欧智菁,江佳新,程郑杰,等.UHPC壳局部增强混凝土组合桥墩恢复力模型计算方法研究[J].地震工程学报,2027,49(1):41-50.DOI:10.20000/j.1000-0844.20250320001

Ou Zhijing,Jiang Jiaxin,Cheng Zhengjie,et al.Calculation method of restoring force model for concrete composite piers locally reinforced with UHPC shell[J].China Earthquake Engineering Journal,2027,49(1):41-50.DOI:10.20000/j.1000-0844.20250320001

# UHPC壳局部增强混凝土组合桥墩恢复力模型计算方法研究

欧智菁[1,2],江佳新[1],程郑杰[1],曹 磊[1],林翰钦[1]

(1.福建理工大学 福建省土木工程新技术与信息化重点实验室,福建 福州 350118;
2.福建理工大学 土木工程学院,福建 福州 350118.)

**摘要**:为探究超高性能混凝土(UHPC)外壳局部增强混凝土组合桥墩的抗震性能与恢复力模型,设计并制作3组不同UHPC外壳高度比的组合桥墩试件,同时设置1根普通钢筋混凝土(RC)桥墩作为对照试件,完成拟静力试验;依托ABAQUS构建精细化数值模型,系统开展UHPC外壳高度比、轴压比等关键参数进行数值分析。结果表明:UHPC增强组合桥墩滞回环饱满,整体抗震性能优异;相较传统RC桥墩,试件水平承载能力与滞回耗能能力均得到显著提升。且随UHPC壳高度占比增大,桥墩弹性抗侧刚度与水平峰值荷载同步提高,有限元模拟结果与试验滞回响应吻合度良好;同时可知,轴压比、UHPC壳高度比、墩柱长细比及UHPC基体强度是决定该类组合桥墩抗震性能的核心影响参数。在此基础上,参考现有RC墩柱骨架曲线理论计算体系,结合试验数据回归拟合得到组合桥墩骨架曲线特征点定量计算公式,并进一步建立适用于UHPC局部增强组合桥墩的恢复力模型。经验证,该恢复力模型计算所得滞回曲线与实测曲线匹配精度高、普适性强,可为同类新型组合桥墩的抗震性能优化及实际工程设计提供理论依据与分析参考。

**关键词**:超高性能混凝土;组合桥墩;拟静力试验;有限元模拟;恢复力模型

**中图分类号**:U443.22 **文献标志码**:A **文章编号**:1000-0844(2027)01-0041-10

DOI:10.20000/j.1000-0844.20250320001

# Calculation method of restoring force model for concrete composite piers locally reinforced with UHPC shell

Ou Zhijing[1,2], Jiang Jiaxin[1], Cheng Zhengjie[1], Cao Lei[1], Lin Hanqin[1]

(*1. Fujian Provincial Key Laboratory of Advanced Technology and Informatization in Civil Engineering, Fujian University of Technology, Fuzhou 350118, Fujian, China;*
*2. School of Civil Engineering, Fujian University of Technology, Fuzhou 350118, Fujian, China*)

**Abstract**: To investigate the seismic performance of concrete composite piers locally reinforced with

**收稿日期**:2025-03-20

**基金项目**:福建省自然科学基金项目(2022J01929)

**第一作者简介**:欧智菁(1975-),女,博士,教授,研究方向为桥梁工程。E-mail:42347271@qq.com。

**通信作者**:江佳新(2000-),男,硕士研究生,研究方向为桥梁工程。E-mail:1136501761@qq.com。

ultra-high performance concrete (UHPC) shells and develop their restoring force model, three composite pier specimens with different UHPC shell height ratios and one reinforced concrete (RC) reference specimen were designed and fabricated. Quasi-static tests were conducted, and a finite element model was established using ABAQUS to analyze the effects of key parameters, including UHPC shell height ratio and axial compression ratio. The results indicate that the composite piers exhibit full hysteretic loops and superior seismic performance. Compared with the RC piers, the composite piers show significantly improved horizontal bearing capacity and energy dissipation capacity. In addition, both elastic stiffness and peak horizontal load increase with increasing UHPC shell height. The finite element simulations agree well with the experimental results and identify axial compression ratio, UHPC shell height ratio, slenderness ratio, and UHPC strength as key factors affecting seismic performance. Based on the framework for calculating the skeleton curves of RC columns, a method for determining the characteristic skeleton-curve parameters of composite piers is proposed through regression analysis, and the corresponding restoring force model is developed. The hysteretic curves calculated using the proposed model agree well with the experimental results and demonstrate good adaptability, providing a reference for seismic design optimization and engineering applications of such piers.

**Keywords**: ultra-high performance concrete; composite piers; quasi-static test; finite element simulation; restoring force model

## 0 引言

钢筋混凝土(Reinforced Concrete,RC)桥墩长期服役于干湿交替、氯盐侵蚀等复杂腐蚀环境,极易引发混凝土保护层剥落、纵向钢筋锈蚀等耐久性损伤问题[1-3]。为改善桥墩耐久性能,可在墩底塑性铰损伤集中区域设置配筋超高性能混凝土(Ultra-High Performance Concrete,UHPC)预制外壳,内部现浇普通钢筋混凝土,形成UHPC外壳局部增强混凝土组合桥墩(下文简称组合桥墩)。该构造形式可同步提升桥墩的耐久性能与抗震性能,在跨海桥梁、高地震烈度区桥梁工程中具备良好应用潜力[4-5]。

近年来,国内外学者围绕UHPC局部增强混凝土组合桥墩的抗震行为开展了大量试验与理论研究。国外方面,Yamanobe等[6]对塑性铰区内置UHPC预制模板的桥墩开展拟静力加载试验,证实该类桥墩具备优异的变形能力与滞回耗能性能。Ichikawa等[7]通过拟静力对比试验,系统分析UHPC外壳局部加固桥墩与空心桥墩的力学差异,结果表明前者在水平承载力、延性及耗能特性上均更具优势。Mohebbi等[8]采用UHPC外壳加固桥墩塑性铰区域并开展振动台试验,模拟地震作用下试件仅在UHPC塑性铰区产生轻微损伤,最终破坏模式为纵向钢筋受拉断裂。

国内学者亦针对UHPC预制管混凝土组合桥墩的抗震设计理论展开系统研究。史纪从[9]以6根UHPC预制管组合桥墩为研究对象进行拟静力试验,发现轴压比、剪跨比是影响试件承载力与耗能能力的核心参数,并据此建立了该类组合柱的恢复力计算模型。欧智菁等[10]分别对3根全包裹UHPC预制管组合桥墩与1根普通RC桥墩开展拟静力试验,结果显示,组合桥墩综合抗震性能显著优于普通桥墩;UHPC基体强度、核心区纵筋配筋率对试件水平承载力影响突出,结合试验数据与有限元参数分析,推导得到全高UHPC预制管组合桥墩的恢复力模型。

