

分离式结构体系



刘洪波 著 邵永松 主审

分离式结构体系

刘洪波 著
邵永松 主审



黑龙江大学出版社
HEILONGJIANG UNIVERSITY PRESS

图书在版编目 (CIP) 数据

分离式结构体系 / 刘洪波著. -- 哈尔滨 : 黑龙江
大学出版社, 2018.2
ISBN 978-7-5686-0131-3

I. ①分… II. ①刘… III. ①变截面构件 IV.
①TU32

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2017) 第 173165 号

分离式结构体系

FENLI SHI JIEGOU TIXI

刘洪波 著 邵永松 主审

责任编辑	高 媛
出版发行	黑龙江大学出版社
地 址	哈尔滨市南岗区学府三道街 36 号
印 刷	哈尔滨市石桥印务有限公司
开 本	720 毫米 × 1000 毫米 1/16
印 张	13.75
字 数	318 千
版 次	2018 年 2 月第 1 版
印 次	2018 年 2 月第 1 次印刷
书 号	ISBN 978-7-5686-0131-3
定 价	42.00 元

本书如有印装错误请与本社联系更换。

版权所有 侵权必究

本书出版获得国家青年自然科学基金项目(51008094)，国家自然科学基金项目(51678221)和黑龙江省自然科学基金项目(LC2017025)的资助

前 言

随着我国国民经济的发展和钢产量的不断攀升,钢结构建筑在我国一些大中型城市中兴起。为了提高钢结构建筑的抗震能力及整体经济性能,改善结构体系是最直接、最有效的措施。本书对多高层钢结构建筑的受力特点进行分析,提出基于变截面组合梁和变截面支撑的分离式结构体系。该体系具有抗震性能好、经济性好和设计计算简单等优点,关于分离式结构体系的研究对于提高多高层钢结构建筑的抗震能力和经济性、减轻地震灾害具有重要的理论意义和实用价值。

本书第1章对分离式结构体系进行了介绍。第2章采用数值分析和试验相结合的方式,分析了单向和循环往复荷载作用下变截面支撑的受力性能,分析了截面形式、楔率和长细比对变截面支撑稳定性和滞回性能的影响。通过引入等效惯性矩和等效计算长度系数,将变截面支撑等效为等截面支撑,推导并拟合出求解等效计算长度系数的实用公式。在大量算例分析的基础上,给出了验算变截面支撑整体稳定的实用方法。第3章利用ANSYS软件建立了变截面组合梁的有限元模型,对变截面组合梁进行受力分析,对比不同跨度、不同荷载作用形式、不同变截面形式、不同变截面楔率下的刚度及承载力。第4章采用试验、时程分析和Pushover方法对不同的分离式结构体系的抗震性能进行了介绍,分离式结构体系降低了柱内弯矩,从而降低了截面内峰值应力,使应力变化更为缓和,提高了体系的抗震能力。

全书由哈尔滨工业大学土木工程学院邵永松教授主审,在此表示衷心感谢。

目 录

第1章 绪 论	1
1.1 分离式结构体系简介	1
1.2 研究现状	2
第2章 变截面支撑	6
2.1 引言	6
2.2 楔形变截面支撑的稳定性能	8
2.3 变截面支撑的滞回性能	44
2.4 变截面支撑滞回性能的试验研究	71
2.5 变截面支撑的试验数据分析	95
2.6 小结	116
第3章 变截面组合梁	118
3.1 引言	118
3.2 简支变翼缘宽度组合梁刚度及承载力研究	119
3.3 简支变腹板高度组合梁刚度及承载力研究	137
3.4 小结	154
第4章 分离式结构体系的振动台试验研究	155
4.1 引言	155
4.2 振动台试验设计与准备	155
4.3 分离式结构试验结果分析	168
4.4 分离式结构有限元分析	180
4.5 分离式结构静力弹塑性分析	198
4.6 小结	206
参考文献	207

第 1 章 绪 论

1.1 分离式结构体系简介

所谓分离式结构体系指的是采用不同的结构体系分别独立抵抗竖向荷载和水平荷载的结构体系,不同结构体系在承载过程中各自独立地抵抗相对应的荷载。分离式结构体系强调的并不是各构件几何位置的分离,而是不同结构体系承载功能的分离。例如:抵抗竖向荷载采用排架体系、抵抗水平荷载采用支撑体系的多层排架结构。由于多层排架结构中的排架体系的抗侧刚度特别低,所以由支撑体系承担全部的水平荷载,由排架体系承担全部的竖向荷载。相对于传统的框架结构、框架-剪力墙结构、框架-支撑结构等,分离式结构体系是一种新型的结构形式,主要有以下几方面的优点:

