

装配式箱形拱桥立柱节点抗震加固技术研究*

宋泽冈¹, 施静娴², 邓旭东¹

(1.云南省公路科学技术研究院, 云南 昆明 650051; 2.昆明理工大学 津桥学院, 云南 昆明 650106)

摘要: 为提升空腹装配式拱桥的整体抗震性能, 以某 130 m 跨径装配式箱形拱桥为依托, 针对抗震薄弱部位——主拱圈与立柱连接节点, 采用反应谱与时程分析方法, 分别对多遇地震(E1 地震)与罕遇地震(E2 地震)作用下排架立柱的受力状况进行分析, 确定抗震性能薄弱的排架立柱及其部位, 提出外包钢板的抗震加固方案及加固施工技术; 将该技术应用于该桥梁, 结果表明, 地震作用下, 受力最不利的为最矮的Ⅲ'、Ⅲ号排架立柱, 局部“强节点”抗震加固方案可节约材料、节省成本, 满足抗震目标需求。

关键词: 桥梁; 箱形拱桥; 立柱节点; 抗震加固技术; 抗震分析

中图分类号: U445.7

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2021)06-0145-07

由于经济、技术等条件的限制, 早期建造的装配式钢筋砼拱桥大多仅对主拱圈进行抗震验算, 未对拱上立柱作相关抗震计算要求, 导致装配式拱桥拱上立柱的砼强度、截面尺寸、配筋率普遍偏小, 造成立柱节点成为其抗震薄弱位置。长期以来对拱上立柱的加固主要以病害处治、提高承载能力、恢复使用功能、增强安全性和耐久性为目的, 如内宜(内江—宜宾)高速公路高滩河大桥采用粘贴钢板加固, 桂柳(桂林—柳州)高速公路五里大桥采用粘贴型钢、立柱间加设 X 撑或 K 撑加固, 成渝(成都—重庆)高速公路内江沱江大桥、广西扶绥长沙大桥、江南大桥(右幅桥)采用粘贴纤维材料加固, 重庆市关二嘴大桥、宜宾金沙江马鸣溪大桥采用环氧材料加固, 成渝高速公路球溪河特大桥、广西藤县西江大桥采用增大截面法加固。近年来, 随着有限元软件的广泛应用及西部地区地震频发, 对装配式拱桥立柱节点抗震性能的研究已引起重视, 如王宇等采用有限元法对某钢筋砼拱桥进行动力特性分析, 发现在汶川地震波下, 桥梁结构低阶模态大多为拱上立柱的纵向振动; 唐堂等对汶川地震中遭到严重破坏的金花大桥进行震害机理分析, 发现地震易损构件为靠近拱顶附近的立柱(立柱下部弯曲开裂); 蒋志强提出主拱圈和拱上立柱的地震破坏损伤指标和评价方法, 经地震易损性分析, 发现拱顶附近立柱易损程度最高; 唐堂通过拟静力试验, 分析了拱上立柱套箍加固厚度、高度对其抗震性能的影响。该文针对装配式

拱桥抗震薄弱部位——主拱圈与立柱连接节点, 在前期立柱试件拟静力试验研究的基础上, 以 1 孔 130 m 跨径装配式箱形拱桥为依托, 采用“强节点”的抗震加固方案, 提出装配式箱形拱桥立柱节点抗震结构分析、加固设计与施工技术。

1 依托工程及结构模型

1.1 依托工程概况

某 1 孔 130 m 跨径空腹式箱形拱桥, 主拱圈净矢跨比为 1/8, 主拱圈为等截面悬链线箱形无铰拱, 高 2.3 m、宽 10.8 m, 由 6 箱组成。拱上腹孔共设有 11 孔, 采用 14 m+9~13 m+14 m 简支 T 梁(五梁式), 腹孔墩采用排架式(五柱)。设计荷载为汽车—超 20 级, 挂车—120。桥面布置为 0.5 m 护墙+11.0 m 行车道+0.5 m 护墙(见图 1)。

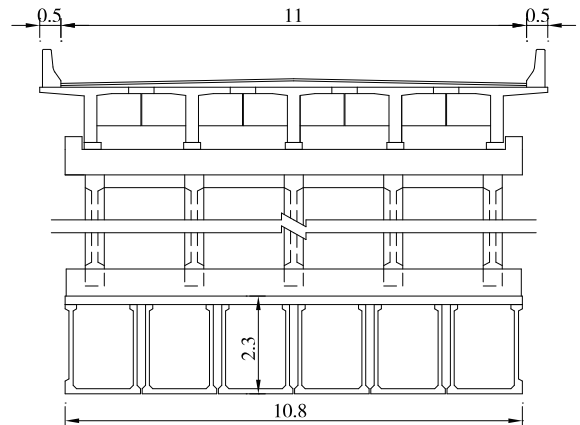


图 1 某箱形拱桥横断面布置图(单位: m)

