

分类号: TU378.3

单位代码: 10363

密 级: 公开

学 号: 2211410105

题 目 装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压性能研究

题 目 Study on Uniaxial Eccentric Compression Performance of Precast

Circular Semi-Continuous Concrete-Filled Steel Tubular

Columns

学生姓名: 朱龙飞

指导教师: 曹兵 (副教授)

专 业: 应用力学与工程结构

研究方向: 结构工程

论文答辩日期: 2024 年 5 月 27 日

安徽工程大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：我恪守学术道德，崇尚严谨学风。所呈交的学位论文，是本人在导师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果。除文中已明确注明和引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的作品及成果的内容。论文为本人亲自撰写，我对所写的内容负责，并完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

学位论文作者签名：朱友飞

日期：2024 年 5 月 27 日

安徽工程大学学位论文版权使用授权书

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，允许论文被查阅或借阅。本人授权安徽工程大学可以将本学位论文的全部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。

保密 ☒，在 3 年解密后适用本版权书。

本学位论文属于

不保密 ☐。

学位论文作者签名：朱发飞

日期：2024 年 5 月 27 日

指导教师签名：[Signature]

日期：2024 年 5 月 27 日

装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压性能研究

摘 要

《“十四五”建筑业发展规划》明确提出大力发展装配式建筑，完善适用不同建筑类型装配式混凝土建筑结构体系，推广绿色建造方式。表明装配式建筑结构在未来有着广泛且深入的应用前景，是未来高质量、绿色环保建筑的发展方向。钢管混凝土结构由于高性能、绿色环保、便于装配式施工等优点，成为装配式建筑结构的优选方案。采用装配式钢管混凝土结构时，确保结构连接节点的可靠性尤为关键，这不仅关乎装配式建筑结构的安全性及稳定性，更是实现装配式建筑结构高效、绿色发展目标的重要前提。

本文针对钢管混凝土结构的连接问题，提出一种基于螺栓-外套钢管连接的装配式圆形半连续钢管混凝土柱，其由上、下两段钢管混凝土柱通过螺栓-外套钢管连接件精准装配而成。本文综合运用了试验研究与理论分析方法，对其偏压性能进行了深入研究。主要研究内容及成果概述如下：

(1) 开展了 14 个装配式圆形半连续钢管混凝土柱试件（包含 10 个偏压试件，4 个轴压试件）偏压实验研究。分析了试件不同部件上共 16 处应变变化规律；分析了试件不同部件上 3 处位移变化规律；分析了偏心距 e 、长细比 λ 、螺栓直径 d 及外套钢管厚度 t_1 对试件力学

性能的影响规律；明确了四种参数对螺栓-外套钢管连接件性能的影响机理；分析了极限承载力下各部件应变协调状态；揭示了试件荷载传递机理。试验结果表明：螺栓-外套钢管连接方式可帮助外套钢管更有效地发挥环箍效应。长柱（ $\lambda=64$ ）的破坏模式为弯曲失稳，短柱（ $\lambda=13$ ）的破坏模式为强度失效。外套钢管厚度过大将降低连接件性能并导致试件极限承载力降低， t_1 从 5mm 增大到 8mm，试件极限承载力下降约 18.94%。螺栓直径过大将降低连接件性能并导致最终承载能力降低， d 从 12mm 增加到 18mm，试件极限承载力下降约 35.78%。极限承载力下长柱、短柱各部件之间的应变协同性能较差；荷载传递的形式主要为正向压应力、剪切应力和钢管-混凝土表面摩擦力，荷载传递机制较为复杂，需要各部件之间协调工作。

（2）基于 Eurocode 4、AISC 360 和 GB 50936 规定的 $N-M$ 曲线计算方法，对 10 根偏压试件的极限承载力开展了验算，评估了三种规范在试件上的适用性和正确性。Eurocode 4、AISC 360 和 GB 50936 规定中的计算方法对试件极限承载力的预测结果均较为保守。预测结果中，极限承载力预测值与试验值比值的均值分别为：0.731、0.686 和 0.505；方差分别为：0.0218、0.0191 和 0.0060。通过优化传统 $N-M$ 曲线计算方法，提出了基于材料强度与遍历中性轴的 $N-M$ 曲线计算方法；基于优化后的 $N-M$ 曲线计算方法，计算了 10 根偏压试件的截面极限承载力，评估了优化后的 $N-M$ 曲线在预测试件极限承载力方面的适用性和正确性。优化后的 $N-M$ 曲线对于短柱极限承载力预测

较为精准，对于长柱极限承载力预测存在较大的高估误差。预测结果中，极限承载力预测值与试验值比值的均值与方差分别为 1.275 和 0.1605。

(3) 采用多部件耦合系统分析方法，从部件层面深入分析了 14 个装配式圆形半连续钢管混凝土柱的偏压极限承载力。确定了部件在多部件耦合系统中的类型，揭示了部件之间的耦合关系，建立了简化部件耦合关系计算公式。基于多部件耦合系统分析方法，建立了考虑部件尺寸、部件破坏模式以及部件极限承载力的装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压极限承载力预测方法。该方法预测的极限承载力 $P_{\text{pre-u}}$ 与实测值 P_u 比值均值为 0.970，方差为 0.0005，证实了所提出极限承载力预测方法对于装配式圆形半连续钢管混凝土柱的适用性与准确性。

关键词：装配式钢管混凝土柱，偏压试验， $N-M$ 曲线，多部件耦合系统，极限承载力

STUDY ON UNIAXIAL COMPRESSION PERFORMANCE OF PRECAST CIRCULAR SEMI-CONTINUOUS CONCRETE FILLED STEEL TUBULAR COLUMNS

ABSTRACT

The "14th Five-Year Plan" for the Development of the Construction Industry proposes to vigorously develop prefabricated buildings, increase the integrated application of high-performance concrete technology, improve the prefabricated concrete building structure system suitable for different building types, and promote green construction methods. This indicates that prefabricated buildings have a broad and in-depth application prospect in the future and represent the development direction of high-quality and environmentally friendly buildings. Due to its high performance, environmental protection, and ease of prefabricated construction, the steel tube concrete structure has become a preferred solution for prefabricated buildings. When using steel tube concrete structures for construction, ensuring the reliability of structural connections is particularly critical. This is not only related to the safety and stability of the building but also an important prerequisite for achieving efficient and green development goals in prefabricated buildings.

This article proposes a prefabricated circular semi-continuous steel tube concrete column based on bolt-outer steel tube connections to address the connection issues of steel tube concrete structures. This

column consists of upper and lower steel tube concrete columns precisely assembled by bolt-outer steel tube connectors. To delve into its bias performance, this article employs a combination of experimental research and theoretical analysis. The main research contents and achievements are summarized as follows:

(1) Experimental research on the bias of 14 prefabricated circular semi-continuous steel tube concrete column specimens (including 10 bias specimens and 4 axial compression specimens) was conducted. We analyzed the strain variation patterns at 16 locations on different components of the specimens, displacement variation patterns at 3 locations on different components, and the influence of eccentricity (e), slenderness ratio (λ), bolt diameter (d), and outer steel tube thickness (t_1) on the mechanical properties of the specimens. The mechanism of the influence of these four parameters on the performance of bolt-sleeve connectors was clarified. Additionally, strain coordination among various components under ultimate bearing capacity was analyzed, revealing the load transfer mechanism of the specimens. Experimental results indicate that the bolt-outer steel tube connection method aids in more effectively utilizing the hoop effect of the outer sleeve. The failure mode of long columns ($\lambda=64$) is bending instability, while that of short columns ($\lambda=13$) is strength failure. Excessively thick outer steel tubes can degrade connector performance and reduce the ultimate bearing capacity of specimens. Specifically, when t_1 increases from 5mm to 8mm, the ultimate bearing capacity of the specimens decreases by approximately 18.94%. Similarly, excessively large bolt diameters can compromise connector performance and decrease the final load-bearing capacity. For instance, increasing d from 12mm to 18mm reduces the ultimate bearing capacity by about 35.78%. Furthermore, it was observed that the strain

coordination among various components of both long and short columns is poor under ultimate bearing capacity. The load transfer primarily occurs through positive compressive stress, shear stress, and steel tube-concrete surface friction. The load transfer mechanism is complex and requires coordination among various components.

(2) Based on the N - M curve calculation methods specified in Eurocode 4, AISC 360, and GB 50936, we conducted verification calculations for the bias bearing capacity of 10 bias specimens and evaluated the applicability and accuracy of these three specifications on the specimens. The calculation methods prescribed by Eurocode 4, AISC 360, and GB 50936 were found to be conservative. In the prediction results, the mean ratios of predicted ultimate bearing capacity to experimental values were 0.731, 0.686, and 0.505, respectively, with variances of 0.0218, 0.0191, and 0.0060, respectively. By optimizing the traditional N - M curve calculation method, we propose a new N - M curve calculation method based on material strength and traversal of the neutral axis. Using this optimized N - M curve calculation method, we calculated the cross-sectional bearing capacity of the 10 bias specimens and evaluated the applicability and accuracy of the optimized N - M curve in predicting the bearing capacity of the specimens. The optimized N - M curve accurately predicts the ultimate bearing capacity of short columns, but there is a significant overestimation error in predicting the ultimate bearing capacity of long columns. In the prediction results, the mean and variance of the ratio of the predicted value of ultimate bearing capacity to the experimental value are 1.275 and 0.1605, respectively.

(3) Using a multi-component coupling system analysis approach, an in-depth analysis of the ultimate bias bearing capacity of 14 prefabricated circular semi-continuous concrete-filled steel tubular columns was

conducted at the component level. The types of components within the multi-component coupling system were identified, the coupling relationships between components were revealed, and a simplified formula for calculating component coupling relationships was established. Based on the multi-component coupling system analysis method, a prediction method for the ultimate bias bearing capacity of prefabricated circular semi-continuous concrete-filled steel tubular columns was developed, taking into account component size, failure mode, and bearing capacity. The mean ratio of the predicted bearing capacity $P_{\text{pre-u}}$ to the measured values P_u using this method is 0.970, with a variance of 0.0005. This confirms the applicability and accuracy of the proposed ultimate bearing capacity prediction method for prefabricated circular semi-continuous concrete-filled steel tubular columns.

KEY WORDS: prefabricated concrete-filled steel tubular columns, eccentric compression, N - M curve, multi-component coupling system, ultimate bearing capacity

目 录

第 1 章 绪论	1
1.1 研究背景及意义	1
1.2 国内外研究现状	3
1.2.1 钢管混凝土柱-柱连接研究现状	3
1.2.2 钢管混凝土柱-梁连接研究现状	4
1.2.3 钢管混凝土柱其他连接节点研究现状	9
1.3 螺栓-外套钢管连接件的提出	11
1.4 本文研究的主要内容	11
第 2 章 装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压试验	13
2.1 引言	13
2.2 试验概况	13
2.2.1 试验设计	13
2.2.2 试件制作	15
2.2.3 材料性能	16
2.2.4 试验测量方案	17
2.2.5 试验加载方案	18
2.3 偏压试验结果与分析	19
2.3.1 破坏模式	19
2.3.2 轴向荷载-轴向位移曲线	22
2.3.3 轴向荷载-侧向位移曲线	25
2.3.4 轴向荷载-应变曲线	27
2.3.5 极限承载力下各部件协同性能分析	29
2.3.6 荷载传递机理分析	31
2.4 本章小结	32
第 3 章 装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压 $N-M$ 曲线计算	33
3.1 引言	33
3.2 Eurocode 4、AISC 360 和 GB 50936 中的 $N-M$ 曲线计算	33
3.2.1 Eurocode 4 $N-M$ 曲线计算方法	33
3.2.2 AISC 360 $N-M$ 曲线计算方法	35
3.2.3 GB 50936 $N-M$ 曲线计算方法	35
3.2.4 三种 $N-M$ 曲线计算结果及分析	35
3.3 传统遍历中性轴 $N-M$ 曲线绘制方法	38

3.4 基于材料强度极限的钢管混凝土柱 $N-M$ 曲线计算方法	39
3.4.1 $N-M$ 曲线计算流程	39
3.4.2 截面纤维微元化	40
3.4.3 中性轴移动过程分析	41
3.4.4 $N-M$ 曲线计算	42
3.4.5 $N-M$ 曲线计算结果与分析	44
3.5 本章小结	46
第 4 章 基于多部件耦合系统分析方法的装配式圆形半连续钢管混凝土柱极 限承载力预测	47
4.1 引言	47
4.2 多部件耦合系统分析方法	47
4.2.1 多部件耦合系统定义	47
4.2.2 多部件耦合系统部件分类	48
4.2.3 基于短板效应的多部件耦合系统极限承载力预测方法	48
4.3 多部件耦合系统分析方法计算示例	49
4.3.1 装配式圆形半连续钢管混凝土柱部件耦合关系分析	49
4.3.2 装配式圆形半连续钢管混凝土柱部件分类	52
4.3.3 装配式圆形半连续钢管混凝土柱部件耦合关系计算与极限承 载力预测	52
4.4 本章小结	59
第 5 章 总结与展望	60
5.1 主要研究结论	60
5.2 主要创新点	60
5.3 展望	61
参考文献	62
攻读硕士学位期间发表的期刊论文	71

第 1 章 绪论

1.1 研究背景及意义

装配式建筑是通过工厂预制构件与配件后在施工现场完成装配的建筑，因其环保、高效、便于施工等特点，已成为国家大力推广的建筑形式。2016 年，国务院办公厅印发《关于大力发展装配式建筑的指导意见》，设定了明确目标，到 2020 年装配式建筑新建比例达 15%以上，2025 年达到 30%。该意见强调创新建造方式，推动装配式混凝土、钢结构及现代木结构建筑的发展，以提升装配式建筑比例，促进建筑产业升级。2022 年住房和城乡建设部发布的《“十四五”建筑业发展规划》进一步明确，要初步形成建筑业高质量发展体系框架，建筑市场运行机制更加完善，工程质量安全保障体系基本健全，建筑工业化、数字化、智能化水平大幅提升，建造方式绿色转型成效显著，加速建筑业由大向强转变。实现建筑业的绿色转型与高效升级，计划到 2035 年实现建筑工业化全面实现，建筑品质、企业创新能力、人才队伍质量显著提升，使“中国建造”在全球竞争力领先，步入智能建造的强国行列。

随着现代建筑行业迅猛发展，人们对建筑形式、建筑功能、建筑安全以及建筑环保等多方面需求日益深化，例如对更大空间、更高安全性以及施工更加绿色环保等需求。尤其在大跨度建筑和高层建筑领域，传统的结构形式已经难以满足日益增长的需求。为了充分满足大跨度及高层建筑在结构极限承载力、刚度、抗震和防火性能方面的进一步需求，学者们创新性地提出了一种通过钢管与混凝土的有机结合来提升整体性能的组合结构——钢管混凝土结构。目前，学者们针对钢管混凝土进行了大量的研究^[1-12]。钢管混凝土结构不仅性能优越，同时拥有便于预制、装配的特点，因此成为装配式建筑中非常重要的结构形式。钢管混凝土目前在国内已有广泛的应用，其应用场景多集中在大跨度、高层的大型建筑结构中。如图 1-1 所示，采用钢管混凝土结构建造的经典建筑有：广州电视塔，其钢结构网格外框筒就是由 24 根钢管混凝土斜柱和 46 组环梁、钢管斜撑组成；深圳平安金融中心，其整体建筑则采用了钢管混凝土巨型框架-核心筒-伸臂桁架结构体系建造而成；上海中心大厦，其巨型框架结构由 8 根巨型钢管混凝土柱、4 根钢管混凝土

角柱以及 8 道位于设备层两个楼层高的箱形空间环带桁架组成。除此以外四川巫山长江大桥，安徽太平湖大桥等大型拱桥，也都采用了钢管混凝土结构建造而成。



(a) 广州电视塔



(b) 深圳平安金融中心



(c) 上海中心大厦



(d) 四川巫山长江大桥



(e) 安徽太平湖大桥

图 1-1 钢管混凝土应用典型工程图

通过以上钢管混凝土结构在经典工程中的应用可以看出，具有具有强度高、延性好、便于施工等诸多优点的钢管混凝土结构，已被广泛地应用在大型桥梁或高层建筑等大型建筑当中。而在上述每一个工程应用中，不论是广州电视塔的钢管混凝土斜柱，深圳平安金融中心的巨型框架-核心筒-伸臂桁架结构，还是巫山长江大桥的大跨度钢管混凝土拱肋，钢管混凝土结构在其中的应用都不可避免地面对着一个至关重要的问题-钢管混凝土结构的连接问题。只有通过连接其他构件形成安全可靠的结构，钢管混凝土才能充分发挥自身优点，进而建造出安全可靠的建筑。

1.2 国内外研究现状

钢管混凝土构件作为建筑中关键的高强承重结构，其连接部位的安全性和可靠性至关重要。钢管混凝土构件连接对象涵盖柱-柱、柱-梁、柱-板和框架等构件，其连接形式则包括螺栓、法兰和焊缝连接等形式。可见钢管混凝土构件连接节点上参与连接的部件多样、连接形式多样，其内力传递和部件协调关系十分复杂。为了研究钢管混凝土构件的连接问题，国内外学者们针对不同连接对象提出了多种连接形式和研究方法，并从不同角度进行了深入的分析研究。这些研究不仅涉及连接形式的创新，也包括了连接性能的评估和优化，旨在探索更加安全可靠的钢管混凝土构件连接方法。本文从钢管混凝土构件的不同连接对象出发，针对钢管混凝土柱-柱连接、钢管混凝土柱-梁连接以及钢管混凝土其他连接形式等三个方面，对钢管混凝土连接问题的研究现状进行总结与概述。

1.2.1 钢管混凝土柱-柱连接研究现状

柱作为建筑框架结构中主要的竖向承重构件，其性能直接关系到整个建筑的稳定性和安全性。因而在钢管混凝土构件的连接问题上，针对柱-柱连接节点连接方式、力学性能以及传力机理等方面的研究尤为关键。众多学者围绕钢管混凝土柱的受力特性提出了多种创新的柱-柱连接方式，并针对其力学性能进行了研究。

Zhu 等^[13]人设计并试验研究了两种创新的预制 CECFST 柱对柱连接（PCDC）方式，研究结果表明 PCDC 具有优异的抗拉和延展性能。Li 等^[14]人以初始刚度、极限抗拉强度、可拆卸性以及峰值后的性能为研究内容，对其提出的一种创新的钢管混凝土柱连接方法进行了试验与数值模拟研究。巴子玉^[15]提出了一种内套筒连接上下段钢管柱的柱-柱节点，并对 6 个钢管混凝土柱-柱连接节点在恒定轴力及往复水平荷载作用下的抗震性能进行试验研究。结果表明，螺栓滑移耗能能够提升钢管混凝土柱的耗能能力。刘莉等^[16]利用 Abaqus 仿真模拟研究了一种新型预制拼装钢管混凝土柱，研究发现内套管长度和壁厚增加可提升极限承载力，而长细比和偏心距的增加则降低了极限承载力和初始刚度。宗景美等^[17]利用 COMSOL 建立了法兰连接钢管混凝土柱组合结构的数值模型，并研究了受火前后组合结构在侧向荷载作用下该结构的力学性能变化。研究结果表明，火灾后法兰与螺栓接触位置处法兰的应力有着明显的重新分配，法兰连接钢管混凝土结构承载能力变差。

范光明等^[18]针对装配式复式钢管混凝土柱的连接锚固性能,提出并测试了一种先灌浆后插筋的创新连接技术。通过对 36 个试件进行拉拔试验,综合分析了钢筋直径、位置、锚固长度等因素对锚固性能的影响。张晓虎^[19]研究了 L 形宽肢方钢管混凝土组合柱(W-LCFST 柱)轴压性能,发现增加截面宽厚比和钢材厚度可提高其极限承载力和延性。刘学春等^[20]研究了内置吊钩和弯板方钢管混凝土柱节点的抗拉极限承载力,研究表明,弯板尺寸、吊钩长度、钢筋直径等因素对节点极限承载力影响显著。Chen 等^[21]通过试验和分析方法研究了特殊形状 CFST 连接的弹性剪切性能,提出了损伤模型和剪切力计算公式。闫风洁等^[22]提出一种具有法兰加劲肋的中空夹层钢管混凝土连接节点,通过对节点的试验及数值模拟研究确定了法兰板厚度、加劲肋数量等相关参数的适宜取值范围。Xu 等^[23]提出了一种专为混凝土填充钢管(CFST)柱设计的新型锚筋柱-基础连接(SAC)。Ansari 等^[24]采用数值分析重点研究了与圆形混凝土填充钢管(CFT)柱连接的加筋钢梁在循环加载条件下的性能。Sun 等^[25]对焊接方形高强度钢管中的混凝土约束的局部和后局部屈曲行为进行了试验和数值研究。Lin 等^[26]引入了一种通隔板螺栓焊接接头,用于连接窄截面混凝土填充钢管柱和 H 型梁。Tong 等^[27]研究了利用法兰和螺栓的梁-墙连接的弯矩承载能力。Parvati 等^[28]通过数值模拟研究了将带钻孔法兰的梁与 CFST 钢柱连接的行为,探讨了两种不同的钻孔排列方式。Doung 等^[29]研究了宽法兰(WF)梁-箱形柱连接的力学性能,研究发现,发现与未填充混凝土的试件相比,混凝土填充试件的连接强度提高了约 30%。Ng 等^[30]研究了用于 CFST 连接的盲螺栓抗拉力学性能。研究表明,设计得当的锚固系统可以在混凝土中形成一个混凝土核心,从而提高 CFST 连接的刚度和抗拉能力。Gan 等^[31]提出了一种用于连接上下混凝土填充钢管柱的可拆卸连接机制,研究结果显示所提出的连接具有良好的延展性能,且承担荷载后的拆卸重组对其抗震性能影响微乎其微。Yang 等^[32]提出一种新型的柱-柱连接方式,并对其进行了进行了轴压和偏心压缩试验。最终对比分析了不同设计规范预测该连接节点轴压和偏压极限承载力的准确性。

1.2.2 钢管混凝土柱-梁连接研究现状

柱-梁连接是现代建筑结构设计中的关键组成部分,在保证建筑结构安全、稳定及其耐久性方面扮演着至关重要的角色。学者们通过试验、数值和理论分析等

方法,探讨了不同类型的连接方式(如完全约束连接、部分约束连接等)、不同材料的使用(如不同类型的钢材和混凝土)以及不同连接细节(如加强筋配置、焊接和螺栓连接等)对连接性能的影响。此外,也有学者的研究聚焦于连接区域在极端载荷(如地震、爆炸等)作用下的性能,以期设计出更加安全、可靠的建筑结构。

刘学春等^[33]提出一种针对多层钢结构的全螺栓连接节点,试验研究表明,这些节点具有出色的耗能能力。Dong 等^[34]研究了具有侧板的混凝土填充钢管柱到 H 型钢梁的连接的抗震性能,发现侧板尺寸对连接的延展性和耗能性有重要影响。郑宇睿^[35]试验研究了钢管混凝土柱和钢梁的混合结构在不同地震强度下的抗震性能,研究发现该结构具有良好的抗震性能。朱志伟^[36]研究了装配式全螺栓连接钢管混凝土柱和组合梁系统,研究发现该系统可有效克服传统焊接方法的复杂性和质量问题。赵均海等^[37]提出了基于三参数指数模型的分析方法,预测了平齐端板和单边螺栓连接的钢管混凝土节点的弯矩-转角关系。梅宏洁^[38]基于广州地铁停车场项目,进行了装配式矩形钢管混凝土柱-RC 梁框架结构的拟静力试验和有限元分析。林樱等^[39]研究了适用于窄截面钢管混凝土柱的水平穿心板式栓焊连接节点,研究表明,这些节点具有良好的刚度、承载能力和延性。陶毅等^[40]研究了内置 FRP 约束 UHPC 高强芯柱的方钢管混凝土柱-钢梁端板-螺栓连接节点的抗震性能,发现所有试件均能在梁端形成塑性铰并展现高极限承载力、良好的耗能能力和延性。刘庆文^[41]通过试验、数值模拟和理论分析研究了预制钢管混凝土柱-H 型钢梁全装配节点的抗震性能,发现端板厚度对节点性能具有显著影响。陈扬博^[42]通过有限元模型研究且验证了钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点的性能,并提出了性能优化措施。张犇^[43]设计并试验研究了带 U 形件的方钢管混凝土柱-钢梁端板连接的抗震性能,发现柱轴压比和 U 形件高度对节点性能有显著影响。汪亚豪^[44]试验研究了广州某大型商业地产地下停车场框架结构,研究表明,装配式框架结构通过新型节点处理后,提升了开裂荷载、同时极限承载力出现了不稳定的现象。尹欣磊等^[45]对外包内翻 U 形钢-混凝土组合梁与矩形钢管混凝土柱连接节点的抗震性能进行了试验研究。李力怡等^[46]研究了装配式钢管混凝土柱-钢梁端板螺栓连接抗震加固设计方法。黄春晓等^[47]利用有限元分析了平齐端板连接方中