抗震性能优越,能够有效避免梁柱节点发生脆性断裂。分离式结构体系采用的是梁柱铰接节点,水平荷载和竖向荷载分别由水平抗力体系和竖向抗力体系承担,这样就可以根据需求选择合理的抗侧力结构体系,提高了整体的抗震性能,避免梁柱节点发生脆性断裂。虽然分离式结构体系的梁柱节点采用的是铰接连接形式,但并不会降低结构的冗余度,因为选用了承载力、抗侧刚度和耗能都出色的抗侧力体系,通过把支撑结构布置在不同的跨、不同的层,使得在地震荷载作用下,支撑不会同时屈服,提高整体结构的延性,符合建筑结构多道设防抗震原则。

承载功能划分明确,荷载传递路径简短,结构安全可靠。分离式结构体系水平抗力体系与竖向抗力体系承载功能分离,水平荷载和竖向荷载分别由水平抗力体系和竖向抗力体系承担,荷载传递路径十分明确,实现了荷载短途传递。在进行结构设计与计算时,竖向抗力体系可只考虑竖向荷载的最不利组合,抗侧力结构体系可只考虑水平荷载的最不利组合。由于荷载组合工况的数目减少,从而降低各类荷载组合的随机性和最不利荷载出现概率,计算结果更加准确,在一定程度上提高了结构的可靠度和安全性能。

梁、柱、支撑铰接节点构造简单,便于施工。多高层钢框架结构的梁柱连接方式采用刚性连接时,连接节点的静力性能较为理想,但其延性差,并且施工难度大,易造成节点较大的离散性,限制结构的动力性能。本书所采用的梁柱铰接节点是通过耳板实现梁、柱、支撑铰接的,设计计算简单准确,施工方便。

充分利用钢材的力学性能,经济性好。分离式结构体系采用梁柱铰接节点,梁相当于简支梁,支撑相当于二力杆。充分利用简支梁支座弯矩始终为零、跨中弯矩最大的受力特

点,可将梁与支撑设计成支座截面最小、跨中截面最大的变截面构件,充分利用材料的力学性能,减小构件截面尺寸,节约钢材。

1.2 研究现状

1.2.1 变截面轴心受压构件研究现状

对变截面支撑的研究可以追溯到对变截面轴心受压构件的研究。众所周知,两端铰接的轴心受压杆变形后沿其轴向呈半个正弦波的形状,杆件中间部位弯矩最大,向两端逐渐减小,直至杆件端部弯矩为零。因此,将轴心受压构件设计成截面惯性矩沿轴向变化的变截面构件无疑会更加节约材料,同时承载力不会有所降低。

20 世纪中期,Trahair 和 Booker 等人对最优化的截面惯性矩沿轴向变化形式做了研究,利用变分原理得出在一定荷载作用下最省材料时截面惯性矩沿轴向变化的具体形式。但是他们所做的研究针对的都是截面惯性矩沿轴向变化比较简单形式,想要求得实际工程中各种轴心受压杆件的最优形式并非易事,即使可以求得,也不具备实际意义。

于是,研究者开始对实际工程中常见形式的变截面轴心受压构件的弹性稳定性能进行研究。1958 年,Timoshenko 等人利用平衡法对阶梯形实腹式轴心受压柱的弹性特征值屈曲荷载进行逐次逼近,得到了该形式两端铰接受压柱的弹性特征值屈曲荷载。1961 年,Dinnik 等人总结前人有关变截面轴心受压构件弹性稳定性能的研究成果,利用贝塞尔函数对截面惯性矩沿轴向成幂次方关系的实腹式轴心受压构件弹性特征值屈曲荷载的理论解进行求解,并给出了不同幂次时与等截面轴心受压构件欧拉公式相似的弹性屈曲荷载求解公式及其稳定系数和长度系数的数学理论解。但是,这些研究多是利用数学原理对变系数微分方程做近似求解,受数学理论和计算方法的影响很大,随后各国研究者陆续采用精确的数学方法以及能量方法对变系数微分方程进行求解。

从 20 世纪 60 年代末开始,随着各种用于求解变系数微分方程的数值方法的发展,对变截面轴心受压构件的研究迅速展开。1969 年,Girijavallabhan 利用有限差分法将变截面受压柱的变系数微分方程转化成线性方程组,迭代求解系数矩阵特征值,得到柱的弹性特征值屈曲荷载。1972 年,Kitipornchai 与 Trahair 利用有限积分法将变截面受压柱的变系数微分方程转化成积分方程,求解出该积分方程的近似解。1988 年,Smith 利用能量法求解了截面惯性矩沿轴向幂次方变化的变截面受压构件,列出系统外力势能和应变势能的表达式,最后利用势能驻值原理得到特征值屈曲系数。1997 年,连云港港务局的林延清提出用加权等效的方法求解变截面构件的弹性屈曲荷载,他将变截面构件等效成阶梯形构件,每阶视为等截面,先求出每阶段的屈曲荷载,然后引进加权系数,最后通过加权平均的方法得到变截面构件的弹性屈曲荷载,并与文献给出的结果做了对比,具有较高精度。但是这些研究针对的都是理想弹性构件,并没有充分考虑到实际构件的几何非线性和材料非线性,随着实际工程中构件形式日趋复杂,这些研究也越来越缺乏实际的工程指导

