

# 采用套筒连接的预制桥墩抗震性能试验研究

魏红一, 肖 纬, 王志强, 李田田

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:** 通过对套筒预埋位置不同的预制立柱试件进行拟静力试验, 并与现浇立柱作对比, 研究灌浆套筒连接预制拼装桥墩的抗震性能. 分析比较了此类构造下混凝土桥墩的损伤部位、损伤发展过程和最终破坏形态, 并定量地从滞回曲线、骨架曲线、刚度、延性、耗能等方面详细分析了试件的抗震性能. 结果表明: 不同预埋位置灌浆套筒的预制试件在损伤形式和塑性铰形成上有所不同, 但试件抗震性能总体相近; 预制试件损伤均小于现浇试件, 且主要集中在接缝处; 预制试件各项性能参数不弱于现浇试件, 合理设计下可满足预期的抗震要求.

**关键词:** 桥墩; 预制拼装化施工; 套筒连接件; 抗震性能; 拟静力试验

**中图分类号:** U443.22

**文献标志码:** A

## Experimental Study on Seismic Performance of Precast Bridge Pier With Grouted Splice Sleeve

WEI Hongyi, XIAO Wei, WANG Zhiqiang, LI Tiantian

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** In order to study the seismic performance of precast segmental bridge pier with grouted sleeve, two pier models with different sleeve-fixed positions and one cast-in-place benchmark were used to conduct pseudo-static tests. The damage area, damage development and failure mode of the models were observed. And their seismic performance was summarized by analyzing hysteresis curves, skeleton curves, stiffness, ductility and energy dissipation. The results show that two pier models with different sleeve-fixed positions share similar seismic performance in spite of difference in damage mode and plastic-hinge mechanism; the damage of precast pier models is slighter and focuses on the area of segmental interface; precast pier models are emulative considering various seismic performance parameters and their performance is able to meet seismic demand.

**Key words:** bridge pier; precast segmental construction; splice sleeve; seismic performance; pseudo-static test

预制节段拼装施工技术具有交通干扰小、施工质量高、施工周期短、噪声低、施工安全性高等优点, 因此在桥梁建造中得到越来越广泛的应用, 特别是在城市繁忙和海上有限施工平台以及恶劣自然施工环境下, 其相对传统的现浇施工技术具有明显的优越性.

预制拼装桥墩在欧美等国家已有大量工程应用, 构件或节段之间的连接构造归结为采用后张预应力筋(钢绞线、精轧螺纹钢)连接、灌浆套筒连接、波纹管连接、插槽式接缝连接、承插式接缝连接、钢筋焊接或搭接并采用湿接缝连接, 以及混合连接等<sup>[1-4]</sup>. 国内虽然在东海大桥、杭州湾大桥、上海长江大桥、金塘大桥等长大桥梁中采用预制桥墩的桥梁, 但均以湿接缝的形式实现桥墩与承台的连接<sup>[5-8]</sup>. 目前, 预制拼装桥墩多数位于地震危险性较低的地区, 其在强震区的应用仍然需要更为深入的研究.

国外针对套筒连接的预制拼装桥墩已有一些试验和理论研究<sup>[9-11]</sup>. 研究表明: 这类桥墩的抗震性能并不弱于现浇的混凝土桥墩, 但损伤部位集中在接缝; 试件多为套筒预埋在墩身的构造形式, 因而塑性铰的形成机理受套筒构造影响显著. 然而对于套筒预埋在承台的构造形式研究较少, 缺乏墩身预埋和承台预埋 2 种构造在抗震性能、影响因素、损伤情况上的比较.

本文以 2 种不同预埋位置的灌浆套筒预制拼装桥墩为对象进行拟静力试验, 以一个现浇立柱为参照, 研究了不同套筒预埋位置下预制桥墩的抗震性能和损伤特性, 以期对实际桥梁工程的运用提供参考依据.

收稿日期: 2015-08-28

基金项目: 国家自然科学基金(51178350, 51378386); 上海市科委项目(13231200800); 黑龙江交通厅资助项目

第一作者: 魏红一(1961—), 女, 教授, 工学博士, 主要研究方向为桥梁抗震. E-mail: wei\_hongyi@163.com

通讯作者: 王志强(1971—), 男, 副教授, 工学博士, 主要研究方向为桥梁抗震. E-mail: Wangzhiq@tongji.edu.cn

# 1 试验概况

## 1.1 灌浆套筒构造

灌浆套筒联接方式是指预制墩身节段与承台、盖梁或相邻墩身节段通过灌浆套筒连接伸出的钢筋,连接件构造如图 1 所示.该联接构造特点是施工精度要求高,避免现场浇注和张拉预应力筋,现场施工所需时间短.与传统现浇混凝土桥墩相比,采用该构造的预制拼装桥墩在正常使用条件下力学性能类似,造价仅略高;不足的是混凝土保护层较厚,不利于纵筋性能的发挥,并且裂缝控制需要关注.这类桥

墩构造可将套筒设置在墩身或承台中(见图 2).套筒设置于墩身内,便于施工,且套筒内不易进入垃圾;套筒位于承台内,桥墩与现浇桥墩受力特点相近,相比设置于墩身的构造保护层厚度较小,有利于发挥纵筋的效率.