综合现有研究成果可知:当前针对UHPC-混凝土组合桥墩的研究多聚焦于抗震性能规律,且多数UHPC预制外壳未配置受力钢筋;在恢复力模型理论层面,全高包裹式UHPC壳组合桥墩的计算体系已相对完善,但配筋UHPC外壳局部增强型组合桥墩的恢复力模型仍缺乏系统研究。基于此,本文设计配筋UHPC局部增强组合桥墩试件开展拟静力试验,同时依托ABAQUS构建精细化有限元数值模型;结合试验结果与变参分析数据,建立该类桥墩骨架曲线特征值计算方法,推导适配配筋UHPC局部增强组合桥墩的恢复力理论模型,为该新型组合桥墩的抗震设计与工程实践提供理论支撑。

## 1　抗震试验概况

### 1.1　试验设计

本文以实际跨海大桥引桥工程为研究背景，设计 3 根不同 UHPC 外壳高度的局部增强组合桥墩试件（URC-300、URC-600、URC-900）及 1 根普通钢筋混凝土对比试件 Z-1，试件统一采用 1∶6 缩尺比例，墩身总高度 0.9 m，截面直径 0.3 m；3 根组合试件的 UHPC 外壳高度依次取 300 mm、600 mm、900 mm，UHPC 壳壁厚均为 50 mm。

试件配筋统一设计如下：UHPC 外壳与核心混凝土区域均配置直径 6 mm 的 HPB300 型热轧光圆箍筋，箍筋间距 25 mm，配箍率 1.7%；纵向受力钢筋采用直径 12 mm 的 HRB400 热轧带肋钢筋，纵筋配筋率 1.6%。核心混凝土采用 C40 强度等级，试验控制轴压比为 0.1。各试件细部构造如图 1 所示，试件编号与完整设计参数汇总于表 1。

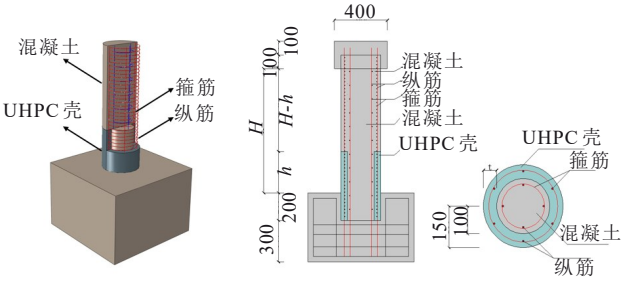



图 1　试件构造（单位：mm）

Fig. 1　Specimen configuration (unit: mm)

**表 1　试件参数**

**Table 1　Parameters of specimens**

| 试件编号 | 墩身高度 $H$/mm | 截面直径 $d$/mm | UHPC 壳厚度 $t$/mm | UHPC 壳高度 $h$/mm | UHPC 强度 $f_u$/MPa |
|---|---|---|---|---|---|
| URC-900 | 900 | 300 | 50 | 900 | 140 |
| URC-600 | | | 50 | 600 | 140 |
| URC-300 | | | 50 | 300 | 140 |
| Z-1 | | | - | - | - |

注：URC 表示配筋 UHPC 与 RC 组合桥墩；数字表示外部预制管中 UHPC 的高度；Z-1 表示 RC 桥墩。

### 1.2　材料性能

UHPC 配合比和试验材料性能列于表 2～4。

**表 2　UHPC 配合比**

**Table 2　Mix proportions of UHPC**

| 钢纤维/% | 水胶比 | 水泥 | 硅灰 | 石英砂 | 减水剂 |
|---|---|---|---|---|---|
| 2.5 | 0.18 | 1.0 | 0.3 | 1.0 | 0.025 |

**表 3　混凝土性能**

**Table 3　Properties of concrete**

| 混凝土材料 | 立方体抗压强度/MPa | 棱柱体抗压强度/MPa | 弹性模量/MPa |
|---|---|---|---|
| C40 | 41.9 | 32.5 | 33 400 |
| UHPC | 140.5 | 119.9 | 43 500 |

**表 4　钢筋材料参数**

**Table 4　Material parameters of reinforcing bars**

| 直径/mm | 屈服强度/MPa | 极限强度/MPa | 弹性模量/MPa | 断后延伸率/% |
|---|---|---|---|---|
| 6 | 311.6 | 497.3 | 206 000 | 17.5 |
| 12 | 453.4 | 613.3 | 198 000 | 15.6 |

### 1.3　试件制作流程

组合桥墩试件的制作流程见图 2，主要包括钢筋笼加工、UHPC 壳与核心混凝土的分层浇筑等关键步骤。

### 1.4　加载装置与加载方案

拟静力试验采用多通道的电液伺服加载系统（Material Testing System，MTS）（图 3）进行加载。在试验开始前，保持千斤顶与墩顶正中心重合，轴压比设定为 0.1。试验参考《建筑抗震试验规程（JGJ/T 101—2015）》[11]要求，采用位移加载。刚开始加载时，墩顶位移以 0、±1 mm、±2 mm、±3 mm 逐级递增，循环加载 1 次。当正负级位移达到钢筋屈服位移 $\Delta_y$ 时，按照屈服位移 $\Delta_y$ 的 1/2 进行加载，每级循环 3 次，直至试件强度达到峰值强度的 85%，停止加载。

### 1.5　试验结果分析

#### 1.5.1　试验现象

四根试件的最终破坏形态如图 4 所示。由试验结果可知，各试件因 UHPC 壳高度比不同呈现出差异化的破坏特征。其中，URC-300 试件墩底塑性铰区域出现局部 UHPC 表层脱落，墩身底部产生轻微鼓曲变形，且在 UHPC 壳与上部普通混凝土的交界面处形成贯通裂缝；URC-600 试件仅在墩底塑性铰区发生少量 UHPC 脱落，壳体与上部混凝土交界面完整性良好，未出现贯通裂缝，损伤程度相较于 URC-300 试件显著减轻；URC-900 试件整体受力性能最优，墩底塑性铰区域结构保持完整，墩身无明显开裂、脱落及鼓曲等损伤现象。作为对比，普通 RC 对照试件 Z-1 的破坏特征极为显著，墩底塑性铰区出现大面积混凝土剥落、保护层溃散，结构损伤程度最为严重。

