

钢筋混凝土延性桥墩震后快速修复技术研究

司炳君^{*1}, 孙治国², 王清湘¹, 王东升²

(1. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;

2. 大连海事大学 道路与桥梁工程研究所, 辽宁 大连 116026)

摘要: 采用3种不同修复方案对3个发生严重破坏的钢筋混凝土延性桥墩进行震后快速修复技术研究. 试件首先在固定的轴力和侧向反复荷载下进行拟静力试验使之发生弯曲延性破坏, 然后分别利用植筋、浇筑套箍、缠绕CFRP等方法对其进行快速修复并重新进行加载试验. 试验结果表明, 采用不同方案修复的桥墩承载力和延性指标均能得到较好恢复甚至提高, 由于内部损伤的存在, 修复后桥墩的初始刚度较低; 缠绕CFRP修复的试件, 由于施工简单, 修复效果较好且造价较低, 可在工程实际中推广.

关键词: 钢筋混凝土延性桥墩; 修复; 植筋; 套箍; CFRP

中图分类号: U442.5 **文献标志码:** A

0 引言

由于桥墩破坏而导致桥梁结构毁损, 在近几次破坏性地震中较为常见^[1,2]. 进行钢筋混凝土桥墩震后修复技术的研究, 不仅能够节约重建资金, 更重要的意义在于迅速恢复交通网络, 保证抗震救灾工作及时开展. Lehman等^[3]采用植筋、浇筑混凝土、灌注环氧胶等方法对3个发生严重破坏和1个中度破坏的桥墩进行了震后修复; Youm等^[4]采用钢套管和CFRP套箍对6个发生中度弯曲破坏的桥墩进行了修复; Fukuyama等^[5]利用高流动混凝土, 并配合植筋、外包钢板等方法, 对4个发生严重剪切破坏的桥墩进行了修复研究; Aboutaha等^[6]采用钢套管并结合粘结锚杆对发生严重纵筋搭接破坏的大比例尺矩形截面柱进行了修复研究; Cheng等^[7]利用狗骨式杆、FRP材料和钢套管对震后毁坏的空心桥墩进行了成功的修复.

以上工作多针对按旧的抗震规范设计的桥墩, 配箍量较少、纵筋搭接长度不足是这些桥墩的典型特点. 而集集地震的震害及近期的研究均表

明, 在近断层地震作用下, 由于巨大的速度脉冲, 即使满足延性抗震设计的桥墩仍有可能发生较为严重的破坏^[8,9]. 这部分桥墩构成了现代交通系统的根基, 对其震后修复技术研究显得尤为重要.

本文对3个发生严重破坏的大比例尺延性桥墩进行快速修复技术研究, 对修复后的桥墩重新进行试验, 并将修复后桥墩试件的承载力、延性特征、刚度退化等参数与原桥墩进行对比.

1 原桥墩试验情况

1.1 原桥墩设计

设计了3个1:2.5比例模型的圆形截面钢筋混凝土桥墩, 分别为A10、A12和A14试件, 桥墩设计及相关材料参数见图1及文献[10,11].

1.2 原桥墩试验情况

首先根据轴压比(0.19)施加竖向荷载, 并保持恒定, 然后施加往复水平荷载. 侧向加载历程详见文献[1].

所有桥墩均严重破坏并表现出明显的弯曲破坏特征: 塑性铰区混凝土压碎脱落, 塑性铰外混凝

收稿日期: 2007-09-17; 修回日期: 2009-10-12.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50978042); 国家自然科学基金青年基金资助项目(50308027); 大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室主任基金资助项目(LP0504).

作者简介: 司炳君^{*}(1971-), 男, 博士, 副教授, E-mail: sibingjun@yahoo.com.cn; 王清湘(1945-), 男, 教授, 博士生导师.

