绪　言

铁曾经在西方工业革命中起了十分重要的作用。由生铁冶炼为钢材的思想始于 1855 年，到 1879 年钢材冶炼技术逐渐成熟。金属结构的应用历史大致可分为三个时期[1]：（一）、1780—1850 年的铸铁时期；（二）、1850—1900 年的锻铁时期；（三）、1880 至今的钢结构时期。

1880—1900 年代，钢结构主要由热轧截面和铆接连接构成，结构体系大多为静定结构，其稳定性主要由支撑来保证，设计计算主要针对构件采用弹性理论和容许应力设计法；1930 年代起，焊接技术带来了钢结构制造业的根本性变革，实截面的焊接框架代替了精致的铆接结构，梁柱刚性节点替代了支撑以保障结构的稳定性，设计计算逐渐针对整个框架采用弹塑性理论和极限状态方法；冷弯薄壁型钢自 1940 年代起在钢结构建筑中得到了广泛的应用，考虑板件局部失稳后极限强度的设计方法以及考虑板材与框架体系共同作用的设计方法逐渐得到发展。

我国钢结构体系的发展大致经过了这样的时期：1990 年以前，钢结构建筑在工业领域中的主要应用是重型厂房中的排架结构体系，在民用领域中的主要应用是螺栓球或焊接球网架结构；自 1990 年代起，钢结构在我国进入了快速的全面的发展和应用时期。门式钢刚架结构被大量应用于工业厂房、超市、仓库中；钢框架在多高层建筑中也得到了越来越多的应用；薄壁彩钢板已大量应用于各类结构的维护体系和无梁无柱穹顶中；钢管直接汇交焊接结构及其与高强度拉索的组合结构已推广应用于各类体育、文化等公共建筑中；冷弯薄壁型钢截面除广泛应用于檩条等维护结构构件外也开始作为结构的主要受力构件或其组成部件得到应用。

现代钢结构体系由热轧截面、焊接截面和冷弯薄壁型钢截面构件组成。人们往往将钢结构划分为普通钢结构和轻型钢结构两大类。但是，究竟如何定义或区分这两类结构，却存在着很多不同的标准。例如，结构跨度的标准，结构层数的标准，结构用途的标准，吊车吨位的标准等。这些标准都有一定的合理性，但是都是建立在结构体系外在因素或特征基础上的。事实上，轻型钢结构体系的本质是“轻”，实现这一本质的条件是截面板件要“薄”，设计时必然要考虑板件局部失稳后的极限强度。所以，**从结构工作机理和设计计算原理的角度出发，轻型钢结构体系是指“结构构件采用较薄板件，设计时考虑板件局部失稳后的后继强度的钢结构体系”。**

门式钢刚架是典型的轻型钢结构，也是目前国内应用最为广泛的轻型钢结构。早期典型的门式钢刚架是 1910 年布鲁塞尔世博会的德国机械工程展厅，采用了多层阶形钢框架结构；1932 年建成的德国埃森煤矿税收协会采用了门式钢框架结构[30]。**现代轻型门式钢刚架体系是由国外钢结构专业公司引入我国的，它包括主结构系统（刚架、支撑、抗风柱等）、次结构系统（屋面和墙面檩条等）、辅助结构体系（挑檐、雨蓬、女儿墙、楼梯、吊车梁等）、围护板材体系、柱脚和基础等。**

近几年来，已有若干轻型门式钢刚架结构及薄壁型钢结构的设计规程规范编写出版[1]-[5]，有的经数年的应用和实践正在修订中，也有一些轻型钢结构的设计手册及专著出版发表[8]-[17]。但是，现有的轻型钢结构方面的出版物还不能满足广大设计人员的需求。本书按照轻型门式钢刚架各组成部分，力求通俗易懂地阐

述其受力特点、计算理论、设计思想、连接节点和构造细节。**本书的特点之一是简洁地叙述了轻型钢结构计算和设计的理论及原理，而不仅仅满足于向读者简单描述公式和方法；特点之二是结合近年来国内工程的实践经验，对于支撑、檩条和屋面板材采用 3D3S 软件进行了参数化分析，给出了可供用户直接选用的表格和规格；特点之三是对于轻型门式刚架的各个组成部分都给出了典型的设计和计算例子，并在全书最后给出了整体结构完整的设计例子和相应的设计施工图，可供读者参照使用。**本书第一、第五和第七章由黄明鑫、钱卫军、张莉撰写；第二章由张其林、吴杰、于贵景撰写；第三章由龚铭、刘沈如、刘振华撰写；第四章由罗晓群、刘沈如、王忠全撰写；第六、八、九章由刘沈如、刘振华、于贵景、王忠全撰写。杨冰、姜峰、程立新、周骥、秦雅菲等参与了本书例题的计算和整理。**全书由张其林修改审定。本书可供设计单位、钢结构工程公司设计人员、大专院校学生和研究生作工程设计和教学学习参考用书。**

编写组

2003 年 5 月

地信网论坛 BBS.3501.COM 顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/

编写组成员：

主　编：张其林（同济大学土木工程学院）
副主编：刘沈如（同济大学土木工程学院）
　　黄明鑫（浙江精工钢结构工程有限公司）
　　钱卫军（浙江精工钢结构工程有限公司）
成　员：龚　铭（同济大学土木工程学院）
　　罗晓群（同济大学土木工程学院）
　　张　莉（浙江精工钢结构工程有限公司）
　　刘振华（山东大学土木水利学院）
　　吴　杰（同济大学土木工程学院）
　　王忠全（同济大学土木工程学院）
　　于贵景（同济大学土木工程学院）

地信网论坛
BBS.3S001.COM
顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/

地信网论坛
BBS.3S001.COM
顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/

目录

绪言

第一章 轻型门式刚架加工制造的基本知识

第一节 H 型钢的制作及其设备 1

第二节 围护系统的制作及其设备 10

第三节 钢结构防腐处理 15

第四节 钢结构防火处理 24

第二章 轻型门式刚架设计的基本理论

第一节 结构布置和材料选用 34

第二节 结构设计的一般原则 37

第三节 计算模型和计算理论 40

第四节 稳定设计的基本知识 45

第四节 优化设计的基本知识 55

第三章 主结构及其支撑体系

第一节 主刚架的设计和构造 62

第二节 山墙刚架的设计和构造 77

第三节 伸缩缝处刚架的构造 81

第四节 托梁及屋面单梁设计 82

第五节 结构支撑体系 86

第六节 主刚架工程设计实例 94

第四章 次结构及其连接构造

第一节 冷弯薄壁型钢的一般特点 125

第二节 有效宽度法的基本概念 126

第三节 屋面檩条的构造和计算 130

第四节 墙面檩条的构造和计算 141

第五节 若干问题讨论 142

第六节 檩条计算设计实例 150

第七节 檩条规格选用附表 153

第五章 辅助结构系统

第一节 雨篷和挑檐 172

第二节 吊车梁和牛腿 173

第三节 楼梯和栏杆 189

第四节 检修平台和女儿墙 192

第六章 围护材料及其连接构造

第一节 金属屋面的主要类型 216

第二节 压型钢板的构造和规格 220

第三节 复合保温板的构造和规格 224

第四节 金属屋面板的连接 226

第五节 金属屋面板的设计 235

第六节 加气混凝土屋面 ALC 板 247

第七节 墙面板 250

第八节 保温隔热 256

第九节 门窗 257
第十节 采光和通风 258
第七章 连接件和密封材料
第一节 螺栓 259
第二节 锚栓 262
第三节 自攻螺丝 269
第四节 密封带条和密封膏 270
第八章 基础设计
第一节 基础设计的特点 273
第二节 基础设计的特殊处理措施 275
第三节 典型柱基础细部详图 281
第四节 柱底板和锚栓 283
第五节 基础设计实例 287
第九章 应用实例 291
参考文献 307

地信网论坛 BBS.3S001.COM 顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/

第一章　轻型钢结构加工制造的基本知识

轻型钢结构工程是一个系统工程，它包括设计、加工制造和施工安装三个过程；包含的具体内容有：主结构系统、次结构系统和围护系统三大方面。了解轻型钢结构各个组成部分的加工制造过程对于工程师而言是十分必要的。

主结构系统包括主刚架和支撑体系。支撑体系包括水平支撑、柱间支撑和刚性系杆等部分。由于支撑体系采用的构件大多为圆钢、角钢和钢管等，构件简单、制作方便，且支撑体系节点多为标准节点，因此这部分产品大多为各公司的标准产品。

本章仅从轻型钢结构的主刚架和围护系统两方面介绍轻型钢结构的加工制造；同时介绍钢结构的防腐处理和防火处理的相关知识。

第一节　H 型钢的制作及其设备

轻型钢结构的主刚架包括门式刚架和山墙抗风柱等部分。主刚架作为建筑结构的骨架，支承整个建筑结构系统，承受和传递着各类荷载。根据跨度、高度及荷载的不同，门式刚架的梁、柱一般采用变截面或等截面的实腹式焊接 H 型截面或轧制 H 型截面。变截面构件通常改变腹板的高度做成楔形形状，必要时也可改变腹板的厚度。结构构件在运输单元内一般不改变翼缘截面，邻接的运输单元可采用不同厚度和宽度的翼缘截面。因受加工设备限制，H 型钢截面高度一般不能超过 2m。下面将按焊接 H 型钢生产工艺流程的顺序介绍焊接 H 型钢的制作机器设备。

一、板材下料切割

板材下料切割的方法有：机械切割法、气割法、等离子切割法等。

在钢结构制造厂中，一般情况下，钢板厚度在 12～16mm 以下的直线型切割，采用剪切下料。常用的剪切机械有剪板机。

气割多用于带曲线的零件和厚钢板的切割。气割能切割各种厚度的钢材，设备灵活、费用经济、切割精度较高，是目前使用最广泛的切割方法。气割按切割设备可分为：手工气割、半自动气割、仿型气割、多头气割、数控气割和光电跟踪气割。焊接 H 型钢生产线的下料设备一般配备数控多头切割机或直条多头切割机，此类切割设备是高效率的板条切割设备，纵向割矩可根据要求配置，可一次同时加工多块板条。（见图 1-2）

各类型钢以及钢管等的下料通常采用锯割。常用的锯割机械有：弓形锯、带锯、圆盘锯、摩擦锯和砂轮锯等。

等离子切割主要用于熔点较高的不锈钢材料及有色金属的切割。

二、板材矫正整平

H 型钢在组立焊接之前，先要对原材料（钢板）进行矫正、整平。常用的机械设备有板条矫平机（见图 1-3）。

三、H 型组立、焊接

矫平的钢板（翼缘板、腹板）进入 H 型钢自动组立机，在组立生产线上，将未焊接的翼缘板和腹板先工作组立器具定位好，进行头部定位焊。此类设备一般都采用 PLC 可编程序控制器，对型钢的夹紧、对中、定位点焊及翻转实行全过程自动控制，速度快、效率高。（见图 1-4）组立好的 H 型钢进入焊接机，H 型钢生产配备的焊机一般为埋弧自动焊机，从类型上可分为门式焊接机（见图 1-5）及悬臂式焊接机两种类型。焊机一般都配备有焊缝自动跟踪系统、焊剂自动输送回收系统及快速返程功能。

四、H 型矫正

轻型钢结构构件的翼缘、腹板通常采用较薄的钢板，焊接容易产生比较大的焊接变形，且翼缘板与腹板的垂直度也有偏差，这时需要通过矫正机对焊接后的 H 型钢进行矫正。（见图 1-6）。

五、钻孔、锁口、抛丸、涂装

钢结构的连接节点多采用高强螺栓，因此孔加工在钢结构制造中占有一定的比重。制孔通常有钻孔和冲孔两种方法。钻孔是钢结构制造中普遍采用的方法，几乎能用于任何规格的钢板、型钢的孔加工。钻孔的精度高，对孔壁损伤较小。冲孔一般只用于较薄钢板和非圆孔的加工且孔径不小于钢材厚度的加工。冲孔生产效率虽高，但由于孔的周围产生冷作硬化，孔壁质量差等原因，通常只用于檩条、墙梁端部长圆孔的制备。

常用的边缘加工方法有：铲边、刨边、铣边、碳弧气刨、气割和坡口机加工等。H 型钢端面铣床，用于焊接或轧制成型的 H 型钢、箱形截面梁柱的两端面铣削加工。铣边机利用滚铣切削原理，对钢板焊前的坡口、斜边、直边、U 形边可一次同时铣削成形，耗能少操作维修方便。

钢构件在涂刷之前应进行除锈处理，构件表面的除锈方法分为喷射、抛射除锈和手工或动力除锈。喷射、抛射除锈设备的种类很多，如图 1-7 抛丸机适用于各种型材和板材的表面清理。

制做好的H型钢需要防腐，即涂刷油漆。详见第三节钢结构防腐处理。

图1—1给出了焊接H型钢的生产工艺流程。

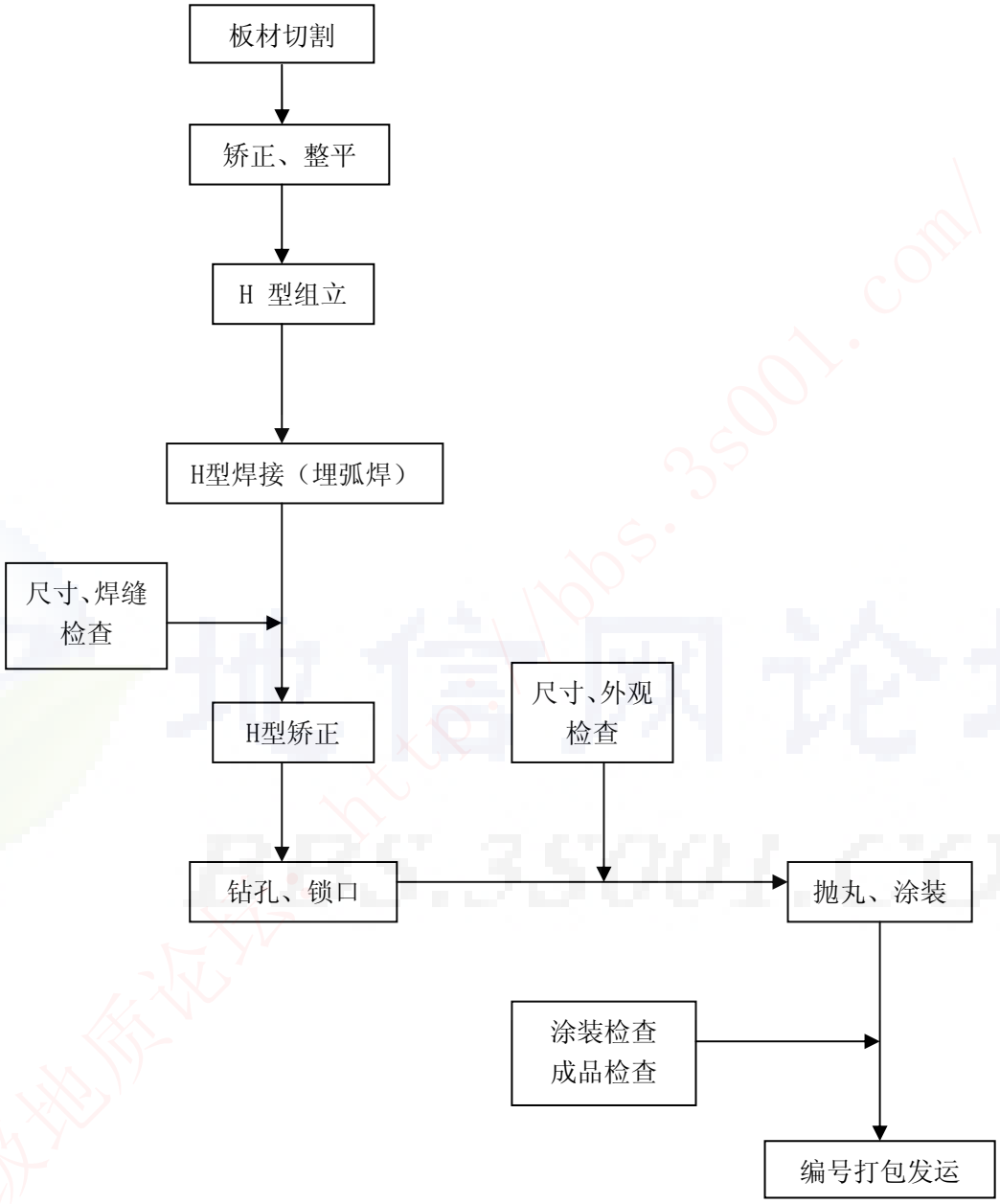
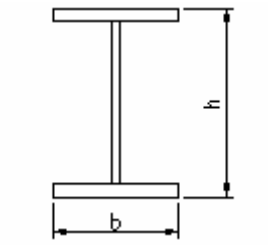
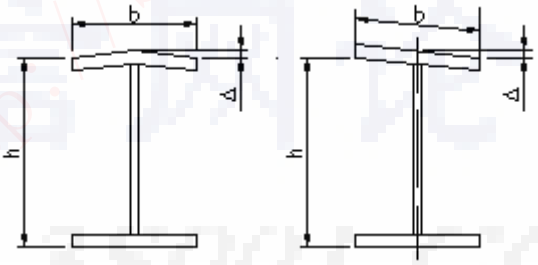
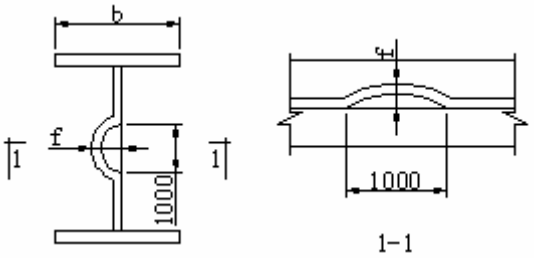


图1—1 焊接H型钢的生产流程

制作好的焊接 H 型钢需经检查合格后方可编号打包发运，焊接 H 型钢的允许偏差见表 1－1 。

表 1－1　　焊接 H 型钢的允许偏差

项　　目		允许偏差	图　　例
截面高度（*h*）	h<500	±2.0	
	500≤h≤1000	±3.0	
	h>1000	±4.0	
截面宽度（b）		±3.0	
腹板中心偏移		2.0	
翼缘板垂直度（Δ）		b/100 3.0	
弯曲矢高		l/1000 5.0	
扭曲		h/250 5.0	
腹板局部平面度（f）	t<14	3.0	
	t≥14	2.0	

部分 H 型钢的生产设备如图 1-2～1－8 所示。



图 1－2　ESAB 六米数控切割机



图 1－3　W43-24X1000 板条矫平机



图 1－4　HG-1500 组立焊



图 1－5　ME-1-1000 门型自动埋弧焊



图 1－6　精工-III型矫正机



图 1－7　美国潘邦八抛头抛丸机

在H型钢的制做过程中，板材切割下料、矫正整平，拼装点焊、焊接及焊后翼缘矫正，按常规工艺是由多台设备来完成的。将以上工序集于一身的H型钢生产线具有结构紧凑、占地省、生产效率高等优点。下面介绍两条生产线：单面焊生产线（见图1-8）和通用H型钢生产线。

单面焊H型钢生产线采用低合金高强度钢板以卧式焊接机单面焊接，采用美国林肯公司的单弧双自动埋弧焊机。该生产线包含目前钢结构行业中规格最大的12m×8m大型剪板机，H型钢的腹板和翼缘板可用此剪板机一次性剪切下料，超过12mm厚的钢板采用等离子切割机进行切割。对于平整度不符合要求的钢板用9辊矫平机整平。整平后的翼缘板进入翼缘板生产线，经过对接、冲孔、切断而成为翼缘板半成品，进入焊接生产线。半成品经组立及头部定位焊后进入卧式焊接机，一次性焊接完成。

通用H型钢生产线由直条火焰切割机和12m×8m剪板机将钢板切割下料成腹板和翼缘板，经组立机到门型自动埋弧焊机焊接，再经翼缘矫正机矫正后成为焊接H型钢。矫正后的H型钢通过抛丸除锈处理后，涂底漆、编号发运。



图1－8　美国林肯单面焊生产线

钢结构的主刚架制作加工中，工作量最大的是节点的加工制作，包括节点处的开孔、端板的定位焊接、加劲板的定位焊接等工作。对梁柱上四个面都有加劲板的情况，梁柱还需要翻转焊接，构件的翻转需要采用特殊的翻转设备。翻转机如图1－9所示。



图 1－9　钢结构节点加工用的翻转机

第二节　围护系统的制作及其设备

轻钢结构的围护系统包括檩条、墙梁、墙面及屋面彩板、楼面板、通风采光系统、排水系统和收边系统等。围护系统的制造是轻钢结构加工制造中技术含量最高的一部分，它直接决定了整个建筑的产品质量。下面通过相关设备来介绍围护系统的加工制造过程。

一、冷弯薄壁型钢檩条的加工制造

在轻型门式刚架结构中，檩条和墙梁通常采用卷边槽形（或称 C 型）和带斜卷边的 Z 型冷弯薄壁型钢。冷弯薄壁型钢一般由薄钢板通过檩条机冷弯辊压成型而成。对 Z、C 型冷弯薄壁型钢，钢板厚度一般为 1.5～3mm，材质为 Q235 钢板、Q345 钢板或 G450 高张力连续热浸镀锌钢板三种。檩条上的孔可采用冲孔。冷弯薄壁型钢檩条的制作偏差应符合表 1－2。图 1-11 为众多檩条机中的一种。

表 1－2　　檩条尺寸的允许偏差

项目	符号	允许偏差（mm）	项目	符号	允许偏差（mm）
截面高度	h	± 5	翼缘孔中心至腹板外缘距离	A_5	±3
翼缘高度	b	± 5	腹板横向孔中心线距离	S_1	±1.5

		-2			
斜卷边或直卷边长度	A_1	+6 -3	腹板纵向孔中心线距离	S_2	±1.5
翼缘不平度	θ_1	±3°	两端螺栓群中心距离	S_3	±3
斜卷边角度	θ_2	±5°	檩条构件的长度	l	±3
腹板孔中心至构件边缘距离	A_2	±3	弯曲矢高	c	L/500
腹板孔中心至构件端部距离	A_3	±3	最小厚度	t	设计值 t 的 0.95 倍
翼缘孔中心至构件端部距离	A_4	±3			

注：符号含义见图 1-10。

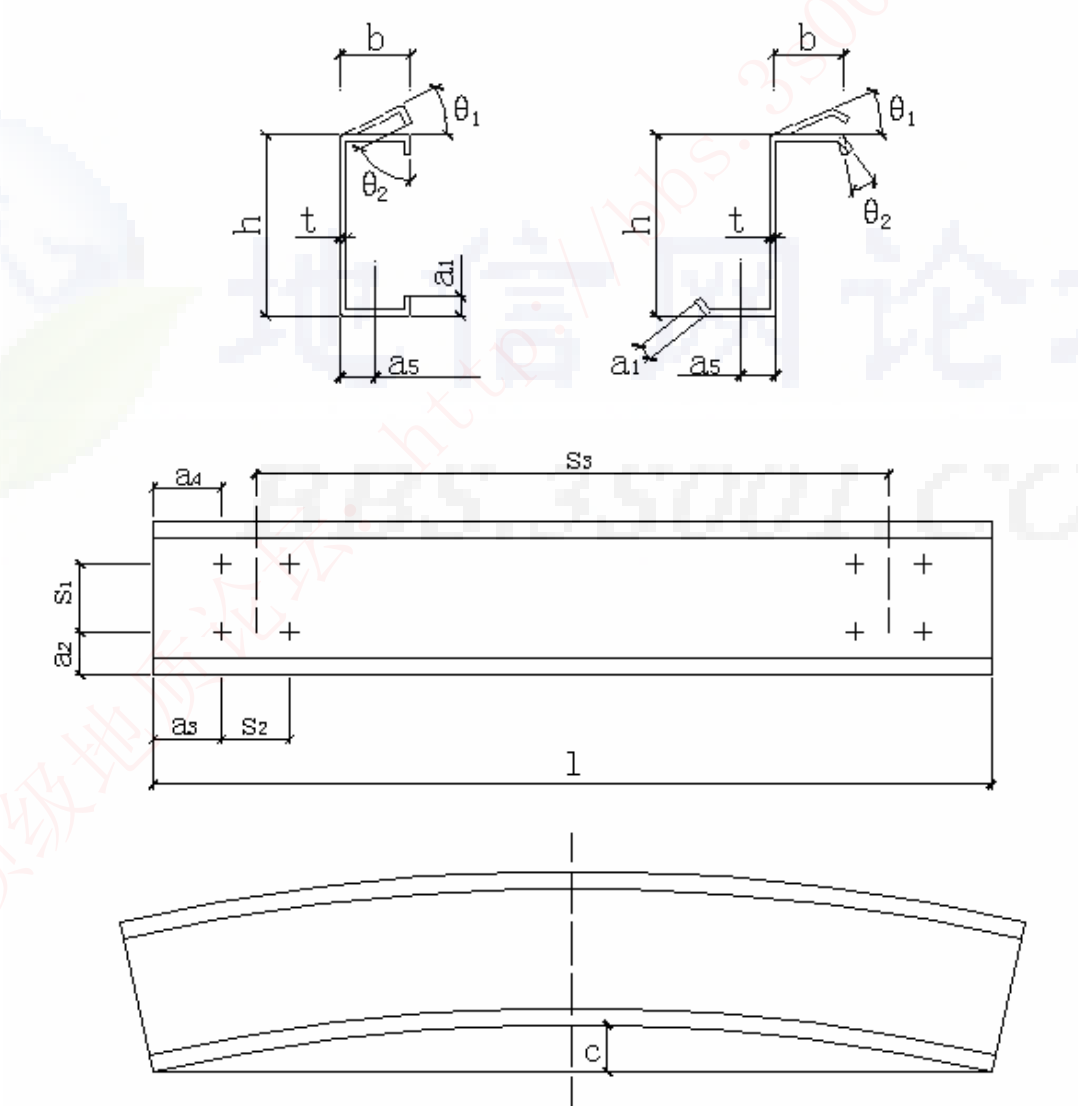


图 1－10　檩条的尺寸偏差

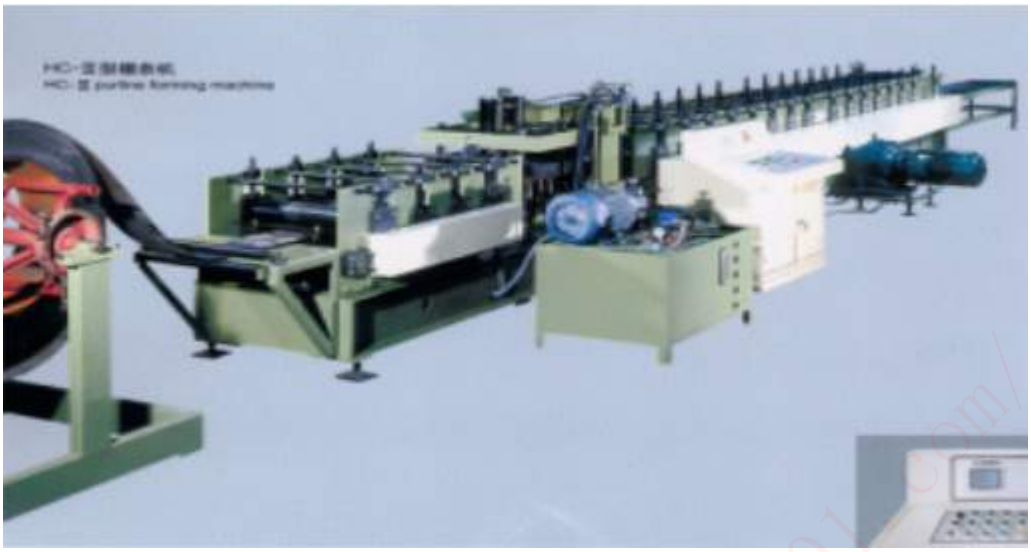


图 1－11　HG-Ⅲ型檩条机

二、压型金属板的制作

彩色钢板建筑制品分为单层彩色压型钢板和复合夹芯板两类轻型建筑预制板材。

单层彩色压型钢板和复合夹芯板的原材料普通的彩色钢板（钢带）是由金属基材经过表面处理（热镀锌、热镀锌铝合金、热镀铝及电镀锌和热镀锌合金化钢板），再在其上覆盖彩色涂层（聚酯涂料、有机硅改性聚酯涂料、聚偏氟乙烯涂料，也可无涂层）制成。彩色钢板按其基板的用途不同、镀层不同、涂层不同可分为若干类别，彩板的选择要对金属基材、镀层、涂层分别进行确定。比较高级的彩板有以铝镁合金材料为基板的铝镁板。

单层彩色压型钢板的制作是采用压型机将彩钢卷通过连续完成的开卷、辊压、剪切而成的。

复合夹芯板的制作是采用两层彩板做面层，中间注入液体聚氨脂(PU)、聚苯乙烯（EPS）或岩棉，再固化加压一次成型制成。这种复合板具有承力、保温、装修、防水的综合功能。

成型后的压型钢板及泛水板、包角板的基板不得有裂纹；漆膜应无裂纹、剥落和擦痕等现象。表 1－3 为压型金属板的尺寸偏差项目。

表 1－3　　压型金属板的尺寸偏差项目

项　　目			尺寸偏差（mm）
波　　距			±2.0
波　　高	压型钢板	h≤70mm	±1.5
		h>70mm	±2.0

	压 型 铝 板		±2.0
侧向弯曲	在测量长度 l 的范围内	压型钢板	20.0
		压型铝板	25.0

注：（1）h 为压型金属板截面高度。

（2）l 为测量长度，系指板长扣除两端 0.5m 后的实际长度（小于 10m）或扣除后人选的 10m 长度。

单层彩色钢板压型机是采用多道成型辊将彩色钢板连续冷弯成型的原理设计的。它由开卷机（架）、送料台、成型机、切断机和成品辊架五部分组成，当加工曲板时还需曲面冲压机。图 1－12～1－13 列出了一些彩色压型钢板的生产设备。



图 1－12　HV-450 压型机



图 1－13　HV-475 压型机

三、排水和收边系统

轻型钢建筑中，天沟、落水管、包边板等的制造质量对于防水功能至关重要。很多轻型钢建筑在这些地方都存在泛水、渗水现象，其中一个重要原因就是其包边板是手工折成而不是采用机械加工的，这些对建筑的排水效果及建筑外观效果都不利，而采用折弯机折弯的收边板产品质量较好。下图的折边机可以针对一定形状的包边，适应不同的彩色压型钢板的板型，对包边板进行折弯加工。这样加工出来的包边板与彩色压型钢板贴合紧密，防水性能好。图 1－14 为浙江精工科技有限公司开发研制的 JZW800 折边机。



图 1－14　JZW800 折边机

四、通风采光系统

衡量轻型钢建筑质量好坏的另一很重要的标准就是其屋面采光通风及防水系统产品的质量，它直接关系到轻型钢建筑的使用性能。这部分产品大多为专利产品，由钢结构公司或各相关专业厂家开发生产。

(a) 采光天棚　　(b) 防水细部　　(c) 通风气楼

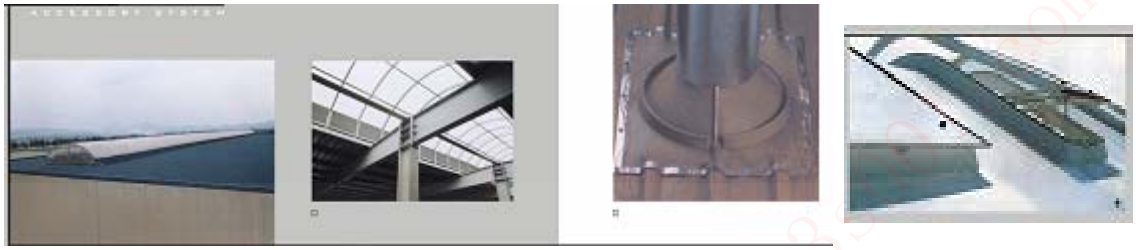


图 1－15　屋面采光通风及防水

图 1－15 所示分别为采光天棚、防水细部做法和通风气楼，一般通风气楼或通风器有主动和被动排风两种形式，其型号、布置位置和布置数量与建筑的具体通风要求有关，可以根据通风器的排风能力进行计算。

第三节　钢结构的防腐处理

由于建筑钢材强度高、塑性韧性好、自重轻，加上钢结构具有制作简便、施工工期短，适用于跨度大、高度高、承载重的结构等优点，使钢材在建筑业中得到了广泛应用。

但是钢材耐腐蚀性和耐锈蚀性差。据发达国家的不完全统计，每年由于腐蚀造成的经济损失约占国民经济总产值的 4 %。钢结构的腐蚀不仅造成经济损失，也给结构的安全带来隐患，由于钢锈蚀而导致的工程事故也屡见不鲜。因此钢结构（特别是薄壁钢构件）的防腐处理具有重要的经济和社会意义。

一、钢结构防锈与涂装的一般规定

1 、钢结构的防锈及涂装设计应遵守《工业建筑防腐蚀设计规范》GB500046 与《钢结构管道涂装技术规程》YB/T9256 的有关规定；凡在钢结构工程设计中，均应有防锈涂装设计的内容。

2、钢结构防锈及涂装设计应综合考虑结构的重要性、环境侵蚀条件、维护条件及使用寿命，以及施工条件与工程造价等因素，合理的选用或确定钢材表面原始锈蚀等级、除锈方法与等级（《涂装前钢材表面锈蚀等级和涂装等级》GB8923）、涂料与涂装要求以及涂装施工的质量检验要求（《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205）等。

3、轻型钢结构构件应按表 1-4 所示外界条件对结构的侵蚀作用分类选择表面处理方法及配套涂料。

表 1 － 4　　外界条件对轻型钢结构的侵蚀作用分类

序号	地区	相对湿度（%）	对结构的侵蚀作用分类		
			室内（采暖房屋）	室内(非采暖房屋）	露天
1	农村，一般城市的商业区及住宅区	干燥，＜60	无侵蚀作用	无侵蚀作用	弱侵蚀作用
2		普通，60～70	无侵蚀作用	弱侵蚀作用	中等侵蚀作用
3		潮湿，＞７５	弱侵蚀作用	弱侵蚀作用	中等侵蚀作用
4	工业区，沿海地区	干燥，＜60	弱侵蚀作用	中等侵蚀作用	中等侵蚀作用
5		普通，60～70	弱侵蚀作用	中等侵蚀作用	中等侵蚀作用
6		潮湿，＞７５	中等侵蚀作用	中等侵蚀作用	中等侵蚀作用

注：1　表中的相对湿度系指当地的年平均相对湿度，对于恒温恒湿或有相对湿度指标的建筑物，则按室内相对湿度采用。

2　一般城市的商业区及住宅区泛指无侵蚀性介质的地区，工业区则包括受侵蚀介质影响及散发轻微侵蚀性介质的地区。

二、钢结构腐蚀的主要原因

防止钢结构腐蚀首先要了解钢材腐蚀的原因。

1.　常温下（100℃以下）钢材的腐蚀机理

常温下钢铁的腐蚀主要是电化学腐蚀。钢结构在常温大气环境中使用，钢材受大气中水分、氧和其他污染物（未清理干净的焊渣、锈层、表面污物）的作用而被腐蚀。大气的相对湿度在 60%以下时，钢材的腐蚀是很轻微的；但当相对湿度增加到某一数值时，钢材的腐蚀速度突然升高，这一数值称为临界湿度。常温下，一般钢材的临界湿度为 60%～70%。

当空气被污染或在沿海地区空气中含盐时，临界湿度都很低，钢材表面容易形成水膜。此时焊渣和未处理干净的锈层（氧化铁皮）作为阴极，钢结构构件（母材）作为阳极在水膜中发生电化学腐蚀。大气中的水分吸附在钢材表面形成的水膜是造成钢材腐蚀的决定因素；大气的相对湿度和污染物的含量是影响大气腐蚀程度的重要因素。

2.　高温下（100℃以上）钢材的腐蚀机理

高温下钢铁的腐蚀主要是化学腐蚀。高温状态下，水以气态存在，电化学作用很小，降为次要因素。金属和干燥气体（如 O_2、H_2S、SO_2、Cl_2 等）相接触，表面生成相应的化合物（氯化物、硫化物、氧化物），形成对钢材的化学腐蚀。

三、钢结构腐蚀的防护方法

根据钢材腐蚀的电化学原理，只要防止或破坏腐蚀电池的形成或强烈阻滞阴、阳极过程的进行，就可防止钢材的腐蚀。采用防护层方法防止钢结构腐蚀是目前通用的方法，常用的保护层有以下几种：

1、金属保护层：金属保护层是用具有阴极或阳极保护作用的金属或合金，通过电镀、喷镀、化学镀、热镀和渗镀等方法，在需要防护的金属表面形成金属保护层（膜）来隔离金属与腐蚀介质的接触，或利用电化学的保护作用使金属得到保护，从而防止腐蚀。

2、化学保护层：通过化学或电化学方法使钢材表面生成一种具有耐腐蚀性能的化合物薄膜，以隔离腐蚀介质与金属的接触，来防止对金属的腐蚀。

3、非金属保护层：用涂料、塑料、搪瓷等材料，通过涂刷和喷涂等方法，在金属表面形成保护膜，使金属与腐蚀介质隔离，从而防止金属的腐蚀。

四、钢材表面处理

钢材加工后到出厂之前，构件表面会不可避免的沾有油污、水分、灰尘等污染物以及存在毛刺、氧化铁皮、锈层等表面缺陷。由前面钢结构腐蚀的主要原因我们知道，污染物的含量是影响大气腐蚀程度的重要因素，且表面污物会严重影响涂料在钢材表面的附着力，并使漆膜下的锈蚀继续扩展，导致涂层失效或破坏，无法达到预期的防护效果。因此，钢材表面处理质量的好坏对涂层的防护效果及寿命的影响，有时甚至比涂料本身品种性能差异的影响更大，应予以重视。日本《防蚀技术》中认为影响涂装质量的诸多因素所占的比例见表 1-5。

表 1 － 5　　防腐涂装个因素对涂层质量的影响

影响质量的因素	影响程度（%）
表面处理（除锈质量）	49.5
涂层厚度（涂装道数）	19.1
涂料品种	4.9
其他（施工与管理等）	26.5

钢结构表面处理方法：手工工具除锈、滚动钢丝轮除锈、酸洗除锈、喷砂（丸）除锈、化学转化膜、热浸镀、电镀、表面合金化以及射流控制真空除锈、激光除锈等。

在中等侵蚀作用环境中的承重钢构件，当其形状较复杂或体型较特殊时，可选用酸洗除

锈方法。酸洗应有专门的工艺控制保证（不宜用盐酸），应附加缓蚀剂，并清洗到位，确保角、凹部位不致积酸，引起材质氢脆变异。

各类构件的物理除锈方法与等级可按表 1-6 选用。

表 1 － 6　　各类构件的物理除锈方法与等级

构件种类	除锈方法	除锈等级
无侵蚀作用的一般构件	手工及动力工具除锈	$St2$（彻底）级或 $St3$ 级（非常彻底）
弱侵蚀作用的承重构件	喷射（丸、砂）除锈	$Sa2$（彻底）级或 $Sa2\frac{1}{2}$ 级（非常彻底）
中等侵蚀作用的承重构件	喷射（丸、砂）除锈	$Sa2\frac{1}{2}$ 级（非常彻底）

注：1　对使用期内很难维修的承重构件，其除锈等级宜适当提高（最高不超过 $Sa2\frac{1}{2}$ 级）。

2　除锈前后应仔细消除油垢、毛刺、药皮、飞溅物及氧化铁皮等。

3　除锈及涂装工程的质量验收应符合《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 的规定。

五、防腐涂料

钢构件的防腐涂层可根据具体情况采用不同的方式,如金属保护层(镀锌等)、油漆涂层、复合保护层（即一、二项同时使用）。目前通常的钢结构防腐做法就是刷防腐涂料。涂料是一种含油的或不含油的胶体溶液，将它涂敷在钢材表面上，可结成一层薄膜来保护钢结构。

防腐涂料一般由底漆和面漆组成。底漆中粉料多，基料少，成膜粗糙，底漆的功能是使漆膜与基层和面漆结合牢固，即就是要有好的附着力；底漆有阻蚀性颜料，可以阻止锈蚀的发生，有的还能对金属起钝化和电化学保护作用，防止金属生锈。而面漆则粉料少，基料多，成膜后有光泽，主要功能是保护下层底漆，故要对大气和湿度具有不渗透性，要能抵抗由风化引起的物理和化学分解。目前的趋势是使用合成树脂来提高介质的抗风化性能。耐大气性能的防腐涂料一般只能耐大气中的气相腐蚀。对于受酸碱等介质侵蚀的地方，必须用耐酸碱的涂料。

防腐漆按保护功能可分为底漆，中层漆和面漆，各层油漆均有其特性，各负其责，各层组合起来，形成复合涂层，提高防腐性能，延长使用寿命。

1、底漆

底漆层常用的防腐涂料有富锌底漆和环氧铁红底漆,富锌漆是由大量的微细锌粉与少量的成膜机料组成。锌的电化学性比钢铁高，在受到腐蚀时，有“自我牺牲”的作用，使钢铁被保护。腐蚀产物氧化锌又填充了孔隙，使涂层更加致密。常用的富锌底漆有以下三种：

(1) 水玻璃无机富锌底漆，它是以水玻璃为基料，加入锌粉，混合后涂刷，固化后要用

水冲洗，施工工艺复杂，工艺条件苛刻，表面处理必须在 Sa2.5 以上，另外对环境温度、湿度都有要求，形成的涂膜易开裂、脱皮、目前已很少采用。

(2) 溶性无机富锌底漆，该底漆是以正硅酸乙酯为基料，以酒精为溶剂，经部分水解聚合，加入锌粉混合均匀后涂覆成膜。

(3) 富锌底漆，它是以环氧树脂为成膜基料，加入锌粉，固化形成涂层。环氧富锌底漆不但防腐性能优良，而且附着力强，并与下道涂层环氧云铁中层漆均有良好的粘结型。主要用于一般大气中的钢架结构和石油化工设备的防腐。

环氧铁红底漆是分罐装的双组份涂料，甲组份（涂料）由环氧树脂、氧化铁红等防锈颜料增韧剂、防沉剂等制成，乙组份为固化剂，施工时按比例调配。氧化铁红是一种物理性防锈颜料，其性质稳定、遮盖力强、颗粒细微、能在漆膜中起到很好的屏蔽作用，有很好的防锈性能。环氧铁红底漆对钢板及上层环氧面漆均有很好的粘结力，常温干燥快，对上层面漆不渗色，较普遍的用于钢质管道、贮罐、钢结构防腐工程，作防锈底漆使用。

2、中涂层

中涂层一般为环氧云铁和环氧玻璃鳞片漆或环氧厚浆漆。环氧云铁漆是以环氧树脂为基料加入云母氧化铁制成，云母氧化铁的微观结构像片状云母，其厚度仅为数微米，而直径为数十微米到一百微米。它耐高温、耐碱、耐酸性、无毒，片状结构可阻止介质渗透，增强了防腐性能，而且收缩率低，表面有粗糙度，是一种优良的中层防腐漆。环氧玻璃鳞片漆是以环氧树脂为基料，以薄片状的玻璃鳞片为骨料，再加各种添加剂组成的厚浆型防腐漆。玻璃鳞片厚度仅为 2～5 微米。由于鳞片在涂层中上下多层排列，形成独特的屏蔽结构。

3、面漆

用于面漆的涂料按其价位可划分为三种等级：

(1) 普通级为环氧漆、氯化橡胶漆、氯磺化聚乙烯其等；

(2) 中等级为聚氨酯漆；

(3) 高等漆为有机硅改性聚氨酯漆、有机硅改性丙烯酸面漆、氟涂料等。

环氧漆经化学固化后，化学性质稳定，涂层致密，有很强的粘结力，很高的机械性,它耐酸、碱、盐，能抵抗多种化学介质的腐蚀。

氯化橡胶漆以氯化橡胶为成膜物，氯化橡胶是用天然橡胶与氯气反应制成，他属惰性树脂，成膜后密封性能非常好，水汽、氧气对漆膜的渗透率极低，而且耐酸、耐碱、耐水、耐氧化剂、耐各种腐蚀性气体的腐蚀，在用醇酸树脂改性后，耐候性好，在使用过程中，漆膜理化性能变化很小，可以说是一种经济耐用的防腐材料。其它面涂层材料因价格较高，使

用很不普遍，本文不再详述。

六、防腐油漆（涂料）的选择

一般的涂料选择应考虑以下几点：

1、要考虑结构所处的使用条件及选用涂料的范围的一致性，根据腐蚀介质的情况（种类、温度和浓度）气相或液相，湿热地区或干燥地区等条件进行选用。对于有酸性介质，可采用耐酸性能较好的酚醛树脂漆，而对于碱性介质，则应采用耐碱性较好的环氧树脂漆。

2、要考虑施工条件的可能性。有的宜刷涂，有的宜喷涂，有的自然干燥成膜等等。对于一般情况，宜用干燥、便于喷刷的冷固型涂料。

3、要考虑涂料的正确配套。由于大部分涂料是有机胶状物质为基料，涂料每涂一层结成薄膜后，难免有许多异常细小的微孔，腐蚀介质仍有可能渗入侵蚀钢铁。因此，目前涂料的施工都不是涂单层，而是涂多层，目的在于将微孔减少到最低限度。底漆和面漆之间应有良好的适应性。如过氯乙烯漆与磷化底漆或铁红醇酸底漆配套使用， 才能得到很好的效果，而不能与油性底漆（如油性红丹漆）配套使用。因为过氯乙烯漆中含有强溶剂，会破坏底漆漆膜。

防腐涂料底漆、中间漆、面漆必须配套。选用面漆时，除遵守底漆说明书的要求外，一般底漆、中间漆、面漆配套组合要求可参照下表 1-7 进行。

表 1 － 7　　钢结构用底漆、中间漆与面漆的配套组合

序号	底漆与中间漆	面漆	最低除锈底漆	适用环境构建
1	红丹系列（油性防锈漆、醇酸或酚醛防锈漆）底漆 2 遍 铁红系列（油性防锈漆、醇酸底漆、酚醛防锈漆）底漆 2 遍 云铁醇酸防锈漆底漆 2 遍	各色醇酸磁漆 2 ～ 3 遍	*St*2	无侵蚀作用构件
2	氯化橡胶底漆 1 遍	氯化橡胶面漆 2 ～ 4 遍	*Sa*2	1、室内、外弱侵蚀作

3	氯磺化聚乙烯底漆 2 遍＋氯磺化聚乙烯中间漆 1 ～ 2 遍	氯磺化聚乙烯面漆 2 ～ 3 遍		用的重要构件；2 、中等侵蚀环境的各类承重结构
4	铁红环氧酯底漆 1 遍＋环氧防锈漆 2 ～ 3 遍	环氧清（彩）漆 1 ～ 2 遍		
5	铁红环氧底漆 1 遍＋环氧云铁中间漆 1 ～ 2 遍	氯化橡胶漆 2 遍		
6	聚氨酯底漆 1 遍＋聚氨酯磁漆 2 ～ 3 遍	聚氨酯清漆 1 ～ 3 遍		
7	环氧富锌底漆 1 遍＋环氧云铁中间漆 2 遍	氯化橡胶面漆 2 遍		
8	无机富锌底漆 1 遍＋环氧云铁中间漆 1 遍	氯化橡胶面漆 2 遍	$Sa2\frac{1}{2}$	需特别加强防锈蚀的重要结构
9	无机富锌底漆 2 遍＋环氧中间漆 2 ～ 3 遍（７５～100μｍ）～（７５～125μｍ）	脂肪族聚氨酯面漆 2 遍（50μｍ）		

注：1　第 4 项匹配组合（环氧清漆面漆）不适用于室外爆晒环境。

2　当要求较厚的涂层厚度（总厚度＞150μｍ）时，第 2 、 5 及 6 项组合的中间漆和面漆宜采用厚浆型涂料。

3　第 8 、 9 项无机富锌底漆要求除锈等级及施工条件更为严格，一般较少采用。

4、要考虑结构的主次关系。即根据构件的重要性，是主要承重构件还是次要承重构件来进行考虑，分别选用不同的涂料，或用相同的涂料而对涂层厚度加以区别。

选择涂料时，除考虑结构使用功能、经济性和耐久性外，还应考虑施工过程中的稳定性、干燥、速度、毒性以及需要的温度条件等。

要达到良好的防腐效果，在选择恰当、高性能涂料的同时，对于涂料的厚度亦有一定的要求。如果涂层厚度薄或不均匀，钢材表面毛刺的高峰会露出涂层，涂层就会有针孔，这时水中的氧、氯离子、水分子等会穿过这些薄弱的地方，使钢铁生锈腐蚀，腐蚀产物体积膨胀，形成锈包，逐渐扩大，最后涂层起泡脱落。如果涂层过厚，虽然可增强防护能力，但附着力和机械性能都要降低，而且要增加费用。

对于一般涂装要求的构件，并采用手工及动力工具除锈时，可采用两道底漆、两道面漆的做法；对涂装要求较高的构件，并采用喷射除锈时，宜采用 2 遍底漆，1～2 遍中间漆及 2 遍面漆的做法。涂层干漆膜总厚度不宜小于 120μｍ（弱侵蚀）及 150μｍ（中等侵蚀）、200μｍ（较强侵蚀的重要构件）。需加重防腐的部位，可适当增加涂层厚度 20～60μｍ。厚度要均匀、连续完整、无针孔，方可取得良好的防腐效果。根据有关文献，钢结构涂层厚度可参考表 1 － 8 。

表 1 －8　　钢结构涂装涂层厚度

	基　本　涂　层　和　防　护　涂层	附加涂层

	城镇大气	工业大气	海洋大气	化工大气	高温大气	
醇酸漆	100～150	125～175				25～50
沥青漆			180～240	150～210		30～60
环氧漆			175～225	150～200	150～200	25～50
过氯乙烯漆				160～200		20～40
丙烯酸漆		100～140	140～180	120～160		20～40
聚氨酯漆		100～140	140～180	120～160		20～40
氯化橡胶漆		120～160	160～200	140～180		20～40
氯磺化聚乙烯漆		120～160	160～200	140～180	120～160	20～40
有机硅漆					100～140	20～40

表 1 —9　　常 用 防 锈 底 漆

名　　称	型号	标 准 号	性　　能	用　　途	涂 施 方 法	配 套 要 求
红丹油性防锈漆	Y53-1	HG 2-581-74	防锈性能好，漆膜坚固，附着力强，但干燥较慢	适用于钢结构表面防锈打底，但不能用于铝、锌表面，因红丹与铝、锌起电化学作用	刷涂为主	与酯胶磁漆、酚醛磁漆、醇酸磁漆配套使用
铁红油性防锈漆	Y53-2	HG 780-74	附着力强，防锈性较好，但次于红丹油性防锈漆	适用于防锈要求不高的钢结构表面防锈打底	刷涂为主	与酯胶磁漆、酚醛磁漆配套使用
红丹酚醛防锈漆	F53-1	HG 2-782-74	防锈性能好，漆膜坚固，附着力强，干燥较快	同红丹油性防锈漆	刷涂为主	与酚醛磁漆、醇酸磁漆配套使用
铁红酚醛防锈漆	F53-3	HG 2-583-74	附着力强，漆膜较软，耐磨性差，防锈性能次于红丹酚醛防锈漆	适用于防锈要求不甚高的钢结构表面防锈打底	刷涂或喷涂	与酚醛磁漆配套使用
铁红、灰酚醛底漆	F06-8	HG 2-579-74	漆膜有良好的附着力和一定的防锈性能	适用于防锈要求不甚高的钢结构表面防锈打底	刷涂或喷涂	与醇酸磁漆纯酚醛磁漆配套使用
铁红纯酚醛底漆	F06-9	HG 2-580-74	有一定的防锈性能，耐水性好	适用于防锈要求不甚高的钢结构表面防锈打底	刷涂或喷涂	与醇酸磁漆纯酚醛磁漆配套使用
各色硼钡酚醛防锈漆	F53-9	HG 2-1020-77	具有良好的抗大气锈蚀性能，干燥快，施工方便。逐步代替一部分红丹防锈漆使用，节约铅、无毒	适用于钢结构表面防锈打底	刷涂或喷涂	与酚醛磁漆、醇酸磁漆配套使用

铁红灰酯胶底漆	T06-5	HG 2-570-74	漆膜坚硬，易打磨，并有良好的附着力	适用于防锈要求不甚高的钢结构表面防锈打底	刷涂或喷涂	与调和漆、酚醛磁漆配套使用
红丹醇酸防锈漆	C53-1	HG 2-25-74	防锈性能好，漆膜坚硬，附着力强，干燥较快	同红丹油性防锈漆	刷涂或喷涂	与醇酸磁漆、酚醛磁漆、酯胶磁漆配套使用
铁红醇酸底漆	C06-1	HG 2-113-74	具有良好的附着力和一定的防锈能力，在一般气候条件下耐久性好，但在湿热带气候和潮湿条件下耐久性差一些	适用于一般钢结构表面防锈打底	刷涂或喷涂	与醇酸磁漆、硝基磁漆、沥青漆、过氯乙烯漆配套使用
乙烯磷化底漆	X06-1	HG 2-27-74	对钢材表面附着力极强，漆料中的磷酸盐可使钢材表面形成磷化膜，延长有机涂层的寿命	适用于钢结构表面防锈打底，可省去磷化或钝化处理，但不能代替一般底漆，不适用于碱性介质环境中	刷涂或喷涂	其它防锈漆、底漆和面漆配套使用
铁红过氯乙烯底漆	G06-4	HG 2-263-74	有一定的防锈性及耐化学性，但对钢材的附着力不太好，若与磷化底漆配套使用，能耐海洋性及湿热带气候	适用于沿海地区和湿热带气候的钢结构表面打底	刷涂或喷涂	与磷化底漆和过氯乙烯防锈漆配套使用
铁红环氧酯底漆	H06-2 H06-19	HG 2-605-74 HG 2-789-75	漆膜坚硬耐久，附着力良好，若与磷化底漆配套使用时，可提高漆膜的耐潮、耐盐雾和防锈性能	适用于沿海地区和湿热带气候的钢结构表面打底	刷涂或喷涂	与磷化底漆和环氧磁漆、环氧防锈漆配套使用
云母氧化铁底漆			具有良好的热稳定性、耐碱性，防锈性能超过红丹和硼钡防锈漆，无毒，而且价廉和原料来源丰富	适用于热带气候和湿热条件下的钢结构表面防锈打底	刷涂或喷涂	与各类面漆配套使用
无机富锌底漆			具有较好的耐水性、耐油性、耐溶剂性、耐热性及耐干湿交替的盐雾的性能，有阴极保护作用，长期曝晒不老化	适用于水塔、水槽、油罐及海洋钢构筑物表面防锈打底	刷涂或喷涂	可兼作面漆，如与环氧磁漆、乙烯磁漆配套使用，效果更好

表 1 —10　　常 用 面 漆

名　　称	型　　号	标 准 号	性　　能	用　　途	涂 施 方 法	配 套 要 求

各色油性调和漆	Y03-1	HG 2-567-74	耐候性较酯胶调和漆好，但干燥时间较长，漆膜较软	适用作室内一般钢结构面漆	刷涂为主	
各色酯胶调和漆	T03-1	HG 2-781-80	干燥性能比油性调和漆好，漆膜较硬，有一定的耐水性	适用作一般钢结构面漆	刷涂或喷涂	
各色酚醛磁漆	F04-1	HG 2-575-80	漆膜坚硬、光泽、附着力较好，但耐候性差	适用作室内一般钢结构面漆	刷涂或喷涂	与酯胶底漆、红丹防锈漆、灰防锈漆和铁红防锈漆配套使用
各色纯酚醛磁漆	F04-11	HG 2-578-74	漆膜坚硬，耐水性好、耐候性较好	适用作防潮和干湿交替的钢结构面漆	刷涂或喷涂	与各种防锈漆、酚醛底漆配套使用
各色醇酸磁漆	C04-42	HG 2-591-74	具有良好的耐候性和较好的附着力，但干燥较慢	适用作钢结构的面漆	刷涂或喷涂	先涂 1～2 道 C06-1 铁红醇酸底漆，再涂 C06-10 醇酸两道底漆，最后涂该漆
灰酚醛防锈漆	F53-2	HG 2-582-74	耐候性较好，有一定的防水性和防锈性能	适用作钢结构的面漆	刷涂或喷涂	与红丹或铁红类防锈漆配套使用

表 1 —11　　常用防腐蚀面漆

名　　称	型　　号	标 准 号	性　　能	用　　途	涂 施 方 法	配 套 要 求
各色过氯乙烯	G52-1	HG 2-625-74	具有良好的耐腐蚀性和耐潮性。但附着力较差，如配套的好，可以弥补。若经 60～65C^{0}烘烤 1～3 小时，其各种机械性能比硝基漆优越	适用于钢结构防酸雾介质腐蚀的面漆	刷涂或喷涂	与 X06-1 乙烯磷化底漆、G06-4 铁红过氯乙烯底漆配套使用
各色环氧硝基防腐漆	H04-2	HG 2-603-75	耐候性良好，有较好的物理机械强度，耐油性良好	适用于湿热气候的钢结构防工业大气腐蚀的面漆	刷涂或喷涂	与环氧底漆配套使用
沥青清漆	L01-6	HG 2-584-74	具有良好的耐水、耐潮、	适用于钢结构防酸气腐	刷涂或喷涂	底漆兼作面漆，一般涂两

			耐腐蚀性能，但机械性能差，耐候性不好	蚀的打底和作面漆		道
沥青耐酸漆	L50-1	HG 2-587-74	具有耐硫酸腐蚀的性能，并有良好的附着力	适用于钢结构室内防腐蚀的打底和作面漆	刷涂或喷涂	底漆兼作面漆，一般涂两道

第四节　钢结构的防火处理

钢结构具有独特的优越性，它适用于各种工程结构，因而在工业与民用建筑中得到了广泛的应用。但钢结构耐火性能差早已为人们所熟知，钢材虽为非燃烧材料，但却易导热、怕火烧，其耐火极限仅为 15～20 分钟。在火灾的温度下，钢结构的强度是温度的函数。未加防火保护的钢结构，当结构温度达到 350℃、500℃、600℃时，其强度分别下将 1/3、1/2、2/3，当结构温度达到 600℃以上时，将完全丧失承载能力。因此，在火灾作用下，钢结构不可避免地扭曲变形，最终导致垮塌毁坏。

钢结构发生火灾后，结构垮塌快，给消防灭火工作带来极大的困难同时减少了受困人员的逃生时间；且垮塌后的钢结构变成“麻花状”或“面条状”的废物，很难修复使用，往往带来重大人员伤亡和经济损失。国内外钢结构遭火灾倒塌的例子不胜枚举。如 1967 年美国蒙哥马利市的一个饭店发生火灾，钢结构屋顶被烧塌；1993 年我国福建泉州一座钢结构冷库发生火灾，造成 3600 ㎡的库房倒塌；2001 年的美国纽约世界贸易大厦双塔遭恐怖分子飞机袭击，航空煤油爆炸后引发高温燃烧，两幢 420m 高的钢结构摩天建筑先后轰然倒塌，造成近 4000 人死亡和 1000 多亿美元的经济损失。因此钢结构防火的研究、设计和运用应受到特别的重视。

钢结构的防火包括结构的防火设计和结构的防火保护措施。

钢结构防火设计的实质是：选定保护材料及所需厚度，从而使结构在火灾中的升温不超过其临界温度而确保耐火稳定性。防火设计的目标就是使结构构件的实际耐火时间大于或等于规定的耐火极限。

一、钢结构防火设计的一般规定

1　钢结构的防火设计应符合国家《建筑设计防火规范》GBJ16、《高层民用建筑设计防火规范》GB50045 及《石油化工企业设计防火规范》GB50160、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 等的有关规定。建筑师应慎重并合理地确定工业建筑的防火类别与建筑物的防火

等级，必要时应与消防部门共同商定设防标准。

2　钢结构构件的防火设计原则，是在设计所采用的防火措施的条件下，能保证构件在所规定的耐火极限时间内，其承载力仍不小于各种作用和组合效应。建筑物等级所要求承重构件耐火极限如表 1 －12。

表 1 －12　　**建筑构件的耐火时限（h）**

规范	耐火等级	耐火时限（h）				
		柱		梁	楼板	屋顶承重构件
		支撑多层的柱	支撑单层的柱			
建筑设计防火规范	一级	3.0	2.5	2.0	1.5	1.5
	二级	2.5	2.0	1.5	1.0	0.5
	三级	2.5	2.0	1.0	0.5	
高层民用建筑设计防火规范	一级	3.0		2.0	1.5	
	二级	2.5		1.5	1.0	

二、常用的防火措施

1、 单面屏蔽法。在钢结构的迎火面设置阻火屏障，将构件与火焰隔开。当发生火灾时，屏障的阻隔使得钢构件避免了急速升温。如果在钢结构所有的构件外表面设置防火屏障，结构造价势必会大幅度增加，而且这种做法也不现实，但在特殊部位设置防火屏障不失一种既方便又较经济的钢结构防火方法。

2、 用耐火轻质板作为防火外包层。

办公与居住建筑等的钢结构，当同时有防火与装饰要求时，可在钢结构表面做除锈及涂底漆（粘贴面不可涂底漆）后，采用防火板（如 ALC 板）等专用的、可模制定型的装饰性板材外包防火构造。无装饰要求的工业与民用建筑钢结构，可根据造价、施工条件等因素采用防火板材外包防火构造。钢结构防火用板材分为两类：一类为密度大、强度高的薄板，如短纤维增强的各种水泥压力板（包括 TK 板、FC 板等）、纤维增强普通硅酸钙板、纸面石膏板、以及各种玻璃布增强的无机板（俗称无机玻璃钢）；另一类是密度较小的厚板，如轻质（或超轻质）硅酸钙防火板（如 KB 板）及膨胀蛭石防火板。板材不同厚度与不同构造的耐火性能、时限等，均应有国家检测机构的检测认定。防火板由工厂加工，它的表面平整，装饰性

好，施工为干作业。用于钢结构防火具有占用空间少、综合造价低的特点。各种防火板主要技术性能指标见下表 1-13。

表 1 －13　　各种防火板主要技术性能

项目	外形尺寸 长×宽×厚（mm）	密度 （kg/m^3）	标准构件试验耐火极限小时（h）	最高使用温度 （C^0）	导热系数 （W/(mk)）
纸面石膏板	1800～3600 ×1200×9～12	800	0.15（9mm） 0.25(12mm)	600	0.194
TK 板	1200×3000× 800～1200×4～8	1700	＜0.25（8mm）	600	0.35
FC 板	3000×1200×4～6	1800	＜0.25（6mm）	600	0.35
纤维增强硅酸钙板	1800×900×6～10	1000	0.25(10mm)	600	0.28
无机玻璃钢板	1000×2000 ×2～12	1500～1700	/	600	0.24～0.45
蛭石板 （英国 vicuclad）	1000×610 ×20～65	430	1（20mm） 2（30mm） 3（50mm）	1000	0.113（250C^{0}时）
超轻硅酸钙板 （日本 KB 板）	1000×610 ×25～50	400	2（25mm） 3（35mm）	1000	0.06
超轻硅酸钙板 （上海 XT 板）	600×300×20～60	400	3（40mm）	1000	0.05

3、 浇筑混凝土或耐火砖。采用混凝土或耐火砖完全封闭构件，这种做法的优点是强度高、耐冲击，但缺点是要占用的空间较大，例如，用 200 号混凝土保护钢柱，其厚度为 5～10cm 才能达到 1.5～3 小时的耐火极限。

4、 水冷却法。既在呈空心截面的柱内注入水，与设置的水箱相连，形成一个循环系统。当发生火灾时，热量被水吸收，从而保证了钢柱温度不会升温过高而丧失承载能力。为了防

止钢柱生锈，需在水中加入专门的防腐剂。冬天为了防冻还需加入防冻剂，这种方法目前较少采用。

5、 涂抹防火涂料。这是目前通常采用的防火措施。将防火涂料涂抹在构件表面，这种方法施工方便，重量轻、耐火时间长，可以涂抹于构件的任何位置，不受截面形状的限制，具有较好的经济性和实用性。

下面将重点介绍钢结构的防火涂料。

三、防火涂料

1 、钢结构防火涂料的分类

钢结构防火涂料的类型可根据不同的方法来定义：从所用溶剂来分，可分为溶剂型和水基型钢结构防火涂料；从使用范围分，可分为室内和室外钢结构防火涂料；根据防火机理分，可分为非膨胀型和膨胀型钢结构防火涂料；根据涂层厚度来分，可分为厚型、薄型、超薄型钢结构防火涂料。钢结构防火涂料的技术性能应符合下表 1－14

表 1 －14　　钢结构防火涂料技术性能要求

项目		指标								
		薄型（B 类）			厚型（H 类）					
在容器中的状态		经搅拌后呈均匀液态或稠厚流体,无结块			经搅拌后呈均匀稠厚流体，无结块					
干燥时间·表干·h		≤12			≤24					
初期干燥抗裂性		一般不应出现裂纹。如有 1～3 条裂纹，其宽度应不大于 0.5mm			一般不应出现裂纹。如有 1～3 条裂纹，其宽度应不大于 1mm					
外观与颜色		外观与颜色同样品相比应无明显差别								
粘结强度，MPa		≥0.15			≥0.04					
抗压强度，MPa					≥0.3					
干密度，kg/m^3					≤500					
热导率，W/（m·k）					≤0.116					
抗振性		挠曲 l/200，图层不起层、脱落								
抗弯性		挠曲 l/100，图层不起层、脱落								
耐水性，h		≥24			≥24					
耐冻融循环性，次		≥15			≥15					
耐火性能	涂层厚度	3.0	5.5	7.0	8	15	20	30	40	50

	标准梁耐火极限不低于，h	0.5	1.0	1.5	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0

注：1 本表所列防火涂料性能仅适用于建筑物及构筑物室内使用的各类钢结构防火涂料，不包括室外钢结构防火涂料的技术要求。

2 超薄型钢结构防火涂料比普通膨胀性防火涂料涂层更薄，其装饰性和耐火性能更好，其涂层外观完全类同于一般饰面型涂料，既可喷涂也可手工涂刷。由于国内目前处于起步阶段，尚无正式标准。通常将 3㎜ 涂层厚，耐火极限不低于 90 分钟的膨胀型防火涂料称之为超薄型钢结构防火涂料。

2 、几种常用的钢结构防火涂料

厚型钢结构防火涂料：所谓厚型钢结构防火涂料是指涂层厚度在 8～50 毫米的涂料，这类钢结构防火涂料的耐火极限可达 0.5～3 小时。在火灾中涂层不膨胀，依靠材料的不燃性、低导热性或涂层中材料的吸热性，延缓钢材的温升，保护钢件。这类钢结构防火涂料是用合适的粘结剂，再配以无机轻质材料，增强材料组成。与其他类型的钢结构防火涂料相比，它除了具有水溶性防火涂料的一些优点之外，由于它从基料到大多数添加剂都是无机物，因此它还具有成本低廉这一突出特点。该类钢结构防火涂料施工采用喷涂，一般多应用在耐火极限要求 2 小时以上的室内钢结构上。但这类产品由于涂层厚，外观装饰性相对较差。

薄型钢结构防火涂料：涂层使用厚度在 3～7 毫米的钢结构防火涂料称为薄型钢结构防火涂料。该类涂料受火时能膨胀发泡，以膨胀发泡所形成的耐火隔热层延缓钢材的温升，保护钢构件。这类钢结构涂料一般是用适当的乳胶聚合物作基料，再配以阻燃剂、添加剂等组成。对这种类型防火涂料，要求选用的乳液聚合物必须对钢基材具有良好的附着力，耐久性和耐水性好。该类钢结构防火涂料在生产过程中一般都分为三步：第一步先将各种阻燃添加剂分散在水中，然后研磨成规定细度的浆料，第二步再用基料(乳液)进行配漆，第三步在浆料中配以无机轻质材料、增强材料等搅拌均匀。该涂料一般分为底层(隔热层)和面层(装饰层)，其装饰性比厚型好，施工采用喷涂，一般使用在耐火极限要求不超过 2 小时的建筑钢结构上。

超薄型钢结构防火涂料：超薄型钢结构防火涂料是指涂层厚度不超过 3 毫米的钢结构防火涂料，这类钢结构防火涂料受火时膨胀发泡，形成致密的防火隔热层，是近几年发展起来的新品种。它可采用喷涂、刷涂或滚涂施工，一般使用在要求耐火极限 2 小时以内的建筑钢结构上。与厚涂型和薄涂型钢结构防火涂料相比，超薄型膨胀钢结构防火涂料粘度更细、涂层更薄、施工方便、装饰性更好是其突出优点。在满足防火要求的同时又能满足高装饰性要

求，特别是对裸露的钢结构，这类涂料是目前备受用户青睐的钢结构防火涂料。为了赶上或超过国外同类产品，满足市场的需要，研制和开发高耐候性的室外超薄型钢结构防火涂料是今后发展的方向。

3、钢结构防火涂料的选择及注意事项

(1) 实际工程中选用的防火涂料必须有国家检测机构对其耐火性能认可的检测报告及生产许可证。

(2) 民用建筑及大型公用建筑的承重钢结构宜采用防火涂料防火，一般应由建筑师与结构工程师按建筑物耐火等级及耐火时限，根据《钢结构防火涂料应用技术规范》CECS24，选用涂料的类别（薄涂型或厚涂型）及构造做法。

(3) 选用时宜优先选用薄涂型防火涂料，选用厚涂型涂料时，其外需做装饰面层隔护。装饰要求较高的部位可选用超薄型防火涂料。

(4) 防火涂料的厚度，宜直接采用实际构件的耐火试验数据。当构件的截面尺寸或形状与试验标准构件不同时，应按现行《钢结构防火涂料应用技术规程》CECS24 附录三的方法，推算所需防火涂层厚度。

(5) 室外环境的钢结构，一般不考虑防火保护。但石化企业的室内、外应按《石油化工企业设计防火规范》的规定进行防火防护设计。当室外钢结构需防火保护时，应采用专用的露天用防火涂料，并以防锈底漆打底。

(6) 不得将饰面型防火涂料（适用于基材为可燃材料的木结构）用于钢结构的的防火保护。

(7) 重要的钢柱构件采用防火涂料保护时，一般应采用厚涂型防火涂料，且节点部位宜做加厚处理。当所用防火涂料的粘接强度小于 0.05Mpa 时，涂层内应设置与钢构件相连接的钢丝网。

(8) 承重钢梁构件采用厚涂型防火涂料时，其重要节点部位宜加厚处理。当为下列任意中情况时，涂层内应设与钢梁相连接的钢丝网。

① 受振动作用的钢梁；

② 涂层厚度大于或等于 40mm 的梁；

③ 梁用防火涂料粘接强度小于或等于 0.05Mpa 时；

④ 梁腹板高度超过 1.5m 时。

(9) 当有技术经济依据时，重要的承重构件可采用耐火钢外加防火涂料的防火做法，其防火设计及对材料性能、构造施工等方面的技术要求，可参照上海市地方标准《钢结构防火

技术规范》的规定。

(10) 防火涂料的施工应由专业队伍承担，并按《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205及《钢结构防火涂料应用技术规程》CECS24 检查验收。

各类防火涂料的特性及适用范围见表 1-15。

表 1 —15　　防火涂料的类别及适用范围

类别	特型	厚度（mm）	耐火时限（h）	适用范围
薄涂型防火涂料	附着力强，可以配色，一般不需要保护层	2～7	1．5	工业与民用建筑楼盖与屋盖钢结构，如LB 型、SG-1 型、SS-1 型
超薄型防火涂料	附着力强，干燥快，可以配色，有装饰效果，不需要保护层	3～5	2．0～1．5	工业与民用建筑梁、柱等钢结构，如SB-2 型、BTCB-1 型、ST1-A 型
厚涂型防火涂料	喷涂施工，密度小，物理强度及附着力低，需装饰面层隔护	8～50	1．5～3．0	有装饰面层的民用建筑钢结构柱、梁，如LG 型、ST-1 型、SG-2 型
露天用防火涂料	喷涂施工，有良好的耐候性	薄涂3～10 厚涂25～40	0．5～2．0 3．0	露天环境中的框架、构架等钢结构，如STI-B 型、SWH 型、SWB 型（薄涂）

表 1-16 列出国内钢结构防火涂料生产厂家及其产品情况，可供设计人与选用。

表 1 —16　　国内钢结构防火涂料生产厂家及产品情况汇总表

生产厂家	型号	类别	主要技术性能						参考价格（元/t）	检测日期	备注
			耐火极限		密度（kg/m^3）	抗压强度（MPa）	粘结强度（MPa）	导热系数（W/m·k）			
			（mm）	(min)							
福建福日特种材料有限公司	FR-958ALG	B H	2.9 27	37 180	/ 332	/ 0.3	0.32 0.08	/ 0.123		1 2	1 代表检验日期为1995-1996
上海腾申防火建筑材料有限公司	TS-B	B	6.1	89	/	/	0.15	/		1	

洛阳广夏防水防火材料有限公司	ML-A	B	2.27	38	/	/	0.38	/		1	2 代表检验日期为1996-1997
上海汇丽（集团）二厂	HJ-1 SJ-2 SJ-2 SJ-1	B H H H	5.3 23.8 11 21	72 155 108 183	/ 483 439 637	/ 0.56 0.38 1.3	0.21 0.06 / 0.14	/ 0.102 / 0.191	13,000 4,400 4,400	1 1 2 2	
浙江嵊州市防火涂料厂	CT-1	B	5.2	70	/	/	0.18	/	12500	1	
江苏兰陵化工（集团）涂料厂	LG SC-1 SC-1 SF-1	H B B B	27.6 5.5 5.7 2.07	180 143 109 150	262 / / /	0.4 / / /	0.06 0.27 0.19 1.77	0.075 / / /		1 2 2 2	
大连海防新型防火涂料厂	SD-1 SD-2	B H	5.3 27.6	97 136	/ 456	/ 0.5	0.09 0.07	 0.102		1	
上海吕巷云母防火材料厂	SJ-1 SJ-2 SJ-2	H H H	24.9 19.4 24.3	150 150 195	685 452 452	2.0 1.2 1.2	0.21 0.06 0.06	0.162 0.104 0.104	4400 4400 4400	1 1 1	
山东淄博消防器材厂	LB	B	5.3	60	/	/	0.36	/		1	
山东临沂市东方化工厂	SLB	B	5.9	95	/	/	0.17	/			
中原油田第七化工厂	SDX-1	B	3.4	58	/	/	0.11	/			
北京城建天宁消防责任有限公司	TN-LG TN-LB	H B	39.5 5.8	162 121	448	0.33 1	0.05 0.39	0.108	 10500	1 2	
德国Herberts（贺柏兹）公司	 38320 38091	 B B	0.64 0.89 2.63 0.68 0.90 2.42	45 59 63 51 67 124			0.19 0.15				
成都都江防火涂料厂	LB LB LF LF	B B B B	7.4 5.4 1.59 2.0	2.05 75 75 94			0.19 0.18 0.24 0.19		1500 3500	1 2 1 2	包玻璃布

	LF	B	1.74	65			0.19			2	
四川消科所试验厂	SCB SWB SWH	B B B B H	1.66 1.71 2.69 6.5 25	38 69 147 99 219	 580	 1.2	0.19 0.52 0.52 0.31 0.09	 0.18	20,000 14000 9000	1 2 2 2 2	 包玻璃布
四川内江协安防火材料有限公司	NXGB-60A	B	5.2	92			0.89			1	
英国 Nullifire Ltd	S605	B	0.22 2.24 3.6	33 106 168			0.55			1	
昆山市防火材料厂	A60-501 GJ-1	B B	2.3 5.2	100 137			0.17 0.42				包玻璃布 包玻璃布
广州泰堡防火材料有限公司	KFR-1	B	1.77			0.62				2	
福建晋江华强防火涂料厂	BGW-90	B	6.0			0.22			19800	2	
北京追龙防火材料厂	BS-2	B	6.0				0.38			2	
上海梧柏特种涂料厂	GJ60-SW	B	3.8				0.21			2	
杭州灯塔防火材料有限公司	LB	B	5.9				0.17			2	
洛阳宝生防火材料厂	SJ-1	H	20.7	671	1.36	0.25	0.214			2	包钢丝网
中电宜兴节能工程公司	SJ-1 GJ-B	H B	23 5.9	613	1.3	0.21 0.37	0.223			2	
乌鲁木齐市安顺产业公司	XW	B	6.4	98		0.20				2	
北京市建筑涂料厂	SB-2	B	5.8	66		0.24			19800	2	包玻璃布
北京环航表面技术	GJ-1	B	5.8	190		0.3		18000		2	包玻璃布

工程合同											
成都双流消防器材厂	GF GF	B B	2.62 2.49	90 33		0.08 0.08				2	
江苏建湖轻化厂	SJ-1	H	27.9	167	652	0.08	0.189				

注：1 本表所列厂家、产品、主要技术性能取自国家防火建筑材料质量监督检验中心汇编 1997 年、1998 年产品技术手册，均为合格产品。

2 类别中 B 代表薄涂型（膨胀型），H 代表厚涂型（隔热型）

3 表中所列部分产品参考价主要依据中国消防协会所编消防产品目录中所提供的数字。

地信网论坛 BBS.3S001.COM 顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/

第二章 轻型门式钢刚架设计的基本理论

第一节 结构布置和材料选用

一、结构组成

轻型门式钢刚架的结构体系包括以下组成部分：

（1）主结构：横向刚架（包括中部和端部刚架）、楼面梁、托梁、支撑体系等；

（2）次结构：屋面檩条和墙面檩条等；

（3）围护结构：屋面板和墙板；

（4）辅助结构：楼梯、平台、扶栏等；

（5）基础。

图 2-1 给出了轻型门式钢刚架组成的图示说明。

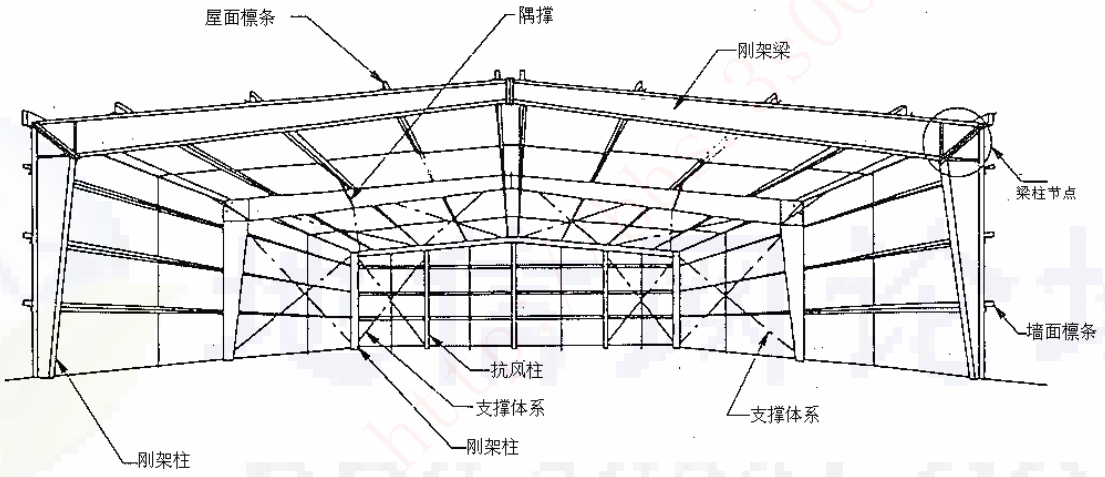


图 2-1 轻型钢结构的组成

平面门式刚架和支撑体系再加上托梁、楼面梁等组成了轻型钢结构的主要受力骨架，即主结构体系。屋面檩条和墙面檩条既是围护材料的支承结构，又为主结构梁柱提供了部分侧向支撑作用，构成了轻型钢建筑的次结构。屋面板和墙面板起整个结构的围护和封闭作用，由于蒙皮效应事实上也增加了轻型钢建筑的整体刚度。

外部荷载直接作用在围护结构上。其中，竖向和横向荷载通过次结构传递到主结构的横向门式刚架上，依靠门式刚架的自身刚度抵抗外部作用。纵向风荷载通过屋面和墙面支撑传递到基础上。

二、结构布置

轻型门式钢刚架的跨度和柱距主要根据工艺和建筑要求确定。结构布置要考虑的主要问题是温度区间的确定和支撑体系的布置。

考虑到温度效应，轻型钢结构建筑的纵向温度区段长度不应大于 300m，横向温度区段不应大于 150m。当建筑尺寸超过时，应设置温度伸缩缝。温度伸缩缝可通过设置双柱，或设置次结构及檩条的可调节构造来实现。

支撑布置的目的是使每个温度区段或分期建设的区段建筑能构成稳定的空间结构骨架。布置的主要原则如下：

（1）柱间支撑和屋面支撑必须布置在同一开间内形成抵抗纵向荷载的支撑桁架。支撑桁架的直杆和单斜杆应采用刚性系杆，交叉斜杆可采用柔性构件。刚性系杆是指圆管、H 型截面、Z 或 C 型冷弯薄壁截面等，柔性构件是指圆钢、拉索等只受拉截面。柔性拉杆必须施加预紧力以抵消其自重作用引起的下垂；

（2）支撑的间距一般为 30m-40m，不应大于 60m；

（3）支撑可布置在温度区间的第一个或第二个开间，当布置在第二个开间时，第一开间的相应位置应设置刚性系杆；

（4）45°的支撑斜杆能最有效地传递水平荷载，当柱子较高导致单层支撑构件角度过大时应考虑设置双层柱间支撑；

（5）刚架柱顶、屋脊等转折处应设置刚性系杆。结构纵向于支撑桁架节点处应设置通长的刚性系杆；

（6）轻钢结构的刚性系杆可由相应位置处的檩条兼作，刚度或承载力不足时设置附加系杆。

除了结构设计中必须正确设置支撑体系以确保其整体稳定性之外，还必须注意结构安装过程中的整体稳定性。安装时应该首先构建稳定的区格单元，然后逐榀将平面刚架连接于稳定单元上直至完成全部结构。在稳定的区格单元形成前，必须施加临时支撑固定已安装的刚架部分。

三、材料选择

1、材料类型

钢结构常用类型有：碳素结构钢、低合金结构钢、高强度钢、耐火耐侯钢等。其中，轻型钢结构一般采用碳素结构钢和低合金结构钢。

（1） 碳素结构钢

按含碳量的大小，碳素结构钢可分为低碳钢、中碳钢和高碳钢。一般而言，含碳量为 0.03—0.25%的称为低碳钢；含碳量在 0.26—0.60%之间的称为中碳钢；含碳量在 0.60—2.00%的称为高碳钢。含碳量越高钢材强度越高，建筑结构中主要使用低碳钢。按钢材质量，碳素结构钢可分为 A、B、C、D 四个等级，由 A 到 D 表示质量由低到高。不同质量等级对冲击韧性（夏比 V 型缺口试验）的要求有区别。A 级无冲击功的规定；B 级要求提供 20℃时冲击功 $A_k \geq 27J$（纵向）；C 级要求提供 0℃时冲击功 $A_k \geq 27J$（纵向）；D 级要求提供 -20℃时冲击功 $A_k \geq 27J$（纵向）。按冶炼中的脱氧方法，钢材可分为沸腾钢（F）、半镇静钢(b)、镇静钢(Z)和特殊镇静钢(TZ)四类。碳素结构钢的牌号和表示方式见表 2-1 所示。

表 2-1 碳素结构钢的表示方法

牌号	质量等级	脱氧方法	说明
Q195	——	F、b、Z	钢材牌号由代表屈服点的字母 Q、屈服点、质量等级和脱氧方法四个部分顺序组成。如： Q235—A·F Q235—B·b
Q215	A	F、b、Z	
	B		
Q235	A	F、b、Z	
	B		
	C	Z	
	D	TZ	
Q255	A	Z	

	B		
Q275	——	Z	

（2） 低合金结构钢

低合金钢是在碳素结构钢中添加一种或几种少量的合金元素（钢内各合金元素的总含量小于 5%），从而提高其强度、耐腐蚀性、耐磨性或低温冲击韧性。低合金结构钢的含碳量一般较低（少于 0.20%），以便于钢材的加工和焊接。低合金结构钢质量等级分为 A、B、C、D、E 五级，由 A 到 E 表示质量由低到高。不同质量等级对冲击韧性（夏比 V 型缺口试验）的要求有区别。A 级无冲击功要求；B 级要求提供 20C°时冲击功 A_k≥34J（纵向）；C 级要求提供 0C°时冲击功 A_k≥34J（纵向）；D 级要求提供－20C°时冲击功 A_k≥34J（纵向）；E 级要求提供－40C°时冲击功 A_k≥34J（纵向）。不同质量等级对碳、硫、磷、铝的含量的要求也有区别。低合金钢的脱氧方法为镇静钢（Z）或特殊镇静钢（TZ）。

表 2-2 低合金结构钢的表示方法

牌号	质量等级	脱氧方法	说明
Q295	A	Z	钢材牌号由代表屈服点的字母 Q、屈服点、质量等级和脱氧方法四个部分顺序组成。如： Q345B——屈服强度 345N/mm²，B 级镇静钢； Q390D——屈服强度 390N/mm²，D 级特殊镇静钢； Q345C——屈服强度 345N/mm²，C 级特殊镇静钢； Q390A——屈服强度 390N/mm²，A 级镇静钢。
	B		
Q345	A	TZ、Z	
	B		
	C		
	D		
	E		
Q390	A	TZ、Z	
	B		
	C		
	D		
	E		
Q420	A	TZ、Z	
	B		
	C		
	D		
	E		
Q460	C	TZ	
	D		
	E		

碳素结构钢用于一般受弯构件可以充分利用钢材的强度，而挠度和稳定的潜力很难充分发挥；而低合金结构钢构件的强度、挠度和稳定三个主要控制指标较易均衡地得以发展，同碳素结构钢相比可以节约 20%左右的钢材用量。

2、钢材规格

钢结构所用的钢材主要为热轧成型的钢板和型钢、冷弯成型的薄壁型钢等。

（1） 钢板

钢板主要有厚钢板、薄钢板和扁钢（带钢）。

厚钢板：厚度 4.5—60mm，宽度 600—3000mm，长度 4—12m；

薄钢板：厚度 1.0—4mm，宽度 500—1500mm，长度 0.5—4m；

扁　钢：厚度 3—60mm，宽度 10—200mm，长度 3—9m。

厚钢板主要用于焊接梁柱构件的腹板和翼缘及节点板，薄钢板主要用于制造冷弯薄壁型钢，扁钢可作为节点板和连接板等。

（2）　热轧型钢

钢结构常用热轧型钢为角钢、槽钢、圆管、工字钢和宽翼缘工字型截面等。宽翼缘工字型截面可用于轻型钢结构中的受压和压弯构件，其他型钢截面在轻型钢结构中一般用于辅助结构或支撑结构构件。

（3）　薄壁型钢

薄壁型钢的截面尺寸可按合理方案设计，能充分发挥和利用钢材的强度、节约钢材。薄壁型钢的壁厚一般为 1.5—5mm，但承重构件的壁厚不宜小于 2mm。常用薄壁型钢截面有槽形、卷边槽形（C 形）、Z 形等。轻型钢结构中的次结构构件如檩条等一般采用薄壁型钢。

3、钢材选用

钢材选用的原则是既使结构安全可靠地满足使用要求，又尽量节约结构钢材和降低造价。一般而言，轻型钢结构设计中钢材的选择应考虑以下方面：

（1）　结构类型及其重要性

结构可分为重要、一般和次要三类。重级工作制吊车梁和特别重要的轻型钢结构主结构及次结构构件属于重要结构；普通轻型钢结构厂房的主结构梁柱和次结构构件属于一般结构；而辅助结构中的楼梯、平台、栏杆等属于次要结构。重要结构可选用 16Mn 钢或 Q235—C 或 D；一般结构可选用 Q235—B；次要结构可选用 Q235—B・F。

（2）荷载性质

荷载可分为静力荷载和动力荷载两种，动力荷载又有经常满载和不经常满载的区别。直接承受动力荷载的结构一般采用 Q235—B、Q235—C、Q235—D 及 16Mn 钢，对于环境温度高于-20℃、起重量 Q<50t 的中、轻级工作制吊车梁也可选用 Q235—B・F。承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构可选用 Q235—B 和 Q235—B・F。

（2）　工作温度

根据结构工作温度选择结构的质量等级。例如，工作温度低于-20℃时宜选用 Q235—C 或 Q235—D；高于-20℃时可选用 Q235—B。

第二节 结构设计的一般原则

一、背景

建筑结构的设计方法有容许应力设计法和极限状态设计法两类。容许应力设计法是建立在经验和近似假定基础上的设计方法。极限状态设计法是将荷载和材料强度处理为随机变量的建立在概率理论基础上的设计方法，目前在国际上已被广为应用。我国自《钢结构设计规范》（GBJ17-87）[6]和《冷弯薄壁型钢结构技术规范》（GBJ18-88）[5]起已经采用了极限状态设计方法，《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》（CECS102:98）[2]直接参照了国内外轻钢结构设计规范采用了极限状态设计法。但是，国际上仍有相当规范采用容许应力设计法或同时提供了容许应力和极限状态两种设计方法。

极限状态设计法是基于这样的认识：不同类型的荷载，如恒载、活载、风载、地震等，

具有不同的分布规律，并且其超载概率也不同。同容许应力法相比，极限状态设计法引入了荷载分项系数，这些系数对于不同的荷载和不同的极限状态具有不同的数值；不同的材料也具有不同的材料抗力分项系数。极限状态设计法是建立在统一的可靠度指标上的，因而使结构具有一致的有效概率，能得到更为合理的荷载及其效应组合，从而导致更为经济和安全的设计结果。

结构设计的极限状态分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。其中，结构构件的强度、整体稳定、局部稳定验算属于承载能力极限状态的范畴；结构及其构件的位移和刚度验算属于正常使用极限状态的范畴。一般设计时，首先选择截面使结构满足承载能力极限状态的要求，然后校核其是否满足正常使用极限状态。

二、承载能力极限状态

结构的承载能力极限状态是指在设计荷载作用下不发生强度或稳定破坏。承载能力极限状态的一般表达式为：

$$\gamma_0 S \le R \qquad (2\text{-}1)$$

上式中，γ_0 为结构重要性系数；S 为最不利的荷载效应组合值；R 为结构的抗力。

结构的荷载效应是结构构件及其连接在荷载作用下的内力（或应力），由结构分析理论计算得到，各类结构分析或设计软件（如 ANSYS、SAP84、3D3S 等）是很有效和方便的计算手段。结构抗力是连接和截面的强度及构件的稳定承载力等。

必须注意，计算承载能力极限状态时荷载效应和结构抗力都是指设计值。

轻型钢结构各个构件和各个连接节点都必须满足式（2-1）。

三、正常使用极限状态

除了满足结构的承载能力极限状态外，设计者还必须确保结构在使用荷载下能令人满意地完成其预定功能。对于轻型钢结构而言，正常使用极限状态是指结构和构件的位移满足相应的容许值，这可以通过验算结构的变形来确保；同时结构和构件不产生振动，这可以通过限制构件的长细比来确保。

轻型钢结构的位移指标有柱顶侧移和梁柱构件相对变形两项。位移验算的一般公式为：

$$w \le [w] \qquad (2\text{-}2)$$

构件长细比验算的一般公式为：

$$\lambda \le [\lambda] \qquad (2\text{-}3)$$

必须注意：计算结构正常使用极限状态时必须采用荷载的标准值。

轻型钢结构设计时，一般先按照承载能力极限状态设计构件截面，然后校核是否满足正常使用极限状态。由于轻型钢结构较柔，在很多情况下构件截面是由位移控制的。相对而言，对于结构强度和稳定问题的研究要远比对于结构位移容许值的研究深入得多。所以，对于同一类结构体系，各国规范甚至国内不同规程对于位移限值的规定也不一样。

轻型钢结构位移限值的确定必须考虑到以下因素：

（1）不能影响到次结构与主结构之间、围护结构与次结构之间的连接承载能力以及围护结构连接处的水密性；

（2）不能导致屋面板排水坡度的过度平缓，从而引起平坡积水和渗漏；

（3）不能引起屋面和楼面梁以及悬挂天花板产生视觉上明显和过分的挠度；

（4）由于抗风柱的支承，端部刚架梁竖向位移较小，而中部刚架梁位移相对较大。结构位移不能引起屋脊线的明显挠曲；

（5）不能导致维修时屋面的扭曲运动；

（6）风荷载作用下结构不产生过度扭曲运动及吱嘎有声；

（7）不致影响和危及悬挂于刚架梁上吊车的正常运行；

（8）不致影响和危及轨道吊车的正常运行；

（9）不能导致内外砖墙的开裂破坏。

四、荷载及其组合

1．荷载

作用在轻型钢结构上的荷载包括以下类型：

（1）恒载(G)：结构自重和设备重。按现行《建筑结构荷载规范》的规定采用；

（2）活载：包括屋面均布活载、检修集中荷载(M)、积灰荷载(D)、雪荷载等。其中，《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》（CECS102:98）[2]规定均布活载的标准值（按投影面积算）取 0.3kN/m2；检修集中荷载标准值取 1.0kN 或实际值；积灰荷载与雪荷载按现行《建筑结构荷载规范》(GB50009-2001)[7]的规定采用。均布活荷载与雪荷载不同时考虑，取其中较大值(记为 L)计算；积灰荷载与雪和均布活载中的较大值同时考虑；检修荷载只与结构自重荷载同时考虑；

（3）风载(W)：现行《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS102:2002)[3]对于风荷载的取用是以 GB50009-2001 为基础的，关于风荷载体形系数是按照美国金属房屋制造商协会 MBMA《低层房屋体系手册》（1996）中有关小坡度房屋的规定取用的；

（4）温度(T)：按实际环境温差考虑；

（5）吊车(C)：按 GB50009-2001 的规定取用，但吊车的组合一般不超过两台；

（6）地震作用(E)：按 GB50009-2001 的规定取用，不与风荷载作用同时考虑。

2．荷载组合

计算承载能力极限状态时，对于轻型钢结构可取下述荷载组合[1][3][7]：

（1）1.2G+1.4L；

（2）1.2G+1.4M；

（3）1.2G+1.4C；

（4）1.2G+1.4W；

（5）1.2G+0.9(1.4L+1.4D)；

（6）1.2G+0.9(1.4L+1.4W)；

（7）1.2G+0.9(1.4C+1.4W)；

（8）1.2G+0.9(1.4L+1.4T)；

（9）1.2G+0.9(1.4W+1.4T)

（10）1.2G+1.4L+1.4E。

G、L、D、M、W 等表示荷载的标准值。

计算正常使用承载能力时，对于轻型钢结构可取下述荷载组合：

（1）G+L；

（2）G+M；

（3）G+C；

（4）G+W；

（5）G+L+0.9xD；

（6）G+L+0.6xW；

（7）G+W+0.7xL；
（8）G+C+0.6xW；
（9）G+W+0.7xC；
（8）G+L+0.6xT；
（9）G+W+0.6xT；
（10）G+L+E。

第三节 计算模型和计算理论

一、计算模型

轻型钢结构的功能形成过程可表示为：

梁和柱通过高强螺栓连接→平面门式刚架
↓
平面刚架通过支撑和系杆→空间刚架
↓
围护材料 + 基础→轻型钢建筑

忽略实际结构的蒙皮效应后可以得到由空间梁系组成的空间刚架，忽略空间刚架的空间共同工作效应后可以得到由平面梁系组成的平面门式刚架。忽略结构柱脚与基础之间连接的弹性刚度后可以得到理想的铰接或刚接的结构支座条件。由实际轻钢结构提取计算模型的过程如图 2-2 所示：

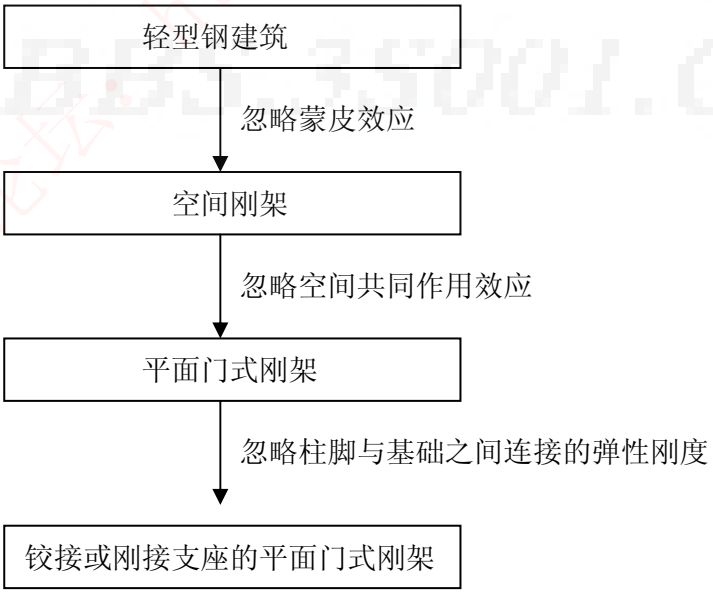
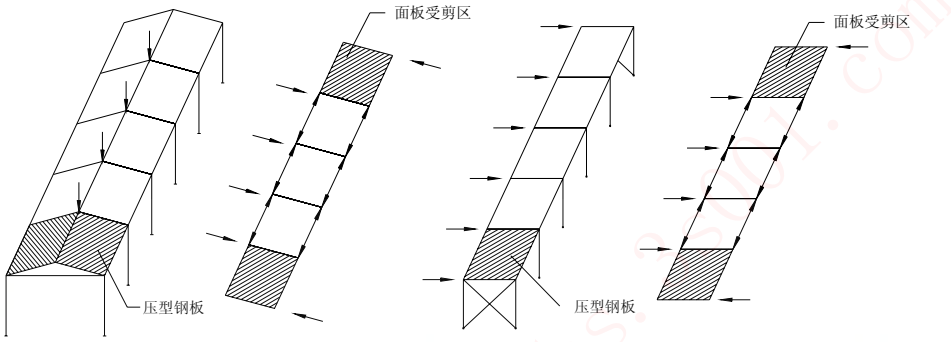


图 2-2 轻钢结构的计算模型建立

计算模型的简化和建立必须符合实际结构的受力特点；反过来，实际结构的设计也必须考虑到现有理论能够分析其计算模型。

二、蒙皮效应

在垂直荷载作用下，坡顶门式刚架的运动趋势是屋脊向下、屋檐向外变形。屋面板将与支撑檩条一起以深梁的形式来抵抗这一变形趋势。这时，屋面板承受剪力，起深梁的腹板的作用。而边缘檩条承受轴力起深梁翼缘的作用。显然，屋面板的抗剪切能力要远远大于其抗弯曲能力。所以，蒙皮效应指的是蒙皮板由于其抗剪切刚度对于使板平面内产生变形的荷载的抵抗效应[26][28][29]。对于坡顶门式刚架，抵抗竖向荷载作用的蒙皮效应取决于屋面坡度，坡度越大蒙皮效应越显著；而抵抗水平荷载作用的蒙皮效应则随着坡度的减小而增加，见图 2-3 所示。



山形门式建筑的受力蒙皮作用　　平屋顶建筑的受力蒙皮作用

图 2-3 蒙皮效应

构成整个结构蒙皮效应的是蒙皮单元。蒙皮单元由两榀刚架之间的蒙皮板、边缘构件和连接件及中间构件组成，如图 2-6 所示。边缘构件是指两相邻的刚架梁和边檩条（屋脊和屋檐檩条），中间构件是指中间部位檩条。

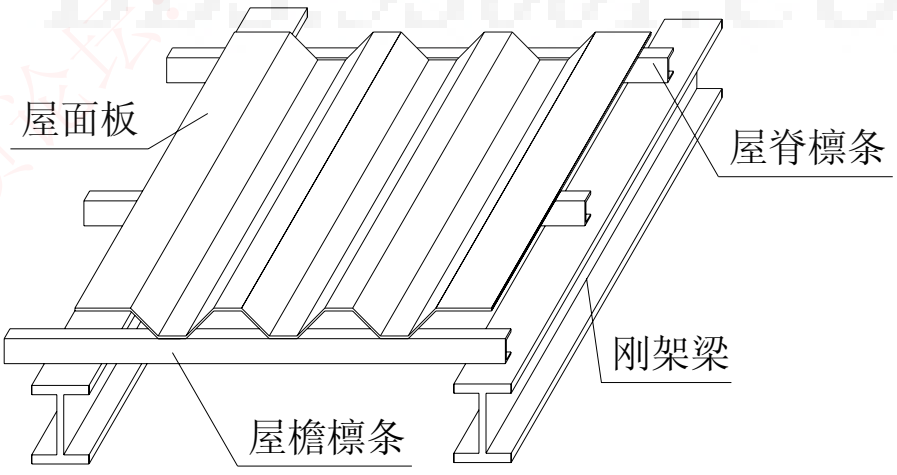


图 2-4 蒙皮单元

蒙皮效应的主要性能指标是强度和刚度。蒙皮单元有以下三种强度破坏的可能性：

1． 边缘构件破坏

边缘构件可能产生压弯失稳破坏或强度破坏，这类破坏属于脆性破坏，在实际工

程中应尽量避免。

2．蒙皮板的剪切屈曲

这也是一种脆性破坏，当荷载较大、钢板较薄或板型较差时可能发生，在实际工程中也应尽量避免。

3．连接破坏

连接破坏包括板之间的连接破坏和板与边缘构件间的连接破坏。板与檩条之间的连接在平行于檩条方向的破坏属于脆性破坏，其他破坏都属于延性破坏。

影响蒙皮单元刚度的因素主要有以下三个：

1．蒙皮板本身的变形刚度

蒙皮板的变形包括板的拱褶扭曲变形（所谓的“手风琴”效应）和剪切变形。

2．连接件的变形刚度

3．边缘构件的轴向变形刚度

一般而言，中间构件对蒙皮单元的剪切刚度影响不大，但对强度影响较大。在屋面板型选中后，连接件和边缘构件直接影响了蒙皮单元的抗剪刚度和强度。

由于蒙皮效应，实际轻型钢结构建筑中，压型钢板在宏观上参与了受力，为刚架构件分担了一部分外荷载，同时在有良好连接的情况下为这些构件提供了很好的侧向约束和扭转约束，改善了结构的受力条件。特别对于受稳定控制的薄壁刚架构件和檩条构件，蒙皮效应尤为显著。然而，由于蒙皮效应的机理和作用条件及效果十分复杂，在实际工程设计中定量地应用蒙皮效应还有一定困难。所以，现行设计规程没有明确给出利用蒙皮效应的条款，所有设计计算公式都忽略了蒙皮效应，只是规定在有充分依据的条件下可以考虑蒙皮效应。然而，必须注意的是，设计中无论我们是否考虑蒙皮效应，蒙皮效应客观上都是存在的。例如，现行轻型钢结构设计规程对水平位移的限制是很宽的，但实际上结构的实测值总是远小于计算值；而实际工程中也发生过屋面压型钢板在正常工作荷载下率先发生破坏的工程事故。所以，忽略蒙皮效应的设计方法有时能得到偏于安全的结果，有时又恰恰相反。考虑蒙皮效应的设计方法并不仅仅具有经济上的意义，更重要的是可以使结构的设计工作状态与实际工作状态更加一致。

