$\pi_{34 \oplus \pi_3 \#}$ 石家庄铁道大学学报(自然科学版)

Vol. 34 No. 3

2021年9月 Journal of Shijiazhuang Tiedao University(Natural Science Edition) Sep. 2021

灌浆套筒连接装配式混凝土桥墩 CFRP 外置耗能 钢筋组合加固效果研究

董晔旭^{1,2}, 许维炳^{1,2}, 王 瑾¹, 陈彦江¹, 辛光涛¹

(1.北京工业大学 工程抗震与结构诊治北京市重点实验室,北京 100124;2.交通运输部公路科学研究院,北京 100191)

摘要:灌浆套筒连接装配式混凝土桥墩是目前中、低烈度区装配式桥梁常用的下部构件形 式,现阶段该型装配式桥墩的抗震加固方法欠缺。以灌浆套筒连接装配式混凝土桥墩为研究对 象,设计制作了其1/6的缩尺模型,并基于其震损特点提出了一种采用 CFRP-外置耗能钢筋的 组合加固方式,开展了相同激励条件下加固前后桥墩试件的振动台试验。结果表明,墩身开裂、 混凝土剥落、压碎以及墩底接缝开合等是灌浆套筒连接装配式混凝土桥墩的主要震损模式;采 用组合加固有效增加了震后装配式桥墩试件的刚度,减少了试件墩顶的水平位移,提高了加固 试件的延性及耗能能力。

关键词:装配式桥墩;CFRP;加固;振动台试验

中图分类号: TU317 文献标志码: A 文章编号: 2095-0373(2021)03-0015-08

0 引言

装配式混凝土桥墩的抗震性能是制约全预制桥梁推广应用的关键因素^[1-3]。灌浆套筒连接因具有制造工艺简单以及连接性能良好等优点^[4-6]成为当前研究热点。葛继平等^[7]针对预制桥墩受力特点,设计制作了3种不同类型的桥墩,并开展了拟静力试验。研究结果表明,灌浆套筒可以增大截面刚度,导致塑性铰位置上移,桥墩内部预应力筋可以大幅度提高试件的开裂荷载,灌浆套筒-预应力筋连接的桥墩抗震效果最佳。Haber et al^[8]对灌浆套筒连接装配式混凝土桥墩和现浇桥墩进行试验对比。研究结果表明, 灌浆套筒连接提高了桥墩的延性和塑性转动能力。由于采用灌浆套筒连接的桥墩破坏模式与现浇桥墩 不同,现浇桥墩的抗震设计理念在灌浆套筒中已经不再适用。现阶段研究成果表明,连接节点开裂、破损,接缝处钢筋断裂、混凝土压碎等特点是造成装配式混凝土桥墩抗震性能不足的主要原因,现浇桥墩抗 震设计方法和加固方法对灌浆套筒装配式桥墩已不再适用。

CFRP 具有轻质、高强、耐腐蚀等优点^[9-11]。Yang et al^[12]通过试验探究了粘贴 CFRP 层数对震后桥 墩修复效果的影响。研究结果表明,对于纵筋未断裂的墩柱,增加横向 CFRP 层数可有效修复构件的强 度、刚度和延性,但对于纵筋断裂的墩柱该设计方法修复效果欠佳。Zhang et al^[13]通过试验和数值仿真 分析探究了 CFRP 加固后预制拼装桥墩的耗能能力等抗震性能。研究结果表明,CFRP 能够提升震后墩 柱的抗震性能,加固后墩柱的抗震性能,但单纯采用 CFRP 加固,对装配式桥墩接缝处的位移控制不佳。 现阶段研究成果表明:单纯采用 CFRP 等材料对装配式混凝土桥墩进行加固效果较差,很难保证加固后 试件的延性,缺少加固后装配式混凝土桥墩振动台试验,相关成果少之又少。

鉴于此,以灌浆套筒连接装配式混凝土桥墩作为研究对象,设计制作了其缩尺试验模型,并针对其震

收稿日期:2021-04-23 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j. cnki. sjztddxxbzrb. 20210092

基金项目:国家自然科学基金青年基金(51908015,51978021);国家重点研发计划资助项目(2017YFC1500604);北京工业大学基础研究基 金资助项目(004000546318524);北京市教委科技计划一般资助项目(KM201910005020)

作者简介:董晔旭(1995—),男,硕士研究生,研究方向为桥梁抗震加固。E-mail.dongyexu211@163.com

董晔旭,许维炳,王瑾,等.灌浆套筒连接装配式混凝土桥墩 CFRP-外置耗能钢筋组合加固效果研究[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2021,34(3),15-21,50.

