

# 钢结构新型延性节点的 抗震设计理论及其应用

王 燕 著



科学出版社

## 内 容 简 介

本书系统地阐述了作者在钢结构新型延性节点的抗震设计理论、计算方法、工程应用方面的创新性科研成果。内容主要包括:削弱型节点的力学性能以及钢框架结构的内力和稳定性分析、不同构造形式加强型节点的抗震性能试验研究、焊接节点断裂特性的有限元分析、加强型节点钢框架的抗震性能分析。

本书可供土木工程专业和工程力学专业的设计人员、研究人员和高校教师参考,也可作为相关专业研究生学习用书。

### 图书在版编目(CIP)数据

钢结构新型延性节点的抗震设计理论及其应用/王燕著. —北京:科学出版社,2012.6

ISBN 978-7-03-034781-7

I. ①钢… II. ①王… III. ①钢结构-防震设计 IV. ①TU391.04

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2012)第 123223 号

责任编辑:汤 枫 / 责任校对:赵桂芬  
责任印制:张 倩 / 封面设计:科地亚盟

科学出版社出版

北京东黄城根北街16号

邮政编码:100717

<http://www.sciencep.com>

北京佳信达欣艺术印刷有限公司印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

\*

2012年6月第一版 开本:B5(720×1000)

2012年6月第一次印刷 印张:17 1/4

字数:338 000

定价:70.00元

(如有印装质量问题,我社负责调换)

## 前 言

钢结构具有造型美观、施工速度快、抗震性能突出、节能可再生等优势,已经成为大型公共建筑、高层和超高层建筑、工业建筑的主要结构形式。近年来我国建筑钢结构发展迅速,每年在建的高层、超高层钢结构建筑物多达数百栋,但根据统计数据,这些在建和已经建成的高层钢结构梁柱节点仍以传统节点连接为主。1994年美国北岭(Northridge)地震和1995年日本的阪神(Hanshin Awaji)地震中传统钢结构梁柱焊接节点均遭到不同程度的严重破坏,有数百栋钢结构建筑物在强烈地震作用下发生倒塌和严重受损,调查结果表明,节点的延性和塑性不足是造成破坏的主要原因。我国现行的《建筑抗震设计规范(GB 50011—2010)》建议多层和高层钢结构房屋的抗震等级为一级和二级时,宜采用将塑性铰外移的梁端扩大型连接、削弱型(骨型)连接、盖板连接和翼缘板式四种新型塑性铰外移延性连接节点形式。虽然新颁布的抗震规范中给出了供设计人员使用的塑性铰外移延性节点构造形式,但具体的设计实施步骤尚不够明确。本书基于作者的试验研究和理论分析,针对多种钢结构新型延性节点的力学性能及滞回性能开展了深入的研究工作,并提出并给出梁端削弱型和梁端加强型延性节点抗震设计和计算方法,可供工程研究和设计人员应用和参考。

可以预见,由于钢结构新型抗震节点,特别是梁端翼缘加强型连接节点延性好,塑性发展能力强,抗震机理与削弱型节点相同,但其承载力明显优于削弱型节点,在不降低梁承载力的前提下,在强震作用下同样可以获得较好的塑性发展,使节点具有很好的延性性能等优点,必将在我国强震区的高层和超高层建筑钢结构工程中得到广泛应用。

本书是作者多年来创新性研究工作的总结。全书分为8章,内容包括削弱型节点的力学性能、削弱型节点钢框架的内力和稳定性、扩大型节点的滞回性能、过渡板加强型节点的滞回性能、盖板加强型节点的滞回性能、钢框架焊接节点的断裂性能、直接扩翼型节点钢框架的动力特性和滞回性能。

本书的研究工作先后得到国家自然科学基金(50778092、51078194)、山东省自然科学基金(Y2006F10)的资助,在此,作者谨向为本书研究工作提供无私帮助的国家自然科学基金委员会、山东省自然科学基金委员会表示诚挚的感谢!

在本书编写过程中引用了大量的参考文献;作者指导的博士研究生郁有升、毛辉、王玉田、韩明岚以及硕士研究生王鹏、高鹏、冯双、王薇、张莉雅等在本课题研究工作中出色地完成了大量的试验、数值分析等工作,在此谨向他们表示诚挚的感

谢!课题组的刘芸老师为本书的编辑出版做了大量工作,在此表示衷心的感谢!

需要指出的是,钢结构新型抗震延性节点的研究工作还有待于继续深入开展,对其设计理论和设计方法还需进一步完善,作者期待本书的出版对推动钢结构新型抗震延性节点的发展和应用起到一定作用。