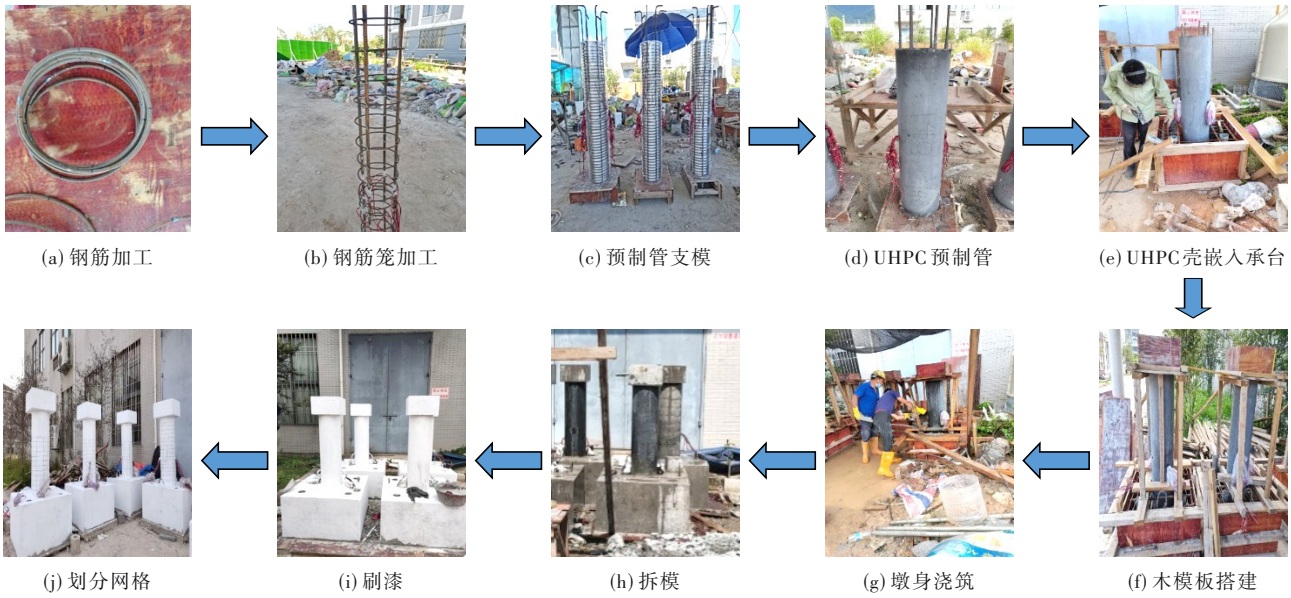
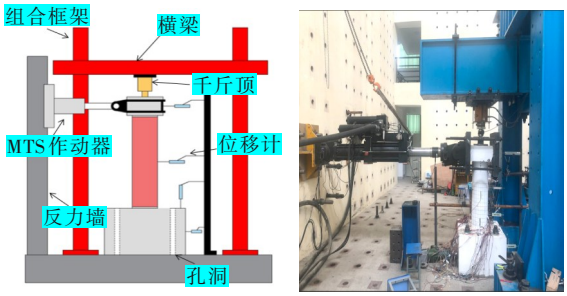



图 2 试件制作流程图

Fig. 2 Flow chart of specimen fabrication




(a) 示意图 (b) 实图

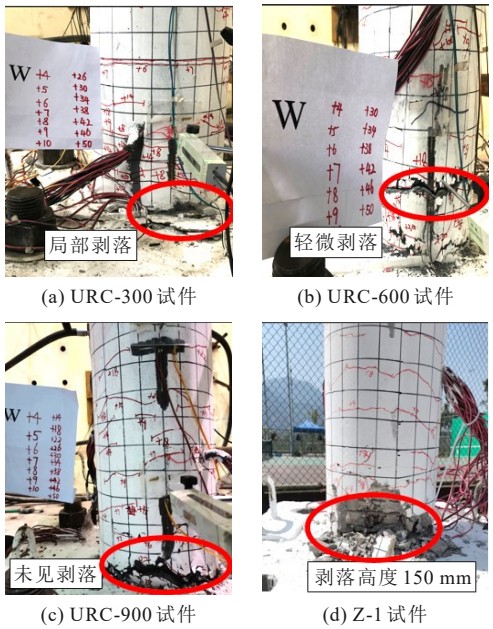
图 3 MTS 加载装置

Fig. 3 MTS loading setup

综合各组试件破坏形态，进行对比分析可得，四根试件均呈现典型的弯曲破坏模式。相较于普通 RC 桥墩，外置 UHPC 壳可对核心混凝土形成有效约束作用，显著改善了组合桥墩墩底塑性铰区的损伤程度，有效抑制了混凝土剥落、大范围开裂等破坏现象。同时，UHPC 壳高度比对组合桥墩的损伤发展具有显著影响，随着 UHPC 壳高度逐步增大，墩底塑性铰区的破坏范围持续缩小，整体结构损伤程度逐级降低，构件完整性得到有效保障。

### 1.5.2 骨架曲线

各试件骨架曲线试验结果如图 5 所示，骨架曲线可直观表征试件在往复荷载作用下的刚度演化、变形性能及整体受力稳定性等核心力学特征。由图 5 曲线可知，相较于普通 RC 试件 Z-1，三组 UHPC 组合桥墩 URC-300、URC-600、URC-900 的力学性能提升效果显著，弹性刚度分别提升 50.0%、128.8%、145.7%，水平峰值荷载依次提高 28.6%、37.5%、79.4%。究其机理，外置 UHPC 壳可有效约束核心混凝土的横向膨胀变形，限制裂缝萌生与扩展，大幅提升了组合桥墩的整体抗侧刚度与竖向承载能力。此外，随着 UHPC 壳高度的增大，其对内部核心混凝土的套箍约束效应持续强化，使得组合桥墩的弹性刚度、屈服荷载及水平峰值荷载均呈稳步增长规律，构件整体抗震承载性能得到逐级提升。