* 基金项目: 国家重点研发计划资助(2017YFE0103000); 云南省交通运输厅科技项目(云交科 2016(A)02)

1.2 结构模型

采用 MIDAS/Civil 软件建立桥梁模型,桥梁结构共划分为 2 824 个单元、2 130 个节点(见图 2)。建模时,针对排架立柱,应用纤维截面分割功能,将主筋内部、外部砼分别设置为约束砼、无约束砼,砼、钢筋分别采用 Mander、双折线本构模型,由此定义排架立柱塑性铰。

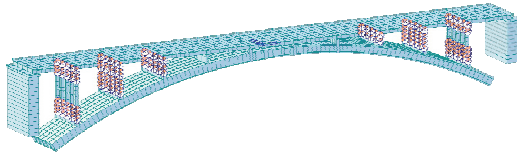


图 2 桥梁空间动力计算模型

自 A 岸拱脚往拱顶方向,排架编号为 I、II、III、IV(横墙)、V 号(横墙);自 B 岸拱脚往拱顶方向,排架编号为 I'、II'、III'、IV'(横墙)、V'号(横墙)。

2 桥梁地震反应分析

2.1 地震动参数

桥梁抗震设防类别为 B 类,设防烈度为 VIII 度;场地类别为 II 类;场地系数 $C_s = 1.0$;抗震重要性系数 C_i ,E1 地震为 0.43,E2 地震为 1.3;水平向设计基本地震动加速度峰值 $A = 0.20g$;设计加速度反应谱特征周期 $T_g = 0.45 s$;结构阻尼比 $\xi = 0.05$;竖向/水平向谱比函数 $R = 0.65$ 。两阶段设计加速度反应谱见图 3。采用 3 组 E2 地震波计算,分别记作 8-1 波、8-2 波、8-3 波(见图 4)。

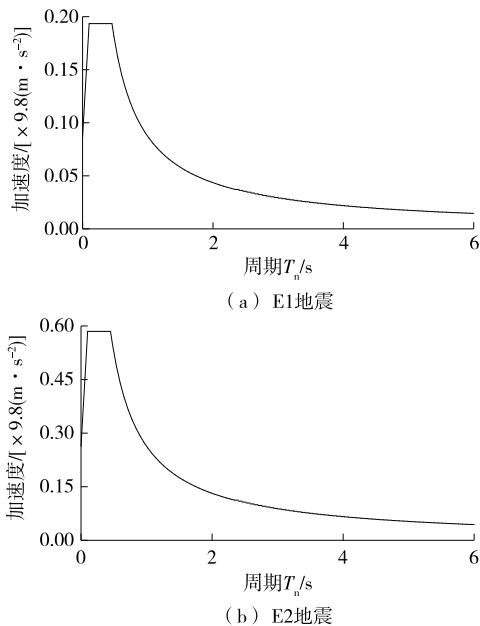


图 3 设计加速度反应谱

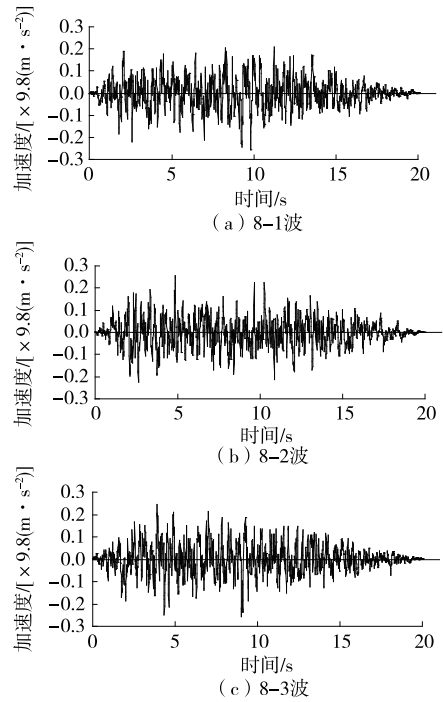


图 4 E2 地震波

2.2 作用效应组合

对抗震设防烈度 VIII 度及以上大跨度拱式结构进行分析时,应同时考虑纵桥向 X、横桥向 Y 和竖向 Z 的地震作用。鉴于地震作用的随机性,考虑多遇地震(E1 地震)与罕遇地震(E2 地震)作用,取表 1 所示地震作用效应组合。

