

DOI: 10.11918/202312058

强震区新型铁路延性构造桥墩抗震性能试验研究

董俊^{1,2,3}, 曾永平¹, 刘力维¹

(1. 中铁二院工程集团有限责任公司, 成都 610031; 2. 四川建筑职业技术学院, 成都 610399;
3. 海南大学 土木建筑工程学院, 海口 570228)

摘要: 为提升高烈度地震区铁路桥墩的延性抗震性能, 降低强震作用下墩底内力, 保护桩基础, 提出了两种新型铁路延性构造桥墩方案, 并对1个原型桥墩及2个新型延性构造桥墩模型试件进行了低周往复加载试验, 最后分析了不同桥墩的损伤行为、破坏机制、滞回性能、耗能能力、残余位移、刚度和承载能力退化特性。试验结果表明: 铁路常用圆端形空心墩破坏形式主要为弯曲破坏, 在墩底塑性铰区域, 裂缝大量开展, 混凝土剥落、箍筋外露、部分纵筋断裂; 而两种延性构造桥墩的破坏形态更接近于摇摆墩柱的边角破坏, 破坏区域主要集中在墩底0~20 cm之间, 到试验结束为止, 墩身仅出现6~9条水平裂缝, 墩底边缘混凝土局部压溃脱落; 新型延性构造桥墩初始刚度可与原型桥墩保持一致, 满足铁路桥墩的刚度需求, 保证行车运营安全; 新型延性构造桥墩模型2、模型3的等效屈服力分别为原型桥墩的91.31%和77.12%, 墩顶极限水平力分别为原型桥墩的72%和65%, 在强震作用下新型延性构造墩可以有效降低墩底及桩基础内力, 保护桩基础; 新型延性构造桥墩的等效黏滞阻尼比超过原型桥墩的50%, 有效提高了铁路圆端形空心桥墩的延性抗震性能。

关键词: 铁路桥墩; 延性构造; 损伤行为; 破坏机制; 抗震性能

中图分类号: U443.22 文献标志码: A 文章编号: 0367-6234(2025)07-0141-12

Experiment on seismic performance of new type railway pier with ductile structure in strong earthquake area

DONG Jun^{1,2,3}, ZENG Yongping¹, LIU Liwei¹

(1. China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., Chengdu 610031, China; 2. Sichuan College of Architectural Technology, Chengdu 610399, China; 3. School of Civil Engineering and Architecture, Hainan University, Haikou 570228, China)

Abstract: In order to improve the ductility seismic performance of railway piers in high intensity seismic regions, then reducing the internal force at the bottom of piers under strong earthquakes and protecting the pile foundations, this paper presents two new ductile structure schemes for railway pier. And low cyclic loading tests were carried out on a prototype pier model specimen and two new pier model specimens with ductile structure. Finally, the damage behavior, failure mechanism, hysteretic performance, energy dissipation capacity, residual displacement, stiffness degradation characteristics and strength degradation characteristics of different piers were analyzed. The test results show that the failure mode of round-ended hollow pier commonly used in railway is mainly bending failure. In the plastic hinge area at the bottom of the pier, a large number of cracks develop, concrete flake off, stirrups are exposed, and some longitudinal reinforcement fracture. But the failure modes of two new piers with ductile structure are closer to the corner failure of the rocking pier. Their failure area is mainly concentrated in the range of 20 cm at the bottom of the piers. By the end of the tests, only six to nine horizontal cracks appear on the piers, and partial concrete at the edge of the piers bottom is crushed and peeled off. The initial stiffness of the new piers with ductile structure can be consistent with that of the prototype pier to meet the stiffness requirements of railway piers and ensure the operation safety of trains. The equivalent yield forces of the new piers 2 and 3 are 91.31% and 77.12% of that of the prototype pier, and the ultimate horizontal forces at the top of the piers are 72% and 65% of that of the prototype pier. The internal forces of pier bottom and pile foundation in the new piers with ductile structure can be effectively reduced under strong earthquakes, thus protecting the pile foundation. The equivalent viscous damping ratios of the new piers are more than 50% of that of the prototype pier, and the ductility seismic performance of railway round-ended hollow pier is improved through new ductile structure schemes.

Keywords: railway pier; ductile structure; damage behavior; failure mechanism; seismic performance

收稿日期: 2023-12-20; 录用日期: 2024-01-22; 修订日期: 2025-02-17; 网络首发日期: 2025-02-19

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/23.1235.T.20250219.1553.004>

基金项目: 国家自然科学基金青年科学基金(52308205); 国家重点研发计划青年科学家项目(2022YFB2602500); 四川省科技计划重点研发项目(2023ZDZX0010, 2024YFTX0037); 西藏自治区重点研发计划(XZ202201ZY0021G); 中国博士后科学基金(2023M734073)

作者简介: 董俊(1988—), 男, 博士, 教授, 正高级工程师

通信作者: 董俊, dj07swjtu@126.com

目前中国《铁路工程抗震设计规范》^[1] (以下简称《震规》) 规定, 铁路桥梁墩柱在多遇地震作用下需要满足材料容许应力的限值要求, 在设计地震与罕遇地震下, 《震规》对桥墩的承载力不作验算, 仅采用非线性延性比参数控制罕遇地震下墩柱的塑性发展程度。现阶段, 铁路桥梁的设计以容许应力设计为主, 新颁布的行业标准虽然引入了极限状态设计法, 但尚处于设计方法过度时期, 目标可靠指标与国标容许应力设计法规范相当, 抗震设计部分基本沿用了国标相关规范的设计条款。铁路桥梁的列车活载大与制动力较大, 规范对结构的安全性、耐久性同经济性的取舍有别于市政公路桥梁, 设计中的目标可靠指标高于一般公路桥梁与民用建筑, 其中为满足轨道系统正常工作以及列车高速行驶条件下列车安全性和旅客乘车舒适度的要求, 铁路桥墩需要满足最小线刚度与最大折角的要求, 对桥墩截面尺寸作进行限制。正是由于铁路桥墩截面尺寸大、刚度大, 加剧了下部桩基的地震承载力需求, 显著增加桩基的建造成本。因此急需研发新型延性构造桥墩, 在保证运营刚度前提下, 减小桥墩、桩基在强震作用下的地震力, 提高桥墩抗震性能。

近年来, 国内外学者对桥墩的延性能力进行了大量的研究^[2-3]。文献[4]针对钢筋混凝土空心截面桥墩, 开展了两个大比例尺桥墩双轴抗震拟静力学性能试验。文献[5-6]研究了高速铁路圆端形实心 and 空心桥墩的延性和滞回性能。文献[7]对 12 个钢筋混凝土矩形空心桥墩开展拟静力试验研究, 研究了高宽比、轴压比、纵向和横向配筋率对桥墩延性的影响。文献[8]通过制作 21 根不同高度、直径、空心率的空心圆柱模型, 研究了配箍率、配箍形式、纵筋率、空心率、轴压比等因素对桥墩抗震性能的影响。文献[9]针对中国铁路圆端形桥墩的变形能力进行了理论分析和拟静力试验研究。文献[10]开展了 9 个高铁圆端形桥墩拟静力试验, 提出了塑性铰长度计算公式。文献[11]等开展了 5 个 1:6 缩尺的高烈度地震区铁路圆端形空心墩低周往复加载试验, 提出了桥墩等效阻尼比公式。文献[12]开展了 4 个圆端形不锈钢管和两个圆端形普通钢管混凝土桥墩的抗震性能试验。目前的研究主要集中在矩形、圆形桥墩, 铁路圆端形桥墩抗震性能研究相对较少, 且铁路圆端形桥墩刚度大, 强震作用下塑性铰很难形成^[13], 且地震作用较大, 对桩基础影响较大。因此急需研究一种减少墩底地震力的延性构造桥墩, 提升桥墩抗震性能, 减小地震力, 保护桩基础, 提升延性变形能力。

本文提出了两种减小墩底地震力的延性构造墩

方案, 开展了原型桥墩和两种延性构造方案桥墩的拟静力试验, 描述桥墩的试验损伤状态和破坏特征, 分析了滞回曲线、骨架曲线、等效黏滞阻尼比、残余位移、刚度等关键性能参数, 为今后类似铁路延性墩抗震设计提供参考。

1 延性构造墩方案

1.1 桥梁工程概况

以某九度区高速铁路典型 32 m 双线铁路简支梁桥为工程背景, 梁体为预制单箱单室箱梁截面 (参考《通桥 (2016) 2322A-II-1》图执行), 桥面宽 12.6 m, 计算跨度 31.5 m, 梁高 3.05 m, 主梁为 C50 混凝土, 箱梁自重 822 t, 二期恒载为 180 kN/m, 活载按 ZK 标准静活载考虑。

