

UDC

中华人民共和国国家标准

P



GB 50018—2002

冷弯薄壁型钢结构技术规范

Technical code of cold-formed thin-wall steel structures

2002-09-27 发布

2003-01-01 实施

中华人民共和国建设部
中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局

联合发布

中华人民共和国国家标准

冷弯薄壁型钢结构技术规范

Technical code of cold-formed thin-wall steel structures

GB 50018—2002

条文说明

主编部门：湖北省发展计划委员会

批准部门：中华人民共和国建设部

施行日期：2003 年 1 月 1 日

筑龙网

2002 北京

第 2 页

目 次

1	总 则	5
3	材 料	5
4	基本设计规定	5
4.1	设计原则	5
4.2	设计指标	7
4.3	构造的一般规定	8
5	构件的计算	8
5.1	轴心受拉构件	8
5.2	轴心受压构件	9
5.3	受弯构件	11
5.4	拉弯构件	11
5.5	压弯构件	12
5.6	构件中的受压板件	13
6	连接的计算与构造	21
6.1	连接的计算	21
6.2	连接的构造	23
7	压 型 钢 板	24
7.1	压型钢板的计算	24
7.2	型钢板的构造	25

8 檩条与墙梁	25
8.1 檩条的计算	25
8.2 檩条的构造	27
8.3 墙梁的计算	28
9 屋 架	28
9.1 屋架的计算	28
9.2 屋架的构造	29
10 刚 架	29
10.1 刚架的计算	29
10.2 刚架的构造	30
11 制作、安装和防腐蚀	31
11.1 制作和安装	31
11.2 防 腐 蚀	32

1 总 则

1.0.2 本条明确指出本规范仅适用于工业与民用房屋和一般构筑物的经冷弯（或冷压）成型的冷弯薄壁型钢结构的设计与施工，而热轧型钢的钢结构设计应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定。

1.0.3 本条对原规范“不适用于受有强烈侵蚀作用的冷弯薄壁型钢结构”有所放宽，虽然本次修订仍保持原规范钢材壁厚不宜大于 6mm 的规定，锈蚀后果比较严重，但随着钢材材质及防腐涂料的改进，冷弯型钢的应用范围日益扩大，目前我国已能生产壁厚 12.5mm 或更厚的冷弯型钢，与普通热轧型钢已无多大区别，故适当放宽。但受强烈侵蚀介质作用的薄壁型钢结构，必须综合考虑其防腐蚀的特殊要求。现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 中将气态介质、腐蚀性水、酸碱盐溶液、固态介质和污染土对建筑物长期作用下的腐蚀性分为四个等级，在有强烈侵蚀作用的环境中一般不采用冷弯薄壁型钢结构。

3 材 料

3.0.1 本规范仍仅推荐现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 中规定的 Q235 钢和《低合金高强度结构钢》GB/T 1951 中规定的 Q345 钢，原因是这两种牌号的钢材具有多年生产与使用的经验，材质稳定，性能可靠，经济指标较好，而其他牌号的钢材或因产量有限、性能尚不稳定，或因技术经济效果不佳、使用经验不多，而未获推荐应用。但本条中加列了“当有可靠根据时，可采用其他牌号的钢材”的规定，此外，在现行国家标准《碳素结构钢》中提出：“A 级钢的含碳量可以不作交货条件”，由于焊接结构对钢材含碳量要求严格，所以 Q235A 级钢不宜在焊接结构中使用。

3.0.6 本条提出在设计和材料订货中应具体考虑的一些注意事项。

4 基本设计规定

4.1 设计原则

4.1.3 新修订的国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 对结构重要性系数 γ_0 做了两点改变：其一， γ_0 不仅仍考虑结构的安全等级，还考虑了结构的设计使用年限；其二，将原标准 γ_0 取值中的“等于”均改为“不应小于”，给予不同投资者对结构安全度设计要求选择的余地。对于一般工业与民用建筑冷弯薄壁型钢结构，经统计分析

其安全等级多为二级，其设计使用年限为 50 年，故其重要性系数不应小于 1；对于设计使用年限为 25 年的易于替换的构件（如作为围护结构的压型钢板等），其重要性系数适当降低，取为不小于 0.95；对于特殊建筑物，其安全等级及设计使用年限应根据具体情况另行确定。

4.1.5 本条系参照现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定对于正常使用极限状态，应根据不同的设计要求，采用荷载的标准组合、频遇值组合或准永久组合。对于冷弯薄壁型钢结构来说，只考虑荷载效应的标准组合，采用荷载标准值和容许变形进行计算。

4.1.9 构件的变形和各种稳定系数，按理也应分别按净截面、有效截面或有效净截面计算，但计算比较繁琐，为了简化计算而作此规定，采用毛截面计算其精度在允许范围内。

4.1.10 现场实测表明，具有可靠连接的压型钢板围护体系的建筑物，其承载能力和刚度均大于按裸骨架算得的值。这种因围护墙体在自身平面内的抗剪能力而加强了的结构整体工作性能的效应称为受力蒙皮作用。考虑受力蒙皮作用不仅能节省材料和工程造价，还能反映结构的真实工作性能，提高结构的可靠性。

连接件的类型是发挥受力蒙皮作用的关键。用自攻螺钉、抽芯铆钉（拉铆钉）和射钉等紧固件可靠连接的压型钢板和檩条、墙梁等支承构件组成的蒙皮组合体具有可观的抗剪能力，可发挥受力蒙皮作用。采用挂钩螺栓等可滑移的连接件组成的组合体不具有抗剪能力，不能发挥受力蒙皮作用。

受力蒙皮作用的大小与压型钢板的类型、屋面和墙面是否开洞、支承檩条或墙梁的布置形式以及连接件的种类和布置形式等因素有关，为了对结构进行整体分析，应由试验方法对上述各部件组成的蒙皮组合体（包括开洞的因素在内）开展试验研究，确定相应的强度和刚度等参数。

图 1a 表示有蒙皮围护的平梁门式刚架体系在水平风荷载作用下的变形情况，整个屋面像平放的深梁一样工作，檐口檩条类似上、下弦杆，除受弯外，还承受轴向压、拉作用。

为把风荷载传给基础，山墙处可设置墙梁蒙皮体系，也可设交叉支撑体系。图 1b 表示有蒙皮围护的山形门式刚架体系，在竖向屋面荷载作用下的变形情况。两侧屋面类似于斜放的深梁受弯，屋脊檩条受压，檐口檩条受拉。为保证受力蒙皮作用，山墙柱顶水平处应设置拉杆。当承受水平风荷作用时，也有类似于图 1a 的受力情况。因此脊檩、檐口檩条和山墙部位是关键部位，设计中应予重视。

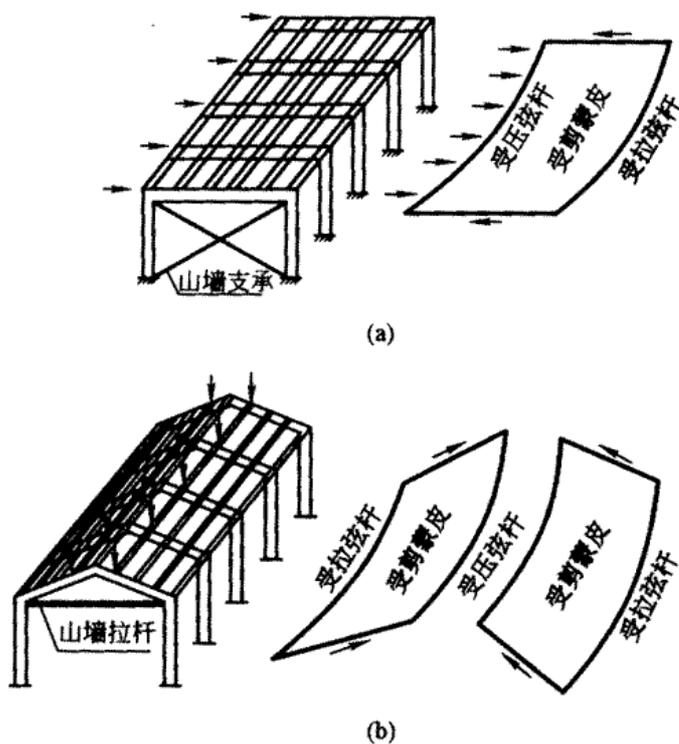


图 1 受力蒙皮作用示意图

由于考虑受力蒙皮作用，压型钢板及其连接等就成了整体受力结构体系的重要组成部分，不能随便拆卸。

4.2 设计指标

4.2.1、4.2.4、4.2.5 本规范对钢材的强度设计值、焊缝强度设计值仍按原规范取值，但 4.2.5 条中普通粗制螺栓，改为 C 级普通螺栓并对构件钢材为 Q345 钢中螺栓的承压强度设计值 f_c^b 之值有所降低。