害特点提出了采用 CFRP 附加外置防摇摆-耗能装置(简称 AS-EMD)的组合加固方法,开展了加固前后 试验桥墩的振动台试验,分别从试验现象、基本动力特性参数、地震响应规律和加固装置动力响应等方面 探究了 CFRP-AS-EMD 装配式混凝土桥墩的抗震加固效果。

1 试验设计

1.1 模型设计

原型桥为 4×30 m 的装配式连续梁桥,墩高为 9.6 m,桥墩采用灌浆套筒连接。桥墩模型纵筋采用 HRB400,箍筋采用 HPB300,预应力筋采用 Φ s15.2 无粘结预应力钢绞线,模型桥墩配筋信息见表 1。结 合试验室空间和振动台最大承载力(100 kN×1.0 g),确定桥墩模型的缩尺比例为 1/6,桥墩模型关键参 数相似系数见表 2。为考虑上部结构作用,在试件顶部设置了现浇配重块,配重块总重为 52 kN,桥墩模 型总重约为 60 kN。

파니 파기 // / 수 습

桥墩酯	己筋设	计如	冬 1	所示
-----	-----	----	-----	----

衣工候空配肋信息							
	きし	混凝土	纵筋	配筋率 /%	箍筋(上下 0.45 m力	1密区)	配箍率 /%
S	P16	C40	12 Φ 12	1.86	$\Phi 6@60(\Phi 6@4)$	5)	1.51(2.01)
	表 2	模型和原型	的相似系数				. 270 .
物理量		量纲	相似系数			,	
尺寸 L		[L]	$S_L = 1/6$			02	小 纵向钢筋
线位移∂		[L]	$S_{\delta} = S_L = 1/\delta$	6		53	
应力 <i>σ</i>		$\llbracket FL^{-2} brace$	$S_{\sigma} = S_E S_{\varepsilon} = 1$	1			1-1 剖面图
カ		[F]	$SF = S_E S_L^2 =$	1/36		[]	270
加速度幅(直 a	$\lfloor LT^{-2} \rfloor$	$S_a = 1$				
时间 t		[T]	$S_t = (S_L/S_a)^{t}$	^{0.5} =0.408		270	9 9 <u>3</u>
自振频率	ω	$\left \lfloor T^{-1} ight floor$	$S_v = 1/S_t = 2$	2.45			ΦΦ # 筋 Φ6
阻尼比 ζ		_	$S_{\zeta} = 1$		1.000	₽	灌浆套筒
结构刚度	Κ	$\llbracket FL^{-1} rbracket$	$S_K = S_E S_L =$	1/6			2-2 剖面图
质量 m		$\llbracket FL^{-1} T^2 bracket$	$S_m = S_F / S_a =$	=1/36	图 1 面	B筋设计[图(单位:mm)

1.2 地震波选取

原型桥所处位置的场地类别为 II 类,临近断层,抗震设防烈度 8 度。根据《公路桥梁抗震设计细则》 (JTG/T B02-01-2008)确定试验模型桥墩的设计反应谱参数见表 3,由此选定的地震动信息见表 4。

-	场地类型	加速度峰值 A 场	地系数 C _s	特征周期 T _g	抗震重要性系数 C _i	阻尼调整系数	C_d
	Ⅲ 类场地	0.3g	1.0	0.35	1.7	1.0	
_			表 4	地震波详细参数			
场地	类别 地震波	台站	剪切波	援速 $v_{30}/(m \cdot s^{-1})$	原始波峰值加速度	均方差 MSN	ScalF
	RSN30	Cholame Shando	n	256.82	0.243g/0.194g	0.061 6	1.892 8
∏ ≩	类 RSN31	Cholame Shando	n	289.56	0.248g/0.272g	0.174 3	1.714 1
	RSN95	Managua vESSC)	288.77	0.241g/0.272g	0.178 5	1.369 3

表 3 生成规范反应谱参数

1.3 试验工况

基于所选的地震波,分别沿 X 向、Y 向以及 X+Y 双向激励输入地震动,X 和 Y 方向的 PGA 之比为 1:0.85。本次试验重点研究装配式桥墩在 8 度及以上高烈度地区的抗震性能,当 PGA 为 0.3g 时相当

