

学校代号 10731

学 号 062081402037

分 类 号 TU391

密 级 公 开



硕士学位论文

端板连接组合节点力学性能 及设计方法研究

学位申请人姓名	文天鹏
培 养 单 位	土木工程学院
导师姓名及职称	王文达 副教授
学 科 专 业	结构工程
研 究 方 向	钢与混凝土组合结构
论文提交日期	2009年5月20日

学校代号: 10731

学 号: 062081402037

密 级: 公开

兰州理工大学硕士学位论文

端板连接组合节点力学性能及设计
方法研究

学位申请人姓名: 文天鹏

导师姓名及职称: 王文达 副教授

培 养 单 位: 土木工程学院

专 业 名 称: 结构工程

论文提交日期: 2009年5月20日

论文答辩日期: 2009年6月3日

答辩委员会主席: 马国纲 教授级高工

Research on Mechanical Behavior and Design Approach of Composite
Joints with End-plate Connection

by

WEN Tianpeng

B.E.(Yangtze University)2005

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Wang Wenda

May, 2009

兰州理工大学

学位论文原创性声明

本人郑重声明：所提交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成果。除了文中特别加以标注引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权兰州理工大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

- 1、保密 ，在_____年解密后适用本授权书。
- 2、不保密 。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

目 录

摘 要.....	I
Abstract.....	II
第 1 章 绪 论.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 组合节点的连接形式和分类.....	2
1.3 组合节点的研究现状.....	4
1.3.1 国内研究现状.....	4
1.3.2 国外研究现状.....	4
1.4 组合节点工作特性和模型.....	6
1.4.1 组合节点的特性.....	6
1.4.2 初始转动刚度的计算模型.....	6
1.4.3 塑性抗弯承载力的分析计算模型.....	9
1.4.4 节点弯矩-转角关系模型.....	10
1.5 尚需进一步研究的问题.....	15
1.6 本文研究的内容.....	16
第 2 章 端板连接节点的数值分析模型.....	17
2.1 有限元法简介.....	17
2.2 有限元模型的建立.....	18
2.2.1 材料模型.....	18
2.2.2 单元类型的选取.....	23
2.2.3 界面模型处理.....	24
2.2.4 节点几何模型的选取以及边界条件和荷载施加.....	24
2.2.5 单元类型及网格划分.....	25
2.2.6 非线性方程组求解.....	26
2.3 算例分析.....	27
2.3.1 典型算例.....	27
2.3.2 节点典型破坏模态分析.....	31
2.4 本章小结.....	32
第 3 章 端板组合节点力学性能的参数分析.....	33
3.1 描述组合节点特性的参数.....	33
3.1.1 初始转动刚度和弹性弯矩的定义.....	34
3.1.2 强化刚度和塑性极限弯矩的定义.....	34
3.2 各主要参数对节点性能的影响.....	34

3.2.1 楼板对节点性能的影响.....	34
3.2.2 柱腹板加劲肋对节点性能的影响.....	39
3.2.3 端板厚度对节点性能的影响.....	43
3.2.4 楼板配筋率对节点性能的影响.....	46
3.2.5 钢梁截面高度的影响.....	47
3.3 本章小结.....	48
第 4 章 端板连接组合节点弯矩-转角关系实用模型.....	52
4.1 欧洲规范建议的模型.....	52
4.2 本文建议的模型.....	53
4.3 本章小结.....	59
结论与展望.....	60
参考文献.....	62
致 谢.....	68
附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录.....	69

摘 要

随着钢结构在工程实际中越来越广泛的应用,深入研究钢框架端板连接组合节点的力学性能和设计方法具有重要的理论意义和实用价值。

本文主要对端板连接钢框架工字形梁柱组合节点在对称竖向荷载作用下的静力工作性能进行了研究,主要研究内容如下:

- 1、建立了用于 ABAQUS 软件分析的钢框架端板节点和端板连接组合节点的有限元模型,并将其计算结果与实验结果进行了比较,验证了该模型的正确性。在建模时考虑了单元类型、螺栓预紧力、界面接触模型、以及材料模型等关键技术。
- 2、采用 ABAQUS 有限元软件建立端板连接组合节点在单调荷载作用下的有限元分析模型,在得到大量实验算例验证后,对此类节点进行了单调荷载作用下的全过程分析,了解了此类节点的工作机理,明晰端板连接组合节点的破坏模态及受力过程中构件截面上应力分布等微观机理。此外,还对此类节点的有限元模型进行了参数分析,得出了楼板配筋率、钢梁高度、端板厚度、柱腹板加劲肋、梁柱截面尺寸等参数的变化对节点刚度和承载力等力学性能的影响规律。
- 3、通过分析节点的工作性能,本文对欧洲规范 EC3 设计方法中的部分参数进行了改进,建议了适合实际工程中端板连接组合节点的弯矩-转角关系曲线的实用模型,并将其与有限元结果和 EC3 结果进行了对比验证。结果表明,本文提出的实用模型能够较好地模拟实际工程中端板连接组合节点的弯矩-转角关系。

关键词: 钢框架; 端板连接; 组合节点; 力学性能; 参数分析; 实用模型;

Abstract

With the increasing use of steel structures in practice, the research on the behaviors of composite joints with end-plate connection used in steel frames has attracted extensive interests in recent times.

In this paper, the static behaviors of the '工' shaped beam to column composite joints with end-plate under the symmetrical vertical load was studied. The main contests are listed as follows:

- 1 The finite element model (FEM) of composite joints with end-plate, which will be used in the ABAQUS software, was developed. By the comparison between calculated results and experimental results, the veracity of such FEM were proved. Some key technologies, such as element selection, preload of bolts, model of interface contact, material model and so on, were discussed based on the three-dimension FEM.
- 2 Analytical models for the beam to column composite joints with end-plate connection under monotonic loading were developed by finite element analysis(FEA) software ABAQUS. The calculated results were verified by the test results in this paper and those in the literature. The mechanism and failure model of such connections were illustrated by (FEA). By the analysis of different parameters mechanical performance, also, the influencing rules of joints in rigidity and carrying capacity, and so on, which include slab reinforcement ratio, steel beam height, end-plate thickness, column-web stiffness and the beam and column section size, were obtained.
- 3 In order to analyze the working capacities of the connections, some parameters in the design methods of Eurocode 3 were modified. The practical model of the relationships between bending moment to rotation were also proposed and the calculated results were compared with the FEM results and EC3 models, respectively. The results of this research show: The practical model in this paper can also simulate the relationships between bending moment to rotation rationally.

Key Words: steel frame; end-plate connection; composite joint; mechanical performance; parameter analysis; practical model;

第 1 章 绪 论

1.1 前言

在钢框架结构中，梁柱连接节点的力学性能直接影响到结构的整体力学性能。设计中应该严格执行强节点弱构件的设计原则，否则一旦节点发生破坏，将会导致整个结构的破坏。高强螺栓端板连接是钢结构框架梁柱连接的主要方式之一，具有施工方便、承载力高、连接刚度大等特点，故在现代多高层钢结构、轻钢结构中被广泛的采用。高强螺栓连接与普通螺栓连接的最大不同之处在于施工时对高强螺栓施加了很大的预紧力，这从根本上改变了节点的受力特点。

传统的设计和分析都将框架的梁柱节点处理成理想的刚接或铰接。陈惠发（1999）^[1]提出，只要连接转动约束达到理想刚接的 90% 以上，即可认为是刚接；而在外力作用下，梁柱轴线夹角的改变量达到理想铰接的 80% 以上，即可认为是铰接。然而，实际工程中的连接一般很难达到这两种理想状态，大部分连接的受力性能介于这两者之间，称为半刚性连接。半刚性连接（semi-rigid connection），就是能承受一定弯矩同时具有一定转动能力的连接。目前应用较为普遍的高强螺栓端板连接的梁柱节点，其弯矩和梁柱之间相对转角的关系就是典型的半刚性连接，它可以更真实地反映连接节点的工作性能。

然而对于结构中已存在的混凝土楼板对连接节点的影响却往往被忽略了，设计校核仅仅考虑了纯钢框架部分，混凝土楼板成了支撑钢梁的负担。如果考虑混凝土楼板与钢梁的共同作用，则可形成一种组合框架（composite frame），如图 1.1a 所示，在组合框架中，钢梁和钢筋混凝土楼板之间设置有足够数量的抗剪栓钉，形成整体共同工作作用的组合梁受力。由于混凝土楼板的组合作用，不仅节省了钢梁钢材的用量，同时混凝土楼板还能有效地抑制钢梁的受压翼缘局部屈曲失稳，提高了构件的承载力和刚度。

严正庭和严正（1994）^[2]提出了钢-混凝土组合结构与非组合结构相比，其承载力、刚度提高很多，而且可以减小梁高和楼层结构高度。根据欧洲规范 Eurocode4（2004）^[3]，组合节点是指组合构件和其他构件之间的连接。而在纯钢节点的基础上考虑混凝土楼板的影响，便成为一种典型的组合节点（composite joint），如图 1.1b 所示。节点的组合作用主要通过楼板内连续贯穿的纵向受力钢筋和抗剪连接件来实现。

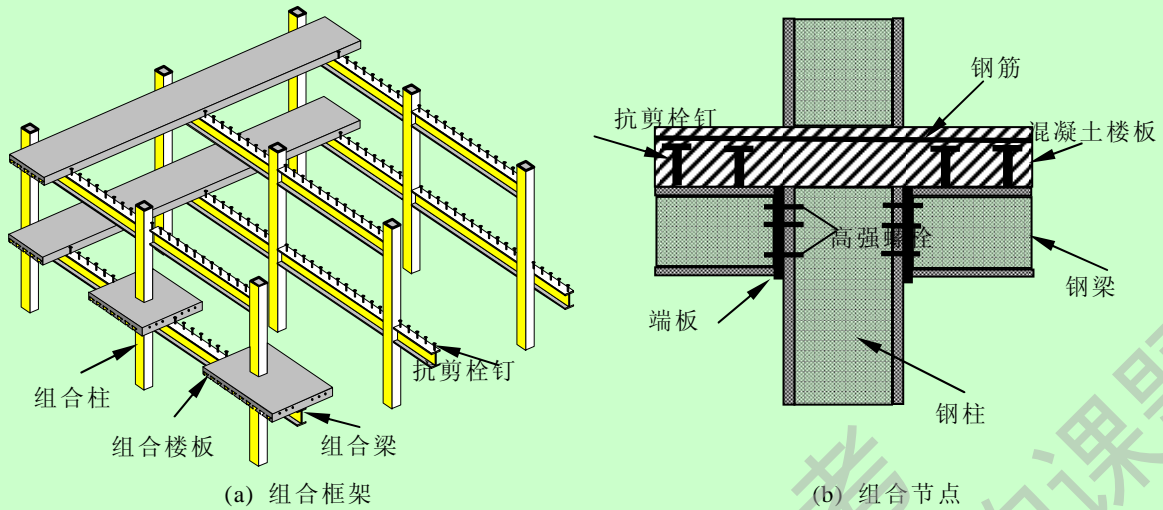


图 1.1 组合框架和组合节点

1.2 组合节点的连接形式和分类

根据欧洲规范 EC4 (2004) [3], 组合节点是指组合构件与其它构件的连接, 而且该连接中的钢筋对连接承载力的贡献必须予以考虑。在实际工程中, 梁柱连接形式多种多样, 其力学性能也是不同的, 常见的组合节点的连接形式有柱无加劲肋焊接连接、完全端板螺栓连接、部分端板螺栓连接、全角钢螺栓压力接触块连接、鳍板螺栓压力接触块连接和完全端板压力接触块支托连接, 详见图 1.2 所示, 图中组合梁中的板, 可以是压型钢板组合板也可以是混凝土板

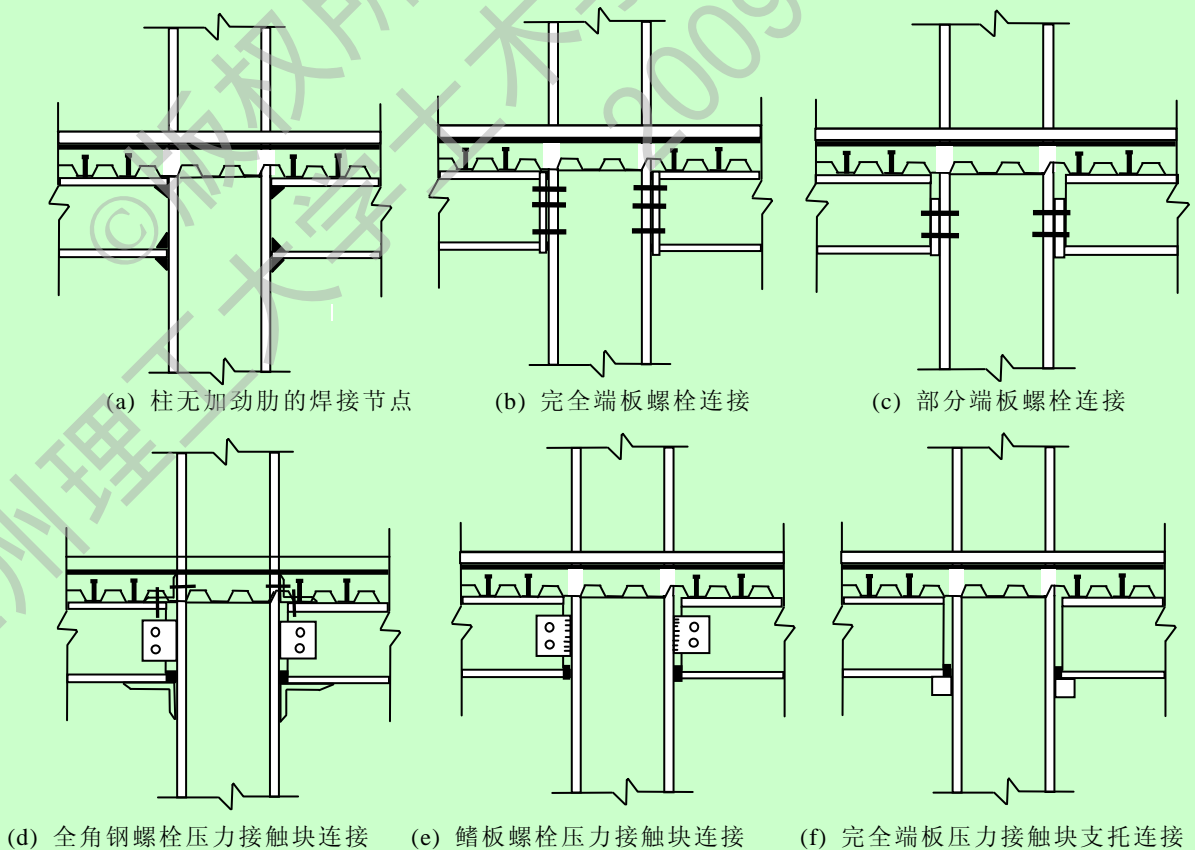


图 1.2 组合节点的连接形式

为了对组合节点受力性能有一个更全面的了解,借鉴了纯钢节点的划分标准,依据节点的转动刚度与梁线刚度之比,并且考虑了支撑体系至少能够减少钢框架80%的水平位移和钢框架的变形可以忽略时,对组合节点进行分类如图 1.3,将其分为铰接节点、刚接节点与半刚性节点三种类型,欧洲规范 EC3 (2003) [4]中的具体划分标准为:

- 1) 铰接节点: $C \leq 0.5E_b I_b / L_b$
- 2) 刚接节点: $C \geq 8E_b I_b / L_b$
- 3) 半刚性节点: $0.5E_b I_b / L_b < C < 8E_b I_b / L_b$

其中: C 为节点的转动刚度, $E_b I_b / L_b$ 为组合梁的线刚度。

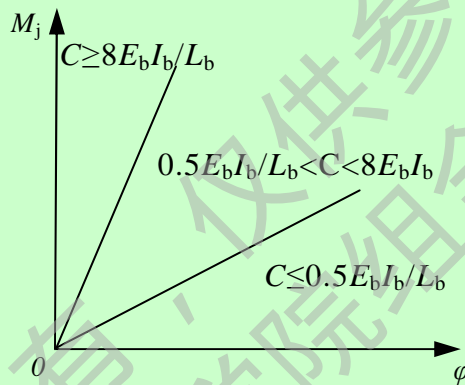


图 1.3 节点按刚度分类

同样也可以根据节点的抗弯承载力对组合节点进行分类:

- 1) 铰接节点: $M_{Rd} \leq 25\% M_{pl,Rd}$
- 2) 刚接节点: $M_{Rd} \geq M_{pl,Rd}$
- 3) 半刚性节点: $25\% M_{pl,Rd} < M_{Rd} < M_{pl,Rd}$

其中: M_{Rd} 为组合节点的抗弯承载力; $M_{pl,Rd}$ 为与节点相连构件(梁、柱)的塑性抗弯承载力。

在欧洲规范 EC3 (2003) [4]中又根据结构体系的整体分析方法和节点类型将节点进行了进一步详细分类,如表 1.1 所示。

表 1.1 节点模型的类型

结构整体分析方法	节点分类		
	名义铰接	刚性	半刚性
弹性分析	名义铰接	刚性	半刚性
刚塑性分析	名义铰接	全强度	部分强度
弹塑性分析	名义铰接	刚性和全强度	半刚性和部分刚度
			半刚性和全强度
			刚性和部分强度
节点模型的类型	简支	连续	半连续

1.3 组合节点的研究现状

1.3.1 国内研究现状

我国《钢结构设计规范》(GB50017-2003)^[5]第3.2.7规定:“梁与柱的半刚性连接只具有有限的转动刚度,在承受弯矩的同时会产生相应的交角变化,在内力分析时,必须预先确定连接的弯矩-转角特征曲线,以便考虑连接变形的影响”。该规范原则性地规定了在钢框架的分析和设计中可以考虑半刚性连接节点对框架内力的影响。但是,并没有给出一个可供工程设计应用的半刚性连接弯矩-转角关系。

国内研究者对半刚性连接的端板组合节点的力学性能进行了研究。如王静峰和李国强(2005)^[6]进行了竖向荷载作用下两榀足尺半刚性连接组合框架的试验,并给出了一种竖向荷载下半刚性连接组合框架的设计方法。

刘清平和李国强(2006)^[7]进行了水平荷载作用下两层两跨足尺半刚性连接组合框架的试验,并给出了一种水平荷载下半刚性连接组合框架的设计方法。

何天森和李国强(2003a^[8], 2003b^[9], 2003c^[10])采用有限元方法,对平端板连接梁柱组合节点的工作性能进行了研究。

石文龙和李国强(2006)^[11]基于现有的试验数据以及组合节点抗弯承载力的研究成果,利用塑性分析方法,提出了一种计算平端板连接组合节点抗弯承载力的方法,考虑了连接承受正弯矩作用和负弯矩作用两种情况。该方法可以考虑节点承受非对称荷载作用的情况以及作用在连接上的剪力、高强度螺栓撬力等因素的影响。如果将组合连接的配筋率取为零,不考虑组合楼板的影响,使用该方法同样可以计算平端板连接梁柱纯钢节点在承受负弯矩作用时的抗弯承载力。

1.3.2 国外研究现状

欧洲钢结构规范EC3(2003a^[4], 2003b^[12])提供了钢框架连接抗弯承载力的计算方法。欧洲组合结构规范EC4(2004)^[3]规定在确定组合节点的转动能力时,应考虑混凝土的开裂、钢筋的拉伸强化和抗剪栓钉的变形等因素,可以采用试验方法和理论计算两种方式来确定组合节点的转动能力,但并未给出一个具体的、可应用的计算公式。

Davison等(1990)^[13]研究了钢梁底部腹板角钢连接,为了模拟实际情况,中节点采用柱顶单调加载,连接承受负弯矩作用;边节点采用梁端单调加载,连接承受负弯矩作用。试验主要研究混凝土楼板的组合作用及其对连接性能的影响。

Anderson(1994)^[14]对平端板连接、上部外伸端板连接,梁端对称单调加载,连接承受负弯矩作用。Li等(1996)^[15]平端板连接,所有试件均相同,为模拟实

际情况，在柱弱轴方向也设置了梁，采用相同的连接形式。试验主要研究不同的单调加载方式（梁端两侧对称、反对称加载，梁端单侧加载）和剪力/弯矩比对连接工作性能的影响。

Ahmed和Nethercot（1997）^[16]针对平端板连接，提出了一种计算其在负弯矩作用的转动能力的方法。在该方法中，考虑了钢筋的伸长变形、栓钉的滑移变形、螺栓的伸长变形这三个因素，计算得到的结果偏于保守。但是该方法不适用于钢筋发生脆性断裂的情况。

Brown和Anderson（2001）^[17]平端板连接，梁端对称单调加载，连接承受负弯矩作用。试验主要研究了钢梁截面的高度对节点抗弯承载力、转动刚度和转动能力的影响。

Li等（1995^[18]，2000^[19]）对影响节点转动能力的一些重要参数进行了分析，如支座弯矩和跨中弯矩的比值、跨中屈服弯矩和设计弯矩的比值等，回归得到了计算转动能力的经验公式，并在以往研究成果的基础上，探讨了不同的荷载情况、钢材等级、端部约束情况等因素对组合连接转动能力的影响。

Anderson等（2000）^[20]研究了负弯矩作用下组合节点的转动能力，认为可以由钢筋的屈服变形和栓钉的滑移变形来提供。针对钢筋发生断裂这种破坏形式，提出了一种计算此种情况下组合节点转动能力的方法，此方法也可以应用于栓钉部分抗剪连接的情况。

Liew（2004）^[21]研究了平端板连接，外伸端板连接与梁端加腋连接，其中1个纯钢节点采用柱顶循环加载；1个组合节点采用单调加载，节点承受负弯矩作用；6个组合节点采用柱顶循环加载。试验以循环荷载下无加劲平端板组合节点为基本工况，考虑了钢节点与组合节点，单调加载与循环加载，平端板连接、外伸端板连接与梁端加腋连接，柱腹板无加劲肋、双层板与外包混凝土等4组因素的对比，分析了各影响因素对节点承载力和刚度的影响。

以美国Lui和Chen（1983^[22]，1986^[23]），Chen和Lui（1991）^[24]，Kishi和Chen（1986^[25]，1990^[26]），Kishi等（1994^[27]，1997^[28]，1998^[29]），Wu和Chen（1990）^[30]，Barakat和Chen（1990）^[31]，King和Chen（1993）^[32]，Goto等（1993）^[33]，和英国Jones等（1980^[34]，1982^[35]），Davison等（1990）^[36]，Xiao等（1994^[37]，1996a^[38]，1996b^[39]），Li等（1996a^[40]，1996b^[41]），Benussi等（1995）^[42]，Ahmed等（1997）^[43]，Ahmed和Nethercot（1997a^[44]，1997b^[45]），Nethercot（1995）^[46]，Wang等（1996）^[47]，Li等（1996a^[48]，1996b^[49]），Hensman和Nethercot（2001）^[50]等人为代表的一批学者对半刚性连接钢节点进行了大量的研究工作，对半刚性连接的工作机理和受力性能有了比较多的了解，并建立了大量半刚性连接弯矩-转角关系曲线的数据库，主要有Chen数据库，Goverdhan数据库，Nethercot数据库等，可方便研究者使用。

综上所述，对半刚性连接的研究，主要集中在两个方面：①对半刚性连接计算方法的研究，希望得到一种既符合工程实际又能简单、准确地反映连接弯矩-转角的计算公式。②在考虑了连接节点的半刚性后，对框架的静力和动力性能的影响。

Zandonini (1989) [51]的大量试验结果表明：组合节点比纯钢节点的承载能力和刚度要大。目前我国的相关设计规范在梁柱节点设计中，只考虑了纯钢节点的作用，并未考虑楼板的组合作用，这样的处理与节点的实际受力情况有差别。本课题研究的开展可为深入地了解这种平端板连接组合节点的工作性能，补充现有规范中的不足，进而推进这种组合节点在工程实际中的应用。

1.4 组合节点工作特性和模型

1.4.1 组合节点的特性

在实际结构中，理想的刚性节点和铰节点是不存在的，要让设计所得的组合节点满足刚接节点与铰接节点的要求通常也是很困难的。实际工程当中多数组合节点是介于两者之间的半刚性组合节点，其工作特性，一般是采用 $M-\theta$ 曲线对其进行描述，图 1.4 表示了简化的 $M-\theta$ 曲线，其中包括了五个特性参数： M_u 为抗弯承载力； $S_{j.ini}$ 为初始转动刚度，也称初始刚度； S_s 为考虑了刚度退化和转动增大引起的割线刚度； θ_u 为节点的转动能力； ε_u 为延性系数 θ_u/θ_p 。

其中，最重要的三个参数为：初始转动刚度 $S_{j.ini}$ 、抗弯承载力 M_u 和转动能力 θ_u 。

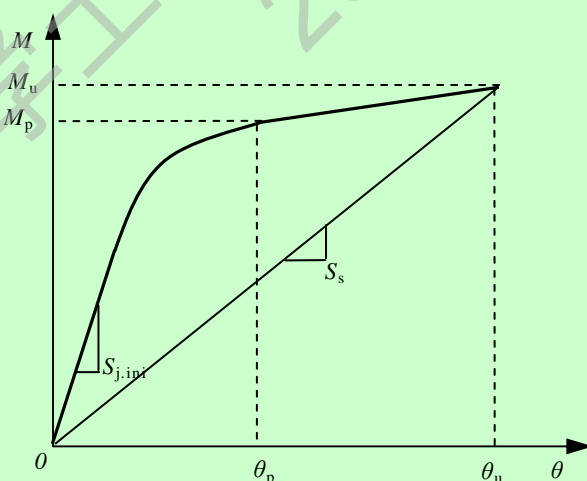


图 1.4 简化的节点弯矩-转角曲线

1.4.2 初始转动刚度的计算模型

欧洲钢结构协会和 EC4 (2004) [52]提出以“组件法”计算节点的特性。这种方法主要分三个步骤：

- 1) 分析影响节点性能的组件。
- 2) 计算每一个组件的力学特性。
- 3) 拼装组件，得到节点的整体特性。

这样，欧洲钢结构协会和 EC4 (2004) [52] 建议平齐式端板连接组合节点和接触板型组合节点的初始转动刚度 $S_{j.ini}$ 计算模型如图 1.5 所示，计算公式为：

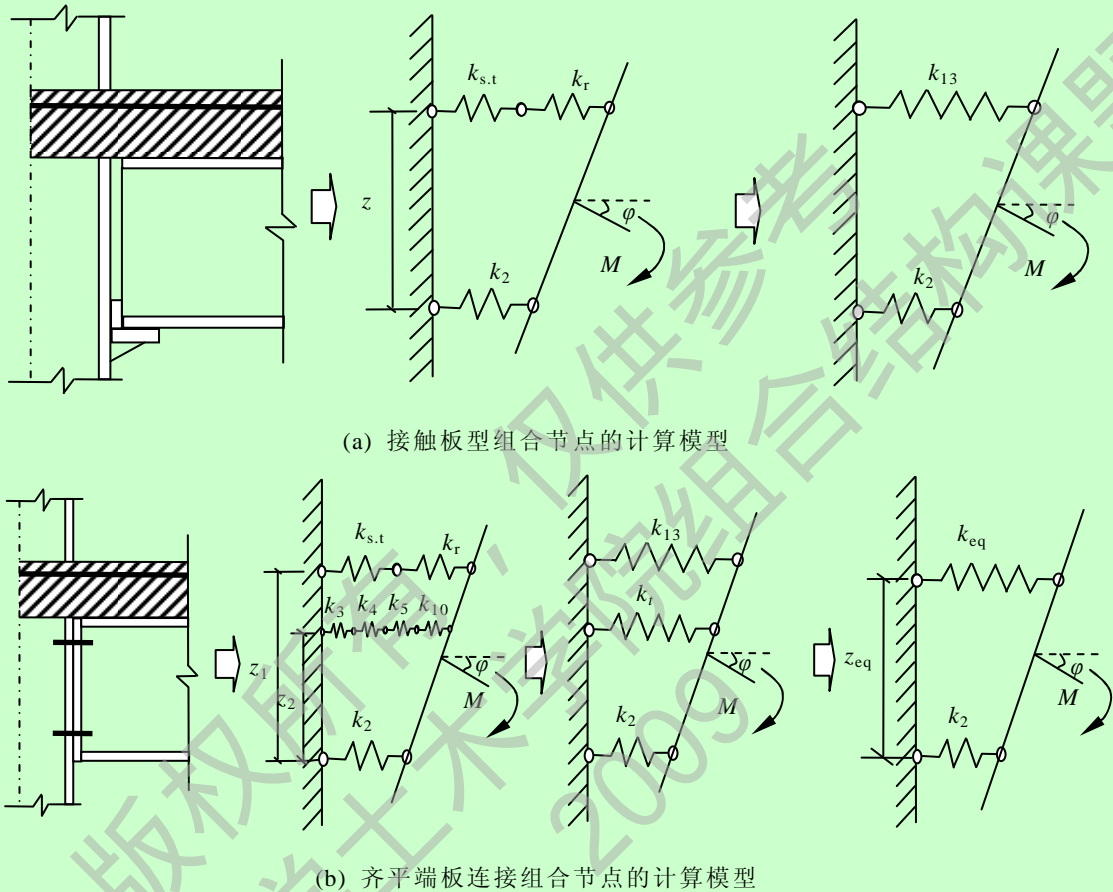


图 1.5 欧洲规范规定的初始转动刚度计算模型

$$S_{j.ini} = \frac{M}{\theta} = \frac{Fz}{\frac{F}{E_s z} \sum \frac{1}{k_i}} = \frac{E_s z^2}{\sum \frac{1}{k_i}} \quad (1.1)$$

式中： M —节点弯矩； θ —节点转角；

E_s —钢材的弹性模量； z_i —力臂；

k_i —各组件的刚度系数，欧洲规范 EC3 (2003) [12] 规定了对于节点刚度有影响的 16 个组件的计算方法。

Nethercot (1995) [53] 通过试验研究和理论分析，给出了端板连接半刚性组合节点的初始转动刚度计算模型。

Liew (2001) [54] 根据欧洲规范 EC3，推导了考虑剪力栓钉滑移的组合节点初始转动刚度的计算方法。

在欧洲钢结构协会和 EC4 (2004) [52] 建议的公式的基础上，胡夏闽等 (2004)

