矩 $M = Ve$ 的共同作用。焊缝计算截面上的应力分布如图 3-33b 所示, 图中 A 点应力最大, 为计算控制点。

由 N 产生的垂直于焊缝长度方向的应力为

$$\sigma_f^N = \frac{N}{A_w} = \frac{N}{2h_e l_w} \quad (3-23)$$

由 M 产生的垂直于焊缝长度方向的应力为

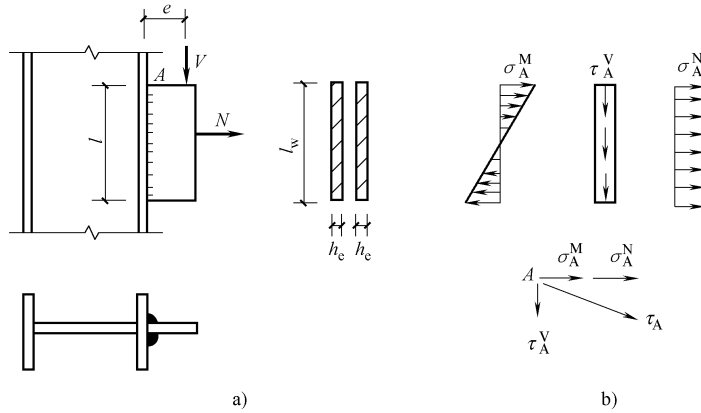


图 3-33 弯矩、剪力和轴心力共同作用时 T 形连接的角焊缝

a) 受力示意图 b) 应力图

$$\sigma_f^M = \frac{M}{W_w} = \frac{6M}{2h_e l_w^2} \quad (3-24)$$

由 \$V\$ 产生的平行于焊缝长度方向的应力为

$$\tau_f^V = \frac{V}{A_w} = \frac{V}{2h_e l_w} \quad (3-25)$$

将式 (3-23)~式 (3-25) 代入式 (3-10)，焊缝上 \$A\$ 点的应力应满足：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f^N + \sigma_f^M}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (3-26)$$

仅有弯矩和剪力共同作用时，焊缝上 \$A\$ 点的应力应满足：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f^M}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (3-27)$$

式中 \$A_w\$——角焊缝的有效截面面积；

\$W_w\$——角焊缝的有效截面模量。

(2) 工字形截面 对于工字形截面梁（或牛腿）与钢柱翼缘的角焊缝连接，通常承受弯矩和剪力的联合作用，如图 3-34 所示。在剪力作用下，如果没有腹板焊缝的存在，则翼缘板将会发生明显挠曲，因此，翼缘板的抗剪能力很差。计算时常用两种方法：腹板焊缝承受全部剪力，全部焊缝承担弯矩作用；腹板焊缝承受全部剪力，翼缘焊缝承担全部弯矩。全部焊缝包括 2 条腹板焊缝，2 条长翼缘焊缝和 4 条短翼缘焊缝。

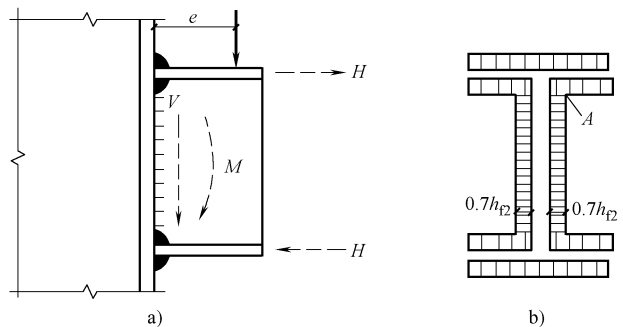


图 3-34 工字形截面梁（或牛腿）与钢柱翼缘的角焊缝连接

a) 受力示意图 b) 焊缝示意图

1) 腹板焊缝承受全部剪力，全部焊缝承担弯矩作用。

由图 3-34 可知，最大应力发生在翼缘焊缝最外纤维处，为保证焊缝的正常工作，其应力

应满足角焊缝的强度条件:

$$\sigma_{\text{fl}} = \frac{M}{I_w} \cdot \frac{h}{2} \leq \beta_f f_f^w \quad (3-28)$$

式中 M ——全部焊缝所承担的弯矩;

I_w ——全部焊缝有效截面对中和轴的惯性矩;

h ——上下翼缘焊缝有效截面最外纤维之间的距离。

除此之外,翼缘焊缝和腹板焊缝的交界处“ A ”点,承受较大的弯曲应力和剪应力,该处也为设计控制点。

$$\sigma_{\text{f2}} = \frac{M}{I_w} \cdot \frac{h_2}{2} \text{ 或 } \sigma_{\text{f2}} = \sigma_{\text{fl}} \cdot \frac{h_2}{h}$$

$$\tau_{\text{f}} = \frac{V}{\sum (h_{e2} l_{w2})}$$

式中 $\sum (h_{e2} l_{w2})$ ——腹板焊缝有效截面面积之和;

h_2 ——腹板焊缝的实际长度。

“ A ”点的强度验算公式为

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{f2}}}{\beta_f}\right)^2 + \tau_{\text{f}}^2} \leq f_f^w \quad (3-29)$$

2) 腹板焊缝承受全部剪力,翼缘焊缝承担全部弯矩。

此时可将弯矩简化为一对水平力 $H = M/h$, 则翼缘焊缝的强度验算公式为

$$\sigma_{\text{f}} = \frac{H}{h_{e1} l_{w1}} \leq \beta_f f_f^w \quad (3-30)$$

腹板焊缝的强度验算公式为

$$\tau_{\text{f}} = \frac{V}{2h_{e2} l_{w2}} \leq f_f^w \quad (3-31)$$

式中 h ——翼缘中线间距离;

$h_{e1} l_{w1}$ ——一条翼缘焊缝的有效截面面积;

$2h_{e2} l_{w2}$ ——两条腹板焊缝的有效截面面积。

[例 3-5] 如图 3-35 所示,牛腿与钢柱用角焊缝连接。轴心力设计值 $N = 360\text{kN}$ (静力荷载),偏心距 $e = 300\text{mm}$,焊脚尺寸 $h_{\text{fl}} = 8\text{mm}$, $h_{\text{f2}} = 6\text{mm}$ 。钢材为 Q235B 钢,焊条电弧焊,采用 E43 型焊条。试验算该角焊缝的强度。

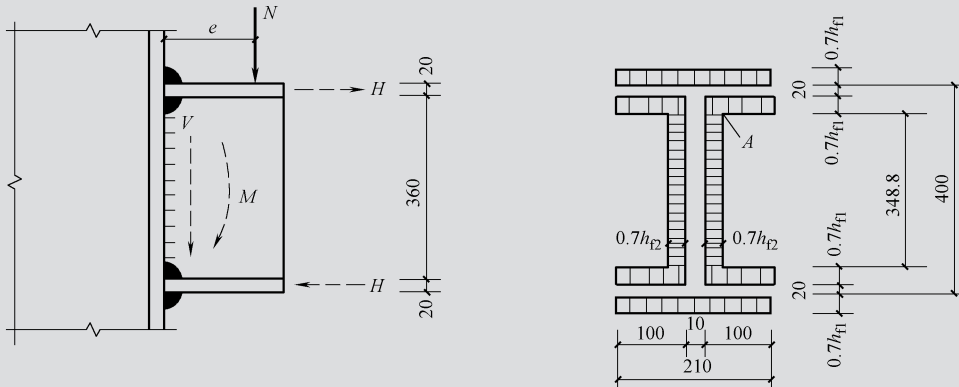


图 3-35 例 3-5 图

[解] 由图 3-35 可知

$$V = N = 360 \text{ kN}$$

$$M = Ne = 360 \times 0.3 \text{ kN} \cdot \text{m} = 108 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(1) 腹板焊缝承受全部剪力, 全部焊缝承担弯矩作用。

全部焊缝有效截面对中和轴的惯性矩:

$$I_w = \left(2 \times \frac{4.2 \times 348.8^3}{12} + 2 \times 210 \times 5.6 \times 202.8^2 + 4 \times 100 \times 5.6 \times 177.2^2 \right) \text{ mm}^4 = 19677 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

翼缘焊缝的最大应力:

$$\sigma_{fl} = \frac{M}{I_w} \cdot \frac{h}{2} = \frac{108 \times 10^6}{19677 \times 10^4} \times \frac{411.2}{2} \text{ N/mm}^2 = 112.8 \text{ N/mm}^2 < \beta_f f_f^w = 1.22 \times 160 \text{ N/mm}^2 = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{控制点“A”处的弯曲应力 } \sigma_{f2} = \sigma_{fl} \frac{h_2}{h} = 112.8 \times \frac{348.8}{411.2} \text{ N/mm}^2 = 95.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{控制点“A”处的剪应力 } \tau_f = \frac{V}{\sum (h_{e2} l_{w2})} = \frac{360 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 6 \times 348.8} \text{ N/mm}^2 = 122.9 \text{ N/mm}^2$$

控制点“A”处的强度:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{f2}}{\beta_f} \right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{95.7}{1.22} \right)^2 + 122.9^2} \text{ N/mm}^2 = 145.8 \text{ N/mm}^2 < f_f^w = 160 \text{ N/mm}^2$$

满足要求。

(2) 腹板焊缝承受全部剪力, 翼缘焊缝承担全部弯矩。

翼缘焊缝承受的水平力 $H = M/h = 108 \times 10^6 / 380 \text{ N} = 284.2 \times 10^3 \text{ N}$

翼缘焊缝的强度:

$$\begin{aligned} \sigma_f &= \frac{H}{h_{e1} l_{w1}} = \frac{284.2 \times 10^3}{0.7 \times 8 \times (210 + 2 \times 100)} \text{ N/mm}^2 \\ &= 123.8 \text{ N/mm}^2 < \beta_f f_f^w = 195 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

腹板焊缝的强度:

$$\begin{aligned} \tau_f &= \frac{V}{2h_{e2} l_{w2}} = \frac{360 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 6 \times 348.8} \text{ N/mm}^2 \\ &= 122.9 \text{ N/mm}^2 < f_t^w = 160 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

满足要求。

上述两种计算方法说明, 该角焊缝的强度均满足要求。

4. 扭矩、剪力和轴心力共同作用时搭接连接的角焊缝计算

(1) 角焊缝承受扭矩作用 扭矩作用于角焊缝所在平面内, 使角焊缝产生扭矩, 如图 3-36 所示。此时, 通常假定被连接构件在扭矩作用平面内可忽略其变形, 即视为刚性体。角焊缝在扭矩作用下, 以焊缝的形心 O 为扭转中心发生扭转, 焊缝群上各点剪应力的方向均垂直于该点与形心的连线, 大小则与该点至形心的距离 r 成正比。焊缝群上 A 点离形心最远, 应力最大, 则该处为设计控制点。

A 点应力为

$$\tau_A^T = \frac{Tr}{I} = \frac{Tr}{I_x + I_y} \quad (3-32)$$

$$\sigma_{Ay}^T = \tau_A^T \cos\theta = \frac{Tr}{I} \cdot \frac{r_x}{r} = \frac{Tr_x}{I_x + I_y} (\downarrow) \quad (3-33)$$

$$\tau_{Ax}^T = \tau_A^T \sin\theta = \frac{Tr}{I} \cdot \frac{r_y}{r} = \frac{Tr_y}{I_x + I_y} (\rightarrow) \quad (3-34)$$

则焊缝强度的计算公式为

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{Ay}^T}{\beta_f}\right)^2 + (\tau_{Ax}^T)^2} \leq f_f^w$$

(2) 角焊缝承受扭矩、轴心力和剪力共同作用

(图 3-37) 在扭矩、轴心力和剪力共同作用下, 角焊缝的强度计算步骤为:

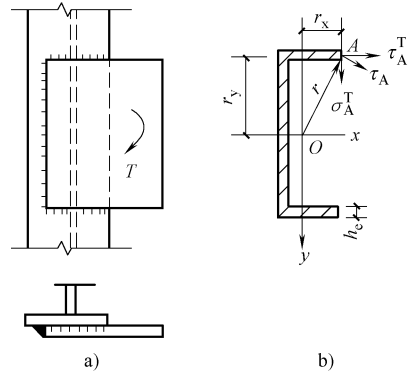


图 3-36 承受扭矩作用的角焊缝连接

a) 受力示意图 b) 应力图

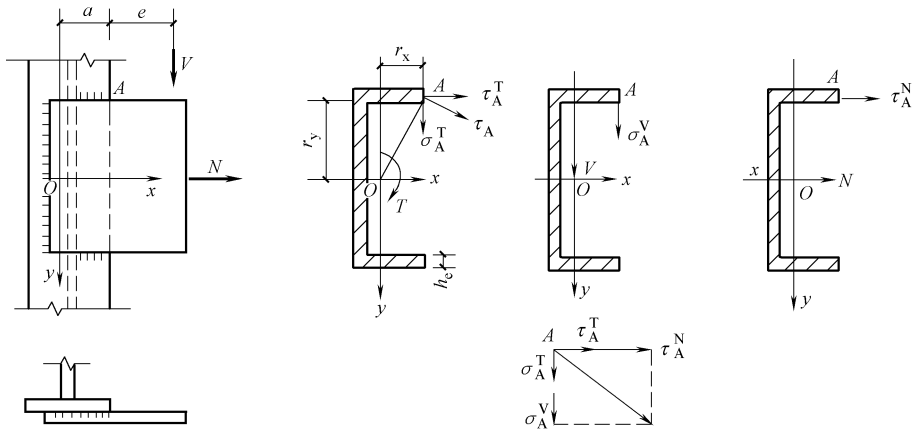


图 3-37 承受扭矩、轴心力和剪力作用的角焊缝连接

- 1) 求焊缝有效截面的形心 O 和相关数据 (惯性矩 I 、 r_x 、 r_y)。
- 2) 将所受外力平移到形心点, 得到剪力 V 、轴心力 N 和扭矩 $T = V(a+e)$ 。
- 3) 计算各力 N 、 V 、 T 单独作用下控制点 A 的应力:

轴心力 N 作用下 $\tau_A^N = \frac{N}{h_e \sum l_w} (\rightarrow)$

剪力 V 作用下 $\sigma_A^V = \frac{V}{h_e \sum l_w} (\downarrow)$

扭矩 T 在 y 方向应力 $\sigma_{Ay}^T = \tau_A^T \cos\theta = \frac{Tr}{I} \cdot \frac{r_x}{r} = \frac{Tr_x}{I_x + I_y} (\downarrow)$

扭矩 T 在 x 方向应力 $\tau_{Ax}^T = \tau_A^T \sin\theta = \frac{Tr}{I} \cdot \frac{r_y}{r} = \frac{Tr_y}{I_x + I_y} (\rightarrow)$

- 4) 验算控制点 A 的强度:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{Ay}^T + \sigma_A^V}{\beta_f}\right)^2 + (\tau_{Ax}^T + \tau_A^N)^2} \leq f_f^w$$

[例 3-6] 如图 3-38 所示, 牛腿与钢柱用角焊缝的搭接连接。 $F=200\text{kN}$ (静力荷载), 偏心距 $e_1=300\text{mm}$, $l_1=400\text{mm}$, $l_2=300\text{mm}$, 焊脚尺寸 $h_f=8\text{mm}$ 。钢材为 Q235B 钢, 焊条电弧焊, 采用 E43 型焊条。试验算该焊缝群的强度。

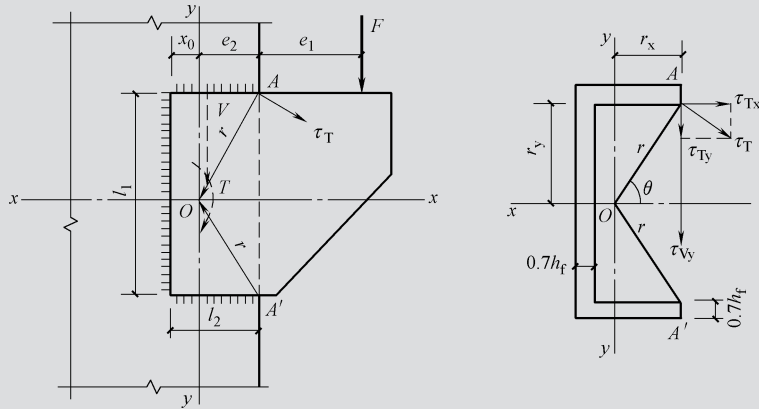


图 3-38 例 3-6 图

[解] 由图 3-38 可知, 该焊缝群承受扭矩和剪力的共同作用。

(1) 求焊缝有效截面的形心 O 和相关数据。

$$x_0 = \frac{2l_2l_2/2}{2l_2+l_1} = \frac{2 \times 300 \times 300 / 2}{2 \times 300 + 400} \text{mm} = 90 \text{mm}$$

$$I_x = \left(\frac{0.7 \times 8 \times 400^3}{12} + 2 \times 0.7 \times 8 \times 300 \times 200^2 \right) \text{mm}^4 = 16427 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$I_y = 2 \times \frac{0.7 \times 8 \times 300^3}{12} \text{mm}^4 + 2 \times 0.7 \times 8 \times 300 \times (150 - 90)^2 \text{mm}^4 + 0.7 \times 8 \times 400 \times 90^2 \text{mm}^4 = 5544 \times 10^4 \text{mm}^4$$

$$I = I_x + I_y = (16427 \times 10^4 + 5544 \times 10^4) \text{mm}^4 = 21971 \times 10^4 \text{mm}^4$$

因 $e_2 = l_2 - x_0 = (300 - 90) \text{mm} = 210 \text{mm}$

故 $r_x = e_2 = 210 \text{mm}$ $r_y = l_1 / 2 = 400 / 2 \text{mm} = 200 \text{mm}$

(2) 将所受外力平移到形心点, 得到剪力 V 、扭矩 T 。

$$V = F = 200 \text{kN}$$

$$T = F(e_1 + e_2) = 200 \times (300 + 210) \times 10^{-3} \text{kN} \cdot \text{m} = 102 \text{kN} \cdot \text{m}$$

(3) 计算 V 、 T 单独作用下控制点 A 的应力:

剪力 V 作用下

$$\sigma_A^V = \frac{V}{h_e \sum l_w} = \frac{200 \times 10^3}{0.7 \times 8 \times (2 \times 300 + 400)} \text{N/mm}^2 = 35.8 \text{N/mm}^2 (\downarrow)$$

扭矩 T 在 y 方向应力

$$\sigma_{Ay}^T = \frac{Tr_x}{I} = \frac{102 \times 10^6 \times 210}{21971 \times 10^4} \text{N/mm}^2 = 97.5 \text{N/mm}^2 (\downarrow)$$

扭矩 T 在 x 方向应力

$$\tau_{Ax}^T = \frac{Tr_y}{I} = \frac{102 \times 10^6 \times 200}{21971 \times 10^4} \text{N/mm}^2 = 92.9 \text{N/mm}^2 (\rightarrow)$$

(4) 验算控制点 A 的强度:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{Ay}^T + \sigma_A^V}{\beta_f}\right)^2 + (\tau_{Ax}^T)^2} = \sqrt{\left(\frac{97.5 + 35.8}{1.22}\right)^2 + 92.9^2} \text{ N/mm}^2$$

$$= 143.4 \text{ N/mm}^2 < f_f^w = 160 \text{ N/mm}^2$$

综上, 该焊缝群的强度满足要求。

3.5 焊接残余应力和残余变形

3.5.1 焊接残余应力的分类和产生的原因

1. 焊接残余应力的分类

焊接残余应力按其于焊缝长度方向或厚度方向的关系可分为纵向焊接残余应力、横向焊接残余应力和厚度方向焊接残余应力。无外加约束的情况下, 焊接残余应力是自相平衡的内应力。

- 1) 纵向焊接残余应力——沿焊缝长度方向的应力。
- 2) 横向焊接残余应力——垂直于焊缝长度方向的应力。
- 3) 沿厚度方向的焊接残余应力。

2. 焊接残余应力产生的原因

(1) 纵向焊接残余应力 焊接过程是一个不均匀的加热和冷却过程, 焊件上产生不均匀的温度场, 焊缝处可达 1600℃, 而邻近区域温度骤降, 如图 3-39 所示。高温时钢材膨胀大, 但受到两侧温度低、膨胀小的钢材限制, 产生热态塑性压缩, 焊缝冷却时被塑性压缩的焊缝区趋向收缩, 但受到两侧钢材的限制而产生拉应力。对于低碳钢和低合金钢, 该拉应力可使钢材达到屈服强度。焊接残余应力是无荷载的内应力, 故在焊件内自相平衡, 这必然在焊缝稍远区产生压应力。

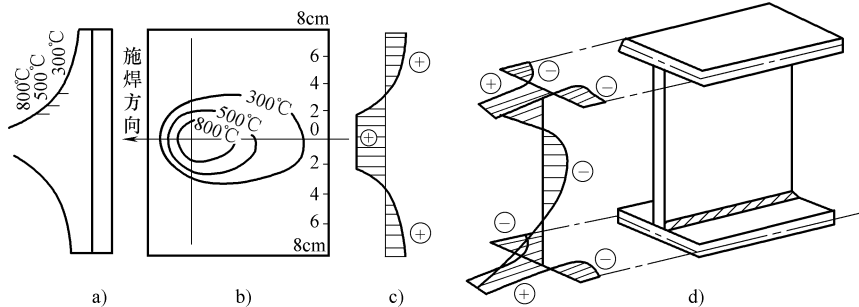


图 3-39 施焊时焊缝及附近的温度场和焊接残余应力

(2) 横向焊接残余应力 (图 3-40) 焊缝的纵向收缩使焊件有反向弯曲变形的趋势, 导致两焊件在焊缝处中部受拉, 两端受压; 焊接时已凝固的先焊焊缝, 阻止后焊焊缝的横向膨胀, 产生横向塑性压缩变形。焊缝冷却时, 后焊焊缝的收缩受先焊焊缝的限制而产生拉应力, 而先焊焊缝产生压应力, 因应力自相平衡, 更远处焊缝则产生拉应力; 应力分布与施焊方向有关。

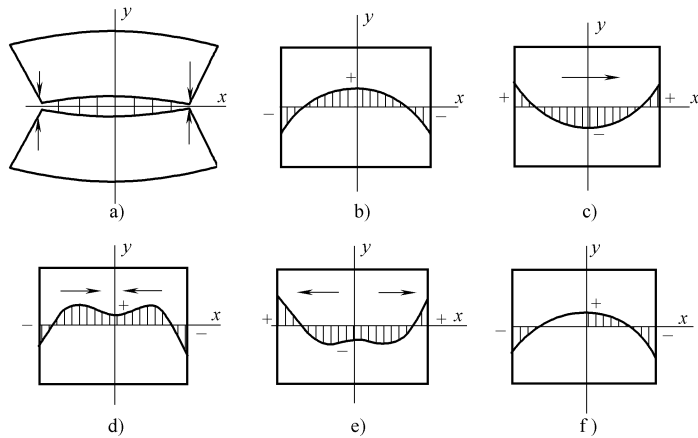


图 3-40 横向焊接残余应力

(3) 沿厚度方向的焊接残余应力 在厚钢板的焊接连接中，焊缝需要多层施焊，焊接时沿厚度方向已凝固的先焊焊缝，阻止后焊焊缝的膨胀，产生塑性压缩变形。焊缝冷却时，后焊焊缝的收缩受先焊焊缝的限制而产生拉应力，而先焊焊缝产生压应力，因应力自相平衡，更远处焊缝则产生拉应力。因此，除了横向和纵向焊接残余应力 σ_x 、 σ_y 外，还存在沿厚度方向的焊接残余应力 σ_z ，这三种应力形成同号（受拉）三向应力，大大降低了连接的塑性，如图 3-41 所示。

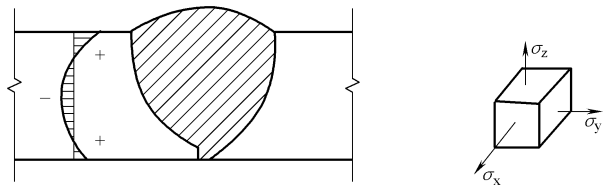


图 3-41 沿厚度方向的焊接残余应力

3.5.2 焊接残余应力和残余变形的危害

1. 对结构静力强度的影响 (图 3-42)

假设轴心受拉构件在受荷前截面上存在纵向焊接应力，其分布如图 3-42a 所示。由于截面 bt 部分的焊接拉应力已达屈服强度 f_y ，故在轴心拉力 N 作用下，其应力不再增加。由于钢材具有一定的塑性，拉力 N 由受压的弹性区承担。随着 N 的增大，两侧受压区逐渐变为受拉，最后全截面应力达到 f_y (图 3-42b)。

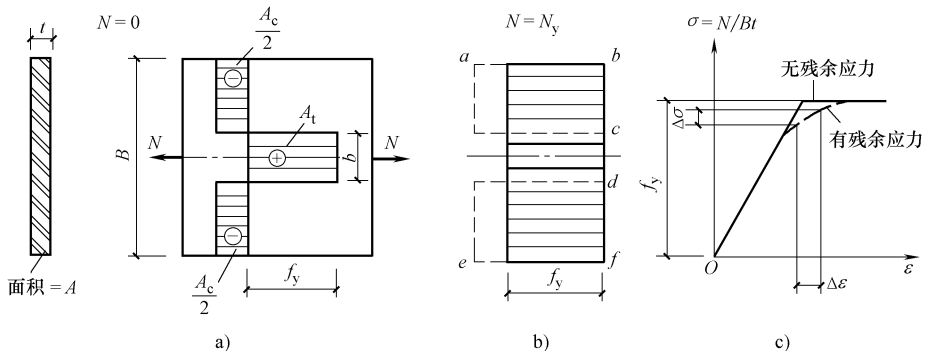


图 3-42 焊接残余应力对静力强度的影响

因焊接残余应力自相平衡, 故: $A_t = A_c = btf_y$

当板件全截面达到 f_y , 即 $N = N_y$ 时: $N_y = A_c + (B-b)tf_y = Btf_y$

Btf_y 为构件无焊接应力时全截面达到 f_y 时所承受的外力, 故构件的承载力在有焊接应力时完全相同, 即焊接残余应力对结构的静力强度没有影响。

2. 对结构刚度的影响

如图 3-42 所示, 当焊接残余应力存在时, 因截面 bt 部分的拉应力已经达到 f_y , 故该部分刚度为零 (屈服), 这时在 N 作用下应变增量为

$$\Delta\varepsilon_1 = \frac{\Delta N}{(B-b)tE}$$

当截面上没有焊接残余应力时, 在 N 作用下应变增量为

$$\Delta\varepsilon_2 = \frac{\Delta N}{BtE}$$

因为 $B-b < B$, 故 $\Delta\varepsilon_1 > \Delta\varepsilon_2$ 。

焊接残余应力的存在增大了结构的变形, 即降低了结构的刚度。

另外, 对于轴心受压构件, 焊接残余应力使其挠曲刚度减小, 降低了压杆的稳定承载力。

3. 对低温工作的影响

对于厚板或交叉焊缝 (图 3-43), 将产生三向焊接残余应力, 限制了其塑性的发展, 增加了钢材低温脆断倾向。所以, 降低或消除焊接残余应力是改善结构低温冷脆性能的重要措施。

4. 对疲劳强度的影响

在焊缝及其附近, 主体金属焊接残余拉应力通常达到钢材的屈服强度, 此部位是形成和发展疲劳裂纹的敏感区域。因此焊接残余应力对结构的疲劳强度有明显的不良影响。

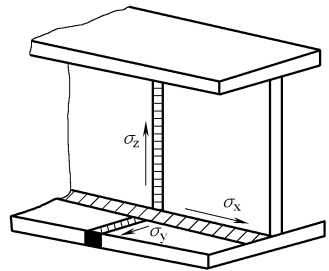


图 3-43 三向焊接残余应力

无外加约束的情况下, 焊接残余应力是自相平衡的内应力。因此, 焊接残余应力对在常温下承受静力荷载的结构承载力没有影响, 但会降低构件的刚度和稳定性。因焊缝中存在三向同号应力, 阻碍了塑性变形, 使裂缝容易发生和发展, 因此疲劳强度降低。

3.5.3 焊接残余变形

焊接残余变形 (图 3-44) 有纵横向的收缩变形、弯曲变形、角变形和扭曲变形等。焊接残余变形会使构件不能保持正确的设计尺寸及位置, 使安装发生困难, 甚至可能影响结构的工作。例如轴心压杆, 因焊接发生了弯曲变形, 变成了压弯构件, 强度和稳定承载力都会降低。

3.5.4 减少焊接残余应力和残余变形的措施

1. 设计上的措施 (图 3-45)

1) 焊接位置合理安排。合理安排焊接位置, 尽可能使焊缝对称布置, 如图 3-45a、c 是正确的, 而图 3-45b、d 是不正确的。

2) 焊缝尺寸要适当。

3) 焊缝数量要少, 且不宜过分集中。

4) 应尽量避免两条以上的焊缝垂直交叉。尽量避免焊缝过度集中和多方向相交, 应采用

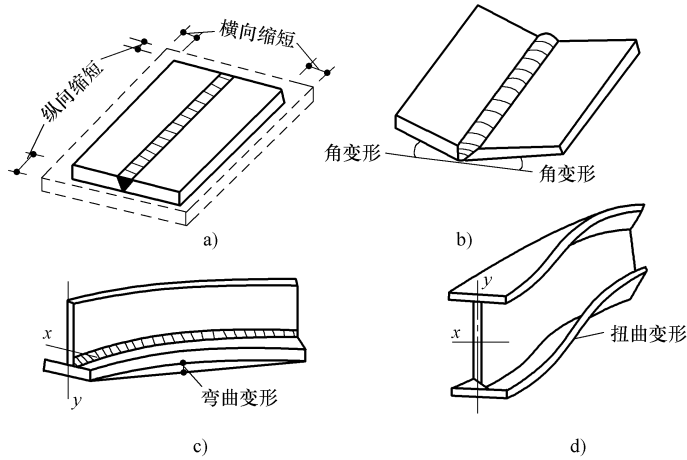


图 3-44 焊接残余变形的形式

a) 纵横向变形 b) 角变形 c) 弯曲变形 d) 扭曲变形

图 3-45e、g 的形式，避免采用图 3-45f 的形式。

5) 应尽量避免母材在厚度方向的收缩应力。连接过渡尽可能平缓，如采用图 3-45h 的形式，避免采用图 3-45i 的形式。

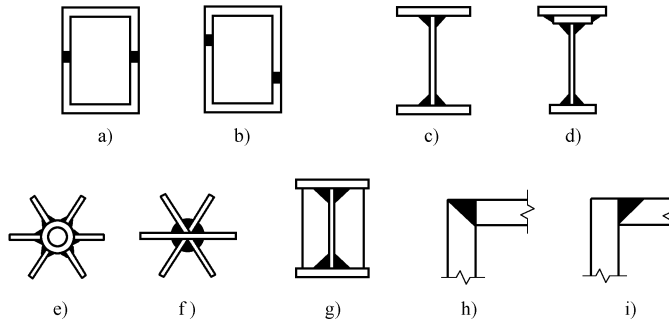


图 3-45 焊缝的设计措施

2. 工艺方面 (图 3-46)

(1) 采用合理的施焊次序 图 3-46a 所示为长焊缝采用分段退焊，图 3-46b 所示为厚焊缝采用分层焊，图 3-46c 所示为钢板分块拼接，图 3-46d 所示为工字形截面施行对角跳焊。

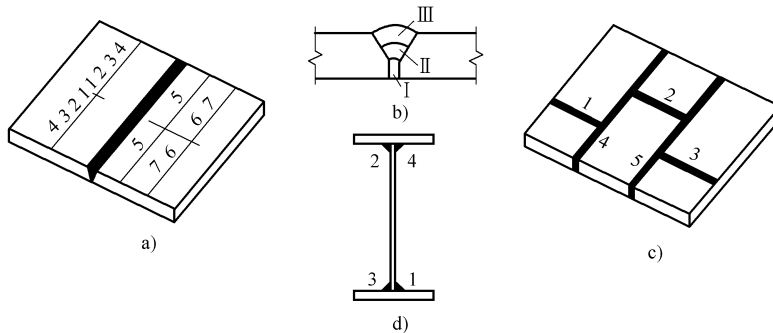


图 3-46 合理的施焊次序

a) 分段退焊 b) 沿厚度方向分层焊 c) 钢板分块拼接 d) 对角跳焊

(2) 采用反向预变形 如图 3-47 所示, 即施焊前给构件一个与焊接变形相反的变形, 使之与焊接所引起的变形相抵消, 来减少最终的焊接变形量。

(3) 小尺寸构件焊前预热 对于小尺寸构件, 可在焊前预热或焊后回火加热到 600°C 左右, 然后缓慢冷却, 这样可消除焊接残余应力。焊接后对焊件进行锤击, 也可减少焊接应力与焊接变形。

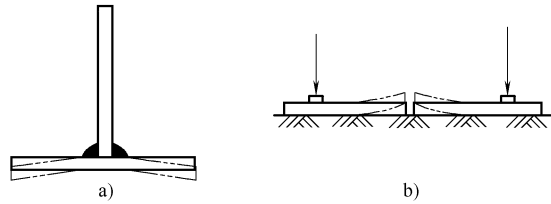


图 3-47 反向预变形措施

3.6 螺栓连接的排列和构造要求

3.6.1 螺栓的规格和排列

1. 螺栓的规格

钢结构工程中采用的普通螺栓形式为六角头型, 其代号用字母 M 与公称直径的毫米数表示, 建筑工程常用 M16、M20、M24 等。

2. 螺栓的排列

螺栓的排列应遵循简单紧凑、整齐划一和便于安装紧固的原则, 通常采用并列和错列两种形式, 如图 3-48 所示。并列简单, 但栓孔对截面削弱较大; 错列紧凑, 减少截面削弱, 但排列较繁琐。

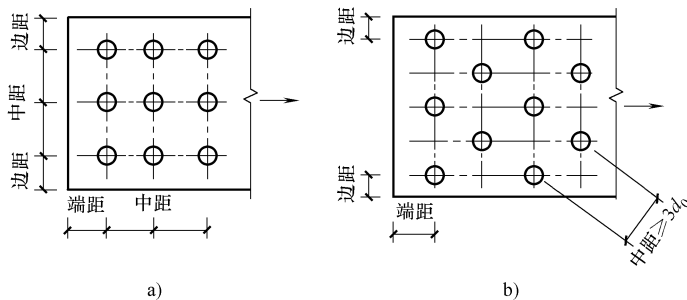


图 3-48 螺栓的排列

a) 并列布置 b) 错列布置

不论采用哪种排列方法, 螺栓间距及螺栓到构件边缘的距离应满足下列要求:

(1) 受力要求 螺栓间距及螺栓到构件边缘的距离不应太小, 以免螺栓之间的钢板截面削弱过大造成钢板被拉断, 或边缘处螺栓孔前的钢板被冲剪断裂。对于受压构件, 顺力方向的栓距不应过大, 否则螺栓间钢板可能鼓曲。

(2) 构造要求 螺栓间距及边距不应过大, 否则钢板不能紧密贴合, 潮气容易侵入缝隙引起钢板锈蚀。

(3) 施工要求 螺栓间距应有足够的距离以便于转动扳手, 拧紧螺母。

《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 规定了螺栓中心间距及边距的最大、最小限值, 见表 3-4。

表 3-4 螺栓或铆钉的最大、最小容许距离 (单位: mm)

名称	位置和方向		最大容许距离 (取两者的较小值)	最小容许距离
中心间距	外排(垂直内力方向或顺内力方向)		$8d_0$ 或 $12t$	$3d_0$
	中间排	垂直内力方向	$16d_0$ 或 $24t$	
		顺内力方向	构件受压力 $12d_0$ 或 $18t$ 构件受拉力 $16d_0$ 或 $24t$	
	沿对角线方向		—	
中心至 构件边缘 距离	顺内力方向		$4d_0$ 或 $8t$	$2d_0$
	垂直内力方向	剪切边或手工气割边		$1.5d_0$
		轧制边、自动气割或 锯割边		高强度螺栓 其他螺栓或铆钉

注: 1. d_0 为螺栓或铆钉的孔径, t 为外层较薄板件的厚度。
2. 钢板边缘与刚性构件(如角钢、槽钢等)相连的螺栓或铆钉的最大间距, 可按中间排的数值采用。

型钢(角钢、工字钢和槽钢)上的螺栓排列(图 3-49), 除了满足表 3-4 要求外, 还应注意不要在靠近截面倒角和圆角处打孔, 还应分别符合表 3-5、表 3-6 和表 3-7 的要求。

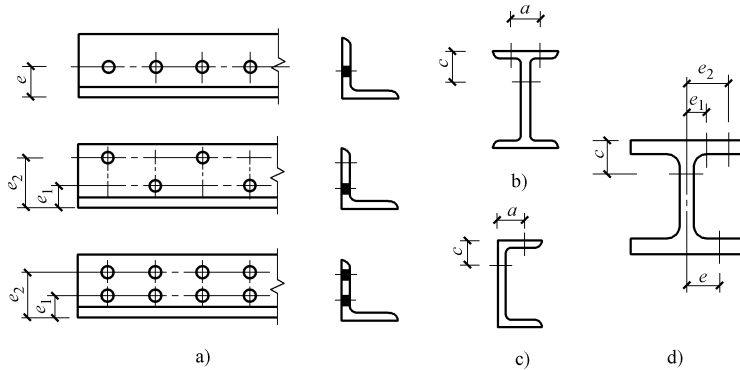


图 3-49 型钢的螺栓(铆钉)排列

表 3-5 角钢上螺栓或铆钉线距 (单位: mm)

单行 排列	角钢肢宽	40	45	50	56	63	70	双行 错列	角钢肢宽	125	140	160	180	200
	线距 e	25	25	30	30	35	40		线距 e_1	55	60	70	70	80
	钉孔最大直径	11.5	13.5	13.5	15.5	17.5	20		线距 e_2	90	100	120	140	160
									钉孔最大直径	24	24	26	26	26
单行 排列	角钢肢宽	75	80	90	100	110	125	双行 并列	角钢肢宽	160	180	200		
	线距 e	40	45	50	55	60	70		线距 e_1	60	70	80		
	钉孔最大直径	22	22	24	24	26	26		线距 e_2	130	140	160		
									钉孔最大直径	24	24	26		

表 3-6 工字钢和槽钢腹板上的螺栓线距 (单位: mm)

工字钢型号	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40	45	50	56	63
线距 c_{min}	40	45	45	45	50	50	55	60	60	65	70	75	75	75	75
槽钢型号	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40	—	—	—	—
线距 c_{min}	40	45	50	50	55	55	55	60	65	70	75	—	—	—	—

3.6.2 螺栓连接的构造要求

螺栓连接除了满足上述螺栓排列的容许距离外, 根据不同情况尚应满足下列构造要求:

表 3-7 工字钢和槽钢翼缘上的螺栓线距

(单位: mm)

工字钢型号	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40	45	50	56	63
线距 a_{\min}	40	40	50	55	60	65	65	70	75	80	80	85	90	95	95
槽钢型号	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40	—	—	—	—
线距 a_{\min}	30	35	35	40	40	45	45	45	50	56	60	—	—	—	—

1) 为使连接可靠, 每一杆件在节点上以及拼接接头的一端, 不宜少于 2 个永久性螺栓。对于组合构件的缀条, 其端部连接可采用一个螺栓。

2) 直接承受动力荷载的普通螺栓受拉连接应采用双螺母或其他防止螺母松动的有效措施, 如采用双螺母、弹簧垫圈, 或将螺母和螺杆焊死等方法。

3) C 级螺栓与孔壁的间隙较大, 宜用于沿其杆轴方向受拉连接。在下列情况下, 可用于受剪连接:

① 承受静力荷载或间接承受动力荷载结构中的次要连接。

② 承受静力荷载的可拆卸结构的连接。

③ 临时固定构件用的安装连接。

4) 当型钢构件拼接采用高强度螺栓连接时, 其拼接件宜采用钢板。

5) 沿杆轴方向受拉的螺栓 (或铆钉) 连接中的端板 (法兰板), 应适当增加其刚度 (如加设加劲肋), 以减少撬力对螺栓 (或铆钉) 抗拉承载力的不利影响。

3.7 普通螺栓连接的工作性能和计算

3.7.1 普通螺栓连接的受力性能

螺栓连接按螺栓传力方式可分为受剪连接、受拉连接和同时受拉受剪连接, 如图 3-50 所示。受剪连接是依靠螺栓杆的受剪和螺栓杆对孔壁挤压来传递垂直于螺栓杆方向的外力; 受拉连接是连接受力后使被连接件的接触面产生相互脱离倾向的螺栓连接, 是由螺栓杆直接承受拉力来传递平行于螺栓杆的外力; 连接受力后产生相对滑移和脱离倾向的螺栓连接为同时受拉受剪连接, 是依靠螺栓杆的承压、受剪和直接承受拉力来传递外力。当外力垂直于螺栓杆时, 该螺栓为剪力螺栓; 当外力平行于螺栓杆时, 该螺栓为拉力螺栓。

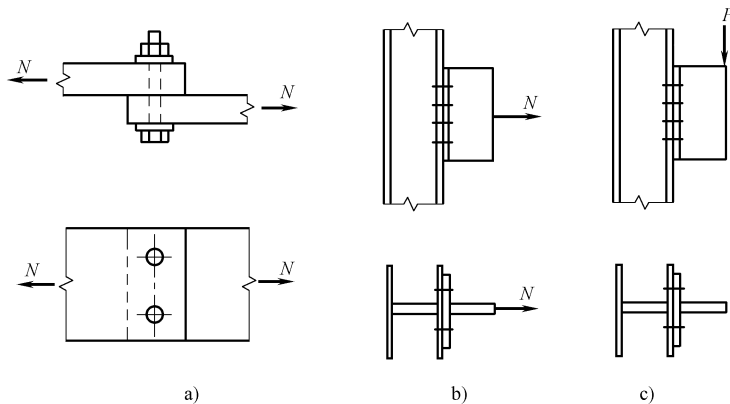


图 3-50 普通螺栓按传力方式分类

a) 受剪连接 b) 受拉连接 c) 同时受拉和受剪连接

3.7.2 普通螺栓受剪连接

1. 受力性能

受剪连接是最常见的螺栓连接形式，以两块钢板对接双盖板的普通螺栓连接为试件，可得到试件上 a 、 b 两点的相对位移与外力 N 之间的关系曲线。由图 3-51 可知，该连接工作经历了以下四个阶段：

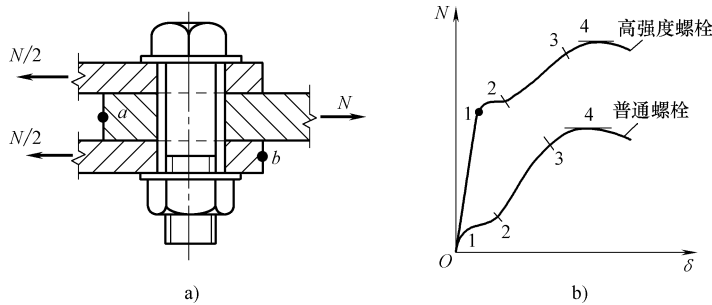


图 3-51 单个螺栓抗剪试验

a) 测试试件 b) 试验结果曲线

(1) 摩擦传力的弹性阶段 (0~1 段) 在施荷之初，荷载较小，连接中的剪力也较小，荷载依靠构件接触面间的摩擦力来传递，螺栓杆与孔壁的间隙保持不变。该阶段为图 3-51b 中的直线段，此时连接处于弹性状态。该阶段较短，摩擦力很小，一般情况下可忽略不计。

(2) 滑移阶段 (1~2 段) 荷载继续增大，剪力达到摩擦力的最大值后，板件间突然发生水平滑移，最大滑移量为螺栓孔和螺栓杆间的距离，表现在曲线上为 1~2 的近似水平段。

(3) 栓杆传力的弹性阶段 (2~3 段) 该阶段主要依靠螺栓杆与孔壁的接触传力。螺栓杆受剪力、拉力和弯矩作用，孔壁受挤压。由于材料的弹性以及螺栓杆拉力增大导致板件间摩擦力增大， N - δ 关系以曲线状态上升。

(4) 弹塑性阶段 (3~4 段) 达到点“3”后，即使给荷载以很小的增量，连接的剪切变形也会迅速增大，直到连接破坏。“4”点 (曲线的最高点) 即为普通螺栓抗剪连接的极限承载力。

2. 破坏形式

抗剪螺栓连接在荷载作用下，可能有五种破坏形式 (图 3-52)：①螺栓杆被剪断；②板件被挤压破坏或螺栓承压破坏；③板件被拉断；④构件端部被冲剪破坏；⑤螺栓杆弯曲破坏。

为保证螺栓连接能安全承载，针对第①、②种破坏，通过计算单个螺栓的承载力来控制；第③种破坏，通过验算构件净截面强度来控制；第④、⑤种破坏，通过采取一定构造措施来控制，保证螺栓间距及边距不小于表 3-4 的规定，可避免构件端部板被剪坏，限制板叠厚度不超过螺栓杆直径的 5 倍，可防止螺栓杆弯曲破坏。

3. 单个受剪螺栓的抗剪承载力

受剪螺栓中，假定螺栓受剪面上的剪应力均匀分布；孔壁承压应力换算为沿螺栓杆直径投影宽度内板件面上均匀分布的应力。

单个受剪螺栓的受剪承载力设计值为

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \quad (3-35)$$

单个受剪螺栓的承压承载力设计值为

$$N_c^b = d \sum t f_c^b \quad (3-36)$$

式中 n_v ——受剪面数目，单剪 $n_v=1$ ，双剪 $n_v=2$ ，四剪 $n_v=4$ ，如图 3-53 所示；

d ——螺栓杆直径；

Σt ——在同一受力方向承压构件的较小总厚度；

f_v^b 、 f_c^b ——螺栓的抗剪和承压强度设计值，查附表 1-3。

单个受剪螺栓的承载力设计值应取 N_v^b 和 N_c^b 中的较小值 N_{min}^b 。

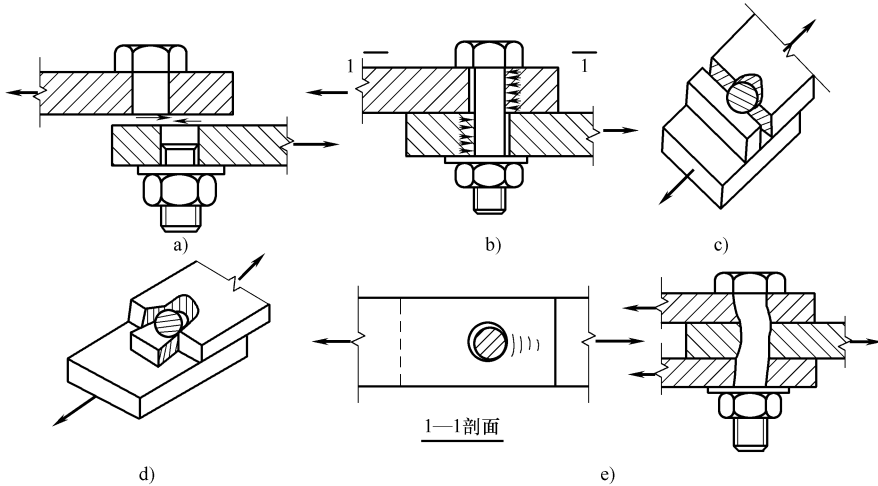


图 3-52 抗剪螺栓连接的破坏形式

- a) 螺栓杆被剪断
- b) 板件被挤压破坏或螺栓承压破坏
- c) 板件被拉断
- d) 构件端部被冲剪破坏
- e) 螺栓杆弯曲破坏

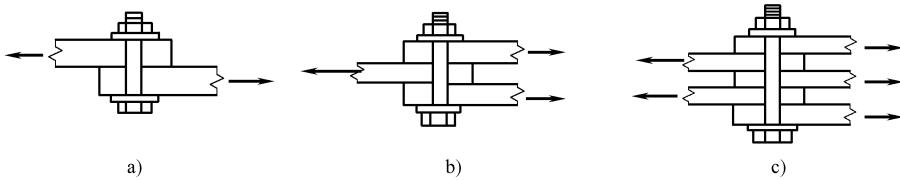


图 3-53 受剪螺栓连接

- a) 单剪
- b) 双剪
- c) 四剪

4. 普通螺栓群的轴心抗剪计算

(1) 确定连接所需螺栓个数 受轴心力作用的螺栓连接对接接头，试验证明，在轴心力作用下，各螺栓在弹性工作阶段受力并不相等，呈现两端大、中间小的分布态势，如图 3-54 所示。

不过，当螺栓沿受力方向的连接长度 l_1 不太大，进入弹塑性阶段时，内力重分布而使螺栓群中各螺栓受力逐渐趋于相等。因此，可按平均受力计算。

连接一侧需要的螺栓个数为

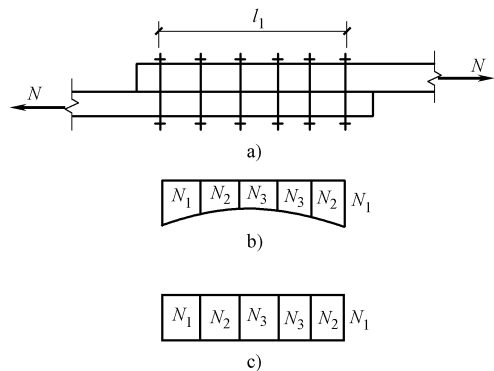


图 3-54 螺栓群的抗剪连接试验

- a) 螺栓群连接
- b) 弹性阶段受力状态
- c) 塑性阶段受力状态

$$n = \frac{N}{N_{\min}^b} \quad (3-37)$$

当螺栓沿受力方向的连接长度 l_1 过大时，各螺栓受力将很不均匀，端部螺栓受力最大，可能首先破坏，然后依次逐个向内破坏。因此，《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 规定对此种情况，将螺栓（含高强度螺栓）的承载力设计值 N_v^b 和 N_c^b 乘以折减系数 β 。

$$\text{当 } l_1 > 15d_0 \text{ 时} \quad \beta = 1.1 - \frac{l_1}{150d_0} \quad (3-38)$$

$$\text{当 } l_1 \geq 60d_0 \text{ 时} \quad \beta = 0.7 \quad (3-39)$$

式中 d_0 ——孔径。

(2) 构件净截面强度验算 为防止构件或连接板由于螺栓孔削弱而被拉（或压）断，需要验算连接开孔处的净截面强度：

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq f \quad (3-40)$$

式中 A_n ——构件或连接件在所验算截面处的净截面面积；

N ——构件或连接件验算截面处的轴心力设计值；

f ——钢材的抗拉（或抗压）强度设计值。见附表 1-1。

净截面强度验算应选择构件或连接件的最不利截面，即最大内力或净截面较小的截面。图 3-55a 所示为螺栓并列布置，连接件和构件中的内力变化如图 3-55b 所示。构件最不利截面为 1—1 截面，受力最大为 N ；连接板的最不利截面为截面 5—5，受力也为 N 。因此还须按下列公式比较两截面的净截面面积，来确定连接的最不利截面。

$$\text{构件截面 1—1} \quad A_n = (b - n_1 d_0) t \quad (3-41)$$

$$\text{连接件截面 5—5} \quad A_n = 2(b - n_2 d_0) t_1 \quad (3-42)$$

式中 n_1 、 n_2 ——截面 1—1 和截面 5—5 上的螺栓孔数目；

t 、 t_1 ——构件和连接件的厚度；

d_0 ——螺栓孔直径；

b ——构件和连接件的宽度。

图 3-56 所示为螺栓错列布置，构件或连接件除可能沿直线截面 1—1 破坏外，还可能沿折

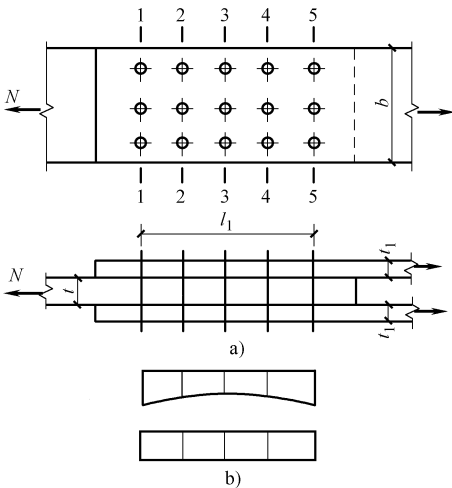


图 3-55 并列排列净截面强度验算
a) 螺栓并列布置 b) 内力变化

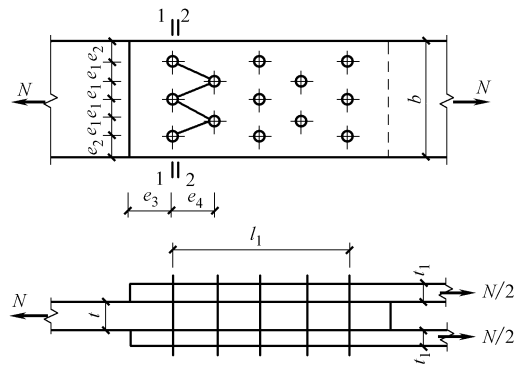


图 3-56 错列排列净截面强度验算

线截面 2—2 破坏, 须按下式计算 2—2 截面的净截面面积, 以确定最不利截面:

$$A_n = [2e_1 + (n_2 - 1)\sqrt{a^2 + e^2} - n_2 d_0]t \quad (3-43)$$

式中 n_2 ——折线截面 2—2 上的螺栓孔数。

[例 3-7] 已知两截面为 $-12\text{mm} \times 400\text{mm}$ 的钢板, 采用双盖板和 C 级普通螺栓拼接, 螺栓为 M20, 钢材 Q235B 钢, 承受轴心拉力设计值 $N=805\text{kN}$ 。试设计此连接 (螺栓孔径 $d_0 = d+2\text{mm} = 22\text{mm}$)。

[解] (1) 确定连接盖板截面面积。采用双盖板拼接, 截面尺寸选 $-6\text{mm} \times 400\text{mm}$, 与被连接钢板截面面积相等。

由附表 1-3 查得, $f_v^b = 140\text{N}/\text{mm}^2$, $f_c^b = 305\text{N}/\text{mm}^2$ 。

(2) 确定所需螺栓数目和螺栓排列布置。

单个螺栓受剪承载力设计值:

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b = 2 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \times 140\text{N} = 87964\text{N}$$

单个螺栓承压承载力设计值:

$$N_c^b = d \sum t f_c^b = 20 \times 12 \times 305\text{N} = 73200\text{N}$$

$$l_1 = 140\text{mm} < 15d_0 = 15 \times 22\text{mm} = 330\text{mm}$$

则连接一侧所需螺栓数目为

$$n = \frac{N}{N_{\min}^b} = \frac{805 \times 10^3}{73200} = 11$$

取 $n=12$ 。

采用并列布置, 如图 3-57 所示。连接盖板尺寸采用 $2-6\text{mm} \times 400\text{mm} \times 490\text{mm}$, 其螺栓的中距、边距和端距均满足表 3-4 的构造要求。

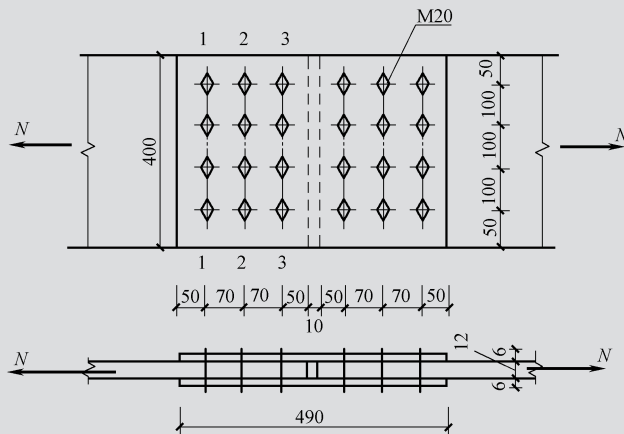


图 3-57 例 3-7 螺栓排列图

(3) 验算连接板的净截面强度。

由附表 1-1 查得, $f=215\text{N}/\text{mm}^2$ 。

连接钢板在截面 1—1 受力最大为 N , 连接盖板则在截面 3—3 受力最大为 N , 但因两者钢材、截面均相同, 故只验算连接钢板。

$$A_n = (b - n_1 d_0) t = (400 - 4 \times 22) \times 12 \text{ mm}^2 = 3744 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{805 \times 10^3}{3744} \text{ N/mm}^2 = 215.01 \text{ N/mm}^2 \approx 215 \text{ N/mm}^2$$

满足要求。

5. 普通螺栓群的偏心抗剪计算

(1) 螺栓群在扭矩作用下 (图 3-58) 的抗剪计算

1) 基本假定:

① 被连接构件是绝对刚性的, 而螺栓则是弹性的。

② 各螺栓绕螺栓群形心 O 旋转, 其受力大小与其至螺栓群形心 O 的距离 r 成正比, 力的方向与其至螺栓群形心的连线相垂直。

2) 螺栓群在扭矩作用下的抗剪计算。

由图 3-58 可知, 1 号螺栓离形心最远, 其所受剪力最大, 故 1 号螺栓为设计控制螺栓。

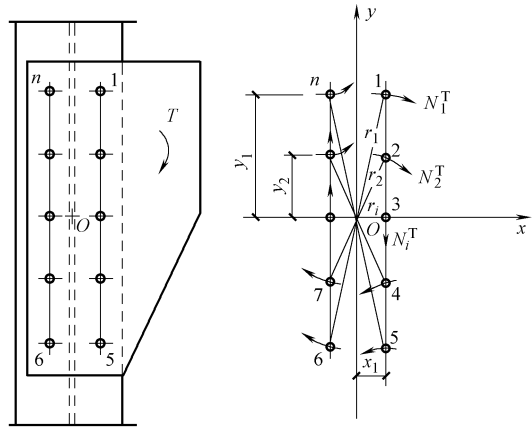


图 3-58 螺栓群受扭矩作用

根据平衡条件:

$$T = N_1^T r_1 + N_2^T r_2 + \dots + N_n^T r_n \tag{3-44}$$

根据螺栓受力大小与其至形心 O 的距离 r 成正比条件:

$$\frac{N_1^T}{r_1} = \frac{N_2^T}{r_2} = \dots = \frac{N_n^T}{r_n} \tag{3-45}$$

可得

$$N_1^T = \frac{T r_1}{\sum r_i^2} = \frac{T r_1}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2} \leq N_{\min}^b \tag{3-46}$$

(2) 普通螺栓群在扭矩、剪力和轴心力共同作用下的抗剪计算 (图 3-59) 在扭矩 T 作用下, 螺栓 1 受力:

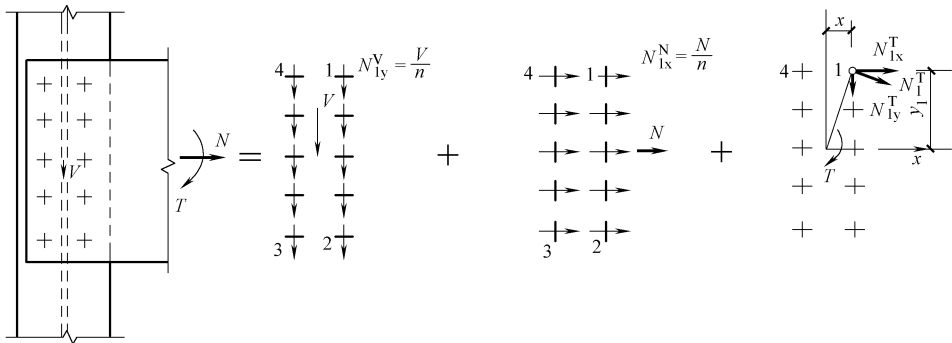


图 3-59 普通螺栓群受扭矩、剪力和轴心力共同作用下的抗剪计算

$$N_{1x}^T = N_1^T \frac{y_1}{r_1} = \frac{T y_1}{\sum r_i^2} = \frac{T y_1}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2} (\rightarrow) \tag{3-47}$$

$$N_{1y}^T = N_1^T \frac{x_1}{r_1} = \frac{T x_1}{\sum r_i^2} = \frac{T x_1}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2} (\downarrow) \quad (3-48)$$

在剪力 V 作用下, 螺栓群均匀受力: $N_{1y}^V = V/n (\downarrow)$ (3-49)

在轴心力 N 作用下, 螺栓群均匀受力: $N_{1x}^N = N/n (\rightarrow)$ (3-50)

则螺栓 1 承受的最大剪力 N_1 应满足:

$$N_1 = \sqrt{(N_{1x}^N + N_{1x}^T)^2 + (N_{1y}^V + N_{1y}^T)^2} \leq N_{\min}^b \quad (3-51)$$

[例 3-8] 如图 3-60 所示, 试设计牛腿与柱的搭接连接。已知偏心力 $F=230\text{kN}$ (设计值), 偏心距 $e=300\text{mm}$, 钢材 Q235B 钢。

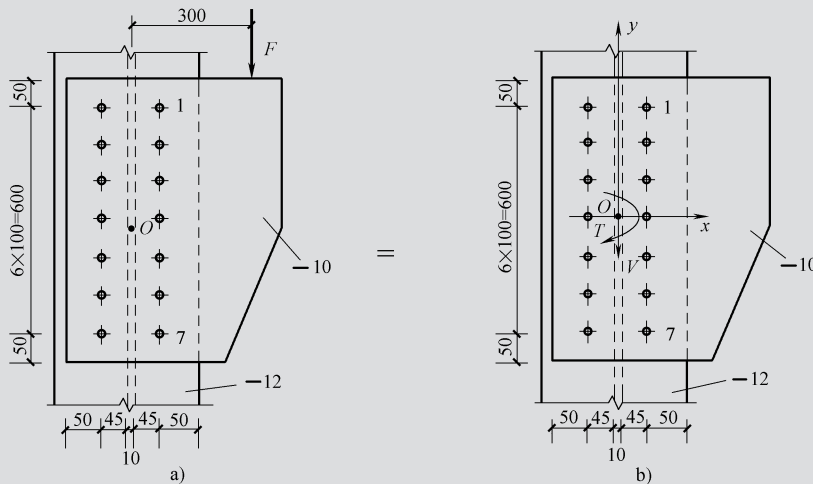


图 3-60 例 3-8 图

[解] (1) 假设选用 M20 螺栓, 取 $d_0=21.5\text{mm}$ 。

(2) 螺栓布置。采用两列并列布置, 如图 3-60a 所示, 其中距、边距及端距均满足构造要求。

(3) 计算各种力。将偏心力 F 向螺栓群形心等效为 $V=230\text{kN}$, $T=Fe=230\times 0.3\text{kN}\cdot\text{m}=69\text{kN}\cdot\text{m}$

(4) 单个螺栓的承载力设计值:

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b = 1 \times \frac{3.14 \times 20^2}{4} \times 140 \times 10^{-3} \text{kN} = 44 \text{kN}$$

$$N_c^b = d \sum t f_c^b = 20 \times 10 \times 305 \times 10^{-3} \text{kN} = 61 \text{kN}$$

取 $N_{\min}^b = 44\text{N}$ 。

(5) 螺栓群的受力验算。由图可知, 在剪力和扭矩的共同作用下, 1 号螺栓受力最大。

因 $y_1 = 300\text{mm} > 3x_1 = 3 \times 50\text{mm} = 150\text{mm}$

故扭矩作用下 $N_{1x}^T = \frac{T y_1}{\sum y_i^2} = \frac{69 \times 10^6 \times 300}{4 \times (100^2 + 200^2 + 300^2)} \times 10^{-3} \text{kN} = 37 \text{kN} (\rightarrow)$

剪力作用下 $N_{1y}^V = V/n = 230/14\text{kN} = 16.4\text{kN}(\downarrow)$

$$N_1 = \sqrt{(N_{1x}^T)^2 + (N_{1y}^V)^2} = \sqrt{37^2 + 16.4^2}\text{kN} = 40.5\text{kN} < N_{\min}^b = 44\text{kN}$$

综上, 该排列满足要求。

3.7.3 普通螺栓受拉连接

1. 单个普通螺栓的抗拉承载力

单个抗拉螺栓的承载力设计值为

$$N_t^b = A_e f_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^b \quad (3-52)$$

式中 d_e 、 A_e ——螺栓的有效直径和有效面积, 见附表 8-1;

f_t^b ——螺栓抗拉强度设计值, 查附表 1-3。

螺栓受拉时, 拉力通过与螺栓杆垂直的杆件传递 (图 3-61), 假设连接件的刚度较小, 在外力作用下连接件多少会产生变形, 形成杠杆作用, 螺栓有被撬开的趋势。此时, 螺栓中的拉力增加并产生弯曲现象。

根据力的平衡:

$$N_t = N + Q$$

式中 Q ——由于杠杆作用对螺栓产生的撬力。

撬力的大小与连接件的刚度有关, 刚度越小, 撬力越大; 同时也与螺栓直径及螺栓的位置等因素有关。撬力的确定比较复杂, 我国现行《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 规定, 普通螺栓抗拉强度设计值 f_t^b 取为螺栓钢材强度设计值 f 的 0.8 倍 (即 $f_t^b = 0.8f$), 以考虑撬力的影响。另外, 通过构造措施加强连接件的刚度如设置加劲肋 (图 3-62) 可减小甚至消除撬力的影响。

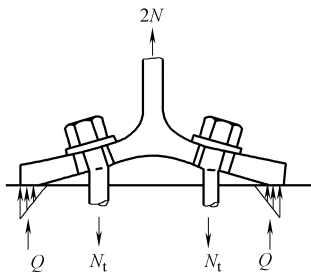


图 3-61 螺栓受拉连接时的撬力

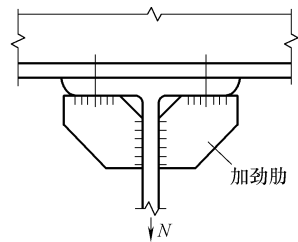


图 3-62 加强连接件刚度的构造措施

2. 受拉连接计算

(1) 受拉螺栓群在轴心力作用下的计算 当外力通过螺栓群中心使螺栓受拉时, 假定各螺栓所受拉力相等, 则所需螺栓的数目为

$$n = \frac{N}{N_t^b} \quad (3-53)$$

(2) 受拉螺栓群在弯矩作用下的计算 图 3-63a 所示为柱翼缘与牛腿的螺栓连接。螺栓群在弯矩作用下, 连接上部牛腿与翼缘有分离的趋势, 使螺栓群的旋转中心下移。通常近似假定螺栓群绕弯矩指向最底排螺栓旋转, 各排螺栓所受拉力的大小与该排螺栓到转动轴线的距离 y 成正比。因此最上排螺栓 (1 号) 所受拉力最大, 图 3-63b 所示。

螺栓所受拉力为：

$$N_i = \frac{My_i}{m \sum y_i^2} \quad (3-54)$$

设计时要求受力最大的最外排螺栓所受拉力 N_1^M 不超过单个抗拉螺栓的承载力设计值，即：

$$N_1^M = \frac{My_1}{m \sum y_i^2} \leq N_t^b \quad (3-55)$$

式中 M ——弯矩设计值；

y_1 、 y_i ——最外排螺栓（1号）和第 i 排螺栓到转动轴 O' 的距离，转动轴通常取在弯矩指向一侧最外排螺栓处；

m ——螺栓的纵向列数，图 3-63 中， $m=2$ 。

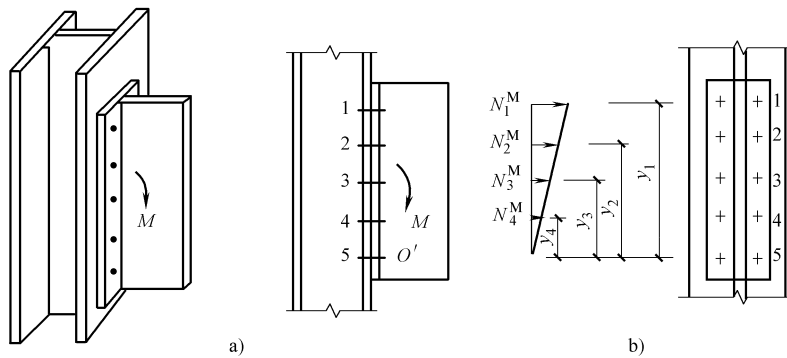


图 3-63 弯矩作用下的受拉螺栓群连接

(3) 受拉螺栓群在弯矩和拉力共同作用下的计算 图 3-64a 所示为普通螺栓群偏心受拉连接。将偏心力向螺栓群形心等效后，则螺栓群承受弯矩和拉力的共同作用（图 3-64b）。根据偏心距 M 的大小，可能出现小偏心受拉和大偏心受拉两种情况。

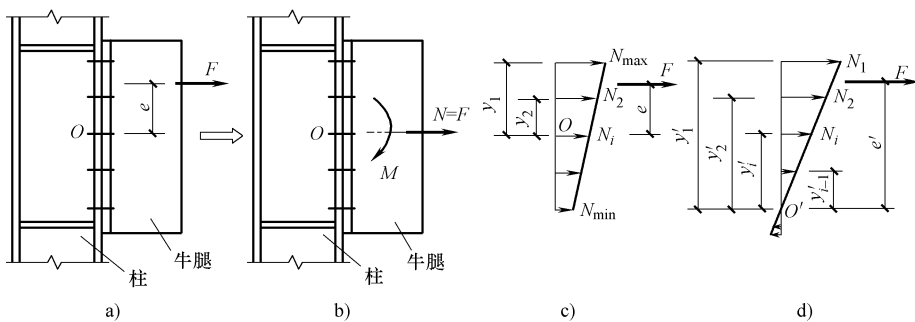


图 3-64 弯矩和拉力共同作用下的受拉螺栓群连接

1) 小偏心受拉。当偏心距 e 较小，弯矩 M 不大时，螺栓群全部受拉。此时，中和轴位于螺栓群的形心轴线上（图 3-64c），轴心拉力 N 由螺栓群均匀承受；弯矩 M 作用下，受力最大、最小螺栓的拉力应满足下列公式（ y_i 值均自 O 点算起）：

$$N_{\max} = \frac{N}{n} + \frac{Ney_i}{\sum y_i^2} \leq N_t^b \quad (3-56a)$$

$$N_{\min} = \frac{N}{n} - \frac{Ney_i}{\sum y_i^2} \geq 0 \quad (3-56b)$$

式 (3-56a) 表示受力最大螺栓的拉力不超过单个螺栓的受拉承载力设计值；式 (3-56b) 表示全部螺栓受拉，不存在受压区，由该式可得偏心距 $e \leq \sum y_i^2 / (ny_1)$ 。令 $\rho = \sum y_i^2 / (ny_1)$ 为螺栓有效截面组成的核心距，则 $e \leq \rho$ 时为小偏心受压，否则为大偏心受压。

2) 大偏心受拉。当偏心距较大时，即 $N_{\min} < 0$ 时，板端底部出现受压区，仿式 (3-54) 并偏安全地取中和轴位于最下排螺栓 O' 处。此时，最上排螺栓受力最大，应满足下式：

$$N_1 = \frac{Ne'y'_1}{\sum y_i'^2} \leq N_1^b \quad (3-57)$$

[例 3-9] 已知牛腿与柱用 C 级普通螺栓连接，竖向力由支托承受。钢材 Q235B 钢，承受偏心拉力设计值 $N=240\text{kN}$ ，螺栓布置如图 3-65a 所示。试求下列两种情况下的螺栓直径： $e=100\text{mm}$ ； $e=200\text{mm}$ 。

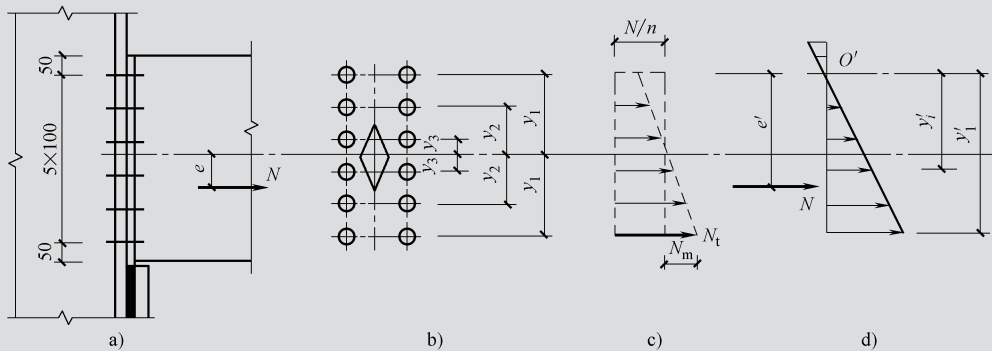


图 3-65 例 3-9 图

[解] 由附表 1-3 可知， $f_t^b = 170\text{N/mm}^2$ 。

(1) 当 $e=100\text{mm}$ 时

1) 判断大小偏心：

$$\rho = \sum y_i^2 / (ny_1) = 4 \times (50^2 + 150^2 + 250^2) / (12 \times 250) \text{mm} = 116.7 \text{mm} > e = 100 \text{mm}$$

属小偏心受拉，应按式 (3-56a) 计算。

2) 计算所需螺栓面积：

$$N_1 = \frac{N}{n} + \frac{Ney_i}{\sum y_i^2} = \frac{240}{12} \text{kN} + \frac{240 \times 100 \times 250}{4 \times (50^2 + 150^2 + 250^2)} \text{kN} = 37.1 \text{kN}$$

$$N_1^b = A_e f_t^b = 170 A_e \geq N_1 = 37.1 \times 10^3 \text{N}$$

即 $A_e \geq 218 \text{mm}^2$ 。

选用 M20 螺栓， $A_e = 245 \text{mm}^2$ 。

(2) 当 $e=200\text{mm}$ 时

1) 判断大小偏心：

$$\rho = \sum y_i^2 / (ny_1) = 4 \times (50^2 + 150^2 + 250^2) / (12 \times 250) \text{mm} = 116.7 \text{mm} < e = 200 \text{mm}$$

属大偏心受拉，假定中和轴在最上排螺栓处，按式 (3-57) 计算。

2) 计算所需螺栓面积:

$$N_1 = \frac{Ne'y'_1}{\sum y_i'^2} = \frac{240 \times (200+250) \times 500}{2 \times (500^2 + 400^2 + 300^2 + 200^2 + 100^2)} \text{ kN} = 49.1 \text{ kN}$$

$$N_1^b = A_e f_t^b = 170 A_e \geq N_1 = 49.1 \times 10^3 \text{ N}$$

即 $A_e \geq 288.8 \text{ mm}^2$ 。

选用 M22 螺栓, $A_e = 303 \text{ mm}^2$ 。

由以上计算可知, 当 $e = 100 \text{ mm}$ 时, 需选用 12 个 M20 螺栓; 当偏心距增大, $e = 200 \text{ mm}$ 时, 需选用 12 个 M22 螺栓。

3.7.4 普通螺栓同时受剪和受拉连接

如图 3-66 所示, 螺栓群承受偏心力 N 的作用, 将 N 向螺栓群简化, 可知螺栓群同时承受剪力 V 、拉力 N 和弯矩 $M = Ne$ 的作用。此时, 应考虑两种可能的破坏形式: ①螺栓杆受剪兼受拉破坏; ②孔壁承压破坏。

根据试验, 螺栓的强度应符合下列公式要求:

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1 \quad (3-58)$$

且

$$N_v \leq N_v^b \quad (3-59)$$

式中 N_v 、 N_t ——某个普通螺栓所承受的剪力和拉力;

N_v^b 、 N_t^b 、 N_c^b ——一个普通螺栓的受剪、受拉和承压承载力设计值。

式 (3-59) 是为防止连接板件较薄时, 可能因承压强度不足而引起破坏。

对于 C 级螺栓, 一般不允许受剪 (承受静力荷载的次要连接或临时安装连接除外), 可设置承托板承担剪力, 螺栓只承受弯矩产生的拉力。

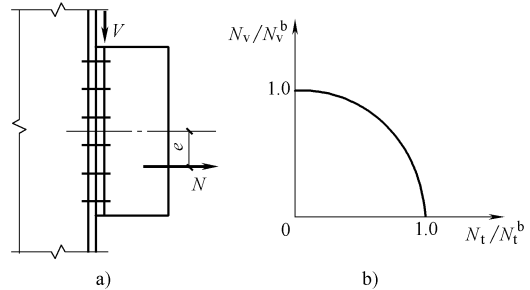


图 3-66 螺栓同时承受拉力和剪力作用

a) 受力示意图 b) 四分之一圆

[例 3-10] 图 3-67a 所示为短梁与柱翼缘用 C 级普通螺栓连接, 梁下设置承托板。钢材 Q235B 钢, 承受剪力设计值 $V = 240 \text{ kN}$, 弯矩设计值 $M = 38 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试按下列两种情况设计该连接: 承托板不传递剪力和承托板传递剪力。

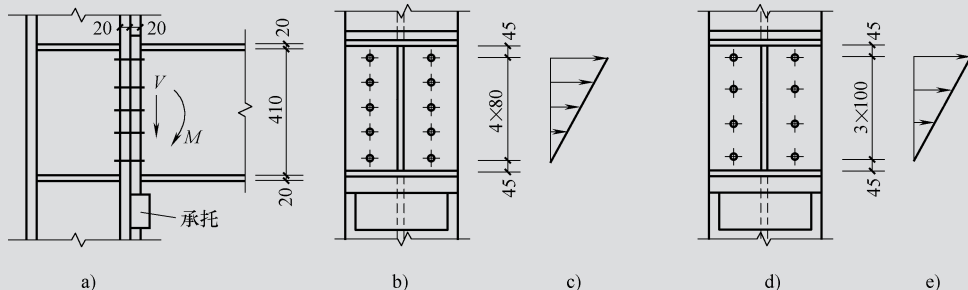


图 3-67 例 3-10 图

[解] 由附表 1-3 可知, $f_v^b = 140 \text{ N/mm}^2$, $f_c^b = 305 \text{ N/mm}^2$, $f_t^b = 170 \text{ N/mm}^2$ 。

(1) 承托板不传递剪力 此时螺栓群同时承受拉力和剪力作用。初步选用 10 个 M20 螺栓, 螺栓布置如图 3-67b 所示, 其中距、边距和端距均满足构造要求, 且 $l_1 = 4 \times 80\text{mm} = 320\text{mm} < 15d_0 = 15 \times 22\text{mm} = 330\text{mm}$ 。

1) 计算一个螺栓的承载力设计值。

一个螺栓受剪承载力设计值:

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b = 1 \times \frac{3.14 \times 20^2}{4} \times 140 \times 10^{-3} \text{kN} = 44.0 \text{kN}$$

一个螺栓承压承载力设计值:

$$N_c^b = d \sum t f_c^b = 20 \times 20 \times 305 \times 10^{-3} \text{kN} = 122 \text{kN}$$

一个螺栓受拉承载力设计值:

$$N_t^b = A_e f_t^b = 245 \times 170 \times 10^{-3} \text{kN} = 41.7 \text{kN}$$

2) 计算外力作用下螺栓受到的力。

弯矩作用下受拉力最大的螺栓所受到的力:

$$N_t = \frac{M y_1}{m \sum y_i^2} = \frac{38 \times 10^3 \times 320}{2 \times (80^2 + 160^2 + 240^2 + 320^2)} \text{kN} = 31.6 \text{kN} < N_t^b = 41.7 \text{kN}$$

剪力作用下一个螺栓受到的力 (均匀受力):

$$N_v = \frac{V}{n} = \frac{240}{10} \text{kN} = 24 \text{kN}$$

3) 验算。

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{24}{44}\right)^2 + \left(\frac{31.6}{41.7}\right)^2} = 0.93 < 1$$

且

$$N_v = 24 \text{kN} < N_c^b = 122 \text{kN}$$

故该连接满足要求。

(2) 承托板传递剪力 此时螺栓群只承受拉力作用, 螺栓数目可少一些。初步选用 8 个 M20 螺栓, 螺栓布置如图 3-67d 所示, 其中距、边距和端距均满足构造要求, 且 $l_1 = 3 \times 100\text{mm} = 300\text{mm} < 15d_0 = 15 \times 22\text{mm} = 330\text{mm}$ 。

弯矩作用下受拉力最大的螺栓所受到的力:

$$N_t = \frac{M y_1}{m \sum y_i^2} = \frac{38 \times 10^3 \times 300}{2 \times (100^2 + 200^2 + 300^2)} \text{kN} = 40.7 \text{kN} < N_t^b = 41.7 \text{kN}$$

即承托板传递剪力时, 布置 8 个 M20 螺栓可满足要求。

综上, 梁 (牛腿) 与柱连接时, 利用承托板可传递剪力, 同时也可加快安装速度。

3.8 高强度螺栓连接的工作性能和计算

3.8.1 高强度螺栓的材料和性能等级

目前我国采用的高强度螺栓性能等级, 按热处理后的强度分别为 8.8 级和 10.9 级。性能等级中的 8 和 10 分别表示螺栓成品的最低抗拉强度 f_u 为 $800\text{N}/\text{mm}^2$ 和 $1000\text{N}/\text{mm}^2$; 小数点和

其后面的数字 0.8 和 0.9 则表示其屈强比。

8.8 级的高强度螺栓采用中碳钢中的 45 号钢和 35 号钢制成。10.9 级的高强度螺栓采用 20MnTiB、40B 和 35VB 钢制成；螺母常用 45 号钢、35 号钢和 15MnVB（15 锰钒硼）钢制成。垫圈常用 45 号钢和 35 号钢制成。螺栓、螺母、垫圈制成品均应经过热处理以达到规定的指标要求。

3.8.2 高强度螺栓的预拉力和紧固方法

1. 高强度螺栓的预拉力

高强度螺栓的预拉力值应尽量高些，但必须保证螺栓在拧紧过程中不会屈服或断裂。因此，控制预拉力是保证连接质量的关键因素之一。预拉力值与螺栓的材料强度和有效截面等因素有关，《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）规定按下式确定：

$$P = \frac{0.9 \times 0.9 \times 0.9}{1.2} f_u A_e \quad (3-60)$$

式中 A_e ——螺纹处的有效面积；

f_u ——螺栓材料经热处理后的最低抗拉强度。对于 8.8 级螺栓， $f_u = 830\text{N/mm}^2$ ；对于 10.9 级螺栓， $f_u = 1040\text{N/mm}^2$ 。

式（3-60）中系数 1.2 是考虑拧紧螺栓时螺栓杆内产生的剪应力的影响，另外三个系数 0.9 是分别考虑：①螺栓材质的不均匀性；②补偿螺栓紧固后产生一定松弛引起的预拉力损失；③式中以螺栓的抗拉强度为准，为了安全引入的一个附加安全系数。各种规格高强度螺栓预拉力取值见表 3-8。

表 3-8 一个高强度螺栓的预拉力 P (单位：kN)

螺栓的性能等级	螺栓公称直径/mm					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8 级	80	125	150	175	230	280
10.9 级	100	155	190	225	290	355

2. 高强度螺栓的紧固方法

高强度螺栓和与之配套的螺母和垫圈合称连接副。我国现有的高强度螺栓（图 3-68）有大六角头型和扭剪型两种规格，这两种高强度螺栓都是通过拧紧螺母，使栓杆受到拉伸，产生预拉力，从而使被连接板件间产生压紧力。但具体控制方法不同，大六角头型高强度螺栓采用转角法和扭矩法；扭剪型高强度螺栓采用扭掉螺栓尾部的梅花卡头法。

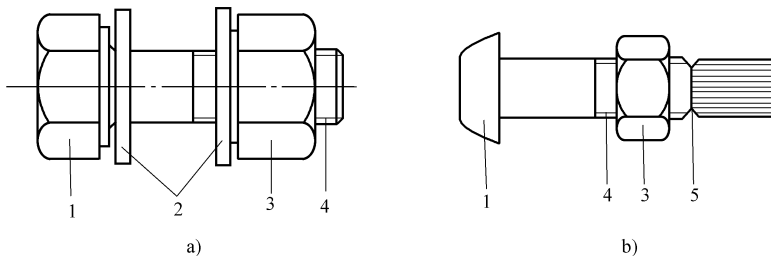


图 3-68 高强度螺栓的型式

a) 大六角头型 b) 扭剪型

1—螺栓 2—垫圈 3—螺母 4—螺钉 5—槽口

(1) 转角法 先用普通扳手初拧，使被连接板件相互紧密贴合，再以初拧位置为起点，

用长扳手或风动扳手旋转螺母至终拧角度。终拧角度与螺栓直径和连接件厚度有关。这种方法不需专用扳手，工具简单但不够精确。

(2) 扭矩法 用一种可直接显示扭矩大小的特制扳手来实现。先用普通扳手初拧（不小于终拧扭矩值的50%），使连接件紧贴，然后用定扭矩测力扳手终拧。终拧扭矩值按预先测定的扭矩与螺栓拉力之间的关系确定。施拧时偏差不得超过 $\pm 10\%$ 。

(3) 扭掉螺栓尾部的梅花卡头法 紧固时用特制的电动扳手，这种扳手有两个套筒，外筒套在螺母六角体上，内筒套在螺栓的梅花卡头上。接电源后，两个套筒按反方向转动，螺母逐步拧紧，梅花卡头的环形槽沟受到越来越大的剪力，当达到所需要的紧固力时，环形槽沟处被剪断，梅花卡头掉下，这时螺栓预拉力达到设计值，安装结束。安装后一般不拆卸。

3. 高强度螺栓摩擦面抗滑移系数

提高连接摩擦面抗滑移系数 μ ，是提高高强度螺栓连接承载力的有效措施。抗滑移系数 μ 的大小与连接处构件接触面的处理方法和钢材的品种有关。《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）推荐采用的接触面处理方法有：喷砂（丸）、喷砂（丸）后涂无机富锌漆、喷砂（丸）后生赤锈和钢丝刷消除浮锈或对干净轧制表面不作处理等，各种处理方法相应的 μ 值见表3-9。

表 3-9 摩擦面抗滑移系数 μ

连接处构件接触面的处理方法	构件的钢号		
	Q235 钢	Q345 钢、Q390 钢	Q420 钢
喷砂(丸)	0.45	0.50	0.50
喷砂(丸)后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40
喷砂(丸)后生赤锈	0.45	0.50	0.50
钢丝刷消除浮锈或未经处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.40

3.8.3 高强度螺栓摩擦型连接的受力性能和计算

高强度螺栓连接与普通螺栓连接一样，可分为受剪连接、受拉连接与同时受剪和受拉连接。

1. 高强度螺栓受剪连接

(1) 受剪螺栓连接的受力性能和单个受剪螺栓的受剪承载力设计值 高强度螺栓摩擦型连接中每个螺栓的承载力与螺栓所受预拉力 P 、摩擦面的抗滑移系数 μ 以及连接的传力摩擦面数 n_f 有关。因此，单个螺栓的受剪承载力设计值为

$$N_v^b = 0.9 n_f \mu P \quad (3-61)$$

式中 n_f ——传力摩擦面数目，单剪时 $n_f=1$ ；双剪时 $n_f=2$ ；

P ——一个高强度螺栓的预拉力，按表3-8采用；

μ ——摩擦面的抗滑移系数，按表3-9采用；

0.9——抗力分项系数 $\gamma_R=1.111$ 的倒数。

(2) 受剪螺栓连接计算 高强度螺栓受剪连接的受力分析方法与普通螺栓受剪连接一样，所以，高强度螺栓摩擦型受剪连接在受轴心力作用或偏心力作用时的计算均可利用普通螺栓受剪连接的计算公式，只需将单个普通螺栓的承载力设计值 N_{min}^b 改为单个摩擦型连接高强度螺栓的受剪承载力设计值 N_v^b 即可。

高强度螺栓摩擦型连接中构件的净截面强度验算与普通螺栓连接有所区别。因为高强度螺栓摩擦型连接是依靠连接件接触面间的摩擦力传递剪力的。假定每个螺栓所传递的内力相等，且接触面间的摩擦力均匀地分布于螺栓孔的四周（图3-69），那么，每个螺栓所传递的内力在螺栓孔中心线的前面和后面各传递了一半。这种通过螺栓孔中心线以前板件接触面间的摩擦力

进行传递的现象称为“孔前传力”。

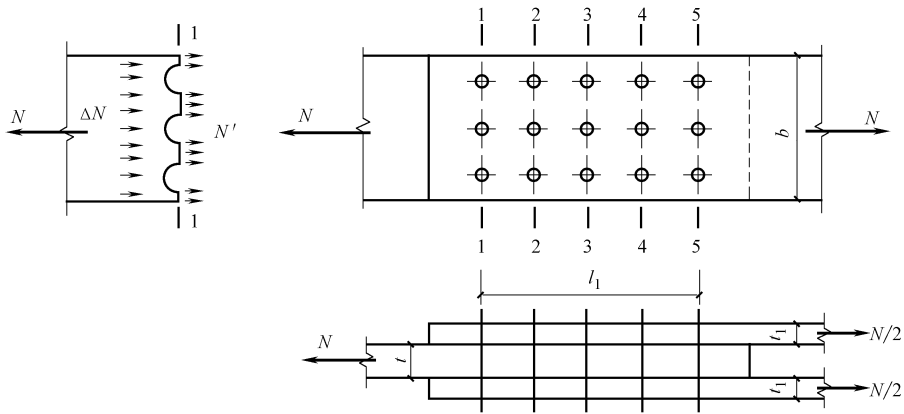


图 3-69 高强度螺栓的孔前传力

最外列螺栓截面 1—1 的净截面强度应按下式验算：

$$N' = N - 0.5 \frac{N}{n} n_1 = N \left(1 - 0.5 \frac{n_1}{n} \right)$$

$$\sigma = \frac{N'}{A_n} = \left(1 - 0.5 \frac{n_1}{n} \right) \frac{N}{A_n} \leq f \quad (3-62)$$

式中 n ——连接一侧的高强度螺栓数目；

n_1 ——计算截面处（最外列螺栓处）高强度螺栓数目；

0.5——孔前传力系数。

此外，由于 $N' < N$ ，所以除对有孔截面进行验算外，还应对毛截面进行验算：

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq f \quad (3-63)$$

式中 A ——构件的毛截面面积。

【例 3-11】 图 3-70 所示为 $-330\text{mm} \times 20\text{mm}$ 轴心受拉钢板用双盖板和摩擦型高强度螺栓的拼接连接。已知轴心力设计值 $N = 1300\text{kN}$ ，钢材为 Q345B 钢，螺栓为 8.8 级 M20，喷砂后生赤锈处理接触面。试验算该拼接是否满足要求。

【解】（1）验算螺栓连接的强度。由表 3-8 查得 $P = 125\text{kN}$ ，由表 3-9 查得 $\mu = 0.50$ ，取 $d_0 = 22\text{mm}$ 。

单个螺栓的承载力设计值为

$$N_v^b = 0.9 n_f \mu P = 0.9 \times 2 \times 0.5 \times 125\text{kN} = 112.5\text{kN}$$

$$l_1 = 160\text{mm} < 15d_0 = 15 \times 22\text{mm} = 330\text{mm}$$

在轴心力 N 作用下，每个螺栓所承受的力为

$$N_1 = \frac{N}{n} = \frac{1300}{12}\text{kN} = 108.3\text{kN} < N_v^b = 112.5\text{kN}$$

螺栓连接满足强度要求。

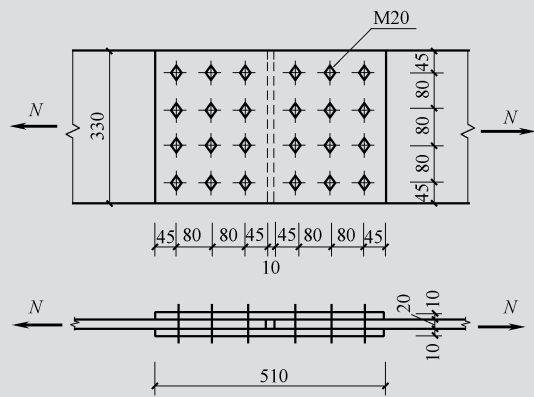


图 3-70 例 3-11 图

(2) 验算钢板截面强度。构件厚度 $t=20\text{mm}$ ，两盖板之和 $2t_1=20\text{mm}$ ，因此构件钢板和盖板计算相同。此处按构件计算。

1) 验算第一列螺栓处净截面强度。由附表 1-1 查得 $f=295\text{N/mm}^2$ 。

$$A_n = (b - n_1 d_0) t = (330 - 4 \times 22) \times 20\text{mm}^2 = 4840\text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N'}{A_n} = \left(1 - 0.5 \frac{n_1}{n}\right) \frac{N}{A_n} = \left(1 - 0.5 \times \frac{4}{12}\right) \times \frac{1300 \times 10^3}{4840} \text{N/mm}^2 = 223.8 \text{N/mm}^2 < f = 295 \text{N/mm}^2$$

钢板净截面强度满足要求。

2) 验算毛截面强度：

$$A = bt = 330 \times 20\text{mm}^2 = 6600\text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{1300 \times 10^3}{6600} \text{N/mm}^2 = 197 \text{N/mm}^2 < f = 295 \text{N/mm}^2$$

毛截面强度满足要求。

因此，该拼接满足要求。

2. 高强度螺栓受拉连接

(1) 单个受拉螺栓的承载力设计值 在螺栓杆轴方向受拉的连接中，每个高强度螺栓的受拉承载力设计值为

$$N_t^b = 0.8P \tag{3-64}$$

(2) 螺栓群受拉连接计算

1) 轴心拉力作用时。当螺栓群受轴心拉力作用时，与普通螺栓连接一样，假定每个螺栓均匀受力，则连接所需要的螺栓数 n 为

$$n = \frac{N}{N_t^b} \tag{3-65}$$

2) 弯矩作用时。高强度螺栓摩擦型连接在弯矩作用时，只要保证螺栓所受到的最大外拉力不超过 N_t^b ，被连接板件接触面将始终保持密切贴合，因此认为螺栓群在弯矩 M 作用下将绕螺栓群中心轴转动，如图 3-71 所示。

其验算公式为

$$N_1 = \frac{M y_1}{\sum y_i^2} \leq N_t^b \tag{3-66}$$

式中 y_1 ——最外排螺栓至螺栓群中心轴的距离；

y_i ——第 i 排螺栓至螺栓群中心轴的距离。

3) 偏心拉力作用时。当有偏心拉力使螺栓群受拉时，只要所受到的最大外拉力不超过 N_t^b ，被连接板件接触面将始终保持密切贴合。所以不论偏心距的大小，均按普通螺栓受拉连接小偏心受拉情况计算。

即：

$$N_1 = \frac{N}{n} + \frac{N e y_1}{\sum y_i^2} \leq N_t^b \tag{3-67}$$

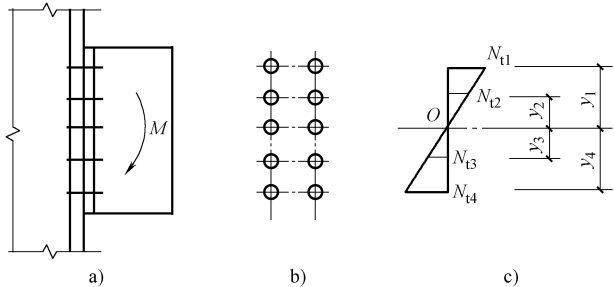


图 3-71 弯矩作用下的高强度螺栓连接

3. 高强度螺栓同时受剪和受拉连接

图 3-72 所示为一牛腿与柱用摩擦型高强度螺栓相连的 T 形连接, 将偏心力 F 向螺栓群形心简化, 则螺栓连接同时承受弯矩 $M=Fe$ 和剪力 $V=F$ 作用, 由 M 引起的各螺栓所受外拉力 $N_v^M = \frac{My_i}{\sum y_i^2}$, 由 V 引起的各螺栓所受均匀剪力 $N_v = \frac{N}{n}$ 。

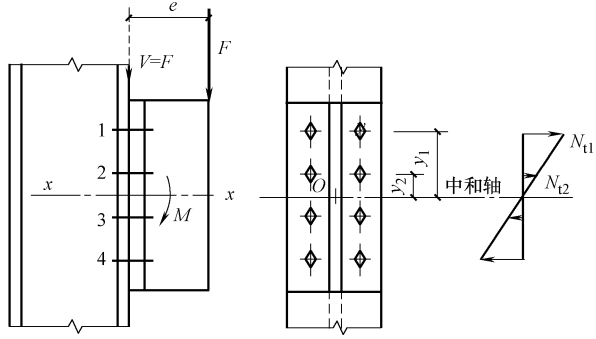


图 3-72 高强度螺栓同时受剪和受拉连接

当高强度螺栓摩擦型连接同时承受摩擦面间的剪力和螺栓杆轴方向的外拉力时, 其承载力应按下式计算:

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1 \quad (3-68)$$

式中 N_v 、 N_t ——某个高强度螺栓所承受的剪力和拉力;

N_v^b 、 N_t^b ——一个高强度螺栓的受剪、受拉承载力设计值。

[例 3-12] 图 3-73 所示为工字形截面柱翼缘与牛腿用高强度螺栓摩擦型连接。连接材料为 Q345B 钢, 螺栓为 8.8 级 M22, 接触面采用喷砂后生赤锈处理。 $M=100\text{kN}\cdot\text{m}$, $N=200\text{kN}$, $F=550\text{kN}$, 均为设计值。试验算该螺栓连接是否满足要求。

[解] 由表 3-8 查得 $P=150\text{kN}$, 由表 3-9 查得 $\mu=0.50$ 。

(1) 单个高强度螺栓的承载力设计值

受剪承载力设计值 $N_v^b = 0.9n_f\mu P = 0.9 \times 1 \times 0.5 \times 150\text{kN} = 67.5\text{kN}$

受拉承载力设计值 $N_t^b = 0.8P = 0.8 \times 150\text{kN} = 120\text{kN}$

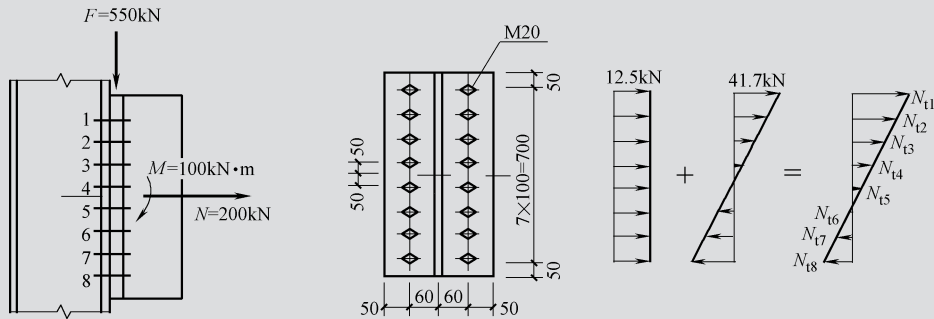


图 3-73 例 3-12 图

(2) 外力单独作用下螺栓所承受的内力

1) 在轴力 N 作用下, 螺栓群均匀受拉, 每个螺栓承受的拉力为

$$N_t^N = N/n = 200/16\text{kN} = 12.5\text{kN}$$

2) 在剪力 $V=F=550\text{kN}$ 作用下, 螺栓群均匀受剪, 每个螺栓承受的剪力为

$$N_v^V = F/n = 550/16\text{kN} = 34.4\text{kN} < N_v^b = 67.5\text{kN}$$

3) 在 M 作用下, 螺栓群绕螺栓群形心轴转动, 1 号螺栓受拉力最大。

$$N_{II}^M = \frac{My_1}{\sum y_i^2} = \frac{100 \times 10^3 \times 350}{2 \times (350^2 + 250^2 + 150^2 + 50^2) \times 2} \text{kN} = 41.7 \text{kN}$$

$$N_{II} = (12.5 + 41.7) \text{kN} = 53.2 \text{kN} < N_t^b = 120 \text{kN}$$

(3) 验算连接承载力 在 M 、 V 和 N 共同作用下, 1号螺栓受力最大。

$$\frac{N_v^N}{N_v^b} + \frac{N_t^N + N_{II}^M}{N_t^b} = \frac{34.4}{67.5} + \frac{53.2}{120} = 0.51 + 0.45 = 0.96 < 1$$

故该连接满足要求。

3.8.4 高强度螺栓承压型连接

1. 高强度螺栓受剪连接

高强度螺栓承压型受剪连接是以螺栓杆受剪破坏或孔壁承压破坏为极限状态, 所以其计算方法基本与普通螺栓受剪连接相同。

承压型连接的高强度螺栓的预拉力 P 与摩擦型连接高强度螺栓相同。连接处构件接触面应清除油污及浮锈。因高强度螺栓承压型连接的剪切变形比摩擦型的大, 所以只适于承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构中。另外, 高强度螺栓承压型连接在荷载作用下将产生滑移, 也不宜用于承受反向内力的连接。

(1) 单个螺栓的受剪承载力设计值 螺栓群受剪时, 允许接触面滑移并以连接达到破坏的极限状态为设计准则, 因此承压型连接的最大抗剪承载力取图 3-51 曲线上的最高点, 即“4”点。

单个螺栓的受剪承载力设计值为

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \quad (3-69)$$

单个螺栓的承压承载力设计值为

$$N_c^b = d \sum t f_c^b \quad (3-70)$$

式中 n_v ——受剪面数目, 单剪 $n_v = 1$, 双剪 $n_v = 2$, 四剪 $n_v = 4$, 如图 3-53 所示;

d ——螺栓杆直径, 当剪切面在螺纹处时, 应取有效直径 d_e ;

$\sum t$ ——在同一受力方向承压构件的较小总厚度;

f_v^b 、 f_c^b ——高强度螺栓的抗剪和承压强度设计值, 查附表 1-3。

单个受剪螺栓的承载力设计值取 N_v^b 和 N_c^b 中的较小值 N_{\min}^b 。

(2) 螺栓群抗剪连接计算 高强度螺栓承压型连接的计算同普通螺栓抗剪连接的计算。

[例 3-13] 设计用高强度螺栓承压型连接的双盖板连接。已知轴心力设计值 $N = 1550 \text{kN}$, 钢板截面 $-20 \text{mm} \times 330 \text{mm}$, 钢材为 Q345B 钢, 螺栓为 8.8 级 M20, 喷砂后生赤锈处理接触面。

[解] (1) 计算螺栓的数目。

单个螺栓的受剪承载力设计值:

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b = 2 \times \frac{3.1416 \times 20^2}{4} \times 250 \times 10^{-3} \text{kN} = 157 \text{kN}$$

单个螺栓的孔壁承压承载力设计值:

$$N_c^b = d \sum t f_c^b = 20 \times 20 \times 590 \times 10^{-3} \text{kN} = 236 \text{kN}$$

$$N_{\min}^b = 157 \text{ kN}$$

$$\text{所需螺栓数目为 } n = \frac{N}{N_{\min}^b} = \frac{1550}{157} = 9.87$$

取 12 个螺栓。

(2) 布置螺栓。螺栓布置如图 3-74 所示。

(3) 螺栓承载力验算。

$$l_1 = 160 \text{ mm} < 15d_0 = 15 \times 22 \text{ mm} = 330 \text{ mm}$$

在轴心力 N 作用下，每个螺栓所承受的力为

$$N_1 = \frac{N}{n} = \frac{1550}{12} \text{ kN} = 129.2 \text{ kN} < N_{\min}^b = 157 \text{ kN}$$

螺栓承载力满足要求。

(4) 净截面强度验算。构件厚度 $t = 20 \text{ mm}$ ，两盖板之和 $2t_1 = 20 \text{ mm}$ ，因此该构件主板和盖板计算相同。按构件主板计算。

构件的 1—1 截面为危险截面，取 $d_0 = 22 \text{ mm}$ 。

由附表 1-1 查得 $f = 295 \text{ N/mm}^2$ 。

$$A_n = (b - n_1 d_0) t = (330 - 4 \times 22) \times 20 \text{ mm}^2 = 4840 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_n = \frac{N}{A_n} = \frac{1550 \times 10^3}{4840} \text{ N/mm}^2 = 320.2 \text{ N/mm}^2 > f = 295 \text{ N/mm}^2$$

不满足要求。

需重新设计 (略)。

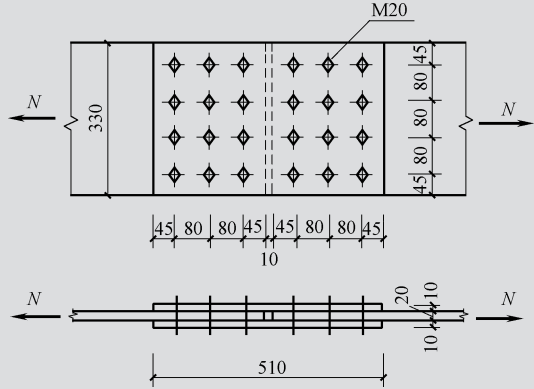


图 3-74 例 3-13 图

2. 高强度螺栓受拉连接

(1) 单个受拉螺栓的承载力设计值 沿螺栓杆轴方向受拉的连接中，每个高强度螺栓的受拉承载力设计值为

$$N_t^b = A_s f_t^b \quad (3-71)$$

式中 f_t^b ——高强度螺栓的抗拉强度设计值，按附表 1-3 选用。

(2) 螺栓群受拉连接计算 弯矩 M 和轴心拉力 N 同时作用时，为保证板件之间能紧密贴合，螺栓的最大拉力也不得超过 $0.8p$ ，因此，其计算公式同摩擦型连接。

3. 高强度螺栓同时受剪和受拉连接

高强度螺栓承压型连接的强度应符合下列公式要求：

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1 \quad (3-72)$$

且

$$N_v \leq N_c^b / 1.2 \quad (3-73)$$

式中 1.2——承压强度设计值的降低系数。

习 题

1. 计算如图 3-75 所示钢板的对接焊缝连接。已知轴心拉力 $N = 800 \text{ kN}$ (静力荷载设计

值), $l=300\text{mm}$, $t=14\text{mm}$ 。材料为 Q235B 钢, 焊条为 E43 型, 焊条电弧焊, 焊缝质量等级为三级, 施焊时未采用引弧板。

2. 计算工字形截面牛腿与钢柱连接的对接焊缝强度 (图 3-76)。已知: 静力荷载 $F=550\text{kN}$ (设计值), 偏心距 $e=300\text{mm}$ 。钢材为 Q235B 钢, 采用 E43 型焊条, 焊条电弧焊, 焊缝质量等级为三级, 施焊时采用引弧板。

3. 角钢与节点板用三面围焊连接, 角钢为 $2\text{L}125\times 10$, 与厚度为 8mm 的节点板连接, 其肢背搭接长度为 300mm , 焊脚尺寸 $h_f=8\text{mm}$, 如图 3-77 所示。钢材为 Q235B 钢, 焊条电弧焊, 采用 E43 型焊条。试确定该焊缝的承载力及肢尖焊缝的长度。

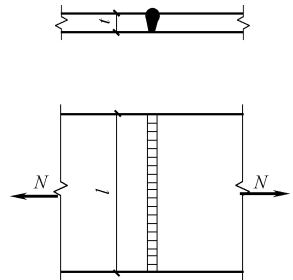


图 3-75 习题 1 图

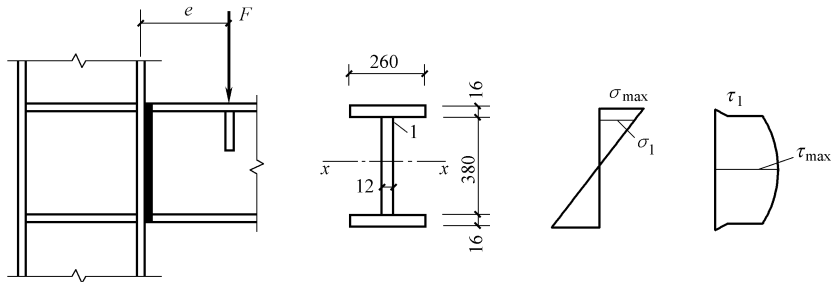


图 3-76 习题 2 图

4. 图 3-78 所示为工字形截面牛腿与钢柱连接。已知: 静力荷载 $N=360\text{kN}$ (设计值), 偏心距 $e=350\text{mm}$, 焊脚尺寸 $h_{f1}=8\text{mm}$, $h_{f2}=6\text{mm}$ 。钢材为 Q235B 钢, 采用 E43 型焊条, 焊条电弧焊。试按下面两种情况验算角焊缝的强度。(1) 考虑腹板焊缝传递弯矩;(2) 不考虑腹板焊缝传递弯矩。

5. 已知两截面为 -14×400 的钢板, 采用双盖板和 C 级普通螺栓拼接, 螺栓 M20, 钢材 Q235B 钢, 承受轴心拉力设计值 $N=760\text{kN}$ 。试设计此连接 (螺栓孔径 $d_0=d+2\text{mm}=22\text{mm}$)。

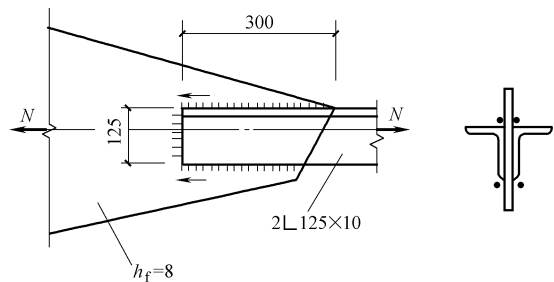


图 3-77 习题 3 图

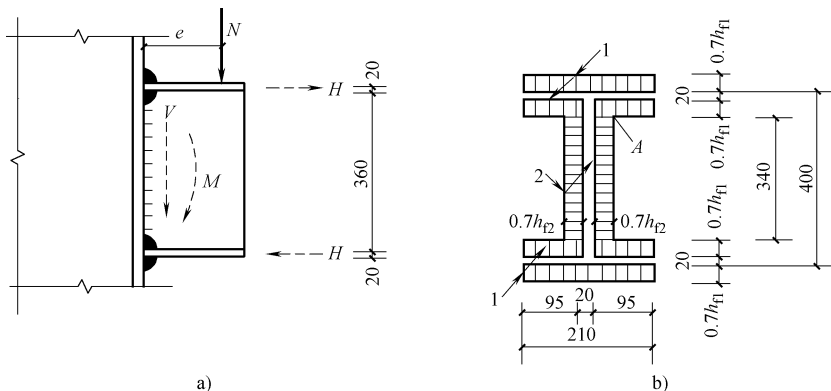


图 3-78 习题 4 图

6. 将习题 5 的连接改为高强度螺栓连接, 材料性能等级为 8.8 级。(1) 采用摩擦型高强度螺栓 M20, $\mu=0.4$; (2) 采用承压型高强度螺栓 M20。

第 4 章 轴心受力构件

4.1 概述

轴心受力构件是指承受通过构件截面形心轴向往力作用的构件，分为轴心受拉构件和轴心受压构件两种，广泛应用于承重钢结构中，如屋架、托架、塔架、网架和网壳等平面或空间格构式体系以及支撑系统等，如图 4-1 所示。

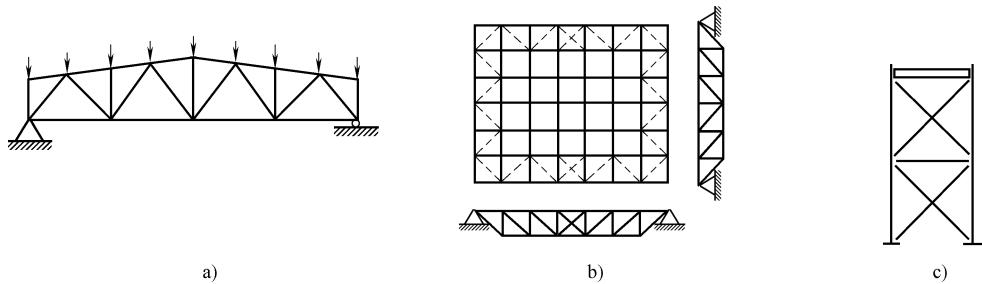


图 4-1 轴心受力构件的工程应用

a) 屋架 b) 网架 c) 柱间支撑

轴心受力构件的截面形式一般分为型钢截面和组合截面两大类。型钢截面常用的截面形式如图 4-2a 中的圆钢、圆管、角钢、工字钢、H 型钢、T 型钢和槽钢等，通常用于轴心力较小的构件中。组合截面是用型钢和钢板连接而成，常见的截面形式有实腹式组合截面（图 4-2b）和格构式组合截面（图 4-2c）。组合截面常用于轴心压力较大的构件中。

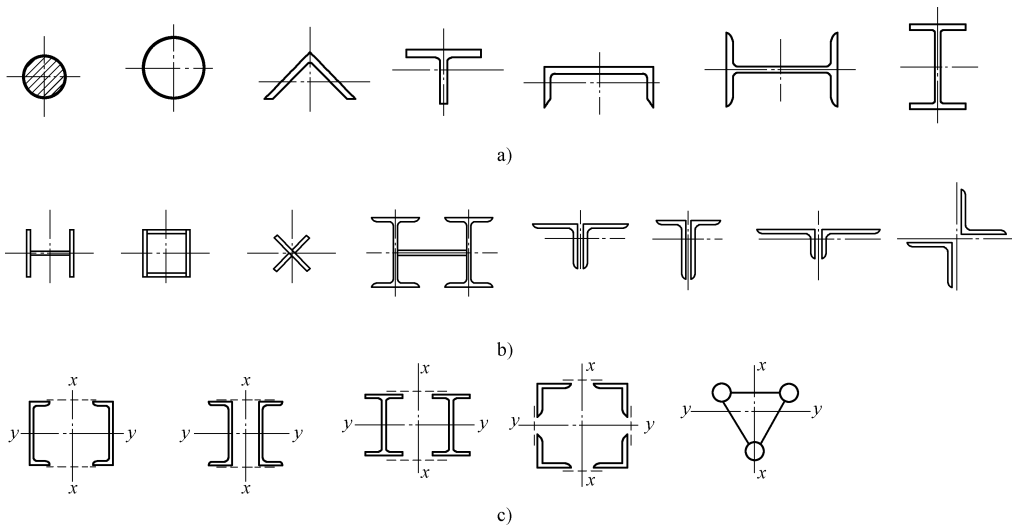


图 4-2 轴心受力构件的截面形式

a) 热轧型钢截面 b) 实腹式组合截面 c) 格构式组合截面

4.2 轴心受力构件的强度和刚度

4.2.1 轴心受力构件的强度

轴心受力构件的承载能力极限状态是指截面的平均应力达到钢材的屈服强度 f_y 。但对于有孔洞的轴心受力构件，截面上的应力分布不均匀，在孔洞附近存在如图4-3a所示的应力集中现象。在弹性阶段，孔洞附近的最大应力 σ_{max} 可能达到构件截面平均应力 σ_0 的3倍。随着拉力的增大，孔壁边缘的最大应力达到材料的屈服强度之后，应力不再增加而塑性变形增加，截面上的应力重新分布，最后净截面上的各点应力均达到屈服强度，如图4-3b所示。

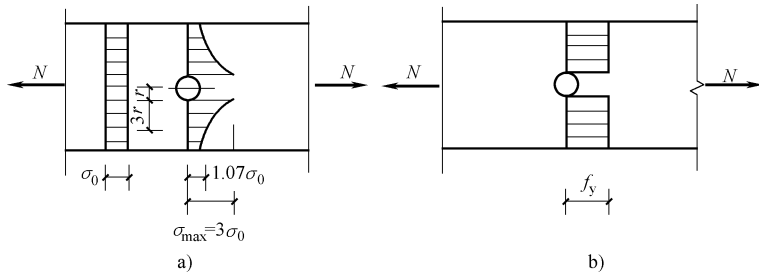


图4-3 构件孔洞的应力集中现象
a) 弹性状态应力 b) 极限状态应力

为了简化计算，对于有孔洞削弱的轴心受力构件，采用净截面处的平均应力不超过强度设计值的计算方法，轴心受力构件的强度应按下列式计算

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq f \tag{4-1}$$

式中 N ——轴心拉力或轴心压力；

A_n ——净截面面积；

f ——钢材的抗拉、抗压强度设计值，见附表1-1。

净截面强度验算时应选择最不利截面，即内力最大或净截面面积最小的截面。钢板轴心受拉连接如采用图4-4a所示并列布置，最不利截面取1-1截面处计算。若该连接采用图4-4b所示的错列布置，最不利位置可能在1-1截面，也可能在2-2截面，计算时取二者的较小净截面验算强度。

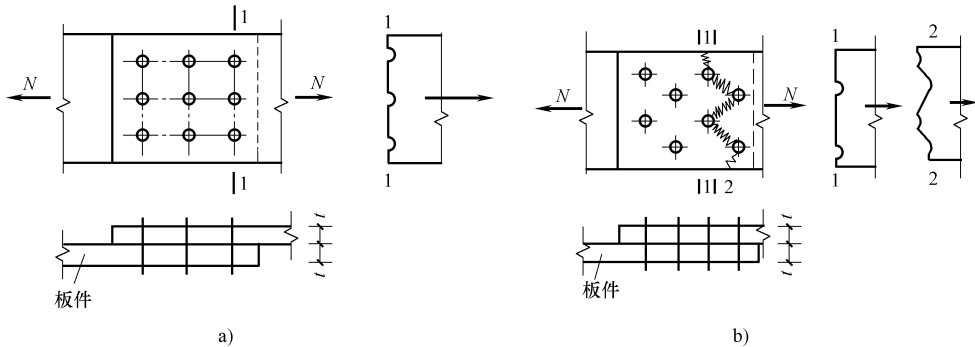


图4-4 轴心受力构件净截面计算
a) 并列排列 b) 错列排列

高强度螺栓摩擦型连接时, 考虑到螺栓孔削弱的截面处 (最外列螺栓处) 的内力一部分已由摩擦力在孔前传走, 故验算强度时, 按下列公式计算。

$$\sigma = \frac{N'}{A_n} = \left(1 - 0.5 \frac{n_1}{n}\right) \frac{N}{A_n} \leq f \quad (4-2)$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq f \quad (4-3)$$

式中 n ——在节点或拼接处, 构件一端连接的高强度螺栓数目;

n_1 ——所计算截面 (最外列螺栓处) 上高强度螺栓数目;

0.5——孔前传力系数;

A ——毛截面面积。

4.2.2 轴心受力杆件的刚度

为满足正常使用极限状态的要求, 构件必须具有足够的刚度。轴心受力构件的刚度以其长细比来衡量。构件容许长细比的规定, 主要是避免构件柔度太大, 在本身重力作用下产生过大的挠度和在运输、安装过程中造成弯曲, 以及在动力荷载作用下发生较大的振动。刚度计算公式为:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leq [\lambda] \quad (4-4)$$

式中 λ ——构件的长细比;

l_0 ——构件的计算长度;

i ——截面的回转半径;

$[\lambda]$ ——构件的容许长细比, 见表 4-1、表 4-2。

表 4-1 受压构件的容许长细比

项次	构件名称	容许长细比
1	柱、桁架和天窗架构件	150
	柱的缀条、起重机梁或起重机桁架以下的柱间支撑	
2	支撑(起重机梁或起重机桁架以下的柱间支撑除外)	200
	用以减小受压构件长细比的杆件	

注: 1. 桁架 (包括空间桁架) 受压腹杆, 其内力 \leq 承载能力的 50% 时, 容许长细比可取 200。

2. 计算单角钢受压构件长细比时, 应采用角钢的最小回转半径, 但计算交叉点相互连接的交叉杆件平面外的长细比时, 可采用与角钢肢边平行轴的回转半径。

3. 跨度等于或大于 60m 的桁架, 其受压弦杆和端压杆的容许长细比宜取 100, 其他受压腹杆可取 150 (承受静力荷载或间接承受动力荷载), 或 120 (直接承受动力荷载)。

4. 由容许长细比控制的杆件, 在计算其长细比时, 可不考虑扭转效应。

表 4-2 受拉构件的容许长细比

项次	构件名称	承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构		直接承受动力荷载的结构
		一般建筑结构	有重级工作制起重机的厂房	
1	桁架的杆件	350	250	250
2	起重机梁或起重机桁架以下的柱间支撑	300	200	—
3	其他拉杆、支撑、系杆等 (张紧的圆钢除外)	400	350	—

