

钢纤维混凝土桥墩抗震性能数值模拟与试验

张于晔^{1,2}, 魏红一¹, 袁万城¹

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 南京理工大学 土木工程系, 江苏 南京 210094)

摘要: 基于纤维模型的有限元分析技术, 采用考虑钢纤维影响的混凝土材料模型和考虑黏结-滑移效应的钢筋材料模型, 建立了在反复荷载作用下普通混凝土和钢纤维增强混凝土桥墩的非线性有限元模型. 采用数值分析方法得到钢纤维体积分数、配箍率和钢纤维混凝土区高度对钢纤维混凝土桥墩模型滞回曲线、骨架曲线和延性性能等抗震能力的影响规律, 并与试验结果进行了对比. 结果表明: 数值模拟与拟静力试验结果基本一致, 呈现出相似的规律性; 钢纤维可部分代替箍筋的抗震作用, 在一定范围内随着钢纤维体积分数的增加, 桥墩试件的抗震性能增强; 在桥墩局部采用钢纤维混凝土, 可达到与整体采用钢纤维混凝土相近的抗震能力.

关键词: 钢纤维; 桥墩; 抗震能力; 拟静力试验; 数值模拟
中图分类号: U448.38 **文献标志码:** A

Numerical and Experimental Study on Seismic Performance of Bridge Piers by Steel Fiber Reinforced Concrete

ZHANG Yuy^{1,2}, WEI Hongyi¹, YUAN Wancheng¹

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Civil Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing 210094, China)

Abstract: The nonlinear finite element models of concrete piers under cyclic loading were established with the analytical method of fiber model. The concrete material model with a consideration of the effect of steel fiber and the steel material model with a consideration of the bond-slip effect were adopted. The influences of steel fiber volume fraction, stirrup ratio and the height of steel fiber reinforced concrete (SFRC) region on seismic capacity of the piers, such as hysteretic characteristics, skeleton curves and ductility, were obtained by the numerical analysis. The comparison numerical results were compared with the test results. The results show that the simulation results of seismic response are basically

identical with the pseudo-static test results; parts of the stirrups' roles of seismic resistance can be substituted by the addition of steel fibers, and the seismic capacity of concrete piers is improved with the increase of steel fiber content in a certain range; similar seismic capacity can be sustained when the piers are constructed with a local or a whole application of SFRC.

Key words: steel fiber; bridge pier; seismic capacity; pseudo-static test; numerical simulation

桥墩作为将桥梁上部结构传来的各种荷载可靠地传递给基础的重要构件, 其抗震设计的优劣关系到整个桥梁结构的抗震性能. 在以往桥梁地震震害中, 有很多震害是由于墩柱抗震设计不足引起的, 如1989年Loma Prieta地震中的Cypress高架桥^[1], 1994年Northridge地震中的Bull Creek Canyon海峡桥^[2], 以及2008年汶川地震中的百花大桥^[3]等.

通过对既有桥梁震害的分析, 以Park为代表的西兰学者提出了延性抗震设计理论, 即通过结构选定部位的塑性变形(形成塑性铰)来抵抗地震作用, 并用试验证明横向箍筋的约束作用可以显著地改善混凝土在大应变时的应力-应变关系, 从而改善构件的延性性能^[4]. 国内外学者已对利用箍筋的约束作用来提高混凝土桥墩的延性进行了大量研究^[5], 然而在部分强震区, 为了使桥墩塑性铰区具有足够的延性, 通常需要配置大量的加密箍筋. 但过密的箍筋会增加其施工难度, 降低施工质量, 甚至部分区域根本没有足够的空间来布置大量箍筋.

为了减少桥墩塑性铰区域的箍筋数量, 并提高其延性抗震能力, 可以尝试在桥墩中用钢纤维混凝土代替普通混凝土. 大量研究表明^[6-10], 在混凝土中添加钢纤维可以提高混凝土的抗拉、抗剪、抗裂、延性和耗能等方面的性能. 而至今国内外对钢纤维混凝土的试验研究主要集中在框架结构节点、混凝土

收稿日期: 2012-06-02

基金项目: 国家自然科学基金(90915011, 50978194, 51278376); 科技部国家重点实验室基础研究项目(SLDRCE09-B-08)

第一作者: 张于晔(1986—), 男, 博士生, 主要研究方向为桥梁抗震与振动. E-mail: 2086zyy@tongji.edu.cn

通讯作者: 袁万城(1962—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为抗震与振动. E-mail: yuan@tongji.edu.cn

梁柱及剪力墙结构等领域,对钢纤维混凝土在提高桥墩抗震能力方面的研究尚不多见.为此,本文通过拟静力试验的结果分析和非线性有限元数值分析探讨了钢纤维混凝土在桥墩中的应用及其对其抗震能力的影响,并分析了钢纤维体积分数、钢纤维混凝土增强区域的高度以及配箍率等三个设计参量对桥墩抗震能力的影响.