空夹层钢管混凝土柱-钢梁节点承载性能。

刘庆文等^[48]提出了一种新型钢管混凝土柱-H 型钢梁装配节点。仿真模拟研究结果显示, 竖向装配连接的钢管混凝土柱在极限承载力、延性和刚度方面与普通现浇柱相当。郭建营等^[49]基于滑移耗能思想, 提出了一种可以控制损伤并实现震后修复的多腔钢管混凝土 T 形柱 H 型钢梁装配节点。时继瑞等^[50]研究了 T 形钢管混凝土柱-钢梁节点的抗震性能。结果表明, 节点主要表现为钢梁的屈曲或屈服破坏, 具有良好的耗能能力和变形延性。赵力恒^[51]通过 ABAQUS 仿真模拟研究了方钢管混凝土柱-H 型钢梁槽钢栓接节点的抗震性能。结果显示, 增加侧板和槽钢厚度能提升节点的极限承载力和刚度, 使滞回曲线更饱满, 侧板高度增加对性能影响较小。冯帅克等^[52]提出一种适用于装配式大跨度组合框架结构的钢管混凝土柱-混合梁节点, 并研究了其抗震性能。研究结果表明, 该节点通过在梁端型钢翼缘的削弱处理可有效形成塑性铰, 改善延性和耗能能力。张戊晨等^[53]试验研究了外隔板连接钢管混凝土柱-H 型钢梁节点的抗剪性能。试验结果表明, 抗剪极限承载力主要与核心区钢管厚度正相关, 而外隔板宽度和轴压比影响较小。刘学春等^[54]试验研究了适用于装配式钢结构的钢管混凝土 L 形柱-H 型钢梁 Z 字形拼接节点。研究发现, 腹板处拼接板和垂直加劲肋可提高节点屈服荷载和峰值荷载, 增加翼缘高强螺栓数量可提升极限承载力但降低延性。许成祥等^[55]研究了钢管混凝土柱-钢梁错层节点的抗震性能。分析表明, 提高轴压比和降低剪压比可改善节点的延性和耗能性能。赵毅等^[56]利用 ABAQUS 研究了侧板连接十字形钢管混凝土柱-钢梁节点的抗震性能。研究发现, 侧板的存在能使塑性铰外移, 改变侧板长度可控制塑性铰位置。姜俊铭等^[57]利用有限元仿真研究了一种新型的装配式钢箱梁节点连接类型——转换托架式节点。研究结果显示, 该节点连接方式可以有效改善传统焊接方式带来的问题, 提高节点的极限承载力和刚度。胥兴等^[58]试验研究了方钢管混凝土柱与 U 形钢-混凝土组合梁穿心式连接抗震性能, 深入分析了节点域焊接构造及轴压比对连接性能的影响。闻洋等^[59]对钢管混凝土风电塔架的球-板型节点的受力性能进行了试验以及数值模拟研究。研究结果表明, 将球柱连接件与梯形节点板的连接方式由螺栓连接改为焊接连接时, 塔架结构的极限承载力提高, 位移延性系数略有降低。吴东平等^[60]针对传统钢管混凝土柱-钢梁外加强环焊接节

点易出现环板撕裂破坏的问题，提出了一种装配式螺栓连接节点形式。拟静力加载试验结果显示，合理的外环板设计和在连接处内侧设置盖板能有效提高节点的耗能能力。Wang 等^[61]试验研究了使用盲螺栓的扩展端板连接到圆形或方形混凝土填充钢管（CFST）柱的抗震性能。试验结果表明，使用圆形或方形 CFST 柱的盲螺栓扩展端板连接表现出大的滞回环、良好的延性和优异的能量耗散能力。陈扬博^[62]对钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点的性能进行了深入研究。通过建立有限元模型并进行试验验证，分析了节点的破坏模式、初始刚度、极限承载力等关键性能指标。余玉洁等^[63]对钢管混凝土柱-钢梁下栓上焊隔板贯通节点进行了抗震试验研究。研究结果表明，下栓上焊节点具有较强的变形能力和极限承载能力，楼板能有效抑制钢梁上翼缘的局部鼓曲变形，延缓节点的峰值后极限承载力退化现象。赵毅等^[64]针对钢管混凝土异形柱-钢梁节点提出了一种新型侧板连接 T 形节点，并进行了 7 个试件的低周往复荷载试验。试验结果显示，新型侧板连接 T 形节点的抗震性能良好，滞回曲线饱满。Liu 等^[65]提出了一种采用螺纹套筒螺栓的新型钢梁-预制混凝土填充钢管（CFST）柱的刚性全强度螺栓连接。试验结果表明，所提出的连接配置对于非侧摆框架表现为刚性和全强度。周小龙^[66]采用仿真模拟研究了一种外包方钢管混凝土柱-工字钢梁翼缘加强型梁柱节点。结果显示，节点的抗震能力随外环板和外包钢管厚度的增加而增强，但延性有所减小。徐嫚等^[67]研究了连续倒塌工况下采用穿心螺栓的钢管混凝土柱-钢梁外伸端板连接节点的受力性能。研究详细分析了节点的承载机制和破坏模式，以及节点的抗倒塌转动能力和等效动力响应。吴桐宇等^[68]研究了装配式钢结构中钢管混凝土 L 形柱与 H 型钢梁 Z 字形节点的抗震性能。研究发现，采取如设置腹板拼接板、增加梁高、减小螺栓距离等措施能提高节点的屈服和峰值荷载，而增加高强度螺栓数量可以提高滑移荷载，但降低延性。韩重庆等^[69]提出一种装配式矩形钢管混凝土柱-钢梁侧板连接节点，并针对节点进行了低周反复试验和有限元分析，研究结果表明，节点试件均具有良好的抗震性能，更换阻尼器可实现节点功能的快速恢复。丁发兴等^[70]试验研究了高轴压比方形钢管混凝土柱-组合梁单边栓连刚接节点的抗震性能。试验结果表明，在三种不同轴压比下，通过加强柱内拉筋可以避免高轴压比时的柱端压弯破坏，并提高节点的滞回曲线性能、初始转动刚度、受弯极限承载力和

耗能能力。刘洁等^[71]为解决建筑平面凸角导致的柱间距过小和钢梁节点安装困难问题,提出了不等肢钢管混凝土组合异形柱的设计,并进行了试验和数值模拟研究。孙飞飞等^[72]建立了钢管混凝土内加强环式节点的 ABAQUS 有限元模型,研究了偏心对节点刚度和极限承载力性能的影响。Liu 等^[73]首次数值和试验研究了墙式钢管混凝土柱与 I 形梁双侧板连接的抗震性能。并运用有限元模型分析侧板高度、厚度和柱的轴压比对性能的影响。Sun 等^[74]研究了多腔钢管混凝土柱与钢梁间的局部加厚板节点的力学性能。研究发现,该节点在侧向荷载下易发生剪切破坏,而在重力荷载下则倾向于弯曲破坏。Wang 等^[75]结合试验与有限元研究了墙式钢管混凝土柱(WCFSTC)与端板钢梁接头的抗震性能。结果显示,试件表现出了良好的抗震性能。Song 等^[76]研究了受轴向约束的钢梁与盲螺栓连接的钢管混凝土(CFST)节点的火灾及火后性能。结果显示,盲螺栓连接在火灾和火后表现良好,没有出现螺栓断裂或拔出失效。Beutel 等^[77]试验研究了使用混凝土填充钢管(CFST)的柱梁连接力学性能。研究发现,只要柱面的连接能够强制使铰链进入梁本身,试件就会表现出非常稳定的行为。Chin-Tung Cheng 和 Chung^[78]为了模拟 CFT(混凝土填充钢管)梁-柱连接的面板区域剪切性能,在考虑轴向荷载对剪切传递行为的影响下提出了非线性力-变形模型。Yang 等^[79]试验与数值模拟研究了梁与混凝土填充椭圆形钢管柱连接的力学性能。研究结果显示,试验结果与数值模拟结果较为吻合。Chen 等^[80]试验研究了混凝土填充钢管(CFST)柱与钢筋混凝土(RC)梁之间的新型穿梁连接节点的抗震性能。结果表明该连接节点具有良好的抗震性能。Qin 等^[81]对穿隔板连接混凝土填充矩形钢管柱进行了循环侧向荷载试验。研究发现该连接结构的力矩-扭转滞回曲线稳定,并未出现明显的强度退化或刚度降低。Liu 等^[82]采用试验和数值研究方法,对特殊形状钢管混凝土柱与钢梁连接在循环荷载下的力学性能进行了研究。深入探索了荷载传递机制、破坏模式及抗震性能,并提出了基于内力传递的连接抗剪极限承载力设计公式。Yang 等^[83]试验研究了简支 I 型梁与椭圆钢管混凝土柱(CFEST)连接的扭转性能。结果表明,使用核心混凝土和加劲肋能有效提高连接的抗扭转性能。Zhou 等^[84]提出一种新型钢管混凝土柱与组合梁穿心连接。经试验和有限元分析,该连接展现出了良好的抗震性能。Zhu 等^[85]试验和数值模拟研究了新型自复位圆形钢管混凝土柱与钢梁连接的力学

性能。研究结果显示,该连接具有良好的自复位和能量耗散能力。Han 等^[86]研究了混凝土填充钢管柱与钢梁盲铆连接的后火后抗震性能,研究发现该连接在火后循环加载将导致柱与梁端板间出现间隙。Heng 等^[87]通过试验和数值模拟研究了 U 型钢混凝土梁与混凝土填充钢管柱接头的力学性能,提出了新的接头设计模型并实现了结构优化。Tong 等^[88]试验研究了钢梁至平面矩形 CFST 柱连接的滞回性能,证实了小型外部隔板在钢结构住宅建筑中可有效应用。Sun 等^[89]通过试验、数值和理论方法研究了使用扩展 T 头方颈单面螺栓 (Extended TSOBs) 的 I 型梁与混凝土填充钢管 (CFST) 柱十字形连接在循环荷载下的抗震性能。Tao 等^[90]研究了由混凝土填充钢管 (CFST) 柱、钢梁和穿透螺栓连接组成的组合接头在循环加载下的力学性能。研究结果表明,在建立非侧摆框架数值模型时该组合接头可以假定为固定连接。

1.2.3 钢管混凝土柱其他连接节点研究现状

钢管混凝土构件除了柱-柱连接、柱-梁连接以外,还有许多其他的连接方式,例如框架连接、K 型节点连接、斜撑连接等等。众多学者对此进行了深入研究。

温欣^[91]研究了方钢管混凝土组合异形柱 (SCFST 柱) 框架体系的力学性能。研究结果显示,斜形支撑结构在力学性能上优于其他结构。陈旺^[92]采用 ABAQUS 对型钢混合连接装配式混凝土框架结构进行数值模拟研究,深入分析了钢-混凝土预制混合梁、装配式混凝土柱拼接节点和梁柱节点的力学性能。刘晓强^[93]利用物理模型试验、有限元数值模拟和理论分析等方法对方钢管混凝土柱-钢梁异型节点及其框架结构的抗震性能进行了系统研究。研究结果表明,异型节点对核心区的变形和应力分布有较大影响,异型节点框架的抗震性能弱于常规框架。赵毅等^[94]使用 ABAQUS 对钢管混凝土异形柱框架结构进行模态分析和时程分析,研究了其在 7 度多遇和罕遇地震作用下的地震响应。研究结果表明,相比无侧板框架,有侧板框架的刚度增大,时程曲线峰值减小。刘晓强等^[95]基于方钢管混凝土柱-H 型钢梁不等跨平面框架的抗震性能试验,通过有限元软件模拟了低周反复荷载作用下该平面框架的轴向荷载-位移曲线。结果显示,提高钢材强度能有效增强框架的极限承载力和延性。李贺^[96]使用 ABAQUS 对活性粉末混凝土充填复式钢管混凝土柱-钢管混凝土梁组合框架结构进行抗震性能数值模拟。结果表明钢材等级对抗震

性能影响显著，而螺栓规格和 RPC 配合比的影响相对较小。Zheng 等^[97]研究了混凝土填充钢管柱与预制剪力墙连接的抗震性能。研究表明，增加剪力连接器数量可显著提高承载能力、延性和能量耗散能力。Li 等^[98]试验研究了不锈钢盲螺栓连接 T 型肢与混凝土填充不锈钢管连接节点的力学性能。分析了钢管厚度、螺栓布局、尺寸、类型和紧固方法等参数对 T-to-CFSST 和 CFSST 性能的影响。结果表明，与空心管相比，填充混凝土可显著增强连接的刚度和强度。Liang 等^[99]试验研究了轴压荷载下的桁架式方形混凝土填充钢管（CFST）混合结构的力学性能，并通过有限元分析（FEA）模型验证了结构的内力分布、轴压力与平均纵向应变关系及其破坏模式。Huang 等^[100]试验研究了受轴压的混凝土填充钢管（CFST）平面交叉连接节点的性能。研究表明，CFST 柱间角度对破坏模式有显著影响，内衬板比法兰板提供了更大的约束效果。Xu 等^[101]对轴向拉伸下混凝土填充钢管圆空截面（CHS）连接的冲剪破坏进行了试验研究，并通过对比有限元模型与试验结果进行了验证。Liu 等^[102]试验研究了带双侧板 I 型梁连接的墙式混凝土填充钢管柱（WCFTC）的抗震性能。并通过有限元模型分析评估了侧板高度、厚度和柱的轴压比对性能的影响。Kong 等^[103]试验研究了钢纤维增强混凝土填充不锈钢管桁架的抗弯性能。试验结果显示，用 SFRC 填充桁架弦杆可以显著提高不锈钢管桁架的承载能力。Liu 等^[104]研究了受复合压弯扭载荷的预应力混凝土填充钢管（CFST）格构塔的抗震性能。研究表明，CFST 格构柱的斜撑在有无预应力钢绞线的情况下均受到严重损坏，而无预应力钢绞线的试件的斜撑损坏率先损坏。Wang 等^[105]试验研究了在中间柱移除情况下装配式张力钢筋对混凝土填充钢管（CFST）组合框架抗崩塌性能的影响。结果表明，装配式张力钢筋延迟了上层梁的破坏，并显著提高了结构的承载能力和延性。Wang 等^[106]研究了钢管混凝土作为支柱的 K 型支撑冷成型钢剪力墙的循环性能。研究发现通过在两端增加混凝土填充钢管支柱，可以显著增强石膏板覆面的 K 型支撑 CFS 剪力墙的剪切强度和弹性刚度。Rehmat 等^[107]试验研究了使用超高性能混凝土（UHPC）的钢管混凝土（CFST）柱与基础连接的新型连接节点。研究发现嵌入式连接与外包式连接相比，其荷载滞回曲线具有更高的能量耗散能力。Ma 等^[108]试验研究了混凝土填充矩形钢管（CFRST）桁架的抗弯性能。试验结果表明，CFRST 桁架与矩形空心截面（RHS）桁架相比，

其抗弯刚度和强度显著提高。

1.3 螺栓-外套钢管连接件的提出

由上述研究现状可知钢管混凝土现有的主要连接方法有法兰连接、焊接连接和螺栓连接。但这些方法在应力集中、荷载传递以及混凝土强度利用等方面仍存在着一些局限性。例如法兰连接易导致钢管荷载集中，引发钢管屈曲，进而影响钢管发挥环箍效应；焊缝连接在焊缝区域易造成应力集中，使结构更易产生疲劳破坏；单纯的螺栓连接易在混凝土螺栓孔内产生应力集中现象，从而影响混凝土强度的有效利用。这些局限凸显出探索钢管混凝土结构创新型连接方法的必要性。

本文针对现有钢管混凝土结构连接方式的局限，提出螺栓-外套钢管连接方式。该连接方式通过外套钢管加强钢管混凝土连接部位的约束效应，从而增强节点强度，同时利用螺栓将何在更多地传递到内部混凝土中，使荷载在混凝土截面与钢管截面分布地更加均匀。采用螺栓-外套钢管连接方式的梁柱结构如图 1-2 所示。

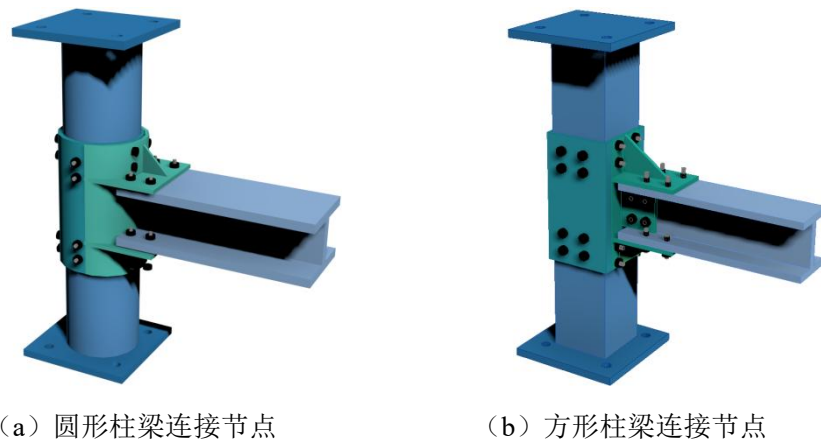


图 1-2 采用螺栓-外套钢管连接的梁柱节点示意图

1.4 本文研究的主要内容

本文基于螺栓-外套钢管连接方法，针对建筑结构最基础的柱-柱连接问题，将预制的钢管混凝土柱用螺栓-外套钢管连接件进行连接组成完整构件，即装配式圆形半连续钢管混凝土柱。本文采用偏压试验和理论分析的方法，对装配式圆形半连续钢管混凝土柱的偏压力学性能进行研究。主要研究内容如下：

(1) 装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压力学性能试验研究

以偏心距、外套钢管厚度、螺栓直径、长细比为研究参数，通过对装配式

圆形半连续钢管混凝土柱进行偏压试验，研究在不同参数影响下装配式圆形半连续钢管混凝土柱的破坏形态、轴向荷载-变形曲线、应变分布的变化规律，螺栓-外套钢管连接件工作机理，以及不同参数对节点受力性能的影响，为后续的理论模型和设计方法提供试验数据支撑。

(2) 装配式圆形半连续钢管混凝土柱 $N-M$ 曲线计算

结合实验数据，基于 Eurocode 4、AISC 360 和 GB 50936 规定的 $N-M$ 曲线计算方法，进行装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压极限承载力验算，评估三种计算方法在装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压极限承载力预测方面的适用性和正确性。优化传统 $N-M$ 曲线计算方法，提出基于材料强度与遍历中性轴的 $N-M$ 曲线计算方法；基于优化后的 $N-M$ 曲线计算方法，进行装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压极限承载力进行的验算，评估优化后的 $N-M$ 曲线计算方法在装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压极限承载力预测方面的适用性和正确性。

(3) 装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压极限承载力预测

结合多部件耦合系统分析方法，从部件层面揭示部件之间的耦合关系，建立简化部件耦合关系计算公式，推导装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压极限承载力预测方法。最后将计算结果与试验结果进行对比，验证装配式圆形半连续钢管混凝土柱在偏压状态下极限承载力计算公式的适用性，为装配式圆形半连续钢管混凝土柱设计提供相关建议。

第2章 装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压试验

2.1 引言

在实际工况中构件的承载形式很难是理想的轴压或纯弯状态。因此对装配式圆形半连续钢管混凝土柱进行偏压试验研究，有助于进一步为其实际应用提供理论基础。本章通过单轴偏压试验，针对偏心距、外套钢管厚度、螺栓直径、长细比等参数的变化对装配式圆形半连续钢管混凝土柱的偏压性能进行了研究，在试验结果的基础上对试件的破坏形式、轴向荷载-位移曲线、轴向荷载-应变曲线、极限承载力、荷载传递机理等进行了深入分析。

2.2 试验概况

2.2.1 试验设计

图 2-1 显示了试件尺寸及组成情况。本试验共准备 14 个试件，其中编号为 PCSCFST1-PCSCFST10 的试件进行偏压加载，编号为 PCSCFST11-PCSCFST14 的试件进行轴压加载。试件尺寸信息如表 2-1 所示，表中 e 为偏心距， t 为上下钢管厚度， D_1 为混凝土直径， D 为上下钢管直径， t_1 为外套钢管厚度， d 为高强螺栓 (8.8 级) 直径， L_1 为上下钢管长度， L_2 为外套钢管长度， L 为试件长度， λ 为长细比。

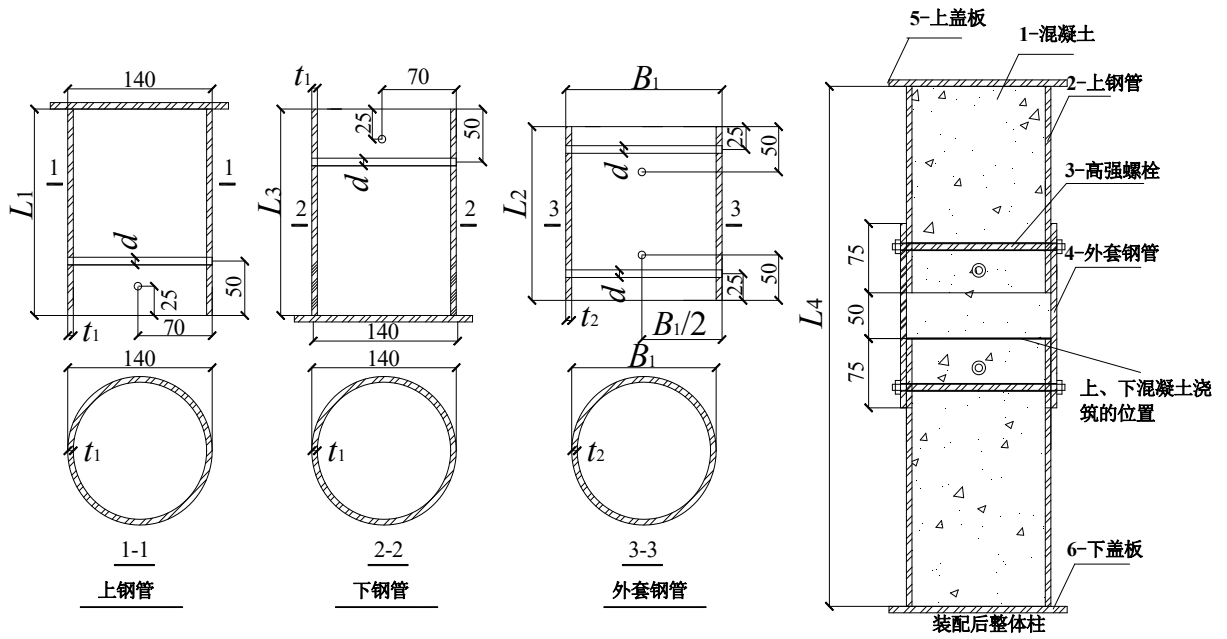


图 2-1 试件尺寸及组成示意图

表 2-1 试件尺寸信息表

试件编号	e (mm)	t (mm)	D_1 (mm)	D (mm)	t_1 (mm)	d (mm)	L_1 (mm)	L_2 (mm)	L (mm)	λ
PCSCFST1	32	5	140	150	4.75	12	220	200	490	13
PCSCFST2	32	5	140	150	5	12	220	200	490	13
PCSCFST3	64	5	140	150	4.75	12	220	200	490	13
PCSCFST4	64	6	140	152	5	12	220	200	490	13
PCSCFST5	48	5	140	150	4.75	12	220	200	490	13
PCSCFST6	64	5	140	150	5	12	220	200	490	13
PCSCFST7	64	5	140	150	8	12	1200	200	2450	64
PCSCFST8	64	5	140	150	5	12	1200	200	2450	64
PCSCFST9	32	5	140	150	8	12	1200	200	2450	64
PCSCFST10	64	5	140	150	5	18	1200	200	2450	64
PCSCFST11	0	5	140	150	4.75	12	220	200	490	13
PCSCFST12	0	6	140	152	5	12	220	200	490	13
PCSCFST13	0	5	140	150	5	12	220	200	490	13
PCSCFST14	0	5	140	150	5	12	1200	200	2450	64

表 2-2 展示了基于参数类型划分的试件分组。由于每一个试件均有多个变化的参数，而分析时只基于偏心距 (e)、外套钢管厚度 (t_1)、螺栓直径 (d) 和长细比 (λ) 这四个参数，因此为了便于对比分析，基于参数类型的不同，将试件划分为 10 组。例如 E1 到 E5 组为偏心距对比组，表明组内试件的参数只有偏心距不同，其余参数信息均相同。

表 2-2 试件分组表

参数	组	试件编号			
e	E1	PCSCFST2	PCSCFST6	PCSCFST13	
	E2	PCSCFST1	PCSCFST3	PCSCFST5	PCSCFST11
	E3	PCSCFST4	PCSCFST12		
	E4	PCSCFST7	PCSCFST9		
	E5	PCSCFST8	PCSCFST14		
t_1	T1	PCSCFST1	PCSCFST2		
	T2	PCSCFST3	PCSCFST6		
	T3	PCSCFST7	PCSCFST8		
d	B1	PCSCFST8	PCSCFST10		
λ	S1	PCSCFST6	PCSCFST8		