注: 1. 承受静力荷载的结构中, 可仅计算受拉构件在竖向平面内的长细比。

2. 在直接或间接承受动力荷载的结构中, 单角钢受拉构件长细比的计算方法与表 4-1 注 2 相同。

3. 中、重级工作制起重机桁架下弦杆的长细比不宜超过 200。

4. 在设有夹钳或刚性料耙等硬钩起重机的厂房中, 支撑 (表中第 2 项除外) 的长细比不宜超过 300。

5. 受拉构件在永久荷载与风荷载组合作用下受压时, 其长细比不宜超过 250。

6. 跨度等于或大于 60m 的桁架, 其受拉弦杆和腹杆的长细比不宜超过 300 (承受静力荷载或间接承受动力荷载) 或 250 (直接承受动力荷载)。

4.3 轴心受压构件的稳定

轴心受压构件截面在有较大削弱时,可能因其净截面的平均应力达到抗压强度设计值而丧失承载力,此时需要进行强度计算。除此之外,轴心压杆的承载力一般由稳定条件所决定。稳定性问题是决定构件承载能力的关键因素。

4.3.1 轴心受压构件的整体稳定性

1. 理想轴心压杆的稳定性

实际压杆在制造时其轴线可能存在初曲率,作用在压杆上外力的合力作用线也不可能毫无偏差地与杆的轴线相重合,压杆的材料本身也存在不均匀性,这些因素都可能使压杆在外压力作用下除发生轴向压缩变形外,还发生附加的弯曲变形。但对压杆的承载力进行理论研究时,通常将压杆简化为由均质材料制成、轴线为直线,且外压力作用线与压杆轴线重合的理想轴心受压直杆的力学模型。理想构件在轴心压力作用下存在3种可能的屈曲形式,即:

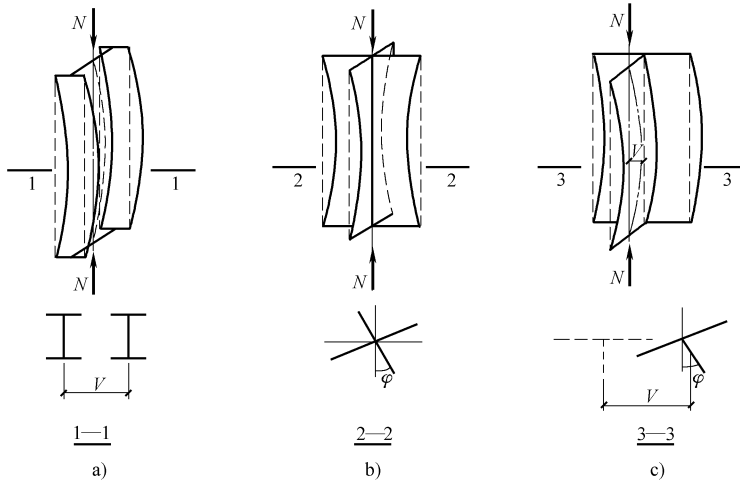


图 4-5 轴心受压构件的屈曲形式

a) 弯曲屈曲 b) 扭转屈曲 c) 弯扭屈曲

1) 弯曲屈曲。发生弯曲屈曲时,构件的轴心线由直线变为曲线,构件绕一个主轴弯曲。对于一般双轴对称截面的细长轴心压杆,如两端铰接的工字形截面如图 4-5a 所示,单轴对称截面绕非对称轴旋转等截面,其屈曲形式大多数为弯曲屈曲。

2) 扭转屈曲。失稳时构件除支撑端外其他截面均绕纵轴扭转,如双轴对称的薄壁十字形截面在轴心压力作用下可能发生扭转屈曲,如图 4-5b 所示。

3) 弯扭屈曲。轴心受压构件在产生弯曲变形的同时伴有扭转变形的屈曲形式,单轴对称截面绕非对称轴旋转或无对称轴截面常可能发生弯扭屈曲。图 4-5c 所示为 T 形截面的弯扭屈曲形式。

(1) 理想轴心受压构件的弯曲屈曲 两端铰接等截面的理想轴心受压构件如图 4-6 所示,在发生弹性弯曲屈曲时,其欧拉临界力和欧拉临界应力为

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} A \quad (4-5a)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (4-5b)$$

式中 E ——材料的弹性模量；

I ——构件截面绕屈曲方向主轴的惯性矩；

l ——构件的跨度；

A ——构件的毛截面面积；

$\lambda = \frac{l_0}{i}$ ——与回转半径 i 相应的构件长细比；

l_0 ——构件的计算长度；

$i = \sqrt{I/A}$ ——截面绕屈曲方向主轴的回转半径；

EI ——代表截面的抗弯刚度。

通常情况下，构件的截面对两个主轴的回转半径不相同，构件沿两个主轴方向的条件也不同，因此构件截面两个主轴方向的欧拉临界力由式 (4-5a) 可分别得：

$$N_{crx} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} A \quad (4-6a)$$

$$N_{cry} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} A \quad (4-6b)$$

式中 $\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x}$ 、 $\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y}$ ——构件沿两个主轴方向的长细比；

l_{0x} 、 l_{0y} ——构件沿两个主轴方向计算长度；

$i_x = \sqrt{I_x/A}$ 、 $i_y = \sqrt{I_y/A}$ ——截面沿两个主轴的回转半径；

I_x 、 I_y ——截面沿两个主轴的惯性矩。

由式 (4-6a)、式 (4-6b) 可知：构件在较大长细比的平面内临界承载力最低，容易发生失稳。因此截面设计时，应尽可能地采用肢宽壁薄的截面，使截面的回转半径最大，提高构件的稳定承载力，以获得更经济的效益。

由于理想轴心压杆的欧拉临界力和临界应力是在弹性范围内导出的，故式 (4-5a)、式 (4-5b)、式 (4-6a)、式 (4-6b) 仅适用于弹性状态下构件失稳时的承载能力计算。

(2) 理想轴心受压构件的扭转屈曲和弯扭屈曲 对于开口薄壁的轴心受压构件，除发生弯曲屈曲外，若存在截面的形心和剪切中心不重合现象，还可能会发生扭转屈曲和弯扭屈曲。

1) 截面的剪切中心。受弯构件在横向荷载作用下会产生弯曲剪应力，截面上弯曲剪应力的分布称为剪力流。截面上剪力流的合力作用点（即剪力流沿两个形心主轴方向分力的交点）称为剪切中心。研究表明截面的剪切中心又是截面的扭转中心（即杆件受扭矩作用时，截面将绕该点转动），若杆件所受横向荷载通过剪切中心，则杆件只发生弯曲；若杆件所受横向荷载不通过剪切中心，则杆件不但发生弯曲，还会发生扭转。剪切中心的位置仅与截面的形状和尺寸有关，与外荷载无关。常见截面的剪切中心位置的确定规则如图 4-7 所示：

① 双轴对称截面的剪切中心 S 与形心 O 重合。

② 单轴对称截面的剪切中心 S 不与形心 O 重合，但位于对称轴上且接近较大翼缘一侧。

③ 如果组成截面的各个狭长矩形板件只有一个交点，如十字形截面、角钢截面和 T 形截面等，其交点就是剪切中心 S 。

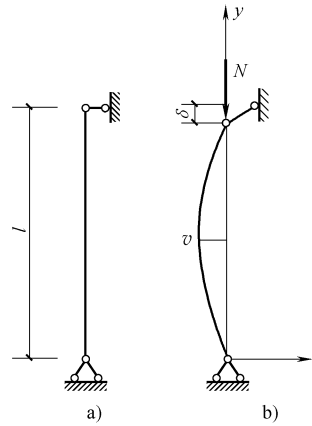


图 4-6 轴心受压构件的弯曲屈曲

④ 槽形截面剪切中心 S 位于腹板外侧的对称轴上。

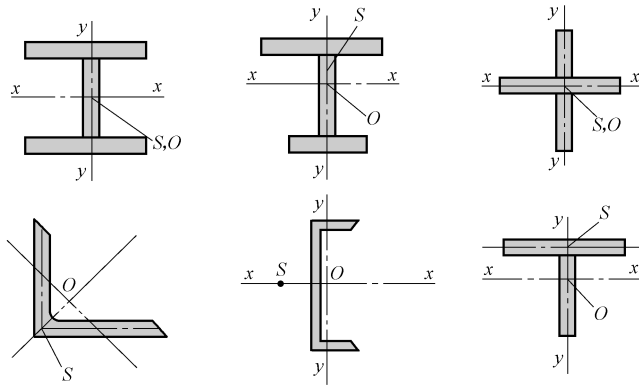


图 4-7 常见截面的剪切中心 S 和形心 O 的位置

2) 扭转屈曲。根据弹性稳定理论，两端铰支且翘曲无约束的杆件，其扭转屈曲临界力计算公式为

$$N_z = \frac{1}{i_0^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2} \right) = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_z^2} \quad (4-7a)$$

$$\lambda_z^2 = i_0^2 A \left(\frac{I_t}{25.7} + \frac{I_\omega}{l^2} \right)^{-1} \quad (4-7b)$$

式中 λ_z ——计算扭转屈曲临界荷载的换算长细比；

i_0 ——截面关于剪切中心的极回转半径， $i_0^2 = e_0^2 + i_x^2 + i_y^2$ 或者 $Ai_0^2 = Ae_0^2 + I_x + I_y$ ；

e_0 ——截面形心至剪切中心的距离；

I_t ——截面抗扭惯性矩；

I_ω ——毛截面扇形惯性矩，对 T 形截面（轧制、双板焊接、双角钢组合）、十字形截面和角形截面可近似取 $I_\omega = 0$ ；

l ——扭转屈曲的计算长度，其值根据端部扭转约束情况确定。

对热轧型钢和钢板焊接而成的截面来说，由于板件厚度比较大，因而自由扭转刚度 GI_t 也比较大，失稳通常都是以弯曲形式发生的。工字形和 H 形截面无论是热轧或是焊接，都是绕弱轴弯曲屈曲的临界力 N_{Ey} 低于扭转屈曲临界力 N_z 。

对于十字形截面如图 4-8 所示，因没有强、弱轴之分，并且其扇形惯性矩为零，由式 (4-7b) 可得 $\lambda_z = 5.07b/t$ ，此处 b/t 为截面伸出肢的宽厚比。对于双轴对称的十字形轴心受压构件，在局部稳定有保证的情况下，一般不会出现扭转失稳，因此《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）规定：对于双轴对称十字形截面，其 λ_x 或 λ_y 不得小于 $5.07b/t$ 。

3) 弯扭屈曲。单轴对称截面的轴心受压构件绕对称轴失稳时呈弯扭屈曲，如图 4-9 所示。当 T 形截面绕通过腹板轴线的对称轴弯曲时，截面上必然有剪力 V 。此剪力通过截面的形心 O 并和剪切中心 S 相距 e_0 ，产生绕 S 点的扭转。实际上单轴对称截面除了绕垂直于对称轴的 x 轴发生

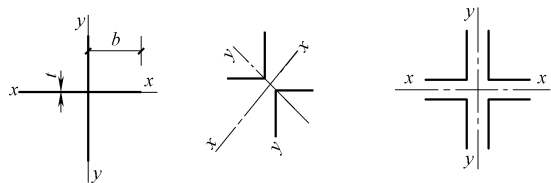


图 4-8 十字形截面

弯曲屈曲外, 绕其他轴屈曲时都会伴随扭转变形。设 y 轴为对称轴, 根据弹性稳定理论, 开口截面的弯扭屈曲临界力 N_{yz} 为

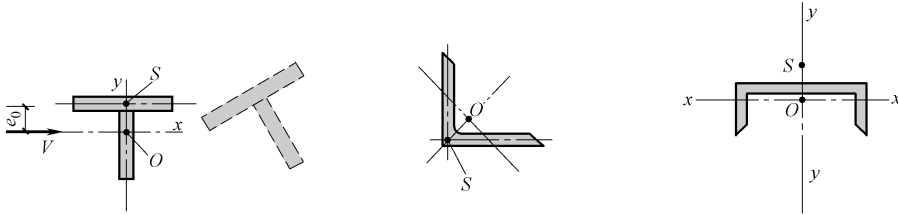


图 4-9 单轴对称截面

$$N_{yz} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{yz}^2} A \quad (4-8a)$$

$$\lambda_{yz} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\lambda_y^2 + \lambda_z^2) + \sqrt{(\lambda_y^2 + \lambda_z^2)^2 - 4(1 - e_0^2/i_0^2) \lambda_y^2 \lambda_z^2} \right]^{1/2} \quad (4-8b)$$

$$\lambda_z^2 = \frac{i_0^2 A}{\frac{I_t}{25.7} + \frac{I_w}{l_w^2}} \quad (4-8c)$$

式中 λ_{yz} ——计算弯扭屈曲临界荷载的换算长细比;

l_w ——扭转屈曲的计算长度, 对两端铰接端部截面可自由翘曲或两端嵌固端部截面的翘曲完全受到约束的构件, 取 $l_w = l_{0y}$ 。

2. 实际轴心受压构件的受力情况

实际轴心受压构件与理想轴心受压构件的受力性能之间还是有很大差别的。实际轴心受压构件的整体稳定性受许多因素的影响, 其中主要影响因素有截面中的纵向残余应力、杆件的初弯曲、荷载作用点的初偏心以及杆端约束等。截面纵向残余应力、初弯曲、初偏心都是不利因素, 通常称其为轴心受压构件的初始缺陷。而杆端约束是有利因素, 设置合适的端部约束可以有效提高轴心受压构件的整体稳定承载力。下面简要说明各主要因素对构件的影响情况。

(1) 截面纵向残余应力对轴心受压构件整体稳定性的影响 焊接、火焰切割、冷矫正或型钢轧制等加工方式, 都会在构件中产生残余应力。

以忽略腹板的热轧 H 型钢截面为例, 分析其两个翼缘上残余应力对稳定承载力的影响。该截面上的残余应力简化如图 4-10a 所示, 残余压应力和残余拉应力的峰值均为 $\sigma_c = \sigma_t = 0.4f_y$ 。在轴向压力 N 作用下, 当截面的平均压应力 $\sigma \geq (f_y - \sigma_c) = 0.6f_y$ 时, 翼缘四角进入塑性屈服区, 其余部分如图 4-10b 的 kb 范围仍为弹性部分, 该弹性部分称为有效截面。假定翼缘宽度为 b , 全截面的惯性矩为 I , 有效截面提供的惯性矩为 I_e , 则有效截面的稳定临界力和临界应力为

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_e}{l^2} = \frac{\pi^2 E I}{l^2} \cdot \frac{I_e}{I} \quad (4-9a)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \cdot \frac{I_e}{I} \quad (4-9b)$$

截面对 y — y 轴屈曲时:

$$\sigma_{cry} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} \cdot \frac{I_{ey}}{I_y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} \cdot \frac{2t (kb)^3 / 12}{2tb^3 / 12} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} \cdot k^3 \quad (4-10a)$$

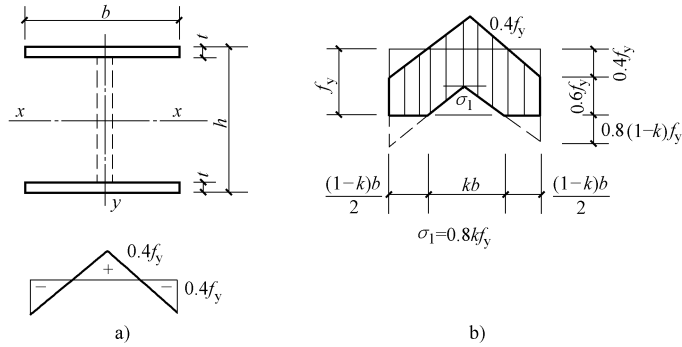


图 4-10 截面上残余应力的分布

截面对 $x-x$ 轴屈曲时:

$$\sigma_{cx} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} \cdot \frac{I_{ex}}{I_x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} \cdot \frac{2t(kb)h^2/12}{2tbh^2/12} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} \cdot k \quad (4-10b)$$

由式 (4-10a) 和式 (4-10b) 两式可知, 残余应力对弱轴的影响比对强轴严重得多, 原因是远离弱轴的部分正好是残余压应力的部分, 这部分屈服后对截面抗弯刚度的削弱最为严重。

(2) 初弯曲对轴心受压构件整体稳定性的影响 实际轴心受压构件不可能完全挺直, 在加工和运输安装的过程中, 杆件不可避免地会存在微小弯曲, 已有的统计资料表明杆中点处的初弯曲的挠度约为杆长 l 的 $1/2000 \sim 1/500$ 。

弯曲的形式可能多种多样, 其中以两端铰接的具有正弦分布的初弯曲压杆 (图 4-11a) 最具有代表性, 对压杆承载力的影响不利。

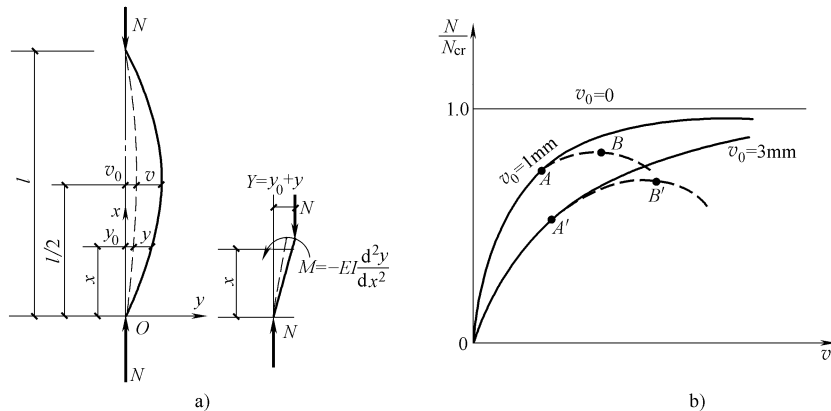


图 4-11 有初弯曲压杆的轴心受压构件

下面以图 4-12a 为例, 说明具有初弯曲的弹性轴心压杆的压力与挠度之间的关系。压杆的初弯曲曲线为 $y_0 = v_0 \sin \pi x / l$, 在轴心压力 N 作用下杆件产生的挠度为 y 。对图中的隔离体列力的平衡方程为

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + Ny = -Nv_0 \sin \frac{\pi x}{l}$$

解方程的构件弹性挠度方程曲线为

$$Y = y_0 + y = \frac{v_0}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \sin \frac{\pi x}{l}$$

式中, $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$ 。

则构件中央总挠度为

$$v_m = v_0 + v = \frac{v_0}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

根据上式可得理想弹塑性压杆的压力-挠度曲线, 图 4-11b 中实线具有以下特点: ①挠度 v 随轴心压力 N 呈非线性增加, 当 N 趋于临界值 N_{cr} 时, v 趋于无穷; ②相同 N 作用下, v 随 v_0 的增大而增加; ③初弯曲的存在使压杆承载力低于欧拉临界力 N_{cr} 。

实际压杆并非理想弹塑性, 当 N 达到某值时, 在 N 和 Nv 的共同作用下, 截面边缘开始屈服 (A 或 A' 点), 进入弹塑性阶段, 其压力-挠度曲线如图 4-11b 中虚线所示。最后在 N 未达到 N_{cr} 时失去承载能力, B 或 B' 点为其极限承载力。对于仅考虑初弯曲的轴心压杆, 截面边缘开始屈服的条件为

$$\frac{N}{A} \left(1 + v_0 \frac{A}{W} \cdot \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr} - \sigma} \right) = \sigma \left(1 + \varepsilon_0 \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr} - \sigma} \right) = f_y \quad (4-11)$$

式中 ε_0 ——截面相对初弯曲率, $\varepsilon_0 = v_0 A / W = v_0 / \rho$, $\rho = W / A$ 是截面的核心距;

W ——受压最大纤维毛截面惯性矩。

解上式可得以截面边缘屈服为准则的临界应力:

$$\sigma_{cr} = \frac{f_y + (1 + \varepsilon_0) \sigma_E}{2} - \sqrt{\left[\frac{f_y + (1 + \varepsilon_0) \sigma_E}{2} \right]^2 - f_y \sigma_E} \quad (4-12)$$

式 (4-12) 称为柏利 (Perry) 公式。

《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 对压杆初弯曲取值规定为 $v_0 = 1/1000$, 将其代入式 (4-11) 可得:

$$\frac{N}{A} \left(1 + \frac{\lambda}{1000} \cdot \frac{i}{\rho} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \right) = f_y \quad (4-13)$$

由式 (4-13) 可知, 杆件越细长, λ 值越大而 N_{cr} 值越小, 则初弯曲的影响越大。 i/ρ 越大初弯曲的影响越不利。由于不同的截面及不同的对称轴, i/ρ 不同, 因此初弯曲对其临界力的影响也不相同。

分析表明, 对于短杆因为初弯曲值很小, 而临界力值很大, 故初弯曲对轴心压杆的稳定极限承载力影响较小, 但对于中等长度的构件, 初弯曲对承载能力的影响较大。

(3) 初偏心对轴心受压构件整体稳定性的影响 由于构造上的原因和构件截面尺寸的变异, 作用在杆端的轴向压力实际上不可避免地会或多或少地偏离截面的形心而形成初偏心 e_0 。根据已研究资料, 取 $e_0/\rho = 0.05$ 的相对初偏心率来考虑其对轴心压杆的影响。

如图 4-12a 所示具有初偏心压杆的计算简图, 在弹性工作阶段, 建立力的平衡微分方程:

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + Ny - Ne_0 = 0$$

解微分方程得： $y=e_0\left[\sec\left(\sqrt{\frac{N}{EI}}\cdot\frac{l}{2}\right)-1\right]$

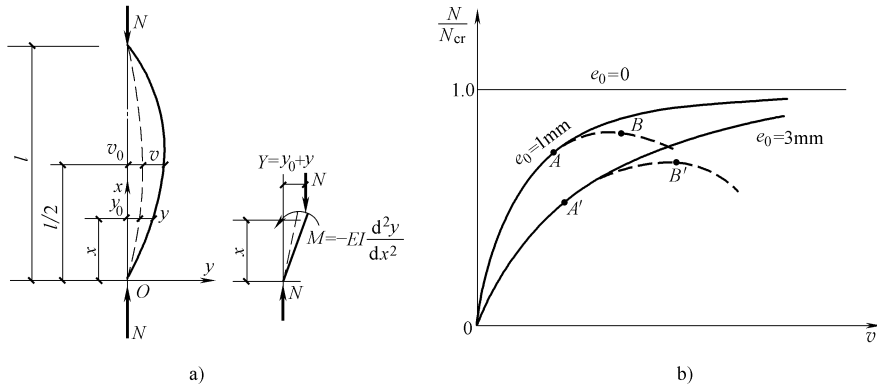


图 4-12 有初偏心的压杆

压杆长度中点 ($x=l/2$) 挠度最大, 其值为

$$v=y_{\max}=e_0\left[\sec\left(\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{N}{N_{\text{cr}}}}\right)-1\right] \quad (4-14)$$

由式 (4-14) 及图 4-12b 可知, 初偏心对压杆的影响本质上和初弯曲是相同的, 最终的效果都是会使构件的承载力降低。

(4) 杆端约束对轴心受压构件整体稳定性的影响 前面推导压杆的稳定临界力时采用的是两端铰接的理想杆件, 实际结构中两端铰接的压杆很少。轴心压杆当与其他构件相连接而端部受到约束时, 可以根据杆端的约束情况用等效计算长度 l_0 来代替杆件的几何长度 l , 即取 $l_0=\mu l$, 把它转化为两端铰接的杆, 其临界力为: $N_{\text{cr}}=(\pi^2 EI)/l_0^2=(\pi^2 EI)/(\mu l)^2$, 其中 μ 称为计算长度系数, 其取值见表 4-3。考虑到理想杆件的端部约束和实际杆件的端部约束之间的差别, 表 4-3 中对理论值加以修正给出建议值, 供实际设计使用。

表 4-3 压杆计算长度系数

项次	1	2	3	4	5	6
简图						
μ 的理论值	0.50	0.70	1.0	1.0	2.0	2.0
μ 的建议值	0.65	0.80	1.0	1.2	2.1	2.0
端部条件符号	无转动 无侧移	无转动 自由侧移	自由转动 自由侧移	自由转动 无侧移	自由转动 自由侧移	自由转动 自由侧移

3. 轴心受压构件弯曲失稳极限承载力的准则

目前常用的准则有两种, 一种是边缘屈服准则, 另一种是最大强度准则。

(1) 边缘屈服准则 当截面边缘的应力达到屈服强度时就认为轴心受压构件达到了弯曲失稳极限承载力, 这种计算方法称为“边缘屈服准则”。我国《冷弯薄壁型钢结构技术规范》

(GB 50018—2002) 采用了边缘屈服准则这个方法, 并借此算出了轴心受压构件的稳定系数。

(2) 最大强度准则 当轴心受压构件的压力达到极值型的顶点时, 压杆的抵抗能力开始小于外力的作用, 杆件不能维持稳定平衡。此时的压力是具有初始缺陷的轴心压杆真正的稳定极限承载力, 以此为准则计算压杆的稳定, 称为“最大强度准则”。

4. 实际轴心受压构件的实用计算方法

由于钢结构构件都会存在一定的初始缺陷, 统计结果表明, 影响柱承载力的这些初始缺陷, 其最大值同时出现在一根柱的可能性是极小的。其中仅考虑初弯曲和残余应力两个最主要的不利因素较为合理。故在实际轴心受压构件稳定承载力计算时, 为了更真实地反映杆件的实际承载力, 对于弯曲屈曲的构件, 采用了具有一定初弯曲及残余应力的杆件。杆件的初弯曲为正弦曲线分布, 最大值取 $v_0 = l/1000$, 而杆件的残余应力则根据柱的加工条件确定, 杆件稳定承载力由二阶弹塑性分析来确定。针对实腹式轴心受压构件其整体稳定性计算公式如下:

$$\frac{N}{\varphi A} \leq f \quad (4-15)$$

式中 N ——轴心受压构件的压力设计值;

A ——构件的毛截面面积;

φ ——轴心受压构件的稳定系数 (取截面两主轴稳定系数中的较小者, 应根据构件的长

细比、钢材屈服强度和表 4-4、表 4-5 的截面分类按附录 4 采用), $\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{f_y}$;

f ——钢材的抗压强度设计值, 见附表 1-1。

5. 轴心受压构件的整体稳定系数

现行《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 在计算资料的基础上, 结合工程实际, 把承载能力相近的截面及其弯曲失稳对应组合为一类, 归纳为 a、b、c、d 四类。每类中柱子曲线的平均值 (50%分位值) 作为代表曲线, 即图 4-13 中 a、b、c、d 四条曲线。在 $\lambda = 40 \sim 120$ 的常用范围, 柱子曲线 a 比曲线 b 高出 4%~15%, 而曲线 c 比曲线 b 低 7%~13%, d 曲线则更低, 主要用于厚板截面。

组成板件厚度 $t < 40\text{mm}$ 的轴心受压构件的截面分类见表 4-4, 而 $t \geq 40\text{mm}$ 的截面分类见表 4-5。

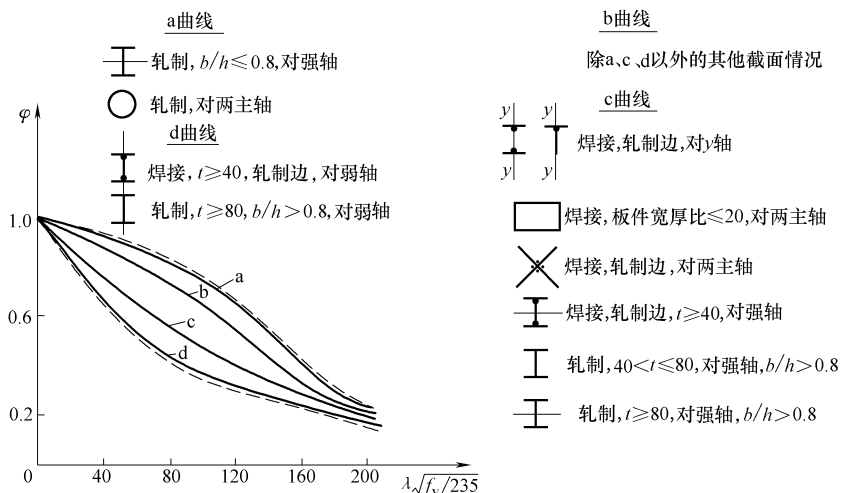


图 4-13 轴心受压构件的柱子曲线

一般的截面属于 b 类。

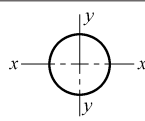
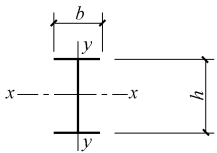
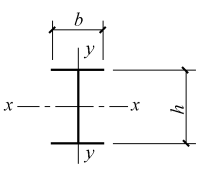
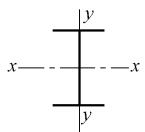
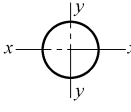
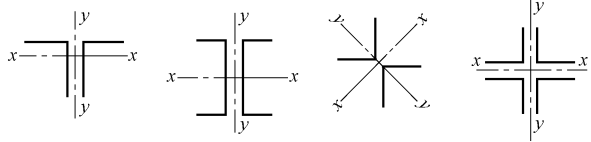
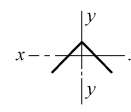
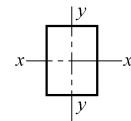
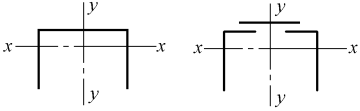
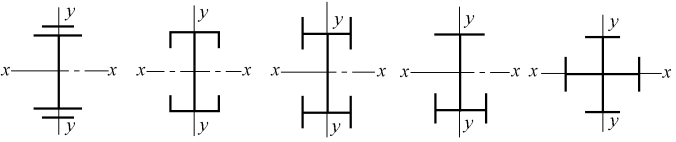
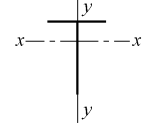
轧制圆管以及轧制普通工字钢绕 x 轴失稳时其残余应力影响较小, 故属 a 类。

格构式构件绕虚轴的稳定计算, 由于不宜采用塑性深入截面的最大强度准则, 参考《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB 50018—2002), 采用边缘屈服准则时确定的 φ 值与曲线 b 接近, 故取用曲线 b。

当槽形截面用于格构式柱的分肢时, 由于分肢的扭转变形受到缀件的牵制, 所以计算分肢绕其自身对称轴的稳定时, 可用曲线 b。翼缘为轧制边或剪切边的焊接工字形截面, 绕弱轴失稳时边缘为残余压应力, 使承载能力降低, 故将其归入曲线 c。

板件厚度大于 40mm 的轧制工字形截面和焊接的实腹式截面, 残余应力不但沿板件宽度方向变化, 在厚度方向的变化也比较显著, 另外厚板质量较差也会对稳定带来不利影响, 故应按照表 4-5 进行分类。 φ 值可按截面种类及 $\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}}$ 查附表 4-1~附表 4-4 求得。

表 4-4 轴心受压构件截面分类 (板厚 $t < 40\text{mm}$)

截面形式		对 x 轴	对 y 轴
		a 类	a 类
		a 类	b 类
 轧制, $b/h > 0.8$	 焊接, 翼缘为焰切边		
 焊接			
 轧制			
 轧制等边角钢			
 轧制, 焊接 (板件宽厚比 > 20)	 轧制或焊接	b 类	b 类
 焊接			
 轧制截面和翼缘为焰切边的焊接截面			

(续)

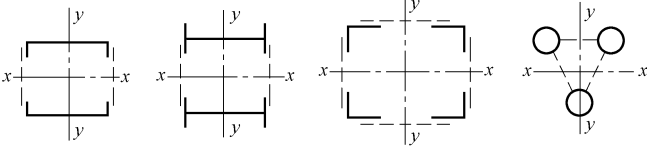
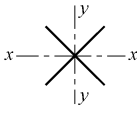
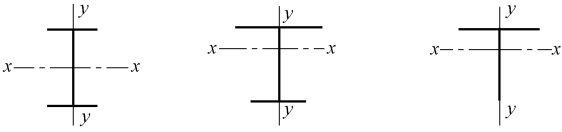
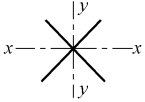
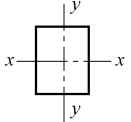
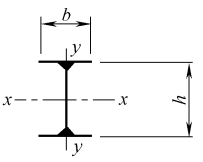
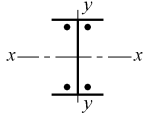
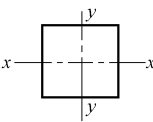
截面形式		对 x 轴	对 y 轴
 <p>格构式</p>	 <p>焊接, 板件边缘焰切</p>	b 类	b 类
 <p>焊接, 翼缘为轧制或剪切边</p>		b 类	c 类
 <p>焊接, 板件边缘轧制或剪切</p>	 <p>焊接, 板件宽厚比 ≤ 20</p>	c 类	c 类

表 4-5 轴心受压构件截面分类 (板厚 $t \geq 40\text{mm}$)

截面形式		对 x 轴	对 y 轴
 <p>轧制工字形或 H 形截面</p>	$t < 80\text{mm}$	b 类	c 类
	$t \geq 80\text{mm}$	c 类	d 类
 <p>焊接工字形截面</p>	翼缘为焰切边	b 类	b 类
	翼缘为轧制或剪切边	c 类	d 类
 <p>焊接箱形截面</p>	板件宽厚比 > 20	b 类	b 类
	板件宽厚比 ≤ 20	c 类	c 类

对杆件的长细比 λ 的计算, 有如下规定:

截面为双轴对称或极对称的构件:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= l_{0x} / i_x \\ \lambda_y &= l_{0y} / i_y \end{aligned} \right\} \quad (4-16)$$

式中 l_{0x} 、 l_{0y} ——构件对主轴 x 和 y 的计算长度;

i_x 、 i_y ——构件对主轴 x 和 y 的回转半径。

对单面连接的单角钢轴心受压构件，考虑折减系数后，可不考虑弯扭效应。当槽形截面用于格构式的分肢，计算分肢绕对称轴（y轴）的稳定性时，不必考虑扭转效应，直接用 λ_y 查出 φ_y 的值。

[例 4-1] 某人字形钢屋架跨度为 30m，屋架间距 12m，铰支于钢筋混凝土柱顶。屋面板采用大型压型钢板，热轧 H 型钢檩条（水平间距为 5m），钢材为 Q235B 钢。几何尺寸如图 4-14 所示。经计算上弦杆 bc 为压杆，其轴力设计值 $N=200\text{kN}$ ，用 2L125×80×10 角钢，长肢相并， $A=39.4\text{cm}^2$ ， $i_x=3.98\text{cm}$ ， $i_y=3.39\text{cm}$ ，计算长度 $l_{0x}=l_{0y}=5025\text{mm}$ 。试问该压杆受压稳定计算时，其最大压应力为多少？

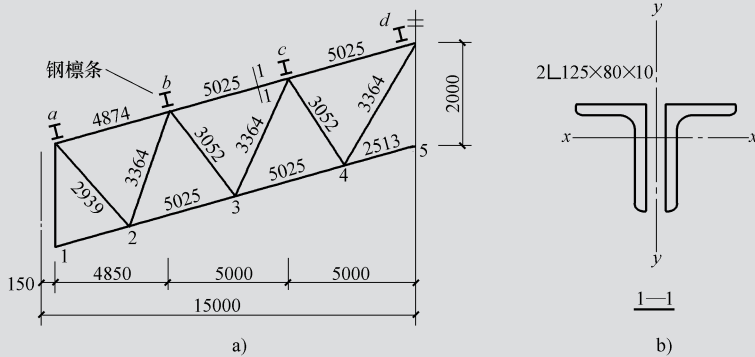


图 4-14 例 4-1 图

[解] 已知 $l_{0x}=l_{0y}=5025\text{mm}$

$$\text{长细比: } \lambda_x = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{5025}{33.9} = 148.2$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{5025}{39.8} = 126.3$$

$$\frac{b_2}{t} = \frac{80}{10} = 8 < 0.48 \frac{l_{0y}}{b_2} = 0.48 \times \frac{5025}{80} = 30.2$$

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{1.09b_2^4}{l_{0y}^2 t^2} \right) = 126.3 \times \left(1 + \frac{1.09 \times 80^4}{5025^2 \times 10^2} \right) = 128.5$$

查表 4-4 知：截面对 x、y 轴均属 b 类截面，故取 $\lambda_{yz} \sqrt{f_y/235} = 128.5$ ，

查附表 4-2 可得： $\varphi = 0.395$ 。

则压杆 bc 的最大稳定压应力为

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{200 \times 10^3}{0.395 \times 3940} \text{N/mm}^2 = 128.5 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2, \text{ 满足要求。}$$

4.3.2 实腹式轴心受压构件的局部稳定

轴心受压构件设计时，为了提高构件的整体稳定性，通常采用肢宽壁薄的截面，而这种截面可能会因宽厚比过大而导致板件丧失局部稳定性。图 4-15 所示为一工字形截面轴心受压构件，其截面的翼缘和腹板在均匀压力的作用下，由于板件的厚度比其他两个尺寸都小很多，在压力达到某一数值时，板件不能维持平面平衡状态而产生凹凸鼓曲变形。由于板件只是构件的

一部分, 所以把这种屈曲变形称为板件的局部失稳。图 4-16a、b 分别表示腹板和翼缘失稳时的情况。构件丧失局部稳定后还可能继续维持着整体的平衡状态, 但由于部分板件屈曲后退出工作, 使构件的有效截面减小, 会加速构件整体失稳而丧失承载能力。因此轴心受压构件设计时必须保证构件的局部稳定性。

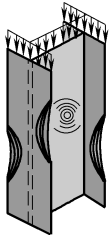


图 4-15 轴心受压构件的局部变形

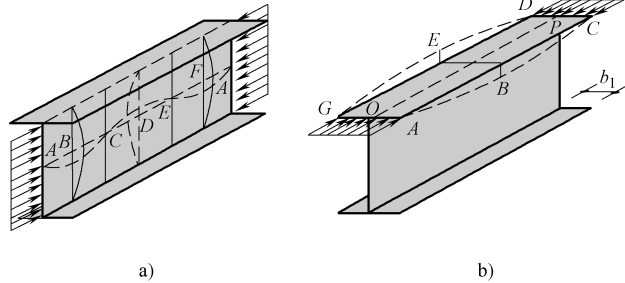


图 4-16 轴心受压构件的腹板和翼缘的变形

对于轴心受压构件稳定性, 设计时通常使构件在丧失整体稳定前不发生板件的局部失稳。而保证板件局部稳定性的方法是板件的宽厚比不能太大。根据板件的局部稳定临界应力不低于构件的整体稳定临界应力, 可得出常见的工字形、H 形、箱形和 T 形截面宽厚比限值的取值方法。

1. 翼缘的宽厚比限值

对于实际的轴心受压杆件而言, 其大多在弹塑性阶段屈曲, 根据板件的局部稳定临界应力等于构件的整体稳定临界应力, 即:

$$\frac{\sqrt{\eta}\chi K\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b_1}\right)^2 \geq \varphi_{\min} f_y \quad (4-17)$$

将 η 与构件的整体稳定系数 φ 代入式 (4-17), 且取弹性约束系数 $\chi=1.0$, 可以得到翼缘板悬伸部分的宽厚比 b_1/t 与长细比 λ 的关系曲线, 此曲线的关系式较为复杂。为了便于应用, 对于工字形、H 形和 T 形截面的翼缘宽厚比, 采用下式计算。

$$\frac{b_1}{t} \leq (10+0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4-18)$$

式中 b_1 ——翼缘板的外伸宽度, 对于焊接构件, 取腹板边至翼缘板边缘的距离, 如图 4-17a 所示; 对轧制构件取内圆弧起点至翼缘板自由端的距离, 如图 4-17b 所示;

t ——翼缘板的厚度;

λ ——构件的长细比, 取两方向长细比中较大值, 当 $\lambda < 30$ 时, 取 $\lambda = 30$; 当 $\lambda > 100$ 时, 取 $\lambda = 100$;

f_y ——钢材的屈服强度。

2. 腹板高厚比限值

根据构件在弹塑性阶段工作确定腹板的高厚比的取值, 计算方法同翼缘板的宽厚比。对于工字形和 H 形截面的腹板高厚比, 其简化表达式为:

$$\frac{h_0}{t_w} \leq (25+0.5\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4-19)$$

式中 h_0 ——腹板的计算高度, 对于焊接组合截面, 取腹

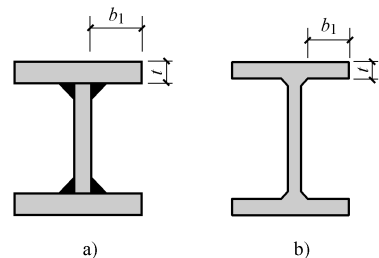


图 4-17 板件的尺寸

板的高度；轧制型钢构件，取腹板与上下翼缘相交处两内弧起点间的距离；

t_w ——腹板的厚度；

λ ——构件的长细比，取值方法同式 (4-18)。

当 H 形、工字形和箱形截面受压构件的腹板，其高厚比不满足要求时，除了加厚腹板外，还可采用纵向加劲肋加强或按截面有效宽度计算。

加厚腹板法很不经济，所以在构件设计时较少采用。

设置纵向加劲肋可以有效地阻止腹板的凹凸屈曲变形，提高腹板的局部稳定性，所以在工程上应用较为普遍。纵向加劲肋宜在腹板两侧对称布置，焊接于腹板中央，其一侧外伸宽度不小于 $10t_w$ ，厚度不应小于 $0.75t_w$ ，其中 t_w 为腹板厚度，如图 4-18 所示。

按截面有效宽度计算，即腹板截面仅考虑腹板计算高度边缘范围内两侧宽度各为 $20t_w\sqrt{235/f_y}$ 的部分以及翼缘作为有效截面，忽略其余腹板中央部分，按有效截面计算构件的强度和稳定（图 4-19），但计算构件的稳定系数时，仍用全部截面。

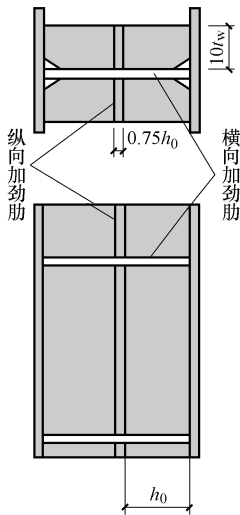


图 4-18 腹板加劲肋

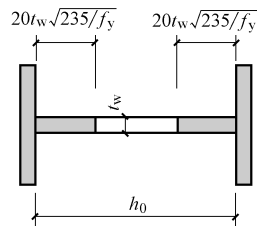


图 4-19 腹板屈曲后的有效截面

【例 4-2】 某管道支架柱，柱两端铰接，钢材为 Q235B 钢，截面无削弱，采用焊接工字形截面，翼缘板为焰切边，如图 4-20 所示，已知 $\lambda_x = 49.5$ ， $\lambda_y = 47.1$ 。验算其翼缘外伸部分及腹板部分是否满足局部稳定要求。

【解】 根据式 (4-18)、式 (4-19)：取 $\lambda = 49.5$ 。

翼缘外伸部分：

$$\frac{b_1}{t} = \frac{(250-8)/2}{14} = 8.6 < (10+0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} = (10+0.1 \times 49.5) \sqrt{\frac{235}{235}} = 14.95$$

满足局部稳定要求。

腹板部分：

$$\frac{h_0}{t_w} = \frac{250}{8} = 31.25 < (25+0.5\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} = (25+0.5 \times 49.5) \sqrt{\frac{235}{235}} = 49.75$$

满足局部稳定要求。

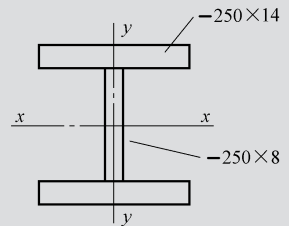


图 4-20 例 4-2 图

4.4 轴心受压柱的设计

4.4.1 实腹柱轴心受压构件的设计

实腹式轴心受压构件的截面设计步骤是：先选择截面的形式，再根据整体稳定和局部稳定、构造等要求选择截面尺寸，最后进行强度、刚度和稳定性验算。

1. 实腹柱轴心压杆截面形式的选择

实腹式轴心受压构件常用的截面形式（图 4-2）有型钢截面和组合截面两种。

选择截面形式时应考虑以下几个主要原则：

1) 肢宽壁薄。在满足板件宽厚比的条件下尽可能选择那些截面面积远离形心轴的薄壁而宽肢的截面，以获得较大的截面惯性矩和截面回转半径，提高构件的整体稳定性和刚度，达到用料经济的目的。

2) 等稳定性。使构件在两个主轴方向的稳定系数近似相等，即 $\varphi_x \approx \varphi_y$ ，以获得两个主轴方向的稳定承载能力。一般情况下，用两个主轴上的长细比 $\lambda_x \approx \lambda_y$ 来保证两个主轴方向上的等稳定承载能力。

3) 构造简便，制造省工和便于运输。截面选择时尽量选用热轧型钢截面和焊接组合截面。

4) 便于与其他构件进行连接。

2. 截面设计

截面设计时，首先按上述原则选定合适的截面形式，再根据构件的钢材型号、轴压力大小及计算长度等按下列步骤确定截面尺寸：

1) 假定轴压杆的长细比 λ ，求得截面面积 A 。根据设计经验，对于荷载小于 1500kN，计算长度 5~6m 的压杆，可假定 $\lambda = 80 \sim 100$ ；荷载为 3000~3500kN 的压杆，可假定 $\lambda = 60 \sim 70$ 。再根据截面形式、加工方法查表 4-4 得截面分类，查附表 4-4 求得相应的稳定系数 φ 值，并按下式计算初选截面面积 A 及回转半径 i_x 和 i_y 。

$$A = \frac{N}{\varphi f}$$

$$i_x = \frac{l_{0x}}{\lambda}$$

$$i_y = \frac{l_{0y}}{\lambda}$$

2) 根据 A 、 i_x 和 i_y ，在附录 7 型钢表中优先选出一个合适的轧制型钢截面，如普通工字钢、H 型钢等。如果现有型钢规格不满足所需截面尺寸时，可以采用组合截面，这时需根据附表 6 中截面回转半径和其轮廓的近似关系， $i_x = \alpha_1 h$ 和 $i_y = \alpha_2 b$ 确定截面的高度 h 和宽度 b ，并根据等稳定条件、便于加工、构造要求、局部稳定和钢材规格等条件确定截面各部分尺寸。

对于焊接工字形截面，可取 $b \approx h$ ，腹板厚度 $t_w = (0.4 \sim 0.7)t$ ， t 为翼缘板厚度，腹板高度和翼缘宽度宜取 10mm 的倍数， t 和 t_w 宜取 2mm 的倍数。

3) 构件强度、稳定和刚度验算。

① 强度验算。当截面有较大削弱时，需对净截面面积 A_n 进行强度验算，应使 $\sigma = N/A_n \leq f$ 。

② 整体稳定验算。通过使截面特性满足式 $N/(\varphi A) \leq f$ 来保证压杆的整体稳定性。如不满

足，需要对截面尺寸进行调整并重新计算截面特性，直至满足压杆的整体稳定要求。

③ 局部稳定验算。以限制压杆组成板件的宽厚比来保证。对于热轧型钢截面，由于其板件的宽厚比较小，一般能满足要求，可不验算。对于组合截面，则按局部稳定公式对板件的宽厚比进行验算。

④ 刚度验算。对内力较小的压杆，截面尺寸应按容许长细比来确定，以满足刚度要求。

3. 构造要求

当实腹柱的腹板高厚比 $h_0/t_w > 80 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

时，为防止腹板在施工和运输过程中发生变形、提高柱的抗扭刚度，应在腹板两侧按一定位置设置横向加劲肋，如图 4-21 所示。横向加劲肋的间距不得大于 $3h_0$ ，其截面尺寸要求为双侧加劲肋的外伸宽度 b_s 应不小于 $(h_0/30+40)$ mm，厚度 t_s 应不小于外伸宽度的 1/15。

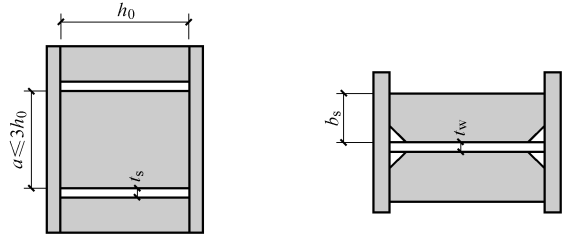


图 4-21 实腹柱的横向加劲肋

对于大型实腹式柱，为了增加其抗扭刚度和传递集中荷载，在受较大水平力处以及运输单元的端部，应设置横隔，横隔的间距一般不大于柱截面较大宽度的 9 倍或 8m。

轴心受压实腹柱的纵向焊缝（翼缘与腹板的连接焊缝）受力很小，不必计算，可按构造要求确定焊缝尺寸。

[例 4-3] 某一工作平台的中间支柱为钢柱，柱高 7.2m，在侧向二分点处有侧向支撑，以阻止柱在弱轴方向过早失稳，如图 4-22a 所示。该柱采用热轧工字钢截面，柱两端铰接，钢材为 Q235B 钢，截面无削弱，允许长细比 $[\lambda] = 150$ ，承受轴心压力设计值 $N = 500$ kN。试设计该柱。

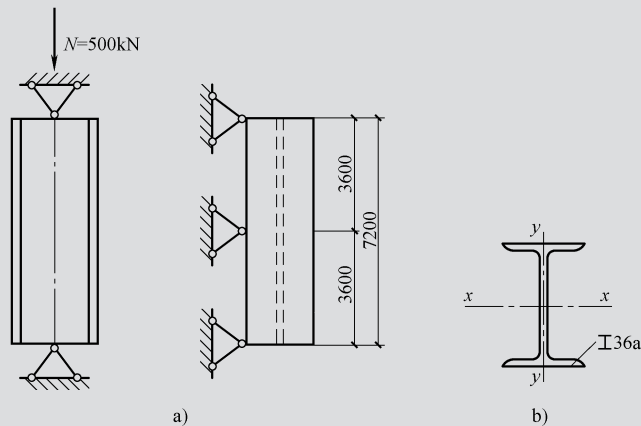


图 4-22 例 4-3 图

[解] 柱两端铰接时，支柱在两个方向的计算长度： $l_{0x} = 7200$ mm， $l_{0y} = 3600$ mm。假定板件厚度不超过 16mm，查附表 1-1 得 $f = 215$ N/mm²。

(1) 试选截面 由于轴力较小， λ 可取较大值，假定 $\lambda = 130$ ，对于轧制工字钢，当绕 x 轴失稳时属于 a 类截面，由 $\lambda \sqrt{f_y/235}$ 查附表 4-1 得 $\varphi_x = 0.434$ ，绕 y 轴失稳时属于 b 类截面，由 $\lambda \sqrt{f_y/235}$ 查附表 4-2 得 $\varphi_y = 0.387$ ，取二者中较小值，即 $\varphi = 0.387$ 。

需要的截面几何量为：

$$A = \frac{N}{\varphi f} = \frac{500 \times 10^3}{0.387 \times 215 \times 10^2} \text{cm}^2 = 60.1 \text{cm}^2$$

$$i_x = \frac{l_{0x}}{\lambda} = \frac{720}{130} \text{cm} = 5.54 \text{cm}$$

$$i_y = \frac{l_{0y}}{\lambda} = \frac{360}{130} \text{cm} = 2.77 \text{cm}$$

根据 A 、 i_x 、 i_y ，查附表 7-1 试选 I36a（图 4-22b）， $A = 76.5 \text{cm}^2$ ， $i_x = 14.4 \text{cm}$ ， $i_y = 2.69 \text{cm}$ ， $t = 15.8 \text{mm} < 16 \text{mm}$ 。

(2) 验算刚度

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{720}{14.4} = 50 < [\lambda] = 150$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{360}{2.69} = 133.8 < [\lambda] = 150$$

满足要求。

(3) 验算整体稳定性 由于 λ_y 远大于 λ_x ，故由 $\lambda_y \sqrt{f_y/235}$ 查附表 4-2 得 $\varphi_y = 0.371$ 。

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{500 \times 10^3}{0.371 \times 76.5 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 176.2 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2 \quad \text{满足要求。}$$

因截面无孔眼削弱，可不验算强度。又因轧制工字钢的翼缘和腹板均较厚，可不验算局部稳定，只需进行整体稳定和刚度验算。

[例 4-4] 某一焊接工字形组合截面的轴心受压柱，该柱上端铰接，下端固定（图 4-23a），该柱承受的压力设计值为 $N = 1000 \text{kN}$ ，柱长度为 6m ，钢材为 Q235B 钢，焊条为 E43，翼缘为焰切边，截面无削弱，允许长细比 $[\lambda] = 150$ 。试设计该柱。

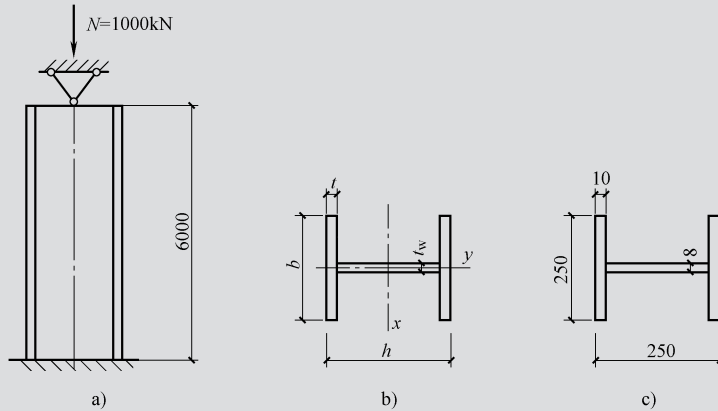


图 4-23 例 4-4 图

[解] 由表 4-3 查得柱的计算长度系数 $\mu = 0.8$ ，柱计算长度 $l_{0x} = l_{0y} = 0.8 \times 6 \text{m} = 4.8 \text{m}$ ，设腹板厚度不超过 16mm ，查附表 1-1 得 $f = 215 \text{N/mm}^2$ 。

(1) 初选截面尺寸 假定 $\lambda = 80$ ，查表 4-4 得截面绕 x 和 y 轴均属于 b 类截面，由

$$\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 80 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 80, \quad \text{查附表 4-2 得 } \varphi = \varphi_x = \varphi_y = 0.688, \quad \text{所需截面尺寸:}$$

$$A = \frac{N}{\varphi f} = \frac{1000 \times 10^3}{0.688 \times 215} \text{mm}^2 = 6760.4 \text{mm}^2 = 67.6 \text{cm}^2$$

$$i = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{480}{80} \text{cm} = 6 \text{cm}$$

(2) 试选截面尺寸 (图 4-23b) 由表 4-5 的近似关系可得: $\alpha_1 = 0.43$, $\alpha_2 = 0.24$ 。

$$h = \frac{i}{\alpha_1} = \frac{6}{0.43} \text{cm} = 13.95 \text{cm}, b = \frac{i}{\alpha_2} = \frac{6}{0.24} \text{cm} = 25 \text{cm}$$

先取截面宽度 $b = 25 \text{cm}$, 截面的高度按构造要求取与宽度大致相同, 即 $h = 25 \text{cm}$, 选翼缘板 2-250×10, 其面积为 $2 \times 25 \times 1 \text{cm}^2 = 50 \text{cm}^2$ 。

腹板面积 $= A - 50 \text{cm}^2 = (67.6 - 50) \text{cm}^2 = 17.6 \text{cm}^2$, 其厚度为 $17.6 / (25 - 2) \text{cm} = 0.77 \text{cm}$, 取腹板厚度为 $t_w = 0.8 \text{cm}$, 截面尺寸如图 4-23c 所示。

(3) 截面几何特征

$$A = (2 \times 25 \times 1 + 23 \times 0.8) \text{cm}^2 = 68.4 \text{cm}^2$$

$$I_x = \frac{25 \times 25^3}{12} \text{cm}^4 - \frac{(25 - 0.8) \times 23^3}{12} \text{cm}^4 = 8015.3 \text{cm}^4$$

$$I_y = \left(\frac{1 \times 25^3 \times 2}{12} + \frac{0.8^3 \times 23}{12} \right) \text{cm}^4 = 2605.1 \text{cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{8015.3}{68.4}} \text{cm} = 10.8 \text{cm} \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2605.1}{68.4}} \text{cm} = 6.2 \text{cm}$$

(4) 强度验算

$$\frac{N}{A_n} = \frac{1000 \times 10^3}{68.4 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 146.2 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

满足要求 (因截面无削弱, 强度计算可以忽略)。

(5) 刚度验算

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{480}{10.8} = 44.4 < [\lambda] = 150$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{480}{6.2} = 77.4 < [\lambda] = 150$$

满足要求。

(6) 整体稳定性验算 由表 4-4 知, 截面绕 x 和 y 轴均属于 b 类截面, 取较大长细比,

由 $\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 77.4 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 77.4$, 查附表 4-2 得 $\varphi = \varphi_x = \varphi_y = 0.705$ 。

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{1000 \times 10^3}{0.705 \times 68.4 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 207.4 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2 \quad \text{满足要求。}$$

(7) 局部稳定性计算

1) 翼缘外伸部分:

$$\frac{b_1}{t} = \frac{(250 - 8) / 2}{10} = 12.1 < (10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} = (10 + 0.1 \times 77.4) \sqrt{\frac{235}{235}} = 17.74$$

2) 腹板部分:

$$\frac{h_0}{t_w} = \frac{250 - 2 \times 10}{8} = 28.75 < (25 + 0.5\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} = (25 + 0.5 \times 77.4) \sqrt{\frac{235}{235}} = 63.7$$

满足局部稳定要求。

4.4.2 格构柱轴心受压构件的设计

1. 格构柱轴心压杆的截面形式

格构式轴心受压杆件是用缀材将多个肢体连成一体的一种构件。由于肢间的距离调整很方便，易于实现柱在两个主轴方向的等稳定性，所以格构柱在工程上应用较为普遍。常用的格构柱截面由两个肢体组成，如图 4-24a、b、c 以及图 4-25 所示。肢体多为槽钢、工字钢、H 型钢或角钢等，如把两个槽钢（图 4-24a、b）或 H 型钢（图 4-24c）作为肢件，用缀材把它们连成整体。对于比较高大的柱，肢体有时用焊接组合工字形。槽钢作为柱肢时可以向内，也可以向外，前者外观平整，可以获得较大的惯性矩，因此在工程中应用更广泛。

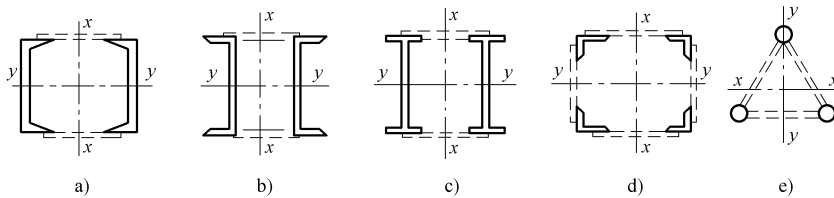


图 4-24 格构柱的截面形式

用四根角钢组成的四肢柱（图 4-24d），适用于长度较大而受力不大的柱，四面皆以缀材相连。用三面缀材将三个圆管肢件相连的格构柱（图 4-24e），其截面是几何不变的三角形，受力性能较好，有时用于桅杆等结构。

格构柱上的缀材分为缀条和缀板两种。缀条常采用斜杆组成，如图 4-25a 所示，通常采用单角钢作缀条，一般斜杆与水平线呈 θ ($30^\circ \sim 60^\circ$) 夹角。缀条也可以用斜杆和横杆共同组成，如图 4-25b 所示。缀板常采用钢板，如图 4-25c 所示。四肢柱和三肢柱的缀材一般采用缀条。

在格构式构件的横截面上与肢件的腹板相交的轴称为实轴，如图 4-24a、b、c 和图 4-25 中的 y 轴，与缀材面相交的轴称为虚轴，如图 4-24a、b、c 和图 4-24 中的 x 轴。图 4-24d、e 中的 x 和 y 轴都是虚轴。

2. 格构式轴心受压构件的整体稳定性

格构式轴心受压构件对虚轴和实轴的整体稳定性需分别考虑。

(1) 格构式轴心受压构件绕实轴的整体稳定计算 格构式轴心受压构件对实轴的稳定计算和实腹式构件一样，根据截面绕实轴的长细比、截面分类及构件钢材牌号查附录 4 得稳定系数 φ ，再

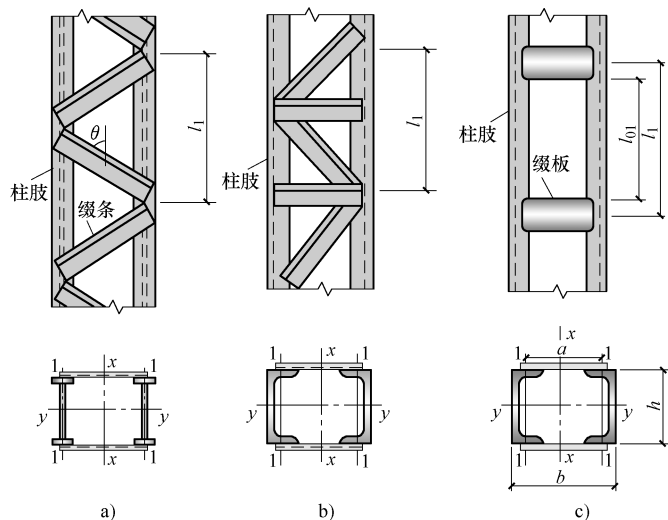


图 4-25 格构式构件的组成

由 $N/(\varphi A) \leq f$ 验算截面对实轴的整体稳定性。

(2) 格构式轴心受压构件绕虚轴的整体稳定计算 格构式轴心受压构件绕虚轴的整体稳定临界力比长细比相同的实腹式构件低, 主要原因是实腹式轴心受压构件整体弯曲后, 构件截面上产生的横向剪力很小, 而实腹式压杆的抗剪刚度又较大, 因此横向剪力对构件产生的附加变形很小, 对构件临界力的降低可近似忽略不计。但是当压杆绕虚轴发生整体弯曲失稳时, 横向剪力主要由缀材承担, 而肢件间的缀材布置不连续显得相对薄弱, 这导致构件产生较大的附加剪切变形, 它对构件临界承载力的影响不容忽视。

格构式轴心压杆绕虚轴进行整体稳定计算时, 常以加大的换算长细比 λ_{0x} 来代替对 x 轴的长细比 λ_x , 以考虑剪切变形对压杆临界承载力的影响。换算长细比实质上反映了构件弯曲刚度的弱化, 使得压杆的稳定承载力计算值更接近实际杆件。

《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 对格构式轴心压杆给出了对虚轴的换算长细比 λ_{0x} , 计算公式如下:

1) 双肢格构式组合构件。

当缀件为缀条时:

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} \quad (4-20)$$

当缀件为缀板时:

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27 \frac{A}{A_{1x}}} \quad (4-21)$$

式中 λ_x ——整个构件对虚轴 ($x-x$ 轴) 的长细比;

A ——整个构件横截面的毛截面面积;

A_{1x} ——构件截面中垂直于虚轴 x 的各斜缀条的毛截面面积之和;

λ_1 ——单个分肢对最小刚度轴 1—1 的长细比, $\lambda_1 = l_{01}/i_1$;

l_{01} ——单肢的计算长度, 对缀条柱取缀条节点间的距离; 对缀板柱, 焊接时取相邻缀板间的净距离 (图 4-25), 螺栓连接时, 取相邻两缀板边缘螺栓的距离;

i_1 ——单肢最小回转半径, 即图 4-25 中单肢绕 1—1 轴的回转半径。

2) 由四肢或三肢组成的格构式轴心受压构件, 其对虚轴的换算长细比见《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)。

3. 格构式轴心受压构件的单肢稳定性

格构式轴心受压构件在两个相邻的缀件之间的单肢是一个独立的轴心受压实腹式构件, 根据单肢的稳定性不低于构件的整体稳定性, 《钢结构设计规范》规定: 当缀件为缀条时, 其分肢的长细比 λ_1 不应大于构件两个方向长细比 (对虚轴取换算长细比) 较大值 λ_{\max} 的 0.7 倍; 当缀件为缀板时, λ_1 不应大于 40, 并不应大于 λ_{\max} 的 0.5 倍 (当 $\lambda_{\max} < 50$ 时, 取 $\lambda_{\max} = 50$)。

4. 格构式轴心受压构件的缀材设计

(1) 格构式轴心受压构件的横向剪力 格构式轴心受压构件绕虚轴发生弯曲失稳时, 构件变形使横截面产生剪力并由缀材承受。因此, 进行缀材设计时, 需要首先计算出构件的横向剪力。

如图 4-26a 所示两端铰接的格构式轴心受压构件, 绕虚轴弯曲时, 假定该构件的挠度曲线为 $y = v_{\max} \sin \frac{\pi z}{l}$, 其中 v_{\max} 为构件跨中最大挠度, 则沿杆长任意截面的弯矩为

$$M = Ny = Nv_{\max} \sin \frac{\pi z}{l}$$

任意截面的剪力为

$$V = \frac{dM}{dz} = N \frac{\pi u_{\max}}{l} \cos \frac{\pi z}{l}$$

由上式可知，杆件剪力的最大值在杆件的两端，其值为

$$V_{\max} = N \frac{\pi u_{\max}}{l} \quad (4-22)$$

《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 在规范横向剪力时，以压件发生弯曲变形直至中央截面边缘纤维屈服为条件，导出构件最大剪力和轴压力之间的关系，经简化可得轴心受压构件的剪力为

$$V = \frac{Af}{85\sqrt{235}} \sqrt{f_y} \quad (4-23)$$

设计缀材时，可偏安全地假定该剪力 V 沿轴心受压构件全长不变，如图 4-26c 所示。对双臂格构式轴心受压构件，此剪力由两侧缀材面平均分担，即分配到每个缀材面上的剪力为 $V_1 = V/2$ 。

(2) 缀条的设计 缀条的布置一般采用单系缀条 (图 4-27a)，也可采用交叉缀条 (图 4-27b)。对于缀条式压杆，可将缀条看作平行弦桁架的腹板进行计算。

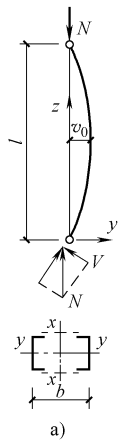


图 4-26 格构式轴心受压构件的横向剪力

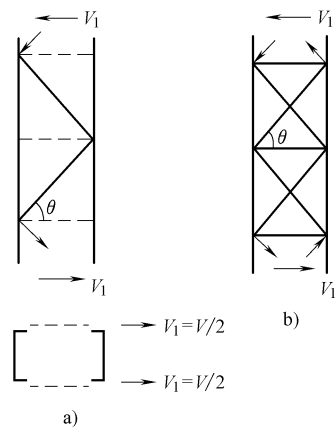


图 4-27 缀条计算简图

如图 4-27 所示，在横向剪力作用下，一个斜缀条的内力 N_t 为

$$N_t = \frac{V_1}{n \cos \theta} \quad (4-24)$$

式中 V_1 ——分配到一个缀材面上的剪力；如图 4-27a、b 中每根柱肢都有两个缀材面，因此 $V_1 = V/2$ ；

n ——承受剪力 V_1 的斜缀条数，图 4-27a 为单系缀条， $n = 1$ ；图 4-27b 为交叉缀条， $n = 2$ ；

θ ——缀条的倾角 (图 4-27)，在 $30^\circ \sim 60^\circ$ 之间采用。

由于横向剪力的方向不定，可能向左也可能向右，因此斜缀条可能受拉也可能受压，斜缀条截面应按轴心压杆设计。

缀条一般采用单角钢，与柱单面连接，考虑到受力时的偏心 and 可能发生的扭转作用，当按轴心受力构件设计时，应将钢材的强度设计值乘以折减系数 η ，参见附录 1 附表 1-4。

横缀条主要是用来减小肢件的计算长度，其截面尺寸一般与斜缀条相同，不作计算，也可按容许长细比（ $[\lambda] = 150$ ）确定，取较小的截面。

(3) 缀板的设计 在满足缀板刚度的要求下，缀板式轴心受压构件一般可视为多层框架（肢件视为框架立柱，缀板视为横梁），当它整体挠曲时，可假定各层分肢中点和缀板中点为反弯点，如图 4-28a 所示。从压杆中取出如图 4-28c 所示脱离体，可得缀板内力为

剪力：
$$T = \frac{V_1 l_1}{a} \tag{4-25}$$

弯矩（与肢件连接处）：
$$M = T \frac{a}{2} = \frac{V_1 l_1}{2} \tag{4-26}$$

式中 l_1 ——缀板中心线间的距离；
 a ——肢件轴线间的距离。

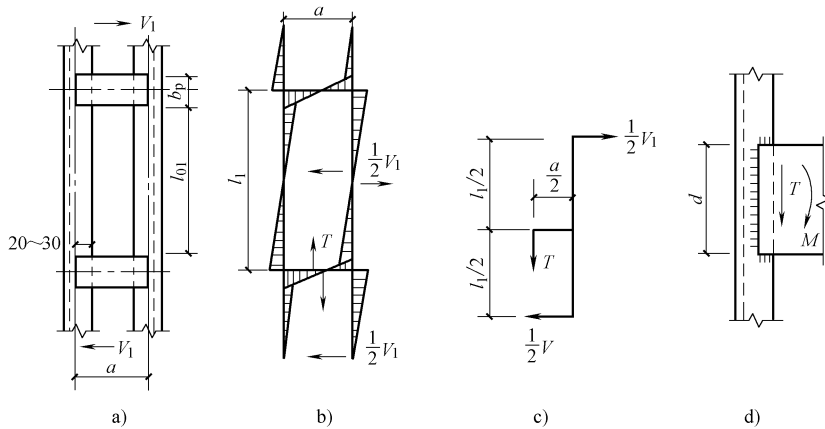


图 4-28 缀板计算简图

缀板与肢件间用角焊缝相连，搭接长度一般为 20~30mm（图 4-28a），角焊缝承受剪力和弯矩的共同作用。由于角焊缝的强度设计值小于钢材的强度设计值，故只需用上述 M 和 T 验算缀板与肢件间的连接焊缝。

缀板应有一定的刚度，其尺寸应该足够大。《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）规定同一截面处两侧缀板的线刚度之和（ I_b/a ）不得小于一个分肢线刚度（ I_1/l_1 ）的 6 倍，此处 $I_b = 2 \times \frac{1}{12} t_p b_p^3$ ， t_p 为缀板厚度。一般取缀板宽度 $b_p \geq 2a/3$ （图 4-28a），厚度 $t_p \geq a/40$ ，并不应小于 6mm。端缀板宜适当加宽，取 $b_p = a$ 。

5. 格构式轴心受压构件的横隔

为保证格构式轴心受压构件的截面形状不变，增强构件的整体刚度，通常应在受较大水平力处和运输单元的端部设置横隔。相邻横隔的间距不得大于构件截面较大宽度的 9 倍，且不得大于 8m，横隔可以用钢板或交叉角钢做成，如图 4-29 所示。

6. 格构式轴心受压构件的设计步骤

格构式轴心受压构件设计时需首先选择肢截面形状和尺寸以及缀材的形式，然后根据截面两主轴方向的等稳定性确定肢件之间的距离。具体计算步骤如下：

1) 格构式构件对实轴（ $y-y$ 轴）的整体

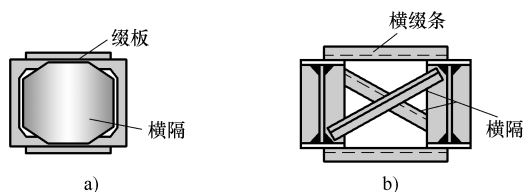


图 4-29 格构式轴心受压构件的横隔

稳定计算按实腹式压杆计算，确定出构件的截面形式，如中小型轴心受压构件可用缀板式或缀条式构件，大型构件宜用缀条式构件。

2) 肢件之间的距离按对实轴和虚轴的等稳定性来决定。

为获得等稳定性，应使两主轴方向的长细比相等，即 $\lambda_{0x} = \lambda_y$ 。

对双肢缀条式构件：

由 $\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27 \frac{A}{A_1}} = \lambda_y$ 可得：

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_{0x}^2 - 27 \frac{A}{A_1}} = \sqrt{\lambda_y^2 - 27 \frac{A}{A_1}} \quad (4-27)$$

对双肢缀板式构件：

由 $\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} = \lambda_y$ 可得：

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_{0x}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} \quad (4-28)$$

在斜缀条的截面面积 A_1 或缀板式构件的分肢长细比 λ_1 确定后，即可按式 (4-27) 或式 (4-28) 计算出 λ_x ，由 $i_x = l_{0x} / \lambda_x$ 可得到对虚轴的回转半径。再根据附录 6 可得压杆在缀材方向的宽度 $b \approx i_x / \alpha_1$ ，亦可由已知截面的几何量直接计算出压杆的宽度 b 。一般 b 宜取 10mm 的倍数，且两肢净距宜大于 100mm，便于内部涂装施工。在确定 λ_y 和 λ_{0x} 时，要保证其值不超过容许长细比。

3) 确定肢距 b 后，计算构件对虚轴的换算长细比，并验算对虚轴的整体稳定性。不合适时应修改柱宽 b 再进行验算。

4) 设计缀条或缀板（包括它们与分肢的连接）。

[例 4-5] 试设计一支承工作平台的轴心受压格构柱。柱身由两个槽钢通过缀材连接而成，两端铰接。柱高 6.6m，由平台传给柱顶的轴心压力设计值 $N = 1500\text{kN}$ ，钢材为 Q235B 钢，焊条为 E43，柱截面无削弱。试分别按下列两种情况进行设计：

(1) 缀材为缀条式。

(2) 缀材为缀板式。

[解] 柱两端铰接，则柱在两个方向上的计算长度为：
 $l_{0x} = l_{0y} = 6.6\text{m}$ 。设板件厚度均不大于 16mm，查附表 1-1 得 $f = 215\text{N/mm}^2$ 。

(1) 缀材为缀条式（图 4-30）

1) 确定柱单肢截面尺寸。对格构式截面实轴 $y-y$ 轴，截面属于 b 类截面（查表 4-4），假设 $\lambda_y = 70$ ，由 $\lambda_y \sqrt{f_y} / 235 = 70$ 查附表 4-2 可得 $\varphi_y = 0.751$ ，所需截面尺寸为

$$A = \frac{N}{\varphi_y f} = \frac{1500 \times 10^3}{0.751 \times 215} \text{mm}^2 = 92.9 \text{cm}^2$$

$$i = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{660}{70} \text{cm} = 9.43 \text{cm}$$

由附表 7-2 选择槽钢 2C28b， $A = 91.2\text{cm}^2$ ， $i_y = 10.6\text{cm}$ ， $i_1 = 2.3\text{cm}$ ， $I_1 = 242\text{cm}^4$ ， $Z_0 = 2.02\text{cm}$ 。

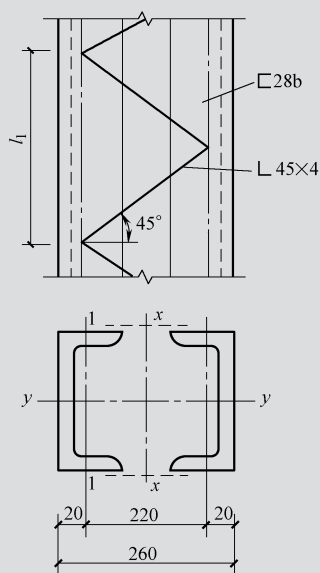


图 4-30 例 4-5 图

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{660}{10.6} = 62.3 < [\lambda] = 150, \text{查附表 4-2 得 } \varphi_y = 0.795。$$

$$\frac{N}{\varphi_y A} = \frac{1500 \times 10^3}{0.795 \times 91.2 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 207 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

对 y 轴整体稳定性满足要求。

2) 确定柱肢间距。缀条截面选用单角钢截面, 按构造要求先取最小截面尺寸为 $\angle 45 \times 4$, $A_1' = 3.49 \text{cm}^2$, $i_{\min} = 0.89 \text{cm}$ 。柱肢两侧各设 1 根缀条。

$$\text{两缀条截面面积: } A_1 = 2A_1' = 2 \times 3.49 \text{cm}^2 = 6.98 \text{cm}^2$$

对截面虚轴 $x-x$ 轴, 按等稳定性设计:

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_{0x}^2 - 27 \frac{A}{A_1}} = \sqrt{\lambda_y^2 - 27 \frac{A}{A_1}} = \sqrt{64^2 - 27 \times \frac{91.2}{6.98}} = 59.4$$

$$i_x = \frac{l_{0x}}{\lambda_x} = \frac{660}{59.4} \text{cm} = 11.1 \text{cm}$$

如图 4-30 所示, 由表 4-6 可知, $\alpha_2 = 0.44$, 则:

$$b = \frac{i_x}{\alpha_2} = \frac{11.1}{0.44} \text{cm} = 25.2 \text{cm}$$

取 $b = 26 \text{cm} = 260 \text{mm}$

对虚轴 x 轴:

$$I_x = 2 \times \left[242 + 45.6 \times \left(\frac{26 - 2 \times 2.02}{2} \right)^2 \right] \text{cm}^4 = 11479.1 \text{cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{11479.1}{91.2}} \text{cm} = 11.2 \text{cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{660}{11.2} = 58.9$$

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27 \frac{A}{A_1}} = \sqrt{58.9^2 + 27 \times \frac{91.2}{6.98}} = 61.8 < [\lambda] = 150$$

截面绕虚轴 x 轴属于 b 类截面, 由 $\lambda_{0x} \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 61.8 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 61.8$ 查附表 4-2 得 $\varphi_x = 0.798$

$$\frac{N}{\varphi_x A} = \frac{1500 \times 10^3}{0.798 \times 91.2 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 206.1 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

3) 缀条计算。斜缀条按 $\theta = 45^\circ$ 布置如图 4-30 所示。单个缀条所受的剪力为

$$V_1 = \frac{V}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{Af}{85\sqrt{\frac{f_y}{235}}} = \frac{1}{2} \times \frac{91.2 \text{cm}^2 \times 215 \text{N/mm}^2}{85} \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 11.53 \text{kN}$$

单缀条所受的轴压力为

$$N_1 = \frac{V_1}{2 \cos \theta} = \frac{11.53}{2 \times \cos 45^\circ} \times \sqrt{\frac{235}{235}} \text{kN} = 8.15 \text{kN}$$

$a = b - 2Z_0 = (26 - 2 \times 2.02) \text{ cm} = 21.96 \text{ cm}$, 取 $a = 22 \text{ cm}$ 。

缀条长度 $l_1 = \frac{a}{\cos\theta} = \frac{220}{\cos 45^\circ} \text{ mm} = 31.1 \text{ cm}$

缀条长细比 $\lambda_1 = \frac{l_{01}}{i_1} = \frac{0.9 \times 31.1}{0.89} = 31.4 < [\lambda] = 150$

由表 4-4 知, 单角钢 ($A'_1 = 3.49 \text{ cm}^2$) 属于 b 类截面, 查附表 4-2 得 $\varphi_1 = 0.931$ 。

等边单角钢与柱单面连接, 强度应乘以折减系数 (附表 1-4):

$$\eta = 0.6 + 0.0015\lambda_1 = 0.6 + 0.0015 \times 31.5 = 0.647 < 1.0$$

$$\frac{N_1}{\varphi_1 A'_1} = \frac{8.15 \times 10^3}{0.931 \times 3.49 \times 10^2} \text{ N/mm}^2 = 25.1 \text{ N/mm}^2 < \eta f = 0.647 \times 215 \text{ N/mm}^2 = 139.1 \text{ N/mm}^2$$

单角钢缀条 $\angle 45 \times 4$ 满足要求。

4) 缀条与柱肢之间的连接角焊缝。取焊脚尺寸 $h_f = 4 \text{ mm}$, 由附表 1-2 查得 $f_f^w = 160 \text{ N/mm}^2$ 。

采用两面侧焊, 由于单角钢为单面连接, 按轴心受压构件计算连接强度时, 强度折减系数取为 0.85。

肢背实际焊缝长度:

$$l_{w1} \geq \frac{k_1 N_1}{0.7 h_f \eta f_f^w} + 2h_f = \left(\frac{0.7 \times 8.15 \times 10^3}{0.7 \times 4 \times 0.85 \times 160} + 2 \times 4 \right) \text{ mm} = 23 \text{ mm}$$

肢尖焊缝长度:

$$l_{w2} \geq \frac{k_2 N_1}{0.7 h_f \eta f_f^w} + 2h_f = \left(\frac{0.3 \times 8.15 \times 10^3}{0.7 \times 4 \times 0.85 \times 160} + 2 \times 4 \right) \text{ mm} = 14.4 \text{ mm}$$

根据构造要求, 肢背和肢尖的实际焊缝长度均取 40 mm。

(2) 缀材为缀板式 (图 4-31)

1) 确定柱单肢截面尺寸。对实轴计算时, 选取单肢柱截面尺寸的计算过程同缀条式格构柱, 截面形式仍选用槽钢 $2 \square 28 \text{ b}$, $A = 91.2 \text{ cm}^2$, $i_y = 10.6 \text{ cm}$, $i_1 = 2.3 \text{ cm}$, $I_1 = 242 \text{ cm}^4$, $Z_0 = 2.02 \text{ cm}$ 。

2) 确定柱肢间距。由前面计算可知, $\lambda_y = 62.3 > 50$, 取 $\lambda_{\max} = 62.3$ 。根据 $\lambda_1 \leq 40$ 及 $\lambda_1 \leq 0.5 \lambda_{\max} = 0.5 \times 62.3 = 31.2$, 取 $\lambda_1 = 31$ 。

由式 (4-28): $\lambda_x = \sqrt{\lambda_{0x}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{62.3^2 - 31^2} = 54$

对虚轴 x 轴, 所需回转半径为: $i_x = \frac{l_{0x}}{\lambda_x} = \frac{660}{54} \text{ cm} = 12.2 \text{ cm}$

由附录 6 查得, 截面对 x 轴回转半径的近似值为: $i_x = 0.44b$

则 $b = \frac{i_x}{0.44} = \frac{12.2}{0.44} \text{ cm} = 27.7 \text{ cm}$, 取 $b = 30 \text{ cm}$ 。

整个截面对虚轴 x 轴:

$$I_x = 2 \times \left[242 + 45.6 \times \left(\frac{30 - 2 \times 2.02}{2} \right)^2 \right] \text{ cm}^4 = 15849 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{15849}{91.2}} \text{ cm} = 13.2 \text{ cm}$$

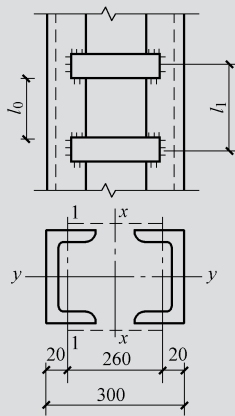


图 4-31 例 4-5 图

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{660}{13.2} = 50$$

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{50^2 + 31^2} = 58.8 < [\lambda] = 150$$

截面绕 x 轴属于 b 类截面, 查附表 4-2 得 $\varphi_x = 0.814$

$$\frac{N}{\varphi_x A} = \frac{1500 \times 10^3}{0.814 \times 91.2 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 202 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

3) 缀板设计。

缀板间的净距为: $l_1 = \lambda_1 i_1 = 31 \times 2.3 \text{cm} = 71.3 \text{cm}$

缀板宽度取柱间距的 $2/3$, 即 $b_p = \frac{2}{3} \times (30 - 2 \times 2) \text{cm} = 17.3 \text{cm}$, 取 $b_p = 18 \text{cm}$

缀板厚度取柱间距的 $1/40$, 即 $t_p = \frac{1}{40} \times (30 - 2 \times 2) \text{cm} = 0.65 \text{cm}$, 取 $t_p = 1.0 \text{cm}$

缀板轴线间距: $l = l_1 + b_p = (71.3 + 18) \text{cm} = 89.3 \text{cm}$, 取 $l = 90 \text{cm}$

柱分肢的线刚度为: $K_1 = \frac{I_1}{l} = \frac{242}{90} = 2.69$

两侧缀板线刚度之和为: $K_b = 2 \times \frac{1}{12} \times \frac{1 \times 18^3}{30 - 2 \times 2} = 37.44$

$\frac{K_b}{K_1} = \frac{37.44}{2.69} = 13.9 > 6$ 缀板刚度满足要求。

4) 单肢稳定性设计。

$$\lambda_{\max} = \max\{\lambda_{0x}, \lambda_y\} = \max\{58.8, 62.3\} = 62.3 > 50$$

$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1} = \frac{71.3}{2.3} = 31 < 0.7 \lambda_{\max} = 43.6$ 满足稳定要求。

5) 缀板与柱肢的连接焊缝。

$$\text{横向剪力 } V_1 = \frac{V}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{Af}{85\sqrt{235}} = \frac{1}{2} \times \frac{91.2 \text{cm}^2 \times 215 \text{N/mm}^2}{85} \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 11.53 \text{kN}$$

缀板与分肢连接处的内力为

$$T = \frac{V_1 l_1}{a} = \frac{11.53 \times 71.3}{30 - 2 \times 2} \text{kN} = 31.67 \text{kN}$$

$$M = T \frac{a}{2} = \frac{11.53 \text{kN} \times 71.3 \text{cm}}{2} = 4.11 \text{kN} \cdot \text{m}$$

取角焊缝的焊脚尺寸为 $h_f = 6 \text{mm}$, 焊接为三面围焊, 计算时焊缝计算长度仅偏安全地取竖直焊缝长度, 如图 4-31 所示。

$$\sigma_f = \frac{6 \times 4.11 \times 10^6}{0.7 \times 6 \times 180^2} \text{N/mm}^2 = 181.2 \text{N/mm}^2$$

$$\tau_f = \frac{31.67 \times 10^3}{0.7 \times 6 \times 180} \text{N/mm}^2 = 41.9 \text{N/mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{181.2}{1.22}\right)^2 + 41.9^2} \text{N/mm}^2 = 154.3 \text{N/mm}^2 < f = 160 \text{N/mm}^2$$

焊缝强度满足要求。

4.5 轴心受压柱与梁的连接和柱脚

4.5.1 轴心受压柱与梁的连接

轴心受压柱与梁的连接设计应传力可靠、构造简单、便于安装和经济合理。根据柱与梁的连接刚度，可分为铰接连接和刚接连接。下面仅介绍柱与梁铰接连接的构造情况。

轴心受压构件柱与梁为铰接时，按梁安放在柱头的位置不同，可分为两种形式：一种是梁支承在柱顶上（图 4-32a、b、c），另一种是梁支承于柱侧（图 4-33a、b）。

1. 梁支承于柱顶的构造要求

梁支承于柱顶时，梁的支座反力通过柱顶板传给柱身。顶板厚度一般取 16~20mm，与柱用焊缝连接。为便于安装定位，梁与顶板用普通螺栓连接。

图 4-32a 中的梁支座反力是通过梁支承加劲肋直接传给柱的翼缘。两相邻梁之间留一些空隙，以便于安装，最后用夹板和构造螺栓连接，防止一侧梁的倾斜。这种连接方式传力明确，构造简单，施工方便。由于梁支承加劲肋的间距较大，当柱顶两侧梁的支座反力不等时会引起柱顶偏心受压，严重时会导致柱翼缘的局部屈曲。

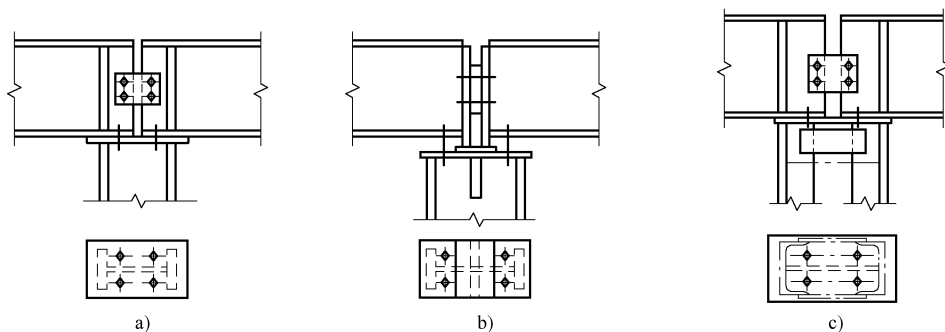


图 4-32 梁支承于柱顶的构造形式

图 4-32b 中的梁支座反力是通过梁端部支座加劲肋的突出部分传给柱的轴线附近，因此即使两相邻的梁支反力不等，柱仍接近于轴心受压。梁端加劲肋的底面应刨平顶紧于柱顶板。由于梁的反力大部分传给柱的腹板，为保证腹板不发生局部屈曲，因此腹板不能太薄且两侧设置加劲肋加强。两相邻梁之间可留一些空隙，安装时嵌入填板并用普通螺栓连接。

对于图 4-32c 中的格构柱，为了保证传力均匀并托住顶板，应在两柱肢之间设置竖向隔板。

2. 梁支承于柱侧的构造要求

图 4-33a、b 是梁支承于柱侧的铰接形式。梁将支反力直接传递给支托，支托可采用 T 形（图 4-33a），也可用厚钢板做成（图 4-33b），支托与柱翼缘间用角焊缝相连。当梁端反力较小时，直接将梁端搁置在柱的 T 形支托上用普通螺栓连接，梁与柱侧间留有一定的空隙，并用角钢和普通螺栓相连。当梁端反力较大时，常采用厚钢板做支托，这种连接形式对制作与安装的精度要求较高，支托的端面必须刨平并与梁的端加劲肋顶紧以便直接传递压力。为施工方便，梁端与柱间应留空隙加填板并设置构造螺栓。

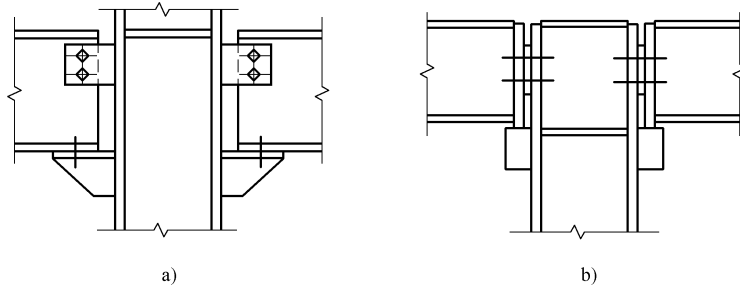


图 4-33 梁支承于柱侧的构造形式

4.5.2 柱脚

柱脚的作用是将柱的内力均匀可靠地传给基础，并与基础牢固连接。柱脚设计应尽可能满足结构计算简单，传力明确，制作安装方便、牢固可靠。

轴心受压柱的柱脚有两种，刚接柱脚和铰接柱脚。由于轴心受压柱的柱脚主要传递轴心压力，与基础的连接主要采用铰接连接，因此主要介绍铰接连接。

1. 柱脚的形式和构造

图 4-34a 是一种轴承式铰接柱脚，柱可以绕着枢轴自由转动，符合铰接的力学计算简图，但因制作和安装费工费材，主要用于少数因要求压力的作用点不能有较大变动的大跨度结构中。

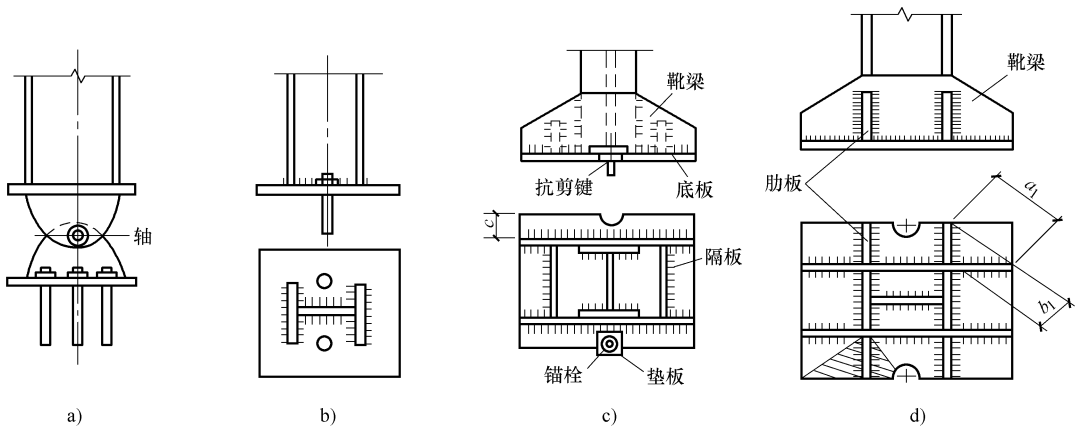


图 4-34 铰接柱脚形式

图 4-34b 是一种最简单的柱脚构造形式，在柱下端仅焊一块不太厚的底板，柱中压力由焊缝传至底板，再传给基础，这种柱脚用于压力较小的轻型柱。对于荷载较大的柱一般采用靴梁和底板，如图 4-34c、d 所示，柱身压力 N 通过与靴梁连接的竖向焊缝传递给靴梁，并由靴梁传递给靴梁与底板之间的水平连接焊缝，再由水平焊缝传递给底板进而到达基础。当底板底面尺寸较大时，可在靴梁之间设置隔板，以提高底板的抗弯能力。柱脚与基础主要通过预埋到基础上的 2~4 个直径为 20~25mm 的锚栓连接，为便于安装，底板上的锚栓孔径通常为锚栓直径的 1.5~2 倍。柱调整到位后，再用垫板套住锚栓并焊牢在底板上。

轴心受压铰接柱脚除了承受轴向压力外，还承受剪力，但不承受弯矩。剪力通常由底板与基础表面的摩擦力传递。当此摩擦力不足以承受水平剪力时，应在柱脚底板下设置抗剪键，如

图 4-34c 所示, 常用抗剪键的材料有方钢、短 T 型钢或 H 型钢等。

2. 轴心受压柱脚的计算

轴心受压柱脚的计算包括底板尺寸、靴梁尺寸以及它们之间的连接焊缝尺寸。

(1) 底板的计算 底板的平面尺寸决定于基础材料的抗压能力, 计算时可认为在基础与底板之间柱脚的压应力是均匀分布的, 这样, 所需要的底板面积 A 按下式确定:

$$A = BL \geq \frac{N}{f_c} + A_0 \quad (4-29)$$

式中 N ——作用于柱脚的压力设计值;

f_c ——基础混凝土的抗压强度设计值;

A_0 ——底板上锚栓孔的面积;

B 、 L ——底板的宽度和长度, B 应取为整数, $L = A/B$

$$B, \text{ 一般 } 1 \leq \frac{L}{B} \leq 2。$$

对于有靴梁的柱脚, 如图 4-35 所示, 底板的宽度 B 为

$$B = b + 2t + 2c \quad (4-30)$$

式中 b ——柱截面的宽度或高度;

t ——靴梁板的厚度;

c ——底板悬伸部分的长度, 一般取 20~100mm。

底板的厚度由板的抗弯强度决定。底板可视为一个

支承在靴梁、隔板和柱端的平板, 它承受基础传来的均匀反力。靴梁、肋板、隔板和柱的断面均可视为底板的支承边, 并将底板分隔成不同的区格 (图 4-35), 其中有四边支承如①部分、三边支承如②、④部分、两相邻边支承如③以及悬臂支承部分。这几部分板承受的弯矩一般不相同, 先按各自的支承情况分别计算出弯矩, 再通过比较取其中的最大弯矩来确定底板的厚度。

在均匀分布的基础反力作用下, 各区格板单位宽度上的最大弯矩为:

1) 四边支承区格板。四边支承的板为双向板, 在板中央的短边方向弯矩大于长边方向, 取单位宽度板作为计算单元, 其弯矩为

$$M = \alpha q a^2 \quad (4-31)$$

式中 q ——作用于底板单位面积上的压应力, $q = N/A_n$, $A_n = A - A_0$;

a ——四边支承区格的短边长度;

α ——系数, 根据长边 b 与短边 a 之比按表 4-6 取用。

表 4-6 α 值

b/a	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	3.0	≥ 4.0
α	0.048	0.055	0.063	0.069	0.075	0.081	0.086	0.091	0.095	0.099	0.101	0.119	0.125

2) 三边支承区格板, 其最大弯矩位于自由边的中央, 该处弯矩为

$$M = \beta q a_1^2 \quad (4-32)$$

式中 a_1 ——对三边支承区格为自由边长度 (图 4-35);

β ——系数, 由垂直于自由边的宽度 b_1 和自由边长度 a_1 的比值 b_1/a_1 确定, 查表 4-7 所得; 当 $b_1/a_1 < 0.3$ 时, 可按悬臂长度为 b_1 的悬臂板计算。

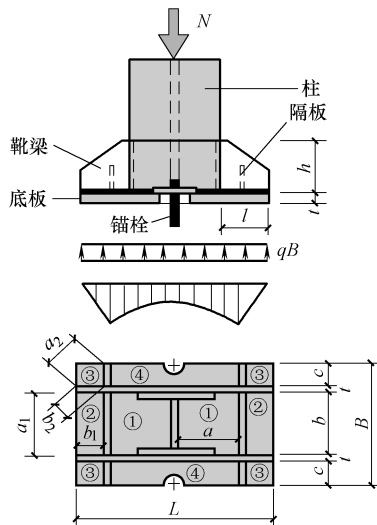


图 4-35 柱脚计算简图

3) 两相邻边支承区格。对于两相邻边支承的区格板, 其弯矩可由式 (4-33) 计算。此时 a_1 取对角线的长度, b_1 取内角顶点至对角线的垂直距离, 如图 4-35 所示, 即 $a_1 = a_2$, $b_1 = b_2$ 。

表 4-7 β 值

b_1/a_1	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	≥ 1.2
β	0.026	0.042	0.056	0.072	0.085	0.092	0.104	0.111	0.120	0.125

4) 一边支承 (悬臂部分) 区格。

$$M = \frac{1}{2}qc^2 \quad (4-33)$$

式中 c ——悬臂长度 (图 4-34c)。

这几部分板承受的弯矩一般不相同, 取其中的最大弯矩 M_{\max} 来确定板的厚度 t :

$$t \geq \sqrt{\frac{6M_{\max}}{f}} \quad (4-34)$$

设计时要注意底板的尺寸和底板上靴梁和隔板的布置, 应尽可能使各区格板中的弯矩相差不要太大, 以免所需的底板过厚。当各区格板中弯矩相差太大时, 应调整底板尺寸或重新划分区格。

底板的厚度通常为 20~40mm, 最薄一般不得小于 14mm, 以保证底板具有必要的刚度, 从而满足基础反力是均匀分布的假设。

(2) 靴梁的计算 靴梁的高度取决于靴梁与柱身连接时的焊缝长度, 而焊缝长度由柱身传来的轴心压力确定, 注意每条焊缝的长度不能超过 $60h_f$, h_f 为角焊缝的焊脚尺寸。靴梁的宽度宜与被连接柱翼缘厚度大致相当。

靴梁按支承于柱边的双悬臂梁计算, 所承受的最大弯矩和最大剪力为

$$M = \frac{1}{2}qBl^2 \quad (4-35)$$

$$V = qBl \quad (4-36)$$

根据 M 、 V 验算靴梁的抗弯强度和抗剪强度, 式 (4-36) 中 l 为靴梁的悬臂长度。

(3) 隔板与肋板的计算 为了支承底板, 隔板应具有—定刚度, 因此隔板的厚度不得小于隔板长度 b 的 $1/50$, 但一般可比靴梁略薄些, 高度略小些。隔板的高度取决于焊缝要求, 其所传之力可偏安全地取图 4-34d 中阴影部分所承受的基础反力。注意隔板内侧的焊缝不易施焊, 计算时不能考虑受力。

肋板按悬臂板计算, 承受的荷载为图 4-34d 所示阴影部分的底板反力。肋板与靴梁间的连接焊缝以及肋板本身的强度均应按其承受的弯矩和剪力来计算。

习 题

1. 如图 4-36 所示钢板连接, 钢材为 Q235B 钢, 钢板为 -400×20 , 拼接板为 $2-400 \times 12$, 用高强度螺栓摩擦型连接, 8.8 级 M20 ($d_0 = 22\text{mm}$), 摩擦面用喷砂处理, 承受轴心拉力作用。试问:

- (1) 该连接所能承受的最大受拉承载力设计值 (kN) 是多少?
- (2) 假设轴心拉力设计值 $N = 1000\text{kN}$, 试验算图中 1—1 截面的强度。

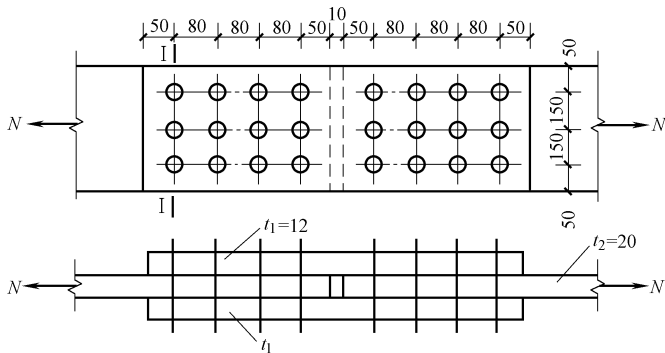


图 4-36 习题 1 图

2. 某轴心受压构件采用如图 4-37b 所示，钢材为 Q235B 钢，其支撑条件如图 4-37a 所示。已知轴心压力 $N=1500\text{kN}$ ，试验算该轴心受压构件的稳定性。如果翼缘采用焰切边的焊接组合截面，如图 4-37c 所示，该柱的整体稳定性和局部稳定性是否满足要求？

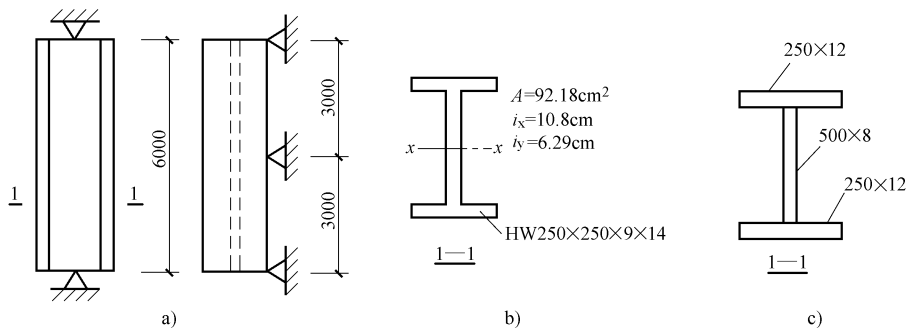


图 4-37 习题 2 图

3. 一两端铰接的轴心受压实腹柱，柱高为 6m，截面为焊接工字形，翼缘为焰切边，柱所承受的轴心压力设计值为 1400kN，钢材为 Q235B 钢。试设计该柱。

4. 一轴心受压缀条柱，两端铰接，柱高 9m。承受轴心压力设计值为 900kN，钢材为 Q235B 钢。已知截面采用 2C25a，如图 4-38 所示，单个槽钢的几何性质： $A_1 = 34.91\text{cm}^2$ ， $i_y = 9.81\text{cm}$ ， $I_1 = 175.9\text{cm}^4$ ， $z_0 = 2.07\text{cm}$ 。缀条采用 L45x5 ($A_{1x} = 4.29\text{cm}^2$)。试验算该柱的整体稳定性。

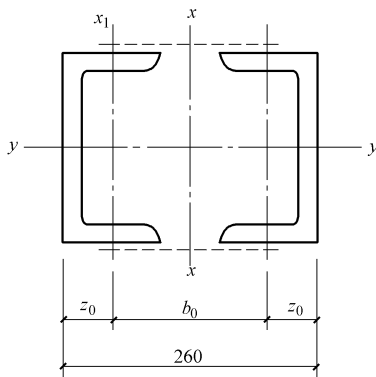


图 4-38 习题 4 图

第5章 受弯构件

5.1 概述

承受横向荷载作用的构件称为受弯构件，其形式有实腹式（梁）和格构式（桁架）两大类。梁作为结构中受弯构件的主要形式，在土木工程中得到广泛的应用。

按照功能的不同，在工业与民用建筑中梁主要用作楼盖梁、工作平台梁、墙架横梁及檩条，以及水工闸门、起重机、海上采油平台中的梁等。

按支承方式的不同，梁可以分为简支梁、连续梁和悬臂梁等。

按截面构成方式，梁又可分为型钢梁和组合梁两大类，如图 5-1 所示。

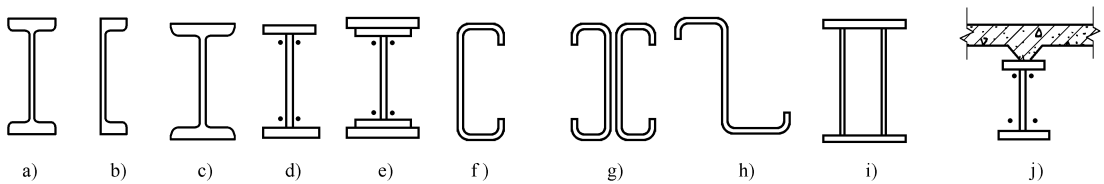


图 5-1 梁的截面形式

型钢梁分为热轧型钢梁和冷弯薄壁型钢梁两种。热轧型钢梁通常用普通工字钢、槽钢或截面宽高比较大的宽翼缘工字钢（以下称 H 型钢）制作（图 5-1a、b、c）。其中以 H 型钢的截面分布最合理，翼缘内外边缘平行，与其他构件连接方便，应予优先采用。用于梁的 H 型钢宜为窄翼缘型（HN）。槽钢截面因弯曲中心在腹板外侧，故当荷载作用在翼缘上时，梁除受弯外还受扭，因此只宜用于在构造上能使荷载接近弯曲中心或能保证截面不产生扭转的情况。但槽钢用于双向弯曲梁、墙梁和檩条时比较理想，且因一侧为平面，便于与其他构件连接，在构造上便于处理。对受荷较小，跨度不大的受弯构件（如檩条）采用带有卷边的冷弯薄壁型钢（图 5-1f、g）或 Z 型钢（图 5-1h）制作，可以有效地节省钢材，但防腐要求较高。型钢梁具有加工方便和成本较低的优点，在结构设计中应该优先采用。

当荷载较大或跨度较大，型钢梁受到尺寸和规格的限制，常不能满足承载力或刚度的要求，或考虑最大限度地节省钢材时，可考虑采用组合梁。按其连接方法和使用材料的不同，组合梁分为焊接组合截面、钢与混凝土组合截面（图 5-1j）等。组合截面的组成比较灵活，可使材料在截面上的分布更为合理。最常用的组合截面是由两块翼缘板加一块腹板制成的焊接工字形截面（图 5-1d），它的构造比较简单、制作方便。当翼缘需要一块厚度较大的板而又缺乏厚板时，可采用两层翼缘板（图 5-1e）。当荷载很大而高度受到限制或梁的抗扭要求较高时，可采用箱形截面（图 5-1i）。

在土木工程中，除少数情况（如起重机梁）可由单根梁或两根梁成对布置外，通常由若干梁平行或交叉排列而成梁格，图 5-2 所示为工作平台梁格布置示例。

梁格按主次梁排列情况可分为三种形式，如图 5-3 所示。

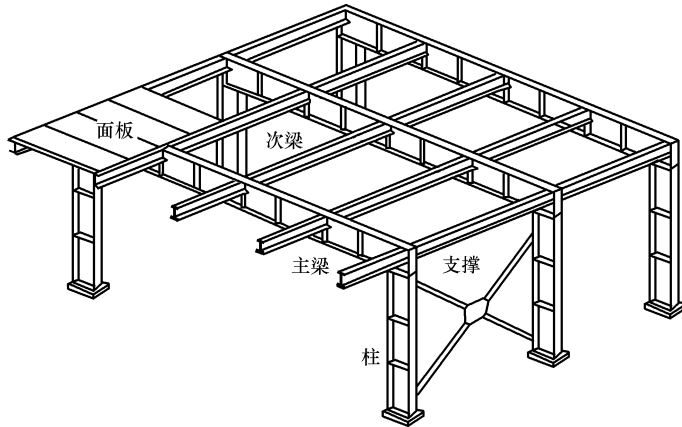


图 5-2 工作平台梁格布置示例

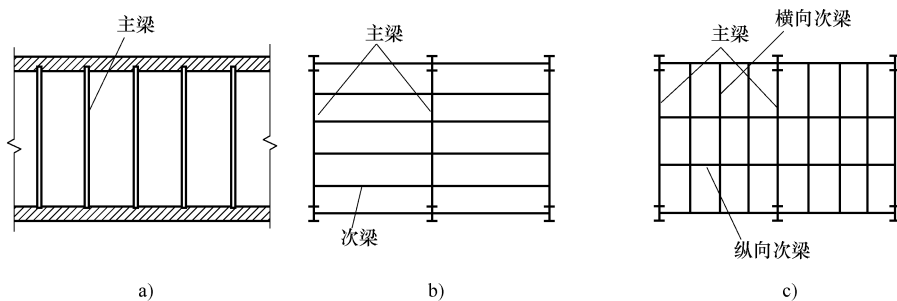


图 5-3 梁格形式

(1) 单向梁格 (图 5-3a) 只有主梁, 适用于楼盖或平台结构的横向尺寸较小或面板跨度较大的情况。

(2) 双向梁格 (图 5-3b) 有主梁及一个方向的次梁, 次梁由主梁支承, 是最常用的梁格类型。

(3) 复式梁格 (图 5-3c) 设有主梁及纵、横向次梁, 荷载传递较复杂, 适用于荷载大和主梁跨度大的情况。

5.2 受弯构件 (梁) 的强度和刚度

受弯构件 (梁) 在横向荷载作用下, 截面上将产生弯矩和剪力。为了确保安全适用、经济合理, 同其他构件一样, 设计梁时必须同时考虑两种极限状态。第一种极限状态即承载能力极限状态, 在梁设计中应从强度、整体稳定、局部稳定三方面来考虑。第二种极限状态即正常使用极限状态, 设计时主要从梁的刚度方面来考虑。

5.2.1 梁的强度

梁的强度计算包括梁的抗弯强度、抗剪强度、局部承压强度和在复杂应力作用下的强度, 其中最主要的是抗弯强度的计算, 其次是抗剪强度的计算。

1. 梁的抗弯强度

梁在受弯时, 特别是在纯弯曲情况下, 其应力-应变曲线与单向受拉时的应力-应变曲线

类似，屈服强度也差不多，因此钢材的理想弹塑性体的假定适用于梁的抗弯强度计算。当梁所受弯矩由零逐渐增大时，截面中的应变始终符合平截面假定，截面上的正应力可以分为下述三个阶段，如图 5-4 所示。

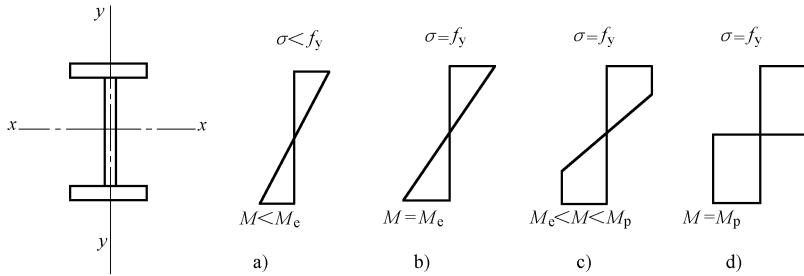


图 5-4 梁受荷时各阶段弯曲应力的分布

(1) 弹性阶段 当作用于梁上的弯矩较小时，梁横截面上各点的正应力 σ 均小于材料的屈服强度 f_y (图 5-4a)；弯矩继续增加，直到梁的边缘纤维达到屈服 (图 5-4b)，此过程属于弹性阶段。当 $\sigma = f_y$ 时为梁的弹性工作阶段的极限状态，其弹性极限弯矩为

$$M_e = f_y W_n \tag{5-1}$$

式中 M_e ——梁的弹性极限弯矩；

W_n ——梁的净截面模量。

(2) 弹塑性阶段 超过弹性极限弯矩后，如弯矩继续增加，截面外缘部分进入塑性状态，中间部分仍保持弹性，截面应力呈折线分布，如图 5-4c 所示。

(3) 塑性阶段 弯矩继续增加，截面塑性变形继续向内发展，最终全截面进入塑性 (图 5-4d)，梁截面上出现塑性铰，梁的承载能力达到极限，此时截面上的弯矩称为塑性弯矩，其值为

$$M_p = f_y W_{pn} \tag{5-2}$$

式中 M_p ——梁的塑性弯矩；

W_{pn} ——梁的塑性净截面模量。

梁的塑性弯矩 M_p 与弹性最大弯矩 M_e 的比值 ($\gamma_F = M_p / M_e = W_{pn} / W_n$) 仅与截面几何形状有关，而与材料的性质无关。截面塑性模量与弹性模量的比值称为截面形状系数，对于矩形截面 $\gamma_F = 1.5$ ；圆形截面 $\gamma_F = 1.7$ ；圆管截面 $\gamma_F = 1.27$ ；工字形截面 $\gamma_F = 1.10 \sim 1.17$ (随截面尺寸不同而变化)。

由上述分析可知，弹性弯矩 M_e 最小，塑性弯矩 M_p 最大，弹塑性弯矩 M 介于两者之间，即 $M_e < M < M_p$ 。显然，在计算梁的抗弯强度时，考虑截面塑性变形的发展比不考虑要节省钢材，但在实际设计中为了避免产生过大的塑性变形，《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 允许考虑截面有一定的塑性发展，取截面的塑性发展系数分别为 γ_x 和 γ_y 。

梁的抗弯强度按下式计算：

单向弯曲时：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leq f \tag{5-3}$$

双向弯曲时：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \tag{5-4}$$

式中 M_x 、 M_y ——同一截面处绕 x 轴和 y 轴的弯矩（对工字形截面： x 轴为强轴， y 轴为弱轴）；

W_{nx} 、 W_{ny} ——对 x 轴和 y 轴的净截面模量；

γ_x 、 γ_y ——截面塑性发展系数：对工字形截面， $\gamma_x = 1.05$ ， $\gamma_y = 1.20$ ；对箱形截面， $\gamma_x = \gamma_y = 1.05$ ；对其他截面可参见《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）中表 5.2.1；

f ——钢材的抗弯强度设计值。

对于一般简支梁允许考虑部分截面发展塑性，按弹-塑性设计；对于直接承受动力荷载且需要计算疲劳时，不考虑塑性发展，宜取 $\gamma_x = \gamma_y = 1.0$ ，按弹性设计。

此外，当梁受压翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比大于 $13\sqrt{235/f_y}$ 但不超过 $15\sqrt{235/f_y}$ 时，应取 $\gamma_x = 1.0$ ， f_y 是钢材屈服强度。

当梁的抗弯强度不够时，增大梁截面任一尺寸均可，但以增加梁的高度最为有效。

2. 梁的抗剪强度

一般情况下，梁既承受弯矩，同时又承受剪力。对于工字形和槽形截面的剪应力分布如图 5-5 所示，截面最大剪应力发生在腹板中和轴处。

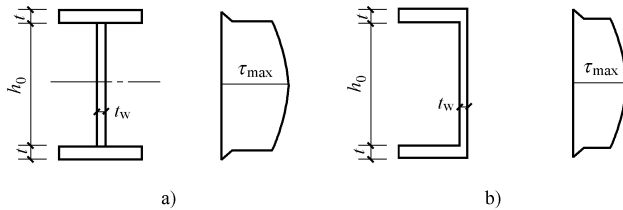


图 5-5 剪应力分布图

在主平面内受弯的实腹式构件，其抗剪强度应按下列式计算：

$$\tau = \frac{VS}{It_w} \leq f_v \quad (5-5)$$

式中 V ——计算截面沿腹板平面作用的剪力；

S ——计算剪应力处以上（或以下）毛截面对中和轴的静矩；

I ——毛截面惯性矩；

t_w ——腹板厚度；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值。

当梁的抗剪强度不足时，最有效的办法是增大腹板面积，但腹板高度 h_0 一般由梁的刚度条件和构造要求确定，故设计时常用加大腹板厚度的办法来增大梁的抗剪强度。

3. 梁的局部承压强度

当梁上翼缘承受腹板平面作用的固定集中荷载（包括支座反力）作用，且该处未设置支承加劲肋（图 5-6a、c），或承受移动的集中荷载（如起重机轮压）作用时（图 5-6b），集中荷载通过翼缘传递给腹板，使其受压。邻近荷载作用处的腹板计算高度边缘将受到较大的局部压应力。为了避免该处腹板产生局部屈曲，应验算腹板计算高度边缘的局部承压强度。

在集中荷载作用下，翼缘（在起重机梁中还包括轨道）类似支承于腹板的弹性地基梁。腹板计算高度边缘的压应力分布如图 5-6d 中曲线所示。假定集中荷载从作用处以 $1:2.5$ （在 h_y 高度范围）和 $1:1$ （在 h_R 高度范围）扩散，均匀分布于腹板计算高度边缘。那么，梁的局部

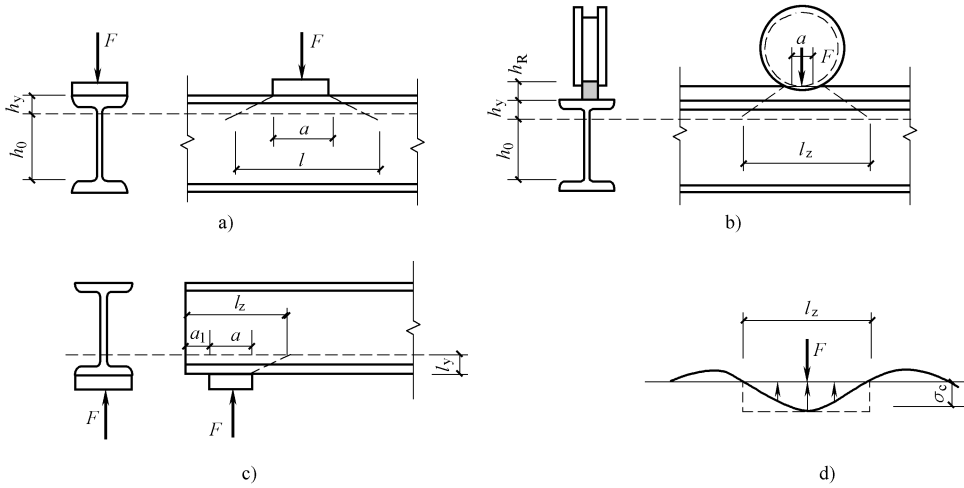


图 5-6 局部压应力

承压强度应按下列式计算：

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{t_w l_z} \leq f \quad (5-6)$$

式中 F ——集中荷载，对动力荷载应考虑动力系数；

ψ ——集中荷载增大系数；对重级工作制起重梁， $\psi = 1.35$ ；对其他梁， $\psi = 1.0$ ；

l_z ——集中荷载在腹板计算高度上边缘的假定分布长度，其计算方法如下：

$$\text{跨中集中荷载时 } l_z = a + 5h_y + 2h_R$$

$$\text{梁端支反力时 } l_z = a + 2.5h_y + a_1$$

a ——集中荷载沿梁跨度方向的支承长度，对钢轨上的轮压可取 50mm；

h_y ——自梁顶面至腹板计算高度上边缘的距离；

h_R ——轨道的高度，对梁顶无轨道的梁取 $h_R = 0$ ；

a_1 ——梁端到支座外边缘的距离，按实际取值，但不得大于 $2.5h_y$ ；

f ——钢材的抗压强度设计值。

当计算不能满足要求时，对于固定集中荷载处（包括支座处）可设置横向加劲肋，对于移动集中荷载，则只能修改截面，加大腹板厚度。

4. 梁在复杂应力作用下的强度计算

在梁（主要是组合梁）的腹板计算高度的边缘处，当同时受较大的正应力 σ 、较大的剪应力 τ 、局部压应力 σ_c ，或同时受较大的正应力 σ 和剪应力 τ （如连续梁中部支座处或梁的翼缘截面改变处等）时，应按下列式计算折算应力：

$$\sqrt{\sigma^2 + \sigma_c^2 - \sigma\sigma_c + 3\tau^2} \leq \beta_1 f \quad (5-7)$$

