



同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

硕士学位论文

(专业学位)

灌浆缺陷对套筒灌浆连接接头和
构件性能影响的数值模拟

资助项目：国家重点研发计划子课题

(2016YFC0701804-02)

姓 名：凌塑奇

学 号：1530736

所在院系：土木工程学院

学科门类或

专业学位：工程

专业领域：建筑与土木工程

指导教师：唐和生

二〇一八年六月



同濟大學
TONGJI UNIVERSITY

A thesis submitted to
Tongji University in conformity with the requirements for
the degree of Master of Engineering

**Numerical Simulation of the Performance of
Grout-Filled Steel Sleeve Coupler and
Component under Grout Defects**

Project Supported by the National Key R&D Program
(2016YFC0701804-02)

Candidate: Ling Suqi

Student Number: 1530736

College/Department: College of Civil Engineering

Discipline Category: Engineering

Major: Architecture and Civil Engineering

Supervisor: Tang Hesheng

June, 2018

灌浆缺陷对套筒灌浆连接接头和构件性能影响的数值模拟

凌塑奇

同济大学

学位论文版权使用授权书

本人完全了解同济大学关于收集、保存、使用学位论文的规定，同意如下各项内容：按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版本；学校有权保存学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

学位论文作者签名：

年 月 日

同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师指导下，进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的法律责任由本人承担。

学位论文作者签名：

年 月

摘要

钢筋套筒灌浆连接技术是装配式混凝土结构中常用的钢筋连接技术。该技术是在金属套筒中插入需要连接的预制构件的预埋钢筋，利用灌注的灌浆料硬化后形成的约束作用来实现传力。在施工中，由于施工工序复杂、施工现场管理不规范等原因，套筒灌浆可能会产生一定的质量缺陷。本文将研究灌浆缺陷对套筒灌浆接头和构件的性能影响的数值模拟方法。主要研究工作如下：

(1) 建立了精细化的套筒灌浆接头的有限元模型，能够准确模拟套筒灌浆接头的力学性能；对多种灌浆缺陷工况进行了数值模拟，经过与试验结果对比验证，证实了所用方法的有效性。基于数值模拟结果，对套筒灌浆接头的连接机理进行了深入分析；对灌浆缺陷对于接头连接性能的影响模式进行了深入分析，揭示了灌浆缺陷对接头性能的影响规律，提出了以有效锚固长度作为灌浆缺陷对连接性能影响的评价指标。

(2) 对现有粘结滑移模型进行了梳理和总结。基于现有粘结滑移模型、接头单向拉伸试验结果和数值模拟试算，建立了考虑灌浆缺陷影响的钢筋灌浆料粘结滑移模型。

(3) 利用考虑灌浆缺陷影响的钢筋灌浆料粘结滑移模型对带有灌浆缺陷的装配式混凝土柱的力学性能进行了数值模拟，通过与试验结果的对比，验证了所用方法的有效性。基于数值模拟结果，对装配式混凝土柱在单调荷载作用下和循环荷载作用下的灌浆缺陷影响进行了深入分析。

关键词：装配式混凝土结构、钢筋套筒灌浆连接、有限元方法、灌浆缺陷

ABSTRACT

Grout-filled steel sleeve connection technique is the most common used technique to connect steel rebars in precast concrete structure. The steel sleeve contains the steel rebars embedded in precast components and it can transfers force when the filled-in grout is hardened. However, grout defects might occur because of the complexity of grout-filling procedure and the difficulty of construction management. In this paper, a numerical simulation of grout-filled steel sleeve coupler and component is presented, and the performance of both coupler and component under grout defects is studied. The main research works can be addressed as follow:

(1) A fine numerical simulation based on finite element method is established and verified. It can accurately simulate the mechanical properties of grout-filled steel sleeve coupler. The simulations under numerous grout defects condition are also performed. The proposed simulation method is validated via the comparison with experiment results. The connection mechanism of grout-filled steel sleeve coupler and its performance patern influenced by grout defects are analysed based on the simulation results. The effective anchor length is introduced as an index to evaluate the influence of grout defects.

(2) Sort and summarize existing bond-slip models. Establishe a bond-slip model for steel rebar and grout material considering the influence of grout defects, based on the existing model, the results of monotonic pull test of coupler and the numerical simulation.

(3) A numerial simulation of precast concrete column with grout defects using proposed bond-slip model is established, and the proposed simulation method is validated via comparing its results with experiment results. The influence of grout defects on the precast concrete column performance under both monotonic and cyclic loading is deeply analysed.

Keywords: precast concrete structure, grout-filled steel sleeve, FE methods, grout defects

目录

第 1 章 绪论	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 钢筋套筒灌浆连接技术研究进展.....	4
1.2.1 钢筋套筒灌浆连接接头.....	4
1.2.2 装配式钢筋套筒灌浆连接构件.....	7
1.3 钢筋套筒灌浆连接的缺陷研究.....	9
1.4 相关的非线性有限元研究.....	10
1.5 本文的研究内容.....	11
第 2 章 带有灌浆缺陷的套筒灌浆接头的数值模拟	13
2.1 前言.....	13
2.2 数值模拟方法.....	13
2.2.1 有限元模型.....	13
2.2.2 接触设置.....	14
2.2.3 分析设置.....	15
2.2.4 灌浆料的本构模型.....	15
2.2.5 试验验证.....	19
2.3 接头连接机理分析.....	21
2.4 缺陷影响模拟与分析.....	24
2.4.1 灌浆料损伤模拟.....	24
2.4.2 缺陷类型.....	24
2.4.3 模拟结果验证.....	25
2.4.4 有效锚固长度.....	32
2.5 本章小结.....	34
第 3 章 考虑灌浆缺陷的钢筋灌浆料粘结滑移模型	36
3.1 引言.....	36
3.2 现有的粘结滑移模型.....	36
3.2.1 Nilson 模型.....	36
3.2.2 Eligehausen 经验模型.....	37
3.2.3 徐有邻理论模型.....	38
3.2.4 我国混凝土规范模型.....	40
3.2.5 余琼钢筋灌浆料模型.....	41
3.3 考虑灌浆缺陷的粘结滑移模型.....	42
3.3.1 粘结应力-滑移量函数	42
3.3.2 极限粘结应力.....	43

3.3.3 特征点取值.....	45
3.4 本章小结.....	46
第 4 章 带有灌浆缺陷的装配式混凝土柱的数值模拟	48
4.1 引言.....	48
4.2 有限元分析方法.....	48
4.2.1 有限元模型.....	48
4.2.2 接触性质.....	50
4.2.3 缺陷模拟.....	51
4.3 材料模型选择.....	51
4.3.1 混凝土材料模型参数.....	54
4.3.2 钢筋材料模型.....	57
4.4 单调荷载作用下的缺陷影响.....	59
4.4.1 试件概况.....	59
4.4.2 承载力影响分析.....	60
4.4.3 延性影响分析.....	61
4.5 循环荷载作用下的缺陷影响.....	62
4.5.1 试件概况.....	62
4.5.2 模拟结果试验验证.....	63
4.5.3 承载力影响分析.....	67
4.5.4 延性影响分析.....	71
4.6 本章小结.....	72
第 5 章 结论与展望	74
5.1 结论.....	74
5.2 展望.....	75
致谢.....	76
参考文献.....	78
个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果	82

第1章 绪论

1.1 研究背景

随着我国城市化进程和新农村建设的不断推进,低效率、高耗能的传统建筑生产方式已经严重滞后于行业需求,建筑产业的转型升级迫在眉睫。在转型的探索过程中,装配式建筑由于效率高、质量好以及节能环保等优点,成为了新一轮建筑业科技革命和产业变革方向。在这样一个大背景下,装配式建筑迎来了一个新的发展机遇。

政府各部门为装配式建筑的发展起到了有力的促进作用,相关的鼓励与引导政策陆续出台。2016年2月22日《中共中央国务院关于进一步加强城市规划建设管理工作的若干意见》要求“力争用10年左右的时间,使新建建筑中装配式建筑的所占比例能达到30%”。2017年6月1日起,由住房城乡建设部组织编制的《装配式混凝土建筑技术标准》、《装配式钢结构建筑技术标准》、《装配式木结构建筑技术标准》等三个标准实施。2018年2月1日起,《装配式建筑评价标准》实施。

在政策推动下,全国各地积极推进装配式建筑发展,新建装配式建筑规模不断扩大。据统计,2015年全国新建装配式建筑面积为7260万平方米,占城镇新建建筑面积的比例为2.7%;2016年全国新建装配式建筑面积为1.14亿平方米,占城镇新建建筑面积的比例为4.9%,比2015年同比增长57%;2017年1~10月,全国已落实新建装配式建筑项目约1.27亿平方米。

在众多装配式建筑项目中,装配式混凝土结构是广泛采用的结构形式。装配式混凝土结构体系具有预制构件工厂化制作、现场作业量少、现场环境污染小等诸多优点。装配式混凝土结构与传统现浇混凝土结构相比,在物料搬入量和运输车辆方面略有减少,而搬出量减少了大约50%。其中,最显著的是建筑垃圾搬出量和木材资源消费量,减少了95%以上^[1]。

对于装配式混凝土结构而言,节点往往容易成为结构抗震的薄弱环节。相对于现浇结构,装配式混凝土结构由预制的构件装配而成,构件之间的连接成为影响结构受力和整体性的关键因素。目前大量采用的构件拼接方式是:纵向受力构件(如框架柱和剪力墙等)采用完全预制的形式,而水平受力构件(如梁和板等)采用部分预制的形式。因此,纵向钢筋的连接成为了预制构件连接的关键。现浇混凝土结构中常用的纵向钢筋连接方式有绑扎搭接、焊接连接以及机械连接等,

由于装配式混凝土结构的连接部位较小,采用这些传统的钢筋连接方式不便于施工。装配式混凝土结构采取的纵向钢筋连接方式有套筒灌浆连接、浆锚搭接、结合面连接等。其中,套筒灌浆连接的应用最多。

套筒灌浆连接技术是一种目前比较成熟的预制混凝土构件连接技术。钢筋套筒灌浆连接是在金属套筒中插入带肋钢筋,通过灌浆料拌合物硬化来实现传力的钢筋连接方式。该连接技术分为全灌浆连接和半灌浆连接两种,全灌浆套筒两端均为空腔,均通过灌浆料与钢筋连接,通常用于水平或竖向构件主筋的连接,如图 1.1 所示;半灌浆套筒连接为灌浆与直螺纹复合连接,钢筋一端加工成外直螺纹与套筒内直螺纹连接,另一端插入套筒空腔,注入套筒专用灌浆料连接,如图 1.2 所示。连接所用的金属套筒的内壁有剪力键,通常采用铸造工艺或者机械加工工艺制造。连接所用的灌浆料是一种早强、高强和微膨胀的干混料,填充于灌浆套筒与连接钢筋间隙内,硬化后实现钢筋与灌装套筒的可靠传力。

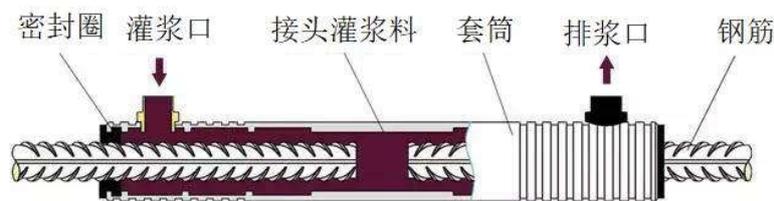


图 1.1 全灌浆连接

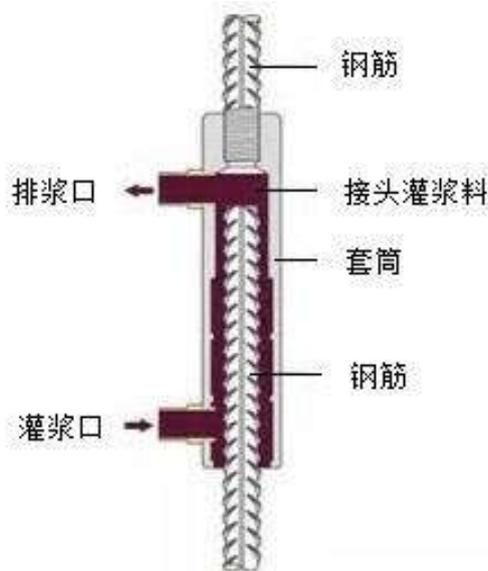


图 1.2 半灌浆连接

钢筋套筒灌浆连接技术发展至今已有接近 50 年的历史。该连接技术在 1970 年由美国工程师 Yee^[2]博士发明并申请专利,该连接技术首次应用于于夏威夷

夷檀香山的一栋 38 层旅馆建筑 Ala Moana 的预制混凝土柱中。1983 年, 美国混凝土协会 ACI 将钢筋套筒连接技术列为钢筋连接主要技术之一。该连接技术由于稳定可靠的优点, 20 世纪 80 年代就在日本、新西兰等国家得到广泛的应用^[3,4]。1972 年, 日本东京 NMB 公司购买了钢筋套筒灌浆连接专利的生产权利。在工程实践中, 日本工程师积累了大量的工程经验并对钢筋灌浆套筒接头进行改进, 例如增加灌浆口和出浆口、使用压力灌浆以保证灌浆料的密实性以及套筒内部增设剪力键以加强连接性能等。1984 年, 日本建设省正式承认钢筋套筒灌浆连接技术是一种新型可靠的变形钢筋连接接头体系。1995 年的日本神户地震中, 运用钢筋套筒灌浆连接的一百多栋的建筑都没有发生破坏。钢筋套筒灌浆连接技术在中国台湾也有广泛应用, 中国台湾的工程公司借鉴日美的研究成果, 开发了相应的钢筋套筒连接器和超高强度无收缩灌浆料, 相关技术日趋成熟。

国内的建筑业界和科研单位也对钢筋套筒连接技术进行了相关研究。中国建筑科学研究院分别对中国台湾和日本的钢筋套筒和灌浆料进行试验, 研究结果表明, 套筒灌浆连接技术可以满足钢筋连接的要求。目前, 针对钢筋套筒灌浆连接技术已经陆续出台了多个行业技术规程, 具体包括 JGJ1-2014《装配式混凝土结构技术规程》^[5]、JG/T408-2013《钢筋连接用套筒灌浆料》^[6]、JG/T398-2012《钢筋连接用灌浆套筒》^[7]等。钢筋套筒灌浆连接技术也在多个建筑项目中运用。北京万科华府项目的超高层装配式混凝土结构采用了钢筋套筒灌浆连接技术, 该项目设计标高 79.85 米, 预制率达到 65%, 是北京市乃至全国抗震设防烈度为 8 级区域中最高的全装配式住宅。沈阳十二运安保中心项目也采用了钢筋套筒灌浆连接技术, 该项目是沈阳第一个全框架预制混凝土装配式建筑。

然而, 钢筋套筒灌浆连接技术在实际施工中仍存在一些问题。由于目前装配式结构的施工方法不完善, 在预制建筑施工过程中存在很多技术难题, 且装配式结构的施工现场管理不规范, 出现工人不按规范、规程操作等现象, 施工质量难以得到保证, 套筒灌浆可能会产生一定的质量缺陷。例如, 灌浆口的封堵胶塞松动或坐浆层的封缝不严密, 可能造成漏浆, 进而造成套筒顶部脱空, 形成端部缺陷。此外, 由于钢筋套筒灌浆连接属于隐蔽性工程, 灌浆质量很难由外观检查做出正确判断。因此, 钢筋套筒灌浆连接的质量难以保证。现有的解决方法主要是依靠严格的施工流程管理来保证灌浆作业质量。这需要大量的人力物力, 增加了施工成本。

在大量的工程实践中, 钢筋套筒灌浆质量的检测方法与性能影响引起了包括施工技术人员和研究人员等的关注。现有的研究已经研究了影响钢筋套筒灌浆连接接头的性能的主要因素, 对比了采用该连接技术的预制装配式柱(以及其他构

件)与现浇构件的区别。此外,对于该连接技术的无损检测方法和质量缺陷的影响也有了一些试验型的研究。这些研究都表明有必要深入理解钢筋套筒灌浆连接接头的连接机理,梳理关键因素对接头连接质量的影响模式,探究接头连接质量对构件层面的影响。

1.2 钢筋套筒灌浆连接技术研究进展

1.2.1 钢筋套筒灌浆连接接头

早在九十年代,国外就开始了钢筋套筒灌浆连接接头的研究。许多研究者从不同的角度研究了钢筋套筒灌浆连接接头的性能、影响因素和连接机理。

早期的研究主要是对套筒灌浆接头的形式进行选型与分析。这些工作有的是基于接头的连接机理进行力学分析与试验研究。例如, Hayashi 等^[8]于 1994 年对钢筋灌浆连接接头进行了试验研究。试验研究了不同灌浆料种类、抗压强度和钢筋锚固长度对接头的粘结-滑移关系的影响。试验结果表明,采用相同种类的灌浆料的接头,在屈服之前具有相同的粘结-滑移关系;此外,研究还提出了假定恒定粘结应力的承载力计算公式,并通过试验进行了验证。1997 年, Hayashi 等^[9]对钢筋灌浆连接接头在循环荷载下的性能进行了试验研究。试验结果表明,灌浆料的抗压强度和钢筋锚固长度与接头在循环荷载下的承载力呈正相关。

此外,一些学者则致力于探索套筒灌浆接头的可能的形式。他们提出了许多各不相同的接头形式,并通过试验评估这些接头的表现。例如, Einea 等^[10]在 1995 年基于光圆钢管设计了四种套筒灌浆连接接头。A 型接头在套筒内放置一根连接钢筋; B 型接头与 A 型类似,沿套筒内壁放置四根连接钢筋; C 型接头在套筒内壁两端放置钢环; D 型接头在套筒内壁两端放置钢板。试验结果表明, A 型接头和 B 型接头需要较大的套筒直径并且难以安装; D 型接头由于灌浆困难,套筒内存在灌浆空隙,承载力较小; C 型接头的抗拉屈服强度满足大于或等于 1.25 倍钢筋抗拉屈服强度标准值的条件,具备良好的可行性。研究还发现, C 型接头的钢筋锚固长度大于或等于 7 倍钢筋直径时可以满足强度要求。

2000 年, Kim 等^[11]提出了一种基于 Einea 等的 D 型接头的改进钢筋灌浆套筒连接接头。该接头在光圆钢管的端部设置了灌浆口,使灌浆操作更简便。Kim 等通过试验研究了接头性能的主要影响因素,并进行了采用该接头的预制柱的低周反复荷载试验。试验结果表明,灌浆料的材料性能和灌浆质量对接头的性能有较大的影响;采用合适的灌浆料的情况下,钢筋灌浆套筒连接接头能满足抗震要求。

2008 年, Jansson 等^[12]对 Lenton Interlock 半灌浆套筒和 NMB 全灌浆套筒的接头性能进行了研究。该研究对这两种接头的单向拉伸性能和抗疲劳性能进行了

试验。试验结果表明,两种接头的所以试件的抗拉强度均超过单根钢筋的 1.25 倍屈服强度标准值,并且大部分试件的抗拉强度超过了钢筋的 1.5 倍屈服强度标准值;在抗疲劳测试中,所以试件均未发生明显的徐变。

2008 年, Kim 等^[13]对两种不同类型的套筒的性能对比试验,一种为内壁光滑的套筒,另一种为经过滚压处理的内壁凸起的套。试验表明,套筒内壁的环状凸起能够有效提高接头的刚度以及减小钢筋的滑移。当接头的钢筋锚固长度大于 7.5 倍钢筋直径、无收缩灌浆料的 28 天抗压强度大于 75MPa 时,接头能达到甚至超过 ACI 规范的 A 级接头要求。

2012 年, kim 等^[14]针对光圆钢管套筒,对 40 个接头拉拔试验的试验结果进行回归分析,提出了钢筋灌浆套筒连接接头的粘结强度计算方法。该方法考虑了套筒形状和钢筋锚固长度对接头的粘结强度的影响。

随着研究的深入,学者们发现套筒对灌浆料和钢筋的约束作用是影响接头连接性能的主要因素。因此,许多研究开始着重于约束作用的提升来改进套筒接头的形式。例如提出两头收缩的锥形套筒、外加钢筋螺纹、插入高强螺栓和在套筒内设置环肋等。

2012 年, Ling 等^[15]提出了一种两头收缩的锥形套筒,称为 THS(Tapered Head Sleeve)套筒,并通过试验对比了该套筒与 Eniea 的 B 型套筒的性能。试验表明,该套筒内径由中部向两端收缩的形状能有效增加对灌浆料和钢筋的约束作用,THS 套筒接头具有比 B 型套筒接头更高的抗拉强度。

2013 年, Alisa 等^[16]进行了钢筋灌浆套筒连接接头的单向拉伸试验,研究钢筋外加螺纹对接头的影响。试验结果表明,钢筋外加螺纹能有效提高接头的抗拉强度。同时,研究还指出接头的性能取决于灌浆料-钢筋的锚固作用,钢筋锚固长度和钢筋外加螺纹对约束的作用是影响接头抗拉强度的主要因素。

2014 年, Ling 等^[17]对 30 个不同形状的套筒进行了单向拉伸试验。试验结果表明,钢筋-灌浆料粘结、灌浆料-套筒粘结、套筒抗拉强度和钢筋抗拉强度是影响接头破坏模式的主要因素。不同的套筒形状导致灌浆料不同的应力分布,影响约束作用的强度,最终影响钢筋和灌浆料之间约束作用的效率。

2014 年, Sayadi 等^[18]通过在套筒插入高强螺栓,并改变螺栓的布置,对套筒内的机械咬合机理进行了试验研究。试验结果表明,当高强螺栓设置于套筒弹性段时,套筒对钢筋、灌浆料的约束作用减弱,接头的抗拉强度降低;当高强螺栓设置于套筒塑性段时,套筒对钢筋、灌浆料的约束作用增强,接头的抗拉强度升高。

2015 年, Henin 等^[19]提出了一种内壁设置螺纹的全灌浆钢筋灌浆套筒,并通过试验研究了该套筒性能的主要影响因素。试验表明,当套筒长度大于或等 16

倍钢筋直径、套筒内壁螺纹高度大于或等于 3.2mm 时，接头的极限承载力能达到单根钢筋的极限承载力。

2015 年，Sayadi 等^[20]提出了一种带环肋的玻璃纤维套筒灌浆接头、验证了该套筒的适用性并研究了环肋布置对套筒灌浆接头的性能影响。研究表明，环肋会增强灌浆料与钢筋之间的机械咬合作用，提升接头的抗拉强度，然而当环肋位于套筒的弹性段时会降低接头的抗拉强度。这是因为，当环肋位于套筒弹性段时，环肋对机械咬合作用的增强效应会使弹性段的灌浆料受到较大的局部压力，较早受到破坏，从而导致钢筋的滑移。

随着装配式混凝土结构的普及，国内在近年来也开始了对钢筋套筒灌浆连接接头的研究。

2013 年，吴小宝等^[21]对灌浆料龄期和钢筋种类对钢筋套筒灌浆连接接头的性能影响进行了试验研究。通过对 36 个试件的试验结果分析，研究发现灌浆料的强度在首周内发展迅速，灌浆料龄期为 1 天、4 天和 7 天的接头分别能达到最终承载力的 50%、90%和 96%，随后趋于稳定。钢筋种类（HRB500 和 HRB400）对接头的性能没有显著的影响。

2015 年，王东辉等^[22]对 9 个不同的套筒和钢筋直径大小的钢筋套筒灌浆连接接头的进行了试验研究。研究表明钢筋套筒灌浆连接接头符合《钢筋机械连接技术规程》中 I 级型式检验的性能要求。

2016 年，鲜艾珂^[23]对钢筋套筒灌浆连接接头的连接机理和性能影响因素等进行了有限元数值模拟研究。研究表明，钢筋与套筒内壁环肋之间的灌浆料形成了斜向受压带；套筒厚度大于或等于 3mm 即可满足性能要求；套筒长度大于或等于 14 倍钢筋直径即可达到性能要求。

2016 年，郑永峰^[24]提出了一种新型的变形灌浆套筒，验证了该套筒的可行性，研究了该套筒的约束机理、灌浆料的材料性能和接头性能的主要影响因素。研究还利用了 ANSYS 有限元软件，研究了套筒应变的分布规律以及套筒内壁环肋的接触压力随荷载的变化规律。

2017 年，顾浩声等^[25]研究了养护温度对钢筋套筒灌浆连接接头的性能影响。通过对 90 个试件的试验结果分析，研究发现养护温度越高，接头的早期极限承载力越高。

总结现有的对于钢筋套筒灌浆连接接头的研究，有了一些重要的发现：灌浆料的材料性能是影响钢筋套筒灌浆连接接头的主要影响因素之一；钢筋与套筒内壁环肋之间的灌浆料对钢筋的约束作用是该连接的力学机理；钢筋在套筒内的锚固长度是影响该连接的主要因素。

1.2.2 装配式钢筋套筒灌浆连接构件

国外的学者开展了一些针对采用钢筋套筒灌浆连接的预制柱的抗震性能的研究。这些研究中有的对比了不同形式的套筒的表现,有的对预制柱的抗震性能进行详细的评估。

2000年, Kim等^[11]对采用钢筋套筒灌浆连接的装配式钢筋混凝土柱进行了低周反复荷载试验研究。该研究对比了现浇构件、采用 Einea等提出的 D型套筒和一种新型套筒的装配式钢筋混凝土柱的抗震性能。试验结果表明,采用新型套筒的试件表现优于采用 D型套筒的试件,并且具有与现浇构件等同的抗震性能。

2015年, Ameli等^[26]对采用 Lenton Interlock 半灌浆套筒和 NMB 全灌浆套筒的装配式钢筋混凝土柱进行了低周反复荷载试验研究。该研究比较了两种套筒的抗震性能。试验结果表明,采用这两种套筒的试件在承载力上没有明显的区别,但在延性和耗能能力上的差异显著。采用全灌浆套筒的试件与采用半灌浆套筒的试件相比,极限位移角大 50%, 滞回曲线面积大 100%。

2016年, Seo等^[27]进行采用钢筋套筒灌浆连接的预制柱的抗震性能试验研究。试验结果表明,采用钢筋套筒灌浆连接的预制柱具有足够的轴压和偏压承载力,适用于柱承受弯矩的框架结构。

国内也陆续开展了很多采用钢筋套筒灌浆连接的装配式构件的抗震性能研究。这些研究结果表明,在相同的荷载作用下,构件尺寸与配筋相同的情况下,预制构件与现浇构件具有同等的承载力、延性与耗能能力。

2011年, 钱稼茹等^[28]研究了采用钢筋套筒灌浆连接的预制剪力墙的抗震性能。该研究完成了 5个剪力墙试件的拟静力试验,其中一个为现浇墙试件、两个为全预制墙构件和两个为带有竖向现浇带的预制墙构件。研究结果表明,钢筋套筒灌浆连接能够有效传递竖向钢筋的应力;预制墙试件的破坏形态与现浇墙试件相同、刚度和耗能能力与现浇墙试件相当。

2013年, 王建^[29]研究了采用钢筋套筒灌浆连接的预制钢筋混凝土柱的抗震性能。该研究对 2个预制柱和 2个现浇柱进行了拟静力试验,对比了两者的破坏形态、滞回曲线、位移延性和耗能能力等。试验结果表明,钢筋套筒灌浆连接是一种可靠的连接形式;钢筋套筒灌浆连接的预制柱在轴压比相同的情况下,破坏区域较小,承载力、延性和抗震能力与现浇柱相当。

随着研究的深入,一些研究开始对预制构件与现浇构件在其他条件都相同的情况下的差别进行深入的研究。研究发现采用钢筋套筒灌浆连接的预制钢筋混凝土柱与现浇柱的性能区别主要体现在裂缝的分布与发展上。

2013年, 卫冕和方旭^[30]研究采用钢筋套筒灌浆连接的预制钢筋混凝土柱的抗震性能。该研究完成了 4个预制柱和 2个现浇柱的拟静力试验。试验结果表明,

预制柱的破坏形态、刚度、延性和耗能能力等和现浇柱基本相同，钢筋套筒灌浆连接能够有效的传递钢筋的应力。预制柱与现浇柱的试验结果差别在于，现浇柱试件首先于柱脚处开裂，最后形成贯通裂缝；而预制柱试件与底部交界面的裂缝宽度不大，最后的位于套筒段的上方的裂缝发展为贯通裂缝。

2013 年，张臻^[31]对采用钢筋套筒灌浆连接的预制钢筋混凝土柱的抗震性能进行了试验研究，对比分析了预制柱与现浇柱的破坏形态、承载力和延性等方面的异同，总结了预制柱随轴压比、灌浆料和混凝土强度变化的规律。研究指出，预制柱的抗震性能不弱于同条件下的现浇柱，预制柱的承载力和刚度略微大于现浇柱。在破坏形态方面，预制柱的水平裂缝均位于套筒段的上方。

2017 年，鲁正等^[32]对采用钢筋套筒灌浆连接的装配式预制混凝土柱进行了抗震性能试验研究。该研究对 4 个装配式混凝土柱和 2 个现浇混凝土柱进行了拟静力试验。试验结果表明，采用钢筋套筒灌浆连接的预制柱与现浇柱在破坏模式上没有明显区别，但是在裂缝分布上有较大的区别：现浇柱的主要裂缝位于柱底部，而预制柱在套筒段的上方有许多水平裂缝并斜向下发展，在预制柱的底部的裂缝宽度大于现浇柱底部的裂缝。研究分析认为，套筒在存在增加了这部分柱段的刚度，导致在套筒段上方形成塑性铰；此外，由于预制柱底部的垫浆层属于薄弱部分，导致柱身在破坏前与底座分离。

对于采用钢筋套筒灌浆连接的预制短柱，章一萍等^[33]在 2016 年进行预制短柱的抗震性能试验研究。试验结果表明，预制短柱与现浇短柱具有相近的塑性变形能力、承载力以及耗能能力；高强灌浆料可以提高预制短柱的水平承载力，但会降低其塑性变形能力；预留水平接缝的预制短柱的水平极限承载力高于预留键槽的预制短柱，但是变形能力不如后者。

对于配置高强钢筋并采用钢筋套筒灌浆连接的预制柱，李锐等^[34]在 2016 年研究了预制混凝土柱的抗震性能。该研究对 6 个预制柱和 2 个现浇柱进行了低周反复荷载试验。试验结果表明，预制试件的承载力、位移延性和耗能能力均与现浇试件相近；预制试件套筒段会形成刚域，其破坏部位主要位于套筒上部或灌浆垫层；预制柱的耗能能力随着轴压比的增加而下降。

对于采用钢筋套筒灌浆套筒的预制装配式框架节点和剪力墙构件的抗震性能，一些学者进行了相关的试验研究。

2016 年，高林等^[35]研究了采用钢筋套筒灌浆连接的预制混凝土框架的边节点的抗震性能。该研究进行了预制框架边节点和现浇节点的低周反复荷载试验，试验结果表明预制节点与现浇节点的抗震性能相近。

