

文章编号:1671-6833(2023)06-0119-08

高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩塑性铰长度

任 亮^{1,2}, 刘青云¹, 方博文¹, 温 帅¹

(1. 华东交通大学 土木建筑学院, 江西 南昌 330013; 2. 华东交通大学 轨道交通基础设施性能监测与保障国家重点实验室, 江西 南昌 330013)

摘 要:为探讨高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩塑性变形能力,应用大型有限元程序 ABAQUS,结合 Mander 本构模型、双折线本构模型、UHPC 材料本构关系和混凝土损伤塑性模型,建立了高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩延性分析模型,通过与不同 UHPC 加固高度的钢筋混凝土桥墩和不同加载角度下 UHPC 箱型桥墩拟静力试验结果对比验证了模型的有效性。在此基础上,进一步提出塑性铰区域长度确定方法,探讨轴压比、纵筋直径、纵筋屈服强度以及试件高度等参数对组合桥墩塑性铰区域长度的影响规律,评估规范塑性铰长度建议公式的适用性,建立了 UHPC-NC 组合桥墩等效塑性铰长度计算公式。结果表明:组合桥墩塑性铰区域长度随轴压比增大单调递减,随试件高度的增大单调递增,随纵筋直径和屈服强度的增大表现出先增大后减小的变化趋势;当轴压比接近 0.5 时, UHPC 的破坏与受拉区纵筋的屈服同步发生,当纵筋直径和屈服强度分别为 16 mm、500 MPa 时,墩底塑性铰区域耗能能力达到最优。与数值分析结果的对比进一步表明:规范建议的计算公式在一定程度上将低估组合桥墩的塑性变形能力,建立的等效塑性铰回归公式可为高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩抗震研究提供参考。

关键词:塑性变形能力; UHPC-NC 组合桥墩; ABAQUS; 高强钢筋; 塑性铰长度; 延性分析模型

中图分类号: TU377; U24 **文献标志码:** A **doi:** 10.13705/j.issn.1671-6833.2023.03.016

塑性铰长度作为工程结构抗震领域的重要概念,是结构进行弹塑性地震响应分析和抗震加固的重要依据。超高性能混凝土(ultra high performance concrete, UHPC)作为一种在延性、韧性和损伤容限等方面具有显著优势的新型水泥基材料,在桥梁墩柱结构抗震设计中具有非常广阔的应用前景^[1]。目前,国内外学者已对全 UHPC 构件、UHPC 护套加固矩形桥墩、分段 UHPC 预制壳壁加固 RC 组合柱和 UHPC 预制管混凝土组合柱的抗震性能开展了试验研究^[2-5],结果表明, UHPC 材料对于提高结构或构件的塑性变形以及耗能能力都具有显著成效。基于试验研究和数值分析, Ren 等^[6]进一步提出了 UHPC 箱型桥墩等效塑性铰长度计算公式。但考虑到 UHPC 造价相对昂贵,而墩柱构件塑性变形主要发生在塑性铰区域^[7],为此,采用 UHPC 替换桥墩塑性铰区域普通混凝土(normal concrete, NC),并匹配高强钢筋形成一种新型的高强钢筋增强 UHPC-

NC 组合桥墩显然更具工程应用价值。为取得适用性和经济性的统一,合理的 UHPC 替换高度显得尤为重要,因此对提出的组合桥墩开展相应的塑性铰长度研究具有非常重要的现实意义。

本文应用有限元程序 ABAQUS,结合材料本构关系和混凝土损伤塑性模型,建立了高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩抗震有限元模型。在试验验证的基础上,进一步提出了塑性铰区域长度确定方法,探讨了轴压比、纵筋直径和屈服强度以及试件高度等参数对组合桥墩塑性铰区域长度的影响规律,并在评估规范建议公式适用性的基础上,建立了组合桥墩等效塑性铰长度计算公式。

1 材料本构关系

高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩中包含了 UHPC、NC 和高强钢筋 3 种材料,在 ABAQUS 软件中对于 NC 和高强钢筋 2 种材料可以分别选用程序

收稿日期:2022-10-20;修订日期:2022-11-27

基金项目:国家自然科学基金资助项目(52068024);江西省自然科学基金资助项目(20224BAB204055);江西省重点研发计划一般项目(20202BBG73035)

作者简介:任亮(1980—),男,江西南昌人,华东交通大学副教授,博士,主要从事 UHPC 应用于桥梁结构抗震性能的研究, E-mail: renliang@ecjtu.edu.cn。

引用本文:任亮,刘青云,方博文,等. 高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩塑性铰长度[J]. 郑州大学学报(工学版), 2023, 44(6): 119-126. (REN L, LIU Q Y, FANG B W, et al. Plastic hinge length of UHPC-NC hybrid pier reinforced by high-strength steel bars[J]. Journal of Zhengzhou University (Engineering Science), 2023, 44(6): 119-126.)