式中 σ 、 τ 、 σ_c ——腹板计算高度边缘同一点上同时产生的正应力、剪应力和局部压应力；

β_1 ——计算折算应力的强度设计值增大系数；当 σ 和 σ_c 异号时，取 $\beta_1 = 1.2$ ；

当 σ 和 σ_c 同号或 $\sigma_c = 0$ 时，取 $\beta_1 = 1.1$ 。

σ 和 σ_c 以拉应力为正值，压应力为负值； τ 和 σ_c 应按式 (5-5) 和式 (5-6) 计算， σ 应按下列式计算：

$$\sigma = \frac{M}{I_n} y_1 \quad (5-8)$$

式中 I_n ——梁净截面惯性矩；
 y_1 ——所计算点至梁中和轴的距离。

5.2.2 梁的刚度

梁的刚度用标准荷载作用下的挠度大小来度量。梁的刚度不足时将影响正常使用或外观。起重机梁挠度过大，可能使起重机不能正常运行。因此，为了满足正常使用的要求，设计时必须保证受弯构件的挠度不超过规范规定的容许挠度：

$$v \leq [v] \quad (5-9)$$

式中 v ——受弯构件在荷载标准值（不考虑荷载分项系数和动力系数）作用下所产生的最大挠度或跨中挠度；

$[v]$ ——受弯构件的挠度容许值，见附表 2-1。

梁的挠度可按材料力学和结构力学的方法计算，也可由结构静力计算手册查用。计算梁的挠度 v 值时，取用的荷载标准值应与附表 2-1 规定的挠度容许值 $[v]$ 相对应。对受多个集中荷载梁（如楼盖主梁、起重机梁等）的挠度的计算比较复杂，但与最大弯矩相同的均布荷载作用下的挠度接近，可采用下列近似公式计算：

对等截面简支梁

$$\frac{v}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k l^3}{EI_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{q_k l^2 \cdot l}{8EI_x} \approx \frac{M_k l}{10EI_x} \leq \frac{[v]}{l} \quad (5-10)$$

对变截面简支梁

$$\frac{v}{l} = \frac{M_k l}{10EI_x} \left(1 + \frac{3 I_x - I_{x1}}{25 I_x} \right) \leq \frac{[v]}{l} \quad (5-11)$$

式中 q_k ——均布线荷载标准值；
 M_k ——荷载标准值产生的最大弯矩；
 I_x ——跨中毛截面惯性矩；
 I_{x1} ——支座附近毛截面惯性矩；
 l ——梁的跨度；
 E ——梁的弹性模量。

[例 5-1] 某工字钢工作平台简支梁跨度 $l=6\text{m}$ ，跨度中间无侧向支承。用 I28a， $I_x = 7110\text{cm}^4$ ， $W_x = 508\text{cm}^3$ ， $I_x/S_x = 24.6\text{cm}$ ，腹板厚 $t_w = 8.5\text{mm}$ 。上翼缘受满跨均布荷载：永久荷载设计值 $q_G = 0.51\text{kN/m}$ ，可变荷载设计值 $q_Q = 8.4\text{kN/m}$ ，钢材为 Q235B 钢，平台梁的整体稳定可得到保证。试验算该梁的强度和刚度。

[解] (1) 内力设计值

跨中最大弯矩为

$$M_x = \frac{1}{8} (q_G + q_Q) l^2 = \frac{1}{8} \times (0.51 + 8.4) \times 6^2 \text{kN} \cdot \text{m} = 40.1 \text{kN} \cdot \text{m}$$

支座处最大剪力为

$$V = \frac{1}{2} (q_G + q_Q) l = \frac{1}{2} \times (0.51 + 8.4) \times 6 \text{kN} = 26.73 \text{kN}$$

(2) 强度验算

抗弯强度为

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} = \frac{40.1 \times 10^6}{1.05 \times 508 \times 10^3} \text{N/mm}^2 = 75.2 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

抗剪强度为

$$\tau = \frac{VS}{I_x t_w} = \frac{26.73 \times 10^3}{24.6 \times 10 \times 8.5} \text{N/mm}^2 = 12.8 \text{N/mm}^2 < f_v = 125 \text{N/mm}^2$$

(3) 刚度验算

全部荷载标准值为

$$q_k = \frac{q_G}{\gamma_G} + \frac{q_Q}{\gamma_Q} = \left(\frac{0.51}{1.2} + \frac{8.4}{1.4} \right) \text{kN/m} = 6.425 \text{kN/m}$$

可变荷载标准值为

$$q_{Qk} = \frac{q_Q}{\gamma_Q} = \frac{8.4}{1.4} \text{kN/m} = 6 \text{kN/m}$$

在全部荷载标准值作用下挠度:

$$\frac{v_T}{l} = \frac{5q_k l^3}{384EI_x} = \frac{5 \times 6.425 \times 6^3 \times 10^9}{384 \times 2.06 \times 10^5 \times 7110 \times 10^4} = \frac{1}{811} < \frac{[v_T]}{l} = 1/400$$

在可变荷载标准值作用下挠度:

$$\frac{v_Q}{l} = \frac{5q_{Qk} l^3}{384EI_x} = \frac{5 \times 6 \times 6^3 \times 10^9}{384 \times 2.06 \times 10^5 \times 7110 \times 10^4} = \frac{1}{868} < \frac{[v_Q]}{l} = 1/500$$

综上, 该梁的强度和刚度均满足要求。

5.3 受弯构件 (梁) 的整体稳定

5.3.1 梁整体稳定的概念

为了提高梁的抗弯强度, 同时节省钢材, 钢梁一般做成高而窄的形式, 受荷方向刚度大, 侧向刚度较小, 如果侧向支承较弱 (比如仅在支座处有侧向支承), 梁的弯曲会随荷载大小不同而呈现两种截然不同的平衡状态。

如图 5-7 所示的工字形截面梁, 当跨度中间无侧向支承或侧向支承间距较大时, 在其最大主平面承受横向荷载或弯矩作用时, 如果荷载不太大, 梁基本在其最大刚度平面内弯曲, 其平衡状态是稳定的。但当荷载达到一定数值时, 梁将突然发生侧向弯曲 (绕弱轴的弯曲) 和扭转, 导致丧失承载能力。这种现象叫作梁的弯扭屈曲或丧失整体稳定。梁整体失稳时承受的最大弯矩或最大荷载称为临界弯矩或临界荷载。

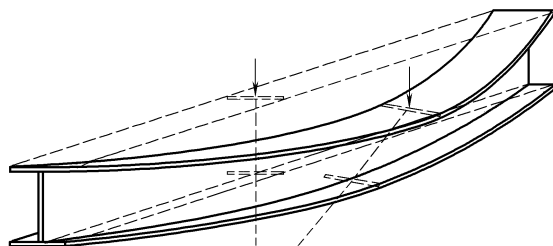


图 5-7 梁的整体失稳

梁整体稳定的临界荷载与梁的侧向抗弯刚度、抗扭刚度、荷载沿梁跨分布情况及其在截面上的作用点位置等因素有关。根据弹性稳定理论，双轴对称工字形截面简支梁的临界弯矩和临界应力为：

临界弯矩：

$$M_{cr} = \beta \frac{\sqrt{EI_y GI_t}}{l_1} \quad (5-12)$$

临界应力：

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W_x} = \beta \frac{\sqrt{EI_y GI_t}}{l_1 W_x} \quad (5-13)$$

式中 EI_y 、 GI_t ——侧向抗弯刚度、抗扭刚度；

l_1 ——梁受压翼缘的自由长度（受压翼缘侧向支承点之间的距离）；

W_x ——梁对 x 轴的毛截面模量；

β ——梁的侧扭屈曲系数，与荷载类型、梁端支承方式以及横向荷载作用位置等有关。

因此，影响临界弯矩的因素可以归纳为以下几点：

- 1) 截面的侧向抗弯刚度 EI_y 、抗扭刚度 GI_t 越大，则临界弯矩越大。
- 2) 梁受压翼缘的自由长度 l_1 （或侧向支承点的间距）越小，则临界弯矩越大。
- 3) 梁受纯弯时，临界弯矩最小。
- 4) 横向荷载作用在上翼缘比作用于下翼缘的临界弯矩低。
- 5) 支承对位移的约束程度越大，则临界弯矩越大。

5.3.2 梁整体稳定的计算

梁丧失整体稳定时必然同时发生侧向弯曲和扭转变形，因此，当采取了必要的措施阻止梁受压翼缘发生侧向变形，或使梁的整体稳定临界弯矩不小于梁的屈曲弯矩时，计算梁的抗弯强度后也就不需再计算梁的整体稳定。

1. 不需计算梁的整体稳定的情况

在实际工程中，梁与其他构件相互连接，有助于阻止梁丧失整体稳定性。符合下列情况之一时，梁的整体稳定可以得到保证，不必计算梁的整体稳定性。

1) 有铺板（各种钢筋混凝土板和钢板）密铺在梁的受压翼缘上且与其牢固相连，能阻止梁受压翼缘的侧向位移时。

2) H 型钢或工字形截面简支梁受压翼缘的自由长度 l_1 与其宽度 b_1 之比不超过表 5-1 所规定的数值时。

3) 箱形截面简支梁（图 5-8），其截面尺寸满足 $h/b_0 \leq 6$ ， $l_1/b_0 \leq 95$ （ $235/f_y$ ）。

2. 需要计算梁的整体稳定的情况

当不满足上述条件时，则需要计算梁的整体稳定性。

在最大刚度主平面内受弯的构件，其整体稳定性应按下式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leq f \quad (5-14)$$

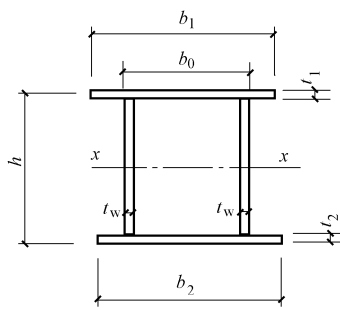


图 5-8 箱形截面简支梁

式中 M_x ——绕强轴作用的最大弯矩；
 W_x ——按受压纤维确定的梁毛截面模量；
 φ_b ——梁的整体稳定系数，按附录3确定。

表 5-1 H 型钢或工字形截面简支梁不需计算整体稳定性的最大 l_1/b_1

钢号	跨中无侧向支承点的梁		跨中受压翼缘有侧向支承点的梁, 不论荷载作用于何处
	荷载作用在上翼缘	荷载作用在下翼缘	
Q235	13.0	20.0	16.0
Q345	10.5	16.5	13.0
Q390	10.0	15.5	12.5
Q420	9.5	15.0	12.0

注：其他钢号的梁不需计算整体稳定性的最大 l_1/b_1 ，应取 Q235 钢的数值乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。

在两个主平面内受弯的 H 型钢截面或工字形截面构件，其整体稳定性应按下列公式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{\gamma_y W_y} \leq f \quad (5-15)$$

式中 W_x 、 W_y ——按受压纤维确定的对 x 轴和 y 轴的毛截面模量；
 φ_b ——绕强轴弯曲所确定的梁的整体稳定系数；
 γ_y ——绕 y 轴弯曲的塑性发展系数。

[例 5-2] 如图 5-9 所示的平台梁格，荷载标准值为：恒荷载（不包括梁自重） 1.5kN/m^2 ，活荷载 9kN/m^2 。试按（1）平台铺板与次梁连牢；（2）平台铺板不与次梁连牢两种情况，分别选择次梁的截面。次梁跨度为 5m ，间距为 2.5m ，钢材为 Q235B 钢。

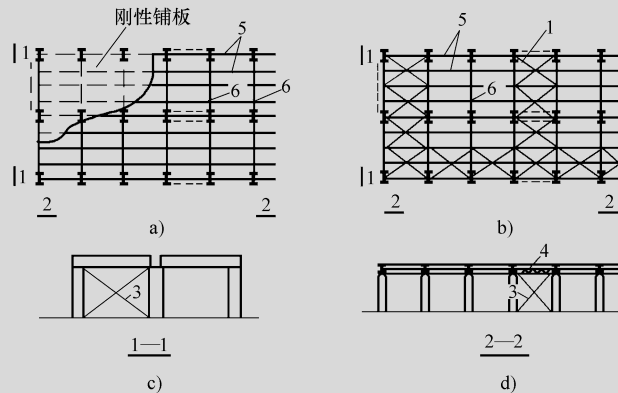


图 5-9 楼盖或工作平台梁格 例 5-2 图

a) 有刚性铺板 b) 无刚性铺板 c) 1—1 截面图 d) 2—2 截面图

[解] （1）平台铺板与次梁连牢时，不必计算整体稳定。假设次梁自重为 0.5kN/m ，次梁承受的线荷载标准值为

$$\begin{aligned} q_k &= (1.5 \times 2.5 + 0.5) \text{kN/m} + 9 \times 2.5 \text{kN/m} = (4.25 + 22.5) \text{kN/m} \\ &= 26.75 \text{kN/m} = 26.75 \text{N/mm} \end{aligned}$$

荷载设计值为（按可变荷载效应控制的组合：恒荷载分项系数为 1.2，活荷载分项系数为 1.3）：

$$q = (4.25 \times 1.2 + 22.5 \times 1.3) \text{kN/m} = 34.35 \text{kN/m}$$

最大弯矩设计值为

$$M_x = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 34.35 \times 5^2 \text{ kN} \cdot \text{m} = 107.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

根据抗弯强度选择截面, 需要的截面模量为

$$W_{nx} = M_x / (\gamma_x f) = [107.3 \times 10^6 / (1.05 \times 215)] \text{ mm}^3 = 475 \times 10^3 \text{ mm}^3 = 475 \text{ cm}^3$$

选用 HN300×150×6.5×9, 其中 $W_x = 490 \text{ cm}^3$, 跨中无孔眼削弱, W_x 大于需要的 475 cm^3 , 梁的抗弯强度已足够。由于型钢的腹板较厚, 一般不必验算抗剪强度; 若将次梁连于主梁的加劲肋上, 也不必验算次梁支座处的局部承压强度。

其他截面特性, $I_x = 7350 \text{ cm}^4$, 自重 $(37.3 \text{ kg/m}) \times (10 \text{ m/s}^2) = 0.37 \text{ kN/m}$, 略小于假设自重, 不必重新计算。

验算挠度: 在全部荷载标准值作用下:

$$\frac{v_T}{l} = \frac{5q_k l^3}{384EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{26.75 \times 5000^3}{2.06 \times 10^5 \times 7350 \times 10^4} = \frac{1}{348} < \frac{[v_T]}{l} = \frac{1}{250}$$

在可变荷载标准值作用下:

$$\frac{v_Q}{l} = \frac{1}{348} \times \frac{22.5}{26.75} = \frac{1}{414} < \frac{[v_Q]}{l} = \frac{1}{300}$$

注: 若选用普通工字钢, 则需 I28a, 自重 43.4 kg/m , 比 H 型钢重 16%。

(2) 若平台铺板不与次梁连牢, 则需要计算其整体稳定。

假设次梁自重为 0.5 kN/m , 按整体稳定要求试选截面。参考普通工字钢的整体稳定系数 (附表 3-2), 假设 $\varphi_b = 0.73$, 已大于 0.6 , 故 $\varphi'_b = 1.07 - 0.282/0.73 = 0.68 < 1.0$, 需要的截面模量为

$$W_x = M_x / (\varphi'_b f) = 107.3 \times 10^6 / (0.68 \times 215) \text{ mm}^3 = 734 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

选用 HN350×175×7×11, $W_x = 782 \text{ cm}^3$, 自重 $(50 \text{ kg/m}) \times (10 \text{ m/s}^2) = 0.5 \text{ kN/m}$, 与假设相符。其他截面特性为: $i_y = 3.93 \text{ cm}$, $A = 63.66 \text{ cm}^2$ 。

由于试选截面时, 整体稳定系数是参考普通工字钢假定的, 对 H 型钢应按附录 3 进行计算:

$$\xi = \frac{l_1 t_1}{b_1 h} = \frac{5000 \times 11}{175 \times 350} = 0.898$$

$$\beta_b = 0.69 + 0.13 \times 0.898 = 0.807$$

$$\lambda_y = \frac{500}{3.93} = 127$$

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320}{\lambda_y^2} \cdot \frac{Ah}{W_x} \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2} \cdot \frac{235}{f_y}$$

$$= 0.807 \times \frac{4320}{127^2} \times \frac{63.66 \times 35}{782} \times \sqrt{1 + \left(\frac{127 \times 1.1}{4.4 \times 35}\right)^2} \times 1 = 0.83 > 0.6$$

$$\varphi'_b = 1.07 - 0.282/0.83 = 0.73$$

验算整体稳定:

$$\frac{M_x}{\varphi'_b W_x} = \frac{107.3 \times 10^6}{0.73 \times 782 \times 10^3} \text{ N/mm}^2 = 188 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2$$

其他验算从略。

若选用普通工字钢则需 I36a, 自重 59.9 kg/m , 比 H 型钢重 19.8%。

5.4 受弯构件（梁）的局部稳定

组合梁一般由翼缘和腹板等组成，如果将这些板件不适当地剪薄加宽，板中压应力或剪应力达到某一数值后，腹板或受压翼缘有可能偏离其平面位置，出现平面鼓曲，这种现象称为梁丧失局部稳定。

热轧型钢由于其板件宽厚比较小，都能满足局部稳定要求，不需要计算。对冷弯薄壁型钢梁的受压或受弯板件，宽厚比不超过规定的限值时，认为板件全部有效；当超过这一限值时，则只考虑一部分宽度有效（称为有效宽度），应按《冷弯薄壁型钢结构技术规范》（GB 50018—2002）计算。

5.4.1 受压翼缘的局部稳定

梁的受压翼缘板（图 5-10）主要受均布压应力作用。为了充分发挥材料强度，翼缘的合理设计是采用一定厚度的钢板，让其临界应力 σ_{cr} 不低于钢材的屈服强度 f_y ，从而使翼缘不丧失稳定。一般采用限制翼缘宽厚比的办法来保证梁受压翼缘的稳定性。

受压翼缘板属于三边简支、一边自由的薄板，在简支边的均匀压力下工作。受压翼缘板的屈曲系数为

$$K_{\min} = 0.425$$

临界应力为

$$\sigma_{cr} = 0.425 \frac{\pi^2 \sqrt{\eta} E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_1} \right)^2 \quad (5-16)$$

式中 b_1 ——梁受压翼缘的自由外伸宽度；

t ——梁受压翼缘的厚度；

η ——塑性系数。

为了提高翼缘板的临界力，并充分利用其强度，取 $\sigma_{cr} = f_y$ ， $\eta = 0.4$ ， $\nu = 0.3$ 及 $E = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 代入得： $b_1/t = 13$ 。因此规范规定：梁受压翼缘的自由外伸宽度 b_1 与其厚度 t 之比即宽厚比应符合下式要求：

$$\frac{b_1}{t} \leq 13 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5-17)$$

当梁在绕强轴的弯矩 M_x 作用下抗弯强度按弹性设计（即取 $\gamma_x = 1.0$ ）时， b_1/t 值可放宽为

$$\frac{b_1}{t} \leq 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5-18)$$

箱形截面梁受压翼缘板在两腹板之间的无支承宽度 b_0 与其厚度 t 之比，应符合下式要求：

$$\frac{b_0}{t} \leq 40 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5-19)$$

5.4.2 腹板的局部稳定

为了提高梁腹板的稳定性，可设置加劲肋，也可以增加腹板的厚度，但后者不够经济，常采

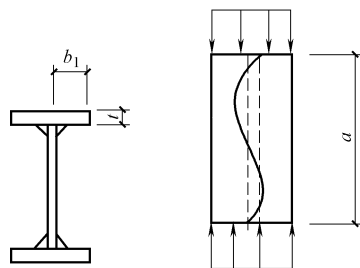


图 5-10 梁的受压翼缘板

用前者。加劲肋有如图 5-11 所示的四种：支承加劲肋、横向加劲肋、纵向加劲肋和短加劲肋。支承加劲肋用于承受固定集中荷载（如梁端支座反力），它和横向加劲肋在梁中常均匀设置。

梁的加劲肋和翼缘使腹板成为若干四边支承的矩形区格。对于简支梁的腹板，根据弯矩和剪力的分布情况，靠近梁端部的区格主要受剪应力的作用，而在跨中附近的区格则主要受正应力的作用，其他区格则常受到正应力和剪应力的联合作用。对于受集中荷载的区段，则还要承受局部压应力的作用。

1. 腹板屈曲的临界应力

腹板在设置加劲肋以后，被划分为不同区格。对于简支梁的腹板，根据弯矩建立的分布情况，靠近梁端部的区格一般以承受剪应力 τ 为主，而在跨中附近的区格则以承受弯曲正应力 σ 为主。若有较大集中荷载时，还同时承受局部压应力 σ_c 。不同区段的板段，依其部位，均承受相应的 τ 、 σ 或 τ 、 σ 、 σ_c 的联合作用。下面先分别讨论各种应力单独作用时腹板屈曲的临界应力，然后再讨论其联合作用时腹板屈曲的相关公式。

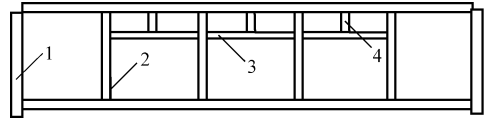


图 5-11 梁的加劲肋示意图

1—支承加劲肋 2—横向加劲肋
3—纵向加劲肋 4—短加劲肋

(1) 弯曲应力下的腹板屈曲 四边简支矩形板（梁的腹板）如图 5-12 所示，在两个 h_0 边上作用着大小相等的弯曲正应力，板上部的压应力可能使板屈曲；沿 h_0 方向为一个半波，沿 a 方向为若干个长度相等的半波，并形成与 a 边垂直的波节线。这时板的临界应力为

$$\sigma_{cr} = \frac{K\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \quad (5-20)$$

式中 K ——与板的支承条件有关的屈曲系数；

t_w ——腹板厚度；

h_0 ——腹板的计算高度。

对于四边简支的板，以边缘压应力 σ 为准， $K_{\min} = 23.9$ ；对于加荷两边为简支，非加荷两边为固定的四边支承板， $K_{\min} = 39.6$ ，依边长比 a/h_0 的不同，上述两种情况的 K 值变化曲线如图 5-13 所示。显然，当非加荷两边为弹性固定时， K 值应介于二曲线之间。

如令 $\nu = 0.3$ 及 $E = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 代入式 (5-20) 可以得到：

当腹板简支于翼缘上时

$$\sigma_{cr} = 445 \left(\frac{100t_w}{h_0} \right) \quad (5-21)$$

当腹板固定于翼缘上时

$$\sigma_{cr} = 737 \left(\frac{100t_w}{h_0} \right) \quad (5-22a)$$

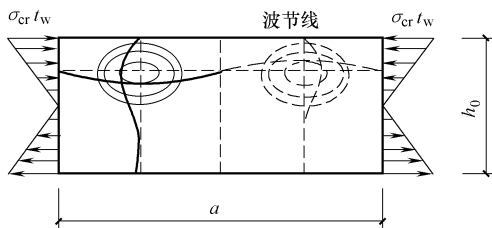


图 5-12 矩形板的纯弯屈曲情况

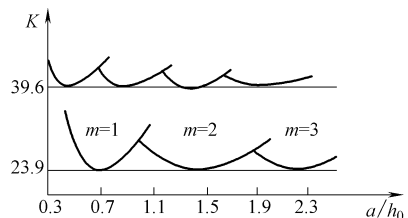


图 5-13 矩形板的纯弯屈曲系数

实际上,梁腹板和受拉翼缘相连接的边缘转动受到很大约束,基本上属于完全固定。受压翼缘对腹板的约束作用除与受压翼缘本身的刚度有关外,还和是否连有能阻止它扭转的构件有关。当连有刚性铺板、制动板或焊有钢轨时,上翼缘不能扭转,腹板上边缘接近于固定,无刚性构件连接时则介于固定和铰接之间。翼缘对腹板的弹性约束作用由嵌固系数 χ 来考虑,即把四边简支板的临界应力乘以 χ 。《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)对受压翼缘扭转受到约束和未受到约束两种情况分别取 $\chi=1.66$ 和 $\chi=1.23$,前者相当于非加荷边固定,临界应力由式(5-22a)给出;后者则为

$$\sigma_{cr} = 547 \left(\frac{100t_w}{h_0} \right) \quad (5-22b)$$

根据腹板受弯曲应力屈曲不先于腹板边缘屈服破坏的原则,要求 $\sigma_{cr} < f_y$,则分别得到:

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 177 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ 和 } \frac{h_0}{t_w} \leq 153 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5-23)$$

亦即满足式(5-23)时,在纯弯曲作用下,腹板不会丧失稳定。反之需设置纵向加劲肋,以提高腹板的临界应力。

《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)取国际上的通用高厚比:

$$\lambda_b = \sqrt{f_y / \sigma_{cr}} \quad (5-24)$$

作为参数来计算临界应力。把式(5-22)和式(5-23)分别代入式(5-24),可得如下的通用高厚比:

受压翼缘扭转受到约束时

$$\lambda_b = \frac{h_0/t_w}{177} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5-25a)$$

受压翼缘扭转未受到约束时

$$\lambda_b = \frac{h_0/t_w}{153} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5-25b)$$

对于没有缺陷的板,当 $\lambda_b=1$ 时临界应力等于屈服强度。考虑残余应力和几何缺陷的影响,取 $\lambda_b=0.85$ 为弹塑性修正的上起始点,相应的高厚比为

$$\frac{h_0}{t_w} = 150 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ 和 } \frac{h_0}{t_w} = 130 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5-26)$$

此高厚比比由式(5-23)确定的需要设置高厚比限值小。这是由于需要计算腹板局部稳定的通常是起重机梁(一般梁推荐利用屈曲后强度,可不必设置纵向加劲肋),在横向水平力和竖向荷载共同作用下,腹板上边缘的弯曲压应力仅为强度设计值 f 的0.8~0.85倍,腹板高厚比虽达到上述高厚比,往往也不需要设置纵向加劲肋。

弹性临界应力由下式表达:

$$\sigma_{cr} = f_y / \lambda_b^2 \quad (5-27)$$

《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)规定,用强度设计值表达取 $f_y=1.1f$,则弹性临界应力可按下式计算:

$$\sigma_{cr} = 1.1f / \lambda_b^2 \quad (5-28)$$

由于钢材是弹塑性体,规范给出的三个临界应力的计算公式,分别为塑性、弹塑性和弹性范围。式(5-28)即为其中第三个公式;第一个公式为

$$\sigma_{cr} = f \quad (5-29)$$

适用于 $\lambda_b \leq 0.85$ ，对于理想的弹塑性板， $\lambda_b = 1.0$ 时才是临界应力由塑性转入弹性的分界点。考虑到残余应力和几何缺陷的影响，把塑性范围缩小到 $\lambda_b \leq 0.85$ ，弹性范围则推迟到由 $\lambda_b = 1.25$ 开始。 $0.85 < \lambda_b \leq 1.25$ 属于弹塑性范围，临界应力应由下列直线式表达，如图 5-14 所示。

$$\sigma_{cr} = [1 - 0.75(\lambda_b - 0.85)]f \quad (5-30)$$

弹塑性过渡采用直线式 (5-30) 比较简便，其下起点参照梁整体稳定计算，弹性界限为 $0.6f_y$ ，相应的 $\lambda = \sqrt{1/0.6} = 1.29$ 。考虑到腹板局部屈曲受残余应力影响不如整体屈曲大，故取 $\lambda_b = 1.25$ 。

腹板在弯矩作用下屈曲，是压应力引起的。因此，对单轴对称的工字形截面梁，在计算 λ_b 时以 $2h_c$ 代替 h_0 。

(2) 腹板在剪应力作用下的屈曲 图 5-15a 所示为腹板的一段，四边简支，四边受均布剪应力的作用，属于纯剪应力状态。板中的主应力与剪应力大小相等并与它呈 45° 角，主压应力 σ_2 可能引起板的屈曲，如图 5-15b 所示，主拉应力 σ_1 对板的屈曲趋势有一定的约束作用。

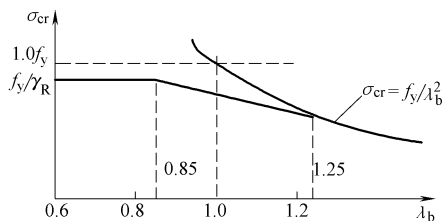


图 5-14 临界应力与通用高厚比关系曲线

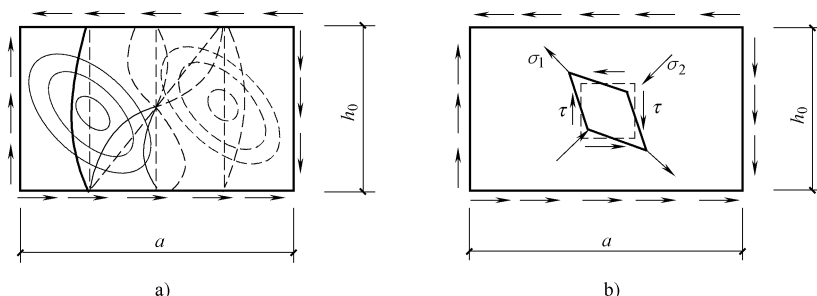


图 5-15 板的纯剪屈曲

由于板四边支承条件与受力情况皆相同，并无受荷边与非受荷边的区别，剪切临界应力的形式与弯曲正应力的形式相同，按下式计算：

$$\tau_{cr} = \frac{\chi K \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \quad (5-31)$$

对于四边简支板，屈曲系数 K 可以近似取用：

当 $a/h_0 \leq 1$ 时

$$K = 4.0 + 5.34 \left(\frac{h_0}{a} \right)^2 \quad (5-32a)$$

当 $a/h_0 > 1$ 时

$$K = 5.34 + 4.0 \left(\frac{h_0}{a} \right)^2 \quad (5-32b)$$

考虑到翼缘板对腹板的约束作用，取嵌固系数 $\chi = 1.23$ ，和纯弯屈曲类似，《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 规定 τ_{cr} 按下列公式计算：

当 $\lambda_s \leq 0.8$ 时

$$\tau_{cr} = f_v \quad (5-33a)$$

当 $0.8 < \lambda_s \leq 1.2$ 时

$$\tau_{cr} = [1 - 0.59(\lambda_s - 0.8)] f_v \quad (5-33b)$$

当 $\lambda_s > 1.2$ 时

$$\tau_{cr} = 1.1 f_v / \lambda_s^2 \quad (5-33c)$$

式中 f_v ——钢材的抗剪强度设计值；

λ_s ——用于腹板受剪计算时的通用高厚比，按下式计算：

以上三个公式分别适用于塑性、弹塑性和弹性范围。

当 $a/h_0 \leq 1$ 时

$$\lambda_s = \frac{h_0/t_w}{41\sqrt{4+5.34(h_0/a)^2}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5-33d)$$

当 $a/h_0 > 1$ 时

$$\lambda_s = \frac{h_0/t_w}{41\sqrt{5.34+4(h_0/a)^2}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5-33e)$$

通常认为钢材剪切比例极限等于 $0.8f_v$ ，引进几何缺陷影响系数 0.9，则弹性范围起始于 $[1/(0.8 \times 0.9)]^{1/2} \approx 1.2$ 。

当腹板不设置加劲肋时， $K = 5.34$ 。根据腹板纯剪屈曲不先于屈服破坏的原则，若要求

$$\tau_{cr} = 0.8f_v, \text{ 由此可得高厚比限值: } \frac{h_0}{t_w} = 75.8 \sqrt{\frac{235}{f_y}}。$$

考虑到区格平均剪应力一般低于 f_v ，规定当 $\frac{h_0}{t_w} < 80 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 时腹板不会由于剪应力而失稳；

当 $\frac{h_0}{t_w} > 80 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 时，腹板属于纯剪屈曲破坏。为了提高腹板的稳定性，应设置横向加劲肋。

(3) 腹板在局部压应力作用下的屈曲 当梁上有比较大的集中荷载而无支承加劲肋时，腹板边缘承受如图 5-16 所示的局部压应力作用，可能产生屈曲。屈曲时在板的纵向和横向，都只出现一个半波。其临界应力为

$$\sigma_{c,cr} = \frac{\chi K \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2 \quad (5-34)$$

根据理论分析，对于四边简支板，屈曲系数 K 随 a/h_0 比值不同而变化，可近似取为：

当 $0.5 \leq a/h_0 \leq 1.5$ 时

$$K = \left(7.4 + 4.5 \frac{h_0}{a}\right) \frac{h_0}{a} \quad (5-35a)$$

当 $1.5 \leq a/h_0 \leq 2.0$ 时

$$K = \left(11 - 0.9 \frac{h_0}{a}\right) \frac{h_0}{a} \quad (5-35b)$$

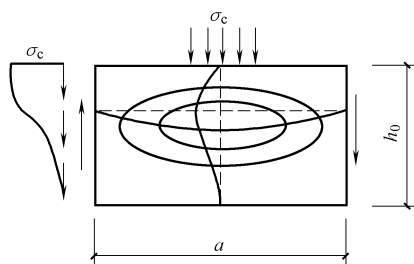


图 5-16 腹板在局部压应力作用下的屈曲

对于组合梁中的腹板，考虑到翼缘对腹板的约束作用，可以取嵌固系数 χ 为

$$\chi = 1.81 - 0.225 \frac{h_0}{a} \quad (5-36)$$

把 K 和 χ 代入式(5-34)即可计算在集中荷载作用下的临界应力，适用于塑性、弹塑性和弹性的三个临界应力计算公式：

当 $\lambda_c \leq 0.9$ 时

$$\sigma_{c,cr} = f \quad (5-37a)$$

当 $0.9 < \lambda_c \leq 1.2$ 时

$$\sigma_{c,cr} = [1 - 0.79(\lambda_c - 0.9)]f \quad (5-37b)$$

当 $\lambda_c > 1.2$ 时

$$\sigma_{c,cr} = 1.1f/\lambda_c^2 \quad (5-37c)$$

式中 λ_c ——用于腹板局部压力计算时的通用高厚比。

当 $0.5 \leq a/h_0 \leq 1.5$ 时

$$\lambda_c = \frac{h_0/t_w}{28\sqrt{10.9+13.4(1.83-a/h_0)^3}\sqrt{\frac{f_y}{235}}} \quad (5-37d)$$

当 $1.5 \leq a/h_0 \leq 2.0$ 时

$$\lambda_c = \frac{h_0/t_w}{28\sqrt{18.9-5a/h_0}\sqrt{\frac{f_y}{235}}} \quad (5-37e)$$

梁腹板的上述三种应力常同时出现在同一区格，因此必须考虑它们对腹板屈曲后的联合效应。联合作用下的临界条件一般用相关公式来表达，将在下面结合加劲肋的配置来阐述。

2. 腹板加劲肋的配置

在焊接组合梁的设计中，为了避免过长的腹板可能导致的焊接翘曲，一般宜将腹板高厚比控制在如下范围：

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5-38)$$

腹板的局部稳定计算可按是否利用腹板屈曲后强度而划分为两类。承受静力荷载和间接承受动力荷载的组合梁宜考虑腹板屈曲后强度，以达到充分利用发挥材料强度的目的；而直接承受动力荷载的起重机梁或其他需要计算疲劳的构件通常在腹板的局部稳定计算中不考虑屈曲后强度。高而薄的腹板常采用配置加劲肋的方法来保证局部稳定，如图5-17所示。

1) 当 $h_0/t_w \leq 80\sqrt{235/f_y}$ 时，对于无局部压应力($\sigma_c = 0$)的梁，腹板的局部稳定能够保证，一般可不配置加劲肋。如果局部压应力 $\sigma_c \neq 0$ ，宜按构造要求在腹板上配置横向加劲肋(图5-17a)。

2) 当 $h_0/t_w > 80\sqrt{235/f_y}$ 时，应配置横向加劲肋并按本节的要求计算局部稳定。

3) 梁的受压翼缘扭转未受到约束且腹板的高厚比 $h_0/t_w > 150\sqrt{235/f_y}$ 时，受压翼缘扭转受到约束且腹板的高厚比 $h_0/t_w > 170\sqrt{235/f_y}$ 时，以及仅配置横向加劲肋还不足以满足腹板的局部稳定要求时，均应在弯曲应力较大区格的受压区配置纵向加劲肋，如图5-17b所示。局部压应力很大的梁，必要时尚宜在受压区配置短加劲肋，如图5-17c所示，并均应按规定计算。

4) 在梁的支座处和受压翼缘受有较大固定集中荷载处，宜设置支承加劲肋。

3. 组合梁腹板局部稳定验算

对腹板进行局部稳定验算之前，要先按一定间距布置好加劲肋，然后按区格逐一验算。如

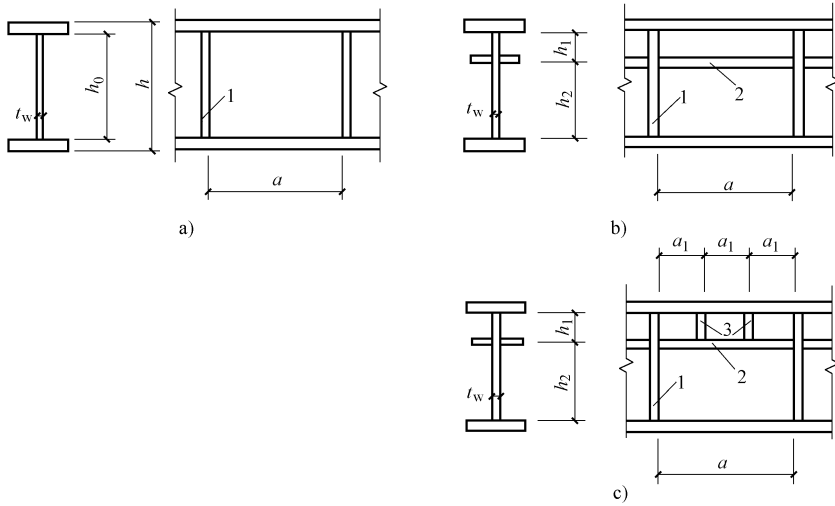


图 5-17 腹板加劲肋布置

1—横向加劲肋 2—纵向加劲肋 3—短加劲肋

验算不满足要求，或者富余过多，则调整间距重新布置加劲肋，然后再作验算。

(1) 用横向加劲肋加强的梁腹板 腹板在两横向加劲肋之间的区格如图 5-18 所示，受弯曲正应力 σ 、均布剪应力 τ 及局部压应力 σ_c 的共同作用。当这些应力达到某种组合的一定值时，腹板将由平板稳定状态转变为微曲的平衡状态。此临界状态常采用近似的相关方程来表达：

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq 1 \quad (5-39)$$

式中 σ ——所计算腹板区格内，由平均弯矩产生的腹板计算高度边缘的弯曲正应力， $\sigma = Mh_c/I$ ， h_c 为腹板受压区高度，对双轴对称截面， $h_c = h_0/2$ ；
 τ ——所计算腹板区格内，由平均剪力产生的腹板平均剪应力， $\tau = V/(h_0t_w)$ ；
 σ_c ——所计算腹板区格内，腹板边缘的局部压应力， $\sigma_c = F/(t_wl_z)$ ；
 σ_{cr} 、 τ_{cr} 、 $\sigma_{c,cr}$ ——各种应力单独作用下，各自的临界应力，按式 (5-28) ~ 式 (5-30)、式 (5-33a~c)、式 (5-37a~c) 计算。

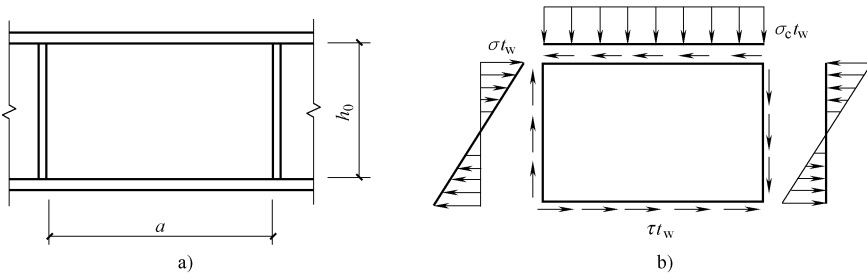


图 5-18 用横向加劲肋加强的梁腹板

(2) 同时用横向和纵向加劲肋加强的腹板 (图 5-19) 其局部稳定性按下列公式计算：

1) 受压翼缘与纵向加劲肋之间的区格。

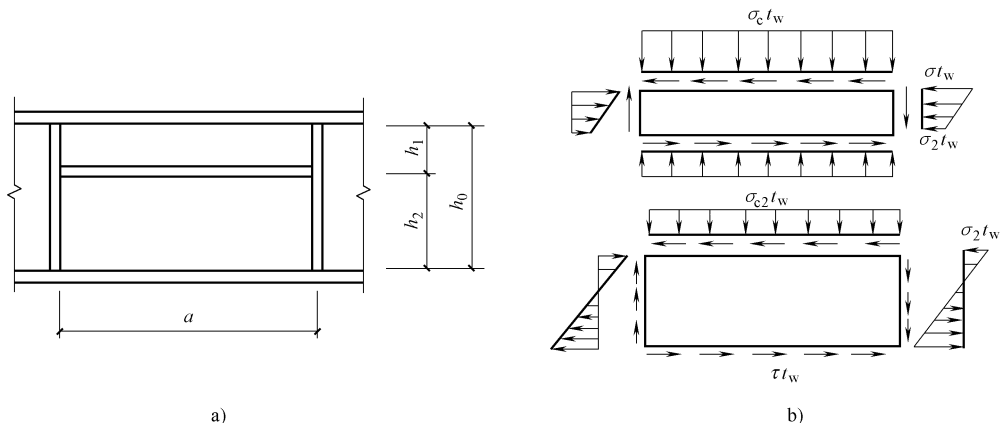


图 5-19 用横向、纵向加劲肋加强的梁腹板

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}} + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr1}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}} \right)^2 \leq 1 \quad (5-40)$$

式中, σ_{cr1} 、 τ_{cr1} 、 $\sigma_{c,cr1}$ 分别按下列公式计算。

① σ_{cr1} 按式 (5-28) ~ 式 (5-30) 计算, 但式中的 λ_b 改下列 λ_{b1} 代替。

当梁受压翼缘扭转受到约束时

$$\lambda_{b1} = \frac{h_1/t_w}{73} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5-41a)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时

$$\lambda_{b1} = \frac{h_1/t_w}{64} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5-41b)$$

式中 h_1 ——纵向加劲肋至腹板计算高度受压边缘的距离。

② τ_{cr1} 按式 (5-33a~c) 计算, 将式中的 h_0 改用 h_1 。

③ $\sigma_{c,cr1}$ 按式 (5-30) 计算, 但式中的 λ_c 改下列 λ_{c1} 代替。

当梁受压翼缘扭转受到约束时

$$\lambda_{c1} = \frac{h_1/t_w}{56} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5-42a)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时

$$\lambda_{c1} = \frac{h_1/t_w}{40} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5-42b)$$

2) 受拉翼缘与纵向加劲肋之间的区格。

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{c,cr2}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}} \right)^2 \leq 1 \quad (5-43)$$

式中 σ_2 ——所计算区格内由平均弯矩产生的腹板在纵向加劲肋处的弯曲压应力;

σ_{c2} ——腹板在纵向加劲肋处的横向压应力, 取 0.3σ 。

① σ_{cr2} 按式 (5-28) ~ 式 (5-30) 计算, 但式中的 λ_b 改下列 λ_{b2} 代替。

$$\lambda_{b2} = \frac{h_2/t_w}{194} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5-44)$$

② τ_{cr2} 按式 (5-33a、b、c) 计算, 将式中的 h_0 改用 h_2 ($h_2 = h_0 - h_1$)。

③ $\sigma_{c,cr2}$ 按式 (5-37a、b、c) 计算, 但式中的 h_0 改用 h_2 , 当 $a/h_2 > 2$ 时, 取 $a/h_2 = 2$ 。

(3) 在受压翼缘与纵向加劲肋之间设有短加劲肋的区格 (图 5-20) 其局部稳定按《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 的规定计算。

5.4.3 加劲肋的构造和截面尺寸

加劲肋宜在腹板两侧成对布置 (图 5-21), 也可以单侧布置, 但支承加劲肋、重级工作制起重机梁的加劲肋不应单侧配置。

横向加劲肋的最小间距为 $0.5h_0$, 最大间距应为 $2h_0$ (对无局部压应力的梁, 当 $h_0/t_w \leq 100\sqrt{235/f_y}$ 时, 可采用 $2.5h_0$)。纵向加劲肋至腹板计算高度受压边缘的距离应在 $h_c/2.5 \sim h_c/2.0$ 范围内。

加劲肋可以采用钢板或型钢做成, 焊接梁一般常用钢板。为了保证梁腹板的局部稳定, 加劲肋应具有一定的刚度, 并且满足下列要求。

1) 在腹板两侧成对配置的钢板横向加劲肋, 其截面尺寸应满足下列公式要求。

外伸宽度

$$b_s \geq h_0/30 + 40\text{mm} \quad (5-45)$$

厚度

$$t_s \geq b_s/15 \quad (5-46)$$

2) 在腹板一侧配置的钢板横向加劲肋, 其外伸宽度应大于按式 (5-45) 算得的 1.2 倍, 厚度不应小于其外伸宽度的 1/15。

3) 在同时用横向和纵向加劲肋加强的腹板中, 应在其相交处将纵向加劲肋断开, 横向加劲肋保持连续, 此时横向加劲肋的截面尺寸除应满足上述要求外, 其截面绕 z 轴的惯性矩还应满足下式要求:

$$I_z \geq 3h_0 t_w^3 \quad (5-47)$$

纵向加劲肋绕 y 轴的惯性矩应满足下列公式的要求:

当 $a/h_0 \leq 0.85$ 时

$$I_y \geq 1.5h_0 t_w^3 \quad (5-48a)$$

当 $a/h_0 > 0.85$ 时

$$I_y \geq (2.5 - 0.45a/h_0)(a/h_0)^2 h_0 t_w^3 \quad (5-48b)$$

4) 短加劲肋的最小间距为 $0.7h_1$ 。短加劲肋外伸宽度应取为横向加劲肋外伸宽度的 0.7~1.0 倍, 厚度不应小于短加劲肋外伸宽度的 1/15。

5) 用型钢做成的加劲肋, 其截面惯性矩不得小于相应钢板加劲肋的惯性矩。

为了避免焊缝的集中和交叉, 减少焊接应力, 横向加劲肋的端部应切去 $b_s/3$ (但不大于 40mm), 高约 $b_s/2$ (但不大于 60mm) 的斜角, 以使梁的翼缘焊缝连续通过。在纵向加劲肋与横向加劲肋相交处, 应将纵向加劲肋切去相应的斜角, 以使横向加劲肋与纵向加劲肋的焊缝连续通过。

横向加劲肋与上下翼缘焊接牢固能增加梁的抗扭刚度, 但会降低疲劳强度。起重机梁横向

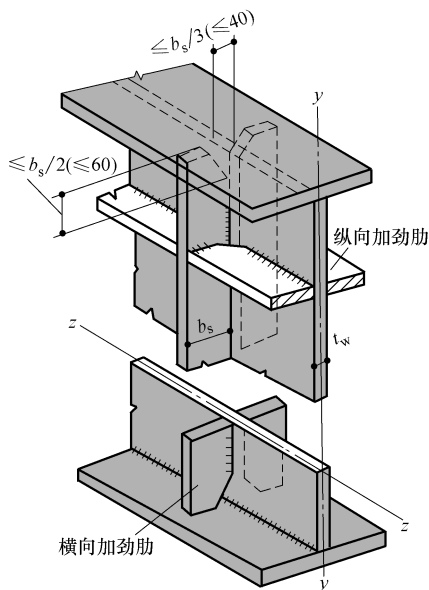


图 5-20 腹板加劲肋

加劲肋的上端应与上翼缘刨平顶紧, 当为焊接起重机梁时, 应焊牢。中间横向加劲肋的下端一般在距受拉翼缘 50~100mm 处断开 (图 5-21), 不应与受拉翼缘焊接, 以改善梁的抗疲劳强度。

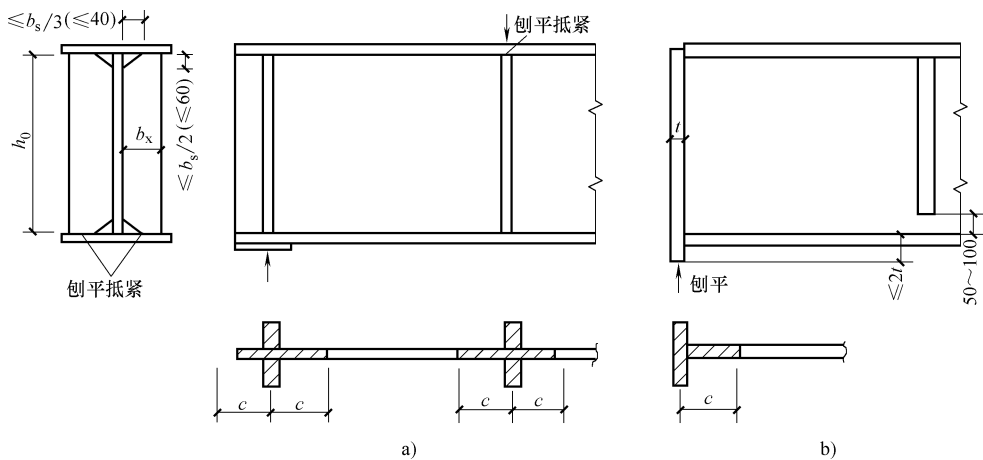


图 5-21 支承加劲肋 ($c = 15t_w \sqrt{235/f_y}$)

5.4.4 支承加劲肋的计算

支承加劲肋是指承受固定集中荷载或者支座反力的横向加劲肋。此种加劲肋应在腹板两侧成对设置 (图 5-21), 并进行整体稳定和端面承压计算, 其截面往往比中间横向加劲肋的截面大。

1) 支承加劲肋的稳定性计算。支承加劲肋按承受固定集中荷载或梁支座反力的轴心受压构件计算其在腹板平面外的稳定性。此受压构件的截面面积 A 包括加劲肋和加劲肋每侧 $15t_w \sqrt{235/f_y}$ 范围内的腹板面积 (图 5-21 中阴影部分), 计算长度近似取为 h_0 。

2) 端面承压计算。支承加劲肋的端部应根据所承受的固定集中荷载或梁支座反力, 当加劲肋的端部刨平顶紧时, 按下式计算其端面承压应力:

$$\sigma_{ce} = \frac{F}{A_{ce}} \leq f_{ce} \quad (5-49)$$

式中 F ——集中荷载或支座反力;

f_{ce} ——钢材端面承压的强度设计值;

A_{ce} ——支承加劲肋与翼缘板或柱顶相接触的面积。

突缘支座 (图 5-21b) 的伸出长度不应大于加劲肋厚度的 2 倍。

3) 支承加劲肋与腹板的连接焊缝, 应按承受全部集中荷载或支座反力进行计算。计算假定应力沿焊缝长度均匀分布。

[例 5-3] 一钢梁端部支承加劲肋设计采用突缘加劲板, 如图 5-22 所示, 支座反力 $F = 682.5 \text{ kN}$, 钢材采用 Q235B 钢。试计算该加劲肋。

[解] (1) 支承加劲肋在腹板平面外的整体稳定。

$$I_z = \left(\frac{1}{12} \times 1.6 \times 16^3 + \frac{1}{12} \times 18 \times 1.2^3 \right) \text{ cm}^4 = 5.49 \times 10^2 \text{ cm}^4$$

$$A = (16 \times 1.6 + 18 \times 1.2) \text{ cm}^2 = 47.2 \text{ cm}^2$$

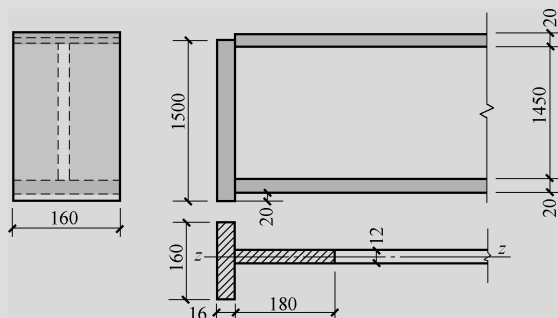


图 5-22 例 5-3

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{5.49 \times 10^2}{47.2}} \text{ cm} = 3.41 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{h_0}{i_z} = \frac{145}{3.41} = 42.5$$

查附表 4-2 得: $\varphi = 0.889$ (b 类)。

$$\frac{F}{\varphi A} = \frac{682.5 \times 10^3}{0.889 \times 4720} \text{ N/mm}^2 = 162.7 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2$$

(2) 端部承压强度。查附表 1-1 可知, $f_{ce} = 325 \text{ N/mm}^2$ 。

$$\sigma_{ce} = \frac{F}{A_{ce}} = \frac{682.5 \times 10^3}{160 \times 16} \text{ N/mm}^2 = 266.6 \text{ N/mm}^2 < f_{ce} = 325 \text{ N/mm}^2$$

(3) 支承加劲肋与腹板的焊接连接。查附表 1-2 可知, $f_f^w = 160 \text{ N/mm}^2$ 。

$h_{f,\max} = 1.2 \times 12 \text{ mm} = 14.4 \text{ mm}$, $h_{f,\min} = 1.5 \sqrt{t} = 1.5 \sqrt{16} \text{ mm} = 6 \text{ mm}$, 取 $h_f = 8 \text{ mm}$ 。

$$\frac{F}{2 \times 0.7 h_f l_w} = \frac{682.5 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times (1450 - 16)} \text{ N/mm}^2 = 42.5 \text{ N/mm}^2 < f_f^w = 160 \text{ N/mm}^2$$

所以加劲肋满足要求。

5.5 型钢梁的设计

5.5.1 单向弯曲型钢梁

单向弯曲型钢梁的设计比较简单, 通常先按抗弯强度 (当梁的整体稳定有保证时) 或整体稳定 (当需要计算整体稳定时) 求出需要的截面模量:

$$W_{nx} = \frac{M_x}{\gamma_x f} \text{ 或 } W_x = \frac{M_{\max}}{\varphi_b f}$$

式中的整体稳定系数 φ_b 可估计假定。由截面模量选择合适的型钢 (一般为普通工字钢或 H 型钢), 然后验算其他项目。由于型钢截面的翼缘和腹板厚度较大, 不必验算局部稳定; 端部无大的削弱时, 也不必验算抗剪强度。而局部压应力也只在有较大集中荷载或支座反力处才验算。

单向弯曲梁型钢截面的选择方法可参见 [例 5-2]。

5.5.2 双向弯曲型钢梁

双向弯曲型钢梁承受两个主平面方向的荷载，设计与单向弯曲型钢梁相同，应考虑抗弯强度、整体稳定、刚度（挠度）等计算，而抗剪强度和局部稳定一般不必计算，局部压应力只有在有较大集中荷载或支座反力的情况下，必要时才验算。

双向弯曲梁的抗弯强度按式（5-4）计算，即：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f$$

双向弯曲梁的整体稳定的理论分析较为复杂，一般按经验近似公式计算，双向受弯的 H 型钢或工字钢截面梁应按式（5-15）计算其整体稳定，即：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{\gamma_y W_y} \leq f$$

设计时应尽量满足不需要计算整体稳定的条件，这样可按抗弯强度选择型钢截面，由式（5-4）可得：

$$W_{nx} = \left(M_x + \frac{\gamma_x}{\gamma_y} \cdot \frac{W_{nx}}{W_{ny}} M_y \right) \frac{1}{\gamma_x f} = \frac{M_x + \alpha M_y}{\gamma_x f} \quad (5-50)$$

对小型号的型钢，可近似取 $\alpha=6$ （窄翼缘 H 型钢和工字钢）或 $\alpha=5$ （槽钢）。

[例 5-4] 设计一支承压型钢板屋面的檩条（图 5-23）。屋面坡度为 1/10，雪荷载为 0.25kN/m^2 ，无积灰荷载。檩条跨度 12m，水平间距为 5m（坡向间距 5.025m）。采用 H 型钢，材料为 Q235B 钢。

[解] 压型钢板屋面自重约为 0.15kN/m^2 （坡向）。檩条自重假设为 0.5kN/m 。

檩条受荷水平投影面积为 $5 \times 12\text{m}^2 = 60\text{m}^2$ ，未超过 60m^2 ，故屋面均布活荷载取 0.5kN/m^2 ，大于雪荷载，故不考虑雪荷载。

檩条线荷载（对轻屋面，只考虑可变荷载效应控制的组合）为：

标准值：

$$q_k = (0.15 \times 5.025 + 0.5 + 0.5 \times 5) \text{kN/m} = 3.754 \text{kN/m} = 3.754 \text{N/mm}$$

设计值：

$$q = 1.2 \times (0.15 \times 5.025 + 0.5) \text{kN/m} + 1.4 \times 0.5 \times 5 \text{kN/m} = 5.005 \text{kN/m}$$

$$q_x = q \cos \varphi = 5.005 \times 10 / \sqrt{101} \text{kN/m} = 4.98 \text{kN/m}$$

$$q_y = q \sin \varphi = 5.005 \times 1 / \sqrt{101} \text{kN/m} = 0.498 \text{kN/m}$$

弯矩设计值为

$$M_x = \frac{1}{8} \times 4.98 \times 12^2 \text{kN} \cdot \text{m} = 89.64 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = \frac{1}{8} \times 0.498 \times 12^2 \text{kN} \cdot \text{m} = 8.964 \text{kN} \cdot \text{m}$$

采用紧固件（自攻螺钉、钢拉铆钉或射钉等）使压型钢板与檩条受压翼缘连牢，可不

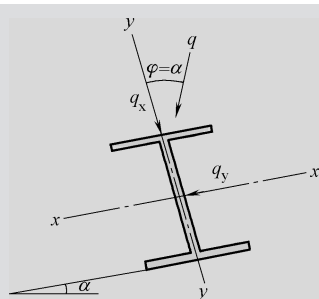


图 5-23 檩条计算简图

计算檩条的整体稳定。由抗弯强度要求的截面模量近似值为 [式 (5-50)]:

$$W_{nx} = \frac{M_x + \alpha M_y}{\gamma_x f} = \frac{(89.64 + 6 \times 8.964) \times 10^6}{1.05 \times 215} \text{mm}^3 = 635 \times 10^3 \text{mm}^3$$

选用 HN346×174×6×9, 其 $I_x = 11200 \text{cm}^4$, $W_x = 649 \text{cm}^3$, $W_y = 91 \text{cm}^3$, $i_x = 14.5 \text{cm}$, $i_y = 3.86 \text{cm}$, 自重 0.41kN/m , 加上连接压型钢板零件质量, 与假设自重 0.5kN/m 相等。

验算强度 (跨中无孔眼削弱, $W_{nx} = W_x$, $W_{ny} = W_y$):

$$\begin{aligned} \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} &= \left(\frac{89.64 \times 10^6}{1.05 \times 649 \times 10^3} + \frac{8.964 \times 10^6}{1.2 \times 91 \times 10^3} \right) \text{N/mm}^2 \\ &= 213.6 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

为使屋面平整, 檩条在垂直于屋面方向的相对挠度 $\frac{v}{l}$ 不能超过其容许值 (对压型钢板屋面 $\frac{[v]}{l} = \frac{1}{200}$), 挠度验算:

$$\frac{v}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{kx} l^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{3.754 \times (10/\sqrt{101}) \times 12000^3}{206 \times 10^3 \times 11200 \times 10^4} = \frac{1}{275} < \frac{[v]}{l} = \frac{1}{200}$$

作为屋架上弦水平支撑横杆或刚性系杆的檩条, 应验算其长细比 (屋面坡向由于有压型钢板连牢, 可不验算):

$$\lambda_x = 1200/14.5 = 83 < [\lambda] = 200$$

满足要求。

5.6 组合梁的设计

5.6.1 初选截面

选择组合梁的截面时, 首先要初步估算梁的截面高度、腹板厚度和翼缘尺寸。

(1) 梁的截面高度 确定梁的截面高度应考虑建筑高度、刚度条件和经济条件。

1) 梁的最大高度 h_{\max} 。建筑高度往往由生产工艺要求决定。给定了建筑高度就决定了梁的最大高度 h_{\max} , 有时还限制了梁与梁之间的连接形式。

2) 梁的最小高度 h_{\min} 。刚度条件决定了梁的最小高度 h_{\min} 。刚度条件是要求梁在全部荷载标准值作用下的挠度 v 不大于容许挠度 $[v_T]$ (查附表 2-1)。以受均布荷载的简支梁为例, 挠度按下式计算:

$$\frac{v}{l} = \frac{5q_k l^3}{384EI_x} = \frac{5l}{48EI_x} \cdot \frac{q_k l^2}{8} = \frac{5M_k l}{48EI_x} \approx \frac{M_k l}{10EI_x} = \frac{1}{10} \cdot \frac{M_k l}{EW_x(h/2)} = \frac{\sigma_k l}{5Eh} \leq \frac{[v_T]}{l} \quad (5-51)$$

式中 σ_k 为全部荷载标准值产生的最大弯曲正应力。若此梁的抗弯强度基本用足, 可令 $\sigma_k = f/1.3$ (1.3 为荷载分项系数的平均值), $E = 2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$, 即得最小高度和容许挠度之间的关系, 按下式计算:

$$\frac{h_{\min}}{l} = \frac{\sigma_k l}{5E[v_T]} = \frac{f}{1.34 \times 10^6} \cdot \frac{l}{[v_T]} \quad (5-52)$$

3) 梁的经济高度 h_e 。在一定的荷载作用下, 梁截面的腹板及腹板加劲肋所用钢材将增

加, 而翼缘板的面积将减小。反之亦然。因此理论上可推导出一个梁的高度, 使整个梁的用钢量为最少, 这个高度就称为经济高度 h_e 。目前设计实践中经常采用的经济高度公式是

$$h_e = (7\sqrt[3]{W_x} - 30) \text{ cm} \quad (5-53)$$

式中, $W_x = \frac{M_x}{\gamma_x f}$ (或 $W_x = \frac{M_x}{\varphi_b f}$), 单位为 cm^3 。

具体设计时, 通常先按式 (5-54) 求出 h_e , 取腹板高度 $h_w \approx h_e$, 估出梁高 h 并使其满足:

$$h_{\min} < h < h_{\max} \quad (5-54)$$

确定梁高时, 应适当考虑腹板的规格尺寸, 一般取腹板高度为 50mm 或 100mm 的倍数。

(2) 腹板厚度 梁的腹板主要承受剪力, 因此腹板厚度 t_w 应保证梁具有一定的抗剪强度, 试选截面时可取:

$$t_w \geq \alpha \frac{V}{h_w f_v} \quad (5-55)$$

当梁端翼缘截面无削弱时, 式中的系数 α 宜取 1.2; 当梁端翼缘截面有削弱时 α 宜取 1.5。

由于抗剪强度不是控制梁截面尺寸的条件, 按式 (5-56) 求得的 t_w 一般偏小而不宜选用。初选腹板厚度时采用下列经验公式进行估算:

$$t_w = \sqrt{h_w} / 3.5 \quad (5-56)$$

式中, h_w 和 t_w 的单位为 mm。实际采用的腹板厚度应考虑钢板的现有规格, 一般为 2mm 的倍数。对非起重机梁, 腹板厚度取值宜比式 (5-56) 的计算值略小; 对考虑腹板屈曲后强度的梁, 腹板厚度可更小, 但不得小于 6mm, 也不宜使高厚比超过 $250\sqrt{235/f_y}$ 。

(3) 翼缘板的尺寸 确定翼缘板的尺寸时, 常先估算每个翼缘所需的截面面积 A_f 。

梁截面的惯性矩

$$I_x = \frac{1}{12} t_w h_w^3 + 2A_f \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 \quad (5-57)$$

式中, h_1 为上、下两翼缘形心间的距离, 在推导估算公式时, 可近似取 $h_1 \approx h_w \approx h$, 从而可得梁截面弹性抵抗矩 W_x 为

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} \approx \frac{1}{6} t_w h_w^2 + A_f h_w \quad (5-58)$$

$$A_f = \frac{W_x}{h_w} - \frac{1}{6} t_w h_w \quad (5-59)$$

此近似公式常用以估算每个翼缘所需截面面积。对焊接组合梁, $A_f = bt$, 因而在求得 A_f 后, 通常取 $b = (1/3 \sim 1/5)h$, $t = A_f/b$ 。

在确定翼缘板尺寸时, 应注意满足受压翼缘板局部稳定要求, 使受压翼缘外伸宽度 b_1 与其厚度 t 之比 $\frac{b_1}{t} \leq 15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (弹性设计, $\gamma_x = 1.0$) 或 $\frac{b_1}{t} \leq 13\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (考虑塑性发展, $\gamma_x = 1.05$)。

选择翼缘尺寸时, 同样应符合钢板规格, 宽度取 10mm 的倍数, 厚度取 2mm 的倍数。

5.6.2 截面验算

根据初选的截面尺寸, 求出截面的各种几何数据, 如惯性矩、截面模量等, 然后进行验算。梁的截面验算包括强度、刚度、整体稳定和局部稳定几个方面。其中, 腹板的局部稳定通

常是用配置加劲肋来保证的。

5.6.3 组合梁截面沿长度的改变

梁的弯矩是沿梁的长度变化的，因此，梁的截面如能随弯矩而变化，则可节约钢材。对跨度较小的梁，截面改变经济效果不大，或者改变截面节约的钢材不能抵消复杂构造带来的加工困难时，也不宜改变截面。

单层翼缘板的焊接梁改变截面时，宜改变翼缘板的宽度（图 5-24）而不改变其厚度。因改变厚度时，该处应力集中严重，且使梁顶部不平，不便于支承其他构件。

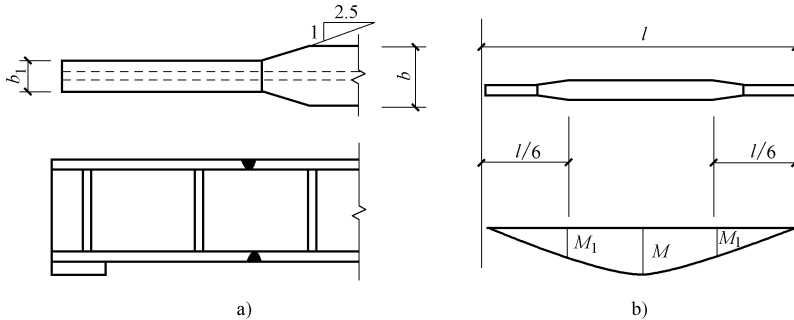


图 5-24 梁翼缘板宽度的改变

梁改变一次截面可节约钢材 10%~20%。如再改变一次，可多节约 3%~4%，效果不显著。为便于制造，一般只改变一次截面。

对承受均布荷载的梁，截面改变位置在距支座 $l/6$ （图 5-24b）处最有利。较窄翼缘宽度 b_1 应由截面开始改变处的弯矩 M_1 确定。为了减少应力集中，宽板应从截面开始改变处向弯矩减小的方向以不大于 1:2.5 的斜度倾斜延长，然后与窄板对接。

多层翼缘板的梁，可用切断外层板的办法来改变梁的截面（图 5-25）。理论切断点的位置可由计算确定。为了保证被切断的翼缘板在理论切断处能正常工作，其外伸长度 l_1 应符合下列要求：

端部有正面角焊缝时：

当 $h_f \geq 0.75t_1$ 时： $l_1 \geq b_1$

当 $h_f < 0.75t_1$ 时： $l_1 \geq 1.5b_1$

端部有正面角焊缝时： $l_1 \geq 2b_1$

b_1 和 t_1 分别为被切断翼缘板的宽度和厚度。

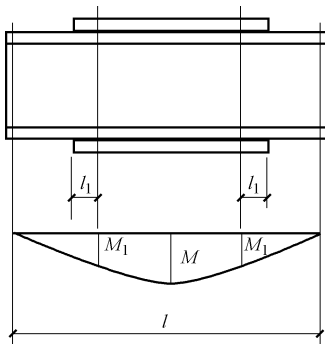


图 5-25 梁翼缘的切断

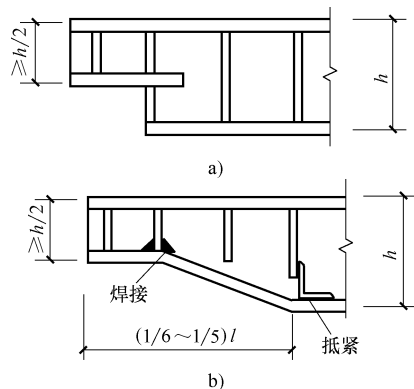


图 5-26 变高度梁

有时为了降低梁的建筑高度，简支梁可以在靠近支座处减小其高度，而使翼缘截面保持不变（图 5-26），其中图 5-26a 构造简单、制作方便。梁端部高度应根据抗剪强度要求确定，但不宜小于跨中高度的 1/2。

5.6.4 焊接组合梁翼缘焊缝的计算

由于梁中两相邻截面上的弯矩大小不同，翼缘的弯曲压应力也不相等，翼缘与腹板之间将产生水平剪应力 τ_1 。沿梁单位长度的水平剪力为：

$$V_1 = \tau_1 t_w = \frac{VS_1}{I_x t_w} t_w = \frac{VS_1}{I_x} \quad (5-60)$$

式中 V ——计算截面的剪力，一般都按梁的最大剪力计算；

S_1 ——翼缘截面对梁中和轴的毛截面静矩；

I_x ——梁对中和轴的毛截面惯性矩。

当腹板与翼缘板用角焊缝连接时，角焊缝有效截面上承受的剪应力 τ_f 不应超过角焊缝强度设计值 f_f^w ：

$$\tau_f = \frac{V_1}{2 \times 0.7 h_f} = \frac{VS_1}{1.4 h_f I_x} \leq f_f^w \quad (5-61)$$

需要的焊脚尺寸为

$$h_f \geq \frac{VS_1}{1.4 I_x f_f^w} \quad (5-62)$$

当梁的翼缘上受固定集中荷载而未设置支承加劲肋时，或受移动集中荷载（如起重机轮压）时，上翼缘与腹板之间的连接焊缝，除承受沿焊缝长度方向的剪应力 τ_f 外，还承受垂直于焊缝长度方向的局部压应力：

$$\sigma_f = \frac{\psi F}{2 h_e l_z} = \frac{\psi F}{1.4 h_f l_z} \quad (5-63)$$

因此，受局部压应力的上翼缘与腹板之间的连接焊缝应按下式计算强度：

$$\frac{1}{1.4 h_f} \sqrt{\left(\frac{\psi F}{\beta_f l_z}\right)^2 + \left(\frac{VS_1}{I_x}\right)^2} \leq f_f^w \quad (5-64)$$

故

$$h_f \geq \frac{1}{1.4 f_f^w} \sqrt{\left(\frac{\psi F}{\beta_f l_z}\right)^2 + \left(\frac{VS_1}{I_x}\right)^2} \quad (5-65)$$

式中 β_f ——系数，对直接承受动力荷载的梁（如起重机梁）， $\beta_f = 1.0$ ；其他梁， $\beta_f = 1.22$ 。

[例 5-5] 已知简支梁承受均布荷载作用（作用在梁的上翼缘），其跨度为 12m，且跨中最大弯矩设计值为 1100kN·m，支座最大剪力为 374kN。由于梁截面变化忽略不计，整体稳定可以采取构造措施保证。该梁拟采用 Q235B 钢制成焊接组合工字形截面，在集中荷载作用处及支座处，主梁腹板设置支承加劲肋。试设计该梁。梁的允许挠度为 $l/400$ 。

[解]（1）初选截面 梁所需截面模量为

$$W_x = \frac{M_{\max}}{\gamma_x f} = \frac{1100 \times 10^6}{1.05 \times 215} \text{mm}^3 = 4.873 \times 10^6 \text{mm}^3$$

1) 梁高。梁的最大高度在净空方面无限制。

依据刚度条件，梁的允许挠度为 $l/400$ ，由式（5-52）可知，梁的最小高度为

$$h_{\min} = \frac{fl}{1.34 \times 10^6 [v_T]} = \frac{215 \times 12000}{1.34 \times 10^6 \times \frac{1}{400}} \text{mm} = 770 \text{mm}$$

梁的经济高度:

由式 (5-53) 可知 $h_e = (7\sqrt[3]{4873} - 30) \text{cm} = 88.7 \text{cm} = 887 \text{mm}$

参照以上数据, 初选梁截面腹板高度为 h_w 为 1000mm。

2) 腹板厚度。腹板厚度按抗剪强度确定, 由式 (5-55) 可得:

$$t_w = 1.2 \frac{V_{\max}}{h_w f_v} = 1.2 \times \frac{374 \times 10^3}{1000 \times 125} \text{mm} = 3.59 \text{mm}$$

由式 (5-56) 可得:

$$t_w = \frac{\sqrt{h_w}}{3.5} = \frac{\sqrt{1000}}{3.5} \text{mm} = 9.04 \text{mm}$$

综合考虑, 取 $t_w = 8 \text{mm}$ 。

3) 翼缘尺寸。按式 (5-59), 一个翼缘面积为

$$A_f = bt = \frac{W_x}{h_w} \frac{h_w t_w}{6} = \left(\frac{4873}{100} \frac{100 \times 0.8}{6} \right) \text{cm}^2 = 35.4 \text{cm}^2$$

$b = (1/5 \sim 1/3) \times 1000 \text{mm} = 200 \sim 333 \text{mm}$, 取 $b = 280 \text{mm}$ 。

$$t = \frac{A_f}{b} = \frac{3540}{280} \text{mm} = 12.64 \text{mm}$$

考虑到式 (5-59) 的近似性和钢梁的自重作用等因素, 选用 $t = 14 \text{mm}$ 。初选截面上、下翼缘板均为 -14×280 , 腹板为 -8×1000 。

翼缘外伸宽度与其厚度之比为 $136/14 = 9.7$ 小于 13。梁翼缘板的局部稳定可以保证, 且可以考虑部分截面发展塑性。

(2) 截面验算 截面的实际几何属性参数计算如下:

$$A = (2 \times 28 \times 1.4 + 100 \times 0.8) \text{cm}^2 = 158.4 \text{cm}^2$$

$$I_x = \left(\frac{1}{12} \times 0.8 \times 100^3 + 2 \times 28 \times 1.4 \times 50.7^2 \right) \text{cm}^4 = 268193 \text{cm}^4$$

$$W_x = \frac{268193}{51.4} \text{cm}^3 = 5218 \text{cm}^3$$

因为忽略了结构自重对设计的影响, 最大弯矩认为不变, 抗弯强度、抗剪强度已经满足。在支座处, 主梁腹板设支承加劲肋, 不必验算其局部压应力。均布荷载作用下, 跨中剪力较小, 可不验算腹板边缘的折算应力。若存在较大剪力时, 则需要验算最不利截面的折算应力。

习 题

1. 某工字钢工作平台简支梁跨度 $l = 6 \text{m}$, 跨度中间无侧向支承。用 I25a, $I_x = 5020 \text{cm}^4$, $W_x = 402 \text{cm}^3$, $I_x/S_x = 21.3 \text{cm}$, 腹板厚 $t_w = 8 \text{mm}$ 。上翼缘受满跨均布荷载: 永久荷载设计值 $q_G = 0.51 \text{kN/m}$, 可变荷载设计值 $q_Q = 8.4 \text{kN/m}$, 钢材为 Q235B 钢, 平台梁的整体稳定可得到保

证。试验算此梁的强度和刚度。

2. 图 5-27 所示为一焊接工字形截面简支梁，材料为 Q235B 钢。承受均布荷载设计值 $q = 80\text{kN/m}$ （包括梁自重），其中永久荷载效应和可变荷载效应各占一半，作用在梁的上翼缘。试验算该梁。

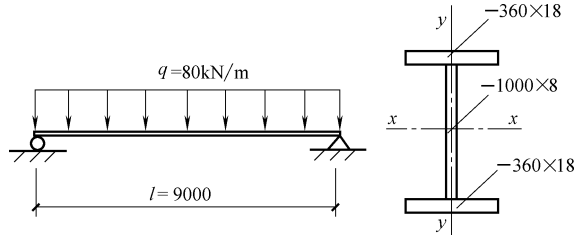


图 5-27 习题 2 图

3. 试设计一支承波形石棉瓦屋面的檩条。已知屋面坡度为 1 : 2.5，无雪荷载和积灰荷载。檩条跨度为 6m，水平间距为 0.79m（沿屋面坡向间距为 0.851m），跨中设置一道拉条，采用槽钢截面（图 5-28），钢材为 Q235B 钢。

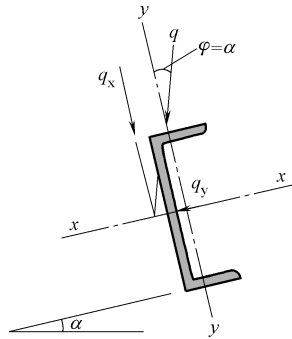


图 5-28 习题 3 图

第 6 章 拉弯和压弯构件

6.1 拉弯、压弯构件的应用和截面形式

同时承受轴心压力（或拉力）和弯矩作用的构件称为压弯（或拉弯）构件。弯矩可能由轴心力的偏心作用、端弯矩作用或横向荷载作用等三种因素产生（图 6-1、图 6-2）。当弯矩作用在构件截面的一个主轴平面内时称为单向压弯（或拉弯）构件，同时作用在构件两个主轴平面内的称为双向压弯（或拉弯）构件。

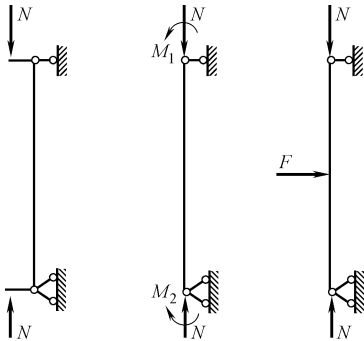


图 6-1 压弯构件

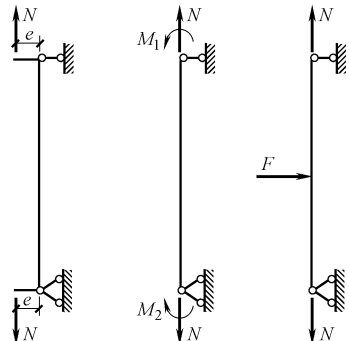


图 6-2 拉弯构件

工程结构中常采用拉弯和压弯构件，尤其是压弯构件的应用更为广泛。例如桁架中承受节间荷载的下弦杆是拉弯构件；单层厂房的柱、多层或高层建筑的框架柱、承受不对称荷载的工作平台柱，以及支架柱、塔架、桅杆等常是压弯构件。

拉弯和压弯构件可按其截面形式分为实腹式构件和格构式构件两种，常用的截面形式有热轧型钢截面、冷弯薄壁型钢截面、组合截面和格构式构件截面（图 6-3）。双轴对称截面常用

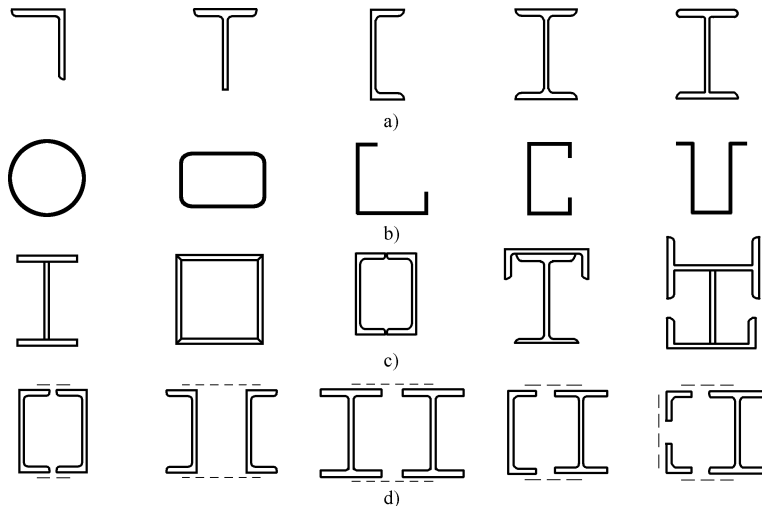


图 6-3 拉弯、压弯构件截面形式

a) 热轧型钢截面 b) 冷弯薄壁型钢截面 c) 组合截面 d) 格构式构件截面

于所受弯矩较小或正负弯矩绝对值相差不大以及构造或使用上宜于采用对称截面的构件或柱；单轴对称截面常用于所受弯矩值较大或正负弯矩值相差较大的情况，即把截面的受力较大一侧适当加大，以节省钢材。此外，构件截面沿轴线可以变化，例如工业厂房中的阶形柱、门式刚架中的楔形柱等（图 6-4）。截面形式的选择取决于构件的用途、荷载、制作、施工、用量等诸多因素。

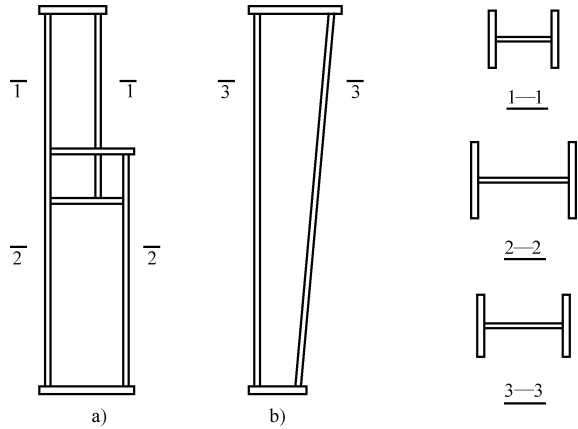


图 6-4 变截面压弯构件

在进行拉弯和压弯构件设计时，应同时满足承载能力极限状态和正常使用极限状态的要求。拉弯构件需要计算其强度和

刚度；压弯构件需要计算强度、整体稳定（弯矩作用平面内稳定和弯矩作用平面外稳定）、局部稳定和刚度。但对于承受较大弯矩的拉弯构件，当截面一侧最外纤维发生较大的压应力时，应考虑和计算构件的整体稳定以及受压板件或分肢的局部稳定。与轴心受力构件一样，拉弯和压弯构件也是通过限制其长细比来满足刚度要求。拉弯（压弯）构件的容许长细比与轴心受拉（受压）构件相同，见表 4-1、表 4-2。

6.2 拉弯、压弯构件的强度和刚度

6.2.1 拉弯、压弯构件的强度计算准则

对拉弯构件和截面有孔洞等削弱较多的或构件端部弯矩大于跨间弯矩的压弯构件，需要进行强度计算。

考虑钢材的塑性性能，拉弯和压弯构件是以截面出现塑性铰作为其强度极限。以常用的工字形截面为例，在轴心压力 N 及弯矩 M_x 的共同作用下，截面上应力发展过程如图 6-5 所示。假设轴向力不变而弯矩不断增加，截面上应力的发展经历四个阶段：①边缘纤维的最大应力达屈服强度（图 6-5a）；②最大应力一侧部分截面发展塑性（图 6-5b）；③两侧部分截面均发展塑性（图 6-5c）；④全截面进入塑性（图 6-5d），出现塑性铰，此时达到承载能力的极限状态。

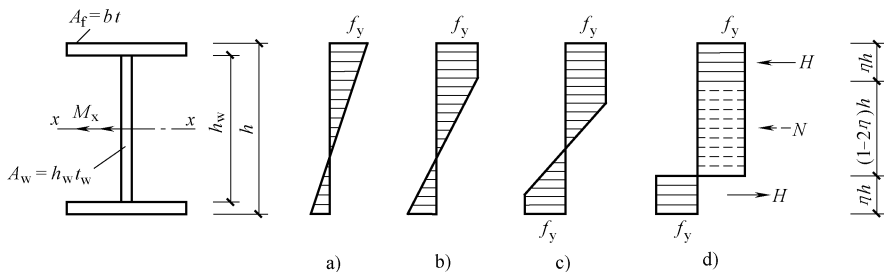


图 6-5 压弯构件截面应力的发展过程

构件截面出现塑性铰时，轴心压力 N 和弯矩 M_x 的相关关系可以根据力的平衡条件得到。根据图 6-5d 所示的应力分布，内力的计算分为以下两种情况。为了简化，取 $h \approx h_w$ ，令 $A_f = \alpha A_w$ ，则全截面面积 $A = (2\alpha + 1)A_w$ 。

1. 中和轴在腹板范围内 ($N \leq A_w f_y$)

$$N = (1 - 2\eta) h t_w f_y = (1 - 2\eta) A_w f_y \tag{6-1}$$

$$M = A_f h f_y + \eta A_w f_y (1 - \eta) h = A_w h f_y (\alpha + \eta - \eta^2) \tag{6-2}$$

消去以上两式中的 η ，并令

$$N_p = A f_y = (2\alpha + 1) A_w f_y \tag{6-3}$$

$$M_{px} = W_{px} f_y = (\alpha A_w h + 0.25 A_w h) f_y = (\alpha + 0.25) A_w h f_y \tag{6-4}$$

得 N 和 M_x 的相关公式：

$$\frac{(2\alpha + 1)^2}{4\alpha + 1} \cdot \frac{N^2}{N_p^2} + \frac{M_x}{M_{px}} = 1 \tag{6-5}$$

2. 中和轴在翼缘范围内 ($N > A_w f_y$)

按上述相同方法可以推导得出：

$$\frac{N}{N_p} + \frac{4\alpha + 1}{2(2\alpha + 1)} \cdot \frac{M_x}{M_{px}} = 1 \tag{6-6}$$

式 (6-5) 和式 (6-6) 可画成如图 6-6 所示的 N/N_p 和 M_x/M_{px} 无量纲化的相关曲线。对于其他截面形式的压弯构件，也可以用相同的方法得到截面出现塑性铰时 N/N_p 和 M_x/M_{px} 的相关关系式，从而画出它们的相关曲线。

计算压弯（拉弯）构件的强度时，根据不同情况，可以采用三种不同的强度计算准则：

(1) 边缘纤维屈服准则 当构件受力最大截面边缘处的最大应力达到屈服强度 f_y 时，即认为构件达到了强度极限。按此准则，构件始终在弹性阶段工作。

(2) 全截面屈服准则 这一准则以构件最大受力截面形成塑性铰为强度极限。

(3) 部分发展塑性准则 这一准则以构件最大受力截面的部分受压区和受拉区进入塑性为强度极限，截面塑性发展深度根据具体情况给予规定。为避免构件形成塑性铰时产生过大的非弹性变形，《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 规定一般构件以这一准则作为强度极限。

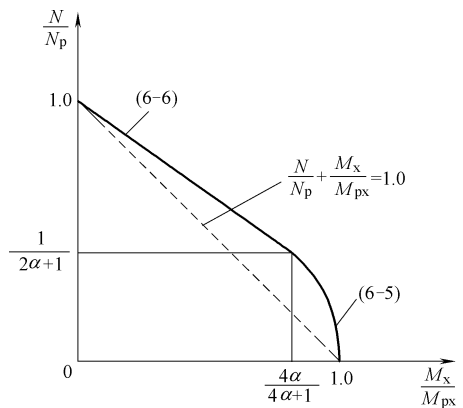


图 6-6 压弯和拉弯构件强度相关曲线

6.2.2 拉弯、压弯构件的强度计算

图 6-6 中的曲线是外凸的，但腹板截面面积 A_w 较小时，外凸不多。为了计算简便并偏于安全，强度计算可用直线式相关关系（图 6-6 中的虚线），即

$$\frac{N}{N_p} + \frac{M_x}{M_{px}} = 1 \tag{6-7}$$

和受弯构件的强度计算一样，为了不使构件抗力过大，考虑塑性部分发展（用 $\gamma_x W_{nx}$ 代替 W_{nx} ），令 $N_p = A_w f_y$ ， $M_{px} = \gamma_x W_{nx} f_y$ ，再引入抗力分项系数 γ_R ，得到拉弯和压弯构件的强度计

算式:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leq f \quad (6-8)$$

承受双向弯矩的拉弯或压弯构件, 采用下式进行计算:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (6-9)$$

式中 A_n ——净截面面积;

W_{nx} 、 W_{ny} ——对 x 轴和 y 轴的净截面模量;

γ_x 、 γ_y ——截面塑性发展系数, 取值参见本书第 5 章。

对于以下三种情况, 在计算时不考虑截面塑性发展, 采用边缘纤维屈服准则, 即取 $\gamma_x = \gamma_y = 1$: ①对于需要计算疲劳的实腹式拉(压)弯构件; ②对格构式拉(压)弯构件, 当弯矩绕虚轴作用时; ③为了保证受压翼缘在截面发展塑性时不发生局部失稳, 受压翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比为 $b_1/t > 13\sqrt{235/f_y}$ (但不超过 $15\sqrt{235/f_y}$)。

[例 6-1] 如图 6-7 所示的拉弯构件承受轴心拉力设计值为 $N=750\text{kN}$, 跨中集中荷载设计值为 $F=12\text{kN}$, 均为静力荷载。试选择其截面。构件材料为 Q235B 钢, 截面无削弱。

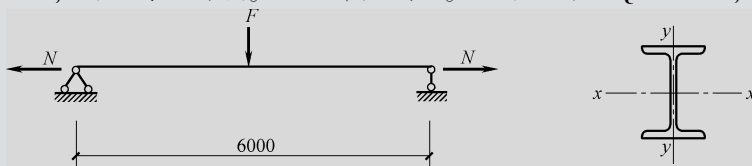


图 6-7 例 6-1 图

[解] 试采用热轧普通工字钢 I25a, 查附表 7-1 知: 截面面积 $A=48.5\text{cm}^2$, 自重为 $q=(38.1\text{g/m}) \times (10\text{m/s}^2) = 0.37\text{kN/m}$, 截面模量 $W_x = 402\text{cm}^3$, 回转半径 $i_x = 10.2\text{cm}$, $i_y = 2.4\text{cm}$ 。截面塑性发展系数 $\gamma_x = 1.05$ 。

(1) 强度验算

跨中弯矩最大, 为最不利截面位置, 其弯矩设计值 (计入杆自重) 为

$$M_x = \frac{Fl}{4} + \frac{ql^2}{8} = \left(\frac{12 \times 6}{4} + \frac{1.2 \times 0.37 \times 6^2}{8} \right) \text{kN} \cdot \text{m} = 20.00 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} = \left(\frac{750 \times 10^3}{48.5 \times 10^2} + \frac{20.00 \times 10^6}{1.05 \times 402 \times 10^3} \right) \text{N/mm}^2 = 202.02 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

(2) 刚度验算 $\lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{6000}{24} = 250 < [\lambda] = 350$

所选截面满足设计要求。

6.3 实腹式压弯构件在弯矩作用平面内的稳定计算

压弯构件的承载能力通常由整体稳定确定。对于单向压弯构件, 在轴力 N 和弯矩 M 共同作用下, 一开始构件在弯矩作用平面内发生变形, 呈弯曲状态, 当 N 和 M 同时增加到一定大小时则达到极限。超过此极限, 要维持内外力平衡, 只能减小 N 和 M 。这种现象称为压弯构件丧失弯矩作用平面内的整体稳定。对侧向刚度较小的压弯构件则有其他可能。当 N 和 M 增

加到一定大小时, 构件在弯矩作用平面外不能保持平直, 突然发生平面外的弯扭变形, 这种现象称为压弯构件丧失弯矩作用平面外的整体稳定。因此, 实腹式单向压弯构件弯矩作用平面内是弯曲失稳, 弯矩作用平面外是弯扭失稳。而对于双向压弯构件则只有弯扭失稳一种可能。因此, 实腹式单向压弯构件应分别计算弯矩作用平面内和弯矩作用平面外的稳定。

6.3.1 单向压弯构件弯矩作用平面内的稳定计算

目前确定单向压弯构件在弯矩作用平面内极限承载力的方法主要有两类。一类是边缘纤维屈服准则, 另一类是精度较高的数值计算方法。边缘纤维屈服准则是用构件在弹性阶段的最大承载力作为压弯构件的稳定承载力。而数值计算方法是考虑构件的各种缺陷影响、不同边界条件以及截面的部分塑性深入情况下的极限承载力作为压弯构件的稳定承载力。

1. 边缘纤维屈服准则

图 6-8 所示为一两端铰接的等截面压弯构件, 在轴心压力 N 和弯矩 M 的共同作用下, 构件中点的挠度为 v , 在离端部距离为 x 处得挠度 y , 此处力的平衡方程为

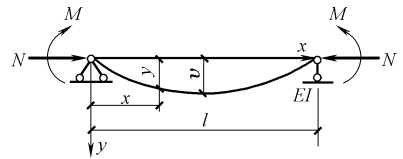


图 6-8 等弯矩作用的压弯构件受力示意图

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} + Ny = -M \quad (6-10)$$

求解微分方程, 可得构件中点的挠度为

$$v = \frac{M}{N} \left(\sec \frac{\pi}{2\sqrt{N/N_E}} - 1 \right) \quad (6-11)$$

式中, $\sec \frac{\pi}{2\sqrt{N/N_E}} = 1 + \frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{N}{N_E} + \frac{5\pi^4}{384} \left(\frac{N}{N_E} \right)^2 + \dots \approx \frac{1+0.25N/N_E}{1-N/N_E}$, $N_E = \pi^2 EI/l^2$ 为欧拉力。

构件的最大弯矩在跨中截面处, 其理论值为

$$M_{\max} = M + Nv = M \sec \frac{\pi}{2\sqrt{N/N_E}} = \frac{M(1+0.25N/N_E)}{1-N/N_E} = \xi M \quad (6-12)$$

如果近似地假定构件挠曲线为正弦曲线, 即 $y = v \sin \pi/l$, 则有: $v = \frac{M}{N_E(1-N/N_E)}$ 。

令 $\alpha = N/N_E$, M_{\max} 近似值为

$$M_{\max} = M + Nv = \frac{M}{1-N/N_E} = \frac{M}{1-\alpha} = \eta M \quad (6-13)$$

式中的 ξ 和 η 都称为弯矩放大系数。

对于其他荷载作用的压弯构件, 也可以用与有端弯矩的压弯构件相同的方法先建立类似式 (6-10) 的平衡方程, 然后求解。比值 $\beta_m = M_{\max}/\eta M$ 称为等效弯矩系数, β_m 是把各种荷载作用和支承情况的弯矩分布形式转化为均匀受弯来对待。

为了考虑初始缺陷的影响, 假定各种缺陷的等效初弯曲呈跨中挠度为 v_0 的正弦曲线。对于弹性压弯构件, 在任意横向荷载或端弯矩作用下的计算弯矩为 M_x , 则跨中最大弯矩为

$$M_{\max} = \frac{\beta_{\max} M_x + Nv_0}{1-N/N_{Ex}} \quad (6-14)$$

当构件截面边缘纤维开始屈服时, 作为稳定计算准则的截面最大应力应该符合下列条件:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{\beta_{\max} M_x + Nv_0}{W_{1x}(1-N/N_{Ex})} = f_y \quad (6-15)$$

令式 (6-15) 中的 $M_x = 0$, 则轴心力 N 即为有初始缺陷的轴心压杆的临界力 N_0 , 式

(6-15)变形为

$$\frac{N_0}{A} + \frac{N_0 v_0}{W_{1x}(1-N/N_{Ex})} = f_y \quad (6-16)$$

因 $N_0 = \varphi_x A f_y$, 带入式 (6-16) 解得:

$$v_0 = \left(\frac{1}{\varphi_x} - 1 \right) \left(1 - \varphi_x \frac{A f_y}{N_{Ex}} \right) \frac{W_{1x}}{A} \quad (6-17)$$

将此 v_0 带入式 (6-15) 中, 整理得:

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{1x}(1-\varphi_x N/N_{Ex})} = f_y \quad (6-18)$$

式中 φ_x ——弯矩作用平面内的轴心受压构件整体稳定系数;

W_{1x} ——按受压最大分肢轴线或腹板外边缘确定的毛截面模量。

式 (6-18) 即为压弯构件按边缘纤维屈服准则导出的相关公式。该式可用于计算冷弯薄壁型钢或格构柱绕虚轴弯曲的平面内稳定。由于式 (6-18) 利用了与轴心压杆相同的等效初弯曲 v_0 , 而轴心压杆的稳定已考虑弹塑性和残余应力等因素, 因而不能认为式 (6-18) 完全忽略了残余应力和非弹性的影响。不过这种间接考虑的方式, 必然使计算结果与压弯构件 (特别是实腹式) 的理论承载力之间产生误差。

2. 实腹式压弯构件在弯矩作用平面内的稳定承载力

由于边缘纤维屈服准则以构件截面边缘纤维屈服的弹性受力阶段极限状态作为稳定承载力极限状态, 较适用于格构式构件绕虚轴的稳定计算以及截面发展塑性可能性较小的构件 (如冷弯薄壁型钢)。而实腹式压弯构件当受压最大边缘刚开始屈服时尚有较大的强度储备, 即容许截面塑性深入。

6.3.2 压弯构件弯矩作用平面内稳定的实用计算公式

弯矩作用在对称轴平面内 (绕 x 轴) 的实腹式压弯构件, 其弯矩作用平面内的稳定性按下式计算:

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x}(1-0.8N/N'_{Ex})} \leq f \quad (6-19)$$

对于单轴对称截面 (如 T 型钢等) 压弯构件, 当弯矩作用于对称轴平面内且使较大翼缘受压时, 有可能在受拉区首先出现屈服而使构件丧失承载能力, 故除按式 (6-19) 计算外, 还应按下式补充计算:

$$\left| \frac{N}{A} - \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{2x}(1-1.25N/N'_{Ex})} \right| \leq f \quad (6-20)$$

式中 N ——所计算构件段范围内的轴心压力;

M_x ——所计算构件段范围内的最大弯矩;

N'_{Ex} ——参数, $N'_{Ex} = \pi^2 EA / (1.1\lambda_x^2)$;

φ_x ——弯矩作用平面内的轴心受压构件稳定系数;

W_{1x} ——在弯矩作用平面内对较大受压纤维的毛截面模量, 对于格构式构件 $W_{1x} = I_x / y_0$, y_0 为由 x 轴到压力较大分肢的轴线距离或者到压力较大分肢腹板外边缘的距离, 二者取较大者;

W_{2x} ——对受压较小翼缘或无翼缘端的毛截面模量;

β_{mx} ——等效弯矩系数，应按下列规定采用。

1) 框架柱和两端支承的构件：①无横向荷载作用时： $\beta_{mx} = 0.65 + 0.35M_2/M_1$ ， M_1 和 M_2 为端弯矩，使构件产生同向曲率（无反弯点）时取同号，使构件产生反向曲率（有反弯点）时取异号， $|M_1| \geq |M_2|$ ；②有端弯矩和横向荷载同时作用时：使构件产生同向曲率时， $\beta_{mx} = 1.0$ ，使构件产生反向曲率时， $\beta_{mx} = 0.85$ ；③无端弯矩但有横向荷载作用时： $\beta_{mx} = 1.0$ 。

2) 悬臂构件和分析内力未考虑二阶效应的无支撑纯框架和弱支撑框架柱， $\beta_{mx} = 1.0$ 。

6.4 实腹式压弯构件在弯矩作用平面外的稳定计算

开口截面压弯构件的抗扭刚度和弯矩作用平面外的抗弯刚度通常都不大，当构件在弯矩作用平面外没有足够支承以阻止其产生侧向位移和扭转时，构件可能因弯扭屈曲而破坏，这种弯扭屈曲又称为压弯构件弯矩作用平面外的整体失稳。

根据弹性稳定理论，对两端铰接并在端部作用轴心压力 N 和等弯矩 M_x 的双轴对称截面，当构件没有弯矩作用平面外的初始几何缺陷时，在弯矩作用平面外的弯扭屈曲临界条件，可用下式表达：

$$\left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\right) \left(1 - \frac{N}{N_z}\right) - \frac{M_x^2}{M_{crx}^2} = 0 \tag{6-21}$$

式中 N_{Ey} ——构件轴心受压时绕 y 轴弯曲屈曲的欧拉临界力；

N_z ——构件绕纵轴 z 轴扭转屈曲的临界力；

M_{crx} ——构件受绕 x 轴的均匀弯矩作用时的弯扭屈曲临界弯矩。

把式 (6-21) 绘成 N/N_{Ey} 和 M_x/M_{crx} 的相关曲线，如图 6-9 所示。图中的相关曲线与 N_z/N_{Ey} 有关。当 $N_z/N_{Ey} > 1.0$ 时，曲线外凸，且 N_z/N_{Ey} 越大，曲线越外凸，压弯构件弯扭屈曲的承载力越高。根据钢结构构件常用的截面形式分析，绝大多数情况下 N_z/N_{Ey} 总是大于 1.0，如偏于安全地取 $N_z/N_{Ey} = 1.0$ ，代入式 (6-21) 得

$$\left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\right)^2 - \frac{M_x^2}{M_{crx}^2} = 0$$

即
$$\frac{N}{N_{Ey}} + \frac{M_x}{M_{crx}} = 1 \tag{6-22}$$

式 (6-22) 是根据双轴对称理想压弯构件在弹性工作状态导出的理论简化公式。对截面只有一个对称轴或者截面对称轴、可能发生弹塑性失稳的短粗构件以及具有初始缺陷的实际工程构件，通常需采用数值解法和试验方法来确定压弯构件弯矩作用平面外的稳定承载力。理论分析和试验研究均表明，式 (6-22) 同样适用于弹塑性压弯构件的弯扭屈曲计算。对于单轴对称截面，只要用单轴对称截面轴心压杆的弯扭屈曲临界力 N_{cr} 代替式中的 N_{Ey} ，相关公式仍然适用。在式 (6-22) 中的 N_{Ey} 和 M_{crx} 分别用 $\varphi_y A f_y$ 和 $\varphi_b W_{1x} f_y$ 代入，并引入截面影响系数 η 、等效弯矩系数 β_{lx} ，以及抗力分项系数 γ_R 后，即得到 (GB 50017—2003) 压弯构件在弯矩作用平面外的稳定计算公式：

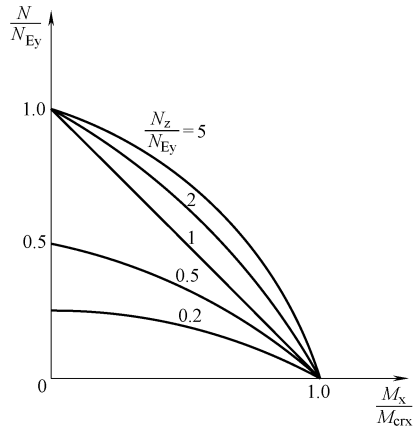


图 6-9 单向压弯构件在弯矩作用平面外失稳的相关曲线

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{1x}} \leq f \quad (6-23)$$

式中 M_x ——所计算构件段范围内的最大弯矩；

φ_y ——弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数；

φ_b ——均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数，按附录 3 确定，对闭口截面 $\varphi_b = 1.0$ ；

η ——截面影响系数，闭口截面 $\eta = 0.7$ ，其他截面 $\eta = 1.0$ ；

β_{tx} ——等效弯矩系数。

β_{tx} 应按下列规定采用：

1) 在弯矩作用平面外有支承的构件，应根据两相邻支承点间构件段内的荷载和内力情况确定：①所考虑构件段无横向荷载作用时： $\beta_{tx} = 0.65 + 0.35M_2/M_1$ ， M_1 和 M_2 是在弯矩作用平面内的端弯矩，使构件产生同向曲率时取同号，产生反向曲率时取异号， $|M_1| \geq |M_2|$ ；②所考虑构件段内有端弯矩和横向荷载同时作用时：使构件段产生同向曲率时， $\beta_{tx} = 1.0$ ，使构件段产生反向曲率时， $\beta_{tx} = 0.85$ ；③所考虑构件段内无端弯矩但有横向荷载作用时： $\beta_{tx} = 1.0$ 。

2) 弯矩作用平面外为悬臂的构件， $\beta_{tx} = 1.0$ 。

[例 6-2] 验算图 6-10 所示构件的整体稳定性。图中荷载为设计值，材料为 Q235B 钢， $f = 215 \text{ N/mm}^2$ ，构件中间有一侧向支承点，截面参数为： $A = 21.27 \text{ cm}^2$ ， $I_x = 267 \text{ cm}^4$ ， $i_x = 3.54 \text{ cm}$ ， $i_y = 2.88 \text{ cm}$ 。

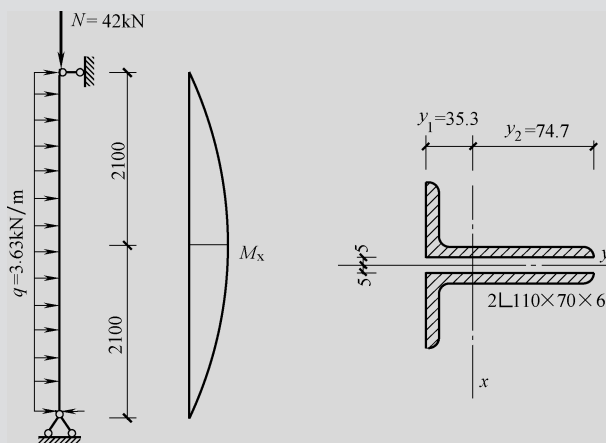


图 6-10 例 6-2 图

[解] 构件截面最大弯矩 $M_x = ql^2/8 = 3.63 \times 4.2^2/8 \text{ kN} \cdot \text{m} = 8.004 \text{ kN} \cdot \text{m}$

构件长细比 $\lambda_x = l_{0x}/i_x = 4200/35.4 = 118.6$ ， $\lambda_y = l_{0y}/i_y = 2100/28.8 = 72.9$

单轴对称截面，绕非对称轴 x 的稳定系数 φ_x ，可直接由 λ_x 查附表 4-2 得到 $\varphi_x = 0.444$ (b 类截面)。

绕对称轴的长细比应取计入扭转效应的换算长细比 λ_{yz} 。长肢相并的双角钢截面可采用简化方法确定，由于 $b_2/t = 70/6 = 11.67 < 0.48l_{0y}/b_2 = 0.48 \times 2100/70 = 14.4$ ，因此

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{1.09b_2^4}{l_{0y}^2 t^2} \right) = 72.9 \times \left(1 + \frac{1.09 \times 70^4}{2100^2 \times 6^2} \right) = 84.9$$

属于 b 类截面，由 λ_{yz} 查附表 4-2 得 $\varphi_y = 0.656$ 。

$$W_{1x} = I_x / y_1 = 267 / 3.53 \text{ cm}^3 = 75.6 \text{ cm}^3, W_{2x} = I_x / y_2 = 267 / 7.47 \text{ cm}^3 = 35.7 \text{ cm}^3$$

$$N'_{\text{Ex}} = \frac{\pi^2 EA}{1.1 \lambda_x^2} = \frac{\pi^2 \times 206 \times 10^3 \times 21.27 \times 10^2}{1.1 \times 118.6^2} \times 10^{-3} \text{ kN} = 279.5 \text{ kN}$$

$$\beta_{\text{mx}} = 1.0, \beta_{1x} = 1.0, \gamma_{x1} = 1.05, \gamma_{x2} = 1.20$$

(1) 验算弯矩作用平面内的稳定性

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{\text{mx}} M_x}{\gamma_{x1} W_{1x} (1 - 0.8N/N'_{\text{Ex}})} = \left(\frac{42 \times 10^3}{0.444 \times 21.27 \times 10^2} + \frac{1 \times 8.004 \times 10^6}{1.05 \times 75.60 \times 10^3 \times (1 - 0.8 \times 42 / 279.5)} \right) \text{ N/mm}^2$$

$$= 159.0 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足}$$

$$\left| \frac{N}{A} - \frac{\beta_{\text{mx}} M_x}{\gamma_{x2} W_{2x} (1 - 1.25N/N'_{\text{Ex}})} \right| = \left| \frac{42 \times 10^3}{21.27 \times 10^2} - \frac{1 \times 8.004 \times 10^6}{1.2 \times 35.7 \times 10^3 \times (1 - 1.25 \times 42 / 279.5)} \right| \text{ N/mm}^2$$

$$= 210.2 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足}$$

(2) 验算弯矩作用平面外的稳定性

$$\varphi_b = 1 - 0.0017 \lambda_{y\sqrt{f_y}} / 235 = 1 - 0.0017 \times 72.9 \sqrt{235 / 235} = 0.876$$

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{1x} M_x}{\varphi_b W_{1x}} = \left(\frac{42 \times 10^3}{0.656 \times 21.27 \times 10^2} + 1.0 \times \frac{1 \times 8.004 \times 10^6}{0.876 \times 75.6 \times 10^3} \right) \text{ N/mm}^2 = 150.9 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2$$

故该截面在弯矩作用平面内、平面外的稳定性都能满足。

6.5 实腹式压弯构件的局部稳定

实腹式压弯构件中组成截面的板件与轴心受压构件和受弯构件的板件相似，在均匀压应力或不均匀压应力和剪应力作用下，当应力达到一定大小时，可能偏离其平面位置，发生波状凸曲，即板件发生屈曲，对构件来讲称为局部屈曲，也称为丧失局部稳定。为了保证压弯构件中板件的局部稳定，采用同轴心受压构件相同的办法，限制受压翼缘宽厚比和腹板的高厚比。

6.5.1 受压翼缘的宽厚比限值

压弯构件的受压翼缘板主要承受正应力，其应力状态与梁受压翼缘基本相同，在均匀压应力作用下局部失稳形式也一样，因此其受压翼缘宽厚比限值与梁受压翼缘的宽厚比限值相同。《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)对压弯构件宽厚比的限值规定如下：

工字形(H形)、T形和箱形压弯构件，受压翼缘外伸宽度 b 与其厚度 t 之比应符合式 $b/t \leq 13 \sqrt{235/f_y}$ 的要求。

当强度和稳定计算中取 $\gamma_x = 1.0$ ，即不考虑塑性，应符合式 $b/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ 的要求。

箱形截面压弯构件受压翼缘两腹板之间部分的宽厚比应符合式 $b_0/t \leq 40 \sqrt{235/f_y}$ 的要求。

6.5.2 腹板的高厚比限值

1. 工字形(H形)截面

工字形截面腹板的受力状态如图6-11所示。在平均剪力 τ 和非均匀正应力 σ 的共同作用下，其临界条件为

$$\left[1 - \left(\frac{\alpha_0}{2} \right)^5 \right] \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr1}} + \left(\frac{\alpha_0}{2} \right)^5 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr1}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1 \quad (6-24)$$

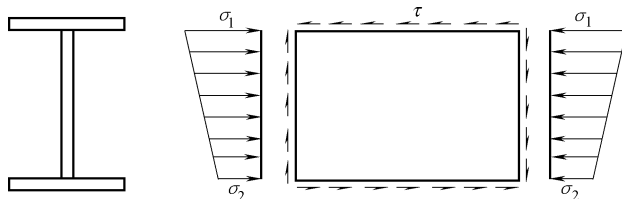


图 6-11 压弯构件的腹板

式中 τ ——腹板平均剪应力；

α_0 ——腹板上、下边缘的最大压应力和最小应力的应力梯度

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (6-25)$$

σ_{\max} ——腹板计算高度边缘的最大压应力，计算时不考虑构件的稳定系数和截面塑性发展系数；

σ_{\min} ——腹板计算高度另一边缘相应的应力，压应力取正值，拉应力取负值；

τ_{cr} ——腹板仅受剪力作用时的屈曲剪应力， $\tau_{cr} = \frac{k_s \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2$ 。

σ 为压弯构件腹板边缘的最大压应力， σ_{cr} 是腹板仅受弯矩和轴线压力共同作用时的屈曲应力，其表达式为 $\sigma_{cr} = \frac{k_b \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2$ 。对压弯构件，腹板中剪应力 τ 的影响不大，经分析，平均剪应力 τ 可取腹板弯曲应力 σ 的 0.3 倍，即 $\tau = 0.3\sigma$ ，这样由式 (6-25) 可以得到腹板弹性屈曲临界应力：

$$\sigma_{cr} = k_e \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \quad (6-26)$$

式中 k_e ——弹性屈曲系数，其值与应力梯度 α_0 有关，见表 6-1。

表 6-1 压弯构件中腹板的屈曲系数和高厚比 h_0/t_w

α_0	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
k_e	4.000	4.443	4.992	5.689	6.595	7.812	9.503	11.868	15.183	19.524	23.922
k_p	4.000	3.914	3.874	4.242	4.681	5.214	5.886	6.678	7.576	9.738	11.301
h_0/t_w	56.240	55.640	55.350	57.920	60.840	64.210	68.230	72.670	77.400	87.760	94.540

由式 (6-26) 得到的临界应力只适用于弹性状态屈曲的板，压弯构件失稳时，截面的塑性变形将有不同程度的发展。腹板的塑性发展深度与构件的长细比和板的应力梯度 α_0 有关，腹板的弹塑性临界应力：

$$\sigma_{cr} = k_p \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \quad (6-27)$$

式中 k_p ——塑性屈曲系数，当 $\tau = 0.3\sigma$ ，截面塑性发展深度为 $0.25h_0$ 时，其值见表 6-1。

式 (6-27) 中如取临界应力 $\sigma_{cr} = 235 \text{ N/mm}^2$ ， $\nu = 0.3$ 和 $E = 206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ ，可以得到腹板高厚比 h_0/t_w 与应力梯度 α_0 之间的关系，见表 6-2。此关系可近似地用直线式表示如下：

当 $0 \leq \alpha_0 \leq 1.6$ 时, $\frac{h_0}{t_w} = 16\alpha_0 + 50$

当 $1.6 < \alpha_0 \leq 2.0$ 时, $\frac{h_0}{t_w} = 48\alpha_0 - 1$

对于长细比较小的压弯构件, 整体失稳时截面的塑性发展深度实际上已经超过了 $0.25h_0$, 对于长细比较大的压弯构件, 截面塑性发展深度则不到 $0.25h_0$, 甚至腹板受压最大的边缘还没有屈服。因此 h_0/t_w 之值宜随长细比的增大而适当放大。同时, 当 $\alpha_0 = 0$ 时, 应与轴心受压构件腹板高厚比的要求相一致; 而当 $\alpha_0 = 2$ 时, 应与受弯构件中考虑了弯矩和剪力共同作用的腹板高厚比的要求相一致。因此, 工字形截面压弯构件腹板高厚比限值如下:

$$\text{当 } 0 \leq \alpha_0 \leq 1.6 \text{ 时} \quad \frac{h_0}{t_w} \leq (16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (6-28a)$$

$$\text{当 } 1.6 < \alpha_0 \leq 2.0 \text{ 时} \quad \frac{h_0}{t_w} = (48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (6-28b)$$

式中 λ ——构件在弯矩作用平面内的长细比; 当 $\lambda < 30$ 时, 取 $\lambda = 30$; 当 $\lambda > 100$ 时, 取 $\lambda = 100$ 。

在高度很大的实腹式柱中, 腹板的高厚比也可以超过式 (6-26) 所规定的限值。这时应取腹板两侧与翼缘板相连接的宽度为 $20t_w \sqrt{235/f_y}$ 的部分作为腹板的有效截面, 然后进行构件的整体稳定验算, 但计算长细比时仍按整个截面考虑。这种处理方法比加厚腹板更为经济有效。

2. T 形截面

(1) 弯矩使腹板自由边受压 当弯矩作用在 T 形截面对称轴内并使腹板自由边受压时, 腹板的弹性屈曲系数比翼缘板的系数大, 说明 T 形截面压弯构件的腹板在弹性屈曲时, 其高厚比可以比轴心受压构件翼缘板的宽厚比适当放大。当 $\alpha_0 \leq 1.0$ 时, T 形截面腹板中应力分布均匀, 其高厚比限值采用与翼缘板相同; 当 $\alpha_0 > 1.0$ 时, 压应力分布不均匀, 对稳定有利, 故高厚比限值提高 20%。

$$\text{当 } \alpha_0 \leq 1.0 \text{ 时} \quad \frac{h_0}{t_w} \leq 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (6-29a)$$

$$\text{当 } \alpha_0 > 1.0 \text{ 时} \quad \frac{h_0}{t_w} \leq 18 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (6-29b)$$

(2) 弯矩使腹板自由边受拉 当弯矩作用在 T 形截面对称轴内并使腹板自由边受拉时, 比轴心受压构件有利, 为了方便, 采用与轴心受压构件相同的高厚比限值。

6.6 实腹式压弯构件的截面设计

6.6.1 截面形式的选择和尺寸的确定

对于实腹式压弯构件, 应按受力大小、所受弯矩方向、使用要求和构造要求选择合适的截面形式。当所受弯矩较小时, 其截面形式与一般的轴心受压构件相同; 当两方向弯矩都较大时, 可采用截面高度较大的双轴对称截面 (图 6-12 第一排); 如果只有一个方向弯矩较大时, 宜采用单轴对称截面, 并使较大翼缘位于压应力较大的一侧 (图 6-12 第二排)。在选择截面时, 应尽量符合宽肢薄壁以及弯矩作用平面内和平面外相等的原则, 从而节省钢材。

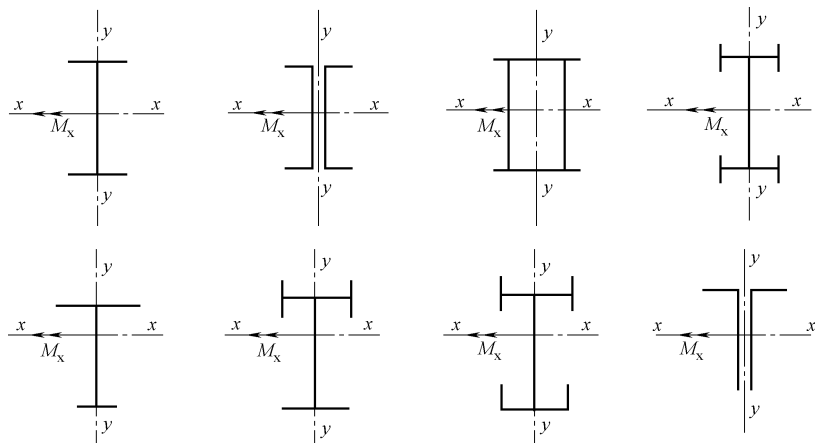


图 6-12 弯矩较大的实腹式压弯构件截面

在选定截面形式后，就要初步确定截面尺寸。截面的大小与所承受的轴力、弯矩和构件的计算长度有关。初选截面时，一般需根据经验或参考已有的类似设计做必要的估算。初选截面尺寸后，再进行验算，不满足时再进行尺寸调整。

6.6.2 截面验算

对所选截面进行以下几方面验算：

1. 强度验算

对于单向压弯构件，应按式 (6-8) 计算；对于双向压弯构件，应按式 (6-9) 计算。

2. 刚度验算

满足 $\lambda \leq [\lambda]$ 。容许长细比 $[\lambda]$ 取值见表 4-1、表 4-2。

3. 整体稳定验算

对于实腹式单向压弯构件弯矩作用平面内的稳定按式 (6-19) 验算，对于单轴对称截面还要按式 (6-20) 进行补充验算；弯矩作用平面外的稳定按式 (6-23) 计算。

4. 局部稳定验算

组合截面压弯构件的局部稳定按 6.5 节具体规定进行验算。

6.6.3 构造要求

实腹式压弯构件的构造要求与实腹式轴心受压构件相似，可参见本书第 4 章相关内容。

[例 6-3] 试验算图 6-13 所示焊接 T 形截面（组成板件均为剪切边）的偏心压杆。杆长为 8m，两端铰接，杆中央在侧向有一支点，钢材为 Q235B 钢。已知静力荷载作用于对称轴平面内的翼缘一侧，设计值 $N=800\text{kN}$ ，偏心距 $e_1=150\text{mm}$ ， $e_2=100\text{mm}$ 。

