

采用预应力筋进行 RC 桥墩地震损伤控制的试验研究

孙治国^{1,2} 王东升^{1,2} 司炳君³ 李宏男³ 张明生³

(1. 大连海事大学, 辽宁大连 116026; 2. 辽宁省公路工程重点实验室, 辽宁大连 116026;

3. 大连理工大学, 辽宁大连 116024)

摘要: 为评价采用预应力筋进行钢筋混凝土桥墩地震损伤控制的有效性, 设计 6 个竖向配置无粘结预应力筋和 1 个无预应力筋的钢筋混凝土桥墩试件, 并分别进行了固定轴力下的拟静力加载试验。详细对比各试件的抗震性能并重点关注试件混凝土开裂和残余位移等地震损伤情况。结果表明, 在桥墩试件中配置竖向预应力筋可有效减少其裂缝宽度和残余位移, 提高试件的承载力和抗弯刚度, 但在一定程度上降低了试件的耗能能力; 确保预应力筋不拉断或松弛是桥墩地震损伤控制设计的关键; 增加预应力筋初始应力, 可减少桥墩的裂缝宽度, 减少试件的延性和耗能能力, 但对试件的残余位移和刚度退化影响不明显; 改变预应力筋的位置对桥墩裂缝宽度、残余位移、延性及耗能能力、刚度退化等均未产生明显影响。

关键词: 钢筋混凝土桥墩; 地震损伤控制; 无粘结预应力; 拟静力试验; 抗震性能

中图分类号: U443.22 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-431X(2014)01-0107-10

Experimental research on the seismic damage control techniques for RC bridge piers by using prestressing tendons

Sun Zhiguo^{1,2} Wang Dongsheng^{1,2} Si Bingjun³ Li Hongnan³ Zhang Mingsheng³

(1. Dalian Maritime University, Dalian 116026, China; 2. Key Laboratory of Highway Engineering of Liaoning Province,

Dalian 116026, China; 3. Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The objective of this research is to evaluate the effectiveness of the proposed technique to reduce the seismic damages to Reinforced Concrete (RC) bridge piers by using prestressing tendons. Six RC bridge piers with vertical unbonded prestressing tendons and one without tendon were designed and tested under constant axial load and reversed cyclic lateral loads. The seismic behavior of the piers were presented and compared with each other, with special attention to the seismic damages to the piers including concrete crack width and residual displacement. It is found that employing prestressing tendons in the bridge piers could result in obvious reductions of concrete crack width and residual displacement, and enhanced strength and lateral stiffness of the piers, but the energy dissipation capacity of the piers would be decreased. Avoiding tendon rupture or relaxation are the key measures for the seismic damage control design of the piers. Increasing the initial stress of the tendons would result in reduction of the concrete crack width, ductility and energy dissipation capacity of the piers, but has little influence on the residual displacement and stiffness degradation of the piers. And the seismic behavior of the piers, including the concrete crack width, residual displacement, ductility and energy dissipation capacity and stiffness degradation, would not be affected by the location of the prestressing tendons.

Keywords: Reinforced Concrete (RC) bridge piers; seismic damage control; unbonded prestressing; quasi-static tests; seismic behavior

E-mail: dswang@dlmu.edu.cn

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973 项目)(2011CB013605)、
国家自然科学基金(51008041)、中央高校基本科研业务费
(3132013068, 3132013315)和教育部新世纪优秀人才支持计
划(NCET-12-0751)

作者简介: 孙治国, 博士, 讲师

收稿日期: 2013-01-07

引 言

钢筋混凝土结构地震损伤控制技术的研究正逐步受到重视, 对桥梁抗震而言, 1995 年日本 Kobe 地震和 2008 年汶川大地震对桥墩损伤控制的研究起到了相当大的推动作用。Kobe 地震中, Hanshin 高速公路

高架桥大量桥墩尽管仅遭受轻微或中度破坏,但由于残余位移过大而不得不拆除重建,并由此引起了人们对桥墩残余位移估计及控制问题的重视^[1-2];汶川大地震中,庙子坪大桥水下高墩开裂破坏,尽管桥墩设计很好实现了“大震不倒”的抗震要求,在强震下仅发生开裂破坏,但出于耐久性考虑必须对开裂的混凝土进行修复,由于水下施工困难,花费代价巨大而引起了广泛关注^[3]。重大桥梁工程的桥墩抗震设计正逐渐由单纯重视强度和极限变形能力向损伤可控的方向发展。

当前,我国高速铁路、跨海大桥等重大桥梁工程的建设、规划正渐入高潮。对高速铁路而言,为满足震后行车安全要求,对桥墩残余位移的限制将更加严格;而跨海大桥的震后服役安全则要求严格限制桥墩水下混凝土的开裂破坏。因此,对重大桥梁工程而言,开展桥墩地震损伤及控制问题的研究显得尤为必要。在桥墩纵向配置一定量的预应力筋,利用预应力筋的恢复力延缓桥墩混凝土的开裂过程,并减少桥墩的震后残余位移,为桥墩地震损伤控制问题提供了新的有效途径。Zatar^[4]等通过9个矩形桥墩试件的拟静力和伪动力试验,证明预应力筋可有效减少桥墩的残余位移和残余裂缝宽度;Sakai^[5]等则提出采用预应力筋代替部分纵筋以达到减少桥墩残余位移的目的,并通过数值模拟方式进行了大量的参数分析,寻求桥墩残余位移控制的更普遍结论;张荣^[6]等完成了4根预应力钢筋混凝土柱在变轴力和变水平力下的反复加载试验,重点关注了试件的破坏过程、滞回关系和耗能能力;张鑫^[7]等则通过柱中配置高强钢绞线的钢筋混凝土框架结构的拟静力试验,认为高强钢筋的自复位能力可明显减少结构的残余变形。

注意到目前国内外对桥墩损伤控制的研究仍处于起步阶段,对配置竖向预应力筋钢筋混凝土桥墩这一新型结构形式,进行的抗震问题研究明显不足,且更多关注的是预应力筋对减少桥墩残余位移的作用,

忽略了对桥墩混凝土开裂破坏过程的影响。另外,对地震作用下预应力筋的应力水平进行的有效监测较少,缺乏指导工程设计的试验依据。本文完成了6个竖向配无粘结预应力钢筋混凝土桥墩模型的拟静力试验,并通过与1个普通桥墩试件进行对比,重点关注了试件混凝土开裂、残余位移、预应力筋应力等,并讨论了预应力筋的配置对试件延性和耗能能力、刚度退化等的影响。