2.2.2 试件制作

图 2-2 展示了 PCSCFST 试件制造装配过程。试件由上预制柱段、下预制柱段以及螺栓-外套钢管连接件三个核心模块组成，其具体制作装配细节如下。

2.2.2.1 上预制柱段制作

(1) 上钢管与端板焊接成为整体，在上钢管对应位置开设螺栓孔，并装配涂抹过润滑油的螺栓；

(2) 在上钢管中浇筑混凝土，浇筑至与上钢管边缘齐平位置；

(3) 进行混凝土养护，待混凝土完成形成一定强度时，将装配螺栓进行脱模处理，完成螺栓孔的预留。

(4) 继续进行混凝土养护，养护完毕后完成上预制柱段的制作。

2.2.2.2 下预制柱段制作

(1) 下钢管与端板焊接成为整体，在下钢管对应位置开设螺栓孔。在外套钢管对应位置开设螺栓孔。利用螺栓将下钢管与外套钢管进行装配连接；

(2) 在装配好外套钢管和下钢管的构件中浇筑混凝土，浇至与图 2-1 中上下混凝土浇筑位置时停止浇筑混凝土；

(4) 进行混凝土的养护，完成混凝土养护后，将螺栓进行脱模处理，完成螺栓孔的预留；

(5) 继续进行混凝土养护，养护完毕后完成下预制柱段的制作。

2.2.2.3 装配过程

(1) 将下预制柱段端板着地立起，利用吊具以端板朝上的方式将上预制柱段吊起；

(2) 将预制柱段的钢管外径对准下预制柱段的外套钢管内径，缓慢下降上预制段，直至上钢管的混凝土界面与外套钢管内部的混凝土界面完全接触时停止；

(3) 转动上钢管使上钢管预留螺栓孔与外套钢管螺栓孔对应；

(4) 利用高强螺栓穿过已经对齐的螺栓孔并拧紧，完成装配过程。

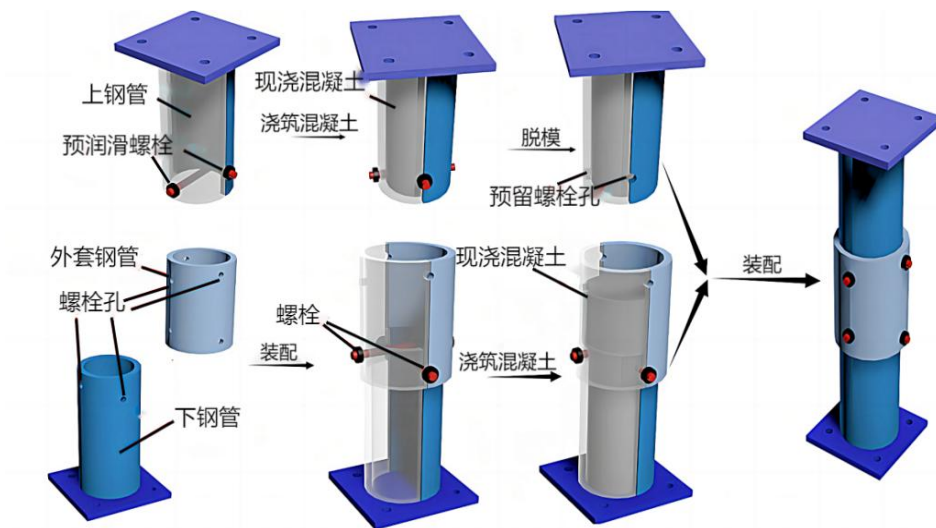


图 2-2 试件建造装配过程示意图

2.2.3 材料性能

标准混凝土立方块实验加载图以及实物图如图 2-3 所示。基于 GB/T 50107-2010^[109], 与试件同时制作 3 块尺寸为 $150 \times 150 \times 150$ mm 的 C30 标准混凝土立方块, 以试件中核心混凝土同等标准进行 28 天养护。试验测试结果测得 C30 混凝土的实测立方抗压强度平均值 f_{cu} 为 31.1 MPa。图 2-4 展示了钢管拉伸件与螺栓拉伸件实验加载图以及加载后的实物图。和试件同期制造了 4 种不同厚度的钢材和 2 种不同直径的螺栓标准拉伸件, 实验测得了材料的伸长率、屈服强度和极限强度。表 2-3 列出了具体材料性能数据, 包括 4 种厚度 (ST1~ST4) 的板材和 2 种直径 (BT1、BT2) 的螺栓, 每种规格均进行三次试验。



(a) 混凝土立方块抗压试验图



(b) 混凝土立方块实物图

图 2-3 混凝材料试验图

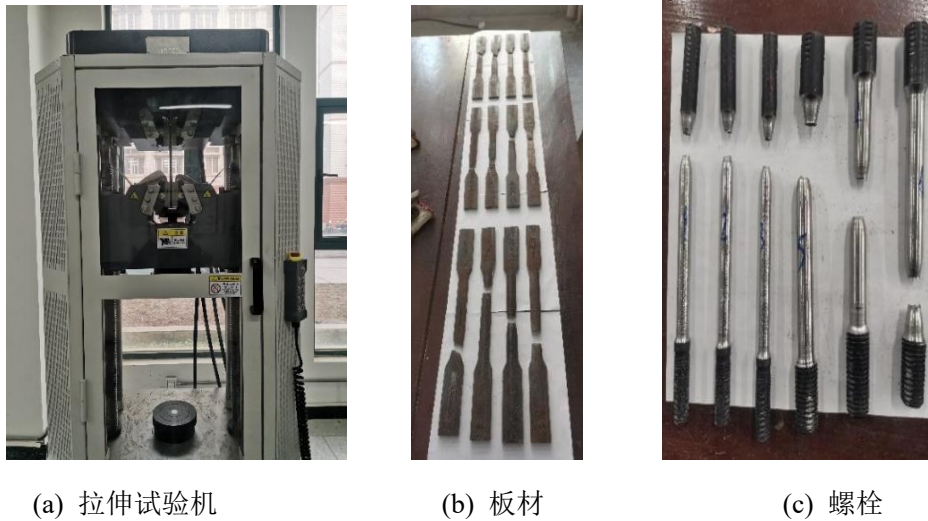


图 2-4 钢材拉伸试验图

表 2-3 材料试验结果

试件	钢管厚度(mm)	螺栓直径(mm)	屈服强度 MPa)	极限强度(MPa)	伸长率
ST1	4.75	/	372.6	540.1	27.9%
ST2	5	/	367.2	532.6	24.4%
ST3	6	/	357.8	525.1	26.4%
ST4	8	/	351.8	505.7	26.8%
BT1	/	12	811.5	883.3	8.5%
BT2	/	18	803.6	850.2	9.5%

2.2.4 试验测量方案

本次试验测量内容为试件的轴向位移、侧向位移以及钢管关键位置的应变。图 2-5 展示了应变、位移测量点布置细节。考虑到柱子几何对称性、偏心荷载的对称性以及轴向压力下柱应变分布的趋势，在整个装配式圆形半连续钢管混凝土柱上设置了 13 个应变测点，分别分布在上钢管、外套钢管以及下钢管的中部位置，每个测点设置 2 个应变片分别测量该点的侧向和轴向应变。其中 1、2、3 测点布置在偏心方向，1、12、13 测点布置在偏心反方向，4、5、6 测点布置在垂直偏心方向。竖向位移测点设置在柱子上部端板两侧（垂直于偏心方向），侧向位移计则分别位于柱子上部中点、外套钢管中点、柱子下部中点，从上到下编号为 L1 至 L7。

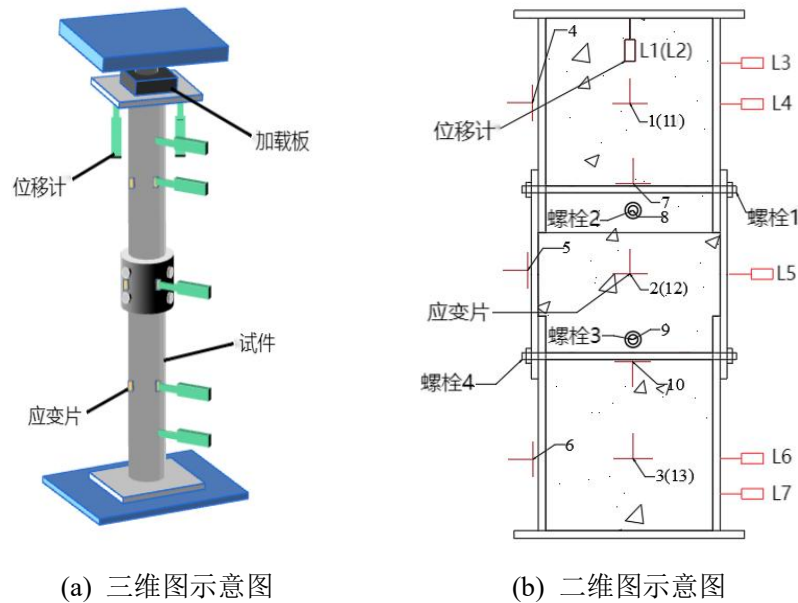


图 2-5 试验布置：应变片和位移传感器布置示意图

2.2.5 试验加载方案

本次试验采用加载设备为 500 吨电液伺服多功能试验机。图 2-6 为加载设备实物图（包括加载部分和测量部分）。为确保试样处于单轴偏心加载状态，试样的横截面几何中心与加载板在水平面上的一个轴上对齐，而另一个轴则用来施加 32mm 和 64mm 的偏心距。在试验的初始阶段采用荷载控制方式进行加载，以 6 kN/min 的速率逐步增加至 200 kN。随后将加载模式转变为位移控制，以 0.0025 mm/s 的速率继续加载。当加载降至极限荷载的 85%或试件出现明显变形时终止加载过程。为了确保试验的准确性和可靠性，本试验使用多种高精度的测量设备，包括荷载传感器、位移传感器和应变传感器。同时，试验采用了 DH3819 静态应变数据采集系统来收集和处理试验数据。在试验过程中首先根据试验的具体要求，合理地安装试件并配置相应的测量设备。设备安装完成后再次进行全面的调试，以确保试验顺利进行。准备就绪后，按照预设的加载制度进行加载，并实时采集试验数据和记录试件的形态变化，直至试验结束。试验结果记录了各试件的受力情况、变形情况以及破坏模式，获得了整体柱的轴向荷载-位移曲线、轴向荷载-应变曲线、外套钢管的轴向荷载-应变曲线、轴向荷载-侧向位移曲线、螺栓的轴向荷载-应变曲线。



图 2-6 500 吨电液伺服多功能试验机

2.3 偏压试验结果与分析

2.3.1 破坏模式

图 2-7 展示了装配式圆形半连续钢管混凝土柱破坏模式图。试件的破坏可分为三种主要类型。第一种是局部屈曲，其特征是内部混凝土压碎进而导致对应位置的钢管出现屈曲。第二种是伴随明显局部破坏的整体弯曲，特征是柱整体出现明显弯曲，同时柱子局部出现屈曲破坏。第三种是整体弯曲，特征是柱整体出现明显弯曲，但局部未出现破坏现象。前两种破坏现象出现于短柱（长细比 $\lambda=13$ ）中，属于强度破坏。第二种现象出现于长柱（ $\lambda=64$ ）中，属于失稳破坏。

在短柱加载过程中，试件外套钢管与柱子的上下两部分之间逐渐出现局部屈曲；随着载荷的增加，这些区域的核心混凝土被压碎，钢管出现屈服并导致明显的环形凸起或弧形膨胀变形，最终引发试件破坏。部分试件出现类似 S 形状的整体弯曲。同时从图 2-7 中可以看到，偏心加载的试件比轴压试件的局部破坏更加严重，整体弯曲更加明显。这是因为相比于钢管而言端板的刚度较大，二者连接部位刚度并不连续。当荷载通过端板传递时，端板和钢管的连接区域会出现应力集中，从而导致在端板和钢管连接的区域，钢管会承受较高的应力，导致该部位出现局部屈曲甚至环形鼓曲。尤其是在荷载偏心的情况下，应力集中将被放大，进

而产生更加严重的局部变形。相比之下，中间部位的刚度更加连续，而且有外套钢管进行保护，因此中间部位的破坏并不如上下靠近端板的部位明显。在长柱加载过程中，随着荷载增长试件逐渐出现整体弯曲，直到极限承载力没有预兆地忽然下降，最终试件破坏。整个过程中并没有明显的局部破坏现象出现。由此可以推断，在长柱中出现的破坏模式应该是失稳破坏。



(a) PCSCFST1



(b) PCSCFST2



(c) PCSCFST3



(d) PCSCFST1



(e) PCSCFST2



(f) PCSCFST3



(g) PCSCFST1



(h) PCSCFST2



(i) PCSCFST3



图 2-7 试件破坏模式图

所有试件的外套钢管部分都没有出现明显的破坏现象，可知外套钢管的存在的确有效保护了连接部位。此外，除了螺栓直径较大的 PCSCFST10 外，所有的试件均出现了螺栓翘曲现象，且连接上下钢管与外套钢管的螺栓端部朝着各自的方向变形。这表明螺栓上的主要力来自所附的钢管，可以进一步确定荷载的传递路径是从上钢管通过螺栓传递到外套钢管，然后再传递到下钢管。值得注意的是，螺栓虽然表现出翘曲但并不明显。这是因为螺栓被包裹在钢管内的混凝土中，混凝土阻挡了螺栓可能出现的显著变形。因此，除非螺栓在钢管与外套钢管的界面处被剪断，否则不太可能发生明显翘曲。

在短柱试验组 E1-E3 组中，通过对比可以看到，在偏心距较小的试件中，局部屈曲更加广泛地环绕着柱身分布，轴压试件更是近乎均匀地产生了环形鼓曲。而在偏心距较大的试件中，局部屈曲更加集中在偏心一侧。这表明随着偏心距的

增加,试件截面上的应力分布从均匀分布逐渐集中到偏心方向。在长柱试验 E4-E5 中,失稳破坏的不规则现象可能导致对其表面的破坏模式难以进行直接的比较。例如在 E4 中,偏心距更大的 PCSCFST7 弯曲现象比 PCSCFST8 更加明显,但是在 E5 中,偏心距更大的 PCSCFST8 的弯曲现象却不如 PCSCFST14 更加明显。

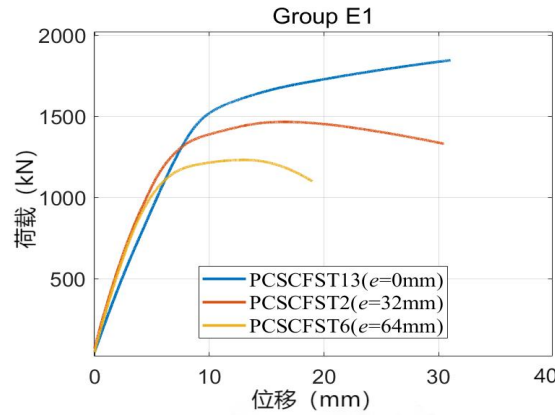
在 T1 和 T2 组中,外套钢管厚度变化不大,其破坏现象十分相似。然而,与一般常识不同的是,在 T3 组中,外套钢管厚度更大的 PCSCFST7 却比 PCSCFST8 表现出更严重的弯曲。这可能是由于外套钢管的厚度过大和刚度过高,导致螺栓被‘架’在了钢管上,减少了和混凝土的有效接触。从而导致在传力的过程中,螺栓更多地以外套钢管来进行传递荷载,进一步使螺栓在外套钢管和钢管的接触面处的剪力增大。同时钢管和螺栓之间由于较小的接触面积加剧了应力集中。在这种应力重分配的结果下,导致螺栓更容易失效。而螺栓的失效将降低外套钢管的约束效应,使螺栓-外套钢管连接件的传力只依赖于内部核心混凝土的直接接触,最终引发试件更加明显的破坏现象。简而言之,钢管厚度过大引发了螺栓所在横截面的内力重分布,导致螺栓更容易失效,进而改变螺栓-外套钢管连接件传力方式,使试件的破坏现象变得更加明显。这一现象强调了,外套钢管厚度需要限制在一定范围内,从而确保螺栓-外套钢管连接件能够有效地传递荷载。

在 B1 组中,具有较大螺栓直径的 PCSCFST10 比 PCSCFST8 表现出更明显的弯曲。这种现象归因于:在螺栓直径较小的情况下,螺栓失效后,尽管连接器可能失效,出现上述不利影响,但上柱、外套钢管和下柱的混凝土部分可以直接相互作用,从而提高混凝土的抗压能力的利用率。然而,如果与螺栓接触的混凝土在其他部件之前失效,混凝土最初承受的大部分压力将转移到螺栓和外套钢管上。上柱与下柱之间的荷载传递则集中在了外套钢管和螺栓身上。同时外套钢管上的压力增加,将导致其约束效果的降低,从而进一步削弱内部混凝土的承压能力。最终导致 PCSCFST10 比 PCSCFST8 表现出更明显的弯曲。在 S1 组中,如前所述,与长柱 PCSCFST8 的失稳破坏相比,短柱 PCSCFST6 表现出更明显的局部破坏。

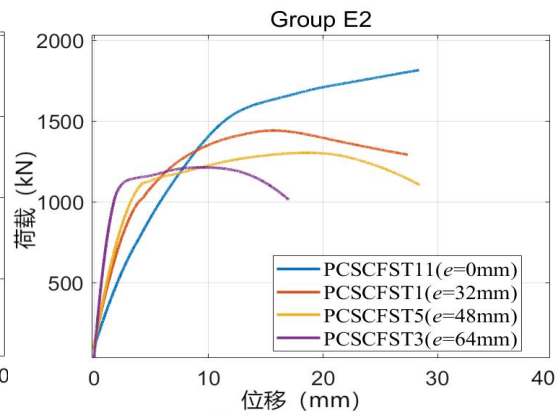
2.3.2 轴向荷载-轴向位移曲线

图 2-8 为不同参数下各试件的轴向荷载-轴向位移曲线,极限承载力实测结果如表 2-4 所示。短柱组 E1-E3 组(图 7(a)-(c))中,偏心距的大小对初始刚度

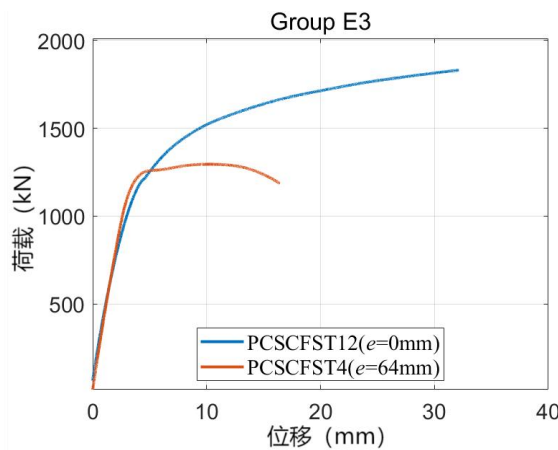
影响较小，刚度随着荷载的增加并没有明显规律。然而随着荷载的增加，偏心距较大的试件刚度降低速度更快，从而更早产生屈服。对于 E4-E5 组，偏心距较大的试件初始刚度较低，而随着荷载的增加，其刚度降低的速度也更快，最终更早地产生屈服。



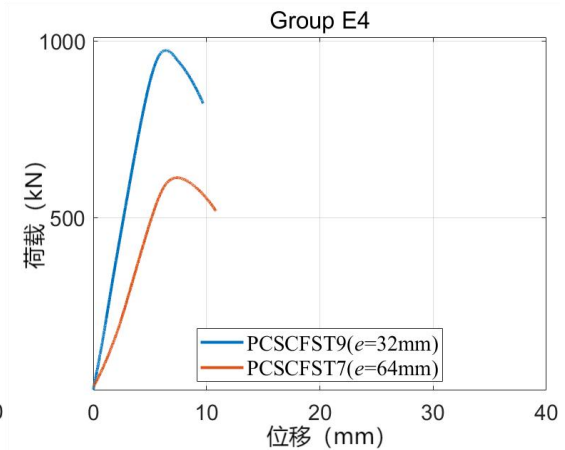
(a) E1 组



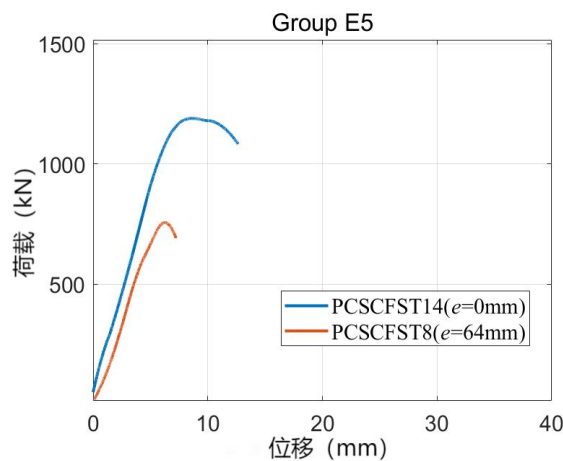
(b) E2 组



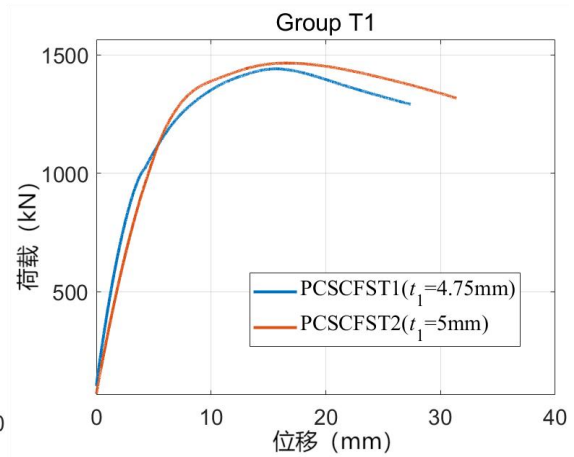
(c) E3 组



(d) E4 组



(e) E5 组



(f) T1 组

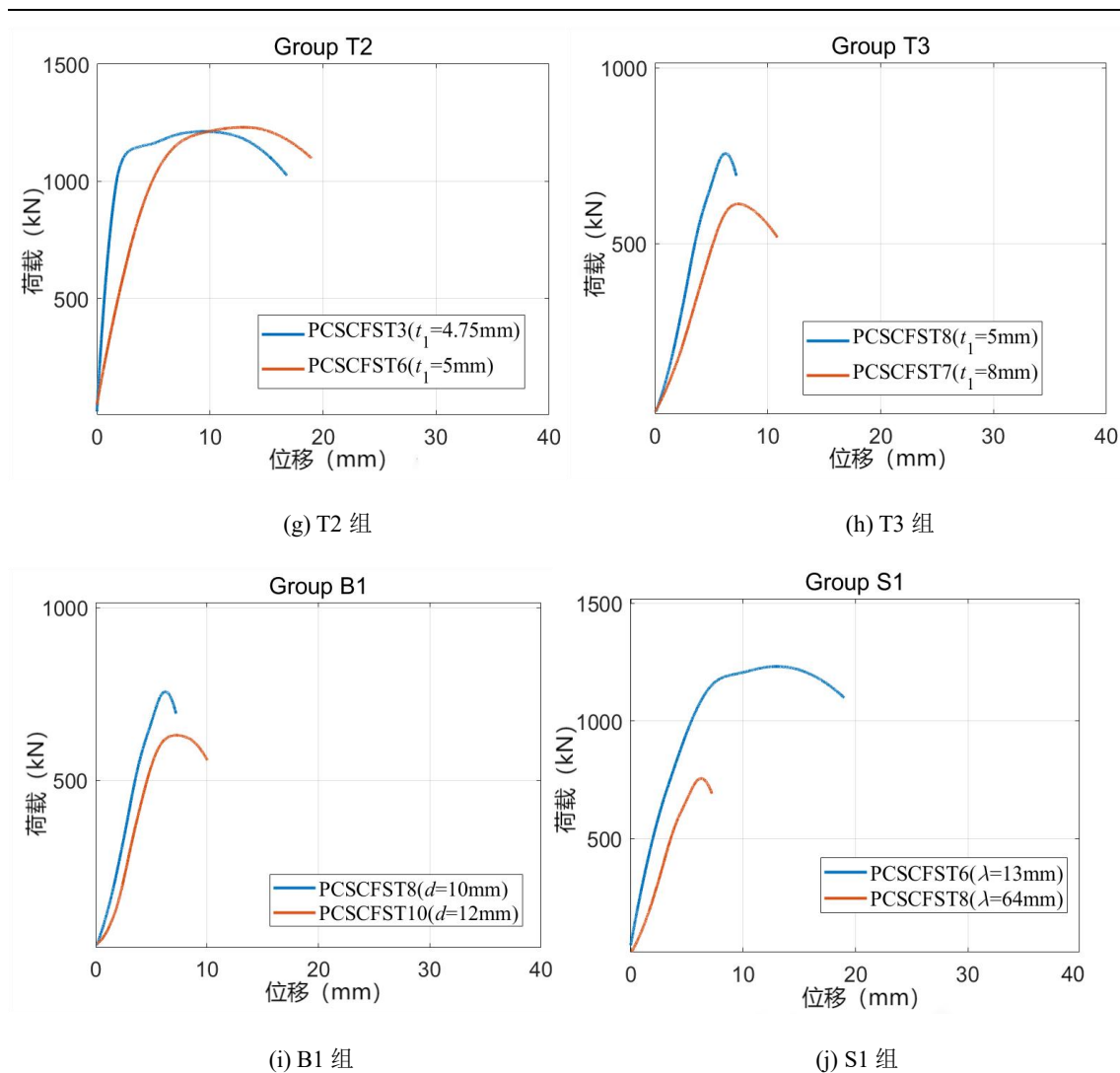


图 2-8 不同参数下各试件的轴向荷载-轴向位移曲线

简而言之，短柱因其长度短，受力分布更均匀，偏心对其初始刚度影响甚微；而长柱则因易遭局部弯曲或整体失稳，偏心会大幅降低其初始刚度。从内力分布角度看，荷载偏心破坏了内力的线性或均匀分布。偏心越大，压应力越偏离中心轴，导致受压区域应力集中并可能产生应力梯度，从而降低初始刚度。而对于偏心越大屈服后曲线斜率的下降越快，从而降低试件的承载能力的现象，可能是因为屈服后，大偏心条件下截面应力更加集中，导致截面更早出现并发展非线性区域，从而导致刚度更快地下降。

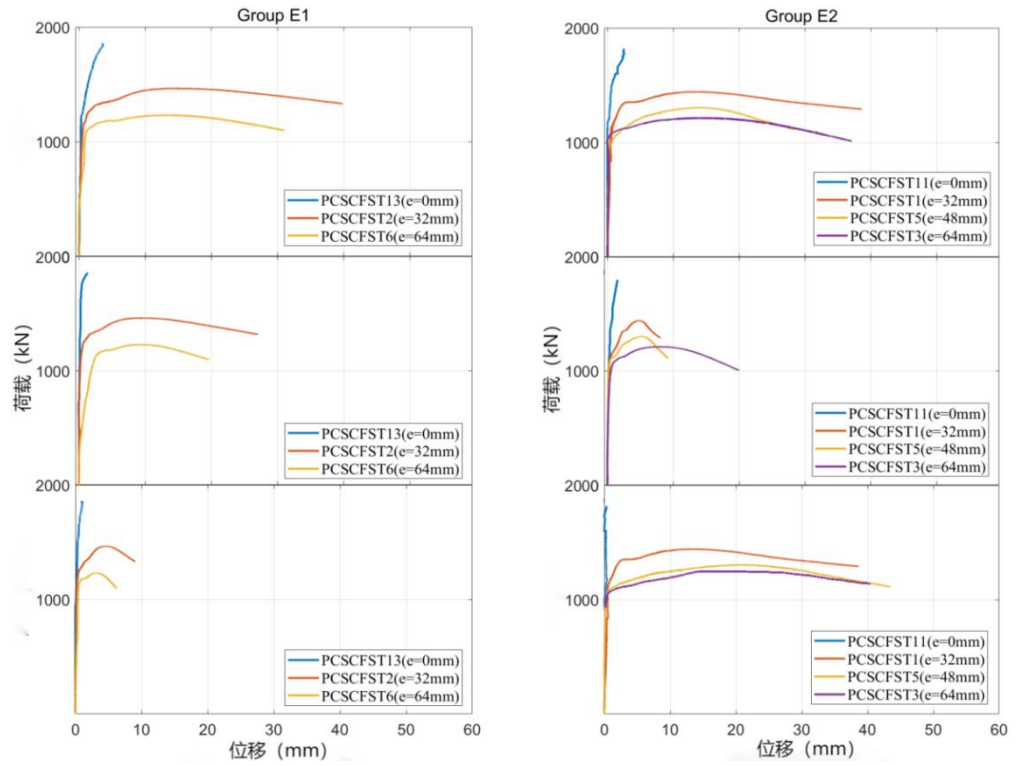
在 T1 组中，外套钢管厚度从 4.75mm 增加到 5mm，导致极限承载力 (P_u) 从 1443kN 略微增加到 1465kN，仅仅相差 1.5%。而在图 2-8 (f) 中，曲线也拥有十分相似的斜率，表明厚度变化对偏心加载的装配式圆形半连续钢管混凝土柱的力