1 试验概况

本试验^[11]以钢纤维体积分数、试件的体积配箍率和试件墩身采用钢纤维混凝土的高度为变量,共设计了八个试件,包括一个普通钢筋混凝土桥墩,四

个钢纤维钢筋混凝土桥墩和三个塑性铰区域局部采用钢纤维增强混凝土桥墩.试件 S1 为普通钢筋混凝土桥墩,试件 S2~S4 是钢纤维体积分数变化的钢纤维钢筋混凝土桥墩,试件 S5 是采用较低体积配箍率的钢纤维钢筋混凝土桥墩,试件 S6~S8 是潜在塑性铰区钢纤维混凝土高度不同的局部钢纤维增强混凝土桥墩.试件纵筋采用直径为 14 mm 的 HRB335 热轧钢筋.箍筋采用直径为 8 mm 的 R235 光圆钢筋.试件 S5 的箍筋间距为 110 mm,其他试件的箍筋间距为 70 mm.钢纤维采用上海贝卡尔特公司生产的端部弯钩形钢丝纤维,长度为 35 mm,直径为 0.55 mm,抗拉强度为 1 150 MPa.试件主要参数见表 1,试件主要尺寸及钢筋布置示意图 1 所示.

表 1 试件编号和主要参数

Tab.1 Numbers and main parameters of specimens

试件编号	试件采用混凝土类型	主筋配筋率/%	体积配箍率/%	钢纤维体积分数/%	钢纤维混凝土区高度/mm	混凝土抗压强度/MPa
S1	普通混凝土	1.54	1.51	0	0	38.7
S2	钢纤维混凝土	1.54	1.51	0.5	800	40.9
S3	钢纤维混凝土	1.54	1.51	1.0	800	43.1
S4	钢纤维混凝土	1.54	1.51	1.5	800	45.3
S5	钢纤维混凝土	1.54	0.96	1.5	800	45.3
S6	局部钢纤维混凝土	1.54	1.51	1.0	100	43.1
S7	局部钢纤维混凝土	1.54	1.51	1.0	200	43.1
S8	局部钢纤维混凝土	1.54	1.51	1.0	300	43.1

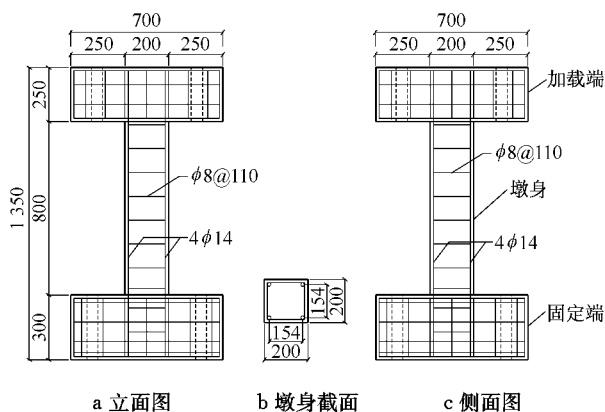


图 1 试件尺寸及钢筋布置(单位:mm)

Fig.1 Geometry and reinforcing arrangement of pier specimens (unit: mm)

试验在同济大学土木工程防灾国家重点实验室的 2 000 t 支座动、静液伺服加载系统上进行.施加两个方向荷载:竖向荷载模拟结构自重,轴压比设计为 10%;水平荷载模拟地震反复荷载作用,采用位移控制的加载方式.位移幅值分别为 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60, 75 mm.加载采用倒置悬臂方式,墩身固定端在系统上部,下部通过钢铰与加载系统水平作动器相连构成加载端.加载装置实况如图 2 所示.



图 2 加载装置实况图

Fig.2 Photo of the loading device

2 有限元分析模型与计算参数

以软件 OpenSees^[12](地震工程模拟开放系统)为平台,主要基于纤维单元理论来建立数值分析模型,对以上钢纤维混凝土桥墩拟静力试验进行计算分析.由于钢纤维的添加对钢筋与混凝土之间的黏结有影响,故在混凝土墩身潜在塑性铰区域设置一

个零长度单元,用于模拟钢纤维对钢筋与混凝土黏结的影响。

2.1 混凝土材料模型

为更好地模拟混凝土在反复荷载作用下的滞回性能,采用 Concrete07 材料模型来模拟混凝土的力学行为。Concrete07 是基于 Chang-Mander 模型^[13]的混凝土材料模型,如图 3 所示。此模型的滞回规则主要遵循 Chang 和 Mander 由大量往复试验数据得出的统计分析结果。该模型中混凝土的材料参数和力学性能列于表 2。其中, V_f 为钢纤维体积分数; f_c 为混凝土抗压强度; ϵ_c 为抗压强度处混凝土应变; f_t 为混凝土抗拉强度; E_c 为混凝土初始弹性模量; ϵ_t 为抗拉强度处混凝土应变; x_p, x_n, r 为影响应力—应变曲线走向的无量纲参数。图 3 中 ϵ_{cu} 为抗压强度处混凝土最大压应变, ϵ_{tu} 为抗拉强度处混凝土最大拉应变。除混凝土抗压强度为试验实测数据外,其他由文献^[12]推荐公式计算得到。

$$f_t = 0.62 \sqrt{f_c} \quad (1)$$

$$E_c = 8\,200(f_c)^{3/8} \quad (2)$$

$$\epsilon_t = \frac{2f_t}{E_c} \quad (3)$$

式中: f_c 为混凝土圆柱体抗压强度, $f_c = 0.8f_{cu}$ 。核心混凝土抗压强度是基于 Chang-Mander 模型^[13], 由保护层混凝土实测抗压强度计算得到。