限于作者水平,本书难免存在不足之处,诚恳欢迎有关专家和读者给予批评和指正。

# 目 录

## 前言

<b>第 1 章 绪论</b> .....	1
1.1 传统钢结构梁柱连接节点的类型和震害分析 .....	1
1.2 钢框架塑性铰外移新型抗震节点的类型和设计原理 .....	6
1.3 国内外的研究现状.....	14
1.4 钢框架塑性铰外移新型抗震节点的应用与发展.....	22
<b>第 2 章 削弱型节点的力学性能</b> .....	27
2.1 引言.....	27
2.2 削弱型节点力学性能的试验研究.....	27
2.3 削弱型节点静力荷载作用下的有限元分析.....	38
2.4 削弱型节点低周循环荷载作用下有限元分析.....	64
2.5 有限元与试验结果对比.....	78
2.6 削弱型节点钢框架的动力特性.....	82
<b>第 3 章 削弱型节点钢框架的内力和稳定性</b> .....	94
3.1 引言.....	94
3.2 削弱型节点钢框架的内力.....	94
3.3 削弱型节点钢框架梁的整体稳定 .....	103
3.4 削弱型节点钢框架柱的整体稳定 .....	115
<b>第 4 章 扩大型节点的滞回性能</b> .....	127
4.1 引言 .....	127
4.2 直接扩翼型节点的滞回性能试验 .....	127
4.3 扩大型节点滞回性能的有限元分析 .....	143
4.4 扩大型节点损伤退化性能 .....	155
4.5 扩大型节点断裂特性 .....	158
<b>第 5 章 过渡板加强型节点的滞回性能</b> .....	162
5.1 引言 .....	162
5.2 过渡板加强型节点滞回性能试验研究 .....	162
5.3 过渡板加强型节点滞回性能的有限元分析 .....	175
<b>第 6 章 盖板加强型节点的滞回性能</b> .....	188
6.1 引言 .....	188

---

6.2	盖板加强型节点滞回性能的试验研究 .....	188
6.3	盖板加强型节点滞回性能的有限元分析 .....	196
<b>第7章</b>	<b>钢框架焊接节点的断裂性能</b> .....	<b>209</b>
7.1	引言 .....	209
7.2	焊接节点脆性断裂的评估指标 .....	209
7.3	板式加强型节点的断裂性能分析 .....	212
7.4	不同构造形式焊接节点的断裂性能对比分析 .....	228
<b>第8章</b>	<b>直接扩翼型节点钢框架的动力特性和滞回性能</b> .....	<b>239</b>
8.1	引言 .....	239
8.2	直接扩翼型节点钢框架的拟动力试验 .....	239
8.3	直接扩翼型节点钢框架的滞回性能试验 .....	250
8.4	有限元分析 .....	255
<b>参考文献</b>	.....	<b>261</b>

# 第 1 章 绪 论

## 1.1 传统钢结构梁柱连接节点的类型和震害分析

### 1.1.1 传统钢结构梁柱连接节点的类型

钢结构梁柱结合的部分称为梁柱节点或梁柱连接,它在结构中起到重要作用。在正常使用状态下,钢结构梁柱节点将梁与柱连成整体,使结构能够有效地承受重力、风载等外部荷载。在强烈地震作用下,梁端和节点域产生塑性变形,形成塑性铰,有效地吸收和耗散能量,使结构能够做到大震不倒、小震可修。连接节点的力学性能还会影响到结构的整体行为,如结构变形、自振周期、地震反应和结构内力。根据受力变形特征,钢结构梁与柱的连接可以划分为以下三类。

(1) 刚性连接。如图 1.1(a)所示,梁柱间无相对转动,连接可以承受弯矩和剪力。这种连接节点的弹性刚度大于或等于构件的弹性刚度。习惯上,若连接转动约束达到理想刚接的 90%以上就认为是刚性连接<sup>[1]</sup>,如图 1.2 中 I 区域所示。

(2) 铰支连接。如图 1.1(b)所示,梁柱间有相对转动,连接不能承受弯矩和剪力。该节点的刚度远远小于构件的刚度,在计算时可以认为等于零。通常当梁柱轴线夹角的改变量达到理想铰接的 80%时就认为是铰接<sup>[2]</sup>,如图 1.2 中 III 区域所示。

(3) 半刚性连接。如图 1.1(c)所示,梁柱间有相对转动,能承受剪力和一定的弯矩,具有一定的刚度,如图 1.2 中 II 区域所示。

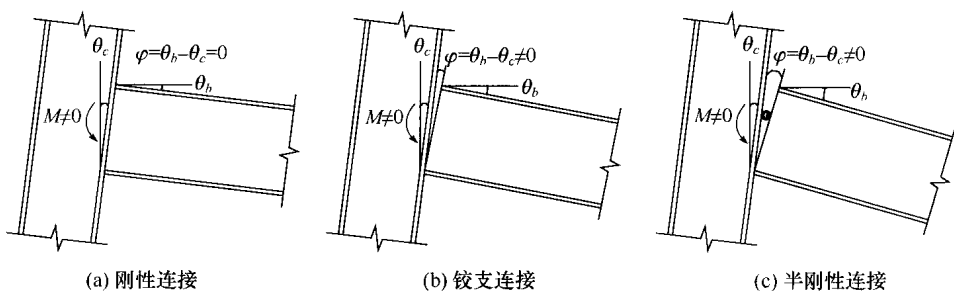


图 1.1 钢框架梁柱连接结构的受力与变形形式

为了区分钢结构梁柱连接的类型,《欧洲钢结构设计规范( EC3 )》<sup>[3]</sup>给出量化的分类方法,如图 1.3 所示。当梁柱连接的弯矩-转角关系曲线处于实线(无支撑框架)或实线以左时,为刚性连接;当梁柱连接的弯矩-转角关系处于虚线以右时,

为铰支连接;介于两者之间的为半刚性连接。

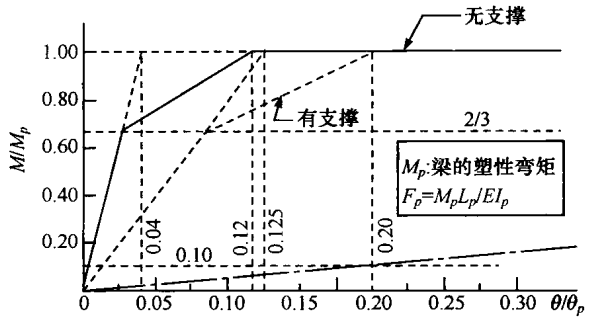
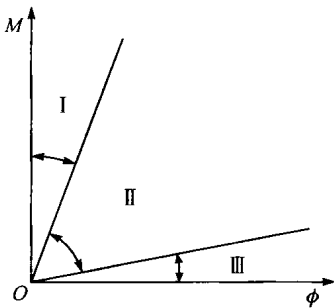