学性能影响较小。相比之下，T3 组在厚度从 5mm 增加到 8mm 时， P_u (19%) 和刚度却均显著降低，这一现象正说明了上面的推测，即外套钢管厚度的改变，将引起螺栓截面出的内力重分布，从而进一步降低试件的极限承载力和刚度。在 B1 组中，出乎意料的是，将螺栓直径从 12mm 增加到 18mm，极限承载力 (P_u) 降低了 16.56%，这与最初的假设（即较大的螺栓会增加 P_u ）相反。同时有较大螺栓直径的 PCSCFST10 有着更长的屈服阶段，展现出了比 PCSCFST8 更强的塑性能力。这两个现象佐证了上文在分析破坏现象时所提出的，螺栓直径太大将改变螺栓-外套钢管连接件传递荷载的方式，使荷载传递更多地依赖于外套钢管，从而导致试件极限承载力的降低以及塑性的增强。在 S1 组中，将长细比从 13 增加到 64 导致 PCSCFST6 和 PCSCFST8 的 P_u 降低了 38.67%，表明较高的长细比会降低极限承载力。

2.3.3 轴向荷载-侧向位移曲线

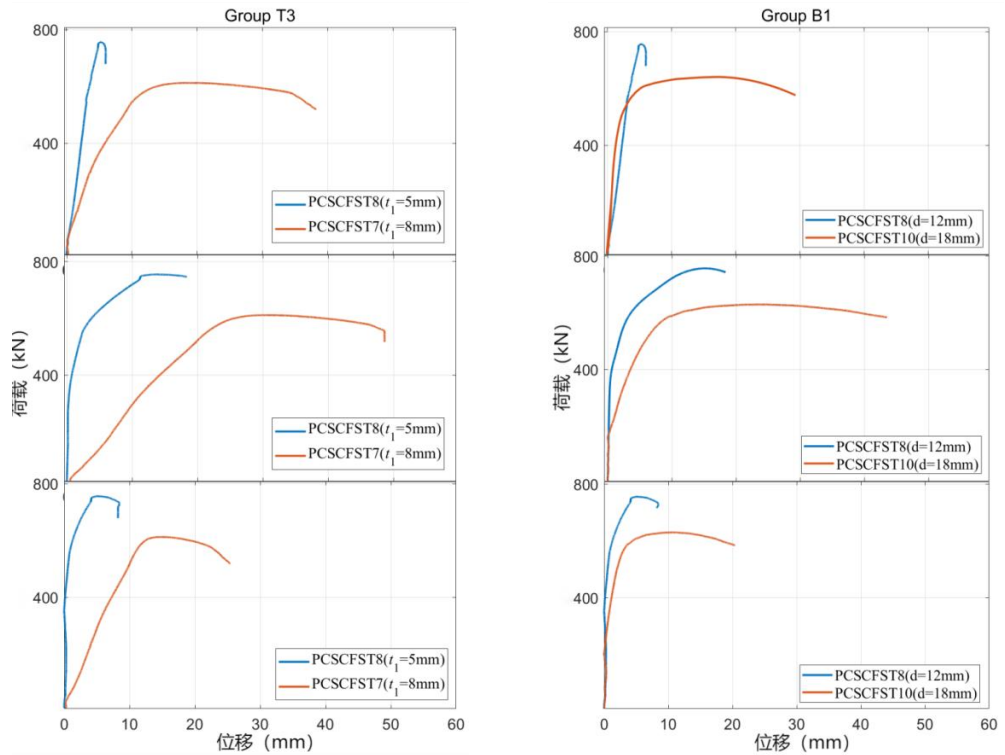
图 2-9 展示了不同高度处的轴向荷载-侧向位移曲线。为了深入探究上柱、下柱以及外套钢管的侧向位移变化规律，本文将测量点 L4、L5 和 L6 处的轴向荷载-侧向位移数据曲线整合在同一张图中。这些曲线清晰地展示了上柱、外套钢管、下柱的中间位置处的侧向位移情况，有助于更全面地理解柱的侧向挠度变化。

不同高度处展现出的轴向荷载-侧向位移曲线有着相同的趋势。即初始弹性阶段，过渡阶段以及下降阶段。T3 组试样中，随着外套钢管厚度从 5mm 增至 8mm，初始加载阶段的刚度出现了显著的降低，直接导致了侧向位移的增大。B1 组试样中，螺栓直径由 12mm 增加至 18mm，后期刚度衰减加速，导致 PCSCFST10 提前进入屈服状态，最终导致极限承载力降低。该现象证实了上述提到的，螺栓直径过度增大改变了连接器内部的力传递路径，使得结构更加依赖于钢管来承担荷载，导致加载后期试件结构刚度的降低。



(a) Group E1

(b) Group E2



(c) Group T3

(d) Group B1

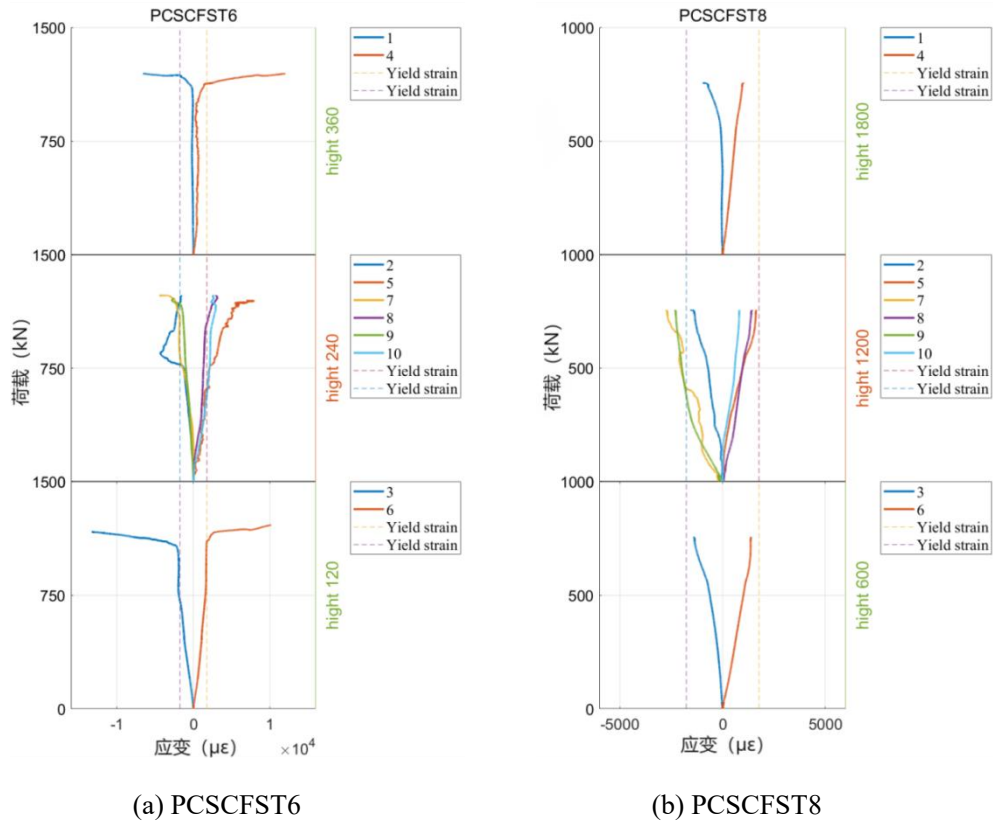
图 2-9 典型试件的轴向荷载-侧向位移曲线

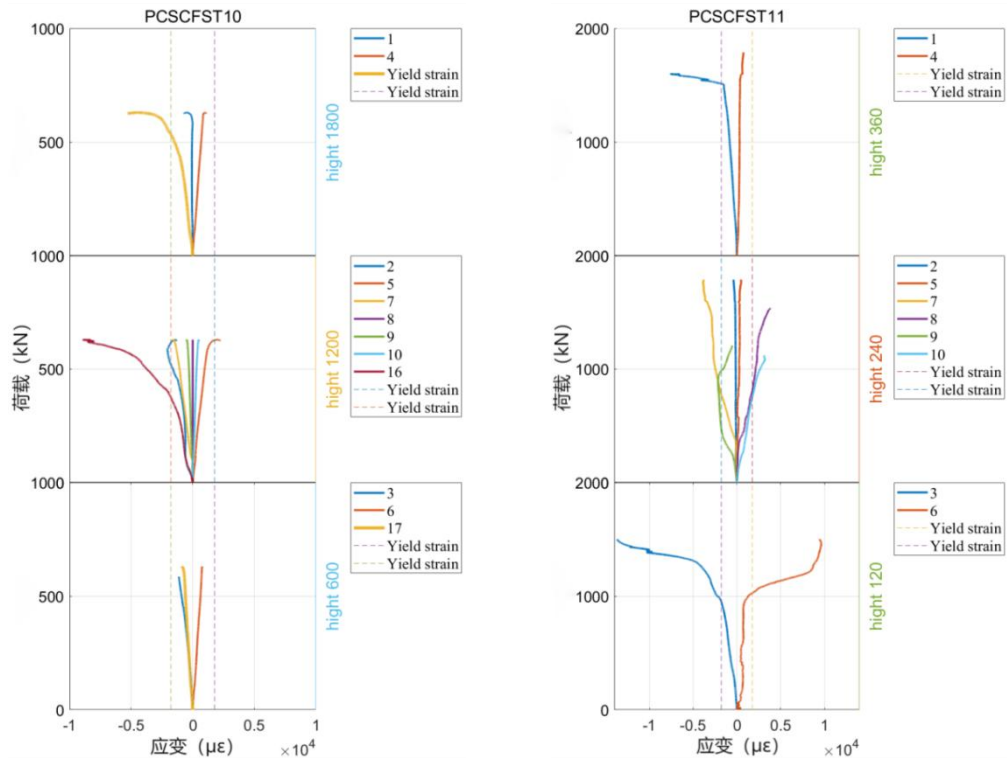
2.3.4 轴向荷载-应变曲线

图 2-10 展示了不同高度、不同应变测点处的轴向荷载-应变曲线。根据参考文献[110]采用公式 (2-1) 将各测点的轴向应变 (ε_x) 和横向应变 (ε_y) 合计算为等效应变 (ε)。需要注意的是, 图中 x 轴正负区分是为了将曲线均匀分布在两侧, 并不表示应变的拉伸或压缩。

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2} \quad (2-1)$$

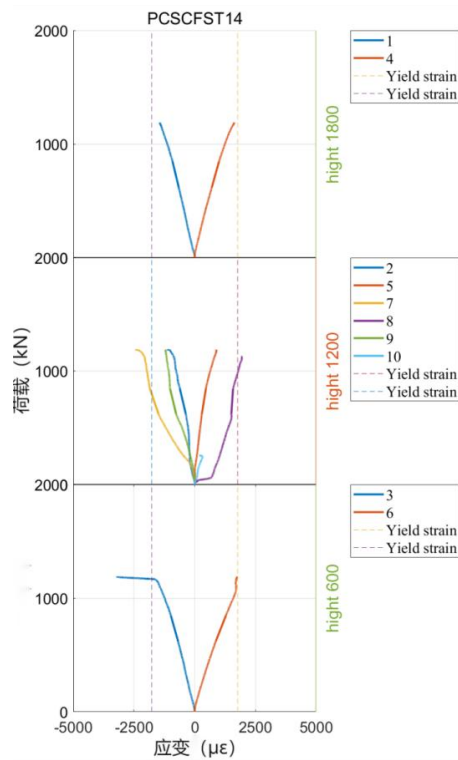
图 2-10 中每个图的四条 x 轴分别对应着测点的三个不同高度。对于短柱而言, 高度分别为: 120mm、240mm 和 360mm; 而对于长柱高度分别为: 600mm、1200mm 和 1800mm。





(c) PCSCFST10

(d) PCSCFST11



(e) PCSCFST14

图 2-10 典型试件的轴向荷载-应变曲线

由图 2-10 表明，在加载初期，上柱、下柱、螺栓与外套钢管之间的应变随着

荷载增大呈线性增长。然而螺栓和外套钢管的轴向荷载-应变曲线斜率相比于其他曲线，更早地呈现出逐步下降的趋势，表明螺栓和外套钢管的轴向荷载-应变关系更为复杂。这也反映了与上部和下钢管相比，螺栓与外套钢管间变形更为一致。随着荷载增加，螺栓和外套钢管的应变加速增加，除了 PCSCFST10 外，所有其他试件的螺栓应变都达到屈服应变，（表明充分利用了螺栓的强度）。而在 PCSCFST10 中螺栓并未屈服（表明螺栓强度未得到充分利用），同时 PCSCFST10 中过大的螺栓直径致使螺栓-外套钢管连接件传力方式发生改变，最终降低试件的极限承载力。

2.3.5 极限承载力下各部件协同性能分析

为了从力学角度量化各部件间的协同性能，引入了“协同值 q ”这一概念，用以描述在试件达到极限承载能力时，不同部位屈服应变的分布情况。目前，由于测量内部混凝土应变的难度较大，“协同值 q ”主要依据关键钢管截面的应变进行计算。其计算公式如下。

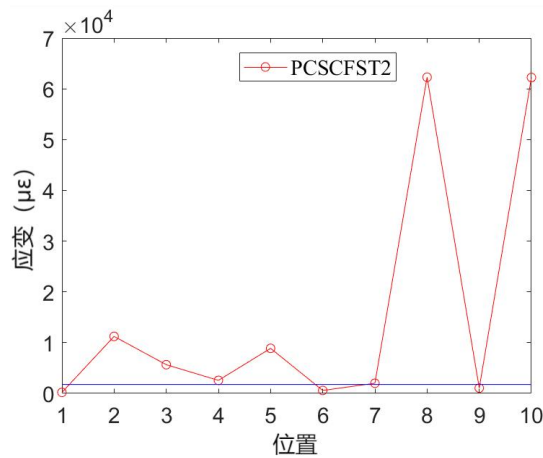
$$q = \frac{1}{n-1} \left(\sum (\varepsilon_i - \bar{\varepsilon})^2 \right) \times 10^{-8} \quad (2-1)$$

其中， ε_i 表示不同位置的应变； i 代表应变位置； n 代表应变位置的数量； $\bar{\varepsilon}$ 表示应变的平均值。'q'值越大表明在试件荷载达到极限承载力时，不同位置之间的应变值越分散、协同性能越差。表 2-4 展示了每个试件的'q'值。图 2-11 展示了典型试件在荷载达到极限承载力时的位置-应变图。图中 x 轴表示应变位置，y 轴代表应变大小。平行于 x 轴的蓝色实线代表屈服应变。理想状态下，试件荷载抵达极限承载力时，各位置应变应当同时抵达屈服点。此状态下意味着每一个位置的强度都被充分利用，同时又没有出现强度不足。而任何未屈服的位置都表明该位置强度未被充分利用，过度屈服（即应变显著超过屈服点）则表明该位置强度不足。

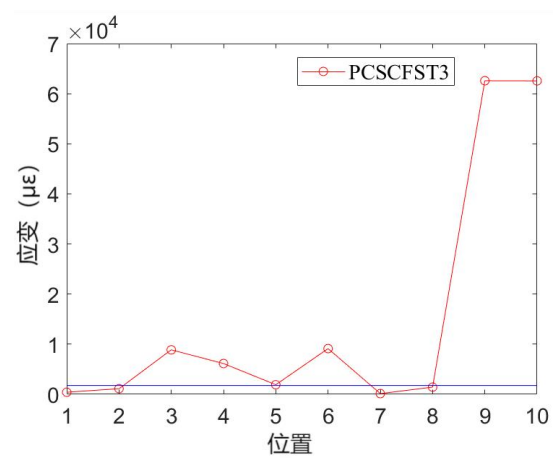
分析表 2-4 可得，与短柱相比长柱的'q'值通常较低，表明长柱的钢管部件在变形协调上表现更好。分析可得，在 PCSCFST2 和 PCSCFST4 等短柱中，钢管和外套钢管的应变相对协调，但螺栓应变过度屈服，导致整个试件出现较大的'q'值。表明在短柱中，螺栓位置存在强度不足的现象。

极限承载力下，短柱中几乎所有应变测点都已屈服，长柱中应变测点屈服的数量则有限，在 PCSCFST7 中更是没有测点出现屈服。按照上述分析，PCSCFST7

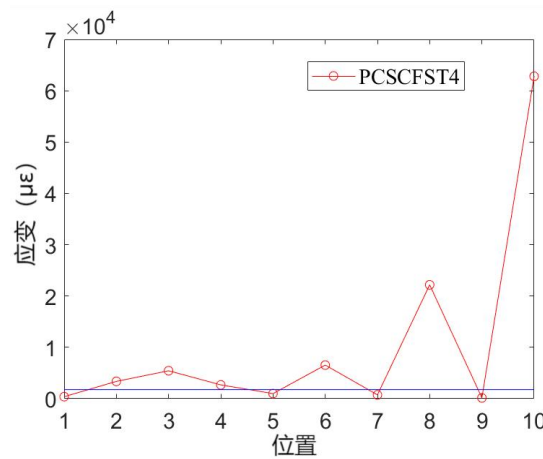
外套钢管厚度过大，导致螺栓更易在外套钢管和钢管接触面处剪切失效，进一步导致连接件失效，使试件失稳破坏。可知虽然 PCSCFST7 的测点均没有屈服，但螺栓内部应该已发生剪切破坏。图 2-11 (b) 显示 PCSCFST10 的螺栓未达到屈服应变，表明螺栓强度未被充分利用，同时位置 5 应变超过屈服应变，表明相比于其他部件，外套钢管的强度得到了更加充分的利用。此现象可佐证上述提到的传力机理，即螺栓直径过大将导致与其接触的混凝土容易失效，从而增加外套钢管承担的荷载。综上所述。螺栓、外套钢管、混凝土这些部件的相互作用创建了一个复杂的协同工作场景。



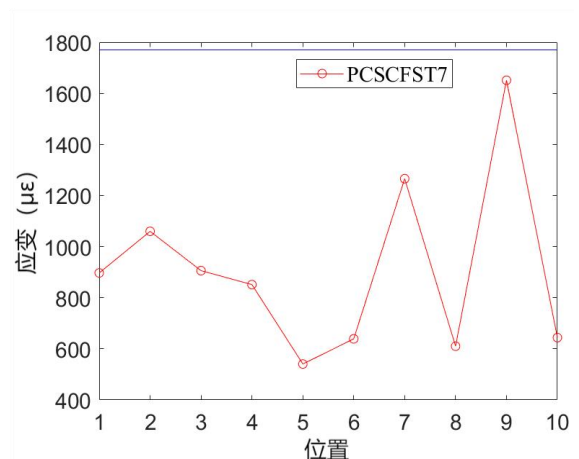
(a) PCSCFST2



(b) PCSCFST3



(a) PCSCFST4



(b) PCSCFST7

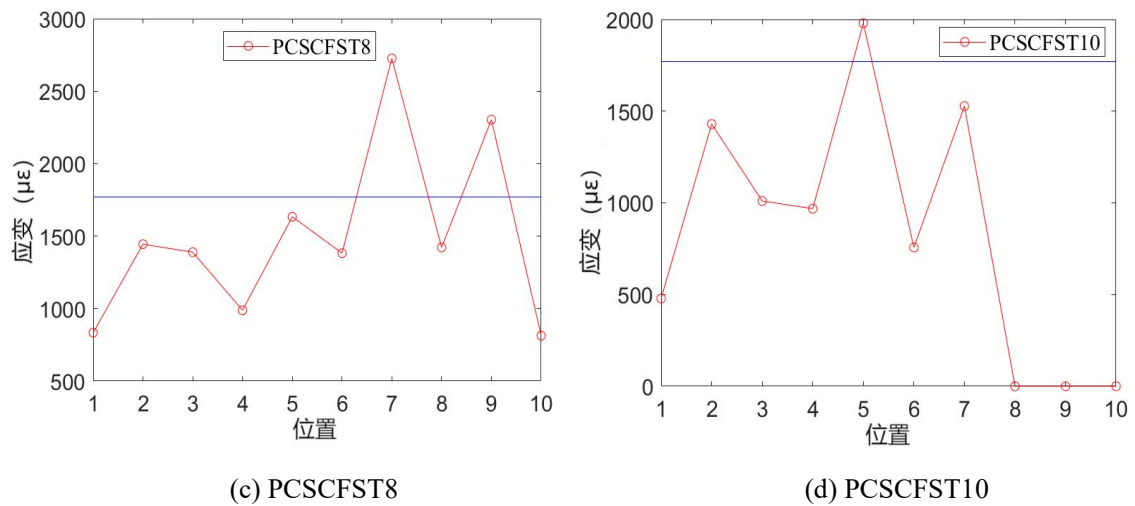


图 2-11 极限承载力下试件协同作用曲线

表 2-4 试验结果表

试件编号	Δu	最大位移-位置	已屈服钢管测试点	q	P_u (kN)
PCSCFST1	27.56	47.00-26	2、3、4、7、8、9、10	123.72	1443
PCSCFST2	31.60	42.03-23	2、5、7、9、10	55.46	1465
PCSCFST3	17.15	45.07-26	1、3、4、5、6、9、10	56.57	1212
PCSCFST4	16.50	19.35-27	2、3、4、8、10	34.21	1296
PCSCFST5	28.62	43.94-26	1、2、4、5、6、10	56.78	1304
PCSCFST6	19.04	31.71-23	1、2、3、4、5、6、7、 8、9、10	66.16	1231
PCSCFST7	10.88	48.65-27	无屈服点	0.01	612
PCSCFST8	8.00	20.57-27	7、9	0.03	755
PCSCFST9	9.81	35.00-27	7、8、15	0.31	981
PCSCFST10	10.04	46.34-27	2、5、15、16	0.04	630
PCSCFST11	28.49	28.49-25	1、3、6、7、8、9、10	101.72	1775
PCSCFST12	32.19	32.19-25	2、3、4	107.34	1769
PCSCFST13	32.48	35.64-24	7、9、10	109.58	1786
PCSCFST14	12.65	14.99-24	3、6、7、8	36.68	1187

2.3.6 荷载传递机理分析

装配式圆形半连续钢管混凝土柱的荷载从上到下传递，从上部端板开始，经过上柱、螺栓-外套钢管连接件、下柱，最终传递到下部端板。荷载传递主要以不同部件之间接触表面的正向压应力，钢管与混凝土之间摩擦力的形式进行。与此同时，在部件之间，除了进行由上到下的荷载传递外，还存在其他作用，例如上

钢管对上部混凝土的约束效应，外套钢管对外套钢管内混凝土的约束效应，下钢管对下部混凝土的约束效应。通过深入全面地分析荷载传力机制，绘制出了如图 2-12 所示的装配式圆形半连续钢管混凝土柱的荷载传递路线图。

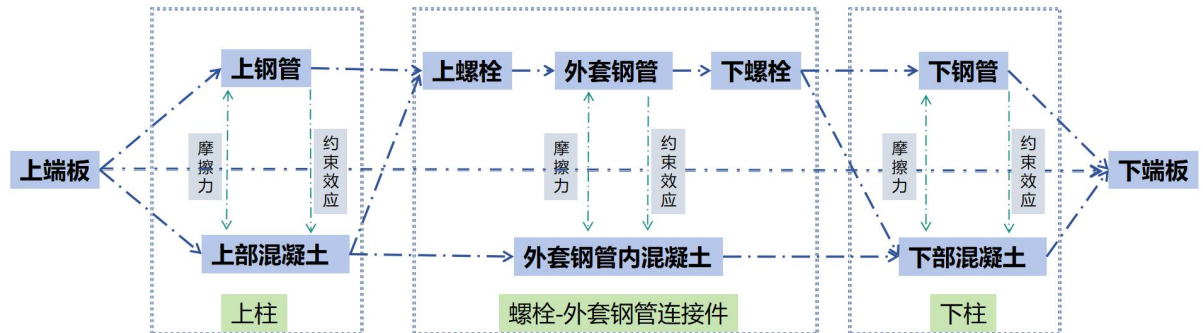


图 2-12 装配式圆形半连续钢管混凝土柱荷载传递路线图

2.4 本章小结

本章通过单轴偏压试验，研究了装配式圆形半连续钢管混凝土柱的偏压力学性能。通过对试件破坏模式、轴向荷载-轴向位移曲线、轴向荷载-侧向位移曲线、轴向荷载-应变曲线、协同作用曲线等试验结果的分析，探究了试件在不同偏心距、外套钢管厚度、螺栓直径、长细比参数下的力学性能，以及螺栓-外套钢管连接件的传力机理。主要结论如下：

（1）螺栓-外套钢管连接方式的确可以使外套钢管有效发挥环箍效应。长柱（ $\lambda=64$ ）的破坏模式为弯曲失稳。短柱（ $\lambda=13$ ）的破坏模式为强度失效。

