

插入式H型钢柱脚抗震性能与破坏模式研究

张戌晨^{1,2}, 苏信智^{1,2}, 孙轶良^{1,2}, 王亚敏^{1,2}, 熊 普^{3*}, 荣 彬³

(1. 国网河北省电力有限公司经济技术研究院, 石家庄 050022; 2. 河北汇智电力工程设计有限公司, 石家庄 050081; 3. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300350)

摘 要: 插入式钢柱脚仅需少量的现场湿作业, 就可以实现钢柱与基础的刚性连接, 符合装配式建筑的发展方向。然而, 目前国内外针对插入式钢柱脚的力学性能研究较为匮乏, 限制了插入式柱脚的推广应用。本文采用试验与有限元相结合的方法对插入式柱脚的抗震性能以及破坏模式进行了研究, 对设置栓钉和未设置栓钉的两种插入式柱脚S1和S2进行了水平低周反复加载试验, 结果发现两个试件裂缝开展形态和最终破坏模式存在明显差异; 试件S1的正负向刚度平均值比试件S2的正负向刚度平均值高19.7%, 但试件S1的极限荷载平均比试件S2的极限荷载低8.0%; 设置栓钉可以提高柱脚的耗能能力但会削弱新旧混凝土结合面的连接性能导致试件的延性降低。为了进一步分析埋深区域的破坏模式, 弥补试验过程中无法直接观测埋深区域的不足, 通过非线性有限元软件ABAQUS对试件进行数值模拟, 从荷载-位移曲线、破坏现象、骨架曲线特征值等方面与试验结果进行对比, 验证了有限元模型的可靠性, 并明确了两类柱脚的破坏机理, 阐释了栓钉削弱新旧混凝土结合面的原因, 为插入式钢柱脚的实际应用提出了设计建议。

关键词: 插入式柱脚; 抗震性能; 破坏模式; 非线性有限元分析; 装配式; 水平低周反复加载试验; 破坏机理

中图分类号: TU352.1+1, TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)06-0075-13

DOI: 10.13969/j.jzgigjz.20250324001

Study on the Seismic Performance and Failure Modes of Socket-Type H-Section Steel Column Bases

ZHANG Wuchen^{1,2}, SU Jizhi^{1,2}, SUN Yiliang^{1,2}, WANG Yamin^{1,2},
XIONG Pu^{3*}, RONG Bin³

(1. State Grid Hebei Electric Power Co., Ltd. Economic and Technological Research Institute, Shijiazhuang 050022, China; 2. Hebei Huizhi Electric Power Engineering Design Co., Ltd., Shijiazhuang 050081, China; 3. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, China)

*Corresponding author: Xiong2022@163.com

Abstract: Socket-type steel column bases require minimal on-site wet operations and can achieve a rigid connection between the steel column and the foundation, aligning with the development of prefabricated construction. However, there is currently a lack of research on the mechanical properties of socket-type column bases, which limits their widespread application. This study combines experimental testing and finite element analysis to investigate the seismic performance and failure modes of socket-type column bases. Horizontal cyclic loading tests were conducted on two types of socket-type column bases, S1 (with studs) and S2 (without studs). The results revealed different crack

收稿日期: 2025-03-24

基金项目: 河北汇智电力工程设计有限公司科技项目(HZHTKJXM2023-02)

作者简介:

张戌晨(1988—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事预制装配建筑结构方面的研究。E-mail: 499797324@qq.com。

通信作者:

熊 普(1996—), 男, 硕士研究生, 主要从事钢结构与组合结构方面的研究。E-mail: Xiong2022@163.com。

propagation patterns and final failure modes for the two specimens. The average positive and negative stiffness of specimen S1 was 19.7% higher than that of S2, but the ultimate load of S1 was 8.0% lower than that of S2. Furthermore, the presence of studs improved the energy dissipation capacity of the column base, but weakened the bonding performance at the new-to-old concrete interface, resulting in reduced ductility of the specimen. To further analyze the failure modes in the socket-type region and overcome the limitation of direct observation in the experiment, numerical simulations of the specimens were conducted using the nonlinear finite element software ABAQUS. A comparison was made between the experimental and simulation results in terms of the load-displacement curves, failure phenomena, and characteristic values of the skeleton curves, which validated the accuracy of the finite element model. The failure modes of the two types of column bases were analyzed, and the reason for the weakened load transfer at the new-to-old concrete interface was explained, providing design recommendations for the practical application of socket-type column bases.

Keywords: socket-type column base; seismic performance; failure mode; nonlinear finite element analysis; prefabricated; horizontal low-cycle reversed loading test; failure mechanism

插入式柱脚是先将钢柱插入预制混凝土杯口基础内,然后采用高标号细石混凝土进行二次浇筑固定的承插式结构^[1]。该类柱脚钢柱与基础连接整体性优良,其抗震性能优于外露式柱脚和外包式柱脚的抗震性能^[2]。与外露式柱脚、外包式柱脚和埋入式柱脚相比,插入式柱脚无须预埋锚栓,构造简单、施工便捷、连接性能可靠^[3-4]。

国内外学者已针对承插式结构开展一些研究,葛继平等^[5]对带有剪力键的承插式连接的桥墩结构进行了理论受力分析,推导出了最小埋深比计算公式。刘朵等^[6]、徐艳等^[7]通过试验和数值模拟相结合的方法研究了承插式桥墩结构的抗震性能,结果表明:承插式桥墩抗震承载力随承插深度增加而增加,当承插深度高于一定值时,承插式试件与整体现浇试件的抗震性能基本一致。何岸等^[8]对预制混凝土柱承插式基础连接进行了水平低周反复加载试验,预制基础和预制柱的承插连接部位均设置预埋筋,试验结果表明预埋筋设置在承插区靠近基础顶的位置可以更好地发挥其抗剪作用。国内外学者对不同类型的承插节点进行了水平低周反复加载试验^[9-14],结果均表明:承插深度充足时,可保证试件损伤不发生在承插区域,继续增大埋深对节点抗震性能无显著提升。SI等^[15]通过试验对UHPC填充的承插式预制双桥墩节点进行了抗震性能研究,并基于弹性基础梁理论提出了可以准确模拟节点抗震性能的计算模型。CHENG等^[16]通过数值模拟的方法对圆形截面的预制混凝土柱承插式结构进行了抗震性能研究,通过参数分析发现在一般情况下,增加承插深度和承插区混凝土强度均可提高节点的连接强度。MOHAMED等^[17]同样发现承插深度和承插区填充材料性能对承插式结构的抗震性能有着重要影响。

目前国内外对于插入式H型钢柱脚的研究较少,现有插入式H型钢柱脚受力机制和设计方法均是参考埋入式柱脚模型提出的^[18]。然而,由于相关试验数

据的缺乏,尚未形成针对插入式H型钢柱脚的设计方法,且现行规范标准规定不完善,如《建筑抗震设计规范》(GB/T 50011—2010)^[19]、《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[18]和《构筑物抗震设计规范》(GB 50191—2012)^[20]中均对插入式H型钢柱脚的部分构造尺寸提出了要求,但并未明确是否宜设置栓钉。研究缺失与规范不完善限制了插入式柱脚的工程应用与推广。

因此,本文针对预制杯口基础的插入式H型钢柱脚的抗震性能开展研究,通过试验与有限元相结合的方式研究其破坏模式,以填补插入式柱脚的研究空白。

1 试验过程

1.1 试件设计

为了探究插入式柱脚的破坏形式,本文设计了设置栓钉的插入式柱脚S1和未设置栓钉的插入式柱脚S2两种试件,钢柱截面尺寸为200 mm×200 mm×8 mm×12 mm(高度×宽度×腹板厚度×翼缘厚度),腹板加劲肋厚度均取12 mm,顶板和底板厚度均取20 mm,试件其他参数见表1。其中,埋深比是指柱脚埋置深度与钢柱截面高度的比值,轴压比是指轴向施加压力大小与钢柱轴向抗压屈服承载力的比值。文献调研表明,承插式结构埋深比为0.8~1.2时,可保证破坏出现在柱底塑性铰区域;为观察基础破坏形态、研究基础破坏模式并提出实用设计建议,本文试件埋深比取1.0。栓钉尺寸采用《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》(GB/T 10433—2002)^[21]中公称直径为10 mm的栓钉,焊后长度为40 mm,布置方式为每侧翼缘双排布置,预制杯口基础底板边长为1 450 mm,高度为400 mm,杯口短柱边长为750 mm,高度为450 mm,试件整体高度为1 900 mm,加载点距离杯口顶部900 mm,钢柱顶部设置外伸100 mm的托板,便于二次浇筑前对钢柱校准标高,同时防止加载时夹具脱落,试件的详细尺寸见图1。