三、一阶弹性理论和二阶弹性理论

轻钢结构内力和位移的计算采用一阶弹性理论，即线性的结构力学方法。一阶弹性理论的基本假定是结构处于弹性状态、结构产生的较小位移引起的二阶效应可以忽略不计。如果结构的内力和位移采用一阶弹性理论可以得到足够精确的分析结果，这类结构被称为线弹性结构。

一阶弹性理论具有线性的可叠加特性，即：荷载效应的组合结果与荷载组合后的效应分析结果是一致的。荷载效应的组合结果是指：首先进行各单个荷载工况下的内力和位移效应分析，然后进行效应组合叠加所得的结果；荷载组合后的效应分析结果是指：首先进行荷载的组合叠加，然后进行各组合荷载下的内力和位移效应分析结果。按照我国现行建筑结构的设计规范规定，内力和位移的计算结果应该是荷载效应的组合结果。事实上，轻钢结构的分析可以取荷载效应的组合值，也可以取荷载组合下的效应分析值，这两者是一致的。但必须注意，各单个荷载工况下结构构件内的最大内力（位移）所在的位置是不一样的，效应组合时必须计算并比较确定最大的效应组合值及其相应的位置；而确定组合荷载作用下的构件内最大内力（位移）及其相应的位置相对而言较为直接和容易。

事实上，一阶弹性理论是近似的。结构的节点位移会产生杆端内力的 $P-\Delta$ 效应，而杆件本身的变形也会产生杆身内力的 $P-\delta$ 效应，见图 2-5 所示。$P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 效应反过来又会引起结构位移的变化。这样的相互耦联和相互影响的效应称为结构的二阶效应。如果结

构的二阶效应较大而不可忽略，必须采用二阶弹性理论分析其内力和位移，相应的这类结构也被称为非线性弹性结构。

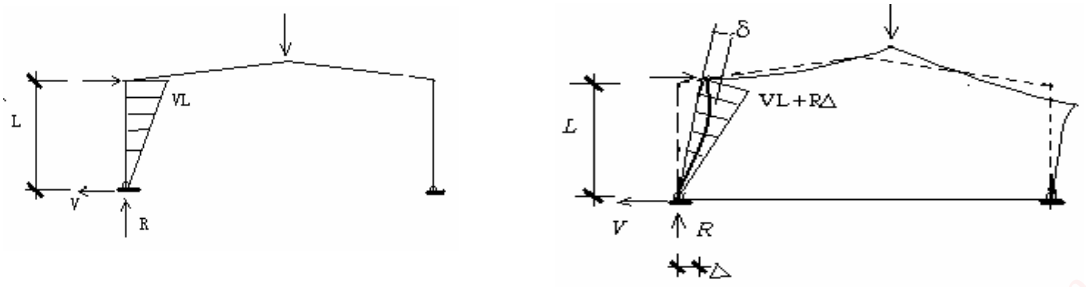


图 2-5 结构的 $P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 效应

二阶弹性理论不具有线性的叠加性质，即：荷载效应的组合结果不再等于荷载组合后的效应分析结果。非线性结构的内力和位移是指组合荷载作用下的效应。所以，必须首先对各荷载工况进行组合，然后进行组合荷载作用下的结构二阶弹性分析。

一阶弹性理论适用于线弹性结构，其内力和位移计算值可以取荷载效应组合值或荷载组合下的效应计算值；二阶弹性理论适用于非线性弹性结构，其内力和位移计算值必须取荷载组合下的效应计算值。

四、薄壁构件结构力学

轻型钢结构中主刚架一般由焊接或轧制型钢截面组成，内力分析采用一般结构力学理论。一般结构力学理论研究结构及其构件的弯曲问题，其重要假定是平截面假定，构件因弯曲产生截面弯曲正应力 σ 和弯曲剪应力 τ_V。

次结构的檩条一般为冷弯薄壁截面，冷弯薄壁型钢是在室温下将较薄的钢板或带钢通过冷轧或冲压等加工手段，弯折成的各种截面的型钢。由冷弯薄壁构件组成的结构的分析应采用薄壁构件结构力学。薄壁构件力学研究构件的弯曲和扭转问题，其重要假定是截面刚周边假定，构件截面内的应力包括弯曲正应力 σ、弯曲剪应力 τ_V、翘曲正应力 σ_ω、自由扭转剪应力 τ_T 和约束剪应力 τ_ω。

开口薄壁构件在外力作用下往往同时产生弯曲变形和扭转变形。构件弯曲会产生截面正应力 σ 和剪应力 τ_V。薄壁构件的扭转有自由扭转和约束扭转两类。自由扭转只产生剪应力 τ_T；约束扭转会同时产生剪应力 τ_ω 和翘曲正应力 σ_ω。

在平行于形心主轴的外力作用下，如果外力与截面剪力流在两个形心主轴方向和扭转方向平衡，这个外力的作用线就是剪应力流的合力作用线，如图 2-6 所示。薄壁构件中的弯曲剪应力计算公式为：

$$\tau_V = \frac{VS}{It} \tag{2-4}$$

这里，V 表示外力；I、t、S 分别为截面惯性矩、面积矩和板件厚度。

由式（2-4）可见，弯曲剪应力在截面上的分布规律仅取决于截面的面积矩，而面积矩是由截面的几何形状决定的，所以全截面剪力流合力作用线也就只和截面的几何有关。两个

平行于形心主轴的剪力流合力作用线交于一点，这一点就是截面弯心，或称剪力中心，扭心。截面剪心的连线称为剪心轴。当外荷载通过剪心轴时，构件只产生弯曲而不产生扭转[40]。

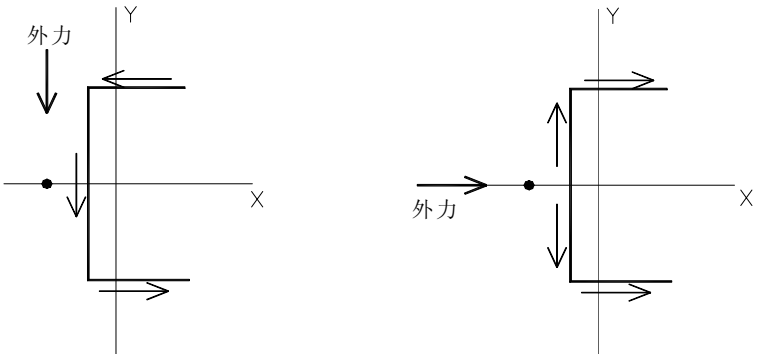


图 2-6 平行于截面主轴的外力与截面弯曲剪力流平衡

当荷载不通过剪心轴时，荷载可以分解为过剪心的力和扭矩，相应的构件的分析也可以分解为过剪心的荷载作用下构件的弯曲和扭矩作用下构件的扭转，如图 2-7 所示。考虑构件扭转的未知量是截面的扭角，其余的都只与截面几何性质有关。

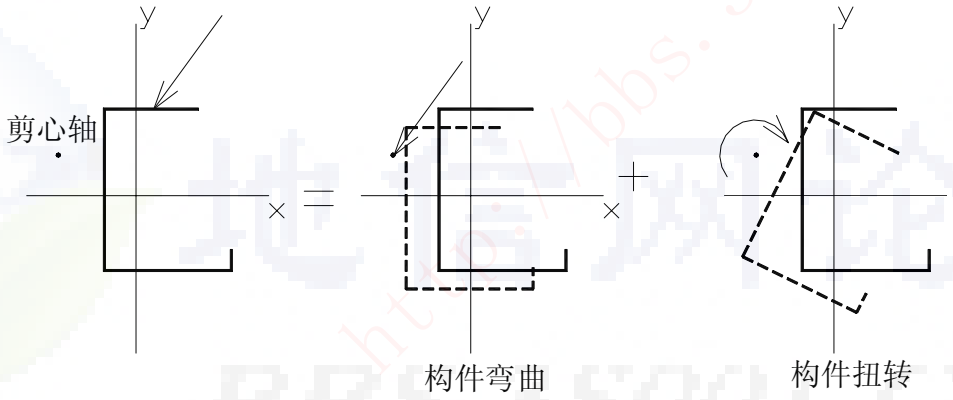


图 2-7 荷载作用下构件的弯曲和绕剪心的扭转

构件的扭转有自由扭转和约束扭转两类。构件的自由扭转符合条件（1）构件两端受大小相等、方向相反的一对扭矩作用；（2）构件端部无扭转约束。构件的自由扭转引起的扭矩与构件厚度的立方成正比。构件的自由扭转剪应力表达式为：

$$\tau_T = \frac{M_T t_i}{I_t} \qquad (2\text{-}5)$$

上式中：M_T 为自由扭矩；G 为钢材的剪切弹性模量；I_t 为截面抗扭惯矩，$I_t = \frac{1}{3}\sum b_i t_i^3$，$b_i$, t_i 分别表示各段板宽和板厚。

考虑构件的约束扭转需要用到一个新的广义坐标——扇性坐标，见图 2.8。图 a 为薄壁构件横截面；图 b 表示一般扇性坐标的定义，取剪心 B 为极点，截面中线任意点 n1 为起点，以所考虑的截面中线上的点为计算点，以极点与起始点、计算点连线和截面中线围成面积的 2 倍，并规定以 $n_1 - B - n$ 顺时针为正。当截面为规则直线段构成，扇性坐标将很容易计算；图 c 所取起点合适，使得截面上扇性坐标的积分为 0，这样的扇性坐标为主扇性坐标。

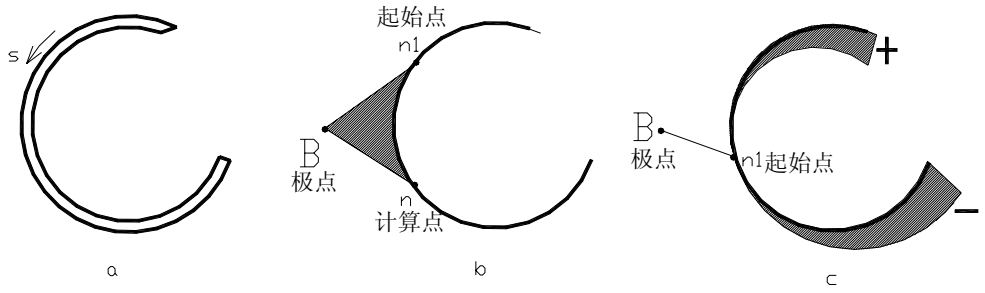


图 2-8 扇性坐标和主扇性坐标

扇性坐标可以来表征截面任意点的轴向位移，通过扇性坐标可以定义相应的扇性面积矩和扇性惯性矩。约束扭转的应力可分解为翘曲剪应力和翘曲正应力。其中翘曲剪应力分布与扇性面积矩图形相同，而翘曲正应力的分布同主扇性坐标。翘曲剪力流就可以在全截面上合成约束扭矩，连同自由扭矩合成总扭矩。而翘曲正应力对剪心形成双力矩。所谓双力矩是指力矩 F 与距力矩平面 r 一点 C 的力矩，F×r 称为对 C 的双力矩，如图 2-9 所示。图 2-9 的左图中力 F 相距 d，构成力矩 F×d，其相对 C 点为力矩的力矩；右图中表示扇性法向应力对剪心 B 的双力矩。

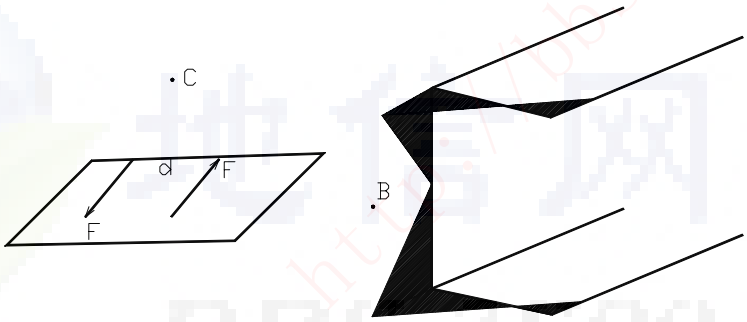


图 2-9 翘曲正应力和双力矩示意

约束扭转引起的薄壁截面翘曲正应力和约束剪应力为：

$$\sigma_\omega = -E\omega_n\varphi'' = \frac{B_\omega\omega_n}{I_\omega} \tag{2-6}$$

$$\tau_\omega = \frac{ES_\omega\varphi'''}{t} = -\frac{M_\omega S_\omega}{I_\omega t} \tag{2-7}$$

上式中，σ_ω 为翘曲正应力；τ_ω 为翘曲剪应力；φ 为扭转角；B_ω 为约束受扭正应力；ω_n 为主扇性坐标；S_ω 为扇性静矩；I_ω 为扇性惯性矩；M_ω 为扇性扭矩；t 为构件厚度。

第四节 稳定设计的基本知识

一、整体稳定设计

1．稳定问题的基本类型

结构稳定问题可分为以下五类：

第一类稳定问题：理想结构的欧拉屈曲

第二类稳定问题：实际结构的极限承载力

第三类稳定问题：屈曲后极限承载力

第四类稳定问题：缺陷敏感型结构的稳定

第五类稳定问题：跳跃型稳定

五类稳定问题的荷载——位移关系特征见图 2-10 所示。

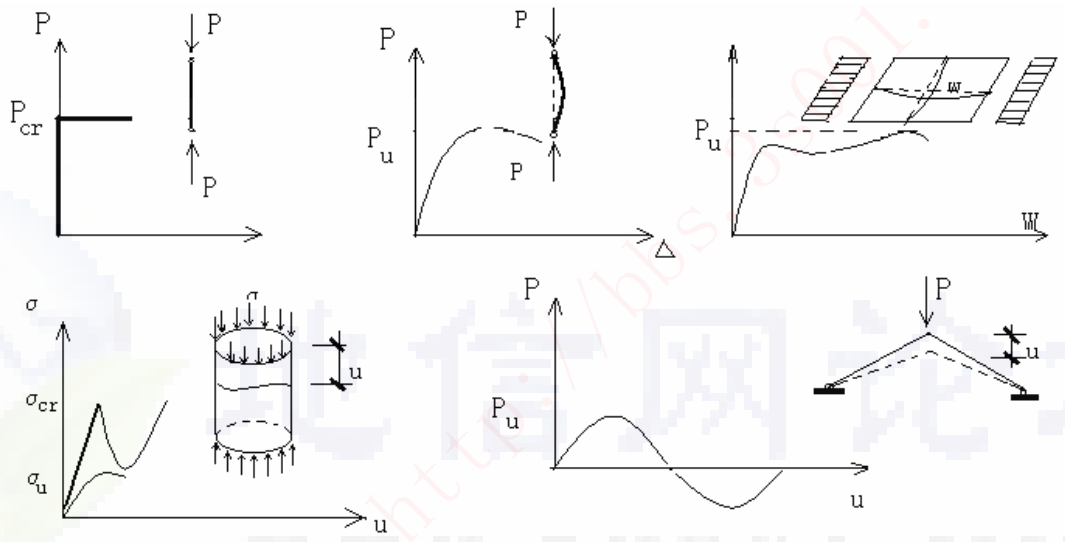


图 2-10 结构稳定的基本类型

如前所述，轻型钢结构的计算模型是平面刚架。平面刚架的整体稳定设计可分为平面内整体稳定设计和平面外整体稳定设计两个部分。刚架平面内的整体稳定属于上述第二类稳定问题，平面外整体稳定属于第一类稳定问题。轻型钢结构构件的板件局部稳定问题属于第三类稳定问题。

2．具有理想边界条件基本构件的整体稳定

基本构件的整体稳定设计是建立在两端铰接、受两相等端弯矩作用的理想构件的分析基础上的，如图 2-11 所示。

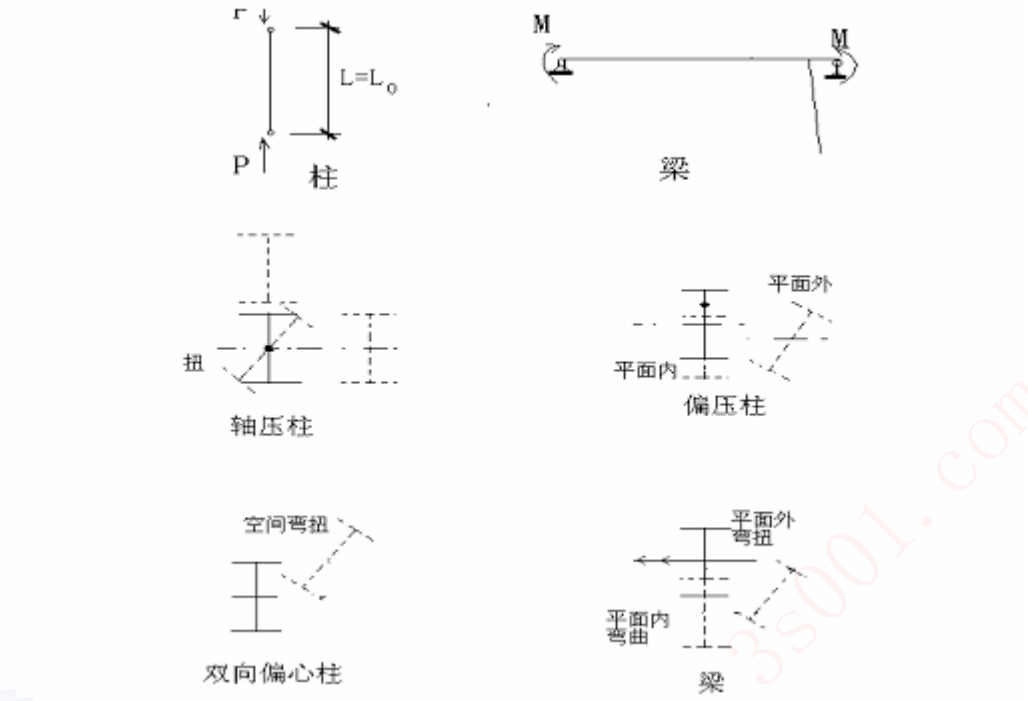


图 2-11 理想边界单根构件的整体稳定

基本构件稳定设计的基本准则有三个。

准则一：临界屈曲荷载准则。以构件临界屈曲荷载作为构件失稳的准则，适用于压弯构件平面外稳定和受弯构件的弯扭稳定设计；

准则二：边缘纤维屈服准则。以考虑构件二阶效应后的截面边缘纤维最大应力屈服作为构件失稳的准则，适用于薄壁构件压弯平面内的稳定设计；

准则三：稳定极限承载力准则。以具有初始缺陷的实际构件的极限承载力作为构件失稳的准则，适用于轴心受压构件和压弯构件平面内的稳定设计。

（1）轴心受压构件

对于轴心受压柱，初始缺陷、截面类型和尺度都会影响构件的极限承载力。现行规范取多条柱子曲线（$\sigma_u - \lambda$ 曲线）来考虑各种影响因素，并以统一的稳定系数 ϕ 表示构件绕两个截面主轴的弯曲稳定和扭转稳定极限应力 σ_u 与材料设计强度 f 的比值，即：

$$\phi = \frac{\sigma_u}{f} \tag{2-8}$$

于是，轴心受压柱平面内外弯曲和扭转稳定的设计公式可写为：

$$\frac{N}{A} \le \sigma_u = \phi f$$
$$\frac{N}{\phi A} \le f \tag{2-9}$$

上式中，N 和 A 分别为构件所受的轴压力和构件截面面积。

（2）受弯构件

对于受弯构件梁，平面内是强度问题，平面外是第一类稳定问题。其平面外稳定设计公式为：

$$\phi_b = \frac{\sigma_{cr}}{f} = \frac{M_{cr}}{Wf}$$
$$M \le M_{cr} = \phi_b W f \qquad (2\text{-}10)$$
$$\frac{M}{\phi_b W} \le f$$

上式中，M_{cr}、σ_{cr}、ϕ_b 分别为构件的临界弯矩、临界应力和弯扭屈曲系数。M 和 W 分别为构件所受的弯矩和构件截面抵抗矩。

（3）压弯构件

对于压弯构件平面内的稳定，现行规范首先基于截面边缘屈服的准则推导出带初始缺陷的构件内二阶弯矩的表达式及截面最大应力。在此基础上进行修正得到第二类稳定问题的设计公式。推导过程如下：

截面最大应力为：

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x + Ne + N\delta_m}{W_x} \qquad (2\text{-}11)$$

上式中，e 为端部偏心（代表初始缺陷）；δ_m 为构件最大挠度；M_x 和 W_x 为构件所受的平面内弯矩和截面抵抗矩。

假定构件挠曲线为正弦曲线分布，根据外弯矩和截面内弯矩相等的条件可推导得：

$$M_x + Ne + N\delta_m = -EI\delta''_m = \delta_m \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$
$$\delta_m = \frac{M_x + Ne}{N_{cr} - N} \qquad (2\text{-}12)$$
$$M_x + Ne + N\delta_m = M_x + Ne + \frac{1}{N_{cr}/N - 1}\left(M_x + Ne\right)$$
$$= \frac{M_x + Ne}{1 - N/N_{cr}}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x + Ne}{W_x(1 - N/N_{cr})} \qquad (2\text{-}13)$$

上式中，当外弯矩 $M_x = 0$、$N = \phi A f$ 时，$\sigma = f$。由此可推导得到 e 的表达式，将 e 回代入式（2-13）最后可推导得到截面上的最大应力为：

$$\sigma = \frac{N}{\phi A} + \frac{M_x}{W_x(1 - N/N_{cr})} \qquad (2\text{-}14)$$

考虑到构件平面内压弯失稳破坏时，截面应力会有塑性深入，现行规范的设计公式是在式（2-14）的边缘最大应力基础上修改得到的，其一般形式为：

$$\frac{N}{\phi A} + \frac{M_x}{\gamma_x W_x(1 - \alpha N/N_{cr})} \le f \qquad (2\text{-}15)$$

上式中，γ_x 为截面塑性深入系数，a 为常系数。

压弯构件平面外的稳定问题为第一类稳定问题，现行规范采用线性相关的形式近似和偏于安全地得到构件稳定的设计公式，如下所示：

$$\frac{N}{\phi_y A}+\frac{M_x}{\phi_b W_x}\le f \tag{2-16}$$

上式中，ϕ_y 为构件平面外的轴心受压稳定系数。

（3）双向压弯构件

对于双向压弯构件，现形规范采用近似和偏于安全的线性相关公式给出构件绕两个主轴的稳定验算公式，如下所示：

$$\begin{aligned}&\frac{N}{\phi_x A}+\frac{M_x}{\gamma_x W_x(1-\alpha_x N/N_{cr,x})}+\frac{M_y}{\phi_{bx}W_y}\le f\\&\frac{N}{\phi_y A}+\frac{M_y}{\gamma_y W_y\left(1-\alpha_y N/N_{cr,y}\right)}+\frac{M_x}{\phi_{by}W_x}\le f\end{aligned} \tag{2-17}$$

3．轻型钢结构整体稳定设计的基本理论

轻型钢结构刚架的稳定设计包括平面内的稳定设计和平面外的稳定验算。主刚架平面内的稳定是由刚架平面内的刚度和构件截面刚度提供的；主刚架平面外的稳定是由结构纵向支撑和构件截面刚度保障的。

主刚架整体稳定承载能力的精确数值分析理论是二阶弹塑性理论，二阶弹塑性理论又称极限承载力理论。同二阶弹性理论相比，二阶弹塑性理论分析时必须考虑构件截面材料的塑性深入。虽然现在各种商用软件包都可以进行结构构件和体系的二阶弹塑性分析，但是现行规范还是采用近似公式设计结构的整体稳定。其原因在于：（1）使用软件进行结构的二阶弹塑性分析需要较深的专业知识并耗费较多的计算计时，用于大量结构的工程设计无论是从对工程师的要求而言还是从工作效率而言都不现实；（2）使用软件进行结构二阶弹塑性分析得到的稳定极限承载力只是结构稳定的标准抗力值，而稳定承载力的分项系数与结构初始缺陷等一系列随机变量有关，涉及基于可靠度理论的稳定设计问题，目前对这一问题的研究还没有可供实用的研究成果。

主刚架整体稳定的近似设计方法是将结构的稳定问题分解和等效为梁和柱构件的稳定问题。采用弯矩不均匀系数考虑构件内实际弯矩分布；采用计算长度概念等效考虑梁和柱构件在刚架中的边界约束条件。

（1）弯矩不均匀系数

弯矩不均匀系数 β_m 反映了弯矩沿构件长度的分布饱满程度。由于现行规范所考虑的基本构件是两端作用有相同端弯矩的情况，即弯矩沿构件均匀分布，这时 $\beta_m=1$。显然，弯矩沿构件分布越不饱满，β_m 应该越小。此外，构件的弯扭屈曲稳定系数 ϕ_b 中也考虑了横向荷载作用位置的影响。如果横向荷载作用于梁上翼缘，一旦梁弯扭屈曲变形，荷载的二阶效应对于弯扭变形而言会施加一个正向作用；而如果荷载作用于下翼缘，其二阶效应对弯扭变形是一个反向的作用。荷载分布和位置的影响见图 2-12 所示。

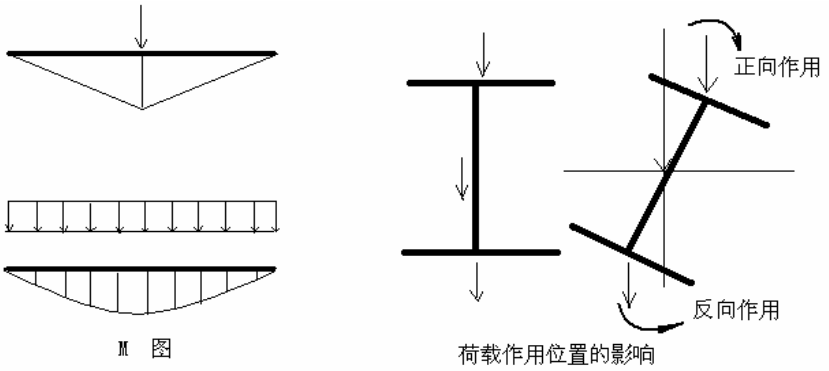


图 2-12 荷载作用对稳定验算德影响

(2) 计算长度确定

现行规范关于稳定设计的近似公式是基于两端铰接这一理想构件的研究和推导得到的。但是，实际结构中的梁和柱边界支承条件十分复杂。实际构件和理想构件的等效原则是两者屈曲临界力相等，根据这一等效原则可以得到实际构件的计算长度。换言之，实际构件是具有计算长度的理想构件的一部分。这样，规范的稳定设计近似公式就可以直接应用于实际构件，只是以计算长度代替实际构件长度。

记实际构件的屈曲临界力为 N_{cr}，假定其计算长度为 L_0。而长度为 L_0 的理想构件的屈曲临界力为 $\frac{\pi^2 EI}{L_0^2}$。根据等效原则，计算长度的一般公式为：

$$N_{cr}=\frac{\pi^2 EI}{L_0^2} \qquad (2\text{-}18)$$

$$L_0=\sqrt{\frac{\pi^2 EI}{N_{cr}}}$$

图 2-13 给出了简单边界支承条件下的构件的计算长度。图 2.14 给出了实际主刚架结构中梁柱构件的计算长度示意。

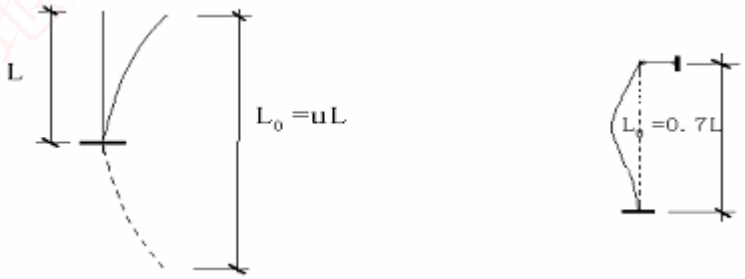


图 2-13 简单边界条件下构件的计算长度

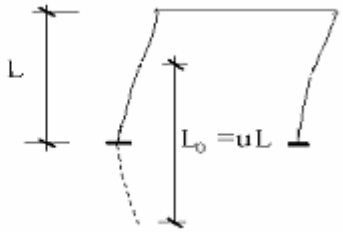


图 2-14 刚架柱的计算长度

由前所述，确定实际构件计算长度的关键是确定构件的屈曲临界力。虽然现有商用软件包可以容易地确定各类结构及其构件的临界力，但是在实际设计中还是采用简化的近似公式或图表来确定构件的计算长度。原因在于：①商用软件包的使用要求较高的专业知识，对于量大面广的工程设计的广泛应用有一定困难；②一般而言，结构和构件的计算长度与作用其上的荷载有关。如果使用商用软件进行计算，必须计算各个荷载组合下的计算长度，取其最大值（临界力最小）作为设计时的计算长度，工作量过大。

基于上述原因，现行规范对于轻型钢结构构件的平面内稳定计算长度采用近似公式和图表计算。轻型钢结构构件平面外的计算长度为其侧向支撑点间的距离，其依据主要因为支撑点处一般为平面外失稳波形的反弯点。可以认为交叉支撑和刚性系杆与刚架梁柱的连接点为构件的侧向支撑点。屋面檩条和墙面檩条往往连接于梁和柱的一侧翼缘，而梁和柱的两侧翼缘都可能因受压从而产生侧向失稳和侧向位移。所以，檩条和梁柱单侧翼缘的连接点不能作为梁柱构件的侧向支撑点，如图 2-15 所示。

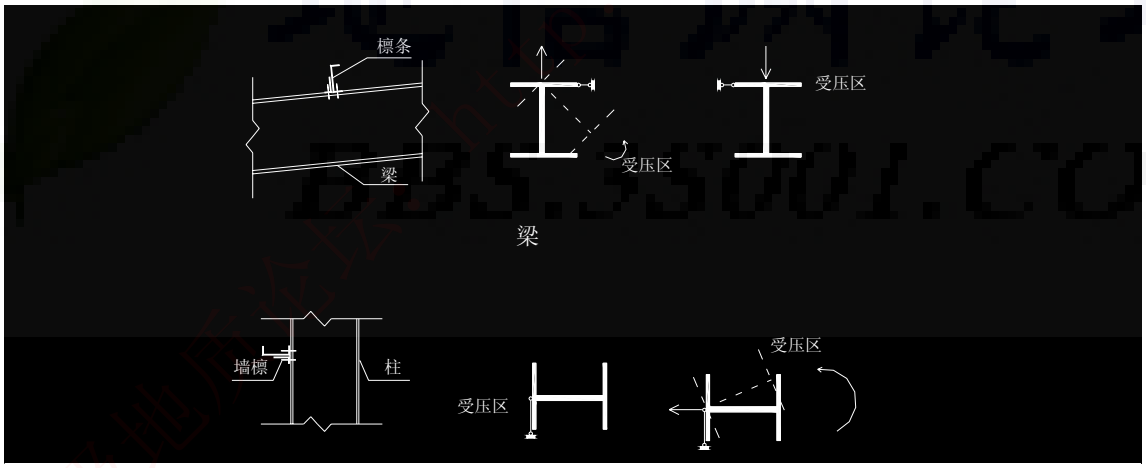


图 2-15 刚架梁柱单侧翼缘檩条连接处不能作为构件侧向支撑

但是，如果檩条与构件连接处设置了隅撑（如图 2-16 所示），这样的连接能否有效阻止构件两侧翼缘的侧向位移从而作为构件的侧向支撑点呢？如果是全敞开结构，隅撑连接处可以有效阻止构件的扭转变形从而阻止构件的弯扭屈曲变形，但是却不能阻止构件平面外的平行性弯曲变形。所以，构件弯曲稳定系数 ϕ_y 计算时应取支撑刚性系杆连接间的距离作为平面外计算长度，弯扭稳定系数 ϕ_b 计算时可取隅撑之间的距离作为计算长度。但是，设置檩条和隅撑的轻型钢结构一般都为封闭式结构，围护板材的面内剪切刚度足以抵抗主结

构构件绕其弱轴的弯曲变形，所以构件平面外弯扭失稳和弯曲失稳系数计算时都可以取隅撑之间的距离作为构件平面外的计算长度。

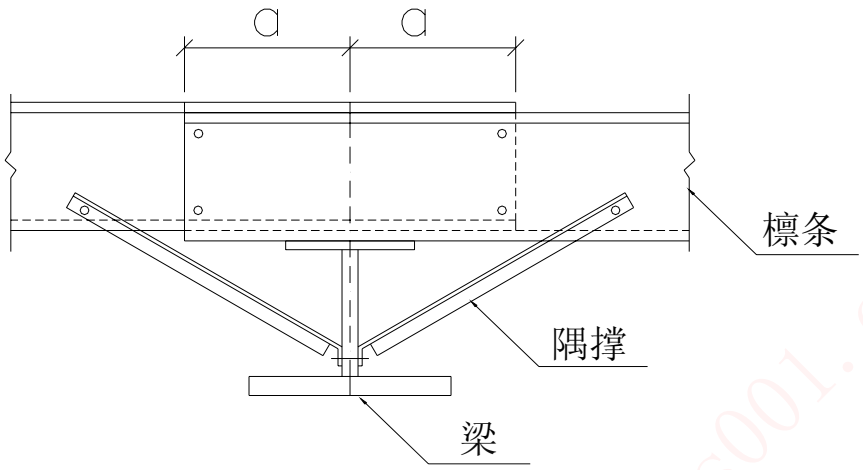


图 2-16 刚架梁柱双侧翼缘檩条隅撑连接处作为构件侧向支撑

二、局部稳定设计

1．普通钢结构构件中板件的局部稳定设计

普通钢结构构件的局部稳定为第一类稳定问题，设计时不利用板件屈曲后极限强度。典型的工字形截面的局部失稳波形和屈曲应力见图 2-17 所示。

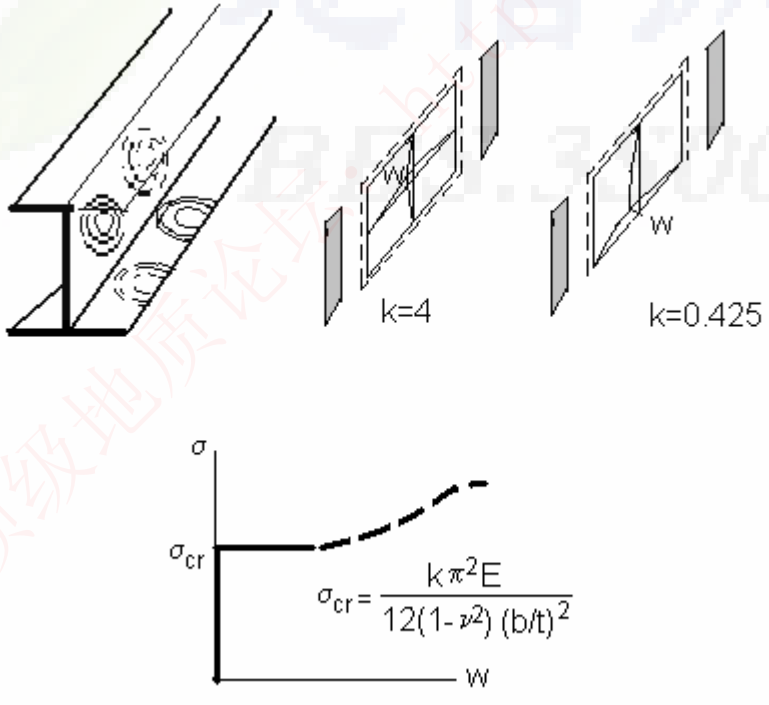


图 2-17 板件局部屈曲

构件局部稳定的主要影响因素是板件宽厚比 b/t。设计时通过限制宽厚比值来确保构件不产生局部失稳，局部稳定的设计原则有以下三类：

（1）直接设计：$\sigma \le \sigma_{cr,局部}$

（2）等强原则：$\sigma_{cr,局部} \ge f_y \Rightarrow \dfrac{b}{t} \le c\left(f_y\right)$

（3）等稳原则：$\sigma_{cr,局部} \ge \sigma_{cr,整体} \Rightarrow \dfrac{b}{t} \le c(\lambda)$

当局部稳定不满足要求时，可采用以下三种措施：

（1）增加厚度。这一方法将增加结构构件的自重，从而浪费材料；

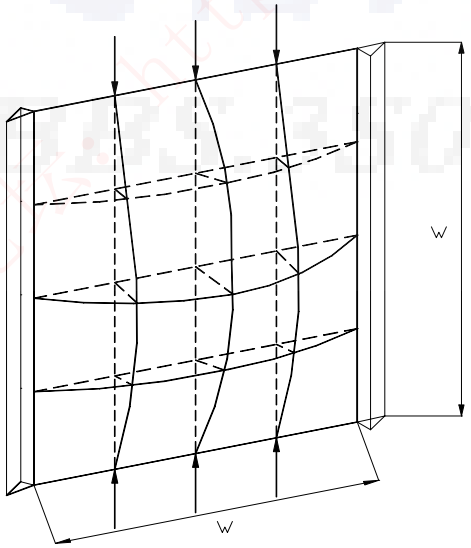
（2）减小板件宽度。这一方法将导致降低截面强度和构件的整体稳定承载力；

（3）设置加劲肋。这一方法既经济合理又可靠有效。

2．轻型钢结构构件中板件的局部稳定设计

轻型钢结构构件的局部稳定属于第三类稳定问题，设计时充分利用板件的屈曲后极限强度。一般将截面内板件区分为加劲板件（H 形和箱形截面的腹板）、未加劲板件（H 形截面的翼缘）、部分加劲板件（C 形截面的翼缘）等。

加劲板件的屈曲后强度来源于板件的薄膜效应。将板设想成沿荷载方向的纵向板条和横向的板条。当压力达到临界，纵向板条由直变弯，横向板条因而受拉约束纵向板条的凸曲，故板件仍能继续承载直至板带边缘屈服。当然，利用板件的屈曲后强度，板件内的应力并不均匀，表现为中间小，两端大。有效宽度的概念就是假设中间板带无效，两端一定宽度内的应力都达到屈服强度σ_y，见图 2-18。



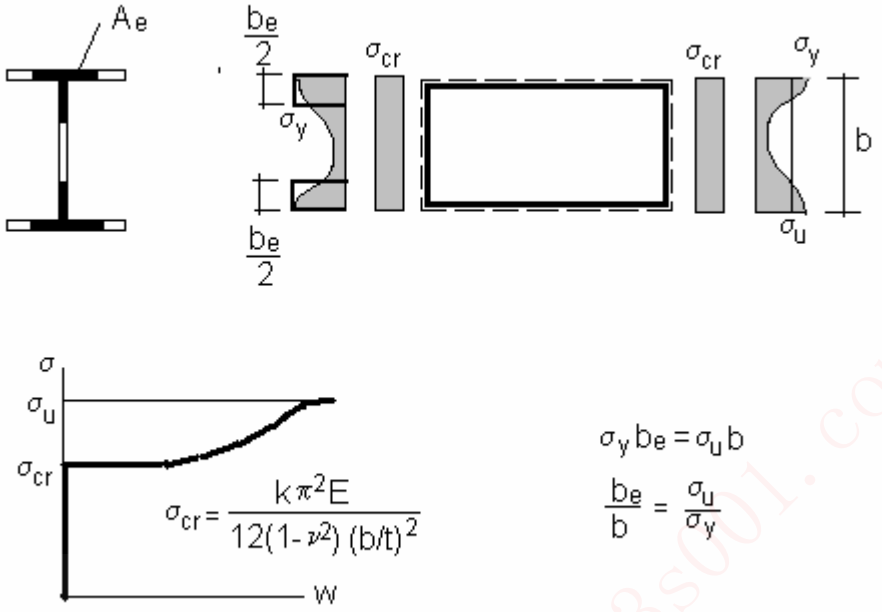


图 2-18 有效宽度和有效面积

未加劲板件的屈曲虽然没有横向薄膜应力，支承边的弹性约束可以使板件所承受的荷载有所增大，理论上仍有一定的屈曲后强度可以利用；但是由于当翼缘屈曲后有效宽度减小，有效截面的形心偏移，造成荷载对截面形心产生偏心力矩从而影响翼缘的屈曲后承载能力。所以未加劲板件的屈曲后强度一般都只作为强度储备。

边缘加劲构件对翼缘一边是相邻板件的弹性支承，一边是板件卷边对板件的简支支承；对卷边则是一边翼缘简支支承，一边自由。两块板件相互支承，相互影响。其屈曲模式复杂，当卷边具有适当的宽厚比，卷边不先于翼缘屈曲，翼缘同加劲板件；当卷边过窄，则出现象轴心压杆似的平面内屈曲，翼缘随同卷边变形，当卷边过宽，则卷边也趋于先屈曲。当然，卷边对翼缘是否能充分加劲是一个非常复杂的问题，不仅同截面上卷边同翼缘尺寸有关，还同纵向构件的支撑长度有关。

例如对于卷边槽钢构件，腹板作为加劲板件来处理，翼缘为边缘加劲板件，但是腹板和翼缘之间屈曲也有相关性。相邻的强板会对弱板起支承作用，各板件屈曲后，整个截面具有屈曲后强度，直至各板件相交转角处达到屈服点为止。在有效宽厚比设计方法中需要考虑板组效应的约束影响。

与板件有效宽度概念相对应的是截面的有效面积。在截面强度和构件整体稳定设计时，采用有效截面的特性（面积、抵抗矩）替代相应的全截面特性进行计算，意味着设计时已经利用了截面板件的屈曲后强度。这样的设计思想意味着容许截面板件在承载能力阶段发生局部失稳。但是，验算结构的位移和刚度时取全截面特性，说明在正常使用阶段不考虑截面板件产生局部失稳。

由于设计时考虑了构件板件的屈曲后极限承载力，一般而言，轻型钢结构构件中无需配置加劲肋。但是，构件在起吊按装过程中往往因为截面抗扭刚度较小而发生破坏。所以，对于跨度较大的轻型钢结构构件，应该设置构造加劲肋以防止安装过程中截面产生扭转折曲。

第五节 优化设计的基本知识

一、结构优化设计的基本概念

传统的结构优化设计，实际上指的是结构分析，其过程大致是假设-分析-校核-重新设计。重新设计的目的也是要选择一个合理的方案，但它只属分析的范畴；且只能凭设计者的经验作很少几次重复以通过“校核”为满足。结构优化指的是结构综合，其过程大致可归纳为：假定-分析-搜索-最优设计四个阶段。其中的搜索过程是修改并优化的过程。它首先判断设计方案是否达到最优（包括满足各种给定的条件），如若不是，则按某种规则进行修改，以求逐步达到预定的最优指标。优化设计的过程如图2-19所示[32]-[35]。

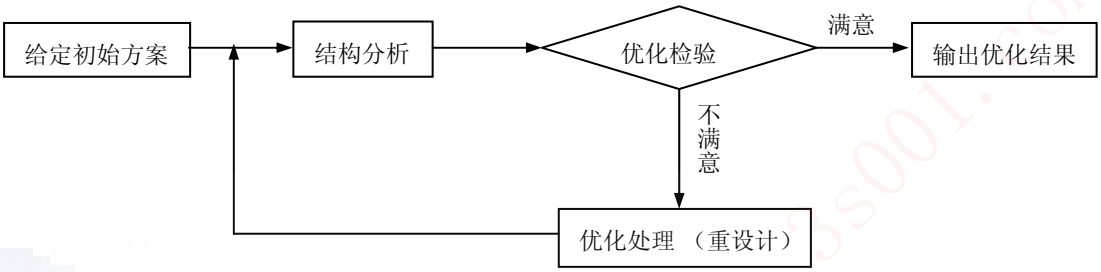


图 2-19 优化过程图

1．结构优化设计的数学模型

结构优化设计可定义为：对于已知的给定参数，求出满足全部约束条件并使目标函数取最小值的设计变量的解。这个定义可用数学方式表示为：

$$\left.\begin{array}{ll} \text{求} & X=(x_1\ x_2\ \cdots\ x_n)^T \\ \text{极小化} & f(X) \\ \text{受到约束} & g_j(X)\le 0,\quad j=1,2,\cdots,\ m \\ & h_k(X)=0,\quad k=m+1,\ m+2,\cdots,\ p \end{array}\right\} \tag{2-19}$$

其中，X 称为设计变量，$f(X)$ 称为目标函数，$g_j(X)$，$h_k(X)$ 所在方程称为约束条件。

2．设计变量

设计变量指在设计过程中所要选择的描述结构特性的量，它的数值是可变的。设计变量可以是各个构件的截面尺寸、面积、惯性矩等设计截面的几何参数，也可以是柱的高度、梁的间距、拱的矢高和节点坐标等结构总体的几何参数。设计变量通常有连续设计变量和离散设计变量两种类型。

（1）连续设计变量。这类变量在优化过程中是连续变化的，如拱的矢高和节点坐标等。

（2）离散设计变量。这类变量在优化中是跳跃式变化的，如可供选用的型钢的截面面积和钢筋的直径都是不连续的。

3．目标函数

目标函数是用来衡量设计好坏的指标。采用何种指标来反映设计好坏与结构本身的技术经济特性有关。通常采用的目标函数有：结构重量、结构体积、结构造价三种。

4．约束条件

结构优化的约束条件一般有几何约束条件和性态约束条件两种。

（1）几何约束条件。即在几何尺寸方面对设计变量加以限制。如工字型截面的腹板和翼缘的最小厚度限制。

（2）性态约束条件。即对结构的工作性态所施加的一些限制。如构件的强度、稳定约束以及结构整体的刚度和自振频率等方面的限制。

二、轻钢结构优化设计的数学模型

轻钢结构设计的最终目的是要给出一个经济合理的设计方案。优化设计方法，能较好地适应这方面的要求。轻钢结构采用优化设计，对于减轻结构重量、降低用钢量和结构造价有着明显的意义。目前国内对轻钢结构的优化设计已进行了一些研究和应用，编制了相应的计算程序，利用计算机实现了对截面的自动优选以求得重量最小、用料最省或造价最低的设计方案。这对于提高轻钢结构的设计质量，加快设计进程都起了一定的作用。下面针对轻钢结构建立其优化设计的数学模型。

1．设计变量

轻钢结构的主要几何参数如跨度、檐口高、屋面坡度、纵向柱间距等通常由业主或建筑师确定。可供优化的变量主要是截面参数。具体说，就是各工字钢截面的翼缘宽、厚，腹板的高、厚等。钢板的厚度是离散变量，而腹板和翼缘的高（宽）一般也是从一系列有规律的数中选取，因此轻钢结构的设计变量通常是离散变量。

2．目标函数

结构重量是轻钢结构优化设计的重要指标，且比较容易写成设计变量的函数形式，故轻钢结构通常以用钢量最少为优化目标。

3．约束条件

轻钢结构优化设计必须满足以下约束条件：

（1）强度、稳定约束条件。

轻钢结构构件必须满足强度和稳定要求。

（2）刚度约束条件。

轻钢结构的构件尺寸在优化时，结构的整体刚度必须满足变形控制要求。具体说，就是横梁的最大垂直位移、柱顶的最大水平位移、吊车轨顶处的最大水平位移等必须满足有关规范规定的变形控制值。

（3）截面尺寸约束条件。

轻钢结构截面尺寸的选择必须满足有关规范的构造要求和使用要求，如所有截面的腹板高度必须大于翼缘宽度，所有截面的翼缘厚度必须比腹板厚度大2㎜以上等。

（4）结构整体约束条件。

轻钢结构的优化设计必须满足结构整体约束条件，即构件截面尺寸的选择必须要保证梁、柱截面的连续性以及合理性，满足常规的加工和使用要求等。

（5）变量的上、下限约束条件。

三、结构优化方法简介

1．简单解法

当优化问题的变量较少时，可用下列简单解法。

（1）图解法。在设计空间中作出可行域和目标函数等值面，再从图形上找出既在可行域内（或其边界内），又使目标函数值最小的设计点的位置。

（2）解析法。当问题比较简单时，可用解析法求解。

2．准则法

准则法是从工程和力学观点出发，提出结构达到优化设计时应满足的某些准则（如同步失效准则、满应力准则、能量准则等），然后用迭代的方法求出满足这些准则的解。该方法的主要特点是收敛快，重分析次数与设计变量数目无直接关系，计算量不大，但适用有局限

性，主要适用于结构布局及几何形状已定的情况。尽管准则法有它的缺点，但从工程应用的角度来看，它比较方便，习惯上易于接受，优点仍是主要的。最简单的准则法有同步失效准则法和满应力准则法。

（1）同步失效准则法。其基本思想可概括为：在荷载作用下，能使所有可能发生的破坏模式同时实现的结构是最优的结构。同步失效准则设计有许多明显的缺点。由于要用解析表达式进行代数运算，同步失效设计只能用来处理非常简单的元件优化；当约束数大于设计变量数时，必须设法确定那些破坏模式应当同时发生才给出最优设计，这通常是一件十分困难的工作；当约束数和设计变量数相等时，并不能保证这样求得的解是最优解。

（2）满应力准则法。该法认为充分发挥材料强度的潜力，可以算是结构优化的一个标志，以杆件满应力作为优化设计的准则。这一方法在杆件系统如桁架的优化设计中用得较多。在此基础上又发展了与射线步结合的齿行法以及框架等复杂结构的满应力设计。

3．数学规划法

将结构优化问题归纳为一个数学规划问题，然后用数学规划法来求解。结构优化中常用的数学规划方法是非线性规划，有时也用线性规划，特殊情况可能用到动态规划、几何规划、整数规划或随机规划等。

（1）线性规划。当目标函数和约束方程都是设计变量的线性函数时，称为线性规划问题。该类问题的解法比较成熟，其中常用的解法是单纯形法。

（2）非线性规划。当目标函数或约束方程为设计变量的非线性函数时，称为非线性规划。结构优化设计多为有约束的非线性规划问题。这类问题较线性规划问题复杂得多，难度较大，目前采用的方法大致有以下几种类型：不作转换但需求导数的分析方法，如梯度投影法、可行方向法等；不作转换也不需求导数的直接搜索方法，如复形法；采用线性规划来逐次逼近，如序列线性规划法；转换为无约束极值问题求解，如罚函数法、乘子法等。

4．混合法

混合法即同时采用准则法和数学规划法。

5．启发式算法

近些年来发展起来了一些启发式算法。这些算法有遗传算法（GA）、神经网络算法、模拟退火算法等。它们在结构优化领域得到了一些应用。如文献[4]将遗传算法用于门式刚架的优化设计。

四、轻钢结构的满应力设计

满应力设计是结构优化的各种算法中最简单、最易为工程技术人员接受的一种算法。其基本涵义是：结构每一构件的应力，至少在某一工况下达到材料的允许应力。满应力设计中，目标函数并不出现，这种寻求一个满足某种准则的设计、暂且不管目标函数的做法是准则法设计的基本特点。目前，轻钢结构软件的优化设计大多采用满应力设计。轻钢结构的设计变量通常是离散变量，属于离散变量优化设计范畴。下面先介绍设计变量是连续的常规的满应力设计方法，再将其推广到轻钢结构基于离散变量的满应力设计。

1．结构满应力设计

以桁架为例说明满应力设计的基本思想。在这种结构中，作为设计变量的截面面积与杆件的刚度成正比，可直接应用应力比方法。对于弯曲构件-梁、柱、板组成的结构，刚度与设计变量的关系比较复杂，但是，仍然可以采用推广了的、带有一定近似性质的满应力设计。具体情况可参见文献[34]。

结构的满应力设计从比较合理的初始截面面积分布出发，利用结构分析，求出各工况作用下各构件的应力，然后，对每一构件，从不同工况下的应力中找出最临界的应力，求其与设计强度之比：

$$\beta_i = \max_{j\in J}\left\{\frac{\sigma_{ij}^{(k)}}{\sigma_i^a}\right\} \tag{2-20}$$

其中，k 为迭代次数，J 为工况集合，σ_i^a 为的 i 个构件的设计强度，σ_{ij} 为第 i 个构件在第 j 个工况下的应力。如果 β_i >1，说明该杆件现有截面面积太小，应放大 β_i 倍；反之，如果 β_i <1，则说明该杆件现有截面面积太大，应缩小 β_i 倍，即：

$$A_i^{(k+1)} = A_i^{(k)}\beta_i^{(k)} \tag{2-21}$$

这样就得到了一个改进的、比较合理的设计。如果这个新的设计还没有达到满应力，则可重复上面的算法，直到前后二次的截面面积变化很小就结束迭代，输出结果。该过程的计算框图如图2-20所示。

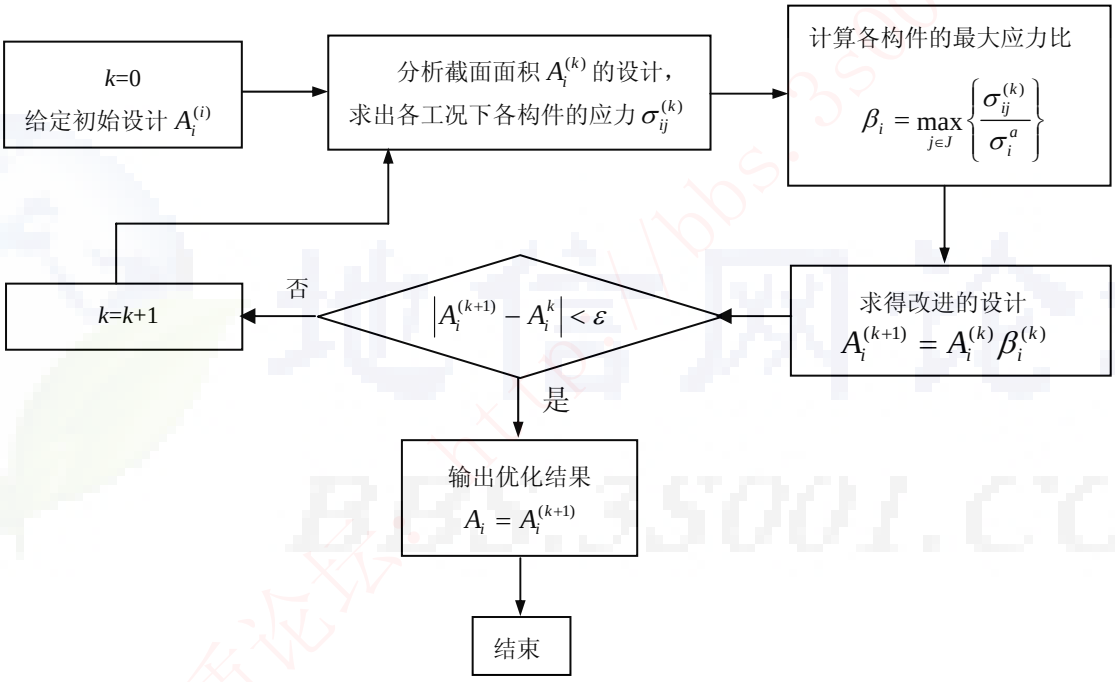


图 2-20 满应力法流程图

上述由应力比 β_i 求改进的截面面积 $A_i^{(k+1)}$ 的方法实质上是假定杆件的内力 f_{ij} 是不随截面面积的变化而变化的。因为如果第k次迭代时的内力 $f_{ij}^{(k)}$ 和第k+1次迭代时的内力 $f_{ij}^{(k+1)}$ 相等，且要求 $A_i^{(k+1)}$ 达到满应力，则有：

$$A_i^{(k+1)} = \frac{f_{ij}^{(k+1)}}{\sigma_i^a} = \frac{f_{ij}^{(k)}}{\sigma_i^a} = \frac{\sigma_{ij}^{(k)}A_i^k}{\sigma_i^a} = \beta_i^{(k)}A_i^{(k)} \tag{2-22}$$

对静定结构，各构件的内力与截面面积无关。因此，截面面积改变时不会引起内力重分布，上面的假定是精确满足的。故上面的迭代方法运用于静定结构时只要一次迭代即可收敛。对超静定结构，截面面积变化一般要引起内力重分布，上面的假定可称为暂时静定

化假定，需进行多次迭代才能收敛。

上述应力比法求出满应力解常常需要十几次迭代计算。一个有效的改进方法是在公式(2-21)中引进一个松弛指数，以加快收敛速度，并可防止出现迭代发散或震荡的现象。

$$A_i^{(k+1)} = A_i^{(k)}(\beta_i^{(k)})^{\eta} \tag{2-23}$$

式中，η 称为松弛指数，由经验来确定。对于受拉构件，常取η=1.05-1.10；对于受压构件，η 应小于1。文献[1]建议取

$$\eta = 1 - 0.05\sqrt{\lambda} \tag{2-24}$$

其中，λ 为构件的长细比。

2. 轻钢结构基于离散变量的满应力设计

轻钢结构的优化变量如截面参数等多属于离散变量，只能取某些离散值，属于离散变量的结构优化问题。该类问题可先作连续变量处理，然后将其圆整到离散值。如可先采用上述的满应力设计求得最优解，然后在离散集内找到与其最相近且满足约束条件的解作为最终的优化解，也可直接采用基于离散变量的结构优化方法对其求解。下面对后一种方法作具体的介绍。

以截面面积作为设计变量，其分量在设计空间中组成离散空间，由于轻钢结构可选的截面（截面库）是有限的，所以离散设计空间是有界的。将截面面积按从小到大的顺序排列：

$$\left.\begin{aligned} &A_i \in S = \{S_1, S_2, \cdots S_l\} \quad (i = 1, 2, \cdots, n) \\ &S_1 \le S_2 \le \cdots \le S_l \end{aligned}\right\} \tag{2-25}$$

其中，S 为截面离散集；n 为设计变量数；l 为截面可取值个数。离散变量满应力设计的主要过程如下：

（1）给定一个初始设计方案，即初始面积 $A_i^{(0)}$ ，令 $k_i = 0\ (i = 1, 2, \cdots, n)$ 。

（2）进行结构分析，求出各构件在各工况下的最不利应力，即

$$\sigma_i^{(k_i)} = \max_{j \in J}\{\sigma_{ij}^{(k_i)}\} \quad (i = 1, 2, \cdots, n) \tag{2-26}$$

式中 k_i 表示第 i 个构件的第 k 次迭代，$\sigma_{ij}^{(k_i)}$ 为第 i 个构件在第 j 个工况下第 k 次迭代时的最严控制应力（强度、稳定、抗剪应力中的最大值）。

（3）如果最不利应力小于设计强度，则将截面取为截面离散集中的前一值，重新计算最不利应力，直到满足为止；否则，如果最不利应力大于设计强度，则将截面取为截面离散集中的后一值，重新计算最不利应力，直到满足为止。

（4）当构件面积 A_i 不再变化时迭代终止。由于构件的面积与其在截面离散集中的序号 k_i 一一对应，故终止条件即为：

$$\left|k_i - (k-1)_i\right| \le \varepsilon \quad (i = 1, 2, \cdots, n) \tag{2-27}$$

（5）若上式不满足则转向(2)。

上述过程的流程图如图2-21所示。

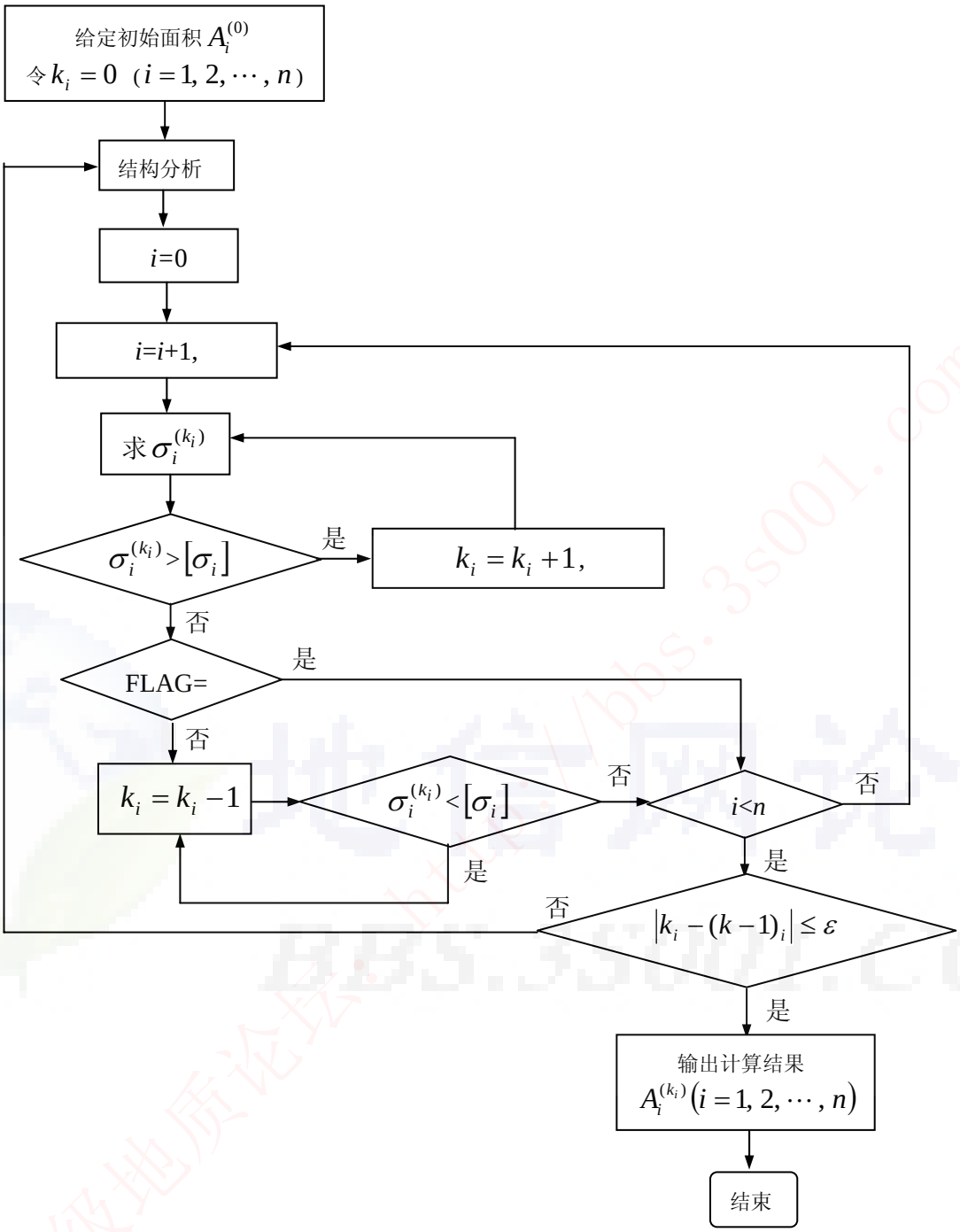


图 2-21 离散变量满应力法流程图

3. 满应力法的评价

满应力法的缺点很明显。满应力设计没有直接与目标函数相联系，满应力设计点一般是应力约束超曲面的交点，如果问题是非线性的（约束界面与目标函数为超曲面），最轻设计点（最优解）显然不一定落在约束曲面的交点上，因此满应力设计的结果不能保证结构重量是最轻的。其次，满应力设计的结果不是唯一的。对于超静定结构，如果设计变量没有界限约束，满应力设计结果可能退化成若干种静定结构。此外，运用应力比法进行迭代时，算法也可能不收敛，产生震荡。

但是满应力法也有很多优点。对大多数工程实用结构，满应力解往往很接近最优解。应

力比法的算法简单，很容易在普通的结构分析程序上增加一段程序来实现。对一般正常的工程结构，只要很少几次迭代，便可求得一个显著改进的设计，而且所需迭代次数与结构构件的数目无关。这一点对大型结构优化设计特别重要，因为对大型结构每迭代一次要花费的工作量是惊人的。

权衡满应力法的优缺点，对于只受应力约束的结构优化问题，人们还是非常乐意采用它。事实上，在国内外很多有实用意义的优化工作成果是用满应力法得到的，尽管已经有了很多复杂、精致的优化方法。实际中，许多工程优化问题受到的不仅仅是应力约束，还有位移和频率约束。此时，一种十分有效的做法是将满应力约束用应力比法处理，其它约束则采用更为复杂的准则或数学规划的方法来处理。

地信网论坛 BBS.3S001.COM 顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/

第三章 主结构及其支撑体系

第一节 主刚架的设计和构造

一、刚架的构件和节点形式

主刚架由边柱、刚架梁、中柱等构件组成。边柱和梁通常根据门式刚架弯矩包络图的形状制作成变截面以达到节约材料的目的；根据门式刚架横向平面承载、纵向支撑提供平面外稳定的特点，要求边柱和梁在横向平面内具有较大的刚度，一般采用焊接工字型截面。中柱以承受轴压力为主，通常采用强弱轴惯性矩相差不大的宽翼缘工字钢、矩形钢管或圆管截面。刚架的主要构件运输到现场后通过高强度螺栓节点相连。典型的主刚架如图 3-1 所示，典型的主刚架节点连接形式如图 3-2 所示。

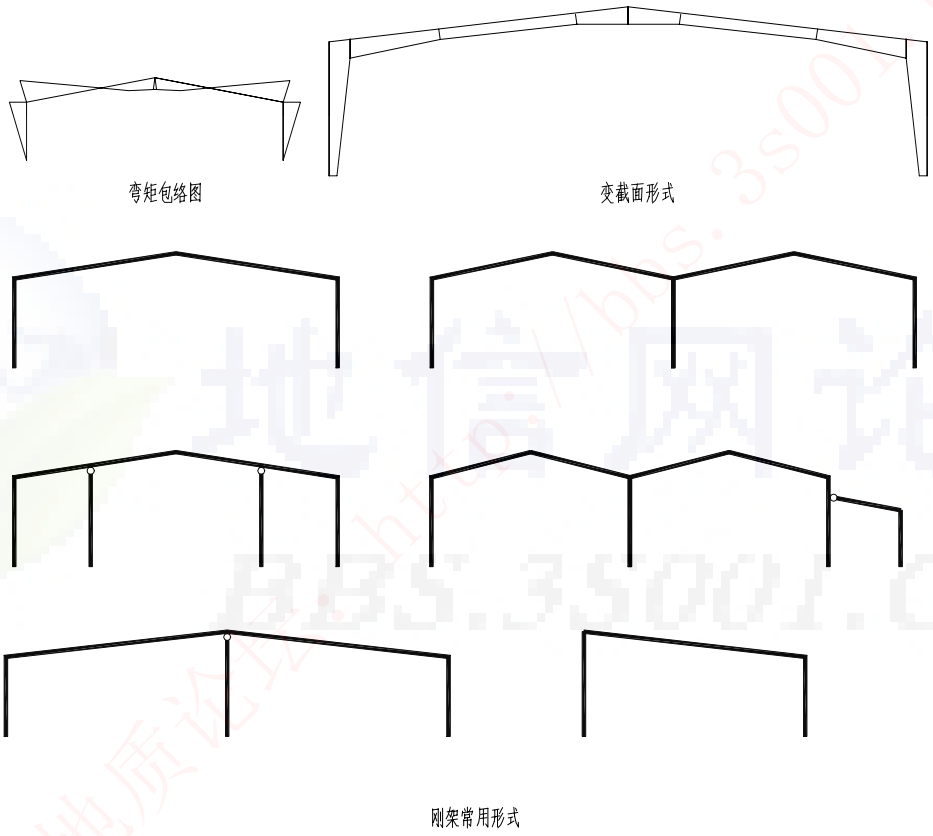


图 3-1　主刚架包络图及基本形式

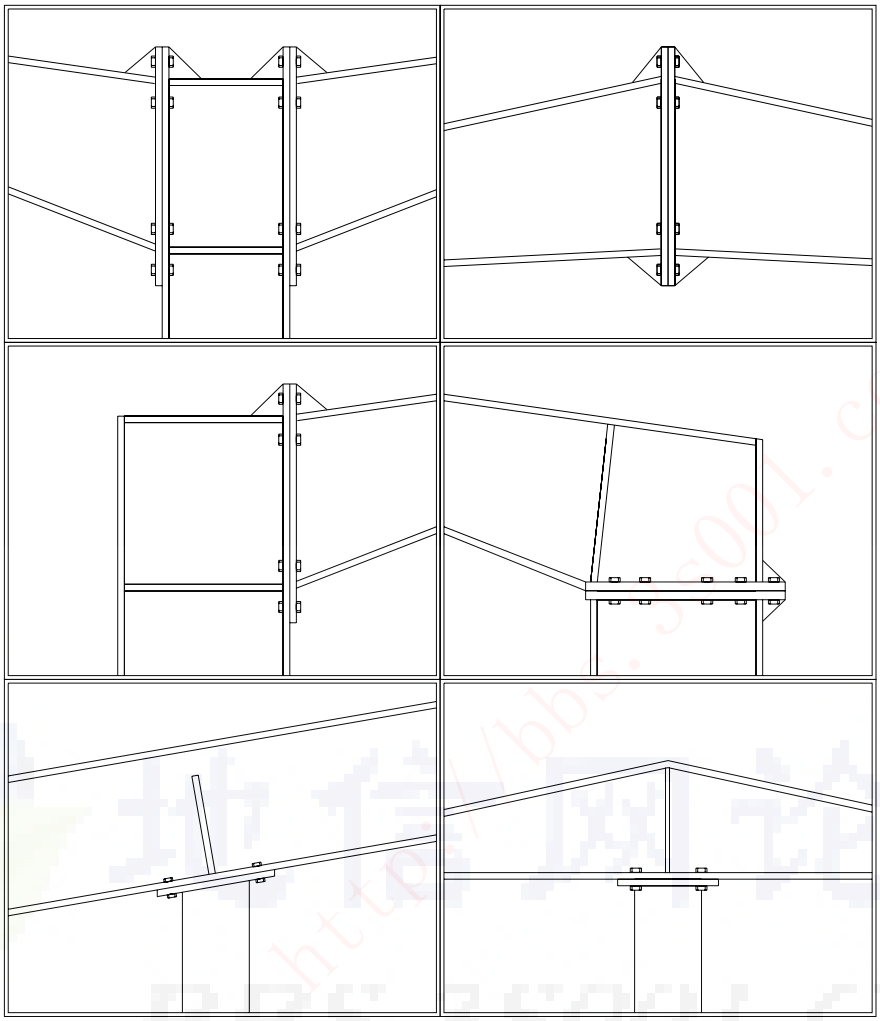


图 3-2　主刚架典型连接节点

二、构件截面的强度设计

主刚架工字型截面（见图 3-3）中翼缘属于三边支承一边自由板件，一旦发生屈曲局部失稳，其屈曲后的后继强度不明显；腹板属于四边支承板件，局部失稳后的后继强度提高较多。设计时，一般不允许翼缘发生局部失稳，容许腹板局部失稳并利用其屈曲后强度。

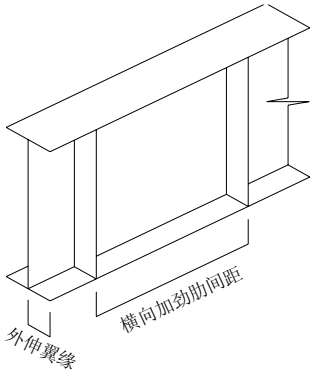


图 3-3　翼缘与腹板的典型支承条件

根据局部稳定计算的等强原则，当翼缘宽厚比$\frac{b}{t}\le 15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$时，翼缘不会发生局部失稳。设计时允许腹板局部失稳，但考虑到刚度及制作等要求，腹板高厚比应作一定要求，目前我国现行《钢结构设计规范 GBJ17-88》规定$\frac{h_w}{t}\le 250\sqrt{\frac{235}{f_y}}$。

根据薄壁结构理论，腹板在$\frac{h_w}{t}\le 250\sqrt{\frac{235}{f_y}}$时会发生屈曲而局部退出工作，因此确定腹板有效面积的抗剪和抗弯承载力成为确定工字型构件截面的强度承载力的关键。

1、腹板抗剪承载力V_u

V_u取决于腹板两侧翼缘及横向加紧肋之间形成的四面支承矩形区域的剪切屈曲应力τ_{cr}，见图 3-4 所示，τ_{cr}可以由腹板的剪切屈曲模型得到[20]。构件腹板的主应力场分布见图 3-5，在这个模型中横向加紧肋相当于桁架中的受压腹杆，适当增加横向加劲肋的数量可以改变腹板应力场的分布情况，提高区隔的临界应力τ_{cr}从而提高腹板的抗剪承载力V_u。

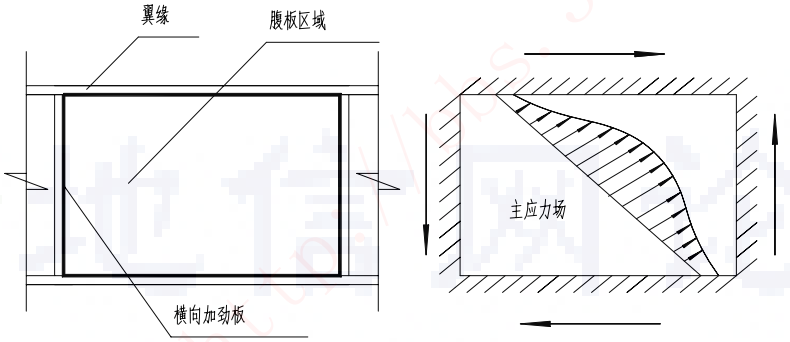


图 3-4　腹板支承条件及主应力分布

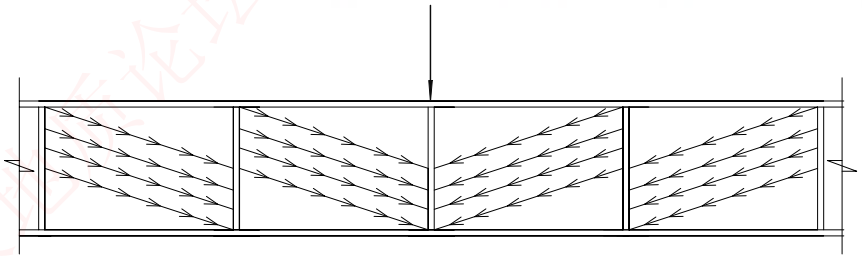


图 3-5　腹板剪切屈曲的分析模型

我国现行轻钢规程《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程 CECS102：98》中利用简化公式把临界应力τ_{cr}用一个只和横向加劲肋间距 a 有关的换算高厚比λ_w代替，腹板的抗剪承载力V_u根据腹板截面积和λ计算得到，见式（3-1）。

$$V_u = S_w \times f(\lambda_w) \qquad (3\text{-}1)$$

上式中，S_w表示腹板截面积；λ_w表示腹板的换算高厚比，$\lambda_w = K_v \times \frac{h_w}{t_w}$；$\frac{h_w}{t_w}$表示腹板

的高厚比；K_v 表示换算系数，$K_v = K_v(a)$；a 表示横向加劲肋间距（当不设置加劲肋时，K_v 取凸曲系数 5.34）。

2、腹板的抗弯承载力 M_u

M_u 取决于腹板截面屈曲后正应力的分布形状[20]。当构件截面的高厚比在一定限值内时，截面的抗弯曲线可以按照图 3-6 中的 i-k-j-p 进行。在 j 点时截面应力分布如图 3-7 中的 d 所示，截面弯矩达弹性临界值 M_y；经过 j 点截面进入强化阶段，截面应力分布如图 3-7 中的 e 所示,抗弯承载力有所提高，并使最终的弯矩承载力 Mu' 大于边缘屈服弯矩 My。当板件的高厚比较大时，M-θ 曲线沿 i-k-g 进行，即截面边缘应力小于屈服应力 fy 时截面就发生了屈曲。随着屈曲面积的扩大，应力呈非线性分布，如图 3-7 中的 a,b,c 所示。在截面出现屈曲后，由于薄膜效应，截面的承载力也能得到提高，但最终的临界弯矩承载力 Mu 一般低于屈服弯矩 M_y。

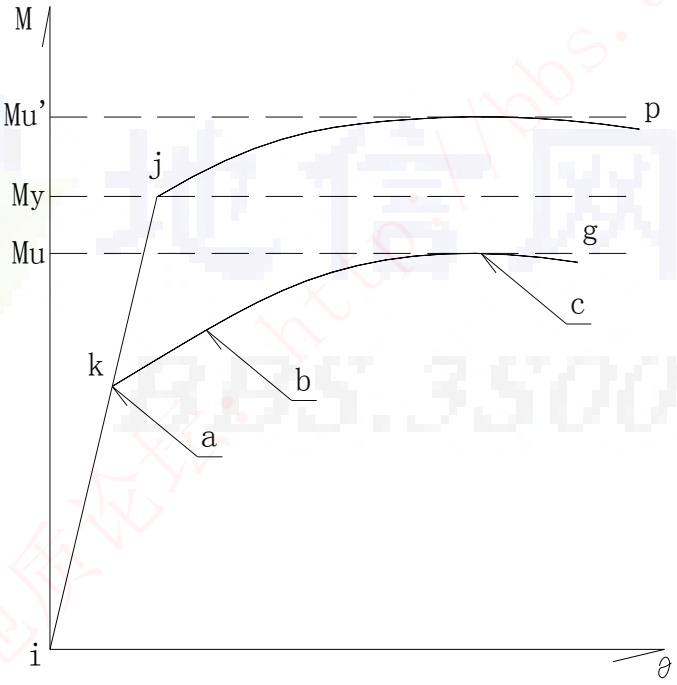


图 3-6　截面的荷载-位移曲线

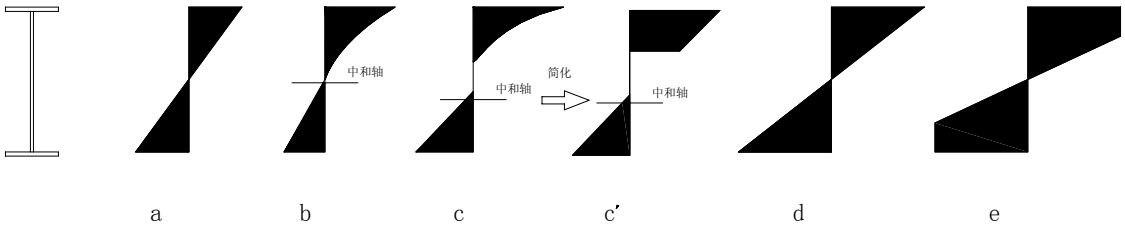


图 3-7　截面在各阶段的正应力分布

我国轻钢规程 CECS102：98 采用有效面积法，把应力分布规律由图 3-7 中的 C 简化为 C'，并引入换算高厚比λp 来确定有效面积及其分布，屈曲后截面弯矩承载力 M_u 的计算方法见式 3-2。

$$M_u = W_e \times f \qquad (3\text{-}2)$$

其中，f 表示强度设计值；

W_e 表示有效截面最大压应力处的截面模量，W_e 取决于截面正应力分布情况，即 $W_e = W(\lambda_\rho)$，换算高厚比 $\lambda_\rho = K_\rho \times \frac{h_w}{t_w}$；$\frac{h_w}{t_w}$ 表示腹板的高厚比；K_ρ 表示换算系数，$K_\rho = K_\rho(\beta)$，β 为截面正应力比值，$\beta = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$。

3、弯矩、剪力共同作用下的承载力计算

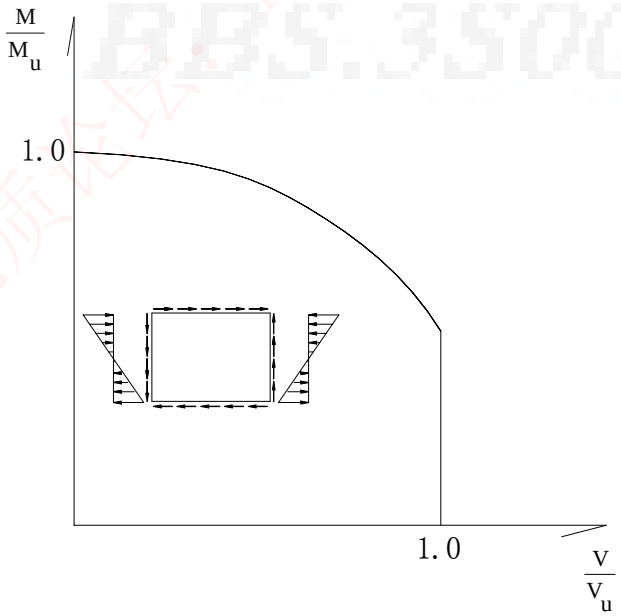


图 3-8　截面在剪力和弯矩作用下的相关关系

实际构件的工作状态一般都在弯矩-剪力共同作用下，这时薄腹构件截面的受力情况比较复杂，可以用弯矩剪力的相关曲线表示，如图 3-8。轻钢规范中参照截面纯剪临界承载力 Vu 和纯弯线性临界承载力 Mu 的计算结果，把剪力作为弯矩承载力的一个削弱因素进行考虑，进而得到修正后的抗弯承载力 M_{uk}，见式(3-3)。

$M_{uk}=M_u$ （$V \le 0.5\times V_u$） （3-3）

$M_{uk}=K_u\times M_u$ （$0.5\times V_u < V \le V_u$）

这里，剪力影响系数 $K_u=1-(\frac{V}{0.5\times V_u}-1)^2$ 。

4、现行规范 CECS102：98 的设计公式

工字型截面在剪力 V、弯矩 M、轴压力 N 共同作用下的强度，应满足下列要求：

当 $V \le 0.5V_d$ 时，

$M \le M_e^N = M_e - NW_e / A_e$ （3-4）

当 $0.5V_d \le V \le V_d$ 时，

$M \le M_f^N + (M_e^N - M_f^N)[1-(\frac{V}{0.5V_d}-1)^2]$ （3-5）

当截面为双轴对称时，

$M_f^N = A_f(h_w+t)(f - N/A)$ （3-6）

上式中，A_e 为有效截面面积，A_e 根据有效宽度 h_e 的大小计算得到；A_f 为构件翼缘截面面积；A 为构件截面面积；W_e 为构件有效截面最大受压纤维的截面模量；W_e 应根据有效宽度 h_e 的大小及其截面分布计算得到；M_e 为构件有效截面所承担的弯矩，$M_e=W_e f$；M_e^N 为压力 N 时构件有效截面所承担的弯矩；M_f^N 为压力 N 时两翼缘所能承受的弯矩；V_d 为腹板抗剪承载力设计值，

$V_d = h_w t_w f_v^l$ （3-7）

当 $\lambda_w \le 0.8$ 时，

$f_v^l = f_v$ （3-8）

当 $0.8 < \lambda_w \le 1.4$ 时，

$f_v^l = [1-0.64(\lambda_w - 0.8)]f_v$ （3-9）

当 $\lambda_w \ge 1.4$ 时，

$f_v^l = (1-0.275\lambda_w)f_v$ （3-10）

其中，λ_w 表示与板件受剪有关的参数，$\lambda_w = \frac{h_w/t_w}{37\sqrt{k_\tau}\sqrt{235/f_y}}$。

当 $a/h_w < 1$ 时，

$k_\tau = 4+5.34/(a/h_w)^2$ （3-11）

当 $a/h_w \ge 1$ 时，

$$k_\tau = 5.34 + 4/(a/h_w)^2 \qquad (3\text{-}12)$$

k_τ 为受剪板件的凸曲系数； a 为加劲肋间距； h_e 为腹板有效宽度，当截面全部受压时 $h_e = \rho h_w$；当截面部分受拉，受拉部分全部有效，受压区的有效宽度 $h_e = \rho h_c$； h_c 指腹板受压区宽度； ρ 为有效宽度系数，

当 $\lambda_\rho \le 0.8$ 时

$$\rho = 1 \qquad (3\text{-}13)$$

当 $0.8 < \lambda_\rho \le 1.2$ 时，

$$\rho = 1 - 0.9(\lambda_\rho - 0.8) \qquad (3\text{-}14)$$

当 $\lambda_\rho > 1.2$ 时，

$$\rho = 0.64 - 0.24(\lambda_\rho - 1.2) \qquad (3\text{-}15)$$

上式中， λ_ρ 是与板件受弯、受压有关的参数，

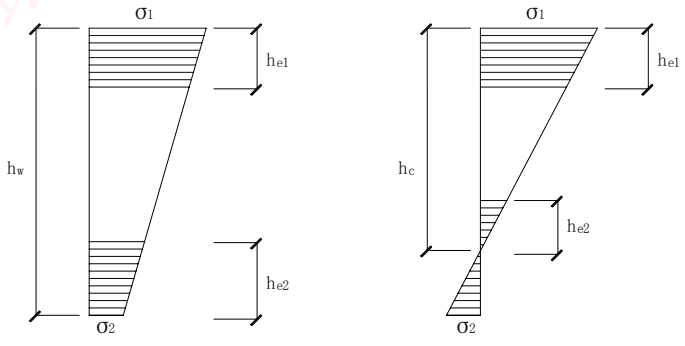
$$\lambda_\rho = \frac{h_w / t_w}{28.1\sqrt{k_\sigma}\sqrt{235/f_y}} \qquad (3\text{-}16)$$

这里， k_σ 为杆件在正应力作用下的凸曲系数，

$$k_\sigma = \frac{16}{[(1+\beta)^2 + 0.112(1-\beta^2)]^{0.5} + (1+\beta)} \qquad (3\text{-}17)$$

而 β 为截面边缘正应力比值， $\beta = \sigma_2/\sigma_1$。

h_e 的分布规律见图 3-9：



σ2 = βσ1

图 3-9　有效宽度的分布

上图中左侧图表示全截面受压，即 $\beta > 0$，这时，

$$h_{e1} = 2h_e/(5-\beta) \qquad (3\text{-}18)$$

$$h_{e2} = 2h_e - h_{e1} \qquad (3\text{-}19)$$

右侧图表示部分截面受拉，即 $\beta < 0$，这时，

$h_{e1}=0.4h_e$ （3-20）

$h_{e2}=0.6h_e$ （3-21）

工字型截面在剪力 V 和弯矩 M 作用下的强度设计条件可简化为：

当$V \le 0.5V_d$ 时，

$M \le M_e$ （3-22）

当$0.5V_d \le V \le V_d$ 时，

$$M \le M_f + (M_e - M_f)[1-(\frac{V}{0.5V_d}-1)^2] \quad (3\text{-}23)$$

当截面为双轴对称时，

$M_f = A_f(h_w + t)f$ （3-24）

三、构件的稳定设计

1、设计公式

门式刚架结构的边柱和梁以受弯为主，主结构是平面承载体系，平面内荷载在构件设计中起控制作用。这些构件截面绕强轴的抗弯能力相对绕弱轴具有较大的优势，如图 3-10 所示，这样的截面可以提高强度承载能力，达到节省用钢量的目的。针对这类绕弱轴抗弯性能较差的截面，在稳定设计中，平面外的稳定性能成为控制因素，能否提高构件面外的稳定性能成为了能否最大限度的发挥截面稳定承载能力的关键。

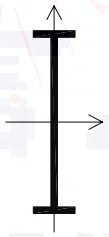


图 3-10　受弯构件的横截面

构件平面外稳定设计公式为$\frac{N_0}{\varphi_y A}+\frac{\beta_t M}{\phi_{by} W} \le f$ [2]，其中φ_y为平面外轴压整体稳定系数，根据平面外支撑间距与截面回转半径之比即长细比λ查表得到。φ_{by}为弯扭整体稳定系数，主要取决于平面外支撑间距l_y与截面回转半径的比值。从该公式可以看出，在构件平面外抗弯性能相对较差（回转半径较小）的情况下，适当减小平面外支撑间距l_y可以有效地提高平面外的稳定性能。

构件平面外的支撑形式和布置决定了平面外支撑间距l_y，也就决定了构件的稳定临界荷载值。中柱通常为轴压构件，柱顶的水平位移值决定了构件的计算长度。通过对受弯构件平面外支撑和中柱柱顶水平位移的控制可以达到控制刚架稳定临界荷载的目的。

2、边柱和梁的稳定控制

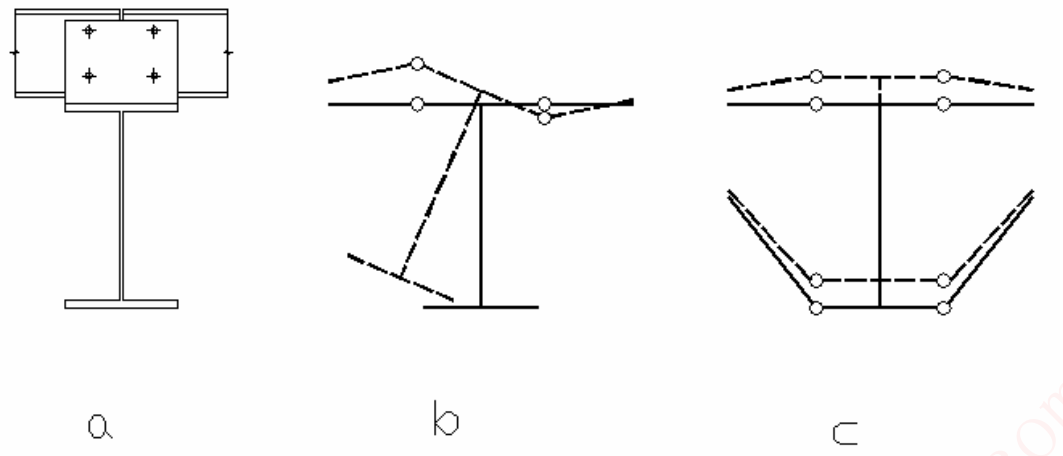


图 3-11　檩条对截面的支撑作用 1

在受压为主的构件中，受压翼缘的稳定决定了构件在工作状态下是否失效。当上翼缘受压时，屋面檩条起着有效的平面外支撑作用。檩条和上翼缘的连接可以看作是对翼缘面外方向位移的约束，因此檩条间距可以看作上翼缘的支撑长度。但这类连接的构造使用的是普通螺栓且数量少，孔隙也比较大（如图 3-11a），这就决定了该类约束仅针对平面外位移而不能阻止截面向面外扭转，当下翼缘承受压力时，仅有檩条支撑的梁可能会发生图 3-11b 中虚线表示的变形从而失稳。压力作用下的下翼缘通常靠隅撑作为平面外支撑，截面变位后（图 3-11c 的虚线部分）不会发生出平面的扭转，因此隅撑的间距作为下翼缘的面外支撑长度。隅撑的构造见檩条一章。

如果从外观角度考虑不允许设置隅撑，理论上受压下翼缘的计算长度就是整个受压梁段的长度，这会导致设计结果不经济。事实上在对檩条与上翼缘连接做适当加强后，可以考虑檩条连接对下翼缘稳定的贡献。理想的做法是把上翼缘的连接改造成为刚接，如图 3-12a，使用檩条套管、高强度螺栓并增加螺栓个数可以改进该连接的性能，但完全能阻止面外水平位移和截面扭转的檩条节点实际很难完全作到，一般只能为半刚接，如图 3-12b，在檩条连接处增加额外加紧肋可以使约束力更好的传递到下翼缘，图 3-12c，这种构造可以替代隅撑的作用[24]。

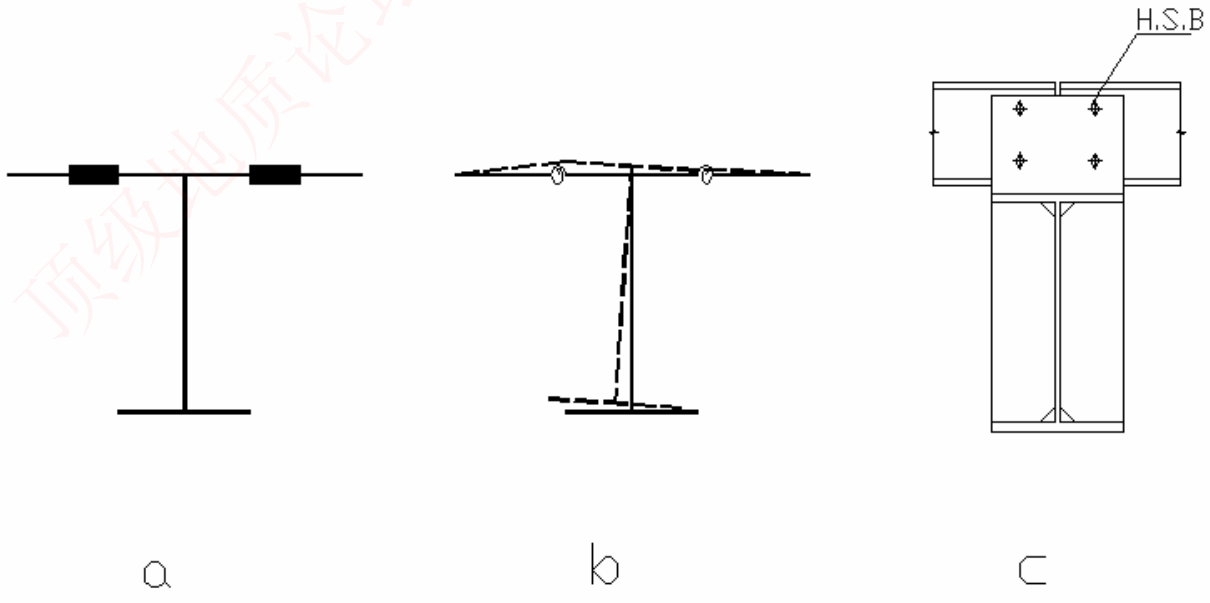


图 3-12　檩条对截面的支撑作用 2

当构件长度较长且不允许设置足够的檩条隅撑时，可以在构件中部设置撑杆。撑杆应该设置在受压翼缘一侧，或使用桁架形式支承两侧翼缘，如图 3-13 所示。

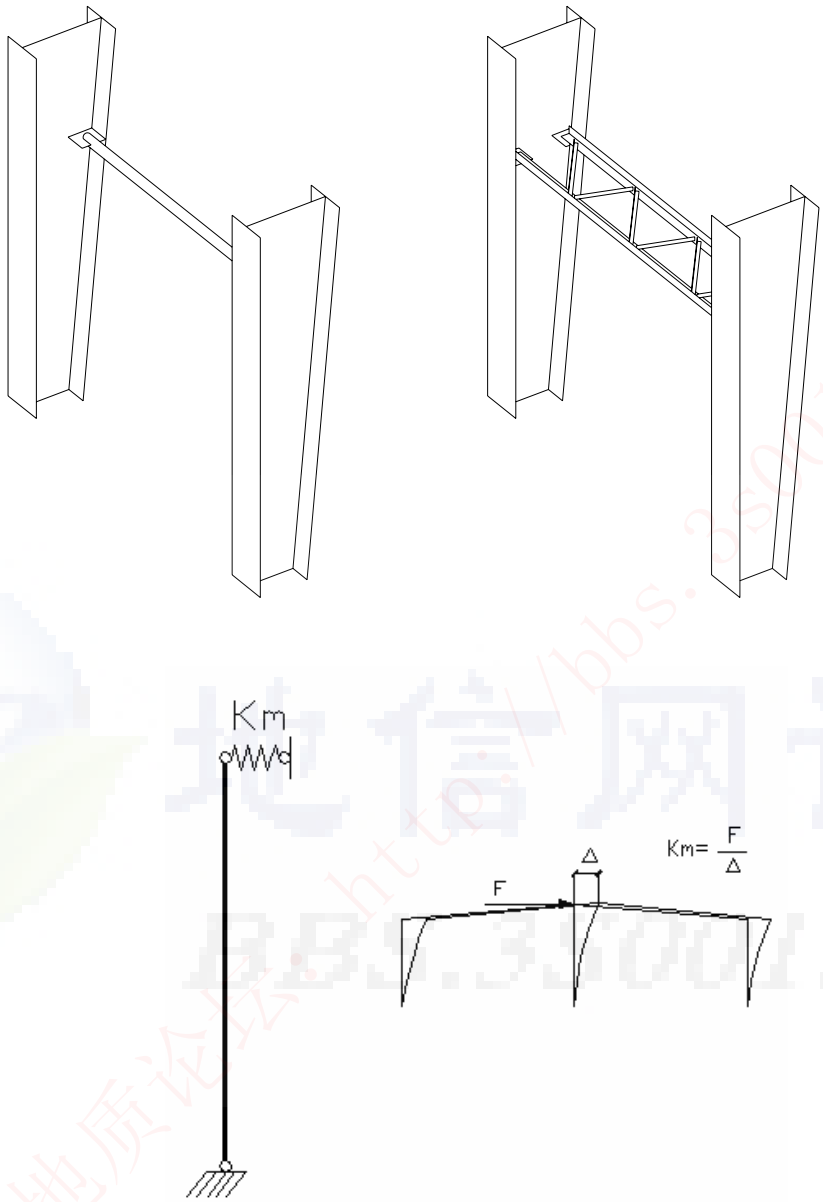


图 3-13　撑杆设置

顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/
地信网论坛 BBS.3S001.COM

图 3-14　中柱模型

3、中柱的稳定

中柱可以有效分担刚架的竖向力，从而减小梁的截面高度。中柱的平面内外的支撑条件相差不大，因此通常选用两个主轴刚度相似的截面类型，如圆管、方钢、宽翼缘工字钢等。在平面内中柱的计算模型如图 3-14，其中 Km 是刚架提供的抗侧刚度。中柱的计算长度系数随 Km 的值而变化，但当 Km 大于中柱的欧拉力 $\frac{\pi^2 EI}{L^2}$ [36]，可以把中柱看作无侧移的上下铰接柱，把计算长度系数取为 1。

4、现行规范 CECS102：98 的设计公式

变截面柱在刚架平面内的稳定应按下列公式计算：

$$\frac{N_0}{\phi_{xy} A_{e0}} + \frac{\beta_m M_1}{(1-\frac{N_0}{N_1}\phi_{xy}) W_{e1}} \le f \qquad (3\text{-}25)$$

$$N_E = \pi^2 E A_{e0} / \lambda^2 \qquad (3\text{-}26)$$

上式中，N_0 为小头的轴向压力设计值；M_1 为大头的弯矩设计值；A_{e0} 为小头的有效截面积；W_{e1} 为大头的有效截面最大受压纤维的截面模量；ϕ_{xy} 为杆件轴心受压稳定系数，楔形截面构件在计算长细比时取小头的回转半径；β_{mx} 为等效弯矩系数；N_E 为欧拉临界力，计算长细比时回转半径以小头为准。

变截面柱在刚架平面外的稳定计算，应按下列公式计算：

$$\frac{N_0}{\phi_y A_{e0}} + \frac{\beta_t M_1}{\phi_{by} W_{e1}} \le f \qquad (3\text{-}27)$$

其中，N_0 为小头的轴向压力设计值；M_1 为大头的弯矩设计值；β_t 为等效弯矩系数；ϕ_y 为轴心受压构件弯矩作用在平面外的稳定系数，以小头为准；ϕ_{by} 为均匀弯曲楔形受弯构件的整体稳定系数，

$$\phi_{by} = \frac{4320}{\lambda_{y0}^2} \cdot \frac{A_0 h_0}{W_{x0}} \sqrt{(\frac{\mu_s}{\mu_w})^4 + (\frac{\lambda_{y0} t_0}{4.4 h_0})^2} (\frac{235}{f_y}) \qquad (3\text{-}28)$$

$$\lambda_{y0} = \mu_s l / i_{y0} \qquad (3\text{-}29)$$

$$\mu_s = 1 + 0.023\gamma \sqrt{l h_0 / A_f} \qquad (3\text{-}30)$$

$$\mu_w = 1 + 0.00385\gamma \sqrt{l / i_{yo}} \qquad (3\text{-}31)$$

式中，A_0、h_0、W_{x0}、t_0 分别为构件小头的截面面积、截面高度、截面模量、受压翼缘厚度；A_f 为受压翼缘的截面面积；i_{y0} 为受压翼缘与受压区腹板 1/3 高度组成的截面绕 y 轴的回转

半径。

四、局部稳定

门式刚架梁柱设计时通过限制翼缘的$\frac{b}{t}\leq 15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$来确保其不发生局部失稳。容许腹板局部失稳，设计时取其屈曲后极限强度，但考虑到刚度和制作要求，取$\frac{h_w}{t}\leq 250\sqrt{\frac{235}{f_y}}$。同时，为防止在施工安装过程中防止发生扭转可以局部设置截面加劲肋。腹板有效宽度h_e的取法见式（3-13）~（3-21）。

加劲肋要求有一定的刚度[12]，即加劲板宽度$b_s>\frac{h_s}{30}+40mm$，h_s为劲板高度，劲板厚度$t_s>b_s/15$。支座处的劲板除满足一般要求外需要作局部承压验算。

五、门式刚架的刚度计算

钢结构的自重轻，材料承载能力高的特点在许多情况下使得位移成了设计的控制条件。这不但与使用的舒适度有关，更为重要的是，不恰当的位移会给伸缩性较差的维护材料造成破坏。

建筑物是由钢骨架、支撑系统及蒙皮组成的共同体，要计算各个组成部分共同工作状态下结构的变形是很困难的，通常只有通过实测得到。设计者能控制的通常只有主刚架的变形，因此，主刚架的变形限制值不应该是唯一的，它必须和结构的其他组成部分有关，比如蒙皮材料、吊顶设置等。另外如果结构中设置了吊车，那么变形控制对吊车正常运作有很大影响，我国 98 年轻钢规范 CECS102：98 中的变形控制值在实际操作中被证明是过于放松了，在新规范中做了适当调整。规范依据以往经验列出了部分条件下的位移限值，但在遇到超出规定范围的情况时，设计者的经验也是十分必要的。

在门式刚架轻型房屋钢结构技术规程[2]中规定的在风荷载标准值作用下，单层门式刚架轻型房屋钢结构柱顶的位移和构件挠度的限值如下表所列。

表 3-1　　刚架柱顶位移计算值的限值

吊车情况	其他情况	柱顶位移限值
不设吊车	当采用轻型钢墙板时	h/75
	当采用砌体墙时	h/100
设有桥式吊车	当吊车有驾驶室	h/240
	当吊车由地面操作	h/150

注：h 表示刚架柱高度

表 3-2　　受弯构件的挠度与跨度比限值

	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（承受活荷载或雪荷载）	1/180
	尚有吊顶	1/240
	有吊顶且抹灰	1/360

	檩条	
	仅支承压型钢板屋面（承受活荷载或雪荷载）	1/150
	尚有吊顶	1/240
	有吊顶且抹灰	1/360
	压型钢板屋面板（承受活荷载或雪荷载）	1/150
水平挠度和位移	墙板	1/100
	墙梁	
	仅支承压型钢板墙	1/100
	支承砌体墙	1/180 且<50mm