工况	地震波	方向组合	PGA	工况	地震波	方向组合	PGA
1	白噪声	XY	0.1g	12	RSN95	XY	0.5g
2	RSN30	X	0.1g	13	白噪声	XY	0.1g
3	RSN31	Y	0.1g	14	RSN30	X	0.8g
4	RSN95	XY	0.1g	15	RSN31	Y	0.8g
5	白噪声	XY	0.1g	16	RSN95	XY	0.8g
6	RSN30	X	0.3g	17	白噪声	XY	0.1g
7	RSN31	Y	0.3g	18	RSN30	X	1.0g
8	RSN95	XY	0.3g	19	RSN31	Y	1.0g
9	白噪声	XY	0.1g	20	RSN95	XY	1.0g
10	RSN30	X	0.5g	21	白噪声	XY	0.1g
11	RSN31	Y	0.5g				

260

_

400

400

400 400

500

D-5'

D-4

D-3

A-5

_2

A-

1 000

于抗震设防烈度 8 度时 E1 地震作用, PGA 为 0.5g 时,相当于抗震设防烈度 8 度时 E2 地震作用。在进 行下一项工况前,都需要对模型进行白噪声激励,由此确定结构的自振频率,详细工况见表5。 表 5 试验工况表

1.4 测点布置

为了获得试件关键位置的动力响应,沿墩高布置了激 光位移计、加速度传感器以及应变传感器。加速度和位移 测点均沿墩身(正面、侧面)4 等分墩高布置;钢筋应变测 点在套筒底部、顶部纵筋和套筒中部外表面布置,混凝土 应变测点在套筒中部混凝土区域和套筒顶部混凝土区域 内布置,共布置了10个激光位移测点,10个加速度测点, 12个钢筋测点和8个混凝土测点,测点布置如图2所示。

加固前试验结果 2

2.1 试验现象

表 6 给出了各加速度峰值激励下的桥墩损伤现象。

图 2 测点布置图(单位:mm)

-4 • 混凝土应变测点(HY)

•加速度测点(A)

▲ 新筋、套筒应变测点(GY、TY)
 ▲ A-3、位移测点(D)

表 6	试件现象汇总	表
-----	--------	---

地震强度	SP16 试件
0.1g	出现细微裂缝,δ<0.01 mm
0.3g	新增 12 条裂缝,套筒顶部出现贯穿裂缝,墩底接缝 $\delta=0.15~\mathrm{mm}$
0.5g	接缝垫层开始剥落,接缝 $\delta = 1 \mathrm{mm}$
0.8g	套筒顶部混凝土轻微剥落,最大裂缝 $\delta{=}0.2~\mathrm{mm}$
1.0g	墩底四角混凝土有压溃破损,裂缝最大宽度 δ=0.3 mm,接缝 δ=1.5 mm

由试验现象可知,随着 PGA 的增加,SP16 桥墩墩身裂缝逐渐发展、墩底混凝土的破损加剧、墩底接 缝处开合明显,其桥墩墩底接缝宽度达到了 1.5 mm。试验结束时,桥墩模型出现贯穿裂缝,集中在灌浆 套筒顶部,SP16模型桥墩最大裂缝宽度约为0.3 mm。综上所述,接缝处、灌浆套筒上缘集中损伤是灌浆 套筒连接装配式混凝土桥墩的主要震害模式。

2.2 基本动力特性

为了进一步判断试件的损伤程度,通过白噪声对2类试件进行激励,并采用频域分解法对墩顶加速

度信号进行频谱分析,从而获得桥墩模型各损伤阶段的自 振频率,图 3 给出了 SP16 桥墩自震频率随桥墩模型损伤 程度加深的变化规律。

由图 3 可知,当 PGA 在 $0 \sim 0.3g$ 阶段时,桥墩模型自 振频率下降速率较快,当 PGA>0.3g 时桥墩模型自振频 率下降速率降低,结合试验现象分析,桥墩模型在 PGA<0.3g 时墩身损伤发展较快,墩身裂缝开展较多。当 PGA>0.3g 后套筒顶部裂缝贯通,桥墩震损主要为接缝开合,墩 身损伤减少。随着 PGA 的逐级增加,模型桥墩的自振频 率逐级下降,当 PGA 为 1.0g 时,SP16 试件的自振频率下 降了 63.8%。