[55]将图 1.6(a)所示的节点简化为与图 1.6(b)相类似的计算模型进行处理，即将端板或角钢受弯引起的变形以及柱子翼缘受弯和柱子腹板受拉引起的变形等用一个等效弹簧刚度 k_{eq} 来代替，则节点的初始转动刚度计算公式，如公式(1.2)所示。

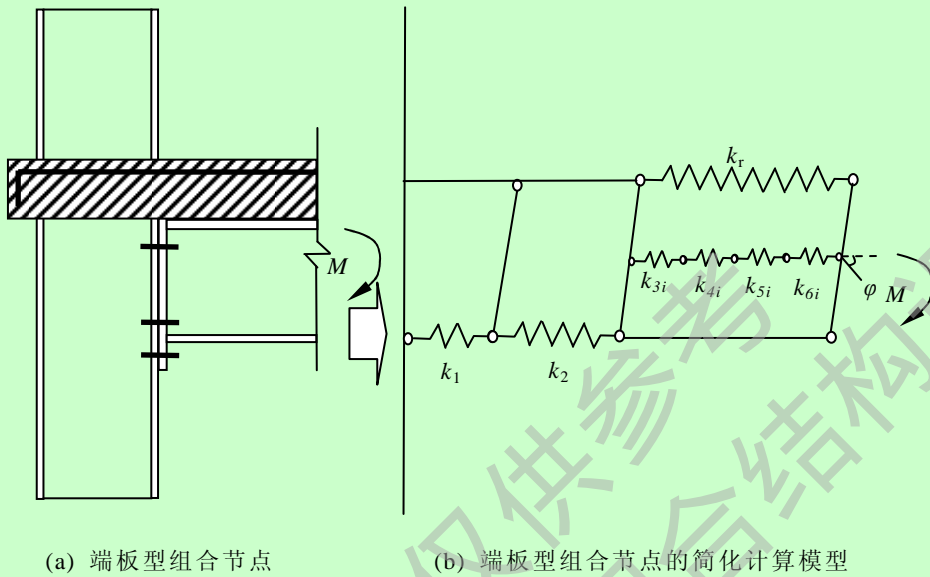


图 1.6 端板组合节点初始转动计算模型

$$S_{j.ini} = \frac{z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}} \quad (1.2)$$

其中：

$$k_{eq} = k_r + \sum_i \frac{E_s}{\frac{1}{k_{3i}} + \frac{1}{k_{4i}} + \frac{1}{k_{5i}} + \frac{1}{k_{6i}}} \times \left(\frac{z_i}{z}\right)^2 \quad (1.3)$$

式中： z_i —第 i 排螺栓距节点转动中心的距离；

k_i —各组件的刚度系数，见表 1.2 所示，表 1.2 中公式的符号为：

E_s —钢梁弹性模量；

I_{cw} —柱腹板转动惯量；

h_c —混凝土有效截面高度；

h_s —钢梁截面高度；

t_w —柱腹板厚度；

h_{colu} —柱截面高度；

t_f —柱翼缘厚度；

t_e —端板厚度；

A_t —螺栓截面积；

l_t —螺栓长度；

E_r —钢筋弹性模量；

z —内力臂；

A_r —混凝土板内纵向钢筋截面积；

m —螺栓中心至柱腹板边缘的距离；

h_p —压型钢板肋高(对于非组合板取 h_p 为 0)；

A —不同细部构造情况的影响系数，若柱受压区设置了一了加劲肋或填充了

混凝土，可认为 a 为无穷大；

表 1.2 刚度系数 k_i

序号	k_i	k_i 的定义	k_i 的计算公式
1	k_1	柱腹板受剪刚度系数	$k_1 = \frac{12E_s I_{cw}}{(2h_s/3 + h_c + h_p)^3}$
2	k_2	柱腹板受压刚度系数	$k_2 = 0.5a \frac{E_s t_w (h_c + h_p + h_s)}{h_{colu}}$
4	k_4	柱翼缘受拉刚度系数	$k_4 = E_s t_f^3 / (2m)^2$
5	k_5	端板受拉刚度系数	$k_5 = E_s t_c^3 / (2m)^2$
6	k_6	螺栓受拉刚度系数	$k_6 = E_s A_t / l_t$
7	k_r	板内纵向钢筋受拉刚度系数	$k_r = 2E_r A_r / h_{colu}$
备注		k_3 为角钢支托型节点需要考虑的柱腹板受压刚度系数。 其计算公式为： $k_3 = 0.5a \frac{E_s t_w (h_c + h_p + h_s)}{h_{colu}}$	

1.4.3 塑性抗弯承载力的分析计算模型

英国的 Johnson 在上世纪 70 年代首先提出了半刚性组合节点这个概念，并给出了一个简单的节点塑性抗弯承载力的力学计算模型，考虑将混凝土板内的纵向钢筋作为节点受拉的主要部件，如图 1.7 所示。

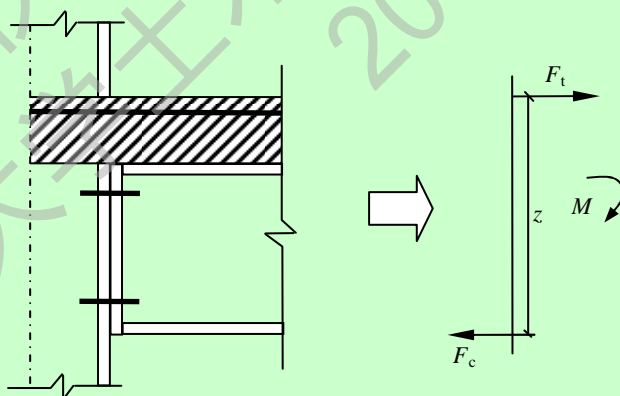


图 1.7 Johnson 的计算模型

其抗弯承载力的计算公式为：

$$M_p = F_c z = F_t z \tag{1.4}$$

式中： F_t —受拉钢筋的承载力；

F_c —受压区的承载力；

z —转动力臂，受拉钢筋与受压中心距；

根据上述模型推导的节点抗弯承载力计算公式形式简单，计算得到的结果与

按照纯钢节点计算相比精度大大提高。但是，由于 Johnson 只考虑了楼板中钢筋受拉，目前该计算模型也只能在接触板型组合节点的抗弯承载力分析中应用。在这之后，Johnson (1994)^[56]对这个计算模型做了改进，考虑了螺栓对节点抗弯承载力的贡献，使得节点抗弯承载力计算公式更加合理，更加适用。

欧洲钢结构协会和 EC4 (2004)^[52]仍然以“组件法”为基础，根据各部分组件的受力性能，提出了齐平端板连接、接触板连接组合节点抗弯承载力的计算方法。欧洲规范的计算方法考虑了楼板剪力栓钉等复杂因素的影响，理论上比较成熟，应用也比较广泛。

Leon 和 Roberto (1996)^[57]根据试验与有限元分析提出支托型半刚性组合节点抗弯承载力的经验计算公式。

Xiao (1996)^[58]在试验的基础上，采用简单塑性理论推导出了一个相对更为精确的端板型组合节点抗弯承载力计算公式。在公式中，提出对应于塑性中和轴可能出现在 4 种不同位置的抗弯承载力计算方法。Xiao (1996)^[58]的理论考虑了多排螺栓受拉，但又假定其拉力为各排螺栓极限拉力的简单叠加，与实际受力有区别。何天森和李国强 (2003)^[9]根据 EC3 的基本原则，对 Xiao (1996)^[58]的方法进行了一些修正，提出了一个针对于端板连接组合节点的计算模型。

Ahmed 和 Nethercot (1997)^[59]重点研究了节点各部件的受力性能及其在不同情况下对节点抗弯承载力的贡献，并以此为基础提出了一个半刚性钢-混凝土组合节点的抗弯承载力计算公式。

Brown 和 Anderson (2001)^[60]给出了考虑了钢材应变强化的节点抗弯极限承载力计算的简化模型。

以上模型的提出，对于组合节点抗弯极限承载力的研究提供了借鉴，也验证了不同节点形式其受力性能的多样性。对于特殊的节点形式，要根据其自身的构造特点确定其受力性能的计算方法。

1.4.4 节点弯矩-转角关系模型

对于半刚性纯钢节点，陈惠发 (1999)^[1]等人在上世纪 80 年代末总结了前人的研究成果，并对各种描述节点弯矩-转角关系的数学模型进行综述，这些模型也一直被各国研究者所利用。图 1.8 示意了最早期描述节点弯矩转-角关系线性模型，从单线性到多线性不等。单线性模型一般采用初始刚度来代表全部加载范围的连接特性，但当弯矩超过弹性极限后，这个模型便不再适用，因而只适用于对节点的弹性分析。多线性模型则用若干个直线段来模拟整个过程的特性，相对于单线性则更与实际接近，但转折点处的刚度突变，使得其在实践中受到了一定限制。

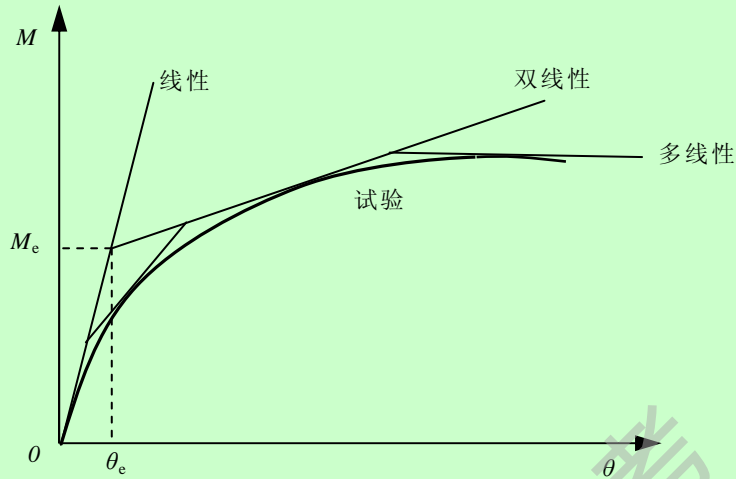


图 1.8 节点弯矩-转角关系曲线的线性模型

多项式模型由 Frye 和 Morris (1975)^[61]提出, 应用对试验数据采用最小二乘拟合得到标准化常数给出了连接的多项式表达式。此模型用一个奇次方多项式来拟合 $M-\theta$ 关系曲线, 如公式(1.5)所示。

$$\theta = C_1 (kM)^1 + C_2 (kM)^3 + C_3 (kM)^5 \quad (1.5)$$

式中, k 为标准化因子, 是一个无量纲的常数, 它的值取决于实际的连接类型和几何特征; C_1 、 C_2 、 C_3 为曲线拟合常数, 其数值与节点形式有关。Frye-Morris 多项式模型能较好地表示 $M-\theta$ 特性, 它的主要缺点是需要大量的试验数据进行参数拟合, 各参数没有具体的物理意义。同时由于多项式的性质, 在某一范围内其关系曲线会达到并通过峰值点, 用 $M-\theta$ 曲线斜率表示的连接刚度就可能在 M 的某些数值处为负值, 而在实际情况中这是不可能的。另外, 如采用切线刚度刚度法, 负刚度会使得进行框架结构分析的数值计算十分困难。

针对这种情况, Azizimamini 等 (1985)^[62]对 Frye-Morris 的多项式模型进行了补充, 提出了改进的参数 k 的计算公式, 表达式如下:

$$k = P_1^{a_1} P_2^{a_2} \dots P_n^{a_n} \quad (1.6)$$

式中, P_i 为与连接几何特征有关的参数; a_i 为由试验曲线拟合得出的参数。

Jones 等 (1980^[63], 1982^[64]) 认为双线性和多项式模型给出的半刚性节点的弯矩-转角曲线不能提供足够的精度, 而采用更复杂的 B 样条曲线拟合。在这一分析过程中, 首先将 $M-\theta$ 试验曲线分成若干插值区间, 每一区间跨越 M 的一个很小变化范围, 然后采用三次 B 样条曲线表达式进行拟合, 同时保证各区间交点处的一阶、二阶导数连续, 其 $M-\theta$ 关系如式(1.7)所示。

$$\theta = \sum_{i=1}^3 a_i M_i + \sum_{i=1}^m b_i (M - M_i)^3 \quad (1.7)$$

式中, a_i 、 b_i 为拟合常数; m 为两个插值区间的交点数量; M_i 为曲线第 i 插值区间的上边界弯矩。当分段数较多时, 这个模型能够精确地拟合实际曲线, 且可避免出现负刚度。该模型的缺点在于拟合需要大量的试验数据以确保具有足够的精度。

幂函数也常用于表达连接 M - θ 关系曲线, 主要有二参数模型, 如 Krishnamurthy 和 Graddy (1976)^[65], Krishnamurthy (1978)^[66], Krishnamurthy 等 (1979)^[67] 等, 也有三参数和四参数模型等。最简单的幂函数表达式是二参数表达式, 如下:

$$\theta = aM^b \quad (1.8)$$

式中, a 、 b 为曲线拟合参数, 其条件是 $a > 0$, $b > 0$ 。一般来说, 二参数表达式不能很好地描述连接的 M - θ 特性。

Colson 和 Louveau (1983)^[68] 按照三参数弹塑性应力-应变模型提出一个幂函数表达式, 如公式(1.9)所示。

$$\theta = \frac{M}{K_0} \cdot \frac{1}{1 - (M/M_u)^n} \quad (1.9)$$

式中, K_0 为连接的初始刚度; M_u 为连接的极限抗弯承载力; n 为 M - θ 曲线的形状参数。由于该表达式只有三个参数, 因此它不如 B 样条曲线模型精确, 但这一模型所需的试验数据却大大减少。

Kishi 和 Chen (1990)^[26] 采用了一个类似的幂函数模型, 其形式为:

$$\theta = \frac{M}{K_0} \cdot \frac{1}{\left[1 - (M/M_u)^n\right]^{1/n}} \quad (1.10)$$

式中 K_0 、 M_u 、 n 的定义与式(1.9)相同。

上述二式中, 有三个参数 K_0 、 M_u 和 n , 其中 K_0 和 M_u 的定义如(1.9)所述, 可由简化计算方法求得, n 为 M - θ 曲线的形状系数, 用于调整曲线的曲率, 需通过拟合方法确定。上述两个模型各参数均具有明确的物理意义, 形式直观, 应用方便, 但精度不如 B 样条模型, 且不适用于最后加载阶段不呈现平坦形状的 M - θ 曲线。

令 $\theta_0 = M_u/K_0$, $\theta' = \theta/\theta_0$, $m = M/M_u$, 则式(1.9)可进一步表达为:

$$\theta' = \frac{m}{1 - m^n} \quad (1.11)$$

式(1.10)可表示为:

$$\theta' = \frac{m}{(1 - m^n)^{1/n}} \text{ 或者 } m = \frac{\theta'}{(1 + \theta'^n)^{1/n}} \quad (1.12)$$

相比之下式(1.11)形式简洁, 是重要的连接模型之一, 其模型曲线如图 1.9 所示:

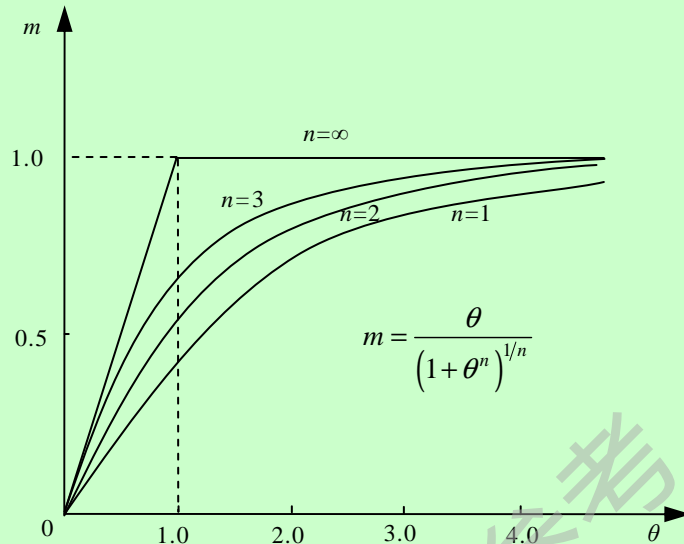


图 1.9 Kishi-Chen 的三参数幂函数模型

Ang 和 Morris (1984) [69] 参照标准化的 Ramberg-Osgood 函数提出了一个四参数幂函数模型，能够较好地表达各种连接的 $M-\theta$ 关系曲线，其形式为：

$$\frac{\theta}{(\theta)_0} = \frac{kM}{(kM)_0} \left[1 + \left(\frac{kM}{(kM)_0} \right)^{n-1} \right] \quad (1.13)$$

式中， $(\theta)_0$ 、 $(kM)_0$ 和 n 是如图 1.10 所定义的参数， k 为与连接类型和几何尺寸有关的参数。当 n 趋向无穷大时，式(1.13)所表达的曲线接近于理想的双线性弹塑性。

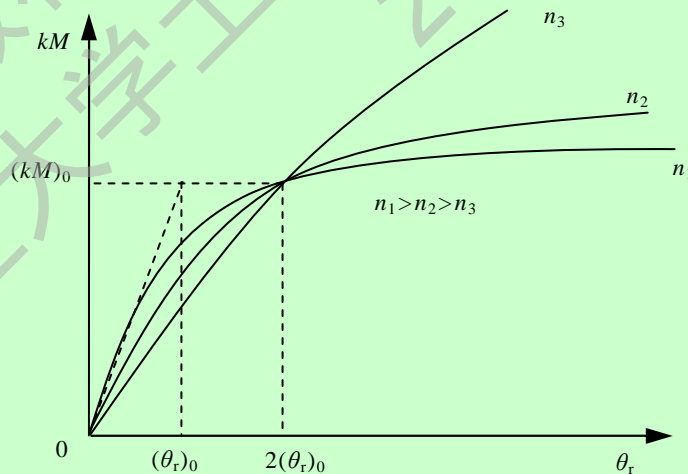


图 1.10 Ang-Morris 幂函数模型

为了解决 Kishi-Chen, Ang-Morris 模型无法表达曲线下降段的不足, Attiogbe 和 Morris (1991) [70] 提出了一个参照 Richard-Abbott 函数建立的四参数模型，其形式如式(1.14)所示。

$$M = \frac{(K_0 - K_p)\theta}{\left\{1 + \left[\frac{(K_0 - K_p)\theta}{K_0}\right]^n\right\}^{1/n}} + K_p\theta \quad (1.14)$$

式中， K_p 为最终段曲线的渐进线斜率，即连接的硬化刚度； M_0 为参考弯矩，其余参量的定义同前所述。当 $K_p=0$ 时，上式即简化为式(1.12)。

Wu 和 Chen (1990) [71] 提出了一个三参数指数模型来表达顶底角钢连接或带双腹板角钢的顶底角钢连接的 $M-\theta$ 曲线，其形式为：

$$\frac{M}{M_p} = n \left[\ln \left(1 + \frac{\theta}{n\theta_0} \right) \right] \quad (1.15)$$

式中， M_p 为连接的极限抗弯承载力； θ_0 为参考转角， $\theta_0=M_p/K_i$ ； n 为形状参数。

Liu 和 Chen (1986) [72] 提出一个多参数的指数函数表达式来描述连接的 $M-\theta$ 关系，表达式为

$$M = \sum_{j=1}^m C_j \left(1 - e^{-|\theta_r|/2\sqrt{a}} \right) + M_0 + K_p |\theta_r| \quad (1.16)$$

式中， M_0 为由曲线拟合得出的连接弯矩初始值； K_p 为连接的应变强化刚度； a 为标量系数，用于保证数值计算的稳定； C_j 为由线性回归分析求得的曲线拟合常数。这个表达式在曲线拟合试验数据方面与三次 B 样条曲线一样精确，但是，当 $M-\theta$ 曲线的斜率急剧改变时，这一表达式则不能很好地体现出来。

Kishi 和 Chen (1986) [73] 改进了 Liu-Chen 的指数模型，使之能够适应 $M-\theta$ 曲线斜率的急剧变化，表达式为

$$M = \sum_{j=1}^m C_j \left(1 - e^{-|\theta|/2\sqrt{a}} \right) + M_0 + \sum_{k=1}^n D_k (\theta - \theta_k) H[\theta - \theta_k] \quad (1.17)$$

式中， D_k 为曲线线性部分的定值参数； θ_k 为曲线线性部分的起始转角； $H[\theta - \theta_k]$ 为 Heaviside 阶梯函数，当 $\theta \geq 0$ 时为 1，当 $\theta < 0$ 时为 0。

Yee 等 (1993) [74] 为描述端板螺栓连接的非线性 $M-\theta$ 特性，提出了一个四参数指数表达式如下

$$M = M_p \left\{ 1 - \exp \left[\frac{-\theta(K_i - K_p + n\theta)}{M_p} \right] \right\} + K_p\theta \quad (1.18)$$

式中， M_p 为连接的塑性抗弯承载力； K_i 为连接的初始抗弯刚度； K_p 为连接的应变强化刚度； n 为控制曲线斜率的常数：当单位采用英寸和千磅时，对于无加劲肋连接 $n=1.5$ ；对于有加劲肋连接分为两种情况，采用高强螺栓时 $n=3.5$ ，采用普通螺栓时 $n=0$ 。

由于并非所有可能的构造与尺寸的连接都已进行过试验，而采用有限元分析获得连接的 $M-\theta$ 关系曲线又很费时，因此，相对于纯粹地依赖试验或有限元分析得到连接的 $M-\theta$ 关系曲线然后进行拟合的方法，根据连接的构造与尺寸就可以直接得到连接的 $M-\theta$ 关系曲线的方法就更具有实际应用价值。从这一角度来看，Kishi-Chen 模型、Ang-Morris 模型是比较理想的模型，其中的曲线形状系数 n 可通过一定数量的 $M-\theta$ 曲线校准求得。

现行欧洲规范 EC3 (2003) [4] 中 Part1.8 采用的连接弯矩-转角关系曲线如图 1.11 模型。曲线的 OA 段为弯矩与转角之间的线性关系，其表达式为：

$$M=K_i\theta, \quad M\leq 2M_p/3 \quad (1.17)$$

曲线的 AB 段为弯矩与转角之间的非线性关系，为：

$$M = \frac{K_i}{(1.5M/M_p)^\zeta} \theta, \quad 2M_p/3 < M \leq M_p \quad (1.18)$$

式中， ζ 为与连接类型有关的常数，对于焊接和端板连接， $\zeta=2.7$ ；对于顶底角钢连接， $\zeta=3.1$ 。

曲线的 BC 段为弯矩与转角关系曲线的平直部分，假定为理想塑性，即取 $K_p=0$ ， $M=M_p$ 。

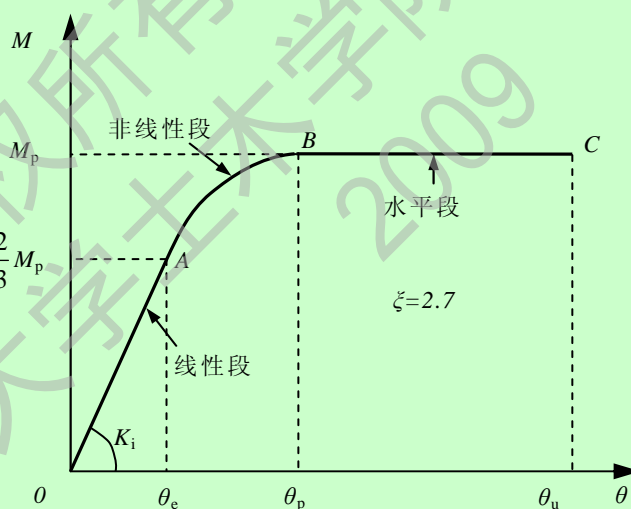


图 1.11 EC3 给出的弯矩-转角关系曲线及相应的三线性模型曲线

1.5 尚需进一步研究的问题

虽然国内外对端板组合节点的性能进行了不少的研究，但是由于其受力性能的复杂性，到目前为止，对这类组合节点的工作机理仍有待进一步研究，主要存在问题有：

1) 楼板的配筋率、组合梁的剪力连接程度、连接端板厚度、柱加劲肋以及梁柱截面的尺寸等因素对于节点刚度和承载力的影响程度有待进一步明晰。

2) 欧洲规范 EC3 (2003) [4] 的 Part1.8 中对节点的弯矩-转角关系建议采用的三线性模型中的部分参数取值并不能很好地满足组合节点特性及工程应用, 需要进一步改进。

3) 端板连接组合节点受力性能对于框架整体分析的影响, 需要进一步研究。

在新修订的欧洲规范 EC4 (2004) [3] 版本中, 已经明确定义组合节点作为一个连接单元, 其受拉钢筋对节点的承载力有贡献。但欧洲规范 EC4 没有给出详细的设计条文。对端板组合节点的研究是进行组合框架性能研究的基础, 在目前的组合框架工程设计中, 节点部分总是被简化为铰接连接或视为完全刚性连接, 这与节点在框架中的实际性能不符, 因此有必要对包括节点受弯承载力、初始转动刚度、极限转动能力等方法面的节点性能进行研究, 以确定其在结构中的真实反应, 为进一步提出更为精确合理的组合框架设计方法提供可靠的理论依据。

1.6 本文研究的内容

我国对端板组合节点的工作性能的研究工作开展得比较少, 本文将主要在前人的理论与试验基础上进行以下各方面的探索研究:

1) 简要概括端板组合节点的研究现状, 并介绍其主要性能指标。

2) 利用 ABAQUS 有限元软件建立端板连接组合节点三维有限元模型, 并与国内外已有相关试验进行对比分析, 从而验证利用 ABAQUS 建立的有限元模型的适用性。

3) 基于 ABAQUS 有限元模型, 对端板连接组合节点进行参数分析, 明晰其在对称荷载作用下的各参数的变化对节点静力工作性能及影响规律。

4) 提出模拟端板连接组合节点弯矩-转角关系的实用模型, 并与有限元计算结果和 EC3 计算结果对比。

第 2 章 端板连接节点的数值分析模型

2.1 有限元法简介

有限元法早在 20 世纪 40 年代就提出来了，但是直到 1960 年以后，随着数值计算技术的发展，有限元分析的应用日益广泛，已成为试验研究之外最重要的研究手段，在钢-混凝土结构分析中也得到了广泛的应用。近年来，大量的组合构件的有限元分析表明，通过采用合理的计算模型和材料参数，有限元计算结果与试验结果吻合良好。借助有限元分析有助于全面了解结构的实际工作状态，得到大量的结构反应信息，包括应力、应变和损伤等。分析中不但可以考虑更多的材料特性因素，还可以系统地改变一些参数进行大量参数计算，可以省去相当数量的构件试验工作，节省大量的人力和物资消耗。因此，钢-混凝土结构的有限元分析无论在科学研究还是实际工程上都拥有广阔的应用前景。

常用的通用有限元分析软件有 ABAQUS, ADINA, ALGOR, ANSYS, MSC 系列等，每个软件均有其自身特点，可适应于不同的工程问题分析。ABAQUS 软件是美国 HKS 公司的产品。HKS 公司成立于 1978 年，几十年来，始终致力非线性有限元力学分析软件 ABAQUS 的开发、维护及售后服务，不断吸取最新的分析理论和计算机技术，以满足实际工程问题的数值模拟。ABAQUS 软件已被全球工业界和学术研究机构广泛接受，拥有世界最大的非线性力学用户群，不仅在众多工业产品研发和实际工程中得到广泛的应用，同时成为科学研究的一个重要工具。

作为一套功能强大的有限元分析软件 (Hibbitt, 2005) [75]，ABAQUS 解决问题的范围相当广泛，包括线性分析、几何非线性分析、材料非线性分析、接触非线性等等。ABAQUS 包括一个十分丰富的、可模拟任意实际形状的单元库，其中包括实体单元、壳单元、膜单元、梁单元、杆单元、连接单元、刚体单元和无限单元共 8 种类型 400 多种不同的单元。同时还拥有各种类型的材料模型库，可以模拟大多数典型工程材料的性能，其中包括金属、橡胶、高分子材料、复合材料、钢筋混凝土、可压缩高弹性的泡沫材料以及类似于土和岩石等地质材料。作为通用的数值模拟计算工具，ABAQUS 不仅能解决结构（应力/位移）的许多问题，还可以模拟各种领域的问题，例如热传导、质量扩散、热电耦合分析、声学分析、岩土力学分析（流体渗透/应力耦合分析）及压电介质分析等等。

ABAQUS 由交互式图形环境 CAE 和分析模块组成。CAE (Complete ABAQUS Environment) 是 ABAQUS 的交互式图形环境，主要用于建立模型、提交并监控

要分析的作业和对分析结果进行后处理。CAE 提供强大的建模功能，包括建立几何模型、赋材料特性、划分网格、施加荷载及边界条件等；同时还提供结果可视化功能，用户可以方便快捷的得到各种想要的计算结果。分析模块又根据不同的计算器分为 Standard 和 Explicit 两种。Standard 是一个通用分析模块，采用隐式方法，能够求解领域广泛的线性和非线性问题，包括静力、动力、热和电问题的响应等；Explicit 是用于特殊目的分析模块，采用显式动力有限元列式，适用于像冲击和爆炸等这类短暂、瞬时的动态事件。

本章利用 ABAQUS 有限元软件建立钢结构端板连接节点的三维有限元模型，并与国内外已有相关实验进行对比分析，从而验证利用 ABAQUS 所建三维模型的可应用性。

2.2 有限元模型的建立

2.2.1 材料模型

2.2.1.1 钢材

本文中低碳软钢的应力-应变关系选用了韩林海(2007)^[76]中的二次塑流模型，钢材的应力-应变关系曲线可分为弹性段(oa)，弹塑性段(ab)，塑性段(bc)，强化段(cd)和二次塑流(de)五个阶段，如图 2.1(a)所示，虚线为钢材实际的应力-应变关系，实线为简化的应力-应变关系。这五个阶段采用韩林海（2007）^[76]的数学表达式为：