简支梁桥墩为圆端形空心桥墩, 墩高为 30 m; 墩颈截面尺寸为 7.0 m × 3.2 m, 截面直线段长为 3.8 m, 墩顶圆端直径为 3.2 m, 壁厚为 50 cm; 其墩身内坡为 1:50, 墩身外坡为 1:40, 墩身截面随墩高线性变换; 墩底截面纵筋率为 1.12%, 体积配箍率为 0.5%; 墩身采用 C35 混凝土, HRB400 钢筋, 实桥桥墩墩底轴压比为 9.21%, 桥墩通用配筋如图 1 所示。

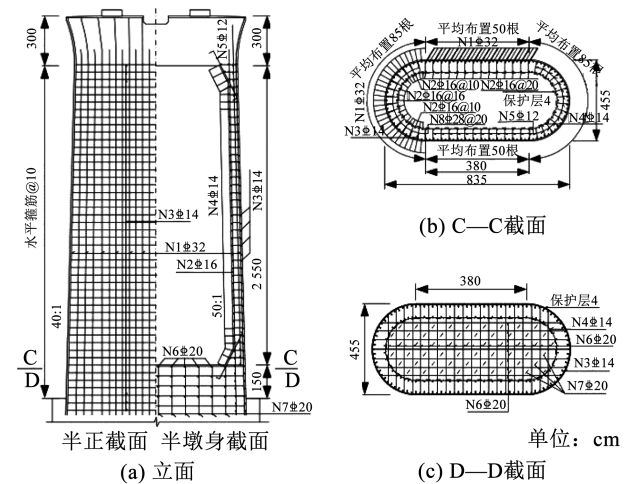


图 1 30 m 墩配筋图

Fig. 1 The reinforcement diagram of 30 m pier

1.2 延性桥墩方案概况

为了减小强震作用下桩基础、桥墩承受的地震力, 弥补传统铁路圆端形桥墩刚度大、延性变形能力弱、难以形成塑性铰, 桩基成本经济性差的不足, 提出了铁路新型延性构造墩方案, 即通过墩底内收钢筋的形式, 实现如下目标:

1) 在正常运营阶段和小震下, 新型延性构造墩刚度、承载力与原型桥墩一致, 满足列车安全运营对桥墩的刚度需求, 具体力学指标可控制为新型延性构造墩的初始刚度与原桥相同, 首次屈服弯矩与原型桥方案比值在 0.95 ~ 1.0 之间。

2)大震作用下,延性构造墩可以降低墩底地震力,形成塑性铰,保护桩基础,提高变形能力,具体桥墩力学指标可控制为:新型延性构造墩等效屈服弯矩与原型桥的比值在0.7~0.9之间,极限弯矩与原型桥的比值在0.5~0.7之间。

本文提出如下具体延性构造墩方案:1)方案1,桥墩几何构造尺寸与原桥墩一致,在墩底实心段设置内收钢筋,内缩钢筋配筋面积与原桥外侧钢筋配筋面积一致,墩身全部采用C35混凝土,如图2所示;2)方案2,在墩底实心段设置内收钢筋,内缩钢筋配筋面积与原桥外侧钢筋配筋面积一致,同时墩底截面内收钢筋横桥向外侧距承台一定高度内采用M20水泥砂浆,见图3所示,图中填充部分采用M20砂浆,其他墩身部分采用C35混凝土。

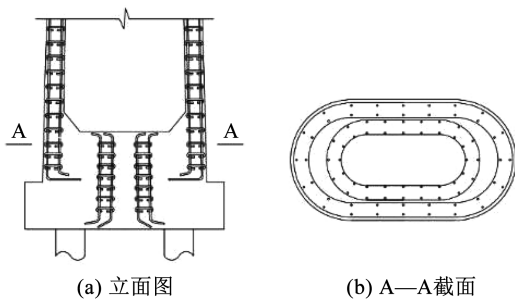


图2 延性构造方案1

Fig.2 Ductile structure pier scheme 1

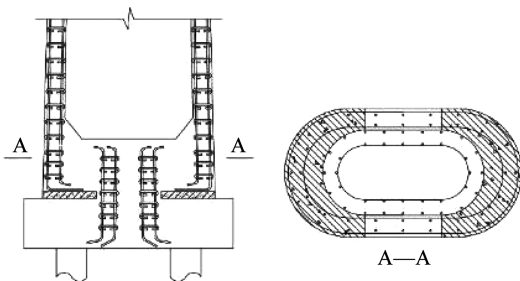


图3 延性构造方案2

Fig.3 Ductile structure pier scheme 2

2 试验

2.1 试验模型设计

以1.1节中的某高铁圆端形空心墩为背景,轴压比取10%,为尽可能地采用大缩尺比以减小尺寸效应,本次试验综合考虑设备、经济性、试验结果合理性等因素^[14],模型缩尺比定为1/6,材料应力 σ 、材料应变 ε 、材料弹性模量 E 、角位移、面荷载 q 的相似比均为1:1,线位移 x 、线荷载 w 的相似比均为1:6,材料面积 A 、集中荷载 P 的相似比均为1:36,弯矩 M 的相似比为1:216。同时考虑到壁厚过小对试件的加工制作极为不利,因此试件壁厚统一取为

120 mm;另外,变坡度空心墩试件的制作相对而言较直坡模型困难,故按照刚度等效原则将模型设计为直坡空心墩。

本次试验拟开展3个桥墩模型试验,为实现2.2节的性能目标,设计了模型试件如下:

1)模型1,根据原桥墩模型,直接按相似比进行缩尺,试验模型总高6.0 m,剪跨比4.32,其中墩身部分高4.6 m,桥墩截面设计为圆端形空心墩,截面横向尺寸139 cm,横向76 cm,夹直线63 cm,壁厚12 cm。纵向钢筋保护层为10 mm,纵向钢筋N1直径为10 mm的HRB400钢筋,由于增加了壁厚,截面配筋率变为0.70%;截面纵筋向下深入承台,向上深入盖梁,其锚固长度取33倍钢筋直径。箍筋采用直径为6 mm的HRB400钢筋,截面内外双层箍筋,竖向间距10 cm,箍筋体积配箍率0.50%;同时每层箍筋与纵筋交点位置设置直径为6 mm的HRB400拉筋。

2)模型2,在模型1的基础上,采用第1.2节方案1,墩底实心墩纵向钢筋内收,内缩钢筋配筋面积与原桥外侧钢筋配筋面积一致,墩底纵筋内收后外侧纵筋所围面积 A_1 与原墩底截面外轮廓所围面积 A_2 之比取为0.7,墩身采用C35混凝土,按试验相似比进行缩尺。模型桥墩纵向钢筋N1在墩底截断,由截面内收钢筋N5连接桥墩和承台,N5钢筋所围截面面积为模型1纵向钢筋所围截面面积的0.7倍;为保证连接可靠,N5钢筋向上延伸1.0 m。

3)模型3,在模型2的基础上,采用第1.2节方案2,墩底纵向钢筋内收以外范围,采用砂浆垫层。模型总高6.0 m、墩身部分高度与模型2相同。与模型2的主要区别为在墩底截面外侧填有5.0 cm厚M20砂浆垫层,模型3的钢筋配置情况和模型2一致。3个模型桥墩的构造参数与配筋情况见图4、5。

采用XTRACT软件建立了3个模型墩墩底截面的纤维模型见图6,计算原桥墩和3个模型墩墩底抗弯承载能力见表1、2,由表1可知设计的延性构造墩模型的力学性能指标满足1.2节的设计目标。桥墩模型制作全过程见图7所示。

2.2 试验加载与测试方案

试验是在同济大学土木工程学院防灾减灾国家重点实验室进行,桥墩模型的水平荷载通过水平作动器进行施加,水平作动器最大加载力1 000 kN,最大加载位移 ± 500 mm,其通过螺栓与横梁端部进行连接,其与试件连接的位置允许发生一定转角,保证水平力的准确施加,另一端固定在反力墙上。两个竖向作动器提供轴向力,最大加载力为1 500 kN,最大加载位移为 ± 200 mm,加载装置如图8所示。