2.3 墩顶位移响应

图 4 给出了单双向地震波激励下桥墩试件墩顶位移响应 峰值。

由图 4 可知,SP16 桥墩墩顶位移随着 PGA 的增加而增加,并且在相同 PGA 条件下,双向激励的位移响应大于单向激励。当 PGA 小于 0.3g 时,墩顶峰值位移稳定增长,当 PGA 大于 0.3g 时,逐步出现明显的非线性增长,桥墩开始呈 现弹塑性特征;当 PGA 大于 0.8g 时,墩顶位移增长较快,试 件进入弹塑性阶段;当 PGA 为 1.0g 时,墩顶位移峰值达最大 值 27.8 mm(双向激励)。

2.4 钢筋应变

图 5 给出了墩柱底部钢筋应变峰值随 PGA 变化曲线。

从图 5 可以看出,随着 PGA 的增加,试件墩底和套筒顶 部纵筋应变均有所提高。当 PGA $\leq 0.5g$ 时,墩底和套筒顶 部钢筋应变基本呈线性增长;当 PGA> 0.5g 时,应变增长出 现非线性特征;当 PGA 为 1.0g 时,SP16 试件墩底纵筋最大 应变峰值为 $2.634.2 \mu \epsilon$ (双向激励),纵筋进入弹塑性阶段;套 筒顶部纵筋最大应变峰值为 $1.068.1 \mu \epsilon$ (双向激励),纵筋并 未进入弹塑性阶段。从试验现象得知,构件受力薄弱环节包 括墩底和套筒顶部,但套筒顶部纵筋应变均小于墩底纵筋应 变,且 PGA 为 1.0g 时套筒顶部纵筋应变为墩底纵筋应变的 40.5%(双向激励)。双向激励作用下纵筋应变大于单向激 励的纵筋应变。

3 抗震加固方法

3.1 加固设计

针对前述试件的损伤现象,地震作用下桥墩-承台处采用灌浆套筒连接装配式混凝土桥墩的震害主要 有接缝处破坏和灌浆套筒上缘破坏。结合现有的研究成果,单纯采用纤维复合材料(CFRP)加固装配式 混凝土桥墩的墩身难以有效控制试件底部接缝处的损伤。因此,结合 CFRP 良好的力学性能及装配式混 凝土桥墩的震害特征,采用 CFRP-AS-EMD 的组合加固措施对震损后灌浆套筒连接装配式混凝土桥墩进 行加固。墩身加固时不考虑 EMD 的影响,CFRP 包裹的装配式混凝土桥墩正截面承载力可近似按照文 献[14]计算。经计算确定 SP16 试件的加固方案为:在墩高区域内粘贴一层纵向 CFRP 进行墩身的补强,





图 4 墩顶位移峰值图



图 5 纵筋应变峰值图

从墩底到 2/3 墩高位置再环向包裹 $3 \equiv CFRP$, $\lambda 2/3$ 墩高到墩顶再 环向包裹 $1 \equiv CFRP$, 并且墩柱 $4 \land ham do r = 25 mm$ 的倒角处 理, 以减缓应力集中效应并增大有效约束面积。

在桥墩-承台灌浆套筒连接处外置防摇摆-耗能装置(AS-EMD), 该装置由 U 型预紧钢板、耗能钢筋、连接支架 3 部分组成。AS-EMD 的设计方法:考虑外置耗能钢筋接替内置纵筋的耗能功能,其用量可 根据外置耗能钢筋的面积和内置纵筋的面积相等计算,高度约为灌浆 套筒长度的 2 倍(500 mm)。外置耗能装置示意图见图 6。

3.2 试件工况和测点布置

为了能够与加固前进行对比,加固后桥墩的试验工况和地震波均 与加固前试验工况和地震波相同。此外,在原桥墩测点布置的基础 上,去除了有关套筒的监测点位,增加了有关加固措施的监测点位。 分别在距离墩底 0.1 m 和 0.6 m 处,设置了用于监测 CFRP 应变的 传感器,并将其布置于 CFRP 的转角部位(在方形柱中,角部区域的 围压应力值远高于其他区域),在外置耗能钢筋上布置了应变测点, 测点布置如图 7 所示。