图 1.2 梁柱连接刚度分类标准 图 1.3 《欧洲钢结构设计规范(EN1993-1-1)》的梁柱连接分类方法

铰支连接构造简单,但刚度较低,对结构变形不利,适用于次要构件的连接;半刚性连接具有较好的综合经济指标,但对结构的变形和承载能力有一定影响,适用于单层门式钢架或低层框架结构的连接;刚性连接刚度大,承载力高,受力性能好,但对节点加工制作要求较高。对于多、高层建筑钢结构梁柱连接大多采用刚性连接,传统梁柱刚性连接的主要构造形式有三种。

(1) 全焊接节点[图 1.4(a)],梁的上下翼缘和腹板均与柱采用焊接连接,翼缘与柱采用全熔透坡口焊,腹板采用角焊缝与柱相连;

(2) 栓焊混合节点[图 1.4(b)],梁的上下翼缘采用全熔透坡口焊,腹板采用高强螺栓与柱相连;

(3) 全栓接节点[图 1.4(c)],梁翼缘和腹板均采用高强螺栓与柱连接。

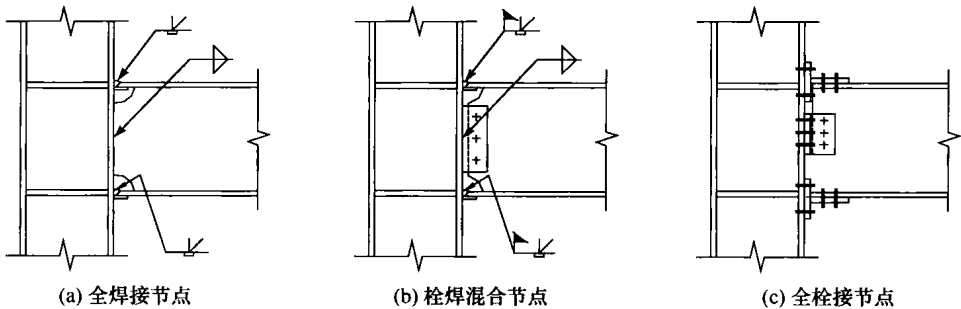


图 1.4 梁柱刚性连接构造形式

### 1.1.2 传统钢结构梁柱连接节点的震害分析

图 1.4(b)所示为传统梁柱栓焊混合刚性连接,这种连接形式在 1994 年美国北岭(Northridge)地震和 1995 年日本阪神(Hanshin Awaji)地震之前得到了大量应用,主要应用于多、高层钢框架建筑结构中。当时普遍认为这种按抗震设计的钢



框架,在强震作用下节点能够基于材料的延性,保证结构产生塑性变形,在梁内而不是柱内产生塑性铰,通过塑性区的形成和转动耗散地震输入的能量,使节点免于破坏,并保证结构的整体性使其免于倒塌,实现“强柱弱梁”、“强节点弱杆件”的设计思想。然而,在美国北岭和日本阪神地震中,这种传统梁柱刚性连接节点并没有表现出人们所期待的延性,而是产生了大量的脆性破坏,导致大量钢框架出现断裂和倒塌,造成了巨大的经济损失。图 1.5 给出 1994 年美国北岭地震震后观察到的梁柱连接焊缝处的失效模式<sup>[4~6]</sup>。

