

文章编号:1673-2049(2015)01-0042-09

预制拼装混凝土桥墩抗震性能拟静力循环加载试验

布占宇, 吴威业

(宁波大学 建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211)

摘要:为了研究预制拼装桥墩与整体现浇桥墩抗震性能方面的差异,以常见城市高架桥为工程背景,制作完成了 3 个缩尺比为 1:3.5 的试件模型,进行了整体现浇桥墩和无粘结预应力钢绞线预制拼装桥墩拟静力循环加载试验。通过给墩顶施加强迫往复位移,从 5 个方面研究了预制拼装桥墩与整体现浇桥墩抗震性能的差别,并对试验结果进行了纤维模型计算分析。结果表明:无粘结预应力预制拼装混凝土桥墩混凝土破坏轻微,耗能能力较弱,残余位移小,适合低烈度地区;无粘结预应力带耗能钢筋预制拼装混凝土桥墩墩底混凝土有明显压碎,耗能能力强,残余位移相对于钢筋混凝土现浇桥墩较小,适合中高烈度地区。

关键词:预制拼装混凝土桥墩;拟静力;循环加载;抗震性能

中图分类号:TU311

文献标志码:A

Experiment on Seismic Behavior of Precast Segmental Concrete Bridge Piers Under Quasi Static Cyclic Loading

BU Zhan-Yu, WU Wei-ye

(Faculty of Architectural, Civil Engineering and Environment, Ningbo University,
Ningbo 315211, Zhejiang, China)

Abstract: In order to study the difference of seismic behavior of precast segmental bridge piers and integral cast in-situ bridge piers, three 1:3.5 scale specimens were fabricated according to the urban viaduct bridge practice. The integral cast in-situ and unbonded prestress precast segmental bridge pier specimens were used for quasi static cyclic loading test. The seismic behavior differences of precast segmental bridge pier and integral cast in-situ bridge pier were investigated in five aspects through imposing cyclic displacement on the column top. The test results were also compared with fiber model calculation results. The results show that the unbonded prestressing precast segmental concrete piers have minor damage, lower energy dissipation, little residual displacement, and are fitted for low earthquake intensity area. The unbonded prestressing precast segmental concrete piers with energy dissipation bars show obvious concrete crush, higher energy dissipation, relatively lower residual displacement compared with monolithic reinforced steel concrete piers, and are fitted for moderate to high earthquake intensity area.

Key words: precast segmental concrete bridge pier; quasi static; cyclic loading; seismic behavior

收稿日期:2014-09-29

基金项目:国家自然科学基金项目(51208268);国家山区公路工程技术研究中心开放基金项目(GSGZJ-2012-04);

近海冲击与安全工程浙江省重中之重学科开放基金项目(ZJ1224);宁波大学科研项目(XYL12002);

宁波大学学科建设项目(XKL14D2070)

作者简介:布占宇(1977-),男,山东聊城人,副教授,工学博士,E-mail:buzhanyu@nbu.edu.cn。

0 引言

目前桥梁施工中,由于施工工期或施工场地的限制,希望在短时间内完工,并且尽量减少现场作业工作量,现场浇筑施工很难满足这种需要,预制拼装施工能适应这种需求,因而预制拼装结构的设计和抗震研究越来越受到重视。从中国的桥梁工程预制施工应用来看,预制拼装箱梁的技术相对成熟,而预制拼装桥墩则处于发展阶段,并且从梁式桥抗震的角度来看,地震作用下桥梁上部结构一般发生整体刚体位移,较少发生破坏,桥墩则由于传递和承受地震地面运动激励,因此是桥梁抗震设计的重点。

Hewes 等^[1]进行了无粘结预应力预制拼装桥墩拟静力试验,底部首节段外包钢管,研究了高宽比、钢管厚度、预应力张拉应力等因素对抗震性能的影响。Ou 等^[2]进行了无粘结预应力带耗能钢筋预制拼装桥墩拟静力试验研究,主要参数包括耗能钢筋材料和耗能钢筋无粘结长度,研究发现,耗能钢筋适当的无粘结长度能延缓钢筋的疲劳断裂。葛继平^[3]通过试验研究了矩形截面预制拼装混凝土桥墩的抗震性能,考虑的因素包括预应力筋的布置位置和存在方式、附加耗能装置等。Bu 等^[4-5]基于截面弯矩-曲率分析,建立了预制拼装桥墩推倒分析的简化计算方法,考虑了混凝土、钢筋、预应力筋非线性特性以及耗能钢筋无粘结长度。Bu 等^[6-7]基于 OpenSees 纤维模型进行了预制节段拼装桥墩中耗能钢筋配筋率、预应力筋配筋率、预应力筋张拉控制应力、恒载轴压比、剪跨比和预应力筋粘结情况等参数分析,比较了推倒分析和规范的抗剪强度设计计算公式的计算结果。Bu^[8]研究了预制节段拼装桥墩中部分耗能钢筋用等截面积碳纤维筋代替时的抗震性能,结果表明,碳纤维筋能提高桥墩侧向承载力,增大有效刚度,同时降低等效粘滞阻尼比和能量耗散,时程分析结果表明,碳纤维筋能帮助桥墩在较大地面运动强度地震作用下不致倒塌。Billington 等^[9]开展了延性纤维加筋水泥基复合材料用于预制节段拼装桥墩塑性铰区域的抗震性能拟静力试验,结果表明,这种复合材料预制拼装桥墩与常规混凝土预制拼装桥墩相比具有更多的能量耗散能力,并且在反复拉压荷载作用下保持了较好的完整性。