表 1 地震作用效应组合

计算方法	编号	效应组合
反应谱分析	组合 I	恒载 + E1 地震(纵桥向 + 竖向)
	组合 II	恒载 + E1 地震(横桥向 + 竖向)
时程分析	组合 III	恒载 + E2 地震(纵桥向 + 竖向)
	组合 IV	恒载 + E2 地震(横桥向 + 竖向)

2.3 反应谱分析结果

反应谱分析是一种拟静力方法,先计算各单自由度体系的最大地震响应,再将其组合得到多自由度体系的最大地震响应,能同时考虑结构各频段振动的振幅最大值和频谱 2 个主要因素。组合 I、II 下,排架立柱水平位移见表 2,内力见表 3。

由表 2 可知:1) 加固前,最不利工况下,各排架立柱的纵桥向位移,柱顶为 2.3~5.3 mm,柱底为 1.2~5.1 mm;横桥向位移,柱顶为 12.6~36.0 mm,柱底为 3.6~33.4 mm。总体上,横桥向位移为纵向位移的 6.4 倍。2) 加固后,最不利工况下,各排架立柱的纵桥向位移,柱顶为 1.0~7.9 mm,柱底为 1.1~

表2 排架立柱水平位移(反应谱分析)

桥梁状态	位置	效应组合	项目	各排架的位移/mm					
				I	II	III	III'	II'	I'
加固前	柱顶	组合I	D_x	5.1	5.3	4.6	3.2	2.7	2.3
		组合II	D_y	15.8	26.4	36.0	33.2	22.6	12.6
	柱底	组合I	D_x	1.2	5.1	4.8	4.5	2.8	1.6
		组合II	D_y	3.6	18.5	33.4	32.1	18.0	3.6
加固后	柱顶	组合I	D_x	5.8	6.5	7.9	1.2	1.0	1.3
		组合II	D_y	15.5	27.5	38.9	35.4	23.1	11.8
	柱底	组合I	D_x	2.6	8.1	9.3	1.1	2.6	1.7
		组合II	D_y	3.8	19.7	36.1	34.3	18.8	3.7

注: D_x 为纵桥向位移; D_y 为横桥向位移。下同。

表3 排架立柱上、下缘截面内力(反应谱分析)

截面位置	效应组合	排架编号	加固前内力			加固后内力		
			N/kN	V/kN	M/(kN·m)	N/kN	V/kN	M/(kN·m)
柱顶	组合I	I	-456.6	12.0	7.8	-382.4	13.2	8.7
		II	-405.0	42.8	22.7	-327.8	7.7	4.4
		III	-358.8	212.0	127.2	-298.2	98.3	59.0
		III'	-365.5	479.7	287.2	-310.3	394.8	236.7
		II'	-393.9	71.6	43.3	-314.1	102.3	61.7
	I'	-445.2	7.0	2.4	-372.7	23.6	14.2	
	组合II	I	-428.0	13.4	62.8	-388.9	12.6	58.7
		II	-369.8	26.7	77.7	-345.4	26.3	75.4
		III	-328.2	31.6	51.8	-311.6	42.5	45.9
		III'	-352.1	26.5	17.0	-328.2	34.4	9.9
II'		-356.2	30.8	72.2	-335.8	30.0	70.5	
柱底	组合I	I'	-418.8	21.8	77.1	-377.8	19.6	69.9
		I	-594.5	23.7	95.4	-514.0	23.4	45.5
		II	-484.6	48.0	382.1	-397.9	61.4	80.0
		III	-394.9	214.8	948.2	-339.2	129.9	440.0
		III'	-382.1	480.9	1 188.7	-335.0	257.2	977.9
	组合II	II'	-442.8	74.2	418.3	-357.4	4.7	582.8
		I'	-547.9	9.7	73.2	-472.1	13.9	164.1
		I	-561.9	18.0	81.9	-510.4	17.6	78.3
		II	-443.5	31.8	99.1	-406.4	31.8	97.3
		III	-361.6	33.6	74.7	-354.0	45.3	116.8
组合II	III'	-368.4	27.8	34.5	-353.8	36.7	55.4	
	II'	-401.8	34.0	96.1	-380.7	33.3	94.1	
	I'	-519.0	25.3	94.6	-465.9	23.3	86.6	

