

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2021.03.041

预制节段拼装独柱桥墩拟静力试验研究

孙策¹, 李超^{2*}, 刘浩², 霍龙飞²

(1. 深圳高速公路股份有限公司, 广东 深圳 518033; 2. 中交第一公路勘察设计研究院有限公司)

摘要:为研究节段预制拼装桥墩受力性能及抗震性能,对4个缩尺比为1:2.5的独柱桥墩模型进行了拟静力试验,对比分析了不同连接构造对预制拼装桥墩受力性能的影响。研究表明:在低周往复荷载作用下,锥套+纤维混凝土连接模型的极限承载力、耗能能力以及结构延性等性能均优于现浇桥墩模型及UHPC+主筋搭接模型。

关键词:桥墩; 预制拼装; 拟静力试验; 纤维混凝土

作为桥梁快速建造技术的一部分,预制节段拼装桥墩不仅有利于缩短工期,减少环境污染,在结构遭受撞击或者地震产生破坏时还具有易修复的优点,同时大大节约了钢材和混凝土用量,减少了建筑施工时的尘埃排放量。与传统的现浇施工桥墩不同,预制节段拼装桥墩是在垂直方向上将桥墩分为几个分段预制,预制节段达到一定强度后,再通过运输到达施工现场,进行现场组装。

关于预制节段拼装桥墩的抗震性能,国内外许多专家学者已经进行了大量的试验研究,但大多数研究

成果主要集中在节段拼装方式、预应力系统、耗能装置等参数对其抗震性能的影响规律方面。目前中国采用预制桥墩工程基本以整体预制拼装桥墩(一节段)为主,但受运输线路超高、超宽等限制,运输吊装吨位受限,会使一节段整体预制拼装桥墩应用受限,而多节段整体预制拼装桥墩具有相对尺寸小、自重轻、可施工性强等优点,将具有较好的工程应用前景。然而,关于整体预制多节段拼装桥墩的抗震性能研究十分有限,工程应用更是少之又少。

基于上述原因,该文基于正常使用状态下具有和

(4) 建议钢锚梁制造与安装单位严格按照设计及规范要求,采用合理的先进的焊接、切割、打磨等工艺,特别是应力集中部位更应保证质量,从而确保钢锚梁结构受力安全可靠。

塔上钢锚梁成功应用于南洞庭胜天大桥,大桥于2019年10月建成通车,钢锚梁运营状态良好。

参考文献:

[1] 赵金霞,常英,张家元. 武汉青山长江公路大桥索塔锚固区钢锚梁设计研究[J]. 桥梁建设,2020(S1).
[2] 高何杰,袁怡. 大跨叠合梁斜拉桥的索梁锚固形式及疲劳性能研究[J]. 中外公路,2018(1).
[3] 文坡,张强,石建华. 池州长江公路大桥主桥桥塔上横梁锚固结构设计[J]. 桥梁建设,2017(2).
[4] 宁朝新. 沪通长江大桥主航道桥钢锚梁施工关键技术[J]. 铁道建筑,2019(11).

[5] 张德平,徐伟,黄细军,等. 赤壁长江公路大桥钢锚梁索塔锚固结构优化设计[J]. 世界桥梁,2019(5).
[6] 李俊,万勤波. 山区超高索塔钢锚梁安装控制技术[J]. 公路,2019(9).
[7] 赵文艺,周尚猛. 大跨度斜拉桥新型索塔锚固构造力学性能研究[J]. 世界桥梁,2019(4).
[8] 吕文舒,陈星焯,张祖军. 钢箱梁斜拉桥索梁锚固区钢锚箱受力性能及结构局部优化研究[J]. 中外公路,2020(3).
[9] 湖南省交通规划勘察设计院有限公司. 南洞庭(胜天)特大桥施工图变更设计[Z],2017.
[10] 陈柯,赵启权. 福州长门特大桥钢锚梁制造精度控制技术[J]. 公路,2018(9).
[11] 崔巍,傅新军,陈相,等. 商合杭铁路芜湖长江公铁大桥2号墩桥塔钢锚梁定位测量技术[J]. 桥梁建设,2020(2).
[12] 陈竹,涂哲,刘正辉. 澜沧江大桥钢锚梁单元精确定位安装施工技术[J]. 公路,2018(6).

收稿日期:2021-05-20(修改稿)

作者简介:孙策,男,高级工程师. E-mail:286236219@qq.com

* 通信作者:李超,男,硕士,高级工程师. E-mail:101733182@qq.com

整体现浇桥墩相当的力学性能即“性能等同”的设计思想,提出两种新型连接方式的节段拼装独柱桥墩:锥套—湿接缝连接独柱桥墩和主筋搭接—UHPC湿接缝连接独柱桥墩,研究这两种节段拼装独柱桥墩的抗震性能。通过低周往复荷载试验,对其承载能力、变形能力、耗能能力、滞回特性及破坏形态等性能进行深入系统的研究,分析其破坏原因,并与现浇独柱墩进行对比,以验证预制节段拼装桥墩的可行性和抗震性能。