欧美国家自 20 世纪 60 年代就开始了大量预制拼装桥梁下部结构的工程应用,如 1971 年美国德克萨斯 Corpus Christi JFK 堤道桥、北卡莱罗纳 Linn Cove 高架桥、德克萨斯奥斯汀美国国家 183 号高速

公路桥、249 号州高速公路休斯敦 Louetta 街桥、科罗拉多 Vail 通道桥、1996 年英国塞文二桥引桥、1994 年丹麦大贝尔特海峡大桥、丹麦—瑞典厄勒海峡双层公路铁路两用桥等。中国节段拼装桥墩的使用是从东海大桥开始,后来上海长江大桥、杭州湾跨海大桥及舟山大陆连岛工程的金塘大桥也陆续大量使用,以适应海上施工空间狭小、气候恶劣的施工条件。根据初步设计方案,正在建设的港珠澳大桥也将采用节段拼装桥墩。

预制拼装桥墩由于构件连接的需要,一般设置部分或全预应力钢筋构造。本文通过 3 个缩尺比为 1:3.5 的圆形截面现浇混凝土桥墩和无粘结预应力预制拼装桥墩拟静力试验,比较现浇桥墩和预制拼装桥墩的承载力、延性、耗能、损伤等抗震特性,为此类桥墩的工程应用提供技术参考。

1 试验概况

1.1 试件简介

试验设计制作了 3 个圆形截面混凝土桥墩试件,分别为钢筋混凝土现浇桥墩(试件 1)、无粘结预应力钢绞线预制拼装桥墩(试件 2)、无粘结预应力钢绞线带耗能钢筋预制拼装桥墩(试件 3)。整体现浇桥墩为在工地分步依次浇筑承台、墩身、盖梁形成桥墩;预制拼装桥墩是在工地浇筑好承台、墩身和盖梁等部件,运至实验室张拉钢绞线,然后穿耗能钢筋灌浆拼装而成。桥墩试件由承台、墩身和盖梁组成,承台尺寸均为 1 500 mm×1 000 mm×600 mm,墩柱截面直径均为 350 mm,墩高 1 600 mm,墩底距墩顶加载点距离 1 850 mm。现浇桥墩墩高范围内为整体,预制拼装桥墩墩高分为 4 个预制节段 S1, S2, S3, S4, 每个节段高 400 mm,盖梁为 500 mm×500 mm×500 mm 的立方体,承台、墩身、盖梁均采用 C40 混凝土。整体现浇桥墩纵筋采用 10 ϕ 12HRB 335 带肋普通钢筋,无粘结预应力预制拼装桥墩一个采用 3 ϕ 12.7 无粘结钢绞线,另一个采用 3 ϕ 12.7 无粘结钢绞线加 6 ϕ 12HRB335 粘结带肋普通钢筋作为耗能钢筋,墩柱箍筋直径为 6 mm,底部 400 mm 范围内层距为 50 mm,其余部分层距为 80 mm,3 个试件的构造和设计参数分别如图 1 和表 1 所示,其中 P 为荷载。

试验采用 C40 商品混凝土,钢绞线采用江阴华新钢缆有限公司生产的 ϕ 12.7 预应力混凝土用钢绞线,预应力钢绞线为无粘结,耗能钢筋灌浆采用杭州泰正建材有限公司生产的 CGM-T50 标准型高强

表 2 材料力学性能

Tab. 2 Mechanical Properties of Material

材料类型	屈服强度/MPa	极限强度/MPa
混凝土		44.2
无收缩灌浆料		43.7
箍筋	550.0	685.0
现浇纵筋	488.4	628.9
节段纵筋	488.4	628.9
耗能钢筋	308.0	431.3
钢绞线	1 674.5	1 854.1

2.5%时位移加载速度为 $1\text{ mm}\cdot\text{s}^{-1}$,侧移幅值从3%至4.5%时位移加载速度为 $1.5\text{ mm}\cdot\text{s}^{-1}$,侧移幅值从5%至7%时位移加载速度为 $2\text{ mm}\cdot\text{s}^{-1}$,位移传感器 MTS 采集数据频率均为 2 Hz,应变箱加载采集数据频率为 0.2 Hz。加载制度见图 2。

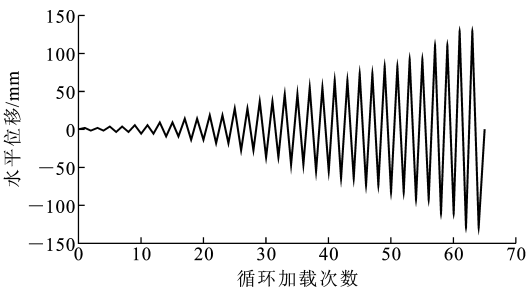


图 2 加载制度

Fig. 2 Loading System

1.3 数据采集

数据采集系统测试项目包括:①墩顶位移和墩底剪力由 MTS 系统记录;②各个节段接缝的位移和转角由江苏溧阳产 YHD-30 型和 YHD-50 型位移计测量,连接东华静态应变测试仪存储数据;③塑性铰区域的曲率由位移计测量位移后计算得到;④塑性铰区域混凝土应变、耗能钢筋应变、预应力筋应变、箍筋应变和节段内部纵筋应变都通过电阻应变片测量,其中钢筋和预应力筋上采用 BX120-3AA 应变片,混凝土表面采用 BX120-100AA 应变片,通过东华静态应变测试仪存储数据。

2 试件拟静力循环加载结果分析

2.1 加载试验结果

本文试验是以墩顶位移作为控制荷载,利用 MTS 液压伺服施加水平荷载。试验终止条件一般按最大侧移幅值为 7%控制,并根据试件试验情况,当发生倒塌危险时提前中断试验。试验加载装置如图 3 所示,试件的破坏形态如图 4 所示。