1 试件设计及加载

1.1 试件设计

共设计了1个普通桥墩试件(RC-1)和6个竖向配无粘结预应力桥墩模型(PCR-1~PCR-6),各试件详细情况见图1和表1所示。各试件均为圆形截面,直径300mm。试件纵筋配筋情况为:除试件PCR-2配置8根直径8mm纵筋外,其余试件均配置8根直径12mm纵筋。竖向无粘结预应力筋详细配筋情况为:RC-1为普通钢筋混凝土桥墩,不配置预应力筋;试件PCR-3配2束 $\phi^s 12.7$ 预应力筋,其余试件均配置4束 $\phi^s 12.7$ 预应力筋;除试件PCR-6四束预应力筋采用集中锚固外,其余试件的预应力筋沿截面均匀布置。所有试件配箍均为直径8mm的螺旋箍筋,间距75mm。试件总轴压比 n 、外加轴力的轴压比 η 、预应力筋预应力的轴压比 ζ 、预应力度 λ 如表1所示,各符号定义如式(1)~式(4)所示。

$$n = \frac{N + N_p}{f_c A} \quad (1)$$

$$\eta = \frac{N}{f_c A} \quad (2)$$

$$\zeta = \frac{N_p}{f_c A} \quad (3)$$

$$\lambda = \frac{f_{py} A_p}{f_{py} A_p + f_y A_s} \quad (4)$$

表1 试件设计详细情况

Table 1 Design details of the specimens

编号	配筋		n	η	ζ	λ	备注
	纵筋	预应力筋					
RC-1	8 ϕ 12	无	0.1	0.1	0	0	非预应力试件
PCR-1	8 ϕ 12	4 $\phi^s 12.7$	0.2	0.1	0.1	0.61	标准预应力试件
PCR-2	8 ϕ 8	4 $\phi^s 12.7$	0.2	0.1	0.1	0.76	减少纵筋配筋,其余同PCR-1
PCR-3	8 ϕ 12	2 $\phi^s 12.7$	0.15	0.1	0.05	0.44	减少预应力筋配筋,其余同PCR-1
PCR-4	8 ϕ 12	4 $\phi^s 12.7$	0.15	0.1	0.05	0.61	减少预应力筋初始应力,其余同PCR-1
PCR-5	8 ϕ 12	4 $\phi^s 12.7$	0.25	0.1	0.15	0.61	增加预应力筋初始应力,其余同PCR-1
PCR-6	8 ϕ 12	4 $\phi^s 12.7$	0.2	0.1	0.1	0.61	改变预应力筋布置,采用集中锚固,其余同PCR-1

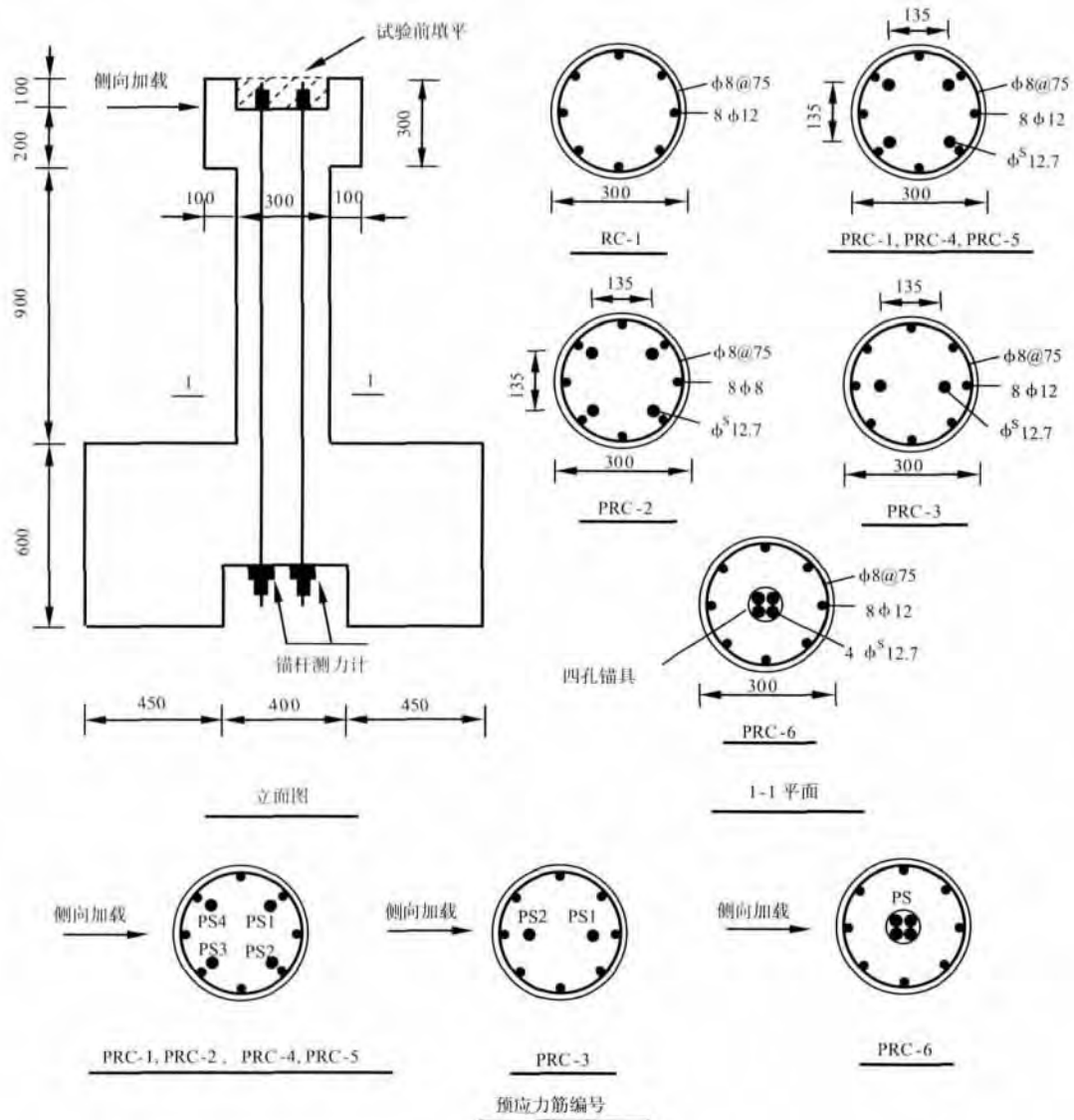


图 1 试件设计详图

Fig. 1 Design details of the specimens

式中： N 、 N_p 分别为外加轴压力和预应力筋引起的轴力； f_c 为混凝土轴心抗压强度； A 为试件截面面积； f_{py} 、 f_y 分别为预应力筋和纵筋的屈服强度； A_p 、 A_s 分别为预应力筋和纵筋截面积。