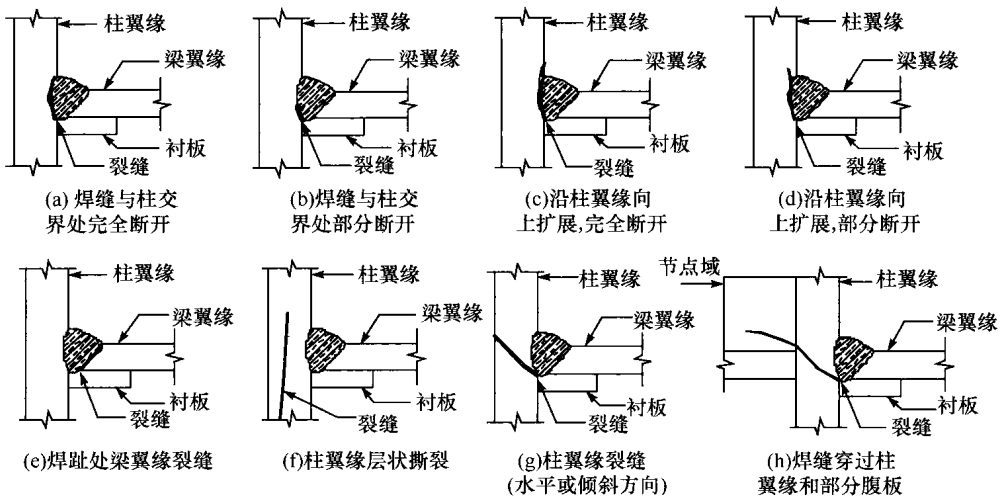


图 1.5 美国北岭地震中梁柱焊接节点的失效模式

图 1.5(a)的失效模式是一种很普遍的断裂形式,焊缝与柱翼缘完全脱离开。但许多情况下裂纹并不总沿着焊缝和柱的界面扩展。在很多情况中,断裂从垫板和柱的交界处开始,然后沿柱翼缘母材扩展,最后撕下一部分柱翼缘母材[图 1.5(c)],而裂纹如图 1.5(d)所示在柱翼缘中停止扩展的情形更多。图 1.5(e)所示裂纹从焊趾产生并扩展穿透梁翼缘的热影响区,这种在试验研究中常见的情形在北岭地震中并不多见。其余的连接失效主要发生在柱截面中,柱翼缘的层状撕裂[图 1.5(f)]、柱翼缘开裂[图 1.5(g)],甚至扩展到柱的腹板中[图 1.5(h)],这种情形较前者更为显著。柱翼缘的开裂与连接处的翼缘应变状况有关,进而与截面尺寸、钢材型号、焊接工艺、焊接质量、连接构造细节和外力有关。也有少数柱腹板中的裂纹向上扩展至梁上翼缘连接处的情形。

1995 年日本阪神地震中梁柱焊接节点断裂模式如图 1.6 所示<sup>[6,7]</sup>,图中“1”表示翼缘断裂,“2”和“3”表示热影响区断裂,“4”表示横隔板断裂,上述连接发生破坏时,梁翼缘已有显著屈服或局部屈曲现象,该现象在美国北岭地震中没有出现。另外,对比图 1.5 和图 1.6 可以看出,两次地震中梁柱节点的断裂模式明显不同,

阪神地震中裂纹主要向梁一侧扩展,如图 1.6 所示,而北岭地震中裂纹主要向柱一侧扩展,这种差别与梁柱节点的构造形式有关。

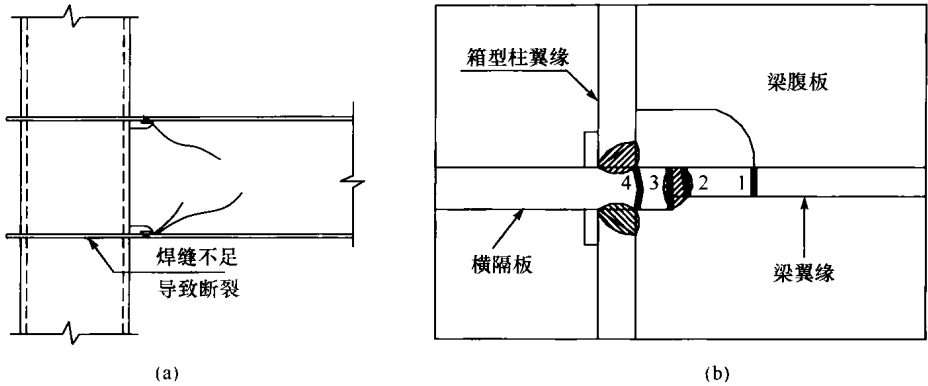


图 1.6 日本阪神地震中梁柱焊接节点的失效模式

根据美国联邦突发事件管理局(Federal Emergency Management Agency, FEMA)等研究机构进行的试验研究表明<sup>[8~10]</sup>,传统钢框架梁柱节点连接引起破坏的主要原因如下。

(1) 梁柱连接处存在较为严重的应力状态。图 1.7(a)为地震作用时钢框架横梁的弯矩分布,图 1.7(b)、(c)为梯形钢板模拟在地震力作用下,翼缘板  $L_1$  段在远端受一均匀应力场作用的变截面钢板受均匀外力作用,由于固定端的约束作用产生应力/应变集中现象,塑性应变无法扩散而集中于端部,又因为该处截面最薄弱,所以此处的梁端弯矩和剪力必须通过梁翼缘端部与柱翼缘的连接焊缝和剪切板传给柱,但这些部位的截面面积和截面模量一般都小于被连接的梁本身,结果使该部位产生很高的应力集中,造成脆性断裂。

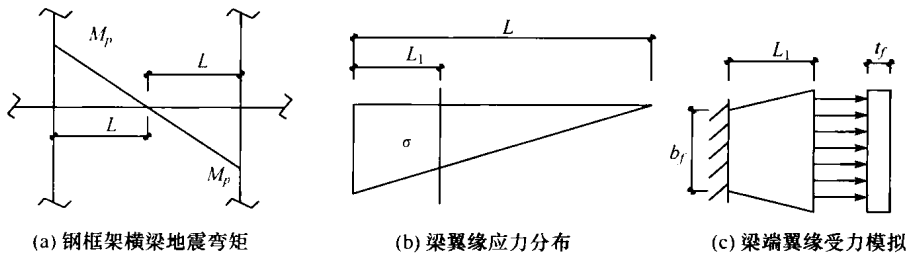


图 1.7 钢框架梁端应力分布

(2) 梁下翼缘与柱翼缘间的连接焊缝通常都是在现场俯焊,焊工一般骑在梁的上翼缘。在此位置施焊,每一条焊道在梁腹板处都要中断、中止或重新引弧,这种焊接方式导致该部位的焊缝质量很差,含有熔渣、不熔和其他缺陷。当连接受到高应力或有很大变形要求时,这些缺陷成为裂缝的发源地。

(3) 连接的基本形式使得工程人员很难对梁翼缘与柱翼缘连接焊缝根部隐藏的缺陷进行检查。通常焊接衬板在施焊完毕后都留在原处,对焊根的外观检查形成障碍。因此,主要检测方法是进行超声波探伤,但是节点的几何形状使超声波探伤很难可靠地查出在梁翼缘焊缝根部的裂缝,特别是在焊缝中部腹板附近的裂缝,形成引发裂缝的源头。