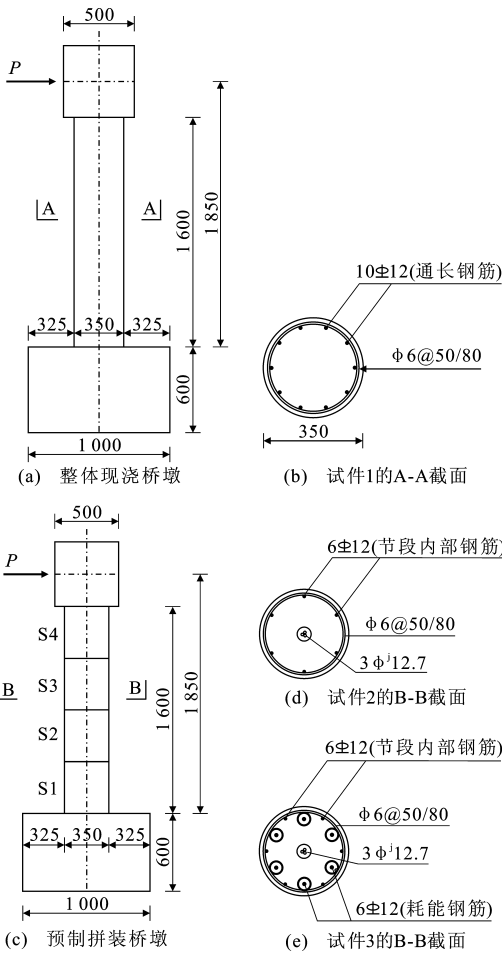


图 1 试件构造(单位:mm)

Fig. 1 Configuration of Specimens (Unit:mm)

表 1 试件设计参数

Tab. 1 Design Parameters of Specimens

试件编号	普通钢筋 配筋率/%	钢绞线配 筋率/%	耗能钢筋 配筋率/%	预应力/ kN	有效预应力/ MPa
1	1.17				
2		0.31		296.1	1 000
3		0.31	0.71	296.1	1 000

无收缩灌浆料,与水拌和制作成浆料,预应力钢绞线和耗能钢筋管道均采用外径 $\phi 55$ 、壁厚 $t=1\text{ mm}$ 的无缝钢管,混凝土($150\text{ mm}\times 150\text{ mm}\times 150\text{ mm}$ 立方体)、灌浆材料($70\text{ mm}\times 70\text{ mm}\times 70\text{ mm}$ 立方体)、箍筋、纵筋、节段内部纵筋、耗能钢筋和预应力钢绞线材料的力学性能如表 2 所示。

1.2 试验加载

试验加载采用位移控制方式,每级 2 次循环加载,开始的侧移幅值为 0.1%,0.2%,0.3%,0.5%,0.75%,1%,1.5%,2%,2.5%,3%,3.5%,4%,4.5%,5%,6%,7%,侧移幅值从 0%至 0.75%时位移加载速度为 $0.5\text{ mm}\cdot\text{s}^{-1}$,侧移幅值从 1%至

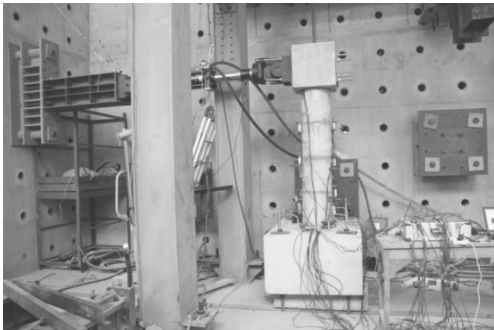


图 3 试验加载装置

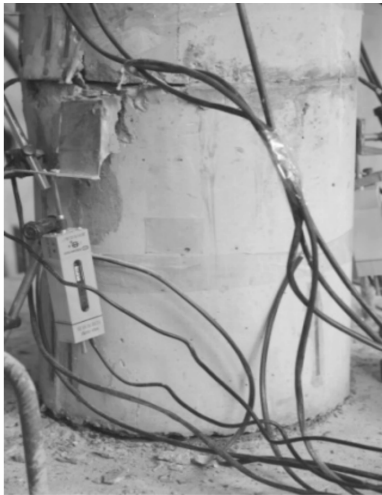
Fig. 3 Test Loading Setup

将试验得到的水平荷载-侧移曲线进行等效处理,获得理想线性化的水平荷载-侧移曲线。试验结果见表 3,其中承载力为 7%侧移幅值范围内的最大水平荷载正负 2 个方向的平均值,屈服位移、屈服力

为理想线性化正负 2 个方向的平均值,最终位移为试验终止前完整 2 个荷载循环的侧移,试件 1 侧移幅值为 6%,试件 2 和试件 3 侧移幅值均为 7%,延性系数为最终位移与屈服位移的比值,等效粘滞阻尼比参见文献[10]中的公式,残余位移为最终位移卸载至水平荷载为 0 时的侧移。从表 3 可以看出:试件 1 现浇钢筋混凝土整体桥墩承载力与试件 2 无粘结预应力预制拼装桥墩相当,而增设耗能钢筋后,试件 3 无粘结预应力带耗能钢筋预制拼装桥墩的承载力显著增长;试件 2 延性系数最大,试件 1 延性系数最小,原因是试件 1 屈服位移较大,且破坏位移较小;试件 1 的等效粘滞阻尼比最大,残余位移最大,约为 87.6 mm,试件 2 和试件 3 的残余位移分别为 4.6 mm 和 20.5 mm。