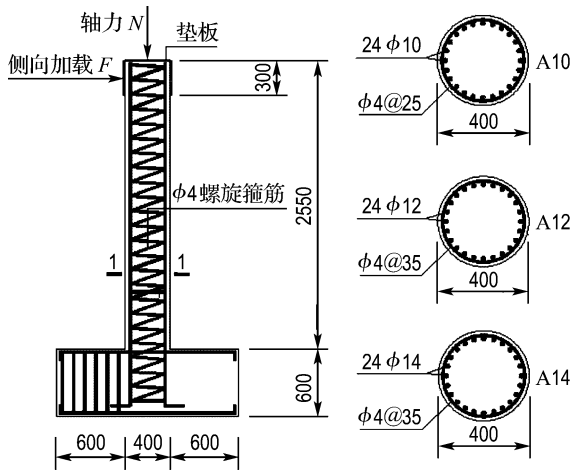


图 1 桥墩设计详图

Fig. 1 Design details of the bridge piers

土出现大量水平弯曲裂缝, 开裂高度可达 1 m 以上, 纵筋屈曲, A10 和 A12 试件箍筋拉断. 桥墩塑性铰区混凝土压碎脱落高度和深度及钢筋屈曲、拉断的根数情况见表 1 和图 2.

表 1 桥墩破坏情况

Tab. 1 Piers damage

试件	混凝土破坏		钢筋破坏	
	h /mm	d /mm	纵筋屈曲/根	箍筋拉断/根
A10	270	45	10	2
A12	250	50	10	2
A14	315	52	14	0



(a) A10



(b) A12



(c) A14

图 2 桥墩最终破坏形态

Fig. 2 Final damage states of the bridge piers

2 桥墩修复方案

为研究不同修复技术、不同材料对修复后试件延性、承载力等抗震指标的影响, 采用 3 种不同的方案分别对破坏后的桥墩试件进行修复.

首先将破坏后的桥墩扶正(即墩顶位移为 0), 塑性铰区疏松的混凝土清除干净, 由于卸载后桥墩塑性铰外的混凝土裂缝已基本闭合, 未对其进行处理, 对于发生严重鼓曲的纵筋, 可尽量将其校直.

对 A10 试件, 因发生严重屈曲的纵筋为 10 根, 为保证修复后桥墩的强度, 首先在屈曲的纵筋外面各植入 4 根 $\phi 12$ mm 的纵筋, 植筋深度为 15 倍纵筋直径(180 mm), 然后采用环氧树脂胶并掺入砂、石子等在塑性铰区浇筑一个直径 500 mm 的扩大套筒. 本文主要针对桥墩试件进行修复, 受下部空间、外观等因素影响较小, 所以增大桥墩截面的修复方法是可行的. 环氧树脂胶具有很好的

流动性, 可充分保证胶液渗入混凝土缝隙并与原破坏面有很好的粘结. 环氧树脂胶凝固后的抗压强度和抗拉强度分别为 96 MPa 和 58 MPa(不是与砂、石等的混合物, 仅是环氧树脂胶的材料性能), 而其弹性模量仅为 3 088 MPa, 远小于混凝土的弹性模量, 表明凝固后的环氧树脂材料具有较高的强度和较好的韧性.

对于 A12 试件的修复, 根据纵筋屈曲的根数, 植入 10 根 $\phi 12$ mm 的纵筋并缠绕 $\phi 4$ mm、间距 25 mm 的螺旋箍筋, 然后在塑性铰区域采用高流动性的早强混凝土浇筑一个直径 500 mm 的扩大套筒, 早强混凝土的强度与原桥墩相似, 为 30 MPa.

对于 A14 试件, 首先采用早强混凝土浇筑扩大截面, 混凝土凝固后, 用砂纸将浇筑面打磨平滑并外缠碳纤维布(CFRP), 碳纤维布的厚度为 0.111 mm, 抗拉强度为 3 792 MPa, 弹性模量为 245 GPa, 为保证对桥墩提供有效约束, CFRP 厚度按下式计算^[12]:

$$t_j = 0.09 \frac{D'(\epsilon_{cu} - 0.004)f'_{cc}}{\varphi_f \cdot f_{ju} \cdot \epsilon_{ju}} \quad (1)$$