注:N为轴力,以受拉为正、受压为负;V为剪力;M为弯矩。下同。

9.3 mm;横桥向位移,柱顶为 11.8~38.9 mm,柱底为 3.7~36.1 mm。总体上,横桥向位移为纵向位移的 5.9 倍。3) 最不利工况下,排架立柱的横桥向位移从大到小排序为 III、III'、II、II'、I、I'号。4) III、III'号排架立柱加固前后,反应谱分析立柱位移变化较小。

由表 3 可知:1) 组合I。加固前,排架立柱的轴

力,柱顶为 -358.8~-456.6 kN,柱底为 -382.1~-594.5 kN;剪力,柱顶为 7.0~479.7 kN,柱底为 9.7~480.9 kN;弯矩,柱顶为 2.4~287.2 kN·m,柱底为 73.2~1 188.7 kN·m。加固后,排架立柱的轴力,柱顶为 -298.2~-382.4 kN,柱底为 -335.0~-514.0 kN;剪力,柱顶为 7.7~394.8 kN,柱底为 4.7~257.2

kN;弯矩,柱顶为 4.6~236.7 kN·m,柱底为 45.5~977.9 kN·m。2) 组合II。加固前,排架立柱的轴力,柱顶为 -328.2~-428.0 kN,柱底为 -361.6~-561.9 kN;剪力,柱顶为 13.4~31.6 kN,柱底为 18.0~34.0 kN;弯矩,柱顶为 17.0~77.7 kN·m,柱底为 34.5~99.1 kN·m。加固后,排架立柱的轴力,柱顶为 -311.6~-388.9 kN,柱底为 -353.8~-510.4 kN;剪力,柱顶为 12.6~42.5 kN,柱底为 17.6~45.3 kN;弯矩,柱顶为 9.9~75.4 kN·m,柱底为 55.4~116.8 kN·m。3) 总体上,各排架间轴力分布相对均匀,各排架立柱柱底轴力略大于柱顶,较高的排架其轴力效应相对较大。组合I下排架立柱剪力为组合II的 5.2 倍(加固前)、3.2 倍(加固后),表明纵波(较横波)会使排架立柱产生较大的剪力效应;各排架立柱柱底剪力略大于柱顶;组合I下,III'号排架立柱剪力显著大于其他排架,加固前后上下缘均值分别为 480.3、326.0 kN。组合I下排架立柱柱底弯矩为组合II的 6.5 倍(加固前)、4.3 倍(加固后),表明纵波(较横

波)会使排架立柱产生较大的弯矩效应;组合II下,各排架立柱柱底弯矩略大于柱顶;组合I下,III'号排架立柱柱底弯矩显著大于其他排架,加固前后分别为 1 188.7、977.9 kN·m。III、III'号排架立柱加固后,反应谱分析立柱的内力较加固前明显减小,轴力减小 11.8%、剪力减小 24.8%、弯矩减小 20.3%,其中加固排架的轴力减小 9.7%、剪力减小 31.0%、弯矩减小 28.9%。

2.4 时程分析结果

时程分析是一种相对精细的方法,不但可以考虑结构在罕遇地震下进入塑性后的内力重分布,而且可以记录结构响应的整个过程。采用 3 组时程波(见图 4)计算,时程分析结果取 3 组计算结果的最大值。组合III、IV下,排架立柱最大水平位移见表 4,最大内力见表 5。

由表 4 可知:1) 3 组时程波(8-1 波、8-2 波、8-3 波)中,引起排架立柱水平位移效应最大的为 8-1 波。2) 加固前,最不利工况下,各排架立柱的纵

表 4 排架立柱最大水平位移(时程分析)

桥梁 状态	位置	效应组合	项目	各排架的位移/mm					
				I	II	III	III'	II'	I'
加固前	柱顶	组合III	D_x	12.7	12.1	11.2	10.8	9.8	8.5
		组合IV	D_y	85.2	132.2	164.0	154.0	116.6	72.7
	柱底	组合III	D_x	7.2	21.2	22.3	20.1	18.7	6.3
		组合IV	D_y	16.3	83.9	149.3	145.3	83.0	16.5
加固后	柱顶	组合III	D_x	13.7	14.4	14.1	13.6	10.0	7.0
		组合IV	D_y	81.3	123.1	155.6	139.8	109.7	65.4
	柱底	组合III	D_x	4.8	15.2	18.3	13.9	11.6	4.2
		组合IV	D_y	14.0	72.9	135.0	131.0	72.2	14.0