表1 试件基本参数

Table 1 Basic parameters of specimens

试件编号	轴压比	埋深比	二次浇筑混凝土强度等级	有无栓钉
S1	0.2	1	C35	无
S2	0.2	1	C35	有

1.2 材料性能

钢柱采用Q235钢,预制杯口基础采用C30混凝土,二次浇筑混凝土采用C35混凝土,箍筋和纵筋均采用HRB400钢筋。为获取精准材料性能参数以开展后续研究,在天津大学建材实验室进行材性试验,如图2所示。

表2 材料的力学性能

Table 2 Mechanical properties of materials

材料种类	f_c 或 f_y /MPa	f_u /MPa	E_c 或 E_s /GPa	ν
C30	34.6	—	31.45	0.2
C35	43.2	—	32.29	0.2
C8钢筋	384.7	591.4	208.33	0.3
C12钢筋	376.4	589.9	205.21	0.3
C18钢筋	372.7	587.7	202.18	0.3
8 mm 钢片	310.1	414.6	206.59	0.3
12 mm 钢片	298.3	434.5	200.76	0.3
栓钉	320.0	400.0	206.00	0.3

注: f_c 表示混凝土极限抗压强度, f_y 、 f_u 分别表示钢材的屈服强度和极限强度, E_c 、 E_s 分别表示混凝土和钢材的弹性模量, ν 表示材料的泊松比。

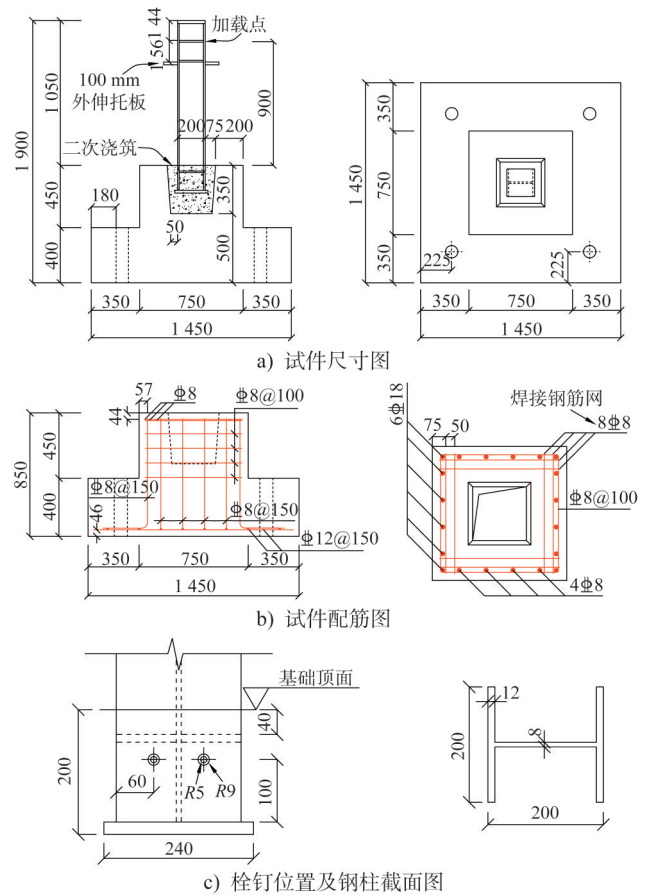


图1 试件示意图(单位:mm)

Fig. 1 Schematic diagram of the specimen(unit:mm)

共浇筑了六个150 mm×150 mm×150 mm的混凝土立方体,并进行了28天的养护,根据《混凝土物理力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2019)^[22]和《金属材料拉伸试验第1部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)^[23]测试了混凝土、钢筋及型钢的力学性能,栓钉的力学性能采用《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[18]中的建议值,材料的力学性能汇总见表2。

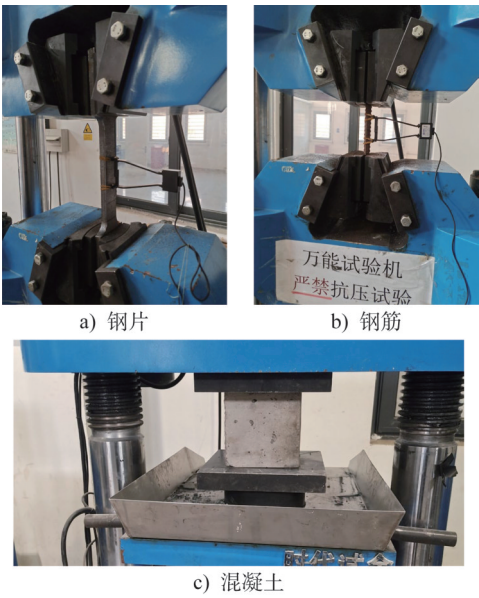


图2 材性试验

Fig. 2 Material property test

1.3 加载装置和加载制度

试验加载装置如图3所示,加载方向为东西方向,向西为正向加载(推力),向东为负向加载(拉力)。试验前将试件就位并用地锚固定于实验室地面,再用钢梁和千斤顶在东西方向固定试件底板,并用千斤顶压紧试件。试件顶部放置竖向千斤顶,千斤顶通过滑动支座与反力架连接。通过固定在反力墙上的作动器对试件施加水平低周反复荷载,以研究试件的抗震性能。试验方法参照《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)^[24]执行,水平加载采用荷载-位移混合控制的加载制度,即试件屈服前采用荷载控制,试件屈服后采用位移控制,该加载制度的优势是在试验过程中划分出弹性阶段和耗能阶段,

弹性阶段耗能不明显,无需多圈循环加载;进入塑性阶段后试件耗能能力显现,每级荷载需多次循环以评价耗能性能。正式加载前先对试件进行预加载,预加载荷载为 ± 5 kN,以便对加载装置进行紧固,保证加载装置与试件接触良好,同时检查数据通道有无异常,仪器设备是否正常工作,并最终卸载调零,确定试验系统工作状态良好后进行正式加载。

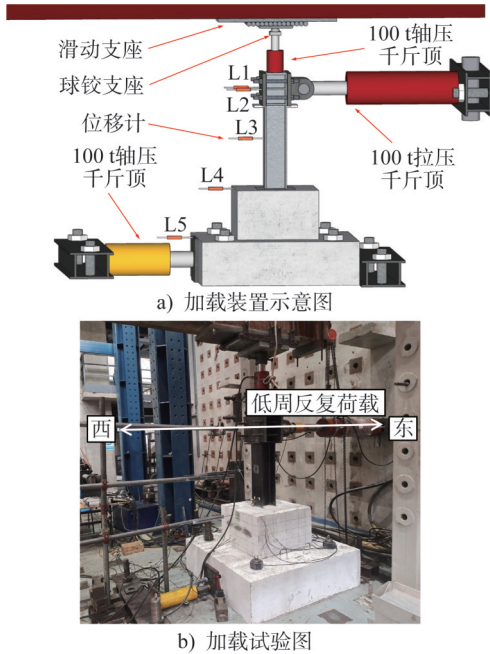


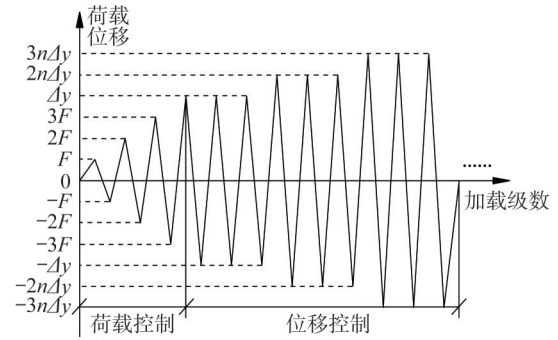
图3 加载装置

Fig. 3 Loading setup

正式加载时,每级荷载增量为固定值,大小以有限元试算结果确定,取屈服荷载的0.25倍。每级加载完毕后观察试件是否有开裂并记录试验现象,每级荷载往复循环一次,直至预制杯口基础钢筋或钢柱出现塑性变形,判定结构进入屈服阶段。之后以试件屈服荷载对应的顶端位移为起点,进入位移控制阶段;若加载过程中达到有限元试算屈服点,且钢筋或钢柱应变明显低于屈服应变,则选取有限元试算屈服点为位移控制阶段起点。在位移控制阶段,每级位移取屈服位移的整数倍,每级位移加载循环3次;加载结束后标注混凝土裂缝,红色为正向加载时产生的裂缝,蓝色为负向加载时产生的裂缝。当柱顶荷载显著下降或试件无法稳定承载时,判定试件破坏;为使试件破坏现象更明显,继续加载至水平位移约40 mm时停止试验,加载制度如图4所示。