中 Mander 模型^[8]和双折线模型^[9]来表征其应力-应变关系。但考虑到 UHPC 作为一种纤维增强的新型水泥基材料,程序中并无相应材料本构模型,但可以通过输入对应的应力-应变曲线来实现,为此必须明确 UHPC 材料在受压和受拉状态下的本构关系。

1.1 UHPC 受压本构关系

本文 UHPC 本构曲线采用约束 UHPC 本构模型^[10],相应表达式为

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c \frac{\alpha \varepsilon_0}{\varepsilon_0 [1 + (\alpha - 1)(\varepsilon_c / \varepsilon_0)^{\alpha / (\alpha - 1)}]}, & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0; \\ f_c \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0 [\alpha_c (\varepsilon_c / \varepsilon_0 - 1)^k + \varepsilon_c / \varepsilon_0]}, & \varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \circ \end{cases} \quad (1)$$

其中:

$$\alpha = (1 + 111.17 I_e^{2.43}) A; \quad (2)$$

$$\alpha_c = 2 \varepsilon_c / [3 \varepsilon_0 (\varepsilon_{cu} / \varepsilon_0 - 1)^k]; \quad (3)$$

$$k = \begin{cases} 11.480 I_e^{0.98} + 0.57, & I_e \leq 0.075; \\ 0.836 + 2.42 I_e, & I_e > 0.075; \end{cases} \quad (4)$$

$$I_e = 0.5 k_e \lambda_v; \quad (5)$$

$$\lambda_v = \rho_v f_{yv} / f_{c0} \circ \quad (6)$$

式中: σ_c 和 ε_c 分别表示约束 UHPC 压应力和压应变; f_c 为约束 UHPC 峰值应力; ε_0 为约束 UHPC 峰值应变; α 为约束 UHPC 本构曲线上升段参数; A 为非约束 UHPC 初始弹性模量和峰值割线的比值; α_c 为约束 UHPC 本构曲线下降段参数; k 为箍筋对约束 UHPC 本构曲线下降段的影响参数; ε_{cu} 为约束 UHPC 峰值应力下降到 60% 时相应应变; I_e 为有效约束指标; k_e 为有效约束系数^[8]; λ_v 为箍筋特征值; ρ_v 为体积配箍率; f_{yv} 为高强箍筋屈服强度; f_{c0} 为未约束 UHPC 峰值应力。UHPC 本构曲线如图 1 所示。

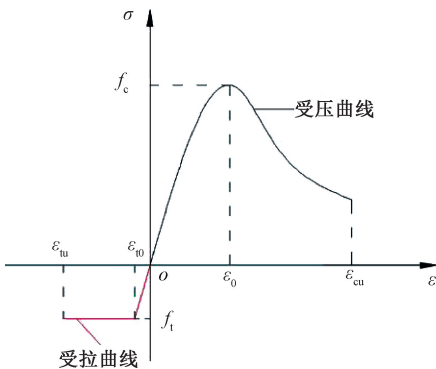


图 1 UHPC 应力-应变关系

Figure 1 Stress-strain relationship of UHPC

1.2 UHPC 受拉本构关系

钢纤维对 UHPC 构件在受拉状态下会起到阻裂作用,数值模型中应考虑 UHPC 的抗拉性能,相应的受拉本构曲线如图 1 所示,其表达式^[11]为

$$\sigma_t = \begin{cases} E_c \varepsilon_t, & 0 \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t0}; \\ f_t, & \varepsilon_{t0} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tu}; \\ 0, & \varepsilon_{tu} < \varepsilon_t \circ \end{cases} \quad (7)$$

式中: E_c 表示 UHPC 初始弹性模量; σ_t 和 ε_t 分别表示 UHPC 拉应力和拉应变; f_t 为 UHPC 峰值抗拉强度,其大小可取为立方体抗压强度的 1/23.6; ε_{t0} 和 ε_{tu} 分别表示 UHPC 峰值和极值拉应变,其中 ε_{tu} 建议按 2 倍 ε_{t0} 取值。

2 延性分析模型

基于大型有限元程序 ABAQUS,结合上述的 UHPC、NC 和高强钢筋材料本构关系,选取 C3D8R 单元来模拟 UHPC 和 NC 材料在反复荷载作用下的力学性能、T3D2 单元模拟高强钢筋的滞回特性,建立了延性分析模型,如图 2 所示。

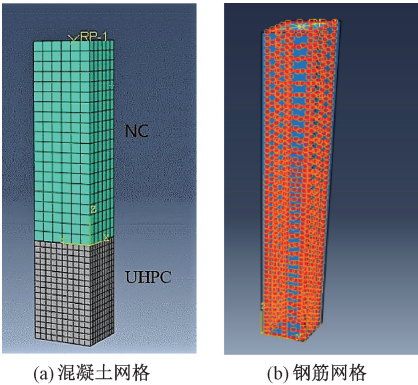


图 2 延性分析模型

Figure 2 Ductility analysis model

图 2 中 UHPC 节段和 NC 节段截面均按相同的网格密度进行划分,高度方向在 UHPC 节段区域单元适当细分,试件的底端设置为完全固定,顶端通过设置参考点来施加轴向力与水平往复荷载。为准确模拟 UHPC 和 NC 材料从加载到破坏的力学行为,选用 ABAQUS 软件中混凝土损伤塑性模型,考虑 2 种材料的损伤,并采用静力隐式算法进行数值分析。综合考虑 UHPC 相对于 NC 在强度、韧性和抗裂性方面的优势,表 1 给出了 2 种材料混凝土损伤塑性模型关键控制参数的取值。