表 5 排架立柱上、下缘截面最大内力(时程分析)

截面位置	效应组合	排架编号	加固前内力			加固后内力		
			N/kN	V/kN	M/(kN·m)	N/kN	V/kN	M/(kN·m)
柱顶	组合III	I	-724.1	73.5	46.7	-650.7	59.2	38.8
		II	-778.1	80.7	58.3	-670.1	73.3	47.1
		III	-659.1	253.6	154.6	-672.9	216.7	194.0
		III'	-745.6	636.2	381.8	-633.8	347.7	292.5
		II'	-637.8	119.7	76.8	-642.9	105.2	64.5
	I'	-647.2	38.4	27.0	-609.8	48.7	29.8	
	组合IV	I	-670.3	43.7	82.5	-630.7	37.0	79.0
		II	-661.7	58.2	116.3	-673.3	55.4	97.2
		III	-705.6	69.1	119.2	-649.8	255.3	291.1
		III'	-676.2	129.1	108.6	-670.5	291.5	87.2
II'		-695.6	48.2	126.9	-694.7	43.6	113.3	
I'	-674.3	49.4	93.5	-647.1	47.0	92.0		

续表 5

截面位置	效应组合	排架编号	加固前内力			加固后内力		
			N/kN	V/kN	M/(kN·m)	N/kN	V/kN	M/(kN·m)
柱底	组合Ⅲ	I	-985.6	70.2	294.0	-998.9	76.3	267.2
		II	-1 019.0	105.6	584.0	-867.6	101.8	560.9
		III	-817.2	282.2	1 127.8	-760.6	371.4	907.7
		III'	-958.8	616.4	1 517.9	-684.6	598.6	916.9
		II'	-788.5	125.0	643.6	-728.1	122.6	581.7
		I'	-779.4	36.5	191.3	-748.6	51.4	220.8
	组合Ⅳ	I	-855.6	51.7	139.3	-833.7	52.4	137.6
		II	-841.3	74.9	176.4	-840.7	71.0	162.1
		III	-718.8	74.8	163.8	-733.5	245.8	371.0
		III'	-729.4	134.5	180.0	-723.4	289.6	269.3
		II'	-795.6	60.9	162.1	-786.8	54.9	154.9
		I'	-826.5	61.7	144.1	-794.9	56.0	133.7

桥向位移,柱顶为 8.5~12.7 mm,柱底为 6.3~22.3 mm;横桥向位移,柱顶为 72.7~164.0 mm,柱底为 16.3~149.3 mm。总体上,横桥向位移为纵向位移的 7.6 倍。加固后,最不利工况下,各排架立柱的纵桥向位移,柱顶为 7.0~14.4 mm,柱底为 4.2~18.3 mm;横桥向位移,柱顶为 65.4~155.6 mm,柱底为 14.0~135.0 mm。总体上,横桥向位移为纵向位移的 7.9 倍。3) 最不利工况下,排架立柱横桥向位移从大到小排序为Ⅲ、Ⅲ'、Ⅱ、Ⅱ'、Ⅰ、Ⅰ'号。4) 总体上,Ⅲ、Ⅲ'号排架立柱加固后,时程分析立柱的位移较加固前减小 9.1%。

由表 5 可知:1) 3 组时程波(8-1 波、8-2 波、8-3 波)所引起的排架立柱内力效应差异较小,其中引起轴力相对较大的为 8-3 波,剪力相对较大的为 8-1 波,弯矩相对较大的为 8-1 波。2) 组合Ⅲ。加固前,3 组时程波下,排架立柱的最大轴力,柱顶为 -637.8~-778.1 kN,柱底为 -779.4~-1 019.0 kN;最大剪力,柱顶为 38.4~636.2 kN,柱底为 36.5~616.4 kN;最大弯矩,柱顶为 27.0~381.8 kN·m,柱底为 191.3~1 517.9 kN·m。加固后,3 组时程波下,排架立柱的最大轴力,柱顶为 -609.8~-672.9 kN,柱底为 -684.6~-998.9 kN;最大剪力,柱顶为 48.7~347.7 kN,柱底为 51.4~598.6 kN;最大弯矩,柱顶为 29.8~292.5 kN·m,柱底为 220.8~916.9 kN·m。3) 组合Ⅳ。加固前,3 组时程波下,排架立柱的最大轴力,柱顶为 -661.7~-705.6 kN,柱底为 -718.8~-855.6 kN;最大剪力,柱顶为 43.7~129.1 kN,柱底为 51.7~134.5 kN;最大弯矩,柱顶为 82.5~126.9 kN·m,柱底为 139.3~180.0