(4) 梁柱连接的典型设计模式是假设梁的弯曲应力全部由翼缘承受,剪力由腹板承受,但实际上由于柱变形出现的边界条件,梁翼缘在连接处承受了很大一部分梁的剪力。其结果导致梁翼缘不但在柱面处承受很大的弯曲应力,而且在焊缝中产生了很大的次应力。这种效应引起的应力集中对梁柱翼缘间全熔透焊缝焊根部位的承载力提出了很高要求,而该部位常常存在很多熔渣和严重的不连接,很容易引发裂缝。

(5) 梁翼缘与柱翼缘连接处的钢材,因受约束而不能运动,当柱翼缘较厚时此情况更为突出,这种约束情况使得该处钢材不能屈服,在焊缝中引起局部高应力,加剧了焊缝缺陷引发裂缝的倾向。

(6) 1985~1994年美国的设计规定鼓励在梁柱节点中采用弱节点域。在过分弱的节点域中,组件的非弹性受力性能受节点域的剪切变形控制。节点域剪切变形导致梁柱翼缘间连接焊缝附近的柱翼缘出现局部弯折,进一步增加了该敏感区对应力和应变的需要。

(7) 在20世纪60年代中期,建筑业推广半自动焊,在现场焊接时采用药芯焊条,安装公司通常采用低冲击韧性的焊条。当焊接速度过快时,会进一步加剧冲击韧性降低,遗憾的是焊工的施焊速度一般较快,其结果使在带有较大缺陷的焊缝中的应力接近梁钢材的屈服强度。

(8) 早期钢框架一般设计成冗余度较高的结构,几乎所有的梁柱连接都成为抗侧力体系中的一部分,结果造成构件截面较小。随着劳动力费用的提高,采用较少的刚性连接可以省工,故梁柱构件做得较大。钢框架构件对应变能力的要求与构件的跨高比有关,这样,随着构件截面增大,连接对脆性受力状态更加敏感。

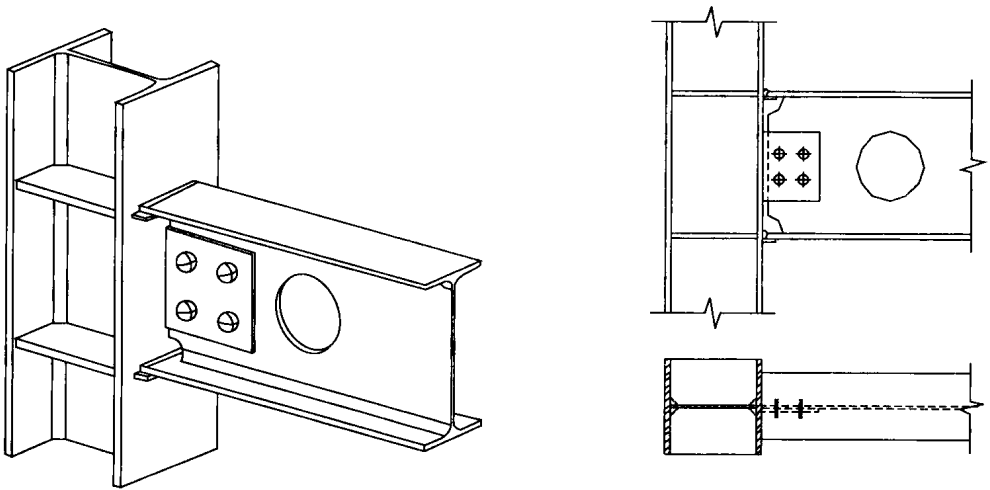
(9) 20世纪60~70年代,对钢框架开展了很多初期研究,钢梁通常采用A36钢(相当于Q235)。进入80年代,很多钢厂采用现代化生产工艺,包括用废钢炼钢,废钢中含有很多微合金元素,使得钢材强度提高。尽管是用A36钢制作的梁,但其实际屈服强度接近甚至超过50级钢(相当于Q345)。由于母材屈服强度的提高,梁柱翼缘间的焊缝金属与母材不匹配,对连接发生破坏有一定影响。

## 1.2 钢框架塑性铰外移新型抗震节点的类型和设计原理

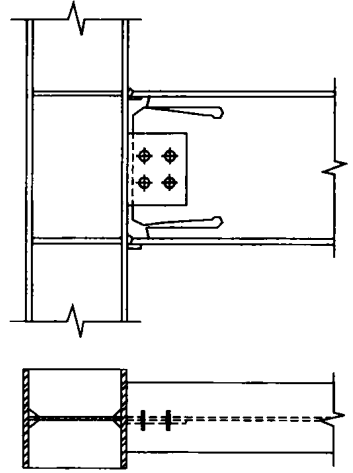
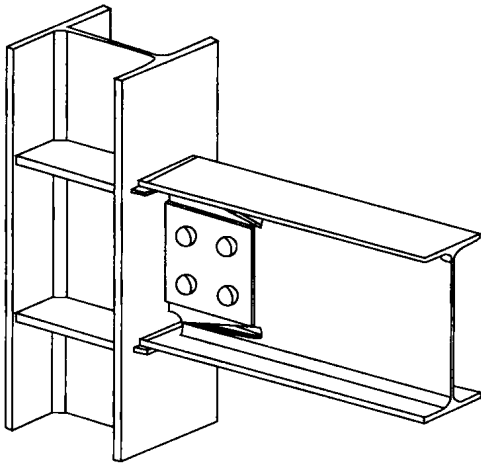
为解决传统钢框架梁柱连接节点焊缝脆性开裂问题,各国学者针对梁柱连接节点的抗震性能及延性开展了大量的试验研究。强柱弱梁、节点更强的试件可以发挥梁的塑性承载力,形成梁铰破坏机构,从而具有较大的塑性变形能力和耗能能力,即具有良好的抗震性能<sup>[11~21]</sup>。解决钢框架连接抗震性能问题的基本途径是将塑性铰外移,通过对钢梁截面进行削弱或加强,使强震时梁的塑性铰自柱面外移,从而避免脆性破坏。虽然两种形式的目的相同,但各有特点,前者通过对距梁柱连接处一定距离的梁翼缘或者腹板进行削弱,后者则是对梁翼缘加设过渡板或腋板等构造措施,促使梁端塑性变形在削弱区或加强区末端的位置出现并扩展,使强震时梁的塑性铰自柱面外移,从而避免节点过早出现裂缝发生脆性破坏,以达到延性设计目的。