2017 年，马军卫等^[36]进行了采用钢筋套筒灌浆连接的全装配式框架-剪力墙试件与全现浇试件的低周反复荷载试验，对比了两者的抗震性能。试验结果表明，

全装配式试件与全现浇试件的破坏模型基本相同；装配式试件的屈服荷载、峰值荷载和极限荷载均略大于全现浇试件，但是前者的延性略小于后者。

2017年，刘洪涛等^[37]研究了采用钢筋套筒灌浆连接的预制钢筋混凝土框架梁柱节点的抗震性能。该研究对2个预制梁柱节点试件和2个现浇梁柱节点试件进行了低周反复荷载试验。试验结果表明，预制节点与现浇节点的承载力和变形能力基本相同；预制节点与现浇节点的破坏形态均为梁弯曲破坏，但是裂缝的分布有很大区别，现浇试件的裂缝分布均匀密集而预制试件的裂缝集中于梁的灌浆套筒两端和新旧混凝土交界面处；预制试件的耗能能力略低于现浇试件。

总结现有的对采用此技术连接钢筋的预制混凝土柱或其他构件的研究，发现套筒会增加所在区域的刚度，垫浆层会出现较大裂缝，这可能会影响结构的耐久性和防水性能。

1.3 钢筋套筒灌浆连接的缺陷研究

钢筋套筒灌浆连接在装配式混凝土结构项目中应用广泛。大量的工程实践发现，钢筋套筒灌浆连接技术的安装精度高、工序复杂，对施工管理提出了很大的挑战。套筒灌浆还属于隐蔽工程，很难对灌浆质量进行有效的检测。为了应对这些困难，国内外都开展了对于灌浆质量问题的相关研究。例如聂东林^[38]研究了套筒灌浆接头的无损检测方法，利用超声波对灌浆密实和带有灌浆缺陷的混凝土试件进行检测试验。Parks等^[39]研究了利用声波发射技术（Acoustic emission，简称AE）对套筒灌浆接头进行健康监测研究。然而，由于现场环境远比试验条件复杂，这些检测方法仍然不能应用于实际工程之中。如果能深入了解灌浆缺陷对套筒灌浆连接技术的性能影响，那么对相关检测技术的开发以及装配式混凝土结构的设计都有重大的意义。

目前，我国对灌浆缺陷对套筒灌浆连接技术的性能影响的研究仍处于起步阶段，相关研究较少。

2016年，王鑫^[40]研究了灌浆料含量对钢筋套筒灌浆连接的力学性能影响。该研究分布对竖向和水平连接的套筒灌浆接头进行了不同量级的灌浆缺陷试件进行了单向拉伸、高应力反复拉压和大变形反复拉亚试验。试验结果表明，对于水平连接的接头，灌浆料含量至少应覆盖钢筋上表面以上5mm；对于竖向连接的接头，灌浆料的含量至少达到5倍钢筋直径的锚固长度。

2017年，郑清林^[41]研究了钢筋套筒灌浆连接的灌浆质量的无损检测技术，并且通过试验研究了灌浆缺陷对钢筋套筒灌浆连接接头的接头和预制框架混凝土柱性能的影响。首先，不同的缺陷类型对接头性能的影响程度不同；对于端部缺陷，缺陷沿钢筋纵向长度大于2.5倍钢筋直径时，接头出现钢筋拔出破坏；对

于中部缺陷，缺陷沿钢筋纵向长度大于 1.5 倍钢筋直径时，接头出现钢筋拔出破坏；当接头内出现多处缺陷时，缺陷分布越分散，接头的承载力越低。其次，灌浆缺陷对采用钢筋套筒灌浆连接的装配式混凝土构件的屈服刚度没有明显影响，对极限承载力和极限承载力对应的位移影响较大。

现有的研究表明，灌浆缺陷对套筒灌浆连接接头和构件的性能有较大的影响，并且不同的缺陷量级和类型的影响不同。这一现象的原因尚不明确，缺乏有效的灌浆缺陷影响的评价机制。因此，有必要进行更深入的研究。

1.4 相关的非线性有限元研究

早在九十年代，土木工程领域已有了大量的非线性有限元研究。学者利用自编的有限元程序，对反复荷载作用下的钢筋混凝土构件进行二维的分析。例如，1996 年，滕智明和邹离湘^[42]进行了反复荷载下钢筋混凝土构件的非线性有限元研究。该研究编写了考虑了钢筋的粘结滑移的二维非线性有限元程序。计算的滞回曲线与实测结果相符。1996 年，吴晓函和吕西林^[43]建立了一种反复加载混凝土应力-应变关系模型，对反复荷载下的钢筋混凝土带竖缝剪力墙进行了二维非线性有限元分析。

随着商用有限元计算平台的发展，利用有限元对钢筋混凝土构件进行非线性分析更为便利。

2013 年，刘彦彬^[44]研究了带缺陷的钢管混凝土构件的滞回性能。该研究对 18 个带脱空缺陷的钢管混凝土试件和 6 个饱满的钢管混凝土试件进行了滞回试验，并利用有限元软件 ABAQUS 进行了数值模拟。该研究利用双折线随动强化模型模拟循环荷载下钢材的力学行为，混凝土损伤塑性模型模拟循环荷载作用下混凝土的力学行为。对于饱满的钢管混凝土试件，采用韩林海提出的考虑了约束效应的混凝土材料应力-应变曲线；对于均匀脱空的钢管混凝土试件，采用无约束的素混凝土模型。

2013 年，赖少颖^[45]进行了考虑粘结-滑移作用的钢筋混凝土梁柱节点的数值模拟分析。该研究提出了修改的粘结滑移模型，并对 ABAQUS 中的混凝土损伤塑性模型的多种参数进行了分析，提出了一种简单的损伤变量计算方法。

2014 年，高向玲和张元达^[46]对反复荷载作用下的钢筋混凝土柱进行了非线性有限元分析。该研究分别应用有限元软件 ABAQUS 和 OpenSEES 对一根钢筋混凝土柱的反复荷载作用下的滞回曲线进行了数值模拟研究。对于 ABAQUS 软件，分别采用混凝土损伤塑性模型和考虑刚度退化的随动强化模型来模拟混凝土和钢筋；对于 OpenSEES 软件，分别采用考虑箍筋约束的 Mander 模型和考虑包兴格效应的双折线模型来模拟混凝土和钢筋。

随着我国装配式结构的应用增多,一些学者利用有限元方法对钢筋套筒灌浆连接技术进行研究。

2014年,王元清等^[47]利用有限元软件 ABAQUS 研究了钢筋套筒灌浆连接剪力墙的应力、承载力、刚度和变形能力等随轴压比和配筋率变化的情况。该研究选用三维六面体单元模拟混凝土,三维桁架单元模拟钢筋,壳单元模拟套筒。钢筋和套筒单元通过嵌入约束(Embedded Region)嵌入混凝土单元中,其自由度受到混凝土单元的约束。

2015年,鲜艾柯^[23]建立了钢筋套筒灌浆连接的二维有限元模型,分析了接头的连接机理和套筒长度对接头性能的影响。该研究采用双折线模型模拟钢筋材料,弹性模型模拟套筒材料,混凝土损伤塑性模型模拟灌浆料材料。灌浆料的应力-应变曲线按照混凝土规范的应力应变曲线修改。

2016年,余琼等^[48]研究了钢筋与灌浆料之间的粘结性能并进行了有限元分析。该研究通过多组试验,确定了钢筋与灌浆料的粘结-滑移关系并通过有限元软件 ANSYS 进行了模拟与验证。

2016年,赵洁^[49]对循环荷载作用下的钢筋与混凝土的粘结滑移模型进行了研究。该研究提出了修正的粘结滑移模型,并通过对一个钢筋混凝土柱的拟静力试验进行数值模拟验证了该模型的有效性。该研究分别采用混凝土损伤塑性模型模拟混凝土材料,双折线随动强化模型模拟钢筋材料。其中,混凝土的损伤变量采用张劲等提出的方法。

2016年,李付春^[50]利用有限元软件 ABAQUS 研究了钢筋套筒灌浆连接的预制装配式剪力墙结构的力学性能。该研究采用混凝土损伤塑性模型模拟混凝土材料,双折线模型模拟钢筋材料。其中,混凝土的损伤变量采用张劲等^[51]提出的方法。

2016年,王鑫^[40]对灌浆料含量对钢筋套筒灌浆连接的力学性能影响进行了有限元研究。该研究对灌浆料的材料性能进行了试验,并提出了基于砂浆材料修改的灌浆料应力应变曲线。该研究采用的有限元模型相对简化,没有直观展示带肋钢筋在套筒中的受力情况,对灌浆缺陷的影响分析不够深入。

这些研究除文献^[40]外均未考虑灌浆缺陷的影响。考虑灌浆缺陷的套筒灌浆接头和构件的数值模拟方法有待研究。

1.5 本文的研究内容

总结现有的研究,钢筋套筒灌浆连接接头的连接机理已经有了一些理论上的研究,接头连接质量对构件层面的影响也有了试验型的研究。但是,灌浆缺陷对钢筋套筒灌浆连接接头的性能影响规律尚不明确,缺乏有效的灌浆缺陷影响的评

价机制，灌浆缺陷对装配式混凝土柱的抗震性能影响不够深入。同时，目前也缺乏有效的考虑灌浆缺陷影响的钢筋套筒灌浆连接技术的数值模拟方法。

本文将研究考虑灌浆缺陷影响的钢筋套筒灌浆连接技术的数值模拟方法，并由此分析灌浆缺陷对套筒灌浆连接接头和构件的性能影响。

本文的具体安排如下所述：

第 2 章将进行带有灌浆缺陷的套筒灌浆接头的数值模拟。本章将建立精细化的考虑灌浆缺陷的套筒灌浆接头的有限元数值模拟方法，并与试验进行对比验证，检验模拟方法的有效性；基于灌浆饱满工况的数值模拟结果，对接头的连接机理进行深入分析，揭示套筒内灌浆料的受力情况；基于多种缺陷工况的数值模拟结果，对缺陷影响进行深入分析，建立有效的灌浆缺陷评价指标。

第 3 章将建立考虑灌浆缺陷的钢筋灌浆料粘结滑移模型，为后续装配式混凝土柱的灌浆缺陷的数值模拟方法奠定基础。本章将梳理与总结现有的粘结滑移模型，得到粘结滑移模型的典型形式和构造方法；基于前人的经验，结合试验结果的统计分析和数值模拟试算，建立考虑灌浆缺陷的钢筋灌浆料粘结滑移模型。

第 4 章将进行带有缺陷的装配式混凝土柱的数值模拟。本章将建立带有灌浆缺陷的装配式混凝土柱的数值模拟方法，并与试验进行对比验证，检验模拟方法的有效性；基于数值模拟结果，考虑缺陷影响的情况下，分别对单调荷载和循环荷载作用下的装配式混凝土柱的性能进行深入分析，研究这两种荷载工况下灌浆缺陷对装配式混凝土柱的性能影响。

第2章 带有灌浆缺陷的套筒灌浆接头的数值模拟

2.1 前言

为了直观、深入地了解套筒灌浆接头的连接机理和灌浆质量缺陷对接头性能造成的影响,本章将建立本章套筒灌浆接头的精细化数值模型。通过精细化的有限元模型、有效的材料模型和合理的模拟技术,实现对套筒灌浆接头的准确的数值模拟。模拟结果与试验结果进行了对比验证,检验了模拟方法的有效性。基于该精细化模型,本章还对套筒灌浆接头的连接机理进行了分析。揭示了套筒灌浆接头的应力发展、受力模式和破坏形态。

本章模拟了多种灌浆缺陷并进行了试验验证。基于验证后的数值模拟结果,分析了灌浆缺陷对接头性能的关键影响因素,并建立了评价指标——有效锚固长度。

2.2 数值模拟方法

2.2.1 有限元模型

ABAQUS 是一款功能强大的通用有限元分析软件,具备丰富的单元库与材料模型库,可以模拟任何形状的部件以及各种工程材料包括金属、橡胶、钢筋混凝土、复合材料等。该软件对于复杂的非线性问题具有明显的优势,广泛应用于复杂非线性工程分析。因此,本文采用通用有限元分析软件 ABAQUS 进行数值模拟研究。

有限元分析中,选择合适的单元类型十分重要。本文将选用三维实体(Solid)单元进行建模,单元类型均为 8 节点缩减积分单元 C3D8R。这是因为本文希望对套筒灌浆接头进行精细化的数值模拟,全面研究钢筋肋与灌浆料、灌浆料与套筒内壁环肋之间的机械咬合作用。钢筋、灌浆料和套筒之间是相互交错的接触界面,即是复杂的非线性问题,也涉及大量的接触分析。采用实体单元能够较好地模拟实际的受力情况,适用于复杂的接触分析,同时更容易收敛。

精细化有限元模型如图 2.1 所示。为了便于验证所建模型的有效性,本文的有限元模型的几何尺寸、材料强度和加载等按照文献^[41]的套筒灌浆接头的单向拉伸试验设置。模型模拟的钢筋套筒原型是北京思达建茂科技有限公司的 gt20,套筒外径为 50mm,壁厚为 6mm,长度为 220mm;配套的灌浆料为 CGMJM-VI,

水料比比 12%，性能参数实测值如表 2.1 所示；钢筋为 HRB400E，公称直径为 20 mm，横肋与纵肋的尺寸依据我国规范 GB 1499.2—2007《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》^[52]的尺寸进行简化。

由于本文重点讨论灌浆料的质量缺陷对接头的影响，半灌浆接头的螺纹连接端不在研究的范围，因此将这部分忽略，而直接将螺纹连接端的套筒端部的边界条件设置为完全固定。对于钢筋，本文对钢筋横肋进行了合理简化，力求在精确和准确地模拟与高效计算之间取得平衡。模型中的钢筋横肋的间距按照规范^[52]取值，钢筋横肋简化为与钢筋纵向垂直。简化后的横肋表面积与规范取值相等。套筒的内壁横肋在模型中也有所体现。



图 2.1 精细化有限元模型

钢筋的材料模型采用 Misses 屈服准则，套筒材料模型采用理想弹性模型，材料强度参数如表 2.1 所示。由于灌浆料的材料模型将在下文详细讨论。

表 2.1 材料性能参数

材料	抗压强度[MPa]	屈服强度[MPa]	峰值强度[MPa]	屈服应变	弹性模量[Gpa]
钢筋		414.86	562.36	2.82E-03	202.58
灌浆料	90.42	-	-	-	15.54
套筒	-	-	-	-	206.00

2.2.2 接触设置

不同材料接触面关系采用 ABAQUS/Explicit 提供的通用接触算法。接触属性

包括两部分：接触面之间的法向和切向作用。法向作用采用“硬接触”（Hard contact）。其含义是：接触面之间能传递的接触压力大小不受限制；当接触压力为零或负值时，两个接触面分离，并且去掉相应节点的接触约束。对于切向作用，采用库仑摩擦模型。该模型假定等效切应力在达到临界摩擦力前，接触面之间不发生相对滑动。临界摩擦力与接触面的法向接触力成正比，计算公式如下：

$$\tau_{crit} = \mu \times p \quad (2.1)$$

其中， τ_{crit} 表示临界切应力， μ 表示摩擦系数， p 表示法向接触压强。本研究参考赵卫平等^[53]关于钢材与混凝土的摩擦试验及其相关的有限元数值模拟研究，选定的摩擦系数为 0.5。

2.2.3 分析设置

模拟过程为了使结果易于收敛，采用位移加载，即对钢筋的加载端施加位移。

ABAQUS 的分析模块选用“Dynamic, Explicit”模块。该模块采用显示动态分析。显示分析方法与隐式分析方法不同。该方法无需在每个增量步求解耦合的方程系统或生成总体刚度矩阵，而是在时间域中以微小的时间增量步向前推进，从而得到分析结果。它能高效求解非线性动力学问题和准静态问题，对处理接触条件变化的高度非线性问题非常有效，适用于分析涉及大变形、非线性和接触分析等的有限元分析。

2.2.4 灌浆料的本构模型

灌浆料的本构模型在数值模拟中至关重要。以往的研究指出，套筒内壁与钢筋肋之间的灌浆料对钢筋的挤压是形成稳固连接的关键。灌浆料的破坏与否是连接是否可靠的主要影响因素。然而，ABAQUS 现有的材料库中没有对应于灌浆料的材料模型。因此，本文总结既有的套筒灌浆接头的有限元研究，从中挑选了两种典型的灌浆料本构模型（混凝土模型和改进的砂浆模型），同时，本文参考约束高强混凝土本构模型（Legeron-Patrick 模型^[54]），提出了一种灌浆料本构模型，以下称为（改进的 LP 模型）。本文将针对这三种灌浆料模型进行比较分析。

（1）混凝土模型

截至目前，关于灌浆料的本构模型尚无成熟的理论模型。许多研究考虑到灌浆料与混凝土的相似性，采用混凝土的本构模型进行有限元研究。该模型的应力-应变关系参照 GB50010-2010《混凝土结构设计规范》^[55]中的应力-应变关系。

单轴受拉的应力-应变曲线由下列式确定：

$$\sigma = (1 - d_t)E_c\varepsilon \quad (2.2)$$

$$= \begin{cases} 1 - \rho_t[1.2 - 0.2x^5] & (x \leq 1) \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t(x-1)^{1.7} + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (2.3)$$

$$= \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,r}} \quad (2.4)$$

$$= \frac{f_{t,r}}{E_c\varepsilon_{t,r}} \quad (2.5)$$

其中, σ 表示应变为 ε 时的应力; α_t 表示单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值; $f_{t,r}$ 表示灌浆料单轴受拉强度代表值, 可由试验确定; $\varepsilon_{t,r}$ 表示与单轴抗拉强度代表值 $f_{t,r}$ 相应的混凝土峰值拉应变; E_c 表示弹性模量; d_t 表示单轴受拉损伤演化参数。

单轴受压的应力-应变曲线由下列式子确定:

$$= (1 - d_c)E_c\varepsilon \quad (2.6)$$

$$= \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n - 1 + x^2} & (x \leq 1) \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c(x-1)^2 + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (2.7)$$

$$= \frac{f_{c,r}}{E_c\varepsilon_{c,r}} \quad (2.8)$$

$$= \frac{E_c\varepsilon_{c,r}}{E_c\varepsilon_{c,r} - f_{c,r}} \quad (2.9)$$

$$= \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c,r}} \quad (2.10)$$

其中, α_c 表示单轴受压应力-应变曲线下降段的参数值; $f_{c,r}$ 表示灌浆料单轴抗压强度代表值, 可由试验确定; $\varepsilon_{c,r}$ 表示与单轴抗压强度代表值 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值压应变; d_c 表示单轴受压损伤演化参数。

(2) 改进的砂浆模型

灌浆料也与砂浆类似。对于砂浆，其强度越大，应力应变曲线上升段越陡，即弹性模量越大。然而，王鑫^[40]对灌浆料的材性实验结果进行分析，发现灌浆料的强度远远大于一般的砂浆，但是其弹性模量却没有同等幅度的上升，由此提出了改进的砂浆模型。灌浆料单轴受拉应力-应变关系与混凝土模型相同，单轴受压应力-应变关系由下列式子确定：

$$\sigma = \frac{\varepsilon \varepsilon_{c,r} f_{c,r}}{0.85 \varepsilon^2 - 0.7 \varepsilon \varepsilon_{c,r} + 0.85 \varepsilon_{c,r}^2} \quad (\varepsilon \leq \varepsilon_{c,r}) \quad (2.11)$$

$$\sigma = \left(1.1 - \frac{0.1 \varepsilon}{\varepsilon_{c,r}}\right) f_{c,r} \quad (\varepsilon > \varepsilon_{c,r}) \quad (2.12)$$

(3) 改进的 LP 模型

事实上，灌浆料在套筒内会受到较强的约束。根据对高强箍筋约束高强混凝土受压性能的研究，箍筋产生的约束会显著提升混凝土的强度和延性。Legeron^[54]等对超过 200 根足尺圆形和方形截面的约束柱进行加载试验，通过对试验数据的分析，提出了高强箍筋约束高强混凝土单轴受压 Legeronl-Patrick 模型并通过试验验证了模型的有效性。本文由此提出了改进的 LP 模型。该模型的单轴受压应力-应变曲线参考 Legeronl-Patrick 模型，以考虑套筒约束对灌浆料强度的提升。单轴受拉应力-应变关系与混凝土模型相同。该模型的单轴受压应力-应变曲线由下列式子确定：

$$\sigma = f_{cc} \left[\frac{\alpha \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}\right)}{\alpha - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}\right)^\alpha} \right] \quad (\varepsilon \leq \varepsilon_{cc}) \quad (2.13)$$

$$\sigma = f_{cc} \cdot \exp[k_1(\varepsilon - \varepsilon_{cc})^{k_2}] \quad (\varepsilon > \varepsilon_{cc}) \quad (2.14)$$

$$f_{cc} = f_{c,r} [1 + 2.4(Ie')^{0.7}] \quad (2.15)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon'_c [1 + 35(Ie')^{1.2}] \quad (2.16)$$

$$\alpha = \frac{E_c}{E_c - \left(\frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}}\right)} \quad (2.17)$$

$$k_1 = \frac{\ln 0.8}{(\varepsilon_{uc} - \varepsilon_{cc})^{k_2}} \quad (2.18)$$

$$k_2 = 1 + 25(Ie')^2 \quad (2.19)$$

$$= 0.004 \cdot (1 + 60Ie') \quad (2.19)$$

其中， f_{cc} 表示约束灌浆料峰值强度； ε_{cc} 表示峰值强度对应的应变； α 为控制曲线

初始刚度和上升段的系数， α 越大上升段越接近直线； le' 代表灌浆料受约束程度的系数，原模型由箍筋的配筋计算，该系数的取值范围根据经验为 0.06~0.08，本文模型取 $le' = 0.08$ 。 k_1 和 k_2 是控制下降段的系数。 ϵ_{uc} 是强度下降为峰值强度的 80%时的应变。

以上三种模型的单轴受压应力-应变曲线如图 2.2 所示。从图中可以看出，由于改进的 LP 模型考虑了约束效应，其峰值强度最大；混凝土模型的上升段最陡峭，改进的 LP 模型次之，改进的砂浆模型最平缓；混凝土模型强度下降段最陡峭，改进的砂浆模型次之，改进的 LP 模型最平缓。

为了确定适用于本文精细化数值模拟的灌浆料本构模型，本文对上述三种模型进行了对比分析。本文应用这三种模型，对一个套筒灌浆接头的单向拉伸试验（详见下节）进行了数值模拟，将模拟所得荷载-位移曲线与试验结果进行对比以确定模拟结果与试验最接近的模型，结果如图 2.3 所示。应用混凝土模型和改进的砂浆模型的模拟结果曲线在达到钢筋的屈服荷载前出现了非线性，这表示这两种模型的材料提前出现了破坏，导致了钢筋与灌浆料之间有滑移。改进的砂浆模型的模拟结果甚至没有达到极限荷载。相比之下，改进的 LP 模型的结果与试验较为吻合。对比的结果显示，本文提出的灌浆料本构模型适用于套筒灌浆接头的数值模拟，并优于现有的模型。因此，本文将以改进的 LP 模型作为数值模拟所用的灌浆料本构模型。

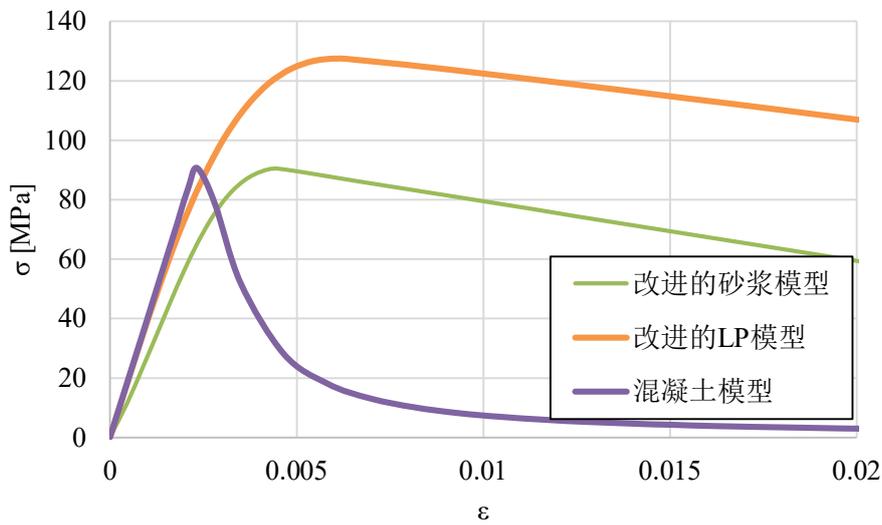


图 2.2 不同灌浆料本构模型的单轴受压应力-应变曲线

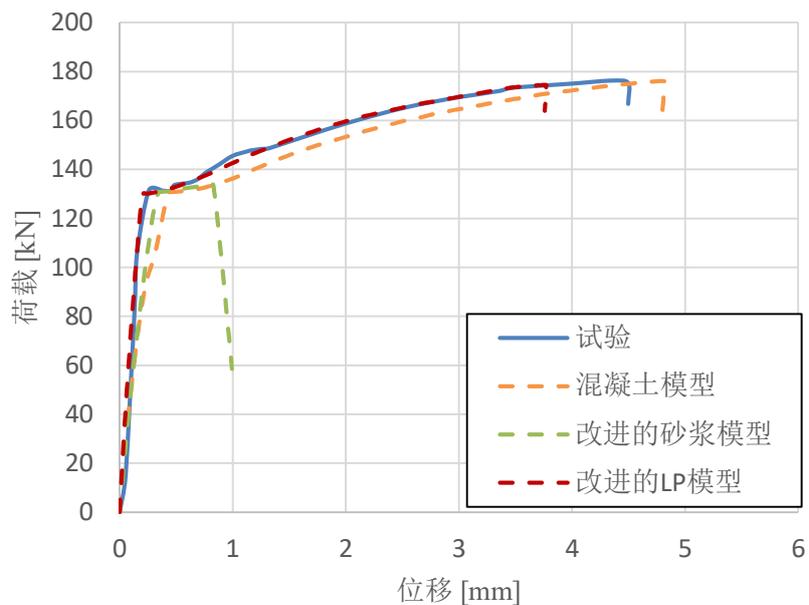


图 2.3 采用不同灌浆料本构模型的单向拉伸荷载-位移曲线模拟结果

2.2.5 试验验证



图 2.4 试验加载设备

为了验证建立的数值模型的有效性，本文对文献^[41]套筒灌浆接头的单向拉伸试验进行了数值模拟。试验在加载设备如图 2.4 所示。在保证几何尺寸、材料参数、加载荷载与试验一致的情况下，对比模拟结果与试验结果的吻合度。

数值模拟结果的 *mises* 应力云图如图 2.5 所示，试验的破坏形态如图 2.6 所

示。数值模拟的和试验的荷载-位移曲线如图 2.7 所示，显然，数值模拟的结果与试验的破坏形态相吻合，均为钢筋达到破坏强度而发生断裂。两者吻合度较高，证明了本文的有限元模型模拟灌浆饱满的连接接头的有效性，能够用于后续的研究。对于存在灌浆缺陷的模拟情况，将在 2.4 节模拟多种灌浆缺陷工况，进一步研究所用方法的有效性。

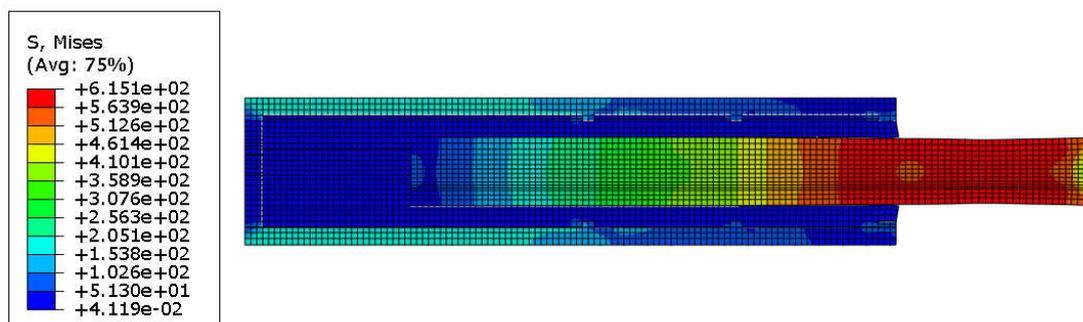


图 2.5 模拟结果应力云图



图 2.6 钢筋拉断破坏

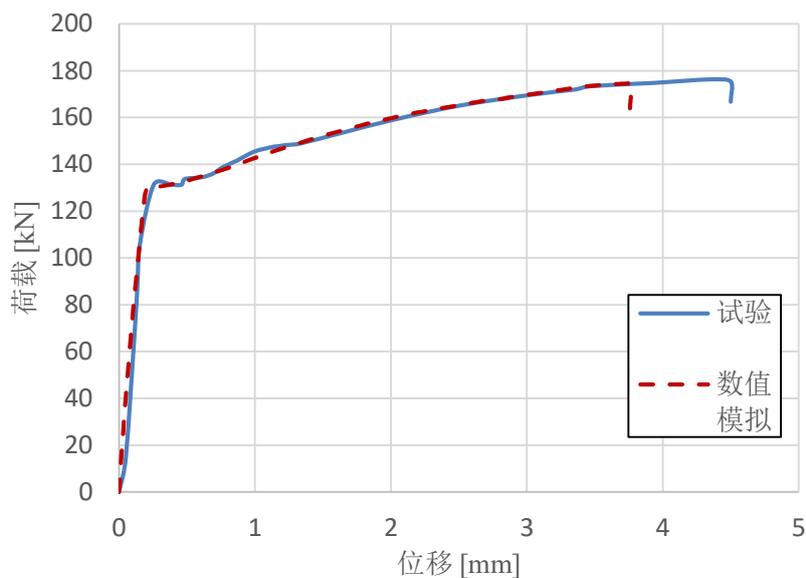


图 2.7 数值模拟与试验结果的荷载-位移曲线

2.3 接头连接机理分析

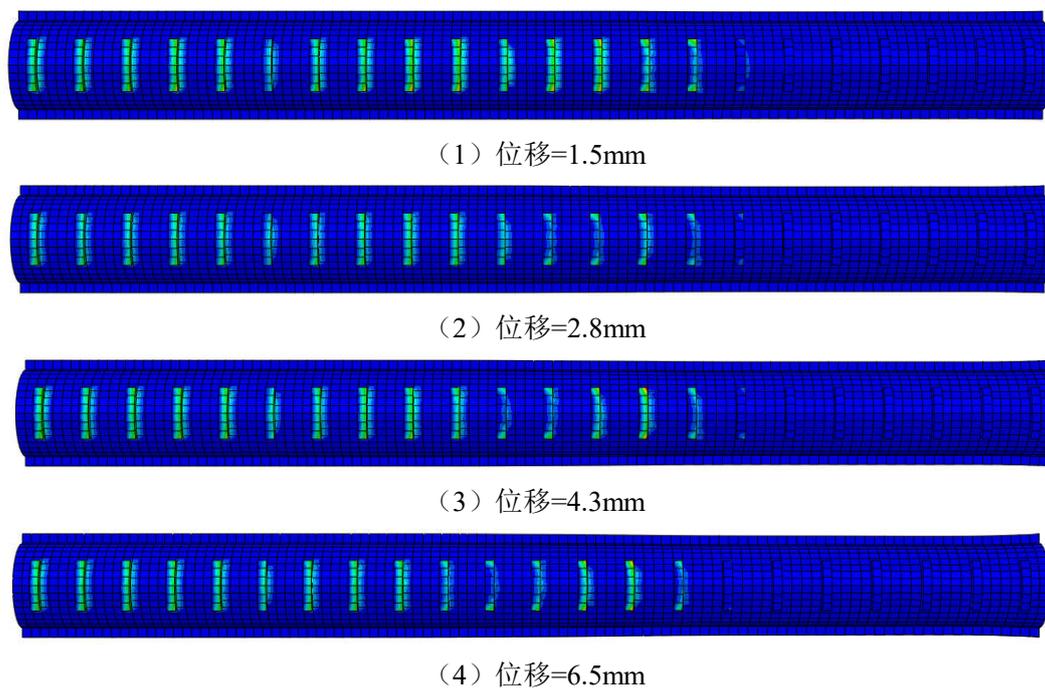


图 2.8 钢筋表面接触力在不同位移的分布

在位移加载过程中，钢筋表面的接触力分布随着位移的增加有所变化，如图 2.8 所示。接触力分布在钢筋表面和钢筋横肋处，钢筋横肋的接触力占主要部分。随着位移的加大，靠近钢筋插入端的接触力开始减小。这表示这些地方的等效剪