1.4 试验测量方案

试验实时监测钢柱位移、基础位移、钢柱应变与钢筋应变,测点布置如图5所示。位移计L1~L2用于监测加载点水平位移,保证两测点差值不超过当级最大位移的



注:图中 n 取1或者0.5。

图4 加载制度

Fig. 4 Loading system

10%,确保水平加载位置设置合理、钢柱无扭转;L3用于监测柱身中段水平位移,以分析钢柱变形规律;L4用于监测基础顶面水平位移,以分析基础变形;L5用于监测基础底部水平位移,以确认试件无水平滑移。对应力集中区域布设应变测点,包括钢柱外露段底端、埋入段翼缘与腹板等关键部位。

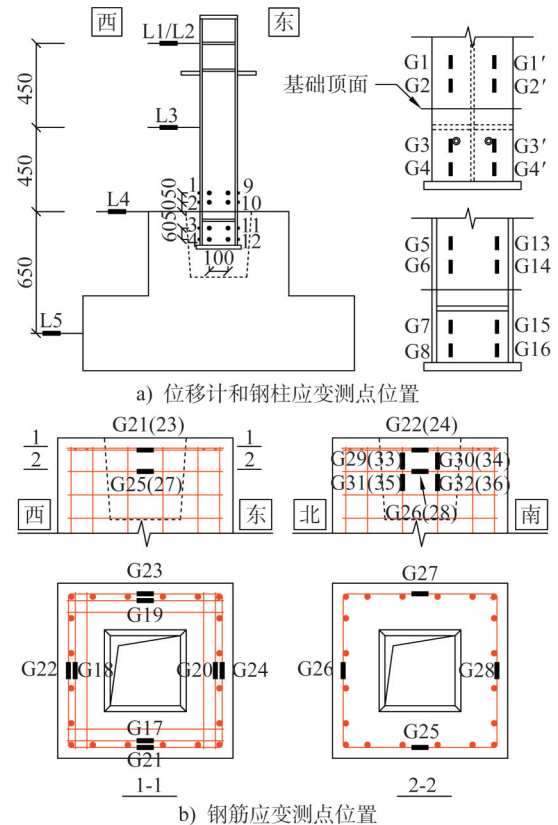


图5 测量方案

Fig. 5 Measurement scheme

应变片G1~G4、G1'~G4'用于监测翼缘受拉侧测点1~4处的应变,应变片G9~G12、G9'~G12'用于监测翼缘受压侧测点9~12处的应变,每一测点应变片对称布

置,测点应变取两个应变片测量值的平均值;G5~G8、G13~G16用于监测腹板的应变;G17~G20用于监测顶部钢筋网的应变;G21~G28用于监测箍筋的应变;G29~G36用于监测加载侧纵筋的应变。

2 试验结果

2.1 试验现象

两个试件在屈服之前的试验现象相似,如图6a)所示,开裂荷载均在40 kN~50 kN,此时基础顶面的二次浇筑混凝土出现平行于腹板的裂缝,这是由于混凝土抗剪能力较弱,无法承担由钢柱翼缘边缘传递来的水平力而产生裂缝。随着荷载增加,钢柱附近混凝土区域新增少许裂缝并轻微扩展,当荷载达到一定值时,两个试件均出现脆性破坏。此时,试件S1出现混凝土被压碎的声音,但是外部混凝土并未发生明显压碎现象同时钢筋应变也未发生突变或达到屈服,说明混凝土被压碎发生在埋深部分;试件S2未出现明显混凝土被压碎的声音,外部混凝土同样未发生明显压碎现象,钢筋应变同样未发生突变或达到屈服,这可能是由于新旧混凝土结合面发生分离而无法有效传递荷载,或是栓钉局部压碎混凝土导致试件发生脆性破坏,需要在后文中结合试验数据和数值模拟进一步分析。此时两试件钢柱翼缘与二次浇筑混凝土接触面轻微分离,基础顶面出现大量细裂缝与剪切裂缝,表明脆性破坏前,试件均可通过二次浇筑混凝土将剪力传递至杯口基础,但二者开裂形态差异显著,如图6b)所示。试件S1相比于试件S2在加载方向的基础面上更早出现抗弯裂缝,弱轴方向杯口基础出现较多延伸至侧面的抗拉裂缝;而试件S2相较于S1更早出现新旧混凝土结合面裂缝。由此可知:无栓钉试件(S1)可通过结合面有效传递剪力至杯口基础;有栓钉试件(S2)更多依靠结合面黏结应力抵抗弯矩,导致结合面更早开裂。

持续加载,两个试件杯口基础裂缝不断扩展并产生新裂缝,当承载力下降至峰值的85%以下时,试件丧失稳定承载能力。为了得到更为明显的破坏现象,继续加载至水平位移为40 mm左右,此时试件S1的最大裂缝宽度超过2 mm,试件S2的二次浇筑混凝土破坏严重,如图6c)所示。观察最终破坏现象发现,试件S2的杯口基础裂缝总数少于试件S1的杯口基础裂缝总数,这说明在后期加载中,由于栓钉的存在导致新旧混凝土结合面产生滑移,无法有效地将剪力传递给预制杯口基础。另外试件S2弱轴方向杯口基础抗拉裂缝不明显,而试件S1在相同位置的裂缝较为明显,进一步验证两试件破坏模式存在差异。试验结束取出钢柱后观察并发现埋深部分与混凝土整体性较好,说明腹板内混凝土可以起到支撑翼缘的作用,防止埋深部分钢柱过早屈曲。试件S2两侧栓钉最终均呈向上弯曲变形,表明循环加载中栓钉向上变

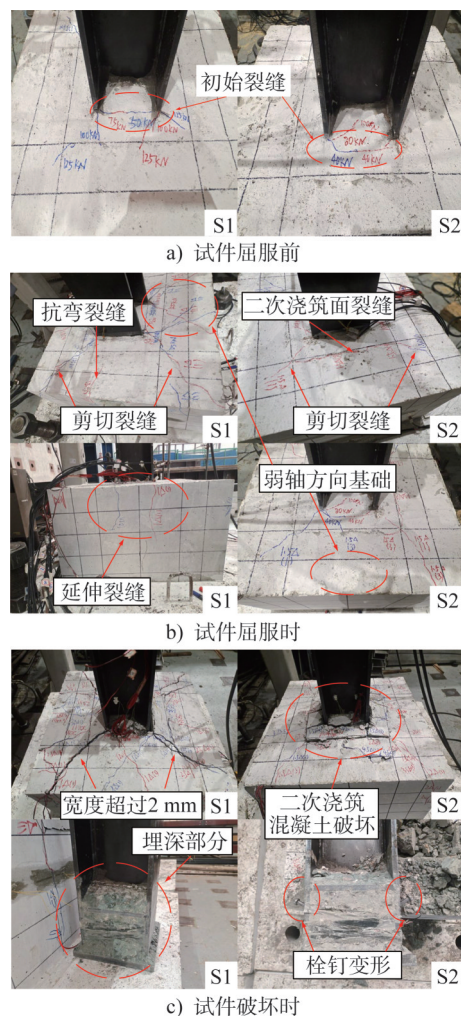


图6 试件破坏形态

Fig. 6 Failure modes of specimens

形显著大于向下变形,其主要承担向上方向的剪力。

2.2 滞回曲线和骨架曲线

试件S1和S2在加载点处的水平荷载-位移曲线如图7所示,两试件的骨架曲线如图8所示。从图7可以看出,两试件曲线均在原点附近出现“捏拢”现象,这是由于混凝土产生了塑形残余变形,埋深部位的钢柱与二次浇筑混凝土产生了间隙,当加载位移较小时,钢柱未能与二次浇筑混凝土主要受力部位接触,无法将荷载有效传递给混凝土。在位移加载阶段,各级加载的第一次滞回环明显比第二次和第三次的滞回环饱满,说明试件耗能能力在逐渐减弱,混凝土破坏和新旧混凝土结合面滑移越来越明显,随着二次浇筑混凝土损伤加剧,基础对钢柱约束减弱,钢柱“松动”现象越来越明显,这是导致荷载-位移曲线后期“捏缩”现象越来越明显的原因。两试件均存在脆性破坏点,破坏主要集中于混凝土及新旧混凝土结合面,与试验现象一致。相较于试件S1,试件S2的滞回曲线更饱满,原因在于栓钉增强了钢柱与