### 1.2.1 削弱型节点

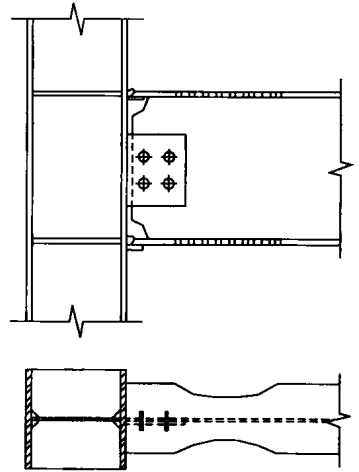
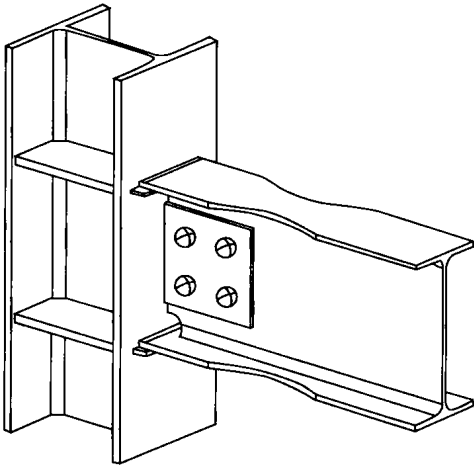
削弱型节点包括梁腹板开孔型、梁腹板切缝型和梁翼缘削弱型(reduced beam section, RBS)三种连接形式,如图 1.8 所示。



(a) 梁腹板开孔型



(b) 梁腹板切缝型



(c) 梁翼缘削弱型

图 1.8 梁削弱型连接形式

削弱型节点的设计思想是根据地震弯矩梯度对节点附近钢梁上某一选定区域进行削弱,使得削弱后区域的截面抵抗弯矩梯度等于该区域截面地震弯矩需求梯度。由于塑性铰总是在结构  $M/M_u$  最大截面处首先出现,而削弱区域各截面的  $M/M_u$  值大小相等且比梁上其他截面的  $M/M_u$  值大,因此,梁上事先选定的削弱区域能同时进入塑性状态,从而获得一个放大的塑性区域,达到塑性铰外移的设计目的,如图 1.9 所示。

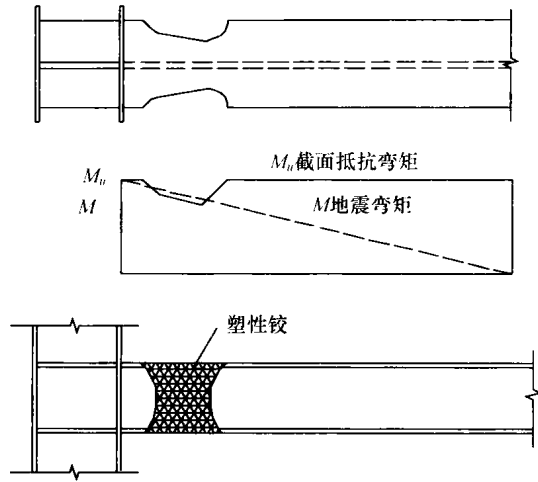


图 1.9 削弱型节点的设计原理

梁腹板开孔的构造方法是在梁腹板上切割圆形洞口,如图 1.8(a)所示,试验研究表明<sup>[19,22,23]</sup>,试件梁端塑性转角可以达到 0.04rad 以上,在梁根部的上下翼缘焊缝处没有出现裂纹,但试件的强度出现了较大退化。

梁腹板切缝的构造方法是在梁腹板靠近柱翼缘处沿翼缘轴线方向切割上下两条缝,如图 1.8(b)所示。试验研究表明<sup>[24]</sup>,试件可将塑性铰的位置从柱翼缘表面外移大约距剪切连接板端部一半梁高的距离,虽然腹板切缝的存在对梁弹性阶段荷载-位移特性的影响不明显,但腹板切缝处的应力集中现象较为严重。

RBS 节点是近十年研究的热点,该类型节点在距离梁端一定距离对梁的上下翼缘进行削弱,迫使塑性铰的位置离开受力复杂且脆弱的焊缝而出现在梁上,从而使连接的破坏形式转变为延性破坏。根据切割方式的不同,分为直线削弱型、圆弧削弱型和锥形削弱型三种<sup>[25,26]</sup>,如图 1.10 所示。直线削弱型虽然施工方便简捷,但两条直线的交汇处易发生应力集中现象,引起脆性破坏,故直线削弱型研究得较少。