[解] (1) 截面几何特征

$$A_n = A = (300 \times 20 + 340 \times 18) \text{mm}^2 = 1.212 \times 10^4 \text{mm}^2$$

$$\text{截面形心位置 } y = \left(\frac{340 \times 18 \times (340/2 + 10)}{1.212 \times 10^4} + 10 \right) \text{mm} = 101 \text{mm}$$

$$I_x = (18 \times 340^3 / 12 + 340 \times 18 \times 89^2 + 300 \times 20 \times 91^2) \text{mm}^4 = 1.57 \times 10^8 \text{mm}^4$$

$$I_y = 20 \times 300^3 / 12 \text{mm}^4 = 4.5 \times 10^7 \text{mm}^4$$

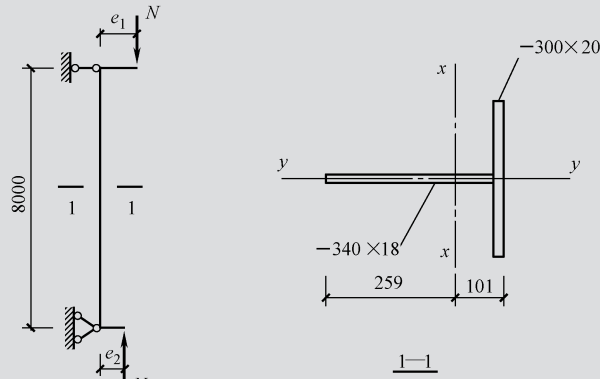


图 6-13 例 6-3 图

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1.57 \times 10^8}{1.212 \times 10^4}} \text{ mm} = 114 \text{ mm}, \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4.5 \times 10^7}{1.212 \times 10^4}} \text{ mm} = 61 \text{ mm}$$

$$W_{1nx} = W_{1x} = I_x / y_1 = 1.57 \times 10^8 / 101 \text{ mm}^3 = 1.554 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{2nx} = W_{2x} = I_x / y_2 = 1.57 \times 10^8 / 259 \text{ mm}^3 = 6.06 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

(2) 截面验算

1) 强度验算。截面弯矩:

$$M_1 = Ne_1 = 800 \times 0.15 \text{ kN} \cdot \text{m} = 120 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad M_2 = Ne_2 = 800 \times 0.10 \text{ kN} \cdot \text{m} = 80 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad M_x = M_1 = 120 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

因翼缘外侧部分 $b_1/t_1 = 141/20 = 7 < 13$, 截面塑性发展系数: $\gamma_{x1} = 1.05, \gamma_{x2} = 1.20$ 。

由于截面为单轴对称截面, 故应对翼缘和腹板最外纤维处分别进行验算:

$$\text{翼缘} \quad \frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{\gamma_{x1} W_{1nx}} = \left(\frac{800 \times 10^3}{1.212 \times 10^4} + \frac{120 \times 10^6}{1.05 \times 1.554 \times 10^6} \right) \text{ N/mm}^2 = 139.5 \text{ N/mm}^2 < f = 205 \text{ N/mm}^2$$

(因翼缘厚度 $t = 20 \text{ mm} > 16 \text{ mm}$, 为第二组钢材, 取 $f = 205 \text{ N/mm}^2$), 满足要求。

$$\text{腹板} \quad \left| \frac{N}{A_n} - \frac{M_x}{\gamma_{x2} W_{2nx}} \right| = \left| \frac{800 \times 10^3}{1.212 \times 10^4} - \frac{120 \times 10^6}{1.2 \times 6.06 \times 10^5} \right| \text{ N/mm}^2 = 99.0 \text{ N/mm}^2 < f = 205 \text{ N/mm}^2,$$

满足要求。

2) 弯矩作用平面内的稳定性验算。 $\lambda_x = l_{0x} / i_x = 800 / 11.4 = 70.2$, 查附表 4-2 得, $\varphi_x = 0.750$ (b 类截面)。

$$N'_{Ex} = \frac{\pi^2 EA}{1.1\lambda_x^2} = \frac{\pi^2 \times 206 \times 10^3 \times 1.212 \times 10^4}{1.1 \times 70.2^2} \times 10^{-3} \text{ kN} = 4546 \text{ kN}$$

$$\beta_{mx} = 0.65 + 0.35M_2/M_1 = 0.65 + 0.35 \times (80/120) = 0.883$$

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_{x1} W_{1x} (1 - 0.8N/N'_{Ex})} = \left[\frac{800 \times 10^3}{0.75 \times 1.212 \times 10^4} + \frac{0.883 \times 120 \times 10^6}{1.05 \times 1.554 \times 10^6 \times (1 - 0.8 \times 800/4546)} \right] \text{ N/mm}^2$$

$$= 163.6 \text{ N/mm}^2 < f = 205 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足要求。}$$

由于截面为单轴对称 T 形截面, 当弯矩作用使翼缘受压时, 有可能在受拉侧首先发展塑性而使构件失稳。故应验算受拉侧的应力:

$$\left| \frac{N}{A} - \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_{x2} W_{2x} (1 - 1.25N/N'_{Ex})} \right| = \left| \frac{800 \times 10^3}{1.212 \times 10^4} - \frac{0.883 \times 120 \times 10^6}{1.2 \times 6.06 \times 10^5 \times (1 - 1.25 \times 800/4546)} \right| \text{ N/mm}^2$$

$= 120.8 \text{ N/mm}^2 < f = 205 \text{ N/mm}^2$, 满足要求。

3) 弯矩作用平面外的稳定性验算。 $\lambda_y = l_{0y}/i_y = 4000/61 = 65.6 < [\lambda] = 150$, 绕对称轴 y 轴的长细比应取计入扭转效应的换算长细比 λ_{yz} :

截面形心至剪心的距离 $e_0 = (101 - 10) \text{ mm} = 91 \text{ mm}$

截面对剪心的极回转半径 $i_0 = \sqrt{e_0^2 + i_x^2 + i_y^2} = \sqrt{91^2 + 114^2 + 61^2} \text{ mm} = 158 \text{ mm}$

截面抗扭惯性矩 $I_t = \sum b_i t_i^3 / 3 = [(300 \times 20^3 + 340 \times 18^3) / 3] \text{ mm}^4 = 14.61 \times 10^5 \text{ mm}^4$

T形截面扇性惯性矩可近似取 $I_\omega = 0$, 扭转屈曲的计算长度 $l_\omega = l_{0y}$, 因此扭转屈曲换算长细比:

$$\lambda_z^2 = i_0^2 A / (I_t / 25.7 + I_\omega / l_\omega^2) = 158^2 \times 1.212 \times 10^4 / (14.61 \times 10^5 / 25.7 + 0) = 5330$$

计入扭转效应的换算长细比 λ_{yz} :

$$\begin{aligned} \lambda_{yz} &= \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\lambda_y^2 + \lambda_z^2) + \sqrt{(\lambda_y^2 + \lambda_z^2)^2 - 4(1 - e_0^2 / i_0^2) \lambda_y^2 \lambda_z^2} \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= \frac{1}{\sqrt{2}} \times \left[(65.6^2 + 5330) + \sqrt{(65.6^2 + 5330)^2 - 4 \times (1 - 91^2 / 158^2) \times 65.6^2 \times 5330} \right]^{\frac{1}{2}} = 87.3 \end{aligned}$$

对 y 轴属 c 类截面, 由 $\lambda_{yz} = 87.3$ 查附表 4-3 得, $\varphi_y = 0.533$ 。

$$\varphi_b = 1 - 0.0022 \lambda_y \sqrt{f_y / 235} = 1 - 0.0022 \times 65.6 \times 1 = 0.856$$

构件中点有侧向支承, 中点弯矩 $M = (120 + 80) / 2 \text{ kN} \cdot \text{m} = 100 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 弯矩作用平面外整体稳定计算所考虑段内端弯矩分别为 $M_1 = 120 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 和 $M = 100 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 故等效弯矩系数

$$\beta_{1x} = 0.65 + 0.35 M / M_1 = 0.65 + 0.35 \times (100 / 120) = 0.942$$

弯矩作用平面外的稳定性验算:

$$\begin{aligned} \frac{N}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{1x} M_x}{\varphi_b W_{1x}} &= \left(\frac{800 \times 10^3}{0.533 \times 1.212 \times 10^4} + 1 \times \frac{0.942 \times 120 \times 10^6}{0.856 \times 1.554 \times 10^6} \right) \text{ N/mm}^2 \\ &= 208.8 \text{ N/mm}^2 > 205 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

相差 $\frac{208.8 - 205}{205} \approx 1.9\% < 5\%$, 可认为弯矩作用平面外的稳定性满足要求。

4) 局部稳定验算。

翼缘宽厚比验算: $b_1 / t = 141 / 20 = 7.1 < 13 \sqrt{f_y / 235} = 13$, 满足要求。

腹板高厚比验算: 弯矩使最大压应力作用在腹板与翼缘连接处, 对焊接 T 形截面高厚比限值为 $h_0 / t_w \leq (13 + 0.17\lambda) \sqrt{235 / f_y}$, 即 $h_0 / t_w = 340 / 18 = 18.9 \leq (13 + 0.17\lambda) \sqrt{235 / f_y} = (13 + 0.17 \times 87.3) \sqrt{235 / 235} = 27.8$ 满足要求。

5) 刚度验算。构件的最大长细比 $\lambda_{\max} = \lambda_{yz} = 87.3 < [\lambda] = 150$, 满足要求。

6.7 格构式压弯构件的计算

截面高度较大的压弯构件, 采用格构式截面可以节省材料, 因此厂房的框架柱和高大的独立支柱一般采用格构式柱。格构式压弯构件的缀件同轴心受力构件, 分为缀条和缀板两种。由于格构式压弯构件截面的高度较大且受较大的外剪力, 多用缀条连接。

常用的格构式压弯构件截面如图 6-14 所示，对称截面适用于弯矩不大或正负弯矩的绝对值相差不大的情况，不对称截面适用于正负弯矩绝对值相差较大的情况，并将较大分肢放在受压较大的一侧。

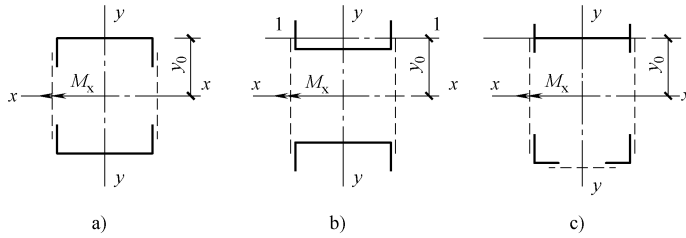


图 6-14 格构式压弯构件截面

格构式压弯构件设计时，在初选截面后，除应验算其强度、刚度、整体稳定、局部稳定，还应验算分肢的稳定；同时还应对缀件、缀件与分肢的连接进行计算。

6.7.1 弯矩绕虚轴作用的格构式压弯构件

格构式压弯构件通常将弯矩绕虚轴作用，对此种构件应进行弯矩作用平面内的稳定计算和分肢的稳定计算。

1. 弯矩作用平面内的稳定计算

弯矩绕虚轴作用的格构式压弯构件，由于截面中部空心，不能考虑塑性的深入发展，故弯矩作用平面内的稳定计算适宜采用边缘纤维屈服准则。

2. 分肢的稳定计算

弯矩绕虚轴作用的压弯构件，在弯矩作用平面外的稳定性一般由分肢的稳定计算予以保证，故不必再计算整个构件在平面外的整体稳定。

将整个构件视为一平行弦桁架，将构件的两个分肢看作桁架体系的弦杆，两分肢的轴心力应按下列公式计算（图 6-15）：

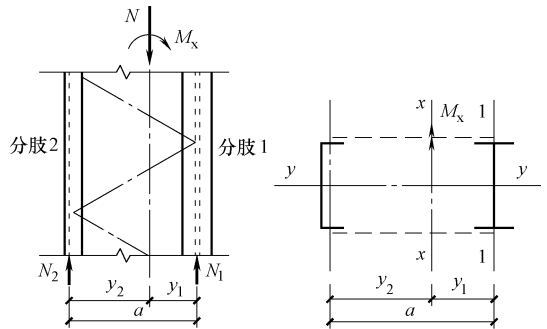


图 6-15 分肢的内力计算

$$\text{分肢 1: } N_1 = N \frac{y_2}{a} + \frac{M_x}{a} \quad (6-30a)$$

$$\text{分肢 2: } N_2 = N - N_1 = N \frac{y_1}{a} - \frac{M_x}{a} \quad (6-30b)$$

缀条式压弯构件的分肢按轴心压杆计算。分肢的计算长度，在缀条平面内（图 6-15 中的 1—1 轴）取缀条体系的节间长度；在缀条平面外（图 6-15 中的 y—y 轴），取整个构件两侧向支承点间的距离。

缀板式压弯构件的分肢按实腹式压弯构件计算稳定性，其外力除轴心力 N_1 （或 N_2 ）外，还应考虑由剪力作用引起的局部弯矩。在缀板平面内分肢的计算长度（分肢绕 1—1 轴）取缀板间净距。

6.7.2 弯矩绕实轴作用的格构式压弯构件

1. 整体稳定计算

弯矩绕实轴（y 轴）作用的格构式压弯构件，即弯矩作用在与缀件面垂直的主平面内（图

6-16), 受力性能与实腹式压弯构件相同。因此, 其弯矩作用平面内和平面外的稳定性计算均与实腹式构件相同。但在计算弯矩作用平面外的整体稳定性时, 长细比应取换算长细比, φ_b 应取 1.0。

2. 分枝的稳定计算

分枝的稳定按实腹式压弯构件计算, 两分枝的内力 (轴心力 N_1 、 N_2 和弯矩 M_{y1} 、 M_{y2}) 分配原则: 轴心压力 N 在两分枝间的分配按分枝轴线至 x 轴的距离成反比的原则确定; 弯矩 M_y 在两分枝间的分配与分枝对 y 轴的惯性矩成正比, 与分枝轴线至 x 轴的距离成反比的原则确定, 以保持平衡和变形协调。具体计算公式如下:

$$\text{分枝 1:} \quad N_1 = N \frac{y_2}{a} \quad (6-31a)$$

$$M_{y1} = \frac{I_1/y_1}{I_1/y_1 + I_2/y_2} \cdot M_y \quad (6-31b)$$

$$\text{分枝 2:} \quad N_2 = N - N_1 = N \frac{y_1}{a} \quad (6-31c)$$

$$M_{y2} = M_y - M_{y1} = \frac{I_2/y_2}{I_1/y_1 + I_2/y_2} \cdot M_y \quad (6-31d)$$

式中 I_1 、 I_2 ——分枝 1、分枝 2 对 y 轴的惯性矩;

y_1 、 y_2 —— M_y 作用的主轴平面至分枝 1、分枝 2 的轴线距离。

上式适用于当 M_y 作用在构件的主轴平面时的情形。当 M_y 不是作用在构件的主轴平面而是作用在一个分枝的轴线平面 (如图 6-16 中分枝 1 的 1—1 轴线平面) 时, M_y 视为全部由该分枝承受。

6.7.3 缀件的计算

格构式压弯构件缀件 (缀条或缀板) 的设计要求、计算方法和构造要求与格构式轴心受压构件在原则上是相同的。在设计缀件时应取构件的实际剪力和按轴心受力构件计算剪力公式计算所得剪力, 取两者中的较大值。

习 题

1. 如图 6-17 所示的 I22a 普通工字钢拉弯构件, 承受横向均布荷载 (动力荷载) 设计值 $q=10\text{kN/m}$ 。钢材为 Q235B 钢, 截面无削弱。试确定构件所能承受的最大轴心拉力设计值。已

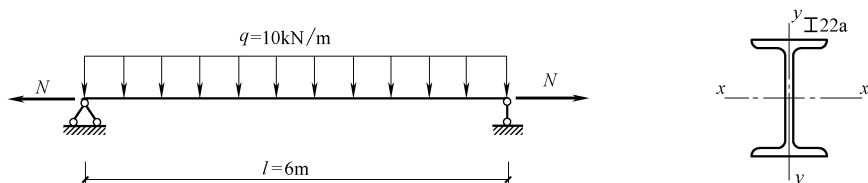


图 6-17 习题 1 图

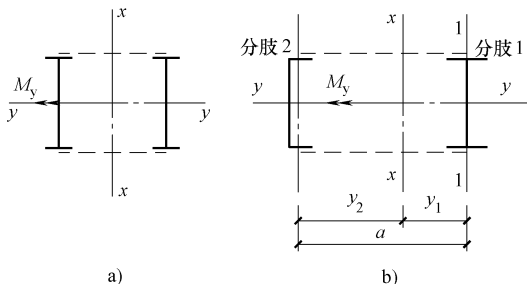


图 6-16 弯矩绕实轴作用的格构式压弯构件截面

知: I22a, $A=42.128\text{cm}^2$, 自重 33.070kg/m , $W_x=309\text{cm}^3$, $i_x=8.99\text{cm}$, $i_y=2.31\text{cm}$ 。

2. 如图 6-18 所示的双轴对称工字形截面压弯构件, 跨中承受横向集中荷载设计值 $F=100\text{kN}$, 轴心压力设计值 $N=1500\text{kN}$ 。构件在弯矩作用平面内计算长度为 12m , 在弯矩作用平面外方向三分点处有侧向支撑。截面无削弱, 翼缘板为焰切边, 钢材为 Q235B 钢。试对该构件截面进行验算。

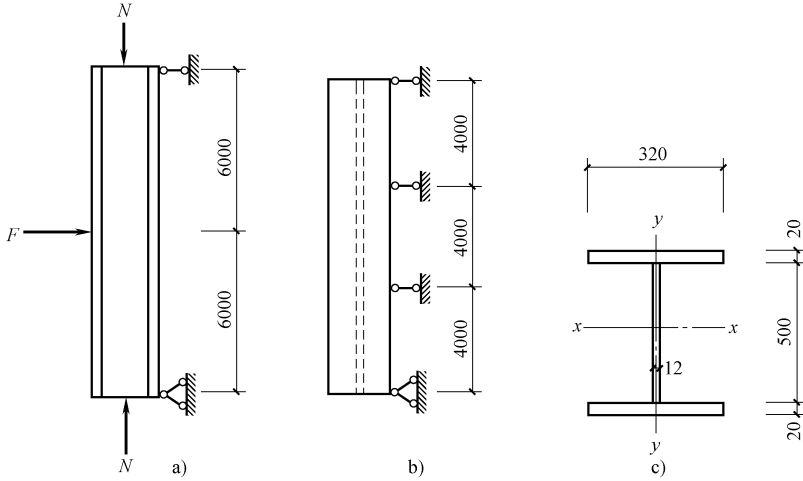


图 6-18 习题 2 图

3. 设计图 6-19 所示热轧普通工字钢截面压弯构件的截面尺寸, 截面无削弱。承受的荷载设计值为: 轴心压力 $N=450\text{kN}$, 构件在 A 端承受端弯矩 $M_x=150\text{kN}\cdot\text{m}$, 构件在 C 端弯矩为零。构件长度 $l=5\text{m}$, 两端铰接, 两端及跨度中点各设有一侧向支撑点。钢材为 Q235B 钢。

4. 试验算图 6-20 所示的厂房柱下柱截面。柱的计算长度 $l_{0x}=18\text{m}$, $l_{0y}=6\text{m}$, 承受荷载设计值为: 轴压力 $N=1800\text{kN}$, 弯矩 $M_x=\pm 1200\text{kN}\cdot\text{m}$ 。缀条倾角 45° , 且设有横缀条。钢材为 Q235B 钢。

5. 某压弯构件的截面如图 6-21 所示, 承受轴心压力设计值为 800kN , 弯矩设计值为 $400\text{kN}\cdot\text{m}$ 。计算长度 $l_{0x}=10\text{m}$, 钢材为 Q235B 钢。要求验算该压弯构件的局部稳定。

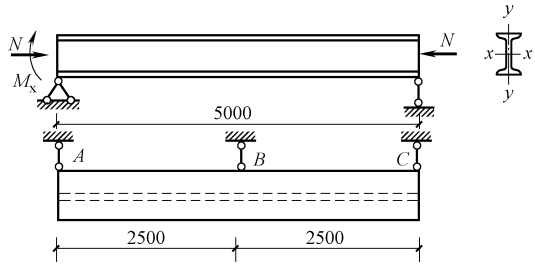


图 6-19 习题 3 图

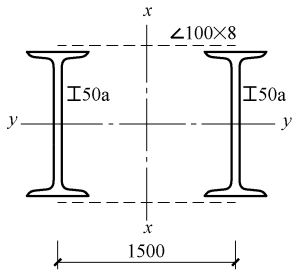


图 6-20 习题 4 图

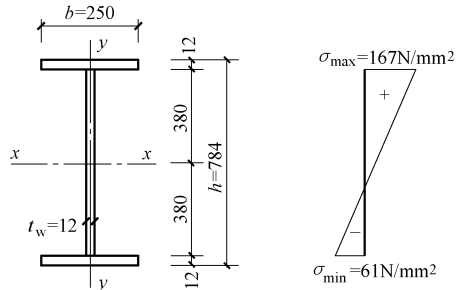


图 6-21 习题 5 图

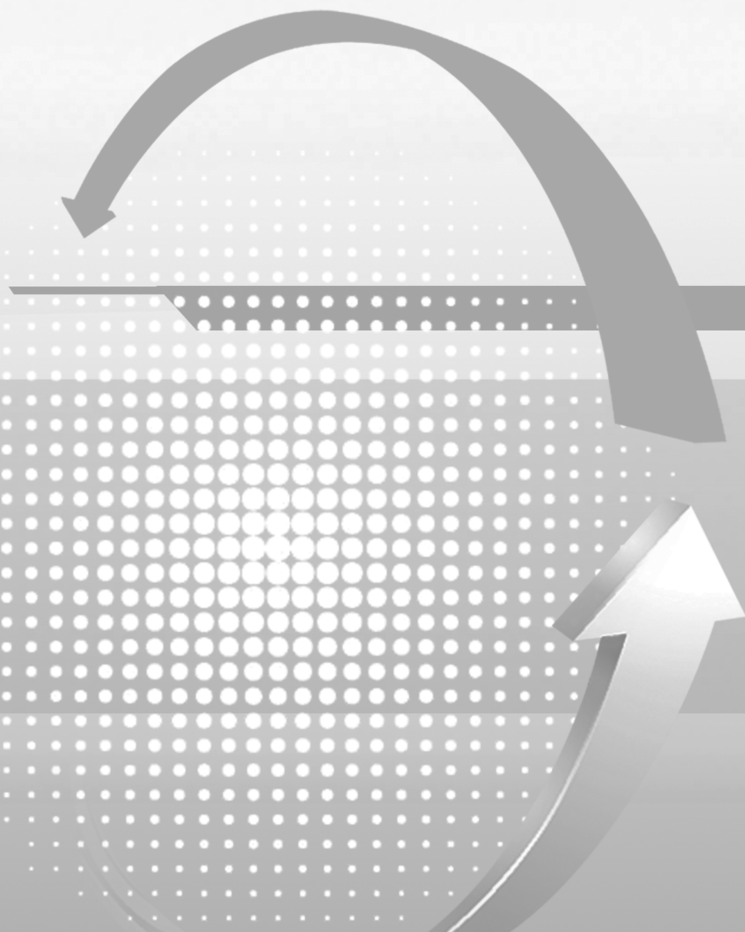
中篇

建筑钢结构设计

第7章 单层厂房钢结构

第8章 轻型门式刚架结构

第9章 大跨度房屋结构



第7章 单层厂房钢结构

7.1 概述

单层钢结构房屋可分为民用房屋和工业房屋两种。目前我国，钢结构主要用于各种工业厂房、加工车间和库房等工业建筑。

7.1.1 单层厂房钢结构的组成

单层厂房结构是由屋盖结构（屋面板、檩条、天窗、屋架或梁、托架）、柱、起重机梁、制动梁（或桁架）、各种支撑以及墙架等构件组成的空间体系，该空间必须具有足够的强度、刚度和稳定性以承受来自屋面、墙面及设备的各种竖向及横向荷载，如图7-1所示。

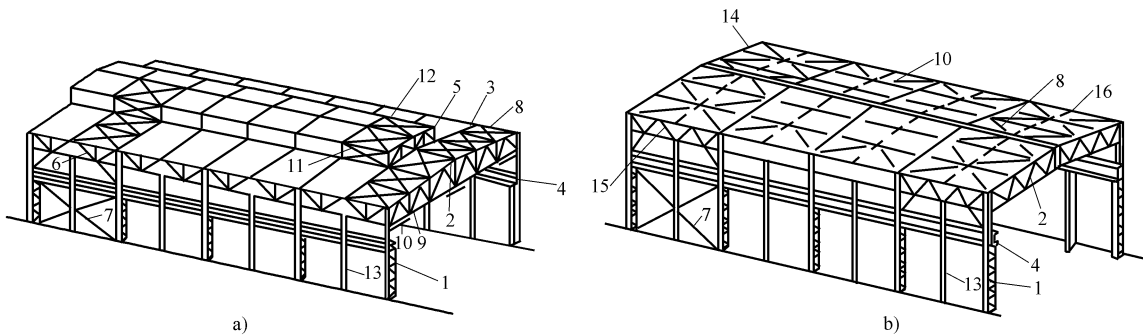


图 7-1 厂房结构的组成

a) 无檩屋盖 b) 有檩屋盖

- 1—框架柱 2—屋架（框架横梁） 3—中间屋架 4—起重机梁 5—天窗架 6—托架 7—柱间支撑
8—屋架上弦横向支撑 9—屋架下弦横向支撑 10—屋架纵向支撑 11—天窗架垂直支撑 12—天窗架横向支撑
13—墙架柱 14—檩条 15—屋架垂直支撑 16—檩条间撑杆

单层厂房结构由以下主要结构部分组成：

1. 横向框架

由柱和它所支承的屋架（或横梁）组成，是厂房的主要承重体系，承受结构的自重、风、雪荷载和起重机荷载，并把这些荷载传递到基础。柱与基础通常做成固定端，柱顶与屋架（或横梁）可铰接，但为增加刚度和节省钢材通常做成刚接。

2. 纵向框架

在横向平面框架之间设置各种纵向构件，如檩条或屋面板、起重机梁、屋盖纵向水平支撑等，以传递屋盖、起重机梁和墙的各种竖向和水平荷载。除上述纵向构件外，为了将全部横向平面框架组合成具有空间整体性的几何不变体系，将各种不同标高处的纵向水平荷载最终传到柱基础，还需设置柱间支撑。同一纵列上的柱、起重机梁、墙架梁及柱间支撑共同组成厂房结构的纵向平面框架。

3. 屋盖系统

主要由横向框架的横梁（屋架）、托架、中间屋架、天窗架、檩条等组成，承受屋面荷载和风荷载作用，当设有悬挂在屋架上的起重机时，还需要承受起重机轨道和起重机荷载，并将上述荷载通过横向框架或纵向框架传递给基础。

4. 支撑体系

包括屋盖支撑和柱间支撑等，它一方面与柱、起重机梁等组成厂房的纵向框架，承担纵向水平荷载；另一方面又把主要承重体系由个别的平面结构连成空间的整体结构，从而保证了厂房结构所必需的刚度和稳定，同时也承受风荷载和起重机的制动力。

5. 起重机梁和制动梁（或制动桁架）

主要承受起重机竖向和水平荷载，并将这些荷载传到横向框架和纵向框架上。厂房中设置桥式起重机时，其竖向荷载由起重机梁承受，纵向水平制动荷载通过起重机梁传递给厂房的柱间支撑。

6. 墙架系统

一般由墙架和墙架柱（又称抗风柱）组成，主要承受墙体自重和墙面风荷载。外围墙架可置于墙架梁或直接支承于墙架柱上，以承受墙体的自重和风荷载。当墙为自承重砖墙时，只承受墙面风荷载，墙重则由底部搁置在相邻柱基础的钢筋混凝土基础梁或专设的墙基础上。墙架柱下设基础，柱顶连接于屋架上弦或下弦水平支撑的节点上。厂房高度较高、风荷载较大时，还需设置墙架柱间支撑和抗风桁架。

除上述主要结构系统外，厂房结构还包括楼梯、门窗、工作平台等构件。

7.1.2 厂房钢结构的设计步骤及内容

厂房钢结构设计一般包括三个主要步骤：

1) 结构选型及整体布置。单层厂房钢结构虽然是由多榀横向框架通过纵向构件连接而成的空间体系，但在设计计算时通常近似按平面框架结构设计。根据工艺设计确定车间平面及高度方面的主要尺寸，同时布置柱网和温度伸缩缝，选择主要承重框架的形式，并确定框架的主要尺寸。还要对厂房的建筑和结构进行合理的规划，使其满足工艺和使用要求，并考虑将来可能发生的生产流程变化和发展。

2) 设计计算。根据初步确定的结构布置方案及设计资料、相关规程规范，进行结构内力分析、构件及连接的设计计算。厂房钢结构中，柱和起重机梁耗用大量的钢材，设计中应予以重视，尽量设计得经济合理。

3) 绘制施工图。设计时应尽量采用构件及连接构造的标准图集，依据设计计算确定的构件截面形式和尺寸、连接构造，绘制厂房钢结构施工图。

7.1.3 柱网和变形缝的布置

1. 柱网布置

柱网是指厂房柱的纵向和横向定位轴线在平面上所构成的规则网格。柱网布置，即柱位置的确定应满足不同的使用要求，并综合考虑结构受力、经济要求及制作安装等因素。

进行柱网布置时，应注意以下几方面的问题：

(1) 满足生产工艺的要求 柱的位置应与地上、地下的生产设备和工艺流程相配合，还应考虑生产发展和工艺设备更新的问题。

(2) 满足结构方面的要求 为了保证车间的正常使用，有利于起重机运行，使厂房具有必要的横向刚度，应尽可能将柱布置在同一横向轴线上，以便与屋架形成横向框架。

(3) 符合经济合理的要求 纵向柱距越大,柱与基础所用的材料就越少,但屋盖结构和起重机梁的用钢量会增加。经济的柱距应使总用钢量最少。

(4) 符合柱距规定要求 近年来,随着压型钢板等轻型材料的采用,厂房的跨度和柱距都有逐渐增大的趋势。按《厂房建筑模数协调标准》(GB/T 50006—2010)和《建筑模数协调标准》(GB/T 50002—2013)的规定:结构构件的统一化和标准化可降低制作和安装的工作量。对厂房横向,当厂房跨度 $L \leq 18\text{m}$ 时,其跨度宜采用 3m 的倍数;当厂房跨度 $L > 18\text{m}$ 时,其跨度宜采用 6m 的倍数。只有在生产工艺有特殊要求时,跨度才采用 21m、27m、33m 等。对厂房的纵向,以前基本柱距一般采用 6m 或 12m;现在采用压型钢板作屋面和墙面材料的厂房日益广泛,柱距可以不受 6m 模数的限制,常采用 18m 或 24m 作为基本柱距。多跨厂房的中列柱,常因工艺要求需要“拔柱”(图 7-2b),其柱距为基本柱距的倍数,最大可达 48m。

2. 变形缝

变形缝包括伸缩缝、抗震缝和沉降缝。

(1) 伸缩缝 厂房平面尺寸较大时,因温度变化使上部结构产生横向或纵向变形,使柱内产生弯曲应力,并可能导致屋面和墙面破裂。因此,为避免产生过大的温度变形和温度应力,应在厂房的横向或纵向设置伸缩缝。

伸缩缝将厂房分成若干个互不影响的区段。它的布置主要决定于厂房的纵向和横向长度。根据使用经验和理论分析,当温度区段长度不超过表 7-1 的数值时,可不计算温度应力。

表 7-1 温度区段长度值

结构情况	温度区段长度/m		
	纵向温度区段(垂直于屋架或构架跨度方向)	横向温度区段(沿屋架或构架跨度方向)	
		柱顶为刚接	柱顶为铰接
采暖房屋和非采暖地区的房屋	220	120	150
热车间和采暖地区的非采暖房屋	180	100	125
露天结构	120	—	—

伸缩缝处最普遍的做法是设置双柱。即在缝的两旁布置两个无任何纵向构件联系的横向框架,使伸缩缝的中线和定位轴线重合(图 7-2a);在设备布置条件不允许时,可采用插入距的方式(图 7-2b),将缝两旁的柱放在同一基础上,其轴线间距一般可采用 1m,对于重型厂房由于柱的截面较大,可能要放大到 1.5m 或 2m,有时甚至到 3m,方能满足伸缩缝的构造要求。为节约钢材也可采用单柱伸缩缝,即在纵向构件(如托架、起重机梁等)支座处设置滑动支座,以使这些构件有伸缩的余地。不过单柱伸缩缝构造复杂,实际应用较少。

当厂房宽度较大时,也应该按规范规定布置纵向温度伸缩缝。

(2) 抗震缝 当厂房位于地震区,有抗震设防要求时,其伸缩缝尚应符合抗震缝的要求;当厂房的平立面布置复杂,或由高度或刚度相差很大的部分组成时,也应采用抗震缝将刚度不同的部分分开。抗震缝可减小地震作用对结构的不利影响。

抗震缝的做法和伸缩缝相似,可两缝合一,但抗震缝要求缝两侧的结构自地面以上必须完全分开。缝宽和构造需符合抗震要求,以保证抗震缝两侧构件在地震时不会互相碰撞。抗震缝宽度按厂房高度和地震设计烈度等情况确定,一般单层厂房取 50~90mm,纵横跨交接处取 100~150mm。

(3) 沉降缝 沉降缝用于厂房相邻部分的高度、荷载、起重机自重或基础体系相差很大,或地基条件有严重差异等情况。设置沉降缝可避免结构或屋面、墙面等因过大的基础不均匀沉

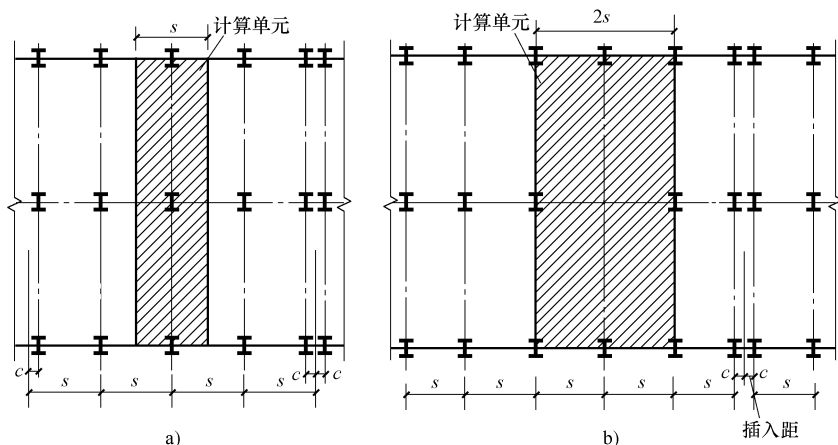


图 7-2 柱网和伸缩缝布置图

a) 各列柱距相同 b) 中列柱有拔柱

降出现裂缝或发生破坏。

沉降缝的布置可与伸缩缝一致，但需将缝两侧的结构包括基础全部断开，使断开后的各部分可独立自由沉降。沉降缝的做法只要符合伸缩缝和抗震缝的要求，即可兼起这两种缝的作用，但必须满足各自的构造要求。

7.2 单层厂房钢结构的框架形式及主要尺寸

单层厂房钢结构属于空间结构，当厂房局部受到横向集中荷载作用（如起重机横向制动力、起重机竖向荷载的偏心弯矩等作用）时，纵向构件（大型屋面板、起重机梁、屋盖纵向水平支撑等）可视为一系列以横向框架为弹性支撑的受水平弯曲的连续梁，通过连续梁的作用，一部分荷载被分担到不受荷载的横向框架上。厂房在各横向平面刚架横向刚度相近且承受均布荷载作用的情况下，所有横向框架所受荷载及产生的变形基本相同，没有空间分配作用。起重机横向制动力和起重机的竖向荷载偏心弯矩所引起的柱内力所占比重不大，为合理减小设计工作量，均以横向平面框架作为计算单元，而不考虑厂房的空间整体作用。

厂房内设有起重量很大的桥式起重机、柱距较大、层高较高的重型厂房，以及柱距不等的两跨以上厂房，考虑空间工作作用可显著降低厂房柱的用钢量时，才考虑厂房结构的空间整体作用。

厂房的主要承重结构通常采用框架体系，因为框架体系的横向刚度较大，且能形成矩形的内部空间，便于桥式起重机运行，能满足使用上的要求。

7.2.1 横向框架的主要尺寸和计算简图

1. 主要尺寸

横向框架的主要尺寸如图 7-3 所示。横向框架的跨度，一般取为上部柱中心线间的横向距离，可由下式计算：

$$L_0 = L_k + 2S \quad (7-1)$$

式中 L_k ——桥式起重机的跨度；

S ——由起重机梁轴线至上段柱轴线的距离（图 7-3），应满足下式要求：

$$S = B + D + b_1 / 2 \quad (7-2)$$

B ——起重机桥架悬伸长度，可由桥式起重机样本查得；

D ——起重机外缘和柱内边缘之间的必要空隙：当起重机起重量不大于 500kN 时，不宜小于 80mm；当起重机起重量大于或等于 750kN 时，不宜小于 100mm；当在起重机和柱之间需要设置安全走道时，则 D 不得小于 400mm；

b_1 ——上段柱宽度（图 7-4）。

S 的取值：对于中型厂房一般采用 0.75m 或 1m，重型厂房则为 1.25m 甚至达 2.0m。

框架由柱脚底面到横梁下弦底部的距离：

$$H = h_1 + h_2 + h_3 \quad (7-3)$$

式中 h_1 ——地面至柱脚底面的距离，中型车间约为 0.8~1.0m，重型车间为 1.0~1.2m；

h_2 ——地面至起重机轨顶的高度，由工艺要求决定；

h_3 ——起重机轨顶至屋架下弦底面的距离：

$$h_3 = A + 100\text{mm} + (150 \sim 200\text{mm}) \quad (7-4)$$

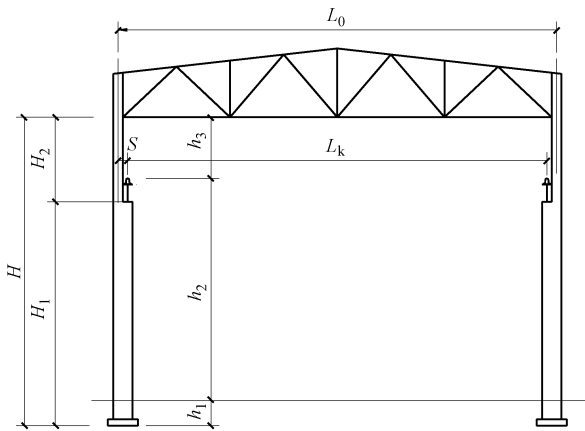


图 7-3 横向框架的主要尺寸

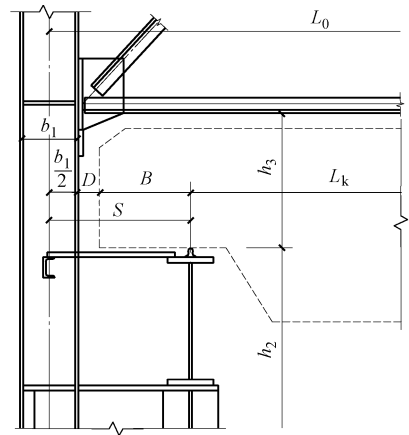


图 7-4 柱与起重机梁轴线间的净空

式中， A 为起重机轨道顶面至起重小车顶面之间的距离；100mm 是为制造、安装误差留出的空隙；(150~200mm) 则是考虑屋架的挠度和下弦水平支撑角钢的下伸等所留的孔隙。

起重机梁的高度可按 $(1/5 \sim 1/12)L$ 选用 (L 为起重机梁的跨度)，起重机轨道高度可根据起重机起重量决定。框架横梁一般采用梯形或人字形屋架。

2. 计算简图

单层厂房框架是由柱和屋架（横梁）所组成，各框架之间由屋面板或檩条、托架、屋盖支撑等纵向构件相互连接在一起，故框架实际上是空间工作的结构，按空间工作计算才比较合理和经济，但由于计算较繁，工作量大，所以通常简化为单个的平面框架（图 7-5）来计算。框架计算单元的划分应根据柱网的布置确定，使纵向每列柱至少有一根柱参与框架工作，同时将受力最不利的柱划入计算单元中。对于各列柱距均相等的厂房，只计算一榀框架。对有拔柱的计算单元，一般以最大柱距作为划分计算单元的依据，其界限可以采用柱距的中心线，也可以采用柱的轴线，如采用后者，则对计算单元的边柱只计入柱的一半刚度，作用于该柱的荷载也只计入一半。

框架的计算跨度 L （或 L_1 、 L_2 ）取为两上柱轴线之间的距离。

框架的计算高度 H 取值如下：柱顶刚接时，可取为柱脚底面至框架下弦轴线的距离（横梁假定为无限刚性），或柱脚底面至横梁端部形心的距离（横梁为有限刚性），如图 7-6a、b

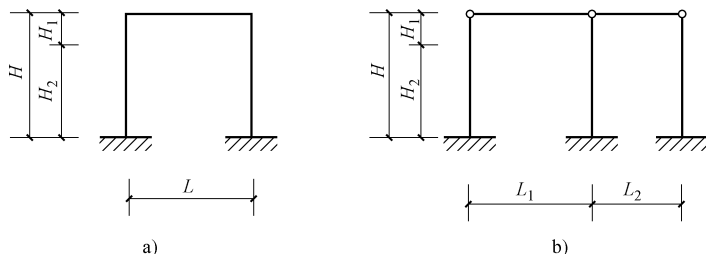


图 7-5 横向框架的计算简图

a) 柱顶刚接 b) 柱顶铰接

所示；柱顶铰接时，应取为柱脚底面至横梁主要支承节点的距离，如图 7-6c、d 所示。

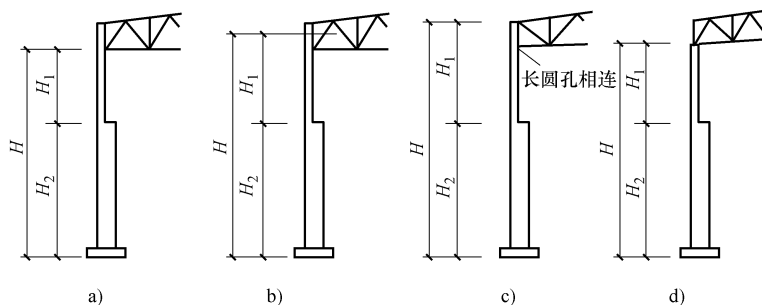


图 7-6 横向框架的高度取值方法

a) 柱顶刚接，横梁视为无限刚性 b) 柱顶刚接，横梁视为有限刚性
c) 柱顶铰接，横梁为上承式 d) 柱顶铰接，横梁为下承式

7.2.2 横向框架的荷载和内力

1. 荷载

作用在横向框架上的荷载可分为永久荷载和可变荷载两种。

永久荷载包括：屋盖系统、柱、起重机梁系统、墙架、墙板及设备管道等的自重。这些荷载可参考相关资料、表格、公式进行估计。

可变荷载包括：风荷载、雪荷载、积灰荷载、屋面均布活荷载、起重机荷载、地震荷载等。这些荷载可由《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 查得。

进行荷载计算时应注意以下几点：

1) 屋面荷载一般汇集成均布荷载作用于框架横梁上。

2) 计算风荷载时，可将沿框架高度呈梯形分布等效成矩形均布，并分别计算两相反风向的作用，屋架及天窗上的风荷载按作用于框架柱顶的集中荷载考虑。

3) 起重机运行时对厂产生三种荷载作用：起重机竖向荷载、横向水平制动力及纵向水平制动力。起重机竖向荷载及横向水平制动力，一般根据同一跨间两台满载起重机并排运行的最不利情况考虑；纵向水平制动力沿起重机轨道方向，通过起重机梁直接由柱间支撑传给基础，计算横向框架时不予考虑。

2. 内力分析和内力组合

框架内力分析可按结构力学的方法进行，也可利用现成的图表或计算机程序分析。

1) 框架柱可能的最不利组合是使框架柱各控制截面产生最大压应力并首先破坏。框架柱的控制截面包括：上段柱的顶面和底面、下段柱的顶面和底面，多阶柱的控制截面应在上

述截面的基础上增加中段柱的顶面和底面。对上述控制截面应进行下列组合：①正弯矩最大及相应的轴力和剪力；②负弯矩最大及相应的轴力和剪力；③轴力最大及相应的正弯矩和剪力；④轴力最大及相应的负弯矩和剪力。上段柱底截面的内力组合值还用于上、下柱的连接计算。

2) 柱与屋架刚接时，应对横梁的端弯矩和相应的剪力进行组合。①使屋架下弦杆产生最大压力，同时使上弦杆产生最大拉力的组合；②使屋架上弦杆产生最大压力。

3) 参与组合的荷载及组合系数应按《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 取用，框架柱应进行以下荷载组合：

- ① 永久荷载+0.85 (可变荷载+风荷载+起重机荷载)。
- ② 永久荷载+0.85 (可变荷载+风荷载)。
- ③ 永久荷载+0.85 (风荷载+起重机荷载)。
- ④ 永久荷载+(可变荷载+起重机荷载)。
- ⑤ 永久荷载+起重机荷载。
- ⑥ 永久荷载+风荷载。

7.2.3 框架柱的类型

框架柱按结构形式可分为等截面柱、阶形柱和分离式柱三大类。

等截面柱有实腹式和格构式两种，如图 7-7a、b 所示，通常采用实腹式。等截面柱将起重机梁支于牛腿上，构造简单，但起重机竖向荷载偏心大，只适用于起重机起重量 $Q < 150\text{kN}$ ，或无起重机且厂房高度较小的轻型厂房中。

阶形柱也可分为实腹式和格构式两种，如图 7-7c、d、e 所示。从经济角度考虑，阶形柱

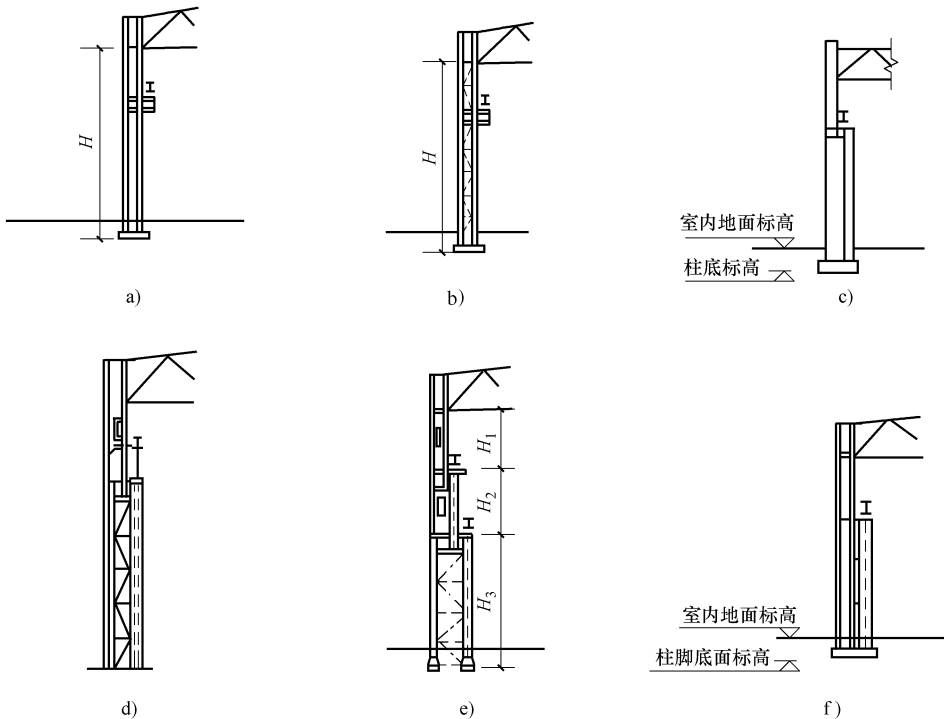


图 7-7 框架柱的形式

由于起重机梁或起重机桁架支承在柱截面变化的肩梁处,荷载偏心小,构造合理,用钢量小,因而在工业厂房中广泛应用。阶形柱还根据厂房内设单层起重机或双层起重机做成单阶柱或双阶柱。阶形柱的上段由于截面高度 h 不高(无人孔时 $h=400\sim 600\text{mm}$;有人孔时 $h=900\sim 1000\text{mm}$),并考虑柱与屋架、托架的连接等,一般采用工字形截面的实腹柱。下柱,对于边列柱来说,由于起重机肢承受的荷载较大,通常设计成不对称截面,中列柱两侧荷载相差不大时,可以采用对称截面。下柱截面高度 $\leq 1\text{m}$ 时,采用实腹式柱;截面高度 $\geq 1\text{m}$ 时,采用缀条柱,如图7-7d、e所示。

分离式柱(图7-7f),由支承屋盖结构的屋盖肢和支承起重机梁或起重机桁架的起重机肢所组成,两柱肢之间用水平板相连接。起重机肢在框架平面内的稳定性就依靠连在屋盖肢上的水平板来解决。屋盖肢承受屋面荷载、风荷载及起重机水平荷载,按压弯构件设计。起重机肢仅承受起重机的竖向荷载,当起重机梁采用突缘支座时,按轴心受压构件设计;当采用平板支座时,仍按压弯构件设计。分离式柱构造简单,制作和安装较方便,但用钢量比阶形柱多,且刚度较差,只宜用于起重机轨顶标高低于 10m 且起重机起重量 $Q\geq 750\text{kN}$ 的情况,或者相邻两跨起重机的轨顶标高相差很悬殊且低跨起重机的起重量 $Q\geq 500\text{kN}$ 的情况。

7.3 屋盖结构

7.3.1 屋盖结构形式

1. 屋盖结构体系

屋盖结构是工业厂房的重要组成部分,其用钢量约占建筑物总用钢量的 $20\%\sim 60\%$,对建筑的适用、美观和经济性有重要的影响。

屋盖结构的主要承重构件包括屋架、支撑、檩条、天窗、托架和屋面板。根据屋盖处有无檩条,屋盖结构体系分为无檩屋盖体系和有檩屋盖体系。

(1) 无檩屋盖体系 无檩屋盖体系是将大型屋面板直接搁置在钢屋架上弦上,屋架间距即为屋面板的跨度。大型屋面板常采用预应力混凝土屋面板、钢筋加气混凝土板或外表面为钢筋混凝土(或预应力钢筋混凝土)中间为保温填充层的夹芯板。其优点为屋盖横向刚度大,整体性好,构造简单;构件种类和数量较少,施工进度快,易于铺设保温层、防水层。但由于屋盖自重较大,屋架及下部结构用料较多,对抗震不利且吊装难度较大。无檩屋盖体系一般用于对刚度要求较高的中型以上厂房或桥式起重机的厂房屋盖中,所用屋架多为坡度平缓的梯形屋架。

(2) 有檩屋盖体系 当屋架上采用石棉瓦、瓦楞铁、压型钢板和钢丝网水泥板或小型混凝土板等轻型屋面材料时,需要在钢屋架上设置檩条,屋面荷载通过檩条传递给屋架,这种屋盖体系称为有檩屋盖体系,一般为不保温屋面。有檩屋盖体系可供选用的屋面材料种类较多,屋架间距和屋面布置比较灵活,构件自重轻、用料省从而减轻屋面自重,运输安装轻便。但是有檩屋盖体系构件数量多,构造比无檩屋盖体系复杂,吊装次数多,檩条用钢量较大,横向刚度较差。有檩屋盖体系适用于刚度要求不高的中、小型厂房及民用建筑中,多用于坡度较陡的三角形屋架。

2. 屋盖的结构组成

屋盖结构主要由钢屋架、檩条、屋面板和屋盖支撑体系组成,柱距较大对屋面板刚度要求较高时还会设置托架或托梁,有天窗时需要设置天窗架。

(1) 钢屋架 屋盖结构中通常是平行等间距放置钢屋架(平面钢桁架),钢屋架可支承在厂房柱或墙垛上。根据钢屋架和厂房柱连接的刚度不同,分为简支屋架和刚接屋架。简支屋架构造简单、安装方便,应用广泛。

常用的屋架外形有三角形、梯形、平行弦和人字形等。

屋架选形是设计的第一步,屋架的外形首先取决于建筑物的用途,其次应考虑用料经济、施工方便、便于与其他构件连接等方面,还取决于屋面材料要求的排水坡度。屋架外形应尽量与其弯矩图接近,这样能使弦杆受力均匀,腹杆受力较小。腹杆的布置应使内力分布趋于合理,尽量用长杆受拉,短杆受压,腹杆数量宜少,总长度要短,斜腹杆的倾角一般在 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 之间,腹杆布置时应尽量使荷载作用在桁架的节点上,避免由于节间荷载而使弦杆承受局部弯矩,节点构造要求简单合理、便于制造。

三角形屋架适用于陡坡($i>1/3$)的有檩屋盖结构体系,通常与柱子只能铰接,房屋的整体横向刚度较低。对简支屋架来说,荷载作用下的弯矩图是抛物线分布,与三角形的外形相差悬殊,致使这种屋架弦杆受力不均匀,支座处内力较大,跨中内力较小,弦杆的截面不能充分发挥作用,支座处上、下弦杆交角过小,内力较大,使支座节点构造复杂。

三角形屋架(图7-8)的腹杆布置常用的有芬克式和人字式。芬克式(图7-8a)的腹杆虽然较多,但它的压杆短、拉杆长,受力相对合理,且可分为两个小桁架制造和运输,较为方便;人字式(图7-8b)布置的节点数和腹杆数均较少,但受压腹杆较长,适用于跨度较小的情况。单斜杆式(图7-8c)屋架,其腹杆和节点数目均较多,只适用于下弦需要设置顶棚的屋架,一般较少采用。

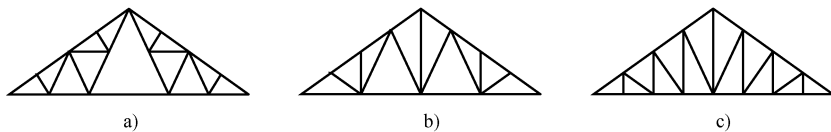


图7-8 三角形屋架

a) 芬克式 b) 人字式 c) 单斜杆式

梯形屋架适用于屋面坡度较为平缓的无檩屋盖结构体系,它与简支受弯构件的弯矩图比较接近,弦杆受力较为均匀。梯形屋架与柱的连接可以做成铰接也可以做成刚接。后者可提高建筑物的横向刚度。

梯形屋架的腹杆体系可采用单斜杆式、人字式和再分式,如图7-9所示。人字式按支座斜杆与弦杆组成的支撑点在下弦或在上弦分为上承式和下承式两种。一般情况下,与柱刚接的屋架宜采用下承式,与柱铰接采用上承式或下承式均可。当桁架下弦要做顶棚时,需设置吊杆,或者采用单斜杆式。当上弦节间长度为3m,而大型屋面板宽度为1.5m时,常采用再分式腹杆,将节间减小至1.5m;有时也采用3m节间,使上弦承受局部弯矩,虽耗钢量增多,但构造比较简单。

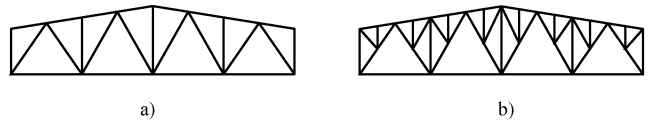


图7-9 梯形屋架

a) 人字式 b) 再分式

平行弦屋架(图7-10)具有杆件规格化、节点构造统一、便于制作工业化等优点,常用于单坡屋面的屋架和托架。

屋架的尺寸包括屋架的跨度 L 和高度 H (含梯形屋架的端部高度 H_0)。跨度 L 由使用和工艺要求确定。高度则由经济条件、刚度条件、运输条件及屋面坡度等因素决定。

根据上述原则, 各种屋架中部高度常采用下值: 三角形屋架 H 一般为 $(1/6 \sim 1/4)L$; 梯形屋架 H 一般为 $(1/10 \sim 1/6)L$, 梯形屋架端部的高度与中部高度和屋面的坡度有关, 当为多跨屋架时 H_0 取一致, 以利屋面构造。

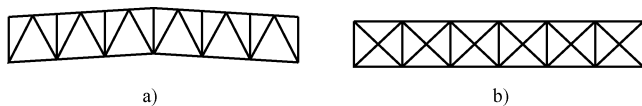


图 7-10 平行弦屋架

a) 人字式 b) 交叉式

我国一般取 H_0 为 $1.8 \sim 2.1\text{m}$ 。当屋架与柱刚接时, H_0 应有足够的大小, 以便能较好地传递支座弯矩而不使端部弦杆产生过大内力, 端部高度 H_0 一般为 $(1/16 \sim 1/10)L$ 。

(2) 檩条 檩条的受力特性与梁相同, 主要将屋面板传来的荷载传递给钢屋架。檩条间距根据屋面板的强度条件要求确定, 一般尽量在屋架上弦的每个节点处放一根檩条以保证屋架承受节点荷载, 减小屋架上弦杆的弯矩值; 但一些刚度较弱的屋面板要求密布檩条而屋架上弦节间不宜过小时, 需要将一部分檩条放在上弦节间, 会造成屋架上弦杆局部受弯。檩条跨度等于屋架间距, 由经济原则确定, 常采用 $4 \sim 6\text{m}$ 。

(3) 屋面板 屋面板常采用钢筋混凝土大型屋面板和轻型屋面板。

大型屋面板用于无檩屋盖结构体系中, 通常是预应力钢筋混凝土大型屋面板, 其两根边肋起檩条作用, 将屋面荷载传到屋面板的四个角点, 角点处下部预埋钢板以便与屋架焊接。钢筋加气混凝土板兼起承重和保温的作用, 通常为等厚度平板, 相邻板间预留板缝并现浇钢筋混凝土板带, 以加强屋面刚度及其与屋架间的联系。大型屋面板荷载以线荷载形式均布于屋架上弦。

轻型屋面板常用波形石棉瓦、瓦楞铁、预应力钢筋混凝土槽瓦、钢丝网水泥折板瓦, 也可在檩条上铺放木望板 (铝镁锰或合金等金属材料制成) 再放置黏土瓦、水泥瓦等。采用自重更轻的压型钢板时, 可用两块浅波压型钢板中间粘结聚苯乙烯或聚氨酯泡沫塑料而形成夹芯保温板, 这种强度较高、防水防腐性能较好、色彩鲜艳的屋面板既可用于坡度较陡的屋面也可用于坡度较为平坦的屋面。

(4) 支撑体系 屋架的平面外刚度较小, 仅由平面屋架、檩条以及屋面板组成的屋盖结构, 无论与厂房柱刚接还是铰接, 沿厂房纵向均属于不稳定的几何可变体系, 荷载作用下整个屋盖可能发生倾斜。合理设置屋盖支撑体系不仅可以保证屋盖的空间稳定性、增强屋架受压上弦的平面外稳定性, 还可以承受并传递屋盖的纵向水平力, 并且屋盖支撑的存在也便于屋盖的安全施工。屋盖支撑体系由上弦横向水平支撑、下弦横向水平支撑、下弦纵向水平支撑、垂直支撑和系杆组成。一般做法是, 先将屋盖两端相邻两榀屋架用支撑连接成稳定体系, 其余中间屋架用系杆或檩条与两端屋架稳定体系连接, 如果屋盖结构纵向尺寸较大 (超过 60m), 还需在中间设置 1 或 2 道横向支撑。

(5) 托架 (图 7-11) 或托梁 当柱距较大时纵向布置的檩条或大型屋面板的跨度增大, 用料不经济。此时宜在柱上设置托架 (桁架) 或托梁 (实腹式梁或蜂窝梁), 托架上放置中间屋架, 因此, 托梁或托架的用途是支承中间屋架,

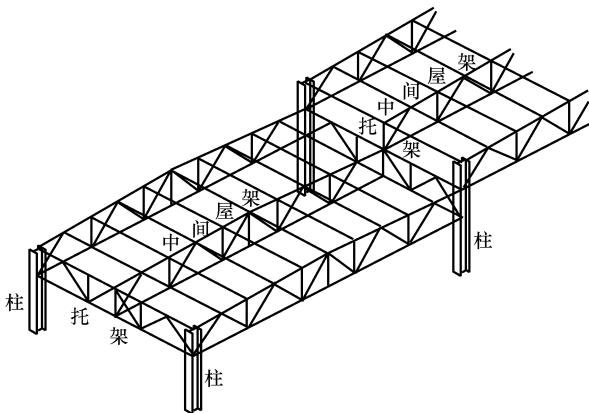


图 7-11 托架

其高度根据中间屋架的高度和经济要求确定。

(6) 天窗架(图 7-12) 为满足采光和通风的要求,屋盖结构通常设置天窗。天窗按照布置方向可分为横向天窗和纵向天窗,前者窗扇采光面与屋架平行,后者采光面垂直于屋架,纵向矩形天窗应用较多。天窗架作为天窗的主要承重构件,按照其腹杆形式的不同有多竖杆式、三铰拱式和三支点式等几种。

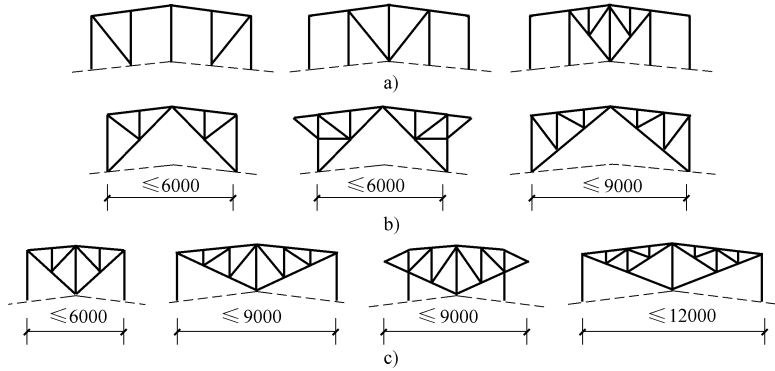


图 7-12 天窗架的形式

a) 多竖杆式 b) 三铰拱式 c) 三支点式

7.3.2 屋盖支撑

屋架在其自身平面内为几何形状不可变体系并具有较强的刚度,能承受屋架平面内的各种荷载。但是,平面屋架本身在垂直于屋架平面的侧向(称为屋架平面外)刚度和稳定性较差,不能承受水平荷载。因此,为使屋架结构具有足够的空间刚度和稳定性,必须在屋架间设置支撑系统。

1. 屋盖支撑的作用

(1) 保证结构的空整体作用 由平面桁架和檩条及屋面材料组成的屋盖结构是一个不稳定的体系,简支在柱顶上的所有屋架有可能向一侧倾斜。如果将屋架在适当部位用支撑联系起来,成为稳定的空间体系,其余屋架再由檩条或其他构件连接在空间稳定体系上,就保证了整个屋盖结构的稳定。

(2) 为弦杆提供适当的侧向支撑 支撑可作为屋架弦杆的侧向支撑点,减小弦杆在屋架平面外的计算长度,保证受压弦杆的侧向稳定,并使受拉下弦保持足够的侧向刚度。

(3) 承担并传递水平荷载 如风荷载、悬挂式起重机水平荷载和地震荷载等。

(4) 保证结构安装时的稳定与方便 屋盖安装工作一般是从房屋温度区段的一段开始的,首先用支撑将相邻屋架连接起来组成一个基本空间稳定体,在此基础上即可顺序进行其他构件的安装。

2. 屋盖支撑的布置

屋盖支撑可分为:横向水平支撑、纵向水平支撑、垂直支撑和系杆。

(1) 上弦横向水平支撑 在无檩屋盖体系中,当大型屋面板与屋架的连接满足每块板有三角支撑,并进行焊接等构造连接时,可考虑大型屋面板起一定的支撑作用。但由于施工条件的限制,很难保证焊接质量,一般只考虑大型屋面板起系杆作用,在屋架上弦和天窗架上弦均应设置横向水平支撑。

上弦横向水平支撑一般应设置在房屋两端或纵向温度区段两端的第一柱间,如图 7-13 所

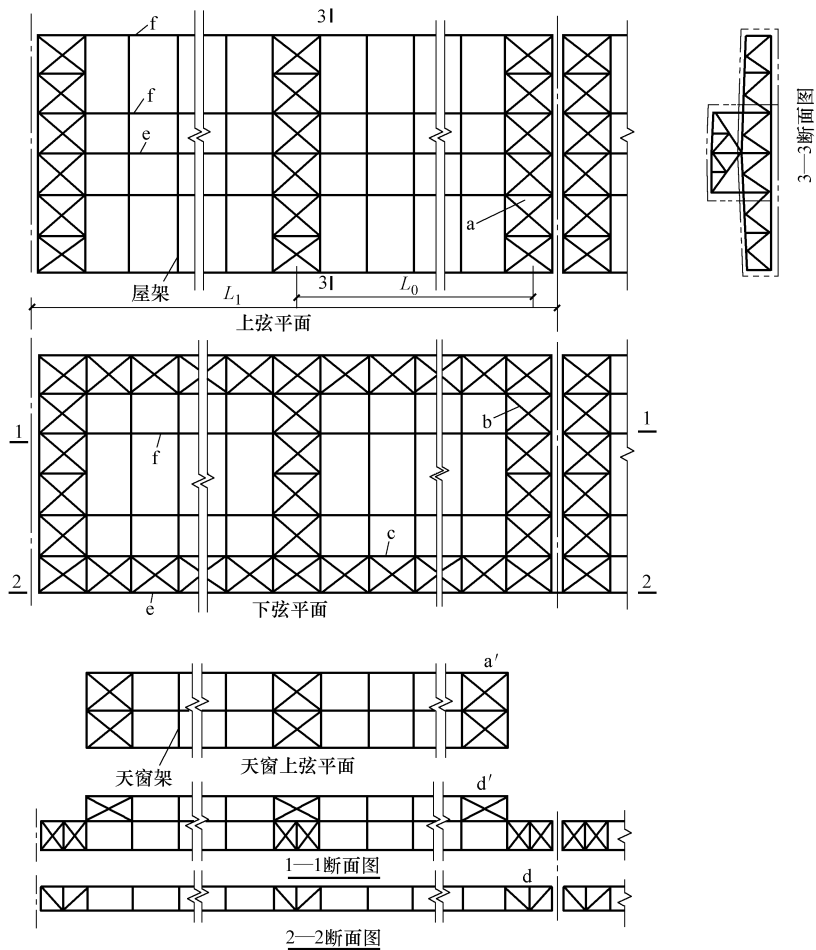


图 7-13 屋盖支撑示例

a—上弦横向水平支撑 b—下弦横向水平支撑 c—纵向水平支撑 d—屋架垂直支撑
a'—天窗架横向水平支撑 d'—天窗架垂直支撑 e—刚性系杆 f—柔性系杆

示。有时由山墙承重，或为了与天窗支撑配合，宜将屋架的横向水平支撑布置在第二柱间。横向水平支撑的间距不宜大于 60m，当温度区段长度较大时，尚应在中部增设支撑。

(2) 下弦横向水平支撑 当屋架跨度比较小 ($L \leq 18\text{m}$) 且没有悬挂式起重机，或虽有悬挂式起重机但起重吨位不大，厂房内也没有较大的振动设备时，可不设置下弦横向水平支撑。下弦横向水平支撑一般和上弦横向水平支撑布置在同一柱间以形成空间稳定体。

(3) 纵向水平支撑 当厂房内设有托架，或较大吨位的重级、中级工作制的桥式起重机，以及房屋较高、跨度较大，空间刚度要求高时，均应在屋架下弦（三角形屋架可在下弦或上弦）端节间设置纵向水平支撑。其与横向水平支撑形成闭合框，加强了屋盖结构的整体性并能提高房屋纵、横向的刚度。

(4) 垂直支撑 不论有檩屋盖还是无檩屋盖，均应设置垂直支撑。屋架的垂直支撑应与上、下弦横向水平支撑设置在同一柱间。

梯形屋架在跨度 $L \leq 30\text{m}$ ，三角形屋架在 $L \leq 18\text{m}$ 时，可在跨度中央设置一道垂直支撑；当跨度大于上述数值时宜在跨度 1/3 附近或天窗架侧柱外设置两道垂直支撑。梯形屋架不分跨度大小，其两端还应各设置一道垂直支撑；当有托架时则由托架代替。

(5) 系杆 系杆的作用是保证未设横向支撑的其他屋架弦杆的稳定，同时在安装过程中

还起到架立屋架的作用。系杆分柔性系杆和刚性系杆。能承受拉力的系杆为柔性系杆，能同时承受拉力和压力的系杆为刚性系杆。刚性系杆一般采用两个角钢组成十字形截面，柔性系杆一般采用单角钢。对于未设置横向支撑的屋架及天窗架，均应在屋架上弦横向水平支撑的某些节点或垂直支撑处，沿房屋的纵向通长设置系杆。

3. 支撑的计算和构造

除系杆外各种支撑都是一个平面桁架。屋架上弦横向支撑、下弦横向支撑和下弦纵向支撑的腹杆一般采用交叉斜杆，这种形式刚度较大，用料省。斜腹杆按拉杆设计，可采用单角钢；对于跨度较小，起重量不大的厂房也可用圆钢，圆钢直径 $d \geq 16\text{mm}$ 。竖向支撑的交叉腹杆按拉杆计算。上下弦杆应采用双角钢组成的 T 形截面或热轧 T 型钢，上弦也可由檩条代替。

屋架支撑的受力较小，截面尺寸大多由杆件的容许长细比和构造要求而定。按压杆设计的容许长细比为 200，按拉杆设计的容许长细比为 400，但有重级工作制起重机的厂房中拉杆容许长细比为 350。

当屋架跨度较大，屋架下弦标高大于 15m，基本风压大于 0.5kN/m^2 时，屋架各部位的支撑杆件除满足容许长细比的要求外，尚应根据所受荷载按桁架体系计算出内力，杆件截面按所得的内力确定。计算支撑杆件内力时，可将屋面支撑展开为平面桁架，假定在水平荷载作用下，每个节间只有一个受拉的斜杆参加工作（图 7-14）。图中 W 为支撑节点上的水平节点荷载。

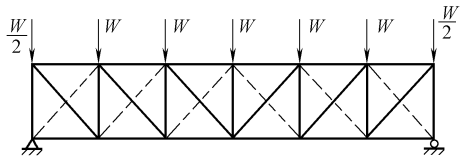


图 7-14 支撑桁架杆件的计算简图

7.3.3 简支屋架设计

1. 屋架的内力分析

(1) 基本规定 作用在屋架上的荷载，可按《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）规定计算求出。屋架上的荷载包括永久荷载、屋面均布活荷载、雪荷载、风荷载、积灰荷载及悬挂荷载等。

计算杆件内力时，通常将荷载集中到节点上（屋架作用有节间荷载时，可将其分配到相邻的两个节点上），并假定节点处的所有杆件轴线在同一平面内相交于一点，而且各节点均为理想铰接，这样就可以利用计算机或采用图解法及解析法来求解各节点荷载作用下桁架杆件的内力。

(2) 节间荷载引起的局部弯矩 有节间荷载作用的屋架，除了把节间荷载分配到相邻节点并按节点荷载求解杆件内力外，还应计算节间荷载引起的局部弯矩。局部弯矩一般采用简化计算。例如，当屋架上弦杆有节间荷载作用时，上弦杆的局部弯矩可近似地采用：端节间的正弯矩取 $0.8M_0$ ，其他节间的正弯矩和节点负弯矩取 $0.6M_0$ ， M_0 为将相应弦杆节间作为单跨简支梁求得的最大弯矩，如图 7-15 所示。

(3) 内力计算与荷载组合 求解屋架杆件内力一般用图解法或数解法，也可通过计算机分析求出。计算屋架杆件内力时，应根据具体情况考虑荷载组合问题。

第一是全跨荷载：所有屋架都应进行全跨满载时的内力计算，即全跨永久荷载+全跨屋面活荷载或雪荷载（取两者的较大值）+全跨积灰荷载+悬挂式起重机荷载。有纵向天窗时，应分别计算中间天窗处和天窗端壁处的屋架杆件内力。

第二是半跨荷载：梯形屋架、人字形屋架、平行弦屋架等的少数斜腹杆（一般为跨中每侧各两根斜腹杆）可能在半跨荷载作用下产生最大内力或引起内力变号。按下列半跨荷载组合计算：全跨永久荷载+半跨屋面活荷载（或半跨雪荷载）+半跨积灰荷载+悬挂式起重机荷载。

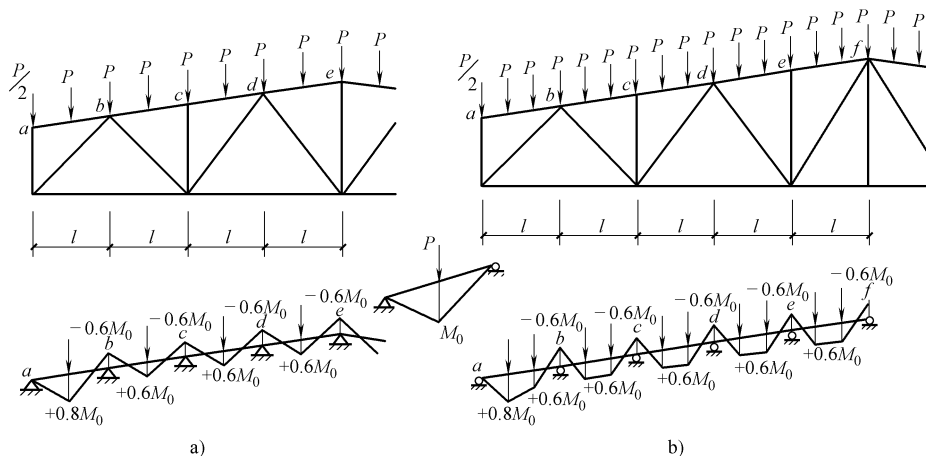


图 7-15 上弦杆的局部弯矩

a) 每节间一个集中荷载 b) 每节间两个集中荷载

采用大型混凝土屋面板的屋架，尚应考虑安装时可能的半跨荷载；屋架及天窗架（包括支撑）自重+半跨屋面板重+半跨屋面活荷载。

第三是对轻质屋面材料的屋架，一般应考虑负风压的影响，即当屋面永久荷载（荷载分项系数 γ_C 取为 1.0）小于负风压（荷载分项系数 γ_Q 取为 1.4）时，屋架的受拉杆件在永久荷载与风荷载联合作用下可能受压。求其内力时，可假定屋架两端支座的水平反力相等。

2. 杆件的计算长度或允许长细比

(1) 杆件的计算长度 确定桁架弦杆和单系腹杆的长细比时，其计算长度应按表 7-2 的规定采用。

表 7-2 桁架弦杆和单系腹杆的计算长度 l_0

项次	弯曲方向	弦杆	腹杆	
			支座斜腹杆和支座竖杆	其他腹杆
1	在桁架平面内	l	l	$0.8l$
2	在桁架平面外	l_1	l	l
3	斜平面	—	l	$0.9l$

注：1. l 为杆件的几何长度（节点中心间距离）； l_1 为桁架弦杆侧向支承点间的距离。

2. 斜平面是指与桁架平面斜交的平面，适用于构件截面两主轴均不在桁架平面内的单角钢腹杆和双角钢十字形截面腹杆。

3. 无节点板的腹杆计算长度在任意平面内均取其等于几何长度（钢管截面除外）。

1) 压杆在桁架平面内的计算长度等于节点中心间的距离（即杆件的几何长度 l ），但实际上桁架节点都具有一定的刚性，杆件两端均系弹性嵌固，当某一压杆因失稳而屈曲，端部绕节点转动时，将受到节点中其他杆件的约束。图 7-16 所示的拉杆、支座斜杆和支座竖杆本身的刚度较大，且两端连接的拉杆少，因而对节点的嵌固程度也小，可以不考虑，其计算长度不折减而取几何长度（即节点间的距离）；其他受压腹杆，考虑到节点处受到拉杆的牵制作用，计算长度适当折减，取 $l_{0x} = 0.8l$ 。

2) 屋架弦杆在平面外的计算长度，应取侧向支承点间的距离。

上弦一般取上弦横向水平支撑的节间长度。在有檩屋盖中，如檩条与横向水平支撑的交叉点用节点板焊牢，如图 7-16 所示，则此檩条可视为屋架弦杆的支承点；在无檩屋盖中，考虑大型屋面板能起一定的支承作用，故一般取两块屋面板的宽度，但不大于 3.0m。下弦视有无纵向水平支撑，取纵向水平支撑节点与系杆或系杆与系杆间的距离。因节点在桁架平面外的刚度很小，对杆件没有什么嵌固作用，故所有腹杆均取 $l_{0y} = l_0$ 。

3) 斜平面。单面连接的单角钢杆件和双角钢组成的十字形杆件，因截面主轴不在桁架平面内，有可能斜向失稳，杆件两端的节点对其两个方向均有一定程度的嵌固作用。因此，斜平面计算长度略有折减，取 $l_{0y} = 0.9l$ ，但支座斜杆和支座竖杆仍取几何长度为计算长度。

4) 其他。当桁架弦杆侧向支承点之间的距离为节间长度的 2 倍，如图 7-17 所示，且两节间的弦杆轴心压力不相同，该弦杆在桁架平面外的计算长度，应按式确定，但不小于 $0.5l_1$ 。

$$l_0 = l_1 \left(0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \right) \quad (7-5)$$

式中 N_1 ——较大的压力，计算时取正值；

N_2 ——较小的压力或拉力，计算时压力取正值，拉力取负值。

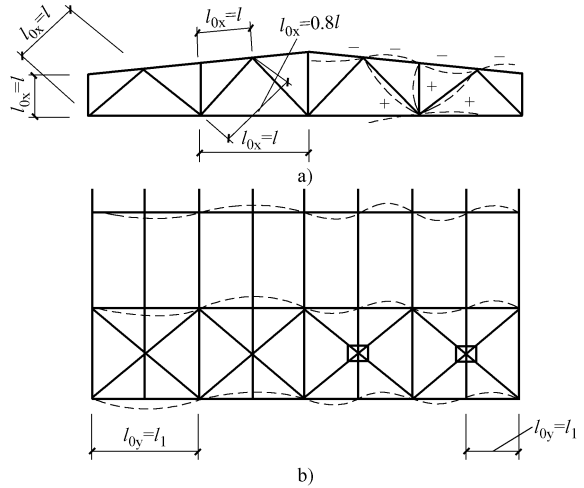


图 7-16 桁架杆件的计算长度

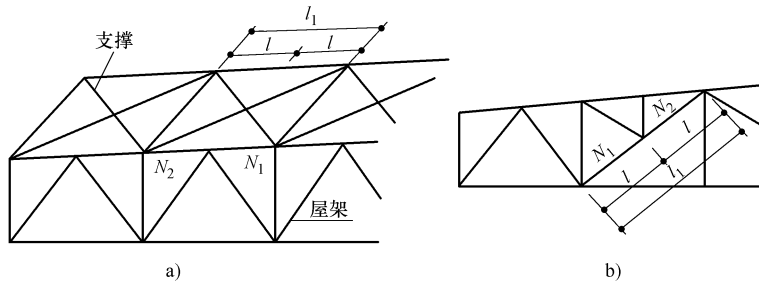


图 7-17 压力有变化杆件的平面外计算长度

a) K 形腹杆体系的竖杆 b) 再分式腹杆体系的受压主斜杆

K 形腹杆体系的竖杆及桁架再分式腹杆体系的受压主斜杆等，在桁架平面外的计算长度也应按式 (7-5) 确定（受拉主斜杆仍取 l_1 ），在桁架平面内的计算长度取节点中心间距离。

确定在交叉点相互连接的桁架交叉腹杆的长细比时，在桁架平面内的计算长度应取节点中心到交叉点间的距离；在桁架平面外的计算长度，当两交叉杆长度相等时，应按表 7-3 的规定采用。

表 7-3 桁架交叉腹杆在桁架平面外的计算长度

项次	杆件类型	杆件的交叉情况	桁架平面外的计算长度
1	压杆	相交另一杆受压,两杆截面相同并在交叉点均不中断	$l_0 = l \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{N_0}{N} \right)}$
2		相交另一杆受压,此另一杆在交叉点中断但以节点板搭接	$l_0 = l \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12} \cdot \frac{N_0}{N}}$
3		相交另一杆受拉,两杆截面相同并在交叉点均不中断	$l_0 = l \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{N_0}{N} \right)} \geq 0.5l$
4		相交另一杆受拉,此另一杆在交叉点中断但以节点板搭接	$l_0 = l \sqrt{1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{N_0}{N}} \geq 0.5l$
5	拉杆		$l_0 = l$

注：1. 表中 l 为节点中心间距离（交叉点不作节点考虑）； N 为所计算杆的内力， N_0 为所交另一杆的内力，均为绝对值。

2. 两杆均受压时， $N \leq N_0$ 截面应相同。

3. 当确定交叉腹杆中单角钢杆件斜平面的长细比时，计算长度取节点中心至交叉点间的距离。

(2) 杆件的允许长细比 桁架杆件长细比的大小, 对杆件的工作有一定的影响。若长细比太大, 将使杆件在自重作用下产生过大的挠度, 在运输和安装过程中因刚度不足而产生弯曲, 在动力作用下还会引起较大的振动。

3. 杆件的截面形式及截面选择

(1) 截面形式 普通钢屋架的杆件一般采用两个等肢或者不等肢角钢组成的 T 形截面或十字形截面, 这些截面能使两个主轴的回转半径与杆件在屋架平面内和平面外的计算长度相配合, 使两个方向的长细比接近, 以达到用料经济、连接方便, 且具有较大的承载能力和抗弯刚度。屋架杆件截面形式可参考图 7-18 选用。

对于屋架上弦, 当无局部弯矩时, 因屋架平面外计算长度往往是屋架平面内计算长度的两倍, 要使 $\lambda_x \approx \lambda_y$, 必须使 $i_y = 2i_x$, 上弦宜采用两个不等边角钢短肢相并的 T 形截面。如有较大的局部弯矩, 为提高上弦在屋架平面内的抗弯能力, 宜采用不等边角钢长肢相并的 T 形截面。如有特殊需要, 上弦也可采用槽钢或组合格构式截面。

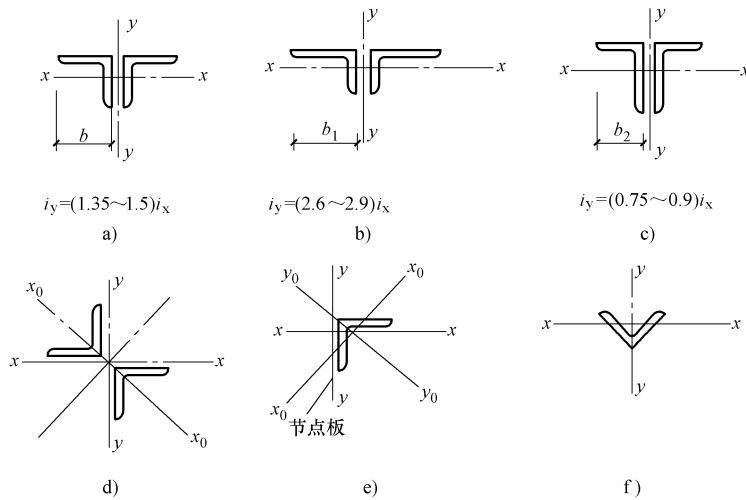


图 7-18 屋架杆件截面形式

对于屋架的支座斜杆, 由于它在屋架平面内和平面外计算长度相同, 应使截面的 $i_x = i_y$ 。因此, 采用两个不等边角钢长肢相并的 T 形截面比较合理。

受拉下弦杆, 平面外的计算长度大, 一般选用不等边角钢短肢相并, 这样对连接支撑比较方便。

其他腹杆, 因为 $l_{0y} = 1.25l_{0x}$, 故要求 $i_y = 1.25i_x$, 宜采用两个等边角钢组成的 T 形截面。与竖向支撑相连的腹杆宜采用两个等边角钢组成的十字形截面, 使竖向支撑与屋架节点连接不产生偏心。受力特别小的腹杆可采用单角钢杆件。在无特殊要求情况下, 应尽量采用等边角钢。

由双角钢组成的 T 形或十字形截面杆件是按实腹式杆件进行计算的, 为了保证两个角钢共同工作, 必须每隔一定的距离在两个角钢间加设填板 (图 7-19)。填板厚度与节点板厚度相同, 宽度一般取 50~80mm, 长度比角钢肢长宽 20~30mm, 以便于与角钢焊接。填板间距在受压杆件中不大于 $40i$, 在受拉杆件中不大于 $80i$ 。在 T 形截面中 i 为一个角钢对平行于填板自身形心轴的回转半径, 在十字形截面中 i 为一个角钢的最小回转半径。在杆件的计算长度范围内至少设置两块填板。

(2) 截面选择 选择截面时应满足下列要求:

1) 在同一榀屋架中角钢规格不宜过多, 一般不超过 5~6 种。

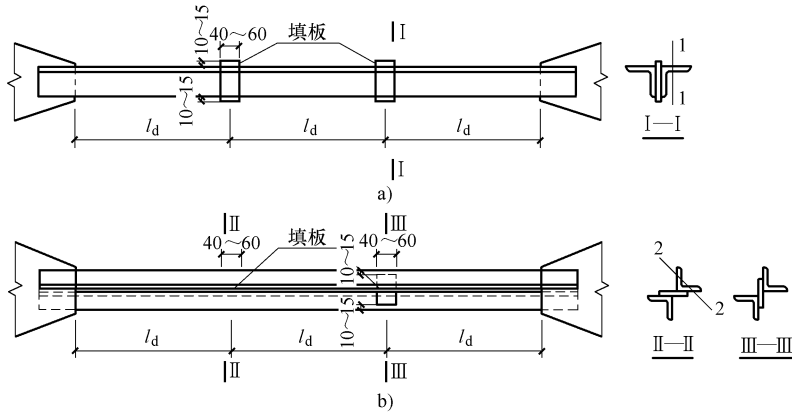


图 7-19 屋架杆件填板的布置

2) 角钢的尺寸不宜小于 L 45×4 或 L 56×36×4。

3) 应选用肢宽壁薄的角钢。

4) 屋架弦杆一般采用等截面，但对跨度大于 30m 的梯形屋架和跨度大于 24m 的三角形屋架，可根据材料长度和运输条件在节点处或节点附近设置接头，并按内力变化改变弦杆截面，但在半跨只能改变一次。

截面选择后，对于轴心受压杆件应作强度、稳定性和刚度的验算，对轴心受拉杆件应作强度和刚度的验算。

4. 屋架节点设计

(1) 节点设计的基本要求

1) 各杆件的形心线应尽量与屋架的几何轴线重合，并交于节点中心，以避免由于偏心而产生的节点附加弯矩。角钢肢背到屋架轴线的距离可取 5mm 的倍数。当屋架弦杆截面有改变时，为了减少偏心和使肢背平齐，应使两个角钢形心线之间的中线与屋架的轴线重合（图 7-20）。如轴线变动不超过较大弦杆截面高度 5%，计算时可不考虑由此引起的偏心弯矩。

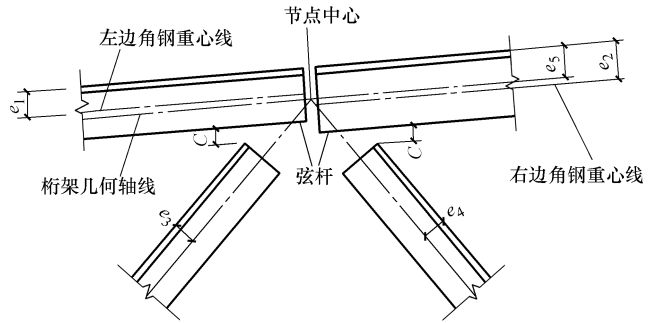


图 7-20 弦杆截面改变时的轴线位置

2) 当屋架各杆件用节点板连接时，弦杆与腹杆以及腹杆与腹杆的间隙，不宜小于 20mm。屋架杆件端部切割面宜与轴线垂直，如图 7-21a 所示。为了减小节点板的尺寸，也可采用图 7-21b 的斜切形式，不宜采用 7-21c 切割形式。

3) 节点板的形状应尽可能简单而有规则，一般至少有两边平行，如矩形、直角梯形等。节点板不应有凹角，以防止产生严重的应力集中。节点板的尺寸应尽可能使连接焊缝中心受力，如图 7-22 所示。节点板应有足够的刚度，以保证弦杆与腹杆的内力能安全地传递。节点板的厚度可根据腹杆（梯形屋架）或弦杆（三角形屋架）的最大内力按表 7-4 选用，但不得小于 6mm。同一榀屋架中所有节点板的厚度应相同，但支座节点板应比其他节点板厚 2mm。节点板不得作为拼接弦杆用的主要传力构件。

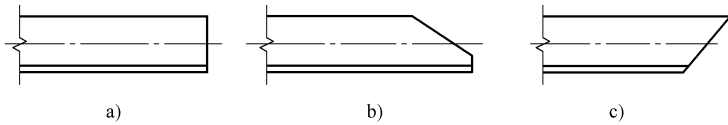


图 7-21 屋架杆件端部切割形式

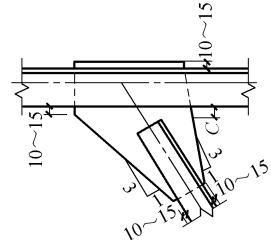


图 7-22 节点板焊缝位置

表 7-4 屋架节点板厚度选用表

梯形屋架腹杆最大内力或三角形屋架弦杆最大内力/kN	节点板的钢号	Q235 钢	≤190	200~310	320~500	510~690	700~940	950~1190	1200~1560	1570~1950
		Q345 钢	≤250	260~380	390~560	570~750	760~1000	1010~1250	1260~1630	1640~2000
节点板厚度/mm			6	8	10	12	14	16	18	20

(2) 节点的计算和构造 节点设计时，先根据腹杆内力，计算连接焊缝的长度和焊脚尺寸。焊脚尺寸一般取等于或小于角钢肢厚。根据节点上各杆件的焊缝长度，并考虑杆件应留的间隙以及适当考虑制作和装配的误差确定节点板的形状和平面尺寸，然后验算弦杆与节点板的焊缝。对于单角钢杆件的单面连接，由于角钢受力偏心，计算焊缝时，应将焊缝强度设计值乘以 0.85 的折减系数，焊缝尺寸尚应满足构造要求。

1) 上弦节点 (图 7-23)。节点板与腹杆的连接采用角焊缝，其焊缝长度按下列公式计算：

$$l_{w1} = \frac{k_1 N}{2 \times 0.7 h_{f1} f_f^w} + 2h_{f1} \tag{7-6a}$$

$$l_{w2} = \frac{k_2 N}{2 \times 0.7 h_{f2} f_f^w} + 2h_{f2} \tag{7-6b}$$

式中 N ——腹杆轴力设计值；

l_{w1} 、 l_{w2} ——角钢肢背与肢尖的焊缝长度，按式 (7-6) 计算的值是 最小长度，设计时通常取 5mm 的整数倍，施工时一般将杆件搭在节点板上的长度全部焊满；

h_{f1} 、 h_{f2} ——角钢肢背与肢尖处的焊脚尺寸；

f_f^w ——角焊缝强度设计值，当考虑地震作用组合时，应除以 γ_{RE} ；

k_1 、 k_2 ——角钢肢背与肢尖焊缝上的内力分配系数。

上弦节点因需搁置屋面板或檩条，故常将节点板缩进角钢肢背而采用槽焊缝连接，节点板缩进角钢肢背的距离应不小于节点板厚度的一半加 2mm，但不大于节点板厚度。槽焊缝可作为两条角焊缝计算，其强度设计值应乘以 0.8 的折减系数。对梯形屋架计算时略去屋架上弦坡度的影响，假定集中荷载 P 与上弦垂直，上弦与节点板

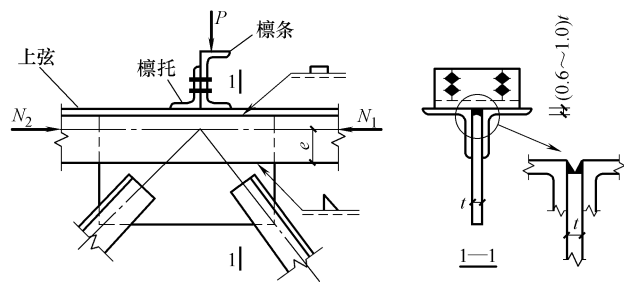


图 7-23 屋架上弦节点

的连接焊缝按下列公式计算：

上弦肢背槽焊缝的计算公式为

$$\frac{\sqrt{[k_1(N_1-N_2)]^2 + \left(\frac{P}{2}/1.22\right)^2}}{2 \times 0.7h_{f1}l_{w1}} \leq 0.8f_f^w \quad (7-7a)$$

上弦肢尖槽焊缝的计算公式为

$$\frac{\sqrt{[k_2(N_1-N_2)]^2 + \left(\frac{P}{2}/1.22\right)^2}}{2 \times 0.7h_{f2}l_{w2}} \leq f_f^w \quad (7-7b)$$

式中 N_1 、 N_2 ——节点处相邻节间上弦的内力设计值；

P ——节点处的集中荷载设计值；

上弦节点也可按下述方法计算：集中荷载 P 由角钢肢背槽焊缝承受，而上弦节点相邻节间的内力差 (N_1-N_2) 由角钢肢尖与节点板的角焊缝承受，并考虑由此产生的偏心力矩 $M=(N_1-N_2)e$ 。

上弦肢背槽焊缝计算

$$\sigma_f = \frac{P/1.22}{2 \times 0.7h_{f1}l_{w1}} \leq 0.8f_f^w \quad (7-8)$$

上弦肢尖角焊缝计算

$$\tau_f^N = \frac{N_1-N_2}{2 \times 0.7h_{f2}l_{w2}} \quad (7-9a)$$

$$\sigma_f^M = \frac{6M}{2 \times 0.7h_{f2}l_{w2}^2} \quad (7-9b)$$

$$\sqrt{(\tau_f^N)^2 + \left(\frac{\sigma_f^M}{1.22}\right)^2} \leq f_f^w \quad (7-9c)$$

2) 下弦节点 (图 7-24)。下弦与节点板的连接焊缝，当节点上无外荷载时，仅承受下弦相邻节间的内力差 $\Delta N=N_1-N_2$ ，而 ΔN 一般很小，故焊脚尺寸可由构造要求而定。当节点上有集中荷载作用时，下弦肢背与节点板的连接角焊缝按下式计算：

$$\frac{\sqrt{[k_1(N_1-N_2)]^2 + \left(\frac{P}{2}/1.22\right)^2}}{2 \times 0.7h_{f1}l_{w1}} \leq f_f^w \quad (7-10a)$$

下弦肢尖与节点板的连接角焊缝按下式计算：

$$\frac{\sqrt{[k_2(N_1-N_2)]^2 + \left(\frac{P}{2}/1.22\right)^2}}{2 \times 0.7h_{f2}l_{w2}} \leq f_f^w \quad (7-10b)$$

式中 N_1 、 N_2 ——下弦节点相邻节间的轴向力设计值；

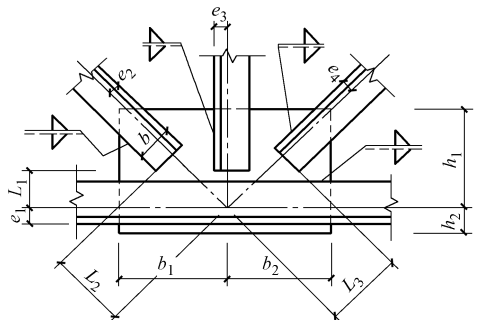


图 7-24 屋架下弦节点

P ——下弦节点荷载设计值。

3) 屋脊节点 (图 7-25)。屋架上弦一般都在屋脊节点处用两根与上弦相等截面的角钢拼接, 两角钢需热弯成型。当屋面坡度较大时, 可将拼接角钢的竖向肢切斜口弯曲后焊接, 为了使拼接角钢与弦杆之间能够密合而便于施焊, 需将拼接角钢的棱角削圆, 并把竖向肢切去 $\Delta = (t+h_f+5)\text{mm}$ (t 是角钢的肢厚)。拼接角钢的这些削弱可以由节点板来补偿。实际上, 对于上弦受压, 这些削弱并不影响节点的承载能力, 因为上弦截面由稳定计算而定。该拼接角钢应能传递弦杆的最大内力, 且有四条焊缝用于传力。焊缝的实际长度应为计算长度加两倍的焊脚尺寸。拼接角钢所需的长度为两倍实际焊缝长度加 10mm。考虑到拼接节点的刚度, 拼接角钢的长度不应小于 600mm。

计算上弦与节点板的连接焊缝时, 假定节点荷载 P 由上弦角钢肢背处的槽焊缝承受, 按式 (7-8) 计算。上弦角钢肢尖与节点板的连接焊缝按上弦内力的 15% 计算, 并考虑此力产生的弯矩 $M=0.15Ne$ 。

但屋架上弦的坡度较大时, 拼接角钢与上弦杆肢尖的连接焊缝按上弦内力计算, 而下弦杆与节点板肢尖的连接焊缝计算时, 则取上弦内力的竖向分力与节点荷载合力和上弦内力的 15% 两者中的较大值。

4) 下弦拼接节点 (图 7-26)。下弦一般都用下弦杆件尺寸相同的角钢来拼接。在下弦拼接处应保持原有的刚度和强度, 其构造与屋脊节点相同。如果下弦的内力很大, 为了防止在节点板中产生过大的应力, 可以采用比弦杆角钢肢厚度大的连接角钢。

在内力传递时, 由于力线转折而引起较大的应力集中。故当角钢肢宽大于 125mm 时, 应将连接角钢的肢端斜切, 使内力均匀传递。

拼接角钢与下弦杆件共有 4 条连接焊缝, 计算时按与下弦截面等强度考虑。下弦与节点板的连接焊缝, 按两侧下弦较大内力的 15% 和两侧下弦的内力差两者中的较大值来计算, 但当拼接节点处有外荷载作用时, 则应按此最大值和外荷载的合力进行计算。

5) 支座节点。屋架与柱的连接可

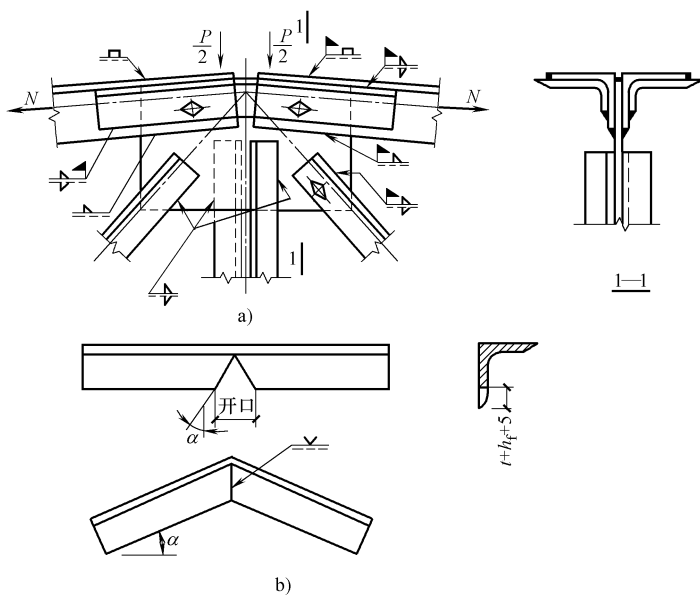


图 7-25 屋脊节点

a) 屋脊节点 b) 拼接角钢

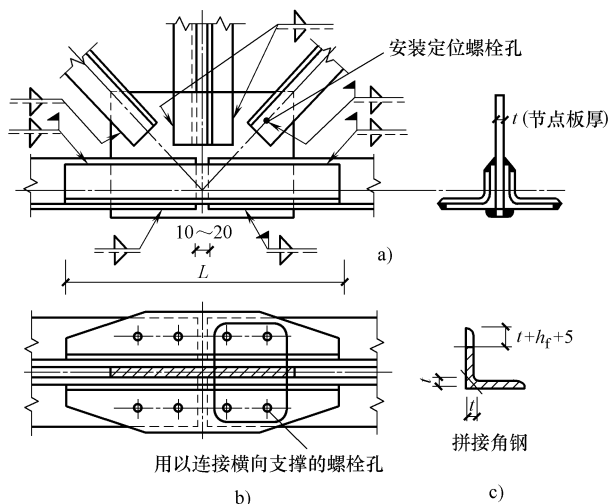


图 7-26 下弦拼接节点

以做成铰接（图 7-27）或刚接（图 7-28）。支承于钢筋混凝土柱或砖柱上的屋架一般为铰接，而支承于钢柱上的屋架通常为刚接。

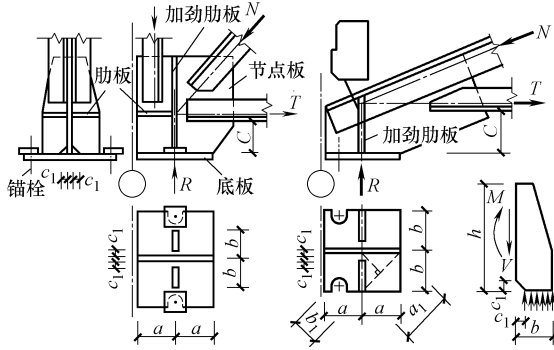


图 7-27 铰接支座节点

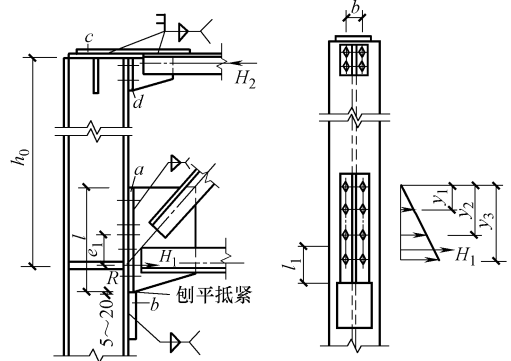


图 7-28 屋架与柱的刚接构造

铰接屋架的支承节点多采用平板式支座。平板式支座由支座节点板、支座底板、加劲肋和锚栓组成。加劲肋设在支座节点的中线处，焊在节点板和支座底板上，它的作用是提高支座的侧向刚度，使支座底板受力均匀，减少底板的弯矩。加劲肋的高度和厚度分别为节点板的高度和厚度。

为了便于下弦角钢肢背施焊，下弦角钢水平肢的底面和支座底板之间的净距 C 不应小于 130mm。

铰接屋架支座底板的面积按下式计算：

$$A_n = \frac{R}{f_c} \quad (7-11)$$

式中 R ——屋架支座反力设计值；

f_c ——钢筋混凝土轴心抗压强度设计值；

A_n ——支座底板净面积。

支座底板所需的面积为

$$A = A_n + \text{锚栓孔的面积}$$

方形底板的边长取 $a \geq \sqrt{A}$ ，矩形底板先假定一边的长度，即可求得另一边的长度。考虑到构造的需要，底板短边的长度一般不小于 200mm。

支座底板的厚度计算与轴心受压柱的计算相同，按下式计算：

$$t = \sqrt{\frac{6M}{f}} \quad (7-12)$$

式中 M ——支座底板单位宽度上的最大弯矩；

$$M = \alpha \sigma a_1^2 \quad (7-13)$$

$\sigma = \frac{R}{A_n}$ ——底板下的平均应力；

α ——系数，由 $\frac{b_1}{a_1}$ 按轴心受压构件的规定查表得到；

a_1 、 b_1 ——对角线长度及其中点至另一对角线的距离（图 7-27）。

为了使柱顶反力比较均匀，底板不宜太薄，一般其厚度为 16~20mm。

加劲肋的高度由节点板的尺寸决定，其厚度取等于或略小于节点板的厚度。加劲肋可视为

支承于节点板的悬臂梁，一个加劲肋通常假定传递支座反力的 $1/4$ ，其与节点板的连接焊缝承受剪力 $V=R/4$ 和弯矩 $M=Vb/4$ ，并按下式验算：

$$\sqrt{\left(\frac{V}{2 \times 0.7 h_f l_w}\right)^2 + \left(\frac{6M}{2 \times 0.7 h_f l_w^2 \beta_f}\right)^2} \leq f_t^w \quad (7-14)$$

底板与节点板、加劲肋的连接焊缝承受全部支座反力 R ，按下式计算：

$$\sigma_t = \frac{R}{0.7 h_f \sum l_w} \leq \beta_f f_t^w \quad (7-15)$$

其中焊缝计算长度之和 $\sum l_w = [2a + 2(b - t - 2c) - 6]$ ， t 和 c 分别为节点板厚度和加劲肋切口宽度。

锚栓预埋在钢筋混凝土柱上，以固定底板。锚栓的直径一般为 $20 \sim 25\text{mm}$ 。为了便于安装时调整位置，使锚栓与锚栓孔易于对准，底板上的锚栓孔应为锚栓直径的 $2 \sim 2.5$ 倍，通常采用 $40 \sim 60\text{mm}$ 。当屋架安装完毕后，用垫圈套在锚栓上与底板焊牢以固定屋架的位置，垫圈的孔径比锚栓直径大 $1 \sim 2\text{mm}$ ，厚度可与底板相同。锚栓埋入柱内的锚固长度为 $450 \sim 600\text{mm}$ ，并应加弯钩。

5. 屋架施工图

屋架施工图是制作屋架的依据，当屋架对称时，可仅绘半榀屋架的施工图，大型屋架则需按运输单元绘制。施工图上应包括屋架正面详图、上弦和下弦的平面图、必要数量的侧面图和零件图，施工图上还应有整榀屋架的几何轴线图和材料图。

通常在图纸的左上角绘屋架简图，简图比例视图纸空间大小而定，图中一半标注几何长度（mm），另一半标注杆件的内力。

施工图上应注明屋架各杆件和零件的型号和几何尺寸，杆件和节点板的定位尺寸。杆件的定位尺寸是节点中心至腹板顶端的距离和屋架轴线到角钢肢背的距离。由这两个尺寸即能确定杆件的位置和实际长度，杆件的实际下料长度为杆件的几何轴线长度减去两端的节点中心到腹杆顶端的距离。把杆件的位置定好后，即根据连接焊缝的长度，定出节点板的合理外形和具体尺寸。在确定节点板的尺寸时，应适当考虑制作和装配的误差，然后绘出节点板的定位尺寸，即节点中心到节点板各边缘的距离。节点中应注明杆件与节点板的连接焊缝的尺寸，拼接焊缝应分清工厂焊缝和工地安装焊缝，螺栓孔的直径和位置等。

在施工图中各杆件和零件应进行编号，完全相同的杆件或零件用同一编号，正、反面对称的杆件可用同一编号，在材料表中加以说明正、反即可。

材料表上应列出所有构件和零件的编号、规格尺寸、长度、数量（正、反）和质量，以便计算整榀屋架的用钢量。

钢屋架施工图可以采用两种比例绘制，屋架轴线一般采用 $1:20 \sim 1:30$ 的比例尺；杆件截面和节点尺寸采用 $1:10 \sim 1:15$ 的比例尺，这样可使节点的细节表示清楚。

7.4 框架柱的设计特点

框架柱承受轴向力、弯矩和剪力作用，属于压弯构件。

7.4.1 柱的计算长度

柱在框架平面内的计算长度应根据柱的形式及两端支承情况而定。等截面柱的计算长度按单层有侧移框架柱确定。对于阶形柱，其计算长度是分段确定的，即各段的计算长度等于各段

的几何长度乘以相应的计算长度系数 μ_1 和 μ_2 ，但各段的计算长度系数 μ_1 和 μ_2 之间有一定联系。在图 7-29a 中，柱上段和下段计算长度分别是 $H_1 = \mu_1 H_1$ 、 $H_2 = \mu_2 H_2$ 。

阶形柱的计算长度系数是根据对称的单跨框架发生如图 7-29b 所示的有侧移失稳变形条件确定的。因为这种失稳条件的柱临界力最小，此时上段柱的临界力 $N_1 = \frac{\pi^2 EI_1}{(\mu_1 H_1)^2}$ ，而下段柱的

临界力 $N_2 = \frac{\pi^2 EI_2}{(\mu_2 H_2)^2}$ 。由于横梁的线刚度常常大于柱上端的线刚度，在这种条件下，把横梁的线刚度看作无限大，计算结果是足够精确的。这样一来，按照弹性稳定理论分析框架时，柱与横梁之间的关系归结为它们之间的连接如为铰接，则柱的上端既能自由移动也能自由转动；如为刚接，则柱的上端只能自由移动但不能转动。计算时根据如图 7-29c、d 所示的独立柱确定柱的计算长度系数。

对于单层厂房框架下端刚性固定的单阶柱，下段柱的计算长度系数 μ_2 取决于上段柱和下段柱的线刚度比 $K_1 = \frac{I_1 H_2}{I_2 H_1}$ 和临界力参数 $\eta_1 = \frac{H_1}{H_2} \sqrt{\frac{N_1 I_2}{N_2 I_1}}$ ，这里的 H_1 、 I_1 、 N_1 和 H_2 、 I_2 、 N_2 分别是上段柱和下段柱的高度、惯性矩及最大轴向压力。

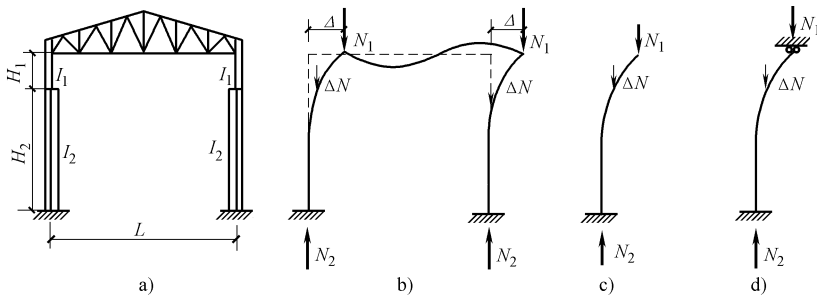


图 7-29 单阶柱框架的失稳

当柱上端与横梁铰接时，将柱视为上端自由的独立柱，下段柱计算长度系数 μ_2 均按附录 5 取值；当柱上端与横梁刚接时，将柱视为上端可移动但不能转动的独立柱。

上段柱的计算长度系数 μ_1 按下式计算：

$$\mu_1 = \frac{\mu_2}{\eta_1} \tag{7-16}$$

考虑到组成横向框架的单层厂房各阶形柱所承受的起重机竖向荷载差别较大，荷载较小的相邻柱会给所计算的荷载较大的柱提供侧移约束，同时在纵向因有纵向支撑和屋面等纵向连系构件，各横向框架之间有空间作用，有利于荷载重分配。故对于阶形柱的计算长度系数还根据表 7-5 中的不同条件乘以折减系数，以反映阶形柱在框架平面内承载力的提高。厂房柱在框架平面外（沿厂房长度方向）的计算长度，应取阻止框架平面外位移的侧向支承点之间的距离，柱间支撑的节点是阻止框架柱在框架平面外位移的可靠侧向支承点，与此节点相连的纵向构件（如起重机梁、制动结构、辅助桁架、托架、纵梁和刚性系杆等）也可视为框架柱的侧向支承点。此外，柱在框架平面外的尺寸较小，侧向刚度较差，在柱脚和连接节点处可视为铰接。

具体取法是：当设有起重机梁和柱间支撑而无其他支承构件时，上段柱的计算长度可取制动结构顶面至屋盖纵向水平支撑或托架支座之间柱的高度；下段柱的计算长度可取柱脚底面至肩梁顶面之间柱的高度。

表 7-5 单层厂房阶形柱计算长度的折减系数

厂房类型				折减系数
单跨或多跨	纵向温度区段内一个柱列的柱子数等于或少于 6 个	屋面情况	厂房两侧是否有通长的屋盖纵向水平支撑	—
单跨	多于 6 个	非大型屋面板屋顶	无纵向水平支撑	0.9
		大型屋面板屋面	有纵向水平支撑	0.8
多跨	—	非大型屋面板屋面	无纵向水平支撑	0.8
		大型屋面板屋面	有纵向水平支撑	0.7

注：有横梁的露天结构（如落锤车间等），其折减系数可采用 0.9。

7.4.2 柱的截面验算

单阶柱的上柱，一般为实腹式工字形截面，选取最不利的内力组合，按压弯构件的计算方法进行截面验算。阶形柱的下段柱一般为格构式压弯构件，需要验算在框架平面内的整体稳定以及屋盖肢与起重机肢的单肢稳定。计算单肢稳定时，应注意分别选取对所在验算的单肢产生最大压力的内力组合。

考虑到格构式柱的缀材体系传递两肢间的内力情况还不明确，为了确保安全，还需按起重机肢单独承受最大起重机垂直轮压 R_{\max} 进行补充验算。此时，起重机肢承受的最大压力为

$$N_1 = R_{\max} + \frac{(N - R_{\max})y_2}{a} + \frac{M - M_R}{a} \quad (7-17)$$

式中 R_{\max} ——起重机竖向荷载及起重机梁自重等所产生的最大计算压力；

M ——使起重机肢受压的下段柱计算弯矩，包括 R_{\max} 的作用；

N ——与 M 相应的内力组合的下段柱轴向力；

M_R ——仅由 R_{\max} 作用对下段柱产生的计算弯矩，与 M 、 N 同一截面；

y_2 ——下柱截面重心轴至屋盖肢重心线的距离；

a ——下柱屋盖肢和起重机肢重心线间的距离。

当起重机梁为突缘支座时，其反力沿起重机肢轴线传递，起重机肢按承受轴心压力 N_1 计算单肢的稳定性。当起重机梁为平板式支座时，尚应考虑由于相邻两起重机梁支座反力差 $(R_1 - R_2)$ 所产生的框架平面外的弯矩：

$$M_y = (R_1 - R_2)e \quad (7-18)$$

M_y 全部由起重机肢承受，其沿柱高度方向弯矩的分布可近似地假定在起重机梁支承处为铰接，在柱底部为刚性固定，分布如图 7-30 所示。起重机肢按实腹式压弯杆验算在弯矩 M_y 作用平面内（即框架平面外）的稳定。

7.4.3 肩梁的构造和计算

阶形柱支承起重机处，是上、下柱连接和传递起重机梁支反力的重要

部位，它由上盖板、下盖板、腹板及垫板组成，也称肩梁。肩梁有单壁式和双壁式。

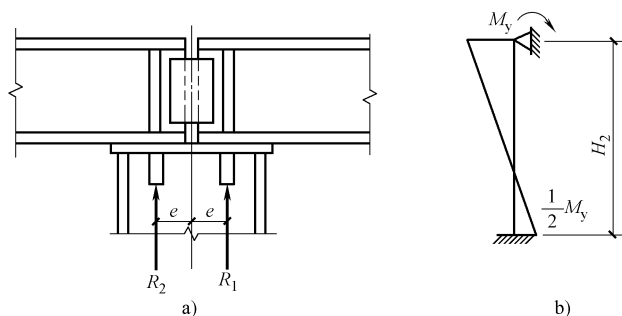


图 7-30 起重机肢的弯矩计算图

1. 单壁式肩梁

图 7-31a 为单壁式肩梁，当起重机梁为突缘支座时，将肩梁腹板嵌入起重机肢的槽口。为了加强腹板，可在起重机梁突缘宽度范围内，在肩梁腹板两侧局部各贴一小板，如图 7-31c 所示，以承受起重机梁的最大支座反力或将肩梁在此范围内局部加厚。当起重机梁为平板式支座时，宜在起重机肢腹板上和起重机梁端加劲肋的相应位置上设置加劲肋，如图 7-31b 所示。

外排柱的上柱外翼缘直接以对接焊缝与下柱屋盖肢腹板拼接，上柱腹板一般由角焊缝焊于该范围的上盖板上。单壁式肩梁的上柱内翼缘应开槽口插入肩梁腹板，由角焊缝连接，其受力如图 7-31d 所示。

$$R_1 = \frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{a_1} \quad (7-19)$$

式中 M_1 、 N_1 ——上柱下端使 R_1 绝对值最大的最不利内力组合中的弯矩和轴压力；
 a_1 ——上柱两翼缘中心间的距离。

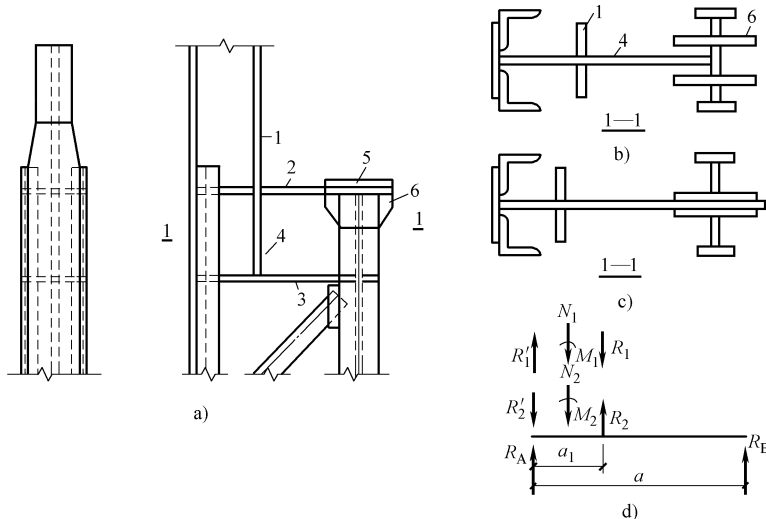


图 7-31 肩梁的受力和单壁式肩梁构造

1—上柱翼缘 2—肩梁上盖板 3—肩梁下盖板 4—肩梁腹板 5—垫板 6—加劲肋

肩梁腹板按跨度为 a 的受集中荷载 R_1 的简支梁计算，如图 7-31d 所示。肩梁与下柱屋盖肢的连接焊缝按肩梁腹板反力 R_A 计算，肩梁与下柱起重机肢的连接焊缝按肩梁腹板反力 R_B 计算。当起重机梁为突缘支座时应按 $(R_{\max} + R_B)$ 计算， R_{\max} 为起重机荷载传给柱的最大压力。这些连接焊缝的计算长度应取不大于 $60h_f$ ，而且 $h_f \geq 8\text{mm}$ 。

起重机梁为平板式支座时，起重机肢加劲肋按起重机梁最大支座反力计算端面承压应力和连接焊缝，加劲肋高度不宜小于 500mm ，其上端应刨平顶紧盖板。

2. 双壁式肩梁

单壁式肩梁构造简单，但平面外刚度较差，较为大型的厂房柱通常采用双壁式肩梁如图 7-32 所示。其计算方法与单壁式基本相同，只是在计算腹板时，应考虑两块腹板共同受力。

双壁式肩梁将上柱下端加宽后插入两肩梁腹板之间并焊接，上盖板与单壁式肩梁的相同，不要做成封闭式，以免施焊困难。

肩梁高度一般为下柱截面宽度 a 的 $1/3$ 左右。为了保证对上柱的嵌固，肩梁截面对其水平

轴的惯性矩 I_x 不宜小于上柱截面对强轴的惯性矩。

7.4.4 托架与柱的连接

托架通常支承于钢柱的腹板上，如图 7-33a 所示。钢柱上应设置支托板和加劲肋以承受托架的垂直反力，连接托架与柱的螺栓数目按构造确定。托架端板的厚度一般不宜小于 20mm，其下端应刨平。反力较大时，还应该验算其端面承压应力。图 7-33b 为托架支承于混凝土柱的构造示例。