4.2.2 (含附录 C) 冷弯薄壁型钢系由钢板或钢带经冷加工成型的。由于冷作硬化的影响，冷弯型钢的屈服强度将较母材有较大的提高，提高的幅度与材质、截面形状、尺寸及成型工艺等项因素有关，原规范利用塑性理论导得了此冷弯效应的理论公式，并经试验证实作了简化处理以方便使用。由于 80 年代方、矩形钢管的成型方式均为先将钢板经冷弯高频焊成圆管，然后再冲成方、矩形钢管（即圆变方）形成两次冷加工，故其与屈服强度提高因素有关的成型方式系数 η 取 1.7，对于圆管和其他开口型钢 η 取 1.0。近年来冷弯成型方式不断改进，由圆变方的已不是唯一的成型方式，可以由钢板一次成型成方、矩管，即少了一道冷加工工序，故本规范规定其他方式成型的方矩管 $\eta=1.0$ 。

4.2.3 经退火、焊接和热镀锌等热处理的冷弯薄壁型钢构件其冷弯硬化的影响已不复存

在，故作此规定。

4.3 构造的一般规定

4.3.1 本条仍保持了原规范对壁厚不宜大于 6mm 的限制。由于冷弯型钢结构与普通钢结构的主要区别在于结构材料成型方式的不同以及由此导致截面特性、材性及计算理论等方面的差异，按理不宜对冷弯型钢的壁厚加以限制，且随着冷弯型钢生产状况的改善及设备生产能力的日益发展，我国已能生产壁厚 12.5mm（部分生产厂的可达 22mm、国外为 25.4mm）的冷弯型钢，但由于实验数据不足及使用经验不多，所以仍保留壁厚的限制，但如有可靠依据，冷弯型钢结构的壁厚可放宽至 12.5mm。

5 构件的计算

5.1 轴心受拉构件

5.1.1 轴心受拉构件中的高强度螺栓摩擦型连接处，应按公式 5.1.1-2 和 5.1.1-3 计算其强度。这是因为高强度螺栓摩擦型连接系藉板间摩擦传力，而在每个螺栓孔中心截面处，该高强度螺栓所传递的力的一部分已在孔前传走，原规范考虑孔前板间的接触面可能存在缺陷，孔前传力系数可能不足一半，为安全起见，取孔前传力系数为 0.4，但根据试验，孔前传力系数大多数情况为 0.6，少数情况为 0.5，同时，为了与现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 协调一致，故在公式 5.1.1-2 中取孔前传力系数为 0.5。此外由于 $(1-0.5\frac{n_1}{n})N < N$ ，因此，除应按公式 5.1.1（计算螺栓孔处构件的净截面强度）外，尚需按公式 5.1.1-3 计算构件的毛截面强度。

5.1.2 当轴心拉力不通过截面弯心（或不通过 Z 形截面的扇性零点）时，受拉构件将处于拉、扭组合的复杂受力状态，其强度应按下列公式计算：

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \pm \frac{B}{W_\omega} \leq f \quad (1)$$

式中 N ——轴心拉力；

A_n ——净截面面积；

B ——双力矩；

W_ω ——毛截面的扇性模量。

有时，公式（1）中第 2 项翘曲应力 $\sigma_w (= B/W_w)$ 可能占总应力的 30% 以上，在这种情况下，不计双力矩 B 的影响是不安全的。

但是，双力矩 B 及截面弯扭特性（除有现成图表可查者外）的计算比较繁冗，为了简化设计计算，对于闭口截面、双轴对称开口截面等的轴心受拉构件，则可不计双力矩的影响，直接按第 5.1.1 条的规定计算其强度。

由于轴心受压构件、拉弯及压弯构件均有类似情况，故亦一并列入本条。

5.2 轴心受压构件

5.2.1 当轴心受压构件截面有所削弱（如开孔或缺口等）时，应按公式 5.2.1 计算其强度，式中 A_{en} 、为有效净截面面积，应按下列规定确定：

- 1 有效截面面积 A_e ，按本规范第 5.6.7 条中的规定算得；
- 2 若孔洞或缺口位于截面的无效部位，则 $A_{en} = A_e$ ；若孔洞或缺口位于截面的有效部位，则 $A_{en} = A_e -$ （位于有效部位的孔洞或缺口的面积）。
- 3 开圆孔的均匀受压加劲板件的有效宽度 b'_e ，可按下列公式确定。

当 $d_0/b \leq 0.1$ 时：

$$b'_e = b_e$$

当 $0.1 < d_0/b \leq 0.5$ 时：

$$b'_e = b_e - \frac{0.91d_0}{\lambda_c^2}$$

当 $0.5 < d_0/b \leq 0.7$ 时：

$$b'_e = b_e - \frac{1.11d_0}{\lambda_c^2}$$

$$\lambda_c = 0.53 \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

式中 d_0 ——孔径；

b_e ——相应未开孔均匀受压加劲板件的有效宽度，按第 5.6 节的规定计算；

b 、 t ——板件的实际宽度、厚度；

f_y ——钢材的屈服强度；

E ——钢材的弹性模量。

若轴心受压构件截面没有削弱，则仅需按公式 5.2.2 计算其稳定性而毋须计算其强度。

5.2.2 轴心受压构件应按公式 5.2.2 计算其稳定性。

通过理论分析和对各类开口、闭口截面冷弯薄壁型钢轴心受压构件的试验研究，证实轴心受压杆件的稳定性可采用单一柱子曲线进行计算。根据对现有试验结果的统计分析和计算比较，柱子曲线可由基于边缘屈服准则的 Perry 公式计算，式中之初始相对偏心率 ε_0 系按试验结果经分析比较确定。

5.2.3 闭口截面、双轴对称开口截面的轴心受压构件多系在刚度较小的主平面内弯曲失稳。不卷边的等边单角钢轴心受压构件系单轴对称截面，由于截面形心和剪心不重合，因此在轴心压力作用下，此类构件有可能发生弯扭屈曲。但若能保证等边单角钢各外伸肢截面全部有效，则在轴心压力作用下此类构件的扭转失稳承载能力比弯曲失稳承载能力降低不多。鉴于在冷弯薄壁型钢结构中，单角钢通常用于支撑等较为次要的构件，为避免计算过于繁琐，故近似将其归入本条。

对于受力较大的不卷边等边单角钢压杆，则宜作为单轴对称开口截面按第 5.2.4 条的规定计算。

5.2.4、5.2.5 近年来，国内有关单位对单轴对称开口截面轴心受压构件弯扭失稳问题所进行的更为深入的理论分析和试验研究表明，采用“换算长细比法”来计算此类构件的整体稳定性是可行的，故本规范仍沿用原规范的规定，但对其中扭转屈曲计算长度和约束系数 β 的取值作了更明确的定义，以使有关规定的物理意义更为明晰。

5.2.6 实腹式轴心受压直杆的弹性屈曲临界力通常均可不考虑剪切的影响，据计算，因剪切所致附加弯曲仅将使此类构件的欧拉临界力降低约 0.3% 左右。但是，对于格构式轴心受压构件来说，当其绕截面虚轴弯曲时，剪切变形较大，对构件弯曲屈曲临界力有显著影响，故计算此类构件的整体稳定性时，对虚轴应采用换算长细比来考虑剪切的影响。

本条根据理论推导，列出了几种常用的以缀板或缀条连接的双肢或三肢格构式构件换算长细比的计算公式。

本条有关格构式轴心受压构件单肢长细比 λ_1 的要求是为了保证单肢不先于构件整体

失稳。

5.2.7 格构式轴心受压构件应能承受按公式 5.2.7 算得的剪力。

格构式轴心受压构件由于在制作、运输及安装过程中会产生初始弯曲（通常假定构件的初始挠曲为一正弦半波，构件中点处的最大初挠曲值不大于构件全长的 $1/750$ ），同时，轴心力的作用存在着不可避免的初始偏心（根据实测统计分析，一般可取此初始偏心值为 0.05ρ ， ρ 系此构件的截面核心距），在轴心力作用下，此格构式轴心受压构件内将会产生剪力，以受力最大截面边缘屈服作为临界条件，即可求得公式 5.2.7 所示之杆内最大剪力 V 。