各试件预应力筋均采用后张无粘结形式，试件浇筑前将预应力筋固定，试件浇筑后待混凝土充分养护后再张拉。各试件侧向加载点至墩底距离均为 1100mm，对应剪跨比为 3.67。试件顶部承受轴力和侧向荷载，采用矩形扩大截面，尺寸为 500mm（长）× 300mm（宽）× 300mm（高）；另外，顶部预应力筋锚固处先预留 300mm 长，100mm 高空隙，待竖向预应力筋张拉锚固后填平，以便于施加轴向荷载。底部为固定桥墩试件的台座，长 1300mm，宽 500mm，高 600mm，并在底部预应力筋锚固处凹进 200mm，便于预应力筋锚固；另外，底部预应力筋锚固处张拉前安装锚杆测力

计，用于量测预应力筋实际应力大小。

各试件中，RC-1 为非预应力筋试件，将作为对比试件研究预应力筋对控制桥墩地震损伤的影响；PRC-1 为标准的预应力试件，PRC-2 和 PRC-3 试件是在 PRC-1 的基础上，通过减少纵筋配筋或预应力筋配筋，讨论预应力度 λ 对桥墩地震损伤的影响；PRC-4 和 PRC-5 则是改变了预应力筋初始张拉应力大小，讨论预应力水平对桥墩地震损伤的影响；PRC-6 是将 PRC-1 中的 4 束均匀布置的预应力筋改为桥墩圆心处集中锚固，讨论预应力筋位置的改变对桥墩地震损伤的影响。

试件混凝土均采用商品混凝土，实测 150mm × 150mm × 150mm 立方体抗压强度为 55.9MPa， $\phi 8$ 和 $\phi 12$ 纵筋的屈服强度分别为 517MPa 和 453MPa，实测 $\phi^s 12.7$ 预应力筋的极限抗拉强度为 1939.2MPa。

1.2 加载装置及加载方案

试验在大连理工大学海案和近海工程国家重点实验室结构分实验室完成,采用拟静力加载方式。试验加载装置如图2所示,试件底部通过固定台座固定。首先根据竖向千斤顶施加轴向荷载,并在试验过程中保持恒定。侧向加载历程按荷载-位移混合控制,具体为:荷载控制阶段,首先基于修正的压力场理论(The Modified Compression Field Theory,简称MCFT)^[8]计算各试件的开裂荷载 F_{cr} ,基本按照开裂荷载的0.6、0.8、1.0、1.2、1.4……倍逐步施加,每级荷载下循环2次,并根据试件实际的开裂情况进行调整。位移控制阶段,每级位移增量按墩高的0.5%(5.5mm)增加,并增加3.5mm作为荷载控制与位移控制阶段的过渡,每级位移下循环3次,至侧向荷载下降至极限荷载的85%为止。

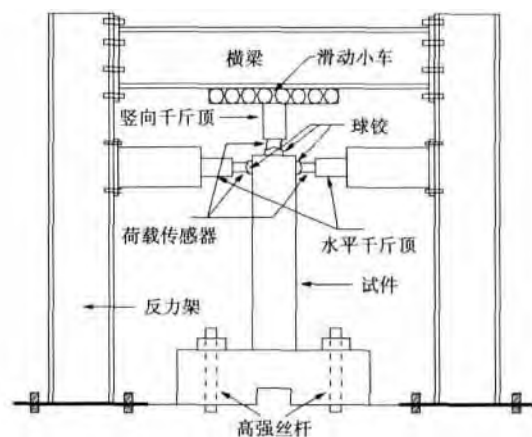


图2 试验加载装置
Fig.2 Testing setup

2 试验结果及分析

2.1 试件破坏形态及滞回曲线

试件拟静力加载过程中,达到极限荷载前,重点关注桥墩混凝土的最大裂缝宽度、残余裂缝宽度及开裂高度。试件达到极限荷载后,由于混凝土的压碎、脱落、纵筋屈曲等破坏现象已非常明显,将重点关注桥墩的自复位能力(即残余位移)。另外,试验过程中采用锚杆测力计测量了预应力筋的应力大小。

各试件破坏过程为:①侧向加载为荷载控制阶段,试件下部出现水平弯曲裂缝,随侧向荷载增大,弯曲裂缝向两侧延伸为剪切斜裂缝,此时除RC-1外,其余试件卸载后裂缝均可以闭合;②侧向位移为3.5mm时,试件RC-1最大裂缝宽度为0.25mm,其余试件最大裂缝宽度均在0.15mm以内;试件开裂最大高度除PRC-3为400mm外,其余试件在470~600mm;且所有试件卸载后均可见残余裂缝,试件RC-1残余裂缝宽

度最大,为0.02mm,其余试件均为0.01mm;③侧向位移为11mm(对应试件高度的1%)时,试件RC-1最大裂缝宽度为0.9mm,其余试件最大裂缝宽度在0.5~0.7mm;试件RC-1残余裂缝宽度最大,为0.2mm,试件PRC-2最小,仅为0.04mm,其余试件基本在0.1~0.15mm之间;各试件最大开裂高度基本为650~850mm,即开裂高度可达试件总高度的0.59~0.77倍,且各试件在墩顶侧向位移超过11mm后,混凝土开裂高度基本不再上升,随侧向位移增加,试件破坏主要表现为原有裂缝宽度增加并继续向斜向扩展;④侧向位移为22mm(对应试件高度的2%)时,混凝土最大裂缝宽度可达1.5~2.0mm;各试件卸载后的残余裂缝宽度为:试件RC-1最大,为1.0mm,试件PRC-4为0.7mm,试件PRC-5为0.6mm,其余试件均在0.5mm内,且试件PRC-2最小,仅为0.2mm;此时混凝土已轻微掉渣,接近脱落,试件基本达到侧向极限承载力;⑤侧向位移超过22mm后,随侧向位移继续增大,桥墩底部混凝土明显压碎脱落、钢筋外露,纵筋屈曲,试件承载力逐渐下降,各试件均表现出明显的弯曲破坏形态。另外,试件PRC-2的1根预应力筋在加载过程中由于锚具失效退出工作,试验过程中发出明显的响声,并引起试件承载力下降,其余试件预应力筋未发生拉断、锚具失效等破坏。图3为各试件最终的破坏情况。

图4为各桥墩试件的侧向荷载 F -墩顶位移 Δ 滞回曲线,同时标出了各试件混凝土压碎脱落、钢筋外露和纵筋屈曲破坏开始的时刻。需要强调,混凝土的压碎脱落基本对应试件的极限承载力,而纵筋屈曲则基本对应极限位移,定义钢筋外露表示混凝土的压碎破坏已较为明显,试件钢筋直接暴露于外部环境中。从各试件滞回曲线看,未配置预应力筋的试件RC-1滞回曲线饱满,表现出明显的弯曲破坏形式和良好的耗能能力,但卸载后的残余位移较大。配置预应力筋的试件中,预应力筋配筋量最小的试件PRC-3滞回曲线最为饱满,其次为预应力筋初始应力最低的试件PRC-4;其余试件滞回曲线均表现出一定的“捏拢”效应,表明预应力筋的存在减小了桥墩的残余位移,其中纵筋配筋率最低的试件PRC-2“捏拢”最为明显。