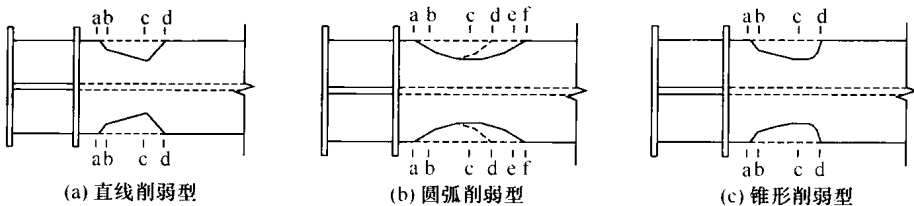


图 1.10 塑性铰外移 RBS 节点连接

圆弧削弱型节点在往复荷载作用下,表现出良好的延性性能。试验研究表明<sup>[27,28]</sup>,这种节点破坏时能够得到一个扩大的塑性铰区,并且梁端塑性转角可以达到 0.04rad 以上,这是传统节点塑性转角的 4 倍之多,能够较好地满足钢框架节点抗震设计对梁塑性转角的要求。

锥形削弱型是对圆弧削弱型的改进,其最大优点是清楚地考虑了地震弯矩梯度的影响。圆弧削弱型对钢梁削弱相对较大,易发生局部屈曲和扭转失稳。锥形削弱型经过正确设计,其梁翼缘的削弱使梁截面刚度减小不到 3%(圆弧削弱型截面刚度减小为 5%~6%),而节点的延性却能显著提高。但锥形削弱型节点对钢材切削加工要求较高,制作成本高于圆弧削弱型节点,工程应用受到一定限制。

### 1.2.2 加强型节点

加强型节点的共同特征是通过节点的加强,迫使塑性铰的形成位置出现在远离梁柱连接焊缝的梁上<sup>[29]</sup>。其基本思想是根据地震弯矩梯度对梁端截面进行加强,使加强后的区域截面抵抗弯矩大于地震弯矩需求梯度。由于塑性铰是在结构  $M/M_u$  值最大截面处首先出现,只要使加强段端部梁截面的  $M/M_u$  值小于梁上其他截面处的  $M/M_u$  值,加强段端部就会形成塑性铰并远离梁柱翼缘交界面,如图 1.11 所示。

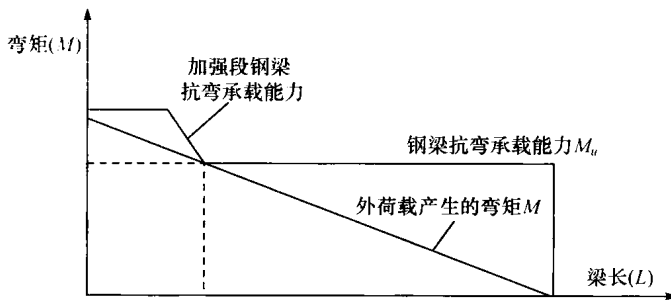


图 1.11 加强型节点的设计原理

梁端加腋型节点构造的特点是在梁端上下翼缘处通过斜向放置的加强钢板对节点进行加强,同时在梁腹板和柱腹板的相应位置设置加劲肋,如图 1.12 所示。研究表明<sup>[30]</sup>,加腋型节点可以有效地将塑性铰移出,较好地缓解梁端焊缝处的应力集中,在防止脆性破坏方面表现出良好的性能。但这种节点形式用钢量较大,节点处梁翼缘中部存在一定的应力集中现象,且梁下翼缘斜向设置的腋板增加了梁的高度,降低了建筑物的净空高度。

梁端肋板加强型节点如图 1.13 所示,主要有单肋板加强型[图 1.13(a)、(b)]和双肋板加强型[图 1.13(c)、(d)]等。单肋板是在梁上下翼缘中心位置各加一块肋板,而双肋板是在梁上下翼缘板上各焊两块三角形的垂直加劲板。其特点是在

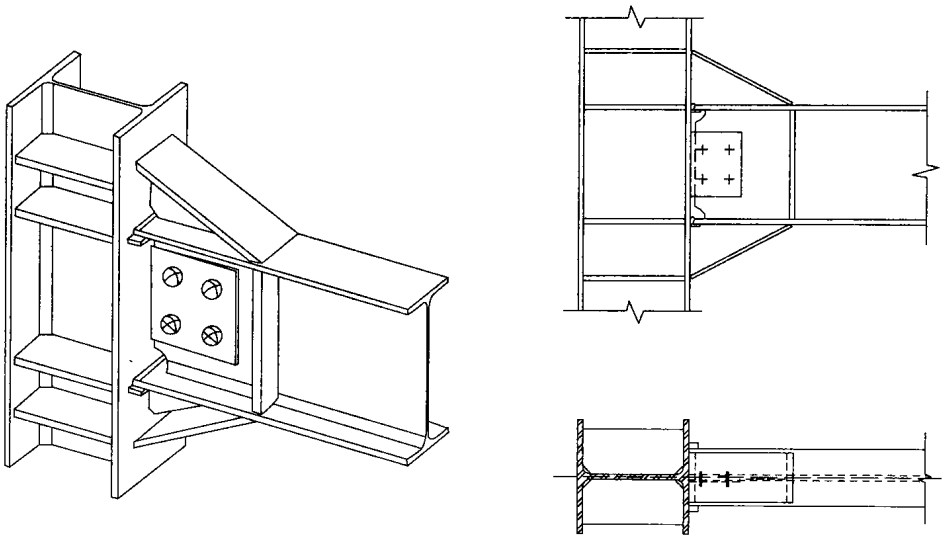
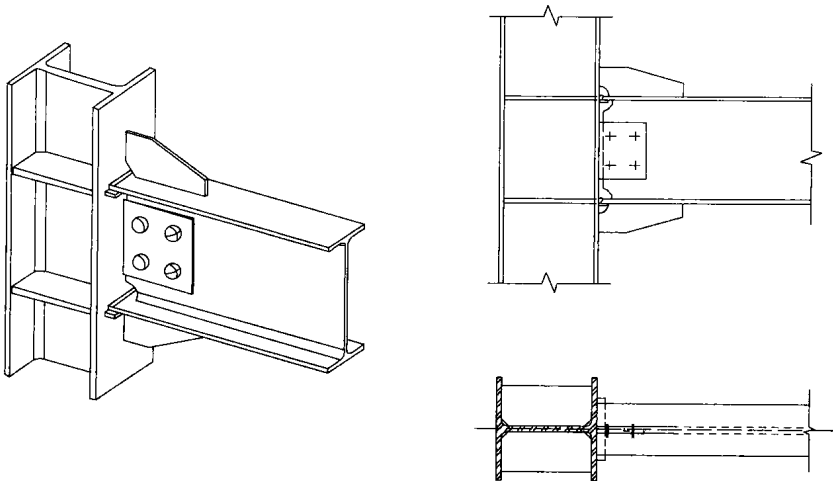