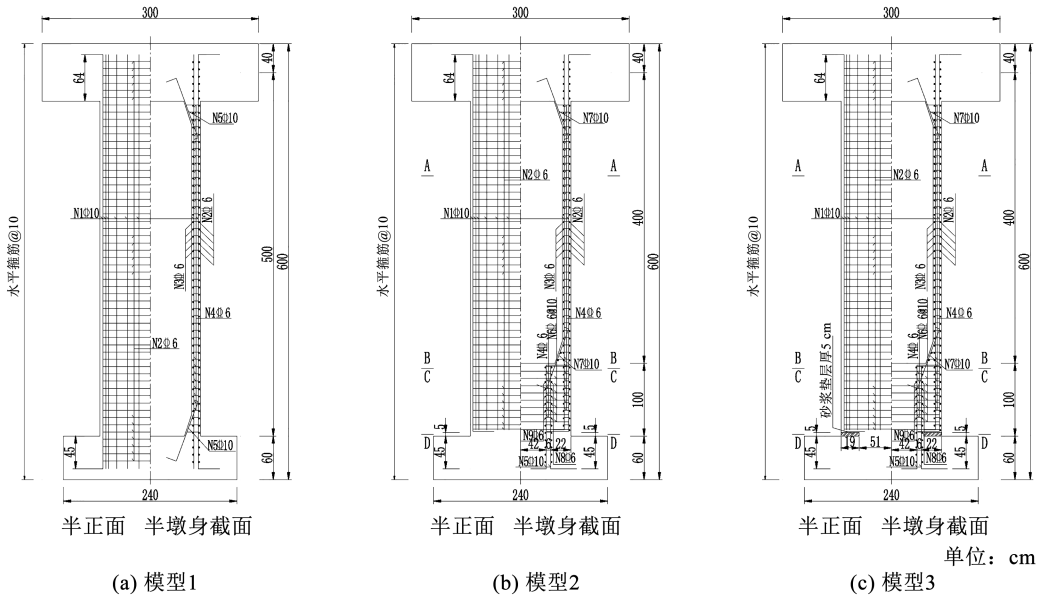


图 4 模型墩立面尺寸及配筋图

Fig. 4 Model pier size and reinforcement diagram

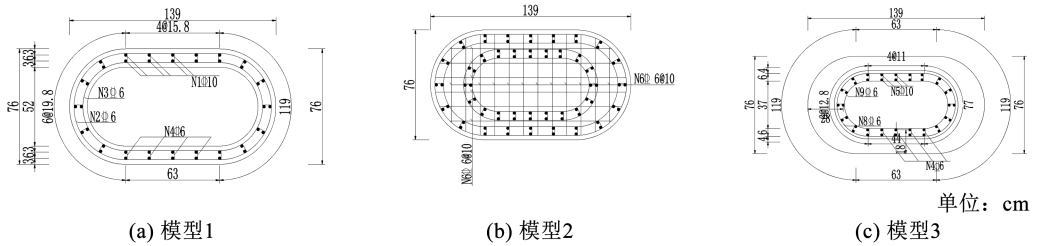


图 5 模型墩墩底截面尺寸及配筋图

Fig. 5 Pier bottom section size reinforcement diagram

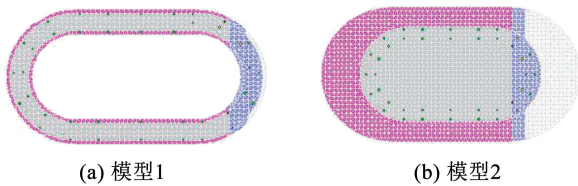


图 6 桥墩分析模型

Fig. 6 The pier analysis model

在对桥墩模型进行水平加载时,全程采用位移控制的加载方法,每级水平荷载循环加载 3 个周期。为了全面详实地记录模型在往复荷载作用下的抗震性能,需制定完善的测量方案,主要的测量内容包括:水平作动器的力、桥墩关键点水平位移、钢筋应变、墩身裂缝宽度。位移传感器布置在盖梁中心点和往下 1.25、2.5 m 处。在桥墩试件潜在塑性铰区域内,沿桥墩底部往墩顶方向布置预埋金属杆并安装触杆式位移计 8 个,各触杆间距大约为 100 mm。对于桥墩外侧纵筋,在截面加载方向最外侧选取 6 根纵筋布置应变片,每侧 3 根。单根钢筋应变片布置为沿高度方向间距 150 mm,单根钢筋布置 9 个应变片。对于内收纵筋,在截面加载方向最外侧选

取 6 根纵筋布置应变片,每侧 3 根,单根钢筋应变片布置为沿高度方向间距 150 mm,单根钢筋布置 7 个应变片。箍筋应变片布置于截断纵筋的外侧箍筋与内收纵筋的外侧箍筋,在墩底布置 5 层。

表 1 各种桥墩墩底截面抗弯能力

Tab. 1 The flexural capacity of pier bottom section of various piers

模型	首次屈服弯矩	等效屈服弯矩	极限弯矩	最大弯矩
原桥	217 200.0	298 900.0	338 900.0	338 900
模型 1	990.0	1 322.0	1 470.0	1 470
模型 2	982.8	1 190.0	1 005.0	1 303
模型 3	930.6	978.3	999.6	1 118

表 2 各种桥墩墩底截面抗弯能力比值

Tab. 2 The ration of the flexural capacity of pier bottom section of various piers

模型对比	首次屈服弯矩比值	等效屈服弯矩比值	极限弯矩比值	最大弯矩比值
原型/模型 1	219.40	226.10	230.50	230.50
模型 2/模型 1	0.99	0.90	0.68	0.89
模型 3/模型 1	0.94	0.74	0.68	0.76

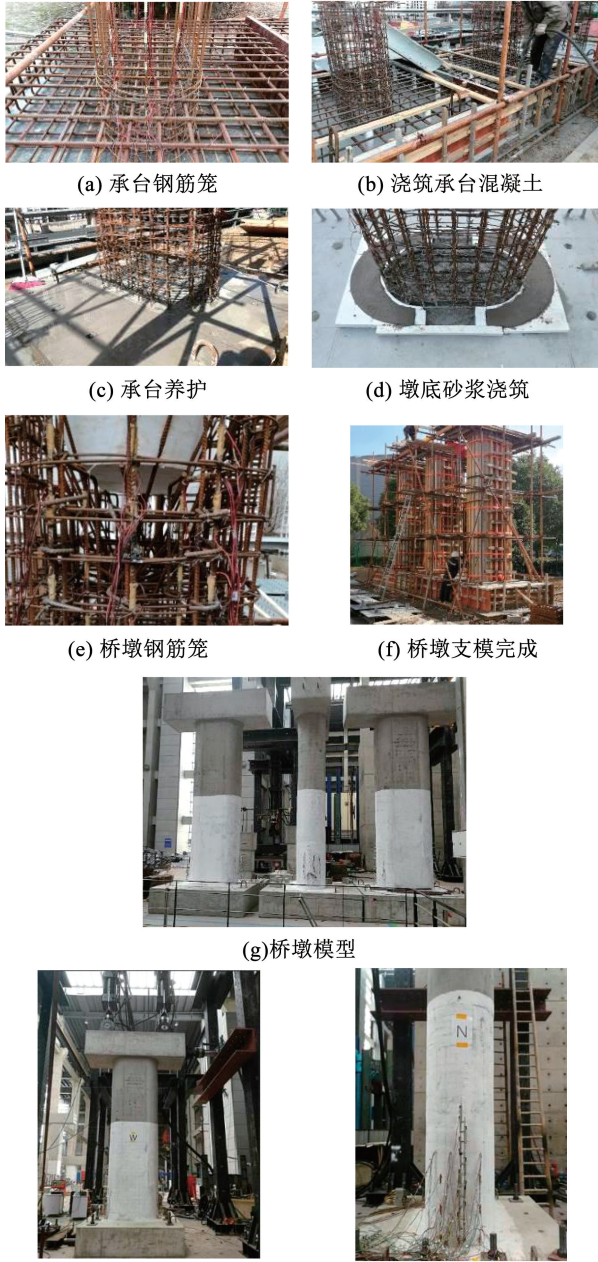


图 7 桥墩模型施工全过程展示

Fig.7 The whole construction process of bridge pier model is displayed

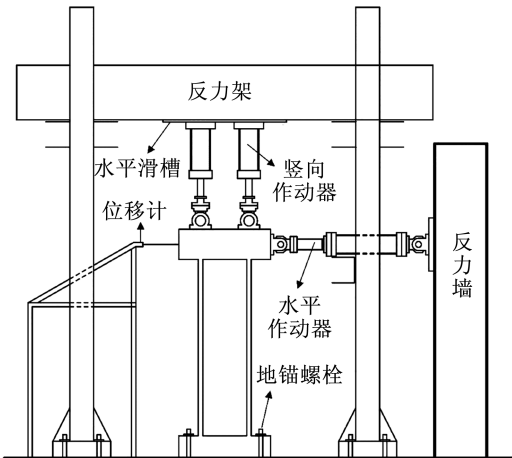


图 8 试验加载装置示意图

Fig.8 The schematic diagram of test loading device

2.3 材料性能试验

2.3.1 混凝土材料性能试验

模型浇筑时预留了 6 个 150 mm × 150 mm × 150 mm 的标准试块和 6 个 100 mm × 100 mm × 300 mm 的棱柱体试块,试块与桥墩试件同一天浇筑并且同条件养护,对试块立方体标准抗压强度和弹性模量进行测量,试验结果见表 3、4。