注：对悬臂梁，按悬臂长度的 2 倍计算受弯构件的跨度

规程[2]中对构件长细比作了如下规定：

表 3-3　　受压构件的容许长细比限值

构件类型	长细比限值
主要构件	180
其它构件及支撑	220

表 3-4　　受拉构件的容许长细比限值

构件类型	承受静态荷载或间接承受动态荷载的结构	直接承受动态荷载的结构
桁架构件	350	250
吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	300	——
其它支撑（张紧的圆钢或钢绞线支撑除外）	400	——

注：（1）对承受静态荷载的结构，可仅计算受拉构件在竖向平面内的长细比；

（2）对直接或间接承受动荷载的结构，计算单角钢受拉构件的长细比时，应采用角钢的最小回转半径；在计算单角钢交叉受拉杆件平面外长细比，应采用与角钢肢边平行轴的回转半径；

（3）在永久荷载与风荷载组合作用下受压的构件，其长细比不宜大于 250。

六、连接节点

上部构件使用高强螺栓节点板连接，在节点设计中需要进行三方面的验算。

1、螺栓群设计

螺栓群设计的内容包括抗弯设计和抗剪设计两部分。

抗弯设计中计算出螺栓群中最大受拉螺栓的拉力值，并使该值控制在该螺栓的抗拉承载力设计值内。螺栓承受的最大拉力值公式如下：

$$N_1 = \frac{My_1}{\sum y_i^2}$$

$$N_1 \le [N_t] \qquad (3\text{-}32)$$

其中，y_1表示受拉螺栓距离中和轴的最远距离；y_i表示每个螺栓距离中和轴的距离；M 表示作用在连接板处的弯矩值；$[N_t]$表示螺栓的抗拉承载力，$[N_t]$=0.8P，　P 表示高强螺栓预紧力。

抗剪设计中先计算出螺栓群的平均剪力值，并使该值控制在该螺栓的抗剪载力设计值内。

螺栓群承受的平均剪力值公式如下：

$$V_1 = \frac{V}{n}$$

$$V_1 \le [V]$$

其中，n 表示螺栓总数；V 表示作用在连接板处的剪力值；$[V]$表示螺栓的抗剪承载力。

摩擦型高强螺栓的$[V] = 0.9 \times \mu \times (P - 1.25N_i^t)$，$\mu$ 表示摩擦面的抗滑移系数，P 表示高强螺栓预紧力，N_i^t 表示螺栓受的拉力。

承压型高强螺栓的$[V] = \min(af_v^b, df_c^b \Sigma t)$，a 表示螺栓横断面净面积，$f_v^b$ 表示螺栓抗剪强度，d 表示螺栓直径，Σt 表示螺栓承压区厚度，f_c^b 表示螺栓承压强度

2、连接端板厚度 t 的设计

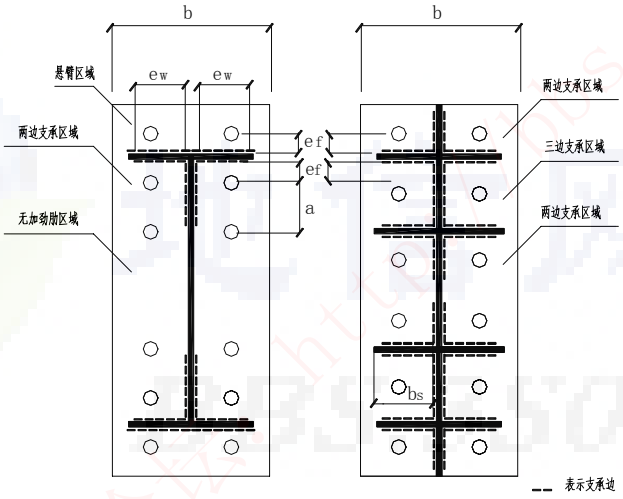


图 3-15　连接端板按支承条件分类

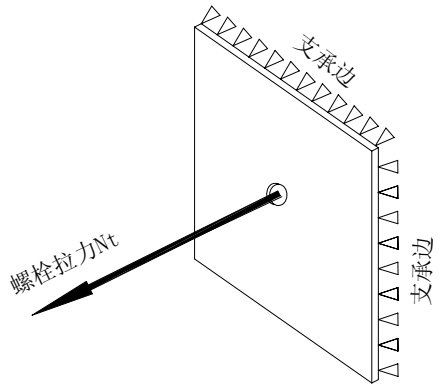


图 3-16　连接端板受力模型

端板的实际应力分布情况由高强螺栓位置和周遍支承方式决定，如图 3-16 所示为两边支承的板件受力情况。螺栓位置可以根据螺栓设计结果得到，而支承方式由构件翼缘和腹板提供，必要时通过增加加劲板改进支承条件。

连接端板中按照支承情况可以分为悬臂类端板区域、无加劲肋类端板区域、两边支承类端板区域、三边支承端板区域四大类，如图 3-15，每类区域规范中列出了如下不同的板厚设计公式。在连接端板设计过程中，要求对每个区域都进行板厚设计，最后取最大的板厚作为最终结果。

1）悬臂类端板

$$t \geq \sqrt{\frac{6e_f N_t}{bf}} \qquad (3\text{-}33)$$

2）无加劲肋类端板

$$t \geq \sqrt{\frac{3e_w N_t}{(0.5a + e_w) f}} \qquad (3\text{-}34)$$

3）两边支承类端板

当端板外伸时

$$t \geq \sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w b + 2e_f (e_w + e_f)] f}} \qquad (3\text{-}35)$$

当端板平齐时

$$t \geq \sqrt{\frac{12e_f e_w N_t}{[e_w b + 4e_f (e_w + e_f)] f}} \qquad (3\text{-}36)$$

4）三边支承类端板

$$t \geq \sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w (b + 2b_s) + 4e_f^2] f}} \qquad (3\text{-}37)$$

其中，N_t 为一个高强螺栓受拉承载力设计值；e_w、e_f 分别为螺栓中心至腹板和翼缘板表面的距离；b、b_s 分别为端板和加劲板的宽度；a 为螺栓的间距；f 为端板钢材的抗拉强度设计值。

3、节点域设计

节点域是指弯剪共同作用的应力情况比较复杂的节点区域。节点域板件的过度变形会影响节点刚度，从而降低计算模型的准确性，对构件强度和结构变形造成不利影响；未经加强的节点域板件在复杂应力下甚至会发生破坏。一般通过增加节点域加劲板或额外增加该区域板件厚度来加强节点域承载能力，轻钢规范 CECS102 推荐下列公式对节点域进行验算：

$$\tau = \frac{1.2M}{d_b d_c t_c} \qquad (3\text{-}38)$$

$$\tau \leq f_v \qquad (3\text{-}39)$$

上式中，d_b、d_c、t_c分别表示节点域的高、宽、厚度。

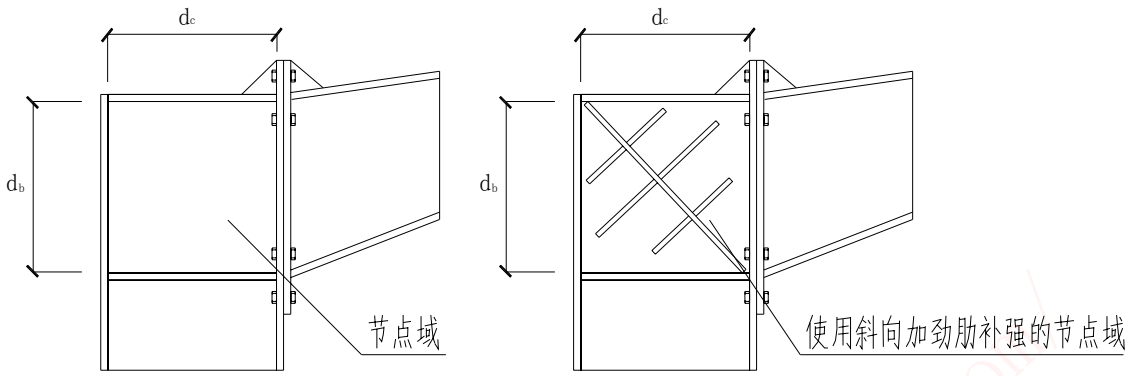


图 3-17　节点域

第二节 山墙刚架的设计和构造

在设计轻型钢结构建筑物时，它的山墙构架可以设计成与中间框架一样的基本的刚框架，也可一设计成梁和抗风柱以及柱组成的山墙构架。

一、山墙构架端墙构造

山墙构架由端斜梁、支撑端斜梁的构架柱及墙架檩条组成，构架柱的上下端部铰接，并且与端斜梁平接，墙架檩条也和构架柱平接，这样可以提高柱子的侧向稳定性，同时也给建筑提供了简洁的外观，一般的构造如图 3-18[27]。

山墙构架可以由冷弯薄壁 C 型钢组成，外观轻便且节省钢材，同时由于与框架平接的墙架檩条和墙面板的蒙皮效应的作用，使这种的山墙构架端墙也具有比较好平面内刚度，蒙皮作用已被实践证明具有足够的刚度，能够有效地抵抗作用在靠近端墙附近的边墙上的横向风荷载。

构架柱在设计时应满足同时能够抵抗竖向荷载和水平荷载的要求。由于构架柱的间距较小，单根构件分担的荷载比较小，因此可以使用比较小的薄壁薄壁截面。

采用山墙构架一般要求避免在山墙端开间设置支撑，这是由于山墙梁截面尺寸和基本刚架梁相比尺寸太小，同时山墙斜梁在山墙柱处不连续从而导致的支撑连接节点构造困难。所以在采用山墙构架时，通常将支撑布置在第二开间以避免上述的连接构造困难，然而这种情况下必须在第一开间和构架柱相应的位置布置刚性系杆，以便将山墙构架柱的风荷载传递到支撑开间，刚性系杆增加的用钢量和山墙梁截面减小而降低的用钢量大概会持平，因此总体上采用轻便的山墙构架并不能减少用钢量。

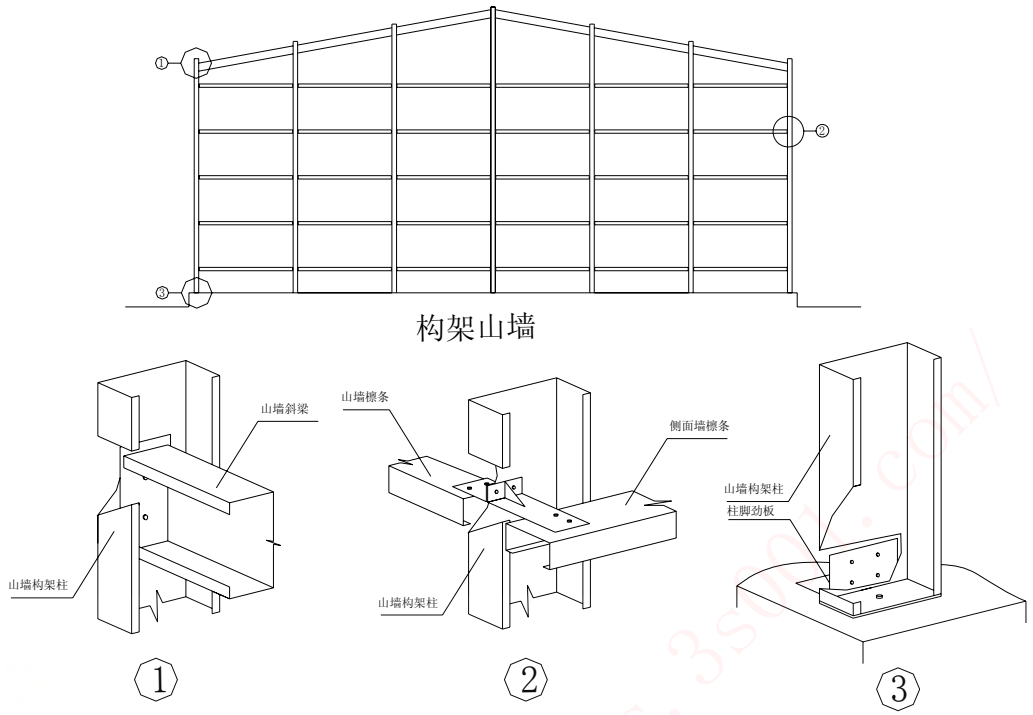


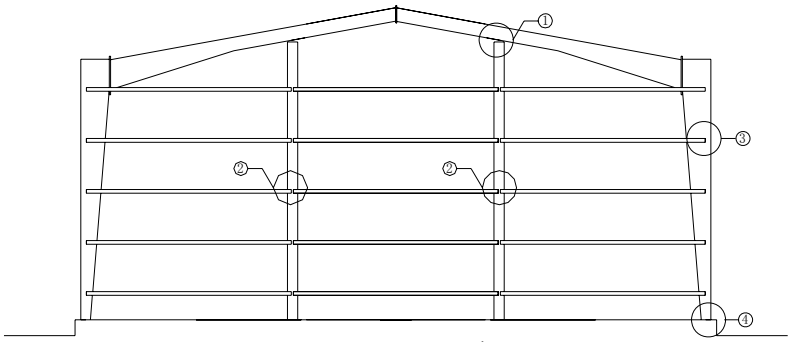
图 3-18 构架山墙形式及连接构造

二、刚框架端墙构造

当轻型钢结构建筑存在吊车起重系统（行车梁）并且延伸到建筑物端部，或需要在山墙上开大面积无障碍门洞,或把建筑设计成将来能沿其长度方向进行扩建的情况下,就应该采用门式刚框架端墙这种典型的构造形式。

刚框架端墙由门式刚框架、抗风柱和墙架檩条组成。抗风柱上下端铰接，被设计成只承受水平风荷载作用的抗弯构件，由与之相连的墙檩提供柱子的侧向支撑。这种型式端墙的门式刚框架被设计成能够抵抗全跨荷载，并且通常与中间门式主框架相同，如图 3-19 所示。

端墙柱的间距一般为 6M，但是间距尺寸也可能为了适应特殊的要求而改变。采用刚框架的山墙形式，由于端刚架和中间标准刚架的尺寸完全相同，比较容易处理支撑连接节点，所以可以把支撑系统设置在结构的端开间，避免增加刚性系杆。



刚框架山墙

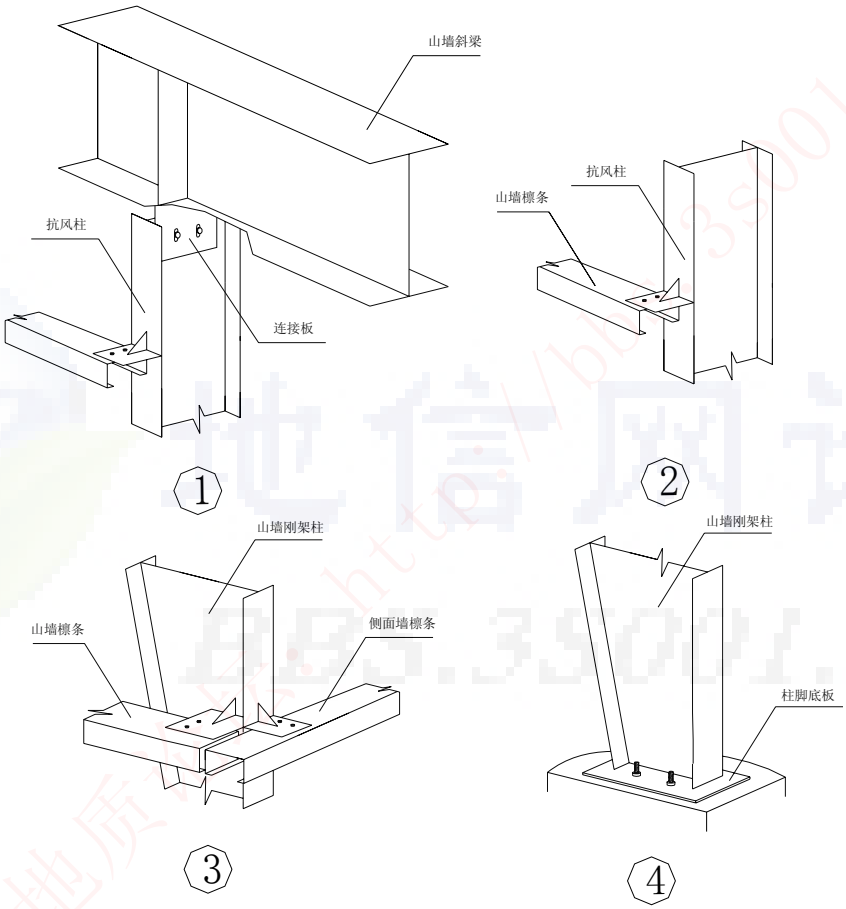


图 3-19 刚架山墙形式及连接构造

三、山墙墙架的设计计算

采用刚框架端墙可以直接采用中间标准跨的刚架尺寸，这样可以避免计算的工作量同时比较容易处理纵向连接节点的构造。

采用构架端墙时，由于构件的数量较多而截面较小，需要做山墙整体的计算和截面设计。计算模型取山墙构架整体，如下图 3-20 所示，不能把外框架和抗风柱分开，这是由于各构件的刚度差别不大，并且缺乏传力明确的节点构造，不能避免屋面荷载传递到每根柱上；山墙柱顶出平面方向由纵向支撑和系杆提供约束，认为不会发生纵向的位移。

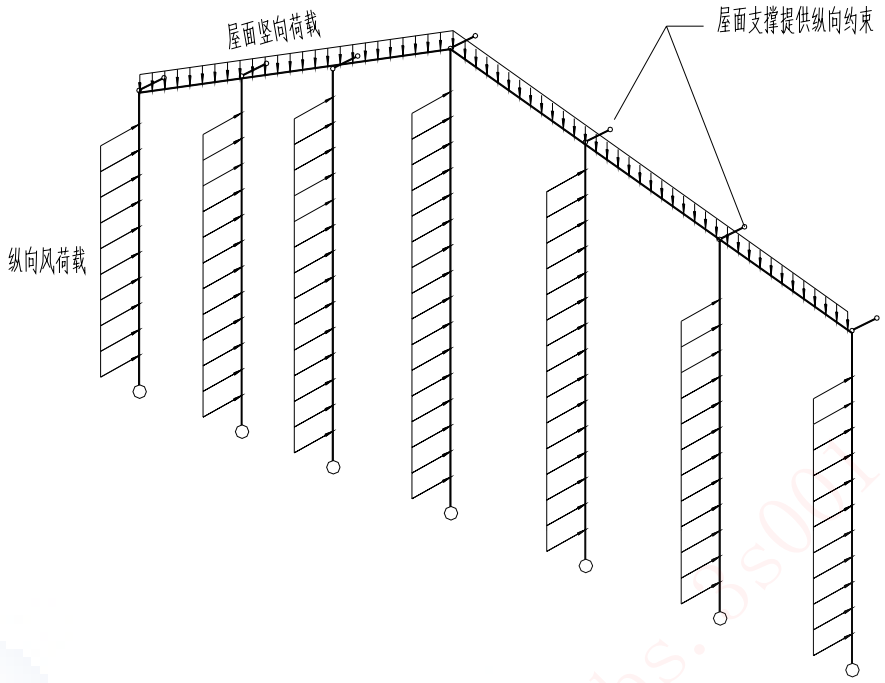


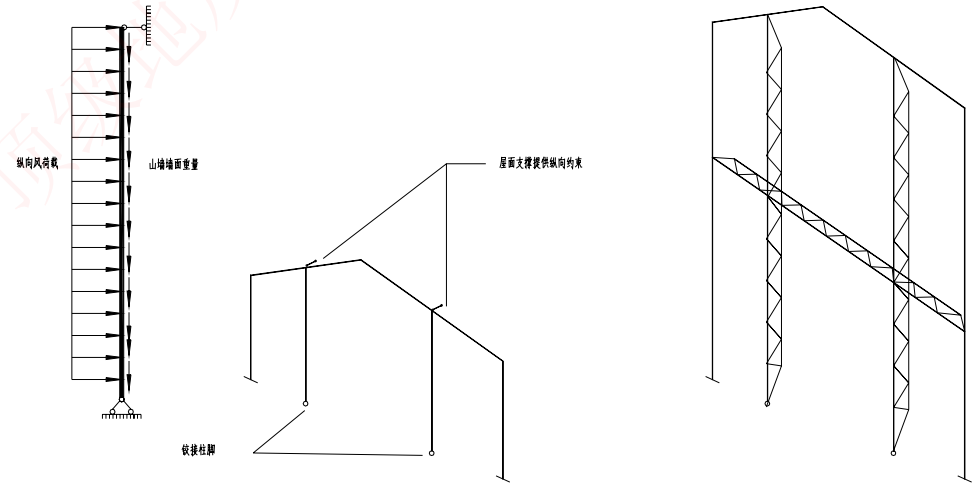
图 3-20 构架端墙的设计模型

四、抗风柱设计计算

刚框架端墙的抗风柱计算的标准模型如图 3-21a，柱脚铰接，柱顶由支撑系统提供水平向约束。抗风柱承受山墙的所有纵向风荷载和山墙本身的竖向荷载，屋面荷载则通过端刚架传递给基础。

抗风柱设计一般按照受弯构件考虑，由山墙面檩条提供出平面支承以提高受弯构件的稳定性能。在抗风柱跨中弯矩最大处需要设置墙檩隅撑以保证受压情况下内翼缘的稳定。

当山墙高度较高，风荷载较大时，设计得到的实腹式柱会具有较高的截面，这时可以使用抗风桁架代替抗风柱，如图 3-21b，桁架的自重轻并且有很好的抗弯性能，较抗风柱有更好的力学性能。



a　　b

图 3-21 抗风柱设计模型

第三节 伸缩缝处刚架的构造

材料在温度变化时发生膨胀或收缩的性能是以线膨胀系数为指标，该指标具体是指当温度每上升 1℃时 ，每单位长度的物体的增量。当物体膨胀或收缩的自由运动方向受到限制时，物体中便产生了应力。这些因温度变化而产生的应力是拉力还是压力，取决于被约束的物体是正在膨胀还是正在收缩。如果在构件的设计中，这些附加应力未被考虑，构件或连接在使用过程中就可能发生损坏。因此必须沿结构每隔一定长度设置伸缩缝，来吸收在结构使用过程中由于温度变化产生的累积变形。根据计算得到的温度变化产生的累计变形来确定伸缩缝的间距或伸缩狭缝扣件的类型，从而确保结构能自由伸缩。

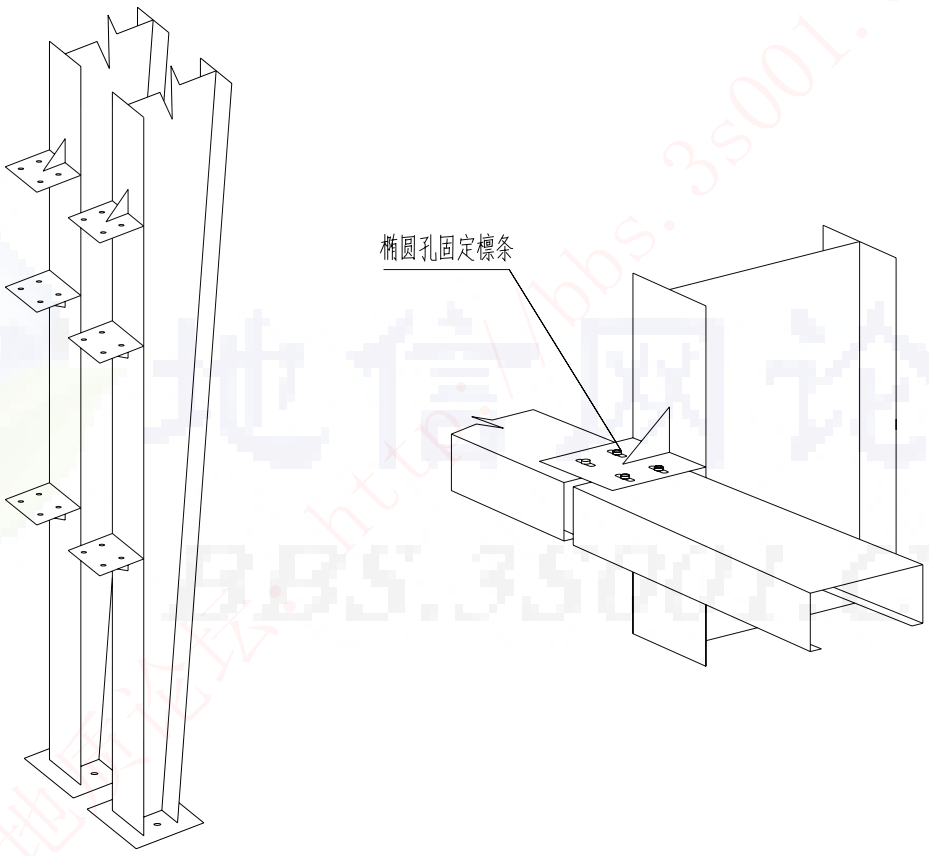


图 3-22 双刚架伸缩缝和椭圆长空单刚架伸缩逢

为了释放纵向热应力，一种简单但比较昂贵的处理办法是在伸缩缝处采用双刚架，如图 3-22 左图所示，刚架的间距以保证柱脚底板不相碰为依据。以双刚架为界，结构两边各自具有独立的檩条、支撑和维护板系统，其中屋面板和墙面板使用可伸缩的连接件相连。在纵向伸缩缝处需要设置防火墙的情况下，这种处理方法是必须的。

另一种释放纵向残余热应力的方法较为经济，具体办法是：在伸缩缝处只设置一榀刚架，而在伸缩缝处的檩条上，设置椭圆长孔来吸收该点的热位移，如图 3-22 右图。

在确定伸缩缝的形式后，需要根据允许最大温度区段的长度来确定温度缝的位置。一般来说全国不同地区的全年温度变化幅度是不同的，北方地区年温度变化幅度较大，而南方地区的

年温度变化幅度较小，建筑物允许的最大长度可以根据各地的实际温差和建筑布置情况使用下列的公式求得：

$$L=24\times N\div[(0.0921\times K\times \Delta T)-1] \qquad (3\text{-}40)$$

L 为建筑允许的最大长度,单位为米；N=开间数；ΔT 为温度变化,以℃为单位；K=1.00（没有空调的建筑物），K=0.70（有空调的建筑物），K =0.55（有空调和暖气的建筑物）

例如在一座长度为 117m 建筑物，有 13 个开间，柱间距 9 米，建筑物内不设空调，建筑物处地区的年温度变化幅度为△T=35℃。问：有必要设伸缩缝吗？

因建筑物不设空调，故 K=1.00，从而，

$L=24\times 13\div[(0.0921\times 1.0\times 35)-1]=140.0m>117.0m$

故建筑物没必要设伸缩缝。

上述公式中由于热膨胀引起的檩条上的最大允许应力是25N/mm².既使通过上述公式算得的建筑物允许最大长度远远超过 180 米，在应用时建筑物的允许最大长度最好不要超过 180 米，因为当建筑物的长度很大时，当温度变化较大，上部结构将发生很大的伸缩变形，而基础以下还固定于原来的位置，这种变形会使柱梁等构件产生很大的内力，严重的可使其断裂甚至破坏。一般规定的温度缝之间的最大间距在 180 米到 220 米之间。

建筑横向的宽度超过 100 米时，和纵向一样需要考虑温差伸缩应力。在不设施温度缝的情况下，在刚架计算中，需要把温度变化作为一种工况计算由于温差引起的建筑物的内力变化和伸缩变形，纵向板材连接同样需要设置允许伸缩的扣件以释放热应力。

第四节 托梁及屋面单梁设计

当某榀框架柱因为建筑净空需要被抽除时，托梁通常横跨在相邻的两榀框架柱之间，支承已抽柱位置上的中间那榀框架上的斜梁。托梁是一种仅承受竖向荷载的结构构件，一般按照简支量模型设计，按照位置分为边跨托梁和跨中托梁，如图 3-23，图 3-24[27]。

在外墙处，当沿建筑物纵向要设置大于 10M 的大开间时，需要设置托梁。在厂房仓库中，当经常要移动大型设备，或使装卸材料的挂车能自由进出而要求设置大开间时，有时必须设置托梁。采用托梁后的开间，其间距可达 20m。

在多跨厂房或仓库内部，当为了满足建筑净空间要求而必须抽去一个或多个内部柱子时，托梁常放置在柱顶。当大梁直接搁置在托梁顶部时，需要额外添加隅撑为托梁下翼缘提供面外的支撑。

钢托梁可以是通常的工型组合截面梁或楔形组合截面梁，楔形组合截面梁可以是平顶斜底也可以是平底斜顶，当然，托梁也可以采用其它合适的截面形式的梁或桁架。搁在托梁顶部的斜梁和标准刚架斜梁的边界约束条件有所改变，由原先的刚接变为铰接，必要时需要重新对梁进行复核。

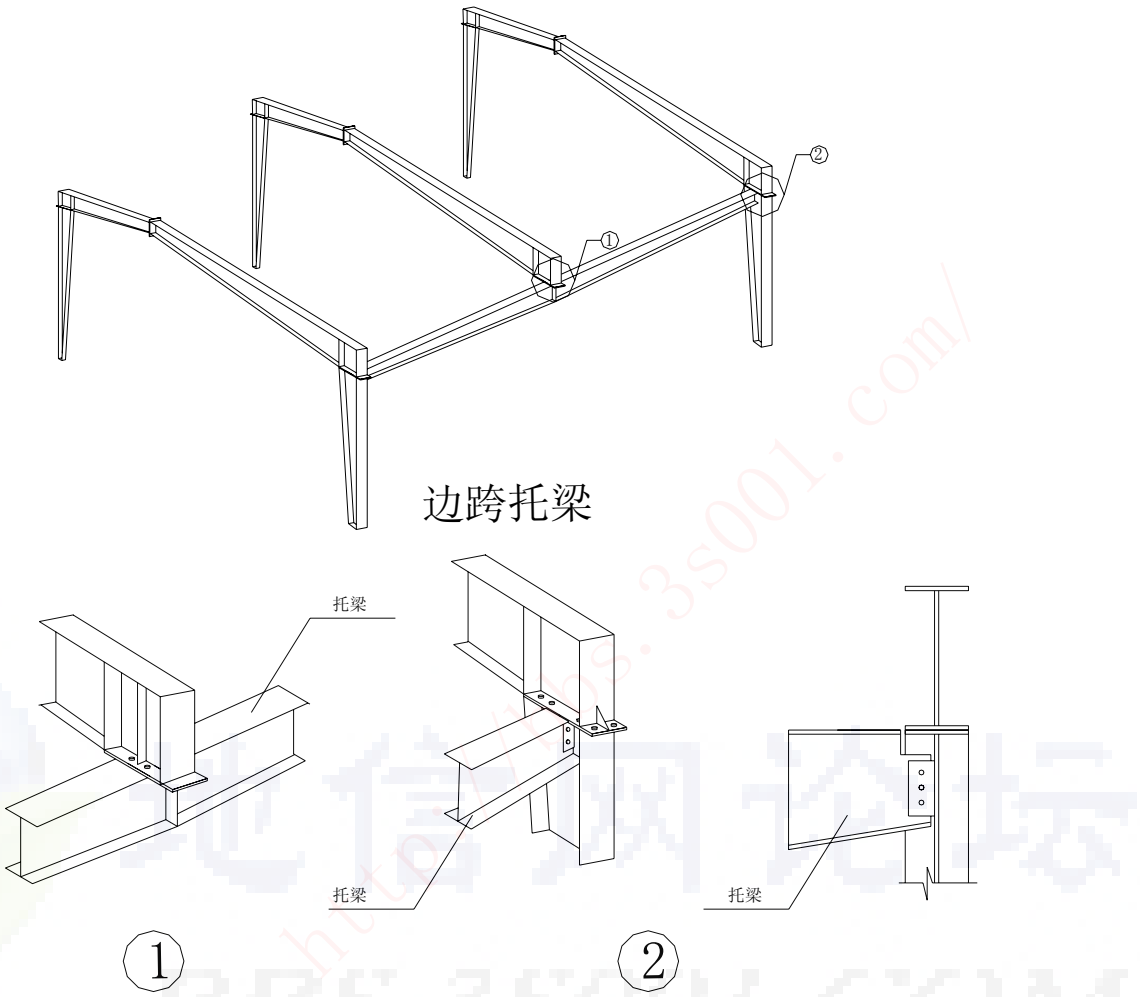
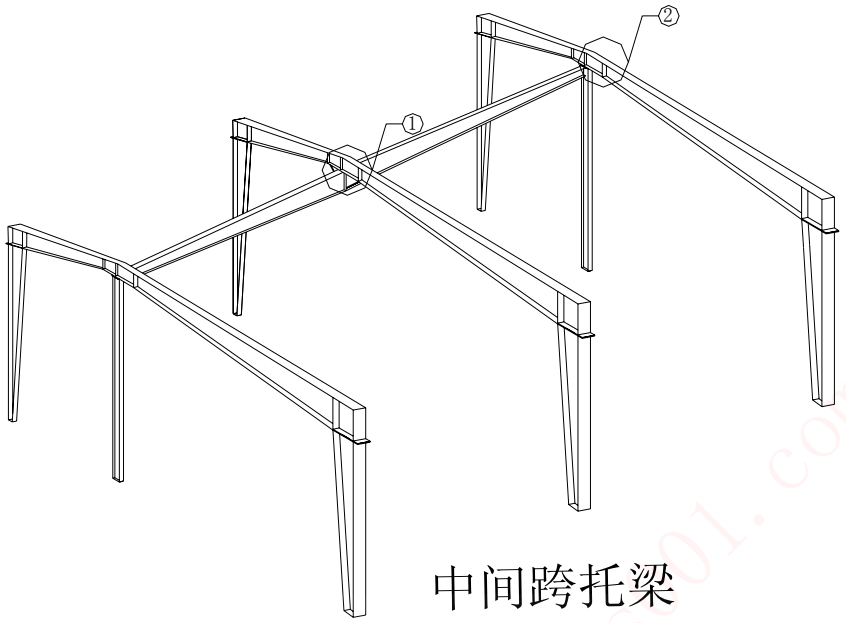


图 3-23 边跨托梁构造

顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/



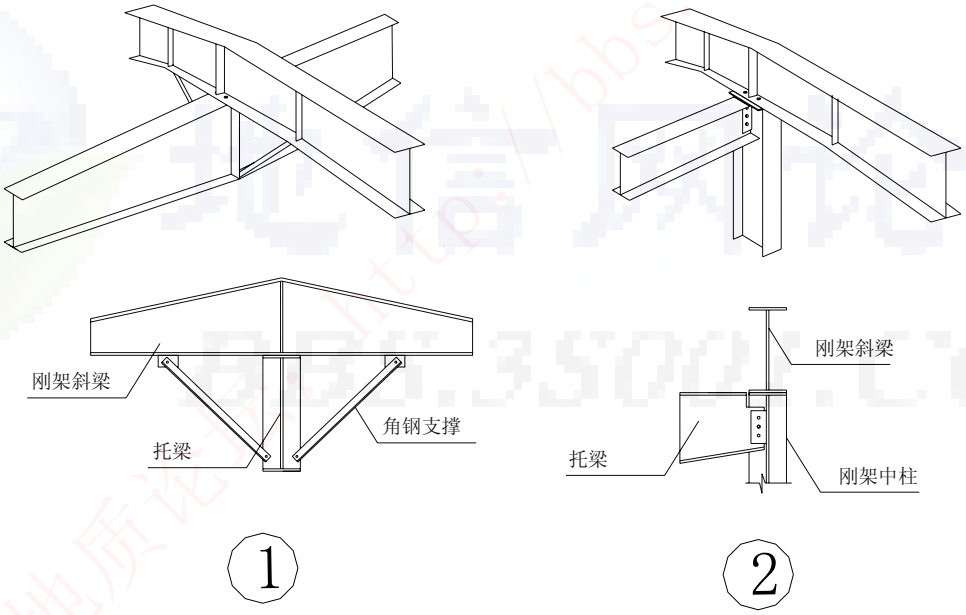


图 3-24 中跨托梁构造

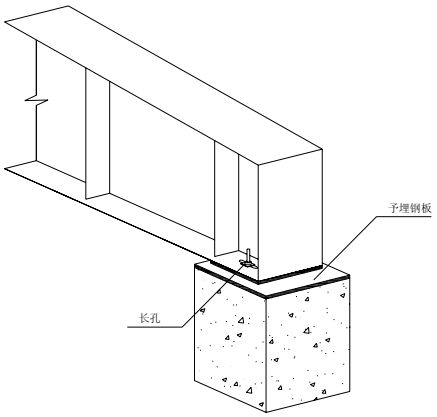
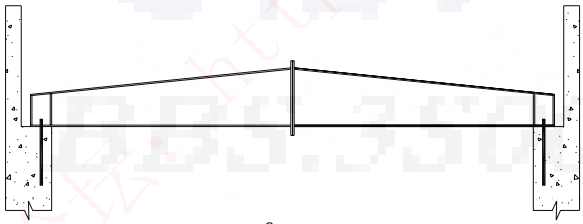


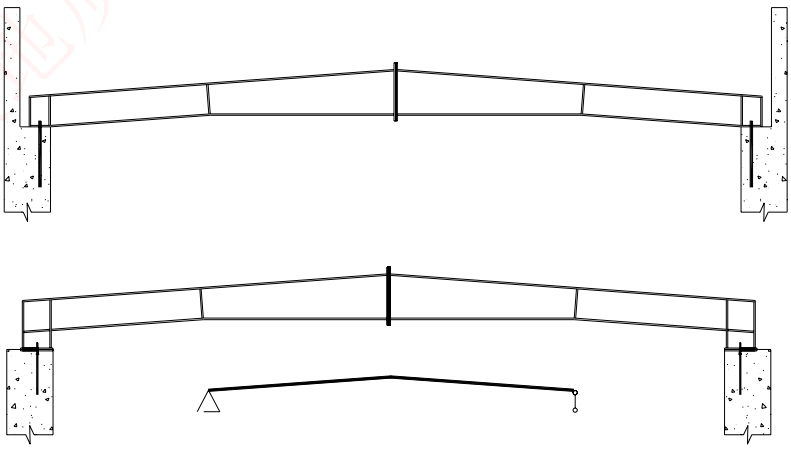
图 3-25 单梁与混凝土柱连接构造

在混凝土结构上部搭建的钢结构屋面系统称为屋面钢结构。这种钢结构包括屋面梁、檩条、屋面支撑和屋面板。和全钢结构系统比较，当跨度较大时，单独的屋面钢结构是不经济的，因为该系统把大部分内力集中到跨中，而不是象全钢结构系统那样把内力均匀的传递到各个构件中。

屋面钢结构的大梁搁置在混凝土柱顶的预埋钢板上，并通过埋在混凝土中的锚栓固定。柱一般不能承受较大的水平推力，因此设计时允许梁的一端支座可以做水平滑移，在构造上可以通过开长的椭圆空来实现，如图 3-25。当跨度较小时，可以使用平底面变截面构件，如图 3-26a 所示；但当跨度教大时，这种截面形式会造成跨中截面高度过高而使材料浪费，可以采用人字梁形式，如图 3-26b 所示。



a



b

图 3-26 屋面钢结构的单梁形式

在下部结构可以承担一定的水平推力的情况下，两端支座不允许滑动，通过底板的摩擦力传递水平力到下部结构，这种情况下人字梁就类似于一个拱结构，轴力代替弯矩起控制作用，这时截面可以为等截面，大梁的用钢量可以得到节省，如图 3-27。

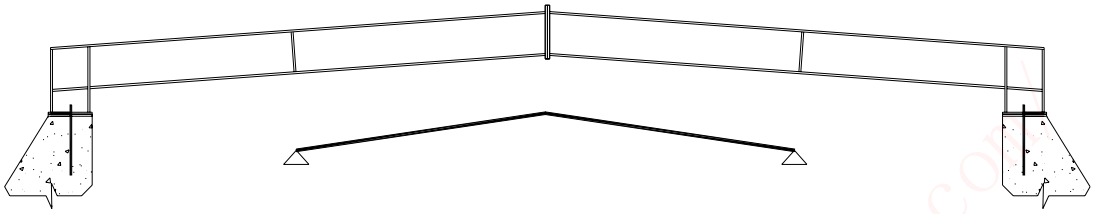


图 3-27 支座固定时屋面钢结构的单梁形式

第五节 结构支撑体系

轻型钢结构建筑物沿宽度方向的横向稳定性，是通过设计适当刚度的框架来抵抗所承受到的横向荷载而保证的。由于建筑物在长度方向的纵向结构刚度较弱，于是需要沿建筑物的纵向设置支撑以保证其纵向稳定性。支撑系统的主要目的是把施加在建筑物纵向上的风，起重机，地震等荷载从其作用点传到柱基础最后传到地基，轻型钢结构的标准支撑系统有斜交叉支撑(如图 3-28)，门架支撑(如图 3-29)和柱脚绕弱轴抗弯固接的刚接柱支撑(如图 3-30)。

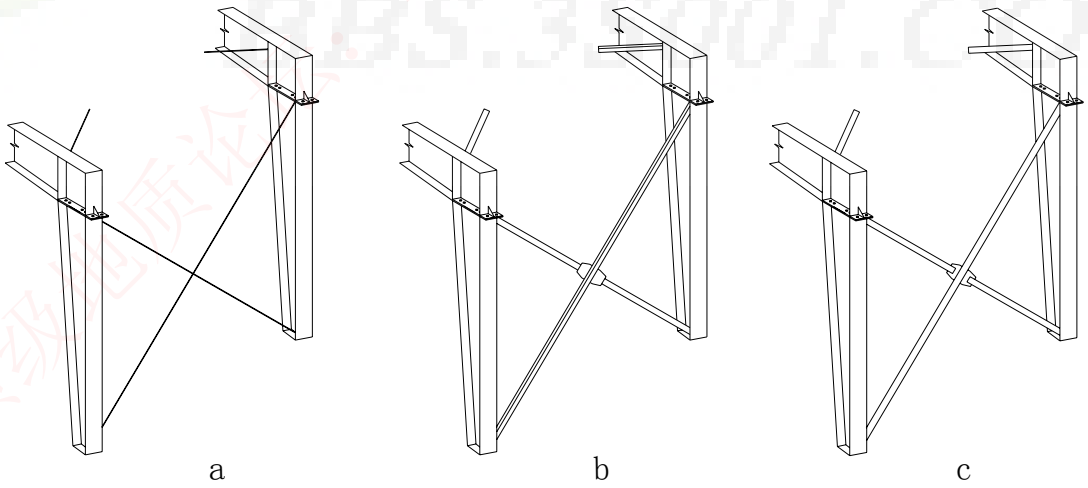


图 3-28 交叉支撑

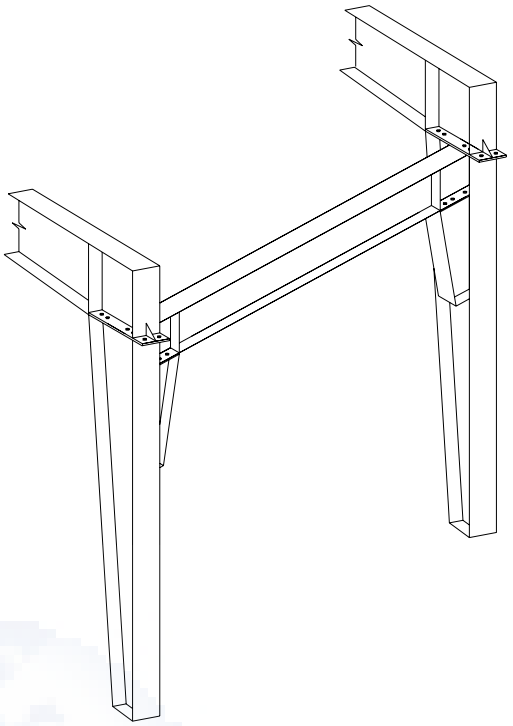


图 3-29 门架支撑

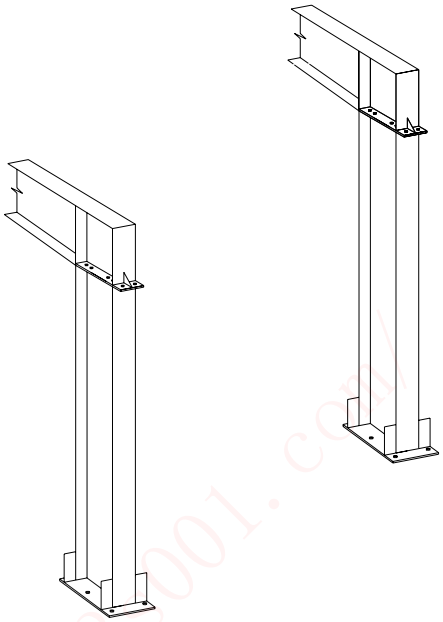


图 3-30 柱脚绕弱轴抗弯固接的刚接柱支撑

支撑结构及其与之相连的两榀主刚架形成了一个完全的稳定开间，在施工或使用过程中，它都能通过屋面檩条或系杆为其余各榀刚架提供最基本的纵向稳定保障。

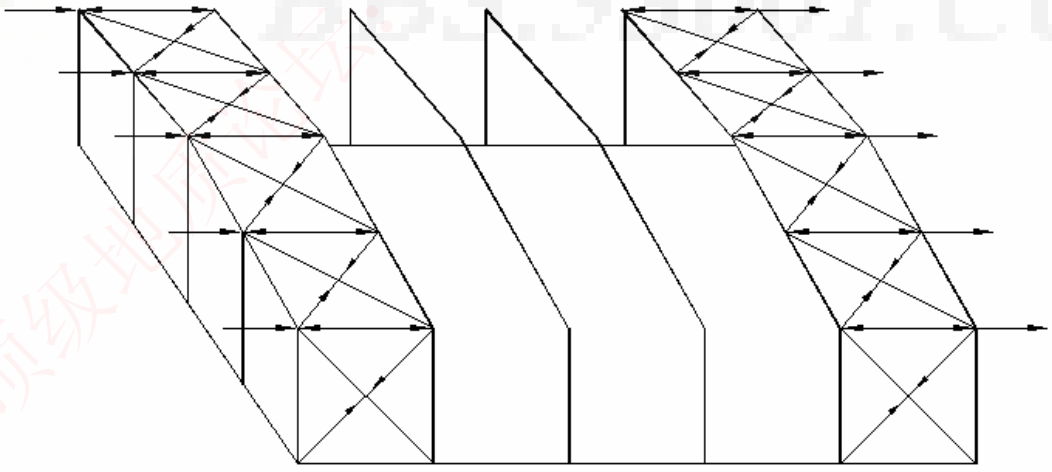


图 3-31 山墙风荷载传递路径

作用在山墙上的风荷载由支撑传递到基础的路径如图 3-31。交叉支撑需要克服杆件本身的自重和外力引起的轴力，预张力圆钢通过预张力克服自重，其他两种杆件则通过截面本身的抗

弯性能来平衡自重产生的弯矩。

支撑的设计具体包括支撑形式选择、支撑布置、支撑杆及支撑连接设计三方面。

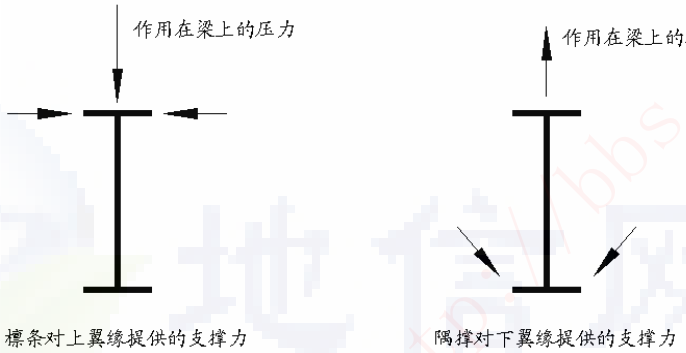
一、支撑承受的荷载

1、纵向风荷载

结构纵向的风荷载实际的传力路径有两部分：大部分通过存在支撑的跨间传到基础，如图3-31；另外一部分荷载则由檩条系统作用到结构中部的各榀刚架，并依靠刚架本身的面外刚度传递至地面。但在设计中，中间跨的分担作用相对比较小并且计算工作量大，如果考虑檩条受压，还会增加檩条设计的复杂性，所以通常认为支撑承担了所有的纵向风荷载。

2、檩条系统的传力

檩条和隅撑为主刚架的构件提供平面外的抗侧力，如图3-32。结构的所有的檩条和隅撑的这种抗侧力叠加起来最后由两端的支撑来平衡。这部分合力的具体数值很难通过简化模型准确的得到，而且比较纵向风荷载也比较小，在支撑设计中通常可以忽略，但在檩条和隅撑的平面外支撑作用比较显著时也会给两端支撑带来不利影响，所以在支撑设计时，常常要求留一定的余量。



3-32 檩条和隅撑为构件提供支撑力

二、柔性支撑和刚性支撑

交叉支撑是轻型钢结构建筑中，用于屋顶、侧墙和山墙的标准支撑系统。交叉支撑有柔性支撑和刚性支撑两种。柔性支撑构件为镀锌钢丝绳索、圆钢、带钢或角钢，由于构件长细比较大，几乎不能受压。在一个方向的纵向荷载作用下，一根受拉，另一根则退出工作。设计柔性支撑时可对钢丝绳和圆钢施加预拉力以抵消自重产生的压力，这样计算时可不考虑构件自重。刚性支撑构件为方管或圆管，可以承受拉力和压力。柔性支撑和刚性支撑的工作机理见图3-33所示。

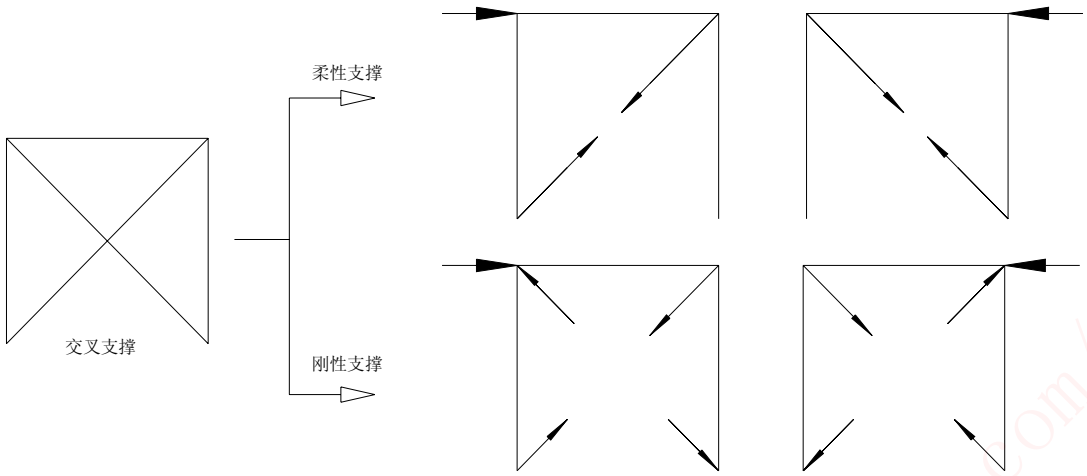


图 3-33 刚性支撑和柔性支撑

三、支撑平面的设置

由于檩条对屋面梁的平面外支撑力的合力最后由支撑系统来平衡，那就要求把支撑平面尽量的靠近檩条所在的平面以避免整个屋面纵向传力系统出现偏心[24]。

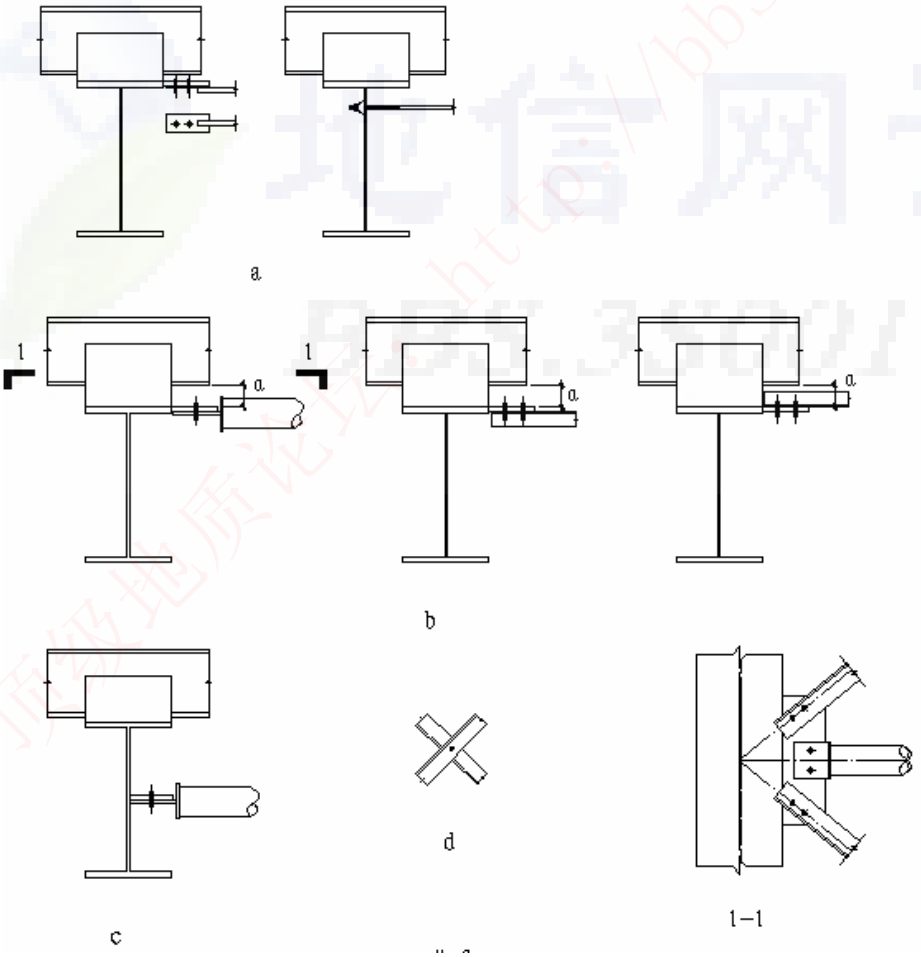


图 3-34 支撑平面的布置

对于十字交叉的剪刀撑来说，如果杆件选用张紧的圆钢，那可以在腹板靠近上翼缘打孔或直接在上翼缘焊接连接板作为连接点来实现，如图 3-34a。如果选用角钢，连接板仍然可

以焊接在上翼缘，那么由于在交叉点杆件必须肢背相靠，如图 3-34d，这会要求在檩条和上翼缘之间留有比较大的空间 a，如图 3-34b。为克服该情况的出现，连接板可以被焊接在梁腹板的中间以便于设计和安装，如图 3-34c。

四、支撑布置方式

十字交叉的支撑布置,如图 3-35a,对张紧的圆钢比较适合；对角钢来说会增加支撑平面的厚度，如图 3-35c；对钢管则需要在连接处截断其中的一根杆件,给施工带来麻烦，如图 3-35d。所以对具有一定刚度的圆管和角钢可以使用对角支撑布置，如图 3-35b。这种对角支撑的布置形式外观简洁，容易制作，但在搭建过程中比较容易失稳，需要增设额外的施工支撑系统。

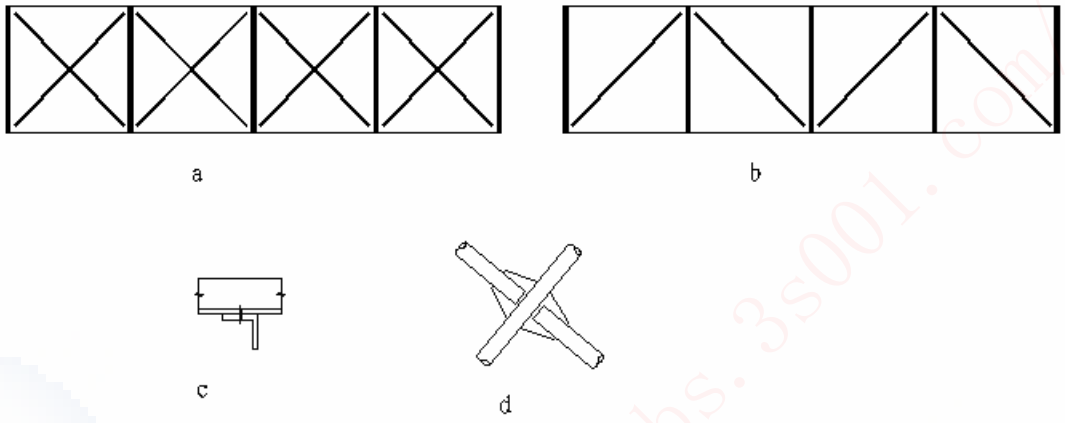


图 3-35 交叉支撑

图 3-36a~d 代表典型的四种常用的支撑布置形式。图中虚线表示连接中间各榀刚架的屋面系杆，这些系杆通常可以被省去而直接利用檩条及屋面板替代，事实证明由檩条和屋面钢板组成的外蒙皮具有足够刚度作为刚架面外的支撑[24]。

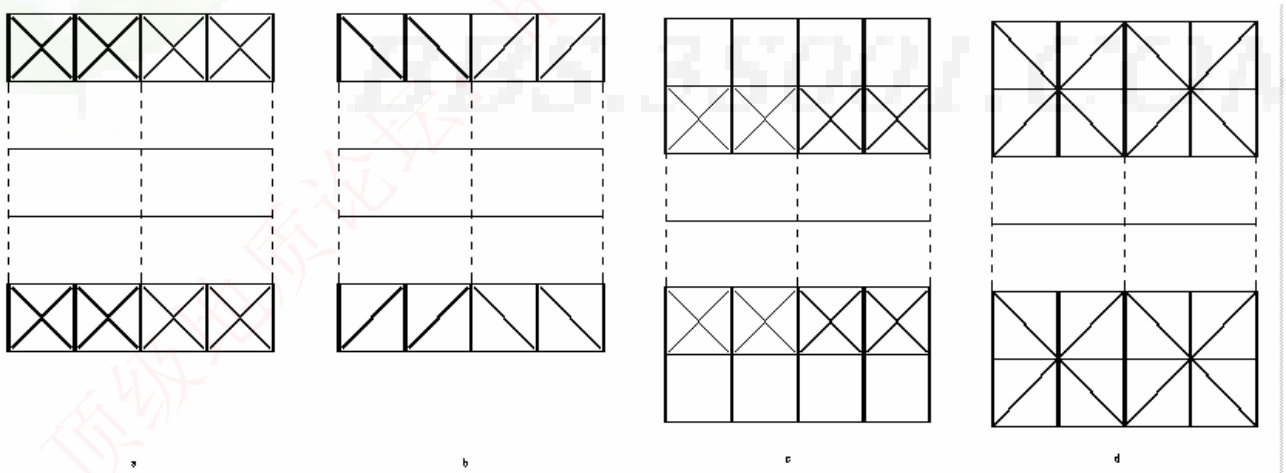


图 3-36 支撑布置形式

在端开间需要开门或有别的净空要求，或者山墙所在的刚架构造比较复杂而不便直接与支撑相连时，可以把支撑放在第二个开间，如图 3-36c,d 所示。理论上檩条仍可以传递两榀刚架的面外荷载，但为保证主结构的独立性，要求在端刚架和第二榀刚架间使用系杆连接而不是用檩条代替，这样即便是维护体系（檩条和压型钢板组成）破坏，主结构也不会发生整体的垮塌。

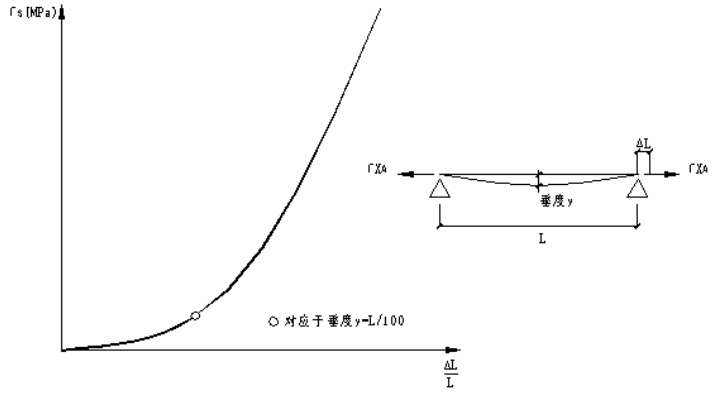


图 3-37 拉杆的位移应力曲线

五、张拉圆钢支撑杆

张拉圆钢交叉支撑在轻钢结构中使用最多。由于杆件是利用张拉来克服本身自重从而避免松弛，所以预张力对支撑的正常工作是必不可少的。张拉力的大小一般要求控制在截面设计拉力的 10~15%[37]，但由于在实际施工中没有测应力的条件，所以一般通过控制杆件的垂度来保证张拉的有效性。

拉杆相对位移与杆件应力的关系如图 3-37。当垂度达到 L/100 后，相对位移和应力很快成线性关系并接近材料的应力应变关系，这说明当垂度克服 了 L/100 的限值后，拉杆开始充分发挥其抗拉性能。

为达到 L/100 的垂度控制，拉杆预张拉应力可以达到设计的 10~15%，那么在工作状态下实际承受的拉力应该是风荷载作用下产生的的拉力和初张力的叠加。正由于初拉力比较难测，所以在拉杆与拉杆连接的设计中需要给留出 20%左右的余量以避免材料屈服。

六、角钢、钢管支撑杆

由于难以施加预张力，这些杆件需要完全依靠本身截面的抗弯性能来克服自重产生的弯矩，但自重的影响会随着拉力的增加而逐渐削弱[25]，所以可以把这类杆件仍旧作为拉杆设计而不考虑其自身自重。为避免松弛，同时从外观角度出发，要求角钢或钢管拉杆的垂度至少达到杆长的 1/150 到 1/100。这样的垂度要求通过限制杆件的最小截面来实现，表 3-5，表 3-6 列出了不同杆长下，对角钢及钢管拉杆最小截面尺寸的要求。我国现行钢结构规范 GBJ17-88 规范中对受拉杆件长细比的限制也保证了对垂度的要求。

表 3-5　　圆管的最小管径

圆管外径（mm）	杆件的最大长度 Lmax（m） （保证 L/150 的垂度）
324	25.3
273	22.6
219	19.5
168	16.3
165	16
140	14.5
114	12.5
102	11.7
89	10.5
76	9.6
60	8.1
48	6.9
42	6.4

表 3-6　　角钢的最小肢宽

角钢肢宽（mm）	杆件的最大长度 Lmax（m） （保证 L/150 的垂度）
250	23.3
200	19.9
150	16.2
125	14.2
100	12.0
89	11.4
75	10.0
65	9.0
50	7.5
35	6.4

七、支撑连接

张拉圆钢、角钢的连接见图 3-34。圆管截面连接最简单的做法见图 3-38a，杆件压扁的两端可以直接和连接板栓接，但这种连接形式适用于小管径的情况，而且需验算端头截面削弱后的承载力。对于管径大于 100 毫米的较大圆管，通常使用图 3-38b 所示连接，连接板的插入深度和焊缝尺寸根据轴力计算得到。

管截面最普遍的连接如图 3-38c。在端板和主管连接处的主管局部压（拉）力验算中，建议使用 60 度的集中力传递角度[41]，如图 3-38d。

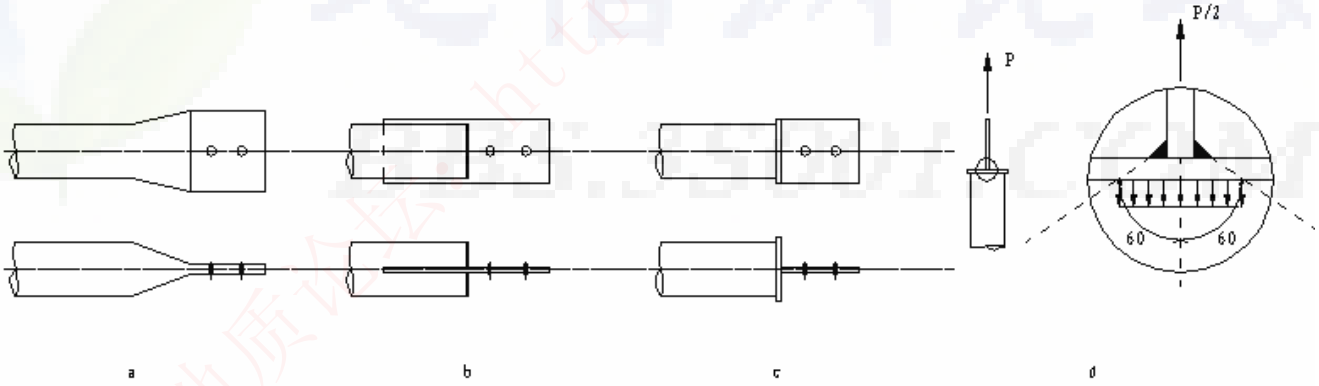


图 3-38 圆管连接

八、 门架支撑

由于建筑功能及外观的要求，在某些开间内不能设置交叉支撑，这时可以设置门架支撑。这种支撑形式可以沿纵向固定在两个边柱间的开间或多跨结构的两内柱之开间。支撑门架构件由支撑梁和固定在主刚架腹板上的支撑柱组成，其中梁和柱必须做到完全刚接，当门架支撑顶距离主刚架檐口距离较大时，需要在支撑门架和主刚架间额外设置斜撑，如图 3-39 所示[27]。在设计该种支撑时，要求门架和相同位置设置的交叉支撑刚度相等，另外是节点必须做到完全刚接。

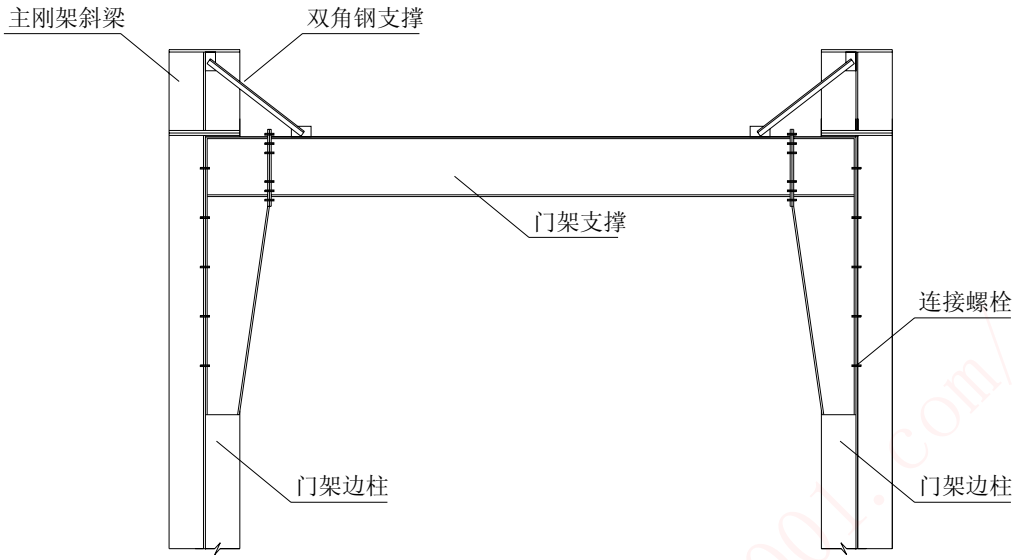
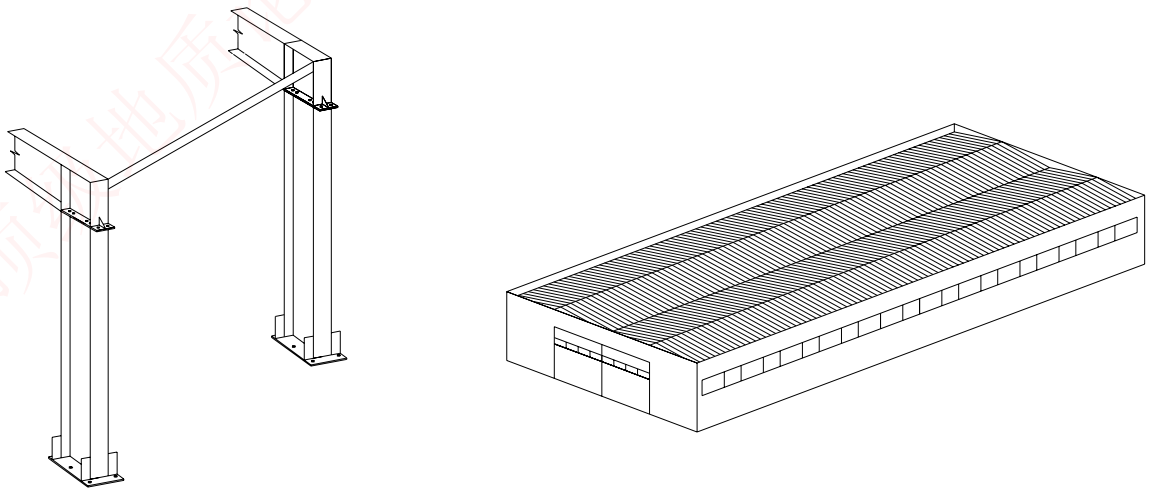


图 3-39 门架支撑

九、柱脚绕弱轴抗弯固接的刚接柱支撑

门架柱固接于基础上，门架柱绕弱轴方向具有适当的抗弯刚度通常不被考虑，即认为每榀刚架沿纵向均为铰接。当建筑物平面宽度尺寸较小、檐口较底并具有很多个开间的建筑时，可以考虑将柱脚绕弱轴处理成刚接（如图 3-40a），以此来抵抗作用在沿建筑物长度方向上的侧向力。沿建筑物檐口的侧向力由所有的主框架柱本身分担，故每根柱子承受的纵向力较小，柱截面的弱轴方向的抗弯刚度也足以抵抗这种侧向力。这种支撑系统对立柱弱轴刚度和柱脚的要求较高，对于那些平面宽度尺寸大、檐口高并具有很少个开间的建筑来说，这种支撑系统和普通的交叉支撑相比，变得既不经济也不合适。

柱底脚与基础固接绕弱轴抗弯的柱支撑通常大多用于遮蔽建筑物结构，例如用的最多的是汽车停车场结构，它要求墙面可以完全开敞以便汽车进出。这些建筑物通常长度很大，屋檐檐口较低，并有很多个开间，如图 3-40b 所示。



a　　b

图 3-40 柱脚绕弱轴抗弯固接的刚接柱支撑

第六节 主门式工程设计实例

一、 抗风柱设计和支撑设计

1、抗风柱设计

跨度 18 米的两端山墙封闭单层厂房，檐口标高 8 米，每侧山墙设置两根抗风柱，形式为实腹工字钢。山墙墙面板及檩条自重为 0.15kN/m^2，基本风压为 0.55kN/m^2，试设计抗风柱的截面。

1）荷载计算

墙面恒载值 $p=0.15kN/m^2$；

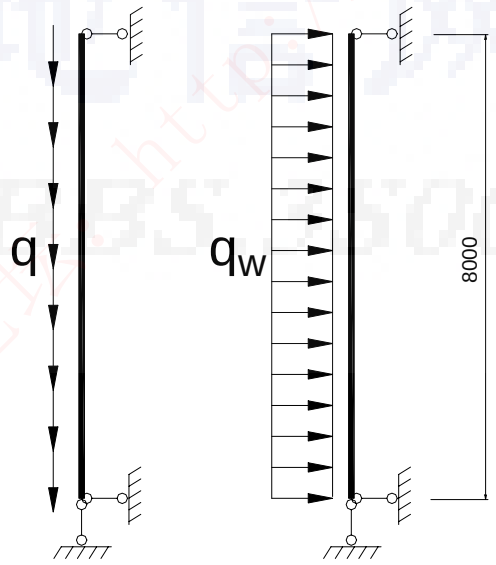
风压高度变化系数 $\mu_z=1.0$，风压体型系数 $\mu_s=0.9$，风压设计值 $\omega=1.4\mu_s\mu_z\omega_0=1.4\times0.9\times1.0\times0.55=0.693kN/m^2$；

单根抗风柱承受的均布线荷载设计值：

恒载 $q=1.4\times\frac{1}{3}\times p\times L=1.4\times\frac{1}{3}\times0.15\times18=1.26kN/m$；

风荷载 $q_W=1.4\times\frac{1}{3}\times\omega\times L=1.4\times\frac{1}{3}\times0.693\times18=5.82kN/m$。

2） 内力分析



抗风柱分析模型

抗风柱的柱脚和柱顶分别由基础和屋面支撑提供竖向及水平支承，分析模型如上图。可得到构件的最大轴压力为 12.3kN，最大弯矩为 46.6$kN\cdot m$。

3） 截面选择

取工字钢截面为 300x200x6x8，绕强轴长细比 62，绕弱轴考虑墙面檩条隅撑的支承作用，计算长度取 3 米，那么绕弱轴的长细比为 65，满足抗风柱的控制长细比限值$[\lambda]$150 的要求。

强度校核：

$$\sigma_1=N/A+M/W_e=12300/4904+46.6\times10^6/531209=90.2MP_a<215MP_a$$

顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/ 3S001.COM

稳定验算：

$$\frac{N}{\varphi_y A}+\frac{\beta_{tx}M_1}{\varphi_{by}W_{1x}}=\frac{12300}{0.783\times 4904}+\frac{46600000}{0.97\times 531209}=93.09MP_a<215MP_a$$

挠度验算：

在横向风荷载作用下，抗风柱的水平挠度为 13.6mm 小于 L/400(20mm)，满足挠度要求。

2、支撑设计

跨度 18 米的两端山墙封闭单层厂房，檐口标高 8 米，榀距 6 米，每侧边柱各设有一道柱间支撑，形式为单层 X 形交叉支撑。取山墙面的基本风压 0.55，试设计支撑形式及截面。

对于单层无吊车普通厂房，支撑采用张紧的圆钢截面，预张力控制在杆件拉力设计值的 10%左右。

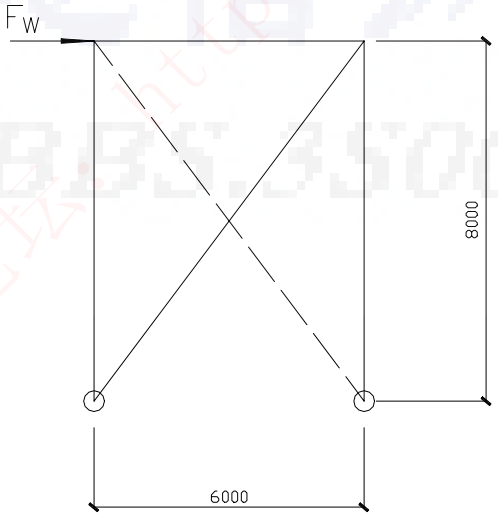
1）荷载计算

风压高度变化系数 $\mu_z=1.0$，风压体型系数 $\mu_s=0.9$，风压设计值 $\omega=1.4\mu_s\mu_z\omega_0=1.4\times0.9\times1.0\times0.55=0.693kN/m^2$；

单片柱间支撑柱顶风荷载集中力：

$F_W=\frac{1}{4}\times\omega\times S=\frac{1}{4}\times0.693\times8\times18=24.95kN$。

2） 内力分析



柱间支撑分析模型

如上图的计算模型，考虑张紧的圆钢只能受拉，故虚线部分退出计算，得到的支撑杆件拉力值 $N=41.5kN$；

考虑钢杆的预加张力作用，在拉杆设计中留出 20%的余量，杆件拉力设计值 $N=41.5\times1.2=49.8kN$；

3)截面选择

杆件净面积 $A=\frac{N}{f}=\frac{49800}{215}=232mm^2$。取 $\phi20$ 的圆钢，截面积为 314mm^2

二、设计实例一

1 设计资料

门式刚架车间柱网布置：长度 60m；柱距 6m；跨度 18m。

刚架檐高：6m；屋面坡度 1：10；屋面材料：夹心板；墙面材料：夹心板；天沟：钢板天沟；基础混凝土标号为 C25，fc=12.5 N/mm^2；材质选用：Q235-B f=215 N/mm^2　fv=125 N/mm^2。

2 荷载取值

静载：为 0.2 kN/m^2；活载：0.5 kN/m^2 ；雪载：0.2 kN/m^2；风载：基本风压 W0=0.55 kN/m^2，地面粗糙度 B 类，风载体型系数如下图：

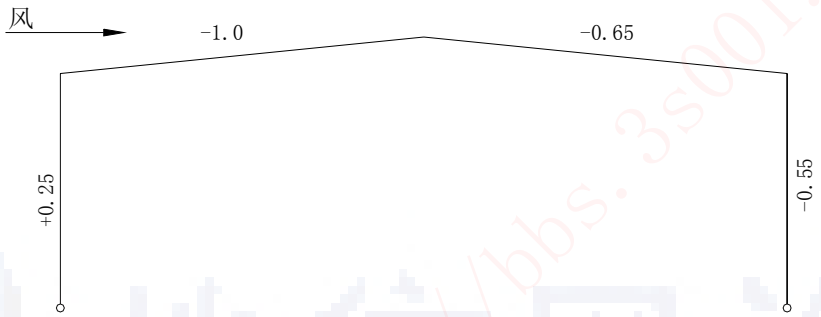


图 3-41 风载体型系数示意图

3 荷载组合

(1). 1.2 恒载 + 1.4 活载

(2). 1.0 恒载 + 1.4 风载

(3). 1.2 恒载 + 1.4 活载 + 1.4×0.6 风载

(4). 1.2 恒载 +1.4×0.7 活载 + 1.4 风载

4 内力计算

（1）计算模型

地信网论坛 BBS.3S001.COM 顶级GIS资讯 http://bbs.3s001.com/

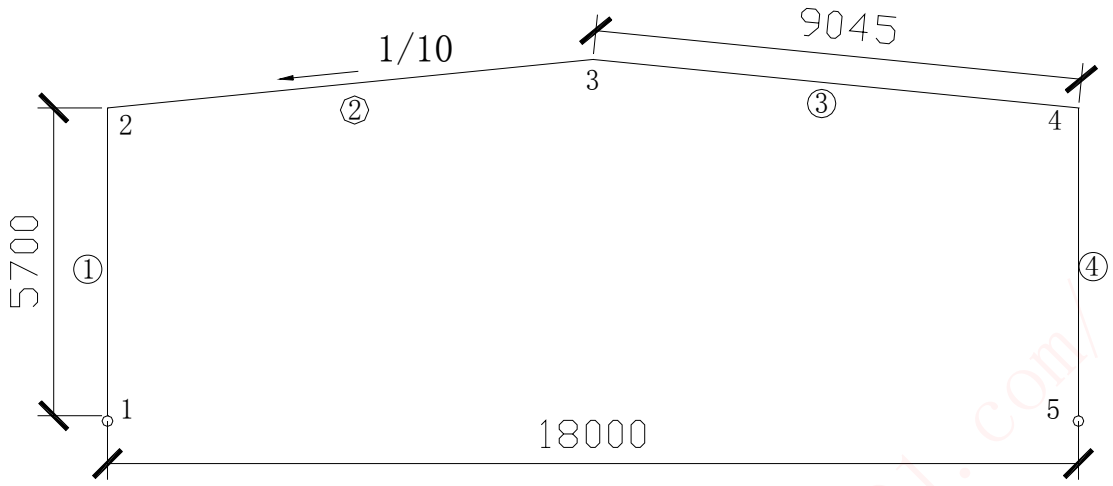
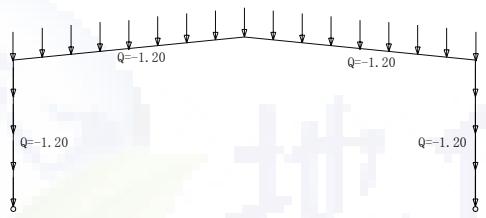
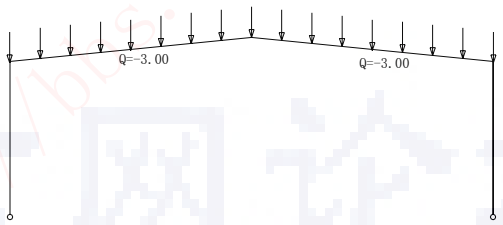


图 3-42　计算模型示意图

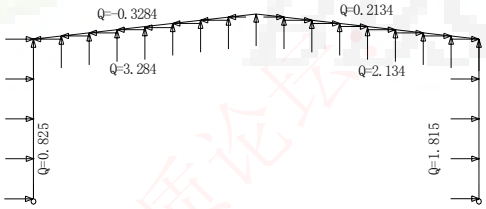
（2）工况荷载取用



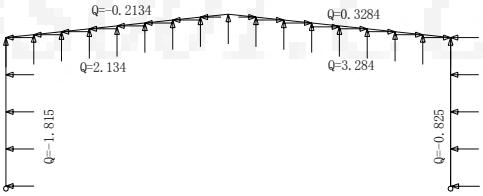
恒载



活载



左风



右风

图 3-43　刚架上的恒载、活载、风载示意图

各单元信息如下表：

表 3-5　单元信息表

单元号	截面名称	长度(mm)	面积(mm^2)	绕 2 轴惯性矩 ($x10^4mm^4$)	绕 3 轴惯性矩 ($x10^4mm^4$)
1	Z250~450x160x8x10	5700	5440 7040	973 974	5998 22728
2	L450x180x8x10	9045	7040	974	22728
3	L450x180x8x10	9045	7040	974	22728

表中：面积和惯性矩的上下行分别指小头和大头的值

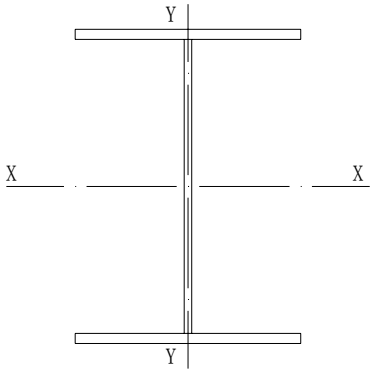


图 3-44　梁柱截面示意简图

（3）计算结果

刚架梁柱的 M、N、Q 见下图所示：

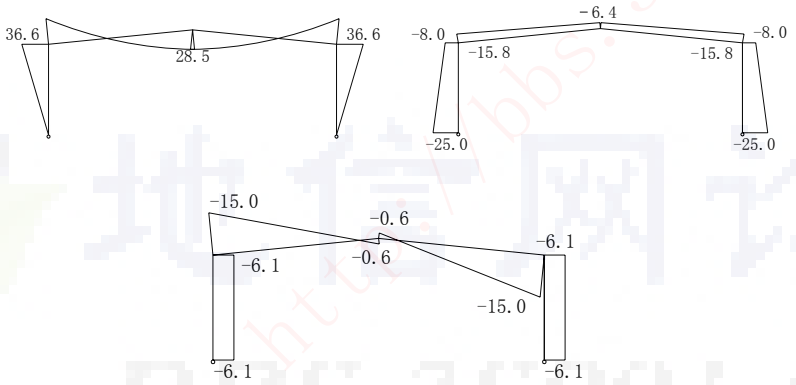


图 3-45　恒载作用时的刚架 M、N、Q 图

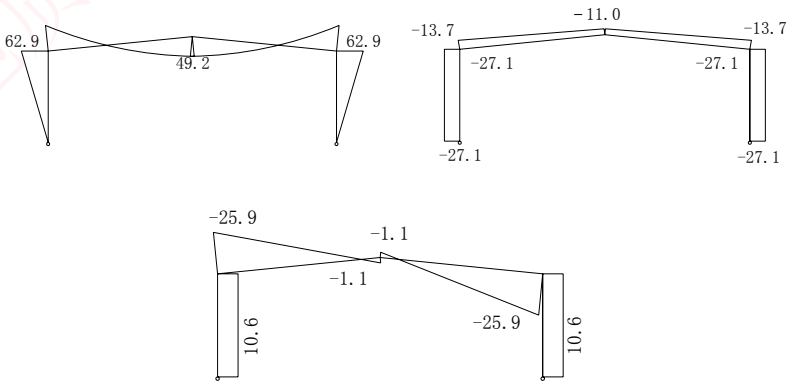


图 3-46 活载作用时的刚架 M、N、Q 图

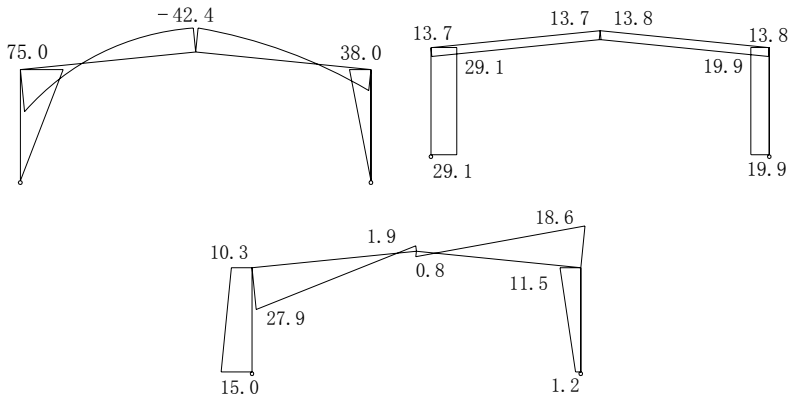


图 3-47 （左风）风载作用时的刚架 M、N、Q 图

选取荷载效应组合：（1.20 恒载 + 1.40 活载）情况下的构件内力值进行验算。组合内力数值如下表所示：

表 3-6 组合内力表

单元号	小节点轴力 N(kN)	小节点剪力 Q2(kN)	小节点弯距 M(kN.m)	大节点轴力 N(kN)	大节点剪力 Q2(kN)	大节点弯距 M(kN.m)
1	-67.97	23.16	0.00	-56.89	-23.16	132.03
2	-28.71	-54.30	-132.03	-23.05	-2.30	-103.14
3	-23.05	-2.30	103.14	-28.71	-54.30	132.03
4	-56.89	-23.16	-132.03	-67.97	23.16	0.00

5 构件截面验算

根据协会规程第(6.1.1)条进行板件最大宽厚比验算。

翼缘板自由外伸宽厚比：（180-8）/（2×10）=8.6<15，满足协会规程得限值要求；腹板宽厚比：(450-2×10)/8=54<250，满足协会规程的限值要求。

腹板屈曲后强度的抗剪承载力设计值按如下考虑：

腹板高度变化率：(450-250)/5.7=35mm/m<60 mm/m，故腹板抗剪可以考虑屈曲后强度。加劲肋间距取为 $2h_w$，则其抗剪承载力设计值为：

$$V_d = h_w t_w f_v'$$

其中，$k_\tau = 5.34 + 4/(a/h_w)^2 = 5.34$

$$\lambda_w = \frac{h_w/t_w}{37\sqrt{k_\tau}\sqrt{235/f_y}} = \frac{54}{37\times\sqrt{5.34}\times 1} = 0.632$$

因为 $\lambda_w < 0.8$，所以 $f_v' = f_v$

1）1 号单元（柱）的截面验算

I. 组合内力值如下：

1 号节点端　M_{12}= 0.00 kN.m　　N_{12}= —67.97 kN　　Q_{12}= 23.16 kN
2 号节点端　M_{21}= 132.03 kN.m　　N_{21}= —56.89 kN　　Q_{21}= 23.16 kN

II. 强度验算

先计算 1 号节点端。

$\sigma_1 = N/A$=67.97×10^3/5440=12.49N/mm^2<fy

用 $\gamma_R \cdot \sigma_1$ 代替式(6.1.1-7)中的 fy。$\gamma_R \cdot \sigma_1$=1.087×12.49=13.58 N/mm^2，弯矩为 0，故截面边缘正应力比值 β=1.0。

根据规程中式(6.1.1-8)求得 k_σ =4.0，进而得到 λ_p =29/(28.1×2×4.2)=0.12。因为 λ_p =0.12，所以有效宽度系数 ρ=1，即此时 1 号节点端截面全部有效。

$\sigma_1 = N/A$ <f=215 N/mm^2

Q_{AB} <V_d=1840×125=230 kN

1 号节点端截面强度满足要求。

再验算 2 号节点端：

$\sigma_1 = N/A + M/W_e$ =138.79 N/mm^2<fy

$\sigma_2 = N/A - M/W_e$ = —122.62 N/mm^2

用 $\gamma_R \cdot \sigma_1$ 代替规程中式(6.1.1-7)中的 fy。$\gamma_R \cdot \sigma_1$=1.087×133.15=150.86 N/mm^2，截面边缘正应力比值 β=—0.8883。

根据规程中式(6.1.1-8)求得 k_σ = 51.310，进而得到 λ_p =0.215。因为 λ_p =0.215，所以有效宽度系数 ρ=1，即此时 2 号节点端截面全部有效。

2 号节点端同时受到压弯作用，根据协会规程第(6.1.2)条的第三款规定进行验算。

Q_{BA} <0.5V_d = 3440×125×0.5=215 kN　(采用规程中式（6.1.2-3a）计算)

$M_e^N = M_e - NW_e/A_e$ =（215－56890/7040）×1010133= 209.02 kN.m

M< M_e^N ，故 2 号节点端截面强度满足要求。

III. 稳定验算

对于 1 号单元（柱），已知柱平面外在柱高 4m 处设置柱间支撑，即平面外计算长度 L_{0y}=4000mm。

根据协会规程第 6.1.3 条可求出截面高度呈线性变化柱子的计算长度系数。

柱小头惯性矩 Ic0=5998×10^4mm^4，柱大头惯性矩 Ic1= 22728×10^4mm^4，Ic0/ Ic1= 0.264。梁的最小截面惯性矩 Ib0= 22728×10^4mm^4，梁为等截面，斜梁换算长度系数取 1.0。

对于横梁 $K_2=\frac{I_{b0}}{2\psi s}$ =22728×10^4/（2×1.0×9045）=12564，对于柱 $K_1=\frac{I_{c1}}{h}$ =22728×10^4/5700=39874，所以 K_2/K_1=0.315。

查规程中表 6.1.3 可得 μ_γ=1.429，平面内计算长度 L_{0x}=8150mm。

变截面柱在平面内的稳定性按照规程中第 6.1.3 条的规定进行验算。 $\lambda_x=\frac{L_{0x}}{\sqrt{I_{c0}/A_2}}$ =78，

查表得 $\varphi_{x\gamma}$ =0.701， $N_E=\pi^2EA_{e0}/\lambda^2$ =1834 kN。稳定验算公式为：

$$\frac{N_0}{\varphi_{x\gamma}A_{e0}}+\frac{\beta_{mx}M_1}{\left(1-\frac{N_0}{N_E}\varphi_{x\gamma}\right)W_{e1}}$$ =17.82+134.19=152.01 N/mm^2<215 N/mm^2

变截面柱在平面外的稳定性按照规程第 6.1.4 条的规定进行验算。 $\lambda_y=\frac{L_{0y}}{\sqrt{I_{c0y}/A_2}}$ =95，

查表得 φ_y =0.588，楔率为 $\gamma=(d_1-d_0)-1$ =0.8。

1 号单元柱一端弯矩为 0，故 $\beta_t=1-N/N_{Ex0}+0.75(N/N_{Ex0})^2$ =0.96，

$\mu_s=1+0.023\gamma\sqrt{lh_0/A_f}$ =1.518， $\mu_w=1+0.00385\gamma\sqrt{l/i_{y0}}$ =1.035， $\lambda_{y0}=\mu_s l/i_{y0}$ =197，

$$\varphi_{by}=\frac{4320}{\lambda_{y0}}\cdot\frac{A_0h_0}{W_{x0}}\sqrt{\left(\frac{\mu_s}{\mu_w}\right)^2+\left(\frac{\lambda_{y0}t_0}{4.4h_0}\right)^2\left(\frac{235}{f_y}\right)}$$ =1.22。

因为 $\varphi_{b\gamma}$ >0.6，按照现行国家标准《钢结构设计规范》GBJ17-88 的规定，查出相应的 φ_b' =0.813 代替 $\varphi_{b\gamma}$，即 $\varphi_{b\gamma}$ =0.813。平面外稳定的验算公式：

$$\frac{N_0}{\varphi_yA_{e0}}+\frac{\beta_tM_1}{\varphi_{by}W_{e1}}$$ =21.25+154.92=176.17 N/mm^2<f=215 N/mm^2

2）2 号单元（梁）的截面验算

I. 组合内力值如下：

2 号节点端	M_{23}= 132.03 kN.m	N_{23}= —28.71 kN	Q_{23}= 54.30 kN
3 号节点端	M_{32}= 103.14 kN.m	N_{32}= —23.05 kN	Q_{32}= 2.30 kN

II. 强度验算

先计算 2 号节点端。

$\sigma_1 = N/A + M/W_e$ =134.78 N/mm^2

$\sigma_2 = N/A - M/W_e$ = —126.63 N/mm^2

故截面边缘正应力比值 β = —0.94。用 $\gamma_R \cdot \sigma_1$ 代替规程中式(6.1.1-7)中 fy。$\gamma_R \cdot \sigma_1$ =1.087×134.78=146.51 N/mm^2。

根据式规程中四式(6.1.1-8)求得 k_σ =84.19，进而得到 λ_p =0.165。因为 λ_p =0.0.165，所以有效宽度系数 ρ=1，即此时 2 号节点端截面全部有效。

2 号节点端同时受到压弯作用，根据协会规程第 6.1.2 条的第三款规定进行验算。

Q_{BC}<0.5Vd = 3440×125×0.5=430 kN (采用规程中式 6.1.2-3a 计算)

$M_e^N = M_e - NW_e/A_e$ =（215－28710/7040）×1010133=213.06 kN.m

M< M_e^N ，故 2 号节点截面强度满足要求。

再验算 3 号节点端。

$\sigma_1 = N/A + M/W_e$ =105.38 N/mm^2 <fy

$\sigma_2 = N/A - M/W_e$ = —98.83 N/mm^2

故截面边缘正应力比值 β=—0.938。

用 $\gamma_R \cdot \sigma_1$ 代替规程中式(6.1.1-7)中的 fy，$\gamma_R \cdot \sigma_1$ =1.087×128.95=114.55 N/mm^2，根据规程中式(6.1.1-8)求得 k_σ = 82.521，进而得到 λ_p =0.148。因为 λ_p =0.148，所以有效宽度系数 ρ=1，即此时 3 号节点端截面全部有效。

3 号节点端同时受到压弯作用，根据协会规程第 6.1.2 条的第三款规定进行验算。

Q_{CB}<0.5Vd = 3440×125×0.5=215 kN (采用规程中式 6.1.2-3a 计算)

$M_e^N = M_e - NW_e/A_e$ =（215－23050/7040）×1010133=213.87 kN.m

M< M_e^N 故 3 号节点截面强度满足要求。

III．稳定验算

根据协会规程第 6.1.6 条第一款的规定，实腹式刚架梁当屋面坡度小于 10° 时，在刚架平面内可可仅按压弯构件计算其强度。本例的屋面坡度为 5.7° 小于 10° ，故可不验算梁平面内的稳定性。

刚架梁平面外的稳定性按照钢结构设计规范GBJ17-88第五章第二节的规定进行验算2号单元（梁）。已知梁平面外侧向支撑点间距为 3000 mm，即平面外计算长度 L_{0y}=3000mm。梁的最小截面惯性矩 I_{b0y}=974×104mm^4，梁为等截面。$\lambda_y = \dfrac{L_{0y}}{\sqrt{I_{b0y}/A}}$ =81，查表得 φ_y =0.681，β_t =1.0，φ_{by} 按照如下公式确定：

$$\varphi_{by} = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \cdot \frac{f_y}{235} = 0.922$$

因为 $\varphi_{b\gamma}$ >0.6，按照现行国家标准《钢结构设计规范》GBJ17-88 的规定，查出相应的 φ_b' =0.739 代替 $\varphi_{b\gamma}$，即 $\varphi_{b\gamma}$ =0.739。

按 2 号节点端的受力验算构件平面外的稳定性：

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \frac{\beta_{tx} M_1}{\varphi_{by} W_{1x}} = 5.99 + 176.75 = 182.74 \text{ kN.m} < f = 215 \text{ N/mm}^2$$

6 连接节点计算

（1） 梁柱节点

采用如下图所示的连接形式。

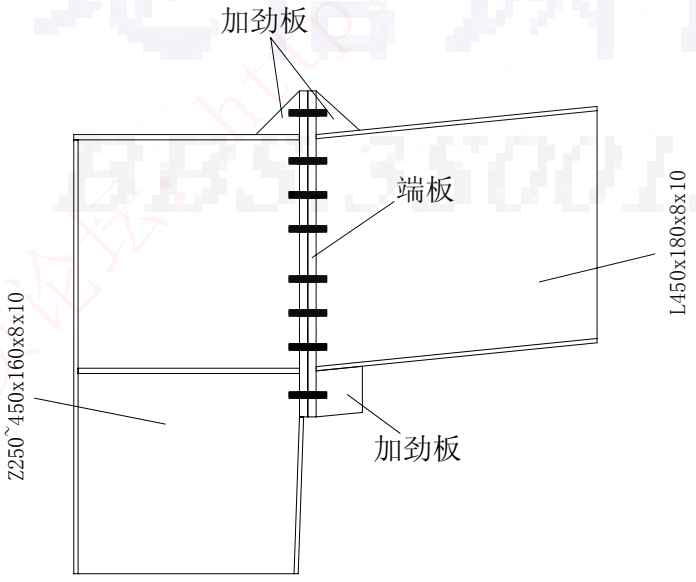


图 3-48 梁柱连接节点示意图

连接处的组合内力值：M = 132.03 kN.m，N = —28.71 kN，Q = 54. 30 kN。

1）.螺栓验算

若采用摩擦型高强度螺栓连接，用 8.8 级 M20 高强螺栓，连接表面用钢丝刷除锈，$\mu = 0.3$，

每个螺栓抗剪承载力为：$N_V^b = 0.9 n_f \mu P$ =0.9×1×0.3×110000=29.7KN。

抗剪需用螺栓数量 n=54.30/29.7=2，初步采用 8 个 M20 高强螺栓。

螺栓群布置如图 3-49 所示：

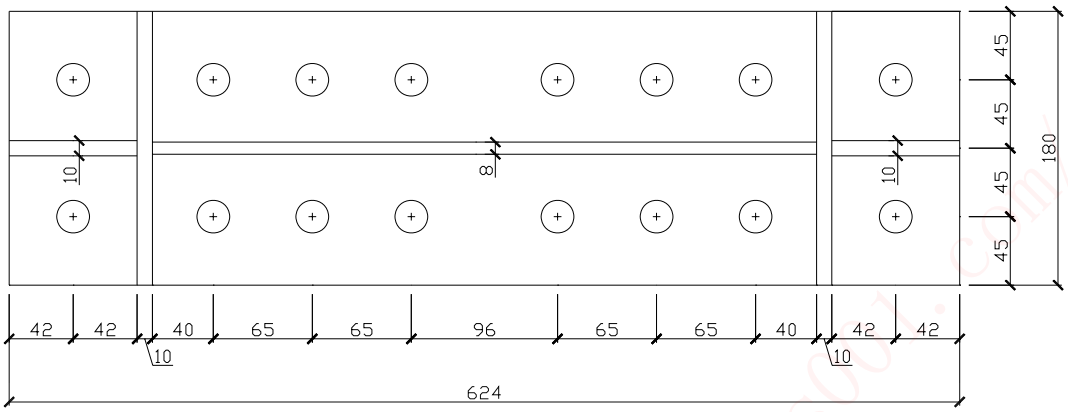


图 3-49　梁柱连接节点螺栓群布置图

螺栓承受的最大拉力值按照如下公式计算（其中 y1=270，y2=178，y3=113，y4=48 各有 4 个螺栓）：

$$N_1 = \frac{N}{n} + \frac{My_1}{\sum y_i^2} == \text{—}1.794+74.480=72.69\text{kn}<0.8P=88\text{kn}$$

以上计算说明：螺栓群抗剪、抗弯均满足要求。

2）连接板厚度的设计

端板厚度 t 根据支承条件计算确定。在本例中有两种计算类型：两边支承类端板（端板平齐）以及无加劲肋端板，分别按照协会规程中相应的公式计算各个板区的厚度值，然后取最大的板厚作为最终值。

两边支承类端板（端板平齐）：

e_f=42 mm，e_w=40 mm，Nt=72.69 kn，　b=180 mm，f=215 mm。

$$t \geq \sqrt{\frac{12 e_f e_w N_t}{[e_w b + 4 e_f (e_w + e_f)] f}} = 18.0 \text{ mm}$$

无加类端板：

a=65 mm，e_w=42 mm，N_t=29.38 kn

$$t \geq \sqrt{\frac{3 e_w N_t}{(0.5a + e_w) f}} = 15.1 \text{ mm}$$

综上所得结果可取端板厚度为 t=18 mm。

3）节点域剪应力验算

门式刚架斜梁与柱相交的节点域应按照协会规程第 7.2.10 条的规定验算。其中，M=132.03 kn，d_b=450 mm，d_c=434 mm，t_c=8 mm。

$$\tau = \frac{1.2M}{d_b d_c t_c} = 101.41\ \text{N/mm}^2 < fv = 125\ \text{N/mm}^2$$

节点域的剪应力满足规程要求。

在端板设置螺栓处，应按照协会规程第 7.2.11 条的规定验算构件腹板的强度。采用翼缘内第二排一个螺栓的拉力设计值 N_{t2}，经计算得到：N_{t2}=29.38 kN<0.4 P=44 kN。因为 e_w=41 mm，t_w=8 mm，所以，

$$\frac{N_{t2}}{e_w t_w} = 89.57\ \text{N/mm}^2 < f = 215\ \text{N/mm}^2$$

（2）梁拼接节点

梁的拼接方式如图 3-50 所示。

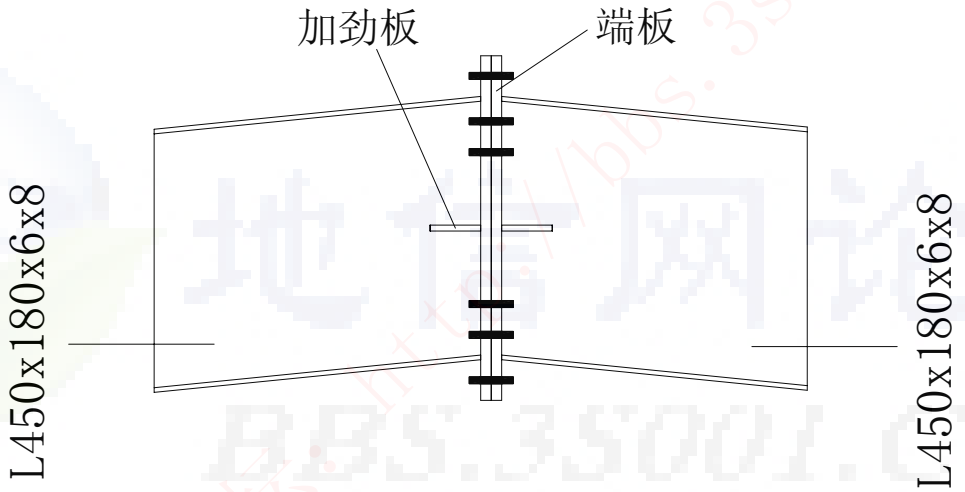


图 3-50 梁拼接节点示意图

连接处的组合内力值为：M = 103.14 kN.m，N = —23.05 kN，Q = 2.30 kN。

其计算方法与梁柱连接节点的计算方法相似

1）.螺栓验算

仍采用 8.8 级 M16 高强螺栓，连接表面用钢丝刷除锈，$\mu = 0.3$，每个螺栓抗剪承载力为 18.9kN，剪力很小，抗剪显然满足，初步采用 12 个 M16 高强螺栓。