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_e \\ -A\varepsilon^2 + B\varepsilon + C & \varepsilon_e < \varepsilon \leq \varepsilon_{e1} \\ f_y & \varepsilon_{e1} < \varepsilon \leq \varepsilon_{e2} \\ f_y \left[1 + 0.6 \frac{\varepsilon - \varepsilon_{e2}}{\varepsilon_{e3} - \varepsilon_{e2}} \right] & \varepsilon_{e2} < \varepsilon \leq \varepsilon_{e3} \\ 1.6f_y & \varepsilon > \varepsilon_{e3} \end{cases} \quad (2.1)$$

式中：钢材的屈服强度为 f_y ；钢材的弹性模量 E_s 为 $2.06 \times 10^5 \text{MPa}$ ；比例极限 f_p 对应的应变 $\varepsilon_e = 0.8f_y/E_s$ ；开始进入屈服阶段点 b 对应的应变 $\varepsilon_{e1} = 1.5\varepsilon_e$ ；开始进入强化阶段点 c 对应的应变为 $\varepsilon_{e2} = 10\varepsilon_{e1}$ ；强度极限 d 点对应的应变 $\varepsilon_{e3} = 100\varepsilon_{e1}$ ；

$$A = 0.2f_y / (\varepsilon_{e1} - \varepsilon_e)^2; \quad B = 2A\varepsilon_{e1}; \quad C = 0.8f_y + A\varepsilon_e^2 - B\varepsilon_e; \quad C = 0.8f_y + A\varepsilon_e^2 - B\varepsilon_e。$$

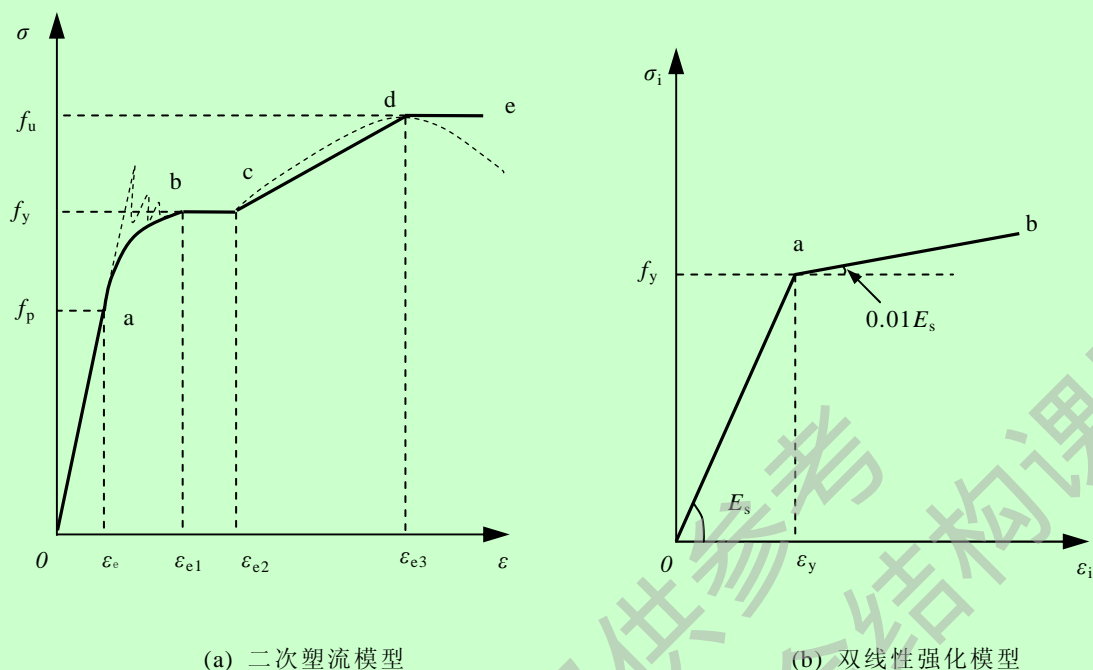


图 2.1 钢材的应力-应变关系

对于高强钢材,由于其应力-应变关系没有明显的屈服平台,故选用了图 2.1(b)所示的双线性强化模型,强化段的模量可以取为 $0.01E_s$, E_s 为钢材的弹性模量。

2.2.1.2 混凝土

在 ABAQUS 中给出了混凝土 (concrete) 三种模型: Concrete smeared cracking, Concrete damaged plasticity, Cracking model for concrete。

(1) 弥散裂纹混凝土模型 (Concrete smeared cracking)

该模型使用定向的损伤弹性 (弥散裂纹) 以及各向同性压缩塑性来表示混凝土的非弹性行为。在 ABAQUS 中使用, “* CONCRETE” 和, “*TENSION STIFFENING” 选项定义 (在特性模块中定义材料时可以选择), 还可以附加 “*SHEAR RETENTION” 和 “FAILURE RATION” 选项。

ABAQUS 使用弥散裂纹模型, 而不是跟踪单个的宏观裂纹。产生裂纹后各个积分点上本构的计算是相互独立的, 裂纹的影响体现在积分点的计算上, 它只会影响积分点的应力以及关联的刚度。所以需要将弥散混凝土模型中的裂纹与宏观裂纹区分开来。ABAQUS 模拟中, 弥散裂纹的影响是通过给定的, “*TENSION STIFFENING” 实现的, 即改变了混凝土的拉伸刚度, 在压缩载荷作用下裂纹还可以闭合。产生裂纹后的单元还可以承受一部分应力。而宏观裂纹将导致结构承载能力的完全丧失, 并且造成脱落现象。但是在 ABAQUS 中无法将发生开裂的单元从结构中移除。

(2) 混凝土塑性损伤模型 (Concrete damaged plasticity)

使用各向同性损伤弹性结合各向同性拉伸和压缩塑性的模式来表示混凝土

的非弹性行为。这是一个基于塑性连续介质损伤模型。它假定混凝土材料的两个主要失效机制为拉伸开裂和压碎破碎。屈服（或失效）面的演化通过两个硬化变量控制： $\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}$ 和 $\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}$ 这两个变量分别和拉伸压缩加载下的失效机制相联系。称 $\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}$ 和 $\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}$ 分别为拉伸等效塑性应变和压缩等效塑性应变。

此模型的单轴拉伸压缩行为如图 2.2 所示，假定混凝土材料的单轴拉伸压缩时表现为塑性损伤。 σ_{c0} 是初始屈服强度， σ_{cu} 是极限应力强度。它假定单轴应力—应变曲线能够转化成应力相对的塑性应变曲线。这种转化根据用户提供的 inelastic strain data 在 ABAQUS 自动完成。

$$\sigma_t = \sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{\text{pl}}, \theta, f_i) \quad (2.2a)$$

$$\sigma_c = \sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{\text{pl}}, \theta, f_i) \quad (2.2b)$$

$\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}$ 和 $\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}$ 是等效塑性应变， $\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{\text{pl}}$ 和 $\dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{\text{pl}}$ 是等效应变率， θ 是温度参数， f_i ($i=1, 2, \dots$)是其它预先确定的域变量。 d_t 和 d_c 是塑性损伤变量，表示如下：

$$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}, \theta, f_i) \quad 0 \leq d_t \leq 1 \quad (2.3a)$$

$$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}, \theta, f_i) \quad 0 \leq d_c \leq 1 \quad (2.3b)$$

塑性损伤变量取值从 0 到 1，0 表示材料未损伤破化，1 代表强度的完全丧失。假设 E_0 是弹性初始应变，在单轴拉伸压缩荷载下，关系如下：

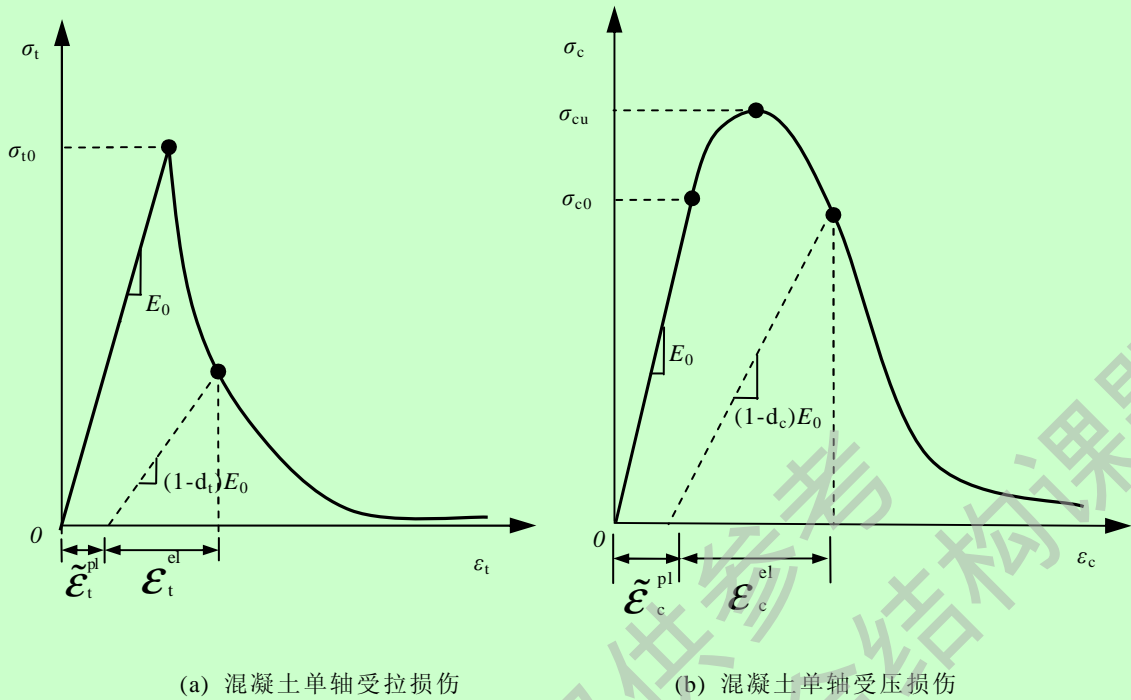
$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}) \quad (2.4a)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}) \quad (2.4b)$$

定义“有效”拉伸压缩抗滑应力如下，有效抗滑应力决定了屈服面的大小。

$$\tilde{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}) \quad (2.5a)$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}) \quad (2.5b)$$



(a) 混凝土单轴受拉损伤

(b) 混凝土单轴受压损伤

图 2.2 混凝土单轴受拉压损伤

混凝土塑性损伤模型没有裂纹的概念，与弥散裂纹模型相比，具有一定的优越性，它可以用于单向加载、循环加载以及动态加载等场合。它使用非关联多硬化塑性和各向同性损伤弹性相结合的方式描述了混凝土破碎过程中发生的不可恢复的损伤，并具有较好的收敛性。由于这是一个损伤的塑性模型，机制比较复杂。

(3) 混凝土裂纹模型 (Cracking model for concrete)

混凝土裂纹模型应用在 ABAQUS/Explicit, ABAQUS/Explicit 是一个具有专门用途的分析模块，采用显示动态有限元格式，它适用于模拟短暂、瞬时的动态事件，如冲击和爆炸问题，此外，它在处理包括改变接触条件的高度非线性问题时也非常有效，例如模拟成型问题。

在 ABAQUS 中, Other plasticity models 中含有 Extend Drucker-Prager models (扩展 DP 准则)材料模型。粘聚力 C 、内摩擦角 φ 和膨胀角 φ_f 是 DP 准则中重要参数。膨胀角 φ_f 被用来控制体积膨胀的大小，对压实的颗粒材料，当材料受剪时，颗粒就会膨胀，如果膨胀角 φ_f ，则不会发生体积膨胀。如果膨胀角 $\varphi_f = \varphi$ ，在材料中就会发生严重的体积膨胀。粘聚力 C 和内摩擦角 φ 由下两式求得：

$$\varphi = \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}\beta}{2 + \sqrt{3}\beta} \right] \quad (2.6)$$

$$C = \frac{\sigma_y \sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}{6 \cos \varphi} \quad (2.7)$$

其中， β 为材料常数， σ_y 为材料屈服常数。 β 和 σ_y 可以由混凝土单轴受拉屈服应力 σ_t 和单轴受压屈服应力 σ_c 得到。

$$\beta = \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sqrt{3}(\sigma_c + \sigma_t)} \quad (2.8)$$

$$\sigma_y = \frac{2\sigma_c\sigma_t}{\sqrt{3}(\sigma_c + \sigma_t)} \quad (2.9)$$

综上所述，混凝土塑性损伤模型可以用于单向加载、循环加载，并有较好的收敛性，而且可以应用于 ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/Explicit，只是没有裂纹的概念。本论文研究的是节点静载下的力学性能，而且混凝土裂纹不是研究的重点，所以本文研究中，混凝土翼板采用了混凝土塑性损伤模型。采用 Attard 和 Setunge(1996)提出的单轴受压混凝土应力 σ_c -应变 ε_c 关系模型，表达式为

$$Y = \frac{AX + BX^2}{1 + CX + DX^2} \quad (2.10)$$

式中 $Y = \sigma_c / f'_c$ $X = \varepsilon_c / \varepsilon_{co}$ f'_c 和 ε_{co} 分别为混凝土圆柱体标准试件的抗压强度及其对应应变 $\varepsilon_{co} = \frac{4.26f'_c}{E_c \sqrt[4]{f'_c}}$ A 、 B 、 C 和 D 均为计算系数；当 $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co}$ 时 $A = \frac{E_c \varepsilon_{co}}{f'_c}$ ，

$B = \frac{(A-1)^2}{0.55} - 1$ ， $C = A - 2$ ， $D = B + 1$ 当 $\varepsilon_c > \varepsilon_{co}$ 时 $A = \frac{f_{ic}(\varepsilon_{ic} - \varepsilon_{co})^2}{\varepsilon_{ic}\varepsilon_{co}(f'_c - f_{ic})}$ ， $B = 0$ ， $C = A - 2$ ， $D = 1$

E_c 为混凝土弹性模量； f_{ic} 和 ε_{ic} 分别为混凝土应力-应变关系曲线下降段的反弯点对应的应力和应变值 $f_{ic}/f'_c = 1.41 - 0.17 \ln(f'_c)$ ， $\varepsilon_{ic}/\varepsilon_{co} = 2.5 - 0.3 \ln(f'_c)$ 对于在单调荷载作用下的受拉混凝土，其应力 σ_c -应变 ε_c 关系采用沈聚敏等（1993）提供的下列应力-应变关系确定，即

$$y = \begin{cases} 1.2x - 0.2x^6 & \varepsilon \leq \varepsilon_p \\ \frac{x}{0.31\sigma_p(x-1)^{1.7} + x} & \varepsilon > \varepsilon_p \end{cases} \quad (2.11)$$

式中， $y = \sigma_c / \sigma_p$ ； $x = \varepsilon_c / \varepsilon_p$ ； σ_p 为峰值拉应力 $\sigma_p = 0.26(1.25f'_c)^{2/3}$ ； ε_p 为峰值拉应力所对应的应变， $\varepsilon_p = 43.1\varepsilon_p(\mu\varepsilon)$ ， σ_p 和 f'_c 以 MPa 计。

2.2.1.3 钢筋

在 ABAQUS 中，对于混凝土中的钢筋有两种模拟方法：定义 REBAR 和使用 EMBEDDED ELEMENT（嵌入单元）。下面分别加以介绍。

(1) 在混凝土中定义 REBAR

在 ABAQUS 中混凝土的加强筋或者复合材料的纤维通常是由定义 REBAR 来实现的。REBAR 本身不是单元，因为它没有尺度，但是其作用是相当于基于一维应变理论的杆单元，可以单个或者成批地定义在某一个平面内。通常 REBAR

使用金属塑性，可嵌入多种单元中。

使用这种方式来定义加强筋，混凝土的行为和 REBAR 之间认为是相互独立的。REBAR 和混凝土之间的相互作用，例如捆绑滑移、销子效应等，都是通过混凝土中引入一些“拉伸强化”来近似实现的，从而允许通过 REBAR 穿越裂纹传递一定的载荷。

虽然定义 REBAR 是一个复杂的过程，但是必须在模型中准确定义 REBAR，模型中关键的区域如果没有 REBAR 的加强作用将导致分析过程无法进行。

(2) 在主体单元中定义嵌入单元

使用“*EMBEDDED ELEMENT”选项可以在模型中的某一“主体”单元定义单个的或者成组的嵌入单元，它可以用来模拟混凝土中的加强筋。定义嵌入单元后，ABAQUS 在计算的时候将搜索嵌入单元的节点和主体单元之间的几何关系。如果一个嵌入单元的某一节点位于一个主体单元之内，这个节点的自由度将被约束，从而这个节点成为主体单元的嵌入节点。嵌入节点的自由度将由主体节点的自由度插值得到。

ABAQUS 能够自动搜索，从而判断嵌入单元附近的单元是否包含嵌入节点，用户也可以给 ABAQUS 指定需要搜索的单元集，从而减少搜索的时间。

嵌入单元是整个模型的一部分，所以在 ABAQUS/CAE 中能够显示嵌入单元。

本文节点研究中，混凝土翼板中的钢筋采用了第二种模型，即在主体单元混凝土翼板中定义嵌入单元。

2.2.2 单元类型的选取

节点模型由 H 钢柱、端板、螺栓、H 型钢梁、混凝土翼板、混凝土翼板中的钢筋和抗剪连接件栓钉组成，本文在 ABAQUS 中选择了以下单元类型对节点各部分进行结构模拟。

(1) 实体单元 (continual elements)

在不同的单元族中，连续体或者实体单元能够用来模拟范围最广泛的构件。实体单元可以通过其任何一个表面与其它单元相连，实体单元就像建筑物中的砖或马赛克中的瓷砖一样，能够用来构建具有几乎任何形状、承受几乎任意载荷的模型。

本文中选用了实体单元中减缩积分的三维八节点 C3D8R 单元，作为 H 钢柱、端板、螺栓、H 型钢梁、混凝土翼板以及栓钉的单元类型。

(2) 桁架单元 (truss elements)

混凝土翼板中的钢筋，采用了三维桁架单元中 T3D2 (2-node linear displacement)。

2.2.3 界面模型处理

(1) 接触

端板节点的有限元模型中接触关系较多，接触界面模型的处理是合理模拟螺栓端板节点力学性能的关键。端板节点中接触关系包括端板与螺帽、端板与螺杆、柱翼缘与螺杆、柱翼缘与螺帽、端板与柱翼缘等之间的接触，除了螺杆与螺栓孔壁之间的接触存在初始间隙外，其余初始状态均接触。本文对于接触的处理为界面法向方向采用硬接触，切向方向采用罚函数库伦摩擦模型，摩擦系数按《钢结构设计规范》(GB50017-2003)^[5]选取。所有的接触均定义为有限滑动，且考虑2%的位置误差限度的接触模型。

(2) 约束

在本文节点构件中，除节点各组成部件之间的界面接触外，还存在钢材间的焊接关系，如钢梁与端板、加载端板与柱，端板加劲肋与梁和端板、柱加劲肋与柱、抗剪栓钉与钢梁等。当考虑焊缝至少等强原则的前提下，采用自由度耦合来模拟可取得良好的效果，本文在 ABAQUS 中采用约束命令 (Constraint) 中的绑定约束 (Tie)，将接触面处的共用节点的自由度完全耦合起来用以模拟焊接连接。同时对于混凝土翼板中的抗剪栓钉采用了与钢筋相同的嵌入式单元约束，而栓钉与钢梁则采用了绑定约束。

2.2.4 节点几何模型的选取以及边界条件和荷载施加

本文平端板连接纯钢、组合节点模型取框架中在竖向荷载作用下节点相邻梁柱反弯点之间的组合体，采用十字形模型，模拟框架中的梁柱中节点，其在框架中的位置以及受力模式如图 2.3 所示。由于其几何模型、施加的荷载和边界条件存在对称性，在模型选取时可以根据其对称性选取 1/2、1/4 和 1/8 模型进行模拟计算，本文选取了 1/4 模型进行计算。

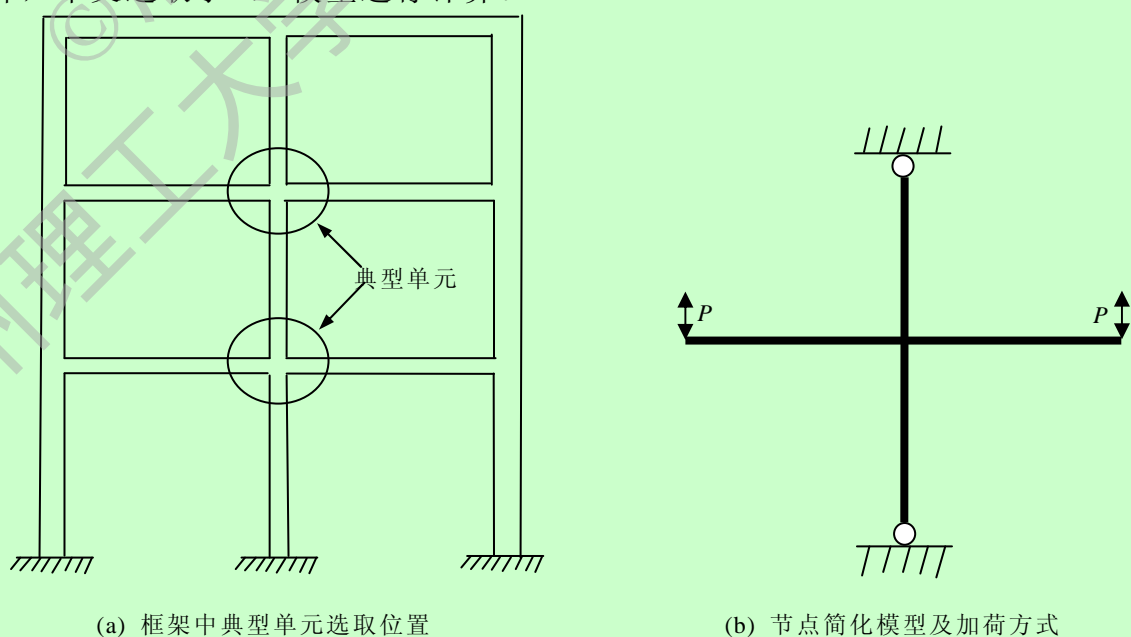


图 2.3 模型选取的位置及施加荷载方式

有限元模型的边界约束条件直接影响着结构在静力作用下的反应,简洁准确模拟实际状况的边界约束条件,是有限元模型能够进行准确模拟的必要前提。

考虑欲分析对象结构、荷载的对称性,本文采用 1/4 的有限元模型进行模拟。有限元模型的约束条件和荷载按照实际情况输入,柱顶施加 x, z 方向约束;柱底输入 x, y, z 三方向约束;柱腹板边缘输入关于 $Y-Z$ 平面的对称约束;楼板边缘输入关于 $X-Y$ 平面对称的约束。边界约束情况如图 2.4 所示。

节点构件共有两类荷载:螺栓预紧力和梁端垂直荷载,由于螺栓的预紧力很大为了便于初始接触的建立,因此将这类荷载分两个分析步施加。在 ABAQUS 中将这两类荷载分三个分析步分别施加:在第一分析步中可以使用螺栓荷载 (Bolt load) 施加一个 10N 的预拉力;在第二个分析步中再次使用螺栓荷载将预拉力全部加上;在第三个分析步中,为了便于有限元计算的收敛性在梁端施加竖向位移荷载。

其中在施加铰约束的柱顶柱底处设置了刚性垫块,上下铰的约束主要约束在刚性垫块上刚性垫块应为不可变形的弹性材料,处理方法如下:刚性垫块定义为弹性材料,弹性模量 $E=10^{12}\text{N/mm}^2$,泊松比为 $\mu=0.0001$ 。端板连接节点的有限元模型、边界及荷载条件如图 2.4 所示。

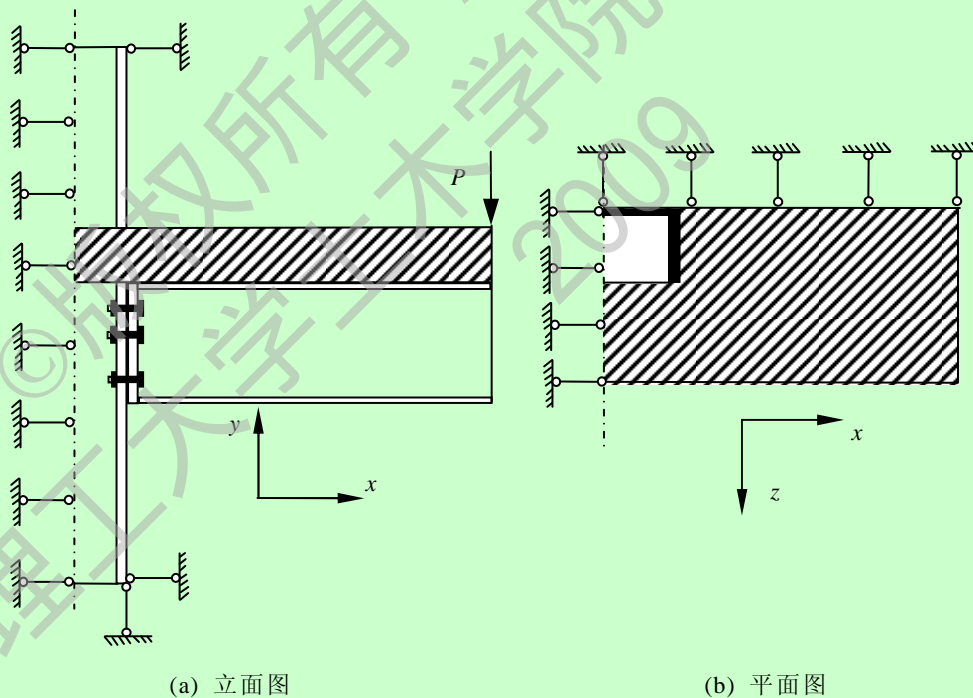


图 2.4 节点的 1/4 有限元模型边界约束图

2.2.5 单元类型及网格划分

为能合理准确地模拟节点的力学性能,对梁、柱、端板、螺栓、加劲肋、抗剪栓钉以及混凝土楼板都选用了三维实体单元 (C3D8R) 建模,而对混凝土楼板内的钢筋采用三维的桁架单元 (T3D2)。有限元模型的网格划分采用映射自定义网格划分,在网格划分时候对受力复杂的节点区域进行了部件分割以及网格细

化处理，如图 2.5 中所示。计算前进行网格实验对比，在保证计算精度要求的前提下选者一个合理的网格划分密度，以取得计算效率和计算精度的平衡。

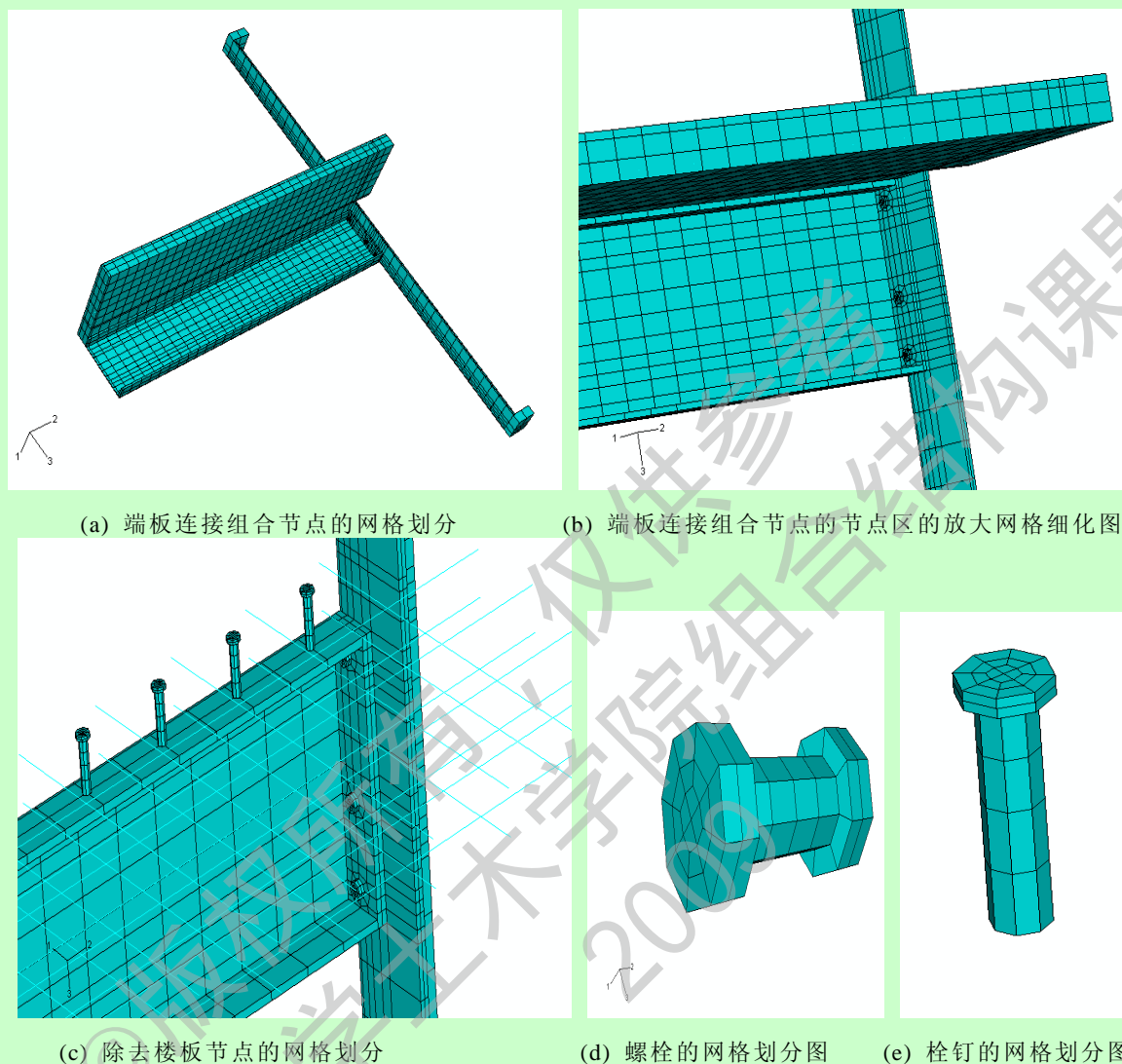


图 2.5 端板连接组合节点及部件的网格划分图

2.2.6 非线性方程组求解

本文的计算包括有限元分析的三类非线性问题，及钢材与混凝土的材料非线性问题，大变形引起的几何非线性问题以及各类接触面在受力过程中接触条件发生变化引起的边界条件非线性问题。