表 3 C35 混凝土标准试块抗压强度值

Tab.3 Compressive strength of test block

试件编号	最大加载力/kN	抗压强度标准值/MPa
C-1	737	32.76
C-2	879	39.07
C-3	862	38.31
C-4	853	37.91
C-5	802	35.64
C-6	798	35.47

表 4 C35 混凝土棱柱体试块抗压弹性模量

Tab.4 Block compressive elastic modulus

试件编号	应变/10 ⁻⁶	弹性模量/GPa
T-1	239	33.50
T-2	227	35.20
T-3	227	36.53
T-4	222	36.02
T-5	255	31.33
T-6	262	30.52

2.3.2 砂浆材料性能试验

模型 3 底部预先浇筑 5 cm 厚砂浆垫层,在浇筑时预留伴随试件,试件尺寸为 70.7 mm × 70.7 mm × 70.7 mm。其试件抗压强度值见表 5。

表 5 砂浆抗压强度值

Tab.5 Compressive strength of mortar

试件编号	最大加载力/kN	抗压强度标准值/MPa
M-1	159	31.77
M-2	152	30.39
M-3	140	28.04

2.3.3 钢筋材料力学性能试验

在测试普通钢筋的力学性能时,选取与试件立柱纵筋同批次的 6 根直径 10 mm 的带肋钢筋进行拉伸试验,试验结果见表 6。

表 6 纵向钢筋力学性能测试结果

Tab.6 Test results of longitudinal reinforcement mechanical properties

钢筋编号	弹性模量	屈服强度	极限强度
Z-1	191	606	738
Z-2	224	641	769
Z-3	204	643	788
Z-4	173	588	762
Z-5	184	615	754
Z-6	179	624	720

3 试验结果及滞回特性

为了方便描述试验现象,约定模型的 4 个立面中,靠近水平作动器的立面为 *S* 面,在模型的俯视图中按照逆时针方向,其他各立面分别为 *E* 面、*N* 面和 *W* 面。模型 *S* 面和 *N* 面称为模型的正面,*E* 面和 *W* 面称为模型的侧面。参考文献[15]研究成果,采用桥墩漂移比损伤指标对原型桥墩的损伤状态进行评估分析。

3.1 原桥墩模型试验结果

图 9 给出了原桥墩模型在不同加载位移条件下

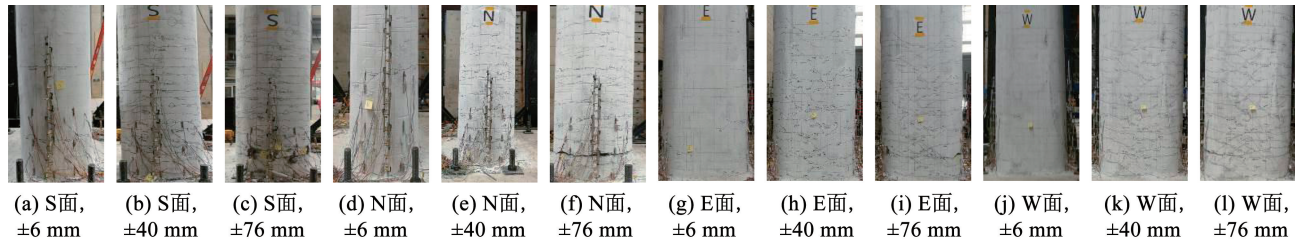


图 9 模型 1 裂缝分布及损伤情况

Fig. 9 The fracture distribution and damage of model 1

当加载位移等级为 ± 40 mm 时,水平推力、拉力分别为 300、89 kN;裂缝范围扩大到墩底 200 cm 高度处,裂缝数量较多,裂缝宽度继续增加,*N* 面最大裂缝宽度约为 1.20 mm,并且出现混凝土表皮少量脱落现象,墩顶漂移比 $\rho = 0.8\%$,根据文献[14]中空心病桥墩严重损伤墩顶漂移比指标定义取值为 $0.77\% < \rho \leq 1.06\%$,可以判断桥墩处于严重破坏状态。当墩顶水平作动器力回到零位时,裂缝不能闭合,最大裂缝宽度约为 0.90 mm,残余位移约为 5.26 mm。

当加载位移等级为 ± 76 mm 时,水平推力、拉力分别为 281、262 kN;裂缝宽度继续增加,最大裂缝宽度约为 10.00 mm,混凝土表皮脱落现象继续加重,并且在 *E*、*W* 面出现大量斜向下 45° 斜裂纹,循环加载过程中听见 6 次可能的主筋断裂声,墩顶水平作动器水平力急剧下降,墩顶漂移比 $\rho = 1.52\%$,根据文献[14]中空心病桥墩严重损伤墩顶漂移比指标

的损伤情况实物照片。当加载位移等级为 ± 6 mm 时,水平推力、拉力分别为 150、149 kN。模型底部 0 ~ 110 cm 内出现 6 ~ 9 条肉眼可见发丝般的裂纹,裂纹为水平向裂纹,长度为 10 ~ 110 cm 不等,裂纹长度延伸至 *E*、*W* 面,但尚未贯通,裂纹宽度约为 0.05 mm,墩顶漂移比 $\rho = 0.12\%$,根据文献[14]中空心病桥墩轻微损伤墩顶漂移比指标定义取值为 $0.07\% < \rho \leq 0.29\%$,且裂缝宽度小于 1 mm,此时可以判断桥墩达到了轻微损伤状态,当墩顶水平作动器力回到零位时,裂纹完全闭合。

定义范围 $\rho > 1.06\%$,可以判断桥墩处于完全破坏状态。当墩顶水平作动器力回到零位时,残余位移约为 29.35 mm。

模型 1 主要承受弯矩、轴力和剪力的共同作用,观察模型 1 最终的破坏状态可以发现,模型 1 主要以弯曲破坏为主,水平裂纹主要分布在墩身的 *S*、*N* 面,而斜裂纹主要集中在墩身的 *E*、*W* 面。

3.2 模型 2 试验结果

图 10 给出了模型 2 在不同加载位移条件下的损伤情况实物照片。当加载位移等级为 ± 6 mm 时,水平推力、拉力分别为 157、139 kN;*S*、*N* 面墩底裂纹范围继续扩大,*S* 面模型底部裂纹延伸长度 90 cm 左右,*N* 面墩底裂纹已延伸至 *E*、*W* 面,但尚未贯通。裂纹宽度为 0.09 mm。当水平作动器力回到零位时,裂纹完全闭合,残余位移为 0.78 mm。

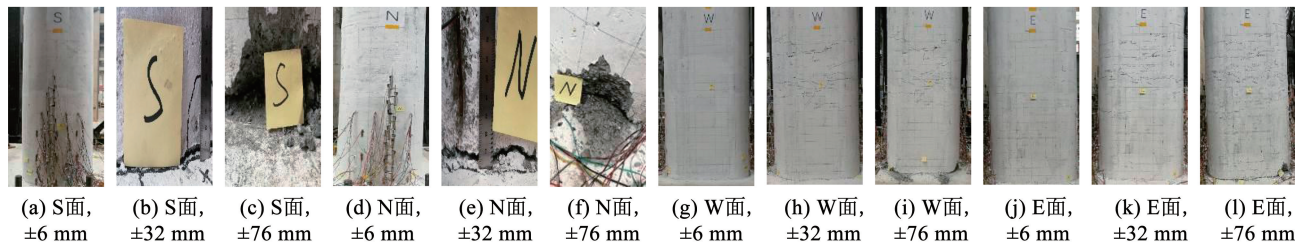


图 10 模型 2 裂缝分布及损伤情况

Fig. 10 The fracture distribution and damage of model 1

当加载位移等级为 ± 32 mm 时,水平推力、拉力分别为 275 kN 和 248 kN;*S* 面距墩底 160 cm 高度处,出现长度约 160 cm 的水平环向裂纹;*N* 面距墩