（2）外套钢管厚度过大容易导致螺栓剪切失效，从而导致连接件失效和试件极限承载能力降低；过大的螺栓直径则可能改变试件加载后期螺栓-外套钢管连接的力传递模式，导致最终承载能力下降。

（3）短柱螺栓过度屈服，导致部件之间的协同性能较差。在螺栓-外套钢管连接中，每个部件都会影响其他部件承担荷载的能力。因此为确保各部件之间的工作协同性能，保持外套钢管的厚度和螺栓的直径在特定范围内至关重要。

（4）荷载传递的形式主要为正向压应力、剪切应力和钢管-混凝土表面摩擦力，荷载传递机制较为复杂，需要各部件之间协调工作。

第3章 装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压 N - M 曲线计算

3.1 引言

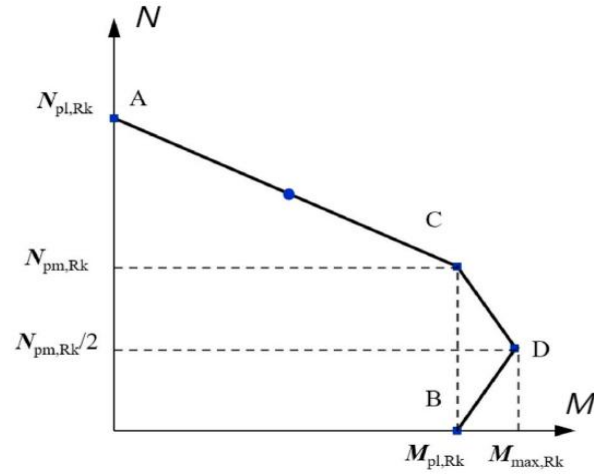
N - M 曲线作为预测截面在偏压加载下极限承载力的关键方法，不仅兼顾了材料的强度和变形能力，还可真实反映结构在实际工况下的行为，成为偏压极限承载力计算的重要工具。本章节将详细介绍现有 Eurocode 4^[111]、AISC 360^[112]以及 GB 50936^[113]中的 N - M 曲线计算方法、传统的 N - M 曲线迭代求解法，以及本文提出的基于材料强度的新 N - M 曲线计算方法。通过对比分析 Eurocode 4、AISC 360 以及 GB 50936 的 N - M 曲线计算与新提出方法的计算结果，全面评估 N - M 曲线在预测装配式圆形半连续钢管混凝土柱极限承载力方面的优势和局限性。

3.2 Eurocode 4、AISC 360 以及 GB 50936 中的 N - M 曲线计算

装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压极限承载力预测不同于轴压极限承载力预测，并没有一个固定的极限承载力值相对应。即便对于同一个截面而言，不同的偏心距也有着不同的 N 与 M 。而 N 与 M 这两个值都是试件极限承载力的关键衡量标准。因此在计算装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压极限承载力时，需要用到 N - M 曲线计算。 N - M 曲线计算方法在不同的技术标准和规范中有着显著的区别。尤其在中国、欧洲和美国的相关标准中，对于 N - M 曲线的计算方法体现了各自的技术特点和安全理念。在 Eurocode 4、AISC 360 以及 GB 50936 中，给出了 N - M 曲线的简化图。以极限承载力为 y 轴，以极限承弯矩为 x 轴，可以计算出关键点（例如，纯弯曲或轴压下截面极限承载力 N 和 M 的坐标）的坐标，进而绘制简化的 N - M 曲线。图 3-1 展示了 Eurocode 4 中的简化 N - M 曲线，其中点 A 代表轴压状态，点 B 代表纯弯曲状态，点 D 的横坐标表示最大弯矩。

3.2.1 Eurocode 4 N - M 曲线计算方法

AISC 360 中 N - M 曲线计算方法与 Eurocode 4 类似。文献[114]中给出了 AISC 360 和 Eurocode 4 N - M 曲线临界点的计算方法。其公式如 (3-1) - (3-4) 所示。


 图 3-1 Eurocode 4 中的 N - M 相互作用简化曲线

$$N_{pl} = N_{pre-a} \quad (3-1)$$

由于圆钢管混凝土截面形状独特性，其纯弯状态下弯矩的计算需要不同于方形截面的计算方法。纯弯状态下圆钢管混凝土截面弯矩的计算示意图如图 3-2 所示。

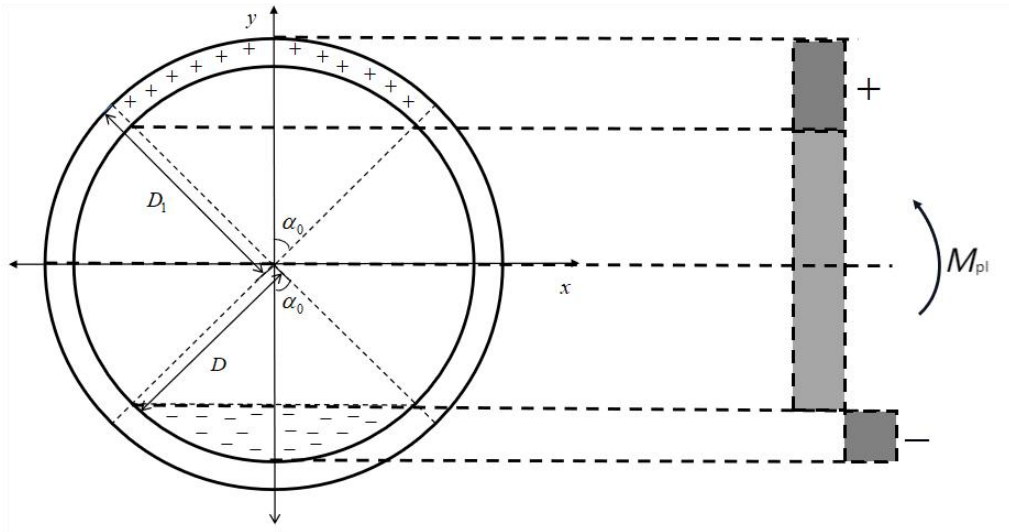


图 3-2 纯弯状态下圆钢管混凝土截面弯矩的计算示意图

$$M_{pl} = 4r^2 t_s f_y \int_0^{\alpha_0} x \cos x dx + 4f_c r^2 \int_0^{\alpha_0} 1 - (\sin \alpha_0)^2 \tan x dx \quad (3-2)$$

$$N_{pm} = f_c \pi D^2 (74.5d - 1.25d\lambda + 9.08\lambda) \times 10^{-6} \quad (3-3)$$

$$M_{max} = 4r^2 t_s f_y \int_0^{\frac{\pi}{2}} x \cos x dx + 4f_c r^2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} 1 - (\sin \alpha_0)^2 \tan x dx \quad (3-4)$$

其中， α_0 为方程 $f_y \alpha_0 D_1^2 - f_c \alpha_0 D^2 \sin \alpha_0 \cos \alpha_0 = 0$ 的根。

3.2.2 AISC 360 N - M 曲线计算方法

AISC 360 中的 N - M 曲线公式:

$$N_{pl} = 1.92 f_y \pi (D_1^2 - D^2) \times 10^{-4} + 0.85 f_c \pi D^2 (74.5d - 1.25d\lambda + 9.08\lambda) \times 10^{-6} \quad (3-5)$$

$$M_{pl} = 4r^2 t_s f_y \int_0^{\alpha_0} x \cos x dx + 3.4 f_c r^2 \int_0^{\alpha_0} 1 - (\sin \alpha_0)^2 \tan x dx \quad (3-6)$$

$$N_{pm} = f_c \pi D^2 (74.5d - 1.25d\lambda + 9.08\lambda) \times 10^{-6} \quad (3-7)$$

$$M_{\max} = 4r^2 t_s f_y \int_0^{\frac{\pi}{2}} x \cos x dx + 3.4 f_c r^2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} 1 - (\sin \alpha_0)^2 \tan x dx \quad (3-8)$$

其中, α_0 为方程 $f_y \alpha_0 D_1^2 - 0.85 f_c \alpha_0 D^2 \sin \alpha_0 \cos \alpha_0 = 0$ 的根。

3.2.3 GB 50936 N - M 曲线计算方法

与 Eurocode 4 和 AISC 360 不同, GB 50936 中的 N - M 曲线由两条直线和三个关键点组成, 如图 3-3 所示。

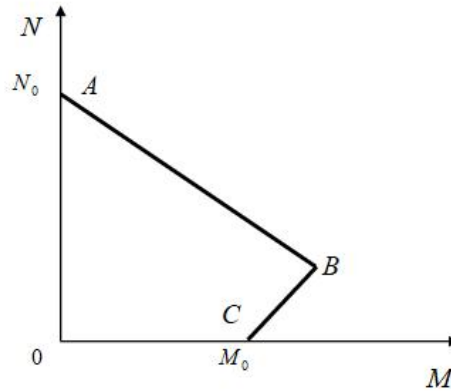


图 3-3 GB 50936 中的 N - M 相互作用简化曲线

GB 50936 中圆形钢管混凝土的 N - M 曲线公式如下:

$$\frac{N}{\phi_l N_0} + 0.55 \frac{M}{\phi_l M_0} \leq 1 \quad (3-9)$$

$$\frac{1 - 4/3\phi_l}{0.255} \frac{N}{\phi_l N_0} + \frac{M}{M_0} \leq 1 \quad (3-10)$$

其中, $N_0 = N_{pre-a}$; $M_0 = 0.3 N_0 r_c$; r_c 为钢管外半径; 由于 M_0 和 N_0 具有线性关系, 且轴压极限承载力计算时已考虑了稳定性, 因此 ϕ_l 取值为 1。

3.2.4 三种标准 N - M 曲线计算结果及分析

Eurocode 4、AISC 360 和 GB 50936 中规定的 N - M 曲线计算方法均涉及截面轴压极限承载力。为了确定圆形钢管混凝土的轴压极限承载力, 考虑螺栓直径 d 、偏

心距 e 和长细比 λ 这三个参数, 用回归分析的方法, 以文献[115]中装配式圆形半连续钢管混凝土柱的轴压数据为基础, 回归模拟出装配式圆形半连续钢管混凝土柱的轴压极限承载力公式 (3-11)。

$$N_{pre-a} = 1.92f_y\pi(D_1^2 - D^2)\times 10^{-4} + f_c\pi D^2(74.5d - 1.25d\lambda + 9.08\lambda)\times 10^{-6} \quad (3-11)$$

其中, N_{pre-a} 为极限承载力的预测值。图 3-4 为轴压极限承载力理论计算与试验对比图, 其中, N_{u-a} 为轴压极限承载力的实测值。 N_{pre-a}/N_{u-a} 的均值和方差分别为 1.003 和 0.00248, 可知公式 (3-11) 对于装配式圆形半连续钢管混凝土柱的轴压极限承载力较为准确。

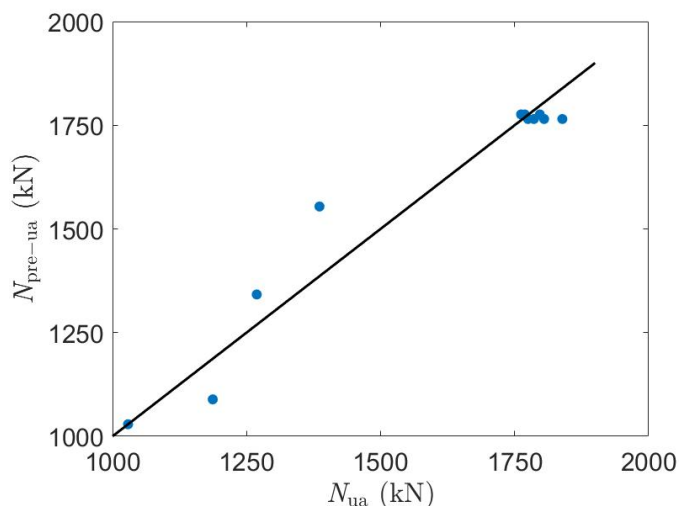
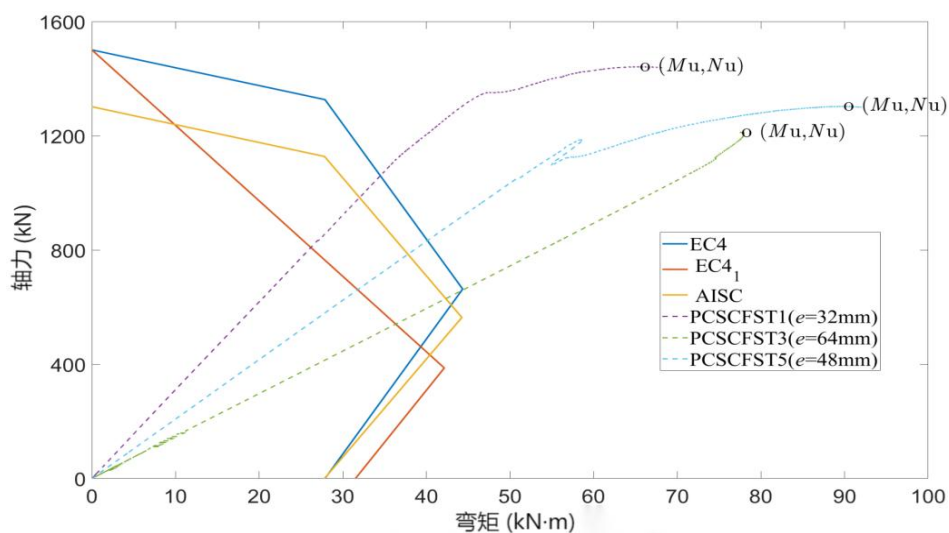
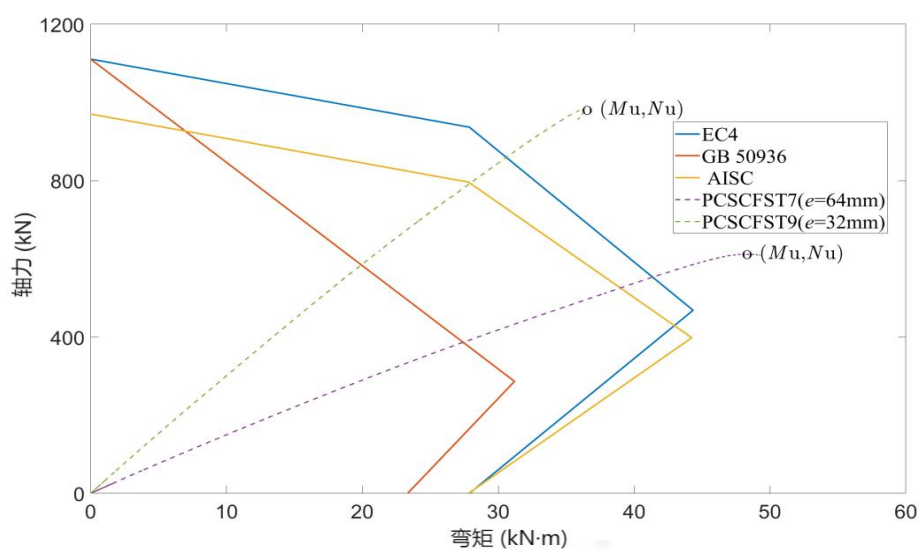


图 3-4 轴压极限承载力理论预测与试验结果对比图

图 3-5 展示了以 E2 和 E4 组为例, 来自于 Eurocode 4, AISC 360, and GB 50936 的三种 $N-M$ 曲线。图中虚线为实际试件的 $N-M$ 曲线, 实线为三个标准规定的 $N-M$ 曲线。虚线与实线的交点为相应标准下试件极限承载力的最终预测值。从图 3-5 中可以看出, Eurocode 4 预测值大于 AISC 360 预测值, AISC 360 预测值大于 GB 50936 预测值, 而最大的 Eurocode 4 预测值与实测极限承载力有着较大差距。



(a) Group E1



(b) Group E4

图 3-5 Eurocode 4、AISC 360 和 GB 50936 中的 $N-M$ 曲线

预测极限承载力的具体结果如表 3-1 所示。由表格数据可得。Eurocode 4、AISC 360 和 GB 50936 三种标准规定的 $N-M$ 曲线的预测值，都与实测极限承载力有着较大误差。其中 Eurocode 4 中 $N-M$ 曲线的预测值最大、最接近实测极限承载力，相比之下 AISC 360 表现更加保守，GB 50936 表现最为保守。在 Eurocode 4 和 AISC 360 中，随着试件长细比的增加， $N-M$ 曲线的预测值会随之增加，精准度也将有所改善。出现这一现象的原因是，装配式圆形半连续钢管混凝土柱长度的增加导致柱子出现失稳破坏，使极限承载力降低。虽然失稳破坏会让试件的实测 $N-M$ 曲线变得更加平缓，导致预测极限承载力也将降低，但由于试件实测极限承载力降得

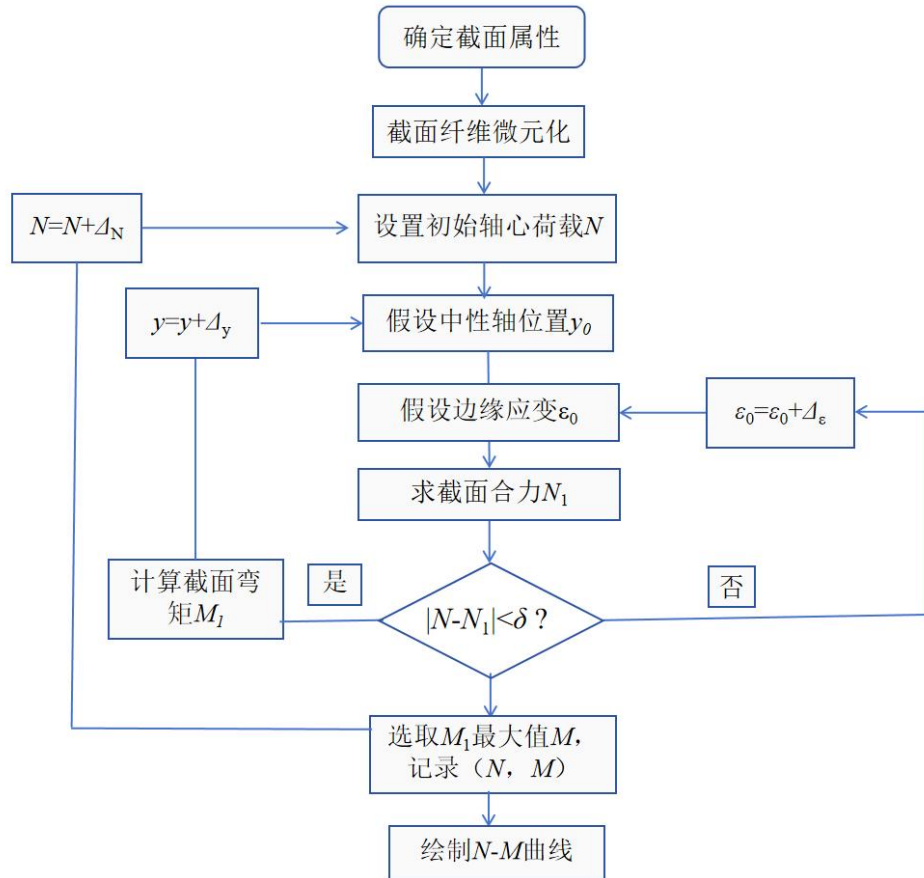
更低，最终导致了预测极限承载力向实测极限承载力靠近的现象。因此实际上并非 Eurocode 4 和 AISC 360 的预测精度变高，而是由于失稳破坏现象的出现，偶然造成了这一现象。而在 GB 50936 中，由于 AB 段斜率更加陡峭，实测 N - M 曲线变平缓时，导致预测极限承载力降低的幅度更大，因此相比于 Eurocode 4\AISC 360 和 GB 50936 中并未出现明显的长细比增加预测精度随之增加的现象。综上所述。Eurocode 4、AISC 360 和 GB 50936 中给出的预测方法过于保守，预测结果浮动大，并不适用于装配式圆形半连续钢管混凝土柱极限承载力的预测。因此，有必要提出一种适用于装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压的极限承载力预测方法。

表 3-1 N - M 曲线预测极限承载力结果表

试件编号	P_u (kN)	P_{pre-Eu} (kN)	P_{pre-As} (kN)	P_{pre-GB} (kN)	P_{pre-NM} (kN)	$P_{pre-Eu}/$ P_u	$P_{pre-As}/$ P_u	$P_{pre-GB}/$ P_u	$P_{pre-NM}/$ P_u
PCSCFST1	1443	1064	983	807	1450	0.737	0.681	0.559	1.005
PCSCFST2	1465	1038	960	768	1450	0.709	0.655	0.524	0.990
PCSCFST3	1212	650	616	510	1184	0.536	0.508	0.421	0.977
PCSCFST4	1296	749	708	533	1247	0.578	0.546	0.411	0.962
PCSCFST5	1304	898	840	634	1298	0.689	0.644	0.486	0.995
PCSCFST6	1231	670	636	529	1184	0.544	0.517	0.430	0.962
PCSCFST7	612	554	526	387	1184	0.905	0.859	0.632	1.935
PCSCFST8	755	605	571	410	1184	0.801	0.756	0.543	1.568
PCSCFST9	981	860	793	583	1450	0.877	0.808	0.594	1.478
PCSCFST10	630	588	557	282	1184	0.933	0.884	0.448	1.879
均值	--	--	--	--	--	0.731	0.686	0.505	1.275
方差	--	--	--	--	--	0.0218	0.0191	0.0060	0.1605

3.3 传统遍历中性轴 N - M 曲线绘制方法

传统 N - M 曲线计算原理及流程如图 3-7 所示。其绘制方法基于平衡条件和兼容性条件，将圆形截面纤维微元化，然后将偏心荷载分解为通过轴心的荷载 N 以及截面弯矩 M ，通过假设 N 的值，再迭代中性轴位置与边缘应变，求出最大弯矩值 M 。再改变 N 的值，重复上述步骤，即可获得不同的 (N, M) 数据，最终根据数据绘制出 N - M 曲线。

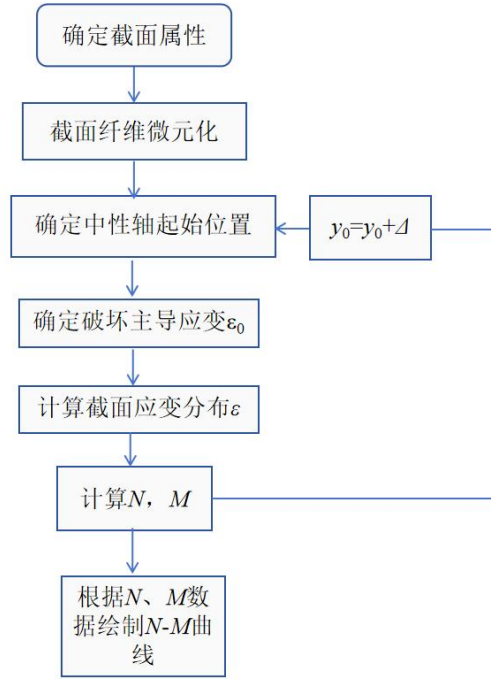
图 3-7 传统 N - M 曲线绘制流程图

传统计算 N - M 曲线的方法有着较为灵活的分析框架，适用于各种类型的截面和材料，但其计算过程较十分复杂，需要分别经历边缘应变数值迭代、中性轴位置迭代、轴心荷载 N 迭代这三轮迭代。且其计算过程中只基于平截面假定计算应变，并未考虑材料强度与失效，容易出现应变过大导致截面极限承载力过度评估的问题。

3.4 基于材料强度极限的钢管混凝土柱 N - M 曲线计算方法

3.4.1 N - M 曲线计算流程

为了解决传统传统 N - M 曲线绘制方法计算复杂、截面极限承载力过评估问题。本文提出一种针对钢管混凝土截面基于材料强度分析的 N - M 绘制方法。该方法采用平截面假定，忽略混凝土的受拉强度，通过分析刚钢管混凝土截面破坏标准，以截面边缘应变与平截面假定为基础，获得截面应变分布，从而进一步计算截面轴心荷载 N 与截面弯矩 M 。最终通过遍历中性轴位置，获得不同的 N 与 M ，绘制 N - M 曲线。图 4-8 展示了基于材料强度分析的钢管混凝土 N - M 曲线计算基本流程。

图 3-8 基于材料强度的钢管混凝土 N - M 曲线计算流程图

与传统 N - M 曲线绘制方法对比, 基于材料强度的钢管混凝土 N - M 曲线绘制方法简化了计算流程, 只需一次迭代即可绘制 N - M 曲线, 大幅降低了计算复杂度。同时增加了对于材料极限状态的限制, 从而避免界面出现极限承载力过评估的现象。

3.4.2 截面纤维微元化

图 3-9 为钢管混凝土截面纤维微元化示意图。在单轴偏压状态下, 截面的应力顺着偏心方向呈线性分布。因此顺着偏心方向将截面纤维微元化, 可以有效划分截面, 同时保证每一个微元内部的应力相同。

$$l_{ci} = 2\sqrt{R_1^2 - y_i^2} \quad (3-12)$$

$$l_{si} = \sqrt{R^2 - y_i^2} - \sqrt{R_1^2 - y_i^2} \quad (3-13)$$

混凝土纤维微元面积 A_{ci} 与钢管纤维微元面积 A_{si} 计算公式如下:

$$A_{ci} = l_{ci}d \quad (3-14)$$

$$A_{si} = 2l_{si}d \quad (3-15)$$

其中, $d=2R/n$ 为微元高度; l_{ci} 为混凝土微元长度; l_{si} 为钢管微元长度; y_i 为微元到中性轴的距离; ε_i 为微元应变; R_1 为混凝土直径; R 为钢管外直径。