4 加固后抗震性能

4.1 试验现象

试验过程中观察到,当 $0.1g < PGA \leq 0.3g$ 时,试件位移响应随

PGA 的增大而逐步增大,墩身状态良好,无明显震损现象;当 PGA 为 0.5g 时,AS-EMD 外置耗能装置在 支架和墩身连接处发出较大声响,然后逐渐消失,此时墩身与 AS-EMD 之间的树脂胶已完全失效;当 PGA=0.8g 时,墩身底部有部分混凝土脱落,位移有明显的增大,但墩身未发生明显损伤;当 PGA 达到 1.0g 时,CFRP 保持完好,但此时墩身与 AS-EMD

发生锚固失效。

4.2 基本动力参数

图 8 给出了模型桥墩的自振频率随 PGA 的变化情况。

由图 8 可知,震后的 SP16 试件经过 CFRP 加固 后,自振频率由 1.095 Hz 提高至 1.859 Hz,提高了 69.8%;单用 CFRP 加固装配式混凝土桥墩能够提 高试件抗侧移刚度;安装 AS-EMD 装置后,SP16 试 件的自振频率由 1.859 Hz 提升至 1.895 Hz,提升了 2.1%(相较于加固前+71.9%),AS-EMD 装置能够 进一步提升试件的抗侧移刚度;AS-EMD 装置对加 固后试件的初始刚度影响不大。



U型钢板

耗能钢筋

CFRP

连接支架



图 8 模型桥墩自振频率变化

加固后,PGA 从 0 增大至 1.0g 的过程中,SP16 试件的自振频率下降了 24.9%,明显比原桥墩(自振频率下降 65.2%)缓和;即加固后桥墩的刚度退化速率和损伤速率有效减缓,试件的抗震延性有一定程度的提高,CFRP-AS-EMD 可用于装配式混凝土桥墩的抗震加固中;需要指出的是震损桥墩经加固后刚度得到提高,但桥墩损伤并未完全修复。震后的 SP16 试件经过单独包裹 CFRP、CFRP+AS-EMD 加固后,自振频率提高了,但其自振频率相较于加固前桥墩初始状态的自振频率(3.048 Hz)分别下降了 39.1%、37.8%。

综上可知,采用 CFRP-AS-EMD 加固后,桥墩自振频率显著提高,SP16 试件的刚度提高了约 71.9%,

CFRP-AS-EMD 可用于装配式混凝土试件的抗震加固中;随着激励幅值的增大,加固后试件的自振频率 下降速率明显减缓,加固桥墩的刚度退化速率和损伤速率减缓,这也表明加固后墩身的抗震延性有一定 程度的提高。

4.3 位移响应分析

表 7 为典型激励条件下加固前后 SP16 试件的墩顶峰值对比。

激励方式	PGA	加固前/mm	加固后/mm
	0.1g	3.6	2.8
	0.3g	5.2	6.1
单向激励	0.5g	8.3	9.7
	0.8g	14.1	12.7
	1.0g	23.6	17.5
	0.1g	4.3	3.3
	0.3g	6.1	7.2
双向激励	0.5g	9.8	11.4
	0.8g	16.6	15.0
	1.0g	27.8	20.5

表 7 墩顶位移峰值

由表 7 可知,加固后,随着 PGA 的逐级增大,试件的墩顶位移峰值呈增大趋势。SP16 试件最大墩顶 位移峰值为 17.5 mm(PGA=1.0g,双向激励);试件加固后的墩顶位移峰值均比加固前明显减小,SP16 试件的最大墩顶位移峰值比加固前减少 7.3 mm(26.2%),表明该加固方法可有效控制墩顶位移发展。

需要指出的是,由于加固后试件的基本动力特性参数与加固前试件的基本动力特性参数存在差异, 因此,加固后试件的墩顶位移幅值并不能作为代表其真实的地震作用响应大小,只能作为分析加固效果 和加固后桥墩响应随激励幅值变化规律的依据。

4.4 应变响应分析

4.4.1 AS-EMD 应变

图 9 给出了 AS-EMD 应变峰值 PGA 的变化规律。

由图 9 可知,当 PGA 小于 0.8g 时,在单、双向激励下,耗能 钢筋应变基本呈线性增长;当 PGA 达到 0.8g 时,耗能钢筋应变 达到最大值 1 952.3 $\mu\epsilon$ (双向激励),进入弹塑性阶段;随后耗能钢 筋的应变出现下降,结合试验现象可知,这是因为当 PGA 达到 1.0g 时 AS-EMD 与墩身发生锚固失效。