底 110 cm 高度处,出现水平环向裂纹;*W*、*E* 面的裂纹长度出现延伸,最大延伸为 50 cm。墩底裂纹最大宽度扩大至约 3 mm;模型其他位置无新裂纹出

现,同时裂纹宽度也不再增大。当水平作动器回到零位时,*N*面墩底裂缝宽度为0.98 mm,其余裂纹闭合,残余位移为11.20 mm。

当加载位移等级为±76 mm时,水平推力、拉力分别为145、164 kN,桥墩水平承载力继续下降,墩底混凝土大面积脱落。这一加载等级不再进行循环工况。当墩顶水平作动器力回到零位时,残余位移约为46.51 mm。

由模型2最终破坏状态可知:损伤点集中在墩底0~20 cm之间,破坏形态更接近于摇摆墩柱的边

角破坏,到试验结束为止,墩底边角处的混凝土压碎严重,而墩身其余部位仅出现6~9条水平裂缝,结构基本无损伤,保持在弹性范围之内。

3.3 模型3试验结果

图11给出了模型3在不同加载位移条件下的损伤情况实物照片。当加载位移等级为±6 mm时,水平推力、拉力分别为141、114 kN。*S*、*N*面墩底出现裂缝,*N*面墩底裂纹已延伸至*E*、*W*面,但尚未贯通。裂纹宽度为0.13 mm。当水平作动器力回到零位时,裂纹完全闭合,残余位移为0.39 mm。

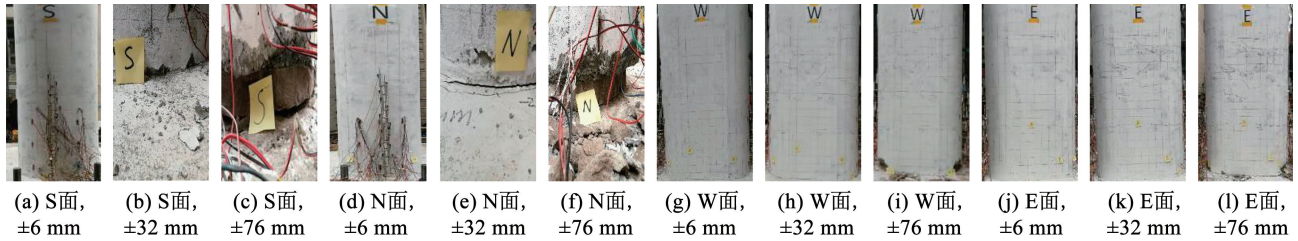


图11 模型3裂缝分布及损伤情况

Fig. 11 The fracture distribution and damage of model 1

当加载位移等级为±32 mm时,水平推力、拉力分别为261 kN和214 kN;墩底裂纹最大宽度扩大至约1.78 mm;*S*面距墩底120 cm高度处,出现长度约60 cm的水平环向裂纹;*W*、*E*面的裂纹长度出现延伸,并向斜下方发展,最大延伸长为20 cm。当水平作动器力回到零位时,*N*面墩底裂缝宽度为0.43 mm,残余位移为7.73 mm。

当加载位移等级为±76 mm时,水平推力、拉力分别为140、141 kN;桥墩水平承载力下降,墩底混凝土大面积脱落。当墩顶水平作动器力回到零位时,残余位移约为44.52 mm。

由模型3破坏状态可知,其破坏机理与模型2类似,主要的损伤点集中在墩底的砂浆垫层,并伴有上部保护层混凝土的局部少量脱落,而墩身其余部分基本无损伤,保持在弹性范围之内。

从3个模型的试验破坏结果可知:1)铁路圆端形桥墩在加载初期,墩身首先出现大量的受弯水平裂缝,随着加载位移的进一步增大,*S*、*N*面的水平裂缝在*E*、*W*面斜向延伸,进入试验后期,墩身斜裂缝

充分开展;2)模型2与模型3的破坏形态更接近于摇摆墩柱的边角破坏,在试验加载初期,墩底即出现水平裂纹,随着位移增大,首先在距墩底约110 cm处出现水平裂纹,随后裂纹进一步往上或向下开展,到试验结束,墩身仅出现6~9条水平裂缝,墩身破坏主要发生在墩底0~20 cm高度处,墩身其余部位基本无损伤,保持弹性状态。

3.4 滞回曲线分析

桥墩力-位移滞回曲线可以反映桥墩的抗震性能,滞回曲线所包围的面积大小反映了结构的耗能能力,判断结构的破坏机制,反映结构的整体等效刚度。

图12(a)给出了原型桥墩模型的墩顶力-位移滞回曲线,在加载初始阶段,模型桥处于弹性状态,模型的加载路径和卸载路径基本重合,滞回环所包围的面积很小;模型屈服后,模型刚度有所下降,产生滞回耗能,滞回环面积增大。滞回环形状呈弓形,形成捏缩效应。同时可以发现,当混凝土开始剥落以后,其墩顶水平力基本不变化,而当纵向钢筋断裂以后,其墩顶水平力下降明显。

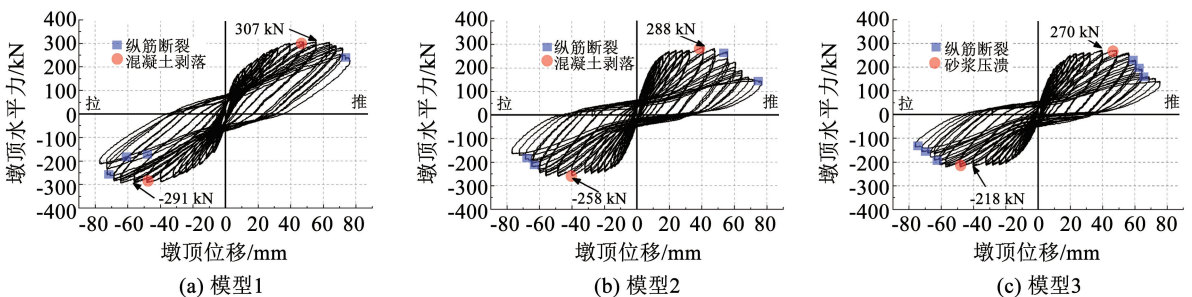


图12 桥墩模型力-位移滞回曲线

Fig. 12 The force-displacement hysteresis curve of pier model

由图 12(b)和图 12(c)分析可知,在初始加载阶段,模型 2 和模型 3 处于弹性状态,模型的加载路径和卸载路径基本重合;而当模型屈服后,滞回环呈现 Z 形,其钢筋与混凝土发生黏结滑移。

3.5 骨架曲线分析

图 13 给出了 3 个模型的骨架曲线,在初始加载阶段,3 个模型的骨架曲线基本重合,墩顶水平力与加载位移基本呈线性关系,随着墩顶位移的增大,墩顶水平力的增长趋于平缓。各个模型的墩顶最大水平力略有不同。

图 14 给出了 3 个模型关键位移对应推、拉力平均值之间的对比柱状图。由图 14(a)分析可知,在初始加载阶段,模型 2 的墩顶水平力略微大于模型 1,随着加载位移的增大,模型 2 墩顶最大水平力逐渐小于模型 1;由图 14(b)分析可知,在整个加载过程中,模型 3 的墩顶水平力均小于模型 1;由图 14(c)分析可知,在整个加载过程中,模型 3 的墩顶水平力均小于模型 2,在初始加载阶段,其刚度小

于模型 2,而到加载最后阶段,其墩顶水平力与模型 2 相接近。

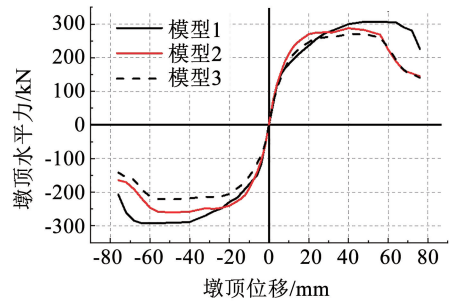
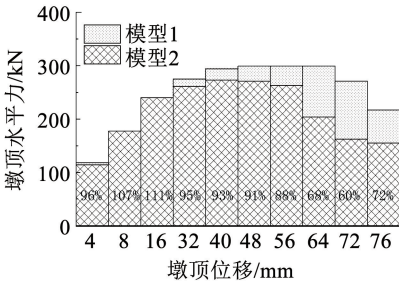