5.3 受弯构件

5.3.1~5.3.4 内容与原规范第 4.5.1 条~第 4.5.4 条基本相同。为了方便使用，在上述 3 个方面做了修订：

1 在计算梁的整体稳定系数时，一般都是对 x 轴（强轴）进行计算，而且本规范中的 x 轴大都是对称轴，因此对薄壁型钢梁而言，主要是计算 φ_{bx} ，故在附录 A 中第 A.2.1 条列出了 x 轴为对称轴的 φ_{bx} 计算公式，而 x 轴为非对称轴的情况，在梁中也可能碰到，在压弯杆件中常用，故在第 A.2.2 条列出了 x 轴为非对称轴时 φ_{bx} 的计算方法，以上本来都是写成一个公式，这次把一个公式分两条，突出了 x 轴是对称轴时的计算，也考虑了 x 轴为非对称轴时的情况，最大的好处是避免了可能出现的误解。

2 有时还要计算截面绕 y 轴（弱轴、弯曲时梁的整体稳定系数 φ_{by} 。一般都不写出 φ_{by} 的计算公式，而是由计算者自己按计算 φ_{by} 的公式来代换其中相对应的几何特性，不仅使用不方便，而且可能出错。故在第 A.2.3 条列出了 φ_{by} 的计算公式，不仅解决了上述问题，而且可以提高计算工效。

3 以往在计算梁的整体稳定系数时，还要用到一个计算系数 ξ_3 ，对于承受横向荷载的梁它小于 1。现在按更完善的理论分析和试验证明，它的值可取为 1，它在梁的整体稳定系数计算中不起任何作用，故取消了这个计算系数，更简化了计算。

5.4 拉弯构件

5.4.1 冷弯薄壁型钢结构构件的设计计算均不考虑截面发展塑性，而以边缘屈服作为其

承载能力的极限状态,故本条规定,在轴心拉力和2个主平面内弯矩的作用下,拉弯构件应按公式5.4.1计算强度,式中的截面特性均以净截面为准。考虑到在小拉力、大弯矩情况下截面上可能出现受压区,故在条文中加列了这种情况下净截面算法的规定。

5.5 压弯构件

5.5.1 在轴心压力和2个主平面内弯矩的共同作用下,压弯构件的强度应按公式5.5.1计算,考虑到构件截面削弱的可能性,式中的截面特性均应按有效净截面确定。

5.5.2 双轴对称截面的压弯构件,当弯矩作用于对称平面内时,计算其弯矩作用平面内稳定性的相关公式5.5.2-1是根据边缘屈服准则,假定钢材为理想弹塑性体,构件两端简支,作用着轴心压力和两端等弯矩,并考虑了初弯曲和初偏心的综合影响,构件的变形曲线为半个正弦波,这些理想条件均满足的前提下导得的,在此基础上,引入计算长度系数来考虑其他端部约束条件的影响,以等效弯矩系数 β_m 来表征其他荷载情况(如不等端弯矩,横向荷载等)的影响,此外,公式5.5.2-1还考虑了轴心力所致附加弯矩的影响,因此,该式可用于各类双轴对称截面压弯构件弯矩作用平面内稳定性的计算。

双轴对称截面的压弯构件,当弯矩作用在最大刚度平面内时,应按公式5.5.2-2计算弯矩作用平面外的稳定性,此式系按弹性稳定理论导出的直线相关公式(对双轴对称截面的压弯构件,一般是偏于安全的),与轴心受压构件及受弯构件整体稳定性的计算公式自然衔接,且考虑了不同截面形状(开口或闭口截面)、荷载情况及侧向支承条件的影响,适用范围较为广泛。

5.5.4 对于图2所示的单轴对称开口截面压弯构件,当弯矩作用于对称平面内时,除应按公式5.5.2-1计算其弯矩作用平面内的稳定性外,尚应按公式5.2.2计算其弯矩作用平面外的稳定性,但式中的轴心受压构件稳定系数 φ 应按由单轴对称开口截面压弯构件弯扭屈曲理论算得的用公式5.5.4-1:表述的换算长细比 λ_ω 确定。近年来所进行的大量较为系统的试验结果证实,上述“换算长细比法”是可行的。此外,考虑到横向荷载作用位置对构件平面外稳定性的影响,在公式5.5.4-2中加列了 $\xi_2 e_a$ 项,其中 ξ_2 是横向荷载作用位置的影响系数, e_a 系横向荷载作用点到弯心的距离,规定当横向荷载指向弯心时, e_a 为负值,横向荷载离开弯心时, e_a 为正值。

理论计算和试验研究表明,对于常用的单轴对称开口截面压弯构件而言,若作用于

对称平面内的弯矩所致等效偏心距位于截面弯心一侧，且其绝对值不小于 $\frac{e_0}{2}$ (e_0 为截面形心至弯心距离) 时，构件将不会发生弯扭屈曲，故本条规定此时毋需计算其弯矩作用平面外的稳定性，以方便设计计算。

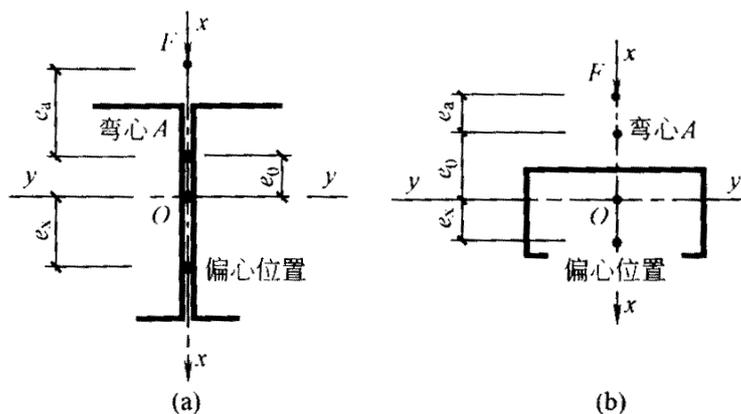


图 2 单轴对称开口截面压弯构件示意图

5.5.5 公式 5.5.5-1 和公式 5.5.5-2 均系半经验公式，是考虑到与轴心受压构件及受弯构件的整体稳定性计算公式的自然衔接和协调，并与有限试验结果做了分析、比较后确定的。

5.5.6 双轴对称截面的双向压弯构件稳定性的计算公式 5.5.6-1 和公式 5.5.6-2 均系半经验式，是考虑到和轴心受压构件、受弯构件及单向压弯构件的稳定性计算公式的衔接和协调，且与有关理论研究成果及少量试验资料作了对比分析后确定的。

5.5.7、5.5.8 格构式压弯构件，除应计算整个构件的强度和稳定性外，尚应计算单肢的强度和稳定性，以保证单肢不致先于整体破坏。

计算缀板和缀条的内力时，不考虑实际剪力和由构件初始缺陷所产生的剪力（由本规范第 5.2.7 条确定）的叠加作用（因为两者叠加的概率是很小的），而取两者的较大剪力较为合理。

5.6 构件中的受压板件

5.6.1 本条所指的加劲板件即为两纵边均与其他板件相连接的板件；部分加劲板件即为一纵边与其他板件相连接，另一纵边由符合第 5.6.4 条要求的卷边加劲的板件；非加劲板件即为一纵边与其他板件相连接，另一纵边为自由边的板件。例如箱形截面构件的腹板和翼板都是加劲板件；槽形截面构件的腹板是加劲板件，翼缘是非加劲板件；卷边槽形截面构件的腹板是加劲板件，翼缘是部分加劲板件。

根据上海交通大学、湖南大学和南昌大学对箱形截面、卷边槽形截面和槽形截面的轴心受压、偏心受压板件的 132 个试验所得数据的分析，发现不论是哪一类板件都具有屈曲后强度，都可以采用有效截面的方式进行计算。因此本次修改不再采用原规范第 4.6.4 条关于非加劲板件及非均匀受压的部分加劲板件应全截面有效的规定。

板件按有效宽厚比计算时，有效宽厚比除与板件的宽厚比、所受应力的分布情况和板件纵边的支承类型等因素有关外，还与邻接板件对它的约束程度有关。原规范在确定板件的有效宽厚比时，没有考虑邻接板件的约束影响。本条对此做了修改，增加了邻接板件的约束影响。

以上两点是本次修改时根据试验结果对本条所做的主要修改。

由于考虑相邻板件的约束影响后，确定板件有效宽厚比的参数数目又有增加，如仍采用列表的方式确定板件的有效宽厚比，表格量将大幅增加，于使用不便，因此本条采用公式确定板件的有效宽厚比。