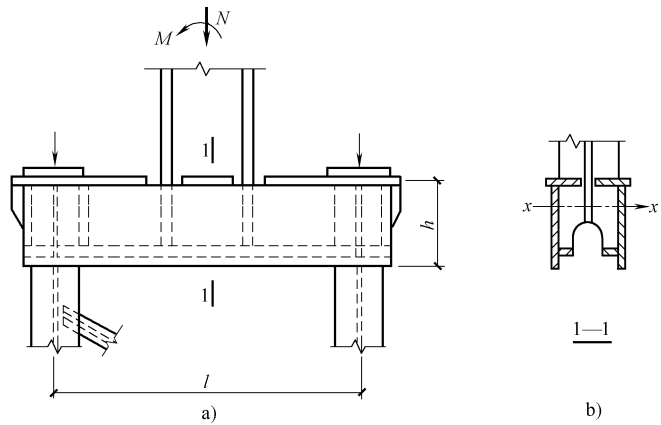


图 7-32 双壁式肩梁构造

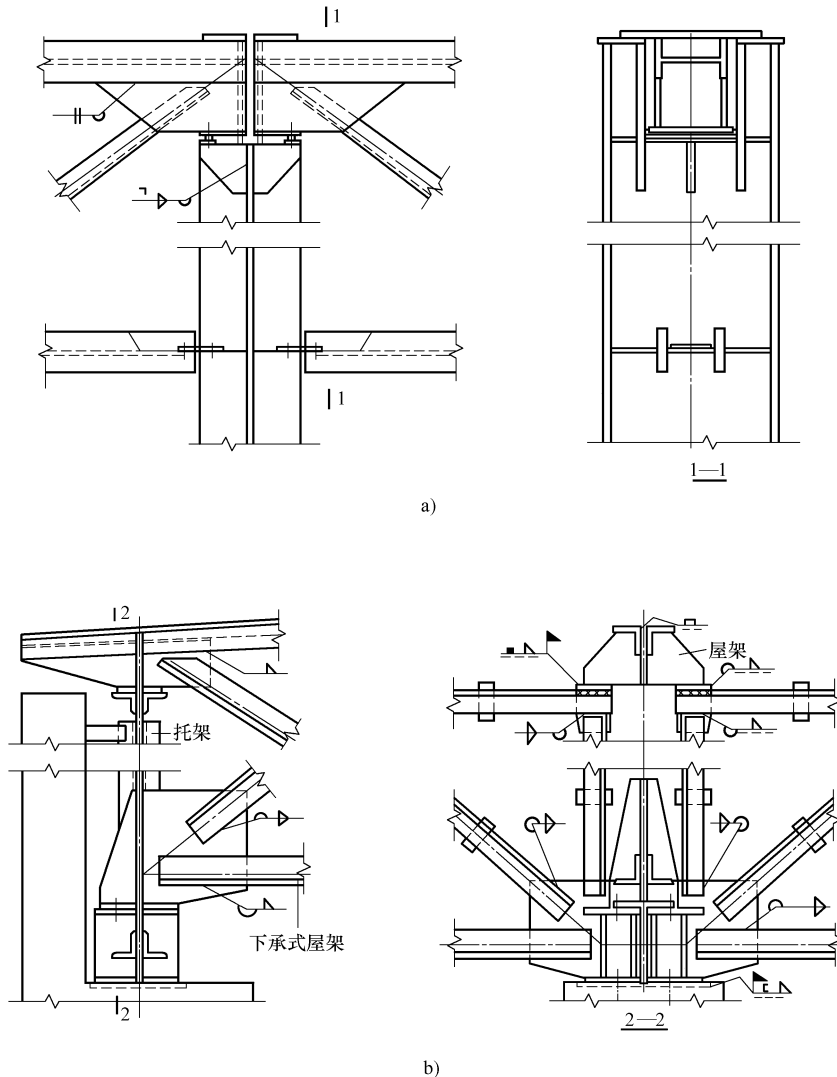


图 7-33 托架与柱的连接

a) 托架（双壁式）支于钢柱上 b) 托架（单壁式）支于混凝土柱上

7.5 起重机梁的设计特点

起重房屋中支承桥式起重机或梁式的电动起重机、壁行起重机以及其他类型起重机的起重机梁系统结构,按照起重机生产使用情况和起重机工作制可分为轻级、中级、重级及特重级四种。根据《起重机设计规范》(GB/T 3811—2008)及《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)将起重机工作制划分为 A1~A8 级。在一般情况下,轻级工作制相当于 A1~A3 级;中级工作制相当于 A4~A5 级;重级工作制相当于 A6~A8 级,其中 A8 级属于特重级。

直接支承起重机的受弯构件有起重机梁和起重机桁架,一般设计成简支结构,因为简支结构具有传力明确、构造简单、施工方便等优点被广泛采用,而连续结构虽较简支结构节约钢材 10%~15%,但计算、构造、施工复杂,对支座沉降敏感,对地基要求较高。

起重机梁有型钢梁、组合工字形梁和箱形梁等形式,如图 7-34 所示,其中焊接工字形梁最为常用。起重机梁的动力性能好,应用最为广泛,特别适用于重级工作制起重机的厂房。起重机桁架(即支撑起重机的桁架)对动力作用反应敏感(特别是上弦),故只有在跨度较大而起重机质量较小时才采用。

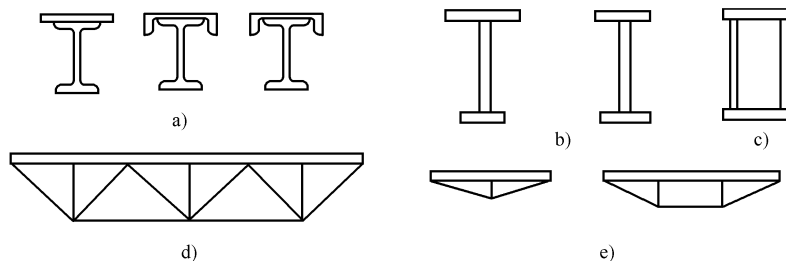


图 7-34 起重机梁和起重机桁架的类型简图

a) 型钢起重机梁 b) 工字形焊接起重机梁 c) 箱形起重机梁 d) 起重机桁架 e) 撑杆式起重机梁

起重机梁与一般梁相比,其上作用的荷载除永久荷载外,更主要的是由起重机移动所引起的连续反复作用的动力荷载,这些荷载既有竖向荷载、横向水平荷载,也有纵向水平荷载。因此,对材料要求高,对于重级工作制和起重机起重量等于或大于 500kN 的中级工作制焊接起重机梁,除应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度、冷弯性能及碳、硫、磷含量的合格保证外,还应具有冲击韧度的合格保证(即至少应采用 Q235B 钢)。当结构工作温度等于或低于 0℃但高于 -20℃时, Q235 钢和 Q345 钢应具有 0℃冲击韧度的合格保证, Q390 钢和 Q420 钢应具有 -20℃冲击韧度的合格保证。

7.5.1 起重机梁系统结构的组成

根据起重机梁所受的荷载,必须将起重机梁上翼缘加强或设置制动系统以承担起重机的横向水平力。当跨度及荷载很小时,可采用型钢梁(工字钢或 H 型钢加焊钢板、角钢或槽钢)。当起重机额定起重量 $Q \leq 300\text{kN}$, 跨度 $L \leq 6\text{m}$ 时,可以将起重机梁的上翼缘加强,使它在水平面内具有足够的抗弯强度和刚度。对于跨度或起重量较大的起重机梁,应设置制动梁或制动桁架。图 7-35a 是一个边列柱的起重机梁,设置钢板和槽钢组成的制动梁;起重机梁的上翼缘为制动梁的内翼缘,槽钢则为制动梁的外翼缘。制动梁的宽度不宜小于 1.0~1.5m,宽度较大时宜采用制动桁架,如图 7-35b 所示。制动桁架是用角钢组成的平行弦桁架。起重机梁的上翼缘兼作制动桁架的弦杆。制动梁和制动桁架统称为制动结构。制动结构不但用以承受横向水平荷

载, 保证起重机梁的整体稳定, 并且可作为检修走道。制动梁腹板 (兼作走道板) 宜用花纹钢板以防行走滑倒, 其厚度一般为 6~10mm, 走道的活荷载一般按 $2\text{kN}/\text{m}^2$ 考虑。

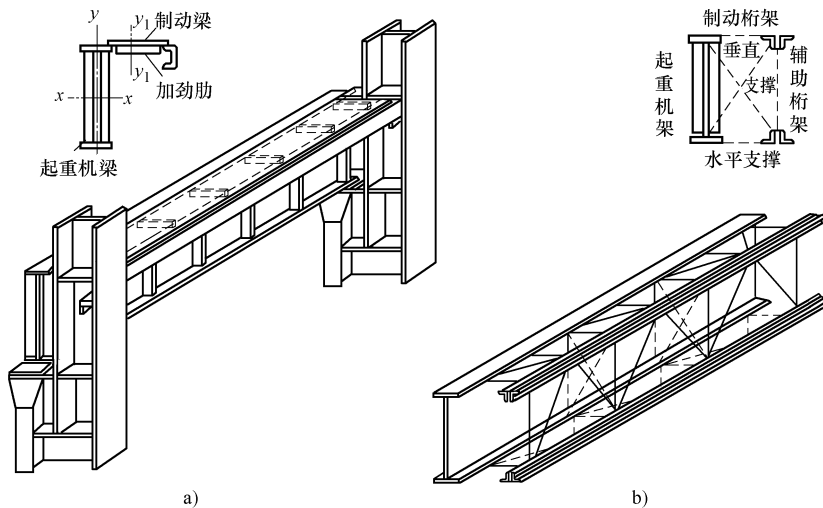


图 7-35 焊接起重机梁的截面形式和制动结构

7.5.2 起重机梁的荷载及工作性能

起重机梁直接承受由起重机产生的三个方向的荷载: 竖向荷载、横向水平荷载和纵向水平荷载。竖向荷载包括起重机系统和起重物的自重以及起重机梁系统的自重。当起重机沿轨道运行、起吊、卸载等时, 将引起起重机梁的振动; 且当起重机越过轨道接头处的空隙时, 还将发生撞击, 这些振动和撞击都将对梁产生动力效应, 使梁受到的起重机轮压值大于静荷轮压值。设计中将竖向轮压的动力效应用加大轮压值的方法加以考虑。对悬挂起重机 (包括电动葫芦) 以及轻、中级工作制软钩起重机, 动力系数取 1.05; 对重级工作制的软钩起重机、硬钩起重机以及其他特种起重机, 动力系数取 1.1; 计算疲劳和变形时, 可不乘以动力系数。

1. 起重机最大轮压

起重机的竖向标准荷载为起重机的最大轮压标准值 $P_{k,\max}$, 可在起重机产品规格中直接查得。计算起重机梁的强度时, 应乘以荷载分项系数 $\gamma_Q = 1.4$; 同时还应考虑起重机的动力作用, 乘以动力系数。对悬挂起重机 (包括电动葫芦) 及工作级别为 A1~A5 级的软钩起重机, 动力系数取 1.05; 对工作级别为 A6~A8 级的软钩起重机、硬钩起重机和其他特种起重机, 动力系数可取 1.1。这样, 作用在起重机梁上的最大轮压设计值为

$$P_{\max} = 1.4\alpha P_{k,\max} \quad (7-20)$$

2. 起重机横向水平力

横向水平荷载则由卡轨力产生, 由于起重机轨道不可能绝对平行, 起重机轮子和轨道之间有一定空隙, 当起重机制动时, 或起重机运行时车身不平行, 发生倾斜, 都会在大轮子和轨道之间产生较大的摩擦力, 通称卡轨力。

起重机的横向水平荷载依《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 的规定可取起重机上横行小车质量 Q' 与额定起重量 Q 的总和乘以重力加速度 g , 并乘以下列百分数 ξ :

软钩起重机: 额定起重量 $Q \leq 100\text{kN}$ 时, 取 $\xi = 12\%$;

额定起重量 $Q = 150 \sim 500\text{kN}$ 时, 取 $\xi = 10\%$;

额定起重量 $Q > 750\text{kN}$ 时, 取 $\xi = 8\%$;

硬钩起重机: 取 $\xi = 20\%$ 。

按上述百分数算得的横向水平荷载应等分于桥架的两端, 分别由轨道上的车轮平均传至轨道, 其方向与轨道垂直, 并考虑正反两个方向的制动情况, 再乘以荷载分项系数 $\gamma_Q = 1.4$, 得作用在每个车轮上的横向水平力为

$$H_k = 1.4g\xi(Q+Q')/n \quad (7-21)$$

悬挂起重机的水平荷载应由支撑系统承受, 可不计算; 手动起重机及电动葫芦可不考虑水平荷载。

对重级工作制起重机(起重机的工作级别为 A6~A8 级时), 由于起重机梁轨道容易磨损, 卡轨力应予加大, 因此《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 规定在计算重级工作制起重机梁(起重机桁架)及其制动结构的强度、稳定以及连接强度时, 应考虑由起重机摆动引起的横向水平力(此水平力不与《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 规定的横向水平荷载同时考虑), 作用于每个轮压处的此水平力标准值可由下式进行计算:

$$H_k = \alpha P_{k,\max} \quad (7-22)$$

式中 $P_{k,\max}$ ——起重机最大轮压标准值;

α ——系数, 对一般软钩起重机 $\alpha = 0.1$, 抓斗或磁盘起重机宜采用 $\alpha = 0.15$, 硬钩起重机宜采用 $\alpha = 0.2$ 。

7.5.3 起重机梁的内力计算

计算起重机梁的内力时, 由于起重机荷载为移动荷载, 首先应按结构力学中影响线的方法确定各内力所需起重机荷载的最不利位置, 再按此求出起重机梁的最大弯矩及其相应的剪力、支座处最大剪力以及横向水平荷载作用下在水平方向所产生的最大弯矩, 当为制动桁架时还要计算横向水平荷载在起重机梁上翼缘所产生的局部弯矩。

计算起重机梁的强度、稳定和变形时, 按两台起重机考虑; 计算起重机梁的疲劳和变形时按作用在跨间内起重量最大的一台起重机考虑。疲劳和变形计算时采用起重机荷载的标准值, 不考虑动力系数。

起重机梁、制动结构、支撑杆自重、轨道等附加零件自重以及制动结构上的检修荷载等产生的内力可以近似地取为起重机最大轮压产生的内力乘以表 7-6 的系数。

表 7-6 自重系数

起重机梁跨度/m	6	12	≥ 18
自重系数	0.03	0.05	0.07

7.5.4 起重机梁的截面验算

1. 截面选择

焊接起重机梁的初选截面方法与普通焊接梁相似, 但起重机梁的上翼缘同时受起重机横向水平荷载的作用。选择截面时, 应注意以下两点:

1) 起重机梁所需的截面模量按下式计算:

$$W_{nx} = \frac{M_{x\max}}{\alpha f} \quad (7-23)$$

式中 α ——考虑横向水平荷载作用的系数, 取 0.7~0.9 (重级工作制起重机取偏小值, 轻、

中级工作制起重机取偏大值)；

$M_{x\max}$ ——两台起重机竖向荷载产生的最大弯矩设计值。

2) 起重机梁的最小高度由下式确定：

$$h_{\min} = \frac{\sigma_k l^2}{5E[v_T]} \quad (7-24)$$

式中 σ_k ——竖向荷载标准值产生的应力，可用 $\sigma_k = \frac{M_{xk1}}{W_{nx}}$ 进行估算，这里的 M_{xk1} 为起重机梁

在自重和一台起重机竖向荷载标准值作用下的最大弯矩； W_{nx} 为由式 (7-23) 计算的截面模量；

$[v_T]$ ——挠度的容许值。

2. 截面验算

1) 强度验算

验算截面时，假定竖向荷载由起重机梁承受，而横向荷载则由加强的起重机梁上翼缘，制动梁或制动桁架承受，并忽略横向水平荷载所产生的偏心作用。

上翼缘的正应力按下式计算：

无制动结构

$$\frac{M_{x\max}}{W_{nx1}} + \frac{M_{y\max}}{W_{ny}} \leq f \quad (7-25)$$

有制动梁时

$$\frac{M_{x\max}}{W_{nx1}} + \frac{M_{y\max}}{W_{ny1}} \leq f \quad (7-26)$$

有制动桁架时

$$\frac{M_{x\max}}{W_{nx1}} + \frac{M_{y\max}}{W_{ny}} + \frac{N}{A_{nf}} \leq f \quad (7-27)$$

下翼缘的正应力按下式计算

$$\frac{M_{x\max}}{W_{nx2}} \leq f \quad (7-28)$$

式中 W_{nx1} 、 W_{nx2} ——起重机梁对 x 轴的上部及下部纤维的净截面模量；

W_{ny} ——起重机梁上翼缘截面（包括加强板、角钢或槽钢）对 y 轴的净截面模量；

W_{ny1} ——制动梁截面对 y_1 轴起重机梁上翼缘外边缘纤维的截面模量；

A_{nf} ——起重机梁上翼缘及 $15t_w$ 腹板的净截面面积之和；

$M_{x\max}$ 、 $M_{y\max}$ ——起重机竖向荷载及横向水平力产生的计算弯矩；

N ——横向水平荷载或摇摆力在起重机梁上翼缘所产生的轴向压力；

$$N = \frac{M}{b} \quad (7-29)$$

b ——起重机梁与辅助桁架或起重机梁与起重机梁轴线间水平距离；

M ——起重机梁横向水平荷载或摇摆力对制动桁架在起重机梁上翼缘产生的局部弯矩，可近似地按 $M = (1/3 \sim 1/4) Ta$ 计算； T 为作用于一个起重机轮上的横向水平荷载或摇摆力； a 为制动桁架节间长度。

剪应力：验算同第 5 章受弯构件。

2) 刚度验算

起重机梁刚度验算时, 应按效应最大的一台起重机的荷载标准值计算, 不乘以动力系数。起重机梁在垂直方向内的刚度可直接按下式近似计算 (等截面时):

$$v = \frac{M_{xkmax} l^2}{10EI_x} \leq [v_T] \quad (7-30)$$

对重级工作制起重机梁除计算垂直方向的刚度外, 还应按下式验算水平方向的刚度

$$u = \frac{M_{ykmax} l^2}{10EI_{y1}} \leq \frac{l}{2200} \quad (7-31)$$

式中 M_{xkmax} —— 竖向荷载 (一台起重机荷载和起重机梁自重) 的标准值引起的最大弯矩, 不考虑动力系数;

M_{ykmax} —— 跨内一台起重重量最大起重机横向水平荷载的标准值引起的最大弯矩, 不考虑动力系数;

I_{y1} —— 制动结构截面对形心轴 y_1 的毛截面二次矩, 对制动桁架应考虑腹杆变形的影响, I_{y1} 乘以 0.7 的折减系数;

$[v_T]$ —— 挠度的容许值。

3) 整体稳定验算

无制动结构时, 按下式验算梁的整体稳定性:

$$\frac{M_{xmax}}{\varphi_b W_x} + \frac{M_{ymax}}{W_y} \leq f \quad (7-32)$$

式中 W_x —— 按起重机梁受压纤维确定的对 x 轴的毛截面模量;

W_y —— 上翼缘对 y 轴的毛截面模量;

φ_b —— 梁的整体稳定系数, 按附录 3 进行选取。

当采用制动梁或制动桁架时, 梁的整体稳定能够保证, 不必验算。

4) 翼缘与腹板连接焊缝

翼缘焊缝的计算见受弯构件。上翼缘焊缝除承受水平剪应力外, 还承受由起重机轮压引起的竖向应力; 下翼缘焊缝仅受翼缘和腹板间的水平剪应力。对于重级工作制的起重机梁上翼缘与腹板的连接应采用焊透的 T 形连接焊缝, 焊缝质量不低于二级焊缝标准, 可认为与腹板等强而不再验算其强度。

5) 腹板的局部稳定验算

腹板局部稳定的计算原理和方法见受弯构件, 起重机梁腹板除承受弯矩产生的正应力和剪应力外, 尚承受起重机最大垂直轮压传来的局部压应力。

6) 疲劳验算

起重机梁在动力荷载的反复作用下, 可能产生疲劳破坏。在设计起重机梁时, 首先应采用塑性、韧性好的钢材, 并尽量避免截面的急剧变化, 以免产生过大的应力集中。

7.5.5 起重机梁与柱的连接

起重机梁下翼缘与框架柱的连接, 一般采用 M20~M26 的普通螺栓固定。螺栓上的垫板厚度约取 16~18mm。当起重机梁位于设有柱间支撑的框架柱上时 (图 7-36), 下翼缘与起重机平台间应另加连接板用焊缝或高强度螺栓连接, 按承受起重机纵向水平荷载和山墙传来的风力进行计算。

起重机梁上翼缘与柱的连接应能传递全部支座处的水平反力。同时,对重级工作制起重机梁应注意采取适宜的构造措施,减少对起重机梁的约束,以保证起重机梁在简支状态下工作。上翼缘与柱宜通过连接板用大直径销钉(图 7-36)连接。起重机梁之间的纵向连接通常在梁端高度下部加设调整填板,并用普通螺栓连接。

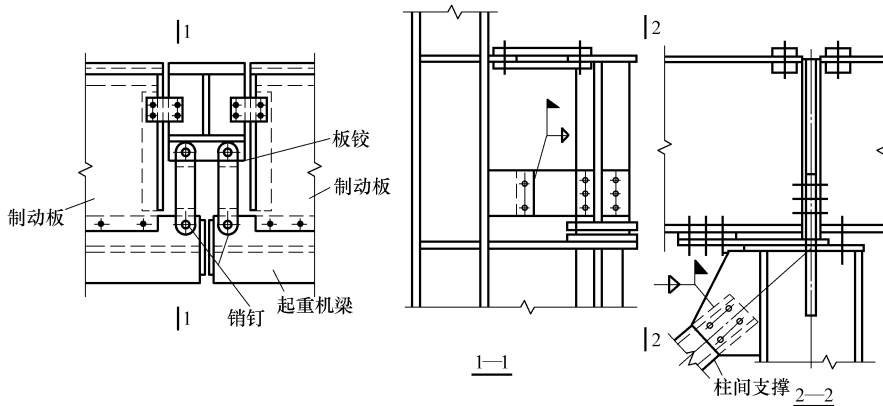


图 7-36 起重机梁与柱的连接

7.6 墙架体系

厂房的围护结构承受由墙体传来的荷载并将荷载传递到基础或厂房框架柱上,这种结构构件系统称为墙架。墙架构件有横梁、墙架柱、抗风桁架和支撑等。

墙架结构体系有整体式和分离式两种。整体式墙架直接利用厂房框架柱与中间墙架柱一起组成墙架结构来支撑横梁和墙体;分离式墙架是在框架柱外侧另设墙架柱与中间墙架柱和横梁等组成独立的墙架结构体系。

7.6.1 墙架结构的布置

当厂房柱的间距 $\leq 6\text{m}$ 时,纵墙墙架一般只设墙架梁,此时厂房柱兼作墙架柱。当采用大型钢筋混凝土墙板时,此柱距限值可适当放大,对轻型墙需要时也可放大至 12m 。纵向柱距 $6\sim 12\text{m}$ 的纵墙墙架以及山墙墙架,一般应设墙架梁和墙架柱。墙架梁和墙架柱的间距应根据墙体的强度和刚度要求确定,对风荷载较大或起重机、设备等振动荷载较大的厂房,间距应适当小些。此外,梁和柱的布置还应与门窗的布置相协调。为了减小墙架梁在竖向荷载下的计算跨度和增强其稳定性,一般需要在墙架梁间设置拉条及撑杆。

当屋架下弦标高 $> 18\text{m}$ 时,墙架柱仅靠上、下端支撑尚显刚度不足,通常可在中间高度处设置水平抗风桁架作为墙架柱的中间水平支撑点,把水平反力传到相邻厂房柱,水平抗风桁架一般设在起重机梁上翼缘标高处,可兼作起重机检修平台和通道。纵向墙架如需设置水平抗风桁架时,可利用起重机梁的水平制动梁和桁架适当加强并予以连接。

7.6.2 墙架结构的连接

为了使墙架柱上部连接不致承受屋架或刚架的竖向荷载,常采用弹簧板与屋架或刚架的弦杆连接,以便将墙架柱的水平荷载传到支撑节点上。

墙架梁一般与焊于柱(框架柱或墙架柱)上的角钢支托连接,槽钢或C型钢开口向上时,

虽安装方便，但易积灰积水，不利于防锈；槽钢或C型钢开口向下时，不宜积灰积水、防锈蚀较好，但安装不方便；若墙架梁采用工字钢，连接时梁端、翼缘处需切肢。

7.7 设计例题

7.7.1 设计资料

某工业厂房的车间，车间长度为90m，柱距为6m，屋架的排水坡度为5%。该车间无悬挂式起重机、无天窗、无振动。钢屋架支承在钢筋混凝土柱顶，钢材采用Q235B钢，混凝土等级为C20。屋面采用1.5m×6.0m的预应力钢筋混凝土大型屋面板，屋架形式为梯形屋架，跨度为18m，端距1.5m。试进行该屋架的设计。

7.7.2 荷载汇集及组合

(1) 屋架形势、尺寸、材料选择及支撑布置

本设计为无檩屋盖方案， $i=5\%$ ，采用平坡梯形屋架，屋架计算跨度 $L_0 = L - 300\text{mm} = 17700\text{mm}$ ，端部高度取 $H_0 = 1490\text{mm}$ ，中部高度 $H = 1940\text{mm}$ （跨中起拱按 $L/500$ 考虑）。屋架杆件几何长度如图7-37所示。

(2) 荷载和内力计算

1) 荷载计算

恒荷载：

保温层	1.40kN/m ²
找平层 (2cm 厚)	0.40kN/m ²
SBS 改性沥青防水卷材	0.40kN/m ²
预应力钢筋混凝土屋面板 (包括灌缝)	1.40kN/m ²
悬挂管道	0.10kN/m ²
屋架和支撑自重	$0.12 + 0.011L = (0.12 + 0.011 \times 18)\text{kN/m}^2 = 0.32\text{kN/m}^2$
恒荷载总和	4.02kN/m ²
可变荷载：	
活载	0.5kN/m ²
屋架下弦点的设备荷载	0.8kN/m ²
可变荷载总和	1.30kN/m ²

屋面坡度不大，对荷载影响小，不予考虑。风荷载对屋面为吸力，重屋盖可不考虑。

2) 荷载组合。一般考虑全跨荷载，对跨中的部分斜杆可考虑半跨荷载。本设计在设计杆件截面时，将跨度中央每侧各两根斜腹杆均按压杆控制其长细比，不必考虑半跨荷载作用情况，只计算全跨满载时杆件内力。

节点荷载设计值：

$$F_d = [(1.2 \times 4.02 + 1.4 \times 1.30) \times 1.5 \times 6] \text{kN} = 59.80 \text{kN}$$

其中，永久荷载的荷载分项系数为1.2，屋面活荷载的荷载分项系数为1.4。

故节点荷载取为59.80kN，支座反力为 $R_d = 6F_d = 358.8\text{kN}$ 。

7.7.3 内力计算及杆件设计

(1) 内力计算

用图解法或数解法皆可解出全跨荷载作用下屋架杆件的内力,如图 7-37 所示。

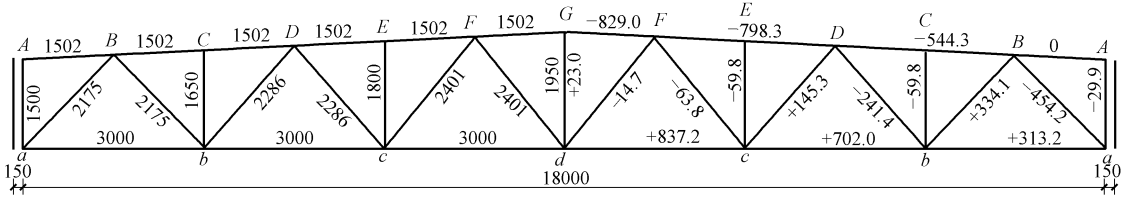


图 7-37 屋架几何尺寸及内力图 (内力单位: kN)

(2) 杆件设计

腹杆最大内力为 454.2kN,查表,选用中间节点板厚度为 $t = 10\text{mm}$,支座节点板厚度为 $t = 12\text{mm}$ 。

1) 上弦杆。整个上弦杆不改变截面,按最大内力计算:

$$N = -829.0\text{kN}, l_{0x} = 150.2\text{cm}, l_{0y} = 300.0\text{cm}。$$

选用 2 L 140×12, $A = 65.0\text{cm}^2$, $i_x = 4.31\text{cm}$, $i_y = 6.16\text{cm}$ ($t = 10\text{mm}$)。

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{150.2}{4.31} = 34.9 < [\lambda] = 150, \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{300}{6.16} = 48.7 < [\lambda] = 150$$

双角钢 T 形截面绕对称轴 (Y 轴) 应按弯扭曲计算长细比 λ_{yz} 。

$$\frac{b}{t} = \frac{14}{1.2} = 11.6 < \frac{0.58}{b}, l_{0y} = \frac{0.58 \times 300}{14} = 12.4$$

$$\text{故 } \lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{0.475b^4}{l_{0y}^2 t^2} \right) = 48.7 \times \left(1 + \frac{0.475 \times 14^4}{300^2 \times 1.2^2} \right) = 55.6 > \lambda_y$$

故由 $\lambda = \lambda_y = 55.6$,按 b 类查附表 4-2 得 $\varphi = 0.83$ 。

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{829 \times 10^3}{0.83 \times 65 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 153.7 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

填板每个节间放一块, $l_a = 75.1\text{cm} < 40i = 40 \times 4.31\text{cm} = 172.4\text{cm}$ 。

2) 下弦杆。下弦杆也不改变截面,按最大内力计算。

$$N_{\max} = 837.2\text{kN}, l_{0x} = 300\text{cm}, l_{0y} = 900\text{cm}$$

连接支撑的螺栓孔中心至节点板边缘的距离约为 100mm,可不考虑螺栓孔削弱。

选用 2 L 180×110×10 (断肢相连), $A = 56.8\text{cm}^2$, $i_x = 3.13\text{cm}$, $i_y = 8.63\text{cm}$ 。

$$\lambda_x = \frac{300}{3.13} = 96 < [\lambda] = 350, \lambda_y = \frac{900}{8.63} = 104 < [\lambda] = 350$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{837.2 \times 10^3}{56.8 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 147.4 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

填板每个节间放一块, $l_a = 150\text{cm} < 80i = 464.8\text{cm}$ 。

3) 斜腹杆。

①杆件 B-a: $N = -454.2\text{kN}$, $l_{0x} = l_{0y} = 217.5\text{cm}$ 。

选用 2 L 140×90×10 (长肢相连), $A = 44.6\text{cm}^2$, $i_x = 4.47\text{cm}$, $i_y = 3.66\text{cm}$ 。

$$\lambda_x = \frac{217.5}{4.47} = 48.7 < [\lambda] = 150, \lambda_y = \frac{217.5}{3.66} = 59.4 < [\lambda] = 150$$

$$\frac{b}{t} = \frac{9}{1.0} = 9.0 \leq \frac{0.48l_{0y}}{b_2} = \frac{0.48 \times 217.5}{9} = 11.6$$

$$\text{故 } \lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{1.09b_2^4}{l_{0y}^2 t^2} \right) = 59.4 \times \left(1 + \frac{1.09 \times 9^4}{217.5^2 \times 1^2} \right) = 68.4 > \lambda_y$$

故由 $\lambda = \lambda_{yz} = 68.4$ ，按 b 类查附表 4-2 得， $\varphi_x = 0.761$ 。

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{454.2 \times 10^3}{0.761 \times 44.6 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 133.8 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

填板放两块， $l_a = 72.5 \text{cm} < 40i = 102.4 \text{cm}$ 。

② 杆件 B-b: $N = 334.1 \text{kN}$ ， $l_{0x} = 174 \text{cm}$ ， $l_{0y} = 217.5 \text{cm}$ 。

选用 2 L 90×6， $A = 21.28 \text{cm}^2$ ， $i_x = 2.79 \text{cm}$ ， $i_y = 4.05 \text{cm}$ 。

$$\lambda_x = \frac{174}{2.79} = 62.4 < [\lambda] = 350, \lambda_y = \frac{217.5}{4.05} = 53.7 < [\lambda] = 350$$

$$\frac{b}{t} = \frac{9}{0.6} = 15 > \frac{0.58l_{0y}}{b} = 14.1$$

$$\lambda_{yz} = 3.9 \frac{b}{t} \left(1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{18.6b^4} \right) = 66.7, \lambda = \lambda_{yz} = 66.7, \text{查附表4-2得}, \varphi = 0.771。$$

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{334.1 \times 10^3}{0.771 \times 21.28 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 203.6 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

填板放两块， $l_a = 72.5 \text{cm} < 80i = 223.2 \text{cm}$ 。

③ 杆件 D-b: $N = -241.4 \text{kN}$ ， $l_{0x} = 182.9 \text{cm}$ ， $l_{0y} = 228.6 \text{cm}$ 。

选用 2 L 80×5， $A = 15.82 \text{cm}^2$ ， $i_x = 2.48 \text{cm}$ ， $i_y = 3.63 \text{cm}$ 。

$$\lambda_x = \frac{182.9}{2.48} = 73.75 < [\lambda] = 150, \lambda_y = \frac{228.6}{3.63} = 62.98 < [\lambda] = 150$$

$$\frac{b}{t} = \frac{8}{0.5} = 16 < \frac{0.58l_{0y}}{b} = 16.57$$

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{0.475b^4}{l_{0y}^2 t^2} \right) = 62.98 \times \left(1 + \frac{0.475 \times 8^4}{228.6^2 \times 0.5^2} \right) = 72.4$$

$\lambda = \lambda_x = 73.75$ ，查附表 4-2 得 $\varphi = 0.73$ 。

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{241.4 \times 10^3}{0.73 \times 15.82 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 209 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

填板放两块， $l_a = 76.2 \text{cm} < 40i = 99.2 \text{cm}$ 。

④ 杆件 E-c: $N = -59.8 \text{kN}$ ， $l_{0x} = 144 \text{cm}$ ， $l_{0y} = 180 \text{cm}$ 。

选用 2 L 50×5， $A = 9.6 \text{cm}^2$ ， $i_x = 1.53 \text{cm}$ ， $i_y = 2.45 \text{cm}$ 。

$$\lambda_x = \frac{144}{1.53} = 94.1 < [\lambda] = 150, \lambda_y = \frac{180}{2.45} = 73.5 < [\lambda] = 150$$

$$\frac{b}{t} = \frac{5}{0.5} = 10 < \frac{0.58l_{0y}}{b} = 20.88$$

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{0.475b^4}{l_{0y}^2 t^2} \right) = 73.5 \times \left(1 + \frac{0.475 \times 5^4}{180^2 \times 0.5^2} \right) = 76.4$$

$\lambda = \lambda_x = 94.1$, 查附表 4-2 得 $\varphi = 0.593$ 。

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{59.8 \times 10^3}{0.593 \times 9.6 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 105 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

填板放两块, $l_a = 60 \text{cm} < 40i = 61.2 \text{cm}$ 。

屋架杆件截面选用见表 7-7。需要注意的是连接垂直支撑的中央竖杆采用十字形截面, 其斜平面计算长度 $l_{0x} = 0.9l$, 其他腹杆除 A-a、B-a 外, $l_{0x} = 0.8l$ 。

表 7-7 屋架杆件截面选用

杆件名称	杆件号	内力设计值/kN	计算长度/cm		所选截面	截面面积/ cm ²	计算应力 /(N/mm ²)	容许长细比 [λ]	杆件端部 角钢焊缝 /mm	填板数
			l_{0x}	l_{0y}						
上弦杆	G-F F-E	-829	150.2	300.0	2 L 140×12	65	153.7	150	—	1
下弦杆	d-c	837.2	300	900	2 L 180×110×10	56.8	147.4	350	—	1
腹杆	A-a	-29.9	150	150	2 L 40×5	7.58	94.8	150	—	2
	B-a	-454.2	217.5	217.5	2 L 140×90×10	44.6	133.8	150	10-160 8-110	2
	B-b	334.1	174	217.5	2 L 90×6	21.28	203.6	350	8-150 6-100	2
	C-b	-59.8	132	165	2 L 50×5	9.6	96.4	150	—	2
	D-b	-241.4	182.9	228.6	2 L 80×5	15.82	209	150	6-140 5-90	2
	D-c	145.3	182.9	228.6	2 L 70×5	13.76	170.6	350	6-90 5-60	2
	E-c	-59.8	144	180	2 L 50×5	9.6	105	150	6-50 5-40	2
	F-c	-63.8	192.1	240.1	2 L 50×5	9.6	162.9	150	6-50 5-40	3
	F-d	-14.7	192.1	240.1	2 L 50×5	9.6	37.5	150	—	3
	G-d	23	175.5	175.5	2 L 50×5	9.6	51.4	150	—	3

7.7.4 节点设计及支座设计

(1) 节点设计

1) 下弦节点 b (图 7-38)。先算腹杆与节点的连接焊缝; B-b 杆肢背及肢尖焊缝的焊脚尺寸取 $h_{f1} = 8 \text{mm}$, $h_{f2} = 6 \text{mm}$, 则所需焊缝长度 (考虑起灭弧缺陷):

$$\text{肢背: } l_{w1} = \left(\frac{\frac{2}{3} \times 334.1 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} + 2 \times 8 \right) \text{mm} = 140 \text{mm} \quad \text{取 } 150 \text{mm}$$

$$\text{肢尖: } l_{w2} = \left(\frac{\frac{1}{3} \times 334.1 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 6 \times 160} + 2 \times 6 \right) \text{mm} = 95 \text{mm} \quad \text{取 } 100 \text{mm}$$

$$D-b: h_{f1} = 6 \text{mm} \quad \text{肢背: } l_{w1} = \left(\frac{\frac{2}{3} \times 241.4 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 6 \times 160} + 2 \times 6 \right) \text{mm} = 131 \text{mm} \quad \text{取 } 140 \text{mm}$$

$$h_{t2} = 5\text{mm} \quad \text{肢尖: } l_{w2} = \left(\frac{1}{3} \times 241.4 \times 10^3 \right. \\ \left. \frac{1}{2 \times 0.7 \times 5 \times 160} + 2 \times 5 \right) \text{mm} = 82\text{mm} \quad \text{取 } 90\text{mm}$$

C-b 内力较小, 焊缝按构造采用。

其次验算下弦杆与节点板连接焊缝, 内力差 $\Delta N = N_{bc} - N_{ab} = (702 - 313.2) \text{ kN} = 388.8 \text{ kN}$, 由斜腹杆焊缝决定的节点板尺寸。量得实际节点板长度是 44.5cm, 角焊缝计算长度 $l_w = (44.5 - 1.2) \text{ cm} = 43.3 \text{ cm}$, 采用 $h_f = 6 \text{ mm}$ 。

$$\text{肢背焊缝应力为: } \tau = \frac{\frac{2}{3} \times 388.8 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 6 \times 433} \text{ N/mm}^2 \\ = 71.3 \text{ N/mm}^2 < f_f^w = 160 \text{ N/mm}^2$$

2) 上弦节点 B (图 7-39)。“B-b”杆与节点板的焊缝尺寸和节点 b 相同。 $h_{f1} = 8 \text{ mm}$, $h_{t2} = 6 \text{ mm}$; $l_{w1} = 150 \text{ mm}$, $l_{w2} = 100 \text{ mm}$ 。

$$B-a: h_{f1} = 10\text{mm} \quad \text{肢背: } l_{w1} = \left(\frac{2}{3} \times 454.2 \times 10^3 \right. \\ \left. \frac{1}{2 \times 0.7 \times 10 \times 160} + 2 \times 10 \right) \text{mm} = 155\text{mm} \quad \text{取 } 160\text{mm}$$

$$h_{t2} = 8\text{mm} \quad \text{肢尖: } l_{w2} = \left(\frac{1}{3} \times 454.2 \times 10^3 \right. \\ \left. \frac{1}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} + 2 \times 8 \right) \text{mm} = 100.5\text{mm} \quad \text{取 } 110\text{mm}$$

验算上弦与节点板的连接焊缝: 节点板缩进 10mm, 肢背采用塞焊缝, 承受节点荷载 $Q = 59.8 \text{ kN}$, $h_{f1} = t/2 = 5 \text{ mm}$, $l_{w1} = l_{w2} = (54 - 1) \text{ cm} = 53 \text{ cm}$ 。

$$\frac{59.8 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 5 \times 530} \text{ N/mm}^2 = 16.1 \text{ N/mm}^2 < \beta_f f_f^w = 1.22 \times 160 \text{ N/mm}^2 = 195.2 \text{ N/mm}^2$$

肢尖焊缝承受弦杆内力差 $\Delta N = 544.3 \text{ kN}$, 偏心距 $e = (14 - 2.5) \text{ cm} = 11.5 \text{ cm}$ 。偏心力矩 $M = \Delta N e = 544.3 \times 0.115 \text{ kN} \cdot \text{m} = 62.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 采用 $h_{t2} = 10 \text{ mm}$

$$\text{对 } \Delta N: \tau_f = \frac{544.3 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 10 \times 530} \text{ N/mm}^2 = 73.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{对 } M \text{ 由式: } \sigma_f = \frac{6M}{2h_e l_w^2} = \frac{6 \times 62.59 \times 10^6}{2 \times 0.7 \times 10 \times 530^2} \text{ N/mm}^2 \\ = 95.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f} \right)^2 + (\tau_f)^2} = \sqrt{\left(\frac{95.5}{1.22} \right)^2 + 73.4^2} \text{ N/mm}^2 \\ = 107.3 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$$

3) 屋脊节点 G (图 7-40)。腹杆杆端焊缝计算从略。弦杆与节点板连接焊缝受力不大, 按构造要求决定焊缝尺寸, 一般可以不计算。只进行拼接计算, 拼接角钢采用与上弦杆相同截面 $2 \text{ L } 140 \times 12$, 除倒棱外竖肢需切去 $\Delta = t +$

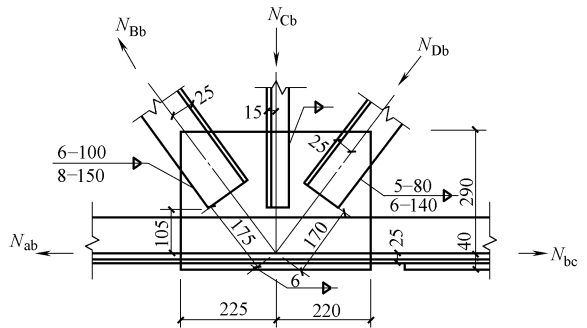


图 7-38 下弦节点 b

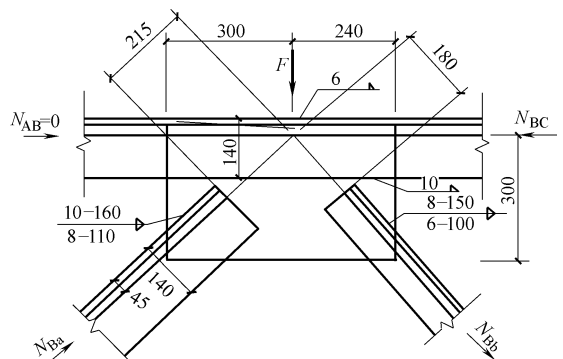


图 7-39 上弦节点 B

$h_f+5\text{mm}=(12+10+5)\text{mm}=27\text{mm}$, Δ 取 30mm 。并按上弦坡度热弯。拼接角钢与上弦连接焊缝在接头一侧的总长度 (设 $h_f=10\text{mm}$)

$$\sum l_w = \frac{N}{0.7h_f f_f^w} = \frac{829 \times 10^3}{0.7 \times 10 \times 160} \text{mm} = 740\text{mm}$$

共四条焊缝, 认为平均受力, 每条焊

$$\text{缝实际长度 } l_w = \left(\frac{740}{4} + 20 \right) \text{mm} = 205\text{mm}.$$

拼接角钢总长度为 $L = 2l_w + 20\text{mm} = 430\text{mm}$, 取拼接角钢长 600mm 。

(2) 支座设计

对支座节点 a (图 7-41)

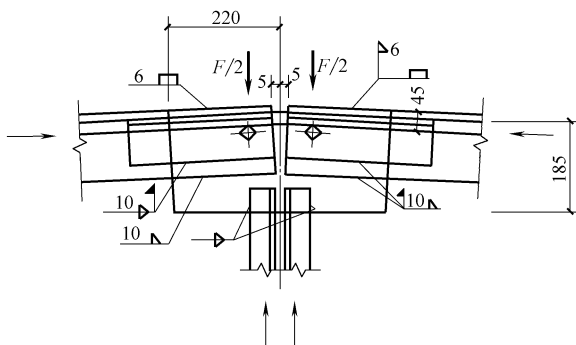


图 7-40 屋脊节点 G

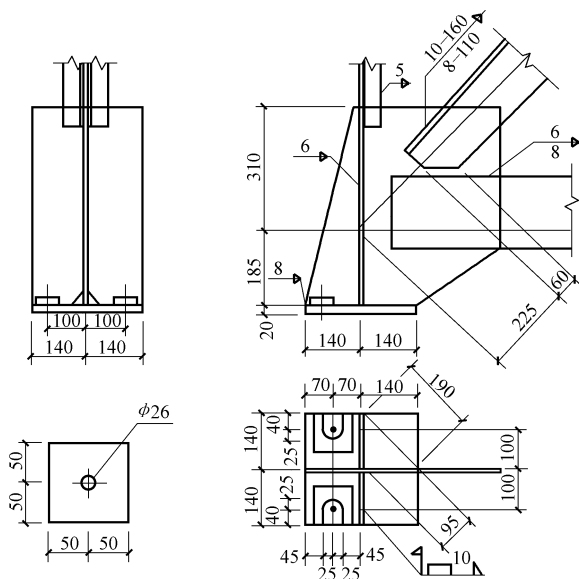


图 7-41 支座节点 a

1) 底板计算。支反力 $R_d = 358.8\text{kN}$, 混凝土强度等级为 C20, $f_c = 9.6\text{N/mm}^2$ 。

$$\text{所需底板毛面积 } A_n = \frac{358.8 \times 10^3}{9.6} \text{mm}^2 = 373.75\text{cm}^2$$

锚栓直径取 $d = 24\text{mm}$, 锚栓孔直径为 50mm , 则所需底板毛面积:

$$A = A_n + A_0 = \left(373.75 + 2 \times 4 \times 5 + \frac{3.14 \times 5^2}{4} \right) \text{cm}^2 = 433.4\text{cm}^2$$

按构造要求采用底板面积为 $a \times b = 28 \times 28\text{cm}^2 = 784\text{cm}^2 > 433.4\text{cm}^2$, 垫板采用 $-100 \times 100 \times 20$, 孔径 26mm 。

$$\text{实际净面积为: } A_n = \left(784 - 2 \times 4 \times 5 - \frac{3.14 \times 5^2}{4} \right) \text{cm}^2 = 724.4\text{cm}^2$$

$$\text{底板实际应力: } q = \frac{358.8 \times 10^3}{724.4 \times 10^2} \text{N/mm}^2 = 4.95\text{N/mm}^2$$

$$a_1 = \sqrt{\left(14 - \frac{1.0}{2} \right)^2 + \left(14 - \frac{1.2}{2} \right)^2} \text{cm} = 19.0\text{cm}$$

$$b_1 = 13.4 \times \frac{13.5}{19} \text{cm} = 9.52 \text{cm}$$

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{9.52}{19} = 0.5, \text{查表 4-7 得 } \beta = 0.056, \text{则:}$$

$$M = \beta q a_1^2 = 0.056 \times 4.95 \times 190^2 \text{N} \cdot \text{mm} = 10007 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{所需底板厚度: } t \geq \sqrt{\frac{6M}{f}} = \sqrt{\frac{6 \times 10007}{205}} \text{mm} = 17.11 \text{mm}$$

用 $t = 20 \text{mm}$, 底板尺寸为 $-280 \times 280 \times 20$ 。

2) 加劲肋与节点板连接焊缝计算。

$$\text{一个加劲肋的连接焊缝所承受的内力: } V = \frac{R}{4} = \frac{358.8}{4} \text{kN} = 89.7 \text{kN}$$

$M = V_e = 89.7 \times 7 \text{kN} \cdot \text{cm} = 627.9 \text{kN} \cdot \text{cm}$, 加劲肋高度、厚度取与中间节点板相同 ($-495 \times 140 \times 10$)。

采用 $h_f = 6 \text{mm}$ 验算焊缝应力:

$$\text{对 } V: \quad \tau_f = \frac{89.7 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 6 \times (495 - 10)} \text{N/mm}^2 = 22.0 \text{N/mm}^2$$

$$\text{对 } M \text{ 由式: } \quad \sigma_f = \frac{6 \times 627.9 \times 10^4}{2 \times 0.7 \times 6 \times (495 - 10)^2} \text{N/mm}^2 = 19.1 \text{N/mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{19.1}{1.22}\right)^2 + 22^2} \text{N/mm}^2 = 27 \text{N/mm}^2 < 160 \text{N/mm}^2$$

3) 节点板, 加劲肋与底板连接焊缝计算采用 $h_f = 8 \text{mm}$ 。

实际焊缝总长度:

$$\sum l_w = 2 \times (28 + 11.7 \times 2) \text{cm} - 12 \times 0.8 \text{cm} = 93.2 \text{cm}$$

焊缝设计应力:

$$\sigma_f = \frac{358.8 \times 10^3}{0.7 \times 8 \times 932} \text{N/mm}^2 = 68.7 \text{N/mm}^2 < \beta_f f_f^w = 1.22 \times 160 \text{N/mm}^2 = 195.2 \text{N/mm}^2$$

第 8 章 轻型门式刚架结构

8.1 概述

轻型门式刚架结构主要是指承重结构为单跨或多跨实腹门式刚架，其屋盖和墙面系统均采用轻型钢，结构组成如图 8-1 所示。该刚架可以设置起重量不大于 20t 的中、轻级工作制起重机或 3t 悬挂式起重机。近年来，轻型门式刚架结构在我国快速发展，给钢结构注入了新的活力，不仅在轻工业厂房中得到非常广泛的应用，而且在一些城市公共建筑，如超市、展览厅、停车场等也得到普遍应用。

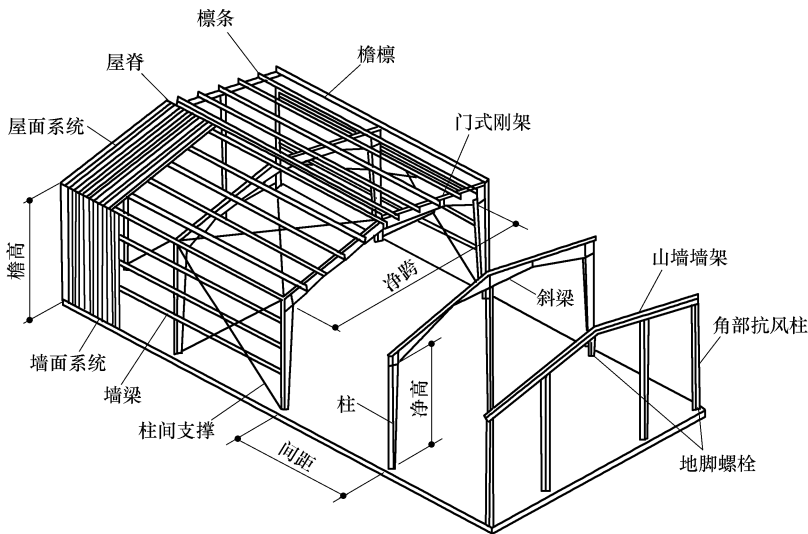


图 8-1 门式刚架的结构组成

轻型门式刚架结构房屋的构件截面尺寸较小，自重轻，建筑体型简洁美观。其超静定的结构，使得刚架上内力分布较为均匀，可充分发挥材料的强度；另外刚架平面内、平面外刚度接近，使得刚架稳定性较好，有利于制作、安装和运输。门式刚架的构（配）件生产的标准化、工业化程度高，大多在工厂制作，仅在工地进行简单的拼接和安装，施工速度快，便于维护和拆迁，经济效益显著。

在轻型门式刚架结构体系中，屋盖应采用压型钢板屋面板和冷弯薄壁型钢檩条，主刚架可采用变截面实腹刚架，外墙宜采用压型钢板墙板和冷弯薄壁型钢墙梁，也可以采用砌体外墙或底部为砌体、上部为轻质材料的外墙。主刚架斜梁下翼缘和刚架柱内翼缘的平面外稳定性，由与檩条或墙梁相连接的隅撑来保证。主刚架间的交叉支撑可采用张紧的圆钢。

8.2 轻型门式刚架结构的形式和布置

8.2.1 门式刚架的结构形式

门式刚架的结构形式按跨度和屋面坡脊数可分为单跨单坡(图 8-2a)、单跨双坡(图 8-2b)、双跨双坡(图 8-2c)、多跨双坡(图 8-2d)、多跨多坡(图 8-2e、f)以及带挑檐的单坡(图 8-2g)和带毗屋的多坡(图 8-2h)刚架等。

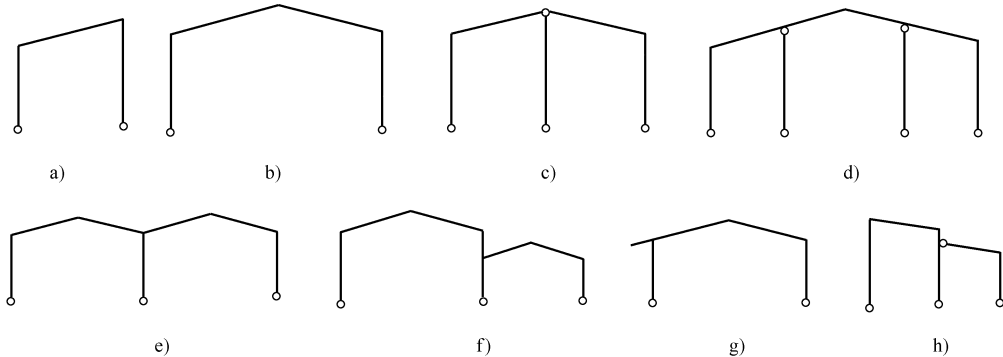


图 8-2 门式刚架的结构形式

多跨双坡刚架中柱与刚架斜梁的连接,可铰接可刚接。在无桥式起重机房屋中,若刚架柱不是很高,风荷载不是很大时,中柱宜采用两端铰接的柱,简称摇摆柱。摇摆柱不参与抵抗水平荷载,截面较小,与梁连接简单方便。在桥式起重机房屋中,中柱两端宜设为刚接,以增加刚架的侧向刚度。多跨刚架宜采用双坡或单坡屋盖,必要时也可采用由多个双坡单跨相连的多跨刚架形式。

根据跨度、高度及荷载不同,门式刚架的梁、柱可采用变截面或等截面的实腹焊接工字形截面或轧制 H 形截面。设有桥式起重机的房屋,宜采用等截面柱。变截面梁、柱通常改变腹板的高度,做成楔形,必要时也可以改变腹板厚度。结构构件在运输单元内一般不改变翼缘截面,必要时可改变翼缘厚度,邻接的运输单元可采用不同的翼缘截面。

门式刚架轻型房屋屋面坡度宜取 $1/8 \sim 1/20$,在雨水较多的地区宜取较大值。

门式刚架的柱脚多按铰接设计,通常为平板支座,设一对或两对地脚螺栓。当用于工业厂房且有桥式起重机时,宜将柱脚设计为刚接。

8.2.2 门式刚架的结构布置

1. 门式刚架的柱网布置

门式刚架柱在平面上的横向定位轴线和纵向定位轴线所形成的网格即为柱网。门式刚架的跨度,应取刚架柱纵向定位轴线间的距离,其值宜为 $9 \sim 36\text{m}$,一般取 3m 为模数。边柱的截面高度不等时,其外侧应对齐。门式刚架的高度,应取地坪至柱轴线与斜梁轴线交点的高度,其值宜为 $4.5 \sim 9\text{m}$,必要时可适当放大。门式刚架的高度,应根据使用要求的室内净高确定,设有起重机的厂房应根据轨顶标高和起重机净空的要求而定。

门式刚架的间距,即相邻横向轴线之间的距离宜为 6m ,也可采用 7.5m 或 9m ,最大可用 12m ,跨度较小时间距可为 4.5m 。门式刚架合理间距的最终确定应综合考虑刚架跨度、荷载

条件及使用要求等因素。

柱的轴线可取通过柱下端（较小端）中心的竖向直线；工业建筑边柱的定位轴线宜取柱外皮；斜梁的轴线可取通过变截面梁段最小端中心与斜梁上表面平行的轴线。

2. 门式刚架伸缩缝的布置

门式刚架轻型房屋钢结构构件和围护结构通常刚度不大，温度应力较小，因此应对其进行温度分区。其中纵向温度区段长度不大于 300m，横向温度区段长度不大于 150m。当需要设置伸缩缝时，可设置双柱，或在搭接檩条的螺栓连接处采用长圆孔，并使该处屋面板在构造上允许胀缩。在多跨刚架局部抽掉中柱处，可布置托架或托梁。

3. 门式刚架屋面檩条和墙梁的布置

对于有檩屋盖，屋面檩条一般应等间距布置。但在屋脊处，应沿屋脊两侧各布置一道檩条，使得屋面板的外伸宽度不要太大（一般小于 200mm），在天沟附近应布置一道檩条，以便于天沟的固定。确定檩条间距时，应综合考虑天窗、通风屋脊、采光带、屋面材料、檩条规格等因素，按计算确定。

门式刚架轻型房屋钢结构的侧墙，在采用压型钢板作围护面时，墙梁宜布置在刚架柱的外侧，其间距随墙板板型及规格而定，但不应大于计算确定的值。

外墙在抗震设防烈度不高于 6 度的情况下，可采用砌体；当为 7 度、8 度时，不宜采用嵌砌砌体；9 度时宜采用与柱柔性连接的轻质墙板。

4. 门式刚架支撑的布置

在每个温度区段或者分期建设的区段中，应分别设置能独立构成空间稳定结构的支撑体系。柱间支撑的间距根据安装条件确定，一般取 30~40m，不大于 60m。房屋高度较大时，柱间支撑要分层设置。在设置柱间支撑的开间时，应同时设置屋盖横向支撑以组成几何不变体系。

端部支撑宜设在温度区段端部的第二个开间，在第一开间的相应位置宜设置刚性系杆。刚架转折处（边柱柱顶、屋脊及多跨刚架的中柱柱顶）应沿房屋全长设置刚性系杆。

由支撑斜杆等组成的水平桁架，其直腹杆宜按刚性系杆考虑；刚性系杆可用檩条兼任，此时檩条应满足压弯构件的承载力和刚度要求；若刚度或承载力不足，可在刚架斜梁间设置钢管、H 型钢或其他截面形式的杆件。

8.3 刚架设计

8.3.1 荷载计算及荷载组合

作用在门式刚架结构上的荷载包括永久荷载和可变荷载两大类，下面分别详述。

1. 永久荷载

门式刚架承受的永久荷载包括屋面板、檩条、刚架、墙架、支撑等结构自重和顶棚、管线、天窗、门窗等悬挂荷载或建筑设施荷载。除《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》（GB 51022—2015）（以下简称《规范》）有特别规定外，一律按《建筑结构荷载规范》（GB 50009—2012）（以下简称《荷载规范》）的规定采用。悬挂荷载按实际情况取用。

2. 可变荷载

可变荷载包括屋面均布活荷载、雪荷载、积灰荷载、风荷载、起重机荷载以及地震作用等。

对于屋面均布活荷载,当采用压型钢板轻型屋面时,屋面竖向均布活荷载的标准值(按水平投影面计算)应取 0.5kN/m^2 ;对于受荷水平投影面积大于 60m^2 的刚架构件可取不小于 0.3kN/m^2 (刚架横梁多属此种情况)。设计屋面板和檩条时,应考虑施工和检修集中荷载(人和小工具的重力),其标准值为 1kN 。

雪荷载、积灰荷载及起重机荷载按《荷载规范》的规定计算。设计屋面板和檩条时并应考虑在屋面天沟、阴角、天窗挡风板内和高低跨连续处等的荷载增大系数和不均匀系数。

对于风荷载,由于门式刚架轻型房屋钢结构的屋面坡度一般较小,高度也较低,《规范》对风荷载的计算做出如下规定:

$$w_k = \beta \mu_w \mu_z w_0 \quad (8-1)$$

式中 w_k ——风荷载标准值 (kN/m^2);

w_0 ——基本风压,按《荷载规范》规定值乘以1.05采用;

μ_z ——风荷载高度变化系数,按《荷载规范》规定采用,当高度小于10m时,应按10m高度处的数值采用;

μ_w ——风荷载体型系数(考虑了内、外风压最大值的组合,且包含阵风系数),应按表8-1的规定及图8-3的规定采用;该表适用于双坡及单坡的门式刚架轻型房屋,其屋面坡度 α 不大于 10° ,屋面平均高度不大于18m,房屋高宽比不大于1,檐口高度不大于房屋的最小水平尺寸;其中各区域的意义及风向的关系如图8-3所示;对于多脊多坡屋面,仍按《荷载规范》采用;

β ——系数,计算主刚架时取 $\beta=1.1$;计算檩条、墙梁、屋面板和墙面板及其连接时,取 $\beta=1.5$ 。

表 8-1 刚架的风荷载体型系数

建筑类型	分区											
	端区						中间区					
	1E	2E	3E	4E	5E	6E	1	2	3	4	5	6
封闭式	+0.50	-1.40	-0.80	-0.70	+0.90	-0.30	+0.25	-1.00	-0.65	-0.55	+0.65	-0.15
部分封闭式	+0.10	-1.80	-1.20	-1.10	+1.00	-0.20	-0.15	-1.40	-1.05	-0.95	+0.75	0.05

注:1. 正号(压力)表示风力由外朝向表面,负号(吸力)表示风力自表面向外离开。

2. 屋面以上的周边伸出部分,对1区和5区可取+1.3,对4区和6区可取-1.3,这些系数包括了迎风面和背风面的影响。

3. 当端部柱距不小于端区宽度时,端区风荷载超过中间区的部分,宜直接由端刚架承受。

4. 单坡房屋的风荷载体型系数,可按双坡房屋的两个半边处理(图8-3b)。

3. 荷载组合效应

针对门式刚架的特点,遵从《荷载规范》的规定,《规范》给出了下列几项荷载组合原则:

- 1) 屋面均布活荷载不与雪荷载同时考虑,应取两者中的较大值。
- 2) 积灰荷载与雪荷载或屋面均布活荷载中的较大值同时考虑。
- 3) 施工或检修集中荷载不与屋面材料或檩条自重以外的其他荷载同时考虑。
- 4) 多台起重机的组合应符合《荷载规范》的规定。
- 5) 当需要考虑地震作用时,风荷载不与地震作用同时考虑。

在进行刚架内力分析时,所需考虑的荷载效应组合(含永久荷载分项系数1.0或1.2、可变荷载分项系数1.4及组合值系数0.9)主要有:

① $1.2 \times \text{永久荷载} + 0.9 \times 1.4 \times [\text{积灰荷载} + \max\{\text{屋面均布活荷载、雪荷载}\}] + 0.9 \times 1.4 \times (\text{风荷载} + \text{起重机竖向及水平荷载})$ 。

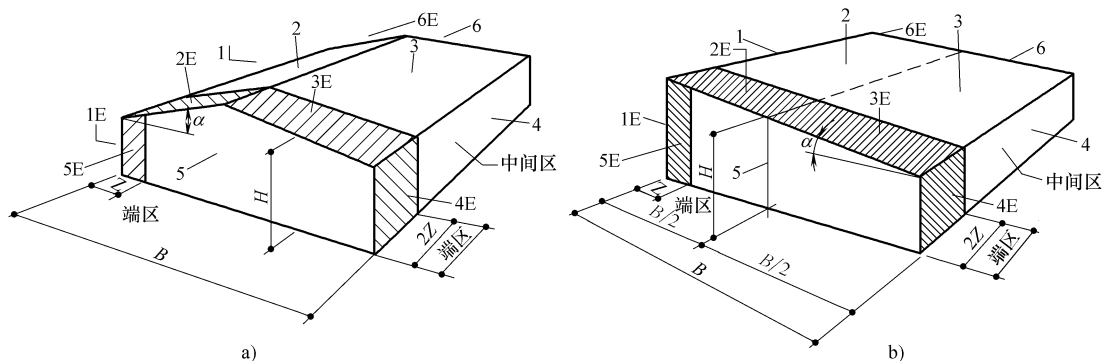


图 8-3 刚架的风荷载体型系数分区

a) 双坡刚架 b) 单坡刚架

注: α 为屋面与水平面的夹角; B 为建筑宽度; H 为屋顶至地面的平均高度, 可近似取檐口高度; Z 为计算刚架时的房屋端区宽度, 取建筑最小水平尺寸的 10% 或 $0.4H$ 中之较小值, 但不得小于建筑最小水平尺寸的 4% 或 1m。房屋端区宽度横向取 Z , 纵向取 $2Z$ 。

② $1.0 \times$ 永久荷载 + $1.4 \times$ 风荷载。

组合①用于截面强度和构件稳定性计算。在进行效应叠加时, 起有利作用者不加, 但必须注意所加各项有可能同时发生。为此, 不能在计入起重机水平荷载效应的同时略去竖向荷载效应。组合②用于锚栓抗拉计算, 其永久荷载的抗力分项系数取 1.0。当为多跨有起重机框架时, 在组合②中还应考虑邻跨起重机水平力的作用。

由于门式刚架结构的自重较轻, 地震作用产生的荷载效应一般较小。设计经验表明: 当抗震设防烈度为 7 度而风荷载标准值大于 0.35kN/m^2 , 或抗震设防烈度为 8 度而风荷载标准值大于 0.45kN/m^2 时, 地震作用的组合一般不起控制作用。

8.3.2 刚架的内力计算和侧移计算

1. 内力计算

对于变截面门式刚架, 应采用弹性分析方法来确定各种内力, 只有当刚架的梁柱全部为等截面时才允许采用塑性分析方法, 但后一种情况在实际工程中已很少采用。进行内力分析时, 通常把刚架当作平面结构对待, 一般不考虑蒙皮效应, 只是把它当作安全储备。当有必要且有条件时, 可考虑屋面板的应力蒙皮效应。

变截面门式刚架的内力通常采用杆系单元的有限元法 (直接刚度法) 编制程序上机计算。计算时将变截面的梁、柱构件分为若干段, 每段的几何特性当作常量, 也可采用楔形单元。地震作用的效应可采用底部剪力法分析确定。当需要手算校核时, 可采用一般结构力学方法 (如力法、位移法、弯矩分配法等) 或利用静力计算的公式、图表进行。

根据不同荷载组合下的内力分析结果, 找出控制截面的内力组合, 控制截面的位置一般在柱底、柱顶、柱牛腿连接处及梁端、梁跨中等截面。

计算刚架梁控制截面的内力组合时, 一般应考虑以下三种可能的最不利组合:

- 1) 最大正弯矩 M_{\max} 和同时出现的 V 的较大值。
- 2) 最大负弯矩 M_{\max} 和同时出现的 V 的较大值。
- 3) 最大剪力 V_{\max} 和同时出现的 M 较大值。

计算刚架柱控制截面的内力组合时, 一般应考虑以下四种可能的最不利组合:

- 1) 最大轴压力 N_{\max} 和同时出现的 M 及 V 的较大值。

- 2) 最大正弯矩 M_{\max} 和同时出现的 V 及 N 的较大值。
- 3) 最大负弯矩 M_{\max} 和同时出现的 V 及 N 的较大值。
- 4) 最小轴压力 N_{\min} 和相应的 M 及 V ，出现在永久荷载和风荷载共同作用下，当柱脚铰接时 $M=0$ 。

由于轻型门式刚架自重很轻，柱脚锚栓在强风作用下有可能受到拔起的力，故刚架柱需要考虑4)组合。

刚架梁中内力符号：弯矩以使梁的下部受拉者为正，反之为负；剪力以绕杆端顺时针转者为正，反之为负。

刚架柱中内力符号：弯矩以柱左边受拉者为正，反之为负；轴力以受压为正，反之为负。

2. 侧移计算

变截面门式刚架的柱顶侧移应采用弹性分析方法确定。计算时荷载取标准值，不考虑荷载分项系数。侧移计算可以和内力分析一样在计算机上进行。

在初选构件截面时为了防止因刚度不足而需要重新调整构件截面，应估算侧移刚度。《规范》给出了柱顶侧移的简化公式，即当单跨变截面刚架斜梁上缘坡度不大于1:5时，在柱顶水平力作用下的侧移 u 可按下列公式估算：

柱脚铰接刚架：

$$u = \frac{Hh^3}{12EI_c}(2+\xi_t) \quad (8-2)$$

柱脚刚接刚架：

$$u = \frac{Hh^3}{12EI_c} \frac{3+2\xi_t}{6+2\xi_t} \quad (8-3)$$

$$\xi_t = (I_c L) / h I_b \quad (8-4)$$

式中 h 、 L ——刚架柱高度和刚架跨度；当坡度大于1:10时， L 应取横梁沿坡折线的总长度 $2s$ （图8-4）；

I_c 、 I_b ——柱和横梁的平均惯性矩，对楔形构件： $I_c = (I_{c0} + I_{c1}) / 2$ ， I_{c0} 、 I_{c1} 分别是柱小头和柱大头的惯性矩；对双楔形横梁： $I_b = [I_{b0} + \alpha I_{b1} + (1-\alpha)I_{b2}] / 2$ ， I_{b0} 、 I_{b1} 、 I_{b2} 分别为楔形横梁最小截面、檐口和跨中截面的惯性矩， α 为楔形横梁长度比值（图8-4）；

H ——刚架柱顶等效水平力，当估算刚架在沿柱高度均布水平风荷载作用下的侧移时（图8-5），对柱脚铰接刚架： $H = 0.67W$ ，对柱脚刚接刚架： $H = 0.45W$ ， $W = (w_1 + w_4) / h$ ， W 为均布风荷载的总值， w_1 、 w_4 分别为刚架两侧承受的沿柱高度均布的水平风荷载（kN/m），其值按《规范》附录A的规定计算；当估算刚架在起重机水平荷载 P_c 的作用下的侧移时（图8-6），对柱脚铰接刚架： $H = 1.15\eta P_c$ ，对柱脚刚接刚架： $H = \eta P_c$ ， η 为起重机水平荷载 P_c 作用高度与柱高度之比；

ξ_t ——刚架柱与刚架梁的线刚度比值。

中间柱为摇摆柱的两跨刚架如图8-7所示，柱顶侧移可按式（8-2）或式（8-3）计算，但式（8-4）中的 L 应以 $2s$ 代替， s 为单坡屋面的长度。

当中间柱与横梁刚连接时，可将多跨框架视为多个单跨刚架的组合物（每个中间柱分为两半，惯性矩各为 $I/2$ ），按下列公式计算整个刚架在柱水平荷载作用下的侧移：

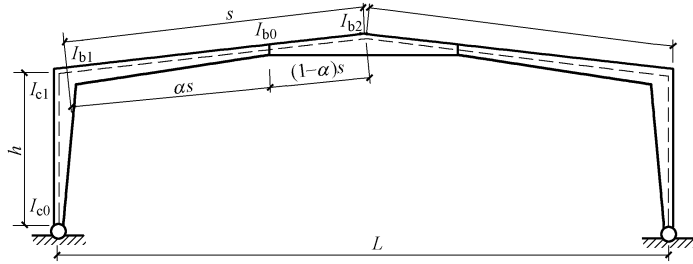


图 8-4 变截面刚架的计算简图

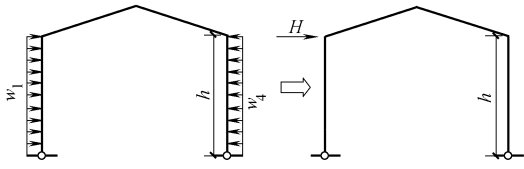


图 8-5 刚架在均布风荷载下柱顶等效水平力

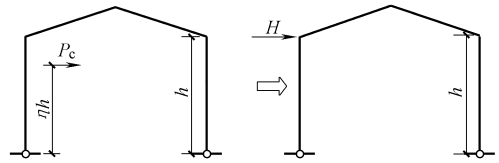


图 8-6 刚架在起重机水平荷载下柱顶等效水平力

$$u = \frac{H}{\sum K_i} \quad (8-5)$$

$$K_i = \frac{12EI_{ei}}{h_i^3(2+\xi_{ui})} \quad (8-6)$$

$$\xi_{ui} = \frac{I_{ei}l_i}{h_i I_{bi}} \quad (8-7)$$

$$I_{ei} = \frac{I_l + I_r}{4} + \frac{I_l I_r}{I_l + I_r} \quad (8-8)$$

- 式中 $\sum K_i$ ——柱脚铰接时各单跨刚架侧向刚度之和；
 h_i ——所计算跨两柱的平均高度；
 l_i ——与所计算柱相连接的单跨框架梁的长度；
 I_{ei} ——两柱惯性矩不相等时的等效惯性矩；
 I_l 、 I_r ——左、右柱的惯性矩（图 8-8）；
 I_{bi} ——与所计算柱相连接的单跨刚架梁的惯性矩；
 ξ_{ui} ——所计算柱与相连接的单跨刚架梁的线刚度比值。

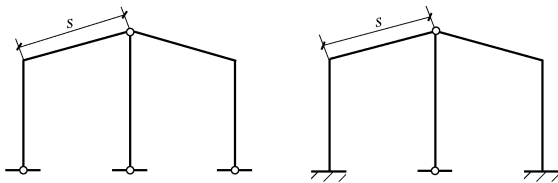


图 8-7 有摇摆柱的两跨刚架

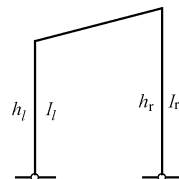


图 8-8 左、右两刚架柱的惯性矩

单层门式轻型刚架柱顶位移设计值的限值和受弯构件的挠度与跨度比限值按表 8-2 和表 8-3 选用。

表 8-2 刚架柱顶位移设计值的限值

起重机情况	其他情况	柱顶位移限值
无起重机	当采用轻型钢墙板时	$h/60$
	当采用砌体墙时	$h/100$
有桥式起重机	当起重机有驾驶室时	$h/400$
	当起重机由地面操作时	$h/180$

注：表中的 h 为刚架柱的高度。

表 8-3 受弯构件的挠度与跨度比限值

挠度类别	构件类别	构件挠度限值
竖向挠度	门式刚架斜梁	
	仅支承压型钢板屋面和冷弯型钢檩条	$L/180$
	有吊顶	$L/240$
	有悬挂起重机	$L/400$
	檩条	
	仅支承压型钢板屋面	$L/150$
	有吊顶	$L/240$
	压型钢板屋面	$L/150$
水平挠度	墙板	$L/100$
	墙梁	
	仅支承压型钢板墙 支承砌体墙	$L/100$ $L/180$ 且 $\leq 50\text{mm}$

注：1. 表中 L 为构件跨度。

2. 对悬臂梁，按悬伸长度的 2 倍计算受弯构件的挠度。

如果验算后刚架的侧移不满足要求，即需要采用下列措施之一进行调整：加大柱或（和）梁的截面尺寸，改铰接柱脚为刚接柱脚；把多跨框架中的个别摇摆柱改为上端与梁刚接。

8.3.3 刚架柱和梁的设计

1. 梁、柱板件的宽厚比限值和腹板屈曲后强度利用

(1) 梁、柱板件的宽厚比限值（截面尺寸如图 8-9 所示） 工字形截面构件受压翼缘板的宽厚比限值：

$$\frac{b_1}{t} \leq 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (8-9)$$

工字形截面梁、柱构件腹板的宽厚比限值：

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (8-10)$$

式中 b_1 、 t ——受压翼缘的外伸宽度与厚度；

h_w 、 t_w ——腹板的高度与厚度。

(2) 腹板屈曲后强度利用 在进行刚架梁、柱构件的截面设计时，为了节省钢材，允许腹板发生局部弯曲并利用其屈曲后强度。在第 5 章曾分析过受压板屈曲后继续承载的原理并给出《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）关于梁腹板利用屈曲后强度的计算公式，这些公式适用于简支梁。门式刚架的构件剪应力最大处往往弯曲正应力也最大，翼缘对腹板没有约束作用，因而计算公式不同于《钢结构设计规范》。

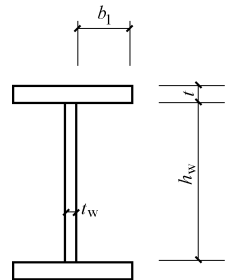


图 8-9 截面尺寸

工字形截面构件腹板的受剪板幅，当腹板的高度变化不超过 60mm/m 时，其抗剪承载力

设计值可按下列公式计算:

$$V_d = h_w t_w f'_v \quad (8-11)$$

$$\text{当 } \lambda_w \leq 0.8 \text{ 时} \quad f'_v = f_v \quad (8-12a)$$

$$\text{当 } 0.8 < \lambda_w < 1.4 \text{ 时} \quad f'_v = [1 - 0.64(\lambda_w - 0.8)] f_v \quad (8-12b)$$

$$\text{当 } \lambda_w \geq 1.4 \text{ 时} \quad f'_v = (1 - 0.275\lambda_w) f_v \quad (8-12c)$$

式中 f_v ——钢材的抗剪强度设计值;

f'_v ——腹板屈曲后抗剪强度设计值;

h_w ——腹板板幅的平均高度;

λ_w ——参数,按式(8-13)进行计算:

$$\lambda_w = \frac{h_w/t_w}{37\sqrt{k_\tau} \cdot \sqrt{235/f_y}} \quad (8-13)$$

$$\text{当 } a/h_w < 1 \text{ 时} \quad k_\tau = 4 + 5.34/(a/h_w)^2 \quad (8-14a)$$

$$\text{当 } a/h_w \geq 1 \text{ 时} \quad k_\tau = 5.34 + 4/(a/h_w)^2 \quad (8-14b)$$

式中 a ——腹板横向加劲肋的间距;

k_τ ——腹板在纯剪切荷载作用下的屈曲系数。当不设中间加劲肋时 $k_\tau = 5.34$ 。

式(8-12)是参照欧洲规范的内容并略加修改后给出的,是一种较为简便的计算方法,计算结果属于下限。当腹板高度变化超过60mm/m时,式(8-12)不再适用。

(3) 腹板的有效宽度 当工字形截面梁、柱构件的腹板受弯及受压板幅利用屈曲后强度时,应按有效宽度计算其截面几何特性。有效宽度取为:

$$\text{当腹板全部受压时} \quad h_e = \rho h_w \quad (8-15a)$$

当腹板部分受压时,受拉区全部有效,受压区有效宽度为

$$h_e = \rho h_c \quad (8-15b)$$

式中 h_e ——腹板受压区有效宽度;

h_c ——腹板受压区宽度;

ρ ——有效宽度系数,按下列公式进行计算:

$$\text{当 } \rho \leq 0.8 \text{ 时} \quad \rho = 1 \quad (8-16a)$$

$$\text{当 } 0.8 < \rho \leq 1.2 \text{ 时} \quad \rho = 1 - 0.9(\lambda_\rho - 0.8) \quad (8-16b)$$

$$\text{当 } \rho > 1.2 \text{ 时} \quad \rho = 0.64 - 0.24(\lambda_\rho - 1.2) \quad (8-16c)$$

式中 λ_ρ ——与板件受弯、受压有关的参数,按式(8-17)计算。

$$\lambda_\rho = \frac{h_w/t_w}{28.1\sqrt{k_\sigma} \cdot \sqrt{235/f_y}} \quad (8-17)$$

式中 k_σ ——板件在正应力作用下的屈曲系数。

$$k_\sigma = \frac{16}{\sqrt{(1+\beta)^2 + 0.112(1-\beta)^2 + (1+\beta)}} \quad (8-18)$$

$\beta = \sigma_2/\sigma_1$ 为腹板边缘正应力比值,以压为正,拉为负, $-1 \leq \beta \leq 1$ 。

当腹板边缘最大应力 $\sigma_1 < f$ 时,计算时 λ_ρ 可用 $\gamma_R \sigma_1$ 代替式(8-17)中的 f_y , γ_R 为抗力分项系数,对 Q235 钢 $\gamma_R = 1.087$; 对 Q345 钢, $\gamma_R = 1.111$ 。为简单起见,可统一取 $\gamma_R = 1.1$ 。

根据式(8-15)和式(8-16)算得的腹板有效宽度 h_e ,沿腹板高度按下列规则分布(图 8-10):

当腹板全截面受压,即 $\beta > 0$ 时

$$h_{e1} = 2h_e / (5 - \beta) \quad (8-19a)$$

$$h_{e2} = h_e - h_{e1} \quad (8-19b)$$

当腹板部分截面受拉, 即 $\beta < 0$ 时

$$h_{e1} = 0.4h_e \quad (8-20)$$

$$h_{e2} = 0.6h_e \quad (8-21)$$

2. 刚架梁、柱构件的强度计算

1) 工字形截面受弯构件在剪力 V 和弯矩 M 共同作用下的强度应符合下列要求:

当 $V \leq 0.5V_d$ 时

$$M \leq M_e \quad (8-22a)$$

当 $0.5V_d < V \leq V_d$ 时

$$M \leq M_f + (M_e - M_f) \left[1 - \left(\frac{V}{0.5V_d} - 1 \right)^2 \right] \quad (8-22b)$$

当截面为双轴对称时

$$M_f = A_f (h_w + t) f \quad (8-23)$$

式中 M_f ——两翼缘所承担的弯矩;

M_e ——构件有效截面所承担的弯矩, $M_e = W_e f$;

W_e ——构件有效截面最大受压纤维的截面模量;

A_f ——构件翼缘的截面面积;

V_d ——腹板抗剪承载力设计值, 按式 (8-11) 计算。

2) 工字形截面压弯构件在剪力 V 、弯矩 M 和轴力 N 共同作用下的强度, 应符合下列要求:

当 $V \leq 0.5V_d$ 时

$$M \leq M_e^N \quad (8-24)$$

$$M_e^N = M_e - N W_e / A_e \quad (8-25)$$

当 $0.5V_d < V \leq V_d$ 时

$$M \leq M_f^N + (M_e^N - M_f^N) \left[1 - \left(\frac{V}{0.5V_d} - 1 \right)^2 \right] \quad (8-26)$$

当截面为双轴对称时

$$M_f^N = A_f (h_w + t) (f - N/A) \quad (8-27)$$

式中 A_e ——有效截面面积;

M_f^N ——兼承压时两翼缘所能承受的弯矩。

3. 梁腹板加劲肋的配置

梁腹板应在与中柱连接处、较大固定集中荷载作用处和翼缘转折处设置横向加劲肋。其他部位是否设置中间加劲肋, 根据计算需要确定。但《规范》规定, 当利用腹板屈曲后抗剪强度时, 横向加劲肋间距 a 宜取 $h_w \sim 2h_w$ 。

当梁腹板在剪应力作用下发生屈曲后, 将以拉力带的方式承受继续增加的剪力, 类似桁架斜腹杆的作用, 而横向加劲肋则相当于受压的桁架竖杆。因此, 中间横向加劲肋除承受集中荷载和翼缘转折产生的压力外, 还要承受拉力场产生的压力, 该压力按下列公式计算:

$$N_s = V - 0.9h_w t_w \tau_{cr} \quad (8-28)$$

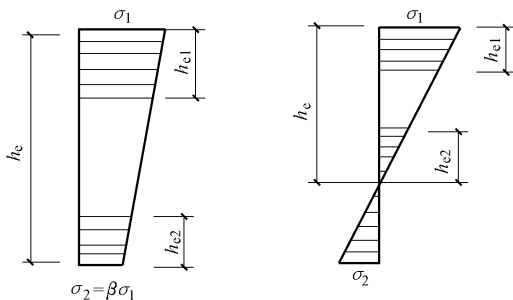


图 8-10 有效宽度分布

$$\text{当 } 0.8 < \lambda_w \leq 1.25 \text{ 时} \quad \tau_{cr} = [1 - 0.8(\lambda_w - 0.8)] f_v \quad (8-29a)$$

$$\text{当 } \lambda_w > 1.25 \text{ 时} \quad \tau_{cr} = f_v / \lambda_w^2 \quad (8-29b)$$

式中 N_s ——拉力场产生的压力；

τ_{cr} ——利用拉力场时腹板的屈曲剪应力；

λ_w ——参数，按式(8-13)计算。

加劲肋稳定性验算按《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)的规定进行，计算长度取腹板高度 h_w ，截面取加劲肋全部和其两侧各 $15t_w \sqrt{235/f_y}$ 宽度范围内的腹板面积，按两端铰接轴心受压构件计算。

4. 变截面柱在刚架平面内的整体稳定计算

变截面柱在刚架平面内的整体稳定按下列公式计算：

$$\frac{N_1}{\eta_1 \varphi_x A_{e1}} + \frac{\beta_{mx} M_1}{(1 - N_1/N_{cr}) W_{e1}} \leq f \quad (8-30)$$

式中 N_{cr} ——欧拉临界力；

N_1 ——大端的轴向压力设计值；

A_{e1} ——大端的有效截面面积；

M_1 、 W_{e1} ——大端的弯矩设计值和大头有效截面最大受压纤维的截面模量，当柱的最大弯矩不出现在大头时， M_1 和 W_{e1} 分别取最大弯矩和该弯矩所在截面的有效截面面积；

β_{mx} ——等效弯矩系数，由于轻型门式刚架都属于有侧移失稳，故 $\beta_{mx} = 1.0$ ；

φ_x ——杆件轴心受压稳定系数，按下列方法确定楔形柱计算长度后，由现行国家标准《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)查得，计算长细比时取大端截面的回转半径。

截面高度呈线性变化的柱，在刚架平面内的计算长度应取为 $h_0 = \mu h$ ，式中 h 为柱的几何高度， μ 为计算长度系数。

5. 变截面柱在刚架平面外的整体稳定计算

变截面柱的平面外整体稳定应分段符合下列规定：

$$\frac{N_1}{\eta_{1y} \varphi_y A_{e1} f} + \left(\frac{M_1}{\varphi_b \gamma_x W_{e1} f} \right)^{1.3-0.3k_\sigma} \quad (8-31)$$

$$\text{当 } \bar{\lambda}_{1y} \geq 1.3 \text{ 时 } \eta_{1y} = 1 \quad (8-32)$$

$$\text{当 } \bar{\lambda}_{1y} < 1.3 \text{ 时 } \eta_{1y} = \frac{A_0}{A_1} + \left(1 - \frac{A_0}{A_1} \right) \times \frac{\bar{\lambda}_{1y}^2}{1.69} \quad (8-33)$$

$$\bar{\lambda}_{1y} = \frac{\lambda_{1y}}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (8-34)$$

$$\lambda_{1y} = \frac{L}{i_{y1}} \quad (8-35)$$

式中 $\bar{\lambda}_{1y}$ ——绕弱轴的通用长细比；

λ_{1y} ——绕弱轴的长细比；

i_{y1} ——大端截面绕弱轴的回转半径 (mm)；

φ_y ——轴心受压构件弯矩作用平面外的稳定系数，以大端为准，按《钢结构设计规范》

(GB 50017—2003) 的规定采用, 计算长度取纵向柱间支撑点间的距离;

N_1 ——所计算构件段大端截面的轴压力 (N);

M_1 ——所计算构件段大端截面的弯矩 (N·mm);

φ_b ——稳定系数。

6. 斜梁的设计

当斜梁坡度很小 (不超过 1:5) 时, 其轴力很小, 刚架斜梁可不计算平面内的整体稳定性, 可仅按压弯构件计算其强度和平面外的整体稳定性。实腹式刚架斜梁的平面外计算长度, 取相邻侧向支承点之间的距离。当斜梁两翼缘侧向支承点间的距离不等时, 应取最大受压翼缘侧向支承点间的距离。斜梁不需要计算整体稳定性的侧向支承点间最大长度, 可取斜梁下翼缘宽度的 $16\sqrt{235/f_y}$ 倍。

当斜梁上翼缘承受集中荷载处未设置横向加劲肋时, 除应按规定验算腹板上边缘正应力、剪应力和局部压应力共同作用时的折算应力外, 尚按下式进行腹板压曲验算:

$$F \leq 15\alpha_m t_w^2 f \sqrt{\frac{t_f}{t_w}} \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (8-36)$$

$$\alpha_m = 1.5 - \frac{M}{W_e f} \quad (8-37)$$

式中 F ——上翼缘所受的集中荷载;

t_f 、 t_w ——斜梁翼缘和腹板的厚度;

α_m ——参数, $\alpha_m \leq 1.0$, 在斜梁负弯矩区取 $\alpha_m = 1.0$;

M ——集中荷载作用处的弯矩;

W_e ——有效截面最大受压纤维的截面模量。

7. 隅撑设计

为了保证斜梁在刚架平面外的整体稳定性, 通常在实腹式刚架斜梁两端下翼缘 (该处为负弯矩区) 受压区两侧布置隅撑 (山墙处刚架仅布置在一侧), 作斜梁的侧向支撑, 隅撑的另一端连接在檩条上。隅撑通常采用单个螺栓连接在斜梁翼缘或腹板上, 如图 8-11 所示。

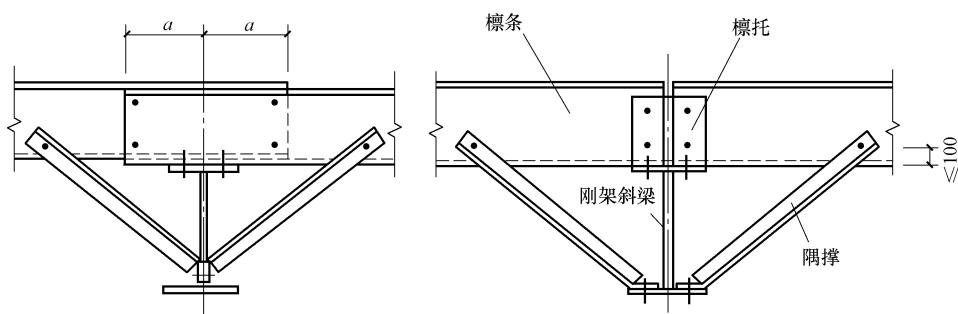


图 8-11 隅撑的连接

隅撑间距不应大于所撑梁受压翼缘宽度的 $16\sqrt{235/f_y}$ 倍。

隅撑应根据 (GB 50017—2003) 规定按轴心受压构件的支撑来设计, 截面常选用单角钢, 并按轴心受压构件设计, 轴向力按式 (8-38) 计算。

$$N = \frac{Af}{60 \cos \theta} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (8-38)$$

式中 A ——斜梁被支撑翼缘的截面面积；

θ ——隅撑与檩条轴线的夹角（不宜大于 45° ）。

当隅撑成对布置时，每根隅撑的计算轴压力可取式（8-38）计算值的一半。

需要注意的是，单面连接的单角钢压杆在计算其稳定性时，不用换算长细比，而是对 f 值乘以相应的折减系数。

8.3.4 节点设计

门式刚架斜梁与柱的刚接连接，一般采用在构件端部焊一端板，再用高强度螺栓将端板连接。根据端板的位置可分为端板竖放（图 8-12a）、端板斜放（图 8-12b）和端板平放（图 8-12c）三种形式。斜梁自身拼接时宜使端板与构件外边缘垂直（图 8-12d），拼接方法同梁与柱的连接。斜梁拼接时应按所受最大内力设计。当内力较小时，应按能承受不小于较小被连接截面承载力一半设计。

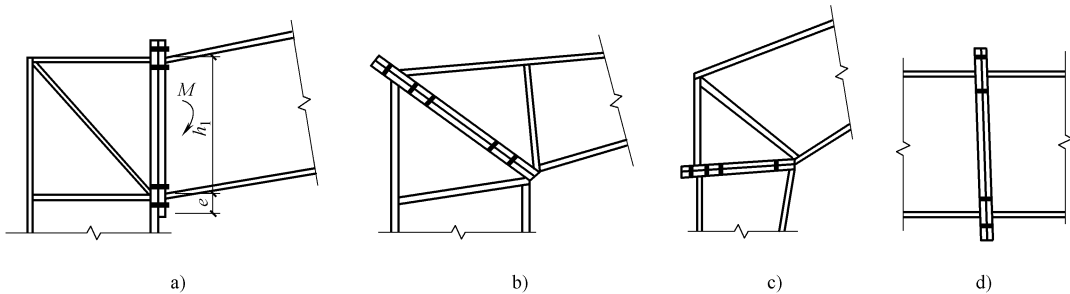


图 8-12 刚架斜梁与柱的连接及斜梁间的拼接

a) 端板竖放 b) 端板斜放 c) 端板平放 d) 斜梁拼接

刚接连接的节点设计，为保证必要的强度及足够的转动刚度，端板连接一般采用高强度螺栓连接（摩擦型或承压型高强度螺栓）。当剪力较小时，端板的摩擦面可不做专门处理。

端板螺栓应成对地对称布置。在受拉翼缘和受压翼缘的内外两侧均应设置，并宜使每个翼缘的内外两侧的螺栓群中心与翼缘的中心重合或接近。为此，应采用将端板伸出截面高度范围以外形成外伸式连接（图 8-12a），以保证螺栓群的力臂足够大。当端板斜放时，因斜截面高度大，受压一侧端板可不外伸（图 8-12b、c）。

高强度螺栓通常采用 M16~M24。布置螺栓时，螺栓中心至翼缘板表面的距离（如图 8-13 中的 e_w 、 e_f ）应满足拧紧螺栓时的施工要求，通常不小于 35mm。螺栓端距不应小于 2 倍螺栓孔径。受压翼缘的螺栓不宜少于两排。当受拉翼缘两侧各设一排螺栓尚不能满足承载力要求时，可在翼缘内侧增设螺栓（图 8-13），两排螺栓的最小间距可取 75mm，且不小于 $3d_0$ ，最大距离不应超过 400mm。

端板的厚度可根据其支承条件（图 8-13）按相关公式计算，并取其最大值，但不应小于 16mm。与斜梁端板连接的柱翼缘部分，应与端板等厚度。

8.3.5 柱脚

门式刚架的柱脚，一般采用平板式铰接柱脚（图 8-14a、b），当有桥式起重机或刚架侧向刚度过弱时，则应采用刚接柱脚（图 8-14c、d）。

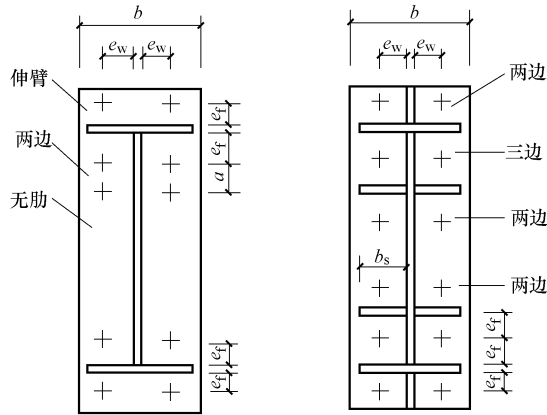


图 8-13 端板的支撑条件

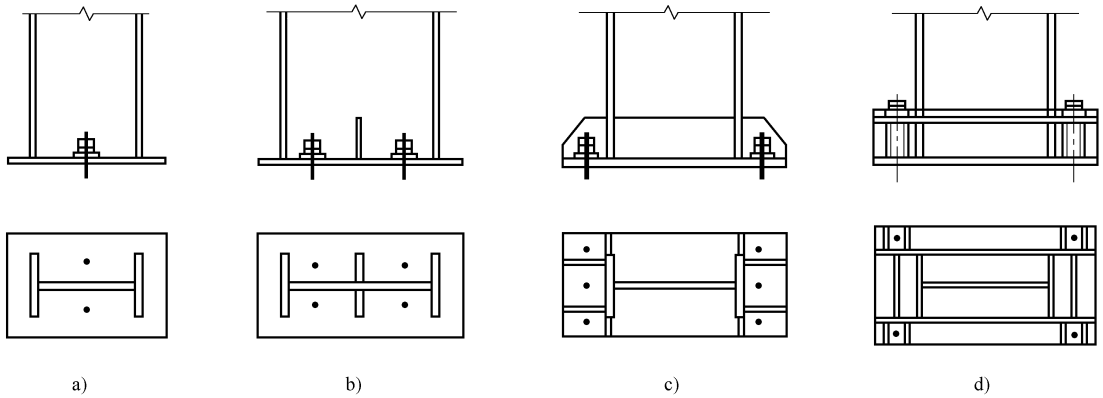


图 8-14 门式刚架柱脚形式

柱脚的剪力不宜由柱脚锚栓承受，而应由底板与基础间的摩擦力（摩擦系数可取 0.4）传递或设置抗剪键。锚栓应采用 Q235 钢或 Q345 钢材制作，锚栓直径不宜小于 24mm，且应采用双螺母。

计算风荷载作用下柱脚锚栓的上拔力时，应计入柱间支撑的最大竖向分力，此时，不考虑活荷载（或雪荷载）、积灰荷载和附加荷载的影响，同时永久荷载的分项系数为 1.0。受拉锚栓应进行计算，除其直径应满足强度要求外，埋设深度应满足抗拔计算。

8.4 压型钢板设计

8.4.1 压型钢板的选用

根据压型钢板的表面处理方法可将原板分为镀锌钢板、彩色镀锌钢板和彩色镀铝锌钢板三种。其中镀锌钢板仅适用于组合楼板，彩色镀锌钢板和彩色镀铝锌钢板则多用于屋面和墙面上。目前工程实践中采用最多的一种原板是彩色镀锌钢板。

压型钢板的截面形式（板型）较多，但真正在工程中应用较多的板型仅十几种。图 8-15 给出了几种压型钢板的截面形式。图 8-15a、b 是早期的压型钢板板型，截面形式较为简单，

板和檩条、墙梁的固定采用钩头螺栓和自攻螺钉、拉铆钉。当作屋面板时，因板需开孔，所以防水问题难以解决，目前已不在屋面上采用。图 8-15c、d 属于带加劲肋的板型，增加了压型钢板的截面刚度，用作墙板时加劲肋产生的竖向线条还可增加墙板的美感。图 8-15e 是近年来用在屋面上的板型，其特点是板和板、板与檩条的连接通过支架咬合在一起，板上无须开孔，屋面上没有明钉，从而有效地解决了防水、渗漏问题。压型钢板板型的表示方法为 YX 波高-波距-有效覆盖宽度，如 YX35-125-750 即表示波高为 35mm，波距为 125mm，板的有效覆盖宽度为 750mm 的板型。压型钢板的厚度需另外注明。

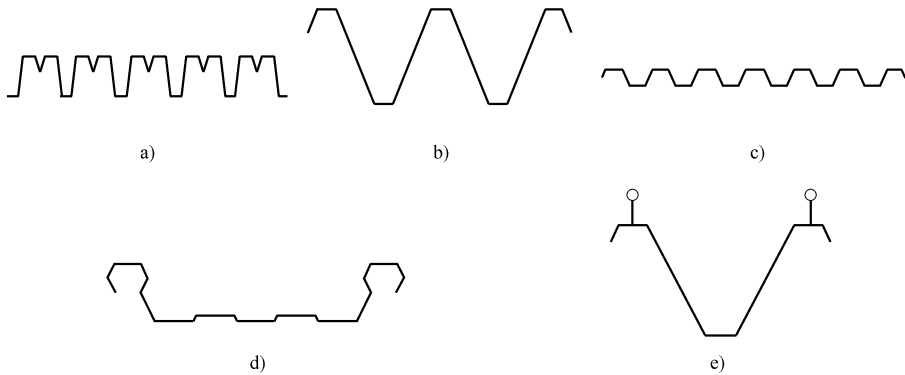


图 8-15 压型钢板的截面形式

压型钢板根据波高的不同，一般分为低波板（波高小于 30mm）、中波板（波高为 30~70mm）和高波板（波高大于 70mm）。波高越高，截面的抗弯刚度就越大，承受的荷载也就越大。

屋面板一般选用中波板和高波板，在实际中中波板采用得最多。墙板常采用低波板。因高波板、中波板的装饰效果较差，一般不在墙板中采用。

压型钢板的原板材料通常有 Q215 钢和 Q235 钢两种，工程中多用 Q235A 钢。压型钢板原板的厚度通常为 0.4~1.6mm，原板的长度不限，使用时宜优先选用卷板。原板宽度应符合压型钢板的展开宽度。

8.4.2 压型钢板的荷载计算

压型钢板的荷载有永久荷载和可变荷载两大类，永久荷载主要为钢板自重，若为双层板构造时（中间设置玻璃棉保温层），作用在底板（下层压型钢板）上的永久荷载除其自重外，还需考虑保温材料和龙骨的质量。在计算屋面压型钢板的可变荷载时，除考虑屋面均布活荷载、雪荷载和积灰荷载外，还需考虑施工检修集中荷载，一般取 1.0kN，当施工检修集中荷载大于 1.0kN 时，应按实际情况取用。墙面板的可变荷载主要是风荷载。

如图 8-16 所示，在压型钢板的一个波距上作用集中荷载 F 时，可按下式将集中荷载 F 折算成沿板宽方向上的均布线荷载 q_{re} ，并按 q_{re} 进行单个波距或整块压型钢板有效截面的弯曲计算。

$$q_{re} = \eta \frac{F}{b_1} \quad (8-39)$$

式中 b_1 ——压型钢板的波距；

F ——集中荷载；

q_{re} ——折算线荷载；

η ——折算系数，由试验确定。无试验依据时，可取 $\eta=0.5$ 。

计算屋面压型钢板的内力时，主要考虑两种荷载组合：

- 1) $1.2 \times \text{永久荷载} + 1.4 \times \max \{ \text{屋面均布活荷载, 雪荷载} \}$ 。
- 2) $1.2 \times \text{永久荷载} + 1.4 \times \text{施工检修集中荷载换算值}$ 。

当需考虑风吸力对屋面压型钢板的受力影响时，还应进行下式的荷载组合：

- 3) $1.0 \times \text{永久荷载} + 1.4 \times \text{风吸力荷载}$ 。

计算屋面板紧固件时，风荷载体型系数对封闭建筑为：中间区-1.3，边缘带-1.7，角部-2.9。

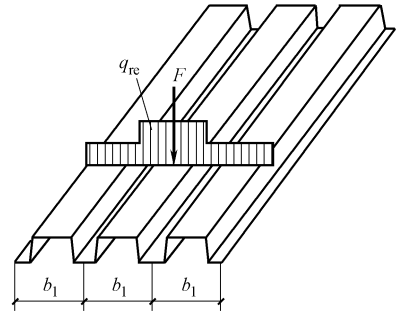


图 8-16 折算线荷载

8.4.3 薄壁构件的板件有效宽度

对于翼缘宽厚比较大的压型钢板，为了保证翼缘受压时全部有效，通常在压型钢板上设置适当尺寸的纵向加劲肋，如图 8-17 所示。所设置的加劲肋必须有足够的刚度，同时保证压型钢板的受压翼缘和腹板满足有效宽厚比的要求。

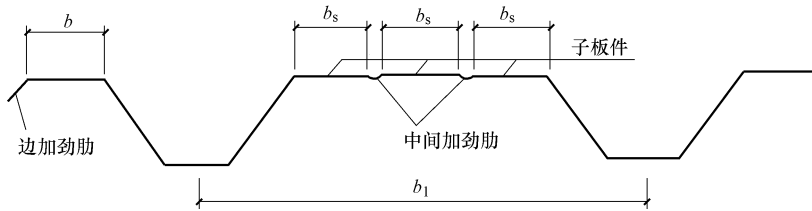


图 8-17 压型钢板截面示意图

压型钢板受压翼缘的纵向加劲肋应符合下列规定：

边加劲肋：

$$I_{es} \geq 1.83t^4 \sqrt{\left(\frac{b}{t}\right)^2 - \frac{27100}{f_y}} \quad (8-40a)$$

且

$$I_{es} \geq 9t^4 \quad (8-40b)$$

中间加劲肋：

$$I_{is} \geq 3.66t^4 \sqrt{\left(\frac{b_s}{t}\right)^2 - \frac{27100}{f_y}} \quad (8-41a)$$

且

$$I_{is} \geq 18t^4 \quad (8-41b)$$

式中 I_{es} ——边加劲肋截面对平行于被加劲板件截面之重心轴的惯性矩；

I_{is} ——中间加劲肋截面对平行于被加劲板件截面之重心轴的惯性矩；

b_s ——子板件的宽度；

b ——边加劲板件的宽度；

t ——板件的厚度。

设置中间加劲肋的受压翼缘宽厚比应满足：

$$\frac{b}{t} \leq 36 \sqrt{\frac{205}{\sigma_1}} \quad (8-42)$$

式中 σ_1 ——受压翼缘的压应力（设计值）。

设置边加劲肋的受压翼缘的宽厚比应满足下式：

$$\frac{b}{t} \leq 18 \sqrt{\frac{205}{\sigma_1}} \quad (8-43)$$

以上计算没有考虑相邻板件之间的约束作用，一般偏于安全。

8.4.4 压型钢板的强度和挠度计算

压型钢板的强度可取一个波距或整块压型钢板的截面，按受弯构件计算。内力分析时，把檩条视为压型钢板的支座，考虑不同荷载组合，按多跨连续梁进行。

1) 压型钢板腹板的剪应力：

当 $\frac{h}{t} < 100$ 时：

$$\tau \leq \tau_{cr}, \quad \tau_{cr} = \frac{8550}{h/t} \quad (8-44a)$$

$$\tau \leq f_v \quad (8-44b)$$

当 $\frac{h}{t} \geq 100$ 时：

$$\tau \leq \tau_{cr}, \quad \tau_{cr} = \frac{855000}{(h/t)^2} \quad (8-44c)$$

式中 τ ——腹板的平均剪应力（N/mm²）；

τ_{cr} ——腹板的剪切屈曲临界剪应力；

h/t ——腹板的高厚比。

2) 压型钢板支座处腹板的局部受压承载力：

$$R \leq R_w \quad (8-45a)$$

$$R_w = \alpha t^2 \sqrt{fE} (0.5 + \sqrt{0.02l_c/t}) \left[2.4 + \left(\frac{\theta}{90} \right)^2 \right] \quad (8-45b)$$

式中 R ——支座反力；

R_w ——一块腹板的局部受压承载力设计值；

α ——系数，中间支座取 $\alpha = 0.12$ ，端部支座取 $\alpha = 0.06$ ；

t ——腹板厚度（mm）；

l_c ——支座处的支承长度， $100\text{mm} < l_c < 200\text{mm}$ ，端部支座可取 $l_c < 10\text{mm}$ ；

θ ——腹板倾角（ $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ ）。

3) 压型钢板同时承受弯矩 M 和支座反力 R 的截面，应满足下列要求：

$$M/M_u \leq 1.0 \quad (8-46a)$$

$$R/R_w \leq 1.0 \quad (8-46b)$$

$$M/M_u + R/R_w \leq 1.25 \quad (8-46c)$$

式中 M_u ——截面的抗弯承载力设计值， $M_u = W_u f$ 。

4) 压型钢板同时承受弯矩和剪力的截面，应满足下列要求。

$$\left(\frac{M}{M_u}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 \leq 1.0 \quad (8-47)$$

式中 V_u ——腹板的抗剪承载力设计值, $V_u = (ht \sin \theta) \tau_{cr}$ 。

5) 压型钢板的挠度限值。压型钢板的挠度与跨度之比, 按《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB 50018—2002) 不应超过下列限值:

屋面板: 屋面坡度 $< 1/20$ 时, $1/250$; 屋面坡度 $\geq 1/20$ 时, $1/200$ 。

墙板: $1/150$; 楼板: $1/250$ 。

8.4.5 压型钢板的构造规定

1) 压钢板腹板与翼缘水平面之间的夹角不宜小于 45° 。

2) 屋面、墙面压型钢板的基材厚度宜取 $0.4 \sim 1.6\text{mm}$, 用作楼面模板的压钢板厚度不宜小于 0.5mm 。压钢板宜采用长尺寸板材, 以减小板长度方向的搭接。

3) 压钢板长度方向的搭接端必须与支撑构件 (如檩条、墙梁等) 有可靠的连接, 搭接部位应设置防水密封胶带, 搭接长度不宜小于下列限值:

波高大于或等于 70mm 的高波屋面压钢板: 350mm 。

波高小于 70mm 的低波屋面压钢板: 屋面坡度 $\leq 1/10$ 时为 250mm , 屋面坡度 $> 1/10$ 时为 200mm 。

墙面压钢板: 120mm 。

4) 屋面压钢板侧向可采用搭接式、扣合式或咬合式等不同连接方式 (图 8-18)。当侧向采用搭接式连接时, 一般搭接一波, 特殊要求时可搭接两波。搭接处用连接件紧固, 连接件应设置在波峰上。对于高波压钢板, 连接件间距一般为 $700 \sim 800\text{mm}$; 对于低波压钢板, 连接件间距一般为 $300 \sim 400\text{mm}$ 。当侧向采用扣合式或咬合式连接时, 应在檩条上设置与压钢板波形相配套的专用固定支座, 两片压钢板的侧边应确保扣合式或咬合式连接可靠。

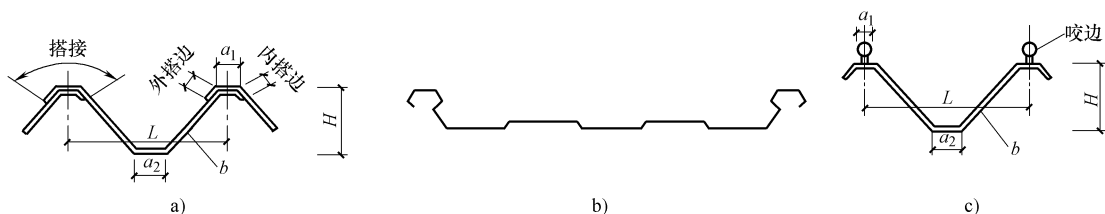


图 8-18 压型钢板的侧向连接方式

a) 搭接式 b) 扣合式 c) 咬合式

5) 墙面压钢板之间的侧向连接宜采用搭接连接, 通常搭接一个波峰, 板和板的连接可设在波峰, 也可设在波谷。

8.5 设计例题

【例 8-1】单跨门式刚架设计例题 (单跨双坡门式刚架设计例题)

某单层厂房采用单跨双坡门式刚架, 厂房跨度 15m , 长度 42m , 柱距 6m , 屋面坡度 $1/5$ ($\alpha = 11.3^\circ$), 屋面 (或墙面) 采用夹芯板, 檩条及墙梁均采用薄壁卷边 C 型钢, 间距为 1.5m , 钢材采用 Q235B 钢, 焊条 E43 型。设计基本雪压值 0.4kN/mm^2 , 基本风压值 $w_0 = 0.4\text{kN/mm}^2$, 地面粗糙度为 B 类, 不考虑地震作用。试设计该刚架。

【解】 (1) 刚架形式和结构布置 刚架采用单跨双坡门式刚架，柱脚为铰接。刚架柱网及平面布置如图 8-19 所示，纵立面布置如图 8-20 所示，刚架简图如 8-21 所示，初选梁、柱截面及截面特性见表 8-4。

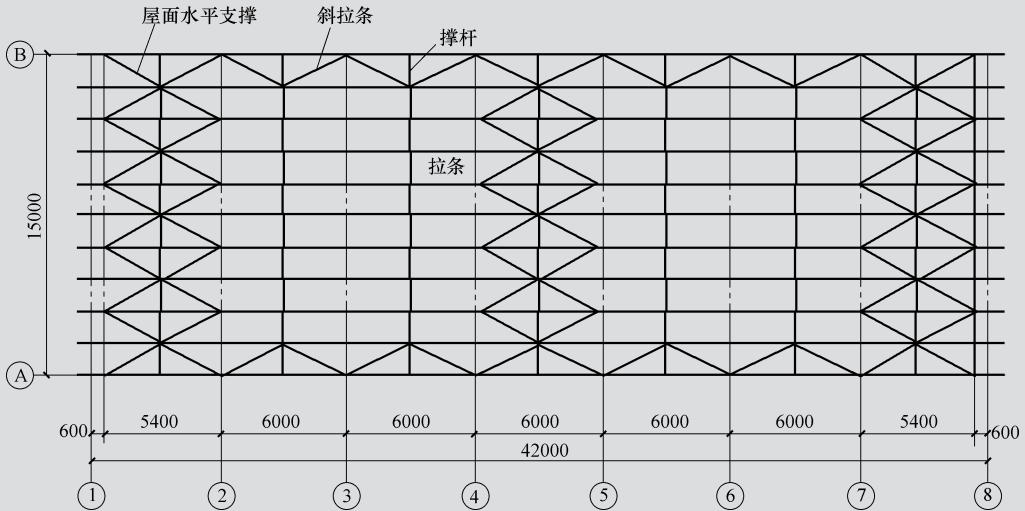


图 8-19 刚架柱网平面布置图

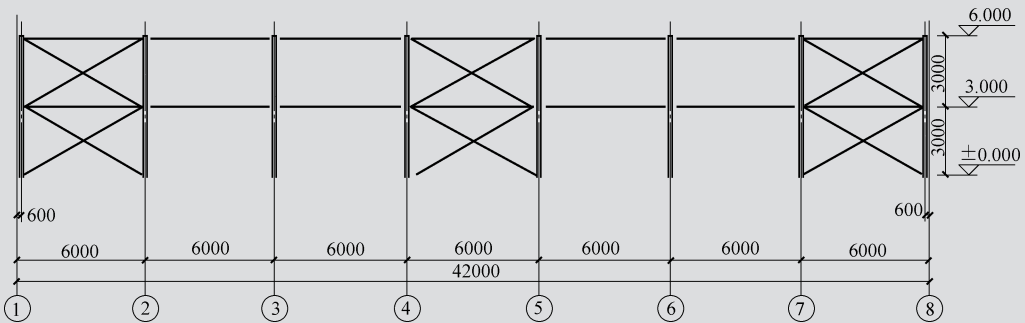


图 8-20 纵立面布置图

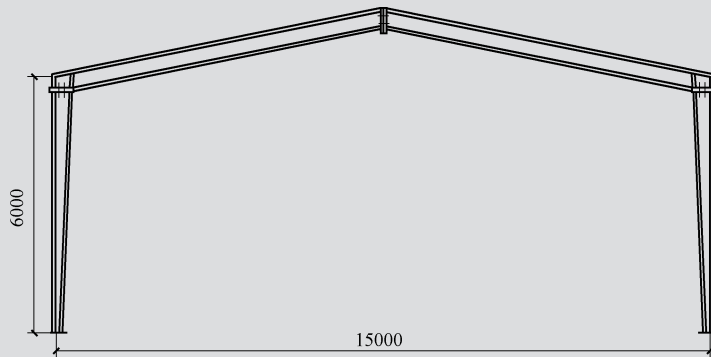
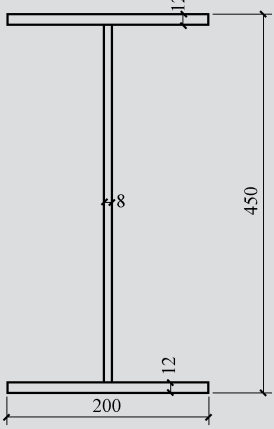
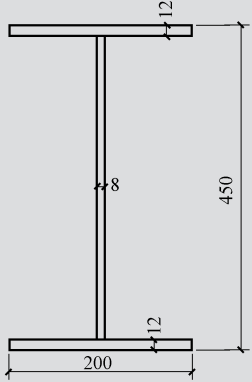
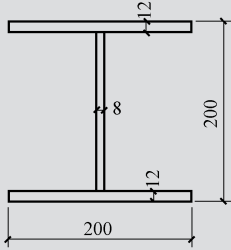


图 8-21 刚架简图

表 8-4 梁、柱及截面特性

部位	截面简图	截面特性
刚架横梁	 <p style="text-align: center;">2-200×12 -426×8</p>	<p>截面面积 $A = 82.08\text{cm}^2$ 惯性矩 $I_x = 28175\text{cm}^4$ $I_y = 1601\text{cm}^4$ 抵抗矩 $W_x = 1252\text{cm}^3$ $W_y = 160\text{cm}^3$ 回转半径 $i_x = 18.53\text{cm}$ $i_y = 4.42\text{cm}$</p>
刚架柱	 <p style="text-align: center;">2-200×12 -426×8</p>	<p>截面面积 $A = 82.08\text{cm}^2$ 惯性矩 $I_x = 28175\text{cm}^4$ $I_y = 1601\text{cm}^4$ 抵抗矩 $W_x = 1252\text{cm}^3$ $W_y = 160\text{cm}^3$ 回转半径 $i_x = 18.53\text{cm}$ $i_y = 4.42\text{cm}$</p>
	 <p style="text-align: center;">2-200×12 -176×8</p>	<p>截面面积 $A = 62.08\text{cm}^2$ 惯性矩 $I_x = 4605\text{cm}^4$ $I_y = 1601\text{cm}^4$ 抵抗矩 $W_x = 461\text{cm}^3$ $W_y = 160\text{cm}^3$ 回转半径 $i_x = 8.61\text{cm}$ $i_y = 4.42\text{cm}$</p>

(2) 荷载计算

1) 永久荷载标准值 (对水平投影面)。

屋面自重

双层压型钢板 0.20kN/m²檩条及支撑 0.15kN/m²刚架斜梁自重 0.15kN/m²总计 0.50kN/m²墙板、墙梁及柱自重标准值 0.5kN/m²

2) 可变荷载标准值。由于刚架的受荷水平投影面积为 $15 \times 6 \text{m}^2 = 90 \text{m}^2 > 60 \text{m}^2$ ，故按《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 取屋面活荷载 (按不上人屋面) 标准值为 0.3kN/m^2 ，雪荷载为 0.4kN/m^2 ，取屋面活荷载与雪荷载中较大值 0.4kN/m^2 。

3) 风荷载标准值 基本风压值 $w_0 = 0.4 \text{kN/m}^2$ ，地面粗糙系数取 B 类，按封闭式建筑选取中间区单元。风压高度变化系数按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012) 的规定采用，当高度小于 10m 时，按 10m 高度处的数值采用， $u_z = 1.0$ ，刚架风荷载体型系数 μ_z 迎风面柱及屋面分别为 +0.25 和 -1.0；背风面柱及屋面分别为 -0.55 和 -0.65 (CECS 102: 2002 中间区)，如图 8-22 所示。刚架恒荷载作用图、刚架活荷载作用图和刚架风荷载作用图分别如图 8-23~图 8-25 所示。

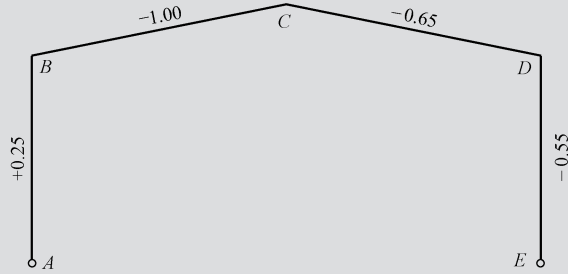


图 8-22 风荷载体型系数

4) 刚架承受的各部分荷载。

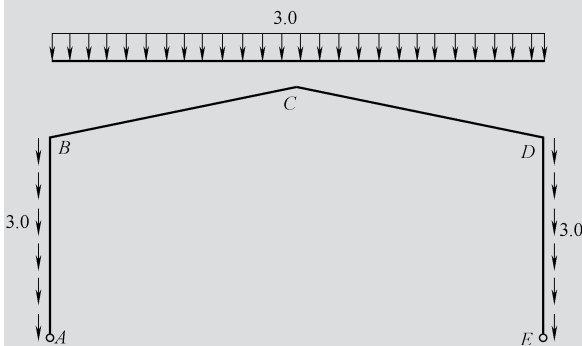
① 屋面恒荷载标准值 $0.50 \times 6 \text{kN/m} = 3.00 \text{kN/m}$ ② 活荷载标准值 $0.40 \times 6 \text{kN/m} = 2.40 \text{kN/m}$ 

图 8-23 刚架恒荷载作用图 (单位: kN/m)

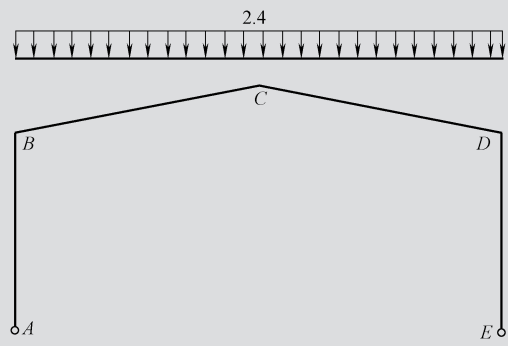


图 8-24 刚架活荷载作用图 (单位: kN/m)