kN·m。加固后,3 组时程波下,排架立柱的最大轴力,柱顶为 -630.7~-694.7 kN,柱底为 -723.4~-840.7 kN;最大剪力,柱顶为 37.0~291.5 kN,柱底为 52.4~289.6 kN;最大弯矩,柱顶为 79.0~291.1 kN·m,柱底为 133.7~371.0 kN·m。4) 总体上,各排架间轴力分布相对均匀,各排架立柱柱底轴力略大于柱顶。组合Ⅲ 下排架立柱最大剪力为组合Ⅳ 的 2.8 倍(加固前)、1.6 倍(加固后),表明纵波(较横波)会使排架立柱产生较大的剪力效应;组合Ⅲ 下,Ⅲ'、Ⅲ 号排架立柱最大剪力显著大于其他排架。组合Ⅲ 下排架立柱柱底最大弯矩为组合Ⅳ 的 4.5 倍(加固前)、1.7 倍(加固后),表明纵波(较横波)会使排架立柱产生较大的弯矩效应;组合Ⅳ 下,各排架立柱柱底最大弯矩略大于柱顶;组合Ⅲ 下,Ⅲ'、Ⅲ 号排架立柱柱底最大弯矩显著大于其他排架。5) 最不利工况下,排架立柱柱底最大剪力、弯矩从大到小排序为Ⅲ'、Ⅲ、Ⅱ'、Ⅱ、Ⅰ、Ⅰ'号。6) 总体上,Ⅲ、Ⅲ'号排架立柱加固后,时程分析立柱的内力较加固前有所减小,轴力减小 5.7%、剪力减小 11.5%、弯矩减小 9.0%;其中加固排架轴力减小 8.0%、剪力减小 19.2%、弯矩减小 11.3%。

2.5 分析结论

(1) 反应谱分析。1) 位移分析。排架立柱横桥向位移占主导,从大到小排序为Ⅲ、Ⅲ'、Ⅱ、Ⅱ'、Ⅰ、Ⅰ'号。2) 内力分析。总体上,各排架间轴力分布相对均匀;较横波而言,纵波下排架立柱剪力、弯矩效应明显增大,受力最不利的排架立柱为Ⅲ'、Ⅲ号。3) 最不利工况下,排架立柱柱底最大剪力、弯矩从大到小排序为Ⅲ'、Ⅲ、Ⅱ'、Ⅱ、Ⅰ、Ⅰ'号。4)

Ⅲ、Ⅲ'号排架立柱加固后,立柱内力较加固前明显减小,轴力减小 11.8%、剪力减小 24.8%、弯矩减小 20.3%,其中加固排架轴力减小 9.7%、剪力减小 31.0%、弯矩减小 28.9%。

(2) 时程分析。1) 位移分析。排架立柱横桥向位移占主导,从大到小排序为Ⅲ、Ⅲ'、Ⅱ、Ⅱ'、Ⅰ、Ⅰ'号。2) 内力分析。总体上,各排架间轴力分布相对均匀;较横波而言,纵波下排架立柱最大剪力、弯矩效应明显增大,受力最不利的排架立柱为Ⅲ'、Ⅲ号。3) 最不利工况下,排架立柱柱底最大剪力、弯矩从大到小排序为Ⅲ'、Ⅲ、Ⅱ'、Ⅱ、Ⅰ、Ⅰ'号。4) Ⅲ、Ⅲ'号排架立柱加固后,立柱位移较加固前减小 9.1%;内力较加固前有所减小,轴力减小 5.7%、剪力减小 11.5%、弯矩减小 9.0%,其中加固排架轴力减小 8.0%、剪力减小 19.2%、弯矩减小 11.3%。5) 时程波作用下,排架立柱下端较上端更易出现塑性铰;排架立柱屈服程度从重到轻排序为Ⅲ'、Ⅲ、Ⅱ'、Ⅱ、Ⅰ、Ⅰ'号。6) 根据桥梁时程分析结果,得到排