根据对试验数据的分析，对于加劲板件、部分加劲板件和非加劲板件的有效宽厚比的计算，都可以采用一个统一的公式，即公式 5.6.1-1 至公式 5.6.1-3 公式中的计算系数 ρ 考虑了相邻板件的约束影响、板件纵边的支承类型和板件所受应力的分布情况。

$$\rho = \sqrt{\frac{205k_1k}{\sigma_1}} \quad (2)$$

式中 k ——板件受压稳定系数，与板件纵边的支承类型和板件所受应力的分布情况有关；

k_1 ——板组约束系数，与邻接板件的约束程度有关；

σ_1 ——受压板件边缘的最大控制应力 (N/mm^2)，与板件所受力的各种情况有关。

如计算中不考虑板组约束影响，可取板组约束系数 $k_1=1$ ，此时计算得到的有效宽厚比的值与原规范的基本相符。

目前国际上已有不少国家采用统一的公式计算加劲板件、部分加劲板和非加劲板件的有效宽厚比，而统一公式的表达形式因各国依据的实验数据而有所不同。

本次修改对受压板件有效截面的取法及分布位置也做了修改（见第 5.6.5 条），规定截面的受拉部分全部有效，有效宽度按一定比例分置在受压的两侧。因此，有效宽厚

比计算公式 5.6.1-1 至公式 5.6.1-3 的右侧为板件受压区的宽度 b_c ，即有效宽厚比用受压区宽厚比的一部分来表示。

有效宽厚比的计算公式由三段组成：第一段为当 $b/t \leq 18a\rho$ 时，板件全部有效；第三段为当 $b/t > 38a\rho$ 时，板件的有效宽厚比为一常数 $25a\rho \frac{b_c}{b}$ ；第二段即 $18a\rho < b/t < 38a\rho$ 时为过渡段，衔接第一段与第三段。对于均匀受压的加劲板件（即 $a=1, \rho=2, b_c=b$ ），当 $b/t \leq 36$ 时，板件全部有效；当 $b/t \geq 76$ 时，板件有效宽厚比为常数 50。原规范为当 $b/t \leq 30$ 时，板件全部有效；当 $b/t \geq 60$ 时，板件有效宽厚比为常数 45；但当 $b/t \geq 130$ 后，板件有效宽厚比又有增加。原规范的数值是根据当时所做试验结果制订的，当时箱形截面试件是由两槽形截面焊接而成。由于焊接应力较大，使数值有所降低。考虑到目前型材供应的改善，焊接应力会相应降低，这次修改对数值适当提高。美国和欧洲规范的数值为：当 $b/t \leq 38$ 时，板件全部有效；当 b/t 巨大时，板件有效宽厚比渐近于 56.8。当 $b/t=76$ 时，有效宽厚比为 47.5，相当于本规范的 95%。因此，本规范的数值与美国和欧洲规范比较接近。

5.6.2 本条给出了第 5.6.1 条有关公式中需要的板件受压稳定系数 k 的计算公式。这些公式均为根据薄板稳定理论计算的结果经过回归得到的。

5.6.3 本条给出了第 5.6.1 条有关公式中需要的板组约束系数 k_1 的计算公式。板组约束系数与构件截面的形式、截面组成的几何尺寸以及所受的应力大小和分布情况等有关。根据上海交通大学、湖南大学和南昌大学对箱形截面、带卷边槽形截面和槽形截面的轴心受压、偏心受压构件 132 个试验所得数据的分析，发现不同的截面形式和不同的受力状况时，板组约束系数是有区别的，但对于常用的冷弯薄壁型钢构件的截面形式和尺寸其变化幅度不大。

考虑到构件的有效截面特性与板组约束系数的关系并不十分敏感，为了使用上的方便，对加劲板件、部分加劲板件和非加劲板件采用了统一的板组约束系数计算公式。

板件的弹性失稳临界应力为：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 Ek}{12(1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (3)$$

式中 k ——板件的受压稳定系数；

E ——弹性模量；

μ ——泊桑系数;

b ——板件的宽度;

t ——板件的厚度。

式(3)表明板件的临界应力与稳定系数 k 和宽厚比 b/t 有关,为了简便,式(3)可表示为:

$$\sigma_{cr} = A \frac{k}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4)$$

图3表示一由板件组成的卷边槽形截面,腹板宽度为 ω ,翼缘宽度为 f 厚度均为 t 。作用于腹板的板组约束系数用 k_{1w} 表示,作用于翼缘的板组约束系数用的表示,腹板的弹性临界应力了 σ_{crw} 和翼缘的弹性临界应力 σ_{crf} 可分别用下式表示:

$$\sigma_{crw} = A \frac{k_w k_{1w}}{\left(\frac{\omega}{t}\right)^2} \quad (5)$$

$$\sigma_{crf} = A \frac{k_f k_{1f}}{\left(\frac{f}{t}\right)^2} \quad (6)$$

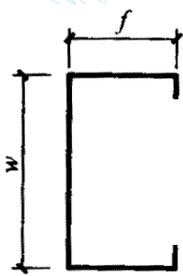


图3 卷边槽形截面

当考虑板组稳定时,应有 $\sigma_{crw} = \sigma_{crf}$ 将式(5)和式(6)代入,则有:

$$\frac{k_{1f}}{k_{1w}} = \left(\frac{f}{\omega} \sqrt{\frac{k_w}{k_f}}\right)^2 \quad (7)$$

令

$$\xi_w = \frac{f}{\omega} \sqrt{\frac{k_w}{k_f}} \quad (8)$$

得
$$\frac{k_{1f}}{k_{1w}} = \xi_w^2 \quad (9)$$

式(9)表示按板组弹性失稳时,两块相邻板的板组约束系数之间的应有关系,即翼缘的板组约束系数 k_{1f} 和腹板的板组约束系数 k_{1w} 之间应有的关系。

本条在根据试验数据拟合板组约束系数 k_1 的计算公式(3)至公式(5)时,也考虑了公式(9)所表示的关系。

表1至表6是试验数据与按第5.6.1条至第5.6.3条的规定计算得到的理论结果的比较,表中还列出了按原规范和按美国规范的计算结果。比较结果表明,这次修改是比较满意的。

表1 34根箱形截面试件的试验结果 N_t 与各种方法计算结果 N_c 的比较 N_t/N_c

方法 指标	本规范方法考 虑板组约束	本规范方法不 考虑板组约束 ($k_1=1$)	原规范方法 (GBJ 18-87)	美国规范方法
平均值	1.14	1.14	1.06	1.20
均方差	0.199	0.195	0.240	0.200
最大值	1.72	1.72	1.72	1.72
最小值	0.88	0.85	0.77	0.89

表3 8根短柱、7根长柱卷边槽形截面最大压应力在卷边边的试件的
试验结果 N_t 与各种方法计算结果 N_c 的比较 N_t/N_c

方法 指标	本规范方法考 虑板组约束		本规范方法不考 虑板组约束 ($k_1=1$)		原规范方法 (GBJ 18-87)		美国规范方法	
	短柱	长柱	短柱	长柱	短柱	长柱	短柱	长柱
平均值	1.081	1.113	0.991	1.080	1.024	1.072	0.881	0.907
均方差	0.188	0.102	0.159	0.075	0.156	0.095	0.083	0.068
最大值	1.318	1.361	1.202	1.268	1.211	1.259	1.054	0.031
最小值	0.740	0.910	0.727	0.967	0.754	0.902	0.732	0.749

表 4 14 根槽形截面最大压应力在支承边的试件的
试验结果 N_t 与各种方法计算结果 N_c 的比较 N_t / N_c

方法 指标	本规范方法考 虑板组约束	本规范方法不 考虑板组约束 ($k_1=1$)	原规范方法 (GBJ 18-87)	美国规范方法
平均值	0.138	1.106	1.993	1.480
均方差	0.141	0.143	0.250	0.498
最大值	1.349	1.356	2.480	2.510
最小值	0.879	0.873	1.640	0.900

表 5 24 根槽形截面最大压应力在自由边的试件的
试验结果 N_t 与各种方法计算结果 N_c 的比较 N_t / N_c

方法 指标	本规范方法考 虑板组约束	本规范方法不 考虑板组约束 ($k_1=1$)	原规范方法 (GBJ 18-87)	美国规范方法
平均值	1.097	1.180	2.227	1.318
均方差	0.199	0.246	0.655	0.471
最大值	1.591	1.763	4.091	2.348
最小值	0.800	0.785	1.276	0.675

表 6 10 根槽形截面腹板非均受压试件的
试验结果 N_t 与各种方法计算结果 N_c 的比较 N_t / N_c

方法 指标	本规范方法考 虑板组约束	本规范方法不 考虑板组约束 ($k_1=1$)	原规范方法 (GBJ 18-87)	美国规范方法
平均值	0.967	0.967	1.261	0.989
均方差	0.136	0.137	0.400	0.450
最大值	1.190	1.194	1.806	1.245
最小值	0.758	0.762	0.762	0.802