式中： D' 为 CFRP 约束桥墩截面直径； φ_f 为抗弯折减系数，取为 0.9； f_{ju} 和 ϵ_{ju} 分别为 CFRP 的极限抗拉强度和应变； ϵ_{cu} 为约束混凝土的极限应变； f'_{cc} 为约束混凝土的抗压强度，分别按 Mander 等^[13] 建议的约束混凝土的本构关系计算，因修复目的在于恢复原桥墩的强度和延性，可参照原桥墩中受箍筋约束混凝土的极限应变值， ϵ_{cu} 暂取为峰值应变的 4 倍。按上式计算得到的 CFRP 厚度为 0.25 mm，最终决定采用 2 层 CFRP 材料缠绕。

对于修复高度 L_{cl} 的选择，文献[3]中建议对

CFRP 套箍修复的桥墩，按下式计算：

$$L_{cl} \geq L_p \text{ 或 } L_{cl} \geq L/8 \text{ 或 } L_{cl} \geq 0.5D \quad (2)$$

式中： L 为桥墩侧向加载点至墩底距离； D 为桥墩直径； L_p 为塑性铰区高度，可按式计算：

$$L_p = 0.08L + 6d_b \quad (3)$$

其中 d_b 为纵筋直径。

按上式得到的桥墩塑性铰长度均小于 300 mm，同时，试验结果显示塑性铰区混凝土压碎脱落的高度在 250~315 mm，包括严重开裂区域在内，其高度均小于 500 mm，所以桥墩的修复高度最终定为 450 mm，桥墩修复方案见图 3。

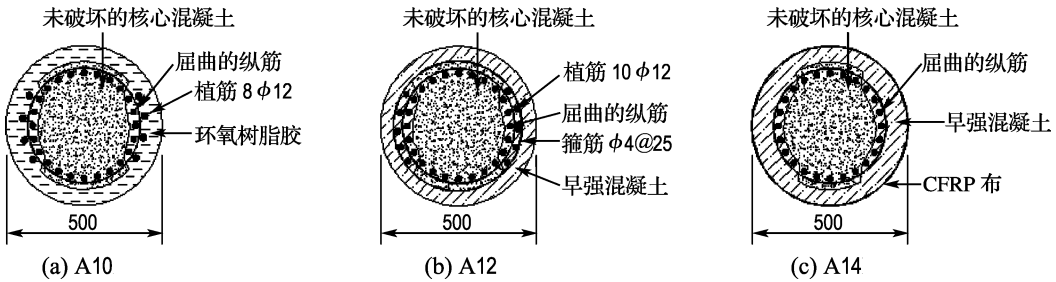


图 3 桥墩修复方案

Fig. 3 Repair techniques for the damaged bridge piers

3 修复效果分析

桥墩修复在 4 d 内完成，修复后的试件分别命名为 A10R、A12R 和 A14R，按照与原桥墩完全相同的荷载重新进行试验。

3.1 破坏形态

修复后桥墩的最终破坏形态见图 4，对于 A10R 试件(图 4(a))，由于环氧树脂胶和砂、石子等浇筑的套箍具有高强、高韧性的特点，试验结束时几乎没有任何损坏，加固后桥墩塑性铰发生转移，在加固区域上部形成，这里混凝土保护层脱落，核心混凝土出现大量裂缝，同时 5 根纵筋屈曲，A10R 试件最终仍呈明显的弯曲破坏形态。

对于 A12R 试件(图 4(b))，由于早强混凝土脆性较大且缺乏有效约束，浇筑的混凝土套箍呈脆性破坏形态，在荷载控制阶段，混凝土即出现垂直裂缝，随着荷载的增大，垂直裂缝转化为剪切斜裂缝，宽度可达 1~2 mm；在墩顶位移为 80 mm 时，套箍顶部混凝土大片脱落，新缠绕的箍筋外露，桥墩承载力迅速下降；试验过程中，植入的纵筋最大应变均未超过 0.001 5，远小于屈服应变，表明由于混凝土套箍的过早破坏，植筋并未充分发挥作用。