二次浇筑混凝土的整体性,栓钉变形提升了试件的耗能能力。当试件S2发生脆性破坏后,滞回环仍呈现出较为饱满的状态,即加载刚度和卸载刚度变化较为平缓,这同样说明设置栓钉可以增加钢柱与二次浇筑混凝土的整体性。

从图8中可以看出,试件S2的极限承载力略高于S1的极限承载力,但试件S1破坏前刚度要高于试件S2破坏前刚度,原因是栓钉提供了抵抗力的同时削弱了新旧混凝土结合面的黏结力,这说明两种试件的受力模式不同,将在后续章节结合数值模拟做进一步分析。

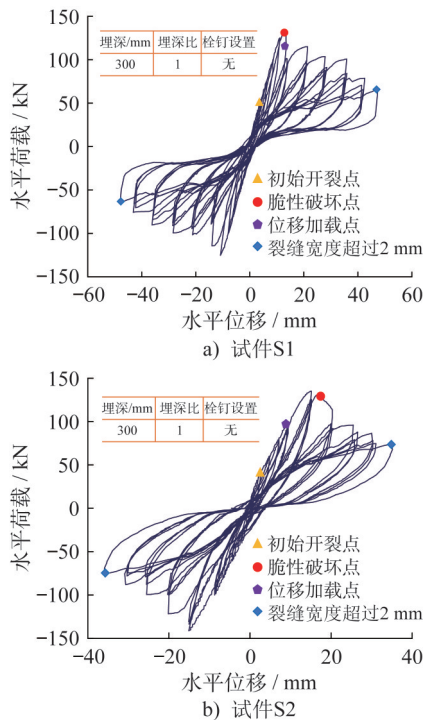


图7 各试件荷载-位移曲线

Fig. 7 Load-displacement curves of specimens

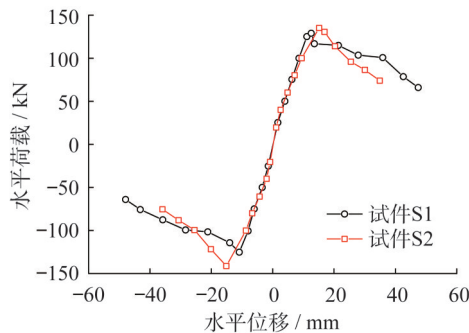


图8 各试件骨架曲线

Fig. 8 Skeleton curves of specimens

2.3 力学性能评估

除了定性分析荷载-位移曲线和骨架曲线之外,定量

分析能更好地评估结构的力学性能,基本力学性能指标包括:屈服前刚度 K (后简称为刚度),屈服荷载 F_y ,极限荷载 F_u 以及延性系数 μ ^[25],延性系数是评价试件延性的参数,延性系数越大说明试件的延性越好。刚度 K 和延性系数 μ 的计算式见式(1)和式(2),其中 Δ_y 为屈服位移, Δ_u 为失效位移。

$$K = \frac{F_y}{\Delta_y} \quad (1)$$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$

需要说明的是,在加载阶段两个试件的首次屈服点位置不明显,位移控制加载起点是通过试验现象或根据有限元试算结果确定的,由于两个试件破坏模式不同,屈服点确定方法缺少统一性,因此本节采用折减刚度等效弹塑性屈服法^[25]确定屈服点,对于无法确定首次屈服点的试件,该方法仅依据极限荷载 F_u 即可确定试件的屈服位移。具体方法如下:在骨架曲线上找到最高点C,其对应的荷载值为 F_u ,找到荷载值 $0.75F_u$ 对应的点A并与原点O相连,过C点做 x 轴的平行线与直线OA交于点E,点E对应的位移即为屈服位移 Δ_y ,最后在骨架曲线上找到屈服点B,其对应的荷载即为 F_y ,在C点之后找到荷载值为 $0.85F_u$ 的点D,其位移值即为失效位移 Δ_u ,表3汇总了两个试件骨架曲线的特征值。

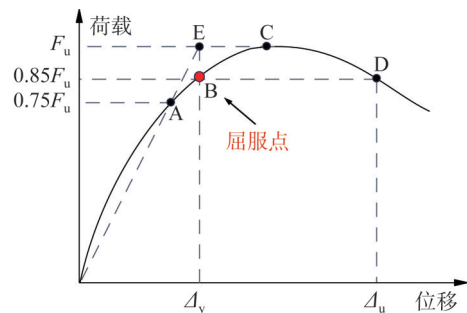


图9 折减刚度等效弹塑性屈服法

Fig. 9 Reduced stiffness equivalent elasto-plastic yield method

表3 骨架曲线特征值

Table 3 Characteristic values of the skeleton curves

试件 编号	加载 方向	$K /$ ($\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$)	F_y / kN	F_u / kN	Δ_y / mm	Δ_u / mm	μ
S1	正向	11.25	123.99	129.02	11.02	24.45	2.22
	反向	11.78	-117.70	-125.27	-9.99	-18.47	1.85
S2	正向	9.40	121.08	135.10	12.87	20.11	1.56
	反向	9.88	-126.69	-141.34	-12.82	-20.53	1.60

从结果可以发现,同一试件正负向刚度差值小于5%,且负向刚度略大于正向刚度,这是由于每级加载均由正向开始,当卸载完全后,试件产生正向残余变形,因此负向加载至位移归零时,负向荷载已大于零,而当负向荷载达到与正向荷载相同时,负向位移小于正向位移,表现为负向刚度略大于正向刚度。试件S1的正负向刚度的平均值比试件S2的正负向刚度的平均值高19.7%,但试件S1的极限承载力平均比试件S2的极限承载力低8%,说明栓钉可提升极限承载力,却因引发结合面过早滑移或混凝土局部被压碎,试件的刚度降低。试件S2的延性系数低于试件S1的延性系数,说明试件S1的延性更好,原因在于试件S1为基础开裂破坏,基础钢筋延性较好,提升了试件的延性;试件S2为结合面滑移或栓钉压碎混凝土的脆性破坏,延性较差。试件S2正负方向的屈服位移、失效位移、延性系数相差较小,均相差不到3%,而试件S1正负方向屈服位移相差9.2%、失效位移相差24.4%、延性系数相差16.7%,均相差较大,这是由于试件S1的正向极限荷载点即为脆性破坏点,而负向极限荷载点位于脆性破坏点之前,脆性破坏后试件负向荷载显著降低,导致负向延性系数偏低,而试件S2的正负方向极限荷载点均出现在脆性破坏点之前,且脆性破坏点位移与极限荷载点位移相差较小,因此正负方向的屈服位移、失效位移、延性系数相差不明显。