钢筋与混凝土之间应用分离式模型模拟钢筋与混凝土之间接触,两者之间的黏结效应通过 Embedded 方式来实现,滑移效应基于应力-滑移(τ - s)关系,结合 ABAQUS 程序的二次开发功能来实现,相

应的黏结滑移本构表达式如下^[12]。

上升段:

$$\tau = \begin{cases} k_1 S \left\{ b + (1 - b) \left[\frac{1}{1 + (S/S_0)^R} \right]^{1/R} \right\}, \\ 0 \leq S < S_1; \\ \tau_{\max}, S_1 \leq S < S_2。 \end{cases} \quad (8)$$

下降段:

$$\tau = \begin{cases} \tau_{\max} - \frac{0.65\tau_{\max}(S - S_3)}{S_4 - S_3}, S_2 \leq S < S_3; \\ 0.35\tau_{\max}, S_3 \leq S。 \end{cases} \quad (9)$$

式中: τ 为黏结应力; S 为滑移; b 为峰值切线刚度 k_2 与初始刚度 k_1 的比值; $S_0 \sim S_3$ 为曲线各阶段滑移,其中 $S_0 = (\tau_{\max} - S_2 k_2)/(k_1 - k_2)$; R 为确定 Mene-gotto-Pinto 曲线的参数,按 3.0 取值^[13]。

表 1 混凝土损伤塑性模型控制参数取值

Table 1 Control parameters of concrete damage plastic model

材料	$\rho/(^{\circ})$	λ	σ_{b0}/σ_{c0}	K_c	μ
NC	35	0.1	1.14	0.666 7	0.005
UHPC	40	0.1	1.16	0.666 7	0.005

注: ρ 表示膨胀角; λ 表示偏心率; σ_{b0}/σ_{c0} 表示双轴极限抗压强度和单轴极限抗压强度之比; K_c 表示控制混凝土屈服面在偏平面上的投影形状的参数; μ 表示黏性系数。

表 2 试件参数

Table 2 Specimen parameters

试件编号	水平荷载作用角/($^{\circ}$)	加固高度/cm	墩高/mm	纵筋直径/mm	纵筋率/%	箍筋直径/mm	箍筋间距/mm	配箍率/%	轴压比
U-JH-0	0	0	2 300	16	0.71	8	80	1.01	0.08
U-JH-40		40	2 300	16	0.71	8	80	1.01	0.08
U-JH-85		85	2 300	16	0.71	8	80	1.01	0.08
U-BA-0			1 500	12	2.70	10	75	1.70	0.15
U-BA-34		34	1 500	12	2.70	10	75	1.70	0.15
U-BA-90	90		1 500	12	2.70	10	75	1.70	0.15

注:试件编号中 U 表示 UHPC;JH 表示加固高度;BA 表示箱型桥墩水平荷载作用角度,其后数值表示水平荷载作用方向与截面长边之间的夹角。

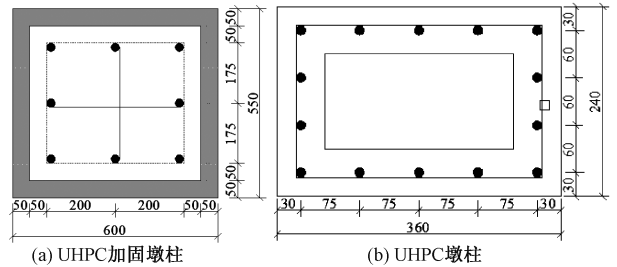


图 3 试件配筋和截面尺寸(mm)

Figure 3 Reinforcement and section size of specimen (mm)

3 试验对比分析

由于高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩抗震性能试验尚未见诸文献,为探讨建立的高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩抗震有限元模型的可靠性,分别选取常轴力下 3 个不同 UHPC 加固高度的钢筋混凝土桥墩和 3 个 UHPC 箱型桥墩拟静力试验结果对延性分析模型进行验证。

3.1 试验概况

不同 UHPC 加固高度的钢筋混凝土桥墩和不同加载角度下 UHPC 箱型桥墩拟静力试验试件参数如表 2 所示,试件相应的配筋和截面尺寸如图 3 所示。其中 UHPC 加固桥墩的纵筋和箍筋的钢筋等级分别为 HRB400、HPB300,相应实测屈服强度为 502.528 MPa;混凝土标号为 C40,UHPC 实测立方体抗压强度为 129.7 MPa,抗拉强度为 5.52 MPa,弹性模量 40.1 GPa。UHPC 箱型桥墩的纵筋和箍筋的钢筋等级分别为 HRB400、HRB300,相应实测屈服强度为 450、458 MPa;UHPC 实测立方体抗压强度为 110.7 MPa,抗拉强度为 5.93 MPa,弹性模量为 40.9 GPa。表 3 给出了试验中 UHPC 材料的配合比设计。试验采取先力后位移的控制加载方式,详细的加载过程及试件破坏形态见文献[3]和文献[14]。