1 试验方案

试验设计了4个1:2.5的缩尺桥墩试件。试件DZXJ-1为现浇独柱桥墩,DZZT-1和DZZT-2均为两个节段预制,由锥套锁紧钢筋接头连接主筋,后浇

湿接缝连接成整体;试件DZDJ-1为两个节段预制,由主筋错位搭接,后浇UHPC湿接缝连接成整体。试件DZZT-1和试件DZDJ-1的构造如图1所示。制作4个试件的目的是研究锥套—湿接缝连接独柱桥墩和主筋搭接—UHPC湿接缝连接独柱桥墩结构的受力特点、破坏形式及抗震性能,以及与普通现浇独柱桥墩的抗震性能对比。试件编号和概况如表1所示。

1.1 试验装置

水平加载采用美国MTS电液伺服程控结构试验机系统,采用201.90型作动器,最大推力为2594 kN,最大拉力为1773 kN,行程为±375 mm。竖向加载采用最大荷载为4900 kN的千斤顶,并通过荷载稳压装置稳定,数据由TDS-630数据采集仪采集,利用计算机全程控制试验加载和数据采集。

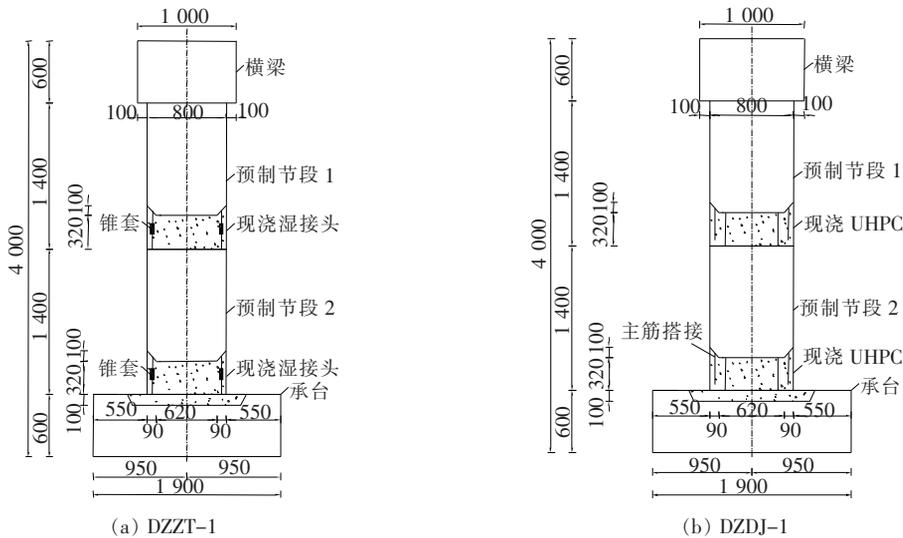


图1 试件构造图(单位:mm)

表1 试件编号、概况和加载情况

编号	试件类型	构件尺寸/m			纵筋配置		塑性铰区箍筋	
		长	高	宽	配置/mm	配筋率/%	配置/mm	配筋率/%
DZXJ-1	现浇(横向加载)	0.8	0.56	2.8	22 ϕ 22	1.87	ϕ 8@50	1.01
DZZT-1	锥套—纤维混凝土(横向加载)	0.8	0.56	2.8	22 ϕ 22	1.87	ϕ 8@50	1.01
DZZT-2	锥套—纤维混凝土(纵向加载)	0.8	0.56	2.8	22 ϕ 22	1.87	ϕ 8@50	1.01
DZDJ-1	主筋搭接—UHPC(横向加载)	0.8	0.56	2.8	22 ϕ 22	1.87	ϕ 8@50	1.01

注:DZXJ-1试件和DZZT与DZDJ-1的节段均使用C40的普通混凝土,DZZT-1和DZZT-2接缝处使用纤维混凝土,而DZDJ-1的接缝处使用UHPC。

1.2 加载方案

该试验竖向荷载为上部结构恒载,选取10%的轴压比,独柱上部恒载为1200 kN。每次试验先施加竖向荷载,加载完毕再进行水平荷载的施加。水平荷载

采用力—位移混合加载,试件开裂前采用荷载控制,并分级加载,接近屈服荷载前减小级差进行加载,试件屈服后采用位移控制,变形值取屈服时的最大位移,并以该位移的倍数为级数进行加载。

2 试验过程及破坏特征

在水平低周反复荷载作用下,试件 DZXJ-1、DZZT-1、DZZT-2 的破坏过程和破坏特征相似,最终均发生了典型的弯曲破坏。而试件 DZDJ-1 由于纵筋在湿接缝处错位搭接,导致纵筋不连续,最终发生延性较差的弯曲破坏。以试件 DZXJ-1 和 DZDJ-1 为例分别说明试件的破坏过程和特征。

2.1 现浇独柱桥墩试件(DZXJ-1,横向加载)