对于 A14R 试件(图 4(c))，由于纤维布对混凝土的有效约束，桥墩表现出良好的延性，新的塑性铰在加固区域内形成，墩顶位移为 80 mm 时，CFRP 材料在环向出现弯曲型撕裂，但直至试验结束，CFRP 未被拉断。

3.2 延性指标及承载力

原桥墩及修复后桥墩滞回曲线和骨架曲线的对比见图 5、6；修复后桥墩的极限荷载与原桥墩的比较见表 2。可见，采用不同方案修复的桥墩基本能得到与原试件相似的滞回曲线；且桥墩承载能力得到不同程度的增强，对于 A10R 试件，由于塑性铰上移，剪跨比减小，其承载力增幅最大；由于修复试件中存在缺陷，如塑性铰以外的混凝土裂缝、钢筋已屈服等，A10R、A12R 和 A14R 试件的初始刚度均小于原桥墩。

采用国外应用较为广泛的延性和耗能指标^[14]对桥墩的修复效果进行对比分析，各延性指标的定义详见图 7，计算得到的桥墩屈服位移 Δ_y 、极限位移 Δ_u 、位移延性系数 μ_{Δ} 、累计位移延性系数 N_{Δ} 、性能指标 I_w 和性能损伤指标 W 分别列于表 3 中。