架立柱沿高度方向纤维截面的开裂范围,其中Ⅲ'号(拱跨 $3L/4$ 处)排架立柱整体开裂较多;Ⅲ号(拱跨 $L/4$ 处)排架立柱下部 1.3 m 高度范围开裂较多。

3 加固设计和施工技术

3.1 加固设计

对立柱节点采用“植筋增大截面、外包钢板、外包 CFRP”加固及“整体现浇、钢纤维砼、角钢、钢板对焊、加密钢筋”加强的共 10 组试件进行拟静力试验研究,各组试件抗震性能的对比分析结果表明,立柱节点采用外包钢板加固时,其抗震性能最佳。

对依托桥梁地震反应分析确定的抗震性能薄弱的排架立柱及部位——Ⅲ'号(拱跨 $3L/4$ 处)整个柱体、Ⅲ号(拱跨 $L/4$ 处)下部 1.3 m 高度范围,采用“外包 8 mm 厚 Q355D 钢板、截面内凹处浇筑 C40 自密实砼”的方案进行加固,实现桥梁抗震设防目标,提升桥梁整体抗震性能。依托桥梁Ⅲ'号排架立柱节点抗震加固设计见图 5、图 6,Ⅲ号排架立

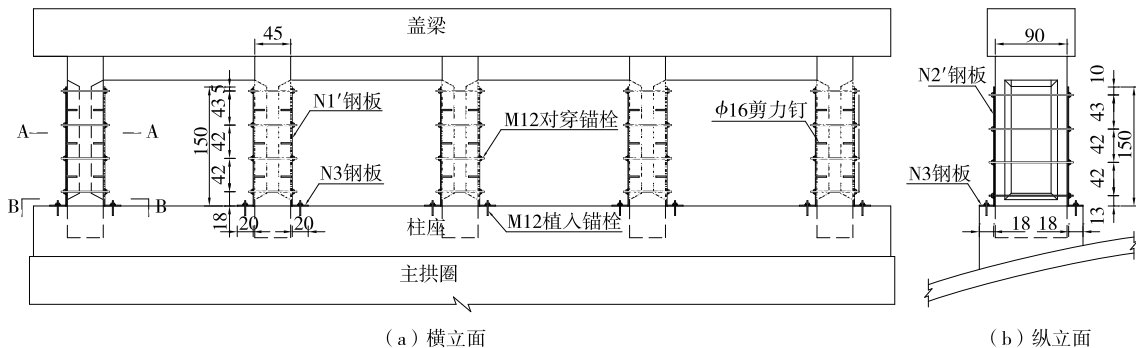


图 5 Ⅲ'号排架立柱节点抗震加固立面图(单位:cm)

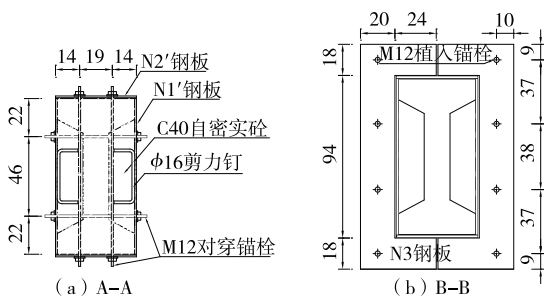


图 6 Ⅲ'号排架立柱节点抗震加固横断面图(单位:cm)

柱类似。

3.2 加固施工技术

(1) 立柱、柱座加固区域砼表面处理。立柱工形截面左、右侧内凹面凿毛至露出粗骨料(凹凸差不小于 6 mm),去除疏松物并清理干净;打磨立柱、柱座粘贴钢板区域砼粘贴面,去除疏松物及杂质并清

理干净;砼表面凹处用环氧树脂纯浆液涂抹,待纯浆液半干时,用环氧胶泥或环氧砂浆找平。

(2) 立柱、柱座上对应钢板锚栓位置钻孔。立柱采用 M12 对穿锚栓,柱座采用 M12 植入锚栓,钻孔直径为 16 mm。

(3) 钢板粘贴面打磨除锈,立柱外包钢板打孔,根据立柱实际孔位放样钢板孔位;左、右侧钢板下缘开孔(浇筑自密实砼的出气孔);柱座加固钢板打孔,根据柱座实际孔位放样钢板孔位。