DZXJ-1 试件首先进行竖向荷载的加载,加载过程中试件无明显变化。待竖向荷载加载至 1 200 kN 后,进行水平荷载加载。先加载一级 20 kN,确定加载装置正常工作后,按加载制度逐级加载。刚开始采用力控制加载,每级加载重复一次。每一级加载时,推向观察一次试件,拉向观察一次试件。加载初期,试件没有裂缝产生,加载至推向 80 kN 时,在墩柱 B 面底部 216 mm 高处首次出现裂缝,此时刚度退化较为缓慢。拉向力加载至 140 kN 时,C 面出现裂缝贯通的现象,如图 2(a)所示。逐级力加载至 160 kN,裂缝逐步发展,此时混凝土发出声响。这时换为位移加载,位移加载第一级为 23.25 mm,位移加载每级重复加载 3 次,在第 3 次加载时进行试件的观察。加载推向 23.25 mm 级位移时,D 面柱身节段接缝处,即高 1 400~

1 900 mm 处产生多条水平长裂缝,刚度退化速度加快。加载至 31 mm 位移时,D 面出现推向位移导致的竖向裂缝,如图 2(b)所示,A 面的推向和拉向裂缝贯通,如图 2(c)。加载至 46.5 mm 位移时,A 面贯通裂缝大量出现。加载至位移 55.9 mm 时,C 面和 D 面沿水平贯通裂缝发展出现多条斜裂缝和竖向裂缝,A 面推向和拉向裂缝交叉贯通处,发展出多条斜裂缝,此时试件承载力达到峰值。推向最大承载力为 393.23 kN,拉向最大承载力为 347.07 kN,刚度退化速度再次稳定,此时刚度退化严重。加载至 112.6 mm 时,柱底塑性铰区出现大量竖向裂缝和斜裂缝,且试件底部混凝土被压碎,钢筋裸露,如图 2(d)所示。随着加载的继续,裂缝继续发展,A 面裂缝整体呈交叉分布,C 面和 D 面多为水平贯通裂缝,边缘处有斜裂缝和竖向裂缝发展。继续加载至 131.5 mm 位移时,试件承载力下降至最大承载力的 85% 以下。由于试件受往复荷载作用,后期承台翘起严重。加载结束,试件裂缝交叉分布,柱底塑性铰区产生的裂缝更为密集,如图 2(e)所示,墩柱底部混凝土剥落严重,并且有钢筋崩断的情况。试件破坏属于典型的弯曲破坏。试件 DZZT-1 和 DZZT-2 的破坏状况如图 3、4 所示。

2.2 主筋搭接—UHPC 独柱桥墩试件(DZDJ-1,横向加载)