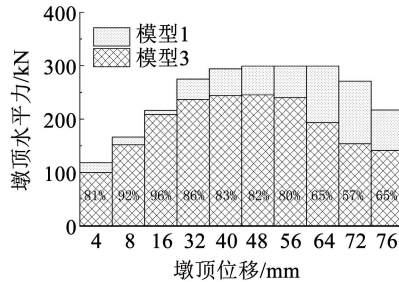
图 13 模型骨架曲线

Fig. 13 The model skeleton curve

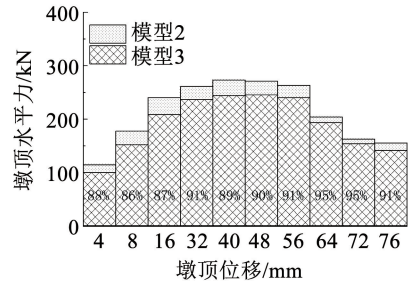
延性构造墩模型 2、模型 3 承受的墩顶极限水平力分别是原型桥墩的 72%、65%,实现了表 1 中 68%的设计目标,这充分说明延性构造墩方案在强震作用下可以有效降低墩底及桩基础地震力,保护桩基础不发生破坏,降低桩基建造成本,达到了延性构造墩的设计意图。



(a) 模型2与模型1力对比



(b) 模型3与模型1力对比



(c) 模型3与模型2力对比

图 14 3 种模型墩顶水平力对比结果

Fig. 14 Comparison results of horizontal forces on top of three models of piers

3.6 模型拟静力残余位移

图 15 给出了 3 个模型的拟静力残余位移随墩顶位移的变化关系,由图 15 分析可知,当墩顶位移小于 15 mm 时,3 个模型的结构残余位移接近于零。而随着墩顶位移的增大,各个模型的残余位移随之增大。对比 3 个模型,其中模型 1 的残余位移最小,而模型 2、模型 3 对应的残余位移较模型 1 大,模型 2、模型 3 的残余位移相近。

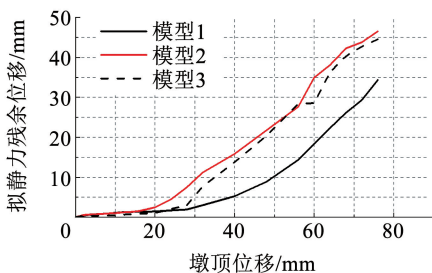


图 15 模型墩顶位移-拟静力残余位移关系

Fig. 15 The pier top displacement-quasi-static residual displacement relationship of pier model

3.7 纵向钢筋应变分析

图 16 给出了模型 1 墩底纵向钢筋拉应变与墩顶位移的关系,图例中的 x 为模型的墩顶位移。由图 16 分析可知,钢筋的应变总体上随着墩顶位移的增大而增大。大约在 $x = 8 \text{ mm}$ 时距离墩底大约 30 cm 高度处钢筋首先达到屈服。纵向受拉钢筋的最大拉应变发生在距离墩底 30 ~ 50 cm 高度处,并不是发生在墩底,分析其原因可能是墩底截面作了倒角,导致截面抗力增强。

图 17、18 分别给出了模型 2、模型 3 墩底内圈纵向受拉钢筋的拉应变随墩顶位移的变化关系。分析可知:纵筋的最大拉应变主要集中在墩底与承台交界处。分析其原因是此处的钢筋由弯曲应变以及桥墩与承台的滑移现象所导致。当纵筋位置超过墩底 20 cm 后,钢筋的应变值很小,保持在弹性范围之内。对于模型 2,墩底钢筋大约在 $x = 8 \text{ mm}$ 时发生屈服,对于模型 3,墩底钢筋大约在 $x = 8 \text{ mm}$ 时发生

屈服,且在相同的墩顶水平位移时,模型3的纵筋应变高于模型2的纵筋应变,其原因为墩底砂浆垫层的材料超强所导致。

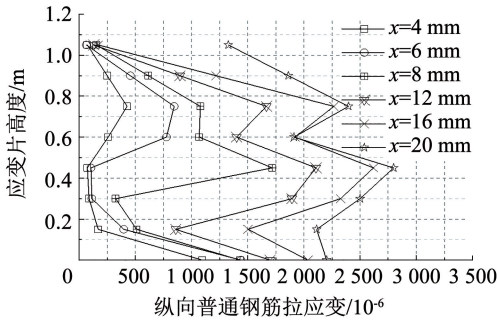


图16 模型1钢筋拉应变与墩顶位移关系

Fig. 16 The relation between reinforcement tensile strain and pier top displacement of model 1

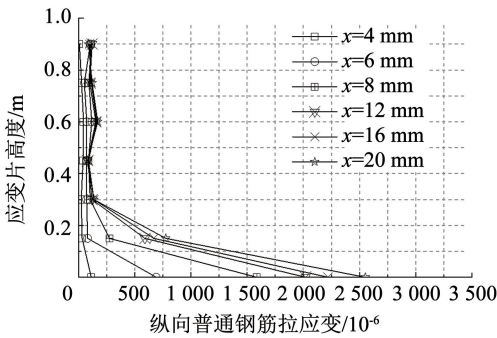


图17 模型2内圈钢筋拉应变与墩顶位移关系

Fig. 17 The relationship between tension strain of inner ring reinforcement and displacement of pier top of model 2

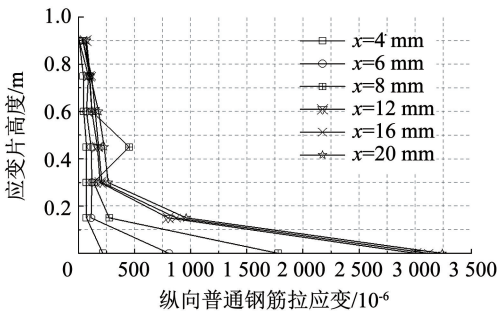


图18 模型3内圈钢筋拉应变与墩顶位移关系

Fig. 18 The relationship between tension strain of inner ring reinforcement and displacement of pier top of model 3

图19、20分别给出了模型2、模型3墩底外圈纵向受拉钢筋的拉应变随墩顶位移的变化关系。在整个加载过程中,外侧纵筋未发生屈服,均保持在弹性范围内。并且外圈纵向钢筋的拉应变最大值发生在距离墩底60~80 cm处。该现象是由于当纵筋位置距墩底过小时,由于纵向钢筋的黏结滑移,导致钢筋的受力沿墩底向下逐渐减小;而当纵筋位置距墩底过高时,由于水平力作用力臂变短,截面的弯矩作用降低。

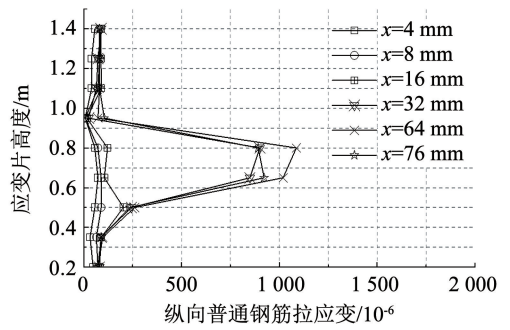


图19 模型2外圈钢筋拉应变与墩顶位移关系

Fig. 19 The relationship between tensile strain of outer ring reinforcement and displacement of pier top of model 2

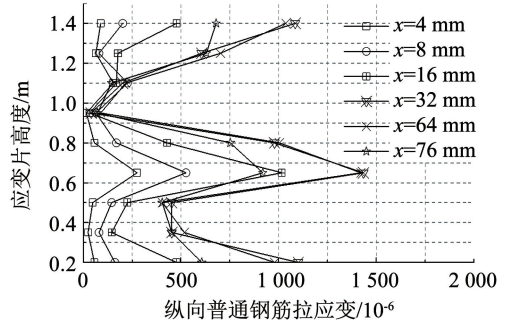


图20 模型3外圈钢筋拉应变与墩顶位移关系

Fig. 20 The relationship between tensile strain of outer ring reinforcement and displacement of pier top of model 3

3.8 模型等效黏滞阻尼比

目前世界各国学者提出了一系列评价桥墩耗能能力的指标^[16],本文采用等效黏滞阻尼比来评价桥墩的耗能能力。等效黏滞阻尼比定义为单周滞回循环耗散的能量与弹性变形能的比值^[17]:

$$\xi_{eq,h} = \frac{A_h}{4\pi A_e} \quad (1)$$

式中: A_h 为单周滞回循环耗散的能量, A_e 为弹性变形能。

图21给出了3个模型等效黏滞阻尼比随墩顶位移的变化情况。3个桥墩模型的等效黏滞阻尼比随墩顶位移的增加是先减小后增大。在初始加载阶段,3个模型的等效黏滞阻尼比相差不多,而随着墩顶位移的进一步加大,模型2、模型3的耗能能力大于模型1,且模型2、模型3耗能能力几乎相同。