表 1 至表 6 表明，与试验结果相比考虑板组约束与不考虑板组约束的计算结果在平均值与均方差方面差别不大，但在某些情况下，两者可以有较大差别，不考虑板组约束有时会偏于不安全，有时则会偏于过分保守，可由下列两例看出。

例 1：箱形截面，轴心受压。

1. 不考虑板组约束。

$$k=4, k_1=1, \sigma_1=205, \rho=2 \qquad b/t=120$$

$$\text{短边: } b/t=20 < 18\rho=36, b_e/t=20 \qquad \square \quad b/t=20$$

$$\text{长边: } b/t=120 > 38\rho=76, b_e/t=50$$

$$\text{故: } A_e = (2 \times 20 + 2 \times 50)t^2 = 140t^2$$

2. 考虑反组约束。

$$k=4, k_c=4, \psi=1, b_c=b, a=1, \sigma_1=205$$

k_1 计算：

$$\text{长边: } \xi = 20/120 = 1/6, k_1 = 1/\sqrt{\xi} = 2.5 > 1.7, \text{ 取 } 1.7$$

$$\text{短边: } \xi = 20/120 = 6, k_1 = 0.11 + 0.93/(\xi - 0.05)^2 = 0.136$$

b_e/t 计算：

$$\text{长边: } \rho = \sqrt{k_1 k} = 2.6, b/t=120 > 38\rho=99, b_e/t=25\rho=65$$

$$\text{短边: } \rho = \sqrt{k_1 k} = 0.74, 18\rho=13 < b/t=20 < 38\rho=28$$

$$b_e/t = \left(\sqrt{\frac{21.8\rho}{b/t}} - 0.1 \right) \cdot \frac{b_c}{t} = 16$$

$$\text{故: } A_e = (2 \times 16 + 2 \times 65)t^2 = 162t^2$$

结论：不考虑板组约束过于保守。

例 2 箱形截面，轴心受压。

1. 不考虑板组约束。

$$k=4, k_1=1, \sigma_1=205, \rho=2$$

$$\text{短边: } b/t=76=38\rho=76, b_e/t=25\rho=50$$

长边: $b/t=120 > 38\rho=76$, $b_c/t=50$ $b/t=180$

故: $A_e = (2 \times 50 + 2 \times 50)t^2 = 200t^2$  b/t

2. 考虑板组约束

$k=4$, $k_c=4$, $\psi=1$, $b_c=b$, $a=1$, $\sigma_1=205$

k_1 计算:

长边: $\xi = 76/180 = 0.422$, $k_1 = 1/\sqrt{\xi} = 1.54$

短边: $\xi = 180/76 = 2.368$, $k_1 = 0.11 + 0.93/(\xi - 0.05)^2 = 0.283$

b_e/t 计算:

长边: $\rho = \sqrt{k_1 k} = 2.48$, $b/t=180 > 38\rho=94$, $b_e/t=25\rho=62$

短边: $\rho = \sqrt{k_1 k} = 1.06$, $b/t=76 > 38\rho=40.28$, $b_e/t=25\rho=26.5$

故: $A_e = (2 \times 26.5 + 2 \times 62)t^2 = 177t^2$

结论: 不考虑板组约束偏于不安全。

结论: 不考虑板组约束偏于不安全。

对于其他截面形式及受力状况也都有这种情况, 不再列举。

从以上例子可以看出, 考虑板组约束作用是合理的。

5.6.4 本条规定的卷边高厚比限值是按其作为边加劲的最小刚度要求以及在保证卷边不先于平板局部屈曲的基础上确定的。

5.6.5 本条规定了受压板件有效截面的取法及位置。原规范为了方便设计计算, 采用了将有效宽度平均置于板件两侧的方法。

但当板件上的应力分布有拉应力时, 往往会出现截面中受拉应力作用的部位也不一定全部有效, 这不尽合理。本条做了修改, 规定截面的受拉部分全部有效, 板件的有效宽度则按一定比例分置在受压部分的两侧。

5.6.6 本条规定了轴心受压圆管构件保证局部稳定的圆管外径与壁厚之比的限值, 该限值是按理想弹塑性材料推导得到的。

5.6.7 轴心受压构件截面上承受的最大应力是由压杆整体稳定控制的, 其值为 φ 。因此, 在确定截面上板件的有效宽度时, 宜将 φ 作为板件的最大控制应力 σ_1 。

5.6.8 构件中板件的有效宽厚比与板件所受的压应力分布不均匀系数 ψ 及最大压应力 σ_{\max} 有关。本条规定是关于拉弯、压弯和受弯构件中受压板件不均匀系数 ψ 和最大压应力值的计算，并据此按照第5.6.1条的规定计算受压板件的有效宽厚比。

压弯构件在受力过程中由于压力的 $P-\Delta$ 效应，其受力具有几何非线性性质，使截面上的内力和应力分布的计算比较复杂，为了简化计算，同时考虑到压弯构件一般由稳定控制，计及 $P-\Delta$ 效应后截面上的最大应力大多是用足的或相差不大，因此本条规定截面上最大控制应力值可取为钢材的强度设计值 f ，同时截面上各板件的压应力分布不均匀系数 ψ 可取按构件毛截面作强度计算时得到的值，不考虑双力矩的影响。各板件中的最大控制应力则由截面上的强渣设计值 f 和各板件的应力分布不均匀系数 ψ 推算得到。

受弯及拉弯构件因没有或可以不考虑 $P-\Delta$ 效应，截面上各板件的应力分布不均匀系数 ψ 及最大压应力值均取按构件毛截面作强度计算得到的值，不考虑双力矩的影响。

6 连接的计算与构造

6.1 连接的计算

6.1.2 以美国康奈尔大学为主的AWS结构焊接委员会第11分委员会，在试验研究的基础上，于1976年提出了薄板结构焊接标准的建议，其中给出了喇叭形焊缝的设计方法。试验证明，当被连板件的厚度 $t \leq 4.5\text{mm}$ 时，沿焊缝的横向和纵向传递剪力的连接的破坏模式均为沿焊缝轮廓线处的薄板撕裂。

美国1986年《冷弯型钢结构构件设计规范》规定，当被连板件的厚度 $t \leq 44\text{mm}$ 时，单边喇叭形焊缝端缝受剪时，考虑传力有一定的偏心，取标准强度为 $0.833F_u$ ；喇叭形焊缝纵向受剪时考虑了两种情况：当焊脚高度和被连板厚满足 $t \leq 0.7h_f < 2t$ ，或当卷边高度小于焊缝长度时，卷边部分传力甚少，薄板为单剪破坏，标准强度为 $0.75F_u$ ；当焊脚高度满足 $0.7h_f \geq 2t$ ，或卷边高度大于焊缝长度时，卷边部分也可传递较大的剪力，能在焊缝的两侧发生薄板的双剪破坏，标准强度成倍增长为 $1.5F_u$ 。该规范的安全系数取为2.5，则上述各种情况的相应允许强度分别为： $0.333F_u$ 、 $0.3F_u$ 和 $0.6F_u$ 。该规范还规定，当被连板件的厚度 $t > 4\text{mm}$ 时，尚应按一般角焊缝进行验算。

在制定本规范条文时,参考美国 86 规范,按着相同的安全系数,转化为我国的表达形式。设 $[R]$ 为美国规范所给的允许强度,为按我国规范设计时的标准强度,则有:

$$\frac{R_k}{\gamma_s \cdot \gamma_R} = [R] \quad (10)$$

式中 γ_s 和 γ_R 分别为我国的荷载平均分项系数和钢材的抗力分项系数。

将上式写成我国规范的强度设计表达式,有:

$$\frac{R_k}{\gamma_R} = \gamma_s [R]$$

或
$$\frac{R_k}{\gamma_R} = [R] \frac{f}{f_u} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_R \cdot \frac{f_u}{f_y} \quad (11)$$

由 (11) 式,将美国规范 $[R]$ 中的 F_u 用 f 代换后得到转化为我国设计强度的转化系数为 $\gamma_s \cdot \gamma_R \cdot \frac{f_u}{f_y}$ 。近似取平均荷载分项系数 $\gamma_s = 1.3$, 钢材的抗力分项系数 $\gamma_R = 1.165$ 。对 Q235 钢,最小强屈比为 1.6,则转化系数为 2.423,相应的设计强度分别为 $0.81 f$ 、 $0.71 f$ 和 $1.42 f$ 取整数即分别为 $0.8 f$ 、 $0.7 f$ 和 $1.4 f$; 对板厚小于 4mm 的 Q345 钢,其最小强屈比为 1.5,相应的转化系数为 2.272,设计强度分别为 $0.76 f$ 、 $0.6 f$ 和 $1.36 f$ 。考虑到喇叭形焊缝在我国的研究和应用尚不充分,在本条文的编写中,偏于安全的将双剪破坏的设计强度按单剪取值。同时将 Q345 钢的相应设计强度表达式近似取为 Q235 钢的相应式子。