意义。

近年来,各种大型通用有限元程序发展迅速,其高效计算的能力和较高的计算精度可以满足结构分析的需要。与此同时,具有强大计算处理能力和较大存储空间的高性能计算机也被广泛应用在结构分析和设计领域,越来越多的研究者开始利用有限元程序对各种类型的变截面构件进行模拟研究。有限元程序可以同时考虑构件的几何非线性和材料非线性,通过数值迭代逐次逼近构件的极限稳定状态,甚至可以跟踪结构失稳后的平衡路径。这期间,研究者主要针对不同截面形式的变截面轴心受压构件进行弹塑性稳定和低周循环加载研究。2003年,哈尔滨工业大学的邵永松等人利用板壳有限元分析方法对腹板开洞的楔形变截面轴心受压柱的弹塑性稳定承载力进行分析,发现当孔洞大小、间距和楔率在一定范围内时,节约材料对该类型变截面构件的刚度和承载力的影响不大。2004年,清华大学的郭彦林等人基于板壳有限元分析方法对门式刚架变截面柱平面内稳定极限承载力进行研究,并考虑了板件局部屈曲和构件整体屈曲的相关屈曲问题,研究发现,翼缘宽厚比和腹板宽厚比是影响其稳定极限承载力的重要参数,且随着楔率的增大,此类构件的稳定极限承载力显著提高。2005年,清华大学的邓科对大跨空间体系中常常用到的实腹式和格构式变截面轴心受压柱的稳定性能和设计方法进行研究,在说明变截面轴心受压构件稳定优势的同时给出了以等效方法为原则的稳定设计方法。

1.2.2 组合梁及变截面梁的研究现状

国内外学者已经对组合梁进行了大量的试验与理论研究,对组合梁刚度及承载力的研究已较为成熟,已广泛应用到工程设计中。

组合梁的研究始于20世纪20年代,Machay和Gillespie等人进行了组合梁的试验研究,初步研究了组合梁的受力性能。此后,美、英、日、德等国家的学者进行了大量的有关组合梁的试验研究,各国都制定了有关组合梁的设计规范或标准。最初的组合梁基本都是按弹性理论设计的,20世纪60年代开始,各国学者开始转向按塑性理论分析组合梁的受力性能。此后,国外学者对组合梁的受力性能、承载力、滑移效应、抗剪连接件、刚度等方面进行了大量的研究,取得了很多成果。

我国的组合梁研究起步比较晚。20世纪80年代以后,组合梁开始广泛应用,对于组合梁的研究也开始涉及影响组合梁性能的各种因素,更加科学化、系统化。近年来,张建华对简支组合梁的承载力进行研究,对规范给出的设计方法进行优化,考虑了混凝土材料的抗剪特性,给出了弯剪共同作用下弹性和弹塑性计算方法,与试验结果形成较好的吻合。李莉进行了组合梁刚度的研究,对规范给出的组合梁刚度计算公式进行修正,得到了简支组合梁的附加变形系数,并根据势能变分原理得到组合梁的刚度矩阵。刘清平等人对框架中组合梁的等效刚度进行研究,通过能量原理推导出等效刚度的数学表达式,简化了组合梁刚度的计算。王锁军等人研究了组合梁对框架抗震性能的影响,考虑钢框架的组合作用,对结构进行了反应谱分析和地震时程分析。易海波采用试验和仿真模拟方法对组合梁的翼板有效宽度进行研究,研究了翼板的应力分布,确定了组合梁翼板有效宽度的合理取值。



对于变截面梁的研究,国内外学者目前也已经做了大量的工作。范圣刚等人对变截面钢梁的整体稳定性能进行研究,采用能量法和有限元法分析变截面梁的稳定极限问题,并推导出了刚度矩阵方程。王晓军等人进行了变截面梁的有限元分析,推导出了变截面梁单元的单元刚度矩阵,使变截面梁的分析得到了大大的简化。张元海等人推导了变截面梁中剪应力的计算公式,研究了变截面梁的应力分布规律。方恬对变翼缘宽度纯钢梁进行了优化设计,给出了优化设计的基本步骤及用于工程设计的通用公式。