表 3 UHPC 的配合比

Table 3 UHPC mix proportions

墩柱类型	单位体积用量/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)					
	水泥	硅粉	石英砂	高强减水剂	钢纤维	水
UHPC 加固墩柱	780.6	199.8	1 114.6	22.1	156.0	182.4
UHPC 墩柱	813.6	203.6	1 140.1	58.6	120.5	162.9

注:钢纤维均采用直径为 0.16 mm、长度为 12 mm、抗拉强度在 2 000 MPa 以上无钩端光滑的镀铜直钢纤维。

3.2 计算与试验结果对比

应用前文建立的延性分析模型,本节对上述 UHPC 加固钢筋混凝土桥墩和 UHPC 箱型桥墩拟静力试验滞回曲线开展了数值模拟,图 4 给出了相应的试验与计算结果对比。

从图 4 中可以看出,试验曲线与计算曲线的拟合程度较好,且计算曲线能较好地反映循环加载作用下试件的强度退化特征,但 6 个试件的试验峰值荷载均小于计算结果,这是由于数值分析时混凝土基于理想的材料本构取值,而试验中的混凝土为各向异性材料,存在受力不均匀。试件 U-BA-34 由于计算时未考虑扭转变形效应,导致计算结果相对于其他试件存在较明显的偏差。

为进一步验证延性分析模型的可靠性,表 4 列

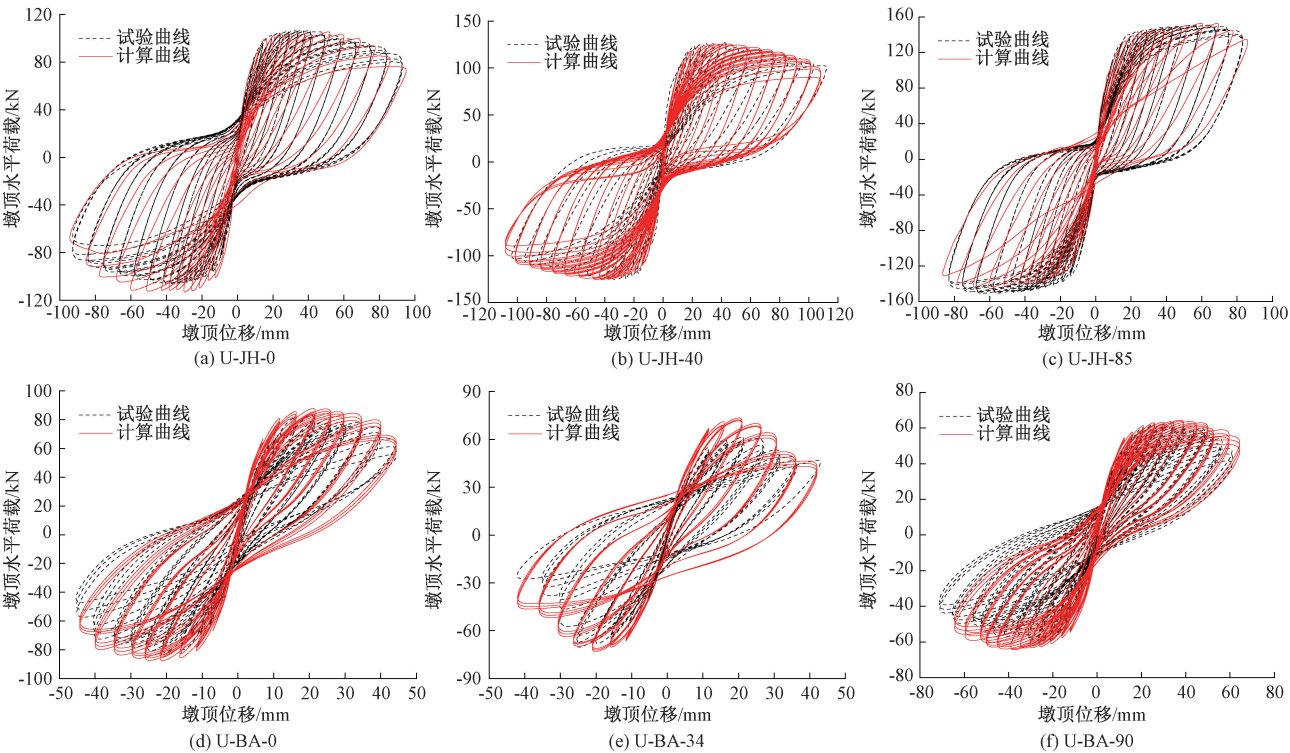


图 4 滞回曲线比较

Figure 4 Comparison of hysteresis curves

表 4 L_p 实测值与理论值的比较

Table 4 Comparison of L_p test value and theoretical value

试件编号	Δ_y/mm		Δ_u/mm		$\varphi_y/(10^{-5}rad)$		$\varphi_u/(10^{-5}rad)$		L_p/mm	
	实测值	理论值	实测值	理论值	实测值	理论值	实测值	理论值	实测值	理论值
U-BA-0	8.9	9.8	45.6	42.6	1.3	1.3	10.6	10.1	293	274
U-BA-34	8.1	9.6	36.4	32.4	1.1	1.0	6.3	5.6	424	376
U-BA-90	12.3	13.6	67.2	61.5	1.7	1.6	14.4	13.5	322	298