(a) URC-300 试件 (b) URC-600 试件

(c) URC-900 试件 (d) Z-1 试件

图 4 试件破坏情况

Fig. 4 Specimen failure patterns

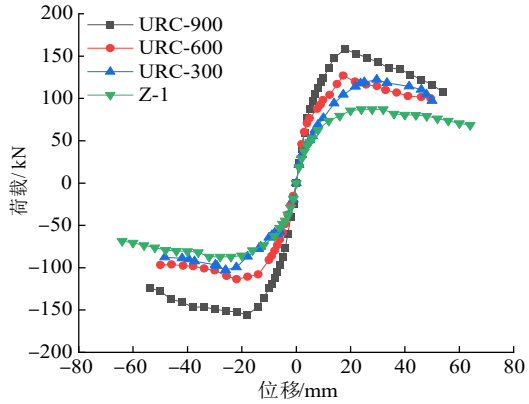



图 5　试件骨架曲线

Fig. 5　Skeleton curves of specimens

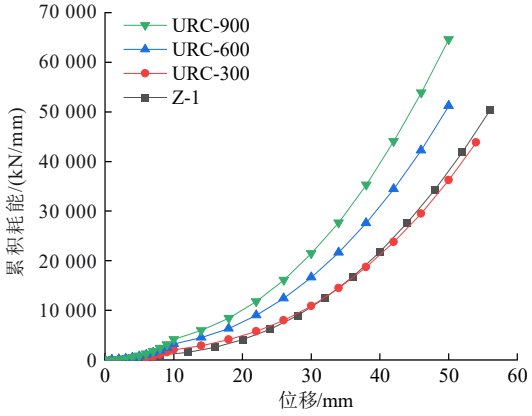



图 6　试件耗能对比

Fig. 6　Energy dissipation comparison of specimens

1.5.3　延性

位移延性系数 $\mu$ 通过极限位移 $\Delta_u$ 和屈服荷载 $\Delta_y$ 的比值得出[12]，$\mu$ 值越大，表明桥墩试件延性性能越好。根据文献[13]，桥墩延性系数 $\mu$ 一般≥4 即可。由表 5 可知，组合桥墩的延性系数低于 RC 桥墩。进一步对比两类桥墩的延性性能差异可知，组合桥墩整体延性系数略低于普通 RC 桥墩。究其原因，组合桥墩凭借外置 UHPC 壳的强约束效应，具备更大的初始弹性刚度与更小的屈服位移，峰值荷载后结构刚度退化速率更快，极限位移提升幅度有限；而 RC 桥墩混凝土弹性模量较低、整体刚度偏弱，屈服位移与极限位移均大于组合桥墩，因此表现出相对更高的延性系数。尽管如此，三组 UHPC 组合桥墩试件的位移延性系数均>4，充分表明该类局部增强组合桥墩仍具备优异的变形能力与良好的延性性能，可满足桥梁结构抗震变形需求。

**表 5　试件延性系数**

**Table 5　Ductility coefficients of specimens**

| 试件编号 | URC-900 | URC-600 | URC-300 | Z-1 |
|---|---|---|---|---|
| 延性系数 $\mu$ | 4.63 | 4.82 | 4.74 | 5.12 |

1.5.4　耗能能力

桥墩试件的耗能能力是重要的抗震性能指标，通过计算滞回曲线的面积，可以得出结构的耗能能力[14]。各试件累积耗能曲线对比见图 6。由图可知，随着 UHPC 壳高度逐渐增高，组合桥墩的耗能能力逐渐增大。

## 2　试验分析与对比

### 2.1　有限元模拟

采用 ABAQUS 建立组合桥墩有限元模型，如图 7 所示。UHPC 壳和核心混凝土采用 C3D8R 单元模拟，以 50 mm 划分网格。UHPC 壳与核心混凝土连接处采用面-面接触，法向采用“硬接触”，切线方向采用“罚”函数库仑摩擦模型，摩擦系数为 0.6。钢筋采用 T3D2 单元模拟，以 25 mm 划分网格。钢筋笼采用嵌入约束（Embedded）嵌入到 UHPC 和核心混凝土当中，墩身与承台之间采用绑定约束（tie）固结。

UHPC 受压和受拉本构采用文献[15]提出的受压受拉模型，普通混凝土采用《混凝土结构设计规范（GB 50010—2010）》中的混凝土本构模型[16]，钢筋采用文献[17]的本构模型。

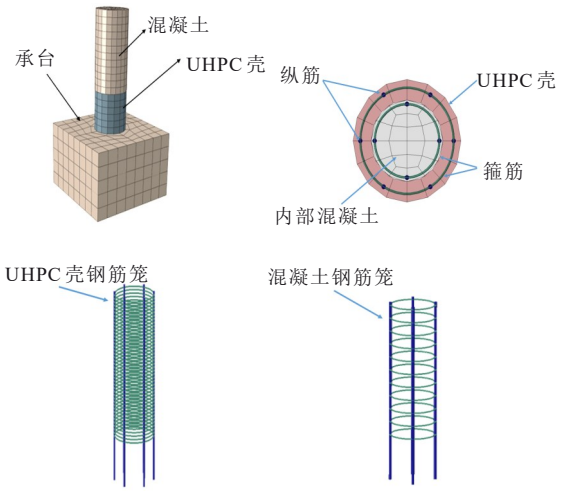
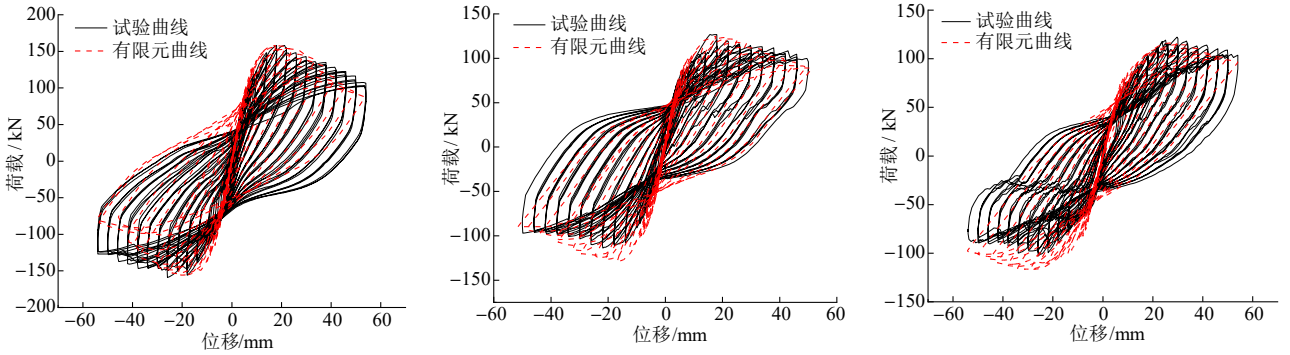