应力超过了临界摩擦力，接触面产生微小的滑移。

图 2.9 所示是灌浆料接触力云图。灌浆料的表面接触力分布在钢筋横肋、钢筋表面、套筒内壁以及套筒内壁环肋的接触面。钢筋横肋的表面接触力被套筒内环肋分为三组。位于开口处的最大，位于内部的最小，同时每组接触力呈“中间大两边小”的分布形态。由此推断，在钢筋横肋和套筒内壁环肋的共同作用下，机械咬合作用对灌浆料产生挤压效应。挤压的结果是套筒开口部的挤压最严重，靠近内部挤压减弱。同时，挤压效应在套筒内壁环肋之间的地方最严重。

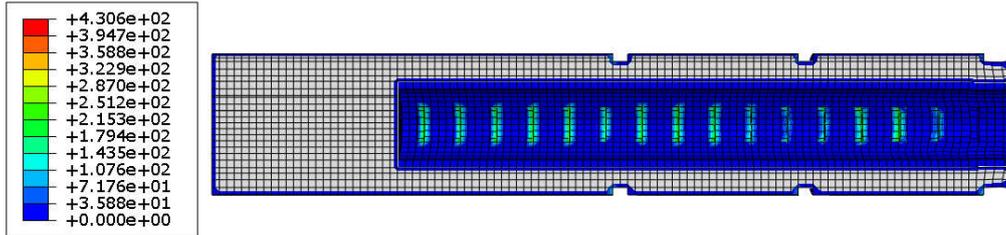
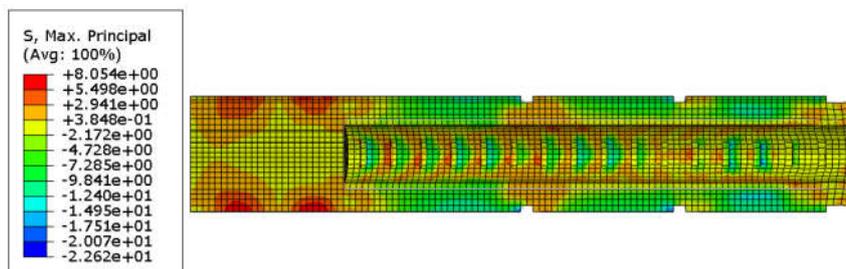


图 2.9 灌浆料接触力分布

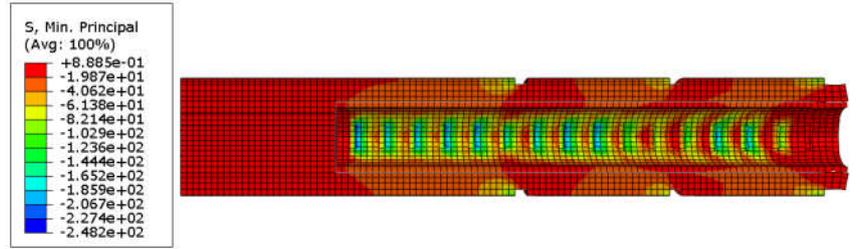
如图 2.10 所示是灌浆料单元的应力分布。XY 截面，灌浆料单元的第一主应力在大部分地方呈压应力，最大值在套筒靠内的钢筋横肋处。在远离套筒内壁环肋的地方和套筒靠内端部的灌浆料单元第一主应力呈很小的拉应力。灌浆料的第三主应力在钢筋横肋与靠近套筒内壁环肋的地方呈压应力，其余地方呈很小的拉应力。

XZ 截面的应力分布与 XY 截面类似。同时可以看出，灌浆料在钢筋横肋与套筒内壁环肋之间产生了 45° 倾斜的受压区。

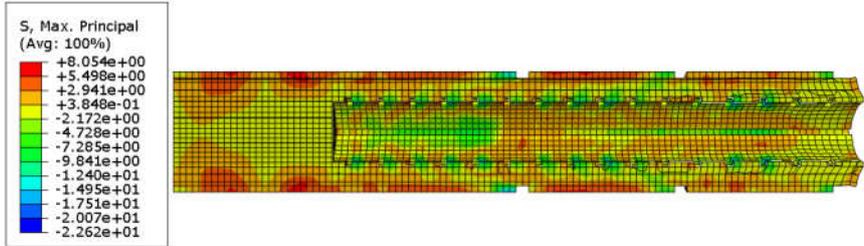
对于 YZ 截面的应力分布，灌浆料单元的第一主应力在钢筋横肋和纵肋处呈压应力，其余部位呈很小的拉应力。灌浆料单元的第三主应力在钢筋横肋处呈压应力，其余部位呈很小的拉应力。



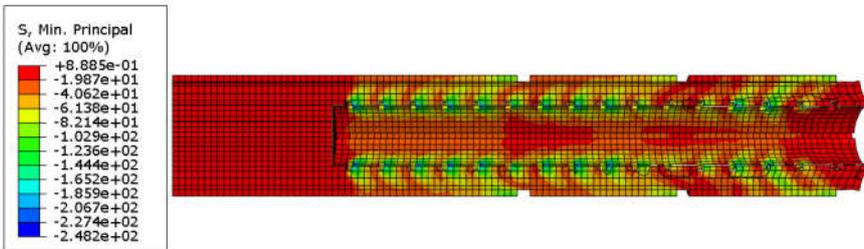
(1) XY 截面的第一主应力



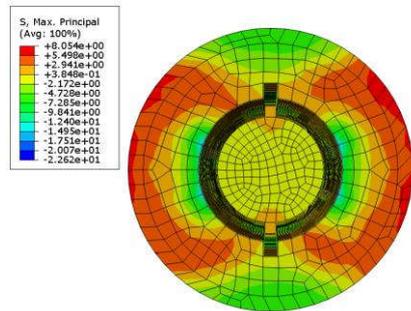
(2) XY 截面的第三主应力



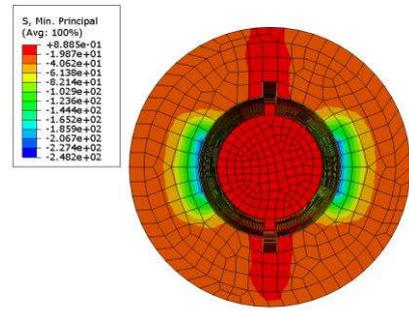
(3) XZ 截面的第一主应力



(4) XZ 截面的第三主应力



(5) YZ 截面的第一主应力



(6) YZ 截面的第三主应力

图 2.10 灌浆料单元的应力分布

通过上述分析，可以做出如下小结：

(1) 套筒灌浆连接接头在单向受拉时，在钢筋横肋和套筒内壁环肋之间的灌浆料在轴向形成斜向的受压短柱，在径向受压，在环向受到微小的拉力。在这些力的共同作用下，钢筋的与套筒形成了稳固的连接。

(2) 钢筋、灌浆料和套筒之间的表面接触力主要由机械咬合作用引起。

(3) 机械咬合引起的挤压程度分布不均，套筒中部最大，靠近开口处挤压减弱。同时，挤压效应向在远离套筒内壁环肋和钢筋横肋的方向递减。

(4) 钢筋的在靠近套筒开口处的接触面会产生微小的滑移。

2.4 缺陷影响模拟与分析

2.4.1 灌浆料损伤模拟

根据以往对套筒灌浆接头的研究，灌浆饱满的接头的破坏形态为钢筋断于套筒外侧，接头不会发生钢筋与灌浆料之间的滑移。显然，接头破坏时灌浆料没有破坏。对于灌浆饱满的接头，本文提出的灌浆料本构模型完全适用。然而，本文研究灌浆料灌浆缺陷对套筒灌浆接头的性能影响，因此必须考虑灌浆料的损伤。为了解决这个问题，本文采用 ABAQUS 用户子程序 VUSDFLD 删除失效的灌浆料单元，以此模拟灌浆料的损伤。

ABAQUS 提供了丰富的用户子程序库以方便用户处理实际工程中出现的复杂的问题。其中的用户子程序 VUSDFLD 能够获取单元的多种变量数据（包括应力、应变等支持的输出变量），并依据这些变量的变化修改单元的状态参数，例如判断单元失效与否的状态参数。失效的单元的刚度将变为零，不再参与计算。

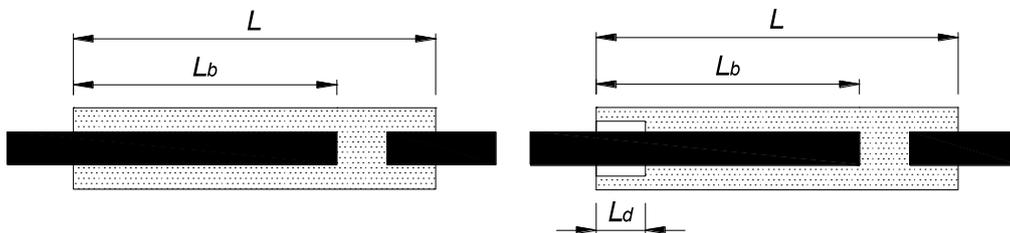
目前，灌浆料多轴受力强度参数、灌浆料多轴受力强度理论和灌浆料损伤演化理论等尚无成熟的研究。本文从实用角度出发，提出了以最大主应力作为失效判断指标，如下式所示：

$$S_1 > S_{1,u} \quad (2.20)$$

其中， S_1 表示最大主应力； $S_{1,u}$ 表示最大主应力限值，经过试算，本研究取 $S_{1,u}=600\text{MPa}$ 。

2.4.2 缺陷类型

本文对三种缺陷类型进行了模拟数值，即端部缺陷、中部缺陷和均布缺陷，缺陷示意图如图 2.11 所示。图中， L 表示套筒的长度； L_b 表示钢筋伸入套筒的长度， $L_b = 8d$ ， d 表示钢筋的公称直径； L_d 表示缺陷的长度， $L_{d,n}$ 表示均布缺陷中每个缺陷的长度， n 表示均布缺陷的个数。具体缺陷的设置如下所述：



(1) 灌浆饱满试件

(2) 端部缺陷试件

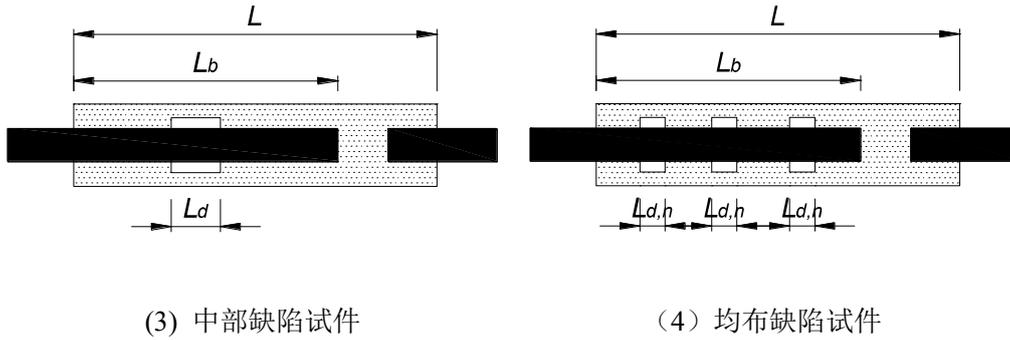


图 2.11 缺陷示意图

端部缺陷类型是在套筒灌浆端设置不同长度的缺陷。缺陷的长度按 $0.5d$ (d 表示钢筋的公称直径) 的增量, 由 $1d$ 增加到 $3.5d$ 。

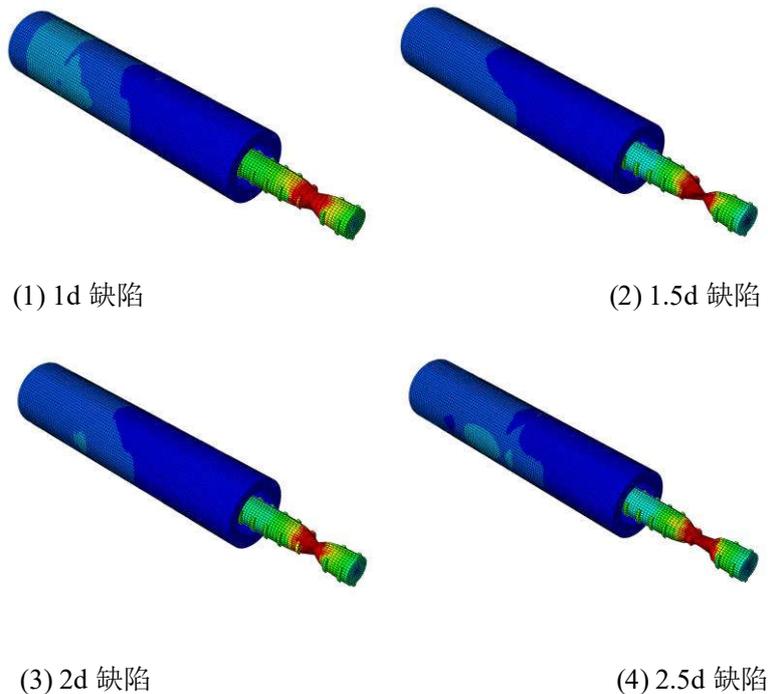
中部缺陷类型是在套筒中部设置长度不同的缺陷。缺陷的长度按 $0.5d$ 的增量, 由 $1d$ 增加到 $3.5d$ 。

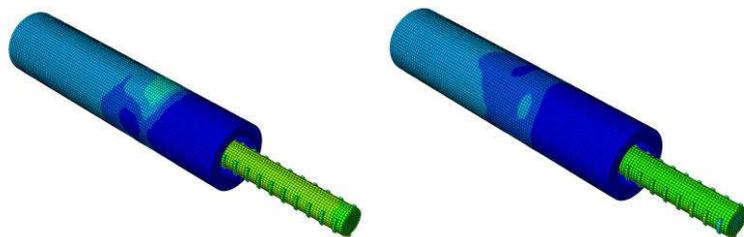
均布缺陷类型是在设置总长度为 $2d$ 的多个均匀分布的缺陷。考虑的缺陷个数为 $1\sim 5$ 个, 对应的每个缺陷长度为 $2\sim 0.4d$ 。

2.4.3 模拟结果与试验验证

(1) 端部缺陷

端部缺陷的各试件的破坏形态如图 2.12 所示。各试件的数值模拟的荷载-位移曲线与试验^[41]结果的对比分别见图 2.13 (1) 至 (6)。

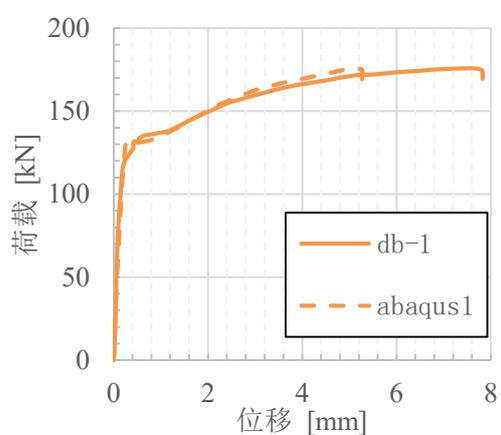




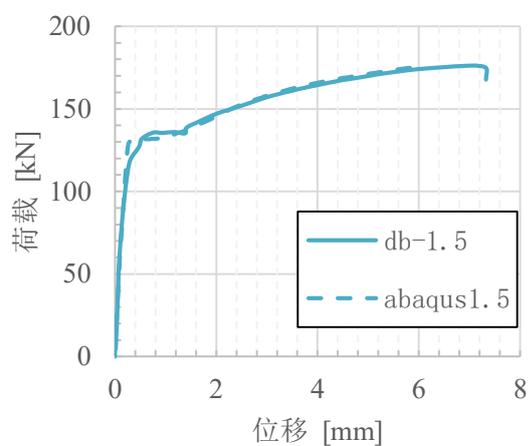
(5) 3d 缺陷

(6) 3.5d 缺陷

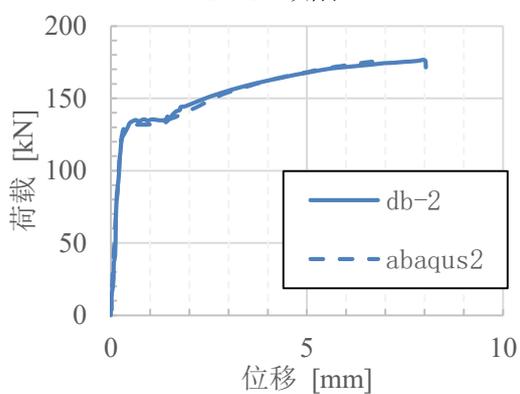
图 2.12 端部缺陷的破坏形态



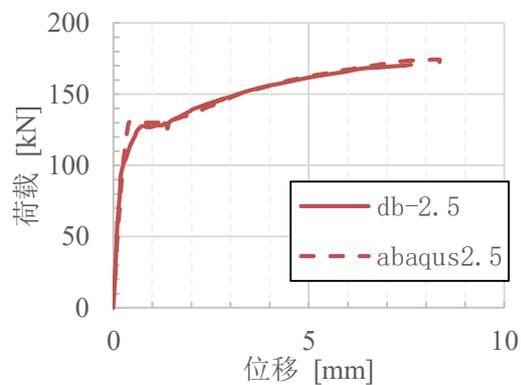
(1) 1d 缺陷



(2) 1.5d 缺陷



(3) 2d 缺陷



(4) 2.5d 缺陷

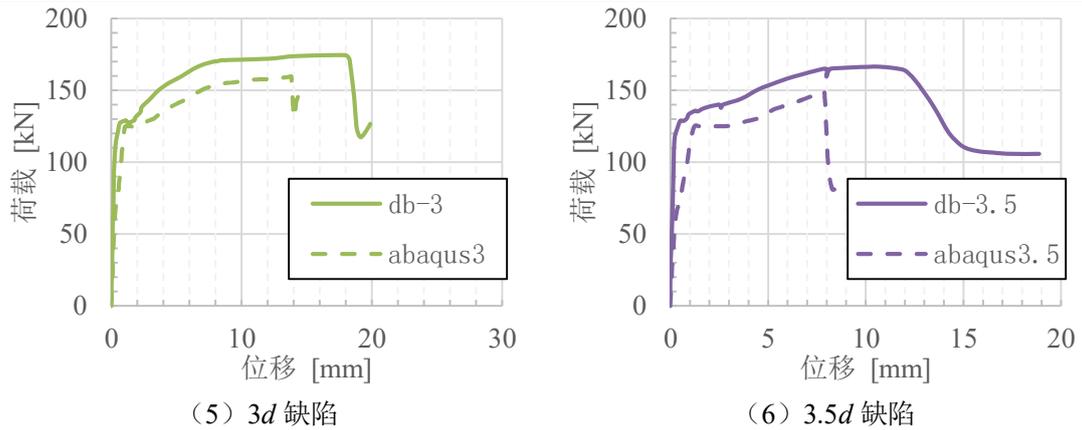


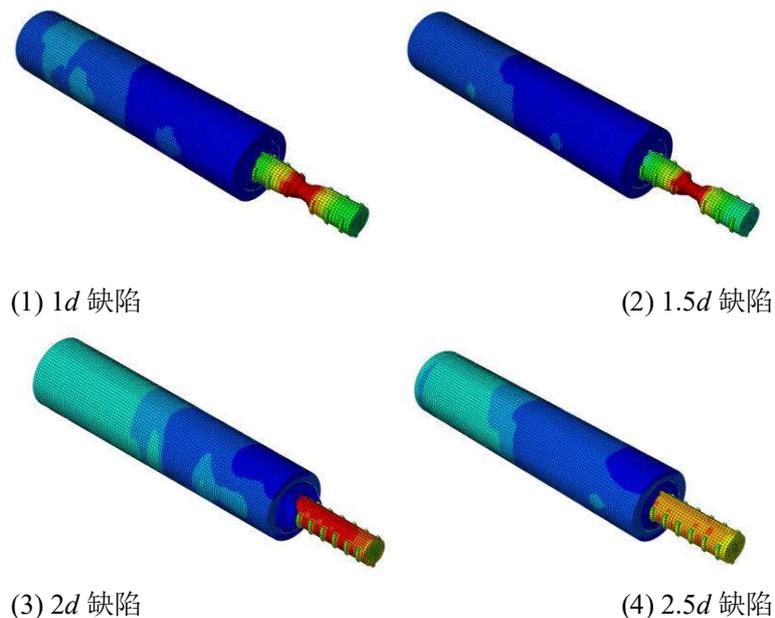
图 2.13 端部缺陷的荷载-位移曲线

模拟结果显示，所有的端部缺陷试件都能使钢筋屈服；随着荷载的增大，缺陷量级不同的试件之间出现了不同的破坏形态。对于缺陷相对较小的试件，钢筋和灌浆料之间不发生滑移或者滑移量很小，钢筋能达到极限应力，破坏形态为钢筋拉断。对于灌浆缺陷相对较大的试件，钢筋和灌浆料之间发生滑移，钢筋没有达到极限应力，破坏形态为钢筋拔出。

数值模拟的结果表明，当端部缺陷的长度小于等于 2.5 倍钢筋直径时，套筒灌浆接头发生钢筋拉断破坏；当缺陷长度大于 2.5 倍钢筋直径时，接头发生灌浆料压碎、钢筋拔出破坏。

(2) 中部缺陷

中部缺陷的各试件的破坏形态如图 2.14 所示。各试件的数值模拟的荷载-位移曲线与试验结果的对比分别见图 2.15 (1) 至 (6)。



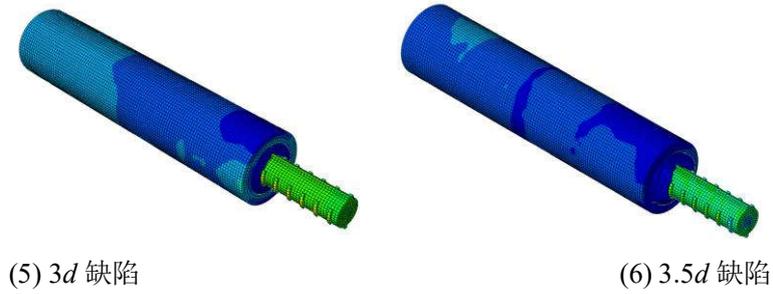


图 2.14 端部缺陷的破坏形态

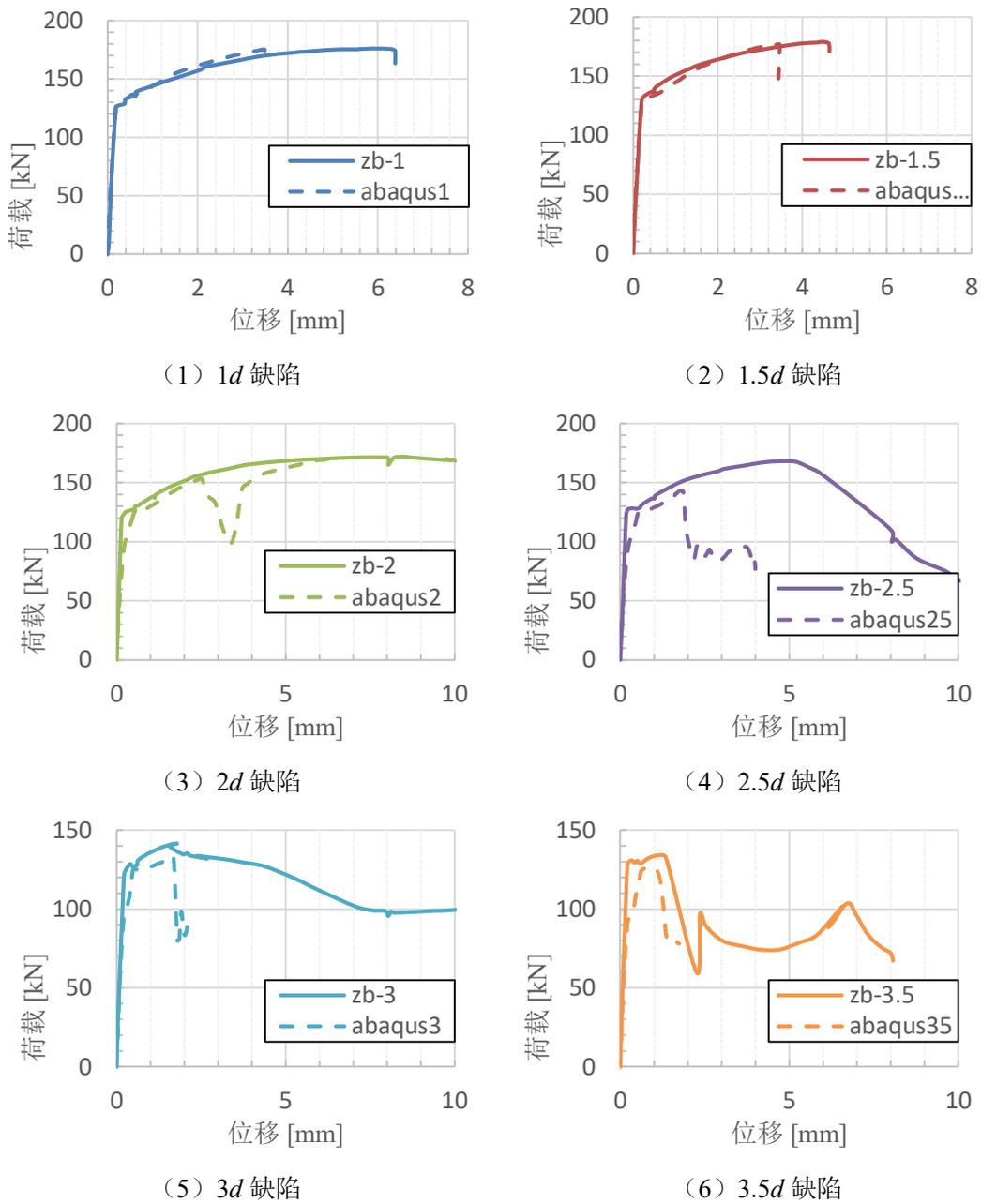


图 2.15 中部缺陷的荷载-位移曲线

模拟结果显示，所有的中部缺陷试件都能使钢筋屈服，；随着荷载的增大，缺陷量级不同的试件之间出现了不同的破坏形态。对于缺陷相对较小的试件，钢筋和灌浆料之间不发生滑移或者滑移量很小，钢筋能达到极限应力，破坏形态为钢筋拉断。对于灌浆缺陷相对较大的试件，钢筋和灌浆料之间发生滑移，钢筋能达到极限应力，破坏形态为钢筋拔出。

数值模拟的结果表明，当中部缺陷的长度小于等于 1.5 倍钢筋直径时，套筒灌浆接头发生钢筋拉断破坏；当缺陷长度大于 1.5 倍钢筋直径时，接头发生灌浆料压碎、钢筋拔出破坏。