(a) 试件1



(b) 试件2



(c) 试件3

图 4 试件破坏形态

Fig. 4 Failure Patterns of Specimens

表 3 试验结果

Tab. 3 Test Results

试件编号	承载力 F_u/kN	屈服位移 D_y/mm	屈服力 F_y/kN	最终位移 D_u/mm	延性系数 μ	等效粘滞阻 尼比 $\xi_{eq}/\%$	残余位移/ mm	单调加载最终 位移 δ_u/mm	循环加载效 应系数 β
1	30.0	28.3	28.5	111.2	4.6	12.4	87.6	149.5	0.032 0
2	34.0	11.7	26.7	129.5	11.1	6.1	4.6	148.0	0.036 0
3	53.5	15.8	47.5	129.4	8.2	7.5	20.5	179.5	0.061 9

2.2 试件破坏形态

2.2.1 钢筋混凝土整体现浇桥墩

试件 1 墩身形成等间距的贯通裂缝,裂缝间距约为 200 mm,底部裂缝较大,局部混凝土压碎,最外侧纵筋断裂,沿墩柱向上裂缝宽度逐渐变小,墩顶附近环状裂缝宽度极小,墩身刚度下降较多,但尚能支撑自身重量而不致倒塌,墩身配筋量适合,基本同时发生纵筋拉断与受压区混凝土压溃,承载力在钢

筋拉断前无明显下降,纵筋拉断导致水平荷载-侧向位移曲线骤降。塑性铰集中在墩底范围,未发生墩底混凝土沿高度方向的压溃,破坏比较均匀,如图 4(a)所示。

2.2.2 无粘结预应力钢绞线预制拼装桥墩

试件 2 加载分为 2 个阶段:第 1 阶段侧移幅值为 0%~3%,加载至 1%侧移幅值时 S1 节段顶部 S1-S2 节段接缝张开,同时 S1 节段顶部局部混凝土

压碎;第2阶段侧移幅值为3%~7%,加载至3%侧移幅值时S1节段与底部承台接缝张开,S1节段底部局部混凝土压碎,但破坏程度较小,直至最大侧移幅值为7%时试验终止,混凝土破坏情况为S1节段顶部开裂严重,S1节段底部轻微开裂。原因可能与接缝浇筑质量有关,由于S1-S2节段接缝的接触不平整,首先形成转动点,导致混凝土局部压溃。随着水平荷载的增大,S1-S2节段接缝的接触变得紧密,承台与S1节段接缝由于弯矩较大而张开,S1节段底部局部混凝土形成微裂缝。整个加载过程S2-S3节段接缝和S3-S4节段接缝都未明显张开。卸载后墩身能自动复位,基本无残余位移,如图4(b)所示。

2.2.3 无粘结预应力钢绞线带耗能钢筋预制拼装桥墩

试件3无粘结预应力钢绞线带耗能钢筋预制拼装桥墩的破坏集中在S1节段底部,在1%侧移幅值后出现墩底与S1节段接缝张开和局部混凝土压碎,随着位移的增大,混凝土压碎的程度不断增大,直至两侧混凝土压碎的范围接近贯通,耗能钢筋断裂,承载力显著下降,整个过程S1-S2节段接缝、S2-S3节段接缝和S3-S4节段接缝都未明显张开,如图4(c)所示。

2.3 滞回特性

3个试件的拟静力循环加载水平荷载-侧移滞回曲线如图5所示。利用OpenSees建立了纤维梁柱单元模型,模拟拟静力循环加载试验。

试件1(钢筋混凝土整体现浇桥墩)的滞回曲线如图5(a)所示,水平荷载-侧移曲线的特点是残余位移较大,侧移幅值为6%时出现了受拉钢筋断裂,导致承载力骤然降低。每级加载滞回环包围的面积越大,耗能能力越强。纤维梁柱模型的数值模拟结果与试验结果相差较大,主要是由于其没有反映随着加载循环次数的增多,加载、卸载刚度的降低。

试件2(无粘结预应力预制拼装混凝土桥墩)的滞回曲线如图5(b)所示。由于无粘结预应力筋设置在圆形截面的中心,接缝截面边缘无钢筋通过,因此桥墩的承载力较低。在桥墩弯曲时,无粘结预应力筋均匀伸长,避免了应力集中,为桥墩提供了自复位能力。桥墩产生屈服的原因是墩底受压边缘混凝土压碎,侧移较快增大,承载力缓慢增加,刚度降低。可以看出,由于缺少钢筋的屈服耗散能量,每个荷载循环的滞回环面积较小,桥墩的耗能能力较低,残余位移较小。