图 7　组合墩有限元模型

Fig. 7　Finite element model of the composite pier

### 2.2　荷载-位移滞回曲线对比

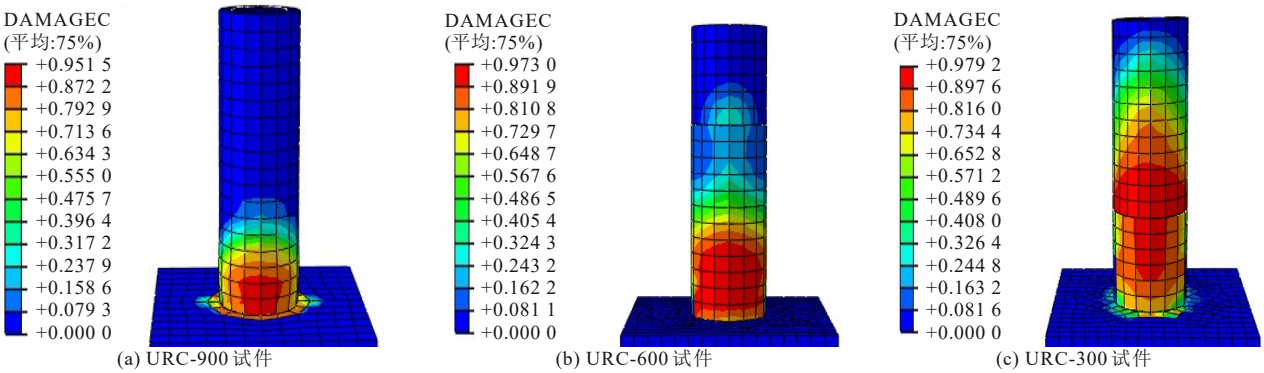
三组组合桥墩试件的荷载-位移滞回曲线对比结果如图 8 所示；有限元模拟损伤云图如图 9 所示；




(a) URC-900 试件 (b) URC-600 试件 (c) URC-300 试件

图 8 组合桥墩荷载-位移滞回曲线

Fig. 8 Load-displacement hysteretic curves of composite piers




(a) URC-900 试件 (b) URC-600 试件 (c) URC-300 试件

图 9 试件有限元损伤云图

Fig. 9 Damage contour plots of specimens from finite element analysis

试件骨架曲线特征值的试验实测数据与有限元计算结果统计于表 6。试件浇筑产生的初始缺陷、试验加载操作及环境干扰等因素，使得试验滞回曲线存在轻微正负向不对称、局部抖动等现象，属于拟静力试验正常误差范畴。结合图 8、图 9 及表 6 结果综合分析可知，本文有限元数值模拟结果与试验结果吻合度良好，组合桥墩骨架曲线各特征参数的计算值与试验值相对误差均控制在 6% 以内。同时，有限元模拟得到的构件损伤分布特征，与前文试验观测的试件破坏形态高度一致，有效验证了本文建模方法的合理性与高精度，可为后续参数化分析及机理研究提供可靠的数值模型支撑。

### 2.3 参数拓展分析

以 URC-300 试件为基准模型，计算不同轴压比 $n$、UHPC 壳高度比 $h/H$、长细比 $\lambda$ 及 UHPC 强度 $f_u$ 时的骨架曲线特征值，分析各参数对 UHPC 局部增强混凝土组合桥墩抗震性能的影响规律，计算结果列于表 7。

**表 6 骨架曲线特征值**

**Table 6 Characteristic values of skeleton curves**

| 试件编号 | | 弹性刚度 | 峰值荷载 | 峰值荷载位移 | 下降段刚度 |
|---|---|---|---|---|---|
| URC-900 | 试验值 | 14.5 kN/mm | 158.1 kN | 18.03 mm | 1.2 kN/mm |
| | 模拟值 | 15.3 kN/mm | 157.4 kN | 17.56 mm | 1.22 kN/mm |
| | 误差 | 5.5% | 0.4% | 2.6% | 1.7% |
| URC-600 | 试验值 | 13.5 kN/mm | 126.78 kN | 17.4 mm | 1.08 kN/mm |
| | 模拟值 | 14.3 kN/mm | 124.94 kN | 17.76 mm | 1.06 kN/mm |
| | 误差 | 5.9% | 1.5% | 2.1 | 1.9 |
| URC-300 | 试验值 | 8.3 kN/mm | 122.3 kN | 29.7 mm | 1.44 kN/mm |
| | 模拟值 | 8.71 kN/mm | 116.24 kN | 28.1 mm | 1.38 kN/mm |
| | 误差 | 4.9% | 4.9% | 5.4% | 4.0% |

**表 7　不同参数对组合桥墩骨架曲线特征值的影响幅度**

**Table 7　Influence amplitudes of different parameters on characteristic values of skeleton curves of composite piers**

| 参数名称 | 范围 | 影响幅度/% | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 弹性刚度 $K_a$ | 水平峰值荷载 $P_{max}$ | 峰值荷载位移 $\Delta_{max}$ | 下降段刚度 $K_T$ | 位移延性系数 $\mu$ |
| 轴压比 $n$ | 0.1～0.4 | +2.8 | +49 | −6.3 | +107.2 | −36.3 |
| UHPC壳高度比 $h/H$ | 1/5～1 | +76.61 | +44 | −16.3 | +103.08 | +2 |
| 长细比 $\lambda$ | 6～18 | −90.21 | −73.52 | +83.16 | −75.80 | −50.3 |
| UHPC强度 $f_u$ | 140～220 MPa | +24.6 | +13.16 | −3.77 | +22.5 | −14.8 |

2.3.1　轴压比 $n$

由表7可知,当轴压比 $n$ 从0.1增大到0.4时,组合桥墩的弹性刚度 $K_a$ 提高2.8%,水平峰值荷载 $P_{max}$ 提高了49%,峰值位移 $\Delta_{max}$ 减小6.3%,下降段刚度 $K_T$ 增大了107.2%,位移延性系数 $\mu$ 降低了36.3%。

2.3.2　UHPC壳高度比 $h/H$

由表7可知,随着UHPC壳高度比 $h/H$ 从1/5增加到1,组合桥墩的弹性刚度提升了76.61%,水平峰值荷载增大44%,峰值位移减小16.3%,下降段刚度增大103.08%,位移延性系数增大2%。结合计算结果,综合考虑了参数影响规律、桥墩塑性铰区域高度及工程经济性,建议UHPC壳高度比 $h/H$ 的取值范围为1/4～1/2。

2.3.3　长细比 $\lambda$

由表7可知,当 $\lambda$ 从6增大至18,组合桥墩的弹性刚度 $K_a$、峰值荷载 $P_{max}$ 和下降段刚度 $K_T$ 分别减小了90.21%、73.52% 和75.80%,峰值荷载位移 $\Delta_{max}$ 增大了83.16%,位移延性系数降低了50.3%。

2.3.4　UHPC强度 $f_u$

由表7可知,当 $f_u$ 从140 MPa增加到200 MPa,组合桥墩弹性的刚度增强24.6%,水平峰值荷载增大13.16%,峰值位移减小3.77%,位移延性系数减少14.8%,下降段刚度增大22.5%。随着UHPC强度的提高,组合墩的弹性刚度和水平峰值荷载有一定幅值增长,但延性降低。综合考虑该参数对试件抗震性能的影响,建议UHPC强度取140～160 MPa。