变截面梁的内力数值求解方法,对于构件的理论研究及工程实践具有重要的意义。对于变截面梁的研究,常采用位移插值函数去建立有限元公式,并取得了很好的计算结果。国外学者针对等截面梁提出了有限元柔度方法,优化了结构构件的计算,这是一种采用力插值函数的梁单元模型,并可以较好地解决材料的非线性问题。有限元柔度方法的建立是基于使单元内部力与单元节点力满足力的平衡方程,从而推导出有限元公式。有限元柔度方法可以避免直接对单元内部位移场进行描述的问题,国内外学者已经采用有限元柔度方法对变截面梁进行了研究,并取得了一定的成果。

1.2.3 半刚性框架研究现状

多年前,国内外科研工作者们就开始了半刚性节点的研究。Wilson 和 Moore 对铆钉连接的柔度进行了具有划时代意义的首次研究。虽说二人当时没有意识到半刚性连接的意义,但是从此次试验之后,越来越多的科研工作人员开始针对半刚性节点进行研究。

1936 年,Rathbun 等人在研究了半刚性节点的转角弯矩曲线后,将半刚性节点加载曲线的刚度值定为转角弯矩曲线开始阶段的曲率求导值。

人类社会经济的发展,促进了科学技术水平的提高。而高等计算机知识技术的创立和发展在很大程度上给自然科学的研究加上了翅膀。20 世纪中叶,螺栓的应用促进了建筑行业的发展,而螺栓与结构的连接大部分属于半刚性节点,这就使得越来越多的科研工作者开始通过计算机模拟技术来进行半刚性节点的模拟分析。1975 年,Frye 等人分别对常用的几种半刚性节点形式进行了弹性分析,它们分别是 T 型钢连接、顶底角钢连接、带腹板的单(双)角钢连接、带腹板双角钢的顶底角钢连接、矮端板连接异界外伸、平齐端板连接。

1980 年,Jones 等人采用矩阵位移法研究半刚性节点时发现,对半刚性节点位移矩阵进行矩阵修补能够良好地求得位移矩阵中各个参量与杆件的线性长度、刚度和半刚性节点的关系,具体的做法是将位移矩阵中的固端矩阵和刚度弹性矩阵进行线性修正。

1991 年,Yoshiaki 等人在对半刚性框架中双面角钢进行连接时发现,双线性规则模拟所得到的结果能够良好地反映此类节点的真实性能。

1992 年,Jackson 针对不同类型的半刚性节点进行了单调加载试验和循环荷载节点试验,试验结果显示半刚性组合节点能够显著地提高钢框架的强度、刚度以及延性等性能。

1999 年,Kukreti 等人在大量实际灾害研究中发现,结构的承载力极值和结构的整体刚度与半刚性框架节点连接处的具体连接形式有很大的关系。

2008 年,Nader 等人进行了振动台试验,分别对铰接、刚性连接和半刚性连接的梁柱

节点下的钢结构框架进行了分析,得出结论:在地震作用下,半刚性节点具有良好的延性,而且半刚性连接的钢框架的侧移量并不会比刚性连接的钢框架的侧移量大。这之后,他们又通过单层单跨钢结构的框架结构的振动台试验,得出在地震荷载的作用下半刚性连接钢框架的侧移量与刚性连接钢框架相差无几,并且发现合理的半刚性连接能够表现出更加优良的延性。

国内外学者在半刚性连接方面做了大量工作,但我国对半刚性连接节点的研究相对于国外起步较晚。半刚性连接的非线性性质决定了该连接的复杂性,而结构的几何非线性和构件剪切变形的影响又增加了问题的复杂程度,因而对半刚性连接钢框架的静动力性能需要做深入研究。

1992年,沈祖炎等人在研究梁柱半刚性连接钢框架时从两个角度出发,分别发现,当遭遇强烈地震波时梁柱连接处半刚性节点的强度对其位移的影响几乎可以忽略不计,而梁柱连接处半刚性节点的刚度对其位移的影响却有着举足轻重的作用。

2000年,陈绍蕃在对门式刚架体系进行研究时深入分析了此体系中螺栓节点处的半刚性连接难题。彭福明等人在总结了前人的研究结果后得出螺栓连接的半刚性节点性能只受节点的影响的结论。

2002年,郭成喜受陈绍蕃对于门式刚架中螺栓节点处的半刚性连接的研究的启发,继续更深入地分析了门式刚架中半刚性节点处的受力问题,在其中他用到了结构单元分析理论中的矩阵式推演方法。

2004年,石永久等人发现,半刚性连接钢框架梁柱端板处的连接符合半刚性节点的特点,并通过相关试验得出与梁柱端板有关的各个因素对其性能的影响,其中梁柱端板上栓杆形状尺寸、端板形状尺寸、梁柱端板处是否加劲肋以及端板固定方式等因素都在一定程度上影响了此半刚性节点的性能。