试件3(无粘结预应力预制拼装混凝土带耗能

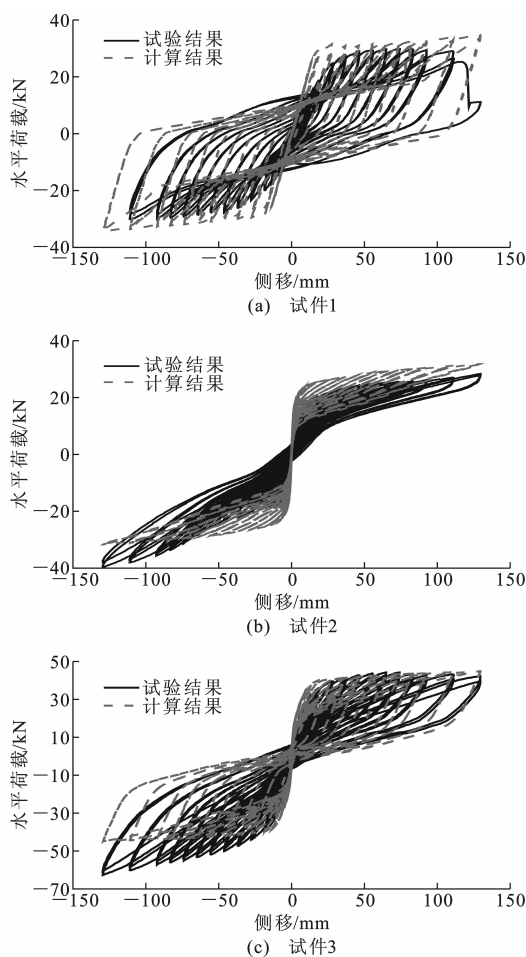


图5 试件水平荷载-侧移曲线

Fig. 5 Horizontal Load-lateral Displacement Curves of Specimens

钢筋桥墩)的滞回曲线如图5(c)所示。与试件2相比,由于增加了6根HRB335 ϕ 12钢筋,水平承载力提高,循环加载的滞回环面积增大,耗能能力提高,残余位移略有增大。

试件1和试件2的水平承载力基本相同,试件3是在试件2的基础上增加了通过接缝的有粘结普通钢筋,即耗能钢筋。试件3的承载力比试件1或试件2的承载力提高约67%。

2.4 滞回环和能量

节段拼装桥墩在循环荷载作用下的反应为滞回响应,滞回系统每个滞回环的等效粘滞阻尼比 ξ_{eq} 可以表示为^[10]

$$\xi_{eq} = \frac{A_h}{2\pi V_m \Delta_m} = \frac{A_h}{4\pi A_e} \quad (1)$$

$$V_m = 1/2(|V_{max}| + |V_{min}|) \quad (2)$$

$$\Delta_m = 1/2(|\Delta_{max}| + |\Delta_{min}|) \quad (3)$$

式中: A_h 为一个完整力-位移滞回环的面积,即耗散能量; V_m 、 Δ_m 分别为平均最大荷载和平均最大位

移; A_e 为具有等效刚度 k_{eff} 的线弹性系统的弹性应变能, $k_{eff} = \frac{V_m}{\Delta_m}$; V_{max} , V_{min} 分别为某一位移处正向最大水平荷载和负向最大水平荷载; Δ_{max} , Δ_{min} 分别为正向最大侧移和负向最大侧移。

滞回曲线是在整体上表示桥墩的水平荷载-侧移关系,为了更深入地研究 3 种桥墩的水平荷载-侧移关系,抽取侧移幅值 1%, 3%, 5%, 绘制各桥墩在这些侧移幅值处的水平荷载-侧移滞回曲线,分别如图 6~8 所示。每个滞回环均包括 2 个荷载循环,试件 1 和试件 3 两次荷载循环的刚度退化较明显,试件 2 则基本无刚度退化。试件 1 滞回环包围的面积最大,试件 2 滞回环包围的面积最小。

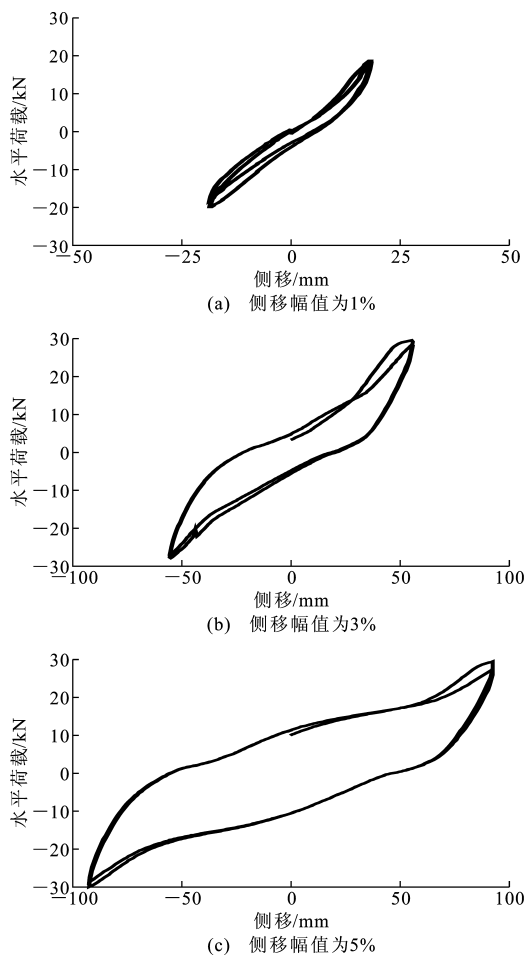


图 6 试件 1 滞回环

Fig. 6 Hysteresis Circles of Specimen 1

图 9 为各桥墩在不同侧移处的应变能和能量耗散比较,能量值均为同一最大位移处 2 个荷载循环的平均值。由图 9 可以看出:试件 1 和试件 2 应变能基本相同,均小于试件 3 的应变能;能量耗散在侧移较小时 3 个桥墩基本一致,在 3% 侧移幅值时,试件 2 的耗能最低,试件 3 的耗能最高,而在 5% 侧移