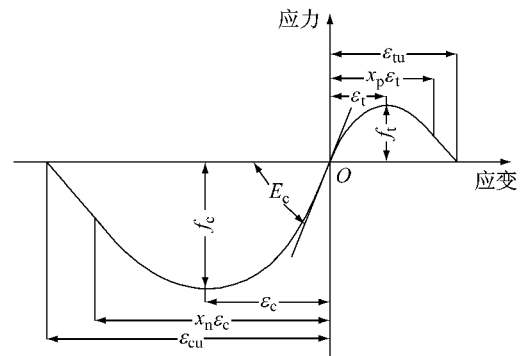


图 3 Concrete07 材料模型参数定义

Fig.3 Variable definitions for the Concrete07 material model

由于钢纤维的添加会改变混凝土的力学性能, 本文采用 Nataraja 等^[14]推荐的公式来计算不同体积分数的端部弯钩形钢纤维对混凝土部分力学性能产生的影响。

$$f_{cf} = f_c + 2.160\,4R_I \quad (4)$$

$$\epsilon_{cf} = \epsilon_c + 0.000\,6R_I \quad (5)$$

$$R_I = W_f L_f / D_f \quad (6)$$

式中: f_{cf} 为钢纤维混凝土抗压强度; ϵ_{cf} 为钢纤维混凝土抗压强度处对应混凝土应变; R_I 为端部弯钩形钢纤维的增强指数; W_f 为钢纤维的质量分数, 取为钢纤维体积分数 V_f 的 3.2 倍; L_f, D_f 分别为钢纤维长度和直径。

表 2 Concrete07 模型中各试件混凝土参数取值

Tab.2 Concrete mechanical properties adopted by Concrete07 model

混凝土类型	试件编号	$V_f/\%$	f_c/MPa	ϵ_c	f_t/MPa	E_c/MPa	ϵ_t	x_p	x_n	r
保护层混凝土	S1	0	38.7	0.002 05	3.45	29 707	0.000 232	2.0	2.3	4.05
	S2	0.5	40.9	0.002 69	3.55	30 330	0.000 234	2.0	2.3	4.39
	S3, S6~S8	1.0	43.1	0.003 33	3.64	30 932	0.000 235	2.0	2.3	4.73
	S4	1.5	45.3	0.003 96	3.73	31 514	0.000 237	2.0	2.3	5.07
	S5	1.5	45.3	0.003 96	3.73	31 514	0.000 237	2.0	2.3	5.07
核心混凝土	S1	0	44.6	0.003 92	3.70	31 331	0.000 236	2.0	30	1.46
	S2	0.5	48.0	0.005 03	3.84	32 206	0.000 238	2.0	30	1.34
	S3, S6~S8	1.0	50.2	0.006 08	3.93	32 752	0.000 240	2.0	30	1.27
	S4	1.5	52.4	0.007 10	4.01	33 283	0.000 241	2.0	30	1.23
	S5	1.5	49.7	0.006 01	3.91	32 629	0.000 239	2.0	30	1.34

2.2 钢筋材料模型

钢筋在反复荷载作用下, 包辛格效应使得钢筋在上一个循环返回后, 在比屈服应力低的水平上出现非线性反应^[18]。要准确模拟钢筋的力学性能, 除了保证准确模拟钢筋骨架曲线的关键点之外, 还要能模拟钢筋应变软化段的影响、受压屈曲和受拉断裂的影响等塑性力学性能。在 OpenSees 程序中的 Reinforcing Steel 材料模型考虑了上述因素, 来模拟钢筋的受压屈曲以及疲劳损伤等塑性力学行为。

Reinforcing Steel 材料模型是基于 Chang-Mander 钢筋模型^[13], 其本构示意图 4。钢筋本构由四部分组成: 线弹性段、屈服平台段、应变硬化段和应变软化段。Chang-Mander 钢筋模型能够描述钢筋在塑性变形时的包辛格效应、循环应变强化、反向记忆特性、低周疲劳等力学性能, 较好地模拟了钢筋在反复应变下的滞回曲线。通过定义钢筋的受拉屈服点、应变硬化段和受压屈曲等参数来定义钢筋力学模型, 更合理地模拟钢筋材料的力学特性。Reinforcing

Steel 模型中材料参数取值见表 3. 图 4 与表 3 中的参数定义为: f_y, f_{su} 分别为钢筋的屈服强度和极限强度, 其取值按试件所用钢筋确定; E_s, E_{sh} 分别为钢筋初始弹性模量和初始应变硬化时切线模量, 按相应规范取值; ϵ_{sh} 和 ϵ_{su} 分别为初始应力硬化和峰值应力下对应的应变, 按文献[12]进行取值; d_b 为纵向钢筋直径; l_{sr} 为相邻箍筋之间纵筋长细比(即箍筋间距与纵筋直径之比); β, λ, δ 为屈曲影响系数, 按照 Gomes 等^[16] 的推荐进行取值; C_t, α, C_d 为周期荷载影响系数, C_t 是用来调整构件至破坏前循环数量的延性常数, α 是取决于材料种类的常量, 用于关联一个应变范围对应的损坏和另一个应变范围对应的损坏, C_d

是强度退化常数, 根据 OpenSees 程序说明和本模型情况, 各参数取值如表 3 所示.