4.4.2 CFRP 应变

图 10 给出了 CFRP 应变峰值随 PGA 的变化规律。

由图 10 可知,当 PGA = 1.0g 时,CFRP 的最大应变峰值是 2 812 $\mu \epsilon$ (双向激励),远小于 CFRP 片材的极限应变 11 489.4 $\mu \epsilon$; 在整个实验过程中 CFRP 应变片处于弹性范围。PGA < 0.5g 时,CFRP 应变较小且增长平缓,对混凝土提供的约束作用不大。 分析原因主要是试件墩底接缝处的残余变形较大,AS-EMD 装置 作为主要的加固措施参与试件的振动,而 CFRP 主要用于墩身的 加固,墩底接缝的残余变形并不会显著引起上部墩身受力的变 化;当 0.5g < PGA < 0.8g 时,CFRP 应变激增,此时 CFRP-AS-EMD 开始协同工作,由于 AS-EMD 装置对底部塑性铰区的加固 作用,墩身和墩底同时参与工作,因此 CFRP 的动力响应开始显



图 10 CFRP 应变变化曲线

PGA

著增大;当 PGA 达到 0.8g 时,AS-EMD 对墩底的加固效果降低,同时耗能钢筋屈服,EMD 为试件提供一 定的附加阻尼效果,进而导致试件的协同受力效果降低,因此墩身 CFRP 应力的增大趋势减缓。

综上可知,加固后 SP16 桥墩的外置耗能钢筋,进入弹塑性进行耗能;AS-EMD 有效减小了桥墩的位 移响应;CFRP 能够抑制混凝土的破损,显著改善桥墩的延性,整个试验过程中未出现 CFRP 剥离、撕裂等 现象;CFRP-AS-EMD 可用于装配式混凝土桥墩的抗震加固中。

5 结论

以某装配式混凝土连续梁桥墩为原型,设计了采用灌浆套筒连接(SP16 试件)的装配式混凝土桥墩试件,开展了 CFRP-AS-EMD(SP16 repaired with CFRP-AS-EMD)加固前后桥墩试件的振动台试验。结论如下:

(1)Ⅱ类场地近断层地震动作用下,灌浆套筒连接装配式混凝桥墩试件的主要震损特点是裂缝在灌浆套筒顶部和墩底接缝处集中开展,且当墩底接缝出现开合现象后,墩身裂缝发展基本停止;随着地震动幅值的增加,装配式混凝土桥墩试件的损伤随之增大;墩底纵筋应变大于灌浆套筒顶部纵筋应变,PGA为1.0g时套筒顶部纵筋应变为墩底纵筋应变的40.5%(双向激励);双向激励造成的损伤大于单向激励。

(2)CFRP-AS-EMD 可有效提高试件的自振频率(SP16 试件相较于加固前+71.9%);加固后,PGA 从 0 增大至 1.0g 的过程中,SP16 试件的自振频率分别下降了 24.9%,明显比原桥墩(下降 65.2%)缓和,即加固后桥墩的刚度退化速率和损伤速率有效减缓。SP16 试件的最大墩顶位移峰值分别比加固前减少 48.0 mm(57.4%),AS-EMD 可修复桥墩底部接缝的开合,有效控制桥墩的摇摆,减少地震作用下桥墩的 位移需求。

(3)SP16 试件的外置耗能钢筋,进入弹塑性进行耗能,AS-EMD 外置连接件的有效性会显著影响其 耗能能力。

参考文献

[1]林树枝. 装配式桥梁的应用前景分析[J]. 建设科技,2021(2): 35-39.