2.4 刚度退化、强度退化和能量耗散

试件的割线刚度可以反映试件抵抗变形能力的大小,试件屈服后,随着塑性损伤的增加试件的割线刚度会逐渐降低,割线刚度降低的趋势越快表明试件塑性损伤累积得越快,试件抵抗变形的能力降低越快。定义 K_j 为第 j 级位移加载第一次循环的割线刚度,其计算式见式(3),其中 F_j^+ 、 Δ_j^+ 为第 j 级位移加载第一次循环正向峰值点的荷载及位移, F_j^- 、 Δ_j^- 为第 j 级位移加载第一次循环负向峰值点的荷载及位移。为统一度量,横坐标取正负位移绝对值的平均数 Δ 与屈服位移 Δ_y 的比值,纵坐标为 K_j 与刚度 K 的比值,刚度退化曲线如图10所示。

$$K_j = \frac{|F_j^+| + |F_j^-|}{|\Delta_j^+| + |\Delta_j^-|} \quad (3)$$

强度退化系数是指同级位移加载下,后一圈循环峰值荷载与前一圈循环峰值荷载的比值,描述了试件抵抗循环荷载的能力,强度退化系数越大表示试件抵抗循环荷载能力越强,由于同级位移加载下,不同循环次数峰值位移相差较小,试件强度退化趋势与割线刚度退化趋势一致,因此本文用割线刚度退化率 λ_j^i 代替强度退化系数,其计算式见式(4),其中 K_j^i 表示第 j 级位移加载中第 i 次循环的割线刚度,计算结果如图11所示。

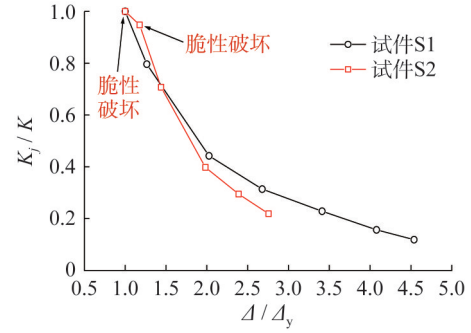


图10 各试件刚度退化曲线

Fig. 10 Stiffness degradation curves of specimens

$$\lambda_j^i = \frac{K_j^i}{K_j^{i-1}} \quad (4)$$

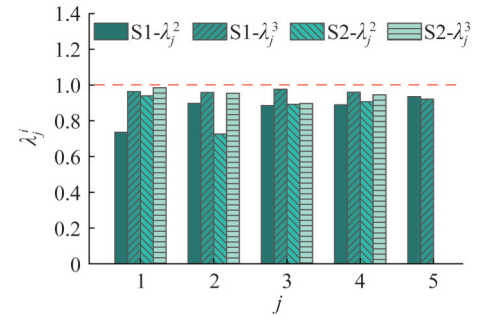


图11 割线刚度退化率

Fig. 11 Secant stiffness degradation rate

能量耗散是指试件将地震输入的动能转化为塑性应变能即内能的过程,因此塑性越好的试件能量耗散能力越强,能量耗散能力是评价试件抗震性能的重要指标之一。能量耗散能力可以通过能量耗散系数 E 反映,能量耗散系数越大,说明试件耗能能力越好。其计算式见式(5),计算示意图如图12所示,其中 $S_{(ABC+CDA)}$ 是指滞回曲线包围的面积即试件耗能能量 W , $S_{(OBE+ODF)}$ 是指三角形OBE与ODF的面积之和,计算结果如图13所示,耗能能量用柱状图表示,能量耗散系数用柱状图上方的数字表示。

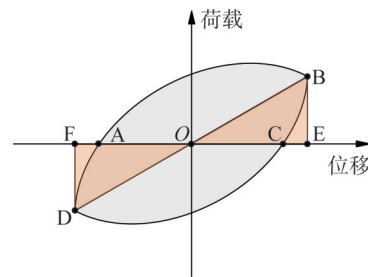


图12 能量耗散系数计算简图

Fig. 12 Energy dissipation coefficient calculation diagram

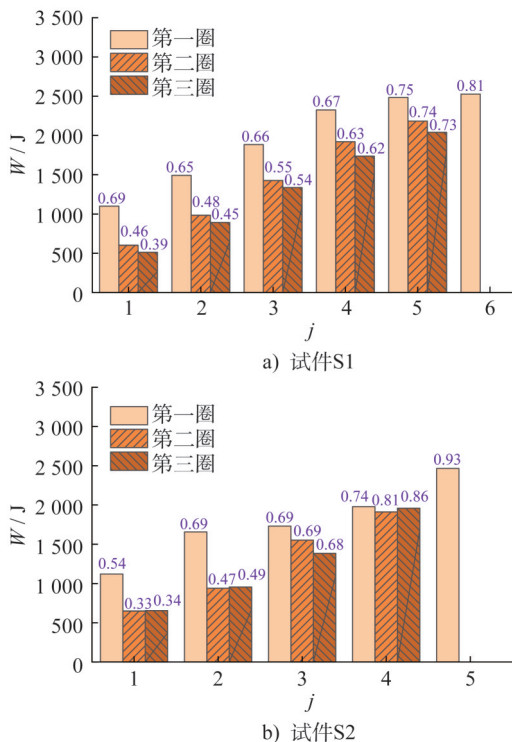


图13 各试件的能量耗散

Fig. 13 Energy dissipation of specimens

$$E = \frac{S_{(ABC+CDA)}}{S_{(OBE+ODF)}} \quad (5)$$

从图10可以看出,两个试件后期割线刚度退化趋于平缓,试件S2在脆性破坏前刚度退化缓慢,破坏后退化加速,说明脆性破坏会加剧刚度的退化趋势。试件S2前期刚度退化速度慢于试件S1的刚度退化速度而后期相反,说明试件S2的延性弱于试件S1,与延性系数分析结论一致。从图11中可以看出,两个试件刚度退化率的变化趋势相差不明显,在同一级位移加载下,第二圈强度退化大于第三圈强度退化,即强度退化效果在第二次循环最明显,另外还发现退化效果会随着加载级数的增加而降低。由于混凝土属于脆性材料,其应力-应变曲线的割线模量随应变增加而不断减小,当试件屈服后,随着加载位移不断增加,混凝土应变不断提高,混凝土材料的割线模量也不断降低,表现为试件的刚度不断下降,即发生刚度退化现象。而在循环加载作用下,混凝土损伤不断增加,同级位移加载下第二圈加载时混凝土的损伤高于第一圈加载时混凝土的损伤,导致试件表现出强度退化现象。从图13中可以看出,同级加载下,两个试件第一圈耗能能量均高于第二圈和第三圈耗能能量,单圈耗能能量随着加载级数增加而增加,但试件S2的耗能增量相较试件S1的耗能增量少,由其循环位移增量较小所致。两个试件的能量耗散系数也随着加载级数增加而增加,在后期加载中,试件S2第二圈和第三圈

的能量耗散系数相较于第一圈的能量耗散系数无明显降低甚至升高,而试件S1第二圈和第三圈的能量耗散系数相较于第一圈的能量耗散系数均有所降低,这说明增加栓钉可以提高试件同级加载下第二圈和第三圈的耗能能力。

2.5 应变结果分析

为了清晰展示应变分布,选用具有代表性时间点的应变数值进行分析,本文选用屈服点前两级循环的正向峰值点,以及屈服点后至试件失效期间每级加载的第一圈正向峰值点为代表分析应变分布,并将工程应变转化为真实应变,如图14所示,图中受压区为翼缘的受压侧,受拉区为翼缘的受拉侧。

从钢柱应变来看,同一试件受压翼缘和受拉翼缘应变随高度变化的趋势相似,但是相同高度的受压翼缘应变普遍大于受拉翼缘应变,两个试件的钢柱在加载过程中均未发生屈服,应变较大的部位位于测点2和测点10,即钢柱外露段底端翼缘位置。从钢筋应变来看,两个试件的应变变化趋势相似,但是试件S2的钢筋应变整体小于试件S1的钢筋应变,因为栓钉承担了一部分荷载,同时削弱了新旧混凝土结合面的连接性能,新旧混凝土结合面产生滑移使钢柱的荷载不能有效传递给预制杯口基础,钢筋应变减小,这与试验破坏现象相吻合。两试件应力集中区域均位于焊接钢筋网与首层箍筋处,试件S2在加载过程中钢筋均未达到屈服应变,试件S1钢筋虽在第五次循环中达到屈服,但承载力最高时钢筋并未屈服,而纵筋应变显著低于箍筋应变,说明杯口基础配筋合理。