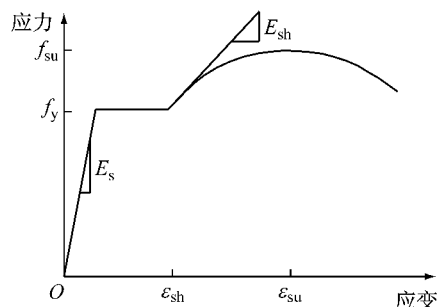


图 4 Reinforcing Steel 材料模型本构示意

Fig. 4 Stress-strain relationship for the Reinforcing Steel material model

表 3 Reinforcing Steel 模型中钢筋参数取值

Tab. 3 Steel mechanical properties adopted by Reinforcing Steel material model

参数	f_y/MPa	f_{su}/MPa	E_s/MPa	E_{sh}/MPa	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	d_b/mm
取值	335	500	2.0×10^5	6.0×10^3	0.016	0.08	14
参数	l_{sr}	β	λ	δ	C_t	α	C_d
取值	6.0	1.0	0.8	0.8	0.9	0.506	0.52

2.3 黏结-滑移单元

在周期反复荷载作用下, 在混凝土结构中添加钢纤维能较大地提高钢筋与混凝土之间的黏结性能^[17-18]. 为更好地模拟这一影响, 在墩身与基础交界处附加一个单独考虑纵向钢筋滑移变形的零截面长度单元^[19]. 此零长度单元采用单位长度, 所以单元的变形就等于截面的变形, 弯曲一曲率的关系即为弯矩—转角的关系. 该零长度单元采用 Bond_SP01 材料模型, Bond_SP01 模型的钢筋应力—加载端滑移包络曲线如图 5 所示, 各试件中 Bond_SP01 模型所取的主要力学参数如表 4 所示. 此模型主要有六个参数: 钢筋的屈服强度 f_y 和极限强度 f_{su} (取值按试件所用钢筋确定), 钢筋在屈服应力下交界面滑移 S_y , 钢筋达极限强度时滑移 S_u , 钢筋应力—滑移曲线初始硬化率 b (即钢筋屈服时曲线切线的刚度与初始刚度的比值, 图 5 中 K 为初始刚度), 钢筋应力—滑移循环响应的“捏拢”因子 R . 其中参数 S_y 可由文献[18]推荐的公式计算得到.

$$S_y = 2.54 \left[\frac{d_b}{8437} \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} (2\theta + 1) \right]^{\frac{1}{\theta}} + 0.34 \quad (7)$$

式中: θ 为描述局部黏结—滑移关系的系数, 可取为 0.4. 根据 OpenSees 中建议值, 在表 4 中, $S_u = 35S_y$, $b = 0.4$, $R = 0.6$. 对于钢纤维混凝土, 本文中 S_y 的取值根据文献[20-21]推荐公式进行修正.

$$S_y = S_1 e^{1.8[(u_y/u_m^{\text{SFRC}})^2 - 1]} \quad (8)$$

$$u_y = 0.78 \sqrt{f_c} \left(\frac{c + 0.45cV_f L_f / D_f}{d_b} \right)^{2/3} \quad (9)$$

$$u_m^{\text{SFRC}} = (1 + 0.34 \sqrt{V_f L_f / D_f} - 0.25) u_m^{\text{RC}} \quad (10)$$

$$u_m^{\text{RC}} = 0.75 \sqrt{f_c} (c/d_b)^{2/3} \quad (11)$$

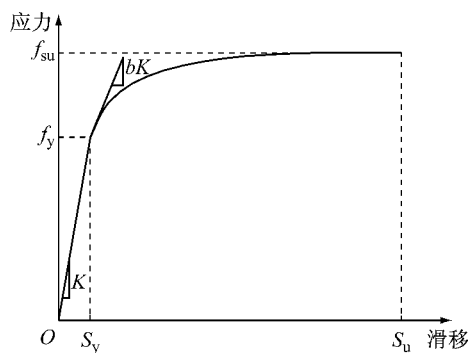


图 5 Bond_SP01 模型钢筋应力—滑移包络曲线

Fig. 5 Monotonic bar stress and slip response in Bond_SP01 material model

表 4 Bond_SP01 模型中各试件参数取值

Tab. 4 The mechanical properties adopted in Bond_SP01 material model

试件编号	$V_f/\%$	f_y/MPa	S_y/mm	f_{su}/MPa	S_u/mm	b	R
S1	0	335	0.35	500	12.3	0.4	0.6
S2	0.5	335	0.51	500	17.9	0.4	0.6
S3, S6~S8	1.0	335	0.63	500	21.9	0.4	0.6
S4, S5	1.5	335	0.78	500	26.3	0.4	0.6

式中: u_y 为屈服黏结应力; u_m 为最大黏结应力; $S_1 = 0.15c_0$, c_0 为纵向受力钢筋净距; c 为最小混凝土保护层厚度. 根据计算,各试件中 Bond_SP01 材料模型的主要力学参数取值列于表 4.