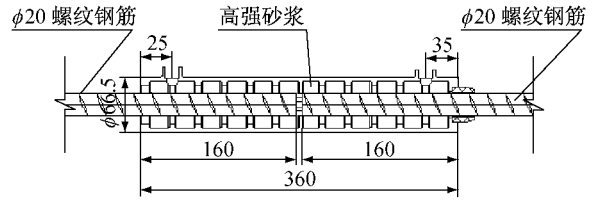


图 1 灌浆套筒连接件构造示意图

Fig.1 Detail of grouted splice sleeve

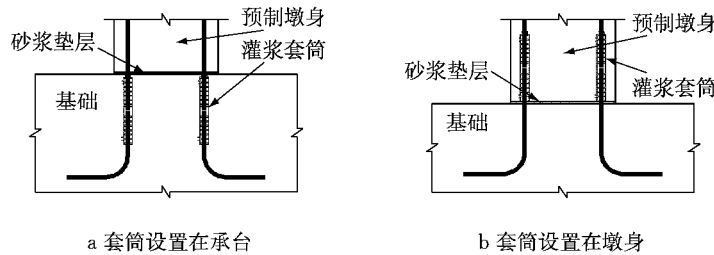


图 2 灌浆套筒联接构造

Fig.2 Details of connection with grouted splice sleeve

## 1.2 试件设计和制作

试验共设计了 3 个试件(见图 3),包括现浇的 1 号试件、灌浆套筒设置在承台内的 2 号试件和套筒设置在墩柱内的 3 号试件.试验试件设计采用统一尺寸,缩尺比为 1:3,立柱的尺寸为 530 mm×500 mm×3 200 mm,加载端的尺寸为 900 mm×500 mm×400 mm,底座的尺寸为 1 600 mm×1 600 mm×600 mm.试件加载中心到立柱底的距离为 3 400 mm,沿长边(边长 530 mm)加载,试件的剪跨

比为 6.42.

3 个试件所用混凝土的强度等级均为 C40,墩身配筋形式相同(见图 4a),主纵筋采用直径 20 mm 的 HRB400 热轧带肋钢筋,配筋率为 1.19%;构造筋采用直径 8 mm 的热轧光圆钢筋;箍筋、拉筋分别采用直径 8、6 mm 的热轧光圆钢筋,配箍率为 1.55%,箍筋外净保护层为 39 mm.2 个预制试件中墩身和承台主纵筋锚固在灌浆套筒的高强砂浆中,套筒长度为 36 cm,灌浆套筒处的截面配筋设计如图 4b 所示,箍筋、拉筋采用直径 8 mm 的热轧光圆钢筋,箍筋外净保护层为 15 mm.

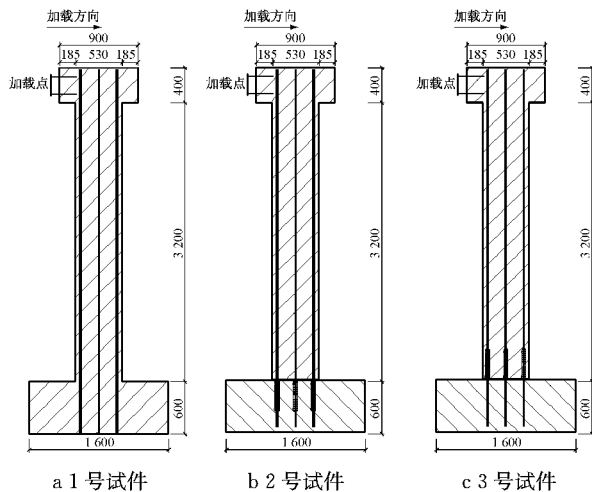


图 3 试件构造示意图(单位:mm)

Fig.3 Geometry of pier specimens (Unit: mm)