综上所述,轴压比、UHPC壳高度比、长细比和UHPC强度均为影响UHPC局部增强混凝土组合桥墩抗震性能的关键参数。

## 3　骨架曲线特征值计算方法

由于UHPC壳局部增强混凝土组合桥墩兼具钢管混凝土柱和钢筋混凝土柱的特点,本文在拟静力试验和有限元拓展参数分析的基础上,结合国内外学者对RC柱和钢管混凝土柱的恢复力研究成果[18-22],推导出该类组合桥墩的骨架曲线各特征值计算方法,并进行验证。

### 3.1　弹性刚度 $K_a$ 的计算与验证

由上文可知UHPC壳高度比和长细比对组合桥墩的弹性刚度影响较大,在组合柱的弹性刚度计算方法的基础上,引入弹性刚度修正系数 $\alpha$,经过回归分析得到UHPC壳局部增强混凝土组合桥墩的弹性刚度计算公式:

$$K_a = \alpha \frac{3(E_u I_u + 0.6E_c I_c)}{(0.5H)^3} \tag{1}$$

$$\alpha = -0.020 + 0.024\left(\frac{h}{H}\right) + 0.005\lambda \tag{2}$$

式中:$K_a$ 为弹性刚度;$E_u$ 为UHPC的弹性模量;$E_c$ 为混凝土的弹性模量;$I_u$ 为UHPC壳惯性矩;$I_c$ 为混凝土惯性矩;$\alpha$ 为修正系数;$H$ 为桥墩高度;$h/H$ 为UHPC壳高度比;$\lambda$ 为长细比。

### 3.2　水平峰值荷载 $P_{max}$ 的计算与验证

考虑UHPC壳对核心混凝土的约束作用,本文借鉴钢管混凝土柱的水平峰值荷载计算方法,在组合柱水平峰值荷载的修正系数 $\beta$ 中引入轴压比、长细比、UHPC壳高度比等影响较大的参数,经过回归分析得到UHPC壳局部增强混凝土组合桥墩的水平峰值荷载计算公式:

$$P_{max} = 2\frac{\beta M_y}{H} \tag{3}$$

$$M_y = \frac{\int_0^h M_{yu}\mathrm{d}h + \int_h^{H-h} M_{yc}\mathrm{d}h}{H} \tag{4}$$

$$\beta = 0.024 + 0.191n - 0.003\lambda + 0.060\left(\frac{h}{H}\right)^{-1} \tag{5}$$

式中:$P_{max}$ 为水平峰值荷载;$M_y$ 为截面极限抗弯承载力;$M_{yu}$ 为UHPC壳组合桥墩截面极限抗弯承载力;$M_{yc}$ 为混凝土截面极限抗弯承载力;$\beta$ 为水平峰值承载力折减系数;$n$ 为轴压比。

### 3.3 峰值荷载位移 $\Delta_{max}$ 的计算与验证

考虑轴压比、长细比等因素的影响，引入修正系数 $\gamma$，并结合有限元参数拓展结果进行拟合回归分析。组合桥墩水平峰值荷载位移的计算如式(6)所列。根据通用屈服弯矩法引入屈服点，分析可得到屈服荷载与峰值荷载之比约为0.82，详见式(6)～(8)所列：

$$\Delta_{max}=\gamma\frac{P_y}{K_a} \tag{6}$$

$$\gamma=2.645-2.274n-0.044\lambda \tag{7}$$

$$P_y=0.82P_{max} \tag{8}$$

式中：$P_y$ 为屈服荷载；$P_{max}$ 为水平峰值承载力；$\gamma$ 为水平峰值荷载位移修正系数。

### 3.4 下降段刚度 $K_T$ 的计算与验证

本文借鉴现有钢管混凝土桥墩骨架曲线计算体系，引入下降段刚度修正系数 $\delta$；研究表明，长细比、轴压比与UHPC壳高度比均会显著改变该类局部增强组合桥墩峰值荷载后的刚度退化特性。基于多组试验与数值数据开展多元回归分析，最终建立适用于UHPC壳局部增强混凝土组合桥墩的下降段刚度计算表达式，详见式(9)～(10)：

$$K_T=\delta\frac{0.03f(r,\alpha)}{c^2-3.39c+5.14}K_a \tag{9}$$

$$\delta=0.932+0.934\left(\frac{h}{H}\right)+8.701n \tag{10}$$

式中：$r=\lambda/40$，$r<1$ 时，$f(r,\alpha)=(8\alpha-8.6)r+6\alpha+0.9$；$r>1$ 时 $f(r,\alpha)=(15\alpha\text{-}13.8)r+6.1-\alpha$；$\alpha$ 为组合桥墩的UHPC率；$c=f_c/60$；$f_c$ 为核心混凝土强度；$\delta$ 为下降段刚度折减系数。

为验证上述计算公式的准确性，将公式计算结果与有限元分析结果进行对比，见图10。由图10可知，公式计算结果与有限元结果吻合较好；弹性刚度 $K_a$、水平峰值荷载 $P_{max}$、峰值荷载位移 $\Delta_{max}$ 以及下降段刚度 $K_T$ 的公式计算值与有限元计算值之比均值分别为0.961、0.991、1.004和0.986，方差依次为0.052、0.031、0.007和0.044，各项指标误差范围均控制在±15%，说明本文提出的组合桥墩骨架曲线特征值计算方法准确度较高。

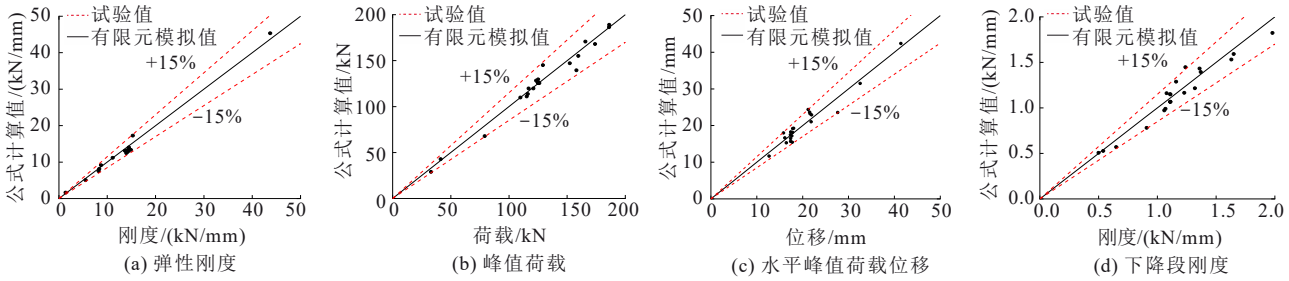



图10 公式计算值与有限元值对比图

Fig. 10 Comparison diagram of calculated values from formulas and finite element values