(3) 均布缺陷

均布缺陷的各试件破坏形态如图 2.16 所示。各试件的数值模拟的荷载-位移曲线与试验结果的对比分别见图 2.17 (1) 至 (6)。

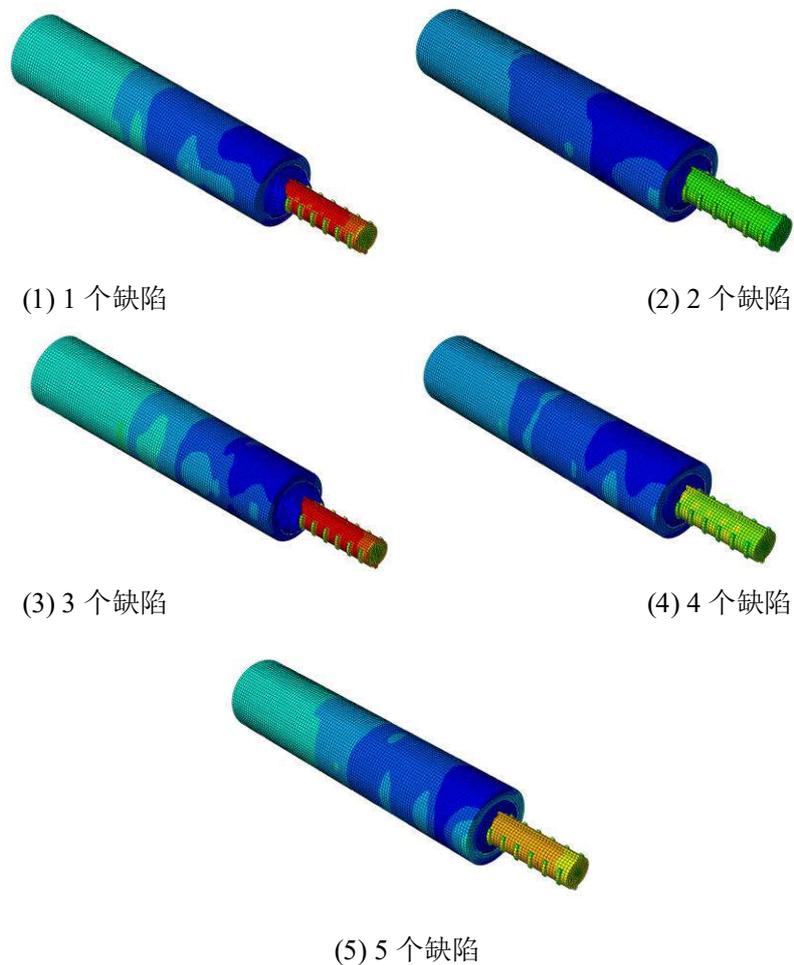


图 2.16 均布缺陷的破坏形态

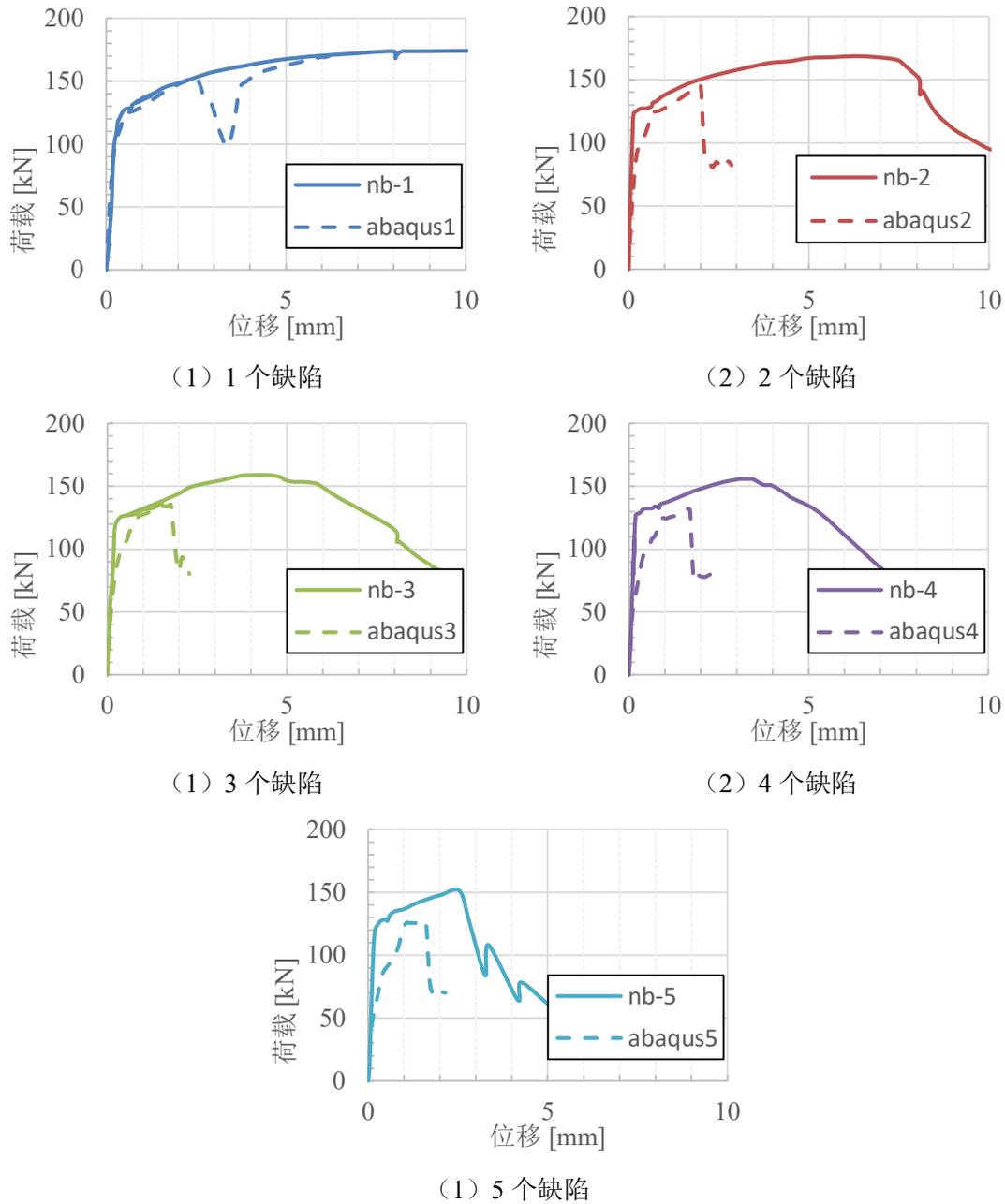


图 2.17 均布缺陷的荷载-位移曲线

模拟结果显示，所有的均布缺陷试件都能使钢筋屈服；随着荷载的增大，缺陷量级不同的试件之间出现了不同的破坏形态。对于缺陷相对较小的试件，钢筋和灌浆料之间不发生滑移或者滑移量很小，钢筋能达到极限应力，破坏形态为钢筋拉断。对于灌浆缺陷相对较大的试件，钢筋和灌浆料之间发生滑移，钢筋能达到极限应力，破坏形态为钢筋拔出。

数值模拟的结果表明，当均布缺陷的长度小于等于 2.5 倍钢筋直径时，套筒灌浆接头发生钢筋拉断破坏；当缺陷长度大于 2.5 倍钢筋直径时，接头发生灌浆料压碎、钢筋拔出破坏。

(5) 模型验证总结

本章建立的精细化套筒灌浆接头的数值模型对接头的缺陷影响进行了数值模拟，所有缺陷工况的模拟结果列于表 2.3。

表 2.3 数值模型缺陷影响验证

缺陷类型	极限荷载			破坏模式		
	试验结果	数值模拟	误差	试验结果	数值模拟	预测结果
灌浆饱满	174.9	174.5	0.23%	钢筋拉断	钢筋拉断	正确
端部缺陷 1d	175.8	175.3	0.31%	钢筋拉断	钢筋拉断	正确
端部缺陷 1.5d	176.0	174.9	0.63%	钢筋拉断	钢筋拉断	正确
端部缺陷 2d	176.3	175.2	0.64%	钢筋拉断	钢筋拉断	正确
端部缺陷 2.5d	170.6	174.3	-2.19%	钢筋拉断	钢筋拉断	正确
端部缺陷 3d	174.5	159.6	8.52%	钢筋拔出	钢筋拔出	正确
端部缺陷 3.5d	166.5	149.2	10.37%	钢筋拔出	钢筋拔出	正确
中部缺陷 1d	176.1	175.2	0.51%	钢筋拉断	钢筋拉断	正确
中部缺陷 1.5d	178.8	176.6	1.24%	钢筋拉断	钢筋拉断	正确
中部缺陷 2d	171.9	170.5	0.81%	钢筋拔出	钢筋拔出	正确
中部缺陷 2.5d	168.1	142.5	15.21%	钢筋拔出	钢筋拔出	正确
中部缺陷 3d	141.5	133.5	5.62%	钢筋拔出	钢筋拔出	正确
中部缺陷 3.5d	133.8	125.8	6.03%	钢筋拔出	钢筋拔出	正确
均布缺陷 1个	174.1	170.5	2.07%	钢筋拔出	钢筋拔出	正确
均布缺陷 2个	168.4	145.1	13.87%	钢筋拔出	钢筋拔出	正确
均布缺陷 3个	158.8	135.2	14.88%	钢筋拔出	钢筋拔出	正确
均布缺陷 4个	155.9	131.8	15.49%	钢筋拔出	钢筋拔出	正确
均布缺陷 5个	151.2	126.5	16.32%	钢筋拔出	钢筋拔出	正确

所有缺陷工况的破坏形态的模拟与试验结果一致。

在承载力方面，对于钢筋拉断破坏的缺陷工况，数值模型的极限荷载的模拟结果较为准确，误差在 $\pm 3\%$ 以内；对于钢筋拔出破坏的缺陷工况，数值模型对极限荷载的模拟结果不够准确，部分缺陷工况的误差超过 $\pm 10\%$ 。

在荷载-位移曲线方面，钢筋拉断的缺陷工况的线性段与试验结果没有差别；钢筋拔出破坏的缺陷工况的线性段，在缺陷较大时，模拟结果与试验结果相比更早进入非线性。钢筋拉断的缺陷工况的非线性段，数值模拟结果与试验结果几乎一致；对于出现钢筋拔出破坏的缺陷工况，数值模拟的荷载-位移曲线在非线性段与试验结果相差较大。

缺陷较大的试件的荷载-位移曲线与试验结果相比相差较大的原因，是由于本文采用的灌浆料模型未能精确地模拟灌浆料的损伤演化。因此，对于钢筋拔出

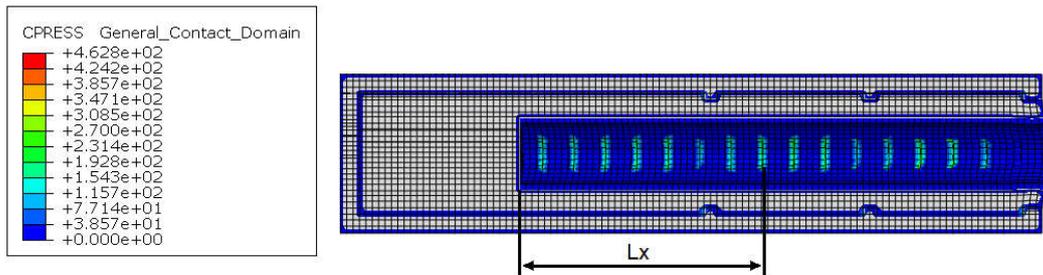
的缺陷工况，荷载-位移曲线的模拟结果不够准确。

2.4.4 有效锚固长度

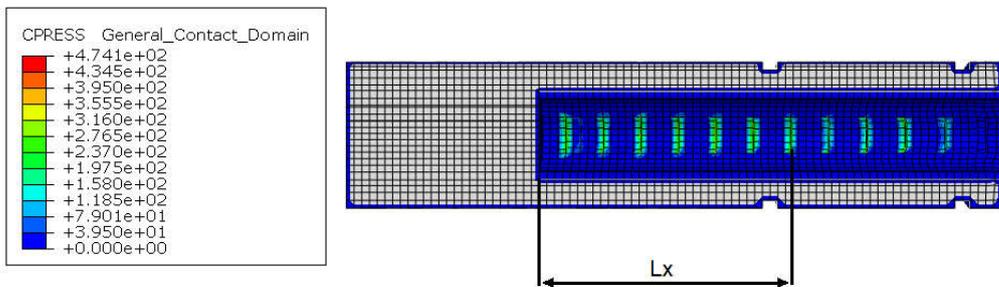
从上一节的多种灌浆缺陷工况的单向拉伸试验结果和数值模拟结果中可以发现，端部缺陷和中部缺陷对接头性能影响有所区别。相同的缺陷长度下，中部缺陷对接头性能的影响更大，承载力更低。为了分析出现这一现象的原因，本文对不同缺陷长度和类型的试件的接触应力分布进行分析。

图 2.18 表示了灌浆饱满 (bm)、端部类型 $2d$ 缺陷 (db2) 和中部类型 $2d$ 缺陷 (zb2) 等三种工况下数值模拟结果的接触应力云图。图中 L_x 表示某个钢筋横肋到钢筋在套筒内端部的距离。从图中可以看出，灌浆料与钢筋横肋的接触应力沿 L_x 的分布并不均匀。将每个钢筋横肋的平均接触应力作为纵坐标，横肋与钢筋在套筒内端部的距离 L_x 作为横坐标，可以得到平均接触应力沿钢筋纵向的分布图。如图 2.19 所示。从图中可以看出，这些试件的平均接触应力由套筒开口侧向套筒内端部递增，并且在套筒内壁环肋处下降。本文 2.3 节的分析已经指出，钢筋横肋与套筒内壁环肋之间的灌浆料，由于受到挤压，会形成 45° 的斜向受压短柱。这样，位于环肋附近的灌浆料受到的挤压效应相对来说要弱，因此接触应力有所下降。

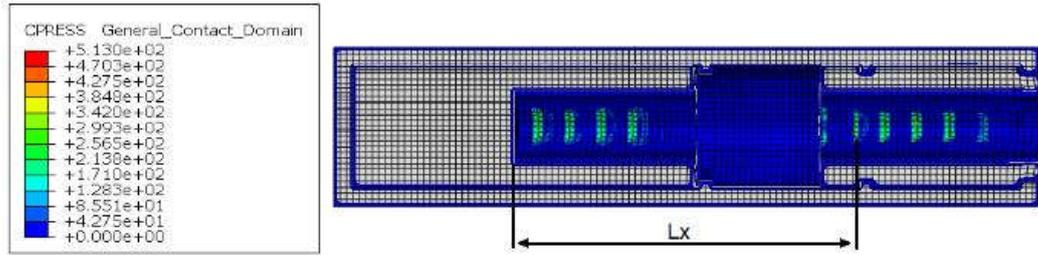
总的来说，对于每一段连续的接触长度，接触应力的分布不均匀。从钢筋与灌浆料接触开始，接触应力由零开始发展，经过一段距离后相对稳定，形成有效的锚固。这一现象如图 2.20 所示。



(1) 灌浆饱满试件 (bm) 的接触应力



(2) 端部缺陷 $2d$ 试件 (db2) 的接触应力



(3) 中部缺陷 $2d$ 试件 (zb2) 的接触应力云图

图 2.18 不同缺陷工况的接触应力

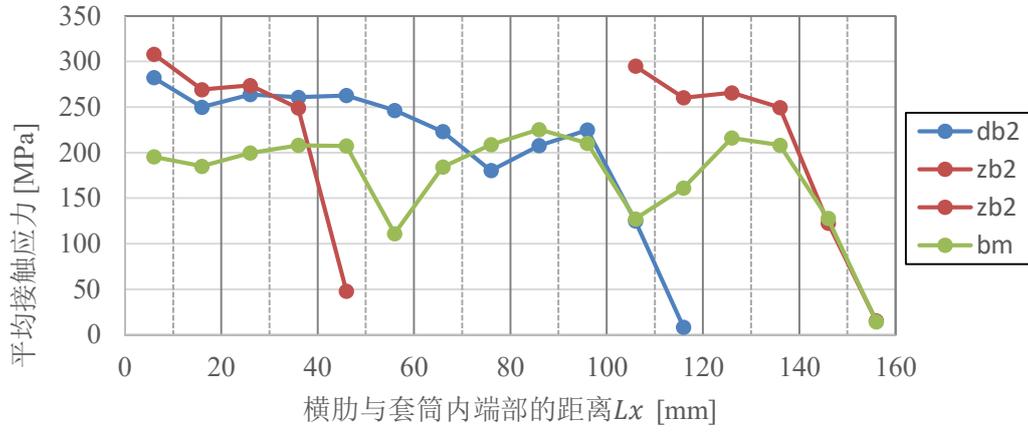


图 2.19 平均接触应力沿钢筋纵向的分布

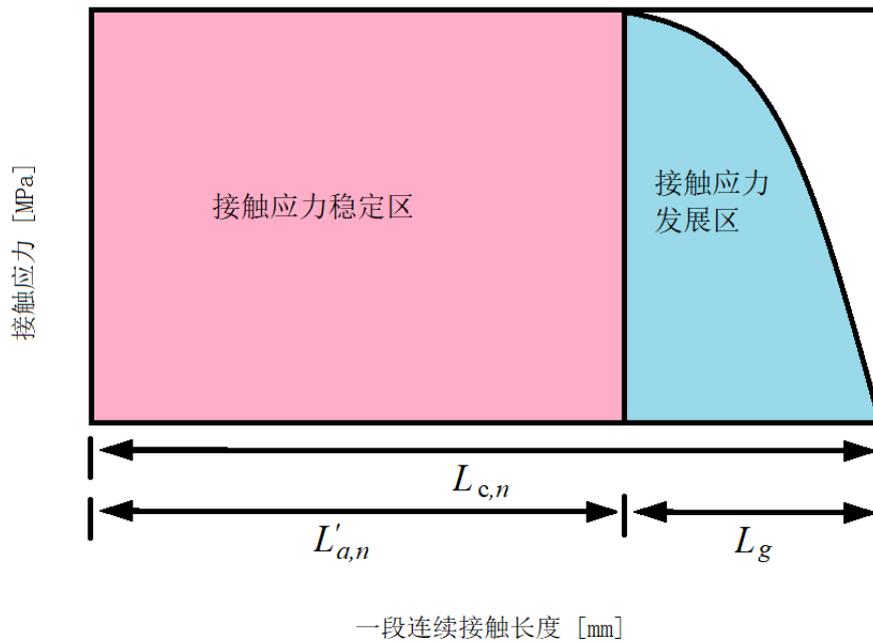


图 2.20 一段连续接触长度 $L_{c,n}$ 的接触应力分布示意图

为了描述这一现象与不同灌浆长度和类型对套筒灌浆接头的性能影响的关系，本文以有效锚固长度作为灌浆缺陷对接头性能影响的评价指标。对于一个套筒灌浆接头，有 n 段（ $n = 1, 2, 3 \dots$ ）连续的钢筋与灌浆料的接触长度 $L_{c,i}$ ，该接头的有效锚固长度 L'_a 的定义如下式所示：

$$L'_a = \sum_{i=1}^n L'_{a,i} = \sum_{i=1}^n (L_{c,i} - L_g) \quad (2.20)$$

其中， L_g 表示接触应力发展长度，本文的数值模拟结果的平均值为 $L_g = 0.15d$ 。

如图 2.21 所示，相同的缺陷长度下，虽然端部缺陷（db2）和中部缺陷（zb2）的钢筋与灌浆料的接触长度相同，但是中部缺陷的有效锚固长度更短。这是由于中部缺陷的接触长度实际上被缺陷分成两段，一共需要减去 $2L_g$ 。这样，在相同荷载下，中部缺陷相比端部缺陷，每个钢筋横肋接触面所需要承受的平均接触应力更大，因此会更早达到破坏。

这一现象也可以解释均布缺陷导致接头性能下降更剧烈的原因。均布缺陷中，随着缺陷个数的增加，有效锚固长度减小，相同荷载下，每个钢筋横肋接触面所需要承受的平均接触应力更大，因此会更早达到破坏。

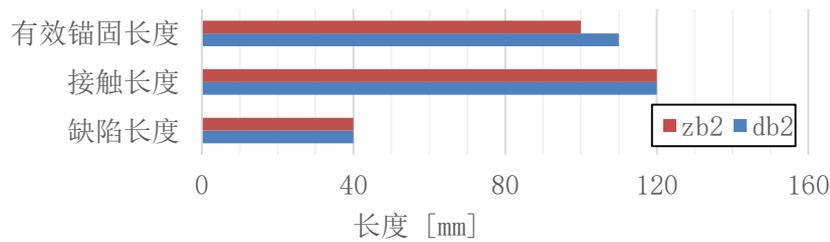


图 2.21 有效锚固长度对比

2.5 本章小结

本章基于精细化有限元数值模拟与试验验证，对钢筋套筒灌浆连接接头的灌浆缺陷影响进行了深入研究。主要的研究成果如下：

（1）建立了精细化的套筒灌浆接头数值模拟方法，并进行了试验验证。在研究中，对一个约束混凝土模型进行了修改，使其满足本研究的要求。

（2）基于数值模拟结果，对套筒灌浆接头的连接机理进行了分析，总结了接头连接的主要影响因素。

（3）对多种灌浆缺陷工况进行了数值模拟与试验验证。基于模拟结果，对灌浆缺陷与接头性能的关系进行了深入分析，提出了以有效锚固长度作为灌浆缺陷对接头性能影响的评价指标。

第3章 考虑灌浆缺陷的钢筋灌浆料粘结滑移模型

3.1 引言

在钢筋混凝土结构中，钢筋与混凝土之间的粘结滑移是一种无法避免的现象。对于变形较小或弹性阶段的有限元分析，粘结滑移的影响较小，可以不考虑该现象。对于大变形或涉及较显著的非线性的有限元分析，则无法忽略粘结滑移现象对结构性能的影响。现有的钢筋混凝土有限元研究中，主要有两种方法来考虑粘结滑移现象。一种是将该现象对结构性能的影响体现在材料的本构模型中。这种方法主要用于较大尺度的模型，例如梁柱构件或整体框架的模拟中。另一种方法则在有限元模型中引入钢筋与混凝土的粘结滑移关系，即建立粘结滑移模型。这种方法能够更细致地分析结构的受力状态和粘结滑移现象对结构性能的影响。

在钢筋套筒灌浆连接中，钢筋与灌浆料之间的粘结滑移现在同样存在。余琼^[48]等就对该现象进行了试验研究，并提出了一个钢筋灌浆料粘结滑移模型。本文第二章中对带有灌浆缺陷的接头试验现象进行了总结，并利用精细化的数值模拟进行了预测和分析。分析结果表明，灌浆缺陷会极大地影响接头的粘结性能，不同的缺陷量级和类型对粘结性能的影响不同。因此，有必要建立一种考虑灌浆缺陷的钢筋灌浆料粘结滑移模型，为通过有限元研究装配式钢筋混凝土柱的灌浆缺陷影响建立基础。

本章将分析和总结现有的粘结滑移模型，包括 Nilson^[56]模型、Eligehausen^[57]经验模型、徐有邻^[58]理论模型、我国混凝土规范^[55]模型和余琼^[48]钢筋灌浆料模型。通过对这些模型的分析 and 对比，本章将梳理粘结滑移模型的发展趋势和研究现状，说明各个模型的局限性和可取之处，进而提出可用于本文研究的钢筋灌浆料粘结滑移模型。

3.2 现有的粘结滑移模型

3.2.1 Nilson 模型

Nilson^[56]对钢筋于混凝土的粘结滑移关系进行了拉拔试验，通过对试验现象进行总结归纳，于 1968 年首次提出了粘结滑移经验公式，如下所示：

$$\tau = 3.606 \times 10^6 S - 5.356 \times 10^9 S^2 + 1.986 \times 10^{12} S^3 \quad (3.1)$$

式中， τ 为粘结应力，单位为 psi； S 为滑移量，单位为 in。

该模型为经验型的统一模型，即未考虑材料性能、加载方式、配筋率等因素

的影响，使用统一的公式来表示钢筋于混凝土之间的粘结滑移关系。

3.2.2 Eligehausen 经验模型

1983年，Eligehausen^[57]针对钢筋于混凝土之间的粘结滑移关系进行试验研究。该研究考虑了加载方式、加载幅值、侧面压力和配筋率等因素对粘结滑移关系的影响，通过大量的试验以及对结果的分析总结，提出了四阶段的粘结滑移模型，曲线如图3.1所示。

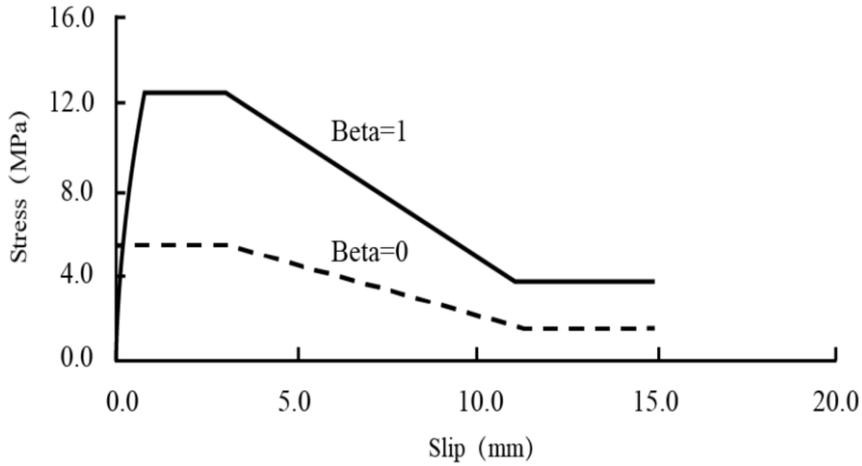


图 3.1 Eligehausen 经验模型粘结应力-滑移量曲线

图中 β 为约束压力系数， $\beta = 0$ 表示非约束的情况，这时钢筋与混凝土之间发生劈裂失效；对于通常情况下的约束情况，对应的钢筋混凝土粘结滑移关系公式如下所示：

$$\tau(S) = \begin{cases} \tau_1 \left(\frac{\mu}{\mu_1}\right)^\alpha & 0 \leq \mu \leq \mu_1 \\ \tau_2 & \mu_1 \leq \mu \leq \mu_2 \\ \tau_2 - \left[\frac{\mu - \mu_2}{\mu_3 - \mu_2}(\tau_2 - \tau_3)\right] & \mu_2 \leq \mu \leq \mu_3 \\ \tau_3 & \mu > \mu_3 \end{cases}$$

式中， $\alpha = 0.4$ ； $\mu_2 = 2$ ； μ_1 、 μ_3 、 τ_1 、 τ_2 和 τ_3 是与钢筋几何形状有关的参数，参数数值由下式计算：

$$\tau_1 = \left(20 - \frac{d}{4}\right) \sqrt{\frac{f'_c}{30}} \quad (3.3)$$

$$\tau_2 = \tau_1 \quad (3.4)$$

$$\tau_3 = \left(5.5 - \frac{0.07S}{H}\right) \sqrt{\frac{f'_c}{27.6}} \quad (3.5)$$

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{f'_c}{30}} \quad (3.6)$$

其中, f'_c 表示混凝土抗压强度代表值, 可取立方体抗压强度标准值或试验实测强度; S 表示钢筋的横肋间距, H 表示横肋高度, 按照钢筋直径 d 由表 3.1 取值。

表 3.1 Eligehausen 参数 [mm]

d	0~11	11~15	15~19	19~25	25~29	29~35	35~43	43~55
S	0.7	7.9	11.2	13.6	17.6	20.9	25.0	30.6
H	0.04	0.45	0.72	0.98	1.26	1.48	1.79	2.20

该模型是总结大量试验后形成的经验模型, 考虑了多种因素, 例如钢筋几何形状、加载形式、加载幅值、材料性能等, 因此可以较全面地反应钢筋与混凝土之间的粘结滑移关系, 适用性较为广泛。该模型被欧盟和美国混凝土组织推荐采用。

然而, 该模型在具体使用这仍存在局限性。由于试验数量限制, 无法考虑所有可能的情况。对于试验没有涵盖的情况, 例如新材料、不同受力状态等, 该模型仍存在缺陷。

3.2.3 徐有邻理论模型

1990 年, 徐有邻^[58]根据试验结果和混凝土力学分析, 提出了钢筋混凝土粘结滑移的分阶段理论模型。该模型首先将钢筋混凝土的粘结滑移过程分为五个阶段—微滑移段、滑移段、劈裂段、下降段和残余段; 对应每个阶段, 对混凝土的受力进行应力分析; 最后, 根据混凝土力学的 Ottosen 准则, 基于破坏时的挤压应力和摩擦力可以计算混凝土在多轴应力状态下的破坏条件。各阶段的名义粘结锚固特征强度按照下列式子计算:

$$\tau_s = 1.01 f_{ts} \quad (3.7)$$

$$\tau_{cr} = \left(1.01 + \right.$$

$$\left. 1.54 \sqrt{\frac{c}{d}} \right) f_{ts} \quad (3.8)$$

$$\tau_u = \left(1.01 + 1.54 \sqrt{\frac{c}{d}}\right) (1 + 8.5 \rho_{sv}) f_{ts} \quad (3.9)$$

$$\tau_r = \left(0.29 + 0.43 \sqrt{\frac{c}{d}}\right) (1 + 8.5 \rho_{sv}) f_{ts} \quad (3.10)$$

其中, τ_s 表示滑移粘结应力, 对应的滑移量为 S_s ; τ_{cr} 表示劈裂粘结应力, 对应的滑移量为 S_{cr} ; τ_u 为极限粘结应力, 对应的滑移量为 S_u ; τ_r 为残余粘结应力, 对应的滑移量为 S_r 。公式 3.7~3.10 中 $f_{ts} = 0.19f_c^{3/4}$; ρ_{sv} 表示劈裂面配筋率。

随后, 徐有邻依据试验结果的统计规律, 得出了粘结滑移关系的经验表达, 并将此关系与位置函数相结合, 提出了各阶段的粘结-滑移关系函数, 如下列式子所示:

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_s \sqrt[4]{\frac{S}{S_s}} & 0 < S \\ &\leq S_s & \end{aligned} \quad (3.11)$$

$$\begin{aligned} \tau &= K_1 + K_2 \sqrt[4]{S} & S_s < S \\ &\leq S_{cr} & \end{aligned} \quad (3.12)$$

$$\begin{aligned} \tau &= K_3 + K_4 S + K_5 S^2 & S_{cr} < S \\ &\leq S_u & \end{aligned} \quad (3.13)$$

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_u - \frac{\tau_u - \tau_r}{S_r - S_u} (S - S_u) & S_u < S \\ &\leq S_r & \end{aligned} \quad (3.14)$$

$$\tau = \tau_r \quad S > S_r \quad (3.15)$$

其中, K_1 、 K_2 、 K_3 、 K_4 和 K_5 为与粘结强度特征值和滑移量特征值有关的系数, 具体的值可按下列式子计算:

$$K_1 = \tau_{cr} - K_2 \sqrt[4]{S_{cr}} \quad (3.16)$$

$$K_2 = \frac{\tau_{cr} - \tau_s}{\sqrt[4]{S_{cr}} - \sqrt[4]{S_s}} \quad (3.17)$$

$$K_3 = \tau_u - K_4 S_u - K_5 S_u^2 \quad (3.18)$$

$$K_4 = \frac{2S_u(\tau_u - \tau_{cr})}{(S_u - S_{cr})^2} \quad (3.19)$$

$$K_5 = -\frac{\tau_u - \tau_{cr}}{(S_u - S_{cr})^2} \quad (3.20)$$

最后, 徐有邻总结了相关的粘结滑移试验, 提出了滑移量特征值与钢筋直径 d 的关系, 即 $S_s = 0.0008d$ 、 $S_{cr} = 0.024d$ 、 $S_u = 0.0368d$ 和 $S_r = 0.54d$ 。

由此可见, 徐有邻模型属于半理论半经验模型。该模型基于力学分析, 建立了分阶段的受力模型并推导了粘结强度的特征值的计算公式; 基于试验结果的统

计分析，得出了各阶段粘结滑移函数和滑移量的取值方法。该模型考虑了众多因素对粘结滑移性能的影响，反映了钢筋与混凝土之间的粘结滑移现象的复杂性，同时试验所用的钢筋、混凝土材料符合我国的实际状况，因此被广泛采用。我国混凝土规范的钢筋混凝土粘结滑移模型就参考了徐有邻模型。