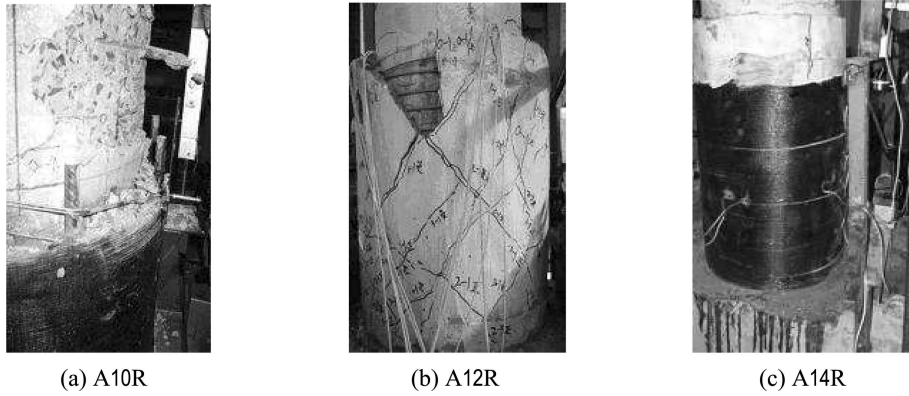


图 4 修复后桥墩的最终破坏形态

Fig. 4 Final damage states of the repaired bridge piers

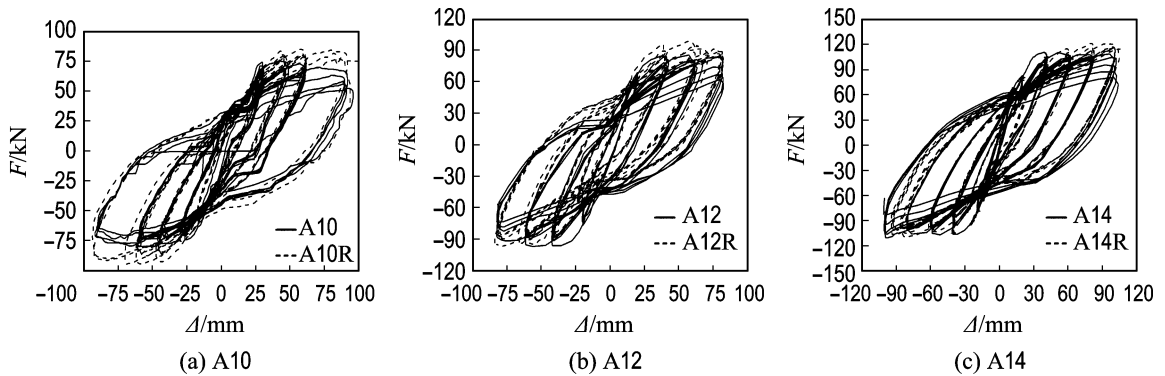


图 5 桥墩滞回曲线的对比

Fig. 5 Comparison of the hysteretic curves of the bridge piers

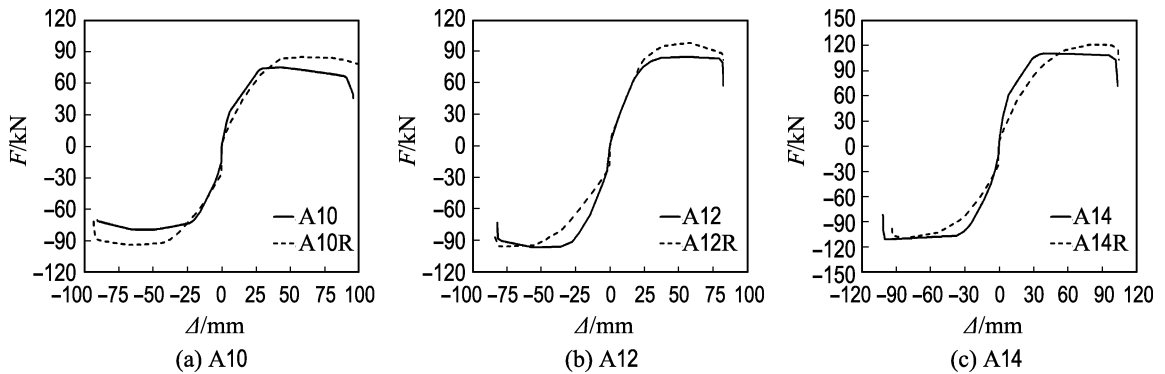


图 6 桥墩骨架曲线的对比

Fig. 6 Comparison of the skeleton curves of the bridge piers

表 2 桥墩承载力的比较

Tab. 2 Comparison of the load-bearing capacity of the bridge piers

试件	F_p /kN	F_s /kN	F_s/F_p
A10	77.6	89.8	1.16
A12	91.2	97.6	1.07
A14	110.9	115.4	1.04

注: F_p 为原构件承载力; F_s 为修复后承载力

可以发现, A10R、A12R 和 A14R 试件的初始刚度明显小于原桥墩试件, 屈服位移较原试件偏大, μ_Δ 、 N_Δ 、 I_w 和 W 等反映试件延性和耗能特性的指标均小于原桥墩。造成这些指标偏小的主要原因在于修复后试件的屈服位移偏大, 若采用同原桥墩相同的屈服位移(表中括号内的数值)计算, 可发现修复后试件具有同原桥墩相近的耗能