## 4 恢复力模型计算方法

### 4.1 恢复力模型建立

在UHPC壳局部增强混凝土组合桥墩的滞回曲线基础上，建立如图11所示的滞回曲线恢复力模型。卸载刚度 $K_r$ 计算如式(11)所列：

$$K_r=\frac{P-aP_y}{\Delta_p-\dfrac{aP_y}{K_a}} \tag{11}$$

式中：$P$ 和 $\Delta_p$ 分别为最后一级荷载值和最后一级加载位移；$a$ 为常数，将UHPC壳局部增强混凝土组合桥墩参数拓展分析的数值进行拟合，得出 $a$ 为−4.595。

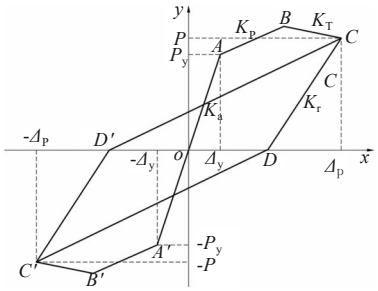



图11 恢复力滞回规则

Fig. 11 Hysteretic rule for restoring force model

### 4.2 恢复力模型验证

由图12可以看出，本文建立的组合桥墩恢复力模型计算方法得出的结果与试验结果吻合良好，验证了本文提出的UHPC壳局部增强混凝土组合桥墩恢复力模型计算方法较精确。

### 4.3 工程实例验证

由于试验构件存在缩尺效应的影响，为了验证

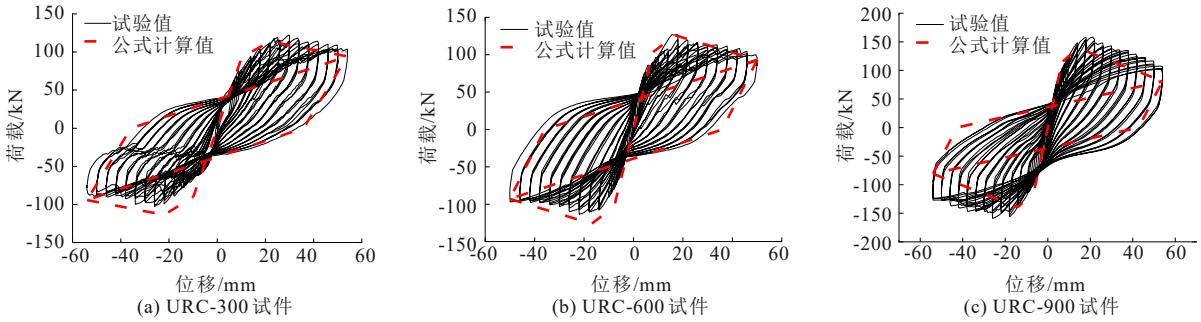



图 12　滞回曲线对比图

Fig. 12　Comparison diagram of hysteretic curves

UHPC 壳局部增强混凝土组合桥墩的恢复力模型计算方法能否应用于工程桥梁中，本文以平潭海峡大桥桥墩为例，设计了一种 UHPC 壳局部增强混凝土组合桥墩[23]。该设计采用圆形截面，外径 3 000 mm，墩高 6 000 mm，UHPC 的抗压强度为 140 MPa，厚度为 100 mm，混凝土强度等级为 C40，轴压比取 0.1，配筋率为 0.56%。采用 URC-300 试件的建模方法，建立实桥桥墩的有限元模型，有限元分析结果与公式计算结果对比如图 13 所示。

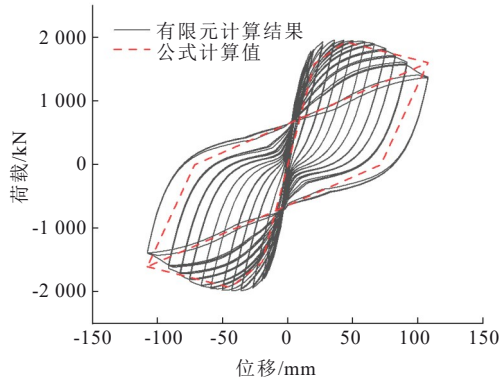



图 13　实桥桥墩滞回曲线对比

Fig. 13　Comparison of hysteretic curves of an actual bridge pier

根据图 13 可知，本文提出的 UHPC 壳局部增强混凝土组合桥墩恢复力模型计算公式的计算结果与有限元模拟的结果吻合良好，误差在允许范围以内，证明本文提出的恢复力模型计算方法能够满足该类组合桥墩在实际工程中的抗震设计需求。

### 4.4　恢复力模型实用算法

综上所述，对 UHPC 壳局部增强混凝土组合桥墩的恢复力模型算法进行归纳，列于表 8。

**表 8　UHPC 壳局部增强混凝土组合桥墩恢复力模型计算方法**

**Table 8　Calculation method of the restoring force model for concrete composite piers locally reinforced with UHPC shells**

| 主要参数 | 计算公式 |
|---|---|
| 弹性刚度 $K_a$ | $K_a=\alpha\dfrac{3(E_uI_u+0.6E_cI_c)}{(0.5H)^3}$<br>$\alpha=-0.020+0.024\left(\dfrac{h}{H}\right)+0.005\lambda$ |
| 水平峰值荷载 $P_{max}$ | $P_{max}=2\dfrac{\beta M_y}{H}$<br>$\beta=0.024+0.191n-0.003\lambda+0.060\left(\dfrac{h}{H}\right)^{-1}$ |
| 水平峰值荷载位移 $\Delta_{max}$ | $\Delta_{max}=\gamma\dfrac{P_y}{K_a}$<br>$\gamma=2.645-2.274n-0.044\lambda$ |
| 下降段刚度 $K_T$ | $K_T=\delta\dfrac{0.03f(r,\alpha)}{c^2-3.39c+5.14}K_a$<br>$\delta=0.932+0.934\left(\dfrac{h}{H}\right)+8.701n$ |
| 卸载段刚度 $K_r$ | $K_r=\dfrac{P-aP_y}{\Delta_p-\dfrac{aP_y}{K_a}}$<br>$a=-4.595$ |