③ 柱身恒荷载标准值 $0.50 \times 6 \text{kN/m} = 3.00 \text{kN/m}$

④ 风荷载标准值

墙面迎风面 $w_{AB} = (+0.25) \times 1.0 \times 0.4 \times 6 \text{kN/m} = 0.6 \text{kN/m}$ 屋面迎风面 $w_2 = (-1.0) \times 1.0 \times 0.4 \times 6 \text{kN/m} = -2.4 \text{kN/m}$ 屋面背风面 $w_3 = (-0.65) \times 1.0 \times 0.4 \times 6 \text{kN/m} = -1.56 \text{kN/m}$

墙面背风面

$$w_4 = (-0.55) \times 1.0 \times 0.4 \times 6 \text{ kN/m} = -1.32 \text{ kN/m}$$

(3) 杆件内力计算及组合

1) 用 PKPM-STS 软件计算 (也可采用《建筑结构静力计算手册》中的方法计算) 刚架在各种荷载作用下的弯矩 M 、剪力 V 、轴力 N , 见表 8-5。内力符号规定: 轴力压为正, 拉为负; 剪力和弯矩均绕杆件顺时针为正, 逆时针为负。

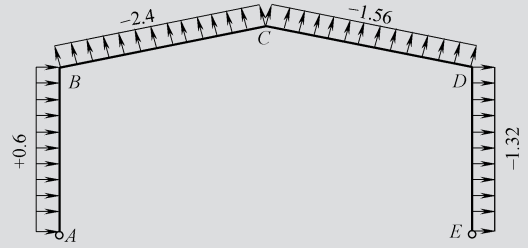


图 8-25 刚架风荷载作用图 (单位: kN/m)

表 8-5 刚架在各种荷载作用下的弯矩 M 、剪力 V 、轴力 N 图

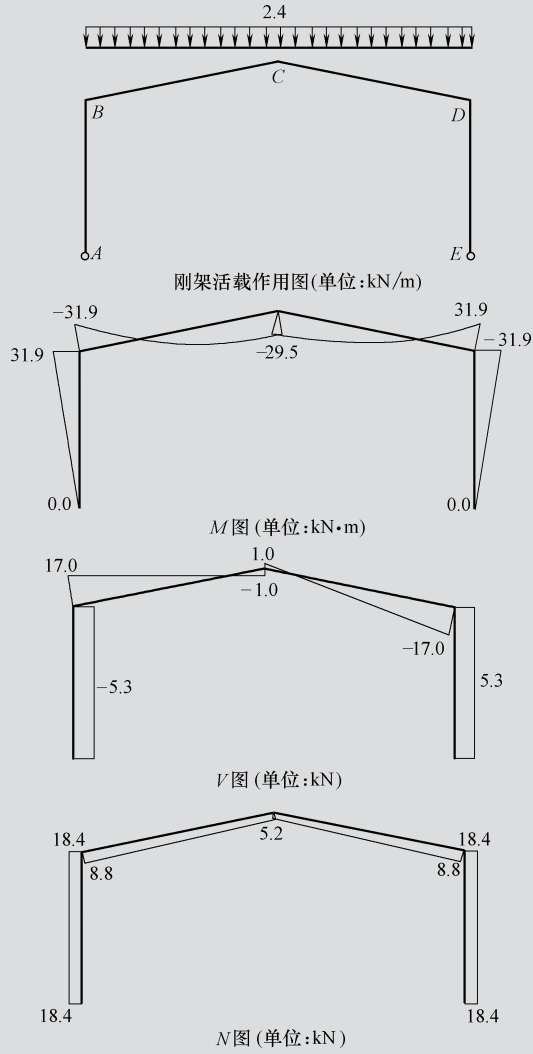
计算内容	计算简图及内力图(M 、 V 、 N)
恒荷载作用	<div style="text-align: center;"> <p>刚架恒载作用图(单位:kN/m)</p> <p>M图 (单位:kN·m)</p> <p>V图 (单位:kN)</p> <p>N图 (单位:kN)</p> </div>

(续)

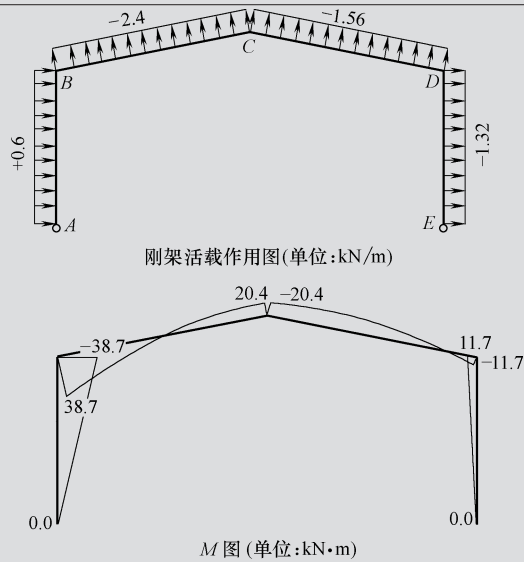
计算内容

计算简图及内力图(M 、 V 、 N)

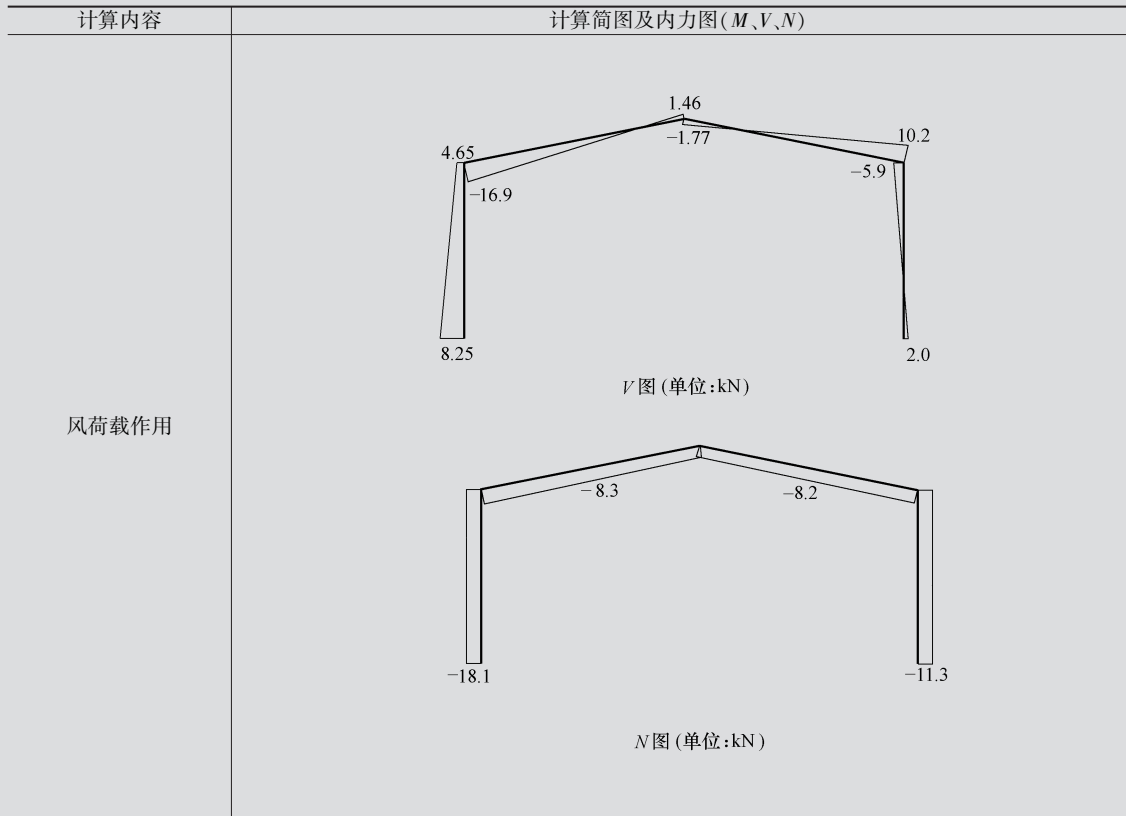
活荷载作用



风荷载作用

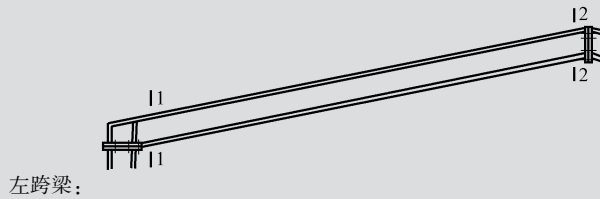


(续)



2) 刚架内力组合见表 8-6、表 8-7。

表 8-6 刚架左跨梁内力组合表



梁截面	内力	恒荷载 ①	活荷载 ②	左风 ③	右风 ④	M_{\max} 相应的 V, N		M_{\min} 相应的 V, N		V_{\max} 相应的 M, N	
						组合项目	组合值	组合项目	组合值	组合项目	组合值
截面 1—1	$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	39.8	31.9	-38.7	-11.7	①+②	92.4	①+③	-14.3	①+②	92.4
	V/kN	21.2	17.0	-16.9	-25.7	①+②	49.4	①+③	-2.6	①+②	49.4
	N/kN	11.0	8.8	-8.3	-8.2	①+②	25.5	①+③	-0.62	①+②	25.5
截面 2—2	$M/\text{kN} \cdot \text{m}$	-36.5	-29.5	20.4	20.4	①+②	-85.1	①+③	-7.94	①+②	-85.1
	V/kN	-1.3	-1.0	1.46	1.77	①+②	-2.96	①+③	0.74	①+②	-2.96
	N/kN	6.5	5.2	-8.3	-8.1	①+②	15.1	①+③	-5.1	①+②	25.5

表 8-7 刚架左柱内力组合表

柱截面	内力	恒荷载①	活荷载②	左风③	右风④	N_{\max} 相应的 M		N_{\min} 相应的 M		M_{\max} 相应的 V, N	
						组合项目	组合值	组合项目	组合值	组合项目	组合值
截面 1—1	$M/\text{kN}\cdot\text{m}$	39.8	31.9	-38.7	-11.7	①+②	92.4	①+③	-14.38	①+②	92.4
	V/kN	-6.6	-5.3	4.65	5.9	①+②	-15.3	①+③	-0.1	①+②	-15.3
	N/kN	26.3	18.4	-18.1	-11.3	①+②	57.3	①+③	-0.96	①+②	25.5
截面 2—2	$M/\text{kN}\cdot\text{m}$	0	0	0	0	①+②	0	—	—	—	—
	V/kN	-6.6	-5.3	8.25	2.0	①+②	-15.3	—	—	—	—
	N/kN	44.3	18.4	-18.1	-11.3	①+②	78.9	—	—	—	—

经最不利组合得出的内力 (N 、 V 、 M) 图如图 8-26a、b、c 所示。计算结果显示刚架内力一般均由恒荷载加活荷载组合控制。

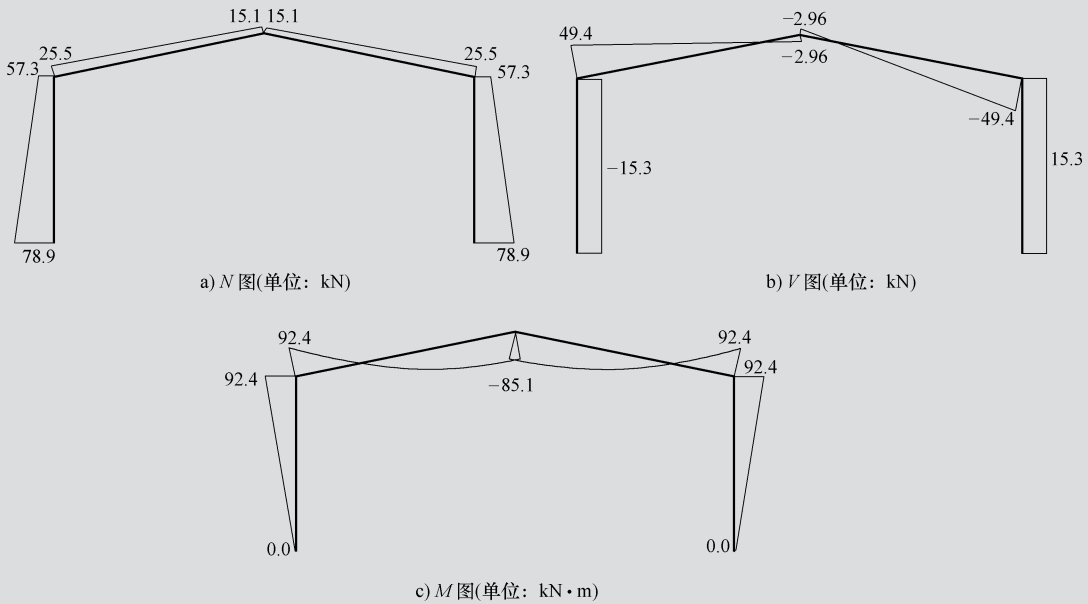


图 8-26 刚架最不利内力组合值图

(4) 构件截面设计

1) 构件宽厚比验算。

① 梁翼缘:

$$\frac{b_1}{t} = \frac{200-8}{2} \times \frac{1}{12} = 8 < 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \text{ (满足要求)}$$

② 柱翼缘:

$$\frac{b_1}{t} = \frac{200-8}{2} \times \frac{1}{12} = 8 < 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \text{ (满足要求)}$$

③ 梁腹板:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{450-2 \times 12}{8} = 53.3 < 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \text{ (满足要求)}$$

④ 柱腹板:

$$\text{柱顶截面} \quad \frac{h_w}{t_w} = \frac{450-2 \times 12}{8} = 53.3 < 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \text{ (满足要求)}$$

$$\text{柱底截面} \quad \frac{h_w}{t_w} = \frac{200-2 \times 12}{8} = 22 < 250 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 250 \text{ (满足要求)}$$

2) 钢架梁的验算。

① 强度。钢架梁端部为最不利截面, $N=25.5\text{kN}$ (压力), $V=49.4\text{kN}$, $M=92.4\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

a. 梁抗剪承载力设计值 V_d 。

梁截面的最大剪力为 $V_{\max} = 49.4\text{kN}$

考虑仅有支座加劲肋, 即按 $\frac{a}{h_w} > 1$ 或 $\frac{h_w}{a} = 0$ 计算, 因不设中间加劲肋, 所以 $k_\tau = 5.34$, 由

式 (8-13):

$$\lambda_w = \frac{h_w/t_w}{37\sqrt{k_\tau} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}} = \frac{53.3}{37\sqrt{5.34} \times \sqrt{\frac{235}{235}}} = 0.62 < 0.8$$

则:

$$f'_v = f_v = 125\text{N/mm}^2$$

$$V_d = h_w t_w f'_v = (450-2 \times 12) \times 8 \times 125\text{N} = 426\text{kN}$$

$V_{\max} = 49.4\text{kN} < V_d = 426\text{kN}$, 满足要求。

b. 梁抗弯承载力设计值 M_e 。

先计算梁的有效截面腹板的最大应力 σ_{\max} 和最小应力 σ_{\min} :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_y y}{I_x} = \left(\frac{25.5 \times 10^3}{8208} \pm \frac{92.4 \times 10^6 \times 213}{28175 \times 10^4} \right) \text{N/mm}^2 = (3.1 \pm 69.8) \text{N/mm}^2 = \begin{cases} 72.9\text{N/mm}^2 \text{ (受压)} \\ -66.7\text{N/mm}^2 \text{ (受拉)} \end{cases}$$

腹板的受压区高度:

$$h_c = \frac{72.9 \times 426}{72.9 + 66.7} \text{mm} = 222.5\text{mm}$$

$$\beta = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = -66.7 / 72.9 = -0.915$$

代入式 (8-18), 得:

$$k_\sigma = \frac{16}{\sqrt{(1+\beta)^2 + 0.112(1-\beta)^2} + (1+\beta)} = \frac{16}{\sqrt{(1+0.915)^2 + 0.112 \times (1-0.915)^2} + (1+0.915)} = 4.18$$

由于 $\sigma_{\max} = 72.9\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$, 故取 $\gamma_R \sigma_{\max} = 1.1 \times 72.9\text{N/mm}^2 = 80.2\text{N/mm}^2$

代替式 (8-17) 中的 f_y 计算 λ_ρ , 即:

$$\lambda_\rho = \frac{h_w/t_w}{28.1\sqrt{k_\sigma}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \frac{53.3}{28.1\sqrt{4.18}} \sqrt{\frac{80.2}{235}} = 0.542 < 0.8$$

因此, 由式 (8-16a) 得 $\rho = 1$, 即梁腹板不屈曲全部有效。从而可得按有效截面计算的梁抗弯承载力设计值:

$$M_e = W_e f = W_x f = 1252 \times 10^3 \times 215 \text{ N} \cdot \text{mm} = 269.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

c. 弯剪压共同作用下的验算。

由于 $V = 49.4 \text{ kN} < 0.5V_d = 0.5 \times 426 \text{ kN} = 213 \text{ kN}$ ，故应按式 (8-25) 计算，即：

$$\begin{aligned} M_e^N &= M_e - \frac{NW_e}{A_e} = \left(269.2 \times 10^6 - \frac{25.5 \times 10^3 \times 1252 \times 10^3}{8208} \right) \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 265 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 92.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

② 整体稳定验算。

a. 横梁平面内的整体稳定性验算。当斜梁坡度不超过 1:5 时，因轴力很小可按压弯构件计算其强度和刚架平面外的稳定，不计算平面内的稳定。

b. 横梁平面外的整体稳定验算。考虑屋面压型钢板与檩条紧密连接，有蒙皮作用，檩条可作为横梁平面外的支承点，但为了安全起见，计算长度按两个檩条或隅撑间距考虑，即 $l_y = 3200 \text{ mm}$ 。

因 $\frac{l_y}{b} = \frac{3200}{200} = 16 = 16 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ，因此需计算刚架梁平面外整体稳定。

对于等截面构件 $\gamma = 0$ ，按式 (8-35)、式 (8-36) 有：

$$\mu_{\gamma y} = \mu_{\gamma z} = 1.0$$

$$\lambda_y = 3200 / 44.2 = 72.4$$

由 $\lambda_y \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 72.4$ 及 c 类截面，查附表 4-3 得 $\varphi_y = 0.626$ 。

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \cdot \frac{f_y}{235} = 1.07 - \frac{72.4^2}{44000} \times \frac{235}{235} = 0.951$$

因两端有端弯矩和横向荷载，按构件产生同向曲率，取 $\beta_{lx} = 1$ ；同时 $\eta = 1$ 。

$$\begin{aligned} \frac{N}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{lx} M}{\varphi_b W_{x1}} &= \left(\frac{25.5 \times 10^3}{0.626 \times 8208} + 1.0 \times \frac{1.0 \times 92.4 \times 10^6}{0.951 \times 1252 \times 10^3} \right) \text{ N/mm}^2 \\ &= (4.96 + 77.6) \text{ N/mm}^2 = 82.6 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

3) 刚架柱的验算：

① 强度。

a. 柱抗剪承载力设计值 V_d 。

柱截面的最大剪力为 $V_{\max} = 15.3 \text{ kN}$

考虑仅有支座加劲肋，则 $k_\tau = 5.34$ ，即按 $\frac{a}{h_w} > 1$ 或 $\frac{h_w}{a} = 0$ 计算，由式 (8-13)：

$$\lambda_w = \frac{h_w / t_w}{37 \sqrt{5.34}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 0.62 < 0.8$$

则： $f'_v = f_v = 125 \text{ N/mm}^2$ ，即不考虑屈曲后强度。

B 端： $V_d = h_w t_w f'_v = 426 \times 8 \times 125 \text{ N} = 426 \text{ kN} > V_{\max} = 15.3 \text{ kN}$ ，满足设计要求。

A 端： $V_d = h_w t_w f'_v = 176 \times 8 \times 125 \text{ N} = 176 \text{ kN} > V_{\max} = 15.3 \text{ kN}$ ，满足设计要求。

b. 柱的抗弯承载力设计值 M_e 。

柱最危险截面即柱顶 B 的有效截面腹板的最大应力 σ_{\max} 和最小应力 σ_{\min} 为

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{A} \pm \frac{M_y y}{I_x} = \left(\frac{57.3 \times 10^3}{8208} \pm \frac{92.4 \times 10^6 \times 213}{28175 \times 10^4} \right) \text{N/mm}^2 = (7 \pm 69.9) \text{N/mm}^2 = \begin{matrix} 76.9 \text{N/mm}^2 (\text{受压}) \\ -62.9 \text{N/mm}^2 (\text{受拉}) \end{matrix} \end{aligned}$$

腹板的受压区高度:

$$h_c = \frac{76.9 \times 426}{76.9 + 62.9} \text{mm} = 234.3 \text{mm}$$

$$\beta = \frac{-62.9}{76.9} = -0.82$$

代入式 (8-18), 得:

$$k_\sigma = \frac{16}{\sqrt{(1+\beta)^2 + 0.112(1-\beta)^2} + (1+\beta)} = 19.6$$

由于 $\sigma_{\max} = 76.9 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$, 取 $\gamma_R \sigma_{\max} = 1.1 \times 76.9 \text{N/mm}^2 = 84.6 \text{N/mm}^2$

代替式 (8-17) 中的 f_y , 即:

$$\lambda = \frac{h_w/t_w}{28.1\sqrt{k_\sigma}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \frac{53.3}{28.1 \times \sqrt{19.6}} \times \sqrt{\frac{84.6}{235}} = 0.26 < 0.8$$

由式 (8-16a) 得 $\rho = 1$, 柱腹板全部有效, 故同样可得:

$$M_e = W_{\text{ef}} f = 1252 \times 10^3 \times 215 \text{N} \cdot \text{mm} = 269.18 \text{kN} \cdot \text{m} > M = 92.4 \text{kN} \cdot \text{m}, \text{ 满足要求。}$$

c. 弯剪压共同作用下的验算。

由于 $V = 15.3 \text{kN} < 0.5V_d = 213 \text{kN}$, 故按式 (8-25) 计算, 即:

$$\begin{aligned} B \text{ 端: } M_e^N &= M_e - \frac{NW_e}{A_e} = \left(85.66 \times 10^6 - \frac{36.8 \times 10^3 \times 398.4 \times 10^3}{3678} \right) \text{N} \cdot \text{mm} \\ &= 81.7 \text{kN} \cdot \text{m} > M = 57 \text{kN} \cdot \text{m}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

$$A \text{ 端: } \sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{78.9 \times 10^3}{6208} \text{N/mm}^2 = 12.7 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2, \text{ 满足要求。}$$

$$\text{剪应力 } \tau = \frac{V}{h_w t_w} = \frac{15.3 \times 10^3}{176 \times 8} \text{N/mm}^2 = 10.9 \text{N/mm}^2 < f_v = 125 \text{N/mm}^2, \text{ 满足要求。}$$

② 整体稳定性验算。

构件的最大内力 $N = -57.3 \text{kN}$, $M = 92.4 \text{kN} \cdot \text{m}$ 。

a. 刚架柱平面内的整体稳定性验算 (按 A 端截面进行验算)。

已知柱平面外在柱中点设置柱间支撑, 即平面外计算长度高 $H_{0y} = 3 \text{m}$, 柱 B 端 (大头) 惯性矩 $I_{c1} = 28175 \times 10^4 \text{mm}^4$, 柱 A 端 (小头) 惯性矩 $I_{c0} = 4605 \times 10^4 \text{mm}^4$, 梁为等截面, 惯性矩为 $I_{b0} = 28175 \times 10^4 \text{mm}^4$ 。

$$\frac{I_{c0}}{I_{b0}} = \frac{I_{c0}}{I_{c1}} = \frac{4605}{28175} = 0.16$$

当横梁为等截面时, $\psi = 1.0$ 。

$$\text{横梁线刚度} \quad K_2 = \frac{I_{b0}}{2\psi_s} = \frac{28175 \times 10^4}{2 \times 1.0 \times 7649} \text{mm}^3 = 1.8417 \times 10^4 \text{mm}^3$$

$$\text{柱线刚度} \quad K_1 = \frac{I_{c1}}{h} = \frac{28175 \times 10^4}{6000} \text{mm}^3 = 4.6958 \times 10^4 \text{mm}^3$$

$$\frac{K_2}{K_1} = 0.392$$

查附表 5-2 得, $\mu_r = 1.10$ 。

平面内计算长度 $H_{0x} = 1.10 \times 6000 \text{mm} = 6600 \text{mm}$

平面外计算长度 $H_{0y} = 3000 \text{mm}$

由 $\lambda_x = 6600/86.1 = 76.7 < [\lambda] = 150$ 及 b 类截面查附表 4-2 得 $\varphi_x = 0.71$ 。

$$N'_{\text{ex0}} = \frac{\pi^2 EA_{e0}}{1.1\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 206 \times 10^3 \times 6208}{1.1 \times 76.7^2} \text{N} = 1950.5 \text{kN}$$

另外, 对有侧移刚架取 $\beta_{\text{max}} = 1.0$, 则:

$$\frac{N_0}{\varphi_{xy} A_{e0}} + \frac{\beta_{\text{max}} M_1}{\left(1 - \frac{N}{N'_{\text{ex0}}}\right) \varphi_{xy} W_{e1}} = \left[\frac{57.3 \times 10^3}{0.71 \times 6208} + \frac{1.0 \times 92.4 \times 10^6}{\left(1 - \frac{57.3}{1950.5} \times 0.504\right) \times 1252 \times 10^3} \right] \text{N/mm}^2$$

$$= (13+76) \text{N/mm}^2 = 89 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2, \text{ 满足要求。}$$

b. 刚架柱平面外的整体稳定性验算。

由 $\lambda_{y0} = \frac{3000}{44.2} = 67.9$ 及 c 类截面查附表 4-3 得 $\varphi_y = 0.656$ 。

根据平面外稳定, 计算得:

$$\beta_1 = 1.0 - \frac{N}{N'_{\text{ex0}}} + 0.75 \left(\frac{N}{N'_{\text{ex0}}} \right)^2 = 1.0 - \frac{57.3}{1950.5} + 0.75 \times \left(\frac{57.3}{1950.5} \right)^2 = 0.971$$

根据式 (8-33) 计算稳定系数:

$$\varphi_{b\gamma} = \frac{4320}{\lambda_{y0}^2} \cdot \frac{A_0 h_0}{W_{x0}} \sqrt{\left(\frac{\mu_s}{\mu_w} \right)^4 + \left(\frac{\lambda_{y0} t_0}{4.4 h_0} \right)^2} \left(\frac{235}{f_y} \right)$$

其中, 构件楔率: $\gamma = d_1/d_2 - 1 = 450/200 - 1 = 1.25$, 满足要求不大于 $0.268h/d_0 = 8.04$ 及 6.0 的规定。

$$\mu_s = 1 + 0.023\gamma \sqrt{lh_0/A_f} = 1 + 0.023 \times 1.25 \times \sqrt{\frac{3000 \times 200}{200 \times 12}} = 1.45$$

$$i'_{y0} = \sqrt{\frac{200^3 \times 12/12}{200 \times 12 + \frac{1}{3} \times (450 - 212) \times 8/2}} = 51.9$$

$$\mu_w = 1 + 0.00385 \sqrt{l/i'_{y0}} = 1 + 0.00385 \times 1.25 \times \sqrt{\frac{3000}{51.9}} = 1.037$$

$$\lambda_{y0} = \mu_s l / i'_{y0} = \frac{1.45 \times 3000}{51.9} = 83.8$$

$$\varphi_{by} = \frac{4320}{83.8^2} \times \frac{6208 \times 200}{461 \times 10^3} \sqrt{\left(\frac{1.45}{1.037}\right)^4 + \left(\frac{83.8 \times 12}{4.4 \times 200}\right)^2} \cdot \left(\frac{235}{f_y}\right) = 3.75 > 0.6$$

用 φ'_{by} 代替 φ_{by} :

$$\varphi'_{by} = 1.07 - 0.282 / \varphi_{by} = 0.995$$

所以

$$\frac{N_0}{\varphi_y A_{e0}} + \frac{\beta_1 M_1}{\varphi_{by} W_{e1}} = \left(\frac{57.3 \times 10^3}{0.656 \times 6208} + \frac{0.971 \times 92.4 \times 10^6}{0.995 \times 1252 \times 10^3} \right) \text{N/mm}^2 = 86.1 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

满足要求。

4) 刚架柱顶位移计算。由于刚架梁坡度不大于 1 : 5, 故刚架侧移可按式 (8-2) 估算, 且其数值不应超过表 8-2 规定的 $h/60$ 。由式 (8-2)、式 (8-4) 有:

$$\xi_1 = \frac{I_c L}{I_b h} = \frac{L}{h} = \frac{(28175 \times 10^4 + 4605 \times 10^4) \times 15000}{2 \times 28175 \times 10^4 \times 6000} = 1.45$$

$$H = 0.67 W_k = 0.67 (w_{1k} + w_{4k}) h = 0.67 \times (0.6 + 1.32) \times 6 \text{kN} = 7.7 \text{kN}$$

$$\mu = \frac{Hh^3}{12EI_c} (2 + \xi_1) = \frac{7.7 \times 10^3 \times 6000^3}{12 \times 2.06 \times 10^5 \times \frac{(28175 + 4605)}{2} \times 10^4} \times (2 + 1.45) \text{mm}$$

$$= 14.2 \text{mm} < \frac{h}{60} = 100 \text{mm}, \text{满足要求。}$$

(5) 节点验算

1) 梁柱连接节点螺栓强度验算。梁柱节点采用外伸式平端连接接头, 如图 8-27 所示。采用 10.9 级 M20 高强度螺栓摩擦连接, 构件接触面采用喷砂处理, 摩擦抗滑移系数 $\mu = 0.45$, 每个高强度螺栓的预拉力为 155kN。连接处传递内力设计值 $N = 57.3 \text{kN}$ (压力), $V = 15.3 \text{kN}$, $M = 92.4 \text{kN} \cdot \text{m}$ 。

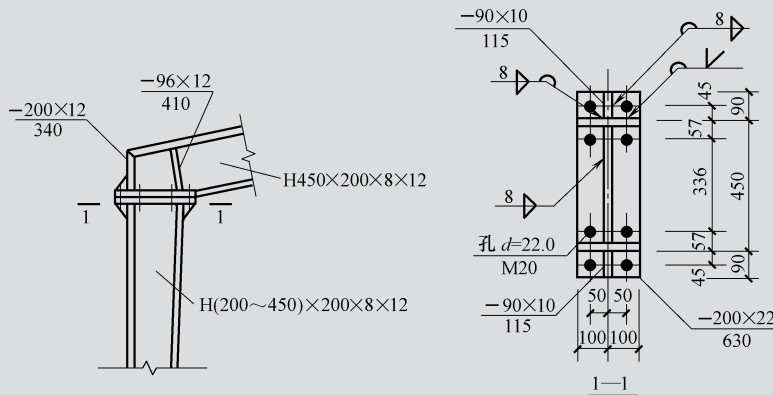


图 8-27 节点连接及计算简图

螺栓强度验算:

每个螺栓的拉力:

$$N_1 = \frac{My_1}{\sum y_i^2} \frac{N}{n} = \frac{92.4 \times 0.27}{4 \times (0.27^2 + 0.168^2)} \text{kN} - \frac{57.3}{8} \text{kN} = 54.5 \text{kN}$$

$$N_2 = \frac{My_2}{\sum y_i^2} \frac{N}{n} = \frac{92.4 \times 0.168}{4 \times (0.27^2 + 0.168^2)} \text{kN} - \frac{57.3}{8} \text{kN} = 38.4 \text{kN}$$

螺栓群的抗剪力:

$$N_v^b = 0.9n\mu P = 0.9 \times 1 \times 0.45 \times 155 \times 8 \text{kN} = 502.2 \text{kN} > V = 15.3 \text{kN}, \text{ 满足要求。}$$

最外排一个螺栓的抗剪、抗拉力:

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} = \frac{15.3/8}{502.2/8} + \frac{54.5}{80} = 0.47 < 1, \text{ 满足要求。}$$

从安全和构造上考虑最好采用大于 M20 的螺栓。

2) 端部厚度验算。按端板厚度不小于螺栓直径, 端板厚度 t 应不小于 20mm, 取端板宽度 $b = 150 \text{mm}$ 。

计算伸臂类端板:

$$e_f = 45 \text{mm}, e_w = 46 \text{mm}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6e_f N_t}{bf}} = \sqrt{\frac{6 \times 45 \times 54500}{150 \times 205}} \text{mm} = 18.9 \text{mm}$$

按两边支撑类端板 (端板外伸)

$$t \geq \sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w b + 2e_f(e_f + e_w)]f}} = \sqrt{\frac{6 \times 45 \times 46 \times 54.5 \times 10^3}{[46 \times 200 + 2 \times 45 \times (45 + 46)] \times 205}} \text{mm} = 13.8 \text{mm}$$

综合上述, 取端板厚度为 20mm。

若计算不能满足, 在两块端板外侧分别加设加劲肋后按相邻边支承的端板计算, 能满足要求。

3) 梁柱节点域的剪应力验算 (图 8-28)。

$$\text{取 } d_b = \frac{340 + 410}{2} \text{mm} = 375 \text{mm}$$

$$d_c = \frac{426 + 380}{2} \text{mm} = 403 \text{mm}$$

$$\tau = \frac{M}{d_b d_c t_c} = \frac{92.4 \times 10^6}{375 \times 426 \times 12} \text{N/mm}^2 = 50.1 \text{N/mm}^2$$

$$\tau < f_v = 125 \text{N/mm}^2 \text{ 满足要求。}$$

若经计算不能满足要求, 可以加厚腹板或设置斜加劲肋。

4) 螺栓处腹板强度验算。当 $N_{t2} = 38.4 \text{kN} < 0.4P = 0.4 \times 155 \text{kN} = 62 \text{kN}$ 时:

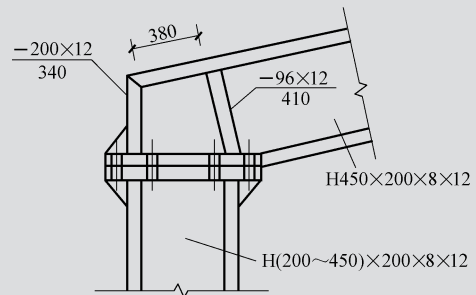


图 8-28 梁柱拼接节点

$$\frac{0.4P}{e_w t_w} = \frac{0.4 \times 155 \times 10^3}{45 \times 12} \text{N/mm}^2 = 112.3 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2$$

经计算若不能满足要求，此时可以加厚腹板或设置斜加劲肋。

5) 梁与梁节点拼接的计算方法同梁柱节点，此处略，如图 8-29 所示。

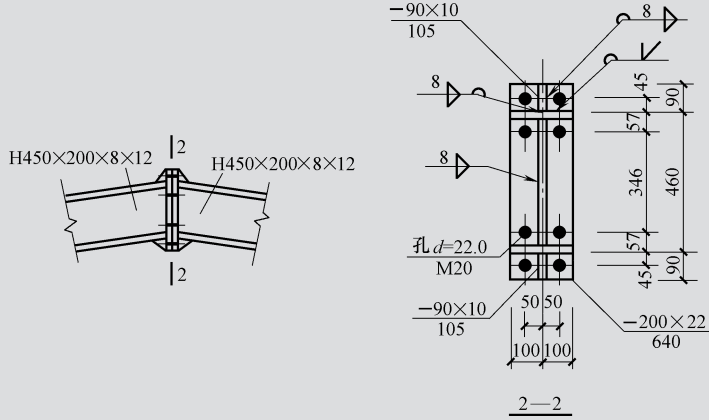


图 8-29 梁与梁的拼接节点

(6) 柱脚设计 本例题柱脚形式为铰接柱脚类型，如图 8-30 所示。

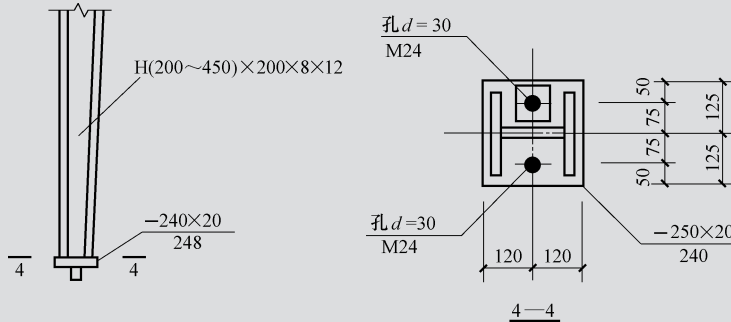


图 8-30 柱脚节点

柱底板地脚锚栓采用 Q235 钢，地脚锚栓选用 M24（孔径为 30mm），基础材料采用 C20 混凝土， $f_c = 9.6 \text{N/mm}^2$ ，柱底轴力 $N = 78.9 \text{kN}$ ，剪力 $V = 15.3 \text{kN}$ 。

柱脚底板面积： $A = 250 \times 240 \text{mm}^2 = 60000 \text{mm}^2$

柱脚底板应力验算：

$$\sigma = \frac{N}{A - A_0} = \frac{78.9 \times 10^3}{60000 - 2 \times \frac{\pi \times 30^2}{4}} \text{N/mm}^2 = 1.35 \text{N/mm}^2 < f_c = 9.6 \text{N/mm}^2$$

按一边支承板（悬臂板）计算弯矩：

$$M_1 = \frac{1}{2} q c^2 = \frac{1}{2} \times 1.35 \times \left(\frac{240}{2} - \frac{120}{2} \right)^2 \text{N} \cdot \text{mm} = 8872.3 \text{N} \cdot \text{mm}$$

柱脚底板厚度： $\delta \geq \sqrt{\frac{6M_{\max}}{f}} = \sqrt{\frac{6 \times 8872.3}{205}} \text{mm} = 16.1 \text{mm}$

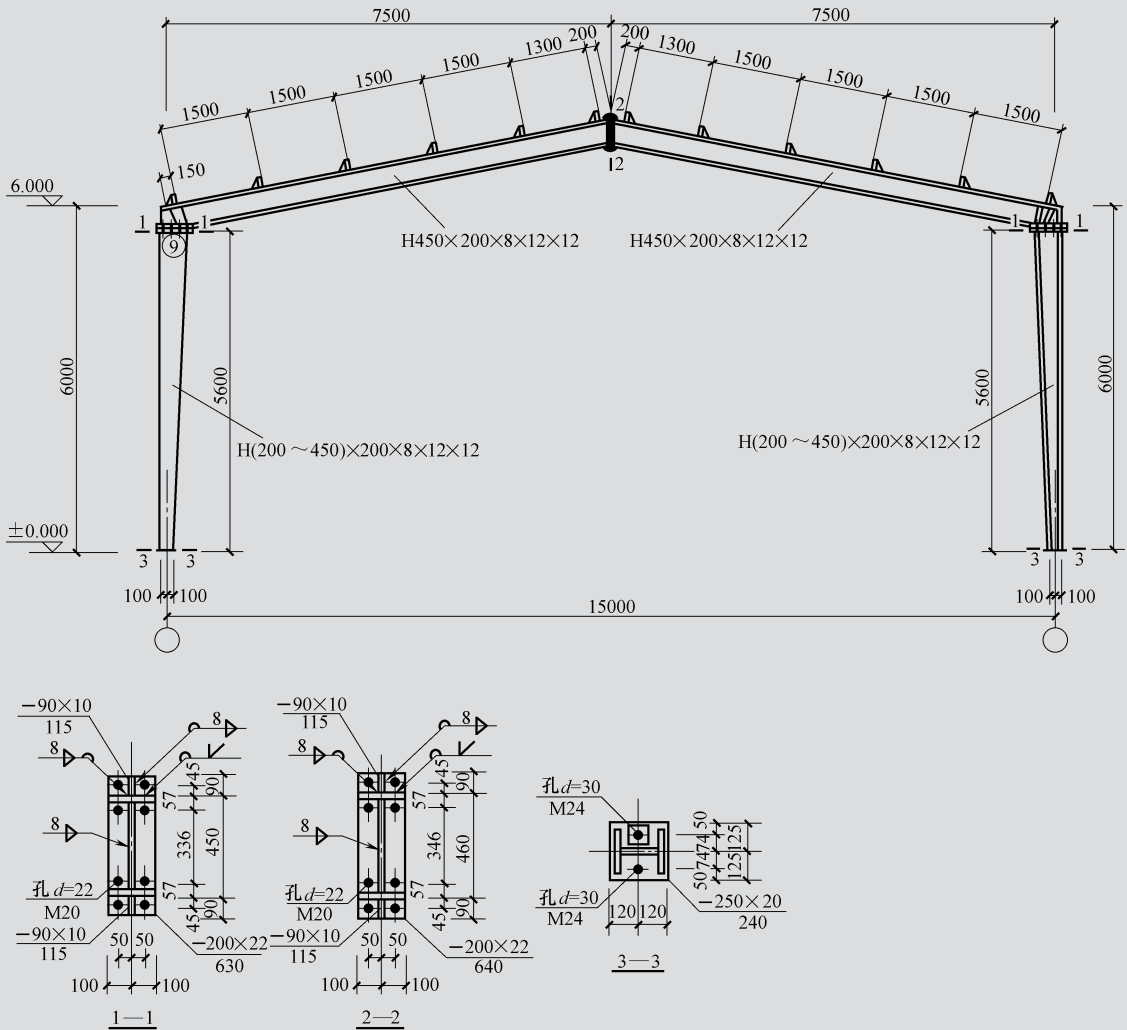
取底板厚度为 $\delta=20\text{mm}$ 。

柱脚抗剪承载力验算：

抗剪承载力 $V_{fb}=0.4N=0.4\times 78.9\text{kN}=31.56\text{kN}>V=15.3\text{kN}$ ，满足要求。

若抗剪承载力不满足要求，应设置抗剪连接件。偏安全起见，本例题设置抗剪键。

(7) 刚架施工图 (图 8-31)



图例  螺栓孔

- 说明：1. 本设计按《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)和《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》(GB 51022—2015)进行设计。
 2. 材料：未特殊注明的钢板及型钢为Q235B钢，焊条为E43系列焊条。
 3. 构件的拼接连接采用10.9级摩擦型连接高强度螺栓，连接接触面的处理采用喷砂。
 4. 柱脚基础混凝土强度等级为C20，锚栓钢号为Q235B钢。
 5. 图中未注明的角焊缝最小焊脚尺寸为6mm，一律满焊。
 6. 对接焊缝的焊缝质量不低于二级。
 7. 钢结构的制作和安装需按照《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001)的有关规定进行施工。
 8. 钢构件表面除锈后用两道红丹打底，构件的防火等级按建筑要求处理。

图 8-31 刚架施工图

课 程 设 计

设计资料：某车间为单跨双坡门式刚架轻型钢结构，屋面坡度为 1 : 10，刚架梁为等截面梁，柱为变截面柱，柱脚铰接，柱距 6m，厂房总长 36m，跨度为 12m，钢材采用 Q235B 钢，焊条为 E43 型。设计基本雪压值 0.4kN/m^2 ，基本风压值 $w_0 = 0.5\text{kN/mm}^2$ ，地面粗糙度为 B 类，不考虑地震作用。采用墙板、墙梁及柱自重标准值为 0.5kN/m^2 ，双层压型钢板其自重为 0.20kN/m^2 ，檩条及支撑为 0.15kN/m^2 ，刚架斜梁自重为 0.15kN/m^2 。试设计该轻型门式刚架。

第9章 大跨度房屋结构

9.1 概述

近年来，随着体育事业和会展经济的发展，各种大型体育馆、会展场馆如雨后春笋般在各地兴建；而航空及物流行业的迅猛发展，对于大跨度飞机库、仓库的需求也与日俱增（图9-1）。为了适应社会发展需要，大跨空间结构应运而生。

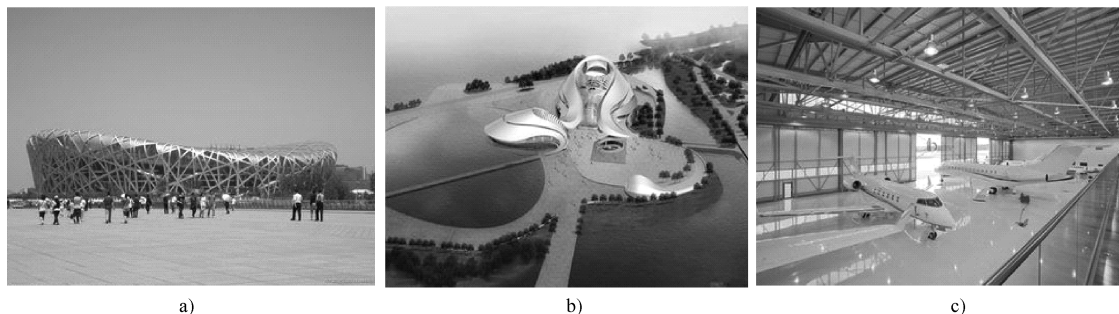


图9-1 几类典型的大跨度建筑

a) 国家体育场 b) 哈尔滨大剧院 c) 网架结构飞机库

所谓大跨空间结构是指：具有不易分解为平面结构体系的三维形体和三维受力特性，在荷载作用下呈立体工作状态的结构。空间结构不仅仅依赖材料的性能，更重要的是依赖自身合理的形体，充分利用不同材料的特性，以适应不同建筑造型和功能的需要，跨越更大的空间。

9.2 大跨房屋结构的形式及特点

大跨房屋结构按几何形状、组成方法、结构材料及受力特点的不同分为大跨平面结构和大跨空间结构两大类。属于平面结构体系的有：梁式结构、框架式结构和拱式结构。属于大跨空间结构体系的有：薄壁空间结构、网格结构、悬索结构和膜结构等。也有将悬索结构与膜结构统称为张拉结构，把所有的大跨空间结构归纳为四大空间结构，即薄壳结构、网格结构、张拉结构和杂交结构。

9.2.1 大跨平面结构的特点

在支座不能承受水平推力的情况下，如屋盖支承于墙体、砌体柱或钢筋混凝土柱上时，可采用梁式结构。跨度大时，梁式体系比框架体系及拱式体系重，但制造和安装较为简单。梁式大跨体系主要用于公共建筑，如影剧院、音乐厅、体育建筑等。

与梁式结构体系相比，框架式体系比较经济，且横梁高度比梁式结构的高度小，刚度也较大，常用于工业建筑。框架柱柱脚可以做成铰接，也可以做成刚接。无铰框架刚度更好，用钢

量省、便于安装，但这种框架对温度作用比较敏感，对基础及地基的要求较高。

拱式结构外形美观，体现了结构受力与建筑造型的完美结合，是大跨度钢结构中一种重要的形式。拱身主要承受轴力，当跨度较大（如超过80~100m）时，较梁式结构和框架式结构更经济。形式有两铰拱、三铰拱和无铰拱。使用最多的是两铰拱，优点是安装和制造较简单，铰处可自由转动，温度应力也较低。无铰拱跨中弯矩分布最有利，但需要较强的基础，温度应力也较大。拱的水平推力较大，对支座的要求较高。为减轻水平推力，可设置水平拉杆或采用橡胶支座。

9.2.2 大跨空间结构的特点

由两个曲面限定的物体，当两曲面间的距离远小于曲面的尺寸时，称为壳体。两曲面间的距离即为壳体的厚度，平分壳体厚度的曲面称为壳体的中面。壳体的厚度 δ 可以是常量，也可以是变量，而等厚度壳体在工程中更为常见。

通常把壳体分成薄壳和厚壳。若以 R 表示中面的最小曲率半径，当满足 $\delta/R \leq 1/20$ 时，壳体按薄壳理论计算所得结果与厚壳理论结果相比，误差一般不超过通常工程上的容许计算误差5%。因此，从学术意义上把满足 $\delta/R \leq 1/20$ 的壳体定义为薄壳，否则为厚壳。实际应用中的壳体是很薄的，多数在 $1/1000 \leq \delta/R \leq 1/50$ 范围，而建筑工程中的薄壳结构大多数满足 $1/100 \leq \delta/R \leq 1/50$ ，或更小。

壳体结构具有良好的承载性能，能以很小的厚度承受相当大的荷载。举世闻名的悉尼歌剧院（图9-2）、罗马小体育宫（图9-3）等均采用了这种结构形式。

薄壳结构使用的材料由早期的砖石演变成钢筋混凝土。由于钢筋混凝土薄壳施工时支模耗时耗力，现在已很少使用这种结构形式。



图 9-2 悉尼歌剧院



图 9-3 罗马小体育宫

人们通常将平板型的空间网格结构简称为网架，将曲面形的空间网格结构称为网壳。

网架结构是按一定规律布置的杆件通过节点连接而形成的平板型或微曲面形空间杆系结构。它具有空间受力性能，是高次超静定的空间结构。受力杆件通过节点有机地结合起来，节点一般设计成铰接，杆件主要承受轴力作用，因而杆件截面相对较小。网架具有多向传力的性能，空间刚度大，整体性好，且有良好的抗震性能，适用于各种跨度，能覆盖各种形状的平面。

网壳结构是按一定规律布置的杆件通过节点连接而形成的曲面状空间杆系或梁系结构，其受力特点与薄壳结构类似，是以“薄膜”作用为主要受力特征的，即大部分荷载由网壳杆件的轴向力承受。网壳结构主要承受压力，稳定问题比较突出。杆件和节点的几何偏差、曲面偏离等初始缺陷对网壳内力和整体稳定影响较大。

悬索结构是以一系列只能受拉的索为基本受力构件，并将其按一定规律排列组成各种形式的体系后悬挂到相应支承结构上的一类结构体系。悬索结构的受力特点是仅通过索的轴向拉伸

来抵抗外荷载的作用，结构中不出现弯矩和剪力效应，因此可充分地利用钢材的抗拉强度。当索的材料采用高强度钢丝组成的钢绞线、钢丝绳或钢丝束等时，可大大减轻结构的自重，较为经济地跨越很大的空间。

膜结构是张拉结构的一种，与传统结构相比，膜结构具有自重轻，施工方便，经济性、安全性、透光性好等特点。然而，膜结构存在的一些缺点也不容忽视。膜材的使用寿命一般为15~25年，虽然有些采用玻璃纤维膜材的实际工程使用超过25年后仍保持良好的性能，但与传统的混凝土或钢材相比仍有相当大的差距，故其耐久性较差。

9.3 网格结构

9.3.1 网架常用的网格形式

目前国内外常用的网架结构，可分为三大类。

1. 平面桁架系网架

由平面桁架交叉组成，根据平面形状和跨度大小、建筑设计对结构的要求等情况，网架可由两向平面桁架或三向平面桁架交叉而成，如图9-4所示。

此类网架的上下弦杆等长，而且其上下弦杆和腹杆位于同一垂直平面内。在各向平面桁架的交点（节点）处有一根共用的竖杆。在连接上下弦节点的斜腹杆的倾斜方向应布置成使杆件受拉，这样受力较为有利。根据上述原则，结合下部结构的具体条件，有下述五种平面桁架系网架。

(1) 两向正交正放网架 如图9-5所示，此类网架是由两个方向的平面桁架交叉组成的。各向桁架的交角呈 90° 。在矩形建筑平面中应用时，两向桁架分别与建筑物两个方向的建筑轴线垂直或平行。

(2) 两向正交斜放网架 此类网架（图9-6）也是由两个方向的平面桁架交叉而成的，其交角呈 90° ，它与两向正交正放网架的组成方式完全相同，只是将它在建筑平面上放置时转动 45° 角，每向平面桁架与建筑轴线的交角不再是正交而是呈 45° 角。

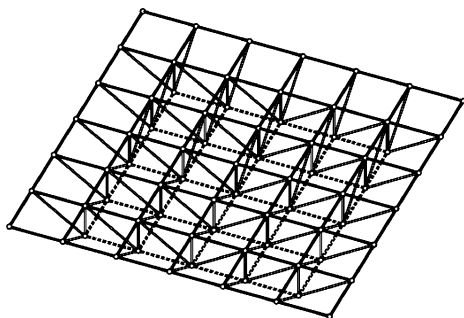


图 9-5 两向正交正放网架

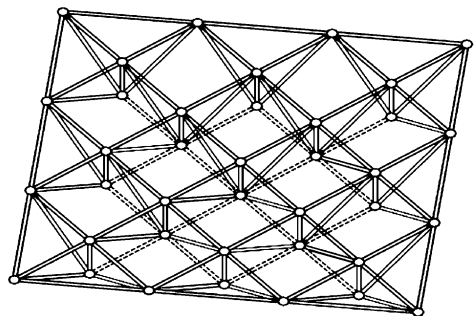


图 9-6 两向正交斜放网架

(3) 两向斜交斜放网架 两向斜交斜放网架（图9-7）也是由两个方向的平面桁架交叉组成的。但其交角不是正交，而是根据下部两个方向支承结构的间距而变化，两向桁架的交角可呈任意角度。

(4) 三向网架 由三个方向的平面桁架相互交叉而成（图9-8）。其相互交叉的角度呈 60° 。网架的节点处均有一根三个方向平面桁架共用的竖杆。

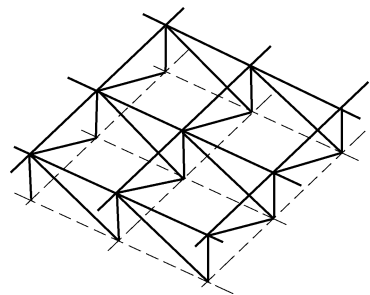


图 9-4 平面桁架系网架的构成

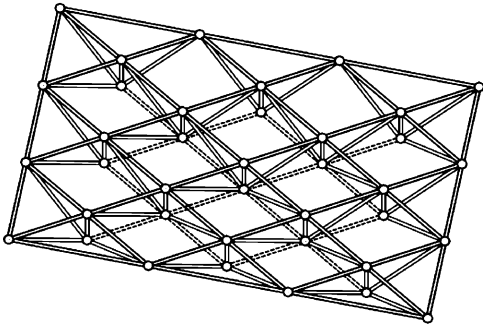


图 9-7 双向斜交斜放网架

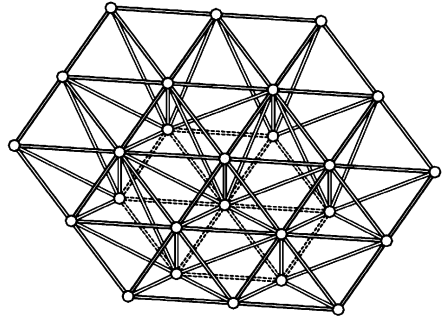


图 9-8 三向网架

(5) 单向折线形网架 单向折线形网架(图 9-9)是由一系列平面桁架互相倾斜交成 V 形而构成的。也可看作将正放四角锥网架取消了纵向的上弦杆。由于它主要呈单向受力状态,故适宜在较狭长的建筑平面中采用。

2. 四角锥体系网架

四角锥体是四角锥体系网架的组成单元。这类网架上下弦平面内的网格均呈正方形。上弦网格的形心即是下弦网格的交点。从上弦网格的四个交点向下弦交点用斜腹杆相连,即形成倒置的四角锥体单元。

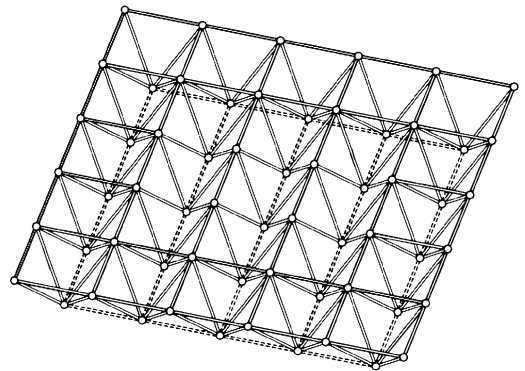


图 9-9 单向折线形网架

各独立四角锥体的连接方式可以是四角锥体的底边与底边相连,也可以是四角锥体底边的角与角相连。根据单元体连接方式的变化,四角锥体系网架有以下五种形式。

(1) 正放四角锥网架 正放四角锥网架(图 9-10),是以倒置的四角锥体为组成单元,将各个倒置的四角锥体的底边相连,再将锥顶用与上弦杆平行的杆件连接起来,即形成正放四角锥网架。

(2) 正放抽空四角锥网架 正放抽空四角锥网架(图 9-11)的组成方式与正放四角锥网架基本相同,除周边网格中的锥体不变动外,其余网格可根据网架的支承情况有规律地抽掉一些锥体而成。常用于纵横向网格数为单数的情况。

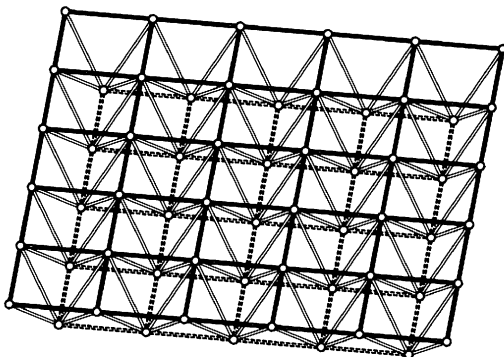


图 9-10 正放四角锥网架

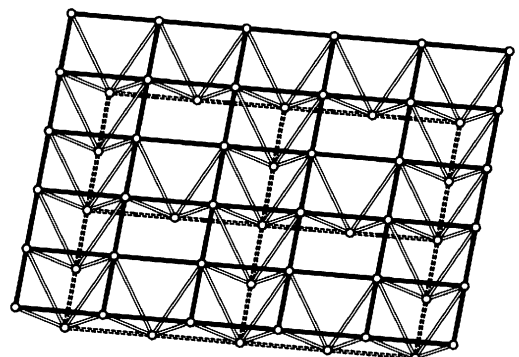


图 9-11 正放抽空四角锥网架

(3) 斜放四角锥网架 斜放四角锥网架(图 9-12)的组成单元也是倒置的四角锥体,它与正放四角锥网架不同之处是四角锥体底边的角与角相接。这种网架的上弦网格呈正交斜放,而其下弦网格则与建筑轴线平行或垂直呈正交正放。

(4) 棋盘形四角锥网架 棋盘形四角锥网架(图 9-13) 由于其形状与国际象棋的棋盘相似而得名。其组成单元也是倒置的四角锥体, 其构成原理与斜放四角锥网架基本相同, 是将斜放四角锥网架水平转动 45° 角而成。因而其上弦杆为正交正放, 下弦杆为正交斜放。

(5) 星形四角锥网架 星形四角锥网架(图 9-14) 的构成与上述四种四角锥网架区别较大。它的组成单元体由两个倒置的三角形小桁架正交形成, 在交点处有一根共用的竖杆, 形状像一个星体。将单元体的上弦连接起来即形成网架的上弦, 将各星体顶点相连即为网架的下弦。上弦杆呈正交斜放, 下弦杆呈正交正放, 网架的斜腹杆均与上弦杆位于同一垂直平面内。

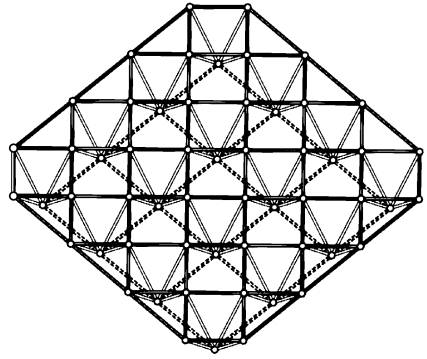


图 9-12 斜放四角锥网架

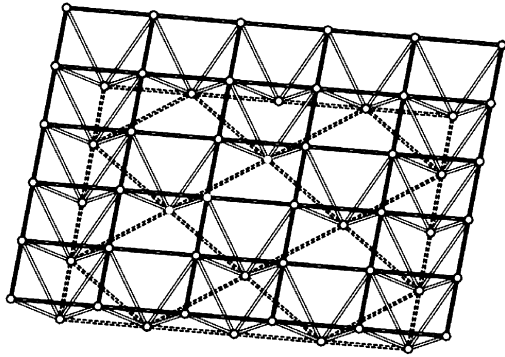


图 9-13 棋盘形四角锥网架

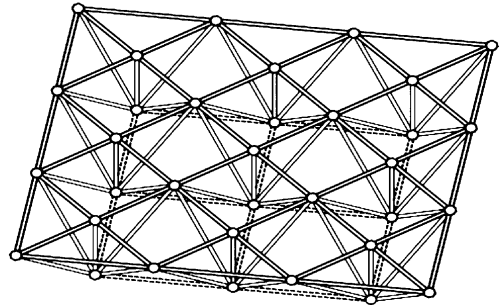


图 9-14 星形四角锥网架

3. 三角锥体系网架

三角锥体系网架是以倒置的三角锥体为其组成单元的, 锥底为等边三角形。将各个三角锥体底面互相连接起来即为网架的上弦, 锥顶用杆件相连即为网架的下弦。三角锥体的三条棱即为网架的斜腹杆。在这种单元组成的基础上, 有规律地抽掉一些锥体或改变一下三角锥体的连接方式, 就有以下三种三角锥体系网架。

(1) 三角锥网架 三角锥网架(图 9-15) 是由倒置的三角锥体组合而成的。其上下弦网格均为正三角形。

倒置三角锥的锥顶位于上弦三角形网格的形心。一般适用于大中跨度及重屋盖的建筑物。当建筑平面为三角形、六边形或圆形时最为适宜。

(2) 抽空三角锥网架 抽空三角锥网架(图 9-16) 是在三角锥网架的基础上有规律地抽去部分三角锥而成。其上弦仍为正三角形网格, 而下弦网格则因抽锥规律不同而有不同的形状。适用于中小跨度的轻屋盖建筑。

(3) 蜂窝形三角锥网架 蜂窝形三角锥网架(图 9-17) 也是由倒置的三角锥体组成的, 但其排列方式与前面所述的两种三角锥网架不同。它将各倒置三角锥体底面的角与角相接, 因而其上弦网格是有规律排列的三角形与六边形。由于其图形与蜜蜂的蜂巢相似, 故称为蜂窝形三角锥网架。在各类网架中它的杆件数和节点数都比较少, 在轻屋盖的中小跨度屋盖上采用,

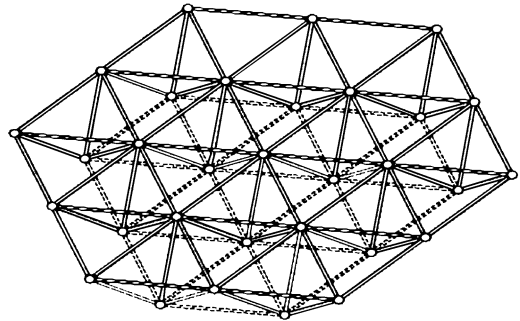


图 9-15 三角锥网架

能收到较好的经济效果。

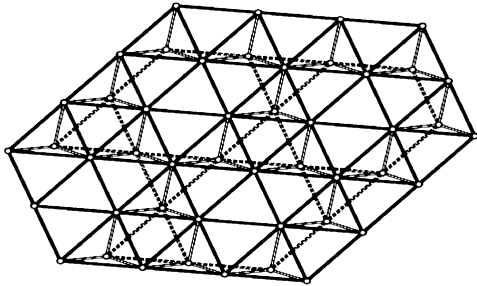


图 9-16 抽空三角锥网架

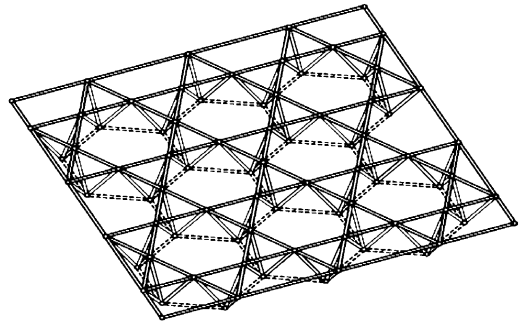


图 9-17 蜂窝形三角锥网架

9.3.2 网架支承方式

网架结构搁置在柱、梁、桁架等下部结构上，由于搁置方式不同，可分为周边支承、点支承、周边支承与点支承相结合、三边支承或两边支承、单边支承等情况。

1. 周边支承

周边支承网架是指网架四周边界上的全部节点均为支座（图 9-18）。支座节点可支承在柱顶，也可支承在柱间桁架或连系梁上。由于这种网架的支承点多，故传力直接，受力均匀。周边支承网架是最常用的支承方式。

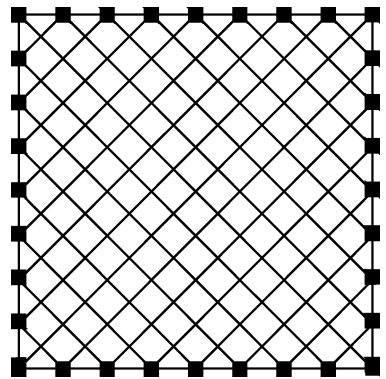


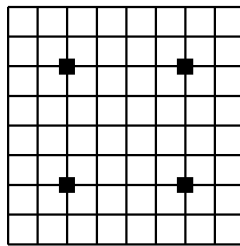
图 9-18 周边支承

2. 点支承

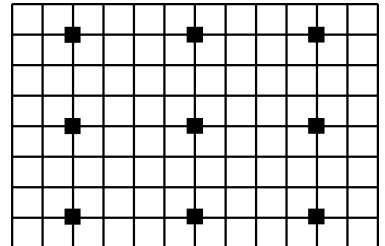
点支承是指网架的支座支承在四个或多个支承柱上（图 9-19）。

点支承网架与柱子连接部位称为柱帽，常用的柱帽形式有以下几种：

1) 柱帽设置在网架下弦平面下，就是在支点处向下延伸一个网架高度，如图 9-20a 所示。这种柱帽能很快将柱顶反力扩散，由于加设柱帽，将占据一部分室内空间。



a)



b)

图 9-19 点支承网架

a) 四点支承网架 b) 多点支承网架

2) 柱帽设置在网架上弦平面之上，就是在支点处向上延伸一个网架高度，形成局部加高网格区域，如图

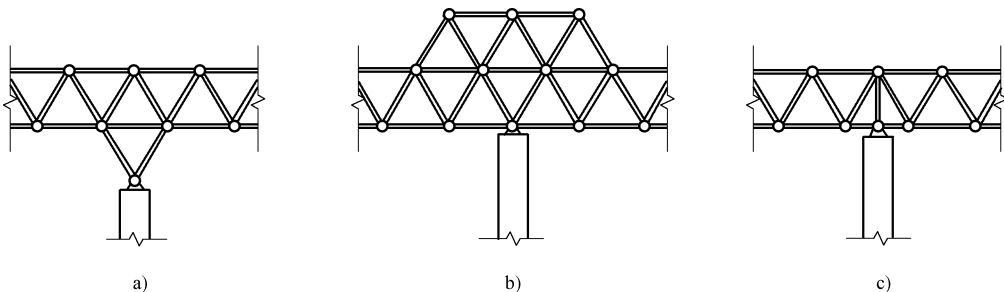


图 9-20 柱帽形式

9-20b 所示, 其优点是不占室内空间, 柱帽上凸部分可兼做采光天窗。

3) 柱帽布置在网架内, 将上弦节点直接搁置于柱顶, 使柱帽呈伞形, 如图 9-20c 所示。其优点是不占室内空间, 屋面处理较简单。这种柱帽承载能力较低, 适用于轻屋盖或中小跨度网架。

点支承主要适用于体育馆、展览厅等大跨度公共建筑, 也用于大柱网工业厂房。

3. 周边支承与点支承相结合

周边支承与点支承相结合的网架是在周边支承的基础上, 在建筑物内部增设中间支承点, 这样可以有效地减小网架杆件的内力峰值和挠度 (图 9-21)。这种支承的网架适用于大柱网工业厂房、仓库、展览馆等建筑。

4. 三边支承或两边支承

在矩形建筑平面中, 由于考虑扩建或因工艺及建筑功能的要求, 在网架的一边或两边不允许设置柱子时, 则需将网架设计成三边支承一边自由或两边支承两边自由形式 (图 9-22)。自由边的存在对网架内力分布和挠度都不利, 故应对自由边进行适当处理, 以改善网架的受力状态。这种支承在飞机库、影剧院、工业厂房、干煤棚等建筑中使用。

5. 单边支承

单边支承 (图 9-23) 在悬挑结构中经常可以遇到, 这时网架的受力与悬挑板受力相似, 支承沿悬挑根部设置, 且必须在网架上下弦平面内均有设置。

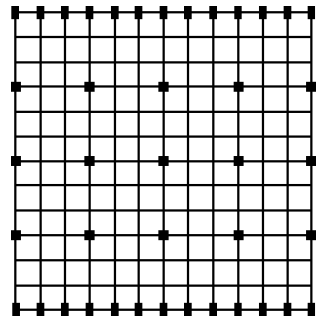
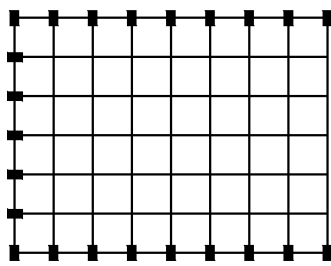
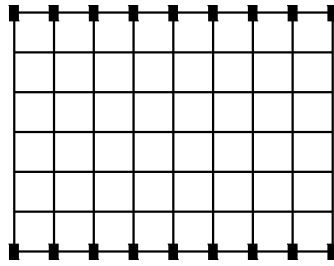


图 9-21 周边支承与点支承相结合



a)



b)

图 9-22 三边支承或两边支承的网架

a) 三边支承网架 b) 两边支承网架

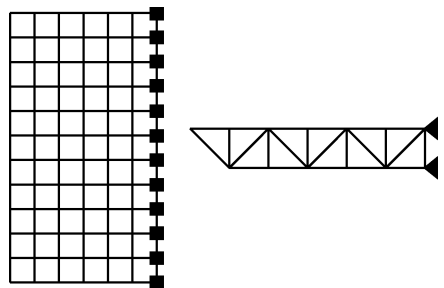


图 9-23 单边支承网架

9.3.3 网壳常用的网格形式

网壳结构可以按层数、高斯曲率、曲面外形和网格形式进行分类。按层数可以分为单层和双层两种。按高斯曲率可以分为零、正和负高斯曲率。按曲面外形可以分为球面网壳、双曲扁网壳、柱面网壳、圆锥面网壳、扭曲面网壳、单块扭曲网壳、双曲抛物面网壳和切割或组合形成曲面网壳。下面详细介绍网壳常用的网格形式。

1. 单层球面网壳的形式

按网格形式不同划分主要有:

(1) 肋环型球面网壳 由径肋和环杆组成, 如图9-24所示。径肋汇交于球顶, 使球顶节点构造复杂。环杆如能与檩条共同工作, 可降低网壳整体用钢量。肋环型球面网壳的大部分网格呈梯形, 每个节点只汇交四根杆件, 节点构造简单, 整体刚度差。适用于中、小跨度。

(2) 肋环斜杆型球面网壳 这种网壳是在肋环型基础上加斜杆而组成的, 又称施威德勒 (Schwedler) 型。它大大提高了网壳的刚度, 提高了抵抗非对称荷载的能力。根据斜杆布置的不同有: 单斜杆 (图 9-25a、b)、交叉斜杆 (图 9-25c) 和无环杆的交叉斜杆 (图 9-25d) 等, 网格为三角形, 刚度好。它适用于大、中跨度。

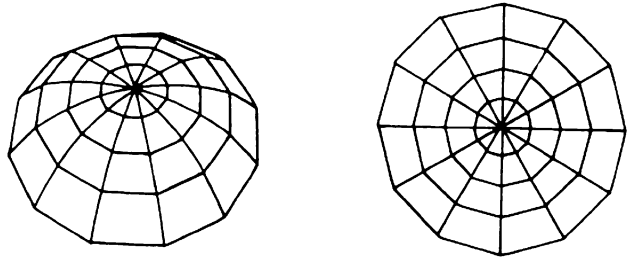


图 9-24 肋环型球面网壳

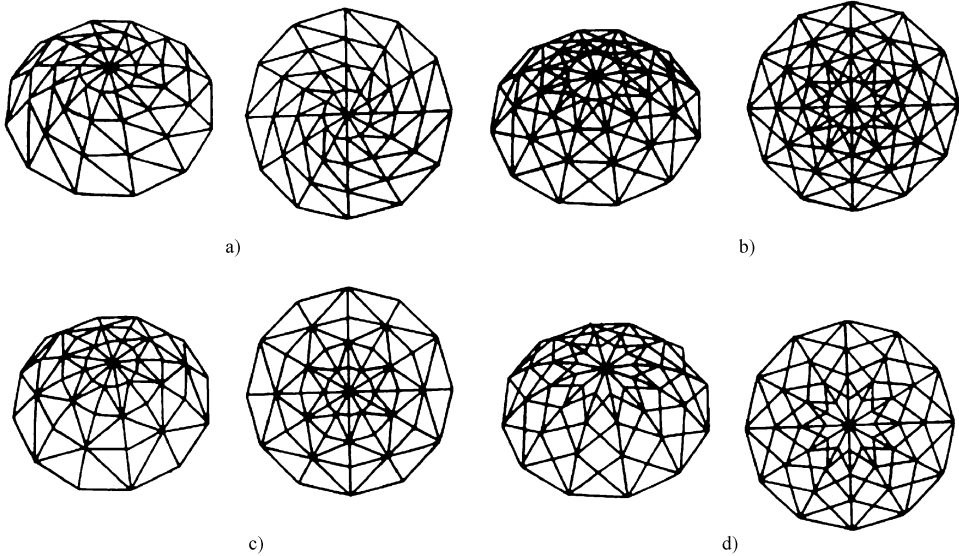


图 9-25 肋环斜杆型球面网壳

(3) 三向网格型球面网壳 这种网壳的网格在水平投影面上呈正三角形, 即在水平投影面上, 通过圆心作夹角为 $\pm 60^\circ$ 的三个轴, 将轴 n 等分并连线, 形成正三角形网格, 再投射到球面上形成三向网格型网壳, 如图 9-26 所示。此种网壳受力性能好, 外形美观, 适用于中、小跨度。

(4) 葵花型三向网格型球面网壳 这种网壳由人字斜杆组成菱形网格, 两斜杆夹角在 $30^\circ \sim 50^\circ$ 之间, 如图 9-27a 所示, 其造型美观, 亦称联方型。为了增强网壳的刚度和稳定性, 在环向加设杆件, 使网格成为三角形, 如图 9-27b 所示。适用于大、中跨度。

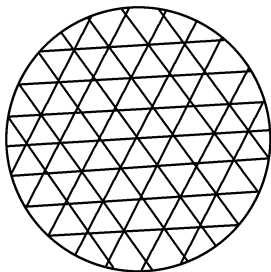


图 9-26 三向网格型球面网壳

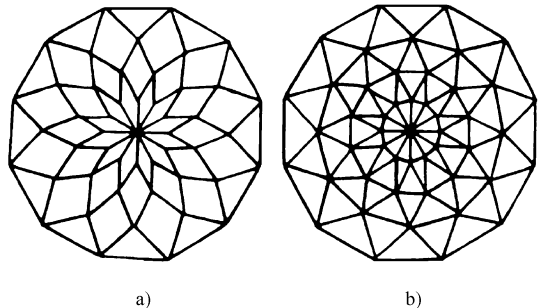


图 9-27 葵花型三向网格型球面网壳

(5) 扇形三向网格型球面网壳 这种网壳是由 n ($n=6, 8, 12 \dots$) 根肋径把球面分为 n 个对称扇形曲面。每个扇形曲面内, 再由环杆和斜杆组成大小较匀称的三角形网格, 如图 9-28

所示，又称凯威特型网壳，根据肋数 n 简称为 K_n 型。这种网壳综合了旋转式划分法与均分三角形划分法的优点，因此不但网格大小匀称，而且内力分布均匀。适用于大、中跨度。

(6) 短程线球面网壳 如图 9-29a 所示，用过球心 O 的平面截球，在球面上所得截线称为大圆。在大圆上 A 、 B 两点连线为最短路线，称短程线。由短程线组成的平面组合成空间闭合体，称为多面体。如果短程线长度一样，称为正多面体。球面是多面体的外接圆。

短程线球面网壳是由正二十面体在球面上划分网格，每一个平面为正三角形，把球面划分为 20 个等边球面三角形，如图 9-29b、c 所示。在实际工程中，正二十面体的边长太大，需要再划分。再划分后杆件的长度都有微小差异。

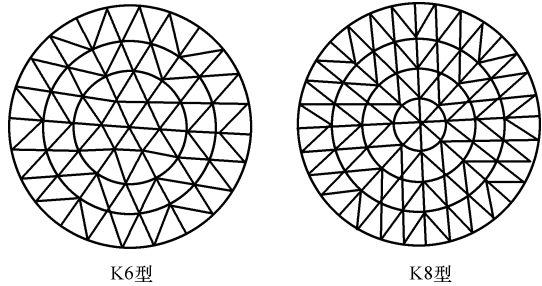


图 9-28 扇形三向网格型球面网壳 (Kiewitt)

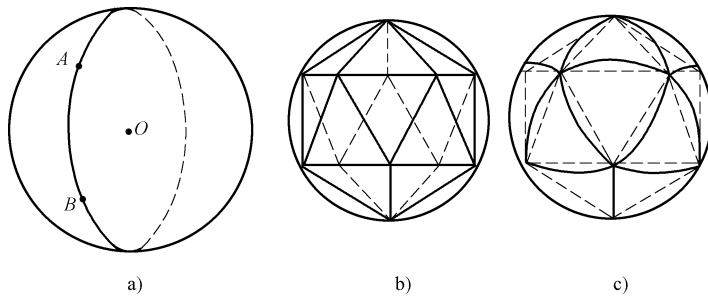


图 9-29 短程线球面网壳

2. 双层球面网壳的形式

双层球面网壳可由交叉桁架体系和角锥体系组成，主要形式有：

(1) 交叉桁架体系 上述单层球面网壳网格划分形式都适用于交叉桁架体系，只要将单层网壳中每个杆件，用平面网片（图 9-30）来代替，即可形成双层球面网壳，网片竖杆各片共用，方向通过球心。在此不再赘述。

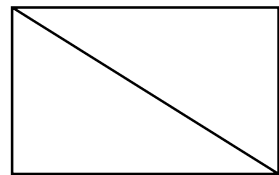


图 9-30 平面网片

(2) 角锥体系 由四角锥和三角锥组成的双层球面网壳主要有：

1) 肋环型四角锥球面网壳，如图 9-31 所示。

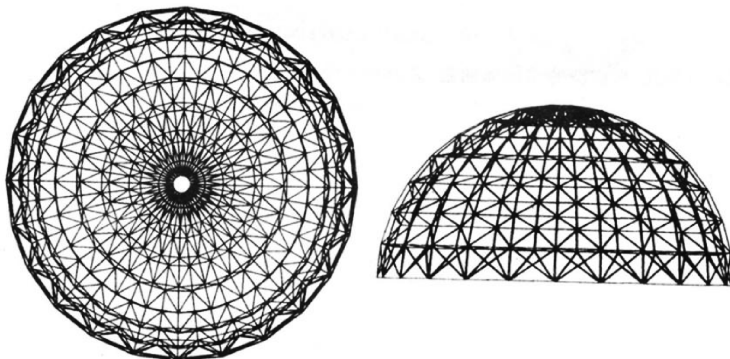


图 9-31 肋环型四角锥球面网壳

2) 联方型四角锥球面网壳, 如图 9-32 所示。

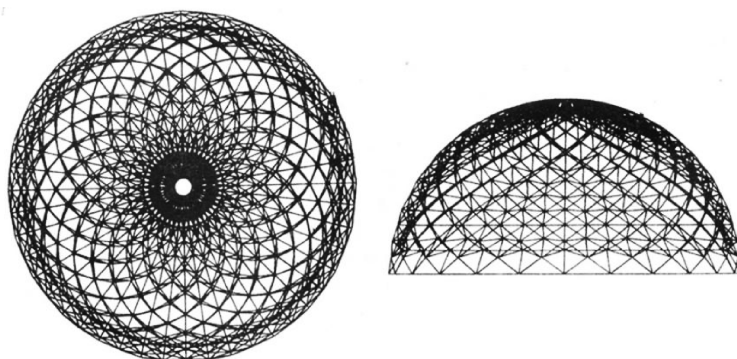


图 9-32 联方型四角锥球面网壳

3) 联方型三角锥球面网壳, 如图 9-33 所示。

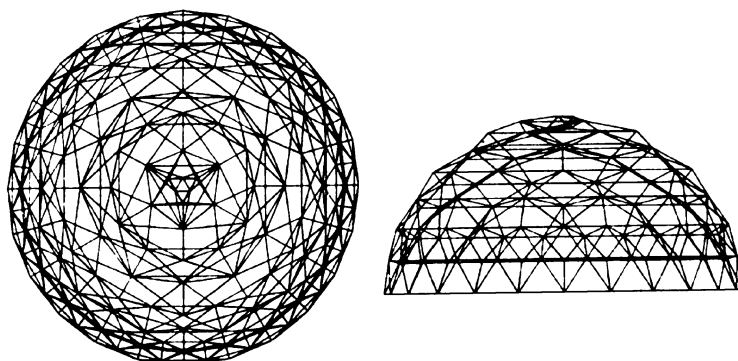


图 9-33 联方型三角锥球面网壳

4) 平板组合式球面网壳, 如图 9-34 所示。将球面变为多面体, 每一面为一平板网架。

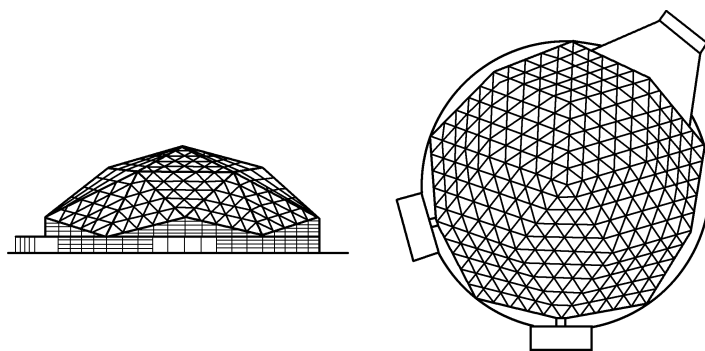


图 9-34 平板组合式球面网壳

9.4 悬索结构

悬索结构是以受拉钢索为主要承重构件, 并将索按照一定规律布置所构成的结构体系。悬索结构的受力特点是仅通过索的轴向拉伸来抵抗外荷载的作用, 结构中不出现弯矩和剪力效应, 因此可充分利用钢材的强度。当采用高强度钢材时, 更可以大大减轻结构的自重, 较为经济地跨越很大的空间。此外, 悬索结构还适用于多种多样的平面与立体图形, 能充分满足建筑造型的需要。

按照索的使用方式及受力特点,可将悬索结构分为单层悬索体系、预应力双层悬索体系、预应力鞍形索网、预应力横向加劲单层索系、预应力索拱及张弦结构、预应力悬挂薄壳、张拉整体结构、索膜结构及混合悬挂结构等形式。

1. 单层悬索体系

单层悬索体系由按一定规律布置的单根悬索组成,索两端锚挂在支承结构上。索系布置有平行、辐射状和网状布置三种形式。

1) 平行布置的单层索系形成下凹的单曲率曲面(图 9-35a),适用于矩形或多边形平面。依建筑要求,索两端可以等高,也可以不等高。悬索两端支座承受较大的水平力作用,合理地解决水平力传递是悬索结构设计中的重要问题。

2) 单层辐射状布置可形成下凹的双曲率碟形屋面(图 9-35b),适用于圆形或椭圆形平面。辐射式布置的单层索系中,要在圆形平面的中心设置中心内环,在外圆设置外环梁。索的两端分别锚在内环及外环梁上。在索拉力水平分力的作用下,内环受拉,外环受压。索拉力的竖向分力由环梁传给下部的支承柱。

3) 网状布置的单层索系形成下凹的双曲率曲面(图 9-35c),两个方向的索一般呈正交布置,可用于圆形、矩形等平面。用于圆形平面时,边缘构件的弯矩大于辐射状布置。

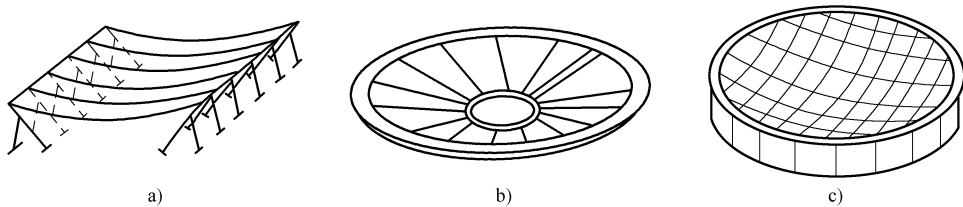


图 9-35 单层悬索体系

a) 平行布置 b) 辐射状布置 c) 网状布置

单层悬索体系刚度低,形状稳定性较差,在非对称荷载作用下变形比较大。悬索的垂度与跨度之比是影响单层索系工作的重要几何参数。跨度、荷载相同的条件下,垂跨比小时悬索体系扁平,其形状稳定性和刚度均差,索中拉力也大。垂跨比大时,索系的稳定性、刚度均得到改善,索中拉力减小。单层悬索体系的垂跨比宜取 $1/20 \sim 1/10$ 。

2. 预应力双层悬索体系(索桁架)

双层悬索体系是由一系列下凹的承重索、上凸的稳定索及两者之间的连系杆(拉杆或压杆)组成。承重索可设在稳定索之上(图 9-36a)或之下(图 9-36b),也可相互交叉(图 9-36c)。承重索和稳定索在跨中可以直接相连(图 9-36d)或不相连(图 9-36a、b、c)。在对称均布荷载作用下,跨中相连与否,索系的工作性能无变化。但在不对称荷载作用下,跨中相连的索系具有较大的抵抗变形的能力。连系杆可竖向布置,也可斜向布置。斜向布置时,索系抵抗不对称变形的能力较大。连系杆可采用圆钢、钢管等。

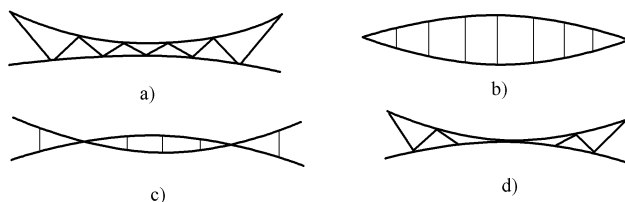


图 9-36 预应力双层悬索体系的一般形式

承重索、稳定索和连系杆一般布置在同一竖向平面内，其外形类似于平面桁架，因此又称为索桁架。承重索和稳定索也可以错开布置，使上下索不在同一竖向平面内。

通过张拉承重索或稳定索，或二者同时张拉，在上下索内建立足够的预拉力，使索系绷紧共同使用。和单层索系相比，预应力双层索系具有良好的刚度和形状稳定性，可用于轻屋面。

双层索系也有平行布置、辐射布置和网状布置三种形式。双层索系的稳定索和承重索要分别锚固在支承结构上。辐射式布置的双层索系，根据索桁架形式的不同，必要时设置两层外环梁或内环梁锚固承重索和稳定索。

承重索的垂跨比和稳定索的矢跨比也是影响双层索系工作性能的重要几何参数，一般承重索垂跨比为 $1/20 \sim 1/15$ ，稳定索矢跨比为 $1/25 \sim 1/20$ 。

3. 预应力鞍形索网

鞍形索网是由曲率相反的两组钢索相互正交组成的负高斯曲率的曲面悬索结构，索网周边悬挂在边缘构件上（图 9-37）。下凹的承重索在下，上凸的稳定索在上，两组索在交点处相连接。

对其中任意一组或两组索进行张拉，赋予一定的预拉力，使其具有很好的形状稳定性和刚度。鞍形索网与双层索系（索桁架）的区别在于：双层索系属于平面结构，鞍形索网为空间结构体系。索网曲面的几何形状与建筑物平面形状、支承结构形式、预应力大小及外荷载作用等因素有关。当建筑平面为矩形、菱形、圆形及椭圆形等规则形状时，鞍形索网有可能做成较简单的双曲抛物面。对于其他情况，曲面都较复杂，甚至不能用函数进行表达，设计者要根据外形要求和索力分布较均匀的原则，由“成形分析”来确定索网的几何形状。

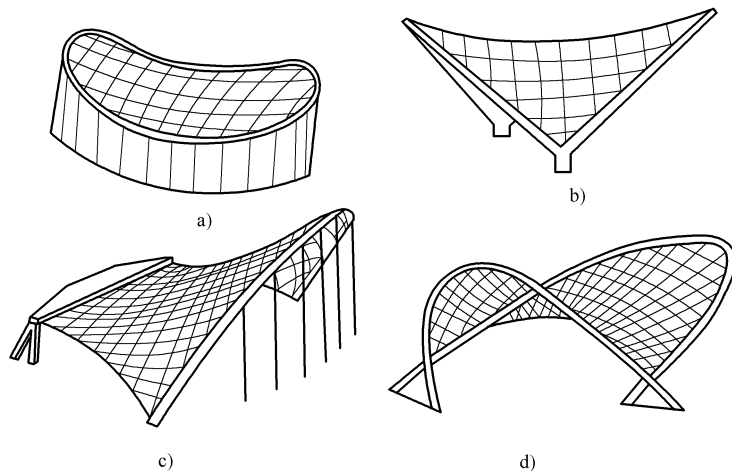


图 9-37 预应力鞍形索网的形式

曲面扁平的索网一般需施加很大的预应力才能达到必要的结构刚度和稳定性，很不经济，所以对鞍形索网也应要求一定的矢跨比，使曲面有必要的曲率。

鞍形索网边缘构件形式多样，如圆形或椭圆形平面的双曲抛物面鞍形索网多采用闭合的空间曲梁。曲梁的轴线一般取索网曲面与圆柱面或椭圆柱面的相截线。在两向索拉力的作用下，空间曲梁为压弯构件。如图 9-37b 所示的菱形平面双曲抛物面索网，其边缘构件为直梁。在索拉力作用下，和曲梁相比，直梁会产生较大的弯矩。如图 9-37c 所示采用了柔性边缘构件——边界索，索网连于边界索上，边界索再将拉力传至地锚或其他结构。图 9-37d 的边缘构件为两

落地交叉拱，一个方向拱推力的水平分力由两拱脚间拉杆平衡。

4. 预应力横向加劲单层索系

在平行布置的单层悬索上敷设与索方向垂直的实腹梁或桁架等劲性构件，通过下压这些横向构件的两端并加以固定，在索与横向构件组成的体系中建立起预应力，形成横向加劲单层索系屋盖结构（图 9-38），也称索梁（桁）体系。

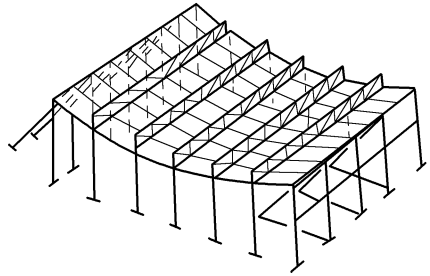


图 9-38 预应力横向加劲单层索系

5. 预应力索拱及张弦梁结构

在鞍形索网中，以实腹式或格构式劲性构件代替上凸的稳定索，张拉承重索或下压拱的两端，使索与拱互相压紧，形成预应力索拱体系（图 9-39）。

张弦梁结构由下弦索、上弦梁和竖腹杆构成（图 9-40）。通过拉索的预应力使竖腹杆受压，上弦梁产生与外荷载作用相反的内力和变形。

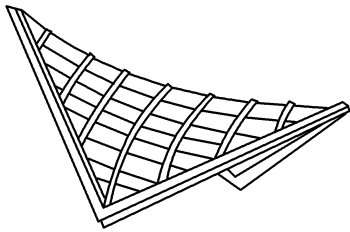


图 9-39 预应力索拱体系

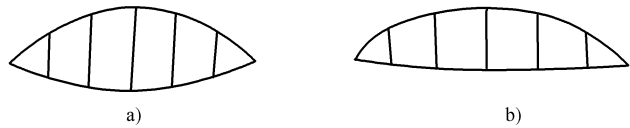


图 9-40 张弦梁结构

6. 索膜结构

索膜结构是利用刚性构件提供支点，将钢索和膜悬挂起来，利用拉索对膜面施加足够预拉力将膜材料绷紧形成具有一定形状和刚度的结构（图 9-41）。钢索被用来加强薄膜并作为薄膜的边缘构件。膜材兼具维护和承重两种功能。薄膜材料由柔性织物和涂层复合而成，具有较高的抗拉强度和弹性模量，良好的耐久性能。涂层织物膜材厚度一般为 0.5~1.0mm，自重为 0.5~2.0kg/m²。

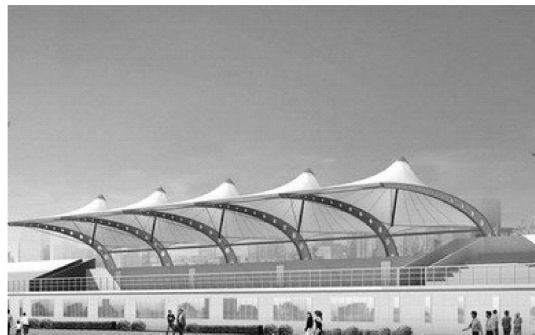


图 9-41 索膜结构

7. 吊挂式与斜拉式混合悬挂结构

吊挂式混合结构一般采用一系列竖向吊杆将刚性屋盖构件连接于其上方悬索，刚性屋盖上的部分荷载由吊杆传给上方的悬索。被吊挂的刚性构件可以是梁、桁架、刚架、网壳等（图 9-42）。

斜拉式混合悬挂结构是由塔柱顶部悬挂的斜拉索与刚性屋盖构件相连（图 9-43），斜拉索为刚性屋盖构件提供弹性支承。

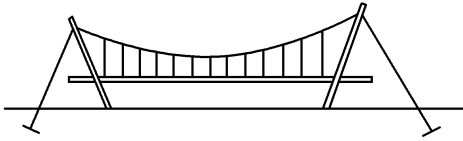


图 9-42 吊挂式结构

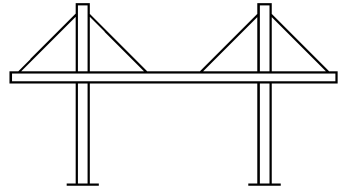


图 9-43 斜拉式结构

9.5 膜结构

薄膜结构是 20 世纪中叶发展起来的一种新型大跨度空间结构形式，它以性能优良的建筑膜材为材料，由膜内空气压力支承膜面，或是利用柔性钢索或刚性支承结构使膜面产生一定的预张力，从而形成具有一定刚度、能够覆盖大空间的结构体系。

根据不同的支承方式，通常将薄膜结构分为空气支承膜结构（即充气膜结构）、张拉式膜结构及骨架支承膜结构。

1. 空气支承膜结构

空气支承膜结构是利用薄膜内外的空气压差来稳定膜面以承受外荷载的结构形式。根据薄膜内外的压差大小，充气膜结构可分为气承式膜结构和气囊式膜结构。

气承式膜结构通过压力控制系统向建筑物室内充气，使室内外保持一定的压力差，膜体产生一定的预张力从而保证体系的刚度。室内需设置气压自动调节系统，根据实际情况调整室内气压以适应外部荷载的变化。气承式膜结构的内外空气压差约为 $0.1 \sim 1.0 \text{ kN/mm}^2$ ，属低压体系。图 9-44 所示温哥华 BC Place 穹顶体育场属气承式膜结构。

气囊式膜结构是向单个膜构件（通常为管状构件）内充气，使其保持足够的内压，由多个膜构件进行组合而形成一定形状的整体结构。气囊式膜结构的内外空气压差约为 $20 \sim 70 \text{ kN/mm}^2$ ，属高压体系。图 9-45 所示的大阪博览会富士馆属气囊式膜结构。

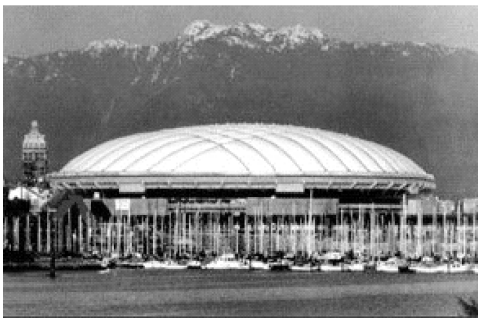


图 9-44 温哥华 BC Place 穹顶体育场

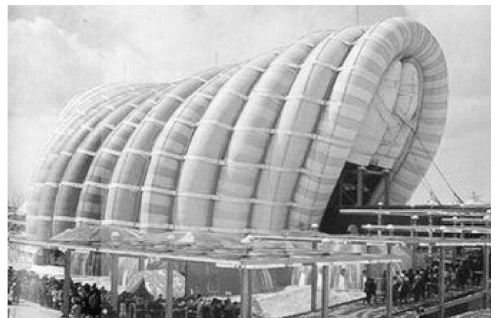


图 9-45 大阪博览会富士馆

2. 张拉式膜结构

张拉式膜结构是由索网结构发展而来的，指依靠薄膜自身的预张应力与拉索、支柱共同作用构成的结构体系。张拉式膜结构的基本组成单元包括支柱（桅杆或其他刚性支架）、拉索及覆盖的膜材，通常利用拉索、支柱在膜材中引入预张力以形成稳定的曲面外形。

最基本的张拉式膜结构以薄膜为主要受力构件，曲面形式一般为简单的鞍形或伞形，通常悬挂于桅杆或其他刚性支架（如拱）之下，因此也称为悬挂式膜结构。受膜材强度及支承结构形式的限制，这类结构形式多用于中小跨度，用于大型建筑时通常需通过多个单元的组合。图 9-46 所示的利雅得体育场是由多个伞形单元组合而成的张拉式膜结构。

另一类张拉式膜结构是由预应力索系与张拉薄膜共同工作组合而成的，也称为复合张拉膜结构。一般通过索系对整体结构施加预应力，这里预应力索系是主要受力结构，主要承受整体荷载，而膜材主要承受局部荷载。这类结构综合了索系结构与薄膜结构的特点，受力合理，适用于较大的跨度。图 9-47 所示蒙特利尔博览会德国馆就是一个典型的例子。



图 9-46 沙特阿拉伯利雅得体育场



图 9-47 蒙特利尔博览会德国馆

3. 骨架支承膜结构

骨架支承膜结构是指以刚性结构（通常为钢结构）为承重骨架并在骨架上敷设张紧的膜材的结构形式。常见的骨架包括桁架、网架、网壳、拱等。骨架支承膜结构中刚性骨架是主要受力体系，膜材仅作为围护材料，计算分析中一般不考虑膜材对支承结构的影响。因此骨架支承膜结构与常规结构比较接近，设计、制作都比较简单，易于被工程界理解和接受，工程造价也相对较低。但这类结构中，薄膜材料本身的结构承载作用没有得到发挥，跨度也受到其支承骨架的限制。图 9-48 所示的日本秋田天穹、图 9-49 所示的香港大球场均为典型的骨架支承膜结构。



图 9-48 日本秋田天穹

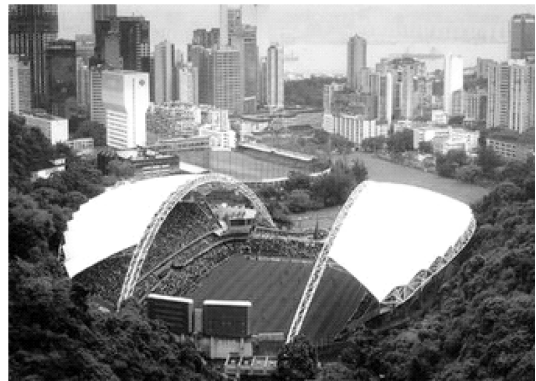


图 9-49 香港大球场

现代建筑膜材是一种新型柔性材料，分为织物和非织物两大类。张拉薄膜结构常用的膜材多为织物类，是一种复合材料，一般由中间的纤维纺织布基层和外涂的树脂涂层组成，称为涂层织物。应用于结构中的膜材，其基层是受力构件，起到承受和传递荷载的作用；而树脂涂层

除起到密实、保护基层的作用外，还具备防火、防潮、透光、隔热等性能。非织物膜材中，以 ETFE 薄膜最具代表性和竞争性。ETFE 是 Ethylene Tetra Fluoro Ethylene（乙烯-四氟乙烯共聚物）的缩写，它是一种无色透明的颗粒状结晶体。由 ETFE 生料挤压成型的膜材是一种典型的非织物类膜材，为目前国际上最先进的薄膜材料，于 20 世纪 70 年代问世。

1970 年在日本大阪万国博览会的美国馆（图 9-50）采用了气承式空气支承膜结构，其平面为 $140\text{m} \times 83.5\text{m}$ 的拟椭圆形，它标志着膜结构时代的开始。此后，膜结构的材料与设计与、制造技术得到不断的发展与提高。在我国，膜结构已应用于体育场馆、会议展览和交通枢纽建筑中，并且已从最初的临时性建筑发展为永久性建筑。从 1997 年建成的上海八万人体育场（图 9-51）挑篷以来，膜结构以每年 20% 的速度增长。为举办 2008 年奥运会，我国建造的国家游泳馆——“水立方”的外立面由无数个充气膜组成的“气枕”实现。国家体育场——“鸟巢”使用 ETFE 膜材作为覆盖材料。还有 2010 年世博会的阳光谷的棚顶由造型独特的钢网架和半透明张拉膜构成。可以预计，膜结构在我国将得到更大的发展。



图 9-50 1970 年日本大阪万国博览会美国馆

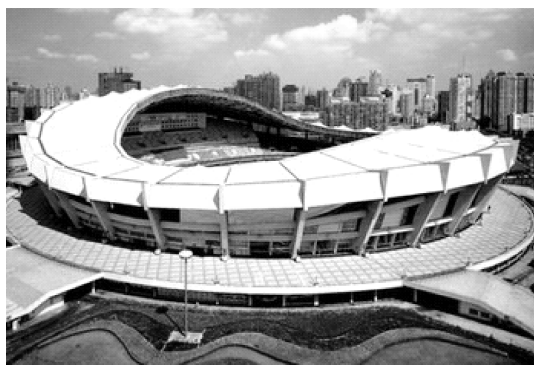
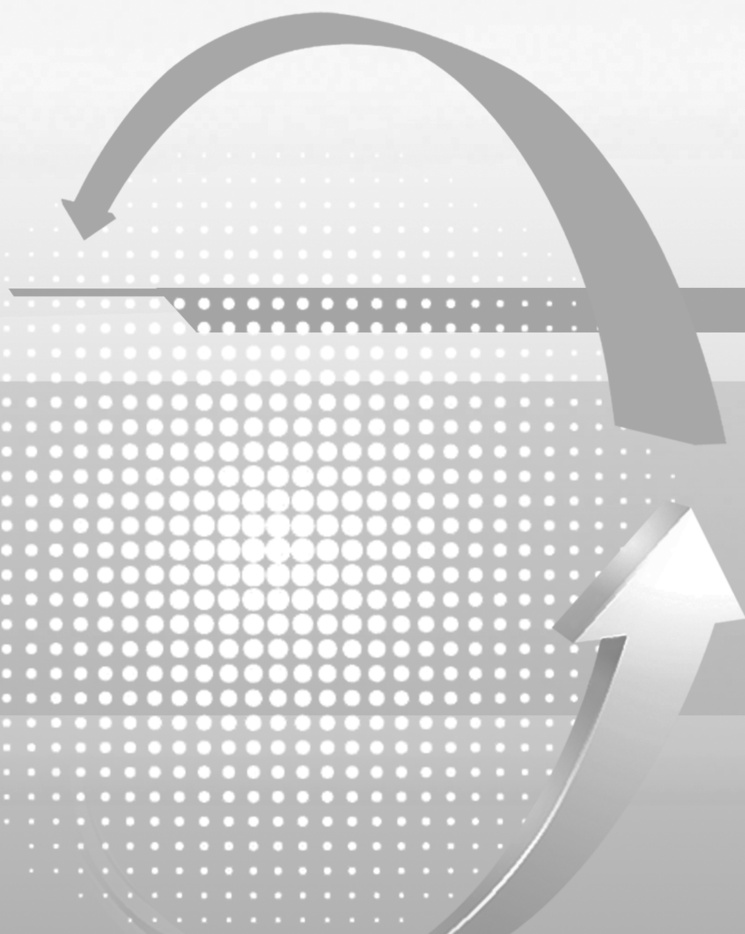


图 9-51 上海八万人体育场

下篇

建筑钢结构施工

- 第10章 钢结构连接施工
- 第11章 钢结构安装施工
- 第12章 钢结构涂装施工
- 第13章 钢结构工程施工质量验收
- 附录



第 10 章 钢结构连接施工

10.1 概述

钢结构的构件是由型钢、钢板等通过连接构成的，各构件再通过安装连接组成整个结构。因此，连接在钢结构中处于重要的枢纽地位。在进行连接设计时，应遵循安全可靠、传力明确、构造简单、制造方便和节约钢材的原则。

钢结构的连接方法有焊接连接、螺栓连接和铆钉连接等三种。铆钉连接仅用于已有建筑工程的加固，在新建钢结构工程中已不再使用。

焊接连接是目前钢结构最主要的连接方法。焊接是将需要连接的钢板，在接合处用高温熔合在一起。焊接连接灵活方便，构造简单，不削弱截面，节省钢材，刚度大，密封性好，在工厂易于采用自动化操作，焊接质量有保障，可以得到较为美观和简洁的结构外形，造价也较低。但焊接易产生残余应力和残余变形，对受压构件的局部稳定有影响，此外，现场焊接一般需人工施焊，工作强度大，对疲劳和脆断较为敏感，施工质量较难控制。

螺栓作为钢结构的主要连接构件，常用于钢结构中构件间的连接、固定、定位等，钢结构中使用的连接螺栓一般分普通螺栓和高强度螺栓两种。

10.2 钢结构焊接施工

10.2.1 焊接施工准备

1) 工艺文件的编制。当工程图下达后按照《钢结构工程施工质量验收规范》（GB 50205—2001）及施工图的要求编制详细的加工、制造、施焊工艺。

2) 工装设计。在编制工艺的同时，设计钢结构成形、装配胎具；制孔钻模板、预装胎具、工装等。

3) 焊接工艺评定及其他工艺试验。选择不同接头形式由焊接工程师下达工艺评定任务书，选派优秀、有证焊工做工艺评定试验。

4) 焊工考试及资格确认。

5) 无损检测人员的资格确认。

10.2.2 焊缝符号及标注方法

在钢结构施工图上，要用焊缝符号标明焊缝的形式、尺寸和辅助要求。根据国家标准《焊缝符号表示法》（GB/T 324—2008）和《建筑结构制图标准》（GB/T 50105—2010）的规定，焊缝符号主要由引出线和基本符号组成，必要时还可加上辅助符号、补充符号和焊缝尺寸符号。

10.2.3 常用焊接方法和设备

钢结构常用的焊接方法是电弧焊，根据操作的自动化程度和焊接时用以保护熔化金属的物质种类，电弧焊分为焊条电弧焊、埋弧焊、气体保护焊、熔嘴电渣焊和栓焊等。

1. 焊条电弧焊

(1) 焊条电弧焊原理 焊条电弧焊是一种手工操作的焊接方法，它由焊条与焊件之间建立电弧产生热量施行焊接。焊条电弧焊是钢结构中最常用的焊接方法，其设备简单，操作灵活方便，适用于任意空间位置的焊接，应用极为广泛。但生产效率比自动焊或半自动焊低，质量较差，且变异性大，焊缝质量在一定程度上取决于焊工的技术水平，劳动条件差。

焊条电弧焊是由焊条、焊钳、焊件、电焊机和导线等组成电路（图 10-1）。通电后，在涂有药皮的焊条与焊件间产生电弧，电弧的温度可高达 3000°C 。在高温作用下，焊条熔化，滴入在焊件上被电弧吹成的熔池中，与焊件的熔融金属相结合，冷却后形成焊缝。同时焊条药皮形成的熔渣和气体覆盖着熔池，防止空气中的氧、氮等气体与熔池中的液体金属接触，避免形成脆性易裂的化合物。

开始焊接时，利用焊条端部裸露的焊芯与工件“划擦”引弧。焊工通过弧长来控制电弧电压，并通过摆动和移动速度控制焊缝的形状和熔深。

(2) 焊条电弧焊设备及工具

1) 焊条电弧焊电源。焊条电弧焊可以使用交流电，也可使用直流电。使用的电源不同，将影响到焊接工艺，对焊条也有不同的要求。

焊条电弧焊常用的焊条有碳钢焊条和低合金钢焊条，其牌号有 E43 型、E50 型和 E55 型等。焊条电弧焊所用的焊条应与焊件钢材相适应。一般情况下：对 Q235 钢采用 E43 型焊条，对 Q345 钢采用 E50 型焊条，对 Q390 钢和 Q420 钢采用 E55 型焊条。当不同强度的两种钢材连接时，宜采用与低强度钢材相适应的焊条。

2) 电焊机选择。焊条电弧焊选择电焊机，应考虑以下因素：

① 焊接电流的种类。电流种类选择直流电或交流电，主要是根据焊条类型、工程对象和焊接金属来确定。直流弧焊电源有硅弧焊整流器、晶闸管式弧焊电源、弧焊逆变焊机等。现在工程建设现场使用较多的还是直流弧焊发电机，其最大缺点是效率低，能源消耗量大。

② 电源的功率及电流范围。需用的电流范围取决于使用焊条的类型和规格。但是电源是否能在所要求的范围内供给电流与电源的功率有很大的关系，在现场由于焊接位置变化很大，有时要求使用较长的电缆，更应当考虑电源的功率问题。

③ 工作条件及经济性。对于现场选用电焊机要求电焊机质量轻、易搬运、牢固不易损坏、可在露天或工棚中使用、维修方便、耗能低、价格便宜。因为不容易同时满足上述条件，所以要进行综合比较后再选定。

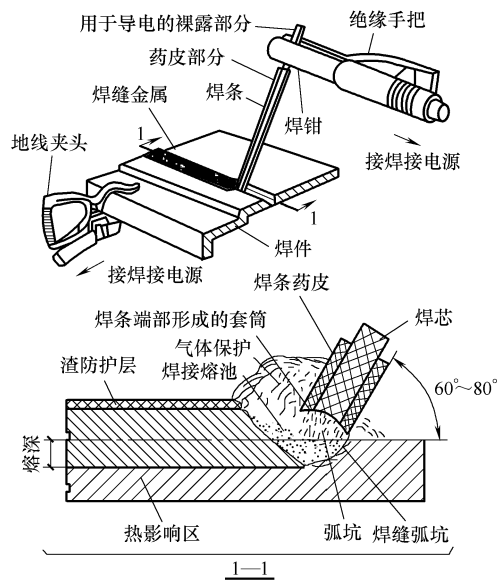


图 10-1 手工电弧焊工作原理

3) 焊条电弧焊工具。

① 焊钳。焊钳是焊工焊接时夹持焊条进行焊接的工具，焊钳与焊接电缆连接，可以向焊条传导焊接电流。焊钳有绝缘手柄，使焊工与焊接电路绝缘。焊钳与焊条要有良好的接触，并夹紧焊条。

② 焊接电缆。焊接电缆将焊钳和接地夹钳与电源连接。焊接电缆，特别是与焊钳连接的电缆应柔韧易弯，便于操作。电缆应选用有良好绝缘包皮的电焊机用橡胶套软电缆。焊接电缆规格应按焊接电流（最大使用焊接电流）、焊接电路的长度和负载持续率进行选择，一般要求焊接电缆上的压降不大于 4V。

③ 面罩。面罩的用途是保护焊工的眼睛、面部、颈部和耳朵不受电弧的直接辐射及飞溅的伤害。面罩有头戴式和手持式两种，可根据焊工的工作习惯选用。

2. 埋弧焊

(1) 埋弧焊原理 埋弧焊是电弧在可熔化的颗粒状焊剂覆盖下燃烧的一种电弧焊方法。向熔池连续不断送进的裸焊丝，既是金属电极，也是填充材料。电弧在焊剂层下燃烧，将焊丝、母材熔化而形成熔池。熔融的焊剂成为熔渣，覆盖在液态金属熔池的表面，使高温熔池金属与空气隔开。随着电弧的移动，熔池金属冷却凝固形成焊缝，熔渣形成渣壳，覆盖在焊缝表面。埋弧焊过程中，焊剂形成的熔渣除了起机械保护作用外，还与熔化金属参与冶金反应，从而影响焊缝金属的化学成分。埋弧焊的原理如图 10-2 所示。

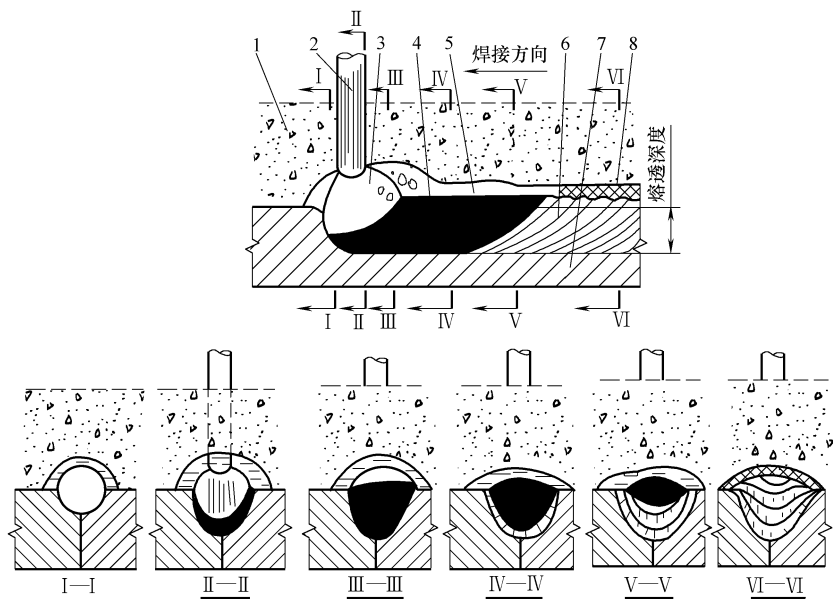


图 10-2 埋弧焊原理

1—焊剂 2—焊丝 3—电弧 4—金属熔池 5—熔渣 6—焊缝 7—工件 8—渣壳

埋弧焊时，焊丝从导电嘴伸出长度较短，故可以使用较大的焊接电流，相应的电流密度比焊条电弧焊要大得多；加上焊剂和熔渣的隔热作用，热效率高，熔深增大，焊接生产率显著提高。由于熔深的增加，工件坡口角度可以减小，减少了填充金属量。

在有风的环境中进行焊接时，埋弧焊的保护效果比其他焊接方法好。

(2) 埋弧焊工艺 依据电弧沿接缝的移动方式，埋弧焊可分为半自动埋弧焊和自动埋弧焊两种。前者电弧的移动由手工操作完成，而后者是由机械自动完成的。

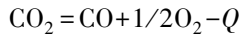
埋弧焊时，焊剂由漏斗铺撒在电弧的前方。焊接后未被熔化的焊剂可回收重新使用。焊丝往熔池方向的送进都是由专门的送丝机完成的。

常用的埋弧焊机的送丝方式有等速送丝和变速送丝两种。等速送丝时，焊丝的熔化速度等于恒定不变的送丝速度，依靠电弧自身调节系统消除和减少外界干扰的影响，保证焊接过程和焊接质量的稳定。变速送丝时，通过改变送丝速度的电弧电压自动调节系统来减少外界干扰的影响，恢复电弧的长度，也称为均匀调节系统。

3. CO₂ 气体保护焊

(1) CO₂ 气体保护焊原理 CO₂ 气体保护焊是熔化极气体保护焊 (CMAW) 的一种，也是熔化极电弧焊的一种，其电弧产生及焊接过程原理与焊条电弧焊、埋弧焊相似，其区别在于没有焊条电弧焊焊条药皮及埋弧焊剂所产生的大量熔渣；所使用的熔化电极为实芯焊丝或药芯焊丝；由保护气罩导入的 CO₂ 气体或与其他惰性气体混合的混合气体围绕导丝嘴及焊丝端头隔离空气，对电弧区及熔池起保护作用。其熔池的脱氧反应和必要合金元素的渗入，大部分只能由焊丝的合金成分完成，而药芯焊丝管内包容的少量焊剂成分仅起辅助的冶金反应作用和保护作用。图 10-3 为 CO₂ 气体保护焊的原理示意图。

CO₂ 气体保护焊时，CO₂ 气体在电弧高温下将按下式发生分解：



此反应式为吸热反应，随着电弧热的增大，CO₂ 气体分解度增高，吸热反应更强烈，使电弧受到了强烈的冷却作用，同时使弧柱收缩，电弧的电流密度提高，电场强度也提高，电弧被限制在熔滴底部和与其相对应距离最小的母材熔池处，熔滴的阳极斑点很小，因而该处的电流密度很大，热量很集中。

(2) CO₂ 气体保护焊设备 熔化极气体保护焊设备由焊接电源、送丝机两大部分和气瓶、流量计及预热器、焊枪、电缆等附件组成，如图 10-4 所示。

焊接电源由变压器，晶闸管或晶体管整流主电路，集成元件触发控制线路，过流过压保护电路，起弧时缓慢送丝以减小电流、电压的控制电路及停弧时焊丝回烧、填弧坑、去球等附加控制电路组成，以保证起弧可靠、稳定，焊接电流、电压可调，防止弧坑裂纹产生，具有引弧方便简捷，整个电弧过程稳定，焊接质量优越的优点。

送丝机由枪体、导电嘴、导丝嘴、导气嘴、保护罩及开关等组成。焊枪电缆与送丝、送气软管同轴式，使焊枪轻巧便于操作。

保护气供气系统由气瓶、气流流量调节器和气管组成。

4. 熔嘴电渣焊

(1) 熔嘴电渣焊原理 熔嘴电渣焊是电渣焊的一种，常用于高层建筑钢结构中箱形柱结构等横隔板部位的焊接。熔嘴电渣焊同其他焊接方法一样，也是一种以电流通过熔渣所产生的电阻热作为热源的熔化焊方法。它是用焊丝和固定在工件间隙中并与工件绝缘的熔嘴共同作为熔化电极的，当焊接起来后，焊丝与引弧板接触产生电弧，从而使投入的焊剂熔化而形成渣池，随着熔嘴和不断送入焊丝的熔化，使渣池逐步上升而形成电渣焊缝。

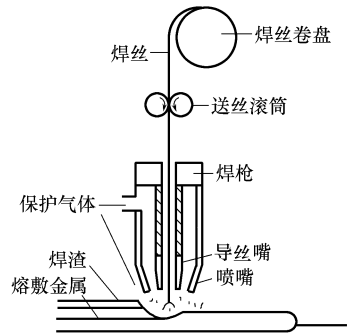


图 10-3 CO₂ 气体保护焊的原理示意图

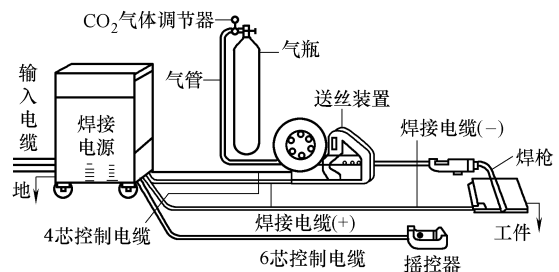


图 10-4 气体保护焊设备组成

(2) 熔嘴电渣焊设备 熔嘴电渣焊设备由大功率交流或直流电源和装夹固定于构件上的机头及控制盒组成。电源的性能要求与埋弧焊电源相同，平特性与降特性均可使用，机头由送丝机构及控制器，焊丝盘，机架，熔嘴夹持、机头固定和位置调整装置组成。