2.4 有限元分析模型建立

根据上述建立有限元分析模型方法以及桥墩试件的尺寸和材料特性,针对试件进行建模分析,其模型如图 6 所示.墩身的横截面尺寸为 $0.2\text{ m} \times 0.2\text{ m}$,沿竖向桥墩墩身共设五个节点四个弹塑性梁柱单元(每个单元长 0.2 m),另外还有一个零长度截面单元设于墩底处并附加一个节点.对于约束混凝土,在两个方向上均划分为 20 等分;对于保护层混凝土,沿其长度方向划分为 20 等分,沿宽度方向划分为二等分,其网格划分尺寸稍大于约束混凝土;对于每根纵向钢筋,按一个网格进行计算分析.

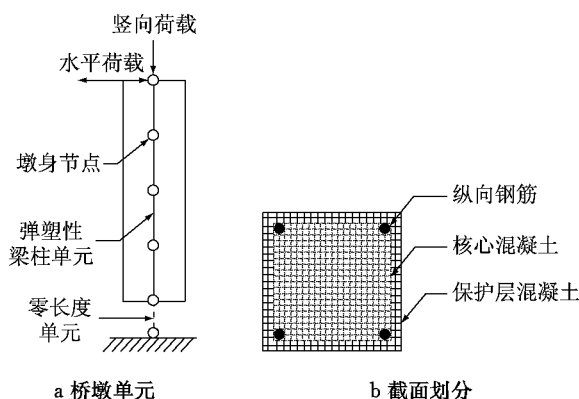


图 6 有限元模型示意图

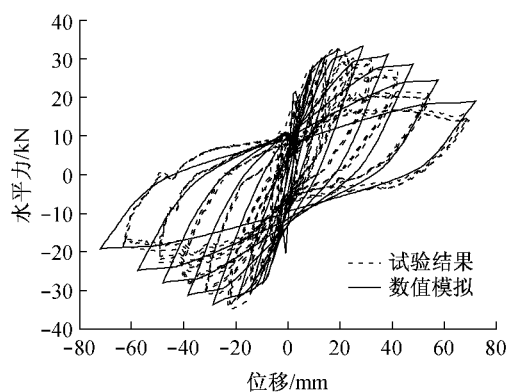
Fig. 6 Schematic representation of finite element model

3 数值模拟与拟静力试验结果的对比分析

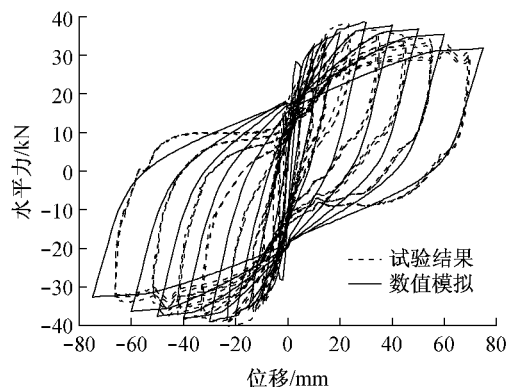
3.1 典型荷载—位移滞回曲线

图 7 为两个典型试件 S1 和 S3 的水平荷载—位移滞回曲线的试验与数值模拟结果,按上述方法进行的数值分析与试验结果吻合良好,其误差主要是由加载装置间的摩擦和混凝土的离散性造成.通过试验与数值分析得到的试件 S1 和 S3 的滞回曲线具有如下的差别:

(1) 钢纤维混凝土试件滞回曲线的最大荷载大于普通混凝土试件,在达到峰值荷载后,前者的滞回曲线比后者的下降趋势明显减缓.试件 S3 在水平位移为 60 mm 等级时,荷载未出现显著下降,而试件 S1 在位移为 40 mm 后荷载下降明显.



a 试件 S1



b 试件 S3

图 7 典型荷载—位移滞回曲线试验与数值模拟结果

Fig. 7 Numerical and test results of typical hysteretic curves of specimens

(2) 钢纤维混凝土试件卸载曲线的斜率较接近于初始加载时的斜率,而普通钢筋混凝土试件卸载曲线的斜率明显小于初始加载时斜率,前者与后者相比具有更大的卸载刚度.

(3) 普通钢筋混凝土试件滞回曲线的“捏缩”效应随着反复荷载的增大而不断增大,钢纤维混凝土试件的“捏缩”现象没有普通混凝土试件明显,钢纤维混凝土桥墩试件的滞回环与普通混凝土构件相比更为饱满,说明其具有更强的耗能能力.

3.2 骨架曲线

在低周反复加载试验中,将结构荷载—位移曲线的所有每次循环的峰值点联结起来所得到的包络线称为骨架曲线^[22].根据试件骨架曲线可确定屈服荷载 P_y 、屈服位移 Δ_y 、最大荷载 P_{max} 、最大荷载所对应的位移 Δ_{max} 、极限荷载 P_u 、极限位移 Δ_u 与位移延性系数 μ .其中屈服位移 Δ_y 采用通用屈服弯矩法确定,极限位移 Δ_u 取为峰值荷载后荷载下降至最大荷载的 85% 时对应的位移,对应的荷载为极限荷载 P_u ,定义试件的位移延性系数 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$.各试件骨架曲线主要特征点的试验与数值模拟结果分别如表 5 和 6 所示.