2007年,刘清平等人在对梁柱半刚性连接钢框架进行单向水平循环往复荷载试验后,分析计算出此类框架的弹性阶段性能和部分塑性阶段性能,对其结构破坏机制也进行了深入研究。

2008年,石文龙等人收集考证了许多资料后,将近些年来科研工作者们在梁柱半刚性连接钢框架领域的相关试验及计算机模拟成果进行了分析汇总,在众多的研究成果中分析得出几种经济合理、强度高、抗震性能优秀的半刚性节点。

2010年,侯颖等人在应用ANSYS软件对梁柱半刚性连接钢框架进行建模模拟分析后发现,无论钢框架的梁柱节点是怎样的节点形式,其在刚度方面的破坏机制、破坏形式基本都是一样的。

综上所述,跟传统的梁柱连接方式相比,半刚性节点部分采用螺栓连接,避免了一定的焊接缺陷,这就使得其在施工方便、质量效果好的前提下,又保证了良好的抗震性能。然而,半刚性节点在实际工程中并没有太多的应用。半刚性连接方式复杂的原理使得其结构设计相对复杂,这从另一个方面表明,对半刚性框架性能的研究还要更深入地开展,相关规范也要进一步得到完善。

第2章 变截面支撑

2.1 引言

本章是围绕工形变截面支撑进行的,先利用 ANSYS 有限元程序对工形变截面支撑弹塑性稳定性能进行了系统分析,在大量算例分析的基础上,给出了验算工形变截面支撑整体稳定的实用方法。继而在变截面支撑稳定性能研究的基础上,利用 ANSYS 有限元程序分别对工形变截面支撑、方钢管变截面支撑和圆钢管变截面支撑在低周循环荷载作用下的受力性能进行了研究,分析了长细比和楔率等参数对变截面支撑承载力、刚度和耗能能力的影响,并与相应等截面支撑进行了对比分析,同时在保证用钢量相同的前提下,分别对方钢管变截面支撑和圆钢管变截面支撑的弹塑性稳定性能与相应等截面支撑进行了对比研究,分析了长细比和楔率等参数对变截面支撑弹塑性稳定极限承载力的影响。

利用试验分析与理论分析相结合的研究方法,通过试验分析变截面支撑试件在循环往复荷载作用下的滞回性能,设计并加工了 12 根不同截面形状、截面尺寸的变截面钢支撑试件进行低周往复循环荷载拟静力试验,观察、记录支撑试件破坏位置、破坏模式等试验现象,分析总结变截面支撑试件破坏机理;分析试验数据,总结出变截面支撑的端部截面尺寸、截面形状、用钢量、长细比、楔率等因素与其滞回性能的关系,并进行试验现象、滞回曲线、骨架曲线以及耗能能力的分析总结;分析比较每根支撑试件的总耗能能力和平均耗能能力,确定试验阶段耗能能力最好的变截面支撑,并建立此支撑的有限元模型,将有限元数据与试验数据进行对比分析。

2.1.1 变截面支撑介绍

多高层钢结构大多是框架结构形式,框架结构主要分为两种:纯钢框架和钢框架-支撑结构体系。纯钢框架是由梁和柱单纯组成的无支撑框架,其梁柱连接形式一般为刚接。纯钢框架的优点是结构简单、施工速度快、经济性能好,对于结构层数不超过 30 层的建筑结构来说,纯钢框架施工周期短、经济合理。

纯钢框架结构轻质高强,结构构件尺寸较小,结构的整体侧移刚度偏低,常规钢结构设计中常采用侧向支撑构件等措施来满足其使用要求。但是,纯钢框架侧移刚度很差,当建筑结构超过 30 层,结构将在水平荷载作用下产生较大侧向位移,影响正常使用。

与纯钢框架结构相比,钢框架-支撑结构体系在结构抗侧移方面有着明显的优势。钢框架-支撑结构体系分为中心支撑和偏心支撑两种。抗风结构中一般采用框架中心支撑结构体系,这是因为风荷载作用不强烈,能够保证中心支撑在弹性范围内受力,由于没有进入弹塑性阶段,中心支撑不会侧向屈曲。中心支撑抗侧移能力强且经济适用,非常适合应用于抗震设防烈度不高的地区。可是,当地震波强度较高时,框架体系中的中心支撑构件受力过大发生屈曲失稳,这会使得整个结构的刚度迅速地降低,支撑不再耗能,结构体系遭到破坏。如果为了让中心支撑构件在强烈的地震波作用下不致失稳屈曲而一味增大结构用钢量,这又会使得结构整体经济性能不好。相对于框架中心支撑体系,框架偏心支撑体系抗震性能更好,可以被应用于抗震设防烈度较高的地区。它不仅刚度大、抗侧移能力强,而且在具有很优秀的极限承载力的前提下又保证了一定的延性和经济性能。可是,当承受强烈的地震波作用时,结构虽没有被破坏,但其结构内持荷梁部分变形十分严重,这会带来设计上难以准确计算结构耗能和灾难后难以修补的双重难题。