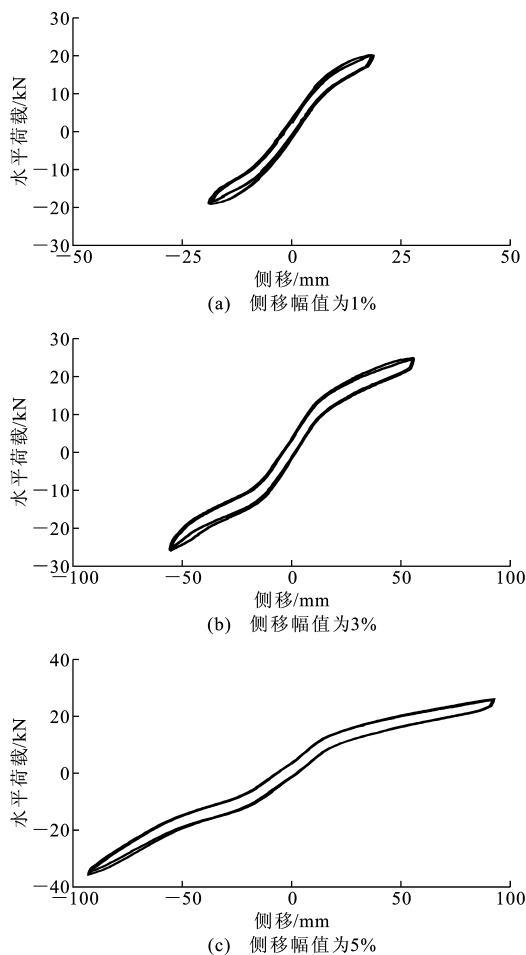


图 7 试件 2 滞回环

Fig. 7 Hysteresis Circles of Specimen 2

幅值时,试件 1 的耗能最高。应变能与刚度有关,能量耗散则与塑性位移、钢筋粘结-滑移、混凝土压碎等损伤有关,表明试件 3 的刚度在 3 个桥墩中最大,试件 1 损伤最严重,耗能能力最强。

2.5 等效刚度

在拟静力循环加载过程中,随着混凝土压碎、钢筋粘结-滑移等结构损伤的发生,结构刚度在不断下降,因此从结构等效刚度可以看出结构损伤的情况,各试件等效刚度对比如图 10 所示。试件 1 在 0.1% 侧移幅值时初始刚度为 $2.5 \text{ kN} \cdot \text{mm}$,在 7% 侧移幅值时刚度为 $0.25 \text{ kN} \cdot \text{mm}$;试件 2 在 0.1% 侧移幅值时初始刚度为 $4.0 \text{ kN} \cdot \text{mm}$,在 7% 侧移幅值时刚度为 $0.25 \text{ kN} \cdot \text{mm}$;试件 3 在 0.1% 侧移幅值时初始刚度为 $6.0 \text{ kN} \cdot \text{mm}$,在 7% 侧移幅值时刚度为 $0.40 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ 。从以上结果可以看出,钢筋混凝土桥墩初始刚度较小,无粘结预应力桥墩初始刚度较大,而配置了附加耗能钢筋以后初始刚度和最终刚度都有较大幅度的提高。

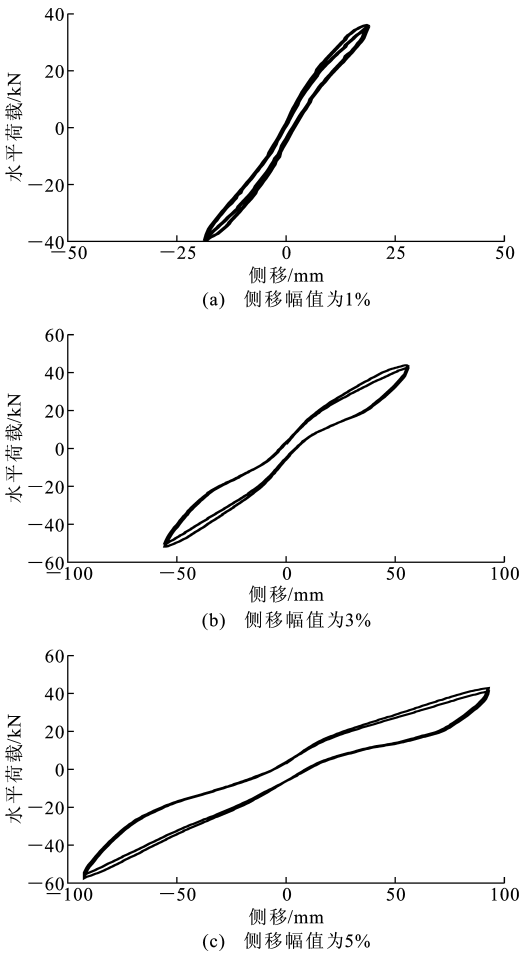


图 8 试件 3 滞回环
Fig. 8 Hysteresis Circles of Specimen 3

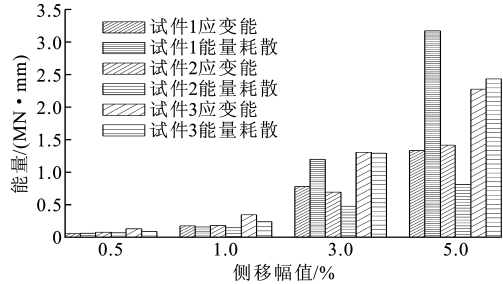


图 9 能量比较
Fig. 9 Comparison of Energy

2.6 等效粘滞阻尼比

3 个试件的等效粘滞阻尼比随侧移幅值的变化如图 11 所示。从图 11 可以看出:试件 1 初始等效粘滞阻尼比为 13.6%,最小等效粘滞阻尼比为 5.8%,6%侧移幅值时等效粘滞阻尼比为 22.7%;试件 2 初始等效粘滞阻尼比为 11.3%,最小等效粘滞阻尼比为 4.6%,6%侧移幅值时等效粘滞阻尼比为 5.0%;试件 3 初始等效粘滞阻尼比为 10.9%,最小等效粘滞阻尼比为 5.5%,6%侧移幅值时等效粘