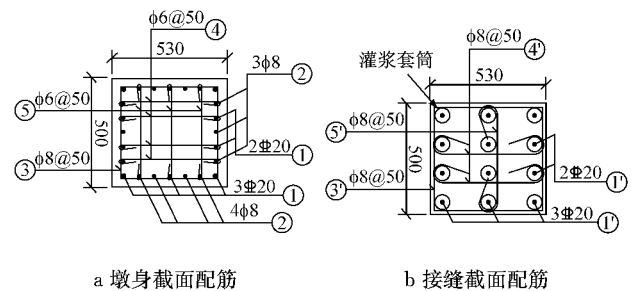


图 4 立柱截面配筋设计(单位:mm)

Fig.4 Reinforcing arrangement of pier specimens (Unit: mm)

### 1.3 试验加载方法和量测方法

节段预制立柱拟静力试验装置示意如图 5 所示. 竖向荷载由一台工作吨位为 100 t 的千斤顶施加, 竖向荷载为 56.0 t, 对应轴压比为 7.73%; 通过测力传感器实时跟踪荷载, 确保千斤顶在整个试验过程中的竖向力维持在预定值. 水平推拉反复荷载由加载吨位为 1 500 kN, 位移行程为 ±250 mm 的电液伺服作动器(MTS 793 系列作动器)施加, 作动器水平荷载直接由数据采集系统获取; 采用位移控制的加载制度, 每级荷载进行 3 个循环加载, 各级加载幅值为 2、5、10、15、20、25、30、40、60、80 mm, 其后以 20 mm 的幅值递增; 其中, 一级荷载的 3 个加载循环控制位移均为 2 mm, 二级荷载的前两个加载循环控制位移为 5 mm, 第 3 个加载循环控制位移为 2 mm, 即为前一个荷载等级的最大控制位移; 其后荷载等级加载制度同二级荷载加载制度, 直至试件的强度下降到最大强度的 80%, 加载结束.

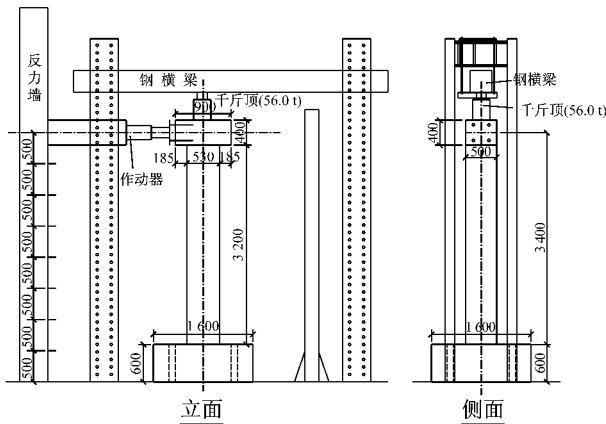


图 5 试验加载装置(单位:mm)

Fig.5 Experimental loading system (Unit: mm)

试验测试项目包括立柱侧向位移、塑性铰区墩身曲率分布和立柱钢筋应变. 其中侧向位移测量了包括立柱加载点中心和沿墩高布置的 3 个测点的侧向位移. 实测墩身曲率为平均曲率, 通过直接测量墩底以上 25、75、225、650 mm 这 4 个截面处受拉、受压两侧竖向变形来计算从墩底到该截面的平均曲率. 应变主要测量了立柱纵筋、箍筋和灌浆套筒的应变值.

## 2 试验结果及分析

### 2.1 试件破坏现象对比

图 6 和 7 分别描述了试件的裂缝分布和墩底最终破坏形态, 图中 1、3 面为平行于加载方向面, 2、4

面为垂直于加载方向面.