大量实际工程案例表明,对于轴心受压杆来说,如果端部都采用铰接的连接方式,其受压后弯矩呈现出中间弯矩最大,然后向杆件的两端逐步减小到零的态势,并且杆件受压后形状会变为沿着杆轴的正弦波形,因此,将支撑设计成中间截面大、两端截面小的变截面形式将显著提高支撑的稳定性能和经济性能。

基于以上原因,本章第三、四节将设计加工一系列变截面支撑试件,分别从试验和有限元模拟两方面研究变截面支撑试件的滞回性能。

2.1.2 变截面支撑特点

普通钢支撑是钢结构建筑抗侧力体系中最常见的一种体系,其构造简单,抗侧刚度大,可以有效地限制结构的侧向位移,在多层钢结构建筑中应用广泛。但是由于普通钢支撑容易受压失稳受拉屈服,而失稳后支撑承载力快速降低,不利于支撑继续承担水平荷载,同时也不利于建筑物的能量耗散。为了改善普通支撑所面临的以上问题,国外研究者首先提出防屈曲支撑的概念,经过多年探索研究,已广泛应用于实际工程中。事实证明,防屈曲支撑可以有效地避免支撑受压后的屈曲失稳,同时由于其内芯板件很容易进入全截面屈服状态,可以更好地消耗地震作用,从而避免地震时建筑结构的大规模破坏。但是由于防屈曲支撑本身构造的复杂性,导致影响其工作性能的因素繁多,设计计算复杂;同时防屈曲支撑制作精度、成本偏高,有碍于其在经济欠发达地区的推广应用。因此,本章第五、六节提出一种设计计算、构造相对简单的变截面全钢支撑来中和上述两种钢支撑的优缺点。

在实际工程中,支撑与柱多做成由焊缝连接的刚接形式,而对支撑进行设计计算时则按照支撑两端铰接计算。根据两端铰接偏心受压杆受压时杆端弯矩和变形为零、杆中弯矩和变形最大的特点,将支撑设计成中间大两端小的楔形构件无疑会改善其稳定性。同时,由于增大了支撑中部截面面积,支撑受压时塑性区域由中部向两端外移,可以形成更大的塑性区域,更有利于其在地震作用下的能量耗散。另外,由于支撑端部截面相对较小,在其与柱的连接节点处构造相对简单,有效地避免了支撑端部截面强度被破坏等

问题。

2.2 楔形变截面支撑的稳定性能

根据截面形式不同,本节将对三种变截面支撑的稳定性能做理论研究。三种类型变截面支撑分别为:(1)工形变截面支撑;(2)方钢管变截面支撑;(3)圆钢管变截面支撑。其中,对于工形变截面支撑的稳定性能研究主要从其弹性特征值屈曲入手,通过对特征方程数学精确解的数值拟合得到适合工程应用的简便公式,继而在弹性稳定分析的基础上应用 ANSYS 有限元程序考察其弹塑性稳定极限承载能力,最后给出该类型支撑的稳定设计方法;而对于方钢管、圆钢管变截面支撑的稳定性能研究,主要是在前人的理论基础上做用钢量相同情况下变截面支撑与等截面支撑稳定性能的对比分析,最后给出这两种类型支撑的设计建议。

2.2.1 翼缘楔形工形截面支撑的稳定性能

通常情况下,钢支撑构件的设计主要由其受压稳定性能起控制作用,由于支撑在地震荷载的作用下受压易发生失稳,我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)、《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)和《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—2015)对抗震设防建筑中支撑构件长细比有相应的限制规定。因此,对于支撑工作性能的研究首先落在对其受压稳定性的研究上,而构件的受压稳定性研究要从构件的弹性稳定性研究入手。对于无任何初始缺陷的理想轴心受压构件,采用小挠度理论,同时考虑荷载的二阶效应并忽略屈曲前变形,可以建立其平衡微分方程,该微分方程的特征值即为构件的弹性屈曲荷载系数,特征函数即为构件的屈曲模态。