6.1.4 为了与其他机械式连接件的承载力设计值表达式相协调,将普通螺栓连接强度的应力表达式改为单个螺栓的承载力设计值表达式。

6.1.7 用于压型钢板之间和压型钢板与冷弯型钢等支承构件之间的紧固件连接的承载力设计值,一般应由生产厂家通过试验确定,欧洲建议 (Recommendations for Steel Construction ECCS-TC7, The Design and Testing of Connections in Steel Sheet and Sections) 对常用的抽芯铆钉、自攻螺钉和射钉等的连接强度做过大量试验研究工作,总结出保证连接不出现脆性破坏的构造要求和偏于安全的计算方法。

大量试验表明,承受拉力的压型钢板与冷弯型钢等支承构件间的紧固件有可能被从

基材中拔出而失效；也可能被连接的薄钢板沿连接件头部被剪脱或拉脱而失效。后者在承受风力作用时有可能出现疲劳破坏，因此欧洲建议中规定，遇风组合作用时，连接件的抗剪脱和抗拉脱的抗拉承载力设计值取静荷作用时的一半。建议还采用不同的折减系数，考虑连接件在压型钢板波谷的不同部位设置时，可能产生的杠杆力和两个连接件传力不等而带来的不利影响。

试验表明传递剪力的连接不存在遇风组合的疲劳问题，抗剪连接的破坏模式主要以被连接板件的撕裂和连接件的倾斜拔出为主。单个连接件的抗剪承载力设计值仅与被连接板件的厚度和其屈服强度的标准值以及连接件的直径有关。

我国一些单位也对抽芯铆钉和自攻螺钉连接做过试验研究，并证实了欧洲建议所建议的公式是偏于安全保守的。因此本规范采用了这些公式，只做了强度设计值的代换。

欧洲建议规定：永久荷载的荷载分项系数为 1.3，活荷载的为 1.5，与薄钢板连接的紧固件的抗力分项系数为 $\gamma_m=1.1$ ，因此当取平均荷载分项系数为 1.4 时，欧洲建议在连接的承载力设计值之外的安全系数为 $1.4 \times 1.1=1.54$ 。我国的相应平均荷载分项系数为 1.3，取连接的抗力分项系数与钢材的相同，即 $\gamma_R=1.165$ ，则相应的安全系数为 $1.3 \times 1.165=1.52$ 。可见中、欧双方在冷弯薄壁型钢结构方面的安全系数基本相当。欧洲建议中所用的屈服强度的设计值 σ_e ，相当于我国的钢材标准强度 f_y ，因此取 $\gamma_R f = 1.165 f = \sigma_e$ ，对公式进行代换。也就是说对欧洲建议的公式的右侧均乘以 1.165，并用 f 取代 σ_e ，即得规范中的相应公式。需要说明的是，为了简化公式，将抽芯铆钉的抗剪强度设计值计算表达式取与自攻螺钉相当的表达式。

6.2 连接的构造

6.2.1 本条补充了直接相贯的钢管节点的角焊缝尺寸可放大到 $2.0t$ 的规定。由于这种节点的角焊缝只在钢管壁的外侧施焊，不存在两侧施焊的过烧问题，是可以被接受的。另外，在具体设计中应参考现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中有关侧面角焊缝最大计算长度的规定。

6.2.5、6.2.6、6.2.8、6.2.9 这四条的规定来源于欧洲建议，这些构造规定是 6.1.7 条中各公式的适用条件，因此必须满足。

6.2.7 被连板件上安装自攻螺钉（非自钻自攻螺钉）用的钻孔孔径直接影响连接的强度和柔度。孔径的大小应由螺钉的生产厂家规定。1981 年的欧洲建议曾以表格形式给出了

孔径的建议值。

本规范采用了由归纳出的公式形式给出的预制孔建议值。

7 压型钢板

7.1 压型钢板的计算

7.1.6 计算公式 7.1.6-1 和 7.1.6-3 分别为腹板弹塑性和弹性剪切屈曲临界应力设计值。

7.1.7 楼面压型钢板施工期间,可能出现较大的支座反力或集中荷载,由于压型钢板的腹板厚度 相对较薄,在局部集中荷载作用下,可能出现一种称之为腹板压踏(Web Crippling)现象。腹板压踏涉及因素较多,很难用理论精确分析, R_w 计算公式 7.1.7-2 是根据大量试验后给出的。该式取自欧洲建议,但公式 7.1.7-2 是取 $r=5t$ 代入欧洲建议公式得出的。

7.1.8 支座反力处同时作用有弯矩的验算的相关公式 7.1.8,是欧洲各国做了 1500 余个试件试验整理给出的。欧洲规范 EC3—ENV1993—1—3,1996 也取用该相关公式。

7.1.9 弯矩 M 和剪力 V 共同作用截面验算的相关公式 7.1.9 取自欧洲规范 EC3—ENV1993—1—3,1996。

7.1.10 集中荷载 F 作用下的压型钢板计算,根据国内外试验资料分析,集中荷载主要由荷载作用点相邻的槽口协同工作,究竟由几个槽口参与工作,这与板型、尺寸等有关,目前尚无精确的计算方法,一般根据试验结果确定。规范给出的将集中荷载 F 沿板宽方向折算成均布线荷载 q_{re} (公式 7.1.10) 是一个近似简化公式,该式取自欧洲建议,式中折算系数 η 由试验确定,若无试验资料,欧洲建议规定取 $\eta=0.5$ 。此时,用该式的计算方法,近似假定为集中荷载 F 由两个槽口承受,这对多数压型钢板的板型是偏安全的。

屋面压型钢板上的集中荷载主要是施工或使用期间的检修荷载。按我国荷载规范规定,屋面板施工或检修荷载 $F=1.0\text{kN}$;验算时,荷载 F 不乘荷载分项系数,除自重外,不与其他荷载组合。但当施工期间的施工集中荷载超过 1.0kN ,则应按实际情况取用。

7.1.11 屋面和墙面压型钢板挠度控制值是根据近十多年我国实践经验给出的。近几年,压型钢板出现不少新的板型,对特殊异形的压型钢板,建议其承载力、挠度通过试验确定。

7.2 压型钢板的构造

7.2.1~7.2.9 这些条文均是关于屋面、墙面和作为永久性模板的楼面压型钢板的构造要求规定。条文中增加了近几年在实际工程中采用的压型钢板侧向扣合式和咬合式连接方式，这两种连接方法，连接件隐藏在压型板下面，可避免渗漏现象。此外，近几年勾头螺栓在工程中已很少采用，因此，条文中对于压型钢板连接件主要选用自攻螺栓（或射钉），但这类连接件必须带有较好的防水密封胶垫材料，以防连接点渗漏。

8 檩条与墙梁

8.1 檩条的计算

8.1.1 实腹式檩条在屋面荷载作用下，系双向受弯构件，当采用开口薄壁型钢（如卷边Z形钢和槽形钢）时，由于荷载作用点对截面弯心存在偏心，因而必须考虑弯扭双力矩的影响，严格说来，应按规范公式 5.3.3-1 验算截面强度，即：

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{enx}} + \frac{W_y}{W_{eny}} + \frac{B}{W_\omega} \leq f$$

但是，在实际工程中，由于屋面板与檩条的连接能阻止或部分阻止檩条的侧向弯曲和扭转， W_y 和 B 的数值相应减少，如按上式计算，则算得的檩条应力过大，偏于保守；如果根据试验数据反算 W_y 和 B 的折减系数，又由于屋面和擦条的形式多样，很难定出恰当的系数，因此，本规范仍采用公式 8.1.1-1 作为强度计算公式，即：

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{enx}} + \frac{W_y}{W_{eny}} \leq f$$

采用上式的根据是：

- 1 利用 W_y / W_{eny} 项来包络由于侧向弯曲和双力矩引起的应力，按照近年来工程实践的检验，一般是偏于安全的同时也简化了计算，便于设计者使用；
- 2 根据对收集到的之形薄壁擦条试验数据的统计分析，当活载效应与恒载效应之比为 0.5、1、2、3 时，用一次二阶矩概率方法，算得其可靠度指标 β 均大于 3.2（Q345 钢平均为 3.287，Q235.F 钢平均为 3.378；Q235 钢平均为 4.044），可见该公式是可靠的；
- 3 只有屋面板材与檩条有牢固的连接，即用自攻螺钉、螺栓、拉铆钉和射钉等与檩条牢固连接，且屋面板材有足够的刚度（例如压型钢板），才可认为能阻止檩条侧向失