3.2.4 我国混凝土规范模型

我国 GB50010-2010《混凝土结构设计规范》^[55]中建议的钢筋与混凝土之间的粘结应力-滑移关系曲线如图 3.2 所示。

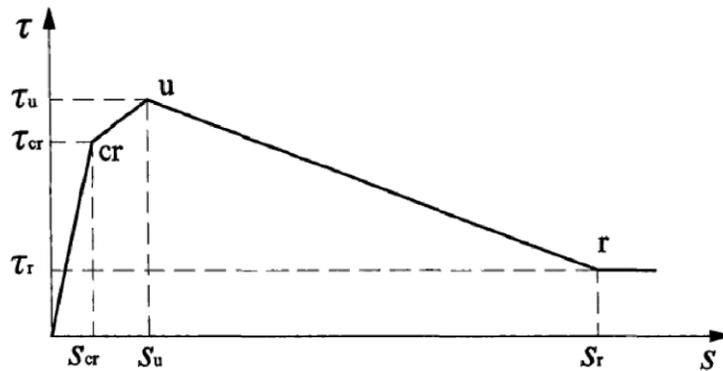


图 3.2 我国混凝土规范的粘结应力-滑移量曲线

曲线可由下列式子定义：

$$\tau = \begin{cases} K_1 S & 0 < S \leq S_{cr} \\ \tau_{cr} + K_2 (S - S_{cr}) & S_{cr} < S \leq S_u \\ \tau_u + K_3 (S - S_u) & S_u < S \leq S_r \\ \tau_r & S > S_r \end{cases} \quad (3.21)$$

式子， $K_1 = \tau_{cr}/S_{cr}$ ； $K_2 = (\tau_u - \tau_{cr})/(S_u - S_{cr})$ ； $K_3 = (\tau_r - \tau_u)/(S_r - S_u)$ 。

曲线的特征点的参数值可按表 3.2 取用。

表 3.2 混凝土与钢筋间粘结应力-滑移曲线的参数值

特征点	劈裂 (cr)		峰值 (u)		残余 (r)	
粘结应力 (N/mm^2)	τ_{cr}	$2.5f_{t,r}$	τ_u	$3f_{t,r}$	τ_r	$f_{t,r}$
相对滑移 (mm)	S_{cr}	$0.025d$	S_u	$0.04d$	S_r	$0.55d$

注：表中 d 为钢筋直径 (mm)； $f_{t,r}$ 为混凝土的抗拉强度特征值 (N/mm^2)。

该模型参考了徐有邻模型的分段理论，依据试验结果的统计规律得到了各粘结应力特征点的取值方法。这个模型属于半理论半经验模型，形式简单，方便在

分析中使用。

3.2.5 余琼钢筋灌浆料模型

2016年,余琼^[48]通过钢筋拉拔试验研究钢筋与灌浆料之间的粘结滑移性能,并提出了钢筋灌浆料粘结滑移模型。该模型将钢筋与灌浆料的粘结滑移过程分为四段,每段的粘结应力-滑移关系曲线由下列式子定义:

$$\tau = \begin{cases} \frac{\tau_s}{S_s} \cdot S & 0 < S \leq S_s \\ \tau_u + \frac{\tau_s - \tau_u}{(S_s - S_u)^2} (S - S_u)^2 & S_s < S \leq S_u \\ \tau_u + \frac{\tau_r - \tau_u}{(S_r - S_u)^2} (S - S_u)^2 & S_u < S \leq S_r \\ \tau_r & S > S_r \end{cases}$$

式子, τ_s 表示劈裂强度特征值, S_s 表示劈裂滑移特征值; τ_u 表示粘结强度特征值, S_u 表示粘结滑移特征值; τ_r 表示残余强度特征值, S_r 表示残余滑移特征值。

余琼对试验结果进行统计分析后,得出了粘结应力和滑移量的特征值取值方法,具体如下所示:

$$\tau_s = \left[0.68 + 1.11 \left(\frac{d}{l_a} \right) \right] \left[4.81 + 0.09 \left(\frac{c}{d} \right) \right] \cdot f_{ts} \quad (3.23)$$

$$\tau_u = \left[0.94 + 0.50 \left(\frac{d}{l_a} \right) \right] \left[3.02 + 0.71 \left(\frac{c}{d} \right) \right] \cdot f_{ts} \quad (3.24)$$

$$\tau_r = 0.53\tau_u \quad (3.25)$$

$$S_s = -0.017(\tau_s - 17.24)^2 + 2.44 \quad (3.26)$$

$$S_u = -0.099(\tau_u - 23.23)^2 + 5.73 \quad (3.27)$$

$$S_r = 2.78S_u \quad (3.28)$$

式子, c 表示保护层厚度, d 为钢筋直径,当时 $c/d \geq 5$, 取 $c/d = 5$; l_a 为粘结长度, f_{ts} 为劈裂抗拉强度。

该模型的粘结应力-滑移量关系曲线如图 3.3 所示。

该模型的形式上与徐有邻模型、我国混凝土规范模型相似,各阶段的粘结应力特征值和滑移量特征值均是依据试验结果的统计规律得出,为经验模型。然而与这两个模型相比,该模型的滑移量明显偏大。表 3.3 为钢筋直径 20mm,混凝土劈裂抗拉强度为 4MPa 情况下,分别按照徐有邻模型、我国混凝土规范模型和余琼钢筋灌浆料模型计算的劈裂滑移特征值,余琼模型的滑移量明显大于其他模型。

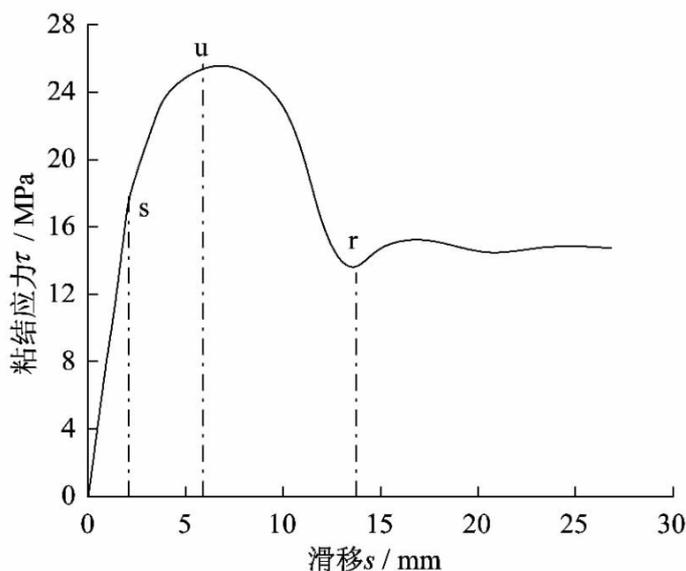


图 3.3 余琼钢筋灌浆料模型的粘结应力-滑移量曲线

表 3.3 钢筋直径 20mm，混凝土劈裂抗拉强度为 4MPa 的劈裂滑移量特征值

粘结滑移模型	徐有邻模型	我国混凝土规范模型	余琼钢筋灌浆料模型
劈裂滑移量特征值 (mm)	0.48	0.5	2.43

3.3 考虑灌浆缺陷的粘结滑移模型

为了给后续装配式钢筋混凝土框架柱的缺陷影响的数值模拟建立基础，本文将建立考虑了灌浆缺陷影响的钢筋灌浆料粘结滑移模型。

总结现有的粘结滑移模型，大部分模型均将粘结滑移过程分段考虑，对每一段建立了相应的粘结应力-滑移量的函数，除徐有邻模型外，每段的粘结应力和滑移量的特征值均由试验结果的统计规律得出。由于灌浆料与混凝土材料在性能上有较大差别，因此不能套用钢筋混凝土粘结滑移模型。此外，钢筋灌浆料粘结滑移模型还需考虑方便易用的特点，尽量选择简单明了的函数形式。因此，本文将借鉴我国混凝土规范的分段函数形式，结合本文第二章的对各类缺陷的试验结果分析和数值模拟研究，对余琼钢筋灌浆料模型进行修改。

3.3.1 粘结应力-滑移量函数

参考我国混凝土规范的粘结滑移模型，本文的粘结滑移关系模型分为四段，包括滑移段、劈裂段、下降段和残余段，各段对应的粘结应力-滑移量的函数如下所示：

$$= \begin{cases} K_1 S & 0 < S \leq S_{cr} \\ \tau_{cr} + K_2(S - S_{cr}) & S_{cr} < S \leq S_u \\ \tau_u + K_3(S - S_u) & S_u < S \leq S_r \\ \tau_r & S > S_r \end{cases} \quad (3.21)$$

式中， $K_1 = \tau_{cr}/S_{cr}$ ； $K_2 = (\tau_u - \tau_{cr})/(S_u - S_{cr})$ ； $K_3 = (\tau_r - \tau_u)/(S_r - S_u)$ 。

由于灌浆料材料性能与混凝土不同，因此需要对粘结应力和滑移量的特征点进行标定。

3.3.2 极限粘结应力

套筒灌浆接头的平均粘结应力可按下式计算：

$$\bar{\tau} = \frac{F}{\pi d l_a} \quad (3.23)$$

其中， F 表示接头的拉力， d 表示钢筋直径， l_a 表示锚固长度。由此，将第二章试验试件的峰值荷载带入，可计算相应的平均极限粘结应力 $\bar{\tau}_u$ ，如表 3.4 所示。

表 3.4 平均极限粘结应力 $\bar{\tau}_u$ (MPa)

锚固长度 l_a (mm)	160	140	130	120	110	100	90
d/l_a	0.125	0.143	0.154	0.167	0.182	0.2	0.222
端部缺陷	17.6	20	21.6	23.4	25.5	27.9	29.4
中部缺陷	17.6	20	21.8	22.7	24.3	22.5	23.5
余琼公式计算值	26.2	26.4	26.6	26.8	27	27.2	27.5

为了更好地研究平均极限应力与灌浆缺陷的量级（也可表示为锚固长度）之间的关系，图 3.4 表示了平均极限应力 $\bar{\tau}_u$ 的变化规律。该图以钢筋直径与锚固长度的比值 d/l_a 作为横坐标，平均极限应力 $\bar{\tau}_u$ 作为纵坐标。从图中可以看出，按照余琼公式计算的平均极限粘结应力与试验结果相差较大；端部缺陷与中部缺陷的平均极限粘结应力变化规律有明显的差别。

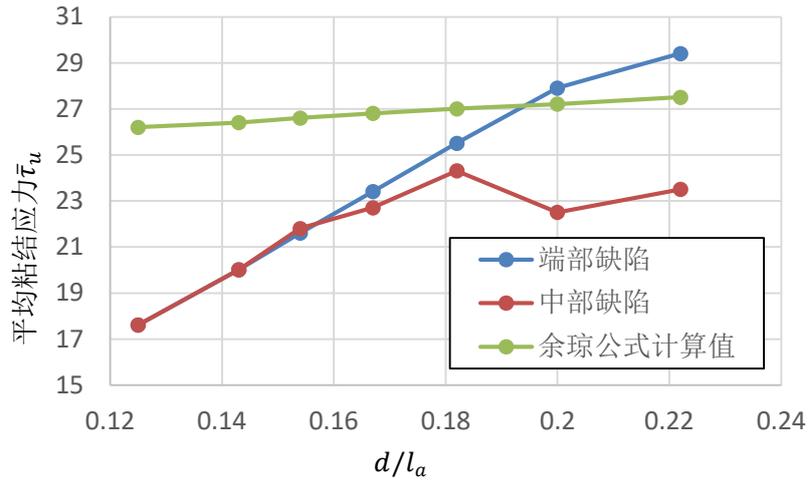


图 3.4 平均极限应力 $\bar{\tau}_u$ 的变化规律

事实上，本文第二章的研究结果表明，不同类型、不同量级的灌浆缺陷对接头性能的影响是不同的。因此，有必要分别考虑不同类型缺陷的粘结滑移模型。目前，端部缺陷和中部缺陷最为常见，因此，本文将分别对这两种缺陷的平均极限粘结应力变化规律进行研究。

分别将平均极限粘结应力 $\bar{\tau}_u$ 和锚固长度 l_a 形成无量纲变量，即 $\bar{\tau}_u/f_{ts}$ 和 d/l_a ， f_{ts} 可近似取 $f_{ts} = 0.1f_c' = 9\text{MPa}$ 。分别对端部缺陷和中部缺陷的试验结果进行曲线拟合。由于缺陷量级较小时，例如端部缺陷类型的前四个数据点和中部缺陷类型的前两个数据点，套筒灌浆接头发生钢筋拉断破坏，因此实际的极限粘结应力应大于计算值。拟合曲线如图 3.5 和图 3.6 所示。

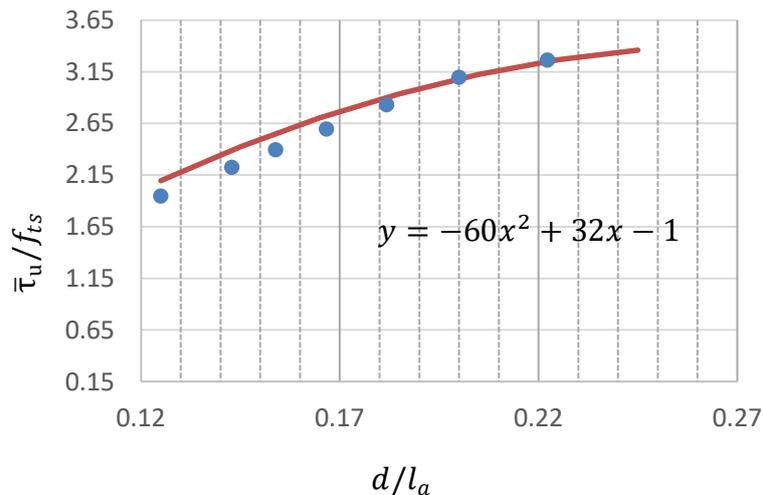


图 3.5 端部缺陷试验结果曲线拟合

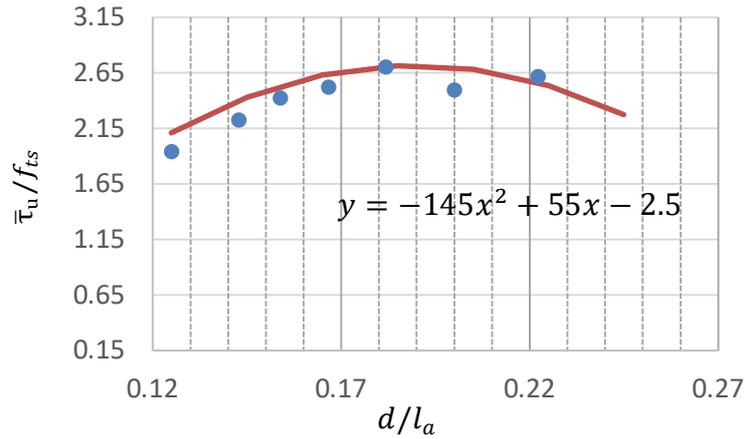


图 3.6 中部缺陷试验结果曲线拟合

3.3.3 特征点取值

根据试验结果拟合可以得出极限粘结应力特征值的经验公式。对于端部缺陷类型，极限粘结应力特征值 τ_u 由式 3.24 定义；对于中部缺陷类型，极限粘结应力特征值 τ_u 由式 3.25 定义。

$$\tau_u = \left[-60 \left(\frac{d}{l_a} \right)^2 + 32 \left(\frac{d}{l_a} \right) - 1 \right] \cdot f_{ts} \quad (3.24)$$

$$\tau_u = \left[-145 \left(\frac{d}{l_a} \right)^2 + 55 \left(\frac{d}{l_a} \right) - 2.5 \right] \cdot f_{ts} \quad (3.25)$$

其中， $0 < l_a \leq 8d$ ，当 $l_a > 8d$ 时，取 $l_a = 8d$ 。

对于劈裂粘结应力特征值 τ_{cr} 、残余粘结应力特征值 τ_r ，本文将参考我国混凝土规范的粘结模型，按极限粘结应力特征值 τ_u 的倍数折减取值，折减系数经由有限元模型试算结果确定。

对于滑移量的特征值，本文参考我国混凝土规范的取值方法，按照钢筋直径的倍数折减，折减系数参考徐有邻^[58]模型、我国混凝土规范^[55]模型和余琼^[48]模型，结合第4章的装配式混凝土柱的数值模拟确定。

劈裂粘结应力特征值 τ_{cr} 、残余粘结应力特征值 τ_r 、劈裂滑移量特征值 S_{cr} 、极限滑移量特征值 S_u 和残余滑移量特征值 S_r ，分别按式 3.26 至式 3.30 定义。

$$\tau_{cr} = 0.9\tau_u \quad (3.26)$$

$$\tau_r = 0.55\tau_u \quad (3.27)$$

$$S_{cr} = 0.0008d \quad (3.28)$$

$$S_u = 0.1d \quad (3.28)$$

$$S_r = 0.5d \quad (3.28)$$

由此，本文所用的钢筋灌浆料粘结滑移模型已完成定义，钢筋与灌浆料之间的粘结应力-滑移量曲线如图 3.7 所示。

该模型属于经验模型，各粘结滑移阶段的粘结应力特征值和滑移量特征值均经由试验结果的统计分析和数值计算结果拟合得到。该模型考虑了灌浆质量缺陷对接头粘结滑移性能的影响，将微观上的混凝土劈裂与压碎破坏转换为宏观上的粘结滑移现象，适用于端部缺陷类型和中部缺陷类型的情况。该模型的建立，为后续装配式钢筋混凝土框架柱的缺陷影响的数值模拟建立了基础。

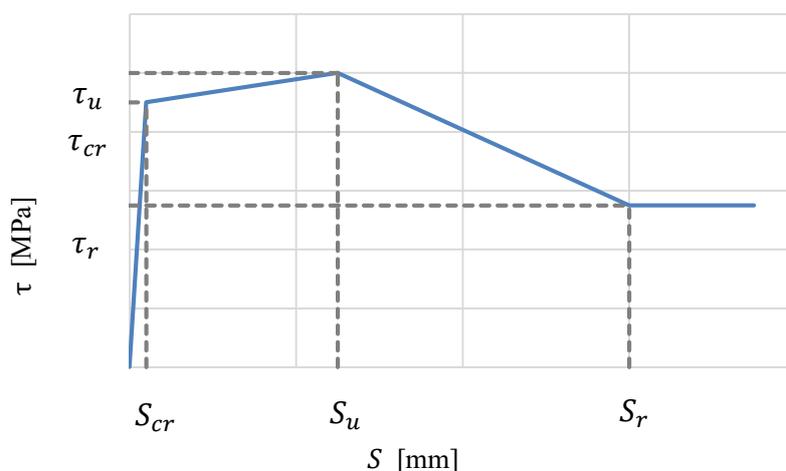


图 3.7 钢筋灌浆料之间的粘结应力-滑移量曲线

3.4 本章小结

本章对现有的粘结滑移模型进行了梳理和总结，得到了粘结滑移模型的基本形式和建构方法，比较了典型模型的异同点。

本章建立了考虑灌浆缺陷影响的钢筋灌浆料粘结滑移模型。该模型参考我国混凝土规范的粘结滑移模型，确定了以分段函数与各阶段特征点相结合的形式作为所提出的钢筋灌浆料粘结滑移模型的基本形式。依据对试验结果的统计分析并结合数值模拟试算，确定了各阶段的特征点的取值方法。

本章建立的粘结滑移模型将用于第 4 章装配式混凝土柱的灌浆缺陷的模拟中。

第4章 带有灌浆缺陷的装配式混凝土柱的数值模拟

4.1 引言

为了进一步研究灌浆缺陷对套筒连接构件的性能影响,本文建立了装配式混凝土柱的有限元模型。

该模型考虑了灌浆缺陷对套筒灌浆连接构件的性能影响。模型使用了本文第三章建立的考虑缺陷的钢筋灌浆料粘结滑移模型,将其应用于连接柱身与底座的钢筋的弹簧单元,模拟灌浆缺陷对接头的连接性能的影响。

此外,该模型还考虑了装配式构件的连接界面的破坏。装配式混凝土柱通过与套筒灌浆同时作业的坐浆层与基础或下层柱的混凝土相连接。在柱身承受水平荷载的过程中,坐浆层会出现较宽的贯通的水平裂缝,影响柱身与基础或下层柱的连接。为了考虑连接界面破坏对柱受力性能的影响,本文采用粘结单元(cohesive element)模拟其力学行为。

为了证明该数值模型的有效性,数值模拟结果与文献^[41]所做试验进行了对比验证,模拟结果与试验结果在灌浆饱满和缺陷较小时吻合良好,在缺陷较大时能准确预测试件的承载力。

基于所建模型,分别分析了在单调荷载和循环荷载作用下灌浆缺陷对装配式混凝土柱的性能影响。

4.2 数值模拟方法

4.2.1 有限元模型

模型的几何尺寸、材料性能参数、加载制度等与文献^[41]的装配式混凝土柱拟静力试验保持一致。模型包括加载柱帽、柱身、垫浆层和柱底座,具体几何尺寸如图 4.1 所示。材料的性能参数与试验实测数据一致,具体如表 4.1 所示。

表 4.1 试验材料参数

	抗压强度 [MPa]	屈服强度 [MPa]	峰值强度 [MPa]	屈服应变	弹性模量 [Gpa]
C20 钢筋	-	473.03	625.70	2.73E-03	208.14
C 10 钢筋	-	-	618.84	-	218.26
灌浆料	90.83	-	-	-	15.54
混凝土	40.42	-	-	-	30.00

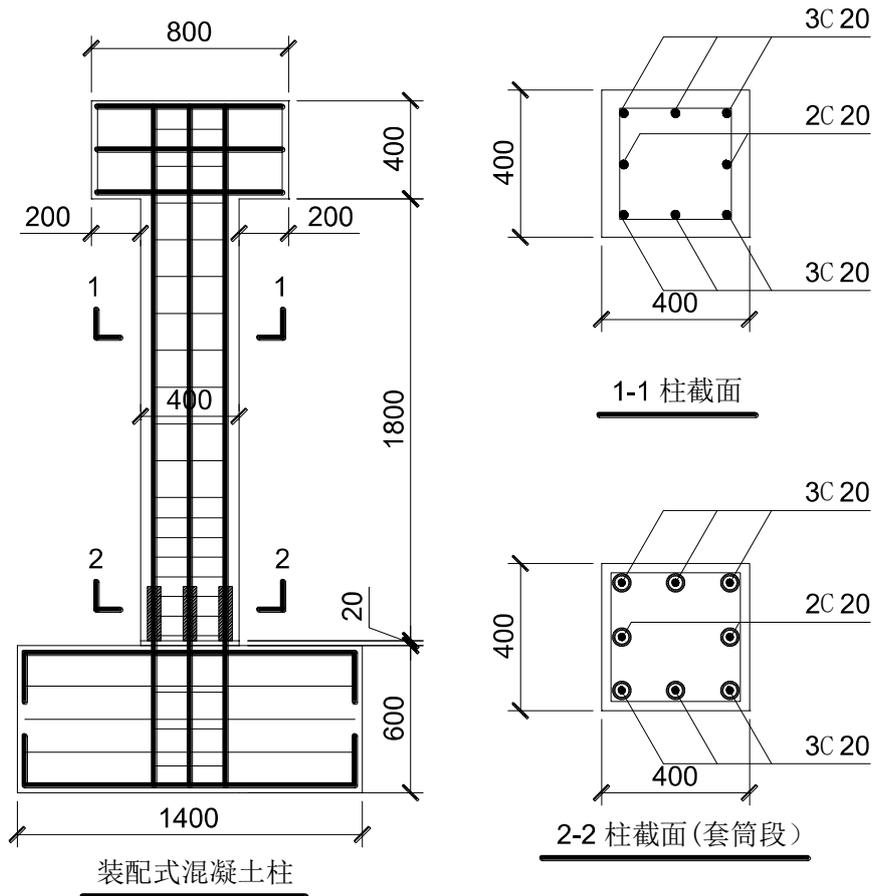


图 4.1 试件尺寸

建立的有限元模型如图 4.2 所示。

模型的混凝土部分采用实体六面体单元，单元名称为 C3D8R。柱底座的网格尺寸为 100mm；柱子的网格尺寸，从柱底 300mm 以下，为 80mm；从柱底 300mm 以上，为 100mm。

钢筋部分采用空间二节点桁架单元，单元名称为 T3D2。柱底座部分的钢筋的网格尺寸为 100mm；柱子部分的钢筋网格尺寸为 60mm。

套筒部分采用空间二节点桁架单元，单元名称为 T3D2。通过截面面积矩相等的原则，将套筒截面等效为桁架截面。套简单元的网格尺寸为 60mm。

模型的边界条件为底座的底面和侧面完全固定。

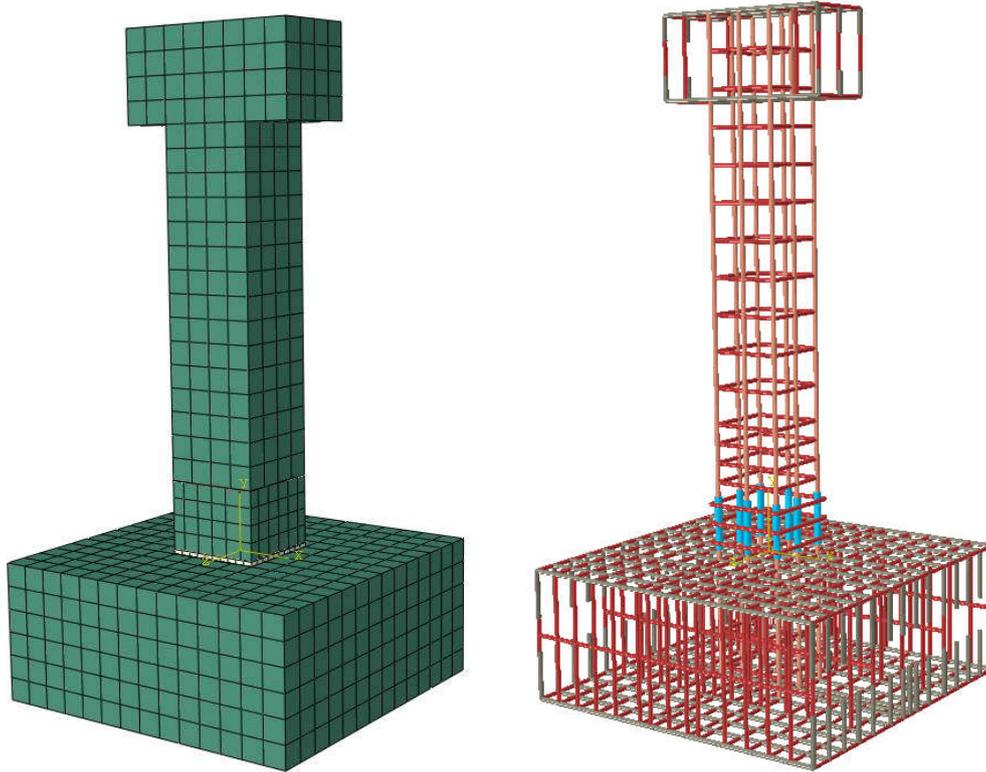


图 4.2 装配式混凝土柱的有限元模型

模型采用的材料模型的选择详见 4.3 节，混凝土材料采用 CDP 模型，其中的损伤变量采用张劲方法计算；钢筋材料采用考虑刚度退化的随动硬化单轴本构模型，即适用于循环荷载的材料模型 PQ-Fiber 中的 USteel02 本构模型。由于试验结果表明，套筒始终处于弹性状态，因此套筒的材料为完全弹性。

4.2.2 接触性质

由于模型存在多种材料，多种单元类型，多种网格尺寸，因此接触设置较为复杂。

(1) 绑定连接

不同尺寸的实体单元之间采用绑定 (tie) 连接。绑定连接可以约束一对尺寸不同的网格面，使得两个网格面的平动、转动以及所有有效的自由度完全相等。该连接形式的两个面在刚度数据传递上相当于刚性连接，绑定区域不发生相对运动和变形。

(2) 嵌入约束

套简单元通过嵌入约束 (embedded region) 嵌入混凝土实体单元中。

套筒以外和灌浆饱满的套筒内的钢筋，本模型假定钢筋与混凝土的共同工作

性能良好，不发生滑移，钢筋骨架通过嵌入约束（**embedded region**）嵌入混凝土实体单元中。

嵌入约束可以指定一组单元嵌入一组主单元中。位于主单元内的嵌入单元的节点将被去除平动自由度，并成为“嵌入节点”。嵌入节点的平动自由度由主单元的对应自由度的差值约束。嵌入单元允许转动，但是其转动不被嵌入约束。

（3）粘结单元

装配式预制混凝土柱与现浇柱还有一个明显的区别是，预制柱与底座之间存在与套筒灌浆同步灌注的垫浆层。从试验结果可以发现，垫浆层会先于柱的失效出现较大的裂缝，因此需要在数值模型中有所体现。本文的解决方案是引入粘结单元（**cohesive element**），模拟该部位的将底座和柱身连接的作用以及随后的失效。

粘结单元能够有效模拟粘结界面以及粘结作用的失效。该方法能有效模拟装配式混凝土柱与底座的连接情况。

4.2.3 缺陷模拟

由于灌浆缺陷的套筒内钢筋会发生较大的滑移，该滑移量不能忽略。因此，本文采用弹簧单元（**spring element**）连接具有灌浆缺陷的套筒内钢筋与混凝土单元。

在本模型中， x 方向和 y 方向的弹簧单元采用线性的 **SPRING2** 单元，单元刚度与混凝土一致； z 方向的弹簧单元采用非线性的 **SPRING2** 单元，单元的力与位移关系（**traction-separation relation**）采用第三章建立的考虑缺陷的钢筋灌浆料粘结滑移模型。

4.3 材料模型选择

为了准确地模拟钢筋混凝土柱在循环荷载作用下的受力情况，本文针对混凝土和钢筋进行了材料模型的比选。由于带有套筒灌浆的装配式钢筋混凝土框架柱的数值模拟的时间成本太高，材料模型的比选基于某现浇钢筋混凝土框架柱的拟静力试验^[59]进行。通过不同材料模型的数值模拟结果与试验结果的对比，确定最合理的材料模型。

对于混凝土的材料模型，本文针对混凝土损伤塑性模型（**Concrete Damaged Plastic**，以下简称 **CDP** 模型）进行参数选择的研究分析，选择其中的损伤变量的合理计算方法和合适的受压刚度恢复系数。对于钢筋的材料模型，本文对 **ABAQUS** 提供的随动强化的双折线模型和 **PQ-fiber** 中的滞回钢筋模型 **USteel01** 进行比较，选择其中较为合理的一种。

试验^[59]的材料参数如表 4.2 所示，几何尺寸如图 4.3 所示。

表 4.2 现浇柱的试验材料参数

材料	抗压强度 [MPa]	屈服强度 [MPa]	峰值强度 [MPa]	屈服应变	弹性模量 [Gpa]
圆 6 钢筋	-	411	529	2.22E-03	203.94
圆 8 钢筋	-	582	855	2.20E-03	289.85
圆 10 钢筋	-	481	745	2.00E-03	265.43
混凝土	30.1	-	-	-	30