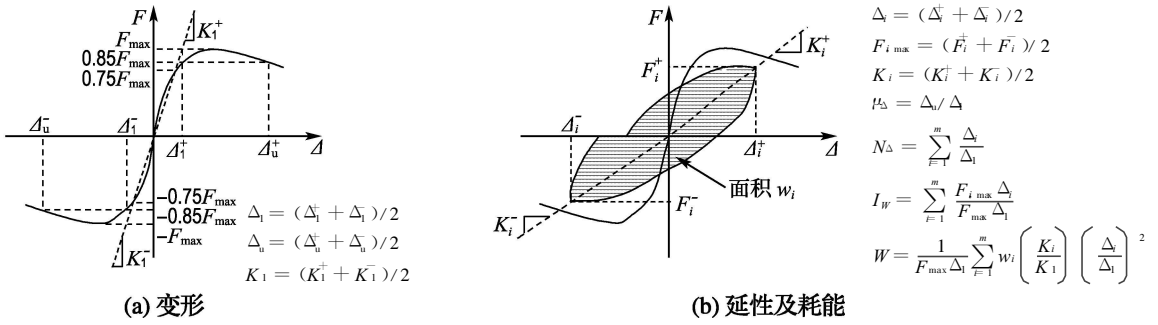


图 7 桥墩延性指标的定义

Fig. 7 Definition of the ductility parameters of the bridge piers

表 3 构件延性指标的对比

Tab. 3 Comparison of the member ductility parameters

试件编号	Δ_i / mm	Δ_u / mm	μ_{Δ}	N_{Δ}	I_w	W
A10	25.2	91.3	3.6	41.3	35.0	115.1
A10R	33.3	100.4	3.0(4.0)	21.9(28.9)	23.8(31.4)	53.5(123)
A12	23.6	82.0	3.5	35.8	30.2	101.5
A12R	34.7	83.1	2.4(3.5)	26.8(39.4)	24.3(35.7)	61.2(194.4)
A14	27.7	101.8	3.7	51.2	45.3	173.0
A14R	42.5	99.1	2.3(3.6)	28.5(43.7)	29.3(44.9)	75.0(270.7)

和延性特征,同时,修复后试件的极限位移可以达到与原桥墩相同的水平。

3.3 刚度退化能力的对比

引入标准刚度指标 λ_{Δ} 将修复后桥墩的刚度退化规律与原桥墩进行对比, λ_{Δ} 定义为每一位移下桥墩刚度与初始加载的刚度之比,反映的是桥墩刚度的退化速度,详见式(4)~(6)。

$$\lambda_{\Delta} = K_{\Delta} / K_i \tag{4}$$

$$K_{\Delta} = (K_{\Delta}^+ + K_{\Delta}^-) / 2 \tag{5}$$

$$K_{\Delta}^+ = \sum_{j=1}^5 F_{j, \max}^+ / \sum_{j=1}^5 \Delta_j^+ \tag{6}$$

$$K_{\Delta}^- = \sum_{j=1}^5 F_{j, \max}^- / \sum_{j=1}^5 \Delta_j^-$$

原桥墩及修复后桥墩的标准刚度指标随位移的变化趋势如图 8 所示,可见,不同修复方案对桥墩的刚度退化有较大的影响, A10R 和 A14R 试件刚度退化速度较原试件明显变慢,原桥墩试验结束时 λ_{Δ} 在 0.2 左右,而修复后桥墩 λ_{Δ} 可达 0.4,但 A12R 桥墩的刚度退化速度较原试件没有明显变化。

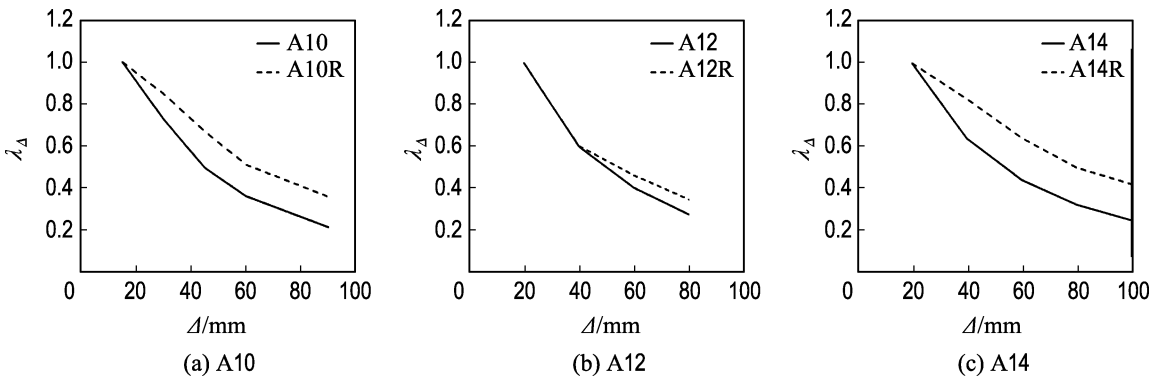


图 8 标准刚度指标的对比

Fig. 8 Comparison of the normalized stiffness

4 结论

(1)采用不同方案修复的试件均能得到与原桥墩相似的滞回曲线,桥墩的承载能力得到不同

程度的提高,极限位移也可以达到与原试件相同的水平。

(2)由于内部缺陷的存在,修复后的试件初始

刚度偏小, 屈服位移偏大, 但试件最终的延性指标可恢复到原桥墩的水平。

(3)不同修复方案对试件刚度退化有明显影响, A10和A14试件修复后的刚度退化速度远小于原桥墩; A12桥墩修复前后刚度退化速度没有明显变化。

(4)对3种桥墩修复方案进行对比, 由于环氧树脂胶价格较高, A10试件的修复方案仅适用于修复严重破坏的重要墩柱构件; A12试件由于混凝土套箍出现脆性破坏形态, 不建议在工程实际中采用。