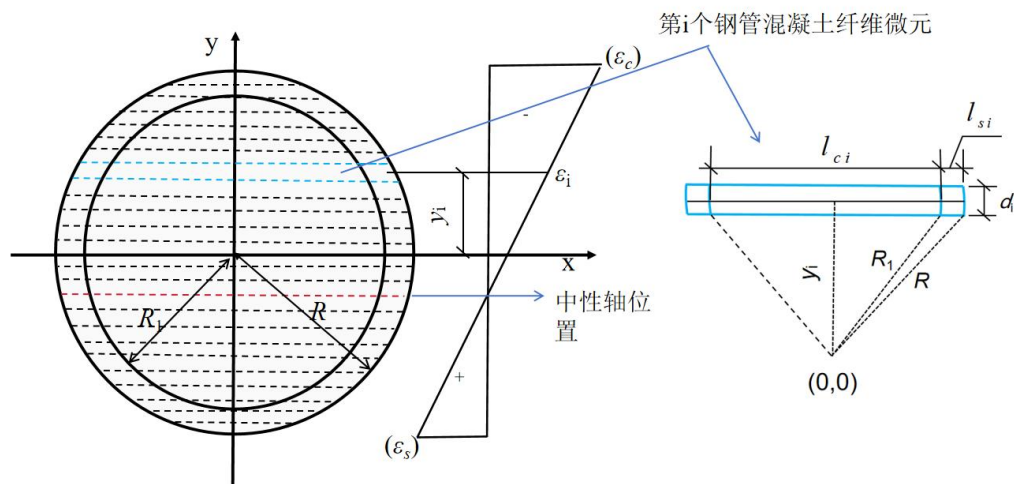


图 3-9 钢管混凝土截面纤维微元化示意图

3.4.3 中性轴移动过程分析

图 3-10 为中性轴移动过程中应变分布示意图。将截面纤维微元化后，还需要分析中性轴在截面上的移动过程，以及截面破坏的转变过程。在此假设截面符合平截面假定。假设集中力荷载从圆形截面圆心开始，从下方向上方移动，同时中性轴从下方无穷远开始向上方移动。在中性轴移动过程中，截面的受力状态会发生相应变化，根据这些变化，可在中性轴的移动过程中找出四个关键点：无穷远点 A，截面边缘点 B，上下边缘同时破坏点 C，截面纯弯状态点 D。

所示根据四个关键点，可以将中性轴移动分为以下三个阶段：

(1) AB 段：此阶段为全截面受压阶段。截面破坏原因为上方截面边缘压缩破坏，由于钢管的塑性远高于混凝土，因此此处的压缩破坏即为上方混凝土边缘压缩破坏。

(2) BC 段：此阶段截面出现拉应力，但拉力不足以导致截面破坏。截面破坏原因为上方混凝土边缘压缩破坏。

(3) CD 段：越过 C 点，截面拉应力占据主导。截面破坏原因为下方钢管边缘压缩破坏。

中性轴起始位置 A 点虽然理论上位于无穷远处，但在计算时取无穷远并不现实。因此点 A 可以选取距离截面较远的点代替，建议至少大于十倍截面尺寸。B 点即为钢管下边缘位置。C 点与 D 点位置较为特殊。中性轴位于 C 点时，截面上的混凝土上边缘和钢管下边缘同时抵达极限应变。可根据三角形近似关系，求解

出中性轴位置。中性轴位于 D 点时，截面为纯弯状态，可根据截面应力合力 N 为零，来计算 D 点所对应的中性轴位置。但实际上，D 点位置不必单独计算，因为在迭代中可设置 $N=0$ 来作为迭代终止点。

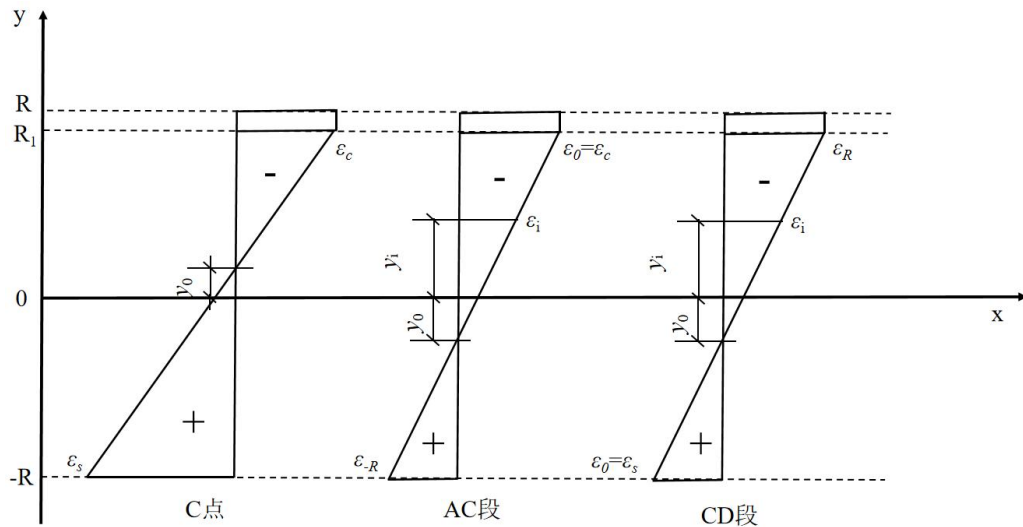


图 3-10 C 点、AC 段及 CD 段截面应变分布示意图

需要注意。中性轴位置确定后并不能确定截面的应变分布，还需要进一步确定截面边缘应变 ε_0 。从中性轴移动的三个阶段中可以看出。在 AC 段，截面内上部混凝土边缘率先出现压缩破坏，由于混凝土的塑性并不强，因此边缘出现破坏后，截面极限承载力也将随之降低。在此阶段中，可将上部混凝土边缘极限压应变设置为极限压应变作为截面抵达极限承载力的标准，此时 $\varepsilon_0=\varepsilon_{cu}$ 。在 CD 段，截面内下钢管边缘率先出现拉伸破坏，尽管下钢管塑性更强，但当下部边缘出现拉伸破坏后，极限承载力后续只会保持不变或者只有微小幅度的增长，因此在此阶段中，可以将下钢管边缘极限拉应变设置为极限应变作为截面抵达极限承载力的标准，此时 $\varepsilon_0=\varepsilon_{su}$ 。

3.4.4 $N-M$ 曲线计算

AC、CD 段应力分布示意如图 3-10 所示。确定主导应变 ε_0 后，在截面应变分布图上根据三角形相似原理，可以求出第 i 个纤维微元处的应变为：

$$\varepsilon_i = \begin{cases} \varepsilon_0 \frac{|y_i - y_0|}{|R - y_0|} & y_0 \leq y_c \\ \varepsilon_0 \frac{|y_i - y_0|}{|R - y_0|} & y_0 > y_c \end{cases} \quad (3-16)$$

其中， y_c 为 C 点到 x 轴的距离。

求出截面应变之后，可分别根据钢管、混凝土本构模型，求出截面的应力分布。其中，钢管应力-应变关系如图 3-11 所示，其公式如下：

$$E_y = \frac{f_y}{\varepsilon_y} \quad (3-17)$$

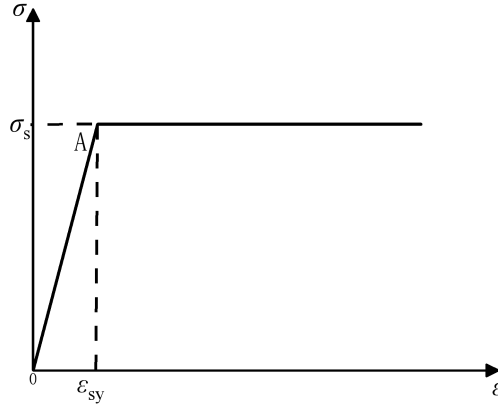


图 3-11 理想弹塑性材料模型示意图

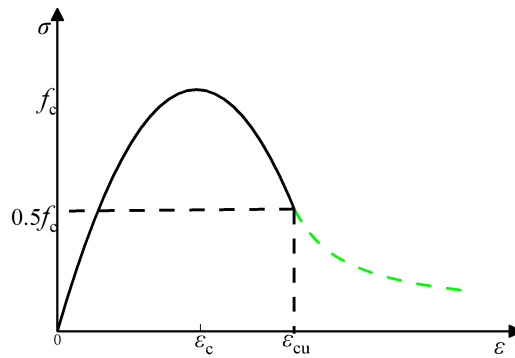


图 3-12 混凝土轴压应力-应变关系图

混凝土应力-应变关系采用文献[116]，如图 3-12 所示，其公式如下：

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \varepsilon \quad (3-18)$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n - 1 - x^n} & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c (x - 1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (3-19)$$

$$\rho_c = \frac{f_c}{E_c \varepsilon_c} \quad (3-20)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_c}{E_c \varepsilon_c - f_c} \quad (3-21)$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \quad (3-22)$$

其中, α_c 为混凝土破坏阶段下降段的参数, 按表 3-1 取值; f_c 为混凝土抗压强度; d_c 为混凝土单轴压缩损伤的演化参数。 ε_c 为应力-应变关系曲线下降段应力等于 $0.5f_c$ 时混凝土的压应变。

表 3-1 混凝土单轴受压应力-应变关系曲线的参数值

$f_c(\text{N/mm}^2)$	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
$\varepsilon_c(10^{-6})$	147	156	164	172	179	185	192	198	203	208	213	219	224
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
α_c	0.74	1.06	1.36	1.65	1.94	2.21	2.48	2.74	3.00	3.25	3.50	3.75	3.99
$\varepsilon_{cu}/\varepsilon_c$	3.0	2.6	2.3	2.1	2.0	1.9	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7	1.7	1.6

最后即可根据截面应力分布, 按照公式 (3-23) 与 (3-24) 求出截面合力 N 以及弯矩 M 。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot A_{ci} + \sigma_{si} \cdot A_{si} \quad (3-23)$$

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot A_{ci} \cdot y_i + \sigma_{si} \cdot A_{si} \cdot y_i \quad (3-24)$$

3.4.5 N - M 曲线计算结果与分析

图 3-13 为 E2 组试件主要截面处的 N - M 曲线。

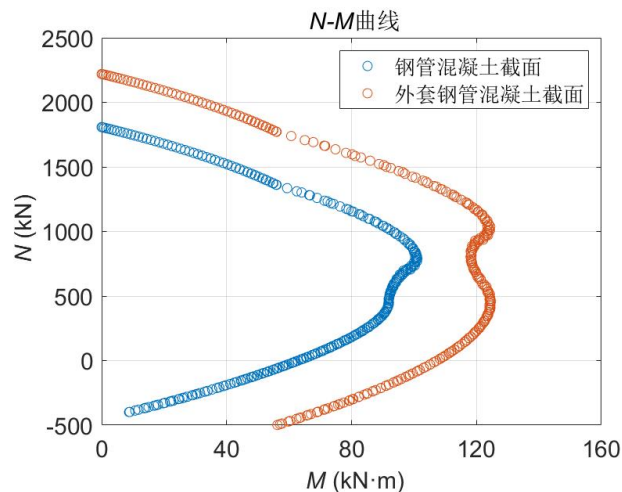


图 3-13 E2 组试件主要截面 N - M 曲线

装配式圆形半连续钢管混凝土柱主要截面为上、下钢管混凝土柱截面以及外

套钢管包含混凝土的截面。由图可得，外套钢管混凝土截面上 $N-M$ 曲线向内包络了钢管混凝土截面上的 $N-M$ 曲线，可判断出试件的极限承载力将由内部的钢管混凝土截面的 $N-M$ 曲线决定。

图 3-14 为 E2 组截面 $N-M-y$ 曲线，其中 y 为中性轴到截面圆心的距离。从图 3-14 中可以看出，中性轴最初移动阶段 N 保持稳定，接近轴压极限承载力； M 则稳定保持在接近 0 的数值。中性轴移动至距离圆心 177mm 附近时， N 开始明显减少， M 开始明显增加， $N-M$ 曲线轮廓从该点开始成形，意味着截面从此刻开始更加倾向于压弯破坏，而非轴压破坏。当中性轴靠近圆心下方 70mm 位置，即将进入截面时， M 几乎达到最大值。越过该点后，中性轴再往截面内部移动， $N-M$ 曲线发展出现‘凹陷’轮廓，这是因为中性轴进入截面后，混凝土下边缘出现拉应力，而计算未考虑混凝土的抗拉能力，因此导致该部分出现了不规律增长。

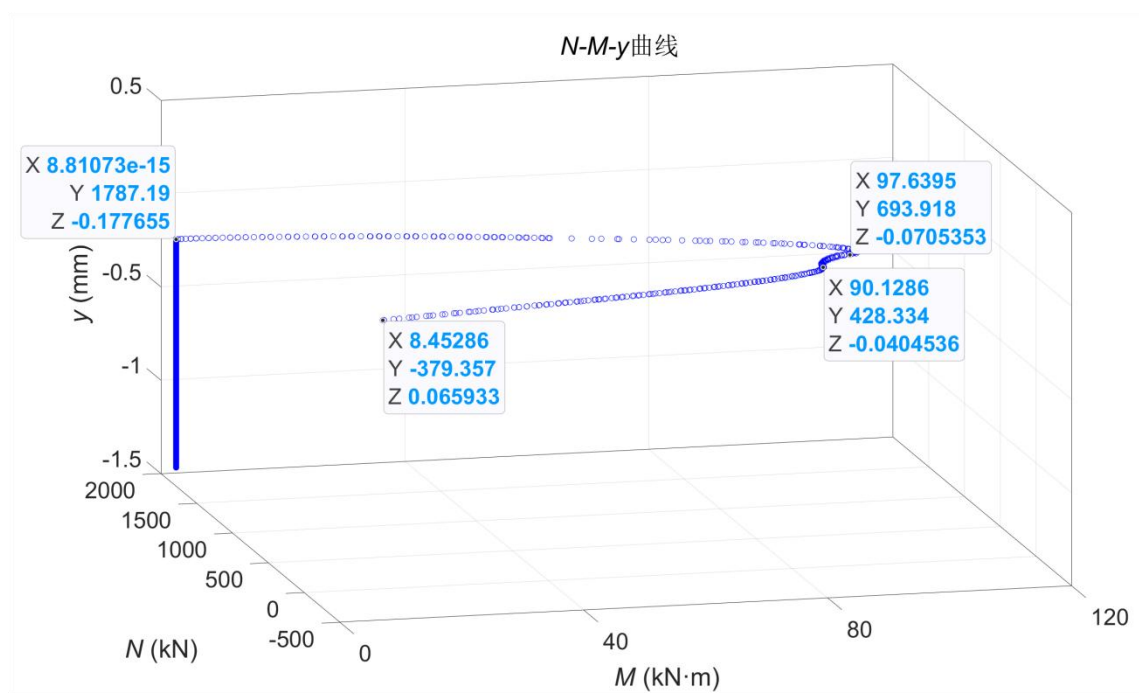


图 3-14 E2 组截面 $N-M-y$ 曲线

图 3-15 为 E2 组钢管混凝土截面的 $N-M$ 曲线。图中三条直线从上到下依次代表 E2 组中的偏心试件 PCSCFST1、PCSCFST5、PCSCFST3，直线斜率的倒数即为偏心距，为 32mm、48mm 以及 64mm。直线与 $N-M$ 曲线的交点即为预测的偏压极限承载力， y 轴与 $N-M$ 曲线的交点，则为预测的轴压极限承载力。

具体极限承载力预测结果如表 3-1 所示。由表中数据可知，该预测方法对于短

柱偏压极限承载力预测较为准确，但是对于长柱而言则普遍存在高估误差。这是因为 $N-M$ 曲线是针对截面偏压极限承载力的预测方法，其预测结果为截面的极限承载力，无法考虑到失稳、二阶效应、螺栓直径等因素。若他因素相对于截面性能而言对于极限承载力的影响并不显著，则 $N-M$ 曲线可较为准确地进行预测，否则将会出现较大的误差。这也反映出，在短柱中的部件尺寸、材料的协同工作下，外套钢管厚度螺栓直径等因素对于极限承载力的影响并不显著，长柱钢管混凝土截面的性能并不能决定极限承载力大小，还存在其他显著影响极限承载力的因素。

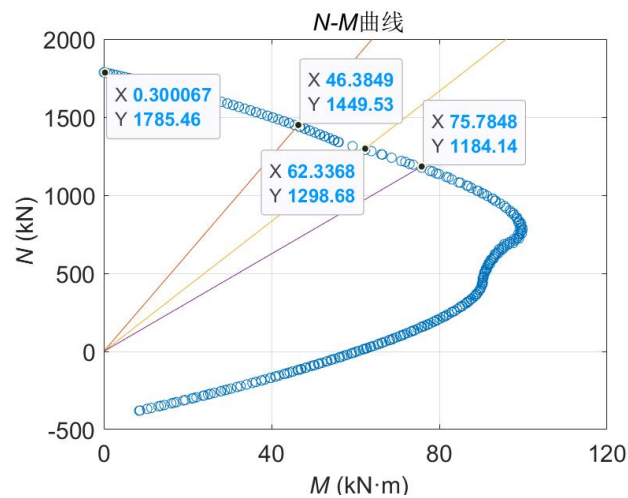


图 3-15 $N-M$ 曲线

3.5 本章小结

本章对比了 Eurocode 4、AISC 360 和 GB 50936 标准中规定的 CFST 极限承载力计算方法，详细分析了装配式圆形半连续钢管混凝土柱在偏压状态下 $N-M$ 曲线计算的理论与方法。主要结论如下：

(1) Eurocode 4、AISC 360 和 GB 50936 标准中规定的 CFST 极限承载力预测方法均过于保守，其中 GB 50936 计算结果最为保守，AISC 360 计算结果次之，Eurocode 4 计算结果最接近试验值。

(2) 提出了基于材料强度的 $N-M$ 曲线的简化计算方法。新方法预测短柱偏压极限承载力结果较为精准，预测长柱则存在较大误差。短柱钢管混凝土截面性能几乎决定了极限承载力大小，而长柱钢管混凝土截面性能并不能决定极限承载力大小，还存在其他显著影响极限承载力的因素。

第4章 基于多部件耦合系统分析方法的装配式圆形半连续钢管混凝土柱极限承载力预测

4.1 引言

偏压状态下装配式圆形半连续钢管混凝土柱中极限承载力的确定，不仅需要考虑连接构件自身的极限承载力，还要确保连接处的整体性和可靠性。这一过程涉及到复杂的力学分析，包括柱子整体力学性能分析；各部件协调传力分析等。本章基于多部件耦合系统分析方法，深入分析部件层面的耦合作用方式，通过对多部件、多破坏模式分析，采用相关假设，结合基于材料强度的 $N-M$ 曲线绘制方法，推导出适用于装配式圆形半连续钢管混凝土柱极限承载力的预测方法，并利用试验数据对提出的预测方法进行适用性与准确性的验证，探究出适用于计算装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压极限承载力预测方法。

4.2 多部件耦合系统分析方法

4.2.1 多部件耦合系统定义

系统学中，多部件耦合系统通常被定义为由多个组成部分或子系统组成的整体，这些部分之间通过一系列的相互作用和依赖关系连接。这些相互作用不仅仅包括简单的线性关系，还包括复杂的非线性、动态以及反馈机制。耦合系统的特点在于，系统中任何一个部件的变化都能通过耦合作用影响到其他部件，甚至是整个系统的行为和状态。这种耦合性质使得系统表现出了整体性特征，即系统的行为和特性不仅仅由其单个部件的属性决定，而是由部件间的相互作用模式共同决定。

在工程力学领域，多部件耦合系统的定义专注于系统内部各组成部分之间的力学相互作用以及如何通过这些相互作用来传递或分配力、能量和动量。各部件的强度、尺寸、与其他部件的耦合关系等因素，都影响着系统的极限承载力。而装配式圆形半连续钢管混凝土柱内多个彼此协调工作的部件共同影响着极限承载力，可以看做复杂的多部件耦合系统。传统的极限承载力预测，往往采用部件的特征来表达整个系统的极限承载力，只关注单一部件或忽略部件间相互作用的影响，导致分析不够深入、考虑因素不够全面。多部件耦合系统分析方法基于识别

系统中的核心失效部件及其相互作用，通过模拟特定部件的失效过程及其对其他部件的影响，迭代寻找最容易失效的核心部件，从而确定系统的外部作用极限承载力。

4.2.2 多部件耦合系统部件分类

在多部件耦合系统分析方法中，系统的破坏并非只是单一的整体失效指标，而是通过对各部件的深入分析，寻找影响系统破坏的因素。例如有些部件的失效并不会直接导致系统失效，而有的部件失效，则会导致系统极限承载力下降甚至直接失效。或者某些系统中，单独的部件破坏都不意味着系统的失效，部件联合起来组成了核心模块，核心模块组成系统。核心模块的失效才等价于系统失效。多部件耦合系统内部件分类如表 4-1 所示。

表 4-1 多部件耦合系统部件类型定义表

部件分类		定义
核心部件		破坏相当于系统破坏的部件。
非核心部件	主要部件	破坏并不直接意味着系统破坏，但非核心部件破坏，系统极限承载力随之降低。
	次要部件	起辅助作用，并不直接决定系统的破坏极限承载力或极限承载力。
核心模块	多个非核心部件组成的，决定系统破坏的组合	

4.2.3 基于短板效应的多部件耦合系统极限承载力预测方法

图 4-1 为基于短板效应的多部件耦合系统极限承载力计算流程示意图。由上述分析可知，系统的极限承载力决定于核心部件、核心模块的极限承载力。核心部件的极限承载力则取决于其内部的主要部件。因此计算系统极限承载力，需要首先确定部件类型，确定核心部件、核心模块和主要部件，然后计算各部件耦合关系，进一步确定核心部件、主要部件的破坏优先级（即哪一个部件更容易破坏、更先破坏），选出最优先破坏的核心部件或主要部件，最后根据最优先破坏的核心部件或主要部件反算此时系统所承受的荷载，该荷载即为系统所能承受的极限承载力。需要注意的是，对于同一个部件而言，可能会发生不同的破坏。这个破坏也有更容易发生和相对不容易发生的区别。确定部件的破坏方式，就需要确定破坏发生的优先级。可以假设部件发生其中一种破坏的临界破坏，然后看是否会

引起另一种破坏，从而确定破坏优先级。该方法考虑了部件的重要程度，以及重要部件的破坏优先性，选出系统中的‘短板’，然后根据短板确定极限承载力。

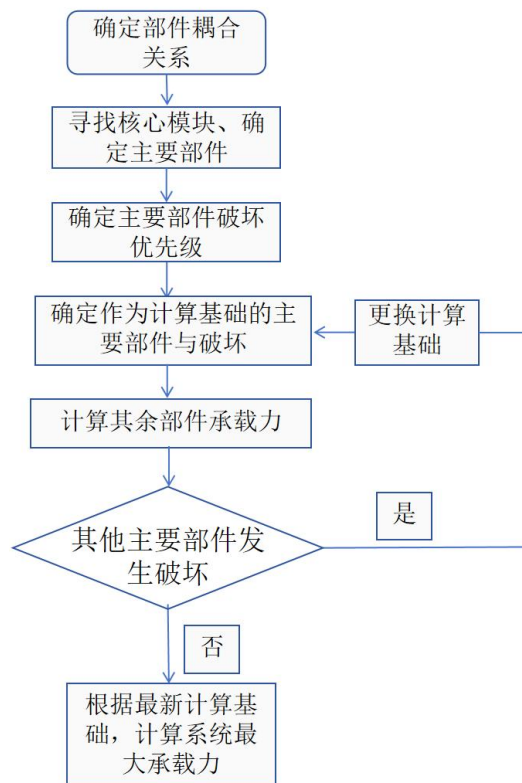


图 4-1 基于短板效应的多部件耦合系统极限承载力计算流程图

4.3 多部件耦合系统分析方法计算示例

4.3.1 装配式圆形半连续钢管混凝土柱部件耦合关系分析

表 4-2 展示了 PCSCFST3 内各部件耦合关系。以典型试件 PCSCFST3 为例，进行多部件耦合系统分析方法中计算极限承载力的演示。装配式圆形半连续钢管混凝土柱部件耦合关系，不止是计算极限承载力的分析基础，更是深入分析部件荷载传递、作用方式的过程。从表 4-2 中可以清楚地看到部件之间的耦合作用。

表 4-2 装配式圆形半连续钢管混凝土柱各部件耦合关系细节表

部件	1 上钢管	2 上部混凝土	3 上螺栓	4 外套钢管	5 外套钢管混凝土	6 下螺栓	7 下部混凝土	8 下钢管
耦合关系对象	0 上部端板	0 上部端板	1 上钢管	1 上钢管	1 上钢管	8 下钢管	9 下部端板	9 下部端板
	2 上部混凝土	1 上钢管	2 上部混凝土	3 上螺栓	2 上部混凝土	7 下部混凝土	8 下钢管	7 下部混凝土
耦合关系对象	3 上螺栓	3 上螺栓	土	5 外套钢管	4 外套钢管	4 外套钢管	6 下螺栓	6 下螺栓
	4 外套钢管	5 外套钢管混凝土	4 外套钢管	混凝土	7 下部混凝土	5 外套钢管混凝土	5 外套钢管混凝土	4 外套钢管
耦合关系对象	5 外套钢管混凝土			6 下螺栓	8 下钢管			5 外套钢管混凝土
				7 下钢管				
指向耦合关系（传递荷载）				1 摩擦力、周向约束应力（约束效应）				
	0 压应力	0 压应力		3 压应力	1 压应力		9 压应力	9 压应力
指向耦合关系（传递荷载）	2 摩擦力、周向约束应力（约束效应）	1 摩擦力、周向外撑应力	1 压应力	5 摩擦力、周向约束应力（约束效应）	2 压应力	8 压应力	8 摩擦力、周向外撑应力	7 摩擦力、周向约束应力（约束效应）
	3 压应力	3 压应力	2 压应力	6 压应力	4 摩擦力、周向外撑应力	7 压应力	6 压应力	6 压应力
指向耦合关系（传递荷载）	4 周向外撑应力	5 压应力	4 压应力	7 摩擦力、周向约束应力（约束效应）	7 压应力	4 压应力	5 压应力	4 周向外撑应力
	5 压应力				8 压应力			5 压应力