从机理上分析,可认为普通纵筋屈服后是决定试件滞回环面积(对应耗能能力)的重要因素,这是试件RC-1滞回曲线饱满而试件PRC-2“捏拢”效应最为明显的原因。竖向预应力筋由于屈服强度高,保证了试件在普通纵筋屈服后的恢复力,因而减小了试件的残余位移和滞回环的面积。

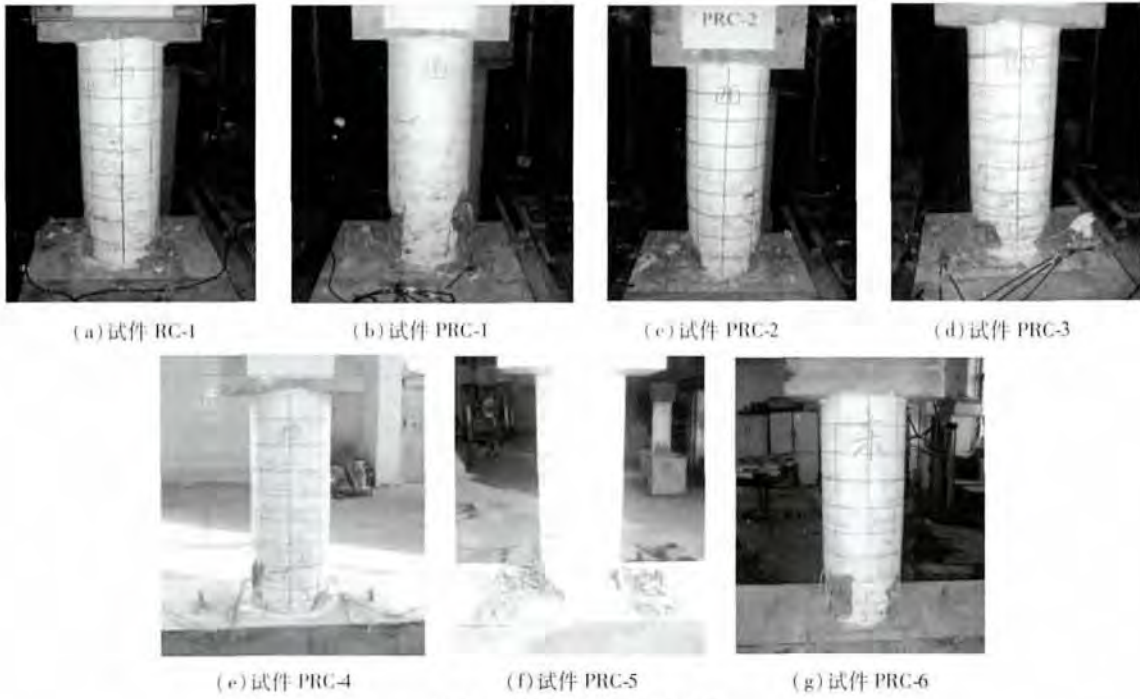


图 3 各试件最终破坏形态

Fig. 3 Final damage states of the specimens

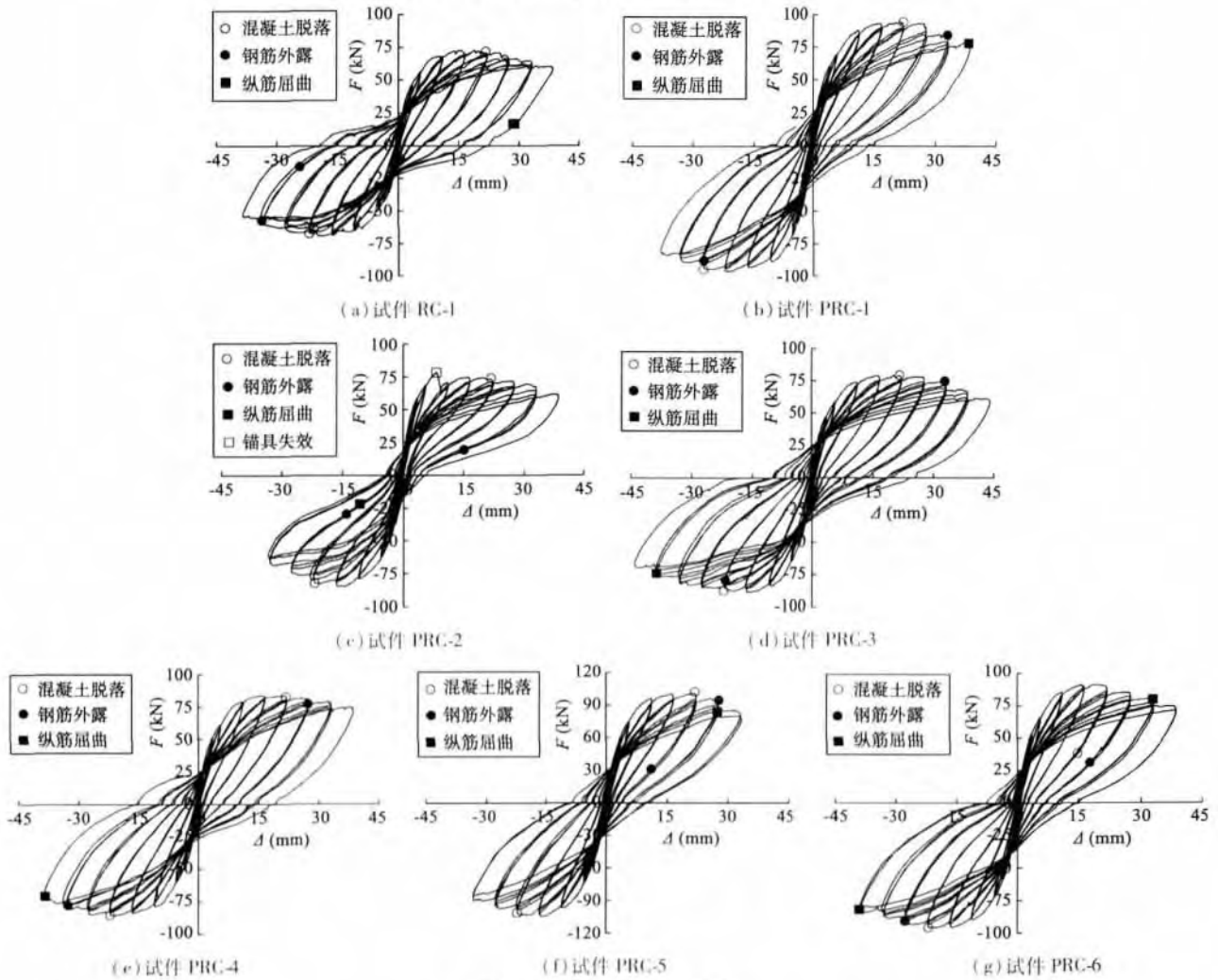


图 4 各桥墩试件滞回曲线

Fig. 4 The hysteretic curves of the pier specimens

2.2 混凝土裂缝宽度

试验过程中采用 DJCK-2 型裂缝测宽仪(可观察最小至 0.01mm 宽的混凝土裂缝)量测了试件混凝土的开裂情况,包括侧向荷载施加完毕后的最大裂缝宽度 ω_m 和卸载后的残余裂缝宽度 ω_r 。由于试件达到极限荷载后会发发生混凝土压碎脱落等破坏现象,此时观察混凝土开裂已失去意义,因此仅观察了试件至极限荷载阶段的开裂情况。图 5 为各试件最大裂缝宽度 ω_m 随墩顶侧向荷载 F 的变化情况。可发现未配置预应力筋的 RC-1 试件最大裂缝宽度明显大于其余试件,而 PRC-5 试件的最大裂缝宽度最小,表明预应力筋可有效延缓桥墩的开裂破坏过程。试件 PRC-2、PRC-3 与 PRC-1 的对比表明,减少纵筋配筋或预应力筋配筋都将加剧混凝土在侧向荷载下的开裂破坏。PRC-4、PRC-5 与 PRC-1 的对比表明,预应力筋初始应力对混凝土开裂破坏过程影响较大,增加预应力筋应力可减小混凝土的裂缝宽度,反之则使混凝土裂缝宽度明显增加。PRC-6 与 PRC-1 的对比表明,预应力筋位置对桥墩的最大裂缝宽度影响不明显。

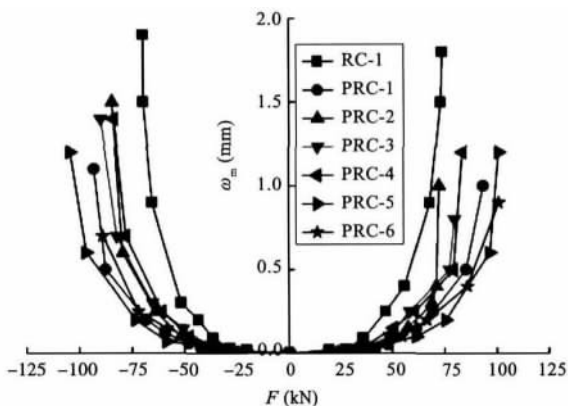


图 5 试件最大裂缝宽度随侧向荷载的关系

Fig. 5 The relationship between the maximum concrete crack widths and lateral loads

图 6 为各试件卸载时的残余裂缝宽度 ω_r 随墩顶