参考文献:

- [1] 王东升, 郭迅, 孙治国, 等. 汶川大地震公路桥梁震害初步调查[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(3): 84-94
- [2] YAO T H, CHUNG C F. Seismic effect on highway bridges in Chi Chi earthquake [J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 2004, 18(1): 47-53
- [3] LEHMAN D E, GOOKIN S E, NACAMULIA M, *et al.* Repair of earthquake-damaged bridge columns [J]. *ACI Structural Journal*, 2001, 98(2): 233-242
- [4] YOUM K S, LEE H E, CHOI S. Seismic performance of repaired RC columns [J]. *Magazine of Concrete Research* 2006, 58(5): 267-276
- [5] FUKUYAMA K, HIGASHIBATA Y, MIYAUCHI Y. Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns [J]. *Cement and Concrete Composites* 2000, 22(1): 81-88
- [6] ABOUTAHA R S, ENGELHARDT M D, JIRSA J

- O, *et al.* Experimental investigation of seismic repair of lap splice failures in damaged concrete columns [J]. *ACI Structural Journal*, 1999, 96(2): 297-306
- [7] CHENG C T, MO Y L, YEH Y K. Evaluation of as-built, retrofitted, and repaired shear-critical hollow bridge columns under earthquake-type loading [J]. *Journal of Bridge Engineering* 2005, 10(5): 520-529
- [8] PHAN V, SAHIDI M S, ANDERSON J, *et al.* Near-fault ground motion effects on reinforced concrete bridge piers [J]. *Journal of Structural Engineering* 2007, 133(7): 982-989
- [9] 王东升, 冯启民, 翟桐. 近断层地震动作用下钢筋混凝土桥墩的抗震性能 [J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(1): 95-102
- [10] 王东升, 李宏男, 赵颖华, 等. 钢筋混凝土桥墩基于位移的抗震设计方法 [J]. 土木工程学报, 2006, 39(10): 80-86
- [11] 司炳君, 李宏男, 王东升, 等. 基于位移设计的钢筋混凝土桥墩抗震性能试验研究(I): 拟静力试验 [J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(1): 123-129
- [12] SEIBLE F, PRIESTLEY M J N, HEGEMIER G A, *et al.* Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets [J]. *Journal of Composites for Construction* 1997, 1(2): 52-62
- [13] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. *Journal of Structural Engineering* 1988, 114(8): 1804-1826
- [14] LÉGERON F, PAULTRE P. Behavior of high-strength concrete columns under cyclic flexure and constant axial load [J]. *ACI Structural Journal* 2000, 97(4): 591-601

Research on rapid repair techniques for earthquake damaged ductile RC bridge piers

SI Bing-jun^{*1}, SUN Zhi-guo², WANG Qing-xiang¹, WANG Dong-sheng²

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;
2. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian 116026, China)

Abstract: An experimental study on three severely earthquake damaged ductile RC bridge piers was carried out to evaluate the feasibility of three available rapid repair techniques for bridge piers. The piers were initially severely damaged subjected to pseudo-static cyclic lateral loading while the axial load holded constant. Then the damaged piers were repaired with three different techniques by using additional bars, jacketing and CFRP sheets. The repaired specimens were tested again under the same loads. The results indicate that all the repaired specimens have similar or even more load-carrying capacity and ductile behavior compared with the original ones, and the initial stiffness of all the repaired piers is lower than that of the original ones as a result of the pre-existing damage in the tested piers; the specimen repaired by using CFRP sheets should be used in engineering practice for its simple operation technology, good repair effect and low cost.

Key words: ductile RC bridge piers; repair; additional bars; jacketing; CFRP