耦合关系来源			同耦合关系对象					
被指向耦合关系 (传递应力)	0 压应力			1 摩擦力、周 向外撑应力	1 压应力			9 压应力
	2 摩擦力、周向 外撑应力	0 压应力		3 压应力	2 压应力		9 压应力	7 摩擦力、周向 外撑应力
	3 压应力	1 摩擦力、周 向约束应力	1 压应力	5 摩擦力、周 向外撑应力	4 摩擦力、周向 约束应力(约束 效应)	8 压应力	8 摩擦力、周向 约束应力	6 压应力
	4 周向约束应力 (约束效应)	(约束效应)	2 压应力	6 压应力	7 压应力	7 压应力	6 压应力	4 周向约束应力 (约束效应)
耦合作用结果	5 压应力	3 压应力	4 压应力	7 摩擦力、周 向外撑应力	8 压应力	4 压应力	5 压应力	5 压应力
				3、6: 剪切 破坏		8、7、4: 剪切 破坏		
	0、2、3、4、5: 压缩鼓曲破坏	0、1、3、5: 压缩破坏	1、2、4: 剪 切破坏	1、3、5、6、 7: 压缩鼓曲 破坏	1、2、4、7、8: 压缩破坏	9、8、6、5: 压 缩破坏	9、7、6、4、5: 压缩鼓曲破坏	
	3: 剪切破坏	3: 冲切破坏	1、2、4: 弯 曲破坏		8、7、4: 弯曲 破坏	6: 冲切破坏	6: 剪切破坏	

注: 表格阅读方式为从列选择想要分析的部件, 从行选择想要分析的耦合关系方向, 进一步在根据行和列确定的单元格中, 确定耦合对象, 再根据部件编号选择耦合关系。例如: 选择第四行的外套钢管、选择第一行的耦合对象、选择 7 下钢管、根据编号 7 找到耦合关系。则读为: 外套钢管对下钢管的耦合关系为摩擦力、周向约束应力(约束效应)。传递耦合作用结果则从最后一行阅读, 以第一列最后一行的 0、2、3、4、5: 压缩鼓曲破坏为例, 表示上钢管可能在 0、2、3、4、5 的影响下会发生压缩鼓曲破坏。此外 0 和 9 号部件分别为上部端板和下部端板, 由于荷载分析时不考虑端板的影响, 因此在表格中并未列出。由于在力学分析中, 耦合作用具有相互性, 因此耦合关系来源和耦合关系对象相同。

4.3.2 装配式圆形半连续钢管混凝土柱部件分类

装配式圆形半连续钢管混凝土柱中，上钢管、上部混凝土、上螺栓、外套钢管、外套钢管内混凝土、下螺栓、下部混凝土、下钢管单独失效时，并不直接导致系统直接破坏，例如上部混凝土失效，可能导致荷载更多通过上钢管传递，虽然极限承载力无法进一步提升，但仍然具有一定的承载能力，可以增加 PCSCFST 柱屈服后阶段的极限承载力，从而提高安全储备的冗余性、增加系统的耗能能力。同理外套钢管内混凝土破坏后，荷载则将依靠螺栓和外套钢管进行传递。

表 4-3 为装配式圆形半连续钢管混凝土柱部件类型划分。在 PCSCFST 柱中虽然没有核心部件，但是钢管与混凝土组成的截面直接决定了系统的失效，螺栓-外套钢管连接件作为一个整体决定了系统的失效，也决定了系统的失效。即上柱、下柱、螺栓-外套钢管连接件分别为装配式圆形半连续钢管混凝土柱的核心模块。在核心模块中，部件彼此组合，共同构成了核心模块的极限承载力，并没有哪一个部件可以直接相当于核心模块的破坏，否则该部件就会成为核心部件。在上柱核心模块中，混凝土单独承压能力强于钢管，成为上柱主要部件，钢管为次要部件。在螺栓-外套钢管连接件核心模块中，外套钢管内混凝土为主要部件，其余部件为次要部件。

表 4-3 装配式圆形半连续钢管混凝土柱部件类型划分表

部件分类		定义	
核心部件		无	
核心模块	上柱	主要部件	上部混凝土
		次要部件	上柱钢管
	下柱	主要部件	下部混凝土
		次要部件	下柱钢管
	外套钢管	主要部件	外套钢管内混凝土
		次要部件	外套钢管、上螺栓、下螺栓

4.3.3 装配式圆形半连续钢管混凝土柱部件耦合关系计算与极限承载力预测

装配式圆形半连续钢管混凝土柱内部有三个主要部件，由于在不考虑装配式圆形半连续钢管混凝土柱自身重力的情况下上柱和下柱几何与受力均对称，因此只考虑上部混凝土和外套钢管内混凝土这两个主要部件的破坏优先级。

首先假设上部混凝土发生压缩破坏，应用第三章所述的 $N-M$ 曲线绘制方法，绘制出 E3 组的 $N-M$ 曲线。由 $N-M$ 曲线可得，PCSCFST3 对应的极限承载力 $N=1184\text{kN}$ ， $M=75.78\text{kN.m}$ 。该极限承载力为上柱截面破坏时，所能达到的临界极限承载力。

由于部件之间的作用复杂，包括应力集中、应变兼容、刚度配合等问题。因此在计算部件之间的作用时，采用如下假设，假设 1：各部件为均质材料；2：截面变形保遵循平截面假定；3 将上柱当做刚性杆件。在这三个假设下，单独取出外套钢管，分析上柱到外套钢管的传力，可以将整个传力过程简化为支撑位变形平台和弹簧的杆件受力。螺栓-外套钢管连接件压弯受力简化示意图如图 4-2 所示。图中，弹簧 1 为偏心方向左侧、钢管和螺栓的等效受力弹簧；弹簧 2 为垂直偏心方向的螺栓的等效受力弹簧；弹簧 3 为偏心方向右侧，钢管和螺栓的等效受力弹簧。

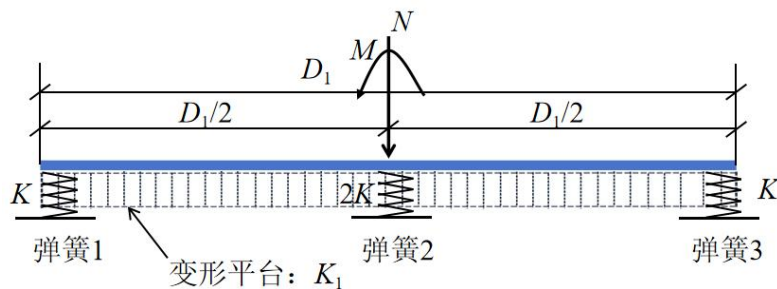


图 4-2 螺栓-外套钢管连接件压弯受力简化示意图

由于螺栓和钢管刚度为串联，因此每一个螺栓孔处钢管的抗剪刚度和螺栓的剪切刚度彼此串联，形成等效刚度 K 。弹簧 2 位置有两个螺栓孔，因此其等效刚度为 $2K$ 。变形平台则为外套钢管内混凝土的等效变形平台，在轴压下其等效刚度为 K_1 。等效刚度的计算公式如下：

$$K = \frac{1}{1/K_{sleeve} + 1/K_{bolt}} \quad (4-1)$$

其中， $K_{sleeve} = \frac{1}{2} D \pi t E_s$ ； $K_{bolt} = \frac{1}{4} \pi D^2 \tau$ 。

图 4-3 为螺栓-外套钢管连接件简化变形示意图。对于变形平台，在偏压状态下的受力则更加复杂。根据平截面假定以及应变兼容原则，变形平台的变形和杆

件相同。同时在外套钢管内混凝土与钢管混凝土并非现浇连接，只是压缩接触，因此外套钢管内混凝土只传递钢管混凝土传递而来的压力。因此当杆件倾斜变形，一段翘起超过原先的杆件位置时，变形平台并不产生对应的荷载。图 4-3 中，红色虚线表示倾斜后的杆件，黑色虚线所示部分为变形平台受压部分的变形。

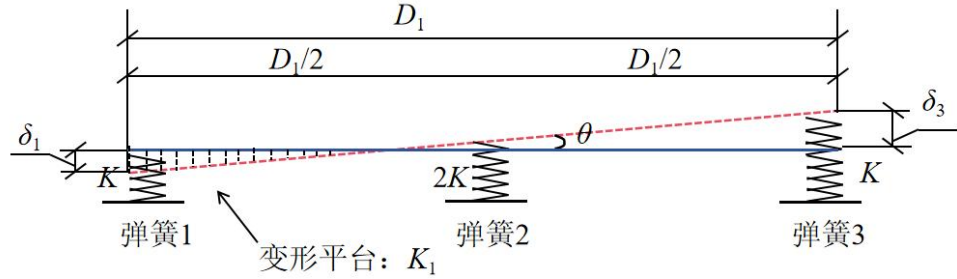


图 4-3 螺栓-外套钢管连接件简化变形示意图

可将变形平台的受压部分进行微元化，看做由许多个小弹簧组成，每一个小弹簧内的变形相同。假设把受压部分 l_c 从左到右分成 n （文中取为 40）份微元，每一份小弹簧的 $K_{li}=E_c A_{ci}$ ， i 表示第 i 份微元。 A_{ci} 为微元的面积，计算可参考上述截面纤维微元化示意图。设杆件倾斜角度为 θ ，弹簧 1 和弹簧 3 的变形分别为 δ_1 和 δ_3 。从图 4-4 以及三角形相似可得，变形平台受压部分长度为：

$$l_c = \begin{cases} \frac{\delta_1}{\tan \theta} & \delta_3 > 0 \\ D_1 & \delta_3 < 0 \end{cases} \quad (4-2)$$

各小弹簧刚度 K_{li} 与变形 l_i 分别为：

$$K_{li} = A_c E_c = 2E_c d_c \sqrt{D_1^2 - (D_1 - d_c)^2} \quad (4-3)$$

$$l_i = \begin{cases} \frac{n-i}{n} \delta_1 & \delta_3 > 0 \\ \frac{n-i}{n} \delta_1 + \delta_3 & \delta_3 < 0 \end{cases} \quad (4-4)$$

其中， d_c 为微元的宽度， $d_c=l_c/n$ 。

对弹簧 1 位置求矩，再考虑竖向力平衡可得平衡方程组：

$$\begin{cases} F_1 + F_2 + F_3 + F_{\text{平台}} + N = 0 \\ M_2 + M_3 + M_{\text{平台}} + M = 0 \end{cases} \quad (4-5)$$

根据几何关系与内力-变形关系可得：

$$\begin{cases} F_1 = \delta_1 K \\ F_3 = \delta_3 K \\ F_2 = (\delta_1 + \delta_3) K \\ F_{\text{平台}} = \sum_{i=1}^n K_{li} l_i \end{cases} \quad (4-6)$$

$$\begin{cases} M_1 = \frac{\delta_1^2 K}{\tan \theta} \\ M_3 = |D_1 \tan \theta - \delta_1| (D_1 - \frac{\delta_1}{\tan \theta}) K \\ M_2 = \frac{(\delta_1 + \delta_3)^2}{\tan \theta} K \\ M_{\text{平台}} = \sum_{i=1}^n K_{li} l_i d_c \end{cases} \quad (4-7)$$

其中， $\delta_3 = |D_1 \tan \theta - \delta_1|$ ；

将（4-6）、（4-7）带入（4-5）中，解方程求得 $F_1=452\text{kN}$ ， $F_3=251\text{kN}$ 。

下一步计算螺栓的剪切破坏以及螺栓对混凝土的冲切破坏。螺栓上的最大受力为 F_1 ，除以螺栓横截面面积可得螺栓的最大剪切应力为 7.9Mp ，远小于其剪切强度。对于混凝土冲切破坏，不考虑螺栓弯曲变形带来的挠度影响。此时根据平截面假定，可得在混凝土对应的冲切面上应变是线性分布。对冲切面进行微元划分，将截面划分为 m 份（ m 取值为 40）。按照上面变形平台的计算方法，假设左侧变形值以及变形角度，如图 4-4 所示。

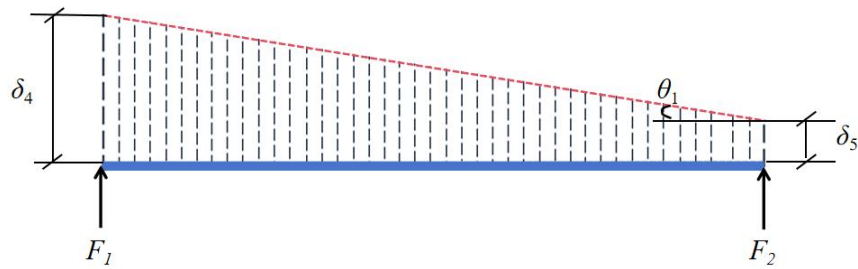


图 4-4 混凝土冲切面微元划分示意图

对左侧端部取力矩，可得平衡方程为：

$$\begin{cases} F_1 + F_2 + F_{\text{冲切}} = 0 \\ M_2 + M_{\text{平台}} = 0 \end{cases} \quad (4-8)$$

$$F_{\text{冲切}} = \sum_{i=1}^n K_{li} y_i \quad (4-9)$$

$$\begin{cases} M_{\text{冲切}} = \sum_{i=1}^n K_{li} y_i d_y \\ M_2 = F_2 D_1 \end{cases} \quad (4-10)$$

其中, $d_y = D_1/n$ 为微元宽度; $y_i = \frac{n-i}{n} \delta_4$ 为微元高度; $\delta_5 = \delta_4 - D_1 \tan \theta_1$ 。

与变形平台不同的是, 混凝土冲切面的面积为半个圆柱面, 因此每个微元的面积为: $A_i = 0.5\pi d D_1$ 。

解冲切面平衡方程可得, 冲切面上受力最大的微元应力 $\sigma_{i=1} = 0.65 \text{ Mp}$, 小于混凝土剪切强度 $\tau_c = 0.17\sqrt{f_c} = 0.93 \text{ Mp}$ 。可知上部混凝土并不会发生螺栓冲切破坏。

综上可得, 上柱的破坏原因为钢管混凝土压缩破坏, 其对应的临界极限承载力即为结构的临界极限承载力 $P_{\text{pre-u}}$ 。如果计算出上部混凝土发生冲切破坏, 则可用冲切破坏的极限承载力为基础, 根据提供的方程反向计算出对应的施加荷载。该荷载即为结构的临界极限承载力 $P_{\text{pre-u}}$ 。

此外, 对于 PCSCFST 长柱, 首先需要判断长柱是否真的发生了失稳破坏, 若真的发生了失稳破坏, 则稳定临界极限承载力 P_{cr} 即为极限承载力 $P_{\text{pre-u}}$, 若长柱未发生失稳破坏, 依旧是强度破坏导致柱子破坏, 则需要综合柱子长度、二阶效应等其他因素进行计算。

临界荷载及临界长细比计算公式如下:

$$P_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 E_u I_u}{(kL)^2} \quad (4-11)$$

$$\lambda_{\text{cr}} = \pi \sqrt{\frac{E_u}{\sigma}} \quad (4-11)$$

其中, P_{cr} 为临界荷载; E_u 为等效弹性模量; I_u 为等效惯性矩; 两段固定的约束条件 $k=0.5$; σ 为材料许用应力, 在复合结构中一般选择最易破坏材料的许用应力, 此处选择混凝土强度 f_c 。

对于用螺栓-外套钢管连接的 PCSCFST 柱的等效弹性模量和等效惯性矩, 可

以采用工程实践和理论计算中常用的加权平均法。即假设不同上柱、外套钢管等不同部分对整体稳定性的贡献可以通过它们的体积占比和局部强度估算，来估算柱子的等效弹性模量。假设不同部分的惯性矩可以通过他们的长度占比和局部惯性矩估算，来估算柱子的等效惯性矩。如公式（4-12）-（4-13）所示。

$$E_u = \frac{1}{V} \sum_{i=1}^n E_i V_i \quad (4-12)$$

$$I_u = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n I_i L_i \quad (4-13)$$

其中， V 为整柱体积； V_i 为部件体积； L 为整柱长度； L_i 为部件长度。

图 4-5 为考虑长柱挠度影响下的极限承载力计算流程示意图。若长柱并未发生失稳破坏，则需要进一步考虑二阶效应放大偏心距的现象。该现象可用试件的最大挠度作为附加偏心距来进行衡量。图中， e_0 为试件最大挠度； μ_1 为最大挠度迭代误差的收敛标准； μ_2 为轴向荷载 N 迭代误差的收敛标准。

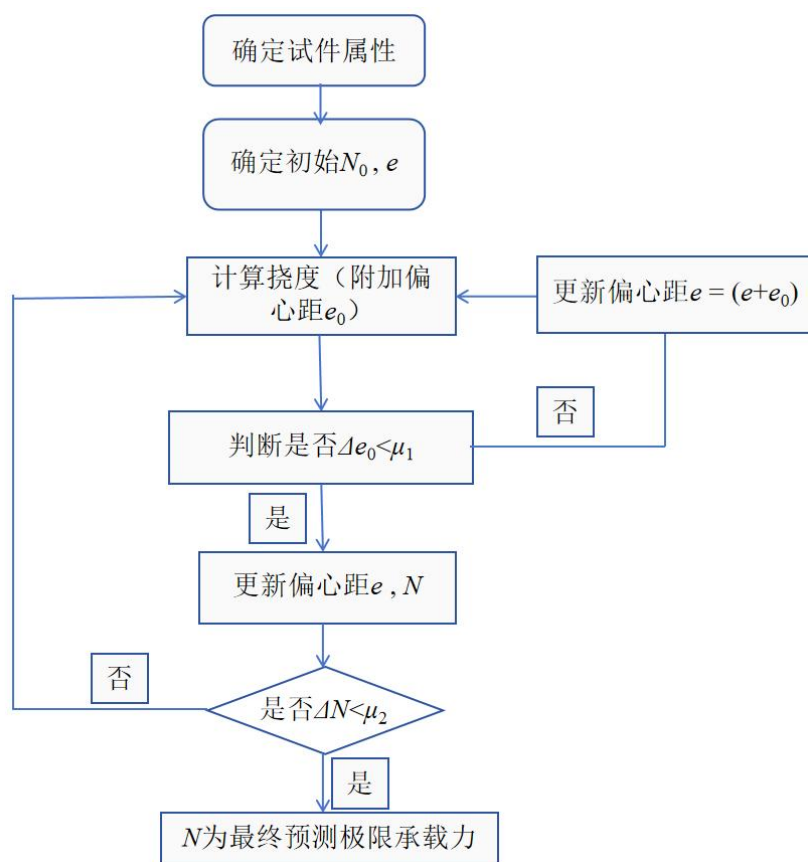


图 4-5 考虑长柱挠度影响下的极限承载力计算流程图

二阶效应的挠度曲线较为复杂，尤其是在考虑材料非线性行为后，挠度曲线变得更加难以计算。考虑到一旦柱子出现非线性区域，在二阶效应作用下，附加偏心距加速增大。柱子很快将达到极限承载力。因此可以采用线弹性理论近似估算试件挠度。公式（4-14）为线弹性状态下的柱子荷载与挠度公式。

$$\frac{d^2 e_0(x)}{dx^2} = \frac{N(e + e_0(x))}{E_u I_u} \quad (4-14)$$

其中， x 为柱上的点到柱顶的距离； $e_0(x)$ 为挠度关于 x 的函数； N 为竖向荷载。

同理，在计算螺栓孔位置的混凝土冲切破坏时，可以通过相同的流程进行计算，此时 N 则变为螺栓孔内的最大冲切应力。通过迭代与准许误差收敛，即可确定最终的极限承载力，预测结果如表 4-4 所示。

表 4-4 多部件耦合系统分析方法预测结果表

试件编号	破坏位置	破坏方式	P_u	P_{pre-u}	P_{pre-u}/P_u
PCSCFST1	钢管混凝土截面	截面压弯破坏	1443	1450	1.005
PCSCFST2	钢管混凝土截面	截面压弯破坏	1465	1450	0.990
PCSCFST3	钢管混凝土截面	截面压弯破坏	1212	1184	0.977
PCSCFST4	钢管混凝土截面	截面压弯破坏	1296	1247	0.962
PCSCFST5	钢管混凝土截面	截面压弯破坏	1304	1298	0.995
PCSCFST6	钢管混凝土截面	截面压弯破坏	1231	1184	0.962
PCSCFST7	螺栓孔	混凝土冲切破坏	612	588	0.961
PCSCFST8	钢管混凝土截面	截面压弯破坏	755	710	0.940
PCSCFST9	钢管混凝土截面	截面压弯破坏	981	961	0.980
PCSCFST10	螺栓孔	混凝土冲切破坏	630	586	0.930

对比表 4-4 与表 3-1 可以看出， $N-M$ 曲线计算方法不止缺乏对长度因素的考量，同时也无法进行压弯破坏以外的破坏方式的极限承载力预测。而多部件耦合系统分析方法则可从部件层面，深入剖析耦合关系，从多方面评估复杂系统的极限承载力。而实际上， $N-M$ 曲线计算本身就是多部件耦合系统分析的一环。

图 4-6 为极限承载力预测值与实测值对比图。上述装配式圆形半连续钢管混凝土柱极限承载力计算方法，考虑了多种不同的破坏模式，从部件层面深入分析了装配式圆形半连续钢管混凝土柱的承载能力。其极限承载力预测值 P_{pre-a} 与实测值 P_u 比值的均值与方差分别为 0.970、0.0005，表明该方法预测装配式圆形半连续钢

管混凝土柱极限承载力较为精准。

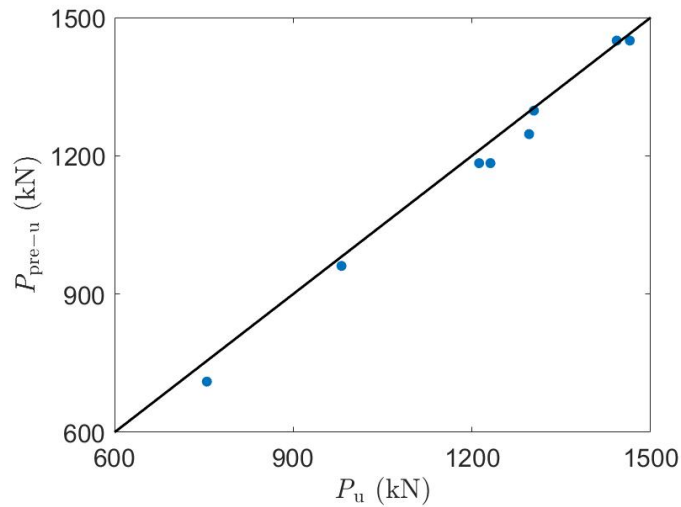


图 4-6 偏压极限承载力预测值与实测值对比图

4.4 本章小结

本章介绍了多部件耦合系统分析方法，并结合多部件耦合系统分析方法与基于材料强度的 $N-M$ 曲线计算方法，对试件极限承载力进行预测，并与试验数据进行对比。主要结论如下：

（1）通过将多部件耦合系统分析方法应用于装配式圆形半连续钢管混凝土柱，本文深化了对该类型结构内部复杂相互作用的理解。

（2）研究细致地分类了系统内的核心部件、主要部件和次要部件，并通过精确分析这些部件间的耦合关系，揭示了部件间相互作用对系统整体性能的影响。

（3）提出了一种基于短板效应的极限承载力确定方法，强调了在复杂耦合系统中识别薄弱环节的重要性，为精确预测结构的极限承载力提供了方法论基础。该预测方法预测的 P_{pre-u}/P_u 均值和方差分别为 0.970 和 0.0005。通过与试验数据的对比验证，证实了所提出极限承载力预测方法的适用性与准确性。

第 5 章 总结与展望

5.1 主要研究结论

本文为了研究具有可靠连接性能的钢管混凝土柱-柱连接方式，提出一种采用螺栓-外套钢管连接件的装配式圆形半连续钢管混凝土柱。本文通过装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压试验，分析了在不同参数下装配式圆形半连续钢管混凝土柱的偏压性能；基于试验结果提出一种基于材料强度的 $N-M$ 曲线绘制方法，结合多部件耦合系统分析方法，建立了装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压极限承载力预测方法。主要结论如下：

（1）偏压试验结果表明：螺栓-外套钢管连接方式的确可以使外套钢管有效发挥环箍效应。长柱（ $\lambda=64$ ）的破坏模式为弯曲失稳。短柱（ $\lambda=13$ ）的破坏模式为强度失效。外套钢管厚度过大容易导致螺栓剪切失效，从而导致连接件失效和试件极限承载能力降低；过大的螺栓直径则可能改变试件加载后期螺栓-外套钢管连接的力传递模式，导致最终承载能力下降。荷载由上到下的形式主要为正向压应力和钢管-混凝土表面摩擦力，荷载传递机制较为复杂，需要各部件之间彼此协调。

（2）Eurocode 4、AISC 360 以及 GB 50936 中规定的 CFST 极限承载力预测方法均过于保守，其中 GB 50936 计算结果最为保守，AISC 360 计算结果次之，Eurocode 4 计算结果最接近试验值。

（3）通过将多部件耦合系统分析方法应用于装配式圆形半连续钢管混凝土柱，本文深化了对该类型结构内部复杂相互作用的理解，研究细致地分类了系统内的核心部件、主要部件和次要部件，并通过精确分析这些部件间的耦合关系，揭示了部件间相互作用对系统整体性能的影响。提出了一种基于短板效应的极限承载力确定方法，强调了在复杂耦合系统中识别最薄弱环节的重要性，为精确预测结构的极限承载力提供了方法论基础。该预测方法预测的 P_{pre-u}/P_u 均值和方差分别为 0.970 和 0.0005 通过与试验数据的对比验证，证实了所提出极限承载力预测方法的适用性与准确性。

5.2 主要创新点

(1) 本文基于当前钢管混凝土结构主要连接方式的不足,提出了一种由螺栓-外套钢管连接的装配式圆形半连续钢管混凝土柱。装配式圆形半连续钢管混凝土柱通过外套钢管加强钢管混凝土连接部位的约束效应,从而增强节点强度,同时利用螺栓将何在更多地传递到内部混凝土中,使荷载在混凝土截面与钢管截面分布地更加均匀。