对于 DZDJ-1 试件,加载至 60 kN 时,试件 B 面

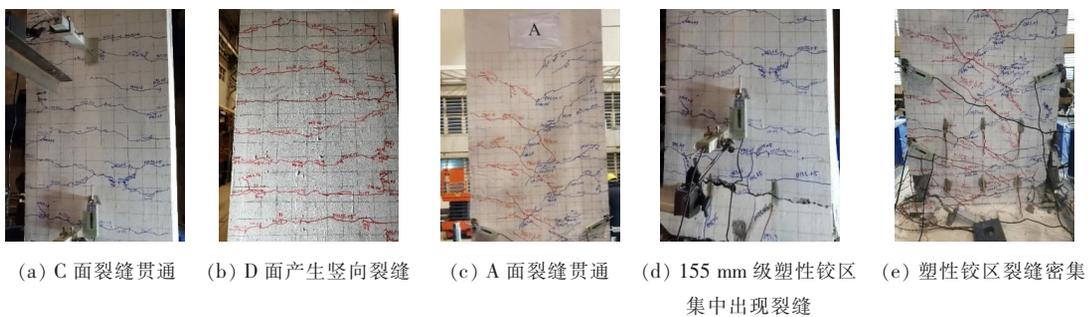


图 2 DZXJ-1 试件破坏状况

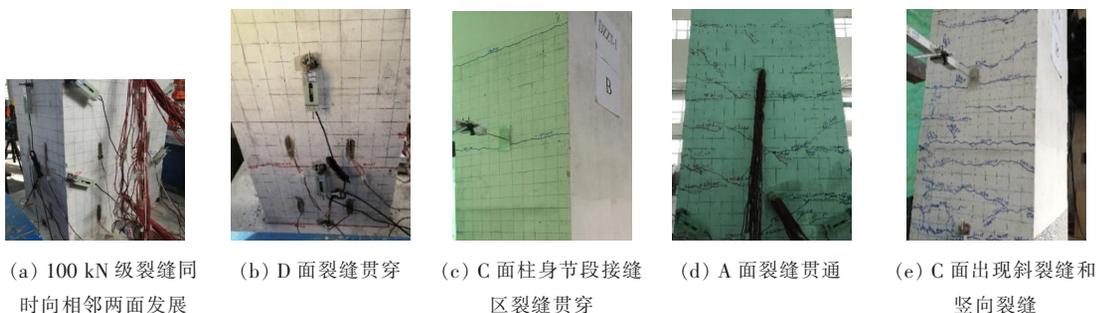


图 3 DZZT-1 试件破坏状况

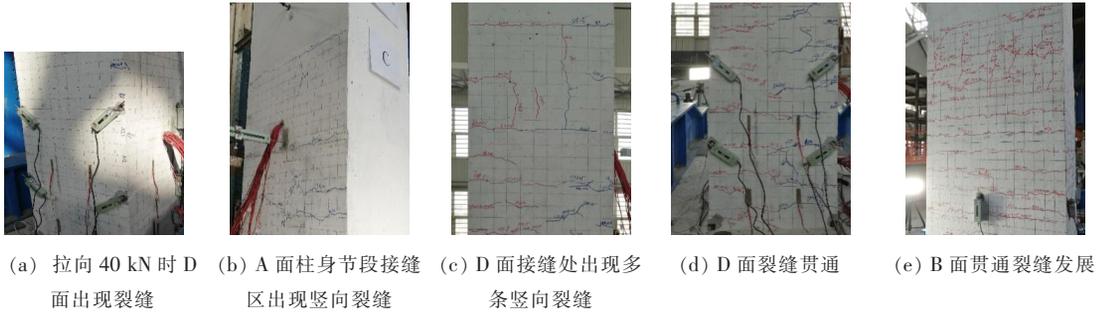


图 4 DZZT-2 试件破坏状况

底部高 370 mm 处首次出现裂缝。加载至 80 kN 时,试件 C 面底部高 570 mm 和 700 mm 处出现裂缝,此时刚度退化极为缓慢。加载至 100 kN 时,C 面柱底塑性铰区高 400 mm 处出现水平裂缝贯通现象,如图 5(a)所示。加载至 120 kN 时,D 面柱底塑性铰区高 400 mm 处裂缝贯通,如图 5(b)所示。加载至 160 kN 时,C 面柱身节段接缝区,即高 1 350 mm 处,水平裂缝贯通,如图 5(c)所示,且此时 A 面推方和拉方对称出现水平裂缝。加载至 180 kN 时,刚度退化速度加快。加载至 200 kN 时,A 面后浇接缝位置大概 400 mm 处,推方和拉方的裂缝贯通,如图 5(d)所示。加载至 220 kN 时,C 面柱底接缝区,即高 260~330 mm 处出现竖向裂缝。加载至 260 kN 后,换为位移控制加载,第一级位移为 15.5 mm,该级 C 面和 D 面柱底

塑性铰区出现多条斜裂缝。加载至位移 31 mm 时,A 面塑性铰区出现大量斜向裂缝交叉分布,如图 5(e)所示,此时刚度退化再次加快。加载至 46.5 mm 位移时,墩柱和试件承台交界处出现开裂,柱脚混凝土被压碎,承载力开始下降。推向最大承载力为 380.073 kN,拉向最大承载力为 396.44 kN,此时刚度退化严重。加载至位移 62 mm 时,柱底塑性铰区出现大量斜裂缝和竖向裂缝。继续加载至 93 mm 位移,试件承载力下降至最大承载力的 85% 以下。加载结束后,试件 A 面贯通裂缝交叉分布,墩柱底部混凝土剥落。试件破坏属于典型的弯曲破坏。DZDJ-1 试件延性明显不如 DZZT 试件,刚度优于 DZXJ-1 但不如 DZZT-1 刚度退化缓慢。

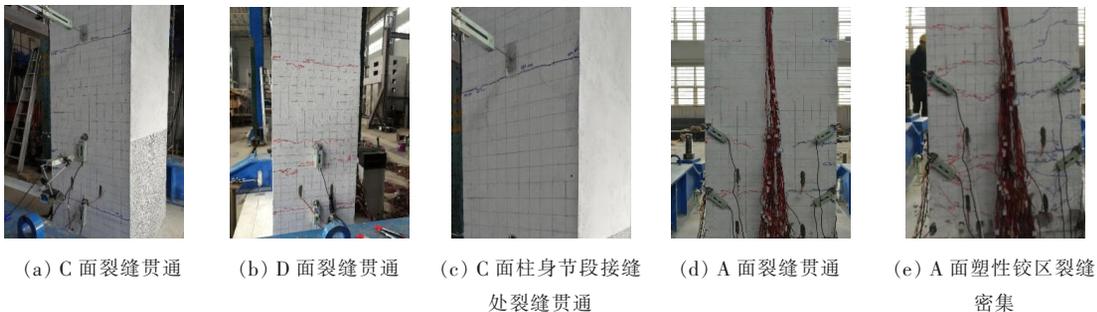


图 5 DZDJ-1 试件破坏状况

2.3 试验结果及分析

2.3.1 各试件承载力指标(屈服值、峰值和破坏值)的确定

基于骨架曲线利用通用屈服弯矩法确定屈服值、峰值、破坏值。具体确定方法如图 6 所示,过原点作弹性理论直线 OC 直线与过峰值荷载点 A 的水平直线相交于 C,过 C 作垂线在荷载—位移($P-\Delta$)骨架曲线上交于 E 点,连接 OE 延长后与 AC 相交于 D 点,过 D 点作垂线在骨架曲线上交于 F 点,F 点即为假定的屈服点。屈服点 F 对应的荷载、位移分别为屈服荷