注：混凝土的弹性模型缺乏试验数据，这里采用规范给出的 C30 混凝土的弹性模量

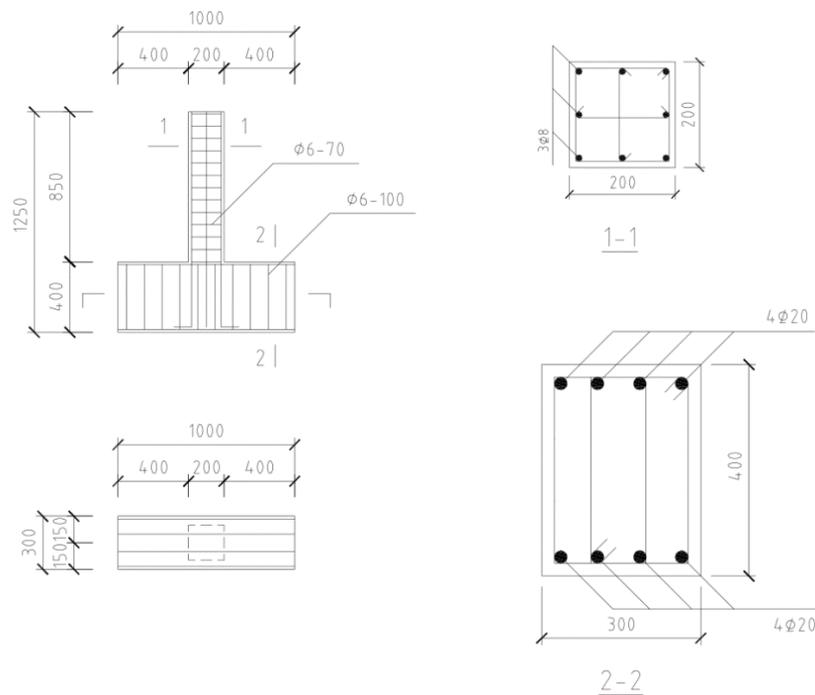


图 4.3 现浇柱的试件尺寸及配筋（单位：mm）

试验装置^[59]如图 4.4 所示。水平作动器的加载点距离柱底 750mm，轴力千斤顶球铰距离柱底 1030mm。试验的加载方案为竖直方向保持恒定的轴力，轴力大小为 140.78kN；水平方向采用位移控制，施加循环荷载。水平位移的加载制度为在预加载后由 10mm 开始，每级加载增加 5mm；达到 30mm 后，每级加载增加 10mm 直至 60mm；每级加载循环两次，具体加载制度如图 4.5 所示。

建立的现浇钢筋混凝土框架柱的模型如图 4.6 所示。模型的混凝土部分采用实体六面体单元，单元名称为 C3D8R；钢筋部分采用空间二节点桁架单元，单元名称为 T3D2。模型假定钢筋与混凝土的共同工作性能良好，不发生滑移，钢筋骨架通过 embedded 约束嵌入混凝土实体单元中。

柱底座的网格尺寸为 6mm，其余部分为 4mm。

模型的边界条件为柱底座的底面设为固定。加载情况为柱顶施加恒定的压强，

将试验的轴压力换算为压强后为 3.5Pa ；水平位移施加于一个参考点上，参考点与钢板耦合（Coupling），钢板绑定（Tie）于柱侧面。这样可以防止加载处出现局部破坏。



图 4.4 试验装置

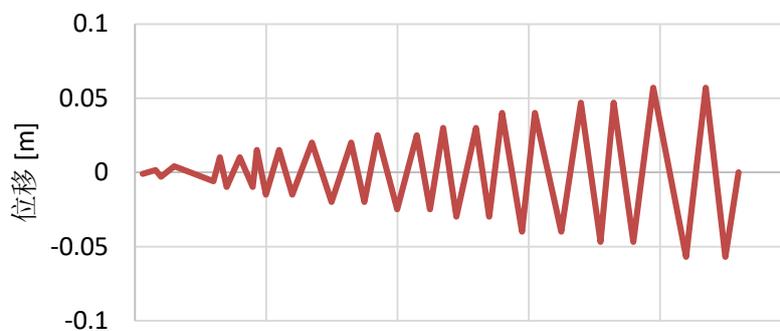


图 4.5 水平位移加载制度

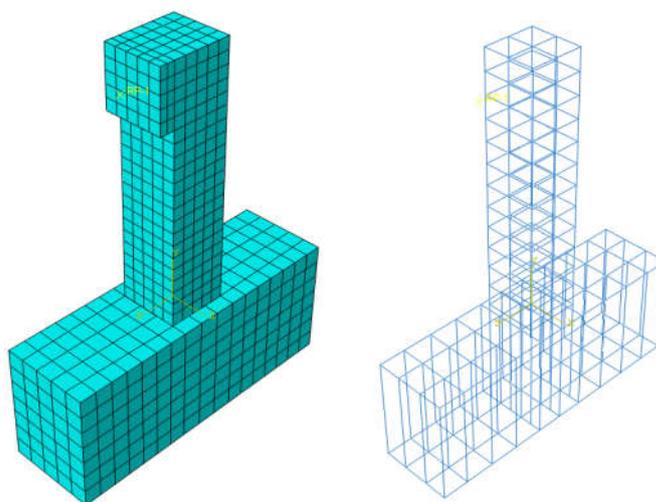


图 4.6 现浇柱的有限元模型

4.3.1 混凝土材料模型参数

ABAQUS 中广泛使用的混凝土材料模型为混凝土损伤塑性 (concrete damage plastic, 以下简称 CDP) 模型, 该模型引入损伤变量对混凝土的弹性模量进行折减, 从而考虑混凝土卸载刚度随应变增大而退化的特点, 因此适用于循环荷载作用的情况。同时, CDP 模型还考虑了混凝土材料的“单边效应”, 即受力状态出现正负交替时, 弹性模量会部分恢复。ABAQUS 的 CDP 模型采用受压刚度恢复系数 w_c 和受拉刚度恢复系数 w_t , 分别控制受压刚度和受拉刚度的恢复。例如, 当材料由受拉转变为受压时, 受压刚度恢复系数的作用效果如图 4.7 所示。当 $w_c = 1$ 时, 刚度完全恢复为未损伤时的状态; 当 $w_c = 0$ 时, 刚度不恢复。ABAQUS 默认的取值为 $w_c = 1$, $w_t = 0$ 。这是假定受拉裂缝闭合, 引起受压刚度的恢复; 而受压破碎的裂缝不会在受拉时闭合。在试验中, 受压刚度并不能完全恢复, 因此本节将讨论 w_c 的合理取值。

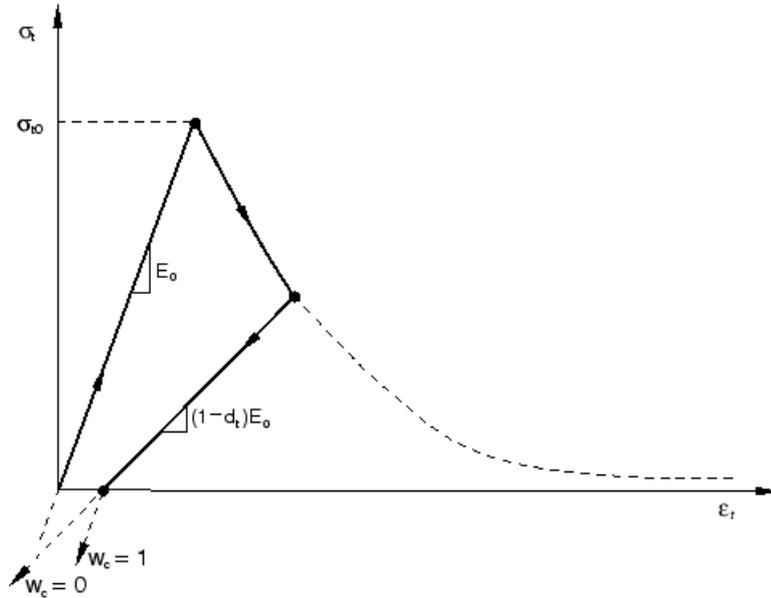


图 4.7 受压刚度恢复系数示意图

(1) 损伤变量计算方法

张劲等^[51]提出的损伤变量计算方法通过假定非弹性应变中等效塑性应变所占比例而推导而来。假设 ϵ_c^{in} 中 $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ 所占比例为 β_c , 那么损伤变量 d_c 的计算公式如下:

$$d_c = 0 \quad \epsilon_c \leq \epsilon_{c,r} \quad (4.1)$$

$$d_c = \frac{(1 - \beta_c)\varepsilon_c^{in} E_0}{\sigma_c + (1 - \beta_c)\varepsilon_c^{in} E_0} \quad \varepsilon_c$$

$$> \varepsilon_{c,r} \quad (4.2)$$

其中, $\varepsilon_{c,r}$ 表示峰值受压强度对应的应变, 简称峰值压应变。

假设 ε_t^{in} 中 ε_t^{pl} 所占比例为 β_t , 那么损伤变量 d_t 的计算公式如下:

$$d_t = 0 \quad \varepsilon_t$$

$$\leq \varepsilon_{t,r} \quad (4.3)$$

$$d_t = \frac{(1 - \beta_t)\varepsilon_t^{in} E_0}{\sigma_t + (1 - \beta_t)\varepsilon_t^{in} E_0} \quad \varepsilon_t$$

$$> \varepsilon_{t,r} \quad (4.4)$$

其中, $\varepsilon_{c,r}$ 表示极限受压强度对应的应变。根据张劲等^[51]的经验, β_c 的建议取值为0.35~0.7, β_t 为0.5~0.95。本文中, 取 $\beta_c = 0.6$, $\beta_t = 0.9$ 。

周青松等^[60]提出的损伤变量计算方法将峰值应变与应变的函数作为损伤变量。具体公式如下:

$$d_c = 0 \quad \varepsilon_c$$

$$\leq \varepsilon_{c,r} \quad (4.5)$$

$$d_c = 1 - \left(\frac{\varepsilon_{c,r}}{\varepsilon_c}\right)^n \quad \varepsilon_c$$

$$> \varepsilon_{c,r} \quad (4.6)$$

$$d_t = 0 \quad \varepsilon_t$$

$$\leq \varepsilon_{t,r} \quad (4.7)$$

$$d_t = 1 - \left(\frac{\varepsilon_{t,r}}{\varepsilon_t}\right)^n \quad \varepsilon_t$$

$$> \varepsilon_{t,r} \quad (4.8)$$

其中, n 为与曲线形状相关的常数, 本文取 $n=1$ 。

赖少颖等^[45]由 Lemaitre 提出的损伤演化方程推导了损伤变量的计算方法, 形式如下:

$$d_c$$

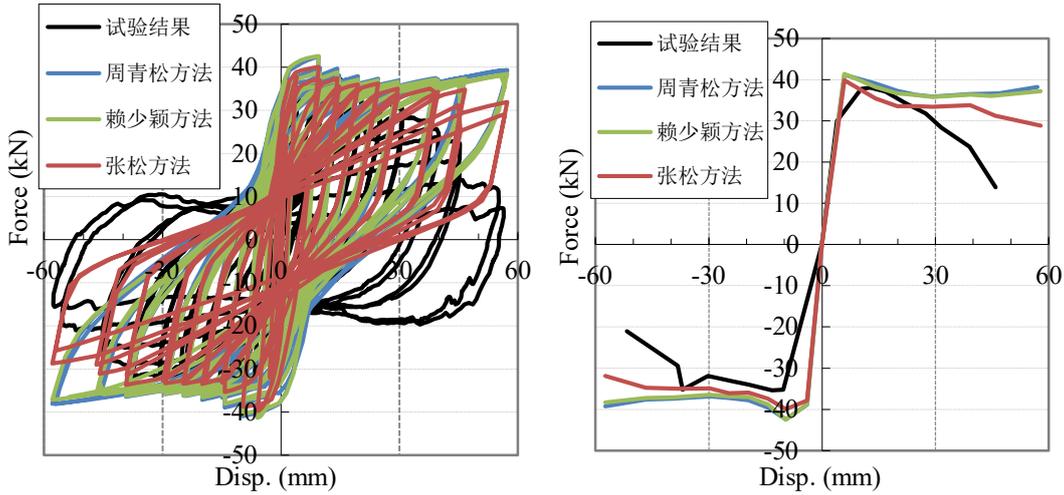
$$= 1 - \left(\frac{\sigma}{\sigma_{c0}}\right)^\alpha \quad (4.9)$$

= 1

$$-\left(\frac{\sigma}{\sigma_{t0}}\right)^\alpha \quad (4.10)$$

其中, $\sigma_{c0} = E_0 \varepsilon_{c,r}$, 表示混凝土未损伤时的峰值强度; α 为控制损伤发展的系数。

当 α 始终取 1 时, 损伤发展曲线最平缓。本文取 $\alpha = 1$ 。



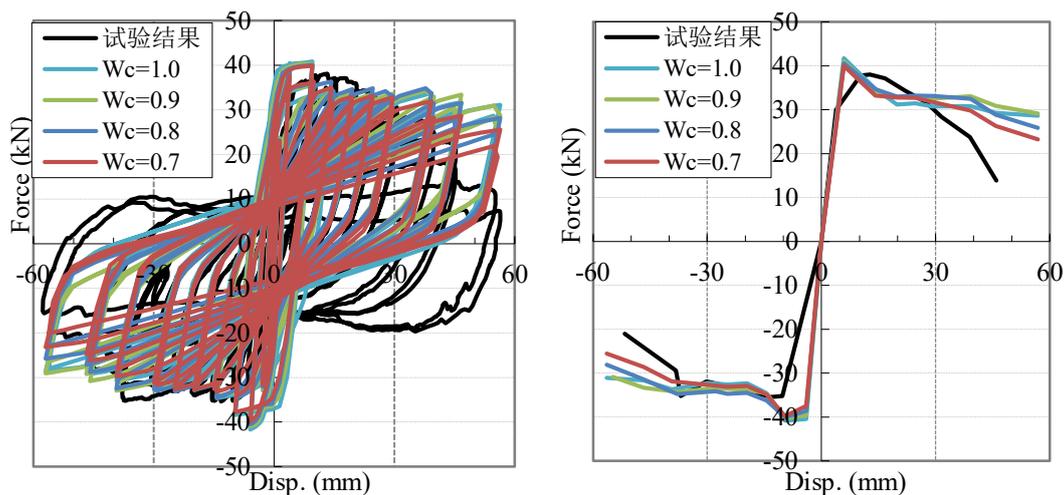
(1) 不同损伤变量计算方法的滞回曲线 (2) 不同损伤变量计算方法的骨架曲线

图 4.8 损伤变量计算方法的选择

本文分别应用上述三种方法对现浇柱的拟静力试验进行数值模拟。数值模拟得到的滞回曲线和骨架曲线与试验结果的对比如图 4.8 所示。通过对比可以发现, 采用张劲^[51]方法的模拟结果与试验结果最接近。因此, 本文将选择张劲方法作为混凝土材料的 CDP 模型损伤变量计算方法。

(2) 受压刚度恢复系数

CDP 模型的受压刚度恢复系数表示混凝土从受拉状态转入受压状态时混凝土材料的抗压刚度恢复程度。在拟静力试验中, 混凝土会经历拉、压的反复作用, 所以这个参数在数值模拟中影响很大。当 $w_c = 0$ 时, 不考虑材料刚度的恢复; 当 $w_c = 1$ 时, 则表示材料的抗压刚度能够完全恢复; 本文将从 $w_c = 1$ 开始之间, 以 -0.1 为增量, 讨论 w_c 的合理取值。



(1) 不同受压刚度恢复系数下的滞回曲线 (2) 不同受压刚度恢复系数下的骨架曲线

图 4.9 受压刚度恢复系数的选择

当 $w_c < 0.7$ 时, 计算无法收敛, 因此 w_c 的合理取值在 1.0 至 0.7 之间选择。不同受压刚度恢复系数下的滞回曲线和骨架曲线分别如图 4.9 所示。从图中可以看出, 当 $w_c = 0.7$ 时, 数值模拟结果的滞回曲线与骨架曲线最接近试验的结果, 因此本文将设置 $w_c = 0.7$ 用于后续的数字模拟。

4.3.2 钢筋材料模型

钢筋模型在 ABAQUS 提供的双折线模型和清华大学开发的考虑强度退化的随动强化模型^[61] (以下用 USteel02 指代) 中选择。

ABAQUS 提供的双折线模型的屈服准则选用适合延性金属材料的 Von.Mises 屈服准则, 即认为流动势面函数与屈服面函数相同; 钢材的强化法则采用考虑大变形的随动硬化准则 (Kinematic); 泊松比取 0.3。

USteel02 模型是一种带有刚度退化的随动硬化单轴本构模型。该模型在 Clough 提出的最大点指向型双线性模型的基础上进行了修改, 使得反向再加载时并不立即指向历史最大点, 而是先指向历史最大点对应应力的 0.2 倍; 考虑了累计损伤引起的强度退化; 在双折线骨架曲线的基础上加入了下降段, 以考虑构件的失效。

模型假定屈服后刚度为弹性阶段的 α 倍, 一般取 $\alpha = 0.001$; 反向再加载时, 首先按照卸载刚度加载至 $0.2f_{max}$, 即历史最大点对应应力的 0.2 倍; 随后, 指向历史最大点 (ϵ_{max}, f_{max}), 如图 4.10 所示。

模型采用的强度退化模型^[62]由公式 4.11 和公式 4.12 表达:

$$f_{yi} = f_{y1} \left(1 - \frac{E_{eff,i}}{3f_{y1}\epsilon_f(1-\alpha)} \right) \geq 0.3f_{y1} \quad (4.11)$$

$$E_{eff,i} = \sum \left[E_i \cdot \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_f} \right)^2 \right] \quad (4.12)$$

式中， f_{yi} 表示第*i*次循环的屈服强度； $E_{eff,i}$ 表示第*i*次循环的有效累积滞回耗能； E_i 表示第*i*次循环的滞回耗能； ε_i 表示第*i*次循环达到的最大应变； ε_f 表示钢筋混凝土构件在单调加载下失效时的受拉钢筋应变，建议取值为 $\varepsilon_f = 0.15\lambda_V/\lambda_N$ ，其中 λ_V 为构件的配筋特征值， λ_N 为构件的轴压比。当钢筋应变超过失效应变 ε_f 之后，骨架曲线将以 $0.5E_0$ 的刚度下降，直至完全失去强度。

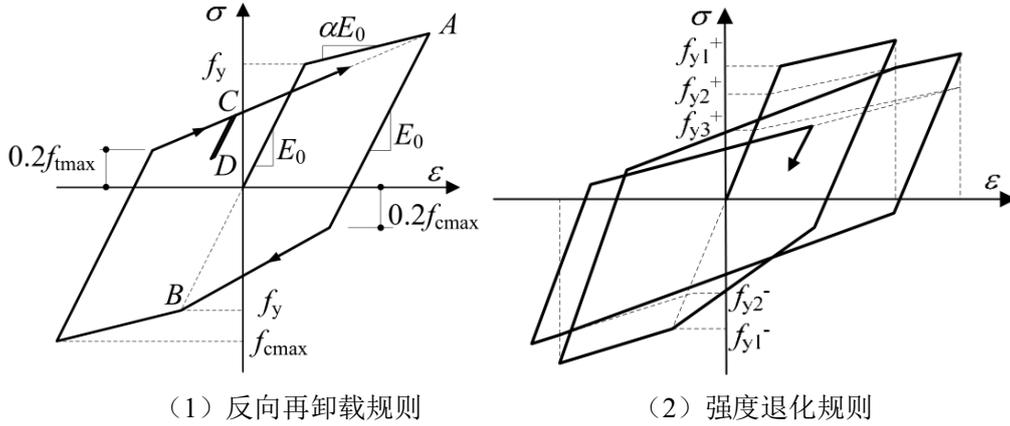


图 4.10 考虑强度退化的随动强化模型

本文将上述的两种钢筋材料模型分别应用于建立的有限元模型，对钢筋混凝土框架柱的拟静力试验进行数值模拟。数值模拟得到的滞回曲线和骨架曲线与试验结果的对比分别如图 4.11 所示。通过对比，可以发现采用 USteel02 模型的模拟结果与试验结果最接近。因此，本文将选择 USteel02 模型作为钢筋材料模型。

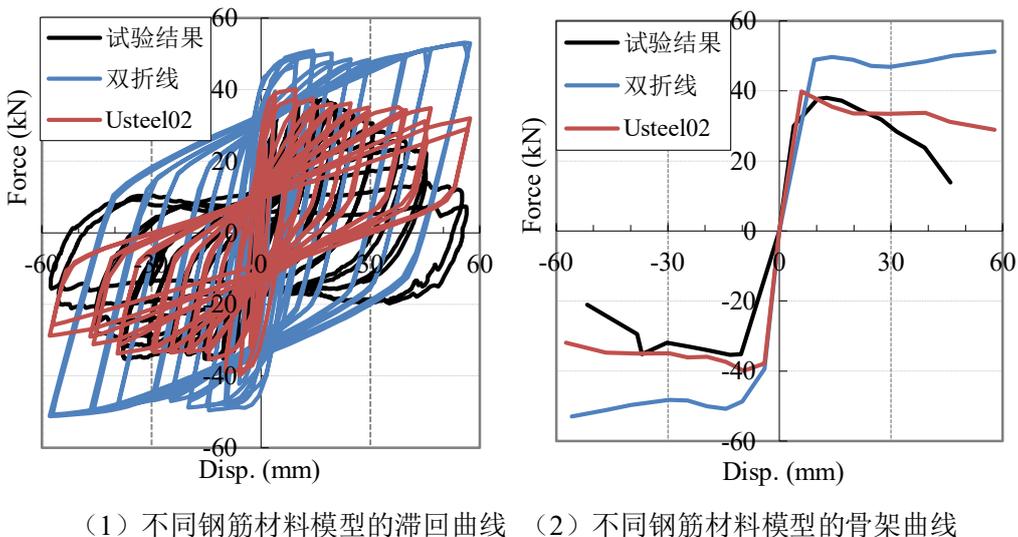


图 4.11 钢筋材料模型的选择

4.4 单调荷载作用下的缺陷影响

4.4.1 试件概况

(1) 缺陷工况

本文对单调加载的情况设置了四种缺陷工况，如图 4.12 所示。试件编号分别为 M-BM、M-D1、M-D2 和 M-D3，“M”表示单调加载，“BM”表示全部套筒灌浆饱满，“D1”表示一个套筒带有缺陷，“D2”表示两个套筒带有缺陷，“D3”表示三个套筒带有缺陷。缺陷的设置均为端部缺陷，缺陷长度为 4 倍钢筋直径。

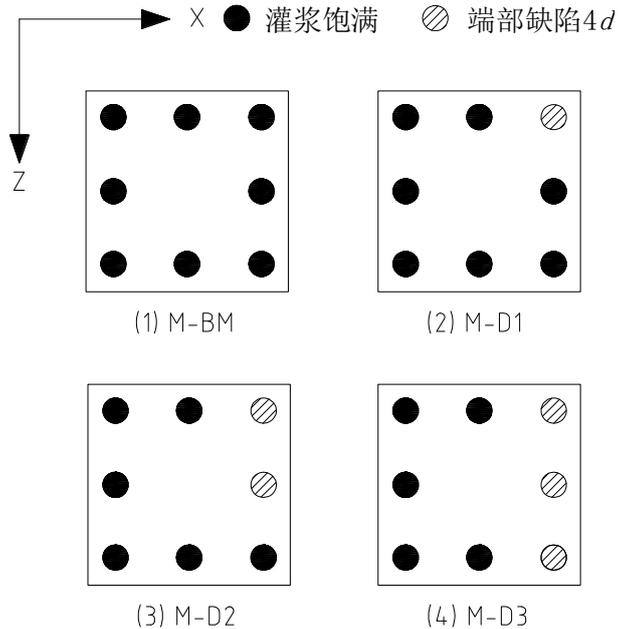


图 4.12 单调加载试件缺陷工况

(2) 加载情况

单调加载的数值模拟，沿柱顶施加恒定的压力 $p = 5.01\text{MPa}$ ，沿柱顶部的侧面施加位移，直到极限状态。位移方向为 x 轴正向，即使柱子在带有灌浆缺陷的套筒的一侧受拉。

由于试件为偏压，可能的极限状态为受压侧混凝土压碎破坏或受拉侧钢筋达到极限强度而破坏，因此数值模拟满足以下其中一点即停止加载：

- (i) 加载点反力开始下降且受压处混凝土受压破坏；
- (ii) 加载点反力不再增加且受拉钢筋达到极限强度。

4.4.2 承载力影响分析

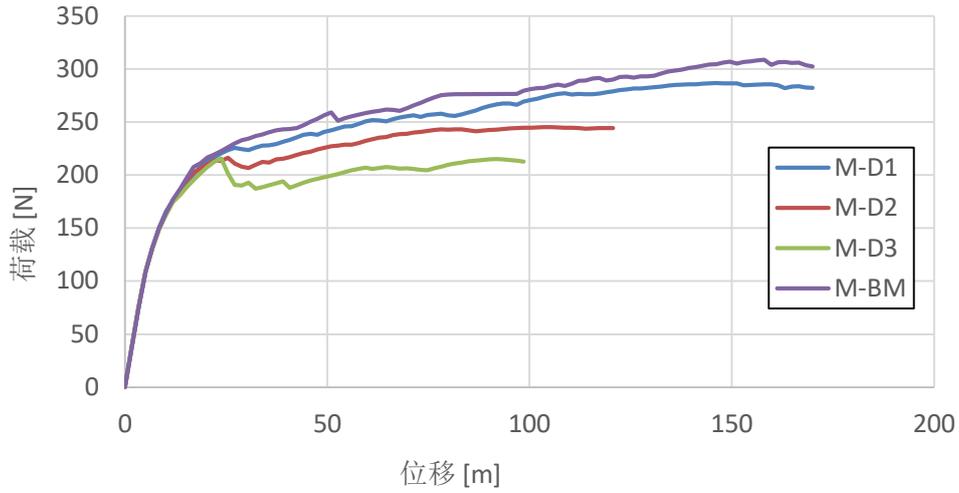


图 4.13 单调加载试件荷载-位移曲线

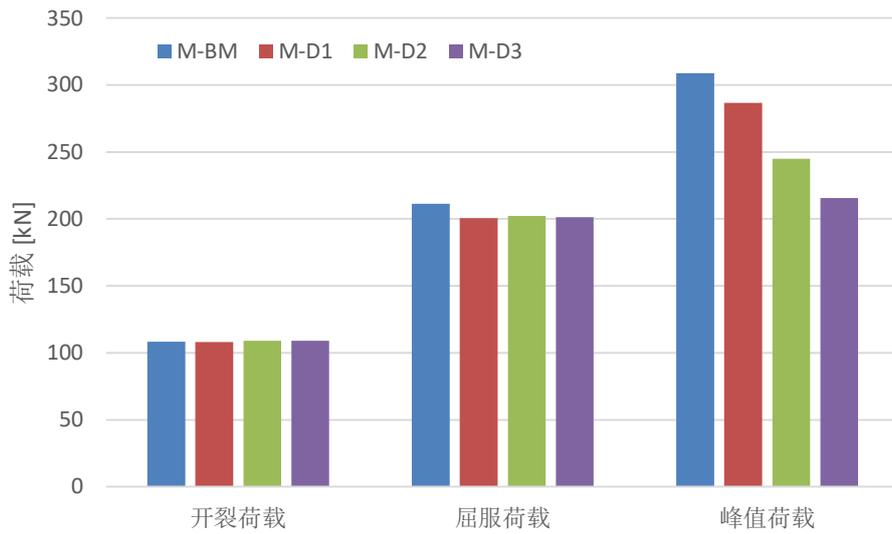


图 4.14 单调加载试件的承载力统计图

表 4.3 单调加载试件的承载力情况表

试件编号	试件工况	开裂荷载	屈服荷载	峰值荷载
M-BM	全部套筒灌浆饱满	108.4	211.2	308.7
M-D1	1 个缺陷套筒	108.1	200.5	286.5
M-D2	2 个缺陷套筒	109.1	202.3	244.9
M-D3	3 个缺陷套筒	109	201.3	215.6

单调加载试件的数值模拟的荷载-位移曲线和承载力情况分别如图 4.13、图

4.14 和表 4.3 所示。开裂荷载为混凝土出现受拉损伤（即受拉损伤变量大于 0）时的加载点反力，屈服荷载为受拉一侧的钢筋开始屈服时的加载点反力，峰值荷载为加载时程的加载点反力峰值。

从模拟结果可以看出，各试件的开裂荷载几乎相同；存在灌浆缺陷的试件的屈服荷载也几乎相同，并且略微小于全部套筒灌浆饱满的试件；各试件的峰值荷载随着存在灌浆缺陷的套筒个数的增加而下降，与 M-BM 相比，M-D1 的峰值荷载下降了 8%，M-D2 下降了 20%，M-D3 下降了 30%。

由此可见，套筒灌浆缺陷对于单调加载的装配式混凝土柱的承载力的影响规律如下：

（1）在弹性阶段，灌浆缺陷对单调加载的装配式混凝土柱的承载力没有影响；

（2）在塑性阶段，灌浆缺陷导致单调加载的装配式混凝土柱的峰值承载力下降，存在缺陷的套筒数量越多，承载力下降越大。

4.4.3 延性影响分析

本文通过考察各试件的延性系数来分析灌浆缺陷对单调加载的装配式混凝土柱的延性影响。延性系数 μ 的可按下式计算：

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4.13)$$

式中， Δ_u 为试件的极限破坏点位移； Δ_y 为试件的屈服点位移。

各试件的延性系数如图 4.15 所示。从图中可以看出，延性系数最大的是试件 M-D1，其次是 M-BM，然后是 M-D2，最小的是 M-D3。与试件 M-BM 相比，M-D1、M-D2 和 M-D3 的延性系数变化率分别为+12%、-20%和-57%。

与试件 M-BM 相比，M-D1 的延性系数有所增加而 M-D2、M-D3 减小，这是两种因素同时作用的结果。首先，由于灌浆缺陷导致套筒连接的钢筋出现滑移；其次，灌浆缺陷导致构件承载力下降，但是下降幅度较小。相比较而言，M-D2 和 M-D3 由于灌浆缺陷导致的承载力下降幅度远远大于 M-D1，导致试件较早发生破坏。