侧向荷载 F 的变化情况,其中图 6(a)为所有试件的残余裂缝宽度,可发现未配置预应力筋的试件 RC-1 残余裂缝宽度远大于其他试件,最大达 1.0mm,而其他试件残余裂缝宽度明显偏小,最大约为 0.4mm,且试件 PRC-5 的残余裂缝宽度最小,表明预应力筋的存在可明显减小桥墩的震后残余裂缝;另外需要关注,所有配置预应力筋的试件中,试件 PRC-4 的残余裂缝宽度最大。由于混凝土裂缝宽度超过 0.1mm 后将对钢筋的耐久性产生明显影响^[9],仅将试件 RC-1、试件 PRC-1 和其余试件残余裂缝宽度至 0.2mm 前进行了对比,如图 6(b)~图 6(c)所示。图 6(b)中试件 PRC-1 与试件 PRC-2 的对比表明,由于 PRC-2 的普通纵筋配筋率降低,桥墩的残余裂缝宽度明显降低;而 PRC-3 与 PRC-1 的对比则表明,减少预应力筋配筋使得桥墩的残余裂缝宽度增大。图 6(c)表明,试件 PRC-1 的残余裂缝宽度明显小于试件 PRC-4 但明显大于试件 PRC-5,表明预应力筋初始应力对桥墩残余裂缝宽度影响明显,增大预应力筋应力时可有效减少桥墩的残余裂缝宽度。而 PRC-1 与 PRC-6 的残余裂缝基本相同,表明预应力筋位置对桥墩残余裂缝宽度影响不明显。

综上,可认为竖向预应力筋提供的恢复力可有效延缓桥墩混凝土的开裂破坏,并且预应力筋初始应力越大,最大裂缝宽度及残余裂缝宽度越小。而从本文试验结果来看,预应力筋位置对裂缝宽度的影响不明显。

2.3 试件残余位移

图 7 为试件残余位移 Δ_r 随侧向位移 Δ 的变化趋势。可以发现,同试件 RC-1 相比,配置纵向预应力筋的试件残余位移均明显减少,且试件 PRC-2 残余位移最小;而在配置预应力筋的试件中,试件 PRC-4 残余位移最大。同 PRC-1 相比,减少纵筋配筋的试件 PRC-2 残余位移明显减少,而减少预应力筋配筋的试件

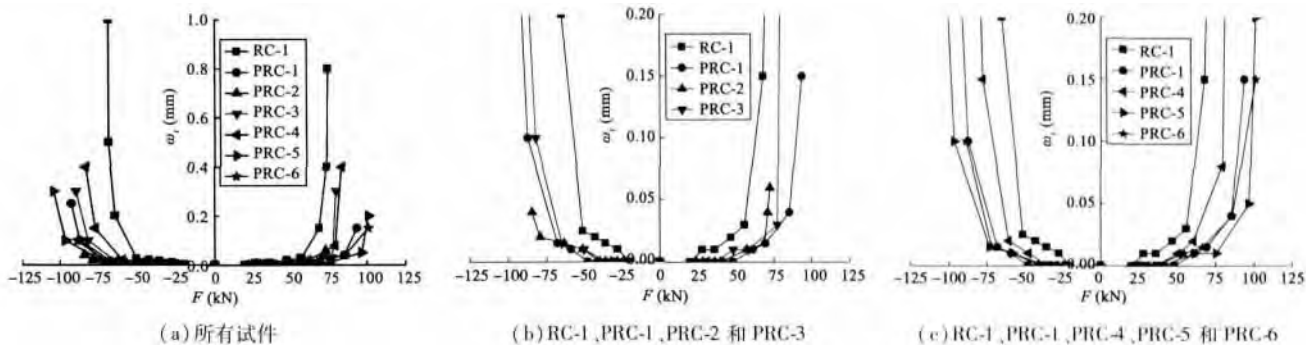


图 6 试件残余裂缝宽度随侧向荷载的关系

Fig. 6 The relationship between the residual concrete crack widths and lateral loads

PRC-3 残余位移则增大。PRC-4、PRC-5 与 PRC-1 的对比表明,减少预应力筋初始应力值时桥墩残余位移明显增加;而增大预应力筋应力时,桥墩残余位移较试件 PRC-1 却略有增加,由于试件 PRC-4 中预应力筋在加载过程中已接近松弛,对试件的自复位能力产生了明显影响,因此可认为在保证预应力筋不松弛的情况下,改变预应力筋初始应力对桥墩残余位移的影响不明显。PRC-6 与 PRC-1 的残余位移未表现出明显区别,表明改变预应力筋位置对试件残余位移影响不明显。