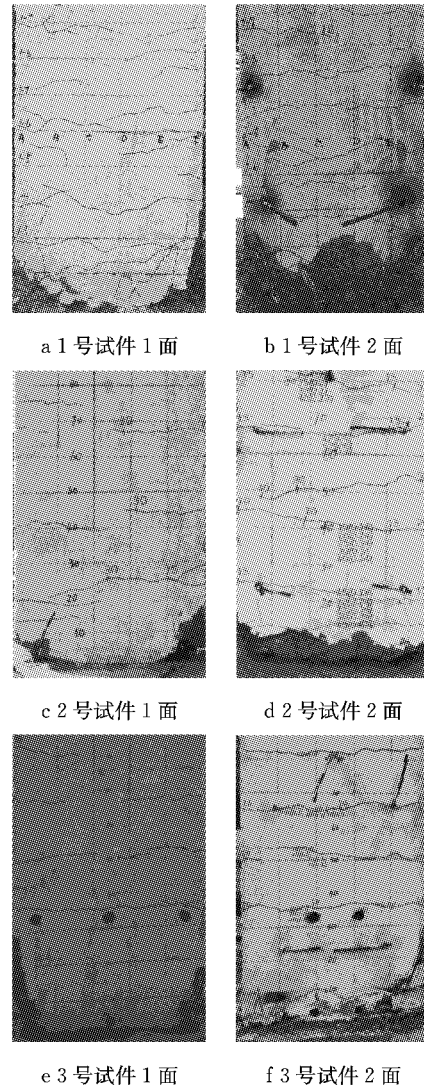


图 6 试件裂缝分布图

Fig.6 Crack development

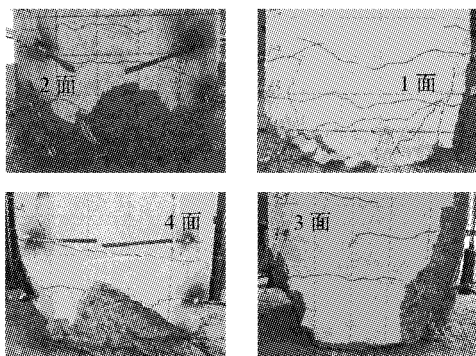
在加载的早期, 墩身底部与加载方向垂直的方向出现水平的贯穿裂缝, 1 号试件、2 号试件的第一道裂缝分别出现在距墩底 0.20、0.24 m 处, 3 号试件则出现在距墩底 0.35 m 的套筒顶部附近. 而后在第一道裂缝以上不断有裂缝发展, 间距比较均匀, 1 号试件约为 0.10~0.15 m, 2 号和 3 号试件约为 0.20~0.25 m. 此时 2 号和 3 号试件接缝还未张开, 砂浆层保持完好, 表明了低荷载水平下接缝并非薄弱环节.

随着加载等级增加直至试件到达最大荷载, 3 个试件柱身出现多条弯曲裂缝和斜裂缝. 1 号试件在柱底有裂缝开裂; 2 号和 3 号预制试件立柱底和承台间的接缝存在不同程度的张开; 2 号试件保护层混凝土和柱脚混凝土开始剥落; 3 号试件接缝张开宽度较大, 砂浆垫层出现上下脱空的现象, 受压侧砂浆层开

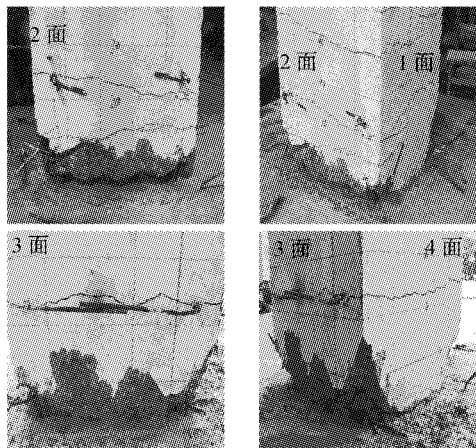
始压碎剥落。

继续往复加载使混凝土损伤逐步累计,1号试件、2号试件和3号试件分别在距离墩底0.30 m、0.15 m和0.10 m高度内有柱脚混凝土剥落。最终,现浇1号试件核心混凝土压碎,并有纵筋屈曲、箍筋外鼓,试件失效。预制试件的破坏均表现为柱底与承台间的接缝完全张开,2号试件纵筋受压屈曲,立柱底和承台间的砂浆垫层压碎,3号试件纵筋在接缝处发生局部屈曲,墩底接缝张开贯通整个截面。

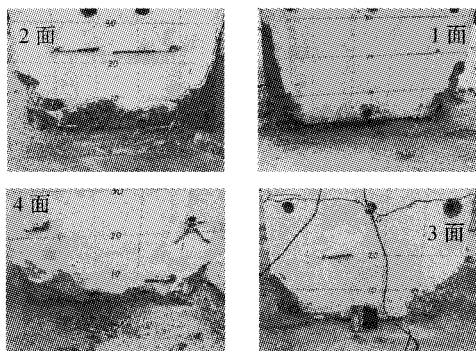
试验结束后,清除塑性铰区保护层混凝土后试件破坏状态如图7所示。现浇试件塑性铰区损伤严