由此可见，当灌浆缺陷较小时，套筒灌浆缺陷导致单调加载的装配式混凝土柱的延性有所增加；当灌浆缺陷较大时，套筒灌浆缺陷导致单调加载的装配式混凝土柱的延性显著下降。

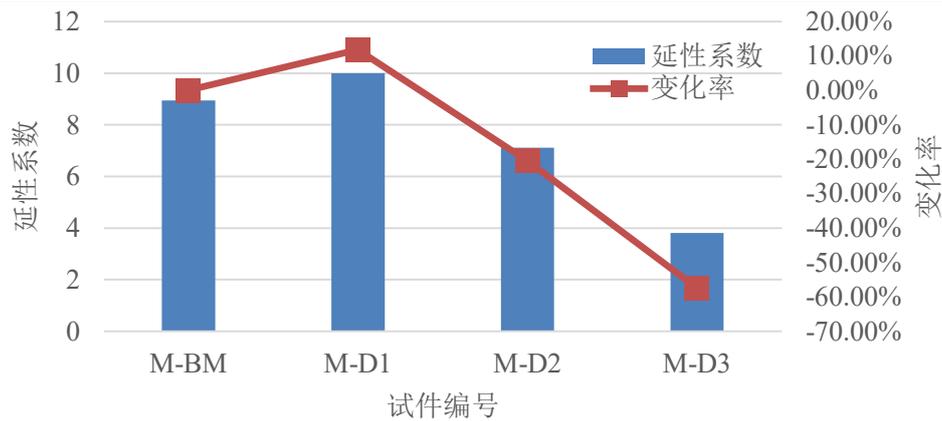


图 4.15 单调加载试件的延性系数

4.5 循环荷载作用下的缺陷影响

4.5.1 试件概况

(1) 缺陷工况

本文对循环加载的情况设置了四种缺陷工况，如图 4.16 所示。试件编号分别为 C-BM、C-D1、C-D2 和 C-D3，“C”表示循环往复加载，“BM”表示全部套筒灌浆饱满，“D1”表示一个套筒带有缺陷，“D2”表示两个套筒带有缺陷，“D3”表示三个套筒带有缺陷。缺陷的设置端部缺陷，缺陷长度为 4 倍钢筋直径。

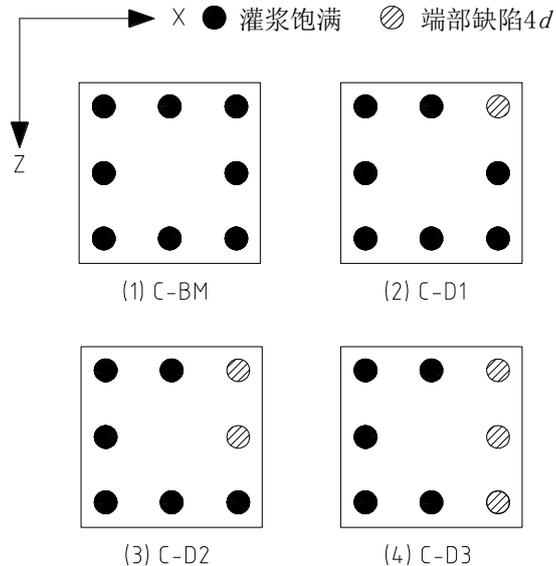


图 4.16 循环往复加载试件缺陷工况

(2) 加载情况

循环往复加载的数值模拟，沿柱顶施加恒定的压力 $p=5.01\text{MPa}$ ，沿柱顶部的

侧面施加往复位移，直到极限状态。位移的方向约定为使有缺陷的套筒一侧受压为正，使有缺陷的套筒一侧受压为负。往复位移的幅值如图 4.17 所示。

当数值模拟满足以下承载力下降 20% 则停止加载。

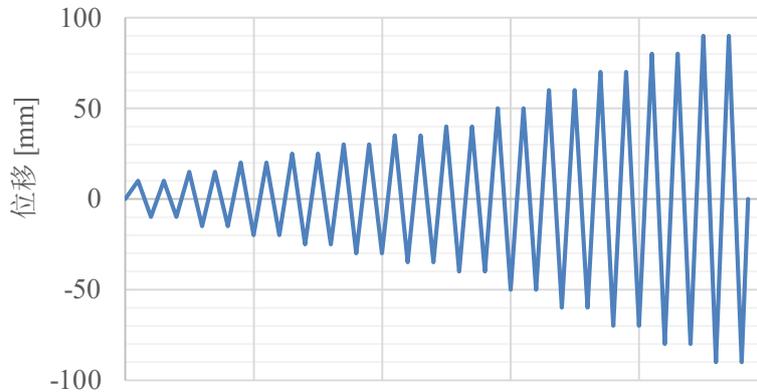


图 4.17 加载位移幅值

4.5.2 模拟结果试验验证

(1) 破坏形态

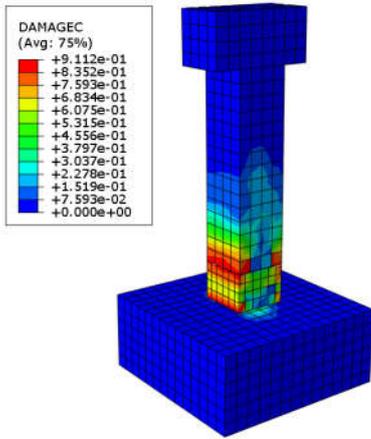
图 4.18 展示了数值模拟的各试件的破坏形态与文献^[41]试验结果的对比图。图中的受压损伤变量为达到峰值荷载时的混凝土受压损伤变量，该值代表了混凝土材料的刚度退化情况以及材料的损伤。从图中可以看出，各试件的数值模拟结果与试验结果相吻合。全部套筒灌浆饱满的试件 C-BM 的受压损伤变量的最大值位于柱底和套筒段上方，破坏模式为柱底部和套筒段的混凝土压碎破坏；带有一个灌浆缺陷套筒的试件 C-D1 的受压损伤变量的最大值位于柱底和套筒段上方，破坏模式为柱底部和套筒段的混凝土压碎破坏；带有两个灌浆缺陷套筒的试件 C-D2 的受压损伤变量的最大值位于柱底，破坏模式为柱底部的混凝土压碎破坏；带有三个灌浆缺陷套筒的试件 C-D3 的受压损伤变量的最大值位于柱底，破坏模式为柱底部的混凝土压碎破坏。

受拉损伤变量代表了混凝土材料的刚度退化情况以及材料的损伤，图中的受拉损伤变量为试件首次出现受拉损伤时的值。从中我们可以发现，大于 0 的受拉损伤变量首先出现在柱底与套筒段上方，受拉裂缝从这里开始发展。这与试验观察到的结果是相符的。

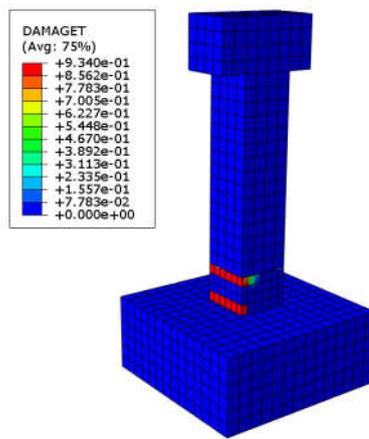
由此可见，套筒灌浆缺陷对装配式混凝土柱承受循环荷载的破坏形态有影响。当没有灌浆缺陷或带有缺陷的套筒个数较少时，柱的混凝土压碎破坏出现在柱底和套筒段上方；带有缺陷的套筒个数较多时，柱的混凝土压碎破坏只出现在柱底。

装配式混凝土柱由于套筒的存在，导致套筒段的刚度较大，混凝土材料的塑性发展于柱底和套筒段上方；对于存在灌浆缺陷的装配式混凝土柱，套筒灌浆缺

陷导致接头出现滑移, 存在灌浆缺陷较多的试件的柱身与柱底座连接松动, 柱底成为构件的薄弱部位, 从而导致套筒段上方的混凝土的塑性发展变缓。



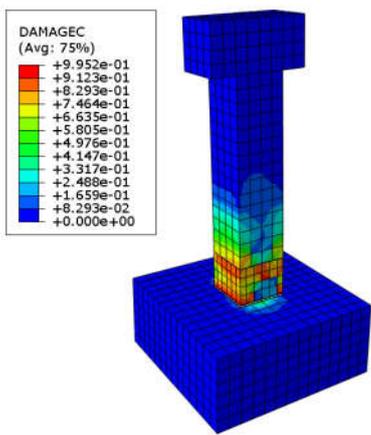
(1) C-BM 受压损伤变量



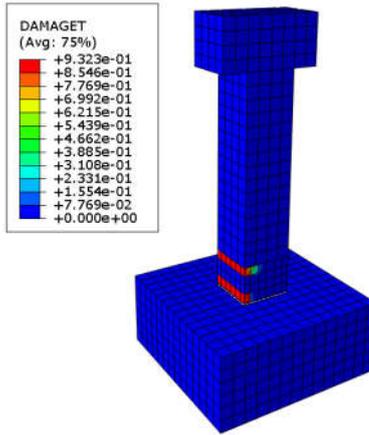
(2) C-BM 受拉损伤变量



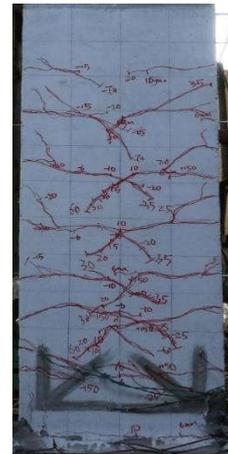
(3) C-BM 试验破坏形态



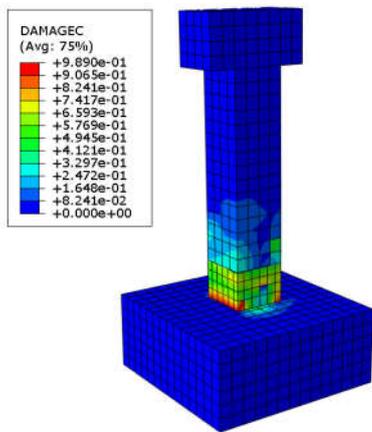
(4) C-D1 受压损伤变量



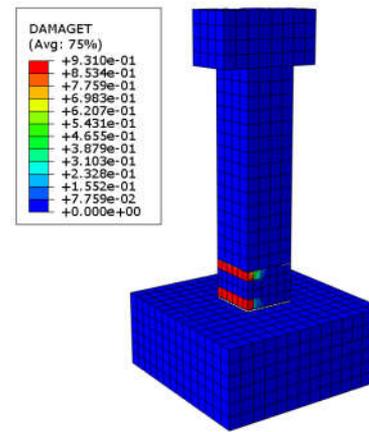
(5) C-D1 受拉损伤变量



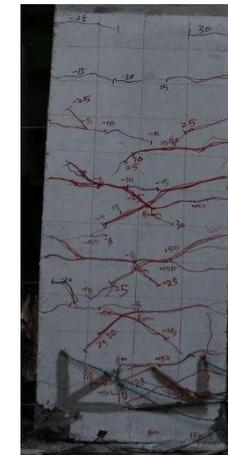
(6) C-D1 试验破坏形态



(7) C-D2 受压损伤变量



(8) C-D2 受拉损伤变量



(9) C-D2 试验破坏形态

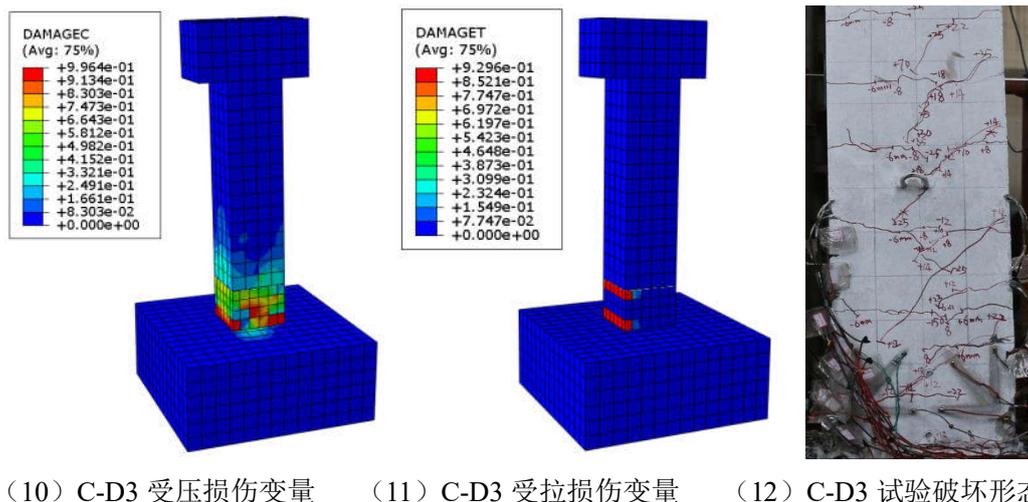
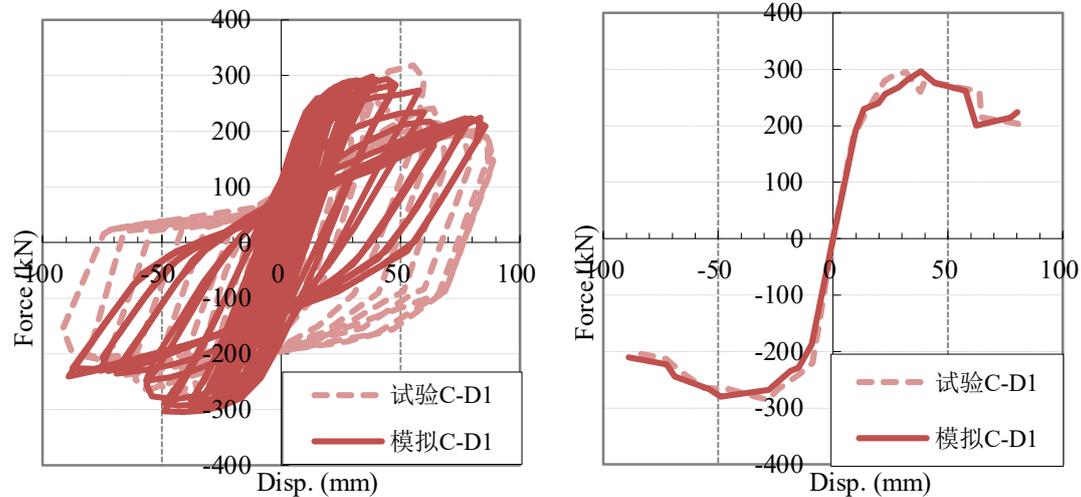
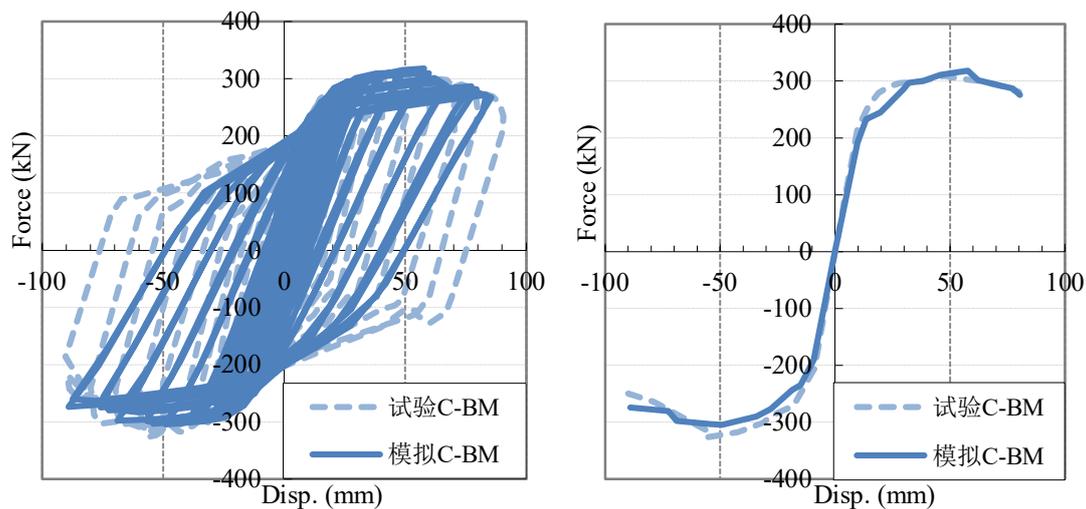


图 4.18 循环加载试件的破坏形态对比

(2) 受力情况



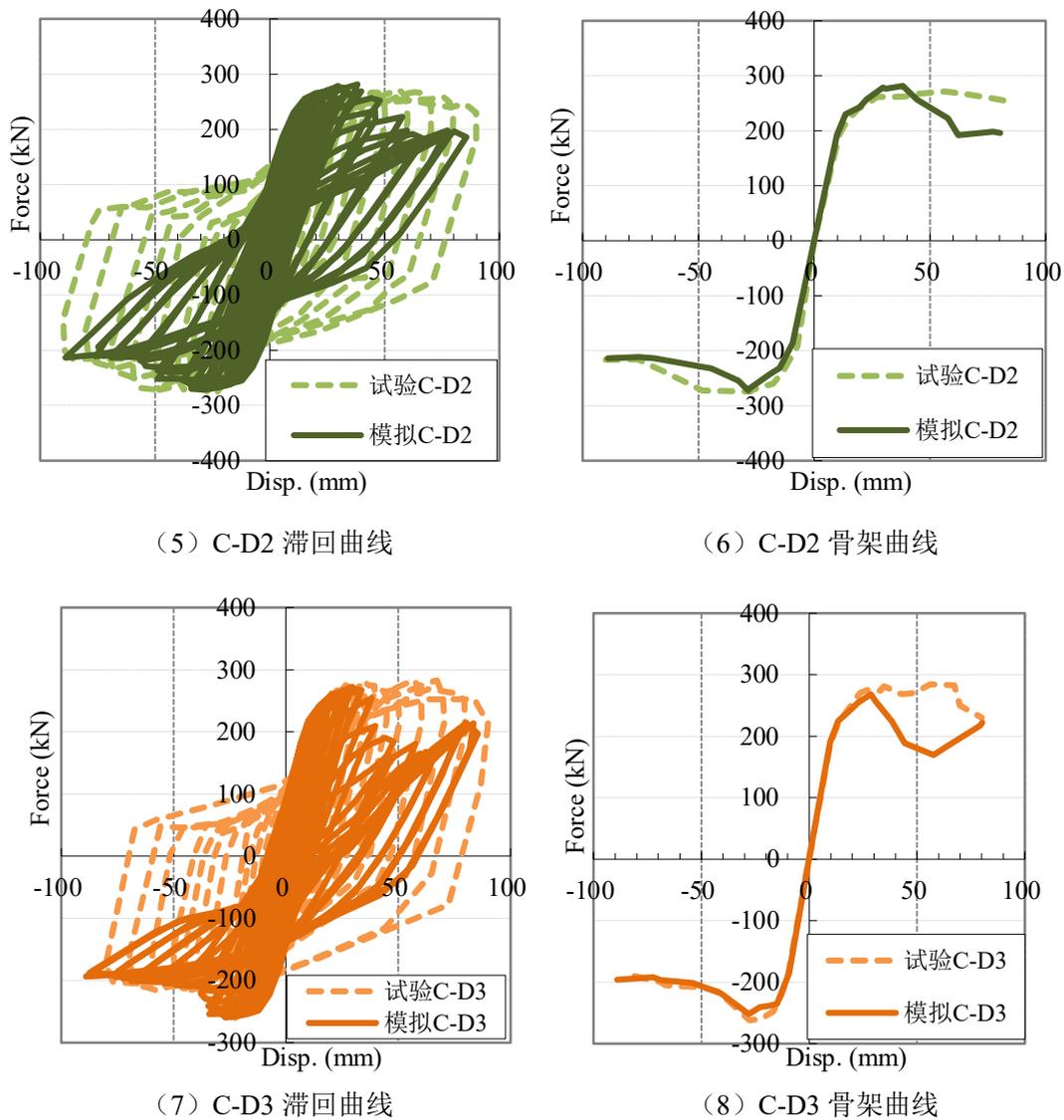


图 4.19 循环加载试件的承载力的模拟结果与试验对比

图 4.19 展示了数值模拟的各试件的滞回曲线、骨架曲线与试验结果的对比图。从图中我们可以看出，数值模拟结果与试验结果较为吻合。对于灌浆饱满的试件 C-BM，数值模拟结果的滞回曲线与骨架曲线几乎完全相同，卸载刚度与试验结果相比偏低。对于存在一个套筒缺陷的试件 C-D1，数值模拟结果的滞回曲线与骨架曲线几乎完全相同，卸载刚度与试验结果相比偏低。对于存在两个套筒缺陷的试件 C-D2，数值模拟的结果在线性段与试件结果基本吻合；峰值荷载与试件结果基本相同；正向和负向荷载下降与试验结果相比更剧烈；卸载刚度与试验结果相比偏低，同时刚度退化比试验结果更剧烈，耗能能力与试验结果相比偏低。对于存在三个套筒缺陷的试件 C-D3，数值模拟的结果在线性段与试件结果基本吻合；负方向的峰值荷载以及荷载下降与试件结果基本相同；正方向的峰值

荷载低于试验结果，荷载下降与试验结果相比更剧烈；卸载刚度与试验结果相比偏低，同时刚度退化比试验结果更剧烈，耗能能力与试验结果相比偏低。

对于弹性阶段，数值模拟的结果与试验结果在线性段吻合良好。对于塑性阶段，灌浆饱满试件和缺陷较小的试件的模拟结果与试验基本吻合；缺陷较大的试件的负方向荷载下降段与试验结果相差不大，正方向荷载下降段与试验结果相比更剧烈；在耗能能力上的模拟结果吻合结果较差。

模拟结果与试验结果相比，主要存在两个主要的区别。第一，缺陷较大的试件在正方向的荷载下降幅度与试验结果相差较大，负方向则没有这样的缺点；第二，负方向的卸载刚度的退化与试验结果相差较大。出现这样的问题，可能的原因是用于模拟灌浆缺陷的弹簧单元不能较好模拟有缺陷套筒由受拉转为受压的力学行为，钢筋未能与混凝土共同受力，导致混凝土材料过早受压破坏。这也可能是导致试件 C-D3 的承载力在达到峰值荷载后迅速下降后上升的原因。该问题可通过自定义单元解决。通过自定义单元，可针对循环荷载作用下的有缺陷套筒的力学行为，定义相应的卸载与重加载路径，以及与循环次数相关的粘结强度退化规则等。

总的来说，数值模拟对试件的承载力和相应的位移的模拟结果与试验基本吻合，能够反应灌浆缺陷对套筒灌浆连接构件的承载力和延性方面的影响。因此，本文将针对承载力与延性，深入分析循环荷载作用下灌浆缺陷对装配式混凝土柱的性能影响。

4.5.3 承载力影响分析

各试件的数值模拟结果的承载力情况如表 4.4 所示。带有缺陷的试件的承载力与全部灌浆饱满试件的承载力对比如图 4.20 所示。

表 4.4 循环加载试件的承载力统计表

正方向	试件	开裂荷载 (kN)	屈服荷载 (kN)	峰值荷载 (kN)	极限荷载 (kN)
	C-BM	127.5	181.7	317.9	275.5
C-D1	127.4	180.6	296.0	224.0	
C-D2	127.7	179.9	295.0	207.0	
C-D3	127.3	179.0	272.9	221.0	
负方向	试件	开裂荷载 (kN)	屈服荷载 (kN)	峰值荷载 (kN)	极限荷载 (kN)
	C-BM	-142.1	-225.6	-304.8	-274.3
	C-D1	-142.0	-222.5	-280.5	-210.6
	C-D2	-141.2	-223.1	-272.0	-214.1
	C-D3	-141.7	-224.7	-251.9	-196.3

从图 4.20 中可以看出，各试件的开裂荷载基本相同；正方向的屈服荷载随

随着带有缺陷的套筒个数的增加而略微降低，负方向的屈服荷载随着带有缺陷的套筒个数的增加而略微增加；峰值荷载和极限荷载随着带有缺陷的套筒个数的增加而下降，负方向的变化比正方向的变化剧烈。

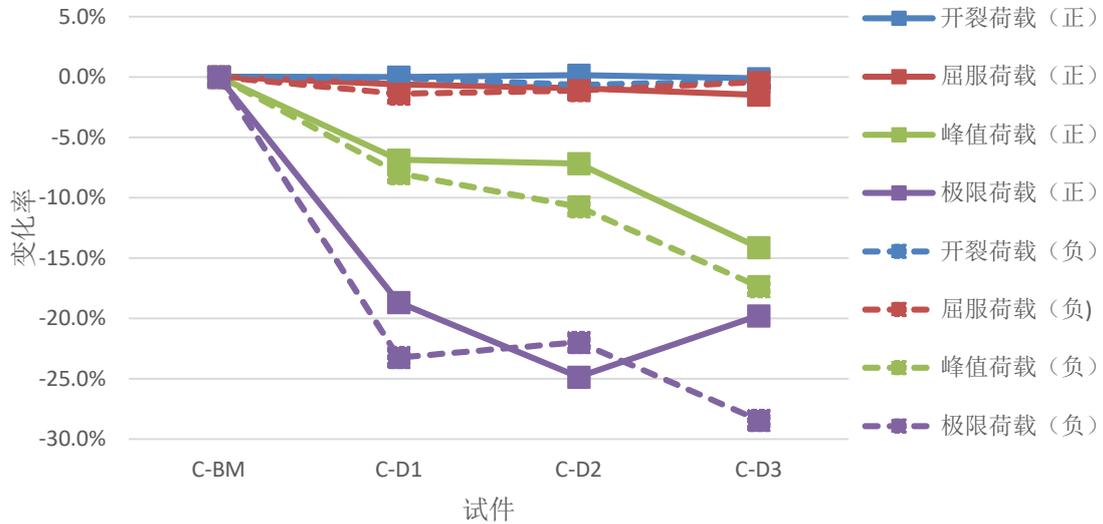
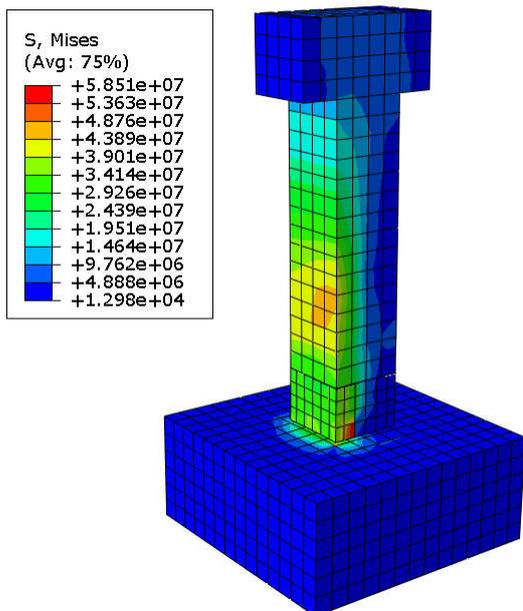


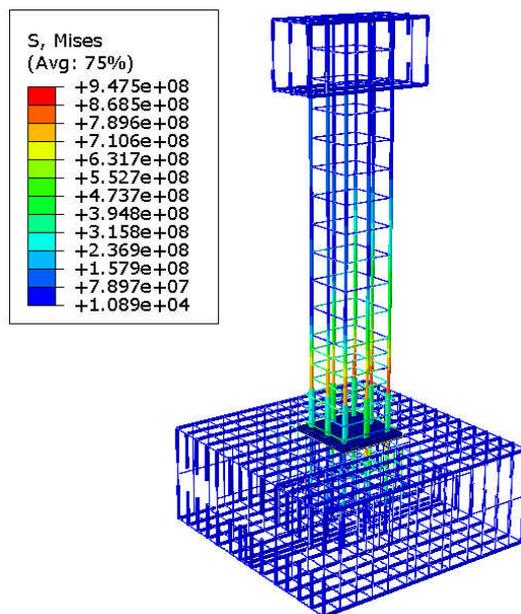
图 4.20 循环加载试件的承载力变化

图 4.21 展示了负方向峰值荷载状态下，各试件的混凝土、钢筋和套筒的应力分布云图。从图中可以看出，全部套筒灌浆饱满的试件 C-BM 的混凝土的应力最大点在受压面的侧面，表示受压区的混凝土已经破坏；C-D1 的混凝土的应力最大点同样在柱子受压面的侧面，表示受压区的混凝土已经破坏；C-D2 的混凝土的应力最大点在受压面的套筒段上方，表示受压区的混凝土已经破坏；C-D3 的混凝土的应力最大点在受压面的柱底，表示受压区混凝土尚未破坏。C-BM 的受压钢筋没有达到极限应力，所有的受拉钢筋都达到了屈服应力；带有灌浆缺陷的套筒的受压钢筋达到了极限应力，与有灌浆缺陷套筒连接的受拉钢筋没有达到屈服应力，与灌浆饱满的套筒连接的受拉钢筋达到了屈服应力。

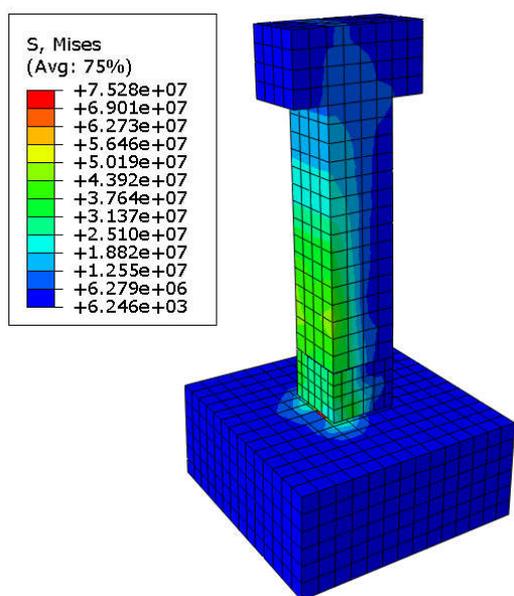
由此可见，循环荷载作用下，灌浆缺陷的存在对装配式混凝土柱的弹性阶段的承载力影响很小，对塑性阶段的承载力影响较大。存在灌浆的缺陷的套筒灌浆接头随着构件承受的位移增大发生滑移，导致连接的钢筋无法达到屈服强度，进而导致承载力降低。