图 2.6 是常见的非线性载荷-位移曲线，分析的目标是得到一定荷载下的位移。ABAQUS 可使用 Newton-Raphson 法来求解非线性问题。在非线形分析中的求解不能同于线性问题，只求解一组方程即可，而是逐步施加给定的载荷，以增量形式趋于最终解。因此 ABAQUS 将计算过程分为许多载荷增量步，并在每个载荷增量步结束时寻求近似的平衡构形。ABAQUS 通常要经过若干次迭代才能找到某一载荷增量步的可接受的解，所有增量响应的和就是非线性分析的近似解。

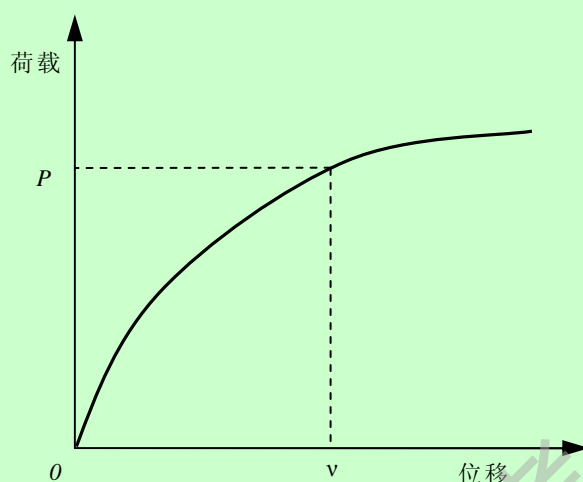


图 2.6 非线性的荷载-位移曲线

采用增量求解面临的一个关键问题是选择增量步的大小，增量太大则难以求得收敛解，增量太小则耗时太长。ABAQUS 提供了自动步长技术解决这一问题，用户只需设定首次计算的增量大小，程序将根据收敛性情况和耗时自动改变增量大小。在每一增量步中，需要采用多次迭代，迭代示意图见图 2.7。对于一个小的荷载增量 ΔP ，ABAQUS 利用 U_0 时构件的初始刚度 K_0 来计算结构的位移响应值 C_a ，并将构件的位移更新为 U_a 。根据新位移 U_a 更新构件的刚度矩阵，并计算出 U_a 对应的内部反力 I_a ，如果此时外部荷载 P 和 I_a 的差值满足收敛条件，则认为构件满足平衡条件， U_a 为荷载 P 作用下的位移值；如果 P 和 I_a 的差值不满足收敛条件，则表明构件没达到平衡状态，需要重复迭代，直至满足平衡条件。

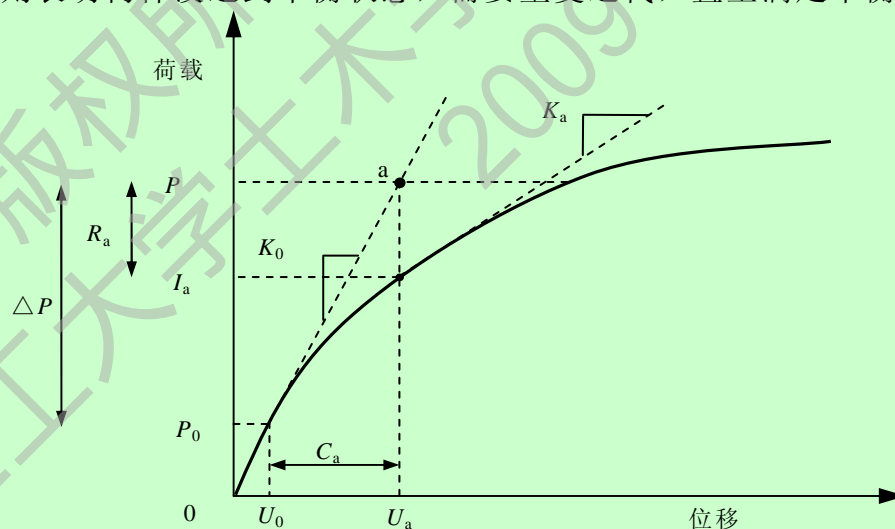


图 2.7 迭代计算示意图

2.3 算例分析

2.3.1 典型算例

为了验证本文所采用的材料模型、界面接触模型以及单元类型对端板组合节点的适用性，本文对国内外有关文献中构件进行了计算，算例文献及构件见表

2.1。

有限元计算得到的弯矩-转角关系曲线和实验曲线的对比分别如图 2.8、2.9、2.10 所示。有限元模型计算的初始刚度值与试验值吻合较好，而其抗弯极限承载力则比试验值略低。有限元计算得到的曲线在进入非线性段后与实验结果有偏差以及极限承载力总体偏低的主要原因有：

1) 在有限元模型中，螺栓的预拉力取的是规范规定的设计值，而在实验过程中，螺栓是根据规范规定的施工预拉力进行安装的，虽然终拧后存在应变松弛，但是，螺栓的实际预拉力值与设计值均存在一定偏差。而且，各螺栓之间的预拉力也很不均匀，存在一定的差异。

2) 节点试件加工存在一定的缺陷，会引起试件的实际受力性能与有限元模型有一定差别；试件的加工造成其实际几何尺寸与有限元模型也有一定偏差；这些都会导致实验结果与有限元计算结果的不一致。

3) 端板接触面的抗滑移系数是取试验的平均值，试样的抗滑移系数具有较大的离散性，而且，加载实验的试件接触面的抗滑移系数与实验值的平均值也会存在一定差别。

表 2.1 端板连接节点算例汇总

编号	试件说明	计算与实验比较	文献
A B C D E F G H	所有节点的梁柱构件均为焊接的 H 型钢，其节点形式属于比较典型的 T 型节点，A、C、F 试件有柱腹板加劲肋；B、D、E、G 试件端板、柱腹板均有加劲肋；H 试件端板、柱腹板均无加劲肋。	比较弯矩-转角滞回曲线和其骨架曲线，比较结果见图 2.8。	郭兵和顾强 (2002) ^[77]
SC1 SC2 SC3 SC4 SC5 SC6 SC7 SC8	所有节点的梁柱构件均为焊接的 H 型钢，并对柱翼缘进行了局部加厚。其节点形式也属于比较典型的 T 型节点，SC2、SC5、SC6、SC7、SC8 试件在端板和柱腹板都设置了加劲肋；SC1 为平齐式在柱的腹板处设置了加劲肋；SC3 为外伸式只在柱腹板处设置了加劲肋；而 SC4 只在端板设置加劲肋。	比较弯矩-转角在静力下的曲线，比较结果见图 2.9。	施刚等 (2004) ^[78]
E1	柱为钢柱梁为混凝土组合梁。	比较弯矩-转角在静力下的曲线，比较结果见图 2.10。	L.Simoesda Silva(2001) ^[79]

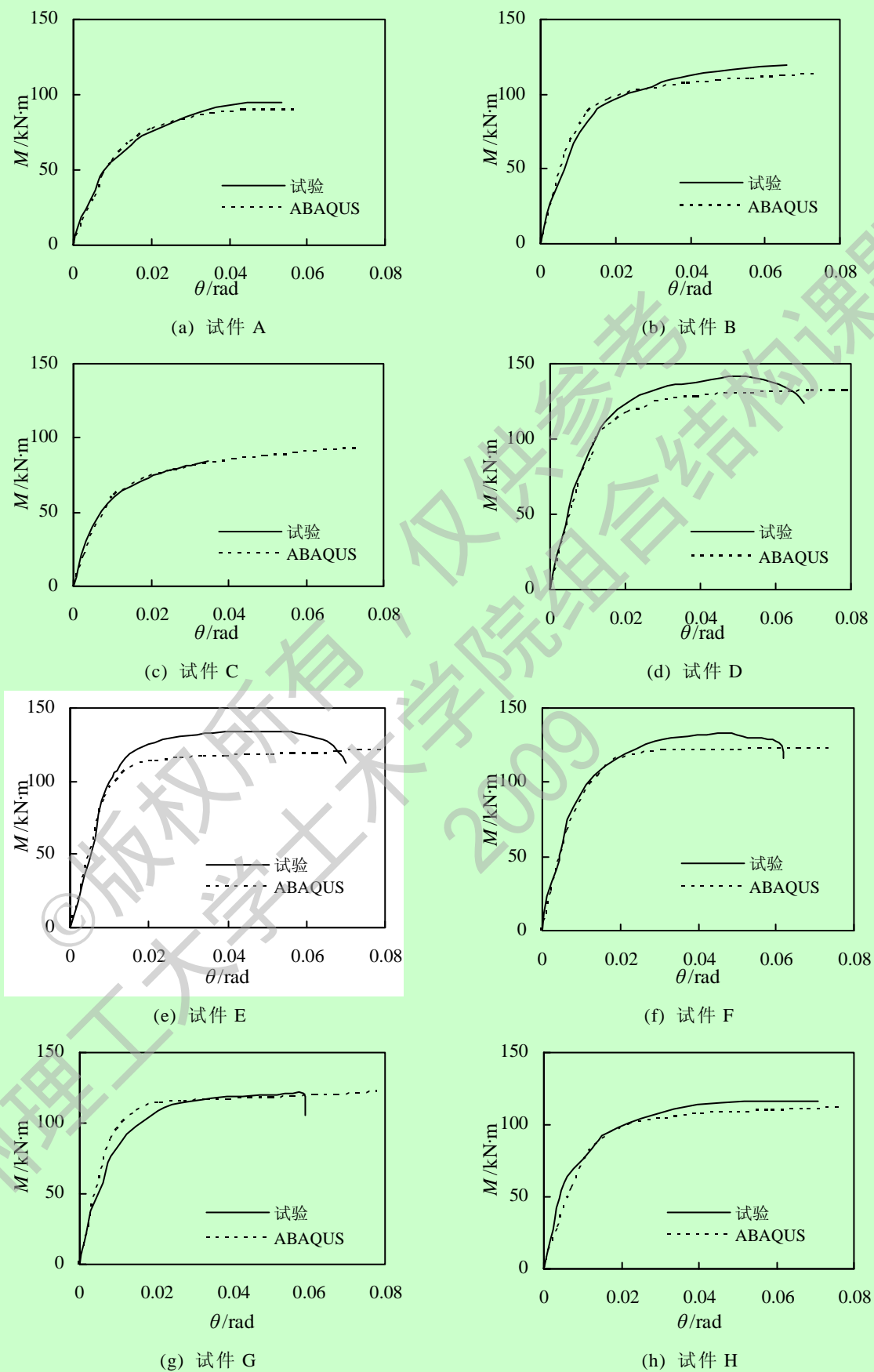


图 2.8 有限元计算结果与郭兵和顾强(2002)^[77]实验试件骨架曲线对比

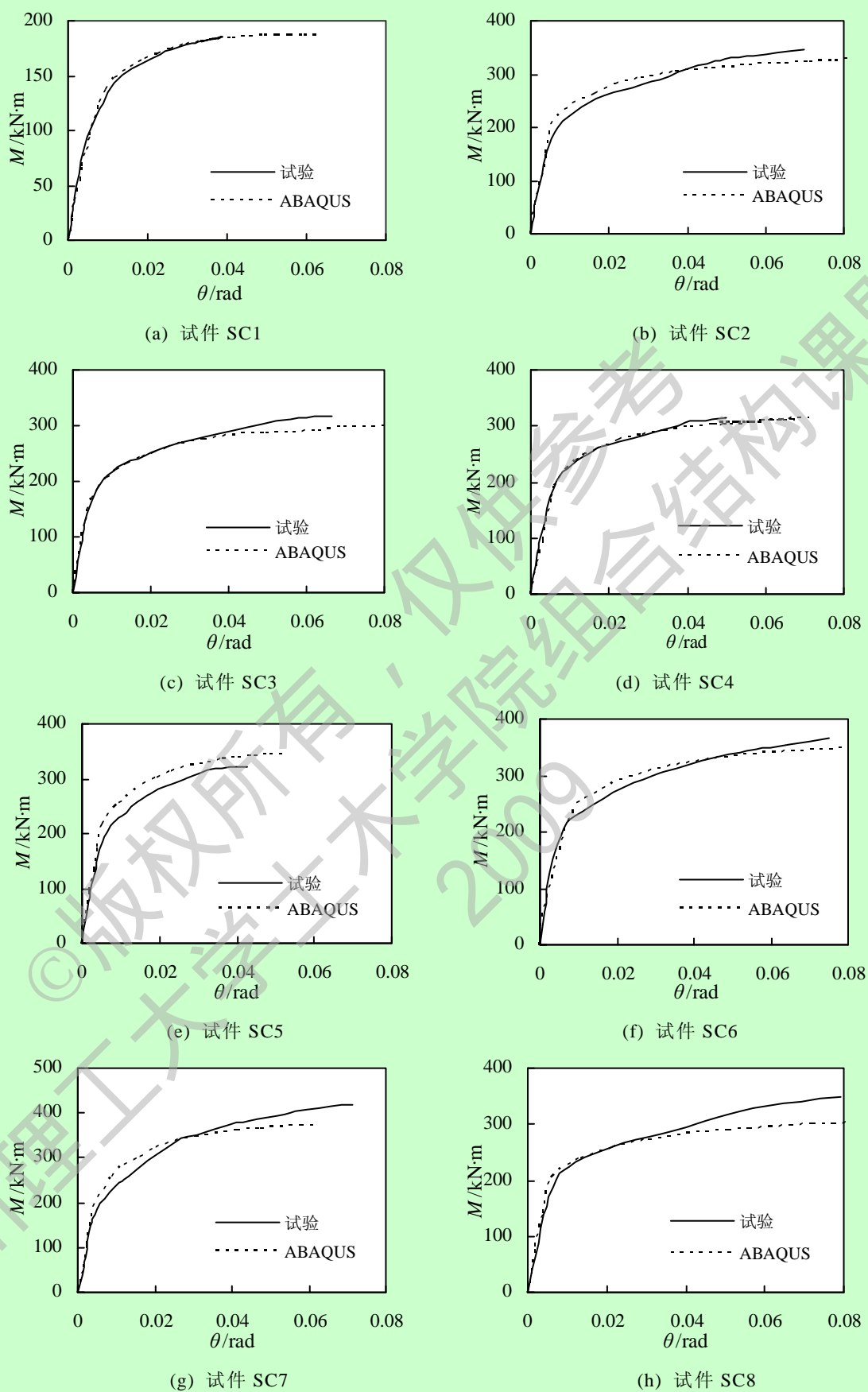


图 2.9 有限元计算结果与施刚等(2004)^[78]实验试件曲线的对比

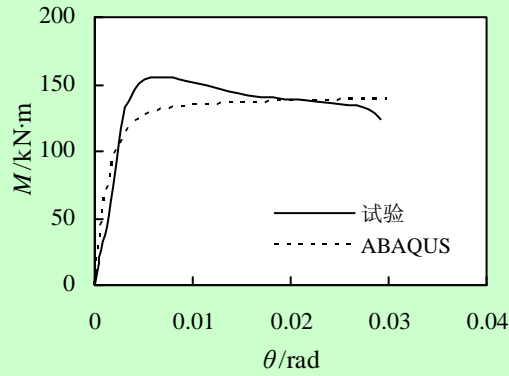
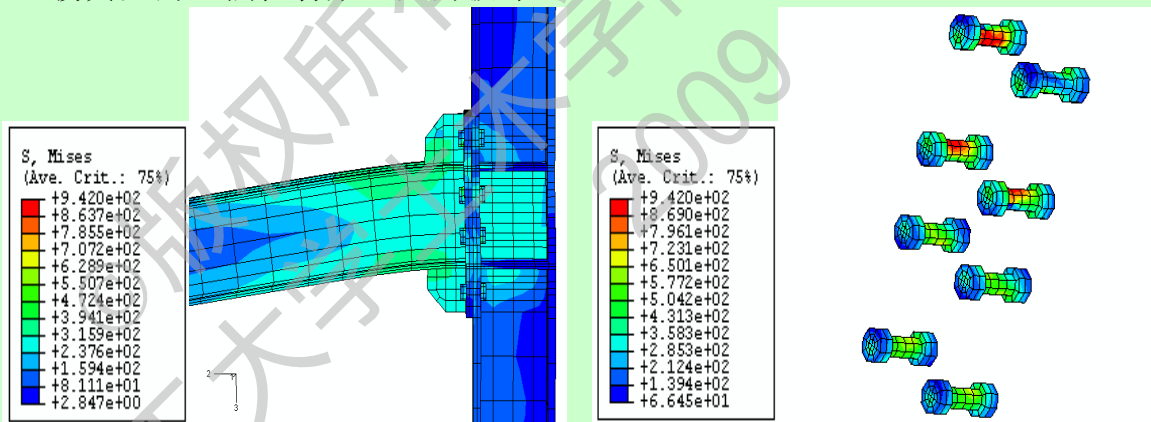


图 2.10 有限元计算结果与 L.Simoes da Silva(2001)^[79]实验试件 E1 曲线的对比

但总体看来,有限元计算结果与实验结果吻合良好,从而说明本文建立的有限元模型能够较好的模拟实际节点在荷载作用下的工作性能,从而验证本文采用的材料模型、界面接触模型以及单元类型等选取的正确性。因而能够采用 ABAQUS 通过参数设计对端板连接组合节点进行更深入的研究。

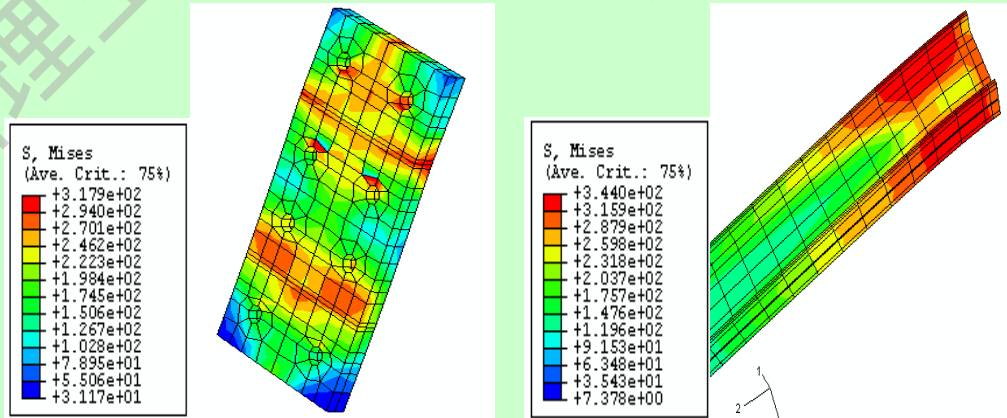
2.3.2 节点典型破坏模态分析

数值模拟得到的端板节点的变形和破坏模式与文献[77][78][79]中的实验现象基本一致。为便于分析,选取了文献[77]中试件 E 的理论分析破坏模态为例来加以说明,如图 2.11 所示,该试件在梁端出现了塑性铰破坏模态,属工程实践中比较典型的“强柱弱梁”型的破坏。



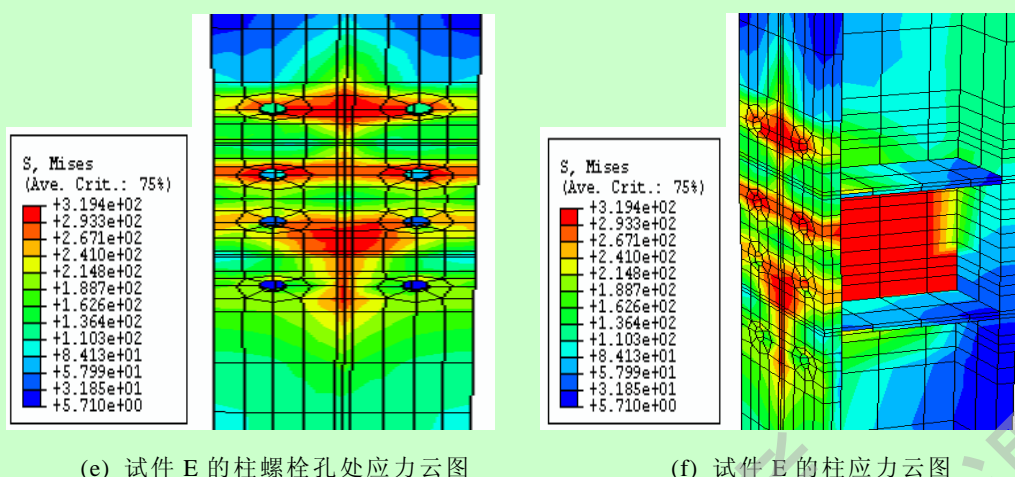
(a) 试件 E 的节点应力云图

(b) 试件 E 的螺栓应力云图



(c) 试件 E 的端板应力云图

(d) 试件 E 的梁端应力云图



(e) 试件 E 的柱螺栓孔处应力云图

(f) 试件 E 的柱应力云图

图 2.11 郭兵和顾强(2002)^[77]试件 E 的破坏应力云图

由图 2.11(a)可见节点在达到极限状态承载力时梁端端板加劲肋处的上下翼缘已经发生了很大变形，并且从图 2.11(d)的应力分布来看塑性铰在梁端已经形成。由图 2.11(b)可见梁受拉翼缘两侧的螺栓受力较大，但只是螺栓部分接触部位发生了屈服，总体上还是处在弹性工作阶段。由图 2.11(c)可见在梁的受拉翼缘与端板连接处、受拉翼缘两侧的螺栓孔周围和受压翼缘与端板连接处是端板应力分布比较集中的地方。由于端板厚度较厚，刚度较大，因此端板变形不是很明显。由图 2.11(e)知柱翼缘螺栓孔周围应力集中比较明显，尤其是受拉区第一排和第二排螺栓孔处柱翼缘已经有部分发生了屈服，受压区应力扩散范围较大，没有发生明显的应力集中和局部屈服，这主要是柱的横向加劲肋约束作用，在实际工程中建议将柱翼缘适当加厚。从图 2.11(a)(f)应力分布来看除了梁端变形比较大外，还可以看到在端板加劲肋与梁翼缘连接处发生了明显应力集中。由于在柱的节点域内设置了横向加劲肋，虽然节点域的应力较大，但加劲肋对柱腹板和翼缘起到了较好的约束作用，即使节点域柱腹板与翼缘局部有部分屈服但变形不显，从而，可以使节点域的刚度和承载力有较好的提高。体现了抗震设计中“强柱弱梁”的设计理念。

2.4 本章小结

本章阐述了非线性有限元的基本理论，介绍了理论分析工具 ABAQUS 的基本知识，并对有关研究者完成的钢框架端板连接节点（不带楼板）实验以及端板连接组合节点（考虑楼板作用）实验进行了有限元数值模拟。模型中主要考虑了材料模型、螺栓预紧力、界面接触模型、边界条件的实现以及单元类型等关键建模技术。得出了有限元模型计算的初始刚度值与实验值吻合较好，而其抗弯极限承载力则比试验值略低的结论，但总体看来理论计算与实验吻合良好。从而，验证了本文对这两类节点建模的合理性，能够为进一步有限元分析提供足够的保证。

第 3 章 端板组合节点力学性能的参数分析

对于梁柱连接，传统的设计方法通常作为刚接或铰接来处理，实际工程中，大多数连接都能传递一定的弯矩和具有一定的转动能力。而节点的转动能力又对框架的设计起着很关键性的作用。本文研究的端板连接的钢框架梁柱组合节点是一种比较典型的半刚性节点，以其构造简单、受力性能好等优点在实际工程中得到广泛应用。特别是在考虑楼板对其影响时，节点的刚度和承载力都会大幅提高。

楼板是建筑结构的重要组成部分，它与钢框架组合在一起形成建筑钢结构的承载体系。楼板与钢框架的协同工作，可以明显地改善钢结构节点的工作性能，明显地提高节点的初始刚度及抗弯承载力。本文将在前人对于半刚性节点分析的基础上，着重考虑楼板参与工作对节点性能的影响。探讨各影响因素对于这一节点形式的影响规律。

本章主要基于第二章对模型校验吻合良好的基础上采用有限元的分析方法对端板连接组合节点的工作性能作进一步分析研究，一共设计了五种类型 33 个端板连接组合节点和 2 个纯钢节点，讨论楼板的组合作用、柱腹板加劲肋、端板厚度、楼板的配筋率、钢梁的截面高度以及梁柱的截面尺寸等因素对组合节点性能的影响。本文主要讨论上述因素对节点承载力及初始转动刚度的影响，本章所有试件的设计均按国内型材及有关材料标准进行。

3.1 描述组合节点特性的参数

对设计试件两端施加对称荷载，弯矩-转角关系如图 3.1 所示。oa 段为弯矩-转角关系的弹性段，ab 段为钢材屈服阶段，由于钢材本构关系中考虑了钢材的应力强化，节点的特性也表现出强化趋势，这样，定义 bc 段为强化段。本文基于对 ABAQUS 有限元计算结果的分析，确定以上参数的取值方法。

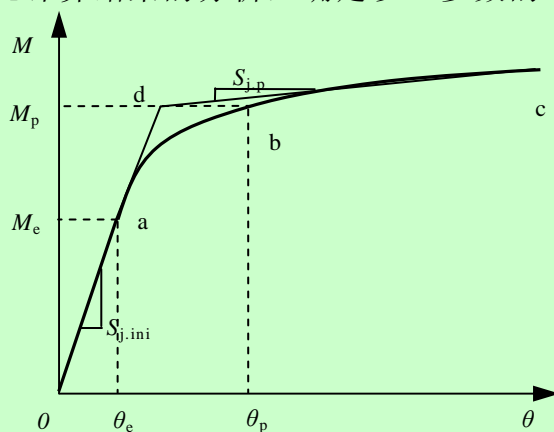


图 3.1 组合节点力学性能参数的确定方法

3.1.1 初始转动刚度和弹性弯矩的定义

本文经过对 ABAQUS 计算的 33 个有限元模型试件(试件特征见表 3.6)弯矩-转角关系曲线分析可知,构件在初始的弹性阶段,有较为明显的线性特征,如图 3.1 所示,本文定义 a 点对应的弯矩为节点的弹性弯矩,用 M_e 表示;转角为弹性转角,用 θ_e 表示;直线 oa 的斜率为节点的初始转动刚度,用 $S_{j,ini}$ 表示。本文综合考虑以下特征确定 a 点位置:

- 1) 曲线发生明显转折。
- 2) 楼板危险截面(被柱翼缘截断)处变形未超过钢筋弹性变形。
- 3) 梁、柱、螺栓钢材未进入塑性。

3.1.2 强化刚度和塑性极限弯矩的定义

若节点的所有组件可同时进入塑性,则节点的弯矩-转角关系为如图 3.1 中 odc 所示的二折线,od 段为弹性段,dc 段为强化段,d 点所对应的弯矩为节点的塑性极限弯矩。由于本文节点构造复杂,各组件进入塑性时间不一,再考虑钢材的应力强化,节点的弯矩-转角关系呈现图 3.1 中 oabc 所示的复杂多线性。经过对本文有限元模型试件弯矩-转角关系曲线分析可知,构件达到塑性极限并不明显,只从曲线上难以准确确定塑性极限弯矩。但一般而言,当转角大于 15mrad 后,弯矩-转角关系呈明显直线,则可定义转角大于 15mrad 后直线段斜率为节点的强化刚度,用 $S_{j,p}$ 表示;它与初始刚度的交点 d 就是塑性转折点。其所对应的弯矩大小等于本文节点的塑性极限弯矩 M_p ,这样,此塑性极限弯矩对应本文节点弯矩-转角关系曲线上 b 点,b 点对应的转角为节点的塑性极限转角,用 θ_p 表示。

3.2 各主要参数对节点性能的影响

本章将对影响钢框架端板节点的一些参数进行数值模拟分析,其中主要模拟参数包括了:混凝土楼板、楼板配筋率、钢梁高度、端板厚度、柱腹板加劲肋、梁柱截面尺寸等参数对节点的刚度和承载能力的影响。并对端板连接组合节点进行了单调荷载作用下的全过程分析,了解了此类节点的工作机理,明晰了端板连接组合节点的破坏模态及受力过程中构件截面上应力分布等微观机理。

3.2.1 楼板对节点性能的影响

考虑楼板的组合作用,可以明显的改变节点的工作性能,为了分析这种组合作用的影响,本文设计了 2 组端板连接纯钢节点与组合节点的对比试件,采用有限元分析方法对这种组合作用影响进行进行了对比分析。表 3.6 为本文所有设计试件的尺寸明细表,其中钢材全部采用国产 Q235-B 型材,高强螺栓采用 10.9 级摩擦型高强螺栓,接触面采用喷砂生赤锈,螺栓 10.9 级的预拉力按《钢结构设计规范》(GB50017-2003)^[5]中规定取为 155kN 。节点设计为组合钢框架内部节点,楼板为钢筋混凝土楼板,考虑节点左右两侧对称受力,同时设计为完全剪力

连接型节点。表 3.1 为各试件的分析结果及破坏特征的对比情况。

表 3.1 考虑楼板组合作用时对比试件分析结果

组号	试件编号	是否考虑楼板	初始刚度 kN·m/mrad	塑性弯矩 kN·m	破坏模态
1	N06	是	219.334	399.171	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N04	否	68.982	199.925	第一排螺栓屈服，端板受压部分屈服，柱腹板受压变形较大
2	N10	是	145.624	235.439	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N15	否	34.511	106.000	第一排螺栓屈服，端板受压部分屈服，柱腹板受压变形较大