表 5 骨架曲线主要特征点试验结果

Tab.5 Test characteristic values of skeleton curves

试件编号	P_y/kN	Δ_y/mm	P_{\max}/kN	Δ_{\max}/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	μ
S1	27.12	8.17	32.88	21.76	27.95	37.94	4.65
S2	27.31	7.69	35.09	21.69	29.83	45.03	5.86
S3	28.36	7.86	38.02	23.25	32.32	63.20	8.04
S4	31.28	8.74	40.64	22.41	34.54	61.75	7.07
S5	26.68	7.18	35.23	22.94	29.95	46.88	6.53
S6	26.98	6.87	33.72	22.16	28.66	44.42	6.47
S7	29.23	6.58	36.53	23.74	31.05	53.41	8.12
S8	31.05	7.80	37.46	24.08	31.84	59.97	7.69

表 6 骨架曲线主要特征点数值模拟结果

Tab.6 Numerical characteristic values of skeleton curves

试件编号	P_y/kN	Δ_y/mm	P_{\max}/kN	Δ_{\max}/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	μ
S1	28.82	10.53	33.41	28.80	28.40	48.74	4.63
S2	29.98	9.61	36.12	29.40	30.70	58.31	6.07
S3	31.88	9.36	38.40	30.00	32.64	71.50	7.64
S4	35.47	8.52	40.02	30.00	35.72	74.65	8.76
S5	32.61	8.25	38.30	30.00	32.56	55.85	6.77
S6	29.06	9.28	35.12	30.00	29.85	59.16	6.38
S7	30.27	9.24	36.48	30.00	31.01	71.50	7.74
S8	31.22	9.37	37.63	30.00	31.98	71.66	7.65

图 8 为不同钢纤维体积分数时试件的骨架曲线. 试件 S1 ~ S4 的钢纤维体积分数分别为 0, 0.5%, 1.0% 和 1.5%, 其他参数相同. 根据数值模拟与试验结果, 可知随着钢纤维体积分数的增加, 试件的承载力逐渐增大, 骨架曲线的下降段趋于平缓. 对

于试件 S4, 可能由于试验时混凝土浇筑过程中未完全将钢纤维与混凝土搅拌均匀, 使得钢纤维混凝土的性能受到一定影响, 而数值模拟时未能考虑此因素, 从而使表 6 中试件 S4 的位移延性系数的数值分析结果大于表 5 中相应的试验结果.

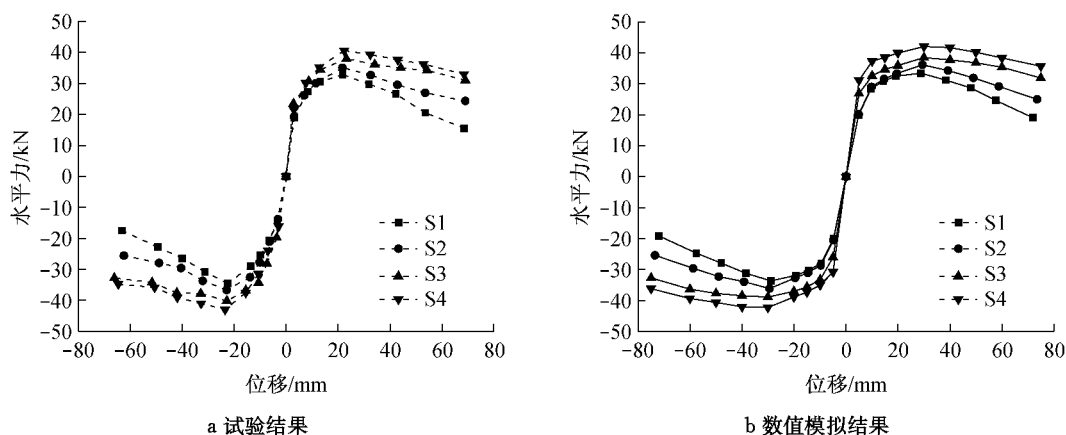


图 8 不同钢纤维体积分数的试件骨架曲线

Fig.8 Skeleton curves with different steel fiber contents

图 9 为桥墩中采用不同钢纤维混凝土区段高度时试件的骨架曲线, 数值模拟与试验结果吻合较好. 试件 S3, S6 ~ S8 的钢纤维混凝土增强区域高度分别为 800, 100, 200 和 300 mm. 在局部采用钢纤维混凝土增强的试件中, 试件 S6 的承载力较其他试件小, 且其骨架曲线下降段明显比其他三个试件更陡峭. 而 S7, S8 与 S3 的骨架曲线基本相似, 其在表 5 和 6 中关键特征点数值也较接近. 结果表明合理采用钢

纤维混凝土的局部增强, 对于本批模型局部增强区域高度采用 200 ~ 300 mm, 可以达到与桥墩整体增强相近的效果.