可以看出,预应力度 λ 对试件残余位移的影响最为显著,普通纵筋是决定试件耗能能力(对应较大的残余位移)的主要因素,而无粘结预应力筋提供的恢复力则是控制桥墩残余位移的主因。寻求合理的预应力度是桥墩损伤控制设计的关键。

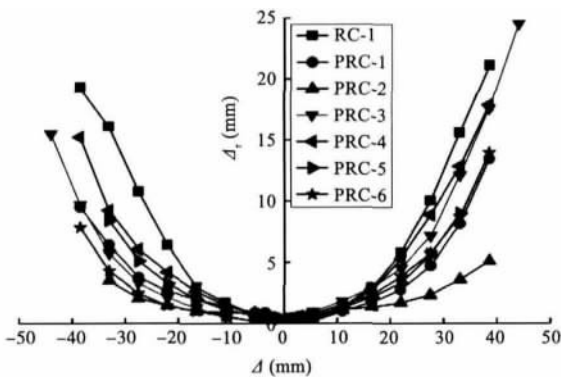


图 7 试件残余位移与墩顶侧向位移的关系
Fig. 7 The relationship between the residual displacement and lateral displacement of the piers

2.4 预应力筋应力值

试验过程中采用锚杆测力计量测了各试件预应力筋应力的变化情况,图 8 为各试件在各级位移下的最大预应力筋应力值 σ_{ps} 随墩顶侧向位移 Δ 的变化情况。需要说明,由于试件 PRC-6 采用集中锚固方式,因此量测到的是 4 根预应力筋预应力的总和,其余试件中各预应力筋应力值分别量测。

首先观察各试件中预应力筋应力的变化规律,可发现试件 PRC-6 由于集中锚固,各根预应力筋的平均应力在侧向未加载时最小,随侧向位移增大,预应力筋平均应力表现出显著增加的趋势。其余各试件中,由于预应力筋位置不同(如图 1 所示)和侧向加载方向的变化,预应力筋存在加载与卸载的交替,各预应力筋应力呈现出接近线性变化的趋势。

表 2 为各试件预应力筋应力值范围,包括轴力施加前预加应力的平均值 σ_{ps0} ,施加轴力后的预应力平均值 σ_{ps1} ,拟静力加载过程中的最大应力值 $\sigma_{ps,max}$ 和最小应力值 $\sigma_{ps,min}$,以及每个试件中预应力筋应力的变化幅度。可发现试件轴力施加过程中会引起预应力筋应力的损失,但损失量最大为 13MPa(试件 PRC-4),损失量较小,基本可以忽略不计。另外,除试件 PRC-2 由于其中 1 根预应力筋锚具失效外,试件 PRC-5 中的预应力筋应力值最大为 1410MPa,其余各试件预应力筋应力值均较小,即各试件中预应力筋应力均未达到屈服强度或拉断的强度。试件 PRC-4 试验过程中预应力筋应力最小达到 8MPa,已接近松弛,试验结果也表明,试件 PRC-4 在所有配置预应力筋的试件

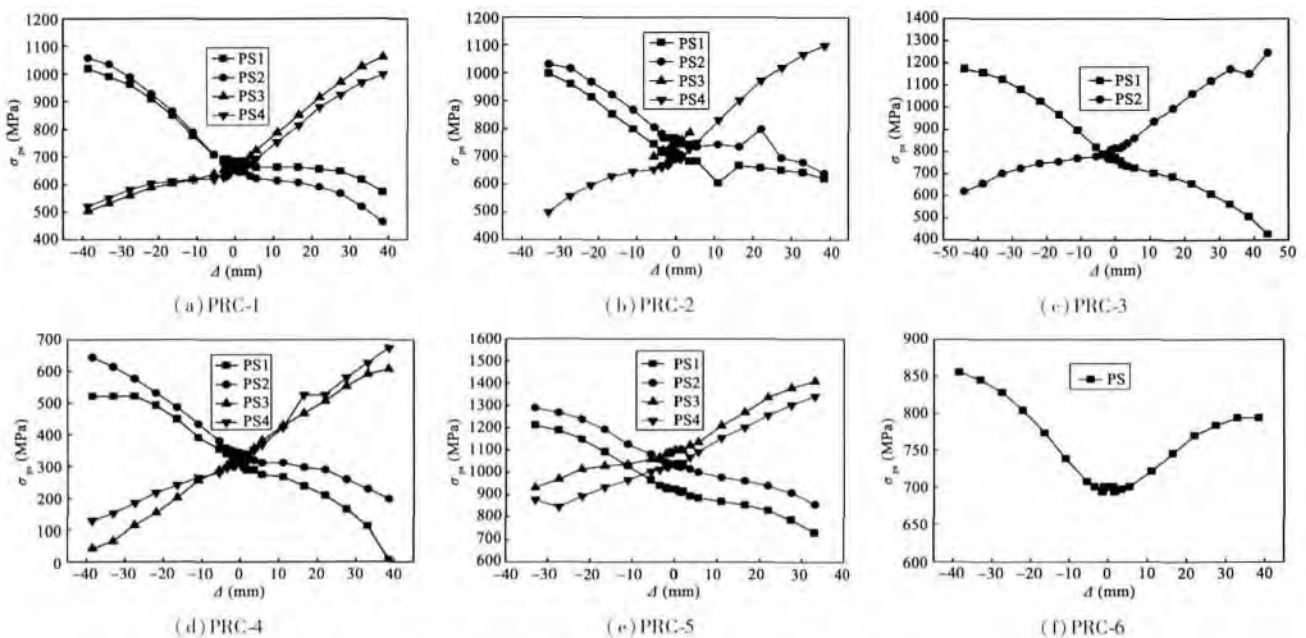


图 8 预应力筋应力与侧向位移的关系
Fig. 8 The relationship between the prestressing stress and lateral displacement of the piers

表 2 各试件预应力筋应力情况
Table 2 The prestressing stress of the tendons in the pier specimens

试件	预加值 (MPa)		最大值 $\sigma_{PS,max}$ (MPa)	最小值 $\sigma_{PS,min}$ (MPa)	应力变化幅度 (MPa)
	$\sigma_{PS,0}$	$\sigma_{PS,1}$			
PRC-1	672	666	1061	464	-197 ~ 401
PRC-2	739	729	1098	500	-194 ~ 405
PRC-3	802	795	1246	427	-346 ~ 430
PRC-4	338	325	673	8	-303 ~ 354
PRC-5	1030	1024	1410	732	-194 ~ 312
PRC-6	711	701	855	694	0 ~ 154