a 1号试件



b 2号试件



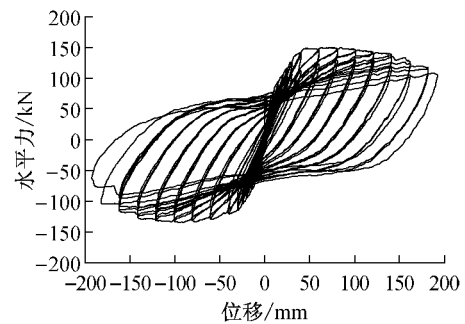
c 3号试件

图 7 试件最终破坏形态  
Fig.7 Damage state

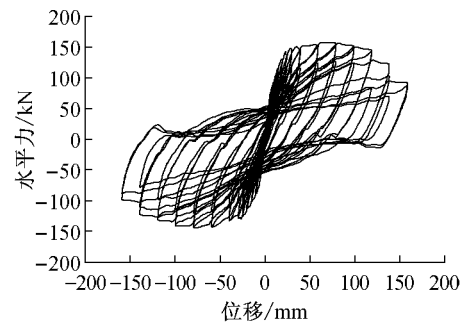
重,柱底以上0.20 m范围内有核心混凝土压碎。预制试件的破坏区域集中在接缝处,2号和3号试件在高度分别为0.15 m和0.20 m内保护层混凝土剥落,核心混凝土完好,为后期地震后修复提供了便利。3号试件由于立柱里预埋灌浆套筒,该区域的保护层混凝土剥落主要集中在接缝上下,箍筋没有屈曲、外鼓,核心混凝土保持完好。

## 2.2 荷载-位移曲线

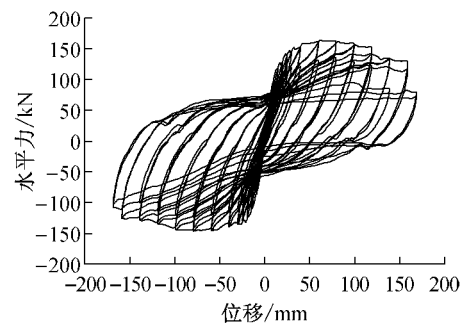
试验试件的荷载-位移滞回曲线反映了其基本的抗震性能,包括延性变形能力、耗能能力和残余变形等。滞回环可分为梭形、弓形、反S形和Z形这4种基本形态<sup>[12]</sup>,根据滞回环的形态可以判断试件的破坏机制。各个试件的实测水平力-墩顶位移滞回曲线如图8所示。



a 1号试件



b 2号试件



c 3号试件

图 8 试件水平力-位移滞回曲线

Fig.8 Load-displacement hysteretic curves

试件在较低荷载阶段,基本处于弹性阶段,滞回环集中和重叠;随着混凝土开裂、钢筋的屈服,滞回环逐渐拉开呈现梭形;而后由于接缝的张开和滑移,滞回环向弓形发展;到加载后期,滞回环呈扁平的四边形,没有自复位能力.整体而言,试件均为弯曲破坏;现浇试件在整个试验过程中滞回环更为饱满;2号 和 3 号试件滞回环形状较为相似,3 号试件具有相对饱满的滞回环和较缓的强度退化.

### 2.3 骨架曲线

骨架曲线是滞回曲线的包络线,由每个循环的峰值点连接而成.骨架曲线的形状大体上和单调加载得到的荷载位移曲线相似,只是极限荷载略低一些,能够比较明显地反映构件的初始刚度、最大荷载、屈后刚度、延性等抗震指标.

试件骨架曲线如图 9 所示.根据骨架曲线可确定试件的最大荷载  $P_{max}$ ,以最大荷载的 85%确定试件的极限位移  $\Delta_u$  和极限荷载  $P_u$ ,最终通过双线性化得到屈服位移  $\Delta_y$ 、屈服荷载  $P_y$ .各特征点结果如表 1 所示.

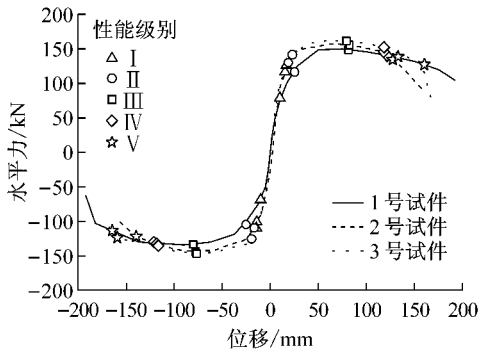


图 9 试件骨架曲线  
Fig.9 skeleton curves

表 1 骨架曲线特征点

试件编号	$\Delta_y/mm$	$P_y/kN$	$P_{max}/kN$	$\Delta_u/mm$	$P_u/kN$
1	31	145	150	160	127
2	22	153	158	128	134
3	26	161	163	133	139

由图 9 和表 1 可见,3 条骨架曲线形状大体类似,预制试件屈服点和强度下降点更为明显,试件在屈服后仍具有一定的延性变形能力,但屈后刚度较小.预制试件(2 号和 3 号)在临近破坏状态时承载力下降更为急剧.