4 塑性铰区域长度预测

塑性铰区域一般定义为类似于地震等极端荷载下,墩柱底或墩柱两端发生连续塑性变形和严重破

坏了 UHPC 箱型桥墩试件等效塑性铰长度实测值和理论计算值的对比,其中等效塑性铰长度 L_p 由下式确定^[6]:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y)L_p(L - 0.5L_p)。(10)$$

式中: Δ_y 、 Δ_p 和 Δ_u 分别表示墩顶屈服位移、塑性位移和极限位移,其中 Δ_y 由 R · Park 法来确定, Δ_u 取水平荷载下降到极值点荷载 85% 对应的位移; φ_y 和 φ_u 分别表示墩底屈服曲率和极限曲率; L 为墩高。

从表 4 中可以看出,由于数值分析时未考虑剪切变形所带来的影响,计算结果相对于试验结果偏小,表明本文计算的 L_p 是偏安全的。相对于试验值,3 个试件计算得到的屈服位移明显偏大,这是由于数值分析时未充分考虑循环加载下试件损伤累积造成的材料性能退化。

坏的区域。塑性铰区域相应的长度则称之为塑性铰区域长度 L_{pz} 。与经典的等效塑性铰长度 L_p 相比, L_{pz} 能更好地表现出墩柱真实的塑性曲率分布。目前,定义悬臂柱塑性铰区域长度有 2 种方法:第 1 种

方法定义为墩柱高度方向纵筋应变已达到或超过其屈服应变的区域(塑性铰区域长度为 L_{pz1});第 2 种方法定义为墩柱高度方向曲率已达到或超过其屈服曲率的区域(塑性铰区域长度为 L_{pz2}),其中曲率计算公式如下:

$$\varphi = (\varepsilon_{tt} - \varepsilon_{cc})/B。$$

(11)

式中: ε_{tt} 和 ε_{cc} 分别表示悬臂墩柱在受拉区和受压区上混凝土的轴向应变; B 表示墩柱截面的宽度。屈服曲率一般采用 Paulay 等^[15]提出的等效屈服曲率来确定,即

$$\varphi_y = 2\varepsilon_y/B。$$

(12)

式中: ε_y 表示钢筋的屈服应变。

基于前文塑性铰区域长度预测方法,确定了 UHPC 箱型桥墩试件的塑性铰区域长度,表 5 给出了 2 种方法所计算的塑性铰区域长度结果对比。从表 5 中可以看出,3 个试件基于纵筋屈服的塑性铰区域长度 L_{pz1} 均大于基于曲率屈服的塑性铰区域长度 L_{pz2} ,这与文献[15-16]结果一致。为避免高估构件塑性变形能力,后续研究采用相对保守的屈服曲率来确定塑性铰区域长度。

表 5 塑性铰区域长度对比

Table 5 Comparison of plastic hinge region length

试件编号	ε_y	$\varphi_y/(10^{-5}\text{rad})$	L_{pz1}/mm	L_{pz2}/mm
U-BA-0	0.002 5	1.25	341	310
U-BA-34	0.002 5	1.04	494	482
U-BA-90	0.002 5	1.86	376	358

5 参数分析

基于上述塑性铰区域长度预测方法,本文选取轴压比、纵筋直径、纵筋屈服强度和试件高度等关键影响因素,对高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩塑性铰区域长度进行探讨。为保证组合桥墩塑性变形发生在 UHPC 区域,UHPC 高度为文献[6]提出的 UHPC 构件等效塑性较长度的 1.3 倍,NC 采用 C40 混凝土。分析时,截面尺寸、钢筋布置、UHPC 材料特性和墩高与前述对比试验中 UHPC 箱型桥墩试件一致,加载角度为 0°。

5.1 轴压比

分别选取轴压比为 0、0.1、0.2、0.3、0.4 及 0.5 对塑性铰区域长度展开分析,图 5 为塑性铰区域长度随轴压比变化曲线。

从图 5 中可以看出,塑性铰区域长度随着轴压比的增加呈现单调递减的变化趋势。这是由于轴压比增加会导致墩底截面屈服弯矩变大,截面极限弯矩相对减少,进而导致墩底塑性铰区域长度逐渐减

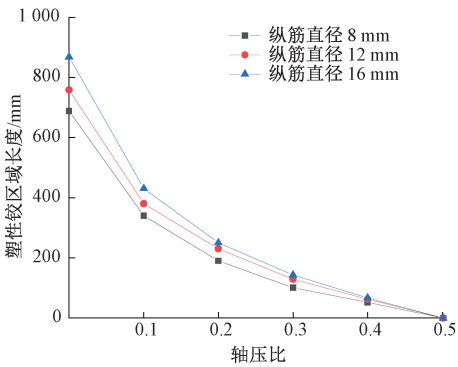


图 5 塑性铰区域长度随轴压比变化曲线

Figure 5 Length of plastic hinge region versus axial pressure ratio

小;当轴压比接近 0.5 时,由于受压区 UHPC 发生破坏而受拉区纵筋仍未屈服,或者受压区 UHPC 的破坏与受拉区纵筋的屈服同步发生,此时墩底塑性铰区域长度几乎接近于 0。