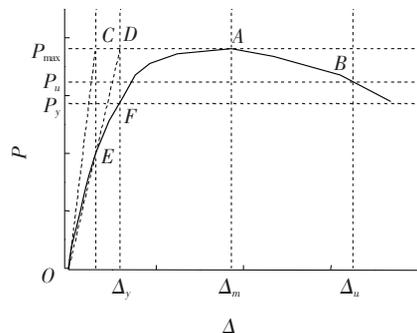


图 6 承载力指标确定方法

载 P_y 、屈服位移 Δ_y 。峰值荷载点 A 对应的荷载、位移分别为峰值荷载 P_{max} 、峰值位移 Δ_m 。同时,取峰值荷载下降 85% 对应的点为破坏点 B,破坏点对应的荷

载、位移分别为极限荷载 P_u 、极限位移 Δ_u 。各试件承载力指标汇总,见表 2。

表 2 各试件的屈服值、峰值、破坏值

试件 编号	加载 方向	屈服值		峰值		极限值	
		P_y /kN	Δ_y /mm	P_{max} /kN	Δ_m /mm	P_u /kN	Δ_u /mm
DZXJ-1	推向	292.30	23.30	393.23	55.95	334.25	128.32
	拉向	-249.01	-22.57	-347.07	-55.95	-295.06	-132.42
DZZT-1	推向	419.69	22.54	553.78	46.50	470.71	132.88
	拉向	-407.02	-23.45	-551.51	-59.52	-468.78	-134.98
DZDJ-1	推向	282.17	13.47	380.07	46.50	323.06	64.24
	拉向	-288.16	-14.29	-396.44	-46.51	-336.97	-74.97
DZZT-2	推向	288.91	29.38	380.99	93.01	323.85	162.52
	拉向	-227.41	-20.75	-415.07	-118.02	-352.81	-154.72

2.3.2 骨架曲线

图 7 为各试件的骨架曲线。

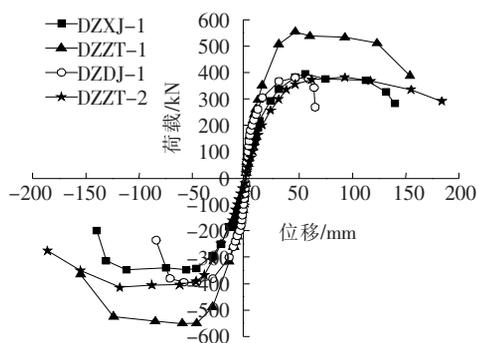


图 7 各试件的骨架曲线对比

由图 7 可知:各试件的受力全过程经历了弹性阶段、弹塑性阶段、塑性阶段和破坏阶段,对应屈服点处骨架曲线没有表现出明显的拐点。其中 DZZT-1 和 DZZT-2 在强度上升完成后进入强度稳定阶段,而 DZDJ-1 在完成强度上升后,很快便出现强度衰减,相对而言 DZZT-1 具有较好的延性。且通过 DZXJ-1、DZZT-1 和 DZDJ-1 的骨架曲线对比可得,同样进行横向加载,DZZT-1 的最大承载力远远大于 DZXJ-1 和 DZDJ-1。

2.3.3 滞回曲线及耗能性能分析

(1) 滞回曲线

图 8 为各阶段各试件的滞回曲线。

由图 8 可知:各试件加载初期,滞回曲线基本为直线,结构处于弹性阶段,尚未发挥耗能能力;随着荷载

的增加,由于混凝土的开裂,结构呈现出一定耗能能力,滞回环面积略微增大,此时滞回环呈现为菱形。继续加载,滞回环面积不断增大,各构件的耗能能力均呈现上升趋势。滞回环开始变为反 S 形,捏拢现象也开始明显。加载后期,试件表现出明显的强度和刚度退化,滞回环的形状也开始呈现为 Z 形。其中 DZXJ-1 的捏拢最为明显,而 DZZT-1 的滞回环更为饱满。由图 8(a)可以看出:DZZT-1 的滞回环面积最大,而 DZDJ-1 的滞回环面积最小,说明 DZZT-1 的耗能能力最好。

(2) 耗能指标

结构在受到地震作用时,要对结构耗散能量的大小进行评价。根据工程结构抗震理论,通常采用能量耗散系数 E 或等效黏滞阻尼系数 h_e 来评价结构的耗能能力, E 或 h_e 值越大,结构的耗能性能越好。 E 或 h_e 的计算公式为:

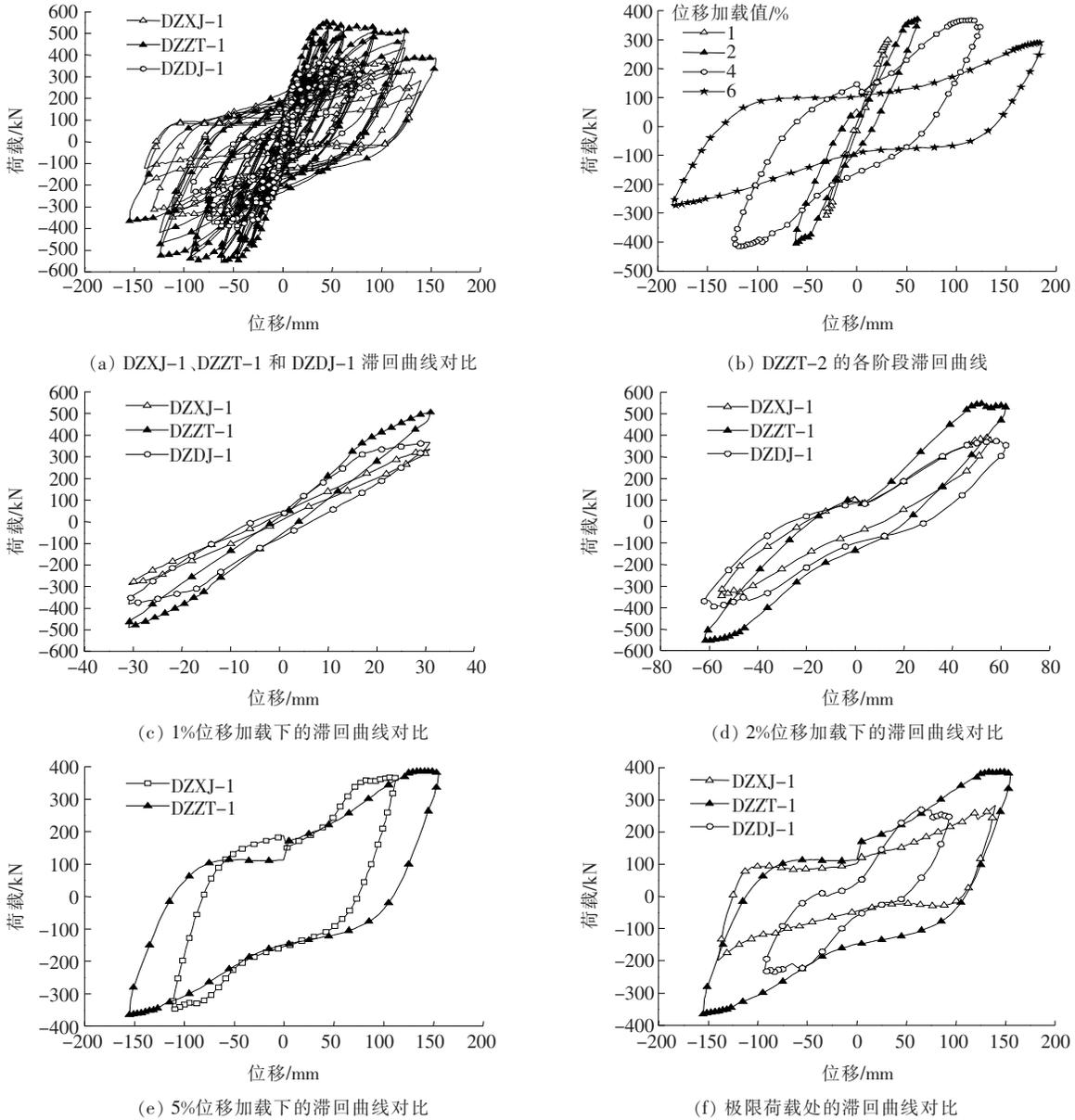
$$E = \frac{S_{(ABC+CDA)}}{S_{(\Delta OBE+\Delta ODF)}} \quad (1)$$

$$h_e = \frac{S_{(ABC+CDA)}}{2\pi \times S_{(\Delta OBE+\Delta ODF)}} \quad (2)$$

式中: $S_{(ABC+CDA)}$ 为滞回环包围面积; $S_{(\Delta OBE+\Delta ODF)}$ 为滞回环峰值、坐标原点与横坐标轴围成的三角形面积。

表 3、4 为各试件在几个关键点处的能量耗散系数 E 或等效黏滞阻尼系数 h_e 。

由表 3、4 可知:当各构件加载位移均为 93 mm 时,DZXJ-1 的累积耗能为 32.912 kN·m,DZZT-1 的累积耗能为 58.327 kN·m,DZDJ-1 的累积耗能



注:图中位移加载值采用位移百分比表示,即加载位移与加载点至墩底截面间距离的比值。

图8 各阶段的滞回曲线对比

表3 各试件的 $S_{(ABC+CDA)}$ 和 $S_{(\Delta OBE+\Delta ODF)}$

试件 编号	位移加载值 1%		峰值荷载处		位移加载值 3%		极限荷载处	
	$S_{(ABC+CDA)}$	$S_{(\Delta OBE+\Delta ODF)}$						
DZXJ-1	2 058.742	9 757.149	14 333.194	20 711.775	32 912.561	26 804.678	49 563.888	34 451.365
DZZT-1	5 593.997	15 433.192	13 823.987	25 552.043	58 327.154	47 900.988	93 115.083	57 983.007
DZDJ-1	7 876.350	11 600.325	14 734.959	18 056.512	28 771.687	18 618.950	28 771.687	18 618.950
DZZT-2	1 982.753	9 457.067	14 861.516	24 099.737	38 004.350	35 608.313	78 006.193	52 317.304