### 2.4 试件的抗震性能参数评价

本文以表 2 所列构件性能和损伤级别分类方法<sup>[13]</sup>将加载过程分为 5 个阶段,可将各损伤状况下对应点标示在图 9 中.由于 2 号和 3 号试件套筒的

约束作用,首条裂缝出现在距墩底较远的位置,初期损伤后于现浇试件发生.3 个试件中中等及严重损伤发生时的位移较为接近,但预制试件严重损伤主要集中在接缝处,接缝局部破坏后强度下降较快,先于现浇试件失效.

对各阶段损伤出现对应位移等级下试件的抗震性能进行定量评价,所涉及的抗震性能参数包括漂移比  $D$ 、位移延性系数  $\mu$ 、残余变形指标  $R$ 、等效黏滞阻尼比  $\xi$  和标准化正则刚度  $n$ <sup>[13]</sup>,结果统计在表 3 中.在性能级别 I~IV 之内,3 个试件在漂移比和等效黏滞阻尼比方面较接近,预制试件在残余位移、耗能能力和等效刚度上略弱于现浇试件.两类试件破坏模式不同,试件失效时(性能级别 V)现浇试件漂移比、残余变形、等效阻尼比明显大于预制试件,位移延性和等效刚度大致相同.预制试件各项参数与现浇试件相比并无明显的不足,在合理的设计下采用套筒连接的预制桥墩可以用于地震区域.预制的 2 号和 3 号试件在各阶段性能差距较小,3 号试件具有相对较大的耗能能力和残余变形.

表 2 抗震性能级别和损伤描述

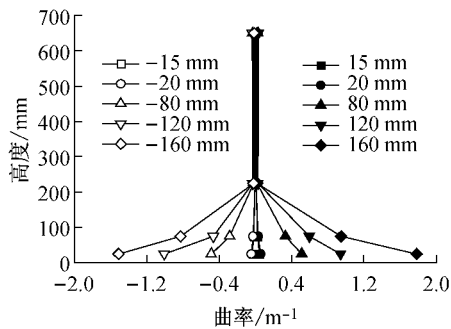
性能级别	损伤状态	损伤描述
I	无损伤	出现发丝般裂缝
II	微小损伤	纵筋开始屈服,裂缝宽度小于 1 mm
III	中等损伤	裂缝宽度在 1~2 mm,斜裂缝发展,保护层混凝土开始剥落,剥落区域大于 1/10 倍截面高
IV	严重损伤	裂缝宽度大于 2 mm,斜裂缝延伸超过 2/3 截面高,塑性铰区混凝土完全剥落,剥落区域大于 1/2 截面高
V	局部失效/倒塌	纵筋屈曲,箍筋断裂,核心混凝土压溃,核心混凝土裂缝宽度大于 2 mm,实测混凝土膨胀率大于 5%

表 3 实测抗震性能评价参数

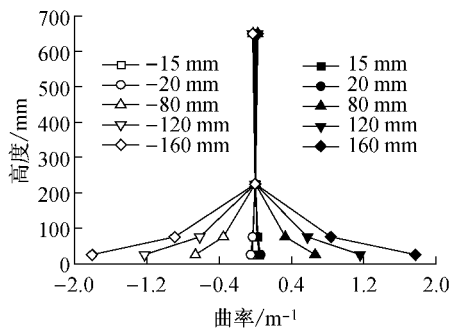
项目	试件编号	性能级别				
		I	II	III	IV	V
$D$	1	0.003	0.007	0.024	0.036	0.047
	2	0.005	0.006	0.024	0.035	0.038
	3	0.005	0.007	0.023	0.035	0.039
$\mu$	1			2.67	4.01	5.22
	2	构件未屈服		3.74	5.38	5.78
	3			3.06	4.60	5.04
$R$	1	0.05	0.07	1.12	2.41	3.83
	2	0.04	0.05	1.70	3.20	3.14
	3	0.04	0.06	1.80	3.50	3.72
$\xi/\%$	1	5.3	6.6	16.2	22.6	33.3
	2	3.9	4.2	17.4	22.9	23.4
	3	4.5	5.2	19.0	26.3	27.3
$n$	1	1.64	0.98	0.37	0.25	0.16
	2	1.09	0.91	0.28	0.17	0.18
	3	1.16	0.97	0.29	0.18	0.16

### 2.5 曲率

为探讨这类预制墩在各损伤状态下的变形分布,对试件在各典型位移等级的实测曲率分布曲线绘制如图 10 所示.可以看出,在高位移等级时两者的曲率分布相似,在接缝附近位置较大,墩身分布很少,其原因在于预制试件的变形主要集中在接缝位置处.而 3 号试件在接缝位置曲率更为集中,体现出套筒预埋在承台时墩底有少量塑性变形发生,预埋立柱则使桥墩处具有相对较大的刚度,一定程度上约束了立柱的变形,但使接缝处变形更为剧烈.