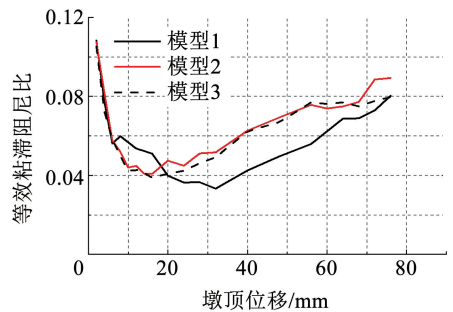


图21 模型墩顶位移-等效黏滞阻尼比关系

Fig. 21 Displacement-equivalent viscous damping ratio of model pier top

3.9 模型刚度分析

3.9.1 初始刚度 K_0

初始刚度 K_0 为等效屈服力与等效屈服位移之比^[18],表 7 给出了 3 个桥墩模型实测初始刚度,由表 7 分析可知,模型 2 的初始刚度最大,模型 3 与模型 1 刚度接近。模型 2 的初始刚度约为模型 1 的 1.16 倍。模型 1 至模型 3 的等效屈服力依次降低,模型 2 的等效屈服力为模型 1 的 91.31%,与表 2 中模型设计时的比值(90%)偏差 1.31%;模型 3 的等效屈服力为模型 1 的 77.12%,与表 2 中模型设计时的比值(74%)偏差 3.12%,试验结果表明研发的延性墩实现了桥墩性能设计目标。

表 7 模型墩初始刚度

Tab.7 The initial stiffness of model pier

模型	等效屈服 位移/mm	等效屈 服力/kN	初始刚度/ ($kN \cdot m^{-1}$)
模型 1	13.33	275.95	20 701
模型 2	10.47	251.98	24 067
模型 3	10.54	212.84	20 194

3.9.2 等效刚度 K_{eq}

等效刚度 K_{eq} 即为桥墩的割线刚度,在数值上等于桥墩力-位移曲线上的任意一点与原点连线的斜率,可以反映桥墩模型刚度退化特性与墩顶水平位移的关系。标准化等效刚度 η_k 为等效刚度 K_{eq} 与初始刚度 K_0 之比,反映了桥墩等效刚度的退化情况,标准化等效刚度越小,说明桥墩等效刚度退化越严重。图 22 给出了 3 个模型的 K_{eq}/K_0 与墩顶位移的对应关系。由图 22 分析可知,随着墩顶位移的逐渐增大,模型的等效刚度最开始迅速下降,后面下降趋势趋于平缓。同时,在相同的墩顶位移时模型 1 的等效刚度退化情况最小。当达到最大的墩顶位移 76 mm 时,模型 1、2、3 的标准化等效刚度分别为 0.14、0.08、0.08。

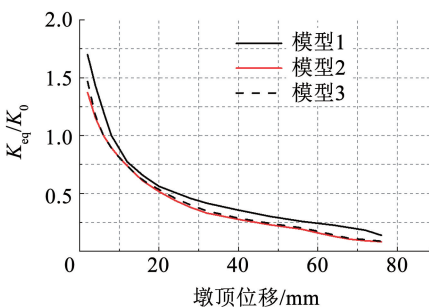


图 22 桥墩模型 K_{eq}/K_0 与墩顶位移关系曲线

Fig.22 The relation curve of pier model K_{eq}/K_0 and pier top displacement

3.9.3 卸载刚度 K_u

桥墩模型的卸载刚度可以用卸载刚度与初始刚度的比值 K_u/K_0 来表示。图 23 给出了 3 个模型的 K_u/K_0 与墩顶位移的对应关系,随着墩顶位移的逐渐增大,各桥墩模型的卸载刚度最开始迅速下降,即 K_u/K_0 的比值减小,后面下降趋势趋于平缓。同时,在相同的墩顶位移时模型 1、模型 2、模型 3 卸载刚度变化趋势基本相同。

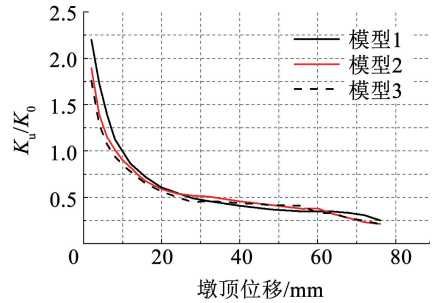


图 23 模型 K_u/K_0 与墩顶位移关系

Fig.23 The relationship between model K_u/K_0 and pier top displacement

4 试验与数值模拟对比分析

本节采用 OpenSees 中的弹塑性纤维梁柱单元来模拟桥墩在横桥向往复位移荷载下的非线性行为,核心约束混凝土与保护层混凝土采用修正 Kent-Scott-Park 混凝土本构模型^[19],忽略混凝土的抗拉强度,其卸载与再加载路径采用线性的应力-应变关系,并考虑了材料的刚度退化效应。普通钢筋采用基于 Giuffre-Menegotto-Pinto 钢筋本构关系。图 24~26 给出了 3 个模型桥墩试验与数值模拟分析对比结果。

由图 24~26 分析可知,采用纤维模型能够较好地模拟桥墩水平力峰值、刚度退化、残余位移等抗震性能。但是在模型试验加载的后期,桥墩模型刚度退化严重,有限元模拟不能很好地模拟这一现象。其主要的原因有以下几个方面:1)有限元模型基于平截面假定,但模型在试验加载后期出现斜裂纹,为弯剪破坏,并且墩底可能出现钢筋的轻微的黏结滑移现象,导致水平力下降;2)钢筋本构未考虑钢筋在往复荷载作用下的累积损伤;3)在加载位移较大时,轴压力存在附加的弯矩效应,而 OpenSees 建模时忽略了这一因素。

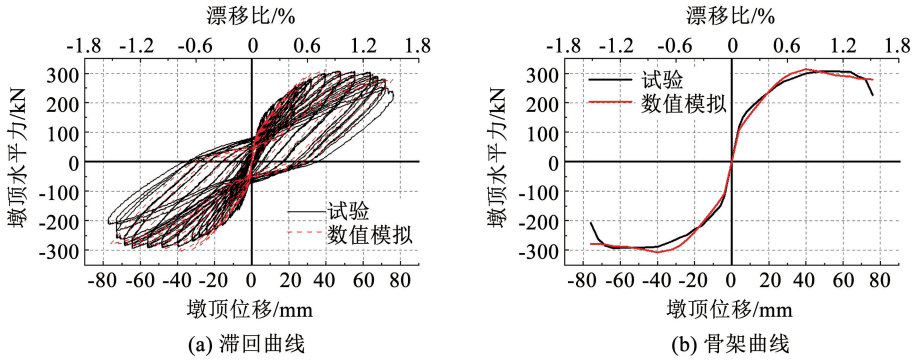


图 24 模型 1 试验与有限元模拟对比分析图

Fig. 24 Comparison analysis diagram between model 1 test and finite element simulation

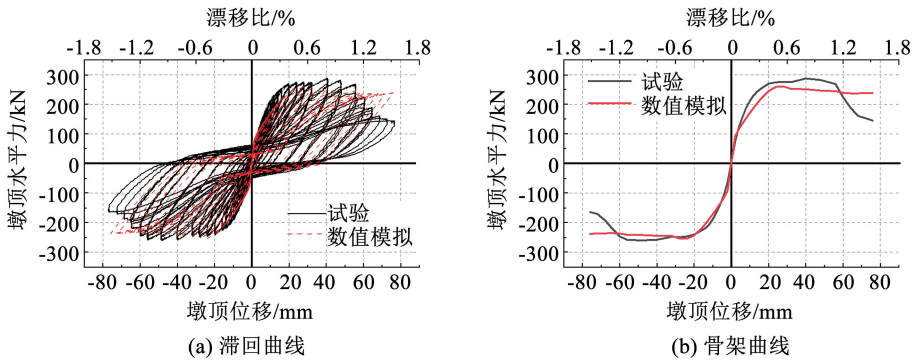


图 25 模型 2 试验与有限元模拟对比分析图

Fig. 25 Comparison analysis diagram between model 2 test and finite element simulation