螺栓群布置如图 3-51 所示：

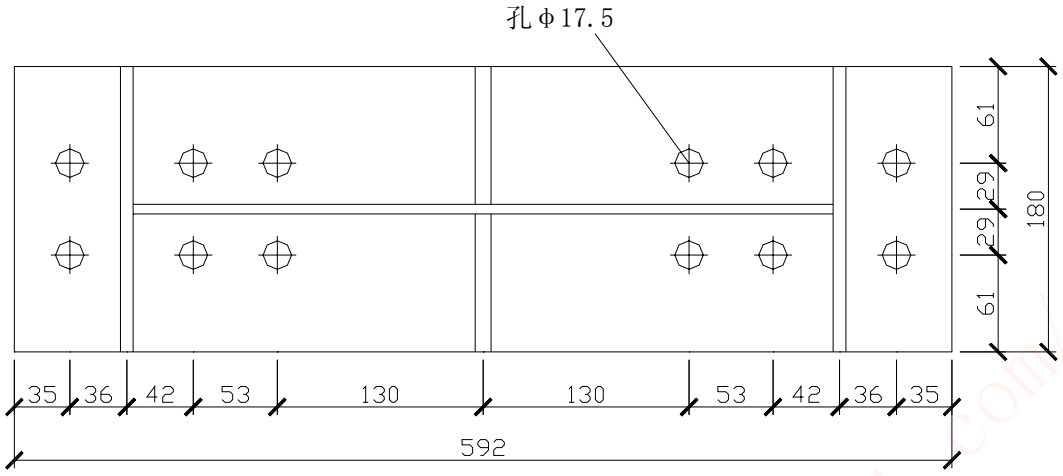


图 3-51 梁拼接节点螺栓群布置图

螺栓承受的最大拉力值按照如下公式计算（y1=261，y2=183，y3=130 各有四个螺栓）：

$$N_1 = \frac{N}{n} + \frac{My_1}{\sum y_i^2} == \text{—1.92+56.82=54.90 kN<0.8P=56kN}$$

所以，螺栓群抗剪、抗弯均满足要求。

2）连接板厚度的设计

端板厚度 t 根据支承条件计算确定，在本例中有两种计算类型：两边支承类端板（端板平齐）以及无加劲肋端板，分别按照协会规程中相应的公式计算各个板区的厚度值，然后取最大的板厚作为最终值。

伸臂类端板（端板平齐）：

其中 e_f=32 mm，Nt=54.9 kN，b=180 mm，f=215 mm。

$$t \geq \sqrt{\frac{6e_f N_t}{bf}} = 16.5 \text{ mm}$$

两边支承板（端板平齐）：

其中 e_f=38 mm，e_w=26 mm，Nt=38.5 kN， b=180 mm，f=215 mm。

$$t \geq \sqrt{\frac{12e_f e_w N_t}{[e_w b + 4e_f (e_w + e_f)]f}} = 12..1 \text{ mm}$$

无加类端板：

其中 a=53 mm，e_w=26 mm，N_t=27.34 kN，

$$t \geq \sqrt{\frac{3e_w N_t}{(0.5a + e_w)f}} = 13.7 \text{ mm}$$

综上所得结果可取端板厚度为 t=18 mm。

三、设计实例二

1、设计资料

门式刚架车间柱网布置：长度 60m；柱距 6m；跨度 18m。檐高净高 9m；牛腿标高 6m，吊车起重量 5t，轻级工作制，软钩；屋面坡度 1：10；屋面材料：夹心板；墙面材料：夹心板；天沟：钢板天沟；基础混凝土标号为 C25，fc=12.5N/mm^2；材质选用：Q235-B f=215N/mm^2，fv=125 N/mm^2。

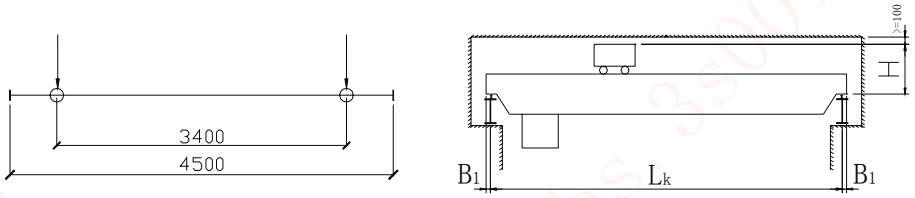
2、荷载取值

静载：0.2kN/m^2；活载 0.5 kN/m^2 ；雪载 0.2 kN/m^2；风载：基本风压 W0=0.55 kN/m^2，地面粗糙度 B 类，风载体型系数图同设计实例一。

这里重点介绍吊车荷载的取用。

（1） 基本资料

取得吊车的基本资料为：起重量 5t；软钩；轻级工作制；跨度 16.5m；起升高度 12m；运行速度：小车 20.8m/min，大车 45.4m/min。



（a） （b）

图 3-52 吊车基本尺寸示意图

吊车基本尺寸：B=4500mm，K=3400mm；轨道以上高度 H=1753.5mm，B_1=230mm；轨道型号：38kg/m；小车重量：1.7t，总重：14.2t；轮压：Fmax=7.4t，Fmin=2.2t。

（2）吊车荷载的设计值

吊车每个车轮的横向水平制动力 T_1：

$$T_1=\frac{12}{100}(Q+g)\frac{1}{n}=0.12\times(50+17)/4=2.01\ \text{kN}$$

吊车竖向荷载的设计值（最大）：

$$P_1=\alpha_1\cdot\gamma_Q\cdot F_{\max}=1.0\times1.4\times74=103.6\ \text{kN}$$

吊车竖向荷载的设计值（最小）：

$$P_2=\alpha_1\cdot\gamma_Q\cdot F_{\min}=1.0\times1.4\times22=30.8\ \text{kN}$$

吊车横向水平荷载的设计值：

$$T_d=\alpha_2\cdot\gamma_Q\cdot T_1=1.0\times1.4\times2.01=2.814\ \text{kN}$$

（3）吊车工况

吊车荷载的共有八种工况：

只考虑一台吊车时

1）最大轮压在左，最小轮压在右，并且同时有向右的横向水平荷载

2）最大轮压在左，最小轮压在右，并且同时有向左的横向水平荷载

3）最大轮压在右，最小轮压在左，并且同时有向右的横向水平荷载

4）最大轮压在右，最小轮压在左，并且同时有向左的横向水平荷载

同时考虑两台吊车时

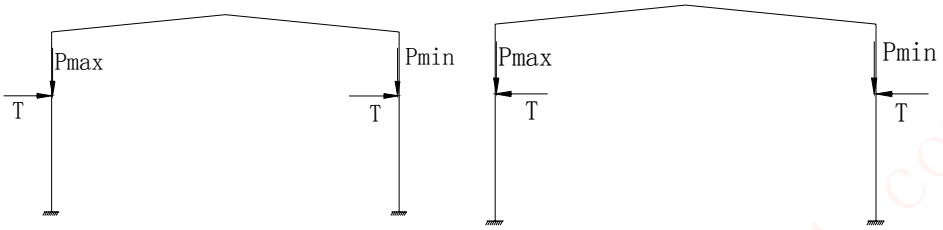
5）最大轮压在左，最小轮压在右，并且同时有向右的横向水平荷载

6）最大轮压在左，最小轮压在右，并且同时有向左的横向水平荷载

7）最大轮压在右，最小轮压在左，并且同时有向右的横向水平荷载

8）最大轮压在右，最小轮压在左，并且同时有向左的横向水平荷载

因为结构具有对称性，故前两种情况就是典型的吊车荷载情况，如下图所示：

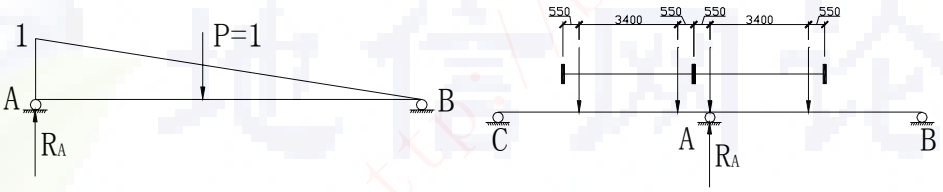


（a）　　（b）

图 3-53　两种典型的吊车荷载作用情况示意图

（4）吊车荷载的影响线确定

假定吊车梁为简支梁。简支梁在受到集中荷载作用时，支座反力的影响线如下图所示：



（a）　　（b）

图 3-54　吊车荷载的影响线示意图

当只考虑一台吊车的作用时，吊车作用在刚架上的荷载考虑如下：

竖向荷载

$$P_{\max}=\left(1+\frac{6-3.4}{6}\right)\times P_1=1.433\times 103.6=148.46\ \text{kN};$$

$$P_{\min}=\left(1+\frac{6-3.4}{6}\right)\times P_2=1.433\times 30.8=44.14\ \text{kN};$$

横向水平荷载

$$T=\left(1+\frac{6-3.4}{6}\right)\times T_d=1.433\times 2.814=4.03\ \text{kN};$$

当同时考虑两台吊车的作用时，吊车作用在刚架上的荷载考虑如下：

竖向荷载

$$P_{\max}=\left(1+\frac{6-3.4}{6}+\frac{(6-1.1)+(6-4.5)}{6}\right)\times P_1=2.5\times 103.6=259\ \text{kN};$$

$$P_{\min}=\left(1+\frac{6-3.4}{6}+\frac{(6-1.1)+(6-4.5)}{6}\right)\times P_2=2.5\times 30.8=77\ \text{kN};$$

横向水平荷载

$$T=\left(1+\frac{6-3.4}{6}+\frac{(6-1.1)+(6-4.5)}{6}\right)\times T_d$$ =2.5×2.814=7.035 kN；

将吊车梁的自重平均分配到刚架柱上，估计吊车梁的截面尺寸为 380x300x8x10mm，则初步估算吊车梁自重为 71kg/m，那么刚架柱上因此受到的集中力标准值为 4.26 kN。

3、荷载效应组合

（1）1.2 恒载 ＋1.4 活载

（2）1.2 恒载 ＋1.4 风载

（3）1.2 恒载 ＋1.4 吊车荷载

（4）1.2 恒载 ＋1.4 活载 ＋1.4×0.6 风载

（5）1.2 恒载 ＋1.4×0.7 活载 ＋1.4 风载

（6）1.2 恒载 ＋1.4 活载 ＋1.4×0.7 吊车荷载

（7）1.2 恒载 ＋1.4×0.7 活载 ＋1.4 吊车荷载

（8）1.2 恒载 ＋1.4×0.6 风载 ＋1.4 吊车荷载

（9）1.2 恒载 ＋1.4 风载 ＋1.4×0.7 吊车荷载

（10）1.2 恒载 ＋1.4 活载 ＋1.4×0.6 风载 ＋1.4×0.7 吊车荷载

（11）1.2 恒载 ＋1.4×0.7 活载 ＋1.4 风载 ＋1.4×0.7 吊车荷载

（12）1.2 恒载 ＋1.4×0.7 活载 ＋1.4×0.6 风载 ＋1.4 吊车荷载

4、内力计算

采用同济大学的 3D3S 钢结构辅助设计软件计算结构内力。

（1）计算模型简图

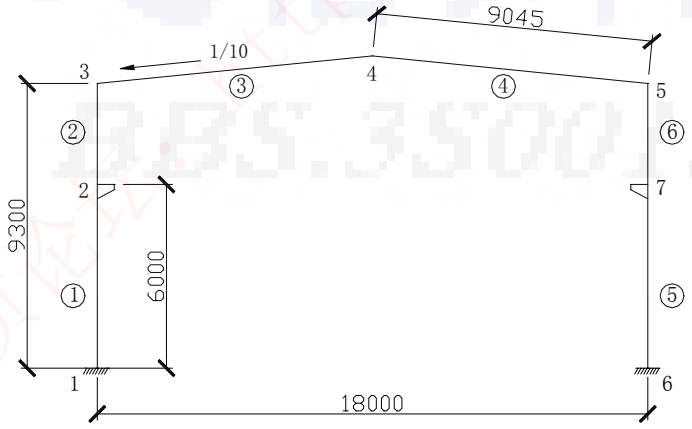
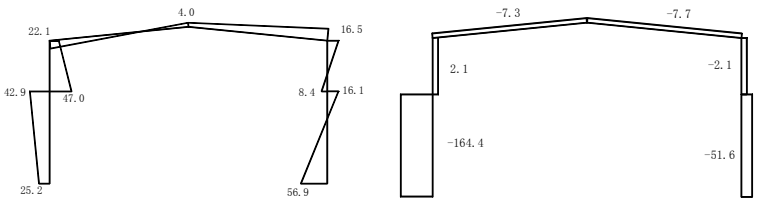
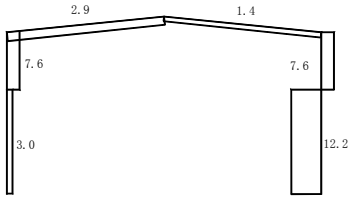


图 3-55 计算模型简图

（2）内力图形

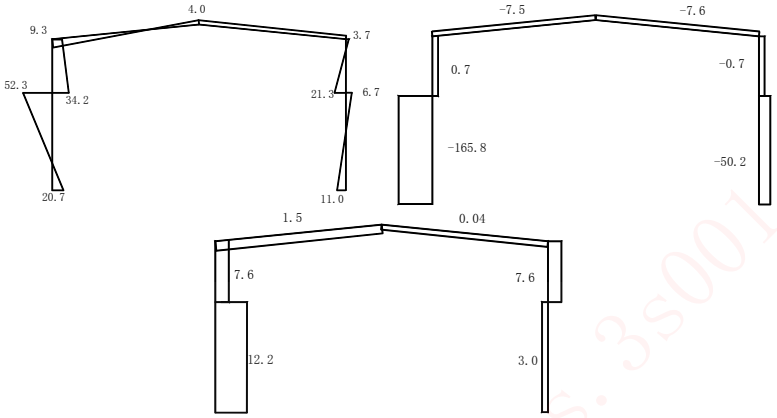
对应图 3-53 所示的吊车荷载作用情况，下面给出考虑两台吊车同时作用时，刚架相应的内力图形：





M 图　　N 图　　Q 图

（a）考虑两台吊车同时作用（横向水平荷载向右）



M 图　　N 图　　Q 图

（b）考虑两台吊车同时作用（横向水平荷载向左）

图 3-56 吊车荷载下的刚架内力图

各单元信息如下表所示：

表 3-7 单元信息表

单元号	截面名称	长度(mm)	面积(mm^2)	绕 2 轴惯性矩 ($x10^4mm^4$)	绕 3 轴惯性矩 ($x10^4mm^4$)
1	柱 460x180x6x10	6000	6240	973	22487
2	柱 460x180x6x10	3300	6240	973	22487
3	L400x180x4x8	9045	4416	778	12953
4	L400x180x4x8	9045	4416	778	12953
5	柱 460x180x6x10	6000	6240	973	22487
6	柱 460x180x6x10	3300	6240	973	22487

我们取如下所示的一种较不利的荷载组合进行构件的验算：

1.2 恒载 + 1.4×0.7 活载 + 1.4×0.6 风载（左风）+ 1.4×1.0 吊车荷载（吊车荷载工况 5）。

相应的构件内力如下表所示：

表 3-8 组合内力表

单元号	小节点轴力 N(kN)	小节点剪力 Q2(kN)	小节点弯距 M(kN.m)	大节点轴力 N(kN)	大节点剪力 Q2(kN)	大节点弯距 M(kN.m)
1	-87.987	4.919	14.876	-75.891	-9.077	27.111
2	-26.637	13.291	-2.157	-19.984	-15.578	49.791
3	-17.489	-18.335	-49.791	-13.180	0.336	-34.588
4	-12.853	-2.939	34.588	-17.161	-23.845	59.917

5	-197.836	33.096	90.875	-185.739	-23.949	80.260
6	-25.434	-14.704	-59.917	-32.087	19.735	3.093

5、构件验算

构件验算与实例一相似，可以参照实例一的相应步骤进行，在此不再赘述。

6、节点连接计算

梁柱节点连接以及梁的对接节点的计算与实例一相似，这里仅给出牛腿及其和柱的连接验算。

1）牛腿设计

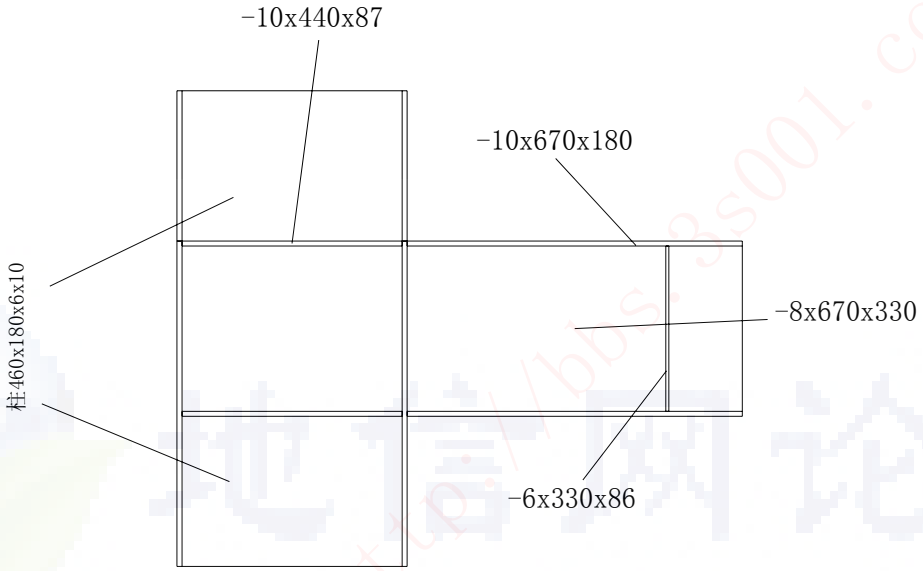


图 3-57　　牛腿连接节点示意图

牛腿所承受的组合内力值：

牛腿承受一个吊车梁传来的偏心竖向力，包括吊车竖向荷载以及吊车梁的自重，力的大小为：259+4.26×1.2 =264.11 kN。力的作用点距柱内边缘的偏心值为 520mm，则牛腿与柱连接处所承受的力为：Q=264.11 kN，M=137.34 kN. M。

I. 牛腿与柱连接处的截面强度计算

经计算牛腿的惯性矩为 $I=128.0\times10^6 mm^4$，截面模量为 $Wn=731588mm^3$ ，腹板中点处的 $S=414900\ mm^3$，抗弯强度：

$$\frac{M}{W_n}=137.34\times10^6/731588=187.7\ N/mm^2<f=215\ N/mm^2$$

抗剪强度：

$$\tau=\frac{VS}{It_w}=264110\times414900/(128.0\times10^6\times8)=107.0\ N/mm^2<fv=125\ N/mm^2$$

腹板边缘处的折算应力：

$$\sigma_1=\frac{M}{I_n}y_1=187.7\times165/175=177.0\ N/mm^2$$

可以偏安全地认为 $\tau_1=107.0\ N/mm^2$ ，则折算应力为：

$\sqrt{\sigma_1^2+\tau_1^2}$ =206.8 N/mm^2<f=215 N/mm^2

II. 牛腿与柱连接处的焊缝强度计算

焊缝全部采用角焊缝，焊脚尺寸取为 9mm。焊缝布置如图 3-58 所示：

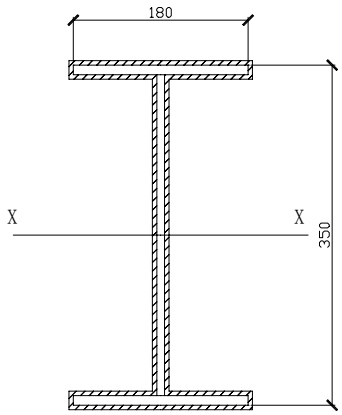


图 3-58 焊缝布置图

焊脚尺寸为 9mm，则焊缝有效截面的投影宽度为 $\frac{h_f}{2}$=4.5 mm。经计算得到焊缝的 惯性矩为 Iwx=171735604 mm^4，截面模量为 Wn=956744 mm^3。因为翼缘竖向刚度较差，所以假定全部剪力由牛腿腹板的焊缝承受，弯矩则由整个工字形焊缝来承受。

抗弯验算：

$$\sigma_f^M=\frac{M}{W_{nx}}=137.34\times10^6/956744=143.55\ \text{N/mm}^2<f_f^w=160\ \text{N/mm}^2$$

抗剪验算：

腹板的竖向焊缝面积为

$$A_w=2\times h_e\times(l_w-10)=4032\ \text{mm}^2$$

$$\tau_f^v=\frac{V}{A_w}=65.5\ \text{N/mm}^2<f_f^w=160\ \text{N/mm}^2$$

腹板边缘的折算应力：

$$\sigma_1=\frac{M}{I_{nx}}y_1=143.6\times165/179.5=132.0\ \text{N/mm}^2$$

可以偏安全地认为 τ_1=65.5 N/mm^2，则折算应力为：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\beta_f}\right)^2+\tau_1^2}=147.36\ \text{N/mm}^2<f_f^w=160\ \text{N/mm}^2$$

焊缝抗剪、抗弯均满足要求。

2）柱脚设计

3D3S 软件计算得到柱脚的最大反力值为：M=170.80 kN.m，N= 117.92 kN，Q= 43.45 kN。柱脚采用如图所示柱脚形式。

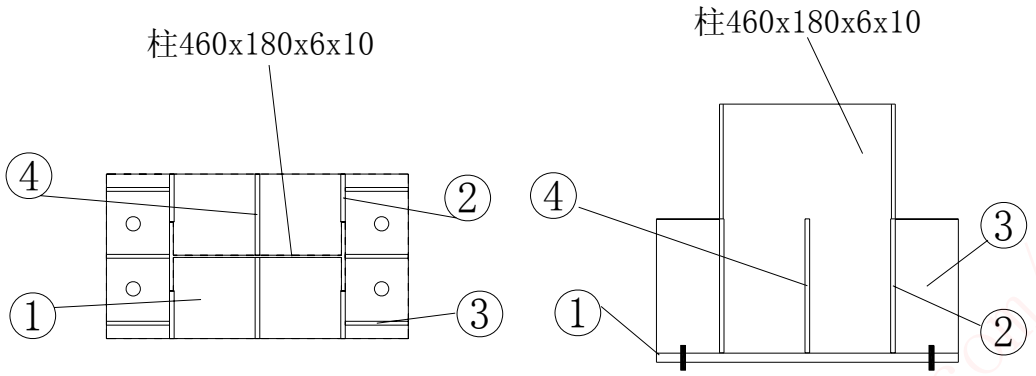


图 3-59 柱脚形式示意图

I. 确定底板尺寸

底板的长度和宽度应根据设置的加劲肋等补强板件和锚栓的构造特点来确定。初步确定 L=750mm，B=490mm，锚栓孔的布置位置如图 3-60 所示。

底板的长度和宽度应满足下列公式的要求：

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \le f_{ce}$$

经计算可得：

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = 0.32 + 3.72 = 4.04\ \text{N/mm}^2 < f_{ce} = 12.5\ \text{N/mm}^2$$

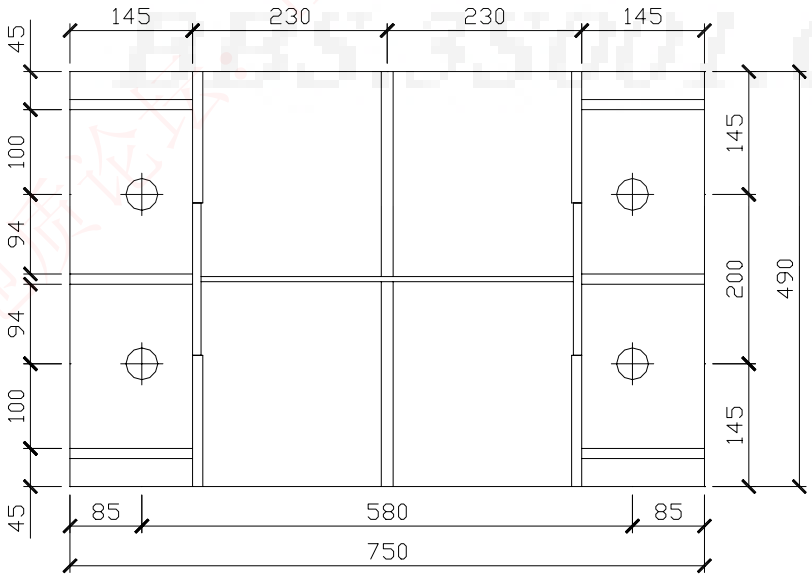


图 3-60 锚栓孔的布置图

II. 确定底板厚度

三边支承板及两相邻边支承板：$M = \beta q a_1^2$ 。

对于柱内区格：

b_1=242mm，a_1=237mm，b_1/a_1=1.02，查表得到 $\beta=0.113$。
相应区格内的最大应力为：q=4.04 N/mm^2，所以 M_1=25642 N. mm /mm。

锚栓区格：
b1=145mm，a1=218mm，b_1/a_1=0.67，查表得到 $\beta=0.084$。
相应区格内的最大应力为：q=2.60 N/mm^2，所以 M_2=10379 N. mm /mm。
所以 M_{max}=25642，由此计算底板得厚度：

$$t=\sqrt{\frac{6M_{\max}}{f}}$$ =26.8，取板厚为 30mm

III. 确定锚栓直径：
锚栓计算简图参见图 8-13。
底板上单位面积上的压力为：

$$\sigma_{\max}=\frac{N}{BL}+\frac{6M}{BL^2}$$ =0.32 + 3.72 = 4.04 N/mm^2

$$\sigma_{\min}=\frac{N}{BL}-\frac{6M}{BL^2}$$ =0.32—3.72= —3.40 N/mm^2

$$c=\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max}+|\sigma_{\min}|}L$$ =407 mm

$$a=\frac{L}{2}-\frac{c}{3}$$ =239 mm

$$x=d-\frac{c}{3}=529\text{ mm}$$

则锚栓所承受的拉力为：$Z=\frac{M-N\cdot a}{x}$ =269.60 kN。

考虑到锚栓应留有一定余量，选取 Q345 钢的锚栓，直径为 36mm，单个锚栓承载力 147 kN。

IV. 确定各加劲板件的长度、宽度和厚度尺寸
加劲板件的强度及其与柱板件和柱脚底板的连接可近似的按照下列公式计算：

$$\tau_R=\frac{V_i}{h_{Ri}t_{Ri}}\le f_v$$ （1）

$$\tau_f=\frac{V_i}{2h_e l_w}\le f_f^W$$ （2）

其宽厚比不宜超过 $18\sqrt{\frac{235}{f_y}}$。

2 号类型加劲板件：
其所承受的作用剪力为 ：

$V_i=a_{Ri}l_{Ri}\sigma_c$ =（145/2+237/2）×155×2.60 = 77.0 kN　或者　$V_i=\overline{N}_{ta}$ =270

取两者之间的大值来确定板件高度。板件厚度按照宽厚比限值计算取厚度为 10mm。
按照下面的公式确定板件高度：

$$h_{Ri}\ge\frac{V_i}{t_{Ri}f_v}$$ =216mm

取板件高度为 350mm。

焊缝长度按照如下公式确定，取焊脚尺寸为 h_f=8mm：

$$l_w \geq \frac{V_i}{h_e f_f^w} = 301\text{mm}$$

所以板件与柱之间满焊，焊缝长度 350mm，计算长度 l_w=340mm<60h_f 满足构造要求。

3 号类型加劲板件：

与 2 号类型加劲板件的计算过程类似，所得结果与 2 号类型加劲板件的尺寸一致。

4 号类型加劲板件：

其所承受的作用剪力为 ：

$V_i = a_{Ri} l_{Ri} \sigma_c$ =237×242×2.60 = 149.0 kN

用来确定板件高度。板件厚度按照宽厚比限值计算取厚度为 14mm。

按照如下公式确定板件高度：

$$h_{Ri} \geq \frac{V_i}{t_{Ri} f_v} = 85\text{mm}$$

取板件高度为 350mm

焊缝长度按照下面的公式确定，取焊脚尺寸为 h_f=6mm：

$$l_w \geq \frac{V_i}{h_e f_f^w} = 259\text{mm}$$

所以板件与柱之间满焊，焊缝长度 350mm，计算长度 l_w=340mm<60h_f 满足构造要求。

四、设计实例三

1、设计资料

门式刚架车间柱网布置：长度 60m；柱距 6m；跨度 18m。檐口净高 9m；屋面坡度 1：10；屋面材料：夹心板；墙面材料：夹心板；有夹层，夹层标高 5m。楼面材料：采用压型钢板组合楼面，压型钢板型号 YX70-200-600，板厚为 0.8mm，楼面混凝土标号 C15；天沟：钢板天沟；基础混凝土标号为 C25，fc=12.5N/mm^2；材质选用：Q235-B f=215N/mm^2 fv=125 N/mm^2。

2、荷载信息

屋面恒载：0.2KN/m^2；屋面活载：0.5 KN/m^2 ；屋面雪载：0.2 KN/m^2；楼面恒载：3.0KN/m^2；楼面活载：2.5KN/m^2；风载：基本风压 W0=0.55 KN/m^2，地面粗糙度 B 类，风载体型系数如下图：

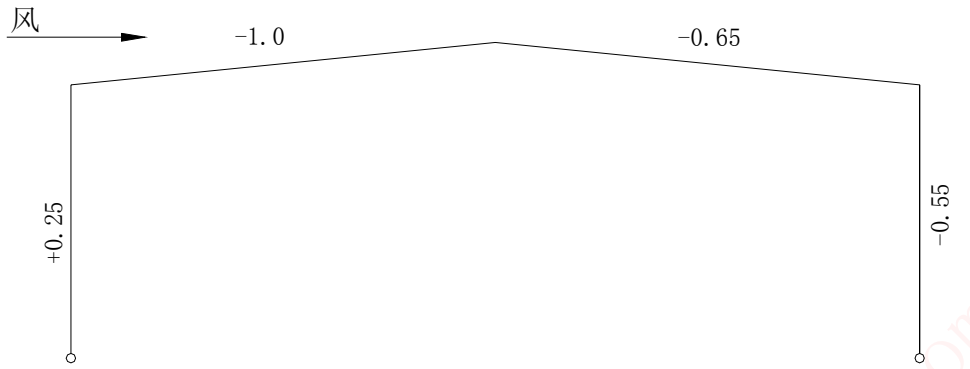


图 3-61 风载体型系数示意图

将楼面荷载转化为主梁上的线荷载，同时应考虑楼面活载的最不利位置。楼面主梁上的荷载为：恒荷载 18.0 KN/m^2，活荷载 15.0 KN/m^2。典型的楼面活载不利位置如图 3-62 所示：

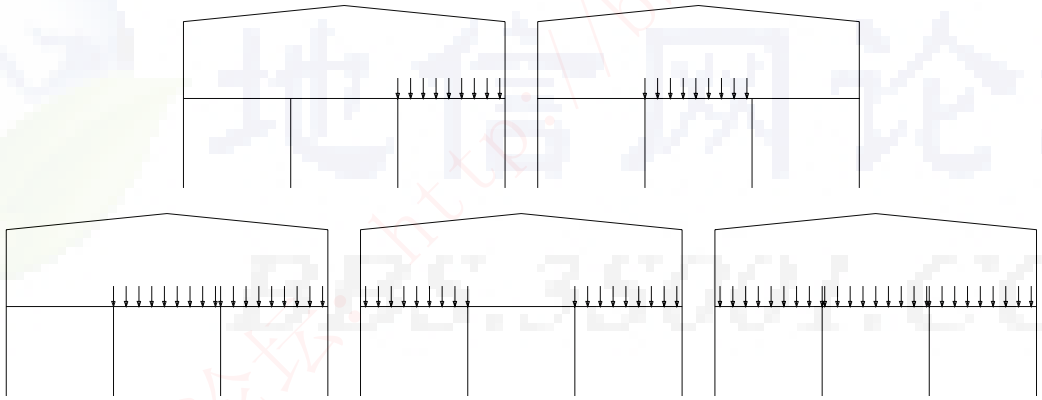


图 3-62 楼面活载不利位置示意图

3、荷载效应组合

（1）1.2 恒载 + 1.4 活载

（2）1.2 恒载 + 1.4 风载

（3）1.2 恒载 + 1.4 活载 + 1.4×0.6 风载

（4）1.2 恒载 + 1.4×0.7 活载 + 1.4 风载

4、内力计算

采用同济大学的 3D3S 钢结构辅助设计软件进行内力计算。

（1）计算模型简图：

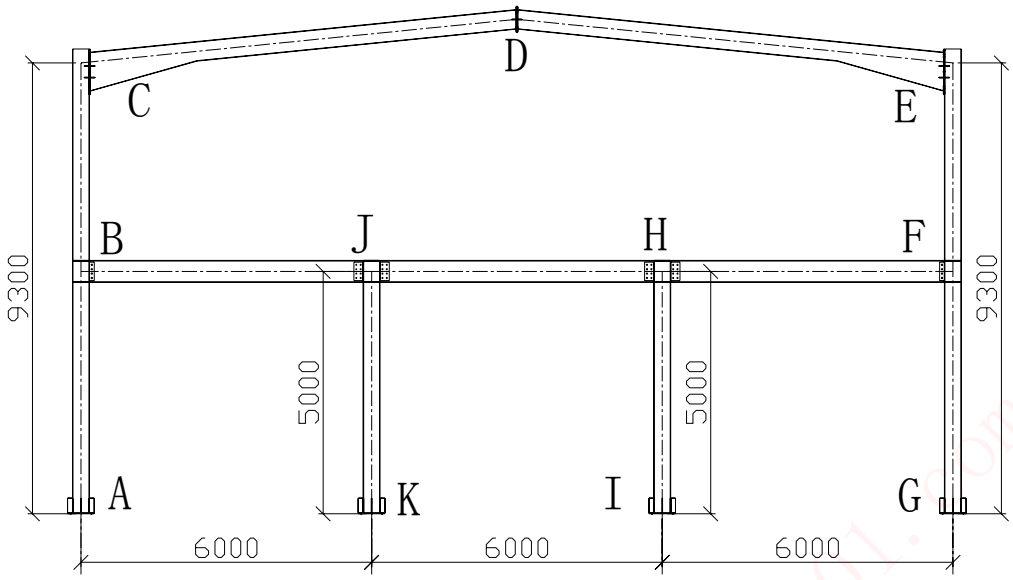


图 3-63 计算模型简图

（2）内力图形

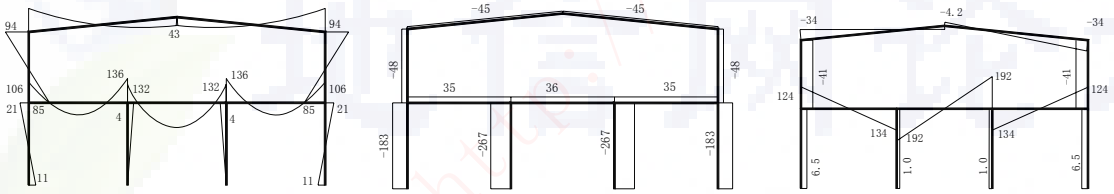


图 3-64 恒+活（活载满布）组合下的刚架内力图

各单元信息如下表：

表 3-8 单元信息表

单元号	截面名称	长度(mm)	面积(mm^2)	绕 2 轴惯性矩 ($x10^4mm^4$)	绕 3 轴惯性矩 ($x10^4mm^4$)
AB	350x200x8x10	5000	6640	1335	13959
BC	350x200x8x10	4300	6640	1335	13959
CD	L400x180x4x8	9045	4416	778	12953
DE	L400x180x4x8	9045	4416	778	12953
FG	350x200x8x10	5000	6640	1335	13959
EF	350x200x8x10	4300	6640	1335	13959
HI	350x200x8x10	5000	6640	1335	13959
JK	350x200x8x10	5000	6640	1335	13959
BJ	L450x200x8x10	6000	7440	1335	24664
JH	L450x200x8x10	6000	7440	1335	24664
HF	L450x200x8x10	6000	7440	1335	24664

取如下所示的一种较不利的荷载组合进行构件的验算：

1.2 恒载 + 1.4×1.0 活载 （活载满布）。

相应的构件内力如表 3-9 所示。

表 3-9 组合内力表

单元号	小节点轴力 N(kN)	小节点剪力 Q2(kN)	小节点弯距 M(kN.m)	大节点轴力 N(kN)	大节点剪力 Q2(kN)	大节点弯距 M(kN.m)
AB	-183.177	6.501	11.318	-172.911	-6.501	21.190
BC	-47.998	41.869	85.149	-39.171	-41.869	94.890
CD	-45.559	-34.810	-94.890	-41.661	-4.166	-43.696
DE	-41.661	-4.166	43.696	-45.559	-34.810	94.890
FG	-183.176	6.501	11.318	-172.911	-6.501	21.190
EF	-39.171	-41.869	-94.890	-47.998	41.869	-85.149
HI	-264.668	-0.953	-3.342	-267.733	0.953	-1.425
JK	-264.668	0.953	3.342	-267.733	-0.953	1.425
BJ	35.367	124.913	106.339	35.367	134.807	-136.024
JH	36.321	129.860	132.682	36.321	129.860	-132.682
HF	35.367	124.913	106.339	35.367	134.807	-136.024

5、构件验算

构件验算与实例一相似，可以参照实例一的相应步骤进行，在此不再赘述。

6、节点连接计算

梁柱节点连接以及梁的对接节点的计算与实例一相似。

（1）楼面梁与中柱的连接节点计算：

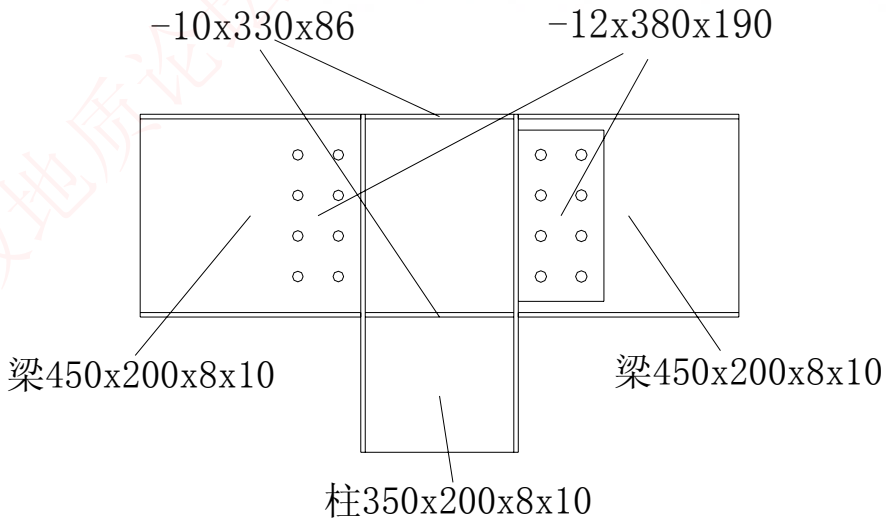


图 3-65 楼面梁与中柱连接节点示意图

节点处组合内力值：M=136.02 kN.m，Q=134.80 kN，N=35.37 kN。

考虑剪力全部由腹板及其连接来传递，采用摩擦型 8.8 级 M24 高强螺栓。弯矩按照梁截面

上腹板与翼缘的刚度比例分配，则翼缘承受的弯矩 M_f 和腹板承受的弯矩 M_w 按以下方法计算：

梁截面绕强轴的惯性矩= 246.6×10^6 mm^4，腹板绕强轴的惯性矩 Iwx= $53.0\times10^6 mm^4$。

M_w =（Iwx/ Ix）×M =29.23 kN.m

M_f = M —M_w =106.79 kN.m

1）螺栓计算

连接处构件表面采用喷砂处理，则每个螺栓抗剪承载力为：

$$N_V^b = 0.9 n_f \mu P = 0.9\times1\times0.45\times155000=62.78KN$$

采用 8 个 M24 高强螺栓，螺栓群布置如图 3-66 所示：

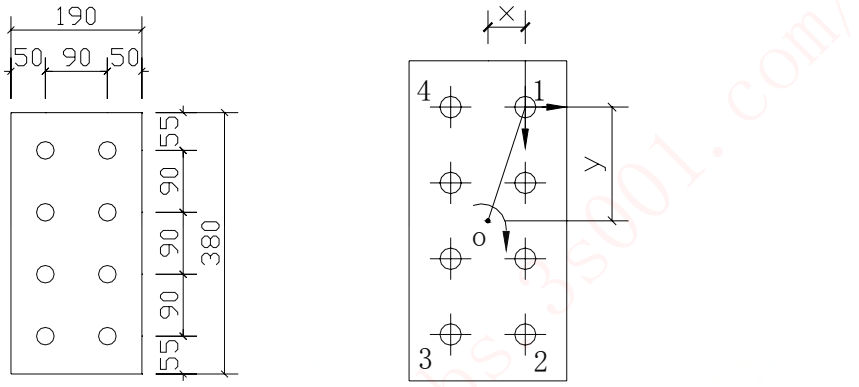


图 3-66 螺栓群布置示意图

则在剪力和弯矩同时作用下，螺栓群内单个螺栓所承受的最大剪力由两部分组成：

$$V_x^N = \frac{N}{n} = N/8 = 4.42 \text{ kN}$$

$$V_y^Q = \frac{Q}{n} = Q/8 = 16.85 \text{ kN}$$

$$V_x^M = \frac{M_w \times y_1}{\sum\left(x_i^2 + y_i^2\right)} = 40.60 \text{ kN}$$

$$V_y^M = \frac{M_w \times x_1}{\sum\left(x_i^2 + y_i^2\right)} = 13.53 \text{ kN}$$

由图 3-66 可以看出螺栓 1 的受力最大，其合力为：

$$V^{M\cdot Q\cdot N} = \sqrt{\left(V_x^N + V_x^M\right)^2 + \left(V_y^Q + V_y^M\right)^2} = 54.26 \text{ kN} < N_V^b = 62.78 \text{kN}$$

螺栓连接满足要求。

2）连接板与柱子的焊缝计算

连接板与柱子之间采用两条角焊缝进行连接，取焊脚尺寸为 6mm，焊缝长度为 380mm。焊缝在弯矩、剪力、轴力作用下的应力分别为：

$$\sigma_{fx}^M = \frac{6M_w}{2h_e l_w^2} = 152.51 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{fx}^N = \frac{N}{2h_e l_w} = 11.39 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_f^V = \frac{V}{2h_e l_w} = 43.37\ \text{N/mm}^2$$

将以上三个应力值代入下式，得：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{fx}^M + \sigma_{fx}^N}{\beta_f}\right)^2 + \left(\tau_f^V\right)^2} = 141.17\ \text{N/mm}^2 < f_f^w = 160\ \text{N/mm}^2$$

连接板焊缝满足要求。

3）梁柱连接处的焊缝计算

翼缘采用四条角焊缝与柱子相连，取焊脚尺寸为 10mm，焊缝长度为 200mm，则翼缘焊缝所能承受的弯矩为：

$$M_f^k = \left(2l_w \times h_e \times f_f^w\right) \times h_w = 183.0\ \text{kN.m} > M_f = 106.79\ \text{kN.m}$$

翼缘焊缝强度满足要求。

（2）楼面主次梁连接节点的计算

主次梁之间的连接做成铰接，次梁间距为 2m，取次梁截面为 L250x180x6x8。

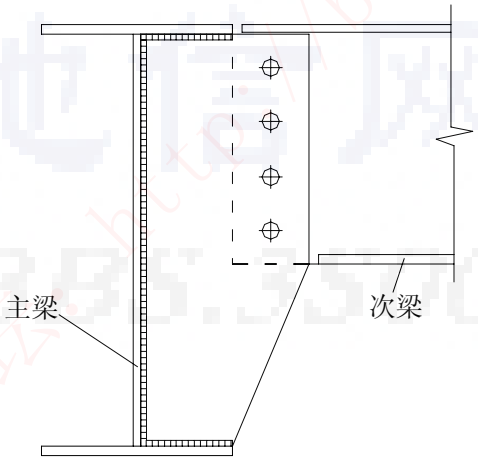


图 3-37 楼面主梁与次梁连接节点示意图

节点处组合内力值：M= 0.00 kN.m，Q= 52.60 kN，N= 0.00 kN。

考虑剪力全部由腹板及其连接来传递，采用摩擦型 8.8 级 M16 高强螺栓；连接板的长度和宽度按照螺栓连接的构造要求确定，连接板的厚度取 10mm。

1）连接板上的螺栓群计算

连接处构件表面采用喷砂处理，则每个螺栓抗剪承载力为：

$$N_V^b = 0.9 n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.45 \times 70000 = 28.35\ \text{KN},$$

采用 4 个 M16 高强螺栓，螺栓群布置如图 3-37 所示。则在剪力作用下，螺栓群内单个螺栓所承受的剪力为：

$$V_y^Q = \frac{Q}{n} = Q/4 = 13.15\ \text{KN} < N_V^b = 28.35\ \text{KN}$$

螺栓连接满足要求。

2） 连接板与主梁间焊缝的计算

连接板与主梁之间的连接焊缝采用双面直角角焊缝，取焊脚尺寸为 8mm，焊缝计算长度 l_w 通常仅考虑主梁腹板部分有效。作用在焊缝上的作用力，除了次梁端部的剪力外，还应考虑由于偏心所产生的附加弯矩的影响。偏心距为 e=136mm，偏心弯矩 $M_e = V \cdot e$ = 7.15 kN.m。

焊缝在剪力和弯矩共同作用下的应力为：

$$\tau_V = \frac{V}{2 h_e l_w} = 11.18 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_M = \frac{M_e}{W_w} = 7.15\times 10^6/235200=30.40 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{fs} = \sqrt{(\tau_V)^2 + (\sigma_M)^2} = 32.39 \text{ N/mm}^2 < f_f^w = 160 \text{ N/mm}^2$$

焊缝强度满足要求。

7、压型钢板组合楼面的计算

考虑压型钢板作为组合板，即压型钢板既作为模板，又作为楼板底面受拉配筋，待混凝土达到强度后组合受力。选定压型钢板型号为 YX70-200-600，板厚为 0.8mm，如图 3-38 所示：

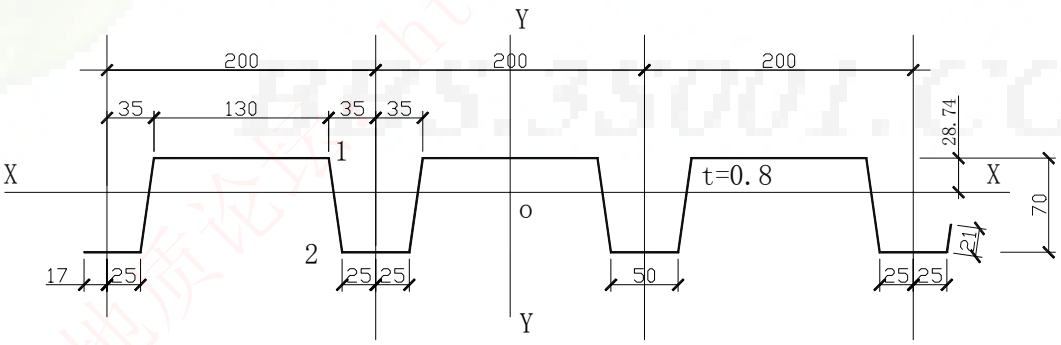


图 3-38 YX70-200-600 压型钢板截面示意图

压型钢板腹板与水平面的夹角为：$\theta = arc\cot\left(\frac{35-25}{70}\right) = 81.87^\circ$，腹板宽度 $b_w = (h-1.6)/\sin\theta$ =69.1 mm。计算得到的压型钢板截面特性如下表所示（忽略圆角影响）：

表 3-10 截面特性计算表

板件类别	板件宽度 bi（mm）	至上边缘距离 yi （mm）	bi×yi （mm^2）	$bi\times y_i^2$（$\times10^3$）（mm^3）	$I_0=\frac{bh^2}{12}$（$\times10^3$）（mm^3）
上翼缘	130×3=390	0.4	156	0.06	————
下翼缘	50×3+42=192	69.6	13363	930.1	————
腹板	69.1×6=414.6	35	14511	507.9	169.30
下折板	(21-0.8)×1=20	59.6	1192	71.0	0.67
$\sum$	1016.6	————	29222	1509.1	169.97

压型钢板重心至上翼缘顶端的距离为 y_0 ：

$$y_0=\frac{\sum b_i\cdot y_i}{\sum b_i}=29222/1016.6=28.74\ \text{mm}$$

一块压型钢板的惯性矩为：

$$I_x^{'}=\left(\sum b\cdot y_i^2+\sum I_0-y_0^2\cdot\sum b\right)\cdot t$$

=（1509.1+169.97 —（28.74）^{2}×1.0166）×10^3×0.8

=671.5×10^3 mm^4

单位宽度(1m) 压型钢板的惯性矩为：

Ix=671.5×10^3/0.6= 1.12×10^6 mm^4

单位宽度(1m) 压型钢板的截面模量为：

$$W_{x\max}=W_{x1}=\frac{I_x}{y_0}=1.12\times10^6/28.74=39.0\times10^3\ mm^3$$

$$W_{x\min}=W_{x2}=\frac{I_x}{(h-y_0)}=1.12\times10^6/(70—28.74)=27.1\times10^3\ mm^3$$

组合楼板的设计包括以下两个方面的验算：

（1）施工阶段验算

施工阶段，恒载标准值取 3.0 kN/m^2，活载标准值取 1.0 kN/m^2。按照简支梁进行抗弯验算，则简支梁上的线荷载设计值为 q=5 kN/m。跨中最大弯矩 M=0.125qL^2 =2.5 kN.m，支座处最大剪力 Q=5 kN。

1）抗弯验算

跨中弯矩产生的压型钢板上、下边缘（如图 3.38 所示）处的弯曲正应力为：

$$\sigma_1=\frac{M}{W_{x1}}=64.1\ \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_2=\frac{M}{W_{x2}}=—\ 92.3\ \text{N/mm}^2$$

根据《冷弯薄壁型钢结构技术规范》（GB50018-2002）第 5.6.1 条的规定确定有效宽厚比，得到有效截面特性：W_{ef1} = 33.3 ×10^3 mm^3 ,W_{ef2} = 23.2 ×10^3 mm^3,则：

$$\sigma_1^{'} = \frac{M}{W_{ef1}} = 75.1\ \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_2^{''} = \frac{M}{W_{ef2}} = — \ 107.9\ \text{N/mm}^2$$

因为 $\frac{\sigma_1^{'} - \sigma_1}{\sigma_1}$ = （75.1—64.1）/64.1=17%，大于 5%的精度要求，需进行迭代计算，以满足精度要求。再次进行计算得到：

$$\sigma_1^{''} = 75.1\ \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_2^{''} = — \ 107.9\ \text{N/mm}^2$$

满足精度要求，无须继续迭代计算。

弯矩作用下最大弯曲应力 $|\sigma_{max}|$ = 107.9 N/mm^2<f=205 N/mm^2

2）腹板剪应力验算

压型钢板所承受的最大剪力为 V_{max} = 5kN，$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{\sum b_w \cdot t \cdot \sin\theta}$ =15.2 N/mm^2。腹板宽厚比 $\frac{b_w}{t}$ =69.1/0.8=86.4<100，根据薄壁型钢规范的第（7.1.6）条公式可知其容许剪应力为：

$$\tau_{cr} = \frac{8550}{(b_w / t)} = 98.9\ \text{N/mm}^2$$

显然，τ_{max} =15.2 N/mm^2< τ_{cr} =98.9 N/mm^2，τ_{max} =15.2 N/mm^2< f_v =120 N/mm^2。

3）挠度验算

跨中最大挠度为 $v_{max} = \frac{5ql^4}{384\ EI_x}$ = 4.5mm<L/200=10mm，挠度满足要求。

（2）使用阶段验算

使用阶段，恒载标准值取 3.0 kN/m^2，活载标准值取 2.5 kN/m^2。按照简支梁进行抗弯验算，则简支梁上的线荷载设计值为 q=7.1 kN/m。

跨中最大弯矩 M’=0.125 qL^2 =3.55 kN.m/m。取 B=200mm，则 M=3.55*200/1000=0.71 kN.m，支座处最大剪力 Q’=7.1 kN，取宽度 B 计算时，则 Q=1.42 kN。

1）抗弯验算

组合楼板抗弯强度按塑性设计法进行计算。假定截面受拉区及受压区的应力均达到强度设计值，考虑到作为受拉区的压型钢板没有保护层以及中和轴附近材料强度发挥不充分等原因，压型钢板钢材强度设计值 f 乘以折减系数 0.9，混凝土弯曲抗压强度设计值 f_{cm} 乘以折减系数 0.8。

$$A_s f = 255 \times 205 \times 0.9 = 47.05\ \text{kN}$$

$$bh_c f_{cm} = 200 \times 50 \times 11 \times 0.8 = 88.0\ \text{kN}$$

由于 $A_s f < bh_c f_{cm}$ ，则塑性中和轴在压型钢板上翼缘以上的混凝土内。抗弯强度计算如下：

组合板受压区高度：

$$x = \frac{A_s f}{bf_{cm}} = 47050/（200\times 11\times 0.8）= 26.7 \text{ mm}$$

拉应力合力至压应力合力的距离为：

$$y = h_0 - \frac{x}{2} = 50+28.74—26.7 / 2 = 65.4 \text{ mm}$$

组合板的抗弯强度为：

$$M = xbyf_{cm} = 26.7\times 200\times 65.4\times 11\times 0.8 = 3.07 \text{ kN.m} > 0.71 \text{ kN.m}$$

2）纵向受剪承载力验算

组合楼板受剪承载力按如下公式计算 ：

$$V_u = 78.1 - 0.098 \cdot l_v + 0.0036 \cdot w_r h_0 + 38.6 \cdot t$$

$$= 78.1—0.098\times 500 + 0.0036\times 60\times 78.74 + 38.6\times 0.8$$

$$= 62.14 \text{ kN / m}$$

宽度 b 内的承载力为：

$$V = 62.14\times 200 / 1000 = 12.43 \text{ kN} > 1.42 \text{ kN}$$

3）斜截面承载力验算

$$V_v = 0.07 bh_0 f_c = 0.07\times 200\times 78.74\times 10 = 11.0 \text{ kN} > 1.42 \text{ kN}$$

3） 挠度验算和最大裂缝宽度验算

应按照《钢筋混凝土结构设计规范》的要求进行，在此不再详述。

第四章 次结构及其连接构造

檩条、墙檩和檐口檩条构成轻型钢结构建筑的次结构系统。一方面，它们可以支承屋面板和墙面板，将外部荷载传递给主结构；另一方面，它们可以抵抗作用在结构上的部分纵向荷载，比如纵向的风荷载，地震作用等；此外，它们也作为主结构的受压翼缘支撑而成为结构纵向支撑体系的一部分。檩条是构成屋面水平支撑系统的主要部分；墙檩则是墙面支撑系统中的重要构件；檐口檩条位于侧墙和屋面的接口处，对屋面和墙面都起到支撑的作用。

除柱距较大的结构需采用热轧工字钢外，轻型门式刚架的檩条，墙檩以及檐口檩条一般都采用带卷边的槽形和 Z 形（斜卷边或直卷边）截面的冷弯薄壁型钢，如图 4-1 所示。

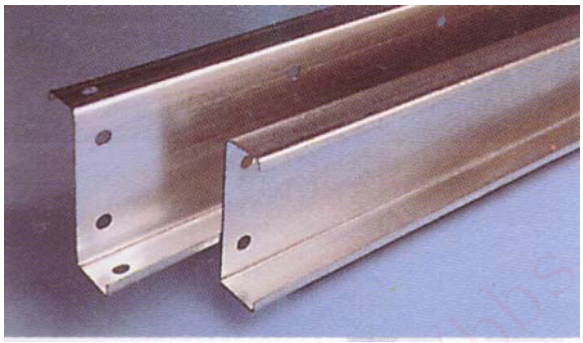


图 4-1 典型的冷弯薄壁型钢构件

第一节 冷弯薄壁型钢的一般特点

冷弯薄壁型钢构件用相对较少的材料承受较大的外荷载，不是单纯用增大截面面积，而是通过改变截面形状的方法获得。根据测算，同样截面积的冷弯薄壁型钢与热轧型钢相比，回转半径可增大 80%，惯性矩和面积矩可增大 50-180%。所以，冷弯薄壁型钢抗压和抗弯性能好，整体刚度大。

由于冷弯薄壁型钢在室温下成型，材料将产生冷弯效应。所谓冷弯效应，是指冷加工使材料达到塑性变形，材料结构发生变化，产生应变硬化和应变时效，使截面弯角部分材料强度提高，塑性降低。影响材料冷弯效应的因素有钢材极限强度和屈服强度的比值；弯角半径和板厚的比值；冷加工的成型方式、次数、受力性质等。考虑材料的冷弯效应，一般可以提高设计强度 10-15%，但是一般只在构件全截面有效时才在计算中考虑设计强度的提高，否则可以将冷弯效应作为设计中的强度储备。

图 4-2 解释了冷弯效应构件强度提高的原因。A 曲线是钢材未冷加工的标准的应力-应变曲线；钢材冷加工超过材料屈服强度达到塑性段，之后沿 B 直线卸载，这是应变硬化的过程；加载的 C 曲线沿 B 直线，直线段高于 A 曲线的屈服平台，甚至由于应变时效的作用，C-D 曲线的屈服平台还高于 B 直线的卸载点。可以看出冷弯效应提高了钢材的屈服强度，但塑性降低了。

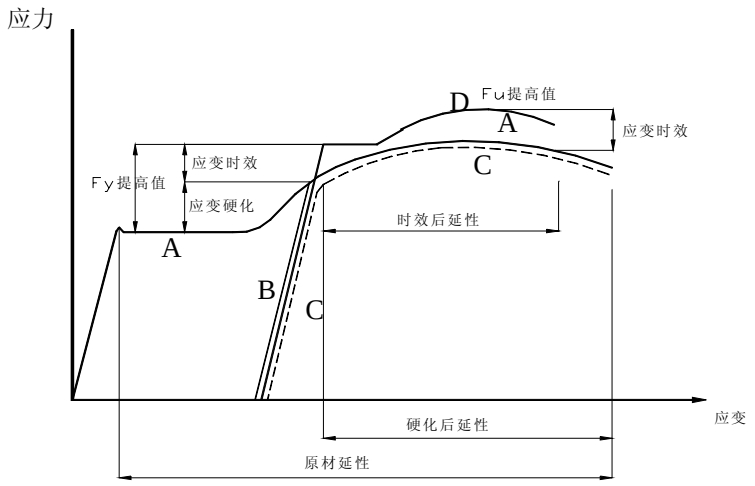


图 4-2 冷弯效应

冷弯薄壁型钢构件板件宽而薄，在压应力作用下，截面板件容易产生凸曲变形，发生局部失稳。但是板件在局部失稳后并不立即丧失承载能力，而是仍能承担一定的荷载增量直至构件整体失效，这个过程称为屈曲后强度的利用。可以采用有效宽度法或有效截面法概念利用板件或截面的屈曲后强度。

冷弯薄壁型钢由于自由扭转刚度小，而且大多数截面剪心和形心不重合，因此构件中存在弯曲和扭转的共同作用。弯扭屈曲是其常见的破坏形式，必须在设计中加以防止。除了采用更好的截面形式（双轴对称，闭合构件）外，常见的构造措施有增加支座和跨中处的侧向支承，比如端加劲肋，檩托，撑杆等。

第二节 有效宽度法的基本概念

一、有效宽度的概念

设计冷弯薄壁型钢构件允许考虑构件的屈曲后强度，不同边缘支承的板件屈曲应力和屈曲后性能不同，截面内板件的分类一般如下所示（见图 4-3）：

(1)加劲板件，也称两边支承板件，比如 C 型、Z 型构件的腹板；

(2)未加劲板件，即一边支承，一边自由板件，比如无卷边的 C 型构件的翼缘；

(3)部分加劲板件，包括边缘加劲板件和中间加劲板件。边缘加劲板件是指一边支承，一边带卷边的板件，比如，卷边 C 型、Z 型构件的翼缘部分；中间加劲板件是指两边支承且带中间加劲肋的板件，比如许多压型钢板。

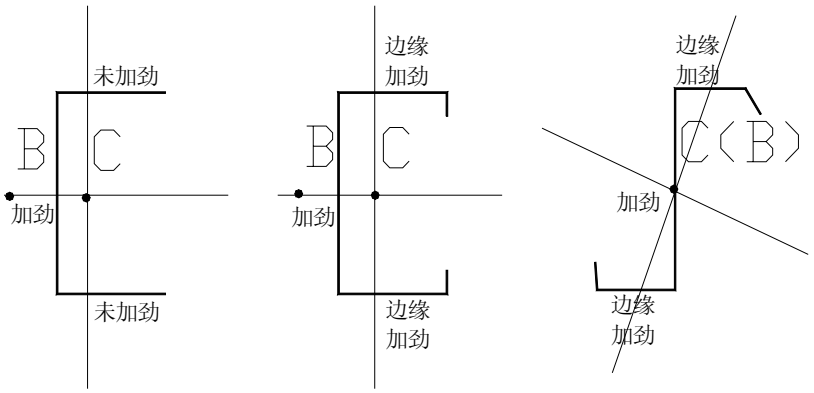
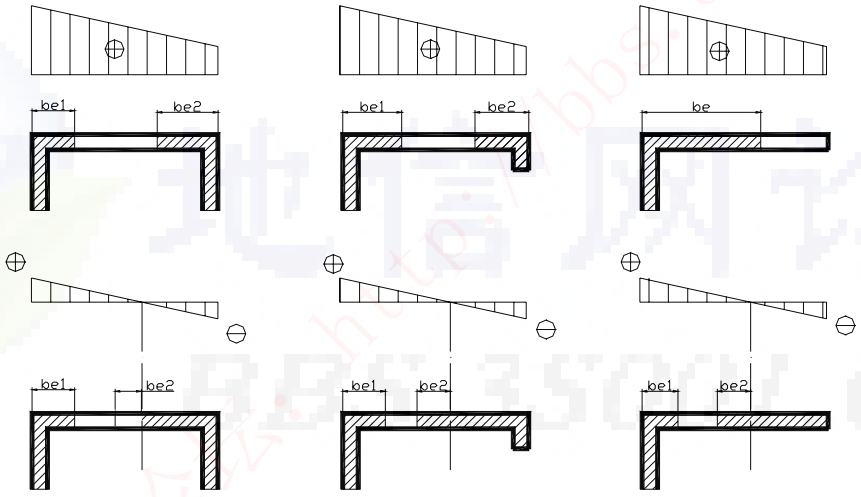


图 4-3 截面板件的分类

有效宽度得到后还需要定义有效宽度的分布。对于均匀受压板件，有效宽度对称分布在加劲板件的两侧，靠加劲边分布在非加劲板件的一侧，根据卷边加劲刚度按比例分布在边缘加劲板件两侧；对于非均匀受压板件，受拉区全截面有效，受压区根据应力分布按比例分布在板件受压区两边。图 4-4 给出了分布示意。



a) 加劲板件　　b)部分加劲板件　　c)非加劲板件

图 4-4 各种类型板件的有效宽度分布

二、有效宽度计算

现行规范对各类板件的有效宽度定义了一套统一的公式，如下所示：

$$\frac{b}{t} \le 18\alpha\rho \qquad \frac{b_e}{t} = \frac{b_c}{t} \tag{4-1}$$

$$18\alpha\rho < \frac{b}{t} < 38\alpha\rho \qquad \frac{b_e}{t} = \left(\sqrt{\frac{21.8\alpha\rho}{\frac{b}{t}}} - 0.1 \right) \frac{b_c}{t} \tag{4-2}$$

$$\frac{b}{t}\geq 38\alpha\rho \qquad \frac{b_e}{t}=\frac{25\alpha\rho}{\frac{b}{t}}\bullet\frac{b_c}{t} \tag{4-3}$$

上式中，b 代表板件宽度；t 为板件厚度；b_e 为板件有效宽度；α 为计算系数，按式（4-4）取值：

$$\alpha=1.15-0.15\psi \quad 且\alpha\geq 1.15 \tag{4-4}$$

这里，ψ 表示压应力分布不均匀系数，$\psi=\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$；$\sigma_{max}$ 和 σ_{min} 分别为受压板件边缘最大压应力和另一边缘的应力，以受压为正受拉为负。

式（4-1）—（4-3）中，b_c 为板件受压区宽度，按下式取用：

$$\begin{aligned}&\psi\geqslant 0，\ b_c=b；\\&\psi<0，\ b_c=b/(1-\psi)；\end{aligned} \tag{4-5}$$

式（4-1）—（4-3）中的 ρ 为计算系数，

$$\rho=\sqrt{\frac{205k_1k}{\sigma_1}}， \tag{4-6}$$

上式中，σ_1 为板件最大设计应力，根据下述情况取用：

（1）轴心受压构件：因为轴心受压构件截面上承受的最大压应力是由压杆整体稳定控制的，所以根据构件毛截面的最大长细比求得的稳定系数 ϕ，$\sigma_1=\phi f$；

（2）压弯构件：由内力 M、N 按毛截面计算的边缘应力 σ_1，σ_2 及不均匀系数 ψ。令 $\sigma_1=f$，计算出 $\sigma_2=\psi f$；

（3）拉弯构件和受弯构件：由内力 M，N 按毛截面计算的最大压应力 σ_1 及不均匀系数 ψ。

（4）板件受拉部分全部有效。

式（4-6）中 k 为单板受压屈曲系数，按以下情况取用：

（1）加劲板件：

$$1\geq\psi\geq 0 \qquad k=7.8-8.15\psi+4.35\psi^2 \tag{4-7}$$

$$0\geq\psi\geq -1 \qquad k=7.8-6.29\psi+9.78\psi^2 \tag{4-8}$$

（2）部分加劲板件

1）最大压应力在支承边（图 4-5 中情况①）

$$\psi\geq -1 \qquad k=5.89-11.59\psi+6.68\psi^2 \tag{4-9}$$

2）最大压应力在加劲边（图 4-5 中情况②）

$$\psi\geq -1 \qquad k=11.5-0.22\psi+0.045\psi^2 \tag{4-10}$$

（3）非加劲板件

1）最大压应力在支承边（图 4-5 中情况③）

$$1\geq\psi>0 \qquad k=1.70-3.025\psi+1.75\psi^2 \tag{4-11}$$

$$0 \geq \psi \geq -0.4 \quad k = 1.70 - 1.75\psi + 55\psi^2 \tag{4-12}$$

$$-0.4 \geq \psi \geq -1 \quad k = 6.07 - 9.51\psi + 8.33\psi^2 \tag{4-13}$$

2）最大压应力在自由边（图 4-5 中情况④）

$$\psi \geq -1 \qquad k = 6.07 - 9.51\psi + 8.33\psi^2 \tag{4-14}$$

当 ψ<-1 时取 ψ＝−1。

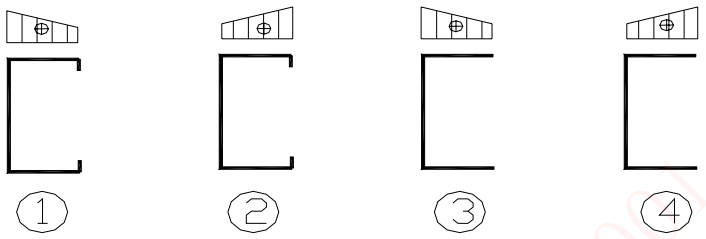


图 4-5 部分加劲板件和非加劲板件的应力分布示意

式（4-6）中 k_1 为受压板件的板组约束系数。对于图 4-6 中的卷边槽钢截面，板件 b_1 和 b_2 若考虑板组相关约束影响，其条件是相邻两板件临界应力必须相等，即 $\sigma_{cr1} = \sigma_{cr2} \Rightarrow k_1\left(\frac{t}{b_1}\right)^2 = k_2\left(\frac{t}{b_2}\right)^2 \Rightarrow k_1 = k_2\left(\frac{b_1}{b_2}\right)^2$。

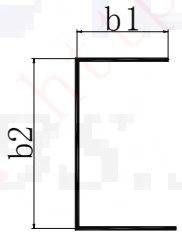


图 4-6 板组相互作用

令：$k_1 = \eta_1 k_{b1}$，$k_2 = \eta_2 k_{b2}$，其中，η_1、η_2 分别为板 b_1、b_2 的约束系数；k_{b1}、k_{b2} 分别为板 b_1、b_2 单板的屈曲系数。于是，$\eta_1 k_{b1} = \eta_2 k_{b2}(b_1/b_2)^2 \Rightarrow \frac{\eta_1}{\eta_2} = \frac{k_{b2}}{k_{b1}}\left(\frac{b_1}{b_2}\right)^2$。令 $\xi^2 = \frac{\eta_1}{\eta_2} \Rightarrow \xi = \sqrt{\frac{k_{b2}}{k_{b1}}}\left(\frac{b_1}{b_2}\right)$。

根据以上说明，现行规范规定：

$$\xi \leq 1.1 \qquad k_1 = \frac{1}{\sqrt{\xi}} \tag{4-15}$$

$$\xi > 1.1 \qquad \psi_1 = 1.11 + \frac{(\xi - 0.02)^2}{0.08} \qquad (4\text{-}16)$$

$$\xi = \frac{c}{b}\sqrt{\frac{k}{k_c}} \qquad (4\text{-}17)$$

上式中，c 为计算板件相邻的板件宽度；k、k_c 分别为计算板件及相邻板件为单板时的屈曲系数，对加劲板 $k_1 \leqslant 1.7$；对部分加劲板，$k_1 \leqslant 24$；对非加劲板 $k_1 \leqslant 3$。

有了构件的有效宽度，还必须知道有效宽度的分布，图 4-4 中的有效宽度分布按以下公式计算。

对加劲板件：

$$\psi \geq 0 \qquad b_{e1} = \frac{2b_e}{5-\psi} \quad b_{e2} = b_e - b_{e1} \qquad (4\text{-}18)$$

$$\psi < 0 \qquad b_{e1} = 0.4b_e \quad b_{e2} = 0.6b_e \qquad (4\text{-}19)$$

对非加劲板件和部分加劲板件：

$$b_{e1} = 0.4b_e \quad b_{e2} = 0.6b_e \qquad (4\text{-}20)$$

第三节 屋面檩条的构造和计算

一、布置和构造

轻型门式刚架的檩条构件可以采用C型冷弯卷边槽钢和Z型带斜卷边或直卷边的冷弯薄壁型钢。构件的高度一般为 140-250mm，厚度 1.4-2.5mm。冷弯薄壁型钢构件一般采用 Q235 或 Q345，大多数檩条表面涂层采用防锈底漆，也有采用镀铝或镀锌的防腐措施。

1、檩条间距和跨度的布置

檩条的设计首先应考虑天窗、通风屋脊、采光带、屋面材料、及檩条供货规格的影响，以确定檩条间距，并根据主刚架的间距确定檩条的跨度。确定最优的檩条跨度和间距是一个复杂的问题。随着跨度的增大，主刚架及檩条的用量势必加大。但主刚架榀数的减少可以降低用钢量，檩条间距的加大也可以减少檩条的用量。厚度更大的檩条也可以降低单位用钢量的价格。但是檩条跨度的加大，支撑用量也相应增多。所有这些因素需要综合考虑。我国这方面内容的研究相对较少，英国对 90 米长的建筑作过系统的研究，结果显示，对于跨度超过 20 米的框架，7.5 米的框架间距是最优的；对于跨度小于 20 米的框架，4.5 米的框架是最优的。这个结果在我国只能参考使用。附表 4-1～4-12 给出了根据 3D3S 软件计算得到的门式刚架中各种柱距、檩条间距、檩条截面和檩条用钢量的相互关系，可供读者在实际工程设计中参考采用。

2、简支檩条和连续檩条的构造

檩条构件可以设计为简支构件，也可以设计为连续构件。有关简支檩条和连续檩条的计算及构造比较详见第 5 节。简支檩条和连续檩条一般通过搭接方式的不同来实现。简支檩条不需要搭接长度，图 4-7 是 Z 型檩条的简支搭接方式，其搭接长度很小，对于 C 型檩条可以

分别连接在檩托上。采用连续构件可以承受更大的荷载和变形，因此比较经济。檩条的连续化构造也比较简单，可以通过搭接和拧紧来实现。带斜卷边的 Z 型檩条可采用叠置搭接，卷边槽型檩条可采用不同型号的卷边槽型冷弯型钢套来搭接，图 4-8 显示了连续檩条的搭接方法。注意在端跨檩条的搭接与中间跨的搭接稍有不同，主要是因为端跨框架要跟山墙墙架连接。设计成连续构件的檩条搭接长度有一定的要求，连续檩条的工作性能是通过耗费构件的搭接长度来获得的，所以连续檩条一般跨度大于 6 米，否则并不一定能达到经济的目的。

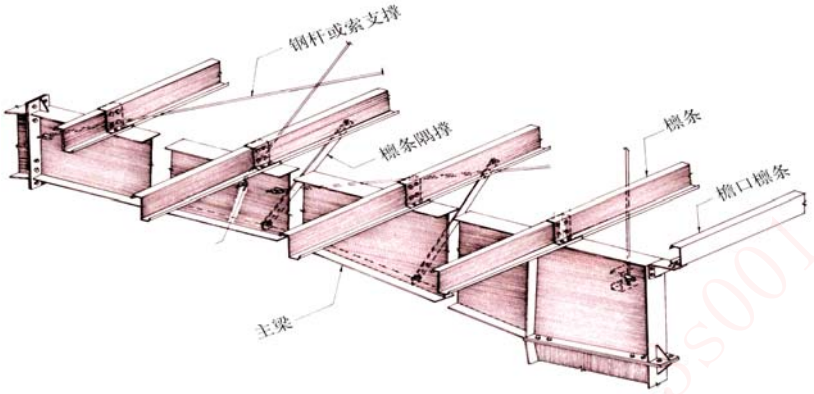


图 4-7 檩条布置（中间跨，简支搭接方式）

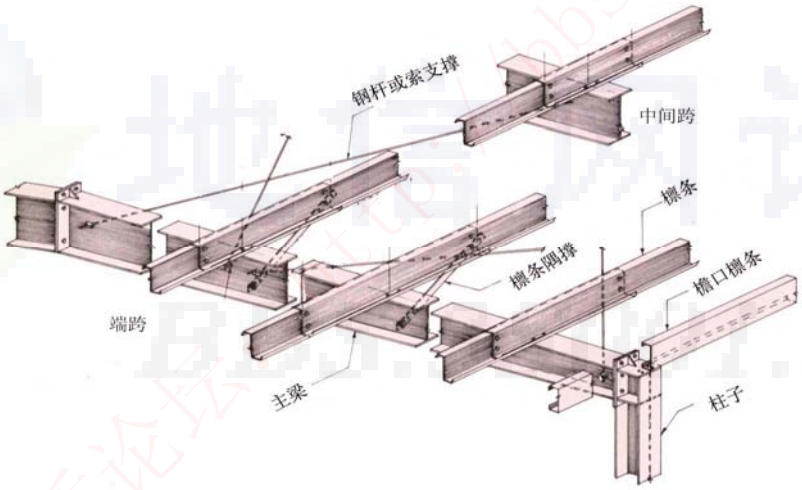


图 4-8 檩条布置（连续檩条，连续搭接）

3、侧向支撑的设置

如前所述，外荷载作用下檩条同时产生弯曲和扭转的共同作用。冷弯薄壁型钢本身板件宽厚比大，抗扭刚度不足；荷载通常位于上翼缘的中心，荷载中心线与剪力中心相距较大；因为坡屋面的影响，檩条腹板倾斜，扭转问题将更加突出。所有这些说明，侧向支撑是保证冷弯薄壁型钢檩条稳定性的重要保障。

（1）、屋面板的支撑作用

首先，可以将屋面视为一大构件，承受平行于屋面方向的荷载（如风、地震作用等），称之为屋面的蒙皮效应。考虑蒙皮效应的屋面板必须具有合适的板型，厚度及连接性能，主要是一些用自攻螺丝连接的屋面板，可以作为檩条的侧向支撑，使檩条的稳定性大大提高。扣合式或咬合式的屋面板不能对檩条提供很好的侧向支撑。

（2）、拉条和支撑

提高檩条稳定性的重要构造措施是采用拉条或撑杆从檐口一端通长连接到另一端，连接

每一根檩条。檩条的侧向支撑不宜太少，根据檩条跨度的不同，可以在檩条中央设一道或者在檩条中央及四等分点处各设一道共三道拉条。一般情况下檩条上翼缘受压，所以拉条设置在檩条上翼缘 1/3 高的腹板范围内。

由于需要考虑檩条在风吸力作用下的翼缘受压，需要把拉条设置在下翼缘附近。考虑到蒙皮效应，可以考虑上翼缘的侧向稳定性由自攻螺丝连接的屋面板提供，而只在下翼缘附近设置拉条；但对于非自攻螺丝连接的屋面板，则需要在檩条上下翼缘附近设置双拉条。对于带卷边的 C 型截面檩条，因在风吸力作用下自由翼缘将向屋脊变形，因此宜采用角钢截面或方管截面作撑杆。研究表明，风吸力引起侧向无支撑檩条和墙梁内翼缘失稳，是造成檩条和墙梁破坏的主要原因。所以，设置合理的支撑布置形式是非常重要的。

采用拉条应在檐口处设置斜拉条，牢固地与檐口檩条在刚架处的节点连接。图 4-9(a)给出了一般结构拉条设置的方法。屋脊处的支撑起着将两侧的支撑联系起来的作用，以防止所有檩条向一个方向失稳，所以屋脊连接处多采用比较牢固的连接。图 4-9(b)给出了采用槽钢支撑的屋脊连接。

（3）檩托

在简支檩条的端部或连续檩条的搭接处，考虑设置檩托是比较妥善的防止檩条在支座处倾覆或扭转的方法。檩托常采用角钢，高度达到檩条高度的 3/4，且与檩条以螺栓连接。图 4-9(c)示意了檩托的设置方法。檩条构件之所以要离开主梁一段距离，主要是防止薄壁型钢构件在支座处的腹板压曲，如图中虚线所示。？？？？？？？？？？？？？？？？？？？？

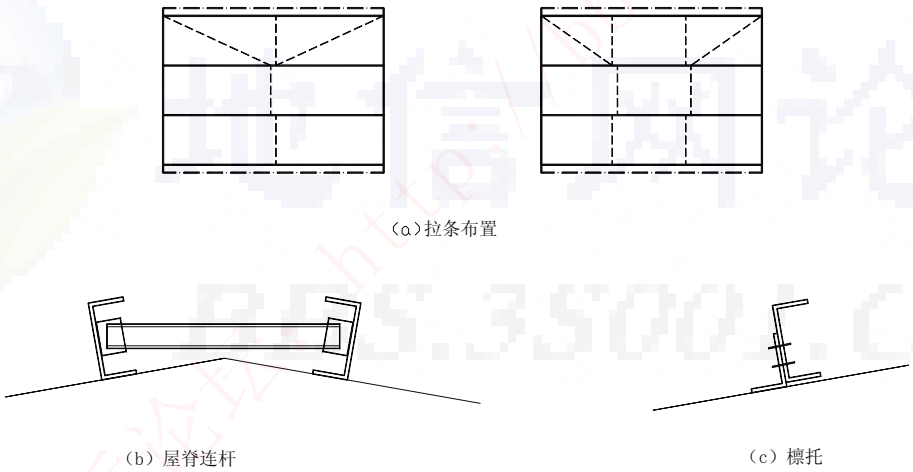


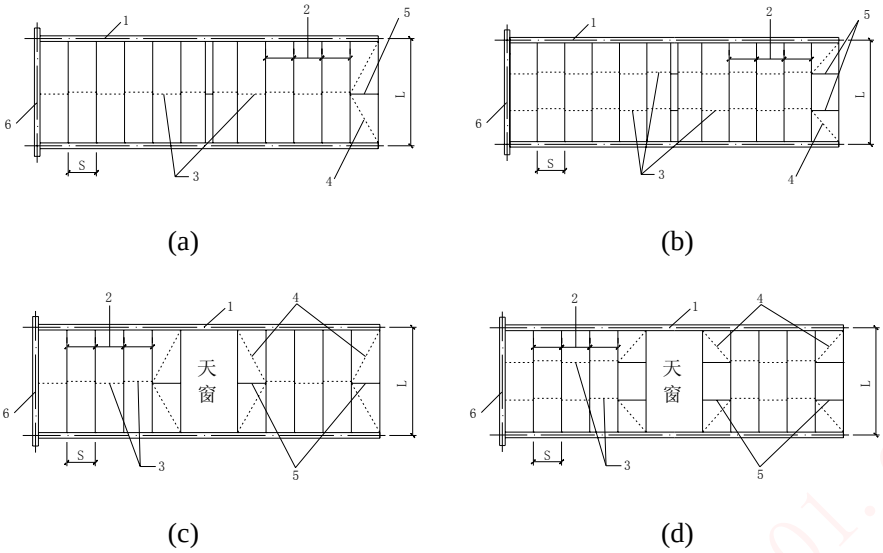
图 4-9 檩条的支撑

(4)、檩条和撑杆的布置

拉条和撑杆的布置应根据檩条的跨度、间距、截面形式、和屋面坡度、屋面形式等因素来选择，参考下列建议采用：

1）当檩条跨度 L≤4m 时,通常可不设拉条或撑杆；当 4m＜L≤6m 时,可仅在檩条跨中设置一道拉条,檐口檩条间应设置撑杆和斜拉条(图 4-10a)；当 L＞6m 时,宜在檩条跨间三分点处设置两道拉条,檐口檩条间应设置撑杆和斜拉条(图 4-10b)；

2）屋面有天窗时,宜在天窗两侧檩条间设置撑杆和斜拉条(图 4-10c、d)；

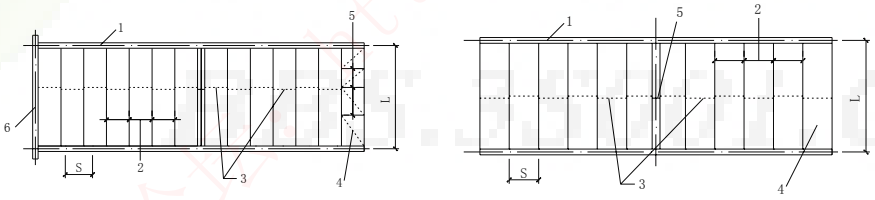


1-刚架；2-檩条；3-拉条；4-斜拉条；5-撑杆；6-承重天沟或墙顶梁；

图 4-10 檩间拉条（撑杆）布置示意图

3） 当檩距较密时(s/l<0.2),可根据檩条跨度大小参照图 4-11a 设置拉条及撑杆,以使斜拉条和檩条的交角不致过小,确保斜拉条拉紧；

4） 对称的双坡屋面,可仅在脊檩间设置撑杆(图 4-11b),不设斜拉条,但在设计脊檩时应计入一侧所有拉条的竖向分力。



1-刚架；2-檩条；3-拉条；4-斜拉条；5-撑杆；6-承重天沟或墙顶梁；

图 4-11 檩间拉条（撑杆）布置示意图（s/L<0.2 及双坡对称屋面）

二、设计和计算

1、荷载

檩条设计的荷载主要有以下 5 种：

（1）屋面材料和檩条自重；

（2）屋面均布活荷载；

（3）屋面雪荷载和积灰荷载；

（4）风荷载，由于屋面较轻，檩条设计的风荷载主要考虑向上的吸力；

（5）施工及检修荷载。

设计计算檩条时除了考虑由于竖向荷载作用下产生的内力外,还应考虑其作为纵向支撑体系的一部分而产生的檩条轴向附加内力，如：

（1） 檩条作为主刚架斜梁的侧向支撑将产生轴力；

（2） 防止主刚架斜梁下翼缘受压屈曲而设置的隅撑将对檩条产生附加的轴力及弯矩；

（3） 作为结构体系的纵向水平系杆，由水平支撑传来的作用力。

其中（1）、（2）的附加内力一般不同时产生，作为纵向水平系杆的檩条应设置为双檩条。

2、效应组合

檩条设计考虑的效应组合的原则是：

（1） 屋面均布荷载不与雪荷载同时作用；

（2） 积灰荷载应同雪荷载或屋面活荷载同时作用；

（3） 施工荷载仅与屋面及檩条自重同时考虑。

推荐考虑以下组合，其中活荷载指的是屋面均布活荷载与雪荷载的较大值并迭加积灰荷载：

（1）1.2 恒+1.4 活

（2）1.2 恒+1.4 活+0.6*1.4 风

（3）1.0 恒+1.4 风+0.7*1.4 活

（4）1.2 恒+1.4 施工荷载

3、檩条的设计

设计檩条时需要考虑檩条的强度、稳定及刚度。

（1）、薄壁型钢檩条截面特性的计算

1）卷边槽形冷弯型钢（厚度为 t）

I. 全截面截面特性

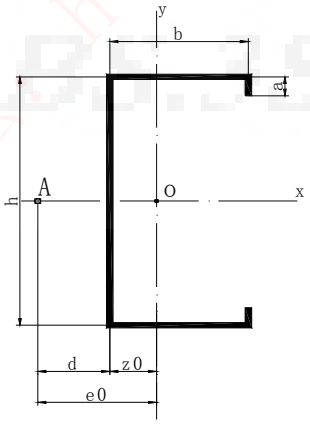


图 4-12 卷边槽钢全截面

图 4-12 所示截面中，

$$A=(h+2b+2a)$$

$$z_0=\frac{b(b+2a)}{h+2b+2a}$$

$$I_x=\frac{1}{12}h^3t+\frac{1}{2}bh^2t+\frac{1}{6}a^3t+\frac{1}{2}a(h-a)^2t$$

$$I_y=hz_0^2t+\frac{1}{6}b^3t+2b\left(\frac{b}{2}-z_0\right)^2t+2a(b-z_0)^2t \qquad (4\text{-}21)$$

$$d=\frac{b}{I_x}\left(\frac{1}{4}bh^2+\frac{1}{2}ah^2-\frac{2}{3}a^3\right)t$$

$$e_0=d+z_0$$

$$W_x=\frac{I_x}{h/2}$$

$$W_{y\max}=\frac{I_y}{z_0} \qquad W_{y\min}=\frac{I_y}{b-z_0}$$

II. 有效截面特性

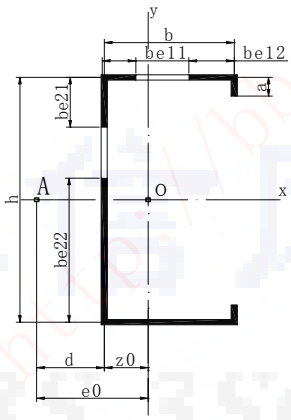


图 4-13 卷边槽钢有效截面

在图 4-13 中，假设下翼缘受拉，

令 $b_1 = b - b_{e11} - b_{e12}$ $b_2 = h - b_{e21} - b_{e22}$

$$A_{en} = A - (b_1 + b_2)t$$

$$I_{enx} = I_x - \left[\frac{1}{12}b_1t^3 + \frac{1}{4}b_1th^2 \right.$$

$$\left. \frac{1}{12}tb_2^3 + b_2t\left(\frac{h}{2} - b_{e21} - \frac{b_2}{2}\right)^2\right]$$

$$I_{eny} = I_y - \left[\frac{1}{12}b_2t^3 + b_1tz_0{}^2 \right.$$

$$\left. \frac{1}{12}tb_1^3 + b_1t\left(b_{e11} + \frac{b_1}{2} - z_0\right)^2\right]$$

$$W_{enx} = \frac{I_{enx}}{h/2}$$

$$W_{eny\max} = \frac{I_{eny}}{z_0} \qquad W_{eny\min} = \frac{I_{eny}}{b - z_0}$$

（4-22）

2）卷边 Z 形冷弯型钢（厚度为 t）

I. 全截面截面特性

截面符号见图 4-14。

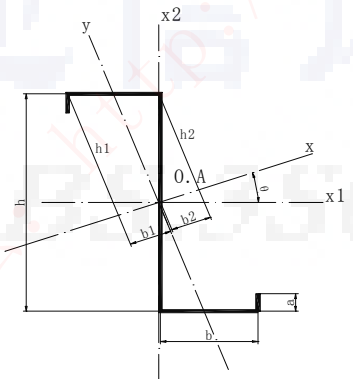


图 4-14 卷边 Z 型钢全截面

$$A = (h + 2a + 2b)t$$

$$I_{x1} = \frac{1}{12}h^3t + \frac{1}{2}bh^2t + \frac{1}{6}a^3t + \frac{1}{2}at(h-a)^2$$

$$I_{y1} = b^2t\left(\frac{2}{3}b + 2a\right)$$

$$I_{x1y1} = -\frac{1}{2}bt[bh + 2a(h-a)]$$

（4-23）

由转轴公式可得：

$$I_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{I_{x1} + I_{y1}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{I_{x1} - I_{y1}}{2}\right)^2 + I_{xy}^2}$$

$$\theta = \frac{1}{2}\arctan\ \frac{-2I_{xy}}{I_{x1}-I_{y1}} \qquad \theta' = \theta + \frac{\pi}{2}$$

推导可得到：

$$tg2\theta = \frac{2I_{x1y1}}{I_{y1}-I_{x1}}$$

$$I_x = I_{x1}\cos^2\theta + I_{y1}\sin^2\theta - 2I_{x1y1}\sin\theta\cos\theta$$

$$I_y = I_{x1}\sin^2\theta + I_{y1}\cos^2\theta + 2I_{x1y1}\sin\theta\cos\theta \qquad (4\text{-}24)$$

$$h_1 = b\sin\theta + \frac{h}{2}\cos\theta \quad h_2 = \frac{h}{2}\cos\theta \quad b_1 = b\cos\theta - \frac{h}{2}\sin\theta \quad b_2 = \frac{h}{2}\sin\theta$$

$$W_{x1} = \frac{I_x}{h_1} \qquad W_{x2} = \frac{I_x}{h_2} \qquad W_{y1} = \frac{I_y}{b_1} \qquad W_{y1} = \frac{I_y}{b_2}$$

II. 有效截面截面特性

截面符号见图 4-15 所示：

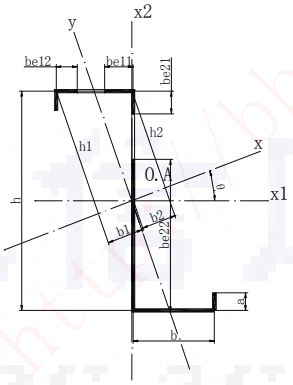


图 4-15 卷边 Z 型钢有效截面

令 $L_1 = b - b_{e12} - b_{e11}$ $L_2 = h - b_{e22} - b_{e21}$

$$D_{x1} = b - b_{e12} - \frac{L_1}{2} \quad D_{y1} = \frac{h}{2} - b_{e21} - \frac{L_2}{2}$$

$$A_{en} = A - L_1 t - L_2 t$$

$$I_{ex1} = I_{x1} - \frac{1}{12}bt^3 - L_1 t\left(\frac{h-t}{2}\right)^2 - \frac{1}{12}tL_2^3 - L_2 tD_{x1}^2$$

$$I_{ey1} = I_{y1} - \frac{1}{12}tL_1^3 - L_1 tD_{y1}^2 - \frac{1}{12}L_2 t^3$$

$$I_{ex} = \frac{I_{ex1}+I_{ey1}}{2} + \frac{I_{ex1}-I_{ey1}}{2}\cos 2\theta - I_{ex1y1}\sin 2\theta$$

$$I_{ey} = \frac{I_{ex1}+I_{ey1}}{2} + \frac{I_{ey1}-I_{ex1}}{2}\cos 2\theta + I_{ex1y1}\sin 2\theta$$

$$W_{ex1} = \frac{I_x}{h_1} \quad W_{ex2} = \frac{I_x}{h_2} \quad W_{ey1} = \frac{I_y}{b_1} \quad W_{ey1} = \frac{I_y}{b_2} \qquad (4\text{-}25)$$

（2）、强度设计

檩条的强度计算应考虑檩条的有效截面，并按双向受弯的公式计算，如下所示：

$$\frac{M_x}{W_{ex}}+\frac{M_y}{W_{ey}}\le f \tag{4-26}$$

上式中，M_x，M_y为对截面主轴 x 和 y 的弯矩；W_{ex}，W_{ey}为对截面主轴 x 和 y 的有效截面模量。

（3）、稳定设计

对于屋面有很好的支撑、能够防止檩条的失稳和扭转的情况可只按式(4-26)计算檩条的强度，否则还应按式(4-27)验算檩条的稳定性，稳定验算公式中也采用檩条的有效截面特性。

$$\frac{M_x}{\phi_{bx}W_{ex}}+\frac{M_y}{W_{ey}}\le f \tag{4-27}$$

上式中，ϕ_{bx}为梁的整体稳定系数。

（4）风吸力下的稳定验算

屋面及横向支撑体系可以对檩条的上翼缘起侧向支撑和扭转约束的作用，竖向向下荷载作用下檩条的稳定性一般可以保障。风吸力作用下，檩条的最大应力发生在檩条下翼缘与檩条腹板的交界处，而屋面及支撑体系连在檩条的受拉翼缘侧，可以按前述第三节设置双拉条来阻止檩条的上下翼缘扭转。若在檩条下翼缘位置没有侧向支撑，则下翼缘的受压侧极易失稳。这种缺少支撑的檩条受力状态非常复杂，许多规范或是取用折减系数降低其计算的承载力，或是规定了复杂的计算方法。新修订的门式刚架规程仍旧参照了欧洲规范的计算方法。

当屋面能阻止檩条上翼缘侧向失稳和扭转时，在风吸力作用下檩条下翼缘的受压稳定性可按下列公式验算：

$$\sigma=\frac{M_x}{\chi W_{ex}}+\frac{M'_y}{W_{fly}}\le f \tag{4-28}$$

$$M'_y=\eta M'_{y0} \tag{4-29}$$

$$M'_{y0}=q'_x l_y^2/8 \tag{4-30}$$

$$q'_x=kq_y \tag{4-31}$$

$$\eta=\frac{1-0.0225R}{1+1.013R} \tag{4-32}$$

$$R=Kl_y^4/\pi^4 EI_{fly} \tag{4-33}$$

上式中，M_x为对截面主轴 x 的弯矩设计值（图 4-12-图 4-14）；W_{ex}为檩条有效截面对主轴 x 的截面模量，腹板有效面积的分布应按本章第 2 节公式确定；M_y'为垂直荷载引起的檩条自由翼缘（下翼缘）的侧向弯矩，当自由翼缘受拉时，M_y'为零；M_{y0}' 为忽略弹性支座约束影响的自由翼缘侧向弯矩；q_x' 为由于截面扭转引起的作用于自由翼缘的假想侧向荷载；q_y 为垂直于翼缘的荷载设计值；l_y 为拉条间的距离，当无拉条时为檩条跨度；l_0 为檩条下翼缘受压区长度，简支檩条取跨长，连续檩条取单跨内的受压区长度；k 为系数，按表 4-1

所列公式计算；I_{fly} 为自由翼缘对主轴 y 的惯性矩，取自由翼缘加 *1/6* 腹板高度的截面对主轴 y 的惯性矩；K 为侧向弹簧刚度，

$$\frac{1}{K}=\frac{4\left(1-\upsilon^2\right)h^2\left(h_d+e\right)}{Et^3}+\frac{h^2}{C_t} \tag{4-33}$$

这里，式中 e 为荷载的偏心距，对 Z 形檩条为上翼缘螺钉中心至腹板中心的距离 a，对槽形檩条为上翼缘螺钉至截面弯心的距离，见表 4-1 所示；h 为檩条截面高度；h_d 为檩条腹板展开宽度；t 为檩条厚度；υ 为泊桑比，取 0.3；C_t 为抗扭弹簧刚度，

$$C_t=\frac{1}{C_{t1}+C_{t2}} \tag{4-34}$$

$$C_{t1}=130n \tag{4-35}$$

$$C_{t2}=kEI_1/s \tag{4-36}$$

上式中，C_{t1} 表示面板与檩条连接的抗扭刚度（Nm/m/rad）；C_{t2} 表示与面板抗弯刚度相应的抗扭刚度（Nm/m/rad）；n 为每米长度上檩条与面板连接的紧固件数目（面板每个肋上不得多于一个）；k 为系数，单跨面板可取 2；I_1 为每米宽度面板的截面惯性矩；s 为檩条间距（m）；W_{fly} 为自由翼缘加 1/6 腹板高度对主轴 y 的截面模量；χ 为檩条下翼缘压弯屈曲时的承载力降低系数，

$$\chi=1\Big/\left[\phi+\sqrt{\phi^2-\left(\lambda_n^{fly}\right)^2}\right] \quad 且 \quad \chi\le 1.0 \tag{4-37}$$

$$\phi=0.5\left[1+\alpha\left(\lambda_n^{fly}-0.2\right)+\left(\lambda_n^{fly}\right)^2\right] \tag{4-38}$$

$$\lambda_n^{fly}=\lambda_{fly}/\lambda_1 \tag{4-39}$$

$$\lambda_{fly}=l_{fly}/i_{fly} \tag{4-40}$$

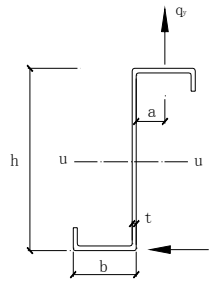
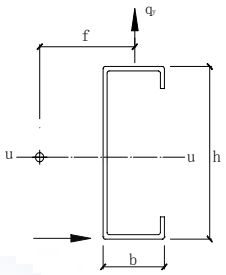
$$l_{fly}=0.7l_0\left(1+13.1R^{1.6}\right)^{-0.125}，\ 0\leqslant R\leqslant 200 \tag{4-41}$$

$$i_{fly}=\sqrt{I_{fly}/A_{fl}} \tag{4-42}$$

$$\lambda_1=\pi/\sqrt{E/f_y} \tag{4-43}$$

这里，α 为缺陷系数，上翼缘与面板相连时取 0.21；λ_n^{fly} 表示自由翼缘的相对长细比；λ_{fly} 表示自由翼缘绕自身 y-y 轴的长细比；A_{fl} 表示自由翼缘的截面面积；l_{fly} 为自由翼缘的计算长度；i_{fly} 为自由翼缘加 1/6 腹板高度毛截面对主轴 y 的回转半径；ϕ_y 为自由翼缘加 1/6 腹板高度截面的轴心受压构件对主轴 y 的稳定系数。当檩条受轴向压力时，公式（4-28）中尚应计入受压效应；

表 4-1 系数 k 的计算公式

截面类型和荷载	K 值	自由翼缘上水平力作用方向
	$\left\|\frac{b^2ht}{4I_u}-\frac{a}{h}\right\|$	与下翼缘伸出方向相同
	$\frac{f}{h}$	与下翼缘伸出方向相同

注：Iu 为截面绕垂直于其高度的轴线的惯性矩，如表中插图所示。

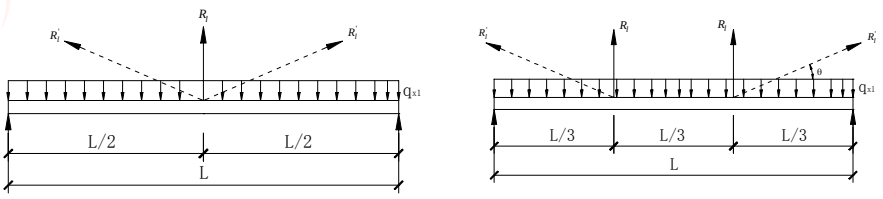
(5)、刚度

檩条的刚度验算根据屋面材料的不同有不同的限值。仅支承压型钢板的檩条构件挠度一般控制在 1/150。

（6)、拉条支撑的设计

檩条间拉条和撑杆的截面应按计算确定。拉条一般采用张紧的圆钢，其直径不得小于 8mm；撑杆通常采用方管或角钢，其长细比不得大于 200。

张紧的檩条间拉条（撑杆）可视作檩条的侧向支撑。拉条（撑杆）的内力可按其所拉接的檩条承受的线荷载的坡向分量（q_{x1}）作用下的连续梁反力进行计算（图 4-16)。设计时，取受力最大的一根拉条按轴心受拉构件（撑杆按轴心受压构件）选择截面。有若干根檩条以拉条拉接时,拉条所承受的最大轴向拉力应取按上法算得的单根檩条使拉条产生的内力与所拉接檩条数的乘积。



$R_l = 0.625q_{x1}l$　　$R_l = 0.37q_{x1}l$

$R_l' = 0.313q_{x1}l/\sin\theta$　　$R_l' = 0.37q_{x1}l/\sin\theta$

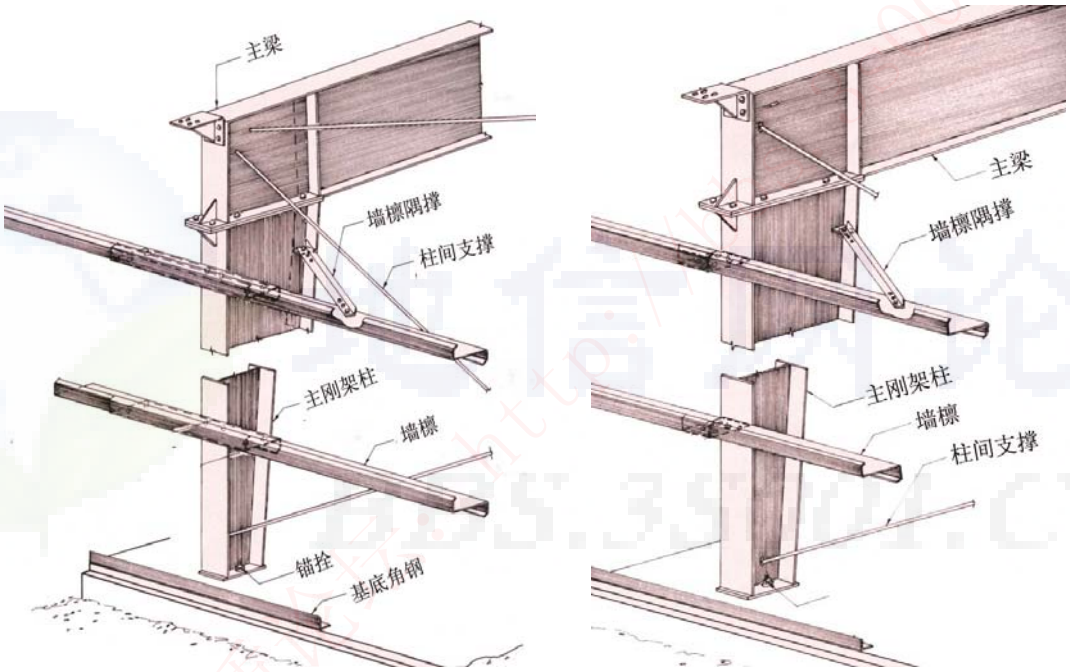
图 4-16 拉条内力计算示意图

第四节　墙面檩条的构造和计算

一、布置和构造

墙面檩条的布置与屋面檩条的布置有类似的考虑原则。墙檩的布置首先应考虑门窗、挑檐、遮雨蓬等构件和围护材料的要求，综合考虑墙板板型和规格，以确定墙檩间距。墙檩的跨度取决于主刚架的柱距。当柱距过大，引起墙檩使用不经济时，可设置墙架柱。墙檩的放置方式一般与门窗匹配。