- [2]Billington S L, Barnes R W, Breen J E. Alternate substructure systems for standard highway bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 2001, 6(2): 87-94.
- [3]Cheng C. Shaking table tests of a self-centering designed bridge substructure[J]. Engineering Structures, 2008, 30(12): 3426-3433.
- [4]徐文靖,马骉,黄虹,等.套筒连接的预制拼装桥墩抗震性能研究[J].工程力学,2020,37(10):93-104.
- [5] 葛继平,高飞,郑焕强,等. 灌浆套筒装配式桥墩的施工工艺及其应用[J]. 应用技术学报,2018,18(2):146-151.
- [6]王志强,张杨宾,蒋仕持,等. 套筒连接的预制拼装桥墩抗剪性能试验[J]. 同济大学学报(自然科学版),2018,46(6): 767-775.
- [7] 葛继平, 闫兴非, 王志强. 灌浆套筒和预应力筋连接的预制拼装桥墩的抗震性能[J]. 交通运输工程学报, 2018, 18(2): 42-52.
- [8] Haber Z B, Mackie K R, Al-Jelawy H M. Testing and analysis of precast columns with grouted sleeve connections and shifted plastic hinging[J]. Journal of Bridge Engineering, 2017, 22(10); 1-14.
- [9]韩强,温佳年,杜修力,等. CFRP布加固 RC 空心桥墩的抗震性能[J]. 土木工程学报,2015,48(1):90-100.
- [10]**孙治国**,管璐,赵泰儀,等.CFRP 修复震后 RC 桥墩分析模型与抗震性能[J].应用基础与工程科学学报,2020,28(4): 878-889.
- [11]Wang G L, Dai J G, Bai Y L. Seismic retrofit of exterior RC beam-column joints with bonded CFRP reinforcement: an experimental study[J]. Composite Structures, 2019, 224:1-13.
- [12]Yang Y, He R, Sneed L. Seismic repair design of RC bridge columns damaged under combined bending and torsion effects[J]. Journal of Bridge Engineering (IJBE),2017, 22:171-189.
- [13]Zhang Y , Tabandeh A, Ma Y, et al. Seismic performance of precast segmental bridge columns repaired with CFRP wraps[J]. Composite Structures, 2020, 243:112218.
- [14]四川省住房和城乡建设厅. GB 50367—2013 混凝土结构加固设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社, 2014.

(下转第50页)

Study on Wheel Rail Contact and Vibration Transfer Law of Rigid-flexible Coupling Modeling for Heavy-haul Freight Wagon

Liu Hongjun¹, Liu Pengfei², Zhang Kailong¹

(1. School of Mechanical Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;
2. State Key Laboratory of Mechanical Behavior and System Safety of Traffic Engineering Structures, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

Abstract: In order to study the vibration characteristics of heavy-haul freight wagon, a type of 30 t heavy-duty truck with the largest axle load in China was taken as the research object. Firstly, the finite element method was used to establish the elastic model of the wheelset, and then the overall integration was carried out in the UM software. The rigid body model and the rigid-flexible coupled vibration model of the freight car with and without the wheelset elasticity were established, and the free vibration mode of the flexible wheelset and the modeling method of the flexible wheelset were given. The wheel-rail contact relationship and the vibration accelerations at different positions of the two models were compared and analyzed. The results show that the elastic structure of the flexible wheelset can not only alleviate the rigidity between the wheel and rail, but also alleviate the rigid vibration between the central suspension has a better vibration isolation performance, the flexible modeling of the wheelset has little influence on the vibration of the car body and the pillow. Therefore, it is of great significance to study the flexible vibration of wheelset and its dynamic influence on the equipment design of heavy-duty railway vehicles.

Key words: flexible wheelset; heavy-haul freight wagon; dynamics; frequency

(上接第 21 页)

Study on the Effect of CFRP External Energy Dissipation Steel Bar Composite Reinforcement for Prefabricated Concrete Pier with Grouting Sleeve Connection

Dong Yexu^{1, 2}, Xu Weibing^{1,2}, Wang Jin¹, Chen Yanjiang¹, Xin Guangtao¹

(1. Beijing Key Laboratory of Engineering Earthquake Resistance and Structural Diagnosis and Treatment,

Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;

2. Ministry of Transport Road Research Institute, Beijing 100191, China)

Abstract: The prefabricated concrete pier connected by grouting sleeve is the common lower component form of prefabricated bridge in medium and low intensity area. At present, the seismic reinforcement method of this type of prefabricated bridge pier is lack. Therefore, the prefabricated concrete pier connected by grouting sleeve is taken as the research object, and its 1/6 scale model is designed and made. Based on its seismic damage characteristics, a combined reinforcement method of CFRP external energy dissipation reinforcement was proposed, and the shaking table tests of the pier specimens before and after reinforcement under the same excitation conditions were carried out. The results show that: pier cracking, concrete spalling, crushing and pier bottom joint opening and closing are the main seismic damage modes of grouting sleeve connection prefabricated concrete pier; the combined reinforcement can effectively increase the stiffness of the prefabricated specimen after the earthquake, reduce the horizontal displacement of the pier top, and improve the ductility and energy dissipation capacity of the strengthened specimen.

Key words: assembled pier; CFRP; reinforcement; shaking table test