5. 栓焊

(1) 栓焊原理 栓焊是在栓钉与母材之间通以电流，局部加热熔化栓钉端头和局部母材，并同时施加压力挤出液态金属，使栓钉整个截面与母材牢固结合的焊接方法。

(2) 栓焊设备 电弧栓焊设备（图 10-5）由以下部分组成：

- 1) 以大功率弧焊整流器为主要构成的焊接电源。
- 2) 通断电开关、时间控制电路或微计算机控制器。
- 3) 由栓钉的夹持、提升、加压、阻尼装置，主电缆及电控接头，开关和把手组成的焊枪。
- 4) 主电缆和控制导线，由于栓钉焊要求快速连续操作，大容量的电焊机一次电缆截面面积要求为 60mm^2 （长度 30m 以内），二次电缆要求截面面积为 100mm^2 （长度 60m 以内）。

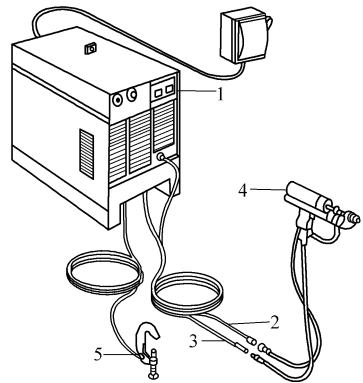


图 10-5 栓焊设置组成示意图

1—电源 2—控制电缆 3—焊接电缆 4—焊枪 5—地线夹具

10.2.4 高层框架结构焊接工艺

1. 构件制作焊接工艺

高层钢结构构件一般较长，钢柱一般为二至三层楼高，长度约 10m 左右。柱间梁长度通常为 9m 或根据结构特点设置。另外还有在特殊层次设置的横向加强桁架以及在立面局部设置的斜撑等。构件制作焊接最重要的焊缝是板材的拼接焊缝、翼板与腹板的纵向角焊缝（图 10-6）及肩梁的连接焊缝，其次为加劲肋板及其他附件的焊接。

(1) 构件主焊缝的焊接工艺 在钢构件的制作中埋弧焊广泛应用于翼腹板的长度拼接以及 H 形和箱形柱、梁等长构件纵向焊缝的焊接。有时在要求全焊透的接头中为了避免坡口底部因焊漏而破坏焊缝成形，也还采用焊条电弧焊或 CO_2 气体保护焊打底，然后用埋弧焊填充和盖面的焊法。

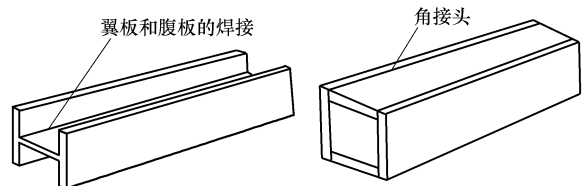


图 10-6 钢结构长构件制作中的主要焊缝

(2) 箱形柱隔板熔嘴电渣焊工艺 高层钢结构的箱形柱与梁翼缘连接部位，为传力的需要，一般均要在柱内设横隔板，由于箱形柱为封底截面，在箱形柱组装焊接流程中，每块隔板外廓的三面可以用焊条电弧焊或 CO_2 气体保护半自动焊与柱面板焊接，如图 10-7 所示。在柱截面封闭以后，隔板与柱面板至少有一条焊缝必须用熔嘴电渣焊施焊。为了达到对称焊接控制变形的目的，也可以留两条焊缝用熔嘴电渣焊方法对称施焊，如图 10-8 所示。

2. 安装焊接工艺

(1) 安装焊接一般顺序 一般根据结构平面图形的特点，以对称轴为界或以不同体形结合处为界分区，配合吊装顺序进行安装焊接。焊装顺序应遵循以下原则或程序：

- 1) 在吊装、校正和栓焊混合节点的高强度螺栓终拧完成若干节间以后开始焊接，以利于

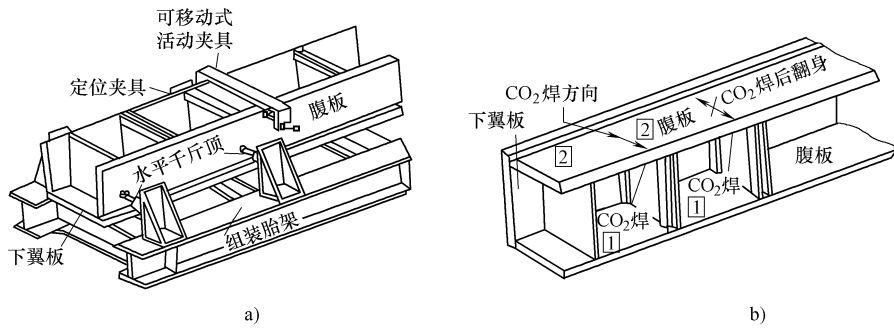


图 10-7 隔板、翼板、腹板组装

a) 组装胎架和夹具 b) 隔板焊接

形成稳定框架。

2) 焊接时应根据结构体形特点选择若干基准柱或基准节点，由此开始焊接主梁与柱之间的焊缝，然后向四周扩展施焊，以避免收缩变形向一个方向积累。

3) 一节柱的各层梁安装好后应先焊上层梁后焊下层梁，以使框架稳固，便于施工。

4) 栓焊混合节点中，应先栓后焊（如腹板的连接），以避免焊接收缩引起栓孔间位移。

5) 柱-梁节点两侧对称的两根梁端应同时与柱相焊，既可以减少焊接拘束度，避免焊接裂纹产生，又可以防止柱的偏斜。

6) 柱-柱节点焊接自然是由下层向上层顺序焊接，由于焊缝横向收缩，再加上重力引起的沉降，有可能使标高误差积累，在安装焊接若干柱节后应视实际偏差情况及时要求构件制作厂调整柱长，以保证高度方向的精度达到设计和规范要求。

(2) 各种节点的焊接顺序

1) 柱-柱拼接节点焊接顺序。柱-柱拼接节点的焊接顺序主要考虑柱截面两对称侧焊缝收缩不平衡而使柱发生倾斜，以控制好结构的外形尺寸，但同时要尽量减少焊接时的拘束度，以防止产生焊接裂纹。

2) H形柱-柱焊接顺序。H形柱的两翼缘板首先应由两名焊工同时施焊，这样可以防止钢柱因两翼缘板收缩不相同而在焊后出现严重的偏斜。腹板较厚甚至超过翼缘板厚度时，要求在翼缘板焊至 $1/3$ 板厚以后，两名焊工同时移至腹板的坡口两侧，对称施焊至 $1/3$ 腹板厚度，再移至两翼缘板对称施焊，接着继续对称焊接腹板，如此顺序轮流施焊直至完成整个接头（图 10-9 方案 I）。如腹板厚度较小，可以由两名焊工先焊完两翼板后，再同时在腹板两侧对称焊接（图 10-9 案 II）。腹板厚度不大于 20mm 时，也可采用 V 形带垫板坡口由单面焊完成腹板焊接。

3) 柱-梁和梁-梁连接节点焊接顺序。梁的截面形式一般为 H 形和箱形，为安装时便于定

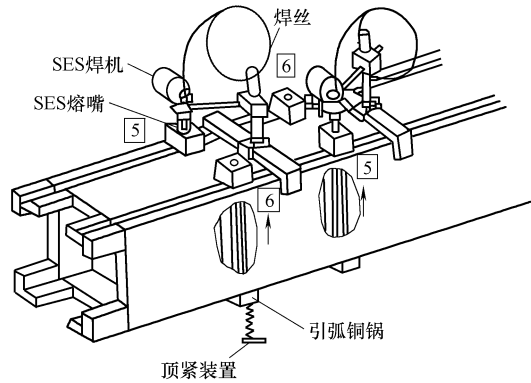


图 10-8 柱隔板熔嘴电渣焊 (SES) 示意图

位, 往往采用栓焊混合连接形式, 即腹板用高强度螺栓连接, 翼缘板为全焊透连接, 安装时先栓后焊, 因此焊接时产生变形的可能性很小, 而拘束应力较大。采取合理的对称焊接顺序主要目的是减小约束应力, 有利于避免焊接裂纹。翼缘板的焊接顺序一般采用先焊下翼缘板后焊上翼缘板, 翼缘板厚度大于 30mm 时宜上、下翼缘板依次施焊。

采用全焊连接时, H 形截面的梁一般先焊翼缘板, 因为梁的翼缘板一般比腹板厚, 焊接收缩变形量较大, 先焊翼缘板时, 收缩的自由度较大, 不易产生焊接裂纹。而箱形截面的梁因为要避免下翼缘板的仰焊, 需从箱形截面内俯焊下翼缘板, 因此不可能上、下翼缘板同时对称焊接, 这种情况下宜先由两名焊工同时施焊两腹板, 然后再焊接下翼缘板, 最后由两名焊工同时施焊上翼缘板的两条拼接焊缝。

(3) 焊工的培训和考核要求 为了满足高层钢结构焊接质量要求, 电焊工应通过手工操作技艺的基本考核并具备有效合格证书。

3. 焊缝质量检验

高层框架结构由于板厚度大, 焊缝内部易出现夹渣、未融合和裂纹缺陷, 必须加强对焊缝的无损检测, 由于板厚度及施工现场条件限制, 一般不进行射线探伤, 只进行超声检测, 其探伤规范执行《焊缝无损检测 超声检测 技术、检测等级和评定》(GB/T 11345—2013) 的要求或《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—2015) 的要求。而在重大工程时实际上各工程设计或业主往往要求提高检测等级和检测比例要求。磁粉检测或渗透检测一般用于表面缺陷如裂纹等的进一步鉴别和判别裂纹走向, 有助于分析裂纹产生原因。

焊缝表面质量除了应符合《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001) 的规定外, 在高层钢结构中由于板厚度大, 焊缝表面宽度大, 横焊位置多, 焊缝表面易产生严重的凹凸不平, 一般可要求增加焊缝表面宽度及高低变化允许值。

10.3 钢结构螺栓连接施工

10.3.1 紧固件常用连接方法与器具

常用紧固件连接方法有两种: 普通紧固件连接和高强度螺栓连接。所涉及的连接紧固件有永久性连接的普通螺栓、自攻螺钉、拉铆钉、射钉、高强度螺栓等。

1. 螺栓连接

螺栓连接具有施工简单、拆装方便、对安装工作要求高等特点; 摩擦型高强度螺栓连接具有动力性能好、耐疲劳和易于阻止裂纹扩展等优点。同时螺栓连接又存在一些缺点, 如费料、因开孔而使截面削弱、螺栓孔加工精度要求高等。

(1) 普通螺栓连接 钢结构普通螺栓连接即将普通螺栓、螺母、垫圈机械地和连接件连接在一起形成的一种连接形式。从连接的工作机理看, 荷载是通过螺栓杆受剪、连接板孔壁承压来传递的, 这种连接螺栓和连接板孔壁有间隙, 接头受力后会产生较大的滑移变形, 因此一般受力较大的结构或承受动力荷载的结构, 当采用普通螺栓连接时螺栓应采用精制螺栓以减小

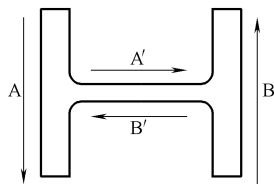


图 10-9 H 形柱-柱焊接顺序示意

方案 I: A、B 焊至 1/3 板厚→A'、B' 焊至 1/3 板厚→A、B 焊完→A'、B' 焊完; 适用于腹板厚度大或翼缘板厚度小于腹板厚度时。

方案 II: A、B 焊完→A'、B' 焊完; 适用于腹板厚度小于翼缘板时。

接头的变形量。

(2) 高强度螺栓连接 高强度螺栓连接已发展为与焊接并举的钢结构连接形式之一,它具有受力性能好、耐疲劳、抗振性能好、连接刚度大、施工简便等优点,被广泛地应用在建筑钢结构和桥梁钢结构的工地连接中,成为钢结构安装的主要手段之一。

2. 各种紧固连接方法所需器具

普通螺栓的主要施工机具为普通扳手。根据螺栓的不同规格、不同操作位置可选用双头呆扳手、单头梅花扳手、套筒扳手、活动扳手、电动扳手等。

高强度螺栓施工的最主要的施工器具有扭剪型高强度螺栓用扳手和扭矩型高强度螺栓扳手(大六角头型高强度螺栓适用)。其他必备工具有风动扳手、力矩扳手、手动棘轮扳手、橄榄冲子、力矩倍增计、锤子、钢丝刷等。

自攻螺钉、拉铆钉、射钉等施工的主要施工机具为电钻、气枪、锚枪等。

10.3.2 紧固件连接施工

1. 普通紧固件连接施工

普通紧固件连接施工工艺标准适用于钢结构制作和安装中作为永久性连接的普通螺栓、自攻螺钉、拉铆钉、射钉等的连接施工。

普通紧固件连接施工准备工作包括以下几个方面:

(1) 技术准备 熟悉图样,掌握设计对普通螺栓、自攻螺钉、拉铆钉、射钉等普通紧固件的技术要求。分规格统计所需的普通紧固件数量。

(2) 材料要求

1) 普通螺栓。螺栓按照性能等级分 3.6 级、4.6 级、4.8 级、5.6 级、5.8 级、6.8 级、8.8 级、9.8 级、10.9 级、12.9 级等,其中 8.8 级以上螺栓材质为低碳合金钢或中碳钢并经热处理(淬火、回火),通称为高强度螺栓,8.8 级以下(不含 8.8 级)通称为普通螺栓。

普通螺栓按产品质量和制作公差的不同,分为 A 级和 B 级(精制螺栓)、C 级(粗制螺栓)。钢结构用连接螺栓,除特殊注明外,一般即为普通粗制 C 级螺栓。

2) 螺母。钢结构常用的螺母,其公称高度 h 大于或等于 $0.8D$ (D 为与其相匹配的螺栓直径),螺母的螺纹应和螺栓一致,一般应为粗牙螺纹(除非特殊注明用细牙螺纹),螺母的力学性能主要是螺母的保证应力和硬度,其值应符合《紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱》的规定。

3) 垫圈。常用钢结构螺栓连接的垫圈,按形状及其使用功能可以分为以下几类:

① 圆平垫圈。一般放置于紧固螺栓头及螺母的支承面下面,用以增加螺栓头及螺母的支承面。

② 方形垫圈。一般置于地脚螺栓头及螺母支承面下,用以增加支承面及遮盖较大螺栓孔眼。

③ 斜垫圈。主要用于工字钢、槽钢翼缘倾斜面的垫平,使螺母支承面垂直于螺杆,避免紧固时造成螺母支承面和被连接的倾斜面局部接触。

④ 弹簧垫圈。防止螺栓拧紧后在动荷载作用下的振动和松动,依靠垫圈的弹性功能及斜口摩擦面防止螺栓的松动,一般用于有动荷载或经常拆卸的结构连接处。在螺母拧紧之后给螺母一个力,增大螺母和螺栓之间的摩擦力。

4) 连接薄钢板采用的自攻螺钉、拉铆钉、射钉等的规格尺寸应与被连接钢板相匹配。

(3) 操作工艺

1) 普通螺栓作为永久性连接螺栓时应符合下列要求:

① 对一般的螺栓连接, 螺栓头和螺母下面应放置平垫圈, 以增大承压面积。螺栓头下面放置的垫圈一般不应少于 2 个, 螺母下的垫圈一般不应多于 1 个。

② 对于设计有要求防松动的螺栓、锚固螺栓应采用有防松装置的螺母或弹簧垫圈, 或用人工方法采取防松措施。对于承受动力荷载或重要部位的螺栓连接, 应按照设计要求放置弹簧垫圈, 弹簧垫圈必须设置在螺母一侧。

③ 对于工字钢、槽钢, 应尽量使用斜垫圈, 使螺母和螺栓头部的支承面垂直于螺杆。

2) 螺栓直径和长度的选择。直径应与被连接件的厚度匹配, 可参考表 10-1 选用。

表 10-1 不同连接厚度推荐选用的螺栓直径 (单位: mm)

连接件厚度	4~6	5~8	7~11	10~14	13~20
推荐螺栓直径	12	16	20	24	27

2. 高强度螺栓施工

高强度螺栓连接的施工准备有以下几个方面:

(1) 技术准备

1) 应按照设计文件和施工图的要求编制工艺规程和安装施工组织设计。

2) 安装和质量检查的钢直尺, 均应具有相同的精度, 并应定期送计量部门检测。

3) 高强度螺栓长度的选用。高强度螺栓紧固后, 以螺扣露出 2~3mm 为宜, 一个工程的高强度螺栓, 首先按直径分类, 统计出钢板束厚度, 根据钢板束厚度, 按相关要求选择所需长度。

4) 施工前应对大六角头螺栓的扭矩系数、扭剪型螺栓的紧固轴力和摩擦面抗滑移系数进行复检, 合格后方允许施工。

(2) 材料要求

1) 高强度螺栓从外形上可分为大六角头和扭剪型两种; 按性能等级可分为 8.8 级、10.9 级、12.6 级等。目前我国使用的大六角头高强度螺栓有 8.8 级和 10.9 级两种, 扭剪型高强度螺栓只有 10.9 级一种。

① 大六角头高强度螺栓连接副。大六角头高强度螺栓连接副含一个螺栓、一个螺母、两个垫圈 (螺头和螺母两侧各一个垫圈)。螺栓、螺母、垫圈在组成一个连接副时, 其性能等级要匹配。

② 扭剪型高强度螺栓连接副。扭剪型高强度螺栓连接副含一个螺栓、一个螺母、一个垫圈。

2) 高强度螺栓不允许存在任何淬火裂纹。

3) 安装顺序。一个接头上的高强度螺栓, 应从螺栓群中部开始安装, 逐个拧紧。初拧、复拧、终拧都应从螺栓群中部开始向四周扩张逐个拧紧, 每拧一遍均应用不同颜色的油漆作标记, 防止漏拧。

接头如有高强度螺栓连接又有焊接连接时, 是先紧固还是先焊接应按设计要求规定的顺序进行, 设计无规定时, 按先紧固后焊接的施工工艺顺序进行, 即先拧完高强度螺栓再焊接焊缝。

高强度螺栓的紧固从刚度大的部位向不受约束的自由端进行, 同一节点内从中间向四周进行, 以使板间密贴。

第 11 章 钢结构安装施工

11.1 概述

钢结构安装施工是一项复杂的生产活动，需要动员大量劳力、资金、机械设备、材料等生产要素投入运转。而结构吊装更以其独有特点，贯穿在施工过程中。其特点如下：

1) 构件多样化。建筑结构吊装构件种类多，构件质量不等，有柱、梁、板、屋架、支撑等。同一类构件又有多品种，如板类构件有空心板、槽形板、大型屋面板、墙板等。

2) 结构吊装露天作业、流动性大。结构吊装施工基本是露天作业，受气候影响大，作业环境恶劣。而吊装施工周期短，几乎是“打一枪、换一个地方”。因此对施工安全、各项准备工作都有很大影响。

3) 施工环境多变、条件各异。

4) 劳动强度大、高处作业多。建筑结构吊装的机械化程度虽不断提高，但劳动强度仍然较大，而且高处作业多。

5) 安装工艺复杂多样。安装方法有机械安装法、土法安装法和土、洋结合安装法三大类。

11.1.1 钢结构安装施工的一般要求

1) 钢结构安装现场应设置满足运输车辆通行要求的专门的构件堆场，并应采取防止构件变形及表面污染的保护措施。

2) 安装前，应按构件明细表核对进场的构件，查验产品合格证；工厂预拼装过的构件在现场组装时，应根据预拼装记录进行。

3) 构件吊装前应清除表面上的油污、冰雪、泥沙和灰尘等杂物，并应做好轴线和标高标记。

4) 钢结构安装应根据结构特点按照合理顺序进行，并应形成稳固的空间刚度单元，必要时应增加临时支承结构或临时措施。

5) 钢结构安装校正时应分析温度、日照和焊接变形等因素对结构变形的影响。其中温度和日照的影响变形属于可恢复的变形，要求施工单位和监理单位在大致相同的天气条件和时间段进行测量验收，可避免测量结果不一致。

6) 钢结构吊装宜在构件上设置专门的吊装耳板或吊装孔，以降低钢丝绳绑扎难度，提高施工效率，保证施工安全。

7) 钢结构吊装作业必须在起重设备的额定起重量范围内进行。钢结构吊装不宜采用抬吊。当采用双机抬吊作业时，每台起重设备所分配的吊装质量不得超过其额定起重量的 80%，并应编制专项作业指导书。

8) 用于吊装的钢丝绳、吊装带、卸扣、吊钩等吊具应经检查合格，并应在其额定许用荷载范围内使用。

11.1.2 钢结构安装常用的起重设备和吊具

钢结构安装宜采用塔式起重机、履带式起重机、汽车式起重机等定型产品。起重设备应根据起重设备性能、结构特点、现场环境、作业效率等因素综合确定。

选择安装机械是钢结构安装的关键。选择起重机械时，应遵循：“切实需要、实际可能、经济合理”的原则。选择安装机械的前提条件是：必须满足钢构件的安装要求；机械必须确保供应；必须保证确定的工期。

1. 履带式起重机

履带式起重机是一种自行式、全回转的起重机，由行走装置、回转机构、机身及起重臂等部分组成（图 11-1）。装在底盘上的回转机构，可以使机身 360° 回转。机身内部有动力装置。卷扬机有操纵系统，操作使用方便，起重臂可以分节接长，其缺点是稳定性较差，未经验算不宜超负荷吊装。履带式起重机在单层工业厂房结构安装中得到了广泛的应用。

履带式起重机的主要参数有三个：起重量 Q 、起重高度 H 和起重半径 R 。当起重臂长度一定时，随着仰角的增加，起重量和起重高度增加，而起重半径减小；当起重臂仰角不变时，随着起重臂长度增加，则起重半径和起重高度增加，而起重量减小。

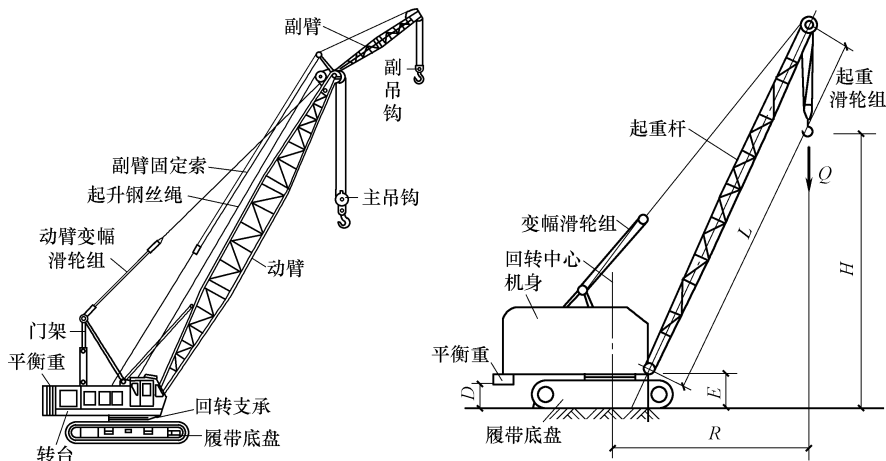


图 11-1 履带式起重机及主要工作参数

常用的履带式起重机主要有全回转伸缩臂式液压起重机 QUY-100、QUY-150、QUY-220、QUY-300 型等。

2. 汽车式起重机

汽车式起重机的起重机构和回转台安装在载重汽车底盘或专用的汽车底盘上。底盘两侧设有四个支腿，以增加起重机的稳定性。箱形结构做成的可伸缩吊臂，能迅速方便地调节臂架长度。汽车式起重机机动性能好、灵活性好、转移迅速、对道路无损伤。特别适用于流动性大、经常变换地点的作业情况。汽车式起重机不能负荷行驶，对工作场地的要求较高。其行驶驾驶室与起重操纵室分开设计，起重臂有桁架式和伸缩式。

例如 QY20 型汽车式起重机，最大额定起重量：20t×3m（基本臂长 10.2m），外形尺寸如图 11-2 所示。

汽车式起重机作业前应伸出全部支腿，并在撑脚板下垫方木；调整支腿必须在无荷载时进行；起吊作业时驾驶室严禁坐人，所吊重物不得超越驾驶室上空，不得在车的前方起吊；发现起重机倾斜或支腿不稳时，立即将重物下落在安全地方，下降中严禁制动。

3. 塔式起重机

塔式起重机是一种塔身直立，起重臂铰接在塔帽下部，能够作 360° 回转的起重机，常用于房屋建筑施工中物料的垂直和水平输送及建筑构件的安装。具有适用范围广、起升高度高、回转半径大、工作效率高、操作简便、运转可靠等特点。如图 11-3 所示为一般塔式起重机的

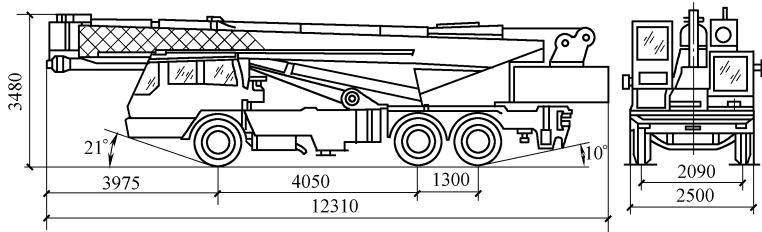


图 11-2 QY20 型汽车式起重机外形尺寸 (徐州)

组成, QTZ63 型塔式起重机如图 11-4 所示。

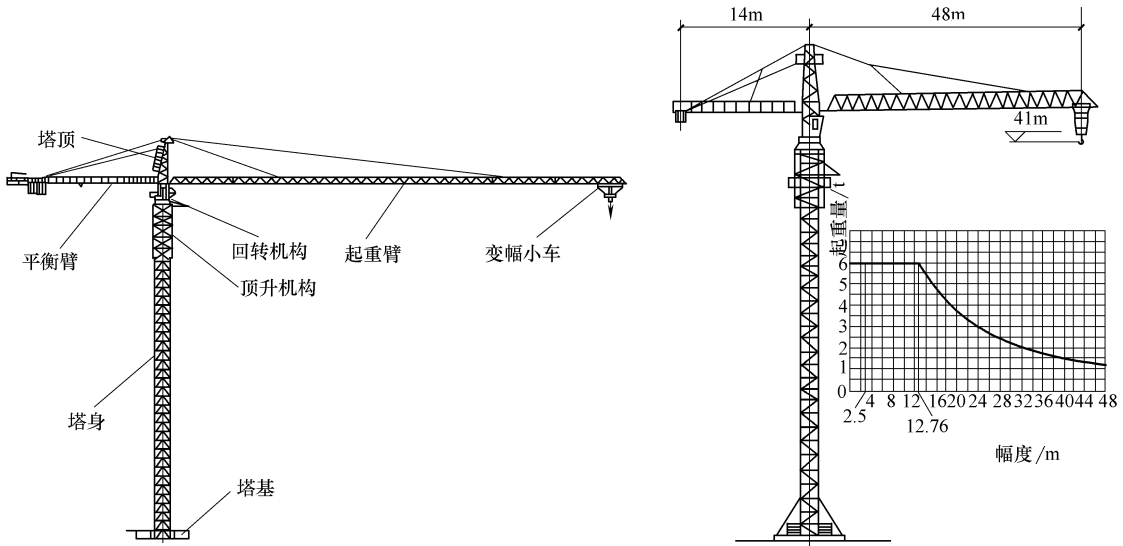


图 11-3 塔式起重机的基本结构组成

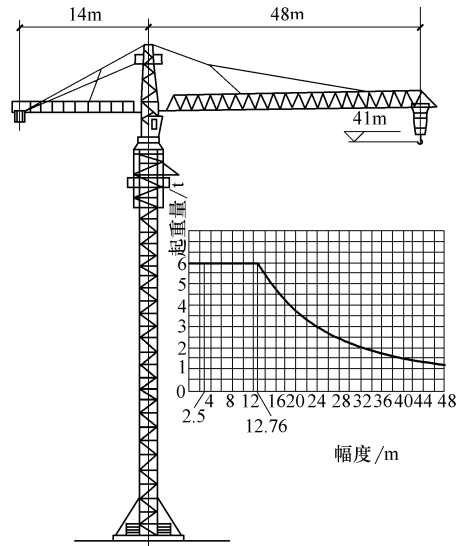


图 11-4 QTZ63 型塔式起重机

(1) 塔式起重机的分类

1) 按有无行走机构可分为移动式塔式起重机和固定式塔式起重机。

固定式塔式起重机底架固定在混凝土基础上, 只要地基可靠, 一般抗倾覆稳定性好, 比较安全。而行走式塔式起重机底架通过钢轮在钢轨上行走, 其工作覆盖面可以大大增加, 但只能以独立式工作高度工作。为了防止倾覆, 底架上必须配很大的压重, 底梁必须加强, 否则很容易变形倾斜。

2) 固定式塔式起重机根据装设位置的不同, 又分为附着自升式和内爬式两种。

附着自升式塔式起重机是以液压千斤顶为动力, 通过套架和塔身的相互作用而升降, 如图 11-5 所示。自升式塔式起重机组装与拆卸, 都与汽车式或轮胎式起重机配合。

内爬式起重机在建筑物内部 (电梯井、楼梯间), 借助一套托架和提升系统进行爬升, 顶升较繁琐, 但结构用钢少, 不需要装设基础, 全部自重及荷载均由建筑物承受。其特点为起升高度大; 控制范围大, 占用场地小; 拆除时较困难。

(2) 塔式起重机的技术参数 塔式起重机的技术参数是选择使用塔式起重机的主要依据。

幅度: 空载时, 塔式起重机回转中心线至吊钩中心垂线的水平距离。最大工作幅度则是指吊钩位于距离塔身最远工作位置时的水平距离。

起升高度: 空载时, 塔身处于最大高度, 吊钩处于最小幅度处, 吊钩支承面对塔式起重机基准面的允许最大垂直距离。

额定起重量: 塔式起重机在各种工作幅度下允许吊起的最大起重量。不同幅度处的额定起

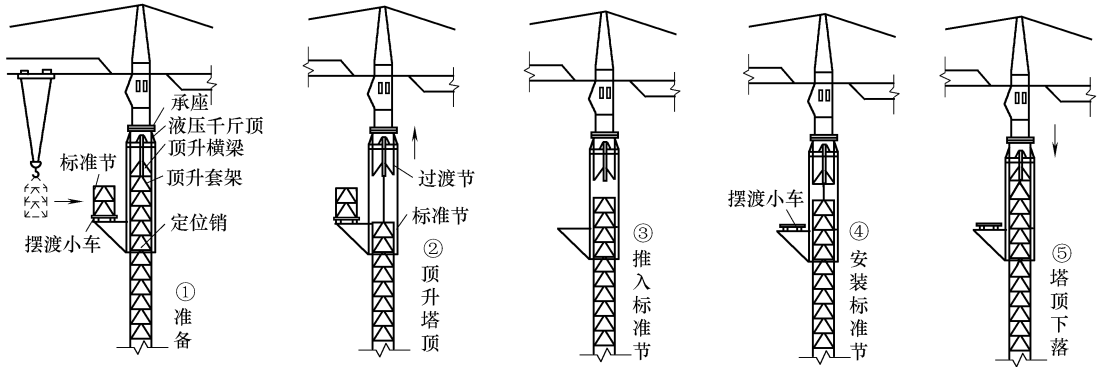


图 11-5 塔式起重机的自升过程

重量是不同的。

最大起重力矩：最大额定起重量（重力）与其在设计确定的各种组合臂长中所能达到的最大工作幅度的乘积。

FO/23B 型塔式起重机是引进法国 POTAIN 公司产品。可组合成执行、固定、附着、爬升多种工作方式。起重臂可拼成 30m、35m、40m、45m、50m 五种长度。

塔式起重机型号表达的主参数主要有两种：一为额定起重力矩，二为最大臂长及臂端起重量，例如公称起重力矩 $630\text{kN}\cdot\text{m}$ 的自升式塔式起重机：QTZ630，有的仍以 $\text{t}\cdot\text{m}$ 为起重力矩计量单位，则表示为 QTZ63，如图 11-4 所示。

QT60/80 型塔式起重机是上回转动臂变幅式起重机，如图 11-6 所示。起重力矩 $600\sim 800\text{kN}\cdot\text{m}$ ，起重量近 10t，起重高度可达 68m。

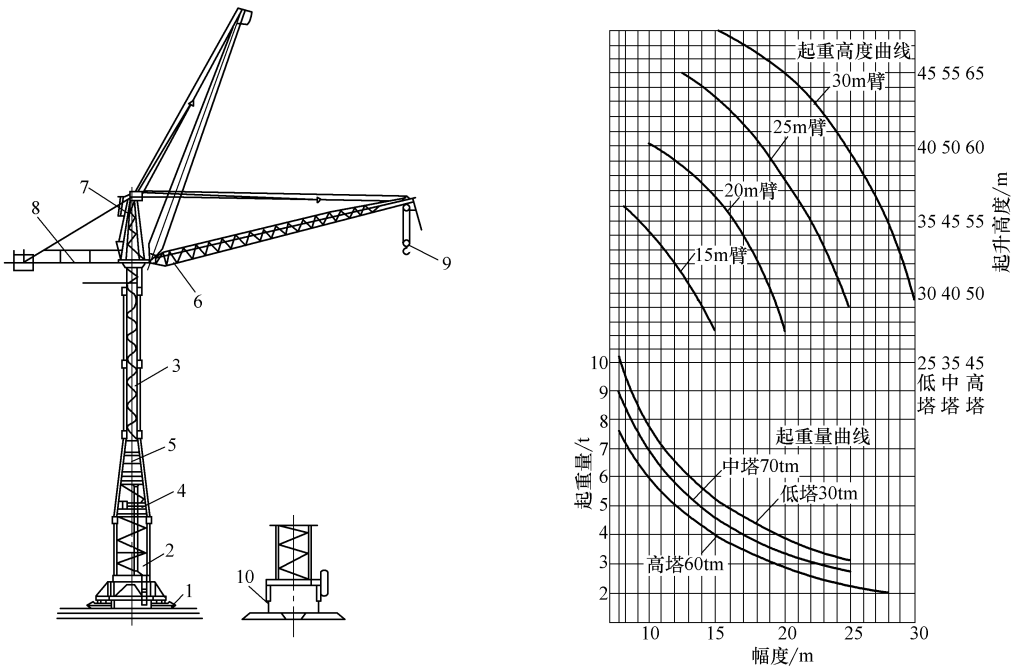


图 11-6 QT60/80 外形结构与起重特性

- 1—从动台车 2—下节塔身 3—上节塔身 4—卷扬机机构 5—操纵室 6—塔臂
7—塔式起重机 8—平衡臂 9—吊钩 10—驱动台车

4. 桅杆式起重机

常用的桅杆式起重机有：独脚拔杆、悬臂拔杆、人字拔杆和牵缆式桅杆起重机等（图 11-7），适用于比较狭窄的工地，受地形限制小。

桅杆式起重机具有制作简单，装拆方便，起重量大等特点，特别是大型构件吊装缺少大型起重机械时，这类起重设备更显示了它的优越性。但这类起重机需设较多的缆风绳，移动较困难，灵活性也较差。桅杆式起重机的缆风绳至少 6 根，根据缆风绳最大的拉力选择钢丝绳和地锚，地锚必须安全可靠。

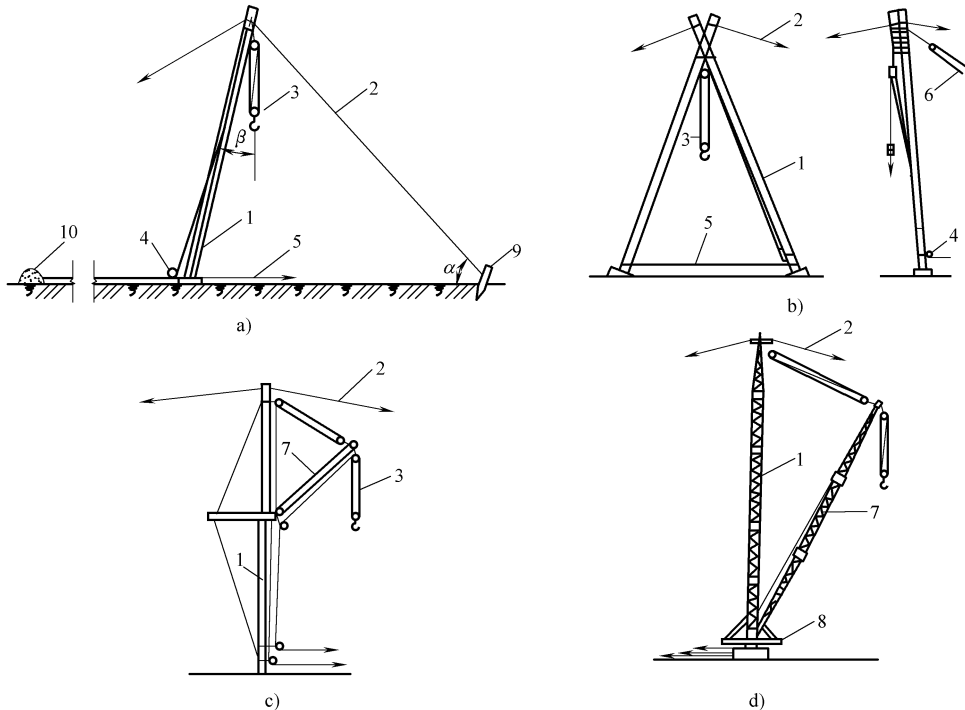


图 11-7 桅杆式起重机

a) 独脚拔杆 b) 人字拔杆 c) 悬臂拔杆 d) 牵缆式桅杆起重机

1—拔杆 2—缆风绳 3—起重滑轮组 4—导向装置 5—拉索

6—主缆风绳 7—起重臂 8—回转盘 9—锚碇 10—卷扬机

(1) 独脚拔杆 独脚拔杆按材料分为木独脚拔杆、钢管独脚拔杆和型钢格构式独脚拔杆三种。独脚拔杆的缆风绳常用 5~8 根，缆风绳与地面夹角为 $30^\circ \sim 45^\circ$ 。

(2) 人字拔杆 人字拔杆一般是由两根圆木或两根钢管用钢丝绳绑扎或铁件铰接而成，两杆夹角一般为 $20^\circ \sim 30^\circ$ ，底部设有拉杆或拉绳，以平衡水平推力。

(3) 悬臂拔杆 悬臂拔杆是在独脚拔杆的中部或 $2/3$ 高度处装一根起重臂而成。其特点是起重高度和起重半径都较大，起重臂左右摆动的角度也较大，但起重量较小，多用于轻型构件的吊装。

(4) 牵缆式桅杆起重机 牵缆式桅杆起重机是在独脚拔杆下端装一根起重臂而成。这种起重机的起重臂可以起伏，机身可回转 360° ，可以在起重机半径范围内把构件吊到任何位置。用角钢组成的格构式截面杆件的牵缆式起重机，桅杆高度可达 80m，起重量可达 60t 左右。牵缆式桅杆起重机要设较多的缆风绳，比较适用于构件多且集中的工程。

5. 常用吊具

吊装用钢丝绳、吊装带、卸扣、吊钩等吊具，在使用过程中可能存在局部的磨耗、破坏等缺陷，使用时间越长存在缺陷的可能性越大，因此应对吊具进行全数检查，以保证质量合格要求，防止安全事故发生。并在额定许用荷载的范围内进行作业，以保证吊装安全。

(1) 钢丝绳 钢丝绳是吊装中的主要绳索，它具有强度高、弹性大、韧性好、耐磨、能承受冲击荷载等优点，且磨损后外部产生许多飞边，容易检查，便于预防事故。

结构吊装中常用的钢丝绳是由六束绳股和一根绳芯（一般为麻芯）捻成，绳股是由许多高强度钢丝捻成（图 11-8）。

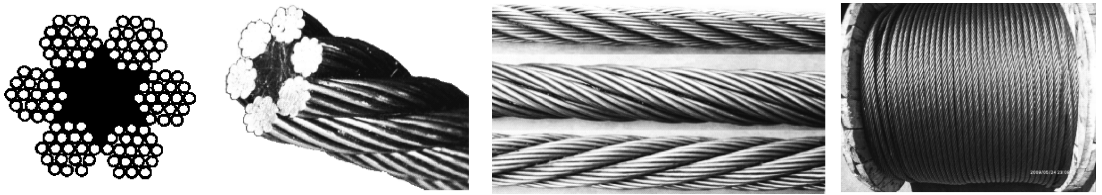


图 11-8 6×19 普通钢丝绳

钢丝绳按其捻制方法分右交互捻、左交互捻、右同向捻、左同向捻四种。同向捻钢丝绳比较柔软、表面较平整，它与滑轮或卷筒凹槽的接触面较大，磨损较轻，但容易松散和产生扭结卷曲，吊重物时容易旋转，故吊装中一般不用；交互捻钢丝绳较硬，强度高，吊重物时不易扭结和旋转，吊装中应用广泛。钢丝绳按绳股数及每股中的钢丝数区分。吊装中常用的有 6×19、6×37 两种。6×19 钢丝绳可作缆风绳和吊索；6×37 钢丝绳用于穿滑车组和作吊索。

(2) 钢丝绳夹 钢丝绳夹作绳端固定或连接用。钢丝绳夹应按图 11-9 所示方法把夹座扣在钢丝绳的工作段上，U 形螺栓扣在钢丝绳的尾段上，钢丝绳夹不得在钢丝绳上交替布置。绳夹固接时，压板应在受力绳的一边，绳夹间距 \geq 钢丝绳直径 6 倍，绳夹数量满足规范要求。

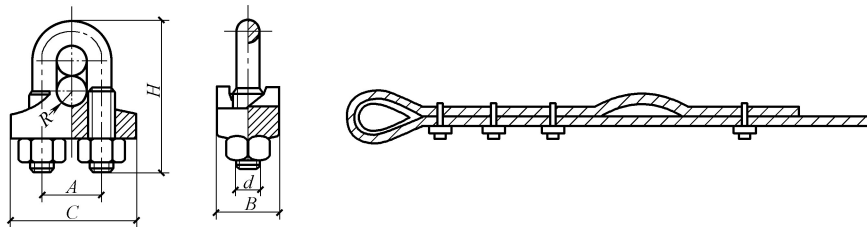


图 11-9 钢丝绳夹及其正确布置方法

为了便于检查接头，可在最后一个夹头后面约 500mm 处再安一个夹头，并将绳头放出一个“安全弯”。当接头的钢丝绳发生滑动时，“安全弯”即被拉直，这时就应立即采取措施。

(3) 卡环（卸甲、卸扣）（图 11-10） 卡环用于吊索和吊索或吊索和构件吊环之间的连接，由弯环与销子两部分组成。卡环按弯环形式分，有 D 形卡环和弓形卡环；按销子和弯环的连接形式分，有螺栓式卡环和活络卡环。

(4) 吊索（千斤）（图 11-11） 吊索有环状吊索（又称万能吊索或闭式吊索）和 8 股头吊索（又称轻便吊索或开式吊索）两种。吊索是用钢丝绳做成的，因此，钢丝绳的允许拉力

即为吊索的允许拉力。在工作中，吊索拉力不应超过其允许拉力。

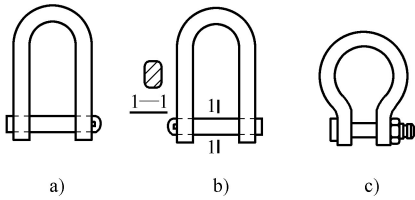


图 11-10 卡环

a) 螺栓式卡环 (D形) b) 椭圆销活络卡环 (D形) c) 弓形卡环

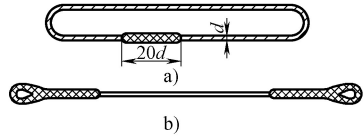


图 11-11 吊索

a) 环状吊索 b) 8股头吊索

(5) 横吊梁 (铁扁担) (图 11-12) 横吊梁常用于柱和屋架等构件的吊装。用横吊梁吊柱容易使柱身保持垂直，便于安装；用横吊梁吊屋架可以降低起吊高度，减小吊索的水平分力对屋架的压力。常用的横吊梁有滑轮横吊梁、钢管横吊梁、钢板横吊梁等。

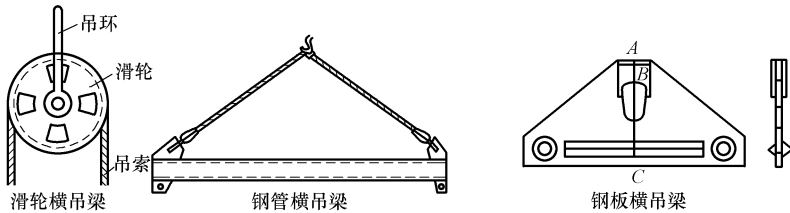


图 11-12 横吊梁

(6) 滑车组 滑车和滑车组是起重吊装、搬运作业中较常用的起重工具。滑车由吊钩链环、滑轮、轴、轴套和夹板等组成。按轮数的多少分为单门、双门和多门滑车。滑车的吊钩(或吊环)中心，应与起吊构件的重心在一条垂直线上，以免构件起吊后不平稳；滑车组上下滑车之间的最小距离一般为 700~1200mm。滑车使用前都要刷洗干净，轮轴应加油润滑，以减少磨损和防止锈蚀。

滑车组是由一定数量的定滑车和动滑车及绕过它们的绳索组成的。滑车组根据跑头(滑车组的引出绳头)引出的方向不同，可分为三种，如图 11-13 所示。因在吊重物时，不仅要改变力的方向，而且还要省力，这样单用定滑车或动滑车都不能解决问题。如果把定、动滑车联在一起组成滑车组，既能省力又能改变力的方向。如果用多门定滑车和动滑车联接在一起，组成多门滑车组，能用较小的力来起吊重的物体，只要采用 0.5~15t 的卷扬机牵引滑车组的出端头，就能吊起几吨或几百吨的物件。因此，滑车组是起重工作中使用较广的起重工具。

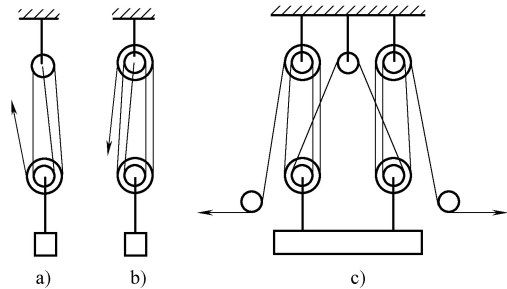


图 11-13 滑车组的种类

a) 跑头自动滑车引出 b) 跑头自定滑车引出 c) 双联滑车组

(7) 卷扬机 吊装用卷扬机分手摇和电动两种。大型构件吊装须采用电动卷扬机，手动卷扬机在结构吊装中已很少使用，手摇卷扬机只用于小型构件吊装、拖拉吊件或拉紧缆风绳

等。电动卷扬机按其速度可分为快速、中速、慢速等。快速卷扬机又分单筒和双筒。慢速卷扬机多为单筒式，钢丝绳牵引速度为 $6.5\sim 22\text{m}/\text{min}$ ，单头牵引力为 $5\sim 100\text{kN}$ ，如配以拔杆、人字架、滑车组等可作大型构件安装等用。

11.1.3 钢结构安装施工准备

钢结构安装工程施工准备阶段主要内容有：技术准备、机具设备准备、材料准备、作业条件准备等。技术准备包括熟悉图纸、图纸会审、计算工程量、编制施工组织设计、绘制工序图表等。作业条件准备包括现场环境、道路、水电、构件准备，搭设安全设施等。

1. 编制施工组织设计

结构吊装施工组织设计主要内容一般包括：工程概况与特点；施工组织与部署；施工准备工作计划；施工进度计划；施工现场平面布置图；劳动力、机械设备、材料和构件供应计划；质量保证措施和安全措施；环境保护措施等。

吊装方案包括以下内容：起重机械选择、吊装工艺、构件平面布置及起重机开行路线等。

起重机械的选择与施工方案关系密切，而起重机的类型与建筑物类型、跨度、柱距、构件重量、安装高度、施工现场条件等因素又紧密联系在一起。一般高度较低建筑物，如单层工业厂房面积大，宜选用自行式起重机；对重型钢结构厂房，可选用起重量大的履带式起重机；高大厂房及框架结构，宜选用塔式起重机。

2. 结构吊装方法

结构吊装方法应做到“严，细，准”三三制，三严即严格要求、严肃态度、严密措施；三细即考虑问题细、准备工作细、施工措施细；三准即数据准确、计算准确、指挥准确。

吊装方法必须根据建筑物的特点、构造形式、施工现场环境、施工单位熟悉掌握的施工方法、机械拥有量等因素来确定。

目前，常用的吊装方法有分次吊装法和综合吊装法。单层钢结构工程宜采用分次吊装法，屋盖系统宜采用综合吊装法。多层钢结构工程一般采用综合吊装法。

3. 机具设备准备

(1) 起重设备选择 一般单层钢结构安装的起重设备宜按履带式、汽车式、塔式的顺序选用。由于单层钢结构普遍存在面积大、跨度大的特点，应优先考虑使用起重量大、移动方便的履带式和汽车式起重机；对于跨度大、高度高的重型工业厂房主体结构的吊装，宜选用塔式起重机。

(2) 其他机具设备 单层钢结构安装工程其他常用的施工机具有电焊机、栓钉机、卷扬机、空气压缩机、手拉葫芦、滑车、千斤顶等。

4. 材料准备

材料准备包括钢构件的准备，普通螺栓和高强度螺栓的准备，焊接材料的准备等。

(1) 钢构件的准备 钢构件的准备包括钢构件堆放场的准备和钢构件的检验。

钢构件堆放场的准备。钢构件通常在专门的钢结构加工厂制作，然后运至现场直接吊装或经过组装后进行吊装。钢构件力求在吊装现场就近堆放，并遵循“重近轻远”（即重构件摆放的位置离起重机近一些，反之可远一些）的原则。

钢构件验收。在安装之前应根据《钢结构工程施工质量验收规范》（GB 50205—2001）中的有关规定，仔细检查钢结构构件的变形、钢结构构件的标记、钢结构构件的制作精度和孔眼位置等，如有超出规定的偏差，在安装之前应设法消除。

(2) 高强度螺栓的准备 钢结构设计用高强度螺栓连接时应根据图样要求分规格统计所需高强度螺栓的数量并配套供应至现场。应检查其出厂合格证、扭矩系数或紧固轴力(预拉力)的检验报告是否齐全,并按规定作紧固轴力或扭矩系数复验。对钢结构连接件摩擦面的抗滑移系数进行复验。

(3) 焊接材料的准备 钢结构焊接施工之前应对焊接材料的品种、规格、性能进行检查,各项指标应符合现行国家标准和设计要求。检查焊接材料的质量合格证明文件、检验报告及中文标志等。对重要钢结构采用的焊接材料应进行抽样复验。

5. 基础准备

钢结构安装前应根据测量控制网对建筑物的定位轴线、基础轴线和标高、地脚螺栓位置、规格等进行技术复核,并进行基础检测和办理交接验收。如对于在钢结构施工前由土建单位完成的地脚螺栓预埋,还需复核每个螺栓的轴线、标高,对超出规范要求的,必须采取相应的补救措施。

11.2 轻型门式刚架房屋钢结构安装

单层厂房钢结构构件(图 11-14)包括柱、檩条、支撑及墙架等,其尺寸、质量、安装标高都不同,因此所采用的起重设备、安装方法等也随之变化。

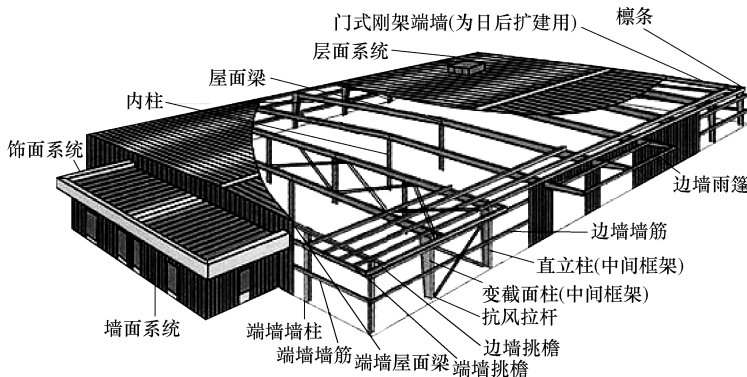


图 11-14 典型钢结构厂房组成图

一般单层钢结构安装的起重设备宜按履带式、汽车式、塔式的顺序选用。由于单层钢结构普遍存在面积大、跨度大的特点,应优先考虑使用起重量大、移动方便的履带式和汽车式起重机;位于狭窄地段或采用敞开式施工方案(厂房内设备基础先施工)的单层厂房,宜采用双机抬吊吊装法进行厂房屋面结构的吊装。

11.2.1 单层钢结构构件吊装顺序

单跨结构宜按从跨端一侧向另一侧、中间向两端或两端向中间的顺序进行吊装。最佳的施工方法是先吊装竖向构件,后吊装平面构件,这样施工的目的是减小建筑物的纵向长度安装累积误差,保证工程质量。

竖向构件吊装顺序:柱(混凝土、钢)→连系梁→柱间钢支撑→起重机梁(混凝土、钢)→制动桁架→托架(混凝土、钢)等,单种构件吊装流水作业,既保证体系纵列形成排

架，稳定性好，又能提高生产效率。平面构件吊装顺序主要以形成空间结构稳定体系为原则。

多跨结构宜先吊装主跨、后吊装副跨；当有多台起重设备共同作业时，也可多跨同时吊装。

单层钢结构安装工程施工时对于柱子、柱间支撑和起重机梁一般采用单件流水法吊装。可一次性将柱子安装并校正后再安装柱间支撑、起重机梁等构件。此种方法尤其适合移动较方便的履带式起重机。采用汽车式起重机时，考虑到移动的不方便，可以 2~3 个轴线为一个单元进行节间构件安装。

屋盖系统吊装通常采用“节间综合法”（即起重机一次吊完一个节间的全部屋盖构件后再吊装下一个节间的屋盖构件）。

11.2.2 单层钢结构安装施工工艺

单层钢结构安装主要有钢柱安装、起重机梁安装、钢屋架安装等（图 11-15）。最佳的施工方案是先吊装竖向构件，后吊装平面构件，以减少纵向长度安装累积误差，保证工程质量。

1. 钢柱安装

单层厂房占地面积较大，通常用塔式起重机吊装钢柱。一般钢柱的弹性和刚性都很好，吊装时为了便于校正一般采用一点吊装法，常用的钢柱吊装法有旋转法、递送法和滑行法。对重型钢柱可采用双机抬吊的方法进行吊装。起吊时，双机同时将钢柱平吊起来，离地一定的高度后暂停，使运输钢柱的平板车移去，然后双机同时打开回转制动，钢柱吊装回直后，拆除辅机下吊点的绑扎钢丝绳，由主机单独将钢柱插进锚固螺栓固定。

(1) 杯口柱吊装方法

①在吊装前先将杯底清理干净；②操作人员在钢柱吊至杯口上方后，各自站好位置，稳住柱脚并将其插入杯口；③在柱子降至杯底时停止落钩，用撬棍撬柱子，使其中线对准杯底中线，然后缓慢将柱子落至底部；④拧紧柱脚螺栓。

(2) 钢柱的校正方法

1) 柱基标高调整。根据钢柱实际长度、柱底平整度、钢牛腿顶部距柱底部距离（重点要保证钢牛腿顶部标高值）来控制基础找平标高。

2) 平面位置校正。在起重机不脱钩的情况下将柱底定位线与基础定位轴线对准，缓慢落至标高位置。

3) 钢柱校正。优先采用缆风绳校正（同时柱脚底板与基础间隙垫上垫铁），对于不便采用缆风绳校正的钢柱可采用可调撑杆校正。

钢柱经过初校，待垂直度偏差控制在 20mm 以内方可使起重机脱钩。钢柱的垂直度用经纬

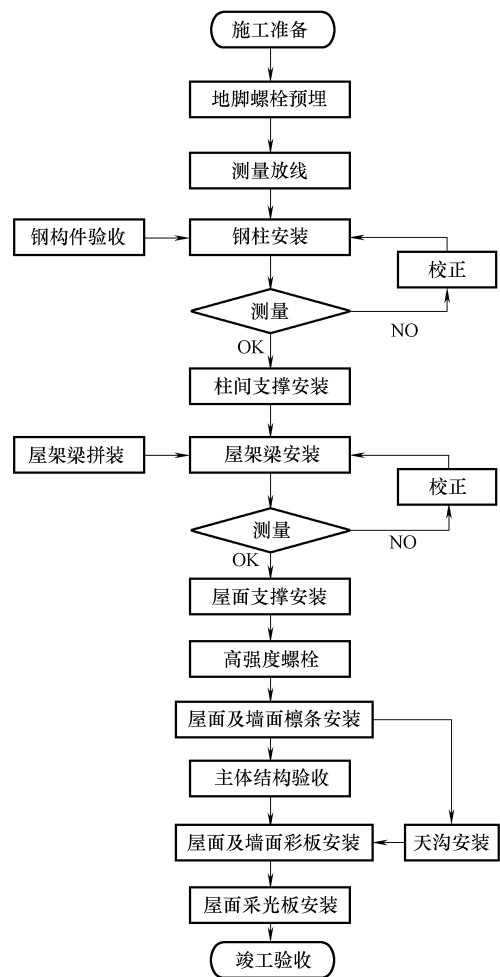


图 11-15 单层钢结构安装工艺流程

仪检验，如有偏差，用螺旋千斤顶或液压千斤顶进行校正。在校正过程中，随时观察柱底部和标高控制块之间是否脱空，以防校正过程中造成水平标高的误差。

2. 起重机梁安装

在钢柱吊装完成经调整固定于基础上之后，即可吊装起重机梁。起重机梁均为简支梁形式，梁端之间留有 10mm 左右的空隙。梁的搁置处与牛腿之间留有空隙，设钢垫板。梁与牛腿用螺栓连接，梁与制动梁之间用高强度螺栓连接。

起重机梁的吊装机械，以履带式起重机应用最多。对质量大的起重机梁，可用双机抬吊。

起重机梁的校正包括标高调整、纵横轴线和垂直度的调整。注意起重机梁的校正必须在结构形成刚度单元以后才能进行。

起重机梁垂直度校正：从起重机梁的上翼缘挂垂球下去，测量线绳至梁腹板上下两处的水平距离。根据梁的倾斜程度 ($a \neq a'$)，楔铁块再次调整，使 $a = a'$ 即可垂直。纵横轴线和垂直度可同时进行校正，如图 11-16 所示。

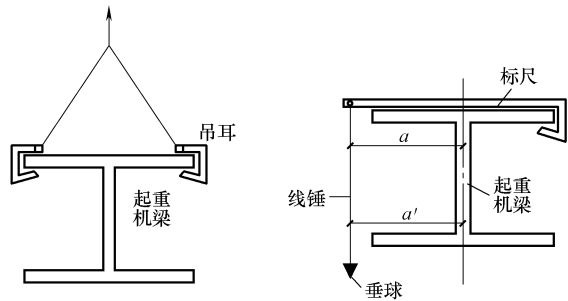


图 11-16 起重机梁吊装和起重机梁垂直度校正示意图

3. 门式刚架安装

门式刚架的特点是跨度大，侧向刚度很小。安装程序必须保证结构形成稳定的空间体系，并不导致结构永久变形。应根据场地和起重设备条件最大限度地将扩大拼装工作在地面完成。安装顺序宜先从靠近山墙的有柱间支撑的两榀刚架开始，在刚架安装完毕后应将其间的檩条、支撑、隅撑等全部装好，并检查其垂直度，然后以这两榀刚架为起点，向房屋另一端顺序安装。

刚架安装宜先立柱子，然后将在地面组装好的斜梁吊起就位，并与柱连接。构件吊装应选择好吊点，大跨度构件的吊点须经计算确定，对于侧向刚度小、腹板宽厚比大的构件，应采取防止构件扭曲和损坏的措施，如图 11-17 所示。

构件的捆绑部位，应采取防止构件局部变形和损坏的措施。措施主要为用铁扁担以减小索具所产生的对斜梁的压力，或者双机抬吊，防止斜梁侧向失稳。

4. 钢屋架安装

1) 钢屋架的侧向刚度较差，安装前需要加固。

2) 屋架的绑扎点，必须绑扎在屋架节点上，以防构件在吊点处产生弯曲变形。

3) 第一榀屋架起吊就位后，应在屋架两侧设缆风绳固定。如果端部有挡风柱，校正后可与挡风柱固定。第二榀屋架起吊就位后，每坡用一个屋架间调整器，进行屋架垂直度校正，固定两端支座，螺栓固定或焊接→安装垂直支撑→水平支撑→检查无误，成为样板间，以此类推。

4) 为减少高处作业，提高生产效率，可在地面上将天窗架预先拼装在屋架上，并将吊索两面绑扎，把天窗架夹在中间，以保证整体安装的稳定，如图 11-18 虚线表示。

5) 钢屋架垂直度校正方法如下：在屋架下弦一侧拉一根通长钢丝，同时在屋架上弦中心

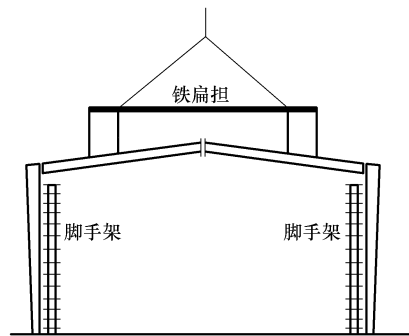


图 11-17 轻型钢结构斜梁吊装示意图

线引出一个同等距离的标尺，用线锤校正如图 11-18 所示。也可用一台经纬仪，放在柱顶一侧，相对于轴线平移 a 距离，在对面柱子上同样有一距离为 a 的点，从屋架中线处用标尺挑出距离 a ，三点在一条线上，即可使屋架垂直，如图 11-18 所示，将线锤和通长钢丝换成经纬仪即可。

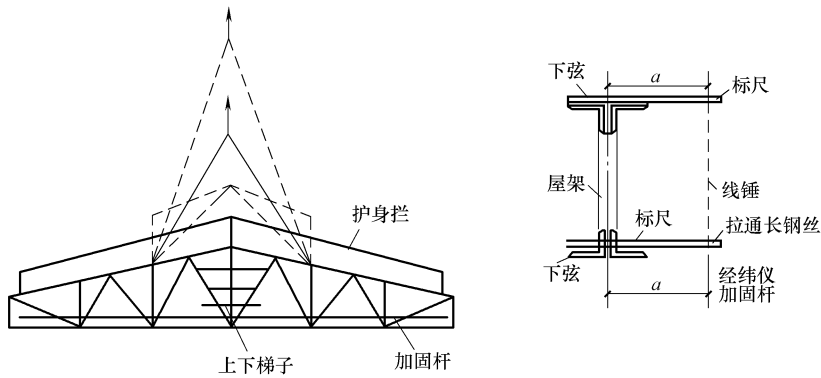


图 11-18 钢屋架吊装和垂直度校正示意图

11.3 多、高层钢结构安装

多层与高层钢结构安装工艺流程如图 11-19 所示。多层与高层钢结构按程序进行吊装，吊装顺序原则上采用对称吊装、对称固定。一般按程序先划分吊装作业区域，按划分的区域、平行的顺序同时进行吊装。当一个片区吊装完毕后，即进行测量、校正、高强度螺栓初拧等工序，待几个片区吊装完毕，再对整体结构进行测量、校正、高强度螺栓终拧、焊接。接着进行下一节钢柱的吊装。组合楼盖则根据现场实际情况进行压型钢板吊放和铺设工作。

11.3.1 准备工作

1) 施工总平面规划。主要包括结构平面纵横轴线尺寸，主要塔式起重机的布置及工作范围，机械开行路线，配电箱及电焊机布置，现场施工道路，消防道路，排水系统，构件堆放位置等。如果现场堆放构件场地不足时，可选择中转场地。

2) 测量基准点交接与轴线测放。多层及高层钢结构安装前，应对建筑物的定位轴线、平面封闭角、底层柱位置线、钢筋混凝土基础的标高、混凝土强度以及构件的质量进行检查，合格后才能开始安装工作。

3) 人员、机具设备、材料的落实。编制详细的机具设备、工具、材料进场计划，根据施工进度安排构件进场，对构件进行验收或修理，满足施工要求。

根据构件质量和单层的构件数量，裁剪出不同长度、不同规格的钢丝绳作为吊装绳和缆风绳。根据钢柱的长度和截面尺寸，按规定制作出不同规格的足够数量的爬梯。根据钢柱、钢梁的型号及构件的种类准备不同规格的卡环。另外还要准备好吊装用夹具、校正钢柱用的垫块、缆风绳、手拉葫芦、千斤顶等施工必备工具。

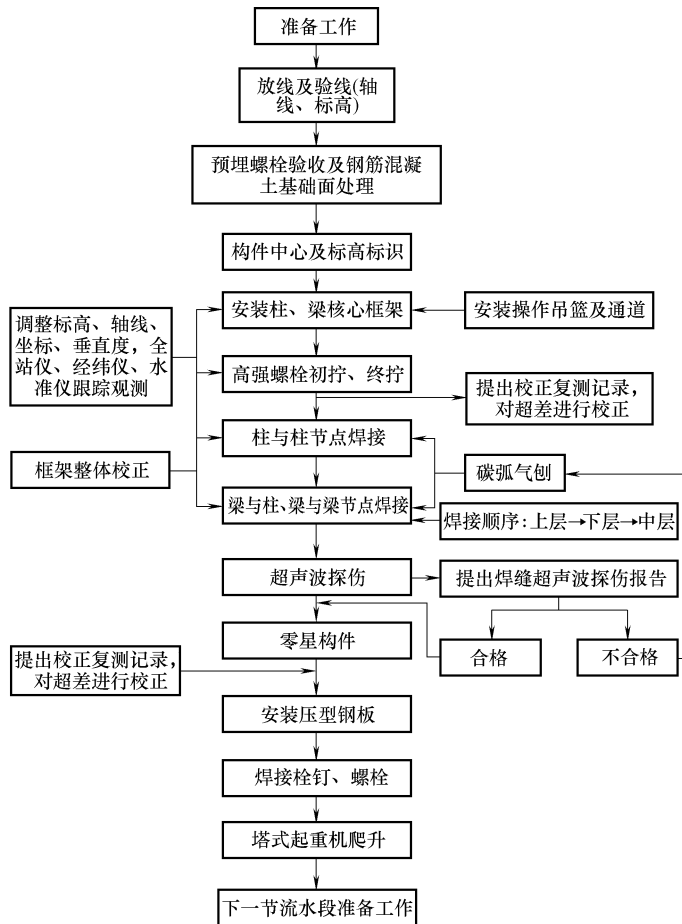


图 11-19 多层与高层钢结构安装工艺流程

11.3.2 吊装方案

(1) 起重机选择 根据现场情况, 多层与高层钢结构工程结构特点、平面布置及钢结构质量等, 钢构件吊装一般选择采用塔式起重机。在地下部分如果钢构件较重时, 也可选择采用汽车式起重机或履带式起重机完成。

(2) 流水段划分 多层及高层钢结构宜划分为多个流水作业段进行安装, 流水段宜以每节框架为单位。流水段划分应符合下列规定:

- 1) 流水段内的最重构件应在起重设备的起重能力范围内。
- 2) 起重设备的爬升高度应满足下节流水段内构件的起吊高度。
- 3) 每节流水段内的柱长度应根据工厂加工、运输堆放、现场吊装等因素确定, 长度宜取 2~3 个楼层高度, 分节位置宜在梁顶标高以上 1.0~1.3m 处。
- 4) 流水段的划分应与混凝土结构施工相适应。
- 5) 每节流水段可根据结构特点和现场条件在平面上划分流水区进行施工。

(3) 地脚螺栓的预埋

地脚螺栓安装精度直接关系到整个钢结构安装的精度, 是钢结构安装工程的第一步。埋设整体思路: 为了保证预埋螺栓的埋设精度, 将每一根柱下的所有螺杆用角钢或钢模板连系制作为一个整体框架, 在基础底板钢筋绑扎完、基础梁钢筋绑扎前将整个框架进行整体就位并临时定位, 然后绑扎基础梁的钢筋, 待基础梁钢筋绑扎完, 对预埋螺栓进行第二次校正定位, 交付

验收，合格后浇筑混凝土。

11.3.3 钢柱吊装 (图 11-20、图 11-21)

钢柱多采用实腹式，截面多为工字形、箱形、圆形。钢柱多采用焊接对接接长，也有高强度螺栓连接接长。钢柱的吊装可用双机抬吊或单机吊装，单机吊装时，需在柱子根部垫以垫木，以回转法起吊，严禁柱根拖地。双机抬吊时，将柱吊离地面后在空中进行回直。

钢柱安装顺序：按先内筒、后外筒，先中部后四周，先下后上的安装顺序进行安装。钢柱吊点设置在钢柱的顶部，直接用临时连接板（连接板至少 4 块）。

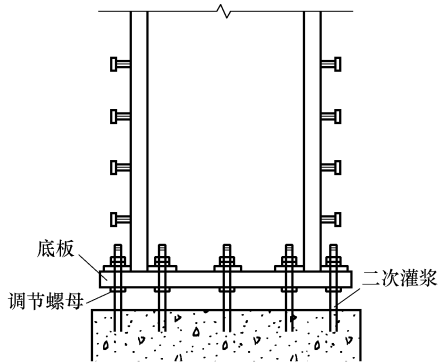


图 11-20 钢柱吊装就位示意图

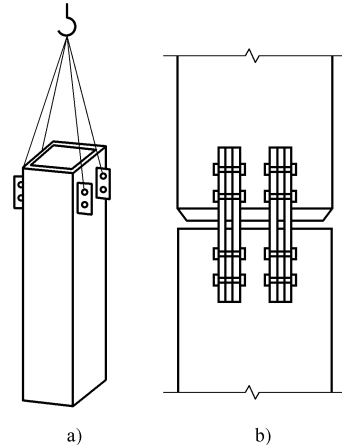


图 11-21 钢柱吊装和拼接

钢柱就位后，立即对垂直度、轴线、牛腿面标高进行初校，安设临时螺栓，然后卸去吊索。钢柱上下接触面的间隙，一般不得大于 1.5mm，如间隙在 1.5~6.0mm 之间，可用低碳钢的垫片垫实间隙。柱间距偏差可用液压千斤顶、钢楔或手拉葫芦与钢丝绳进行校正，如图 11-22 所示。

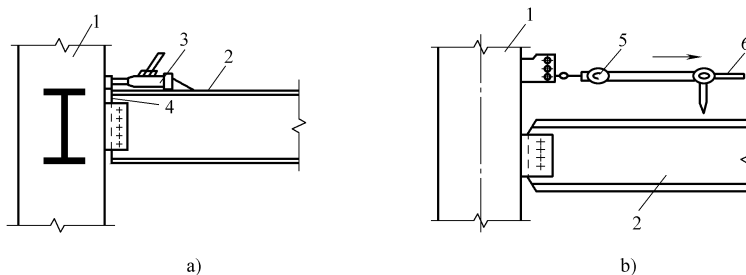


图 11-22 钢柱校正方法

a) 千斤顶或钢楔校正 b) 手拉葫芦与钢丝绳校正

1—钢柱 2—钢梁 3—千斤顶 4—钢楔 5—手拉葫芦 6—钢丝绳

在第一节柱及柱间钢梁安装完成后，即可进行柱底灌浆。灌浆要留排气孔。钢管混凝土施工也要在钢管柱上预留排气孔。先在柱脚四周立模板，将基础上表面清洗干净，清除积水，然后用高强度聚合砂浆从一侧自由灌入至密实，灌浆后，用湿草袋或麻袋护盖养护。

11.3.4 钢梁安装

(1) 钢梁的吊装 钢梁的数量一般是钢柱的几倍，起重吊钩每次上下的时间随着建筑物

的升高越来越长，所以选择安全快速的绑扎、提升、卸钩的方法直接影响吊装效率。钢梁吊装就位时必须用普通螺栓进行临时连接，并在塔式起重机的起重性能内对钢梁进行串吊。钢梁的连接形式有栓接和栓焊连接。钢梁安装时可先将腹板的连接板用临时螺栓进行临时固定，待调校完毕后，更换为高强度螺栓并按设计和规范要求对高强度螺栓的初拧及终拧以及钢梁焊接。

为了加快施工进度，提高工效，对于质量较轻的钢梁可采用一机多吊（串吊）的方法，如图 11-23 所示。

(2) 钢梁的就位和临时固定 钢梁安装就位时，及时夹好连接板，对孔洞有偏差的接头应用冲钉配合调整跨间距，然后再用普通螺栓临时连接。普通安装螺栓数量按规范要求不得少于该节点螺栓总数的 30%，且不得少于 2 个。为了保证结构稳定、便于校正和精确安装，对于多楼层的结构层，应首先固定顶层梁，再固定下层梁，最后固定中间梁。当一个框架内的钢柱钢梁安装完毕后，及时对此进行测量校正。

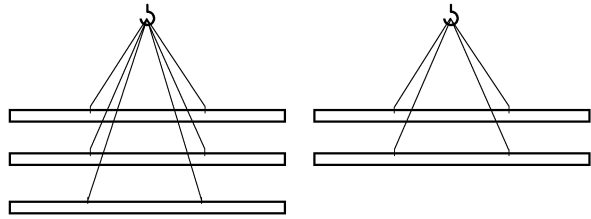


图 11-23 钢梁串吊示意图

在安装柱与柱之间的主梁时，必须跟踪测量校正柱与柱之间的距离，并预留安装余量，特别是节点焊接收缩量。达到控制变形，减小或消除附加应力的目的。

11.3.5 斜撑和桁架安装

斜撑的安装为嵌入式安装，即在两侧相连接的钢柱、钢梁安装完成后，再安装斜撑。为确保斜撑的准确就位，斜撑吊装时应使用手拉葫芦进行配合，将斜撑调节至就位角度，确保快速就位连接。

桁架是结构的主要受力和传力结构，一般截面较大，板材较厚，施工中应尽量不分段整体吊装，若必须要分段，也应在起重设备允许的范围内尽量少分段，以减少焊缝收缩对精度的影响。分段后桁架段与段之间的焊接应按照正确的流程和顺序进行施焊，先上下弦，再中间腹杆，由中间向两边对称进行施焊。散件高处组装顺序为先上弦，再下弦和竖向直腹杆，最后嵌入中间斜腹杆，然后进行整体校正焊接。图 11-24 所示为桁架吊装示意图。

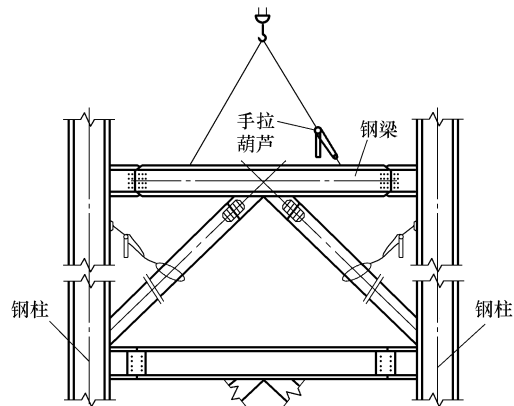


图 11-24 桁架吊装示意图

11.4 大跨度网架钢结构安装

网架结构吊装比平面桁架结构要复杂得多，在拼装成整体之前不能起空间作用，承受不了大的外力作用。因此，通常吊装平面桁架施工方法，就不适用于网架吊装。

大跨度网架结构的安装方法,见表 11-1。应根据网架结构的类型、受力和构造特点,在满足质量、安全、进度和经济效益的前提下,结合当地的施工技术条件和设备资源配备等因素,因地制宜、综合确定。

表 11-1 大跨度网架安装方法及适用范围

安装方法		内 容	适用范围
高空拼装法	高空散装法	单杆件拼装	全支架拼装的各种网格结构,也可根据结构特点采用少支架的悬挑拼装施工方法
		小拼单元拼装	
	分条(分块)吊装法	条状单元组装	分割后结构的刚度和受力状况改变较小的空间网格结构
		块状单元组装	
滑移施工法		单条滑移法	能设置平行滑轨的各种空间网格结构,尤其适用于跨越施工(待安装的屋盖结构下部不允许搭设支架或行走起重机)或场地狭窄、起重运输不便等情况
		逐条积累滑移法	
单元或整体提升法		利用拔杆提升	周边支承及多点支承空间网格结构
		利用结构提升	
单元或整体顶升法		利用网架支撑柱顶升	支点较少的空间网格结构
		设置临时顶升架顶升	
整体吊装法		单机、多机吊装	中小型空间网格结构,吊装时可在高空平移或旋转就位
		单根、多根拔杆吊装	
折叠展开式整体提升法		地面折叠拼装,整体提升,补杆件	柱面网壳结构,在地面或接近地面的工作平台上折叠起来拼装,然后将折叠的机构用提升设备提升到设计标高,最后在高空补足原先去掉的杆件,使机构变成结构

常用的工地安装方法有六种:高空散装法、分条(分块)吊装法、高空滑移法、整体吊装法、整体提升法和整体顶升法。高空拼装法是指搭设支撑胎架(脚手架或型钢支架)将构(杆)件直接在设计位置进行拼装的一种施工方法,又称为高空原位拼装法。根据结构形式的不同,高空拼装法又可以分为高空散装法和分条(分块)吊装法。

1. 高空散装法

高空散装法是指搭设满堂支撑胎架,如图 11-25 所示。将小拼单元件(单根杆件及单个节点)直接在设计位置进行总拼的方法,适用于网架、网壳等空间结构的安装。该施工方法可以有效降低构件的起重要求,但需要搭设大量的拼装支撑体系,需要大量的材料,支撑的搭设时间较长,工期较长,并且需要结构下方有合适的场地。

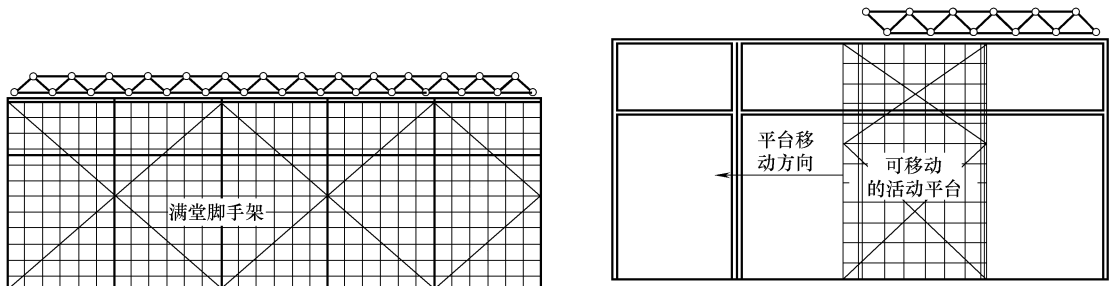


图 11-25 高空散装法用满堂脚手架和活动平台

整个网架安装完成后,必须进行全面的检查,检查螺栓是否拧紧,此时顶丝应处在高强度螺栓键槽深槽的位置。检查所有杆件、球等零件安装是否正确,有无变形。应测量网架纵向、横向长度,支座标高和中心偏移,网架自重引起的挠度。

2. 分条(分块)法

分条(分块)吊装法是指网架分成条状或块状单元,分别由起重机吊装至高空设计位置就位搁置,然后再拼装成整体的安装方法,如图 11-26、图 11-27 所示。所谓条状,是指网架沿长跨方向分割为若干区段,而每个区段的宽度可以是一个网格至三个网格,其长度则为短跨的跨度。所谓块状,是指网架沿纵横方向分割后的单元形状为矩形或正方形。每个单元的质量以现有起重机能力能胜任为准。

这种方法具有如下特点:首先是大部分焊接、拼装工作量在地面完成,有利于提高工程质量,并可省去大部分拼装支架;其次是由于分条(块)单元的质量与现场现有起重设备相适应,可利用现有起重设备吊装网架,有利于降低成本。分条(分块)法在场地狭小或跨越其他结构、起重机无法进入网架安装区域时较为适用。

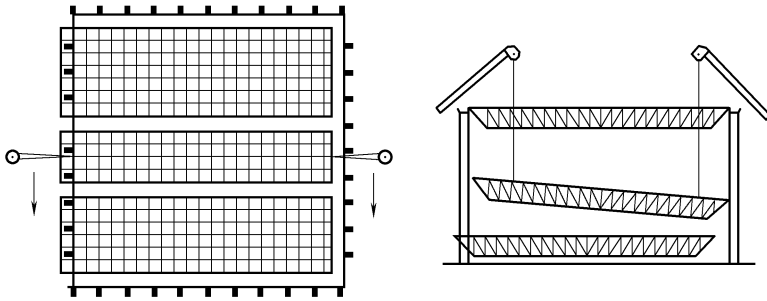


图 11-26 分条安装法

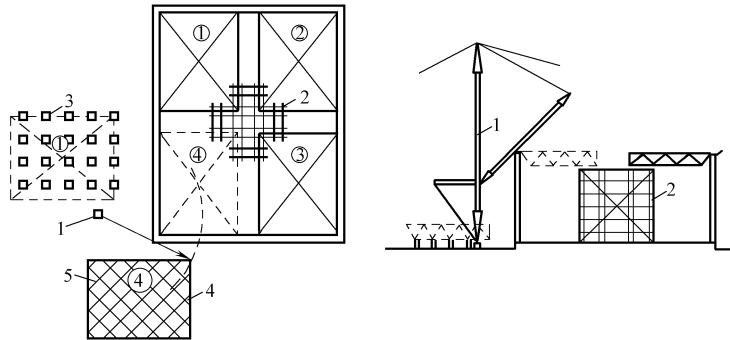


图 11-27 分块安装法

1—悬臂扒杆 2—井字架 3—拼装砖墩 4—临时封闭杆 5—吊点

3. 整体吊装法

整体吊装法是将网架结构按吊装工艺要求在地面按吊装单元错位拼装成整体,然后用起重设备将网架进行整体提升到设计高度,经空中移位并锁边后落位固定的安装方法,常用四根扒杆吊装和四台起重机吊装如图 11-28、图 11-29 所示。

整体吊装法适用于各种重型的网架结构,吊装时可在高空平移或旋转就位;也适用于吊装焊接球节点网架,尤其是三向网架的吊装。

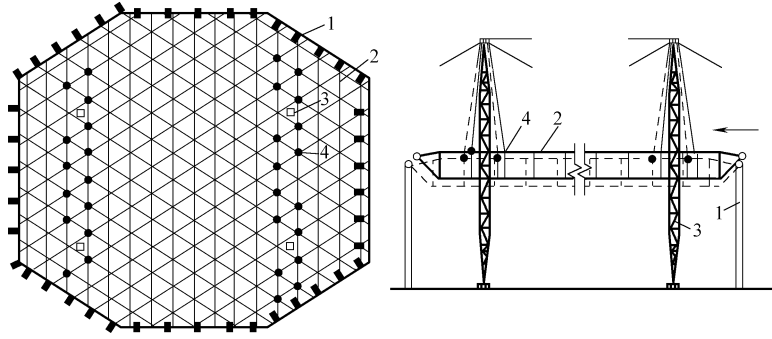


图 11-28 四根扒杆吊装

1—柱 2—网架 3—扒杆 4—吊点

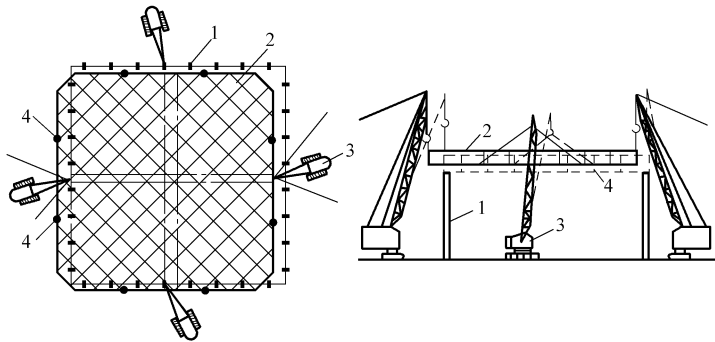


图 11-29 四台起重机吊装

1—柱 2—网架 3—履带式起重机 4—吊点

第 12 章 钢结构涂装施工

12.1 概述

钢结构涂装工程分为钢结构防腐蚀涂装和钢结构防火涂装两种。防腐蚀涂装是利用涂层的保护作用,防止钢结构腐蚀,延长其使用寿命。对于钢结构而言,防腐处理是结构设计中必须认真考虑的问题,防腐处理不当会大大折减使用寿命。钢结构防火涂料是施涂于建筑物或构筑物的钢结构表面,能形成耐火隔热保护层以提高钢结构耐火极限的涂料,使钢结构在遭遇火灾时,能在构件所要求的耐火极限内不致倒塌。

目前对钢结构防火保护采用两个方法:①喷涂防火涂料。防火涂料涂覆在钢基材表面,进行防火隔热保护,防止钢结构在火灾中迅速升温而失去强度,挠曲变形塌落。②防火板材包裹。优点是耐火强度较高,性能稳定、持久,耐候性好,施工环境无特殊要求。缺点为施工技能要求比较高,接缝处理要好。目前国内的钢结构防火基本上采用防火涂料。

12.1.1 防火涂料的原理和分类

1. 防火涂料的工作原理

钢结构防火涂料是施涂于建筑物或构筑物的钢结构表面,能形成耐火隔热保护层以提高钢结构耐火极限的涂料。其优点为现场施工方便,不受构件形状的影响,可选择性大。缺点是黏结及防火性的耐久问题,喷涂温、湿度环境问题,钢基材处理问题。

防火保护层最主要的作用,是涂层本身多孔轻质或受热膨胀后形成炭化泡沫层,热导率很低,有效地阻止了热量迅速向钢基材传递,推迟了钢构件升温到极限温度的时间,从而提高了钢结构的耐火极限。对于厚涂型钢结构防火隔热涂料,涂层厚度为几厘米,火灾中基本不变,自身密度小,热导率低;对于薄涂型钢结构膨胀防火涂料,涂层在火灾中由几毫米膨胀到几厘米,热导率明显降低,比厚涂型效果更明显。钢结构实施防火涂覆保护,必须确保足够的防火涂层厚度,涂层的热导率要小,单位时间内传给钢基材的热量少,防火隔热效果才更好。

2. 钢结构防火涂料分类

防火涂料的分类方法很多,但应用最为广泛的是按厚度分类及按应用场合分类这两种方法。钢结构防火涂料根据涂层的厚度及性能特点可分为薄涂型、超薄型和厚涂型三类,见表12-1。

表 12-1 钢结构工程常见防火涂料的类别及适用范围

类别	组 成	特 点	厚度 /mm	耐火时限 /h	适用范围
薄涂型 防火涂料 (B类)	胶粘剂(有机树脂或有机与无机复合物)10%~30%,有机和无机绝热材料30%~60%,颜料和化学助剂5%~15%,溶剂和稀释剂10%~25%	附着力强,可以配色,一般不需外保护层	2~7	2.0	工业与民用建筑楼盖屋盖结构,如LB型,SG-1型,SS-1型

(续)

类别	组成	特点	厚度/mm	耐火时限/h	适用范围
超薄型防火涂料 (B类)	基料(酚醛、氨基酸、环氧等树脂) 15%~35%;聚磷酸铵等膨胀阻燃材料 35%~50%;钛白粉等颜料与化学助剂 10%~25%;溶剂和稀释剂 10%~30%	附着力强,干燥快,可配色,有装饰效果,不需保护层	1~3	1.0	工业与民用建筑梁、柱等钢结构,如LF型,SB-2型
厚涂型防火涂料 (H类)	胶结料 10%~40%;骨料 30%~50%;化学助剂 1%~10%;自来水 10%~30%	喷涂施工,密度小,物理强度及附着力低,需装饰面层防护	8~50	3.0	有装饰面层的民用建筑钢结构柱、梁,如LG型,ST-1型,SG-2型

B类(薄涂型防火涂料)的涂层厚度一般为2~7mm,有一定装饰效果,高温时膨胀增厚,耐火隔热,耐火极限可达2.0h。钢结构超薄型和薄涂型防火涂料有一定的装饰效果,高温时膨胀增厚,耐火隔热,耐火极限可达1.0h。人们又常称这种涂料为钢结构膨胀型防火涂料。超薄型防火涂料遇火膨胀发泡,形成海绵状炭化层,阻止热量向基材传递,在一定时间内保护钢结构底材不软化垮塌。广泛应用于大型工矿钢结构厂房、各种体育馆、展览馆主体钢结构防火保护。

H类(厚涂型防火涂料)涂层厚度一般为8~50mm,粒状表面,密度较小,热导率低,耐火极限可达3.0h。钢结构防火涂料应不含石棉,不用苯类溶剂,在涂装干燥后应无刺激性气味,不腐蚀钢材。人们常称这种涂料为钢结构防火隔热涂料。所有钢结构防火涂料又分室内和室外两种使用类型。

为了减轻构件的自重,提高涂料的黏结性,更好地装饰钢结构表面,国内外的一些单位都在大力开发超薄型的防火涂料,即涂层厚度在3mm以内的防火涂料。薄型化是一个方向,但考虑到化学材料长期性能变化的问题,目前也不应片面地强调。

3. 钢结构防火涂料的选用

选用的防火涂料质量应符合国家有关标准的规定,有生产厂方的合格证,并应附有涂料品名、技术性能、制造批号、储存期限和使用说明等。涂料的选用原则为以下方面。

① 室内裸露钢结构、轻型屋盖钢结构及有装饰要求的钢结构,当规定耐火极限在1.5h及以下时,宜选用薄涂型钢结构防火涂料。

② 室内隐蔽钢结构,高层全钢结构及多层厂房钢结构,当规定其耐火极限在2h及以上时,应选用厚涂型钢结构防火涂料。

③ 露天钢结构,如石油化工企业,油(汽)罐支撑、石油钻井平台等钢结构,应选用符合室外钢结构防火涂料产品规定的厚涂型或薄涂型钢结构防火涂料。

④ 对不同厂家的同类产品进行比较选择时,宜查看近两年内产品的耐火性能和理化性能检测报告,产品定期鉴定意见,产品在工程中应用情况和典型实例。并了解厂方技术力量、生产能力及质量保证条件等。

在一般情况下,室内钢结构防火保护不要选择室外钢结构防火涂料,其价格要比室内钢结构防火涂料贵得多。但对于半露天或某些潮湿环境的钢结构,则宜选用室外钢结构防火涂料保护。厚涂型防火涂料基本上由无机质材料构成,涂层稳定,老化速度慢,只要涂层不脱落,防火性能就有保障。从耐久性和防火性考虑,宜选用厚涂型防火涂料。

12.1.2 钢结构腐蚀防护

在钢结构表面涂覆防腐涂料是腐蚀防护的一种重要手段。防腐涂料一般由不挥发组分和挥

发组分（稀释剂）两部分组成。涂刷在物件表面后，挥发组分逐渐挥发逸出，留下不挥发组分干结成膜，所以不挥发组分的成膜物质叫作涂料的固体组分。成膜物质又分为主要、次要和辅助成膜物质三种。主要成膜物质可以单独成膜，也可以黏结颜料等物质共同成膜，它是涂料的基础，也常称基料、漆料或漆基。

高性能的防腐涂料通常为三道漆体系：底漆、中间漆和面漆（图 12-1）。

1. 底漆

在腐蚀性强的环境中，底漆的选择通常为富锌底漆。在腐蚀性较弱的环境中，通常为磷酸锌底漆。目前，环氧富锌底漆已被广泛地应用于钢结构的重防腐。

2. 中间漆

高性能涂装体系的中间漆通常为环氧云铁漆，其中相互交错的层片状的云铁（MIO）会有效地阻滞水分、氧分子及电解质的渗透，从而使环氧中间漆具有更好的阻隔保护功能，另外，环氧中间漆中的云铁能够延长涂覆面漆的时间窗口，改善其涂覆的性能。

3. 面漆

由于大多数钢结构建筑有防止光泽度丧失以及褪色等要求，所以采用保光性和保色性好的高性能面漆可以节约大量的后期维修费用。

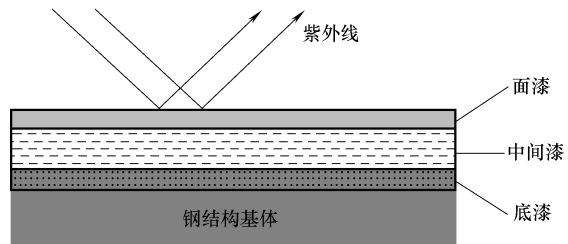


图 12-1 钢结构防腐涂料的三道漆体系

12.1.3 钢结构涂装施工的一般要求

1) 钢结构防腐涂装施工宜在构件组装和预拼装工程检验批的施工质量验收合格后进行。涂装完毕后，宜在构件上标注构件编号；大型构件应标明质量、重心位置和定位标记。

2) 钢结构防火涂料涂装施工应在钢结构安装工程和防腐涂装工程检验批施工质量验收合格后进行。当设计文件规定构件可不进行防腐涂装时，安装验收合格后可直接进行防火涂料涂装施工。

3) 钢结构防腐涂装工程和防火涂装工程的施工工艺和技术应符合规范、设计文件、涂装产品说明书和国家现行有关产品标准的规定。

4) 防腐涂装施工前，钢材应按规范和设计文件要求进行表面处理。当设计文件未提出要求时，可根据涂料产品对钢材表面的要求，采用适当的处理方法。

5) 构件表面的涂装系统应相互兼容。构件表面防腐涂装的底层漆、中间漆和面层漆之间的搭配应相互兼容，以及防腐涂料与防火涂料相互兼容，以保证涂装的质量。整个涂装体系所用的涂料尽量来自于同一厂家，以保证涂装质量的可追溯性。

6) 涂装施工时，应采取相应的环境保护和劳动保护措施。

12.2 钢结构涂装工程常用机具

1. 喷砂机

(1) 喷砂设备用于工件表面的清理 喷砂设备可用作对金属的锈蚀层、热处理件表面的残盐和氧化层、轧制件表面的氧化层、锻件表面的氧化层、焊接件表面的氧化层、铸件表面的型砂及氧化层、机械加工件表面的残留污物和微小毛刺、旧机件表面等进行处理，以去除表面附着层，显露基体本色。

(2) 喷砂设备用于工件表面涂覆前的预处理 喷砂设备可用作各种电镀、刷镀、喷涂和粘接的前处理工序,以获得活性表面,提高镀层、涂层和粘接件之间的附着力。

(3) 喷砂设备可改变工件的物理力学性能 喷砂设备可以改变工件表面应力状态,改善配合偶件的润滑条件,降低偶件运动过程中的噪声,使工件表面硬化,提高零件的耐磨性和抗疲劳强度

(4) 喷砂设备用于工件表面的光饰加工 喷砂设备可以改变工件表面粗糙度 Ra 值,产生亚光或漫反射的工件表面,以达到光饰加工的目的。

2. 空气压缩机

空气压缩机的种类很多,按工作原理可分为容积式压缩机、速度式压缩机。容积式压缩机的工作原理是压缩气体的体积,使单位体积内气体分子的密度增加以提高压缩空气的压力;速度式压缩机的工作原理是提高气体分子的运动速度,使气体分子具有的动能转化为气体的压力能,从而提高压缩空气的压力。

现在常用的空气压缩机有活塞式空气压缩机、螺杆式空气压缩机(螺杆式空气压缩机又分为双螺杆空气压缩机和单螺杆空气压缩机)、离心式空气压缩机、滑片式空气压缩机和涡旋式空气压缩机。凸轮式、膜片式和扩散泵等压缩机没有列入其中,是因为它们用途特殊而尺寸相对较小。

3. 气泵

气泵分为电动气泵、手动气泵和脚动气泵。电动气泵的工作原理是电动机通过两根 V 带驱动气泵曲轴,从而驱动活塞进行打气,打出的气体通过管线导入气罐。另一方面气罐又通过一根导气管线将气罐内的气体导入固定在气泵上的调压阀内,从而控制气罐内的气压。当气罐内的气压未达到调压阀调定的压力时,从气罐内进入调压阀的气体不能顶开调压阀阀门;当气罐内的气压达到调压阀调定的压力时,从气罐内进入调压阀的气体顶开调压阀阀门,进入气泵内与调压阀相通的气道,并通过气道控制气泵的进气口常开,从而使气泵空负荷运转,达到减少动力损耗,保护气泵的目的。当气罐内的气压因损耗而低于调压阀调定的压力时,调压阀内的阀门由回位弹簧将其回位,断开气泵的控制气路,气泵又重新开始打气。

12.3 钢结构涂装工程施工

钢结构的涂装施工,并不仅仅是把涂料施工在构件上面那么简单。涂层性能的好坏,不单取决于涂料本身的产品质量,同时与涂装施工过程密切相关,包括涂装工艺、施工方法、施工设备和人员以及天气条件、作业环境等。

12.3.1 表面处理

防腐涂装施工前,钢材应按规范和设计文件要求进行表面处理。经处理的钢材表面不应有焊渣、焊疤、灰尘、油污、水和毛刺等;对于镀锌构件,酸洗除锈后,钢材表面应露出金属光泽,并应无污渍、锈迹和残留酸液。钢材表面处理是涂装工程中重要的一环,其质量好坏严重影响涂装工程的质量。欧美一些国家认为除锈质量要影响涂装效果的 60% 以上。

钢结构的表面处理主要有抛丸和喷砂、手工和动力工具打磨以及酸洗等方法,见表 12-2。各种除锈方法的特点见表 12-3。

1. 喷射或抛射除锈

喷射除锈是利用经过油、水分离处理的压缩空气将磨料带入并通过喷嘴以高速喷向钢材表

表 12-2 除锈等级和除锈方法

除锈等级	除锈方法	处理手段和清洁度要求		
Sa1	喷射或 抛射	喷(抛)棱角砂、 铁丸、断丝和混合 磨料	轻度除锈	仅除去疏松轧制氧化皮、铁锈和附着物
Sa2			彻底除锈	轧制氧化皮、铁锈和附着物几乎全部被除去,至少有 2/3 面积无任何可见残留物
Sa2½			非常彻底除锈	轧制氧化皮、铁锈和附着物残留在钢材表面的痕迹已是点状或条状的轻微污痕,至少有 95% 面积无任何可见残留物
Sa3			除锈到出白	表面上轧制氧化皮、铁锈和附着物全部除去,具有均匀多点光泽
St2	手工和 动力工具	使用铲刀、钢丝 刷、机械钢丝刷、砂 轮等	无可见油脂污垢,无附着不牢的氧化皮、铁锈和油漆涂层等附着物	
St3			无可见油脂污垢,无附着不牢的氧化皮、铁锈和油漆涂层等附着物。除锈比 St2 更为彻底。底材显露部分应具有金属光泽	

表 12-3 各种除锈方法的特点

除锈方法	设备工具	优 点	缺 点
手工、机械	砂布、钢丝刷、铲刀、尖锤、平面砂轮机、动力钢丝刷等	工具简单、操作方便、费用低	劳动强度大、效率低、质量差,只能满足一般的涂装要求
喷射	空气压缩机、喷射机、油水分离器	能控制质量,获得不同要求的表面粗糙度	设备复杂、需要一定操作技术、劳动强度较高、费用高、污染环境
酸洗	酸洗槽、化学药品、厂房等	效率高、适用大批件、质量较高、费用较低	污染环境、废液不易处理、工艺要求较严

面,靠磨料的冲击力和摩擦力将氧化铁皮、铁锈及污物等除掉,同时使表面获得一定的粗糙度。喷射除锈方法主要分干喷射法和湿喷射法。喷射除锈效率高、质量好,但要有一定的设备和喷射用磨料,费用较高。开放式喷砂处理设备是可以移动的,因此更适合于钢结构的户外施工。它采用的磨料可以是钢丸、钢砂和钢丝段,也可以采用铜矿渣、石英砂等。目前世界上工业发达国家,为保证涂装质量,普遍采用喷射除锈法。

抛射除锈是利用高速旋转的叶片而产生的离心力,当磨料流入进料管时,便被加速带入到高速旋转的分料轮中,在离心力的作用下,磨料由分料轮定向飞出,并沿叶片不断被加速,直至被抛出,使磨料以高速冲击底材表面,产生打击和磨削作用,除去工件表面的锈蚀和氧化皮,并形成有一定表面粗糙度的表面。抛丸清理的施工方法工效高、速率快,适用于平板和不复杂的钢结构表面除锈。

喷射或抛射除锈,用字母“Sa”表示,分四个等级。

Sa1 等级:轻度的喷射或抛射除锈。钢材表面应无可见的油脂或污垢,没有附着不牢的氧化皮、铁锈和油漆涂层等附着物。

Sa2 等级:彻底的喷射或抛射除锈。钢材表面无可见的油脂和污垢,氧化皮、铁锈等附着物已基本清除,其残留物应是牢固附着的。

Sa2½ 等级:非常彻底的喷射或抛射除锈。钢材表面无可见的油脂、污垢、氧化皮、铁锈和油漆涂层等附着物。任何残留的痕迹应仅是点状或条状的轻微色斑。

Sa3 等级:使钢材表面观洁净的喷射或抛射除锈。钢材表面无可见的油脂、污垢、氧化皮、铁锈和油漆等附着物,该表面应显示均匀的金属光泽。

2. 手工和动力工具除锈

手工除锈工具有砂布、钢丝刷、铲刀、尖锤、平面砂轮机、动力钢丝刷等。手工除锈一般只能除掉疏松的氧化皮、较厚的锈和鳞片状的旧涂层,且生产效率低,劳动强度大。工厂除锈不宜采用此法,一般在不能采用其他方法除锈时可采用此法。

动力工具除锈是利用压缩空气或电能为动力,使除锈工具产生圆周式或往复式的运动,当

与钢材表面接触时，利用其摩擦力和冲击力来清除锈和氧化皮等物。动力工具除锈比手工工具除锈效率高、质量好，是目前一般涂装工程除锈常用的方法。其常用工具有：气动端型平面砂磨机、气动角向平面砂磨机、电动角向平面砂磨机、直柄砂轮机、风动钢丝刷、风动打锈锤、风动齿形旋转式除锈器、风动气铲等。

手工和动力工具除锈，以字母“St”表示，有两个等级。

St2 等级：彻底的手工和动力工具除锈。钢材表面无可见的油脂和污垢，没有附着不牢的氧化皮、铁锈和油漆涂层等附着物。

St3 等级：非常彻底的手工和动力工具除锈。钢材表面应无可见的油脂和污垢，并且没有附着不牢的氧化皮、铁锈和油漆涂层等附着物。除锈应比 St2 更为彻底，底材显露部分的表面应具有金属光泽。

3. 酸洗除锈

酸洗除锈，又称化学除锈，其原理是利用酸洗液中的酸与金属氧化物进行化学反应，使金属氧化物溶解，生成金属盐并溶于酸液中，而除去钢材表面上的氧化物及锈。酸洗除锈质量比手工和动力机械除锈好，与喷射除锈质量相当。但酸洗后钢材表面不能造成喷射除锈那样的粗糙度。在酸洗过程中产生的酸雾对人和建筑物有害。酸洗除锈一次性投资较大，工艺过程也较多，最后一道清洗工序不彻底，将对涂层质量有严重的影响。

钢材酸洗除锈，酸洗液的性能是影响其质量的主要因素。一般酸洗液主要由酸、缓蚀剂和表面活性剂所组成。酸洗除锈所用的酸有无机酸和有机酸两大类。无机酸主要有：硫酸、盐酸、硝酸和磷酸等；有机酸主要有醋酸和柠檬酸等。目前国内对大型钢结构的酸洗，主要用硫酸和盐酸，也有用磷酸的。缓蚀剂是酸洗液中不可缺少的重要组成部分。大部分缓蚀剂是有机物，在酸洗液中加入适量的缓蚀剂，可以防止或减少在酸洗过程中产生“过蚀”或“氢脆”现象，同时也减少了酸雾。表面活性剂是由亲油性基和亲水性基两个部分所组成的化合物，具有润湿、渗透、乳化、分散、增溶和去污等作用。在酸洗液中加入表面活性剂，能改变酸洗工艺，提高酸洗效率。

在酸洗之前，要制订酸洗操作规程。酸洗过程中，应严格执行和遵守操作规程。酸洗液的配制，必须按配比和一定的程序进行。

酸洗后的钢材，一般应进行钝化处理（用磷酸酸洗时可不进行钝化）。经钝化处理后的钢材，宜放在空气流通的地方晾干或用干净的压缩空气吹干。

采用酸洗方式对钢材除锈时，酸洗液禁止倒入下水道，应收集到固定容器中，统一处理。

4. 带锈涂料

带锈涂料，顾名思义，就是在带有锈的钢材表面上不进行常规除锈，而仅进行简单的表面处理（除去浮锈和氧化皮等物），即可涂带锈涂料。从“除锈”原理来讲，也可以认为是一种“化学除锈”方法。

带锈涂料从 20 世纪 50 年代开发到现在，已有很多品种进入市场，归纳起来可分为三大类：

1) 渗透型带锈涂料。主要是利用涂料对疏松铁锈的湿润和渗透作用，把铁锈分隔起来并包围在涂料之中，同时借助颜料（主要是红丹）的防锈作用，共同阻止锈蚀进一步发展。

2) 转化型带锈涂料（又称反应型带锈涂料）。这种涂料主要是利用各种能与铁锈起反应的物质，把活泼铁锈转化成无害的或具有一定保护作用的络合物。转化型带锈涂料可采用的转化剂很多，比较通用的有以下两种，即磷酸—黄血盐型和磷酸—丹宁酸型。

3) 稳定型带锈涂料。主要是依靠活性颜料的组合，在成膜后通过缓慢的水解而相互作

用，并与活泼的铁锈形成难溶的杂多酸络合物而达到稳定锈蚀的目的。该涂料用的主要颜料为由磷酸锌和不同溶解度的铬酸盐组合的颜料体系。

目前国内用量较大的是转化型带锈涂料，但从使用情况来看，带锈涂料达不到表面处理的目的：既不能除尽钢材表面上的氧化皮和污物，也不能改变钢材表面原始的粗糙状态，如果涂刷过量，反而会增加其表面的“粗糙程度”，而锈蚀物的存在和过于粗糙的表面，都会降低涂层质量，影响防护性能。所以，对较重要的涂装工程是不宜采用带锈涂料的。

12.3.2 钢结构防腐涂装工程

1. 施工准备

1) 根据设计会审和图样要求，详细编制出施工方案，完成材料选用、技术交底等工作。

2) 钢结构防腐涂料、稀释剂、催干剂、固化剂等材料的品种、规格、性能应符合现行国家标准和设计要求，应具备产品出厂合格证和质保书。选用的材料需有检测部门出具的检测报告。

3) 建筑钢结构工程防腐材料的选用应符合设计要求。建筑钢结构工程防腐材料有底漆、中间漆、面漆、稀释剂和固化剂等。建筑钢结构工程防腐涂料有油性酚醛涂料、醇酸涂料、氯化聚乙烯涂料、氯化橡胶涂料、氯磺聚乙烯涂料、环氧树脂涂料、聚氨酯涂料、无机富锌涂料、有机硅涂料、过氯乙烯涂料等。

4) 作业条件：

① 油漆工施工作业人员应持有特殊工种作业操作证。

② 涂漆施工场地要有良好的通风。如在通风条件不好的环境涂漆时，必须安装通风设备。

③ 涂装施工应在规定的施工环境条件下进行。施工环境温度过高，溶剂挥发快，漆膜流平性不好，温度过低漆膜干燥慢而影响其质量；施工环境湿度过大，漆膜易起鼓，附着不好，严重的会大面积剥落。

④ 施工环境的温湿度控制。根据《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001)规定，涂装时的环境湿度和相对湿度应符合涂料产品说明书的要求。当产品说明书无要求时，环境温度宜在5~38℃之间，相对湿度不应大于85%。涂装时构件表面不应有结露；涂装后4h内应保护免受雨淋。

5) 施工单位在施工前必须根据涂饰标准式样等制订施工计划，并按施工计划准备材料、设备以及协调各关联工序，按计划组织施工。一般工艺流程如下：

钢构件表面处理→底漆涂装→中间漆涂装→现场拼装后面漆涂装→检查验收。

2. 钢材涂装前的表面处理

(1) 除锈方法的选择 选择除锈方法时，除要根据各种方法的特点和防护效果选择外，还要根据涂装的对象、目的、钢材表面的原始状态、要求达到的除锈等级、现有的施工设备和条件、施工费用等，进行综合考虑确定。

加工的构件和制品，应经验收合格后，方可进行表面处理。钢材表面的毛刺、焊渣、焊瘤、飞溅物、灰尘和积垢等，应在除锈前清理干净，同时也要铲除疏松的氧化皮和较厚的锈层。钢材表面如有油污和油脂，应在除锈前清除干净。如只在局部面积上有油污和油脂，一般可采用局部处理措施；如大面积或全部面积上都有，则可采用有机溶剂或热碱进行清洗。

钢材表面上有酸、碱、盐时，可用热水或蒸汽冲洗掉。但应注意废水的处理，不能造成环境污染。

(2) 钢结构除锈的一般规定

1) 钢材表面进行喷射除锈时,必须使用除去油污和水分的压缩空气。否则油污和水分在喷射过程中附着在钢材表面,会影响涂层的附着力和耐久性。检查油污和水分是否分离干净的简易方法:将白布或白漆靶板,用压缩空气吹1min,用肉眼观察其表面,应无油污、水珠和黑点。

2) 喷射或抛射所使用的磨料必须符合质量标准和工艺要求。对允许重复使用的磨料,必须根据规定的质量标准进行检验,合格的才能重复使用。喷射操作应按顺序逐段或逐块进行,以免漏喷和重复喷射。一般应遵循先下后上、先内后外以及先难后易的原则进行喷射。

3) 喷射或抛射的施工环境,其相对湿度不应大于85%,或控制钢材表面温度高于空气露点3℃以上。湿度过大,钢材表面和金属磨料易生锈。

4) 除锈后的钢材表面,必须用压缩空气或毛刷等工具将锈尘和残余磨料清除干净,方可进行下道工序。除锈验收合格的钢材,在厂房内存放的应于24h内涂完底漆;在厂房外存放的应于当班涂完底漆。

5) 下雨、下雪、下雾或潮湿度大的天气,不宜在户外进行手工和动力工具除锈。

6) 钢材表面打磨除锈之后应及时补涂油漆,防止二次除锈情况的发生。

3. 涂装方法

随着涂料工业和涂装技术的发展,新的涂装施工方法和施工机具不断出现。每一种方法和机具均有其各自的特点和适用范围,所以正确选择施工方法是涂装施工管理工作的重要组成部分。合理的施工方法,对保证涂装质量、施工进度、节约材料和降低成本有很大的作用。

(1) 刷涂法 刷涂法是用漆刷进行涂装施工的一种方法。这种方法虽然古老,但至今仍被普遍采用。刷涂法的特点是:工具简单、施工方便、容易掌握、适应性强、节省涂料和溶剂,并可用于多种涂料的施工。缺点是:劳动强度大、生产效率低、施工的质量在很大程度上取决于工人的操作技术,对于一些快干和分散性差的涂料不太适用。

(2) 辊涂法 辊涂法是用羊毛或合成纤维做成多孔吸附材料,贴附在空心的圆筒上制成的滚子,进行涂料施工的一种方法。该法施工用具简单,操作方便,施工效率比刷涂法高1~2倍,用漆量和刷涂法基本相同。其缺点是:劳动强度大,生产效率比喷涂法低,而且该法只适用于较大面积的物体。主要用于水性漆、油性漆、酚醛漆和醇酸漆类的涂装。

(3) 浸涂法 浸涂法就是将被涂物放入漆槽中浸渍,经一定时间取出后吊起,让多余的涂料尽量滴净,并自然晾干或烘干。浸涂法的特点是生产率高,操作简单,涂料损失少。适用于形状复杂的、骨架状的被涂物,可使被涂物的里外同时得到涂装。

浸涂法主要适用于烘烤型涂料的涂装,但也可用于自干型涂料的涂装,一般不适用于挥发型快干的涂料。

(4) 空气喷涂法 空气喷涂法是利用压缩空气的气流将涂料带入喷枪,经喷嘴吹散成雾状,并喷涂到物体表面上的一种涂装方法。该法的优点是:可以获得均匀、光滑平整的漆膜;工效比刷涂法高;主要适用于喷涂快干漆,但也可用于一般合成树脂漆的喷涂。其缺点是:喷涂时漆料需加入大量的稀释剂,喷涂后形成的漆膜较薄;涂料损失较大,涂料利用率较低;飞散在空气中的漆雾对操作人员身体有害,同时污染环境。

(5) 无气喷涂法 无气喷涂法是利用特殊形式的气动、电动或其他动力驱动的液压泵,将涂料增至高压,当涂料经管路通过喷枪的喷嘴喷出时,其速度非常高,随着冲击空气和高压的急速下降及涂料溶剂的急剧挥发,使喷出的涂料体积骤然膨胀而雾化,高速地分散在被涂物表面上,并形成漆膜。因为涂料的雾化和涂料的附着不是用压缩空气,所以称为无气喷涂,又因它是利用高压,故又称为高压无气喷涂。

12.3.3 钢结构防火涂装工程

1. 一般规定

1) 钢结构防火喷涂施工质量的好坏,直接影响防火性能和使用要求。钢结构防火喷涂施工应由经过培训合格的专业施工队施工,以确保工程质量。

2) 通常情况下,应在钢结构安装就位且与其相连的吊杆、马道、管架及与其相关联的构件安装完毕,并经验收合格之后,才能进行喷涂施工。如若提前施工,对钢构件实施防火喷涂后,再进行吊装,则安装好后应对损坏的涂层及钢结构的节点进行补喷。

3) 防火涂料涂装前,钢材表面除锈及防腐涂装应符合设计文件和国家现行有关标准的规定。防锈底漆与防火涂料不应发生化学反应。有的防火涂料具有一定的防锈作用,如试验证明可以不涂防锈漆时,也可不作防锈处理。

4) 喷涂前,基层表面应无油污、灰尘和泥沙等污垢,且防锈层应完整、底漆无漏刷。钢构件连接处4~12mm宽的缝隙应采用防火涂料或其他防火材料,如硅酸铝纤维棉、防火堵料等填补堵平。当构件表面已涂防锈面漆,涂层硬而发光,会明显影响防火涂料黏结力时,应采用砂纸适当打磨后再喷。

5) 施工钢结构防火涂料应在室内装饰之前和不被后期工程所损坏的条件下进行。施工时,对不需作防火保护的墙面、门窗、机器设备和其他构件应采用塑料布遮挡保护。刚施工的涂层,应防止雨淋、脏液污染和机械撞击。

6) 对大多数防火涂料,施工过程中和涂层干燥固化前,环境温度宜保持在5~38℃,相对湿度不宜大于90%,空气应流动。当风速大于5m/s、雨后或构件表面有结晶冰时,不宜作业。

2. 施工准备

1) 钢结构防火涂料的选用应符合《钢结构防火涂料》(GB 14907—2002)和《钢结构防火涂料应用技术规范》(CECS 24:90)规定和设计要求。

2) 钢结构防火涂料选用必须有国家质量检测机构的耐火性能检测报告和理化性能检测报告,还须附上消防监督机关颁发的生产许可证,方可选用。

3) 选用防火涂料质量应符合国家有关标准的技术指标规定,有生产厂方的合格证,并应有涂料产品名、技术性能指标、制造批号、储存期限和使用说明等。

4) 在钢结构防火涂料涂装前,钢结构工程必须验收合格,并符合规范标准和设计要求。

5) 钢构件防火涂料涂装前,钢构件表面的除锈及防锈底漆涂装工作,应检查验收合格,并符合国家现行的有关规范和设计要求,才可进行防火涂料的涂装。

3. 薄型和超薄型防火涂料施工工艺

(1) 施工工具与方法

1) 喷涂底层(包括主涂层,以下相同)涂料,宜采用重力(或喷斗)式喷枪,配能够自动调压的0.6~0.9m³/min的空气压缩机,喷嘴直径为4~6mm,空气压力为0.4~0.6MPa。面层装饰涂料可以刷涂、喷涂或辊涂,一般采用喷涂施工。喷底层涂料的喷枪,将喷嘴直径换为1~2mm,空气压力调为0.4MPa左右,即可用于喷面层装饰涂料。

2) 局部修补或小面积施工,或者机器设备已安装好的厂房,不具备喷涂条件时,可用抹灰刀等工具进行手工抹涂。

(2) 涂料的搅拌与调配

1) 运送到施工现场的钢结构防火涂料,应采用便携式电动搅拌器予以适当搅拌,使其均匀一致,方可用于喷涂。

- 2) 双组分包装的涂料, 应按说明书规定的配合比进行现场调配, 边配边用。
- 3) 搅拌和调配好的涂料, 应稠度适宜, 喷涂后不发生流淌和下坠现象。

4. 厚型防火涂料施工工艺

(1) 施工方法与机具 一般是采用喷涂施工, 机具可为压送式喷涂机或挤压泵, 配能自动调压的 $0.6\sim 0.9\text{m}^3/\text{min}$ 的空气压缩机, 喷枪口径为 $6\sim 12\text{mm}$, 空气压力为 $0.4\sim 0.6\text{MPa}$ 。局部修补可采用抹灰刀等工具手工抹涂。

(2) 涂料的搅拌与配制

- 1) 由工厂制造好的单组分湿涂料, 现场应采用便携式搅拌器搅拌均匀。
- 2) 由工厂提供的干粉料, 现场加水或其他稀释剂调配, 应按涂料说明书规定配合比混合搅拌, 边配边用。
- 3) 由工厂提供的双组分涂料, 按配制涂料说明书规定的配合比混合搅拌, 边配边用, 特别是化学固化干燥的涂料, 配制的涂料必须在规定的时间内用完。
- 4) 搅拌和调配涂料, 使稠度适宜, 即能在输送管道中畅通流动。喷涂后不会流淌和下坠。

第 13 章 钢结构工程施工质量验收

13.1 概述

钢结构工程施工质量是指在钢结构工程的整个施工过程中，反映各个工序满足标准规定的要求，包括其可靠性（安全、适用、耐久）、使用功能以及其在理化性能、环境保护等方面所有明显和隐含能力的特性总和。对钢结构工程施工质量必须按照现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》（GB 50205—2001）和《建筑工程施工质量验收统一标准》（GB 50300—2013）进行验收。

13.2 钢结构工程施工质量验收的划分

根据《建筑工程施工质量验收统一标准》（GB 50300—2013）的要求，建筑工程质量验收划分为单位（子单位）工程、分部（子分部）工程、分项工程和检验批。

13.2.1 单位（子单位）工程的划分

单位（子单位）工程的划分按下列原则确定：

1) 具备独立施工条件并能形成独立使用功能的建筑物或构筑物为一个单位工程。

单位工程通常由结构、建筑与建筑设备安装工程共同组成。如一栋住宅楼、一个商店、锅炉房、变电站，一所学校的一栋教学楼、办公楼、传达室等均为一个单位工程。

2) 建筑规模较大的单位工程，可将其能形成独立使用功能的部分划分为一个子单位工程。

子单位工程的划分一般可根据工程的建筑设计分区、结构缝的设置位置、使用功能显著差异等实际情况，在施工前由建设、监理、施工单位共同商定，并据此收集整理施工技术资料和验收。例如一个单位工程由塔楼与裙房共同组成，可根据建设单位的需要，将塔楼与裙房划分为两个子单位工程。

13.2.2 分部（子分部）工程的划分

分部（子分部）工程的划分按下列原则确定：

1) 分部工程的划分应按专业性质、建筑部位确定。

建筑与结构工程划分为地基与基础、主体结构、建筑装饰装修和建筑屋面等 4 个分部工程。地基与基础分部工程包括了房屋相对标高±0.000 以下的地基、基础、地下防水及基坑支护工程；在某些设计有地下室的工程中，在其首层地面以下的结构工程也属于地基与基础分部工程中。但地下室的砌体工程等可纳入主体结构分部工程。在《建筑工程施工质量验收统一标准》（GB 50300—2013）中，将门窗、地面工程均划分在建筑装饰装修分部工程之中，因此，地下室的门窗、地面工程也划分在建筑装饰装修分部工程，其他如抹灰、吊顶、轻质隔墙