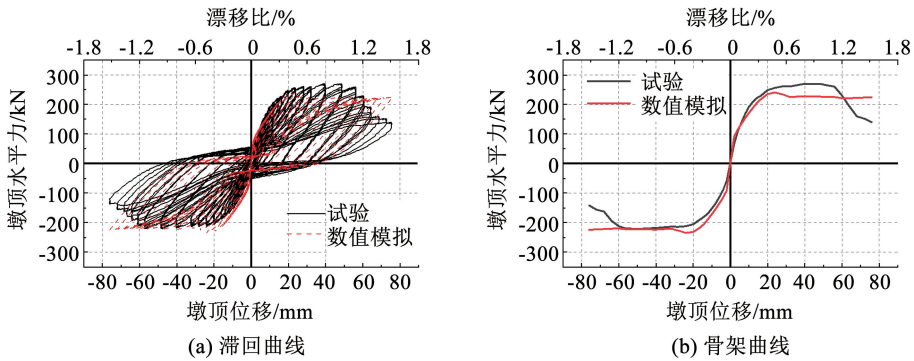


图 26 模型 3 试验与有限元模拟对比分析图

Fig. 26 Comparison analysis diagram between model 3 test and finite element simulation

5 结 论

论文对两种新型延性构造的铁路圆端形空心墩和传统铁路圆端形空心墩进行了拟静力试验,对试验结果进行了分析研究,得出如下结论:

1) 铁路常用圆端形空心墩破坏形式主要为弯曲破坏,在墩底塑性铰区域,裂缝大量开展,混凝土剥落、箍筋外露、部分纵筋断裂;而两种延性构造墩的破坏形态更接近于摇摆墩柱的边角破坏,破坏区域主要集中在墩底 0 ~ 20 cm 内,到试验结束为止,墩身仅出现 6 ~ 9 条水平裂缝,墩底边缘混凝土压溃脱落。

2) 铁路常用圆端形空心墩滞回环形状呈弓形,形成捏缩效应。两种延性桥墩滞回环形状为 Z 形,钢筋与混凝土存在明显黏结滑移现象。

3) 在运营阶段和小震作用下,新型延性构造墩初始刚度与原型桥墩保持一致,满足列车运营过程中对桥墩的刚度需求。新型延性构造墩模型 2、模型 3 的等效屈服力为原型桥墩的 91.31% 和 77.12%,墩顶极限水平力分别为原型桥墩的 72% 和 65%,实现了强震作用下新型延性构造墩减小墩底和桩基地震力的目标,在一定程度上保护了桩基础,提高了桥墩抗震性能。

4) 在初始加载阶段,3 个桥墩模型的等效黏滞

阻尼比相差不大,但桥墩发生屈服后,随着墩顶位移的逐渐增加,延性构造墩的等效黏滞阻尼比大于常用桥墩模型的 50%,耗能能力明显高于铁路常用圆端形空心墩。

参考文献

- [1] 中华人民共和国铁道部. 铁路工程抗震设计规范: GB 50111—2006[S]. 北京: 中国计划出版社, 2009
Ministry of Railways of the People's Republic of China. Code for seismic design of railway engineering: GB 50111—2006 [S]. Beijing: China Planning Press, 2009
- [2] 宋晓东. 桥梁高墩延性抗震性能的理论研究和试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2004
SONG Xiaodong. Theoretical and experimental study on ductility seismic performance of reinforced concrete high piers[D]. Shanghai: Tongji University, 2004
- [3] 佐雪. 基于拟静力与振动台试验的铁路圆端空心墩抗震性能研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2018
ZUO Xue. Research on seismic ductility of round-end hollow piers based on quasi-static test and shaking table test [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2018
- [4] 赵彦, 杜修力, 韩强. 不同轴压比钢筋混凝土矩形空心墩柱抗震性能[J]. 世界地震工程, 2013, 29(4): 95
ZHAO Yan, DU Xiuli, HAN qiang. Seismic performance of reinforced concrete rectangular hollow piers under different axial compression ratio [J]. World Earthquake Engineering, 2013, 29(4): 95
- [5] 蒋丽忠, 邵光强, 姜静静, 等. 高速铁路圆端形实体桥墩抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2013, 46(3): 86
JIANG Lizhong, SHAO Guangqiang, JIANG Jingjing, et al. Experimental study on seismic performance of solid piers with round ended cross-section in high-speed railway [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(3): 86
- [6] 蒋丽忠, 邵光强, 王辉, 等. 高速铁路圆端形空心桥墩抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2014, 31(3): 72
JIANG Lizhong, SHAO Guangqiang, WANG Hui, et al. Experimental study on seismic performance of hollow piers with rounded rectangular cross section in high-speed railways [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(3): 72
- [7] 韩强, 周雨龙, 杜修力. 钢筋混凝土矩形空心桥墩抗震性能[J]. 工程力学, 2015, 32(3): 28
HAN Qiang, ZHOU Yulong, DU Xiuli. Seismic performance of reinforced concrete rectangular hollow bridge columns [J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(3): 28
- [8] LEE J H, CHOI J H, HWANG D K, et al. Seismic performance of circular hollow rc bridge cloumns [J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2015, 19(5): 1456
- [9] 李秉南, 戴航, 张继文. 高强钢筋实现低配筋铁路桥墩延性抗震研究[J]. 工业建筑, 2017, 44(8): 89
LI Bingnan, DAI Hang, ZHANG Jiwen. Research on realization of seismic ductility by high strength rebar for railway piers with low reinforcement ratios[J]. China Academic Journal, 2017, 44(8): 89
- [10] 邵光强, 刘开, 蒋丽忠, 等. 高速铁路桥墩等效塑性铰长度研究[J]. 铁道工程学报, 2017, 34(7): 53
SHAO Guangqiang, LIU Kai, JIANG Lizhong, et al. Study of plastic hinge length in high-speed railway bridge piers[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2017, 34(7): 53
- [11] 邵长江, 漆启明, 韦旺, 等. 铁路圆端空心墩抗震延性的拟静力试验研究[J]. 土木工程学报, 2019, 52(7): 118
SHAO Changjiang, QI Qiming, WEI Wang, et al. Quasi-static test on seismic ductility of round-end hollow-section railway piers[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(7): 118
- [12] 赵秋红, 董硕, 张建周, 等. 圆端形不锈钢管混凝土桥墩抗震性能试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2022, 49(9): 80
ZHAO Qiuhong, DONG Shuo, ZHANG Jianzhou, et al. Experimental study on seismic behavior of round-ended concrete-filled stainless steel tubular bridge piers [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2022, 49(9): 80
- [13] 任亮, 刘青云, 方博文, 等. 高强钢筋增强UHPC-NC组合桥墩塑性铰长度[J]. 郑州大学学报(工学版), 2023, 44(6): 119
REN Liang, LIU Qingyun, FANG Bowen, et al. Plastic hinge length of UHPC-NC hybrid pier reinforced by highstrength steel bars [J]. Journal of Zhengzhou University (Engineering Science), 2023, 44(6): 119
- [14] 董俊, 曾永平. 九度地震区高铁组合减隔震体系桥梁振动台试验研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2024, 56(7): 112
DONG Jun, ZENG Yongping. Shaking table test on high speed railway bridge using combined seismic isolation system in nine-degree seismic regions [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2024, 56(7): 112
- [15] 胡章亮, 魏标, 蒋丽忠, 等. 高速铁路桥墩损伤量化研究[J]. 土木工程学报, 2023, 56(5): 60
HU Zhangliang, WEI Biao, JIANG Lizhong, et al. Research on damage quantification of high-speed railway bridge piers[J]. China Civil Engineering Journal, 2023, 56(5): 60
- [16] CASSESE P, RICCI P, VERDERAME G M. Experimental study on the seismic performance of existing reinforced concrete bridge piers with hollow rectangular section[J]. Engineering Structures, 2017, 144(8): 88
- [17] 李秉南, 戴航, 张继文. 配置HRBF500钢筋的高速铁路圆端形桥墩低周疲劳性能试验研究[J]. 中国铁道科学, 2014, 32(2): 26
LI Bingnan, DAI Hang, ZHANG Jiwen. Test study on the low cycle fatigue properties of round ended piers reinforced with HRBF500 rebars for high speed railway[J]. China Railway Science, 2014, 32(2): 26
- [18] 邵长江, 漆启明, 韦旺, 等. 铁路圆端空心墩等效塑性铰长度试验研究[J]. 铁道学报, 2020, 42(8): 138
SHAO Changjiang, QI Qiming, WEI Wang, et al. Tests on equivalent plastic hinge length of railway round-ended hollow piers [J]. Journal of the China Railway Society, 2020, 42(8): 138
- [19] 董俊, 曾永平, 冷丹. 九度地震区高速铁路简支梁合理减隔震体系分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2023, 55(11): 115
DONG Jun, ZENG Yongping, LENG Dan. Analysis of reasonable seismic isolation system for high-speed railway simply supported bridge in nine-degree seismic regions [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2023, 55(11): 115