3.2.1.1 承载力对比

本文在试件 N06 和 N15 的基础上，去掉钢筋混凝土楼板，为纯钢节点 N04 和 N10 试件，将计算分析结果与 N06 和 N15 对比，从宏观上了解楼板对节点强度和刚度提高的幅度，N06 与 N04 和 N15 与 N10 两组试件的弯矩-角关系对比如图 3.2 所示，从图 3.2 中可以看出，楼板作用对于节点的刚度、抗弯承载力影响特别大。表 3.1 列出了节点物理特性的数值，从 N06 与 N04 和 N15 与 N10 的比较可知，楼板的参与工作，可使节点的刚度提高 3 倍以上，承载力提高 2 倍以上。可见，节点设计中不考虑楼板因素过于保守。实际上，楼板的参与工作很好的改善了节点的工作性能，其强度和刚度都会有显著增加。

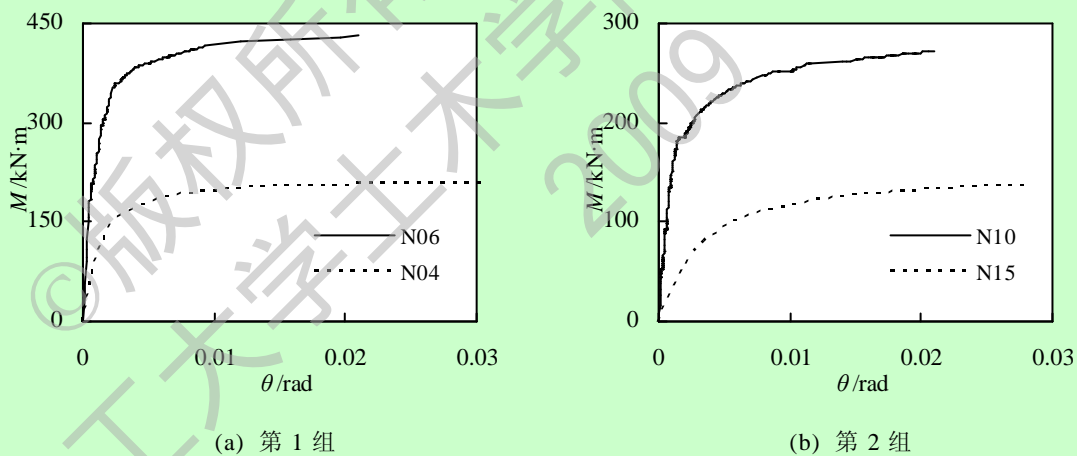
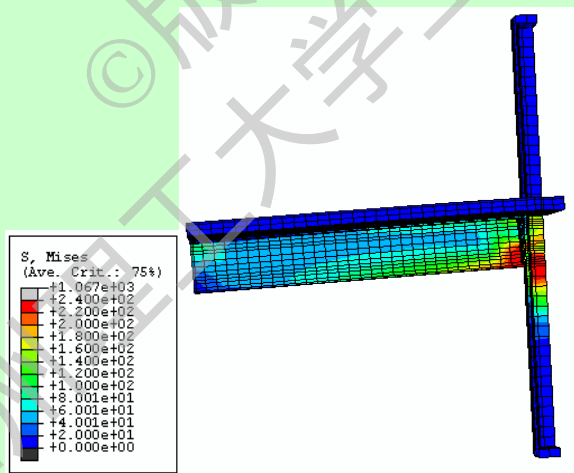


图 3.2 有无楼板对节点弯矩-转角关系的影响

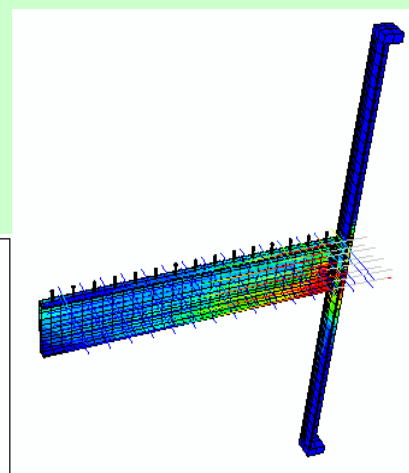
3.2.1.2 节点破坏模态分析

从图 3.3(a)~(j)图的破坏应力图中可以很明显的看出应力主要集中在节点区的纵向受力钢筋、柱的腹板受压区、以及端板和梁的下翼缘受压区。这是由于楼板与钢梁的组合后，楼板内钢筋的内力臂比较大，板内钢筋成为了节点抗弯承载力的主要提供者。而从图 3.4(a)~(e)破坏应力图又可以明显的看出节点的应力发展形式明显与组合节点不同：它主要表现在缺少了楼板的组合作用节点的抗弯承载力主要由第一排螺栓提供，因而第一排螺栓的应力以及变形都比较大，并且在节点受压区的端板、柱腹板、梁的翼缘都表现了明显的应力集中现象。

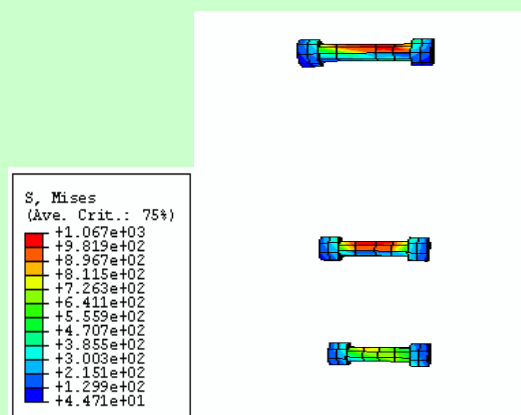
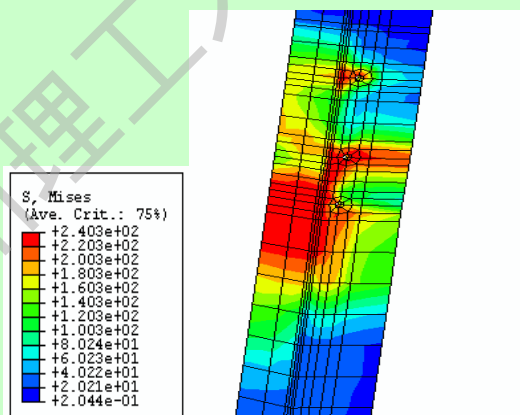
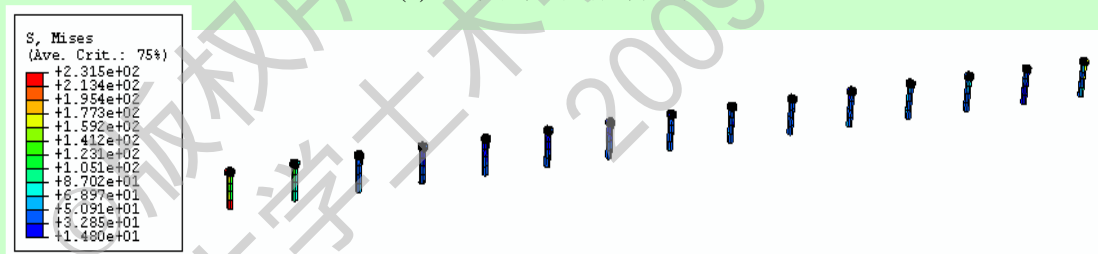
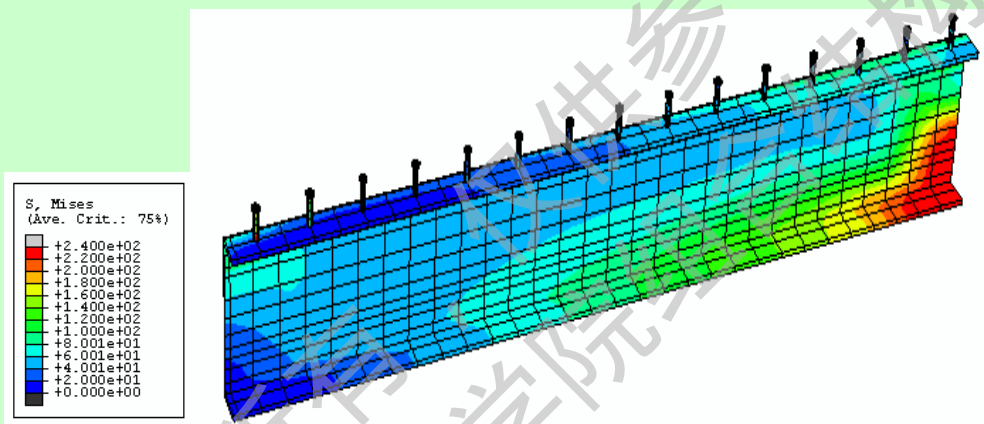
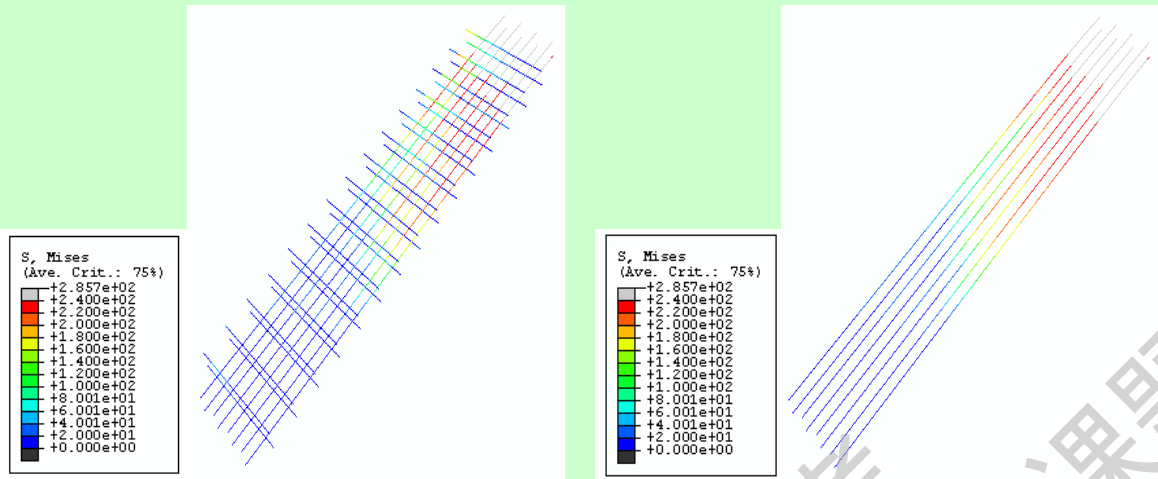
由图 3.3(a)与 3.4(a)的比较可知,在节点发生破坏时 3.3(a)比 3.4(a)的节点变形小很多,这主要是由于楼板内钢筋参与节点工作,它增大了节点的转动力臂使其节点的刚度增加了很多,又由于楼板混凝土材性的影响使节点的延性即转动能力下降所致。由图 3.3(c)和(d)可以看出由于钢筋的转动力臂相对较大因而首先发生钢筋受拉屈服破坏。由图 3.3(f)抗剪栓钉的应力云图可以知道,栓钉绝大部分都在弹性工作状态,起到了较好的抗剪作用,唯有最外端(加载点处)的一个栓钉发生了局部的部分屈服,这主要是由于在加载点没有设置刚性垫块加载时应力集中所致。从钢梁的应力云图 3.3(e)与 3.4(b)的比较可知,端板组合节点的钢梁下翼缘应力和受压区域相对较大,这主要是楼板内的纵向受拉钢筋参与工作使节点中和轴上移,相应加大了受压区的面积所致。同样,从钢柱的应力云图 3.3(g)与 3.4(d)的比较可知,组合节点柱受压及应力集中区域较大,并且明显可以看到组合节点柱受压区腹板有部分屈服,这也主要是楼板与钢梁共同参与工作相应加大了钢梁的高度,使其节点的中和轴上移,使组合节点柱受压区相应加大所致。由应力云图 3.3(h)与 3.4(c)的比较可知,端板组合节点中螺栓的应力小于钢框架的端板节点中的螺栓应力,这主要是组合节点中楼板中的钢筋参与了受拉,在相同情况下,相应的减少了受拉螺栓的拉力,因而组合节点的螺栓应力要小于钢框架端板节点的螺栓应力。由应力图 3.3(i)与 3.4(e)的比较可知,虽然组合节点的端板应力稍大,但是应力范围主要集中在端板受压区域,而钢框架端板节点的端板应力不仅受压区域,就是与钢梁相连的受拉区域也有较大的应力集中。更好的说明了楼板内纵向钢筋参与工作后对节点端板应力分布的改变作用。由应力图 3.3(j)可以看出混凝土楼板除了加载点的部位有部分应力集中外(集中应力仍在混凝土的容许范围内,从总体上看混凝土都处于弹性工作阶段。



(a) 端板连接组合节点的应力云图



(b) 节点除去楼板的应力云图



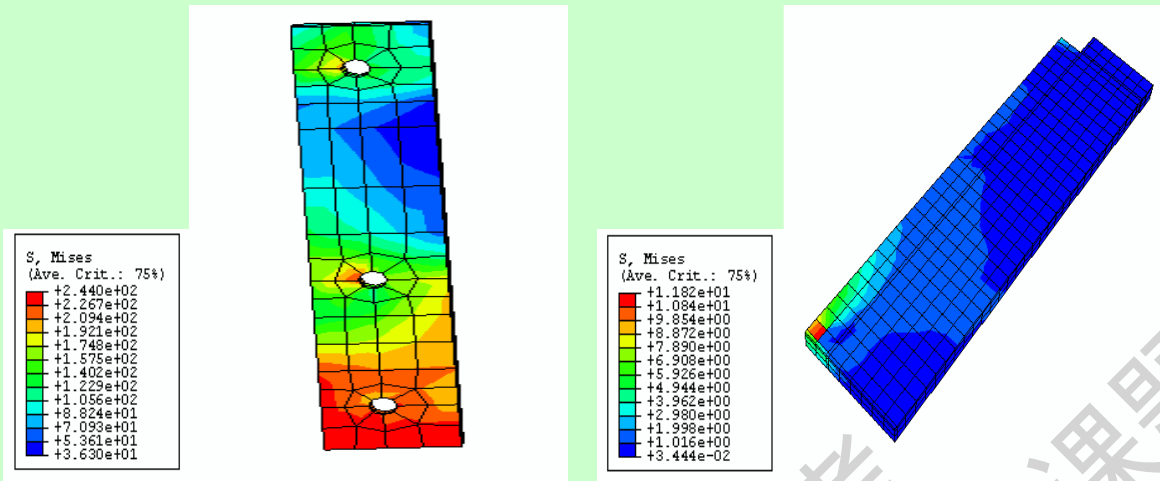
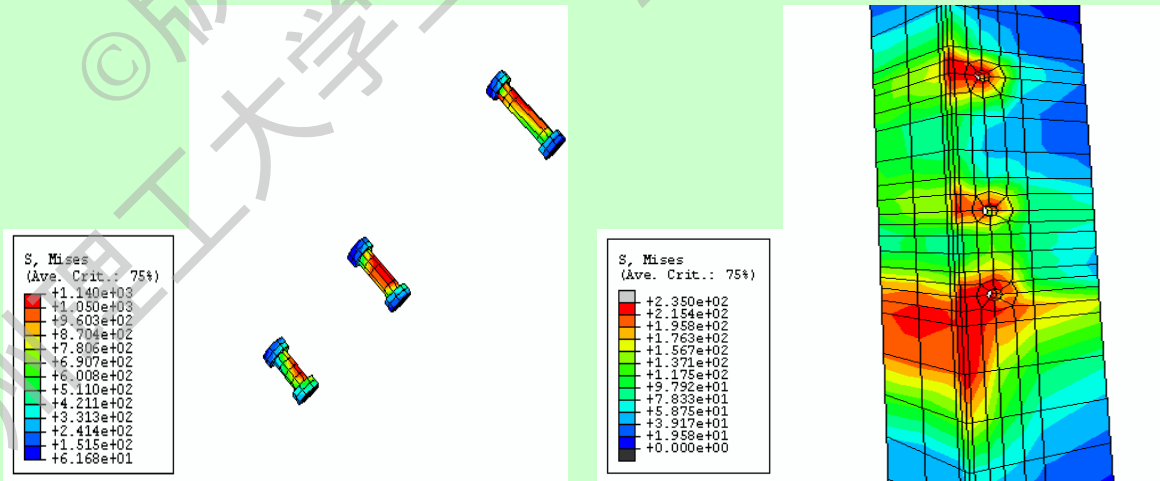
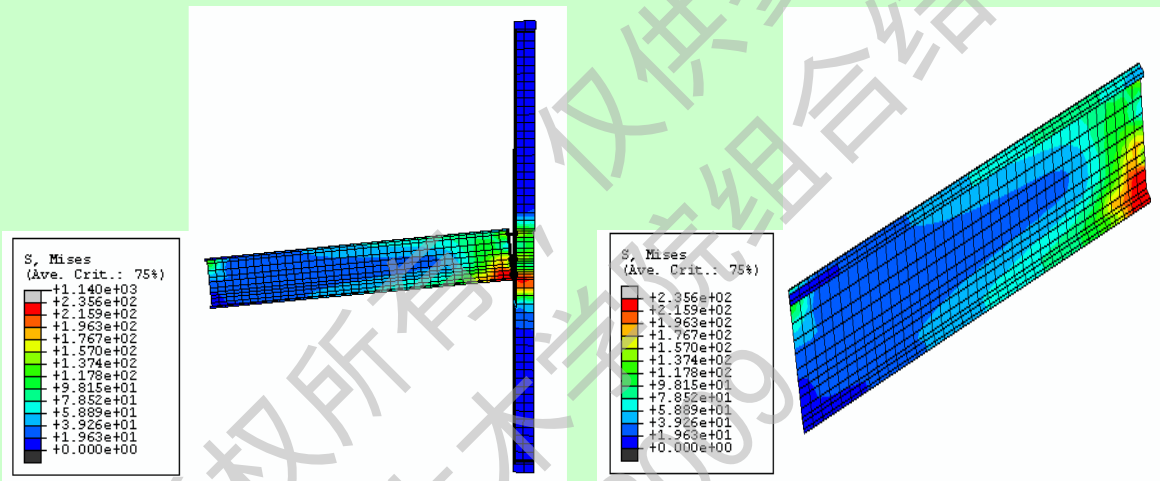
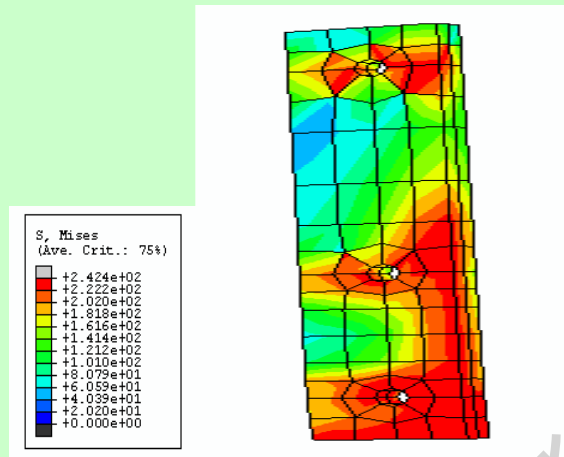


图 3.3 端板连接组合节点(N06)破坏应力云图



(c) 螺栓应力云图

(d) 节点区柱的应力云图



(e) 端板应力云图

图 3.4 钢框架端板节点(N04)破坏应力云图

针对本小节的两组四个节点，其破坏模式主要有两种形式：①钢筋屈服，柱腹板受压变形较大。从图 3.3 破坏应力图中知组合节点主要出现这种破坏模式。②第一排螺栓屈服，端板受压部分屈服，柱腹板受压变形较大。从图 3.4 破坏应力图中知纯钢节点主要出现这种破坏模式。

3.2.2 柱腹板加劲肋对节点性能的影响

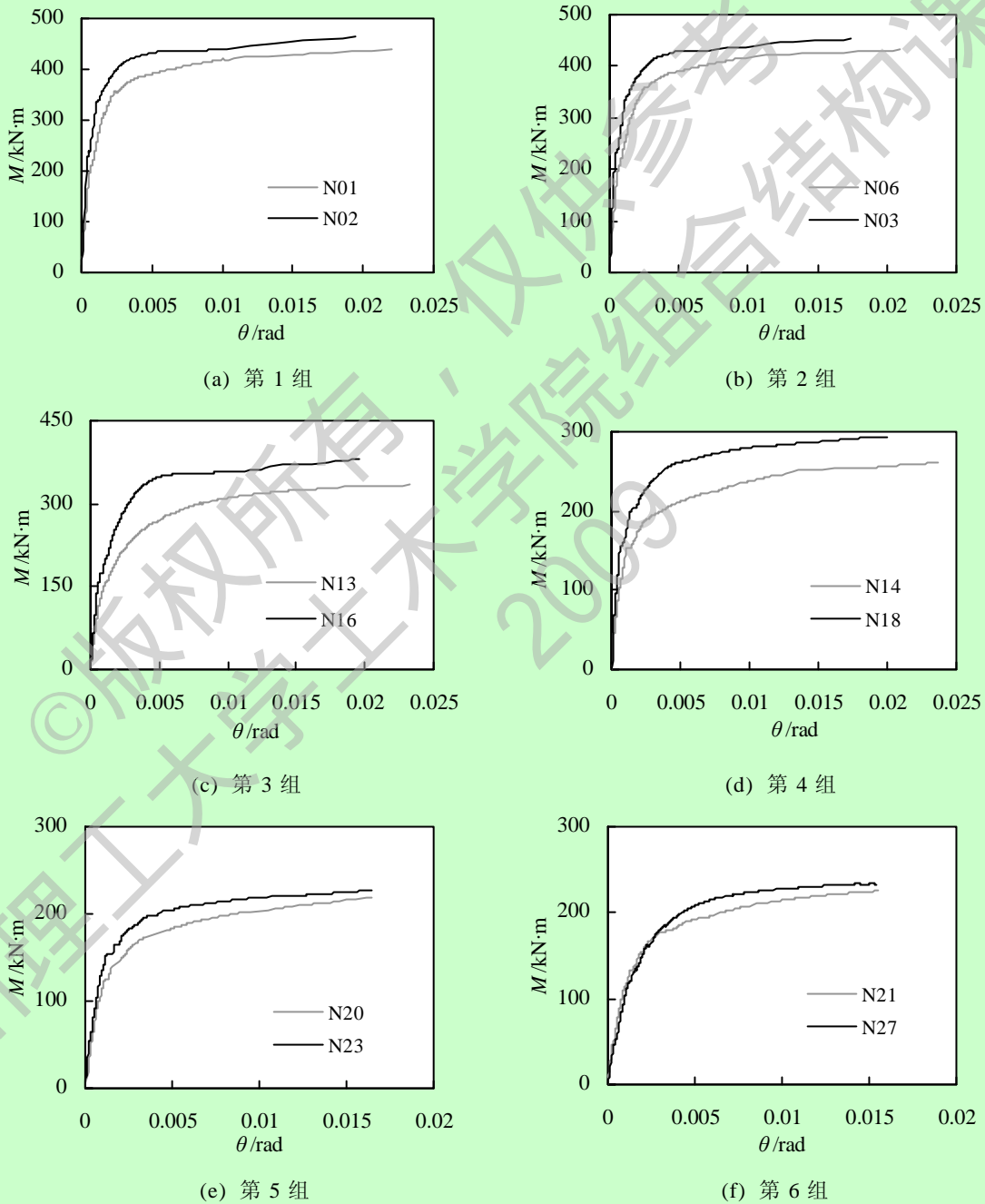
传统意义上，柱腹板加劲肋对于限制柱腹板屈曲和柱翼缘变形有很大作用，是进行节点设计常用的构造措施。为探讨柱腹板加劲肋对部分端板连接组合节点性能的影响，本文通过设计了 8 组 16 个试件进行了比较分析。从表 3.2 中可以看出，柱腹板加肋可使组合节点初始刚度和承载力均有较大的提高。表 3.6 为试件的明细表。

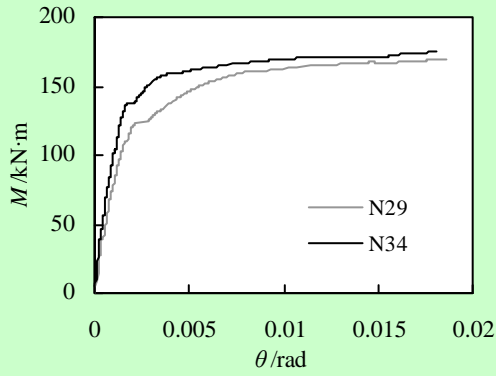
表 3.2 柱腹板加劲肋对节点的影响

组号	试件编号	加劲肋	初始刚度 kN·m/mrad	塑性弯矩 kN·m	破坏模式
1	N01	有	224.046	397.193	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N02	无	334.471	428.280	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
2	N06	无	219.334	395.404	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N03	有	325.872	429.660	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
3	N13	无	160.931	298.908	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N16	有	208.145	335.370	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
4	N14	无	140.428	217.820	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N18	有	173.782	273.205	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
5	N20	无	109.466	184.730	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N23	有	128.418	207.009	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
6	N21	无	110.207	192.812	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N27	有	116.112	209.967	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
7	N29	无	63.417	160.301	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N34	有	93.280	158.099	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
8	N28	无	72.723	159.765	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N35	有	111.561	164.398	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大

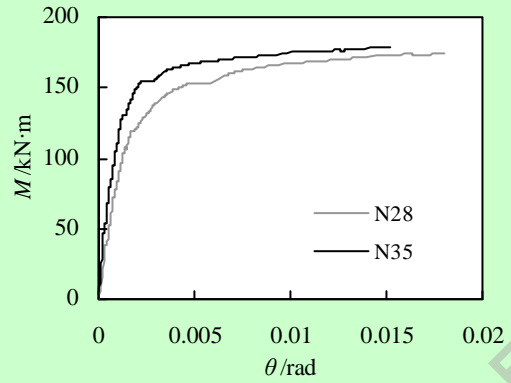
3.2.2.1 承载力对比

从图 3.5 可知通过设置节点加劲肋能够明显的改善节点的受力性能（在节点设计比较合理时设置加劲肋能够提高节点的初始刚度和承载力），并且起到了对节点区柱的保护作用。由于在柱的节点域内设置了横向加劲肋，虽然节点域的应力较大，但加劲肋对柱腹板和翼缘起到了较好的约束作用，即使节点域柱腹板与翼缘局部有部分屈服但变形不明显，从而，可以使节点域的刚度和承载力有较好的提高，较好的体现了抗震设计中“强柱弱梁”的设计概念。同时可以使破坏模式发生转移（由柱的腹板转移到梁端）。