5.2 纵筋直径

图 6 为轴压比 0.10、0.15 和 0.20 时塑性铰区域长度随纵筋直径变化曲线。

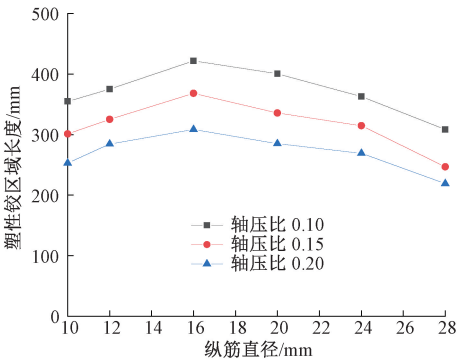


图 6 塑性铰区域长度随纵筋直径变化曲线

Figure 6 Length of plastic hinge region versus longitudinal reinforcement diameter

从图 6 中可以看出,试件塑性铰区域长度随着纵筋直径的增大呈现出先递增后递减的变化趋势。这是由于纵筋直径较小时,截面纵筋率较低,试件表现出明显的少筋梁的破坏特征;随着纵筋直径(纵筋率)不断增大,试件破坏特征逐渐向适筋梁破坏转变,导致塑性铰区域长度随之逐渐增大;但当纵筋直径增大至一定数值(16 mm)时,截面纵筋率过大,导致试件破坏特征开始向超筋梁破坏转变,因此,塑性铰区域长度反而下降。

5.3 纵筋屈服强度

图 7 为轴压比 0.10、0.15 和 0.20 时塑性铰区域长度随纵筋屈服强度变化曲线。

从图 7 中可以看出,塑性铰区域长度随着纵筋屈服强度的增加呈现出先增后减的变化趋势,表明

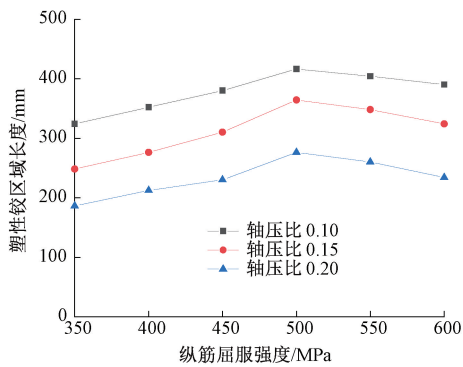


图 7 塑性铰区域长度随纵筋屈服强度变化曲线
Figure 7 Length of plastic hinge region versus longitudinal reinforcement yield strength

UHPC-NC 组合桥墩采用高强钢筋在一定程度上将提升其塑性变形能力,但当纵筋屈服强度增加到临界值(500 MPa)时,随着纵筋屈服强度的增加,塑性铰区域长度减小。

5.4 试件高度

图 8 为轴压比 0.10、0.15 和 0.20 时塑性铰区域长度随试件高度变化曲线。

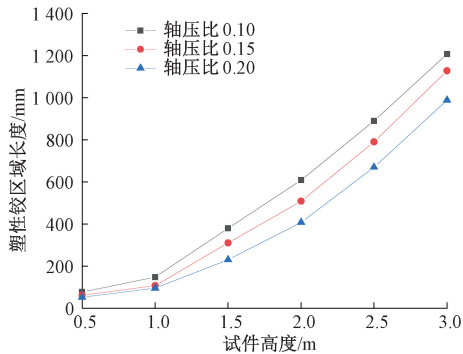


图 8 塑性铰区域长度随试件高度变化曲线
Figure 8 Length of plastic hinge region versus specimen height

从图 8 中可以看出,试件塑性铰区域长度随着试件高度的增加表现为单调递增。这是因为在低周

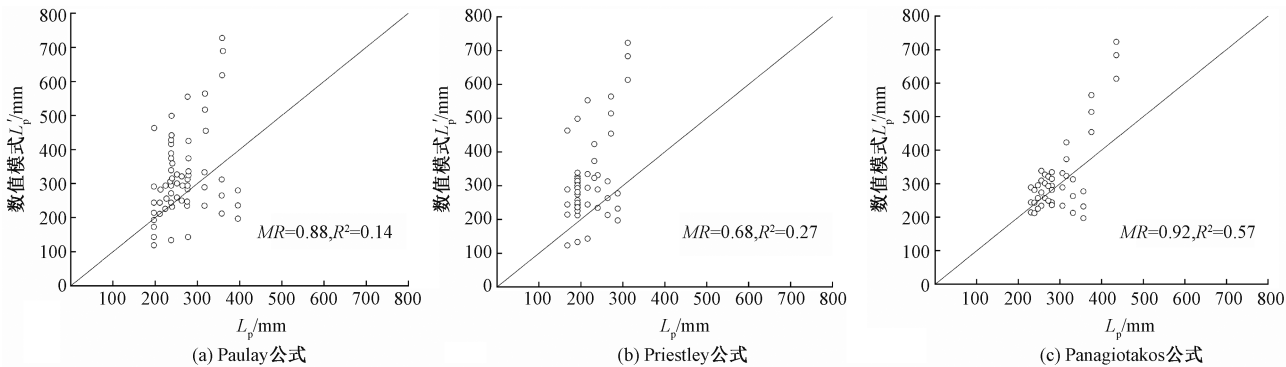


图 9 塑性铰长度参数分析结果与各公式计算结果对比
Figure 9 Comparison between the analysis results of plastic hinge length parameters and the calculation results of each formula