稳和扭转，可不验算其稳定性。

对塑料瓦材料等刚度较弱的瓦材或屋面板材与模条未牢固连接的情况，例如卡固在檩条支架上的压型钢板（扣板），板材在使用状态下可自由滑动，即屋面板材与檩条未牢固连接，不能阻止檩条侧向失稳和扭转，应按公式 8.1.1-2 验算檩条的稳定性，即：

$$\frac{M_x}{\varphi_B W_{ex}} + \frac{M_y}{W_{ey}}$$

8.1.2 实腹式檩条在风荷载作用下，下翼缘受压时受压下翼缘将产生侧向失稳和扭转，虽然与屋面牢固连接的上翼缘对受压下翼的失稳和扭转有一定的约束作用，但受力较复杂。本规范仍按公式 8.1.1-2 验算其稳定性。

8.1.3 平面格构式檩条（包括衍架式与下撑式）上弦受力情况比较复杂，一般除了轴心力 N 和弯矩 M_x 、 M_y 以外，还有双力矩 B 的影响，因此，计算比较繁琐。为了简化计算，通过对收集到的已建成工程的调查资料及大量试验数据的研究、分析，规范推荐公式 5.5.1 和 8.1.3-1 来计算其强度和稳定性，但对公式中的 N 、 M_x 、 M_y ，的计算作了具体规定，使之能包络双力矩 B 的影响。此外，在构造上，则建议平面格构式檩条的上弦节点采用缀板与腹杆连接，以减少上弦杆的弯扭变形，减小双力矩 B 的影响。

通过近 20 根各种平面格构式檩条的试验资料表明，这两个计算公式具有足够的可靠度。

8.1.4 平面格构式模条，过去主要用于较重屋面，风吸力使下弦内力变号问题不突出，广泛采用压型钢板屋面后，对于跨度大、檩距大等不宜采用实腹檩条的情况，格构式檩条仍具有一定的用途。

本条规定平面格构式檩条在风吸力作用下下弦受压时下弦应采用型钢。同时为确保下弦平面外的稳定，应在下弦平面内布置必要的拉条和撑杆。

8.1.5 平面格构式檩条受压弦杆平面外计算长度应取侧向支承点间的距离（拉条可作为侧向支承点）。通常为了减少檩条在使用阶段和施工过程中的侧向变形和扭转，在其两侧都设置了拉条，而拉条又与端部的刚性构件（如钢筋混凝土天沟或有刚性撑杆的桁架）相连，故拉条可作为侧向支承点。

8.1.6 檩条的容许挠度限值属于正常使用极限状态，其值主要根据使用条件而定。为了保证屋面的正常使用，避免因檩条挠度过大致使屋面瓦材断裂而出现漏水现象，必须控制檩条的挠度限值。

本条所列檩条挠度限值与原规范基本相同,通过对实际工程使用情况的调查和檩条的挠度试验,均表明这些限值基本上是合适的。新增加的压型钢板虽属轻屋面,但因这种板材屋面坡度较小,通常均小于 $1/10$,为了防止由于檩条过大变形导致板面积水,加速钢板的锈蚀,故对其作出了较为严格的规定,将这种屋面檩条的容许挠度值提高为 $1/200$ 。

8.2 檩条的构造

8.2.1 实腹式檩条目前常用截面形式为Z形钢、槽钢和卷边槽钢,其截面重心较高,在屋面荷载作用下,常产生较大的扭矩,使檩条扭转和倾覆。因此,条文规定在檩条两端与屋架、刚架连接处宜采用檩托,并且上、下用两个螺栓固定,使檩条的端部形成对扭转的约束支座,籍以防止檩条在支座处的扭转变形和倾覆,并保证檩条支座范围内腹板的稳定性。当檩条高度小于 100mm 时,也可只用一排两个螺栓固定。

8.2.2 通常平面格构式檩条的高度与跨度及荷载有关。根据调查,目前工业厂房的檩条跨度 l 大多为 6m ,当为中等屋面荷载(檩距为 1.5m 的钢丝网水泥瓦)时,檩条高度 h 一般采用 300mm ,即 $h/l=1/20$;当为重屋面荷载(檩距为 3m 的预应力钢筋混凝土单槽瓦)时,檩条高度一般采用 500mm ,即 $h/l=1/12$,这些檩条的实测挠度在 $1/250\sim 1/500$ 之间,可以满足正常使用的要求。故本规范仍采用平面格构式檩条的高度可取跨度的 $1/12\sim 1/20$ 的规定。

此外,平面格构式檩条的试验结果表明,端部受压腹杆如采用型钢,不但其承载力高,而且也易于保证施工质量,因此,本条明确规定端部受压腹杆应采用型钢,以确保质量。

第8.1.4条规定风荷载作用下,平面格构式檩条下弦受压时,下弦应采用型钢,但下弦平面外的稳定应在下弦平面上设置支承点,一般宜用拉条和撑杆组成。支撑点的间距以不大于 3m 为宜。

8.2.3 拉条和撑杆的布置,系参照多年来的工程实践经验提出的,它能够起到提高檩条侧向稳定与屋面整体刚度的作用,故仍维持原规范的规定。

实腹檩条下翼缘在风荷载作用下受压时,布置在靠近下翼缘的拉条和撑杆可作为受压下翼缘平面外的侧向支承点。但此时上翼缘应与屋面板材牢固连接。

当前有较多的工程为了保温或隔热或建筑需要,在檩条上下翼缘上均设压型钢板(双层构造)。当上下压型钢板均与檩条牢固连接时,这种构造可保证檩条的整体稳定,可

不设拉条和撑杆。但安装压型钢板时，应采取临时措施，以防施工过程中檩条失稳。

8.2.4 利用檩条作屋盖水平支撑压杆时，檩条的最大长细比应满足本规范第 4.3.3 条的规定，即 $\lambda \leq 200$ ，这时檩条的拉条和撑杆可作为平面外的侧向支承点。当风荷载或吊车荷载作用时檩条应按压弯构件验算其强度和稳定性。

8.3 墙梁的计算

8.3.1 墙梁的强度按公式 5.3.3-1 计算，是构造上能保证墙梁整体稳定的情况。例如墙梁两侧均设置墙板或一侧设置墙板另一侧设置可阻止其扭转变形的拉杆和撑杆时，可认为构造上能保证墙梁整体稳定性。且可不计弯扭双力矩的影响，即 $B=0$ 。

8.3.2 构造上不能保证墙梁的整体稳定，系指第 8.3.1 以外的情况。例如墙板未与墙梁牢固连接或采用挂板形式；拉条或撑杆在构造上不能阻止墙梁侧向扭转等情况，均应按公式 5.3.3-2 验算其整体稳定性。

8.3.3 窗顶墙梁的挠度规定比其他墙梁的挠度严格，主要保证窗和门的开启，以及墙梁变形时门窗玻璃不致损坏。

9 屋架

9.1 屋架的计算

9.1.1 由于屋架上弦杆件一般都是连续的，屋架节点并非理想铰接，因此，必然存在着次应力的影响，有时还是相当大的，但通常屋架的计算都忽略了次应力的影响，按节点为铰接考虑，一般都能达到应有的安全度，在实际工程中也未发现因简化计算出现安全事故。为了避免次应力的繁琐计算，采用按屋架各节点均为铰接的简化计算方法，是切实可行的，故本规范仍沿用原规范的规定。至于特别重要的工业与民用建筑中的屋架，则应在计算中考虑次应力的影响。

9.1.2 根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定，桁架腹杆（支座竖杆与支座斜杆除外）的计算长度，在屋架平面内应取 $0.8l$ （ l 为节点中心间的距离）。这是考虑到一般钢结构腹杆与弦杆的连接，均采用节点板或其他加劲措施，能使腹杆端部在屋架平面内的转动受到弦杆的约束，故应予折减。而冷弯薄壁型钢结构中腹杆与弦杆的连接，大都采用顶接方式，仅能起到一定的约束作用，所以，仍采用节点中心间的距离作为腹杆的计算长度。

在屋架平面外，弦杆的计算长度一般取侧向支承点间的距离。

如等节间的受压弦杆或腹杆之侧向支承点为节点长度的 2 倍，且内力不等时，则可根据压弯构件或拉弯构件弹性曲线的一般方程，利用初参数法来确定其临界力及计算长度。

公式 9.1.2-1 系简化公式，其计算结果与精确公式相当接近。

9.2 屋架的构造

9.2.1 冷弯薄壁型钢屋架平面内的刚度还是比较好的，一般均能满足正常使用要求，但为了消除由于视差的错觉所引起之屋架下挠的不安全感，确保屋架下弦与吊车顶部的净空尺寸，15m 以上的屋架均宜起拱。大量试验数据证明，在设计荷载作用下相对挠度的实测值均小于跨度的 1/500，因此，规定屋架的起拱高度可取跨度的 1/500。