(g) 第 7 组

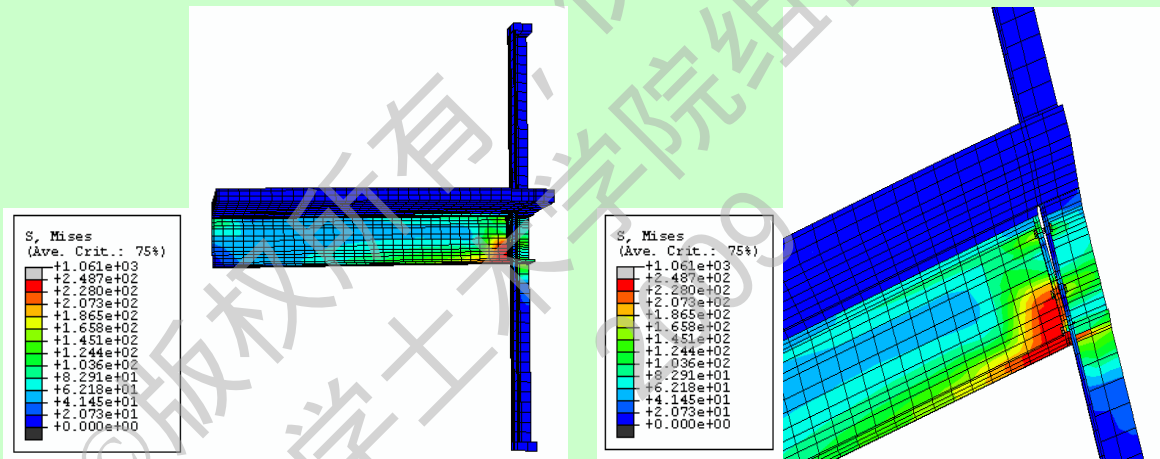


(h) 第 8 组

图 3.5 端板组合节点柱加劲与非加劲的弯矩-转角关系对比图

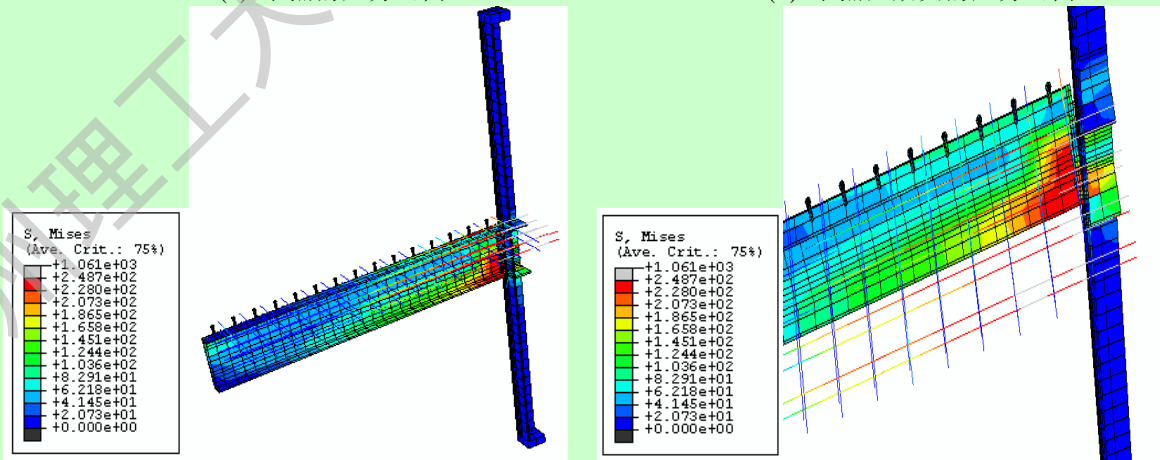
3.2.2.2 节点破坏模式分析

针对在梁的对应处设置柱加劲肋的端板连接组合节点，从图 3.6(a)~(n)的破坏应力图可见其破坏主要发生在纵向受力钢筋屈服和梁的下翼缘受力较大而发生了局部屈曲。



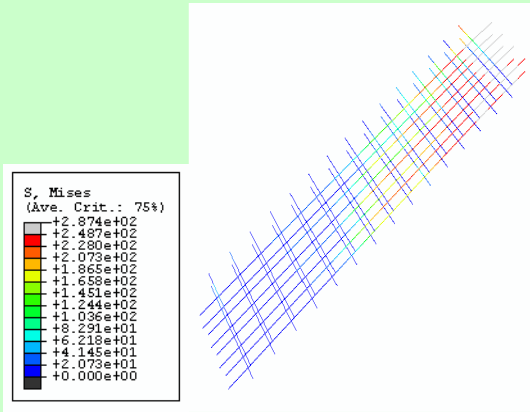
(a) 节点的应力云图

(b) 节点区放大的应力云图

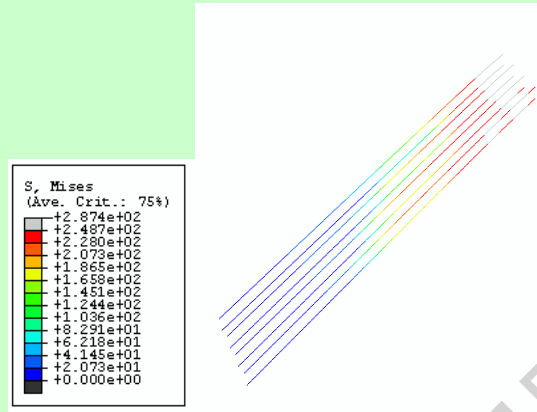


(c) 节点除去楼板的应力云图

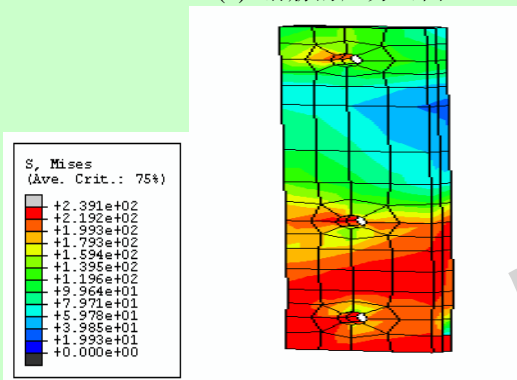
(d) 除去楼板的节点区放大应力云图



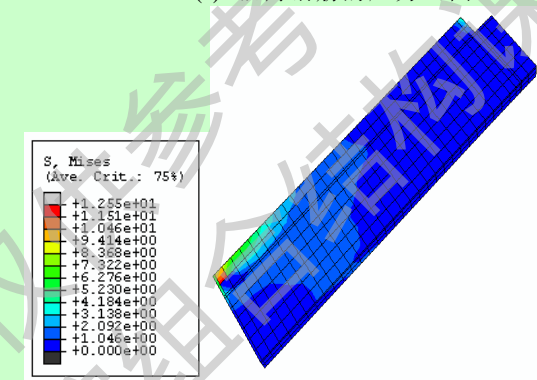
(e) 钢筋的应力云图



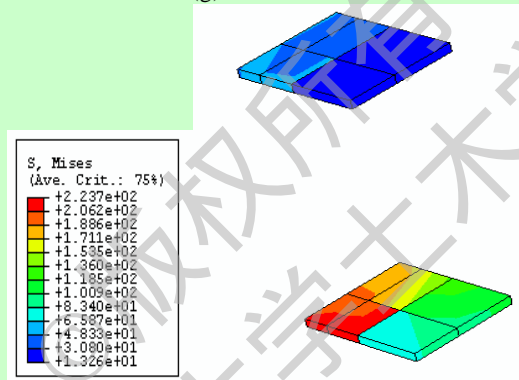
(f) 纵向钢筋的应力云图



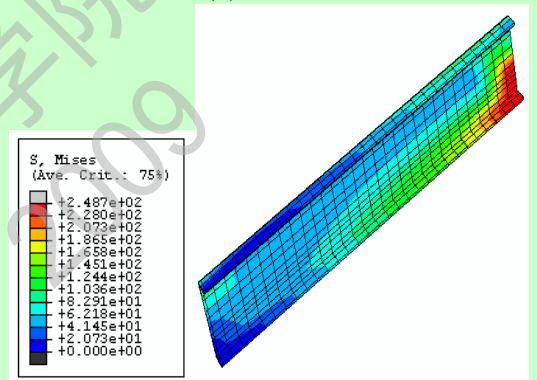
(g) 端板的应力云图



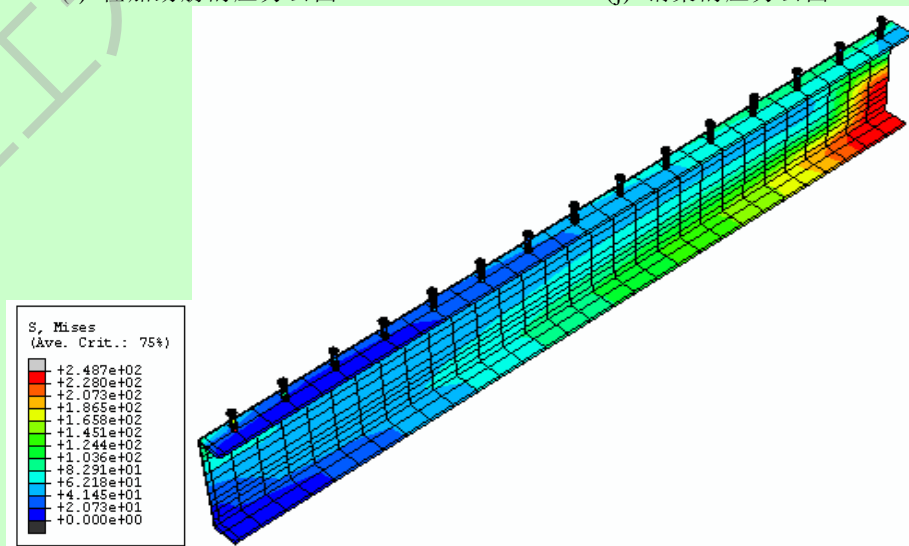
(h) 楼板的应力云图



(i) 柱加劲肋的应力云图



(j) 钢梁的应力云图



(k) 钢梁和栓钉的应力云图

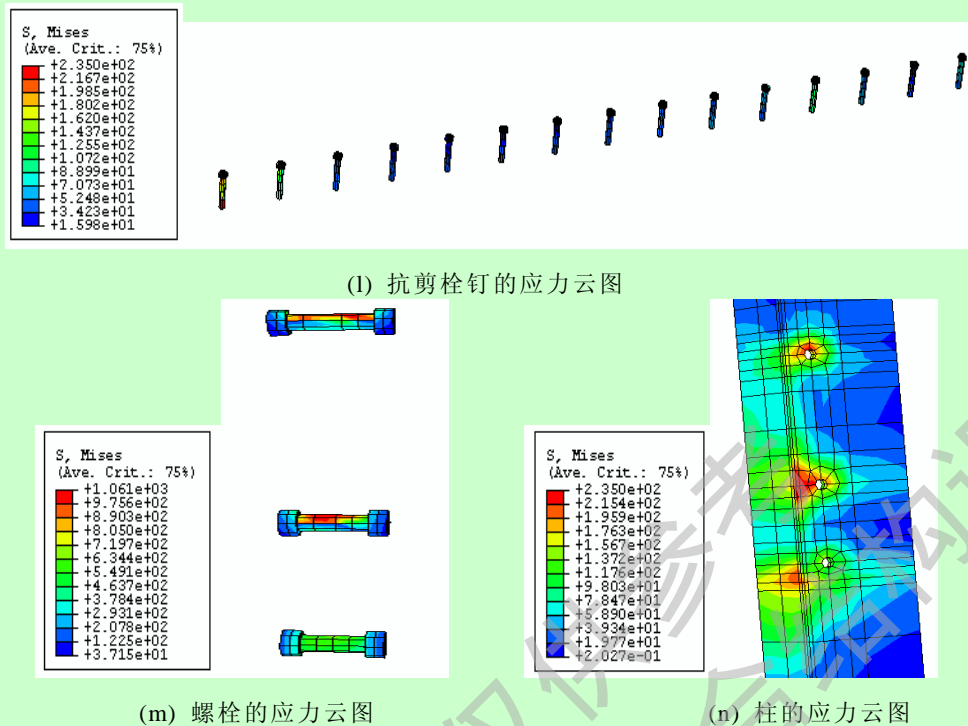


图 3.6 柱加加劲肋的端板组合节点(N16)破坏应力云图

由应力云图 3.6(e)(f)可知，楼板内的纵向钢筋受拉屈服，主要由于楼板的组合作用使钢筋的转动力臂较大所致。由应力云图 3.6(g)可知，组合节点的端板应力主要集中在钢梁的下翼缘受压区域，钢梁上翼缘受拉区应力不是很大，主要是楼板内的纵向钢筋参与了受拉工作。由应力云图 3.6(h)可知，混凝土楼板只是在加载点发生了应力集中，但总体看来处在弹性工作状态。从应力云图 3.6(i)可以看出，组合节点钢梁上下翼缘对应处的柱加劲肋有部分应力较大，应力较大处主要集中在钢梁受压下翼缘对应柱加劲肋处，而上部加劲肋应力很小，说明节点的弯矩大部分由楼板内的纵向钢筋受拉和钢梁的下翼缘对应处柱受压区域来承担。由于上部加劲肋应力很小，可以在节点设计中考虑不要设置。从应力云图 3.6(l)可以看出，纵向的抗剪键应力不是很大，最外排的一个抗剪栓钉应力较大主要是由于加载点在此处，有应力集中现象，但总体看来栓钉都处在弹性工作状态，起到了设计的完全抗剪作用。由应力云图 3.6(j)(k)可知，钢梁下翼缘受压处应力集中比较明显，并且局部发生了屈服在设计中可以考虑将局部加强。由应力云图中 3.6(m)可见上排螺栓受力较大，但只是螺栓部分接触部位发生了屈服，总体上还是处在弹性工作阶段。从应力云图 3.6(n)可以看出，柱加劲肋对柱腹板翼缘起到了很好的约束作用，节点区柱的应力集中区域不是很大。从而可知通过设置节点加劲肋能够明显的改善节点的受力性能(在节点设计比较合理时设置加劲肋能够提高节点的强度和刚度)。并且起到了对柱的保护作用使破坏由柱的腹板转移到梁端的下翼缘，体现了抗震设计中的“强柱弱梁”的设计概念。

3.2.3 端板厚度对节点性能的影响

为了分析端板的厚度对于组合节点的承载能力和刚度的作用的影响，对比设

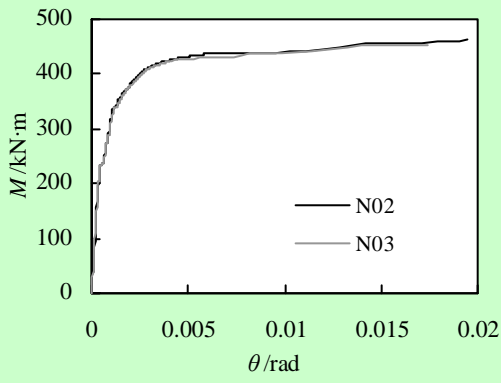
计了12组不同形式的端板系列试件，分析不同的端板厚度对于节点柱加肋以及不加肋时对端板连接组合节点的工作性能的影响。

表 3.3 为各试件的分析结果及破坏特征的对比情况。从表 3.3 可以看出端板厚度对节点受力性能有影响，但影响不太显著，端板厚度增大时，对节点抗弯承载力与初始转动刚度影响不是很明显。表 3.6 为本文所有设计试件的尺寸明细表。

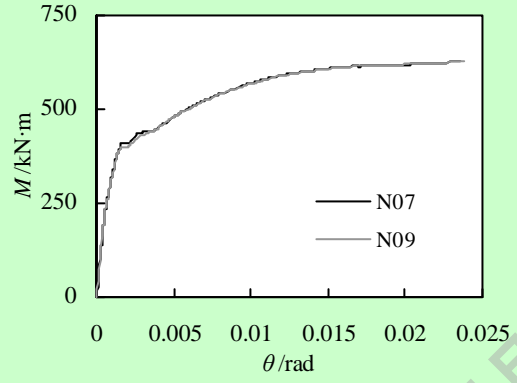
表 3.3 考虑端板厚度影响试件分析结果

组号	试件编号	端板型号 mm	初始刚度 kN·m/mrad	塑性弯矩 kN·m	破坏模态
1	N02	200×500×25	334.471	428.280	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
	N03	200×500×20	325.872	429.660	
2	N07	200×500×25	333.859	535.557	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大，柱腹板受压变形较大
	N09	200×500×20	333.086	537.203	
3	N05	200×500×20	301.829	504.493	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
	N08	200×500×25	305.666	503.968	
4	N10	200×400×15	145.624	235.439	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N14	200×400×10	140.428	217.820	
5	N11	200×400×15	177.746	306.240	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大，柱腹板受压变形较大
	N12	200×400×10	149.507	318.498	
6	N13	200×400×15	160.931	298.908	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N17	200×400×10	159.163	288.340	
7	N18	200×400×10	173.782	294.070	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
	N19	200×400×15	198.509	305.100	
8	N20	200×350×10	109.466	184.730	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N21	200×350×15	110.207	192.812	
9	N22	200×350×10	145.670	258.290	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N25	200×350×15	110.119	250.148	
10	N28	170×300×15	72.723	159.765	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N29	170×300×10	63.417	160.301	
11	N30	170×300×15	86.660	180.811	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N32	170×300×10	78.473	183.051	
12	N34	170×300×10	93.280	158.099	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
	N35	170×300×15	111.561	164.398	

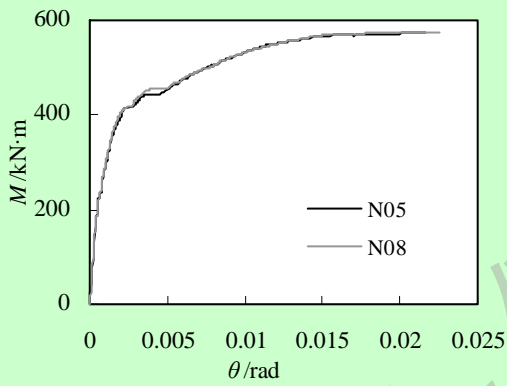
图3.7分别为不同端板厚度对组合节点的弯矩-转角关系的影响曲线。从组合节点破坏时的计算结果可以看出，端板厚度的变化对于强度和刚度的影响都很小，只是判定端板是否破坏的判定依据。一般说来，端板厚度大于柱翼缘厚度时，节点破坏时，可保证端板不被破坏，随着端板厚度的增加，其塑性弯矩增加幅度变小，就是因为端板厚度已经超过了柱翼缘的厚度，破坏模式由端板的破坏转为柱的翼缘和腹板的破坏，这在工程设计中是不利的，需要对端板厚度进行一个比较合理的设计。从图3.7中能够较为直观的得到，增大端板厚度对节点的初始刚度和弹性弯矩的贡献并不大，而对于组合节点的极限承载能力(特别是柱腹板加肋时)影响较小。



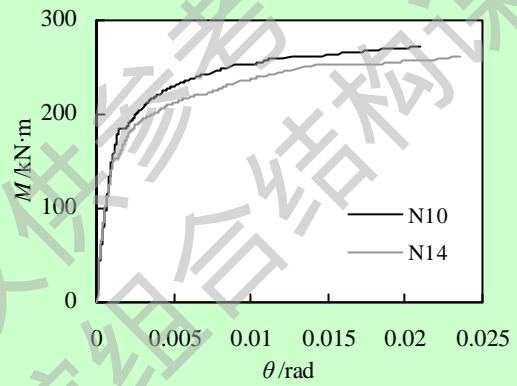
(a) 第 1 组



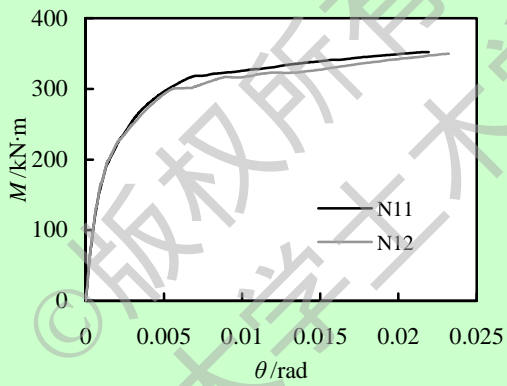
(b) 第 2 组



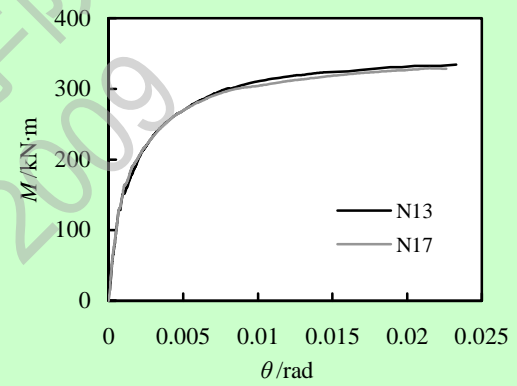
(c) 第 3 组



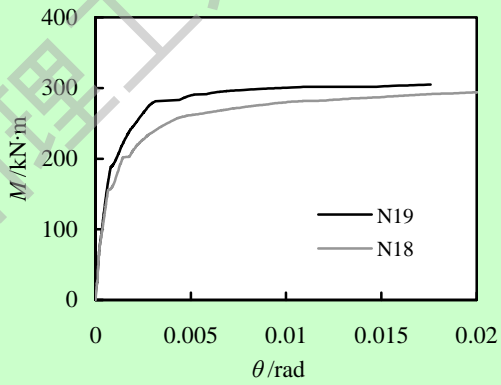
(d) 第 4 组



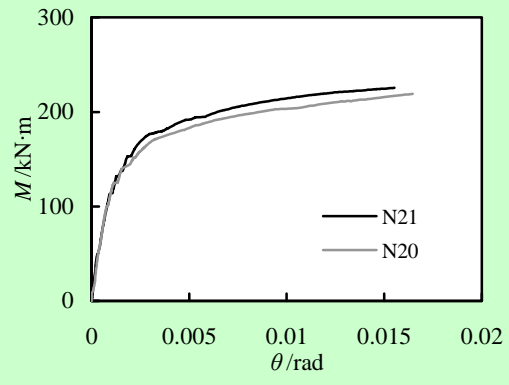
(e) 第 5 组



(f) 第 6 组



(g) 第 7 组



(h) 第 8 组

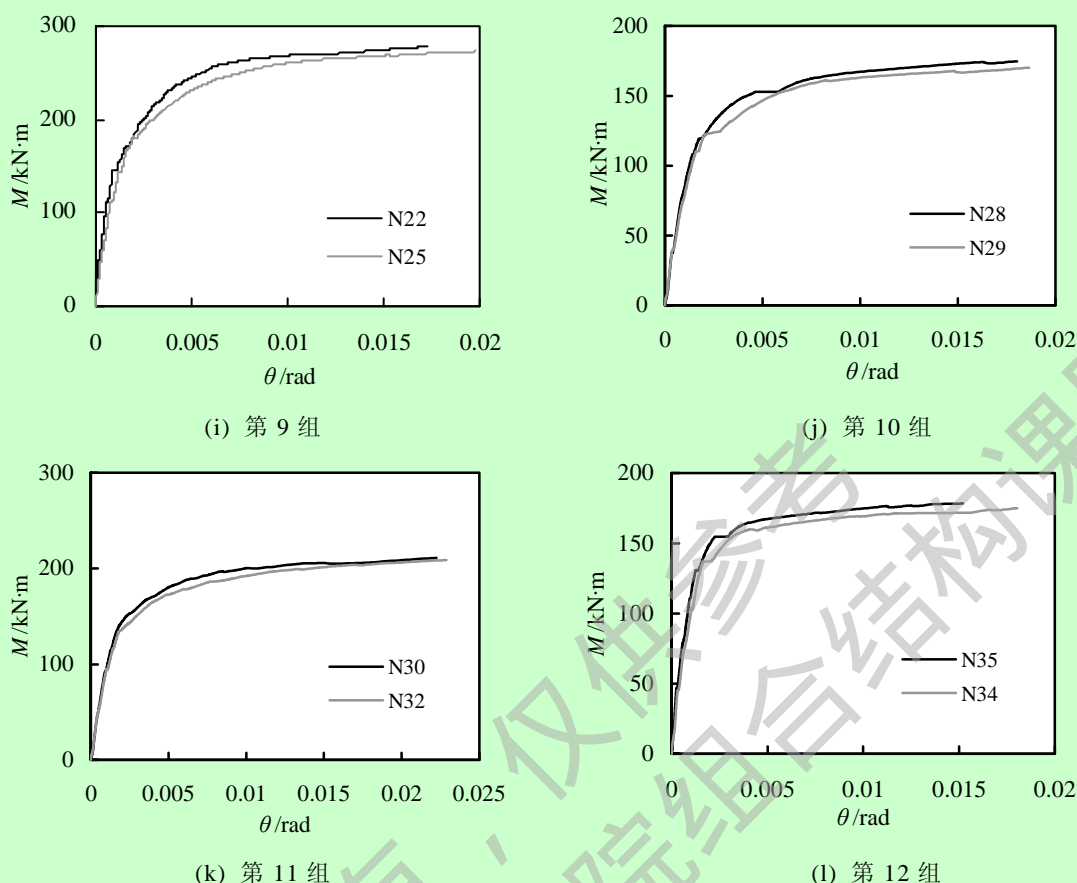


图 3.7 端板厚度不同时对组合节点弯矩-转角影响

3.2.4 楼板配筋率对节点性能的影响

为了考虑楼板配筋率对节点性能的影响，本节对比设计了4组3种不同配筋率系列试件，分析不同的配筋率对端板连接组合节点的工作性能的影响。表3.4为计算结果表，表3.6试件明细表。

表 3.4 考虑楼板配筋率影响试件分析结果

组号	试件编号	纵筋配筋率	初始刚度 kN·m/mrad	塑性弯矩 kN·m	破坏模式
1	N05	1.61%	301.829	504.493	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
	N06	0.92%	219.334	395.404	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N09	2.3%	333.086	537.203	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大，柱腹板受压变形较大
2	N10	0.94%	145.624	235.439	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N11	2.2%	177.746	306.240	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大，柱腹板受压变形较大
	N13	1.56%	160.931	298.908	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
3	N20	0.94%	109.466	184.730	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N22	1.56%	145.670	258.290	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N26	2.2%	165.430	275.167	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
4	N28	0.94%	72.723	159.765	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N30	1.56%	86.660	180.811	
	N31	2.3%	93.614	187.928	

从图3.8中能够较为直观地看出，增大楼板配筋率可以提高组合节点的初始刚度和抗弯承载力。并且只要在工程实际中通过合理的抗剪键的设计（即能使楼板内钢筋与钢梁协同工作）楼板配筋率的增大能够对节点的承载力提高很多。

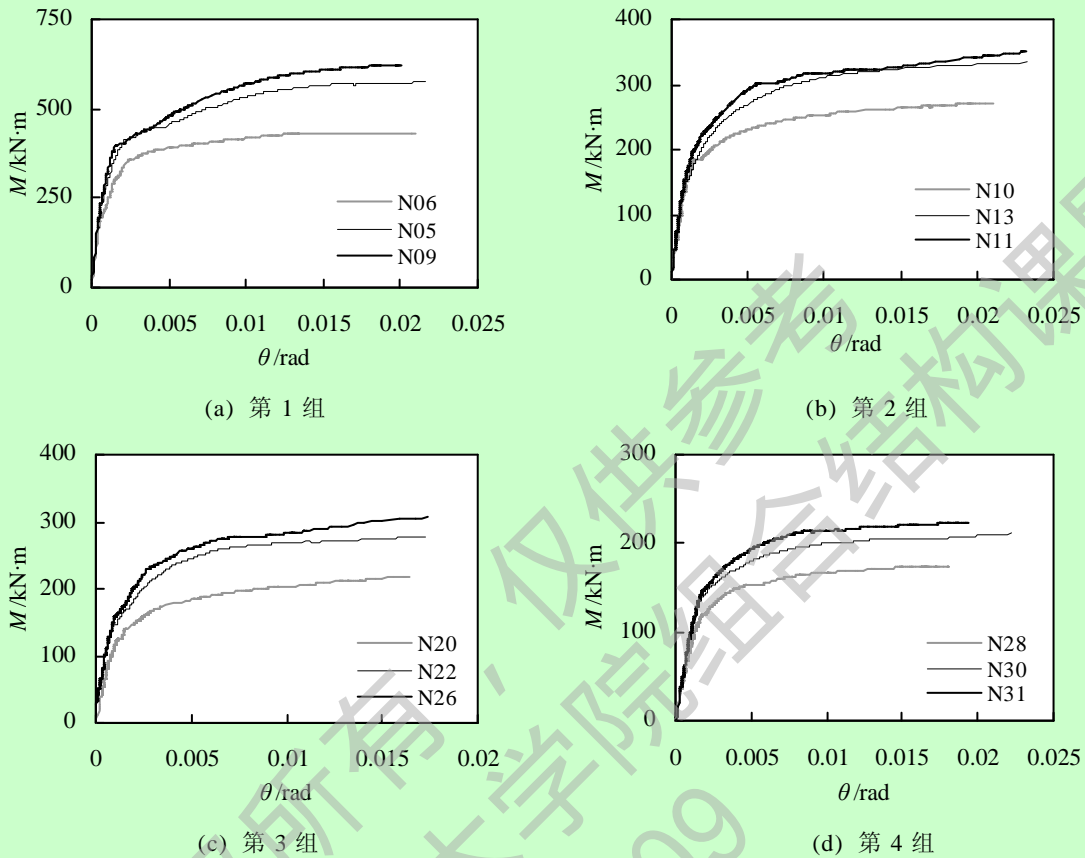


图 3.8 配筋率不同时对端板组合节点弯矩-转角的影响

3.2.5 钢梁截面高度的影响

为了验证钢梁截面对节点承载力的影响，本节设计了 2 组 4 个不同钢梁截面高度试件，试件详细尺寸见表 3.6，从表 3.5 中可以看出，随着钢梁的截面高度的增加，节点的初始刚度、弹性抗弯承载力和塑性抗弯承载力均随之增加。

表 3.5 考虑钢梁高度影响试件分析结果

组号	试件编号	钢梁型号 mm	初始刚度 kN·m/mrad	塑性弯矩 kN·m	破坏模态
1	N10	HN400×200×8×13	145.624	235.439	钢筋屈服，柱腹板受压变形较大
	N21	HN350×175×7×11	110.207	192.812	
2	N18	HN400×200×8×13	173.728	273.205	钢筋屈服，梁下翼缘受压变形较大
	N23	HN350×175×7×11	128.418	207.009	

从图 3.9 可见，增大钢梁的截面高度可以有效提高组合节点的初始刚度和抗弯承载力。总体上，钢梁的截面高度的变化对于强度和刚度的影响都很显著，是提高节点各方面性能的很有效办法。

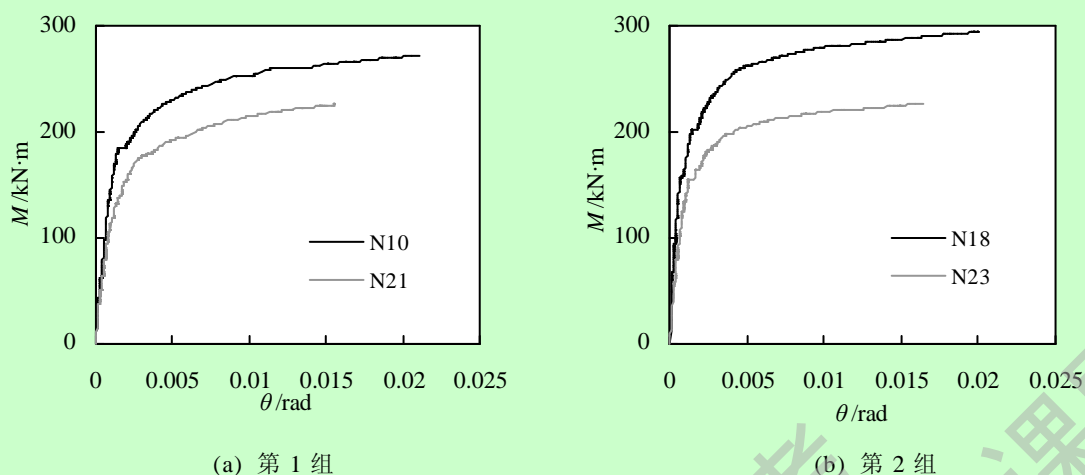


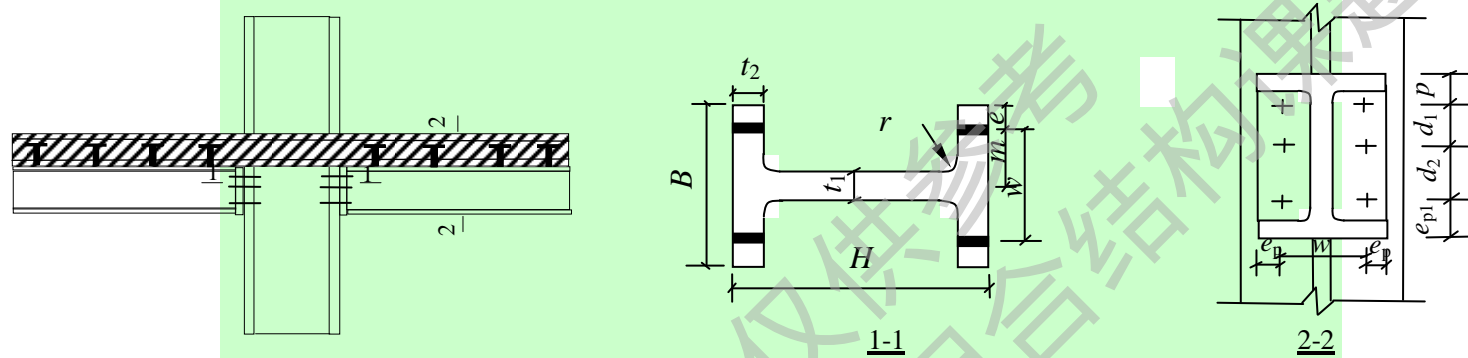
图 3.9 钢梁截面不同时对端板组合节点弯矩-转角影响

3.3 本章小结

本章利用 ABAQUS 有限元软件对端板连接钢框架梁柱端板连接组合节点进行变换参数建模计算，给出了对于节点几个重要性参数的定义，在此基础上对影响节点的一些参数进行单调荷载的全过程分析，得到以下几点结论：