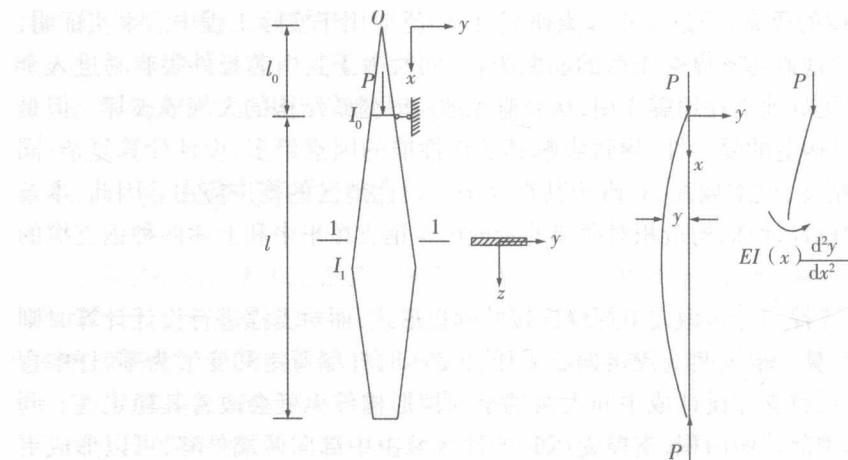


图 2-1 变截面轴心受压构件示意图

如图2-1所示,两端对称的变截面轴心受压构件,两端部截面惯性矩为 I_0 ,中部截面惯性矩为 I_1 , O 点处截面惯性矩为零,截面1-1形式任意。构件两端铰接,考虑对称性,取上半部为研究对象,其平衡微分方程如下式:

$$EI(x) \frac{d^2 y}{dx^2} + Py = 0 \quad (2-1)$$

式中: E 为弹性模量, $I(x)$ 为构件截面惯性矩,是 O 点到截面1-1距离 x 的函数。假设 $I(x)$ 按幂次方规律分布,即:

$$I(x) = I_1 \cdot \left(\frac{x}{a}\right)^m \quad (2-2)$$

式中: a 为中部截面到 O 点的距离,即 $a = l_0 + l/2$; I_1 为中部截面惯性矩。

将式(2-2)代入式(2-1)中,有:

$$EI_1 \cdot \left(\frac{x}{a}\right)^m \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + Py = 0 \quad (2-3)$$

或简化为:

$$x^m \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{Pa^m}{EI_1} + Py = 0 \quad (2-4)$$

方程(2-4)为二阶变系数微分方程,对其积分时将引入两个任意常数。根据以下的两个边界条件可以确定这些常数:

(1)在构件端部截面处,即 $x = l_0$ 处, $y = 0$;

(2)在构件中部截面处,即 $x = a = l_0 + l/2$ 处, $y' = 0$ 。

由以上两个边界条件可以得到一个线性方程组,使该方程组行列式为零,便可以导出求解轴心受压构件临界荷载的方程,而且该方程具有与欧拉公式相似的形式:

$$P_{cr} = \frac{KEI_1}{l^2} \quad (2-5)$$

式中: K 为稳定系数。记 $U^2 = Pa^m/EI_1$ 为导出方程的根,并引入中间辅助量 k ,则 K 可由下式得出:

$$K = U^2 (1 - k^2)^2, k^{2m} = \frac{I_0}{I_1} \quad (2-6)$$

变系数微分方程(2-4)的求解比较复杂,通常需要借助贝塞尔函数积分。当 $m \neq 2$ 时,方程(2-4)可以被积分成 $1/(m-2)$ 阶贝塞尔函数,对于不同的 m 值,文献给出了求解 U 的理论表达式。

(1)弹性特征值屈曲

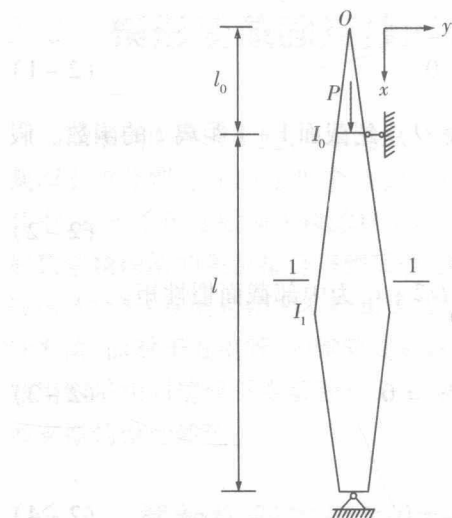


图 2-2 工形变截面支撑示意图

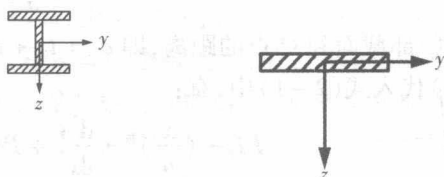


图 2-3 单侧翼缘截面示意图

如图 2-2 所示,工形变截面支撑沿其轴线方向腹板高度 h_0 不变、翼缘宽度 b 按线性变化,且端部最小、中部最大。对于本节所研究的支撑构件,绕其弱轴(z 轴)的失稳问题更为突出,考虑支撑两侧翼缘的对称性,同时忽略腹板绕 z 轴的惯性矩,那么可以得知单侧翼缘板(如图 2-3 所示)绕 z 轴的截面惯性矩是沿轴线坐标 x 的三次函数,即式(2-2)中 $m = 3$,则其平衡微分方程可表示为:

$$EI_1 \cdot \left(\frac{x}{a} \right)^3 \frac{d^2 y}{dx^2} + Py = 0 \quad (2-7)$$

令 $U^2 = \frac{Pa^3}{EI_1}$, 并利用 $\frac{1}{m-2} = \frac{1}{3-2} = 1$ 阶贝塞尔函数,式(2-7)可被积分成:

$$y = \sqrt{x} \left[AJ_1 \left(\frac{2U}{\sqrt{x}} \right) + BY_1 \left(\frac{2U}{\sqrt{x}} \right) \right] \quad (2-8)$$

将几何边界条件代入式(2-8)的通解,并令所得的线性方程组行列式为零,可以得到屈曲临界荷载的特征方程为:

$$\frac{J_1 \left(\frac{U}{k} \right) \cdot Y_2(U) - Y_1 \left(\frac{U}{k} \right) \cdot J_2(U)}{J_1 \left(\frac{U}{k} \right) \cdot Y_1(U) - Y_2 \left(\frac{U}{k} \right) \cdot J_2(U)} = 0 \quad (2-9)$$

(2-8)、(2-9)式中: J_1 、 J_2 分别为 1 阶和 2 阶第一类圆柱函数, Y_1 、 Y_2 分别为 1 阶和 2 阶第二类圆柱函数;根据式(2-4)又知 $k^6 = I_0/I_1$ 。

求解特征方程(2-9)可以得到中间辅助量 U ,则稳定系数 K 可由式(2-6)得出,进一步由式(2-5)得出整个构件的弹性屈曲荷载。同时还可以看出,稳定系数 K 只与构件端部惯性矩和中部惯性矩的比值 I_0/I_1 有关系。然而,通过直接解方程(2-9)无法将辅助

量 U 表示成初等函数形式,即稳定系数 K 没有显式表达式,因此需要利用其他手段来求解稳定系数 K 。

①稳定系数 K 的数值拟合

为了简化计算,这里采用数值方法对稳定系数 K 的数学精确解进行曲线拟合,并运用有限元程序验证拟合曲线的合理性。

定义 γ 为变截面支撑的楔率,由下式计算:

$$\gamma = \frac{b_1 - b_0}{b_0} = \frac{b_1}{b_0} - 1 = \sqrt[3]{I_1/I_0} - 1 \tag{2-10}$$

式中: b_1 、 b_0 分别为支撑中部截面、端部截面的翼缘宽度。

文献中给出的在不同 I_0/I_1 时稳定系数 K 的数学精确解如表 2-1 所示,表中同时给出了不同 I_0/I_1 时所对应的楔率 γ 。从表 2-1 可以看出,这些 K 的数学精确解均是以散点的形式给出的,而实际计算时 I_0/I_1 难免会落入前后两个确定数值的中间,若是利用数值有理插值的方法,会不可避免地引入计算误差,有时甚至误差会很大。

表 2-1 稳定系数 K 的数学精确解

I_0/I_1	0.010	0.026	0.100	0.200	0.400	0.600	0.800	1.000
K	2.55	3.57	5.01	6.14	7.52	8.50	9.23	π^2
γ	3.641 6	2.367 7	1.154 4	0.710 0	0.357 2	0.185 6	0.077 2	0

为了方便应用,对表 2-1 中的数学精确解做多项式数值拟合,可以得到楔率 γ 与稳定系数 K 的关系式如下:

$$K = 0.156\,5\gamma^4 - 1.414\,5\gamma^3 + 4.711\,8\gamma^2 - 7.959\,9\gamma + \pi^2 \tag{2-11}$$

式(2-11)与稳定系数 K 的精确解对比情况详见图 2-4,图中虚线表示相邻散点间直线段。从图 2-4 可以看出,当楔率 γ 小于 2.5 时,式(2-11)对精确解的拟合精度很高,而当楔率 γ 大于 2.5 后,式(2-11)的拟合误差较大,最大处甚至超过 5%,已经不再适合用它来求解稳定系数 K 。但考虑到本节所研究的工形变截面支撑属小楔率轴心受压构件,楔率通常不会超过 1.5,式(2-11)的拟合效果比较理想。