(2) 本文提出基于材料强度的遍历中性轴 $N-M$ 曲线绘制方法,比较于传统的 $N-M$ 曲线绘制方法,大幅减小了计算难度,更适用于钢管混凝土截面的偏压极限承载力预测。

(3) 本文基于试验数据以及多部件耦合系统分析方法,提出了基于短板效应的装配式圆形半连续钢管混凝土柱极限承载力预测方法。从部件层面全面分析了各部件彼此的耦合关系,以及部件性能对于整体极限承载力的影响,为复杂系统的力学分析提供了新颖的视角。

5.3 展望

装配式圆形半连续钢管混凝土柱方便施工、具有优越的力学性能,具有广泛的应用前景和研究潜力。本文通过对装配式圆形半连续钢管混凝土柱偏压试验研究,结合多部件耦合系统分析方法对装配式圆形半连续钢管混凝土柱传力机理、部件耦合关系深入分析,得到了装配式圆形半连续钢管混凝土柱在偏压状态下力学性能,以及装配式圆形半连续钢管混凝土柱极限承载力预测方法。回顾研究全文,综合当前研究现状,本文有以下几点有待进一步研究的内容:

(1) 本文仅针对装配式圆形半连续钢管混凝土柱的偏压性能进行了研究,后续可对矩形、T形等其他截面形式的螺栓-外套钢管连接的柱-柱连接结构进行研究。

(2) 螺栓-外套钢管连接方式的应用可以进一步扩展到钢管混凝土柱-梁连接以及框架连接,从而进一步推动装配式半连续钢管混凝土在实际中的应用。

(3) 本文基于多部件耦合系统分析方法提出极限承载力预测方法,在部件耦合关系的计算上,采用了一些简化假设和复杂的迭代计算。未来可结合有限元模拟,更全面深入地建立部件耦合关系,从而实现更加精确的极限承载力预测。

参考文献

- [1]Wang Y H, Tang Q et al. Post-earthquake fire performance of square concrete-filled steel tube columns[J]. Thin-Walled Structures, 2020, 154: 106873.
- [2]Zhao P T, Huang Y et al. Experimental research on seismic performance of steel fiber-reinforced recycled concrete-filled circular steel tube columns [J]. Journal of Building Engineering, 2022, 54: 104683
- [3]Chen D, Yu B et al. Cyclic behavior of prefabricated connections for a steel beam to concrete-filled steel tube column [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2021, 176: 106422.
- [4]Li Y L, Chan T M et al. Review on blind bolted connections to concrete-filled steel tubes [J]. Thin-Walled Structures, 2023, 183: 110444
- [5]Sheharyar Rehmat, Amir Sadeghnejad, Islam M. Mantawy et al. Experimental study on concrete-filled steel tubes to footing connection using ultra-high performance concrete [J]. Engineering Structures, 2021, 242: 112540.
- [6]Zhu G M, Chen Z, Ma Y X et al. Experimental and analytical investigation on precast concrete-encased concrete-filled steel tube column-to-column dry connections under axial tension [J]. Structures, 2022, 45: 523-541.
- [7]Ding C T, Pan X B, Bai Y et al. Prefabricated connection for steel beam and concrete-filled steel tube column [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 162: 105751.
- [8]Jiao C Y, Liu W B, Li Y J et al. Experimental study of CFST embedded precast concrete bridge column-foundation connection with studs [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2023, 168: 107826.
- [9]Chen X, Zhou T, Chen Z et al. Mechanical properties of special-shaped concrete-filled steel tube columns under eccentric compression[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 167:105779.
- [10]Gunawardena Y, Aslani F. Static flexural behavior of concrete-filled spiral-welded stainless-steel tubes[J]. Thin-Walled Structures, 2020, 151: 106731.
- [11]Zhang X, Zhang Y, Shan R et al. Application on bending performance of annular concrete-filled steel tube stent[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 168: 105984.
- [12]Yin F, Xue S D, Cao W L et al. Behavior of multi-cell concrete-filled steel tube columns under axial load: Experimental study and calculation method analysis[J].

- Journal of Building Engineering, 2020, 28: 101099.
- [13]Gaoming Zhu, You-Xin Ma, Kang Hai Tan. Experimental and analytical investigation on precast concrete-encased concrete-filled steel tube column-to-column dry connections under axial tension[J]. Structures, 2022, 45: 523-541.
- [14]Dongxu Li, Brian Uy, Farhad Aslani, Vipul Patel. Behaviour and design of demountable CFST column-column connections under tension[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 138: 761-773.
- [15]巴子玉. 单面螺栓连接钢管混凝土柱-柱节点抗震性能试验研究[D]. 重庆大学, 2022.
- [16]刘莉, 赵延吉, 杨阳等. 预制拼装钢管混凝土柱偏压性能有限元分析[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2021, 37(06): 997-1004.
- [17]宗景美, 刘雷斐. 热-力耦合下法兰连接钢管混凝土柱稳定性研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2023, 21(03): 187-193+208.
- [18]范光明, 王卫华, 徐哲人等. 复式钢管混凝土柱装配式连接锚固性能试验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2023, 43(06): 1331-1345.
- [19]张晓虎. L形宽肢方钢管混凝土组合柱轴压性能研究[D]. 石家庄铁道大学, 2023.
- [20]刘学春, 孟坤. 内置吊钩和弯板的方钢管混凝土柱节点抗拉极限承载力性能研究[J]. 工业建筑, 2022, 52(09): 138-146.
- [21]Chen X, Xue J Y, Li H C et al. Elastoplastic analysis of shear resistance of special-shaped concrete-filled steel tubular connection[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2023, 201: 107712.
- [22]闫风洁, 杜宝帅, 李博凡等. 法兰加劲肋贯穿的中空夹层钢管混凝土连接节点受弯性能研究[J]. 工业建筑, 2024: 1-26[2024-06-05].
- [23]Xu T X, Zhang S M, Liu J P et al. Design method of concrete-filled thin-walled steel tube column-foundation connections[J]. Engineering Structures, 2021, 246: 113033.
- [24]M Ansari, M Z Jeddi, W H W Badaruzzaman et al. A numerical investigation on the through rib stiffener beam to concrete-filled steel tube column connections subjected to cyclic loading[J]. Engineering Science and Technology, an International Journal, 2021, 24(3): 728-735.
- [25]Sun J S, Liu Y J, Wang W H et al. Local and post-local buckling behavior of welded

- square high-strength steel tubes with concrete-infilled restraints[J]. *Thin-Walled Structures*, 2023, 183: 110381.
- [26]Lin Y, Ye Q X, Wang, Y Q et al. Seismic behavior of diaphragm-through bolted-welded joints between CFST column to steel beam[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2023, 200,: 107651.
- [27]Tong G H, Hu Z Z, Chen Y. Study on the moment capacity of a connection joining an I-beam to concrete-filled multicellular steel tube walls[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2021, 182,:106643.
- [28]Ali Parvari, Zahrai, S M, Mirhosseini, S M et al. Numerical and experimental study on the behavior of drilled flange steel beam to CFT column connections[J]. *Structures*, 2022, 28: 726-740.
- [29]Doung, P, Leelataviwat, S, Sasaki, E. Tensile strength and failure mechanism of internal diaphragms in wide flange beam-to-box column connections with concrete filling[J]. *Journal of Building Engineering*, 34: 102037.
- [30]Ng W H, Kong S Y, Chua Y S et al. Tensile behavior of innovative one-sided bolts in concrete-filled steel tubular connections[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2022, 191: 107165.
- [31]Gan D, Zhang Y J, Zhou, X H et al. Seismic performance of concrete-filled steel tubular column connections using blind bolts[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2023, 207: 107947.
- [32]Yang Y X, Liao F Y, Tao Z et al. Compressive and flexural behavior of prefabricated concrete-filled steel tubular columns with bolted splices[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2022, 188: 107048.
- [33]刘学春, 王丹, 张爱林等. 法兰连接 L 形钢管混凝土柱-H 型钢梁全螺栓节点抗震性能研究. *建筑结构学报*, 2021, 42(S1): 98-109.
- [34]Dong X, Wang L, Xu Z et al. Seismic behaviour of Concrete-filled steel tubular column to H-Shape steel beam connection with side plate[J]. *Structures*, 2023, 50: 1608-1624.
- [35]郑宇睿. 钢管混凝土柱—钢梁混合主次结构振动台试验研究[D]. 重庆大学, 2022.
- [36]朱志伟. 螺栓连接装配式钢管混凝土柱组合梁体系性能研究[D]. 哈尔滨工业大学, 2022.
- [37]赵均海, 樊军超, 高伟琪. H 型钢梁与矩形钢管混凝土柱平齐式端板单边螺栓

- 连接节点弯矩-转角分析模型[J]. 工程力学, 2021, 38(06): 91-102.
- [38]梅宏洁. 装配式矩形钢管混凝土柱-RC 梁框架结构的拟静力试验与有限元分析[D]. 长江大学, 2023.
- [39]林樱, 王元清, 叶全喜等. 水平穿心板式钢管混凝土柱-钢梁栓焊连接节点力学性能分析. 第 31 届全国结构工程学术会议论文集(第 II 册), 2022.
- [40]陶毅, 张耀予, 王丹等. 内置高强芯柱的方钢管混凝土柱-钢梁端板-螺栓连接节点的抗震性能. 土木与环境工程学报(中英文), 2023, 45(06): 59-73.
- [41]刘庆文. 预制钢管混凝土柱-H 型钢梁全装配节点抗震性能研究[D]. 北京建筑大学, 2023.
- [42]陈扬博. 钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点性能研究[D]. 中南大学, 2022.
- [43]张犇. 带 U 形件的方钢管混凝土柱—钢梁端板连接节点抗震性能研究[D]. 长安大学, 2023.
- [44]汪亚豪. 装配式钢管混凝土柱-RC 梁框架结构静载力学性能试验研究[D]. 长江大学, 2023.
- [45]尹欣磊, 田春雨, 周剑等. 外包内翻 U 形钢-混凝土组合梁与矩形钢管混凝土柱连接节点抗震性能试验研究[J]. 建筑科学, 2022, 38(03): 71-83.
- [46]李力怡, 马江萍, 刘清颖等. 装配式钢管混凝土柱-钢梁端板螺栓连接抗震加固设计研究[J]. 粘接, 2022, 49(03): 85-88.
- [47]黄春晓, 潘福婷, 王颖等. 平齐端板连接方中空夹层钢管混凝土柱-钢梁节点承载性能有限元分析[J]. 沈阳大学学报(自然科学版), 2021, 33(06): 509-515.
- [48]刘庆文, 曲秀姝, 王辉. 钢管混凝土柱竖向装配连接耗能性能研究[C]. 第二十一届全国现代结构工程学术研讨会论文集, 2021.
- [49]郭建营, 张传琪, 完海鹰等. 多腔钢管混凝土 T 形柱 H 型钢梁装配节点抗震性能研究[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2023, 46(11): 506-1509+1572.
- [50]时继瑞, 程卫红, 姜宇鑫等. T 形钢管混凝土柱-钢梁节点抗震性能试验研究[J]. 建筑科学, 2023, 39(11): 1-9.
- [51]赵力恒. 方钢管混凝土柱-H 型钢梁槽钢栓接节点抗震性能有限元分析[J]. 科技创新与应用, 2023, 13(28): 59-62.
- [52]冯帅克, 郭正兴, 倪路瑶等. 钢管混凝土柱-混合梁节点抗震性能试验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2021, 55(08): 1464-1472.
- [53]张戊晨, 孙轶良, 王亚敏等. 外隔板连接钢管混凝土柱-H 型钢梁节点抗剪性能研究[J]. 工业建筑, 2022, 52(05): 126-139.

- [54]刘学春, 吴桐宇, 陈学森. 钢管混凝土 L 形柱-H 型钢梁 Z 字形拼接节点抗震性能研究[C]. 第 30 届全国结构工程学术会议论文集, 2021.
- [55]许成祥, 樊鸿博, 郭骁等. 钢管混凝土柱-钢梁错层节点抗震性能试验[J]. 武汉大学学报(工学版), 2021, 54(10): 907-915.
- [56]赵毅, 闫梦辉. 新型十字形钢管混凝土柱-钢梁节点设计与抗震性能研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2021, 43(05): 36-42.
- [57]姜俊铭, 刘洪亮, 陈桥生. 钢管混凝土柱转换托架式节点有限元研究[J]. 钢结构(中英文), 2021, 36(12): 23-31.
- [58]胥兴, 程睿, 江世永等. 方钢管混凝土柱与 U 形钢-混凝土组合梁穿心式连接抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(S2): 83-90.
- [59]闻洋, 王梓好, 张军等. 球-板型节点钢管混凝土风电塔架受力性能研究[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(S2): 49-56.
- [60]吴东平, 李伟, 陈焰周等. 钢管混凝土柱-钢梁边柱外加强环螺栓连接节点抗震性能[J]. 土木工程与管理学报, 2022, 39(01): 75-79.
- [61]Wang J F, Zhang, L, Spencer, B F. Seismic response of extended end plate joints to concrete-filled steel tubular columns[J]. Engineering Structures, 49, 876-892: 2013.
- [62]陈扬博. 钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点性能研究[D]. 中南大学, 2022.
- [63]余玉洁, 林思文, 张超等. 钢管混凝土柱-钢梁下栓上焊隔板贯通节点抗震试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2022, 53(06): 2143-2154.
- [64]赵毅, 段松甫, 牛中浩. 钢管混凝土异形柱-钢梁节点恢复力模型研究[J]. 郑州大学学报(工学版), 2022, 43(06): 104-110.
- [65]Liu H Q, Liu Y Z, Huo J S et al. Cyclic behaviour of a novel steel beam-to-prefabricated CFST column connection with threaded sleeve bolts[J]. Structures, 2021, 34: 615-629.
- [66]周小龙. 方钢管混凝土柱—工字钢梁翼缘板加强型梁柱节点抗震性能研究[D]. 西南科技大学, 2023.
- [67]徐嫚, 高山, 郭兰慧等. 连续倒塌工况下钢管混凝土柱-钢梁外伸端板连接节点受力性能研究[J]. 应用基础与工程科学学报, 2022, 30(03): 633-644.
- [68]吴桐宇, 刘学春, 陈学森. 钢管混凝土 L 形柱-H 型钢梁 Z 字形节点抗震性能研究[J]. 工程力学, 2022, 39(S1): 101-108.
- [69]韩重庆, 杨瑞丰, 李向民等. 装配式矩形钢管混凝土柱-钢梁侧板连接节点抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2024, 45(04): 50-60.

- [70]丁发兴, 卫心怡, 潘志成等. 高轴压比方形钢管混凝土柱-组合梁单边栓连刚接节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(07): 105-115.
- [71]刘洁, 周婷, 陈志华等. 不等肢双板连接钢管混凝土组合异形柱压弯性能有限元分析[C]. 第二十二届全国现代结构工程学术研讨会论文集, 天津大学, 天津市钢结构学会, 2022.
- [72]孙飞飞, 周树青, 邱介尧等. 偏心钢梁-钢管混凝土柱内加强环式节点受力性能分析[J]. 建筑钢结构进展, 2021.
- [73]Liu H C, Hao J P, Xue Q S et al.. Seismic performance of a wall-type concrete-filled steel tubular column with a double side-plate I-beam connection[J]. Thin-Walled Structures, 2021, 159.
- [74]Sun H J, Liu Y Z, Hou Y G et al. Static strength design of local thickened plate joints between multi-cell concrete-filled steel tubular column and steel beam[J]. Journal of Building Engineering, 2023, 80.
- [75]Wang H, Hao J P, Xue Q et al. Seismic behaviour of a wall-type concrete-filled steel tubular column with an end plate steel beam reinforced joint[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2023, 173.
- [76]Song T Y, Zhu D, Zhou, H Y et al. Fire and post-fire performance of blind-bolted concrete-filled steel tubular joints with restrained steel beams: Experiment and simulation[J]. Thin-Walled Structures, 2023, 193:111212.
- [77]Beutel J, Thambiratnam D, Perera N. Cyclic behaviour of concrete filled steel tubular column to steel beam connections[J]. Engineering Structures, 2002, 24(1): 29-38.
- [78]Cheng C T, Chung L L. Seismic performance of steel beams to concrete-filled steel tubular column connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59(3): 405-426.
- [79]Yang J, Sheehan T, Dai X, Lam D. Structural Behaviour of Beam to Concrete-filled Elliptical Steel Tubular Column Connections[J]. Structures, 2017, 9: 41-52.
- [80]Chen Q J, Cai J, Bradford Mark A et al. Seismic behaviour of a through-beam connection between concrete-filled steel tubular columns and reinforced concrete beams[J]. Engineering Structures, 2014, 80: 24-39.
- [81]Qin Y, Chen Z H, Yang Q Y et al. Experimental seismic behavior of through-diaphragm connections to concrete-filled rectangular steel tubular columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 93: 32-43.

- [82]Liu J C, Yang Y L, Liu J P et al. Experimental investigation of special-shaped concrete-filled steel tubular column to steel beam connections under cyclic loading. *Engineering Structures*, 2017, 151: 68-84.
- [83]Yang J, Sheehan T, Dai X H et al. Experimental study of beam to concrete-filled elliptical steel tubular column connections[J]. *Thin-Walled Structures*, 2015, 95: 16-23.
- [84]Zhou Q S, Fu H W, Ding F X et al. Seismic behavior of a new through-core connection between concrete-filled steel tubular column and composite beam[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, 155: 107-120.
- [85]Zhu L H., Ning Q J., Zhao C et al. Seismic performance of self-centering circular concrete-filled steel tubular column to steel beam connection with web friction device. *Structures*, 2021, 34: 1843-1857.
- [86]Han, L H, Song T Y, Li S. Post-fire seismic performance of concrete-filled steel tubular column to steel beam joints with blind-bolted connections: Experiment and simulation[J]. *Engineering Structures*, 2023, 283: 115892.
- [87]Heng Piseth, Lepourry Clemence, Somja Hugues et al. Behaviour of a joint between a U-shaped steel-concrete beam and a concrete-filled steel tubular column[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2020, 175: 106322.
- [88]Tong L W, Huang J F, Wu H L et al. Experimental behavior of steel-beam to flat rectangular CFST column connections with small-sized external diaphragms[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2022, 198: 107520.
- [89]Sun L L, Liang Z Q, Cai M et al. Seismic behaviour of I-beams bolted CFST column connection using extended TSOBs[J]. *Structures*, 2023, 48: 882-900.
- [90]Tao Z, Li W, Shi B L et al. Behaviour of bolted end-plate connections to concrete-filled steel columns[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017, 134: 194-208.
- [91]温欣. 方钢管混凝土组合异形柱框架体系力学性能研究[D]. 沈阳工业大学, 2022.
- [92]陈旺. 型钢混合连接装配式混凝土框架结构力学性能的研究[D]. 兰州理工大学, 2023.
- [93]刘晓强. 方钢管混凝土柱-钢梁异型节点及其框架结构抗震性能试验与理论研究[D]. 武汉科技大学, 2023.
- [94]赵毅, 王帅. 钢管混凝土异形柱框架结构地震响应分析[J]. 低温建筑技术,

- 2021, 43(10): 73-76.
- [95]刘晓强, 许成祥, 李蕾等. 应用 OpenSees 模拟钢管混凝土不等跨框架抗震性能[J]. 世界地震工程, 2021, 37(03): 111-118.
- [96]李贺. 活性粉末混凝土充填复式钢管混凝土梁柱框架抗震性能研究[D]. 沈阳工业大学, 2023.
- [97]Zheng L Q, Zheng Y T. Seismic behaviour of concrete-filled steel tubular column and precast shear wall connections[J]. Structures, 2020, 27: 934-949.
- [98]Li Y L, Zhao X L. Study on stainless steel blind bolted T-stub to concrete-filled stainless steel tube connections[J]. Engineering Structures, 2022, 257: 114107.
- [99]Liang Z S, Han L H, Hou Chao. Trussed square concrete-filled steel tubular hybrid structures subjected to axial compression[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2023, 211: 108171.
- [100]Huang C, Han X L, Ji J et al. Behavior of concrete-filled steel tubular planar intersecting connections under axial compression, Part 1: Experimental study[J]. Engineering Structures, 2010, 32(1): 60-68.
- [101]Xu F, Chen J, J W L. Punching shear failure of concrete-filled steel tubular CHS connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 124: 113-121.
- [102]Liu H C, Hao J P, Xue Q et al. Seismic performance of a wall-type concrete-filled steel tubular column with a double side-plate I-beam connection[J]. Thin-Walled Structures, 2021, 159: 107175.
- [103]Kong W Y, Zhou W B, Chen L B et al. Flexural performance of steel fiber reinforced concrete filled stainless steel tubular trusses[J]. Composite Structures, 2023, 303: 116266.
- [104]Liu Y S, Zhou X H, Wang Y H et al. Seismic behavior of prestressed concrete filled steel tubular lattice tower subjected to combined compression-bending-torsion[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2023, 204: 107883.
- [105]Wang, Jing-Xuan, Shen, Ya-Jun, Gao, Shan., Wang, Wen-Da. Anti-collapse performance of concrete-filled steel tubular composite frame with assembled tensile steel brace under middle column removal[J]. Engineering Structures, 266: 114635, 2022.
- [106]Wang X X, Wang W, L Y C. Cyclic performance of K-braced cold-formed steel shear walls with concrete-filled steel tubular struts[J]. Journal of Constructional

- Steel Research, 2020, 173: 106249.
- [107] Rehmat Sheharyar, Sadeghnejad Amir, Mantawy Islam M et al. Experimental study on concrete filled steel tubes to footing connection using ultra-high performance concrete[J]. Engineering Structures, 2021, 242: 112540.
- [108] Ma Y P, Liu Y J, Wang K et al. Flexural behavior of concrete-filled rectangular steel tubular (CFRST) trusses[J]. Structures, 2022, 36: 2352-0124,
- [109] GB/T 50107-2010. 混凝土抗压强度评定标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [110] Cheng G, Zhou X, Liu J et al. Seismic Behavior of circular tub steel-reinforced concrete column to steel beam connections[J]. Thin-Walled Structures, 2019, 138:485-495.
- [111] Eurocode 4, EN 1994-1-1 Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1. General Rules and Rules for Buildings[S]. British Standards Institution, 2004.
- [112] ANSI/AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction [S]. Chicago, USA, 2010.
- [113] GB50936-2014, Technical Code for Concrete Filled Steel Tubular Structures[S]. Standard Press of China, Beijing, 2014.
- [114] Feng P, Cheng, S et al. Mechanical behavior of concrete-filled square steel tube with FRP-confined concrete core subjected to axial compression[J]. Composite Structures, 2015, 123:312-324.
- [115] Cao, B, Xie M M, Zhu L F et al. Axial compression behavior of precast circular semi-continuous concrete-filled steel tube columns[J]. Advances in Mechanical Engineering, 2022, 14(6): 1-18.
- [116] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢管混凝土结构技术规范: GB 50936-2014 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.

攻读硕士学位期间发表的期刊论文

- [1]Bing Cao, **Longfei Zhu**, Huashan Qian, Zhicheng Pan. Mechanical Behavior of Precast Circular Semi-Continuous CFST Columns under a Uniaxial Eccentric Load[J]. Buildings, 2024, 14, 772. (SCI 收录)
- [2]Bing Cao, Ruijun Suo, **Longfei Zhu**, Lei Zeng. Seismic behavior of polypropylene fiber reinforced rubber concrete-filled circular steel tubular columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2024, 214, 108454. (SCI 收录)
- [3]Bing Cao, **Longfei Zhu**, Xintong Jiang, Changsheng Wang. An Investigation of Compression Bearing Capacity of Concrete-Filled Rectangular Stainless Steel Tubular Columns under Axial Load and Eccentric Axial Load[J]. Sustainability, 2022, 14, 8946. (SCI 收录)
- [4]Bing Cao, Mingming Xie, **Longfei Zhu**, Wangcheng Cao, Bo Huang, Yihan Du, Jiawei Wang, Yizhen Yang, Changsheng Wang. Axial compression behavior of precast circular semi-continuous concrete-filled steel tube columns[J]. Advances in Mechanical Engineering, 2022, 14 (6) : 1-18. (SCI 收录)

致谢

时光匆匆流逝，在安徽工程大学度过的三年硕士研究生生活即将画上句号。这段旅程中，我遇见了众多朋友，历经种种挑战与难题，同时也汲取了许多知识，实现了个人的成长和进步。在此，我衷心感谢那些在这三年里给予我无尽关怀、激励和支撑的老师 and 同学们。得益于你们的陪伴和援助，我才得以顺畅完成我的学业，圆满结束这段充满欢笑与泪水，温馨而充满挑战的研究生旅程。

特别要向指导教师曹兵表达我的感激之情，本文的完成离不开他的细心指导和鼓励。从试验方案设计、试件加工制作到试件试验再到论文撰写，曹老师都给予了我巨大的支持，为本文的成功奠定了坚实基础。三年来，曹老师严谨的态度和专业的风范深深影响了我，使我受益匪浅。在此，我想对曹老师表达我深深的谢意和崇高的敬意，并祝愿他健康、幸福，事业有成，桃李满天下。

对于我的师兄解明明和师弟钱华山我也深感感激，感谢他们在试验和学术论文撰写中的帮助与支持。正是有了他们的陪伴和支持，这段本来枯燥的研究生生活变得充满色彩，成为我永生难忘的珍贵回忆。感谢徐文智、杨在贺和刘峰同学在学术研究和生活中的帮助和照顾。我还要对一直在幕后默默支持我、不求回报的父母表示最深的感谢。他们的支持和鼓励是我学习和成长道路上最坚实的后盾，感谢他们这些年来的养育之恩。

最后对所有在百忙之中审阅次论文的教授和专家表示由衷的感谢和敬意！

朱龙飞于芜湖

2024 年 5 月