反复荷载作用下矮墩易发生脆性剪切破坏,塑性铰区域长度较小;但随着试件高度的增加,试件破坏特征将由脆性剪切破坏逐渐转换为延性弯曲破坏,导致试件塑性铰区域长度逐渐增大。

6 等效塑性铰长度回归公式

塑性铰区域虽然能反映墩柱塑性变形区域的实际分布,但工程实践中等效塑性铰长度显然更具实用性。通过假定真实的塑性变形区域塑性曲率从墩底到墩顶线性分布,Hines 等^[17]提出了塑性铰区域长度 L_{pz} 与等效塑性铰长度 L_p 之间的转换关系:

$$L_p = L_{pz}/2 + L_{sp} \tag{13}$$

式中: L_{sp} 为纵筋应变渗透效应产生的塑性铰增量,且 $L_{sp} = 0.022f_y d$ 。

为了探讨规范常用的钢筋混凝土墩柱塑性铰长度,建议公式对高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩适用性。图 9 (a) ~ 9 (c) 分别给出了 Paulay 公式^[15]、Priestley 公式^[16]和 Panagiotakos 公式^[18]与数值分析结果对比。图 9 中经验公式结果均值与数值分析结果均值的比值以 MR 表示,经验公式结果与数值分析结果的相关程度以 R^2 表示。对比分析结果排除了一些如矮墩(1.0 m)和高轴压比($n = 0.4, 0.5$)的极端情况。

从图 9 中可以看出,经验公式计算结果总体上小于数值分析结果(MR 最大值为 0.92),这表明采用钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度计算公式将一定程度上低估 UHPC 构件的塑性变形能力。与此同时,经验公式计算结果与数值分析结果相关程度(R^2)最大值仅为 0.57,表明采用钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度计算公式计算 UHPC 构件会存在较大误差。为此,本文结合数值分析结果,通过回归分析建立考虑轴压比、纵筋直径、纵筋屈服强度和试件高度的等效塑性铰长度计算公式,相应的表达式为

$$L_p=a_1\eta+a_2df_d+a_3L+a_4。$$

(14)

式中: η 表示轴压比; d 表示钢筋直径,mm; f_d 表示钢筋屈服强度,MPa; L 表示试件高度,m; a_1 、 a_2 、 a_3 、 a_4 均为回归系数。

基于前述数值分析结果,在剔除高轴压比(0.4 和 0.5)、低轴压比(0)、纵筋直径过大或过小(8 mm 和 28 mm)等极端状况下,经数值回归分析拟合出等效塑性铰长度计算公式为

$$L_p=-0.883\eta+0.0023df_d+0.255L+0.0095。$$

(15)

7 结论

本文基于大型有限元程序 ABAQUS,建立了高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩抗震有限元模型,分析了轴压比、纵筋直径、纵筋屈服强度和试件高度等敏感参数对高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩塑性铰区域长度的影响,并拟合出等效塑性铰长度计算公式,得出以下结论。

(1) 综合考虑数值分析和试验研究的差异性,建立的延性分析模型能较好地模拟对比试验的滞回曲线、等效塑性铰长度,并能反映试件在低周反复荷载加载过程中强度和刚度的退化。

(2) UHPC-NC 组合桥墩塑性铰区域长度随轴压比增大单调递减,随纵筋直径和屈服强度的增大均表现出先增大后减小的变化趋势,随试件高度的增大单调递增。当轴压比接近 0.5 时,UHPC 的破坏与受拉区纵筋的屈服同步发生,当纵筋直径和屈服强度分别为 16 mm、500 MPa 时,墩底塑性铰区域耗能能力达到最优。

(3) 规范建议的计算公式在一定程度上将低估组合桥墩的塑性变形能力,基于数值分析结果建立的等效塑性铰回归公式可为高强钢筋增强 UHPC-NC 组合桥墩抗震研究提供参考。

参考文献:

[1] 赵卓,耿佳硕,王建强. 采用 UHPC 材料连接的装配式桥墩抗震性能研究[J]. 郑州大学学报(工学版), 2021, 42(2): 13-18.

ZHAO Z, GENG J S, WANG J Q. Study on seismic performance of prefabricated pier connected by UHPC[J]. Journal of Zhengzhou University (Engineering Science), 2021, 42(2): 13-18.

[2] 郑七振,刘阳阳,龙莉波,等. 超高性能混凝土连接的装配式现浇混凝土框架抗震性能[J]. 工业建筑, 2019, 49(10): 85-91.

ZHENG Q Z, LIU Y Y, LONG L B, et al. Experimental

research on seismic behavior of precast concrete frame connected with uhpc[J]. Industrial Construction, 2019, 49(10): 85-91.

[3] TONG T, YUAN S Q, ZHUO W D, et al. Seismic retrofitting of rectangular bridge piers using ultra-high performance fiber reinforced concrete jackets [J]. Composite Structures, 2019, 228: 111367.