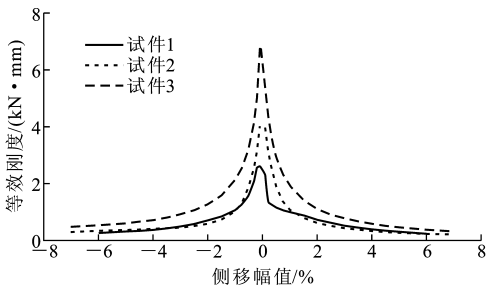


图 10 等效刚度
Fig. 10 Effective Stiffness

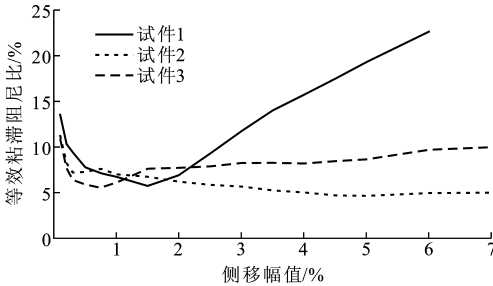


图 11 等效粘滞阻尼比随侧移幅值的变化
Fig. 11 Variations of Effective Viscous Damping Ratio with Lateral Displacement

滞阻尼比为 9.7%。从图 11 还可以看出:钢筋混凝土整体现浇桥墩等效粘滞阻尼比最大,平均值为 12.4%;无粘结预应力预制拼装桥墩等效粘滞阻尼比约为 6.1%,增设耗能钢筋后等效粘滞阻尼比提高到 7.5%。这说明无粘结预应力钢绞线预制拼装桥墩中耗能钢筋提供了额外的阻尼耗能,同时由于试件 3 应变能较大,滞回耗能与试件 1 相当,阻尼比仍然比试件 1 小。

2.7 耗能分析

3 个试件的累积能量耗散如图 12 所示。6%侧移幅值时试件 1 的累积能量耗散为 34 060.1 kN·mm,6%侧移幅值时试件 2 的累积能量耗散为 11 158.4 kN·mm,6%侧移幅值时试件 3 的累积能量耗散为 30 466.3 kN·mm。从上述数据可以看出,试件 1 钢筋混凝土桥墩在 3 个桥墩中耗能能力是最强的,试件 2 无粘结预应力预制拼装桥墩耗能能力最低,试件 3 无粘结预应力带耗能钢筋预制节段拼装桥墩耗能能力在 4.5%侧移幅值之前高于钢筋混凝土桥墩,在这之后则稍低于钢筋混凝土桥墩。总体而言,试件 3 与试件 1 的耗能能力相当,增加的通过节段接缝的有粘结耗能钢筋大幅改善了桥墩受力性能。

2.8 损伤比较

损伤模型采用 Park 等^[11] 建议的指标模型,结

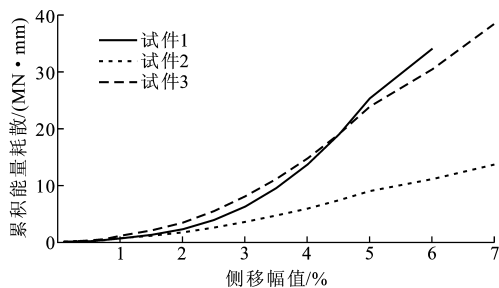


图 12 累积能量耗散

Fig. 12 Accumulative Energy Dissipation

构损伤表达为最大位移引起的损伤和往复循环加载滞回耗能引起的损伤的组合。损伤指数 D 可以表示为

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \quad (4)$$

式中: δ_M 为动力加载最大位移,取每级循环加载最大位移; δ_u 取 Pushover 分析的结果,其中混凝土采用 Kent-Scott-Park 模型模拟^[4],耗能钢筋和预应力筋用 Giuffre-Menegotto-Pinto 模型模拟^[12]; dE 为滞回耗能增量。

δ_u, F_y, β 与加载历史无关,弹性阶段损伤指数 D 为很小的值(接近 0),破坏极限状态 $D=1$ 。在破坏极限状态, $D=1, \delta_M$ 取试验数据最大位移, $\int dE$ 取计算至 δ_M 处的累积能量耗散,则可以得到各桥墩的 β 值,结果如表 3 所示。

单调加载计算的破坏准则为:①混凝土压应变大于约束混凝土极限压应变 $\epsilon_{cu}^{[10]}$, $\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}}$, ρ_s 为体积配箍率, f_{yh} 为箍筋屈服强度, ϵ_{su} 为箍筋极限应变, f_{cc} 为约束混凝土极限抗压强度;②纵筋(耗能钢筋)应变大于其极限应变 ($\epsilon_{du} = 0.18$);③预应力筋应变大于其极限应变 ($\epsilon_{pu} = 0.045$)。单调加载计算结果表明,试件 1 最终破坏形式为钢筋拉断,试件 2 破坏形式为混凝土压碎,试件 3 破坏形式为钢筋拉断。

试验的水平荷载-侧移骨架曲线和理想线性化骨架曲线如图 13 所示,损伤指数 D 变化如图 14 所示。钢筋混凝土现浇桥墩的损伤指数随着侧移幅值的增大增加最快,无粘结预应力预制拼装桥墩开始时损伤指数与钢筋混凝土桥墩一致,但随着侧移幅值的增大,损伤指数增加缓慢,无粘结预应力带耗能钢筋预制拼装桥墩开始时损伤指数就小于上述 2 种桥墩,随着侧移幅值的增大,损伤指数与无粘结预应