中 残余裂缝宽度和残余位移是最大的。因此,从桥墩地震损伤控制的角度考虑,确保地震作用下预应力筋不松弛是保证桥墩地震损伤控制有效性的关键。从预应力筋的应力变化幅度考虑,除试件 PRC-6 由于集中锚固未测得单个钢筋的应力值外,预应力筋配筋率最少的试件 PRC-3 预应力筋应力变化幅度最大,应力减少量最大为 303MPa,应力增加量最大为 430MPa;初始预应力最大的试件 PRC-5 应力变化幅度最小,应力减少量最小为 194MPa,应力增加量最大为 312MPa;PRC-4 与试件 PRC-5 相比,可发现初始应力较小的试件 PRC-4 预应力筋应力变化幅度明显大于试件 PRC-5。

2.5 延性及耗能指标的对比

根据 Sheikh^[10]和 Legeron^[11]等定义的延性和耗能指标将各试件进行对比,各指标详细定义如图 9 及式(5)~式(16)所示。计算得到的试件极限承载力 F_{max} 、屈服位移 Δ_1 、极限位移 Δ_u 、位移延性系数 μ_Δ 、累计位移延性系数 N_Δ 、极限位移角 R 、规格化累计滞回耗能 E_N 、工作性能指标 I_W 和性能损伤指标 W 分别列于表 3 中。位移延性系数 μ_Δ 、累计位移延性系数 N_Δ 和极限位移角 R 反映的是试件的变形能力,规格化累计滞回耗能 E_N 反应的是试件的耗能能力,工作性能指标 I_W 和性能损伤指标 W 体现的是试件的韧性。

表 3 构件延性指标的对比

Table 3 Comparison of the member ductility parameters

试件编号	F_{max} (kN)	Δ_1 (mm)	Δ_u (mm)	μ_Δ	N_Δ	R (%)	E_N	I_W	W
RC-1	70.9	7.0	35.3	5.0	47.6	3.2	55.6	44.8	182.0
PRC-1	95.3	8.0	37.2	4.7	41.5	3.4	37.0	40.4	107.8
PRC-2	81.5	6.0	31.7	5.3	39.0	2.9	35.0	38.5	85.4
PRC-3	83.8	7.6	38.7	5.1	59.3	3.5	60.7	54.6	214.0
PRC-4	84.7	8.0	38.3	4.8	46.3	3.5	41.8	40.4	122.4
PRC-5	87.0	7.7	32.6	4.2	37.3	3.0	29.9	31.9	83.4
PRC-6	93.5	7.5	36.8	4.9	43.9	3.3	44.5	42.0	121.4

$$\Delta_1 = \frac{\Delta_1^+ + \Delta_1^-}{2} \tag{5}$$

$$\Delta_\mu = \frac{\Delta_\mu^+ + \Delta_\mu^-}{2} \tag{6}$$

$$K_1 = \frac{K_1^+ + K_1^-}{2} \tag{7}$$

$$R = \frac{\Delta_\mu}{\text{墩高}} \tag{8}$$

$$\Delta_i = \frac{\Delta_i^+ + \Delta_i^-}{2} \tag{9}$$

$$F_{i,max} = \frac{F_i^+ + F_i^-}{2} \tag{10}$$

$$K_i = \frac{K_i^+ + K_i^-}{2} \tag{11}$$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_\mu}{\Delta_1} \tag{12}$$

$$N_\Delta = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta_i}{\Delta_1} \tag{13}$$

$$E_N = \frac{1}{F_{max}\Delta_1} \sum_{i=1}^m w_i \tag{14}$$

$$I_W = \sum_{i=1}^m \frac{F_{i,max}\Delta_i}{F_{max}\Delta_1} \tag{15}$$

$$W = \frac{1}{F_{max}\Delta_1} \sum_{i=1}^m w_i \left(\frac{K_i}{K_1} \right) \left(\frac{\Delta_i}{\Delta_1} \right)^2 \tag{16}$$

式中: K 为刚度; m 为从试验开始至结束的总加载圈数; $F_{i,max}$ 为第 i 此循环的试件最大侧向承载力; F_{max} 为试件的最大侧向承载力。

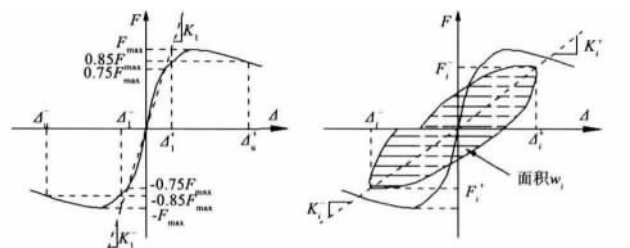


图 9 桥墩试件延性及耗能指标的定义
Fig.9 Definition of the ductility and dissipated energy parameters of the pier specimens

首先对比各试件的极限承载力,可以发现相对于试件 RC-1,配置预应力筋的各试件侧向承载力均有不同程度的提高,其中试件 PRC-1 承载力最大,这主要是由于预应力筋起到了纵筋的作用。对比各试件的位移延性系数 μ_{Δ} 、累计位移延性系数 N_{Δ} 和极限位移角 R ,可以发现各试件位移延性系数均大于 4.0,且除试件 PRC-2 极限位移角为 2.9 外,其余试件极限位移角均在 3.0 以上,表明各试件均达到了较好的变形能力。且同试件 RC-1 对比,尽管部分配置预应力筋的试件变形能力有所降低,但总体上达到了与 RC-1 相当的水平。对比各试件的规格化累计滞回耗能 E_N ,可发现除试件 PRC-3 外,其余试件耗能能力较试件 RC-1 均呈现减小的趋势,且试件 PRC-5 的耗能能力最低。对比各试件的工作性能指标 I_W 和性能损伤指标 W ,可发现除试件 PRC-3 外,其余试件均较试件 RC-1 有所降低。综上可以认为,在桥墩中增加预应力筋,可提高桥墩的承载能力,且对其极限变形能力未产生显著影响,但在一定程度上降低了试件的耗能能力。这主要是由于试件耗能能力与滞回环面积有关,预应力筋在减少试件残余位移的同时必然会减少滞回环的面积。

对比试件 PRC-1、PRC-4 和 PRC-5,可发现随预应力筋初始应力的增加,试件延性和耗能指标呈现出降

低的趋势;另外,对比试件 PRC-1 和试件 PRC-6 试验结果,可发现改变预应力筋位置对桥墩延性和耗能能力未产生明显影响。

2.6 刚度退化

以各级位移 Δ 下的环线刚度 K_{Δ} 评价桥墩试件的刚度退化情况,定义为:

$$K_{\Delta} = \sum_{i=1}^3 F_{i, \max} / \sum_{i=1}^3 \Delta_i \quad (17)$$

式中: $F_{i, \max}$ 为 Δ 位移时第 i 次循环的峰值荷载; Δ_i 为对应的峰值位移。

图 10 为各试件在不同位移 Δ 下的刚度 K_{Δ} 与试件 RC-1、试件 PRC-1 的对比情况。各试件刚度与试件 RC-1 的对比表明,配置预应力筋的各试件侧向刚度均有不同程度的提高,这主要是由于预应力筋起到了纵筋的作用。各试件刚度与 PRC-1 的对比表明,试件 PRC-2、PRC-3、PRC-4 的刚度均较 PRC-1 略有降低,试件 PRC-5 较 PRC-1 略有提高,而试件 PRC-6 与试件 PRC-1 则基本重合。这表明,改变预应力筋初始应力和预应力筋位置,对试件抗弯刚度影响很小。这主要是由于对桥墩刚度起到主要贡献的为混凝土截面,改变预应力筋初始应力和位置对试件刚度的影响可以忽略。