墙檩与主刚架柱的相对位置一般有两种。图 4-17 显示的是穿越式，墙檩的自由翼缘简单地与柱子外翼缘螺栓连接或檩托连接，根据墙檩搭接的长度来确定墙檩是连续的还是简支的。图 4-18 显示的是平齐式，即通过连接角钢将墙檩与柱子腹板相连，墙檩外翼缘基本与柱子外翼缘平齐。采用平齐式的墙檩布置方式，墙檩与主钢架柱简单地用节点板铰接方式相连，檐口檩条不需要额外的节点板，基底角钢与柱外缘平齐减少了基础的宽度。



(a) 穿越式连续墙檩　　(b) 穿越式简支墙檩

图 4-17 穿越式墙檩

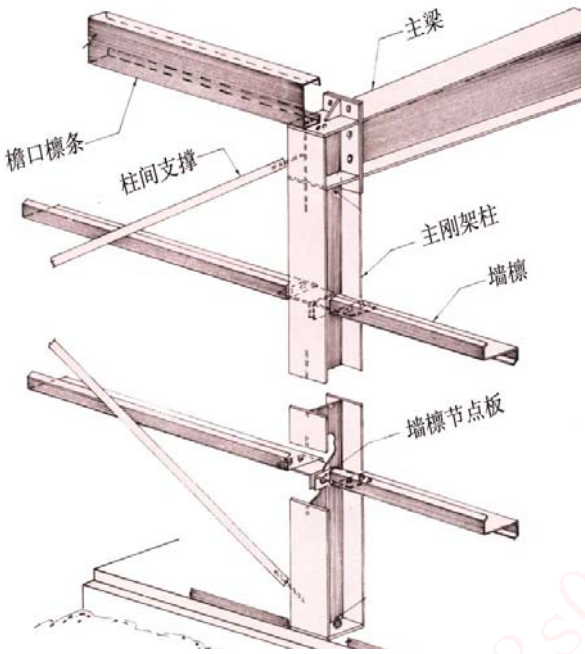


图 4-18 平齐式墙檩

二、墙面檩条的设计计算

冷弯薄壁型钢的墙檩与檩条的设计方法相似，但也有不同点。

墙檩承受的荷载与其布置有关。一般与墙檩连接的墙面板都做成自承重体系，墙檩只承受少量自身重量和风荷载，当开有门窗时，门窗以上的墙面板荷载由墙檩承受，那么它的受荷要大一些。

墙檩的设计根据其与墙面板的连接方式不同而有所变化。当单侧与墙面板连接时，若墙面板是自承重体系，则可以按单向受风荷载考虑墙檩的强度和稳定问题；若墙面板的重量由墙檩支撑，则应该按双向弯曲考虑其稳定和强度。在风吸力下，墙面板单面连接的墙檩的自由翼缘的稳定问题需要象考虑屋面檩条风吸力下作用一样考虑，也可以采用构造的近自由翼缘的支撑来防止其扭转和失稳。当墙檩的双侧都有墙面板连接时，则侧向稳定可由墙面板来防止，墙檩只需作强度的验算。

另外，墙檩的刚度验算也必须进行，根据墙面板的连接方式，也分为水平及竖向的挠度控制。

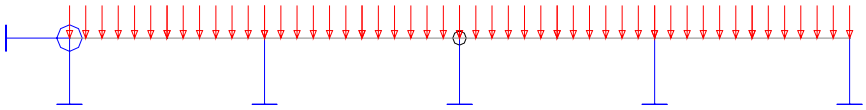
第五节　若干问题的讨论

一、简支檩条和连续檩条的比较

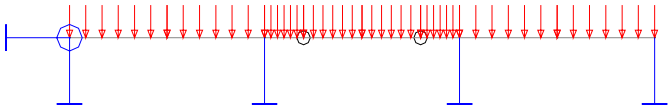
目前轻钢门式刚架次结构系统中的檩条设计常采用简支梁设计，材料利用率偏低。一些国外的建筑公司推荐采用连续檩条以获得较为经济的设计。本书针对简支和连续檩条的设计作一个全面的比较。

实践中可行的连续檩条一般有三种连接方式：双跨连续，一跨悬挑+一跨简支，支座搭接连续。图 19 中考虑的结构均采用冷弯卷边槽钢 150x50x20x2，跨长 6 米，承受均布荷载 1kN/m。图 4-19(a)是四跨的双跨连续梁，两跨连续之间铰接；图 4-19(b)是三跨的一跨悬臂一跨简支结构，悬臂长度为 0.1L；图 4-19(c)则是三跨搭接的连续梁；图 4-19(d)是一般的单

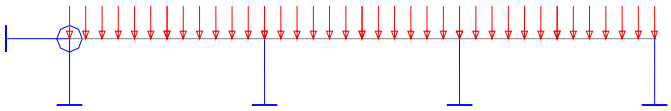
跨简支梁。



（a）双跨连续梁



（b）一跨悬臂一跨简支梁



（c）连续搭接檩条



（d）简支檩条

图 4-19　连续檩条的实现方式

图 4-20 给出了图 4-19（a）- (d)中结构相应的弯矩图，可以看出双跨连续梁的最大弯矩出现在支座处，大小和连续梁的跨中弯矩一致；根据悬臂的长度不同，一端悬臂的结构弯矩图形会有不同，在图 20 中，跨中最大弯矩只有简支梁的 68%；连续梁的最大负弯矩也只有简支梁跨中弯矩的 79%。

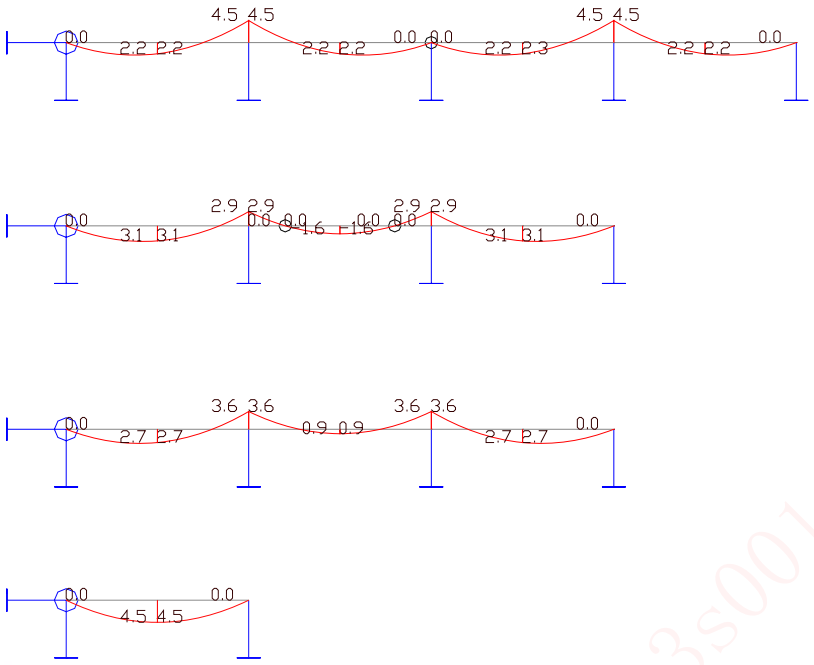


图 4-20 荷载满布情况下连续檩条和简支檩条弯矩（双跨连续，一跨悬臂一跨简支，连续，简支）

图 4-21 给出了图 4-19（a）- (d)中结构相应的挠度图，可以看出双跨连续梁的最大挠度只有出简支梁的跨中挠度的 40%；而一端悬臂的结构，跨中最大挠度是简支梁的 62%；连续梁的跨中最大挠度是简支梁的 52%。

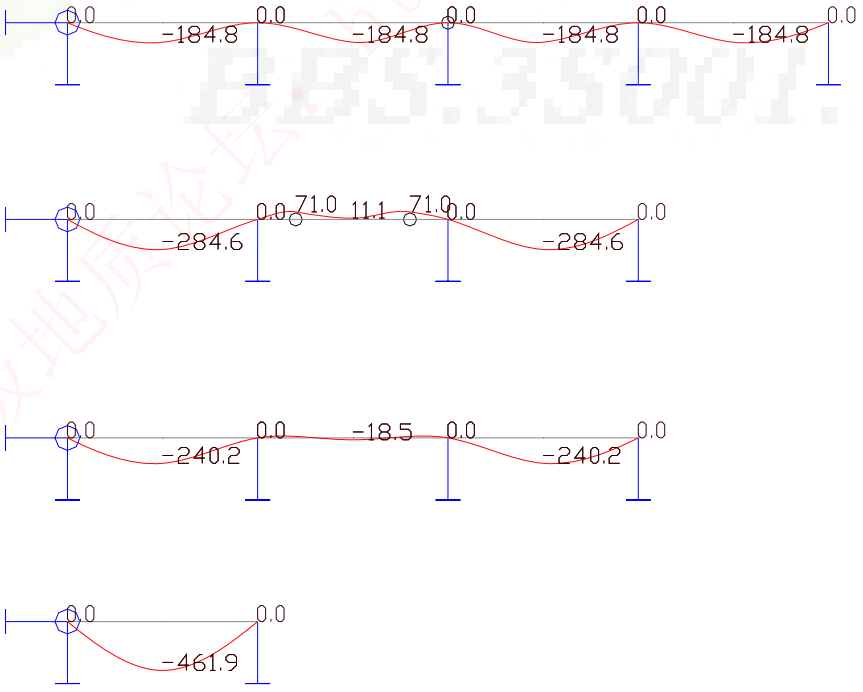


图 4-21 荷载满布情况下连续檩条和简支檩条挠度（双跨连续，一跨悬臂一跨简支，连续，简支）

在设计连续檩条的时候，需要考虑檩条对荷载最不利布置的敏感性。图 4-22 给出了双跨连续檩条的弯矩包罗图，最大负弯矩大小与简支构件相同，跨中最不利弯矩则是简支构件的 76%。图 4-22 还给出了荷载分布在 1-3-4 跨时，结构最大挠度出现在第 1 跨，数值为简支构件的 70%。因此采用双跨连续的檩条可以很好地改善构件的变形。

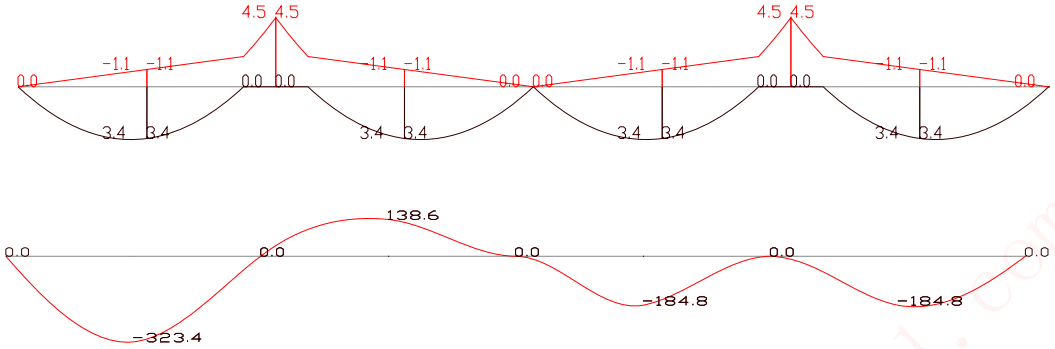


图 4-22 双跨连续檩条在荷载不利布置条件下的弯矩包罗图和最不利挠度

图 4-23 给出了一跨悬臂一跨简支连续檩条的弯矩包罗图，最大跨中弯矩的大小与简支构件相同。图 4-23 说明：荷载分布在第 1 跨时，结构最大挠度出现在第 1 跨，数值等于简支构件的挠度。因此一跨悬臂一跨简支的连续檩条对荷载最不利布置比较敏感，不宜利用它来改善檩条的受力和变形性能。

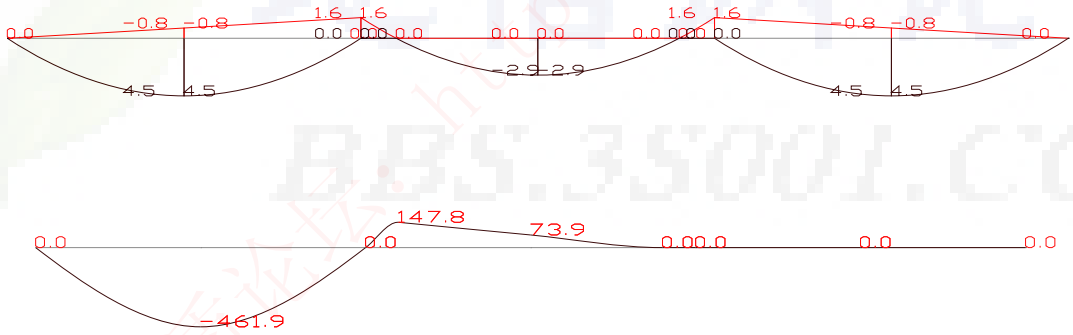
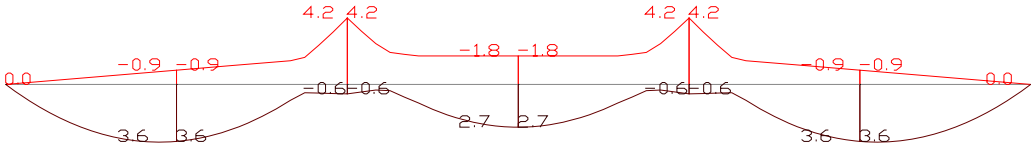


图 4-23 一跨悬臂一跨简支檩条在荷载不利布置条件下的弯矩包罗图和最不利挠度

图 4-24 给出了连续搭接檩条的弯矩包罗图，最大负弯矩大小相当于简支构件的 93%。图 4-24 还说明：荷载分布在第 1-3 跨时，结构最大挠度出现在第 1、3 跨，数值等于简支构件的挠度的 76%。采用连续搭接檩条，对荷载不利布置适应能力强，檩条的强度和刚度都得到明显改善。



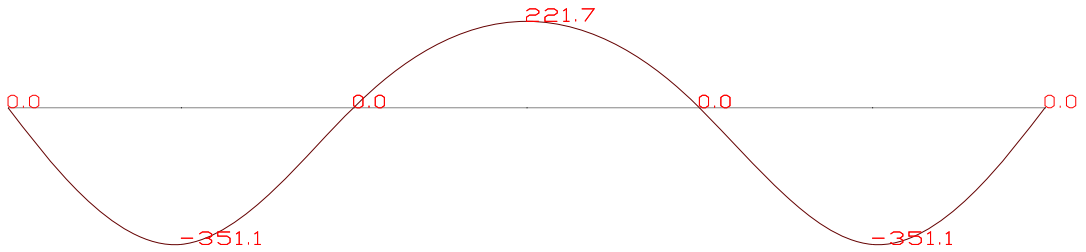
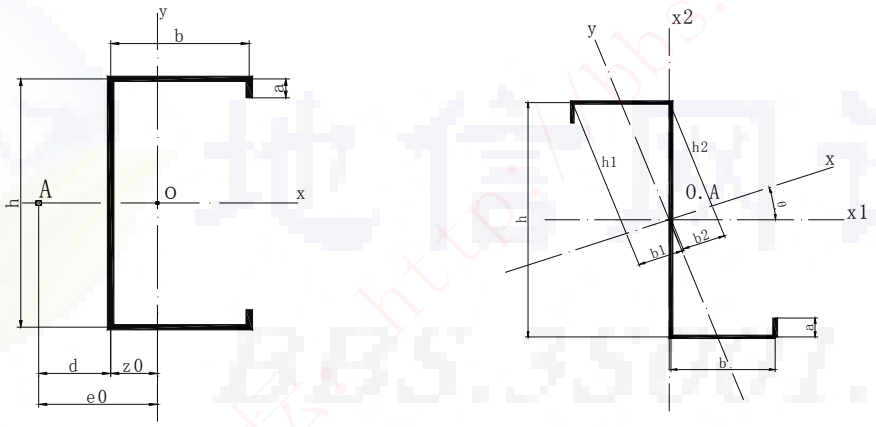


图 4-24　连续搭接檩条在荷载不利布置条件下的弯矩包罗图和最不利挠度

综上所述，采用连续搭接的檩条可以获得比较经济的檩条设计结果。根据一些国外设计公司的方法，计算时在搭接区域考虑单个截面的抗弯刚度，但利用双倍的截面模量计算强度和稳定性，因此搭接长度的理想截断点选为在负弯矩等于最大支座弯矩的 1/2 处的位置是合理的。

二、C 型檩条和 Z 型檩条的受力及构造比较

C 型和 Z 型檩条是目前轻型门式刚架常用的两种檩条规格，其截面如下所示：



（a）C 型檩条　　（b）Z 型檩条

图 4-25　C 型和 Z 型檩条

表 4-2 给出了 C 型檩条和 Z 型檩条的截面特性比较。

表 4-2 C 型和 Z 型檩条截面特性比较

	h(mm)	b(mm)	a(mm)	t(mm)	Z_0(mm)/θ	m(Kg/m)	A(mm^2)	I_{x1}(mm^4)
C160X60X20X2	160	60	20	2	18.41	5.2	582	
Z160X60X20X2	160	60	20	2	19.38°	5.2	595	2352000
	I_{y1}(mm^4)	I_w(mm^4)	I_x(mm^4)	I_y (mm^4)	W_{x1}(mm^3)	W_{y1}(mm^3)	W_{xmax}(mm^3)	W_{xmin}(mm^3)
C160X60X20X2	476350	14172500	2195200	274190	----	----	27440	27440
Z160X60X20X2	466600	23382000	2579000	152200	29400	7780	34170	27720
	W_{ymax}(mm^3)	W_{ymin}(mm^3)	i_{x1}(mm)	i_{y1}(mm)	i_x(mm)	i_y(mm)		
C160X60X20X2	14891	6593	----	----	61.36	21.7		
Z160X60X20X2	6560	4400	62.9	28	65.8	16		

从表 4-2 的截面特性比较可以看出：

（1）这两种规格檩条在用钢量一样的情况下，绕平行于屋面的轴，Z 型檩条截面特性略大于 C 型檩条；绕垂直于屋面的轴，在不利一侧 Z 型檩条截面特性也略大于 C 型檩条。而檩条是按平行于屋面和垂直于屋面进行验算，因而 Z 型檩条受力性能稍好一些。

（2）对于 Z 型檩条 θ 在 20° 左右时，绕 x-x 轴、y-y 轴的截面特性与绕 x_1-x_1 轴、y_1-y_1 轴的截面特性比较接近，所以 Z 型檩条适用于屋面坡度比较大的情况。

（3）在屋面坡度较小时，C 型檩条自重产生偏心较小，在屋面坡度较大时，Z 型檩条自重产生偏心较小。

（4）Z 型檩条在制作和安装上较 C 型檩条麻烦。

三、卷边 Z 型檩条摆放角度对檩条受力性能的影响

卷边 Z 型钢檩条（图 4-26）绕主轴 x-x 的刚度较大，在屋面荷载作用下挠度较小，受力较为合理，用钢量省，构造简单，制作、安装方便，且可叠合堆放、运输，占地少，是当前比较经济合理的一种实腹式檩条，为各国所普遍采用。但因为我国目前的冷弯型钢产品规格有限，其主轴的倾角多为 20°~24°左右，故卷边 Z 型钢檩条主要用于坡度较大的屋面（>=1/3），这时屋面荷载作用线与截面主轴方向相当接近,较为经济。

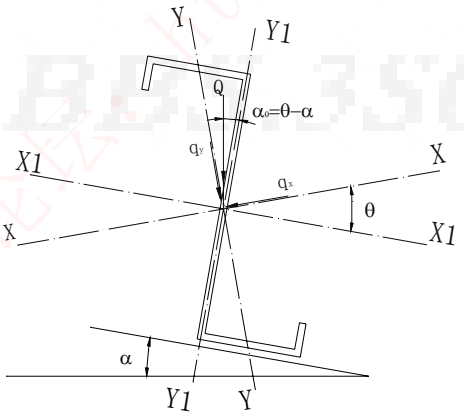


图 4-26　卷边 Z 型钢主惯矩示意图

下面通过一个算例比较说明卷边 Z 型钢檩条的摆放角度对檩条受力性能的影响。

屋面采用简支檩条，截面为实腹式冷弯斜卷边 Z 型钢 160x60x20x2.5。跨度 L=6m，檩距为 1.5m，中间设一道拉条。檩条及拉条钢材均为 Q235。分别采用两种屋面坡度，第一种坡度为 0.1，第二种坡度为 0.3。檩条上所承受的荷载为恒载 0.3 kN/m，活载 0.75 kN/m。考虑一种荷载组合为恒载+活载。

1、内力计算

檩条对 X 轴由 Q_x 引起的弯矩，按单跨简支梁计算；对 Y 轴由 Q_y 引起的弯矩，考虑拉

条作为侧向支撑点，按多跨连续梁计算。

经计算可知，由荷载组合引起的内力弯矩如图 4-27 所示。其中 L=6m，L1=3m，Q=1.2×0.3+1.4×0.75= 1.41kN/m。

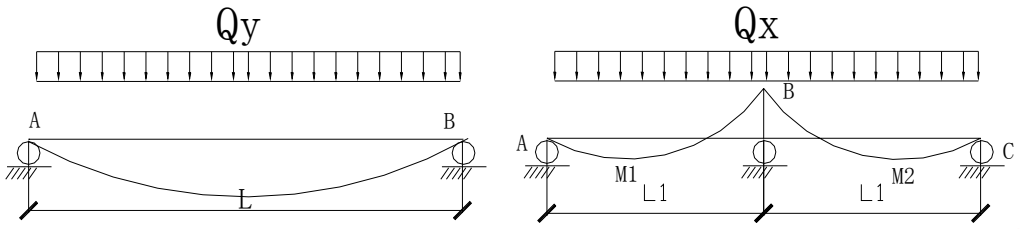


图 4-27　檩条弯矩示意图

2、冷弯斜卷边 Z 型钢 160x60x20x2.5 檩条的截面特性，单位 mm

A=748　　I_x=3231300，　I_y=231400　　θ = 20°

W_{x1}=360100　W_{y1}=99000

3、截面主轴 x、y 方向的线荷载分量按下列公式计算：

$$q_x = Q \times \sin \alpha_0 \qquad q_y = Q \times \cos \alpha_0$$

情况 1：屋面坡度为 0.1 时，即α =5.71°，$\alpha_0 = \theta - \alpha$ =14.29°。

这时，$q_x = Q \times \sin \alpha_0$ = 0.35 kN/m，$q_y = Q \times \cos \alpha_0$ = 1.37 kN/m。

对檩条跨中截面进行验算：

*M_x= 1/8 Q_y*L*L，M_B= —1/8 Q_x*L_1*L_1*

檩条跨中截面的内力：

M_x= 6.165 kN.m，M_y= M_B= —0.394 kN.m

考虑屋面能阻止檩条失稳和扭转，按照公式（4-25）进行强度验算：

首先确定有效截面：

按照毛截面尺寸确定截面上的应力分布，经计算得到截面上的应力分布如图 4-28 所示

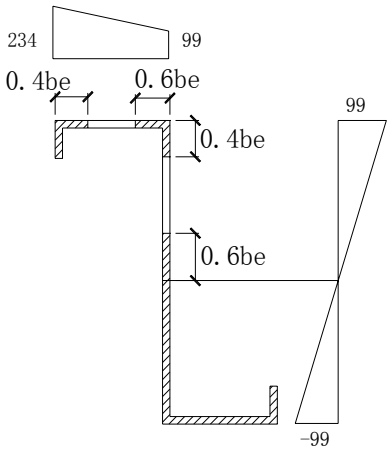


图 4-28　檩条有效面积分布示意图（屋面坡度 0.1）

从图 4-28 中可以看出，在用毛截面惯矩计算的情况下，截面上的最大应力已经超过了钢材的设计强度：f=205 N/mm^2，可知在屋面坡度为 0.1 的情况下，使用截面为冷弯斜卷边 Z 型钢 160x60x20x2.5 的檩条不能满足强度要求；

情况 2：屋面坡度为 0.3 时，即 α =16.7°，$\alpha_0 = \theta - \alpha$ =3.3°。

这时，$q_x = Q \times \sin \alpha_0 = 0.081\ kN/m$，$q_y = Q \times \cos \alpha_0 = 1.408\ kN/m$，

对檩条跨中截面进行验算：

*Mx= 1/8 Qy*L*L，　　M_B= —1/8 Qx*L1*L1*

檩条跨中截面的内力：

Mx= 6.336 kN.m，　　My= M_B= —0.091 kN.m

I. 按照毛截面尺寸确定截面上的应力分布，按（公式 4-26）计算得到截面上的应力分布如图 4-29 所示：

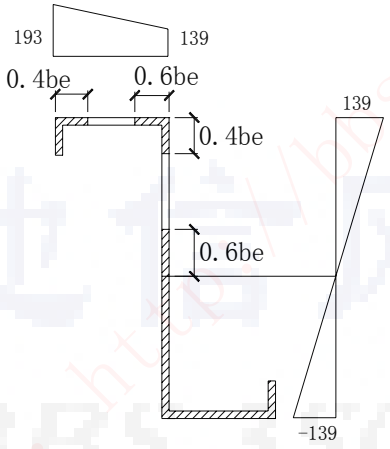


图 4-29　檩条有效面积分布示意图（屋面坡度 0.3）

II. 确定各个板件上受压部分的有效宽度，

- 按公式（4-4）考虑计算系数 α，计算得：
  腹板：σ_{max} =139 N/mm^2，σ_{min} = —139 N/mm^2，
  压应力分布不均匀系数 ψ = —1.0<0，计算系数 α =1.15；
- 按式（4-5）考虑受压区宽度，
  腹板受压区宽度 $b_c = \frac{b}{1-\psi}$ = 80；
- 按式（4-7）—（4-14）考虑受压板件稳定系数，
  腹板属于加劲板件，由式可得到腹板的稳定系数 *k=23.87*。
  受压上翼缘作为腹板临近板件，其单板稳定系数 k_c=1.02；
- 按式（4-15）—（4-17）考虑板组约束的影响，
  腹板的临近板件为受压的上翼缘，计算得到腹板宽 b=180mm，上翼缘宽 c=70mm，
  ξ =1.814>1.1，k_1=*0.409* 小于上限值 1.7；
- 按式（4-6）考虑计算系数 ρ，
  ρ =3.77。

其中上翼缘最大压应力取钢材强度设计值 f=205 N/mm^2，腹板的 σ_1 根据公式（4-6）的第 3 条推算得到为 140.5 N/mm^2。

- 按式（4-1）确定有效宽度：

$\frac{b_e}{t}=\frac{b_c}{t}$ =32，即腹板上受压部分的有效宽度为 be=32×2.5=80mm；

- 确定有效宽度的分布，如图 4-29 所示。

同样可以计算得到上翼缘受压部分的有效宽度为 be=57.4mm，下翼缘因为受拉，故全部有效。

III. 确定有效面积的分布并计算有效截面特性

按图 4-29 所示的 Z 型截面的分布情况，按公式（4-24）计算有效的截面特性为：

$Ae= 727\ mm^2$，

$W_{ex1}=43962\ mm^3$，$W_{ey1}=7979\ mm^3$，

$W_{ex2}=34541mm^3$，$W_{ey2}=7509\ mm^3$

得到有效截面的特性后，按公式（4-26）进行强度的验算：

$\sigma=\frac{M_x}{W_{ex2}}+\frac{M_y}{W_{ey2}}$ =184.3+12.12=196.42 N/mm^2<f=205 N/mm^2 截面强度满足要求。

从上例中可以看出，在同样的屋面均布荷载作用下，同样的檩条截面尺寸，当荷载作用方向靠近 Z 型钢的强主轴方向时，使用 Z 型钢作为屋面檩条较为合理、经济。

第六节 檩条设计计算实例

一、基本情况

屋面实腹式檩条，选用冷弯 C 型卷边型钢 160x60x20x2.5，跨度 L=6m，檩距为 1.5m，中间设一道拉条，檩条及拉条钢材均为 Q235。

檩条截面如图 4-30 所示：

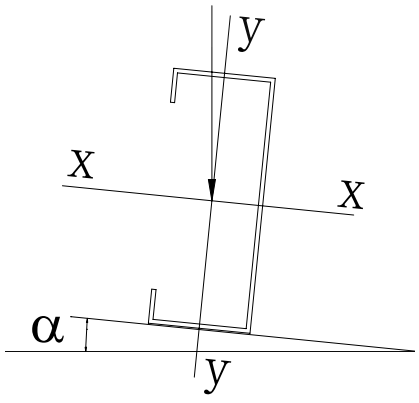


图 4-30 檩条截面示意图

二、荷载及其效应组合

檩条上所承受的荷载：恒载 0.3 kN/m，活载 0.75 kN/m，风载-1.154 kN/m。考虑检修荷载 1 kN。

荷载效应组合：

（1）1.2 恒载+1.4 活载；

（2）1.2 恒载+1.4 检修荷载。

三、内力计算

如图 4-31 所示，由 Y 平面内荷载 Q_y 引起的绕 X 轴的弯矩，按单跨简支梁计算；由 X 平面内荷载 Q_x 引起的弯矩，考虑拉条作为侧向支撑点，按多跨连续梁计算。

本例中，L=6m，L1=3m，Q=1.2×0.3+1.4×0.75= 1.41kN/m，A=748mm^2，Ix=2881300，Iy=359600。

$$Q_x = Q \times \sin\alpha \ =0.14 \text{ kN/m}$$

$$Q_y = Q \times \cos\alpha \ =1.40 \text{ kN/m}$$

$$M_x = -\frac{1}{8} Q_y \times L^2$$

$$M_1 = \frac{9}{128} Q_x \times L_1^2$$

$$M_B = -\frac{1}{8} Q_x L_1^2$$

计算表明：第（1）种荷载效应组合引起的内力起控制作用，弯矩如图 4-31 所示：

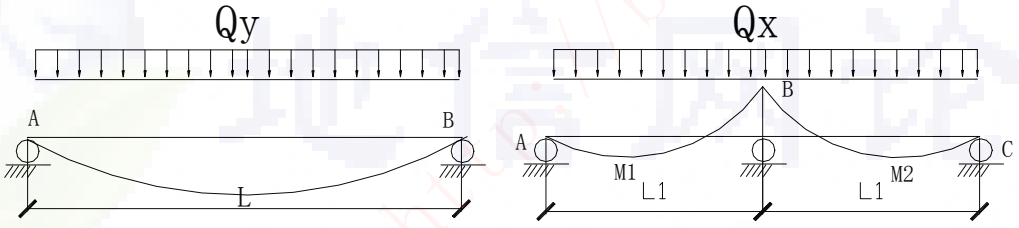


图 4-31 檩条弯矩示意图

两组起控制作用的内力为：

（1）檩条跨中截面的内力：

Mx= 6.30 kN.m

My= M_B=—0.158 kN.m

（2）弯矩 M_1 所在截面的内力：

M’x=3.84 kN.m

My= M_1=0.089 kN.m

四、截面验算

这里，仅取第一组内力进行设计验算。计算时考虑屋面能阻止檩条失稳和扭转，按照协会规程第 6.3.9 条款进行强度验算。

1、有效面积

有效截面按照《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB50018—2002 中第 5.6 节的规定确定。

（1）计算截面应力分布

按照毛截面尺寸确定截面上的应力分布，经计算得到截面上的应力分布如图 4-32 所示。

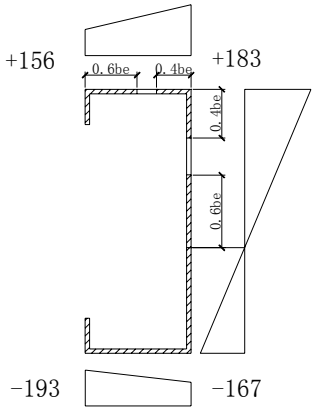


图 4-32 檩条有效面积分布示意图

（2）确定各个板件上受压部分的有效宽度

对于腹板，σ_{max} =183 N/mm^2，σ_{min} =—167 N/mm^2。压应力分布不均匀系数 ψ = —0.911<0，所以计算系数 α =1.15，腹板受压区宽度 $b_c = \frac{b}{1-\psi}$ = 84。腹板属于加劲板件，按照薄钢规范第 5.6.2 条的规定，得到腹板的稳定系数 $k = 7.8 - 6.29\psi + 9.78\psi^2$ =21.66；考虑板组约束的影响，板组约束系数按照规范第 5.6.3 条的规定计算得到。腹板的临近板件为受压的上翼缘，计算得到 kc=0.864；腹板宽 b=160mm，上翼缘宽 c=60mm，$\xi = \frac{c}{b}\sqrt{\frac{k}{k_c}}$ =1.878>1.1，则板组约束系数为：$k_1 = 0.11 + \frac{0.93}{(\xi - 0.05)^2}$ =0.388 小于上限值 1.7。

得到了腹板的板件稳定系数 k，板组约束系数 k_1 后，便可以得到规范第 5.6.1 条中的计算系数 ρ：$\rho = \sqrt{\frac{205\,k_1 k}{\sigma_1}}$ =2.9，其中 σ_1 按照规范第 5.6.8 条的规定取钢材强度设计值 f=205 N/mm^2。最后根据 b/t=90，18 $\alpha\rho$ <b/t<38 $\alpha\rho$ 的情况来确定腹板的有效宽度：

$$\frac{b_e}{t} = \left(\sqrt{\frac{21.8\alpha\rho}{b/t}} - 0.1\right)\frac{b_c}{t} = 32.3$$

上式说明：腹板上受压部分的有效宽度为 be=32.3×2.5=81mm。

同理可以计算得到上翼缘受压部分的有效宽度为 be=54mm。下翼缘因为受拉，故全部有效。

（3）确定有效面积的分布并计算有效截面特性

根据薄钢规范第 5.6.5 条的规定确定有效面积的分布情况，如图 4-32 所示。由分布图可得到截面的有效面积和截面模量为：

A_e= 727 mm^2，W_{ex}=34717 mm^3，W_{ey1}=19292 mm^3，W_{ey2}=8600 mm^3

2、强度验算

强度验算按以下公式进行：

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{enx}} + \frac{M_y}{W_{eny}} = 181.46 + 18.37 = 199.83 < f = 205 \text{ N/mm}^2$$

计算表明所选截面符合规程规定的强度要求。

第七节　檩条规格选用附表

附表 4-1　屋面坡度为 0.1 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.3kN/mm^2、风载 0.35kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度控制值 1/150		挠度控制值 1/240	
		跨度(m)	最大檩距（m）	跨度(m)	最大檩距（m）
C100x50x20x2.0	3.51	4	1.50	4	1.40
		5	1.10		
C100x50x20x2.5	4.31	4	2.00	4	1.70
		5	1.40	5	0.50
		6	0.60		
C100x50x20x3.0	5.07	4	2.20	4	2.00
		5	1.60	5	0.80
		6	0.90		
C120x50x20x2.0	3.83	4	1.90	4	1.90
		5	1.50	5	1.10
		6	1.00		
C120x50x20x2.5	4.70	4	2.30	4	2.30
		5	2.00	5	1.20
		6	1.20	6	0.50
C120x50x20x3.0	5.54	4	2.70	4	2.70
		5	2.30	5	1.50
		6	1.40	6	0.80
C160x60x20x2.0	4.77	5	2.40	4	2.90
		6	1.70	5	2.40
		7.5	1.00	6	1.30
C160x60x20x2.5	5.88	5	3.10	5	3.00
		6	2.20	6	1.60
		7.5	1.30	7.5	0.80
C160x60x20x3.0	6.95	5	3.70	5	3.50
		6	2.60	6	1.80
		7.5	1.60	7.5	0.90
C180x60x20x2.0	5.08	6	2.00	5	2.90
		7.5	1.20	6	1.80
		9	0.80	7.5	0.90
C180x60x20x2.5	6.27	6	2.50	5	3.60
		7.5	1.60	6	2.20
		9	1.00	7.5	1.00
C180x60x20x3.0	7.42	6	3.00	6	2.60

		7.5	1.90	7.5	1.20
		9	1.10	9	0.60
C200x70x20x2.0	5.71	6	2.40	6	2.40
		7.5	1.50	7.5	1.20
		9	1.00	9	0.70
C200x70x20x2.5	7.05	6	3.00	6	3.00
		7.5	1.90	7.5	1.50
		9	1.30	9	0.80
C200x70x20x3.0	8.37	6	3.70	6	3.70
		7.5	2.40	7.5	1.80
		9	1.60	9	1.00
C220x70x20x2.0	6.03	6	2.70	6	2.70
		7.5	1.70	7.5	1.60
		9	1.20	9	0.90
C220x70x20x2.5	7.45	6	3.40	6	3.40
		7.5	2.20	7.5	2.00
		9	1.50	9	1.00
C220x70x20x3.0	8.84	7.5	2.70	6	4.20
		9	1.80	7.5	2.30
		12	0.80	9	1.20
C240x80x20x2.0	6.65	6	3.10	6	3.10
		7.5	2.00	7.5	2.00
		9	1.40	9	1.10
C240x80x20x2.5	8.23	7.5	2.60	6	4.10
		9	1.80	7.5	2.60
		12	0.90	9	1.40
C240x80x20x3.0	9.78	7.5	3.20	7.5	3.20
		9	2.20	9	1.70
		12	1.10	12	0.60

附表 4-2 屋面坡度为 0.1 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.3kN/mm^2、风载 0.45kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度控制值 1/150		挠度控制值 1/240	
		跨度(m)	最大檩距(m)	跨度(m)	最大檩距(m)
C100x50x20x2.0	3.51	4	1.40	4	1.40
		5	1.10		
C100x50x20x2.5	4.31	4	1.90	4	1.70
		5	1.30	5	0.50
		6	0.90		
C100x50x20x3.0	5.07	4	2.20	4	2.00
		5	1.80	5	0.80
		6	1.30		
C120x50x20x2.0	3.83	4	2.00	4	1.90
		5	1.60	5	1.10
		6	1.00		
C120x50x20x2.5	4.70	4	2.30	4	2.30
		5	2.00	5	1.30
		6	1.30	6	0.50
C120x50x20x3.0	5.54	4	2.70	4	2.70
		5	2.50	5	1.50
		6	1.60	6	0.80
C160x60x20x2.0	4.77	5	2.40	4	2.90
		6	1.70	5	2.40
		7.5	1.10	6	1.30
C160x60x20x2.5	5.88	5	3.10	5	3.00
		6	2.20	6	1.70
		7.5	1.40	7.5	0.80
C160x60x20x3.0	6.95	5	3.70	5	3.50
		6	2.70	6	2.00
		7.5	1.70	7.5	0.90
C180x60x20x2.0	5.08	6	1.90	5	1.80
		7.5	1.20	6	1.80
		9	0.80	7.5	0.90
C180x60x20x2.5	6.27	6	2.50	5	2.20
		7.5	1.60	6	2.20
		9	1.10	7.5	1.10
C180x60x20x3.0	7.42	6	3.00	6	2.60
		7.5	1.90	7.5	1.20
		9	1.30	9	0.60

C200x70x20x2.0	5.71	6	2.40	5	3.50
		7.5	1.50	6	2.40
		9	1.00	7.5	1.20
C200x70x20x2.5	7.05	6	3.10	6	3.10
		7.5	2.00	7.5	1.50
		9	1.30	9	0.80
C200x70x20x3.0	8.37	6	3.70	6	3.70
		7.5	2.40	7.5	2.00
		9	1.60	9	1.10
C220x70x20x2.0	6.03	6	2.70	6	2.70
		7.5	1.70	7.5	1.60
		9	1.20	9	0.90
C220x70x20x2.5	7.45	6	3.20	6	3.20
		7.5	2.00	7.5	2.00
		9	1.50	9	1.10
C220x70x20x3.0	8.84	7.5	2.70	6	4.20
		9	1.90	7.5	2.50
		12	1.00	9	1.40
C240x80x20x2.0	6.65	6	3.20	6	3.20
		7.5	2.00	7.5	2.00
		9	1.40	9	1.20
C240x80x20x2.5	8.23	6	4.10	6	4.10
		7.5	2.70	7.5	2.70
		9	1.80	9	1.60
C240x80x20x3.0	9.78	7.5	3.20	7.5	3.20
		9	2.20	9	1.90
		12	1.20	12	0.80

附表 4-3 屋面坡度为 0.1 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.3kN/mm^2、风载 0.55kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度控制值 1/150		挠度控制值 1/240	
		跨度(m)	最大檩距(m)	跨度(m)	最大檩距(m)
C100x50x20x2.0	3.51	4	1.30	4	1.30
		5	1.00		
C100x50x20x2.5	4.31	4	1.60	4	1.60
		5	1.30		
		6	0.80		
C100x50x20x3.0	5.07	4	1.90	4	1.90
		5	1.60	5	0.80
		6	1.10		
C120x50x20x2.0	3.83	4	1.60	4	1.60
		5	1.50	5	1.00
		6	0.90		
C120x50x20x2.5	4.70	4	2.00	4	2.00
		5	1.70	5	1.30
		6	1.20		
C120x50x20x3.0	5.54	4	2.30	4	2.30
		5	2.00	5	1.50
		6	1.40	6	0.80
C160x60x20x2.0	4.77	5	2.10	4	2.50
		6	1.50	5	2.10
		7.5	1.00	6	1.30
C160x60x20x2.5	5.88	5	2.70	4	3.10
		6	1.90	5	2.70
		7.5	1.20	6	1.70
C160x60x20x3.0	6.95	5	3.20	5	3.20
		6	2.30	6	2.00
		7.5	1.50	7.5	0.90
C180x60x20x2.0	5.08	5	2.50	5	2.50
		6	1.70	6	1.70
		7.5	1.10	7.5	0.90
C180x60x20x2.5	6.27	6	2.20	5	3.20
		7.5	1.40	6	2.20
		9	1.00	7.5	1.10
C180x60x20x3.0	7.42	6	2.70	6	2.60
		7.5	1.80	7.5	1.20
		9	1.10	9	0.60

C200x70x20x2.0	5.71	6	2.10	5	3.00
		7.5	1.40	6	2.10
		9	1.00	7.5	1.20
C200x70x20x2.5	7.05	6	2.70	6	2.70
		7.5	1.80	7.5	1.50
		9	1.30	9	0.80
C200x70x20x3.0	8.37	6	3.30	6	3.30
		7.5	2.20	7.5	1.80
		9	1.60	9	1.60
C220x70x20x2.0	6.03	6	2.40	6	2.40
		7.5	1.50	7.5	1.50
		9	1.10	9	0.90
C220x70x20x2.5	7.45	6	3.00	6	3.00
		7.5	2.00	7.5	2.00
		9	1.40	9	1.10
C220x70x20x3.0	8.84	7.5	2.40	6	3.80
		9	1.70	7.5	2.30
		12	0.80	9	1.30
C240x80x20x2.0	6.65	6	2.80	6	2.80
		7.5	1.80	7.5	1.80
		9	1.30	9	1.20
C240x80x20x2.5	8.23	6	3.60	6	3.60
		7.5	2.40	7.5	2.40
		9	1.70	9	1.50
C240x80x20x3.0	9.78	7.5	2.90	7.5	2.90
		9	2.00	9	1.70
		12	1.10	12	0.60

附表 4-4 屋面坡度为 0.1 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.5kN/mm^2、风载 0.35kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度值控制 1/150		挠度值控制 1/240	
		跨度(m)	最大檩距(m)	跨度(m)	最大檩距(m)
C100x50x20x2.0	3.51	4	1.1	4	1
		5	0.8	5	0.8
C100x50x20x2.5	4.31	4	1.4		
		5	1	4	1.2
C100x50x20x3.0	5.07	4	1.6	5	0.5
		5	1.1		
C120x50x20x2.0	3.83	4	1.3	4	1.4
		5	1.1	5	0.7
		6	0.7		
C120x50x20x2.5	4.70	4	1.6	4	1.3
		5	1.4	5	0.7
		6	0.8	4	1.6
C120x50x20x3.0	5.54	4	1.9	5	0.9
		5	1.5	4	1.9
		6	0.8	5	1.1
C160x60x20x2.0	4.77	5	1.8	4	2.1
		6	1.2	5	1.7
		7.5	0.7	6	0.9
C160x60x20x2.5	5.88	5	2.2	4	2.6
		6	1.5	5	2.1
		7.5	0.9	6	1.2
C160x60x20x3.0	6.95	5	2.7	4	3
		6	1.8	5	2.5
		7.5	1.1	6	1.4
C180x60x20x2.0	5.08	6	1.4	5	2
		7.5	0.8	6	1.3
		9	0.5	7.5	0.6
C180x60x20x2.5	6.27	6	1.8	5	2.6
		7.5	1.1	6	1.6
		9	0.7	7.5	0.7
C180x60x20x3.0	7.42	6	2.3	5	3.2
		7.5	1.4	6	1.9
		9	0.8	7.5	0.9
C200x70x20x2.0	5.71	6	1.7	5	2.5
		7.5	1	6	1.7

		9	0.7	7.5	0.9
C200x70x20x2.5	7.05	6	2.2	5	3.2
		7.5	1.4	6	2.2
		9	0.9	7.5	1.1
C200x70x20x3.0	8.37	6	2.7	6	2.7
		7.5	1.9	7.5	1.4
		9	1.3	9	0.7
C220x70x20x2.0	6.03	6	1.9	5	2.8
		7.5	1.2	6	1.9
		9	0.8	7.5	1.1
C220x70x20x2.5	7.45	6	2.5	6	2.5
		7.5	1.6	7.5	1.4
		9	1.1	9	0.7
C220x70x20x3.0	8.84	6	3.1	6	3
		7.5	2	7.5	1.8
		9	1.3	9	0.9
C240x80x20x2.0	6.65	6	2.3	6	2.3
		7.5	1.4	7.5	1.4
		9	1	9	0.8
C240x80x20x2.5	8.23	6	3	6	3
		7.5	1.8	7.5	1.8
		9	1.3	9	1
C240x80x20x3.0	9.78	7.5	2.3	6	3.7
		9	1.6	7.5	2.2
		12	0.8	9	1.2

附表 4-5 屋面坡度为 0.1 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.5kN/mm^2、风载 0.45kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度控制值 1/150		挠度控制值 1/240	
		跨度(m)	最大檩距(m)	跨度(m)	最大檩距(m)
C100x50x20x2.0	3.51	4	1.40	4	1.00
		5	0.90		
C100x50x20x2.5	4.31	4	1.80	4	1.20
		5	1.00	5	1.00
		6	0.50		
C100x50x20x3.0	5.07	4	2.00	4	1.20
		5	1.10	5	0.70
		6	0.60		
C120x50x20x2.0	3.83	4	1.80	4	1.30
		5	1.10	5	0.70
		6	0.70		
C120x50x20x2.5	4.70	4	2.20	4	1.70
		5	1.60	5	1.00
		6	0.90		
C120x50x20x3.0	5.54	4	2.60	4	2.00
		5	1.60	5	1.10
		6	1.00		
C160x60x20x2.0	4.77	5	1.80	4	1.80
		6	1.20	5	1.80
		7.5	0.70	6	1.10
C160x60x20x2.5	5.88	5	2.30	4	2.60
		6	1.50	5	2.10
		7.5	0.90	6	1.10
C160x60x20x3.0	6.95	5	2.70	5	2.10
		6	1.80	6	1.40
		7.5	1.10	7.5	0.60
C180x60x20x2.0	5.08	6	1.40	5	2.00
		7.5	0.80	6	1.20
		9	0.50	7.5	0.60
C180x60x20x2.5	6.27	6	1.80	5	2.60
		7.5	1.10	6	1.50
		9	0.70	7.5	0.70
C180x60x20x3.0	7.42	6	2.20	5	3.20
		7.5	1.40	6	1.80
		9	0.80	7.5	0.90

C200x70x20x2.0	5.71	6	1.70	5	2.50
		7.5	1.10	6	1.70
		9	0.70	7.5	0.90
C200x70x20x2.5	7.05	6	2.20	5	3.20
		7.5	1.40	6	2.10
		9	0.90	7.5	1.10
C200x70x20x3.0	8.37	6	2.80	6	2.60
		7.5	1.80	7.5	1.40
		9	1.20	9	0.70
C220x70x20x2.0	6.03	6	1.90	5	2.80
		7.5	1.20	6	1.90
		9	0.80	7.5	1.10
C220x70x20x2.5	7.45	6	2.60	6	2.60
		7.5	1.60	7.5	1.40
		9	1.10	9	0.70
C220x70x20x3.0	8.84	7.5	2.00	6	3.00
		9	1.40	7.5	1.80
		12	0.70	9	1.00
C240x80x20x2.0	6.65	6	2.30	6	2.30
		7.5	1.50	7.5	1.50
		9	1.00	9	0.80
C240x80x20x2.5	8.23	6	3.10	6	3.10
		7.5	2.00	7.5	2.00
		9	1.40	9	1.10
C240x80x20x3.0	9.78	7.5	2.50	6	3.50
		9	1.70	7.5	2.40
		12	0.90	9.000	1.10

附表 4-6 屋面坡度为 0.1 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.5kN/mm^2、风载 0.55kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度控制值 1/150		挠度控制值 1/240	
		跨度(m)	最大檩距(m)	跨度(m)	最大檩距(m)
C100x50x20x2.0	3.51	4	1.10	4	1.00
		5	0.80		
C100x50x20x2.5	4.31	4	1.40	4	1.20
		5	1.00		
C100x50x20x3.0	5.07	4	1.60	4	1.40
		5	1.10		
C120x50x20x2.0	3.83	4	1.40	4	1.40
		5	1.10	5	0.70
		6	0.70		
C120x50x20x2.5	4.70	4	1.60	4	1.60
		5	1.40	5	0.90
		6	0.80		
C120x50x20x3.0	5.54	4	1.90	4	1.90
		5	1.60	5	1.00
		6	1.00		
C160x60x20x2.0	4.77	4	2.10	4	2.10
		5	1.80	5	1.70
		6	1.20	6	1.00
C160x60x20x2.5	5.88	4	2.50	4	2.50
		5	2.30	5	2.10
		6	1.50	6	1.20
C160x60x20x3.0	6.95	4	3.10	4	3.10
		5	2.80	5	2.50
		6	1.80	6	1.40
C180x60x20x2.0	5.08	4	2.40	4	2.40
		5	2.10	5	2.00
		6	1.40	6	1.30
C180x60x20x2.5	6.27	5	2.60	4	2.80
		6	1.80	5	2.60
		7.5	1.10	6	1.60
C180x60x20x3.0	7.42	5	3.20	5	3.20
		6	2.20	6	1.90
		7.5	1.40	7.5	0.90
C200x70x20x2.0	5.71	4	2.80	4	2.80

		5	2.50	5	2.50
		6	1.70	6	1.70
C200x70x20x2.5	7.05	5	3.20	5	3.20
		6	2.20	6	2.20
		7.5	1.40	7.5	1.10
C200x70x20x3.0	8.37	6	2.70	6	2.70
		7.5	1.70	7.5	1.30
		9	1.10	9	0.70
C220x70x20x2.0	6.03	6	1.90	5	2.80
		7.5	1.20	6	1.90
		9	0.80	7.5	1.10
C220x70x20x2.5	7.45	6	2.50	6	2.50
		7.5	1.60	7.5	1.40
		9	1.10	9	0.70
C220x70x20x3.0	8.84	6	3.00	6	3.00
		7.5	1.90	7.5	1.60
		9	1.30	9	0.90
C240x80x20x2.0	6.65	6	2.30	6	2.30
		7.5	1.40	7.5	1.40
		9	1.00	9	0.80
C240x80x20x2.5	8.23	6	3.00	6	3.00
		7.5	1.80	7.5	1.80
		9	1.20	9	1.00
C240x80x20x3.0	9.78	7.5	2.30	6	3.50
		9	1.60	7.5	2.20
		12	0.80	9	1.20

附表 4-7 屋面坡度为 0.2 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.3kN/mm^2、风载 0.35kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度控制值 1/150		挠度控制值 1/240	
		跨度(m)	最大檩距（m）	跨度(m)	最大檩距（m）
Z160x60x20x2.0	4.77	4	1.20	4	1.20
		5	1.00	5	1.00
Z160x60x20x2.5	5.88	4	1.80	4	1.80
		5	1.50	5	1.50
		6	0.80	6	0.80
Z160x60x20x3.0	6.95	4	1.90	4	1.90
		5	1.50	5	1.50
		6	0.90	6	0.90
Z180x60x20x2.0	5.08	4	2.30	4	2.30
		5	1.90	5	1.90
		6	1.30	6	1.30
Z180x60x20x2.5	6.27	4	2.70	4	2.70
		5	2.40	5	2.40
		6	1.60	6	1.60
Z180x60x20x3.0	7.42	4	2.90	4	2.90
		5	2.60	5	2.60
		6	1.70	6	1.70
Z200x70x20x2.0	5.71	4	2.80	4	2.80
		5	2.10	5	2.10
		6	1.40	6	1.40
Z200x70x20x2.5	7.05	4	3.20	4	3.20
		5	2.60	5	2.60
		6	1.80	6	1.80
Z200x70x20x3.0	8.37	5	3.10	5	3.10
		6	2.10	6	2.10
		7.5	1.10	7.5	1.10
Z220x70x20x2.0	6.03	5	3.20	5	3.20
		6	2.20	6	2.20
		7.5	1.20	7.5	1.20
Z220x70x20x2.5	7.45	6	2.80	6	2.80
		7.5	1.50	7.5	1.50
		9	1.00	9	1.00
Z220x70x20x3.0	8.84	6	3.30	6	3.30
		7.5	1.80	7.5	1.80
		9	1.20	9	1.20
Z240x80x20x2.0	6.65	6	2.30	6	2.30
		7.5	1.30	7.5	1.30
		9	0.80	9	0.80
Z240x80x20x2.5	8.23	6	2.90	6	2.90

		7.5	1.60	7.5	1.60
		9	1.10	9	1.10
Z240x80x20x3.0	9.78	6	3.50	6	3.50
		7.5	2.00	7.5	2.00
		9	1.30	9	1.30

附表 4-8 屋面坡度为 0.2 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.3kN/mm^2、风载 0.45kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度控制值 1/150		挠度控制值 1/240	
		跨度(m)	最大檩距（m）	跨度(m)	最大檩距（m）
Z160x60x20x2.0	4.77	4	1.30	4	1.30
		5	1.00	5	1.00
Z160x60x20x2.5	5.88	4	1.80	4	1.80
		5	1.50	5	1.50
		6	0.80	6	0.80
Z160x60x20x3.0	6.95	4	2.00	4	2.00
		5	1.50	5	1.50
		6	0.90	6	0.90
Z180x60x20x2.0	5.08	4	2.30	4	2.30
		5	1.90	5	1.90
		6	1.30	6	1.30
Z180x60x20x2.5	6.27	4	2.70	4	2.70
		5	2.40	5	2.40
		6	1.60	6	1.60
Z180x60x20x3.0	7.42	4	3.00	4	3.00
		5	2.60	5	2.60
		6	1.70	6	1.70
Z200x70x20x2.0	5.71	4	2.80	4	2.80
		5	2.10	5	2.10
		6	1.40	6	1.40
Z200x70x20x2.5	7.05	5	2.70	5	2.70
		6	1.80	6	1.80
		7.5	1.00	7.5	1.00
Z200x70x20x3.0	8.37	5	3.00	5	3.00
		6	2.10	6	2.10
		7.5	1.10	7.5	1.10
Z220x70x20x2.0	6.03	5	3.10	5	3.10
		6	2.10	6	2.10
		7.5	1.20	7.5	1.20
Z220x70x20x2.5	7.45	6	2.70	6	2.70
		7.5	1.50	7.5	1.50
		9	1.00	9	1.00

Z220x70x20x3.0	8.84	6	3.30	6	3.30
		7.5	1.80	7.5	1.80
		9	1.20	9	1.20
Z240x80x20x2.0	6.65	6	2.30	6	2.30
		7.5	1.30	7.5	1.30
		9	0.80	9	0.80
Z240x80x20x2.5	8.23	6	2.90	6	2.90
		7.5	1.60	7.5	1.60
		9	1.10	9	1.10
Z240x80x20x3.0	9.78	7.5	2.00	7.5	2.00
		9	1.30	9	1.30
		12	1.00	12	0.70

附表 4-9 屋面坡度为 0.2 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.3kN/mm^2、风载 0.55kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度控制值 1/150		挠度控制值 1/240	
		跨度(m)	最大檩距（m）	跨度(m)	最大檩距（m）
Z160x60x20x2.0	4.77	4	1.30	4	1.30
		5	1.00	5	1.00
Z160x60x20x2.5	5.88	4	1.60	4	1.60
		5	1.30	5	1.30
		6	0.80	6	0.80
Z160x60x20x3.0	6.95	4	1.70	4	1.70
		5	1.40	5	1.40
		6	0.90	6	0.90
Z180x60x20x2.0	5.08	4	1.90	4	1.90
		5	1.60	5	1.60
		6	1.20	6	1.20
Z180x60x20x2.5	6.27	4	2.30	4	2.30
		5	2.00	5	2.00
		6	1.50	6	1.50
Z180x60x20x3.0	7.42	4	2.50	4	2.50
		5	2.20	5	2.20
		6	1.60	6	1.60
Z200x70x20x2.0	5.71	4	2.30	4	2.30
		5	1.80	5	1.80
		6	1.30	6	1.30
Z200x70x20x2.5	7.05	5	2.30	5	2.30
		6	1.60	6	1.60
		7.5	1.00	7.5	1.00
Z200x70x20x3.0	8.37	5	2.70	5	2.70

		6	1.90	6	1.90
		7.5	1.10	7.5	1.10
Z220x70x20x2.0	6.03	5	2.70	5	2.70
		6	1.90	6	1.90
		7.5	1.10	7.5	1.10
Z220x70x20x2.5	7.45	6	2.40	6	2.40
		7.5	1.40	7.5	1.40
		9	1.00	9	1.00
Z220x70x20x3.0	8.84	6	2.90	6	2.90
		7.5	1.70	7.5	1.70
		9	1.20	9	1.20
Z240x80x20x2.0	6.65	6	2.00	6	2.00
		7.5	1.20	7.5	1.20
		9	0.90	9	0.90
Z240x80x20x2.5	8.23	6	2.50	6	2.50
		7.5	1.50	7.5	1.50
		9	1.10	9	1.10
Z240x80x20x3.0	9.78	7.5	1.80	7.5	1.80
		9	1.30	9	1.30
		12	0.90	12	0.70

附表 4-10 屋面坡度为 0.2 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.5kN/mm^2、风载 0.35kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度控制值 1/150		挠度控制值 1/240	
		跨度(m)	最大檩距（m）	跨度(m)	最大檩距（m）
Z160x60x20x2.0	4.77	4	1.00	4	1.00
Z160x60x20x2.5	5.88	4	1.30	4	1.30
		5	1.00	5	1.00
Z160x60x20x3.0	6.95	4	1.30	4	1.30
		5	1.10	5	1.10
Z180x60x20x2.0	5.08	4	1.60	4	1.60
		5	1.30	5	1.30
		6	0.90	6	0.90
Z180x60x20x2.5	6.27	4	1.90	4	1.90
		5	1.70	5	1.70
		6	1.10	6	1.10
Z180x60x20x3.0	7.42	4	2.10	4	2.10
		5	1.80	5	1.80
		6	1.20	6	1.20
Z200x70x20x2.0	5.71	4	1.90	4	1.90
		5	1.40	5	1.40

		6	1.00	6	1.00
Z200x70x20x2.5	7.05	4	2.30	4	2.30
		5	1.80	5	1.80
		6	1.20	6	1.20
Z200x70x20x3.0	8.37	4	2.50	4	2.50
		5	2.20	5	2.20
		6	1.50	6	1.50
Z220x70x20x2.0	6.03	4	2.70	4	2.70
		5	2.20	5	2.20
		6	1.50	6	1.50
Z220x70x20x2.5	7.45	5	2.80	5	2.80
		6	1.90	6	1.90
		7.5	1.10	7.5	1.10
Z220x70x20x3.0	8.84	6	2.30	6	2.30
		7.5	1.20	7.5	1.20
		9	0.80	9	0.80
Z240x80x20x2.0	6.65	5	2.30	5	2.30
		6	1.60	6	1.60
		7.5	1.30	7.5	1.30
Z240x80x20x2.5	8.23	5	3.00	5	3.00
		6	2.00	6	2.00
		7.5	1.10	7.5	1.10
Z240x80x20x3.0	9.78	6	2.50	6	2.50
		7.5	1.40	7.5	1.40
		9	0.90	9	0.90

附表 4-11 屋面坡度为 0.2 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.5kN/mm^2、风载 0.45kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度控制值 1/150		挠度控制值 1/240	
		跨度(m)	最大檩距（m）	跨度(m)	最大檩距（m）
Z160x60x20x2.0	4.77	4	1.10	4	1.10
		5	0.80	5	0.80
Z160x60x20x2.5	5.88	4	1.30	4	1.30
		5	1.00	5	1.00
		6	0.70	6	0.70
Z160x60x20x3.0	6.95	4	1.40	4	1.40
		5	1.10	5	1.10
		6	0.70	6	0.70
Z180x60x20x2.0	5.08	4	1.60	4	1.60
		5	1.30	5	1.30
		6	0.90	6	0.90
Z180x60x20x2.5	6.27	4	1.90	4	1.90

		5	1.70	5	1.70
		6	1.10	6	1.10
Z180x60x20x3.0	7.42	4	2.10	4	2.10
		5	1.80	5	1.80
		6	1.20	6	1.20
Z200x70x20x2.0	5.71	4	2.00	4	2.00
		5	1.50	5	1.50
		6	1.00	6	1.00
Z200x70x20x2.5	7.05	4	2.30	4	2.30
		5	1.90	5	1.90
		6	1.30	6	1.30
Z200x70x20x3.0	8.37	4	2.60	4	2.60
		5	2.20	5	2.20
		6	1.50	6	1.50
Z220x70x20x2.0	6.03	4	2.70	4	2.70
		5	2.20	5	2.20
		6	1.50	6	1.50
Z220x70x20x2.5	7.45	5	2.90	5	2.90
		6	1.90	6	1.90
		7.5	1.10	7.5	1.10
Z220x70x20x3.0	8.84	6	2.40	6	2.40
		7.5	1.30	7.5	1.30
		9	0.80	9	0.80
Z240x80x20x2.0	6.65	5	2.30	5	2.30
		6	1.60	6	1.60
		7.5	0.90	7.5	0.90
Z240x80x20x2.5	8.23	5	3.00	5	3.00
		6	2.00	6	2.00
		7.5	1.10	7.5	1.10
Z240x80x20x3.0	9.78	6	2.50	6	2.50
		7.5	1.40	7.5	1.40
		9	0.90	9	0.90

附表 4-12 屋面坡度为 0.2 的屋面檩条选用表格

（恒载 0.2kN/mm^2、活载 0.5kN/mm^2、风载 0.55kN/mm^2）

檩条规格	用钢量(kg/mm2)	挠度控制值 1/150		挠度控制值 1/240	
		跨度(m)	最大檩距（m）	跨度(m)	最大檩距（m）
Z160x60x20x2.0	4.77	4	1.10	4	1.10
		5	0.80	5	0.80
Z160x60x20x2.5	5.88	4	1.30	4	1.30
		5	1.00	5	1.00
		6	0.70	6	0.70

Z160x60x20x3.0	6.95	4	1.40	4	1.40
		5	1.10	5	1.10
		6	0.70	6	0.70
Z180x60x20x2.0	5.08	4	1.60	4	1.60
		5	1.30	5	1.30
		6	0.90	6	0.90
Z180x60x20x2.5	6.27	4	1.90	4	1.90
		5	1.70	5	1.70
		6	1.10	6	1.10
Z180x60x20x3.0	7.42	4	2.10	4	2.10
		5	1.80	5	1.80
		6	1.20	6	1.20
Z200x70x20x2.0	5.71	4	1.90	4	1.90
		5	1.40	5	1.40
		6	1.00	6	1.00
Z200x70x20x2.5	7.05	4	2.30	4	2.30
		5	1.80	5	1.80
		6	1.30	6	1.20
Z200x70x20x3.0	8.37	4	2.50	4	2.50
		5	2.20	5	2.20
		6	1.50	6	1.50
Z220x70x20x2.0	6.03	4	2.70	4	2.70
		5	2.20	5	2.20
		6	1.50	6	1.50
Z220x70x20x2.5	7.45	5	2.80	5	2.80
		6	1.90	6	1.90
		7.5	1.10	7.5	1.10
Z220x70x20x3.0	8.84	6	2.30	6	2.30
		7.5	1.20	7.5	1.20
		9	0.80	9	0.80
Z240x80x20x2.0	6.65	5	2.30	5	2.30
		6	1.60	6	1.60
		7.5	0.90	7.5	0.90
Z240x80x20x2.5	8.23	5	2.90	5	2.90
		6	2.00	6	2.00
		7.5	1.10	7.5	1.10
Z240x80x20x3.0	9.78	6	2.50	6	2.50
		7.5	1.40	7.5	1.40
		9	0.90	9	0.90

第五章　辅助结构系统

轻型钢结构的辅助结构系统包括挑檐、雨篷、吊车梁、牛腿、楼梯、栏杆、检修平台和女儿墙等，它们构成了轻型钢结构完整的建筑和结构功能。

第一节 雨篷和挑檐

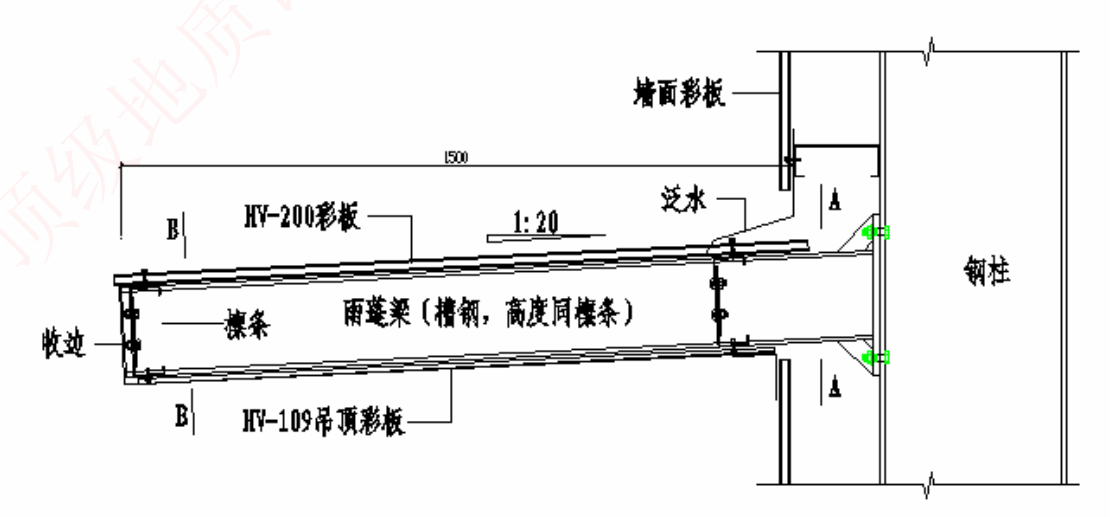
一、雨篷

钢结构雨篷同钢筋混凝土结构雨篷一样，按排水方式可分为有组织排水和自由落水两种。钢结构雨篷的主要受力构件为雨篷梁，其常用的截面形式有轧制普通工字钢、槽钢、H型钢、焊接工字形截面等，当雨篷的造型为复杂的曲线时亦可选用矩形管或箱形截面等。

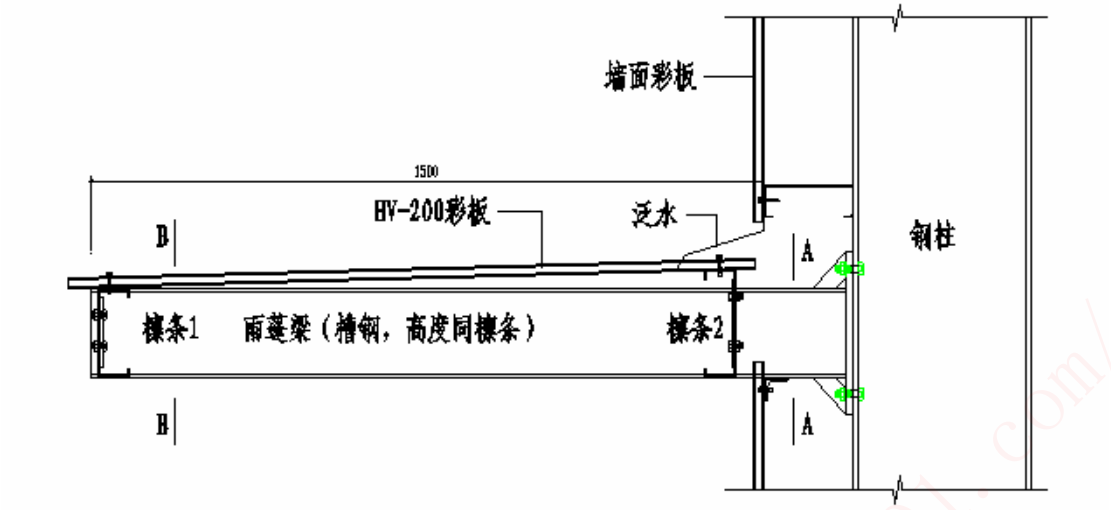
在轻型门式刚架结构中，雨篷宽度通常取柱距，即每柱上挑出一根雨篷梁，雨篷梁间通过C型钢连接形成平面。挑出长度通常为1.5m或更大，视建筑要求而定。雨篷梁可做成等截面或变截面，截面高度应按承载能力计算确定。通常情况下雨篷梁挑出的长度较小，按构造做法，其截面做成与其相连的C型钢截面同高：当柱距为6m时，连接雨篷梁的C型钢为16#，雨篷梁亦取16#槽钢；当柱距为9m时，连接雨篷梁的C型钢为24#，雨篷梁取25#槽钢；

有组织排水的雨篷可将天沟设置在雨篷的根部或将天沟悬挂在雨篷的端部，雨篷四周设置凸沿，以便能有组织的将雨水排入天沟内。

图5-1～5-3为几种常见雨篷的做法。

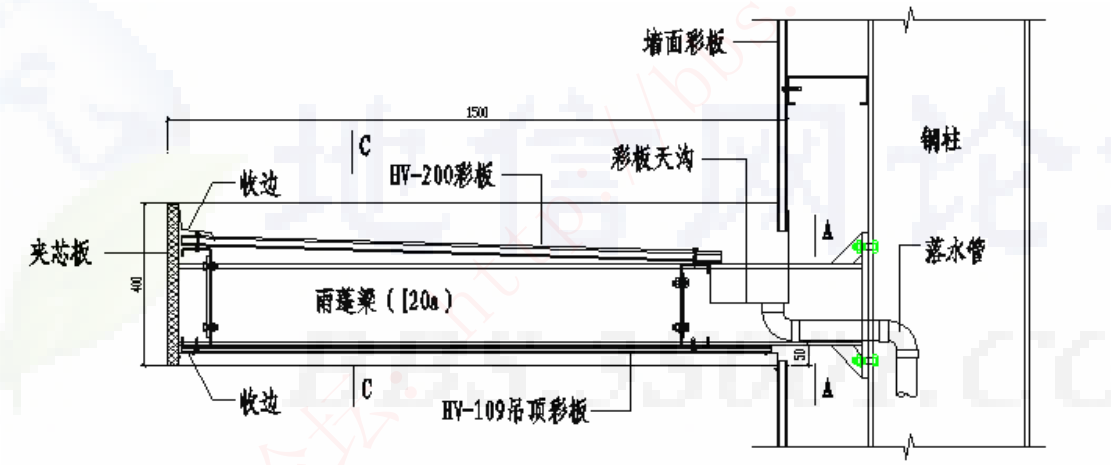


（a）

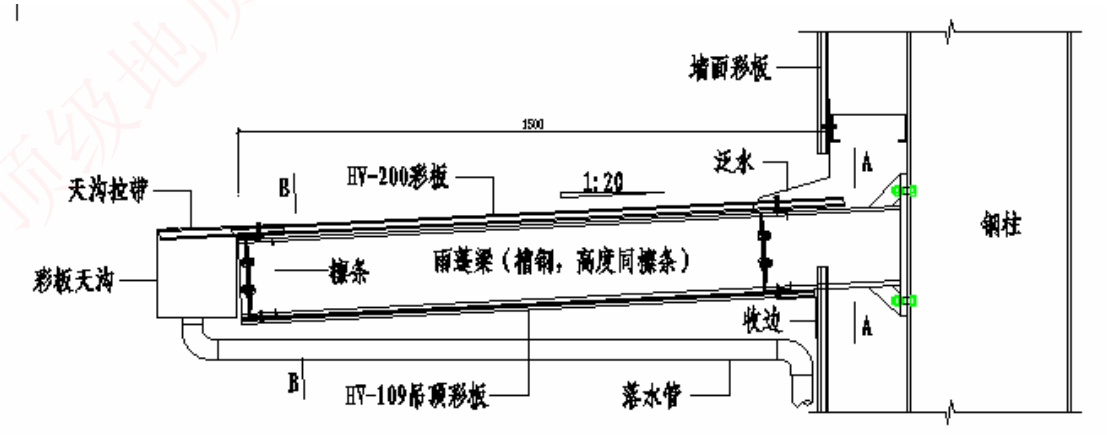


(b)

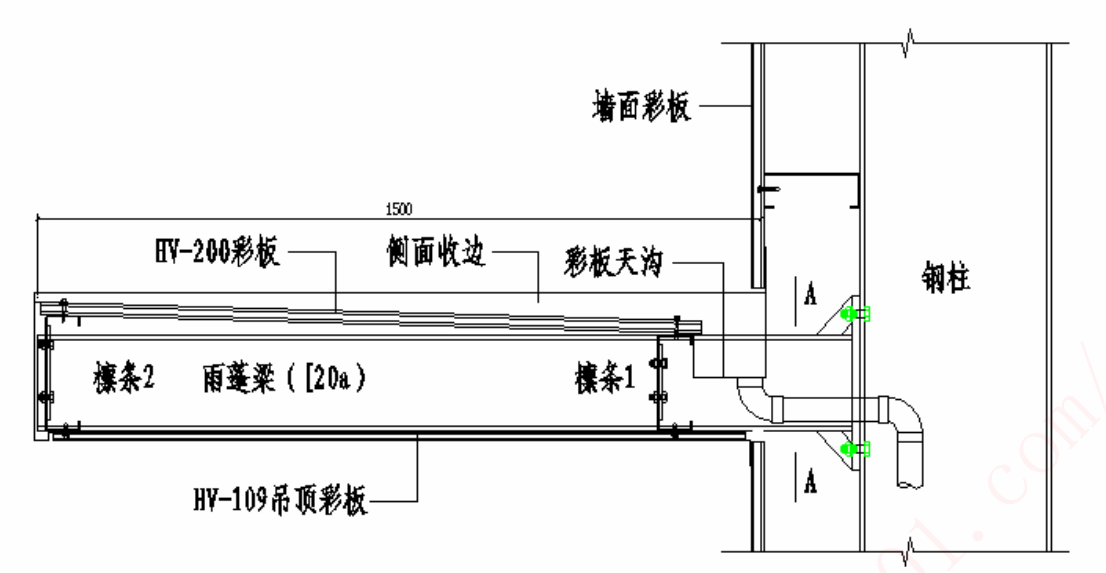
图 5-1　自由落水雨篷



(a)

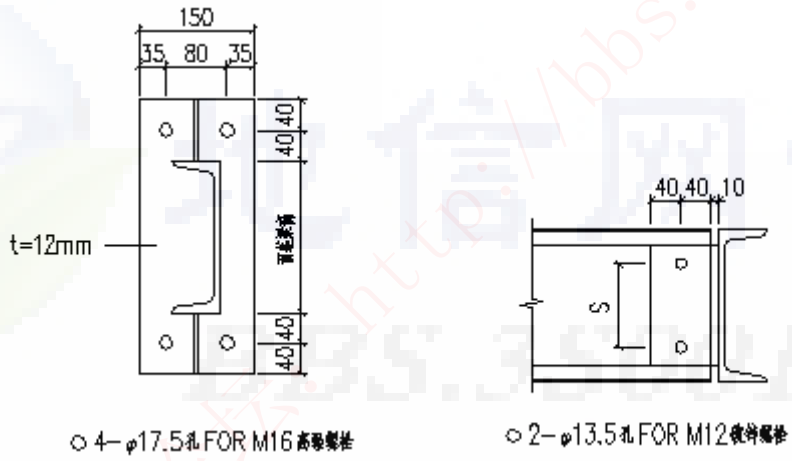


(b)

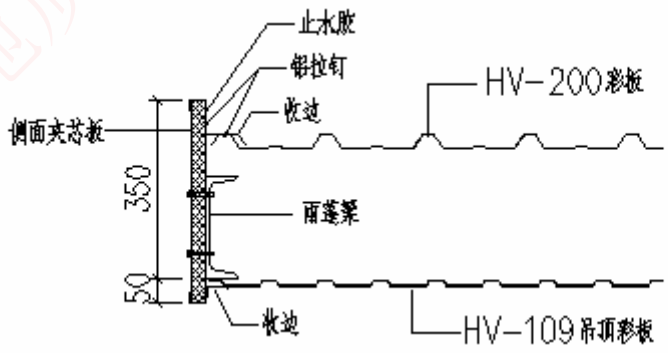


(c)

图 5-2　有组织排水雨蓬



（a）A-A　　（b）B-B



（c）C-C

图 5-3　雨蓬节点详图

二、挑檐

在轻型门式刚架厂房结构中，通常将天沟（彩钢或不锈钢）放置在挑檐上，形成外天沟。挑檐挑出构件的间距取柱距，即挑出构件作为主刚架的一部分，挑出构件之间由 C 型钢檩条连接，。图 5-4 所示为典型的挑檐构造。

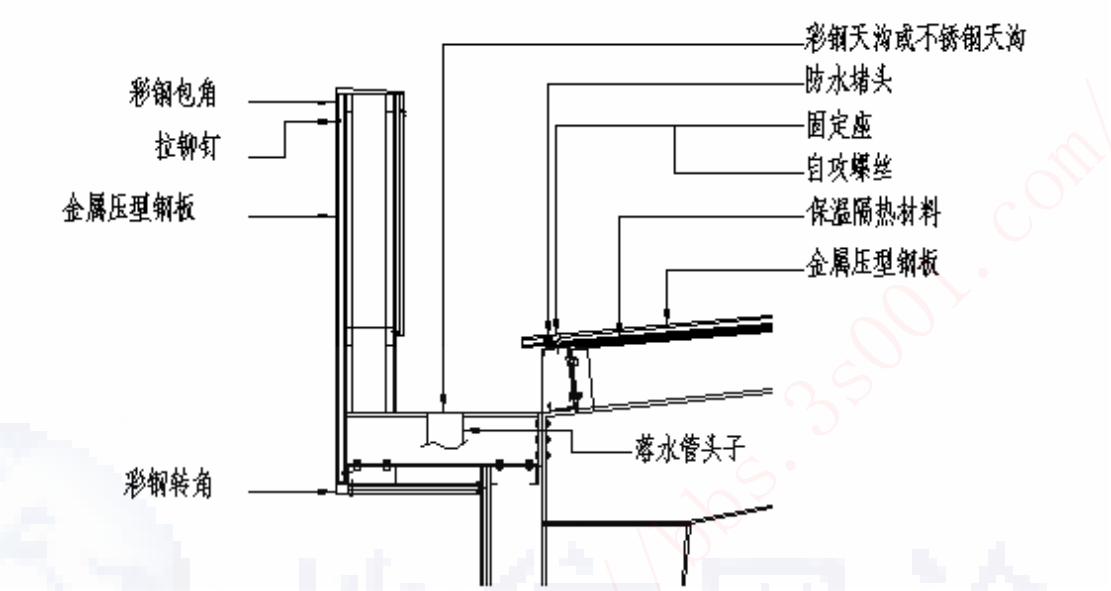
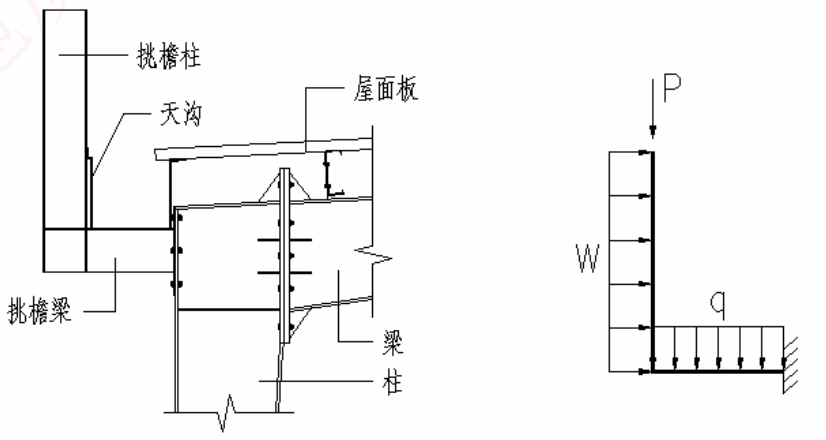


图 5-4 典型的挑檐构造

挑檐柱承受 C 型钢墙梁传递轻质墙体的竖向荷载和风荷载，挑檐梁主要承受考虑天沟积水满布荷载或积雪荷载。挑檐各构件（挑檐柱、挑檐梁）截面通常采用轧制工字钢或高频 H 型钢，截面大小由承载力计算确定。挑檐计算简图如图 5-5 所示，将挑檐柱和挑檐梁示作一个整体，端部与刚架柱固接，即作为悬臂构件计算。通常情况下轻钢厂房结构的挑檐所承受的荷载较小，截面多选择 200 高的高频焊接 H 型钢。



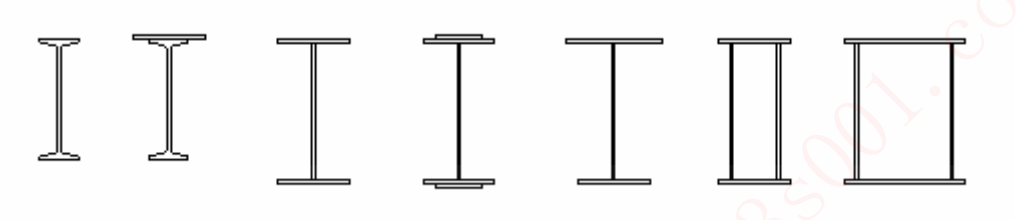
（a） （b）

图 5-5 挑檐结构计算简图

第二节 吊车梁和牛腿

一、吊车梁概述

直接支承吊车轮压的受弯构件有吊车梁和吊车桁架，一般设计成简支结构。吊车梁有型钢梁、组合工字形梁及箱形截面梁等（见图 5-6）；吊车桁架常用截面形式为上行式直接支承吊车桁架和上行式间接支承吊车桁架（见图 5-7）。



（a）　（b）　（c）　（d）　（e）　（f）　（g）

（a）、（b） 型钢梁　（c）、（d）、（e）焊接工字形梁　（f）、（g）焊接箱形梁

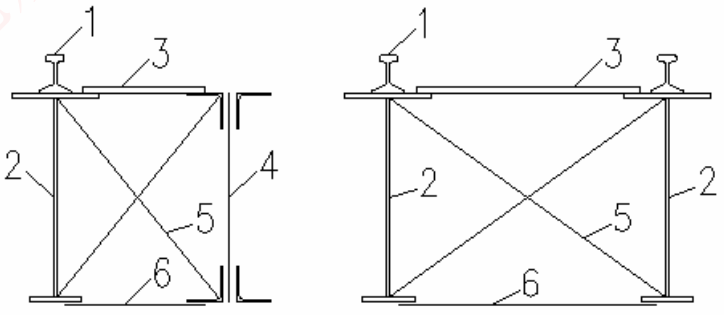
图 5-6 实腹吊车梁的截面形式



（a）上行式直接支撑吊车桁架　　（ b）上行式间接支撑吊车桁架

图 5-7 吊车桁架结构简图

吊车梁系统一般由吊车梁（吊车桁架）、制动结构、辅助桁架及支撑（水平支撑和垂直支撑）等组成（见图 5-8）。



（a）边列吊车梁　　（b）中列吊车梁

（1）轨道　（2）吊车梁　（3）制动结构　（4）辅助桁架　（5）垂直支撑　（6）下翼缘水平支撑

图 5-8 吊车梁系统构件的组成

吊车梁（或吊车桁架）的设计，应首先考虑吊车工作制的影响，一般将吊车工作制分为轻、中、重和特重四级，在进行吊车梁设计时，应根据工艺提供的资料确定其相应的级别。吊车梁（或吊车桁架）均应满足强度、稳定和容许挠度的要求；对重级工作制吊车梁和重、中级工作制吊车桁架尚应进行疲劳验算。当进行强度和稳定计算时，一般按两台最大吊车的最不利组合考虑。进行疲劳验算时，则按一台最大吊车考虑（不计动力系数）。

本节主要介绍额定起重量 Q≤20t 的吊车梁（或吊车桁架）。

二、常用的几种吊车梁简介

1、型钢吊车梁用热轧型钢制成，制作简单、运输及安装方便，一般用于跨度≤6m，吊车起重量 Q≤10t 的轻、中级工作制的吊车梁。

2、焊接工字形吊车梁截面一般由三块板焊接而成。当吊车梁的跨度与吊车起重量不大，并为轻、中级工作制时，可采用上翼缘加宽的不对称截面，此时一般可不设制动结构。当吊车梁的跨度与吊车起重量较大或吊车为重级工作制时，可采用对称或不对称工字形截面，但需设置制动结构。不对称工字形截面能充分利用材料强度使截面更趋合理。

工字形吊车梁一般设计成等高度等截面的形式，根据需要也可设计成变高度（支座处梁高缩小）变截面的形式。

3、吊车桁架有桁架式、撑杆式、托架—吊车桁架合一式等。一般设计成上承式简支桁架，由劲性上弦、腹杆和下弦组成。常用的几何形式为带中间竖杆的三角形腹杆体系平行弦桁架，其支座设于上弦平面内。上弦为劲性连续梁，适用吊车轨道直接铺设在上弦上，吊车桁架跨度 L≥18m 且吊车为轻、中级工作制的情况。

吊车桁架杆件截面宜优先选用轧制型钢或其它组合截面，并尽可能选用具有较大刚度的截面。对受压杆件，应采用在桁架平面内、外两个方向长细比接近的截面。桁架的劲性上弦宜选用具有较大垂直刚度的工字形截面；桁架下弦截面采用轧制 H 型钢截面；桁架腹杆的轴线可交汇于上弦杆的下边缘线上，在上弦节点处，上弦杆的腹板均应设置横向加劲肋。

4、箱形吊车梁由上下翼缘板与两侧各一块腹板组成。箱型吊车梁具有较大的整体抗弯和抗扭刚度，梁的截面高度相对较小和具有较高的安全度的优点，但用钢量可能较多且制作和安装的难度较大。一般可用作扭矩较大的中列柱、大跨度及较大起重量的吊车梁或环形吊车梁等。

箱形吊车梁可分为窄箱形梁和宽箱形梁。前者为两块腹板共同承受一条吊车轨道的荷重，后者为两块腹板各自分别承受一条吊车轨道的荷重（中列吊车梁），或两块腹板各自分

别承受一条吊车轨道及屋盖（或墙架支柱）传来的荷重（边列吊车梁）。

5、壁行吊车梁是承受一种可移动的悬挂吊车的梁，一般可分为分离式壁行吊车梁和整体式壁行吊车梁（即箱形梁）两种。由承受水平荷载的上梁及同时承受水平和竖向荷载的下梁组成分离型式的壁行吊车梁较为经济，但需严格控制上、下梁的相对变形。为了增加刚度亦可将上、下梁组合成箱形梁，但是这样不太经济。

6、悬挂式吊车梁包括悬挂单梁和轨道梁，由轧制工字钢制成，悬挂于屋盖及楼盖承重结构下或特设的支柱、支架下。单轨吊车梁可分为直线梁和弧线梁，直线梁可根据材料、安装及支承等条件设计为简支、双跨或三跨连续梁，弧线梁在弧线段及弧线与直线交接处均应设计为连续构造。单轨吊车梁所选用的工字钢型号、行驶范围、弧线梁的曲率半径、吊车起重量、吊车台数均应现由工艺设计人员提供。单轨吊车梁上的吊车荷载一般只考虑一台吊车的作用，可简化为一个集中荷载作用在梁上计算。

在轻型钢结构体系中，最常见的吊车支承结构形式为焊接工字形简支吊车梁，以下介绍该形式的计算和构造要求。

三、吊车梁计算

假定吊车支承结构形式为焊接工字形简支吊车梁。

1、荷载计算：

（1）吊车荷载

1）横向水平荷载标准值

$$T_K = \eta \frac{(Q + Q_1)}{2n_0} \times 10(kN) \qquad (5\text{-}1)$$

2）纵向水平荷载标准值

$$T_{k,l} = 0.1 \sum P_{K,\max} \qquad (5\text{-}2)$$

3）竖向水平荷载标准值

吊车竖向荷载标准值按工艺资料所提吊车的最大轮压采用，当缺少轮压资料时，也可按吊车桥架及小车重量、吊钩极限位置等计算最大轮压。

（2）其它荷载

作用于吊车梁或吊车桁架走道板上活荷载一般取 2.0kN/㎡，有积灰荷载时一般取 0.3～1.0kN/㎡。

式（5-1）和（5-2）中，η取决于不同额定起重量Q（单位t）。对于软钩吊车的额定起重量，Q≤10t时$\eta=0.12$；Q≤15～50t时$\eta=0.10$；Q≥75t时$\eta=0.08$。对于硬钩吊车的额定起重量，$\eta=0.2$。Q_1为小车重量（单位 t），由吊车资料确定；当无明确的吊车资料时，软钩吊车的小车重量可近似地确定为：当Q≤50t时，Q_1=0.4Q；当Q＞50t时，Q_1=0.3Q。$\Sigma P_{K,\max}$为作用于一侧轨道上所有制动轮最大轮压标准值之和，当缺少制动轮数资料时，一般桥式吊车可取此侧大车车轮总数的一半。n_0为吊车一侧轮数。

当吊车梁还承受屋盖、墙架以及侧墙分荷载或其他荷载时，应按实际计算，并考虑应力叠加。

2、作用力计算：

计算吊车梁的内力时，应按结构力学中影响线的方法确定各内力所需吊车荷载的最不利位置，在按此求出吊车梁的最大弯矩及其相应的剪力、支座最大剪力、横向水平荷载作用下在水平方向所产生的最大弯矩，当为制动桁架时需计算横向水平荷载在吊车梁上翼缘所产生的局部弯矩。

简支梁在行动轮压和横向水平力的作用下，产生的竖向弯矩、水平弯矩和剪力，应按可能排列于梁上的轮数、轮序及最不利位置进行计算。当制动结构为桁架时，尚应计算横向水平力对翼缘产生的弯矩。

（1）最大竖向弯矩及支座反力

当梁上有2个或2个以上轮压作用时，轮子的排列应使所有梁上轮压的合力作用线与最近一个轮子间的距离被梁中心线平分，则此轮所在位置既为梁最大弯矩截面位置。最大剪力$V_{\max}$可按梁反力影响线来求得。

当梁上作用有2个、3个、4个轮时，梁最大内力$M_{\max}$、$V_{\max}$可按下表计算。计算前应先于梁上排列轮数及轮序，判断并选择最不利轮位后，在按下表5－1～5－3计算。

表 5-1　　作用于梁上两个轮时简支吊车梁最大竖向弯矩、剪力计算公式

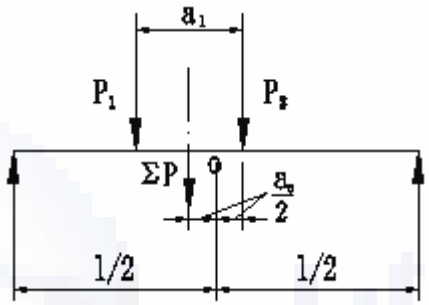
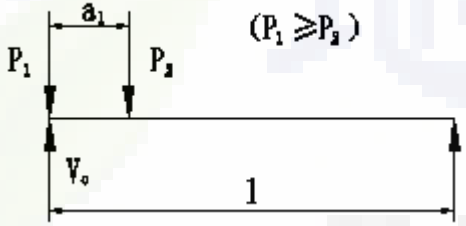
	简　　图	算　　式
最大弯矩 M_{max}		$a_0 = \frac{P_1 a_1}{\Sigma P}$ $M = \frac{\Sigma P(L - a_0)^2}{4L}$ $\Sigma P = P_1 + P_2$
最大剪力 V_{max}		$V = P_1 + P_2\left(1 - \frac{a_1}{L}\right)$

表 5-2　　作用于梁上三个轮时简支吊车梁最大竖向弯矩、剪力计算公式

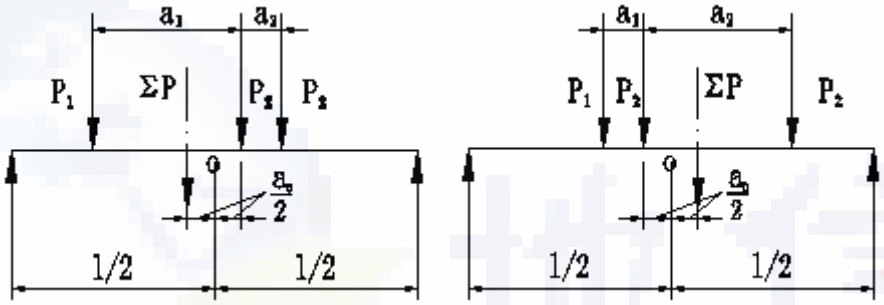
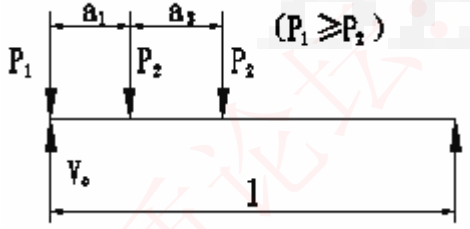
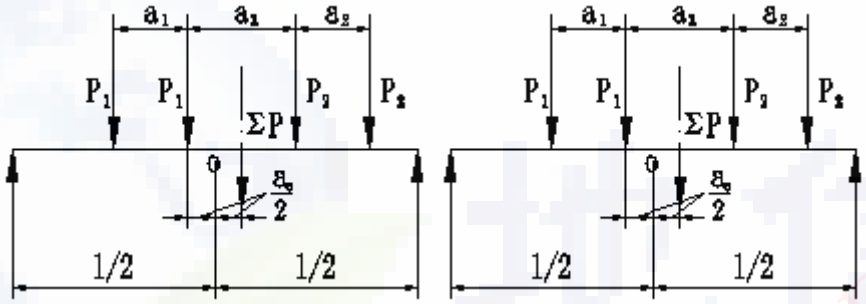
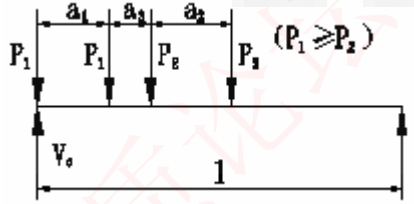
	简　　图	算　　式
最大弯矩 M_n		ΣP 合力作用线在梁中左侧 $(P_1a_1 > P_2a_2)$ ，$a_0 = \dfrac{P_1a_1 - P_2a_2}{\Sigma P}$ $M = \dfrac{\Sigma P(L + a_0)^2}{4L} - P_1a_1$ ，$\Sigma P = P_1 + 2P_2$ ΣP 合力作用线在梁中右侧 $(P_1a_1 < P_2a_2)$ ，$a_0 = \dfrac{P_2a_2 - P_1a_1}{\Sigma P}$ $M = \dfrac{\Sigma P(L - a_0)^2}{4L} - P_1a_1$ ，$\Sigma P = P_1 + 2P_2$
最大剪力 V_{max}		$V = P_1 + P_2$ $\left[\dfrac{2(L - a_1) - a_2}{L}\right]$

表 5-3　　作用于梁上四个轮时简支吊车梁最大竖向弯矩、剪力计算公式

	简　　图	算　　式
最大弯矩 M_n		ΣP 合力作用线在梁中左侧 $P_2(a_2+a_3)>P_1(a_1+a_3)$，$\Sigma P=2(P_1+P_2)$ $a_0=\dfrac{P_1(a_1+2a_3)-P_2a_2}{\Sigma P}$，$M=\dfrac{\Sigma P(L+a_0)^2}{4L}-P_1(a_1+2a_3)$ ΣP 合力作用线在梁中右侧 $P_2(a_2+a_3)<P_1(a_1+a_3)$，$\Sigma P=2(P_1+P_2)$ $a_0=\dfrac{P_2(a_2+2a_3)-P_1a_1}{\Sigma P}$，$M=\dfrac{\Sigma P(L-a_0)^2}{4L}-P_1a_1$ 若 P_2 大于 P_1 很多，合力线进入两个 P_2 轮之间时，a_0 及 M 分别改为按下式计算： $a_0=\dfrac{P_2-a_2-P_1(a_2+a_3)}{\Sigma P}$，$M=\dfrac{\Sigma P(L-a_0)^2}{4L}-P_1(a_1+2a_3)$
最大剪力 V_{max}		$V=P_1\left(2-\dfrac{a_1}{L}\right)+P_2\left[\dfrac{2(L-a_1-a_3)-a_2}{L}\right]$

（2） 最大水平弯矩及支座反力

①当制动结构为制动板时，在横向力作用下，其最大水平弯矩$M_{y\max}$和支座反力$V_{y\max}$可按在竖向轮压下梁最大弯矩和反力的相同轮位进行计算，应注意此时横向力须考虑横向水平力增大系数α_T。

②当为制动桁架时，其计算简图如图 5－9 所示，由$M_{y\max}$在吊车梁上翼缘（或制动桁架外弦）产生的附加轴力N_TN 按下式计算：

$$N_T = \frac{M_{y\max}}{d}$$

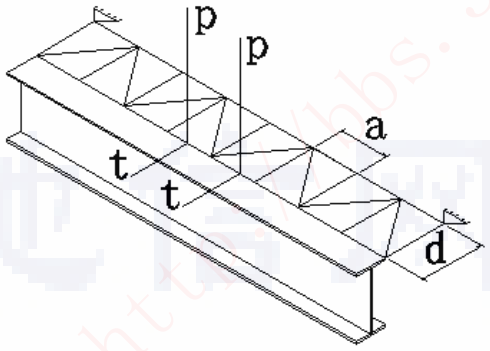


图 5-9 制动桁架计算简图

这里，d为制动桁架弦杆重心线间距离。

制动桁架腹杆内力计算可按车轮横向力作用下桁架杆件影响线来求得，对中列制动桁架还应考虑相邻跨吊车水平力同时作用的不利组合。

制动桁架在吊车横向水平力作用下，吊车梁上翼缘（即制动桁架弦杆）同时还产生节间弯矩M_{y1}，可按以下方式近似计算。

轻、中级工作制吊车的制动桁架：

$$M_{y1} = \frac{Ta}{4}$$

重级工作制吊车的制动桁架：

$$M_{y1} = \frac{Ta}{3}$$

这里，a为桁架节间距离。

3、吊车梁及制动结构的强度和稳定

（1）吊车竖向荷载设计值

$$P = 1.4\alpha\beta P_{k\max} \qquad (5\text{-}3)$$

上式中，$P_{k\max}$ 为最大轮压标准值。α 为动力系数，对悬挂吊车（包括电动葫芦）以及轻、中级工作制的软钩吊车，α 取 1.05；对中级工作制的软钩吊车、硬钩吊车以及其它特种吊车，α 取 1.1。β 为附加荷载增大系数。

（2）吊车横向水平荷载设计值

对于轻、中级吊车：

$$T = 1.4T_k \qquad (5\text{-}4)$$

对于重、特重级吊车：

$$T = 1.4\alpha_T T_k \qquad (5\text{-}5)$$

这里，α_T 为横向荷载增大系数。

（3）弯曲正应力

1）上翼缘正应力

I.无制动结构时

$$\sigma = \frac{M_{x\max}}{W_{nx}} + \frac{M_y}{W_{ny}} \le f \qquad (5\text{-}6)$$

II.有制动梁时

$$\sigma = \frac{M_{x\max}}{W_{nx}} + \frac{M_y}{W_{ny1}} \le f \qquad (5\text{-}7)$$

III.有制动桁架时

$$\sigma = \frac{M_{x\max}}{W_{nx}} + \frac{M_{yl}}{W_{ny}} + \frac{N_T}{A_{ne}} \le f \qquad (5\text{-}8)$$

2)下翼缘正应力

$$\sigma = \frac{M_{x\max}}{W_{nx}} \le f \qquad (5\text{-}9)$$

这里，$M_{x\max}$ 为吊车竖向荷载对 x 轴产生的最大竖向弯矩；M_y 为对上翼缘或下翼缘与

制动梁组合截面 y 轴的水平弯矩；M_{yl} 当为制动桁架时，上翼缘在桁架节间内的水平局部弯矩；可近似按下式计算：

$$M_{yl}=(1/3\sim1/4)T\cdot a \qquad (5\text{-}10)$$

上式中，T 为作用于一个吊车轮上的横向水平荷载或摇摆力；a 为制动桁架节间长度。N_T 为上翼缘及制动桁架组成的水平桁架中由 M_y 作用在上翼缘（弦杆）产生的轴心力；A_{ne} 为梁上部参与制动结构的有效净面积；W_{nx} 为对吊车梁截面强轴（x 轴）净截面抵抗矩；W_{ny} 为吊车梁上翼缘截面（包括加强板、角钢或槽钢）对 y 轴的净截面抵抗矩；W_{ny1} 为梁上翼缘与制动梁组合成水平受弯构件对其竖向轴（y_1 轴）的净截面抵抗矩；