等也应纳入建筑装饰装修分部工程。

建筑设备安装工程划分为建筑给水排水及采暖、建筑电气、智能建筑、通风与空调及电梯等5个分部工程。

2) 当分部工程较大或较复杂时,可按材料种类、施工特点、施工程序、专业系统及类别等划分为若干子分部工程。

在建筑工程的分部工程中,将原建筑电气安装分部工程中的强电和弱电部分独立出来各为一个分部工程,称其为建筑电气分部工程和智能建筑(弱电)分部工程。

当分部工程量很大且较复杂时,可将其中相同部分的工程或能形成独立专业系统的工程划分为若干子分部工程,划分越细,对工程施工质量的验收越能准确判定。

13.2.3 分项工程的划分

分项工程应按主要工种、材料、施工工艺、设备类别等进行划分,如模板、钢筋、混凝土分项工程是按工种进行划分的。

地基与基础分部工程钢结构子分部工程包括的分项工程为:焊接钢结构、栓接钢结构,钢结构制作,钢结构安装,钢结构涂装。

主体结构分部工程钢结构子分部工程包括的分项工程为:钢结构焊接,紧固件连接,钢零部件加工,单层钢结构安装,多层及高层钢结构安装,钢结构涂装、钢构件组装,钢构件预拼装,钢网架结构安装,压型金属板。

13.2.4 检验批的划分

检验批的划分按下列原则确定:

- 1) 单层钢结构按变形缝划分。
- 2) 多层或高层钢结构按楼层或施工段划分。
- 3) 钢结构制作可按构件类型划分。
- 4) 压型金属板工程按屋面、墙面、楼面等划分。
- 5) 对于原材料及成品进场的验收,可根据工程规模及进料情况合并或分批划分。
- 6) 复杂结构按独立的空间刚度单元划分。

在进行钢结构分项工程检验批划分时,要强调应由施工单位和监理工程师事先划定,一般情况由施工单位在其施工组织设计中划出检验批,报监理工程师批准,双方照此进行验收。每一个分项工程其检验批的划分都可以不同,原则上有多少个分项工程就有多少种划分,但应尽量减少划分种类。

13.3 钢结构工程施工质量验收要求

13.3.1 建筑工程质量验收要求

建筑工程施工质量应按下列要求进行验收:

- 1) 建筑工程施工质量应符合《建筑工程施工质量验收统一标准》(GB 50300—2013)和相关专业验收规范的规定。
- 2) 建筑工程施工应符合工程勘察、设计文件的要求。
- 3) 参加工程施工质量验收的各方人员应具备规定的资格。

- 4) 工程质量的验收均应在施工单位自行检查评定的基础上进行。
- 5) 隐蔽工程在隐蔽前应由施工单位通知有关单位进行验收, 并应形成验收文件。
- 6) 涉及结构安全的试块、试件以及有关材料, 应按规定进行见证取样检测。
- 7) 检验批的质量应按主控项目和一般项目验收。
- 8) 对涉及结构安全和使用功能的重要分部工程应进行抽样检测。
- 9) 承担见证取样检测及有关结构安全检测的单位应具有相应的资质。
- 10) 工程的观感质量应由验收人员通过现场检查, 并应共同确认。

13.3.2 检验批质量合格条件

检验批质量合格应符合下列规定:

- 1) 主控项目必须符合规范质量合格标准的要求。
- 2) 一般项目其检验结果应有 80% 及以上的检查点 (值) 符合规范质量合格标准的要求, 且最大值不应超过其允许偏差值的 1.2 倍。
- 3) 质量检查记录、质量证明文件等资料应完整。

检验批是工程验收的最小单位, 是分项工程乃至整个建筑工程质量验收的基础。检验批是指“按同一生产条件或按规定的方式汇总起来供检验用的, 由一定数量样本组成的检验体”, 钢结构分项工程划分为一个或若干个检验批进行验收, 有助于及时纠正施工中出现的质量问题, 落实“过程控制”, 确保工程质量。

13.3.3 分项工程质量合格条件

钢结构分项工程按主要工种、材料、施工工艺等划分为钢构件焊接、铆钉连接、普通紧固件连接、高强度螺栓连接、钢零件及部件加工、钢构件组装、钢构件预拼装、单层钢结构安装、多层及高层钢结构安装、钢网架结构安装、压型金属板、防腐涂料涂装、防火涂料涂装等 13 个分项工程。为便于操作, 有时将钢构件焊接分成工厂制作焊接和现场安装焊接两个分项工程, 将钢网架结构制作从零部件加工中分离出来, 这样总共变成了 15 个分项工程。

对于某一个钢结构分部 (子分部) 工程, 最高可能包含 13 个分项工程, 一般情况只包含其中的某些项。当某一分项工程由两家及以上承包商共同施工时, 各家应分别进行验收。

1. 分项工程质量合格条件

分项工程质量验收合格应符合下列规定:

- 1) 分项工程所含的检验批均应符合质量合格的规定。
- 2) 分项工程所含的检验批的质量验收记录应完整。

分项工程的验收在检验批的基础上进行。一般情况下, 两者具有相同或相近的性质, 只是批量的大小不同而已。只要构成分项工程的各检验批的验收资料文件完整, 并且均已验收合格, 则分项工程验收合格。

2. 分项工程质量验收要求

- 1) 核对检验批的部位、区段是否全部覆盖分项工程的范围, 有没有缺漏的部位没有验收到。
- 2) 一些在检验批中无法检验的项目, 在分项工程中直接验收。
- 3) 检验批验收记录的内容及签字人是否正确、齐全。

对某一个建筑工程中的单位工程, 当主体结构只有钢结构一种结构时, 钢结构为分部工程; 钢结构作为主体结构之一时, 钢结构为子分部工程。大型钢结构工程可划分为若干个子分

部工程。

13.3.4 分部工程质量合格条件

钢结构分部工程质量合格标准应符合下列规定：

- 1) 各分项工程均应符合质量合格标准。
- 2) 质量控制资料 and 文件应完整。
- 3) 有关安全及功能的检验和见证检测结果应符合规范（GB 50205—2001）相应质量合格标准的要求。
- 4) 有关观感质量应符合规范（GB 50205—2001）相应质量合格标准的要求。

13.4 钢结构工程施工质量验收程序及程序关系

13.4.1 验收程序

钢结构工程施工质量验收程序应根据《中华人民共和国建筑法》和《建筑工程质量管理条例》的要求，依法组织和实施钢结构工程施工质量的验收工作。为方便工程的质量管理，将工程划分为检验批、分项工程、分部（子分部）工程和单位（子单位）工程。工程质量的验收均应在施工单位自检合格的基础上，按施工顺序进行：检验批→分项工程→分部（子分部）工程→单位（子单位）工程。其验收程序和组织如下：

1. 检验批及分项工程的验收

根据《建筑工程质量管理条例》第37条规定：“……未经监理工程师签字，……施工单位不得进行下一道工序的施工”，钢结构工程检验批及分项工程的验收应由钢结构专业监理工程师（建设单位项目技术负责人）组织施工单位项目专业质量（技术）负责人等进行验收。检验批质量验收记录应至少有下列人员亲笔签字，并负担相应的责任：

- 1) 监理工程师（建设单位项目技术负责人）对验收结果负责。
- 2) 组织施工单位项目专业质量（技术）负责人对自检结果及验收检查结果和记录负责。
- 3) 专业施工工长（班组长）对施工质量负责，同一检验批所涉及的人员都应签字归档。

所有分项工程施工，施工单位应在自检合格后，填写分项工程报验申请表，隐蔽工程还应填写隐检单一并报监理单位（建设单位），监理工程师（建设单位项目技术负责人）组织施工单位项目专业质量（技术）负责人等进行验收，所有检验批验收合格后，由监理工程师（建设单位项目技术负责人）签发分项工程验收单。

2. 分部（子分部）工程的验收

分部（子分部）工程应由总监理工程师（建设单位项目负责人）组织施工单位项目负责人和技术、质量负责人等进行验收；地基和基础、主体结构分部（子分部）工程的勘察、设计单位工程项目负责人和施工单位技术、质量部门负责人也应参加相关分部（子分部）工程的验收。

钢结构分部（子分部）工程验收记录应由下列人员亲笔签字，并负担相应的责任：

- 1) 施工单位项目专业质量（技术）负责人对施工质量负责。
- 2) 设计单位项目负责人对设计及其变更等负责。
- 3) 总监理工程师（建设单位项目技术负责人）对验收结果负责。

3. 工程报验

单位工程完工后，施工单位应自行组织有关人员进行检查评定，并向建设单位提交工程验收报告。

4. 单位（子单位）工程的验收

建设单位收到工程验收报告后，应由建设单位（项目）负责人组织施工（含分包单位）、设计、监理等单位（项目）负责人进行单位（子单位）工程的验收。

5. 分包工程验收

钢结构工程有分包单位施工时，分包单位对所承包的工程项目应按上述程序进行相应的验收，总承包单位和分包单位同时以施工单位的身份，派出相应人员参加验收。

根据“总承包单位对建设单位负责，分包单位对总承包单位负责；总承包单位和分包单位就分包工程对建设单位承担连带责任”的法律规定，在分包工程进行验收检验时，总承包单位相应人员参加是必要的，总承包单位参加人员应对验收内容负责；分包单位对施工质量和验收内容负责。同时，在检验合格后，分包单位有责任将工程的有关资料移交总承包单位，建设单位组织验收时，分包单位负责人应参加验收。

6. 后期处理

当参加验收各方对工程验收意见不一致时，可请当地建设行政主管部门或工程质量监督机构协调处理。

7. 备案

单位工程质量验收合格后，建设单位应在规定时间内将工程竣工验收报告和有关文件报建设行政主管部门备案。

13.4.2 检验批、分项工程、分部（子分部）工程验收程序关系

检验批、分项工程、分部（子分部）工程验收程序关系见表 13-1。

表 13-1 检验批、分项工程、分部（子分部）工程验收程序关系对照表

序号	验收表名称	质量自检人员	质量检查评定人员		质量验收人员
			验收组织人	参加验收人员	
1	施工现场质量管理检查记录表	项目经理	项目经理	项目技术负责人 分包单位负责人	总监理工程师
2	检验批质量验收记录表	班组长	项目专业质量检查员	班组长 分包项目技术负责人 项目技术负责人	监理工程师(建设单位项目专业技术负责人)
3	分项工程质量验收记录表	班组长	项目专业技术负责人	班组长 项目技术负责人 分包项目技术负责人 项目专业质量检查员	监理工程师(建设单位项目专业技术负责人)
4	分部工程质量验收记录表	项目经理或 分包单位项目经理	项目经理	项目专业技术负责人 分包项目技术负责人 勘察、设计单位项目负责人 建设单位项目专业负责人	总监理工程师(建设单位项目专业技术负责人)

13.5 质量控制资料

钢结构分部工程竣工验收时，应提供下列文件和记录：

- 1) 钢结构工程竣工图及相关设计文件。
- 2) 施工现场质量管理检查记录。
- 3) 有关安全及功能的检验和见证检测项目检查记录。
- 4) 有关观察观感质量检查项目检查记录。
- 5) 分部工程所含各分项工程质量验收记录。
- 6) 分项工程所含各检验批质量验收记录。
- 7) 强制性条文检验项目检查记录及证明文件。
- 8) 隐蔽工程检验项目检查验收记录。
- 9) 原材料、成品质量合格证明文件、中文标志及性能检测报告。
- 10) 不合格项的处理记录及验收记录。
- 11) 重大质量、技术问题实施方案及验收记录。
- 12) 其他有关文件和记录。

附 录

附录 1 钢材、焊缝和螺栓连接的强度设计值

附表 1-1 钢材的强度设计值 (单位: N/mm²)

钢材		抗拉、抗压和抗弯	抗剪	端面承压(刨平顶紧)
牌号	厚度或直径/mm	f	f_v	f_{ce}
Q235 钢	≤16	215	125	325
	16~40	205	120	
	40~60	200	115	
	60~100	190	110	
Q345 钢	≤16	310	180	400
	16~35	295	170	
	35~50	265	155	
	50~100	250	145	
Q390 钢	≤16	350	205	415
	16~35	335	190	
	35~50	315	180	
	50~100	295	170	
Q420 钢	≤16	380	220	440
	16~35	360	210	
	35~50	340	195	
	50~100	325	185	

注: 表中厚度系指计算点的厚度, 对轴心受力构件系指截面中较厚板件的厚度。

附表 1-2 焊缝的强度设计值 (单位: N/mm²)

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊缝			角焊缝	
	牌号	厚度或直径/mm	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列等级时, 抗拉 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、抗压和抗剪 f_t^w
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动焊和 E43 型焊条的焊条电弧焊	Q235 钢	≤16	215	215	185	125	160
		16~40	205	205	175	120	
		40~60	200	200	170	115	
		60~100	190	190	160	110	
自动焊、半自动焊和 E50 型焊条的焊条电弧焊	Q345 钢	≤16	310	310	265	180	200
		16~35	295	295	250	170	
		35~50	265	265	225	155	
		50~100	250	250	210	145	
自动焊、半自动焊和 E55 型焊条的焊条电弧焊	Q390 钢	≤16	350	350	300	205	220
		16~35	335	335	285	190	
		35~50	315	315	270	180	
		50~100	295	295	250	170	
自动焊、半自动焊和 E55 型焊条的焊条电弧焊	Q420 钢	≤16	380	380	320	220	220
		16~35	360	360	305	210	
		35~50	340	340	290	195	
		50~100	325	325	275	185	

注: 1. 自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂, 应保证其熔敷金属的力学性能不低于埋弧焊用焊剂国家标准中的有关规定。

2. 焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001) 的要求。

3. 对接焊缝抗弯受压区强度设计值取 f_c^w , 抗弯受拉区强度设计值取 f_t^w 。

4. 表中厚度系指计算点的厚度, 对轴心受力构件系指截面中较厚板件的厚度。

附表 1-3 螺栓连接的强度设计值

(单位: N/mm²)

螺栓的性能等级、锚栓和构件的钢材牌号		普通螺栓						锚栓	承压型连接高强度螺栓			
		C 级螺栓			A 级、B 级螺栓				抗拉 f_t^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b
		抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b					
普通螺栓	4.6 级、4.8 级	170	140	—	—	—	—	—	—	—	—	
	5.6 级	—	—	—	210	190	—	—	—	—		
	8.8 级	—	—	—	400	320	—	—	—	—		
锚栓	Q235 钢	—	—	—	—	—	—	140	—	—	—	
	Q345 钢	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—	
承压型连接高强度螺栓	8.8 级	—	—	—	—	—	—	—	400	250	—	
	10.9 级	—	—	—	—	—	—	—	500	310	—	
构件	Q235 钢	—	—	305	—	—	405	—	—	—	470	
	Q345 钢	—	—	385	—	—	510	—	—	—	590	
	Q390 钢	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615	
	Q420 钢	—	—	420	—	—	560	—	—	—	655	

注: 1. A 级螺栓用于 $d \leq 24\text{mm}$ 和 $l \leq 10d$ 或 $l \leq 150\text{mm}$ (按最小值) 的螺栓; B 级螺栓用于 $d > 24\text{mm}$ 和 $l > 10d$ 或 $l > 150\text{mm}$ (按最小值) 的螺栓。 d 为公称直径, l 为螺杆公称长度。

2. A 级、B 级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度, C 级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度, 均应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001) 的要求。

附表 1-4 结构构件或连接的强度设计值折减系数

项次	情况	折减系数
1	单面连接的单角钢	0.85
	(1) 按轴心受力计算强度和连接	
	(2) 按轴心受压计算稳定性	
	等边角钢	
短边相连的不等边角钢	0.6+0.0015 λ , 但不大于 1.0	
	长边相连的不等边角钢	0.5+0.0025 λ , 但不大于 1.0
	0.70	
2	无垫板的单面施焊对接焊缝	0.85
3	施工条件较差的高空安装焊缝和铆钉连接	0.90
4	沉头和半沉头铆钉连接	0.80

注: 1. λ 为长细比, 对中间无联系的单角钢压杆, 应按最小回转半径计算, 当 $\lambda < 20$ 时, 取 $\lambda = 20$ 。

2. 当几种情况同时存在时, 其折减系数应连乘。

附录 2 结构或构件的变形容许值

附录 2.1 受弯构件的挠度容许值

1) 起重机梁、楼盖梁、工作平台梁以及墙架构件的挠度不宜超过附表 2-1 所列的容许值。

附表 2-1 受弯构件挠度容许值

项次	构件类别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_Q]$
1	起重机梁和起重机桁架(按自重和起重量最大的一台起重机计算挠度)	—	—
	(1) 手拉葫芦和单梁起重机(含悬挂起重机)		
	(2) 轻级工作制桥式起重机		
	(3) 中级工作制桥式起重机		
(4) 重级工作制桥式起重机	$l/500$		
		$l/800$	
		$l/1000$	
		$l/1200$	

(续)

项次	构件类别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_Q]$
2	手拉葫芦或电动葫芦的轨道梁	$l/400$	—
3	有重轨(质量等于或大于 38kg/m)轨道的工作平台梁	$l/600$	—
	有轻轨(质量等于或小于 24kg/m)轨道的工作平台梁	$l/400$	—
4	楼(屋)盖梁或桁架、工作平台梁(第3项除外)和平台板		
	(1)主梁或桁架(包括设有悬挂起重设备的梁和桁架)	$l/400$	$l/500$
	(2)抹灰顶棚的次梁	$l/250$	$l/350$
	(3)除(1)、(2)款外其他梁(包括楼梯梁)	$l/250$	$l/300$
	(4)屋盖檩条		
	支承无积灰的瓦楞铁和石棉瓦屋面者	$l/150$	—
	支承压型金属板、有积灰的瓦楞铁和石棉瓦等屋面者	$l/200$	—
支承其他屋面材料者	$l/200$	—	
(5)平台板	$l/150$	—	

注: 1. l 为受弯构件的跨度(对悬臂梁和伸臂梁为悬伸长度的 2 倍)。

2. $[v_T]$ 为永久和可变荷载标准值产生的挠度(如有起拱应减去拱度)的容许值; $[v_Q]$ 为可变荷载标准值产生的挠度的容许值。

2) 冶金工厂或类似车间中设有工作级别为 A7 级、A8 级起重机的车间, 其跨间每侧起重梁或起重机桁架的制动结构, 由一台最大起重机横向水平荷载[按《建筑结构荷载规范》取值]所产生的挠度不宜超过制动结构跨度的 $1/2200$ 。

附录 2.2 框架结构的水平位移容许值

1) 在风荷载标准值作用下, 框架柱顶水平位移和层间相对位移不宜超过下列数值:

- ① 无桥式起重机的单层框架的柱顶位移 $H/150$ 。
- ② 有桥式起重机的单层框架的柱顶位移 $H/400$ 。
- ③ 多层框架的柱顶位移 $H/500$ 。
- ④ 多层框架的层间相对位移 $h/400$ 。

H 为自基础顶面至柱顶的总高度; h 为层高。

注: 1. 对室内装修要求较高的民用建筑多层框架结构, 层间相对位移宜适当减小, 无墙壁的多层框架结构, 层间相对位移可适当放宽。

2. 对轻型框架结构的柱顶水平位移和层间位移均可适当放宽。

2) 在冶金工厂或类似车间中设有 A7 级、A8 级起重机的厂房柱和设有中级和重级工作制起重机的露天栈桥柱, 在起重机梁或起重机桁架的顶面标高处, 由一台最大起重机水平荷载[按《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)取值]所产生的计算变形值, 不宜超过附表 2-2 所列的容许值。

附表 2-2 柱水平位移(计算值)的容许值

项次	位移的种类	按平面结构图形计算	按空间结构图形计算
1	厂房柱的横向位移	$H_c/1250$	$H_c/2000$
2	露天栈桥柱的横向位移	$H_c/2500$	—
3	厂房和露天栈桥柱的纵向位移	$H_c/4000$	—

注: 1. H_c 为基础顶面至起重机梁或起重机桁架顶面的高度。

2. 计算厂房或露天栈桥柱的纵向位移时, 可假定起重机的纵向水平制动力分配在温度区段内所有柱间支撑或纵向框架上。

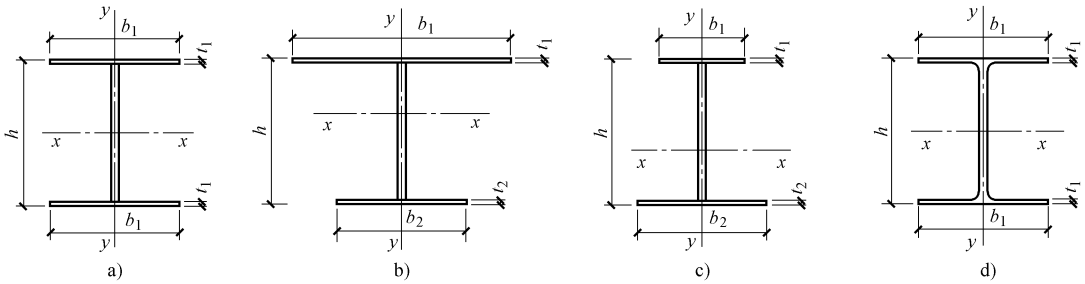
3. 在设有 A8 级起重机的厂房中, 厂房柱的水平位移容许值宜减小 10%。

4. 在设有 A6 级起重机的厂房柱的纵向位移宜符合表中的要求。

附录 3 梁的整体稳定系数

附录 3.1 等截面焊接工字形和轧制 H 型钢简支梁

等截面焊接工字形和轧制 H 型钢简支梁（附图 3-1）的整体稳定系数 φ_b ，应按下列式计算：



附图 3-1 焊接工字形截面和轧制 H 型钢截面

- a) 双轴对称焊接工字形截面 b) 加强受压翼缘的单轴对称焊接工字形截面
c) 加强受拉翼缘的单轴对称焊接工字形截面 d) 轧制 H 型钢截面

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320}{\lambda_y^2} \cdot \frac{Ah}{W_x} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h} \right)^2} + \eta_b \right] \frac{235}{f_y} \quad (\text{附 3-1})$$

式中 β_b ——梁整体稳定的等效弯矩系数，按附表 3-1 采用；

λ_y ——梁在侧向支承点间对截面弱轴 $y-y$ 轴的长细比， $\lambda_y = l_1/i_y$ ， i_y 为梁毛截面对其弱轴 $y-y$ 轴的回转半径， l_1 为梁的受压翼缘侧向支承点间的距离；

A ——梁的毛截面面积；

h 、 t_1 ——梁截面的全高和受压翼缘厚度；

η_b ——截面不对称影响系数，对双轴对称截面（附图 3-1b、d）取 $\eta_b = 0$ ；对单轴对称的工字形截面（附图 3-1a、c）：加强受压翼缘取 $\eta_b = 0.8(2\alpha_b - 1)$ ；加强受拉翼缘取 $\eta_b = 2\alpha_b - 1$ ； $\alpha_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2}$ ，式中 I_1 和 I_2 分别为受压翼缘和受拉翼缘对 y 轴的惯性矩。

式（附 3-1）也适用于等截面铆接（或高强度螺栓连接）简支梁，其受压翼缘厚度 t_1 包括翼缘角钢厚度在内。

当按式（附 3-1）算得的 φ_b 值大于 0.6 时，应采用下列式计算的 φ'_b 替代 φ_b 值：

$$\varphi'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\varphi_b} \leq 1.0 \quad (\text{附 3-2})$$

附表 3-1 H 型钢和等截面工字形简支梁的系数 β_b

项次	侧向支承	荷 载	$\xi \leq 2.0$	$\xi > 2.0$	适用范围	
1	跨中无侧向支承	均布荷载作用在	上翼缘	$0.69 + 0.13\xi$	0.95	附图 3-1a、 b、d 截面
2			下翼缘	$1.73 - 0.20\xi$	1.33	
3		集中荷载作用在	上翼缘	$0.73 + 0.18\xi$	1.09	
4			下翼缘	$2.23 - 0.28\xi$	1.67	

(续)

项次	侧向支承	荷 载		$\xi \leq 2.0$	$\xi > 2.0$	适用范围
5	跨度中点有一个侧向 支承点	均布荷载作用在	上翼缘	1.15		附图 3-1 中所 有截面
6			下翼缘	1.40		
7		集中荷载作用在截面 高度上任意位置		1.75		
8	跨中有不少于两个等 距离侧向支承点	任意荷载 作用在	上翼缘	1.20		
9			下翼缘	1.40		
10	梁端有弯矩,但跨中无荷载作用			$1.75 - 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2$ 但 ≤ 2.3		

- 注: 1. ξ 为参数, $\xi = l_1 t / b_1 h_0$ 。 b_1 、 l_1 是梁受压翼缘的宽度和自由长度。
 2. M_1 、 M_2 为梁的端弯矩, 使梁产生同向曲率时, M_1 、 M_2 取同号, 产生反向曲率时取异号, $|M_1| \geq |M_2|$ 。
 3. 表中项次 3、4、7 的集中荷载是指一个或少数几个集中荷载位于跨中央附近的情况, 对其他情况的集中荷载, 应按表中项次 1、2、5、6 内的数值取用。
 4. 表中项次 8、9 的 β_b , 当集中荷载作用于侧向支承点处时, 取 $\beta_b = 1.20$ 。
 5. 荷载作用在上翼缘系指荷载作用点在翼缘表面, 方向指向截面形心; 荷载作用在下翼缘系指荷载作用点在翼缘表面, 方向背向截面形心。
 6. 对 $\alpha_b > 0.8$ 的加强受压翼缘工字形截面, 下列情况的 β_b 值应乘以相应的系数:
 项次 1: 当 $\xi \leq 1.0$ 时, 乘以 0.95。
 项次 3: 当 $\xi \leq 0.5$ 时, 乘以 0.90; 当 $0.5 < \xi \leq 1.0$ 时, 乘以 0.95。

附录 3.2 轧制普通工字钢简支梁

轧制普通工字钢简支梁整体稳定系数 φ_b 应按附表 3-2 采用, 当所得的 φ_b 值大于 0.6 时, 应按式 (附 3-2) 算得相应的 φ'_b 替代 φ_b 值。

附表 3-2 轧制普通工字钢简支梁 φ_b

项次	荷载情况		工字钢 型号	自由长度 l_1/m									
				2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	集中 荷载作 用于	上翼缘	10~20	2.00	1.30	0.99	0.80	0.68	0.58	0.53	0.48	0.43	
			22~32	2.40	1.48	1.09	0.86	0.72	0.62	0.54	0.49	0.45	
			36~63	2.80	1.60	1.07	0.83	0.68	0.56	0.50	0.45	0.40	
2	跨中无侧 向支承 点的梁	下翼缘	10~20	3.10	1.95	1.34	1.01	0.82	0.69	0.63	0.57	0.52	
			22~40	5.50	2.80	1.84	1.37	1.07	0.86	0.73	0.64	0.56	
			45~63	7.30	3.60	2.30	1.62	1.20	0.96	0.80	0.69	0.60	
3	均布 荷载作 用于	上翼缘	10~20	1.70	1.12	0.84	0.68	0.57	0.50	0.45	0.41	0.37	
			22~40	2.10	1.30	0.93	0.73	0.60	0.51	0.45	0.40	0.36	
			45~63	2.60	1.45	0.97	0.73	0.59	0.50	0.44	0.38	0.35	
4		下翼缘	10~20	2.50	1.55	1.08	0.83	0.68	0.56	0.52	0.47	0.42	
			22~40	4.00	2.20	1.45	1.10	0.85	0.70	0.60	0.52	0.46	
			45~63	5.60	2.80	1.80	1.25	0.95	0.78	0.65	0.55	0.49	
5	跨中有侧向支承点的梁 (不论荷载作用点在 截面高度上的位置)	10~20	2.20	1.39	1.01	0.79	0.66	0.57	0.52	0.47	0.42		
		22~40	3.00	1.80	1.24	0.96	0.76	0.65	0.56	0.49	0.43		
		45~63	4.00	2.20	1.38	1.01	0.80	0.66	0.56	0.49	0.43		

- 注: 1. 同附表 3-1 的注 3、5。
 2. 表中的 φ_b 适用于 Q235 钢。对其他钢号, 表中数值应乘以 $235/f_y$ 。

附录 3.3 轧制槽钢简支梁

轧制槽钢简支梁的整体稳定系数, 不论荷载的形式和荷载作用点在截面高度上的位置有什么差异, 均可按下式计算:

$$\varphi_b = \frac{570bt}{l_1 h} \cdot \frac{235}{f_y} \quad (\text{附 3-3})$$

式中 h 、 b 、 t ——槽钢截面的高度、翼缘宽度和平均厚度；

按式 (附 3-3) 算得的 φ_b 大于 0.6 时, 应按式 (附 3-2) 算得相应的 φ'_b 替代 φ_b 值。

附录 3.4 双轴对称的工字形等截面 (含 H 型钢) 悬臂梁

双轴对称的工字形等截面 (含 H 型钢) 悬臂梁的整体稳定系数, 可按式 (附 3-1) 计算, 但式中系数 β_b 应按附表 3-3 查得, $\lambda_y = l_1 / i_y$ (l_1 为悬臂梁的悬伸长度)。当求得的 φ_b 值大于 0.6 时, 应按式 (附 3-2) 算得相应的 φ'_b 替代 φ_b 值。

附表 3-3 双轴对称工字形截面 (含 H 型钢) 悬臂梁的系数 β_b

项次	荷载形式		$0.6 \leq \xi \leq 1.24$	$1.24 < \xi \leq 1.96$	$1.96 < \xi \leq 3.10$
1	自由端一个集中荷载作用在	上翼缘	$0.21 + 0.67\xi$	$0.72 + 0.26\xi$	$1.17 + 0.03\xi$
2		下翼缘	$2.94 - 0.65\xi$	$2.64 - 0.40\xi$	$2.15 - 0.15\xi$
3	均布荷载作用在上翼缘		$0.62 + 0.82\xi$	$1.25 + 0.31\xi$	$1.66 + 0.10\xi$

注: 1. 本表是按支承端为固定的情况确定的, 当用于由邻跨延伸出来的伸臂梁时, 应在构造上采取措施加强支承处的抗扭能力。

2. 表中的 ξ 见附表 3-1 注 1。

附录 3.5 受弯构件整体稳定系数的近似计算

均匀弯曲的受弯构件, 当 $\lambda_y \leq 120 \sqrt{235/f_y}$ 时, 其整体稳定系数 φ_b 可按下列近似公式计算:

1. 工字形截面 (含 H 型钢)

双轴对称时:

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \cdot \frac{f_y}{235} \quad (\text{附 3-4})$$

单轴对称时:

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{W_{1x}}{(2\alpha_b + 0.1)Ah} \cdot \frac{\lambda_y^2}{14000} \cdot \frac{f_y}{235} \quad (\text{附 3-5})$$

2. T 形截面 (弯矩作用在对称轴平面, 绕 x 轴)

1) 弯矩使翼缘受压时:

双角钢 T 形截面:

$$\varphi_b = 1 - 0.0017\lambda_y \sqrt{f_y/235} \quad (\text{附 3-6})$$

部分 T 型钢和两板组合 T 形截面:

$$\varphi_b = 1 - 0.0022\lambda_y \sqrt{f_y/235} \quad (\text{附 3-7})$$

2) 弯矩使翼缘受拉且腹板宽厚比不大于 $18\sqrt{235/f_y}$ 时:

$$\varphi_b = 1 - 0.0005\lambda_y \sqrt{f_y/235} \quad (\text{附 3-8})$$

按式 (附 3-4) 至式 (附 3-8) 算得的 φ_b 值大于 0.6 时, 不需按式 (附 3-2) 换算成 φ'_b 值, 当按式 (附 3-4) 和式 (附 3-5) 算得的 φ_b 值大于 1.0 时, 取 $\varphi_b = 1.0$ 。

附录 5 框架柱的计算长度系数

附表 5-1 无侧移框架柱的计算长度系数 μ

$K_1 \backslash K_2$	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	≥ 10
0	1.000	0.990	0.981	0.964	0.949	0.935	0.922	0.875	0.820	0.791	0.773	0.760	0.732
0.05	0.990	0.981	0.971	0.955	0.940	0.926	0.914	0.867	0.814	0.784	0.766	0.754	0.726
0.1	0.981	0.971	0.962	0.946	0.931	0.918	0.906	0.860	0.807	0.778	0.760	0.748	0.721
0.2	0.964	0.955	0.946	0.930	0.916	0.903	0.891	0.846	0.795	0.767	0.749	0.737	0.711
0.3	0.949	0.940	0.931	0.916	0.902	0.889	0.878	0.834	0.784	0.756	0.739	0.728	0.701
0.4	0.935	0.926	0.918	0.903	0.889	0.877	0.866	0.823	0.774	0.747	0.730	0.719	0.693
0.5	0.922	0.914	0.906	0.891	0.878	0.866	0.855	0.813	0.765	0.738	0.721	0.710	0.685
1	0.875	0.867	0.860	0.846	0.834	0.823	0.813	0.774	0.729	0.704	0.688	0.677	0.654
2	0.820	0.814	0.807	0.795	0.784	0.774	0.765	0.729	0.686	0.663	0.648	0.638	0.615
3	0.791	0.784	0.778	0.767	0.756	0.747	0.738	0.704	0.663	0.640	0.625	0.616	0.593
4	0.773	0.766	0.760	0.749	0.739	0.730	0.721	0.688	0.648	0.625	0.611	0.601	0.580
5	0.760	0.754	0.748	0.737	0.728	0.719	0.710	0.677	0.638	0.616	0.601	0.592	0.570
≥ 10	0.732	0.726	0.721	0.711	0.701	0.693	0.685	0.654	0.615	0.593	0.580	0.570	0.549

注: 1. 表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得:

$$\left[\left(\frac{\pi}{\mu} \right)^2 + 2(K_1 + K_2) - 4K_1K_2 \right] \frac{\pi}{\mu} \cdot \sin \frac{\pi}{\mu} - 2 \left[(K_1 + K_2) \left(\frac{\pi}{\mu} \right)^2 + 4K_1K_2 \right] \cos \frac{\pi}{\mu} + 8K_1K_2 = 0$$

式中, K_1 、 K_2 分别为相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。当梁远端为铰接时, 应将横梁线刚度乘以 1.5; 当横梁远端为嵌固时, 则将横梁线刚度乘以 2.0。

2. 当横梁与柱铰接时, 取横梁线刚度为零。
3. 对底层框架柱: 当柱与基础铰接时, 取 $K_2 = 0$ (对平板支座可取 $K_2 = 0.1$); 当柱与基础刚接时, 取 $K_2 = 10$ 。
4. 当与柱刚性连接的横梁所受轴心压力 N_b 较大时, 横梁线刚度应乘以 α_N :

横梁远端与柱刚接和横梁远端铰支时, $\alpha_N = 1 - N_b / N_{Eb}$ 。

横梁远端为嵌固时, $\alpha_N = 1 - N_b / (2N_{Eb})$ 。

式中, $N_{Eb} = \pi^2 EI_b / l^2$, I_b 为横梁截面惯性矩, l 为横梁长度。

附表 5-2 有侧移框架柱的计算长度系数 μ

$K_1 \backslash K_2$	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	≥ 10
0	∞	6.02	4.46	3.42	3.01	2.78	2.64	2.33	2.17	2.11	2.08	2.07	2.03
0.05	6.02	4.16	3.47	2.86	2.58	2.42	2.31	2.07	1.94	1.90	1.87	1.86	1.83
0.1	4.46	3.47	3.01	2.56	2.33	2.20	2.11	1.90	1.79	1.75	1.73	1.72	1.70
0.2	3.42	2.86	2.56	2.23	2.05	1.94	1.87	1.70	1.60	1.57	1.55	1.54	1.52
0.3	3.01	2.58	2.33	2.05	1.90	1.80	1.74	1.58	1.49	1.46	1.45	1.44	1.42
0.4	2.78	2.42	2.20	1.94	1.80	1.71	1.65	1.50	1.42	1.39	1.37	1.37	1.35
0.5	2.64	2.31	2.11	1.87	1.74	1.65	1.59	1.45	1.37	1.34	1.32	1.32	1.30
1	2.33	2.07	1.90	1.70	1.58	1.50	1.45	1.32	1.24	1.21	1.20	1.19	1.17
2	2.17	1.94	1.79	1.60	1.49	1.42	1.37	1.24	1.16	1.14	1.12	1.12	1.10
3	2.11	1.90	1.75	1.57	1.46	1.39	1.34	1.21	1.14	1.11	1.10	1.09	1.07
4	2.08	1.87	1.73	1.55	1.45	1.37	1.32	1.20	1.12	1.10	1.08	1.08	1.06
5	2.07	1.86	1.72	1.54	1.44	1.37	1.32	1.19	1.12	1.09	1.08	1.07	1.05
≥ 10	2.03	1.83	1.70	1.52	1.42	1.35	1.30	1.17	1.10	1.07	1.06	1.05	1.03

注: 1. 表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得:

$$\left[36K_1K_2 - \left(\frac{\pi}{\mu} \right)^2 \right] \sin \frac{\pi}{\mu} + 6(K_1 + K_2) \frac{\pi}{\mu} \cos \frac{\pi}{\mu} = 0$$

式中, K_1 、 K_2 分别为相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。当横梁远端为铰接时, 应将横梁线刚度乘以 0.5; 当横梁远端为嵌固时, 则将横梁线刚度乘以 2/3。

2. 当横梁与柱铰接时, 取横梁线刚度为零。
3. 对底层框架柱: 当柱与基础铰接时, 取 $K_2 = 0$ (对平板支座可取 $K_2 = 0.1$); 当柱与基础刚接时, 取 $K_2 = 10$ 。
4. 当与柱刚性连接的横梁所受轴心压力 N_b 较大时, 横梁线刚度应乘以 α_N :

横梁远端与柱刚接时, $\alpha_N = 1 - N_b / (4N_{Eb})$ 。

横梁远端铰支时, $\alpha_N = 1 - N_b / N_{Eb}$ 。

横梁远端嵌固时, $\alpha_N = 1 - N_b / (2N_{Eb})$ 。

N_{Eb} 的计算式见附表 5-1 注 4。

附表 5-3 柱上端为自由的单阶柱下段的计算长度系数 μ

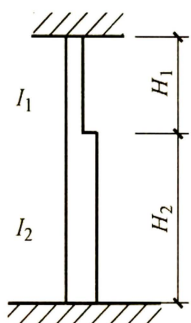
简 图	K_1 η_1	0.06	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
		0.2	2.00	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.03	2.04	2.05
0.3	2.01	2.02	2.02	2.02	2.02	2.03	2.03	2.03	2.04	2.04	2.05	2.05	2.05	2.06	2.08	2.10	2.12	2.13	2.15
0.4	2.02	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	2.06	2.07	2.07	2.08	2.09	2.09	2.10	2.11	2.14	2.18	2.21	2.25	2.28
0.5	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10	2.11	2.12	2.13	2.15	2.16	2.17	2.18	2.24	2.29	2.35	2.40	2.45	
0.6	2.06	2.08	2.10	2.12	2.14	2.16	2.18	2.19	2.21	2.23	2.25	2.26	2.28	2.36	2.44	2.52	2.59	2.66	
0.7	2.10	2.13	2.16	2.18	2.21	2.24	2.26	2.29	2.31	2.34	2.36	2.38	2.41	2.52	2.62	2.72	2.81	2.90	
0.8	2.15	2.20	2.24	2.27	2.31	2.34	2.38	2.41	2.44	2.47	2.50	2.53	2.56	2.70	2.82	2.94	3.06	3.16	
0.9	2.24	2.29	2.35	2.39	2.44	2.48	2.52	2.56	2.60	2.63	2.67	2.71	2.74	2.90	3.05	3.19	3.32	3.44	
1.0	2.36	2.43	2.48	2.54	2.59	2.64	2.69	2.73	2.77	2.82	2.86	2.90	2.94	3.12	3.29	3.45	3.59	3.74	
1.2	2.69	2.76	2.83	2.89	2.95	3.01	3.07	3.12	3.17	3.22	3.27	3.32	3.37	3.59	3.80	3.99	4.17	4.34	
1.4	3.07	3.14	3.22	3.29	3.36	3.42	3.48	3.55	3.61	3.66	3.72	3.78	3.83	4.09	4.33	4.56	4.77	4.97	
1.6	3.47	3.55	3.63	3.71	3.78	3.85	3.92	3.99	4.07	4.12	4.18	4.25	4.31	4.61	4.88	5.14	5.38	5.62	
1.8	3.88	3.97	4.05	4.13	4.21	4.29	4.37	4.44	4.52	4.59	4.66	4.73	4.80	5.13	5.44	5.73	6.00	6.26	
2.0	4.29	4.39	4.48	4.57	4.65	4.74	4.83	4.90	4.99	5.07	5.14	5.22	5.30	5.66	6.00	6.32	6.63	6.92	
2.2	4.71	4.81	4.91	5.00	5.10	5.19	5.28	5.37	5.46	5.54	5.63	5.71	5.80	6.19	6.57	6.92	7.26	7.58	
2.4	5.13	5.24	5.34	5.44	5.54	5.64	5.74	5.84	5.93	6.03	6.12	6.21	6.30	6.73	7.14	7.52	7.89	8.24	
2.6	5.55	5.66	5.77	5.88	5.99	6.10	6.20	6.31	6.41	6.51	6.61	6.71	6.80	7.27	7.71	8.13	8.52	8.90	
2.8	5.97	6.09	6.21	6.33	6.44	6.55	6.67	6.78	6.89	6.99	7.10	7.21	7.31	7.81	8.28	8.73	9.16	9.57	
3.0	6.39	6.52	6.64	6.77	6.89	7.01	7.13	7.25	7.37	7.48	7.59	7.71	7.82	8.35	8.86	9.34	9.80	10.24	

注：表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得：

$$\eta_1 K_1 \tan \frac{\pi}{\mu} \tan \frac{\pi \eta_1}{\mu} - 1 = 0$$

附表 5-4 柱上端可移动但不转动的单阶柱下段的计算长度系数 μ

简 图	K_1 η_1	0.06	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
		0.2	1.96	1.94	1.93	1.91	1.90	1.89	1.88	1.86	1.85	1.84	1.83	1.82	1.81	1.76	1.72	1.68	1.65
0.3	1.96	1.94	1.93	1.92	1.91	1.89	1.88	1.87	1.86	1.85	1.84	1.83	1.82	1.77	1.73	1.70	1.66	1.63	
0.4	1.96	1.95	1.94	1.92	1.91	1.90	1.89	1.88	1.87	1.86	1.85	1.84	1.83	1.79	1.75	1.72	1.68	1.66	
0.5	1.96	1.95	1.94	1.93	1.92	1.91	1.90	1.89	1.88	1.87	1.86	1.85	1.85	1.81	1.77	1.74	1.71	1.69	
0.6	1.97	1.96	1.95	1.94	1.93	1.92	1.91	1.90	1.90	1.89	1.88	1.87	1.87	1.83	1.80	1.78	1.75	1.73	
0.7	1.97	1.97	1.96	1.95	1.94	1.94	1.93	1.92	1.92	1.91	1.90	1.90	1.89	1.86	1.84	1.82	1.80	1.78	
0.8	1.98	1.98	1.97	1.96	1.96	1.95	1.95	1.94	1.94	1.93	1.93	1.93	1.92	1.90	1.88	1.87	1.86	1.84	
0.9	1.99	1.99	1.98	1.98	1.98	1.97	1.97	1.97	1.97	1.96	1.96	1.96	1.96	1.95	1.94	1.93	1.92	1.92	
1.0	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
1.2	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	2.07	2.08	2.08	2.09	2.10	2.10	2.11	2.13	2.15	2.17	2.18	2.20	
1.4	2.07	2.09	2.11	2.12	2.14	2.16	2.17	2.18	2.20	2.21	2.22	2.23	2.24	2.29	2.33	2.37	2.40	2.42	
1.6	2.13	2.16	2.19	2.22	2.25	2.27	2.30	2.32	2.34	2.36	2.37	2.39	2.41	2.48	2.54	2.59	2.63	2.67	
1.8	2.22	2.27	2.31	2.35	2.39	2.42	2.45	2.48	2.50	2.53	2.55	2.57	2.59	2.69	2.76	2.83	2.88	2.93	
2.0	2.35	2.41	2.46	2.50	2.55	2.59	2.62	2.66	2.69	2.72	2.75	2.77	2.80	2.91	3.00	3.08	3.14	3.20	
2.2	2.51	2.57	2.63	2.68	2.73	2.77	2.81	2.85	2.89	2.92	2.95	2.98	3.01	3.14	3.25	3.33	3.41	3.47	
2.4	2.68	2.75	2.81	2.87	2.92	2.97	3.01	3.05	3.09	3.13	3.17	3.20	3.24	3.38	3.50	3.59	3.68	3.75	
2.6	2.87	2.94	3.00	3.06	3.12	3.17	3.22	3.27	3.31	3.35	3.39	3.43	3.46	3.62	3.75	3.86	3.95	4.03	
2.8	3.06	3.14	3.20	3.27	3.33	3.38	3.43	3.48	3.53	3.58	3.62	3.66	3.70	3.87	4.01	4.13	4.23	4.32	
3.0	3.26	3.34	3.41	3.47	3.54	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80	3.85	3.89	3.93	4.12	4.27	4.40	4.51	4.61	



$$K_1 = \frac{I_1}{I_2} \cdot \frac{H_2}{H_1};$$

$$\eta_1 = \frac{H_1}{H_2} \sqrt{\frac{N_1}{N_2} \cdot \frac{I_2}{I_1}}$$

N_1 ——上段柱的轴心力；

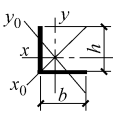
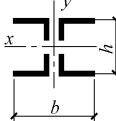
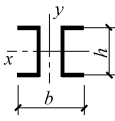
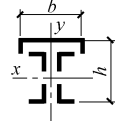
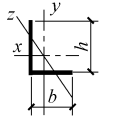
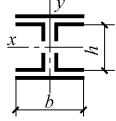
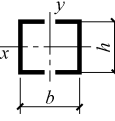
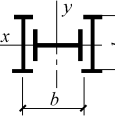
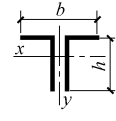
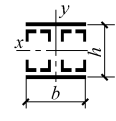
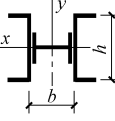
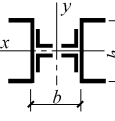
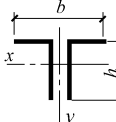
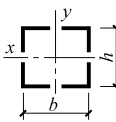
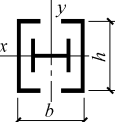
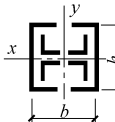
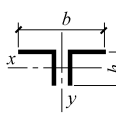
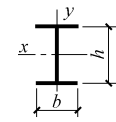
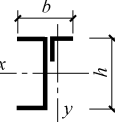
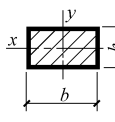
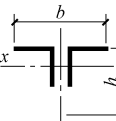
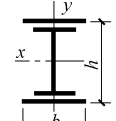
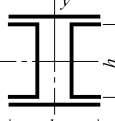
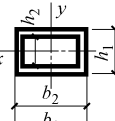
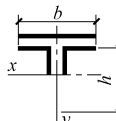
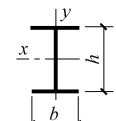
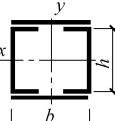
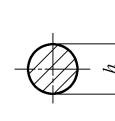
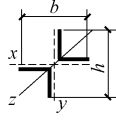
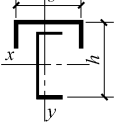
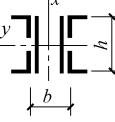
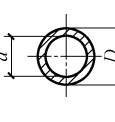
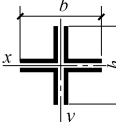
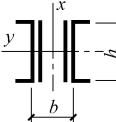
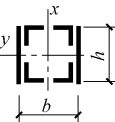
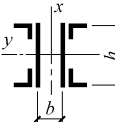
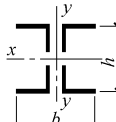
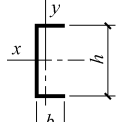
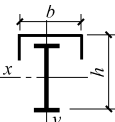
N_2 ——下段柱的轴心力

注：表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得：

$$\tan \frac{\pi \eta_1}{\mu_2} + \eta_1 K_1 \tan \frac{\pi}{\mu_2} = 0$$

附录 6 各种截面回转半径的近似值

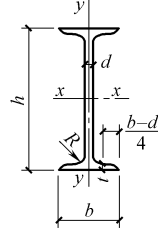
附表 6 截面回转半径的近似值

 $\begin{aligned} i_x &= 0.305h \\ i_y &= 0.305b \\ i_{y0} &= 0.195h \\ i_{x0} &= 0.3855h \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.40h \\ i_y &= 0.21b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.38h \\ i_y &= 0.60b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.41h \\ i_y &= 0.22b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} i_x &= 0.32h \\ i_y &= 0.28b \\ i_z &= 0.18 \frac{h+b}{2} \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.45h \\ i_y &= 0.235b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.38h \\ i_y &= 0.44b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.32h \\ i_y &= 0.49b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} i_x &= 0.30h \\ i_y &= 0.215b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.44h \\ i_y &= 0.28b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.32h \\ i_y &= 0.58b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.29h \\ i_y &= 0.50b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} i_x &= 0.32h \\ i_y &= 0.20b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.43h \\ i_y &= 0.43b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.32h \\ i_y &= 0.40b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.29h \\ i_y &= 0.45b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} i_x &= 0.28h \\ i_y &= 0.24b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.39h \\ i_y &= 0.20b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.38h \\ i_y &= 0.21b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.29h \\ i_y &= 0.29b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} i_x &= 0.30h \\ i_y &= 0.17b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.42h \\ i_y &= 0.22b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.44h \\ i_y &= 0.32b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.44h_{\text{平}} \\ i_y &= 0.37b_{\text{平}} \end{aligned}$
 $\begin{aligned} i_x &= 0.28h \\ i_y &= 0.21b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.43h \\ i_y &= 0.24b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.44h \\ i_y &= 0.38b \end{aligned}$	 $i = 0.25d$
 $\begin{aligned} i_x &= 0.21h \\ i_y &= 0.21b \\ i_z &= 0.185h \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.365h \\ i_y &= 0.275b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.37h \\ i_y &= 0.54b \end{aligned}$	 $i = 0.35d_{\text{平}}$
 $\begin{aligned} i_x &= 0.21h \\ i_y &= 0.21b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.35h \\ i_y &= 0.56b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.37h \\ i_y &= 0.45b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.39h \\ i_y &= 0.53b \end{aligned}$
 $\begin{aligned} i_x &= 0.45h \\ i_y &= 0.24b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.39h \\ i_y &= 0.29b \end{aligned}$	 $\begin{aligned} i_x &= 0.40h \\ i_y &= 0.24b \end{aligned}$	

附录 7 型钢规格表

附表 7-1 普通工字钢

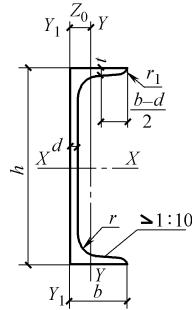
符号: h ——高度;
 b ——翼缘宽度;
 d ——腹板厚;
 t ——翼缘平均厚度。



型号	截面尺寸/mm					截面积 /cm ²	质量/ (kg/m)	惯性矩/cm ⁴		惯性半径/cm		截面模量/cm ³	
	h	b	d	t	R			I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y
10	100	68	4.5	7.6	6.5	14.3	11.3	245	33.0	4.14	1.52	49.0	9.72
12	120	74	5.0	8.4	7.0	17.8	14.0	436	46.9	4.95	1.62	72.7	12.7
12.6	126	74	5.0	8.4	7.0	18.1	14.2	488	46.9	5.20	1.61	77.5	12.7
14	140	80	5.5	9.1	7.5	21.5	16.9	712	64.4	5.76	1.73	102	16.1
16	160	88	6.0	9.9	8.0	26.1	20.5	1130	93.1	6.58	1.89	141	21.2
18	180	94	6.5	10.7	8.5	30.8	24.1	1660	122	7.36	2.00	185	26.0
20a	200	100	7.0	11.4	9.0	35.6	27.9	2370	158	8.15	2.12	237	31.5
20b	200	102	9.0	11.4	9.0	39.6	31.1	2500	169	7.96	2.06	250	33.1
22a	220	110	7.5	12.3	9.5	42.1	33.1	3400	225	8.99	2.31	309	40.9
22b	220	112	9.5	12.3	9.5	46.5	36.5	3570	239	8.78	2.27	325	42.7
25a	250	116	8.0	13.0	10.0	48.5	38.1	5020	280	10.2	2.40	402	48.3
25b	250	118	10.0	13.0	10.0	53.5	42.0	5280	309	9.94	2.40	423	52.4
28a	280	122	8.5	13.7	10.5	55.4	43.5	7110	345	11.3	2.50	508	56.6
28b	280	124	10.5	13.7	10.5	61.0	47.9	7480	379	11.1	2.49	534	61.2
30a	300	126	9.0	14.4	11.0	61.3	48.1	8950	400	12.1	2.55	597	63.5
30b	300	128	11.0	14.4	11.0	67.3	52.8	9400	422	11.8	2.50	627	65.9
30c	300	130	13.0	14.4	11.0	73.3	57.5	9850	445	11.6	2.46	657	68.5
32a	320	130	9.5	15.0	11.5	67.2	52.7	11100	460	12.8	2.62	692	70.8
32b	320	132	11.5	15.0	11.5	73.6	57.7	11600	502	12.6	2.61	726	76.0
32c	320	134	13.5	15.0	11.5	80.0	62.8	12200	544	12.3	2.61	760	81.2
36a	360	136	10.0	15.8	12.0	76.5	60.0	15800	552	14.4	2.69	875	81.2
36b	360	138	12.0	15.8	12.0	83.7	65.7	16500	582	14.1	2.64	919	84.3
36c	360	140	14.0	15.8	12.0	90.9	71.3	17300	612	13.8	2.60	962	87.4
40a	400	142	10.5	16.5	12.5	86.1	67.6	21700	660	15.9	2.77	1090	93.2
40b	400	144	12.5	16.5	12.5	94.1	73.9	22800	692	15.6	2.71	1140	96.2
40c	400	146	14.5	16.5	12.5	102.1	80.2	23900	727	15.2	2.65	1190	99.6
45a	450	150	11.5	18.0	13.5	102.4	80.4	32200	855	17.7	2.89	1430	114
45b	450	152	13.5	18.0	13.5	111.4	87.5	33800	894	17.4	2.84	1500	118
45c	450	154	15.5	18.0	13.5	120.4	94.6	35300	938	17.1	2.79	1570	122
50a	500	158	12.0	20.0	14.0	119.3	93.7	46500	1120	19.7	3.07	1860	142
50b	500	160	14.0	20.0	14.0	129.3	101.5	48600	1170	19.4	3.01	1940	146
50c	500	162	16.0	20.0	14.0	139.3	109.4	50600	1220	19.0	2.96	2080	151
56a	560	166	12.5	21.0	14.5	135.4	106.3	65600	1370	22.0	3.18	2340	165
56b	560	168	14.5	21.0	14.5	146.6	115.1	68500	1490	21.6	3.16	2450	174
56c	560	170	16.5	21.0	14.5	157.8	123.9	71400	1560	21.3	3.16	2550	183
63a	630	176	13.0	22.0	15.0	154.7	121.4	93900	1700	24.5	3.31	2980	193
63b	630	178	15.0	22.0	15.0	167.3	131.3	98100	1810	24.2	3.29	3160	204
63c	630	180	17.0	22.0	15.0	180.0	141.2	102000	1920	23.8	3.27	3300	214

附表 7-2 普通槽钢

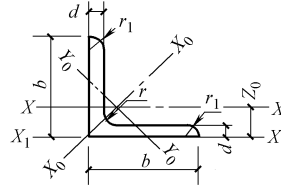
符号:同普通工字钢。



型号	截面尺寸/mm					截面面积 /cm ²	质量/ (kg/m)	惯性矩 /cm ⁴			惯性半径 /cm		截面模量 /cm ³		重心距离 /cm
	h	b	d	t	r			I _x	I _y	I _{y1}	i _x	i _y	W _x	W _y	
5	50	37	4.5	7.0	7.0	6.9	5.4	26.0	8.3	20.9	1.94	1.10	10.4	3.55	1.35
6.3	63	40	4.8	7.5	7.5	8.5	6.6	50.8	11.9	28.4	2.45	1.19	16.1	4.50	1.36
6.5	65	40	4.8	7.5	7.5	8.5	6.7	55.2	12.0	28.3	2.54	1.19	17.0	4.59	1.38
8	80	43	5.0	8.0	8.0	10.2	8.0	101	16.6	37.4	3.15	1.27	25.3	5.79	1.43
10	100	48	5.3	8.5	8.5	12.7	10.0	198	25.6	54.9	3.95	1.41	39.7	7.8	1.52
12.6	126	53	5.5	9.0	9.0	15.7	12.3	391	38.0	77.1	4.95	1.57	62.1	10.2	1.59
14a	140	58	6.0	9.5	9.5	18.5	14.5	564	53.2	107	5.52	1.70	80.5	13.0	1.71
14b	140	60	8.0	9.5	9.5	21.3	16.7	609	61.1	121	5.35	1.69	87.1	14.1	1.67
16a	160	63	6.5	10.0	10.0	22.0	17.2	866	73.3	144	6.28	1.83	108	16.3	1.80
16b	160	65	8.5	10.0	10.0	25.2	19.8	935	83.4	161	6.10	1.82	117	17.6	1.75
18a	180	68	7.0	10.5	10.5	25.7	20.2	1270	98.6	190	7.04	1.96	141	20.0	1.88
18b	180	70	9.0	10.5	10.5	29.3	23.0	1370	111	210	6.84	1.95	152	21.5	1.84
20a	200	73	7.0	11.0	11.0	28.8	22.6	1780	128	244	7.86	2.11	178	24.2	2.01
20b	200	75	9.0	11.0	11.0	32.8	25.8	1910	144	268	7.64	2.09	191	25.9	1.95
22a	220	77	7.0	11.5	11.5	31.8	25.0	2390	158	298	8.67	2.23	218	28.2	2.10
22b	220	79	9.0	11.5	11.5	36.2	28.5	2570	176	326	8.42	2.21	234	30.1	2.03
24a	240	78	7.0	12.0	12.0	34.2	26.9	3050	174	325	9.45	2.25	254	30.5	2.10
24b	240	80	9.0	12.0	12.0	39.0	30.6	3280	194	355	9.17	2.23	274	32.5	2.03
24c	240	82	11.0	12.0	12.0	43.8	34.4	3510	213	388	8.96	2.21	293	34.4	2.00
25a	250	78	7.0	12.0	12.0	34.9	27.4	3370	176	322	9.82	2.24	270	30.6	2.07
25b	250	80	9.0	12.0	12.0	39.9	31.3	3530	196	353	9.41	2.22	282	32.7	1.98
25c	250	82	11.0	12.0	12.0	44.9	35.3	3690	218	384	9.07	2.21	295	35.9	1.92
28a	280	82	7.5	12.5	12.5	40.0	31.4	4760	218	388	10.9	2.33	340	35.7	2.10
28b	280	84	9.5	12.5	12.5	45.6	35.8	5130	242	428	10.6	2.30	366	37.9	2.02
28c	280	86	11.5	12.5	12.5	51.2	40.2	5500	268	463	10.4	2.29	393	40.3	1.95
32a	320	88	8.0	14.0	14.0	48.5	38.1	7600	305	552	12.5	2.50	475	46.5	2.24
32b	320	90	10.0	14.0	14.0	54.9	43.1	8140	336	593	12.2	2.47	509	49.2	2.16
32c	320	92	12.0	14.0	14.0	61.3	48.1	8690	374	643	11.9	2.47	543	52.6	2.09
36a	360	96	9.0	16.0	16.0	60.9	47.8	11900	455	818	14.0	2.73	660	63.5	2.44
36b	360	98	11.0	16.0	16.0	68.1	53.5	12700	497	880	13.6	2.70	703	66.9	2.37
36c	360	100	13.0	16.0	16.0	75.3	59.1	13400	536	948	13.4	2.67	746	70.0	2.34
40a	400	100	10.5	18.0	18.0	75.1	58.9	17600	592	1070	15.3	2.81	879	78.8	2.49
40b	400	102	12.5	18.0	18.0	83.1	65.2	18600	640	1140	15.0	2.78	932	82.5	2.44
40c	400	104	14.5	18.0	18.0	91.1	71.5	19700	688	1220	14.7	2.75	986	86.2	2.42

附表 7-3 等边角钢

符号: b ——宽度;
 d ——厚度;
 r ——圆角半径。



型号	截面尺寸/mm			截面面积 /cm ²	质量/(kg/m)	惯性矩/cm ⁴				惯性半径/cm			截面模量/cm ³			重心距离/cm
	b	d	r			I_x	I_{x1}	I_{x0}	I_{y0}	i_x	i_{x0}	i_{y0}	W_x	W_{x0}	W_{y0}	
2	20	3	3.5	1.13	0.89	0.40	0.81	0.63	0.17	0.59	0.75	0.39	0.29	0.45	0.20	0.60
		4		1.46	1.15	0.50	1.09	0.78	0.22	0.58	0.73	0.38	0.36	0.55	0.24	0.64
2.5	25	3	4	1.43	1.12	0.82	1.57	1.29	0.34	0.76	0.95	0.49	0.46	0.73	0.33	0.73
		4		1.86	1.46	1.03	2.11	1.62	0.43	0.74	0.93	0.48	0.59	0.92	0.40	0.76
3	30	3	4.5	1.75	1.37	1.5	2.71	2.31	0.61	0.91	1.15	0.59	0.68	1.09	0.51	0.85
		4		2.28	1.79	1.84	3.63	2.92	0.77	0.90	1.13	0.58	0.87	1.37	0.62	0.89
3.6	36	3	5	2.11	1.66	2.58	4.68	4.09	1.07	1.11	1.39	0.71	0.99	1.61	0.76	1.00
		4		2.76	2.16	3.29	6.25	5.22	1.37	1.09	1.38	0.70	1.28	2.05	0.93	1.04
		5		3.38	2.65	3.95	7.84	6.24	1.65	1.08	1.36	0.70	1.56	2.45	1.00	1.07
4	40	3	5	2.36	1.85	3.59	6.41	5.69	1.49	1.23	1.55	0.79	1.23	2.01	0.96	1.09
		4		3.09	2.42	4.60	8.56	7.29	1.91	1.22	1.54	0.79	1.60	2.58	1.19	1.13
		5		3.79	2.98	5.53	10.74	8.76	2.30	1.21	1.52	0.78	1.96	3.10	1.39	1.17
4.5	45	3	6	2.66	2.09	5.17	9.12	8.20	2.14	1.40	1.76	0.89	1.58	2.58	1.24	1.22
		4		3.49	2.74	6.65	12.18	10.56	2.75	1.38	1.74	0.89	2.05	3.32	1.54	1.26
		5		4.29	3.37	8.04	15.2	12.74	3.33	1.37	1.72	0.88	2.51	4.00	1.81	1.30
		6		5.08	3.99	9.33	18.36	14.76	3.89	1.36	1.70	0.80	2.95	4.64	2.06	1.33
5	50	3	6.5	2.97	2.33	7.18	12.5	11.37	2.98	1.55	1.96	1.00	1.96	3.22	1.57	1.34
		4		3.90	3.06	9.26	16.69	14.70	3.82	1.54	1.94	0.99	2.56	4.16	1.96	1.38
		5		4.80	3.77	11.21	20.90	17.79	4.64	1.53	1.92	0.98	3.13	5.03	2.31	1.42
		6		5.69	4.47	13.05	25.14	20.68	5.42	1.52	1.91	0.98	3.68	5.85	2.63	1.46
5.6	56	3	7	3.34	2.62	10.19	17.56	16.14	4.24	1.75	2.20	1.13	2.48	4.08	2.02	1.48
		4		4.39	3.45	13.18	23.43	20.92	5.46	1.73	2.18	1.11	3.24	5.28	2.52	1.53
		5		5.42	4.25	16.02	29.33	25.42	6.61	1.72	2.17	1.10	3.97	6.42	2.98	1.57
		6		6.42	5.04	18.69	35.26	29.66	7.73	1.71	2.15	1.10	4.68	7.49	3.40	1.61
		7		7.40	5.81	21.23	41.23	33.63	8.82	1.69	2.13	1.09	5.36	8.49	3.80	1.64
		8		8.37	6.57	23.63	47.24	37.37	9.89	1.68	2.11	1.09	6.03	9.44	4.16	1.68
6	60	5	7.5	5.83	4.58	19.89	36.05	31.57	8.21	1.85	2.33	1.19	4.59	7.44	3.48	1.67
		6		6.91	5.43	23.25	43.33	36.89	9.60	1.83	2.31	1.18	5.41	8.70	3.98	1.70
		7		7.98	6.26	26.44	50.65	41.92	10.96	1.82	2.29	1.17	6.21	9.88	4.45	1.74
		8		9.02	7.08	29.47	58.02	46.66	12.28	1.81	2.27	1.17	6.98	11.00	4.88	1.78
6.3	63	4	8	4.98	3.91	19.03	33.35	30.17	7.89	1.96	2.46	1.26	4.13	6.78	3.29	1.70
		5		6.14	4.82	23.17	41.73	36.77	9.57	1.94	2.45	1.25	5.08	8.25	3.90	1.74
		6		7.29	5.72	27.12	50.14	43.03	11.20	1.93	2.43	1.24	6.00	9.66	4.46	1.78
		7		8.41	6.60	30.87	58.60	48.96	12.79	1.92	2.41	1.23	6.88	10.99	4.98	1.82
		8		9.52	7.47	34.46	67.11	54.56	14.33	1.90	2.40	1.23	7.75	12.25	5.47	1.85
		10		11.66	9.15	41.00	84.31	64.85	17.33	1.88	2.36	1.22	9.39	14.56	6.36	1.93
7	70	4	9	5.57	4.37	26.39	45.74	41.80	10.99	2.18	2.74	1.40	5.14	8.44	4.17	1.86
		5		6.88	5.40	32.21	57.21	51.08	13.31	2.16	2.73	1.39	6.32	10.32	4.95	1.91
		6		8.16	6.41	37.77	68.73	59.93	15.61	2.15	2.71	1.38	7.48	12.11	5.67	1.95
		7		9.42	7.40	43.09	80.29	68.35	17.82	2.14	2.69	1.38	8.59	13.81	6.34	1.99
		8		10.67	8.37	48.17	91.92	76.37	19.98	2.12	2.68	1.37	9.68	15.43	6.98	2.03

(续)

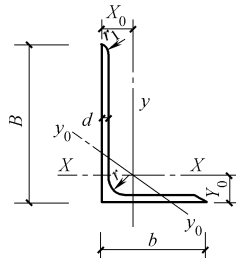
型号	截面尺寸/mm			截面面积/cm ²	质量/(kg/m)	惯性矩/cm ⁴				惯性半径/cm			截面模量/cm ³			重心距离/cm
	b	d	r			I _x	I _{x1}	I _{x0}	I _{y0}	i _x	i _{x0}	i _{y0}	W _x	W _{x0}	W _{y0}	
7.5	75	9	5	7.41	5.82	39.97	70.56	63.30	16.63	2.33	2.92	1.50	7.32	11.94	5.77	2.04
			6	8.80	6.91	46.95	84.55	74.38	19.51	2.31	2.90	1.49	8.64	14.02	6.67	2.07
			7	10.16	7.98	53.57	98.71	84.96	22.18	2.30	2.89	1.48	9.93	16.02	7.44	2.11
			8	11.50	9.03	59.96	112.97	95.07	24.86	2.28	2.88	1.47	11.20	17.93	8.19	2.15
			9	12.83	10.07	66.10	127.30	104.71	27.48	2.27	2.86	1.46	12.43	19.75	8.89	2.18
			10	14.13	11.09	71.98	141.71	113.92	30.05	2.26	2.84	1.46	13.64	21.48	9.56	2.22
8	80	9	6	7.91	6.21	48.79	85.36	77.33	20.25	2.48	3.13	1.60	8.34	13.67	6.66	2.15
			6	9.40	7.38	57.35	102.50	90.98	23.72	2.47	3.11	1.59	9.87	16.08	7.65	2.19
			7	10.86	8.53	65.58	119.70	104.07	27.09	2.46	3.10	1.58	11.37	18.40	8.58	2.23
			8	12.30	9.66	73.49	136.97	116.60	30.39	2.44	3.08	1.57	12.83	20.61	9.46	2.27
			9	13.73	10.77	81.11	154.31	128.60	33.61	2.43	3.06	1.56	14.25	22.73	10.29	2.31
			10	15.13	11.87	88.43	171.74	140.09	36.77	2.42	3.04	1.56	15.64	24.76	11.08	2.35
9	90	10	6	10.64	8.35	82.77	145.87	131.26	34.28	2.79	3.51	1.80	12.61	20.63	9.95	2.44
			7	12.30	9.66	94.83	170.30	150.47	39.18	2.78	3.50	1.78	14.54	23.64	11.19	2.48
			8	13.94	10.95	106.47	194.80	168.97	43.97	2.76	3.48	1.78	16.42	26.55	12.35	2.52
			9	15.57	12.22	117.72	219.39	186.77	48.66	2.75	3.46	1.77	18.27	29.35	13.46	2.56
			10	17.17	13.48	128.58	244.07	203.90	53.26	2.74	3.45	1.76	20.07	32.04	14.52	2.59
			12	20.31	15.94	149.22	293.76	236.21	62.22	2.71	3.41	1.75	23.57	37.12	16.49	2.67
10	100	12	6	11.93	9.37	114.95	200.07	181.98	47.92	3.10	3.90	2.00	15.68	25.74	12.69	2.67
			7	13.80	10.83	131.86	233.54	208.97	54.74	3.09	3.89	1.99	18.10	29.55	14.26	2.71
			8	15.64	12.28	148.24	267.09	235.07	61.41	3.08	3.88	1.98	20.47	33.24	15.75	2.76
			9	17.46	13.71	164.12	300.73	260.30	67.95	3.07	3.86	1.97	22.79	36.81	17.18	2.80
			10	19.26	15.12	179.51	334.48	284.68	74.35	3.05	3.84	1.96	25.06	40.26	18.54	2.84
			12	22.80	17.90	208.90	402.34	330.95	86.84	3.03	3.81	1.95	29.48	46.80	21.08	2.91
			14	26.26	20.61	236.53	470.75	374.06	99.00	3.00	3.77	1.94	33.73	52.90	23.44	2.99
			16	29.63	23.26	262.53	539.80	414.16	110.89	2.98	3.74	1.94	37.82	58.57	25.63	3.06
11	110	12	7	15.20	11.93	177.16	310.64	280.94	73.38	3.41	4.30	2.20	22.05	36.12	17.51	2.96
			8	17.24	13.54	199.46	355.20	316.49	82.42	3.40	4.28	2.19	24.95	40.69	19.39	3.01
			10	21.26	16.69	242.19	444.65	384.39	99.98	3.38	4.25	2.17	30.60	49.42	22.91	3.09
			12	25.20	19.78	282.55	534.60	448.17	116.93	3.35	4.22	2.15	36.05	57.62	26.15	3.16
			14	29.06	22.81	320.71	625.16	508.01	133.40	3.32	4.18	2.14	41.31	65.31	29.14	3.24
12.5	125	14	8	19.75	15.50	297.03	521.01	470.89	123.16	3.88	4.88	2.50	32.52	53.28	25.86	3.37
			10	24.37	19.13	361.67	651.93	573.89	149.46	3.85	4.85	2.48	39.97	64.93	30.62	3.45
			12	28.91	22.70	423.16	783.42	671.44	174.88	3.83	4.82	2.46	41.17	75.96	35.03	3.53
			14	33.37	26.19	481.65	915.61	763.73	199.57	3.80	4.78	2.45	54.16	86.41	39.13	3.61
			16	37.74	29.63	537.31	1048.62	850.98	223.65	3.77	4.75	2.43	60.93	96.28	42.96	3.68
14	140	14	10	27.37	21.49	514.65	915.11	817.27	212.04	4.34	5.46	2.78	50.58	82.56	39.20	3.82
			12	32.51	25.52	603.68	1099.28	958.79	248.57	4.31	5.43	2.76	59.80	96.85	45.02	3.90
			14	37.57	29.49	688.81	1284.22	1093.56	284.06	4.28	5.40	2.75	68.75	110.47	50.45	3.98
			16	42.54	33.39	770.24	1470.07	1221.81	318.67	4.26	5.36	2.74	77.46	123.42	55.55	4.06
15	150	16	8	23.75	18.64	521.37	899.55	827.49	215.25	4.69	5.90	3.01	47.36	78.02	38.14	3.99
			10	29.37	23.06	637.50	1125.09	1012.79	262.21	4.66	5.87	2.99	58.35	95.49	45.51	4.08
			12	34.91	27.41	748.85	1351.26	1189.97	307.73	4.63	5.84	2.97	69.04	112.19	52.38	4.15
			14	40.37	31.69	855.64	1578.25	1359.30	351.98	4.60	5.80	2.95	79.45	128.16	58.83	4.23
			15	43.06	33.80	907.39	1692.10	1441.09	373.69	4.59	5.78	2.95	84.56	135.87	61.90	4.27
			16	45.74	35.91	958.08	1806.21	1521.02	395.14	4.58	5.77	2.94	89.59	143.40	64.89	4.31
16	160	16	10	31.50	24.73	779.53	1365.33	1237.30	321.76	4.98	6.27	3.20	66.70	109.36	52.76	4.31
			12	37.44	29.39	916.58	1639.57	1455.68	377.49	4.95	6.24	3.18	78.98	128.67	60.74	4.39
			14	43.30	33.99	1048.36	1914.68	1665.02	431.70	4.92	6.20	3.16	90.95	147.17	68.24	4.47
			16	49.07	38.52	1175.08	2190.82	1865.57	484.59	4.89	6.17	3.14	102.63	164.89	75.31	4.55

(续)

型号	截面尺寸/mm			截面面积/cm ²	质量/(kg/m)	惯性矩/cm ⁴				惯性半径/cm			截面模量/cm ³			重心距离/cm
	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>r</i>			<i>I_x</i>	<i>I_{x1}</i>	<i>I_{x0}</i>	<i>I_{y0}</i>	<i>i_x</i>	<i>i_{x0}</i>	<i>i_{y0}</i>	<i>W_x</i>	<i>W_{x0}</i>	<i>W_{y0}</i>	
18	180	16	12	42.24	33.16	1321.35	2332.80	2100.10	542.61	5.59	7.05	3.58	100.82	165.00	78.41	4.89
			14	48.90	38.38	1514.48	2723.48	2407.42	621.53	5.56	7.02	3.56	116.25	189.14	88.38	4.97
			16	55.47	43.54	1700.99	3115.29	2703.37	698.60	5.54	6.98	3.55	131.13	212.40	97.83	5.05
			18	61.06	48.63	1875.12	3502.43	2988.24	762.01	5.50	6.94	3.51	145.64	234.78	105.14	5.13
20	200	18	14	54.64	42.89	2103.55	3734.10	3343.26	863.83	6.20	7.82	3.98	144.70	236.40	111.82	5.46
			16	62.01	48.68	2366.15	4270.39	3760.89	971.41	6.18	7.79	3.96	163.65	265.93	123.96	5.54
			18	69.30	54.40	2620.64	4808.13	4164.54	1076.74	6.15	7.75	3.94	182.22	294.48	135.52	5.62
			20	76.51	60.06	2867.30	5347.51	4554.55	1180.04	6.12	7.72	3.93	200.42	322.06	146.55	5.69
			24	90.66	71.17	3338.25	6457.16	5294.97	1381.53	6.07	7.64	3.90	236.17	374.41	166.65	5.87
22	220	21	16	68.66	53.90	3187.36	5681.62	5063.73	1310.99	6.81	8.59	4.37	199.55	325.51	153.81	6.03
			18	76.75	60.25	3534.30	6395.93	5615.32	1453.27	6.79	8.55	4.35	222.37	360.97	168.29	6.11
			20	84.76	66.53	3871.49	7112.04	6150.08	1592.90	6.76	8.52	4.34	244.77	395.34	182.16	6.18
			22	92.68	72.75	4199.23	7830.19	6668.37	1730.10	6.73	8.48	4.32	266.78	428.66	195.45	6.26
			24	100.51	78.90	4517.83	8550.57	7170.55	1865.11	6.70	8.45	4.31	288.39	460.94	208.21	6.33
			26	108.26	84.99	4827.58	9273.39	7656.98	1998.17	6.68	8.41	4.30	309.62	492.21	220.49	6.41
25	250	24	18	87.84	68.96	5268.22	9379.11	8369.04	2167.41	7.74	9.76	4.97	290.12	473.42	224.03	6.84
			20	97.05	76.18	5779.34	10426.97	9181.94	2376.74	7.72	9.73	4.95	319.66	519.41	242.85	6.92
			24	115.20	90.43	6763.93	12529.74	10742.67	2785.19	7.66	9.66	4.92	377.34	607.70	278.38	7.07
			26	124.15	97.46	7238.08	13585.18	11491.33	2984.84	7.63	9.62	4.90	405.50	650.05	295.19	7.15
			28	133.02	104.42	7700.60	14643.62	12219.39	3181.81	7.61	9.58	4.89	433.22	691.23	311.42	7.22
			30	141.81	111.32	8151.80	15705.30	12927.26	3376.34	7.58	9.55	4.88	460.51	731.28	327.12	7.30
			32	150.51	118.15	8592.01	16770.41	13615.32	3568.71	7.56	9.51	4.87	487.39	770.20	342.33	7.37
			35	163.40	128.27	9232.44	18374.95	14611.16	3853.72	7.52	9.46	4.86	526.97	826.53	364.30	7.48

附表 7-4 不等边角钢

符号: *B* —— 长边宽度;
b —— 短边宽度;
d —— 边厚度;
r —— 内圆弧半径;
r₁ —— 边端圆弧半径;
X₀ —— 重心距离;
Y₀ —— 重心距离。



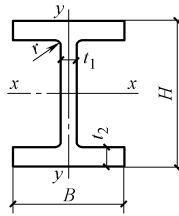
型号	截面尺寸/mm				截面面积/cm ²	质量/(kg/m)	惯性矩/cm ⁴				惯性半径/cm		截面模量/cm ³		重心距离/cm	
	<i>B</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>r</i>			<i>I_x</i>	<i>I_{x1}</i>	<i>I_y</i>	<i>I_{y1}</i>	<i>i_x</i>	<i>i_y</i>	<i>W_x</i>	<i>W_y</i>	<i>X₀</i>	<i>Y₀</i>
2.5/1.6	25	16	3	3.5	1.16	0.91	0.70	1.56	0.22	0.43	0.78	0.44	0.43	0.19	0.42	0.86
			4		1.50	1.18	0.88	2.09	0.27	0.59	0.77	0.43	0.55	0.24	0.46	1.86
3.2/2	32	20	3	4	1.49	1.17	1.53	3.27	0.46	0.82	1.01	0.55	0.72	0.30	0.49	0.90
			4		1.94	1.52	1.93	4.37	0.57	1.12	1.00	0.54	0.93	0.39	0.53	1.08
4/2.5	40	25	3	4	1.89	1.48	3.08	5.39	0.93	1.59	1.28	0.70	1.15	0.49	0.59	1.12
			4		2.47	1.94	3.93	8.53	1.18	2.14	1.36	0.69	1.49	0.63	0.63	1.32
4.5/2.8	45	28	3	5	2.15	1.69	4.45	9.10	1.34	2.23	1.44	0.79	1.47	0.62	0.64	1.37
			4		2.81	2.20	5.69	12.13	1.70	3.00	1.42	0.78	1.91	0.80	0.68	1.47
5/3.2	50	32	3	5.5	2.43	1.91	6.24	12.49	2.02	3.31	1.60	0.91	1.84	0.82	0.73	1.51
			4		3.18	2.49	8.02	16.65	2.58	4.45	1.59	0.90	2.39	1.06	0.77	1.60
5.6/3.6	56	36	3	6	2.74	2.15	8.88	17.54	2.92	4.70	1.80	1.03	2.32	1.05	0.80	1.65
			4		3.59	2.82	11.45	23.39	3.76	6.33	1.79	1.02	3.03	1.37	0.85	1.78
			5		4.42	3.47	13.86	29.25	4.49	7.94	1.77	1.01	3.71	1.65	0.88	1.82

(续)

型号	截面尺寸/mm				截面面积 /cm ²	质量/ (kg/m)	惯性矩/cm ⁴				惯性半径 /cm		截面模量 /cm ³		重心距 离/cm	
	B	b	d	r			I _x	I _{x1}	I _y	I _{y1}	i _x	i _y	W _x	W _y	X ₀	Y ₀
6.3/4	63	40	4	7	4.06	3.19	16.49	33.30	5.23	8.63	2.02	1.14	3.87	1.70	0.92	1.87
			5		4.99	3.92	20.02	41.63	6.31	10.86	2.00	1.12	4.74	2.07	0.95	2.04
			6		5.91	4.64	23.36	49.98	7.29	13.12	1.96	1.11	5.59	2.43	0.99	2.08
			7		6.80	5.34	26.53	58.07	8.24	15.47	1.98	1.10	6.40	2.78	1.03	2.12
7/4.5	70	45	4	7.5	4.55	3.57	23.17	45.92	7.55	12.26	2.26	1.29	4.86	2.17	1.02	2.15
			5		5.61	4.40	27.95	57.10	9.13	15.39	2.23	1.28	5.92	2.65	1.06	2.24
			6		6.65	5.22	32.54	69.35	10.62	18.58	2.21	1.26	6.95	3.12	1.09	2.28
			7		7.66	6.01	37.22	79.99	12.01	21.84	2.20	1.25	8.03	3.57	1.13	2.32
7.5/5	75	50	5	8	6.13	4.81	34.86	70.00	12.61	21.04	2.39	1.44	6.83	3.30	1.17	2.36
			6		7.26	5.70	41.12	84.30	14.70	25.37	2.38	1.42	8.12	3.88	1.21	2.40
			8		9.47	7.43	52.39	112.50	18.53	34.23	2.35	1.40	10.52	4.99	1.29	2.44
			10		11.59	9.10	62.71	140.80	21.96	43.43	2.33	1.38	12.79	6.04	1.36	2.52
8/5	80	50	5	8	6.38	5.01	41.96	85.21	12.82	21.06	2.56	1.42	7.78	3.32	1.14	2.60
			6		7.56	5.94	49.49	102.53	14.95	25.41	2.56	1.41	9.25	3.91	1.18	2.65
			7		8.72	6.85	56.16	119.33	16.96	29.82	2.54	1.39	10.58	4.48	1.21	2.69
9/5.6	90	56	5	9	7.21	5.66	60.45	121.32	18.32	29.53	2.90	1.59	9.92	4.21	1.25	2.91
			6		8.56	6.72	71.03	145.59	21.42	35.58	2.88	1.58	11.74	4.96	1.29	2.95
			7		9.88	7.76	81.01	169.60	24.36	41.71	2.86	1.57	13.49	5.70	1.33	3.00
			8		11.18	8.78	91.03	194.17	27.15	47.93	2.85	1.56	15.27	6.41	1.36	3.04
10/ 6.3	100	63	6	10	9.62	7.55	99.06	199.71	30.94	50.50	3.21	1.79	14.64	6.35	1.43	3.24
			7		11.11	8.72	113.45	233.00	35.26	59.14	3.20	1.78	16.88	7.29	1.47	3.28
			8		12.53	9.88	127.37	266.32	39.39	67.88	3.18	1.77	19.08	8.21	1.50	3.32
			10		15.47	12.14	153.81	333.06	47.12	85.73	3.15	1.74	23.32	9.98	1.58	3.40
10/8	100	80	6	10	10.64	8.35	107.04	199.83	61.24	102.68	3.17	2.40	15.19	10.16	1.97	2.95
			7		12.30	9.66	122.73	233.20	70.08	119.98	3.16	2.39	17.52	11.71	2.01	3.00
			8		13.94	10.95	137.92	266.61	78.58	137.37	3.14	2.37	19.81	13.21	2.05	3.04
			10		17.17	13.48	166.87	333.63	94.65	172.48	3.12	2.35	24.24	16.12	2.13	3.12
11/7	110	70	6	10	10.64	8.35	133.37	265.78	42.92	69.08	3.54	2.01	17.85	7.90	1.57	3.53
			7		12.30	9.66	153.00	310.07	49.01	80.82	3.53	2.00	20.60	9.09	1.61	3.57
			8		13.94	10.95	172.04	354.39	54.87	92.70	3.51	1.98	23.30	10.25	1.65	3.62
			10		17.17	13.48	208.39	443.13	65.88	116.83	3.48	1.96	28.54	12.48	1.72	3.70
12.5/ 8	125	80	7	11	14.10	11.07	227.98	454.99	74.42	120.32	4.02	2.30	26.86	12.01	1.80	4.01
			8		15.99	12.55	256.77	519.99	83.49	137.85	4.01	2.28	30.41	13.56	1.84	4.06
			10		19.71	15.47	312.04	650.09	100.67	173.40	3.98	2.26	37.33	16.56	1.92	4.14
			12		23.35	18.33	364.41	780.39	116.67	209.67	3.95	2.24	44.01	19.43	2.00	4.22
14/9	140	90	8	90	18.04	14.16	365.64	730.53	120.69	195.79	4.50	2.59	38.48	17.34	2.04	4.50
			10		22.26	17.48	445.50	913.20	140.03	245.92	4.47	2.56	47.31	21.22	2.12	4.58
			12		26.40	20.72	521.59	1096.09	169.79	296.89	4.44	2.54	55.87	24.95	2.19	4.66
			14		30.46	23.91	594.10	1279.26	192.10	348.82	4.42	2.51	64.18	28.54	2.27	4.74
15/9	150	90	8	90	18.84	14.79	442.05	898.35	122.80	195.96	4.84	2.55	43.86	17.47	1.97	4.92
			10		23.26	18.26	539.24	1122.85	148.62	246.26	4.81	2.53	53.97	21.38	2.05	5.01
			12		27.60	21.67	632.08	1347.50	172.85	297.46	4.79	2.50	63.79	25.14	2.12	5.09
			14		31.86	25.01	720.77	1572.38	195.62	349.74	4.76	2.48	73.33	28.77	2.20	5.17
			15		33.95	26.65	763.62	1684.93	206.50	376.33	4.74	2.47	77.99	30.53	2.24	5.21
			16		36.03	28.28	805.51	1797.55	217.07	403.24	4.73	2.45	82.60	32.27	2.27	5.25
16/10	160	100	10	13	25.32	19.87	668.69	1362.89	205.03	336.59	5.14	2.85	62.13	26.56	2.28	5.24
			12		30.05	23.59	784.91	1635.56	239.06	405.94	5.11	2.82	73.49	31.28	2.36	5.32
			14		34.71	27.25	896.30	1908.50	271.20	476.42	5.08	2.80	84.56	35.83	2.43	5.40
			16		29.28	30.84	1003.04	2181.79	301.60	548.22	5.05	2.77	95.33	40.24	2.51	5.48
18/11	180	110	10	14	28.37	22.27	956.25	1940.40	278.11	447.22	5.80	3.13	78.96	32.49	2.44	5.89
			12		33.71	26.44	1124.72	2328.38	325.03	538.94	5.78	3.10	93.53	38.32	2.52	5.98
			14		38.97	30.59	1286.91	2716.60	369.55	631.95	5.75	3.08	107.76	43.97	2.59	6.06
			16		44.14	34.65	1443.06	3105.15	411.85	726.46	5.72	3.06	121.64	49.44	2.67	6.14
20/ 12.5	200	125	12	14	37.91	29.76	1570.90	3193.85	483.16	787.74	6.44	3.57	116.73	49.99	2.83	6.54
			14		43.69	34.44	1800.97	3726.17	550.83	922.47	6.41	3.54	134.65	57.44	2.91	6.62
			16		49.74	39.05	2023.35	4258.88	615.44	1058.86	6.38	3.52	152.18	64.89	2.99	6.70
			18		55.53	43.59	2238.30	4792.00	677.19	1197.13	6.35	3.49	169.33	71.74	3.06	6.78

附表 7-5 H 型钢

符号: H ——高度;
 B ——宽度;
 t_1 ——腹板厚度;
 t_2 ——翼缘厚度;
 r ——圆角半径。



类别	型号 (高度×宽度) /(mm×mm)	截面尺寸/mm				截面 面积/ cm ²	理论 质量/ (kg/m)	截面特性参数					
		$H \times B$	t_1	t_2	r			惯性矩/cm ⁴		惯性半径/cm		截面模数/cm ³	
								I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y
HW	100×100	100×100	6	8	8	21.58	16.9	378	134	4.18	2.48	75.6	26.7
	125×125	125×125	6.5	9	8	30.00	23.6	839	293	5.28	3.12	134	46.9
	150×150	150×150	7	10	8	39.64	31.1	1620	563	6.39	3.76	216	75.1
	175×175	175×175	7.5	11	13	51.42	40.4	2900	984	7.50	4.37	331	112
	200×200	200×200	8	12	13	63.53	49.9	4720	1600	8.61	5.02	472	160
		* 200×204	12	12	13	71.53	56.2	4980	1700	8.34	4.87	498	167
	250×250	* 244×252	11	11	13	81.31	63.8	8700	2940	10.3	6.01	713	233
		250×250	9	14	13	91.43	71.8	10700	3650	10.8	6.31	860	292
		* 250×255	14	14	13	103.9	81.6	11400	3880	10.5	6.10	912	304
	300×300	* 294×302	12	12	13	106.3	83.5	16600	5510	12.5	7.20	1130	365
		300×300	10	15	13	118.5	93.0	20200	6750	13.1	7.55	1350	450
		* 300×305	15	15	13	133.5	105	21300	7100	12.6	7.29	1420	466
	350×350	* 338×351	13	13	13	133.3	105	27700	9380	14.4	8.38	1640	534
		* 344×348	10	16	13	144.0	113	32800	11200	15.1	8.83	1910	646
		* 344×354	16	16	13	164.7	129	34900	11800	14.6	8.48	2030	669
		350×350	12	19	13	171.9	135	39800	13600	15.2	8.88	2280	776
		* 350×357	19	19	13	196.4	154	42300	14400	14.7	8.57	2420	808
	400×400	* 388×402	15	15	22	178.5	140	49000	16300	16.6	9.54	2520	809
		* 394×398	11	18	22	186.8	147	56100	18900	17.3	10.1	2850	951
		* 394×405	18	18	22	214.4	168	59700	20000	16.7	9.64	3030	985
		400×400	13	21	22	218.7	172	66600	22400	17.5	10.1	3330	1120
		* 400×408	21	21	22	250.7	197	70900	23800	16.8	9.74	3540	1170
		* 414×405	18	28	22	295.4	232	92800	31000	17.7	10.2	4480	1530
		* 428×407	20	35	22	360.7	283	119000	39400	18.2	10.4	5570	1930
		* 458×417	30	50	22	528.6	415	187000	60500	18.8	10.7	8170	2900
	500×500	* 498×432	45	70	22	770.1	604	298000	94400	19.7	11.1	12000	4370
		* 492×465	15	20	22	258.0	202	117000	33500	21.3	11.4	4770	1440
		* 502×465	15	25	22	304.5	239	146000	41900	21.9	11.7	5810	1800
	* 502×470	20	25	22	329.6	259	151000	43300	21.4	11.5	6020	1840	
HM	150×100	148×100	6	9	8	26.34	20.7	1000	150	6.16	2.38	135	30.1
	200×150	194×150	6	9	8	38.10	29.9	2630	507	8.30	3.64	271	67.6
	250×175	244×175	7	11	13	55.49	43.6	6040	984	10.4	4.21	495	112
	300×200	294×200	8	12	13	71.05	55.8	11100	1600	12.5	4.74	756	160
		* 298×201	9	14	13	82.03	64.4	13100	1900	12.6	4.80	878	189
	350×250	340×250	9	14	13	99.53	78.1	21200	3650	14.6	6.05	1250	292
	400×300	390×300	10	16	13	133.3	105	37900	7200	16.9	7.35	1940	481
	450×300	440×300	11	18	13	153.9	121	54700	8110	18.9	7.25	2490	540
	500×300	482×300	11	18	13	141.2	111	58300	6760	20.3	6.91	2420	450
		488×300	11	18	13	159.2	125	68900	8110	20.8	7.13	2820	540
	550×300	* 544×300	11	15	13	148	116	76400	6760	22.7	6.75	2810	450
		* 550×300	11	18	13	166	130	89800	8110	23.3	6.98	3270	540
	600×300	* 582×300	12	17	13	169.2	133	98900	7660	24.2	6.72	3400	511
		588×300	12	20	13	187.2	147	114000	9010	24.7	6.93	3890	601
		* 594×302	14	23	13	217.1	170	134000	10600	24.8	6.97	4500	700

(续)

类别	型号 (高度×宽度) /(mm×mm)	截面尺寸/mm				截面 面积/ cm ²	理论 质量/ (kg/m)	截面特性参数					
		H×B	t ₁	t ₂	r			惯性矩/cm ⁴		惯性半径/cm		截面模数/cm ³	
								I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HN	* 100×50	100×50	5	7	8	11.84	9.30	187	14.8	3.97	1.11	37.5	5.91
	* 125×60	125×60	6	8	8	16.68	13.1	409	29.1	4.95	1.32	65.4	9.71
	150×75	150×75	5	7	8	17.84	14.0	666	49.5	6.10	1.66	88.8	13.2
	175×90	175×90	5	8	8	22.89	18.0	1210	97.5	7.25	2.06	138	21.7
	200×100	* 198×99	4.5	7	8	22.68	17.8	1540	113	8.24	2.23	156	22.9
		200×100	5.5	8	8	26.66	20.9	1810	134	8.22	2.23	181	26.7
	250×125	* 248×124	5	8	8	31.98	25.1	3450	255	10.4	2.82	278	41.1
		250×125	6	9	8	36.96	29.0	3960	294	10.4	2.81	317	47.0
	300×150	* 298×149	5.5	8	13	40.80	32.0	6320	442	12.4	3.29	424	59.3
		300×150	6.5	9	13	46.78	36.7	7210	508	12.4	3.29	481	67.7
	350×175	* 346×174	6	9	13	52.45	41.2	11000	791	14.5	3.88	638	91.0
		350×175	7	11	13	62.91	49.4	13500	984	14.6	3.95	771	112
	400×150	400×150	8	13	13	70.37	55.2	18600	734	16.3	3.22	929	97.8
	400×200	* 396×199	7	11	13	71.41	56.1	19800	1450	16.6	4.50	999	145
		400×200	8	13	13	83.37	65.4	23500	1740	16.8	4.56	1170	174
	450×150	* 446×150	7	12	13	66.99	52.6	22000	677	18.1	3.17	985	90.3
		450×151	8	14	13	77.49	60.8	25700	806	18.2	3.22	1140	107
	450×200	* 446×199	8	12	13	82.97	65.1	28100	1580	18.4	4.36	1260	159
		450×200	9	14	13	95.43	74.9	32900	1870	18.6	4.42	1460	187
	475×150	* 470×150	7	13	13	71.53	56.2	26200	733	19.1	3.20	1110	97.8
		* 475×151.5	8.5	15.5	13	86.15	67.6	31700	901	19.2	3.23	1330	119
		482×153.5	10.5	19	13	106.4	83.5	39600	1150	19.3	3.28	1640	150
	500×150	* 492×150	7	12	13	70.21	55.1	27500	677	19.8	3.10	1120	90.3
		* 500×152	9	16	13	92.21	72.4	37000	940	20.0	3.19	1480	124
		504×153	10	18	13	103.3	81.1	41900	1080	20.1	3.23	1660	141
	500×200	* 496×199	9	14	13	99.29	77.9	40800	1840	20.3	4.30	1650	185
		500×200	10	16	13	112.3	88.1	46800	2140	20.4	4.36	1870	214
		* 506×201	11	19	13	129.3	102	55500	2580	20.7	4.46	2190	257
	550×200	* 546×199	9	14	13	103.8	81.5	50800	1840	22.1	4.21	1860	185
		550×200	10	16	13	117.3	92.0	58200	2140	22.3	4.27	2120	214
	600×200	* 596×199	10	15	13	117.8	92.4	66600	1980	23.8	4.09	2240	199
		600×200	11	17	13	131.7	103	75600	2270	24.0	4.15	2520	227
		* 606×201	12	20	13	149.8	118	88300	2720	24.3	4.25	2910	270
	625×200	* 625×198.5	13.5	17.5	13	150.6	118	88500	2300	24.2	3.90	2830	231
		630×200	15	20	13	170.0	133	101000	2690	24.4	3.97	3220	268
		* 638×202	17	24	13	198.7	156	122000	3320	24.8	4.09	3820	329
	650×300	* 646×299	10	15	13	152.8	120	110000	6690	26.9	6.61	3410	447
		* 650×300	11	17	13	171.2	134	125000	7660	27.0	6.68	3850	511
		* 656×301	12	20	13	195.8	154	147000	9100	27.4	6.81	4470	605
	700×300	* 692×300	13	20	18	207.5	163	168000	9020	28.5	6.59	4870	601
		700×300	13	24	18	231.5	182	197000	10800	29.2	6.83	5640	721
	750×300	* 734×299	12	16	18	182.7	143	161000	7140	29.7	6.25	4390	478
* 742×300		13	20	18	214.0	168	197000	9020	30.4	6.49	5320	601	
* 750×300		13	24	18	238.0	187	231000	10800	31.1	6.74	6150	721	
* 758×303		16	28	18	284.8	224	276000	13000	31.1	6.75	7270	859	

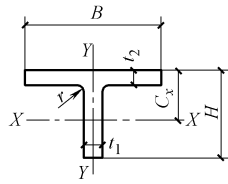
(续)

类别	型号 (高度×宽度) /(mm×mm)	截面尺寸/mm				截面 面积/ cm ²	理论 质量/ (kg/m)	截面特性参数					
		H×B	t ₁	t ₂	r			惯性矩/cm ⁴		惯性半径/cm		截面模数/cm ³	
								I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HN	800×300	* 792×300	14	22	18	239.5	188	248000	9920	32.2	6.43	6270	661
		800×300	14	26	18	263.5	207	286000	11700	33.0	6.66	7160	781
	850×300	* 834×298	14	19	18	227.5	179	251000	8400	33.2	6.07	6020	564
		* 842×299	15	23	18	259.7	204	298000	10300	33.9	6.28	7080	687
		* 850×300	16	27	18	292.1	229	346000	12200	34.4	6.45	8140	812
		* 858×301	17	31	18	324.7	255	395000	14100	34.9	6.59	9210	939
		* 890×299	15	23	18	266.9	210	339000	10300	35.6	6.20	7610	687
	900×300	900×300	16	28	18	305.8	240	404000	12600	36.4	6.42	8990	842
		* 912×302	18	34	18	360.1	283	491000	15700	36.9	6.59	10800	1040
		* 970×297	16	21	18	276.0	217	393000	9210	37.8	5.77	8110	620
	1000×300	* 980×298	17	26	18	315.5	248	472000	11500	38.7	6.04	9630	772
		* 990×298	17	31	18	345.3	271	544000	13700	39.7	6.30	11000	921
		* 1000×300	19	36	18	395.1	310	634000	16300	40.1	6.41	12700	1080
		* 1008×302	21	40	18	439.3	345	712000	18400	40.3	6.47	14100	1220
		95×48	3.2	4.5	8	7.620	5.98	115	8.39	3.88	1.04	24.2	3.49
100×50	97×49	4	5.5	8	9.370	7.36	143	10.9	3.91	1.07	29.6	4.45	
	100×100	4.5	6	8	16.20	12.7	272	97.2	4.09	2.44	56.7	19.6	
125×60	118×58	3.2	4.5	8	9.250	7.26	218	14.7	4.85	1.26	37.0	5.08	
	120×59	4	5.5	8	11.39	8.94	271	19.0	4.87	1.29	45.2	6.43	
125×125	119×123	4.5	6	8	20.12	15.8	532	186	5.14	3.04	89.5	30.3	
150×75	145×73	3.2	4.5	8	11.47	9.00	416	29.3	6.01	1.59	57.3	8.02	
	147×74	4	5.5	8	14.12	11.1	516	37.3	6.04	1.62	70.2	10.1	
150×100	139×97	3.2	4.5	8	13.43	10.6	476	68.6	5.94	2.25	68.4	14.1	
	142×99	4.5	6	8	18.27	14.3	654	97.2	5.98	2.30	92.1	19.6	
150×150	144×148	5	7	8	27.76	21.8	1090	378	6.25	3.69	151	51.1	
	147×149	6	8.5	8	33.67	26.4	1350	469	6.32	3.73	183	63.0	
175×90	168×88	3.2	4.5	8	13.55	10.6	670	51.2	7.02	1.94	79.7	11.6	
	171×89	4	6	8	17.58	13.8	894	70.7	7.13	2.00	105	15.9	
175×175	167×173	5	7	13	33.32	26.2	1780	605	7.30	4.26	213	69.9	
	172×175	6.5	9.5	13	44.64	35.0	2470	850	7.43	4.36	287	97.1	
200×100	193×98	3.2	4.5	8	15.25	12.0	994	70.7	8.07	2.15	103	14.4	
	196×99	4	6	8	19.78	15.5	1320	97.2	8.18	2.21	135	19.6	
200×150	188×149	4.5	6	8	26.34	20.7	1730	331	8.09	3.54	184	44.4	
200×200	192×198	6	8	13	43.69	34.3	3060	1040	8.37	4.86	319	105	
250×125	244×124	4.5	6	8	25.86	20.3	3650	191	10.1	2.71	217	30.8	
250×175	238×173	4.5	8	13	39.12	30.7	4240	691	10.4	4.20	356	79.9	
300×150	294×148	4.5	6	13	31.90	25.0	4800	325	12.3	3.19	327	43.9	
300×200	286×198	6	8	13	49.33	38.7	7360	1040	12.2	4.58	515	105	
350×175	340×173	4.5	6	13	36.97	29.0	7490	518	14.2	3.74	441	59.9	
400×150	390×148	6	8	13	47.57	37.3	11700	434	15.7	3.01	602	58.6	
400×200	390×198	6	8	13	55.57	43.6	14700	1040	16.2	4.31	752	105	

- 注：1. 表中同一型号的产品，其内侧尺寸高度一致。
2. 表中截面面积计算公式为： $t_1(H-2t_2)+2Bt_2+0.858r^2$ 。
3. 表中“*”表示的规格为市场非常用规格。

附表 7-6 剖分 T 型钢

符号: H ——高度;
 B ——宽度;
 t_1 ——腹板厚度;
 t_2 ——翼缘厚度;
 r ——圆角半径;
 C_x ——重心。



类别	型号 (高度×宽度)/ (mm×mm)	截面尺寸(mm)					截面 面积/ cm ²	理论 质量/ (kg/m)	截面特性参数								对应 H型钢 系列型号
		H	B	t_1	t_2	r			惯性矩 /cm ⁴		惯性半径 /cm		截面模数 /cm ³		重心/ cm		
									I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y		C_x	
TW	50×100	50	100	6	8	8	10.79	8.47	16.1	66.8	1.22	2.48	4.02	13.4	1.00	100×100	
	62.5×125	62.5	125	6.5	9	8	15.00	11.8	35.0	147	1.52	3.12	6.91	23.5	1.19	125×125	
	75×150	75	150	7	10	8	19.82	15.6	66.4	282	1.82	3.76	10.8	37.5	1.37	150×150	
	87.5×175	87.5	175	7.5	11	13	25.71	20.2	115	492	2.11	4.37	15.9	56.2	1.55	175×175	
	100×200	100	200	8	12	13	31.76	24.9	184	801	2.40	5.02	22.3	80.1	1.73	200×200	
		100	204	12	12	13	35.76	28.1	256	851	2.67	4.87	32.4	83.4	2.09		
	125×250	125	250	9	14	13	45.71	35.9	412	1820	3.00	6.31	39.5	146	2.08	250×250	
		125	255	14	14	13	51.96	40.8	589	1940	3.36	6.10	59.4	152	2.58		
	150×300	147	302	12	12	13	53.16	41.7	857	2760	4.01	7.20	72.3	183	2.85	300×300	
		150	300	10	15	13	59.22	46.5	798	3380	3.67	7.55	63.7	225	2.47		
		150	305	15	15	13	66.72	52.4	1110	3550	4.07	7.29	92.5	233	3.04		
	175×350	172	348	10	16	13	72.00	56.5	1230	5620	4.13	8.83	84.7	323	2.67	350×350	
		175	350	12	19	13	85.94	67.5	1520	6790	4.20	8.88	104	388	2.87		
	200×400	194	402	15	15	22	89.22	70.0	2480	8130	5.27	9.54	158	404	3.70	400×400	
		197	398	11	18	22	93.40	73.3	2050	9460	4.67	10.1	123	475	3.01		
200		400	13	21	22	109.3	85.8	2480	11200	4.75	10.1	147	560	3.21			
200		408	21	21	22	125.3	98.4	3650	11900	5.39	9.74	229	584	4.07			
207		405	18	28	22	147.7	116	3620	15500	4.95	10.2	213	766	3.68			
214		407	20	35	22	180.3	142	4380	19700	4.92	10.4	250	967	3.90			
TM	75×100	74	100	6	9	8	13.17	10.3	51.7	75.2	1.98	2.38	8.84	15.0	1.56	150×100	
	100×100	97	150	6	9	8	19.05	15.0	124	253	2.55	3.64	15.8	33.8	1.80	200×150	
	122×175	122	175	7	11	13	27.74	21.8	288	492	3.22	4.21	29.1	56.2	2.28	250×175	
	150×200	147	200	8	12	13	35.52	27.9	571	801	4.00	4.74	48.2	80.1	2.85	300×200	
		149	201	9	14	13	41.01	32.2	661	949	4.01	4.80	55.2	94.4	2.92		
	170×250	170	250	9	14	13	49.76	39.1	1020	1820	4.51	6.05	73.2	146	3.11	350×250	
	200×300	195	300	10	16	13	66.62	52.3	1730	3600	5.09	7.35	108	240	3.43	400×300	
	220×300	220	300	11	18	13	76.94	60.4	2680	4050	5.89	7.25	150	270	4.09	450×300	
	250×300	241	300	11	15	13	70.58	55.4	3400	3380	6.93	6.91	178	225	5.00	500×300	
		244	300	11	18	13	79.58	62.5	3610	4050	6.73	7.13	184	270	4.72		
	275×300	272	300	11	15	13	73.99	58.1	4790	3380	8.04	6.75	225	225	5.96	550×300	
		275	300	11	18	13	82.99	65.2	5090	4050	7.82	6.98	232	270	5.59		
	300×300	291	300	12	17	13	84.60	66.4	6320	3830	8.64	6.72	280	255	6.51	600×300	
		294	300	12	20	13	93.60	73.5	6680	4500	8.44	6.93	288	300	6.17		
		297	302	14	23	13	108.5	85.2	7890	5290	8.52	6.97	339	350	6.41		

(续)

类别	型号 (高度× 宽度)/ (mm×mm)	截面尺寸(mm)					截面 面积/ cm ²	理论 质量/ (kg/m)	截面特性参数							对应 H型钢 系列型号
		H	B	l ₁	l ₂	r			惯性矩 /cm ⁴		惯性半径 /cm		截面模数 /cm ³		重心/ cm	
									I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y		
TN	50×50	50	50	5	7	8	5.920	4.65	11.8	7.39	1.41	1.11	3.18	2.95	1.28	100×50
	62.5×60	62.5	60	6	8	8	8.340	6.55	27.5	14.6	1.81	1.32	5.96	4.85	1.64	125×60
	75×75	75	75	5	7	8	8.920	7.00	42.6	24.7	2.18	1.66	7.46	6.59	1.79	150×75
	87.5×90	85.5	89	4	6	8	8.790	6.90	53.7	35.3	2.47	2.00	8.02	7.94	1.86	175×90
		87.5	90	5	8	8	11.44	8.98	70.6	48.7	2.48	2.06	10.4	10.8	1.93	
	100×100	99	99	4.5	7	8	11.34	8.90	93.5	56.7	2.87	2.32	12.1	11.5	2.17	200×100
		100	100	5.5	8	8	13.33	10.5	114	66.9	2.92	2.23	14.8	13.4	2.31	
	125×125	124	124	5	8	8	15.99	12.6	207	127	3.59	2.82	21.3	20.5	2.66	250×125
		125	125	6	9	8	18.48	14.5	248	147	3.66	2.81	25.6	23.5	2.81	
	150×150	149	149	5.5	8	13	20.40	16.0	393	221	4.39	3.29	33.8	29.7	3.26	300×150
		150	150	6.5	9	13	23.39	18.4	464	254	4.45	3.29	40.0	33.8	3.41	
	175×175	173	174	6	9	13	26.22	20.6	679	396	5.08	3.88	50.0	45.5	3.72	350×175
		175	175	7	11	13	31.45	24.7	814	492	5.08	3.95	59.3	56.2	3.76	
	200×200	198	199	7	11	13	35.70	28.0	1190	723	5.77	4.50	76.4	72.7	4.20	400×200
		200	200	8	13	13	41.68	32.7	1390	868	5.78	4.56	88.6	86.8	4.26	
	225×150	223	150	7	12	13	33.49	26.3	1570	338	6.84	3.17	93.7	45.1	5.54	450×150
		225	151	8	14	13	38.74	30.4	1830	403	6.87	3.22	108	53.4	5.62	
	225×200	223	199	8	12	13	41.48	32.6	1870	789	6.71	4.36	109	79.3	5.15	450×200
		225	200	9	14	13	47.71	37.5	2150	935	6.71	4.42	124	93.5	5.19	
	237.5×150	235	150	7	13	13	35.76	28.1	1850	367	7.18	3.20	104	48.9	7.50	475×150
		237.5	151.5	8.5	15.5	13	43.07	33.8	2270	451	7.25	3.23	128	59.5	7.57	
		241	153.5	10.5	19	13	53.20	41.8	2860	575	7.33	3.28	160	75.0	7.67	
	250×150	246	150	7	12	13	35.10	27.6	2060	339	7.66	3.10	113	45.1	6.36	500×150
		250	152	9	16	13	46.10	36.2	2750	470	7.71	3.19	149	61.9	6.53	
		252	153	10	18	13	51.66	40.6	3100	540	7.74	3.23	167	70.5	6.62	
	250×200	248	199	9	14	13	49.64	39.0	2820	921	7.54	4.30	150	92.6	5.97	500×200
		250	200	10	16	13	56.12	44.1	3200	1070	7.54	4.36	169	107	6.03	
		253	201	11	19	13	64.65	50.8	3660	1290	7.52	4.46	189	128	6.00	
275×200	273	199	9	14	13	51.89	40.7	3690	921	8.43	4.21	180	92.6	6.85	500×200	
	275	200	10	16	13	58.62	46.0	4180	1070	8.44	4.27	203	107	6.89		
300×200	298	199	10	15	13	58.87	46.2	5150	988	9.35	4.09	235	99.3	7.92	600×200	
	300	200	11	17	13	65.85	51.7	5770	1140	9.35	4.14	262	114	7.95		
	303	201	12	20	13	74.88	58.8	6530	1360	9.33	4.25	291	135	7.88		
312.5×200	312.5	198.5	13.5	17.5	13	75.28	59.1	7460	1150	9.95	3.90	338	116	9.15	625×200	
	315	200	15	20	13	84.97	66.7	8470	1340	9.98	3.97	380	134	9.21		
	319	202	17	24	13	99.35	78.0	9960	1160	10.0	4.08	440	165	9.26		

(续)

类别	型号 (高度× 宽度)/ (mm×mm)	截面尺寸(mm)					截面 面积/ cm ²	理论 质量/ (kg/m)	截面特性参数							对应 H型钢 系列型号
		H	B	t ₁	t ₂	r			惯性矩 /cm ⁴		惯性半径 /cm		截面模数 /cm ³		重心/ cm	
									I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y		
TN	325×300	323	299	10	15	13	76.26	59.9	7220	3340	9.73	6.62	289	224	7.28	650×300
		325	300	11	17	13	85.60	67.2	8090	3830	9.71	6.68	321	255	7.29	
		328	301	12	20	13	97.88	76.8	9120	4550	9.65	6.81	356	302	7.20	
	350×300	346	300	13	20	13	103.1	80.9	1120	4510	10.4	6.61	424	300	8.12	700×300
		350	300	13	24	13	115.1	90.4	1200	5410	10.2	6.85	438	360	7.65	
	400×300	396	300	14	22	18	119.8	94.0	1760	4960	12.1	6.43	592	331	9.77	800×300
		400	300	14	26	18	131.8	103	1870	5860	11.9	6.66	610	391	9.27	
	450×300	445	299	15	23	18	133.5	105	2590	5140	13.9	6.20	789	344	11.7	900×300
		450	300	16	28	18	152.9	120	2910	6320	13.8	6.42	865	421	11.4	
		456	302	18	34	18	180.0	141	3410	7830	13.8	6.59	997	518	11.3	

附录 8 螺栓和铆栓规格

附表 8-1 普通螺栓规格

螺栓直径 d /mm	螺距 p /mm	螺栓有效直径 d_e /mm	螺栓有效截面面积 A_e /mm ²	注
16	2	14.12	156.7	螺栓有效截面面积 A_e 按下式算得： $A_e = \frac{\pi}{4} \left(d - \frac{13}{24} \sqrt{3} p \right)^2$
18	2.5	15.65	192.5	
20	2.5	17.65	244.8	
22	2.5	19.65	303.4	
24	3	21.19	352.5	
27	3	24.19	459.4	
30	3.5	26.72	560.6	
33	3.5	29.72	693.6	
36	4	32.25	816.7	
39	4	35.25	975.8	
42	4.5	37.78	1121.0	
45	4.5	40.78	1306.0	
48	5	43.31	1473.0	
52	5	47.31	1758.0	
56	5.5	50.84	2030.0	
60	5.5	54.84	2362.0	

附表 8-2 铆栓规格

型式	I				II				III		
螺栓直径 d /mm	20	24	30	36	42	48	56	64	72	80	90
计算净截面面积/cm ²	2.45	3.53	5.61	8.17	11.20	14.70	20.30	26.80	34.60	43.44	55.91
锚栓设计拉力/kN (Q235 钢)	34.3	49.4	78.5	114.1	156.9	206.2	284.2	375.2	484.4	608.2	782.7
III 型 铆栓	锚板宽度 c /mm				140	200	200	240	280	350	400
	锚板厚度 t /mm				20	20	20	25	30	40	40

参考文献

- [1] 中华人民共和国建设部. GB 50017—2003 钢结构设计规范 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50009—2012 建筑结构荷载规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [3] 中华人民共和国建设部. GB 50205—2001 钢结构工程施工质量验收规范 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2002.
- [4] 中华人民共和国建设部. GB 50018—2002 冷弯薄壁型钢结构技术规范 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2002.
- [5] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ 7—2010 空间网格结构技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [6] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 51022—2015 门式刚架轻型房屋钢结构技术规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [7] 钢结构设计规范编制组. 钢结构设计规范专题指南 [M]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- [8] 沈祖炎. 钢结构基本原理 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [9] 沈祖炎, 陈扬骥, 陈以一. 钢结构基本原理 [M]. 2 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [10] 陈绍蕃. 钢结构设计原理 [M]. 3 版. 北京: 科学出版社, 2005.
- [11] 戴国欣. 钢结构 [M]. 4 版. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2012.
- [12] 魏明钟. 钢结构 [M]. 武汉: 武汉工业大学出版社, 2000.
- [13] 张耀春, 周绪红. 钢结构设计原理 [M]. 北京: 高等教育出版社, 2004.
- [14] 陈绍蕃, 顾强. 钢结构 上册 钢结构基础 [M]. 2 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [15] 陈绍蕃. 钢结构 下册 房屋建筑钢结构设计. [M]. 2 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [16] 张毅刚, 薛素铎, 杨庆山, 等. 大跨空间结构 [M]. 2 版. 北京: 机械工业出版社, 2014.
- [17] 完海鹰, 黄炳生. 大跨空间结构 [M]. 2 版. 北京: 中国建筑工业出版社. 2008.
- [18] 李光范. 钢结构 [M]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 2015.
- [19] 陈晓霞. 建筑工程钢结构实例教程 [M]. 北京: 机械工业出版社, 2012.
- [20] 雷宏刚. 钢结构设计原理 [M]. 北京: 科学出版社, 2006.
- [21] 张耀春. 钢结构设计 [M]. 北京: 高等教育出版社, 2007.
- [22] 赵顺波. 钢结构设计原理 [M]. 郑州: 郑州大学出版社, 2007.
- [23] 丁阳. 钢结构设计原理 [M]. 天津: 天津大学出版社, 2004.

教材使用调查问卷

尊敬的老师：

您好！欢迎您使用机械工业出版社出版的“应用型本科土木工程系列规划教材”，为了进一步提高我社教材的出版质量，更好地为我国教育发展服务，欢迎您对我社的教材多提宝贵的意见和建议。敬请留下您的联系方式，我们将向您提供周到的服务，向您赠阅我们最新出版的教学用书、电子教案及相关图书资料。

本调查问卷复印有效，请您通过以下方式返回：

邮寄：北京市西城区百万庄大街 22 号机械工业出版社建筑分社（100037）

李宣敏（收）

传真：010-68994437（李宣敏收）

Email: 824396435@qq.com

一、基本信息

姓名：_____ 职称：_____ 职务：_____

所在单位：_____

任教课程：_____

邮编：_____ 地址：_____

电话：_____ 电子邮件：_____

二、关于教材

1. 贵校开设土建类哪些专业方向？

土木工程 建筑学 安全工程 轨道工程 给水排水科学与工程

铁道工程 桥梁工程 隧道工程 工程造价 建筑电气智能化

工程管理 建筑环境与设备工程 建筑环境与能源应用工程

2. 您使用的教授方式： 传统板书 多媒体教学 网络教学

3. 您认为还应开发哪些教材或教辅用书？_____

4. 您是否愿意参与教材编写？希望参与哪些教材的编写？

课程名称：_____

形式： 纸质教材 实训教材（习题集） 多媒体课件

5. 您选用教材比较看重以下哪些内容？

作者背景 教材内容及形式 有案例教学 配有多媒体课件

其他

三、您对本书的意见和建议（欢迎您指出本书的疏误之处）_____

四、您对我们的其他意见和建议_____

请与我们联系：

100037 北京市西城区百万庄大街 22 号

机械工业出版社·建筑分社 李宣敏 收

Tel: 010-88379776 (O), 68994437 (Fax)

E-mail: 824396435@qq.com

<http://www.cmpedu.com>（机械工业出版社·教材服务网）

<http://www.cmpbook.com>（机械工业出版社·门户网）

<http://www.golden-book.com>（中国科技金书网·机械工业出版社旗下网站）



应用型本科土木工程系列规划教材

工程项目管理
 结构力学
 土木工程材料
 测量学
 材料力学
钢结构
 房屋建筑学
 土木工程施工技术
 土木工程制图
 理论力学
 混凝土结构设计原理
 土力学与地基基础
 建筑抗震设计

Civil Engineering



我社向本教材授课老师免费提供相应的电子教案，
 需要者请根据书末的“教材使用调查问卷”或加入
 机工建筑微信索要。

地址：北京市百万庄大街22号
 邮政编码：100037

电话服务
 服务咨询热线：010-88379833
 读者购书热线：010-88379649

网络服务
 机工官网：www.cmpbook.com
 机工官博：weibo.com/cmp1952
 教育服务网：www.cmpedu.com
 金书网：www.golden-book.com
 封面防伪标均为盗版



机工教育微信服务号

建筑 设计 施工 造价 执业 教材 文化
 责任编辑 微信号

扫一扫

享受更多优质服务
 赢取精美建筑图书



ISBN 978-7-111-56301-3

策划编辑◎李宣敏 / 封面设计◎张静



ISBN 978-7-111-56301-3



9 787111 563013 >

定价：50.00元