图 10 为不同体积配箍率时试件的骨架曲线. 数值模拟结果略大于试验结果, 主要是由加载装置间不可避免的静摩擦力引起. 试件 S1 为普通钢筋混凝土试件, 体积配箍率为 1.51% 试件, 试件 S4 和 S5 的钢纤维体积分数均为 1.5%, 体积配箍率分别为

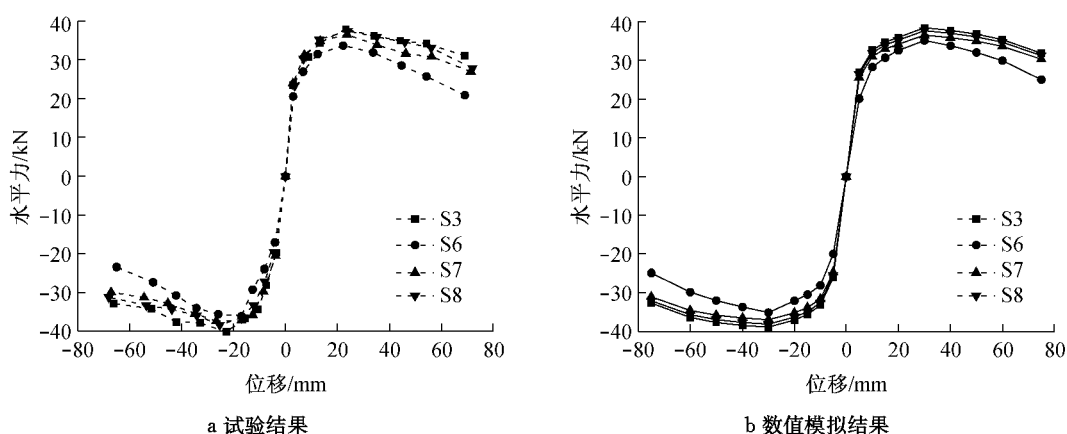


图9 不同钢纤维混凝土区段高度时试件的骨架曲线

Fig.9 Skeleton curves with different lengths of the SFRC region

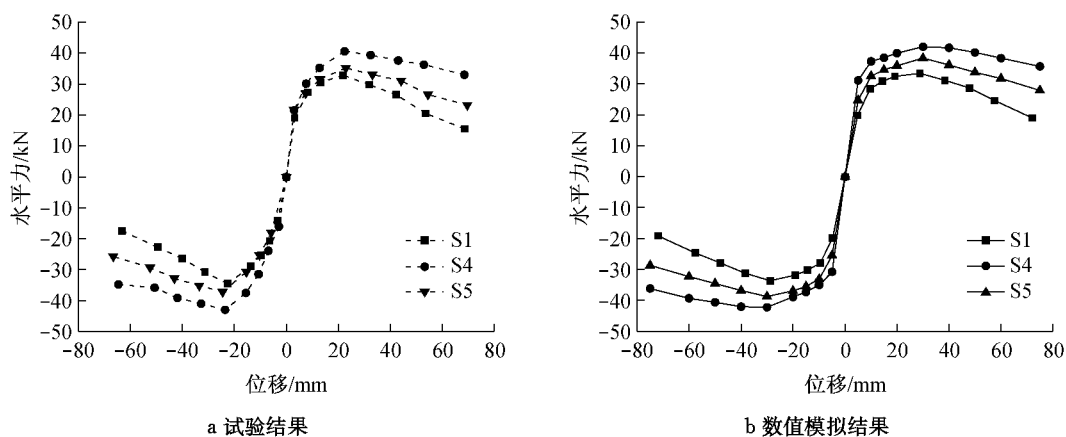


图10 不同体积配箍率对试件骨架曲线的影响

Fig.10 Influence of stirrup ratios on specimens' skeleton curves

1.51%和0.96%。试件S5骨架曲线介于试件S1和S4之间,虽然试件S5的配箍率小于S1,但由于钢纤维的加入,试件S5的极限承载力和屈后刚度均比S1要大,且试件S5的骨架曲线下降段比S1更加平缓,对于位移延性系数的试验和数值结果前者均比后者大40%左右,这表明钢纤维可在一定程度上代替箍筋的抗震作用。

3.3 延性性能

位移延性系数的试验结果与数值分析结果如图11所示。除试件S4外,其他试件的数值模拟与试验结果均吻合良好。对于试验结果,试件S4可能是由于钢纤维体积分数较大,导致其搅拌时混凝土和易性降低,进而影响其延性性能正常发挥。而数值分析尚不能模拟混凝土和易性的变化,因而数值结果较试验结果大。对于试件S2,S3和S4,其钢纤维体积分数分别为0.5%,1.0%和1.5%,试件延性系数的数值模拟与试验结果均值比试件S1分别提高了28.6%,69.0%和70.6%,钢纤维体积分数为1.5%时延性系数均值最大,而体积分数为1.0%时性价比