9.2.2 为了保证屋盖结构的空间工作，提高其整体刚度，承担或传递水平力，避免压杆的侧向失稳，以及保证屋盖在安装和使用时的稳定，应分别根据屋架跨度及其载荷的不同情况设置横向水平支撑、纵向水平支撑、垂直支撑及系杆等可靠的支撑体系。

9.2.3 为了充分发挥冷弯型钢断面性能和提高冷弯型钢屋架杆件的防腐能力及便于维修，规范推荐冷弯型钢屋架采用封闭断面。

9.2.4 屋架杆件的接长主要指弦杆。屋架拼装接头的数量和位置，应结合施工及运输的具体条件确定。拼装接头可采用焊接或螺栓连接。

9.2.5 本条主要是指在设计屋架节点时，构造上应注意的有关事项。

10 刚 架

10.1 刚架的计算

10.1.1 刚架梁是以承受弯矩为主、轴力为次的压弯构件，其轴力随坡度的减小而减小（对于山形门式刚架，斜梁轴力沿梁长是逐渐改变的），当屋面坡度不大于 1:2.5 时，由于轴力很小，可仅按压弯构件计算其在刚架平面内的强度（此时轴压力产生的应力一般不超过总应力的 5%），而不必验算其在刚架平面内的稳定性。

刚架在其平面内的整体稳定，可由刚架柱的稳定计算来保证，变截面柱（通常为楔形柱）在刚架平面内的稳定验算可以套用等截面压弯构件的计算公式。

刚架梁、柱在刚架平面外的稳定性可由檩条和墙梁设置隅撑来保证，设置隅撑的间距可参照现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中受弯构件不验算整体稳定性的条件来确定。

10.1.2 刚架的失稳有无侧移失稳和有侧移失稳之分，而有侧移失稳一般具有最小的临界力，实际工程中，门式刚架通常在刚架平面内没有侧向支撑，且刚架梁、柱线刚度比并不太小，因此在确定刚架柱在刚架平面内的计算长度时，只考虑有侧移失稳的情况。

表 A.3.1 适用于梁、柱均为等截面的单跨刚架，表 A.3.2 适用于等截面梁、楔形柱的单跨刚架。当刚架横梁为变截面时，不能采用上述方法，本条给出的计算公式有相当好的精度。

由于常用的柱脚构造并不能完全做到理想铰接或完全刚接的要求，考虑到柱脚的实际约束情况，对柱的计算长度系数予以修正。

10.1.3 多跨刚架的中间柱多采用摇摆柱，此时，摇摆柱自身的稳定性依赖刚架的抗侧移刚度，作用于摇摆柱中的轴力将起促进刚架失稳的作用，因此，边柱的计算长度系数按第 10.1.2 条的规定计算时，应乘以放大系数。而摇摆柱的计算长度系数应取 1.0。

10.1.4 在刚架平面外，实腹式梁和柱的计算长度，应取侧向支承点间的距离。作为侧向支承点的檩条、墙梁必须与水平支撑、柱间支撑或其他刚性杆件相连，否则，一般不能作为侧向支承点。但当屋面板、墙面板采用压型钢板、夹芯板等板材，而板与檩条、墙梁有可靠连接时，檩条、墙梁可以作为侧向支承点。当梁（或柱）两翼缘的侧向支承点间的距离不等时，为安全起见，应取最大受压翼缘侧向支承点间的距离。

10.1.6 为了保证刚架有足够的刚度以及屋面、墙面以及吊车梁的正常使用，必须限制刚架梁的竖向挠度和柱顶水平位移（侧移）。

根据国内的研究结果并参考国外的有关资料，规范给出了表 10.1.6-1 和表 10.1.6-2 的规定。当屋面梁没有悬挂荷载时，刚架梁垂直于屋面的挠度一般均能满足表 10.1.6-1 的要求而不必验算。表 10.1.6-2 是按照平板式铰接柱脚的情况给出的，平板式柱脚按刚接计算时，表 10.1.6-2 中所列限值尚应除以 1.2。

10.2 刚架的构造

10.2.2 刚架梁的最小高度与其跨度之比的建议值，是根据工程经验给出的，但只是建议值，并非硬性规定。

10.2.3 门式刚架基本上作为平面刚架工作的，其平面外刚度较差，设置适当的支撑体系是极为重要的，因此本规范这次修订对此作了原则规定。

支撑体系的主要作用有：平面刚架与支撑一起组成几何不变的空间稳定体系；提高其整体刚度，保证刚架的平面外稳定性；承担并传递纵向水平力；以及保证安装时的整

体性和稳定性。

支撑体系包括屋盖横向水平支撑、柱间支撑及系杆等。

支撑桅架的弦杆为刚架梁（或柱），斜腹杆为交叉支撑，竖腹杆可以是模条（或墙梁），为了保持模条（或墙梁）的规格一致，或者当

刚架间距较大，为了保证安装时有较大的整体刚度，竖腹杆及刚性系杆亦可用另加的焊接钢管、方管、*H*型钢或其他截面形式的杆件。位于温度区段或分期建设区段两端的

支撑桁架竖腹杆或刚性系杆按所传递的纵向水平力或所支撑构件轴力的 $1 / (80 \sqrt{\frac{235}{f_y}})$

之较大者设计（当所支撑构件为实腹梁的翼缘时，其轴力为 $A \cdot f$ ）。

11 制作、安装和防腐蚀

11.1 制作和安装

11.1.3 钢材和构件的矫正：

1 钢材的机械矫正，一般应在常温下用机械设备进行，矫正后的钢材，在表面上不应有凹、凹痕及其他损伤。

2 对冷矫正和冷弯曲的最低环境温度进行限制，是为了保证钢材在低温情况下受到外力时不致产生冷脆断裂。在低温下钢材受到外力脆断要比冲孔和剪切加工时而断裂更敏感，故环境温度应作严格限制。

3 碳素结构钢和低合金结构钢，允许加热矫正，但不得超过正火温度（900℃）。低合金结构钢在加热矫正后，应在自然状态下缓慢冷却，缓慢冷却是为了防止加热区脆化，故低合金结构钢加热后不应强制冷却。

11.1.4 构件用螺栓、高强度螺栓、铆钉等连接的孔，其加工方法有钻孔、冲孔等，应根据技术要求合理选择加工方法。钻孔是一种机械切削加工，孔壁损伤小，加工质量较好。冲孔是在压力下的剪切加工，孔壁周围会产生冷作硬化现象，孔壁质量较差，但其生产效率较高。

11.1.5 焊接构件组装后，经焊接矫正后产生收缩变形，影响构件的几何尺寸的正确性，因此在放组装大样或制作组装胎模时，应根据构件的规格、焊接、组装方法等不同情况，预放不同的收缩余量。

对有起拱要求的构件，除在零件加工时做出起拱外，在组装时还应按规定做好起拱。

构件的定位焊是正式缝的一部分，因此定位焊缝不允许存在最终熔入正式焊缝的缺

陷，定位焊采用的焊接材料型号，应与焊接材质相同匹配。

11.2 防 腐 蚀

11.2.3 钢材表面的锈蚀度和清洁度可按现行国家标准《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》GB 8923，目视外观或做样板、照片对比。

11.2.4 化学除锈方法在一般钢结构制造厂已逐步淘汰，因冷弯薄壁型钢结构部分构件尚在应用化学处理方法进行表面处理，如喷（镀）锌、铝等，故本规范仍将其列入。

11.2.6 对涂覆方法，一般不作具体限制要求，可用手刷，也可采用无气或有气喷涂，但从美观看，高压无气喷涂漆面较为均匀。

11.2.8 本条规定涂装时的环境温度以 5~38℃为宜，只适合在室内无阳光直射情况。如在阳光直射情况下，钢材表面温度会比气温高 8~12℃，涂装时漆膜的耐热性只能在 40℃以下，当超过漆膜耐热性温度时，钢材表面上的漆膜就容易产生气泡而局部鼓起，使附着力降低。

低于 0℃时，室外钢材表面涂装容易使漆膜冻结不易固化，湿度超过 85%时，钢材表面有露点凝结，漆膜附着力变差。

涂装后 4h 内不得淋雨，是因漆膜表面尚未固化，容易被雨水冲坏。