注:1%、3%为位移控制加载值。

为 28.772 kN·m。其中,DZXJ-1 的最大等效黏滞阻尼系数为 0.229,DZZT-1 的最大等效黏滞阻尼系

数为 0.256,DZDJ-1 的最大等效黏滞阻尼系数为 0.246。因此,DZZT-1 的耗能性能最好,纤维混凝土

表4 各试件的耗能系数 E 、等效黏滞阻尼系数 h_e

试件编号	位移加载值1%		峰值荷载处		位移加载值3%		极限荷载处	
	E	h_e	E	h_e	E	h_e	E	h_e
DZXJ-1	0.211	0.034	0.692	0.110	1.228	0.195	1.439	0.229
DZZT-1	0.362	0.058	0.541	0.086	1.218	0.194	1.606	0.256
DZDJ-1	0.679	0.108	0.816	0.130	1.545	0.246	1.545	0.246
DZZT-2	0.210	0.033	0.617	0.098	1.067	0.170	1.491	0.237

给DZZT-1提供了良好的耗能能力。

2.3.4 承载能力对比分析

由表2可知:不论是屈服荷载、最大荷载还是极限荷载,DZZT-1的荷载值都远远大于DZXJ-1和DZDJ-1,而DZDJ-1的荷载值略大于DZXJ-1。说明DZZT所用的纤维混凝土相较于DZDJ-1所用的UHPC给节段之间提供了更紧密的连接,而相较于现浇桥墩,节段拼装桥墩具有很好的完整性。

2.3.5 刚度分析

试件在反复荷载作用下的刚度退化特性,可以用割线刚度来表示。各试件刚度(K)随层间位移角(δ)退化规律如图9所示。

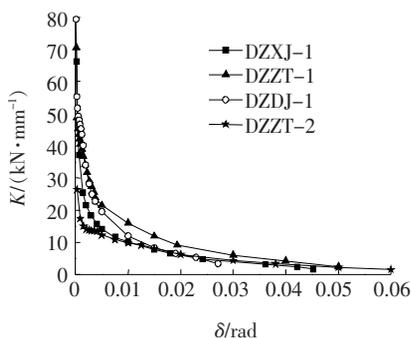


图9 各试件的刚度退化对比

由图9可知:DZXJ-1的初始刚度为66 kN/mm,DZZT-1的初始刚度为70 kN/mm,DZDJ-1的初始刚度为79 kN/mm。各试件随着加载位移的增加,刚度变化趋势相同,均缓慢下降。当加载至位移角为0.02 rad时,各试件刚度均退化严重,说明此时混凝土损伤不断增加。随着加载的继续,刚度变化区域平缓,说明此时混凝土损伤发展成熟。图9中,DZZT-1的刚度曲线始终在DZXJ-1和DZDJ-1的刚度曲线之上,说明DZZT-1的刚度优于DZXJ-1和DZDJ-1,DZZT-1刚度退化缓慢。分析原因: DZZT-1所使用的纤维混凝土相较于普通混凝土延缓了裂缝发展,从而使试件刚度退化变缓。而DZDJ-1的刚度前期优于DZXJ-1,后期趋于相同。

2.3.6 延性分析

各试件的延性系数见表5。

表5 各试件的延性系数

试件编号	加载方向	屈服位移 Δ_y/mm	极限位移 Δ_u/mm	延性系数 μ
DZXJ-1	推向	23.30	128.32	5.51
	拉向	-22.57	-132.42	5.87
DZZT-1	推向	22.54	132.88	5.90
	拉向	-23.45	-133.98	5.71
DZDJ-1	推向	13.47	64.24	4.77
	拉向	-14.29	-74.97	5.25
DZZT-2	推向	29.38	163.52	5.57
	拉向	-20.75	-153.72	7.41

由表5可知:3种独柱桥墩的延性系数均大于4,说明延性性能良好。其中DZZT-1的延性系数最大,所以锥套-湿接缝连接独柱桥墩的延性最好,现浇桥墩的延性系数比主筋搭接-UHPC湿接缝桥墩延性略大。锥套-湿接缝桥墩延性良好的原因: DZZT-1所用的纤维混凝土使构件的变形能力大大增强,纤维混凝土破坏未表现出普通混凝土的脆性特征,具有较好的延性。3种独柱桥墩破坏时,层间位移角均不小于3%,说明试件的变形能力较好。

3 结论

(1) 4个桥墩试件在加载过程中经历了弹性阶段、弹塑性阶段、塑性阶段和破坏阶段。从柱底接缝处开始产生裂缝,柱底和柱身接缝处裂缝发展迅速,后期柱底混凝土剥落,柱脚和承台交界处开裂,柱脚钢筋断裂,是典型的弯曲破坏。