最高。试件S7和S8与试件S3的延性系数基本相等,进一步证明了在关键区域合理地局部采用钢纤维混凝土可达到与整体采用相近的抗震效果。

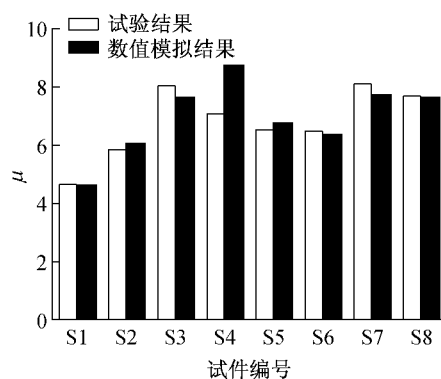


图11 各试件位移延性系数

Fig.11 Displacement ductility factors of specimens

4 结论

(1) 采用考虑钢纤维影响的混凝土材料模型,

以及考虑黏结-滑移效应影响的钢筋材料模型建立钢纤维混凝土桥墩模型,可较好地模拟在反复荷载作用下桥墩的抗震性能。

(2) 钢纤维可以部分代替箍筋的抗震作用,在一定范围内(钢纤维体积分数在1.5%以内),随着钢纤维体积分数的增加,桥墩试件的延性、耗能能力等抗震性能指标得到增强。

(3) 在桥墩的潜在塑性铰区域局部合理地采用钢纤维混凝土,可达到与桥墩整体采用钢纤维混凝土相近的抗震能力。

参考文献:

- [1] Fowler D. Response to the Cypress freeway disaster [R]. Oakland; Oakland Fire Department, 1995.
- [2] Basoz N, Kiremidjian A. Evaluation of bridge damage data from the Loma Prieta and Northridge, California earthquakes [R]. Oakland; The John A. Blume Earthquake Engineering Center, 1998.
- [3] 范立础, 李建中. 汶川桥梁震害分析与抗震设计对策 [J]. 公路, 2009, 5(5): 122.
FAN Lichu, LI Jianzhong. Earthquake disaster investigation and seismic design response of bridges in Wenchuan earthquake [J]. Highway, 2009, 5(5): 122.
- [4] Priestley M J N, Park R. Strength and ductility of concrete bridges columns under seismic loading [J]. Structural Journal of American Concrete Institute, 1987, 84(1): 61.
- [5] 袁万城, 范立础. 高强混凝土结构的延性抗震设计 [J]. 同济大学学报, 1994, 22(4): 445.
YUAN Wancheng, FAN Lichu. The seismic ductility design of high-strength concrete structures [J]. Journal of Tongji University, 1994, 22(4): 445.
- [6] Romualdi J P, Batson G B. Mechanics of crack arrest in concrete [J]. Journal of Engineering Mechanics, Division of Proceedings of the American Society of Civil Engineering, 1963, 89(EM3): 147.
- [7] Shah S P, Rangan B V. Fiber reinforced concrete properties [J]. ACI Journal, 1971, 68(14): 126.
- [8] Johnston C D. Steel fiber reinforced mortar and concrete; a review of mechanical properties [R]. Farmington Hills; American Concrete Institute, 1974.
- [9] Swamy R N. Fiber reinforced concrete of cement and concrete [J]. Materials and Structures, 1975, 8(45): 235.
- [10] Ozcan D M, Bayraktar A, Sahin A, et al. Experimental and finite element analysis on the steel fiber-reinforced concrete (SFRC) beams ultimate behavior [J]. Construction and Building Materials, 2009, 23: 1064.
- [11] ZHANG Yuye, WEI Hongyi, YUAN Wancheng, et al. Seismic performance of SFRC piers under reversed cyclic loading [J]. Applied Mechanics and Materials, 2012, 178/181: 2228.
- [12] Mazzoni S, McKenna F, Scott M H, et al. OpenSEES command language manual [CP/OL]. [2007-09-20]. <http://OpenSEES.Berkeley.edu/OpenSEES/manuals/usermanual/>
- [13] Chang G A, Mander J B. Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part 1—evaluation of seismic capacity [R]. New York; State University of New York, 1994.
- [14] Nataraja, M C, Dhang N, Gupta A P. Stress strain curve for steel-fiber reinforced concrete under compression [J]. Cement Concrete Composites, 1999, 21: 383.
- [15] 过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土原理与分析 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
GUO Zhenhai, SHI Xudong. Reinforced concrete theory and analyse [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003.
- [16] Gomes A, Appleton J. Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling [J]. Engineering Structures, 1997, 19(10): 822.
- [17] Harajli M H, Gharzeddine O. Effect of steel fibers on bond performance of steel bars in NSC and HSC under load reversals [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2007, 19(10): 864.
- [18] Campione G, Cucchiara C, Mendola L L, et al. Experimental investigation on local bond-slip behaviour in lightweight fiber reinforced concrete under cyclic actions [J]. Proceeding of 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver; WCEE, 2004: 2087.
- [19] Zhao J, Sritharan S. Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures [J]. ACI Structural Journal, 2007, 104(2): 133.
- [20] Harajli M H, Hamad B S, Karam K. Bond-slip response of rebars embedded in plain and FRC [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2002, 14(6): 503.
- [21] Harajli M H. Bond behavior in steel fiber-reinforced concrete zones under static and cyclic loading: experimental evaluations and analytical modeling [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2010, 22(7): 674.
- [22] 朱伯龙. 结构抗震试验 [M]. 北京: 地震出版社, 1989.
ZHU Bolong. Structural seismic test [M]. Beijing: Seismological Press, 1989.