（4）剪应力

1）一般截面

$$\tau=\frac{VS_x}{I_x t_W}\le kf_v \qquad (5\text{-}11)$$

这里，V 为梁计算截面承受的剪力；S_x 为计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩；I_x 为计算截面对 x 轴的毛截面惯性矩；t_w 为腹板厚度；f、f_v 为分别为钢材抗弯、抗剪强度设计值；k 为系数；

2）突缘支座截面

$$\tau=\frac{1.2V}{h_W t_W}\le f_v \qquad (5\text{-}12)$$

这里，h_w 为腹板高度。

（5）吊车梁腹板计算高度上边缘受集中荷载局部压应力

1）重级吊车梁

$$\sigma_C=\frac{1.35P}{l_Z t_w}\le f \qquad (5\text{-}13)$$

2）其它吊车梁

$$\sigma_C=\frac{P}{l_Z t_W}\le f \qquad (5\text{-}14)$$

$$P=\alpha\gamma_Q P_{k\max} \qquad (5\text{-}15)$$

$$l_z = 50mm + 2h_y \qquad (5\text{-}16)$$

这里，h_y 为轨顶至腹板上边缘的距离；γ_Q 为荷载分项系数，取 1.4；h_w 为腹板的高度；t_w 为腹板的厚度；α 为动力系数。

（6）吊车梁腹板计算高度边缘折算应力

1）简支梁

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_C^2 - \sigma_1\sigma_C + 3\tau_1^2} \le 1.1f \qquad (5\text{-}17)$$

2）连续梁

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_C^2 - \sigma_1\sigma_C + 3\tau_1^2} \le 1.2f \qquad (5\text{-}18)$$

（7）端支承加劲肋截面强度

1）受压短柱

$$\frac{R}{\phi A_S} \le f \qquad (5\text{-}19)$$

这里，R 为支座反力；ϕ 为由长细比 $\lambda_z = \frac{h_0}{i_z}$ 决定的轴心受压构件稳定系数；A_s 为将支座加劲肋视为轴心受压构件时的计算面积，包括支座加劲肋和加劲肋两侧或一侧 $15t_w\sqrt{235/f_y}$ 范围内的腹板面积；

2）端面承压

$$\sigma_{ce} = \frac{R}{A_{ce}} \le f_{ce} \qquad (5\text{-}20)$$

这里，A_{ce} 为端面承压面积（支座加劲肋与下翼缘或柱间梁顶面接触处的净面积）。

4、吊车梁腹板及横向加劲肋强度补充验算

（1） 扭矩 T 及附加弯曲应力 σ_{YT}

$$T = P_{\max}e + 0.75T_1h_r \qquad (5\text{-}21)$$

$$T_1 = 1.4\alpha_T T_k \qquad (5\text{-}22)$$

这里，e 为轨道偏心可取 15mm；h_r 为轨道高度。

$$\sigma_{YT}=\frac{2Tt_W}{I_T}\le f \qquad (5\text{-}23)$$

$$I_T=I_{Tr}+\frac{1}{3}bt^3 \qquad (5\text{-}24)$$

这里，I_{Tr} 为轨道抗扭惯性矩；b、t 分别为上翼缘宽度和厚度。

（2）考虑扭矩 T 时梁腹板上端边缘处强度补充验算

$$\sum\sigma_x=\sigma_x+0.25\sigma_c\le f \qquad (5\text{-}25)$$

$$\sum\sigma_y=\sigma_c+\sigma_{YT}\le f \qquad (5\text{-}26)$$

$$\sum\tau_{xy}=\tau+0.3\sigma_c+0.25\sigma_{YT}\le f \qquad (5\text{-}27)$$

$$\sqrt{\left(\sum\sigma_x\right)^2+\sigma_c^2-\left(\sum\sigma_x\right)\sigma_c+3\left(\tau+0.3\sigma_c\right)^2}\le\beta_1 f \qquad (5\text{-}28)$$

$$\sigma_x=\frac{M_x}{W_{nx}} \qquad (5\text{-}29)$$

$$\tau=\frac{VS}{It_W} \qquad (5\text{-}30)$$

（2） 成对布置的腹板加劲肋的强度

$$\sigma_S=\frac{1.5T}{A_sb_s}\le f \qquad (5\text{-}31)$$

5、特重级吊车梁的疲劳计算

（1）吊车荷载设计值：

$$P=\beta P_{k\max} \qquad (5\text{-}32)$$

$$T=T_k \qquad (5\text{-}33)$$

（2）受拉翼缘与腹板连接处焊缝及附近主体金属疲劳应力幅

1）横向加劲肋下端点附近主体金属疲劳应力幅

$$\alpha_f\Delta\sigma\le\left[\Delta\sigma\right]_{2\times10^6} \qquad (5\text{-}34)$$

$$\Delta\sigma=\frac{\left(M_{\max}-M_{\min}\right)}{I_x}y_1 \qquad (5\text{-}35)$$

2）下翼缘与腹板连接处角焊缝疲劳应力幅

$$\alpha_f \Delta\tau \le [\Delta\sigma]_{2\times10^6} \quad (5\text{-}36)$$

$$\Delta\tau = \frac{VS_1}{2h_f I_x} \quad (5\text{-}37)$$

6、吊车梁的竖向挠度计算

吊车荷载设计值为：

$$P = \beta P_{k\max} \quad (5\text{-}38)$$

（1）简支梁

等截面梁：

$$v_x = \frac{M_x l^2}{10EI_x} \quad (5\text{-}39)$$

渐变式变截面梁：

$$v_x = \frac{M_x l^2}{10EI_x}\left(1+\frac{3}{25}\frac{\left(I_x - I_x'\right)}{I_x}\right) \quad (5\text{-}40)$$

（2）连续梁

$$v_x = \frac{l^3}{EI_x}\sum P_k y \quad (5\text{-}41)$$

这里，β 为附加荷载增大系数；I_x 为计算截面对 x 轴的毛截面惯性矩（跨中）；$I_x^{'}$ 为计算截面对 x 轴的毛截面惯性矩（支座）；M_x 代表由全部竖向荷载（标准值，不考虑动力系数）产生的最大弯矩。

7、吊车梁的水平挠度计算

吊车荷载设计值：

$$T = T_k \quad (5\text{-}42)$$

对于制动板情况：

$$v_y = \frac{M_y l^2}{10EI_y} \quad (5\text{-}43)$$

对于制动桁架情况：

$$v_y = \frac{M_y l^2}{8EI_y} \qquad (5\text{-}44)$$

8、焊接吊车梁的连接计算

梁腹板与上翼缘板的连接焊缝：

$$h_f \geq \frac{1}{1.4\left[f_f^W\right]}\sqrt{\left(\frac{V_{\max}S_1}{I_x}\right)^2+\left(\frac{\varphi P}{l_Z}\right)^2} \qquad (5\text{-}45)$$

梁腹板与下翼缘板的连接焊缝：

$$h_f \geq \frac{V_{\max}S_1}{1.4\left[f_f^W\right]I_x} \qquad (5\text{-}46)$$

支座加劲肋与梁腹板的连接焊缝：

平板支座

$$h_f \geq \frac{R}{2\times 1.4 l_W\left[f_f^W\right]} \qquad (5\text{-}47)$$

突缘支座

$$h_f \geq \frac{1.2R}{1.4 l_W\left[f_f^W\right]} \qquad (5\text{-}48)$$

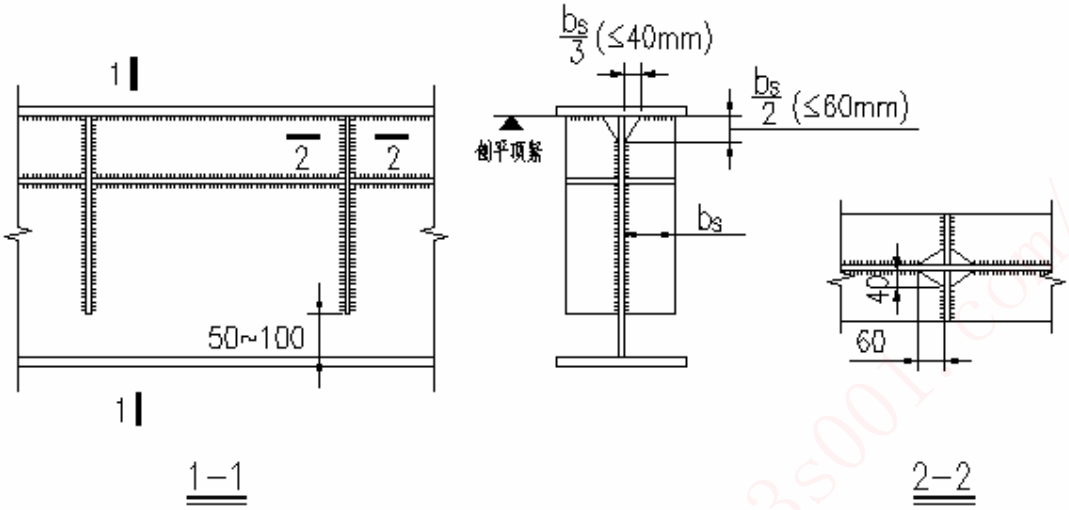
这里，$V_{\max}$ 为计算截面的最大剪力设计值（考虑动力系数 α）；S_1 为翼缘截面对梁中和轴的毛截面惯性矩；I_x 为梁的毛截面惯性矩；φ 为系数，对中级工作制的吊车梁 φ 取 1.35；其它梁 φ 取 1.0；P 为作用在吊车梁上的最大轮压设计值（考虑动力系数）；l_z 为腹板承压长度，$l_z = 50mm + 2h_y$（h_y 为轨顶直腹板上边缘的距离）。

四、吊车梁的构造

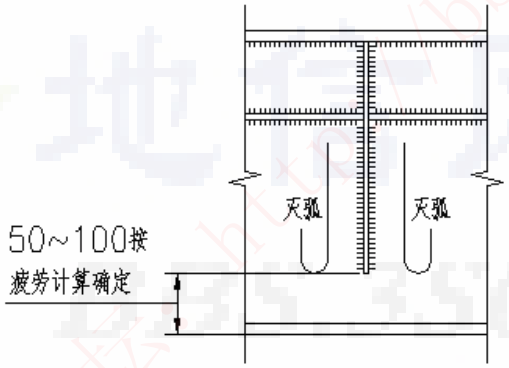
轻钢结构中吊车的起重量通常较小，一般做法为等截面或变截面的焊接 H 型钢简支梁。

焊接工字形吊车梁的横向加劲肋与上翼缘相接处应切角。当切成斜角时，其宽约为 $b_s/3$(但不大于 40㎜)，高约为 $b_s/2$(但不大于 60㎜)。b_s 为加劲肋宽度。横向加劲肋的上端应与上翼缘刨平顶紧后焊接，加劲肋的下端宜在距离受拉翼缘 50～100㎜ 处断开，不应另加零件与受拉翼缘焊接（见图 5-10a）；当同时采用横向加劲肋和纵向加劲肋时，其相交处应留有缺口（图 5-10（a）剖面图 2-2），以免形成焊接过热区。重级工作制吊车梁，对此间隙

应由疲劳验算决定，横向加劲肋下端点焊缝宜采用连续回焊后灭弧的施焊方法。（见图5-10b）



(a) 轻、中级工作制吊车梁



(b) 重级工作制吊车梁

图 5-10 焊接工字形吊车梁构造

吊车梁制作时，翼缘板和腹板的工厂拼接应采用加引弧板的对接焊缝，对接完毕后应将引弧板割去并打磨平整。吊车梁制作应符合要求：

（1） 上下翼缘板的对接焊缝一般要求采用自动焊的直缝对接，并要求焊透。当夏翼缘对接焊缝位于跨中的 1 / 3 范围内时，宜采用 45°～55°斜缝对接；

（2） 翼缘或腹板的工厂拼接接头不应设在同一截面上，应尽量错开≥200㎜，接头位置宜设在距支座约为 1 / 3～1 / 4 梁跨度范围内；

对与腹板纵横梁方向的对接焊缝，可采用 T 形交叉也可采用十字形交叉，对 T 形交叉，其交叉点的距离不得小于 200㎜；当拼接焊缝与加劲肋相交时，加劲肋与腹板连接角焊缝应中断，其端部与拼接焊缝的距离约为 50㎜。

（3） 对接焊缝所选用的引弧板，必须与母材的材质、厚度相同，剖口形式也需与母材相同。

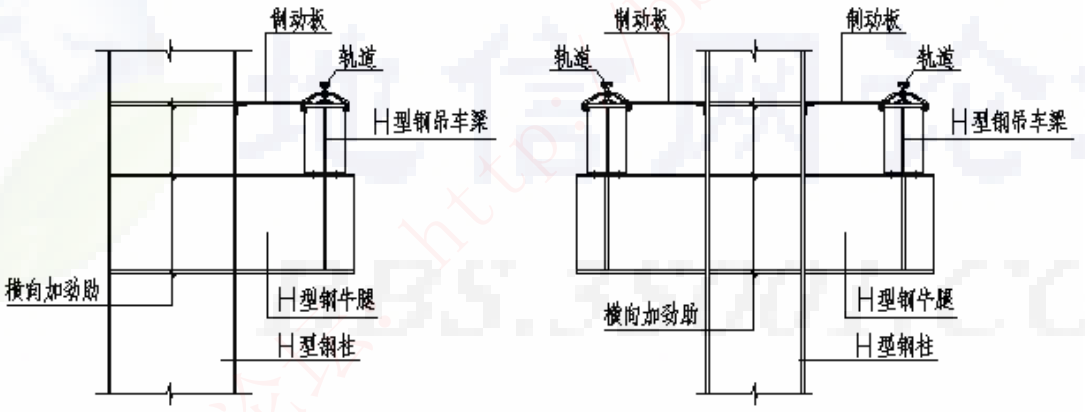
吊车梁与制动结构的连接，重级工作制吊车梁应采用高强度螺栓连接，轻、中级工作制吊车梁可采用工地焊接。

吊车梁的受拉翼缘上不得焊接悬挂设备零件，吊车梁的受拉翼缘与水平支撑的连接应采用螺栓连接不得焊接。

五、牛腿构造

柱上设置牛腿以支承吊车梁、平台梁或墙梁。一般有实腹式柱上支承吊车梁的牛腿和格构式柱上支承吊车梁的牛腿。

实腹式柱上支承吊车梁的牛腿，柱在牛腿上、下盖板的相应位置上，应按要求设置横向加劲肋。上盖板与柱的连接可采用角焊缝或开坡口的 T 形对接焊缝，下盖板与柱的连接可.采用开坡口的 T 形对接焊缝，腹板与柱的连接可采用角焊缝。（见图 5-11）



（a）边列柱牛腿　　（b）中列柱牛腿

图 5-11　实腹柱牛腿构造

格构式柱上支承吊车梁的牛腿：第一种可由两个槽钢（或角钢对焊成的槽形钢）与一盖板组成，两槽钢（或角钢对焊成的槽形钢）焊与柱分肢的两侧，并在其上翼缘间设置横隔板或横隔架（见图 5-12）。第二种可由内焊于柱分肢之间的焊接工字钢组成（见图 5-13）。

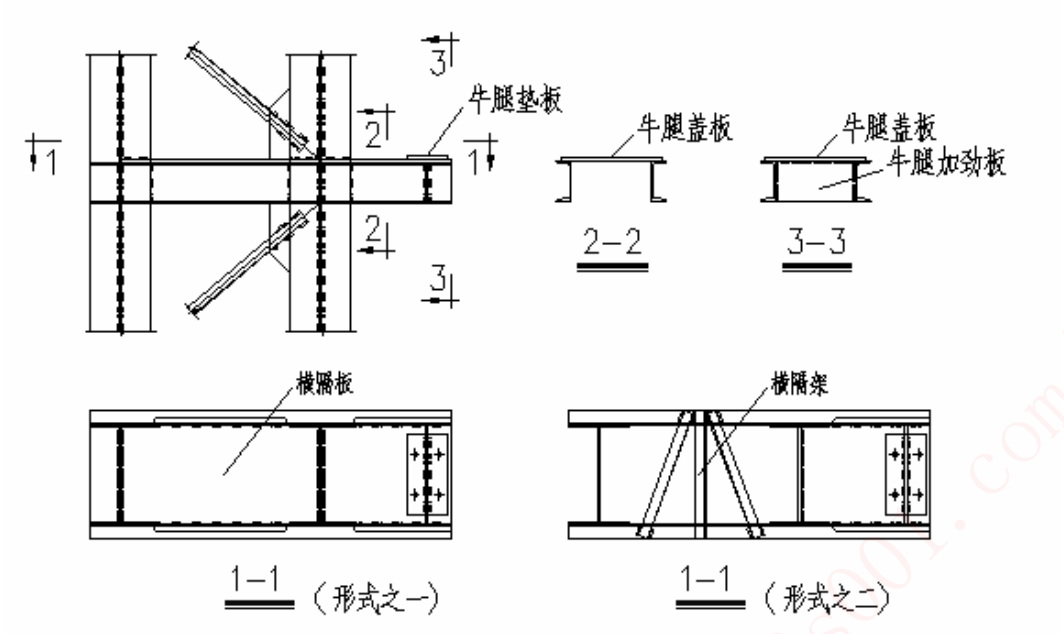


图 5-12　格构柱上支撑吊车梁的牛腿之一

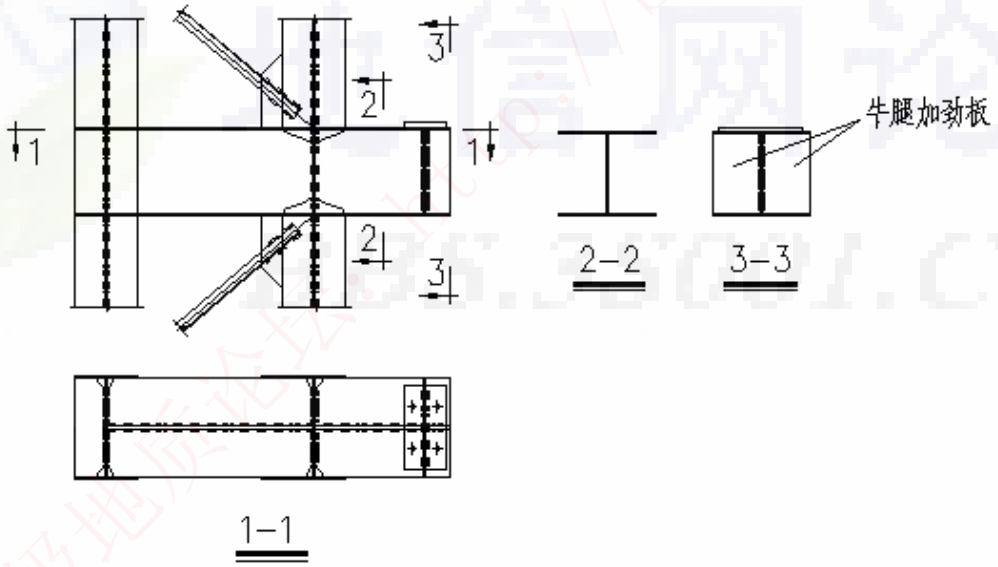


图 5-13　格构柱上支撑吊车梁的牛腿之二

六、牛腿计算

1、牛腿与柱连接处截面强度计算

（1）抗弯强度

$$\frac{M}{\gamma W_n} \le f \qquad (5\text{-}49)$$

（3）　抗剪强度

$$\tau = \frac{VS}{It_W} \le f_V \qquad (5\text{-}50)$$

（4） 腹板计算高度边缘处的正应力

$$\sigma = \frac{M}{I_n} y_1 \qquad (5\text{-}51)$$

（5） 腹板计算高度边缘处的折算应力

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \le f \qquad (5\text{-}52)$$

2、牛腿与柱连接处焊缝强度计算

实腹式柱上牛腿及第二种格构式柱上牛腿：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \le f_f^W \qquad (5\text{-}53)$$

第一种格构式柱上牛腿：

$$\tau = \frac{R}{0.7nh_f l_f} \le f_f^W \qquad (5\text{-}54)$$

七、吊车梁及牛腿计算示例

1、6m 焊接工字形吊车梁计算

已知条件：某单层工业厂房，跨度 24m，柱距 6m，设有一台 3 吨单梁吊车，轻级工作制。吊车跨度 S=22.5m；起重机重量：50.2KN；轮距：$a_1 = 3000mm$；最大轮压：$P_{\max} = 28.2kN$；最小轮压：$P_{\min} = 11.9kN$。

1、吊车梁内力计算（采用简支吊车梁）

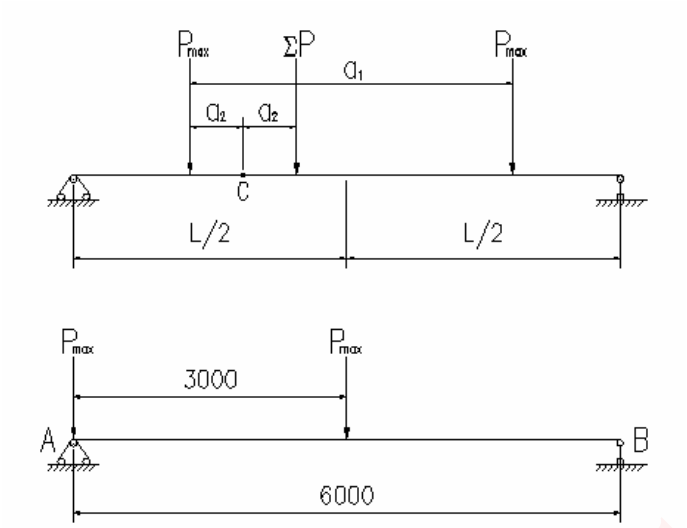


图 5-14 计算简图

（1）最大弯矩

$$M_{max}^{C}=\sum P(1/2-a_2)^2=48KN\cdot m$$

(2)最大剪力

$$V_{max}^{A}=R_A$$

$$\sum M=0 \quad 6R_A-6\times 28.2-3\times 28.2=0$$

$$R_A=42.3KN$$

$$V_{max}^{A}=42.3KN$$

2、吊车梁截面选择

（1）根据容许挠度确定吊车梁截面

$$M_{max}=\beta_w\cdot M_{MAX}^{C}=1.03\times 48=49.4KN\cdot m$$

$$f=M_{max}\cdot l^2/(10EI_x)=49.4\times 10^3\times 6^2/(10\times 206\times 10^3\times 10^6 I_x)\le 6/500$$

$$I_x\ge 71.94\times 10^{-6} I(m^4)=7149cm^4$$

选用 H300×200×6×8。

(2)按剪力确定吊车梁腹板

采用 Q235 钢$(f=215KN/mm^2)$。

$$V_{max}=\beta_w\cdot V_{max}^{A}=1.03\times 42.3=43.6KN$$

$$t_w = 1.2V_{\max}^{A} / (h_0 f) = 1.2 \times 43.6 \times 10^3 / (284 \times 215) = 1mm$$

(3)按经验公式确定吊车梁腹板

$$t_w = (h_0)^{1/2} / 3.5 = (284)^{1/2} / 3.5 = 5mm$$

综上所述三种情况,初选吊车梁截面为:H300×200×6×8。

3、吊车梁稳定性验算

（1）整体稳定验算:

1）弯矩计算(M_x)

轨道及吊车梁自重产生的弯矩M_1（轨道采用 24kg/m 轻轨）：

$$M_1 = ql^2 / 8 = 1.2 \times (0.24 + 0.39) \times 6^2 / 8 = 3.14KN \cdot m$$

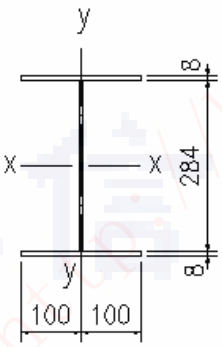


图 5-15 吊车梁截面

最大轮压产生的弯矩设计值M_2:

$$M_2 = 1.05 \times 1.4 \times 48 = 71KN \cdot m$$

$$M_x = M_1 + M_2 = 3.4 + 71 = 74.4KN \cdot m$$

$$I_x = 200 \times 300^2 / 12 - 2 \times 97 \times 284^3 / 12 = 79681419mm^4$$

$$I_y = 8 \times 200^2 / 12 = 10666667mm^4$$

$$W_x = 2I_x / h = 2 \times 79681419 / 150 = 1062419mm^3$$

$$W_y = 2I_y / b = 2 \times 10666667 / 100 = 106667mm^3$$

$$T = 0.12 \times (Q + g) / 4 = 0.12 \times 30 / 4 = 0.9KN$$

2）水平弯矩(M_y)

$$M_y = 1.4 \times T \cdot M_{\max}^{C} / P = 1.4 \times 0.9 \times 48 / 28.2 = 2.1KN \cdot m$$

3）整体稳定系数Ψ_b

$$I_y = 2 \times 8 \times 200^2 / 12 + 284 \times 6^3 / 12 = 10671779mm^4$$

A=4900㎜^{2}

$$i_y = \left(I_y / A\right)^{1/2} = (10671779 / 4900)^{1/2} = 47mm$$

$$\lambda_y = l / i_y = 6000 / 47 = 128$$

$$\xi = l_1 t_1 / (b_1 h) = 6000 \times 8 / (200 \times 300) = 0.8$$

$$\beta_b = 0.73 + 0.18\xi = 0.73 + 0.18 \times 0.8 = 0.874$$

$$\Psi_b = \beta_b \times 4320 \times A \times h \times \left\{1 + \left(\lambda_y t_1 / 4.4h\right)^2 + \eta_b\right\}^{1/2} \times 235\left(\lambda_y \times W_x \times f_y\right) = 0.404 \le 0.6$$

$$\sigma = M_x / (\psi_b W_x) + M_y / W_y = 193N / mm^2 \le 215N / mm^2$$

整体稳定满足满足要求。

（2） 部稳定验算

$$h_0 / t_w = 284 / 6 = 47.3 < 80$$

按构造配置横向加加劲肋,按最大间距$2h_0$配置，$2 \times 284 = 568$(取550)，在腹板两侧成对配置。加劲板尺寸为：外伸$b_s \ge h_0 / 30 + 40 = 49mm$，取$b_s = 80mm$；厚度$t_s \ge b_s / 15 = 5.3mm$，取$t_s = 6mm$。

4、吊车梁的强度验算

（1）上翼缘的正应力计算

$$M_{\max} = 74.4KN \cdot m \qquad M_T = M_y = 2.1KN \cdot m$$

$$W_{nx}^{上} = 1062419mm^3 \qquad W_{ny} = 106667mm^3$$

$$\sigma = M_{\max} / W_{nx}^{上} + M_y / W_{ny} = 90N / mm^2 < \quad f = 215N / mm^2$$

满足要求。

（2）下翼缘的正应力计算

$$\sigma = M_{\max} / W_{nx}^{下} = 70\text{N/mm}^2 < f = 215N/mm^2 \text{满足}$$

（3）吊车梁支座处截面的剪应力设计值V_1

$$\tau = V_{\max} S / (It_w) \leq f_V$$

1）吊车梁及轨道自重产生的剪力设计值V_1

$$V_1 = 1.2 \times (0.24 + 0.39) \times 6 / 2 = 2.3KN$$

2）最大轮压产生的剪力设计值V_2：

$$V_2 = 1.4 \times 1.05 \times 42.3 = 62.2KN$$

$$V_{\max} = V_1 + V_2 = 64.5KN$$

面积矩 S：$S = 8 \times 200 \times 146 + 6 \times 142 \times 71 = 294092mm^2$

截面惯性矩 I: $I = 200 \times 300^3 / 12 - 2 \times 97 \times 284^3 / 12 = 79681419mm^4$

$$\tau = V_{\max} S / (It_w) = 40N/mm^2 < f = 125N/mm^2$$

满足要求。

(4)局部承压强度验算

$$\sigma_c = \psi P / (t_w + l_z) \leq f$$

$$\psi = 1.0$$

$$P = 1.05 \times 1.4 \times 28.2 = 41.5KN$$

$$H_y = a + 2h_y = 50 + 2 \times 115 = 280mm$$

$$\sigma_C = \psi P / (t_w + l_z) = 1.0 \times 41.5 \times 10^3 / (280 \times 6) = 25N/mm^2 < f = 215N/mm^2$$

经验算:吊车梁截面选用$H300 \times 200 \times 6 \times 8$。

2、吊车梁牛腿计算

已知条件厂房跨度 S＝24m；柱间距 Bay＝6m；吊车荷载 Q＝10t；轮距 K＝4.1m；鞍座长 B＝5.7m;最大轮压 P＝120kN;吊车梁重 G＝0.6t;牛腿反力 N＝239.46kN;偏心距 e＝300 mm;外伸长度 d＝200mm；牛腿型号：BH450-300×250×6×10；材料：Q345；截面高 h：450 mm;

截面宽 b：250mm；翼板厚 tf：10 mm；腹板厚 tw：6mm；力作用点处截面：BH360×250×6×10。

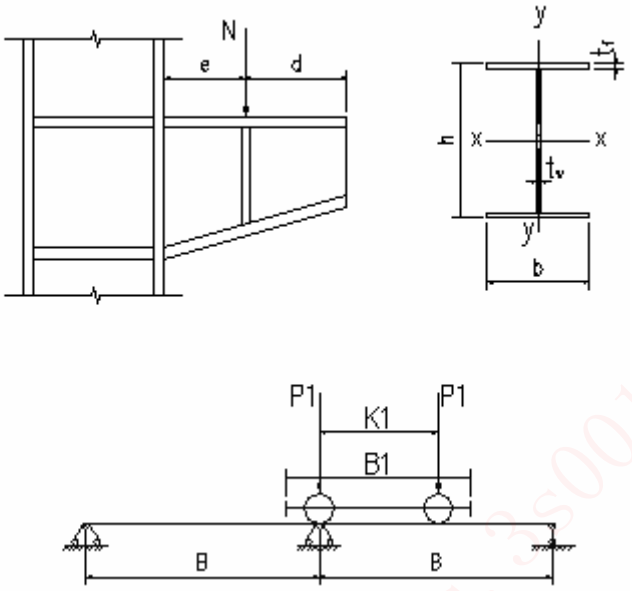


图 5-16 牛腿计算简图

（1） 拉应力计算

牛腿根部弯矩 $M = N \cdot e = 71.838kN \cdot m$；

牛腿根部截面惯性矩 $I = \left[b \cdot h^3 - (b - t_w) \times (h - 2t_f)^3\right]/12 = 28179.52cm^4$ ；

牛腿根部截面抗弯模量 $W = 2I / h = 1252.42cm^3$；

最大拉应力 $f_t = M / W = 57.36N / mm^2$；

$f_t \le$ 抗拉强度设计值$F_t = 315N / mm^2$，满足要求。

（2）剪应力计算

力作用点处腹板中点剪应力最大。

截面惯性矩 $I = \left[b \cdot h^3 - (b - t_w) \times \left(h - 2t_f\right)^3\right]/12 = 17281.87cm^4$；

腹板中点以上截面面积矩 $S = b \cdot t_f \cdot \left(h - t_f\right)/2 + t_w \cdot \left(h/2 - t_f\right)^2/2 = 515.83cm^3$；

最大剪应力 $f_v = N \cdot S /(I \cdot t_w) = 119.12N / mm^2$ ；

$f_v \le$ 抗剪强度设计值 $F_v = 185N / mm^2$，满足要求。

（3）折算应力计算

验算牛腿根部腹板与翼板相交点折算应力。

该点以上截面面积矩 $S = b \cdot t_f \cdot \left(h - t_f\right)/2 = 550cm^3$；

该点剪应力 $f_v = N \cdot S/\left(I \cdot t_w\right) = 77.9N/mm^2$

该点拉应力 $f_t = M \cdot \left(h/2 - t_f\right)/I = 54.81N/mm^2$；

该点折算应力 f = $\sqrt{f_t^{\,2} + 3f_v^{\,2}} = 145.63N/mm^2 \le 1.1f_t$，满足要求。

（4）焊缝计算

角焊缝抗拉，抗剪强度设计值 $F_w = 200N/mm^2$。

翼板周边角焊缝长 $L_f = 2 \cdot \left(b + t_f\right) - t_w = 514mm$；

腹板周边角焊缝长 $L_w = 2 \cdot \left(h - 2t_f\right) = 860mm$；

翼板角焊缝高度 $h_f = F_t \cdot b \cdot t_f/\left(L_f \cdot F_w\right) = 10.94mm$；

腹板角焊缝高度 $h_w = f_t \cdot (h - 2t_f) \cdot t_w/\left(l_w \cdot f_w\right) = 6.75mm$。

第三节　楼梯和栏杆

楼梯和栏杆是建筑物的一个重要组成部分，本节主要讲述轻钢结构中的楼梯和栏杆的结构计算及构造要点。

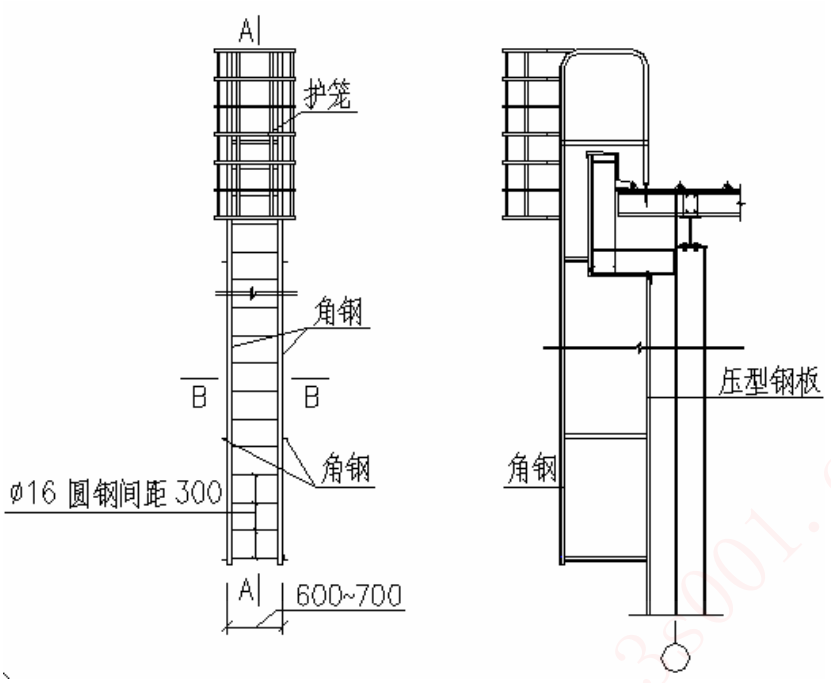
一、楼梯

在轻钢结构中较为常用的楼梯形式有：直梯和斜梯。直梯通常是在不经常上下或因场地限制不能设置斜梯时采用，多为检修楼梯；经常通行的钢梯宜采用斜梯，它是工业建筑厂房及其构筑物经常采用的钢梯形式。

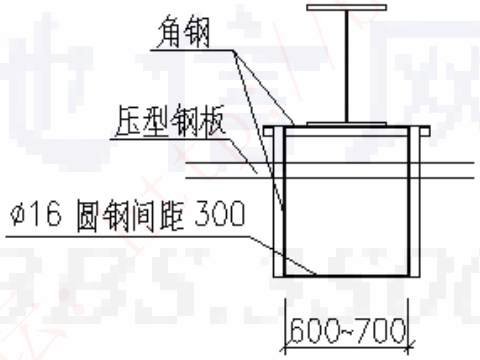
1.　直梯

轻型钢结构厂房的室外检修楼梯通常采用直钢梯，其宽度一般为 600～700㎜。直梯的竖向荷载按 1.5kN 的集中力考虑。直梯的立杆及其它受力构件一般采用角钢，踏步通常采用 d=16㎜ 的圆钢。

图 5-17 为轻钢厂房中常见的检修爬梯。



(a) (b) A-A 剖



(c) B-B 剖

图 5-17 检修爬梯

2. 斜梯

（1）概述

楼梯一般由楼梯梁、踏板、平台梁和平台板等几个部分组成。楼梯梁的截面通常选用槽钢、工字钢或钢板等；平台梁截面一般是槽钢或工字钢；踏步板的做法很多，较为常用的材料有花纹钢板、玻璃、木材以及混凝土和钢板组成的组合踏步板；平台板多是组合楼板、混凝土楼板、花纹钢板等。

钢楼梯的做法较多，但其受力特点基本相同，因此其计算特点也基本相同。其计算特点是：梯梁按斜放的简支梁计算，设计荷载按均布荷载进行考虑，计算跨度取平台梁间的斜长净距；平台梁按两端固接梁计算，设计荷载为梯梁传来集中力和休息平台上的设计荷载，

计算跨度取柱轴线间距离；踏步板计算可按两端固接或两端铰接计算：如果踏步板的材料为钢板，则按两端固接进行计算，如果踏步板的材料为玻璃、木材等，则应按两端简支进行计算，计算荷载取设计荷载，计算跨度取梯梁轴线间距离；平台板的计算详见第四节的检修平台板的计算。

楼梯荷载应根据建筑类别，按《建筑结构荷载规范》（GB5009-2001）确定楼梯的活荷载标准值。需要注意的是楼梯的活荷载往往比所在楼面的活荷载大。生产车间楼梯的活荷载可按实际情况确定，但不宜小于 3.5kN／㎡（按水平投影面计算）。荷载的传力路径为（图5-18）：

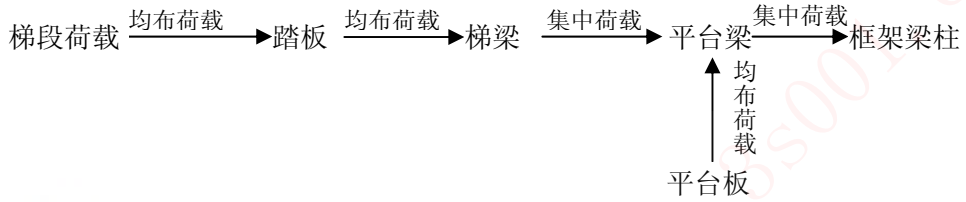


图 5-18 楼梯荷载传力路径

设楼梯单位水平长度上的竖向均布荷载 p=g+q（与水平面垂直），则沿梯梁单位斜长上的竖向均布荷载 $p' = p\cos\alpha$，此处 α 为梯梁与水平线间的夹角，将 p' 分解为：

$$p'_x = p'\cos\alpha = p\cos\alpha\cos\alpha \qquad (5\text{-}55)$$

$$p'_y = p'\sin\alpha = p\cos\alpha\sin\alpha \qquad (5\text{-}56)$$

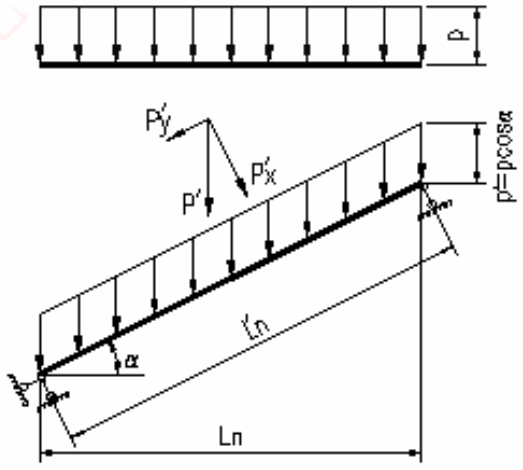


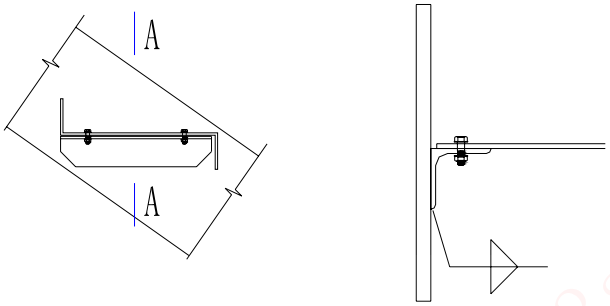
图 5-19 楼梯荷载传力路径

此处 p'_x、 p'_y 分别为 p' 在垂直于梯梁方向及沿梯梁方向的分力。

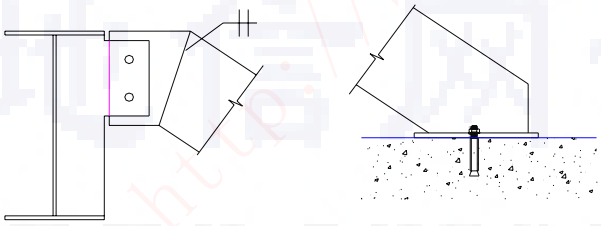
根据计算所得 p'_x、 p'_y，对梯梁按压弯构件进行设计即可。

平台梁按一般压弯构件进行设计即可。

踏步板与楼梯梁之间可采用焊缝连接或螺栓连接，如图 5-20（a）所示，（踏步板为钢板的情况）；梯梁与平台梁之间一般采用螺栓连接，如图 5-20（b）所示，连接螺栓的大小可根据梯梁传到平台梁的竖向分力进行设计；梯梁与地面连接见 5-20（c）。



(a) 踏板与梯梁的连接



(b) 梯梁与平台梁的连接　　(c) 梯梁与地面的连接

图 5-20 典型的楼梯连接图

（2）设计实例

某轻钢工业厂房检修平台的钢楼梯（如图 5-21）踏步板采用 5mm 花纹钢板，钢梯斜梁采用槽钢，两梯梁轴线间距离为 1500mm,试确定槽钢的型号。（恒荷载标准值取 0.4kN/m^2，活荷载标准值取 3.0KN/m^2）。

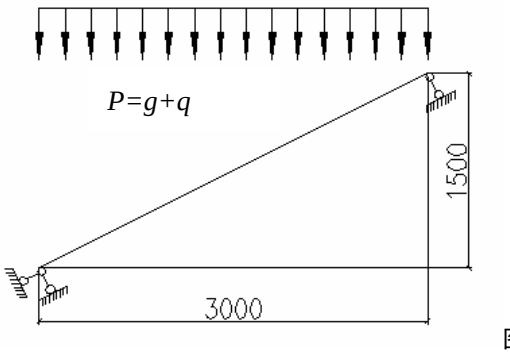


图 5-21 楼梯斜梁计算简图

选用 10 号槽钢，材质 Q235。

1）荷载计算

作用于楼梯斜梁的恒荷载标准值：

$$g_k = 0.4 \times 0.75 + 0.1 = 0.4KN/m$$

作用于楼梯斜梁的活荷载标准值：

$$q_k = 3 \times 0.75 = 2.25KN/m$$

则作用于楼梯斜梁的荷载设计值：

$$p = 1.2g_k + 1.4q_k = 1.2 \times 0.4 + 1.4 \times 2.25$$
$$= 3.63KN/m$$

2）内力计算

楼梯斜梁跨中最大弯矩：$M_{\max} = \frac{pl^2}{8} = \frac{3.63 \times 3^2}{8} = 4.09kN \cdot m$；

斜梁剪力：$V_{\max} = \frac{1}{2} pl\cos\alpha = \frac{1}{2} \times 3.63 \times 3.0 \times 0.89 = 4.85kN$；

3）截面验算

10 号槽钢，材质 Q235，W_x=39.7cm^3, I_x=198.3 cm^4；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{\gamma_x W_x} = \frac{4.09 \times 10^6}{1.05 \times 39.7 \times 10^3} = 98.12N/mm^2 < f = 215N/mm^2;$$

$$\tau \le \frac{V_{\max} S}{I_x t_w} = \frac{4850 \times (48 \times 8.5 \times 50 + 50 \times 5.3 \times 25)}{198.3 \times 10^4 \times 5.3} = 12.47N/mm^2 \le f_v = 125N/mm^2;$$

$$f_{\max} = \frac{5p_k l^4}{384EI} = \frac{5 \times 2.65 \times \cos\alpha \times \left(\sqrt{1500^2 + 3000^2}\right)^4}{384 \times 206 \times 10^3 \times 198.3 \times 10^4} = 9.56mm$$

$$\le [v] = \frac{1}{250} \times \sqrt{1500^2 + 3000^2} mm = 13.42mm$$

。

二、栏杆

1、概述

在轻钢结构厂房中，平台的周边、斜梯的侧边以及因工艺要求不得通行地区的边界均应设置防护栏杆。工业平台和人行通道的栏杆应符合 GB4053-3-83 的要求。平台和斜梯的栏杆可自行设计，亦可按国家标准图集 87J432 选用。

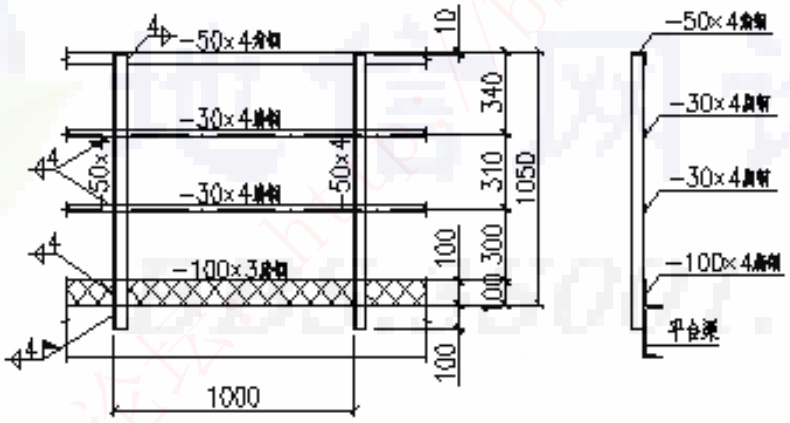
栏杆由立杆、顶部扶手、中部纵条以及踢脚板等组成。工业建筑中栏杆的形式相对较为

简单，其主要构件（立杆和顶部扶手）可选用刚度较好的角钢（∟50X4 ㎜）或圆钢管（φ38～45×2 ㎜)。栏杆立柱的间距不大于 1m，并应采用不低于 Q235 钢的材料制成。中部纵条可选用不小于－30×4 的扁钢或φ16 的圆钢固定在立杆内侧中点处，中部纵条与上下杆件之间的间距不应大于 380㎜。为保证安全，平台栏杆均须设置挡板（踢脚板），挡板一般采用-100×4 ㎜扁钢。室外栏杆的挡板与平台面之间宜留 10㎜ 的间隙，室内栏杆不宜留间隙。

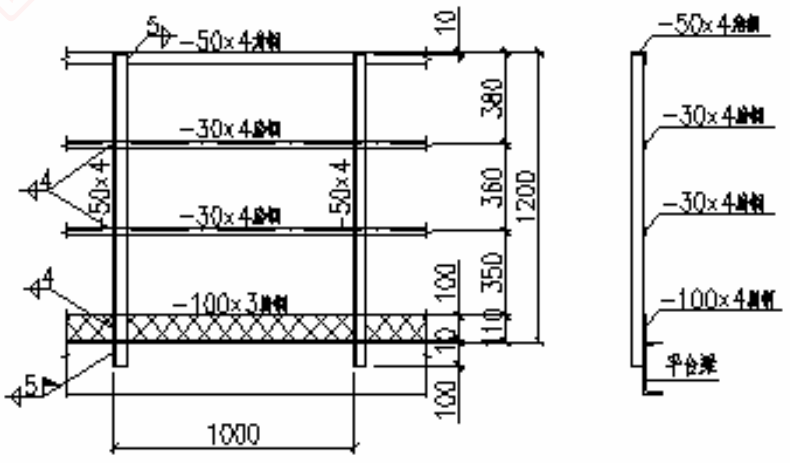
栏杆可分段整体制作，栏杆各部件之间宜采用焊缝连接。立杆与平台边梁的连接可采用工地焊接或螺栓连接。

栏杆设计时应按规定考虑栏杆顶部水平荷载 0.5kN/m（对住宅、宜园、幼儿园等）或 1.0kN/m（对于学校、车站、展览馆等）。

栏杆高度一般为 1000 ㎜，对高空及安全要求较高的区域，宜用 1200 ㎜；工业平台栏杆的高度不应小于 1050㎜；对于不经常通行的走道平台和设备防护栏，其高度宜降低至 900 ㎜。平台栏杆应与相连接的钢体栏杆在截面和高度上协调一致。



(a)室内栏杆及剖面



（b）室外栏杆及剖面

图 5-22　典型楼梯栏杆图

2、设计实例

某工业平台栏杆（如图 5-23），栏杆高度 l＝1050mm；立杆间距 750mm，采用∟50X4 mm角钢；验算立杆的强度及立杆与平台梁连接的焊缝强度。（栏杆顶部水平荷载 q=0.5KN/m）

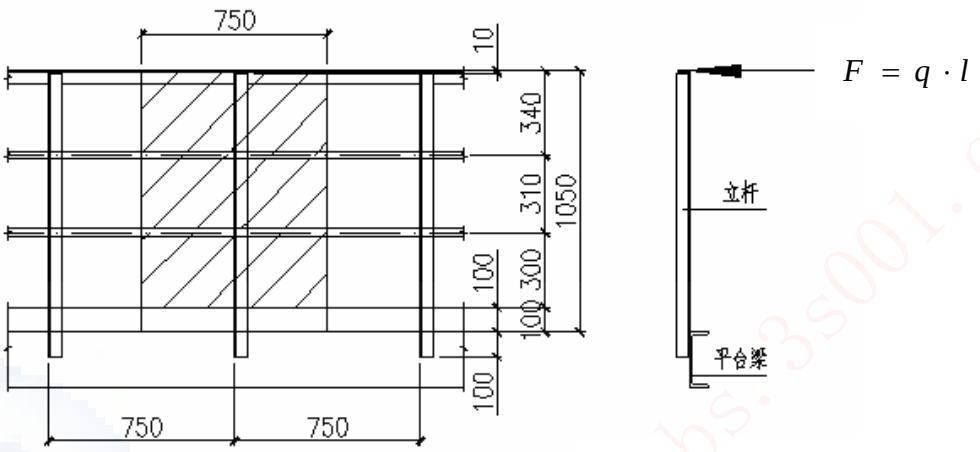
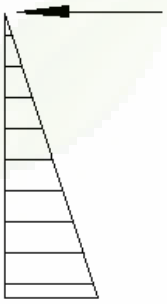


图 5-23 栏杆计算简图

如图，每个立杆顶部受水平

$$F = q \cdot l = 0.5KN/m \times 0.75m = 0.375KN$$



则立杆所受最大弯矩：

$$M_{\max} = F \cdot L = 0.375KN \times 1.05m = 0.394KN \cdot m$$

试选用 50×4 角钢（Q235）

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{x\min}} = \frac{0.394 \times 10^6}{2.56 \times 10^3} = 153.91N/mm^2 < f = 215N/mm^2$$

立杆与平台梁（或其它梁）的连接采用双面角焊缝承担栏杆顶部水平力产生的弯矩。取 $h_f = 4mm$,焊缝实际长度 $l = 100mm$；

则焊缝的有效厚度 $h_e = 0.7h_f = 2.8mm$，焊缝的计算长度 $l_w = 100 - 10 = 90mm$。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_e} = \frac{6M_{\max}}{2h_e \cdot l_w^2} = \frac{6 \times 0.394 \times 10^6}{2 \times 2.8 \times 90^2} = 52.12N/mm^2 < f_f^w = 160N/mm^2$$

第四节　检修平台和女儿墙

一、检修平台

1、轻钢检修平台概述

平台结构通常由梁、柱、柱间支撑以及梯子和栏杆等辅助结构组成。根据使用要求可分为室内和室外平台；承受动力荷载和承受静力荷载的平台；生产辅助用的通行、检修平台和中、重型设备操作平台等。

轻型钢结构的检修平台一般只承受静力荷载，且承受的荷载一般也较小，根据承受荷载的不同，可将其分为两类：通行平台和操作平台。

平台荷载一般由工艺设计人员提供。对设有一般动力设备（如小型电动机、通风机、减速机、输送机等振动不大的设备）以及某些机动车（如加料机、揭盖机、机车车辆等）的平台结构，可将设备重（包括物料重）乘以动力系数按静态荷载进行计算。

通行平台的可变荷载标准值为 2.0kN/m^2，用于人行走道平台、单轨吊车检修平台；操作平台的可变荷载标准值为 4.0～8.0kN/m^2，或由工艺设计人员提供，用于一般工艺或设备检修平台，有小型设备或少量堆料的操作平台等。

对只承受静力荷载且荷载较小的平台视具体情况可将平台梁支撑于牛腿或三角架上、设备上或吊架上;对需抗震设防的地区,有较大动力荷载或荷载较大的平台宜支撑于独立柱上，与厂房结构完全分离。

2、平台梁

平台梁一般选用等截面的实腹构件（焊接 H 型钢或热轧型钢等），当跨度和荷载较大，并需要较大的抗扭刚度时亦可选用箱型截面梁；当跨度大而荷载较小时可采用桁架梁。梁的截面高度由容许挠度、梁的经济高度和建筑净空要求等条件确定。次梁间距 a 根据铺板的强度和刚度来确定，一般为 600～1000mm 之间。

3、平台柱与柱间支撑

平台柱的截面形式应根据荷载的大小、柱子的高度及其受力情况并考虑材料供应等综合因素来确定。平台柱一般选用等截面的实腹柱（焊接 H 型钢或热轧型钢等）；当柱的内力很小时，亦可选用双角钢十字形组合截面；当柱子较长时亦可选用格构柱。平台柱的柱脚通常设计为铰接柱脚，用地脚螺栓直接固定在基础上，按轴心受压构件设计。

为确保独立平台结构的侧向稳定，一般需在柱列中部设置柱间支撑。较为常用的支撑形式为交叉式（如图 5-24a、b）；当净空有限制时亦可设计成门形支撑或连续的隅撑（如图 5-24c、d），隅撑设置高度（即隅撑与柱的交点至柱定的距离）不宜大于柱高的 1／3,有时也采用横梁与柱刚接的框架形式（如图 5-24e）

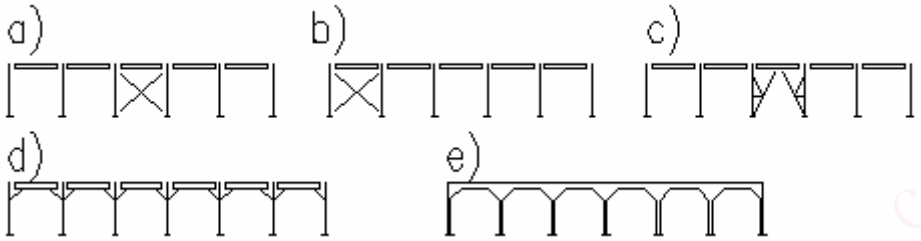


图 5-24　平台柱的支撑

4、平台铺板

平台铺板按工艺生产要求分为固定式和可拆卸式；按构造可分为板式（花纹钢板、平钢板、平钢板加工冲泡或电焊花纹、钢筋混凝土组合楼板等）、篦条式（由圆钢或扁钢焊成或工厂制成的钢格板）及钢网格板（工厂制造的钢网板、压焊钢格栅板，YB4001-91）等。

对通行平台和操作平台的平台板宜采用花纹钢板;对室外平台以及有减少积灰和便于观察设备要求的平台，可采用篦条式铺板或钢网格板。当室外平台采用平钢板时，应在板面上设泄水孔。

平台铺板的跨度 L（净跨）不宜大于（120～150）t（t 为板件的厚度）；板的最大挠度不宜大于 L/150。

平台铺板可按单跨（或四边）简支板计算；三跨或三跨以上的连续平台铺板，当按单向板计算时，可按简支的连续板考虑；当平台铺板在支座处连接牢固，且有可靠保证在板中拉力作用下支座不能产生侧移时,铺板可按单向拉弯构件来计算;当利用加劲肋作为板的支座，铺板按四边简支计算时，加劲肋的容许挠度值不应大于 L／250（L 为加劲板的跨长），否则仍应按单向板计算。当加劲板按构造设置时，平台板均按无肋铺板考虑。

根据平台的操作荷载，可按下表 5－4 选择钢铺板的厚度（t，t≥6mm）

表 5-4　　钢铺板厚度

平台操作荷载 q_k(KN/m^2)	≤10	11～12	21～30	＞30
可选板厚 t（mm）	6～8	8～10	10～12	12～14

平台铺板下一般应按一定间距设置加劲肋，加劲肋的作用为：

1） 保证铺板有一定的刚度，间距一般为板厚的 100～150 倍；

2） 作为较小集中荷载（梯子、支架等）作用处的加强措施；

3） 作为洞口的相关板件；

4） 必要时作为平台铺板的边界支承小梁，起承载作用。

加劲肋的常用截面为板条或角钢，用断续焊缝与铺板相连。当加劲肋为扁钢时，其截面高通常为其跨度的 1 / 12～1 / 15，且高度不小于 60mm，厚度不小于 5mm。当加劲肋为角钢时，宜选用不等边角钢，并将长肢肢尖与钢板相焊，长肢与板面垂直来设置（如下图 5-25），角钢截面一般不小于 L50×4 或 L56×36×4。

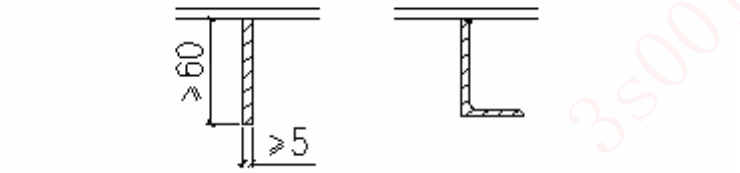
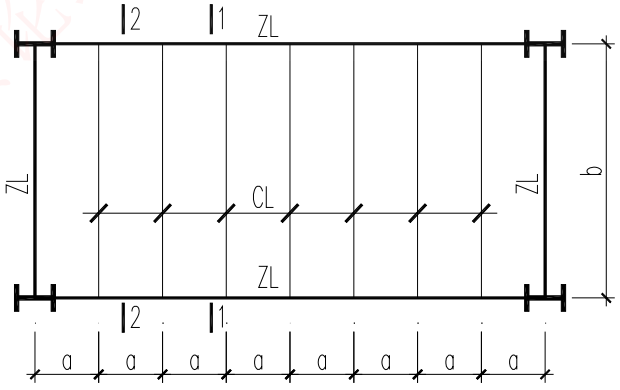


图 5-25 平台铺板的加劲板

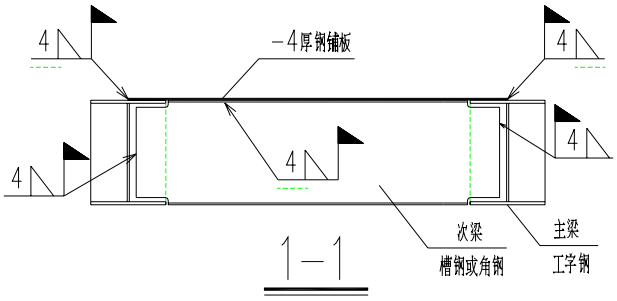
轻型钢结构的平台设计主要是梁、柱及平台板的设计，其计算主要是通过手算或编制的小型软件进行，图 5-26 所示为典型轻型钢结构的平台构造图。

在轻型平台结构中，平台铺板与次梁或其他构件的连接通常采用断续焊缝，其净距当铺板计入梁或加劲肋的计算截面时不应大于 15t，其他情况不应大于 30t（t 为较薄焊件的厚度）。

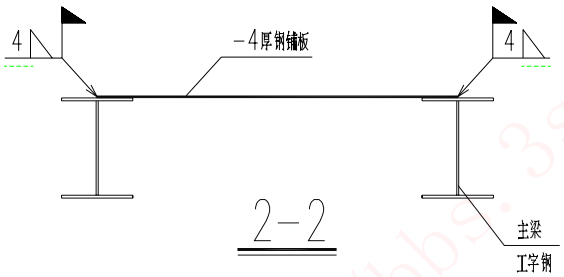


平台结构布置图

(a)



（b）



(c)

图 5-26 典型平台构造图

5、设计实例

某工业独立检修平台（如图 5－27）主梁与柱刚接，次梁与主梁铰接。检修平台恒荷载标准值（不包括梁自重）取 0.5KN/m^2，可变荷载标准值 2.0KN/m^2，试确定主梁和次梁的截面。

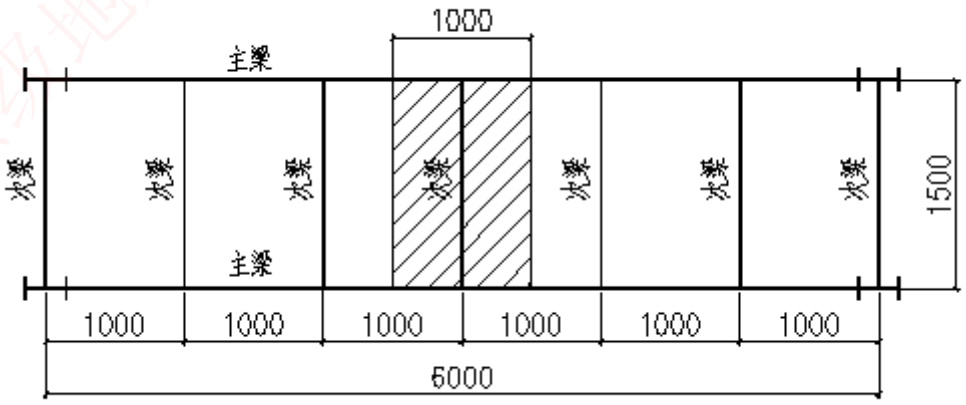


图 5-27

(1) 平台铺板计算

1）荷载计算

已知：g_k=0.5KN/m^2，q_k=2.0KN/m^2。则单位宽度板上的均布荷载标准值：p_k=（0.5+2.0）×1=2.5 KN/m；单位宽度板上的均布的荷载设计值：p=（1.2×0.5+1.4×2.0）×1=3.4 KN/m。

2）内力计算

$$M_{\max}=\alpha pa^2=0.1\times3.4\times1^2=0.34KN\cdot m$$

3）强度

$$\frac{M_{\max}}{\gamma W}=\frac{6M_{\max}}{\gamma bt^2}=\frac{6\times0.34\times10^6}{1.2\times1000\times6^2}=47.22N/mm\le f=215N/mm$$

4）挠度验算

$$v=\beta\frac{p_k a^4}{Et^3}=0.11\times\frac{2.5\times1^4}{206\times10^3\times10^3\times6^3\times10^{-9}}\times1000=6.18mm<\frac{1000}{150}=6.67mm$$

（2）次梁计算(试选用 5 号槽钢)

1）荷载计算

已知：g_k=0.5+0.0544=0.5544KN/m^2，q_k=2.0KN/m^2。一个计算单元的荷载标准值：p_k=（0.5544+2.0）×1=2.5544 KN/m；一个计算单元的荷载设计值：p=（1.2×0.5544+1.4×2.0）×1=3.47 KN/m。

2）内力计算

次梁跨中最大弯矩：

$$M_{\max}=\frac{pl^2}{8}=\frac{3.47\times1.5^2}{8}=0.98KN\cdot m$$

支座处剪力：

$$V=\frac{pl}{2}=\frac{3.47\times1.5}{2}=2.60KN$$

3）截面验算

试选用 5 号槽钢，W_x=10.4cm^3,材质 Q235。

$$\sigma=\frac{M_{\max}}{\gamma_x W_x}=\frac{0.98\times10^6}{1.05\times10.4\times10^3}=89.74N/mm^2<f=215N/mm^2$$

$$\tau \le \frac{V_{\max} S}{I_x t_w} = \frac{2600 \times (37 \times 7 \times 25 + 25 \times 4.5 \times 12.5)}{26 \times 10^4 \times 4.5} = 17.51 N/mm^2 \le f_v = 125 N/mm^2$$

4）挠度验算

$$f_{\max} = \frac{5 p_k l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 2.5544 \times 1500^4}{384 \times 206 \times 10^3 \times 26 \times 10^4} = 3.14mm \le [v] = \frac{1}{250} \times 1500mm = 6mm$$

（3）主梁计算（试选用 8 号槽钢）

1）荷载计算

已知：P＝2.60KN ， $P_k = \frac{p_k \cdot l}{2} = \frac{2.5544 \times 1.5}{2} = 1.92KN$ ，取梁自重：p=0.08KN/m。

2）内力计算

主梁为两端固接，次梁上的荷载作为集中力传递到主梁上，

$$M_{\max} = \frac{5^2 + 2}{24 \times 5} \times 2.60 \times 6 + \frac{1.2 \times 0.08 \times 6^2}{8} = 3.942 KN \cdot m$$

梁端剪力：

$$V = \frac{5}{2} P + \frac{pL}{2} = \frac{5}{2} \times 2.6 + \frac{0.08 \times 6}{2} = 6.74 KN$$

3）截面选择

试选用 8 号槽钢，W_x=25.3cm^3,材质 Q235。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{\gamma_x W_x} = \frac{3.942 \times 10^6}{1.05 \times 25.3 \times 10^3} = 148.40 N/mm^2 < f = 215 N/mm^2$$

$$\tau \le \frac{V_{\max} S}{I_x t_w} = \frac{6740 \times (43 \times 8 \times 40 + 40 \times 5 \times 20)}{101.3 \times 10^4 \times 5} = 23.63 N/mm^2 \le f_v = 125 N/mm^2$$

4）挠度验算

$$f_{\max} = \frac{(5^4 + 1) P_k L^3}{384 \times 5^3 EI} + \frac{5 \times pL^4}{384 EI} = \frac{626 \times 1.92 \times 1000 \times 6000^3}{384 \times 125 \times 206 \times 10^3 \times 5084.55 \times 10^4}$$

$$+ \frac{5 \times 0.08 \times 6000^4}{384 \times 206 \times 10^3 \times 101.3 \times 10^4} = 0.52 + 6.47 = 6.99mm$$

$$\le [v] = \frac{1}{250} \times 6000mm = 24mm$$

二、女儿墙

高出屋面的墙体称为女儿墙，其作用为使天沟内置，挡住屋脊，使建筑立面更加统一美

观。其结构部分一般由女儿柱、横梁、拉条等构件组成，其作用为支撑女儿墙墙体，保证墙体稳定，并将其上的荷载传递到厂房骨架上。

1、墙体分类

女儿墙按其墙体材料可分为两类：

（1）、轻质墙：通常将压型钢板，夹心板或其他轻质板材悬挂在墙架横梁上，横梁支撑在女儿柱上。

（2）、砌体墙：其墙体材料为普通砖，混凝土空心砌块或加气混凝土砌块，

本章主要介绍轻质女儿墙。

2、女儿墙墙架构件的形式

（1）、女儿柱为女儿墙的竖向构件，承受由横梁传来的竖向荷载及水平荷载。截面通常采用轧制或焊接 H 型钢。

（2）、横梁为女儿墙的水平构件，一般同时承受竖向荷载和水平荷载，是一种双向受弯构件。（详见女儿墙墙架横梁的计算）

横梁的截面形式：当横梁跨度小于或等于 4m 时，选用角钢；当横梁跨度小于 9m 并大于 4m 时，可选用水平放置的冷弯 C 型钢（最常用的截面形式）；当梁跨度较大时，亦可选用槽钢，工字钢或 H 型钢等

3、女儿墙墙架构件的荷载

（1）、墙体的自重，按照各种不同墙体材料的自重叠加计算。

（2）、墙架构件自重，可按所选截面计算。

（3）、水平风荷载，根据《建筑结构荷载规范》（GB5009-2001）取用

4、女儿墙墙架构件的计算

（1）墙架横梁计算

1）强度

墙架横梁为承受墙体竖向荷载（墙体自重）和水平荷载（风荷载）共同作用的双向受弯构件，应按双向受弯公式验算其强度

$$\frac{M_x}{\gamma_x \cdot W_{nx}} + \frac{W_y}{\gamma_y \cdot W_{ny}} \le f \qquad (5\text{-}57)$$

这里，W_{nx}、W_{ny} 分别为梁截面对 x 轴、y 轴的净截面抵抗矩；M_x －水平荷载对 x 轴的弯矩；M_y －竖向荷载对 y 轴的弯矩；γ_x、γ_y 分别为截面塑性发展系数；f 为钢材抗弯

强度设计值。注意：由墙板悬挂偏心引起的扭矩，一般可略去不计。

2）整体稳定

$$\frac{M_y}{\phi_b W_y}+\frac{M_x}{\gamma_x W_x}\le f \qquad (5\text{-}58)$$

上式中，W_x、W_y 分别为按受压纤维确定的对 x 轴和 y 轴的毛截面抵抗矩；ϕ_b 为绕强轴弯曲所确定的整体稳定系数。

3）挠度

墙架横梁应分别验算竖向和水平方向的挠度，其挠度根据规范取值。

（2）女儿柱计算

1）强度和稳定计算

女儿柱承受竖向荷载产生的轴向力，及水平风荷载产生的弯矩，按压弯构件计算。女儿柱的内力计算，可按悬臂梁计算，其计算简图如下图所示：

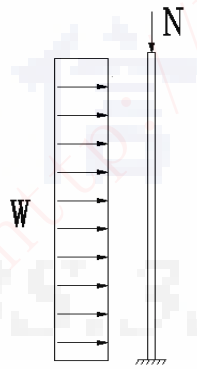


图 5-28 女儿柱的计算简图

2）挠度计算

女儿柱在水平荷载的作用下，其最大变形值按下列公式计算；

$$u=\frac{w_k l^4}{8EI} \qquad (5\text{-}59)$$

5、女儿墙结构的构造

（1）、墙架横梁的连接：压型钢板与横梁的连接构造与一般墙面与墙梁的连接相同，横梁连接于女儿柱的檩托板上,如下图 5-29 所示；

（2）、女儿柱与纵墙方向的主柱连接如图 5-30 所示；

（3）、女儿柱与山墙方向的主梁连接如图 5-31 所示；

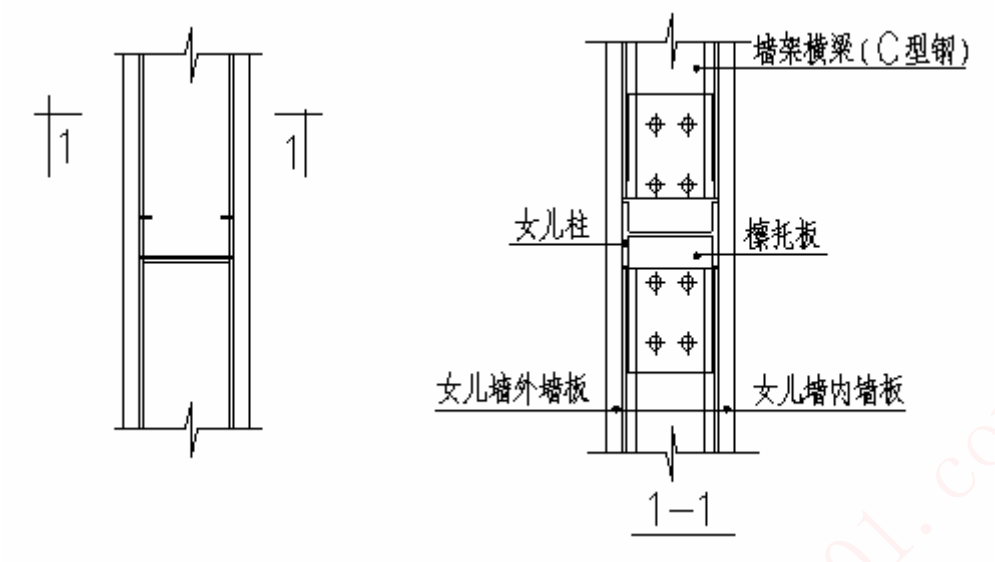
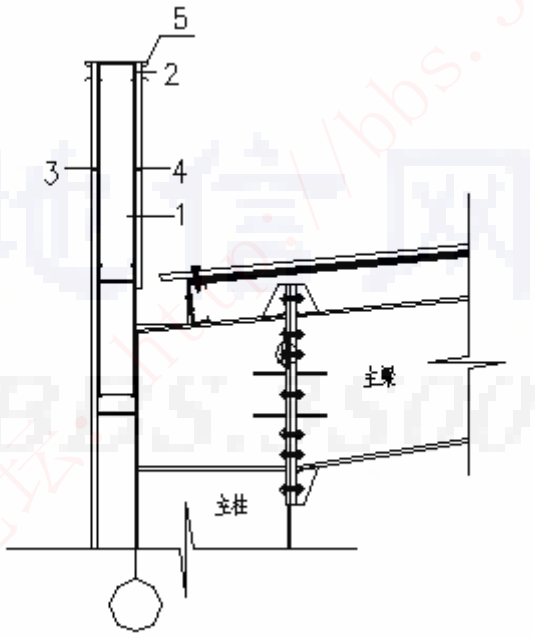


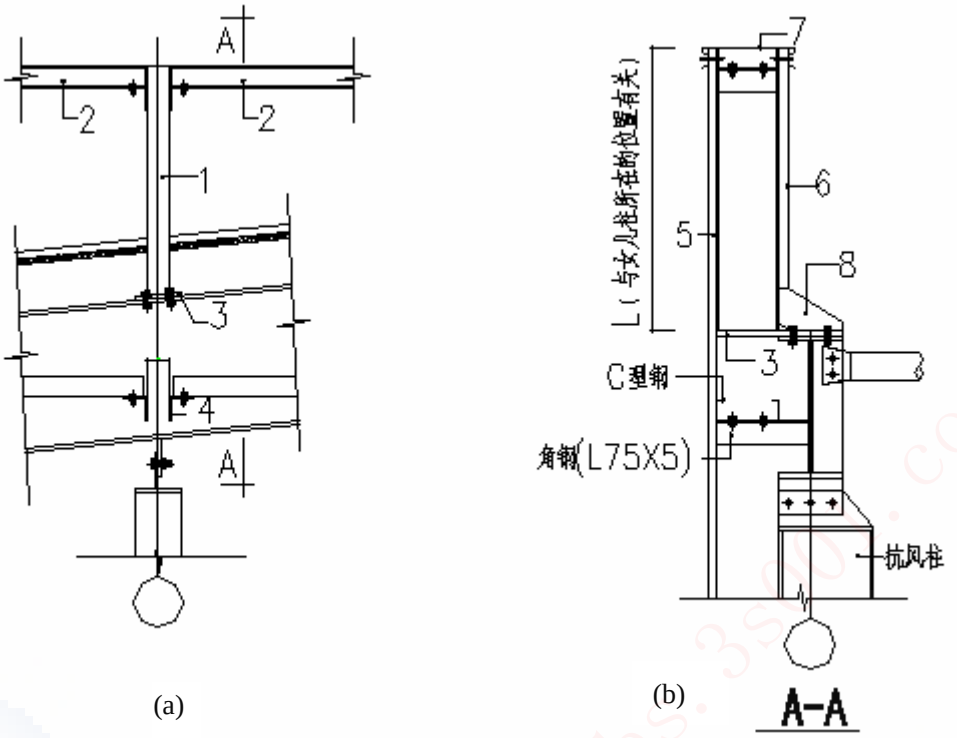
图 5-29 女儿柱与墙架横梁的连接



1-女儿柱 2-墙架横梁 3-女儿墙外墙板

4-女儿墙内墙板 5-女儿墙包角

图 5-30 女儿柱与纵墙方向的主柱连接



1 -女儿柱 2-墙架横梁（C 型钢） 3-连接板 4-角钢 5-外墙板

6-女儿墙内墙板 7-女儿墙包角 8-加劲板

图 5-31　女儿柱与山墙方向的主梁连接

顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/
BBS.3S001.COM

第六章　围护材料及其连接构造

轻型钢结构建筑的屋面是指由金属屋面板、檩条及保温隔热层组成的屋面围护系统。一方面，屋面对建筑物起防水和保温隔热的作用，另一方面，由于压型钢板形状各异、颜色五彩缤纷（图 6-1），屋面可使建筑物充满新意。



图 6-1　不种形状和颜色的金属屋面板

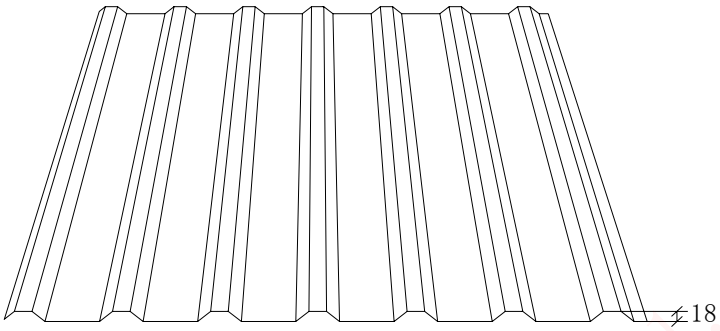
第一节　金属屋面的主要类型

随着金属屋面的广泛使用，其防水和保温隔热的功能得到不断的改进和完善。从防水方面考虑，从原先的低波纹屋面板，发展到现在的高波纹屋面；从原先的采用自攻螺丝的连接方法发展到现在的暗扣式连接方式。从保温隔热方面考虑，从单板发展到复合板。以上几个方面的发展，逐步满足了业主对选择金属屋面的要求，从而进一步推动了金属屋面的应用和发展。

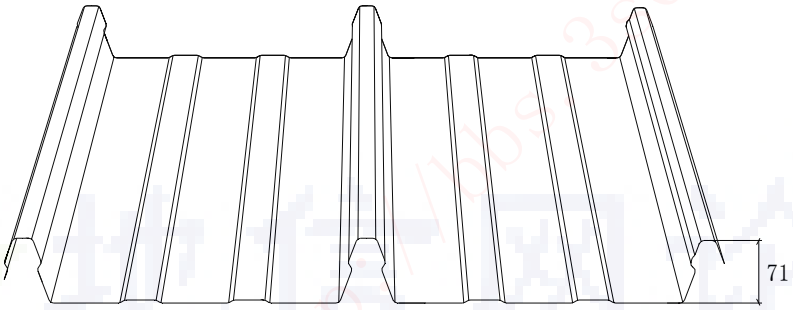
1. 低波纹屋面和高波纹屋面

按板型构造分类，金属屋面板可分为低波纹屋面板（如图 6-2a）和高波纹屋面板（如图 6-2b）。这两者的区别在于肋高不同，从而排水效果也不同。高波纹屋面板由于屋面板板肋较高，排水比较通畅，一般适用于屋面坡度比较平缓的屋面，通常屋面坡度为 1：20 左右，最小坡度可以做到 1：40。而低波纹屋面板一般用于屋面坡度较陡的屋面，常见的屋面坡度在 1：10 左右。屋面的漏水是金属屋面系统中的隐患问题，也是一个比较棘手的问题。轻钢结构与普通钢结构的不同之处，在于其允许结构产生较大的变形，主要体现在梁的挠度和柱

的侧移。一方面，如果梁的挠度太大，会导致屋面积水，而积水现象的发生，又进一步加剧了梁的挠度，从而导致漏水更加严重。另一方面柱顶侧移太大，会导致屋面板的连接部位发生错位现象，从而引发漏水，漏水的部位很难确定，并且可能改变，所以维修十分困难。针对这些情况，为防止金属屋面板的漏水，最好采用高波纹屋面板，或尽量使屋面坡度大一点。



(a)　低波纹屋面板

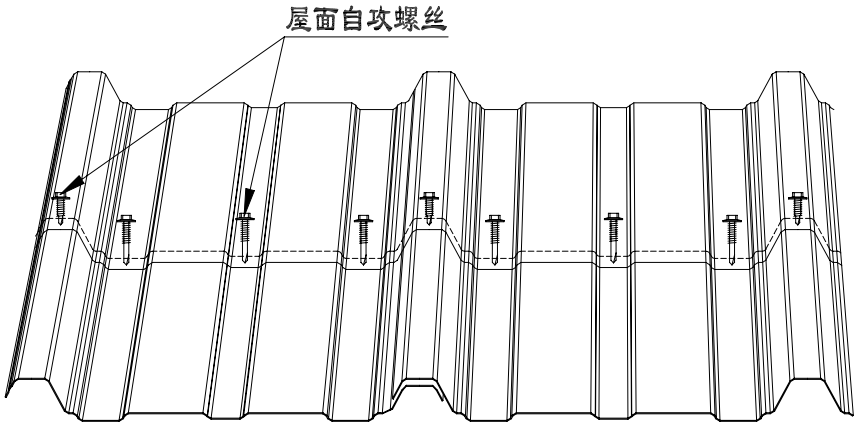


(b)　高波纹屋面板

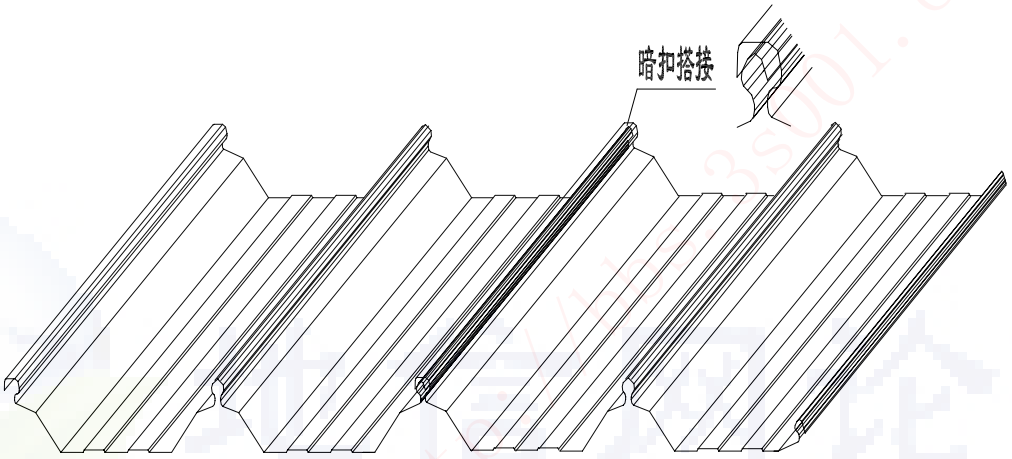
图 6-2　金属屋面板常用型式

2.　螺丝暴露式屋面和暗扣式屋面

按连接形式分类，金属屋面板可分为螺丝暴露式屋面和暗扣式屋面。螺丝暴露式屋面中，屋面板通过自攻螺丝与檩条固定在一起，并在自攻螺丝周围涂上密封胶（如图 6-3a）。这种连接方式存在以下几个问题：第一，自攻螺丝暴露在外面，会出现生锈现象，影响屋面美观；第二，施工时由于数量较多，很难发现密封胶漏涂现象，从而导致该处漏水；第三，由于密封胶老化问题，时间一长就会出现漏水；第四，屋面板侧向连接顺着流水方向，与屋面板横向连接相比，更易造成漏水。实际应用情况表明，这种连接的屋面，基本上都会出现漏水现象。为解决这一问题，最近几年出现了暗扣式连接的屋面板，屋面板侧向连接直接用配件将金属屋面板固定于檩条上，而板与板之间以及板与配件之间通过夹具夹紧（如图 6-3b），从而基本消除金属屋面漏水这一隐患问题，所以这种屋面板很快得到了广泛采用。



(a) 螺丝暴露式屋面

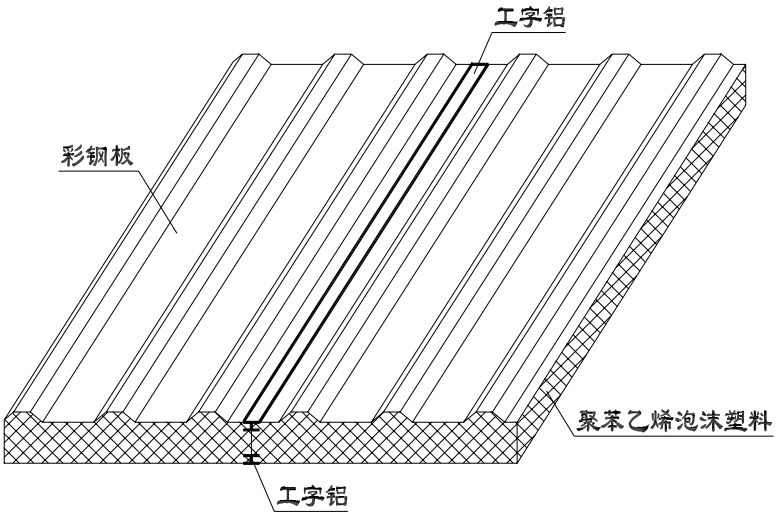


(b) 暗扣式屋面

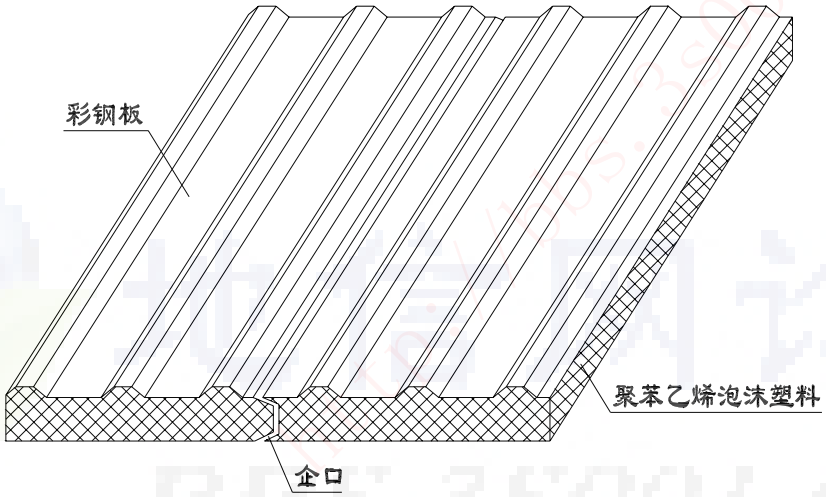
图 6-3 屋面板常用的施工方法

3. 单层压型钢板屋面和复合板屋面

从保温隔热角度考虑，金属屋面板既可以采用单层压型钢板，也可以采用复合板。压型钢板是目前轻钢结构最常用的屋面材料，采用热涂锌钢板或彩色涂锌钢板，经辊压冷弯成各种波形，具有轻质、高强、抗震、防火、施工方便等优点。但单层压型钢板很薄，包括涂层在内，厚度也仅为 0.5～0.6 ㎜左右，常见的型式就是前述的低波纹和高波纹屋面板两类（图 6-2），这样的板不能满足保温隔热要求。若在设计时选用这样的屋面板，必须在屋面板下面另设保温层，下托不锈钢丝网片，或者再设计一层屋面内板，在屋面内外板之间再填塞保温材料，例如玻璃纤维保温棉、岩棉等，一般保温棉的容重为$12 \sim 20 \, {Kg}/{m^2}$，厚度应根据保温要求由热工计算确定。对于一般的工业厂房，可选用 50～100㎜ 的厚度，对于有较高隔热要求的生产车间或办公楼，还可以考虑吊顶；对于冷库或保鲜库等对隔热有特殊要求的建筑，应适当增加保温棉厚度。满足保温隔热的另一个措施是直接选择保温隔热比较好的复合板。



(a) 工字铝连接式



(b) 企口插入式

图 6-4 复合板型式

复合板有工字铝连接式(图 6-4a)和企口插入式（图 6-4b）两种。这种板材外层是高强度镀锌彩板或镀铝锌彩色钢板，芯材为阻燃性聚苯乙烯、玻璃棉或岩棉，通过自动成型机，用高强度粘合剂将二者粘合一体，经加压、修边、开槽、落料而形成的复合板。它具有一般建筑材料所不能具备的优良性能，既具有隔热、隔音等物理性能；又具备较好的抗弯和抗剪的力学性能。具体性能指标见表 6-1。

表 6-1 复合板的性能指标

板厚（mm）	50	75	100	150	200	250
板重(kg/m²)	10.5	11.0	11.5	12.5	13.5	14.5
传热系数(k/m² h.c)	0.663	0.442	0.331	0.221	0.166	0.133
平均隔音量 R(db)	20	22	25	>27		

复合板的主要特点表现在以下几个方面：

⑴ 重量轻，体积小，与传统的砖石结构、钢筋混凝土结构相比，重量减轻 15～30 倍，体积减少 2～5 倍。

⑵ 复合板面层及夹芯保温材料均为非燃材料，采用阻燃粘结剂，具有良好的耐火性。

⑶ 复合板的隔音性能优越，其隔音强度可达到 41～56 分贝，随夹芯保温材料及厚度的不同而变化，而普通的砖、砼的隔音强度仅为 38～44 分贝。

⑷ 复合板的夹芯保温材料的低导热系数，决定了复合板具有良好的保温隔热性能，寒冷地区或对保温隔热有特殊要求的建筑物，可根据需要增加保温材料的厚度。

随着钢结构市场的扩大，特别是住宅钢结构的发展，对金属屋面的材料及使用功能不断提出新的要求，从而进一步推进了新型板材的研制和新工艺的开发，总的发展趋势是轻质高强，同时又具有良好的防水性能和较高的保温、隔热和隔音效果，另外还须美观耐用、施工方便。

第二节　压型钢板的构造和规格

压型钢板是近三十年国际上迅速发展起来的一种新型建筑材料，在我国生产和应用也有十多年的历史。目前，压型钢板是轻型钢结构的主要维护材料。压型钢板应采用热涂锌钢板或彩色涂锌钢板制作，其力学性能、工艺性能、涂层性能应符合现行国家标准《建筑压型钢板》的规定。钢板的钢材宜采用现行国家标准《碳素结构钢》（GB700-88）规定的$Q215$钢和$Q235$钢，有可靠依据时，也可采用其它钢号。压型钢板最大允许檩距可根据板型、支承条件和受荷情况综合考虑，一般情况下在 1.5m 左右。压型钢板自重很轻，大概在$0.05\,KN/m^2$左右，若包括保温棉和屋面檩条在内，整个金属屋面的重量也仅为$0.15\sim0.25\,KN/m^2$。

一、屋面压型钢板有关构造[13]

1. 压型钢板选择应考虑到屋面坡度，当坡度较小时，由于屋面排水并不通畅，应尽量采用高波纹屋面板。

2. 压型钢板腹板与翼缘水平面之间的夹角θ不宜小于45°。

3. 压型钢板宜采用长尺板材，以减少板横向搭接数量，有利于屋面防水。

4. 压型钢板横向搭接应与檩条有可靠连接，搭接长度须满足规范要求，波高大于 70㎜

的高波纹压型钢板，搭接长度不宜小于 350mm，波高小于 70mm 的低波纹压型钢板，搭接长度不宜小于 250mm，且在搭接处须涂密封胶带。

5. 压型钢板侧向连接有不同方式，详见本章第四节。为防止屋面漏水，有条件尽量采用暗扣式连接。屋面板侧向搭接时，搭接宽度应视压型钢板形状、规格而定，一般不小于半波，搭接方向应与主导风向一致。对于波高小于 70mm 低波纹压型钢板，可不设固定支架，而对于波高大于 70mm 高波纹压型钢板，须设固定支架。

6. 压型钢板横向和侧向连接时均须有可靠连接，以防止屋面板发生错动和滑动现象。

7. 考虑到国产密封材料性能较差，易于老化开裂，施工时连接件尽量设置在波峰处，以便防水。

二、屋面压型钢板规格

目前，压型钢板制作和安装已达到标准化、工厂化程度，大多数制作单位均有自身一套完整的板材生产线，因而不同厂家有不同的压型钢板类型。

下面给出几种常用压型钢板产品规格[8]

1. W600 型（YX130-300-600）

表 6-2　　压型板规格

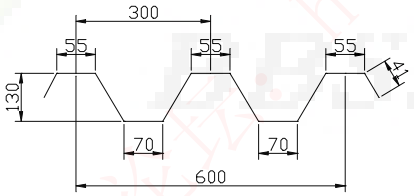
断面基本尺寸（mm）	有效宽度	展开宽度	有效利用率
	600	1000	60%

表 6-3　　压型板重量及截面特性

板厚（mm）	每米板重（kg/m）		每平米板重（kg/㎡）		有效截面特性	
	钢	铝	钢	铝	$I_{ef}\left(cm^4/m\right)$	$W_{ef}\left(cm^3/m\right)$
0.60	4.99	1.65	8.31	2.75	195.49	30.3
0.80	6.55	2.20	10.92	3.67	275.99	41.50
1.00	8.13	2.75	13.54	4.58	358.09	52.71
1.20	9.70	3.30	16.16	5.50	441.34	63.95

表 6-4　　压型板最大允许檩距（控制挠度为 L/300）

芯板厚度（mm）	支撑条件	荷　载（kN/m²）													
		0.50		1.00		1.50		2.00		2.50		3.00		3.50	
		钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板
0.6	悬臂	2.8	1.9	2.2	1.5	1.9	1.3	1.7	1.	1.6	1.1	1.5	1.0	1.4	1.0
	简支	6.0	4.1	4.7	3.3	4.1	2.8	3.7	2.6	3.5	2.4	3.3	2.2	3.1	2.1
	连续	7.1	4.9	5.6	3.9	4.9	3.4	4.4	3.1	4.1	2.8	3.9	2.7	3.7	2.5
0.8	悬臂	3.1	2.1	2.5	1.7	2.1	1.5	1.9	1.3	1.8	1.2	1.7	1.2	1.6	1.1
	简支	6.7	4.6	5.3	3.7	4.6	3.2	4.2	2.9	3.9	2.7	3.6	2.5	3.5	2.4
	连续	7.9	5.5	6.3	4.3	5.5	3.8	5.0	3.4	4.6	3.2	4.3	3.0	4.1	2.8
1.0	悬臂	3.4	2.3	2.7	1.8	2.3	1.6	2.1	1.5	2.0	1.3	1.8	1.3	1.8	1.2
	简支	7.3	5.0	5.8	4.0	5.0	3.5	4.6	3.2	4.2	2.9	4.0	2.7	3.8	2.6
	连续	8.6	6.0	6.8	4.7	6.0	4.1	5.4	3.7	5.0	3.5	4.7	3.3	4.5	3.1
1.2	悬臂	3.6	2.5	2.9	2.0	2.5	1.7	2.3	1.6	2.1	1.4	2.0	1.4	1.9	1.3
	简支	7.8	5.4	6.2	4.3	5.4	3.7	4.9	3.4	4.5	3.1	4.3	2.9	4.0	2.8
	连续	9.2	6.4	7.3	5.1	6.4	4.4	5.8	4.0	5.4	3.7	5.1	3.5	4.8	3.3

2. W600 型（YX75-200-600）

表 6-5　　压型板规格

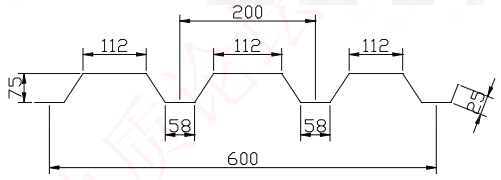
断面基本尺寸（mm）	有效宽度	展开宽度	有效利用率
	600	1000	60%

表 6-6　　压型板重量及截面特性

板厚（mm）	每米板重（kg/m）		每平米板重（kg/m²）		有效截面特性	
	钢	铝	钢	铝	$I_{ef}\left(cm^4/m\right)$	$W_{ef}\left(cm^3/m\right)$
0.60	4.99	1.65	8.31	2.75	61.8	14.75
0.80	6.55	2.20	10.92	3.67	89.9	21.95
1.00	8.13	2.75	13.54	4.58	119.3	29.99
1.20	9.70	3.30	16.16	5.50	151.84	39.39

表 6-7　　压型板最大允许檩距（控制挠度为 L/300）

芯板厚度（mm）	支撑条件	荷　载（kN/m²）													
		0.50		1.00		1.50		2.00		2.50		3.00		3.50	
		钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板
0.6	悬臂	1.9	1.3	1.5	1.0	1.3	0.9	1.2	0.8	1.1	0.7	1.0	0.7	0.9	0.6
	简支	4.0	2.8	3.2	2.2	2.8	1.9	2.5	1.7	2.3	1.6	2.2	1.5	2.1	1.4
	连续	4.8	3.3	3.8	2.6	3.3	2.3	3.0	2.1	2.8	1.9	2.6	1.8	2.5	1.7
0.8	悬臂	2.1	1.4	1.7	1.1	1.4	1.0	1.3	0.9	1.2	0.8	1.1	0.8	1.1	0.7
	简支	4.5	3.1	3.6	2.	3.1	2.2	2.8	1.9	2.6	1.8	2.5	1.7	2.3	1.6
	连续	5.4	3.7	4.3	2.9	3.7	2.6	3.4	2.3	3.1	2.2	2.9	2.0	2.8	1.9
1.0	悬臂	2.3	1.6	1.8	1.3	1.6	1.1	1.4	1.0	1.3	0.9	1.3	0.9	1.2	0.8
	简支	5.0	3.4	3.	2.7	3.4	2.4	3.1	2.1	2.9	2.0	2.7	1.9	2.6	1.8
	连续	5.9	4.1	4.7	3.2	4.1	2.8	3.7	2.6	3.4	2.4	3.2	2.2	3.1	2.1
1.2	悬臂	2.5	1.7	2.0	1.4	1.7	1.2	1.6	1.1	1.4	1.0	1.4	0.9	1.3	0.9
	简支	5.4	3.7	4.3	2.9	3.7	2.6	3.4	2.3	3.1	2.2	2.9	2.0	2.8	1.9
	连续	6.4	4.4	5.1	3.5	4.4	3.0	4.0	2.8	3.7	2.6	3.5	2.4	3.3	2.3

3. W750 型（YX35-125-750）

表 6-8　　压型板规格

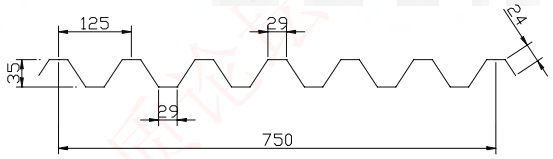
断面基本尺寸（mm）	有效宽度	展开宽度	有效利用率
	750	1000	75%

表 6-9　　压型板重量及截面特性

板厚（mm）	每米板重（kg/m）		每平米板重（kg/m²）		有效截面特性	
	钢	铝	钢	铝	$I_{ef}\left(cm^4/m\right)$	$W_{ef}\left(cm^3/m\right)$
0.60	4.99	1.65	6.65	2.20	13.85	7.84
0.80	6.55	2.20	8.74	2.93	18.83	10.00
1.00	8.13	2.75	10.83	3.67	23.54	12.44

表 6-10　　压型板最大允许檩距（控制挠度为 L/300）

芯板厚度（mm）	支撑条件	荷　载（kN/m²）													
		0.50		1.00		1.50		2.00		2.50		3.00		3.50	
		钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板	钢板	铝板
0.6	悬臂	1.1	0.8	0.9	0.6	0.8	0.5	0.7	0.5	0.6	0.4	0.6	0.4	0.6	0.4
	简支	2.4	1.7	1.9	1.3	1.7	1.1	1.5	1.0	1.4	0.9	1.3	0.9	1.2	0.8
	连续	2.9	2.0	2.3	1.6	2.0	1.4	1.8	1.2	1.7	1.1	1.6	1.1	1.5	1.0
0.8	悬臂	1.2	0.8	1.0	0.7	0.8	0.6	0.8	0.5	0.7	0.5	0.7	0.4	0.6	0.4
	简支	2.7	1.8	2.1	1.4	1.8	1.3	1.7	1.1	1.5	1.0	1.4	1.0	1.4	0.9
	连续	3.2	2.2	2.5	1.7	2.2	1.5	2.0	1.4	1.8	1.3	1.7	1.2	1.6	1.1
1.0	悬臂	1.3	0.9	1.0	0.7	0.9	0.6	0.8	0.6	0.8	0.5	0.7	0.5	0.7	0.4
	简支	2.9	2.0	2.3	1.6	2.0	1.4	1.8	1.2	1.7	1.1	1.6	1.1	1.5	1.0
	连续	3.4	2.4	2.7	1.9	2.3	1.6	2.1	1.5	2.0	1.4	1.9	1.3	1.8	1.2

第三节　复合保温板的构造和规格

一、工厂复合保温板

工厂复合保温板，也称复合板或夹芯板，是由内外两层彩色涂层钢板作面层，自熄性聚苯乙烯泡沫等作芯材，通过高强度粘合剂粘合而成的板材（图 6-5）。彩钢夹芯板是一种多功能新型建筑板材，具有轻质、高强、保温、隔热、隔音、防水、装饰等性能，主要用于工业与民用建筑的屋面和墙面、组合式冷库以及加层、改建等工程。由于彩钢夹芯板的面层是非燃材料，芯材是阻燃、难燃或不燃材料，所以夹芯板不适用于高层建筑及易燃易爆厂房、车间，也不宜用于楼板。

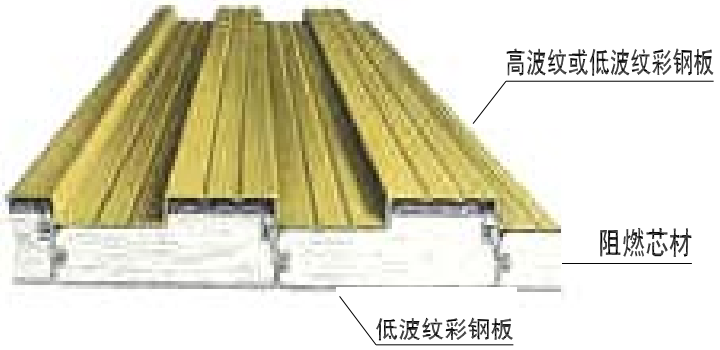


图 6-5　复合板组成

复合板面板为 0.5～0.6mm 的单层彩板，其性能应符合 Q/BQB440-94 规定，外板可以是低波纹彩钢板，也可以是高波纹彩钢，为保证排水通畅，应选择高波纹彩板；内板为低波纹

彩钢板；芯材为阻燃性聚苯乙烯泡沫、玻璃纤维或岩棉等保温材料，容重为$12\sim20\ {Kg}/{m^2}$。保温材料应有力学性能的要求，而且还有导热性、吸水性、阻燃性（用氧指数来衡量）等方面的要求。面板与芯材间粘结所采用的粘结剂是聚氨脂类双组份热固化粘结剂，具有粘结强度高、固化时间短、耐低温及抗热、自熄等性能。根据板的厚度（以 mm 为单位），复合板常用的规格有 40、50、75、100、150、200、250 等七种，选材时应根据使用要求由热工计算确定板厚。对冷库等有较高保温要求的建筑，应采用较厚的复合板。在制作、运输和施工许可的条件下，应采用长尺复合板，以减少接缝，防止渗漏和提高保温性能。表 6-11 给出了在控制挠度为 L/240 的情况下，不同厚度夹芯板在各种荷载工况下的最大允许跨度，以供设计参考。一般建筑物屋面板总存在接缝，接缝处理是否合理决定着整个屋面的防水效果。根据连接方式，复合板有工字铝连接式（图 6-4a）和企口插入式(图 6-4b)。在施工前，应做好整个屋面的布板图。尽量采用整块复合板，因为复合板制作时两边均有收口，若沿长度方向切割，收口被切除，