由此可知,试件的破坏主要发生在埋深部位,由于试验观测的局限性,无法直接对埋深部位进行观测,不能确定内部破坏机理,并且应变监测具有离散性,无法观测试件整体的应力分布,因此需要结合有限元模拟做进一步研究。

3 有限元模拟

3.1 有限元建模方法

采用ABAQUS有限元软件对预制杯口基础的插入式H型钢柱脚进行建模,建模方法如图15所示。试件模型由钢柱、栓钉、钢筋、预制杯口基础、二次浇筑混凝土、刚体加载板几个部位组成,钢筋采用T3D2桁架单元模拟,并使用嵌入约束固定在混凝土中,能够有效模拟钢筋和混凝土的协同受力过程。其余部件均采用C3D8R实体单元模拟,该单元采用缩减积分方法,在保证计算精度的同时大大减少了计算成本,且避免了完全积分单元的“剪切自锁”问题。

考虑计算成本与网格敏感性,对关键构件(钢柱、二

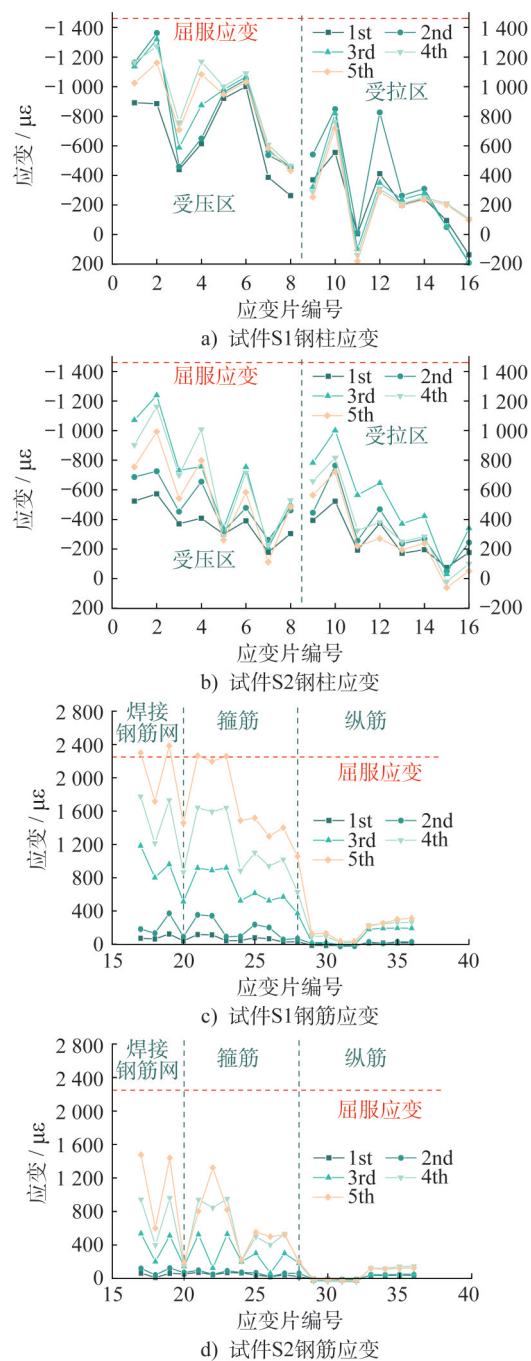


图14 各试件应变分布

Fig. 14 Strain distribution of specimens

次浇筑混凝土、预制杯口基础)开展网格尺寸敏感性分析,网格尺寸划分方案汇总在表4中,网格敏感性分析结果如图16所示。

当钢柱网格小于40 mm,二次浇筑混凝土网格小于30 mm,预制杯口基础网格小于50 mm时,有限元模拟结果趋于稳定,因此本文选用方案4的网格划分方式。

钢材材料本构选用双线性模型,即钢材屈服前后应力-应变关系均呈线性变化,屈服后刚度简化为固定值,按照经验取为弹性模量的1%^[26],如图17所示,材料参数

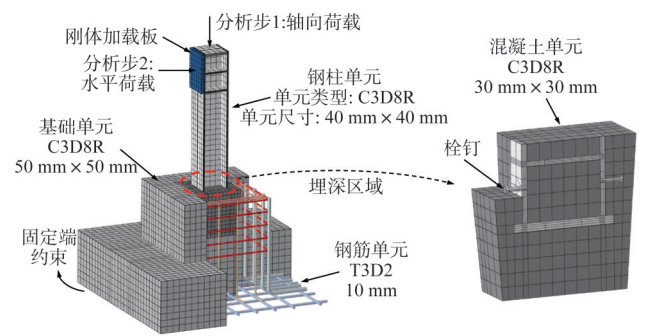


图15 有限元模型

Fig. 15 Finite element model

表4 网格尺寸划分方案

Table 4 Mesh size division schemes

方案编号	网格尺寸/mm		
	钢柱	二次浇筑混凝土	预制杯口基础
1	50	40	50
2	40	40	50
3	30	40	50
4	40	30	50
5	40	20	50
6	40	30	40

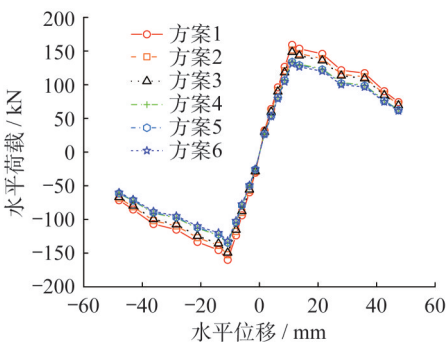


图16 网格敏感性分析结果

Fig. 16 The results of mesh sensitivity analysis

均参考表2的材性试验结果;混凝土采用混凝土塑性损伤模型(CDP模型),该模型通过设置损伤因子,可以有效模拟混凝土的损伤过程,本构参数结合材性试验结果按照《混凝土结构设计标准》(GB/T 50010—2010)^[27]附录C的方法进行取值,混凝土损伤参数计算方法参考张田等^[28]的研究结果,该计算方法能够有效模拟混凝土在循环荷载作用下的力学行为。

各构件接触面采用面面接触,为了更好地模拟新旧混凝土之间的黏结性质,二次混凝土和杯口基础之间设置黏性行为 and 损伤行为,本构关系采用粘聚力模型,如图18所示,模型的法向和切向刚度分别取 $100 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^{-1}$

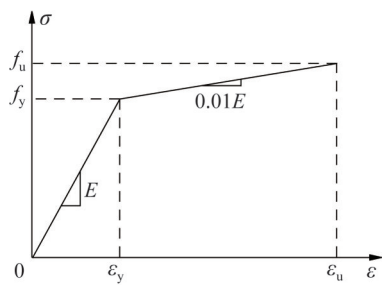
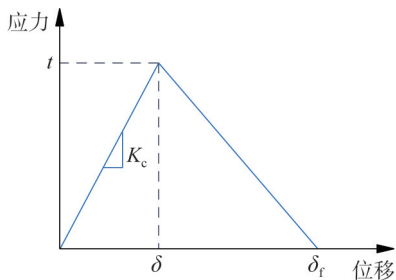


图 17 钢筋本构关系

Fig. 17 Constitutive relationship of steel reinforcement

和 $10\text{ MPa}\cdot\text{mm}^{-1}$, 法向和切向最大应力均取 1 MPa , 混凝土抗拉强度为 2.3 MPa , 切向和法向初始损伤位移分别为 0.01 mm 和 0.23 mm , 损伤演化选用线性位移软化且塑性位移取 1 mm , 稳定性黏性系数取 $0.005^{[29]}$ 。钢柱与二次浇筑混凝土接触面法向定义为“硬”接触, 切向采用“罚”函数, 系数取 0.4 。栓钉嵌入到二次浇筑混凝土中, 为了更好地贴合试验加载过程, 柱顶水平荷载通过加载板传递给钢柱, 对加载板施加刚体约束, 并设置加载板与钢柱接触面切向不产生滑移、法向不发生分离。