- 1) 楼板对节点性能影响显著，在设计中不考虑楼板影响偏于保守。
- 2) 楼板的配筋率和钢梁高度对塑性抗弯承载力的影响明显，楼板配筋率的增大提高了受拉区的抗拉能力，钢梁高度的增大使得转动力臂增大。梁柱截面尺寸的大小对节点的承载力影响很大。
- 3) 楼板的配筋率、钢梁高度对初始转动刚度的影响较大，配筋率增大提高了受拉区的抗拉刚度，钢梁高度的增大使得转动力矩增大。
- 4) 端板连接组合节点中端板厚度对节点受力性能有一定影响，但影响总体上不太显著，随端板厚度增大时，节点初始刚度有所提高但对极限承载力的贡献并不明显。
- 5) 柱腹板的加肋处理较为明显地提高了组合节点连接的初始刚度和极限承载力，因此对于需要较高的连接转动刚度和承载能力的组合节点，可以考虑进行加肋处理。并且柱腹板的加肋符合强柱弱梁、强节点弱构件的设计准则。

表 3.6 端板连接组合节点性能研究设计试件尺寸



试件编号	钢柱型号	钢梁型号	端板型号	螺栓直径	螺栓排列构造						混凝土板规格/强度	纵配筋率	加劲肋型号	剪力栓钉	剪力连接度
					e	e_p	d_1	d_2	p	e_{p1}					
N01	HW400×400×13×21	HN500×200×10×16	200×500×25	20	155	55	250	150	50	50	1640×3000×120/C30	0.92%	无	Φ19	完全抗剪
N02	HW400×400×13×21	HN500×200×10×16	200×500×25	20	155	55	250	150	50	50	1640×3000×120/C30	0.92%	179×193.5×16	Φ19	完全抗剪
N03	HW400×400×13×21	HN500×200×10×16	200×500×20	20	155	55	250	150	50	50	1640×3000×120/C30	0.92%	179×193.5×16	Φ19	完全抗剪
N04	HW400×400×13×21	HN500×200×10×16	200×500×20	20	155	55	250	150	50	50	无	无	无	无	无
N05	HW400×400×13×21	HN500×200×10×16	200×500×20	20	155	55	250	150	50	50	1640×3000×120/C30	1.61%	无	Φ19	完全抗剪
N06	HW400×400×13×21	HN500×200×10×16	200×500×20	20	155	55	250	150	50	50	1640×3000×120/C30	0.92%	无	Φ19	完全抗剪
N07	HW400×400×13×21	HN500×200×10×16	200×500×25	20	155	55	250	150	50	50	1640×3000×120/C30	2.3%	无	Φ19	完全抗剪
N08	HW400×400×13×21	HN500×200×10×16	200×500×25	20	155	55	250	150	50	50	1640×3000×120/C30	1.61%	无	Φ19	完全抗剪
N09	HW400×400×13×21	HN500×200×10×16	200×500×20	20	155	55	250	150	50	50	1640×3000×120/C30	2.3%	无	Φ19	完全抗剪

表 3.6 端板连接组合节点性能研究设计试件尺寸 (续表)

试件 编号	钢柱型号	钢梁型号	端板型号	螺栓 直径	螺栓排列构造						混凝土板 规格/强度	纵配 筋率	加劲 肋型 号	剪力 栓钉	剪力 连接 度
					e	e_p	d_1	d_2	p	e_{p1}					
N10	HW300×300×10×15	HN400×200×8×13	200×400×15	20	105	55	200	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	0.94 %	无	Φ19	完全 抗剪
N11	HW300×300×10×15	HN400×200×8×13	200×400×15	20	105	55	200	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	2.2 %	无	Φ19	完全 抗剪
N12	HW300×300×10×15	HN400×200×8×13	200×400×10	20	105	55	200	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	2.2 %	无	Φ19	完全 抗剪
N13	HW300×300×10×15	HN400×200×8×13	200×400×15	20	105	55	200	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	1.56 %	无	Φ19	完全 抗剪
N14	HW300×300×10×15	HN400×200×8×13	200×400×10	20	105	55	200	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	0.94 %	无	Φ19	完全 抗剪
N15	HW300×300×10×15	HN400×200×8×13	200×400×15	20	105	55	200	100	50	50	无	无	无	无	无
N16	HW300×300×10×15	HN400×200×8×13	200×400×15	20	105	55	200	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	1.56 %	270× 145× 13	Φ19	完全 抗剪
N17	HW300×300×10×15	HN400×200×8×13	200×400×10	20	105	55	200	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	1.56 %	无	Φ19	完全 抗剪
N18	HW300×300×10×15	HN400×200×8×13	200×400×10	20	105	55	200	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	0.94 %	270× 145× 13	Φ19	完全 抗剪
N19	HW300×300×10×15	HN400×200×8×13	200×400×15	20	105	55	200	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	0.94 %	270× 145× 13	Φ19	完全 抗剪
N20	HW300×300×10×15	HN350×175×7×11	200×350×10	20	105	55	150	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	0.94 %	无	Φ19	完全 抗剪
N21	HW300×300×10×15	HN350×175×7×11	200×350×15	20	105	55	150	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	0.94 %	无	Φ19	完全 抗剪
N22	HW300×300×10×15	HN350×175×7×11	200×350×10	20	105	55	150	100	50	50	1200×1500 ×120/C30	1.56 %	无	Φ19	完全 抗剪

表 3.6 端板连接组合节点性能研究设计试件尺寸 (续表)

试件编号	钢柱型号	钢梁型号	端板型号	螺栓直径	螺栓排列构造						混凝土板规格/强度	纵配筋率	加劲肋型号	剪力栓钉	剪力连接度
					e	e_p	d_1	d_2	p	e_{p1}					
N23	HW300×300×10×15	HN350×175×7×11	200×350×10	20	105	55	150	100	50	50	1200×1500×120/C30	0.94%	270×145×11	Φ19	完全抗剪
N24	HW300×300×10×15	HN350×175×7×11	200×350×15	20	105	55	150	100	50	50	1200×1500×120/C30	2.2%	无	Φ19	完全抗剪
N25	HW300×300×10×15	HN350×175×7×11	200×350×15	20	105	55	150	100	50	50	1200×1500×120/C30	1.56%	无	Φ19	完全抗剪
N26	HW300×300×10×15	HN350×175×7×11	200×350×10	20	105	55	150	100	50	50	1200×1500×120/C30	2.2%	无	Φ19	完全抗剪
N27	HW300×300×10×15	HN350×175×7×11	200×350×15	20	105	55	150	100	50	50	1200×1500×120/C30	0.94%	270×145×11	Φ19	完全抗剪
N28	HW250×250×9×14	HN300×150×6.5×9	170×300×15	20	75	45	100	100	50	50	1200×1500×120/C30	0.94%	无	Φ19	完全抗剪
N29	HW250×250×9×14	HN300×150×6.5×9	170×300×10	20	75	45	100	100	50	50	1200×1500×120/C30	0.94%	无	Φ19	完全抗剪
N30	HW250×250×9×14	HN300×150×6.5×9	170×300×15	20	75	45	100	100	50	50	1200×1500×120/C30	1.56%	无	Φ19	完全抗剪
N31	HW250×250×9×14	HN300×150×6.5×9	170×300×15	20	75	45	100	100	50	50	1200×1500×120/C30	2.3%	无	Φ19	完全抗剪
N32	HW250×250×9×14	HN300×150×6.5×9	170×300×10	20	75	45	100	100	50	50	1200×1500×120/C30	1.56%	无	Φ19	完全抗剪
N33	HW250×250×9×14	HN300×150×6.5×9	170×300×10	20	75	45	100	100	50	50	1200×1500×120/C30	2.3%	无	Φ19	完全抗剪
N34	HW250×250×9×14	HN300×150×6.5×9	170×300×10	20	75	45	100	100	50	50	1200×1500×120/C30	0.94%	222×120.5×9	Φ19	完全抗剪
N35	HW250×250×9×14	HN300×150×6.5×9	170×300×15	20	75	45	100	100	50	50	1200×1500×120/C30	0.94%	222×120.5×9	Φ19	完全抗剪

第 4 章 端板连接组合节点弯矩-转角关系实用模型

对于端板连接组合节点的力学性能研究，最终都要找到一个合适的数学表达式来模拟它的力学特性。弯矩-转角关系是端板连接组合节点的主要力学指标，对其进行的数学模拟也是伴随着纯钢节点的研究逐渐发展起来的。对于端板连接的组合节点，数学模拟一直沿用了纯钢节点的研究成果，只是一定程度上对其进行了修正。

本文在第一章绪论中对连接模型的计算公式进行了综述，本章将结合端板组合节点的特点，沿用欧洲规范的方法，探讨适合我国节点形式的弯矩-转角关系的数学表达式。

4.1 欧洲规范建议的模型

欧洲钢结构规范 EC3 (2003) [4] 中 Part1.8 采用的弯矩-转角关系曲线表达式分为三个部分 (如图 4.1)。对应于曲线 oa 段，弯矩与转角关系呈线性，其表达式为：

$$M = S_{j,ini} \theta \quad (4.1)$$

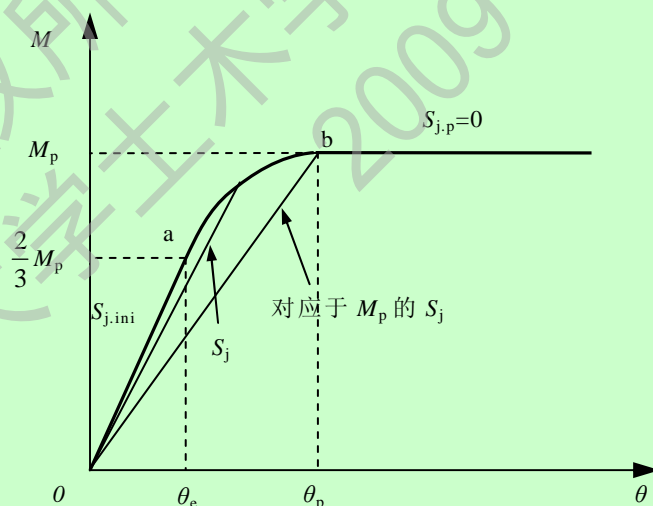


图 4.1 欧洲规范节点弯矩-转角关系模型

欧洲钢结构规范 EC3 (2003) [4] 认为，节点的弹性弯矩可以达到连接塑性承载力的 2/3。即式(4.1)适用于 $M \leq 2M_p/3$ 。关系曲线的 ab 段，弯矩与转角间呈非线性关系，其表达式为

$$M = \frac{S_{j,ini}}{\left(1.5 \frac{M}{M_p}\right)^\eta} \theta \quad (4.2)$$

式中： η 为常数，取决于连接类型，对于焊接和端板连接纯钢节点， $\eta=2.7$ ；对于顶底角钢连接纯钢节点， $\eta=3.1$ ；欧洲规范 EC4 沿用了 EC3 的表述方法，但认为对于端板连接的组合节点， $\eta=2.7$ ，而对于接触板连接的组合节点， $\eta=1.7$ 。欧洲规范 EC3 认为，节点组件开始屈服至全面进入塑性，弯矩-转角关系按上式发展。即上式适用于 $2M_p/3 < M \leq M_p$ 。最后，弯矩转角关系呈水平直线， $S_{j,p}=0$ ， $M=M_p$ 。

4.2 本文建议的模型

由前述对端板连接组合节点的有限元分析结果可知，弯矩-转角关系曲线大致由三部分组成，初始弹性段、非线性段、强化段，结合欧洲规范建议 EC3 的方法，描述本文节点弯矩转角关系曲线的表达式如下式：

$$M = \begin{cases} S_{j,ini}\theta & M \leq aM_p \\ S_{j,ini}\theta / \left(\frac{M}{aM_p} \right)^\eta & aM_p < M \leq M_p \\ M_p + bS_{j,ini} \left(\theta - a^\eta M_p / S_{j,ini} \right) & M > M_p \end{cases} \quad (4.3)$$

式中： aM_p —节点的弹性抗弯承载力，即：

$$a = \frac{M_e}{M_p} \quad (4.4)$$

$bS_{j,ini}$ —弯矩超过塑性抗弯承载力后节点的强化刚度，即：

$$b = \frac{S_{j,p}}{S_{j,ini}} \quad (4.5)$$

图 4.2 为弯矩转角关系模拟示意图，图中 S_j 是组合节点相对应于塑性抗弯承载力 M_p 的割线刚度。

$$S_j = \frac{M_p}{\theta_p} = \frac{S_{j,ini}}{\left(\frac{M_p}{aM_p} \right)^\eta} = a^\eta S_{j,ini} \quad (4.6)$$

则， η 对应于端板连接的组合节点，可由下式计算：

$$\eta = \log_a \frac{M_p}{S_{j,ini}\theta_p} \quad (4.7)$$

第三章对有限元建立的 33 个组合节点试件进行分析，得到了每个试件相应的弹性弯矩承载力 M_e 、塑性弯矩承载力 M_p 、塑性转角 θ_p 、强化刚度 $S_{j,p}$ 和初始刚度 $S_{j,ini}$ 合并列于表 4.1，按照公式(4.4)、(4.5)、(4.7)计算对应于每个试件的 a 、 b 、 η 值均列于表中。

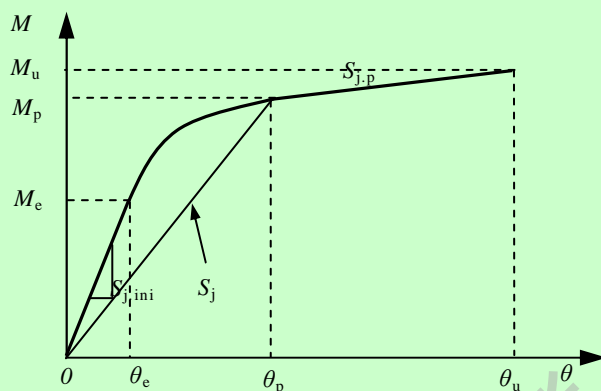


图 4.2 本文弯矩-转角关系模型

表 4.1 组合节点 a 、 b 、 η 计算结果

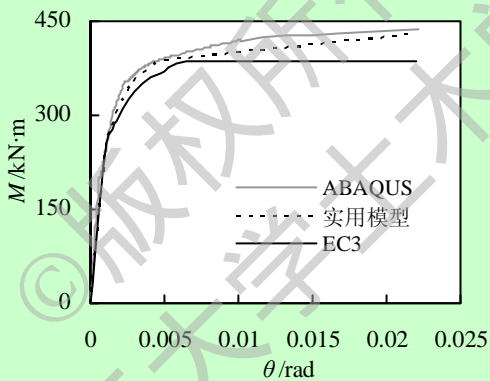
试件 编号	M_e kN·m	θ_e mrad	M_p kN·m	θ_p mrad	$S_{j,ini}$ kN·m/ mrad	$S_{j,p}$ kN·m/ mrad	a	b	η
N01	266.839	1.191	397.193	5.936	224.046	2.363	0.671	0.011	3.038
N02	297.010	0.888	428.280	5.322	334.471	3.476	0.710	0.010	2.854
N03	289.770	0.889	429.660	5.660	325.872	2.506	0.690	0.008	2.821
N05	277.079	0.918	514.493	7.935	301.829	3.279	0.549	0.011	2.599
N06	263.201	1.200	395.404	5.781	219.334	2.658	0.666	0.012	2.867
N07	302.476	0.906	535.557	7.730	333.859	5.691	0.565	0.017	2.754
N08	276.628	0.905	503.968	7.932	305.666	3.402	0.549	0.011	2.619
N09	305.773	0.918	537.203	7.785	333.086	5.979	0.569	0.018	2.757
N10	156.109	1.072	235.439	5.730	145.624	2.400	0.663	0.016	3.078
N11	159.616	0.898	306.24	7.380	177.746	2.753	0.521	0.015	2.233
N12	183.595	1.228	318.498	7.244	149.507	2.293	0.576	0.015	2.222
N13	151.275	0.940	298.908	7.727	160.931	2.277	0.506	0.014	2.693
N14	147.028	1.047	217.820	5.894	140.428	2.472	0.675	0.018	3.396
N16	177.998	0.855	335.37	6.012	208.145	3.952	0.531	0.019	2.032
N17	157.890	0.992	288.340	6.758	159.163	2.531	0.548	0.016	2.189
N18	163.876	0.943	273.205	7.816	173.782	1.716	0.600	0.010	3.173
N19	194.142	0.978	288.505	4.864	198.509	1.384	0.673	0.007	3.051
N20	125.010	1.142	184.730	5.165	109.466	2.152	0.677	0.020	2.865
N21	116.268	1.055	192.812	5.146	110.207	3.158	0.603	0.029	2.133
N22	146.107	1.003	258.290	6.570	145.670	1.869	0.566	0.013	2.300
N23	148.451	1.156	207.009	5.450	128.418	1.789	0.717	0.014	3.664
N24	158.731	0.921	286.138	6.730	172.346	1.481	0.555	0.009	2.375
N25	144.586	1.313	250.148	7.556	110.119	1.894	0.578	0.017	2.190
N26	154.346	0.933	275.167	6.580	165.430	2.185	0.561	0.013	2.379
N27	122.847	1.058	209.967	5.195	116.112	2.201	0.585	0.019	2.270
N28	110.830	1.524	159.765	6.811	72.723	1.327	0.694	0.018	3.094
N29	112.502	1.774	160.301	8.016	63.417	0.919	0.702	0.014	3.259
N30	118.378	1.366	180.811	5.053	86.660	1.756	0.655	0.020	2.089
N31	120.762	1.290	187.928	4.530	93.614	2.451	0.643	0.026	1.986
N32	119.20	1.519	183.051	7.054	78.473	1.628	0.651	0.021	2.580
N33	121.994	1.439	199.211	7.783	84.777	1.548	0.645	0.018	2.169
N34	107.645	1.154	168.099	6.699	93.280	1.223	0.681	0.013	2.031
N35	118.143	1.059	174.398	5.953	111.561	1.248	0.719	0.011	2.987
均值							0.621	0.015	2.629

对公式 (4.3) 中的 a 、 b 、 η 取均值, 即: 节点弹性抗弯承载力取为塑性抗弯承载力的 0.62 倍即 $a=0.62$; 节点弯矩强化刚度取为初始刚度的 0.015 倍即 $b=0.015$; 连接类型的常数取 2.63 即 $\eta=2.63$ 。因此对于端板连接组合节点可以采用以下改进的计算模型:

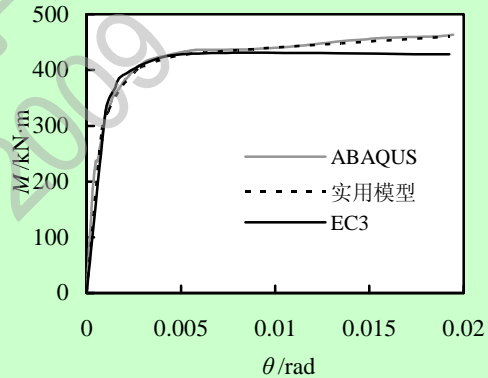
$$M = \begin{cases} S_{j.ini} \theta & M \leq 0.62M_p \\ S_{j.ini} \theta / \left(\frac{M}{aM_p} \right)^{2.63} & 0.62M_p < M \leq M_p \\ M_p + 0.015S_{j.ini} \left(\theta - 0.62^{2.63} M_p / S_{j.ini} \right) & M > M_p \end{cases} \quad (4.8)$$

在上述模型中, 只有初始刚度 $S_{j.ini}$ 和塑性弯矩承载力 M_p 两个参数需要确定, 而欧洲规范 EC4 (2004) [3] 采用组件法已给出了它们的计算方法。这样, 一个端板连接的组合节点完全可以只根据其几何和材料属性按照本文介绍的方法确定其弯矩-转角关系。

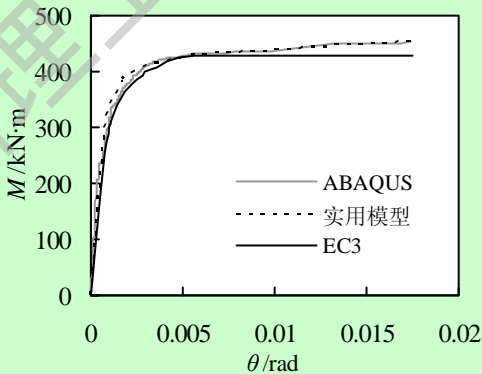
采用本文实用模型及计算方法对 33 个有限元模型试件进行计算, 其计算结果与有限元结果以及 EC3 的计算结果对比见图 4.3, 从图中可以看出, 本文的实用计算模型可以较精确地计算此类节点的性能。在考虑强度和刚度的安全系数后, 此方法可以应用于端板连接钢框架梁柱组合节点的设计当中。