表 6-11　　夹芯板允许最大跨度（控制挠度为 $L/240$）

板厚(mm) / 荷载 KN/m2 / 跨度(m)	50	75	100	150	200	250
0.25	5.1	6.9	8.0	9.9	11.4	12.8
0.50	3.7	4.9	5.7	7.0	8.0	9.0
1.00	2.5	3.4	4.0	4.9	5.7	6.4
1.50	1.9	2.7	3.3	4.0	4.6	5.2
2.00	1.4	2.1	2.8	3.5	4.0	4.5

保温棉外露，会影响保温、隔热、隔音等效果。复合板采用扣件或搭接连接，分横向和侧向两个方向。侧向两块板接缝处，上表面彩钢板向上翻边 $\geq 25mm$，上面倒扣彩钢扣件，密封胶填实，详见后面扣接连接；横向两块板接缝处，上下两块屋面板上表面应搭接在支座上，搭接长度为 150～250mm，搭接钢板部分用拉铆钉连接，搭接处用密封胶密封（图 6-6），外露部分由拉铆钉连接，四周均须涂密封胶。建筑物边缘处均须进行包角处理，一般制作单位均有这方面的定型产品，如角铝、槽铝、门框铝或窗框铝以及各种彩钢扣件、泛水板等。

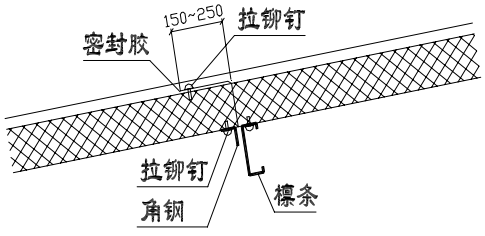


图 6-6　沿坡度方向屋面板搭接

二、现场复合保温板

复合保温金属屋面板一般情况下都在工厂进行制作，充分体现钢结构工厂制作、工地安装这一优点，尽量减少现场安装工作量。但在有些情况下，必须采用现场复合，比如须把檩条夹在内外板之间，由于檩条是现场安装的，这就要求复合板也要现场制作(图 6-7)。现场复合保温板与工厂复合比较，有以下几方面的优点：第一，檩条不外露，整个车间内部显得比较整齐；第二，保温效果好。相同厚度的现场复合板比工厂复合板保温隔热好，主要在于现场复合板不用粘结剂，内外金属板之间还存在一定的空隙，有利于保温隔热。但由于现场复合工作量大，高空作业，施工难度大，所以多数业主或制作单位选择工厂复合保温板。

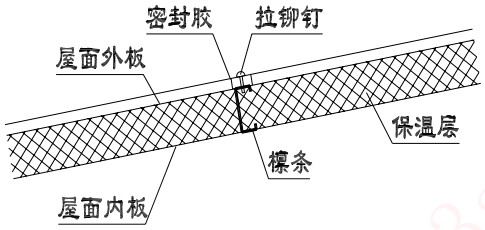


图 6-7　现场复合保温板

现场复合保温板金属屋面施工方法与单层彩钢板加设保温棉的施工方法相似，不同之处在于前者采用彩钢板作内板，来代替后者的不锈钢丝网片。需吊顶的建筑物，如办公楼等，可不设金属内板，直接在屋面外板和吊顶间设置保温棉。对于屋面外板，板间接缝须考虑防水要求。对于屋面内板，不存在防水问题，仅考虑相邻两板间的连接问题。

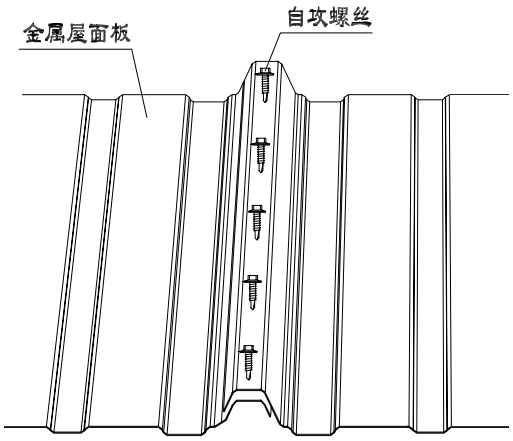
第四节　金属屋面板的连接

一、连接类型

金属屋面板在铺设时，沿横向和侧向需要连接，金属屋面板宜采用长尺板材，可以减少屋面板间横向接缝。板与板之间的连接型式直接影响着屋面防水。目前金属屋面板常用的连接型式见图 6-8 所示。

1. 搭接连接

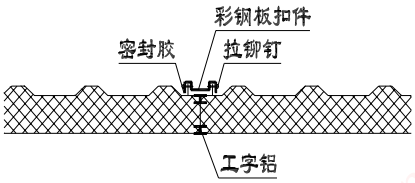
通常用于螺栓连接的屋面（图 6-3a、图 6-8a），上下两块屋面板叠在一起，然后用自攻螺丝加以连接，在搭接板缝处设置滞水带。这种连接方法现场施工方便，比较经济，曾经是金属屋面连接的主要形式。但采用这种连接方法的金属屋面，漏水现象严重，而且很难确定漏水的位置，给使用和维修带来了麻烦。产生漏水的原因主要有以下两个方面的因素：第一、自攻螺丝暴露在外部，与屋面板之间的连接存有孔洞，其周围的密封胶质量不能保证；第二、自攻螺丝周围的密封胶存在老化问题。



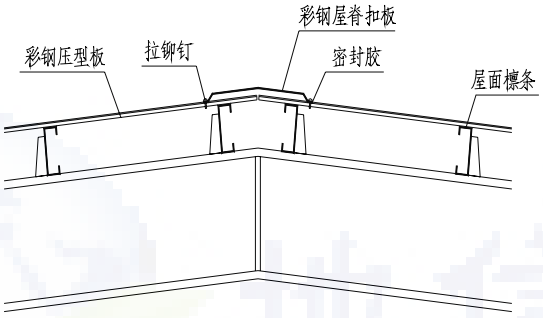
(a) 搭接缝



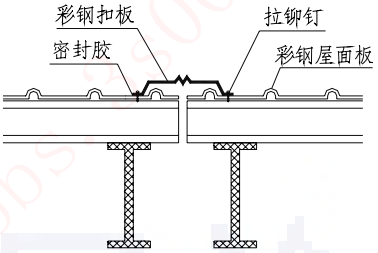
(b) 平接



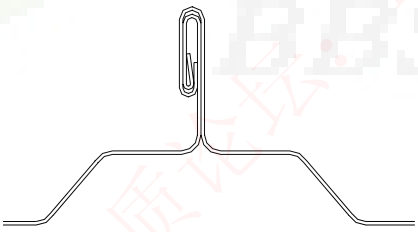
(c) 扣板接缝（一）



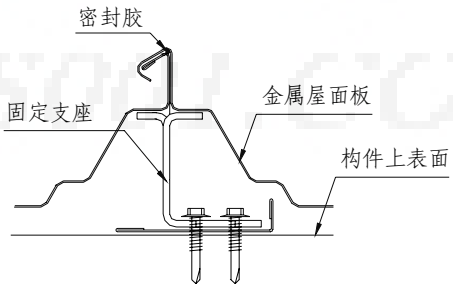
(d) 扣板接缝（二）



(e) 扣板接缝（三）



(f) 直立缝（一）



(g) 直立缝（二）

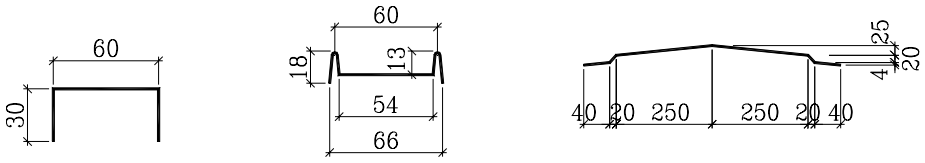
图 6-8　各种接缝型式

2. 平接连接

这种连接方法是将相邻两块屋面板弯 180°并将它们折扣起来（图 6-8b），由于加工安装麻烦，这种连接方式很少采用。

3. 扣件连接

通常用于复合板金属屋面接缝处（图 6-8c）、屋脊处(图 6-8d)以及伸缩缝处(图 6-8e)的连接，这种连接方式是用扣件将接缝两侧的金属屋面板连在一起，再涂密封胶加以防水处理，常见的扣件形式见图 6-9。



(a) (b) (c)

图 6-9 屋面彩钢扣件

4. 直立连接

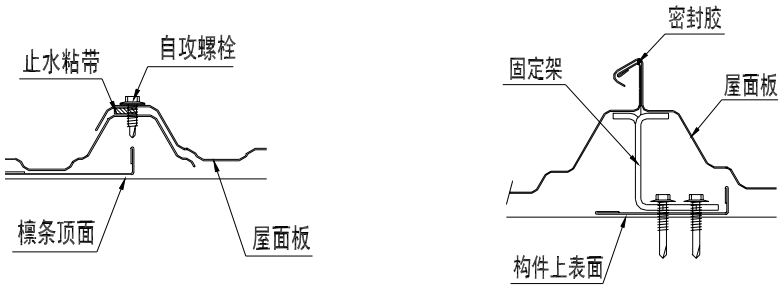
直立连接也称暗扣式屋面连接或隐藏式屋面连接，这是目前金属屋面的主要连接形式。对于波高小于 70mm 的低波纹屋面板，可不设固定支架，直接将接缝两侧屋面板抬高，采用 360°滚动锁边扣接在一起，然后用自攻螺丝或涂锌钩头螺栓在波峰处直接与檩条连接（图 6-8f）。对于波高大于 70mm 的高波纹屋面板，将接缝两侧金属板扣接在一起，并搁置在固定支架上，固定支架须与压型钢板的波形相匹配，然后用自攻螺丝或射钉将固定支座连于檩条（图 6-8g）。这种连接方式有利于防止接缝两侧金属屋面板发生错动，同时也控制整块屋面板在自重作用下向下滑动的趋势，从而可以有效地防止金属屋面漏水这一隐患。

二、穿透式螺钉金属屋面

穿透式螺钉屋面是指屋面板采用自攻螺丝、拉铆钉、钩头螺栓等连接的屋面（图 6-8a、c、d、e）。顾名思义，穿透式就是在金属屋面板上留有孔眼。自攻螺丝是穿透式屋面连接最常用的连接件，有长有短，一般常用的规格有 $5.5mm\times25mm$ 、 $5.5mm\times50mm$ 、 $5.5mm\times63mm$ ，具体应根据板厚和连接情况加以选择。自攻螺丝外露于屋面板，故必须经过热镀锌处理，以防止其受潮生锈。但在实际工程中，由于各方面因素（热处理工艺、施工因素等）的影响，时间一长，自攻螺丝总会生锈，从而影响了建筑物的美观。同时，为避免屋面漏水，施工时须在自攻螺丝四周涂上密封胶，或在接缝处涂止水带，但这种处理方法的效果不很理想。采用穿透式螺钉连接的金属屋面，基本上都会出现螺丝等连接件生锈和屋面漏水现象，但最大问题还是屋面漏水。连接件生锈只影响建筑物美观，而屋面漏水却直接影响建筑物使用功能。使用带有橡胶或尼龙垫圈的自攻螺丝等连接件，也很难彻底解决屋面漏水问题。

穿透式螺钉屋面常用的连接形式是搭接连接和扣件连接。搭接接缝一般用于单层彩钢板间连接,包括两个方向，即沿屋面板侧向搭接和横向搭接,当屋面板侧向搭接时（图 6-8a），一般情况下搭接一波，特殊情况可搭接两波，从防水角度考虑，搭接接缝应设置在压型钢板波缝处，采用带有橡胶或尼龙垫圈的自攻螺丝连接，且在搭接处设置滞水带。沿屋面板侧向在有檩条处须设置连接件，以保证屋面板与檩条的牢固连接，且在相邻两檩条间还须增设连接件，以保证屋面板之间的连接，具体应视屋面板类型而定。对于高波纹屋面板，连接件间距约为 700～800mm；对于低波纹屋面板，连接件间距约为 300～400mm。当屋面板横向搭接时，对于低波纹屋面板，可不设固定支架（图 6-10a），而直接用自攻螺丝或涂锌钩头螺栓在波峰处直接与檩条连接。连接点可每波设置一个，也可隔波设置一个，但每块压型钢板与

同一檩条的连接不得少于 3 个连接点,例如长尺压型钢板中间檩条处（图 6-11）；对于高波纹屋面板，须设置固定支架（图 6-10b），然后用自攻螺丝或射钉将固定架与檩条连接，每波设置一个。扣接接缝一般用于复合板间连接，或屋面的屋脊、伸缩缝处，在接缝处须设置扣板，扣板与金属屋面板之间通过自攻螺丝、拉铆钉等连接件加以连接，且进行防水处理。



（a）低波纹屋面板搭接　　（b）高波纹屋面板搭接

图 6-10　金属屋面板搭接

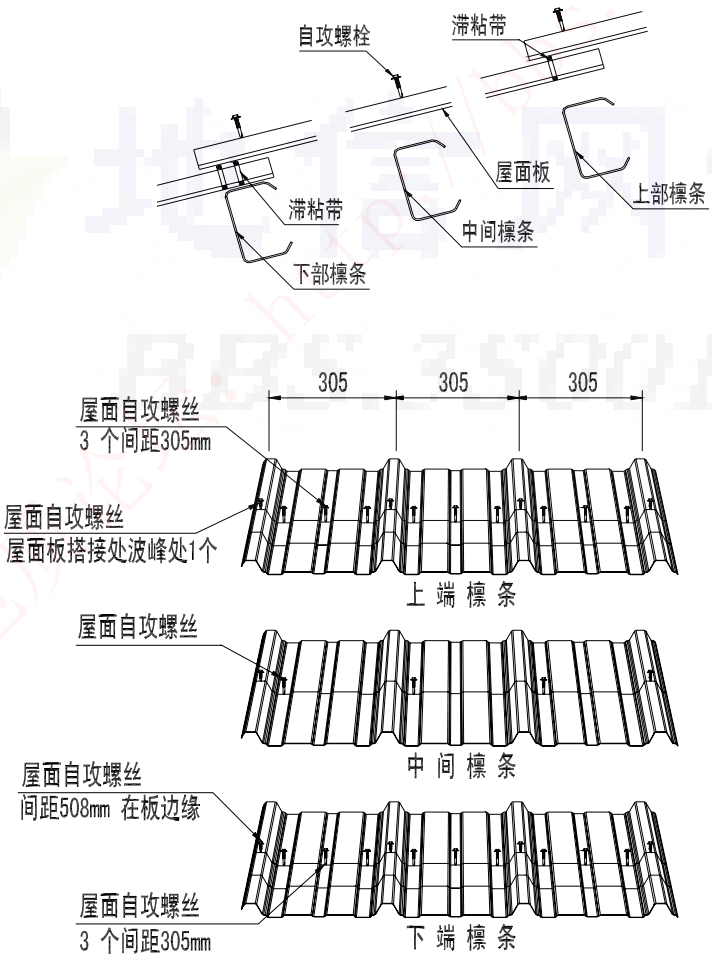


图 6-11　穿透式　螺钉屋面板搭接安装节点

图 6-12～图 6-18 为常见的屋面节点构造

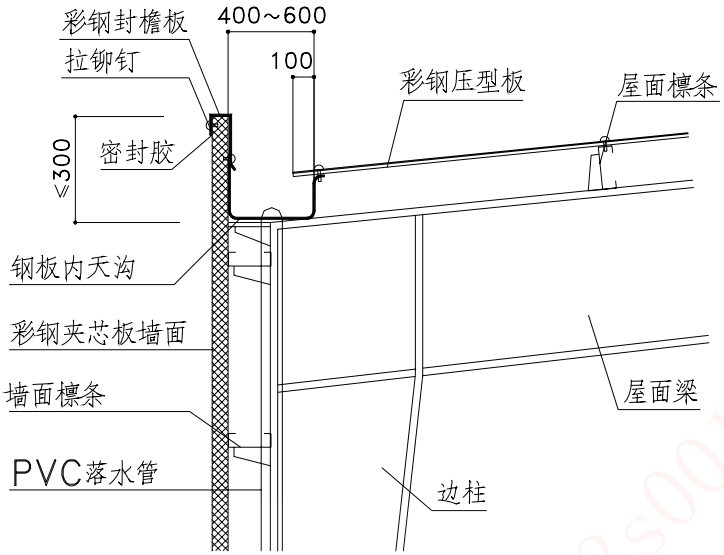


图 6-12　边天沟节点

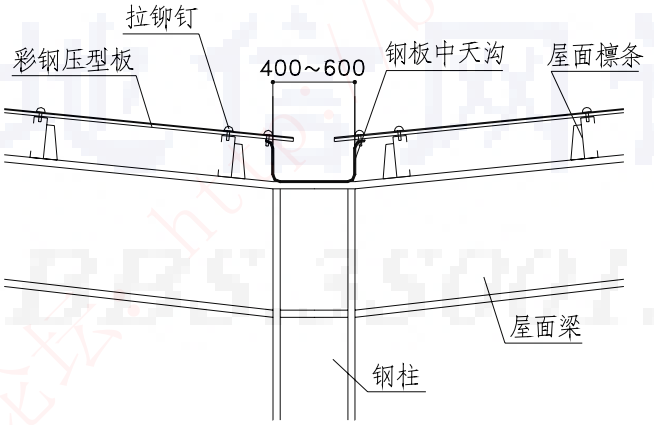


图 6-13　中天沟节点

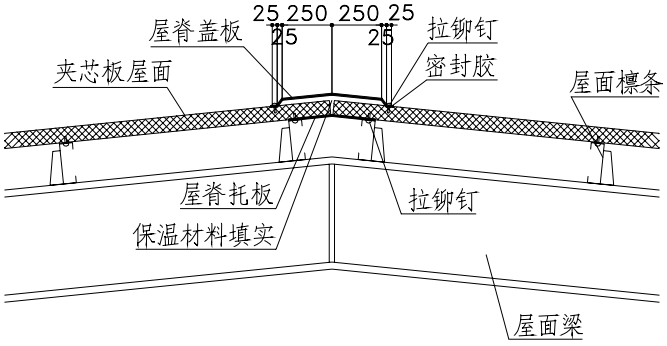


图 6-14　双坡屋脊节点

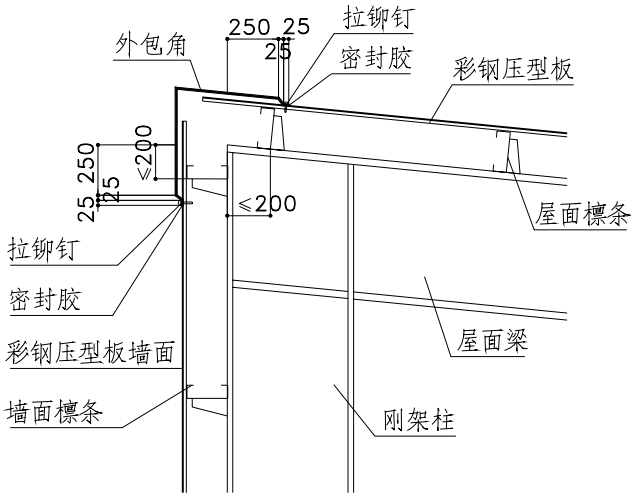


图 6-15　单坡屋脊节点图

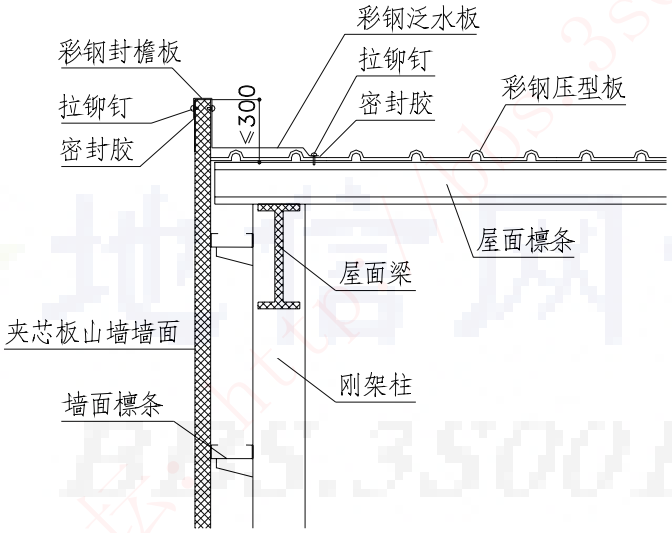


图 6-16　山墙封檐节点

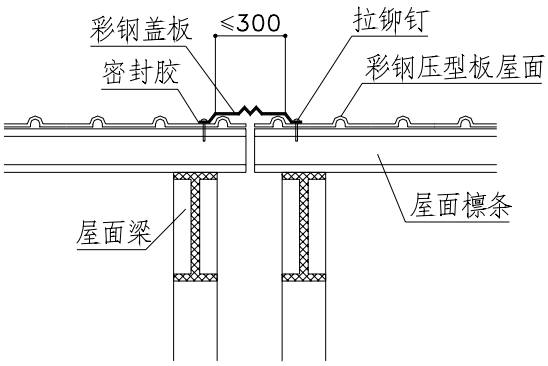


图 6-17　屋面伸缩缝节点

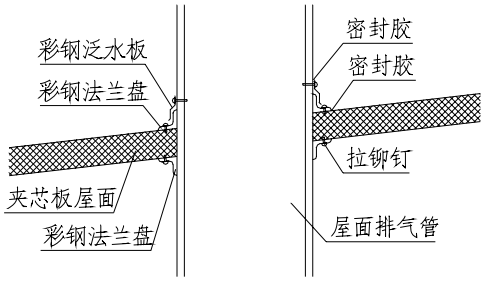


图 6-18　屋面排气管节点

三、直边锁缝式金属屋面

直边锁缝式连接又称为暗扣式或隐藏式屋面连接。这种连接方法是在现场将相邻两金属屋面板抬高，然后用咬边机或锁缝机将其连在一起。这样在屋面板外侧就没有孔眼，从而有效地防止屋面漏水。但金属屋面板会在自重作用下向下滑移，所以在有檩条处须设固定连接件，且在此连接件上有允许屋面板产生位移的滑槽（图 6-19），这样也可以解决穿透式金属屋面由于屋面板伸缩在固定支座处产生撕裂的现象。

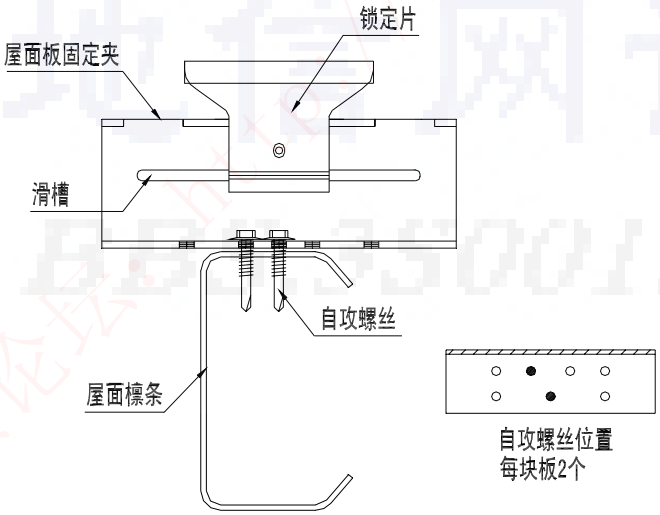
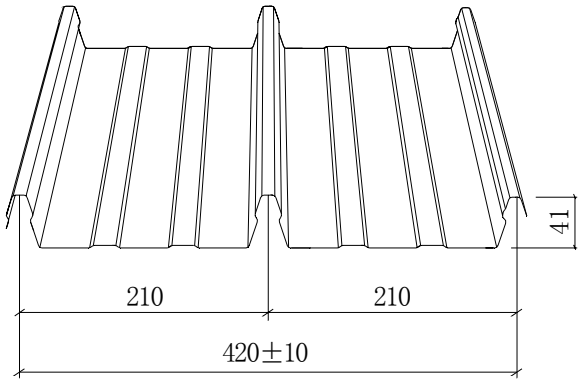
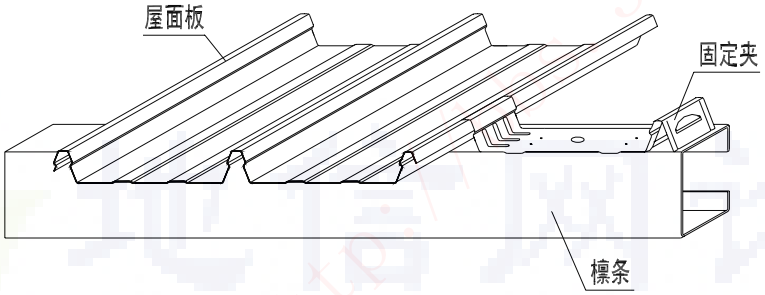


图 6-19　直边锁缝式屋面固定连接件

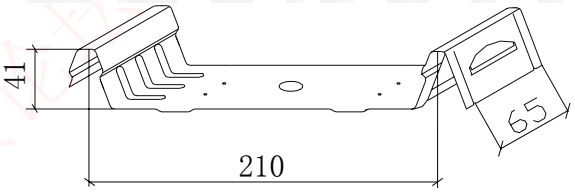
图 6-20、图 6-21 是几种常用的直边锁缝式屋面。



（a）屋面板规格

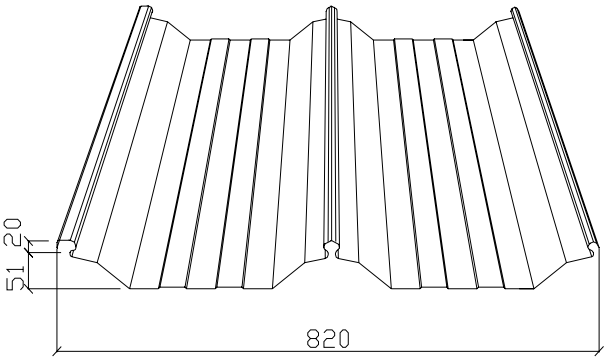


（b）屋面板安装节点

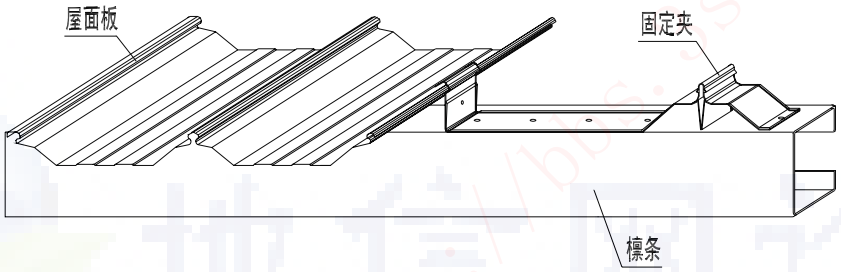


（c）屋面板固定夹

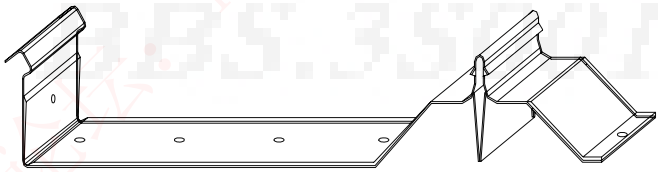
图 6-20　直边锁缝式屋面安装节点（一）



（a）屋面板规格



（b）屋面板安装节点



（c）屋面板固定夹

图 6-21　直边锁缝式屋面安装节点（二）

第五节　金属屋面板的设计

这里仅讨论用于屋面板的压型钢板设计[1]。

一、作用于压型钢板上荷载

1. 永久荷载：屋面板自重。

2. 可变荷载：包括屋面均布活荷载、雪荷载、积灰荷载、风荷载等。

屋面均布活荷载的标准值按水平投影面积计算。

⑴ 不上人屋面板，均布活载取 0.5 kN/m^2，当施工荷载较大时，应按实际情况取用，上人屋面板，按钢结构平台考虑均布活载。

⑵ 雪荷载、积灰荷载、风荷载等按现行国家标准《建筑结构荷载规范》（GBJ50009-21）的规定采用。单层房屋风荷载应按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》和《轻型钢结构设计规程》（上海市）的规定采用。设计屋面板时，应考虑在屋面天沟、阴角、天窗挡风板内以及高低跨相连处的荷载增大系数，雪荷载应按积雪不均匀分布的最不利情况考虑。

⑶ 设计屋面板时，应考虑施工或检修集中荷载，其标准值为 $1.5kN/m^2$。当施工荷载有可能超过上述荷载时，应按实际情况采用，或用加垫板、支撑等临时设施承受。该荷载值不与屋面均布活荷载或雪荷载同时考虑。

3. 偶然荷载：地震作用和其他意外事故产生的荷载。

二、荷载效应组合

作用于压型钢板上的荷载，按下列原则进行荷载效应组合：

1. 屋面均布活荷载不与雪载同时考虑，取二者较大值进行计算，

2. 积灰荷载应与雪荷载或屋面均布活荷载二者中较大者同时考虑。

3. 对自重较轻屋盖，应验算在风吸力情况下屋面压型钢板在永久荷载与风载组合下的截面应力，此时永久荷载为有利因素，荷载分项系数取 1,0 进行计算。

三、屋面压型钢板设计

1. 压型钢板类型

压型钢板按其使用功能可分为如下两类：

⑴ 用于非组合构件，一般用作屋面板和墙板或浇注混凝土板的模板。

⑵ 用于组合构件，除做施工模板外，在使用阶段还作为混凝土的受力钢筋或部分受力钢筋。

2. 屋面压型钢板设计[7]

用作屋面板的压型钢板应按施工阶段和使用阶段不同情况进行强度和变形计算，且取有效截面进行验算。

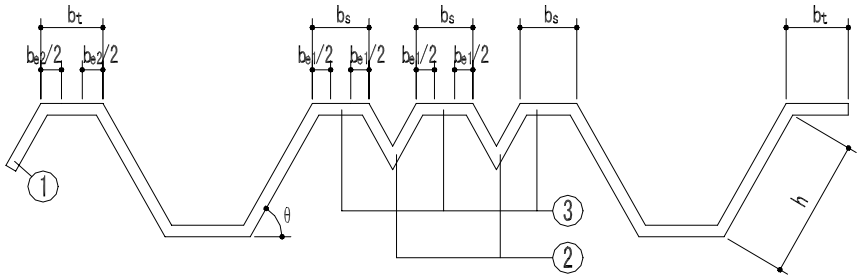


图 6-22　压型钢板截面

1. 边加劲肋　　2. 中间加劲肋　　3. 子板件

⑴ 压型钢板受压翼缘有效宽厚比（图 6-22）

应按下列规定采用：

①　两纵边均与腹板相连或一纵边与腹板相连、另一纵边与中间加劲肋的受压翼缘，可按两边支撑板由现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》（GBJ18-87）的附录三附表 3.3.1 确定其宽厚比 b_{e1}/t 。

②　有一纵边与加劲肋相连、另一纵边与腹板相连的受压翼缘，可按一边支撑一边卷边板件由现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》（GBJ18-87）的附录三附表 3.3.2 确定其宽厚比 b_{e2}/t 。

压型钢板纵向加劲肋应符合《冷弯薄壁型钢结构技术规范》（GBJ18-87）第 $8\cdot1\cdot6$ 条规定。

⑵　压型钢板腹板有效宽厚比

由现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》的附录三附表 3.3.1 确定。

⑶　压型钢板验算

压型钢板按受弯构件计算其强度和刚度。

①　强度：

强度验算时应计算正应力、剪应力、局部承压应力和折算应力，但压型钢板腹板的剪应力计算与受弯构件不同，应按下列规定进行计算：

当 $h/t<100$ 时　　$\tau \le \dfrac{8550}{(h/t)}$　　且 $\tau \le f_v$

当 $h/t \ge 100$ 时　　$\tau \le \dfrac{855000}{(h/t)^2}$

式中：τ——腹板上的平均剪应力（N/mm^2）

h/t —腹板高厚比

② 刚度

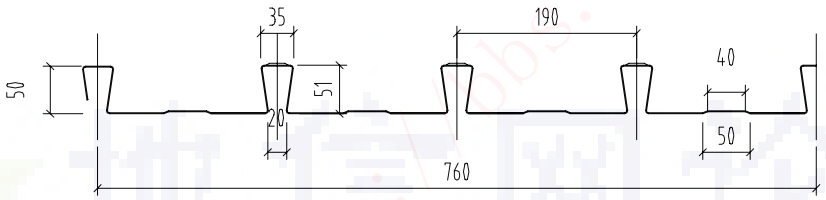
控制压型钢板的挠度，使挠度与跨度之比不超过下列限值：

屋面板坡度$<\frac{1}{20}$时， 1/300；

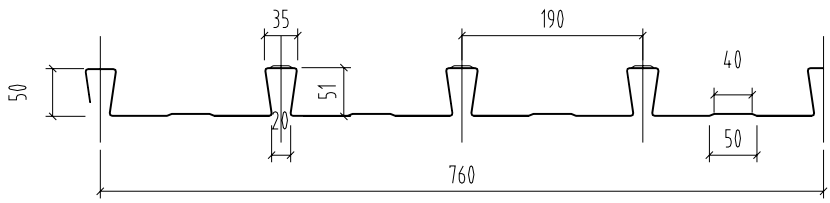
屋面板坡度$\geq\frac{1}{20}$时， 1/250；

若采用长尺压型钢板且侧向搭接采用咬边机连接时，上述限值可增加 20%。

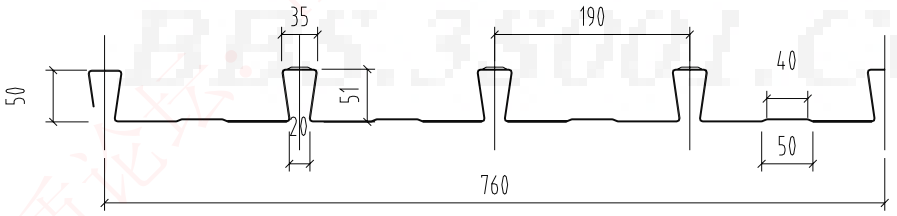
板厚为 105mm 楼承板为 HG－190 最大跨度计算表(m):

断面尺寸							
钢板厚度(mm)	施工临时支撑	混凝土标号	荷载（kN/mm²）					剪力钉（每波数量）
			2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	
0.75	无	C20	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	D16
	有	C20	4.5	4.0	3.6	3.3	3.1	D16
0.9	无	C20	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	D16
	有	C20	4.8	4.3	4.0	3.8	3.5	D16
1.2	无	C20	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	D16
	有	C20	5.2	4.8	4.5	4.2	3.9	D16
1.5	无	C20	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	D16
	有	C20	5.8	5.2	4.8	4.5	4.2	D16

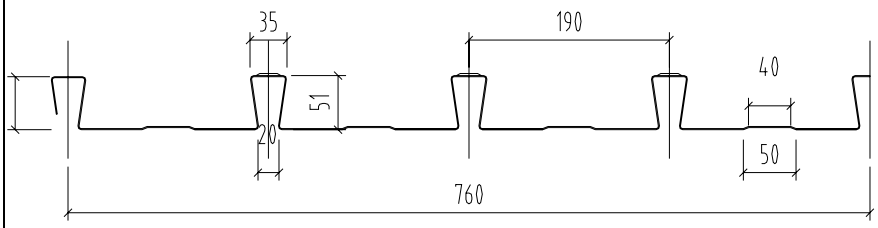
楼板厚为 120mm 楼承板为 HG－190 最大跨度计算表(m):

断面尺寸							
钢板厚度(mm)	施工临时支撑	混凝土标号	荷载（kN/mm^2）					剪力钉（每波数量）
			2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	
0.75	无	C20	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	D16
	有	C20	4.8	4.5	4.0	3.8	3.5	D16
0.9	无	C20	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	D16
	有	C20	5.0	4.6	4.3	4.0	3.8	D16
1.2	无	C20	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	D16
	有	C20	5.6	5.2	4.8	4.5	4.2	D16
1.5	无	C20	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	D16
	有	C20	6.0	5.6	5.2	4.8	4.5	D16

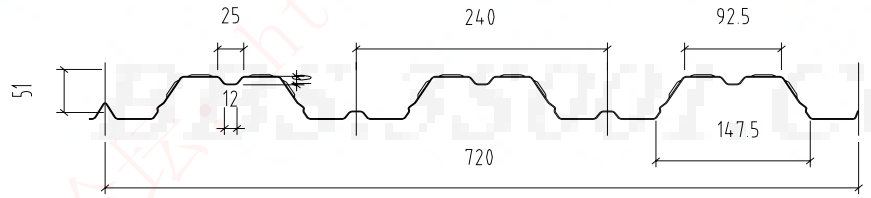
楼板厚为 135mm 楼承板为 HG－190 最大跨度计算表(m):

断面尺寸							
钢板厚度(mm)	施工临时支撑	混凝土标号	荷载（kN/mm^2）					剪力钉（每波数量）
			2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	
0.75	无	C20	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	D16
	有	C20	4.8	4.5	4.2	3.9	3.6	D16
0.9	无	C20	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	D16
	有	C20	5.3	4.8	4.5	4.2	4.0	D16
1.2	无	C20	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	D16
	有	C20	5.8	5.4	5.0	4.8	4.5	D16
1.5	无	C20	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	D16
	有	C20	6.0	5.8	5.5	5.2	4.8	D16

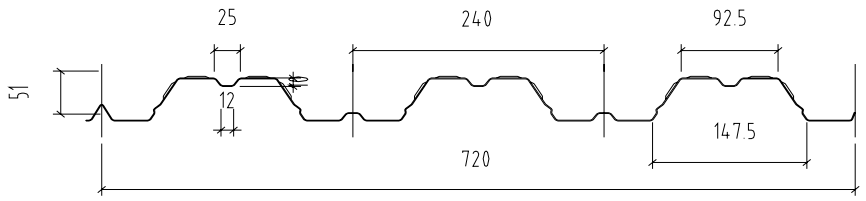
楼板厚为 150mm 楼承板为 HG－190 最大跨度计算表(m):

断面尺寸							
钢板厚度(mm)	施工临时支撑	混凝土标号	荷载（kN/mm²）					剪力钉（每波数量）
			2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	
0.75	无	C20	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	D16
	有	C20	5.0	4.6	4.3	4.0	3.8	D16
0.9	无	C20	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	D16
	有	C20	5.4	5.0	4.7	4.4	4.1	D16
1.2	无	C20	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	D16
	有	C20	6.0	5.6	5.3	5.0	4.7	D16
1.5	无	C20	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	D16
	有	C20	6.3	6.0	5.8	5.5	5.2	D16

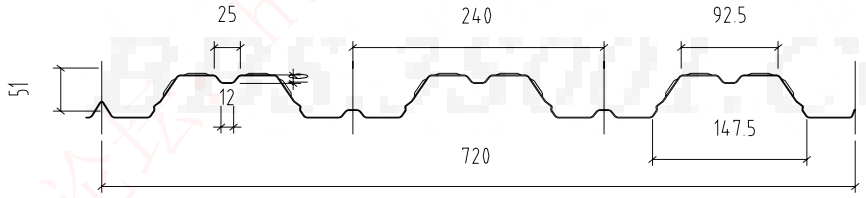
楼板厚为 105mm 楼承板为 HG－240 最大跨度计算表(m):

断面尺寸							
钢板厚度(mm)	施工临时支撑	混凝土标号	荷载（kN/mm²）					剪力钉（每波数量）
			2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	
0.75	无	C20	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	D16
	有	C20	4.0	3.6	3.3	3.0	2.8	D16
0.9	无	C20	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	D16
	有	C20	4.3	3.9	3.6	3.3	3.0	D16
1.2	无	C20	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	D16
	有	C20	4.8	4.3	4.0	3.7	3.4	D16
1.5	无	C20	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	D16
	有	C20	5.2	4.7	4.3	4.0	3.8	D16

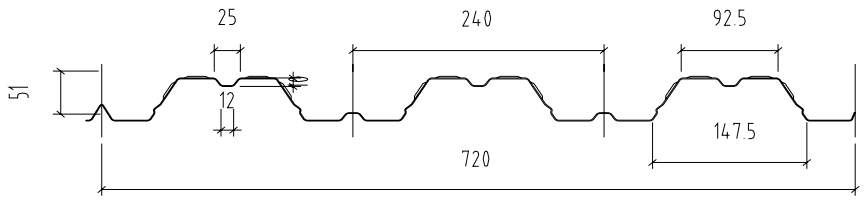
楼板厚为 120mm 楼承板为 HG－240 最大跨度计算表(m):

断面尺寸								
钢板厚度(mm)	施工临时支撑	混凝土标号	荷载（kN/mm^2）					剪力钉（每波数量）
			2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	
0.75	无	C20	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	D16
	有	C20	4.2	3.8	3.5	3.2	3.0	D16
0.9	无	C20	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	D16
	有	C20	4.5	4.1	3.8	3.5	3.3	D16
1.2	无	C20	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	D16
	有	C20	5.1	4.6	4.3	4.0	3.7	D16
1.5	无	C20	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	D16
	有	C20	5.5	5.0	4.6	4.3	4.0	D16

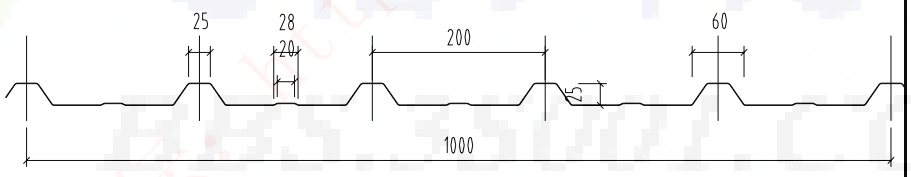
楼板厚为 135mm 楼承板为 HG－240 最大跨度计算表(m):

断面尺寸								
钢板厚度(mm)	施工临时支撑	混凝土标号	荷载（kN/mm^2）					剪力钉（每波数量）
			2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	
0.75	无	C20	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	D16
	有	C20	4.4	4.0	3.7	3.5	3.2	D16
0.9	无	C20	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	D16
	有	C20	4.8	4.3	4.0	3.8	3.5	D16
1.2	无	C20	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	D16
	有	C20	5.3	4.9	4.5	4.2	4.0	D16
1.5	无	C20	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	D16
	有	C20	5.8	5.3	5.0	4.6	4.3	D16

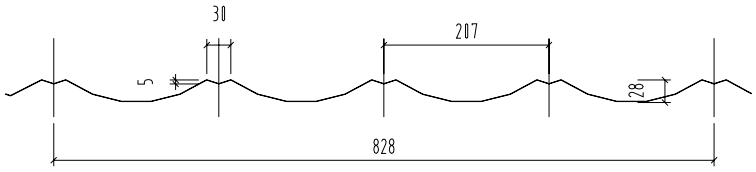
楼板厚为 150mm 楼承板为 HG－240 最大跨度计算表(m):

断面尺寸								
钢板厚度(mm)	施工临时支撑	混凝土标号	荷载（kN/mm²）					剪力钉（每波数量）
			2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	
0.75	无	C20	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	D16
	有	C20	4.8	4.1	3.8	3.5	3.3	D16
0.9	无	C20	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	D16
	有	C20	5.0	4.3	4.1	3.9	3.6	D16
1.2	无	C20	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	D16
	有	C20	5.5	5.1	4.8	4.5	4.2	D16
1.5	无	C20	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	D16
	有	C20	6.0	5.5	5.2	4.8	4.5	D16

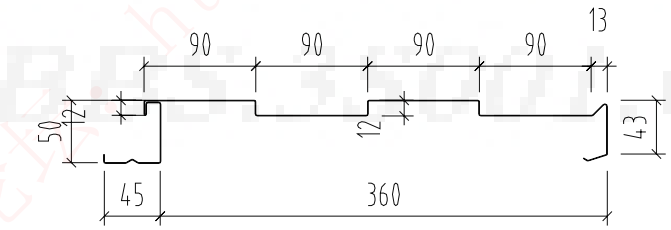
屋面板 HV-200 最大跨度计算表(m):

断面尺寸							
钢板厚度（mm）	荷载（kN/mm²）	0.3	0.4	0.5	0.75	1	5
0.42	G300	1.52	1.52	1.52	1.52	1.49	1.32
	G550	2.11	1.95	1.83	1.62	1.49	1.32
0.47	G300	1.77	1.77	1.77	1.72	1.58	1.39
	G550	2.23	2.06	1.93	1.72	1.58	1.58
0.53	G300	2.08	2.08	2.05	1.82	1.67	1.48
	G550	2.36	2.18	2.05	1.82	1.67	1.48
00.57	G300	2.3	2.26	2.12	1.89	1.73	1.54
	G550	2.45	2.26	2.12	1.89	1.73	1.54

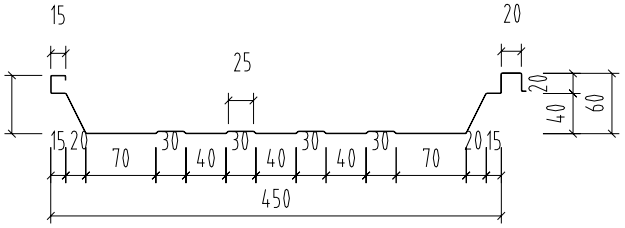
屋面板 HV-207 最大跨度计算表(m):

钢板厚度(mm)						
钢板厚度(mm)	荷载（KN/mm^2）					
	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5
0.42	2.0	1.8	1.7	1.5	1.4	1.2
0.47	2.1	1.9	1.8	1.6	1.4	1.2
0.53	2.2	2.0	1.9	1.6	1.5	1.3
0.57	2.2	2.0	1.9	1.7	1.5	1.3

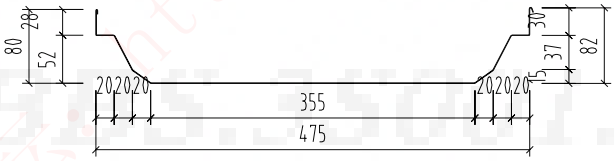
屋面板 HV-360 最大跨度计算表(m):

断面尺寸							
钢板厚度（mm）	荷载（kN/mm^2）	0.3	0.4	0.5	0.75	1	1.5
0.42mm	G300	3.25	2.9	2.66	2.27	2.02	1.68
	G550	3.25	2.9	2.66	2.27	2.02	1.72
0.47mm	G300	3.55	3.17	2.9	2.48	2.21	1.88
	G550	3.55	3.17	2.9	2.48	2.21	1.88
0.53mm	G300	3.85	3.44	3.15	2.69	2.4	2.05
	G550	3.85	3.44	3.15	2.69	2.4	2.05
0.57mm	G300	4.07	3.65	3.34	2.86	2.55	2.18
	G550	4.07	3.65	3.34	2.86	2.55	2.18

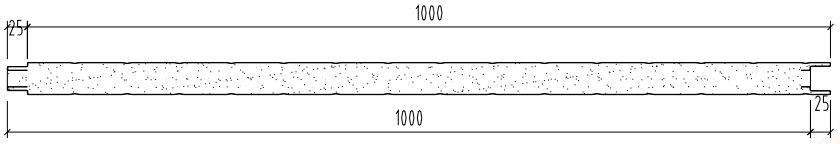
屋面板 HV-450 最大跨度计算表(m):

断面尺寸							
钢板厚度（mm）	荷载（kN/mm^2）	0.3	0.4	0.5	0.75	1	1.5
0.42mm	G300	4.2	3.9	3.64	3.2	2.91	2.55
	G550	4.2	3.9	3.64	3.2	2.91	2.55
0.47mm	G300	4.42	4.05	3.8	3.35	3.05	2.66
	G550	4.42	4.05	3.8	3.35	3.05	2.66
0.53mm	G300	4.6	4.2	4	3.5	3.2	2.8
	G550	4.6	4.2	4	3.5	3.2	2.8
0.57mm	G300	4.8	4.4	4.1	3.65	3.3	2.85
	G550	4.8	4.4	4.1	3.65	3.3	2.85

屋面板 HV-475 最大跨度计算表(m):

断面尺寸							
钢板厚度（mm）	荷载（kN/mm^2）	0.3	0.4	0.5	0.75	1	1.5
0.42mm	G300	4.2	3.9	3.64	3.2	2.91	2.55
	G550	4.2	3.9	3.64	3.2	2.91	2.55
0.47mm	G300	4.42	4.05	3.8	3.35	3.05	2.66
	G550	4.42	4.05	3.8	3.35	3.05	2.66
0.53mm	G300	4.6	4.2	4	3.5	3.2	2.8
	G550	4.6	4.2	4	3.5	3.2	2.8
0.57mm	G300	4.8	4.4	4.1	3.65	3.3	2.85
	G550	4.8	4.4	4.1	3.65	3.3	2.85

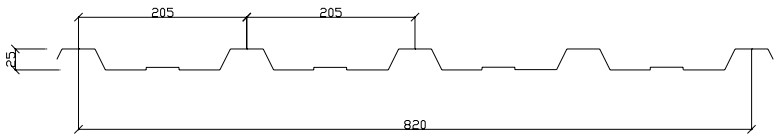
屋面板 HVD1000 最大跨度计算表(m):

断面尺寸							
钢板厚度（mm）	荷载（kN/mm^2)	0.3	0.4	0.5	0.75	1	1.5
0.42mm	G300	5.28	4.79	4.45	3.89	3.53	3.09
	G550	5.28	4.79	4.45	3.89	3.53	3.09
0.47mm	G300	5.37	4.88	4.53	3.96	3.59	3.14
	G550	5.37	4.88	4.53	3.96	3.59	3.14
0.53mm	G300	5.46	4.96	4.61	4.03	3.66	3.19
	G550	5.46	4.96	4.61	4.03	3.66	3.19
0.57mm	G300	5.52	5.01	4.65	4.07	3.69	3.23
	G550	5.52	5.01	4.65	4.07	3.69	3.23

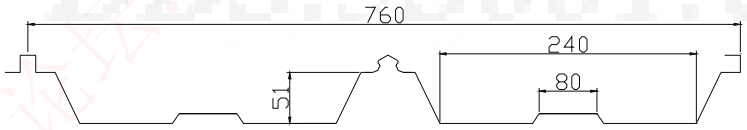
屋面板 KB-3 最大跨度计算表(m):

断面尺寸						
钢板厚度(mm)	荷载（KN/mm^2）					
	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5
0.4	0.9	0.9	0.9	0.8	0.7	0.7
0.5	1.3	1.2	1.2	1.1	1.1	1
0.6	1.5	1.5	1.4	1.4	1.3	1.2
0.7	1.6	1.5	1.5	1.5	1.4	1.3
0.8	1.7	1.6	1.6	1.5	1.5	1.4

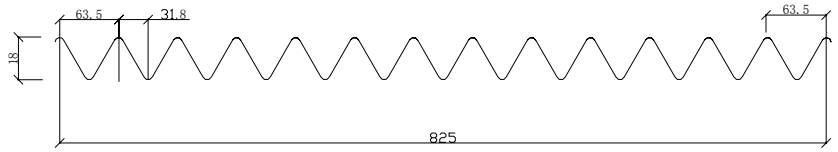
屋面板 LD-820 最大跨度计算表(m):

断面尺寸						
钢板厚度(mm)	荷载（KN/mm^2）					
	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5
0.5	2.7	2.5	2.3	2.0	1.8	1.6
0.6	2.9	2.6	2.4	2.1	1.9	1.7
0.7	3.0	2.8	2.6	2.2	2.0	1.8
0.8	3.2	2.9	2.7	2.3	2.1	1.8
1.0	3.4	3.1	2.9	2.5	2.3	2.0

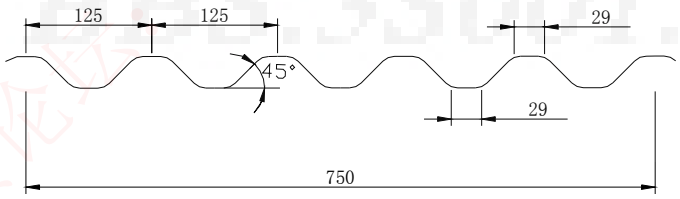
屋面板 YC-III 最大跨度计算表(m):

断面尺寸						
钢板厚度(mm)	荷载（KN/mm^2）					
	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5
0.6	4.6	4.1	3.8	3.4	3.0	2.6
0.7	4.8	4.4	4.0	3.5	3.2	2.8
0.8	5.0	4.6	4.2	3.7	3.4	2.9
1.0	5.4	4.9	4.6	4.0	3.6	3.1
1.2	5.8	5.2	4.9	4.2	3.8	3.4

屋面板 YX18-63.5-825 最大跨度计算表(m):

断面尺寸						
钢板厚度(mm)	荷载（KN/mm^2）					
	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5
0.5	2.6	2.3	2.2	1.9	1.7	1.5
0.6	2.8	2.5	2.3	2.0	1.8	1.6
0.7	2.9	2.6	2.4	2.1	1.9	1.7
0.8	3.0	2.8	2.6	2.2	2.0	1.8
1.0	3.3	3.0	2.8	2.4	2.2	1.9

屋面板 YX35-125-750 最大跨度计算表(m):

断面尺寸						
钢板厚度(mm)	荷载（KN/mm^2）					
	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5
0.5	3.1	2.8	2.6	2.3	2.0	1.8
0.6	3.3	3.0	2.7	2.4	2.2	1.9
0.7	3.4	3.1	2.9	2.5	2.3	1.9
0.8	3.6	3.3	3.1	2.7	2.4	2.0
1.0	3.9	3.5	3.3	2.9	2.6	2.3

第六节　加气砼屋面 ALC 板

ALC 板全称为蒸压轻质加气混凝土板(Autoclaved Light-weight Concrete)，是一种以优质的钙质材料和硅质材料为基本原料，粉碎、磨细后，并以铝粉为发泡剂，板材中铺设单层或双层钢筋网片，经过料浆拌合、浇注、切割、蒸气养护而成的多孔轻质加气混凝土板材（图 6-23）。这种板材自重轻、保温性能好、干燥收缩较大、吸水导温性缓慢、具有一定的承载力，而且加工容易、施工方便，工业化程度高，具有良好的后处理配套材料和施工技术，它克服了以往传统加气砼产品的一系列缺点，具有优良的综合技术性能，因此被广泛应用于钢结构中，主要是建筑物的维护结构，例如外墙板、内隔墙和非承重墙，作为墙体，它不需要粉刷即可进行表面装修；同时还用于屋面板，作为屋面板，它可不做找平层和保温层。ALC 板的广泛应用，也为钢结构在多层住宅中的应用奠定了基础。

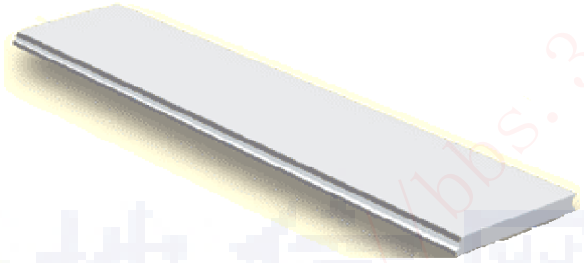


图 6-23　ALC 屋面板

一、ALC 板特性

ALC 板主要有以下几方面的特性：

1. 重量轻

ALC 板容重为 $\gamma_0 \le 500 \, Kg/m^2$，是砼板重量的 1/5，粘土砖重量的 1/4，空心砖重量的 1/3，这样可以有效地减轻建筑物的自重，减少结构材料用量，降低基础的费用，从而降低整个工程的造价。

2. 强度高

ALC 板立方体抗压强度 $\ge 4MPa$，而一般加气砼板材的立方体抗压强度仅为 $1.9 \sim 3.5MPa$，同时板材可根据设计要求配置单向或双向钢筋，以满足承载力要求，可承受风荷载、雪荷载以及动力荷载，被用作外墙板、屋面板、楼板和非承重的隔墙。

3. 保温隔热性

ALC 板内部有众多微小气孔，形成静空气层，故具有良好的导热性，其导热系数为 $0.11W/m \cdot K$，而一般加气砼的导热系数为 $0.14 \sim 0.16W/m \cdot K$，多孔砖为 $0.58W/m \cdot K$，砖砌体为 $0.81W/m \cdot K$，普通砼为 $1.281W/m \cdot K$，即 ALC 板的隔热性能是普通砼的 10 倍左右，是砖砌体的 7 倍左右。用这种板材作为围护结构的材料，在保证受力的前提下，板可以做得薄一些，若在寒冷地区建造建筑物，可优先考虑选用此种板材。

4. 耐火性

ALC 板原材料以及产品本身均为无机物，绝不燃烧，且在高温下不会产生有害气体，因而具有良好的耐火性能，是理想的防火材料。实验表明，100㎜ 厚 ALC 墙体板的耐火极限可达 4 小时以上，因此，ALC 板也被广泛用作防火墙。不同用途时 ALC 板的耐火极限是不同的，因而选用不同板厚，表 6-12 给出不同厚度、不同用途时 ALC 板耐火极限，以供设计参考。

表 6-12　　不同厚度 ALC 板耐火极限

	墙　板				屋面板	保护钢梁	保护钢柱
厚度（㎜）	50	75	100	150	125	50	50
耐火极限（h）	1.57	2.25	3.23	>4	1.3	>3	>2.18

5. 隔音性

内部的细小气孔，有隔音和吸音双重性能，根据板材厚度和表面处理方式不同，ALC 板具有不同的隔音效果。100 厚 ALC 板平均隔音量为 40.8 分贝，双面做 5㎜ 厚腻子平均隔音量为 45 分贝，150 厚 ALC 板平均隔音量为 43.8 分贝，双面做 3㎜ 厚腻子平均隔音量为 45.8 分贝。

6. 抗渗和抗冻性

ALC 板内部小孔均为独立的封闭孔，细密均匀，结晶完全，且缺陷和裂缝均很少，能够有效地阻止水分扩散，因而抗渗和抗冻性都很好。在 $\pm 20^{\circ}C$ 情况下经 15 次冻融循环后，ALC 板的冻后抗压强度 $\geq 3.8MPa$，而一般加气砼 $\geq 2.0MPa$，其抗冻性优于一般加气砼；同时该板材的抗渗性也比加气砼高。

7. 抗震性能好

ALC 板由于其自重轻，允许层间产生较大的变位角，在同济大学和东南大学抗震实验中心分别进行的实验，证实了 ALC 板具有良好的抗震性能。

8. 水软化性好

加气砼为轻质多孔材料，其吸水率比较大，但吸水后强度随着含水量的增加反而减小。ALC 板气孔封闭，细密均匀，水饱和后的软化系数 $R_w/R_0 \geq 0.88$，而一般加气砼在 $0.6 \sim 0.65$ 之间。

9. 绿色环保性

ALC 板原材料均为地球贮存丰富的天然材料，在生产、运输和使用过程中不产生任何污染，能量消耗低，经 γ-辐射仪检测，γ 辐射量率室内为 $0.12\,\mu r/h$，室外为 $0.11\,\mu r/h$，远低于世界环保卫生组织标准，是一种优良的绿色建材产品。

二、ALC 板规格

目前国内生产 ALC 板材规模较大的企业有上海伊通有限公司和南京旭建新型建筑材料有限公司，下面列出这两家企业 ALC 屋面板的常用规格，以便设计选材时参考。

表 6-13　　上海伊通 ALC 屋面板规格表

品种	代号	产品尺寸		
		长度 L（mm）	宽度 B（mm）	厚度 D(mm)
屋面板	JWB	最大为 6000 按设计要求	600	100
				150
				200
				250

表 6-14　　南京旭建 ALC 屋面板规格表

板厚 mm / 荷载 N/m^2	75	100	125	150	175	200
	最大长度 mm					
800	2000	3000	3500	4200	4800	5200
1000	2000	3000	3500	4200	4800	5200
1200	1960	2920	3400	4080	4640	5200
1400	1920	2840	3300	3960	4480	5200
1600	1880	2760	3200	3840	4320	4950
1800	1840	2680	3100	2720	4160	4900
2000	1800	2600	3000	3600	4000	4800
2200	—	2500	2850	3350	3750	4700

三、ALC 屋面板施工简介

1. 按施工图弹线放样。

2. 在钢结构上安装厚面板，可直接在钢屋架或钢梁上焊接钢筋；在钢筋混凝土结构上安装屋面板，可在预埋铁上焊接钢筋；当屋面坡度为 1：2 时，须在三块板之间焊接支承铁件，并做好防锈处理。

3. 焊接钢筋完成后，即可安装屋面板。屋面板应使用专用夹具安装。

4. 屋面板安装完毕，即可安装接缝钢筋。

5. 接缝钢盘安装完毕后，用#5 细石砼灌缝。

6. 在屋面板上刷一道界面剂或防水界面剂，然后做 2cm 厚水泥砂浆找平层,或在屋面板上做 4cm 厚配筋细石砼面层。

7. 找平层或面层完成并干固后，按设计要求做层面防水层。

第七节　墙面板

墙面作为轻钢结构建筑系统组成部分，它不仅起围护作用，而且对整个建筑物美观起着至关重要的作用。随着我国建筑业发展，人们对建筑物外墙面要求也越来越高，通常使用的外墙材料已远远满足不了工程需要，这就促使人们不断地研制和开发新的墙面材料，这些材料除高强轻质、保温隔热、阻燃隔音等常规要求外，还要求造型美观、安装方便。根据墙面组成材料的不同，墙面可以分成砖墙面、纸面石膏板墙面、砼砌块或板材墙面、金属墙面、玻璃幕墙以及一些新型墙面材料。砼砌块或板材墙面常见的有 GRC 玻璃纤维增强水泥板、粉煤灰轻质墙板或砌块、ALC 墙面板或墙面砌块（如前面已提到的上海易通公司的易通板）等，金属墙面常见的有压型钢板、EPS 夹芯板、金属幕墙板等。下面对几种墙面板作一介绍。

一、砖墙面和纸面石膏板墙面

砖墙面作为一种传统的墙面材料，既可作为外墙面，也可作为内墙面，已被大量用于工程中，这种墙面材料施工方便，价格便宜。但我国墙体材料革新“十五”规划明文规定，为节省耕地、节约能源、保护环境，禁止使用实心粘土砖。纸面石膏板作为一种新型轻质的墙面材料，主要用于内墙板，并已被大量使用。

二、玻璃纤维增强水泥板

玻璃纤维增强水泥（GlassFibre Reinforced Cement，简称 GRC）轻型板材目前主要开发了两种产品：GRC 平板和 GRC 隔墙轻质条板。GRC 平板以高标号低碱度硫铝酸盐类水泥为基材，以抗碱玻璃纤维作增强材料，经过先进流浆辊压复合成型工艺制成。产品具有轻质，高强，高韧，耐火，不燃，防腐等优良性能，不含石棉等污染环境的有害物质，同时具有卓越的加工性能。和同类产品相比，独树一帜。这种板材彻底地克服了石膏板耐水性差，石棉水泥板容重大，抗冲击性差和加工困难，污染环境等的弊端，成为目前国内综合性能优良的一类新型建筑板材。GRC 隔墙轻质空芯条板是一种面层喷射 GRC，芯层注入膨胀珍珠岩混合料，即采用喷注复合工艺制成的新型空芯隔墙板。该产品的突出特点是：夹芯结构，构造合理；抗折强度高，抗裂性强；耐水，防火，防腐；加工性好，施工方便；尺寸精度高，可以确保安装质量。玻璃纤维增强水泥板具有良好的性能指标，被广泛用于建筑物的内墙板。

三、粉煤灰轻质墙板或砌块

1. 粉煤灰质多孔轻质墙板

自然养护的粉煤灰质多孔轻质墙板以粉煤灰为主原料，氯氧镁水泥为胶凝材料，中碱玻璃纤维为增强材料，再配以有效的改性外加剂和发泡液，经过适当的生产工艺控制，在常温常压下固化成型的一种新型多孔轻质建筑材料。粉煤灰质多孔轻质建筑板具有质量轻、力学性能好、隔热隔声性能好、变形性小、不燃烧等优点，具体性能指标见表 6-15。

表 6-15　　粉煤灰质多孔轻质墙板性能指标

项　　目		检 测 结 果	指　标
常规性能	面密度(kg/m²)	17.5～35	≤60
	干容重（kg/m³）	350～500	－－
	含水率（%）	3～5	≤15
力学性能	抗压强度（Mpa）	>1	－－
	抗弯破坏荷载	超过板自重 2.35 倍	>0.75G
	抗冲击性能	承受 30Kg 沙袋落差 0.5m 的摆动冲击 10 次，不出现贯穿裂纹	冲击 3 次，不出现贯穿裂纹
	单点吊挂力（N）	受 1500N 单点吊挂力作用 24h,不出现贯穿裂纹	>800
热学性能	导热系数（W/m.K）	0.087	－－
	复 合 热 阻	240mm 砖墙+20mm 空气层+50mm 板复合墙热阻相当于 810mm 砖墙热阻	－－
声学性能	空气隔声量(db)	单板隔声量（50mm）：34	－－
		双板隔声量（120mm）：42	－－
变形性	干燥收缩值(mm/m)	0.48(45 天后稳定)	≤0.8
燃 烧 性 能		为不燃性材料	－－
可 加 工 性 能		良好，可切、可锯、可刨、可钉	－－
施 工 性 能		方便，与砖墙、混凝土墙、空心砌块等有很好的复合性	－－

粉煤灰质多孔轻质建筑板可广泛应用于建筑物的外墙内保温、外墙外保温、屋面保温、非承重分户分室隔墙及有相类似要求的其它建筑工程部位。该建筑板可以比较方便的与母体墙体连接，并能很好的处理预埋件、预挂件、门窗口、阴阳角等位置，确保了板面平整，板缝不开裂，从而保证了施工速度和施工质量。

2. 粉煤灰硅酸盐墙板

粉煤灰硅酸盐墙板是以粉煤灰、石灰、石膏作胶结料，与集料（可用煤渣、硬矿渣等工业废渣或其他集料）按比例配合，加水搅拌，振动成型，常压蒸汽养护制成的一种墙体材料。其表观密度为 1300～1550kg / m^3，抗压强度可达 20MPa，后期强度稳定，性能可满足砌墙要求。它可用以建造多层民用建筑的承重和非承重墙、基础、框架填充墙、工业建筑的承重墙和围护墙。粉煤灰硅酸盐墙板工艺比较简单，不需要复杂、大型的设备。

3. 蒸压粉煤灰加气混凝土板

蒸压粉煤灰加气混凝土板是以粉煤灰、水泥、石灰为主要原材料，用铝粉作发气剂，经配料、搅拌、浇注、发气、切割、高压蒸汽养护而制成的多孔、轻质建筑板材。该材料具有防火性能好、容易加工的特点。其表观密度可随发气剂加入量的多少而改变，而强度、热导

率又随表观密度的不同而不同。其性能指标见表 6-16

表 6-16　　粉煤灰质多孔轻质墙板性能指标

表观密度（kg/m^3）	抗压强度（MPa）	抗拉强度（MPa）	弹性模量（MPa）	导热系数（W/m.K）
500	3.0--4.0	0.3--0.4	1.4×10^3	0.116
600	4.0--5.0	0.4--0.5	2.0×10^3	0.128
700	5.0--6.0	0.5--0.6	2.2×10^3	0.143

作为建筑材料，粉煤灰加气混凝土通过配筋可以用作屋面板、外墙板和隔墙板。用粉煤灰加气混凝土制作的外墙板的规格为：长×宽×高＝1500～6000mm×600mm×150～250mm；隔墙板规格为：长×宽×高＝根据设计要求定×600mm×75～125mm。 粉煤灰加气混凝土板的生产技术要求较高，需用大型设备，建厂投资大，产品施工要求严格，适于大型企业生产。

4. 粉煤灰泡沫混凝土砌块

粉煤灰泡沫混凝土砌块是以粉煤灰为主原料，氯氧镁水泥为胶凝材料，配以有效的改性外加剂和发泡液，经过适当的生产工艺控制，在常温常压下固化成型的一种新型多孔轻质建筑材料。粉煤灰泡沫混凝土砌块具有质量轻、力学性能好、隔热隔声性能好、变形性小、不燃烧等优点。粉煤灰泡沫混凝土砌块可广泛应用于建筑物的填充墙、内外保温、屋面保温、非承重分户分室隔墙及有相类似要求的其它建筑工程部位。

5. 粉煤灰混凝土小型空心砌块

粉煤灰混凝土小型空心砌块的生产工艺是将粉煤灰、水泥、砂、石子等原料加水搅拌，经振动、振动加压或冲压成型，再经养护而成，它的特点是成型采用专用设备——砌块成型机，养护可为自然养护，需要时亦可进行蒸汽养护。它的主要规格为 390mm×190mm×190mm，孔洞率为 35％～45％，利用粉煤灰后可以制成有抗渗要求的砌块，粉煤灰小型空心砌块的抗压强度可以达到 15MPa 以上。粉煤灰混凝土小型空心砌块可用做民用和工业建筑的承重和非承重墙。它的应用、施工与普通砖相近，砌筑时不需机械设备，工效高，与普通砖比可提高一倍。其墙体自重轻，为砖砌体的 70％。 小型空心砌块生产工艺简单，建厂投资少。一个年产量 2 万立方米的小型砌块厂建厂投资仅为同样规模粘土砖厂的 1/2～2/3。粉煤灰小型空心砌块所用的粉煤灰质量应符合 GBJ146－90《粉煤灰混凝土应用技术规范》中三级以上灰的要求。

6. 粉煤灰硅酸盐砌块

粉煤灰硅酸盐砌块是以粉煤灰、石灰、石膏作胶结料，与集料（可用煤渣、硬矿渣等工业废渣或其他集料）按比例配合，加水搅拌，振动成型，常压蒸汽养护制成的一种墙体材料。它的主要规格是：长度 880～1180mm、高度 380mm、厚度 180～240mm，不带孔洞，属于

中型密实砌块。粉煤灰硅酸盐砌块，多数采用煤渣等轻质集料，其表观密度为 1300～1550kg／m^3，抗压强度可达 20MPa，后期强度稳定，性能可满足砌墙要求。它可用以建造多层民用建筑的承重和非承重墙、基础、框架填充墙、工业建筑的承重墙和围护墙。由于砌块的块形大，每块质量在 35～130 千克（视规格而定），因此在砌筑时需用机械吊装，但施工效率高，比手工砌砖工期可缩短 1/3 左右。 生产粉煤灰硅酸盐砌块工艺比较简单，不需要复杂、大型的设备。

7. 蒸压粉煤灰加气混凝土砌块

蒸压粉煤灰加气混凝土砌块是以粉煤灰、水泥、石灰为主要原材料，用铝粉作发气剂，经配料、搅拌、浇注、发气、切割、高压蒸汽养护而制成的多孔、轻质建筑材料。该材料具有防火性能好、容易加工的特点。其表观密度可随发气剂加入量多少而改变，而强度、热导率又随表观密度的不同而不同。作为建筑工程材料，粉煤灰加气混凝土砌块可作框架结构建筑内外墙，工业厂房维护墙，各种结构形式建筑的填充墙及五层以下民用建筑承重墙体材料。粉煤灰加气混凝土砌块规格为：长×宽×高＝600mm×200～300mm×60～250mm。粉煤灰加气混凝土砌块的生产，要求技术较高，需用大型设备，建厂投资大，产品施工要求严格。适于大型企业生产。

四、压型钢板和 EPS 夹芯板

压型钢板和 EPS 夹芯板是目前轻钢建筑中常用的金属墙面板，有关这类板材的性能指标已在金属屋面部分作了较详细的介绍，下面给出有关安装节点以供参考。

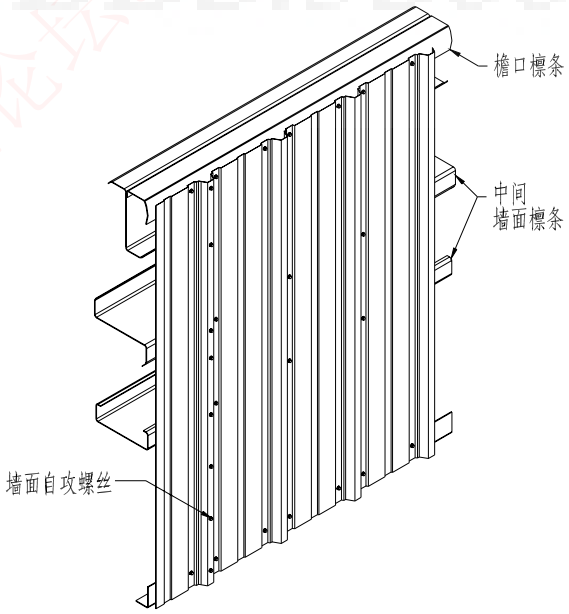
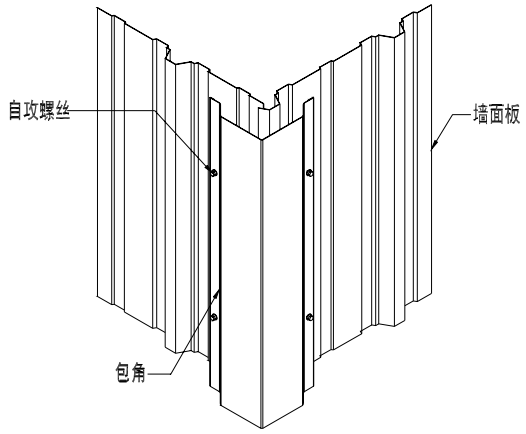
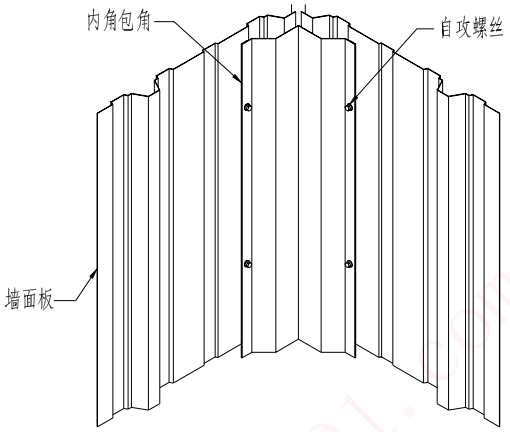


图 6-24　墙面板安装节点

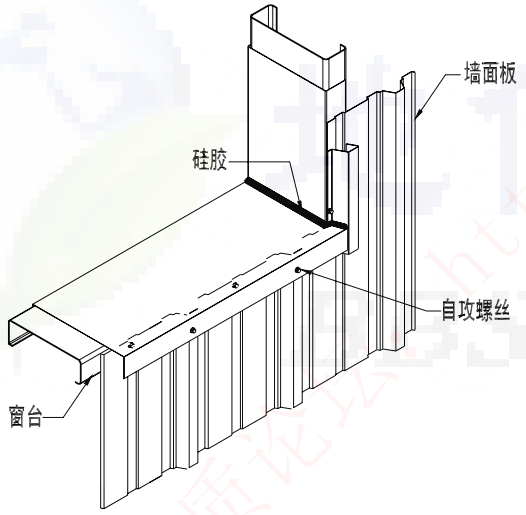


（a）外墙包角

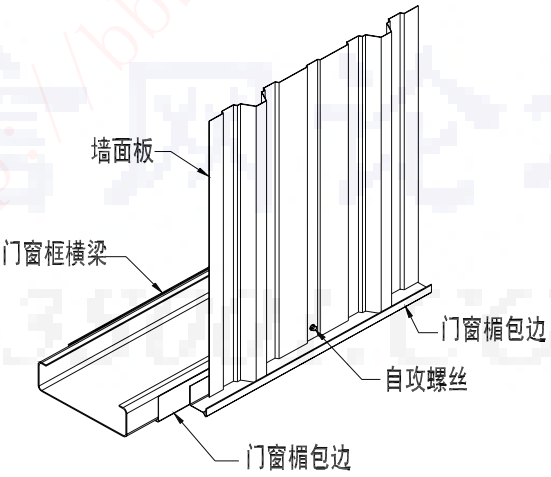


（b）内墙包角

图 6-25　墙面包角节点



（a）立柱处包角



（b）横梁处包角

图 6-26　门窗包角节点

五、UBS 墙面系统

UBS 墙面系统的显著特点是自重轻、体积小、保温隔热、阻燃隔音、防水防潮性好、造型美观和易于安装。主要板型：UBS-V820 大波纹墙板、UBS-CW 金属幕墙板、WⅣ无钉插口墙板、WⅢ内隔墙插口板。

1. UBS-V820 大波纹墙板

该墙板具有较高波峰肋条，良好的截面力学性能，富于流动感和力度感，适用于各类建筑物，尤其是工业厂房、超级市场，体育场馆的外墙面；与玻璃纤维棉现场复合，墙面通长纵向无搭接，防水可靠、施工方便、快捷。也可以作为墙面单板单独使用；保温材料的厚度可根据实际需要而定；　通常做法为墙面檩条内包，具有良好的装饰性。



图 6-27　UBS-V820 大波纹墙板

2. UBS-CW 金属幕墙板

作为彩色金属幕墙板，外形整洁、美观，广泛应用于高标准的工业厂房、仓库、冷库、办公楼、公共建筑、大型场馆及原有建筑的翻新，具有极强的装饰性；工厂与聚苯乙烯预制，减少了现场的工作量、大大地加快了工程进度；在外观造型上，可以纵向或横向布置；在安装组合方式上，可以作为预制复合板直接用于外墙面或与玻璃棉现场复合，以增加保温层的厚度，也可以外挂于原有砖墙上，以增强其外观效果。



图 6-28　金属幕墙板

3. WⅣ无钉插口墙板

该墙板小波纹面层、无外露螺钉固定，外形美观，广泛应用于各类工业厂房、公共建筑及民用建筑的外墙面；完善的防水接口设计、具有良好的防水防潮性；工厂与聚苯乙烯或岩棉预制，安装便捷，大大地加快了建造速度。

4. WⅢ内隔墙插口板

该墙板用于室内隔断，外形美观、连接可靠、安装方便；可根据实际的使用需要加设支

撑龙骨，以增强其整体强度。



图 6-29　WⅣ无钉插口墙板



图 6-30　WⅢ内隔墙插口板

第八节　保温隔热

屋面板和墙面板除具有围护功能外，还须具有保温隔热作用。金属压型钢板保温隔热效果很差，用它作为围护结构时，特别是屋面围护结构，须考虑设置保温层；对于复合板，它是由两层压型钢板中间夹保温层构成，能够满足建筑保温隔热要求，其保温效果由其厚度确

定，厚度越厚，保温效果越好，具体通过热工计算来选择板厚。对于一些新型轻质板，一般均有保温隔热功能，在上面介绍有关板材时给出了导热系数。保温材料占整个轻钢结构建筑造价的很小一部分，但其直接影响房屋的使用功能。在设计时须注意，用作屋面围护的板材，由于受到阳光直射，其保温隔热要求比墙面围护板材高。下面就保温材料种类和有关构造作一简述。

一、保温材料种类

在轻钢结构中，常见的保温材料有以下几种：

1. 玻璃纤维保温棉
2. 矿棉板（泡沫板）

这些保温材料根据容重不同又可分为$12\,Kg/m^3$、$16\,Kg/m^3$、$20\,Kg/m^3$等，对于一般轻钢结构，前两种规格足以满足保温隔热要求，但对于冷库等有较高保温要求的建筑，应选择容重大于$20\,Kg/m^3$的保温材料。

二、有关构造

当屋面采用压型钢板时须设置保温层，但由于受到保温材料自重的影响，须采用一些构造措施，在保温材料下部设置铝箔防潮层，若铝箔防潮层未用纤维增强，还应在其下面设钢丝网片或玻璃纤维等具有抗拉能力的材料，以承担保温材料的自重。

第九节　门窗

门窗作为轻钢结构不可缺少的部分，既要考虑美观，又要安装方便。门窗作为定型产品，每个制作单位都有自己的产品，这里仅提供浙江精工钢结构有限公司的部分门窗规格。

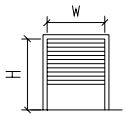
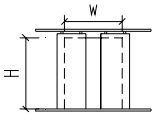
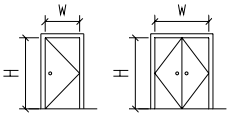
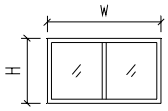
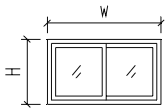
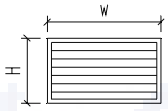
分 类	名 称	简 图	规 格	材 料
门	卷帘门		W3000×H3000	彩钢板、铝合金
			W3600×H3600	
			W4500×H4500	
	推拉门		W3000×H3000	夹芯板(厚度有50mm,75mm,100mm)、彩钢板
			W3600×H3600	
			W4500×H4500	
	平开门		W900×H2100	铝合金 夹芯板 钢板
			W1200×H2100	
			W1500×H2400	
窗	固定窗		W1500×H1000	铝合金 塑钢
			W1500×H1200	
			W3000×H1800	
	推拉窗		W1500×H1000	铝合金 塑钢
			W1500×H1200	
			W3000×H1800	
	百叶窗		W1000×H600	彩板
			W1200×H600	
			W1500×H900	

表 6-17　　门窗规格表

第十节　采光和通风

一般轻钢结构，当采用门窗还不能满足采光要求时，可在屋面设置采光带或在房屋侧面设采光窗，采光带一般沿房屋跨度方向设置，宽度在 600~800mm，可每跨设置，也可隔跨设置，具体由计算确定，但须注意采光带和屋面板的泛水处理。如果须大面积采光，如体育场馆、暖棚等，可采用阳光板。

如果房屋对通风有特殊要求时，可设置天窗或气楼等通风器。通风器有重力式通风器和动力式通风器，具体由业主结合工艺要求和经济指标加以选择。

第七章　连接和密封材料

钢结构相对于钢筋混凝土结构的最大优势是施工工期较短，这意味着能节约大笔施工费用，缩短工期，提前投入生产，早日收回投资。钢结构施工之所以快是因为绝大部分结构构件都是在工厂预制，再在施工现场通过高强螺栓、镀锌螺栓或自攻螺丝等连接件拼装而成。随着钢结构的发展，对工厂的预制水平和施工速度都提出了更高的要求。相应地，连接件技术也不能滞后于钢结构的发展，这就对连接件提出了新的要求。本章主要介绍螺栓、锚栓、自攻螺丝等连接件以及钢结构中常用的密封材料。

第一节　螺栓

螺栓连接是轻钢结构现场连接的主要方式。与现场焊接的连接方式比较，螺栓连接具有施工速度快，不受施工条件、施工天气的限制等优点，且容易保证施工质量。但螺栓连接也会增加工厂制作和安装的成本。

螺栓的表示方法是采用螺栓杆强度级别,其性能等级中的小数点前的数字表示热处理后的抗拉强度,小数点及其以后数字表示其屈强比。例如，材料性能等级为 8.8 级的螺栓，其抗拉强度不小于$800N/mm^2$，屈强比为 0.8。

螺栓分为普通螺栓和高强螺栓两种。

一、普通螺栓

普通螺栓一般采用符合现行国家标准《碳素结构钢》的 Q235-A 级钢制作。常用的螺栓直径有 12mm、14mm、16mm、18mm、20mm。普通螺栓分为 A 级螺栓和 B 级、C 级螺栓。按材料性能等级可分为 4.6 级、4.8 级、5.6 级和 8.8 级。

C 级螺栓表面不经特别加工，螺栓孔的直径一般比螺栓杆直径大 1.5～2.0mm。由于螺栓杆与孔之间存在较大的空隙，当传递剪力时，连接变形较大，故工作性能较差，只宜用于不直接承受动力荷载的次要连接，或安装时的临时固定和可拆卸结构的连接等。

A 级、B 级螺栓螺杆直径与螺栓孔直径相同，对成孔质量要求较高，因此一般钢结构中很少采用，主要用于机械设备。

二、高强螺栓

高强螺栓一般采用 45 号钢、40Cr、40B 或 20MnTiB 等钢制作，并须满足现行国家标准的相关规定。当前使用的高强螺栓等级和材料见下表（表 7-1）。

表 7-1　　**高强螺栓的等级和材料选用表**

螺栓种类	螺栓等级	螺栓材料	螺　母	垫　圈	适用规格，mm
扭剪型	10.9s	20MnTiB	35 号钢 10H	45 号钢 HRC35~45	d=16,20,(22), 24
大六角头型	10.9s	35VB	45 号钢 35 号钢 15MnVTi 10H	45 号钢 35 号钢 HRC35~45	d=12,16,20,(22), 24,(27),30
		20MnTiB			d≤24
		40B			d≤24
	8.8s	45 号钢	35 号钢 8H	45 号钢 35 号钢 HRC35~45	d≤22
		35 号钢			d≤16

高强螺栓有扭剪型和大六角头型两种，这两种螺栓的性能都是可靠的，在设计中可以通用，但其抗剪受力特性却有所不同。根据受力特性，高强螺栓也可分为摩擦型高强螺栓和承压型高强螺栓。

摩擦型高强螺栓通过连接板间的摩擦力来传递剪力，按板层间出现滑动作为其承载能力的极限状态。摩擦型高强螺栓适用于重要的结构和承受动力荷载的结构，以及可能出现反向内力构件的连接，其孔径比螺栓的公称直径大 1.5～2.0mm。

承压型高强螺栓不以连接板间出现滑动作为正常使用的极限状态，而以连接的破坏（螺栓或板件的破坏）作为其承载能力的极限状态。承压型高强螺栓的计算方法和构造要求与普通螺栓相同，可用于允许产生少量滑移的承受静荷载结构或间接承受动力荷载的构件。当允许在某一方向产生较大滑移时，可以采用长圆孔；当为圆孔时，其孔径比螺栓的公称直径大 1.0～1.5mm。

以上两种高强螺栓，除了在设计计算的考虑和孔径方面有所不同外，其它在材料、预拉力（见表 7-2）、接触面的处理以及施工要求等方面均无差异。高强螺栓按材料性能等级可分为 8.8 级和 10.9 级两种，其中 10.9 级具有更高的受力性能，在钢结构连接中最为常用。高强度螺栓不宜重复使用，特别是 10.9 级的螺栓不得重复使用。

表 7-2　　高强度螺栓的设计预拉力　P，kN

螺栓的性能等级	螺栓公称直径，mm					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8	70	110	135	155	205	250
10.9	100	155	190	225	290	355

高强螺栓所采用的钢材，在热处理后的机械性能见表 7-3。

表 7-3　　高强螺栓的性能、等级与所采用的钢号

螺栓种类	性能等级	所采用的钢号	抗拉强度 σ_b N/mm²	屈服强度 $\sigma_{0.2}$ N/mm²	伸长率 δ_5 (%)	断面收缩率 ϕ (%)	冲击韧性值 α_k J/cm² (kgf·m/cm²)	硬度
			不小于					
大六角头高强螺栓	8.8	45 号钢 35 号钢	830～1030	660	12	45	78(8)	HRC24～31
	10.9	20MnTiB B40 35VB	1040～1240	940	10	42	59(6)	HRC33～39

三、螺栓构造

螺栓在构件上的布置和排列，应满足受力、构造和施工要求，其中心距和端距应满足表 7－4 中要求。

高强螺栓的排列、布置、间距等要求，均与普通螺栓相同，但在具体布置时，应考虑使用拧紧工具进行施工的可能性且有以下特别规定：

（1）　当环境温度高于 150`C 时，应采用隔热防护措施；

（2）　当不同板厚连接需设置填板时，填板表面应作与母材相同的表面处理；型钢构件的拼接采用高强螺栓连接时，其连接件宜采用钢板；

（3）　高强螺栓孔应采用钻孔，不得采用冲孔；

（4）　在高强螺栓连接范围内，构件接触面的处理方法及所要求的抗滑移系数值，应在施工图中说明。

表 7-4　　螺栓或铆钉的最大、最小容许距离

名称	位置和方向			最大容许距离（取两者的较小者）	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	压力	$12d_0$ 或 18t	
			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			$1.5d_0$
		轧制边自动精密气割或锯割边	高强度螺栓		
			其他螺栓或铆钉		$1.2d_0$

第二节　锚栓

锚栓用于上部钢结构与下部基础的连接，承受柱弯矩在柱脚底板与基础间产生的拉力，剪力由柱底板与基础面之间的摩擦力抵抗，若摩擦力不足以抵抗剪力，则需在柱底板上焊接抗剪键以增大抗剪能力。

锚栓一头埋入混凝土中，埋入的长度要以混凝土对其的握裹力不小于其自身强度为原则，所以对于不同的混凝土标号和锚栓强度，所需最小埋入长度也不一样。为了增加握裹力，对于Φ39 以下锚栓，需将其下端弯成 L 型，弯钩的长度为 4D；对于Φ39 以上锚栓，因其直径过大不便于折弯，则在其下端焊接锚固板。

锚栓的锚固及构造详见表 7-5 与表 7-6。

表 7-5-1

Q235 钢 锚 栓 选 用 表

锚栓直径	锚栓截面	连接尺寸				锚固长度及细部尺寸								每个螺栓的受拉承载力设计值
						I 型		II 型		III 型				
d	有效面积 A_0													
		单螺母		双螺母		锚固长度 l (mm)						锚板尺寸		
		a	b	a	b	当基础混凝土的强度等级为						C	t	N_a^t
(mm)	(cm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	C15	C20	C15	C20	C15	C20	(mm)	(mm)	(KN)
20	2.448	45	75	60	90	500	400							34.3
22	3.034	45	75	65	95	550	440							42.5
24	3.525	50	80	70	100	600	480							49.4
27	4.594	50	80	75	105	675	540							64.3
30	5.606	55	85	80	110	750	600							78.5
33	6.936	55	90	85	120	825	660							97.1
36	8.167	60	95	90	125	900	720							114.3
39	9.758	65	100	95	130	1000	780							136.6
42	11.21	70	105	100	135			1050	840	630	505	140	20	156.9
45	13.06	75	110	105	140			1125	900	675	540	140	20	182.8

表 7-5-2

Q235 钢 锚 栓 选 用 表

锚栓直径	锚栓截面	连接尺寸				锚固长度及细部尺寸								每个螺栓的受拉承载力设计值
						I 型		II 型		III 型				
d	有效面积 A_0													
		单螺母		双螺母		锚固长度 l (mm)						锚板尺寸		
		a	b	a	b	当基础混凝土的强度等级为						C	t	N_a^t
(mm)	(cm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	C15	C20	C15	C20	C15	C20	(mm)	(mm)	(KN)
48	14.73	80	120	110	150			1200	960	720	575	200	20	206.2
52	17.58	85	125	120	160			1300	1040	780	625	200	20	246.1
56	20.30	90	130	130	170			1400	1120	840	670	200	20	284.2
60	23.62	95	135	140	180			1500	1200	900	720	240	25	330.7
64	26.76	100	145	150	195			1600	1280	960	770	240	25	374.6
68	30.55	105	150	160	205			1700	1360	1020	815	280	30	427.7
72	34.60	110	155	170	215			1800	1440	1080	865	280	30	484.4
76	38.89	115	160	180	225			1900	1520	1140	910	320	30	544.5
80	43.44	120	165	190	235			2000	1600	1200	960	350	40	608.2

表 7-5-3

Q235 钢 锚 栓 选 用 表

锚栓直径	锚栓截面	连接尺寸				锚固长度及细部尺寸								每个螺栓的受拉承载力设计值
						I 型		II 型		III 型				
d	有效面积 A_0													
		单螺母		双螺母		锚固长度 l (mm)						锚板尺寸		
		a	b	a	b	当基础混凝土的强度等级为						C	t	N_a^t
(mm)	(cm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	C15	C20	C15	C20	C15	C20	(mm)	(mm)	(KN)
85	49.48	130	180	200	250			2125	1700	1275	1020	350	40	692.7
90	55.91	140	190	210	260			2250	1800	1350	1080	400	40	782.7
95	62.73	150	200	220	270			2375	1900	1425	1140	450	45	878.2
100	69.95	160	210	230	280			2500	2000	1500	1200	500	45	979.3

表 7-6-1

Q345 钢 锚 栓 选 用 表

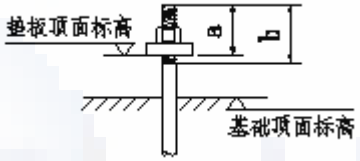
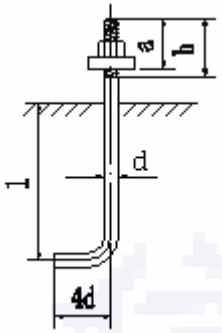
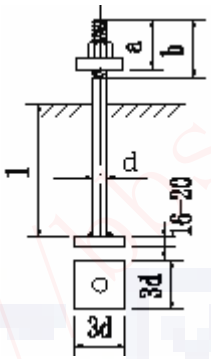
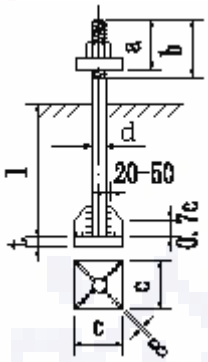
锚栓直径 d (mm)	锚栓截面 有效面积 A_0 (cm)	连接尺寸				锚固长度及细部尺寸								每个螺栓的受拉承载力设计值 N_a^t (KN)
						I 型 		II 型 		III 型 				
		单螺母		双螺母		锚固长度 l (mm)						锚板尺寸		
		a (mm)	b (mm)	a (mm)	b (mm)	当基础混凝土的强度等级为 C15	C20	C15	C20	C15	C20	C (mm)	t (mm)	
20	2.448	45	75	60	90	600	500							44.1
22	3.034	45	75	65	95	660	550							54.6
24	3.525	50	80	70	100	720	600							63.5
27	4.594	50	80	75	105	810	675							82.7
30	5.606	55	85	80	110	900	750							100.9
33	6.936	55	90	85	120	990	625							124.8
36	8.167	60	95	90	125	1080	900							147.0
39	9.758	65	100	95	130	1170	1000							175.6
42	11.21	70	105	100	135			1260	1050	755	630	140	20	201.8
45	13.06	75	110	105	140			1350	1125	810	675	140	20	235.1

表 7-6-2

Q345 钢 锚 栓 选 用 表

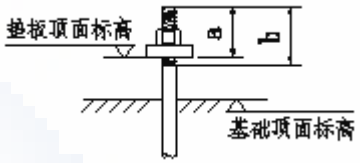
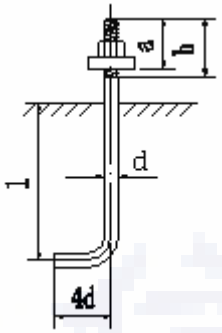
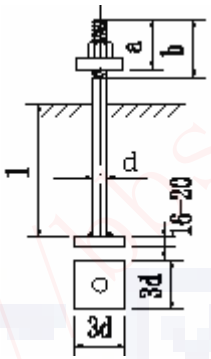
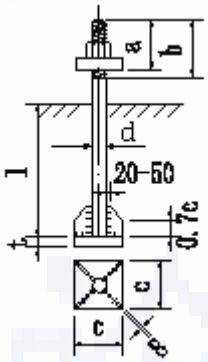
锚栓直径	锚栓截面	连接尺寸				锚固长度及细部尺寸								每个螺栓的受拉承载力设计值
						I 型 		II 型 		III 型 				
		单螺母		双螺母		锚固长度 l (mm)						锚板尺寸		
		a	b	a	b	当基础混凝土的强度等级为						C	t	
d	A_0					C15	C20	C15	C20	C15	C20			N_a^t
(mm)	(cm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)							(mm)	(mm)	(KN)
48	14.73	80	120	110	150			1440	1200	865	720	200	20	265.1
52	17.58	85	125	120	160			1560	1300	935	780	200	20	316.4
56	20.30	90	130	130	170			1680	1400	1010	840	200	20	365.4
60	23.62	95	135	140	180			1800	1500	1080	900	240	25	425.2
64	26.76	100	145	150	195			1920	1600	1150	960	240	25	481.7
68	30.55	105	150	160	205			2040	1700	1225	1020	280	30	549.9
72	34.60	110	155	170	215			2160	1800	1300	1080	280	30	622.8
76	38.89	115	160	180	225			2280	1900	1370	1140	320	30	700.0
80	43.44	120	165	190	235			2400	2000	1440	1200	350	40	781.9

表 7-6-3　　Q345　钢　锚　栓　选　用　表

锚栓直径	锚栓截面	连　接　尺　寸				锚　固　长　度　及　细　部　尺　寸								每个螺栓
						I　型		II　型		III　型				
														的受拉承
														载力设计
d	有效面积													值
	A_0													
		单　螺　母		双　螺　母		锚　固　长　度　l　(mm)						锚板尺寸		
						当　基　础　混　凝　土　的　强　度　等　级　为								
		a	b	a	b	C15	C20	C15	C20	C15	C20	C	t	N_a^t
(mm)	(cm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)							(mm)	(mm)	(KN)
85	49.48	130	180	200	250			2550	2125	1530	1275	350	40	890.6
90	55.91	140	190	210	260			2700	2250	1620	1350	400	40	1006
95	62.73	150	200	220	270			2850	2375	1710	1425	450	45	1129
100	69.95	160	210	230	280			3000	2500	1800	1500	500	45	1259

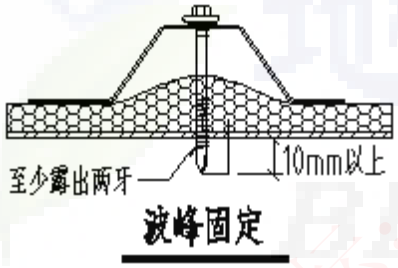
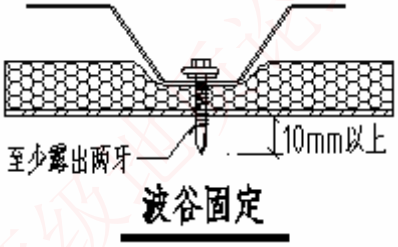
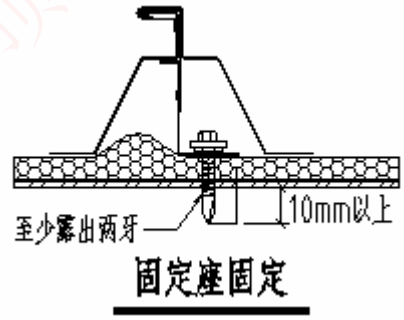
第三节　自攻螺丝

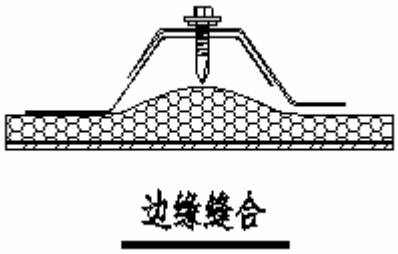
自攻螺丝是一种带有钻头的螺丝，通过专用的电动工具施工，钻孔、攻丝、固定、锁紧一次完成。自攻螺丝主要用于一些较薄板件的连接与固定，如彩钢板与彩钢板的连接，彩钢板与檩条、墙梁的连接等，其穿透能力一般不超过 6mm，最大不超过 12mm。自攻螺丝常常暴露在室外，自身有很强的耐腐蚀能力；其橡胶密封圈能保证螺丝处不渗水且具有良好的耐腐蚀性。

自攻螺丝通常用螺钉直径级数、每英寸长度螺纹数量及螺杆长度三个参数来描述。螺钉直径级数有 10 级和 12 级两种，其对应螺钉直径分别为 4.87mm 和 5.43mm；每英寸长度螺纹数量有 14、16、24 三种级别，每英寸长度螺纹数量越多，其自钻能力越强。

自攻螺丝的连接形式一般有以下几种（见表 7-7）：

表 7-7　　自攻螺丝连接方式

固定方式	螺丝规格	自钻能力（mm）	固定总厚度（mm）
	12-14×50 12-14×55 12-14×68 12-24×65	6.5 6.5 6.5 12.5	25-36 31-40 39-53 21-45
	12-14×20 12-14×30 12-24×32	6.5 6.5 12.5	＜6 ＜16 ＜12
	12-14×20 12-14×30 12-24×32	6.5 6.5 12.5	＜6 ＜16 ＜12

 边缘缝合	10-16×16	4.5	＜5

第四节　密封带条和密封膏

在轻型钢结构中，屋面材料一般采用具有轻质、高强、耐久、防水等性能的建筑材料，如：压型钢板、太空板、石棉水泥瓦和瓦楞铁等。尽管波形高的压型钢板具有良好的排水性能，但在板材接缝、天沟、山墙、天窗侧壁及一些出屋面的洞口等处仍是屋面漏水的主要部位。防止屋面漏水的措施除了保证压型钢板之间有足够的搭接长度外，尚需采用彩钢配件和防水密封胶等材料。本节将介绍几种常用的防水密封胶带、条和密封膏。

一、建筑密封材料的分类

建筑密封材料按形态的不同可分为非定型密封材料和定型密封材料两大类。

非定型密封材料常温下呈膏体状态，又称密封膏，是建筑结构中常用的密封材料。按密封膏的形态可分为溶剂型、乳液型和多组份反应型。按组成材料又可分为改性沥青密封膏和合成高分子密封膏。

定型密封材料是指具有特定形状的制品，可按密封工程不同部位的不同要求制成密封条、密封带和密封垫片等。

二、常用的密封胶

1、 有机硅建筑密封膏

有机硅建筑密封膏是以有机硅橡胶为基料配制成的一类高弹性高档密封膏。有机硅密封膏分为双组分和单组分两种。

单组分有机硅建筑密封膏是将有机硅氧烷和硫化剂、填料及其它添加剂混合均匀后制成单包装产品装于密闭的容器中备用。施工时不需混合，可随时与广泛的气温范围内用一般的打胶枪施工，将密封膏体嵌填于作业缝中，简单易用。单组分密封膏应用较多。

双组分有机硅建筑密封膏的主剂与单组分的相同，但硫化剂及其机理不同，二者是分开包装的。施工时，两组分按一定比例搅拌均匀后嵌填于作业缝中。与单组分密封膏相比，施工时其固化时间较长。