注: 图中 t 为牵引应力; δ 为分离间隙。

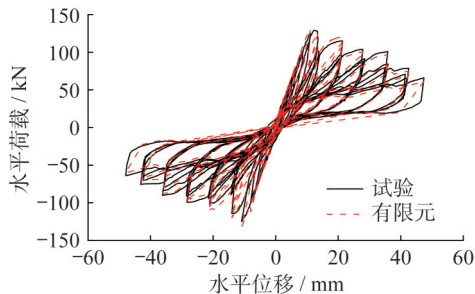
图 18 粘聚力模型

Fig. 18 Cohesive model

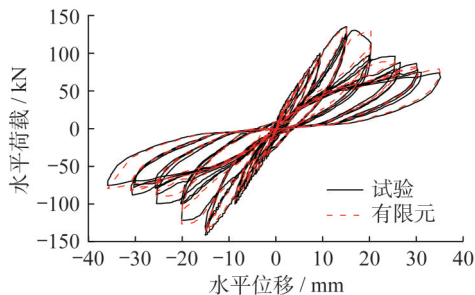
3.2 有限元模型验证

从荷载-位移曲线、破坏形态、骨架曲线特征值三方面对比试验与有限元结果, 以验证模型的合理性。骨架曲线特征值选刚度 K 、屈服荷载 F_y 、极限荷载 F_u 进行对比。荷载-位移曲线对比如图 19 所示, 破坏形态对比如图 20 所示, 骨架曲线特征值对比见表 5。

从荷载-位移曲线对比来看, 有限元模拟结果较好; 从破坏模式对比结果来看, 试件 S1 有限元模型能够很好地模拟出腹板裂缝和剪切裂缝, 破坏形态与试验一致, 试件 S2 有限元模型能够模拟出新旧混凝土结合面的滑移现象, 同时相较于试件 S1, 试件 S2 的预制杯口基础破坏程度低, 这与试验现象相吻合; 从骨架曲线特征值对比结果来看, 有限元模拟结果与试验结果最大误差不超过 10% , 在误差允许范围内。综上, 有限元模拟结果与试验结果吻合较好, 验证了有限元模型的可靠性。



a) 试件 S1



b) 试件 S2

图 19 各试件荷载-位移曲线对比

Fig. 19 Comparison of load-displacement curves of specimens

表 5 骨架曲线特征值对比

Table 5 Comparison of skeleton curve characteristic values

名称	加载方向	$K/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	F_y/kN	F_u/kN
S1 试验	正向	11.25	123.99	129.02
	负向	11.78	-117.70	-125.27
S1 有限元	正向	12.14	120.54	127.43
	负向	11.81	-119.47	-126.82
S2 试验	正向	9.40	121.08	135.10
	负向	9.88	-126.69	-141.34
S2 有限元	正向	9.11	119.81	132.56
	负向	8.95	117.49	-130.41

3.3 破坏过程

通过有限元模拟对埋深部位的破坏过程进行观测, 由于试验过程中钢柱应变均未达到屈服应变, 所以本节重点观测混凝土的损伤情况, 如图 21 所示。

现行《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[18]中插入式柱脚设计仅考虑侧向混凝土抗剪与抗弯, 但从试件 S1 的破坏过程来看, 受压区底板外伸下方混凝土最先出现严重损伤, 这说明除了侧向混凝土参与弯矩抵抗外, 钢柱底板同样参与了弯矩抵抗。随着水平荷载的增加, 侧向混凝土也开始出现较大损伤。从试件 S2 的破坏过程来看, 栓钉下方混凝土最先严重损伤, 表明轴力除由底板传递外, 部分由栓钉传至二次浇筑混凝土。对比两个试件最后的破坏现象, 由于底板的撬动, 试件 S1 钢柱受拉

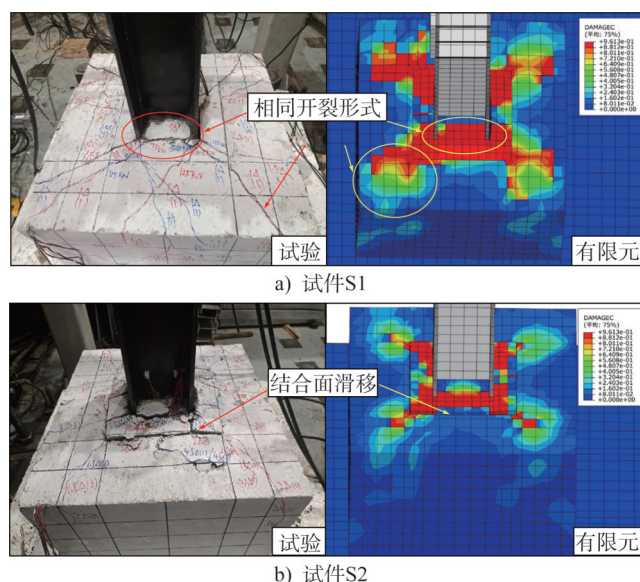


图20 各试件破坏模式对比

Fig. 20 Comparison of failure modes of specimens

侧翼缘与混凝土接触面发生分离,新旧混凝土结合面法向始终处于贴紧状态,而试件S2由于设置栓钉提高了钢柱和二次混凝土的整体性,新旧混凝土结合面法向过早开裂,结合面的连接性能减弱,这同样解释了试件S2刚度小于试件S1刚度的原因。

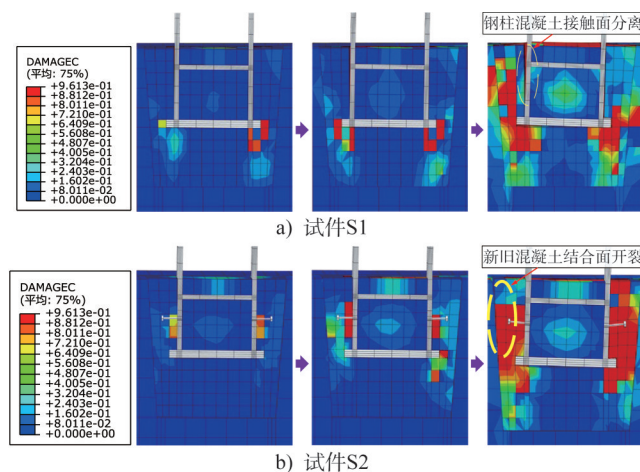


图21 各试件破坏过程

Fig. 21 Failure process of specimens

4 结论

本文通过试验与有限元模拟相结合的方法对插入式H型钢柱脚的抗震性能进行了研究,得出了以下结论:

(1) 对未设置栓钉的试件S1和设置栓钉的试件S2进行了拟静力试验研究,结果发现两种试件破坏现象有显著差别:试件S1最终破坏现象为二次浇筑混凝土和预制杯口基础出现明显的剪切裂缝,试件S2的破坏现象为新旧混凝土结合面开裂且二次浇筑混凝土破坏严重。

(2) 对两个试件的力学性能和抗震性能进行了对比分析,结果发现:试件S1的正负向刚度的平均值比试件S2正负向刚度的平均值高19.7%,但试件S1的极限承载力平均比试件S2的极限承载力低8%,这表明对于埋深比为1的试件来说,设置栓钉可以提高试件极限承载力但是会降低试件刚度,原因在于受拉区栓钉引发新旧混凝土结合面过早开裂,削弱荷载传递效率。设置栓钉会导致试件延性有所降低,但可以提高试件的耗能能力。

(3) 通过有限元模拟观测埋深部位的混凝土破坏过程,解释了试件S2新旧混凝土交界面发生滑移而试件S1未发生此现象的原因:由于钢柱受拉侧底板撬动,试件S1新旧混凝土结合面始终处于贴紧状态;试件S2受拉侧的栓钉增强了钢柱和二次浇筑混凝土的整体性,新旧混凝土结合面所受法向拉力较大、黏结力较弱,导致结合面发生开裂。

(4) 传统插入式柱脚设计中,若设置栓钉,需考虑新旧混凝土结合面抗拉能力较弱的问题,建议采用预埋件等措施,加固第一排栓钉高度以上的结合面区域,提高抗拉性能,避免结合面过早出现滑移。

参考文献:

- [1] 胡卫中, 杨维国, 王萌, 等. 低埋深比插入式柱脚抗震性能试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2021, 53(10): 101-111. DOI:10.11918/202009104.
- HU Weizhong, YANG Weiguo, WANG Meng, et al. Experiment on seismic behavior of embedded column base with low embedment ratio[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2021, 53(10): 101-111. DOI: 10.11918/202009104. (in Chinese)
- [2] 穆建伟. 煤气化框架结构插入式柱脚转换节点抗震性能研究[D]. 天津: 天津大学, 2017.
- MU Jianwei. Seismic behavior study on the embedded steel-concrete connections in gasification frame [D]. Tianjin: Tianjin University, 2017. (in Chinese)
- [3] 但泽义. 钢柱脚与混凝土基础刚接连接设计方法探讨[C]//中国钢协结构稳定与疲劳分会第12届(ASSF-2010)学术交流暨教学研讨会论文集. 北京:《工业建筑》杂志社, 2010.
- DAN Zeyi. Approached to designing of fully restrained moment connections between steel column and concrete foundation [C]// Proceedings of the 12th Academic Exchange and Teaching Seminar of the Structural Stability and Fatigue Branch of the China Iron and Steel Association (ASSF-2010). Beijing: Industrial Construction Magazine Agency, 2010. (in Chinese)
- [4] 董凯, 刘继周. 插入式钢柱施工技术在超高层钢混结构施工中的应用[C]//2013年全国钢结构技术学术交流会论文集. 北京:《工业建筑》杂志社, 2013.
- DONG Kai, LIU Jizhou. Embedded steel column construction

- technology in the application of tall steel structure [C]// Proceedings of the 2013 National Steel Structure Technology Academic Exchange Conference. Beijing: Industrial Construction Magazine Agency, 2013. (in Chinese)
- [5] 葛继平, 赖路奇, 王志刚. 改进承插式连接桥墩与承台的承插深度分析[J]. 中外公路, 2023, 43(2): 74-79. DOI: 10.14048/j.issn.1671-2579.2023.02.013.
- GE Jiping, LAI Luqi, WANG Zhigang. Analysis of socket depth between bridge pier and cap with improved socket connection[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2023, 43(2): 74-79. DOI: 10.14048/j.issn.1671-2579.2023.02.013. (in Chinese)
- [6] 刘朵, 李航, 熊辉, 等. 波纹钢管约束承插式拼装桥墩抗震性能研究[J]. 中国公路学报, 2023, 36(6): 123-131. DOI: 10.19721/j.cnki.1001-7372.2023.06.011.
- LIU Duo, LI Hang, XIONG Hui, et al. Seismic performance of precast socket piers confined with corrugated steel pipe [J]. China Journal of Highway and Transport, 2023, 36(6): 123-131. DOI: 10.19721/j.cnki.1001-7372.2023.06.011. (in Chinese)
- [7] 徐艳, 曾增, 葛继平, 等. 承插式预制拼装桥墩的最小合理承插深度[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2019, 47(12): 1706-1711. DOI: 10.11908/j.issn.0253-374x.2019.12.003.
- XU Yan, ZENG Zeng, GE Jiping, et al. Minimum reasonable socket depth of precast pier-footing with socket connection [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2019, 47(12): 1706-1711. DOI: 10.11908/j.issn.0253-374x.2019.12.003. (in Chinese)
- [8] 何岸, 郑敦聪, 蔡健, 等. 预制混凝土柱-基础承插式连接构件抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(12): 110-121. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2022.0571.
- HE An, ZHENG Duncong, CAI Jian, et al. Seismic performance of socket connection between precast concrete column and foundation [J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(12): 110-121. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2022.0571. (in Chinese)
- [9] ZHANG G D, HAN Q, XU K, et al. Parameter analysis and design on socket CFST column-cap beam joint with UHPC grouted connection [J]. Engineering Structures, 2023, 292: 116528. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116528.
- [10] ZHANG G D, HAN Q, XU K, et al. Experimental investigation of seismic behavior of UHPC-filled socket precast bridge column-foundation connection with shear keys [J]. Engineering Structures, 2021, 228: 111527. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111527.
- [11] HAN Q, SU S B, ZHANG G D, et al. Stiffness evaluation of UHPC-filled socket column-foundation joints: Numerical investigation and analytical model [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2023, 172: 108040. DOI: 10.1016/j.soildyn.2023.108040.
- [12] CANHA R M F, EBELING E B, DE CRESCE EL DEBS A L H, et al. Analysing the base of precast column in socket foundations with smooth interfaces [J]. Materials and Structures, 2009, 42(6): 725-737. DOI: 10.1617/s11527-008-9416-4.
- [13] GERMANO F, TIBERTI G, PLIZZARI G, et al. Experimental behavior of precast HSFRC columns in steel socket foundation under cyclic loads [J]. Engineering Structures, 2015, 102: 230-248. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.07.052.
- [14] MOHEBBI A, SAHIDI M S, ITANI A M. Shake table studies and analysis of a precast two-column bent with advanced materials and pocket connections [J]. Journal of Bridge Engineering, 2018, 23(7): 04018046. DOI: 10.1061/(asce)be.1943-5592.0001247.
- [15] SI X L, WEN J N, ZHANG G D, et al. Seismic performance of precast double-column pier with UHPC-filled socket connections [J]. Engineering Structures, 2023, 285: 115618. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.115618.
- [16] CHENG Z, LIU D, LI S, et al. Performance characterization and design recommendations of socket connections for precast columns [J]. Engineering Structures, 2021, 242: 112537. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112537.
- [17] EL-NAQEEB M H, HASSANLI R, ZHUGE Y, et al. Numerical investigation on the behaviour of socket connections in GFRP-reinforced precast concrete [J]. Engineering Structures, 2024, 303: 117489. DOI: 10.1016/j.engstruct.2024.117489.
- [18] GB 50017—2017 钢结构设计标准[S].
GB 50017—2017 Standard for design of steel structures[S]. (in Chinese)
- [19] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings[S]. (in Chinese)
- [20] GB 50191—2012 构筑物抗震设计规范[S].
GB 50191—2012 Code for seismic design of special structures[S]. (in Chinese)
- [21] GB/T 10433—2002 电弧螺柱焊用圆柱头焊钉[S].
GB/T 10433—2002 Cheese head studs for arc stud welding[S]. (in Chinese)
- [22] GB/T 50081—2019 混凝土物理力学性能试验方法标准[S].
GB/T 50081—2019 Standard for test methods of concrete physical and mechanical properties[S]. (in Chinese)
- [23] GB/T 228.1—2021 金属材料 拉伸试验 第1部分: 室温试验方法[S].
GB/T 228.1—2021 Metallic materials—Tensile testing: Part 1: Method of test at room temperature[S]. (in Chinese)
- [24] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S].
JGJ/T 101—2015 Specification for seismic test of buildings[S]. (in Chinese)
- [25] PARK R. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing [J]. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 1989, 22(3):

- 155-166. DOI:10.5459/bnzsee.22.3.155-166.
- [26] BRUNESI E, NASCIMBENE R, RASSATI G A. Response of partially-restrained bolted beam-to-column connections under cyclic loads[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 97: 24-38. DOI: 10.1016/j.jcsr.2014.01.014.
- [27] GB/T 50010—2010 混凝土结构设计标准[S].
GB/T 50010—2010 Code for design of concrete structures[S]. (in Chinese)
- [28] ZHANG T, LI X Q, HOU Z M, et al. An improved damage plastic model for RC structure FE modelling under cyclic loading conditions[J]. Engineering Structures, 2025, 322: 119135. DOI:10.1016/j.engstruct.2024.119135.
- [29] 周剑. 预制混凝土空心模剪力墙应用技术研究[D]. 北京: 清华大学, 2015.
ZHOU Jian. Study on the application technology of shear walls with precast concrete hollow moulds [D]. Beijing: Tsinghua University, 2015. (in Chinese)

(上接第 61 页)

- [23] PARK R. State of the art report ductility evaluation from laboratory and analytical testing[C]//Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo: [s.n.], 1988.
- [24] EN1993-1-3 Eurocode 3: Design of steel structures—Part 1-3: General rules—Supplementary rules for cold formed members and sheeting[S].
- [25] T/CECS 719—2020 部分包覆钢-混凝土组合结构技术规程[S]. T/CECS 719—2020 Technical specification for partially-encased composite structures of steel and concrete[S]. (in Chinese)