[4] 孟庆利. 分段 SFC 预制壳壁抗震加固 RC 墩柱设计与效验[J]. 中国公路学报, 2017, 30(12): 178-186.

MENG Q L. Design method and efficacy of RC pier columns seismically strengthened with precast SFC shell segments [J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30(12): 178-186.

[5] SHAN B, LIU G, LI T Y, et al. Experimental research on seismic behavior of concrete-filled reactive powder concrete tubular columns [J]. Engineering Structures, 2021, 233: 111921.

[6] REN L, FANG B W, WANG K, et al. Numerical investigation on plastic hinge length of ultra-high performance concrete column under cyclic load[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2022, 26(3): 1281-1299.

[7] 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(6): 104-110.

ZHAO Y, DUAN S F, NIU Z H. Research on restoring force modeling of concrete-filled steel tubular special-shaped column-steel beam nodes[J]. Journal of Zhengzhou University (Engineering Science), 2022, 43(6): 104-110.

[8] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1804-1826.

[9] ZHAO J, SRITHARAN S. Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures[J]. ACI Structure Journal, 2007, 104(2): 133-141.

[10] 邓宗才,姚军锁. 高强钢筋约束超高性能混凝土柱轴心受压本构模型研究[J]. 工程力学, 2020, 37(5): 120-128.

DENG Z C, YAO J S. The axial compression stress-strain model for ultra-high performance concrete columns confined by high-strength stirrups[J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(5): 120-128.

[11] 原海燕,安明喆,贾方方,等. 活性粉末混凝土轴拉性能试验研究[J]. 工程力学, 2011, 28(增刊1): 141-144.

YUAN H Y, AN M Z, JIA F F, et al. Experimental research on uniaxial tensile performance of reactive powder

concrete[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(S1): 141-144.

[12] 方自虎,周海俊,赖少颖,等. 循环荷载下钢筋混凝土 ABAQUS 黏结滑移单元[J]. 武汉大学学报(工学版), 2014, 47(4): 527-531.
FANG Z H, ZHOU H J, LAI S Y, et al. ABAQUS bond-slip element of reinforced concrete under cyclic loads[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2014, 47(4): 527-531.

[13] ELIGEHAUSEN R, POPOV E P, BERTERO V V. Local bond stress-slip relationship of deformed bars under generalized excitations [R]. California :University of California, 1983.

[14] REN L, FANG Z, ZHONG R, et al. Experimental and numerical investigations of the seismic performance of UHPC box piers[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2019, 23(2): 597-607.

[15] PAULAY T, PRIESTLY M J N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings [M]. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc., 1992.

[16] PRIESTLEY M J N, PARK R. Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading[J]. ACI Structural Journal, 1987, 84(1): 61-76.

[17] HINES E M, RESTREPO J I, SEIBLE F. Force-displacement characterization of well-confined bridge piers [J]. ACI Structural Journal, 2004, 101(4): 537-548.

[18] PANAGIOTAKOS T B, FARDIS M N. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate[J]. ACI Structural Journal, 2001, 98(2): 135-148.

Plastic Hinge Length of UHPC-NC Hybrid Pier Reinforced by High-strength Steel Bars

REN Liang^{1,2}, LIU Qingyun¹, FANG Bowen¹, WEN Shuai¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China; 2. State Key Laboratory of Performance Monitoring Protecting of Rail Transit Infrastructure, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China)

Abstract: To discuss the plastic deformation ability of UHPC-NC hybrid pier reinforced by high-strength steel bars, a ductility analysis model was established and calibrated by the corresponding pseudo-static test of concrete piers strengthened with different UHPC reinforcement heights and UHPC box piers with different loading angles, with the involving in the constitutive model of Mander and double line, the constitutive relationship of UHPC material and the damage plastic model of concrete in the finite element program ABAQUS. Based on the validation of the test results, the method on determining the length of the plastic zone was proposed, and the parameter analysis varying in the axial compression ratio, the diameter and yield strength of the longitudinal reinforcement, and the height of the specimen was conducted. On the basis of the applicability of the proposed formula in the evaluating code, the formula for calculating the equivalent plastic hinge length of hybrid pier was established. The results showed that, the length of plastic zone for UHPC-NC hybrid pier reinforced by high-strength steel bars would decrease with the increase of axial compression ratio, increased firstly and then decreased with the diameter of the longitudinal reinforcement and longitudinal reinforcement yield strength, and increased with the increase of the specimen height. When the axial compression ratio was close to 0.5, the failure of UHPC occurred simultaneously with the yield of longitudinal bars in the tensile zone. When the longitudinal reinforcement diameter and yield strength were 16 mm and 500 MPa, the energy dissipation capacity of the plastic zone reached the optimum. By comparing with the numerical analysis results, it was further shown that the empirical formulas underestimated the plastic deformation ability of UHPC-NC hybrid pier. The established equivalent plastic hinge regression formula could provide a reference for the seismic research of UHPC-NC hybrid pier reinforced by high-strength steel bars.

Keywords: plastic deformation ability; UHPC-NC hybrid pier; ABAQUS; high-strength steel bars; plastic hinge length; ductility analysis model