## 5　结论

本文对 3 根 UHPC 壳局部增强混凝土组合桥墩试件及 1 根 RC 桥墩对照试件开展拟静力试验，构建经试验结果校核的有限元数值模型并完成参数拓展分析，明确轴压比、UHPC 壳高度比、长细比等参数对组合桥墩抗震性能的影响规律，提出适配该类组合桥墩的恢复力模型计算方法，主要结论如下：

（1）所有组合桥墩试件均发生压弯破坏。相较于 RC 桥墩，组合桥墩塑性铰区损伤程度更轻，水平承载力、滞回耗能能力均得到显著提升，综合抗震性能更优；且随 UHPC 壳高度增大，试件弹性刚度与水平峰值荷载呈逐步上升趋势。

（2）有限元模拟结果与试验实测结果吻合度较高；轴压比、UHPC壳高度比、长细比及UHPC基体强度均为影响组合桥墩抗震性能的关键参数。工程设计中建议组合桥墩UHPC壳高度比取1/4～1/2，UHPC强度控制在140～160 MPa，其余参数在满足现行规范要求的前提下合理选取。

（3）依托试验数据与有限元参数分析结果，参考同类组合墩柱骨架曲线计算体系，通过多元回归拟合得到组合桥墩骨架曲线特征值计算公式，进而建立完整恢复力模型计算方法。该理论模型预测曲线与试验滞回曲线匹配良好，普适性强，可为该新型组合桥墩的抗震优化设计与实际工程应用提供理论依据与技术参考。

## 参考文献（References）


[1] 闻宝联，涂光备，刘凯立，等. 钢筋混凝土桥梁病害调查及维护研究[J]. 桥梁建设，2004，34(1)：78-81.
Wen Baolian，Tu Guangbei，Liu Kaili，et al. Investigation of defects of reinforced concrete bridges and research of their maintenance techniques[J]. Bridge Construction，2004，34(1)：78-81.

[2] 陈红梅. 钢筋混凝土桥梁病害分析及其维修加固[D]. 大连：大连理工大学，2011：13-19.
Chen Hongmei. The diseases analysis and maintance and strengthening of reinforced concrete bridge[D]. Dalian：Dalian University of Technology，2011：13-19.

[3] 李强，贺胜，金宇琨，等. 锈蚀箍筋约束混凝土加固柱抗震性能分析[J]. 地震工程学报，2023，45(5)：1179-1188.
Li Qiang，He Sheng，Jin Yukun，et al. Seismic behavior of strengthened concrete column confined by corroded stirrups[J]. China Earthquake Engineering Journal，2023，45(5)：1179-1188.

[4] 欧智菁，程郑杰，曹磊，等. UHPC壳局部增强混凝土组合桥墩抗震性能[J]. 兰州大学学报(自然科学版)，2024，60(5)：661-669.
Ou Zhijing，Cheng Zhengjie，Cao Lei，et al. Seismic performance of UHPC shell local reinforcement concrete composite bridge piers[J]. Journal of Lanzhou University (Natural Sciences)，2024，60(5)：661-669.

[5] 任亮，胡劭杰，方博文，等. 高强钢筋增强UHPC-NC组合柱抗震性能研究[J]. 地震工程学报，2022，44(2)：285-291，305.
Ren Liang，Hu Shaojie，Fang Bowen，et al. Seismic behavior of UHPC-NC composite columns reinforced by high-strength steel bars[J]. China Earthquake Engineering Journal，2022，44(2)：285-291，305.

[6] Yamanobe S，Saito K，Ichinomiya T，et al. Bilateral loading experiment on and analysis of concrete piers using mortar-jointed ultra-high-strength fibre-reinforced concrete precast formwork[J]. Structural Concrete，2013，14(3)：278-290.

[7] Ichikawa S，Matsuzaki H，Moustafa A，et al. Seismic-resistant bridge columns with ultrahigh-performance concrete segments[J]. Journal of Bridge Engineering，2016，21(9)：04016049.

[8] Mohebbi A，Saiidi M S，Itani A M. Shake table studies and analysis of a PT-UHPC bridge column with pocket connection[J]. Journal of Structural Engineering，2018，144(4)：04018021.

[9] 史纪从. 超高性能混凝土免拆模板钢筋混凝土柱抗震性能研究[D]. 西安：西安建筑科技大学，2019：23-24.
Shi Jicong. Study on seismic behavior of reinforced concrete columns with permanent template of ultra-high performance concrete[D]. Xi′an：Xi′an University of Architecture and Technology，2019：23-24.

[10] 欧智菁，柳子鸿，曹磊，等. UHPC预制管混凝土组合桥墩抗震性能与恢复力模型研究[J]. 桥梁建设，2025，55(2)：50-57.
Ou Zhijing，Liu Zihong，Cao Lei，et al. Numerical study of seismic performance and restoring force model of precast UHPC tube-core concrete composite bridge piers[J]. Bridge Construction，2025，55(2)：50-57.

[11] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S].
JGJ/T 101—2015 Specification for seismic test of buildings[S].

[12] 欧智菁，颜建煌，俞杰，等. 装配式圆钢管约束混凝土桥墩抗震性能研究[J]. 振动与冲击，2022，41(18)：47-54.
Ou Zhijing，Yan Jianhuang，Yu Jie，et al. Seismic performances of fabricated circular steel tube confined concrete piers[J]. Journal of Vibration and Shock，2022，41(18)：47-54.

[13] JTG/T B02-01—2008 公路桥梁抗震设计细则[S].
JTG/T B02-01—2008 Guidelines for seismic design of highway bridges[S].

[14] Habel K，Denarie E，Bruhwiler E. Experimental investigation of composite ultra-high-performance fiber-reinforced concrete and conventional concrete members[J]. ACI Structural Journal，2007，104(1)：1-24.

[15] Graybeal Ba.Characterization of the behavior of ultra high performance concrete [D]. Washington：University of Maryland，College Park，2005：28-29.

[16] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].
GB 50010—2010 Code for design of concrete structures[S].

[17] 方自虎，甄翌，李向鹏. 钢筋混凝土结构的钢筋滞回模型[J]. 武汉大学学报(工学版)，2018，51(7)：613-619.
Fang Zihu，Zhen Yi，Li Xiangpeng. Steel hysteretic model of reinforced concrete structures [J]. Engineering Journal of Wuhan University，2018，51(7)：613-619.

[18] 郭子雄，吕西林. 高轴压比框架柱恢复力模型试验研究[J]. 土木工程学报，2004，37(5)：32-38.
Guo Zixiong，Lü Xilin. Experimental study on restoring force model of frame columns with high axial compression ratio[J]. China Civil Engineering Journal，2004，37(5)：32-38.

[19] 韩林海. 钢管混凝土结构：理论与实践[M]. 2版. 北京：科学出版社，2007.


（下转第 60 页）