(4) 立柱左、右侧面钢板剪力钉制作,并焊接(双面满焊)于钢板内侧面。

(5) 安装钢板并临时锚固;焊接(满焊)钢板(含立柱四角棱边、立柱钢板下缘与底座钢板交接处)。

(6) 钢板周边密封,制备胶黏剂,注胶。

(7) 胶液开始初凝时紧固螺栓。

- (8) C40 自密实砼制备、浇筑、养生。
 (9) 补注胶,封闭注浆孔、通气孔。
 (10) 钢板及螺栓防锈处理。
 依托桥梁立柱节点抗震加固效果见图 7。



(a) III号排架立柱



(b) III'号排架立柱

图7 依托桥梁立柱节点抗震加固效果

4 结语

针对装配式拱桥,提出经济适用、效果明显的抗震加固方案——外包 8 mm 厚 Q355D 钢板、截面内凹处浇筑 C40 自密实砼,为装配式拱桥的抗震加固提供参考。于装配式拱桥抗震薄弱部位——主拱圈与立柱连接节点进行局部加固,提高桥梁整体抗震性能,保障桥梁结构在地震作用下的安全,节省成本,具有良好的经济效益和社会效益。利用装配式箱形拱桥立柱节点抗震加固技术对依托桥梁实施节点抗震加固设计与施工,起到了示范应用及技术验证的作用。该抗震加固技术可为装配式拱桥抗震性能最薄弱部位的精准定位、桥梁抗震需求评价提供借鉴,为同类结构的抗震评估、加固积累技术经验。

参考文献:

[1] 交通部公路规划设计院.公路工程抗震设计规范:JTJ 004—89[S].北京:人民交通出版社,1989.
 [2] 蒲黔辉,高玉峰,施洲,等.某钢筋混凝土肋拱桥分阶段加固措施及受力性能对比分析[J].公路,2008(12):55

—60.
 [3] 梁毅,黄德耕,张黎明,等.钢筋混凝土肋拱桥病害分析及加固研究[J].公路交通科技(应用技术版),2008(7):18—21.
 [4] 李宸.成渝高速公路内江沱江大桥维修加固工程[J].西南公路,2012(4):26—31.
 [5] 诸葛绩.钢筋混凝土箱型拱桥加固方法研究:以扶绥长沙大桥为例[D].南宁:广西大学,2019.
 [6] 梁建成,王志钊.江南大桥(右幅桥)检测维修及加固实践[J].公路交通科技,2006,23(5):9—11+18.
 [7] 杨茂,周建庭,仲建华,等.逐级套箍加固大跨钢筋混凝土肋拱桥技术研究[J].中外公路,2015,35(4):122—127.
 [8] 任伟,李亚东,夏招广.宜宾金沙江马鸣溪大桥的加固监控和荷载试验[J].四川建筑,2006(2):107—108.
 [9] 孙昊.套箍技术加固既有钢筋混凝土拱桥的试验研究[D].成都:西南交通大学,2011.
 [10] 张杰.多跨钢筋混凝土双肋箱型拱桥加固技术研究[D].南宁:广西大学,2017.
 [11] 王宇,周建庭,辛景舟.钢筋混凝土拱桥有限元建模及动力特性分析[J].西部交通科技,2014(10):24—28+90.
 [12] 唐堂,钱永久.既有大跨度混凝土拱桥震害机理分析[J].地震工程学报,2016,38(5):701—706.
 [13] 蒋志强.大跨度上承式钢筋混凝土拱桥的地震易损性分析[D].北京:北京交通大学,2019.
 [14] 唐堂.套箍加固钢筋混凝土拱桥上立柱抗震性能试验研究[D].成都:西南交通大学,2019.
 [15] 宋泽冈,邓旭东,瞿发宪.装配式拱桥立柱节点抗震加固拟静力试验研究[J].公路工程,2020,45(6):27—32+51.
 [16] 宋泽冈,赵疆,刘艳莉.装配式拱桥立柱节点抗震性能拟静力试验[J].公路交通科技(应用技术版),2020(1):212—215.
 [17] 重庆交通科研设计院.公路桥梁抗震设计细则:JTG/T B02—01—2008[S].北京:人民交通出版社,2008.
 [18] 肖勇刚,马千川.大跨度上承式钢管砼变截面桁架拱桥抗震分析[J].公路与汽运,2021(1):109—113+117.
 [19] 张发飞,胡兆同,薛晓锋.限位螺栓连接的预制拼装桥墩的地震响应[J].交通科学与工程,2018,34(4):27—34.
 [20] 刘贝.土一桩一结构相互作用对砼自锚式悬索桥地震响应的研究[J].公路与汽运,2020(4):129—134.