a 2 号试件



b 3 号试件

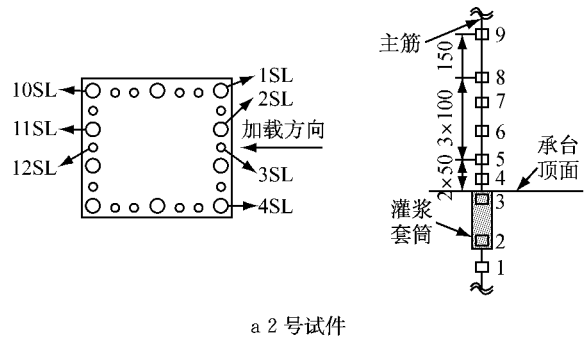
图 10 塑性铰区曲率分布

Fig.10 Distribution of curvature in plastic hinge area

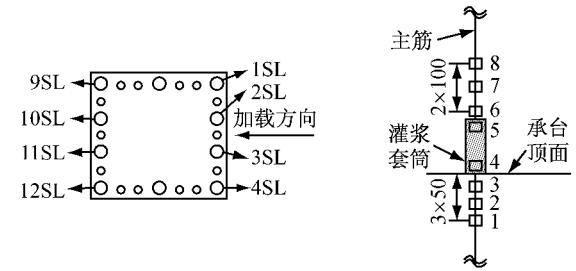
### 2.6 应变

为探讨预制试件的塑性铰形成机理,对试验中各钢筋的应变值进行了测量.预制试件应变片布置及编号说明见图 11 所示,例如 2 号试件 1SL4 应变片指图 12a 截面图中 1SL 钢筋在竖向 4 位置处的应变片.

图 12 为 2 号和 3 号试件主纵筋在每级荷载下峰值位移时的应变.可以看出,2 号和 3 号试件灌浆套筒的应变值均较小,基本小于  $400 \times 10^{-6}$ . 2 号试件钢筋应变分布规律、塑性铰区行为与现浇桥墩相近.墩身主纵筋主要通过套筒的砂浆锚固,接缝以下 400 mm 处测点 1SL1 应变接近于 0. 主筋应变最大区段集中在接缝以上 200 mm 以内,对应测点



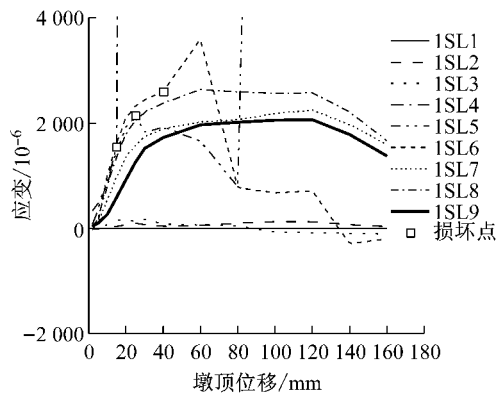
a 2 号试件



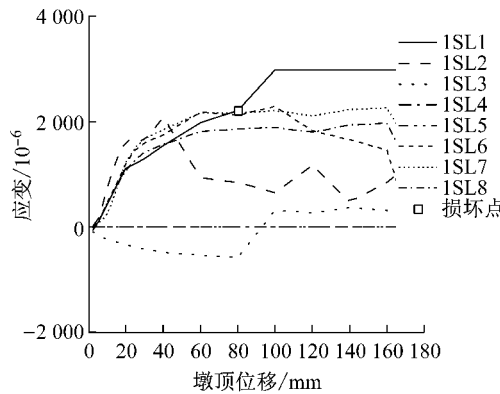
b 3 号试件

图 11 试件应变片编号示意图(单位:mm)

Fig.11 Strain gages number of pier specimens (Unit; mm)



a 2 号试件



b 3 号试件

图 12 峰值位移处钢筋 1 应变变化曲线

Fig.12 Strain of No.1 bar at peak displacement

1SL4~1SL6,该处钢筋屈服、强化后应变不断发展,部分应变片由于导线断裂或脱胶,发生损坏,损坏后

该测点应变数据无效;而在接缝以上 300 ~550 mm 以内,对应测点 1SL7~1SL9,钢筋应变在某一位移等级达到  $2\ 000 \times 10^{-6}$  后基本保持不变,这一区域钢筋虽然屈服,但后续加载时主要产生刚体变形. 3 号试件主纵筋应变分布不规律,不同位置主筋应变分布不同. 1SL 主筋在接缝以下 150 mm 范围内,对应测点 1SL1~1SL3,应变变化急剧,主要原因是套筒使桥墩趋于刚化的同时使接缝附近应力分布不规律;套筒以上 200 mm 内,对应测点 1SL6~1SL8,钢筋应变达到  $2\ 000 \times 10^{-6}$  后基本不变,表明在 3 号试件套筒顶部虽有主裂缝发展及塑性铰产生的趋势,但后续加载下该处并未产生塑性变形.