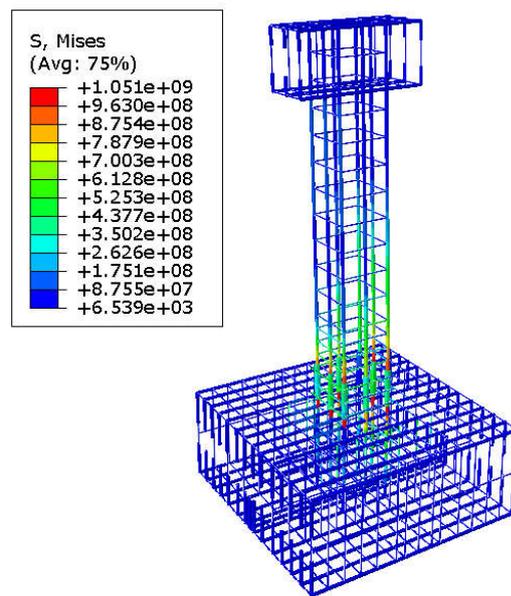
(1) C-BM 试件的混凝土应力云图



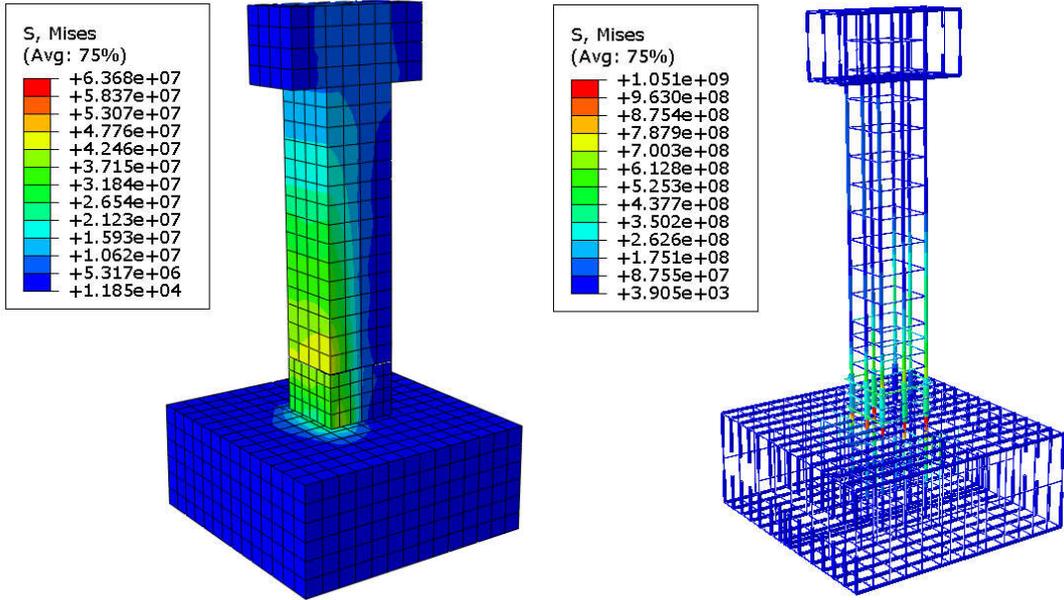
(2) C-BM 试件的钢筋和套筒应力云图



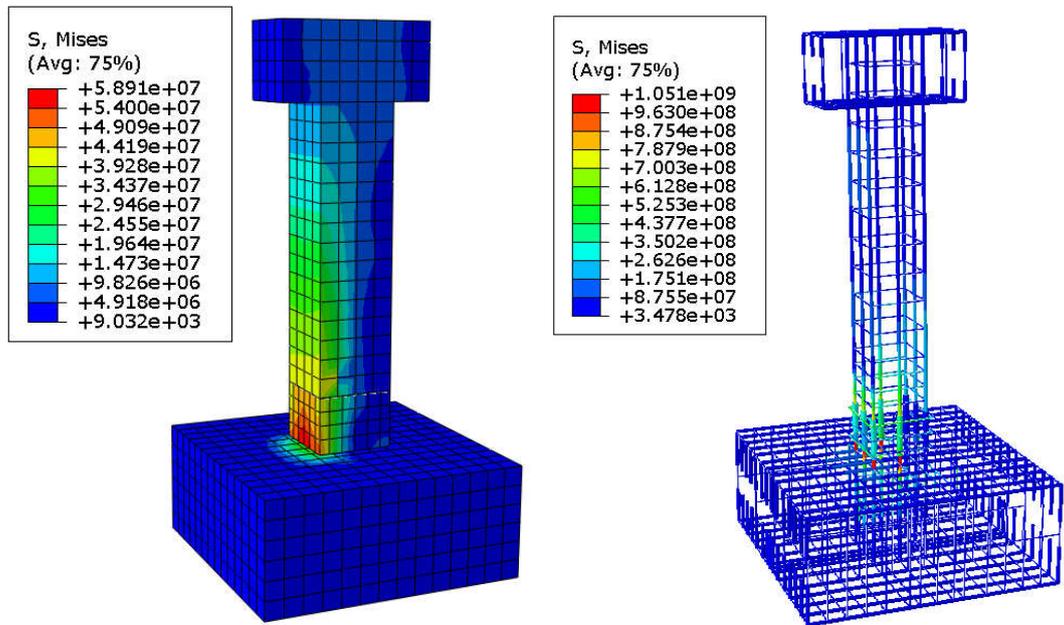
(3) C-D1 试件的混凝土应力云图



(4) C-D1 试件的钢筋和套筒应力云图



(5) C-D1 试件的混凝土应力云图 (6) C-D1 试件的钢筋和套筒应力云图



(7) C-D1 试件的混凝土应力云图 (8) C-D1 试件的钢筋和套筒应力云图

图 4.21 装配式混凝土柱的混凝土和钢筋应力云图

灌浆缺陷对装配式混凝土柱在循环荷载作用下的影响规律如下：

- (1) 在弹性阶段，灌浆缺陷对装配式混凝土柱的承载力几乎没有影响。
- (2) 在塑性阶段，灌浆缺陷对构件的屈服荷载影响较小；灌浆缺陷将导致峰值荷载和极限荷载下降，灌浆缺陷位于受拉侧时，承载力下降更多。

4.5.4 延性影响分析

考察试件在各级循环的等效刚度可以研究灌浆缺陷对装配式混凝土柱的变形能力的影响。等效刚度 K_i 的定义为第 i 级循环的峰值荷载点的荷载 F_i 与位移的 Δ_i 比值，如下式所示：

$$K_i = \frac{F_i}{\Delta_i} \quad (4.14)$$

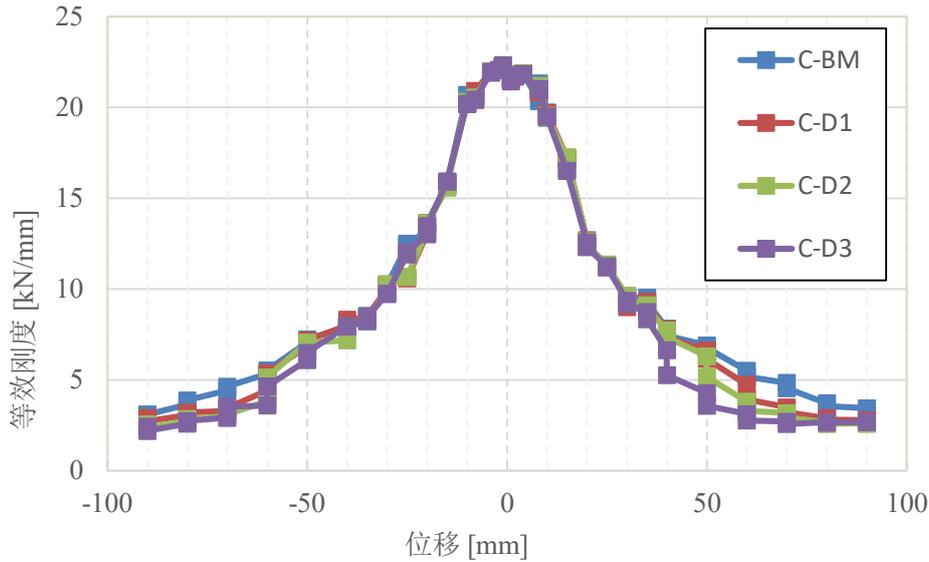


图 4.22 循环加载试件的等效刚度

各循环加载试件的等效刚度如图 4.22 所示。在位移较小的循环，构件尚未屈服时，刚度退化幅度较小，各试件的刚度退化程度差别不大；随着位移的增加，构件屈服，每级循环的刚度退化幅度较大，各试件的刚度退化程度差别不大；位移继续增加，构件达到峰值荷载之后，每级循环的刚度退化幅度减小，各构件的刚度退化程度出现明显差异，随着灌浆缺陷的增加，刚度退化更严重。

为了更直观地表示灌浆缺陷对构件延性的影响，可以计算各试件的延性系数。循环荷载作用下的延性系数 μ 的可按下式计算：

$$\mu = \frac{|\Delta_u^+| + |\Delta_u^-|}{|\Delta_y^+| + |\Delta_y^-|} \quad (4.15)$$

式中， Δ_u^+ 为试件的正方向极限破坏点位移， Δ_u^- 为试件的负方向极限破坏点位移； Δ_y^+ 为试件的正方向屈服点位移， Δ_y^- 为试件的负方向屈服点位移。

各试件的延性系数如图 4.23 所示。从图中可以看出，延性系数最大的是试

件 C-BM，其次是 C-D1，然后是 C-D2，最小的是 C-D3。与试件 C-BM 相比，C-D1、C-D2 和 C-D3 的延性系数变化率分别为-20%、-38%和-51%。

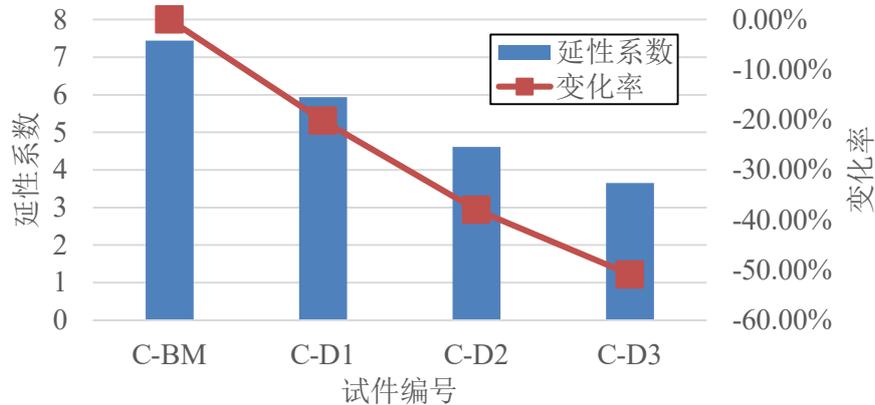


图 4.23 循环加载试件的延性系数

由此可见，在弹性阶段，灌浆缺陷对装配式混凝土柱的延性影响不大；在塑性阶段，当位移较大时，灌浆缺陷导致循环加载的装配式混凝土柱的延性显著降低。

4.6 本章小结

本章建立了带有灌浆缺陷的装配式混凝土柱的数值模拟方法，该模拟方法考虑了装配式混凝土柱的垫浆层和灌浆缺陷。利用 ABAQUS 有限元平台的粘结单元模拟柱身通过垫浆层与柱底座的粘结，以及在承受荷载时的开裂。利用弹簧单元将第三章建立的考虑灌浆缺陷的粘结滑移模型引入装配式混凝土柱的模拟中，将灌浆缺陷对套筒灌浆接头的性能影响扩展至构件层面。基于本章建立的数值模拟方法，对装配式混凝土柱在单调荷载和循环荷载作用下的灌浆缺陷影响进行了分析，并基于一个装配式混凝土柱的拟静力试验验证了模拟方法的有效性。主要的研究结论如下：

(1) 本章建立的数值模拟方法能有效模拟灌浆缺陷对装配式混凝土柱的承载力、刚度和延性等性能的影响。粘结单元能有效模拟装配式混凝土柱的灌浆层的粘结与失效；弹簧单元能利用考虑灌浆缺陷的钢筋灌浆料粘结滑移模型，通过与试验结果对比，验证了所提出的钢筋灌浆料粘结滑移模型的有效性。

(2) 单调荷载作用下，在弹性阶段，灌浆缺陷对装配式混凝土柱的承载力、刚度和延性等影响不大；塑性阶段，灌浆缺陷会导致装配式混凝土柱的承载力下降，延性降低。

(3) 循环荷载作用下，在弹性阶段，灌浆缺陷对装配式混凝土柱的承载力、刚度和延性影响不大；在塑性阶段，灌浆缺陷导致循环加载的装配式混凝土柱的

承载力下降，刚度退化程度更剧烈，延性降低。

第5章 结论与展望

5.1 结论

为了研究灌浆缺陷对套筒灌浆连接接头和构件的性能影响,本文进行了数值模拟研究。首先,建立了带有灌浆缺陷的套筒灌浆接头的精细化有限元模型,对多种灌浆缺陷工况进行了数值模拟并验证,对套筒灌浆接头的连接机理和灌浆缺陷对接头性能的影响机制进行了深入的分析;接着,梳理和总结了现有的粘结滑移模型,建立了考虑灌浆缺陷影响的钢筋灌浆料粘结滑移模型,为从接头到构件的数值模拟的奠定了基础;最后,建立了带有灌浆缺陷的装配式钢筋混凝土柱的有限元模型,对多种灌浆缺陷工况进行了数值模拟和试验验证,深入分析了灌浆缺陷对装配式混凝土柱在单调荷载作用和循环荷载作用下的性能影响。

通过上述研究,本文获得了以下结论:

(1) 本文建立的精细化的套筒灌浆接头的有限元数值模拟方法,能够准确模拟套筒灌浆接头的力学性能;能够有效模拟灌浆缺陷对接头性能的影响。

(2) 套筒灌浆接头的连接主要依靠钢筋、灌浆料和套筒之间的机械咬合作用。套筒灌浆连接接头在单向受拉时,灌浆料在钢筋横肋和套筒内壁环肋在轴向形成斜向的受压短柱,在径向受压,在环向受到微小的拉力。在这些力的共同作用下,钢筋的与套筒形成了稳固的连接。机械咬合引起的挤压程度分布不均,套筒内部最大,靠近开口处挤压减弱。同时,挤压效应向在远离套筒内壁环肋和钢筋横肋的方向递减。钢筋的在靠近套筒开口处的接触面会产生微小的滑移。

(3) 灌浆缺陷会影响套筒灌浆接头的连接性能,缺陷的位置与长度对接头性能产生不同的影响。缺陷长度越大,接头极限承载力越低,且接头的破坏形式会由钢筋拉断转变为钢筋拔出破坏。中部缺陷对接头的影响比端部缺陷严重。对于端部缺陷,当缺陷长度大于 2.5 倍钢筋直径时,接头发生钢筋拔出破坏;对于中部缺陷,当缺陷长度大于 1.5 倍钢筋直径时,接头发生钢筋拔出破坏。均布荷载导致连接性能下降更剧烈。

(4) 采用有效锚固长度能较好地描述多种灌浆缺陷类型对接头的连接性能的影响。有效锚固长度是指,在灌浆料与钢筋连续接触的锚固长度基础上,忽略未能形成稳固的锚固作用的长度。这样能体现出,由于缺陷存在导致灌浆料与钢筋的接触而出现间断,从而导致连接性能下降的原因。

(5) 现有粘结滑移模型大部分为经验模型,采用分段函数的形式,通过对试验结果进行统计分析从而确定各阶段特征点取值。本文建立的考虑灌浆缺陷影

响的钢筋灌浆料粘结滑移模型能有效模拟灌浆缺陷对接头连接性能的影响,并能应用于带有灌浆料的装配式混凝土柱的数值模拟中。

(6) 本文建立的带有灌浆缺陷的装配式混凝土柱的数值模拟方法能有效模拟灌浆缺陷对装配式混凝土柱的力学性能的影响。

(7) 单调荷载作用下,在弹性阶段,灌浆缺陷对装配式混凝土柱的承载力、刚度和延性等影响不大;塑性阶段,灌浆缺陷会导致装配式混凝土柱的承载力下降,延性降低。循环荷载作用下,在弹性阶段,灌浆缺陷对装配式混凝土柱的承载力、刚度和延性影响不大;在塑性阶段,灌浆缺陷导致循环加载的装配式混凝土柱的承载力下降,刚度退化更严重,延性降低。

5.2 展望

本文建立了带有灌浆缺陷的套筒灌浆接头和装配式混凝土柱的数值模拟方法,对所提出的方法进行了验证,并对灌浆缺陷在接头层面和构件层面的影响进行了深入分析。目前,研究工作还可以在以下方面进行深入:

(1) 在套筒灌浆接头的数值模拟中,本文所用的灌浆料本构模型仍不能完全模拟带有的缺陷的接头在拔出时的残余承载能力。后续可对灌浆料的材料性能进行深入研究,提出有效的灌浆料本构模型。

(2) 在装配式混凝土柱的数值模拟中,对柱的滞回性能模拟仍存在不足,后续开发自定义的材料模型和自定义的弹簧单元。

(3) 将灌浆缺陷对套筒灌浆接头的影响扩展至结构层面,研究灌浆缺陷对装配式混凝土框架的影响。

致谢

时光荏苒，三年的研究生学习就这样到了尾声。人们说，科研工作是在未知的迷雾中拓展人类知识的边界。这些或大或小的探索之所以能完成，必然要依靠于巨人的肩膀和温暖的目光。正是在许多人的帮助下，本文才能顺利完成。

首先，感谢我的导师唐和生副教授。唐老师渊博的学识，广阔的国际视野，严谨的治学态度都给我留下了非常深刻的印象。硕士学位论文从选题、方向的把握、资料的收集到修改、成稿，都渗透着导师的心血。与唐老师关于课题的交流讨论中，我获得很多有益的启发。正是这些启发拓展了本文的研究广度。

此外，还要感谢振动与控制研究室的薛松涛教授和谢丽宇老师。薛老师知识渊博，和蔼可亲，为我们分析了学术前沿动态，丰富了我们的国际视野，给我们传授了许多人生的经验。谢老师年轻有为，充满活力，对研究室帮助很大。

感谢博士生李大伟和我的同门陈杉杉所给予的帮助，在与你们的讨论中本文研究难点的解决有了很多可行的思路。感谢建工系的李锐学长对本研究的帮助。

同时还要感谢的有：张昕宇和郑学胜；博士生赵金海、宋琛琛、杨鹏超师兄，仝运佳师姐，郭雪媛、班鑫磊师妹；二年级硕士生张睿、徐康乾、陈实师弟，陈依珂、林庄慧师妹；一年级硕士生薛智奇师妹，赵涛涛、王云骞、陈子旸和管帅师弟；已出站的博士后张毅捷师姐；已毕业的博士苏瑜师姐；已毕业的硕士黄志云师姐，杨桂权、蒋灿、李林、余必龙师兄。感谢你们在学习和生活中给我的帮助，与你们的友谊是我人生中的一大笔财富。

感谢我的父母，是你们的关系和支持给了我坚持下去的力量。

感谢所有曾经帮助、关心和支持我的人，愿你们能够度过幸福的一生。

凌塑奇
2018年6月

参考文献

- [1]赵唯坚. 超高强材料与装配式结构. 第21届全国结构工程学术会议. 沈阳, 2012, 87-97
- [2] Splice Sleeve North America Inc. Splice-Sleeve North America-Historical Events. <http://www.splicesleeve.com/history.html>, 2018/04/12
- [3] Park Robert. A Perspective on the Seismic Design of Precast Concrete Structures in New Zealand. *Pci Journal*, 1995, Vol.40(3): 40-60
- [4] Restrepo Jose I., Park Robert, Buchanan Andrew H. Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames. *Pci Journal*, 1995, Vol.40(4): 44-61
- [5]中国建筑标准设计研究院. JGJ 1-2014. 装配式混凝土结构技术规程. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014/2/10
- [6]北京榆构有限公司. JG/T 408-2013. 钢筋连接用套筒灌浆料. 北京: 中国标准出版社, 2013/5/24
- [7]中国建筑科学研究院. JG/T398-2012. 钢筋连接用灌浆套筒. 北京: 中国标准出版社, 2012/10/29
- [8] Hayashi Yoshihisa, Shimizu Ryohei, Nakatsuka Tadashi, Suzuki Kazuo. Bond Stress-Slip Characteristics of Reinforcing Bars in Grout-Filled Coupling Steel Sleeves. *Journal of Structural & Construction Engineering Transactions of Aij*, 1994, Vol.59(462): 131-139
- [9] Hayashi Yoshihisa, Nakatsuka Tadashi, Miwake Ichiro, Suzuki Kazuo. Mechanical Performance of Grout-Filled Coupling Steel Sleeves Under Cyclic Loads. *Journal of Structural & Construction Engineering*, 1997, Vol.62(496): 91-98
- [10] Einea Amin, Yamane Takashi, Tadros Maher K. Grout-Filled Pipe Splices for Precast Concrete Construction. *Pci Journal*, 1995, Vol.40(1): 82-93
- [11] Kim Yong-mook. A study of pipe splice sleeves for use in precast beamn-column connections: [Master]: University of Texas at Austin, 2000
- [12] Jansson Peter O. Evaluation of Grout-Filled Mechanical Splices for Precast Concrete Construction. Michigan: Michigan Department of Transportation, 2008
- [13] Kim Hyong Kee. Structural Performance of Steel Pipe Splice for SD500 High-strength Reinforcing Bar under Cyclic Loading, 2008, Vol.10(1): 12-23
- [14] Kim Hyong Kee. Bond Strength of Mortar-filled Steel Pipe Splices Reflecting Confining Effect. *Journal of Asian Architecture & Building Engineering*, 2012, Vol.11(1): 125-132
- [15] Ling Jen Hua, Abd. Rahman Ahmad Baharuddin, Ibrahim Izni Syahrizal, Abdul Hamid Zuhairi. Behaviour of grouted pipe splice under incremental tensile load. *Construction and Building Materials*, 2012, Vol.33(3): 90-98
- [16] Alias Aizat, Zubir Mohammad Amirulkhairi, Shahid Khairul Anuar, Rahman Ahmad Baharuddin Abd. Structural Performance of Grouted Sleeve Connectors with and without Transverse Reinforcement for Precast Concrete Structure. *Procedia Engineering*, 2013, Vol.53(7): 116-123
- [17] Ling Jen Hua, Abd. Rahman Ahmad Baharuddin, Ibrahim Izni Syahrizal. Feasibility study of grouted splice connector under tensile load. *Construction and Building Materials*, 2014,

- Vol.50(1): 530-539
- [18] Sayadi Ali A., Rahman Ahmad Baharuddin Abd., Jumaat Mohd Zamin Bin, Johnson Alengaram U., Ahmad Sayadi. The relationship between interlocking mechanism and bond strength in elastic and inelastic segment of splice sleeve. *Construction and Building Materials*, 2014, Vol.55(31): 227-237
- [19] Henin Eliya, Morcouc George. Non-proprietary bar splice sleeve for precast concrete construction. *Engineering Structures*, 2015, Vol.83(15): 154-162
- [20] Sayadi Ali A., Abd. Rahman Ahmad B., Sayadi Ahmad, Bahmani M., Shahryari L. Effective of elastic and inelastic zone on behavior of glass fiber reinforced polymer splice sleeve. *Construction and Building Materials*, 2015, Vol.80(1): 38-47
- [21] 吴小宝, 林峰, 王涛. 龄期和钢筋种类对钢筋套筒灌浆连接受力性能影响的试验研究. *建筑结构*, 2013, Vol.43(14): 77-82
- [22] 王东辉, 柳旭东, 刘英亮, 郭红玲. 水泥灌浆料套筒连接接头拉伸极限承载力试验研究. *建筑结构*, 2015, Vol.45(6): 21-23
- [23] 鲜艾珂. 基于ABAQUS的钢筋套筒灌浆连接力学性能研究: [硕士学位论文]: 沈阳建筑大学, 2016
- [24] 郑永峰. GDPS灌浆套筒钢筋连接技术研究: [博士学位论文]: 东南大学, 2016
- [25] 顾浩声, 吴佳鹏. 环境温度对钢筋套筒灌浆连接接头性能的影响. *结构工程师*, 2017, Vol.35(5): 140-146
- [26] Ameli M. J., Parks Joel E., Brown Dylan N., Pantelides Chris P. Seismic evaluation of grouted splice sleeve connections for reinforced precast concrete column-to-cap beam joints in accelerated bridge construction. *Pci Journal*, 2015, Vol.60(2): 80-103
- [27] Soo-Yeon Seo, Sang-Ku Kim, Sang-Hyun Noh. Hysteretic Behavior of the Precast Concrete Column with Head Splice Sleeve Connection. *ICCESE 2016: International Conference on Civil, Environmental and Structural Engineering*. Barcelona, Spain: World Academy of Science, Engineering and Technology, 2016, 1452
- [28] 钱稼茹, 彭媛媛, 张景明, 秦珩, 李建树, 刘国权, 赵丰东, 李禄荣. 竖向钢筋套筒浆锚连接的预制剪力墙抗震性能试验. *建筑结构*, 2011, Vol.41(2): 1-6
- [29] 王建. 套筒浆锚连接钢筋混凝土柱抗震性能试验研究: [硕士学位论文]: 西安建筑科技大学, 2013
- [30] 卫冕, 方旭. 钢筋套筒浆锚连接的预制柱试验性能研究. *佳木斯大学学报(自然科学版)*, 2013, Vol.31(3): 352-357
- [31] 张臻. 高层钢筋混凝土结构中预制拼装柱的抗震性能研究: [硕士学位论文]: 哈尔滨工业大学, 2013
- [32] Lu Zheng, Wang Zixin, Li Jianbao, Huang Biao. Studies on Seismic Performance of Precast Concrete Columns with Grouted Splice Sleeve. *Applied Sciences*, 2017, Vol.7(6): 571
- [33] 章一萍, 冯波, 熊峰, 张川, 王雷, 隗萍, 张春雷, 牛金虎. 套筒灌浆连接纵筋的预制钢筋混凝土短柱抗震性能试验研究. *建筑结构*, 2015, Vol.45(15): 81-86
- [34] 李锐, 郑毅敏, 赵勇. 配置500MPa钢筋套筒灌浆连接预制混凝土柱抗震性能试验研究. *建筑结构学报*, 2016, Vol.37(5): 255-263
- [35] 高林, 刘英利, 张啸驰, 秦童. 预制装配框架结构灌浆套筒式节点试验研究. *世界地震工程*, 2016, Vol.32(1): 75-80
- [36] 马军卫, 潘金龙, 尹万云, 刘守城, 莫创. 灌浆套筒连接全装配式框架-剪力墙结构抗震

- 性能试验研究. 工程力学, 2017, Vol.34(10): 178-187
- [37]刘洪涛, 闫秋实, 杜修力. 钢筋混凝土框架梁柱节点灌浆套筒连接抗震性能研究. 建筑结构学报, 2017, Vol.38(9): 54-61
- [38]聂东来. 装配式混凝土结构接头无损检测方法研究: [硕士学位论文]: 沈阳建筑大学, 2014
- [39] Parks Joel E., Papulak Tyler, Pantelides Chris P. Acoustic emission monitoring of grouted splice sleeve connectors and reinforced precast concrete bridge assemblies. Construction and Building Materials, 2016, Vol.122(30): 537-547
- [40]王鑫. 灌浆料含量对钢筋套筒灌浆连接力学性能的影响: [硕士学位论文]: 同济大学, 2016
- [41]郑清林. 灌浆缺陷对套筒连接接头和构件性能影响的研究: [硕士学位论文]: 中国建筑科学研究院, 2017
- [42]滕智明, 邹离湘. 反复荷载下钢筋混凝土构件的非线性有限元分析. 土木工程学报, 1996, Vol.29(2): 19-27
- [43]吴晓涵, 吕西林. 反复荷载下混凝土剪力墙非线性有限元分析. 同济大学学报:自然科学版, 1996, Vol.24(2): 117-123
- [44]刘彦彬. 带缺陷的钢管混凝土构件的滞回性能研究: [硕士学位论文]: 福州大学, 2013
- [45]赖少颖. 考虑粘结滑移作用的钢筋混凝土梁柱节点数值分析: [硕士学位论文]: 深圳大学, 2013
- [46]高向玲, 张元达. 反复荷载作用下钢筋混凝土柱的非线性分析. 结构工程师, 2014, Vol.30(3): 56-63
- [47]王元清, 马佳宝, 张延年, 刘明. 套筒连接混凝土剪力墙有限元分析. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2014, Vol.30(4): 577-584
- [48]余琼, 袁炜航, 尤高帅. 带肋钢筋与灌浆料粘结性能试验研究及有限元分析. 结构工程师, 2016, Vol.32(6): 113-122
- [49]赵洁. 循环荷载下钢筋混凝土粘结滑移机理及建模技术研究: [硕士学位论文]: 长安大学, 2016
- [50]李付春. 预制装配式剪力墙结构水平接缝连接性能研究: [硕士学位论文]: 同济大学, 2016
- [51]张劲, 王庆扬, 胡守营, 王传甲. ABAQUS混凝土损伤塑性模型参数验证. 建筑结构, 2008, Vol.38(8): 127-130
- [52]中国国家标准化管理委员会. GB 1499.2--2007. 钢筋混凝土用钢 第2部分: 热轧带肋钢筋. 北京: 中国标准出版社, 2007/8/14
- [53]赵卫平, 朱彬荣. 高温后HSC粘结滑移基础参数测量与3D有限元数值模拟. 工程力学, 2017, Vol.34(4): 177-186
- [54] Légeron Frédéric, Paultre Patrick. Uniaxial Confinement Model for Normal- and High-Strength Concrete Columns. Journal of Structural Engineering, 2003, Vol.129(2): 241-252
- [55]住房和城乡建设部. GB50010-2010. 混凝土结构设计规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010/8/18
- [56] Nilson A. H. Internal measurement of bond slip. Am Concrete Inst Journal & Proceedings, 1972, Vol.69(7): 11-34
- [57] Eligehausen, Rolf, Etal. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under

- generalized excitations. California: Calif. The Univ, 1982, 25-63
- [58]徐有邻. 变形钢筋-混凝土粘结锚固性能的试验研究:[博士学位论文]: 清华大学, 1990
- [59]中国建筑学会抗震防灾分会建筑结构抗倒塌专业委员会. 混凝土框架柱滞回试验计算模型下载: <http://www.collapse-prevention.net/show.asp?ID=9&adID=3>, 2018/4/22
- [60]周青松, 冯本秀. 混凝土损伤弹性本构关系及断裂判据. 安徽工业大学学报(自然科学版), 2005, Vol.22(4): 400-403
- [61]中国建筑学会抗震防灾分会建筑结构抗倒塌专业委员会. ABAQUS纤维模型PQ-Fiber下载: <http://www.collapse-prevention.net/show.asp?ID=16&adID=3>, 2018/4/22
- [62]曲哲, 叶列平. 基于有效累积滞回耗能的钢筋混凝土构件承载力退化模型. 工程力学, 2011, Vol.28(6): 45-51

个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

凌塑奇, 男, 1994年4月生。

2015年6月毕业于同济大学土木学院土木工程专业, 获学士学位。

2015年9月入同济大学土木学院攻读硕士学位。

已发表论文:

[1] 凌塑奇, 郭雪媛, 何弦, 唐和生. 基于振动传递率方法的结构损伤识别试验研究 [EB/OL]. 北京: 中国科技论文在线 [2018-04-23].

<http://www.paper.edu.cn/releasepaper/content/201804-226>.