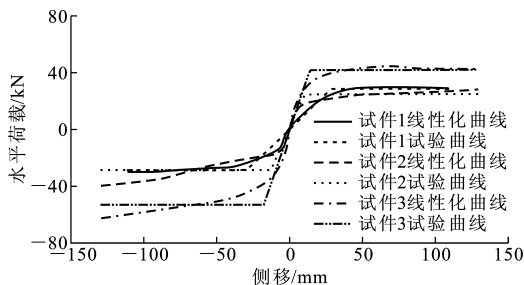


图 13 骨架曲线

Fig. 13 Skeleton Curves

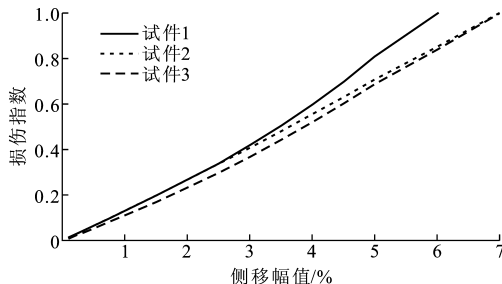


图 14 损伤指数变化

Fig. 14 Changes of Damage Indexes

力预制拼装桥墩一致。

3 结 语

(1)钢筋混凝土整体现浇桥墩破坏形式为裂缝较分散,从墩底至墩顶每隔一定间距出现 1 道环状裂缝,墩底形成集中塑性铰,刚度小,耗能能力强,残余变形大,损伤严重。破坏原因是受拉主筋断裂而不能继续承载。

(2)无粘结预应力预制拼装混凝土桥墩的破坏主要集中在墩底承台-S1 节段接缝和 S1-S2 节段接缝,混凝土压碎程度较轻,耗能能力较弱,残余变形小,损伤较轻。破坏原因是变形过大,无明显的预应力筋或混凝土损伤。

(3)无粘结预应力带耗能钢筋预制拼装混凝土桥墩破坏集中在墩底承台-S1 节段接缝,墩底混凝土有明显的压碎,耗能钢筋提供了额外的耗能能力,刚度大,耗能能力强,残余变形较小,损伤较轻。破坏原因是耗能钢筋断裂,墩底混凝土压碎范围较大,墩顶变形过大而不能继续承载。

(4)试件 2 无粘结预应力预制节段拼装桥墩耗能能力低,位移需求较大,适合抗震设防烈度较低的地区;试件 3 无粘结预应力筋带耗能钢筋预制节段拼装桥墩具有与现浇桥墩类似的耗能能力,适合中高烈度地区。

参考文献:

References:

- [1] HEWES J T, PRIESTLEY M J N. Seismic Design and Performance of Precast Concrete Segmental Bridge Columns[R]. San Diego: University of California, 2002.
- [2] OU Y C, TSAI M S, CHANG K C, et al. Cyclic Behavior of Precast Segmental Concrete Bridge Columns with High Performance or Conventional Steel Reinforcing Bars as Energy Dissipation Bars[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2010, 39(11): 1181-1198.
- [3] 葛继平. 节段拼装桥墩抗震性能试验研究与理论分析[D]. 上海: 同济大学, 2008.
GE Ji-ping. Experimental and Theoretical Studies on Seismic Performance of Precast Segmental Bridge Columns[D]. Shanghai: Tongji University, 2008.
- [4] BU Z Y, OU Y C. Simplified Analytical Pushover Method for Precast Segmental Concrete Bridge Columns[J]. Advances in Structural Engineering, 2013, 16(5): 805-822.
- [5] 布占宇, 谢旭, 丁勇, 等. 后张预应力预制桥墩抗震解析计算方法[J]. 建筑科学与工程学报, 2012, 29(3): 61-67.
BU Zhan-yu, XIE Xu, DING Yong, et al. Analytical Calculation Method of Seismic Resistant Response for Posttensioned Precast Bridge Piers[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2012, 29(3): 61-67.
- [6] BU Z Y, DING Y, CHEN J, et al. Investigation of the Seismic Performance of Precast Segmental Tall Bridge Columns[J]. Structural Engineering and Mechanics, 2012, 43(3): 287-309.
- [7] 布占宇, 唐光武. 无黏结预应力带耗能钢筋预制节段拼装桥墩抗震性能研究[J]. 中国铁道科学, 2011, 32(3): 33-40.
BU Zhan-yu, TANG Guang-wu. Seismic Performance Investigation of Unbonded Prestressing Precast Segmental Bridge Piers with Energy Dissipation Bars[J]. China Railway Science, 2011, 32(3): 33-40.
- [8] 布占宇. 普通钢筋和碳纤维筋对预制节段桥墩抗震性能的影响[J]. 宁波大学学报: 理工版, 2012, 25(4): 75-82.
BU Zhan-yu. Influences of Steel and Carbon Fiber Reinforcement Bars on Seismic Performance of Precast Segmental Bridge Columns[J]. Journal of Ningbo University: NSEE, 2012, 25(4): 75-82.
- [9] BILLINGTON S L, YOON J K. Cyclic Response of Unbonded Posttensioned Precast Columns with Ductile Fiber-reinforced Concrete[J]. Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(4): 353-363.
- [10] PRIESTLEY M J N, SEIBLE F, CALVI G M. Seismic Design and Retrofit of Bridges[M]. New York: John Wiley & Sons, 1996.
- [11] PARK Y J, ANG A H S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 722-739.
- [12] MENEGOTTO M, PINTO P E. Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending [C]//International Association for Bridge and Structural Engineering. Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Zurich: International Association for Bridge and Structural Engineering, 1973: 15-22.