### 3 结论

(1) 与现浇试件相比,各荷载水平下采用灌浆套筒的预制试件损伤轻微,初期损伤为墩身裂缝,后期主要集中在接缝处,破坏形式为接缝处纵筋屈曲、断裂,而箍筋、核心混凝土基本保持完好.

(2) 2 种预埋位置的试件在损伤形式和塑性铰形成上有所不同. 预埋在承台试件的塑性铰行为与现浇试件相近,塑性铰区裂缝分布均匀,后期裂缝开展集中在拼接缝;预埋在墩柱的试件在套筒位置刚度大,套筒高度范围内裂缝很少,裂缝集中于接缝和套筒顶部 2 个区域,在套筒顶部可能形成第二塑性铰.

(3) 通过预制与现浇立柱刚度、延性变形、耗能等抗震指标的比较,采用灌浆套筒预制试件的各项性能参数与现浇试件相近,在合理的构造设计下可满足预期抗震性能的要求.

### 参考文献:

- [1] Marsh M L, Wernli M, Garrett B E, *et al.* Application of accelerated bridge construction connection in moderate-to-high seismic regions [R]. Seattle: Transportation Research Board, 2011.
- [2] WANG Zhiqian, GE Jiping, WEI Hongyi. Seismic performance of precast hollow bridge piers with different construction details [J]. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 2014, 8(4): 399.
- [3] 李田田. 城市高架节段拼装桥墩构造及抗震性能研究 [D]. 上海: 同济大学, 2013.  
LI Tiantian. Research on structural details and seismic performance of urban viaduct precast segmental concrete column [D]. Shanghai: Tongji University, 2013.
- [4] 刘丰. 节段拼装预应力混凝土桥墩拟静力试验和分析研究 [D]. 上海: 同济大学, 2008.  
LIU Feng. Cyclic test study and nonlinear finite element analysis on seismic behavior of prestressed precast segmental bridge piers [D]. Shanghai: Tongji University, 2008.
- [5] 朱治宝, 刘英. 跨海大桥大型预制墩柱的施工技术 [J]. *桥梁建设*, 2004(5): 50.  
ZHU Zhibao, LIU Ying. Construction techniques for large precast pier column of bridges over sea [J]. *Bridge Construction*, 2004(5): 50.
- [6] 曾平喜, 唐衡, 冯永明. 杭州湾跨海大桥预制墩身施工技术 [C]//中国公路学会桥梁和结构工程分会 2005 年全国桥梁学术会议论文集. 北京: 人民交通出版社, 2005: 510-522.  
ZENG Pingxi, TANG Heng, FENG Yongming. Construction techniques for precast pier of Hangzhou Bay Bridge [C]// Proceedings of the National Conference on Bridge Engineering. Beijing: China Communications Press, 2005: 510-522.
- [7] 卢永成, 邵长宇, 黄虹, 等. 上海长江大桥预制拼装结构设计及施工要点 [J]. *中国市政工程*, 2010(1): 24.  
LU Yongcheng, SHAO Changyu, HUANG Hong, *et al.* A study of design & construction key points of Shanghai Yangtze River Bridge precast erection structure [J]. *China Municipal Engineering*, 2010(1): 24.
- [8] 万绍平. 预制桥墩湿接头的施工技术要点 [J]. *城市道桥与防洪*, 2009(11): 72.  
WAN Shaoping. Technical gist for construction of prefabricated pier wet joint [J]. *Urban Roads Bridges & Flood Control*, 2009(11): 72.
- [9] Haber Z B, Saiidi M, Sanders D H. Seismic performance of precast column with mechanically spliced column-footing connection [J]. *ACI Structural Journal*, 2014, 111(3): 639.
- [10] Tazarv M, Saiidi M. Next generation of bridge columns for accelerated bridge construction in high seismic zones [R]. Reno: University of Nevada, 2014.
- [11] Lin J C, Mo Y L. The shear transfer behavior of precast prestressed hollow rectangular bridge column [D]. Tainan: Cheng Kung University, 2000.
- [12] 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.
- [13] Hose Y D, Seible F. Performance evaluation database for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads [R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 1999.