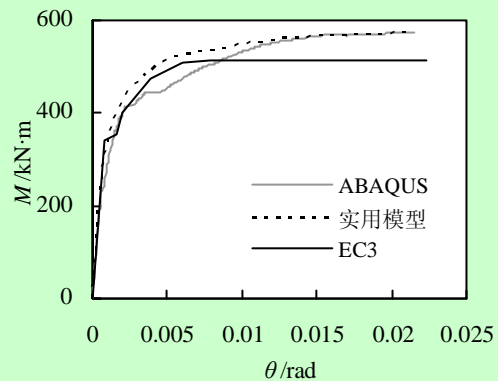
(a) N01 试件



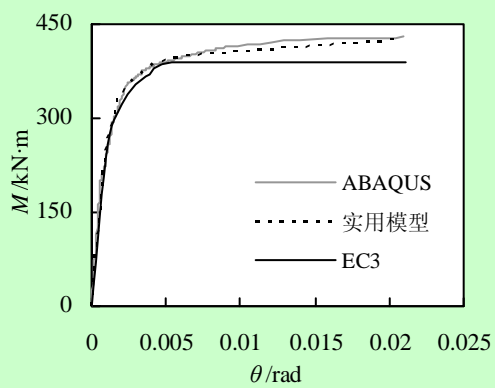
(b) N02 试件



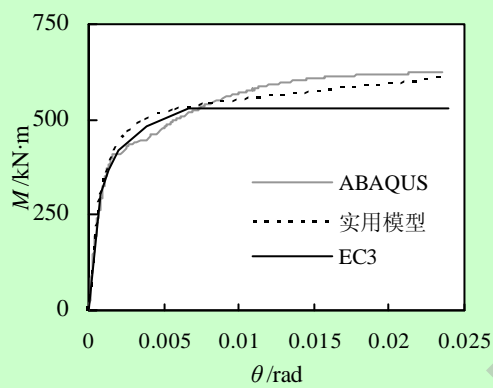
(c) N03 试件



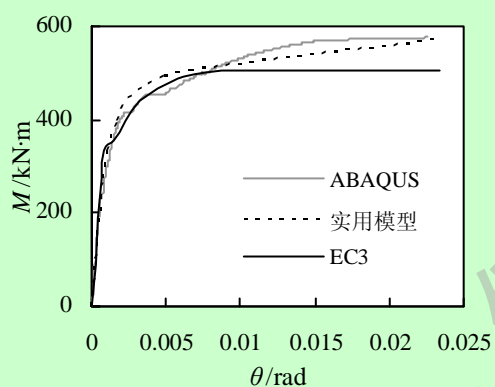
(d) N05 试件



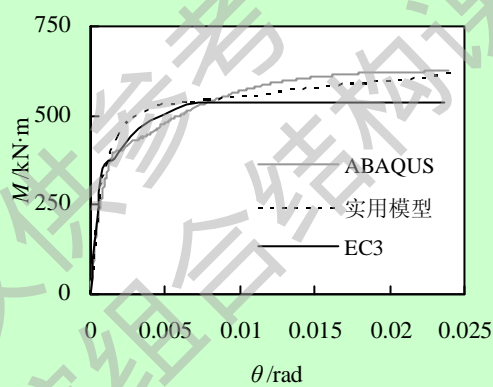
(e) N06 试件



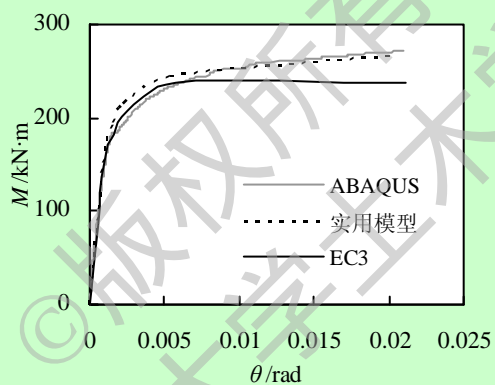
(f) N07 试件



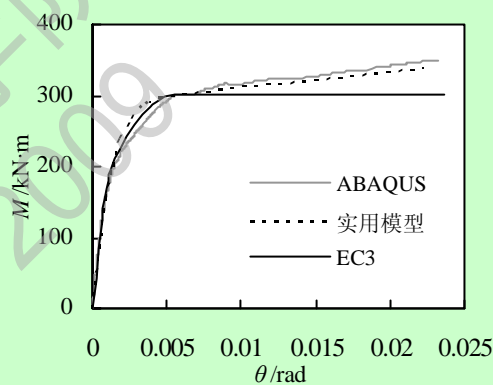
(g) N08 试件



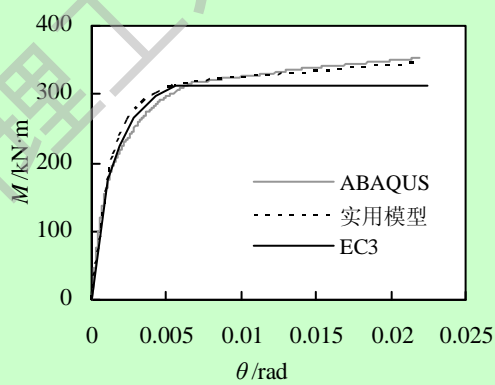
(h) N09 试件



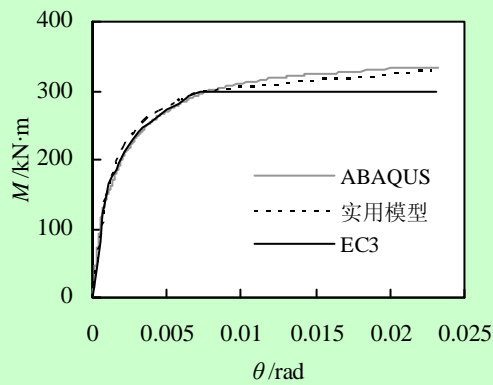
(i) N10 试件



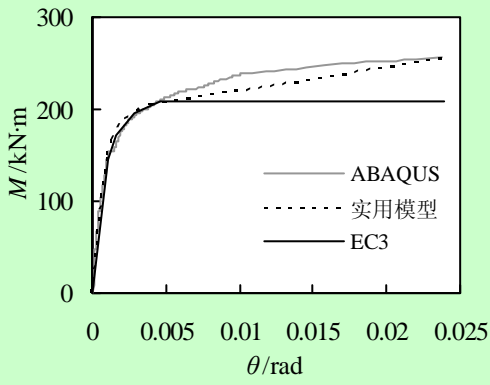
(j) N11 试件



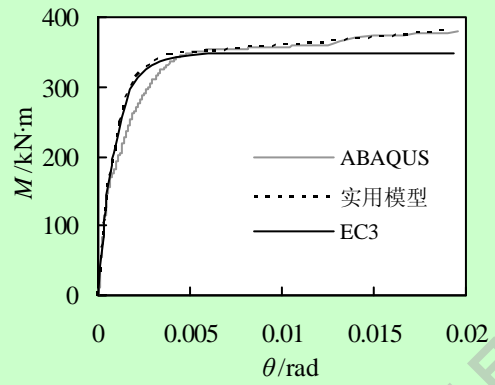
(k) N12 试件



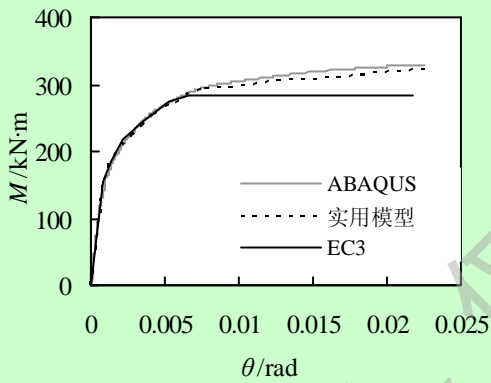
(l) N13 试件



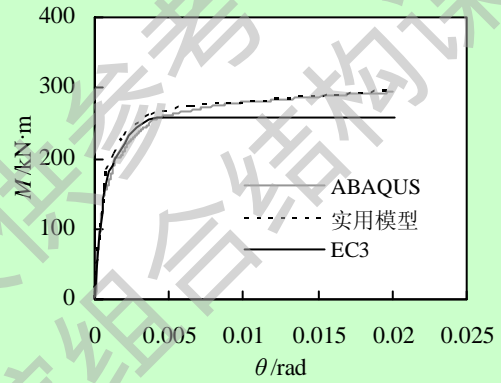
(m) N14 试件



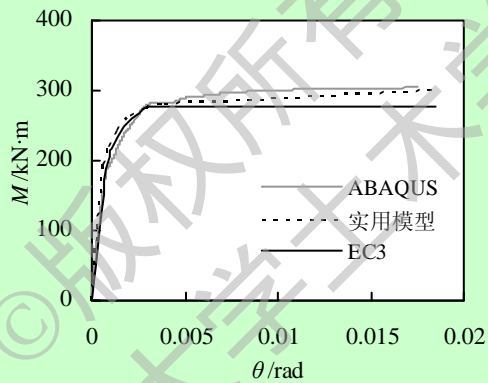
(n) N16 试件



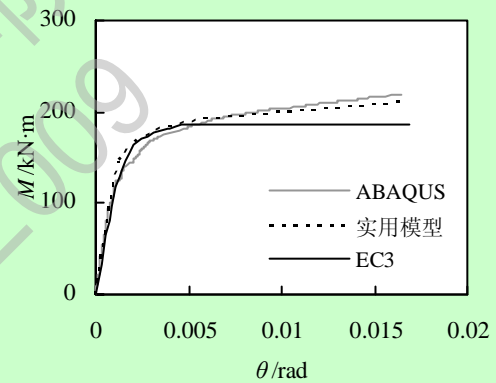
(o) N17 试件



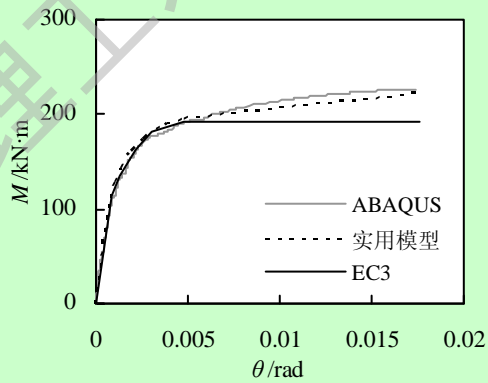
(p) N18 试件



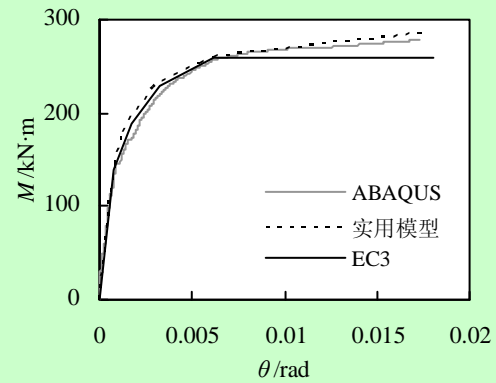
(q) N19 试件



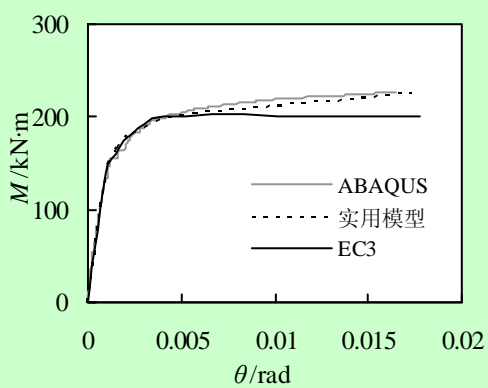
(r) N20 试件



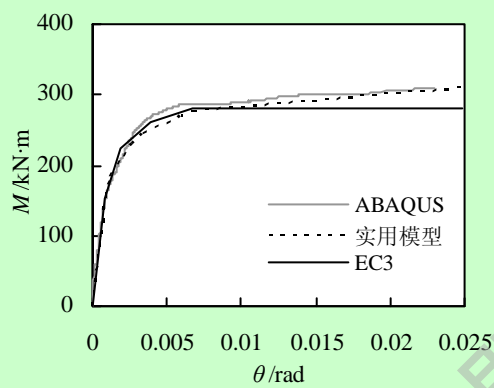
(s) N21 试件



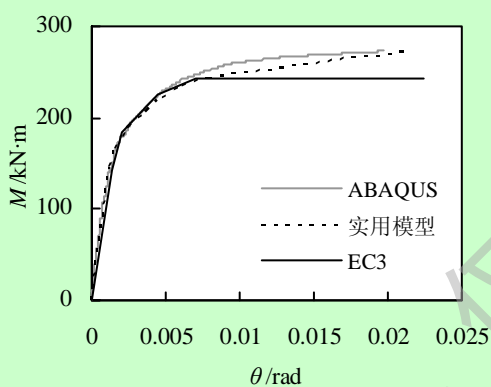
(t) N22 试件



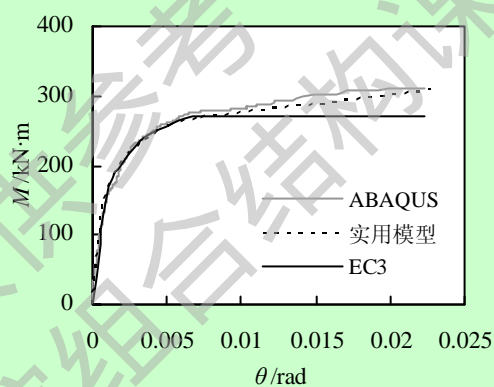
(u) N23 试件



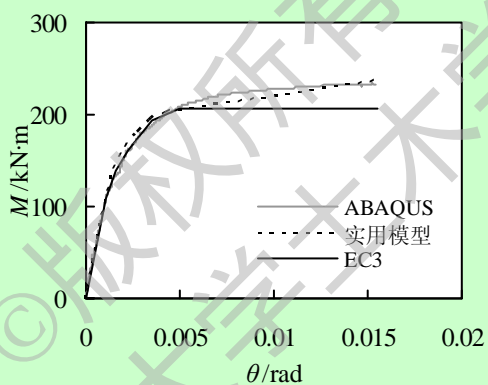
(v) N24 试件



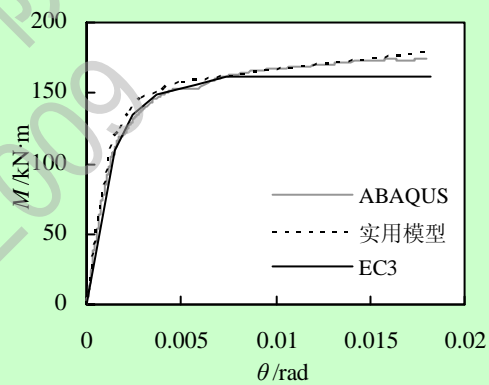
(w) N25 试件



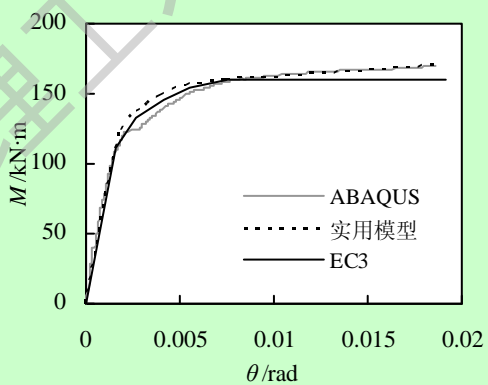
(x) N26 试件



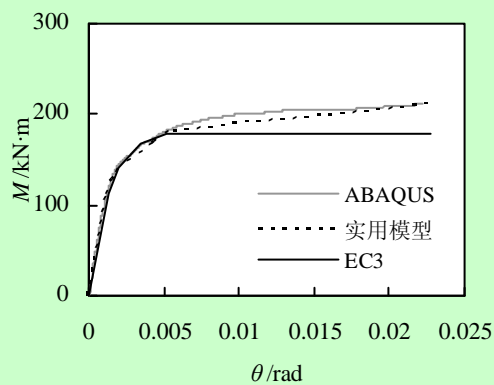
(y) N27 试件



(z) N28 试件



(aa) N29 试件



(bb) N30 试件

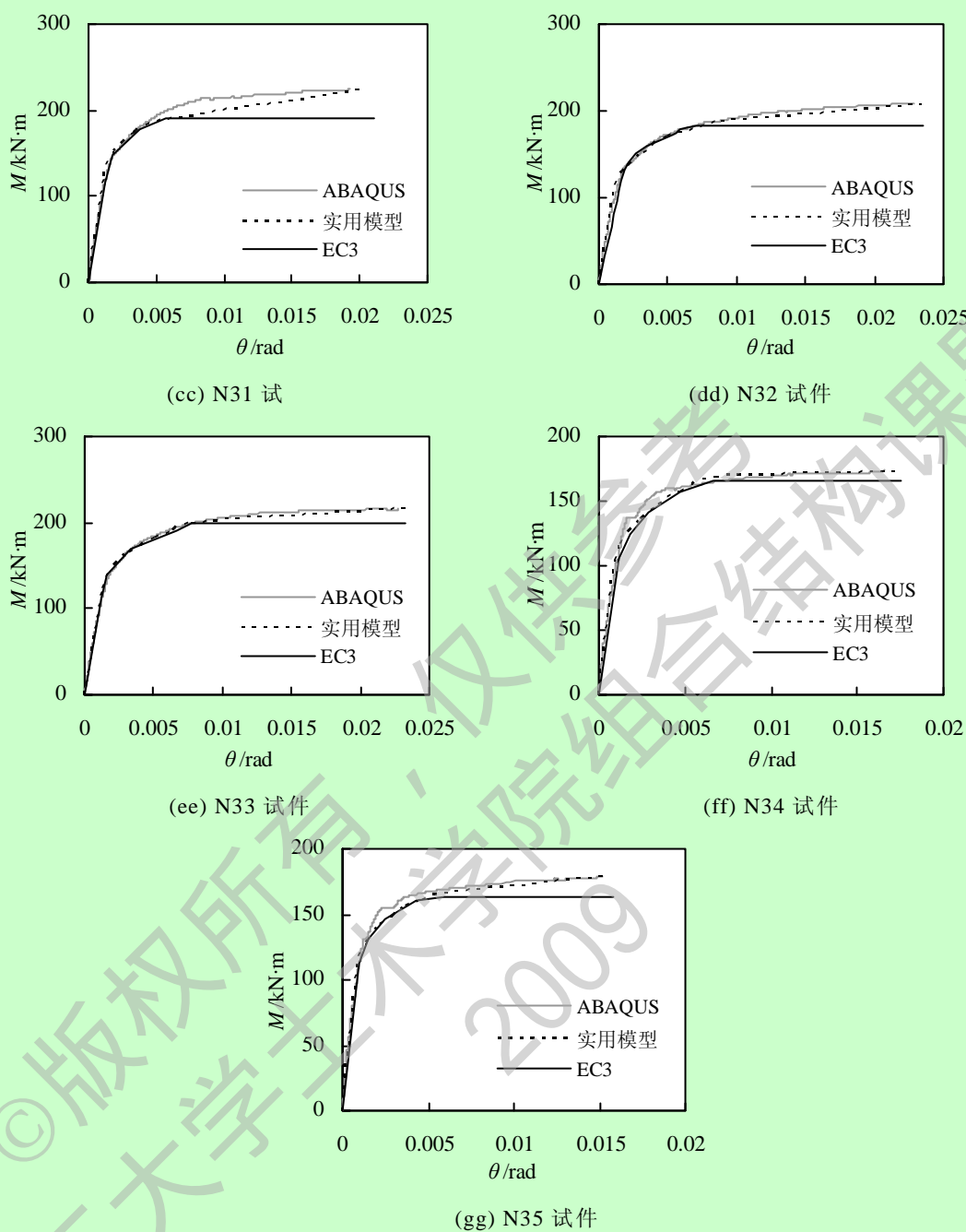


图 4.3 本文实用模型与有限元及 EC3 模型对比

4.3 本章小结

欧洲规范 EC3 采用的非线性弯矩-转角关系模型经过改进后适合本文的钢框架端板连接组合节点，对于模型公式改进如下：

- 1) 弹性抗弯承载力取为塑性抗弯承载力的 0.62 倍。
- 2) 取决于连接类型的常数 η ， $\eta=2.63$ 。
- 3) 考虑 0.015 倍初始刚度的弯矩强化。

与有限元计算结果和 EC3 模型结果对比表明，经过改进后的实用弯矩-转角模型可以较好地模拟钢框架端板连接梁柱组合节点的性能。

结论与展望

结论

本文利用 ABAQUS 软件对端板连接的组合节点进行三维有限元模拟，并采用试验结果验证了模型的正确性。并利用有限元分析软件进行一系列的参数分析，分析了部分参数的变化对此类组合节点工作性能的影响规律。在欧洲规范 EC3 的基础上，提出了模拟节点弯矩-转角关系的实用模型。本文的主要结论如下：

(1) 楼板对节点性能影响显著，在设计中不考虑楼板影响偏于保守。楼板的配筋率、钢梁高度、梁柱截面尺寸对抗弯承载力的影响明显。楼板的配筋率、柱的加劲肋、钢梁高度对初始转动刚度的影响也较为显著。

(2) 楼板内的纵向钢筋是组合节点区节点抗弯承载力及转动刚度的主要贡献者，对节点的受力性能有显著的影响，随配筋率增大时，节点的初始刚度和极限承载力都有明显的提高，并且节点的破坏方式也相应发生不同程度的改变。

(3) 柱腹板设置加劲肋时，组合节点的抗弯承载力及初始转动刚度均有提高，特别是节点配筋率较高时设置加劲肋对节点抗弯承载力提高较大，配筋率不大时加劲肋对抗弯承载力的提高不是很大，而设置加劲肋后节点初始刚度的提高均比较大，且提高幅度与配筋率影响关系较小。

(4) 端板连接组合节点中端板厚度对节点受力性能有影响，但影响不太显著，端板厚度增大时，节点初始刚度有所提高但对极限承载力的贡献并不明显。

(5) 当弹性抗弯承载力取为塑性抗弯承载力的 0.62 倍，设定连接类型常数 $\eta=2.63$ ，并考虑 0.015 倍初始刚度的弯矩强化后，改进后的欧洲规范实用模型适合于模拟端板连接组合节点非线性弯矩-转角关系。

(6) 钢框架设计考虑混凝土楼板与钢梁之间的组合作用既符合框架实际受力性能，也具有重要的经济效益，考虑钢梁与楼板的组合作用能显著提高梁柱节点的抗弯承载力与初始转动刚度。

展望

虽然本文对端板连接组合节点的工作性能进行了有限元分析，并对设计方法提出了建议，但影响组合节点性能的因素很多，实际结构中受力形式非常复杂，还有很多问题有待于进一步研究。比如：

(1) 在端板连接组合节点中，楼板混凝土会受到钢筋、钢梁、压型钢板等的

约束作用。需要开展一些试验与理论研究，明确这些因素对混凝土工作性能的影响。

(2) 基于现有研究成果，给出端板连接组合节点的设计表格，包括抗弯承载力，初始转动刚度，转动能力等。

(3) 端板连接组合节点在反复荷载作用下的滞回工作特性。

(4) 楼板的有效宽度对端板连接组合节点性能的影响。

(5) 端板连接组合节点剪力连接度的影响。

(6) 组合节点的抗火性能研究。

(7) 建立半刚性组合节点试验数据库，这可以为研究人员今后开展相关试验提供借鉴，为相应组合结构设计规范或规程的制订提供试验依据。

(8) 进一步开展半刚性连接组合框架受力性能的试验与理论研究，为组合框架的推广和应用提供理论与试验依据。

(9) 在对现有梁柱节点受力特点和破坏机理的充分研究基础之上，探索新型连接节点形式。

参考文献

- [1] 陈惠发著, 周绥平译. 钢框架稳定设计. 上海: 世界图书出版社, 1999.
- [2] 严正庭, 严正. 钢与混凝土组合结构设计构造手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994.
- [3] Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1.1, general rules and rules for buildings. Brussels(Belgium): European Committee for Standardization, 2004.
- [4] Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1.8: design of joints. Brussels (Belgium): European Committee for Standardization, 2003.
- [5] 中华人民共和国国家标准 GB50017-2003. 钢结构设计规范. 北京, 2003.
- [6] 王静峰. 竖向荷载作用下半刚性连接组合框架的实用设计方法. 上海: 同济大学博士学位论文, 2005.
- [7] 刘清平. 水平荷载作用下半刚性连接组合框架的实用设计方法. 上海: 同济大学博士学位论文, 2006.
- [8] 何天森. 钢框架结构平端板连接组合节点工作特性分析研究. 上海: 同济大学硕士学位论文, 2003.
- [9] 何天森, 李国强. 平端板连接组合节点性能研究. 建筑钢结构进展, 2003, 8(4): 43-49.
- [10] 何天森, 李国强. 钢结构建筑组合节点的分析模型. 钢结构, 2003, 14(4): 25-28.
- [11] 石文龙. 平端板连接半刚性梁柱组合节点的试验与理论研究. 上海: 同济大学博士学位文, 2006.
- [12] Eurocode 3, Design of steel structures: Part 1.1: general rules and rules for buildings. Brussels(Belgium): European Committee for Standardization, 2003.
- [13] Davison JB, Lam D, Nethercot DA. Semi-rigid action of composite joints. The Structural Engineer, 1990, 38(24): 489-499.
- [14] Anderson D. Performance of composite connections: major axis end plate joints. Journal of Constructional Steel Research, 1994, 31(1): 31-57.
- [15] Li TQ, Nethercot DA, Choo BS. Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/moment ratios-I. Experimental Behaviour, Journal of Constructional Steel Research, 1996, 38(2): 125-164.

- [16] Ahmed B, Nethercot DA. Prediction of initial stiffness and available rotation capacity of major axis composite flush end-plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 1997, 41(1): 31-60.
- [17] Brown ND, Anderson D. Structural properties of composite major axis end plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 2001, 57(2): 327-349.
- [18] Li TQ, Choo BS, Nethercot DA. Determination of rotation capacity requirements for steel composite beams. *Journal of constructional steel research*, 1995, 32(3): 303-332.
- [19] Li TQ, Nethercot DA, Lawson RM. Required rotation of composite connections. *Journal of constructional steel research*, 2000, 56(8): 112-173.
- [20] Anderson D, Aribert JM, Bode H, Kronenburger. Design rotation capacity of composite joints. *The Structural Engineer*, 2000, 78(6): 25-29.
- [21] Liew JYR. Composite joints subject to reversal of loading part 1: experimental study. *Journal of Constructional Steel Research*, 2004, 60(4): 221-246.
- [22] Lui EM, Chen WF. Strength of H-columns with small end restrains. *Journal of the Institution of Structural Engineers*, 1983, 61(1): 17-26.
- [23] Lui EM, Chen WF. Analysis and behavior of flexibility-jointed frames. *The Engineering Structures*, 1986, 8(3): 107-118.
- [24] Chen WF, Lui EM. *Stability Design of Steel Frames*. CRC Press, Inc, 2000 Corporate Blvd, N. W, Boca Raton, Florida, 1991.
- [25] Kishi N, Chen WF. Data base of steel beam-to-column connections. *Structural Engineering RepoR No.CE-STR-86-26*, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, 1986.
- [26] Kishi N, Chen WF. Moment-rotation relations of semi-rigid connections with angles. *Journal of Structural Engineering*, 1990, 116(7): 1813-1834.
- [27] Kishi N, Chen WF, Goto Y, Matsuoka KG. Analysis program for design of flexibly jointed frames. *Computer Structure*, 1994, 49(4): 5-13.
- [28] Kishi N, Chen WF, Goto Y. Effective length factor of columns in semi-rigid and unbraced frames. *Journal of Structural Engineering*, 1997, 123(3): 13-20.
- [29] Kishi N, Chen WF, Goto Y, Komuro M. Effective length factor of columns in flexibly jointed and braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 1998, 47(1): 93-118.
- [30] Wu FH, Chen WF. Design model for semi-rigid connections. *The Engineering Structures*, 1990, 12(2): 88-97.
- [31] Barakat M, Chen WF. Practical analysis of semi-rigid frames. *AISC Engineering*

- Journal, 1990, 27(2): 54-68.
- [32] King WS, Chen WF. LRFD analysis of semi-rigid frames, AISC Engineering Journal, 1993, 30(4): 30-40.
- [33] Goto Y, Lui EM, Chen WF. Stability behavior of semi-rigid sway frames. Engineering Structures, 1993, 15(3): 9-19.
- [34] Jones SW, Kirby PA, Nethercot DA. Effect of semi-rigid connections on steel column strength. Journal of Steel Construction research, 1980,26(3): 38-46.
- [35] Jones SW, Kirby PA, Nethercot DA. Columns with semi-rigid joints. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1982, 108(2): 361-372.
- [36] Davison JB, Lam D, Nethercot DA. Semi-rigid action of composite joints. Structural Engineer, 1990, 68(24): 89-99.
- [37] Xiao Y, Nethercot DA, Choo BS. Composite connections in steel and concrete-I. Experimental behaviour of composite beam-column connections. Journal of Constructional Steel Research, 1994, 31(1): 23-30.
- [38] Xiao Y, Nethercot DA, Choo BS. Composite connections in steel and concrete, Part 2: Moment capacity of composite flush endplate connections. Construct Steel, 1996, 37(4): 63-90.
- [39] Xiao Y, Nethercot DA, Choo BS. Composite connections in steel and concrete, Part 2: Moment capacity of endplate beam to column connections, Construct Steel, 1996, 6(1) : 63-90.
- [40] Li TQ, Nethercot DA, Choo BS. Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/moment ratios-I experimental behaviour. Journal of Constructional Steel Research, 1996, 38(2): 55-64.
- [41] Li TQ, Nethercot DA, Choo BS. Behaviour of flush end-plate composite connections with unbalanced moment and variable shear/moment ratios-II: Prediction of Moment capacity. Journal of Constructional Steel Research, 1996, 38(2): 165-198.
- [42] Benussi F, Nethercot DA, Zandonini R. Experimental behaviour of semi-rigid connections in frames. In: Bjorhovde R, Colson A, Zandonini R, editors, Proceedings of the Third International Workshop-Connections in Steel Structures III-Behaviour, Strength and Design Trento University, 29-31May, Oxford Pergamon, 1995, 57-66.
- [43] Ahmed B, Li TQ, Nethercot DA. Design of composite plate and angle cleated connections. Journal of Constructional Steel Research, 1997,1(1): 1-29.

- [44] Ahmed B, Nethercot DA. Design of flush end-plate connections in composite beams. *The Structural Engineer*, 1997, 75(14): 233-244.
- [45] Ahmed B, Nethercot DA. Prediction of initial stiffness and available rotation capacity of major-axis flush end-plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 1997, 41(1): 31-60.
- [46] Nethercot DA. Semi-rigid joint action and the design of non-sway composite frame. *Engineering Structures*, 1995, 17(8): 554-567.
- [47] Wang YL, Chan SL, Nethercot DA. A simplified design method for non-sway composite frames with semi-rigid connections. *Engineering Structures*, 1996, 74(2): 23-28.
- [48] Li TQ, Moore DB, Nethercot DA, Choo BS. The experimental behaviour of a full-scale, semi-rigidly connected composite frame: Overall considerations. *Journal of Constructional Steel Research*, 1996, 39(3): 67-91.
- [49] Li TQ, Moore DB, Nethercot DA, Choo BS. The experimental behaviour of a full-scale, semi-rigidly connected composite frame, Detailed appraisal. *Journal of Constructional Steel Research*, 1996, 39(3): 193-220.
- [50] Hensman JS, Nethercot DA. Numerical study of unbraced composite frames: generation of data to validate use of the wind moment method of design. *Journal of Constructional Steel Research*, 2001, 57(2): 791-809.
- [51] Zandonini R. Semi-rigid composite joints. In: Narayanan R, *Structural Connections: Stability and Strength*. London, Elsevier Applied Science, 1989, 63-70.
- [52] *Structural steelwork eurocode-development of a Trans-National approach: Course Eurocode4*, 2004.
- [53] Nethercot DA. Design of composite connection. *The Structural Engineer*, 1995, 73(4): 218-219.
- [54] Liew JY. Inelastic analysis of steel frames with composite beams. *Journal of Structure Engineering*, 2001(2): 194-202.
- [55] 胡夏闽, 过铁青, 刘建平. 半刚性组合节点初始转动刚度计算. *工业建筑*, 2004, 34(3): 40-45.
- [56] Johnson RP. *Composite structures of steel and soncrete*. Blackwell Scientific Publications, 1994, 35-50.
- [57] Xiao Y. Composite connections in steel and concrete. II. moment capacity of end-plate beam-to-column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 1996, 37(1): 63-90.

- [58] Leon T, Roberto. Semi-rigid composite connections. *Journal of Structure Engineering*, ASCE, 1996, 27(2): 194-202.
- [59] Ahmed B, Nethercot DA. Design of flushend-plate connections in composite beams. *Structural Engineer*, 1997, 75(14): 233-244.
- [60] Brown ND, Anderson D. Structural properties of composite major axis end-plate connections. *Journal of Structure Engineering*, 2001, 57(4): 327-349.
- [61] Frye JM, Morris GA. Analysis of flexibly connected steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada, 1975, 2(4): 280-291.
- [62] zizinami A, Bradbum JH, Radziminski JB. Static and cyclic behaviour of steel beam-column connections, structural resarch studies. *Civil Enginerring Department, University of South Carolina*, 1985.
- [63] Jones SW, Kirby PA, Nethercot DA. Effect of semi-rigid connectuons on steel column strength. *Journal of Steel Construction research*, 1980, 1(3): 38-46.
- [64] Jones SW, KirbyPA, Nethercot DA. Columns with semi-rigid joints. *Journal of Structural Division, ASCE*, 1982, 108(2): 361-372.
- [65] Krishnamurthy N, Graddy DE. Correlation between 2and3-dimensional finite element analysis of steel bolted and-plate behavior and design. *Computer Structure*, 1976, 6(4): 381-389.
- [66] Krishnamurthy N. A fresh look at bolted end-plate behavior and design. *AISC Engineering Journal*, 1978, 15(2): 39-49.
- [67] Krishnamurthy N, Huang HT, Jeffrey PK, Avery LK. Analytical $M-\theta$ curves for end-plate connections. *Journal of Structural Division*, 1979, 105(1): 133-145.
- [68] Colson A, Louveau JM. Connections incidence on the inelastic behavior of Steel Structures, *Eeromech Colloquium174*, 1983.
- [69] Ang KM, Morris GA. Analysis of three-dimensionnal frames with flexible beam-column connections. *Candian Journal of Civil Engineering*, 1984, 11(4): 245-254.
- [70] Attiogbe E, Morris G. Moment-rotation functions for steel connections, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1991, 117(6): 1703-1718.
- [71] Wu FH, Chen WF. A design model for semi-rigid connections. *The Engineering Structures*, 1990, 12(2): 88-97.
- [72] Liu EM, Chen WF. Analysis and behavior of flexibility-jointed frames. *The Engineering Structures*, 1986, 8(3): 107-118.
- [73] Kishi N, Chen WF. Date base of steel beam-to-column connections, *Structual Engineering Report No.CE-STR-86-26*, School of Civil Engineering, Purdue university, West Lafayette, IN., 1986.

- [74] Yee YL, Yee RE, Melchens. Moment-rotation curves for bolted connection. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1993, 112(3): 615-635.
- [75] Hibbitt, Karlson, Sorensen Inc. ABAQUS/standard user's manual, Version 6.5. Providence (RI): Hibbitt, Karlsson, Sorensen, Inc.; 2005.
- [76] 韩林海. 钢管混凝土结构理论与实践. 北京: 科学出版社, 2007.
- [77] 郭兵, 顾强. 梁柱端板连接节点的滞回性能试验研究. *建筑结构学报*, 2002, 23(3): 8-13.
- [78] 施刚, 石永久, 王元清, 李少甫, 陈宏. 多层钢框架半刚性端板连接的试验研究. *清华大学学报*, 2004, 44(3): 395-397.
- [79] L Simoes da Silva, Rui D Simoes, Paulo J S Cruz. Experimental behavior of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading. *The Engineering Structures*, 2001, 23(4): 1383-1409.

致 谢

本文是在导师王文达副教授悉心指导下完成的。从论文选题、资料收集、文献检索、有限元模型的建立、计算结果分析、理论研究到论文撰写，无不凝聚着导师的心血和汗水，在此谨表深深的敬意和衷心的感谢！导师严谨求实的治学态度，对科学真理的认真和执著、踏实勤勉的工作作风；以及导师严以律己、宽以待人的处世哲学，潜心学问、淡薄名利的生活态度；使我受益匪浅，并给我留下了深刻的印象，将对我今后的工作和科研产生深远的影响。

另外，借此机会感谢王万祯博士、王秀丽教授、董建华博士等老师在我读研的三年时间里，所给予的帮助和指导。

同时，还要感谢我们课题组的陈宇超、秦庚、张鹏鹏、夏秀丽、郭智峰和靳垚等的帮助，尤其是秦庚和陈宇超的帮助。在这三年的时间里我们共同探讨澄清了课题中的许多疑惑。感谢所有在我三年硕士求学过程中给与帮助的兰州理工大学的老师、同学、和朋友，作者将永远心存感激。

感谢我的未婚妻冉敏敏女士，是她在我身后的默默支持，才使我走到了今天。失意时，有你的鼓励；得意时，有你的提醒；苦闷时，有你的安慰；快乐时，有你的陪伴……特别是在这三年的时间里，我一直在读书，而你却始终无怨无悔，凭借着你的一己之力，照顾着我的爸爸妈妈和我们的家，让我可以无牵无挂的安心学习。

感谢我的勤劳、朴实的父母，几十年如一日，含辛茹苦、默默奉献，你们用世间最博大、最无私的爱，哺育我成长、教我做人、育我成才！感谢姐姐、姐夫一如既往的经济支持和关心！你们是最坚强的后盾，更是我二十余载寒窗苦读、孜孜以求的不歇动力！

再次感谢所有关心、帮助、支持我的师长、亲人、朋友们！

本项目得到兰州理工大学博士基金(SB04200801)和甘肃省高等学校研究生导师科研项目(0703B-05)的资助，特此致谢！

文天鹏

2009年4月

附录A 攻读学位期间所发表的学术论文目录

- [1] 文天鹏, 史艳莉, 王文达. 钢框架端板节点力学性能的数值模拟探讨. 华中科技大学学报(城市科学版), 2008, 25(4): 317-320.

在学期间参与的科研项目:

- 1、兰州理工大学博士基金(SB04200801): “常温及火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能研究”, 2007-2010, 在研。
- 2、甘肃省高等学校研究生导师科研项目(编号: 0703B-05): “钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能研究”, 2007-2009, 在研。