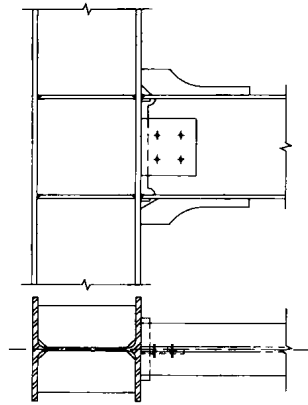
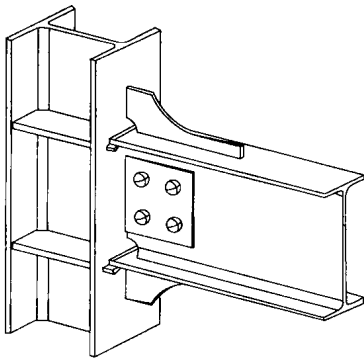
图 1.12 加腋式加强型节点

钢梁上下翼缘焊接的垂直肋板,增加了钢梁翼缘截面的抗弯承载力,使塑性铰移至肋板加强区之外,缓解了梁端翼缘焊缝处的应力集中,阻止了梁端翼缘焊缝处产生脆性破坏。双肋板式与单肋板式接头在几何位置上的不同在于,双肋板所处位置并没有对应柱腹板,而单肋板、梁腹板和柱腹板皆在同一平面。试验研究结果表明<sup>[31~33]</sup>,肋板加强型节点具有良好的塑性变形能力,能够缓解梁端翼缘焊缝处的应力集中,可以有效阻止梁端翼缘焊缝处产生的破裂。较厚的肋板试件表现出良好的滞回性能,而较薄的肋板试件由于肋板端部脆性破裂而失效。但肋板加强型节点同样存在降低建筑净空的缺点,且不方便组合楼板的安装。

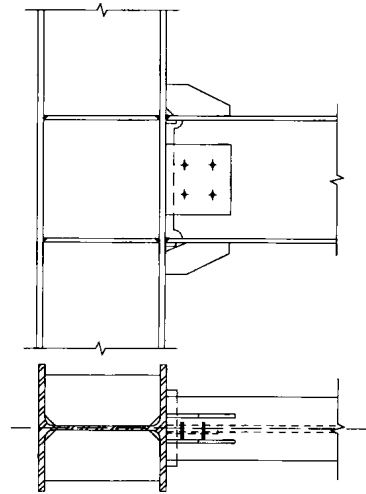
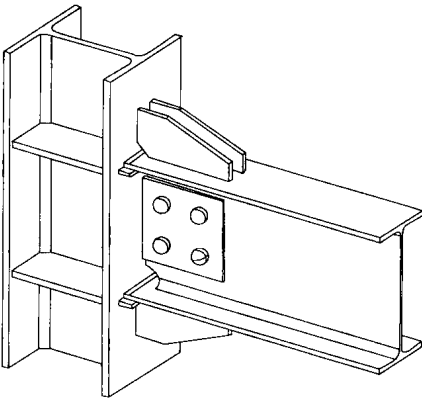


(a) 单肋板加强型

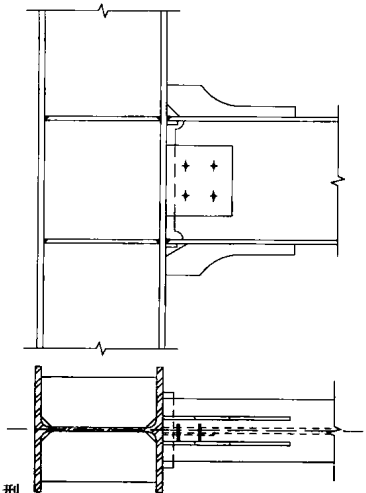
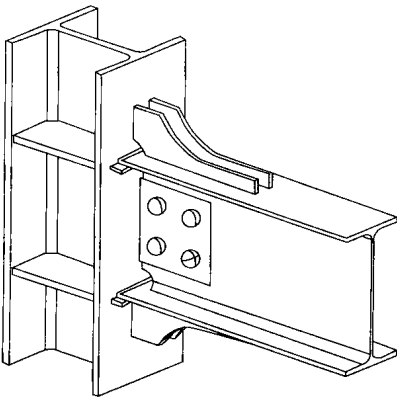




(b) 带圆弧单肋板加强型



(c) 双肋板加强型



(d) 带圆弧双肋板加强型

图 1.13 肋板式加强型节点