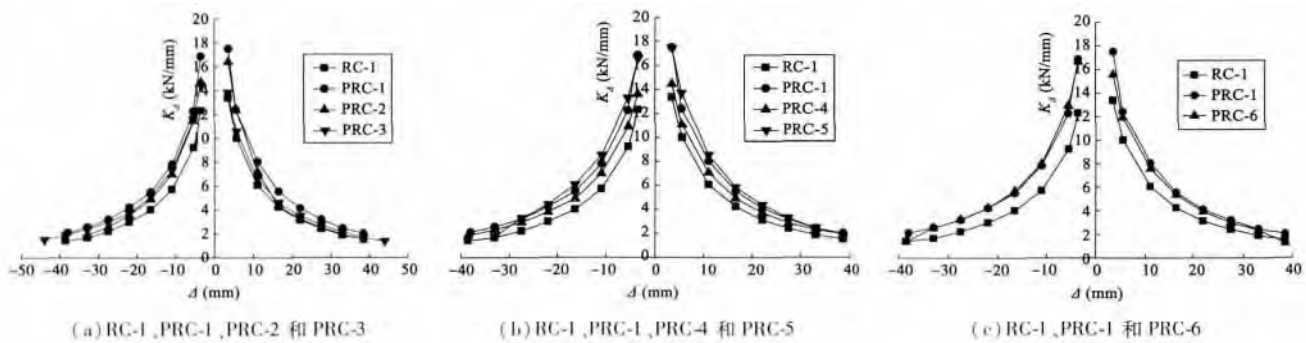


图 10 试件刚度退化的对比

Fig. 10 Comparison of the stiffness degradation of the specimens

3 结论

为验证利用竖向预应力筋进行钢筋混凝土桥墩地震损伤控制的有效性,并为此类构件的抗震设计提供有效的试验依据,完成了 6 个配置竖向无粘结预应力筋钢筋混凝土桥墩的抗震拟静力试验,并通过与 1 个普通钢筋混凝土桥墩试件的试验结果进行对比,重点关注了试件混凝土开裂、残余位移、预应力筋应力等。并讨论了预应力的配置对试件延性和耗能能力、

刚度退化等的影响,主要研究结论为:

(1) 在桥墩试件中配置竖向预应力筋可有效减少其最大裂缝宽度、残余裂缝宽度和残余位移,可提高桥墩的承载能力和抗弯刚度,对试件极限变形能力未产生明显影响,但在一定程度上降低了试件的耗能能力。

(2) 确保地震下预应力筋不拉断或松弛是保证桥墩地震损伤控制有效性的关键;在此前提下,增加预应力筋初始应力,可减少桥墩的最大裂缝宽度和残余裂缝宽度,减少试件的延性和耗能能力,但对试件的

残余位移和刚度退化影响不明显。

(3) 本文试验结果表明,改变预应力筋的位置对桥墩最大裂缝宽度、残余裂缝宽度、残余位移、延性及耗能能力、刚度退化等均未产生明显影响。

参 考 文 献

[1] Fujino Y, Hashimoto S, Abe M. Damage analysis of Hanshin Expressway viaducts during 1995 Kobe earthquake. I: Residual inclination of reinforced concrete piers [J]. Journal of Bridge Engineering, 2005, 10(1): 45-53

[2] Lee W K, Billington S L. Modeling residual displacements of concrete bridge columns under earthquake loads using fiber elements [J]. Journal of Bridge Engineering, 2009, 15(3): 240-249

[3] 庄卫林, 刘振宇, 蒋劲松. 汶川大地震公路桥梁震害分析及对策 [J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(7): 1377-1387 (Zhuang Weilin, Liu Zhenyu, Jiang Jinsong. Earthquake-induced damage analysis of highway bridges in Wenchuan earthquake and countermeasures [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(7): 1377-1387 (in Chinese))

[4] Zatar W A, Mutsuyoshi H. Residual displacements of concrete bridge piers subjected to near field earthquakes [J]. ACI Structural Journal, 2002, 99(6): 740-749

[5] Sakai J, Mahin S A. Analytical investigations of new methods for reducing residual displacements of reinforced concrete bridge columns [R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of

California, 2004

[6] 张荣, 苏小卒. 竖向加预应力钢筋混凝土柱抗震性能试验研究 [J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2006, 34(12): 1578-1582 (Zhang Rong, Su Xiaozu. Experimental study on aseismic behavior of R. C. columns with vertical prestressing [J]. Journal of Tongji University: Natural Science Edition, 2006, 34(12): 1578-1582 (in Chinese))

[7] 张鑫, 韦合, 叶列平. 高强钢筋配筋混凝土框架结构抗震性能的试验研究 [J]. 土木工程学报, 2009, 42(5): 74-78 (Zhang Xin, Wei He, Ye Lieping. Experimental study on seismic performance of RC frames reinforced with high-strength steel [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(5): 74-78 (in Chinese))

[8] Bentz E C, Vecchio F J, Collins M P. Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements [J]. ACI Structural Journal, 2006, 103(4): 614-624

[9] 徐世烺, 李贺东. 超高韧性水泥基复合材料研究进展及其工程应用 [J]. 土木工程学报, 2008, 41(6): 45-60 (Xu Shilang, Li Hedong. A review on the development of research and application of ultra high toughness cementitious composites [J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(6): 45-60 (in Chinese))

[10] Sheikh S A, Khoury S S. Confined concrete columns with stubs [J]. ACI Structural Journal, 1993, 90(4): 414-431

[11] Legeron F, Paultre P. Behavior of high-strength concrete columns under cyclic flexure and constant axial load [J]. ACI Structural Journal, 2000, 97(4): 591-601

孙治国(1980-) 男, 博士, 讲师。主要从事桥梁与结构工程抗震研究。

王东升(1974-) 男, 博士, 教授。主要从事桥梁抗震研究。

司炳君(1971-) 男, 博士, 副教授。主要从事桥梁与结构工程等研究。

李宏男(1957-) 男, 博士, 教授。主要从事工程抗震和减震研究。

张明生(1986-) 男, 硕士, 工程师。主要从事结构工程研究。