(2) DZZT-1的滞回环面积最大,而DZDJ-1的滞回环面积最小;DZXJ-1的最大等效黏滞阻尼系数为0.229,为DZZT-1的0.895倍、DZDJ-1的0.931倍。由此得出,DZZT-1的耗能性能最好,纤维混凝土

土给 DZZT-1 提供了良好的耗能能力。

(3) DZZT-1 关键特征点的荷载值都远远大于 DZXJ-1 和 DZDJ-1, 而 DZDJ-1 的荷载值略大于 DZXJ-1, 说明 DZZT 所用的纤维混凝土相较于 DZDJ-1 所用的 UHPC 给节段之间提供了更紧密的连接, 而相较于现浇桥墩, 节段拼装桥墩的完整性也很好。DZZT-1 的刚度优于 DZXJ-1 和 DZDJ-1, 而 DZDJ-1 的刚度前期优于 DZXJ-1, 后期趋于相同。

(4) DZZT-1 的延性系数最大, 所以锥套-湿接缝连接独柱桥墩的延性最好, 现浇桥墩的延性系数比主筋搭接-UHPC 湿接缝桥墩延性略大。DZZT-1 所用的纤维混凝土使构件的变形能力大大增强, 纤维混凝土破坏未表现出普通混凝土的脆性特征, 具有较好的延性。

参考文献:

- [1] 张喜刚, 刘高, 马军海, 等. 中国桥梁技术的现状与展望[J]. 中国公路, 2017(5).
- [2] 王景全, 王震, 高玉峰, 等. 预制桥墩体系抗震性能研究进展: 新材料、新理念、新应用[J]. 工程力学, 2019(3).
- [3] 姚晓飞, 徐岳, 刘士林, 等. 预制节段拼装混凝土桥墩力学性能研究进展[J]. 公路, 2013(5).
- [4] 欧智菁, 薛文浩, 谢铭勤, 等. 装配式混凝土桥墩施工技术综述[J]. 中外公路, 2020(1).
- [5] 王志刚, 余顺新, 陈亚莉. 桥梁快速建造技术[J]. 中外公路, 2018(4).
- [6] Yee AA, Eng H D. Structural and Economic Benefits of Precast/Prestressed Concrete Construction[J]. PCI Journal, 2001, 46(4): 34-42.
- [7] Mander J B, Cheng C T. Seismic Resistance of Bridge Piers Based on Damage Avoidance Design[M]. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 1997.
- [8] Hewes J T. Seismic Design and Performance of Precast Concrete Segmental Bridge Columns[D]. San Diego: University of California, San Diego, 2002.
- [9] Kwan W P, Billington S L. Unbonded Posttensioned Concrete Bridge Piers. I: Monotonic and Cyclic Analyses[J]. Journal of Bridge Engineering, 2003, 8(2): 92-101.
- [10] Kwan W P, Billington S L. Unbonded Posttensioned Concrete Bridge Piers. II: Seismic Analyses[J]. Journal of Bridge Engineering, 2003, 8(2): 102-111.
- [11] 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.
- [12] Wang J C. Testing and Behavioral Study of Precast Segmental Columns[D]. Taiwan: National Taiwan University, 2005.
- [13] 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]. 同济大学硕士学位论文, 2008.
- [14] 赵宁. 预制节段拼装空心混凝土桥墩拟静力试验和分析研究[D]. 同济大学硕士学位论文, 2009.
- [15] 王军文, 张伟光, 李建中. 预应力混凝土空心墩拟静力试验与数值分析[J]. 桥梁建设, 2015(3).
- [16] 刘鑫. 干接缝节段拼装桥墩抗震性能地震台试验研究[D]. 重庆交通大学硕士学位论文, 2014.
- [17] 张强. 节段预制拼装钢管混凝土桥墩抗震性能研究[D]. 北京工业大学硕士学位论文, 2016.
- [18] Palermo A, Pampanin S, Marriott D. Design, Modeling and Experimental Response of Seismic Resistant Bridge Piers with Posttensioned Dissipating Connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(11): 1 648-1 661.
- [19] Ou Y C. Precast Segmental Post-Tensioned Concrete Bridge Columns for Seismic Regions[D]. Buffalo: University of New York at Buffalo, 2007.
- [20] Yamashita R, Sanders D H. Seismic Performance of Precast Unbonded Prestressed Concrete Columns[J]. ACI Structural Journal, 2009, 106(6): 821-830.
- [21] Chou CC, Chen Y C. Cyclic Tests of Post-Tensioned Precast CFT Segmental Bridge Columns with Unbonded Strands[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2006, 35(2): 159-175.
- [22] Bu Z Y, OU Y C, SONG J W, et al. Cyclic Loading Test of Unbonded and Bonded Posttensioned Precast Segmental Bridge Columns with Circular Section[J]. Journal of Bridge Engineering, 2015, 21(2): 10-18.
- [23] 王军文, 张伟光, 艾庆华. PC 与 RC 空心墩抗震性能试验对比[J]. 中国公路学报, 2015(4).