2、 聚硫密封材料

聚硫密封材料是以液态聚硫橡胶为主剂，以金属过氧化物为固化剂，加入增韧剂、增塑剂、填充剂及作色剂等材料配制而成的，也分为单组分和双组分。

3、 聚氨酯弹性密封膏

聚氨酯弹性密封膏是由多异氰酸酯与聚醚通过加成反应制成预聚体后，加入固化剂、助剂等，在常温下交联固化而成的一类高弹性建筑密封膏。

聚氨酯弹性密封膏对金属、混凝土、玻璃、木材等材料具有良好的粘结性能。

4、 氯化丁基定型密封胶

以上前三种密封胶均为非定型密封胶。氯化丁基定型密封胶是经改性的丁基橡胶的沿体。主要用于钢板间的侧向搭接、斜面、檐口等处的粘结和密封。

在工程中除了用各种防水密封胶带、密封膏处理一些节点外，有时在一些出屋面的风机和烟囱等地方也使用防水盖片等。图 7-1～7-2 为屋面与墙体连接处的节点防水构造。

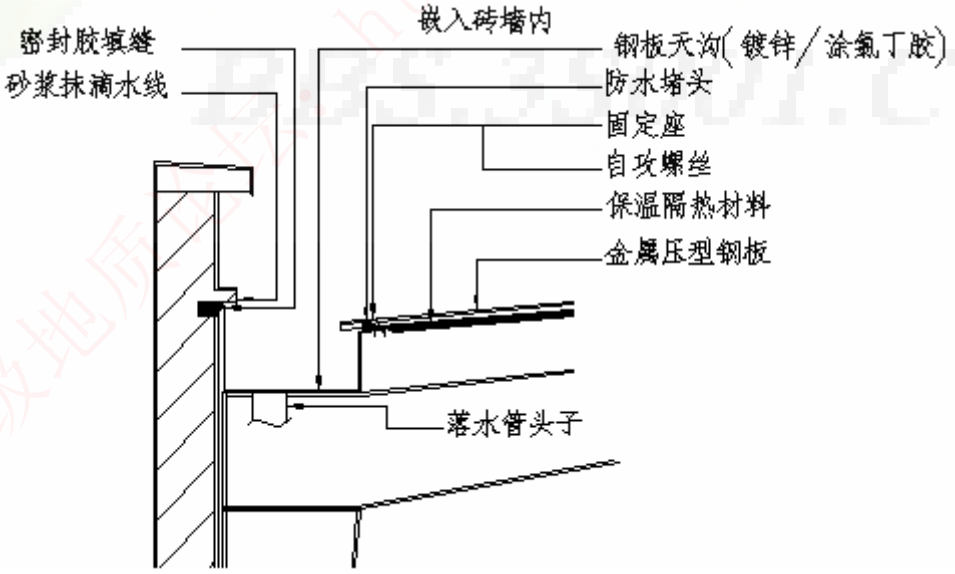


图 7-1　屋面天沟与砖墙连接节点

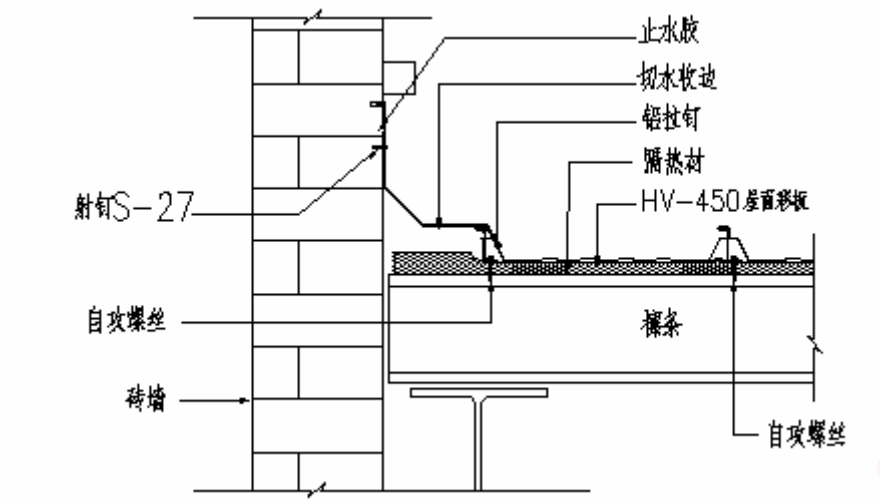


图 7-2　屋面与山墙连接节点

三、密封胶的选用

按以下原则选用密封胶：

1. 与压型钢板或其被粘结的建筑材料表面具有良好的粘结力。

2. 可中性固化并对镀锌钢材或混凝土等建筑材料无腐蚀性。

3. 具有优良的耐候性，具有高度的耐紫外线、臭氧、大气污染物、潮湿、风雪及恶劣气候的性能。

4. 优良的耐久性，固化后在一定温度范围内不剥落、龟裂、干裂或变脆。在某些情况下，须选择具有良好的抗腐蚀性的密封胶，以避免严重的电解腐蚀问题的发生。

5. 良好的弹塑性，能长期经受被粘构件的伸缩和振动，在接缝发生变化时不断裂、剥落。

6. 具有良好的抗下垂性，可于垂直或架空的接口施工。

第八章　基础设计

房屋建筑设计总体上分为上部结构设计和下部结构设计两大部分，轻型钢结构建筑也不例外，前面几章已介绍了其上部结构，本章对其下部结构——基础作一些讨论。

众所周知，在房屋建筑中，基础造价约占整个建筑物的 30%左右，对于轻钢结构而言，最大优点就是重量轻，从而直接影响基础设计，与其它结构型式的基础相比，轻钢结构基础尺寸小，可以减少整个建筑物造价，另外对于地质条件较差地区，可优先考虑采用轻钢结构，这样容易满足地基承载力方面的要求。那么轻钢结构基础与砼结构基础有什么不同？轻钢结构基础是如何设计的？在轻钢结构基础设计时应注意哪些方面？本章针对这些问题进行探讨，而不涉及基础本身设计的有关内容。

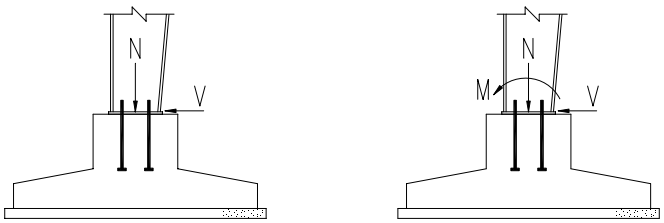
第一节 基础设计的特点

由于结构型式、荷载取值、支座条件等方面的不同，传至基础顶面内力是不同的，轻钢结构与传统的砼结构相比，最大差别就是在柱脚处存在较小的竖向力和较大的水平力，对于固接柱脚，还存在较大的弯矩，在风荷载起控制作用的情况下，还存在较大的上拔力。柱底水平力会使基础产生倾覆和滑移，基础受上拔力作用，在覆土较浅的情况下，会使基础向上拔起，有关这方面的问题，后面再作详述。由于轻钢结构的这些受力特点，导致其基础设计与其它结构存在很大的不同，主要表现在以下几个方面：

1. 基础形式

基础型式选择应根据建筑物所在地工程地质情况和建筑物上部结构型式综合考虑，对于砼结构基础，常见的基础型式有独立基础、条形基础、片筏基础、箱形基础、桩基等等，而对于轻钢结构而言，由于柱网尺寸较大，上部结构传至柱脚的内力较小，一般以独立基础为主，若地质条件较差，可考虑采用条形基础，遇到暗浜等不良地质情况，可考虑采用桩基础，一般情况下不采用片筏基础和箱形基础。

2. 柱脚受力



(a) 铰接柱脚　　(b) 刚接柱脚

图 8-1　不同柱脚型式的受力情况

砼结构柱脚均为刚接，即同时存在轴向力 N、水平剪力 V 和弯矩 M，故基础尺寸较大，轻钢结构常见的柱脚型式有刚接和铰接两种（图 8-1），其受力是不同的，对于铰接柱脚，只存在轴向力 N 和水平力 V，对于刚接柱脚，除存在轴向力 N 和水平力 V 之外，还存在一定的弯矩 M，从而使刚接柱脚的基础大于铰接柱脚。

3. 基础破坏形式

要正确进行基础设计，首先要知道基础破坏形式，对其工作原理有所了解。

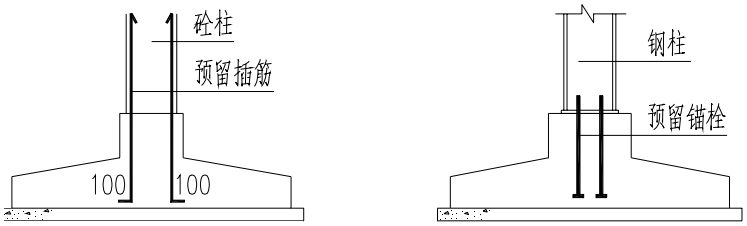
对于砼结构，通常柱网尺寸较小，故柱底水平力相对较小，基础一般不会产生滑移现象，又由于上部结构自重很大，足以抵抗风荷载作用下产生的上拔力，故基础也不会产生上拔的可能，对于这种结构，基础主要发生冲切、剪切破坏；而轻钢结构则不同，基础除发生冲切、剪切破坏之外，由于存在较大的水平力，对于固接柱脚，还存在较大的弯矩作用，从而导致基础产生倾覆和滑移破坏，另外，在风荷载较大的情况下，特别对于一些敞开或半敞开的结构，由于轻钢结构自重很轻，有可能不足于抵抗风荷载产生的上拔力，导致基础上拔破坏。为防止这些破坏的发生，最经济有效的方法是增加基础埋深，即增加基础上覆土的厚度，但增加了土方开挖和回填工程量。另外对于轻钢结构基础，还须预埋锚栓（也称地脚螺栓），用于上部结构和基础的连接，若锚栓离砼基础边缘太近，会产生基础劈裂破坏，所以我国钢结构设计规范规定了锚栓离砼基础边缘的距离不得小于 150mm；若锚栓长度过短，会使锚栓从基础中拔出，导致破坏，所以规范也规定了锚栓埋入长度。

4. 基础设计内容

基础设计一般包括基础底面积确定、基础高度确定和配筋计算，还应符合有关构造措施。基础底面积可根据地基承载力确定，同时还应考虑软弱下卧层存在；基础高度由冲切验算确定；在基础底面积和高度确定的情况下计算基础配筋，这里须注意伸缩缝双柱基础处理，双柱为基础提供了两个支点，在地基反力作用下，有可能出现负弯矩，即基础上部受拉的情况，此时除基础底部配置钢筋外，基础上部也应配筋，避免因上部受拉而出现开裂现象。轻钢结构基础除上述内容以外，还须进行柱底板设计和锚栓设计，至于这两部分设计归于上部结构还是下部结构，也存在一些争议，柱底板尺寸是根据柱与基础连接部位砼的局部承压来确定的，与基础砼参数有关，但其制作又与上部结构连在一起，按照常规柱底板设计归入上部结构；锚栓在上部结构和基础之间起桥梁作用，但基础施工时应将锚栓埋入，故属于基础部分。本章避开这个问题，就锚栓和底板设计分别进行讨论。

5. 与上部结构连接

基础与上部结构是二次施工完成的，其间存在连接问题。对于砼结构的基础，通过预留插筋的方式连接上部结构（图 8-2a），而对于轻钢结构基础，则通过预埋锚栓的方式进行连接（图 8-2b）。



(a) 砼柱基础预留插筋　　(b) 钢柱基础预留锚栓

图 8-2　基础与上部结构的连接

6. 有关构造措施

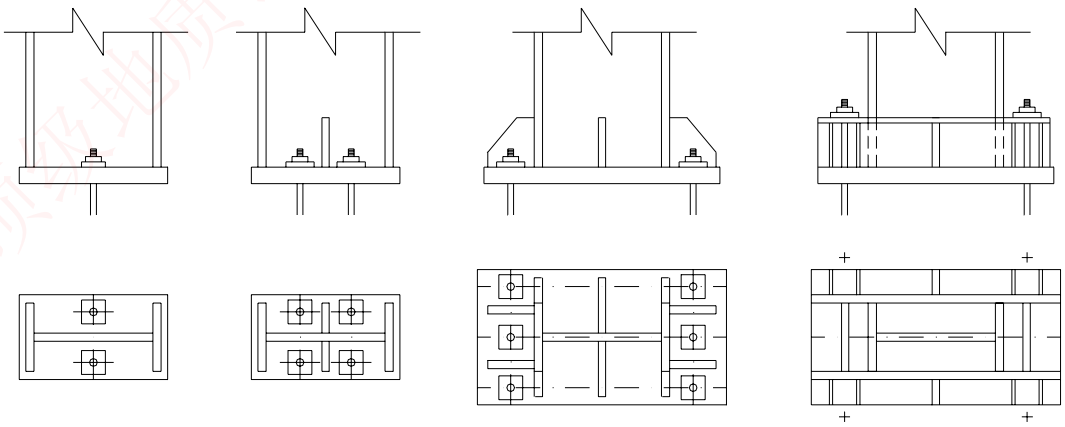
除上述提到的几个方面之外，轻钢结构还有一些构造措施有别于其它结构的基础，比如基础顶面须设置二次浇灌层；埋入式柱脚应在钢柱埋入部分设置栓钉；埋入式柱脚钢柱翼缘保护层厚度，对于中柱不小于 180mm，对于边柱和角柱的外侧不宜小于 250mm，具体详见有关构造手册。

第二节 基础设计的特殊处理措施

由于轻钢结构的特殊性，使其基础设计也与一般结构不同，下面从几个方面加以讨论。

一、刚接和铰接柱脚

前面已提到过，能抵抗弯矩作用的柱脚称为刚接柱脚，相反不能抵抗弯矩作用的柱脚称为铰接柱脚，刚接与铰接的区别在于是否能传递弯矩，在实际工程中，绝对刚接或绝对铰接都是不可能的，确切地说应该是一种半刚接半铰接状态，为计算方便，只能根据实际构造把



(a) 铰接(一)　(b) 铰接(二)　（c）刚接(一)　（d）刚接(二)

图 8-3　几种常见的柱脚型式

柱脚看成接近刚接或铰接。刚接或铰接柱脚关键取决于锚栓布置，铰接柱脚一般采用两个锚

栓(图 8-3a)，以保证其充分转动，但有时考虑锚栓质量问题，若一个锚栓质量不保证，会对整个结构受力产生较大影响，所以为安全起见，也可布置四个锚栓(图 8-3b)，但锚栓尽量接近，以保证柱脚转动。刚接柱脚一般采用四个或四个以上锚栓连接(图 8-3c)，图中采用六个锚栓，可以认为柱脚不能转动，前面讲的几种柱脚均为锚板式柱脚，构造简单，是工程上常用的柱脚型式，另外还有一种柱脚型式，即靴梁式柱脚(图 8-3d)，这种柱脚可看成固接柱脚，由于柱脚有一定高度，使其刚度较好，能起到抵抗弯矩的作用，但这种柱脚制作麻烦，耗工耗材，逐渐被其它柱脚型式所代替。

下面再介绍工程上比较常用的固接柱脚，即包裹式柱脚(图 8-4)，这种柱脚既节省钢材又构造简单，施工方便，而且安全可靠，在受力上保证柱脚基本不发生转动，与计算模型很吻合，是一种典型的固接柱脚。另外还有一种插入式刚接柱脚，将钢柱直接插入混凝土内用二次浇灌层固定，这种柱脚近年来被北京钢铁设计研究总院等单位研究成功，已在多项单层工业厂房中应用，效果良好，并不影响安装调整。

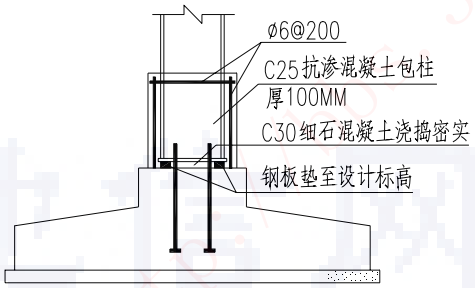


图 8-4　包裹式柱脚

上面讨论了刚接柱脚和铰接柱脚的有关构造，计算模型应与构造相一致，否则会造成工程事故，这一点作为工程设计人员需特别注意。那么在何种情况下采用刚接柱脚或铰接柱脚？其实这两种柱脚很明显的区别就是对侧移控制，如果结构对侧移控制较严，则采用刚接柱脚，例如有吊车荷载的情况，吊车荷载是动力荷载，对侧移比较敏感，而且侧移过大会造成吊车卡轨现象，此时应把柱脚设计成刚接柱脚，但在某些特殊情况下也可设计成铰接；又如有楼层的结构，侧移过大会使人感觉不安全，左右晃动，而且还会使楼面装修材料开裂等等，这样结构柱脚应按固接设计。对工程上常见的门式刚架，柱脚通常设计成铰接；对地质情况较差地区，柱脚应考虑铰接，这样传至基础的内力仅为轴力和剪力，不存在弯矩，有利于基础设计，可以减少基础造价。

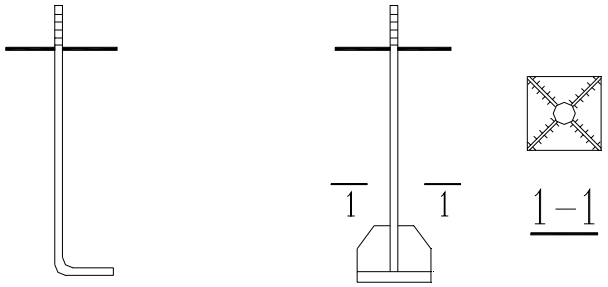
二、锚栓

锚栓是将上部结构荷载传给基础，在上部结构和下部结构之间起桥梁作用。锚栓主要有两个基本作用：

1.　作为安装时临时支撑，保证钢柱定位和安装稳定性。

2. 将柱脚底板内力传给基础。

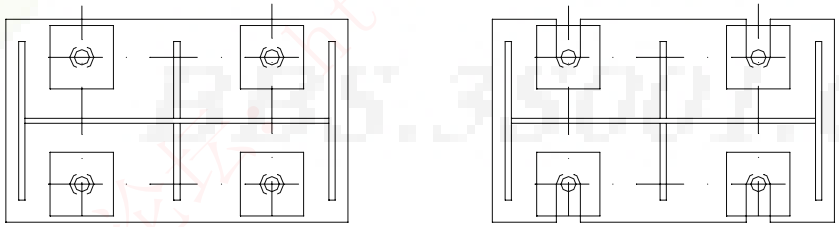
锚栓采用 Q235 或 Q345 钢制作，分为弯钩式和锚板式两种。直径小于 M39 的锚栓，一般为弯钩式(图 8-5a)，直径大于 M39 的锚栓，一般为锚板式(图 8-5b)。



(a) 弯钩式　　(b) 锚板式

图 8-5　基础锚栓

对于铰接柱脚，锚栓直径由构造确定，一般不小于 M20；对于刚接柱脚，锚栓直径由计算确定，一般不小于 M30。锚栓长度由钢结构设计手册确定，若锚栓埋入基础中长度不能满足要求，则考虑将其焊于受力钢筋上。为方便柱安装和调整，柱底板上锚栓孔为锚栓直径的 1.5 倍(图 8-6a)，或直接在底板上开缺口(图 8-6b)。底板上须设置垫板，垫板尺寸一般为 -100×100，厚度根据计算确定，垫板上开孔较锚栓直径大 1～2mm，待安装、校正完毕后将垫板焊于底板上。



(a) 开圆孔　　(b) 开缺口

图 8-6　柱脚底板开孔

图 8-7 为铰接柱脚锚栓布置图，图 8-8 为刚接柱脚锚栓布置图。在图 8-7 中，从安全角度考虑，中柱两个锚栓可换成四个，但间距不能太大，以保证铰接。

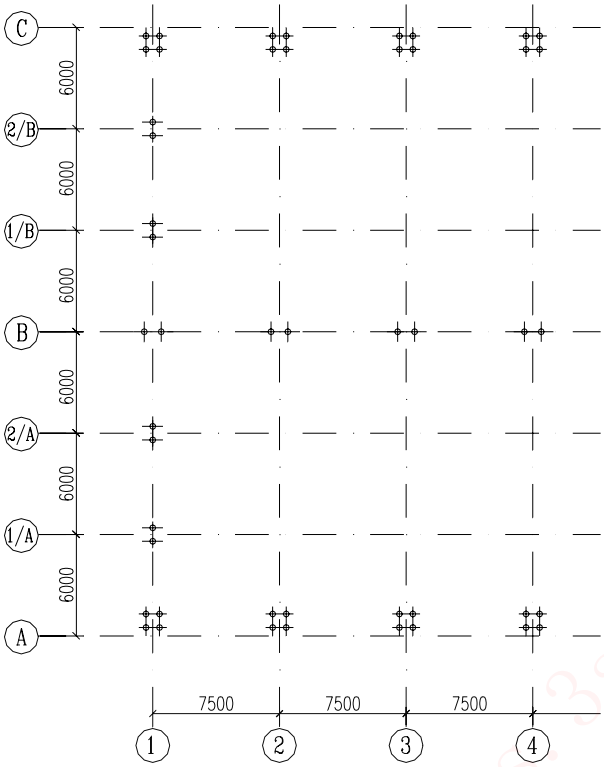


图 8-7　铰接柱脚锚栓布置图

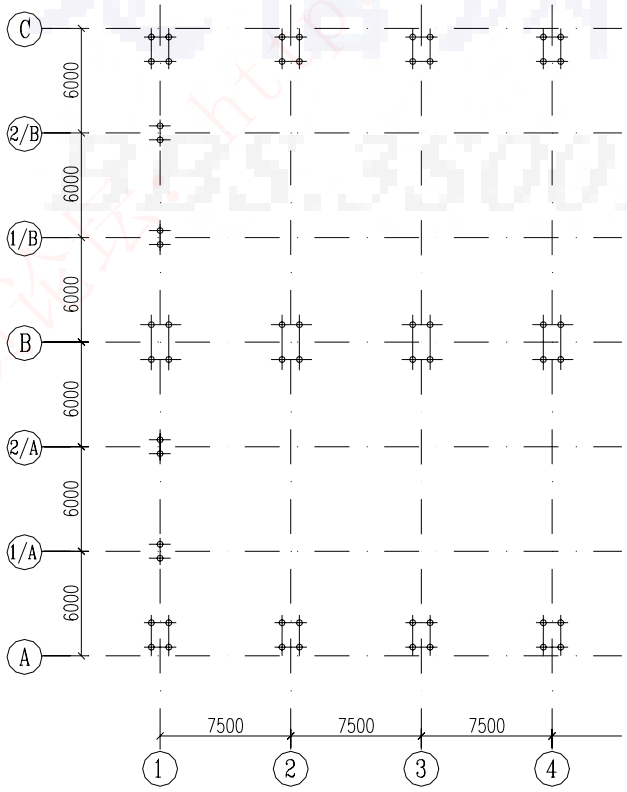
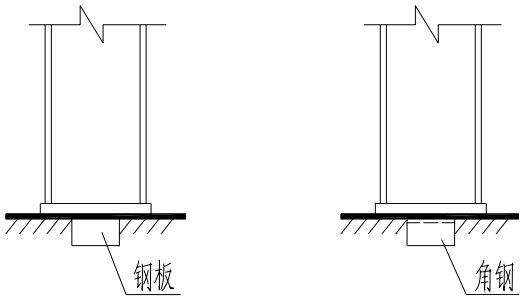


图 8-8　刚柱脚锚栓布置图

在工程上经常会提出这样一些问题：锚栓能否抗剪？垫板是否要与底板焊牢？在施工时锚栓是否拧紧？我国钢结构设计规范是不允许锚栓抗剪的，剪力是通过底板和基础顶面的摩擦力来传递的，若不满足要求则须设抗剪键（图 8-9）。



(a)　　(b)

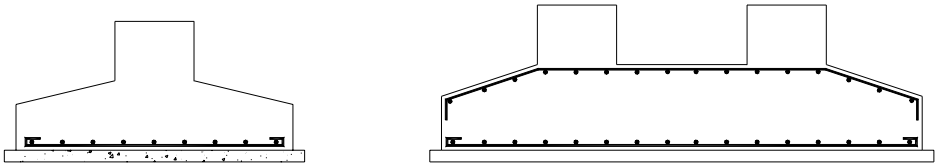
图 8-9　抗剪键

上海市轻钢规程规定，采用靴梁的刚接柱脚以及考虑地震作用组合时的外露式柱脚的锚栓不得用于传递柱脚底部的水平反力，此水平反力应由底板与混凝土基础顶面间的摩擦力承受，摩擦系数可取 0.4，当水平反力大于摩擦力时，应设置抗剪键，上述情况之外，外露式柱脚的锚栓可以传递柱脚底部的水平反力，但必须进行计算，并将垫板与底板焊牢。后者应该更合理些，因为轻钢结构重量比较轻，摩擦系数为 0.4 时底板和混凝土之间产生的摩擦力很小，特别是在风吸力起控制作用时，底板与混凝土之间几乎不存在压应力，也即摩擦力几乎没有，如果按钢结构设计规范，在此情况下很难满足摩擦力抗剪的条件，很多结构须设抗剪键，但在实际工程中很少设抗剪键，也没有因此发生工程事故，可见锚栓参与了抗剪。若锚栓抗剪，一方面锚栓须满足强度要求，另一方面与锚栓相邻的砼不发生局部承压破坏。有人认为锚栓应该拧紧，这样有利于传力，这种说法是不正确的，对于目前常用的平板式柱脚，考虑锚栓传递剪力的情况，锚栓不应该拧得很紧，这样锚栓在垫板开孔中产生微小滑动，使其与垫板孔壁接触，而垫板又与底板焊牢，从而起到传递剪力的目的。但对于固接柱脚，为保证弯矩传递须拧紧锚栓。

三、特殊情况下轻钢结构基础

1. 格构式柱基础

格构式柱的柱脚有整体式和分离式两种，整体式一般用于受力较小、两分肢间距较近时，但比较耗材，在大多数情况下采用分离式柱脚；分离式柱脚两肢完全分开，每个肢均为轴心受力。由于两种柱脚构造不同，造成基础设计也不同。对于整体式柱脚，由于柱脚底板是整块的，且设置一定数量加劲肋，使柱脚形成一个整体刚度，因而作为基础的一个支点，这样基础仅需底部配置受力筋，而上部不需配筋（图 8-10a）；对于分离式柱脚，柱肢是分开的，但其基础很难分开，因而为基础提供了两个支点，此时在基础上部出现负弯矩，也即出现受拉的情况，在基础配筋时须注意，应同时配置上、下部钢筋（图 8-10b）。



(a) 整体式柱脚基础　　(b) 分离式柱脚基础

图 8-10　格构式柱基础

2. 地坪有较高承载力时的基础处理

在实际工程中，经常碰到一些改建、扩建工程，比如在集装箱码头建造轻钢厂房，或在老建筑旁扩建轻钢房屋但基础很难施工，等等。在进行这类工程的基础设计时，可考虑采用喜利得（HILTI）锚栓，该锚栓由瑞士喜利得公司生产，在国内工程中已得到广泛应用，这种方法不需设计基础，只要地坪具有足够的强度，就可直接在地坪中预埋 HILTI 锚栓。下面提供 HILTI 锚栓的有关技术数据，有关锚栓固定设计方面的细节可向喜利得公司垂询。

表 8-1　　HILTI 锚栓有关技术数据

HAS 螺杆尺寸	N 设计抗拉力 （KN）	V 设计抗剪力 （KN）	HVU 尺寸 （mm）	孔径 d_o （mm）	孔深 h_o （mm）
M8	10.3	7.9	8	10	80
M10	13.8	12.6	10	12	90
M12	19.8	18.3	12	14	110
M16	28.9	34.6	16	18	125
M20	52.4	54.0	20	24	170
M24	75.5	77.8	24	28	210
M27	92.4	164.0	27	30	240
M30	121.3	199.3	30	35	270
M33	142.5	248.4	33	37	300
M36	169.4	291.5	36	40	330
M39	194.1	350.6	39	42	360

1、以上数据用于：◆混凝土强度为 C25/30。◆镀锌螺杆需符合 ISO898T15.8 级。

◆要达到以上剪力，基材厚度（h）不小于边距（C）的 1.5 倍。

2、要更大力量可增大孔深，但最大不能超过标准 2 倍深。

3、HVU 管剂主要化学成分为：Vinylurethane 树脂。

4、有关锚栓安装时边距和间距和混凝土对拉力和剪力的影响请与 HILTI 工程师联系。

5、M24 以上的螺杆设计剪力是依据 8.8 级钢材。

表 8-2　　HVU 配件 HAS 螺杆

HVU 药剂管		HAS 螺杆	
品名	品号	品名	品号
HVU　M8×80	256691/7	HAS　M8×110	66001/9
HVU　M10×90	256692/5	HAS　M10×130	66002/7
HVU　M12×110	256693/3	HAS　M12×160	66003/5
HVU　M16×125	256694/1	HAS　M16×190	66004/3
HVU　M20×170	256695/8	HAS　M20×240	66084/4
HVU　M24×210	256696/6	HAS　M24×290	66085/1
HVU　M27×240	256697/4	HAS　M27×340	259990/0
HVU　M30×270	256698/2	HAS　M30×380	259991/8
HVU　M33×300	256699/0	HAS　M33×420	229728/1
HVU　M36×330	256700/6	HAS　M36×460	259992/6
HVU　M39×360	256701/4	HAS　M39×510	259993/4

第三节 典型柱基础细部详图

通过前面讨论，我们已经对轻钢结构基础有一个初步了解，现结合实际工程，给出几种典型柱基础详图，以供大家参考。

1. 柱下独立基础

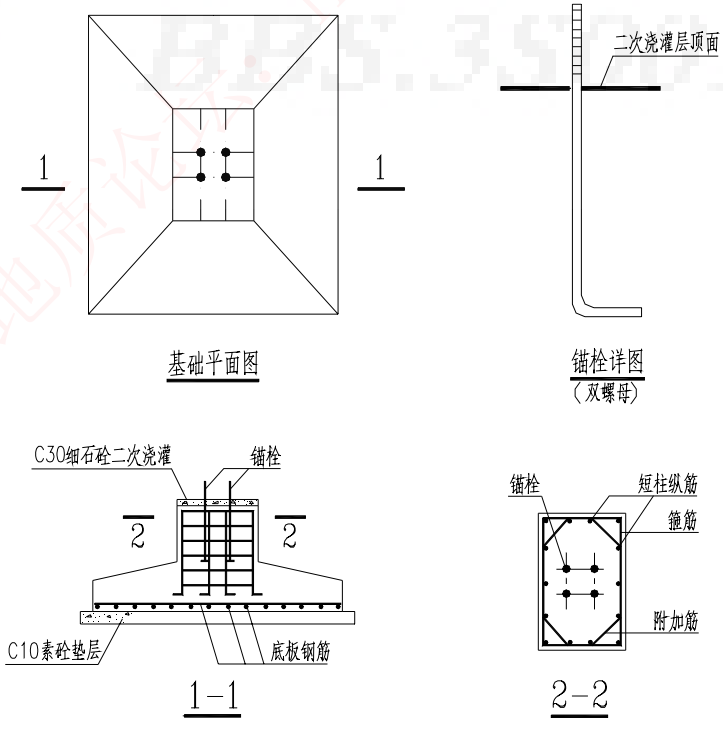
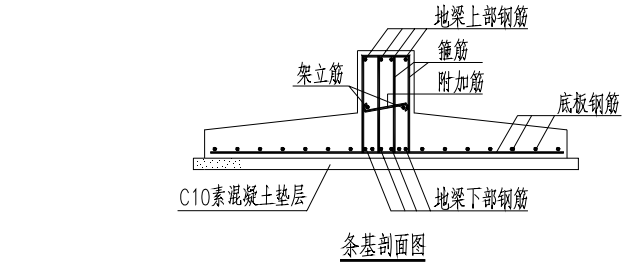
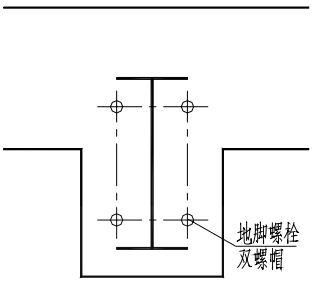


图 8-11　柱下独立基础

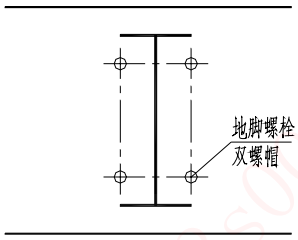
2. 柱下条形基础



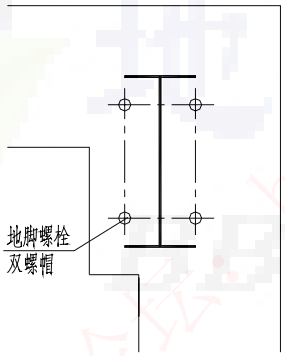
条基剖面图



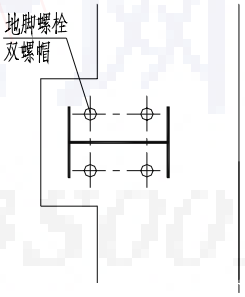
边柱锚栓定位



中柱锚栓定位



角柱锚栓定位



抗风柱锚栓定位

图 8-12　柱下条形基础

第四节　柱底板和锚栓设计[9]

一、轴心受压柱脚设计

1. 底板面积

$$L \times B - A_0 \geq \frac{N}{f_{ce}^{h}}$$

式中：N ——柱轴心压力设计值。

f_{ce}^{h}——基础所用钢筋砼局部承压强度设计值。

A_0——锚栓孔面积

2. 底板厚度

底板压力：　$q = \dfrac{N}{L \times B - A_0}$

对于底板弯矩，分以下情况进行设计：

⑴　四边支承板

$$M_1 = \alpha q a^2 \qquad N \cdot m / m$$

其中：a——短边长度

b——长边长度

α——系数，由 $\dfrac{b}{a}$ 查表 8-3 求得。

表 8-3　　四边支承板 α 系数

b/a	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	>2.0
α	0.048	0.055	0.063	0.069	0.075	0.081	0.086	0.091	0.095	0.099	0.102	0.125

⑵　三边支承、一边自由板或两邻边支承板

$$M_2 = \beta q a_1^2$$

其中：a_1——自由边长或对角线长度

b_1——两相邻固定边顶点到 a_1 的垂直距离

β——系数，由 $\dfrac{b_1}{a_1}$ 查表 8-4 求得。

表 8-4　　三边支承、一边自由或两邻边支承板 β 系数

b_1/a_1	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8
β	0.027	0.036	0.044	0.052	0.06	0.068	0.075	0.081	0.087	0.092	0.097
b_1/a_1	0.85	0.9	0.95	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.75	2.0
β	0.102	0.105	0.109	0.112	0.117	0.121	0.124	0.126	0.128	0.13	0.132

当 $\frac{b_1}{a_1} < 0.3$ 时，按悬臂长为 b_1 的悬臂板计算。

(3) 一边支承、三边自由板

$$M_3 = \frac{1}{2}qC^2$$

其中：C——悬臂长度。

最终弯矩设计值 $M_{\max} = \max\{M_1, M_2, M_3\}$

最佳设计方案应使 M_1, M_2, M_3 接近相等，若相差较大，应调整区格。

若不考虑塑性发展，则：$\frac{M_{\max}}{W} \le f$

由于上述求出的弯矩是每延米弯矩，即：$W = \frac{1}{6}t^2$

代入上式可得底板厚度：

$$t = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{f}} \ge 14mm$$

我国钢结构设计规范中考虑底板塑性发展，故求底板厚度时采用下式计算：

$$t = \sqrt{\frac{5M_{\max}}{f}}$$

3. 锚栓设计

由于该柱脚不承担弯矩，为铰接柱脚，故锚栓按构造设置。

二、偏心受压柱脚的计算

这里针对实腹整体式柱脚进行设计，而对于分离式柱脚，相当于独立的轴心受压柱脚，其计算方法同轴压柱脚。

1. 底板面积

假定底板下压应力成直线分布

$$\sigma_{\max}=\frac{N}{L\times B}+\frac{M}{\frac{1}{6}BL^2}\le f_{ce}^{h}$$

式中：N，M——柱轴心压力和弯矩设计值。

f_{ce}^{h}——基础所用钢筋砼局部承压强度设计值

2. 底板厚度

取$q=\sigma_{\max}$（区段内最大地基反力），其余计算同轴心受压柱。

3. 锚栓计算

当$\sigma_{\min}=\frac{N}{L\times B}-\frac{M}{\frac{1}{6}BL^2}<0$时，底板与基础开始脱离，从而产生拉应力，而该拉应力合力应由锚栓来承担，如图 8-13 所示。

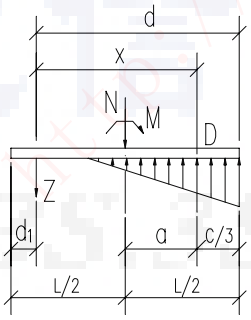


图 8-13　锚栓计算简图

$\sum M_D=0$　　则：$N\cdot a-M+Z\cdot x=0$

即：$Z=\frac{M-N\cdot a}{x}$

式中：$a=\frac{L}{2}-\frac{c}{3}$，　$x=d-\frac{c}{3}$，　$c=\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max}+|\sigma_{\min}|}L$

则锚栓所需要的有效截面面积为：

$$A_e=\frac{Z}{f_{ce}^{h}}$$

式中：f_{ce}^{h}——锚栓抗拉强度设计值。

求得锚栓所受的拉力或锚栓有效截面面积后，直接查表 8-5、表 8-6 即得所需锚栓规格。

表 8-5　　Q235 钢锚栓选用表

锚栓直径 d（mm）	20	22	24	27	30	33	36	39	42	45	48	52
有效面积 A_e（cm^2）	2.448	3.034	3.525	4.594	5.606	6.936	8.167	9.758	11.21	13.06	14.73	17.58
单个锚栓承载力 N_t^a（KN）	34.3	42.5	49.4	64.3	78.5	97.1	114.3	136.6	156.9	182.8	206.2	246.1
锚栓直径 d（mm）	56	60	64	68	72	76	80	85	90	95	100	
有效面积 A_e（cm^2）	20.30	23.62	26.76	30.55	34.60	38.89	43.44	49.48	55.91	62.73	69.95	
单个锚栓承载力 N_t^a（KN）	284.2	330.7	374.6	427.7	484.4	544.5	608.2	692.7	782.7	878.2	979.3	

表 8-6　　Q345 钢锚栓选用表

锚栓直径 d（mm）	20	22	24	27	30	33	36	39	42	45	48	52
有效面积 A_e（cm^2）	2.448	3.034	3.525	4.594	5.606	6.936	8.167	9.758	11.21	13.06	14.73	17.58
单个锚栓承载力 N_t^a（KN）	44.1	54.6	63.5	82.7	100.9	124.8	147.0	175.6	201.8	235.1	265.1	316.4
锚栓直径 d（mm）	56	60	64	68	72	76	80	85	90	95	100	
有效面积 A_e（cm^2）	20.30	23.62	26.76	30.55	34.60	38.89	43.44	49.48	55.91	62.73	69.95	
单个锚栓承载力 N_t^a（KN）	365.4	425.2	481.7	549.9	622.8	700.0	781.9	890.6	1006	1129	1259	

第五节 基础设计实例

一、独立基础设计

基础设计地基承载力标准值 $f_k=80KPa$，基础埋深为-1.500m，地基承载力设计值 $f=1.1\times80=88KPa$，基础砼采用 C20。$N=139.3KN$，$V=197.6KN$。

$$A_0\geq\frac{N}{f-\gamma_G\cdot d}=\frac{139.3}{88-20\times1.5}=2.4$$

$2A_0=4.8$，取 $A=2.8\times3.2=8.96m^2$。

验算：

$$\sigma=\frac{139.3}{2.8\times3.2}+20\times1.5=45.55\,{}^{N}\!/_{mm^2}<f$$

$$\sigma_{\max}=\frac{139.3}{2.8\times3.2}+20\times1.5+\frac{197.4\times1.1}{\frac{1}{6}\times2.8\times3.2^2}=91\,{}^{N}\!/_{mm^2}<1.1f$$

$$\sigma_{\min}=\frac{139.3}{2.8\times3.2}+20\times1.5-\frac{197.4\times1.1}{\frac{1}{6}\times2.8\times3.2^2}=0.1\,{}^{N}\!/_{mm^2}\approx0$$

基础底板配筋：

$$M_I=\frac{1}{12}a_1^2(2l+a')(\sigma_{j\max}+\sigma_j)$$

$$=\frac{1}{12}\times1.05^2\times(2\times2.8+0.75+2\times0.46)(61+61\times\frac{2.15}{3.2})=68.21KN\cdot m$$

$$A_{sI}=\frac{68.21\times10^6}{0.9\times310\times460}=531.48mm^2$$

配 $\underline{\Phi}12@150$。

$$M_{II}=\frac{1}{48}(l-a')^2(2b+b')(\sigma_{j\max}+\sigma_{j\min})$$

$$=\frac{1}{48}\times[2.8-(0.75+2\times0.46)]^2\times(2\times3.2+1.1+2\times0.46)(61+0)$$

$$=12.09KN.m$$

$$A_{sI}=\frac{12.09\times10^6}{0.9\times310\times(460-12)}=96.7mm^2$$

按构造构造配筋。

冲切验算：

$$F_l = \frac{2.8\times1.05}{3.2\times2.8}\times(139.3+20\times1.5\times3.2\times2.8) = 133.9KN$$

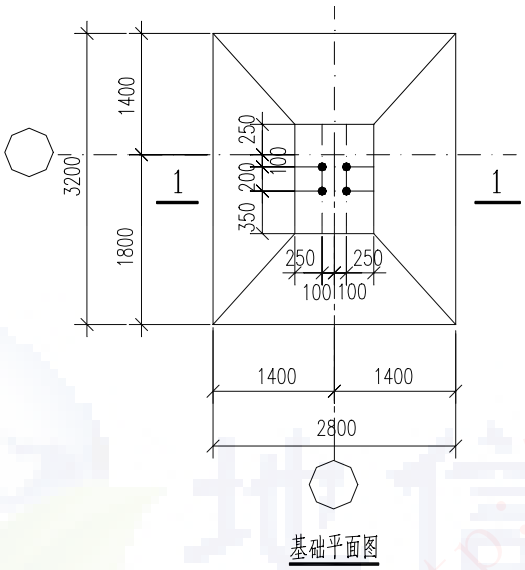
$$0.6 f_t U_m h_0 = 0.6\times1.1\times(\frac{1100+1100+2\times460}{2}+\frac{700+700+2\times460}{2})\times2\times460$$

$$=1651KN$$

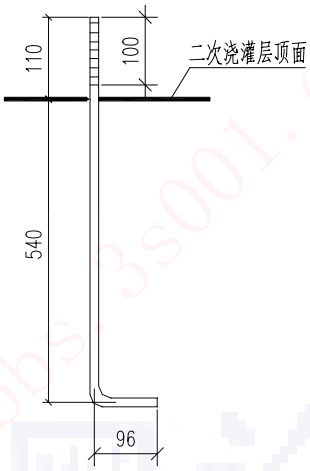
$$F_l < 0.6 f_t U_m h_0$$

故基础冲切满足。

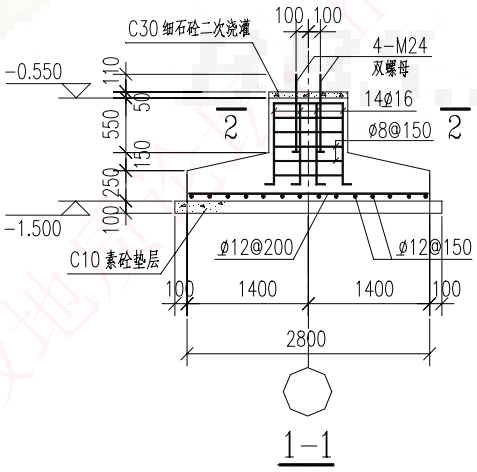
基础施工图如下所示。



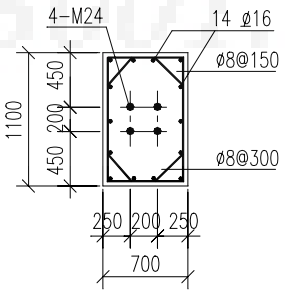
基础平面图



M24
(双螺母)



1-1



2-2

二、条形基础设计

基础设计地基承载力标准值 $f_k=80KPa$，基础埋深为-1.500m，地基承载力设计值 $f=1.1\times80=88KPa$，基础砼采用 C20。

$N_1=599.6KN$， $N_2=881.5KN$， $N_3=873.6KN$， $N_4=1165.3KN$

$N_5=1190.8KN$， $N_6=866.7KN$， $N_7=906.3KN$， $N_8=529.6KN$

$$q=\frac{599.6+881.5+873.6+1165.3+1190.8+866.7+906.3+529.6}{40.5}+3.24\times5\times1.2$$

$$=192.61KN/m$$

$$b_0\geq\frac{N}{f-\gamma_G\cdot d}=\frac{192.61}{88-20\times1.5}=3.32$$

取 $b=3.8m$。

验算：

$$\sigma=\frac{192.61}{3.8}+20\times1.5=80.7N/mm^2<f$$

基础底板配筋：

$$M=\frac{1}{12}a_1^2(2l+a')(\sigma_{j\max}+\sigma_j)$$

$$=\frac{1}{12}\times1.6^2\times(2\times1+0.45+2\times0.41)(50.7+50.7)=70.74KN.m/m$$

$$A_{sI}=\frac{70.74\times10^6}{0.9\times310\times410}=618.4mm^2$$

配 $\underline{\Phi}14@200$。

冲切验算：

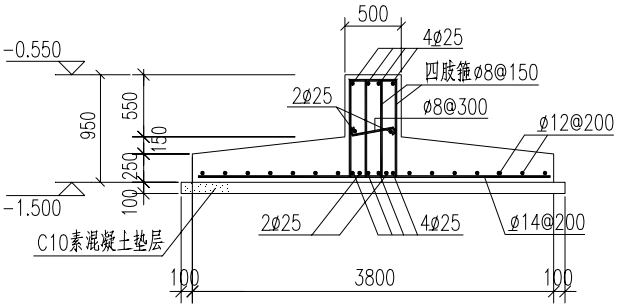
$$F_l=\frac{0.69}{3.8}\times(192.61+20\times1.5\times3.8)=55.67KN$$

$$0.6f_tU_mh_0=0.6\times1.5\times(1000+\frac{600+600+2\times410}{2})\times2\times410=1483KN$$

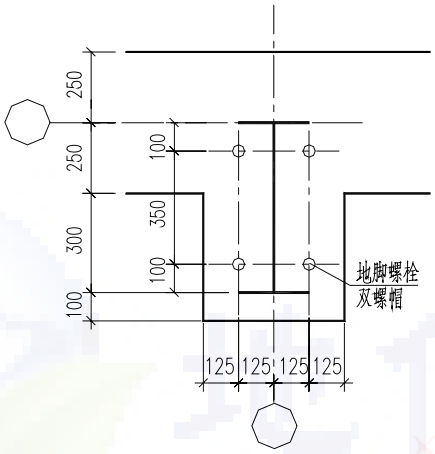
$$F_l=0.6f_tU_mh_0$$

故基础冲切满足。

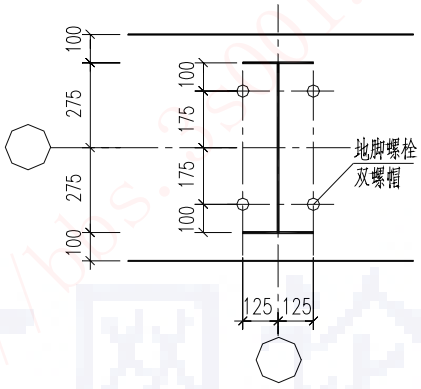
基础施工图如下所示。



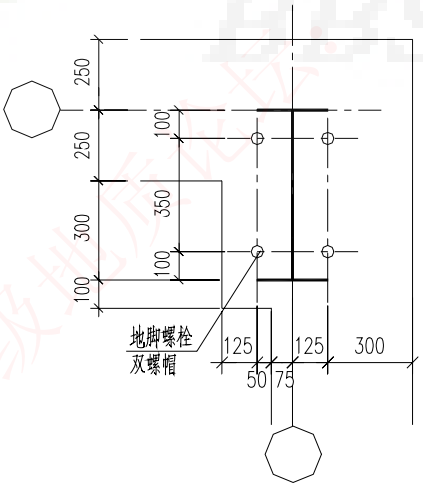
条基剖面图



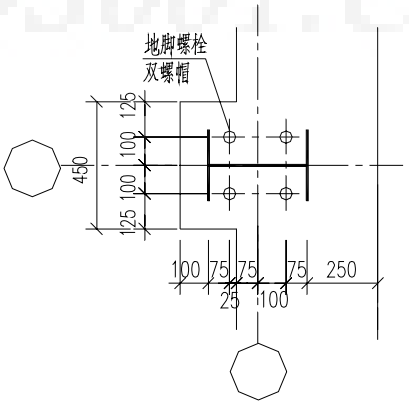
边柱锚栓定位



中柱锚栓定位



角柱锚栓定位



抗风柱锚栓定位

第九章　应用实例

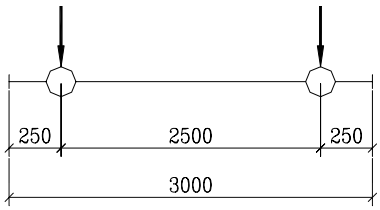
一、工程资料：

某单层工业厂房，跨度为 18m，长度为 108m，柱距 6m，檐高 8m。内设一台 10T 单梁吊车，中级工作制，牛腿面标高 4.5m。$1\sim3$ 轴无吊车，且檐高为 10m。屋面和墙面均为 EPS 夹芯板，彩板外天沟。

二、吊车梁设计

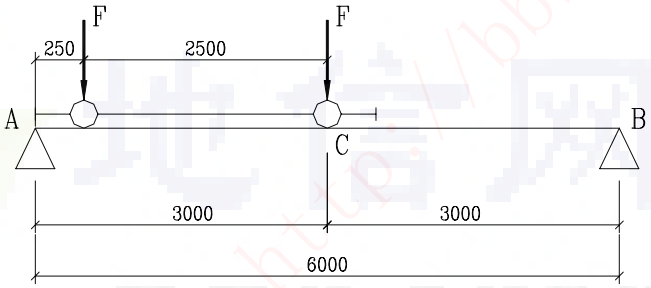
10T 吊车资料：

$P_{\max}=63.5kN$，$G+g=55.9kN$，$B=3000mm$，$W=2500mm$



㈠ 内力计算（单台）

1．求 $M_{\max}$



$$F_{\max}=\alpha_1\eta_1 r_Q P_{\max}=1.05\times1.05\times1.4\times63.5=98.01kN$$

$$M_c=\frac{1}{4}F\cdot l=\frac{1}{4}\times98.01\times6=147kN\cdot m$$

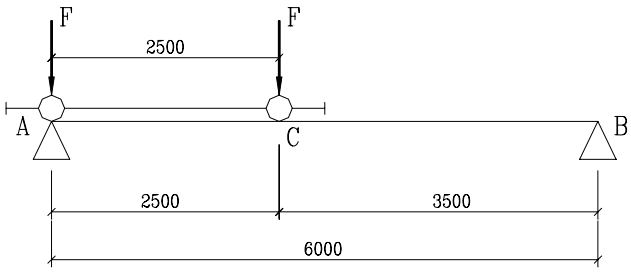
$$V_{c左}=-V_{c右}=\frac{F}{2}=49kN$$

2．求 $M_{T\max}$

$$T=\alpha_2 r_Q T_1=1\times1.4\times\frac{100+0.4\times100}{2\times2}\times0.1=4.9kN$$

$$M_{T\max}=\frac{4.9}{98.01}\times147=7.35kN\cdot m$$

3．求 $V_{\max}$



$$V_{\max}=\frac{98.01}{6}(3.5+6)=155.2kN$$

4. 求$V_{T\max}$

$$V_{T\max}=\frac{4.9}{98.01}\times 155.2=7.76kN$$

㈡ 截面估算：（$Q235$)

1．梁高：

①按经济条件确定：$W_{sh}=\frac{1.2\times 147\times 10^6}{215}=820465mm^3$

$$h=7\times\sqrt[3]{W_{sh}}-300=355mm$$

②按允许挠度值确定：

$$h_{\min}=0.6f\cdot l\cdot\left[\frac{l}{v}\right]\times 10^{-6}=0.6\times 215\times 6000\times 600\times 10^{-6}=464.4mm$$

③建筑净空无要求

∴ 取$h=550mm$

2．腹板厚度

①按经验公式：

$$t_w=7+3h=7+3\times 0.55=8.65mm$$

②按抗剪要求：

$$t_{w\min}=\frac{1.2V_{\max}}{h\cdot f}=\frac{1.2\times 155.2\times 10^3}{550\times 215}=1.57mm$$

③按局部挤压要求：

$$t_{w\min}=\frac{\psi\cdot F}{l_Z\cdot f}=\frac{1.5\times 98.01\times 10^3}{[2(15+2)+5]\times 10\times 0.95\times 215}=1.85mm$$

∴ 取$t_w=10mm$

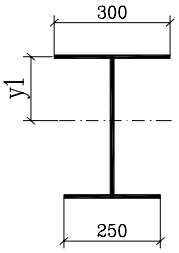
④局部要求：

$$\frac{550}{10}=55<80\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

3．翼缘尺寸：

顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/ 地信网论坛 BBS.3S001.COM

$$A = b \times t = \frac{W}{h} - \frac{1}{6} t_w h_w = \frac{820465}{550} - \frac{1}{6} \times 10 \times 550 = 575 mm^2$$



取 $A = 250 \times 12 = 3000 mm^2$

∴ 10t 吊车梁断面尺寸为：$I550 \times 300 \sim 250 \times 10 \times 12$

㈢ 验算：

1．截面特性：

$$A = 300 \times 12 + 250 \times 12 + 526 \times 10 = 11860 mm^2$$

$$y_1 = \frac{300 \times 12 \times 6 + 250 \times 12 \times 544 + 526 \times 10 \times 275}{11860} = 261.4 mm$$

$$y_2 = 550 - 261.4 = 288.6 mm$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 10 \times 526^3 + 10 \times 526 \times (275 - 261.4)^2$$
$$+ 300 \times 12 \times (261.4 - 6)^2 + 250 \times 12 \times (288.6 - 6)^2 = 596662459 mm^4$$

$$w_{1x} = \frac{I_x}{y_1} = \frac{596662459}{261.4} = 2282565 mm^3,$$

$$w_{2x} = \frac{I_X}{y_2} = \frac{596662459}{288.6} = 2067437 mm^3$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times 12 \times 300^3 + \frac{1}{12} \times 12 \times 250^3 = 42625000 mm^4$$

$$w_{1y} = \frac{I_Y}{x_1} = \frac{42625000}{125} = 341000 mm^3$$

$$w_{2y} = \frac{I_y}{x_2} = \frac{42625000}{150} = 284167 mm^3$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_Y}{A}} = 59.95 mm$$

$$\lambda_y = \frac{6000}{59.95} = 100.1 < 150$$

吊车梁上翼缘：$A_{上} = 300 \times 12 = 3600 mm^2$

$$I_{上y} = \frac{1}{12} \times 12 \times 300^3 = 27000000 mm^4$$

$$W_{上y} = \frac{27000000}{150} = 180000 mm^3$$

2．强度验算：

①正应力：

上翼缘正应力：$\sigma_{上} = \frac{M_{\max}}{W_{1x}} + \frac{M_T}{W_{上y}}$

$$= \frac{147 \times 10^6}{2282565} + \frac{7.35 \times 10^6}{180000} = 64.4 + 40.83 = 105.23 \, N/mm^2 < f$$

②剪应力：

突缘支座处剪应力：

$$\tau=\frac{1.2V_{\max}}{h_0\cdot t_w}=\frac{1.2\times155.2\times10^3}{550\times10}=33.86\,N/mm^2<f_V$$

③腹板局部稳定：

$$\sigma_c=\frac{\psi F}{t_w l_Z}=\frac{1.0\times98.01\times10^3}{10\times[50+2(120+2)]}=31.2\,N/mm^2<f$$

3．稳定性验算：

①整体稳定性：

$$\xi=\frac{l_1t_1}{b_1h_1}=\frac{6000\times12}{300\times550}=0.44<2$$

$$\beta_b=0.73+0.18\xi=0.73+0.18\times0.44=0.81$$

$$\eta_b=0.8(2\alpha_b-1)=0.8\left(2\times\frac{\frac{1}{12}\times12\times300^3}{\frac{1}{12}\times12\times300^3+\frac{1}{12}\times12\times250^3}-1\right)$$

$$=0.8(2\times0.633-1)=0.213$$

$$\psi_b=\beta_b\cdot\frac{4320}{\lambda_y^2}\cdot\frac{A\cdot h}{w_X}\left[\sqrt{1+\left(\frac{\lambda_Y t_1}{4.4h}\right)^2}+\eta_b\right]\times\frac{235}{f_Y}$$

$$=0.81\times\frac{4320}{100.1^2}\times\frac{11860\times550}{2282565}\left[\sqrt{1+\left(\frac{100.1\times12}{4.4\times550}\right)^2}+0.213\right]\times\frac{235}{235}$$

$$=0.81\times\frac{4320}{100.1^2}\times\frac{11860\times550}{2282565}\times1.329=1.326$$

$$\therefore\ \varphi_b'=0.832$$

$$\frac{M_x}{\varphi_b' w_x}+\frac{M_y}{r_y W_y}=\frac{147\times10^6}{0.832\times2282565}+\frac{7.35\times10^6}{1.2\times284167}$$

$$=77.4+21.55=98.95\,N/mm^2<f$$

②局部稳定：

a)翼缘：$\frac{b_1}{t}=\frac{150-5}{12}=12.08<15$

b)腹板：$\frac{h_0}{t_w}=\frac{526}{10}=52.6<80$

4．加劲肋计算：

①横向加劲肋的外伸宽度为：

$$b_S \geq \frac{h_0}{30}+40=\frac{526}{30}+40=57.5mm$$，取 $b_S=100mm$

横向加劲肋的厚度为：

$$t_S \geq \frac{b_S}{15}=\frac{100}{15}=6.7mm$$

∴横向加劲肋的尺寸为：-8×100

②支座加劲肋

采用 -20×300

$$A_0=20\times300=6000mm^2$$

$$A=A_0+15t_wt_w=6000+15\times10\times10=7500mm^2$$

$$I_z=\frac{1}{12}\times20\times300^3=45000000mm^4$$

$$i_z=\sqrt{\frac{I_z}{A}}=77.46mm$$

$$\lambda_z=\frac{h_0}{i_z}=6.79$$

a、强度验算：

$$\sigma=\frac{V_{\max}}{A_0}=\frac{155.2\times10^3}{6000}=25.87\,N/mm^2<f$$

b、整体稳定验算：

此截面属 b 类，查表得 $\varphi=0.996$

$$\sigma=\frac{V_{\max}}{\varphi A}=\frac{155.2\times10^3}{0.996\times7500}=20.78\,N/mm^2<f$$

5．疲劳计算：

本吊车为中级工作制吊车，不必进行疲劳验算。

6．刚度

$$w=\frac{M\cdot l^2}{10EI}=\frac{\frac{147}{1.05\times1.4}\times10^6\times6000^2}{10\times2.06\times10^5\times596662459}=2.93mm<[\frac{l}{600}]=10mm$$

7．焊缝连接计算

①上翼缘与腹板连接焊缝

上翼缘对中和轴面积矩：$S_1=300\times12\times261.4=941040mm^3$

取 $h_f=8mm$

BBS.3S001.COM

$$\tau_f=\frac{\psi F}{2\times0.7h_f l_z}=\frac{1.0\times98.01\times10^3}{2\times0.7\times8\times[2\times(120+12)+50]}=27.87\,N/mm^2$$

$$\sigma_{ZS}=\sqrt{21.86^2+27.87^2}=35.42\,N/mm^2<f_f^w$$

②下翼缘与腹板连接焊缝

下翼缘对中和轴面积矩：$S_2=250\times12\times288.6=865800mm^3$

$$\tau_f=\frac{V_{\max}S_2}{2\times0.7h_f I_z}=\frac{155.2\times10^3\times865800}{2\times0.7\times8\times596662459}=20.1\,N/mm^2<f_f^w$$

③支座加劲肋与腹板连接焊缝

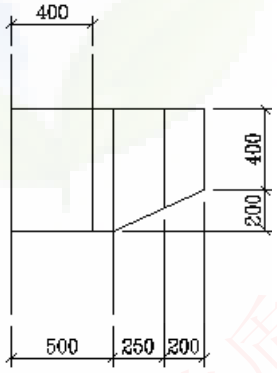
$$\tau_f=\frac{1.2V_{\max}}{2\times0.7h_f l_w}=\frac{1.2\times155.2\times10^3}{2\times0.7\times8\times(526-10)}=32.2\,N/mm^2<f_f^w$$

三、牛腿设计：

$V_{\max}=155.2kN$，$e=250+250=500mm$，

$M=V_{\max}\cdot e=155.2\times0.5=77.6kN\cdot m$

1．牛腿根部断面验算：



$I600\times250\times8\times12$

$$I_x=\frac{1}{12}\times8\times576^3+250\times12\times294^2\times2=646017984mm^4$$

$$W_x=\frac{646017984}{300}=2153393mm^3$$

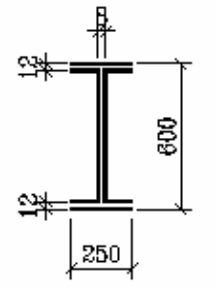
$$S_x=8\times288\times\frac{288}{2}+250\times12\times294=1213776mm^3$$

$$\sigma=\frac{M}{W}=\frac{77.6\times10^6}{2153393}=36.04\,N/mm^2$$

$$\tau=\frac{V\cdot S}{I\cdot t}=\frac{155.2\times10^3\times1213776}{646017984\times8}=36.45\,N/mm^2$$

$$\sqrt{\sigma^2+3\tau^2}=\sqrt{36.04^2+3\times36.45^2}=72.69\,N/mm^2$$

2．牛腿焊缝验算：



假设$h_f=8mm$

$$I_f=\frac{1}{12}\times0.7\times8\times576^3\times2+2(0.7\times8\times250\times300^2$$
$$+0.7\times8\times121\times288^2\times2)=655174194mm^4$$

$$W_f=\frac{65174194}{300}=2183914mm^3$$

$$A_f=0.7\times8\times576\times2+2(0.7\times8\times250+0.7\times8\times121\times2)=11961mm^2$$

$$\sigma_f = \frac{77.6\times10^6}{2183914} = 35.53\,N/mm^2$$

$$\tau_f = \frac{V}{A_f} = \frac{155.2\times10^3}{11961} = 12.98\,N/mm^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + {\tau_f}^2} = \sqrt{\left(\frac{35.53}{1.22}\right)^2 + 12.98^2} = 31.88\,N/mm^2 \le f_f^w$$

四、檩条计算

1．屋面檩条：（@1770）

恒载：

屋面板	$6\,kg/m^2$
保温层	$4\,kg/m^2$
檩　条	$6\,kg/m^2$
	$16\,kg/m^2$

活载：$50\,kg/m^2$

风载：$55\,kg/m^2$

由于恒载和活载组合情况下荷载大于恒载和风载组合情况，故仅须验算前者。

$$q = (16\times1.2 + 50\times1.4)\times1.77 = 157.9\,kg/m = 1.58\,kN/m$$

$$q_K = (16+50)\times1.77 = 116.82\,kg/m = 1.17\,kN/m$$

$C150\times60\times20\times2.5$

$I_x = 2365830mm^4$，$I_y = 335650mm^4$，$W_x = 31544mm^3$，$W_y = 17660mm^3$

$i_x = 57.92mm$，$i_y = 21.82mm$

$$\lambda_x = \frac{6000}{57.92} = 103.6$$

$$\lambda_y = \frac{3000}{21.82} = 137.5$$

$$\lambda_{\max} = 137.5 < [\lambda] = 150$$

$$M_x = \frac{1}{8}\times1.58\times\frac{10}{\sqrt{10^2+1}}\times6^2 = 7.07kN\cdot m$$

$$M_y = \frac{1}{8}\times1.58\times\frac{10}{\sqrt{10^2+1}}\times3^2 = 0.18kN\cdot m$$

$$\sigma = \frac{7.07\times10^6}{1.05\times31544} + \frac{0.18\times10^6}{1.2\times17660} = 221\,N/mm^2 \approx 1.03f$$

$$w=\frac{5\times1.17\times6000^4}{384\times2.06\times10^5\times2365830}=40.5mm\approx\frac{l}{150}$$

由于荷载取值偏大，故檩条还有安全储备。

2．墙面檩条：

恒载：$5\times\frac{1.6+0.4}{2}+30\times\frac{1.2}{2}=23^{kg}\!/_{m}=0.23^{kN}\!/_{m}$

风载：$0.55\times\frac{1.6+1.6}{2}=0.88^{kN}\!/_{m}$

$q_x=0.88^{kN}\!/_{m}$，$q_y=0.23^{kN}\!/_{m}$

$M_x=\frac{1}{8}\times0.88\times6^2=3.96KN\cdot m$

$M_y=\frac{1}{8}\times0.23\times3^2=0.26KN\cdot m$

$\sigma=\frac{3.96\times10^6}{1.05\times31544}+\frac{0.26\times10^6}{1.2\times17660}=131.83^{N}\!/_{mm^2}<f$

$w=\frac{5\times0.88\times6000^4}{384\times2.06\times10^5\times2365830}=30.47mm\approx\frac{l}{150}$

五、抗风柱设计



$q_x=0.55^{kN}\!/_{m^2}\times6\times1.4=4.62^{kN}\!/_{m}$

$M_x=\frac{1}{8}ql^2=\frac{1}{8}\times4.62\times9.1^2=47.82kN\cdot m$

$V=\frac{5}{8}ql=\frac{5}{8}\times4.62\times9.1=26.28kN$

$I350\times200\times6\times8$

$I_x=\frac{1}{12}\times6\times334^3+200\times8\times171^2\times2=112201052mm^4$

$W_x=\frac{112201052}{175}=641149mm^3$

$A=6\times334+200\times8\times2=5204mm^2$

$\sigma=\frac{M_x}{W_x}=\frac{47.82\times10^6}{641149}=74.58^{N}\!/_{mm^2}<f$

$\tau=\frac{V}{A}=\frac{26.28\times10^3}{5204}=5.05^{N}\!/_{mm^2}<f_v$

六、刚架设计

钢 结 构 设 计 总 说 明

一、总则

1、本车间结构体系为：单层单跨钢结构车间。

2、按建筑物重要性，结构抗震设防标准为丙类建筑；结构安全等级为二级，耐火等级为二级。主体结构的设计使用年限为 50 年。

3、本工程结构抗震设防烈度为 7 度；设计基本地震加速度值为 0.10g，第一组场地类别为 II 类。

4、本工程设计标高±0.000 相当于绝对标高　　m，图中所注标高均为相对标高，且以米为单位，其余均以毫米为单位。

二、设计依据

1、甲方之设计要求及已批准有关资料。

2、中华人民共和国国家标准和地方标准：

《钢结构设计规范》（GBJ17－88）

《建筑结构荷载规范》（GB50009－2001）

《建筑抗震设计规范》（GB50011－2001）

《冷弯薄壁型钢结构技术规范》（CECS102：98）

《轻型钢结构设计规程》（DBJ08－68－97）

三、设计荷载标准值

1、恒载：　结构自重（包括屋面板、檩条、保温层及刚架自重）

2、活载：　计算刚架　$0.3\,kN/m^2$　　计算檩条　$0.5\,kN/m^2$

3、雪载：　$0.20\,kN/m^2$

4、风载：　基本风压　$0.55\,kN/m^2$

四、材料

1、焊条

对于钢材 $Q345b$，手工焊时，用 $E50xx$ 型焊条，其性能应符合（GB5118－85）规定，自动或半自动焊时，采用（GBJ1300－77）的焊丝和相应的焊剂。

对于钢材 $Q235b$，手工焊时，用 $43xx$ 型焊条，其性能应符合（GB5117－85）规定，自动或半自动焊时，采用（GBJ1300－77）的焊丝和相应的焊剂。

2、粗制螺栓、螺母和垫圈（除屋面梁拼接处所用）采用（GB700－88）规定 $Q235a$ 钢制作。

3、高强螺栓、螺母和垫圈（屋面梁拼接用）采用《优质碳素结构钢技术条件》（GB700－88）中规定的钢材制成，10.9 级，其热处理、制作和技术要求应符合《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈与技术条件》中的规定。

4、钢结构主材采用 $Q235b$ 钢，檩条采用 $Q235b$ 钢，其机械性能（抗拉强度、延伸率、屈服强度、冷弯性能）和化学成分（C、Si、Mn、P、S 含量）应符合（GB700－88）之规定，且钢材都必须具备出厂证明和合格保证。

五、技术要求

1、本设计中的焊缝均为满焊，未注明的焊缝高度 $Hf = 6mm$，凡未注明的螺栓孔均为 $\Phi 17.5$，相应的螺栓为 C 级，$M16$。

2、加劲肋与翼缘腹板两侧均焊接。

3、刚架及其拼接缝采用完全焊透的对接焊缝，对接焊缝应符合（GBJ50205－95）规范要求，刚架不低于二级，其余焊接不低于焊接质量检验的三级标准。

六、结构制作

1、钢结构构件制作时，应严格按照国家《钢结构工程施工及制作规范》（GBJ50205－95）进行制作。

2、钢材加工前应进行矫正，使之平直，以免影响制作的精度。

3、焊接要求

⑴施焊时，应选择合理的焊接顺序，减少钢结构中产生的焊接应力和焊接变形，同时还可采用预热、锤击和整体回火等方法达到同样目的。

⑵对角焊的焊脚尺寸 $h_f\,(mm)$ 不得小于 $1.5\sqrt{t}$，t 为较厚焊件厚度，也不宜大于较厚焊件厚度的 1.2 倍。

七、结构安装

1、结构安装前应对构件进行全面检查，如构件的数量、长度、垂直度、安装接头处、螺栓孔之间的尺寸是否符合设计要求。

2、结构吊装时，应采取适当措施防止产生过大的弯扭变形。

3、结构吊装到位后，应及时系牢支撑及其他连系构件，保证结构的稳定性。

4、所有上部结构的吊装，必须在下部结构就位，校正并系牢支撑构件以后才能进行。

5、高强螺栓的施工要求

⑴为了使构件紧密地结合，贴面上严禁有电焊、气割、污点、毛刺等不洁物。

⑵安装前将螺栓和螺母配套好，并在螺母内涂抹少量矿物油。

⑶高强螺栓孔应采用钻成孔，高墙螺栓连接件表面采用喷砂处理（抗滑系数不低于 0.35）。

6、采用螺栓连接的部位，在构件安装就位校正后，需将螺栓丝扣打毛或将螺栓与螺母焊牢，以防松动。

7、严禁在负荷情况下对钢结构件任意部位施焊。

八、钢结构除锈、油漆及防火要求

1、所有钢结构制品，在刷防锈漆前需采用喷砂（抛丸）等方法除锈，将表面毛刺、油污及附着物清除干净，除锈等级达到 $Sa2.5$级，且钢构表面的除锈方法应符合《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》（GB8923）的规定。

2、除锈后刷环氧富锌防锈底漆两度，再刷与之相配的面漆两度，涂层干漆膜的总厚度要求：室外不小于 $150\mu m$，室内不小于 $125\mu m$。

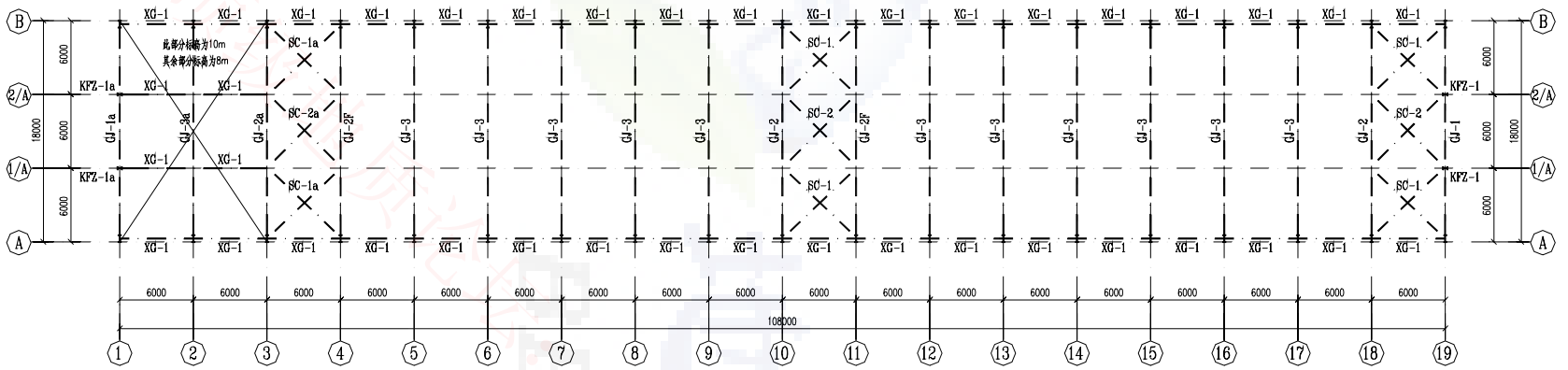
3、钢结构防火。本工程的火灾分为两类，防火等级为二级，柱不小于 2 小时，梁不小于 1.5 小时。

4、钢结构在使用过程中，应定期进行油漆维护。

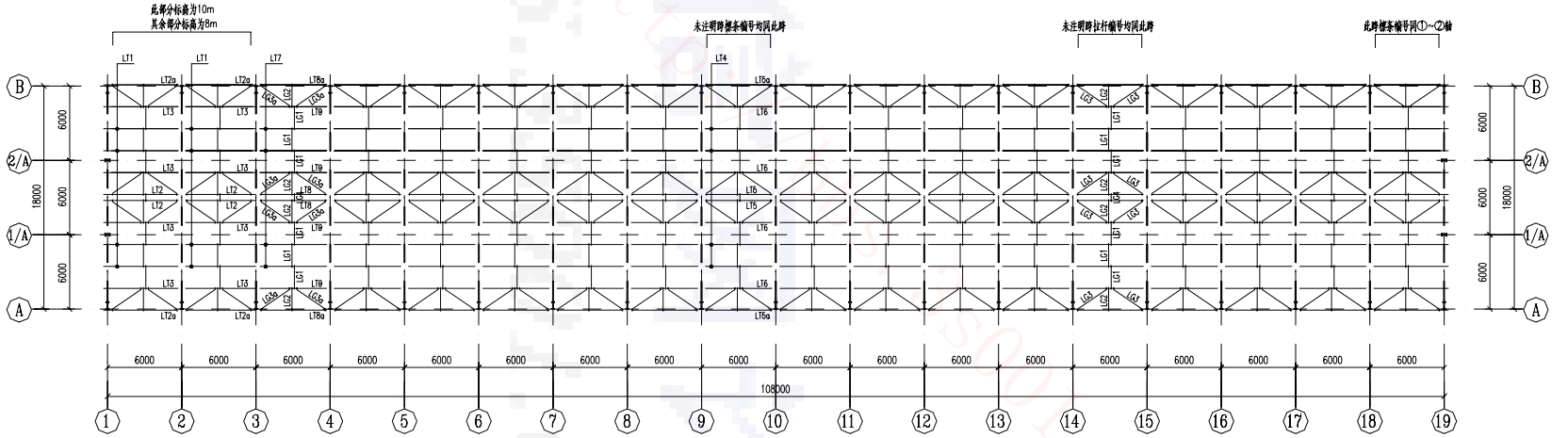
九、其他

1、土建设计及施工应为钢结构安装提供条件。

2、本设计应配合其他工种图纸一起施工，施工时应严格遵照有关规范和规程。



屋面结构布置图

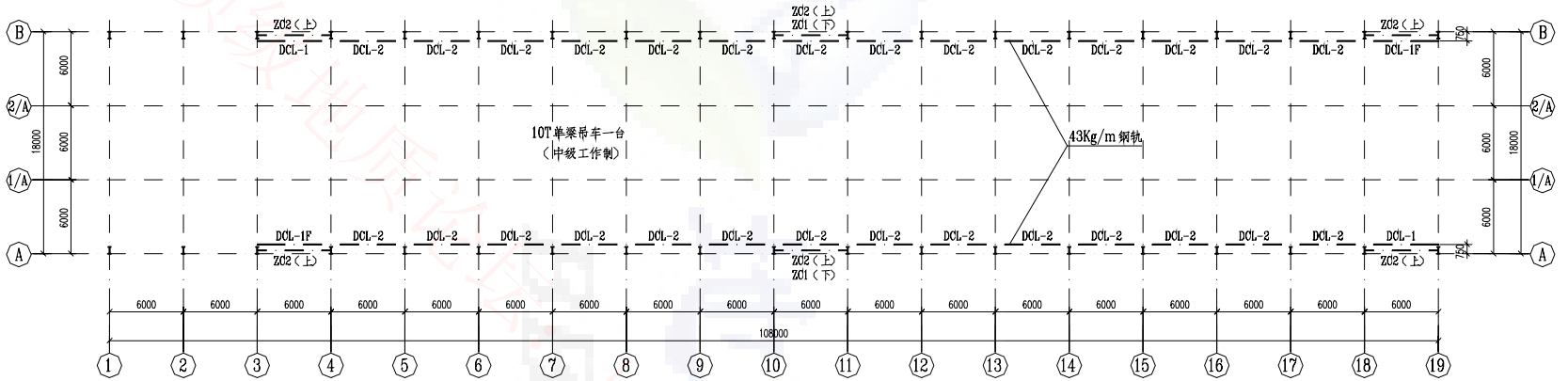


屋面结构布置图

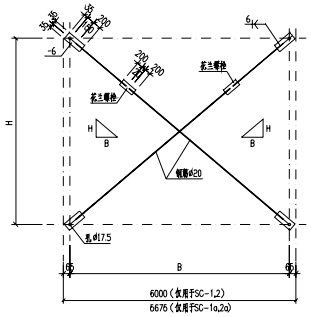
单位出图专用章盖章	个人执业专用章盖章		屋面结构布置图 屋面梁条布置图	工程编号	
		工程名称		日 期	
		项 目		图 别	结 施
				图 号	02

出图签章

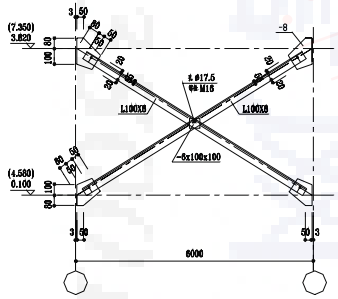
审定	审核	工程负责人	工种负责人	校对	设计	专业	会签



吊车梁及柱间支撑布置图

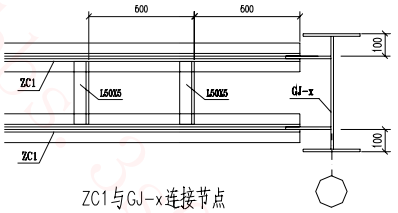


SC-1 (B=5870, H=6150)
SC-2 (B=5870, H=6700)
SC-1a (B=6635, H=5160)
SC-2a (B=6635, H=5700)

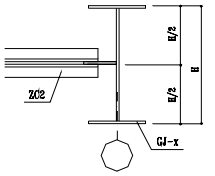


ZC1 (ZC2)

注：1. 柱间支撑加工时须按实际尺寸放样确定
2. 柱间支撑ZC1为双片
3. 有柱间支撑处屋有柱原加劲板取消



ZC1与GJ-x连接节点

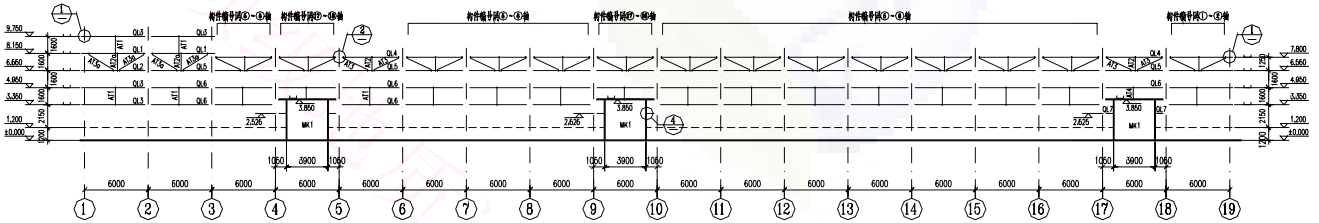


ZC2与GJ-x连接节点

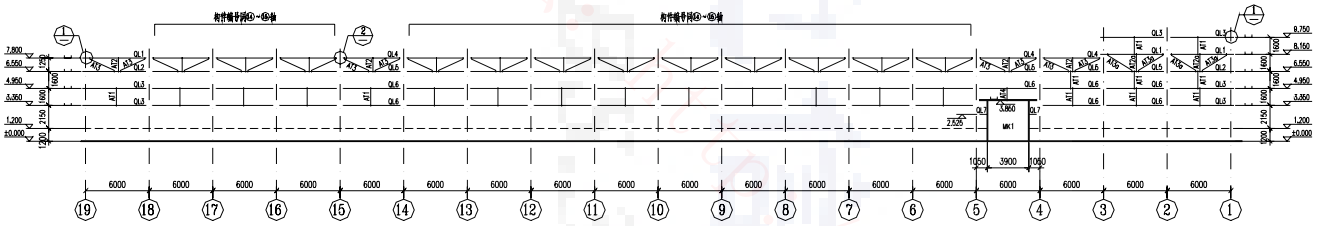
单位出图专用章盖章	个人执业专用章盖章					
		工程名称		吊车梁及柱间支撑布置图 SC-x ZC-x	工程编号	
		项目			日期	
					图别	结施
					图号	03

出图签章

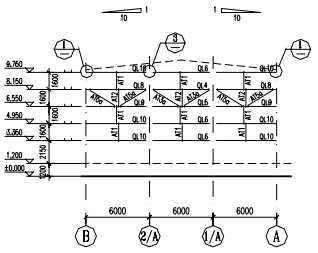
顶点地质信息科技有限公司 www.dingdian350001.com



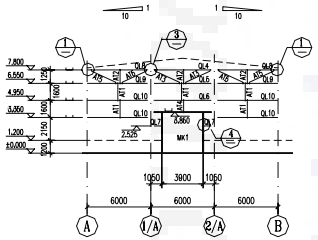
Ⓐ轴墙面檩条布置图



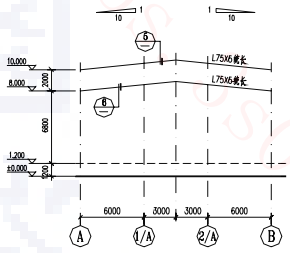
Ⓑ轴墙面檩条布置图



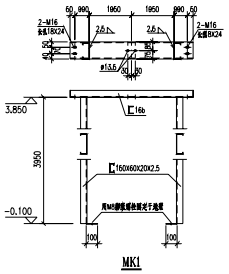
①轴墙面檩条布置图



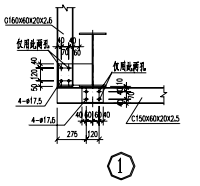
⑲轴墙面檩条布置图



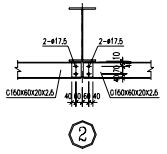
③轴墙面檩条布置图



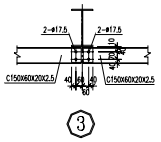
MK1



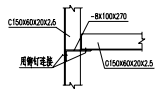
①



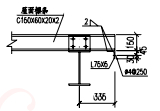
②



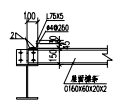
③



④

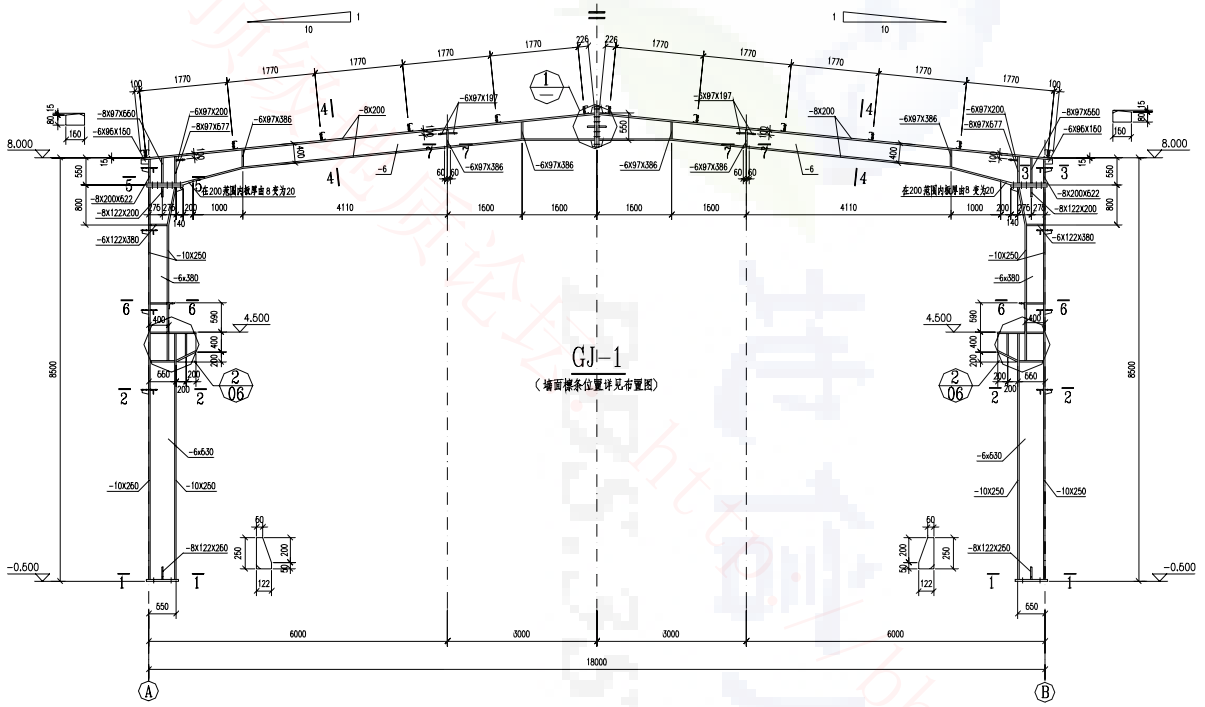


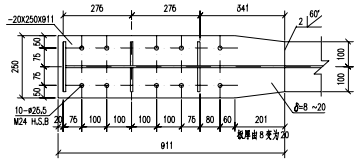
⑤



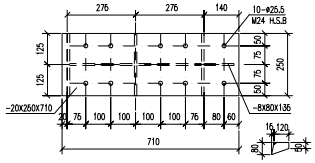
⑥

单位出图专用章盖章	个人执业专用章盖章	上海同大建筑设计事务所	墙面檩条布置图 MK1	工程编号	
		工程名称 上海华峰铝业有限公司		日 期 2001.11	由图签字
		项 目 生产车间		图 别 专 施	
				图 号 04	

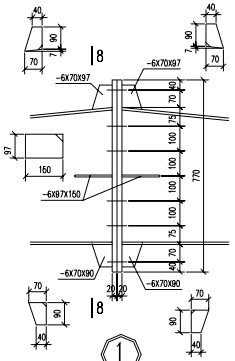


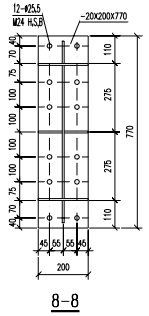


5-5
（用于梁端连接）

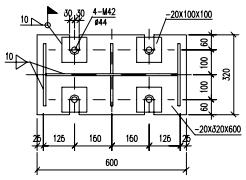


5-5
（用于柱梁连接）

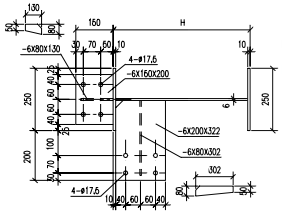




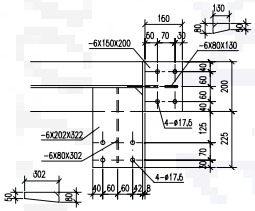
8-8



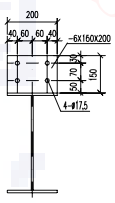
1-1



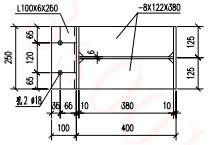
2-2



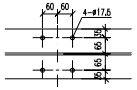
3-3



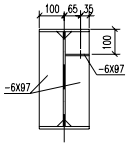
4-4



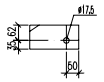
6-6



7-7
（屋面檩与抗风柱连接）



水平支撑与钢梁连接

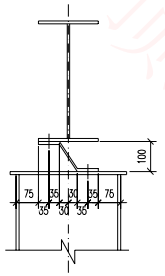


水平支撑连接板

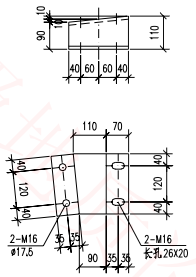
说明：1. 本图位置详见结施-02
2. 未注明焊缝高度均为hf=6mm，且为满焊
3. 未注明螺栓均为M16，孔Ø17.5
4. 所有的切角均为15

单位出图专用章盖章	个人执业专用章盖章						
		工程名称		GJ-1	工程编号		出图签章
		项目			日期		
					图别	结施	
					图号		

顶峰资源化 https://jzsc.mohurd.com

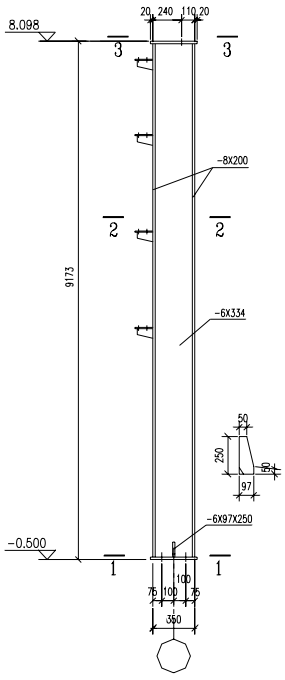


抗风柱与屋面梁连接节点



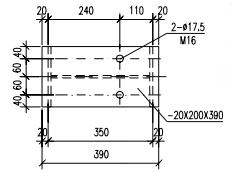
弹簧片大样

板厚为6mm

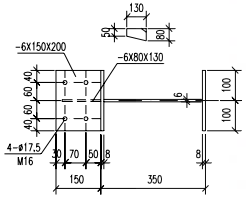


KFZ-1

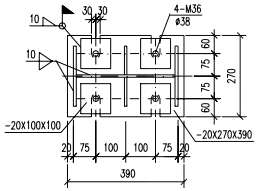
（墙面螺栓位置详见布置图）



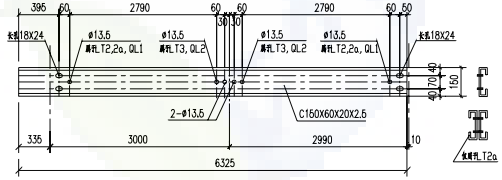
3-3



2-2

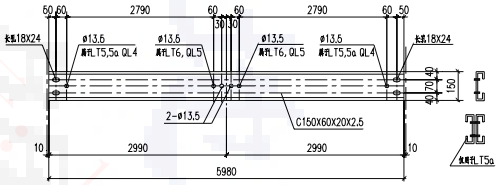


1-1



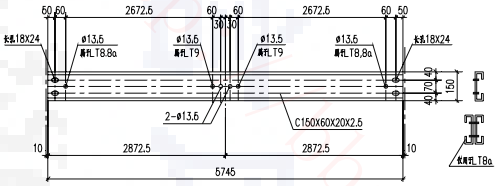
LT1, 2, 2a, 3

QL1, 2, 3

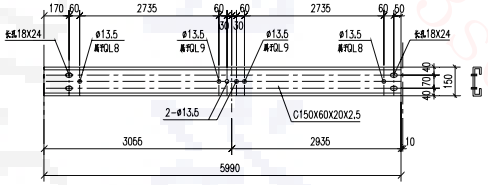


LT4, 5, 5a, 6

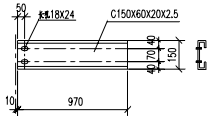
QL4, 5, 6



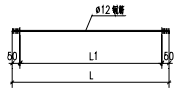
LT7, 8, 8a, 9



QL8, 9, 10



QL7

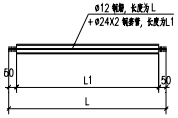


LG1(L1=1760, L=1850)

LG4(L1=484, L=684)

AT1(L1=1580, L=1680)

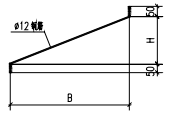
AT4(L1=1080, L=1180)



LG2(L1=1750, L=1850)

AT2(L1=1230, L=1330)

AT2a(L1=1680, L=1680)



LG3(B=2790, H=1750)

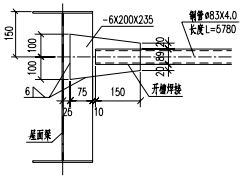
LG3a(B=2672.5, H=1750)

AT3(B=2790, H=1230)

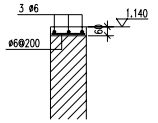
AT3a(B=2790, H=1580)

AT5(B=2736, H=1230)

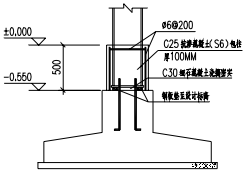
AT5a(B=2736, H=1580)



XG-1与GJ-x连接节点



窗台压顶示意



混凝土包钢柱示意

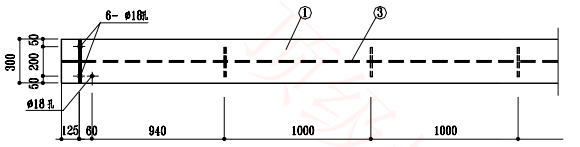
（有砖墙—钢柱包三砖墙外侧平）

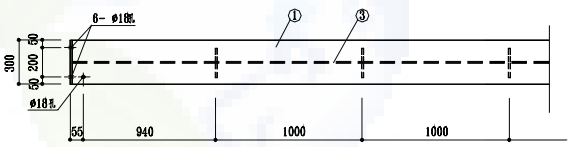
说明:

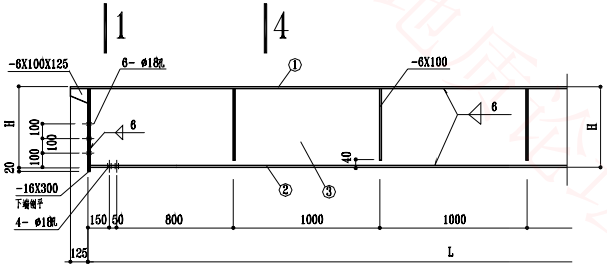
1. 本图位置详见结施--02, 03, 04
2. 未注明焊缝高度均为hf=6mm, 且为满焊
3. 未注明螺栓均为M16, 孔ø17.5
4. 所有的切角均为15

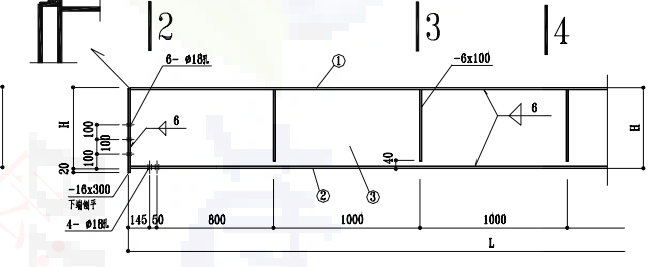
单位出图专用章盖章	个人执业专用章盖章			工程编号		出图签章
		工程名称	构件详图	日 期		
		项 目		图 别	结 施	
				图 号		

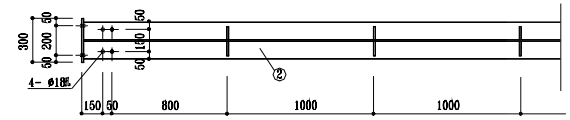
顶级土木论坛 http://bbs.3s001.com/

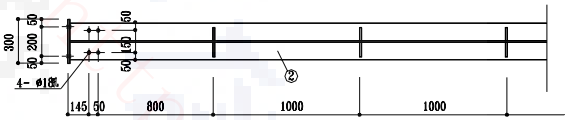






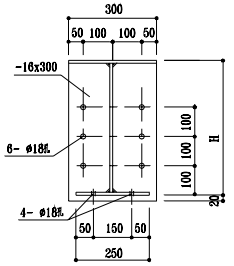




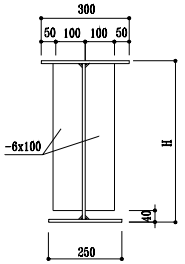


吊车梁边跨详图

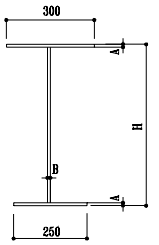
吊车梁中间跨详图



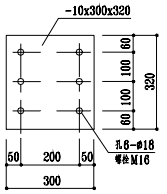
1- 1(2- 2)



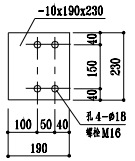
3- 3



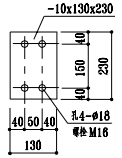
4-4



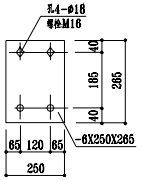
④号节点板



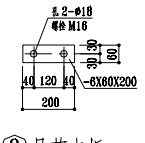
⑤号节点板



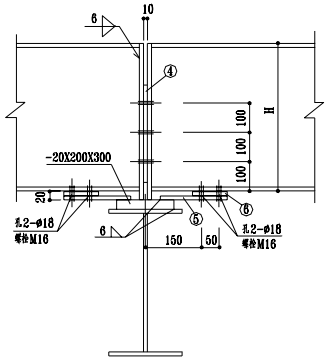
⑥号节点板



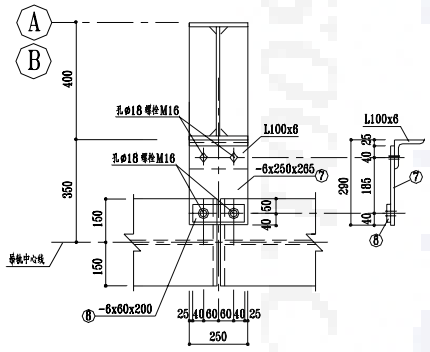
⑦号节点板



⑧号节点板



吊车梁与牛腿连接详图



吊车梁上翼缘与柱连接详图

构件编号	规格 H	A	B	长度 L	件号	规格	长度mm	数量 正	反
DCL-1 DCL-1F	550	12	10	5995	1	-12x300	6104		
					2	-12x250	5963		
					3	-10x526	5963		
DCL-2	550	12	10	5990	1	-12x300	5958		
					2	-12x250	5956		
					3	-10x526	5958		

说明：1. 本图平面位置详见结施－04

2. 图中未注明的孔为d=18.0，未注明的螺栓为M16，未注明的贴角焊缝高度为8mm，未注明长度的焊缝一律满焊。

3. 吊车梁、轨道及车挡的材料，焊缝连接、结构构造及安装要求参见≪G514(三)≫≪G514(五)≫的有关部分。

单位出图专用章盖章	个人执业专用章盖章	工程名称	吊车梁详图	工程编号	
		项目		日期	
				图别	结施
				图号	

出图答章

地信网论坛
BBS.3S001.COM
顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/

参考文献

[1]上海市标准，《轻型钢结构设计规程》（DBJ08-68-97），上海，1998；
[2]中国工程建设标准化协会标准，《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》（CECS102:98），北京，1999；
[3]中国工程建设标准化协会标准《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》（CECS102:2002）(送审稿)
[4]中华人民共和国国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》（GB500018-2002），中国建筑工业出版社，2002，北京；
[5]中华人民共和国国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》（GBJ18-87），北京；
[6]中华人民共和国国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17-88),北京；
[7]中华人民共和国国家标准《建筑结构荷载规范》（GB50009-2001），中国建筑工业出版社，2002，北京；
[8]建筑用压型钢板 GB/T 12755-91，北京，中国标准出版社，1991；
[9]罗邦富等编著，钢结构设计手册，中国建筑工业出版社 1989 年；
[10]严正庭等编著，钢与混凝土组合结构计算构造手册，中国建筑工业出版社 1996 年；
[11]张中权等编著，冷弯薄壁型钢结构设计手册，中国建筑工业出版社 1996 年；
[12]赵熙元等，建筑钢结构设计手册，冶金工业出版社，1995；
[13]汪一骏等，轻型钢结构设计指南（实例与图集），中国建筑工业出版社，ISBN 7-112-04335-7,2001；
[14]中国钢结构协会．建筑钢结构施工手册，中国计划出版社，2002；
[15]周学军主编，门式刚架轻型结构设计与施工，山东科学技术出版社，2001；
[16]沈祖炎主编，钢结构制作安装手册，中国建筑工业出版社，1998；
[17]张雄等，建筑功能材料，中国建筑工业出版社，2000；
[18]徐永基等编著，高层建筑钢结构设计，陕西科学技术出版社，1993；
[19]陈绍蕃，钢结构设计原理，科学出版社，1998，北京；
[20]陈骥，钢结构稳定理论与设计.科学出版社.2001；
[21]柴昶，受力蒙皮技术研究、应用及发展概况，工业建筑，1994（S1）；
[22]沈祖炎，冷弯薄壁型钢檩条与墙梁的设计，建筑结构，1998.8，p19-23；
[23]Alexander Newman，余洲亮译，金属建筑系统设计与规范，清华大学出版社,2001；
[24]S.T.Woolcock and S.Kitipornchai, M.A.Bradford. Design of Portal Frame Buildings .Australian Institute of Steel Construction.1999；
[25]Woolcock,S,T.and Kitipornchai,S.Tension members and self weight.Steel Constructure,ASIC 1(1),2-16. 1985；
[26]Wei-Wen Yu，Cold-formed Steel Design，WILEY，2000；
[27]Technical Manual Pre-Engineered Steel Buildings. ZAMIL STEEL BUILDINGS.Co.Ctd，1999；
[28]E.R.Bryan, Stressed skin design and construction: A state of the art report. The Structural Engineer, Vol.54,1976(9)
[29]J.M.Davies, Recent research advances in cold-formed steel structures, Journal of Constructional Steel Research 55(2000)
[30]Helmut C. Schulitz, Steel Construction Manual, Birkhaeuser Publishers, 2000；

[31]李国强，蒋首超，林桂祥.钢结构抗火计算与设计.北京：中国建筑工业出版社，2000
[32]钱令希：工程结构优化设计，北京：水利电力出版社，1983
[33]陈耿东：工程结构优化设计基础，北京：水利电力出版社，1983
[34]朱伯芳，黎展眉等：结构优化设计原理与应用，北京：水利电力出版社，1984
[35]刘鹏：门式刚架的优化设计，工业建筑：2001(7)：58-60
[36]Trahair,N.S.an Bradford,M.A.The Behavior and Design of Steel Structures to AS4100.1998；
[37]Gorenc,B.E.and Tinyou,R.(1984)，Steel Designers Handbook，NSW University Press, Sydney；
[40]宋子康等编，材料力学，同济大学出版社 ，1996。

地信网论坛 BBS.3S001.COM 顶级地质论坛 http://bbs.3s001.com/